



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

Influencia de la interacción suelo estructura en edificios con planta baja flexible ubicados en la Ciudad de México

TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

PRESENTA

Ing. Eduardo Florio Covarrubias

ASESOR

Dr. José Manuel Jara Guerrero

Morelia, Michoacán, mayo de 2022

Agradecimientos

A mi mamá, por la gran educación, el tiempo, amor y cariño que me diste, por los sacrificios que hiciste para darme lo mejor

A mi papá, por los valores, la responsabilidad, la firmeza y el gran sentido de dedicación que me transmitiste para llevar en mi vida.

A mi novia, por tu amor, el apoyo, el carisma, la comprensión y todas las enseñanzas que me transmites, así como como disfrutar las pequeñas cosas de la vida.

Al Doctor José Manuel, por tomarse el tiempo, así como transmitirme su conocimiento en los cursos y en este trabajo.

A todos los doctores que formaron parte de mi formación en el posgrado, pues cada una de sus materias aportó nuevos conocimientos a mi persona.

A la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, por abrirme las puertas y darme la oportunidad de ser parte de su gran comunidad nicolaíta.

Al CONACyT por brindarme el apoyo económico y la confianza de cursar un programa perteneciente al padrón de posgrados de calidad.

Lista de figuras

Figura 1-1: Villa Savoye, ícono principal en el tratado "Los cinco puntos de una nueva arquitectura" diseñado por Le Corbusier 5

Figura 1-2: Ejemplos de entrepiso débil y/o flexible. a) Inclusión de muros estructurales entre los marcos, b) Discontinuidad de columnas en planta baja, c) Estructuración a base de muros en pisos superiores y marcos en planta baja. (Guevara Pérez, 2012) 6

Figura 1-3: Mecanismo de planta baja flexible y débil por inclusión de muros estructurales en todos los entrepisos excepto planta baja. (Guevara Pérez, 2012) 7

Figura 1-4: Mecanismo de planta baja flexible y/o débil por discontinuidades geométricas. a) Flexibilidad de planta baja por aumento en altura (NTC CDMX-Sismo, 2020). b) Planta baja flexible y débil por cambios de estructuración (Guevara Pérez, 2012). 7

Figura 1-5: Mecanismo de planta baja flexible y débil por interacción de muros de relleno con los marcos circundantes (NTC CDMX-Sismo, 2020). 8

Figura 1-6: Desplazamientos laterales en dos tipos de estructuras. a) Estructura regular b) Estructura con planta baja flexible (Guevara Pérez, 2012) 9

Figura 1-7: Distribución de fuerzas inerciales elásticas. a) Estructura de planta baja flexible, b) distribución de una estructura regular (semejante al método estático), c) distribución de una estructura con planta baja flexible . 10

Figura 1-8: Distribución característica de distorsiones relativas de entrepiso en dos tipos de estructuras; a) Estructura de planta baja flexible, b) Estructura regular 11

Figura 1-9: Propiedades dinámicas modales características en estructuras de planta baja flexible; a) Deformación lateral típica, b) Vector de desplazamientos modales asociados al primer modo para cada grado de libertad, c) Vector de factores de participación de masa asociados a cada modo 11

Figura 1-10: Filosofía basada en fuerzas para estimar los desplazamientos inelásticos 12

Figura 1-11: Concentración de daños en estructuras de planta baja flexible, a) Mecanismo de colapso de un edificio con planta baja flexible y/o débil (Miranda, 2018), b)Ilustración típica de los efectos P-Δ (Deierlein, et al., 2010), c) Fallas en columnas en un edificio de planta baja flexible (Galvis, et al., 2017) 13

Figura 1-12: Algunos tipos de modelos para el comportamiento histerético (Deierlein, et al., 2010) 14

Figura 1-13: Columnas dañadas en edificios de planta baja flexible; a) Pérdida de recubrimiento y pandeo de armado longitudinal (Jara, et al., 2020), b) Falla por cortante (Miranda, 2018). 15

Figura 1-14: Balance energético en estructuras sometidas a temblores (Chopra, 2012). 16

Figura 1-15: Entrepiso flexible y/o débil de acuerdo con la guía de referencia de irregularidades verticales (FEMA P-154, 2015) 18

Figura 1-16: Curva de análisis dinámico incremental y de fragilidad en estructuras de planta baja débil, a) Curva ADI, b) Curva de fragilidad (Ruíz Gómez, et al., 2020) 20

Figura 1-17: Falla en planta baja y desplome en el hospital Olive View en el sismo de San Fernando, Estados Unidos de 1971 (Makris & Moghimi, 2019). 21

Figura 1-18: Colapso parcial de una estructura de planta baja flexible en columna de borde en el sismo de Valparaíso, Chile de 1985 (Páez, et al., 2017). 22
Figura 1-19: Colapso de edificios de esquina combinados con planta baja flexible y/o débil en el sismo de Michoacán, México de 1985 (Tena Colunga, 2004) 24
Figura 1-20: Colapso de edificio de planta baja flexible y/o débil en el sismo de El Salvador, El Salvador de 1986 (Páez, et al., 2017). 25
Figura 1-21: Edificios colapsados y dañados por planta baja flexible y/o débil en el sismo de Northridge, Estados Unidos de 1994 (Páez, et al., 2017) 26
Figura 1-22: Colapso en edificio residencial por mecanismo de planta baja flexible en el sismo de Puebla-Morelos 2017 (Galvis, et al., 2017). 27
Figura 1-23: Comparación de rigideces por entrepiso (NTC CDMX-Sismo, 2020) 29
Figura 1-24: Planta baja débil (NTC CDMX-Sismo, 2020) 31
Figura 2-1: Consideración para apoyos deformables e indeformables. a) Apoyos indeformables en suelos rocos o firmes, b) Apoyos deformables en suelos flexibles o blandos 41
Figura 2-2: Esquema de desplazamientos en el suelo. a) Modelo o hipótesis de Winkler, b) Solución basada en la teoría de la elasticidad 42
Figura 2-3: Modelo simplificado de interacción suelo estructura (Muríá-Villa, et al., 2004) 43
Figura 2-4: Reducción y aumento de la demanda de pseudo-aceleración por interacción suelo estructura. a) Terreno firme, b) Terreno flexible 44
Figura 2-5: Superposición de los efectos de la interacción cinemática e inercial como solución al problema de interacción dinámica suelo estructura. a) Interacción total, b) Interacción cinemática, c) Interacción inercial, d) Sistema completo (Avilés, 2009) 45
Figura 2-6: Estructura desplantada en un semi espacio finito o infinito con propiedades elásticas 46
Figura 2-7: Enfoques generales para abordar la interacción suelo estructura. a) Método directo, b) Método indirecto (Deierlein, et al., 2010) 48
Figura 2-8: Sistema suelo estructura completo. a) Discretización completa (método directo), b) Discretización simplificada (método indirecto) (MOC-DS, 2015) 49
Figura 2-9: Sistema suelo estructura unimodal equivalente. a) Discretización completa (método directo), b) Discretización simplificada (método indirecto) (MOC-DS, 2015) 51
Figura 2-10: Sistema suelo estructura unimodal equivalente con cimentación circular 52
Figura 2-11: Representación de una estructura con base flexible mediante un oscilador de remplazo (Avilés, 2009) 52
Figura 2-12: Sistema suelo cimentación, a) Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo, b) Sistema suelo-cimentación (MOC-DS, 2015). 56
Figura 2-13: Funciones de transferencia para el sistema acoplado y el oscilador de remplazo (MOC-DS, 2015) 61
Figura 2-14: Transformación del movimiento de campo libre a movimiento de sótano (Avilés, 2009) 62
Figura 2-15: Funciones de transferencia cinemáticas para traslación y rotación de la cimentación (Avilés, 2009) 64

Figura 2-16: Comparativo de los registros y espectros de respuesta de campo libre y de sótano, a) Modificación de los registros, b) Espectros de respuesta (Avilés, 2009) 65
Figura 2-17: Relaciones fuerza-deformación para estructura en base rígida y estructura en base flexible (MOC-DS, 2015) 67
Figura 2-18: Efectos de la interacción suelo estructura en el factor de comportamiento sísmico (Avilés, 2009) 69
Figura 3-1: Acelerograma de la estación de Long Beach en el terremoto de 1933 de Long Beach, California (Trifunac, 2009) 93
Figura 3-2: Acelerógrafo análogo SMA-1 con frecuencia natural no amortiguada de 25 Hz y 60% de amortiguamiento crítico (Chopra, 2012). 94
Figura 3-3: Acelerógrafo digital Obsidian con frecuencia natural no amortiguada de hasta 80 Hz y 70% de amortiguamiento crítico (Kinemetrics, 2021). 95
Figura 3-4: Primeras 9 estaciones sismológicas en México. a) Ubicación geográfica de las estaciones, b) Sismógrafo Wiechert de fabricación alemana (Servicio Sismológico Nacional, 2021). 96
Figura 3-5: Ubicación de las estaciones acelerográficas correspondientes a la Red de Guerrero (Alcántara Nolasco, et al., 2015) 97
Figura 3-6: Registros de aceleración del sismo del 19 se septiembre de 1985 en la Red de Guerrero (Alcántara Nolasco, et al., 2015) 98
Figura 3-7: Registros de aceleración del sismo del 19 de septiembre de 1985 en la red del valle de México (Alcántara Nolasco, et al., 2015) 98
Figura 3-8: Mapa interactivo de las estaciones acelerográficas del sismo del 19 de septiembre de 2017 (Centro de Instrumentación y Registro Sísmico, A.C., 2005-2021). 99
Figura 3-9: Mapa de estaciones con acelerogramas de la RAII-UNAM hasta la fecha (Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2018). 100
Figura 3-10: Registro de aceleración E-O de la estación TH35, resultados de velocidad y desplazamiento del suelo en la historia del tiempo (método de aceleración media de Newmark) del temblor del 19 de septiembre de 2017 sin corrección del registro. 101
Figura 3-11: Aceleración, velocidad y desplazamiento del suelo para un registro análogo (izquierda) y uno digital (derecha) en la historia del tiempo y sus desviaciones típicas (Boore & Bommer, 2005). 102
Figura 3-12: Estimación de la desviación de la línea base en un registro de aceleración mediante regresión polinomial 106
Figura 3-13: Registro de aceleración E-O de la estación TH35 corregido por línea base mediante regresión polinomial, a) Polinomio de tercer grado, b) Polinomio de segundo grado, c) Polinomio de primer grado 107
Figura 3-14: Registro de aceleración E-O de la estación TH35 corregido por filtrado de frecuencias (Butterworth, bandpass) de 0.1Hz – 50Hz, a) Polinomio de segundo grado, b) polinomio de cuarto grado, c) Polinomio de sexto grado 111
Figura 3-15: Representación de un sistema de un grado de libertad dinámico, a) Estructura empotrada en su base, b) Representación del sistema masa-amortiguador-resorte (Chopra, 2012). 113

Figura 3-16: Relación fuerza-desplazamiento del sistema de un grado de libertad. La región achurada corresponda a la región elástica lineal de la respuesta de la estructura. 114
Figura 3-17: Espectros de respuesta para la estación TH35 en dirección E-O corregido por regresión polinomial de tercer grado, a) Espectro de pseudo-aceleración, b) Espectro de pseudo-velocidad, c) Espectro de desplazamiento 115
Figura 3-18: Espectro de peligro uniforme, espectro elástico y espectro de diseño para la estación TH35 de acuerdo con las NTC-Sismo 2020 (Q=1.50, k=1.00). 117
Figura 3-19: Comportamiento simplificado para la respuesta inelástica. a) Relación fuerza desplazamiento real e idealizada, b) Comportamiento histerético del sistema elastoplástico (Chopra, 2012) 117
Figura 3-20: Comparativo espectros de respuesta inelásticos de pseudo-aceleración para la estación TH35 en dirección E-O. 120
Figura 3-21: Espectro de amplitudes de Fourier para la estación TH35 en dirección E-O, a) Registro de aceleración, b) Espectro de amplitudes de Fourier. 124
Figura 3-22: Intensidad de Arias y duración significativa, a) Registro de aceleración, b) Intensidad de Arias normalizada. 126
Figura 3-23: Diagrama de columnas para comparar las aceleraciones horizontales pico del suelo, a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb 132
Figura 3-24: Curvas de igual aceleración horizontal pico del suelo en dirección N-S 132
Figura 3-25: Curvas de igual aceleración horizontal pico del suelo en dirección E-O 133
Figura 3-26: Curvas de igual aceleración horizontal pico del suelo combinadas "SRSS" 133
Figura 3-27: Curvas de igual aceleración horizontal pico del suelo por media geométrica 134
Figura 3-28: Curvas de igual aceleración horizontal pico del suelo por valor absoluto 134
Figura 3-29: Diagrama de columnas con la dirección horizontal pico del suelo de los registros analizados. 135
Figura 3-30: Diagrama de columnas con la dirección horizontal pico de pseudo-aceleración de los registros analizados. 137
Figura 3-31: Diagrama de columnas para comparar las pesudo-aceleraciones pico, a) Zona II, b) Zona IIIa y c) Zona IIIb 138
Figura 3-32: Curvas de igual pseudo-aceleración pico en dirección N-S 139
Figura 3-33: Curvas de igual pseudo-aceleración pico en dirección E-O 140
Figura 3-34: Curvas de igual pseudo-aceleración pico por valor absoluto 140
Figura 3-35: Curvas de igual pseudo-aceleración pico combinada "SRSS" 141
Figura 3-36: Curvas de igual pseudo-aceleración pico por media geométrica 141
Figura 3-37: Espectros de respuesta y de diseño elásticos de las primeras 5 estaciones ordenadas de manera descendente por valor absoluto 142
Figura 3-38: Estadísticas de los colapsos y periodo fundamental de los edificios de planta baja flexible para el temblor del 19 de septiembre de 2017. a) Clasificación por deficiencia estructural, b) Periodo fundamental de vibración de los edificios característicos (Jara, et al., 2020) 143

Figura 3-39: Curvas de igual pseudo-aceleración pico absoluta - Te=0.68s 143
Figura 3-40: Curvas de igual pseudo-aceleración pico combinada "SRSS" - Te=0.68s 144
Figura 3-41: Curvas de igual pseudo-aceleración pico por media geométrica - Te=0.68s 144
Figura 3-42: Curvas de igual pseudo-aceleración pico absoluta - Te=0.80s 145
Figura 3-43: Curvas de igual pseudo-aceleración pico combinada "SRSS" - Te=0.80s 145
Figura 3-44: Curvas de igual pseudo-aceleración pico por media geométrica - Te=0.80s 146
Figura 3-45: Curvas de igual pseudo-aceleración pico absoluta - Te=0.93s 146
Figura 3-46: Curvas de igual pseudo-aceleración pico combinada "SRSS" - Te=0.93s 147
Figura 3-47: Curvas de igual pseudo-aceleración pico por media geométrica - Te=0.93s 147
Figura 3-48: Espectros de respuesta elásticos de las primeras cinco estaciones ordenadas de manera descendente, a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb 149
Figura 3-49: Espectro de respuesta esperado (media aritmética) y espectros más y menos una desviación estándar de las primeras cinco estaciones, a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb 151
Figura 3-50: Mapa de pseudo-aceleración de fluencia absoluta - Te=0.68s (μ=1.50) 152
Figura 3-51: Mapa de pseudo-aceleración combinada "SRSS" - Te=0.68s (μ=1.50) 152
Figura 3-52: Mapa de pseudo-aceleración por media geométrica - Te=0.68s (μ=1.50) 153
Figura 3-53: Mapa de pseudo-aceleración absoluta - Te=0.68s (μ=2.00) 153
Figura 3-54: Mapa de pseudo-aceleración combinada "SRSS" - Te=0.68s (μ=2.00) 154
Figura 3-55: Mapa de pseudo-aceleración por media geométrica - Te=0.68s (μ=2.00) 154
Figura 3-56: Mapa de pseudo-aceleración absoluta - Te=0.68s (μ=3.00) 155
Figura 3-57: Mapa de pseudo-aceleración combinada "SRSS" - Te=0.68s (μ=3.00) 155
Figura 3-58: Mapa de pseudo-aceleración por media geométrica - Te=0.68s (μ=3.00) 156
Figura 3-59: Mapa de pseudo-aceleración de fluencia absoluta - Te=0.80s (μ=1.50) 156
Figura 3-60: Mapa de pseudo-aceleración combinada "SRSS" - Te=0.80s (μ=1.50) 157
Figura 3-61: Mapa de pseudo-aceleración por media geométrica - Te=0.80s (μ=1.50) 157
Figura 3-62: Mapa de pseudo-aceleración absoluta - Te=0.80s (μ=2.00) 158
Figura 3-63: Mapa de pseudo-aceleración combinada "SRSS" - Te=0.80s (μ=2.00) 158
Figura 3-64: Mapa de pseudo-aceleración por media geométrica - Te=0.80s (μ=2.00) 159
Figura 3-65: Mapa de pseudo-aceleración absoluta - Te=0.80s (μ=3.00) 159
Figura 3-66: Mapa de pseudo-aceleración combinada "SRSS" - Te=0.80s (μ=3.00) 160
Figura 3-67: Mapa de pseudo-aceleración por media geométrica - Te=0.80s (μ=3.00) 160
Figura 3-68: Mapa de pseudo-aceleración de fluencia absoluta - Te=0.93s (μ=1.50) 161
Figura 3-69: Mapa de pseudo-aceleración combinada "SRSS" - Te=0.93s (μ=1.50) 161
Figura 3-70: Mapa de pseudo-aceleración por media geométrica - Te=0.93s (μ=1.50) 162
Figura 3-71: Mapa de pseudo-aceleración absoluta - Te=0.93s (μ=2.00) 162
Figura 3-72: Mapa de pseudo-aceleración combinada "SRSS" - Te=0.93s (μ=2.00) 163
Figura 3-73: Mapa de pseudo-aceleración por media geométrica - Te=0.93s (μ=2.00) 163

Figura 3-74: Mapa de pseudo-aceleración absoluta - Te=0.93s (μ=3.00) 164
Figura 3-75: Mapa de pseudo-aceleración combinada "SRSS" - Te=0.93s (μ=3.00) 164
Figura 3-76: Mapa de pseudo-aceleración por media geométrica - Te=0.93s (μ=3.00) 165
Figura 3-77: Espectros de respuesta de ductilidad uniforme de 1.50 (μ=1.50) para las primeras cinco estaciones ordenadas de manera descendente por pseudo-aceleración y por zona geotécnica, a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb 168
Figura 3-78: Media aritmética y desviación estándar de los espectros de respuesta de ductilidad uniforme de 1.50 (μ=1.50) para las primeras cinco estaciones ordenadas de manera descendente por pseudo-aceleración y por zona geotécnica, a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb 169
Figura 3-79: Espectro de amplitudes de Fourier para dos registros de aceleración. a) Estación CH84-EO, b) Estación NZ31-EO 171
Figura 3-80: Mapa de amplitudes de Fourier para valor absoluto 172
Figura 3-81: Mapa de periodos dominantes por espectro de Fourier para valor absoluto 172
Figura 3-82: Mapa de amplitudes de Fourier para valor combinación SRSS 173
Figura 3-83: Mapa de periodos dominantes por espectro de Fourier para combinación SRSS 173
Figura 3-84: Mapa de amplitudes de Fourier por media geométrica 174
Figura 3-85: Mapa de periodos dominantes por espectro de Fourier por media geométrica 174
Figura 3-86: Comparativos de periodos dominantes de la estación CH84-EO. a) Espectro de respuesta, b) Espectro de amplitudes de Fourier 175
Figura 3-87: Comparativos de periodos dominantes de la estación NZ31-EO. a) Espectro de respuesta, b) Espectro de amplitudes de Fourier 176
Figura 3-88: Mapa de relación de periodos dominantes entre espectro de pseudo-aceleración y espectro de amplitudes de Fourier para la orientación N-S 177
Figura 3-89: Mapa de relación de periodos dominantes entre espectro de pseudo-aceleración y espectro de amplitudes de Fourier para la orientación E-O 178
Figura 3-90: Mapa de curvas de igual profundidad para los diferentes estratos de suelo blando en la Ciudad de México 179
Figura 3-91: Relación de máxima amplitud y máximo periodo con respecto a la profundidad del estrato blando mediante espectros de Fourier. a) Relación de amplitud del espectro, b) Relación de máximo periodo del espectro 180
Figura 3-92: Respuesta dinámica típica de los suelos y los efectos de sitio 181
Figura 3-93: Espectro de respuesta de la estación CUP5 con media geométrica y cuadrática 181
Figura 3-94: Cocientes espectrales de la media geométrica para las diferentes estaciones ordenados por zonas geotécnicas con respecto a CUP5. a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb, d) Zona IIIc, e) Zona IIId 184
Figura 3-95: Cocientes espectrales de la media cuadrática para las diferentes estaciones ordenados por zonas geotécnicas con respecto a CUP5. a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb, d) Zona IIIc, e) Zona IIId 186
Figura 3-96: Media aritmética de cocientes espectrales máximos por zona geotécnica 188

Figura 3-97: Media aritmética de cocientes espectrales de la aceleración del suelo por zona geotécnica 190
Figura 3-98: Media aritmética de cocientes espectrales más menos una desviación estándar para las diferentes estaciones ordenadas por zonas geotécnicas con respecto a CUP5 mediante media geométrica, a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb, d) Zona IIIc, e) Zona IIId 192
Figura 3-99: Media aritmética de cocientes espectrales más menos una desviación estándar para las diferentes estaciones ordenadas por zonas geotécnicas con respecto a CUP5 mediante media cuadrática, a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb, d) Zona IIIc, e) Zona IIId 194
Figura 3-100: Cocientes espectrales de media cuadrática normalizados y ordenados por zonas geotécnicas con respecto a CUP5. a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb, d) Zona IIIc, e) Zona IIId 196
Figura 3-101: Cocientes espectrales de media geométrica normalizados y ordenados por zonas geotécnicas con respecto a CUP5. a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb, d) Zona IIIc, e) Zona IIId 198
Figura 4-1: Edificación típica con planta baja flexible en la Ciudad de México, a) Planta baja, b) Planta tipo 199
Figura 4-2: Periodo dominante del suelo bajo las estaciones 205
Figura 4-3: Profundidad del suelo blando bajo las estaciones 205
Figura 4-4: Módulo de cortante dinámico bajo las estaciones 205
Figura 4-5: Módulo de elasticidad dinámico bajo las estaciones 206
Figura 4-6: Velocidad de ondas de corte bajo las estaciones 206
Figura 4-7: Velocidad de ondas de corte bajo las estaciones 206
Figura 4-8: Espectros elásticos y reducidos de diseño conforme al Reglamento de Construcciones de 1976 del Distrito Federal. a) Espectros elásticos, b) Ductilidad efectiva, c)Espectros reducidos para diseño 211
Figura 4-9: Nomenclatura de los elementos estructurales de cubierta de planta baja 214
Figura 4-10: Modelo computacional del edificio de tres niveles 1976 215
Figura 4-11: Fuerzas y cortantes de entrepiso – Edificio tres niveles 1976 216
Figura 4-12: Desplazamientos y distorsiones de entrepiso – Edificio tres niveles 1976 216
Figura 4-13: Rigidez y resistencia de diseño por entrepiso – Edificio tres niveles 1976 217
Figura 4-14: Croquis de trabes y columnas – Edificio tres niveles 1976 217
Figura 4-15: Modelo computacional del edificio de cinco niveles 1976 218
Figura 4-16: Fuerzas y cortantes de diseño de entrepiso – Edificio cinco niveles 1976 219
Figura 4-17: Desplazamientos y distorsiones de entrepiso – Edificio cinco niveles 1976 219
Figura 4-18: Rigidez y resistencia de diseño por entrepiso – Edificio cinco niveles 1976 220
Figura 4-19: Croquis de trabes y columnas – Edificio cinco niveles 1976 220
Figura 4-20: Modelo computacional del edificio de siete niveles 1976 221
Figura 4-21: Fuerzas y cortantes de diseño de entrepiso – Edificio siete niveles 1976 222
Figura 4-22: Desplazamientos y distorsiones de entrepiso – Edificio siete niveles 1976 222
Figura 4-23: Rigidez y resistencia de diseño por entrepiso – Edificio siete niveles 1976 223
Figura 4-24: Croquis de trabes y columnas – Edificio siete niveles 1976 223
Figura 4-25: Croquis de cajón de cimentación 224

Figura 4-26: Croquis de cajón de cimentación y pilotes profundos. a) Alzado representativo, b) Ubicación de los pilotes y muros del cajón en planta 225
Figura 4-27: Determinación de los espectros elásticos y de diseño conforme al Reglamento de Construcciones de 2017 del Distrito Federal. a) Zona I, b) Zona II, c) Zona IIIa, d) Zona IIIb, e) Zona IIIc, f) Zona IIId 231
Figura 4-28: Modelo computacional del edificio de tres niveles 2017 236
Figura 4-29: Cortantes nominales de entrepiso con base rígida e interacción suelo estructura para el edificio de tres niveles 2017. a) Dirección global X, b) Dirección global Y 237
Figura 4-30: Desplazamiento y distorsiones de entrepiso con base rígida e interacción suelo estructura para el edificio de tres niveles 2017. a) Dirección global X, b) Dirección global Y 238
Figura 4-31: Rigidez y cocientes de resistencia y cortante de entrepiso con base rígida e interacción suelo estructura para el edificio de tres niveles 2017. a) Rigideces, b) Cocientes 239
Figura 4-32: Croquis de trabes y columnas – Edificio tres niveles 2017 240
Figura 4-33: Modelo computacional del edificio de cinco niveles 2017 241
Figura 4-34: Cortantes nominales de entrepiso con base rígida e interacción suelo estructura para el edificio de cinco niveles 2017. a) Dirección global X, b) Dirección global Y 242
Figura 4-35: Desplazamiento y distorsiones de entrepiso con base rígida e interacción suelo estructura para el edificio de cinco niveles 2017. a) Dirección global X, b) Dirección global Y 243
Figura 4-36: Rigidez y cocientes de resistencia-cortante de entrepiso con base rígida e interacción suelo estructura para el edificio de cinco niveles 2017. a) Rigideces, b) Cocientes 244
Figura 4-37: Croquis de trabes y columnas – Edificio cinco niveles 2017 244
Figura 4-38: Modelo computacional del edificio de cinco niveles 2017 245
Figura 4-39: Cortantes nominales de entrepiso con base rígida e interacción suelo estructura para el edificio de siete niveles 2017. a) Dirección global X, b) Dirección global Y 246
Figura 4-40: Desplazamiento y distorsiones de entrepiso con base rígida e interacción suelo estructura para el edificio de siete niveles 2017. a) Dirección global X, b) Dirección global Y 247
Figura 4-41: Rigidez y cocientes de resistencia-cortante de entrepiso con base rígida e interacción suelo estructura para el edificio de siete niveles 2017. a) Rigideces, b) Cocientes 248
Figura 4-42: Croquis de trabes y columnas – Edificio siete niveles 2017 249
Figura 5-1: Modelos inelásticos idealizados para vigas y columnas (Deierlein, et al., 2010) 254
Figura 5-2: Forma general de envolvente y criterios de aceptación (American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 41-17, 2017) 255
Figura 5-3: Ilustración del daño esperado de acuerdo con los niveles de desempeño estipulados en el FEMA 356-2000. a) Ocupación inmediata (IO), b) Seguridad de vida (LS), c) Prevención del colapso (CP) (FEMA 356, 2000) 257
Figura 5-4: Superficie de fluencia P-M-M para columnas (Computers and Structures, Inc. Perform 3D, 2021) 260
Figura 5-5: Micro y macro modelos para muros de mampostería, a) Macro-modelo, b) Micro-modelo 261

Figura 5-6: Evolución del daño estructural y envolvente del comportamiento cíclico para mampostería confinada. a) Etapas de la evolución del daño, b) Construcción de la curva trilineal (Pérez Gavilán, 2012) 262
Figura 5-7: Nomenclatura y dirección de fibras para definir el comportamiento lineal y no lineal de los muros de mampostería (Gere & Goodno, 2009) 263
Figura 5-8: Nomenclatura de la diagonal equivalente (NTC CDMX-Mampostería, 2020) 264
Figura 5-9: Envolvente general del comportamiento para muros de relleno. a) Determinación de deformaciones axiales, b) Envolvente para falla dúctil (tensión diagonal), c) Envolvente para falla frágil posterior al agrietamiento por tensión diagonal, d) Envolvente para falla frágil previo al agrietamiento por tensión diagonal 266
Figura 5-10: Factor de degradación de energía y de rigidez. a) Determinación del factor de degradación de energía, b) Determinación del factor de descarga de rigidez (Computers and Structures, Inc. Perform 3D, 2021) 267
Figura 5-11: Comparativo del ciclo histerético con el método de fibras y los factores de degradación de energía y rigidez, a) Modelo sin degradación, b) Modelo con degradación 268
Figura 5-12: Modelado de la rigidez y amortiguamiento equivalente del sistema suelo-cimiento-estructura a base de cajón de cimentación. a) Modelado de la rigidez del cimiento, b) Modelado del amortiguamiento equivalente del sistema completo 269
Figura 5-13: Modelado de la rigidez y amortiguamiento equivalente del sistema suelo-cimiento-estructura a base de cajón y pilotes de fricción. a) Modelado de la rigidez lateral del cimiento, b) Modelado de la rigidez vertical del cimiento. 272
Figura 5-14: Aproximación bilineal y energía histerética, a) Aproximación bilineal definida en el ASCE 41-17, b) Energía histerética disipada por ciclo en una relación fuerza-desplazamiento 275
Figura 5-15: Espectros elásticos de diseño y peligro uniforme en las estaciones de aceleración. a) Zona I, b) Zona II, c) Zona IIIa, d) Zona IIIb, e) Zona IIIc, f) Zona IIId 278
Figura 5-16: Espectros elásticos de diseño y peligro uniforme en las estaciones de aceleración. a) Zona I, b) Zona II, c) Zona IIIa, d) Zona IIIb, e) Zona IIIc, f) Zona IIId 281
Figura 5-17: Relación momento curvatura para trabe TR-101 y estados límites propuestos 286
Figura 5-18: Relación momento curvatura y superficie de fluencia para columna de esquina. a) Momento curvatura y estados límite propuestos, b) Diagrama de interacción y superficie de fluencia propuesta 288
Figura 5-19: Variación del periodo y amortiguamiento efectivo en cada zona geotécnica, a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en dirección "X", d) amortiguamiento efectivo en dirección "Y". 300
Figura 5-20: Variación de periodos y amortiguamientos efectivos para el límite medio de rigidez del suelo. a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en "X", d) amortiguamiento efectivo en "Y" 301
Figura 5-21: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona II. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park & Ang 302

Figura 5-22: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIIa. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park & Ang 302

Figura 5-23: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIIb. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park & Ang 303

Figura 5-24: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIIc. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park & Ang 304

Figura 5-25: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIId. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park & Ang 304

Figura 5-26: Mapa de distorsiones de planta baja. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura 305

Figura 5-27: Mapa de índice de daño de Park & Ang. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura 306

Figura 5-28: Parámetros de demanda ingenieril para distorsión angular e índice de daño Park & Ang con respecto a la aceleración pico del suelo mediante media geométrica. a) zona II, b) zona IIIa, c) zona IIIb, d) zona IIIc, e) zona IIId 308

Figura 5-29: Parámetros de demanda ingenieril para distorsión e índice de daño Park & Ang con respecto a la aceleración pico del suelo mediante media geométrica. a) zona II, b) zona IIIa, c) zona IIIb, d) zona IIIc, e) zona IIId 309

Figura 5-30: Relación momento curvatura para trabe TR-101 y estados límites propuestos 313

Figura 5-31: Relación momento curvatura y superficie de fluencia para columna de esquina. a) Momento curvatura y estados límite propuestos, b) Diagrama de interacción y superficie de fluencia propuesta 315

Figura 5-32: Variación del periodo y amortiguamiento efectivo en cada zona geotécnica, a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en dirección "X", d) amortiguamiento efectivo en dirección "Y". 326

Figura 5-33: Curvas con la variación de periodos y amortiguamientos efectivos para el límite medio de rigidez del suelo. a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en "X", d) amortiguamiento efectivo en "Y" 327

Figura 5-34: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de cinco niveles en zona II. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park-Ang 328

Figura 5-35: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de cinco niveles en zona IIIa. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park-Ang 328

Figura 5-36: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de cinco niveles en zona IIIb. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park-Ang 329
Figura 5-37: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de cinco niveles en zona IIIc. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park-Ang 330
Figura 5-38: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de cinco niveles en zona IIId. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park-Ang 330
Figura 5-39: Mapa de índice distorsiones de planta baja. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura 331
Figura 5-40: Mapa de índice de daño de Park & Ang. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura 332
Figura 5-41: Parámetros de demanda ingenieril para distorsión e índice de daño Park & Ang con respecto a la aceleración pico del suelo con media geométrica. a) zona II, b) zona IIIa, c) zona IIIb, d) zona IIIc, e) zona IIId 334
Figura 5-42: Parámetros de demanda ingenieril para distorsión e índice de daño Park & Ang con respecto a la pseudo aceleración en base rígida con media geométrica. a) zona II, b) zona IIIa, c) zona IIIb, d) zona IIIc, e) zona IIId 335
Figura 5-43: Relación momento curvatura para trabe TR-101 y estados límites propuestos 338
Figura 5-44: Relación momento curvatura y superficie de fluencia para columna de esquina. a) Momento curvatura y estados límite propuestos, b) Diagrama de interacción y superficie de fluencia propuesta 340
Figura 5-45: Variación del periodo y amortiguamiento efectivo en cada zona geotécnica, a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en dirección "X", d) amortiguamiento efectivo en dirección "Y". 357
Figura 5-46: Curvas con la variación de periodos y amortiguamientos efectivos para el límite medio de rigidez del suelo, a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en "X", d) amortiguamiento efectivo en "Y". 358
Figura 5-47: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de siete niveles en zona II. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park-Ang 359
Figura 5-48: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de siete niveles en zona IIIa. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park-Ang 359
Figura 5-49: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de siete niveles en zona IIIb. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park-Ang 360

Figura 5-50: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de siete niveles en zona IIIc. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park-Ang 361
Figura 5-51: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de siete niveles en zona IIId. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park-Ang 361
Figura 5-52: Mapa de índice distorsiones de planta baja. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura 362
Figura 5-53: Mapa de índice de daño de Park & Ang. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura 363
Figura 5-54: Parámetros de demanda ingenieril para distorsión e índice de daño Park & Ang con respecto a la aceleración pico del suelo con media geométrica. a) zona II, b) zona IIIa, c) zona IIIb, d) zona IIIc, e) zona IIId 365
Figura 5-55: Parámetros de demanda ingenieril para distorsión e índice de daño Park & Ang con respecto a la pseudo aceleración en base rígida con media geométrica, a) zona II, b) zona IIIa, c) zona IIIb, d) zona IIIc, e) zona IIId 366
Figura 5-56: Relación momento curvatura para trabe TR-101 y estados límites propuestos 371
Figura 5-57: Relación momento curvatura y superficie de fluencia para columna de esquina. a) momento curvatura y estados límite propuestos, b) diagrama de interacción y superficie de fluencia propuesta 374
Figura 5-58: Variación del periodo y amortiguamiento efectivo en cada zona geotécnica, a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en dirección "X", d) amortiguamiento efectivo en dirección "Y" 383
Figura 5-59: Curvas con la variación de periodos y amortiguamientos efectivos para el límite medio de rigidez del suelo. a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en "X", d) amortiguamiento efectivo en "Y" 384
Figura 5-60: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona II. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) demanda de ductilidad planta baja, d) demanda de ductilidad de nivel 1, e) índice de daño planta baja, f) índice de daño nivel 1, g) cortante basal normalizado 385
Figura 5-61: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIIa. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) demanda de ductilidad planta baja, d) demanda de ductilidad de nivel 1, e) índice de daño planta baja, f) índice de daño nivel 1, g) cortante basal normalizado 386
Figura 5-62: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIIb. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) demanda de ductilidad planta baja, d) demanda de ductilidad de nivel 1, e) índice de daño planta baja, f) índice de daño nivel 1, g) cortante basal normalizado 387
Figura 5-63: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIIc. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) demanda de ductilidad planta baja, d) demanda de ductilidad de nivel 1, e) índice de daño planta baja, f) índice de daño nivel 1, g) cortante basal normalizado 388

Figura 5-64: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIId. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) demanda de ductilidad planta baja, d) demanda de ductilidad de nivel 1, e) índice de daño planta baja, f) índice de daño nivel 1, g) cortante basal normalizado 389

Figura 5-65: Mapa de distorsiones en planta baja. a) Base rígida, b) Promedio considerando la interacción suelo estructura 390

Figura 5-66: Mapa de distorsiones en nivel 1. a) Base rígida, b) Promedio considerando la interacción suelo estructura 391

Figura 5-67: Mapa de índice de daño en planta baja. a) Base rígida, b) Promedio considerando la interacción suelo estructura 392

Figura 5-68: Mapa de índice de daño en nivel 1. a) Base rígida, b) Promedio considerando la interacción suelo estructura 393

Figura 5-69: Relación momento curvatura para trabe TR-101 y estados límites propuestos 398

Figura 5-70: Relación momento curvatura y superficie de fluencia para columna de esquina. a) momento curvatura y estados límite propuestos, b) diagrama de interacción y superficie de fluencia propuesta 400

Figura 5-71: Variación del periodo y amortiguamiento efectivo en cada zona geotécnica, a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en dirección "X", d) amortiguamiento efectivo en dirección "Y" 411

Figura 5-72: Curvas con la variación de periodos y amortiguamientos efectivos para el límite medio de rigidez del suelo. a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en "X", d) amortiguamiento efectivo en "Y" 411

Figura 5-73: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de cinco niveles en zona II. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) distorsión de nivel 3, d) demanda de ductilidad planta baja, e) demanda de ductilidad nivel 1, f) demanda de ductilidad nivel 3, g) índice de daño planta baja, h) índice de daño nivel 1, i) índice de daño nivel 3, j) cortante basal normalizado 413

Figura 5-74: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de cinco niveles en zona IIIa. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) distorsión de nivel 3, d) demanda de ductilidad planta baja, e) demanda de ductilidad nivel 1, f) demanda de ductilidad nivel 3, g) índice de daño planta baja, h) índice de daño nivel 1, i) índice de daño nivel 3, j) cortante basal normalizado 414

Figura 5-75: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de cinco niveles en zona IIIb. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) distorsión de nivel 3, d) demanda de ductilidad planta baja, e) demanda de ductilidad nivel 1, f) demanda de ductilidad nivel 3, g) índice de daño planta baja, h) índice de daño nivel 1, i) índice de daño nivel 3, j) cortante basal normalizado 415

Figura 5-76: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de cinco niveles en zona IIIc. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) distorsión de nivel 3, d) demanda de ductilidad planta baja, e) demanda de ductilidad nivel 1, f) demanda de ductilidad nivel 3, g) índice de daño planta baja, h) índice de daño nivel 1, i) índice de daño nivel 3, j) cortante basal normalizado 416

Figura 5-77: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de cinco niveles en zona IIId. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) distorsión de nivel 3, d) demanda de ductilidad planta baja, e) demanda de ductilidad nivel 1, f) demanda de ductilidad nivel 3, g) índice de daño planta baja, h) índice de daño nivel 1, i) índice de daño nivel 3, j) cortante basal normalizado 418

Figura 5-78: Mapa de distorsiones en planta baja. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura 419

Figura 5-79: Mapa de distorsiones en nivel 1. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura 420

Figura 5-80: Mapa de distorsiones en nivel 3. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura 421

Figura 5-81: Mapa de índice de daño en planta baja. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura 422

Figura 5-82: Mapa de índice de daño en nivel 1. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura 423

Figura 5-83: Mapa de índice de daño en nivel 3. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura 424

Figura 5-84: Relación momento curvatura para trabe TR-101 y estados límites propuestos 427

Figura 5-85: Relación momento curvatura y superficie de fluencia para columna de esquina. a) Momento curvatura y estados límite propuestos, b) Diagrama de interacción y superficie de fluencia propuesta..... 429

Figura 5-86: Variación del periodo y amortiguamiento efectivo en cada zona geotécnica, a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en dirección "X", d) amortiguamiento efectivo en dirección "Y" 443

Figura 5-87: Curvas con la variación de periodos y amortiguamientos efectivos para el límite medio de rigidez del suelo. a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en "X", d) amortiguamiento efectivo en "Y" 444

Figura 5-88: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona II. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) demanda de ductilidad planta baja, d) demanda de ductilidad de nivel 1, e) índice de daño planta baja, f) índice de daño nivel 1, g) cortante basal normalizado 445

Figura 5-89: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIIa. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) demanda de ductilidad planta baja, d) demanda de ductilidad de nivel 1, e) índice de daño planta baja, f) índice de daño nivel 1, g) cortante basal normalizado..... 446

Figura 5-90: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIIb. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) demanda de ductilidad planta baja, d) demanda de ductilidad de nivel 1, e) índice de daño planta baja, f) índice de daño nivel 1, g) cortante basal normalizado..... 447

Figura 5-91: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIIc. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) demanda de ductilidad planta baja, d) demanda de ductilidad de nivel 1, e) índice de daño planta baja, f) índice de daño nivel 1, g) cortante basal normalizado..... 448

Figura 5-92: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIId. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) demanda de ductilidad planta baja, d) demanda de ductilidad de nivel 1, e) índice de daño planta baja, f) índice de daño nivel 1, g) cortante basal normalizado 449
Figura 5-93: Mapa de distorsiones en planta baja. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura 450
Figura 5-94: Mapa de distorsiones en nivel 1. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura 451
Figura 5-95: Mapa de índice de daño en planta baja. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura 452
Figura 5-96: Mapa de índice de daño en nivel 1. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura 453
Figura 6-1: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de tres niveles de 1976. a) Periodo en dirección transversal (X), b) periodo en dirección longitudinal (Y), c) amortiguamiento en dirección X, d) amortiguamiento en dirección Y 455
Figura 6-2: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de cinco niveles de 1976. a) Periodo en dirección transversal (X), b) periodo en dirección longitudinal (Y), c) amortiguamiento en dirección X, d) amortiguamiento en dirección Y 456
Figura 6-3: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de siete niveles de 1976. a) Periodo en dirección transversal (X), b) periodo en dirección longitudinal (Y), c) amortiguamiento en dirección X, d) amortiguamiento en dirección Y 456
Figura 6-4: Relación fuerza-desplazamiento para los edificios de 1976. a) Edificio de tres niveles, b) Edificio de cinco niveles, c) Edificio de siete niveles 463
Figura 6-5: Ductilidad efectiva por interacción para los edificios de 1976 465
Figura 6-6: Balance energético de dos registros de aceleración para el edificio de siete niveles de 1976. a) Registro AO24-0 en base rígida, b) Registro AO24-0 ISE-LS, c) SI52-0 en base rígida, d) SI52-0 ISE-LS 469
Figura 6-7: Cambios en índice de daño para los edificios de tres niveles de 1976. a) Base rígida, b) Promedio considerando interacción dinámica suelo estructura 471
Figura 6-8: Cambios en índice de daño para los edificios de cinco niveles de 1976. a y c) Base rígida, b y d) Promedio considerando interacción dinámica suelo estructura 473
Figura 6-9: Cambios en índice de daño para los edificios de siete niveles de 1976. a,c,e) Base rígida, b,d,f) Promedio considerando interacción dinámica suelo estructura 476
Figura 6-10: Envolvente del índice de daño para los edificios de 1976. a) Base rígida, b) Promedio considerando la interacción dinámica suelo estructura 477
Figura 6-11: Mecanismo de colapso para los edificios de 1976. a) Base rígida, b) Interacción suelo estructura 478
Figura 6-12: Perfil de distorsiones y desplazamientos laterales asociados al colapso de la estructura para los edificios de 1976. a) Distorsiones edificio 3N, b) Desplazamientos edificio 3N, c) Distorsiones edificio 5N, d) Desplazamientos edificio 5N, e) Distorsiones edificio 7N, f) Desplazamientos edificio 7N. 480

Figura 6-13: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de tres niveles de 2017. a) Periodo en dirección transversal (X), b) periodo en dirección longitudinal (Y), c) amortiguamiento en dirección X, d) amortiguamiento en dirección Y 481
Figura 6-14: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de cinco niveles de 2017. a) Periodo en dirección transversal (X), b) periodo en dirección longitudinal (Y), c) amortiguamiento en dirección X, d) amortiguamiento en dirección Y 482
Figura 6-15: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de siete niveles de 2017. a) Periodo en dirección transversal (X), b) periodo en dirección longitudinal (Y), c) amortiguamiento en dirección X, d) amortiguamiento en dirección Y 483
Figura 6-16: Relación fuerza-desplazamiento para los edificios de 2017. a) Edificio de tres niveles, b) Edificio de cinco niveles, c) Edificio de siete niveles 489
Figura 6-17: Ductilidad efectiva por interacción para los edificios de 2017 490
Figura 6-18: Balance energético para el registro de aceleración CH84 con un factor de escala de dos en el edificio de cinco niveles de 2017. a) Balance energético en base rígida, b) distribución de energía inelástica en base rígida, c) balance energético con ISE-LM, d) distribución de energía inelástica con ISE-LM 492
Figura 6-19: Mecanismos de falla en el grupo de edificios de 2017. a) Mecanismo de falla esperado, b) falla frágil a corte en trabes, c) falla frágil a corte en columnas. 494
Figura 6-20: Perfil de distorsiones y desplazamientos laterales asociados al colapso de la estructura para los edificios de 2017. a) Distorsiones edificio 3N, b) desplazamientos edificios 3N, c) distorsiones edificio 5N, d) desplazamientos edificio 5N, e) distorsiones edificio 7N, f) desplazamientos edificio 7N. 495
Figura 6-21: Tasas de excedencia para la aceleración del suelo 497
Figura 6-22: Densidades de probabilidad 498
Figura 6-23: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de tres niveles de 1976 502
Figura 6-24: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de cinco niveles de 1976 502
Figura 6-25: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de siete niveles de 1976 502
Figura 6-26: Superficies de interacción para cortante. a) Superficie V-V, b) superficie P-M (Computers and Structures, Inc. Perform 3D, 2021) 504
Figura 6-27: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de tres niveles de 2017 506
Figura 6-28: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de cinco niveles de 2017 507
Figura 6-29: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de siete niveles de 2017 507

Lista de tablas

Tabla 2-1: Tabla para valores de λ, τ y ε ---- 83

Tabla 3-1: Lista de estaciones de registro de aceleración analizadas ---- 128

Tabla 3-2: Aceleraciones horizontales pico de cada estación ---- 130

Tabla 3-3: Pseudo-aceleraciones horizontales pico de cada estación ---- 137

Tabla 3-4: Primeras cinco estaciones de registro de aceleración clasificadas por su zona geotécnica y ordenadas de manera descendente por su pseudo-aceleración pico. ---- 148

Tabla 3-5: Primeras cinco estaciones ordenadas de manera descendente por pseudo-aceleración de fluencia, por zona geotécnica y ductilidad para periodo estructural Te=0.68s ---- 166

Tabla 3-6: Primeras cinco estaciones ordenadas de manera descendente por pseudo-aceleración de fluencia, por zona geotécnica y ductilidad para periodo estructural Te=0.80s ---- 166

Tabla 3-7: Primeras cinco estaciones ordenadas de manera descendente por pseudo-aceleración de fluencia, por zona geotécnica y ductilidad para periodo estructural Te=0.93s ---- 167

Tabla 3-8: Cocientes espectrales máximos y sus periodos correspondientes con respecto a la estación CUP5, a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb, d) Zona IIIc, e) Zona IIId ---- 188

Tabla 3-9: Cocientes espectrales de la aceleración máxima del suelo con respecto a la estación CUP5, a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb, d) Zona IIIc, e) Zona IIId ---- 189

Tabla 4-1: Alturas de entrepiso empleadas en el modelo estructural ---- 200

Tabla 4-2: Propiedades dinámicas del suelo – Zona II ---- 202

Tabla 4-3: Propiedades dinámicas del suelo – Zona IIIa ---- 203

Tabla 4-4: Propiedades dinámicas del suelo – Zona IIIb ---- 203

Tabla 4-5: Propiedades dinámicas del suelo – Zona IIIc ---- 204

Tabla 4-6: Propiedades dinámicas del suelo – Zona IIId ---- 204

Tabla 4-7: Propiedades dinámicas del suelo para fines de interacción suelo estructura ---- 207

Tabla 4-8: Cargas gravitacionales conforme al reglamento de construcciones de 1976 ---- 208

Tabla 4-9: Parámetros para la construcción de los espectros elásticos conforme al reglamento de construcciones de 1976 ---- 210

Tabla 4-10: Propiedades modales – Edificio tres niveles 1976 ---- 215

Tabla 4-11: Dimensión y armados de trabes – Edificio tres niveles 1976 ---- 215

Tabla 4-12: Dimensión y armados de columnas – Edificio tres niveles 1976 ---- 215

Tabla 4-13: Propiedades modales – Edificio cinco niveles 1976 ---- 218

Tabla 4-14: Dimensión y armados de trabes – Edificio cinco niveles 1976 ---- 218

Tabla 4-15: Dimensión y armados de columnas – Edificio cinco niveles 1976 ---- 218

Tabla 4-16: Propiedades modales – Edificio siete niveles 1976 ---- 221

Tabla 4-17: Dimensión y armados de trabes – Edificio siete niveles 1976 ---- 221

Tabla 4-18: Dimensión y armados de columnas – Edificio siete niveles 1976 ---- 221

Tabla 4-19: Cargas gravitacionales conforme al reglamento de construcciones de 2017 ---- 226

Tabla 4-20: Parámetros para la construcción de los espectros elásticos 2017 ---------- 228
Tabla 4-21: Propiedades modales – Edificio tres niveles 2017 ---------- 236
Tabla 4-22: Dimensión y armados de trabes – Edificio tres niveles 2017 ---------- 236
Tabla 4-23: Dimensión y armados de columnas – Edificio tres niveles 2017---------- 236
Tabla 4-24: Propiedades modales – Edificio cinco niveles 2017 ---------- 240
Tabla 4-25: Dimensión y armados de trabes – Edificio cinco niveles 2017 ---------- 240
Tabla 4-26: Dimensión y armados de columnas – Edificio cinco niveles 2017---------- 241
Tabla 4-27: Propiedades modales – Edificio siete niveles 2017---------- 245
Tabla 4-28: Dimensión y armados de trabes – Edificio siete niveles 2017---------- 245
Tabla 4-29: Dimensión y armados de columnas – Edificio siete niveles 2017 ---------- 245
Tabla 5-1: Intensidad de Arias y duración significativa de los registros de aceleración ---------- 252
Tabla 5-2: Parámetros de modelado y criterios de aceptación para vigas (American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 41-17, 2017)---------- 256
Tabla 5-3: Parámetros de modelado y criterios de aceptación para columnas rectangulares (American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 41-17, 2017)---------- 256
Tabla 5-4: Niveles de desempeño y daño en elementos verticales (FEMA 356, 2000)---------- 258
Tabla 5-5: Parámetros empleados en el modelo trilineal (Pérez Gavilán, 2012) ---------- 262
Tabla 5-6: Estados límite para muros de mampostería ---------- 264
Tabla 5-7: Clasificaciones del daño conforme al modelo de Park & Ang---------- 276
Tabla 5-8: Media de amplitudes de los espectros elásticos y de peligro uniforme ---------- 279
Tabla 5-9: Parámetros plásticos para trabes – Edificio tres niveles 1976 ---------- 282
Tabla 5-10: Parámetros plásticos para columnas – Edificio tres niveles 1976---------- 286
Tabla 5-11: Parámetros plásticos para muros de relleno – Edificio tres niveles 1976---------- 289
Tabla 5-12: Parámetros plásticos para muros de mampostería – Edificio tres niveles 1976---------- 290
Tabla 5-13: Relación para considerar la interacción inercial – Edificio tres niveles 1976 ---------- 291
Tabla 5-14: Relación para considerar la interacción cinemática – Edificio tres niveles 1976 ---------- 292
Tabla 5-15: Resultados de las funciones de impedancia – Edificio tres niveles 1976---------- 299
Tabla 5-16: Parámetros plásticos para trabes – Edificio cinco niveles 1976 ---------- 310
Tabla 5-17: Parámetros plásticos para columnas – Edificio cinco niveles 1976 ---------- 313
Tabla 5-18: Parámetros plásticos para muros de relleno – Edificio cinco niveles 1976---------- 315
Tabla 5-19: Parámetros plásticos para muros de mampostería – Edificio cinco niveles 1976 ---------- 317
Tabla 5-20: Relación para considerar la interacción inercial – Edificio cinco niveles 1976 ---------- 318
Tabla 5-21: Relación para considerar la interacción cinemática – Edificio cinco niveles 1976---------- 319
Tabla 5-22: Resultados de las funciones de impedancia – Edificio cinco niveles 1976---------- 325
Tabla 5-23: Parámetros plásticos para trabes – Edificio siete niveles 1976 ---------- 336
Tabla 5-24: Parámetros plásticos para columnas – Edificio siete niveles 1976---------- 339
Tabla 5-25: Parámetros plásticos para muros de relleno – Edificio siete niveles 1976 ---------- 341

Tabla 5-26: Parámetros plásticos para muros de mampostería – Edificio siete niveles 1976 ---- 342
Tabla 5-27: Relación para considerar la interacción inercial – Edificio siete niveles 1976 ---- 344
Tabla 5-28: Resultados de las funciones de impedancia – Edificio siete niveles 1976 ---- 356
Tabla 5-29: Parámetros plásticos para trabes – Edificio tres niveles 2017 ---- 367
Tabla 5-30: Parámetros plásticos para columnas – Edificio tres niveles 2017 ---- 372
Tabla 5-31: Parámetros plásticos para muros de mampostería – Edificio tres niveles 2017 ---- 374
Tabla 5-32: Relación para considerar la interacción inercial – Edificio tres niveles 2017 ---- 375
Tabla 5-33: Relación para considerar la interacción cinemática – Edificio tres niveles 2017 ---- 376
Tabla 5-34: Resultados de las funciones de impedancia – Edificio tres niveles 2017 ---- 377
Tabla 5-35: Parámetros plásticos para trabes – Edificio cinco niveles 2017 ---- 395
Tabla 5-36: Parámetros plásticos para columnas – Edificio cinco niveles 2017 ---- 398
Tabla 5-37: Parámetros plásticos para muros de mampostería – Edificio cinco niveles 2017 ---- 400
Tabla 5-38: Relación para considerar la interacción inercial – Edificio cinco niveles 2017 ---- 402
Tabla 5-39: Relación para considerar la interacción cinemática – Edificio cinco niveles 2017 ---- 403
Tabla 5-40: Resultados de las funciones de impedancia – Edificio cinco niveles 2017 ---- 403
Tabla 5-41: Parámetros plásticos para trabes – Edificio siete niveles 2017 ---- 425
Tabla 5-42: Parámetros plásticos para columnas – Edificio siete niveles 2017 ---- 428
Tabla 5-43: Parámetros plásticos para muros de mampostería – Edificio siete niveles 2017 ---- 430
Tabla 5-44: Relación para considerar la interacción inercial – Edificio siete niveles 2017 ---- 431
Tabla 5-45: Resultados de las funciones de impedancia – Edificio siete niveles 2017 ---- 432
Tabla 6-1: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de tres niveles diseñado con el reglamento de 1976 ---- 457
Tabla 6-2: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de cinco niveles diseñado con el reglamento de 1976 ---- 457
Tabla 6-3: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de siete niveles diseñado con el reglamento de 1976 ---- 458
Tabla 6-4: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de tres niveles de 1976 – Factor de participación modal de masa ---- 458
Tabla 6-5: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de cinco niveles de 1976 – Factor de participación modal de masa ---- 459
Tabla 6-6: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de siete niveles de 1976 – Factor de participación modal de masa ---- 459
Tabla 6-7: Comparativo del periodo fundamental en el edificio de tres niveles de 1976 ---- 460
Tabla 6-8: Comparativo del periodo fundamental en el edificio de cinco niveles de 1976 ---- 460
Tabla 6-9: Comparativo del periodo fundamental en el edificio de cinco siete niveles de 1976 ---- 461
Tabla 6-10: Parámetros de la relación fuerza desplazamiento idealizada para el grupo de edificios de 1976 ---- 464
Tabla 6-11: Distorsión de fluencia y prevención de colapso en planta baja para los edificios de 1976 ---- 466

Tabla 6-12: Balance energético al final de dos registros de aceleración para el edificio de siete niveles de 1976 ---- 468
Tabla 6-13: Porcentaje de afectación en la zona instrumentada con respecto al índice de daño para los edificios de 1976 ---- 469
Tabla 6-14: Porcentaje de edificios severamente dañados o colapsados en la zona instrumentada con respecto al índice de daño para los edificios de 1976 ---- 470
Tabla 6-15: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de tres niveles diseñado con el reglamento de 2017 ---- 483
Tabla 6-16: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de cinco niveles diseñado con el reglamento de 2017 ---- 484
Tabla 6-17: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de siete niveles diseñado con el reglamento de 2017 ---- 484
Tabla 6-18: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de tres niveles de 2017 – Factor de participación modal de masa ---- 485
Tabla 6-19: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de cinco niveles de 2017 – Factor de participación modal de masa ---- 485
Tabla 6-20: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de siete niveles de 2017 – Factor de participación modal de masa ---- 486
Tabla 6-21: Comparativo del periodo fundamental en el edificio de tres niveles de 2017 ---- 486
Tabla 6-22: Comparativo del periodo fundamental en el edificio de cinco niveles de 2017 ---- 487
Tabla 6-23: Comparativo del periodo fundamental en el edificio de siete niveles de 2017 ---- 487
Tabla 6-24: Parámetros de la relación fuerza desplazamiento idealizada para el grupo de edificios de 2017 ---- 490
Tabla 6-25: Balance energético al final de dos registros de aceleración para el edificio de siete niveles de 1976 ---- 492
Tabla 6-26: Cocientes espectrales para la aceleración pico del suelo con respecto a la estación CUP5 ---- 499
Tabla 6-27: Aceleraciones pico del suelo conforme a las NTC CDMX-Sismo 2020 (SASID) y determinación de cocientes de amplificación ---- 500
Tabla 6-28: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de tres niveles de 1976 ---- 501
Tabla 6-29: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de cinco niveles de 1976 ---- 501
Tabla 6-30: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de siete niveles de 1976 ---- 501
Tabla 6-31: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de tres niveles de 2017 ---- 505
Tabla 6-32: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de cinco niveles de 2017 ---- 506
Tabla 6-33: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de siete niveles de 2017 ---- 506

Índice general

Agradecimientos i

Lista de figuras ii

Lista de tablas xviii

Índice general xxiii

Resumen 1

Abstract 2

Objetivo general 3

Objetivos particulares 3

1 Capítulo 1. Comportamiento sísmico de edificios con planta baja flexible 4

1.1 Descripción de los edificios de planta baja flexible o débil 4

1.1.1 Origen y características arquitectónicas de la planta baja flexible o débil 4

1.1.2 Conceptos estructurales, geométricos y de construcción que predominan en las plantas flexible y/o débiles 5

1.2 Respuesta estructural y vulnerabilidad sísmica 9

1.2.1 Comportamiento general característico 9

1.2.2 Demanda de desplazamientos y energía de deformación inelástica 12

1.2.3 Vulnerabilidad sísmica y curvas de fragilidad 16

1.3 Histórico de algunos sismos nacionales e internacionales representativos 20

1.3.1 Sismo de San Fernando, Estados Unidos de 1971 20

1.3.2 Sismo de Valparaíso, Chile de 1985 22

1.3.3 Sismo de Michoacán, México de 1985 23

1.3.4 Sismo de El Salvador, El Salvador de 1986 24

1.3.5 Sismo Northridge, Estados Unidos de 1994 25

1.3.6 Sismo de Puebla-Morelos, México de 2017 26

1.4 Recopilación de algunas recomendaciones reglamentarias 28

1.4.1 NTC – Diseño por Sismo Ciudad de México 2020 28

1.4.2 NTC – Diseño por Sismo Guadalajara 1997 32

1.4.3 ASCE/SEI 7-16 Seismic Design Requirements for Building Structures 34

1.4.4 Eurocode 8 / EN 1998-1 2004 37

2 Capítulo 2. Efecto de la interacción suelo estructura en edificios sometidos a temblores y recomendaciones reglamentarias 40

2.1 Antecedentes de la interacción suelo estructura 40

2.2 Análisis de la interacción dinámica suelo-estructura 43

2.2.1 Efectos generales de la interacción suelo estructura en las edificaciones 43

2.2.2 Sistemas equivalentes 46

2.2.3 Interacción inercial y ecuaciones de movimiento 52

2.2.4 Interacción cinemática y funciones de transferencia 61

2.2.5 Ductilidad y factor de comportamiento sísmico efectivo del sistema 66

2.3 Recomendaciones reglamentarias nacionales 69

2.3.1 NTC-CDMX (2020) y MOC-CFE (2015) 69

2.3.2 Interacción inercial 69

2.3.3 Interacción cinemática 71

2.3.4 Funciones de impedancia para cimentaciones someras 73

2.3.5 Funciones de impedancia para cimentaciones con pilotes 76

2.3.6 Modificación del periodo y amortiguamiento del sistema suelo-estructura 79

2.3.7 Determinación del factor de comportamiento sísmico efectivo y el espectro de diseño modificado 81

2.3.8 Cortante basal modificado, momentos torsionantes y momentos de volteo de diseño 85

2.3.9 Desplazamiento lateral modificado 86

2.4 Recomendaciones reglamentarias internacionales 87

2.4.1 ASCE/SEI 7-16 Seismic Design Requirements for Building Structures 87

2.4.2 Eurocode 8 / EN 1998-5 2004 90

3 Capítulo 3. Análisis de registros sísmicos del temblor del 19 de septiembre de 2017 en zonas de terreno flexible 92

3.1 Estudio de los registros sísmicos 92

3.1.1 Orígenes del estudio de los registros sísmicos 92

3.1.2 Acelerógrafos análogos y digitales 94

3.1.3 Registros sísmicos en la República Mexicana 95

3.2 Corrección de los registros de aceleración 101

3.2.1 Motivos que causan la desviación en los resultados de los acelerogramas 102

3.2.2 Principios fundamentales para la corrección de los registros de aceleración 103

3.2.3 Corrección de los registros por ajuste de la línea base 104

3.2.4 Corrección de los registros por filtrado de frecuencias 108

3.3 Procesamiento de los registros de aceleración 112

3.3.1 Respuesta elástica en base rígida 112

3.3.2 Repuesta inelástica en base rígida 116

3.3.3 Contenido de frecuencias y espectro de amplitudes de Fourier 121

3.3.4 Intensidad de Arias y duración significativa de un sismo 125

3.4 Análisis y resultados de los registros de aceleración del 19 de septiembre de 2017 127

3.4.1 Análisis de las respuestas máximas del suelo 129

3.4.2 Análisis de los espectros de respuesta elásticos 135

3.4.3 Análisis de los espectros de respuesta inelásticos 151

3.4.4 Contenido de frecuencias y relación con la profundidad del suelo 170

3.4.5 Cocientes espectrales como medida de la amplificación de los espectros de respuesta para suelos blandos 180

4 Capítulo 4. Análisis y diseño de edificios con planta baja flexible con dos reglamentos de diseño 199

4.1 Caso de estudio 199

4.2 Propiedades dinámicas del suelo para el análisis de la interacción suelo estructura…… 200

4.3 Reglamento de construcciones para el Distrito Federal de 1976 y sus Normas Técnicas Complementarias 207

4.3.1 Cargas gravitacionales y pesos unitarios específicos 207

4.3.2 Propiedades mecánicas de los materiales 208

4.3.3 Espectro de diseño sísmico elástico y reducido 209

4.3.4 Métodos de análisis estructural 211

4.3.5 Factores de carga, de resistencia y combinaciones 212

4.3.6 Desplazamientos y distorsiones permisibles 213

4.3.7 Resultados de la super estructura para la familia de edificaciones 213

4.3.8 Resultados de la subestructura para los edificios en estudio 224

4.4 Reglamento de construcciones para el Distrito Federal de 2017 y sus normas técnicas complementarias 226

4.4.1 Cargas gravitacionales y pesos unitarios específicos 226

4.4.2 Propiedades mecánicas de los materiales 227

4.4.3 Espectro de diseño sísmico elástico y reducido 228

4.4.4 Métodos de análisis estructural 232

4.4.5 Factores de carga, de resistencia y combinaciones 232

4.4.6 Desplazamientos y distorsiones permisibles 233

4.4.7 Cocientes de resistencia y cortante de entrepiso 234

4.4.8 Resultados de la super estructura para la familia de edificaciones 235

4.4.9 Resultados de la subestructura para los edificios en estudio 249

5 Capítulo 5. Análisis dinámicos no lineales de las edificaciones con y sin interacción suelo estructura 251

5.1 Importancia de los análisis no lineales en el diseño sísmico 251

5.1.1 *"Perform3D"* como herramienta de análisis 252

5.2 Parámetros y consideraciones empleadas en los análisis no lineales 252

5.2.1 Intensidad de Arias y duración significativa de los registros 252

5.2.2 Modelos inelásticos para trabes y columnas 254

5.2.3 Modelos inelásticos para muros de mampostería 260

5.2.4 Modelos inelásticos para muros de relleno 264

5.2.5 Ciclos histeréticos para los elementos y materiales 267

5.2.6 Modelos y técnicas para determinar el comportamiento dinámico de la cimentación 268

5.2.7 Determinación del daño a través del modelo de Park-Ang 273

5.3 Peligro uniforme y espectros elásticos 276

5.4 Resultados para los edificios del reglamento de construcciones de 1976 281

5.4.1 Edificio de tres niveles 282

5.4.2 Edificio de cinco niveles 310

5.4.3 Edificio de siete niveles 336

5.5 Resultados para los edificios del reglamento de construcciones de 2017 367

5.5.1 Edificio tres niveles 367

5.5.2 Edificio cinco niveles 395

5.5.3 Edificio siete niveles 425

6 Capítulo 6. Influencia de la interacción suelo estructura en edificios con planta baja flexible y índices de confiabilidad 454

6.1 Edificios diseñados con el reglamento de construcciones de 1976 454

6.1.1 Periodo y amortiguamiento efectivos 454

6.1.2 Ductilidad efectiva 462

6.1.3 Índice de daño, energía histerética y mecanismo de colapso 465

6.2 Edificios diseñados con el reglamento de construcciones de 2017 480

6.2.1 Periodo y amortiguamiento efectivos 480

6.2.2 Ductilidad efectiva 488

6.2.3 Índice de daño, energía histerética y mecanismos de colapso 491

6.3 Confiabilidad para ambos reglamentos de construcciones 495

6.3.1 Análisis de confiabilidad 495

6.3.2 Cocientes de amplificación para la aceleración pico del suelo 499

6.3.3 Confiabilidad para los edificios diseñados con el reglamento de construcciones de 1976..... 500

6.3.4 Confiabilidad para los edificios diseñados con el reglamento de construcciones de 2017..... 503

Conclusiones 508

Bibliografía 510

Resumen

Las edificaciones con planta baja libre de obstáculos, con grandes espacios, ventilación e iluminación, son una de las configuraciones arquitectónicas más atractivas para el uso humano. Esta planta usualmente se estructura con base en marcos, y los entrepisos superiores se construyen con muros de carga y corte, con una mayor densidad de elementos en comparación de la planta baja. Dichos entrepisos superiores poseen mayor rigidez y resistencia clasificándose la construcción como de planta baja flexible y débil respectivamente. Este cambio abrupto de rigidez y resistencia genera un mecanismo de disipación de energía que, en caso de un evento sísmico importante, provoca daños extensos, severos e inclusive el colapso.

En el temblor del 19 de septiembre de 2017, más de 284 construcciones en la Ciudad de México se clasificaron con daños moderados, severos o en situación de colapso. Al evaluar dichas edificaciones, se observó que el 53% tenían una irregularidad estructural clasificada de planta baja flexible y débil. Este evento sísmico dejó un saldo de 370 defunciones, 3 289 heridos, daños con pérdidas económicas entre 4 000 y 8 000 millones de dólares y más de 40 edificaciones colapsadas.

La Ciudad de México presenta tres zonas geotécnicas importantes, clasificándose como terreno duro, zona de transición y zona de lago, esta última subdividiéndose en cuatro (IIIa, IIIb, IIIc y IIId). En las zonas de transición y de lago predominan suelos clasificados como arcillosos, los cuales poseen baja rigidez estática y dinámica, distando de la hipótesis de un desplante rígido. En el evento sísmico descrito con anterioridad, se observó que las estructuras con daños moderados, severos e incluso de colapso, estaban situadas en zonas clasificadas como de lago y transición, donde los efectos de la interacción dinámica suelo estructura, deben incluirse en los análisis. Desafortunadamente en los reglamentos de construcciones con los cuales se diseñaron las estructuras, no se estipulaban los criterios o restricciones para diseñar estructuras de planta baja flexible, ni los lineamientos para incluir los efectos de la interacción en los análisis.

El actual reglamento de construcción estipula lineamientos para diseñar estructuras de esta índole, así como las recomendaciones para incluir en el análisis y diseño, los efectos de la interacción suelo estructura.

Palabras clave – Planta baja flexible y débil, interacción suelo estructura, registros de aceleración, análisis dinámicos no lineales, estados límite de daño, índice de confiabilidad

Abstract

The first story free of obstacles, open spaced, with natural light and ventilation, is one of the most attractive architectural configurations in buildings for the human use. This first story is usually composed of frame systems and the upper stories are built with masonry walls. Given the presence of a major density of structural elements in upper stories, the stiffness and strength are greater, classifying the building as soft and weak first-story structures. These abrupt changes of stiffness and strength generates a yielding mechanism that spread extensive, severe damage and even the collapse when a major earthquake strikes.

More than 284 buildings in Mexico City were classified with moderate and severe damage, including some collapses, during the September 19, 2017 earthquake. Statistics showed that 53% of the buildings were classified as soft and weak first-story structures. This seismic event left 370 deaths, 3 289 injured, between 4 000 and 8 000 million (USD) in economic losses and more than 40 buildings in collapsed situation.

Mexico City has three well defined geotechnical zones, hard soil, transition zone and lake zone, the latter with four subdivisions (IIIa, IIIb, IIIc y IIId). Clays with low static and dynamic stiffness predominate in transition and lake zone, far from the hypothesis of a stiff support. The severe, damaged, or collapsed structures in the September 19, 2017 earthquake were in the transition and lake zone area, zones where the dynamic soil structure interaction must be accounted in the response. Unfortunately, the codes used to design these structures, did not indicate the criteria or restrictions for designing soft first-story buildings, nor the recommendations to account the effects of soil structure interaction in the analysis.

The current code has the requirements to design soft first-story buildings, as well as recommendations to include in the analysis and design, the effects of the soil structure interaction.

Key words – Soft and weak first story, soil structure interaction, acceleration records, nonlinear dynamic analysis, damage limit states, reliability index

Objetivo general

Determinar la influencia de la interacción dinámica suelo estructura en el comportamiento sísmico de tres edificaciones típicas de planta baja flexible y débil diseñadas con los reglamentos de construcciones del Distrito Federal de 1976 y 2017, sometidas a acelerogramas registrados en la Ciudad de México durante el temblor del 19 de septiembre de 2017. Se incorporan los efectos de la interacción mediante las recomendaciones reglamentarias vigentes (NTC CDMX-Sismo, 2020).

Objetivos particulares

- Recopilar información previa del comportamiento típico de este tipo de estructuras sometidas a temblores, mostrando la vulnerabilidad mediante los daños y colapsos observados en algunos eventos sísmicos importantes. Así mismo, documentar algunas recomendaciones reglamentarias nacionales e internacionales para esta problemática.
- Recopilar el estado del arte y las recomendaciones reglamentarias para incluir la interacción dinámica suelo estructura en los análisis correspondientes.
- Estudiar el movimiento del terreno de las zonas II y III de la Ciudad de México, en el temblor del 19 de septiembre de 2017 mediante el análisis y distribución de aceleraciones horizontales pico del suelo (PGA), espectros de pseudoaceleración elásticos, espectros de ductilidad uniforme, análisis de frecuencias y cocientes espectrales.
- Diseñar un grupo de edificaciones típicas de planta baja flexible y/o débil en la Ciudad de México con dos reglamentos de diseño: el del 1976 y el actual de 2017.
- Realizar análisis estáticos y dinámicos no lineales de las edificaciones, caracterizando el comportamiento elástico e inelástico de los componentes, así como los parámetros para incluir los efectos de la interacción en el análisis.
- Determinar la influencia de la interacción dinámica suelo estructura con base en la modificación de las propiedades dinámicas, la ductilidad efectiva, el índice de daño y los mecanismos de colapso.
- Cuantificar probabilidades de falla e índices de confiabilidad para los edificios analizados.

Capítulo 1. Comportamiento sísmico de edificios con planta baja flexible

1.1 Descripción de los edificios de planta baja flexible o débil

1.1.1 Origen y características arquitectónicas de la planta baja flexible o débil

Una de las principales configuraciones estructurales más atractivas desde el punto de vista arquitectónico, son las edificaciones con planta baja libre de obstáculos, como lo son los muros de carga inamovibles, muros divisorios difíciles de remover o cualquier otro elemento estructural de grandes dimensiones. Tener espacios abiertos en planta baja ofrece grandes ventajas para sus ocupantes. Su uso puede ser de comercio o, en las edificaciones destinadas a uso habitacional, para alojar automóviles.

En edificios de apartamentos, los entrepisos superiores a la planta baja, usualmente se caracterizan por tener espacios cerrados o sin tantas aberturas, donde predomina una gran densidad de muros o elementos estructurales con respecto a la planta baja misma, siendo esta una característica predominante en este tipo de construcciones. Por otro lado, no es necesaria la gran densidad de elementos estructurales en entrepisos superiores para generar un mecanismo de planta baja flexible y/o débil, como se describirá más adelante.

La tendencia arquitectónica de planta libre, probablemente se deriva de 3 de los 5 puntos descritos en el tratado “Los cinco puntos de una nueva arquitectura” postulados por el arquitecto suizo Le Corbusier. Dichos puntos en general describen lo siguiente:

- Pilotes: Se propone que la estructura esté izada o soportada por pilotes o columnas esbeltas para poder crear una sensación de vacío y amplia movilidad, la cual puede ser ocupada por el movimiento del auto, protagonista del espacio público en la era industrial.
- Planta libre: Imponen una planta arquitectónica sin ninguna o con muy pocas obstrucciones generando libertad para la disposición de las actividades que allí se realizarán, las cuales se imponían por el diseño arquitectónico de los edificios tradicionales con la presencia de muros de carga.
- Fachada libre: La estructura se retira de la línea del frente para permitir una mayor libertad de composición arquitectónica (figura 1-1).



Figura 1-1: Villa Savoye, ícono principal en el tratado "Los cinco puntos de una nueva arquitectura" diseñado por Le Corbusier

Los postulados anteriores se fundamentaron en el uso de nuevos materiales de construcción y estructuras soportadas por marcos de concreto reforzado, los cuales se venían desarrollando desde finales del siglo XIX, e hicieron posible la concepción de estas estructuras sobre columnas esbeltas, dejando a un lado el sistema estructural predominante a base de muros robustos de carga.

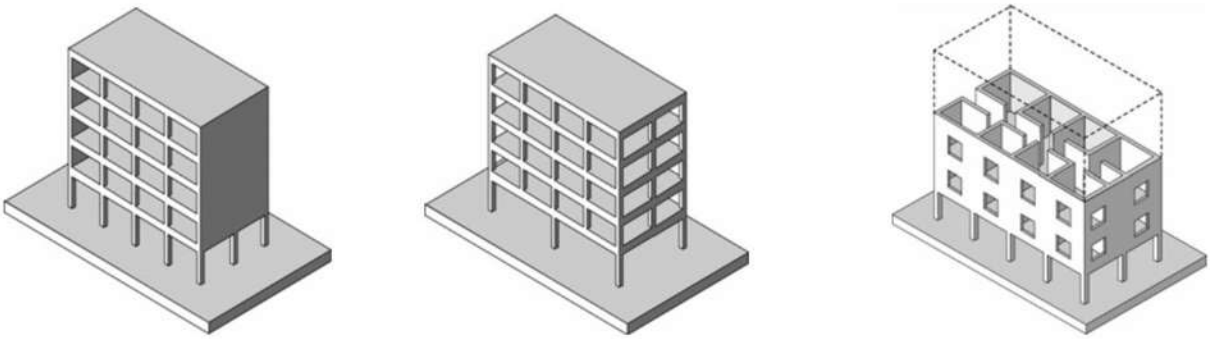
Con el paso del tiempo, estas construcciones de planta baja flexible se han modificado o adecuado para diversos tipos de necesidades, combinando materiales como el concreto reforzado, piezas para mampostería confinada interna o externamente, o inclusive acero estructural, sin embargo, la tipología no ha sufrido de cambios radicales desde sus orígenes.

Actualmente las grandes tendencias de urbanización, en especial en los países en desarrollo, son testigos de la construcción de edificaciones de múltiples niveles con la planta baja libre, esto nos indica la necesidad práctica de proveer un espacio abierto para satisfacer las funciones anteriormente descritas.

1.1.2 Conceptos estructurales, geométricos y de construcción que predominan en las plantas flexible y/o débiles

Se clasifica como estructura con planta flexible y/o débil cuando existe una discontinuidad o irregularidad abrupta en la disposición y cantidad de elementos que otorgan rigidez y/o resistencia en la altura de la edificación. Dicha planta con estas características puede encontrarse en cualquier nivel del edificio. La vulnerabilidad de la estructura depende de la

ubicación, las propiedades dinámicas del edificio y del movimiento al que esté sujeto, siendo en la mayoría de las veces una alta vulnerabilidad. Si el entrepiso con características flexibles y/o débiles se encuentra en la planta baja, adopta el nombre de planta baja flexible y/o débil (figura 1-2).



a) b) c)

Figura 1-2: Ejemplos de entrepiso débil y/o flexible. a) Inclusión de muros estructurales entre los marcos, b) Discontinuidad de columnas en planta baja, c) Estructuración a base de muros en pisos superiores y marcos en planta baja. (Guevara Pérez, 2012)

Es necesario denotar la diferencia entre planta flexible y débil para fines de interpretación, ya que estos representan dos fenómenos diferentes. Se denomina "planta flexible" cuando la disposición o ausencia de elementos estructurales modifican la rigidez de esta, y más importante aún, esta rigidez modificada es considerablemente menor que el resto las demás plantas del edificio. En cambio, la "planta débil" se asocia con la capacidad resistente de esta en comparación de la capacidad resistente de los demás niveles.

Una edificación con planta baja flexible ante acciones laterales de sismo o ráfagas de viento genera altas demandas de desplazamiento de este entrepiso y por ello, disipa la mayoría de la energía de entrada en la porción más flexible y la restante distribuida en los entrepisos superiores.

En general, se puede considerar que las estructuras de planta baja flexible y/o débil se generan a partir de tres principales conceptos, estos son estructurales, geométricos (arquitectura) o de construcción, pudiéndose combinar alguna o todas las clasificaciones.

- **Estructurales:** Estos se presentan cuando el diseñador estructural propone una solución con discontinuidades o irregularidades abruptas en elevación, tanto de rigidez o de resistencia (figura 1-3).

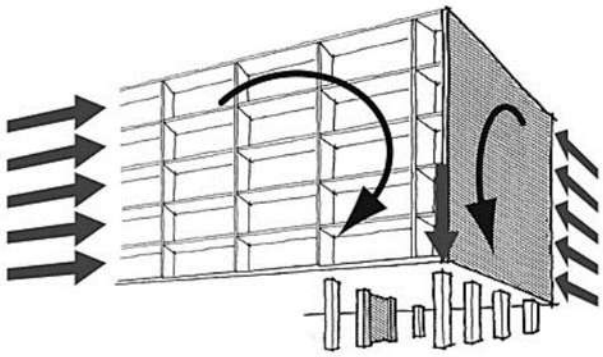
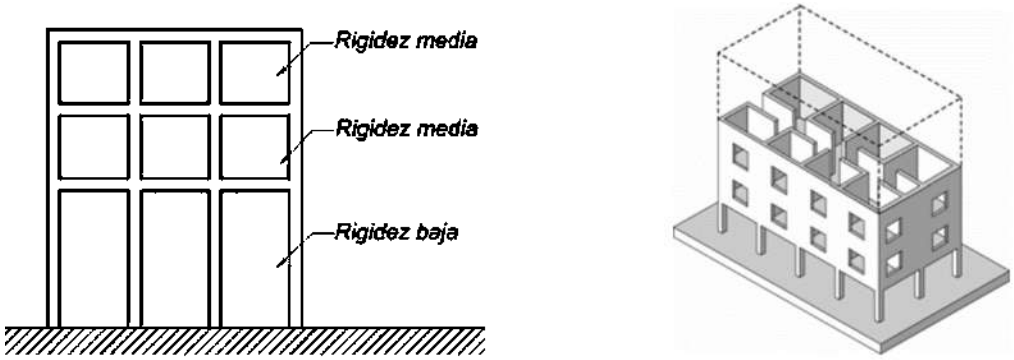


Figura 1-3: Mecanismo de planta baja flexible y débil por inclusión de muros estructurales en todos los entrepisos excepto planta baja. (Guevara Pérez, 2012)

- **Geométricos:** Cuando los requisitos arquitectónicos del proyecto imponen una estructura con este tipo de vulnerabilidades, tanto por la distribución y variación de los elementos de soporte en planta y altura o por cambios significativos de rigidez debido a diferencia de altura en entrepisos (figura 1-4).



a) b)

Figura 1-4: Mecanismo de planta baja flexible y/o débil por discontinuidades geométricas. a) Flexibilidad de planta baja por aumento en altura (NTC CDMX-Sismo, 2020). b) Planta baja flexible y débil por cambios de estructuración (Guevara Pérez, 2012).

- **Constructivos:** En muchos proyectos donde se concibe un comportamiento de marcos o columnas libres de interacción con elementos circundantes, especificando en el proyecto el deslinde de estos, los muros divisorios o de relleno se encuentran en contacto con las columnas y trabes por omisión constructiva, generando interacción entre los mismos y rigidizando el comportamiento ante desplazamientos laterales (figura 1-5). En la mayoría de las ocasiones, dado que la planta baja es libre de muros o elementos de división, el aumento de la rigidez de los entrepisos superiores (debido a la interacción de los muros de relleno) genera el fenómeno ya descrito con anterioridad.

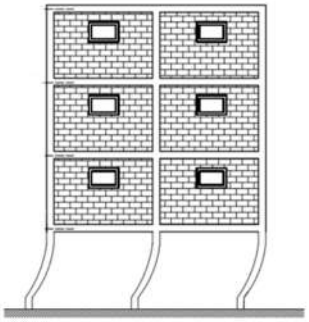


Figura 1-5: Mecanismo de planta baja flexible y débil por interacción de muros de relleno con los marcos circundantes (NTC CDMX-Sismo, 2020).

Por último, los edificios con clasificación de flexible y/o débil no están limitados a materiales como el concreto o mampostería, estos también se pueden presentar en marcos de acero, madera, muros de materiales a base de derivados del cemento o fibras, etc. El fenómeno de planta baja flexible y/o débil se genera en mayor medida a partir de la disposición geométrica de elementos resistentes, sus propiedades intrínsecas y las acciones a las que estará sometida la estructura, y en menor proporción a los materiales de la construcción.

La importancia del estudio, prevención y mitigación de los fenómenos asociados a la planta baja flexible está asociada principalmente a su alta vulnerabilidad ante las demandas asociadas al movimiento horizontal de la estructura, en específico las de origen sísmico, así como la alta tasa de daños, colapsos parciales y totales que se presentan cuando ocurren eventos sísmicos de magnitud importante en la República Mexicana y en el resto del mundo.

1.2 Respuesta estructural y vulnerabilidad sísmica

1.2.1 Comportamiento general característico

En estructuras regulares, los desplazamientos laterales producto del movimiento sísmico del suelo se distribuyen de manera homogénea o uniforme en los entrepisos como función de su altura. Esto debido a que existe una distribución regular de masas y rigidez en el sistema. Sin embargo, en estructuras de planta baja libre, la disposición de elementos que impiden la deformación libre de la estructura en los pisos superiores o cuando se diseña una estructura con mucha más rigidez en los entrepisos superiores, la planta baja al ser la porción más flexible de la estructura tendrá la mayor demanda de desplazamientos, mientras que los pisos superiores tienen un movimiento cercano al rígido con bajas demandas de desplazamiento de entrepiso (figura 1-6).

Múltiples observaciones en campo han evidenciado este comportamiento. Jara, et al. (2020) observaron durante el recuento de daños del sismo del 19 de septiembre de 2017 en la Ciudad de México que muchas edificaciones de planta baja flexible dañadas o colapsadas mantenían los vanos de puertas y ventanas casi intactas. Así mismo, investigaciones analíticas corroboran este comportamiento, por ejemplo, Sekhar Swain & K. Patro (2015) determinaron que la respuesta lateral de estas edificaciones se caracteriza por grandes demandas de rotaciones inelásticas concentradas en las columnas adyacentes a la losa de planta baja, mientras que la estructuración superior se comporta de manera cuasi rígida.

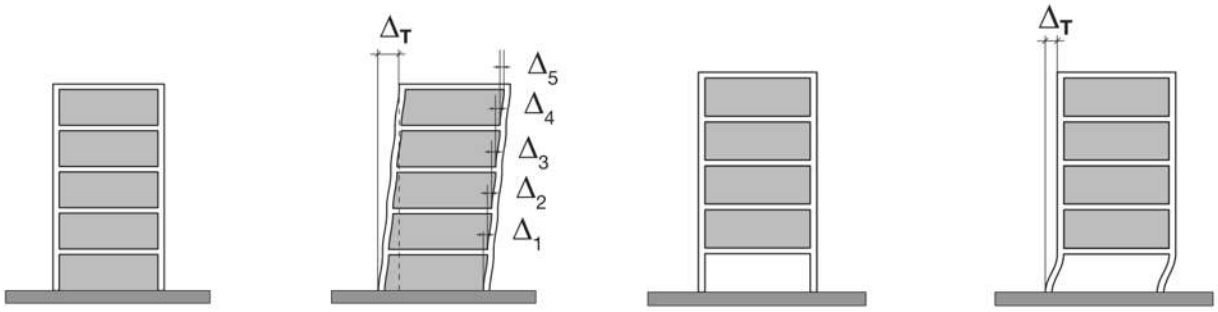
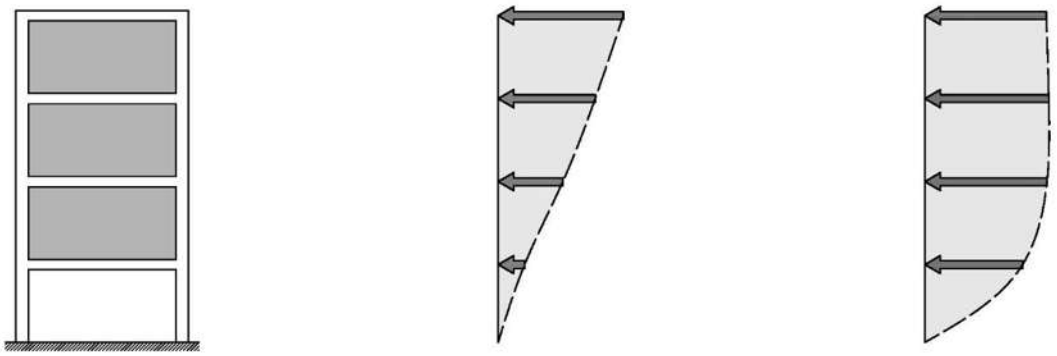


Figura 1-6: Desplazamientos laterales en dos tipos de estructuras. a) Estructura regular b) Estructura con planta baja flexible (Guevara Pérez, 2012)

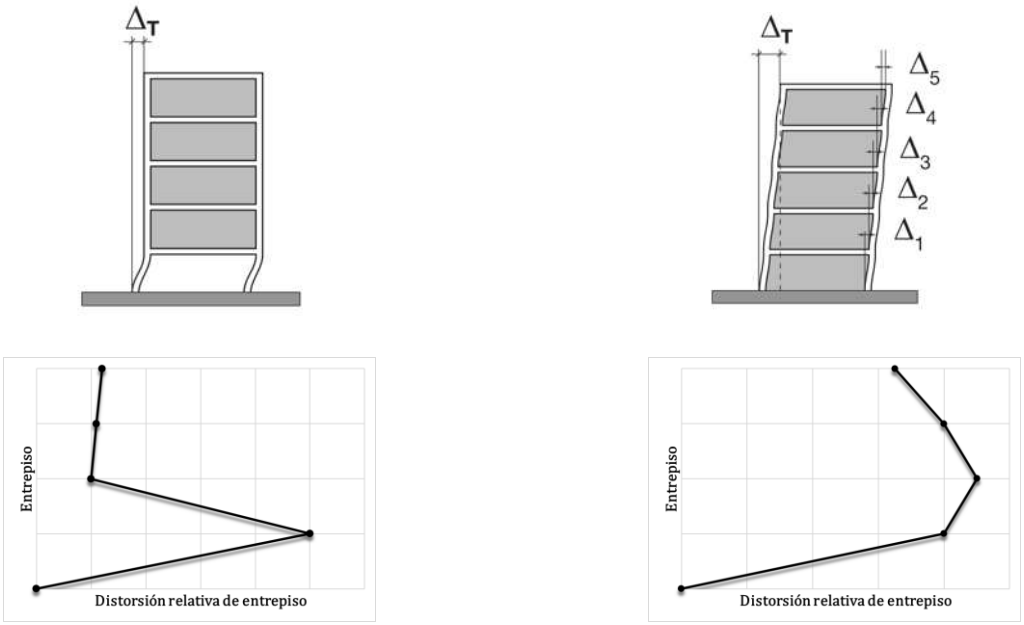
La distribución en altura de fuerzas laterales elásticas de este tipo de estructuras, dada su naturaleza de alta irregularidad, no sigue el patrón característico de las estructuras regulares (triangulo invertido) correspondiente al primer modo fundamental vibración de traslación. En realidad, la distribución de fuerzas laterales comienza como una parábola invertida, hasta un punto donde prácticamente se mantienen constantes las fuerzas laterales (figura 1-7). Con base en lo anterior, el método estático no predice de manera correcta la distribución de fuerzas inerciales a lo largo de los entrepisos. Reglamentos como el Eurocódigo expresan las limitantes de los métodos estáticos (fuerzas laterales equivalentes) y establecen el uso de métodos dinámicos modales cuando se tiene este tipo de irregularidades.



a) b) c)

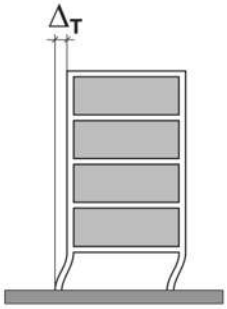
Figura 1-7: Distribución de fuerzas inerciales elásticas. a) Estructura de planta baja flexible, b) distribución de una estructura regular (semejante al método estático), c) distribución de una estructura con planta baja flexible

Otro comportamiento característico es la concentración de desplazamientos laterales relativos de entrepiso en la planta baja, mientras que en los pisos superiores las distorsiones se mantienen mínimas o prácticamente nulas en comparación con la planta baja. Caso contrario en las estructuras regulares, donde dicha distribución suele tener un comportamiento más uniforme, en ocasiones es sesgada la distribución, sobre todo en estructuras más flexibles, pero sin tener concentraciones o cambios radicales como en estructuras de la planta baja flexible y/o débil (figura 1-8).



a) b)

Figura 1-8: Distribución característica de distorsiones relativas de entrepiso en dos tipos de estructuras; a) Estructura de planta baja flexible, b) Estructura regular



a)

$$\Phi_{(i)} = \begin{Bmatrix} i_1 \approx 1 \\ i_2 \approx 1 \\ \vdots \\ i_n \approx 1 \end{Bmatrix}$$

b)

$$\Gamma_{(m)} = \begin{Bmatrix} \Gamma_1 \approx 1 \\ \Gamma_2 \approx 0 \\ \vdots \\ \Gamma_n \approx 0 \end{Bmatrix}$$

c)

Figura 1-9: Propiedades dinámicas modales características en estructuras de planta baja flexible; a) Deformación lateral típica, b) Vector de desplazamientos modales asociados al primer modo para cada grado de libertad, c) Vector de factores de participación de masa asociados a cada modo

1.2.2 Demanda de desplazamientos y energía de deformación inelástica

El movimiento dinámico de estructuras con planta baja flexible está fuertemente ligado al primer modo de vibrar trasnacional, que es evidente al determinar las formas modales y los factores de participación de masa. En la figura 1-9 se presenta una estructura bidimensional, su deformación modal y participación de masas para ilustrar el comportamiento descrito con anterioridad.

Reconociendo que las estructuras en la práctica profesional son diseñadas bajo la filosofía sísmica basada en fuerzas (implementada en las normativas y reglamentos), se busca la disipación de energía sísmica a través de la no linealidad de los materiales del sistema y la capacidad dúctil, lo que se traduce en daños a la estructura. La ductilidad que puede alcanzar una edificación depende del tipo de estructuración, su hiperestaticidad, su material, el detallado las conexiones, el tipo de movimiento del terreno, el suelo del desplante, su cimentación y algunas otras características. La figura 1-10 muestra lo descrito con anterioridad.

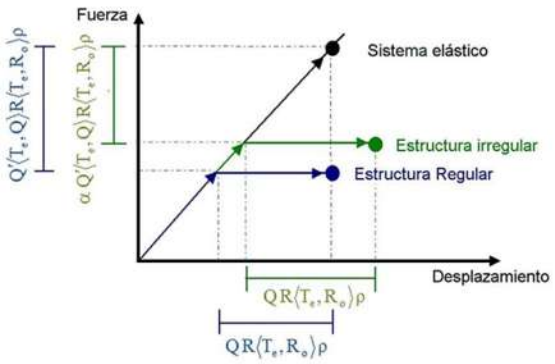


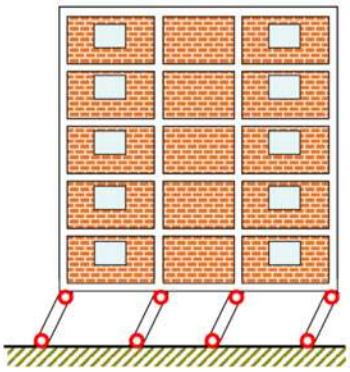
Figura 1-10: Filosofía basada en fuerzas para estimar los desplazamientos inelásticos

(MOC-DS, 2015)

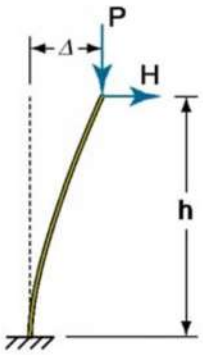
Una vez que comienza la fluencia en este tipo de estructuras, dado el patrón de fuerzas laterales y la concentración de distorsiones en el primer nivel, se dispersa rápidamente el daño en la planta baja flexible, con la acumulación de distorsión angular en la planta baja y el movimiento cuasi rígido y elástico de los pisos superiores. Los efectos de segundo orden P-Δ, o efectos de entrepiso, juegan un papel importante cuando se incursiona en el intervalo inelástico, pues las grandes distorsiones del primer entrepiso combinadas con el peso de los entrepisos superiores

generan en la estructura altas demandas en este entrepiso, reduciendo su capacidad ante cargas laterales y acelerando el mecanismo de colapso.

El daño principalmente se focaliza en las columnas, ya que las trabes que unen a los marcos usualmente están confinadas por los muros de mampostería de los pisos superiores, otorgándoles un efecto de sección compuesta y una restricción significativa al giro. Otras fuentes de restricciones y que además otorgan sobrerresistencia a las vigas son, por ejemplo, las losas de entrepiso, que inducen a comenzar el daño en las columnas, ya que estos son los elementos más débiles o vulnerables para este tipo de construcciones.



a)



b)

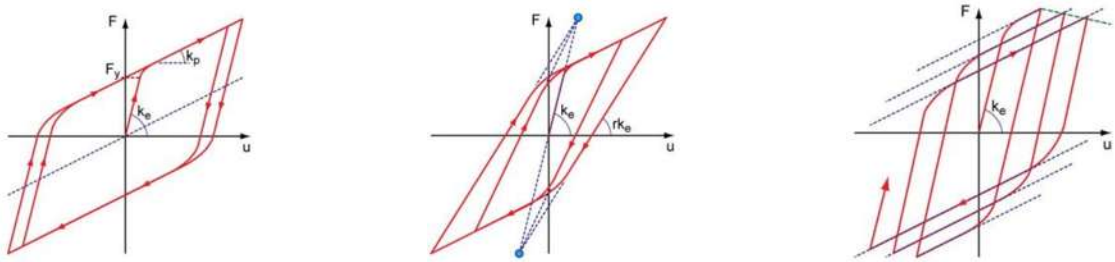


c)

Figura 1-11: Concentración de daños en estructuras de planta baja flexible, a) Mecanismo de colapso de un edificio con planta baja flexible y/o débil (Miranda, 2018), b)Ilustración típica de los efectos P-Δ (Deierlein, et al., 2010), c) Fallas en columnas en un edificio de planta baja flexible (Galvis, et al., 2017)

La figura 1-11 muestra esquemáticamente el mecanismo en este tipo de estructuras. Artículos y reportes como los descritos por Jara et al. (2020), Miranda (2018) y Ruíz García (2019), muestran mediante evidencia fotográfica el mecanismo expuesto con anterioridad.

La estabilidad y respuesta de las estructuras en el intervalo no lineal es dependiente de muchos factores, como los descritos en la definición de los desplazamientos inelásticos. Otro factor muy importante, y que no fue descrito con anterioridad, es el comportamiento y la forma que tiene la gráfica resistencia-deformación en la historia del tiempo (comúnmente fuerza-desplazamiento o momento-rotación). A este tipo de gráfico se le conoce como ciclos histéricos y en ellos pueden observarse fenómenos característicos de la geometría y degradación de los materiales que componen la sección transversal del elemento, así como la energía histerética (área encerrada en las curvas), que es disipada por la fluencia, inelasticidad o plasticidad.



a) Modelo histerético sin degradación

b) Modelo con degradación de rigidez

c) Modelo con degradación cíclica de resistencia

d) Modelo con degradación de resistencia por fractura

e) Modelo con degradación en ciclo de rigidez y resistencia

f) Modelo con acortamiento cercano al origen por deslizamiento o cierre de grietas (pinching)

Figura 1-12: Algunos tipos de modelos para el comportamiento histerético (Deierlein, et al., 2010)

Para las estructuras de planta baja flexible y débil, los comportamientos típicos observados en estructuras dañadas son por flexión, cortante y mal detallado (adherencia, confinamiento, traslapes, etc.). Este comportamiento debe caracterizarse en un modelo numérico para que sea capaz de reproducir dichos fenómenos, y con ello estimar de una manera más certera el comportamiento esperado en el intervalo no lineal.

Estudios como los de Jara et al. (2020), evidencian que el mecanismo de colapso consiste principalmente en una distorsión de entrepiso incontrolada, debido a que las columnas principalmente fallan por cortante y/o pandeo de armado longitudinal antes de alcanzar rotaciones plásticas por flexión considerables, siendo las importantes demandas sísmicas combinadas con la escasa o en sus casos nula cantidad y detallado de acero transversal, las responsables de este tipo de fallas. Al ser ampliamente reconocida la falla por cortante como de tipo frágil, es inevitable el colapso parcial o total de la edificación ya que las columnas de planta baja deben soportar todo el peso de los entrepisos superiores y las demandas sísmicas.



a) b)

Figura 1-13: Columnas dañadas en edificios de planta baja flexible; a) Pérdida de recubrimiento y pandeo de armado longitudinal (Jara, et al., 2020), b) Falla por cortante (Miranda, 2018).

La dinámica estructural muestra que la estructura disipa prácticamente toda la energía de entrada mediante el amortiguamiento inherente (asumido de tipo viscoso) y la fluencia o inelasticidad. La energía cinética y la elástica (deformación recuperable), además de ser

pequeñas, disminuyen al final del movimiento del terreno. Así mismo, las estructuras diseñadas con factores de comportamiento sísmico altos disipan menos energía por amortiguamiento y más por la de fluencia del material, lo que conduce a demandas de desplazamientos importantes y por lo tanto causa daños a la estructura de carácter permanente al final del sismo.

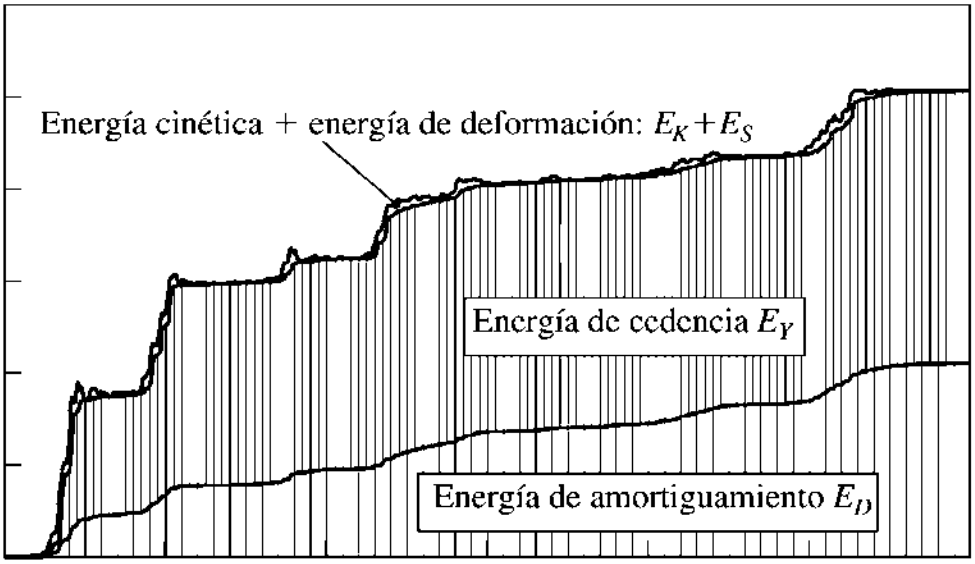


Figura 1-14: Balance energético en estructuras sometidas a temblores (Chopra, 2012).

Desde el punto de vista del balance energético, las estructuras colapsan debido a grandes demandas de energía de entrada (E_I). Esta energía, para cualquier instante, es por equilibrio la suma de las energías cinética (E_K), de deformación o elástica (E_S), de fluencia (E_Y) y de amortiguamiento (E_D). Si la energía de entrada producida por el sismo se disipa en mayor medida por la energía de fluencia y los elementos resistentes de la planta baja flexible y/o débil tienen poca ductilidad o presentan una falla súbita, la demanda superará la capacidad de la estructura, llevándola a un colapso inminente.

1.2.3 Vulnerabilidad sísmica y curvas de fragilidad

La problemática asociada con las estructuras de planta baja flexible y/o débil ha sido identificado desde hace muchos años, es ampliamente reconocido como una estructuración deficiente y que en la mayoría de los casos ha sido catalogada como la causa principal de colapso

en terremotos fuertes. Investigadores como Miranda (2018) identifican la complejidad del problema y catalogan como una situación a la que no se le presta la suficiente atención en el proceso de análisis y diseño estructural ya que, aunque si bien en la comunidad estructural dentro de la práctica profesional se es consciente de que este tipo de estructuraciones son deficientes, la mayoría no tiene un conocimiento adecuado de la gravedad de la situación.

Como ya se ha mencionado con anterioridad, este tipo de estructuraciones combinan problemas tanto de rigidez y resistencia lateral como de inestabilidad dinámica global, siendo este último un problema complejo el cual es difícil de capturar con los métodos de análisis lineales dinámicos o estáticos equivalentes, plasmados en la mayoría de los reglamentos o normativas para el uso en la práctica profesional. Desafortunadamente en muchos de los casos, al no poder estimar adecuadamente el comportamiento esperado, no es posible aminorar las deficiencias asociados a este tipo de estructuraciones bajo las solicitaciones de terremotos de magnitud considerable.

El comportamiento inadecuado de las estructuras, evidenciado en eventos sísmicos, como lo es el daño severo en un gran número de estructuras, los colapsos, las pérdidas humanas y económicas, ha impulsado a desarrollar metodologías para evaluar las propiedades intrínsecas que tienen las construcciones y con ello inferir cual será el comportamiento en eventos futuros, para tomar decisiones que permitan una visión más resiliente. Una de estas metodologías es la evaluación de la vulnerabilidad estructural, la cual es función de la capacidad y la demanda. Por las incertidumbres involucradas, esta metodología debe abordarse desde un punto de vista probabilista. Generalmente la vulnerabilidad sísmica se expresa como función de un parámetro de intensidad sísmica y un parámetro de demanda estructural.

Las metodologías para evaluar la vulnerabilidad sísmica se dividen en dos: las empíricas y las analíticas. Las metodologías empíricas están relacionadas con la inspección visual y la determinación de índices de vulnerabilidad. Estos índices dependen de parámetros del sistema estructural, de las condiciones de regularidad horizontal (planta) y vertical (elevación), de la capacidad sísmica, de las condiciones del suelo y de información adicional recopilada en campo. Su principal ventaja es que se trabaja con estructuras reales sin daño o con daño producto de un evento sísmico. Sin embargo, su principal desventaja se encuentra en que este enfoque está basado en la observación, que puede ser limitada, está directamente influenciado por la opinión del evaluador y adicionalmente, es imposible en términos prácticos cubrir todos los tipos de

sistemas estructurales e intensidades. En resumen, las metodologías empíricas se desarrollaron a partir de la recopilación visual, experimental, analítica y de sitio con el fin de cubrir la mayoría de los comportamientos esperados y generar una evaluación a través de un índice que permita tomar una decisión.

Aun con las limitantes y desventajas que tienen los métodos empíricos, también son de gran utilidad, pues son los encargados de evaluar en primera instancia el estado estructural de las construcciones, permitiendo de manera rápida clasificar y catalogar las estructuras más vulnerables de una población, con el fin de tomar acciones de reparación, rehabilitación o sustitución.

Guías como el FEMA P-154, el cual establece una metodología para la evaluación visual rápida para edificaciones con potenciales amenazas sísmicas, reconoce la alta vulnerabilidad de estas estructuras, haciendo hincapié en detectar estos posibles mecanismos y castigando de manera severa la puntuación del inmueble. Si bien es cierto, y la misma guía lo menciona, que es difícil cuantificar de manera visual la flexibilidad y resistencia de un entrepiso para clasificarlos como irregulares, la guía incluye bastantes ilustraciones y comentarios para poder identificar este potencial mecanismo de falla (figura 1-15).

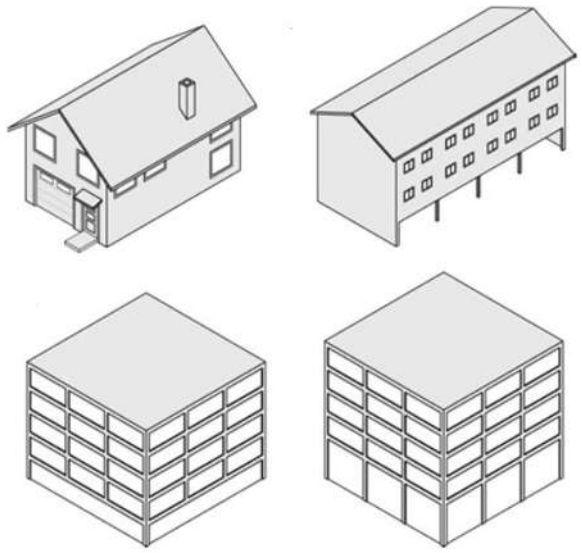
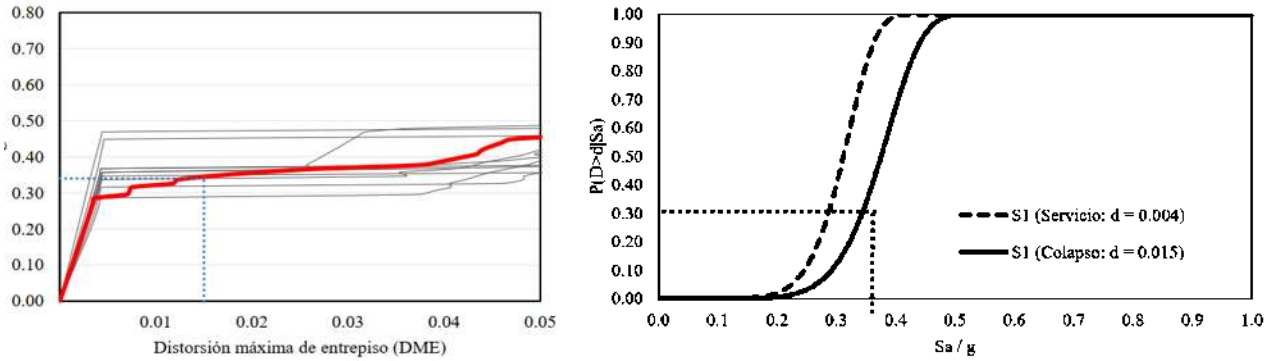


Figura 1-15: Entrepiso flexible y/o débil de acuerdo con la guía de referencia de irregularidades verticales (FEMA P-154, 2015)

Los métodos analíticos para evaluar la vulnerabilidad sísmica, también llamados métodos teóricos, se basan en simular el comportamiento estructural debido al movimiento de un terremoto. El objetivo principal es conocer el desempeño de la estructura, los daños asociados, posibles mecanismos, los estados límite de servicio, etc. Dado que la filosofía basada en fuerzas basa la seguridad estructural en la capacidad de disipación de energía por medio de la fluencia, se requiere hacer uso de análisis no lineales, ya sean estáticos o dinámicos para evaluar la respuesta esperada. Hasta el momento, los análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo (ADNLHT), es el método más preciso y exacto para evaluar el desempeño de una estructura, recientemente con el rápido crecimiento de la tecnología y los recursos computacionales, se ha vuelto más accesible su implementación. El análisis dinámico incremental es una extensión del ADNLHT, la cuál ha sido una poderosa metodología para evaluar el comportamiento de la estructura a diferentes intensidades de un movimiento, desde la parte elástica hasta el mecanismo de colapso.

Una herramienta para medir la vulnerabilidad sísmica con los métodos analíticos es el uso de las curvas de fragilidad, estas se definen como la probabilidad condicional de alcanzar o exceder un determinado valor de demanda estructural dado un valor de intensidad. La función de fragilidad depende de la capacidad y demanda que se suelen definir con distribuciones de probabilidad y muy frecuentemente de tipo lognormal. Para el caso de edificios irregulares, como los de planta baja flexible y/o débil, la curva de fragilidad es más eficiente y tiene más sentido cuando se obtiene para el desplazamiento, distorsión relativa o demanda de rotación en las columnas en la planta baja, como parámetro de demanda y la pseudo-aceleración espectral o aceleración máxima del terreno como parámetro de intensidad.

Para obtener los dos parámetros que definen a la densidad lognormal de cada estado límite de daño asociados a una curva de fragilidad, se utilizan con frecuencia análisis estáticos no lineales (pushover) y en otras ocasiones análisis dinámicos no lineales de historia en el tiempo. Investigaciones como las de Ruíz Gómez et al. (2020) muestran por medio análisis no lineales incrementales y curvas de fragilidad, el comportamiento de estructuras de planta baja flexible características en la Ciudad de México.



a) b)

Figura 1-16: Curva de análisis dinámico incremental y de fragilidad en estructuras de planta baja débil, a) Curva ADI, b) Curva de fragilidad (Ruíz Gómez, et al., 2020)

1.3 Histórico de algunos sismos nacionales e internacionales representativos

La observación y estudio de los eventos sísmicos, así como sus efectos en las construcciones, han otorgado la capacidad de desarrollar numerosas herramientas y técnicas, cada vez más confiables, para evaluar la vulnerabilidad estructural, desarrollar y mejorar reglamentos de construcción, detectar e identificar sistemas inapropiados, realizar micro o macro zonificaciones, desarrollar dispositivos de control, etc.

Desafortunadamente, los eventos sísmicos de intensidad importante han originado grandes pérdidas económicas, sociales, culturales y humanas, siendo esta última la más trágica e importante de todas. El objetivo principal de aprender de estos eventos naturales es salvaguardar la vida humana y de manera subsecuente, los demás ámbitos involucrados.

Con el objetivo de concientizar y aprender de nuestro pasado, para en un futuro no presenciar las mismas tragedias, se hace una recopilación histórica, de algunos eventos sísmicos que han sido considerados importantes, tanto por su magnitud, intensidad y recuento de daños asociados a fallas por planta baja flexible o débil.

1.3.1 Sismo de San Fernando, Estados Unidos de 1971

Este terremoto ocurrió el 9 de febrero de 1971, a las 06:00:41 tiempo del pacífico, con una magnitud de 6.6 en la escala de Richter (M_L), con profundidad focal de 13 kilómetros y una

intensidad máxima de XI (en la zona noroeste de la ciudad) en la escala de Mercalli modificada, es considerado como uno de los terremotos más trágicos en la historia de Estados Unidos. Simultáneamente es conocido como el sismo de Sylmar, dado que el acontecimiento produjo los peores daños en el centro médico Olive View, ubicado en Sylmar, distrito del Valle de San Fernando. Desafortunadamente se registraron 58 decesos, 2 400 heridos y daños que produjeron pérdidas económicas que rondan alrededor de los 500 millones de dólares.

Este sismo es uno de los más significantes y sin duda de los más sorprendentes en términos de sismología, ya que se cuenta con una colección única de registros de aceleración muy basta y extensa, con un total de 241 aparatos, fue el sismo más documentado en su época. Las aceleraciones horizontales pico del suelo registradas en este evento se encontraron en el intervalo de 0.16-0.37g, la estación de la presa Pacoima, recopiló las máximas aceleraciones registradas hasta el momento, en un intervalo de 0.5 a 0.75g con múltiples picos de amplitudes alrededor de 1g.

Uno de los edificios más recordados en este evento, fue el hospital Olive View, que constaba prácticamente de cinco cuerpos separados que hacían el conjunto, de cinco entrepisos y un sótano cada uno de ellos. Debido a que la estructura presentaba grandes discontinuidades en rigideces y masas en su elevación, incluyendo un mecanismo de planta baja flexible, los daños se concentraron prácticamente en el sótano y la planta baja (figura 1-17). La planta baja afortunadamente no colapsó, pero el edificio quedó con un desplome hacia el norte de aproximadamente sesenta centímetros (dos pies). Tres de las cuatro torres de escaleras de concreto se separaron del edificio principal, por lo que su colapso fue inminente.



Figura 1-17: Falla en planta baja y desplome en el hospital Olive View en el sismo de San Fernando, Estados Unidos de 1971 (Makris & Moghimi, 2019).

1.3.2 Sismo de Valparaíso, Chile de 1985

El terremoto de Valparaíso ocurrió el 3 de marzo de 1985 a las 19:47 hora local, con una magnitud de 7.8 en la escala de ondas superficiales (M_S), con profundidad focal estimada de 33 kilómetros y una intensidad de IX en la escala de Mercalli, está catalogado como uno de los grandes sismos que se tiene registro en Chile. Debido a la carencia de las edificaciones y que no existía una sensibilidad ante los eventos sísmicos, los daños fueron severos. El registro final indicó 178 defunciones, 2 575 heridos, 986 544 damnificados y daños estimados en la época por más de 1 046 millones de dólares.

Afortunadamente en el momento y en el país se tenía en funcionamiento 31 estaciones de registro de aceleración, lo que permitió el estudio y reestructuración de los códigos locales de construcción a futuro. En este evento se registraron aceleraciones horizontales pico del suelo de hasta 0.67g en las inmediaciones de la estación Llolleo.

En las inmediaciones de las ciudades de Santiago y Valparaíso, se encontraron múltiples estructuras que presentaban múltiples irregularidades verticales, así como en planta, las cuales presentaban muchos daños. Uno de los casos característicos es el fenómeno de planta baja flexible, el cual causó colapsos parciales en edificios de departamentos, donde las columnas de borde predominaron la falla (figura 1-18).



Figura 1-18: Colapso parcial de una estructura de planta baja flexible en columna de borde en el sismo de Valparaíso, Chile de 1985 (Páez, et al., 2017).

1.3.3 Sismo de Michoacán, México de 1985

El sismo con profundidad focal de 15 kilómetros y con epicentro en las costas de Michoacán, también conocido como México 85, ocurrió el 19 de septiembre de 1985 a las 07:19:47 hora local, con una magnitud de 8.1 en la escala de ondas superficiales y IX en la escala de Mercalli (en el anterior Distrito Federal). Es sin lugar a duda uno de los sismos más catastróficos y devastadores que ha experimentado la región y el país, afectando principalmente a la región del valle de México. Enseñó que en el gobierno no existía un plan de protección civil y por lo tanto, detonó la necesidad de crear un organismo encargado para la protección ciudadana y el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). El número total de defunciones, heridos y daños materiales nunca se conoció con precisión. Hablando de defunciones solo existen aproximaciones; 3 192 fue la cifra oficial, sin embargo, cálculos de organizaciones externas estiman que se superaron las 20 000 defunciones (Servicio de Información Agroalimentaria y Pesquera, 2020). Los costos por daños rondan entre 3 000 y 4 000 millones de dólares dada la alta tasa de colapsos y edificios severamente dañados.

El sismo mostró que la instrumentación sísmica con que se contaba en el valle de México en la época era deficiente, con apenas nueve estaciones de registro de aceleración, quedó en evidencia la carencia para entender y estudiar el problema. Dado lo anterior, permitió que en los siguientes años se densificara y se tomara más seriedad a la instrumentación sísmica en la región. En este evento se registraron aceleraciones horizontales pico del suelo de hasta 0.17g y aceleraciones espectrales horizontales pico que ascienden a 0.96g, ambas en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). Así mismo, se comprobó que la respuesta dinámica de los suelos flexibles o blandos en la región era más compleja de lo que se asumía en la época, estudios detallados han permitido estimar que la interacción suelo-estructura fue un factor sumamente importante, ya que este fenómeno magnificó los desplazamientos laterales, así como los momentos de volteo.

Las estructuras irregulares mostraron la alta vulnerabilidad que tenían, aun cuando fuesen diseñadas con las normas sísmica vigentes en su momento (1966 y 1976). Del número total de edificios colapsados, más del 40% correspondió a edificios de esquina que fallaron por un efecto combinado de torsión y entrepiso flexible y/o débil (figura 1-19). Esta última falla se presentó principalmente en edificios de departamentos ubicados en colonias como la Condesa, la Del Valle, la Roma y Navarrete. Como se ha mencionado con anterioridad, las fallas y colapsos en

estos edificios se deben a la diferencia abrupta de rigidez y resistencia que existe entre la planta baja flexible y débil, con respecto a los pisos superiores.



Figura 1-19: Colapso de edificios de esquina combinados con planta baja flexible y/o débil en el sismo de Michoacán, México de 1985 (Tena Colunga, 2004)

1.3.4 Sismo de El Salvador, El Salvador de 1986

El temblor de El Salvador tuvo lugar el 10 de octubre de 1986 a las 11:49:26 hora local, con una magnitud de 5.4 en la escala de Richter, profundidad focal de 7 kilómetros e intensidad de VIII-IX en la escala de Mercalli Modificada, ha sido uno o si no el evento telúrico más devastador que ha presenciado la capital de este país. En términos sismológicos este terremoto es considerado de media a baja magnitud, causando más daños de lo normalmente esperado para este tipo de magnitudes, por lo que es atribuible a las carencias constructivas, reglamentarias y cultura sismorresistente. Se estima que la cifra de defunciones ronda los 3 500 a 5 600 registros, 20 000 heridos y cerca de 200 000 damnificados. Los daños económicos no son claros, aunque el gobierno reporta que asciende a los 2 000 millones de dólares, la cifra para muchos no es más que un estimado.

Este evento natural mostró las grandes deficiencias del código y las recomendaciones reglamentarias para las acciones sísmicas en la época, así como la deficiencia en las construcciones. En este evento se registraron aceleraciones horizontales pico del suelo de alrededor de 0.47g en el sótano del Hotel Camino Real.

De manera recurrente, la presencia de edificaciones de planta baja flexible y/o débil, evidenció el contraste de rigideces y resistencias entre los pisos, provocando fallas frágiles y colapsos inminentes.



Figura 1-20: Colapso de edificio de planta baja flexible y/o débil en el sismo de El Salvador, El Salvador de 1986 (Páez, et al., 2017).

1.3.5 Sismo Northridge, Estados Unidos de 1994

El terremoto de Northridge se manifestó el 17 de enero de 1994 a las 04:30:55 hora del pacífico en el valle de San Fernando, tuvo una magnitud de momento sísmico de 6.7 (Mw), una profundidad focal de 17.5 kilómetros y una intensidad de IX en la escala de Mercalli, ha sido el terremoto con la mayor aceleración horizontal pico del suelo jamás registrada en un área urbana en los Estados Unidos. Para este evento la cifra oficial de decesos fue de 60, con más de 9 000 heridos y un costo en daños o pérdidas de alrededor de 13 000 a 44 000 millones de dólares, siendo uno de los desastres naturales más costosos en la historia de este país.

Múltiples agencias como la CSMIP, USGS y USC, fueron la principal red de instrumentos para este evento, donde se registraron aceleraciones horizontales pico del suelo promedio entre 0.43 y 0.83g, sin embargo, dos estaciones más cercanas al epicentro registraron valores de 1.58 y 1.78g. Este evento marcó claramente parteaguas en el desarrollo de la ingeniería sismo resistente en este país, ya que, al ser afectada la ciudad de Los Ángeles, el gobierno y las universidades enfocaron todos sus recursos para el desarrollo e investigación para la

prevención de desastres, modificar y corregir las normativas, entre otros factores que impulsaron el diseño estructural y construcción a estándares más seguros.

Desafortunadamente, 23 años atrás ocurrió el sismo de San Fernando, a una distancia no mayor de 10-15 Km que el de Northridge, donde se evidenciaron también fallas por planta baja flexible y/o débil en edificios habitacionales, de comercio e inclusive en viviendas. En 1994, este mecanismo de falla se presentó en diferentes tipos de materiales, como el concreto armado, madera y adobe (figura 1-21).



Figura 1-21: Edificios colapsados y dañados por planta baja flexible y/o débil en el sismo de Northridge, Estados Unidos de 1994 (Páez, et al., 2017)

1.3.6 Sismo de Puebla-Morelos, México de 2017

El evento sísmico de Puebla-Morelos ocurrió el 19 de septiembre de 2017 a las 13:14 hora local, ocurriendo el mismo día que el sismo del 19 de septiembre de 1985. Tuvo una magnitud de momento sísmico de 7.1 (Mw), profundidad focal de 51 kilómetros y una intensidad de VIII en la escala de Mercalli modificada. A pesar de que ocurrió el mismo día que un evento telúrico del pasado, y erróneamente se difundió falsa información al respecto, se debe recordar y hacer hincapié que los sismos son eventos naturales que no pueden predecirse con certeza en la actualidad, este sismo solo tiene similitud en la fecha, pues el evento de 1985 tuvo su epicentro en las costas de Michoacán por un fenómeno de subducción debido a la interacción de las placas tectónicas de Cocos y la Norteamericana, mientras que el evento de 2017 tuvo su epicentro bajo la corteza continental, siendo este evento originado en una fuente sísmica de intraplaca.

Este desastre natural dejó un saldo de 370 defunciones, 3 289 heridos y daños con pérdidas económicas entre 4 000 y 8 000 millones de dólares. Las cifras anteriores corresponden en los estados centro de la República Mexicana, sin embargo, la Ciudad de México fue la entidad que concentró el mayor número de víctimas, heridos y daños materiales. De manera preliminar, se reporta el colapso de 44 edificios en la Ciudad de México, la mayor parte correspondiente a edificaciones de uso habitacional.

A comparación de evento de 1985, en este evento ya se tenía una red de registros de aceleración más basta y completa, denominándose Red Acelerográfica de la Ciudad de México (RACM) y abarcando las tres zonas principales de la ciudad, siendo estas la zona de lago, la zona de transición y la zona de lomas. En total se obtuvieron 69 registros de aceleración, 61 operados por el Centro de Investigación y Registro Sísmico (CIRES) y 8 por el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (IIUNAM). Las aceleraciones horizontales pico del suelo que se obtuvieron fueron de 0.09g en la zona de lomas (terreno firme) y 0.23g en la zona de lago (terreno flexible).

Este sismo evidenció nuevamente la problemática presentada en el evento ocurrido 32 años antes; los edificios en esquina afectados por torsión y por planta baja flexible o débil (figura 1-22). Del total preliminar de edificios colapsados, el 41% pertenecen a edificios de esquina (torsión) y 57% a edificios con planta baja flexible y/o débil.



Figura 1-22: Colapso en edificio residencial por mecanismo de planta baja flexible en el sismo de Puebla-Morelos 2017 (Galvis, et al., 2017).

1.4 Recopilación de algunas recomendaciones reglamentarias

Con la información recopilada de manera analítica, experimental y de campo, los investigadores en el área buscan desarrollar metodologías, criterios, recomendaciones e incluso restricciones con la finalidad de plasmarlos en reglamentos o normativas de diseño estructural, para con ello, mejorar la calidad y comportamiento de las edificaciones ante los eventos sísmicos, evitando repetir las tragedias presenciadas en la historia.

Actualmente existe basta información de reglamentación local y extranjera acerca de los requisitos mínimos para la seguridad de las construcciones, sus estructuraciones y materiales, sin embargo, es interesante resaltar y documentar algunos reglamentos los cuales tienen contemplado el comportamiento de planta baja flexible y/o débil, con el fin de puntualizar el estado del arte plasmado en códigos de diseño.

1.4.1 NTC – Diseño por Sismo Ciudad de México 2020

El reglamento más actual de la Ciudad de México, hasta este momento, son las "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo con Comentarios" publicada el 9 de junio de 2020. En dicha normativa a lo largo de su historia, es la primera vez que se incluyen indicaciones y restricciones para tratar de manera puntual el mecanismo de planta baja blanda y débil. A continuación, se abordará el problema desde ambos puntos de vista.

- **Planta baja flexible**

El requisito número 11, dentro del apartado 5.1 para calificar una estructura como regular establece lo siguiente:

"La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito" (NTC CDMX-Sismo, 2020)

Mientras que el comentario relacionado a este requisito describe su justificación de la siguiente manera:

"Este requisito pretende evitar que haya cambios bruscos entre las rigideces laterales del entrepiso adyacentes, lo que llevaría a discontinuidades en los perfiles de deformación del edificio y a la formación de pisos débiles o blandos que concentren de manera excesiva la deformación lateral del sistema estructural.

El cambio significativo de la rigidez entre un nivel y otro provoca variaciones importantes en los modos de vibrar de la estructura, generando incertidumbres en el cálculo de la respuesta sísmica a través de la estructura, generando incertidumbres en el cálculo de la respuesta sísmica a través de los análisis modales espectrales, esto puede desembocar en modos de falla no previstos en el diseño estructural. Además, el diseño inelástico de los elementos considerando este cambio abrupto es difícil de cuantificar, lo que añade incertidumbre en la respuesta ante sismos muy intensos". (NTC CDMX-Sismo, 2020). La figura 1-23 muestra una estructura de planta baja flexible ilustrando de manera esquemática y cualitativa, el cambio de rigidez en los entrepisos debido a la interacción de los muros de relleno.

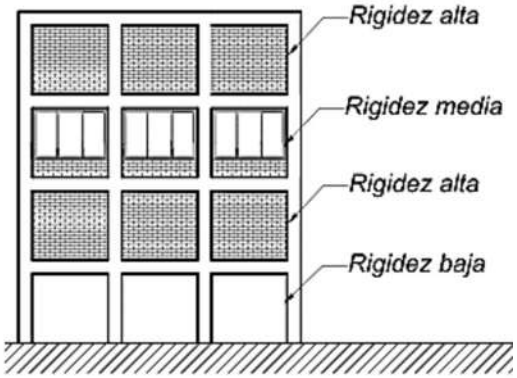


Figura 1-23: Comparación de rigideces por entrepiso (NTC CDMX-Sismo, 2020)

- **Planta baja débil**

El apartado 5.4, para calificar una estructura de planta baja débil plasma lo siguiente:

"Si en un edificio el cociente de la capacidad resistente entre la fuerza cortante de diseño para el primer entrepiso es menor que el 60 por ciento del mismo cociente para el segundo entrepiso y para más de la mitad de los entrepisos restantes, se considerará que el edificio cae en el caso denominado de "planta baja débil" y se aplicarán las penalizaciones que se fijan en la sección 5.5 para este caso" (NTC CDMX-Sismo, 2020)

Por su parte el comentario asociado a dicho apartado redacta lo siguiente:

"Todos los sismos recientemente ocurridos alrededor del mundo han evidenciado de manera clara que esta condición ha provocado daños excesivos y muchos colapsos de estructuras.

Una inadecuada distribución de las resistencias y/o rigideces en la altura de un edificio puede provocar que un entrepiso sea mucho más débil que los demás. Este caso se da cuando la planta baja tiene una estructuración diferente a la de los pisos superiores. Esta estructuración, generalmente se presenta cuando los pisos superiores están destinados a habitación y han sido diseñados con muros de carga poco espaciados y de dimensiones iguales en todos los pisos, por lo que la resistencia y rigidez de los entrepisos superiores son mayores a las establecidas. Por otra parte, el primer entrepiso se destina usualmente a usos comerciales o a estacionamiento y, por tanto, se requieren mayores espacios libres, por lo que el primer entrepiso, se suele estructurar con columnas de concreto o acero bastante espaciadas. Si se dimensionan los elementos verticales resistentes del primer entrepiso para que tengan la resistencia requerida por las Normas, su factor de seguridad contra la falla será menor que el de los pisos superiores.

Esto provoca claramente que, durante la acción de un sismo, el piso más débil sea el más dañado estructuralmente, comprometiendo la estabilidad de los pisos superiores a este. Cuando esto sucede en la planta baja, ésta toma la mayoría de la deformación y por lo tanto del daño que presentaría todo el edificio (Figura C-5.4.1 planta baja débil), ya que, al ser menos rígida y/o resistente, se desplaza mucho más de lo que fue considerado en el análisis, modificado totalmente la forma en que se deforma el edificio, comprometiendo la seguridad de todo edificio.

Dado que ante el sismo de diseño se acepta que la estructura rebase su etapa de comportamiento elástico lineal y que disipe parte de la energía introducida por la vibración sísmica, en una situación como la descrita, la disipación de energía se concentrará solamente en ese piso, el que es requerido a alcanzar deformaciones inelásticas muy elevadas. La penalidad de la Sección 5.5 es muy severa, y tiene la finalidad de desalentar que el sistema estructural tenga características que lo hagan caer en esta modalidad." (NTC CDMX-Sismo, 2020). La figura 1-24 muestra de manera esquemática la deformación típica de estructuras de planta baja flexible y débil, indicando como debe evaluarse el cociente entre demanda y capacidad de cortante de entrepiso.

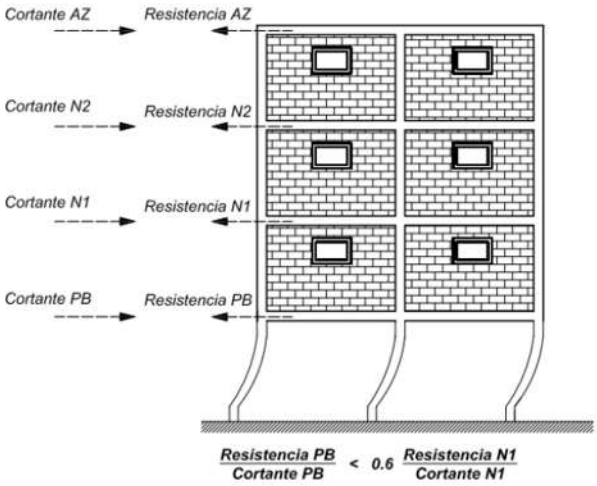


Figura 1-24: Planta baja débil (NTC CDMX-Sismo, 2020)

- **Solución normativa para la problemática de la planta baja flexible**

Tomando en cuenta las características de la estructura y evaluando los requisitos de regularidad indicados en la sección 5.1, se evaluará para definir si la estructura es irregular o muy irregular de acuerdo con los criterios plasmados en las secciones 5.2 y 5.3 respectivamente. Una vez hecho lo anterior se recurre al inciso 5.5 para corregir el factor Q' (Ductilidad) por dicha irregularidad. El inciso redacta lo siguiente:

"Si se realiza un análisis dinámico modal o uno estático como los establecidos en las secciones 6.1 y 7.1, respectivamente, las condiciones de irregularidad se tomarán en cuenta multiplicando el factor Q' definido en la sección 3.4, por 0.8 cuando la estructura sea irregular según la sección 5.2 y por 0.7 cuando la estructura sea muy irregular según la sección 5.3. En ningún caso el factor Q' se tomará menor que 1.0." (NTC CDMX-Sismo, 2020)

El comentario asociado a la indicación anterior es el siguiente:

"La penalidad por el incumplimiento de los requisitos de regularidad se refleja en un castigo en el factor de reducción por comportamiento sísmico que se permite aplicar a las ordenadas del espectro de diseño; esto porque, como se ha hecho notar, el efecto más importante de la irregularidad es una reducción de la capacidad de la estructura para incursionar en intervalo no lineal y así disipar una parte significativa de la energía introducida por el sismo. Este efecto es

más severo en las estructuras muy irregulares, por lo que el castigo al valor de Q' es mayor en este caso." (NTC CDMX-Sismo, 2020)

- **Solución normativa para la problemática de la planta baja débil**

Si se identifica el problema de planta baja débil, es necesario recurrir a las penalizaciones indicadas para este aspecto. De manera similar a la planta baja flexible, se recurre al inciso 5.5, expresando lo siguiente:

"Cuando el edificio es calificado como de planta baja débil o blanda, según se define en la sección 5.4, se deberá diseñar su primer entrepiso para que sea capaz de resistir la fuerza cortante basal correspondiente a un factor de reducción Q' igual a 1, mientras que los otros entrepisos se diseñarán para resistir las fuerzas internas que resultan del análisis con el factor de reducción Q' que corresponda al sistema estructural sin afectarlo por los factores de irregularidad. Se revisará además que la distorsión máxima del primer entrepiso para el sismo de diseño no exceda 0.006." (NTC CDMX-Sismo, 2020)

El comentario asociado a la indicación anterior dice lo siguiente:

"Si el edificio cae en la situación descrita en la sección 5.4 para ser considerado como de planta baja débil, se deben diseñar los elementos verticales de la planta baja para que permanezcan elásticos para el sismo de diseño para la revisión del estado límite de prevención de colapso, por lo que requiere que no se aplique ninguna reducción por ductilidad al espectro de diseño con el que se determinan las acciones sísmicas actuantes con las que se hace el diseño por resistencia de los elementos estructurales de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias del material de que se trate. Además, se reduce también la distorsión máxima que puede tener el entrepiso crítico, lo que lleva a la necesidad de contar con un sistema estructural muy rígido lo que implicará que se requiera incorporar muros de concreto y por ende eliminar el entrepiso blando". (NTC CDMX-Sismo, 2020)

1.4.2 NTC – Diseño por Sismo Guadalajara 1997

El reglamento más actual de la ciudad de Guadalajara, hasta este momento, son las "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para Guadalajara" publicada en 1997,

perteneciente al Reglamento Orgánico del Municipio de Guadalajara. En este reglamento se incluyen algunas recomendaciones para tratar el problema de la planta baja flexible y/o débil.

- **Entrepiso Blando**

El reglamento califica a esta como una irregularidad estructural vertical tipo 1 definiéndose en la tabla 3.2 de la siguiente manera:

"Un entrepiso blando es aquel en el que su rigidez lateral es menor que el 70 por ciento de la rigidez del entrepiso que le sigue arriba, o menor que el 80 por ciento del promedio de la rigidez de los tres entrepisos que le siguen arriba" (NTC GDL-Sismo, 1997)

- **Entrepiso Débil**

Al igual que la clasificación de entrepiso blando, un entrepiso débil también se califica como una irregularidad estructural vertical, en este caso tipo 5, definiéndose en la tabla 3.2 de la siguiente manera:

"Un entrepiso débil es aquel en el que su resistencia es menor que el 80 por ciento de la resistencia del entrepiso que le sigue arriba. La resistencia de un entrepiso es la resistencia total de todos los elementos sismo resistentes en que se distribuirá el cortante sísmico del entrepiso en la dirección bajo consideración". (NTC GDL-Sismo, 1997)

- **Solución reglamentaria al problema de entrepiso blando**

Para solucionar las incertidumbres asociadas a la estimación de las fuerzas inerciales y el comportamiento dinámico de este tipo de estructuras, el reglamento requiere un análisis de tipo dinámico modal o paso a paso. La indicación se hace bajo la tabla 3.2 en la nota 3.

"Se usarán los métodos dinámicos de la sección 9 para diseñar todas las demás estructuras, incluyendo la siguientes …

Estructuras que tengan una irregularidad vertical en rigidez, peso o geometría del Tipo 1, 2 o 3 como se define en la Tabla 3.2, o estructuras que tengan características de irregularidad no descritas en la Tabla 3.2 o en la Tabla 3.3". (NTC GDL-Sismo, 1997)

Así mismo, se deberá modificar el factor de comportamiento sísmico por dicha irregularidad, estipulado en el apartado 5.2.1 de la siguiente manera:

"En el diseño sísmico de las estructuras que contengan una o más de las irregularidades verticales indicadas en la Tabla 3.2, se multiplicará por 0.8 el valor de Q', excepto cuando existan también irregularidades horizontales en cuyo caso Q' se multiplicará por un valor de 0.75" (NTC GDL-Sismo, 1997)

- **Solución reglamentaria al problema de entrepiso débil**

El reglamento limita la cantidad de niveles y de altura cuando se califica como estructura con entrepiso débil, dicha indicación se hace bajo la tabla 3.2 en la nota 5 de la siguiente manera:

"Estructuras con una discontinuidad en capacidad, la irregularidad vertical Tipo 5 como se define en la Tabla 3.2, no serán de más de dos pisos ni de 9m de altura cuando el entrepiso débil tiene una resistencia de menos del 65 por ciento del entrepiso que el sigue arriba.

Excepción: Cuando el entrepiso débil es capaz de resistir una fuerza sísmica horizontal total de Q veces la fuerza de diseño prescrita en la Sección 8." (NTC GDL-Sismo, 1997)

1.4.3 ASCE/SEI 7-16 Seismic Design Requirements for Building Structures

Uno de los reglamentos sin duda más reconocidos mundialmente es el elaborado por la American Society of Civil Engineers (ASCE) junto con la colaboración del Structural Engineering Institute (SEI) siendo el ASCE/SEI 7-16 Minimun Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures publicada en 2017. Esta normativa ha sido referente de las múltiples colaboraciones internacionales, así como la base para el desarrollo de otros reglamentos. Como es de esperarse, se incluyen recomendaciones y restricciones para mitigar el problema de planta baja flexible y/o débil.

- Entrepiso blando

De manera análoga a otros reglamentos, se identifica el problema como una irregularidad de tipo vertical, en específico como una irregularidad de tipo 1a o 1b, de acuerdo con la tabla 12.3-2, la cual señala 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".

"1b Rigidez-Irregularidad extrema de entrepiso flexible: La irregularidad extrema por ausencia de rigidez o flexibilidad de un entrepiso está definida que existe donde en algún entrepiso la rigidez lateral es menor al 60% del entrepiso superior o menor al 70% del promedio de rigideces de los tres entrepisos superiores". (American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 7-16, 2016)

Dentro de dichas clasificaciones, existen excepciones donde no se considera que dichas irregularidades impliquen comportamientos no deseados en las estructuras.

"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".

"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." (American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 7-16, 2016)

- **Entrepiso débil**

Así mismo, en la tabla 12.3-2 se identifica el problema de planta débil como una irregularidad estructural de tipo vertical, siendo clasificadas como de tipo 5a y 5b, donde se redacta lo siguiente:

"5a Discontinuidad en resistencia lateral-Irregularidad de entrepiso débil: La irregularidad de tipo discontinuidad de resistencia lateral o entrepiso débil se define cuando la resistencia lateral del entrepiso es menor que el 80% del entrepiso superior. La resistencia lateral del entrepiso se define como la suma del total de todos los elementos sismo resistentes que comparten el cortante de entrepiso en la dirección en consideración"

"5b Discontinuidad en resistencia lateral-Irregularidad extrema de entrepiso débil: La irregularidad de tipo discontinuidad de resistencia lateral o entrepiso débil se define cuando la resistencia lateral del entrepiso es menor que el 65% del entrepiso superior. La resistencia lateral del entrepiso se define como la suma del total de todos los elementos sismo resistentes que comparten el cortante de entrepiso en la dirección en consideración." (American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 7-16, 2016)

- **Solución reglamentaria al entrepiso blando**

Para mitigar las incertidumbres con este tipo de irregularidad, el reglamento establece algunas limitaciones y tratamiento para su aplicación. Estas son las que se establecen en el apartado 12.3.3.1 y 12.3.3.4, redactadas de la siguiente manera:

"Las estructuras asignadas a las categorías sísmicas E o F que tengas una irregularidad de tipo 1b no serán permitidas." (American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 7-16, 2016)

- **Solución reglamentaria al entrepiso débil**

Para solucionar el problema del entrepiso débil, la normativa establece algunas limitaciones para su aplicación, con el fin de evitar un comportamiento no deseado o el colapso. Las limitantes se establecen en el apartado 12.3.3.1 y 12.3.3.2. Dichas se enuncias a continuación:

"Estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico E o F que tengan irregularidades de tipo 5a o 5b de la Tabla 12.3-2 no son permitidas. Estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico D que tengan irregularidades de tipo 5b de la Tabla 12.3-2 no son permitidas."

"Estructuras con irregularidad vertical de tipo 5b, como se define en la Tabla 12.3-2, no serán de más de dos entrepisos o 30 pies (9 metros) en altura estructural. El límite no aplica donde el entrepiso débil es capaz de resistir una fuerza sísmica total a Ω_o (sobre resistencia) veces que la fuerza sísmica descrita en la sección 12.8." (American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 7-16, 2016)

1.4.4 Eurocode 8 / EN 1998-1 2004

El reglamento más actual aprobado por el comité europeo para la estandarización, CEN, por sus siglas en francés, es el "Eurocódigo 8: Diseño de estructuras sismo resistentes – Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificios" aprobado el 23 de abril de 2004. La unificación de un estándar para un continente entero es sin duda un referente mundial en cuanto a ingeniería estructural y sismo resistente, y al igual que otros códigos, este reglamento tiene algunas recomendaciones y restricciones para la problemática del entrepiso débil y blando. Así mismo, este documento puntualiza algunos comentarios para muros de relleno que inducen a este comportamiento.

El código distingue las irregularidades como verticales u horizontales, implicando que, si se tiene alguna de estas, modificará alguno de los siguientes aspectos; el tipo de modelo permitido el cual puede ser plano (2D) o espacial (3D), el método de análisis el cual puede ser con fuerzas laterales equivalentes (método estático) o análisis modal espectral y el valor de comportamiento sísmico "q" el cual debe ser disminuido para edificaciones con irregularidades verticales.

- **Entrepiso blando**

El entrepiso blando es identificado en la sección 4.2.3.3, donde se abordan los criterios para regularidad en elevación, en específico el inciso número tres que redacta lo siguiente:

"Ambas tanto la rigidez lateral y la masa de cada entrepiso deberán permanecer constantes o con reducciones graduales, sin cambios abruptos, desde la base hasta la parte más alta del edificio en particular." (Eurocode 8 EN 1998-1, 2004)

- **Entrepiso débil**

El entrepiso débil es identificado así mismo en la sección 4.2.3.3 como en el caso del entrepiso blando, para este apartado se busca el inciso número cuatro el cual estipula lo siguiente:

"En edificios a base de marcos la relación de la resistencia del entrepiso en cuestión con la resistencia requerida por el análisis no deberá variar de manera desproporcionada entre los entrepisos adyacentes. Dentro de este contexto los aspectos especiales de los muros de mampostería de relleno son tratados en 4.3.6.3.2." (Eurocode 8 EN 1998-1, 2004)

- **Solución normativa al entrepiso blando y débil**

A diferencia de otros reglamentos, este documento engloba ambas problemáticas en un solo tratamiento, donde se aplica lo estipulado en el punto siete del apartado 4.2.3.1, redactando lo siguiente:

"Para edificios no regulares en elevación los valores reducidos de los factores de comportamiento se obtendrán dado los valores de referencia multiplicados por 0.8" (Eurocode 8 EN 1998-1, 2004)

Si la irregularidad se debe a muros de relleno que interactúan con los marcos de la estructura principal se debe realizar lo siguiente

"Si la irregularidad por muros de relleno es considerable, los efectos de las acciones sísmicas en los elementos verticales en los entrepisos respectivos deberán se incrementados.

Si no se usa un modelo más preciso, se considerará ser satisfactorio amplificar los efectos sísmicos por un factor de magnificación η definido como

$$\eta = \left(1 + \Delta V_{RW} / \sum V_{Ed}\right) \leq q$$

Si la ecuación anterior (4.2.6) conlleva a un factor de magnificación menor que 1.1, no hay necesidad de modificar los efectos de las acciones." (Eurocode 8 EN 1998-1, 2004)

Por último, se anexa la recomendación tres estipulada en el apartado 4.4.2.3 referente a las condiciones de ductilidad globales y locales para entrepisos blandos, donde se plasma lo siguiente:

"En edificios de múltiples entrepisos la formación de un mecanismo plástico de entrepiso blando deberá ser evitado, pues dicho mecanismo podrá implicar una demanda local de ductilidad excesiva en las columnas del entrepiso blando." (Eurocode 8 EN 1998-1, 2004)

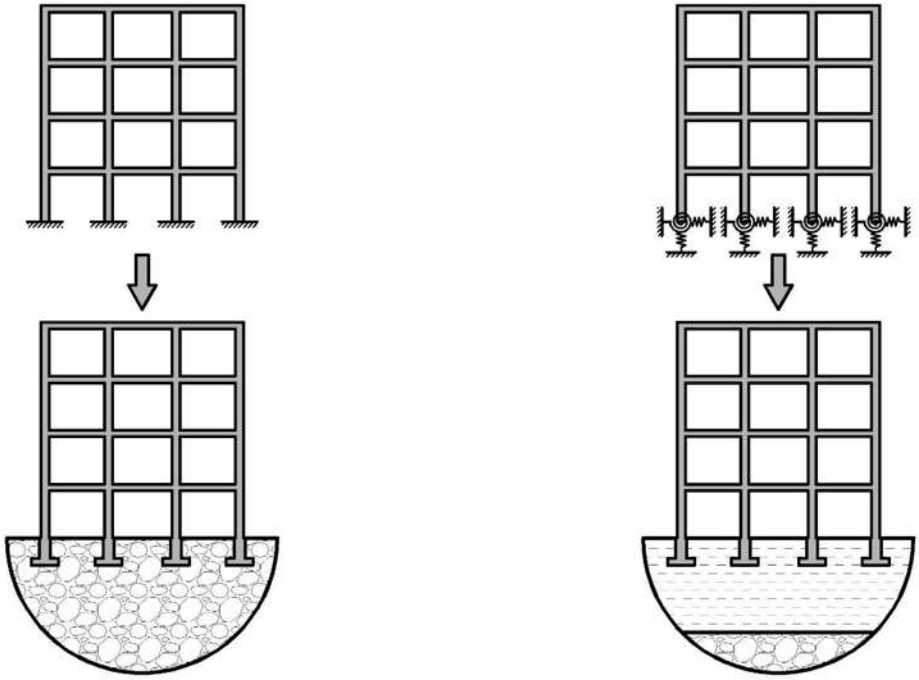
Capítulo 2. Efecto de la interacción suelo estructura en edificios sometidos a temblores y recomendaciones reglamentarias

2.1 Antecedentes de la interacción suelo estructura

Recientemente el concepto de interacción suelo estructura ha tomado más relevancia en los últimos años a partir de la experiencia y los daños observados, el desarrollo de nuevas tecnologías y la relativa facilidad de implementación en los modelos computacionales. Sin embargo, en la mayoría de los casos, el desarrollo de un proyecto de construcción se sigue abordando de una manera simplista, donde el diseñador estructural calcula los desplazamientos y elementos mecánicos que experimentará la estructura sin considerar el desplazamiento del cimiento (apoyos), pues lo considera prácticamente indeformable. Por otro lado, el ingeniero especialista en la mecánica de suelos estima los asentamientos en el subsuelo sin tomar en cuenta la rigidez de la estructura. Es claro que el problema de interacción suelo estructura toma mayor relevancia y prácticamente se vuelve necesario en suelos blandos o flexibles, caso contrario para suelos rígidos o rocosos, donde la deformación es tan pequeña que la hipótesis de apoyos indeformables se logra de manera satisfactoria.

Así pues, la interacción entre la super estructura, la subestructura (cimentación) y la masa del suelo, consistirá en determinar una solución que satisfaga la compatibilidad de desplazamientos totales y diferenciales entre los tres elementos anteriores. Para lograr lo anterior, será necesario recurrir a los procedimientos nominales para el análisis de las estructuras, y, por otro lado, a las leyes constitutivas que rigen el comportamiento de la masa del suelo.

El doctor Emil Winkler (1867) presenta la solución para el problema de una viga desplantada en un medio deformable, basándose en la hipótesis que la deformación del suelo es proporcional al esfuerzo aplicado. El modelo de Winkler asume que la deformación que presenta el suelo en el punto de aplicación de la carga no influye en el comportamiento del suelo vecino, por lo que se puede entender como un problema de interacción suelo estructura desacoplado. Aun con estas carencias, el modelo de Winkler, para ciertas condiciones, puede representar de manera satisfactoria el problema de interacción suelo estructura. A partir de esta aproximación, se desarrolla el concepto de módulo de reacción o coeficiente de balasto.

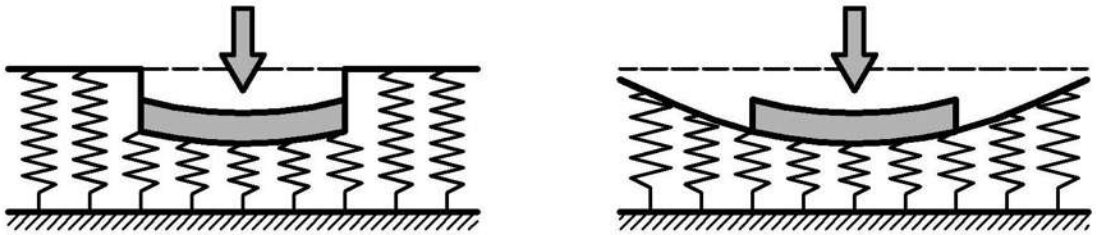


a) b)

Figura 2-1: Consideración para apoyos deformables e indeformables. a) Apoyos indeformables en suelos rocos o firmes, b) Apoyos deformables en suelos flexibles o blandos

Al reconocer la carencia del modelo de Winkler de no acoplar el comportamiento de la deformación con el suelo vecino, se desarrollan metodologías y soluciones basadas en la teoría de la elasticidad, considerando al suelo como un medio continuo semi infinito. La primera representación del suelo con estas características la presentó Boussinesq (1885) quien desarrolló las ecuaciones necesarias para determinar los esfuerzos y deformaciones en la masa del suelo.

Las soluciones basadas en la elasticidad incluyen la consideración de un material isotrópico, anisotrópico y no homogéneo, y al igual que el modelo de Winkler, la rigidez del elemento que transmite los esfuerzos de contacto, modifica la respuesta del sistema. En general, la aplicación de los métodos basados en la elasticidad para dar solución al problema de interacción suelo estructura presentan soluciones matemáticamente complejas o sin soluciones analíticas, por lo que es necesario recurrir a los métodos numéricos para su implementación.



a) b)

Figura 2-2: Esquema de desplazamientos en el suelo. a) Modelo o hipótesis de Winkler, b) Solución basada en la teoría de la elasticidad

El profesor Eduardo Kausel (1972), planteó el principio de superposición, demostrando que la interacción dinámica suelo-estructura se puede describir en dos partes, la interacción cinemática y la interacción inercial. Pais y Kausel (1988) propusieron constantes de rigidez estáticas para los 6 grados de libertad de un nodo (tres de rotación y tres de traslación) basadas en la teoría de la elasticidad, tanto para cimentaciones rígidas desplantadas en la superficie como cimentaciones embebidas. Así mismo, se expusieron las ecuaciones pertinentes para estimar la rigidez dinámica y la modificación del movimiento del cimiento debido al amortiguamiento por radiación (interacción cinemática). Algunos otros autores como Gazetas (1991) y Mylonakis et al (2006) ampliaron las investigaciones para diferentes tipos de cimientos y condiciones de frontera.

En nuestro país, el doctor Leonardo Zeevaert (1980) desarrolló de manera extensa, métodos de interacción suelo-estructura basada en las ecuaciones matriciales de asentamientos (EMA) y las ecuaciones matriciales de interacción (EMI), acoplando y generando la compatibilidad de desplazamientos entre el cimiento y el suelo. Las soluciones propuestas abordan tanto el enfoque estático como el dinámico e incluyen cimentaciones superficiales como profundas.

A partir de lo anterior, múltiples autores e investigadores han desarrollado métodos y expresiones para estimar el comportamiento de la interacción dinámica suelo-estructura bajo solicitaciones sísmica como eólicas, desarrollando las metodologías pertinentes para abordar el problema desde el punto de vista cinemático (modificación del movimiento por la presencia de la cimentación) como del inercial. Se ha llegado al consenso que la interacción suelo-estructura modifica el periodo fundamental de vibración (alargando dicha propiedad dinámica), los

desplazamientos laterales y rotaciones o cabeceo son amplificados, modifica el amortiguamiento inherente y reduce o amplifica el cortante basal de la estructura.

Actualmente en la República Mexicana, los códigos de diseño como el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-Sismo) o las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México (NTC-Sismo), estipulan la metodología y consideraciones necesarias para estimar los efectos de la interacción estática y dinámica suelo estructura, con un enfoque para su aplicación en la práctica profesional.

2.2 Análisis de la interacción dinámica suelo-estructura

2.2.1 Efectos generales de la interacción suelo estructura en las edificaciones

La interacción dinámica suelo-estructura consiste en aplicar un conjunto de técnicas y procedimientos para estimar los efectos cinemáticos e inerciales que se presentan entre la super estructura (edificación), la subestructura (cimiento) y la masa del suelo de manera acoplada. Dicha interacción modifica el movimiento de los edificios en base rígida (perfectamente empotrado), por lo que, si no se tiene en cuenta dichos efectos de interacción en suelos flexibles, las demandas obtenidas no son realistas.

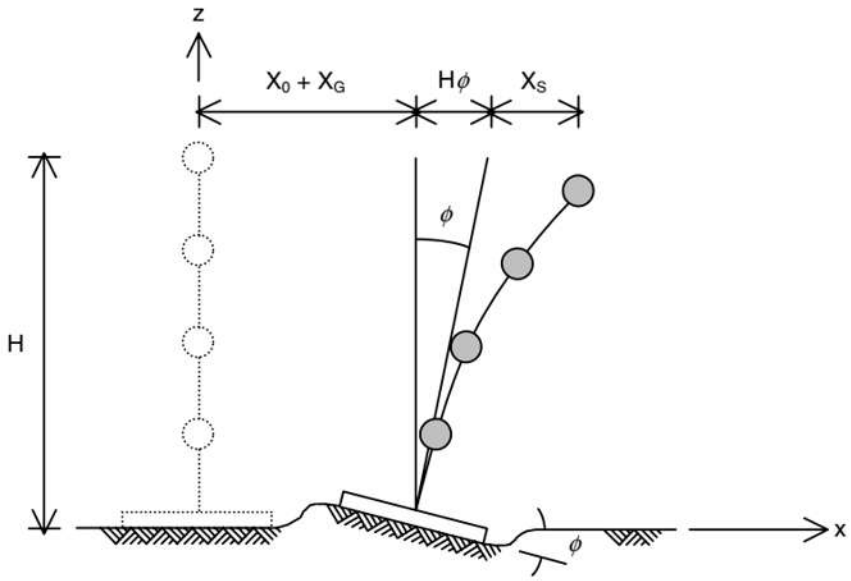
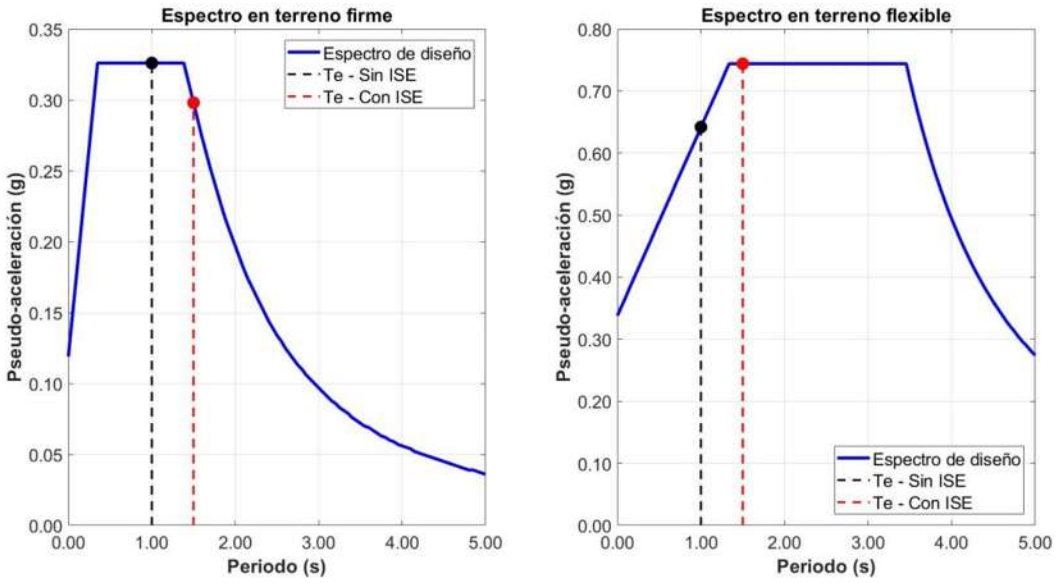


Figura 2-3: Modelo simplificado de interacción suelo estructura (Muríá-Villa, et al., 2004)

En suelos rígidos, los efectos de interacción suelen ser mínimos, además que no considerarlos tienden a presentar una respuesta conservadora, pues la flexibilización del sistema, así como el aumento del amortiguamiento estructural, disminuye el cortante basal, presentando una disminución en los elementos mecánicos de la estructura.

Por otro lado, para suelo flexibles, considerar los efectos de interacción, en general, es de suma relevancia, pues la flexibilización de la estructura o alargamiento de su periodo puede conllevar a mayores demandas de pseudo-aceleración, generando mayores demandas en el cortante basal, amplificando los desplazamientos laterales e introduciendo nuevos movimientos dado el cabeceo o rotación de la cimentación. La figura 2-4 ilustra el caso típico de reducción y aumento de la demanda de pseudo-aceleración por interacción suelo estructura para un terreno firme y uno flexible, empleando los espectros de diseño.

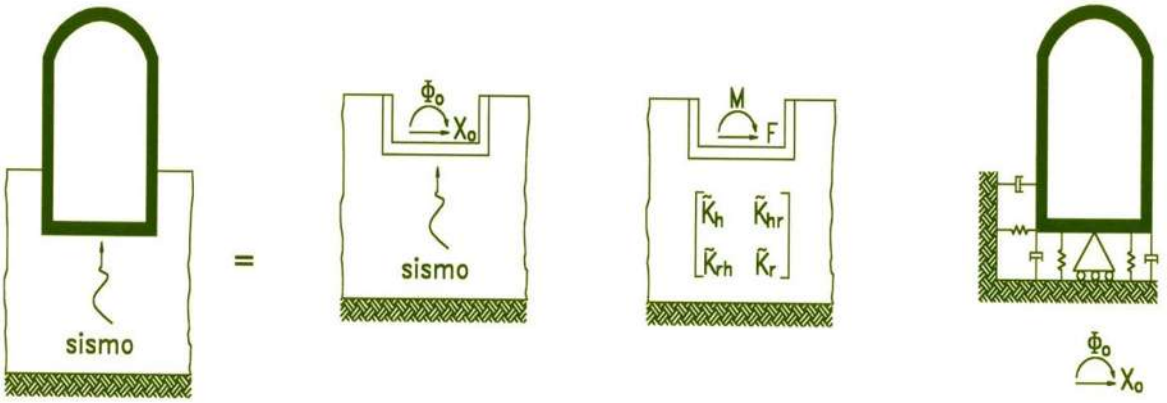


a) b)

Figura 2-4: Reducción y aumento de la demanda de pseudo-aceleración por interacción suelo estructura. a) Terreno firme, b) Terreno flexible

La interacción dinámica suelo estructura puede descomponerse como la superposición de los efectos de la interacción cinemática y la interacción inercial. La parte cinemática es aquella que se produce esencialmente por las características de la cimentación, como lo es su rigidez y

naturaleza geométrica (cajón de cimentación, pilotes profundos, zapatas aisladas, etc.). Dicha componente reduce la componente horizontal del movimiento sísmico y filtra las excitaciones de altas frecuencias, sin embargo, induce torsión y cabeceo en la estructura. La interacción cinemática considera la cimentación sin masa por simplificación, sin embargo, la solución rigurosa debe incluirla. Por su parte, la interacción inercial se determina mediante las propiedades mecánicas y geométricas del sistema suelo-cimiento-estructura, en específico el momento de inercia y sus propiedades elásticas. Esta parte de la interacción es la responsable del alargamiento del periodo fundamental de vibración, el aumento en el amortiguamiento inherente y la reducción aparente de la ductilidad de la estructura. La figura 2-5 ilustra la superposición de los efectos cinemáticos e inerciales como solución al fenómeno de la interacción.



a) b) c) d)

Figura 2-5: Superposición de los efectos de la interacción cinemática e inercial como solución al problema de interacción dinámica suelo estructura. a) Interacción total, b) Interacción cinemática, c) Interacción inercial, d) Sistema completo (Avilés, 2009)

La modificación del amortiguamiento del sistema estructural se presenta debido a que el suelo disipa energía por comportamiento histerético, el cual se define como amortiguamiento por plastificación del material, radiación de las ondas sísmicas o amortiguamiento geométrico y la difracción de las ondas sísmicas por la rigidez de la cimentación. En general para la mayoría de las edificaciones, considerar la interacción suelo estructura aumenta el amortiguamiento aparente del conjunto suelo-cimiento-estructura, sin embargo, para estructuras esbeltas que son más sensibles al cabeceo, el amortiguamiento aparente del sistema puede ser menor que el correspondiente a la estructura con base rígida.

2.2.2 Sistemas equivalentes

Es ampliamente reconocido que la masa de suelo tiene un comportamiento elasto-plástico-viscoso, esto es, para pequeños esfuerzos el comportamiento es elástico lineal, mientras que para grandes esfuerzos el suelo presenta un comportamiento no lineal, así como deformaciones no recuperables. Por último, la velocidad de aplicación del esfuerzo modifica la resistencia de este, por lo que se dice que tiene un comportamiento viscoso. Como es de esperarse, la solución al problema de interacción resulta muy compleja, llevando a realizar simplificaciones.

Para simplificar y abordar este fenómeno, se asume que la estructura se desplanta en un semi espacio infinito o finito, homogéneo y elástico, donde empleando la teoría de la elasticidad, se pueden conocer sus propiedades mecánicas y dinámicas, como su módulo de elasticidad, módulo de cortante, módulo de Poisson, velocidad de ondas de corte, etc. Es claro que el comportamiento del suelo está muy alejado de las hipótesis de la teoría elástica, sobre todo en terremotos de magnitud considerable, por lo que, para tomar en cuenta la no linealidad del suelo, así como su comportamiento viscoso, se recurre a corregir dichos parámetros elásticos, y de manera indirecta, estimar la respuesta de la interacción acorde a la magnitud de las solicitaciones.

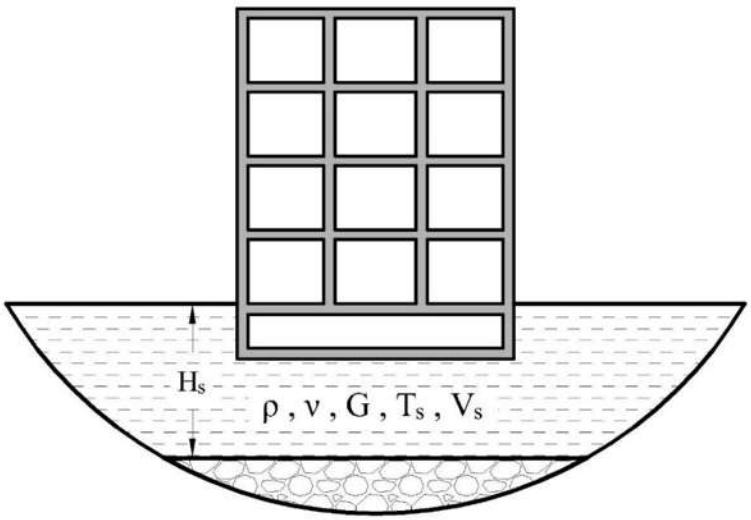


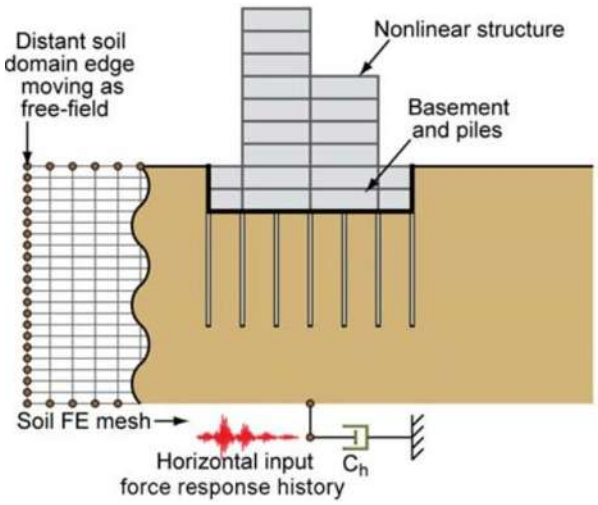
Figura 2-6: Estructura desplantada en un semi espacio finito o infinito con propiedades elásticas

Modelar el fenómeno de interacción está ligado por la manera en que se representa la transmisión de las ondas sísmicas en el suelo, así como los esfuerzos, deformaciones y condiciones de frontera entre el subsuelo y la cimentación. Existen varias trabajos y enfoques para determinar las condiciones de frontera por medio de análisis elásticos lineales en el dominio de las frecuencias, ya que no existen formulaciones exactas para análisis dinámicos en la historia del tiempo.

En general, se considera que existen dos enfoques para abordar el problema de la interacción, siendo este el método directo y el indirecto. En el método directo, es necesario discretizar el suelo por medio de elementos finitos sólidos no lineales, así como la subestructura (cimentación) y la estructura (edificación), las cuales pueden ser discretizadas por elementos tipo área o tipo barra, considerando en ambos casos la no linealidad geométrica y mecánica. El movimiento del terremoto en la historia del tiempo es aplicado en la roca o suelo rígido junto con amortiguadores de tipo viscoso, para de esta manera modelar de manera directa la interacción cinemática y la interacción inercial, pues los esfuerzos viajan a través de la masa de suelo hasta llegar al sistema cimiento-estructura (figura 2-7a).

En el sistema indirecto, la rigidez y amortiguamiento dinámico del sistema suelo-cimiento es representado mediante pares de resortes y amortiguadores para cada grado de libertad. El movimiento que se aplica es una estimación de la interacción cinemática, es decir, la modificación del movimiento de campo libre por la presencia y la profundidad de la cimentación (figura 2-7b).

a)



b)

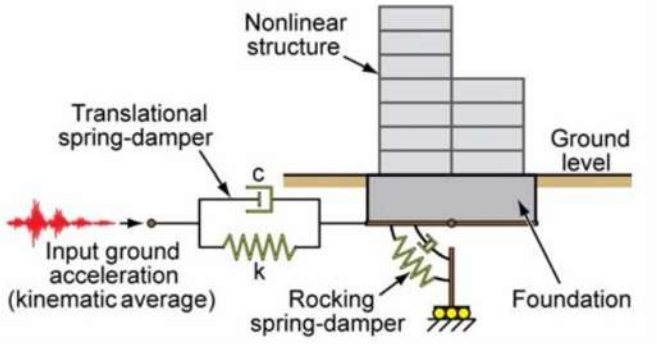


Figura 2-7: Enfoques generales para abordar la interacción suelo estructura. a) Método directo, b) Método indirecto (Deierlein, et al., 2010)

El método indirecto es el enfoque que resulta más sencillo para su aplicación, pues requiere menores recursos computacionales comparado con el método directo, además que las hipótesis y simplificaciones que se asumen en su formulación reducen considerablemente la complejidad del fenómeno. Los efectos de interacción cinemática se estiman y promedian con respecto al movimiento de campo libre, para después introducirlos al sistema equivalente que representan los efectos inerciales. Este método es el que es abordado y estipulado en las normativas, por lo que será el enfoque empleado en este trabajo.

El sistema estructural completo es simplificado y representado por medio de una estructura de "n" grados de libertad apoyada sobre resortes y amortiguadores equivalentes que representen la rigidez del sistema suelo-cimiento. Es claro que para una estructura regular la simplificación tiende a ser sencilla, caso contrario para una estructura irregular, donde ciertas hipótesis deben ser planteadas. La figura 2-8 ilustra la simplificación del sistema.

Debido a las características intrínsecas del amortiguamiento del sistema completo, este no posee modos clásicos de vibrar y no existen necesariamente en el dominio de los reales, por lo tanto, el sistema de ecuaciones no puede ser desacoplado como en los análisis modales clásicos. Por tal motivo, y además la dependencia de los resortes y amortiguadores que representan el sistema suelo-cimiento a la frecuencia de excitación, la solución de la interacción dinámica suelo estructura debe ser obtenida en el dominio de las frecuencias mediante análisis de Fourier o mediante análisis dinámicos con soluciones numéricas, caracterizando de manera correcta las rigideces y amortiguamientos de cada componente del sistema. Es claro que este tipo de análisis

resulta complejo y demandante en términos computacionales, por lo que es necesario realizar hipótesis y simplificaciones para su aplicación práctica.

a)

b)

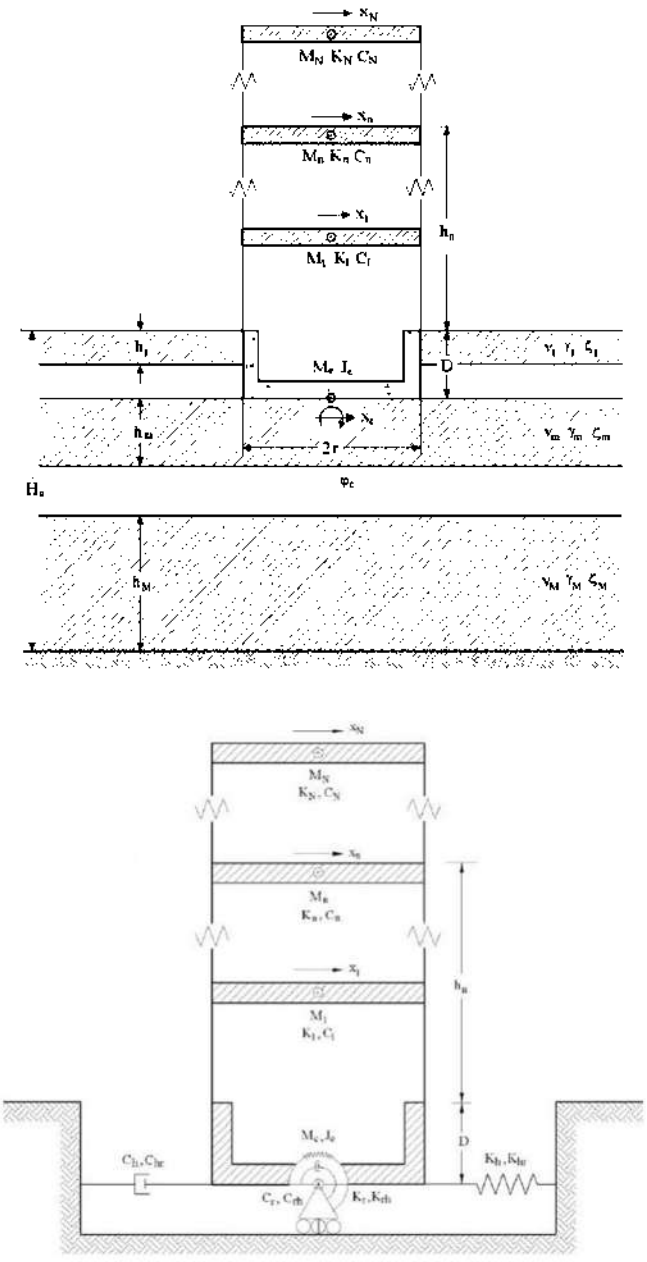


Figura 2-8: Sistema suelo estructura completo. a) Discretización completa (método directo), b) Discretización simplificada (método indirecto) (MOC-DS, 2015)

Para estructuras regulares, el primer modo de vibración caracteriza y representa la respuesta de la estructura casi en su totalidad, donde usualmente los modos superiores de vibrar tienden

a tener poca influencia en la respuesta. Por otro lado, los espectros de respuesta y de diseño, elásticos o inelásticos son construidos mediante la respuesta de un oscilador de un grado de libertad. Además, se tiene que:

"Los efectos de interacción en los modos superiores resultan despreciables cuando el modo fundamental de la estructura supuesta con base rígida se parece a una recta que pasa por su base, lo cual ocurre en la mayoría de los casos prácticos. Por tanto, es válido despreciar los efectos de interacción en los modos superiores cuya contribución se puede determinar mediante procedimientos estándar" (MOC-DS, 2015) .

Considerando lo anterior, los enfoques prácticos tienden a tomar en cuenta los efectos de interacción dinámica suelo estructura sólo en el primer modo o modo fundamental de vibración, por lo que es posible reducir el sistema completo a un sistema equivalente unimodal con tres grados de libertad (figura 2-9), y de esta manera, mediante el método de la respuesta compleja en la frecuencia, estimar la respuesta dinámica del sistema.

Dado que las funciones de impedancia o rigidez dinámica que modelan la interacción inercial, así como las funciones de transferencia que modifican el movimiento de campo libre y representan la interacción cinemática son más sencillas de obtener para cimentaciones circulares, se recurre a transformar el sistema suelo-cimiento de cualquier geometría a una cimentación con superficie circular. Lo anterior se logra estimando un radio equivalente a las superficies de desplante para el grado de libertad en cuestión. Por esta razón se propone que el sistema unimodal equivalente planteado en la figura 2-9, se transforme a un sistema unimodal equivalente con cimentación circular superficial como el ilustrado en la figura 2-10.

Por último, en investigaciones recientes (Avilés & Pérez-Rocha, 2005), se ha mostrado que es posible estimar la respuesta de la interacción dinámica suelo estructura, en un modelo estructural sin considerar la flexibilidad de los apoyos o del desplante, es decir, un modelo estructural en base rígida, caracterizado por modificar el periodo, amortiguamiento y ductilidad aparente del modelo sin interacción, a los parámetros dinámicos del sistema considerando la interacción. A esta técnica se le conoce como oscilador de reemplazo y es ampliamente usada en la normativa actual (figura 2-11).

Es claro que el enfoque del oscilador de remplazo disminuye considerablemente los recursos computacionales y la complejidad del fenómeno, pues no es necesario incluir la flexibilidad del apoyo al modelo estructural. Es de interés validar que los métodos simplificados como lo es el oscilador de remplazo puedan ser aplicados a estructuras altamente irregulares como lo son las estructuras de planta baja flexible consideradas en este trabajo.

a)

b)

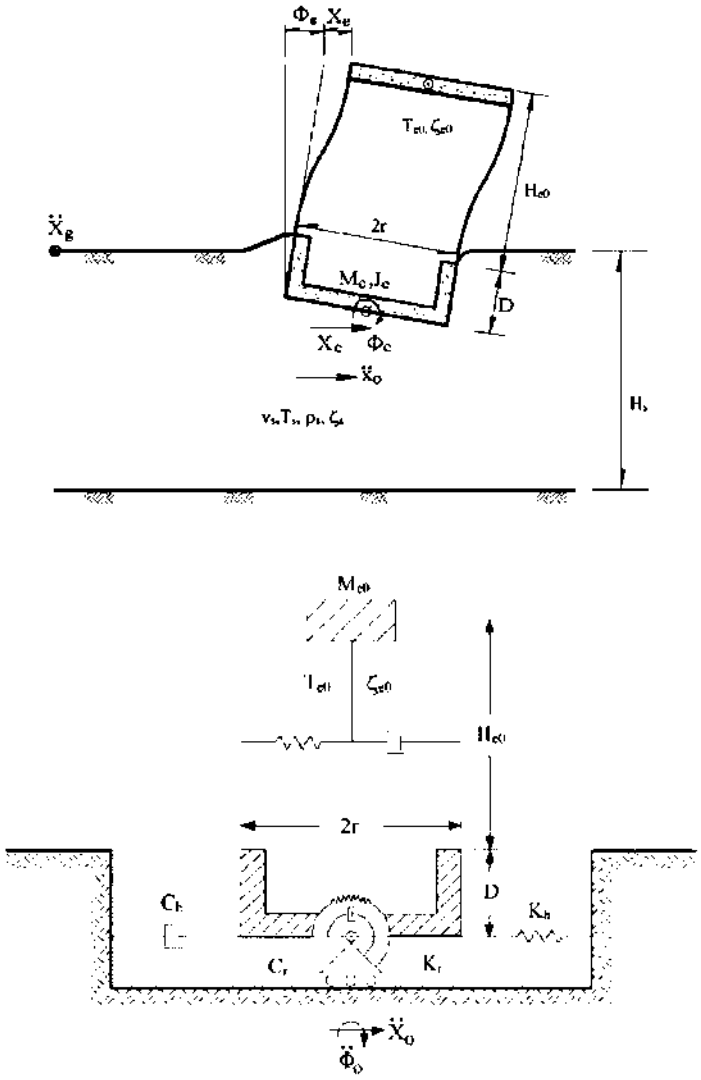


Figura 2-9: Sistema suelo estructura unimodal equivalente. a) Discretización completa (método directo), b) Discretización simplificada (método indirecto) (MOC-DS, 2015)

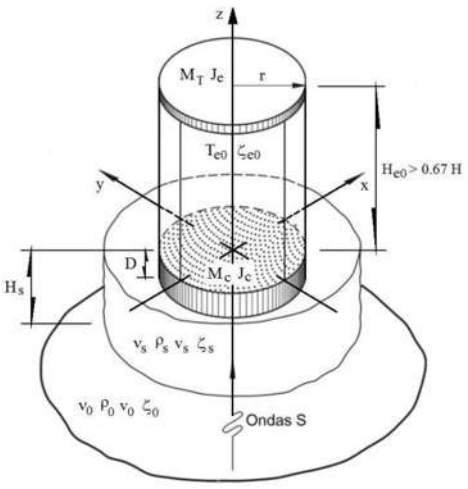


Figura 2-10: Sistema suelo estructura unimodal equivalente con cimentación circular (MOC-DS, 2015).

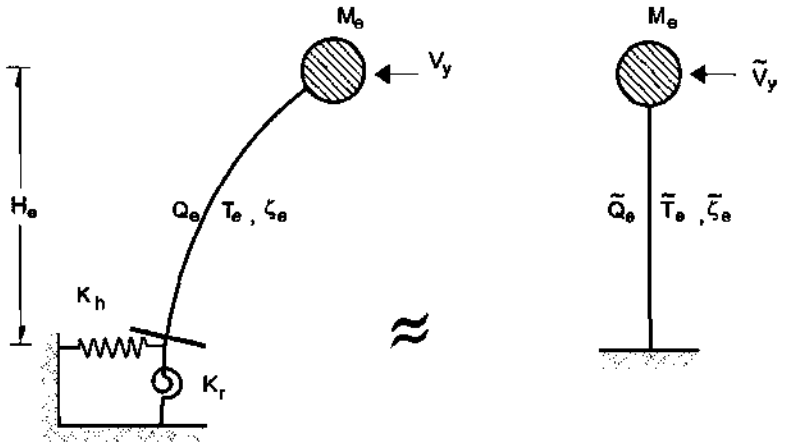


Figura 2-11: Representación de una estructura con base flexible mediante un oscilador de remplazo (Avilés, 2009)

2.2.3 Interacción inercial y ecuaciones de movimiento

La interacción inercial está estrechamente relacionada a las propiedades geométricas y mecánicas del sistema suelo-cimiento. Es precisamente su rigidez dinámica el parámetro necesario para estimar y caracterizar su comportamiento. Las rigideces dinámicas o funciones de impedancia se definen como la relación en el estado estacionario, entre la fuerza o momento que es aplicada y el desplazamiento o rotación que presenta el sistema en dicha dirección. Se

considera que la cimentación tiene un comportamiento de cuerpo rígido, carente de masa y es excitada armónicamente. Es posible dar un significado físico y matemático de estas funciones de impedancia si se emplea el modelo dinámico de un grado de libertad ilustrado en la figura 3-15, donde la ecuación de movimiento del oscilado se define como

$$\boldsymbol{M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = p(t)} \qquad \textbf{Ec. 2-1}$$

Donde

$\boldsymbol{M, C\ y\ K} = Masa, amortiguamiento\ y\ rigidez\ respectivamente$

$\boldsymbol{p(t)} = Fuerza\ excitadora$

Definiendo la excitación armónica como $p(t) = Pe^{i\omega t}$, se tiene que en el estado estacionario la respuesta armónica es $x(t) = Xe^{i\omega t}$. Dadas estas condiciones, la ecuación 2-1 se expresa como:

$$\boldsymbol{X(K + i\omega C - \omega^2 M) = P} \qquad \textbf{Ec. 2-2}$$

Donde

$\omega = Frecuencia\ de\ excitación$

Conociendo que, la rigidez dinámica del oscilador es la relación en estado estacionario entre la fuerza excitadora y el desplazamiento resultante, se puede expresar que

$$\boldsymbol{\widetilde{K}(t) = \frac{P}{X} = (K - \omega^2 M) + i\omega C} \qquad \textbf{Ec. 2-3}$$

Con la deducción de la ecuación 2-3, puede observarse que la rigidez dinámica o función de impedancia de un oscilador, es una función compleja y que además es dependiente de la frecuencia de excitación, donde la parte real expresa la rigidez e inercia del sistema, mientras que la parte imaginaria la energía disipada a través de un amortiguamiento de tipo viscoso equivalente. La función de impedancia se presenta en términos de rigidez estática y de los coeficientes dependientes de la frecuencia de la siguiente manera:

$$\widetilde{\boldsymbol{K}}(\boldsymbol{t}) = \boldsymbol{K}(\boldsymbol{k} + \boldsymbol{i\omega c}) \qquad \textbf{Ec. 2-4}$$

Donde

$k = 1 - \left(\frac{\omega}{\omega_{eo}}\right)^2 \rightarrow Coeficiente\ de\ rigidez\ de\ impedancia$

$c = \frac{2\zeta_{eo}}{\omega_{eo}} \rightarrow Coeficiente\ de\ amortiguamiento\ de\ impedancia$

$\omega_{eo}\ , \zeta_{eo} = Frecuencia\ y\ amortiguamiento\ natural\ del\ oscilador, respectivamente$

La ecuación 2.4 nos indica que la rigidez dinámica del oscilador es el producto de la rigidez estática por un factor complejo, donde para una frecuencia de excitación cero, el factor dinámico se reduce a la unidad real, coincidiendo la rigidez estática con la dinámica. Esto puede interpretarse que cuando el sistema suelo-estructura está en reposo, la rigidez que modela el sistema suelo-cimiento, no sufre modificaciones. Si se reconoce que la rigidez dinámica del suelo se puede representar mediante el uso del resorte y el amortiguador equivalente como el sistema de un grado de libertad ilustrado en la figura 3-15, la función de impedancia del sistema suelo-cimentación se puede definir como:

$$\widetilde{\boldsymbol{K}}_{\boldsymbol{m}}(\boldsymbol{\omega}) = \boldsymbol{K}_{\boldsymbol{m}}^{\boldsymbol{0}}[\boldsymbol{k}_{\boldsymbol{m}}(\boldsymbol{\omega}) + \boldsymbol{i\omega c}_{\boldsymbol{m}}(\boldsymbol{\omega})](\boldsymbol{1} + \boldsymbol{i2\zeta}_{\boldsymbol{s}}) = \boldsymbol{K}_{\boldsymbol{m}}(\boldsymbol{\omega}) + \boldsymbol{i\omega C}_{\boldsymbol{m}}(\boldsymbol{\omega}) \qquad \textbf{Ec. 2-5}$$

Donde

$m = Indica\ el\ modo\ de\ vibrar\ en\ la\ dirección\ del\ grado\ de\ libertad$

$K_m^0 = Rigidez\ estática$

$k_m(\omega)\ , c_m(\omega) = Coeficientes\ de\ impedancia$

$\zeta_s = Amortiguamiento\ del\ sitio$

$K_m(\omega) = K_m^0(K_m - 2\zeta_s \omega c_m)$

$\omega C_m(\omega) = K_m^0(\omega c_m + 2\zeta_s k_m)$

La ecuación 2-5, representa la función de impedancia en el modo de vibrar de interés, donde usualmente toma mayor importancia la traslación horizontal, así como la rotación de la base de la cimentación. Es común despreciar la torsión en planta, así como el desplazamiento vertical de la estructura.

La parte real de la ecuación de la rigidez dinámica representa el resorte equivalente, que expresa la inercia y la rigidez del suelo, donde la rigidez es independiente de la frecuencia, mientras que la inercia del suelo si es dependiente de ésta. La parte imaginaria representa el amortiguador equivalente que incluye el amortiguamiento material y el geométrico del suelo, siendo el primero de estos independiente de la frecuencia debido a su comportamiento histerético mientras que el segundo, es dependiente de la frecuencia a causa del comportamiento viscoso y la irradiación de las ondas sísmicas. La figura 2-12a representa un modelo simplificado de resortes y amortiguadores equivalentes del suelo.

Por otro lado, dado que las fuerzas horizontales de corte en la base de la estructura producen tanto desplazamientos como rotaciones, rigurosamente deben definirse rigideces acopladas entre la rotación y la traslación, las cuales se generan por el enterramiento del sistema de cimentación. Dicho acoplamiento entre la traslación y la rotación puede considerarse despreciable en estructuras donde los cimientos tienen poca profundidad de desplante o en cimentaciones ubicadas sobre la superficie del terreno (figura 2-12b).

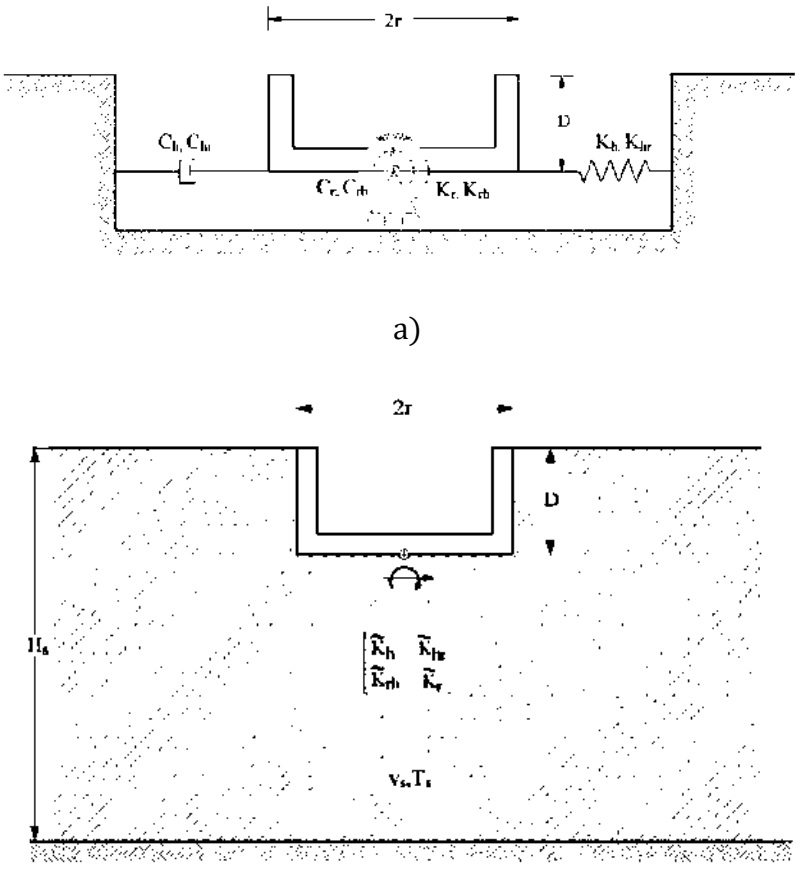


Figura 2-12: Sistema suelo cimentación, a) Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo, b) Sistema suelo-cimentación (MOC-DS, 2015).

Si se toma el sistema equivalente unimodal de tres grados de libertad presentado en la figura 2-9, donde dichos grados de libertad son: X_e el cual representa la deformación de la estructura, X_c el desplazamiento de la base de la cimentación relativo al movimiento X_o de campo libre y Φ_c la rotación de la cimentación. Se puede plantear la ecuación matricial de equilibrio dinámico en el dominio del tiempo de la siguiente forma

$$\boldsymbol{M_s\ddot{x}_s + C_s\dot{x}_s + K_s x_s = -\ddot{x}_o(t)M_o} \qquad \textbf{Ec. 2-6}$$

La cual expandiendo y formulando el equilibrio dinámico de los grados de libertad en cuestión y ordenando los términos en arreglo matricial, se tiene que

$$\begin{bmatrix} M_{e0} & M_{e0} & M_{e0}(H_{e0}+D) \\ M_{e0} & M_{e0}+M_c & M_{e0}(H_{e0}+D)+\frac{M_cE}{2} \\ M_{e0}(H_{e0}+D) & M_{e0}(H_{e0}+D)+\frac{M_cE}{2} & M_{e0}(H_{e0}+D)^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X}_e \\ \ddot{X}_c \\ \ddot{\Phi}_c \end{Bmatrix}$$
$$+ \begin{bmatrix} C_{e0} & 0 & 0 \\ 0 & C_h & C_{hr} \\ 0 & C_{rh} & C_r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{X}_e \\ \dot{X}_c \\ \dot{\Phi}_c \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{e0} & 0 & 0 \\ 0 & K_h & K_{hr} \\ 0 & K_{rh} & K_r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_e \\ X_c \\ \Phi_c \end{Bmatrix} \qquad \text{Ec. 2-7}$$
$$= -\ddot{x}_o(t) \begin{Bmatrix} M_{e0} \\ M_{e0}+M_c \\ M_{e0}(H_{e0}+D)+\frac{M_cE}{2} \end{Bmatrix}$$

Donde

M_{e0} , K_{e0} y $C_{e0} = Masa, rigidez\ y\ amortiguamiento\ de\ la\ estructura$

$H_{e0} = Altura\ efectiva\ fundamental\ de\ la\ estructura\ supuesta\ con\ base\ rígida$

M_c y $I_c = Masa\ y\ el\ momento\ de\ inercia\ de\ la\ cimentación\ con\ respecto\ al\ eje\ de\ rotación$

D y $E = Profundidad\ de\ enterramiento\ y\ altura\ del\ muro\ lateral\ de\ cimentación$

K_h y $C_h = Rigidez\ y\ el\ amortiguamiento\ del\ suelo\ en\ modo\ de\ traslación$

K_r y $C_r = Rigidez\ y\ el\ amortiguamiento\ del\ suelo\ en\ modo\ de\ rotación$

$K_{hr} = K_{rh}$ y $C_{hr} = C_{rh} = Rigidez\ y\ amortiguamiento\ del\ suelo\ acoplados$

Considerando que el movimiento de campo libre es de tipo armónico de la forma $\ddot{X}_0(t) = \ddot{X}_0 e^{i\omega t}$, en estado estacionario donde ω es la frecuencia angular del sistema equivalente se expresa como

$$X_e(t) = X_e e^{i\omega t}$$

$$X_c(t) = X_c e^{i\omega t} \qquad \text{Ec. 2-8}$$

$$\Phi_c(t) = \Phi_c e^{i\omega t}$$

Si se toman las premisas descritas en los párrafos iniciales de este capítulo, donde se plantea la hipótesis de una cimentación carente de masa y por consiguiente su momento de inercia de dicha masa, así como que el acoplamiento entre la traslación y la rotación de la cimentación son despreciables o nulos, y se sobre escriben los términos de la respuesta armónica, la ecuación 2-7 toma la siguiente forma

$$\left\{\begin{bmatrix} K_{e0} & 0 & 0 \\ 0 & K_h & 0 \\ 0 & 0 & K_r \end{bmatrix} + i\omega \begin{bmatrix} C_{e0} & 0 & 0 \\ 0 & C_h & 0 \\ 0 & 0 & C_r \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} M_{e0} & M_{e0} & M_{e0}(H_{e0}+D) \\ M_{e0} & M_{e0}+M_c & M_{e0}(H_{e0}+D) \\ M_{e0}(H_{e0}+D) & M_{e0}(H_{e0}+D) & M_{e0}(H_{e0}+D)^2 \end{bmatrix}\right\} \begin{Bmatrix} X_e \\ X_c \\ \Phi_c \end{Bmatrix} = -\ddot{x}_o \begin{Bmatrix} M_{e0} \\ M_{e0} \\ M_{e0}(H_{e0}+D) \end{Bmatrix} \qquad \text{Ec. 2-9}$$

Dividendo los dos primeros renglones de la ecuación anterior entre $\omega^2 M_{e0}$ y el tercero entre $\omega^2 M_{e0}(H_{e0}+D)$, se obtiene

$$\begin{bmatrix} \frac{\omega_{e0}^2}{\omega^2}(1+i2\zeta_e') - 1 & -1 & -1 \\ -1 & \frac{\omega_h^2}{\omega^2}(1+i2\zeta_h) - 1 & -1 \\ -1 & -1 & \frac{\omega_r^2}{\omega^2}(1+i2\zeta_r) - 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_e \\ X_c \\ (H_{e0}+D)\Phi_c \end{Bmatrix} = -\frac{\ddot{X}_0}{\omega^2} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \qquad \text{Ec. 2-10}$$

Donde

$$\zeta_e' = \frac{\omega}{\omega_{e0}}\zeta_{e0}$$

$$\omega_{e0}^2 = \frac{K_{e0}}{M_{e0}} \; ; \; \omega_h^2 = \frac{K_h}{M_{e0}} \; ; \; \boldsymbol{\omega_r^2} = \frac{K_r}{M_{e0}(H_{e0}+D)^2}$$

$$\zeta_{e0} = \frac{\omega_{e0}C_{e0}}{2K_{e0}} \; ; \; \zeta_h = \frac{\omega C_h}{2K_h} \; ; \; \zeta_r = \frac{\omega C_r}{2K_r}$$

Si se resuelve el sistema de ecuaciones algebraicas dado por la ecuación 2-10, la deformación de la estructura es

$$\left[\mathbf{1} + \boldsymbol{i2\zeta_e'} - \frac{\boldsymbol{\omega^2}}{\boldsymbol{\omega_{e0}^2}} - \frac{\boldsymbol{\omega^2}}{\boldsymbol{\omega_h^2}} \cdot \frac{\mathbf{1} + \boldsymbol{i2\zeta_e'}}{\mathbf{1} + \boldsymbol{i2\zeta_h}} - \frac{\boldsymbol{\omega^2}}{\boldsymbol{\omega_r^2}} \cdot \frac{\mathbf{1} + \boldsymbol{i2\zeta_e'}}{\mathbf{1} + \boldsymbol{i2\zeta_r}}\right] \boldsymbol{\omega_{e0}^2 X_e} = -\boldsymbol{\ddot{X}_0} \qquad \textbf{Ec. 2-11}$$

Como se observa, la solución en el dominio del tiempo es una solución que involucra números complejos, si se desea obtener la frecuencia de vibración, así como el amortiguamiento efectivo de la estructura interactuando con el suelo, es necesario igualar la parte real e imaginaria de la pseudo-aceleración en resonancia del sistema equivalente, con la frecuencia y amortiguamiento correspondientes a un oscilador de remplazo, cuyos valores son los efectivos. La pseudo-aceleración del oscilador de remplazo, está dada por la ecuación

$$\boldsymbol{\widetilde{\omega}_1^2 \widetilde{X}_e} = -\boldsymbol{\ddot{X}_0}\left[\mathbf{1} - \frac{\boldsymbol{\omega^2}}{\boldsymbol{\widetilde{\omega}_1^2}} + \boldsymbol{i2\tilde{\zeta}_e}\frac{\boldsymbol{\omega}}{\boldsymbol{\widetilde{\omega}_1}}\right]^{-1} \qquad \textbf{Ec. 2-12}$$

Si de la solución presentada en la ecuación 2-11, se desprecian los términos de amortiguamiento de segundo orden, la pseudo-aceleración del sistema es

$$\tilde{\omega}_1^2 \tilde{X}_e = -\ddot{X}_0 \left[1 - \frac{\omega^2}{\omega_{e0}^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} + i2 \left(\zeta_e' + (\zeta_h - \zeta_e') \frac{\omega^2}{\omega_h^2} + (\zeta_r - \zeta_e') \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \right) \right]^{-1} \qquad \text{Ec. 2-13}$$

Para la condición de resonancia, donde $\omega = \tilde{\omega}_1$, e igualando las partes reales de las ecuaciones 2-12 y 2-13, la frecuencia y el amortiguamiento de la estructura interactuando con el suelo son

$$\frac{1}{\tilde{\omega}_1^2} = \frac{1}{\omega_{e0}^2} + \frac{1}{\omega_h^2} + \frac{1}{\omega_r^2} \qquad \text{Ec. 2-14}$$

$$\tilde{\zeta}_1 = \zeta_{e0} \left(\frac{\tilde{\omega}_1}{\omega_{e0}} \right)^3 + \zeta_h \left(\frac{\tilde{\omega}_1}{\omega_h} \right)^2 + \zeta_r \left(\frac{\tilde{\omega}_1}{\omega_r} \right)^2 \qquad \text{Ec. 2-15}$$

La solución anterior es aproximada. Si se desea estimar el periodo y el amortiguamiento efectivos $\tilde{T}_1 y\, \tilde{\zeta}_1$ del sistema unimodal equivalente de la estructura interactuando con el suelo, es necesario recurrir al método de la respuesta compleja en el dominio de la frecuencia, donde de igual manera se considera que el movimiento de campo libre es armónico y la respuesta del sistema equivalente se expresa como $X_s(t) = X_s e^{i\omega t}$, por lo que la ecuación 2-6 se expresa como

$$[K_s + i\omega C_s - \omega^2 M_s] X_s = -\ddot{X}_0 M_0 \qquad \text{Ec. 2-16}$$

Resolviendo directamente la ecuación 2-16 mediante el método descrito en el párrafo anterior, se calculan funciones de transferencia como las mostradas en la figura 2-13, donde las abscisas representan las frecuencias de excitación normalizadas con respecto al periodo de base rígida y las ordenadas corresponden a las respuestas de la estructura interactuando con el suelo, normalizada con respecto a la aceleración del terreno.

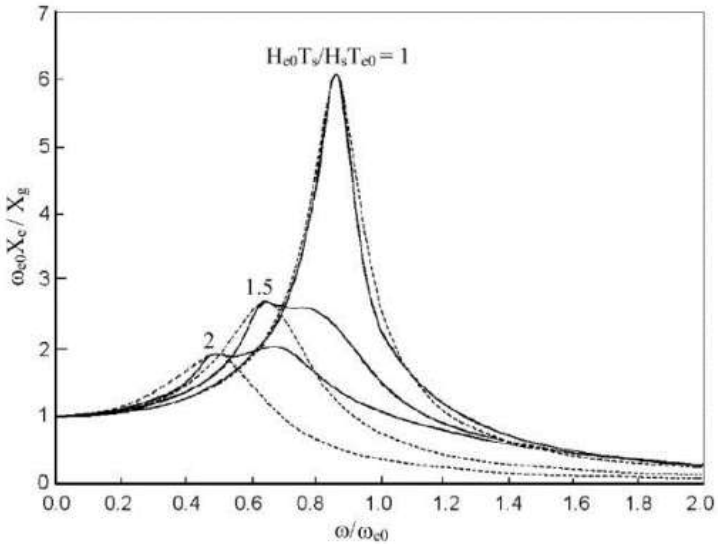


Figura 2-13: Funciones de transferencia para el sistema acoplado y el oscilador de remplazo (MOC-DS, 2015)

2.2.4 Interacción cinemática y funciones de transferencia

Las estaciones sísmicas usualmente están colocadas en campo libre y la información que capturan es el movimiento del terreno sin restricciones o difracciones, sin embargo, cuando se tiene una estructura con cimentación embebida, existe la necesidad de conocer directamente cual es el movimiento equivalente, pues dada la presencia del cimiento mismo, así como su profundidad de desplante, no es coherente emplear el enfoque convencional de diseño, el cual se basa en los registros de superficiales y de campo libre.

La interacción cinemática se relaciona directamente con la modificación del movimiento de superficie o campo libre a un movimiento efectivo en la base del cimiento. Esta modificación del movimiento se puede considerar que se produce por dos aspectos principales, siendo estos el enterramiento de la cimentación y la superficie de contacto con el suelo. El primero de los anteriores se debe principalmente a que, a mayor profundidad del cimiento, el movimiento de campo libre dista de ser el movimiento excitador de la base del cimiento, y el segundo debido a la incoherencia intrínseca del movimiento ondulatorio, pues el contenido energético de las ondas sísmicas no es uniforme en la superficie del cimiento.

La modificación del movimiento por efectos de interacción cinemática o la construcción del movimiento de sótano, generalmente conlleva a la reducción de las componentes horizontales

de traslación del registro de superficie, sin embargo, surge un nuevo movimiento de rotación en la base del cimiento el cual, para estructuras esbeltas, puede ser crítico. El movimiento de traslación usualmente se reduce debido a que la variación espacial del movimiento de campo libre es promediada por la gran rigidez del cimiento, mientras que el movimiento de rotación aparece dado que, si la cimentación es lo suficientemente rígida para no deformarse, esta tiende a rotar.

En la figura 2-14 se ilustra una estructura la cual se desea estimar los efectos cinemáticos. Se conoce que el movimiento de campo libre denominado u_o, debe ser modificado para introducirse en un modelo indirecto que tome dichos efectos de interacción como un movimiento efectivo horizontal denominado u_c y un movimiento de cabeceo θ_c.

El cálculo riguroso de la excitación efectiva conlleva a recurrir al uso de métodos de elementos finitos, dada la naturaleza del problema. Sin embargo, en aplicaciones prácticas, pueden emplearse técnicas aproximadas, como el método de Iguchi (1984) o el método de Kausel et al (1978). Estos métodos se basan en el supuesto de una cimentación infinitamente rígida y carente de masa.

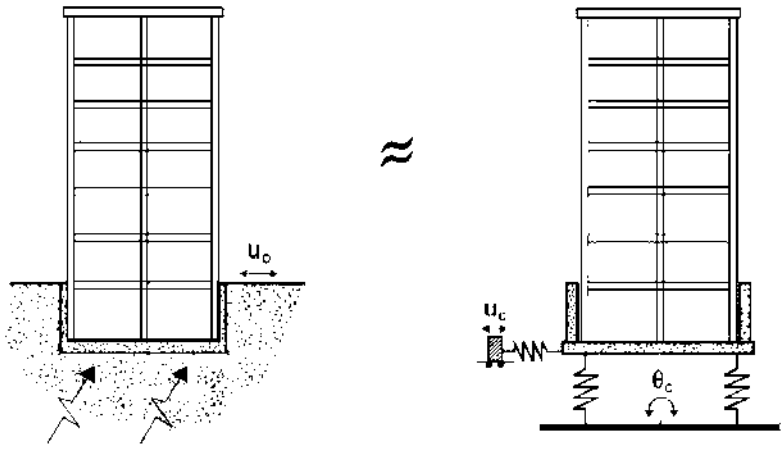


Figura 2-14: Transformación del movimiento de campo libre a movimiento de sótano (Avilés, 2009)

El método de Iguchi destaca por su sencillez y precisión, siendo este un método basado en promedios, donde la excitación efectiva se obtiene mediante el promedio pesado de los desplazamientos y esfuerzos que se tienen a lo largo de la frontera entre la cimentación y el

suelo. El movimiento efectivo consta de tres traslaciones y tres rotaciones, y es dependiente del tipo de ondas sísmicas y del ángulo de incidencia. Lo anterior se expresa como

$$\boldsymbol{\Delta_c = T^{-1} \iint A^T \delta_o d\Gamma + K^{-1} \iint A^T \tau_o d\Gamma} \qquad \textbf{Ec. 2-17}$$

Donde

$T = \iint A^T A d\Gamma$

$$A = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & z - z_x & y_c - y \\ 0 & 1 & 0 & z_c - z & 0 & x - x_c \\ 0 & 0 & 1 & y - y_c & x_c - x & 0 \end{bmatrix}$$

$\delta_o \; y \; \tau_o = Vectores\ de\ desplazamientos\ y\ esfuerzos\ de\ campo\ libre$

$\Gamma = Superficie\ de\ contacto\ entre\ la\ cimentación\ y\ el\ suelo$

$K = Matriz\ de\ rigidez\ dinámica\ formada\ por\ la\ función\ de\ impedancia$

$A = Matriz\ de\ transformación\ de\ movimiento\ de\ cuerpo\ rígido$

$\Delta_c = Movimiento\ modificado\ que\ consta\ de\ tres\ traslaciones\ y\ tres\ rotaciones$

Por otro lado, si se desea conocer el efecto del paso de ondas símicas, estos se pueden representar mediante funciones de transferencia, los cuales involucran los componentes del movimiento de entrada y el movimiento de campo libre, esto es: $H_u = u_c/u_o$ y $H_\theta = \theta_c/u_o$. Kausel et al (1978) propusieron las siguientes expresiones, considerando que la incidencia de las ondas de corte es vertical y el medio es un estrato uniforme

$$\boldsymbol{H_u(\omega) \rightarrow \begin{cases} H_u(\omega) = cos\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{\omega}{\omega_c}\right), & si\ \omega \leq 0.7\omega_c \\ H_u(\omega) = 0.453, & si\ \omega > 0.7\omega_c \end{cases}} \qquad \textbf{Ec. 2-18}$$

$$rH_\theta(\omega) \rightarrow \begin{cases} rH_\theta(\omega) = 0.257\left[1 - cos\left(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{\omega}{\omega_c}\right)\right], & si\ \omega \leq \omega_c \\ rH_\theta(\omega) = 0.257, & si\ \omega > \omega_c \end{cases} \qquad \text{Ec. 2-19}$$

Donde

$r = Radio\ equivalente\ de\ la\ cimentación$

$\omega_c = \frac{\pi V_s}{2e} \rightarrow Frecuencia\ fundamental\ del\ suelo\ hasta\ la\ profundidad\ de\ desplante$

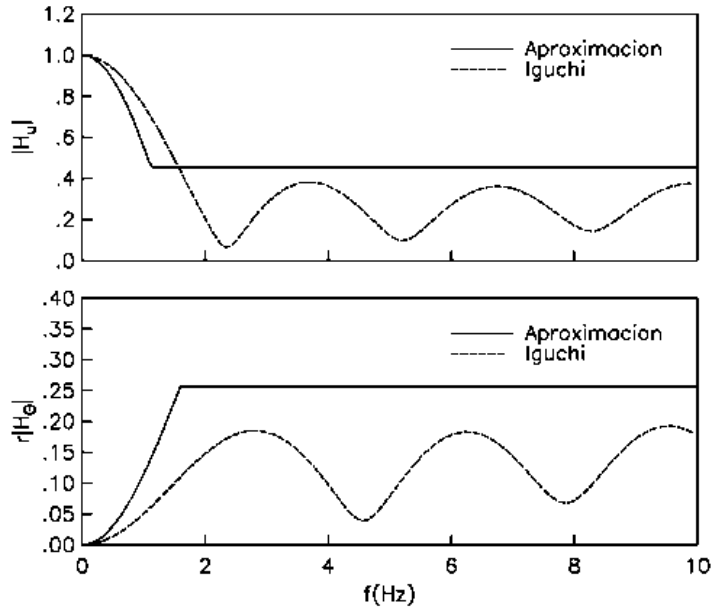


Figura 2-15: Funciones de transferencia cinemáticas para traslación y rotación de la cimentación (Avilés, 2009)

La figura 2-15 muestra dos tipos de funciones de transferencia: el método basado en promedios de Iguchi y el método aproximado de Kausel.

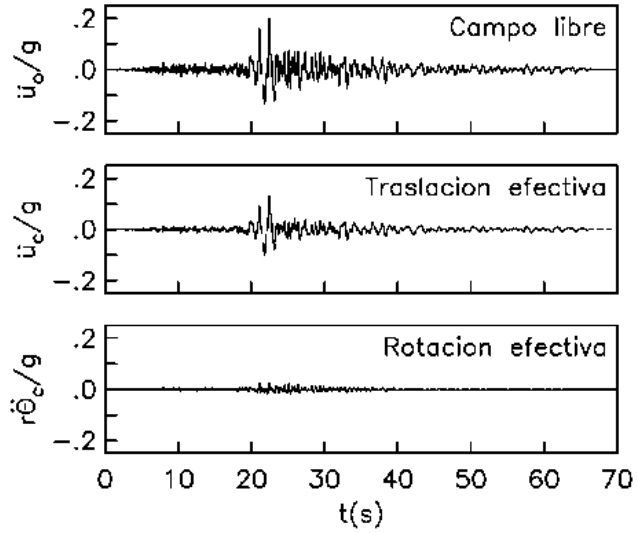
Obtener los registros de aceleración representativos del sótano, dado el movimiento de control de campo libre, se logra mediante la modificación de las frecuencias del registro de acuerdo con el coeficiente de la función de transferencia, esto es, llevar al dominio de las frecuencias el registro de campo libre mediante la transformada de Fourier. Cada frecuencia deberá ser afectada por el coeficiente correspondiente asociado a la función de transferencia elegida, tanto

de rotación y/o de cabeceo. Posteriormente, dicho registro modificado se regresa al dominio del tiempo mediante la anti transformada o transformada inversa de Fourier, obteniendo así el registro representativo de sótano de traslación y de rotación respectivamente. Las ecuaciones 2-20 y 2-21 expresan lo anterior.

$$\ddot{\boldsymbol{u}}_{\boldsymbol{c}}^{*}(\boldsymbol{\omega}) = \boldsymbol{H}_{\boldsymbol{u}}(\boldsymbol{\omega})\ddot{\boldsymbol{u}}_{\boldsymbol{o}}^{*}(\boldsymbol{\omega}) \qquad \textbf{Ec. 2-20}$$

$$\ddot{\boldsymbol{\theta}}_{\boldsymbol{c}}^{*}(\boldsymbol{\omega}) = \boldsymbol{H}_{\boldsymbol{\theta}}(\boldsymbol{\omega})\ddot{\boldsymbol{u}}_{\boldsymbol{o}}^{*}(\boldsymbol{\omega}) \qquad \textbf{Ec. 2-21}$$

a)



b)

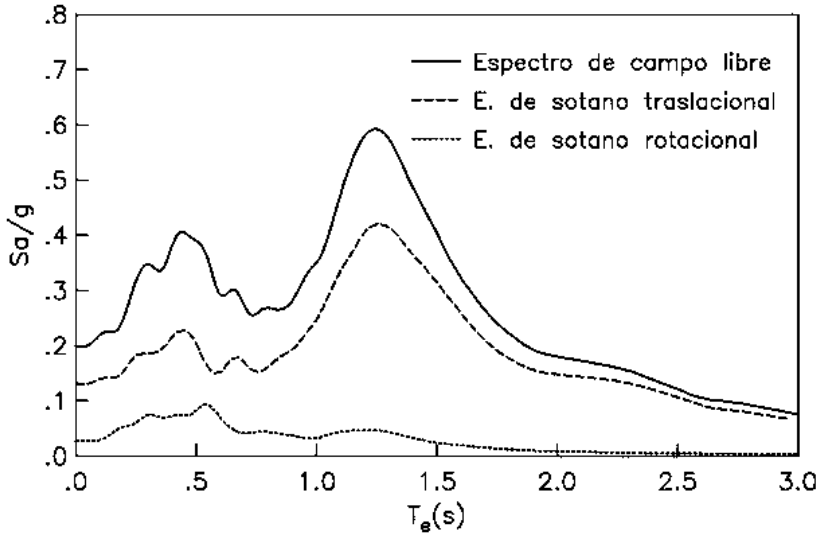


Figura 2-16: Comparativo de los registros y espectros de respuesta de campo libre y de sótano, a) Modificación de los registros, b) Espectros de respuesta (Avilés, 2009)

Avilés (2009) muestra el procedimiento anterior para obtener registros representativos de sótano (figura 2-16), usando el acelerograma escalado $\ddot{u}_o(t)$ del sitio UAPP. Así mismo, con estos registros, se obtuvieron los espectros de respuesta de pseudo-aceleración, con el proposito de presentar y observar los resultados entre los movimientos de campo libre y los de sótano. Cuando se obtienen los registros de traslación y rotación del sótano, es necesario superponerse en cada instante, sin embargo, estos movimientos generalmente no están en fase, por lo que para combinar los efectos de cada componente, es necesario recurrir a métodos de combinación modal como la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS).

2.2.5 Ductilidad y factor de comportamiento sísmico efectivo del sistema

La filosofía de diseño basada en fuerzas permite que la estructura incursione en el intervalo de comportamiento no lineal, pues un diseño elástico no resulta viable. En el caso de la no linealidad considerando los efectos de interacción suelo estructura, la respuesta no lineal de la estructura y no del sistema completo se considera aproximadamente igual a la del oscilador equivalente en base rígida. Esto se debe a que la interacción suelo estructura no modifica, de manera sensible, la capacidad dúctil de la estructura, ya que esta depende de los materiales, secciones, etc. Sin embargo, el comportamiento sísmico si cambia, pues el desplante de la estructura en un medio flexible modifica la respuesta del oscilador, así como los desplazamientos totales, pues estos incluyen los asociados con la deformación propia de la estructura, el desplazamiento o corrimiento de la cimentación y el inducido por rotación o cabeceo de esta última. En pocas palabras, el factor de comportamiento sísmico se modifica pues la deformación elástica se incrementa debido a la flexibilidad de la base.

El factor de comportamiento sísmico efectivo del sistema puede entenderse como el factor de comportamiento modificado por interacción, tal que la resistencia del oscilador de remplazo sea igual que la requerida por la estructura apoyada elásticamente. De esta manera, ambas resistencias requeridas serán limitadas a la demanda de ductilidad disponible. Se puede denotar que $1 \leq \tilde{Q} \leq Q$, lo que muestra que el factor de comportamiento sísmico considerando la interacción suelo estructura es menor que el asociado a la estructura en base rígida. Sin embargo, el factor solo reduce la ductilidad de diseño para lograr la igualdad energética, pero no la capacidad o ductilidad disponible de la estructura, pues esta permanece sin cambio.

Para obtener el factor de comportamiento sísmico equivalente, es necesario introducir los conceptos de ductilidad de ambos sistemas, donde se considera que las resistencias o fuerzas de fluencia tanto del oscilador equivalente como de la estructura apoyada en base rígida son las mismas. La figura 2-17 presenta dicha relación.

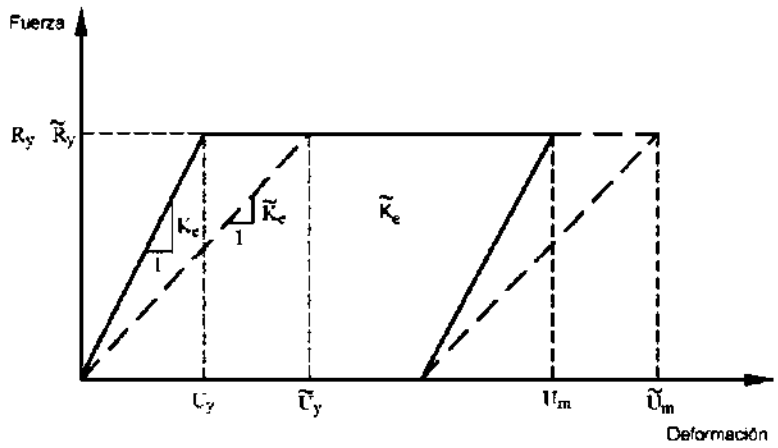


Figura 2-17: Relaciones fuerza-deformación para estructura en base rígida y estructura en base flexible (MOC-DS, 2015)

De la figura anterior, se deduce que la deformación de fluencia de la estructura en base rígida se relaciona con la deformación de fluencia de la estructura de base flexible mediante la siguiente igualdad

$$u_y = \frac{\tilde{K}_e}{K_{e0}} \tilde{u}_y \qquad \text{Ec. 2-22}$$

Si se introduce la relación del periodo fundamental de vibración elástica con respecto a su frecuencia angular, se puede obtener que

$$u_y = \frac{\frac{4\pi^2 M_{e0}}{\widetilde{T}_1^2}}{\frac{4\pi^2 M_{e0}}{T_{e0}^2}} \widetilde{u}_y = \frac{T_{e0}^2}{\widetilde{T}_1^2} \widetilde{u}_y \qquad \text{Ec. 2-23}$$

Recordando que la capacidad de deformación plástica de la estructura con y sin interacción suelo estructura deben ser idénticas, es decir, el área bajo la curva de la relación fuerza-deformación elastoplástica debe ser la misma, se tiene que

$$F_y(u_m - u_y) = \widetilde{F}_y(\widetilde{u}_m - \widetilde{u}_y) \qquad \text{Ec. 2-24}$$

Sustituyendo la ecuación 2-23 en la ecuación 2-24, considerando además que $R_y = \tilde{R}_y$ y escribiendo el resultado como función de Q y de $\tilde{Q}$, el factor de comportamiento sísmico efectivo del sistema es

$$\widetilde{Q} = 1 + (Q - 1)\left[\frac{T_{e0}^2}{\widetilde{T}_1^2} + \alpha\left(1 - \frac{T_{e0}^2}{\widetilde{T}_1^2}\right)\right] \qquad \text{Ec. 2-25}$$

Donde α denota la pendiente de la rama inelástica en una aproximación bilineal, por lo que si $\alpha = 0$, es decir un comportamiento elastoplástico perfecto, la ecuación 2-25 se reduce a

$$\widetilde{Q} = 1 + (Q - 1)\frac{T_{e0}^2}{\widetilde{T}_1^2} \qquad \text{Ec. 2-26}$$

Para pendientes de la rama inelástica o de post fluencia diferentes de cero, las variaciones entre Q y $\tilde{Q}$ son menores, pues dicha pendiente α tiene valores típicos menores al diez por ciento. Investigadores como Avilés (2009), han mostrado los efectos de la interacción suelo estructura en el factor de comportamiento sísmico de la estructura (figura 2-18).

Por último, en cuanto a la sobre resistencia de las estructuras, se ha mostrado mediante análisis estáticos no lineales (NTC CDMX-Sismo, 2020), que dicho factor no se ve modificado por la interacción dinámica suelo estructura.

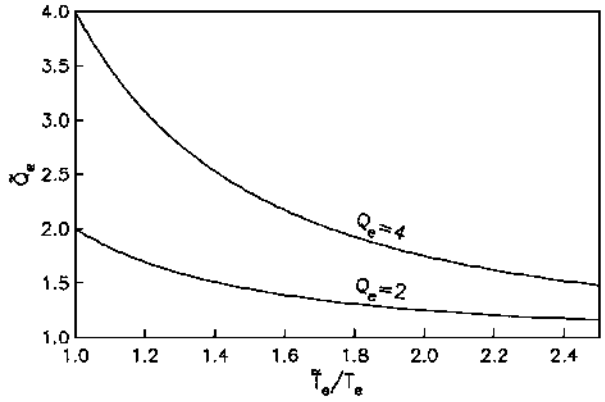


Figura 2-18: Efectos de la interacción suelo estructura en el factor de comportamiento sísmico (Avilés, 2009)

2.3 Recomendaciones reglamentarias nacionales

2.3.1 NTC-CDMX (2020) y MOC-CFE (2015)

Sin duda los reglamentos más representativos de la República Mexicana son las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México en su versión 2017 y 2020 (Comentarios), así como el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad en su versión 2015. Ambos documentos incluyen en sus capítulos las metodologías mínimas y simplificadas para abordar el problema de interacción dinámica suelo estructura.

Para este trabajo se hace enfoque en las disposiciones reglamentarias de la Ciudad de México, sin embargo, algunas ecuaciones o complementos se toman del Manual de Obras Civiles. Lo anterior es posible ya que los criterios y deducciones de ambos textos se basan en los mismos principios.

2.3.2 Interacción inercial

La interacción inercial, depende directamente de la relación que guardan las rigideces entre el sistema estructural y el sistema suelo-cimentación. Esto es, si el sistema suelo-cimentación es

muy flexible comparado con el sistema estructural, los efectos inerciales tomarán mayor importancia, y en caso contrario ocurre lo opuesto. La reglamentación recurre a la comparación de los periodos fundamentales de vibrar entre los sistemas, así como su altura efectiva. Con lo anterior, los efectos de interacción inercial podrán despreciarse si

$$\frac{T_e}{T_s} \cdot \frac{H_s}{H_e} > 2.5 \qquad \text{Ec. 2-27}$$

Donde

$T_e = Periodo\ fundamental\ de\ la\ estructura\ con\ base\ rígida$

$T_s = Periodo\ fundamental\ del\ suelo$

$H_e = Altura\ efectiva\ del\ sistema\ estructural$

$H_s = Espesor\ del\ estrato\ blando\ hasta\ la\ roca$

La altura efectiva del sistema estructural se basa en una altura equivalente para representar el sistema unimodal ilustrado en la figura 2-9, con el cual fueron desarrolladas las expresiones de interacción suelo estructura en la reglamentación. La altura efectiva se tomará de la siguiente manera

$$H_e \rightarrow \begin{cases} H_e = 0.7H_T \rightarrow Si\ la\ estructura\ es\ de\ dos\ o\ más\ niveles \\ . \\ H_e = H_T \rightarrow Si\ la\ estructura\ es\ de\ un\ nivel \end{cases} \qquad \text{Ec. 2-28}$$

Donde

$H_T = Altura\ total\ de\ la\ edificación$

El factor de 0.7 para estructuras de dos o más niveles corresponde a un promedio o estimación de la contribución del primer modo de vibrar en una estructura de múltiples grados de libertad.

La reglamentación no indica si puede usarse un procedimiento alternativo o si puede modificarse dicha corrección de altura de acuerdo con el factor de participación calculado en el análisis modal.

En caso de que la relación de la ecuación 2-27 resulte menor o igual que 2.5, deberán considerarse los efectos de interacción inercial, pues el suelo resulta ser lo suficientemente flexible para modificar la respuesta estructural.

2.3.3 Interacción cinemática

La interacción cinemática depende directamente de la geometría, materiales y profundidad que tienen las cimentaciones de las edificaciones. Para una estructura con cimentación muy superficial o con poca profundidad de desplante, la interacción cinemática suele ser menos importante que la inercial. Por otro lado, para estructuras con cajones de cimentación de gran profundidad, la parte cinemática toma mayor importancia, pues la excitación por rotación influye en mayor medida en la respuesta de la estructura.

Se ha observado que para la Ciudad de México es conservador efectuar sólo el análisis de interacción inercial, siempre que los efectos de sitio sean considerados en la determinación del movimiento de campo libre empleado como movimiento de entrada para la cimentación. Aunque esta excitación no tiene componentes de rotación, generalmente es más desfavorable que la excitación efectiva de la base obtenida de un análisis de interacción cinemática. (NTC CDMX-Sismo, 2020)

Si la estructura tiene niveles subterráneos, y no tiene pilas ni pilotes, los efectos de interacción cinemática pueden despreciarse si se cumplen las siguientes expresiones

$$\frac{T_s}{\tau_v} > 12 \qquad \text{Ec. 2-29}$$

$$\frac{D}{r} > 0.5 \qquad \text{Ec. 2-30}$$

Donde

$r = Radio\ equivalente\ del\ área\ de\ la\ cimentación\ en\ traslación$

$D = Profundidad\ de\ desplante$

$\tau_v = Tiempo\ de\ tránsito\ de\ las\ ondas\ sísmicas\ a\ través\ de\ la\ profundida\ de\ desplante$

$= D/V_S$

$V_S = Velocidad\ de\ ondas\ de\ corte\ del\ suelo$

En caso de que no se cumpla de manera simultánea las ecuaciones 2-29 y 2-30, deberá modificarse el movimiento de diseño, en el dominio de las frecuencias, de acuerdo con las siguientes expresiones

$$\ddot{u}_c^*(\omega) = H_u(\omega)\ddot{u}_o^*(\omega) \qquad \text{Ec. 2-31}$$

$$\ddot{\theta}_c^*(\omega) = H_\theta(\omega)\ddot{u}_o^*(\omega) \qquad \text{Ec. 2-32}$$

$$H_u(\omega) \rightarrow \begin{cases} H_u(\omega) = cos\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{\omega}{\omega_c}\right), & si\ \omega \leq 0.7\omega_c \\ H_u(\omega) = 0.453, & si\ \omega > 0.7\omega_c \end{cases} \qquad \text{Ec. 2-33}$$

$$rH_\theta(\omega) \rightarrow \begin{cases} rH_\theta(\omega) = 0.257\left[1 - cos\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{\omega}{\omega_c}\right)\right], & si\ \omega \leq \omega_c \\ rH_\theta(\omega) = 0.257, & si\ \omega > \omega_c \end{cases} \qquad \text{Ec. 2-34}$$

Donde

$\ddot{u}_c^*(\omega) = Movimiento\ efectivo\ de\ traslación$

$\ddot{\theta}_c^*(\omega) = Movimiento\ efectivo\ de\ cabeceo$

$H_u(\omega) = Función\ de\ transferencia\ de\ traslación\ efectiva$

$H_\theta(\omega) = Función\ de\ transferencia\ de\ cabeceo\ efectivo$

Una vez modificado el movimiento por las funciones de transferencia correspondientes, es posible regresar al dominio del tiempo por medio de la transformada inversa o anti transformada de Fourier, con el fin de obtener espectros de respuesta, espectros de diseño o movimientos en la historia del tiempo.

2.3.4 Funciones de impedancia para cimentaciones someras

La rigidez dinámica del sistema suelo cimiento depende de la rigidez estática del sistema, afectado por un factor de corrección dinámico. Dicho factor de corrección toma la forma de la ecuación 2-5, donde la parte real expresa la rigidez y la parte compleja el amortiguamiento. A estos factores se les conoce como coeficientes de impedancia de rigidez y amortiguamiento, respectivamente. Con lo anterior, se establece que la función de impedancia toma la siguiente forma

$$\boldsymbol{K_m = K_m^o(k_m - 2\zeta_s \eta_m c_m)} \qquad \textbf{Ec. 2-35}$$

$$\boldsymbol{C_m = \frac{K_m^o(\eta_m c_m + 2\zeta_s k_m)}{\omega}} \qquad \textbf{Ec. 2-36}$$

Donde

$K_m^o = Rigidez\ estática\ en\ el\ grado\ de\ libertad\ "m"\ de\ interés$

$m = Grado\ de\ libertad\ considerado$

$\eta_m = Frecuencia\ normalizada\ en\ el\ grado\ de\ libertad\ m$

$\omega = Frecuencia\ de\ interés = 2\pi/\tilde{T}_e$

Dado que las funciones de impedancia dependen de la frecuencia de excitación, es necesario definir los parámetros de frecuencia necesarios, siendo estos los siguientes

$$\boldsymbol{\eta_m = \frac{\omega R_m}{V_s}} \qquad \textbf{Ec. 2-37}$$

$$\boldsymbol{\eta_s = \frac{\pi R_h}{2H_s}} \qquad \textbf{Ec. 2-38}$$

$$\boldsymbol{\eta_p = \sqrt{\frac{2(1-\nu_s)}{1-2\nu_s}}\left(\frac{\pi R_r}{2H_s}\right)} \qquad \textbf{Ec. 2-39}$$

Donde

$\eta_m = Frecuencia\ adimensional\ normalizada\ en\ el\ grado\ de\ libertad\ "m"\ de\ interés$

$\eta_s = Frecuencia\ fundamental\ adimensional\ del\ estrato\ en\ vibración\ horizontal$

$\eta_p = Frecuencia\ fundamental\ adimensional\ del\ estrato\ en\ vibración\ vertical$

$R_m = Radio\ equivalente\ en\ la\ dirección\ del\ grado\ de\ libertad\ "m"\ de\ interés$

$R_h = R_v = Radio\ equivalente\ de\ traslación = \sqrt{A/\pi}$

$R_r = Radio\ equivalente\ en\ cabeceo = \sqrt[4]{4I/\pi}$

$\nu_s = Relación\ de\ Poisson\ del\ estrato\ equivalente$

Con lo anterior, se procede a calcular la rigidez dinámica de cada grado de libertad en cuestión, calculando la rigidez estática, el coeficiente de impedancia de rigidez y coeficiente de impedancia de amortiguamiento

- Horizontal

$$K_h^o = \frac{8G_s R_h}{2-\nu_s}\left(1+\frac{R_h}{2H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{3R_h}\right)\left(1+\frac{5D}{4H_s}\right) \quad \text{Ec. 2-40}$$

$$k_h = 1 \quad \text{Ec. 2-41}$$

$$c_h = \begin{cases} \dfrac{0.65\zeta_s\eta_{hs}}{1-(1-2\zeta_s)\eta_{hs}^2} \rightarrow si\ \eta_{hs} = \dfrac{\eta_h}{\eta_s} \leq 1 \\ 0.576 \rightarrow si\ \eta_{hs} = \dfrac{\eta_h}{\eta_s} > 1 \end{cases} \quad \text{Ec. 2-42}$$

- Vertical

$$K_v^o = \frac{4G_s R_v}{1-\nu_s}\left(1+\frac{1.28R_v}{H_s}\right)\left(1+\frac{D}{2R_v}\right)\left[1+\left(0.85-\frac{0.28D}{R_v}\right)\frac{\frac{D}{H_s}}{1-\frac{D}{H_s}}\right] \quad \text{Ec. 2-43}$$

$$k_v = 1 \quad \text{Ec. 2-44}$$

$$c_v = \begin{cases} 0 \rightarrow si\ \eta_v < \eta_p \\ 0.85\left(\dfrac{1+1.85(1-\nu_s)\dfrac{D}{R_v}}{1+\dfrac{0.5D}{R_v}}\right) \rightarrow si\ \eta_v \geq \eta_p \end{cases} \quad \text{Ec. 2-45}$$

- Cabeceo

$$K_r^o = \frac{8G_s R_r^3}{3(1-\nu_s)}\left(1+\frac{R_r}{6H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{R_r}\right)\left(1+\frac{0.71D}{H_s}\right) \quad \text{Ec. 2-46}$$

$$k_r = \begin{cases} k_r = 1 - 0.2\eta_r \rightarrow si\ \eta_r \leq 2.5 \\ . \\ k_r = 0.5 \rightarrow si\ \eta_r > 2.5\ y\ \nu_s \leq \frac{1}{3} \\ . \\ k_r = 1 - 0.2\eta_r \rightarrow si\ \eta_r > 2.5\ y\ \nu_s \geq 0.45 \end{cases}$$

Ec. 2-47

Interpolar linealmente para

$$\frac{1}{3} < \nu_s < 0.45$$

$$c_r = \begin{cases} \frac{0.5\zeta_s\eta_{rp}}{1-(1-2\zeta_s)\eta_{rp}^2} \rightarrow si\ \eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} \leq 1 \\ . \\ \frac{0.3\eta_r^2}{1+\eta_r^2} \rightarrow si\ \eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} > 1 \end{cases}$$

Ec. 2-48

Donde

$\zeta_s = Amortiguamiento\ del\ suelo$

$H_s = Profundidad\ del\ estrato\ equivalente$

$G_s = Módulo\ de\ cortante\ elástico\ del\ suelo$

$D = Profundidad\ de\ desplante$

2.3.5 Funciones de impedancia para cimentaciones con pilotes

De manera análoga a las funciones de impedancia para cimentaciones someras, los pilotes también tienen rigideces dinámicas. La función de impedancia toma la siguiente forma

$$K_m = K_m^o k_m$$ Ec. 2-49

$$C_m = \frac{2K_m^o c_m}{\omega}$$ Ec. 2-50

Donde

$K_m^o = Rigidez\ estática\ en\ el\ grado\ de\ libertad\ "m"\ de\ interés$

$m = Grado\ de\ libertad\ considerado$

$\omega = Frecuencia\ de\ interés = 2\pi/\tilde{T}_e$

Dado que las funciones de impedancia dependen de la frecuencia de excitación, es necesario definir los parámetros de frecuencia necesarios, siendo estos los siguientes

$$\boldsymbol{\eta = \frac{\omega d}{V_s}} \qquad \textbf{Ec. 2-51}$$

$$\boldsymbol{\eta_s = \frac{\pi d}{2H_s}} \qquad \textbf{Ec. 2-52}$$

$$\boldsymbol{\eta_p = \frac{3.4\eta_s}{\pi(1-\nu_s)}} \qquad \textbf{Ec. 2-53}$$

Donde

$\eta = Frecuencia\ adimensional\ normalizada$

$\eta_s = Frecuencia\ fundamental\ adimensional\ del\ estrato\ en\ vibración\ horizontal$

$\eta_p = Frecuencia\ fundamental\ adimensional\ del\ estrato\ en\ vibración\ vertical$

$d = Diámetro\ del\ pilote$

$\nu_s = Relación\ de\ Poisson\ del\ estrato\ equivalente$

Con lo anterior, se procede a calcular la rigidez dinámica de cada grado de libertad, calculando la rigidez estática, el coeficiente de impedancia de rigidez y coeficiente de impedancia de amortiguamiento

- Horizontal

$$K_h^o = dE_S\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.21} \qquad \text{Ec. 2-54}$$

$$k_h = 1 \qquad \text{Ec. 2-55}$$

$$c_h = \begin{cases} 0.8\zeta_s \rightarrow si\ \eta \leq \eta_s \\ \cdot \\ 0.8\zeta_s + 0.175\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.17} \rightarrow si\ \eta > \eta_s \end{cases} \qquad \text{Ec. 2-56}$$

- Vertical

$$K_v^o = 1.9dE_s\left(\frac{L}{d}\right)^{0.67} \qquad \text{Ec. 2-57}$$

$$k_v = \begin{cases} k_v = 1 \rightarrow si\ \frac{L}{d} < 15 \\ \cdot \\ k_v = 1 + \sqrt{\eta} \rightarrow si\ \frac{L}{d} < 15 \end{cases} \qquad \text{Ec. 2-58}$$

Interpolar linealmente para

$$15 \leq \frac{L}{d} < 50$$

$$c_v = \begin{cases} \zeta_s \rightarrow si\ \eta \leq \eta_p \\ \cdot \\ \frac{0.413}{1+\nu_s}\left(\frac{L}{d}\right)^{0.33}\left(1 - e^{-\left(\frac{E_p}{E_s}\right)\left(\frac{L}{d}\right)^{-2}}\right)\eta^{0.8} \rightarrow si\ \eta > 1.5\eta_p \end{cases} \qquad \text{Ec. 2-59}$$

Interpolar linealmente para

$$\eta_p < \eta < 1.5\eta_p$$

Donde

$\zeta_s = Amortiguamiento\ del\ suelo$

$E_p = Módulo\ de\ elasticidad\ del\ pilote$

$E_s = Módulo\ de\ elasticidad\ del\ suelo$

$L = Longitud\ del\ pilote$

Las ecuaciones anteriores solo son aplicables cuando se cumple la condición asociada a la longitud mínima del pilote para transmitir la carga al suelo (Ec. 2-60).

$$L > 2d\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.25} \qquad \text{Ec. 2-60}$$

2.3.6 Modificación del periodo y amortiguamiento del sistema suelo-estructura

La interacción inercial es la responsable de la modificación del periodo y el amortiguamiento del sistema suelo-estructura. Es posible calcular la modificación del periodo con respecto a la estructura de base rígida si se emplea la solución presentada en la ecuación 2-14, obteniendo así, para cada dirección de análisis, el periodo fundamental efectivo elástico del sistema de la siguiente manera

$$\widetilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_r^2} \qquad \text{Ec. 2-61}$$

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e}{K_h}} \qquad \text{Ec. 2-62}$$

$$\boldsymbol{T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e(H_e + D)^2}{K_r}}} \qquad \textbf{Ec. 2-63}$$

Donde

$\tilde{T}_e = Periodo\ fundamental\ efectivo\ del\ sistema\ suelo - estructura$

$T_e = Periodo\ fundamental\ de\ la\ estructura\ con\ base\ rígida$

$T_h = Periodo\ fundamental\ de\ traslación\ del\ sistema\ suelo - cimiento$

$T_r = Periodo\ fundamental\ de\ cabeceo\ del\ sistema\ suelo - cimiento$

$W_e = Peso\ efectivo\ del\ sistema\ estructural\ con\ base\ rígida$

$H_e = Altura\ efectiva\ del\ sistema\ estructural\ con\ base\ rígida$

Al igual que la altura efectiva determinada con la ecuación 2-28, es necesario determinar el peso efectivo (Ec. 2-64), para simplificar el problema de interacción a un modelo unimodal equivalente.

$$\boldsymbol{W_e \rightarrow \begin{cases} W_e = 0.7W_o \rightarrow Si\ la\ estructura\ es\ de\ dos\ o\ más\ niveles \\ . \\ W_e = W_o \rightarrow Si\ la\ estructura\ es\ de\ un\ nivel \end{cases}} \qquad \textbf{Ec. 2-64}$$

Donde

$W_e = Peso\ efectivo\ unimodal\ equivalente$

$W_o = Peso\ total\ de\ la\ edificación$

Por su parte, si se desea conocer la modificación del amortiguamiento, es necesario recurrir a la solución presentada en la ecuación 2-15, por lo que, para cada dirección de análisis, el amortiguamiento efectivo elástico del sistema se determina con la siguiente expresión

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e}\right)^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2}\left(\frac{T_h}{\tilde{T}_e}\right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2}\left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e}\right)^2 \qquad \text{Ec. 2-65}$$

$$\zeta_h = \frac{\pi C_h}{\tilde{T}_e K_h} \qquad \text{Ec. 2-66}$$

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r} \qquad \text{Ec. 2-67}$$

Donde

$\tilde{\zeta}_e = Amortiguamiento\ efectivo\ del\ sistema\ suelo - estructura$

$\zeta_e = Amortiguamiento\ de\ la\ estructura\ con\ base\ rígida$

$\zeta_h = Amortiguamiento\ de\ traslación\ del\ sistema\ suelo - cimiento$

$\zeta_r = Amortiguamiento\ de\ cabeceo\ del\ sistema\ suelo - cimiento$

Los denominadores adicionales en los términos de traslación y rotación de la ecuación 2-65 y, a diferencia de la solución presentada en la ecuación 2-15, se deben a que los amortiguamientos del suelo para los diferentes modos de vibración de la cimentación son más elevados que los de la estructura, por lo que para fines de diseño se proponen dichos denominadores. Así mismo, esta ecuación es aceptable para rigideces relativas del suelo y la estructura mayores que 2, abarcando la gran mayoría de condiciones para la práctica profesional.

2.3.7 Determinación del factor de comportamiento sísmico efectivo y el espectro de diseño modificado

Para cumplir el balance energético entre la estructura con y sin interacción, es necesario modificar el factor de comportamiento sísmico de diseño de acuerdo con la Ec. 2-68.

$$\tilde{Q} = 1 + (Q - 1)\left[\frac{T_e^2}{\tilde{T}_e^2} + \alpha\left(1 - \frac{T_e^2}{\tilde{T}_e^2}\right)\right] \qquad \text{Ec. 2-68}$$

Donde

$\alpha = Pendiente\ de\ la\ segunda\ rama\ o\ rama\ inelástica\ en\ un\ comportamiento\ bilineal$

$$\tilde{Q}' = \begin{cases} 1 + (\tilde{Q} - 1)\dfrac{\tilde{T}_e}{T_e}\sqrt{\dfrac{\tilde{\beta}}{k}} \cdot \dfrac{\tilde{T}_e}{T_a} \rightarrow si\ \tilde{T}_e \leq T_a \\ 1 + (\tilde{Q} - 1)\dfrac{\tilde{T}_e}{T_e}\sqrt{\dfrac{\tilde{\beta}}{k}} \rightarrow si\ T_a < \tilde{T}_e \leq T_b \\ 1 + (\tilde{Q} - 1)\dfrac{\tilde{T}_e}{T_e}\sqrt{\dfrac{\tilde{\beta}\tilde{p}}{k}} \rightarrow si\ \tilde{T}_e > T_b \end{cases} \qquad \text{Ec. 2-69}$$

En la ecuación 2-68, las fórmulas que involucran la ductilidad o donde se estima que se incursiona en el intervalo no lineal, se asume un comportamiento elastoplástico, por lo que α para fines prácticos es igual a cero. Una vez determinado el factor de comportamiento sísmico efectivo, es necesario modificar el factor de reducción por ductilidad para fines de diseño, siempre y cuando se emplee el oscilador de remplazo (figura 2-11) como método de diseño. Lo anterior se logra, en los espectros de diseño de la Ciudad de México, aplicando la ecuación 2-69.

Se observa que el parámetro "k" asociado al cociente entre el desplazamiento máximo del suelo y desplazamiento espectral máximo del oscilador de un grado de libertad, no se ve afectado por los efectos de interacción. En cambio, los parámetros $\tilde{\beta}$ y $\tilde{p}$, asociados con el amortiguamiento suplementario por efectos de interacción o dispositivos de tipo viscoso y al factor de corrección para periodos largos, sí se modifican por los efectos de interacción suelo estructura, calculándose de la siguiente manera (Ecs. 2-70 y 2-71).

$$\tilde{p} = k + (1 - k)\left(\frac{T_b}{\tilde{T}_e}\right)^2 \qquad \text{Ec. 2-70}$$

$$\tilde{\beta} = \begin{cases} 1 - \left[1 - \left(\frac{0.05}{\zeta}\right)^{\lambda}\right]\frac{\tilde{T}_e}{T_a} \rightarrow si\ \tilde{T}_e < T_a \\ \left(\frac{0.05}{\zeta}\right)^{\lambda} \rightarrow si\ T_a < \tilde{T}_e < \tau T_b \\ 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\zeta}\right)^{\lambda} - 1\right]\left(\frac{\tau T_b}{\tilde{T}_e}\right)^{\varepsilon} \rightarrow si\ \tilde{T}_e \geq \tau T_b \end{cases} \qquad \text{Ec. 2-71}$$

Los valores de λ, τ y ε son coeficientes que dependen directamente del suelo, en específico de su periodo fundamental de vibración. En la tabla 2-1 se definen dichos parámetros.

Tabla 2-1: Tabla para valores de λ, τ y ε

Tabla de valores característicos del suelo para la construcción de espectros de diseño			
T_s	λ	ε	τ
$T_s \leq 0.5$	0.40	0.80	2.50
$0.5 < T_s \leq 1.0$	0.45	0.20	1.00
$1.0 < T_s \leq 1.5$	0.45	0.30	1.00
$1.5 < T_s \leq 2.0$	0.50	1.20	1.00
$2.0 < T_s \leq 2.5$	0.50	1.80	1.00
$2.5 < T_s \leq 3.0$	0.55	3.00	1.00
$3.0 < T_s \leq 4.0$	0.50	4.00	1.00

Por último, es necesario modificar las ordenadas del espectro elástico de pseudo-aceleración por los efectos de interacción, las cuales son función del periodo y del amortiguamiento efectivos por interacción de la siguiente manera

$$\tilde{a} = \begin{cases} a_o + (\tilde{\beta}c - a_o)\frac{\tilde{T}_e}{T_a} \rightarrow si\ \tilde{T}_e < T_a \\ \tilde{\beta}c \rightarrow si\ T_a \leq \tilde{T}_e < T_b \\ \tilde{\beta}c\tilde{p}\left(\frac{T_b}{\tilde{T}_e}\right)^2 \rightarrow si\ \tilde{T}_e \geq T_b \end{cases} \qquad \text{Ec. 2-72}$$

Donde

$a_o = Aceleración\ de\ diseño\ del\ suelo$

$c = Meseta\ o\ coeficiente\ sísmico$

Para la filosofía basada en fuerzas, las ordenadas espectrales elásticas se reducen por la ductilidad y la sobre resistencia de las estructuras, por lo que la ordenada espectral reducida de diseño toma la siguiente forma

$$\tilde{a}' = \frac{\tilde{a}}{R\tilde{Q}'} \qquad \textbf{Ec. 2-73}$$

Donde

$R = Factor\ de\ sobrerresistencia$

$\tilde{Q}' = Factor\ de\ ductilidad\ efectivo$

El factor de ductilidad efectivo se determina con la ecuación 2-69, por su parte el factor de sobrerresistencia no se modifica por los efectos de interacción y se calcula de la siguiente manera

$$\boldsymbol{R = k_1 R_o + k_2} \qquad \textbf{Ec. 2-74}$$

$$\boldsymbol{R_o = \begin{cases} 2.00 \rightarrow Para\ estructuras\ con\ Q \geq 3 \\ . \\ 1.75 \rightarrow Para\ estructuras\ con\ Q < 3 \end{cases}} \qquad \textbf{Ec. 2-75}$$

$$\boldsymbol{k_1 = \begin{cases} 0.80 \rightarrow Estructuraciones\ con\ menos\ de\ tres\ crujias \\ . \\ 1.00 \rightarrow Estructuraciones\ con\ tres\ o\ más\ crujías \\ . \\ 1.25 \rightarrow Sistemas\ estructurales\ de\ tipo\ dual \end{cases}} \qquad \textbf{Ec. 2-76}$$

$$k_2 = 0.5\left(1 - \sqrt{\frac{T}{T_a}}\right) > 0 \qquad \text{Ec. 2-77}$$

2.3.8 Cortante basal modificado, momentos torsionantes y momentos de volteo de diseño

Empleando la metodología de análisis dinámico modal para el oscilador de remplazo, la fuerza cortante basal correspondiente únicamente al primer modo fundamental de traslación, para cada dirección de análisis, se calcula de la siguiente manera

$$\tilde{V}_{o1} = \tilde{a}' W_e \qquad \text{Ec. 2-78}$$

Donde

$\tilde{V}_{o1} = Cortante\ basal\ asociado\ al\ modo\ fundamental\ de\ vibración\ con\ interacción$

$\tilde{a}' = Aceleración\ espectral\ reducida\ y\ modificada\ por\ interacción$

El cortante basal de la Ec. 2-78 se calcula para el periodo, amortiguamiento y peso modal efectivo del modo en cuestión y los aportes de los modos superiores se desprecian.

Una vez calculado el cortante basal asociado a dicho modo por interacción, así como el cortante basal sin interacción, el coeficiente de corrección se define como

$$0.75 \leq \frac{\tilde{V}_{o1}}{V_{o1}} \leq 1.25 \qquad \text{Ec. 2-79}$$

Donde

$V_{o1} = Cortante\ basal\ asociado\ al\ modo\ fundamental\ de\ vibración\ sin\ interacción$

Dicho coeficiente evalúa en términos del cortante basal, la influencia de la interacción suelo-estructura, dicha expresión limita la modificación del cortante basal en un intervalo de 0.75 a 1.25. Esto se debe a las grandes incertidumbres de los efectos de la interacción, así como la

sobrerresistencia estructural y la forma conservadora de los espectros de diseño (NTC CDMX-Sismo, 2020).

Por último, toda fuerza o momento calculado para el modo fundamental de vibrar para el oscilador de remplazo, se multiplicará por el coeficiente de corrección calculado en la ecuación 2-79, con el propósito de incluir los efectos de la interacción inercial en dicho modelo simplificado. Con lo anterior, se puede definir que

$$\widetilde{\boldsymbol{F}}_{\boldsymbol{o1}} = \boldsymbol{F}_{\boldsymbol{o1}} \frac{\widetilde{\boldsymbol{V}}_{\boldsymbol{o1}}}{\boldsymbol{V}_{\boldsymbol{o1}}} \qquad \textbf{Ec. 2-80}$$

$$\widetilde{\boldsymbol{M}}_{\boldsymbol{o1}} = \boldsymbol{M}_{\boldsymbol{o1}} \frac{\widetilde{\boldsymbol{V}}_{\boldsymbol{o1}}}{\boldsymbol{V}_{\boldsymbol{o1}}} \qquad \textbf{Ec. 2-81}$$

Donde

F_{o1} , $M_{o1} = Fuerzas\ o\ momentos\ para\ el\ primer\ modo\ de\ vibrar\ en\ base\ rígida$

2.3.9 Desplazamiento lateral modificado

Al igual que la estimación del cortante basal para el método dinámico modal, el desplazamiento lateral de la estructura que resulte del modelo del oscilador de remplazo deberá ser modificado por los efectos de la interacción inercial. Dichos desplazamientos laterales, se modificarán (NTC CDMX-Sismo, 2020) solo para el modo fundamental de vibración, para cada dirección de análisis, de la siguiente manera

$$\widetilde{\boldsymbol{X}}_{\boldsymbol{i1}} = \frac{\widetilde{\boldsymbol{V}}_{\boldsymbol{o1}}}{\boldsymbol{V}_{\boldsymbol{o1}}}\left[\boldsymbol{X}_{\boldsymbol{i1}} + \frac{\boldsymbol{V}_{\boldsymbol{o1}}}{\boldsymbol{K}_{\boldsymbol{h}}} + (\boldsymbol{h}_{\boldsymbol{i}} + \boldsymbol{D}) \cdot \frac{\boldsymbol{M}_{\boldsymbol{o1}}}{\boldsymbol{K}_{\boldsymbol{r}}}\right] \qquad \textbf{Ec. 2-82}$$

Donde

$\tilde{X}_{i1} = Desplazamiento\ del\ i - ésimo\ nivel\ a\ la\ altura\ h_i\ con\ interacción$

$X_{i1} = Desplazamiento\ del\ i - ésimo\ nivel\ a\ la\ altura\ h_i\ sin\ interacción$

La ecuación anterior estima los desplazamientos laterales de la estructura tomando en cuenta los efectos de interacción, sin embargo, dicha ecuación está formulada para determinar los desplazamientos elásticos. Dado que la filosofía de diseño basada en fuerzas permite la incursión al intervalo inelástico, es necesario amplificar los desplazamientos para tomar en cuenta los desplazamientos totales, es decir, los elásticos como los inelásticos. Para tomar en cuenta lo anterior, es necesario multiplicar los desplazamientos de la estructura con base rígida por el factor de comportamiento sísmico Q (asociado al comportamiento de base rígida) mientras que los desplazamientos por corrimiento y cabeceo de la cimentación será necesario multiplicarlo por el factor de sobre resistencia R . Esto es debido a que los desplazamientos de la estructura se consideran inelásticos, mientras que el corrimiento y el cabeceo se consideran elásticos. Con lo anterior, la estimación de los desplazamientos inelásticos del sistema toma la siguiente forma (Fernández Sola, 2021):

$$\widetilde{\boldsymbol{X}}_{\boldsymbol{i1-inelástico}} = \boldsymbol{R}\frac{\widetilde{\boldsymbol{V}}_{\boldsymbol{o1}}}{\boldsymbol{V}_{\boldsymbol{o1}}}\left[\boldsymbol{X}_{\boldsymbol{i1}}\boldsymbol{Q} + \frac{\boldsymbol{V}_{\boldsymbol{o1}}}{\boldsymbol{K}_{\boldsymbol{h}}} + (\boldsymbol{h}_{\boldsymbol{i}} + \boldsymbol{D}) \cdot \frac{\boldsymbol{M}_{\boldsymbol{o1}}}{\boldsymbol{K}_{\boldsymbol{r}}}\right] \qquad \textbf{Ec. 2-83}$$

Donde

$R = Factor\ de\ sobrerresistencia$

$Q = Factor\ de\ comportamiento\ sísmico$

2.4 Recomendaciones reglamentarias internacionales

Además de las recomendaciones reglamentarias nacionales ya estipuladas, es importante conocer el estado del arte de algunas recomendaciones reglamentarias internacionales, con el propósito de complementar y ampliar el conocimiento relacionado con la interacción dinámica suelo estructura.

2.4.1 ASCE/SEI 7-16 Seismic Design Requirements for Building Structures

En esta normativa, los criterios y expresiones asociadas a la interacción dinámica suelo estructura para incluirse en el análisis sísmico se expresan en el capítulo 19. En particular para

este capítulo, se indica que la interacción suelo estructura puede aplicarse con el método de la fuerza lateral equivalente, cualquier método dinámico lineal o los métodos no lineales en la historia del tiempo. Los efectos de interacción se deberán considerar cuando la estructura se localiza en sitios clasificados como C, D, E o F.

Un aspecto importante por resaltar es que cuando se consideran los efectos de interacción, el modelo analítico de la estructura deberá incorporar directamente la flexibilidad del suelo, tanto en dirección vertical, horizontal y rotacional alrededor de los tres ejes principales. A diferencia de nuestra normativa, donde se emplea un oscilador de remplazo con base rígida como método de análisis, para esta normativa es esencial incorporar directamente la flexibilidad del suelo.

Con el propósito de cubrir las incertidumbres en las propiedades mecánicas del suelo, se requiere emplear el límite inferior y superior de la cimentación y rigidez del suelo, diseñando la estructura para el caso más desfavorable de ambos. Tanto este párrafo como el anterior, se refieren a la parte inercial de los efectos de interacción.

Para los modelos dinámicos lineales, además de incluir la flexibilidad del suelo, es necesario modificar el espectro de respuesta de diseño, debido al amortiguamiento del sistema suelo-cimentación. La forma del espectro es la siguiente:

$$\tilde{S}_a = \begin{cases} S_{DS}\left[\frac{T}{T_s}\left(\frac{5}{B_{SSI}} - 2\right) + 0.4\right] & \rightarrow \quad Si\ 0 < T < T_0 \\ \frac{S_{DS}}{B_{SSI}} & \rightarrow \quad Si\ T_0 \leq T \leq T_S \\ \frac{S_{D1}}{B_{SSI}T} & \rightarrow \quad So\ T_S < T \leq T_L \\ \frac{S_{D1}T_L}{B_{SSI}T^2} & \rightarrow \quad T > T_L \end{cases} \qquad \text{Ec. 2-84}$$

Donde

$S_{DS}, S_{D1} = Pseudoaceleraciones\ características\ del\ espectro$

$T_S, T_0. T_L = Periodos\ característicos\ del\ espectro$

$T = Periodo\ de\ interés$

$B_{SSI} = Factor\ de\ modificación\ por\ amortiguamiento\ diferente\ a\ 0.05$

Como se observa, la forma del espectro es inversamente proporcional al factor de modificación por amortiguamiento, obteniéndose así una disminución en la amplitud del espectro para amortiguamiento mayores a 0.05 y un aumento de su amplitud para el caso contrario. El factor de modificación B_{SSI} se define de la siguiente manera

$$\boldsymbol{B_{SSI} = \frac{4}{[5.6 - \ln(100\beta_0)]}} \qquad \textbf{Ec. 2-85}$$

De la ecuación anterior se define a β_0 como la fracción de amortiguamiento viscoso efectivo del sistema suelo-estructura. Este parámetro se calcula de la siguiente manera

$$\boldsymbol{\beta_0 = \beta_f + \frac{\beta}{\left(\tilde{T}/T\right)^2_{eff}} \leq 0.20} \qquad \textbf{Ec. 2-86}$$

Donde:

$\beta_f = Fracción\ de\ amortiguamiento\ viscoso\ efectivo\ del\ sistema\ suelo - cimentación$

$\beta = Fracción\ de\ amortiguamiento\ viscoso\ de\ la\ estructura\ (usualmente\ 5\%)$

$$\left(\tilde{T}/T\right)^2_{eff} = \left\{1 + \frac{1}{\mu}\left[\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1\right]\right\}^{0.5} \quad \rightarrow \quad Alargamiento\ efectivo\ de\ la\ estructura$$

El amortiguamiento efectivo del sistema suelo-cimentación depende directamente del amortiguamiento histerético del suelo β_s y del amortiguamiento por radiación β_{rd}. Ambos factores pueden determinarse a partir de un estudio específico de sitio o por medio de las tablas y ecuaciones estipuladas en el manual. Por último, se permite una reducción del 10% en el

momento de volteo para la cimentación cuando se emplean los métodos de análisis dinámicos lineales.

En cuanto a los efectos cinemáticos de interacción, se permite realizar modificaciones a las demandas espectrales de base rígida y de campo libre mediante el factor denominado como promedio en la base de la losa (RRS_{bsa}) y el factor por empotramiento (RRS_e). El producto de ambos factores no deberá ser menor que 0.7. Estos factores de modificación son solo permitidos cuando se emplean los análisis no lineales en la historia del tiempo, sujetándose así mismo a condiciones adicionales estipuladas en la normativa. Por otro lado, se podrán estimar espectros de sótano al nivel de desplante de la cimentación y no de campo libre como es común como método para incluir los efectos de interacción cinemática.

En caso de aplicarse los espectros de sótano como criterio, el factor de reducción por empotramiento deberá tomarse igual a la unidad. Es de importancia conocer que, si se realiza un espectro de sótano, dada sus propias incertidumbres, no se deberá tomar menor que el 80% de la aceleración espectral para el sismo de diseño ni menor al 70% para la aceleración espectral estimadas para el sismo máximo creíble.

2.4.2 Eurocode 8 / EN 1998-5 2004

En la parte 5 del eurocódigo 8 se presenta en el capítulo 6 una descripción somera y cualitativa sobre las condiciones en las cuales deben tomarse en cuenta los efectos de interacción suelo estructura. En esta normativa, el problema de la interacción se aborda de manera textual y queda a criterio del ingeniero su enfoque y aplicación.

En el primer inciso se enlista que los efectos de la interacción dinámica suelo estructura deben tomarse en cuenta para estructuras donde los efectos P-δ (2nd orden) juegan un papel importante; estructuras con cimentaciones muy profundas como muelles de puentes, plataformas marinas y silos; estructuras altas y esbeltas como torres y chimeneas; estructuras desplantadas en suelos muy blandos con velocidades de onda de corte menores a 100 m/s (suelos del grupo S_1). Para el segundo inciso, se define que los efectos de la interacción suelo estructura en pilas deberá evaluarse para todas las edificaciones.

En el anexo D se incluye la información general de los efectos y la importancia de la interacción, desglosándose en dos puntos principales. El primero de dichos puntos resalta la diferencia en

la respuesta dinámica del sistema si se evaluara la misma estructura tanto con la hipótesis de base rígida como la de base flexible, aun cuando la excitación de ambas sea de campo libre, pues la estructura desplantada en un medio flexible inducirá movimientos importantes de cabeceo. Así mismo, considerando la interacción suelo estructura, es de esperarse un alargamiento importante del periodo estructural, por lo que puede incurrirse en una zona de mayor demanda espectral. Otro aspecto para evaluar es la modificación de las propiedades dinámicas de la estructura, en específico los modos y sus amplitudes. Por último, los efectos de interacción incrementaran el amortiguamiento total del sistema, pues la radiación e histéresis en la interfaz del sistema suelo-cimiento, adicionan una fracción de amortiguamiento al inherente de la estructura.

El segundo punto del anexo D, se indica que, para la mayoría de las estructuras convencionales, los efectos de interacción dinámica tenderán a ser beneficiosos, dado que se reducen los momentos y cortantes en varios miembros de la superestructura. Se hace una excepción del comentario anterior para estructuras como torres, mástiles y chimeneas (enlistadas en la parte 6 del eurocódigo 8) donde los efectos de la interacción podrían ser perjudiciales.

En cuanto a la interacción cinemática, el eurocódigo contempla la importancia de estos efectos cuando el sistema de cimentación se basa en pilotes y deberán considerarse los momentos de flexión en los mismos si se cumplen dos o más de las siguientes condiciones: la estructura se clasifica como de alta importancia, la sismicidad es moderada o alta y el subsuelo se clasifica como blando o contiene capas consecutivas con diferentes rigideces.

Capítulo 3. Análisis de registros sísmicos del temblor del 19 de septiembre de 2017 en zonas de terreno flexible

3.1 Estudio de los registros sísmicos

3.1.1 Orígenes del estudio de los registros sísmicos

A partir del conocimiento adquirido a través del último siglo, se reconoce que el diseño sismo resistente de las estructuras se encuentra estrechamente ligado entre el balance de la energía de entrada por el movimiento del suelo, es decir la demanda, y la habilidad de las estructuras para disipar dicha energía a través del amortiguamiento, del daño o dispositivos de control, conocida también como capacidad.

La capacidad sísmica de las estructuras puede ser estimada a partir de la observación en campo, mediante modelos analíticos y modelos experimentales dado un evento sísmico y por supuesto el combinar estas tres técnicas. Por otro lado, la demanda sísmica se ha caracterizado principalmente a través del estudio de los registros de movimiento fuerte obtenidos por los instrumentos de medición, ya sean análogos o digitales y la evaluación del peligro sísmico. La base de datos mundial de los registros de aceleración que se ha acumulado desde la implementación del primer dispositivo ha sido primordial para desarrollar la ingeniería sísmica.

El primero de septiembre de 1923, un terremoto de magnitud 7.9 azotó la llanura de Kanto en la isla de Honshu en Japón. Este desastre natural produjo una gran cantidad de pérdidas humanas y económicas. A raíz de este evento, investigadores japoneses en el área de ingeniería sísmica concibieron la idea de desarrollar un instrumento para poder medir el movimiento del terreno y la respuesta dinámica de las estructuras ante un evento de esta índole. En 1931, el investigador Kyoji visitó las oficinas de la sociedad americana de ingenieros civiles (ASCE por sus siglas en inglés) donde expuso las ideas y la importancia de poder instrumentar los movimientos de los terremotos, sentando las bases para que un año después, es decir en 1932, el congreso de Estados Unidos de Norteamérica aprobara fondos al servicio geológico de Estados Unidos (USC&GS por sus siglas en inglés) para desarrollar el primer acelerómetro en el mundo. La instalación de los instrumentos empezó en el verano y otoño de 1932, instalándose

aparatos en Long Beach, Vernon, El Centro, San Diego, el puente Suisan Bay, subterráneo de Los Ángeles y sótano y piso 13 del Banco de América de San José.

El 10 de marzo de 1933 ocurrió un sismo de magnitud 6.3 en la escala de Richter muy cerca de las costas de Long Beach, California, pudiéndose registrar los primeros acelerogramas en la historia (figura 3-1), dando así comienzo al estudio de los movimientos telúricos. Los mayores picos de aceleración se registraron en la estación de Long Beach en la componente vertical, registrándose una aceleración pico de 0.285g. Estos primeros acelerogramas, dado que fueron registrados en papel foto sensible y expuestos a luz directa, fueron difíciles de digitalizar, involucrando grandes incertidumbres en el mismo proceso. A pesar de las adversidades, todos estos registros fueron digitalizados, corregidos y procesados manualmente por los autores.

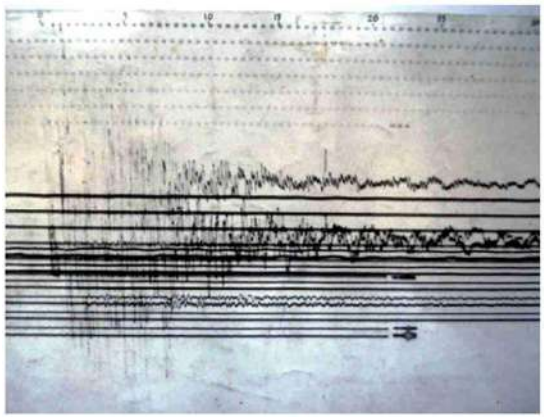


Figura 3-1: Acelerograma de la estación de Long Beach en el terremoto de 1933 de Long Beach, California (Trifunac, 2009)

Los acelerogramas obtenidos a partir de 1933 hasta la fecha han otorgado invaluable información a los sismólogos y a los ingenieros de la naturaleza del movimiento del terreno dado un evento sísmico. Al mismo tiempo, la información que se obtiene de ellos es limitada en el sentido que no puede afirmarse que una descripción completa y precisa del movimiento del suelo se refleja en el registro de aceleración. Los principales factores que están presentes y afectan los registros de aceleración es la desviación de la línea base y el ruido presente en el registro, los cuales se abordarán más adelante.

3.1.2 Acelerógrafos análogos y digitales

Los primeros aparatos para el registro de la aceleración del suelo en un evento sísmico fueron ópticos-mecánicos, conocidos generalmente como acelerógrafos análogos, estos instrumentos realizan un trazo de la aceleración del suelo en la historia del tiempo sobre un papel película. El componente básico de un acelerógrafo análogo o digital es el transductor, el cual por definición es el encargado de transformar cierta energía de entrada en otra diferente de salida, en este caso, que la respuesta de desplazamiento sea proporcional a la aceleración en la base. En una manera más simple, y desde el punto de la dinámica estructural, el transductor es un sistema de un grado de libertad de masa-resorte-amortiguador (Chopra, 2012). Sin duda el aparato más común y ampliamente conocido de acelerógrafos análogos es el modelo SMA-1 de la empresa Kinematics. La figura 3-2 ilustra este aparato.

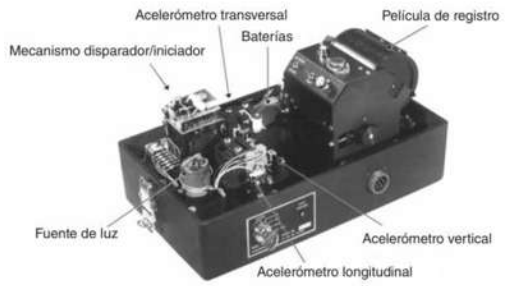


Figura 3-2: Acelerógrafo análogo SMA-1 con frecuencia natural no amortiguada de 25 Hz y 60% de amortiguamiento crítico (Chopra, 2012).

Los acelerógrafos análogos presentan tres principales desventajas, la primera es que debido a que el aparato no registra movimientos hasta un cierto umbral de aceleración, los primeros segundos del evento sísmico no pueden ser capturados. La segunda desventaja está asociada a la naturaleza del péndulo que registra el movimiento, dado que debe ser lo extremadamente rígido para que la frecuencia natural de vibración sea suficientemente alta, llevando a que el movimiento de su masa sea muy pequeño, por lo que se requeriría una gran separación entre la masa del péndulo y el papel película, resultando muy impráctico. Dado lo anterior, los acelerógrafos análogos tienen una frecuencia natural generalmente limitada a 25 Hz. La tercera desventaja, y probablemente la más importante, es que, si el registro capturado en papel fotografía quiere usarse para fines de ingeniería, es necesario digitalizar el registro, resultando

una tarea laboriosa y complicada, además que es la principal fuente de ruido, desviación y disturbio del registro original, debido a que es un proceso manual y es directamente influenciado por la pericia del personal humano (Boore & Bommer, 2005).

Por otro lado, los acelerógrafos digitales ofrecen una solución a las tres principales desventajas de los análogos, pues operan de manera continua y la memoria puede ser rescrita prácticamente infinidad de veces, además que con la función de memoria pre y post evento, es posible capturar los segundos antes y después del registro de movimiento fuerte, no importando que tan tenues estos puedan ser. Los transductores en estos aparatos pueden alcanzar frecuencias naturales en el intervalo de 50-100 Hz y, además, la conversión análoga a digital es realizada por el mismo aparato (Boore & Bommer, 2005). El modelo SSA-2 de la empresa Kinematics es un ejemplo de un acelerógrafo digital (figura 3-3).



Figura 3-3: Acelerógrafo digital Obsidian con frecuencia natural no amortiguada de hasta 80 Hz y 70% de amortiguamiento crítico (Kinemetrics, 2021).

Los acelerógrafos digitales, dado su naturaleza intrínseca, así como por excluir el procesamiento manual y por consiguiente no involucrar el error humano, ofrecen representaciones del registro de aceleración más aproximados a la verdadera señal sísmica, sin embargo, cierto grado de procesamiento es necesario, dado que la desviación de la línea base y el ruido en la señal siguen presentes. Hoy en día el uso de acelerógrafos análogos va en desuso, contrastado por la implementación de los digitales, sin embargo, en muchas ubicaciones los movimientos fuertes del suelo siguen siendo registrados por aparatos análogos. Hasta que los aparatos análogos entren en desuso en su totalidad, sigue siendo necesario comprender el comportamiento de estos, así como su problemática en el procesamiento de los registros.

3.1.3 Registros sísmicos en la República Mexicana

En abril de 1904, dieciocho países, entre los cuales se encontraba México, se reunieron en Francia con el propósito de crear la Asociación Sismológica Internacional y mejorar la

comprensión e instrumentación sísmica en el mundo, así pues, el 5 de septiembre de 1910 se puso en operación la primera estación sismológica en el país, ubicada en Tacubaya, ahora Ciudad de México, quedando a cargo del Instituto Geológico Nacional. Para 1923 se instalaron un total de 9 estaciones sismológicas mecánicas autónomas (figura 3-4), en las ciudades de Oaxaca, Mazatlán, Mérida, Chihuahua, Guadalajara, Veracruz, Zacatecas y Monterrey.



a) b)

Figura 3-4: Primeras 9 estaciones sismológicas en México. a) Ubicación geográfica de las estaciones, b) Sismógrafo Wiechert de fabricación alemana (Servicio Sismológico Nacional, 2021).

En la década de los años sesenta, después de los graves daños que produjeron los evento sísmicos de Acambay (1912), Oaxaca (1931) y San Marcos (1957), es cuando se profundiza en la conciencia de tener instrumentos que permita tener datos para la interpretación del fenómeno sísmico más enfocado al punto de vista de la ingeniería sísmica, por lo que en el año de 1960, se instalan los dos primeros acelerógrafos en la ahora Ciudad de México; uno en la Alameda Central y otro en Ciudad Universitaria, dando nacimiento a la Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería (Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2018).

La recién creada red acelerográfica pudo obtener sus primeros registros correspondientes a los temblores de 1961 y los ocurridos en Acapulco en 1962, mostrando la gran cantidad de información que se obtiene de esta inversión, tanto para desarrollar y calibrar modelos sobre el comportamiento dinámico de las estructuras como para comprender el fenómeno de la propagación de ondas. Para 1978, después de una reunión internacional, se establece que la

Brecha de Guerrero tiene un alto potencial sísmico, por lo que se decide planificar e instalar una red de instrumentos sísmicos en la zona, tarea la cual fue delegada al Instituto de Ingeniería de la UNAM (IIUNAM). El proyecto consideraba la instalación de 30 instrumentos especialmente colocados sobre la Brecha de Guerrero y algunos otros sobre la de Michoacán, terminando el proyecto para agosto de 1985. La figura 3-5 ilustra lo anterior.

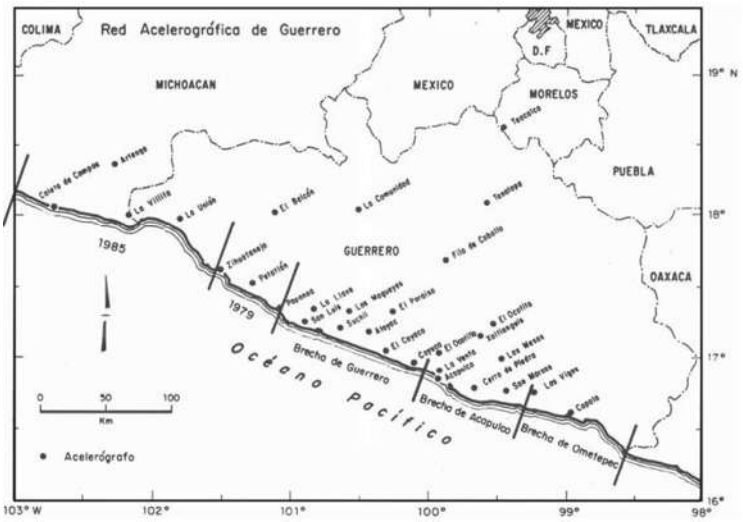


Figura 3-5: Ubicación de las estaciones acelerográficas correspondientes a la Red de Guerrero (Alcántara Nolasco, et al., 2015)

La instalación de la llamada Red de Guerrero, así como la ampliación de la instrumentación en la ahora Ciudad de México, permitió el registro, en 17 estaciones, del sismo del 19 de septiembre de 1985, permitiendo desde una perspectiva de instrumentación, el registro de un sismo de gran magnitud a estrecha distancia del área de ruptura. Las estaciones de Caleta de Campos, La Villita y Unión, ubicadas en el estado de Michoacán, fueron las que capturaron los registros más valiosos, registrando aceleraciones horizontales pico de hasta 160 cm/s^2 (figura 3-6).

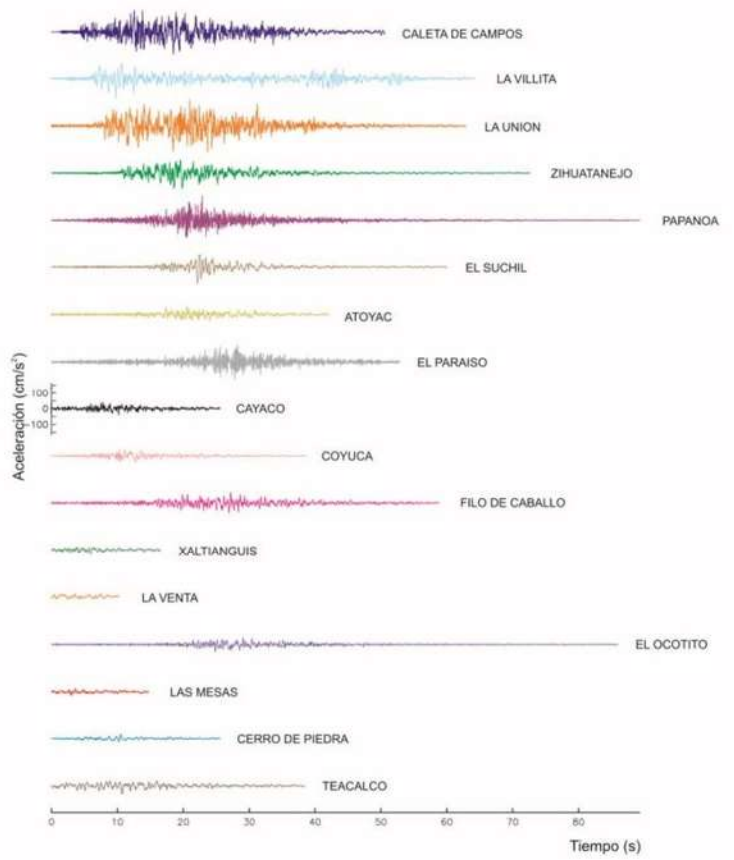


Figura 3-6: Registros de aceleración del sismo del 19 se septiembre de 1985 en la Red de Guerrero (Alcántara Nolasco, et al., 2015)

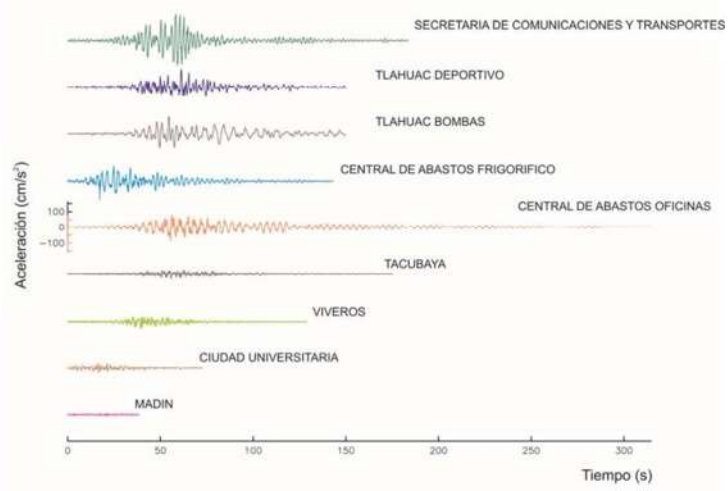


Figura 3-7: Registros de aceleración del sismo del 19 de septiembre de 1985 en la red del valle de México (Alcántara Nolasco, et al., 2015)

En la ahora Ciudad de México, se contaban con nueve instrumentos (figura 3-7), cinco en la zona de lago (Secretaría de Comunicaciones y Transportes, dos en Tláhuac y dos en la Central de Abasto), uno en la zona de transición (Viveros) y tres en terreno firme (Tacubaya y dos en Ciudad Universitaria), además en la región de la presa Madín. De este evento sísmico, destacan las aceleraciones horizontales pico de 168 cm/s2 en la estación de la SCT y 35 cm/s2 en Ciudad Universitaria, así como sus grandes duraciones, considerando que los sitios en cuestión se ubican a una distancia media de aproximadamente 400 Km del epicentro (Alcántara Nolasco, et al., 2015).

A partir de junio de 1987, financiado y desarrollado por las autoridades de la Ciudad de México, se crea la Red Acelerográfica de la Ciudad de México (RACM), la cual actualmente cuenta con 81 acelerógrafos de campo libre distribuidos en las tres principales zonas de la Ciudad de México (zona de lago, transición y terreno firme) y ocho en el subsuelo. El proyecto está a cargo del Centro de Instrumentación y Registro Sísmico A.C. (CIRES) y tiene como objetivo observar y estudiar los fenómenos relacionados a la aceleración y comportamiento dinámico del suelo cuando ocurre un evento sísmico. Posteriormente, con la finalidad de alertar de manera oportuna a los habitantes del valle de México en caso de sismo, en 1991 el CIRES pone en operación el Sistema de Alerta Sísmica (SAS) de la Ciudad de México. En 2000 inició la operación el Sistema de Alerta Sísmica de Oaxaca (SASO) y a partir del 2012, debido a la cooperación de las autoridades de la ahora Ciudad de México, la Secretaría de Gobernación y el gobierno de Oaxaca, se unificaron ambos sistemas, naciendo el Sistema de Alerta Sísmica Mexicano (SASMEX ®).

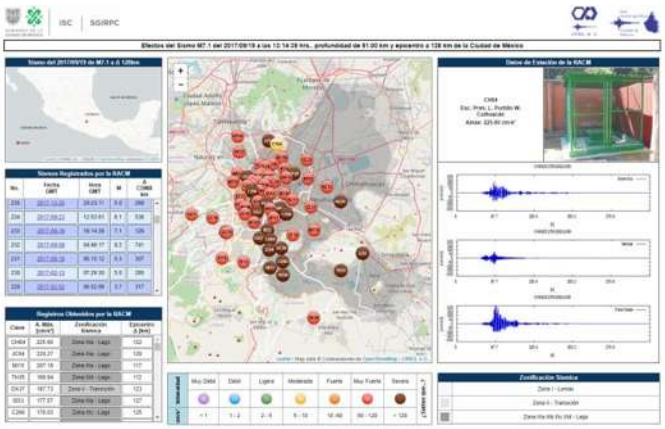


Figura 3-8: Mapa interactivo de las estaciones acelerográficas del sismo del 19 de septiembre de 2017 (Centro de Instrumentación y Registro Sísmico, A.C., 2005-2021).

En el año 2000 la Secretaría de Gobernación y la Universidad Nacional Autónoma de México coordinan y unen esfuerzos para desarrollar de manera conjunta un proyecto denominado Red Sísmica Mexicana (RSM) con la finalidad de modernizar y ampliar la cobertura de los sistemas e instrumentación sísmica. Se decidió unificar las redes sismológicas y las redes acelerográficas en un solo proyecto. En primera instancia se pusieron en operación nueve estaciones de la Red de Banda Ancha del Servicio Simológico Nacional y 35 estaciones nuevas de la Red Acelerográfica de la RAII-UNAM. Como segunda etapa del proyecto se tienen las siguientes consideraciones; identificar la existencia de zonas del país con potencial para generar sismos, ampliar la infraestructura para el monitoreo sísmico, incorporar las redes sísmicas locales sin una coordinación adecuada para el intercambio de información y establecer un estándar mínimo para garantizar el registro, la transmisión y el intercambio de información útil (Alcántara Nolasco, et al., 2015). Actualmente la base de datos de registros acelerográficos de la RAII-UNAM cuenta con 215 estaciones, incluyendo las estaciones que están en operación como las que se encuentran en desuso.

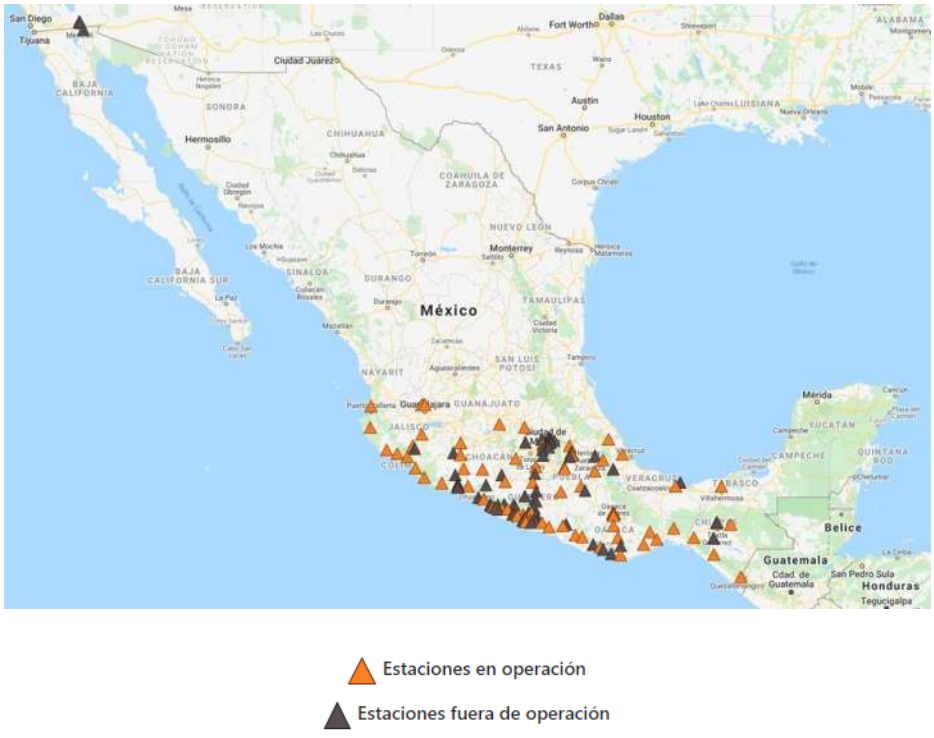


Figura 3-9: Mapa de estaciones con acelerogramas de la RAII-UNAM hasta la fecha (Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2018).

3.2 Corrección de los registros de aceleración

El estudio de los movimientos fuertes del suelo es de suma importancia para la ingeniería sísmica y por lo tanto a la ingeniería estructural. Por medio de su procesamiento se pueden obtener las velocidades y desplazamientos del suelo en la historia del tiempo, así como sus valores pico. También, con base en los registros sísmicos, se calculan espectros de respuesta elásticos, inelásticos, espectros de amplitudes de Fourier etc. Sin embargo, el procesamiento de los registros "crudos" de aceleración, en especial los de fuente cercana, muestran una desviación obvia y pronunciada en los resultados en la historia del tiempo de la velocidad y desplazamiento del suelo. Ver figura 3-10. Para obtener resultados con un sentido físico más creíble, es necesario identificar los factores que modifican los resultados, así como las metodologías pertinentes para solucionar dichos fenómenos.

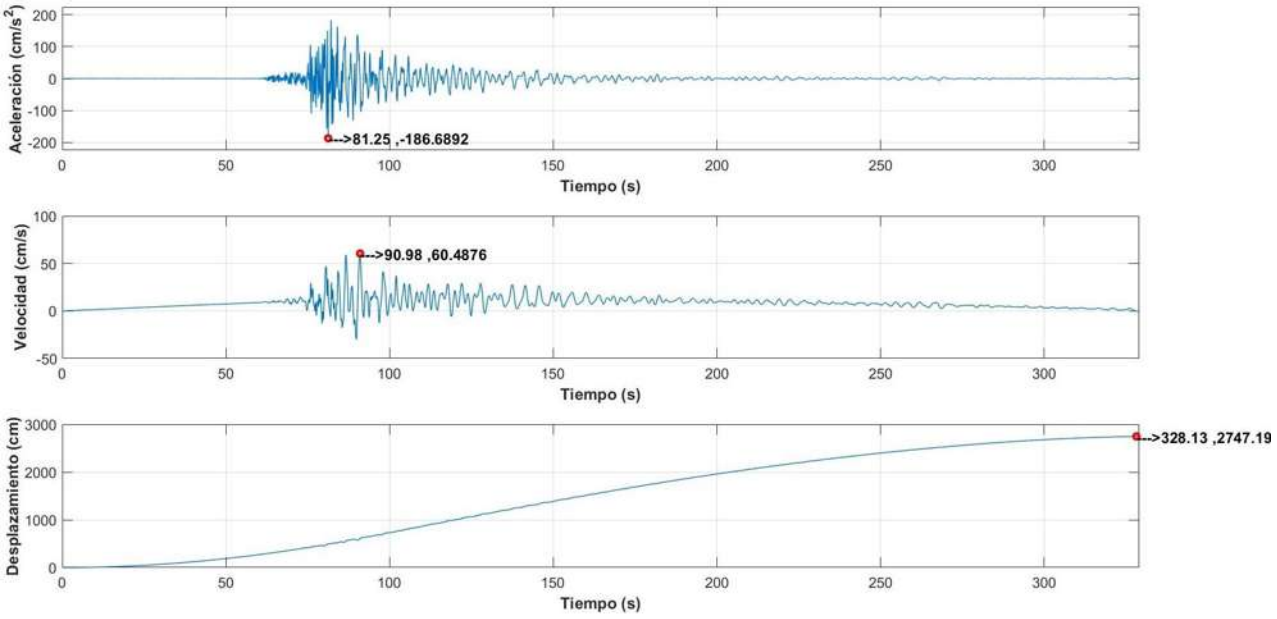


Figura 3-10: Registro de aceleración E-O de la estación TH35, resultados de velocidad y desplazamiento del suelo en la historia del tiempo (método de aceleración media de Newmark) del temblor del 19 de septiembre de 2017 sin corrección del registro.

Múltiples investigadores han lidiado con esta problemática desde diferentes puntos de vista, como lo es la corrección de la línea base, el ruido de fondo, las condiciones del suelo, el efecto de la histéresis del acelerómetro, etc. Una vez identificados los factores que intervienen, se han

propuesto múltiples metodologías para su corrección, sin embargo, todas estas y en general las empleadas comúnmente, tratan y solucionan el problema desde el punto de vista matemático, ausente de una solución basada en premisas físicas (Hu Guorui, 2015). Es preferible sustituir el término "corrección" por "ajuste", ya que en realidad las condiciones de frontera son casi siempre desconocidas, cierto grado de subjetividad está involucrado, se deben asumir ciertos parámetros y en general, ningún método provee la solución real del movimiento en la historia del tiempo (Boore & Bommer, 2005). Existen múltiples métodos para la corrección de los registros, tanto los de corrección de línea base o los de filtrado de frecuencias, y en general cualquier método que se aplique deberá ser estudiado de manera local para cada registro.

3.2.1 Motivos que causan la desviación en los resultados de los acelerogramas

Los factores que influyen en los resultados de los acelerogramas comienzan por el tipo de instrumento que los registra, ya sea análogo o digital, debido a las características propias de sus componentes y funcionamiento (figura 3-11). En general, para ambos tipos de instrumentos existen factores internos y factores externos que se describen a continuación.

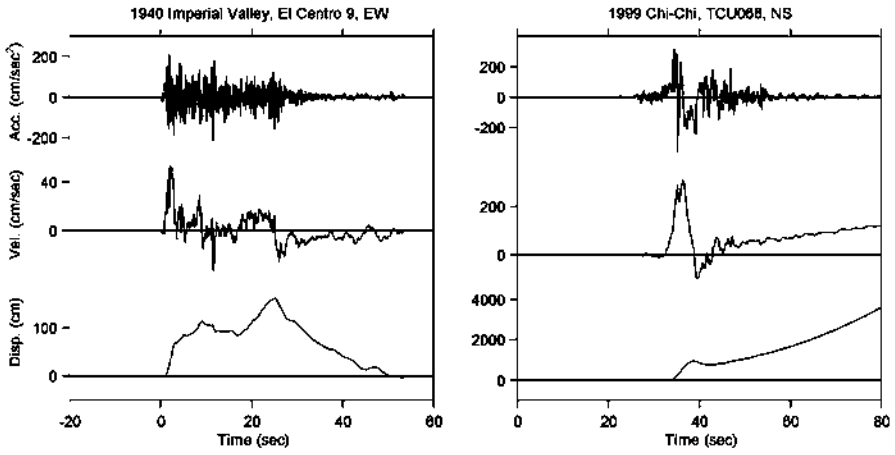


Figura 3-11: Aceleración, velocidad y desplazamiento del suelo para un registro análogo (izquierda) y uno digital (derecha) en la historia del tiempo y sus desviaciones típicas (Boore & Bommer, 2005).

Factores internos

- *Ruido del instrumento:* Comprende los componentes mismos del aparato, ya sea la velocidad y precisión de muestreo, la claridad de la resolución, la histéresis magnética, los componentes electrónicos, la fricción, etc.
- *Ruido de fondo:* Causada por ondas aleatorias de diferentes fuentes de energía, como lo es el medio ambiente, el viento, actividades humanas, vibraciones, etc. Así mismo está relacionado con las condiciones del subsuelo donde se encuentra el instrumento.
- *Valor inicial o condiciones de frontera:* Al iniciar el proceso se asume que la velocidad y el desplazamiento son cero, valores los cuales no necesariamente son ciertos y causan un error que se va acumulando en la historia del tiempo. Los instrumentos digitales, gracias a su memoria pre-evento, manifiestan menor error en estas consideraciones, sin embargo, la desviación de los resultados sigue presente, generalmente por el ruido de fondo de bajas frecuencias.

Factores externos

- *Movimiento o rotación de la base:* Cuando ocurren los temblores, en especial los de campo cercano, la base donde se instala el instrumento puede sufrir ruptura, deslizamientos, movimientos verticales o rotaciones locales los cuales son capturados y son mezclados en los registros de aceleración. Estos movimientos no tienen que ver con el comportamiento real del temblor y es necesario lograr su separación.

3.2.2 Principios fundamentales para la corrección de los registros de aceleración

A pesar de que en la literatura se presentan múltiples métodos para la corrección de los registros, existe un consenso general sobre los principios o filosofía del proceso, el cual puede enunciarse de la siguiente manera:

"Al final de un terremoto, el movimiento del suelo se detiene, la aceleración se vuelve pequeña, la velocidad tiende a cero con el tiempo y el desplazamiento tiende a un valor estable, ya sea cero o un desplazamiento permanente con el tiempo" (Hu Guorui, 2015).

Por lo tanto, de lo anterior se pueden establecer los dos siguientes principios:

- El final de la historia del tiempo de la velocidad debe ser cero
- La curva de desplazamiento al final de la historia del tiempo debe ser paralela al eje de las abscisas (tiempo).

El principio de la velocidad cero al final de la historia del tiempo es fácil de deducir y entender, tomando en cuenta que la definición de velocidad es el cambio de posición en el tiempo, y sabiendo que el desplazamiento tiende a un valor constante al final del registro, matemática y físicamente no existe un cambio de posición, llevando a que la expresión tienda a cero.

El desplazamiento final, aunque en la mayoría de las veces se asume que es cero (movimiento elástico en toda la historia del tiempo), puede tener desplazamientos residuales tanto por un comportamiento plástico de los materiales de la superficie o por una deformación elástica de la Tierra producto de un deslizamiento en la falla (Boore & Bommer, 2005). Determinar un desplazamiento físicamente más preciso es de suma importancia para las estructuras que cruzan una falla activa o que se extienden por cientos de kilómetros, como lo son los sistemas de tuberías. El problema en determinar el desplazamiento final ya sea cero o uno residual, radica en la observación e instrumentación de la estación, por lo que recientemente se usan los sistemas de posicionamiento global (GPS) integrados en la estación, los cuales monitorean en tiempo real el desplazamiento de la estación y por lo tanto el desplazamiento del suelo.

Si los métodos empleados para la corrección de los acelerogramas satisfacen los dos principios fundamentales establecidos con anterioridad, y además se logra capturar el desplazamiento real al final del evento con cualquier técnica o herramienta, se dice que la corrección de la desviación y por lo tanto de la línea base del registro es creíble.

3.2.3 Corrección de los registros por ajuste de la línea base

Al igual que en la corrección por filtrado de frecuencias, existen muchos métodos para la corrección de la línea base, como lo es el método de Iwan (1984,1985), el método de Boore (2005), la interpolación de Hermite (2012) etc. En fin, pueden existir muchos métodos diferentes y cada uno será más apropiado para cada tipo de registro, ya que se desarrollaron para ciertos temblores y con cierta instrumentación. No existe un método general que sea aplicable a todos los registros con la precisión requerida.

Uno de los métodos más simples y tradicionales, además que es el implementado en los softwares comerciales, es el de determinar "la curva o línea base" del registro por medio de un polinomio de grado *m*, este polinomio se determina a través de la regresión polinomial (mínimos cuadrados) y posteriormente se sustrae al registro de aceleración las ordenadas de la curva del polinomio. Este método es el empleado en este trabajo.

El polinomio de grado *m* se representa por la ecuación polinómica general de la siguiente manera

$$\boldsymbol{y = a_0 + a_1 x + a_2 x^2 + \cdots + a_m x^m + e(O)} \qquad \textbf{Ec. 3-1}$$

Para resolver los coeficientes del polinomio, se hace uso de una matriz positiva, la cual representa un conjunto de ecuaciones lineales simultáneas

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{n a_0} & \boldsymbol{a_1 \sum x_i} & \boldsymbol{a_2 \sum x_i^2} & \cdots & \boldsymbol{a_m \sum x_i^m} \\ \boldsymbol{a_0 \sum x_i} & \boldsymbol{a_1 \sum x_i^2} & \boldsymbol{a_2 \sum x_i^3} & \cdots & \boldsymbol{a_m \sum x_i^{m+1}} \\ \boldsymbol{a_0 \sum x_i^2} & \boldsymbol{a_1 \sum x_i^3} & \boldsymbol{a_2 \sum x_i^4} & \cdots & \boldsymbol{a_m \sum x_i^{m+2}} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\ \boldsymbol{a_0 \sum x_i^m} & \boldsymbol{a_1 \sum x_i^{m+1}} & \boldsymbol{a_2 \sum x_i^{m+2}} & \cdots & \boldsymbol{a_m \sum x_i^{2m}} \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} \boldsymbol{\sum y_i} \\ \boldsymbol{\sum x_i y_i} \\ \boldsymbol{\sum x_i^2 y_i} \\ \vdots \\ \boldsymbol{\sum x_i^m y_i} \end{Bmatrix} \qquad \textbf{Ec. 3-2}$$

Y el coeficiente de determinación del ajuste es

$$\boldsymbol{r^2 = 1 - \frac{\sum \left(y_i - a_0 - a_1 x_i - a_2 x_i^2 - \cdots - a_m x_i^m\right)^2}{\sum (y_i - \bar{y})^2}} \qquad \textbf{Ec. 3-3}$$

Matemáticamente, el mejor polinomio será aquel de grado *m* el cual tenga su coeficiente de determinación más próximo a la unidad ($r^2 \approx 1$), ya que esto representa un mejor ajuste en la

variabilidad de los datos. Como se mencionó en párrafos anteriores, el ajuste y corrección de los registros se debe hacer con base en ciertas premisas físicas, por lo que matemáticamente no es suficiente para decidir qué polinomio representa mejor la desviación de la línea base.

La desviación de la curva polinomial con respecto a la ordenada al origen es mínima que hasta se puede pensar que es despreciable, pues su ajuste realmente no modifica de manera significativa las ordenadas del registro de aceleración, sin embargo, este ajuste tiene mayor afectación en la respuesta de velocidad y en mucha mayor medida, en la respuesta del desplazamiento.

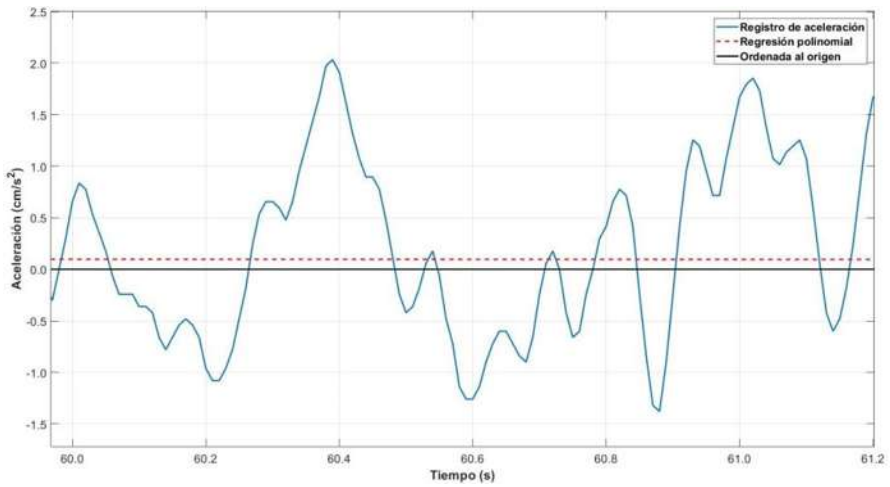


Figura 3-12: Estimación de la desviación de la línea base en un registro de aceleración mediante regresión polinomial

Por último, la respuesta de velocidad y de desplazamiento, en menor y mayor medida respectivamente, cambia significativamente dependiendo el grado del polinomio que se haya empleado, mostrando que no existe una solución cerrada a esta problemática. En la figura 3-13 se observa el fenómeno descrito con anterioridad, así mismo en esta figura, se observa que del polinomio de grado 2 al de grado 3, la forma de la respuesta del desplazamiento comienza a variar en menor medida, por lo que se puede suponer que, a medida que se aumenta el grado del polinomio se tiende a una única solución. Lo anterior deberá verificarse y deducir de manera analítica su aceptación, pues no se ha verificado que, para un polinomio de grado alto cualquiera, el método de regresión polinómica sea incondicionalmente estable.

a)

b)

c)

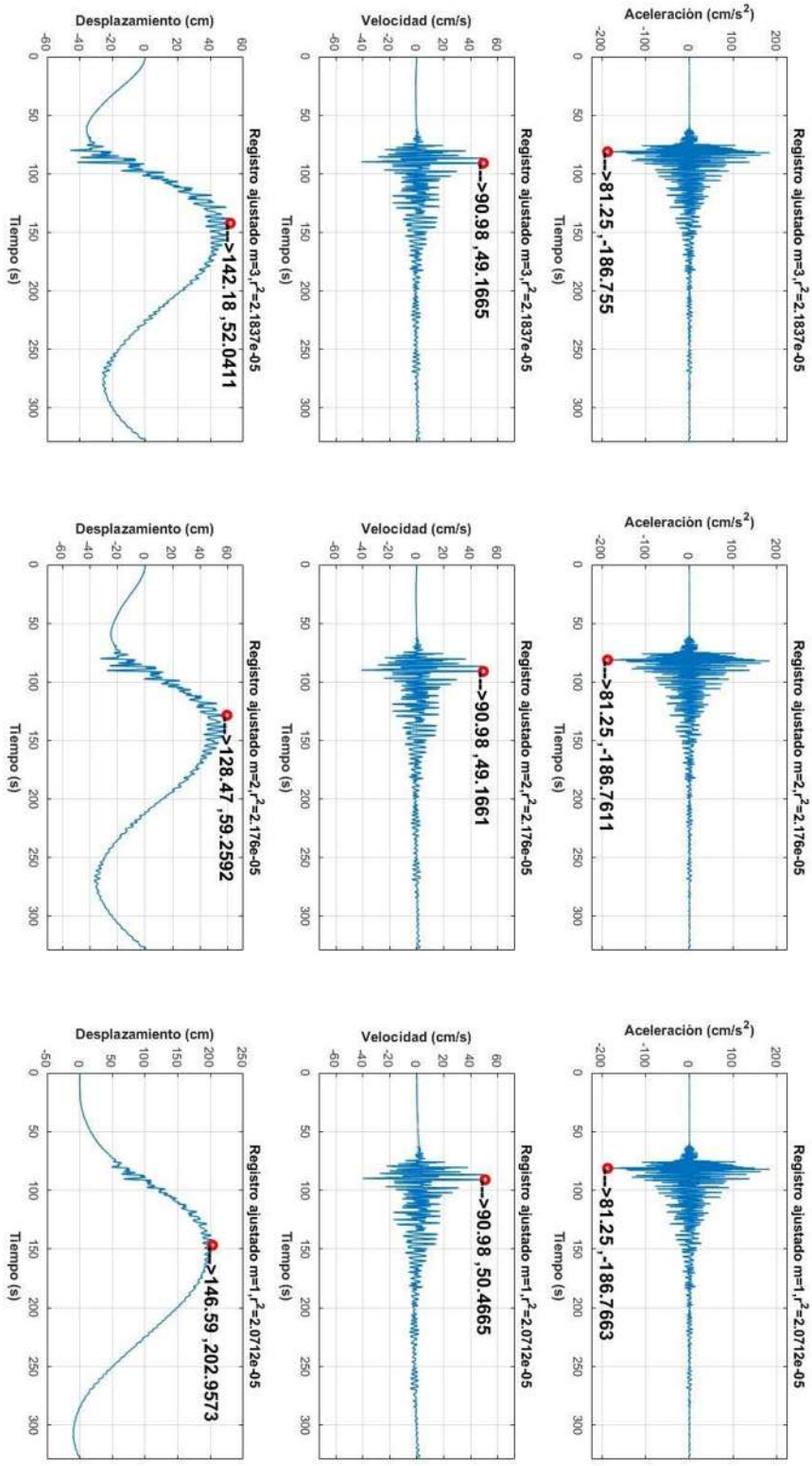


Figura 3-13: Registro de aceleración E-O de la estación TH35 corregido por línea base mediante regresión polinomial, a) Polinomio de tercer grado, b) Polinomio de segundo grado, c) Polinomio de primer grado

En este trabajo se considera la corrección de la línea base mediante polinomio de tercer grado, ya que en general, tiene el mayor coeficiente de determinación y numéricamente no se vuelve inestable. La corrección se hace solamente en premisa del fundamento matemático, sin tener en cuenta las premisas físicas reales del movimiento del suelo.

3.2.4 Corrección de los registros por filtrado de frecuencias

Como ya se mencionó en los subcapítulos iniciales, los registros de aceleración, en mayor o menor medida, están contaminados con ruido, interpretándose como que el registro capturó la combinación entre el movimiento del terremoto y los factores que producen el ruido. Es de gran interés lograr separar los componentes del registro, para con ello poder eliminar el ruido en el registro y de esta manera obtener resultados de velocidad y desplazamiento del suelo con un mayor sentido físico, así como ordenadas espectrales más apropiadas. El ruido presente en los registros generalmente se clasifica de dos maneras, ruido de alta frecuencia y ruido de baja frecuencia, describiendo sus diferencias en los siguientes párrafos.

- Ruido de alta frecuencia

  El ruido de alta frecuencia o ruido instrumental está estrechamente relacionado con la frecuencia natural del transductor y las características dinámicas del instrumento, lo que resulta en distorsiones de las fases y amplitudes de los componentes del movimiento del suelo para frecuencias cercanas o mayores a la del transductor mismo. Esto quiere decir que, para los acelerogramas análogos con frecuencias de 25 Hz (0.04s) y digitales con frecuencias de 50 Hz (0.02s), las respuestas espectrales para frecuencias mayores a la de los instrumentos (periodos menores) estarán contaminadas sus respuestas.

  Para corregir los registros por este tipo de ruido, es necesario aplicar un filtro que remueva las altas frecuencias (periodos cortos) y deje pasar las bajas frecuencias (periodos largos), conociéndose esto como un filtro de pasa bajo (low-pass filter). Así mismo, se debe tener en consideración que los filtrados por altas frecuencias esencialmente amplifican los movimientos de alta frecuencia en los resultados, por lo que, si no hay razones suficientes y claras para aplicar un filtro de este tipo, se recomienda no realizarlo (Boore & Bommer, 2005).

- **Ruido de baja frecuencia**

  El ruido de baja frecuencia o ruido ambiental se relaciona directamente con las distorsiones que se producen en el registro debido a las ondas aleatorias producto de la actividad humana, el medio ambiente, el viento, el subsuelo, etc. Este tipo de ruido es el que desvía en mayor medida los resultados de velocidad y desplazamiento al final del registro. La corrección de este tipo de ruido se realiza mediante la aplicación de un filtro que remueva las bajas frecuencias (periodos largos) y deja pasar las altas frecuencias (periodos cortos), conociéndose lo anterior como un filtro de pasa alto (high-pass filter).

  A comparación del ruido de alta frecuencia, donde se puede estimar la frecuencia de frontera a filtrar (frecuencia natural del transductor), la frontera de las bajas frecuencias no es tan clara, por lo que debe ser juzgada y estimada en términos de la relación señal-ruido. A continuación, se presentan algunos criterios para determinar la frontera a filtrar (Boore & Bommer, 2005):

  - Comparar los espectros de amplitud de Fourier (FAS) del registro con un modelo del ruido obtenido de la memoria de pre-evento (solo aplicable a los instrumentos digitales).
  - Evaluar y analizar donde las bajas frecuencias (periodos largos) del registro se desvían de la tendencia de atenuación en proporción al reciproco de la frecuencia al cuadrado.
  - Juzgar mediante la inspección visual de los resultados de velocidad y desplazamiento del suelo en la historia del tiempo, aceptando o rechazando un comportamiento “razonable”.
  - Especificar el intervalo de periodos de respuesta aceptables, estrechamente ligado en las ordenadas del desplazamiento espectral. En general los espectros de respuesta para fines de diseño se presentan en el intervalo de periodos de 0 a 5s.

Un filtro es una función matemática la cual puede expresarse en el dominio del tiempo o en el dominio de las frecuencias, sin embargo, toma más sentido cuando se expresa en este último dominio. La normalización de las frecuencias a filtrar o cortar en la función filtro, tiene un valor cercano a la unidad en el intervalo de las frecuencias que el analista desea mantener y un valor cercano a cero en el intervalo de las frecuencias que se desean eliminar. El filtro se aplica en el

dominio de las frecuencias multiplicando la función filtro con el espectro de amplitudes de Fourier (FAS) en la historia del tiempo y obteniendo la historia del tiempo filtrada a través de la transformada inversa de Fourier (IFT). Existen diversos enfoques para la función filtro, como lo son los filtros tipo Ormsby, Besel, Chebychev, elíptico y Butterworth, este último es el más implementado en los softwares comerciales y del cual se hablará en este documento.

El filtro tipo Butterworth, determina los coeficientes de la función de transferencia mediante un polinomio de grado n para una frecuencia normalizada $\omega_n = f_i/(f_o/2)$. Donde f_i representa la frecuencia frontera a filtrar y f_o la frecuencia de muestreo del registro sísmico. La función de transferencia se representa mediante variable compleja de la siguiente manera:

$$\boldsymbol{H(z) = \frac{B(z)}{A(z)} = \frac{b(1) + b(2)z^{-1} + \cdots + b(n+1)z^{-n}}{a(1) + a(2)z^{-1} + \cdots + a(n+1)z^{-n}}} \qquad \textbf{Ec. 3-4}$$

Dado que se emplea el enfoque "bandpass" el cual requiere un límite superior y uno inferior de frecuencias a filtrar, los términos de la función de transferencia serán del orden $2n + 1$.

Posteriormente se emplea la función de transferencia racional de la siguiente manera:

$$\boldsymbol{Y(z) = \frac{b(1) + b(2)z^{-1} + \cdots + b(n_b+1)z^{-n_b}}{a(1) + a(2)z^{-1} + \cdots + a(n_a+1)z^{-n_a}} \cdot X(z)} \qquad \textbf{Ec. 3-5}$$

La operación anterior transforma el dominio, filtra las frecuencias mediante los coeficientes de la función de transferencia y regresa la función al dominio del tiempo. A mayor orden del polinomio de grado n más abrupto será el corte o filtrado de las frecuencias.

El tipo de técnica de filtrado tiene menor importancia en los resultados, la mayor importancia radica en los parámetros empleados en la técnica de filtrado y es de amplio conocimiento la alta sensibilidad que tienen los filtros en las respuestas, por lo que deben aplicarse con suma cautela.

a)

b)

c)

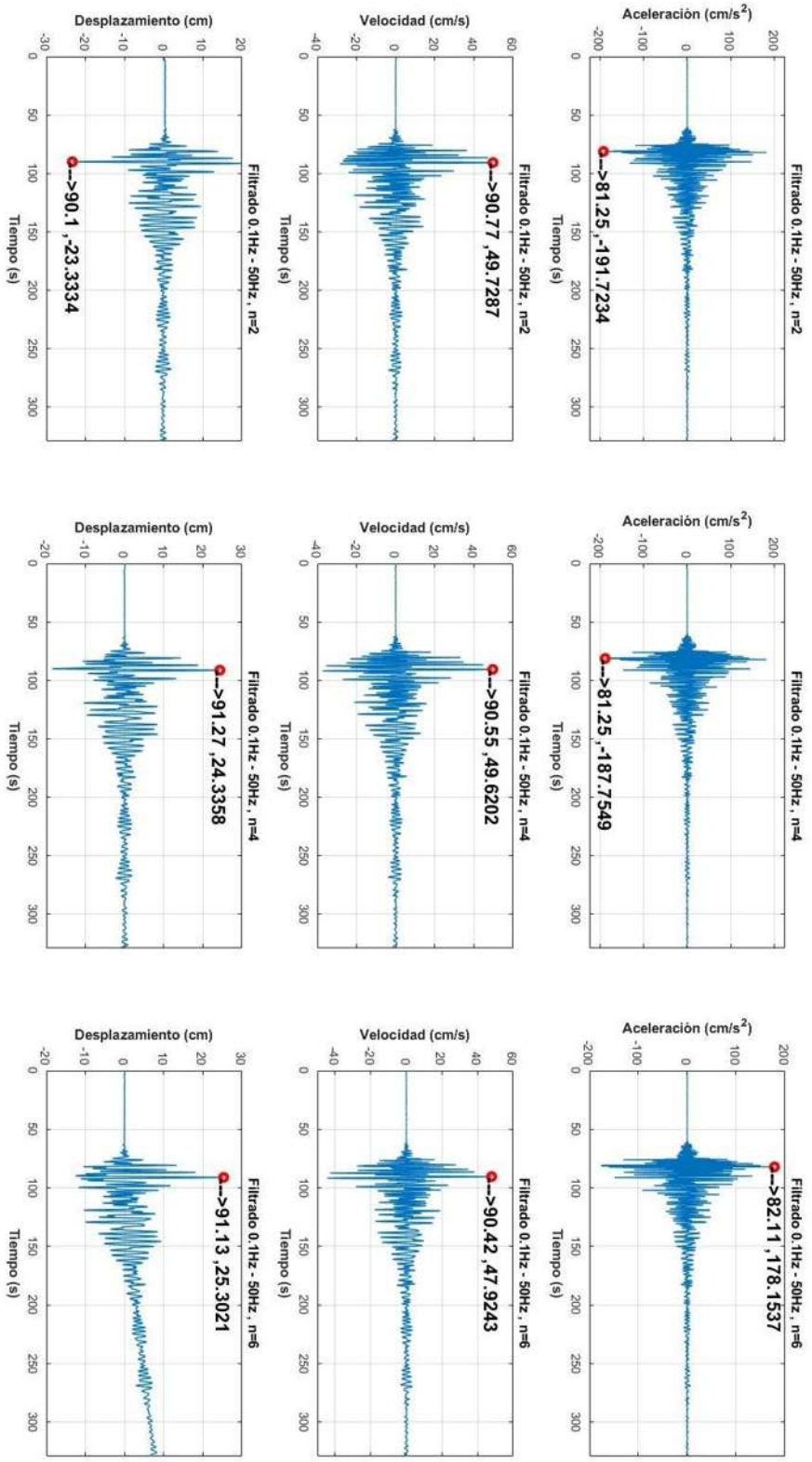


Figura 3-14: Registro de aceleración E-O de la estación TH35 corregido por filtrado de frecuencias (Butterworth, bandpass) de 0.1Hz – 50Hz, a) Polinomio de segundo grado, b) polinomio de cuarto grado, c) Polinomio de sexto grado

Puede observarse en la figura 3-14 que el filtrado de frecuencias en el registro de aceleración muestra resultados en la historia del tiempo del desplazamiento con más sentido físico que los obtenidos por ajuste de línea base mediante regresión polinomial. La combinación de ambos métodos, comenzando por la regresión polinomial y posteriormente el filtrado de frecuencias es un enfoque ampliamente aceptado e implementado. En este trabajo no se considera el filtrado de frecuencias para la corrección de los registros de aceleración debido a las grandes incertidumbres involucradas, así como que no se cuenta con la información suficiente para darle un sentido físico realista a los resultados.

3.3 Procesamiento de los registros de aceleración

Es de gran interés en la ingeniería sísmica y estructural conocer la deformación de la estructura bajo las solicitaciones a las que se ve sometida en su vida útil. En el caso de las estructuras sujetas a temblores, es muy importante determinar el desplazamiento relativo de la masa con respecto a su base, el cual está directamente relacionado con las fuerzas internas del sistema. De manera análoga, la aceleración total y de entrepiso del sistema nos puede proveer la información suficiente para determinar si equipos sensibles pueden ser dañados en un terremoto fuerte. A partir de la ecuación dinámica de movimiento, se obtienen las magnitudes relativas de aceleración $\left(\ddot{u}(t)\right)$, velocidad $\left(\dot{u}(t)\right)$ y desplazamiento $\left(u(t)\right)$, así como las mismas magnitudes absolutas respectivamente $\left(\ddot{u}^t(t), \dot{u}^t(t), u^t(t)\right)$.

La respuesta en la historia del tiempo del sistema estructural, así como los espectros de respuesta, se obtienen con base en los registros de aceleración de un evento sísmico o de registros artificiales. En este caso se emplearán registros reales, por lo que es de suma importancia tenerlos corregidos mediante cualquier técnica descrita con anterioridad, antes de su procesamiento.

3.3.1 Respuesta elástica en base rígida

Representando una estructura elástica lineal empotrada en su base como un sistema de un grado de libertad, mediante un sistema masa-amortiguador-resorte, se deduce la ecuación de equilibrio dinámico con excitación del suelo, expresada como:

$$\boldsymbol{m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t)} \qquad \textbf{Ec. 3-6}$$

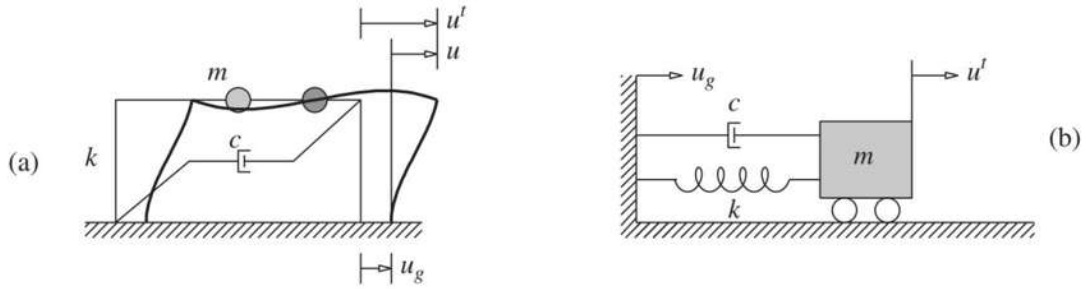


Figura 3-15: Representación de un sistema de un grado de libertad dinámico, a) Estructura empotrada en su base, b) Representación del sistema masa-amortiguador-resorte (Chopra, 2012).

Si la ecuación 3-6 se divide entre la masa y se introduce el término de fracción de amortiguamiento crítico y frecuencia angular natural, la ecuación se convierte en

$$\boldsymbol{\ddot{u}(t) + 2\zeta\omega_n\dot{u}(t) + \omega_n^2 u(t) = -\ddot{u}_g(t)} \qquad \textbf{Ec. 3-7}$$

donde

$\boldsymbol{\zeta} = Fracción\ del\ amortiguamiento\ crítico = c/2m\omega_n$

$\boldsymbol{\omega_n} = Frecuencia\ angular\ natural = 2\pi/T_n$

$\boldsymbol{T_n} = Periodo\ natural\ de\ vibración = \sqrt{k/m}$

El comportamiento es elástico lineal debido a que no existen deformaciones permanentes en el sistema (no hay plastificación) y los desplazamientos son proporcionales a la fuerza del sistema (figura 3-16).

Al resolver la ecuación diferencial y obtener los desplazamientos $\left(u(t)\right)$, dado que tiene un periodo natural de vibración, se calcula la pseudo-velocidad y la pseudo-aceleración. La amplitud de estas respuestas sísmicas determina los espectros de respuesta, sirviendo de base para construir espectros de diseño, y por ello, están estrechamente relacionadas con los códigos de diseño (Chopra, 2012). Ambas amplitudes espectrales están directamente relacionadas con el máximo desplazamiento del sistema en la historia del tiempo y con la frecuencia angular natural. Los prefijos pseudo se anteponen debido a que no representan la velocidad o aceleración relativa pico que se obtienen directamente de la ecuación de movimiento.

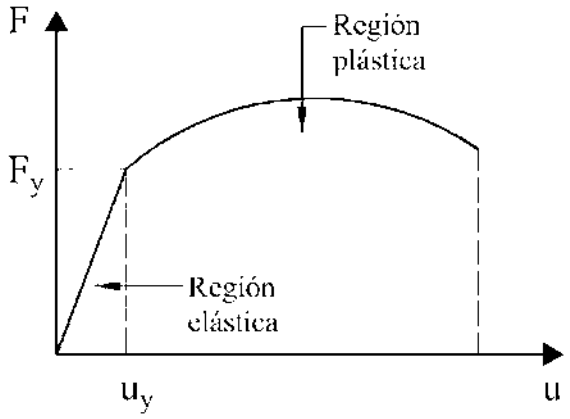


Figura 3-16: Relación fuerza-desplazamiento del sistema de un grado de libertad. La región achurada corresponda a la región elástica lineal de la respuesta de la estructura.

El desplazamiento espectral no es más que el desplazamiento máximo del sistema, por lo que se puede establecer que

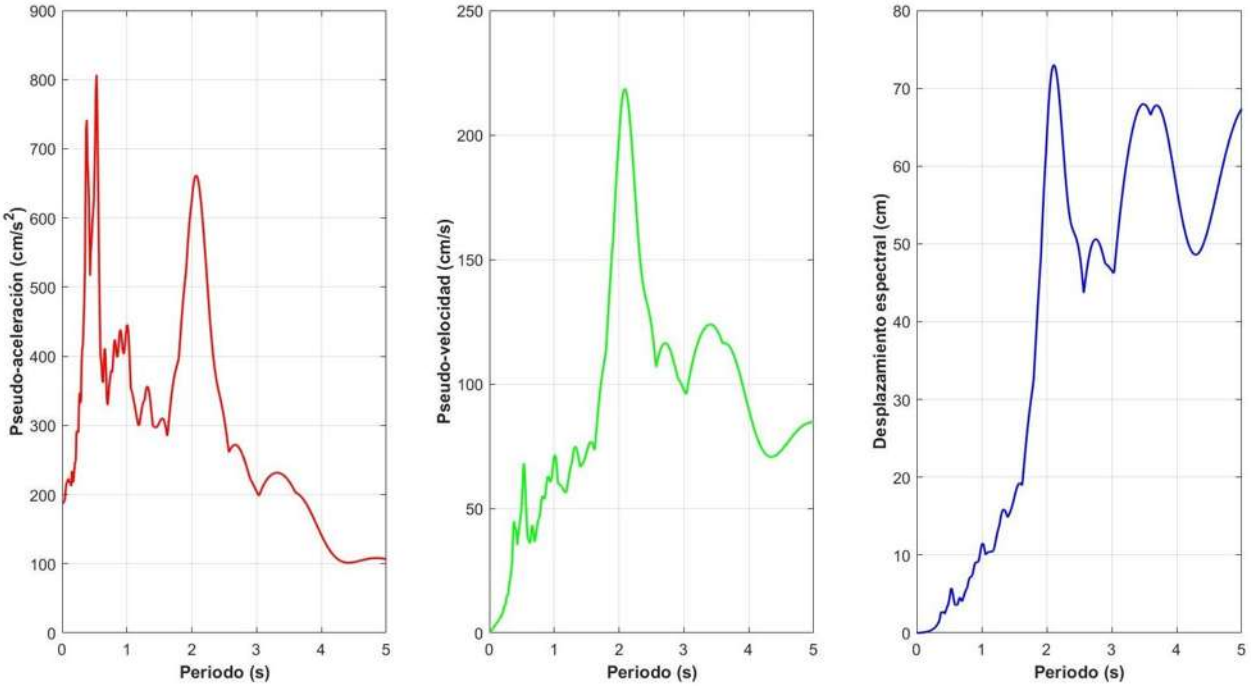
$$\boldsymbol{D = u_o} \qquad \textbf{Ec. 3-8}$$

La pseudo-velocidad está relacionada con el valor pico de energía de deformación elástica almacenada en el sistema durante el evento sísmico, esta magnitud espectral tiene unidades de velocidad y se expresa como:

$$V = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D \qquad \text{Ec. 3-9}$$

y en términos energéticos se escribe como:

$$E_{So} = \frac{mV^2}{2} \qquad \text{Ec. 3-10}$$



a) b) c)

Figura 3-17: Espectros de respuesta para la estación TH35 en dirección E-O corregido por regresión polinomial de tercer grado, a) Espectro de pseudo-aceleración, b) Espectro de pseudo-velocidad, c) Espectro de desplazamiento

Por otro lado, la pseudo-aceleración está relacionada directamente con el valor pico del cortante basal en la historia del tiempo (máxima fuerza estática equivalente) y normalizada por la aceleración gravitacional se puede interpretar como el coeficiente sísmico. Esta magnitud espectral tiene unidades de aceleración y se obtiene de la siguiente manera:

$$A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D \qquad \text{Ec. 3-11}$$

y en términos del coeficiente sísmico para la obtención del cortante basal

$$V_{bo} = \frac{A}{g} w \qquad \text{Ec. 3-12}$$

Si para el mismo registro de aceleración, se hace variar el periodo natural de vibración del sistema, con el propósito de representar diferentes estructuras en términos de sus propiedades dinámicas, manteniendo constante la fracción del amortiguamiento crítico, y calculando las ordenadas espectrales descritas con anterioridad, se puede construir lo que se conoce como espectros de respuesta (figura 3-17).

3.3.2 Repuesta inelástica en base rígida

En el apartado anterior se estudió el cortante basal que experimentaría una estructura bajo un registro sísmico de aceleración si la estructura sigue un comportamiento elástico lineal, así como la obtención de los parámetros espectrales y sus espectros de respuesta. Sin embargo, la gran mayoría de edificaciones se diseñan para una fuerza cortante menor a la demanda elástica asociada al peligro sísmico de la zona (figura 3-18).

Este enfoque de diseño por fuerzas reducidas se ha optado y aceptado bajo la premisa que las estructuras pueden disipar energía si exceden el límite elástico lineal, por su ductilidad, por la sobrerresistencia de los materiales y por la redundancia o hiperestaticidad del sistema estructural. Sin embargo, la acción de un evento sísmico de magnitud considerable hace que las estructuras experimenten daño por estar diseñadas con fuerzas reducidas. Aunque el daño esperado sea severo, la filosofía de diseño actual busca evitar el colapso de las estructuras. El reto para la ingeniería sismo resistente es diseñar estructuras que tengan daños controlados o disipen energía por medio de dispositivos de control.

Para definir el comportamiento esperado de las estructuras cuya respuesta exceda el intervalo elástico lineal, debe primeramente conocerse su relación fuerza desplazamiento, la cual depende del material y su sección transversal (figura 1-12). En un primer acercamiento, se asume al oscilador de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico perfecto. Este modelo, aunque no representa el comportamiento histerético real, es ampliamente aceptado como una simplificación del comportamiento global de la estructura. La figura 3-19 ilustra el comportamiento elastoplástico en una curva fuerza-desplazamiento.

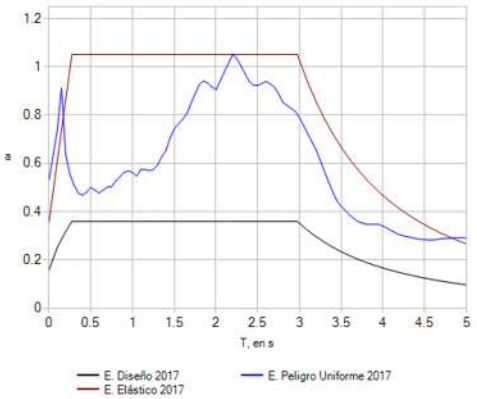
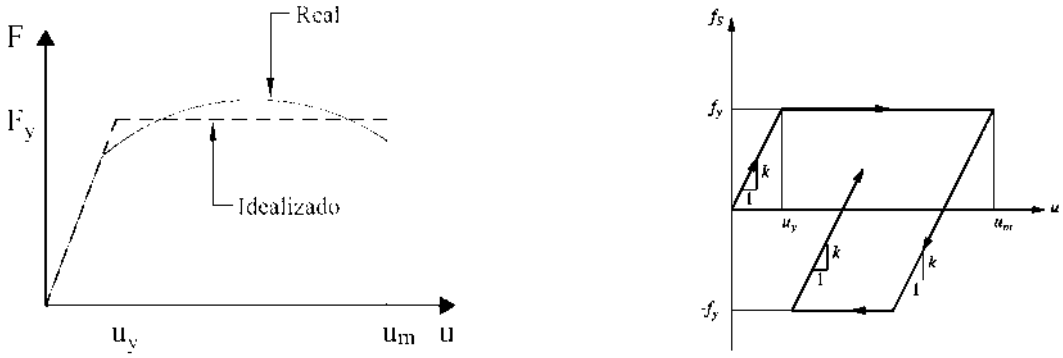


Figura 3-18: Espectro de peligro uniforme, espectro elástico y espectro de diseño para la estación TH35 de acuerdo con las NTC-Sismo 2020 (Q=1.50, k=1.00).



a) b)

Figura 3-19: Comportamiento simplificado para la respuesta inelástica. a) Relación fuerza desplazamiento real e idealizada, b) Comportamiento histerético del sistema elastoplástico (Chopra, 2012)

Empleando la misma analogía del sistema masa-amortiguador-resorte ilustrado en la figura 3-15, con la excepción que la fuerza es proporcional a su desplazamiento hasta alcanzar el desplazamiento de fluencia y constante una vez se exceda este valor. Se deduce la ecuación de movimiento de la siguiente manera:

$$\boldsymbol{m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + f_s[u(t)] = -m\ddot{u}_g(t)} \qquad \textbf{Ec. 3-13}$$

De manera análoga a la ecuación 3-6, si le ecuación 3-13 se divide entre la masa y se introduce el término de fracción de amortiguamiento crítico y frecuencia angular natural, se puede escribir de la siguiente manera

$$\boldsymbol{\ddot{u}(t) + 2\zeta\omega_n\dot{u}(t) + \omega_n^2 u_y \tilde{f}_s[u(t)] = -\ddot{u}_g(t)} \qquad \textbf{Ec. 3-14}$$

donde

$\boldsymbol{\zeta} = Fracción\ del\ amortiguamiento\ crítico = c/2m\omega_n$

$\boldsymbol{\omega_n} = Frecuencia\ angular\ natural = 2\pi/T_n$

$\boldsymbol{T_n} = Periodo\ natural\ de\ vibración = \dfrac{2\pi}{\sqrt{k/m}}$

$\boldsymbol{u_y} = Desplazamiento\ de\ fluencia\ del\ oscilador$

$\boldsymbol{\tilde{f}_s[u(t)]} = Fuerza\ del\ sistema\ en\ función\ del\ tiempo\ y\ de\ su\ desplazamiento\ relativo$

Para este caso el desplazamiento espectral de fluencia es igual al desplazamiento de fluencia del oscilador, por lo que se tiene:

$$\boldsymbol{D_y = u_y} \qquad \textbf{Ec. 3-15}$$

Similarmente al sistema elástico lineal, se calcula la pseudo-aceleración y pseudo-velocidad de fluencia, que representan las amplitudes asociadas al instante en que la estructura incursiona al intervalo inelástico. La pseudo-velocidad de fluencia es:

$$V_y = \omega_n u_y = \frac{2\pi}{T_n} u_y \qquad \text{Ec. 3-16}$$

y la pseudo-aceleración de fluencia

$$A_y = \omega_n^2 u_y = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 u_y \qquad \text{Ec. 3-17}$$

en términos del coeficiente sísmico, la fuerza cortante basal de fluencia es

$$V_{by} = \frac{A_y}{g} w \qquad \text{Ec. 3-18}$$

En las expresiones anteriores se emplea el desplazamiento de fluencia del sistema. El desplazamiento total del sistema se obtiene del producto del desplazamiento de fluencia por la demanda de ductilidad que experimenta el sistema, de la siguiente manera:

$$u_{max} = u_y \mu \qquad \text{Ec. 3-19}$$

La ductilidad es la relación del desplazamiento máximo del sistema con respecto al desplazamiento de fluencia. Esta expresión se define como

$$\mu = \frac{u_{max}}{u_y} \qquad \text{Ec. 3-20}$$

Por último, es de interés determinar el cociente de demandas de la resistencia elástica entre la resistencia inelástica del sistema (R_y). Esta es la relación de la fuerza elástica de un sistema elástico lineal, con respecto a la fuerza de fluencia del sistema, definida por

$$R_y = \frac{f_o}{f_y} \qquad \text{Ec. 3-21}$$

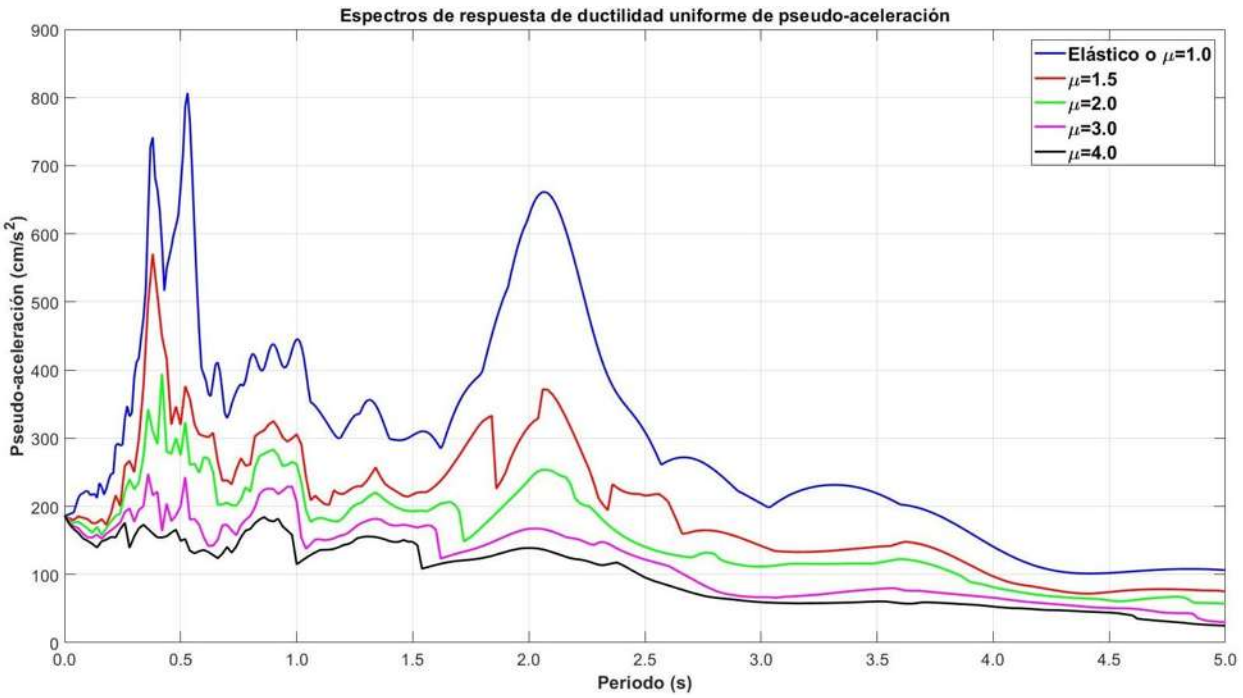


Figura 3-20: Comparativo espectros de respuesta inelásticos de pseudo-aceleración para la estación TH35 en dirección E-O.

Al igual que su contraparte elástica, si se varía el periodo natural de vibración del sistema, manteniendo constante la fracción de amortiguamiento crítico, se pueden obtener los valores espectrales para cada periodo de interés. En este caso, cada periodo tiene una demanda de ductilidad diferente dependiendo de la resistencia de fluencia seleccionada. Para fines prácticos es de interés obtener espectros de respuesta para una misma demanda de ductilidad, lo que

conduce a los llamados espectros de ductilidad constante (figura 3-20). Estos espectros nos proporcionan información de la reducción de la demanda de resistencia elástica de un sistema de un grado de libertad (S1GL) que incursiona al intervalo de comportamiento inelástico, como función de su demanda de ductilidad. Desde luego que, como se observa en la figura 3-20, la reducción de la demanda de fuerza es dependiente del periodo del S1GL.

3.3.3 Contenido de frecuencias y espectro de amplitudes de Fourier

La respuesta dinámica de las estructuras no solo depende de la amplitud de la excitación, sino también del tipo de movimiento ya sea en forma de pulso, estacionario o periódico. Estableciendo que el movimiento del suelo dado un terremoto puede considerarse como una función con amplitudes aleatorias y con un amplio intervalo de periodicidad, es de suma importancia determinar el contenido de frecuencias en el movimiento. Así mismo, el contenido de frecuencias está estrechamente ligado con la respuesta sísmica, por lo que caracterizar o estudiar los registros de aceleración no puede considerarse completo sin considerar su contenido de frecuencias.

Cualquier función periódica puede ser expresada mediante las series de Fourier, la cual es una serie al infinito y que, por medio de senos y cosenos, converge de manera puntual a la función de interés. El nombre se debe al matemático francés Joseph Fourier y se escribe de la siguiente forma:

$$\boldsymbol{f(t) = a_o + \sum_{n=1}^{\infty} [a_n cos(n\omega_n t) + b_n \sin(n\omega_n t)]} \qquad \textbf{Ec. 3-22}$$

Donde

$$\boldsymbol{\omega_n} = Frecuencia\ de\ la\ función = \frac{2\pi}{T_f}$$

$$\boldsymbol{a_o} = \frac{1}{T_f}\int_0^{T_f} x(t)dt$$

$$\boldsymbol{a_n} = \frac{2}{T_f}\int_0^{T_f} x(t)\cos(n\omega_n t)\,dt$$

$$\boldsymbol{b_n} = \frac{2}{T_f}\int_0^{T_f} x(t)\sin(n\omega_n t)\,dt$$

La forma exponencial, empleando las igualdades de los senos y cosenos en su forma compleja, se expresa de la siguiente forma

$$\boldsymbol{f(t) = a_o + \sum_{n=1}^{\infty}[C_n e^{in\omega_n t} + C_n^* e^{-in\omega_n t}]} \qquad \textbf{Ec. 3-23}$$

Dado que $\omega_{-n} = -\omega_n$ los límites de la sumatoria pueden cambiarse para escribir la serie de Fourier de una forma más compacta

$$\boldsymbol{f(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} C_n e^{in\omega_n t}} \qquad \textbf{Ec. 3-24}$$

donde

$$\boldsymbol{C_n = \frac{1}{T_f}\int_0^{T_f} f(t) e^{-in\omega_n t} dt} \qquad \textbf{Ec. 3-25}$$

El coeficiente complejo de Fourier C_n representa la amplitud de un conjunto de cargas armónicas con frecuencias hasta $\omega_n L/2$. En el caso de aplicaciones para ingeniería sísmica, dado que los registros de aceleración consisten en un conjunto finito de puntos (amplitudes en un intervalo de tiempo) y no de una función analítica continua, los coeficientes de Fourier se

obtienen intercambiado la integral por una sumatoria, expresándose el coeficiente complejo de Fourier de la siguiente manera:

$$\boldsymbol{C_n = \frac{1}{T_f}\int_0^{T_f} f(t)e^{-in\omega_n t}dt \rightarrow \frac{\Delta_t}{N_f}\sum_{k=1}^{N_f} f(t_k)e^{-in\omega_n t_k} = \frac{\Delta_t}{N_f}\sum_{k=0}^{N_f-1} f(t_k)e^{-in\omega_n t_k}} \qquad \textbf{Ec. 3-26}$$

Aplicado la transformada de Fourier al coeficiente complejo, se hace el cambio del dominio del tiempo de la función $f(t)$ al dominio de las frecuencias $f(\omega_n)$, con lo que se obtienen las amplitudes de las funciones armónicas de la serie dado el valor de su frecuencia.

$$\boldsymbol{\hat{f}(\omega_n) = |C_n(t)| = \left|\frac{1}{N_f}\sum_{k=0}^{N_f-1} f(t_k)e^{-in\omega_n t_k}\right|} \qquad \textbf{Ec. 3-27}$$

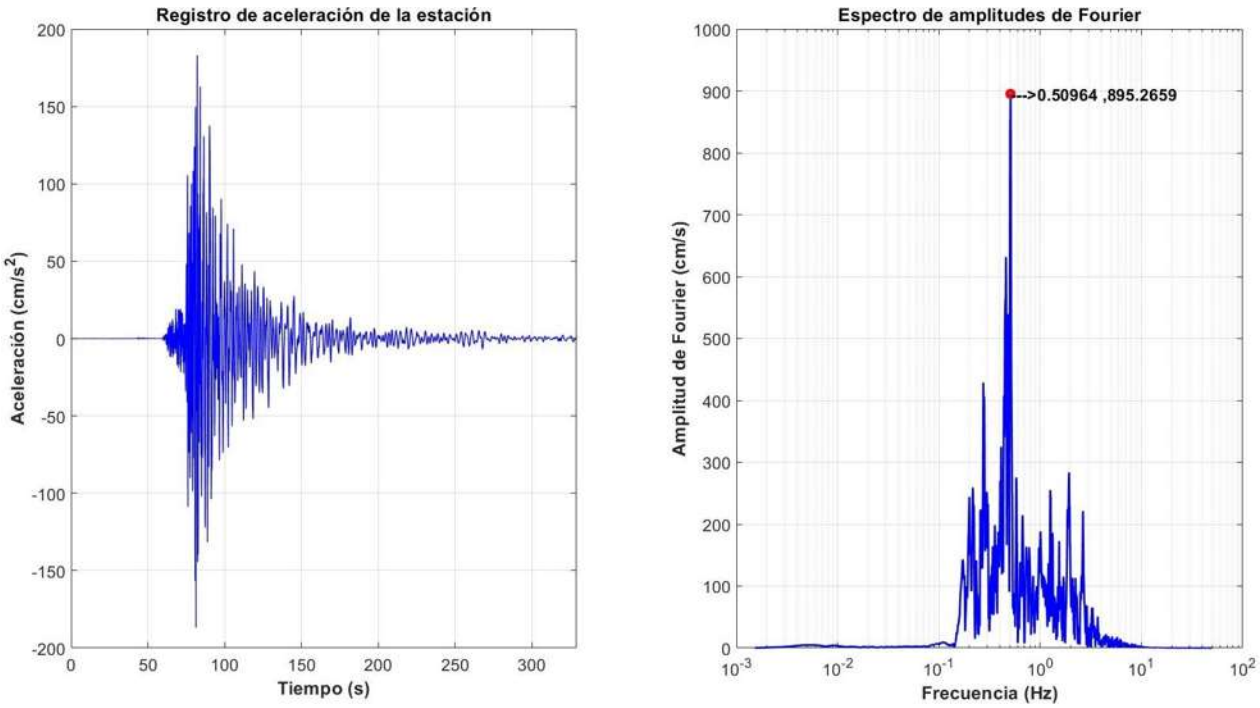
La transformada de Fourier para un número finito de puntos dado un intervalo espaciado de manera equidistante, como se representa en la ecuación 3-27 se le conoce como la transformada discreta de Fourier (DFT). Dado que para aplicaciones de registros sísmicos el número de puntos N_f suele ser muy grande y el número de operaciones que se requiere para resolverse es del orden $O(N_f^2)$, se vuelve impráctica el uso de la transformada discreta de Fourier. Por ejemplo, para un registro con $N_f = 32{,}901$, el número de operaciones requeridas será del orden de $O(N_f^2) = 1{,}082'475{,}801$. Para resolver esta problemática, Cooley y Tukey (1965) desarrollaron un algoritmo computacional para el caso en donde N_f es una potencia de 2, la cual solo requiere un número de operaciones del orden de $O\left(N_f/log_2(N_f)\right)$ para resolverse. A este método se le conoce como Transformada Rápida de Fourier (FFT). Tomando el mismo ejemplo anterior, el número de operaciones requeridas será del orden de $O\left(N_f/log_2(N_f)\right) \approx 2{,}193$, lo cual demuestra notablemente la ventaja de este método.

Para evitar que durante el procesamiento de la señal se torne indistinguible o que valores de altas frecuencias se distorsionen con respecto a las de baja frecuencia, es necesario asegurarse de que, en la señal de origen a procesar, la frecuencia de procesamiento o muestreo es al menos

dos veces mayor que la de origen. A lo anterior se le conoce como el criterio o frecuencia de Nyquist y se expresa como:

$$f_{Ny} = \frac{1}{2\Delta_t} \qquad \textbf{Ec. 3-28}$$

El graficar las amplitudes C_n de la señal con respecto a su frecuencia $\hat{f}(\omega_n)$ se le conoce como espectro de amplitudes de Fourier. Este gráfico es de naturaleza irregular y contiene muchos picos estrechos y amplios, un pico estrecho con mucha amplitud nos indica que existe una frecuencia o periodo dominante en el movimiento del suelo. Dada su naturaleza matemática, el espectro de amplitudes de Fourier tiene unidades de velocidad.



a) b)

Figura 3-21: Espectro de amplitudes de Fourier para la estación TH35 en dirección E-O, a) Registro de aceleración, b) Espectro de amplitudes de Fourier.

3.3.4 Intensidad de Arias y duración significativa de un sismo

La intensidad de Arias (I_A) o también conocida como intensidad sísmica, es una medida de intensidad que se define como la energía total almacenada para una serie infinita de osciladores de un grado de libertad dado un amortiguamiento y con masa unitaria. Esta expresión sirve como un indicador del potencial destructivo de un sismo y fue introducida por primera vez en 1969 por el profesor chileno Arturo Arias, cuando el Massachusetts Institute of Technology Press publicó su investigación. Matemáticamente la expresión es el resultado del área bajo la curva del cuadrado del registro de aceleración, desde el inicio del movimiento hasta el infinito, escribiéndose de la siguiente manera:

$$I_A = \frac{cos^{-1}(\xi)}{\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^{\infty} \left[\ddot{u}_g(t)\right]^2 dt \qquad \text{Ec. 3-29}$$

Sin embargo, comúnmente para el cálculo de la intensidad de Arias se toma el caso de amortiguamiento nulo e integrada la expresión hasta el tiempo final del registro de aceleración, toma la siguiente forma:

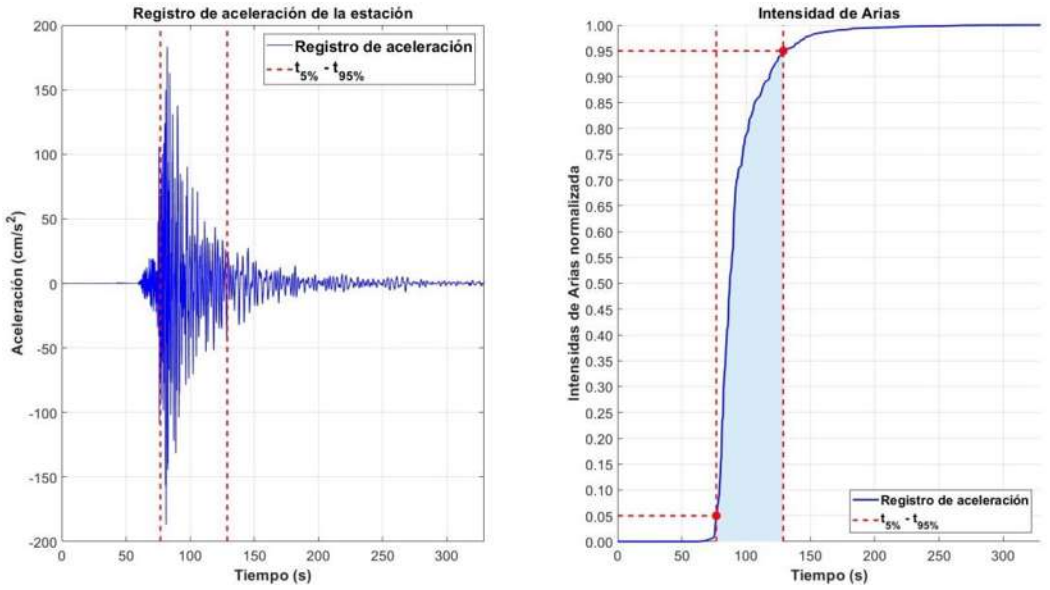
$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_{max}} \left[\ddot{u}_g(t)\right]^2 dt \qquad \text{Ec. 3-30}$$

La intensidad de Arias se expresa en unidades de velocidad y normalmente se presenta en unidades del sistema internacional (m/s). Para registros de aceleración digitalizados, dado que se tiene un número finito de puntos espaciados de manera equidistante y no una función continua y suavizada, la intensidad de Arias se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \cdot \Delta_t \cdot \sum_{n=1}^{n_{max}} \left(\ddot{u}_{g,n}\right)^2 \qquad \text{Ec. 3-31}$$

Otra aplicación que se deriva de la expresión de Arias y que es de interés para este trabajo, es determinar la duración significativa del movimiento fuerte, la cual se define como el intervalo de tiempo en el registro, en que se ha liberado cierta cantidad de energía. Dicha acumulación de energía liberada se representa mediante la intensidad de Arias y comúnmente se utiliza el intervalo que comprende el 5 al 95% de su intensidad acumulada. Matemáticamente se puede expresar como:

$$I_{A\,5\%-95\%} = \frac{\pi}{2g}\int_{t_{5\%}}^{t_{95\%}} \left[\ddot{u}_g(t)\right]^2 dt \qquad \text{Ec. 3-32}$$



a) b)

Figura 3-22: Intensidad de Arias y duración significativa, a) Registro de aceleración, b) Intensidad de Arias normalizada.

Sencillamente para aplicaciones computacionales, basta con obtener la intensidad de Arias para todo el registro, posteriormente normalizar la intensidad acumulada en cada intervalo de tiempo con respecto al total, para de esta manera determinar los límites de interés. Emplear esta expresión permite como ya se dijo, caracterizar el potencial destructivo del terremoto y determinar la duración significativa del mismo. Así mismo, conocer la duración significativa permite recortar los registros de aceleración de tal manera que reducen considerablemente los tiempos de cómputo en caso de que se someta una estructura a un análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo con miles de grados de libertad, o cuando a una estructura moderada, se somete a un conjunto grande de registros de aceleración.

3.4 Análisis y resultados de los registros de aceleración del 19 de septiembre de 2017

Después de la ocurrencia de un temblor en un sitio donde se cuenta con instrumentación que permita capturar la aceleración en la historia del tiempo, se realiza el procesamiento de dichos registros de aceleración con el fin de conocer la naturaleza del movimiento, la relación que existe con el tipo de suelo, la respuesta dinámica de las estructuras y la correlación con los daños esperados, así como para actualizar las bases de datos para mejorar las leyes de atenuación y actualizar los códigos de diseño o crear nuevos reglamentos.

El temblor del 19 de septiembre de 2017 evidenció nuevamente la problemática presentada en el evento ocurrido 32 años antes: los edificios en esquina afectados por torsión y por planta baja flexible o débil presentaron importantes daños y colapsos. Del total preliminar de edificios colapsados, el 41% pertenecen a edificios de esquina (torsión) y 57% a edificios con planta baja flexible y/o débil. Con base en el conocimiento previo, se estima que la interacción suelo estructura juega un papel muy importante en este evento, dada la naturaleza de los suelos flexibles del valle de México.

Para este evento, se analizan 68 estaciones de registro de aceleración en campo libre, 61 operadas por el CIRES y 7 por el IIUNAM. Del total de estaciones, 10 corresponden a terreno duro (Zona I), 10 a terreno de transición (Zona II), 9 a terreno blando tipo “a” (Zona IIIa), 17 a terreno blando tipo “b” (Zona IIIb), 13 a terreno blando tipo “c” (Zona IIIc) y 9 a terreno blando tipo “d” (Zona IIId). En la tabla 3-1 se enlistan las claves de identificación de las estaciones analizadas para este trabajo, clasificadas por el organismo encargado de su procesamiento, sus coordenadas geográficas y la zona geotécnica a la que pertenecen.

Tabla de estaciones analizadas

Clave de estación	Organismo	Longitud	Latitud	Zona geotécnica
'AE02'	CIRES	-99.0584	19.4290	Zona IIId
'AL01'	CIRES	-99.1453	19.4356	Zona IIIb
'AO24'	CIRES	-99.1539	19.3580	Zona II
'AP68'	CIRES	-99.1068	19.3809	Zona IIIc
'AU11'	CIRES	-99.0869	19.3919	Zona IIId
'AU46'	CIRES	-99.1681	19.3832	Zona II
'BA49'	CIRES	-99.1450	19.4097	Zona IIIc
'BL45'	CIRES	-99.1481	19.4253	Zona IIIb
'BO39'	CIRES	-99.1047	19.4653	Zona IIIc
'CA59'	CIRES	-99.1183	19.4258	Zona IIIc
'CE18'	CIRES	-99.0847	19.3398	Zona I
'CE23'	CIRES	-99.0642	19.4619	Zona IIId
'CE32'	CIRES	-99.0537	19.3858	Zona IIId
'CH84'	CIRES	-99.1254	19.3300	Zona IIIa
'CI05'	CIRES	-99.1653	19.4186	Zona IIIb

'CJ03'	CIRES	-99.1567	19.4097	Zona IIIb
'CJ04'	CIRES	-99.1566	19.4098	Zona IIIb
'CO47'	CIRES	-99.1703	19.3714	Zona II
'CO56'	CIRES	-99.1590	19.4215	Zona IIIb
'CP28'	CIRES	-99.0839	19.4385	Zona I
'CS78'	CIRES	-99.2262	19.3656	Zona I
'CU80'	CIRES	-99.1037	19.2938	Zona IIIc
'DM12'	CIRES	-99.0963	19.4312	Zona IIIc
'DR16'	CIRES	-99.1829	19.5005	Zona II
'DX37'	CIRES	-99.1439	19.3322	Zona II
'EO30'	CIRES	-99.1772	19.3885	Zona II
'ES57'	CIRES	-99.1775	19.4017	Zona II
'FJ74'	CIRES	-99.2100	19.2990	Zona I
'GA62'	CIRES	-99.1401	19.4385	Zona IIIb
'GC38'	CIRES	-99.1059	19.3161	Zona IIIa
'GR27'	CIRES	-99.1797	19.4747	Zona II
'HJ72'	CIRES	-99.1301	19.4251	Zona IIIc
'IB22'	CIRES	-99.1297	19.3450	Zona IIIa
'JA43'	CIRES	-99.1250	19.4053	Zona IIIc
'JC54'	CIRES	-99.1272	19.3130	Zona IIIa
'LI33'	CIRES	-98.9631	19.3064	Zona IIIa
'LI58'	CIRES	-99.1569	19.4263	Zona IIIb
'LV17'	CIRES	-99.1275	19.4931	Zona IIIa
'ME52'	CIRES	-99.1820	19.4383	Zona II
'MI15'	CIRES	-99.1253	19.2834	Zona IIIa
'MT50'	CIRES	-99.1900	19.4253	Zona I
'MY19'	CIRES	-99.0433	19.3461	Zona IIIc
'NZ20'	CIRES	-99.0000	19.4027	Zona IIId
'NZ31'	CIRES	-99.0247	19.4167	Zona IIId
'PA34'	CIRES	-99.0491	19.2016	Zona I
'PD42'	CIRES	-99.0997	19.4055	Zona IIId
'PE10'	CIRES	-99.1318	19.3809	Zona IIIb
'RI76'	CIRES	-99.1000	19.4473	Zona IIIc
'RM48'	CIRES	-99.1280	19.4359	Zona IIIb
'SI53'	CIRES	-99.1483	19.3753	Zona IIIa
'SP51'	CIRES	-99.1189	19.3656	Zona IIIb
'TH35'	CIRES	-99.0000	19.2786	Zona IIId
'TL08'	CIRES	-99.1336	19.4500	Zona IIIb
'TL55'	CIRES	-99.1425	19.4536	Zona IIIb
'TP13'	CIRES	-99.1708	19.2922	Zona I
'UC44'	CIRES	-99.1654	19.4337	Zona IIIa
'UI21'	CIRES	-99.2642	19.3700	Zona I
'VG09'	CIRES	-99.1225	19.4539	Zona IIIb
'VM29'	CIRES	-99.1253	19.3811	Zona IIIc
'XO36'	CIRES	-99.1024	19.2711	Zona IIIc
'XP06'	CIRES	-99.1353	19.4198	Zona IIIc
'CCCL'	IIUNAM	-99.1379	19.4498	Zona IIIb
'CUP5'	IIUNAM	-99.1810	19.3302	Zona I
'LEAC'	IIUNAM	-99.0976	19.3227	Zona II
'PCJR'	IIUNAM	-99.1591	19.4228	Zona IIIb
'PISU'	IIUNAM	-99.0490	19.4857	Zona IIId
'SCT2'	IIUNAM	-99.1486	19.3946	Zona IIIb
'TACY'	IIUNAM	-99.1952	19.4045	Zona I

Tabla 3-1: Lista de estaciones de registro de aceleración analizadas

3.4.1 Análisis de las respuestas máximas del suelo

Uno de los parámetros de importancia en los análisis de los registros sísmicos es la aceleración horizontal pico del suelo. Dicha aceleración que se obtiene del valor mayor absoluto en la historia del tiempo está ligada con el tipo de terreno, la cercanía al epicentro, las características del movimiento y la fuente sísmica. Los registros obtenidos de este temblor presentan mayores aceleraciones horizontales pico del suelo en la parte sur y sureste de la región de la ciudad que está instrumentada, registrándose las mayores aceleraciones en la zona II y IIIa para la parte sur, mientras que para la parte sureste las zonas IIIc y IIId registran las mayores aceleraciones. La máxima aceleración absoluta se registró en la estación CH84, con una magnitud de 225.60 cm/s^2 (0.23g).

En la tabla 3-2 se muestran los resultados de las aceleraciones horizontales pico para cada estación de registro, separando las componentes ortogonales (N-S y E-O), el valor absoluto, la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) y la media geométrica. La figura 3-23 presenta diagramas de columnas donde se comparan las máximas aceleraciones pico, en orden descendente comenzando con las mayores registradas de manera absoluta. Se hace un comparativo con las estaciones que se ubican en las zonas II, IIIa y IIIb, dado que en estas zonas es donde se concentran los colapsos o daños severos.

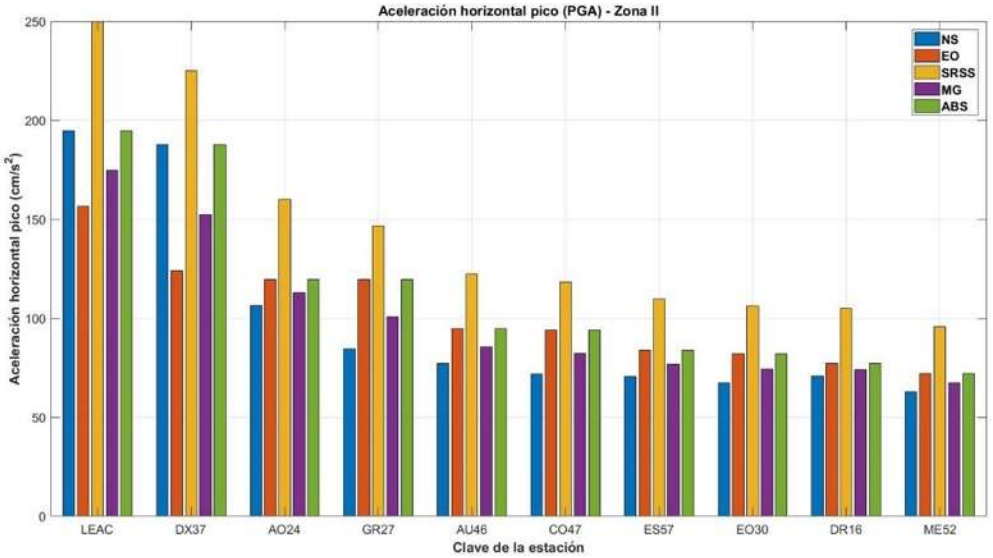
Tabla de aceleraciones horizontales pico					
Clave de estación	PGA N-S (cm/s2)	PGA E-O (cm/s2)	PGA ABS (cm/s2)	PGA SRSS (cm/s2)	PGA MG (cm/s2)
Zona I					
'CP28'	90.29	133.44	133.44	161.11	109.76
'FJ74'	92.16	91.06	92.16	129.56	91.61
'CS78'	87.01	55.52	87.01	103.21	69.50
'PA34'	83.25	85.56	85.56	119.38	84.40
'UI21'	74.69	79.26	79.26	108.91	76.94
'CE18'	72.74	51.06	72.74	88.87	60.94
'TP13'	60.34	66.58	66.58	89.85	63.38
'TACY'	58.43	62.38	62.38	85.47	60.37
'CUP5'	55.36	58.83	58.83	80.78	57.07
'MT50'	47.05	58.27	58.27	74.89	52.36
Zona II					
'LEAC'	194.82	156.37	194.82	249.82	174.54
'DX37'	187.73	123.94	187.73	224.95	152.54
'AO24'	106.39	119.65	119.65	160.11	112.83
'GR27'	84.67	119.63	119.63	146.57	100.65
'AU46'	77.29	94.89	94.89	122.38	85.64
'CO47'	71.96	93.96	93.96	118.35	82.23
'ES57'	70.50	83.91	83.91	109.59	76.91
'EO30'	67.51	82.13	82.13	106.32	74.46
'DR16'	71.01	77.17	77.17	104.87	74.03
'ME52'	62.80	72.16	72.16	95.67	67.32

Zona IIIa					
'CH84'	148.96	225.60	225.60	270.34	183.32
'JC54'	220.27	204.11	220.27	300.29	212.03
'MI15'	207.19	133.43	207.19	246.44	166.27
'SI53'	129.03	177.57	177.57	219.49	151.36
'IB22'	119.01	160.88	160.88	200.12	138.37
'LI33'	137.93	113.38	137.93	178.55	125.05
'GC38'	125.62	124.20	125.62	176.65	124.91
'UC44'	125.32	124.93	125.32	176.95	125.12
'LV17'	123.02	104.14	123.02	161.18	113.18
Zona IIIb					
'PE10'	101.41	124.56	124.56	160.62	112.39
'CJ04'	123.93	97.06	123.93	157.42	109.68
'VG09'	119.54	101.85	119.54	157.05	110.34
'AL01'	117.12	108.56	117.12	159.69	112.76
'BL45'	102.27	114.47	114.47	153.51	108.20
'CI05'	113.32	114.24	114.24	160.91	113.78
'CO56'	109.76	113.99	113.99	158.25	111.86
'CJ03'	111.99	98.03	111.99	148.84	104.78
'SP51'	77.36	100.38	100.38	126.73	88.12
'PCJR'	94.60	98.66	98.66	136.69	96.61
'GA62'	97.07	84.03	97.07	128.39	90.32
'LI58'	95.81	89.91	95.81	131.39	92.81
'SCT2'	90.33	91.68	91.68	128.70	91.00
'CCCL'	85.53	73.42	85.53	112.72	79.24
'TL08'	82.85	81.21	82.85	116.01	82.02
'TL55'	82.46	69.20	82.46	107.64	75.54
'RM48'	61.07	78.01	78.01	99.08	69.03
Zona IIIc					
'XO36'	124.14	173.56	173.56	213.39	146.78
'CU80'	144.07	168.30	168.30	221.54	155.71
'AP68'	115.23	133.95	133.95	176.69	124.24
'MY19'	119.88	111.65	119.88	163.82	115.69
'BA49'	88.94	113.16	113.16	143.93	100.32
'XP06'	81.74	108.19	108.19	135.59	94.04
'JA43'	82.88	106.29	106.29	134.78	93.86
'HJ72'	90.33	96.40	96.40	132.11	93.32
'BO39'	77.91	95.14	95.14	122.97	86.10
'VM29'	85.24	94.83	94.83	127.51	89.91
'DM12'	87.54	90.52	90.52	125.92	89.01
'CA59'	83.50	89.83	89.83	122.65	86.61
'RI76'	52.38	72.66	72.66	89.57	61.69
Zona IIId					
'TH35'	189.94	186.69	189.94	266.33	188.31
'NZ20'	145.69	142.01	145.69	203.45	143.84
'AE02'	96.18	114.86	114.86	149.81	105.11
'NZ31'	110.00	97.73	110.00	147.14	103.68
'PISU'	94.74	97.04	97.04	135.62	95.88
'PD42'	83.77	96.26	96.26	127.60	89.80
'AU11'	72.11	90.45	90.45	115.68	80.76
'CE32'	80.39	76.76	80.39	111.15	78.55
'CE23'	52.09	59.99	59.99	79.45	55.90

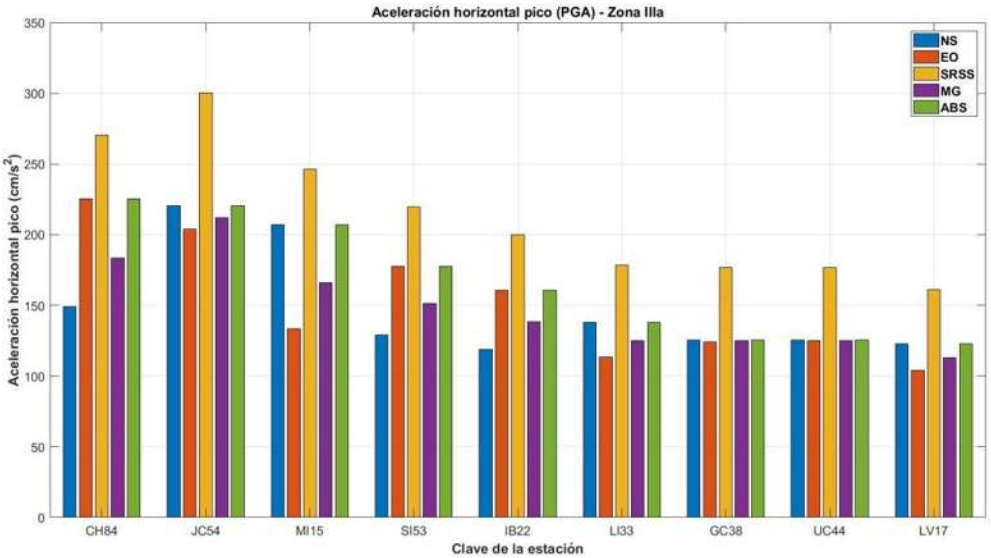
Tabla 3-2: Aceleraciones horizontales pico de cada estación

De manera ilustrativa y complementaria, se elabora una seria de mapas de curvas de igual aceleración, con el propósito de representar visualmente la distribución de las aceleraciones horizontales del suelo dentro de la región instrumentada de la Ciudad de México. Estos mapas se presentan de la figura 3-24 a la figura 3-28, ilustrando las aceleraciones por orientación, el valor absoluto, la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) y la media geométrica. Así mismo, en estos mapas se ubican las estructuras colapsadas o con daño severo, con el fin de correlacionar las aceleraciones horizontales pico con su ubicación.

a)



b)



c)

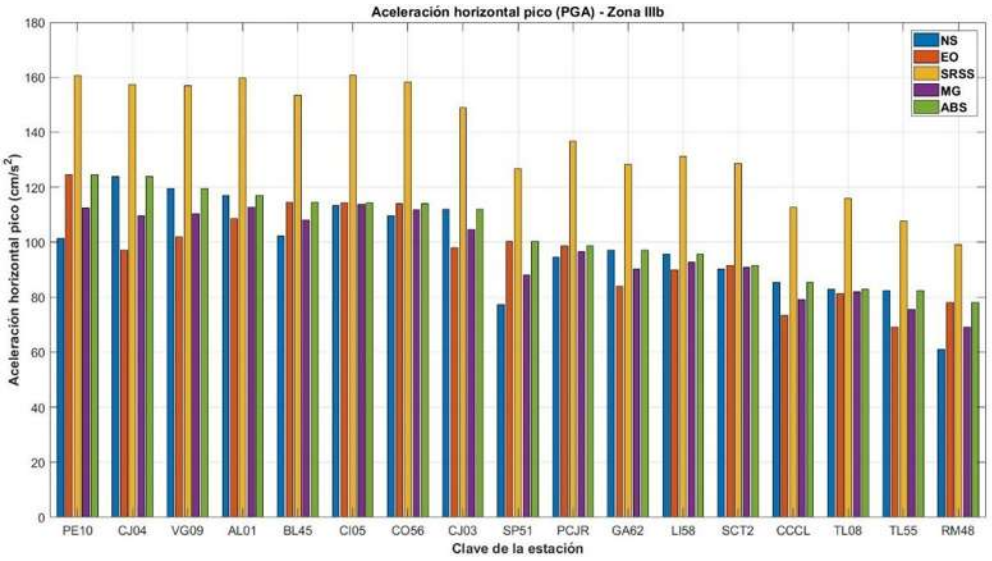


Figura 3-23: Diagrama de columnas para comparar las aceleraciones horizontales pico del suelo, a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb

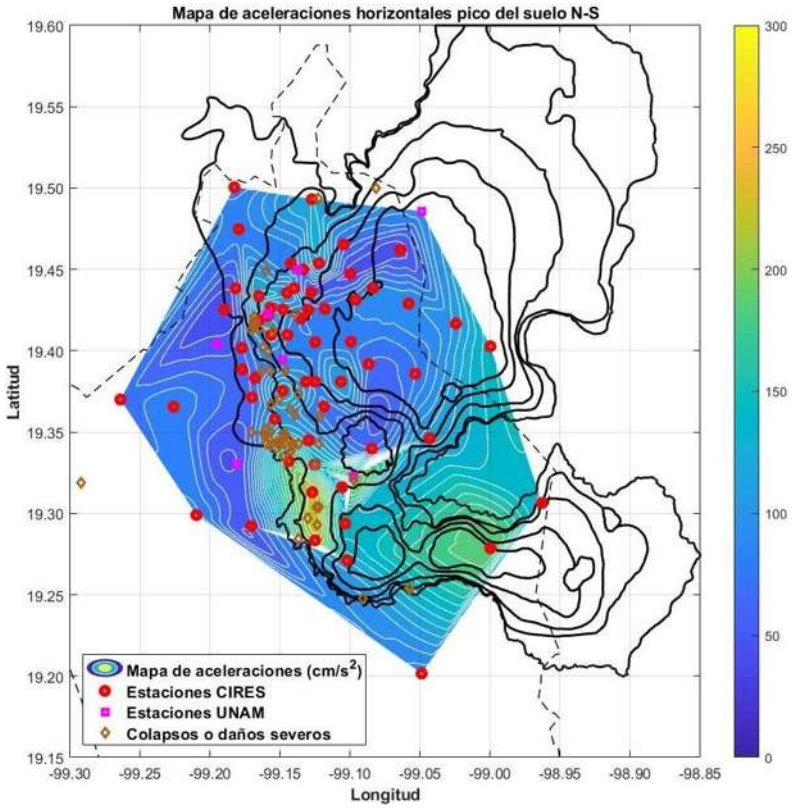


Figura 3-24: Curvas de igual aceleración horizontal pico del suelo en dirección N-S

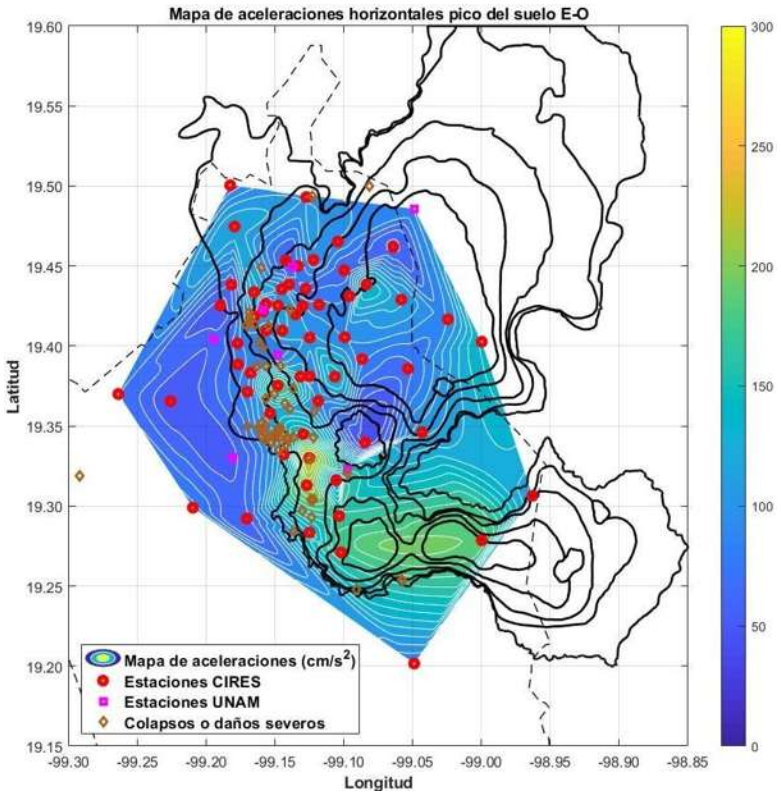


Figura 3-25: Curvas de igual aceleración horizontal pico del suelo en dirección E-O

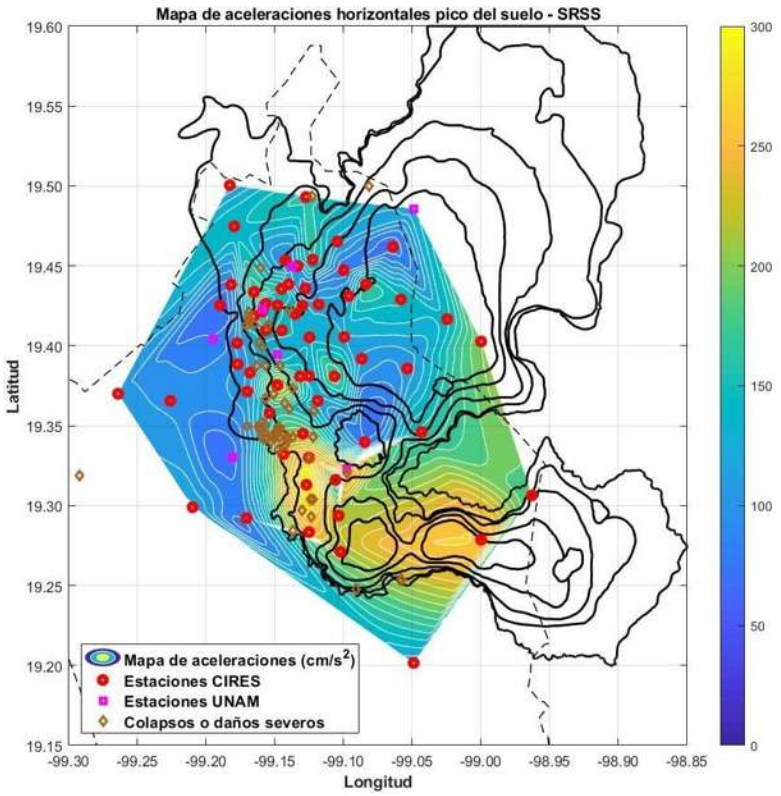


Figura 3-26: Curvas de igual aceleración horizontal pico del suelo combinadas "SRSS"

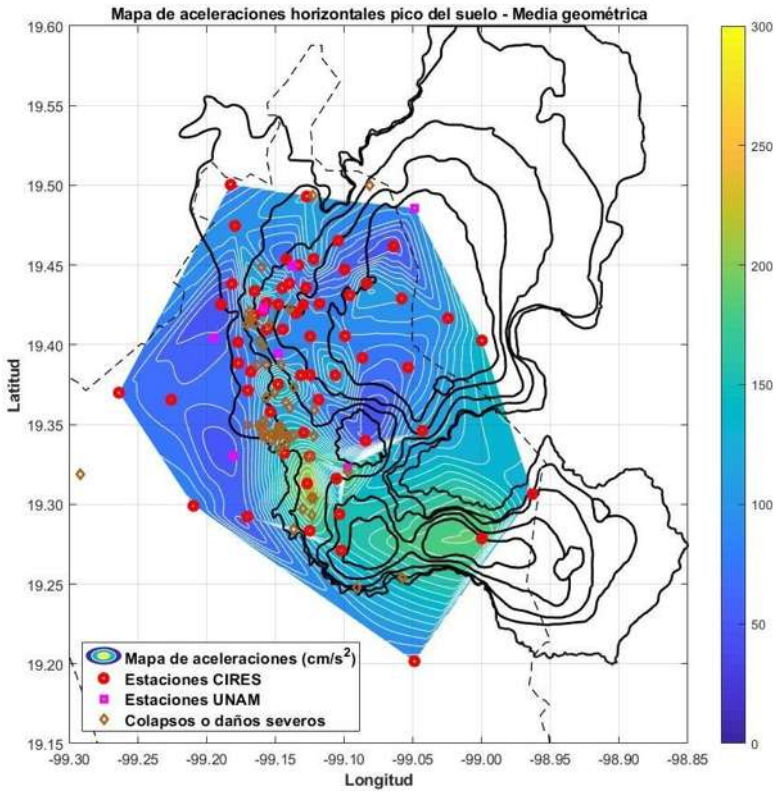


Figura 3-27: Curvas de igual aceleración horizontal pico del suelo por media geométrica

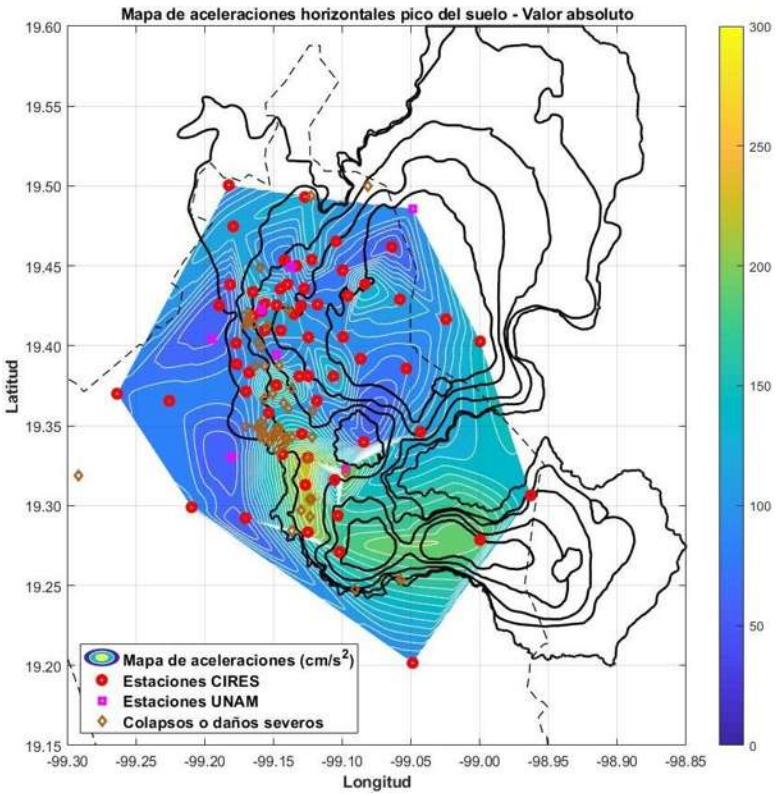


Figura 3-28: Curvas de igual aceleración horizontal pico del suelo por valor absoluto

43 de las 68 estaciones tienen la aceleración máxima del terreno en la componente este-oeste, lo que equivale al 63.24%, mientras que la componente norte-sur registra un total de 25 estaciones, representando el 36.76% (figura 3-29).

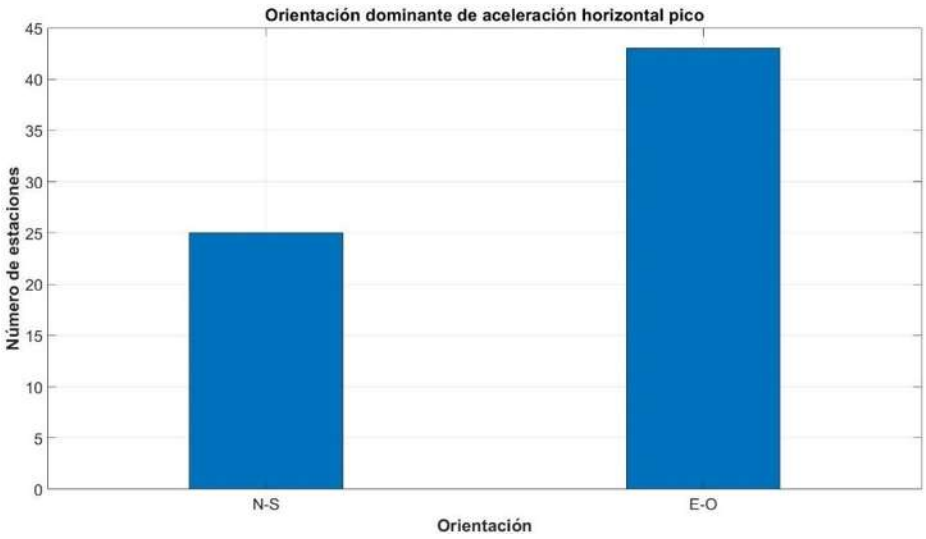


Figura 3-29: Diagrama de columnas con la dirección horizontal pico del suelo de los registros analizados.

3.4.2 Análisis de los espectros de respuesta elásticos

Obtener los espectros de respuesta elásticos de pseudo-aceleración permite conocer las amplitudes espectrales que produce el registro sísmico y en específico la demanda de fuerza elástica total del S1GL. Las mayores pseudo-aceleraciones espectrales se presentaron de igual manera en la parte sur y sureste, registrándose las mayores pesudo-aceleraciones en la zona II y IIIa para la parte sur, mientras que para la parte sureste las zonas IIIc y IIId registran las mayores pseudo-aceleraciones. La máxima pseudo-aceleración absoluta se registró en la estación CH84, con una amplitud de 1541.01 cm/s^2 (1.57g).

Al igual que en las aceleraciones pico del suelo, la tabla 3-3 muestra los resultados de las pseudo-aceleraciones horizontales pico para cada estación de registro, separando las componentes ortogonales (N-S y E-O), el valor absoluto, la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) y la media geométrica. En la figura 3-31, se presentan diagramas de columnas comparando las máximas pseudo-aceleraciones, en orden descendente comenzando con las mayores registradas de manera absoluta. Se hace un comparativo con las estaciones que componen la zona II, IIIa y IIIb, dado que en estas zonas es donde se concentran los colapsos o daños severos.

Tabla de pseudo-aceleraciones horizontales pico					
Clave de estación	PSa N-S (cm/s2)	PSa E-O (cm/s2)	PSa ABS (cm/s2)	PSa SRSS (cm/s2)	PSa MG (cm/s2)
Zona I					
'CP28'	418.40	485.37	485.37	640.81	450.64
'FJ74'	371.11	297.12	371.11	475.40	332.06
'PA34'	238.60	301.85	301.85	384.77	268.37
'UI21'	241.14	289.82	289.82	377.02	264.36
'CS78'	277.50	217.67	277.50	352.69	245.77
'TACY'	251.51	269.48	269.48	368.62	260.34
'MT50'	185.15	264.39	264.39	322.77	221.25
'CUP5'	223.32	258.08	258.08	341.29	240.07
'CE18'	251.80	133.85	251.80	285.17	183.58
'TP13'	203.14	205.07	205.07	288.65	204.10
Zona II					
'DX37'	1012.35	694.46	1012.35	1227.65	838.48
'GR27'	372.36	950.45	950.45	1020.78	594.90
'LEAC'	729.53	664.40	729.53	986.73	696.20
'AO24'	495.15	564.68	564.68	751.03	528.77
'CO47'	307.02	454.23	454.23	548.26	373.44
'EO30'	259.76	415.73	415.73	490.21	328.62
'AU46'	391.24	412.02	412.02	568.18	401.49
'DR16'	352.53	408.88	408.88	539.87	379.66
'ES57'	300.59	328.08	328.08	444.96	314.03
'ME52'	249.05	254.45	254.45	356.04	251.73
Zona IIIa					
'CH84'	603.44	1541.01	1541.01	1654.95	964.32
'MI15'	1131.82	561.39	1131.82	1263.39	797.11
'JC54'	796.76	1033.11	1033.11	1304.66	907.27
'SI53'	581.67	641.47	641.47	865.93	610.84
'GC38'	608.71	638.68	638.68	882.29	623.51
'IB22'	570.17	637.88	637.88	855.56	603.07
'LV17'	495.67	448.03	495.67	668.14	471.25
'LI33'	422.98	487.64	487.64	645.53	454.16
'UC44'	388.77	479.90	479.90	617.61	431.94
Zona IIIb					
'SCT2'	371.48	582.24	582.24	690.65	465.07
'CJ03'	461.66	563.01	563.01	728.09	509.82
'CJ04'	454.95	557.29	557.29	719.41	503.53
'CI05'	477.18	466.27	477.18	667.16	471.69
'CO56'	444.00	330.80	444.00	553.68	383.24
'GA62'	440.70	303.77	440.70	535.25	365.88
'SP51'	319.03	432.51	432.51	537.45	371.47
'LI58'	359.90	409.54	409.54	545.20	383.92
'PCJR'	386.45	401.71	401.71	557.42	394.01
'BL45'	328.78	387.42	387.42	508.12	356.90
'PE10'	365.58	380.42	380.42	527.60	372.93
'AL01'	355.41	367.25	367.25	511.07	361.28
'VG09'	362.58	356.97	362.58	508.82	359.76
'CCCL'	348.56	291.89	348.56	454.64	318.97
'TL08'	336.69	346.40	346.40	483.06	341.51
'TL55'	322.72	346.22	346.22	473.31	334.27
'RM48'	286.92	270.71	286.92	394.47	278.69
Zona IIIc					
'CU80'	834.63	842.33	842.33	1185.80	838.47
'XO36'	466.34	834.04	834.04	955.56	623.66

'BA49'	640.27	427.37	640.27	769.80	523.10
'MY19'	563.30	533.10	563.30	775.57	547.99
'XP06'	377.54	561.39	561.39	676.54	460.38
'VM29'	473.71	547.74	547.74	724.17	509.39
'AP68'	372.14	519.92	519.92	639.38	439.87
'BO39'	368.60	514.98	514.98	633.30	435.69
'CA59'	293.74	367.80	367.80	470.70	328.69
'HJ72'	355.86	292.20	355.86	460.45	322.46
'JA43'	341.24	303.85	341.24	456.91	322.00
'DM12'	322.07	293.00	322.07	435.41	307.19
'RI76'	191.56	266.15	266.15	327.92	225.80
Zona IIId					
'TH35'	679.16	806.85	806.85	1054.64	740.26
'NZ20'	536.71	603.81	603.81	807.87	569.27
'NZ31'	484.38	413.97	484.38	637.18	447.80
'AU11'	452.26	332.29	452.26	561.21	387.66
'AE02'	419.97	390.36	419.97	573.38	404.90
'PISU'	403.54	374.08	403.54	550.25	388.53
'PD42'	346.41	394.91	394.91	525.32	369.87
'CE32'	388.96	379.06	388.96	543.12	383.98
'CE23'	143.86	193.74	193.74	241.31	166.94

Tabla 3-3: Pseudo-aceleraciones horizontales pico de cada estación

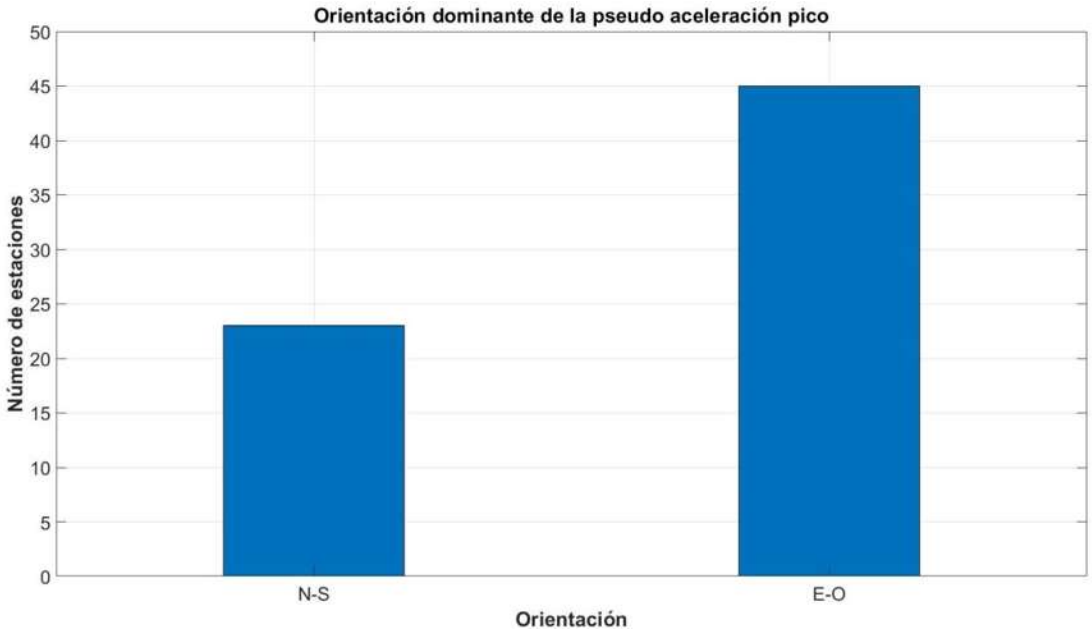
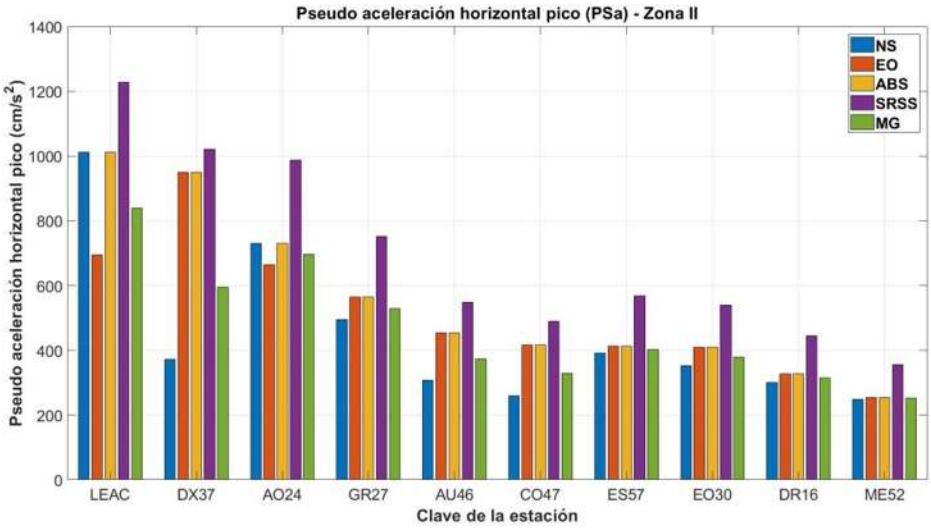


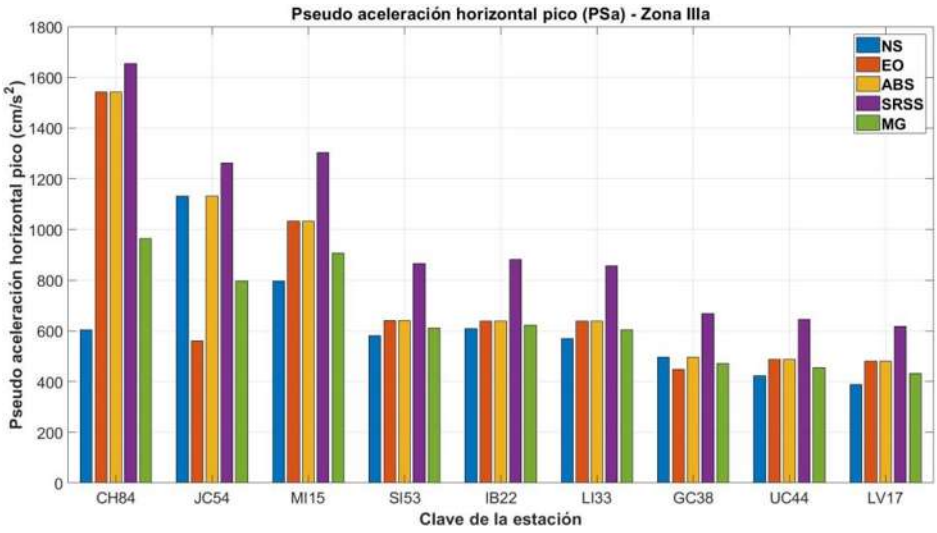
Figura 3-30: Diagrama de columnas con la dirección horizontal pico de pseudo-aceleración de los registros analizados.

La mayoría de los espectros de respuesta tienen su máximo valor para la componente este-oeste (45 de 68 estaciones), lo que equivale a un 66.18%, mientras que la componente norte-sur registra un total de 23 estaciones, representando el 33.82% (figura 3-30).

a)



b)



c)

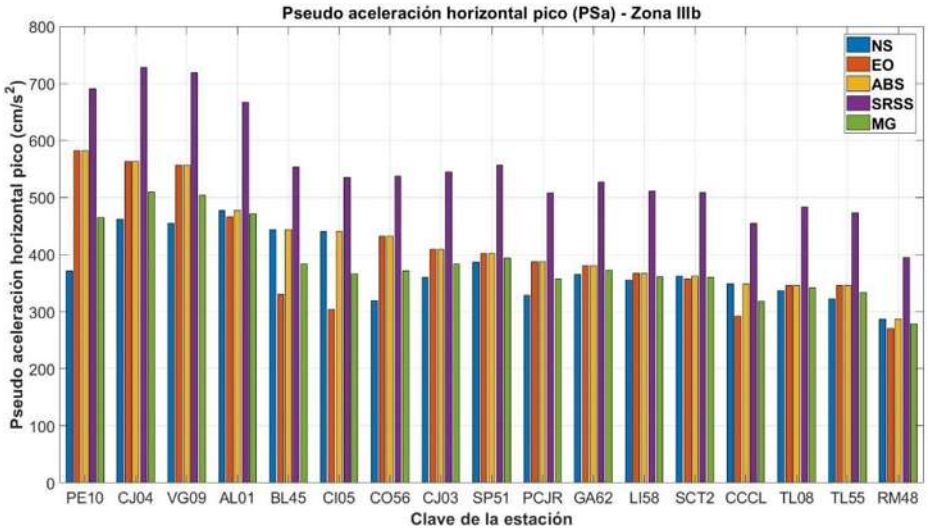


Figura 3-31: Diagrama de columnas para comparar las pesudo-aceleraciones pico, a) Zona II, b) Zona IIIa y c) Zona IIIb

De manera ilustrativa se elabora una seria de mapas de curvas de igual pseudo-aceleración con el propósito de representar visualmente su distribución por la Ciudad de México. Las figuras 3-32 a 3-36, ilustran las pseudo-aceleraciones por orientación, el valor absoluto, la raíz de la suma de los cuadrados (SRSS) y la media geométrica. La escala gráfica se realiza desde cero hasta una vez la aceleración de la gravedad (980.65 cm/s^2).

A manera de complemento, en la figura 3-37 se presenta el espectro de respuesta de pseudo-aceleración para las primeras cinco estaciones con mayor pseudo-aceleración pico, ordenadas de manera descendente dada su orientación absoluta.

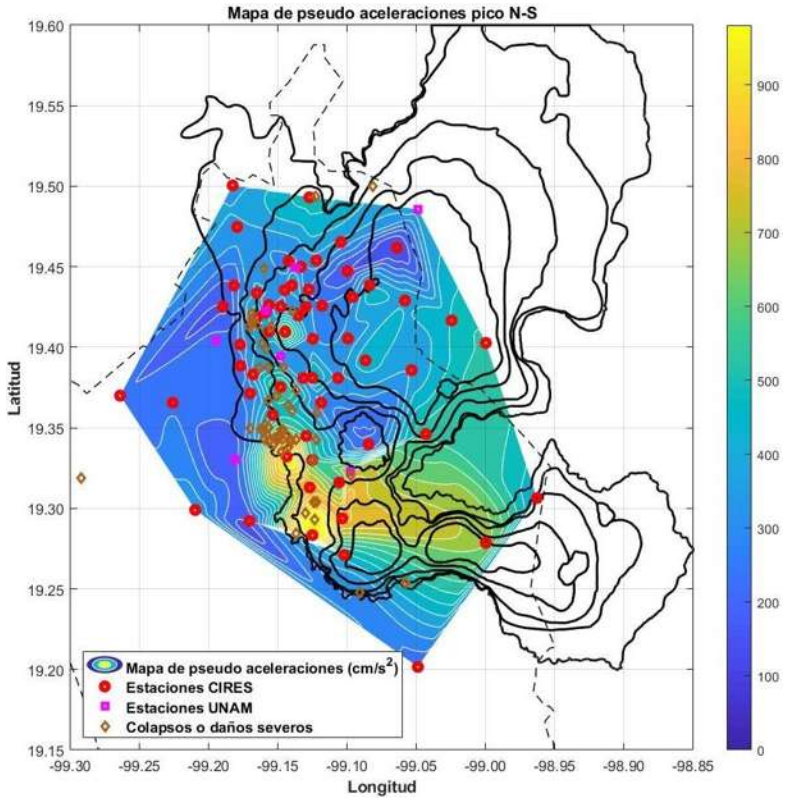


Figura 3-32: Curvas de igual pseudo-aceleración pico en dirección N-S

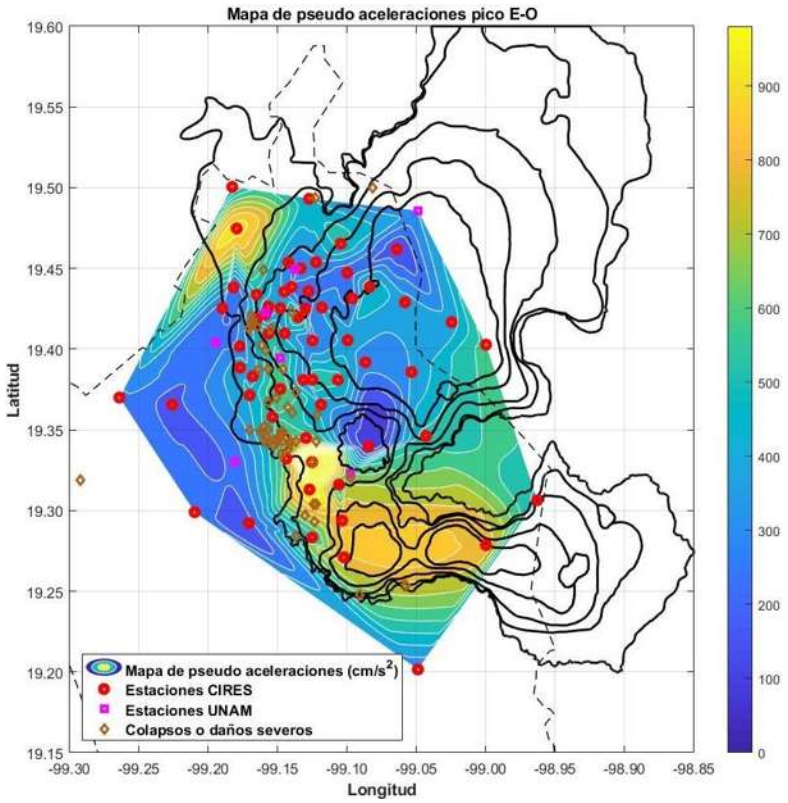


Figura 3-33: Curvas de igual pseudo-aceleración pico en dirección E-O

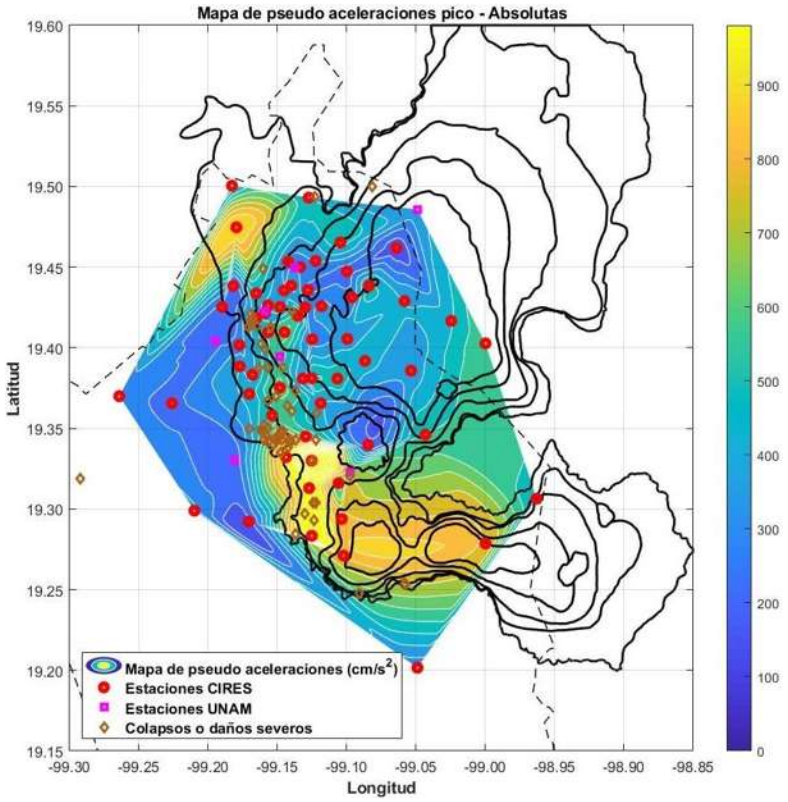


Figura 3-34: Curvas de igual pseudo-aceleración pico por valor absoluto

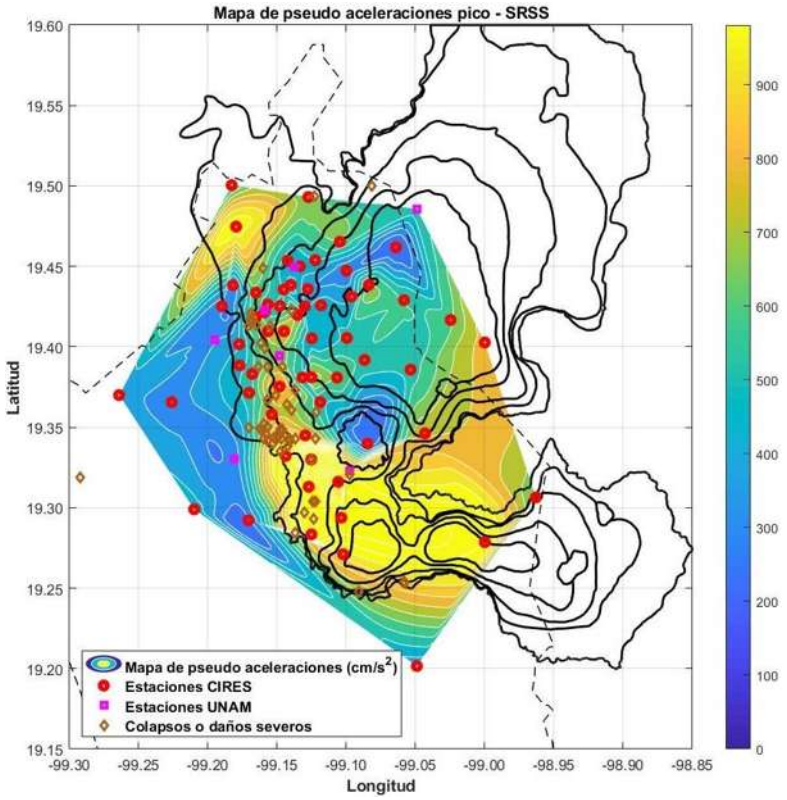


Figura 3-35: Curvas de igual pseudo-aceleración pico combinada "SRSS"

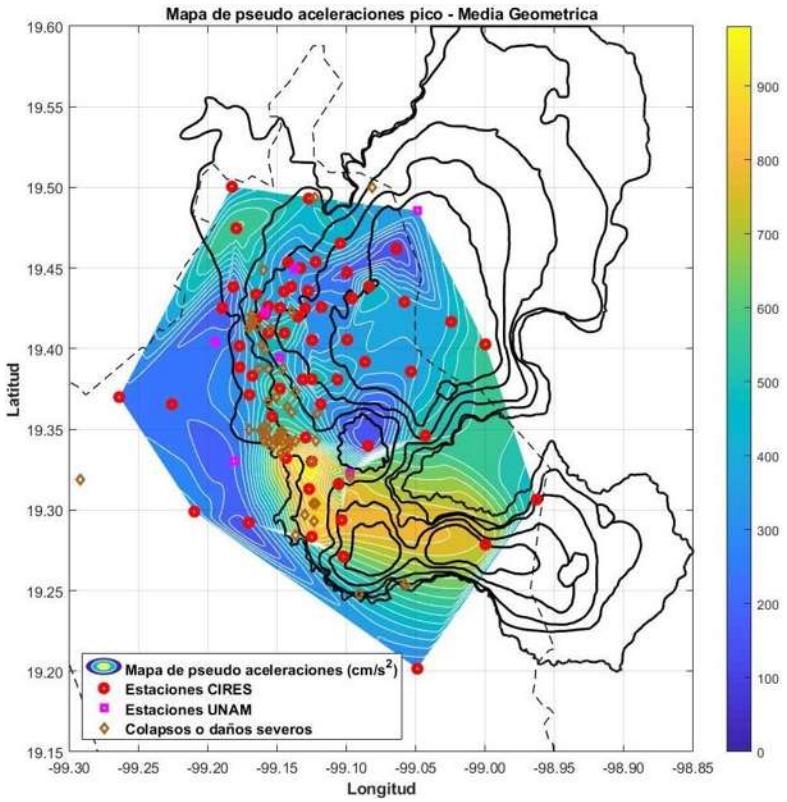


Figura 3-36: Curvas de igual pseudo-aceleración pico por media geométrica

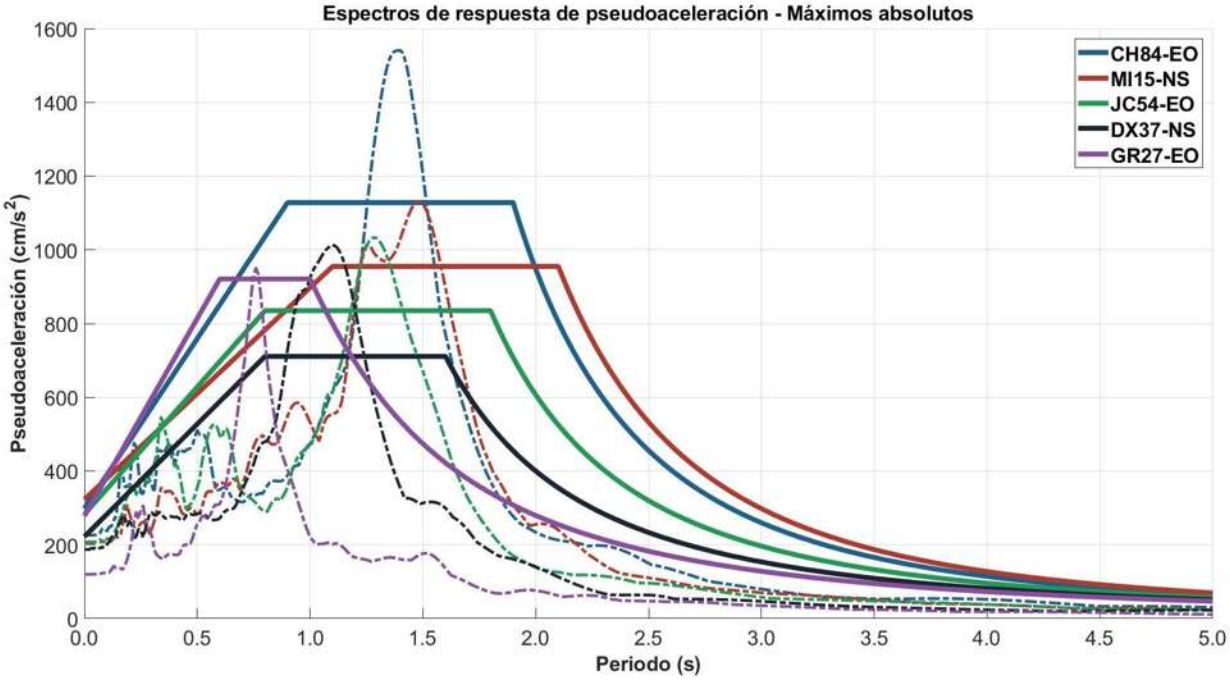
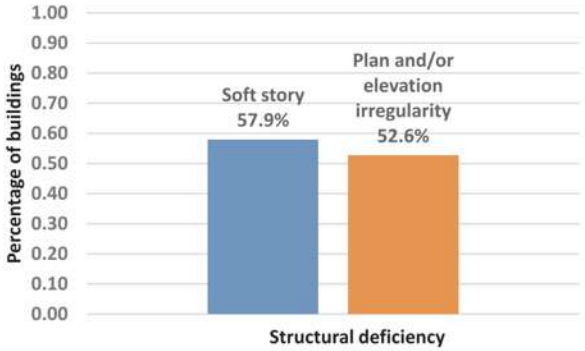


Figura 3-37: Espectros de respuesta y de diseño elásticos de las primeras 5 estaciones ordenadas de manera descendente por valor absoluto

Los resultados de los espectros de respuesta se vuelven más útiles cuando se enfocan en un periodo o intervalo de periodos de interés, pues no generan una buena correspondencia si se comparan sus valores pico de manera uniforme, ya que cada registro de aceleración está ubicado en diferentes zonas (tipo de suelo), tienen diferentes contenidos de frecuencias, intensidad sísmica, etc. Por lo anterior, no necesariamente para cierto periodo de interés todos los registros son de igual relevancia. Jara, et al. (2020) presentan un artículo relacionado a daños y colapsos de edificios con planta baja flexible para este temblor en particular, se estudia una familia de tres edificios característicos con planta baja flexible identificados en el recuento de daños, estos edificios son de cuatro, seis y ocho niveles respectivamente. Esta familia de edificios representa el 57.90% del número total de edificios colapsados (figura 3-38).

Para los edificios de cuatro niveles, se estima que su periodo natural de vibración no amortiguado es de 0.68s, los de seis niveles de 0.80s y los de ocho niveles de 0.93s. Dados estos periodos, se construyen los mapas de igual pseudo-aceleración asociada al periodo de interés, presentándose el valor absoluto (entre la componente norte-sur y este-oeste), la combinación por la raíz de la suma de los cuadrados (SRSS) y la media geométrica, estos gráficos se presentan de la figura 3-39 a la figura 3-47. Con estos mapas se pretende identificar mejor la distribución

de pseudo-aceleraciones asociadas a los periodos de interés de las estructuras colapsadas o dañadas severamente con la irregularidad estructural de planta baja flexible.



Fundamental periods of the building models.

Number of stories	Fundamental periods (s)						
	Mrf	Brc	Chv	Hys	HyBr	Vd1	Vd2
Four	0.68	0.35	0.35	0.49	0.41	0.50	0.59
Six	0.80	0.51	0.51	0.59	0.54	0.59	0.73
Eight	0.93	0.75	0.75	0.80	0.77	0.79	0.89

a) b)

Figura 3-38: Estadísticas de los colapsos y periodo fundamental de los edificios de planta baja flexible para el temblor del 19 de septiembre de 2017. a) Clasificación por deficiencia estructural, b) Periodo fundamental de vibración de los edificios característicos (Jara, et al., 2020)

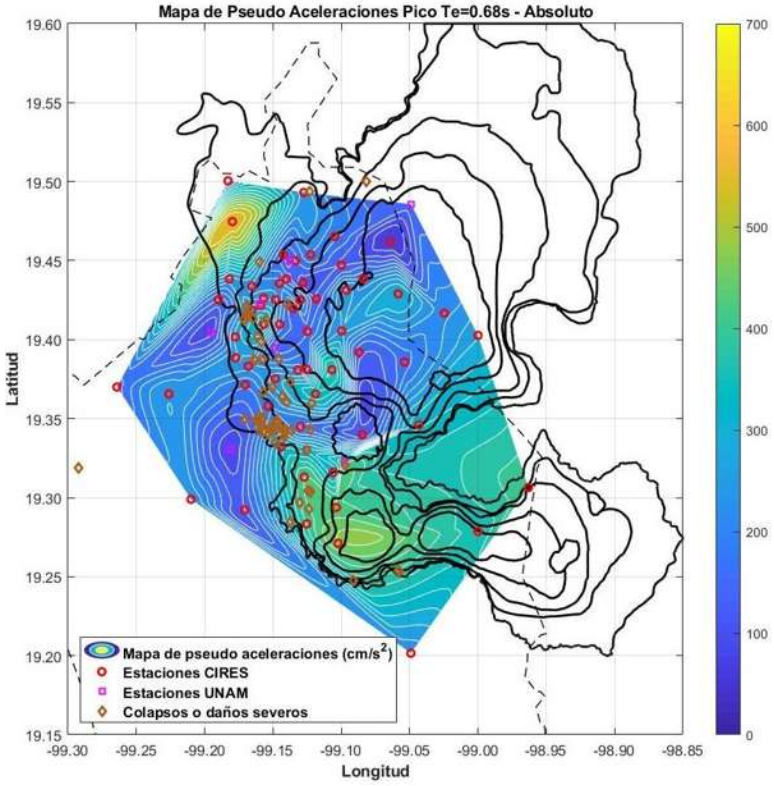


Figura 3-39: Curvas de igual pseudo-aceleración pico absoluta - Te=0.68s

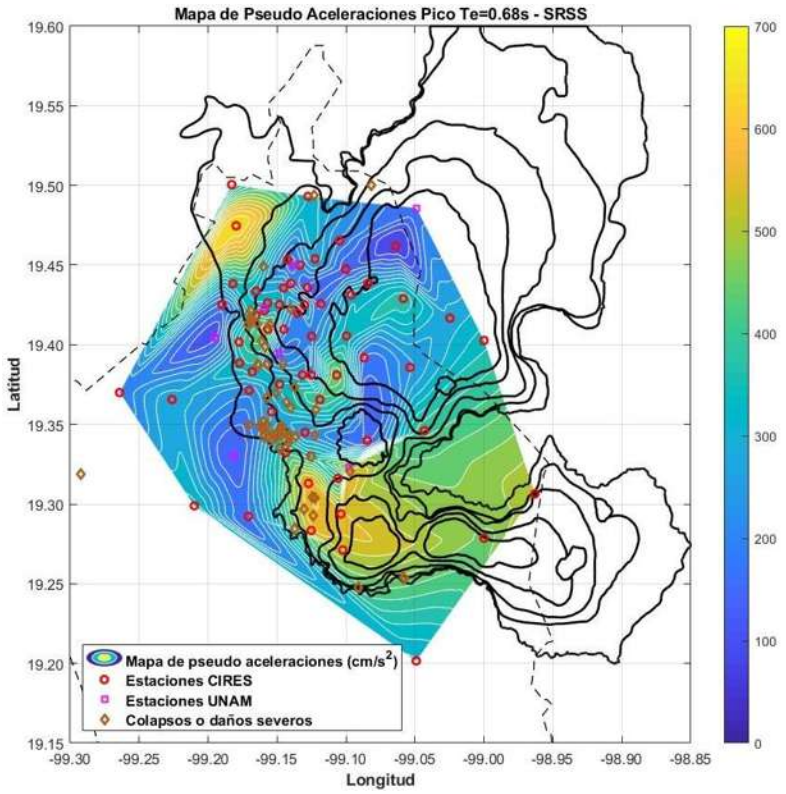


Figura 3-40: Curvas de igual pseudo-aceleración pico combinada "SRSS" - Te=0.68s

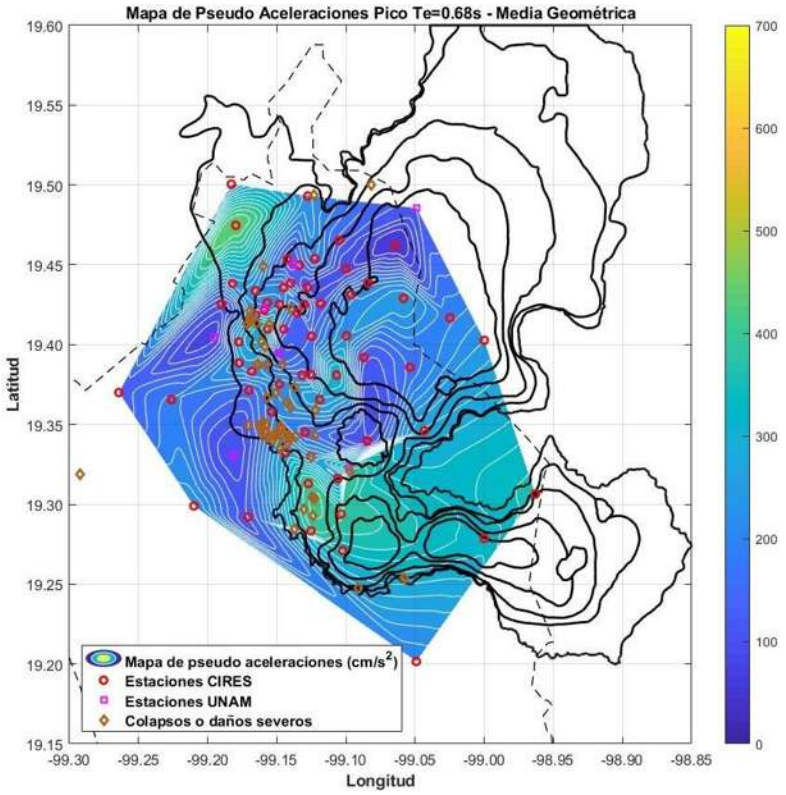


Figura 3-41: Curvas de igual pseudo-aceleración pico por media geométrica - Te=0.68s

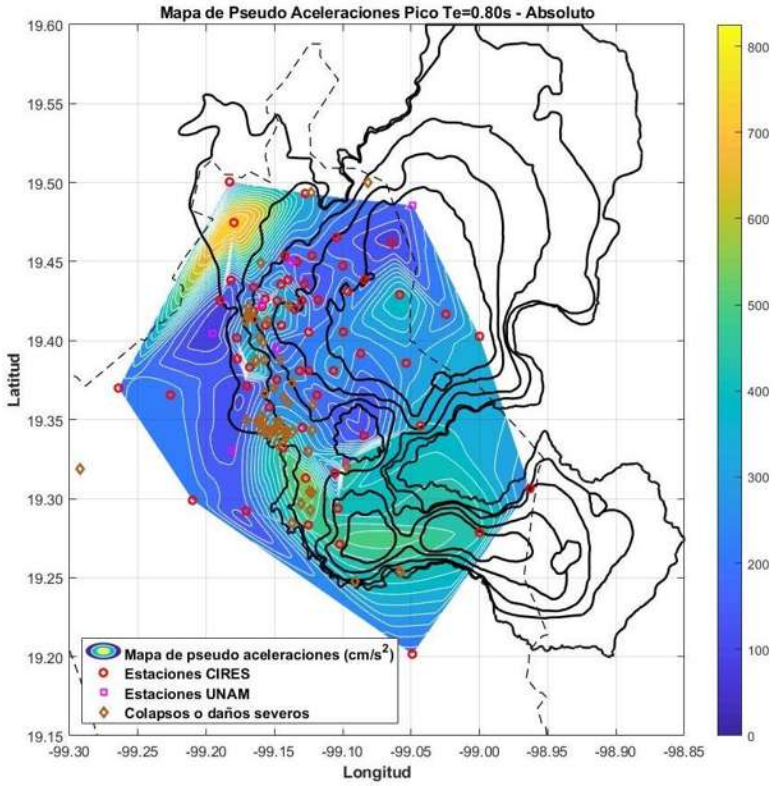


Figura 3-42: Curvas de igual pseudo-aceleración pico absoluta - Te=0.80s

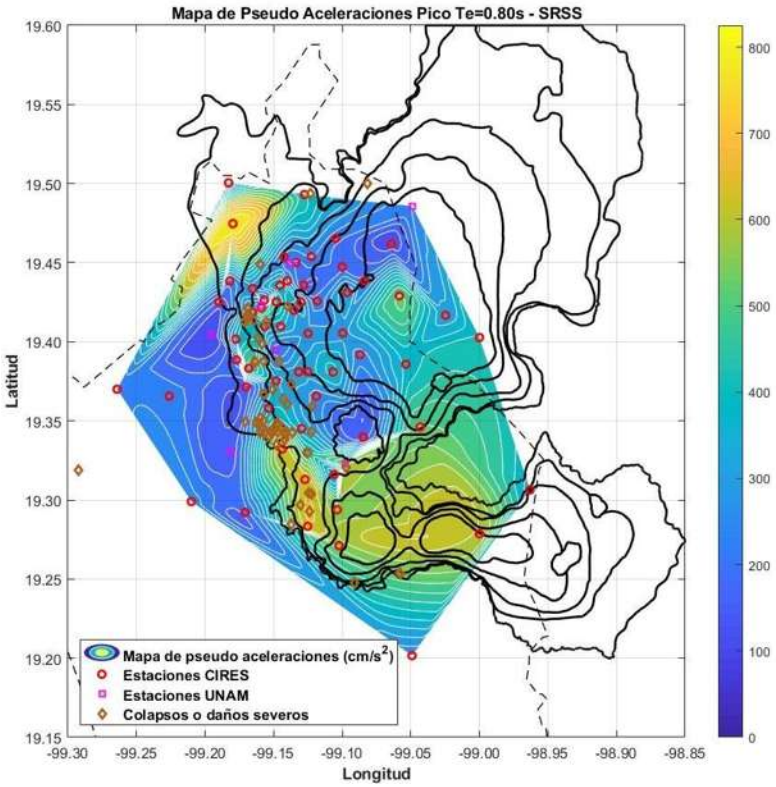


Figura 3-43: Curvas de igual pseudo-aceleración pico combinada "SRSS" - Te=0.80s

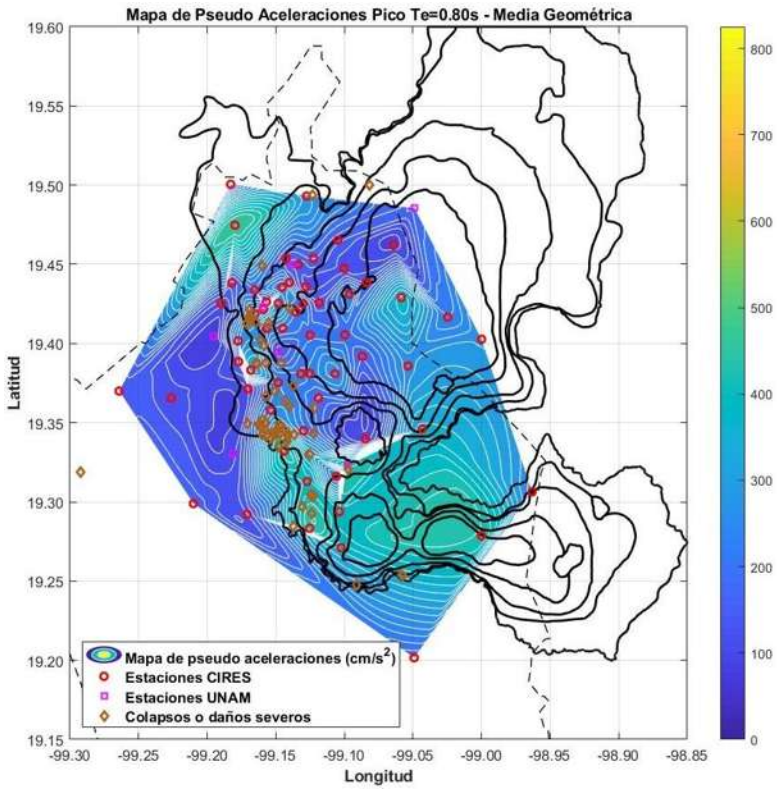


Figura 3-44: Curvas de igual pseudo-aceleración pico por media geométrica - Te=0.80s

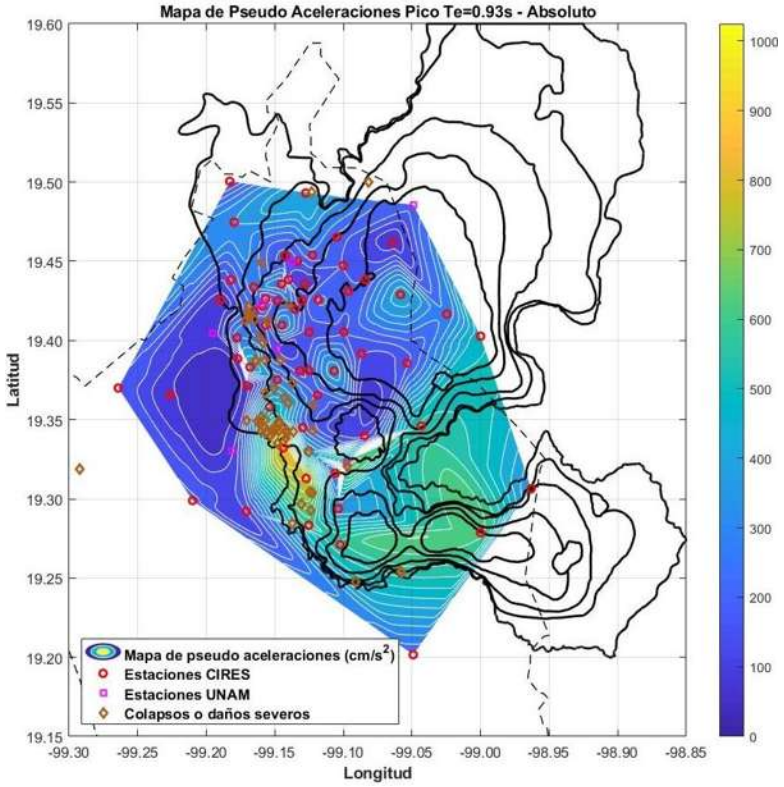


Figura 3-45: Curvas de igual pseudo-aceleración pico absoluta - Te=0.93s

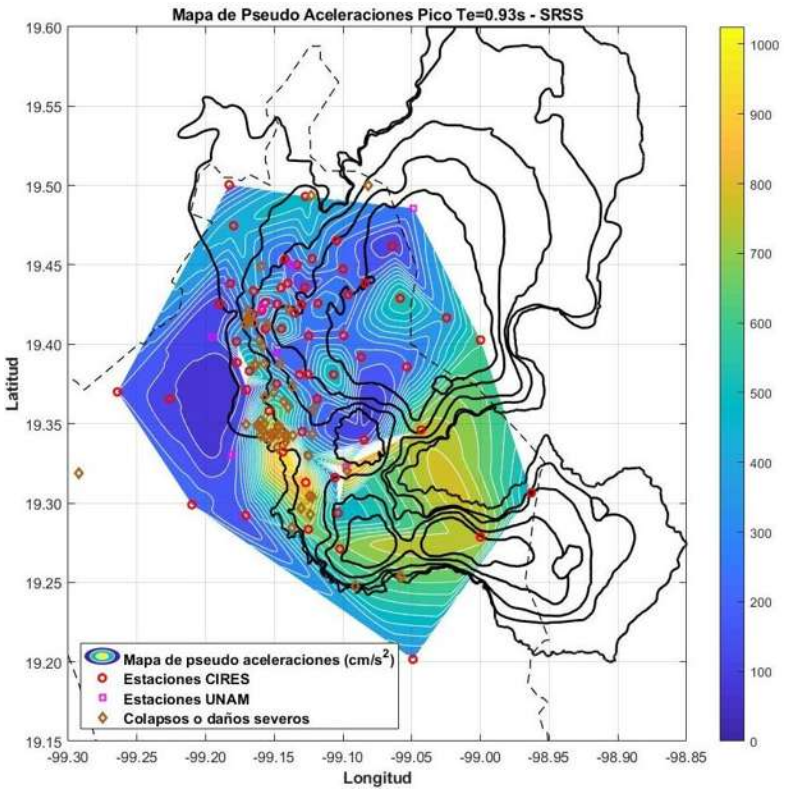


Figura 3-46: Curvas de igual pseudo-aceleración pico combinada "SRSS" - Te=0.93s

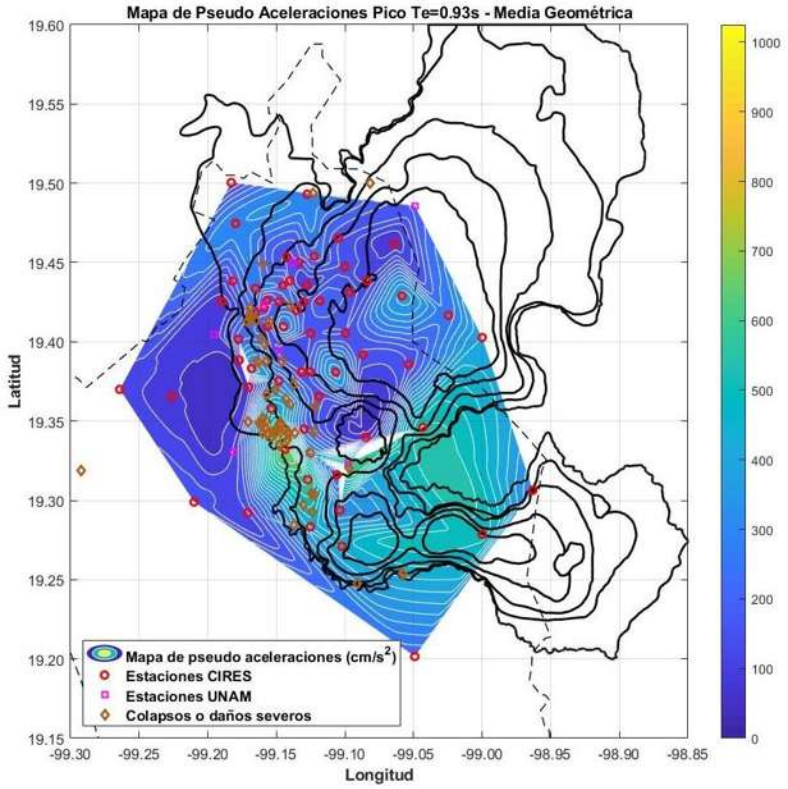


Figura 3-47: Curvas de igual pseudo-aceleración pico por media geométrica - Te=0.93s

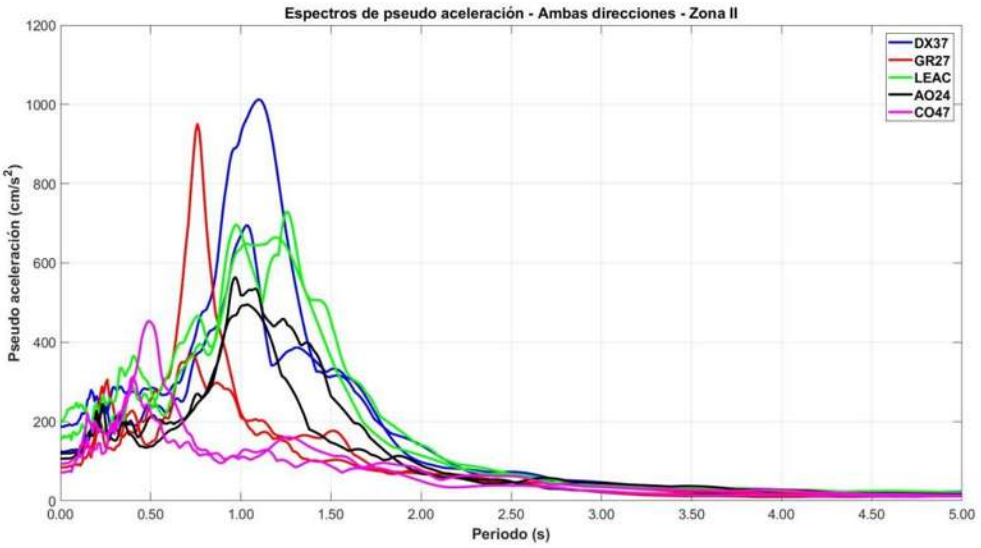
De las figuras anteriores se observa que, para los tres periodos de interés, los máximos valores de pseudo-aceleración se presentan en la parte sur y sureste de la región instrumentada, donde además se concentran las zonas II, IIIa y IIIb. Muchos de los edificios colapsados o severamente dañados muestran correlación entre la ubicación de las máximas demandas espectrales y la localización de los inmuebles, sobre todo en la parte suroeste de la zona instrumentada.

Dado lo anterior y con lo observado en las figuras anteriores, toma más relevancia presentar una tabla ordenada descendentemente con las mayores pseudo-aceleraciones absolutas y la zona donde se encuentra la estación (tabla 3-4). Así mismo, la tabla presenta, la relación entre la pseudo-aceleración pico y la aceleración horizontal máxima del suelo, con el propósito de obtener el factor de amplificación entre el movimiento del suelo y la respuesta elástica del oscilador.

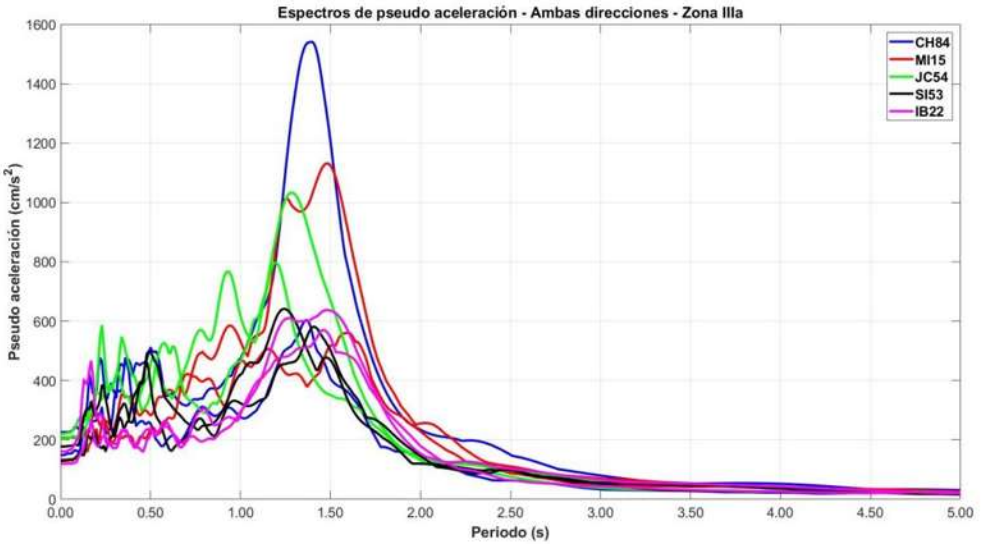
Tabla con las cinco estaciones de mayor pseudo-aceleración agrupadas por su zona geotécnica								
Clave de estación	Norte-sur				Este-oeste			Zona geotécnica
	PGA (cm/s2)	PSa (cm/s2)	PSa/PGA		PGA (cm/s2)	PSa (cm/s2)	PSa/PGA	
'DX37'	187.73	1012.35	5.39		123.94	694.46	5.60	Zona II
'GR27'	84.67	372.36	4.40		119.63	950.45	7.94	Zona II
'LEAC'	194.82	729.53	3.74		156.37	664.40	4.25	Zona II
'AO24'	106.39	495.15	4.65		119.65	564.68	4.72	Zona II
'CO47'	71.96	307.02	4.27		93.96	454.23	4.83	Zona II
'CH84'	148.96	603.44	4.05		225.60	1541.01	6.83	Zona IIIa
'MI15'	207.19	1131.82	5.46		133.43	561.39	4.21	Zona IIIa
'JC54'	220.27	796.76	3.62		204.11	1033.11	5.06	Zona IIIa
'SI53'	129.03	581.67	4.51		177.57	641.47	3.61	Zona IIIa
'IB22'	119.01	570.17	4.79		160.88	637.88	3.96	Zona IIIa
'SCT2'	90.33	371.48	4.11		91.68	582.24	6.35	Zona IIIb
'CJ03'	111.99	461.66	4.12		98.03	563.01	5.74	Zona IIIb
'CJ04'	123.93	454.95	3.67		97.06	557.29	5.74	Zona IIIb
'CI05'	113.32	477.18	4.21		114.24	466.27	4.08	Zona IIIb
'CO56'	109.76	444.00	4.05		113.99	330.80	2.90	Zona IIIb

Tabla 3-4: Primeras cinco estaciones de registro de aceleración clasificadas por su zona geotécnica y ordenadas de manera descendente por su pseudo-aceleración pico.

a)



b)



c)

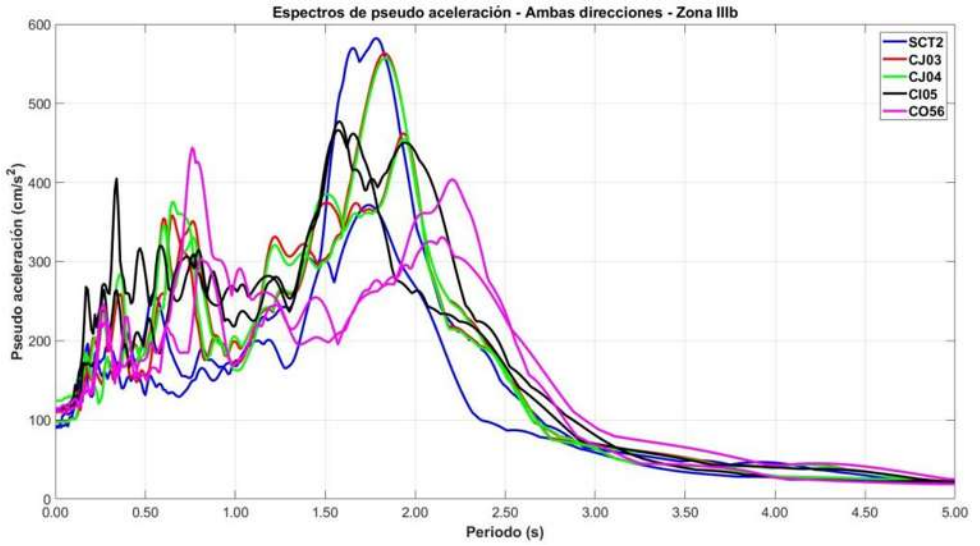
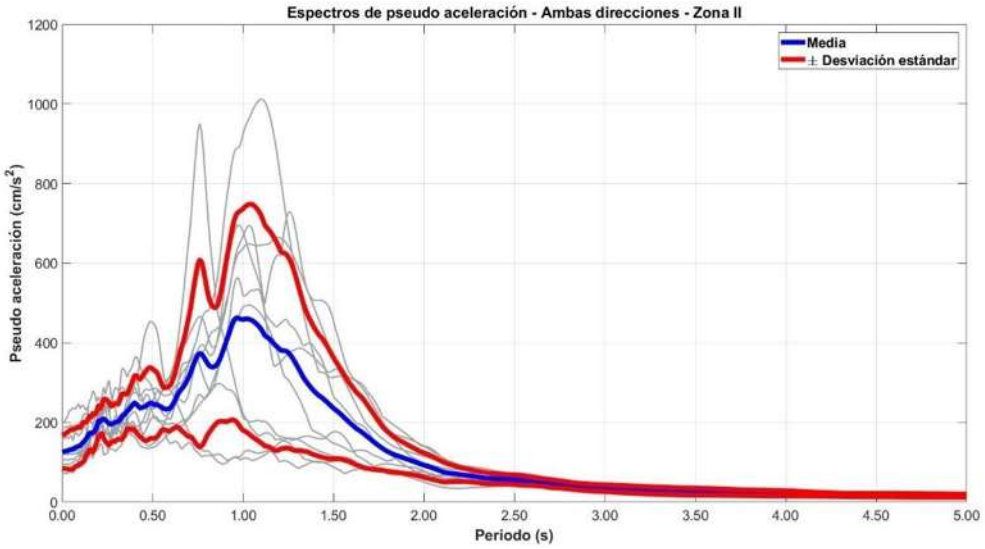


Figura 3-48: Espectros de respuesta elásticos de las primeras cinco estaciones ordenadas de manera descendente, a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb

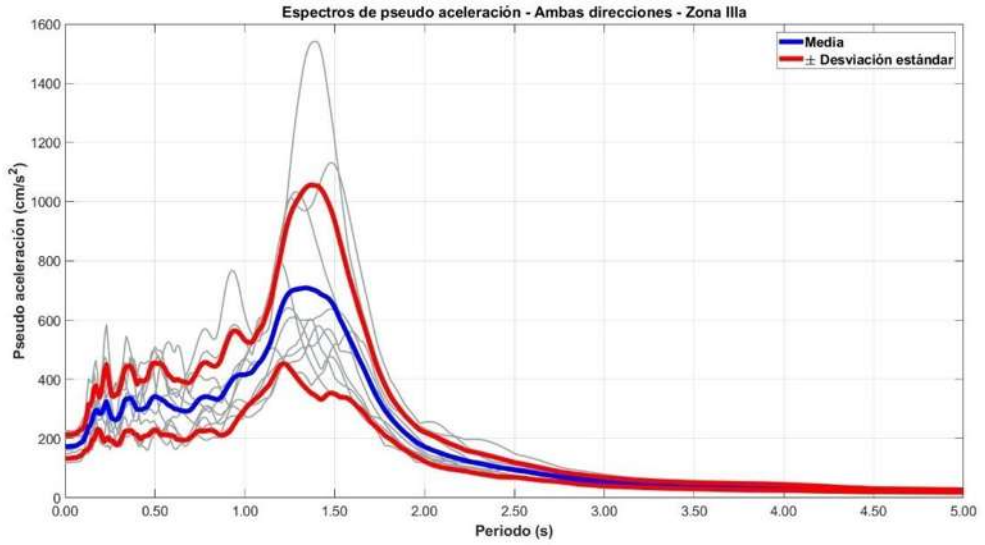
La mayor amplificación en la zona II se presentó en la estación DX37-EO con un valor de 5.60 veces. Para la zona IIIa el mayor valor de amplificación corresponde a 6.83 veces y fue capturado para la estación CH84-EO, mientras que para la zona IIIb, la estación SCT2-EO muestra una amplificación de 6.35 veces.

Para complementar los mapas y la tabla 3-4, la figura 3-48 muestra los espectros de respuesta de pseudo-aceleración para la zona II, IIIa y IIIb de las primeras cinco estaciones con mayor amplitud, en este caso con ambas componentes ortogonales, ordenadas de manera descendente por su orientación absoluta. La figura 3-49 presenta los espectros promedio (media o percentil 50) para el grupo de espectros considerados y los espectros +/- una desviación estándar.

a)



b)



c)

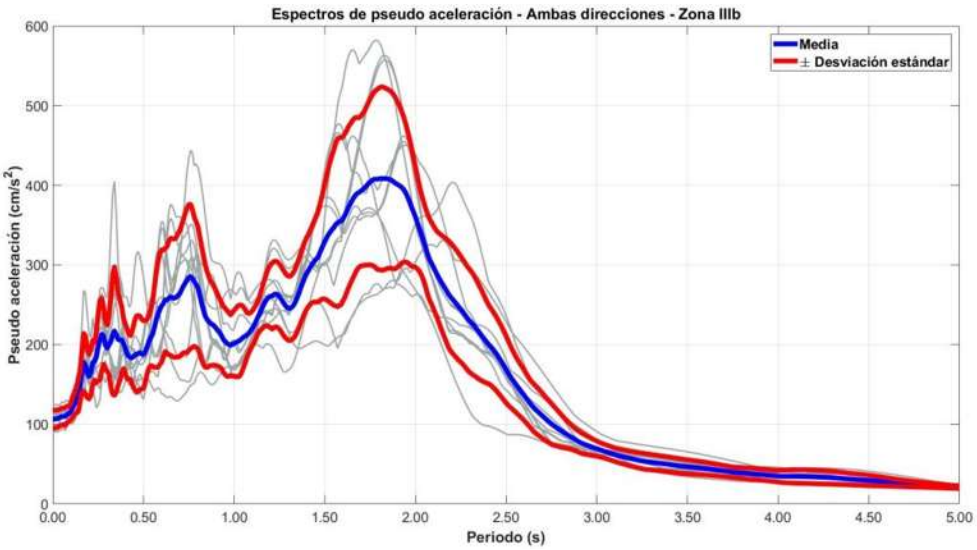


Figura 3-49: Espectro de respuesta esperado (media aritmética) y espectros más y menos una desviación estándar de las primeras cinco estaciones, a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb

3.4.3 Análisis de los espectros de respuesta inelásticos

Las fallas en las estructuras generalmente se clasifican como dúctiles o frágiles, por ejemplo, una falla a cortante es frágil, mientras que una falla por flexión puede alcanzar una falla de tipo dúctil. Cuando un edificio es diseñado reglamentariamente y presenta daños severos o incluso el colapso por acciones sísmicas, la falla de sus componentes en menor o mayor medida tiene un comportamiento dúctil, por lo que se puede considerar que antes del colapso o daño severo, la estructura incursionó, en cierto grado, al intervalo inelástico. Por tal motivo, es conveniente determinar las demandas espectrales de pseudo-aceleración como función de la ductilidad desarrollada. Como se describió con anterioridad, las pseudo-aceleraciones de mayor interés son las que corresponden al intervalo de periodos del grupo de estructuras analizadas con planta baja flexible. Para representar lo anterior, las figuras 3-50 a 3-76 ilustran los mapas de pseudo-aceleración de fluencia para los periodos de interés y con ductilidades objetivo de 1.50, 2.00 y 3.00. Las figuras presentan el valor absoluto (entre las dos componentes ortogonales), la raíz de la suma de los cuadrados (SRSS) y la media geométrica.

- **Mapas de pseudo-aceleración para Te=0.68s**

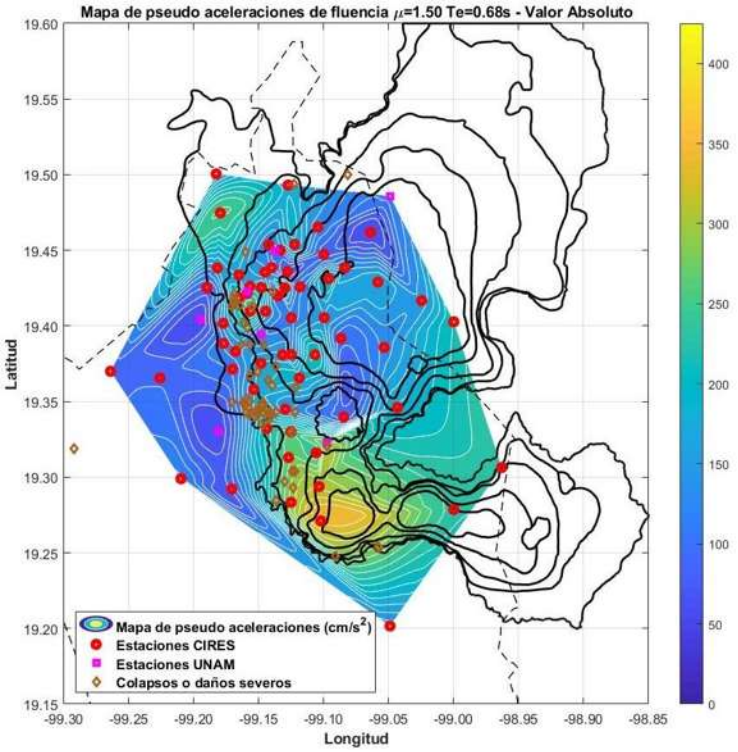


Figura 3-50: Mapa de pseudo-aceleración de fluencia absoluta - Te=0.68s (μ=1.50)

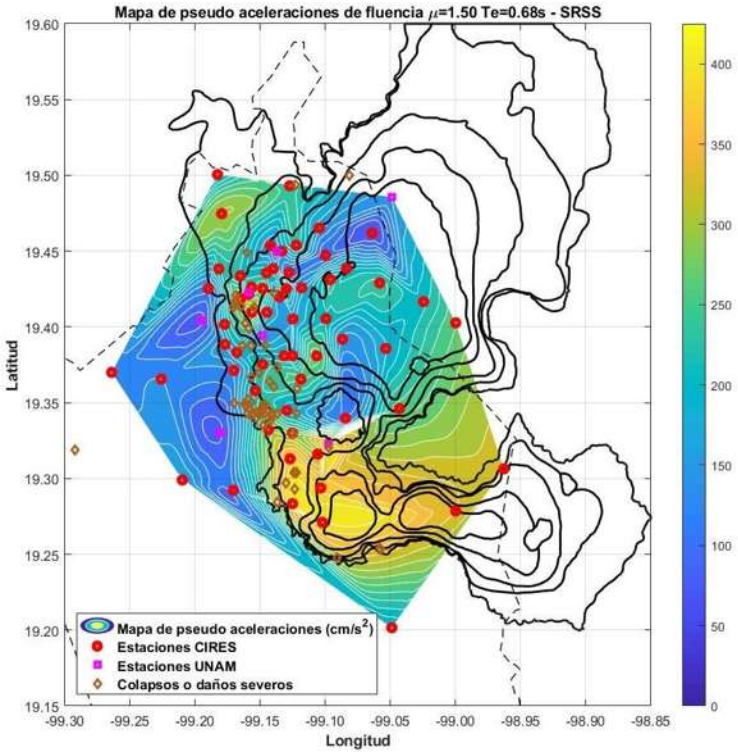


Figura 3-51: Mapa de pseudo-aceleración combinada "SRSS" - Te=0.68s (μ=1.50)

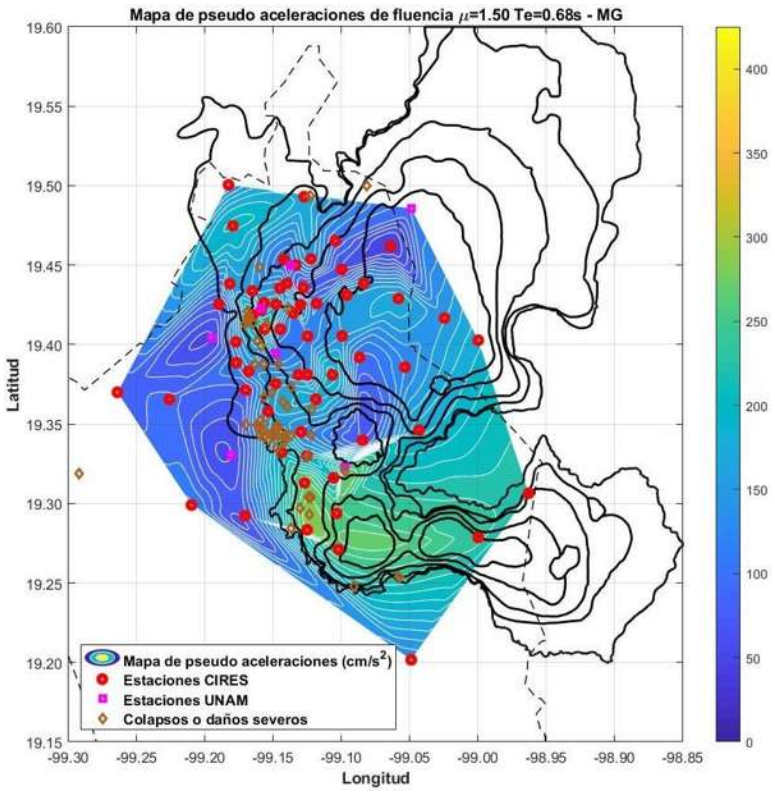


Figura 3-52: Mapa de pseudo-aceleración por media geométrica - Te=0.68s (μ=1.50)

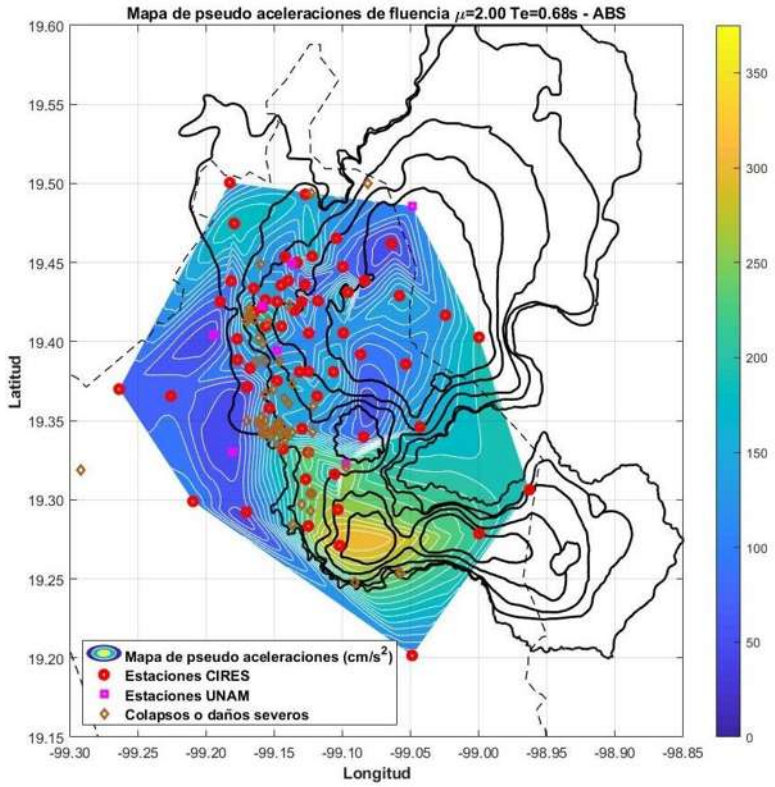


Figura 3-53: Mapa de pseudo-aceleración absoluta - Te=0.68s (μ=2.00)

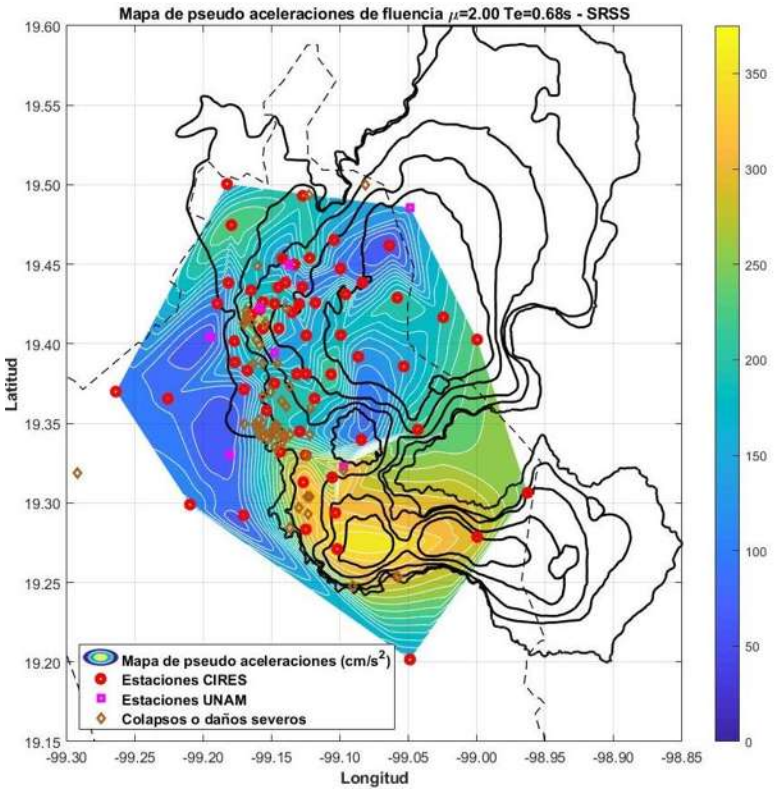


Figura 3-54: Mapa de pseudo-aceleración combinada "SRSS" - Te=0.68s (μ=2.00)

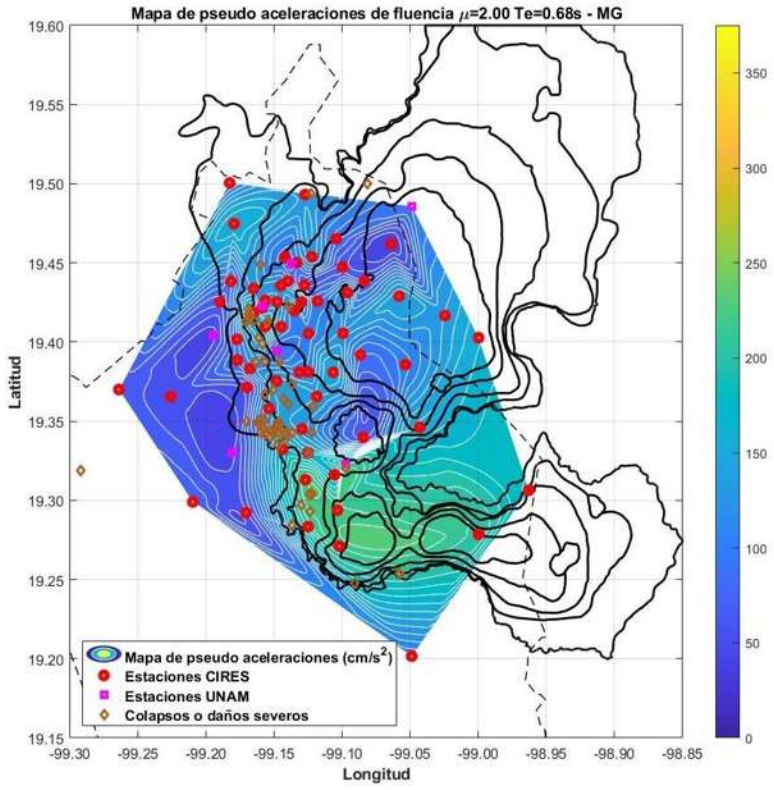


Figura 3-55: Mapa de pseudo-aceleración por media geométrica - Te=0.68s (μ=2.00)

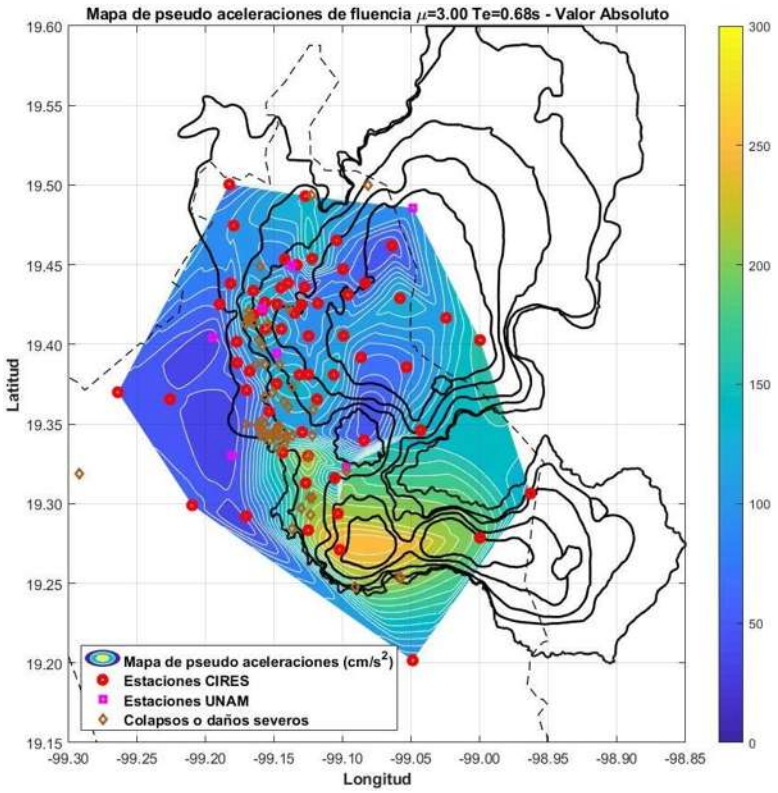


Figura 3-56: Mapa de pseudo-aceleración absoluta - Te=0.68s (μ=3.00)

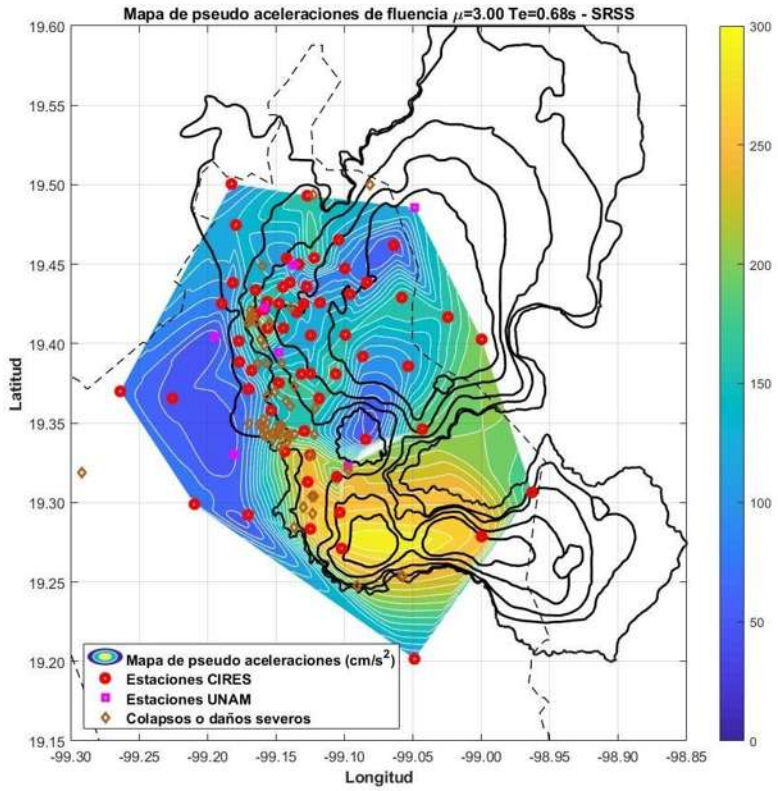


Figura 3-57: Mapa de pseudo-aceleración combinada "SRSS" - Te=0.68s (μ=3.00)

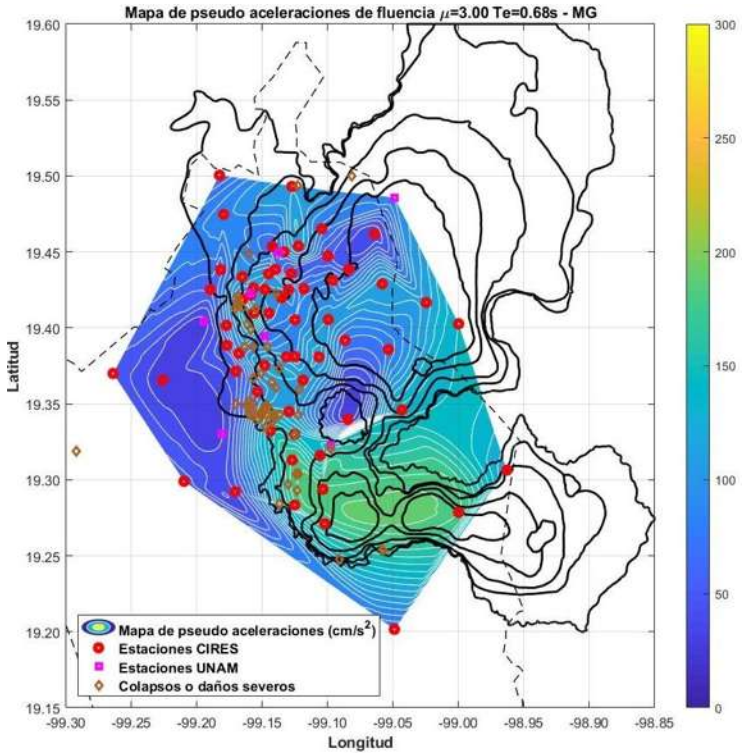


Figura 3-58: Mapa de pseudo-aceleración por media geométrica - Te=0.68s (μ=3.00)

- **Mapas de pseudo-aceleración para Te=0.80s**

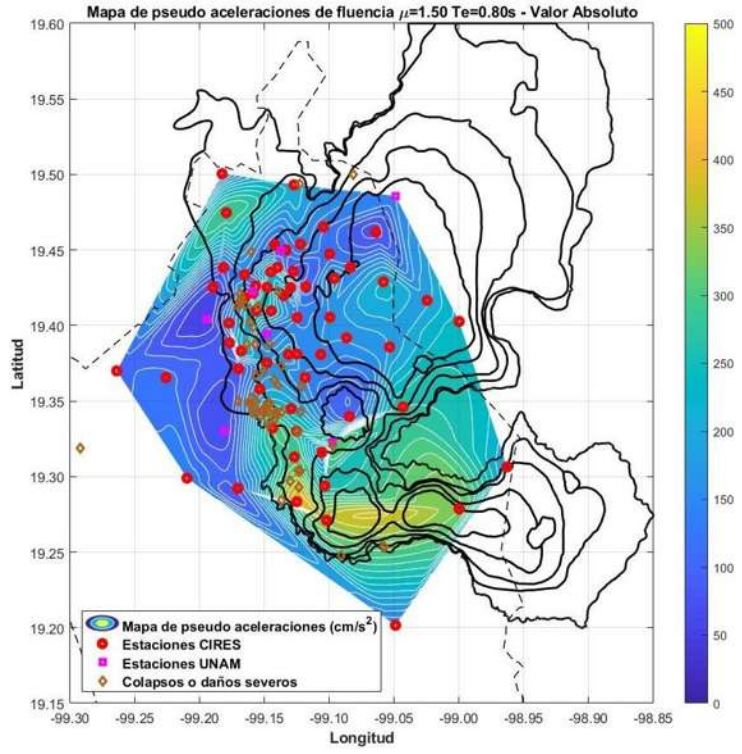


Figura 3-59: Mapa de pseudo-aceleración de fluencia absoluta - Te=0.80s (μ=1.50)

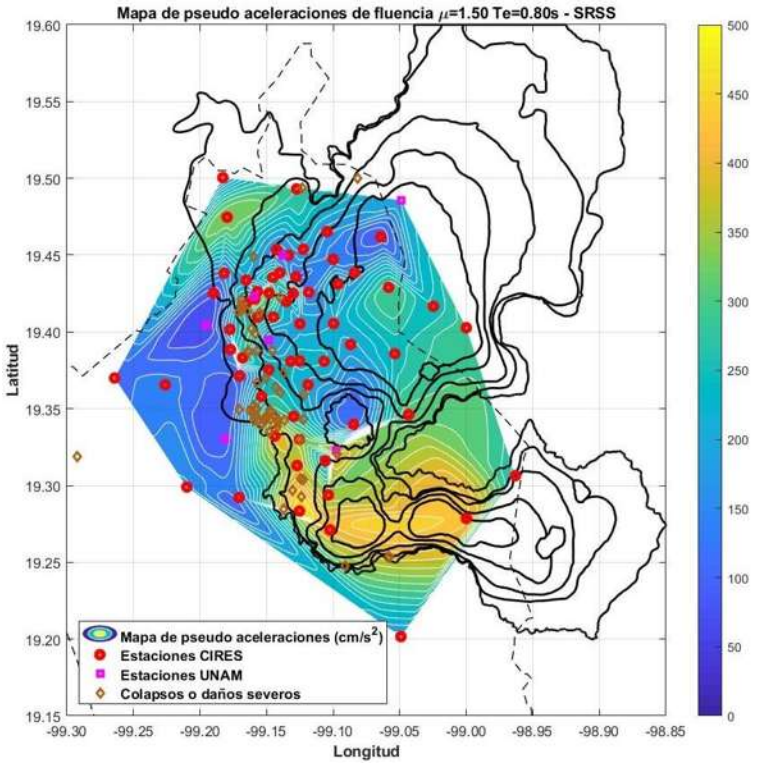


Figura 3-60: Mapa de pseudo-aceleración combinada "SRSS" - Te=0.80s (μ=1.50)

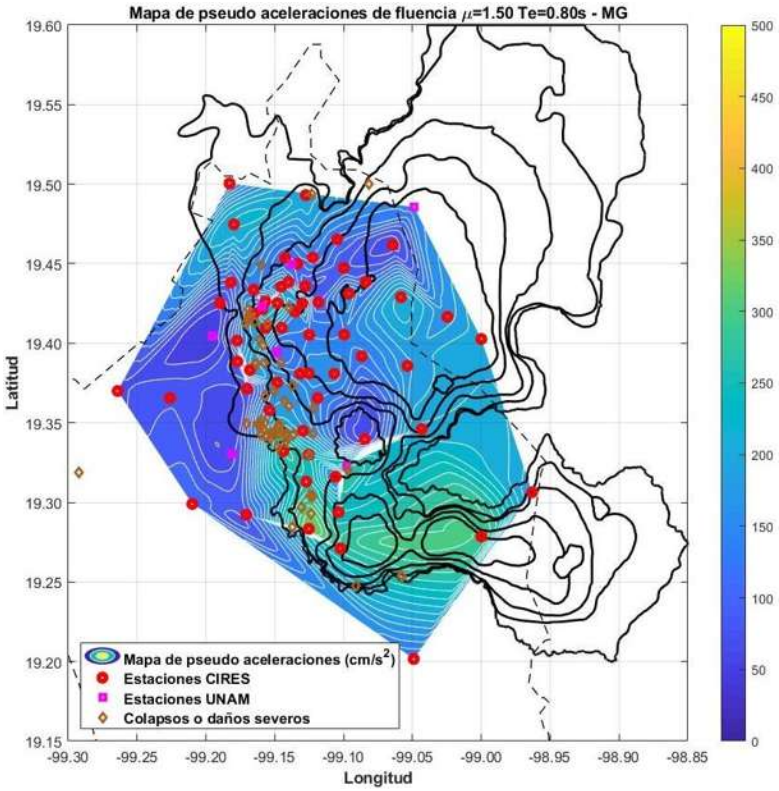


Figura 3-61: Mapa de pseudo-aceleración por media geométrica - Te=0.80s (μ=1.50)

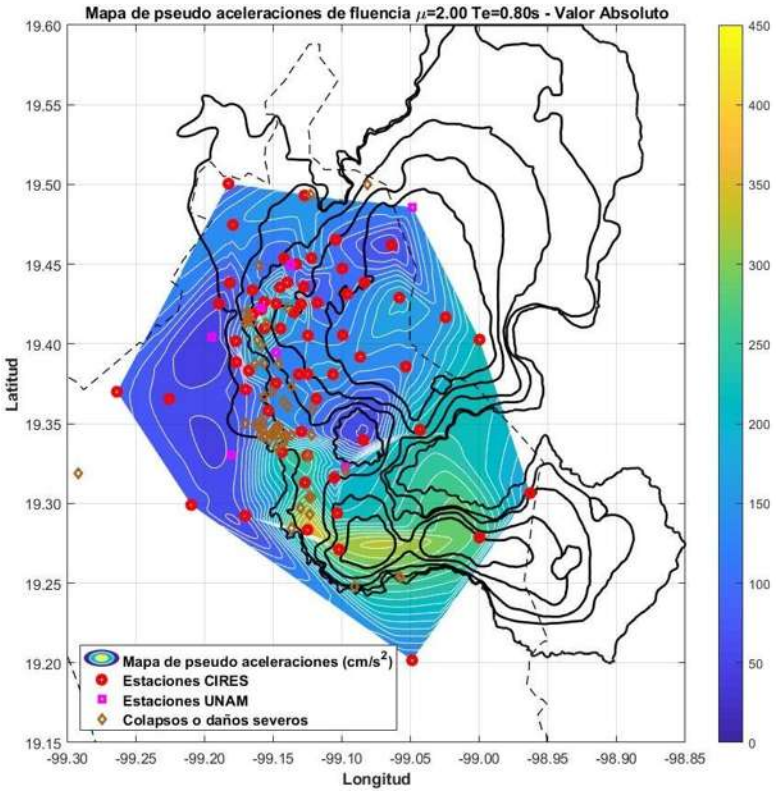


Figura 3-62: Mapa de pseudo-aceleración absoluta - Te=0.80s (μ=2.00)

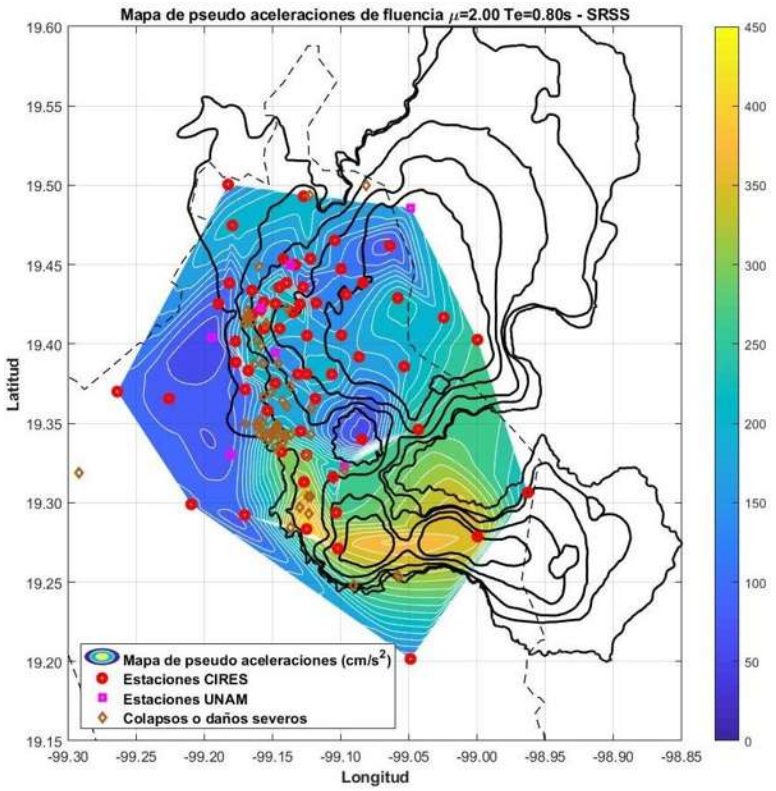


Figura 3-63: Mapa de pseudo-aceleración combinada "SRSS" - Te=0.80s (μ=2.00)

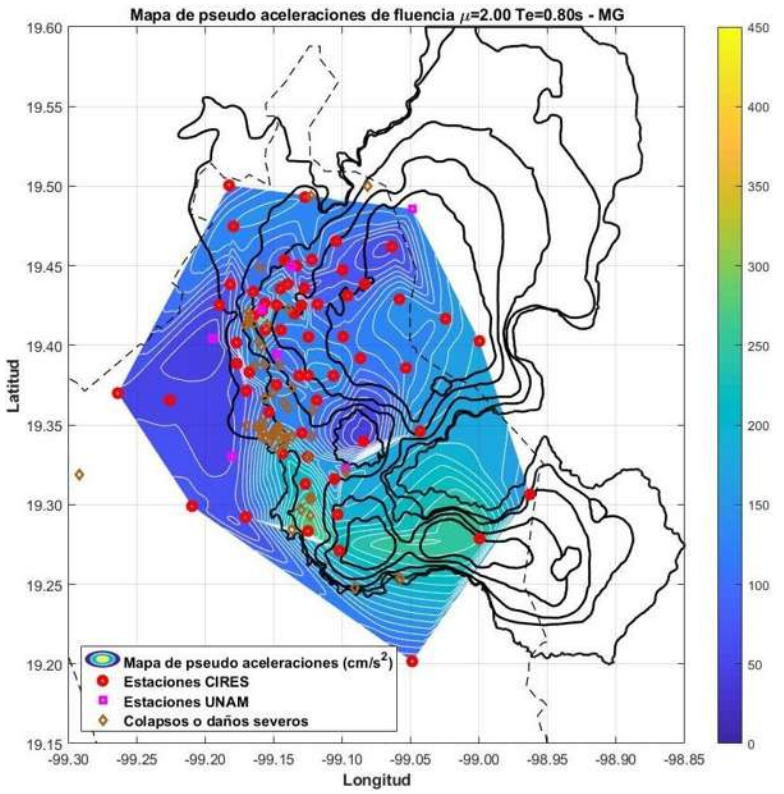


Figura 3-64: Mapa de pseudo-aceleración por media geométrica - Te=0.80s (μ=2.00)

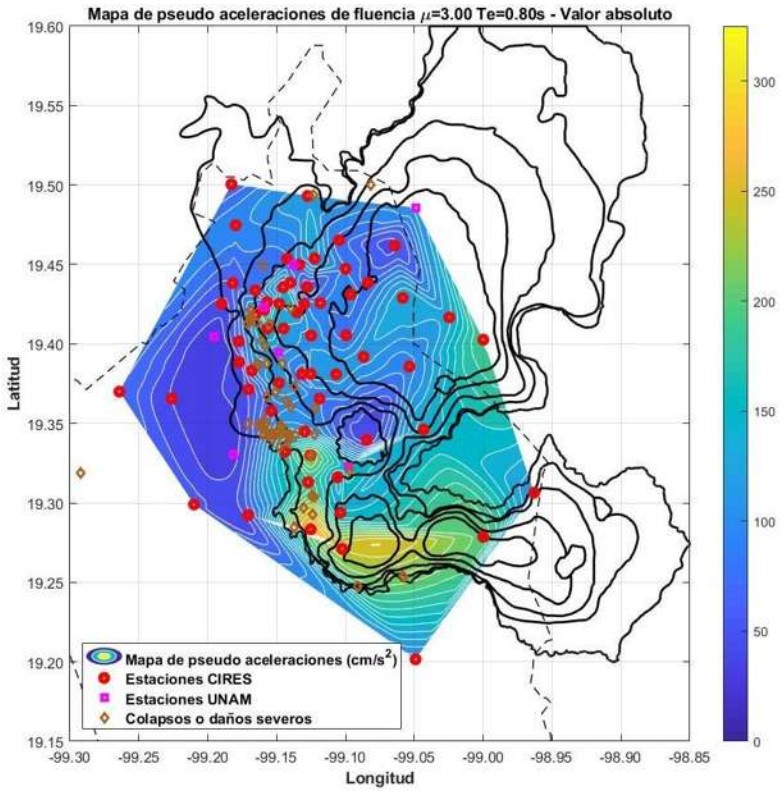


Figura 3-65: Mapa de pseudo-aceleración absoluta - Te=0.80s (μ=3.00)

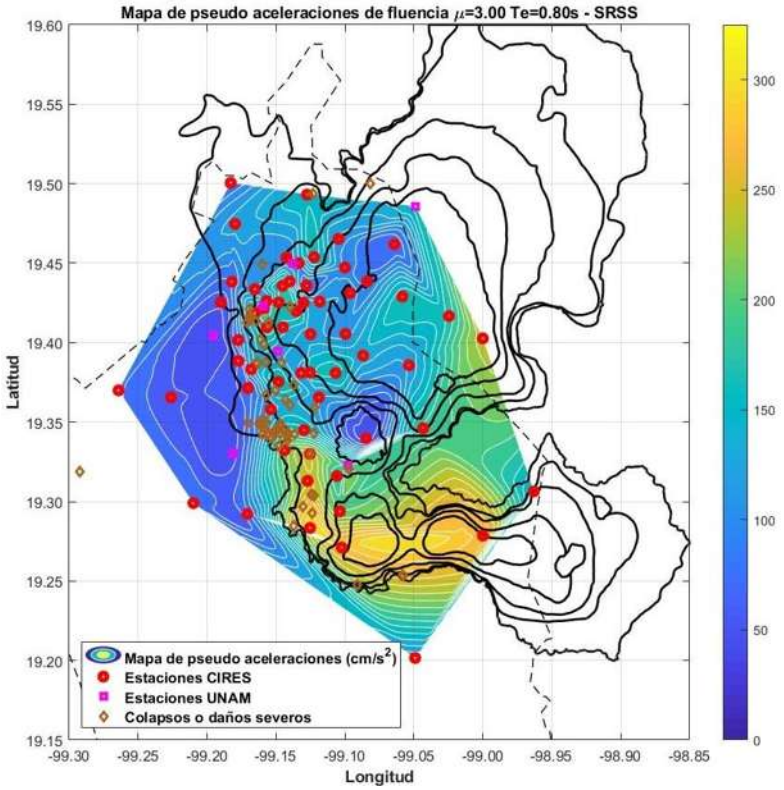


Figura 3-66: Mapa de pseudo-aceleración combinada "SRSS" - Te=0.80s (μ=3.00)

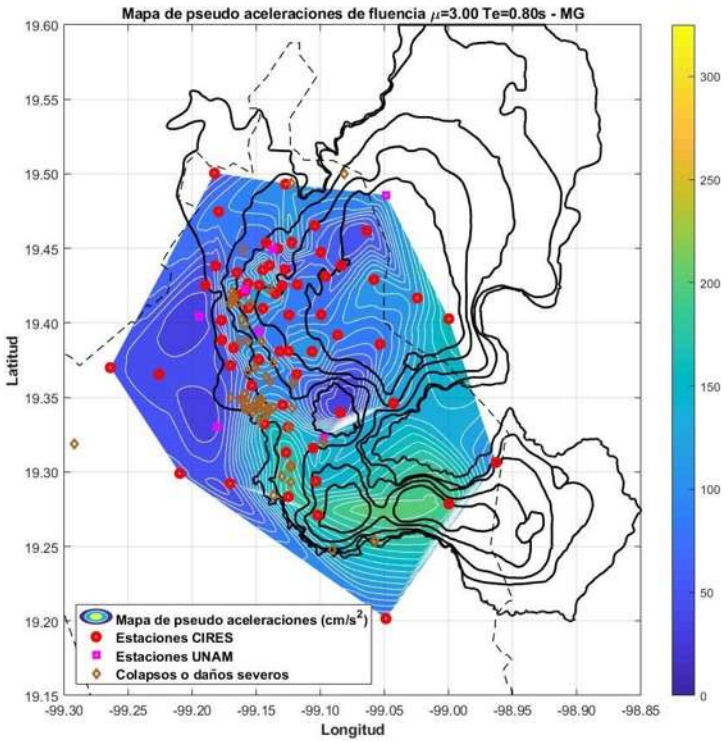


Figura 3-67: Mapa de pseudo-aceleración por media geométrica - Te=0.80s (μ=3.00)

- **Mapas de pseudo-aceleración para Te=0.93s**

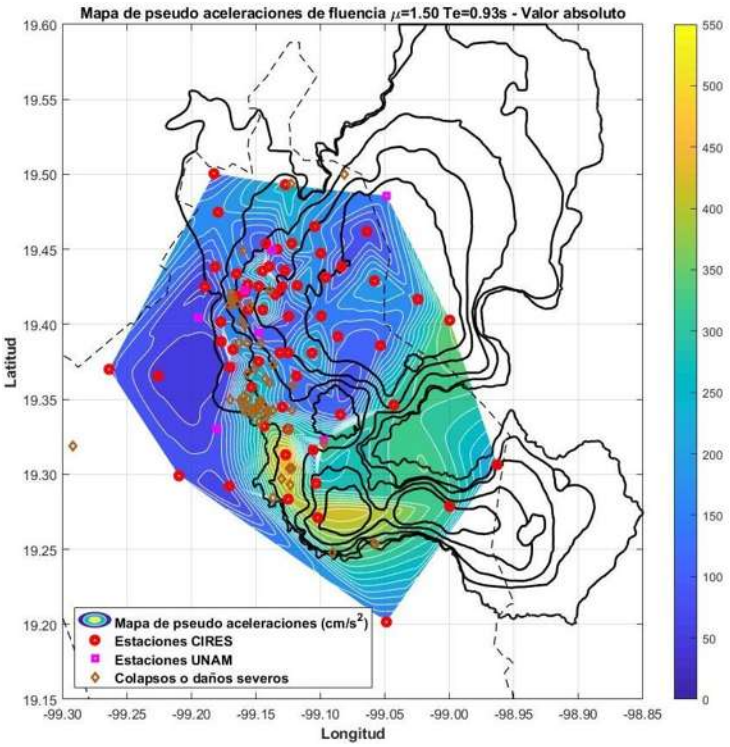


Figura 3-68: Mapa de pseudo-aceleración de fluencia absoluta - Te=0.93s (μ=1.50)

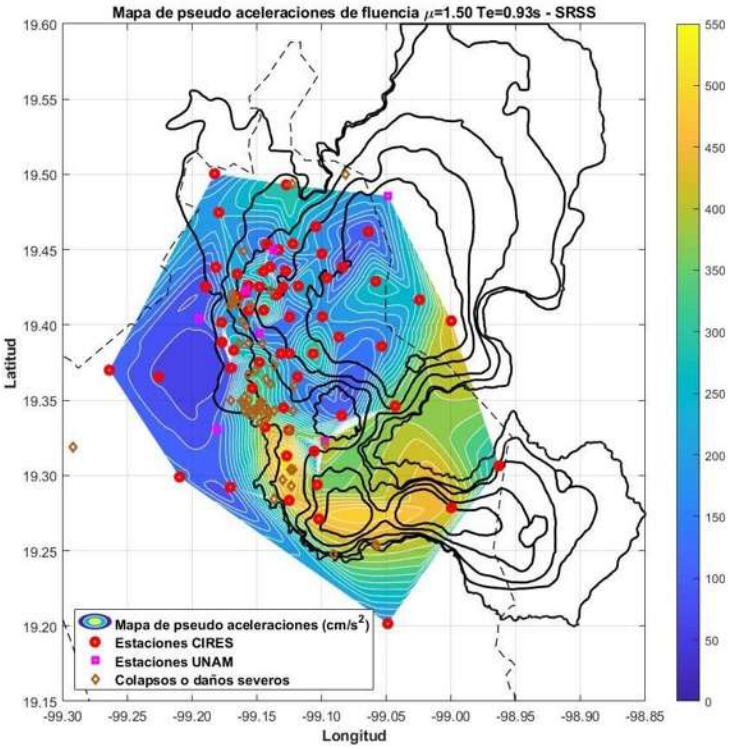


Figura 3-69: Mapa de pseudo-aceleración combinada "SRSS" - Te=0.93s (μ=1.50)

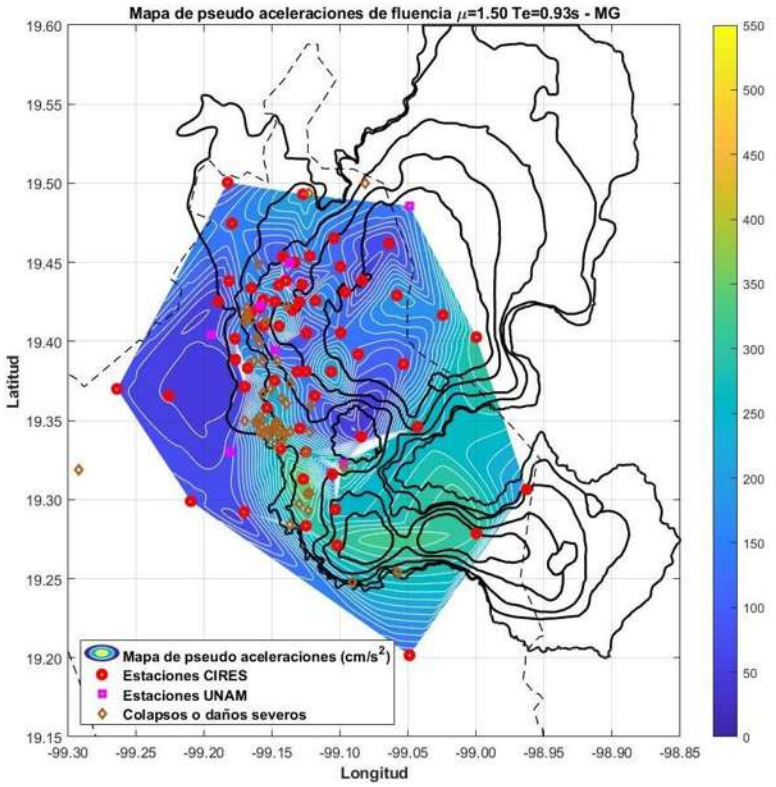


Figura 3-70: Mapa de pseudo-aceleración por media geométrica - Te=0.93s (μ=1.50)

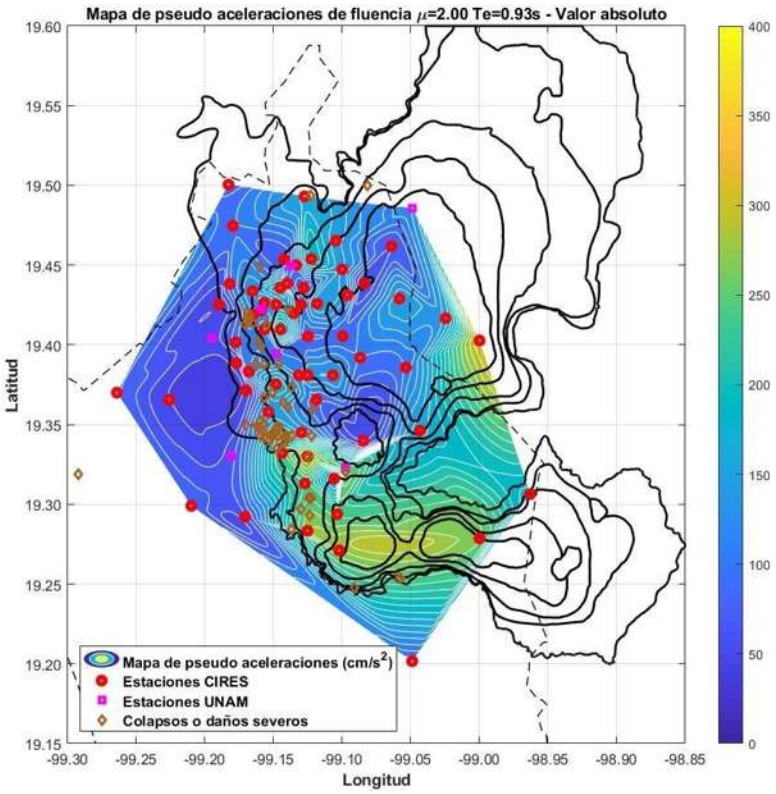


Figura 3-71: Mapa de pseudo-aceleración absoluta - Te=0.93s (μ=2.00)

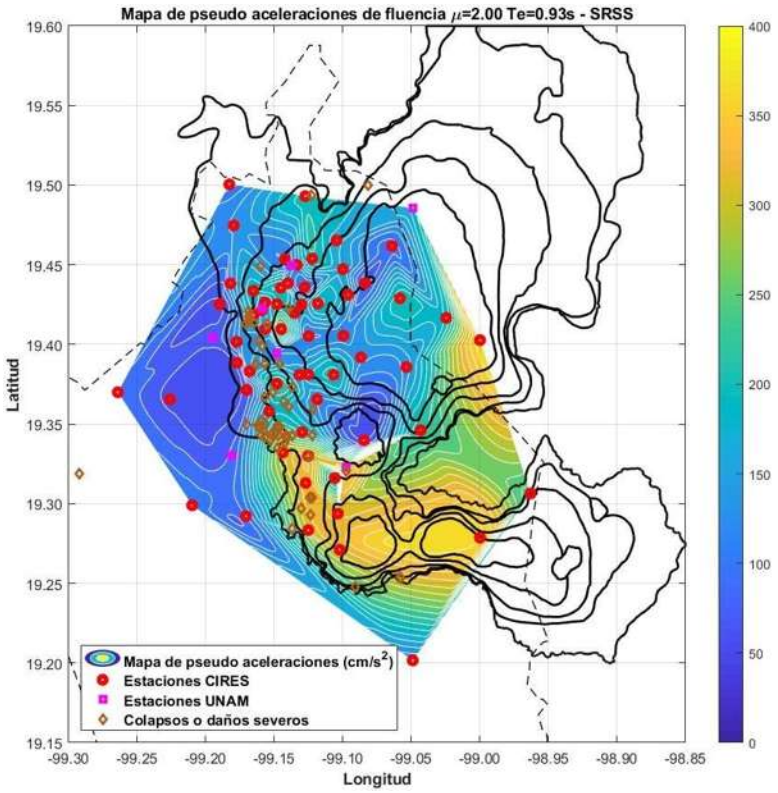


Figura 3-72: Mapa de pseudo-aceleración combinada "SRSS" - Te=0.93s (μ=2.00)

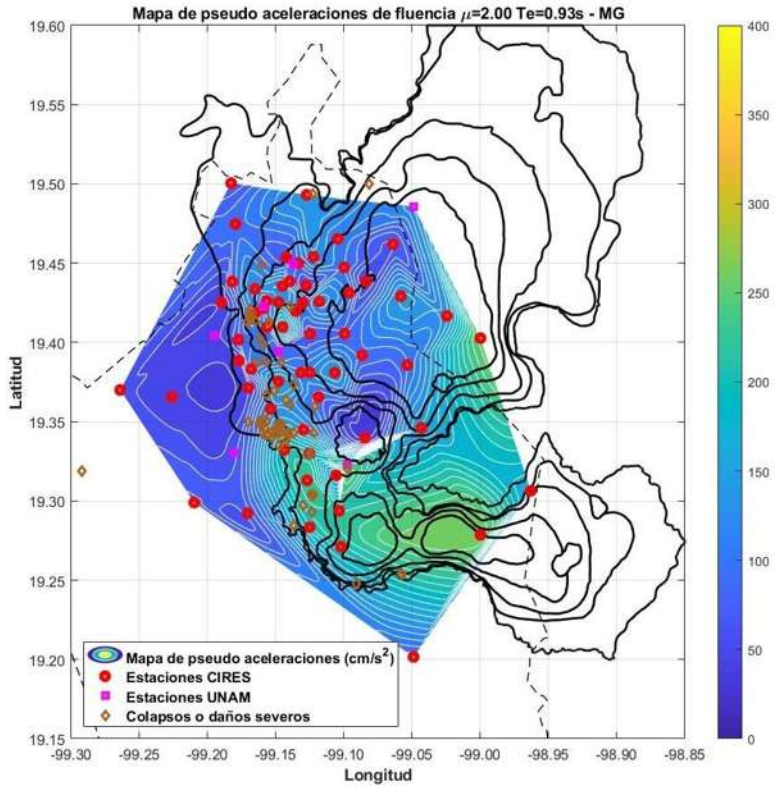


Figura 3-73: Mapa de pseudo-aceleración por media geométrica - Te=0.93s (μ=2.00)

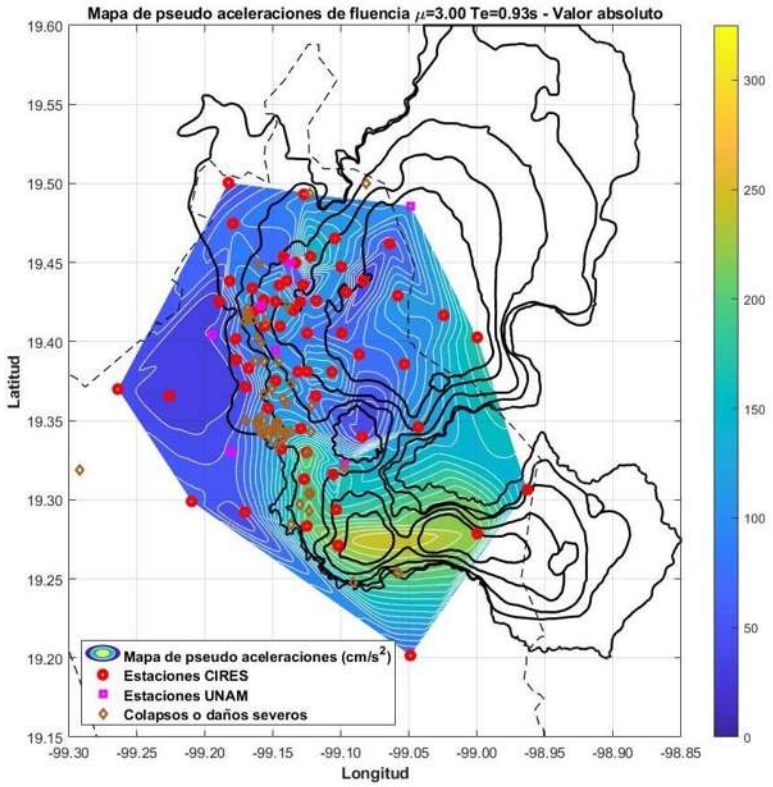


Figura 3-74: Mapa de pseudo-aceleración absoluta - Te=0.93s (μ=3.00)

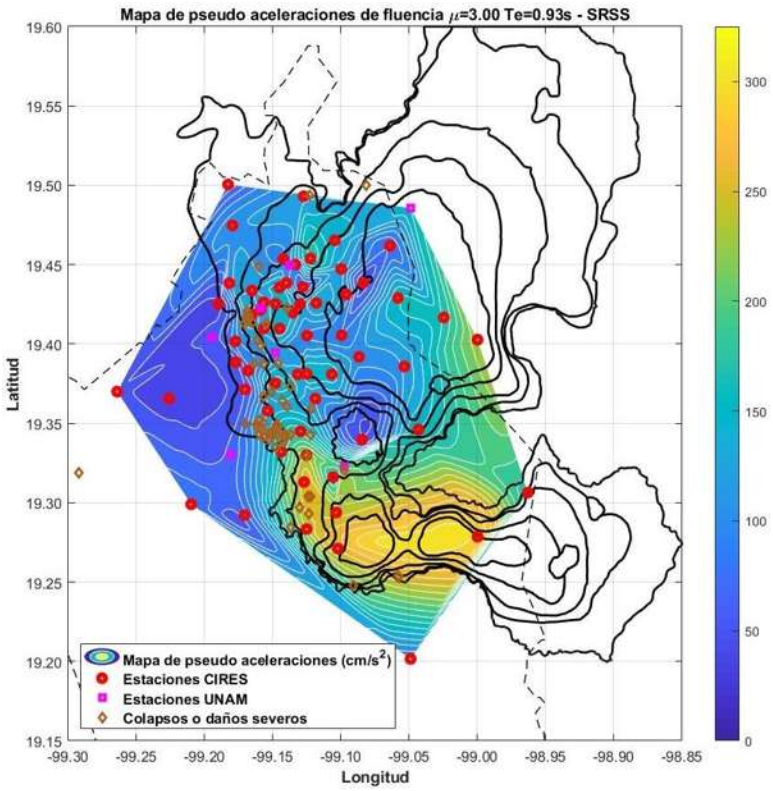


Figura 3-75: Mapa de pseudo-aceleración combinada "SRSS" - Te=0.93s (μ=3.00)

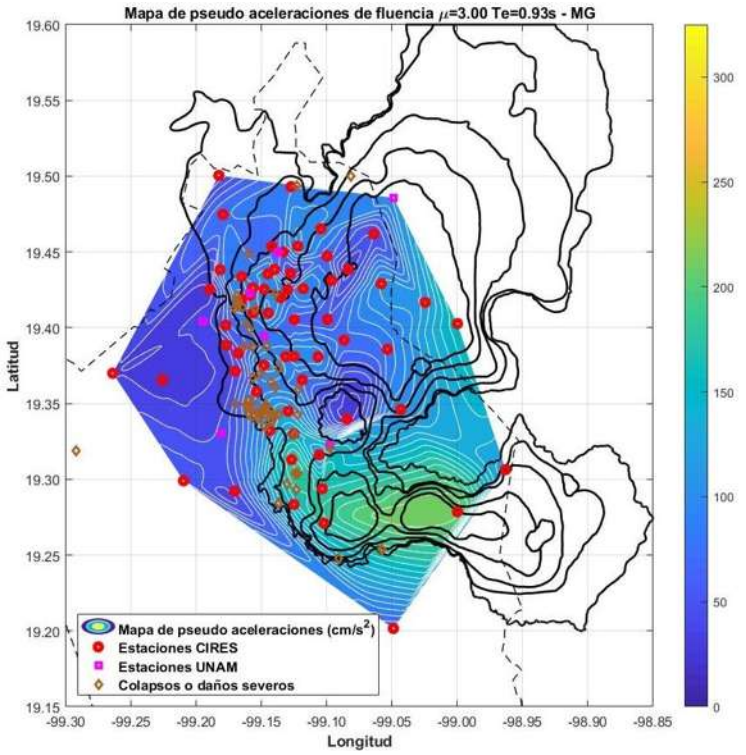


Figura 3-76: Mapa de pseudo-aceleración por media geométrica - Te=0.93s (μ=3.00)

Analizando los mapas anteriores se observa que las mayores pseudo-aceleraciones de fluencia se concentran en la parte sur y suroeste de la zona instrumentada, con algunos picos en la parte norte y noroeste para algunos mapas, en todos los casos estudiados. Predominan las mayores pseudo-aceleraciones en las zonas IIIa a IIId en la parte sur, mientras que la zona II para la parte suroeste predominan las mayores intensidades. Similarmente a los mapas de pseudo-aceleración elástica, existe una correlación en la zona II y IIIa entre las ubicaciones de las estructuras colapsadas y/o dañadas severamente y las máximas demandas de pseudo-aceleración de fluencia. Dada la ubicación de los colapsos y los daños severos, así como los periodos fundamentales asociados al grupo de estructuras en estudio, se propone de manera conveniente organizar los valores de la pseudo-aceleración de fluencia en las siguientes tablas, ordenándose de manera descendente por la pseudo-aceleración de fluencia, la zona geotécnica y el nivel de ductilidad objetivo. Complementado la información, las figuras 3-77 y 3-78 muestran los espectros de ductilidad uniforme igual a μ=1.50 para cada periodo estructural y por zona geotécnica. Tentativamente, se optó por graficar únicamente este espectro debido a que, generalmente, las estructuras de planta baja flexible se caracterizan por manifestar un bajo nivel de ductilidad global.

Periodo Te=0.68s - Primeras cinco estaciones por zona y ductilidad (Valor absoluto)						
Zona Geotécnica	μ=1.50		μ=2.00		μ=3.00	
	Estación	PSa-f_y (cm/s²)	Estación	PSa- f_y (cm/s²)	Estación	PSa- f_y (cm/s²)
Zona II	'LEAC'	287.54	'LEAC'	241.92	'LEAC'	174.22
Zona II	'GR27'	260.59	'DX37'	195.87	'DX37'	173.99
Zona II	'DX37'	221.38	'GR27'	184.66	'AO24'	105.67
Zona II	'AO24'	172.97	'AO24'	143.37	'GR27'	103.44
Zona II	'ME52'	158.26	'ES57'	129.64	'ES57'	93.29
Zona IIIa	'MI15'	291.49	'MI15'	241.24	'CH84'	213.79
Zona IIIa	'JC54'	268.72	'CH84'	234.88	'MI15'	209.45
Zona IIIa	'GC38'	251.66	'JC54'	233.29	'JC54'	191.49
Zona IIIa	'CH84'	249.73	'GC38'	195.91	'GC38'	141.08
Zona IIIa	'LI33'	237.98	'LI33'	187.64	'SI53'	136.37
Zona IIIb	'CJ04'	261.69	'CJ04'	197.87	'CI05'	153.14
Zona IIIb	'CJ03'	238.25	'CI05'	190.90	'CJ03'	144.57
Zona IIIb	'CO56'	224.34	'CJ03'	184.10	'VG09'	142.59
Zona IIIb	'CI05'	218.24	'CO56'	170.20	'CJ04'	141.73
Zona IIIb	'BL45'	194.84	'VG09'	165.83	'CO56'	130.52

Tabla 3-5: Primeras cinco estaciones ordenadas de manera descendente por pseudo-aceleración de fluencia, por zona geotécnica y ductilidad para periodo estructural Te=0.68s

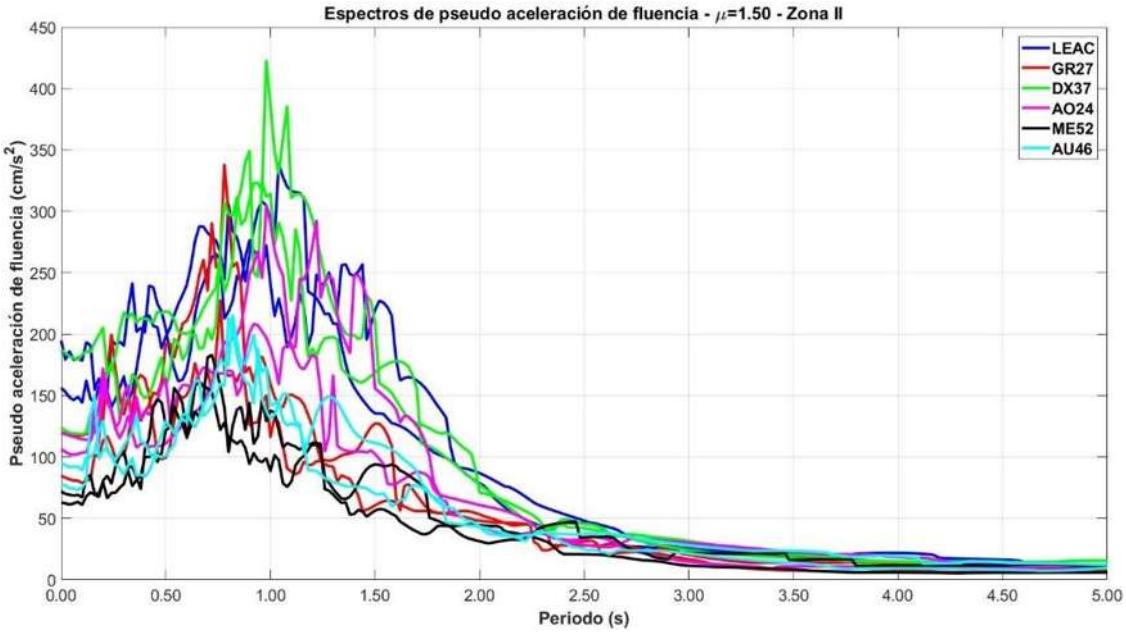
Periodo Te=0.80s - Primeras cinco estaciones por zona y ductilidad (Valor absoluto)						
Zona Geotécnica	μ=1.50		μ=2.00		μ=3.00	
	Estación	PSa- f_y (cm/s2)	Estación	PSa- f_y (cm/s2)	Estación	PSa- f_y (cm/s2)
Zona II	'LEAC'	305.61	'DX37'	245.26	'DX37'	167.31
Zona II	'GR27'	298.95	'LEAC'	186.12	'LEAC'	158.71
Zona II	'DX37'	297.87	'AU46'	150.65	'GR27'	99.70
Zona II	'AU46'	213.25	'GR27'	146.17	'AO24'	95.25
Zona II	'AO24'	190.90	'AO24'	135.62	'AU46'	95.17
Zona IIIa	'MI15'	397.70	'MI15'	351.84	'MI15'	280.12
Zona IIIa	'JC54'	305.74	'CH84'	255.66	'CH84'	218.21
Zona IIIa	'CH84'	272.11	'JC54'	249.84	'JC54'	187.96
Zona IIIa	'IB22'	223.47	'GC38'	167.51	'GC38'	140.21
Zona IIIa	'LV17'	207.47	'LI33'	162.66	'SI53'	127.33
Zona IIIb	'CO56'	283.76	'CO56'	242.01	'CO56'	175.31
Zona IIIb	'CJ03'	243.43	'CJ03'	213.17	'CJ03'	154.11
Zona IIIb	'BL45'	239.41	'CJ04'	205.68	'CJ04'	151.20
Zona IIIb	'CJ04'	234.60	'BL45'	180.43	'AL01'	141.10
Zona IIIb	'AL01'	223.32	'AL01'	177.69	'BL45'	139.87

Tabla 3-6: Primeras cinco estaciones ordenadas de manera descendente por pseudo-aceleración de fluencia, por zona geotécnica y ductilidad para periodo estructural Te=0.80s

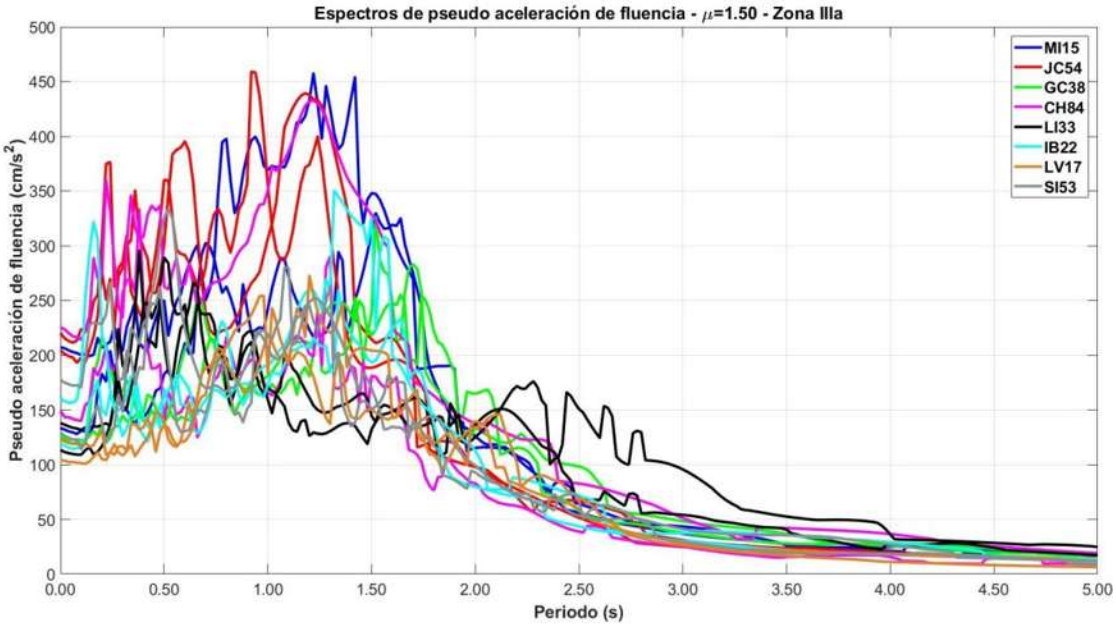
Periodo Te=0.93s - Primeras cinco estaciones por zona y ductilidad (Valor absoluto)						
Zona Geotécnica	μ=1.50		μ=2.00		μ=3.00	
	Estación	PSa- f_y (cm/s2)	Estación	PSa- f_y (cm/s2)	Estación	PSa- f_y (cm/s2)
Zona II	'DX37'	323.04	'LEAC'	255.17	'LEAC'	155.80
Zona II	'LEAC'	300.80	'DX37'	241.01	'DX37'	141.31
Zona II	'AO24'	267.50	'AO24'	144.72	'AO24'	107.24
Zona II	'AU46'	188.40	'AU46'	116.82	'ME52'	86.84
Zona II	'GR27'	178.52	'GR27'	104.88	'GR27'	80.86
Zona IIIa	'JC54'	458.25	'CH84'	287.49	'MI15'	201.77
Zona IIIa	'MI15'	399.79	'MI15'	270.01	'CH84'	201.21
Zona IIIa	'CH84'	328.85	'JC54'	238.36	'JC54'	190.48
Zona IIIa	'LV17'	244.77	'SI53'	182.02	'GC38'	139.93
Zona IIIa	'SI53'	221.24	'LI33'	176.85	'LI33'	137.47
Zona IIIb	'AL01'	243.35	'VG09'	187.44	'VG09'	155.38
Zona IIIb	'VG09'	208.35	'AL01'	178.22	'AL01'	113.21
Zona IIIb	'BL45'	164.57	'BL45'	145.40	'BL45'	111.40
Zona IIIb	'PCJR'	163.04	'PCJR'	137.82	'CI05'	109.60
Zona IIIb	'CI05'	156.07	'CO56'	131.26	'CJ03'	107.41

Tabla 3-7: Primeras cinco estaciones ordenadas de manera descendente por pseudo-aceleración de fluencia, por zona geotécnica y ductilidad para periodo estructural Te=0.93s

a)



b)



c)

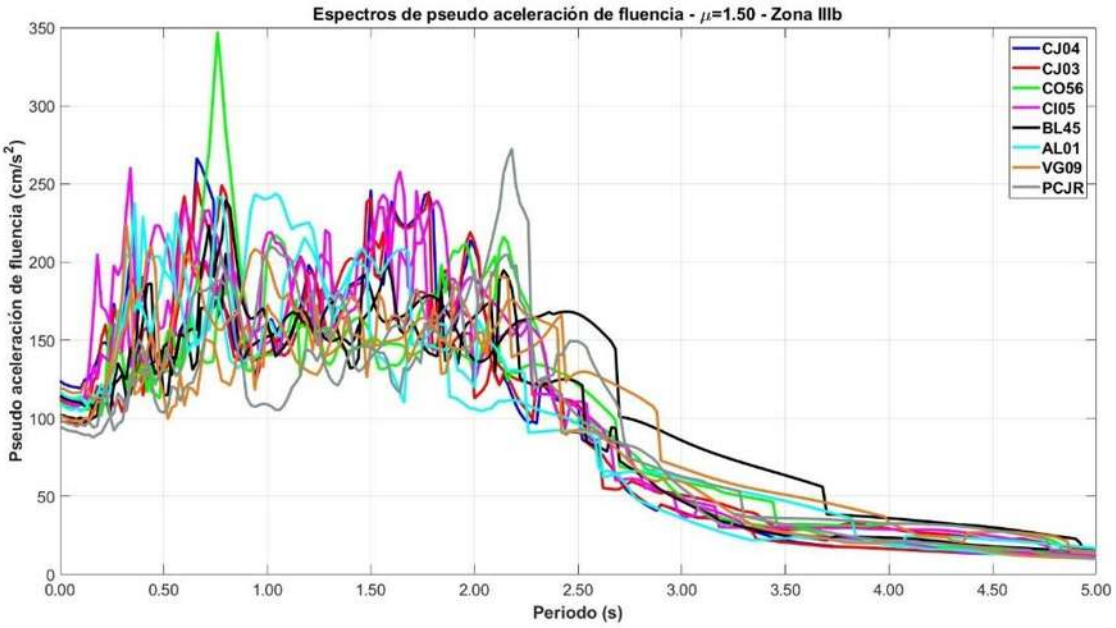
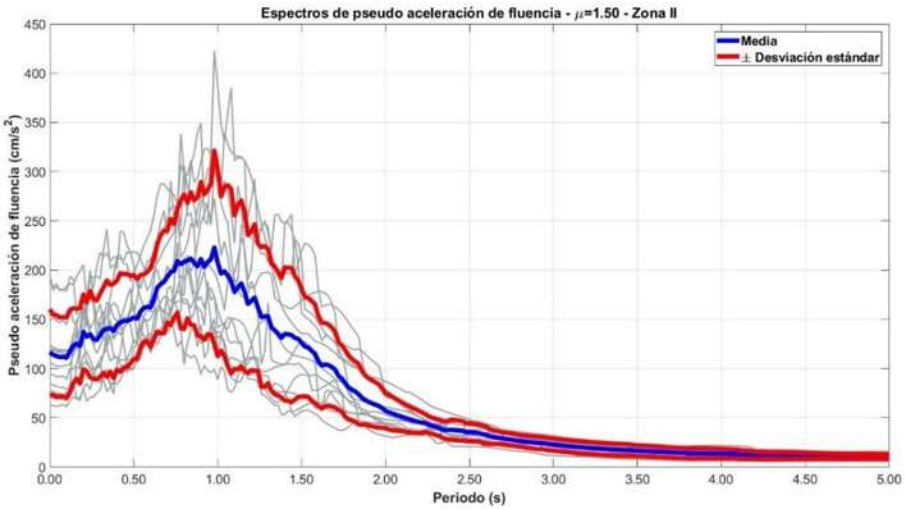
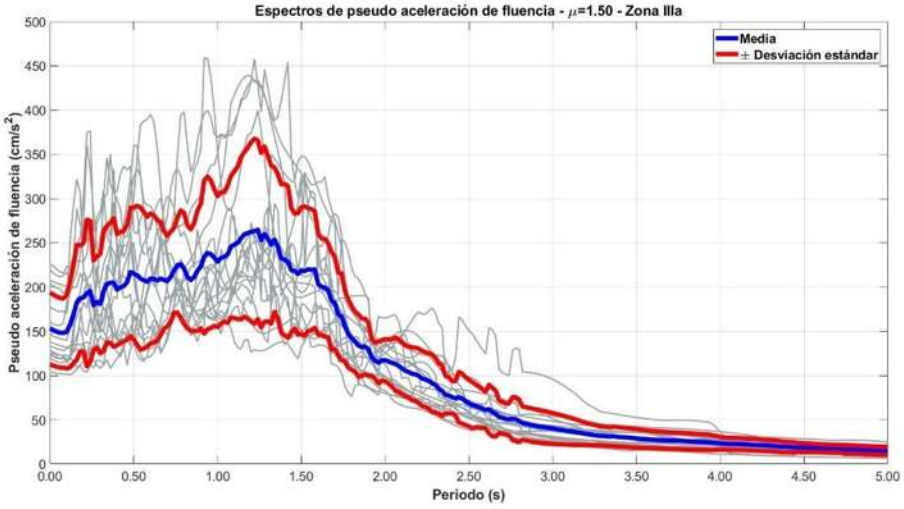


Figura 3-77: Espectros de respuesta de ductilidad uniforme de 1.50 (μ=1.50) para las primeras cinco estaciones ordenadas de manera descendente por pseudo-aceleración y por zona geotécnica, a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb

a)



b)



c)

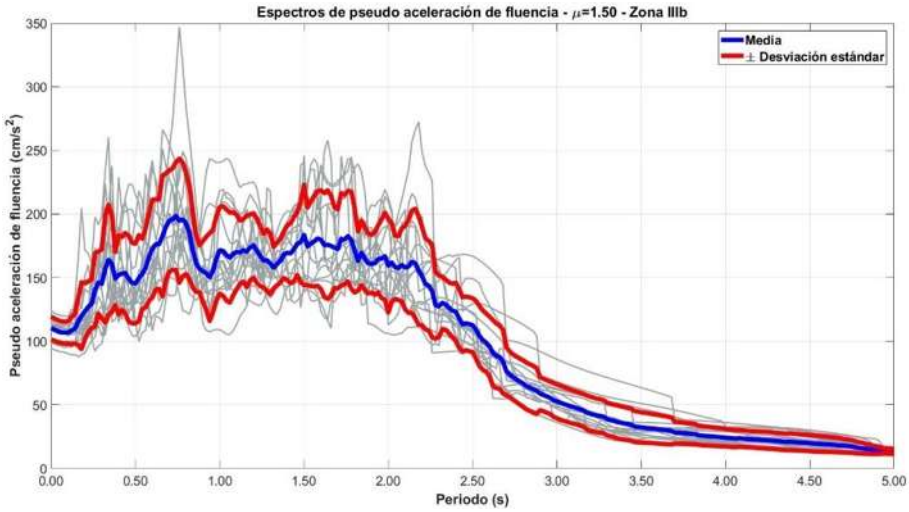


Figura 3-78: Media aritmética y desviación estándar de los espectros de respuesta de ductilidad uniforme de 1.50 (μ=1.50) para las primeras cinco estaciones ordenadas de manera descendente por pseudo-aceleración y por zona geotécnica, a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb

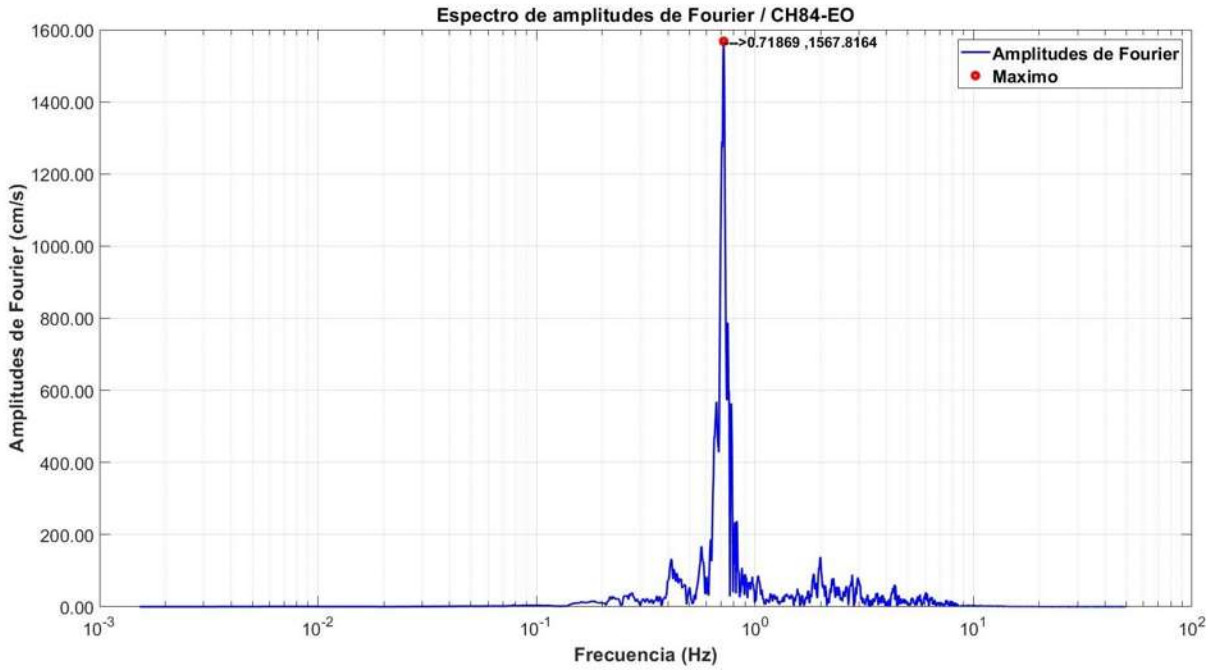
3.4.4 Contenido de frecuencias y relación con la profundidad del suelo

Conocer el contenido de frecuencias de los registros de aceleración permite profundizar y comprender la naturaleza del movimiento, así como caracterizar si es un movimiento de banda angosta o de banda ancha. Los terrenos blandos presentan movimientos de mayor periodo (menor frecuencia) que los terrenos duros, lo que conduce a estructuras como las aquí analizadas a zonas de mayor amplificación, cuando incursionan al intervalo de comportamiento inelástico. A través del análisis de los espectros de amplitudes de Fourier se obtienen las amplitudes máximas del movimiento y las frecuencias o periodos dominantes. La figura 3-79 ilustra los espectros de amplitudes de Fourier de las estaciones CH84-EO y NZ31-EO.

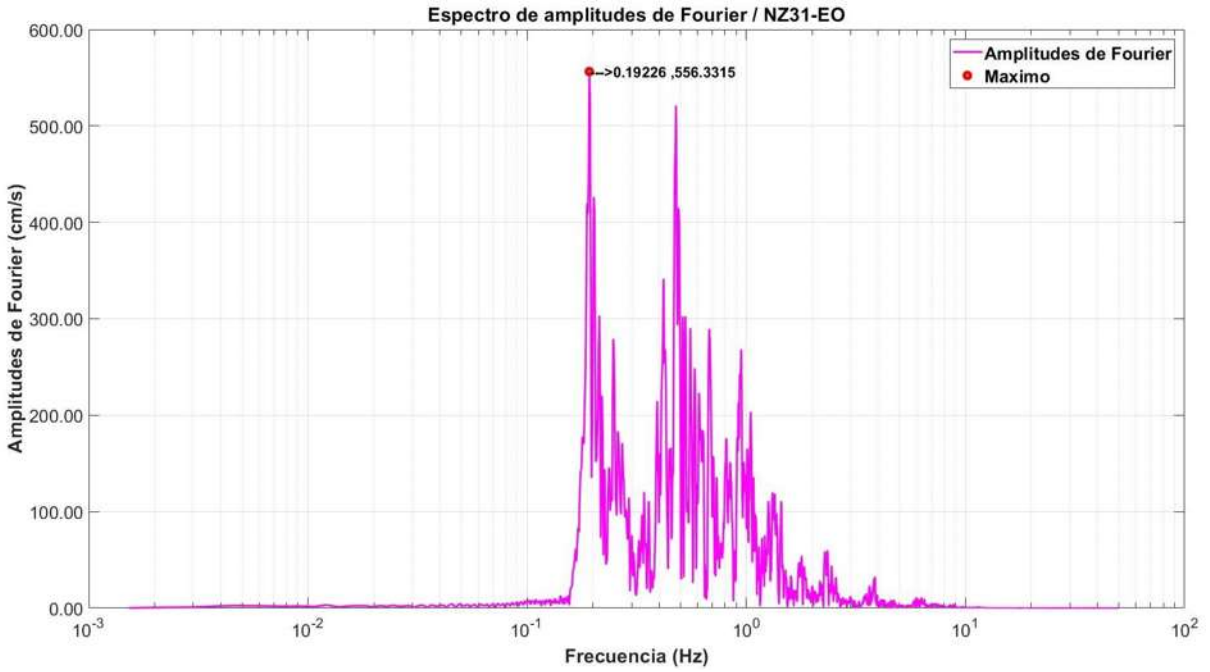
En la figura 3-80 se aprecia que las mayores amplitudes de los espectros se presentaron en la zona IIIc para la parte norte de la región instrumentada, mientras que la zona IIIa en la parte sur presentó las mayores amplitudes. En general puede observarse que la zona I o de terreno firme presentan las menores amplitudes con respecto a las zonas de terreno blando o de transición. La mayor amplitud se presentó para la estación CH84 en la zona IIIa, con una amplitud de 1,567.8 cm/s. Por su parte el mayor periodo dominante del movimiento fue capturado por la estación NZ31 en la zona IIId, con un periodo de 5.20 s (0.1923 Hz).

Para ilustrar las amplitudes pico de los espectros de Fourier, se grafican en las figuras 3-80 a 3-85 las distribuciones de dichos valores a lo largo de la zona instrumentada, así como sus periodos o frecuencias dominantes. Los gráficos presentan el valor absoluto de ambos espectros ortogonales (componente norte-sur o este-oeste), la combinación por medio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) y por medio de la media geométrica.

De los mapas presentados en las figuras 3-80 a 3-85, se observa que las máximas amplitudes de los espectros se presentan en la parte norte, sur, noreste y sureste de la zona instrumentada, dentro de las zonas geotécnicas IIIb, IIIc y IIIa respectivamente. En algunas franjas y estaciones, las máximas amplitudes de los espectros de Fourier coinciden con los picos de aceleración del suelo. En cuanto a los periodos o frecuencias dominantes, es muy marcado que los máximos periodos del movimiento del suelo se presentan en la parte noreste perteneciente a la zona geotécnica IIId o zona de lago, cuyas profundidades de los estratos flexibles rondan entre 50 a 60m.



a)



b)

Figura 3-79: Espectro de amplitudes de Fourier para dos registros de aceleración. a) Estación CH84-EO, b) Estación NZ31-EO

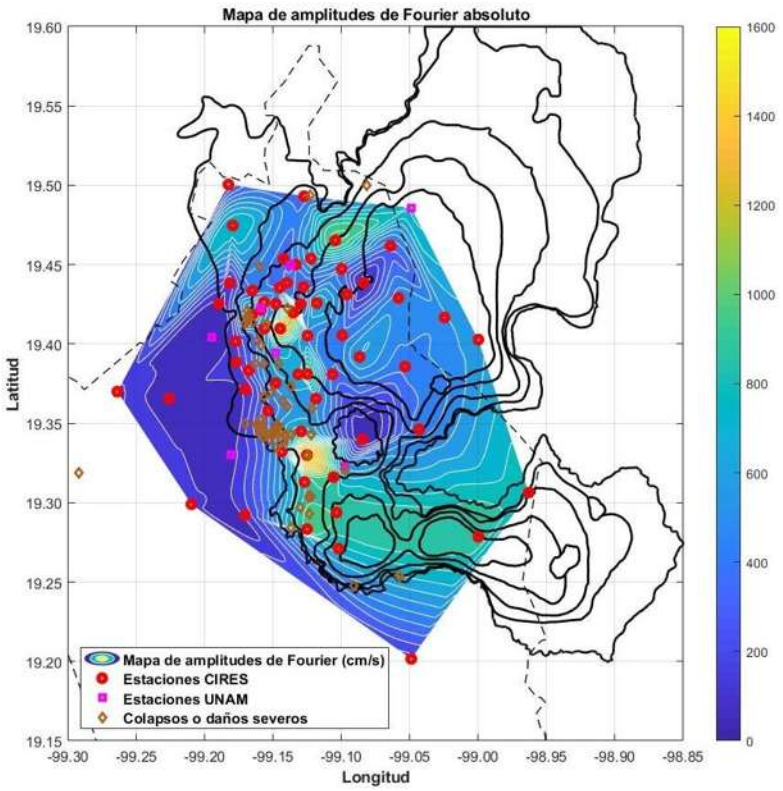


Figura 3-80: Mapa de amplitudes de Fourier para valor absoluto

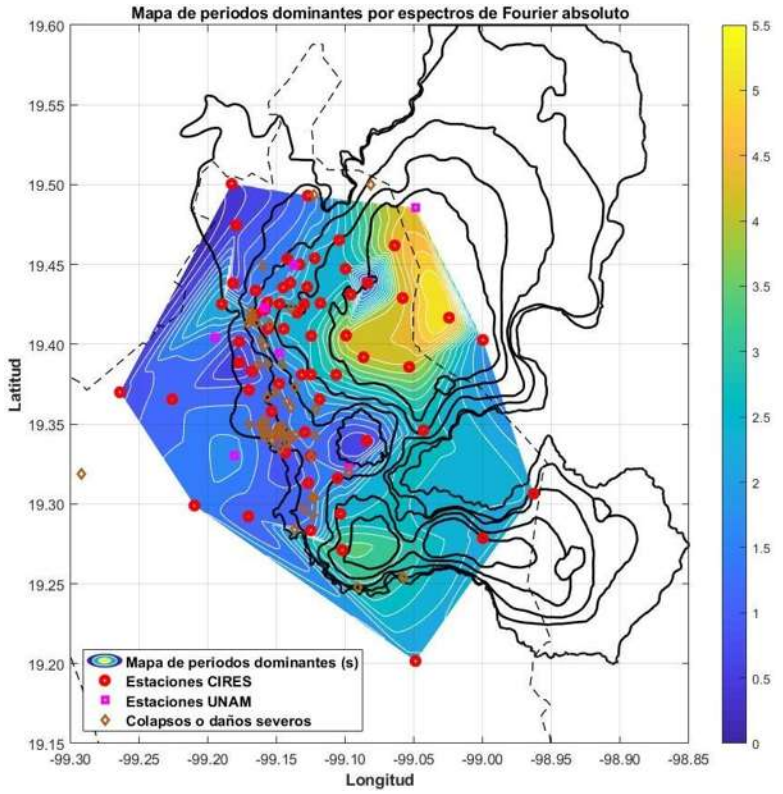


Figura 3-81: Mapa de periodos dominantes por espectro de Fourier para valor absoluto

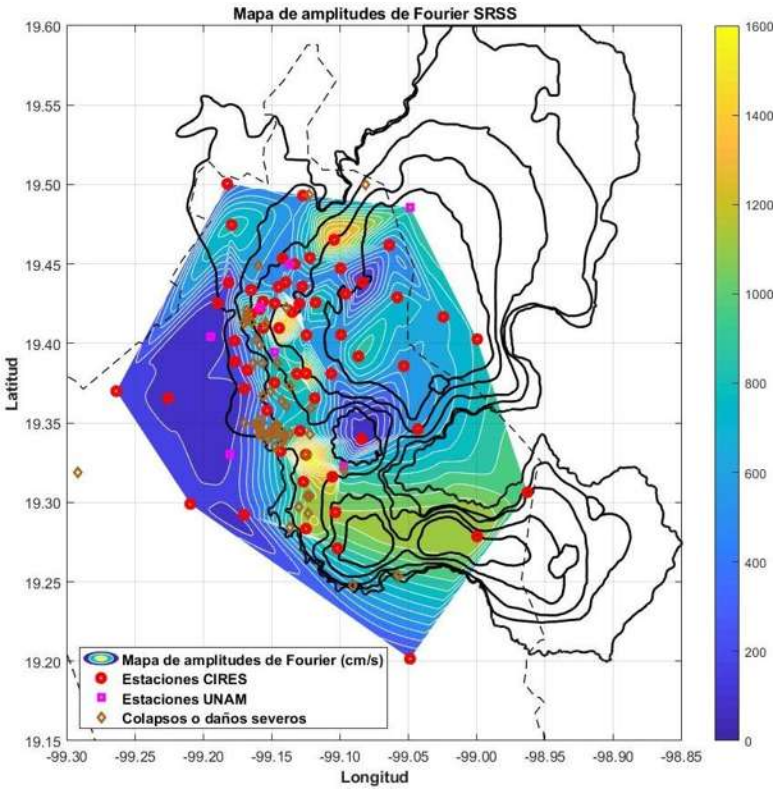


Figura 3-82: Mapa de amplitudes de Fourier para valor combinación SRSS

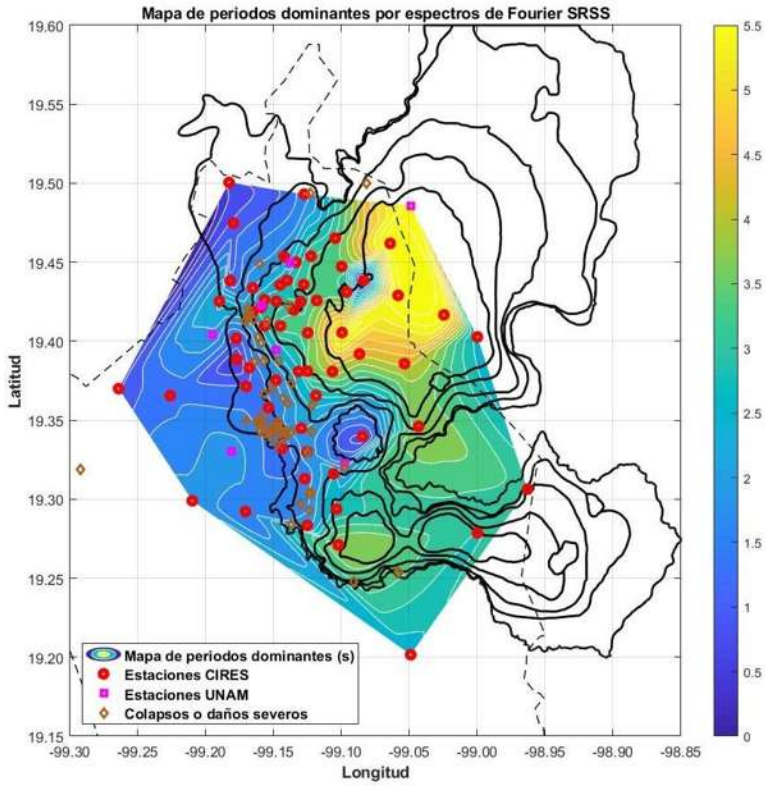


Figura 3-83: Mapa de periodos dominantes por espectro de Fourier para combinación SRSS

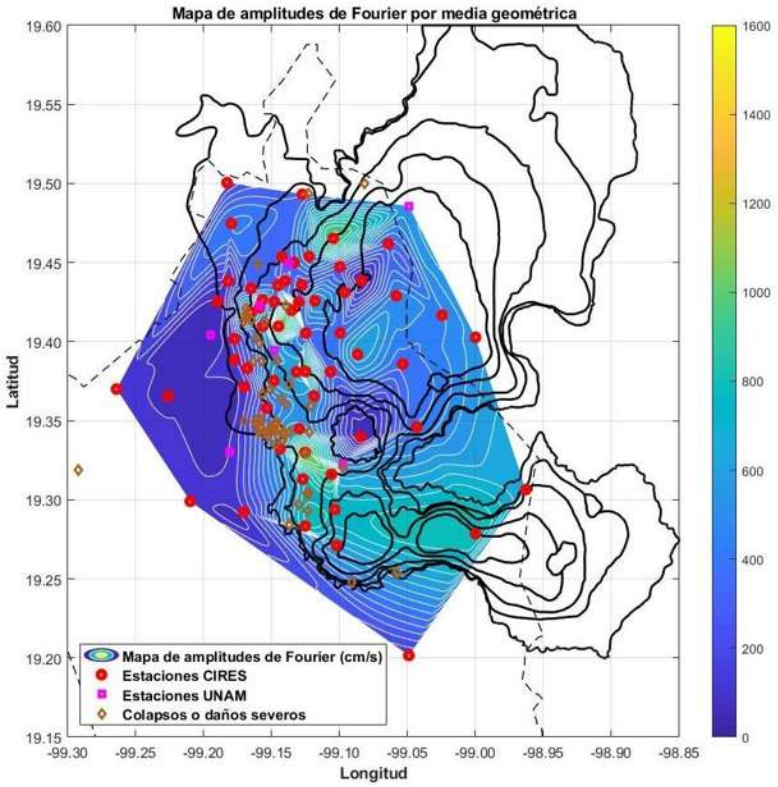


Figura 3-84: Mapa de amplitudes de Fourier por media geométrica

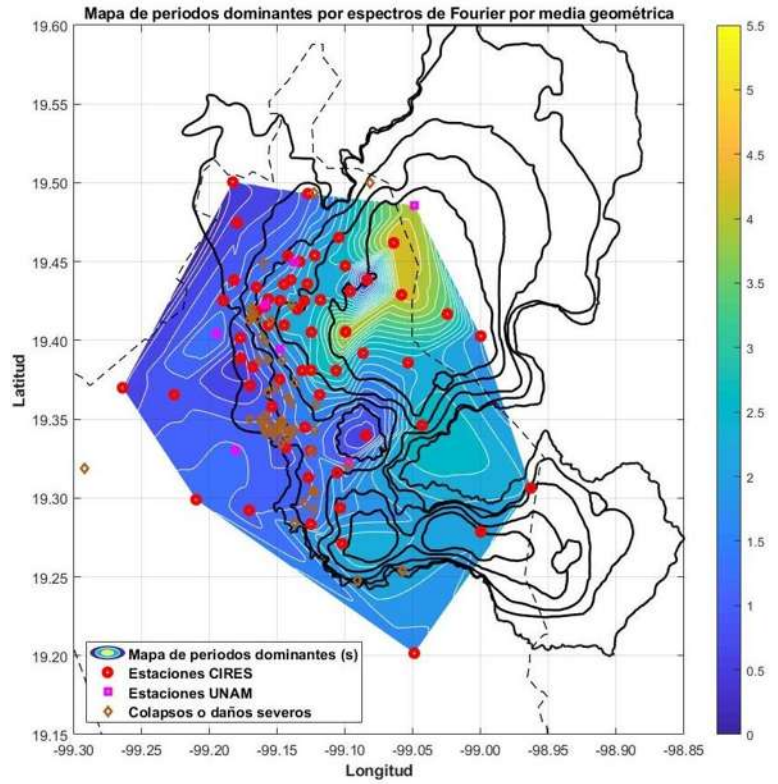
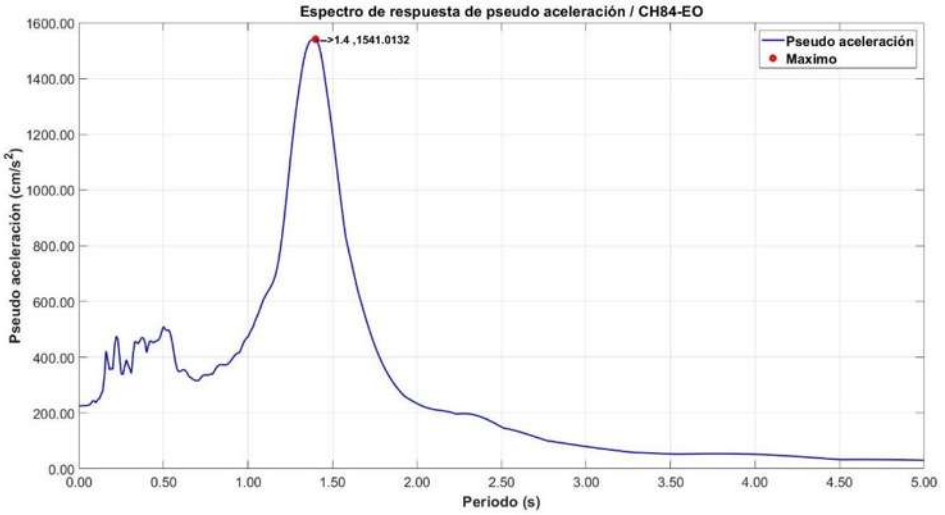
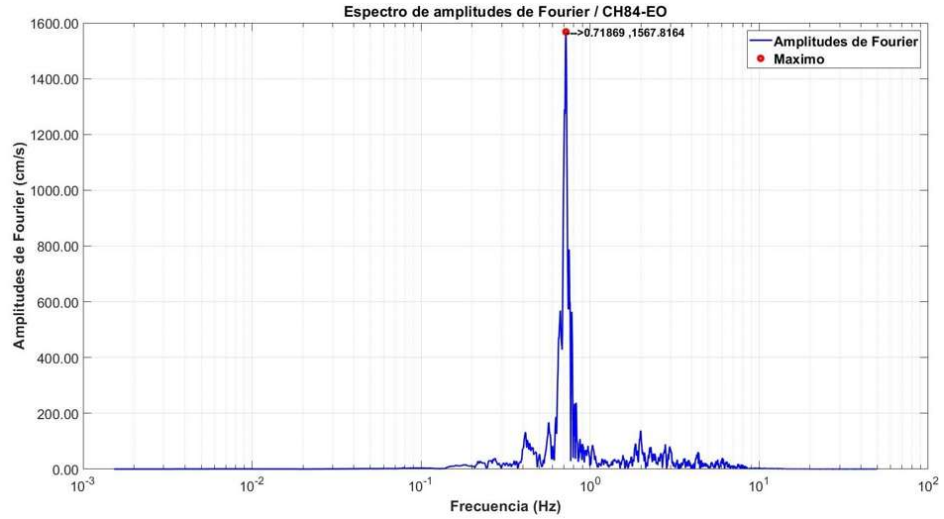


Figura 3-85: Mapa de periodos dominantes por espectro de Fourier por media geométrica

Es interesante también comparar el periodo de mayor amplitud de los espectros de Fourier y el periodo de la máxima amplitud del espectro de pseudo-aceleración elástica. En algunas estaciones como la CH84-EO el periodo coincide ($1.4s \approx 1.3914s$) mientras que para algunas otras estaciones como la NZ31-EO los periodos no coinciden ($1.08s \neq 5.2013s$). Sin embargo, es importante señalar que el periodo de 1.08s (f=0.93 Hz) también aparece en un pico del espectro de Fourier (aunque no es el de mayor amplitud). Ver figuras 3-86 y 3-87 respectivamente.

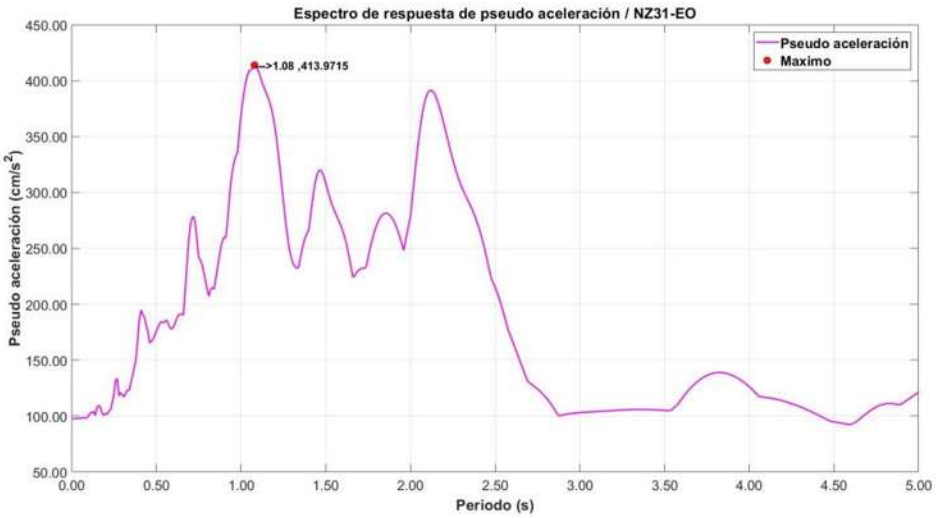


a)

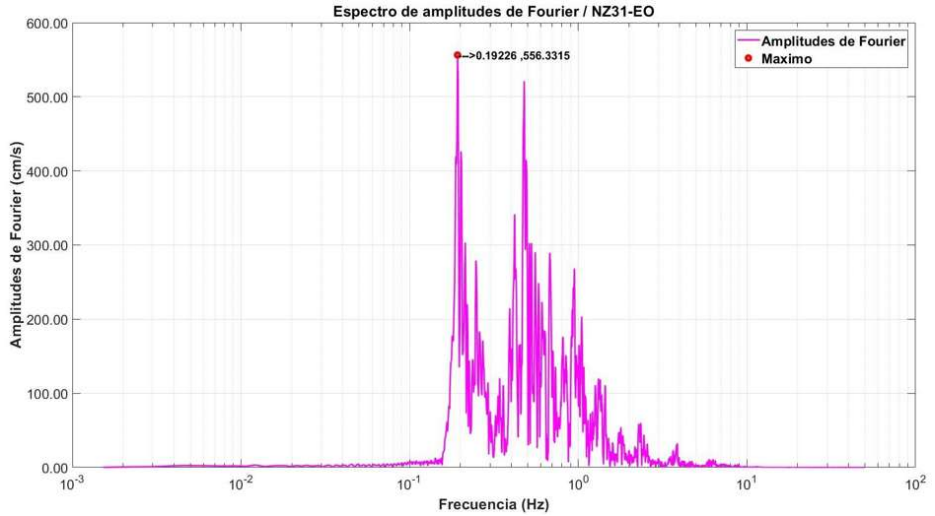


b)

Figura 3-86: Comparativos de periodos dominantes de la estación CH84-EO. a) Espectro de respuesta, b) Espectro de amplitudes de Fourier



a)



b)

Figura 3-87: Comparativos de periodos dominantes de la estación NZ31-EO. a) Espectro de respuesta, b) Espectro de amplitudes de Fourier

Con el propósito de ilustrar de manera amplia la relación de periodos para todas las estaciones de registro de aceleración, en ambas direcciones ortogonales, las figuras 3-88 y 3-89 muestran mapas con los resultados de dichas relaciones. Se presenta el cociente del periodo de máxima amplitud del espectro de pseudo-aceleración entre el periodo dominante de los espectros de Fourier. Valores menores a la unidad significan que el periodo del espectro de pseudo-

aceleración es menor que el periodo del espectro de Fourier y cocientes mayores a la unidad representan el caso contrario.

Como se observa, la gran mayoría de los colapsos o de las estructuras severamente dañadas se encuentran en los casos donde el periodo dominante del movimiento del suelo coincide con el periodo dominante del espectro de respuesta de pseudo-aceleración. Así mismo, en la mayoría de las estaciones existe una igualdad de periodos. En los demás casos, la mayoría de los cocientes son menores a la unidad, es decir, el periodo del espectro de respuesta está por debajo del periodo dominante del movimiento del suelo. Son pocas las estaciones donde ocurre el caso contrario.

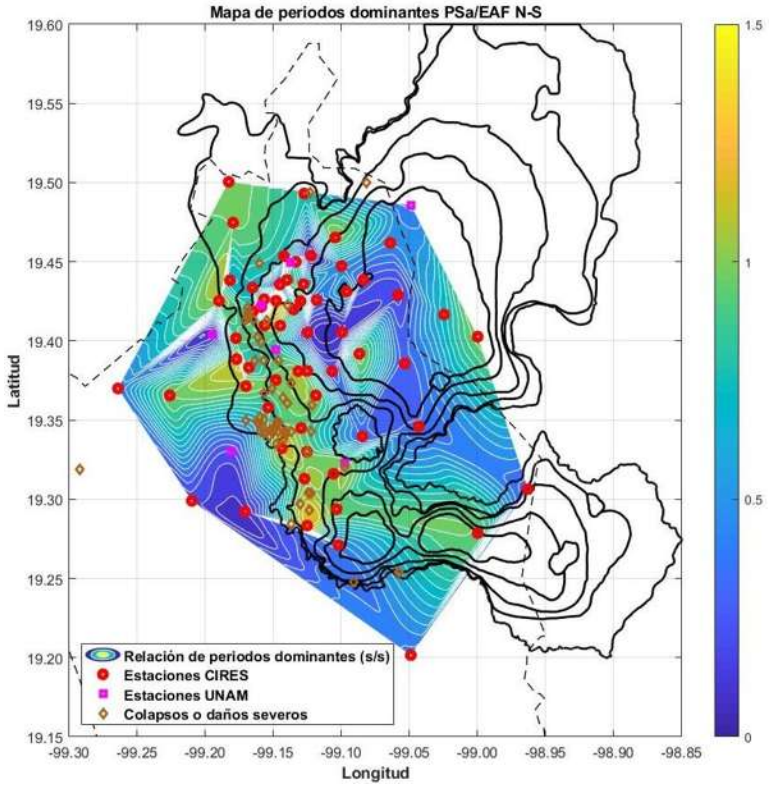


Figura 3-88: Mapa de relación de periodos dominantes entre espectro de pseudo-aceleración y espectro de amplitudes de Fourier para la orientación N-S

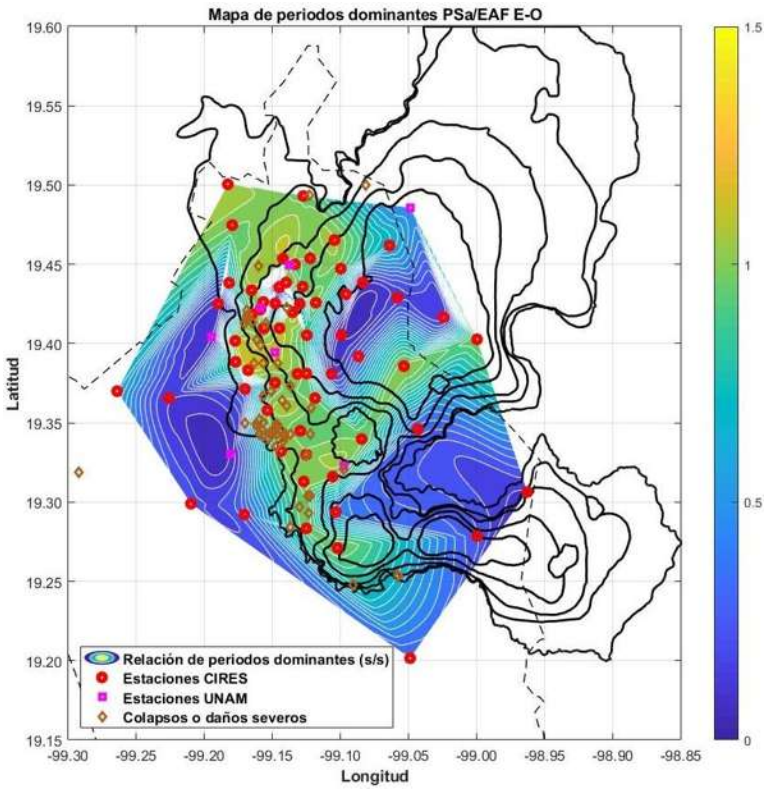


Figura 3-89: Mapa de relación de periodos dominantes entre espectro de pseudo-aceleración y espectro de amplitudes de Fourier para la orientación E-O

Por último, se analiza la relación que existe entre los periodos o frecuencias dominantes del movimiento del suelo y las amplitudes del espectro de Fourier con la profundidad del estrato blando. En la figura 3-90 se presenta un mapa de iso-profundidades de los suelos blandos de la zona instrumentada. Mediante curvas de interpolación se determina la profundidad del estrato blando bajo cada estación del registro sísmico. La figura 3-91a presenta, en el eje vertical, la mayor amplitud del espectro de Fourier y en el eje horizontal la profundidad del estrato blando. Puede observarse la tendencia del aumento de la amplitud con el incremento de la profundidad, aunque los datos muestran bastante dispersión. Finalmente, la figura 3-91b muestra la relación de la profundidad del estrato con el periodo dominante, que comprueba la tendencia creciente, con un patrón casi lineal y menor dispersión que el caso anterior. En general, a mayor profundidad del estrato, mayor será la amplitud y el periodo dominante del movimiento.

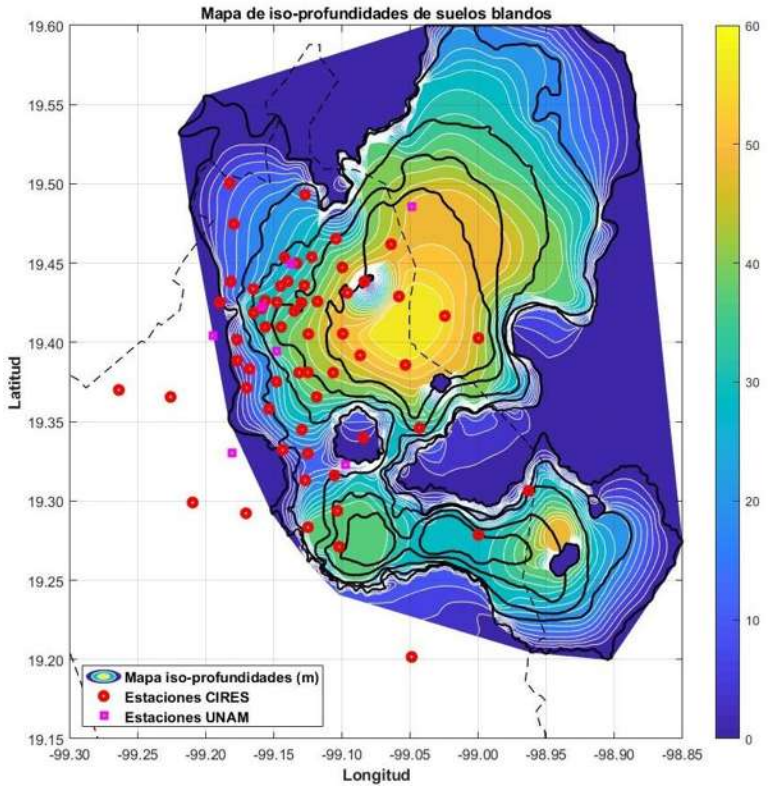
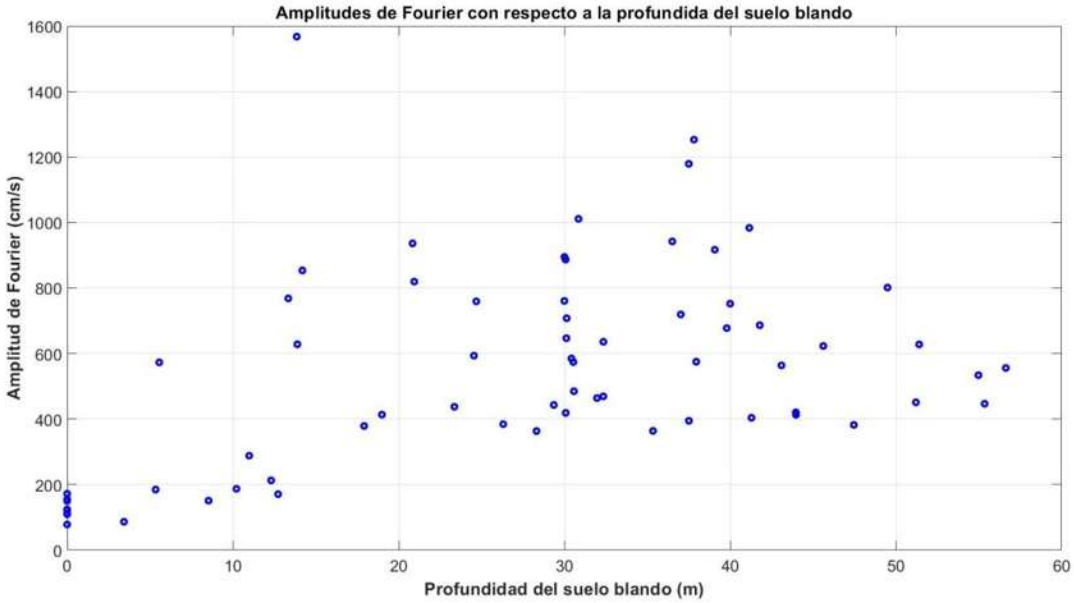
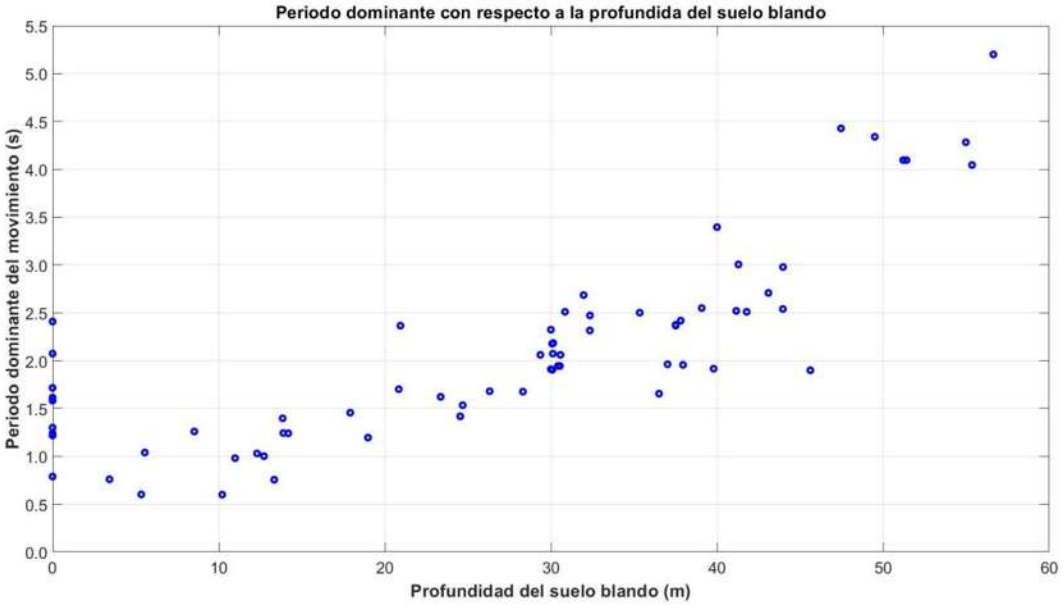


Figura 3-90: Mapa de curvas de igual profundidad para los diferentes estratos de suelo blando en la Ciudad de México



a)



b)

Figura 3-91: Relación de máxima amplitud y máximo periodo con respecto a la profundidad del estrato blando mediante espectros de Fourier. a) Relación de amplitud del espectro, b) Relación de máximo periodo del espectro

3.4.5 Cocientes espectrales como medida de la amplificación de los espectros de respuesta para suelos blandos

La intensidad sísmica en un sitio depende de la magnitud del evento sísmico (energía liberada), la distancia focal con respecto al aparato, el tipo de mecanismo de la falla y los efectos de sitio. En este último se reconoce que la topografía del sitio y las propiedades mecánicas y dinámicas del subsuelo, son los factores que más influyen. La figura 3-92 presenta, de manera ilustrativa, la respuesta dinámica típica de un suelo firme y uno blando, denotando la amplificación en el registro de aceleración y la importancia de los efectos de sitio.

Analizando los registros sísmicos del temblor del 19 de septiembre de 2017 obtenidos en las diferentes zonas geotécnicas, es posible caracterizar y estudiar los efectos de sitio desde el punto de vista de la respuesta dinámica de un oscilador.

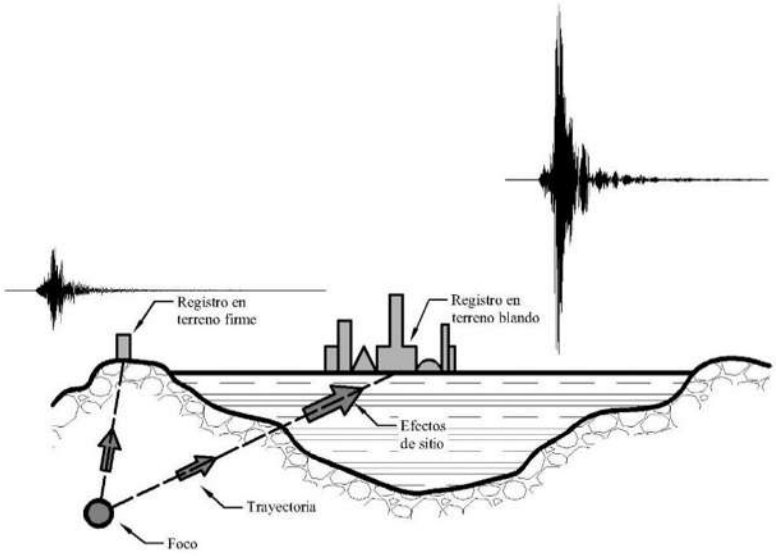


Figura 3-92: Respuesta dinámica típica de los suelos y los efectos de sitio

Obtener cocientes espectrales entre dos estaciones muestra la amplificación del sitio y da información también del contenido de frecuencias. Para ello, se relaciona el espectro de respuesta de pseudo-aceleración de una estación de terreno blando con respecto a una de terreno firme, mediante el cociente de ambas respuestas. Históricamente se ha considerado que la estación de registro de aceleración ubicada en la UNAM (CUP5) es un referente como estación ubicada en terreno firme y con la cual puede emplearse como comparativo.

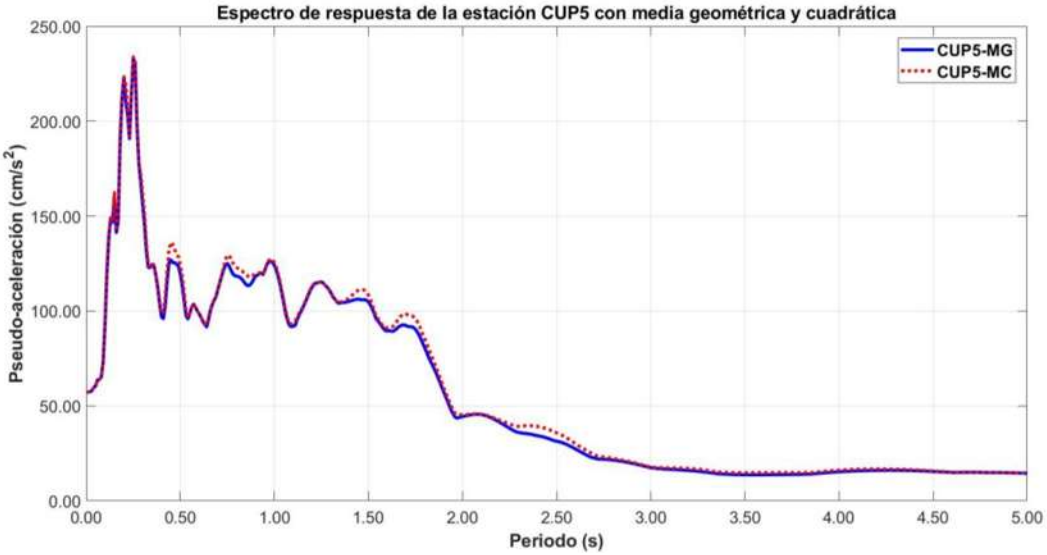
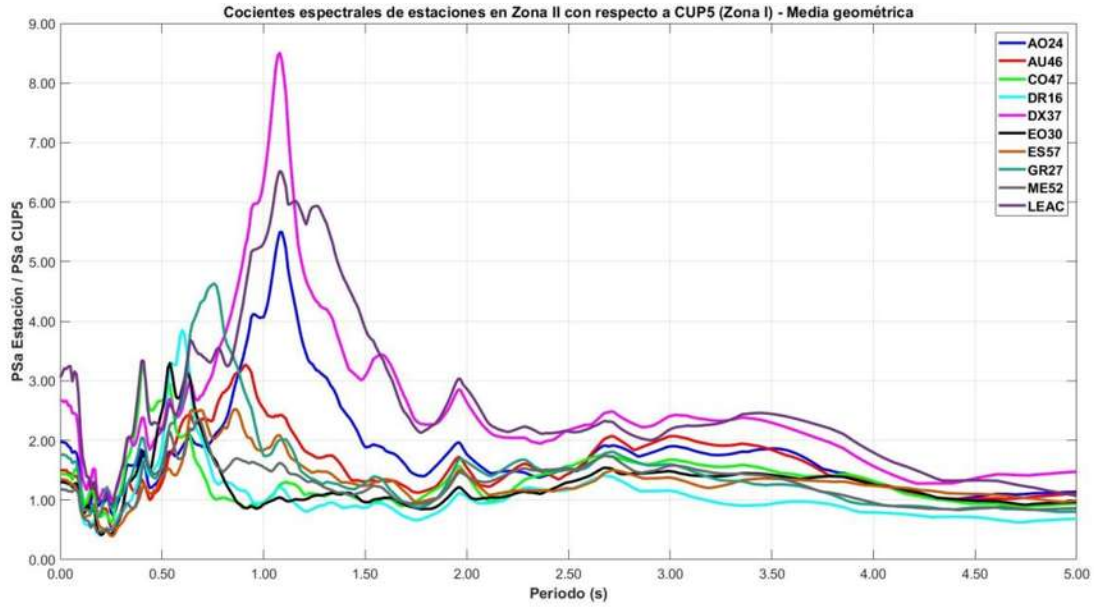


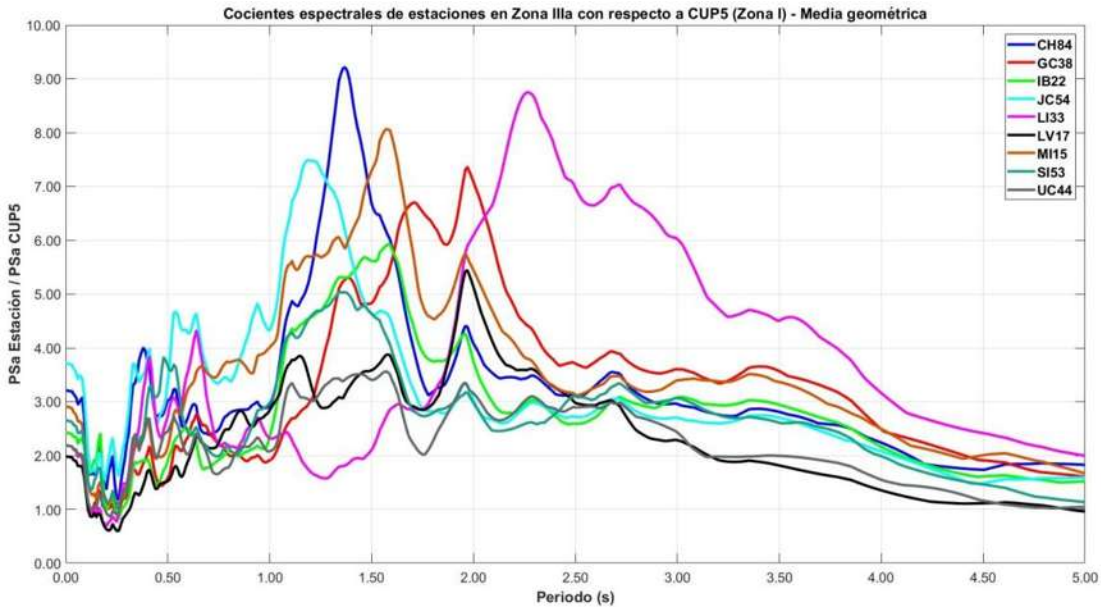
Figura 3-93: Espectro de respuesta de la estación CUP5 con media geométrica y cuadrática

La figura 3-93 ilustra el espectro de respuesta de pseudo-aceleración de la estación CUP5, empleando la media geométrica y cuadrática de la respuesta de ambas direcciones ortogonales, con el propósito de obtener una sola curva característica de la estación. Por su parte, las figuras 3-94 y 3-95 ilustran los cocientes espectrales de las medias geométrica y cuadrática para las estaciones de las cinco zonas geotécnicas (de suelo de transición y blando) con respecto a la estación CUP5.

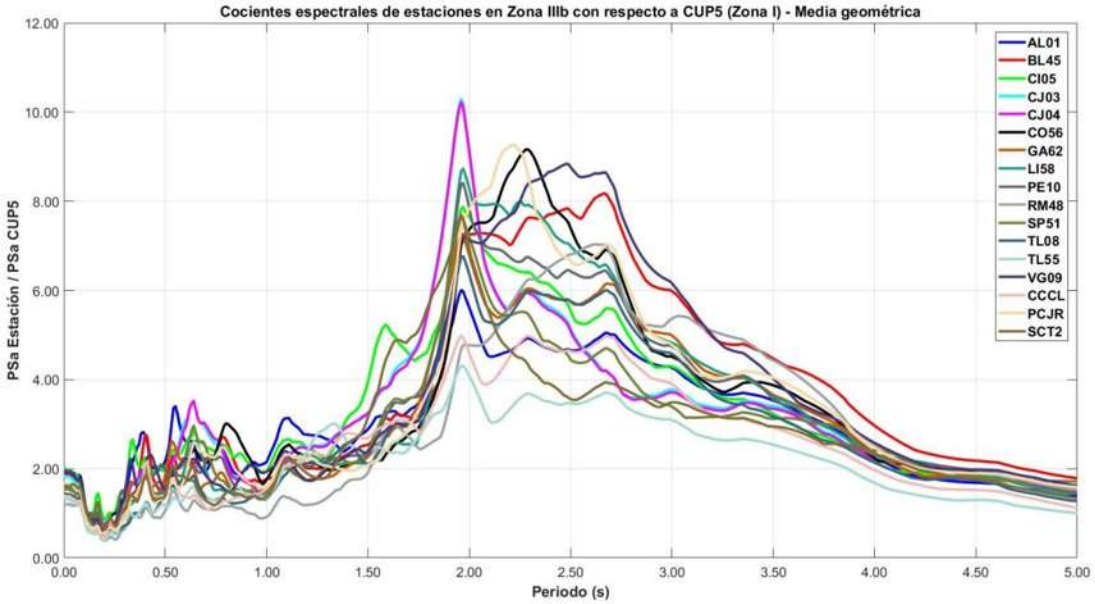
a)



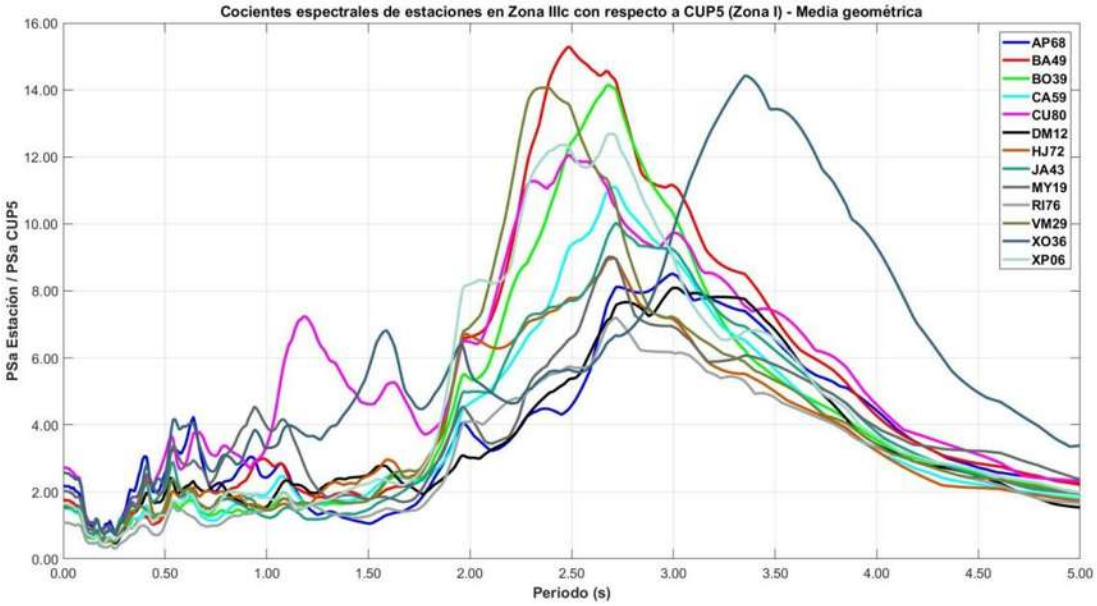
b)



c)


Cocientes espectrales de estaciones en Zona IIIb con respecto a CUP5 (Zona I) - Media geométrica
PSa Estación / PSa CUP5
Periodo (s)
AL01
BL45
CI05
CJ03
CJ04
CO56
GA62
LI58
PE10
RM48
SP51
TL08
TL55
VG09
CCCL
PCJR
SCT2

d)


Cocientes espectrales de estaciones en Zona IIIc con respecto a CUP5 (Zona I) - Media geométrica
PSa Estación / PSa CUP5
Periodo (s)
AP68
BA49
BO39
CA59
CU80
DM12
HJ72
JA43
MY19
RI76
VM29
XO36
XP06

e)

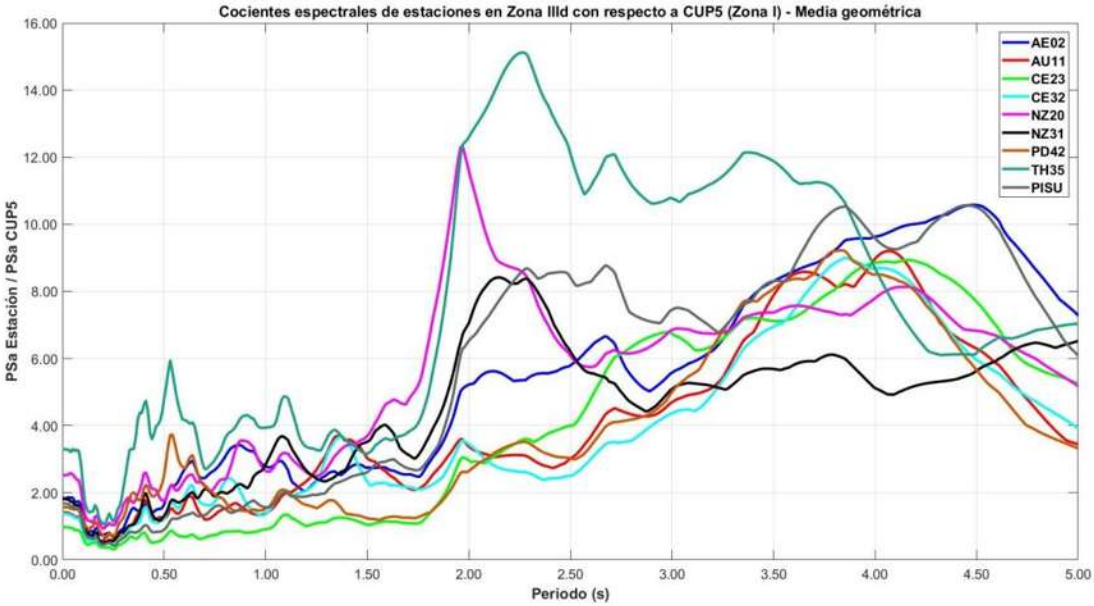
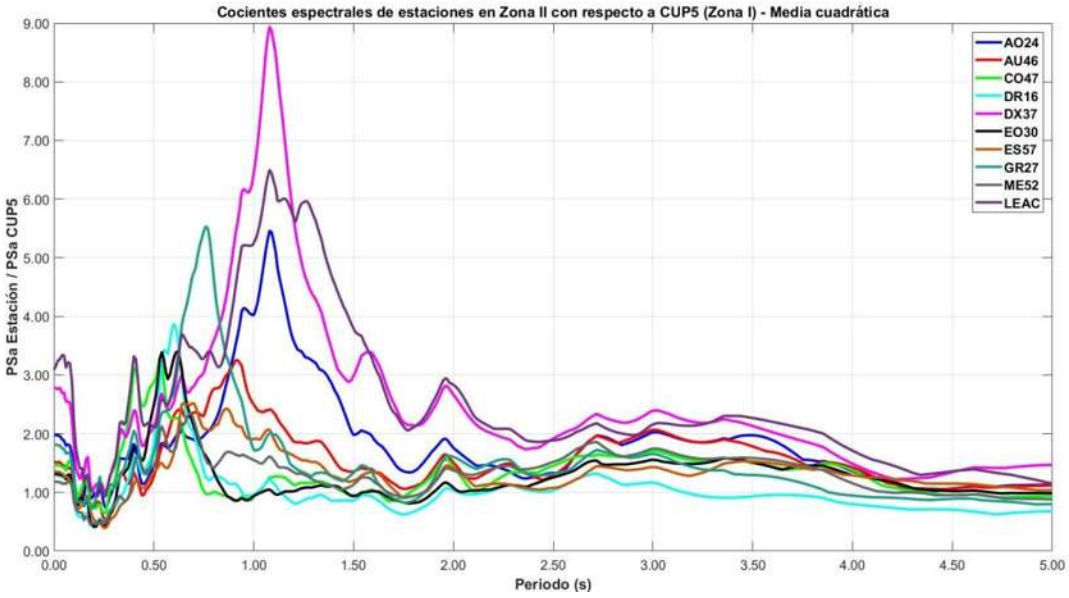


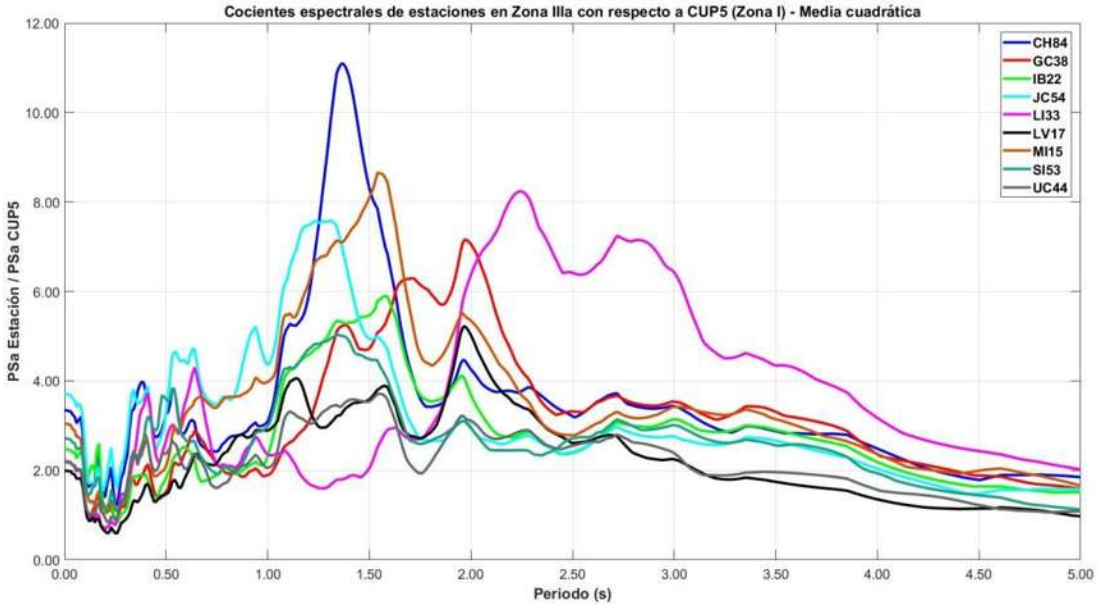
Figura 3-94: Cocientes espectrales de la media geométrica para las diferentes estaciones ordenados por zonas geotécnicas con respecto a CUP5. a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb, d) Zona IIIc, e) Zona IIId

El periodo de mayor amplitud de la media geométrica espectral de la estación CUP5 se encuentra en 0.25s. El cociente para este periodo, en las cinco zonas geotécnicas, se encuentra alrededor de la unidad.

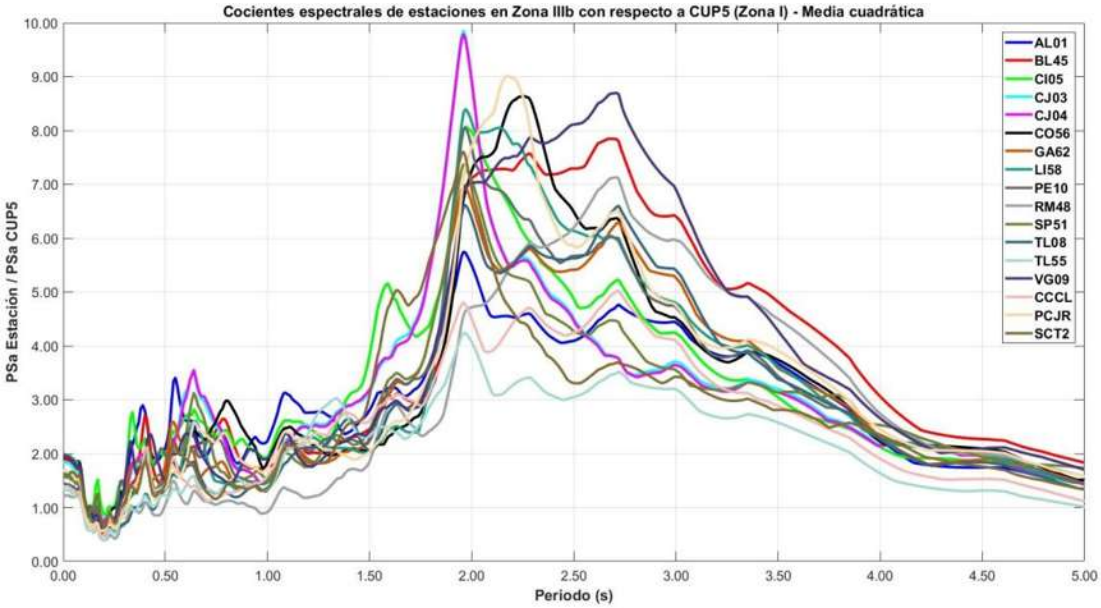
a)



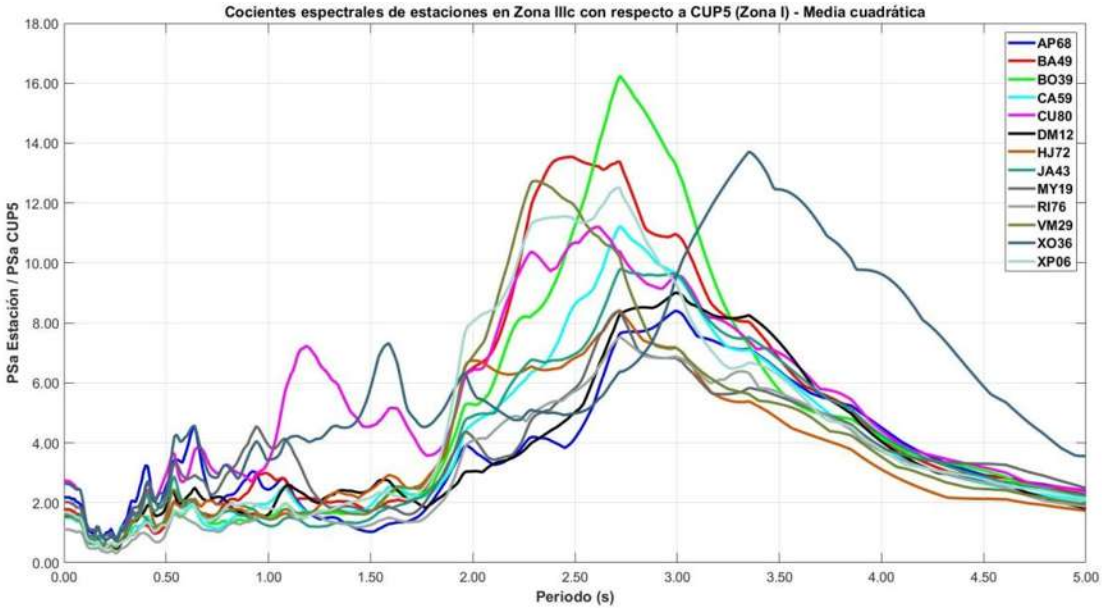
b)


Cocientes espectrales de estaciones en Zona IIIa con respecto a CUP5 (Zona I) - Media cuadrática
PSa Estación / PSa CUP5
Periodo (s)
CH84
GC38
IB22
JC54
LI33
LV17
MI15
SI53
UC44

c)


Cocientes espectrales de estaciones en Zona IIIb con respecto a CUP5 (Zona I) - Media cuadrática
PSa Estación / PSa CUP5
Periodo (s)
AL01
BL45
CI05
CJ03
CJ04
CO56
GA62
LI58
PE10
RM48
SP51
TL08
TL55
VG09
CCCL
PCJR
SCT2

d)



e)

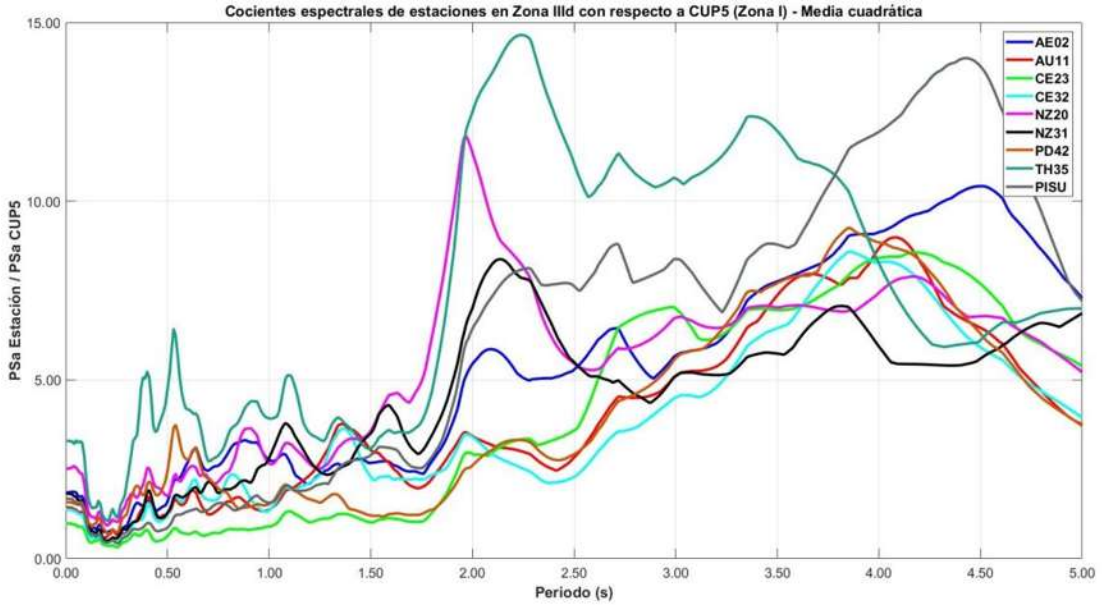


Figura 3-95: Cocientes espectrales de la media cuadrática para las diferentes estaciones ordenados por zonas geotécnicas con respecto a CUP5. a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb, d) Zona IIIc, e) Zona IIId

En las gráficas anteriores, es posible observar el máximo cociente espectral, el cociente para la aceleración máxima del terreno y el periodo donde se presenta la máxima amplitud en cada estación. La tabla 3-8 y la figura 3-96 presentan los cocientes espectrales máximos para cada zona geotécnica y su periodo correspondiente.

a)

Zona II					
	Estación	Media geométrica	Periodo (s)	Media cuadrática	Periodo (s)
	'AO24'	5.50	1.09	5.46	1.08
	'AU46'	3.27	0.91	3.25	0.91
	'CO47'	3.22	0.41	3.29	0.53
	'DR16'	3.85	0.60	3.87	0.60
	'DX37'	8.50	1.08	8.93	1.08
	'EO30'	3.30	0.54	3.41	0.62
	'ES57'	2.53	0.86	2.52	0.65
	'GR27'	4.63	0.76	5.54	0.76
	'ME52'	2.35	0.68	2.35	0.68
	'LEAC'	6.52	1.08	6.49	1.08
μ		4.37	-----	4.51	-----

b)

Zona IIIa					
	Estacion	Media geométrica	Periodo (s)	Media cuadrática	Periodo (s)
	'CH84'	9.21	1.37	11.09	1.37
	'GC38'	7.36	1.97	7.16	1.97
	'IB22'	5.92	1.59	5.89	1.58
	'JC54'	7.49	1.19	7.59	1.31
	'LI33'	8.75	2.27	8.23	2.24
	'LV17'	5.44	1.97	5.22	1.97
	'MI15'	8.06	1.57	8.65	1.54
	'SI53'	5.04	1.34	5.04	1.34
	'UC44'	3.56	1.57	3.71	1.54
μ		6.76	-----	6.95	-----

c)

Zona IIIb					
	Estacion	Media geométrica	Periodo (s)	Media cuadrática	Periodo (s)
	'AL01'	6.01	1.96	5.75	1.96
	'BL45'	8.17	2.67	7.85	2.67
	'CI05'	7.87	1.97	8.08	1.97
	'CJ03'	10.29	1.96	9.85	1.96
	'CJ04'	10.22	1.96	9.78	1.96
	'CO56'	9.16	2.28	8.64	2.25
	'GA62'	7.27	1.96	6.99	1.96
	'LI58'	8.73	1.97	8.40	1.97
	'PE10'	8.41	1.97	8.06	1.97
	'RM48'	7.04	2.62	7.13	2.71
	'SP51'	7.65	1.96	7.38	1.96
	'TL08'	6.77	1.97	6.62	1.97
	'TL55'	4.31	1.97	4.24	1.97
	'VG09'	8.84	2.48	8.70	2.71
	'CCCL'	4.98	1.96	5.03	2.72
	'PCJR'	9.26	2.22	9.01	2.18
	'SCT2'	7.69	1.96	7.61	1.96
μ		7.81	-----	7.60	-----

d)

Zona IIIc					
	Estacion	Media geométrica	Periodo (s)	Media cuadrática	Periodo (s)
	'AP68'	8.51	2.99	8.40	2.99
	'BA49'	15.28	2.49	13.54	2.48
	'BO39'	14.15	2.68	16.24	2.72
	'CA59'	11.11	2.71	11.23	2.72
	'CU80'	12.06	2.49	11.21	2.61
	'DM12'	8.09	3.01	9.01	2.99
	'HJ72'	8.97	2.71	8.42	2.72
	'JA43'	10.03	2.72	9.79	2.72
	'MY19'	9.02	2.69	8.39	2.71
	'RI76'	7.20	2.72	7.54	2.72
	'VM29'	14.06	2.38	12.74	2.31
	'XO36'	14.42	3.35	13.71	3.35
	'XP06'	12.68	2.69	12.52	2.71
μ		11.20	-----	10.98	-----

e)

Zona IIId					
	Estacion	Media geométrica	Periodo (s)	Media cuadrática	Periodo (s)
	'AE02'	10.58	4.48	10.42	4.50
	'AU11'	9.20	4.07	8.99	4.08
	'CE23'	8.93	4.16	8.57	4.18

	'CE32'	9.00	3.85	8.59	3.86
	'NZ20'	12.32	1.97	11.82	1.97
	'NZ31'	8.42	2.15	8.38	2.14
	'PD42'	9.22	3.83	9.26	3.85
	'TH35'	15.12	2.26	14.65	2.24
	'PISU'	10.57	4.45	14.00	4.43
μ		10.37	-----	10.52	-----

Tabla 3-8: Cocientes espectrales máximos y sus periodos correspondientes con respecto a la estación CUP5, a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb, d) Zona IIIc, e) Zona IIId

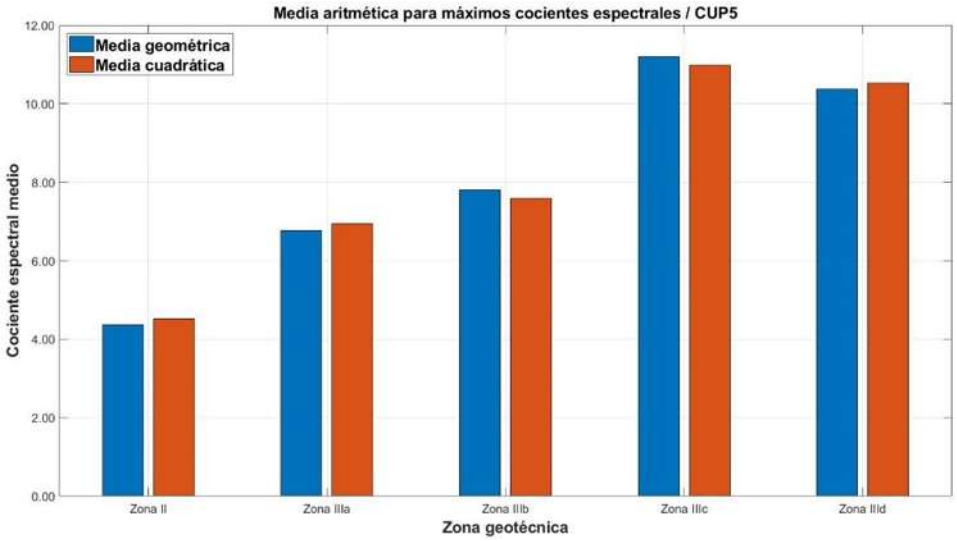


Figura 3-96: Media aritmética de cocientes espectrales máximos por zona geotécnica

La tabla 3-9 y la figura 3-97 muestran los cocientes espectrales de la aceleración pico del suelo. Es interesante observar que, a comparación de los cocientes espectrales máximos y sus periodos correspondientes, las medias geométrica y cuadrática de los cocientes de amplificación de la aceleración del suelo presentan un comportamiento creciente entre la zona II y la IIIa, un comportamiento prácticamente uniforme de la zona IIIb a la zona IIId, y la zona IIIa presentó el mayor cociente espectral con valores entre 2.61 y 2.65.

a)

Zona II		
Estacion	Media geométrica	Media cuadrática
'AO24'	1.98	1.98
'AU46'	1.50	1.52
'CO47'	1.44	1.47
'DR16'	1.30	1.30
'DX37'	2.67	2.78
'EO30'	1.30	1.32
'ES57'	1.35	1.36
'GR27'	1.76	1.81
'ME52'	1.18	1.18

	'LEAC'	3.06	3.09
μ		1.75	1.78

b)

Zona IIIa		
Estacion	Media geométrica	Media cuadrática
'CH84'	3.21	3.35
'GC38'	2.19	2.19
'IB22'	2.42	2.48
'JC54'	3.72	3.72
'LI33'	2.19	2.21
'LV17'	1.98	2.00
'MI15'	2.91	3.05
'SI53'	2.65	2.72
'UC44'	2.19	2.19
μ	2.61	2.65

c)

Zona IIIb		
Estacion	Media geométrica	Media cuadrática
'AL01'	1.98	1.98
'BL45'	1.90	1.90
'CI05'	1.99	1.99
'CJ03'	1.84	1.84
'CJ04'	1.92	1.95
'CO56'	1.96	1.96
'GA62'	1.58	1.59
'LI58'	1.63	1.63
'PE10'	1.97	1.99
'RM48'	1.21	1.23
'SP51'	1.54	1.57
'TL08'	1.44	1.44
'TL55'	1.32	1.33
'VG09'	1.93	1.94
'CCCL'	1.39	1.40
'PCJR'	1.69	1.69
'SCT2'	1.59	1.59
μ	1.70	1.71

d)

Zona IIIc		
Estacion	Media geométrica	Media cuadrática
'AP68'	2.18	2.19
'BA49'	1.76	1.78
'BO39'	1.51	1.52
'CA59'	1.52	1.52
'CU80'	2.73	2.74
'DM12'	1.56	1.56
'HJ72'	1.64	1.64
'JA43'	1.64	1.67
'MY19'	2.03	2.03
'RI76'	1.08	1.11
'VM29'	1.58	1.58
'XO36'	2.57	2.64
'XP06'	1.65	1.68
μ	1.80	1.82

e)

Zona IIId		
Estacion	Media geométrica	Media cuadrática
'AE02'	1.84	1.85
'AU11'	1.42	1.43
'CE23'	0.98	0.98
'CE32'	1.38	1.38
'NZ20'	2.52	2.52
'NZ31'	1.82	1.82
'PD42'	1.57	1.58
'TH35'	3.30	3.30
'PISU'	1.68	1.68
μ	1.83	1.84

Tabla 3-9: Cocientes espectrales de la aceleración máxima del suelo con respecto a la estación CUP5, a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb, d) Zona IIIc, e) Zona IIId

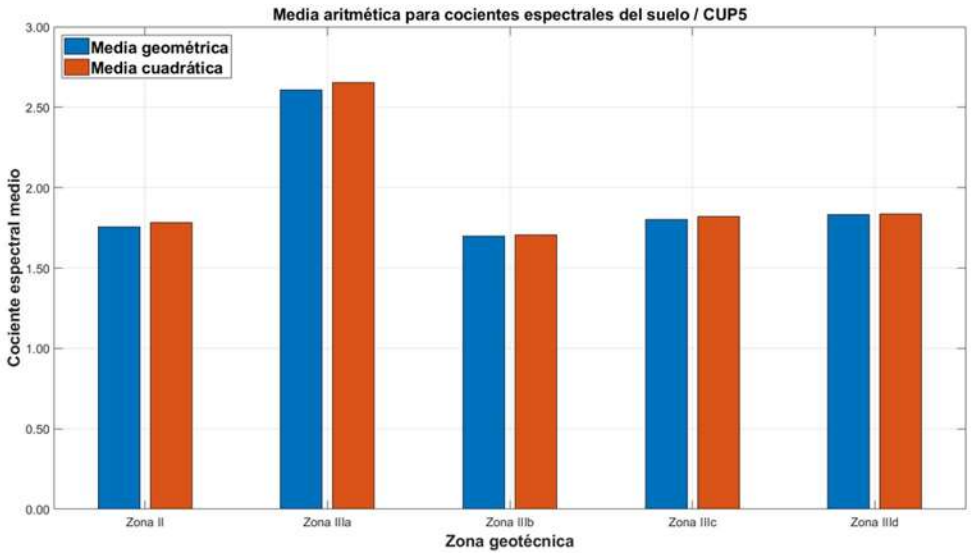
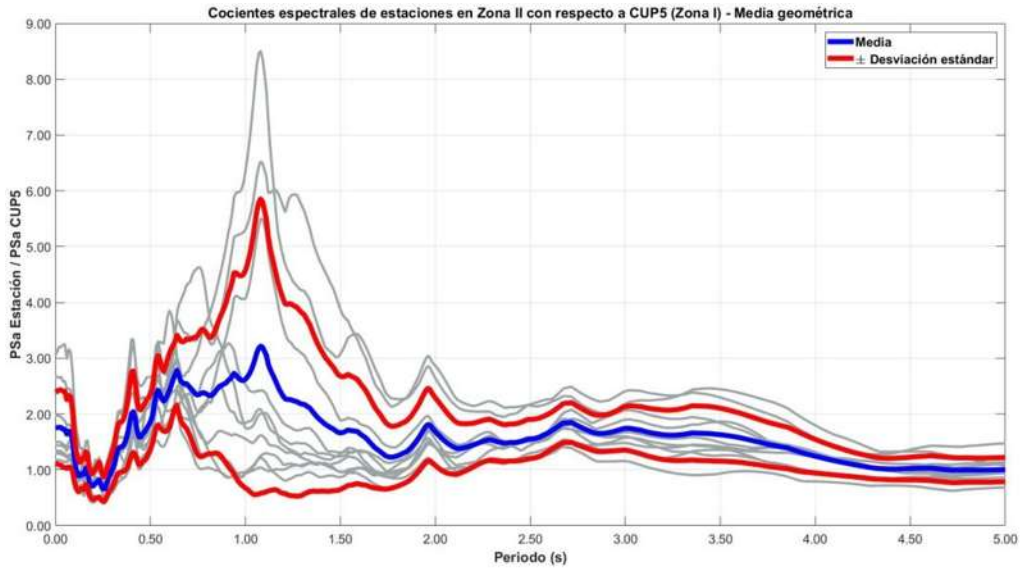


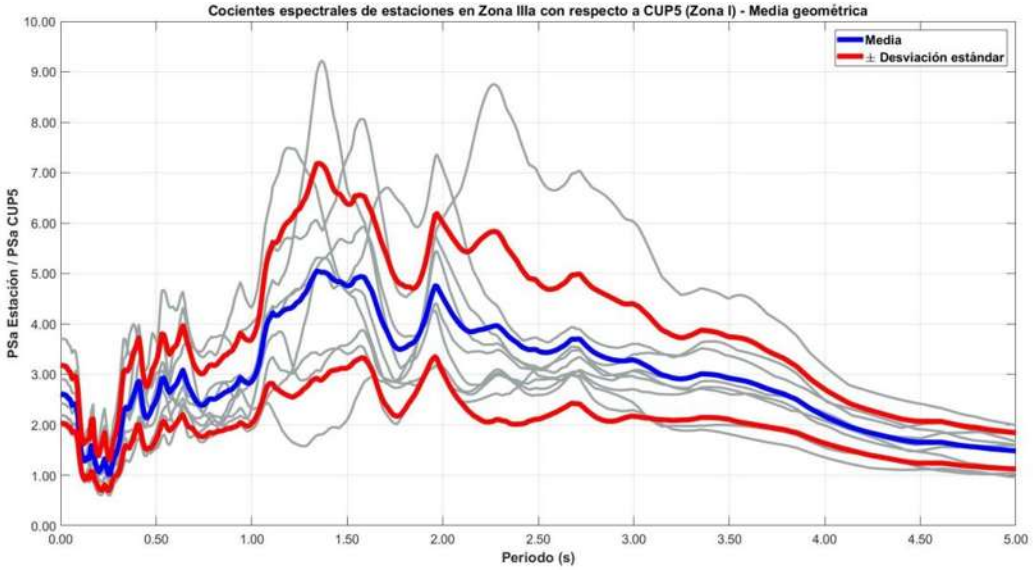
Figura 3-97: Media aritmética de cocientes espectrales de la aceleración del suelo por zona geotécnica

La dispersión en los cocientes espectrales se muestra en las figuras 3-98 y 3-99. La figura 3-98 presenta la media +/- una desviación estándar de los cocientes espectrales de la media geométrica espectral y la figura 3-99 lo correspondiente a los cocientes determinados con base en la media cuadrática de los espectros.

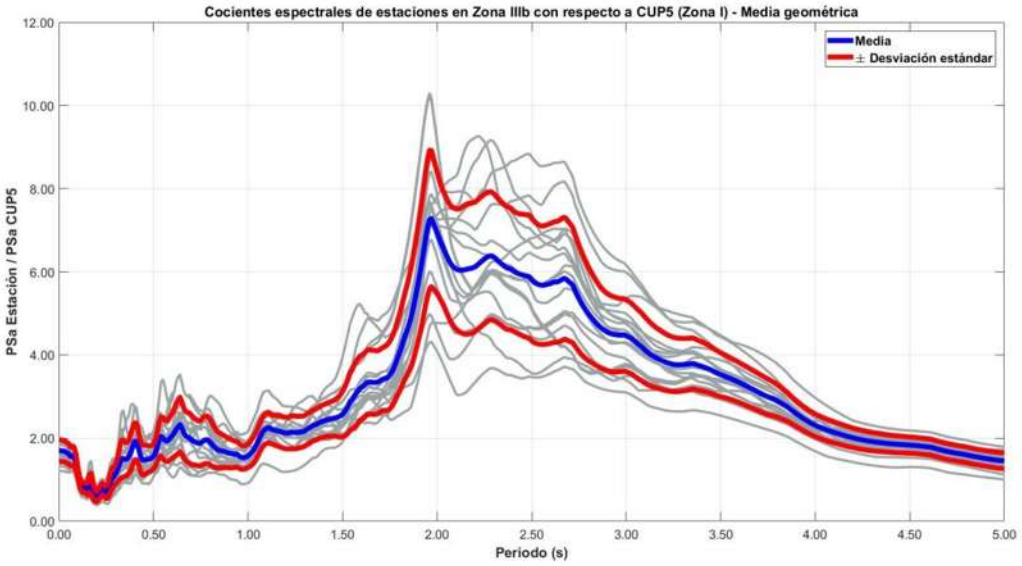
a)



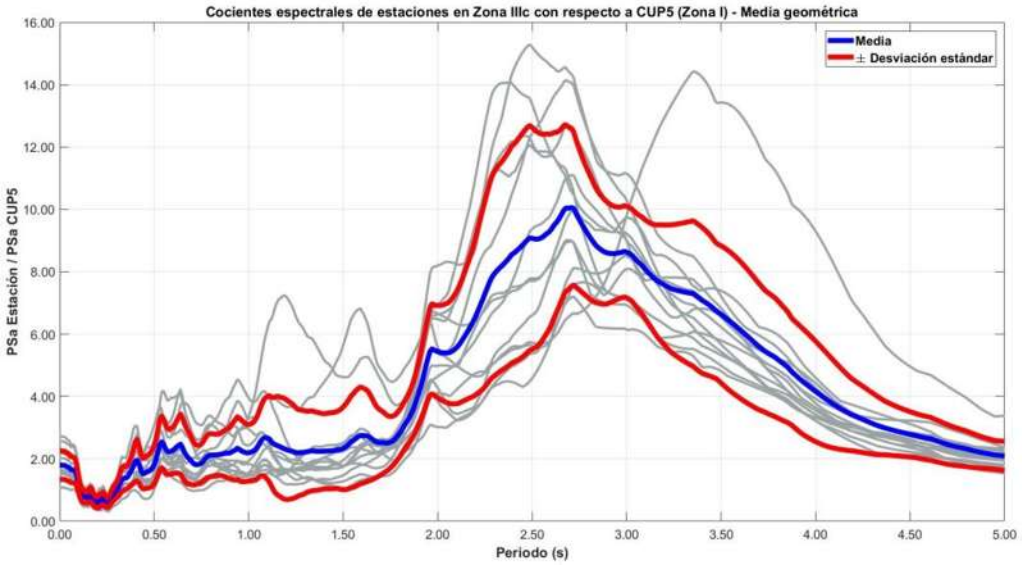
b)


Cocientes espectrales de estaciones en Zona IIIa con respecto a CUP5 (Zona I) - Media geométrica
Media
± Desviación estándar
PSa Estación / PSa CUP5
Periodo (s)

c)


Cocientes espectrales de estaciones en Zona IIIb con respecto a CUP5 (Zona I) - Media geométrica
Media
± Desviación estándar
PSa Estación / PSa CUP5
Periodo (s)

d)


Cocientes espectrales de estaciones en Zona IIIc con respecto a CUP5 (Zona I) - Media geométrica
Media
± Desviación estándar
PSa Estación / PSa CUP5
Periodo (s)

e)

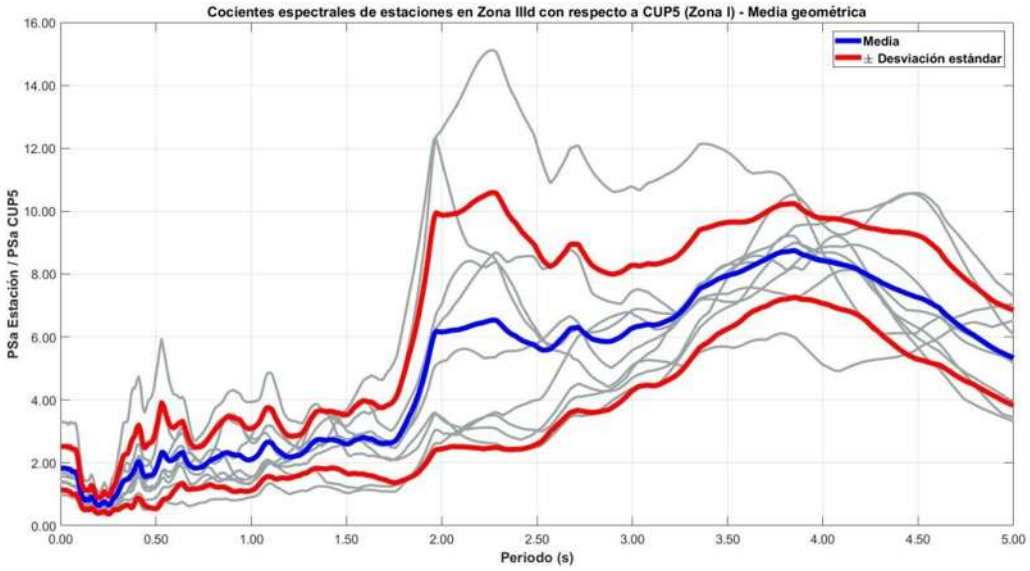
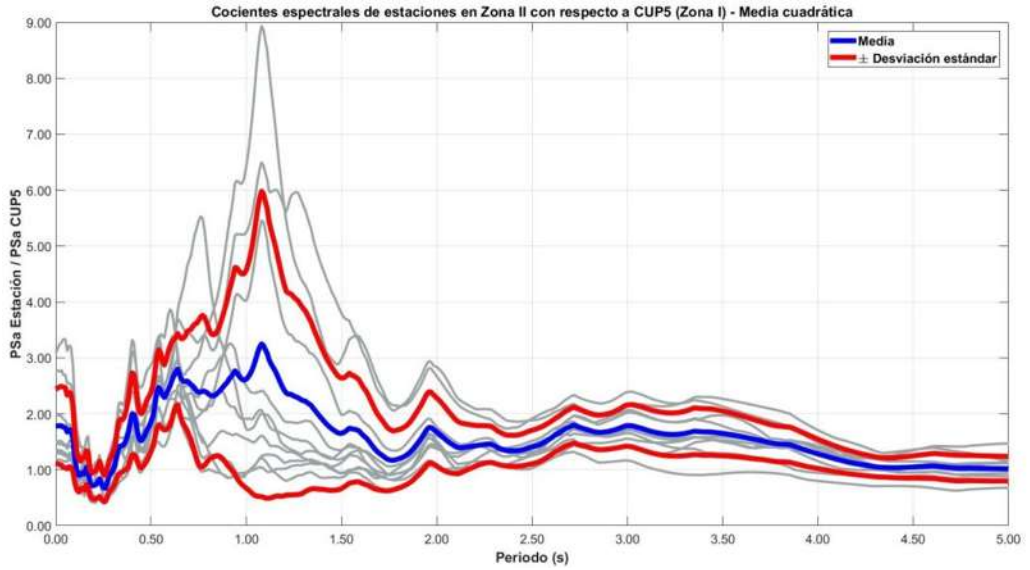
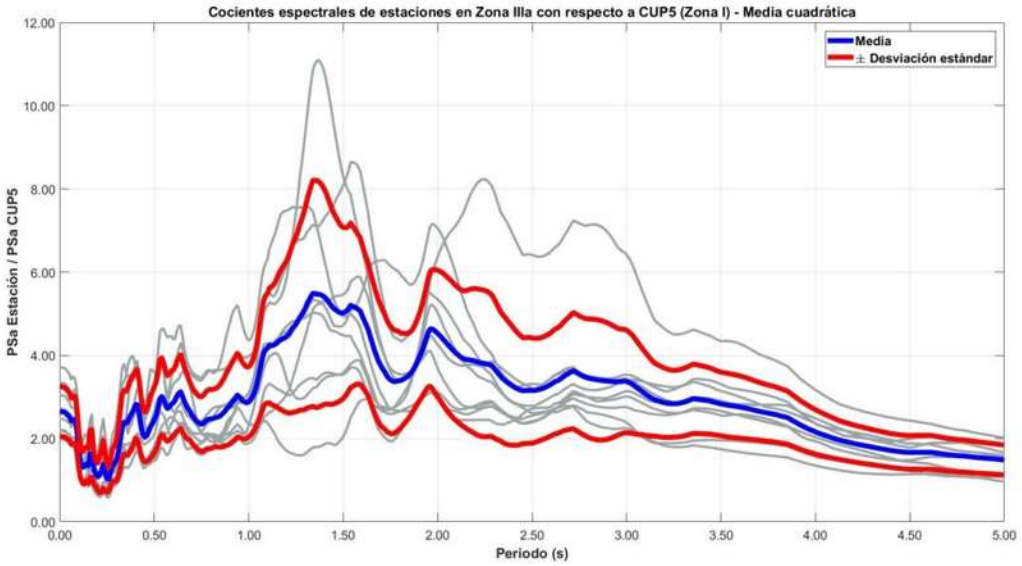


Figura 3-98: Media aritmética de cocientes espectrales más menos una desviación estándar para las diferentes estaciones ordenadas por zonas geotécnicas con respecto a CUP5 mediante media geométrica, a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb, d) Zona IIIc, e) Zona IIId

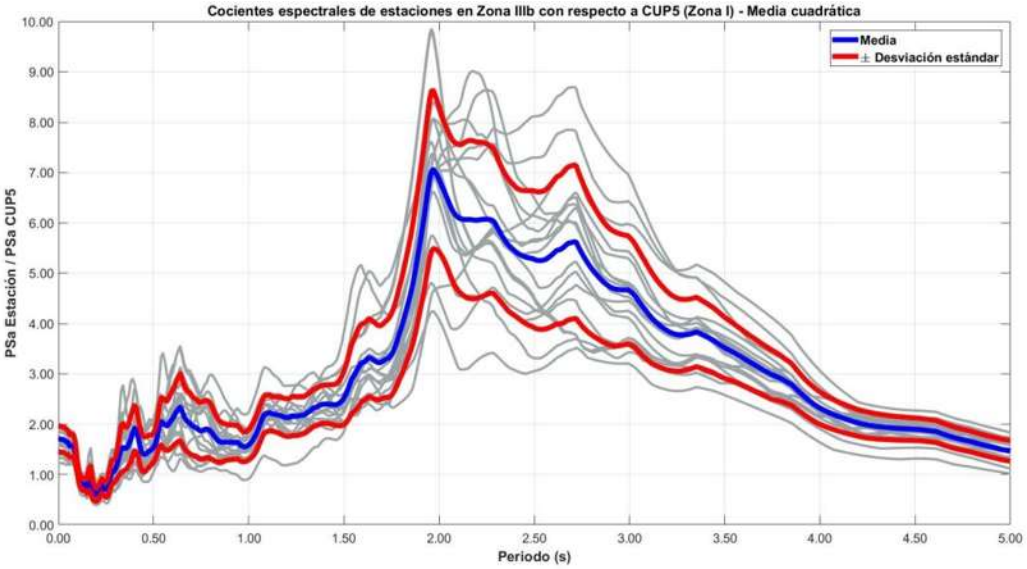
a)



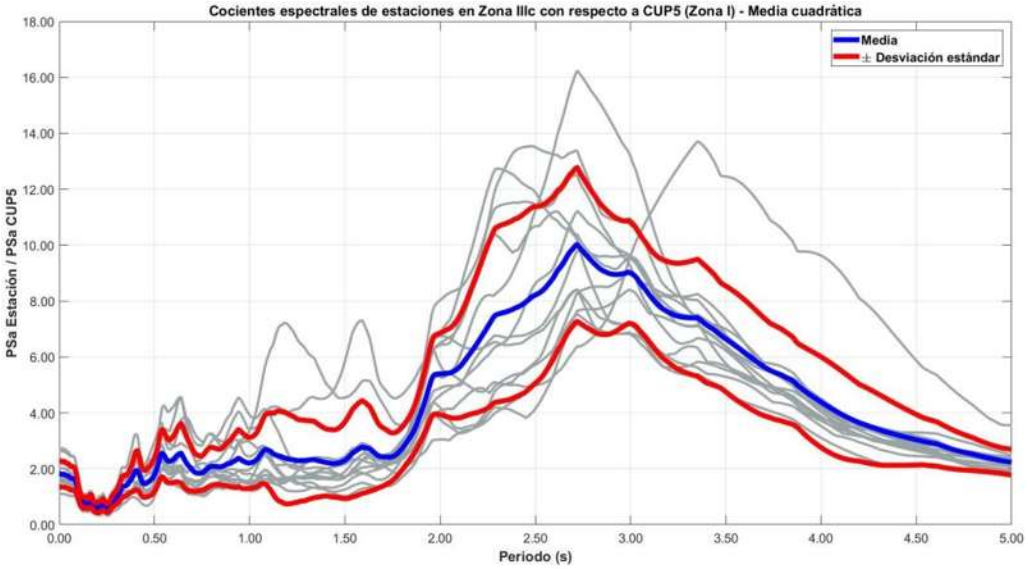
b)


Cocientes espectrales de estaciones en Zona IIIa con respecto a CUP5 (Zona I) - Media cuadrática
Media
± Desviación estándar
PSa Estación / PSa CUP5
Periodo (s)

c)


Cocientes espectrales de estaciones en Zona IIIb con respecto a CUP5 (Zona I) - Media cuadrática
Media
± Desviación estándar
PSa Estación / PSa CUP5
Periodo (s)

d)


Cocientes espectrales de estaciones en Zona IIIc con respecto a CUP5 (Zona I) - Media cuadrática
Media
± Desviación estándar
PSa Estación / PSa CUP5
Periodo (s)

e)

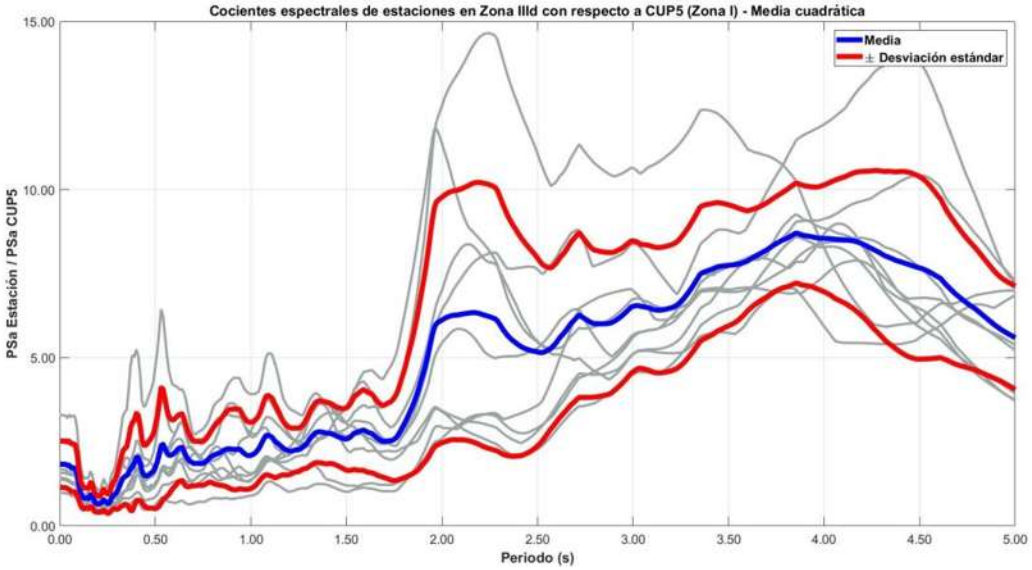
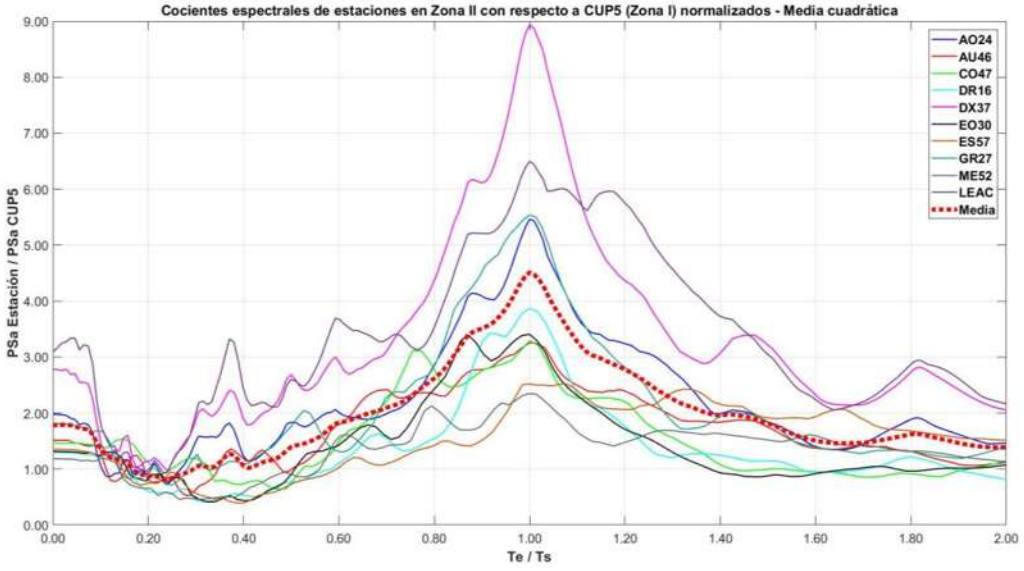


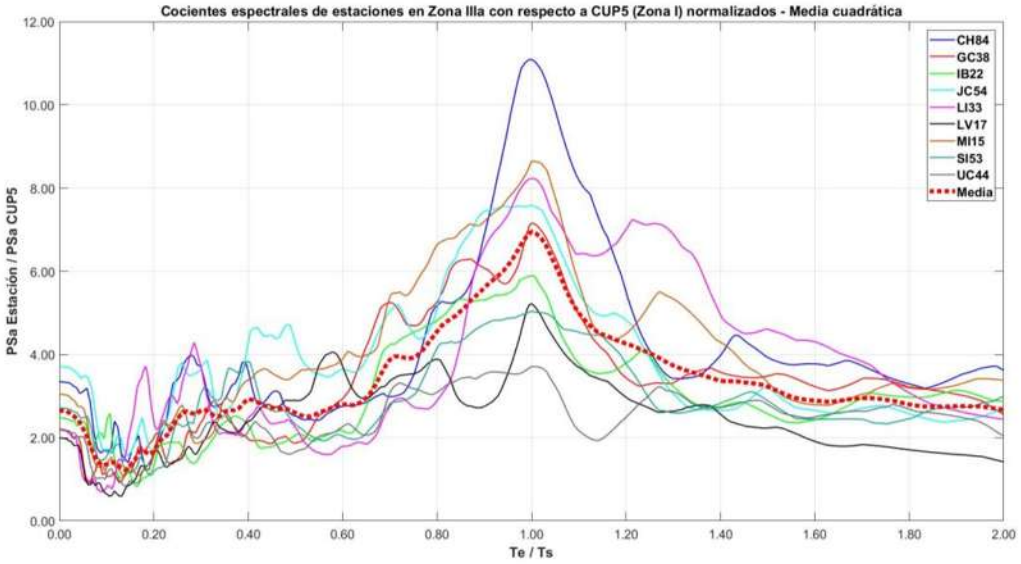
Figura 3-99: Media aritmética de cocientes espectrales más menos una desviación estándar para las diferentes estaciones ordenadas por zonas geotécnicas con respecto a CUP5 mediante media cuadrática, a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb, d) Zona IIIc, e) Zona IIId

Por último, es interesante observar las formas espectrales de las diferentes zonas al normalizar el periodo del S1GL (T) con respecto al periodo dominante del suelo (Ts). De esta manera, en el eje de las abscisas se grafica la relación (T_e / T_s), y en el eje de las ordenadas los cocientes espectrales.

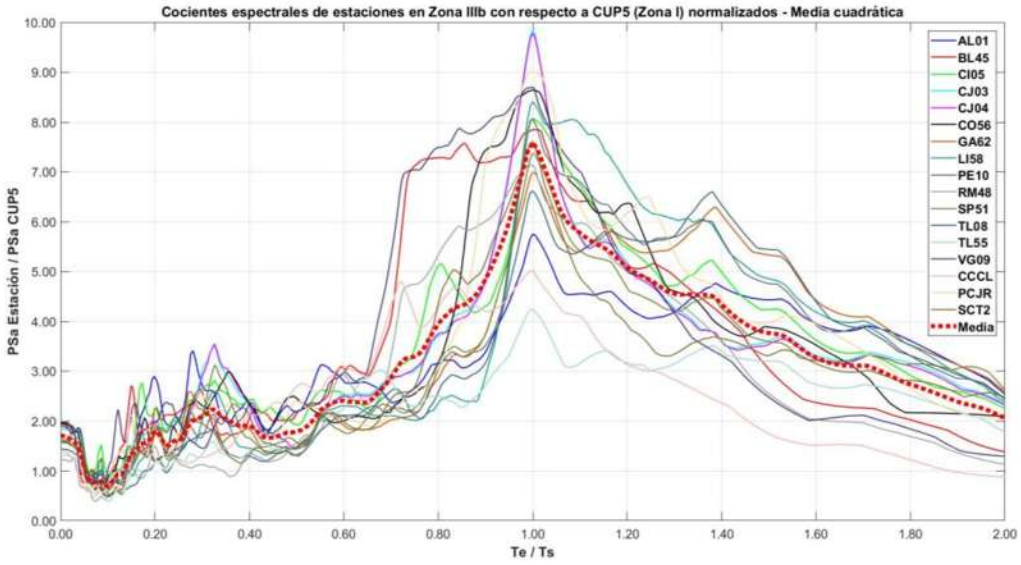
a)



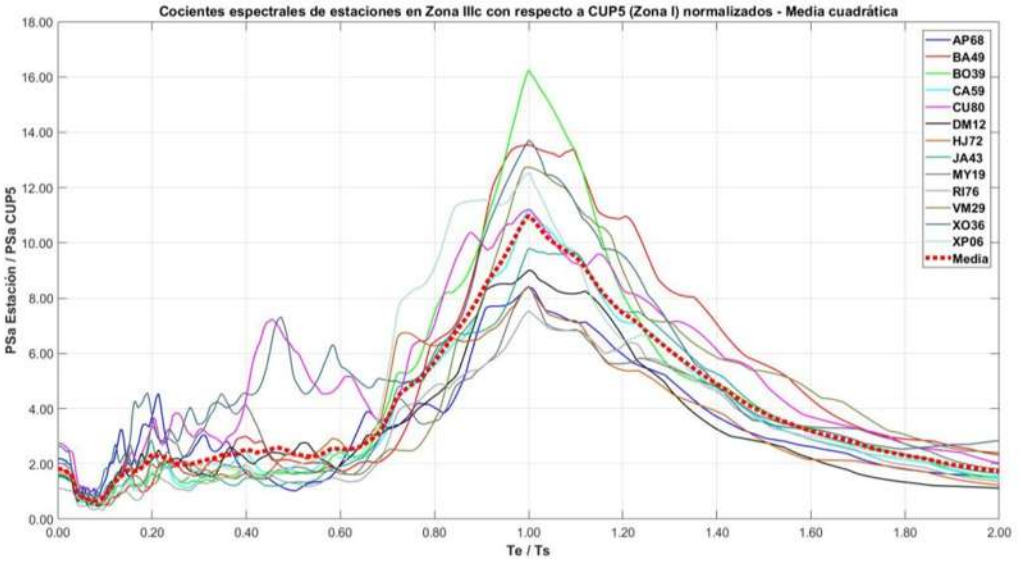
b)


Cocientes espectrales de estaciones en Zona IIIa con respecto a CUP5 (Zona I) normalizados - Media cuadrática
PSa Estación / PSa CUP5
Te / Ts
CH84
GC38
IB22
JC54
LI33
LV17
MI15
SI53
UC44
Media

c)


Cocientes espectrales de estaciones en Zona IIIb con respecto a CUP5 (Zona I) normalizados - Media cuadrática
PSa Estación / PSa CUP5
Te / Ts
AL01
BL45
CI05
CJ03
CJ04
CO56
GA62
LI58
PE10
RM48
SP51
TL08
TL55
VG09
CCCL
PCJR
SCT2
Media

d)


Cocientes espectrales de estaciones en Zona IIIc con respecto a CUP5 (Zona I) normalizados - Media cuadrática
PSa Estación / PSa CUP5
Te / Ts
AP68
BA49
BO39
CA59
CU80
DM12
HJ72
JA43
MY19
RI76
VM29
XO36
XP06
Media

e)

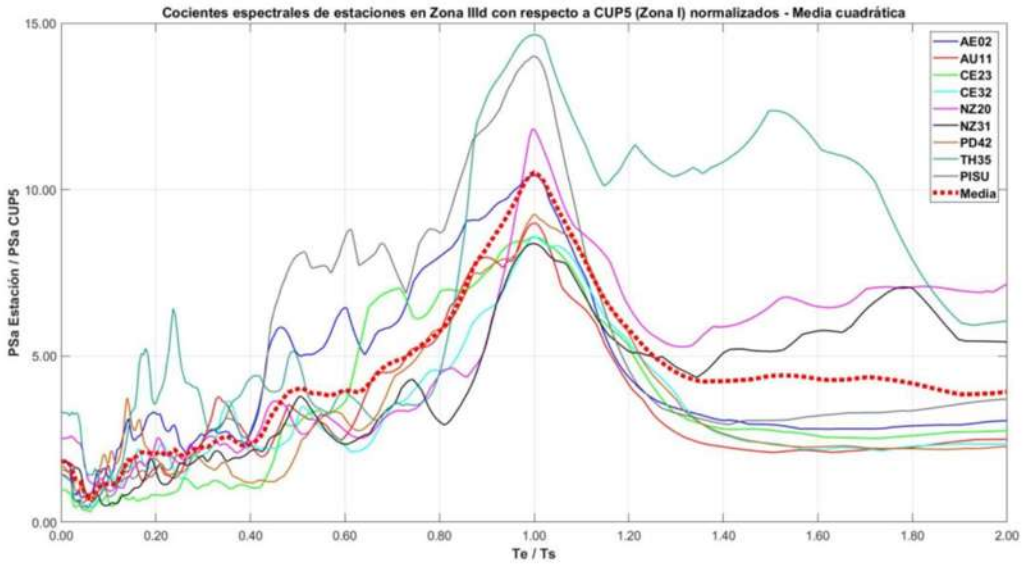
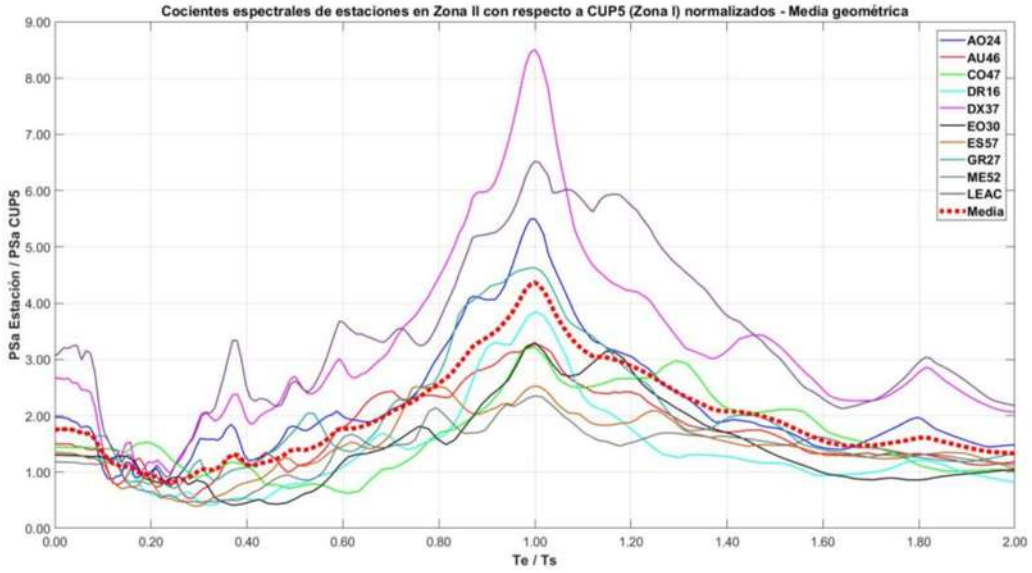


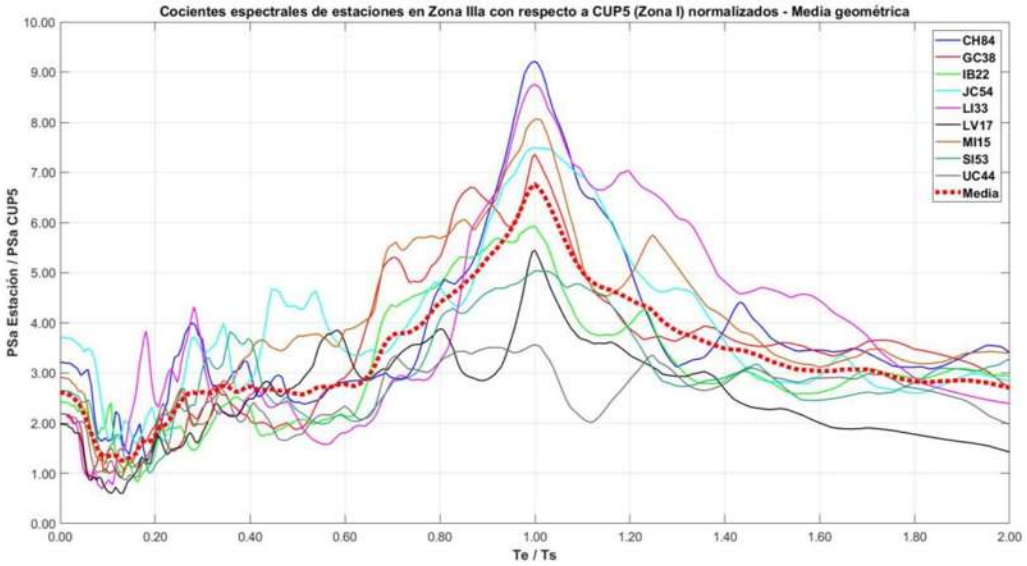
Figura 3-100: Cocientes espectrales de media cuadrática normalizados y ordenados por zonas geotécnicas con respecto a CUP5. a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb, d) Zona IIIc, e) Zona IIId

A partir de la curva media de los cocientes espectrales, se observa que las amplificaciones de los registros comienzan con la aceleración del suelo, posteriormente disminuyen y son cercanos a la unidad alrededor del periodo dominante del suelo firme, seguido de un aumento importante hasta su máximo para el periodo dominante del suelo blando. Por último, comienza la rápida disminución y convergencia al cociente espectral que define el desplazamiento del terreno.

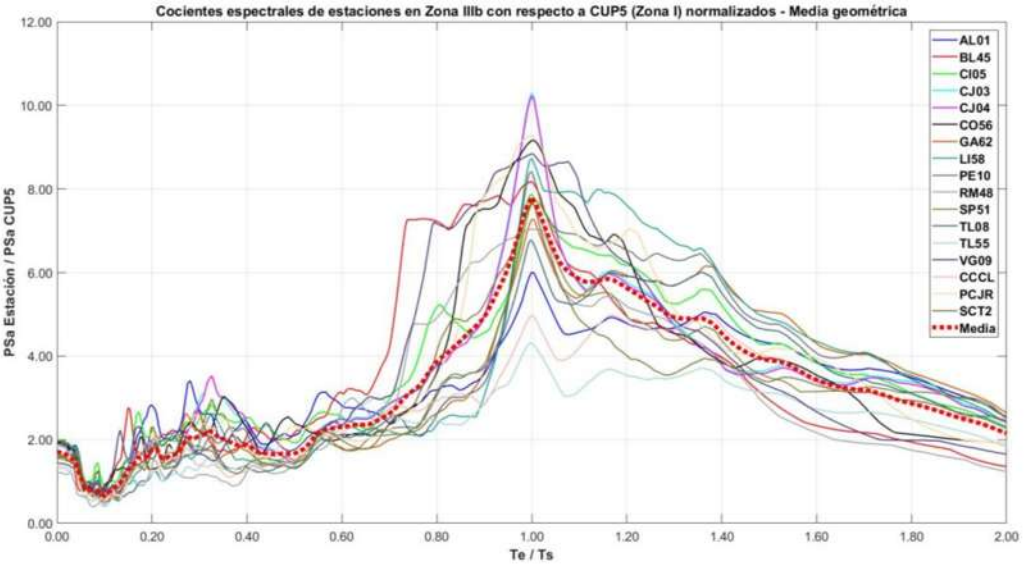
a)



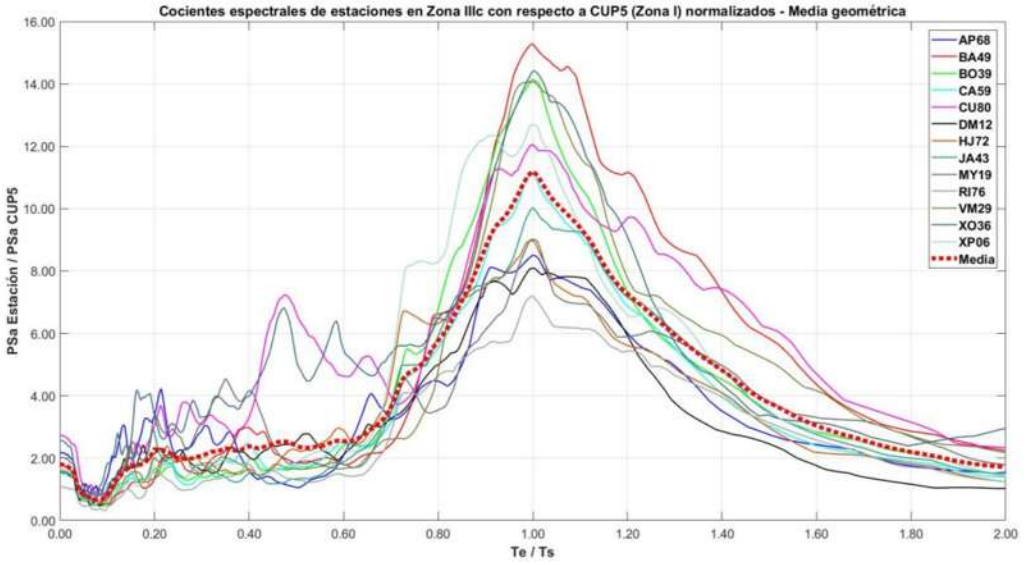
b)


Cocientes espectrales de estaciones en Zona IIIa con respecto a CUP5 (Zona I) normalizados - Media geométrica
PSa Estación / PSa CUP5
Te / Ts
CH84
GC38
IB22
JC54
LI33
LV17
MI15
SI53
UC44
Media

c)


Cocientes espectrales de estaciones en Zona IIIb con respecto a CUP5 (Zona I) normalizados - Media geométrica
PSa Estación / PSa CUP5
Te / Ts
AL01
BL45
CI05
CJ03
CJ04
CO56
GA62
LI58
PE10
RM48
SP51
TL08
TL55
VG09
CCCL
PCJR
SCT2
Media

d)


Cocientes espectrales de estaciones en Zona IIIc con respecto a CUP5 (Zona I) normalizados - Media geométrica
PSa Estación / PSa CUP5
Te / Ts
AP68
BA49
BO39
CA59
CU80
DM12
HJ72
JA43
MY19
RI76
VM29
XO36
XP06
Media

e)

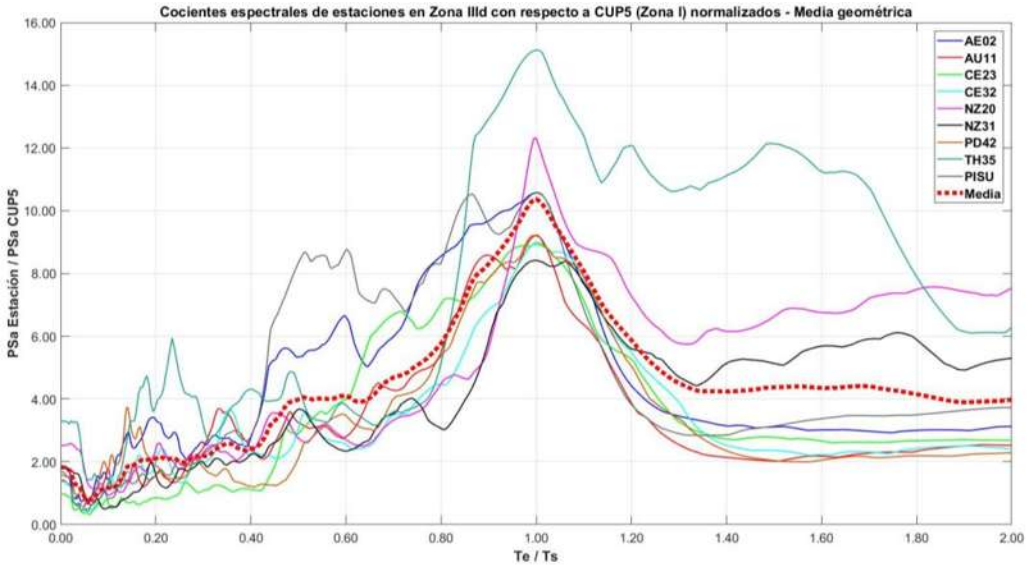


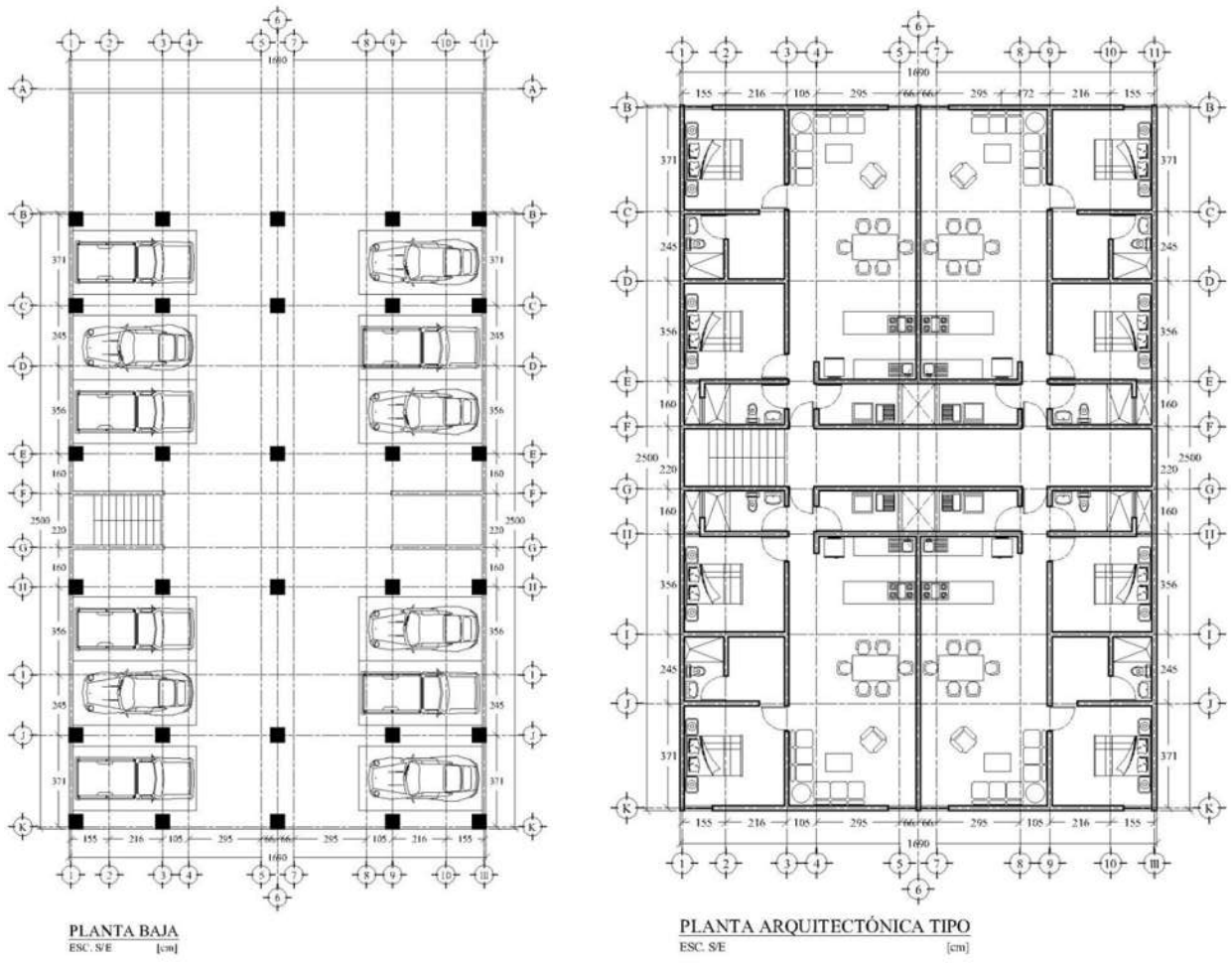
Figura 3-101: Cocientes espectrales de media geométrica normalizados y ordenados por zonas geotécnicas con respecto a CUP5. a) Zona II, b) Zona IIIa, c) Zona IIIb, d) Zona IIIc, e) Zona IIId

Cabe resaltar el gran contenido energético que presentan algunas estaciones de la zona IIId, en específico la TH35, NZ20 y NZ21, con altos cocientes espectrales posteriores a la relación de periodos que define el máximo de la curva.

Capítulo 4. Análisis y diseño de edificios con planta baja flexible con dos reglamentos de diseño

4.1 Caso de estudio

Con el propósito de caracterizar los daños y colapsos ocurridos en el sismo del 19 de septiembre de 2017, se seleccionó una estructura típica de la Ciudad de México con planta baja flexible. Este modelo es diseñado en primera instancia con el reglamento de construcciones de 1976, dado que un gran número de estructuras colapsadas o severamente dañadas fueron proyectadas con este código.



a) b)

Figura 4-1: Edificación típica con planta baja flexible en la Ciudad de México, a) Planta baja, b) Planta tipo

Posteriormente, se diseñó la misma estructura con el reglamento de construcciones de 2017 (vigente), dado que, en este reglamento, se permite el diseño de estructuras de planta baja flexible si se atienden las estipulaciones indicadas en el mismo. El objetivo es determinar el nivel de desempeño y por tanto el comportamiento de estas estructuras conforme al peligro sísmico de la Ciudad de México.

En las inspecciones visuales y reportes de campo del sismo del 19 de septiembre de 2017 en la Ciudad de México, se observaron daños severos o colapsos en estructuras de dos a nueve niveles con planta baja flexible. Para este trabajo, se estudiarán modelos de edificios de tres, cinco y siete niveles diseñados con ambos reglamentos, con el propósito de analizar el cambio en los comportamientos dinámicos de las estructuras.

La figura 4-1 muestra las plantas arquitectónicas de la estructura en estudio. Por su parte, la tabla 4-1 indica las alturas de entrepiso de los modelos.

Tabla 4-1: Alturas de entrepiso empleadas en el modelo estructural

Edificio	Altura de planta baja (m)	Altura tipo (m)
Reglamento de construcciones de 1976		
Tres niveles	3.20	2.55
Cinco niveles	3.30	2.55
Siete niveles	3.40	2.55
Reglamento de construcciones de 2017		
Tres niveles	3.30	2.55
Cinco niveles	3.40	2.55
Siete niveles	3.50	2.55

4.2 Propiedades dinámicas del suelo para el análisis de la interacción suelo estructura

Las propiedades dinámicas del suelo para efectos de interacción suelo estructura son indispensables y estas deberán ser obtenidas mediante pruebas dinámicas de campo o laboratorio con el fin de caracterizar de manera certera sus propiedades.

Dado que en este trabajo se plantea hacer una revisión paramétrica de los efectos de interacción dinámica suelo estructura, además que no se cuentan con las pruebas dinámicas de campo o laboratorio del suelo bajo las estaciones de registro de aceleración, se recurre a expresiones paramétricas para estimar estas propiedades. La ecuación 4-1 (NTC DF-Sismo, 2004) permite realizar una aproximación suficiente del módulo de cortante dinámico del suelo.

$$G_{sd} = \frac{16\gamma}{g}\left(\frac{H_s}{T_s}\right)^2 \qquad \textbf{Ec. 4-1}$$

Donde

$G_{sd} = Módulo\ de\ cortante\ dinámico\ del\ suelo$

$H_s = Profundidad\ del\ suelo\ blando$

$T_s = Periodo\ fundamental\ del\ suelo$

$\gamma = Peso\ específico\ del\ suelo$

Las Normas Técnicas Complementarias para Sismo del Distrito Federal de 2004, en su apéndice A, permitían que, si no se contaba con estudios locales de mecánica de suelos para determinar las propiedades del suelo, se podrían adoptar los siguientes valores, $\gamma = 1.25\ t/m^3$, $\zeta_s = 0.03$ y $\nu_s = 0.45$, representando el peso específico, el amortiguamiento histerético y la relación de Poisson del suelo, respectivamente.

Para obtener la profundidad del suelo blando bajo una estación, se recurre al uso de las curvas de igual profundidad representadas en la figura A.2 de las Normas Técnicas Complementarias descritas en el párrafo anterior. Así mismo, se desarrolló un algoritmo interpolador que conduce a las curvas mostradas en la figura 3-90. Por su parte, el periodo fundamental de vibración del suelo se obtuvo a partir de la aplicación ejecutable para Windows del SASID (Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño) en su versión 4.0.2.0.

Obteniendo los parámetros anteriores, se estima el módulo de rigidez a cortante dinámico del suelo con la expresión 4-1 para cada estación de interés. Otro parámetro importante para caracterizar la interacción dinámica suelo estructura es conocer la velocidad de ondas de corte del suelo, esta puede ser estimada con cualquiera de las siguientes expresiones ampliamente aceptadas en la literatura (NTC CDMX-Sismo, 2020).

$$V_s = \sqrt{\frac{G_{sd}}{\rho_s}} = \sqrt{\frac{G_{sd} \cdot g}{\gamma_s}} \qquad \text{Ec. 4-2}$$

$$V_s = \frac{4H_s}{T_s} \qquad \text{Ec. 4-3}$$

Por último, basta con recurrir a las expresiones clásicas de la mecánica del medio continuo para estimar el módulo de elasticidad dinámico del suelo. La ecuación 4-4 estima este parámetro.

$$E_{sd} = 2G_{sd}(1 + \nu_s) \qquad \text{Ec. 4-4}$$

Con base en lo anterior, se recopilan los resultados de las zonas geotécnicas en las tablas 4-2 a 4-6, mostrando el periodo fundamental (T_s), la profundidad del estrato blando (H_s), el módulo dinámico de corte (G_{sd}), el módulo dinámico de elasticidad (E_{sd}) y la velocidad de ondas de corte del suelo (V_s), respectivamente. Así mismo, se calcula la media, la desviación estándar y el coeficiente de variación poblacional.

Tabla 4-2: Propiedades dinámicas del suelo – Zona II

Zona II – Propiedades dinámicas del suelo					
Estación	**T_s (s)**	**H_s (m)**	**G_{sd} (t/m²)**	**E_{sd} (t/m²)**	**V_s (m/s)**
AO24	0.939	18.990	834.109	2,418.915	80.893
AU46	0.895	10.985	307.228	890.962	49.094
CO47	0.730	8.532	278.575	807.867	46.749
DR16	0.625	10.213	544.558	1,579.219	65.362
DX37	0.727	5.555	119.081	345.334	30.565
EO30	0.670	5.339	129.503	375.560	31.874
ES57	0.732	12.309	576.657	1,672.304	67.261
GR27	0.757	13.343	633.598	1,837.435	70.503
ME52	0.766	12.725	562.856	1,632.283	66.451
LEAC	0.673	13.891	868.846	2,519.652	82.561
μ	**0.751**	**11.188**	**485.501**	**1407.953**	**59.131**
σ_p	**0.093**	**3.878**	**253.731**	**735.818**	**17.673**
cv	**0.124**	**0.347**	**0.523**	**0.523**	**0.299**

Tabla 4-3: Propiedades dinámicas del suelo – Zona IIIa

Zona IIIa – Propiedades dinámicas del suelo					
Estación	**T_s (s)**	**H_s (m)**	**G_{sd} (t/m²)**	**E_{sd} (t/m²)**	**V_s (m/s)**
CH84	1.347	13.853	215.707	625.551	41.137
GC38	1.422	20.841	438.075	1,270.417	58.624
IB22	1.406	24.687	628.773	1,823.442	70.234
JC54	1.106	14.189	335.673	973.453	51.317
LI33	1.558	20.942	368.493	1,068.631	53.767
LV17	1.405	17.917	331.665	961.829	51.010
MI15	1.301	36.509	1,606.094	4,657.673	112.250
SI53	1.310	24.542	715.820	2,075.878	74.938
UC44	1.263	23.361	697.748	2,023.470	73.986
μ	**1.346**	**21.871**	**593.117**	**1720.038**	**65.252**
σ_p	**0.118**	**6.433**	**395.104**	**1145.801**	**19.883**
cv	**0.088**	**0.294**	**0.666**	**0.666**	**0.305**

Tabla 4-4: Propiedades dinámicas del suelo – Zona IIIb

Zona IIIb – Propiedades dinámicas del suelo					
Estación	**T_s (s)**	**H_s (m)**	**G_{sd} (t/m²)**	**E_{sd} (t/m²)**	**V_s (m/s)**
AL01	1.774	30.082	586.439	1,700.672	67.829
BL45	2.221	32.346	432.569	1,254.451	58.255
CI05	1.767	30.000	587.876	1,704.839	67.912
CJ03	1.745	30.427	620.056	1,798.162	69.746
CJ04	1.752	30.541	619.744	1,797.257	69.728
CO56	2.036	30.139	446.894	1,295.992	59.211
GA62	1.884	30.577	537.225	1,557.951	64.920
LI58	1.972	30.118	475.737	1,379.637	61.092
PE10	2.024	39.797	788.502	2,286.654	78.651
RM48	2.439	35.348	428.366	1,242.262	57.971
SP51	1.782	37.955	925.217	2,683.130	85.197
TL08	1.758	29.364	568.994	1,650.082	66.812
TL55	1.465	26.311	657.841	1,907.739	71.839
VG09	2.171	32.353	452.916	1,313.456	59.609
CCCL	1.651	28.318	600.013	1,740.039	68.609
PCJR	2.015	30.075	454.333	1,317.567	59.702
SCT2	1.730	37.023	934.054	2,708.757	85.603
μ	**1.893**	**31.810**	**595.104**	**1725.803**	**67.805**
σ_p	**0.232**	**3.517**	**153.600**	**445.440**	**8.437**
cv	**0.122**	**0.111**	**0.258**	**0.258**	**0.124**

Tabla 4-5: Propiedades dinámicas del suelo – Zona IIIc

Zona IIIc – Propiedades dinámicas del suelo					
Estación	**T_s (s)**	**H_s (m)**	**G_{sd} (t/m²)**	**E_{sd} (t/m²)**	**V_s (m/s)**
AP68	2.746	43.974	523.011	1,516.731	64.056
BA49	2.344	37.815	530.798	1,539.313	64.531
BO39	2.522	30.851	305.193	885.061	48.932
CA59	2.698	41.787	489.223	1,418.747	61.952
CU80	2.204	39.079	641.172	1,859.400	70.923
DM12	3.246	41.290	329.996	956.987	50.881
HJ72	2.496	37.513	460.665	1,335.929	60.117
JA43	2.670	43.096	531.342	1,540.892	64.564
MY19	2.535	31.969	324.360	940.644	50.445
RI76	3.078	43.967	416.124	1,206.760	57.136
VM29	2.279	41.158	665.189	1,929.048	72.239
XO36	3.506	40.000	265.468	769.857	45.636
XP06	2.471	37.506	469.871	1,362.625	60.714
μ	**2.677**	**39.231**	**457.878**	**1327.846**	**59.394**
σ_p	**0.371**	**3.979**	**120.551**	**349.599**	**8.029**
cv	**0.139**	**0.101**	**0.263**	**0.263**	**0.135**

Tabla 4-6: Propiedades dinámicas del suelo – Zona IIId

Zona IIId – Propiedades dinámicas del suelo					
Estación	**T_s (s)**	**H_s (m)**	**G_{sd} (t/m²)**	**E_{sd} (t/m²)**	**V_s (m/s)**
AE02	4.539	54.982	299.250	867.824	48.453
AU11	3.633	51.406	408.334	1184.169	56.599
CE23	4.167	47.464	264.601	767.344	45.561
CE32	2.922	55.353	731.877	2122.444	75.774
NZ20	4.137	45.619	247.994	719.183	44.109
NZ31	4.238	56.637	364.250	1056.324	53.457
PD42	3.426	51.209	455.656	1321.403	59.789
TH35	4.701	30.000	83.057	240.866	25.526
PISU	3.676	49.496	369.749	1072.272	53.859
μ	**3.938**	**49.130**	**358.308**	**1039.092**	**51.459**
σ_p	**0.536**	**7.601**	**167.299**	**485.167**	**12.768**
cv	**0.136**	**0.155**	**0.467**	**0.467**	**0.248**

De manera gráfica, las figuras 4-2 a 4-6 ilustran los resultados de la media y la desviación estándar poblacional de las estaciones, ordenadas por zona geotécnicas.

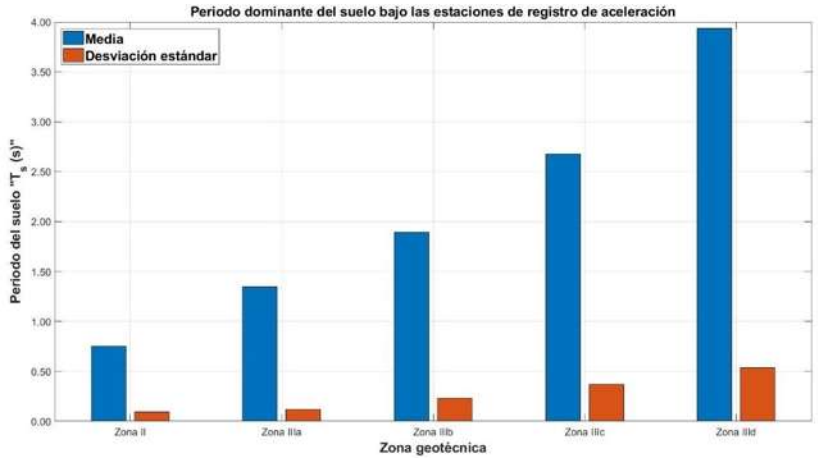


Figura 4-2: Periodo dominante del suelo bajo las estaciones

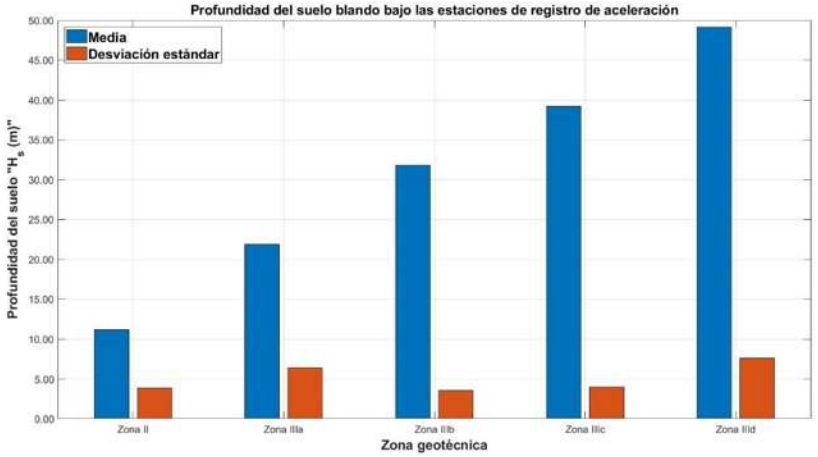


Figura 4-3: Profundidad del suelo blando bajo las estaciones

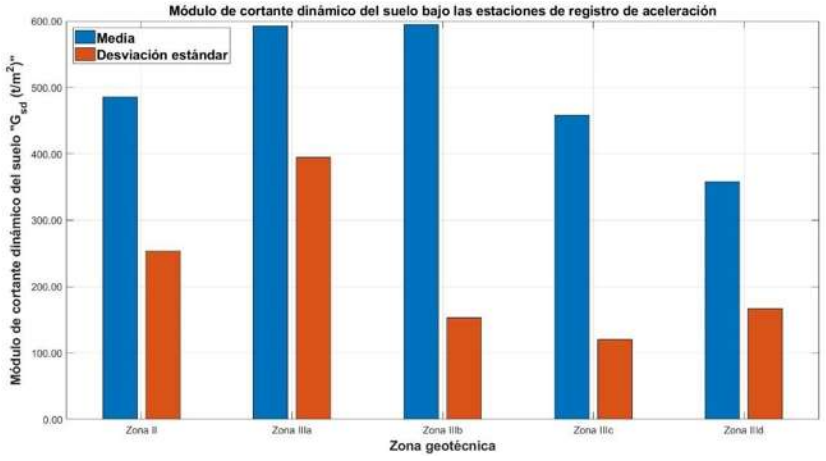


Figura 4-4: Módulo de cortante dinámico bajo las estaciones

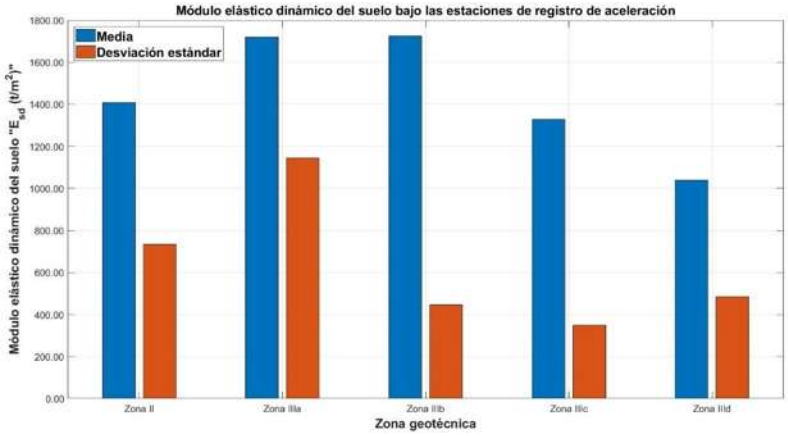


Figura 4-5: Módulo de elasticidad dinámico bajo las estaciones

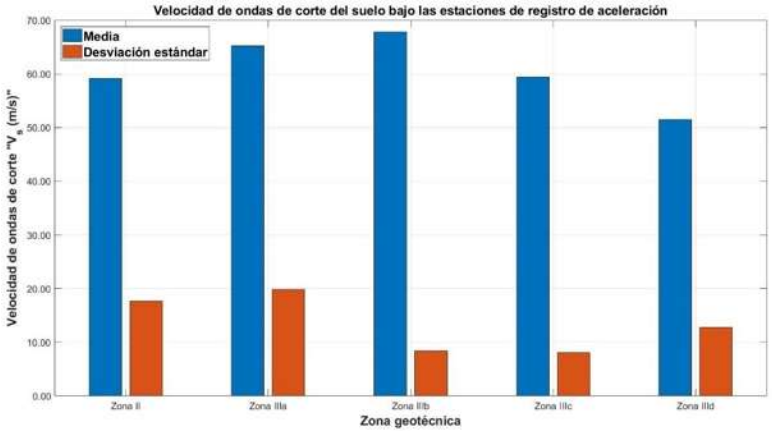


Figura 4-6: Velocidad de ondas de corte bajo las estaciones

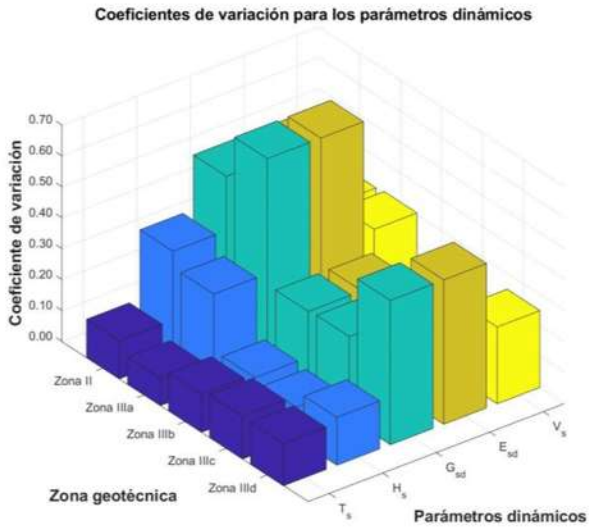


Figura 4-7: Velocidad de ondas de corte bajo las estaciones

El módulo de corte, el módulo elástico y las velocidades de onda de corte del suelo, se analizarán considerando aproximadamente una media más menos una desviación estándar, con el propósito de acotar la respuesta dinámica de las edificaciones con un límite inferior, medio y superior ante los efectos de la interacción. Con base en los resultados obtenidos con anterioridad, y con cierto grado de empirismo, se adoptan los valores indicados en la tabla 4-7 para caracterizar el suelo y por lo tanto la respuesta de las edificaciones de planta baja flexible considerando la interacción dinámica suelo estructura. La velocidad de ondas de corte para los tres límites se estimó empleando la ecuación 4-2. Se considerará de manera determinista el amortiguamiento, el coeficiente de Poisson y el peso específico del suelo.

Tabla 4-7: Propiedades dinámicas del suelo para fines de interacción suelo estructura

ζ_s	ν_s	γ_s (t/m^3)	G_{sd} (t/m^2)	E_{sd} (t/m^2)	V_s (m/s)
0.03	0.45	1.25	600 ± 150	1,740 ± 435	59.4 / 68.61 / 76.71

4.3 Reglamento de construcciones para el Distrito Federal de 1976 y sus Normas Técnicas Complementarias

4.3.1 Cargas gravitacionales y pesos unitarios específicos

De acuerdo con el capítulo XXXV y XXXVI del reglamento de construcciones, es necesario considerar las cargas muertas y vivas que obrarán en la estructura. En el caso de las cargas muertas (de carácter permanente), se emplearán los pesos unitarios específicos y sus respectivos espesores que componen a los elementos. Para las cargas vivas (cargas no permanentes o transitorias), serán necesario considerar los valores nominales de acuerdo con el artículo 227 de este reglamento, los cuales están en función del uso y del tipo de acción.

La carga viva máxima ($C_{V,m}$) se empleará para para diseño estructural por fuerzas gravitacionales de los elementos de la estructura, la cimentación y los asentamientos inmediatos (elásticos) en el suelo. La carga viva instantánea ($C_{V,a}$) se empleará para el diseño sísmico. Por último, la carga viva media ($C_{V,w}$) se empleará para el cálculo de asentamientos a largo plazo, tanto totales como diferenciales.

La tabla 4-8 presenta los pesos unitarios por unidad de área que obran en las cubiertas, para el caso de la carga muerta (C_M) se incluye el peso unitario propio de la losa (sin trabes), así como los acabados que la componen.

Tabla 4-8: Cargas gravitacionales conforme al reglamento de construcciones de 1976

Cargas gravitacionales muertas y vivas				
Entrepiso	C_M (Kgf/m²)	$C_{V,m}$ (Kgf/m²)	$C_{V,a}$ (Kgf/m²)	$C_{V,w}$ (Kgf/m²)
Cubierta de planta baja	455	250	90	70
Cubierta de planta tipo	455	250	90	70
Cubierta de azotea	545	100	70	15

Se consideran adicionalmente los siguientes pesos unitarios específicos para los muros de mampostería y el concreto reforzado

- **Muros de mampostería:** 2060 Kg/m³
- **Concreto reforzado:** 2400 Kg/m³

4.3.2 Propiedades mecánicas de los materiales

De acuerdo con las normas técnicas complementarias correspondientes al material en cuestión, se estiman las propiedades mecánicas para fines de diseño. Dichas propiedades se enlistan a continuación.

- **Concreto reforzado**
  - $f_c' = 250\ Kgf/cm^2$
  - $f_c^* = 0.8 f_c'$
  - $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^* \leq 0.85 f_c^*$
  - $E_c = 10{,}000\sqrt{f_c'}$
  - $G_c = 0.4 E_c$

El valor de f_c^* se empleará como valor nominal de la resistencia simple a compresión del concreto para fines de diseño.

- **Mampostería**
  - $f_p^* = 50\ Kgf/cm^2$
  - $f_m^* = 25\ Kgf/cm^2$
  - $v_m^* = 3\ Kgf/cm^2$
  - $E_m = 600 f_m^* \rightarrow Cargas\ de\ corta\ duración$
  - $E_m = 250 f_m^* \rightarrow Cargas\ sostenidas$
  - $G_m = 0.3 E_m$
- **Acero de refuerzo**
  - $f_y = 4200\ Kgf/cm^2$
  - $E_s = 2'040{,}000\ Kgf/cm^2$

4.3.3 Espectro de diseño sísmico elástico y reducido

El espectro elástico y de diseño se obtiene del capítulo XXXVII del reglamento, así como de sus Normas Técnicas Complementarias. En primera instancia se clasifica la construcción en estudio según su uso y su estructura.

- **Clasificación según su uso:** Grupo B
- **Clasificación según su estructura:** Tipo I

La construcción del espectro elástico se elabora a partir de las características correspondientes al tipo de zona geotécnica, en la tabla 4-9 se describen dichos parámetros. Para fines de diseño, las fuerzas sísmicas que resulten de los espectros de respuesta del análisis modal podrán reducirse por ductilidad, de acuerdo con lo estipulado en el artículo 235 del reglamento. En este caso, se emplea el caso 3 correspondiente a un factor de ductilidad Q=2.

Tabla 4-9: Parámetros para la construcción de los espectros elásticos conforme al reglamento de construcciones de 1976

Zona	c	a_o	T_1	T_2	r
I	0.16	0.030	0.3	0.8	1/2
II	0.20	0.045	0.5	2.0	2/3
III	0.24	0.060	0.8	3.3	1

$$a = a_o + (c - a_o)\frac{T}{T_1} \rightarrow Si\ T < T_1$$

$$a = c \rightarrow Si\ T_1 \leq T \leq T_2 \qquad \text{Ec. 4-5}$$

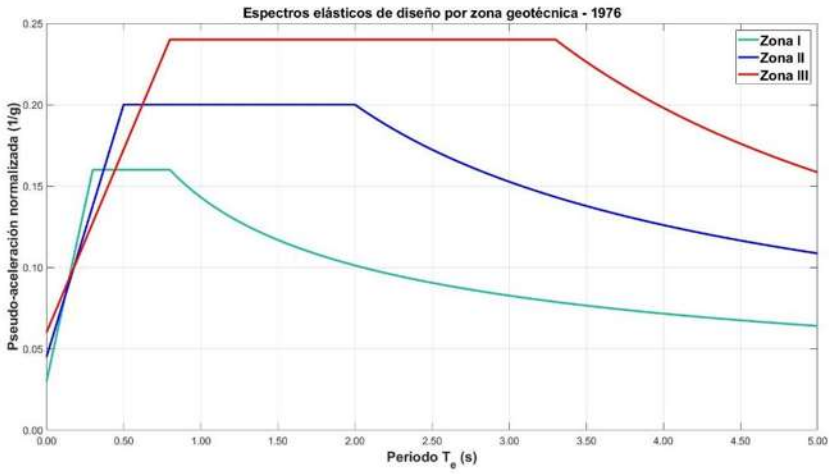
$$a = c\left(\frac{T_2}{T}\right)^r \rightarrow Si\ T > T_2$$

En esencia, el factor de reducción por ductilidad se basa en la regla de igual desplazamiento, exceptuando los periodos cortos (periodos menores a T_1), los cuales son muy sensibles a la demanda de ductilidad y por lo cual se hará variar linealmente en esta zona sensible a la aceleración. La ecuación 4-6, correspondiente al artículo 236, indica lo anterior.

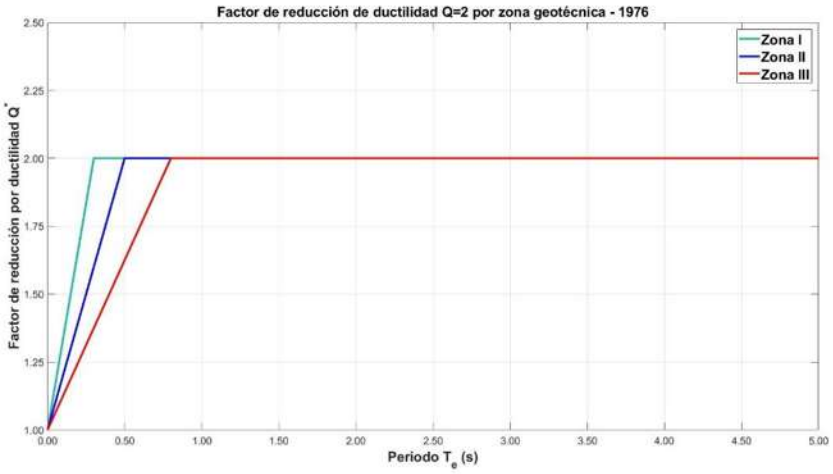
$$Q' = 1 + (Q - 1)\frac{T}{T_1} \rightarrow Si\ T < T_1 \qquad \text{Ec. 4-6}$$

$$Q' = Q \rightarrow Si\ T \geq T_1$$

a)



b)



c)

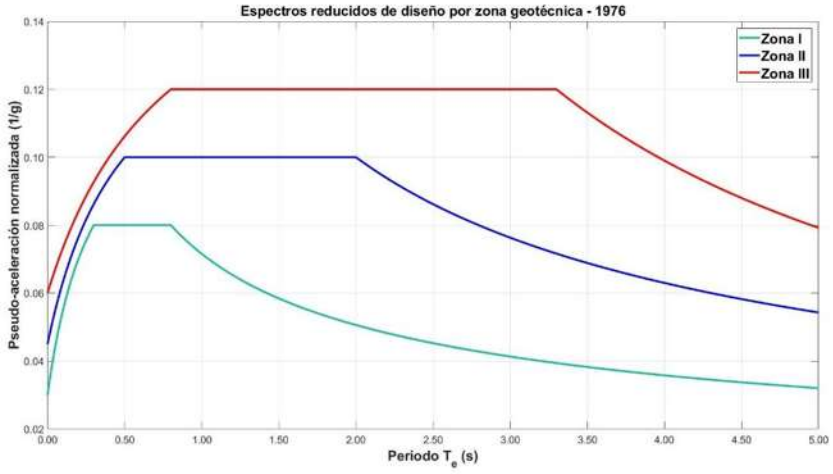


Figura 4-8: Espectros elásticos y reducidos de diseño conforme al Reglamento de Construcciones de 1976 del Distrito Federal. a) Espectros elásticos, b) Ductilidad efectiva, c)Espectros reducidos para diseño

4.3.4 Métodos de análisis estructural

Se analizará la estructura asumiendo un comportamiento elástico lineal de primer orden, de acuerdo con lo estipulado en el artículo del reglamento. Para incluir los efectos de segundo orden (en caso de ser aplicable) se hará mediante los factores de amplificación indicados en las normas técnicas correspondientes.

Se usará el método de análisis modal espectral, donde se deben incluir todos los modos de vibración necesarios para alcanzar el 90% de la participación modal. Las respuestas modales se combinarán mediante el método “CQC” y la combinación direccional mediante el método “SRSS”.

Los marcos de concreto reforzado (trabes y columnas) se modelan mediante elementos tipo barra con seis grados de libertad en cada nudo. Por su parte, los muros de mampostería se modelan mediante elementos tipo cascarón delgado (empleando un factor de disminución de rigidez fuera del plano) con una división interna no mayor a 50cm. Las dalas y castillos que confinan los muros se modelan mediante elementos tipo barra.

4.3.5 Factores de carga, de resistencia y combinaciones

Para revisar los elementos ante los estados límite de falla que pudieran presentarse, es necesario incrementar los valores nominales de las acciones conforme el artículo 220 del reglamento y disminuir los valores nominales de las resistencias conforme a lo estipulado en las normas técnicas complementarias del material en cuestión. Con lo anterior, se busca otorgar el nivel de seguridad apropiado a los elementos. En los siguientes párrafos se estipulan los factores de carga y resistencia empleados en este trabajo.

- **Factores de carga**
  - i. **F_C=1.4** para acciones exclusivamente permanentes o variables
  - ii. **F_C=1.1** para acciones que incluyan una acción accidental además de las permanentes o variables
  - iii. **F_C=0.9** para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad
- **Factores de resistencia para concreto reforzado**
  - i. **FR=0.9** para elementos en flexión
  - ii. **FR=0.85** para elementos en flexo-compresión confinada mediante estribos
  - iii. **FR=0.8** para elementos sujetos a cortante
- **Factores de resistencia para mampostería confinada**
  - i. **FR=0.6** para elementos sujetos a compresión
  - ii. **FR=0.6** para elementos sujetos a flexo-compresión
  - iii. **FR=0.6** para elementos sujetos a cortante

Por último, es necesario crear las combinaciones de carga que permitan abarcar cualquier posible estado límite de falla que pudiera presentarse, dichas combinaciones se presentan a continuación:

1) $1.4C_M + 1.4C_{Vm}$
2) $1.1C_M + 1.1CVa \pm 1.1SX \pm 0.33SY$
3) $1.1C_M + 1.1Cva \pm 0.33SX \pm 1.1SY$
4) $0.9C_M \pm 1.1SX \pm 0.33SY$
5) $0.9C_M \pm 0.33SX \pm 1.1SY$

4.3.6 Desplazamientos y distorsiones permisibles

Las deformaciones laterales horizontales de cada entrepiso deberán limitarse de acuerdo con lo estipulado al artículo 242, donde no excederán de 0.008 veces la diferencia de elevaciones correspondientes para elementos que estén ligados a la estructura y puedan sufrir daños por la deformación de la estructura. En caso contrario, el estado límite podrá incrementarse a 0.016. La deformación vertical permisible será de la longitud del elemento entre 240 más menos 5mm para elementos que no sufran daños por su deformación vertical. En caso contrario, la deformación se limitará a la longitud del elemento entre 480 más menos 3mm.

4.3.7 Resultados de la super estructura para la familia de edificaciones

La figura 4-9 presenta el croquis tipo para la estructura de la cubierta de planta baja. En los siguientes párrafos se presentan los resultados para los tres modelos en estudio, presentando las propiedades modales características, las dimensiones y porcentajes de acero de trabes y columnas, las fuerzas y cortantes de diseño de entrepiso, los desplazamientos y distorsiones de entrepiso y las rigideces y resistencias de diseño de entrepiso.

En la tabla correspondiente a los armados de las columnas, el ρ_{t1} corresponde al armado volumétrico transversal obtenido por el diseño a cortante o las disposiciones de espaciamiento máximo. Por su parte, el ρ_{t2} corresponde al armado volumétrico transversal en los extremos de las columnas (zona de articulación plástica), dicho armado corresponde atendiendo el apartado 4.2.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Concreto, donde se especifica

que la separación del armado transversal en esta zona sea la mitad que la dispuesta en el armado transversal general.

Para todos los modelos, los muros de mampostería se diseñan con un espesor de 15cm. Los castillos que confinan los muros se diseñan de tal manera que se satisfaga el diseño por flexocompresión en el plano.

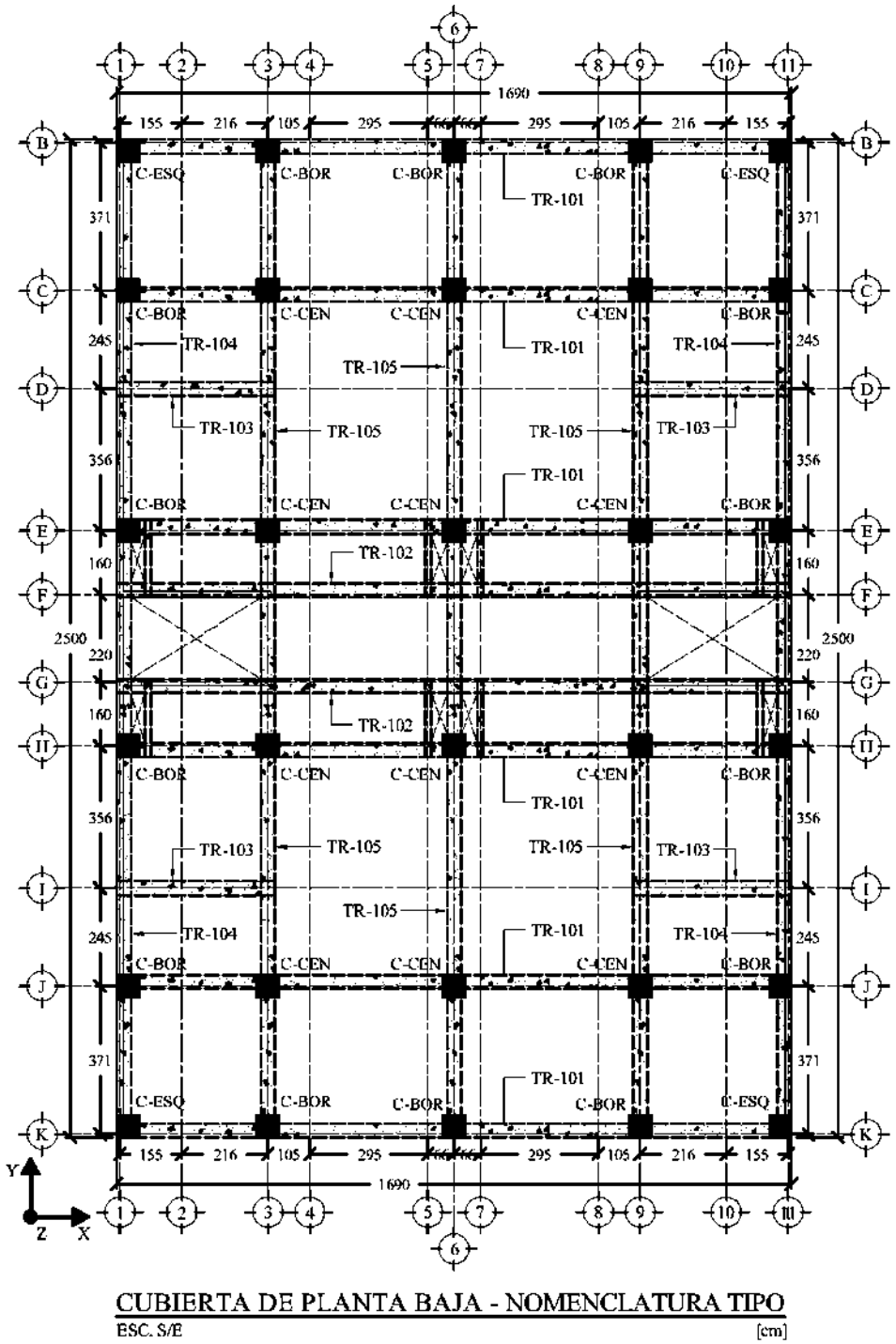


Figura 4-9: Nomenclatura de los elementos estructurales de cubierta de planta baja

- **Edificio de tres niveles**

Tabla 4-10: Propiedades modales – Edificio tres niveles 1976

Modo	Dirección	Periodo (s)	Γ_m
1	X	0.614	0.9991
2	Y	0.593	0.9995
3	ZZ	0.532	0.9992

Tabla 4-11: Dimensión y armados de trabes – Edificio tres niveles 1976

Trabe	Dimensión (cm)	ρ	ρ'	ρ_t
TR-101	20x50	0.0044	0.0100	0.0071
TR-102	20x50	0.0044	0.0100	0.0071
TR-103	20x50	0.0100	0.0028	0.0036
TR-104-A	30x50	0.0107	0.0107	0.0039
TR-104-B	30x50	0.0059	0.0059	0.0039
TR-105-A	35x60	0.0075	0.0100	0.0060
TR-105-B	35x60	0.0041	0.0041	0.0060

Tabla 4-12: Dimensión y armados de columnas – Edificio tres niveles 1976

Columna	Dimensión (cm)	ρ_ℓ	ρ_{t1}	ρ_{t2}
C-ESQ	35x35	0.0176	0.0091	0.0183
C-BOR	35x35	0.0148	0.0091	0.0183
C-CEN	35x35	0.0148	0.0091	0.0183

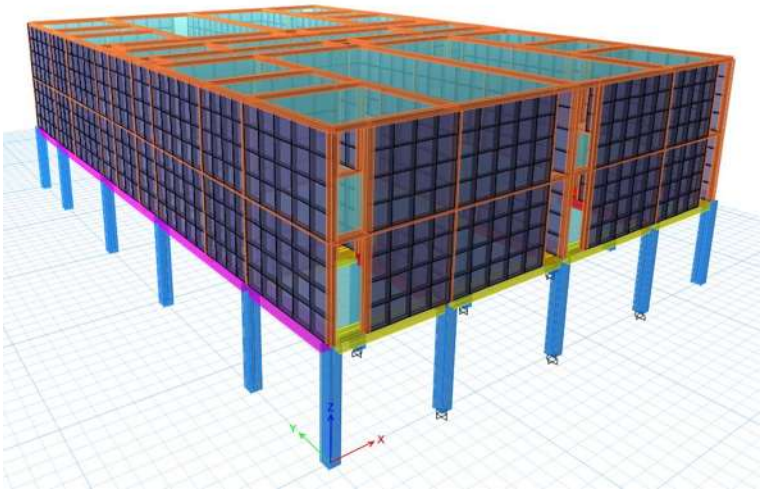


Figura 4-10: Modelo computacional del edificio de tres niveles 1976

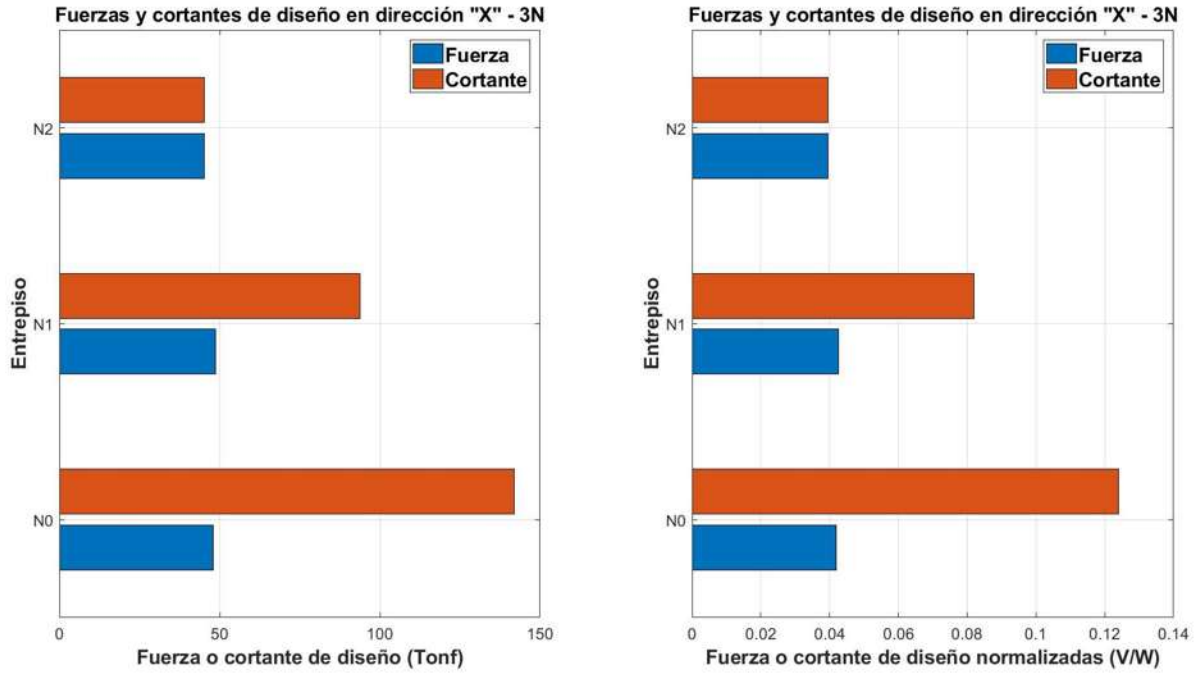
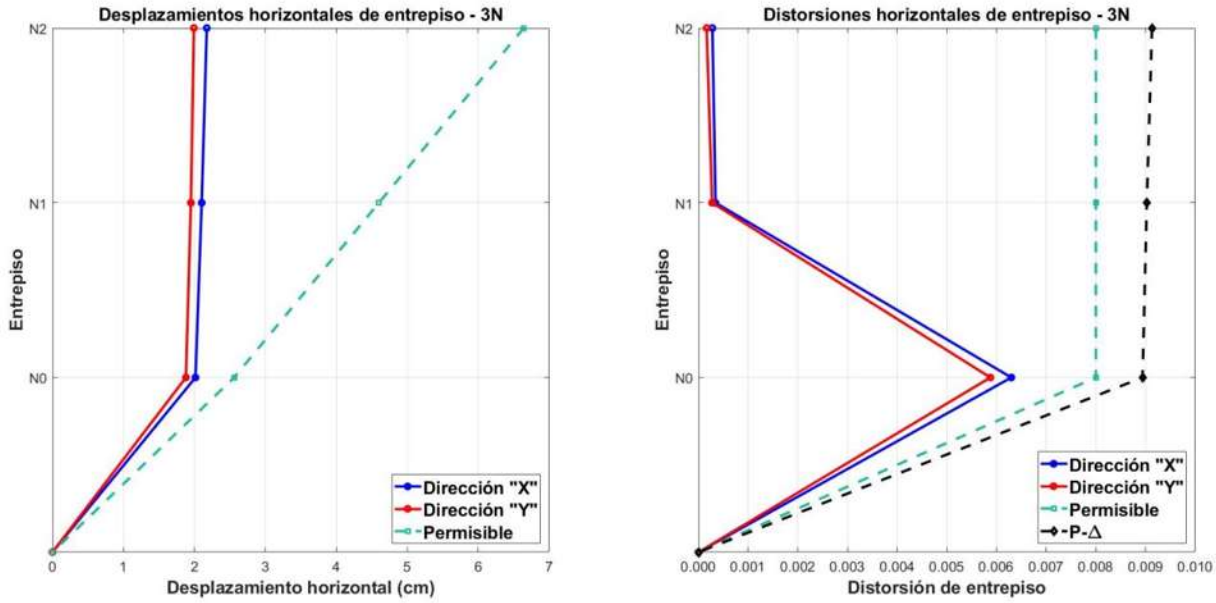
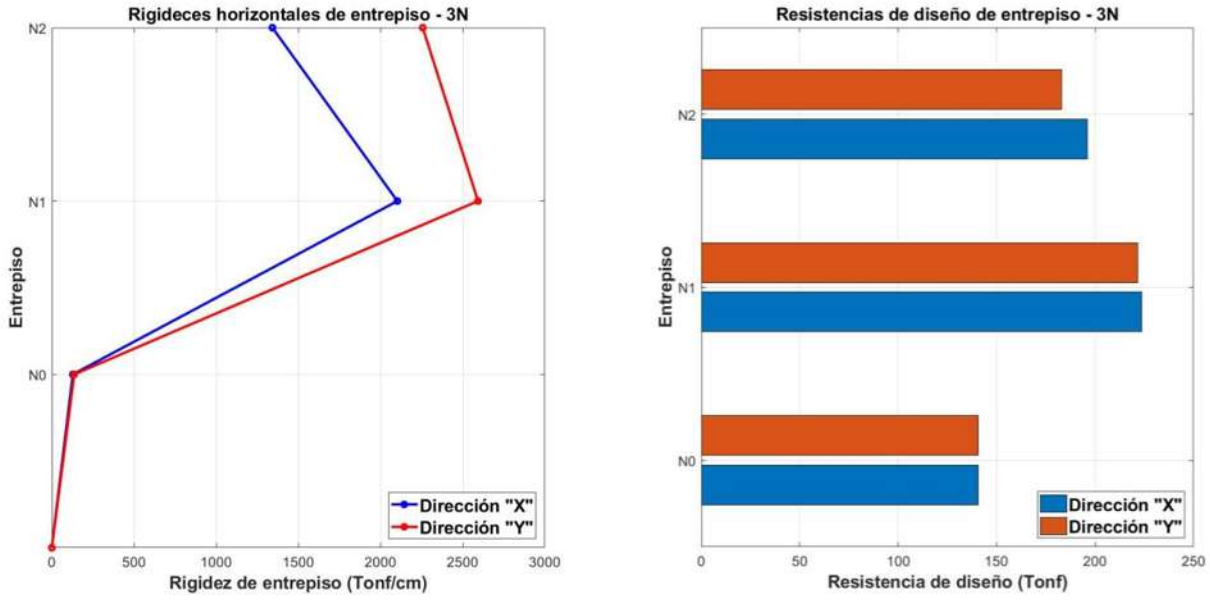


Figura 4-11: Fuerzas y cortantes de entrepiso – Edificio tres niveles 1976



a) b)

Figura 4-12: Desplazamientos y distorsiones de entrepiso – Edificio tres niveles 1976



a) b)

Figura 4-13: Rigidez y resistencia de diseño por entrepiso – Edificio tres niveles 1976

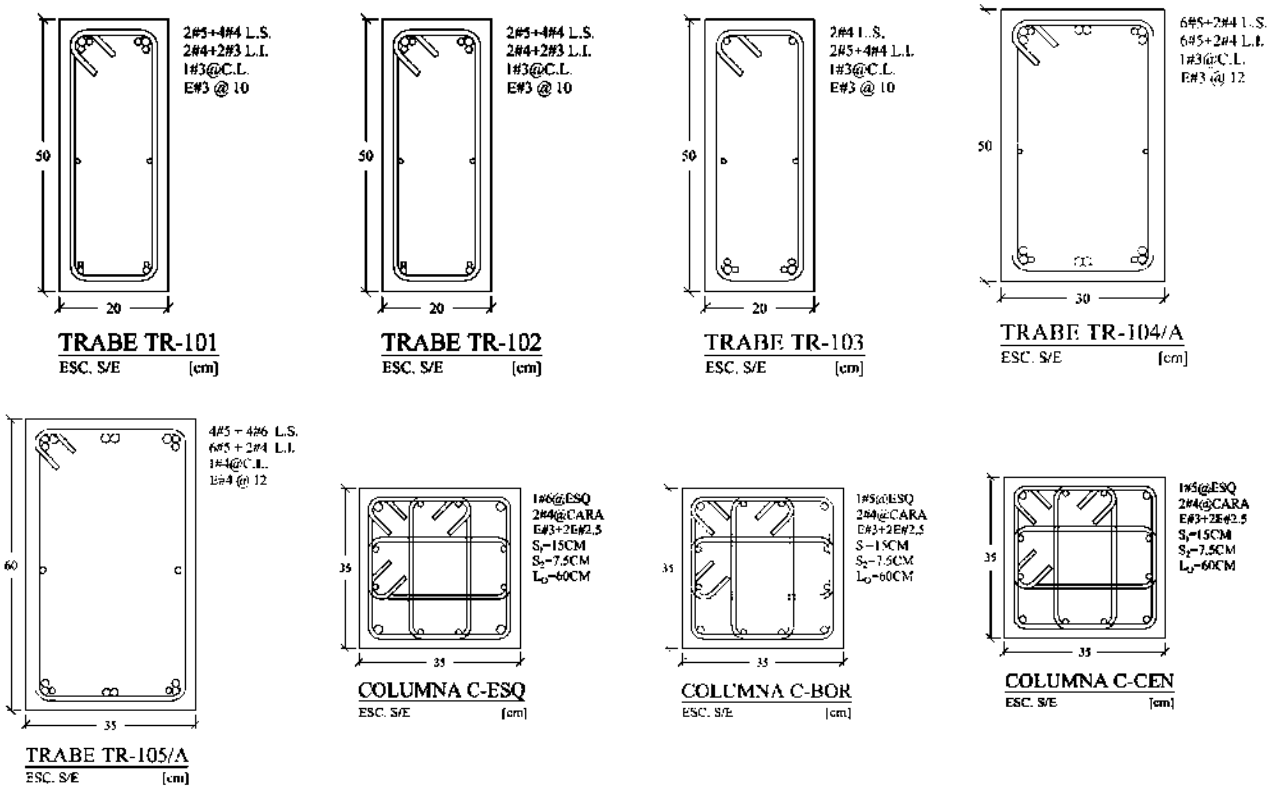


Figura 4-14: Croquis de trabes y columnas – Edificio tres niveles 1976

- **Edificio de cinco niveles**

Tabla 4-13: Propiedades modales – Edificio cinco niveles 1976

Modo	Dirección	Periodo (s)	Γ_m
1	X	0.697	0.9833
2	Y	0.655	0.9943
3	ZZ	0.595	0.9909

Tabla 4-14: Dimensión y armados de trabes – Edificio cinco niveles 1976

Trabe	Dimensión (cm)	ρ	ρ'	ρ_t
TR-101	25x55	0.0052	0.0095	0.0085
TR-102	25x55	0.0052	0.0109	0.0085
TR-103	25x55	0.0095	0.0032	0.0038
TR-104-A	35x55	0.0120	0.0120	0.0060
TR-104-B	35x55	0.0065	0.0065	0.0060
TR-105-A	35x70	0.0085	0.0120	0.0097
TR-105-B	35x70	0.0050	0.0050	0.0097

Tabla 4-15: Dimensión y armados de columnas – Edificio cinco niveles 1976

Columna	Dimensión	ρ_ℓ	ρ_{t1}	ρ_{t2}
C-ESQ	40x40	0.0198	0.0095	0.0189
C-BOR	40x40	0.0170	0.0095	0.0189
C-CEN	40x40	0.0170	0.0095	0.0189

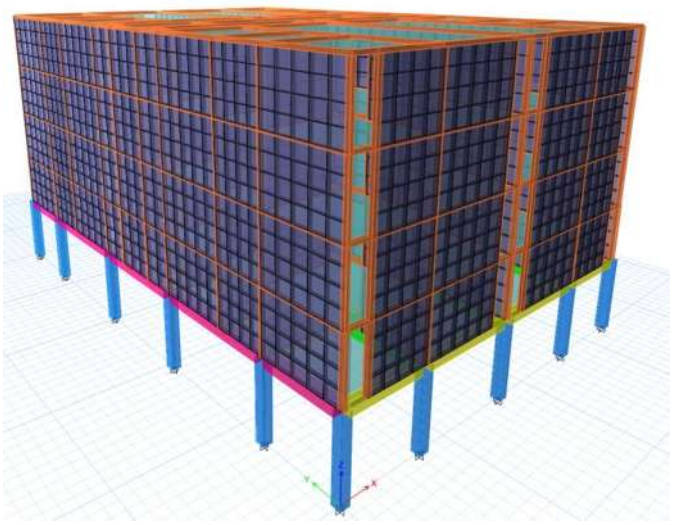


Figura 4-15: Modelo computacional del edificio de cinco niveles 1976

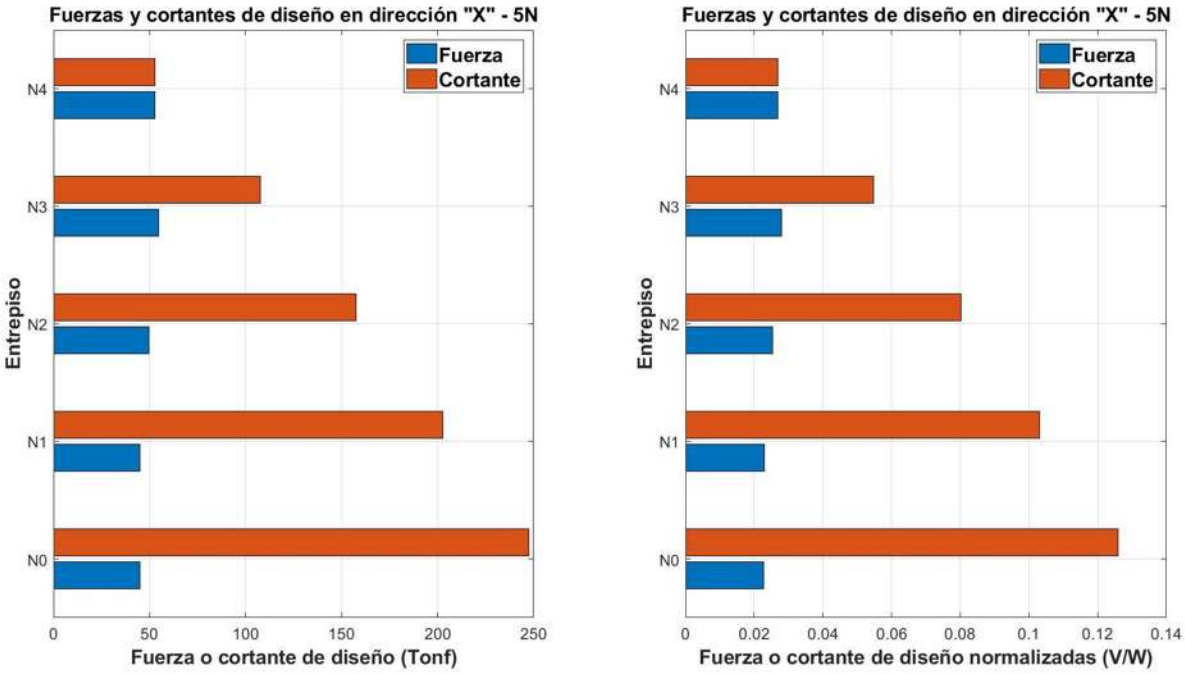
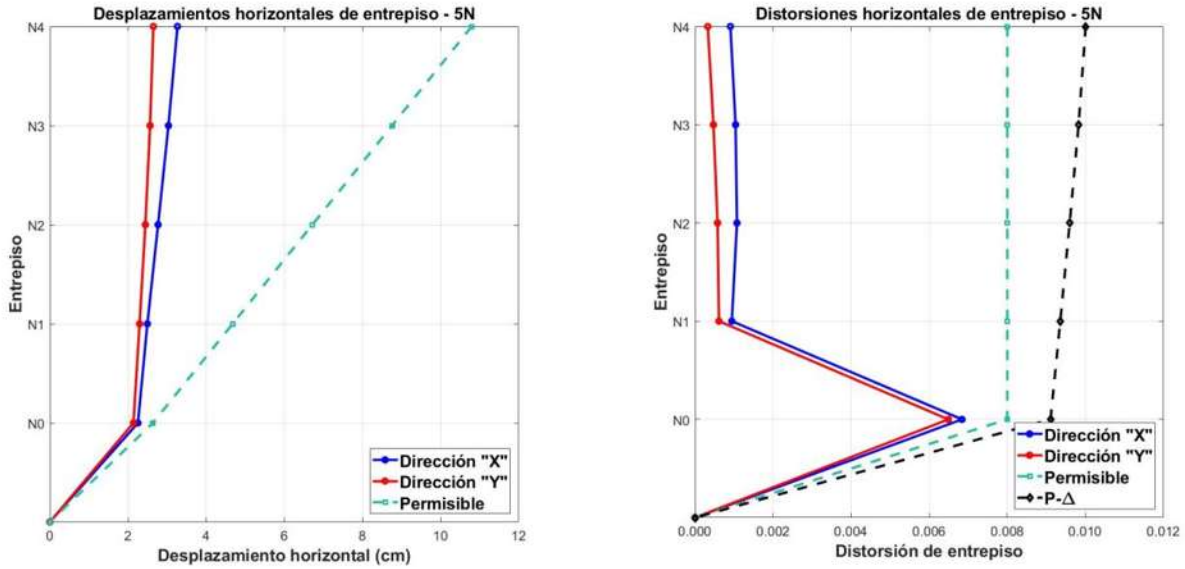
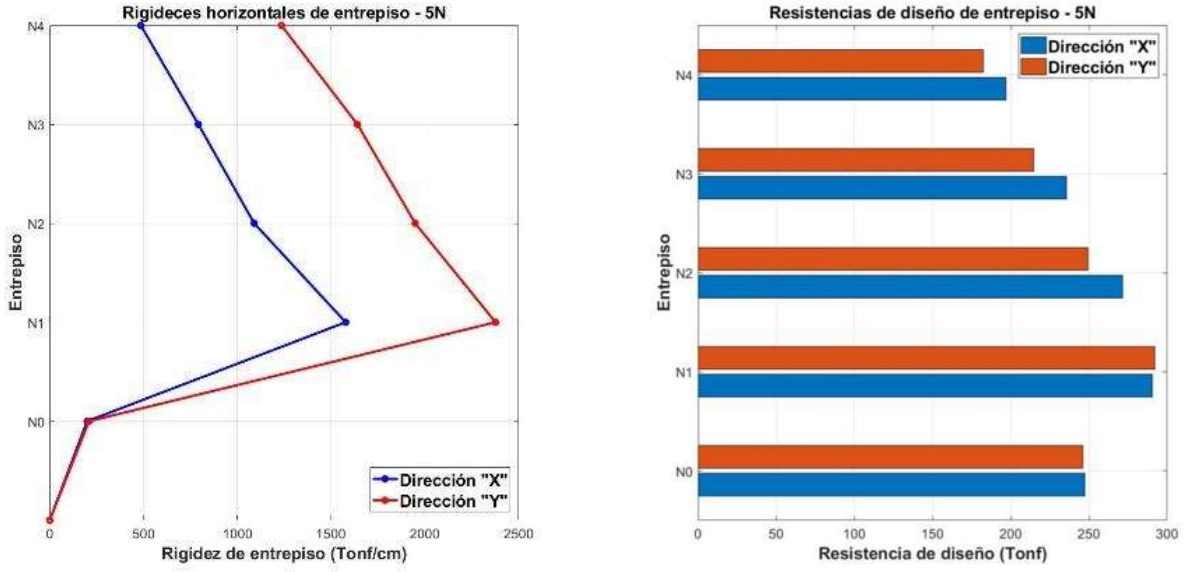


Figura 4-16: Fuerzas y cortantes de diseño de entrepiso – Edificio cinco niveles 1976



a) b)

Figura 4-17: Desplazamientos y distorsiones de entrepiso – Edificio cinco niveles 1976



a) b)

Figura 4-18: Rigidez y resistencia de diseño por entrepiso – Edificio cinco niveles 1976

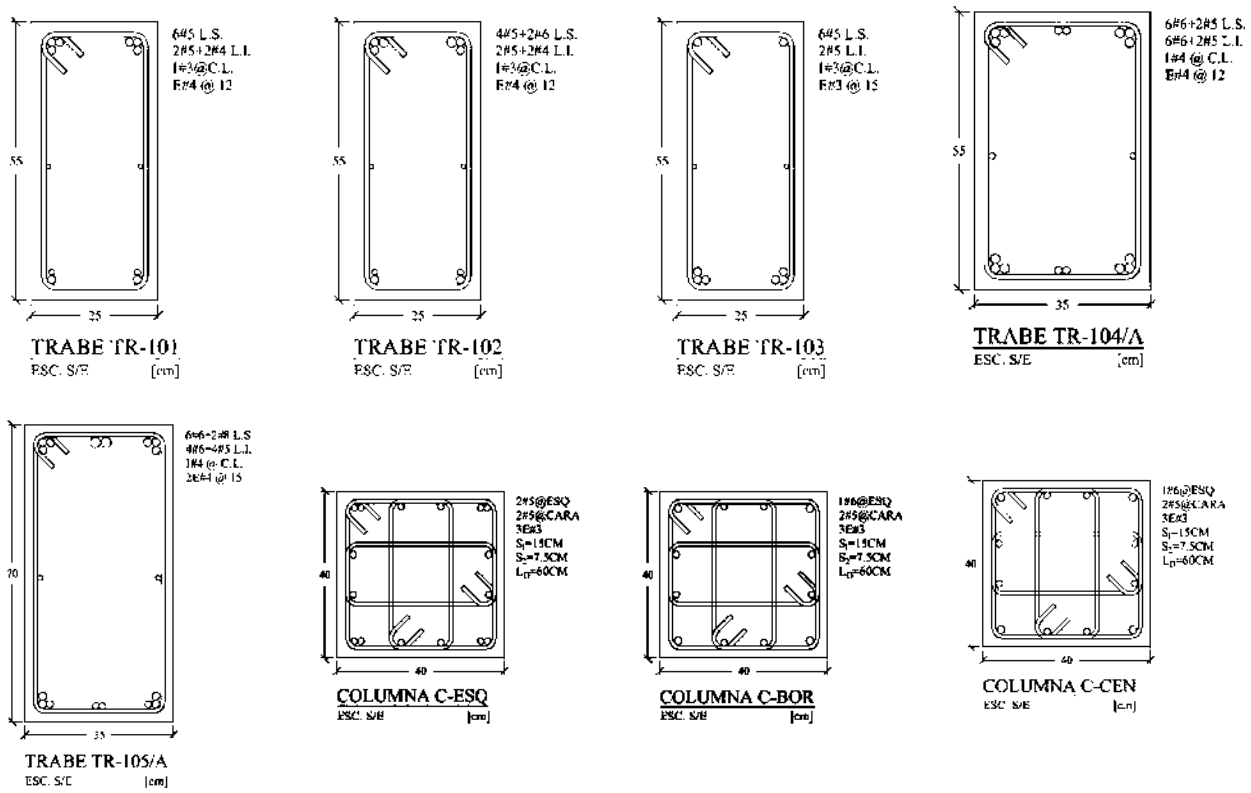


Figura 4-19: Croquis de trabes y columnas – Edificio cinco niveles 1976

- **Edificio de siete niveles**

Tabla 4-16: Propiedades modales – Edificio siete niveles 1976

Modo	Dirección	Periodo (s)	Γ_m
1	X	0.786	0.9269
2	Y	0.701	0.9744
3	ZZ	0.644	0.9629

Tabla 4-17: Dimensión y armados de trabes – Edificio siete niveles 1976

Trabe	Dimensión	ρ	ρ'	ρ_t
TR-101	30x65	0.0044	0.0076	0.0071
TR-102	30x65	0.0054	0.0085	0.0056
TR-103	30x65	0.0085	0.0032	0.0032
TR-104-A	35x65	0.0109	0.0109	0.0060
TR-104-B	35x65	0.0054	0.0054	0.0060
TR-105-A	40x80	0.0064	0.0106	0.0085
TR-105-B	40x80	0.0038	0.0038	0.0085

Tabla 4-18: Dimensión y armados de columnas – Edificio siete niveles 1976

Columna	Dimensión	ρ_ℓ	ρ_{t1}	ρ_{t2}
C-ESQ	45x45	0.0208	0.0063	0.0126
C-BOR	45x45	0.0191	0.0063	0.0126
C-CEN	45x45	0.0191	0.0063	0.0126

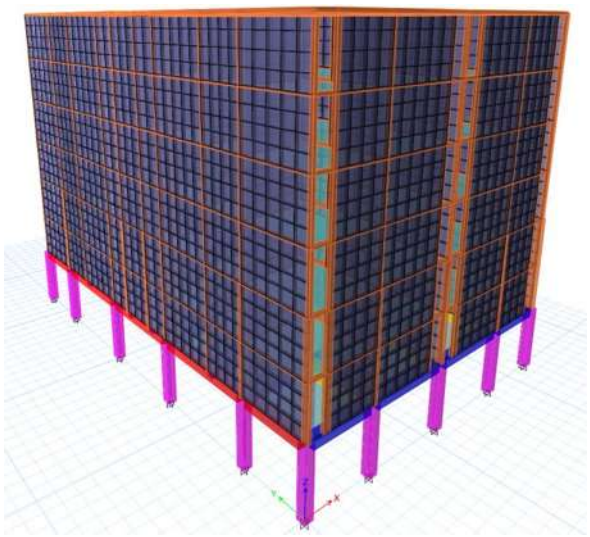


Figura 4-20: Modelo computacional del edificio de siete niveles 1976

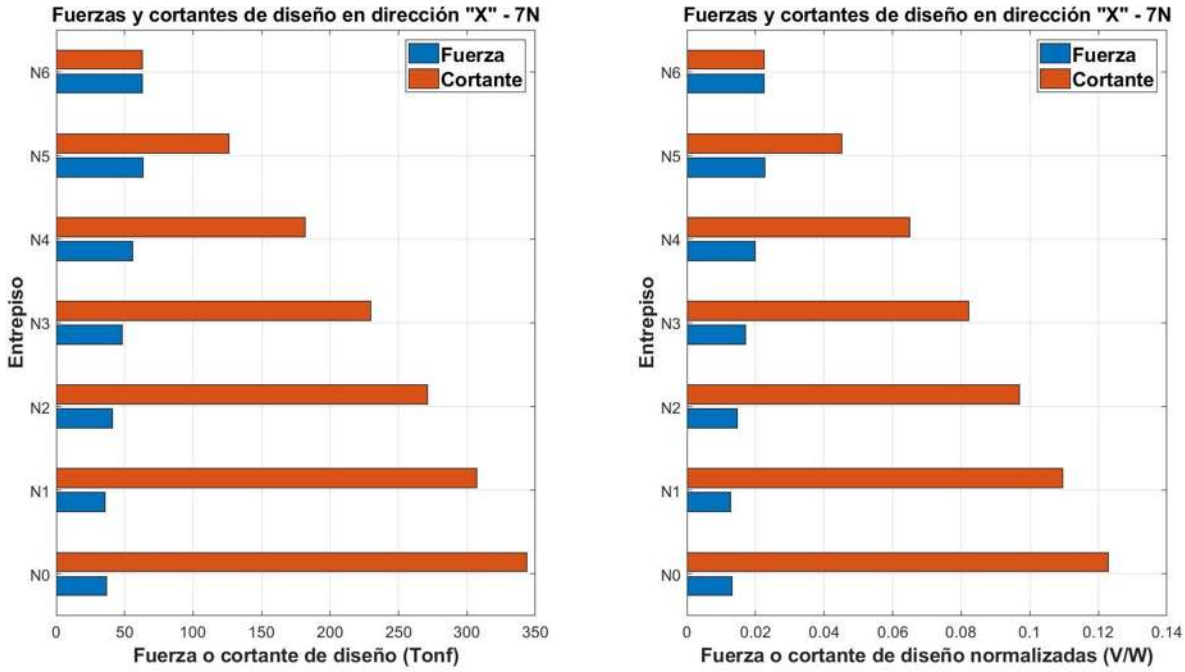
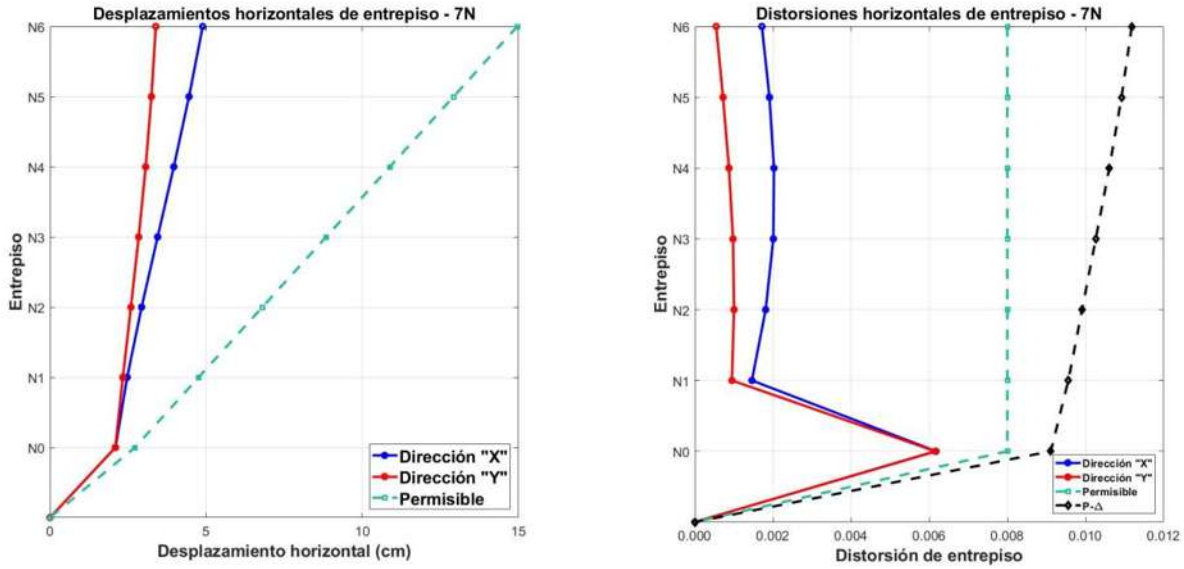
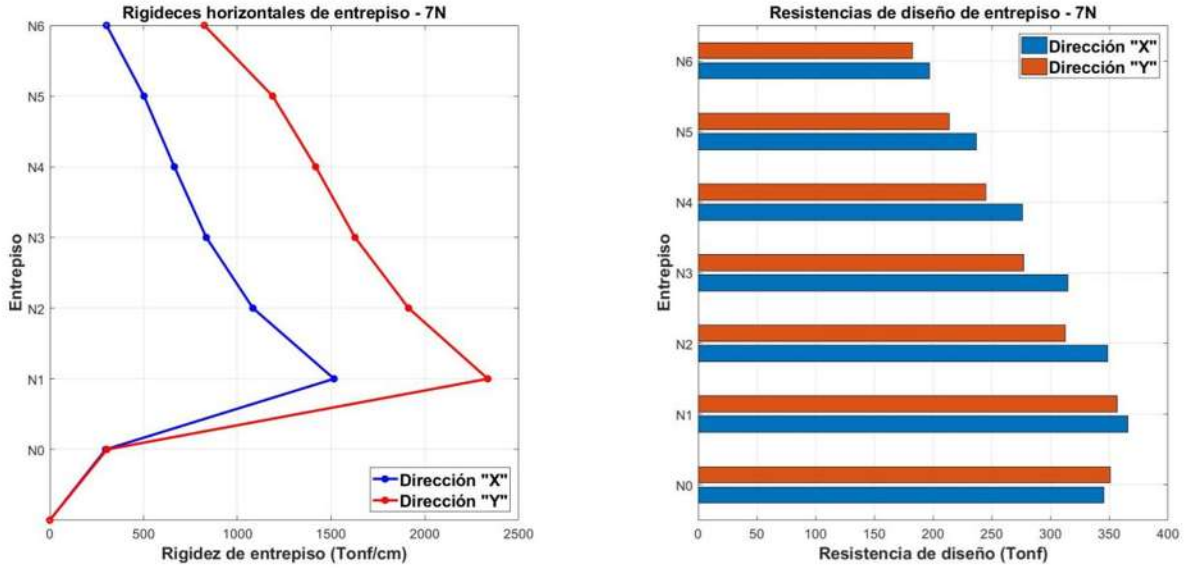


Figura 4-21: Fuerzas y cortantes de diseño de entrepiso – Edificio siete niveles 1976



a) b)

Figura 4-22: Desplazamientos y distorsiones de entrepiso – Edificio siete niveles 1976



a) b)

Figura 4-23: Rigidez y resistencia de diseño por entrepiso – Edificio siete niveles 1976

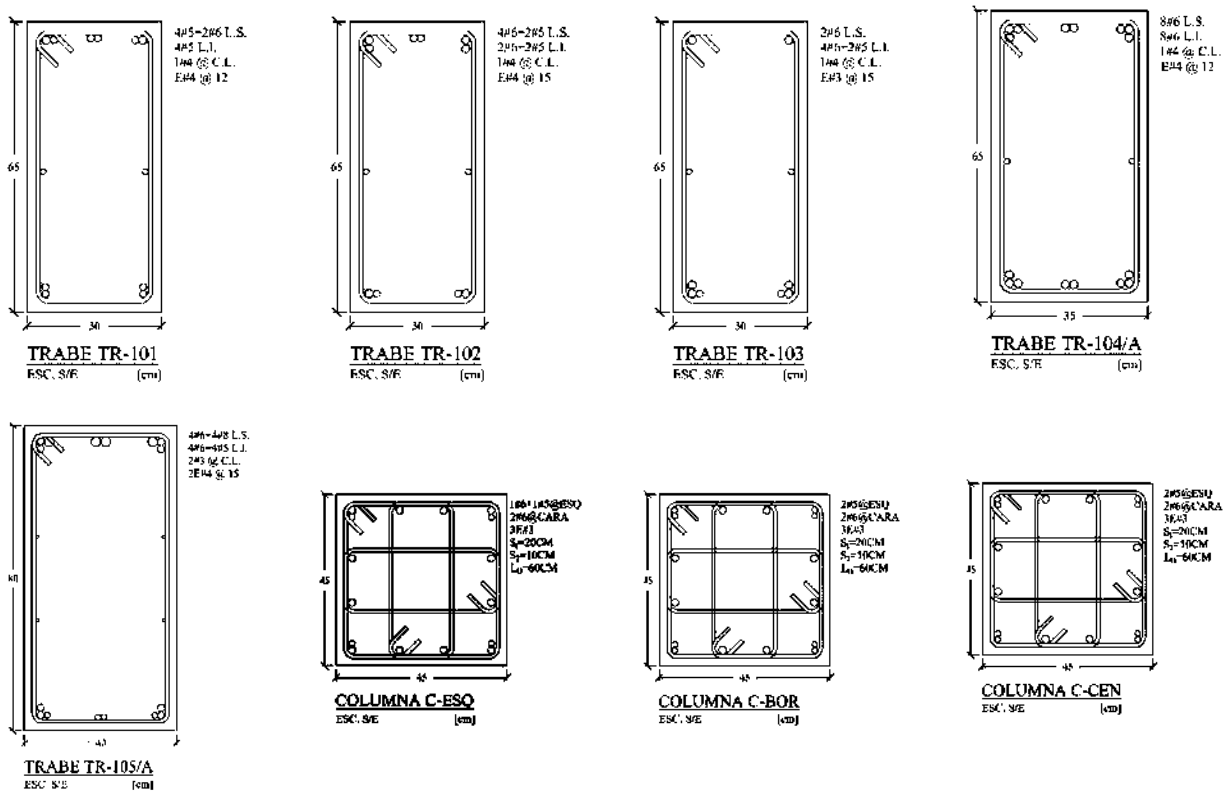


Figura 4-24: Croquis de trabes y columnas – Edificio siete niveles 1976

4.3.8 Resultados de la subestructura para los edificios en estudio

Dada la naturaleza de los suelos altamente compresibles de la Ciudad de México, es necesario recurrir a cimentaciones de tipo compensadas o profundas, con el propósito de controlar los asentamientos o movimiento verticales diferidos, pues este es un estado límite de servicio requerido por la reglamentación actual y vigente de esa época. Dada la naturaleza de este trabajo, siendo de carácter paramétrico y general, las propiedades del suelo, así como los procedimientos para el cálculo de los estados límite de servicio y resistencia se obtienen a partir de los ejemplos y recomendaciones indicadas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones de 1977. El propósito es reproducir las características y geometría típicas de las cimentaciones de esa época.

En el modelo de tres y cinco niveles se emplea una cimentación de tipo cajón o parcialmente compensada, por su parte, el modelo de siete niveles se considera el uso del cajón de cimentación y pilotes, creando una cimentación mixta.

- **Edificio de tres y cinco niveles**

Para el edificio de tres niveles, se considera la profundidad de desplante del cajón de cimentación de concreto reforzado de 2.00m, mientras que, para el edificio de cinco niveles, la profundidad de desplante es de 3.20m.

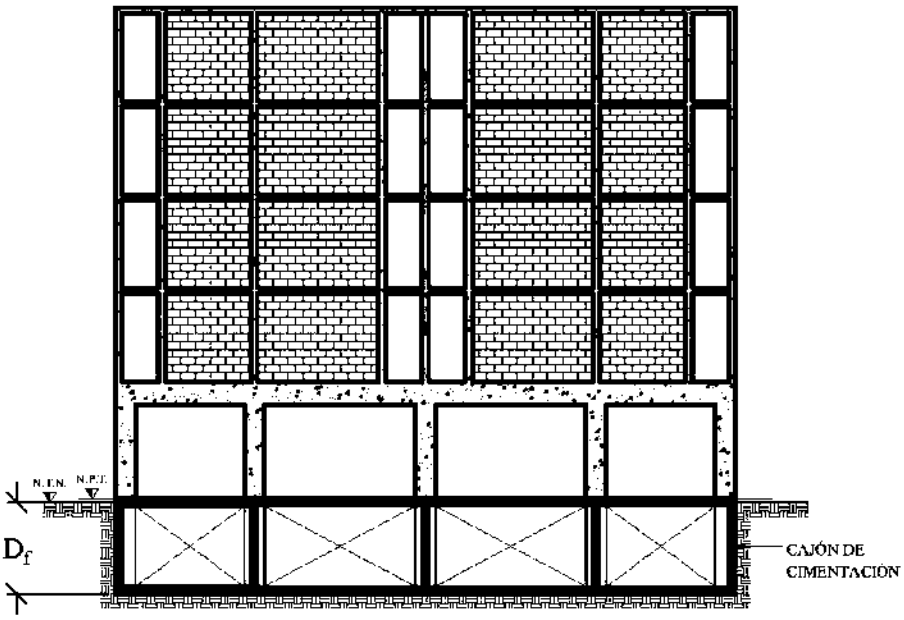
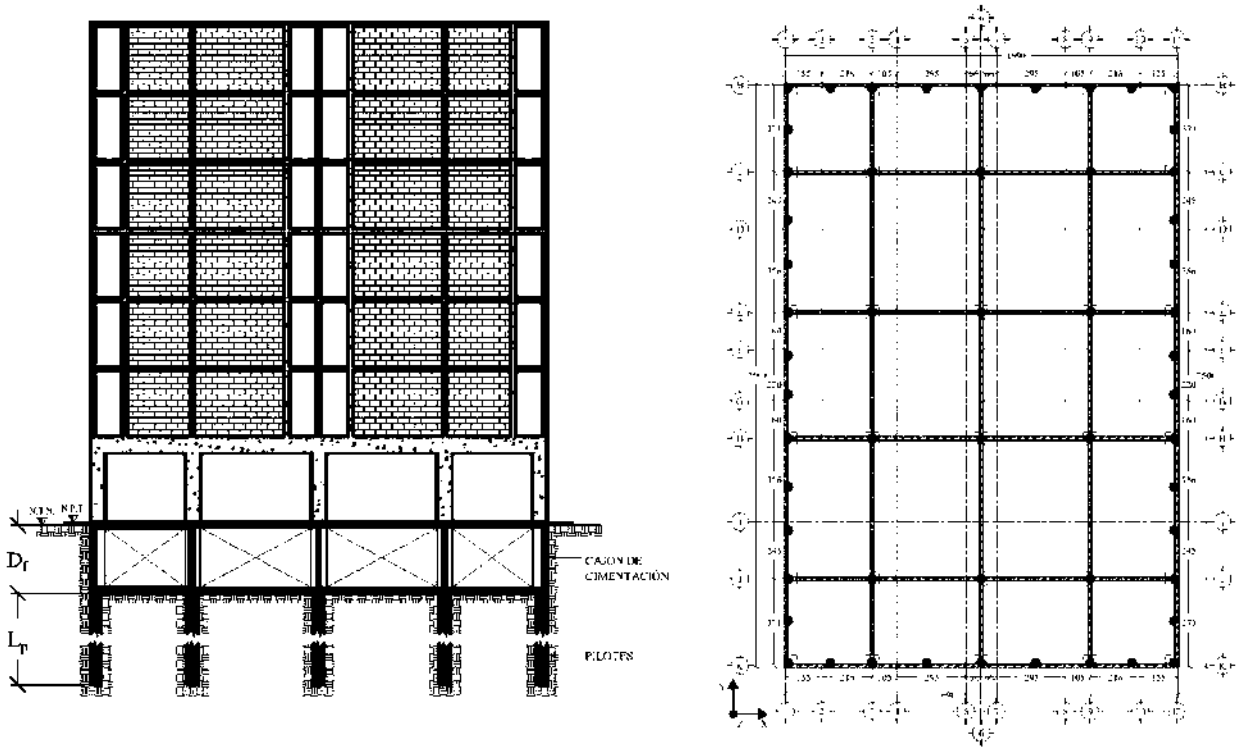


Figura 4-25: Croquis de cajón de cimentación

- **Edificio de siete niveles**

Por su parte, el edificio de siete niveles cuenta con una cimentación a base de un cajón de cimentación de concreto reforzado con una profundidad de 2.20m y 54 pilotes con un diámetro de 40cm y del mismo material que el cajón. La profundidad de desplante de los pilotes varía dependiendo la zona geotécnica donde se encuentra. Sin embargo, dichos pilotes tienen la profundidad mínima estipulada en la ecuación 2-60. Dicha longitud de pilotes, conforme a la zona geotécnica, se considera de la siguiente manera; zona II de 7m, zona IIIa de 15m, zona IIIb de 23m, zona IIIc de 29 y para la zona IIId de 37m.



a) b)

Figura 4-26: Croquis de cajón de cimentación y pilotes profundos. a) Alzado representativo, b) Ubicación de los pilotes y muros del cajón en planta

Las figuras 4-25 y 4-26, muestran de manera ilustrativa la profundidad de desplante del cajón de cimentación, la longitud de los pilotes y su ubicación en planta, respectivamente. En el capítulo cinco se describen con mayor detalle las propiedades dinámicas (funciones de impedancia) de los sistemas de cimentación.

4.4 Reglamento de construcciones para el Distrito Federal de 2017 y sus normas técnicas complementarias

4.4.1 Cargas gravitacionales y pesos unitarios específicos

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios para el Diseño Estructural de las Edificaciones, se deben considerar las acciones permanentes, variables y accidentales que puedan obrar de manera importante en la estructura. En el caso de las cargas permanentes (cargas muertas), se considera el peso de todos los elementos constructivos (estructura y acabados), obteniéndose por medio de las dimensiones y pesos volumétricos especificados. Para las cargas variables (cargas vivas), se consideran aquellas que se producen por el uso o destino de la edificación y que pueden variar significativamente con el tiempo. Los valores mínimos que deberán emplearse corresponden a aquellos estipulados en la tabla 6.1.1 del documento en cuestión. Por último, las cargas accidentales son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que se presentan de manera breve, pero con una intensidad significativa, para este caso las acciones sísmicas de diseño.

Para el caso de las acciones variables, existen tres categorías posibles, donde la carga viva máxima $(C_{V,m})$ se emplea para el diseño por fuerzas gravitacionales de la superestructura, la subestructura y los asentamientos elásticos o inmediatos. La carga instantánea $(C_{V,a})$ se emplea para el diseño sísmico y/o de viento. Por su parte, la carga viva media $(C_{V,w})$ se emplea para el cálculo de los asentamientos diferidos (consolidación) y las deformaciones en los elementos a largo plazo.

En la tabla 4-19 se presentan las cargas unitarias por unidad de área que se consideran para el diseño estructural. En el caso de la carga muerta, se incluye la carga unitaria de la losa y sus acabados (sin trabes).

Tabla 4-19: Cargas gravitacionales conforme al reglamento de construcciones de 2017

Cargas gravitacionales muertas y vivas				
Entrepiso	C_M (Kgf/m²)	$C_{V,m}$ (Kgf/m²)	$C_{V,a}$ (Kgf/m²)	$C_{V,w}$ (Kgf/m²)
Cubierta de planta baja	505	190	100	70
Cubierta de planta tipo	505	190	100	70
Cubierta de azotea	595	100	70	15

Los pesos unitarios para el resto de los elementos, como lo son los elementos de concreto y mampostería se consideran de la siguiente manera.

- **Muros de mampostería:** 2405 Kg/m^3
- **Concreto reforzado:** 2400 Kg/m^3

4.4.2 Propiedades mecánicas de los materiales

Las propiedades del concreto y acero de refuerzo se determinan de acuerdo con lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, para estimar el comportamiento mecánico de los mismos, de acuerdo con los siguientes parámetros.

- **Concreto reforzado**
  - $f_c' = 350\ Kg/cm^2$
  - $f_c'' = 0.85 f_c'$
  - $\beta_1 = 0.85 \geq 1.05 - \frac{f_c'}{1400} \geq 0.65$
  - $E_c = 11{,}000\sqrt{f_c'}$
  - $G_c = 0.4 E_c$

- **Acero de refuerzo**
  - $f_y = 4200\ Kg/cm^2$
  - $E_s = 2'040{,}000\ Kg/cm^2$

Por su parte, para la mampostería confinada, y de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, las estructuras que se clasifican como de tipo II (aplicable a este trabajo) deben diseñarse con piezas, mortero y propiedades mecánicas obtenidas mediante pruebas de laboratorio o recurrir a fabricantes que cuenten con los ensayes correspondientes documentados. Para este caso se recurre a lo documentado por la empresa Industrial Bloquera el cual es de dominio público (Industrial Bloquera Mexicana S.A. de C.V., 2018).

- **Mampostería confinada**
  - $f'_p = 103\ Kg/cm^2$
  - $f'_m = 51.3\ Kg/cm^2$
  - $v'_m = 3.58\ Kg/cm^2$
  - $E_m \approx 800 f'_m = 40{,}695\ Kg/cm^2 \rightarrow Cargas\ de\ corta\ duración$
  - $G_m \approx 0.4 E_m = 16{,}197\ Kg/cm^2 \rightarrow Cargas\ de\ corta\ duración$

4.4.3 Espectro de diseño sísmico elástico y reducido

A diferencia de reglamentos anteriores, los espectros elásticos y de diseño se obtienen mediante el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID) que determina los espectros en la ubicación geográfica de la edificación. Lo anterior se traduce como el uso obligatorio de espectros de sitio, lo cual era optativo en versiones anteriores.

- **Clasificación según su uso:** Grupo B, Subgrupo B2

La construcción de los espectros elásticos y de diseño para cada zona geotécnica, para este trabajo, se basa en seleccionar una estación de cada zona geotécnica con el propósito de representar un límite superior de la demanda de pseudoaceleración. Las ecuaciones 4-7 a 4-11 se emplean para construir el espectro elástico y de diseño para cada zona y estación considerada. En la tabla 4-20 se presentan los datos empleados para la construcción de los espectros que representan el límite superior de la demanda.

Tabla 4-20: Parámetros para la construcción de los espectros elásticos 2017

Zona	Estación	a_0	c	T_a	T_b	T_s	k
I	MT50	0.154	0.418	0.500	1.300	0.600	1.500
II	GR27	0.283	0.939	0.600	1.000	0.800	1.285
IIIa	GC38	0.301	1.215	1.100	2.100	1.600	0.229
IIIb	SP51	0.352	1.632	1.400	2.400	1.900	0.125
IIIc	BA49	0.357	1.632	1.500	2.900	2.400	0.087
IIId	NZ20	0.293	0.976	1.500	3.500	3.400	0.100

Para fines de este trabajo, se considera que la estructura tiene un factor de comportamiento sísmico de Q=2, factor de sobrerresistencia Ro=2, factor de hiperestaticidad k_1=1 y factor de irregularidad α=1. La planta baja se diseñará con un factor de comportamiento sísmico Q=1 de acuerdo con lo estipulado en el apartado 5.5 de las Normas Técnicas para Diseño por Sismo (NTC CDMX-Sismo, 2020).

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0)\dfrac{T}{T_a} & \rightarrow \quad si\ T < T_a \\ \beta c & \rightarrow \quad si\ T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\dfrac{T_b}{T}\right)^2 & \rightarrow \quad si\ T \geq T_b \end{cases} \qquad \text{Ec. 4-7}$$

$$p = \begin{cases} 1 & \rightarrow \quad si\ T < T_b \\ k + (1-k)(T_b/T)^2 & \rightarrow \quad si\ T \geq T_b \end{cases} \qquad \text{Ec. 4-8}$$

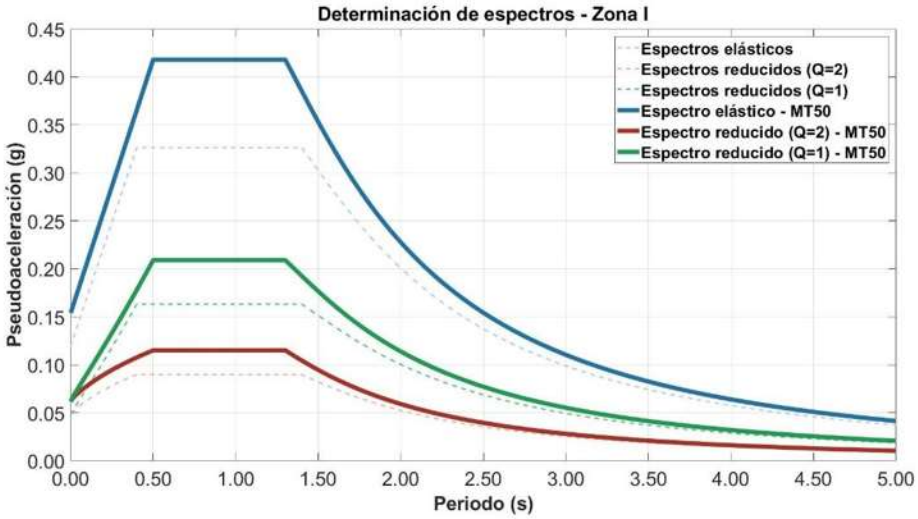
$$\beta = \begin{cases} 1 - \left[1 - \left(\dfrac{0.05}{\zeta}\right)^{\lambda}\right]\dfrac{T}{T_a} & \rightarrow \quad si\ T \leq T_a \\ \left(\dfrac{0.05}{\zeta}\right)^{\lambda} & \rightarrow \quad si\ T < T < \tau T_b \\ 1 + \left[\left(\dfrac{0.05}{\zeta}\right)^{\lambda} - 1\right]\left(\dfrac{\tau T_b}{T}\right)^{\varepsilon} & \rightarrow \quad si\ T \geq \tau T_b \end{cases} \qquad \text{Ec. 4-9}$$

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q-1)\sqrt{\dfrac{\beta}{k}}\dfrac{T}{T_a} & \rightarrow \quad si\ T \leq T_a \\ 1 + (Q-1)\sqrt{\dfrac{\beta}{k}} & \rightarrow \quad si\ T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1)\sqrt{\dfrac{\beta p}{k}} & \rightarrow \quad si\ T > T_b \end{cases} \qquad \text{Ec. 4-10}$$

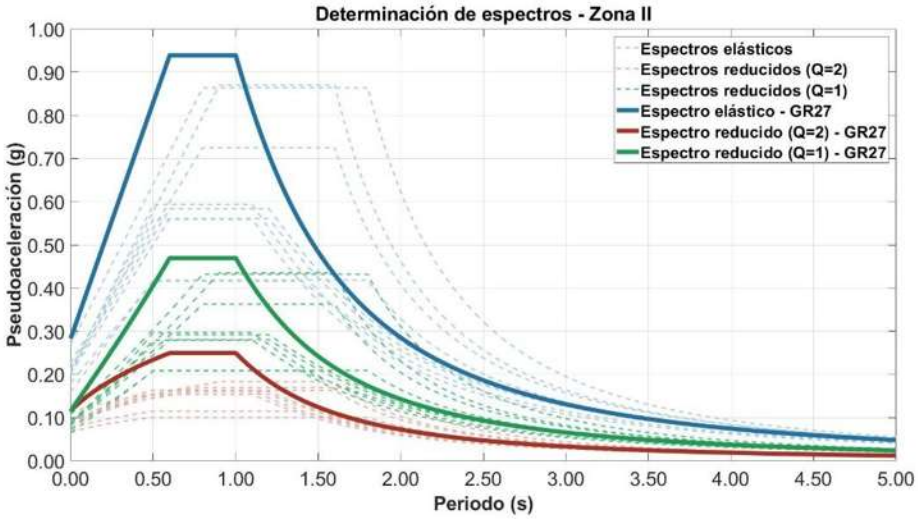
$$R = k_1 R_o + k_2$$

$$k_2 = \begin{cases} 0.5\left[1 - \sqrt{T/T_a}\right] & \rightarrow \quad si\ T \leq T_a \\ 0 & \rightarrow \quad si\ T > T_a \end{cases} \qquad \text{Ec. 4-11}$$

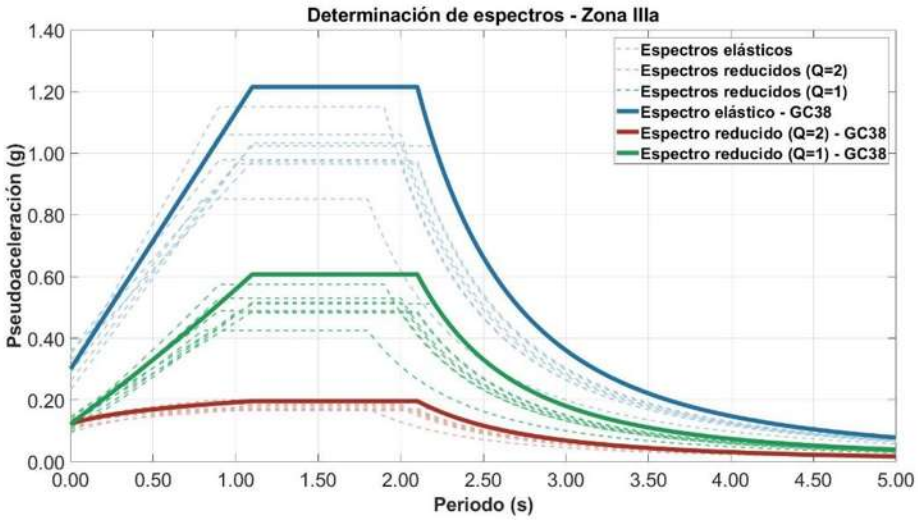
a)


Determinación de espectros - Zona I
Espectros elásticos
Espectros reducidos (Q=2)
Espectros reducidos (Q=1)
Espectro elástico - MT50
Espectro reducido (Q=2) - MT50
Espectro reducido (Q=1) - MT50
Pseudoaceleración (g)
Periodo (s)

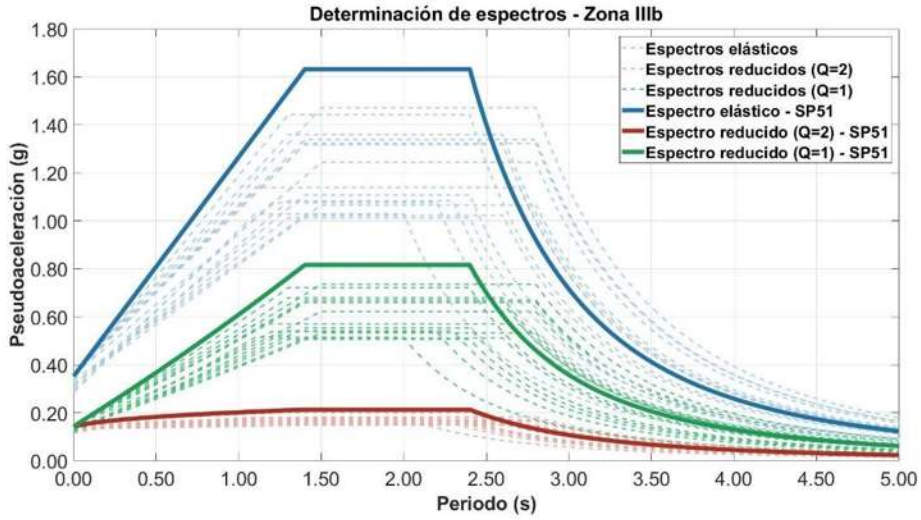
b)


Determinación de espectros - Zona II
Espectros elásticos
Espectros reducidos (Q=2)
Espectros reducidos (Q=1)
Espectro elástico - GR27
Espectro reducido (Q=2) - GR27
Espectro reducido (Q=1) - GR27
Pseudoaceleración (g)
Periodo (s)

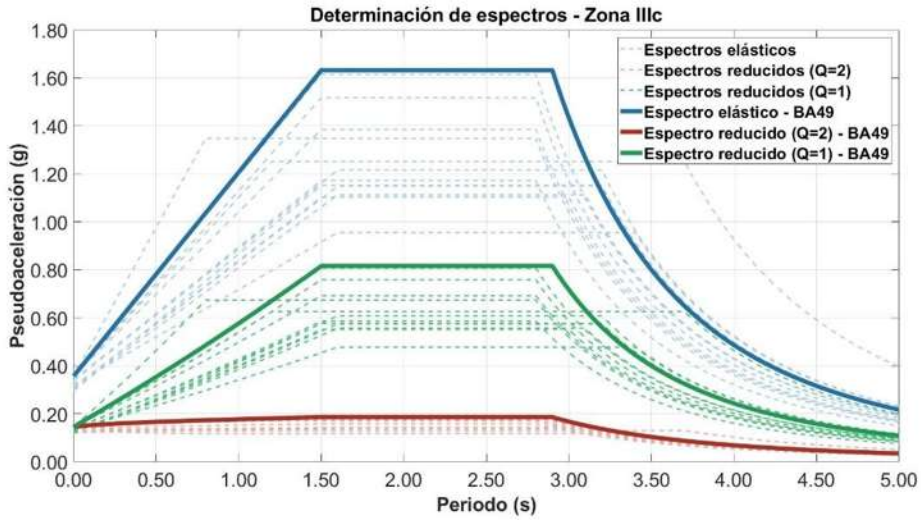
c)


Determinación de espectros - Zona IIIa
Espectros elásticos
Espectros reducidos (Q=2)
Espectros reducidos (Q=1)
Espectro elástico - GC38
Espectro reducido (Q=2) - GC38
Espectro reducido (Q=1) - GC38
Pseudoaceleración (g)
Periodo (s)

d)



e)



f)

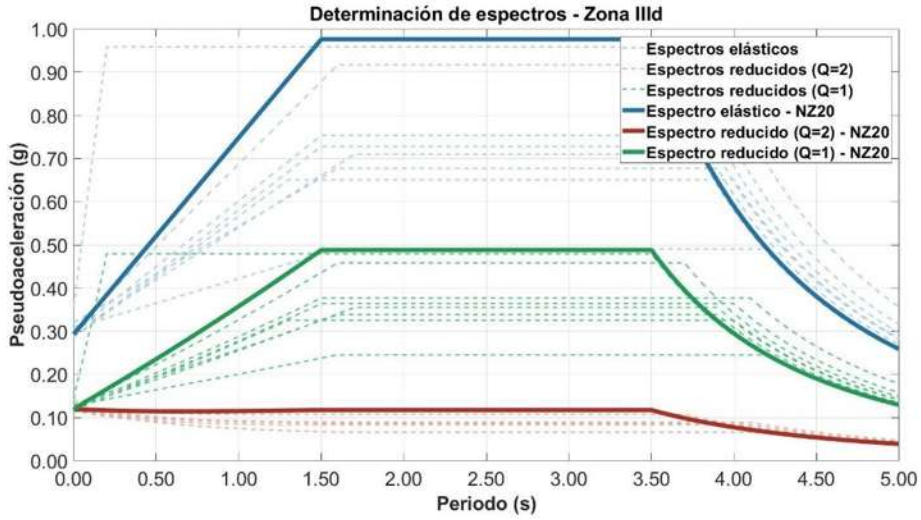


Figura 4-27: Determinación de los espectros elásticos y de diseño conforme al Reglamento de Construcciones de 2017 del Distrito Federal. a) Zona I, b) Zona II, c) Zona IIIa, d) Zona IIIb, e) Zona IIIc, f) Zona IIId

En la figura 4-27 se ilustra la obtención de los espectros elásticos y de diseño (espectros elásticos divididos entre $R(T_e, R_o)$ y$Q'(T_e, Q)$) para cada estación sísmica en cada zona geotécnica (línea discontinua). Posteriormente se selecciona la estación que represente el límite superior en la demanda, tanto para los espectros elásticos como los de diseño (línea continua).

4.4.4 Métodos de análisis estructural

La estructura se analiza asumiendo un comportamiento elástico lineal de primer orden, conforme a lo estipulado en las Normas Técnicas. Los efectos de segundo orden (cuando sea aplicable) se hará mediante las expresiones estipuladas en el reglamento para amplificar los elementos mecánicos correspondientes.

Se usará el método de análisis modal espectral como método para determinar las fuerzas internas por sismo. Se incluyen todos los modos de vibración necesarios para alcanzar el 90% de la masa participante. Las respuestas de cada modo se combinarán mediante el método "CQC" y la combinación direccional mediante el método "SRSS".

Los marcos de concreto reforzado (trabes y columnas) se modelan mediante elementos tipo barra con seis grados de libertad en cada nudo. Por su parte, los muros de mampostería se modelan mediante elementos tipo cascarón delgado (empleando un factor de disminución de rigidez fuera del plano) con una división interna no mayor a 50cm. Las dalas y castillos que confinan los muros se modelan mediante elementos tipo barra.

4.4.5 Factores de carga, de resistencia y combinaciones

Con el propósito de hacer una revisión de los elementos que componen a la estructura ante los estados límite de falla que pudieran presentarse, se incrementan los valores nominales de las acciones mediante los factores de carga estipulados en el apartado 3.4 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Por su parte, los valores nominales de las resistencias deberán ser disminuidos mediante los factores de resistencia estipulados en las Normas Técnicas Complementarias para el material en cuestión. Mediante esta metodología, se busca proveer el nivel de seguridad apropiado en los elementos.

- **Factores de carga**
  i. **Fc=1.3 y 1.5** para acciones permanentes y variables para cargas gravitacionales
  ii. **Fc=1.1** para acciones variables y permanentes que incluyan una acción accidental
  iii. **Fc=0.9** para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad

- **Factores de resistencia para concreto reforzado**
  i. **F_R=0.9** para elementos en flexión
  ii. **F_R=0.75** para elementos en flexo-compresión confinada por estribos
  iii. **F_R=0.75** para elementos sujetos a cortante

- **Factores de resistencia para mampostería confinada**
  i. **F_R=0.7** para elementos sujetos a cortante
  ii. **F_R=0.6** para elementos sujetos a compresión
  iii. **F_R=0.8** para elementos sujetos a flexo-compresión controlada por flexión
  iv. **F_R=0.6** para elementos sujetos a flexo-compresión controlada por compresión

Por último, se crean las combinaciones de carga pertinentes para abarcar cualquier posible combinación o estado límite de falla que pudiera presentarse. Estas combinaciones son:

1) $1.3C_M + 1.5C_{Vm}$
2) $1.1C_M + 1.1C_{Va} \pm 1.1SX \pm 0.33SY$
3) $1.1C_M + 1.1C_{Va} \pm 0.33SX \pm 1.1SY$
4) $0.9C_M \pm 1.1SX \pm 0.33SY$
5) $0.9C_M \pm 0.33SX \pm 1.1SY$

4.4.6 Desplazamientos y distorsiones permisibles

Las distorsiones laterales para el estado límite de prevención de colapso de cada entrepiso, deberán limitarse de acuerdo con lo estipulado a la tabla 4.2.3 para estructuras de mampostería conforme a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo. Para muros de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal será de 0.010 mientras que para los muros confinados sin refuerzo horizontal será de 0.005. Para la planta baja (marcos de

concreto reforzado), la distorsión permisible será la estipulada en el apartado 5.5 de las normas en cuestión, siendo un valor admisible de 0.006. Para el estado límite de limitación de daños, se recurre a lo estipulado en el apartado 1.8 de las Normas Técnicas, donde para los muros de mampostería la distorsión permisible será de 0.002, mientras que, para la planta baja, la distorsión permisible será de 0.004.

Las distorsiones para el estado límite de prevención de colapso serán aquellas obtenidas en el análisis estructural con el espectro de diseño reducido y multiplicadas por el factor de comportamiento sísmico Q y la sobre resistencia R(Te,Ro), en el caso de base flexible además se multiplicará por la relación entre el cortante de base flexible y el de base rígida (SMIE-SMIS, 2021). Las distorsiones para el estado límite de limitación de daños, serán aquellas obtenidas del análisis estructural con el espectro de diseño reducido y multiplicadas por los factores de ductilidad efectiva Q'(Te,Q), la sobre resistencia R(Te,Ro) y el factor de servicio Ks(Ts).

Los desplazamientos laterales, para la revisión de separación y choque de edificios para la base rígida, se hará aquellas obtenidas en el análisis estructural, empleando el espectro reducido y multiplicadas por Q y R(Te,Ro). Para la base flexible, se hará mediante el uso de la ecuación 2-83. En cuanto a los desplazamientos verticales permisibles en trabes y losas, serán los obtenidos mediante el cociente de la longitud libre entre 240 para elementos que no sufran daños apreciables por el desplazamiento vertical. En caso contrario, el desplazamiento se deberá limitar a la longitud libre del elemento entre 480.

En las figuras 4-30, 4-35 y 4-40 se presentan los desplazamientos y distorsiones de entrepiso con y sin interacción para las diferentes zonas geotécnicas. La línea continua representa los resultados de base rígida, mientras que la línea discontinua los resultados incluyendo la interacción suelo estructura.

4.4.7 Cocientes de resistencia y cortante de entrepiso

Con el propósito de identificar un entrepiso débil, en este caso la planta baja, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC CDMX-Sismo, 2020) requieren la revisión mediante un cociente de capacidad y cortante estipulada en la sección 5.4 del documento de referencia. La sección anterior indica lo siguiente:

"Si en un edificio el cociente de la capacidad resistente entre la fuerza cortante de diseño para el primer entrepiso es menor que 60 por ciento del mismo cociente para el segundo entrepiso y para más de la mitad de los entrepisos restantes, se considerará que el edificio cae en el caso denominado de planta baja débil y se aplicarán las penalizaciones que se fijan en la sección 5.5 para este caso".

Para este trabajo, se emplean las capacidades y acciones nominales, es decir, las capacidades de los elementos sin factores de resistencia y los cortantes de entrepiso obtenidos en los espectros reducidos sin factores de carga. Las figuras 4-31, 4-36 y 4-41 ilustran dichos cocientes considerando la interacción suelo estructura y el diseño de la planta baja con un factor de comportamiento sísmico de Q=1. Así mismo, en dichas figuras, se presentan las rigideces de entrepiso para base rígida y base flexible, considerando que con la base flexible los desplazamientos elásticos se amplifican de acuerdo con la ecuación 2-82. La rigidez de entrepiso se estima como el cociente entre la fuerza cortante y el desplazamiento relativo.

4.4.8 Resultados de la super estructura para la familia de edificaciones

Al igual que el diseño con el reglamento de 1976, en la figura 4-9 se presenta el croquis tipo para la estructura de planta baja para el diseño de 2017. Se emplea la misma nomenclatura para los porcentajes de acero en trabes y columnas. Así mismo, se presentan los gráficos con los cortantes nominales, desplazamientos, distorsiones, rigideces y resistencias. Por último, se presenta la relación de demanda cortante resistencia para determinar el potencial de falla.

Para todos los modelos, los muros de mampostería se diseñan con un espesor de 15cm, las dalas y castillos que confinan los muros se diseñan de tal manera que satisfaga el diseño por flexocompresión en el plano.

- **Edificio tres niveles**

Tabla 4-21: Propiedades modales – Edificio tres niveles 2017

Modo	Dirección	Periodo (s)	Γ_m
1	X	0.340	0.9974
2	Y	0.319	0.9992
3	ZZ	0.291	0.9988

Tabla 4-22: Dimensión y armados de trabes – Edificio tres niveles 2017

Trabe	Dimensión (cm)	ρ	ρ'	ρ_t
TR-101	25x55	0.0077	0.0091	0.0081
TR-102	25x55	0.0077	0.0091	0.0081
TR-103	25x55	0.0091	0.0032	0.0081
TR-104	35x55	0.0055	0.0071	0.0048
TR-105	35x65	0.0038	0.0081	0.0048

Tabla 4-23: Dimensión y armados de columnas – Edificio tres niveles 2017

Columna	Dimensión (cm)	ρ_ℓ	ρ_{t1}	ρ_{t2}
C-ESQ	45x45	0.0269	0.0088	0.0176
C-BOR	45x45	0.0269	0.0088	0.0176
C-CEN	45x45	0.0370	0.0088	0.0176

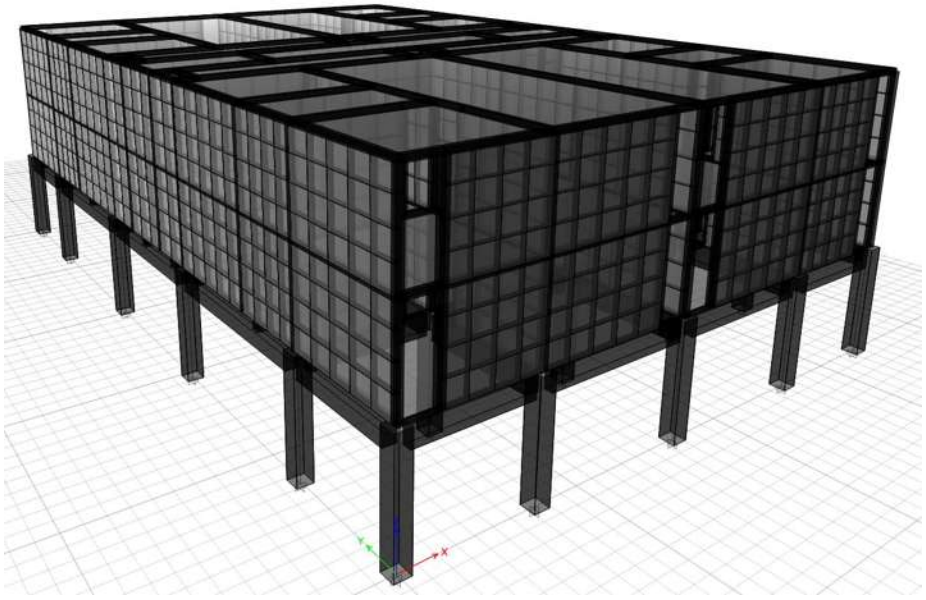
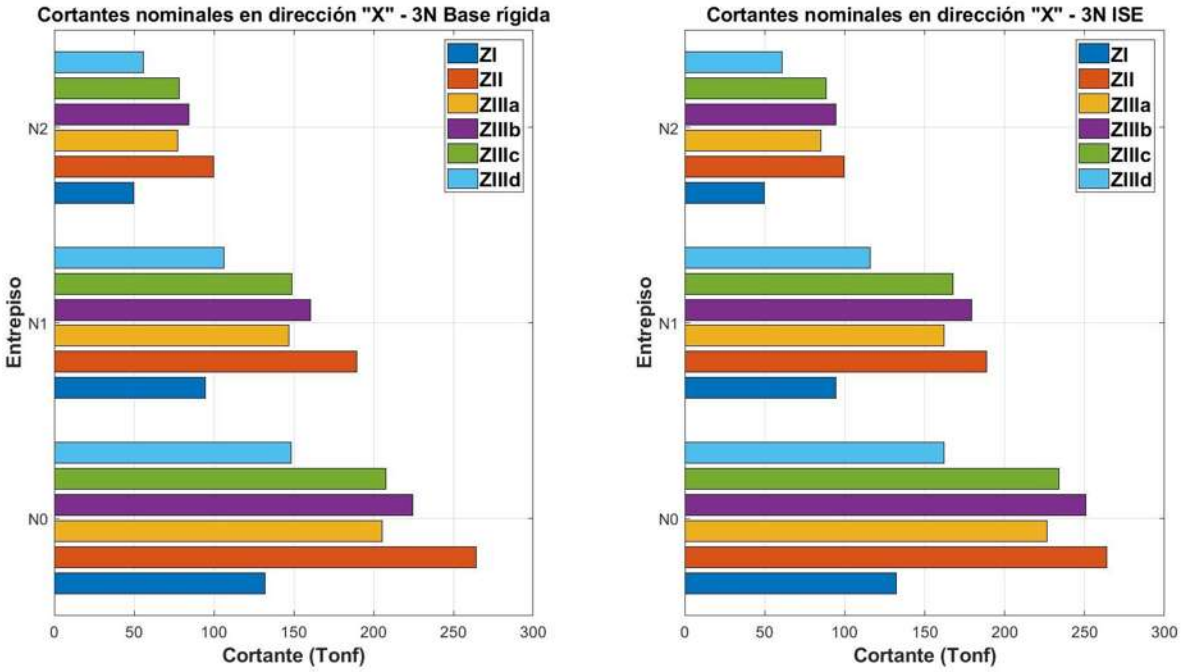


Figura 4-28: Modelo computacional del edificio de tres niveles 2017

a)



b)

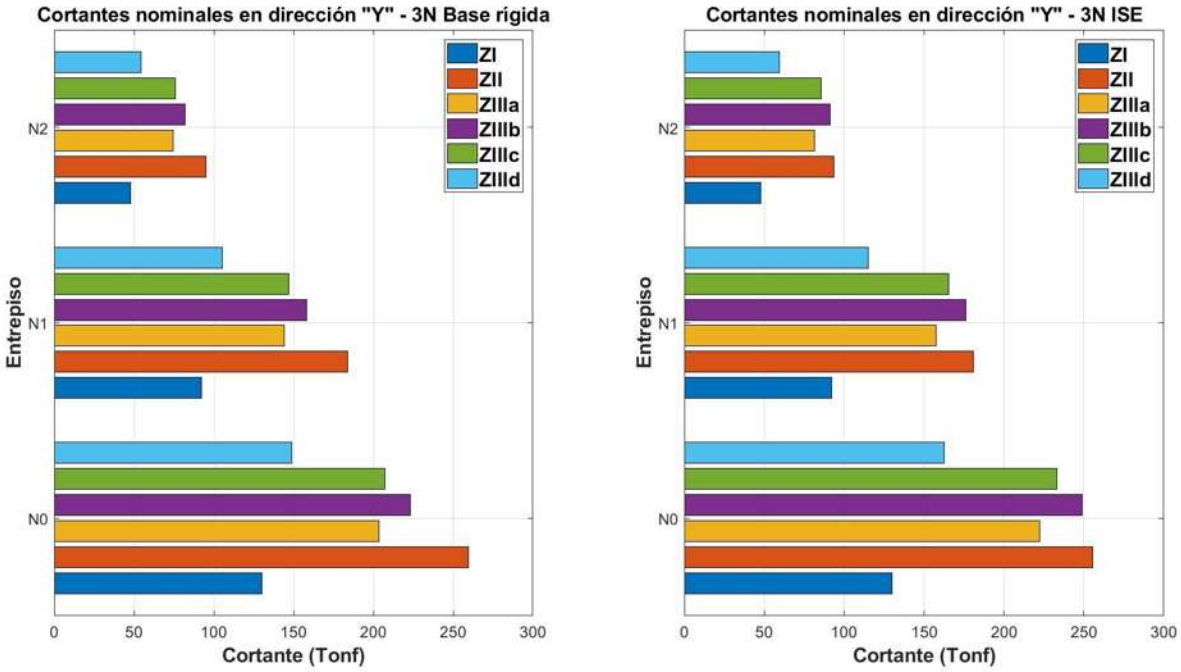
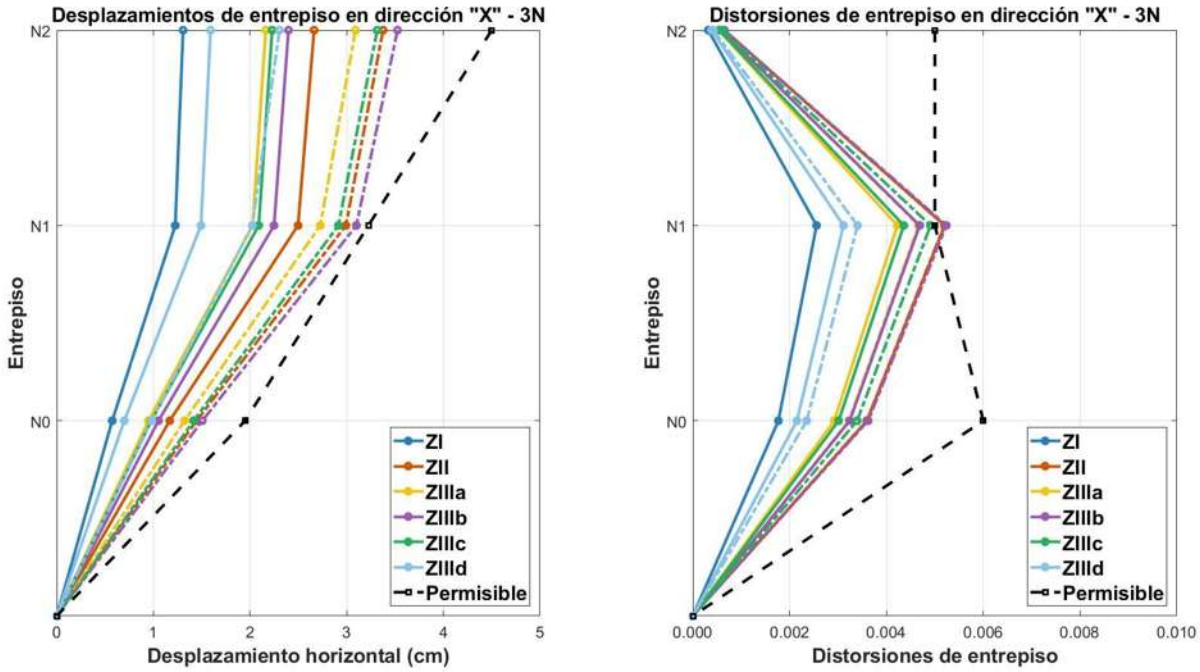


Figura 4-29: Cortantes nominales de entrepiso con base rígida e interacción suelo estructura para el edificio de tres niveles 2017. a) Dirección global X, b) Dirección global Y

a)



b)

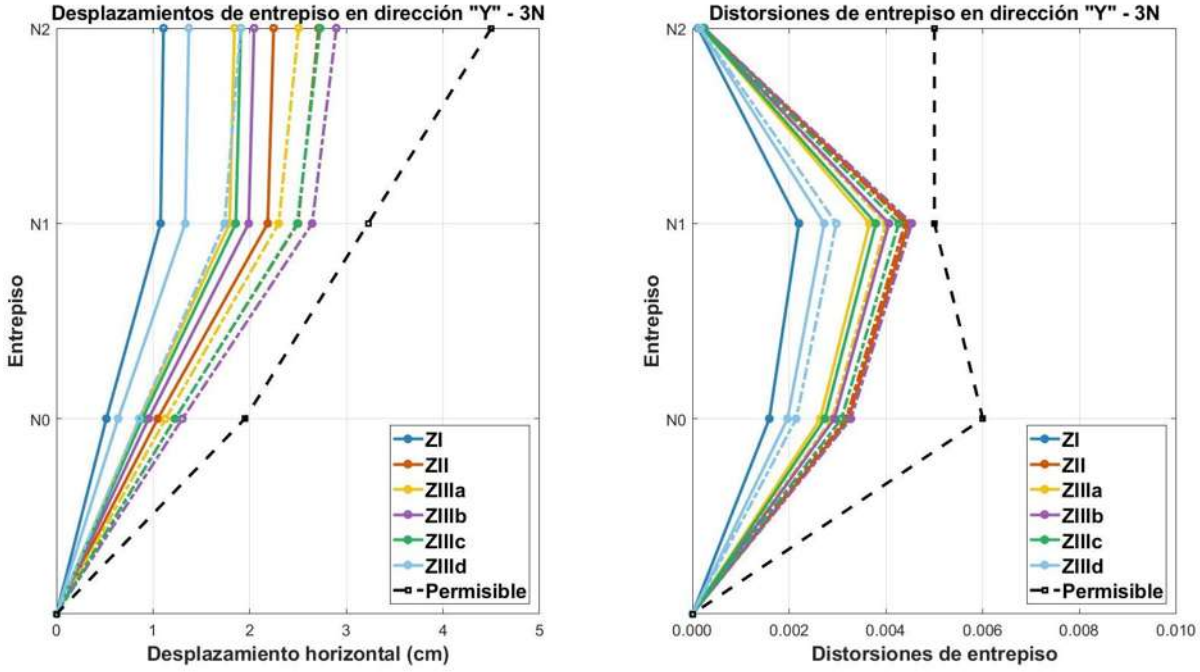
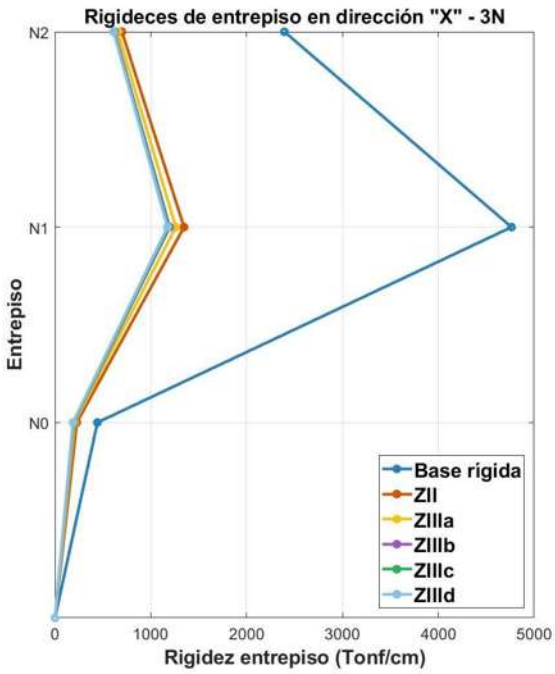
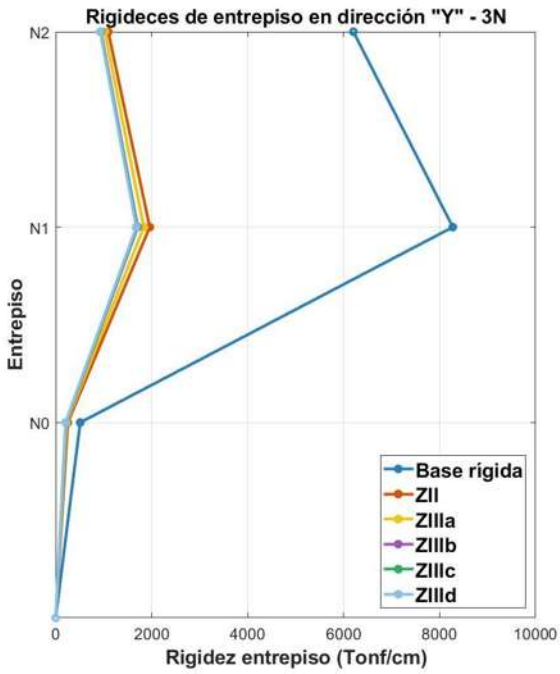


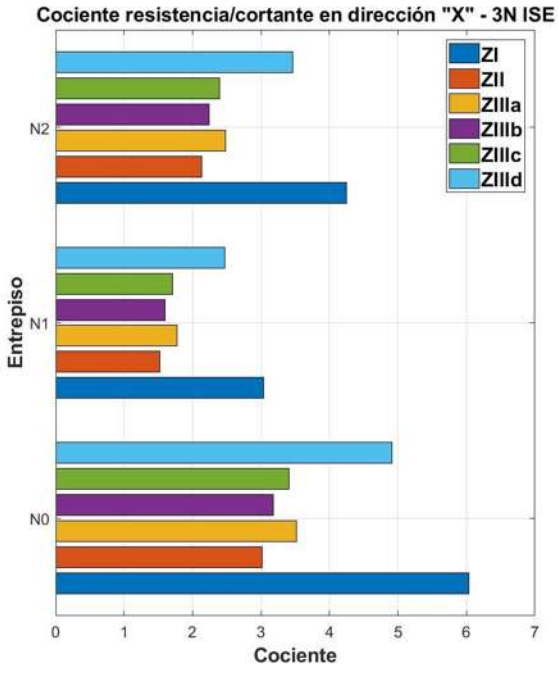
Figura 4-30: Desplazamiento y distorsiones de entrepiso con base rígida e interacción suelo estructura para el edificio de tres niveles 2017. a) Dirección global X, b) Dirección global Y

a)





b)



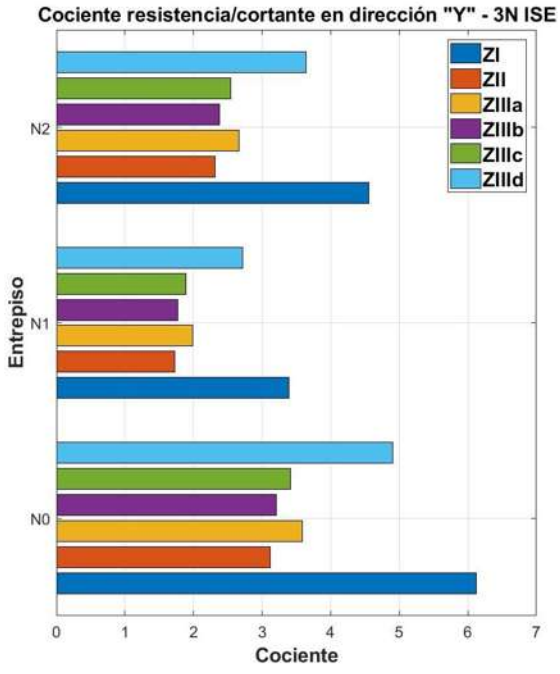


Figura 4-31: Rigidez y cocientes de resistencia y cortante de entrepiso con base rígida e interacción suelo estructura para el edificio de tres niveles 2017. a) Rigideces, b) Cocientes

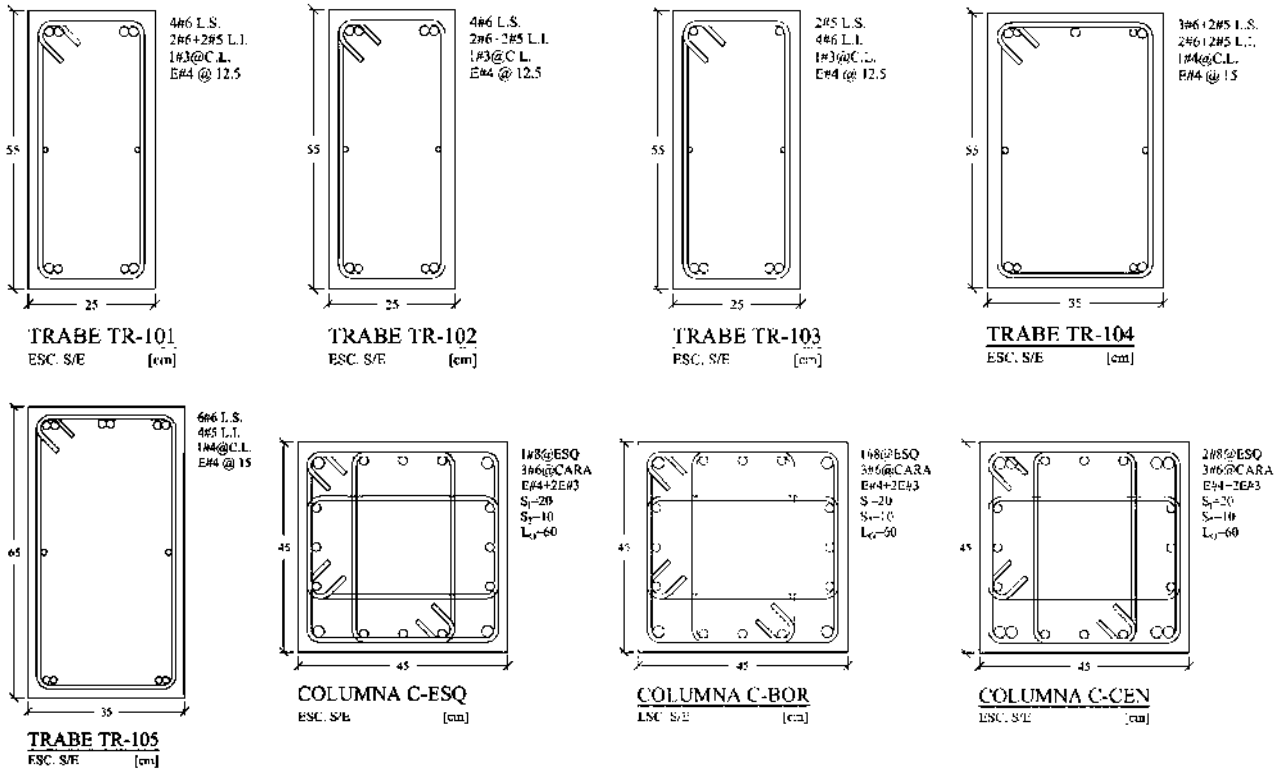


Figura 4-32: Croquis de trabes y columnas – Edificio tres niveles 2017

- **Edificio cinco niveles**

Tabla 4-24: Propiedades modales – Edificio cinco niveles 2017

Modo	Dirección	Periodo (s)	Γ_m
1	X	0.391	0.9156
2	Y	0.333	0.9855
3	ZZ	0.307	0.9738

Tabla 4-25: Dimensión y armados de trabes – Edificio cinco niveles 2017

Trabe	Dimensión (cm)	ρ	ρ'	ρ_t
TR-101	30x65	0.0085	0.0117	0.0085
TR-102	30x65	0.0085	0.0117	0.0085
TR-103	30x65	0.0117	0.0032	0.0085
TR-104	30x65	0.0085	0.0117	0.0085
TR-105	35x70	0.0051	0.0120	0.0073

Tabla 4-26: Dimensión y armados de columnas – Edificio cinco niveles 2017

Columna	Dimensión (cm)	ρ_{ℓ}	ρ_{t1}	ρ_{t2}
C-ESQ	55x55	0.0306	0.0074	0.0148
C-BOR	55x55	0.0306	0.0074	0.0148
C-CEN	55x55	0.0336	0.0074	0.0148

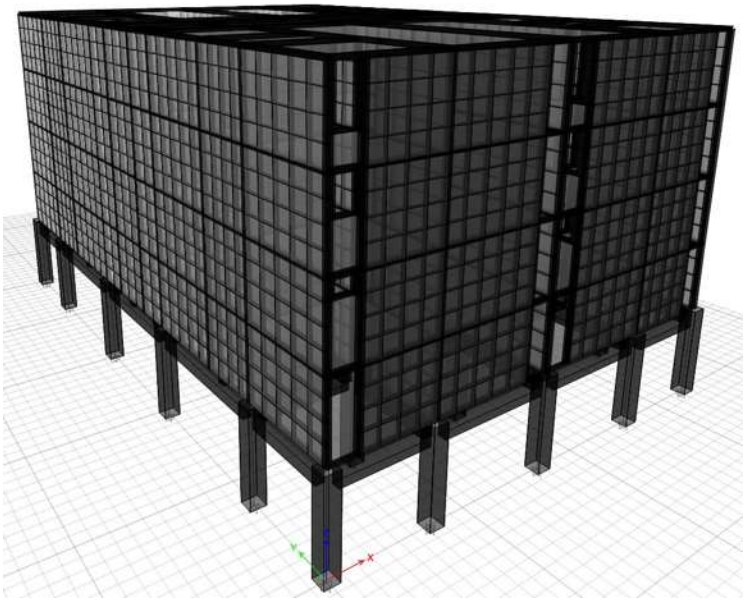
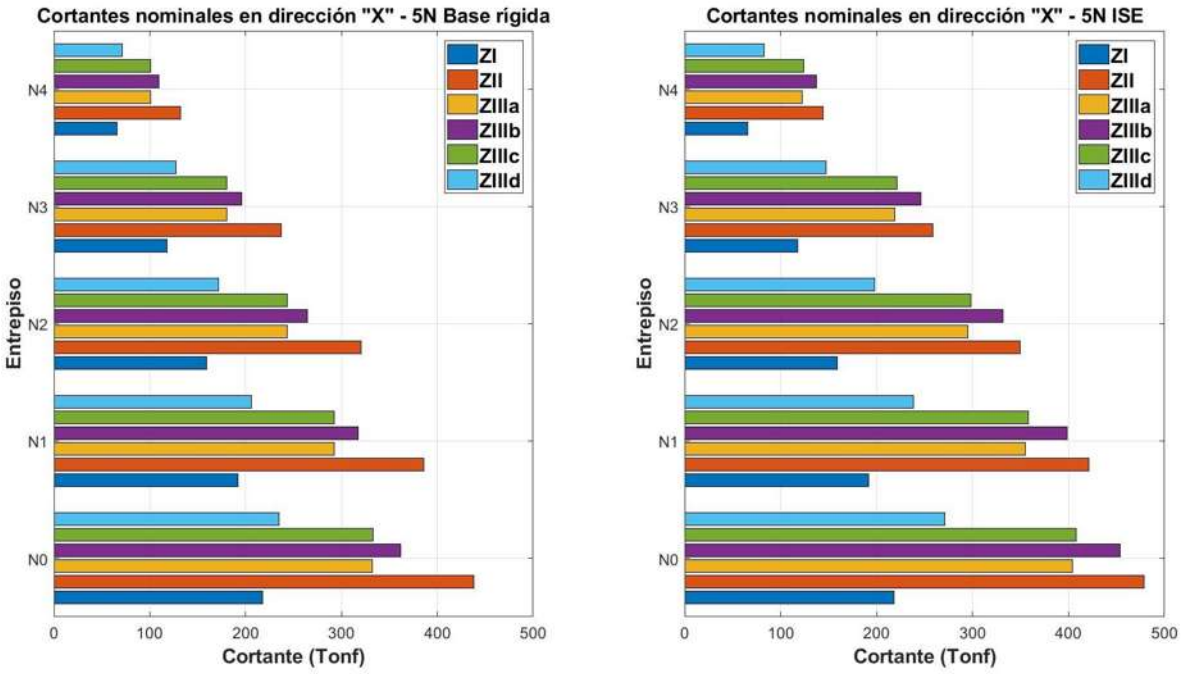


Figura 4-33: Modelo computacional del edificio de cinco niveles 2017

a)



b)

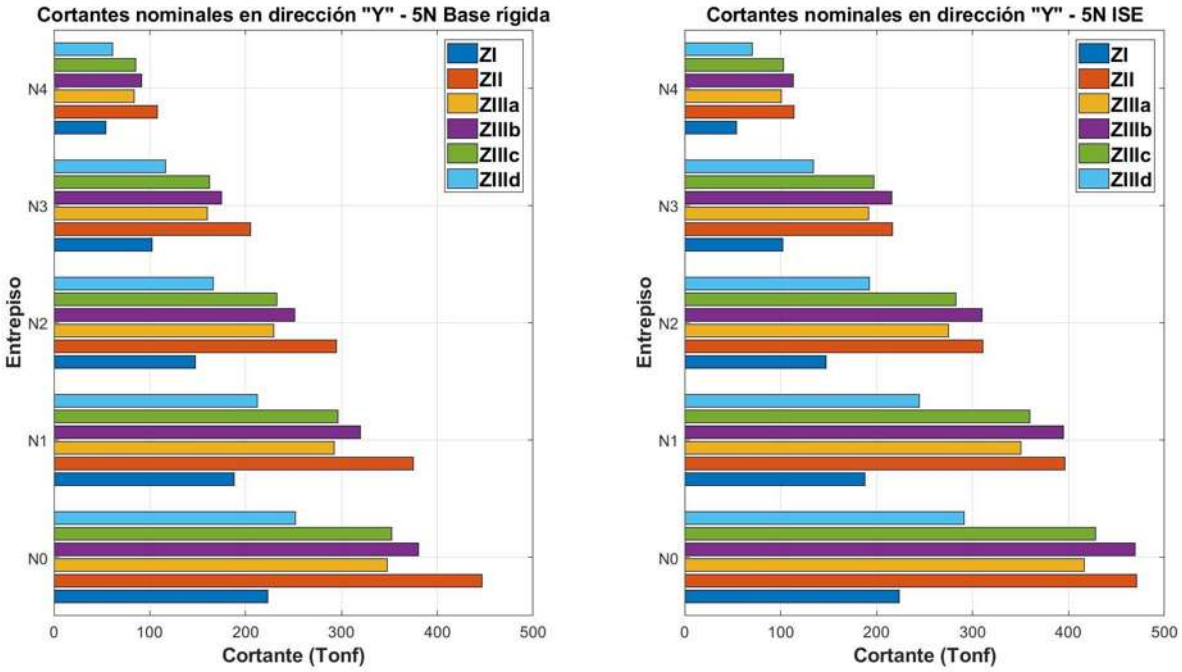
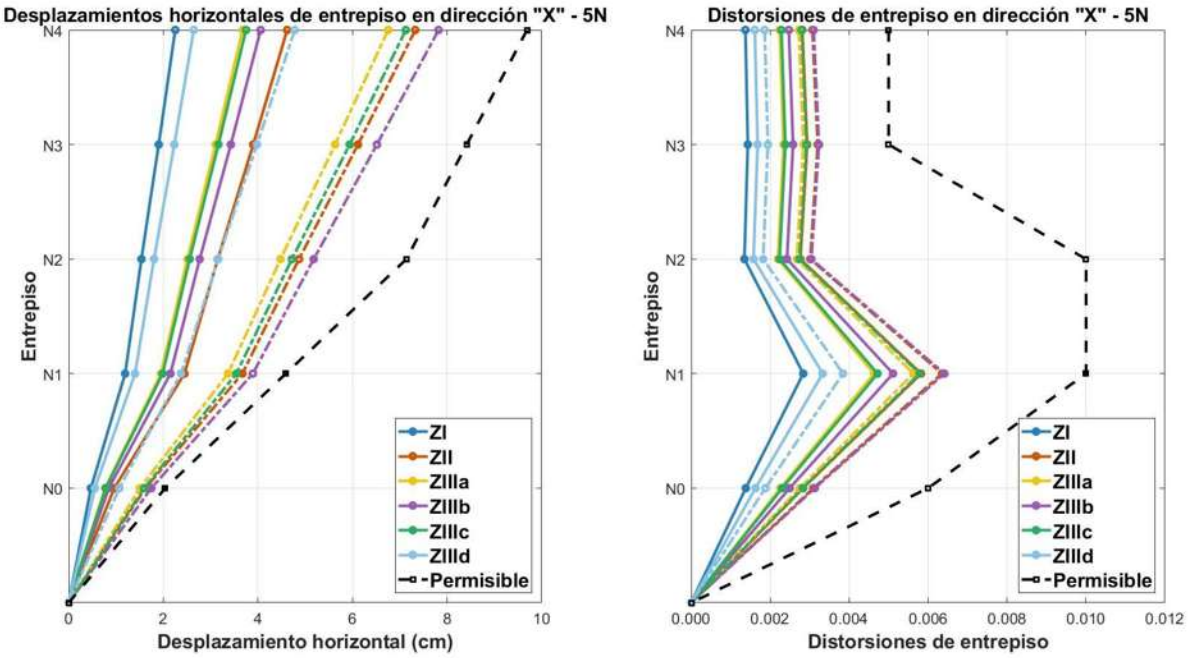


Figura 4-34: Cortantes nominales de entrepiso con base rígida e interacción suelo estructura para el edificio de cinco niveles 2017. a) Dirección global X, b) Dirección global Y

a)



b)

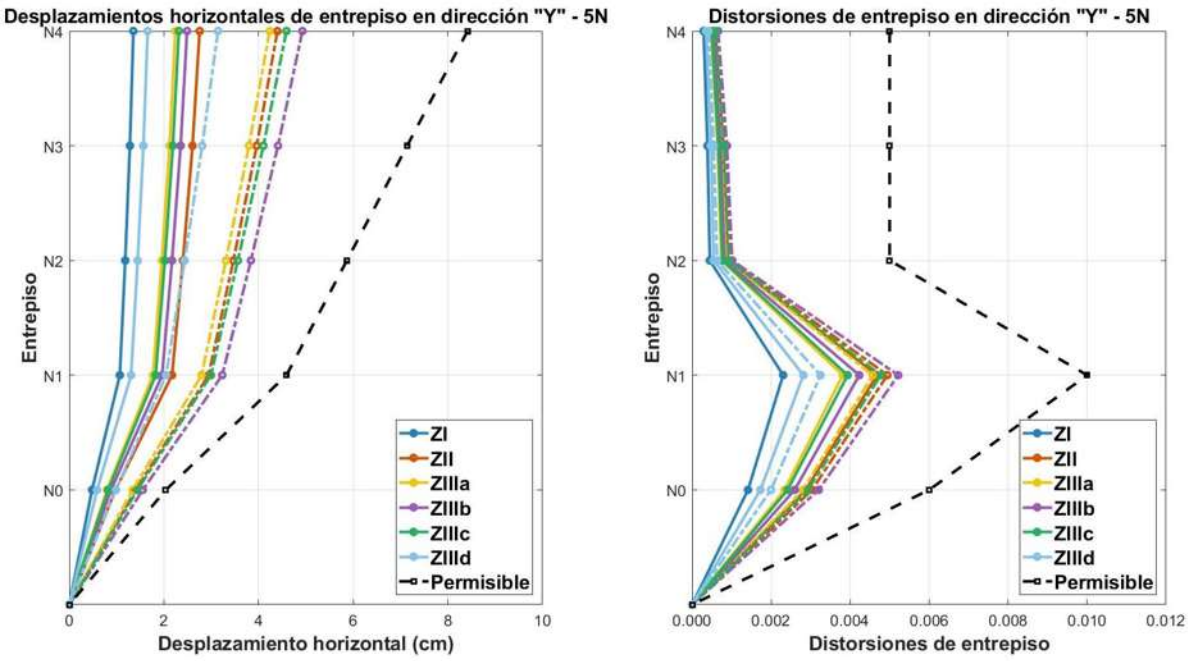
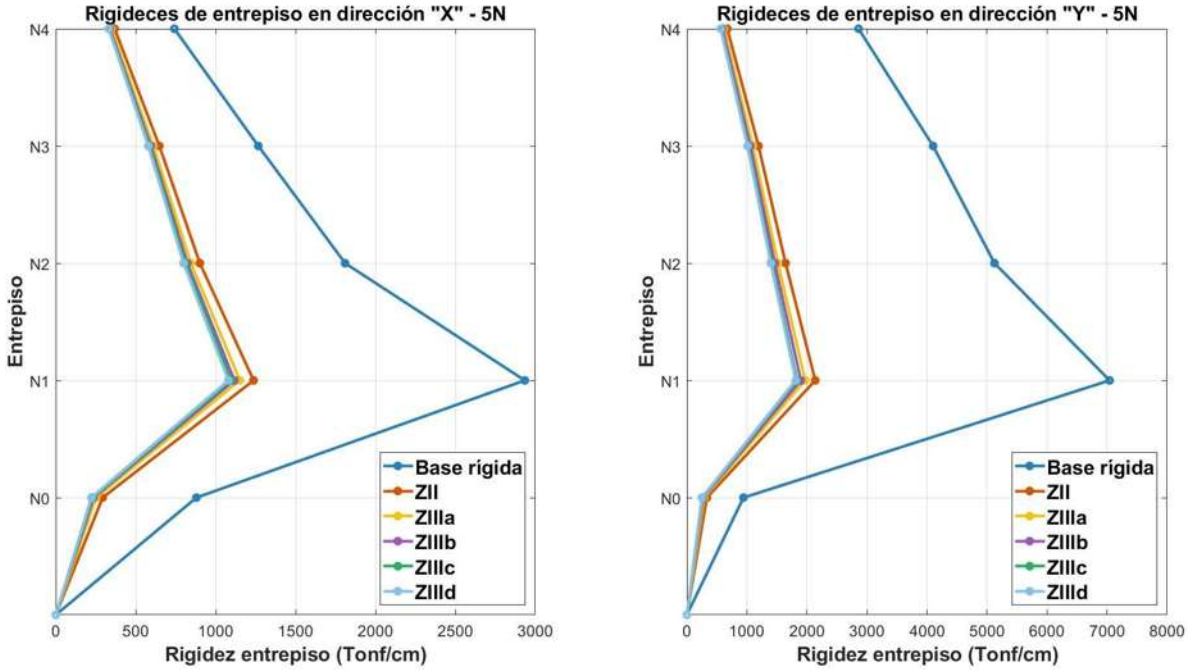


Figura 4-35: Desplazamiento y distorsiones de entrepiso con base rígida e interacción suelo estructura para el edificio de cinco niveles 2017. a) Dirección global X, b) Dirección global Y

a)



b)

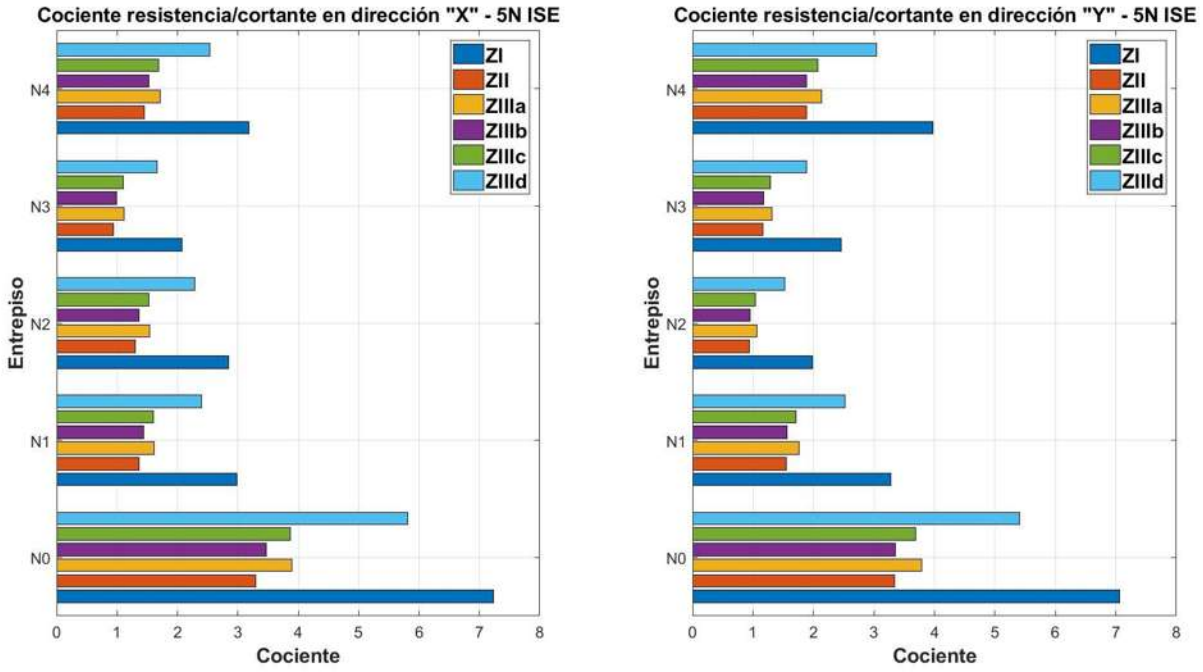


Figura 4-36: Rigidez y cocientes de resistencia-cortante de entrepiso con base rígida e interacción suelo estructura para el edificio de cinco niveles 2017. a) Rigideces, b) Cocientes

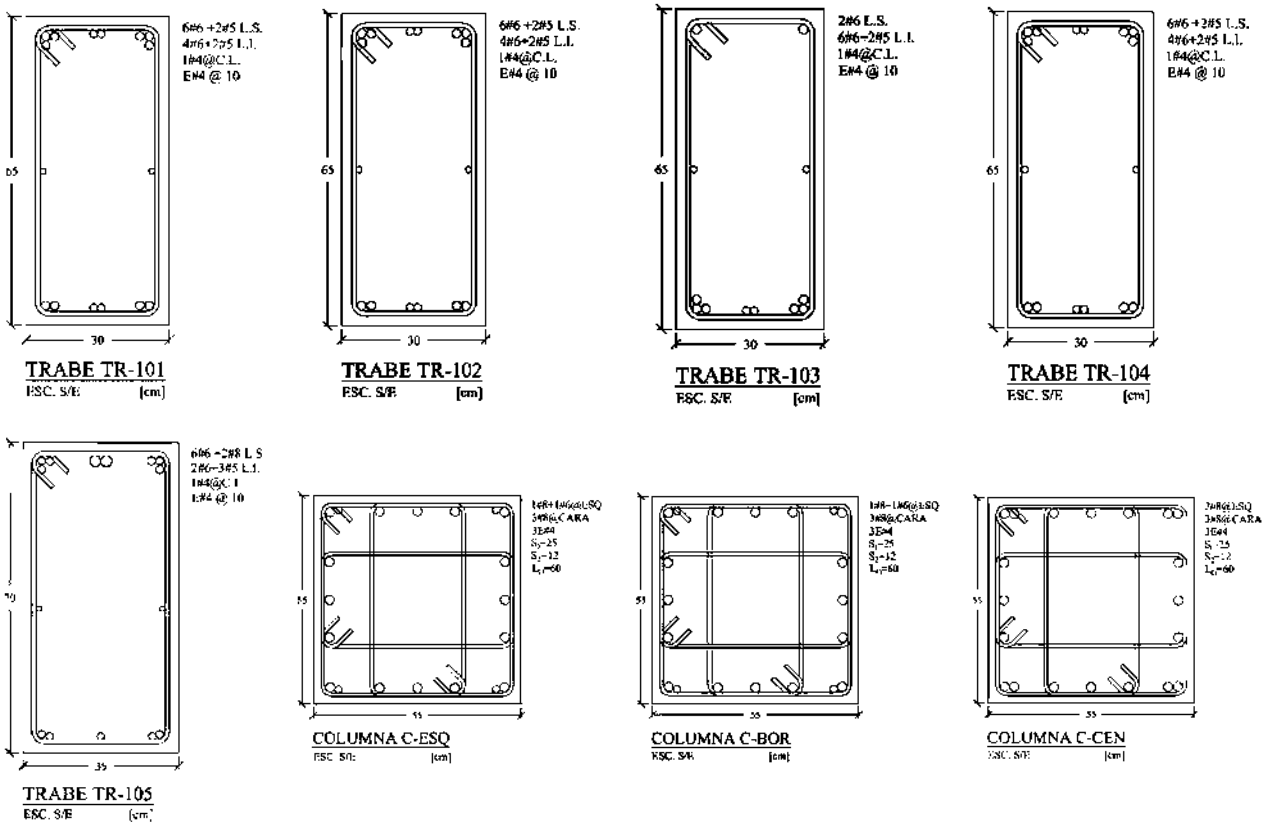


Figura 4-37: Croquis de trabes y columnas – Edificio cinco niveles 2017

- **Edificio siete niveles**

Tabla 4-27: Propiedades modales – Edificio siete niveles 2017

Modo	Dirección	Periodo (s)	Γ_m
1	X	0.517	0.7484
2	Y	0.358	0.9129
3	ZZ	0.344	0.8783

Tabla 4-28: Dimensión y armados de trabes – Edificio siete niveles 2017

Trabe	Dimensión (cm)	ρ	ρ'	ρ_t
TR-101	35x85	0.0072	0.0093	0.0097
TR-102	35x85	0.0072	0.0093	0.0097
TR-103	35x85	0.0093	0.0031	0.0097
TR-104	35x85	0.0072	0.0083	0.0097
TR-105	40x85	0.0062	0.0095	0.0085

Tabla 4-29: Dimensión y armados de columnas – Edificio siete niveles 2017

Columna	Dimensión (cm)	ρ_ℓ	ρ_{t1}	ρ_{t2}
C-ESQ	65x65	0.0289	0.0078	0.0156
C-BOR	65x65	0.0337	0.0078	0.0156
C-CEN	65x65	0.0337	0.0078	0.0156

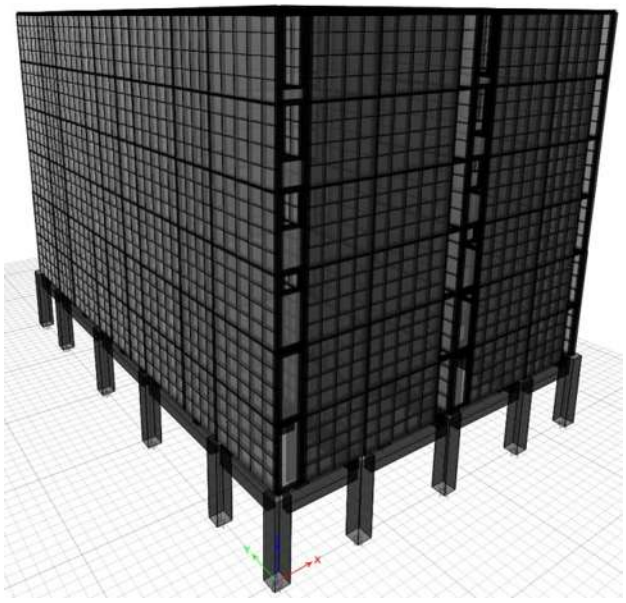
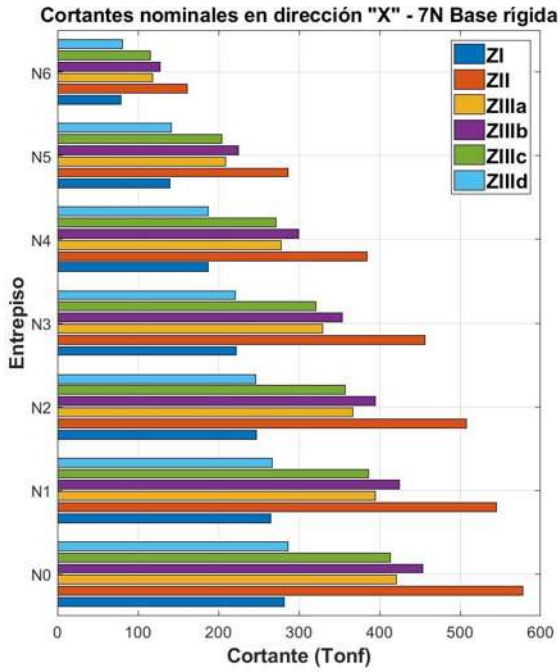
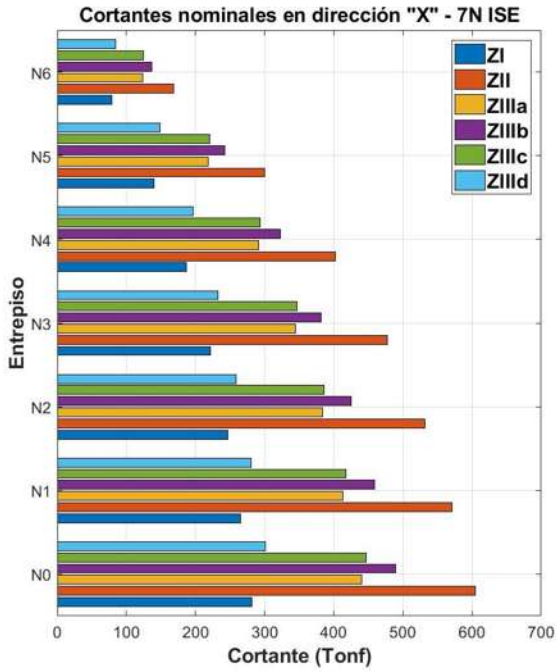


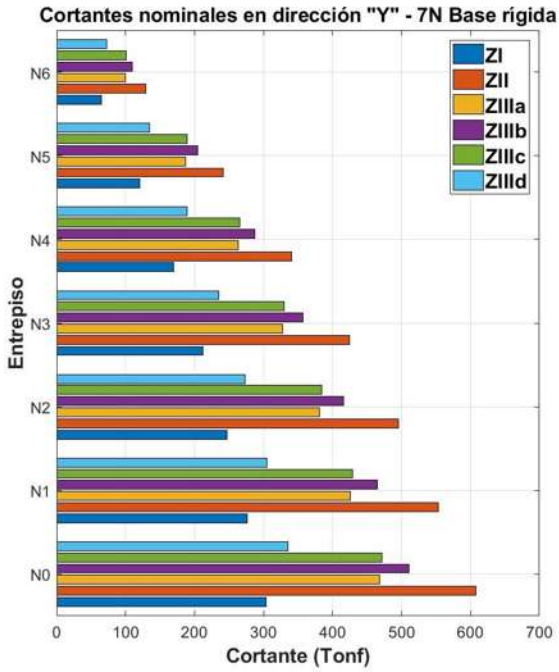
Figura 4-38: Modelo computacional del edificio de cinco niveles 2017

a)





b)



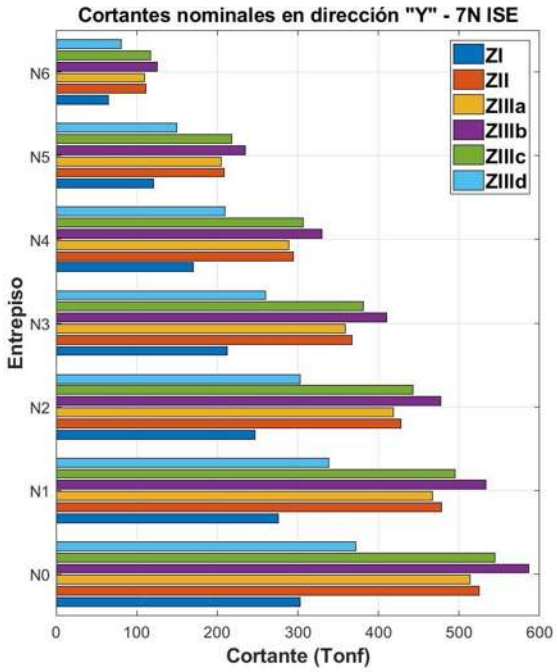
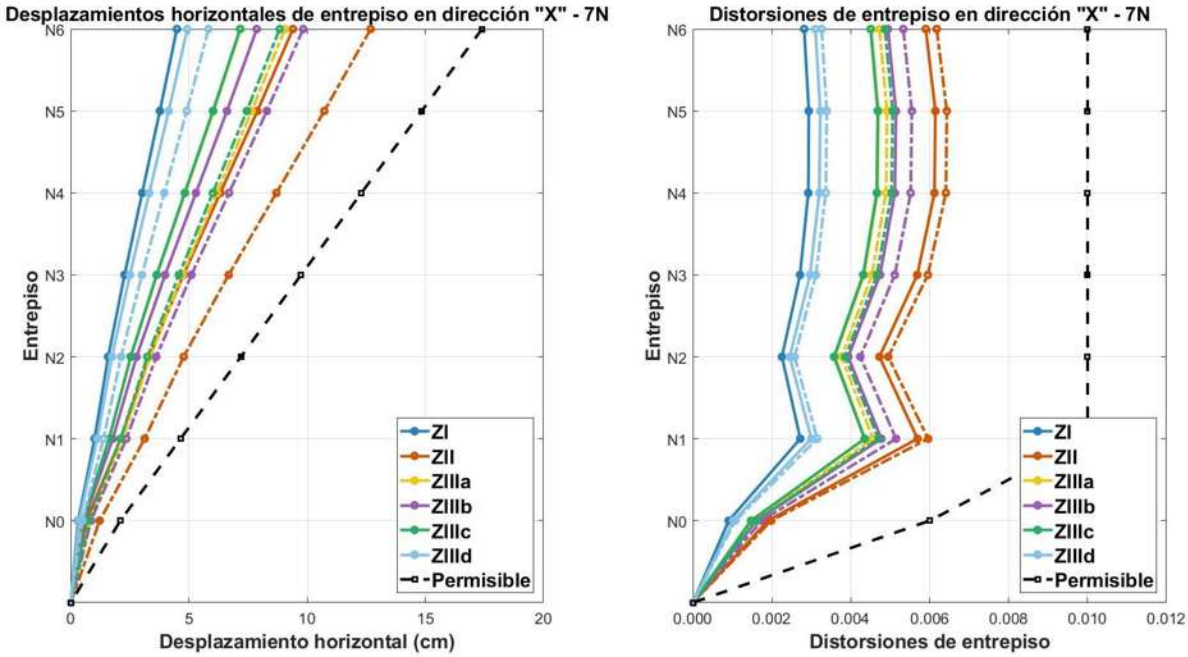


Figura 4-39: Cortantes nominales de entrepiso con base rígida e interacción suelo estructura para el edificio de siete niveles 2017. a) Dirección global X, b) Dirección global Y

a)



b)

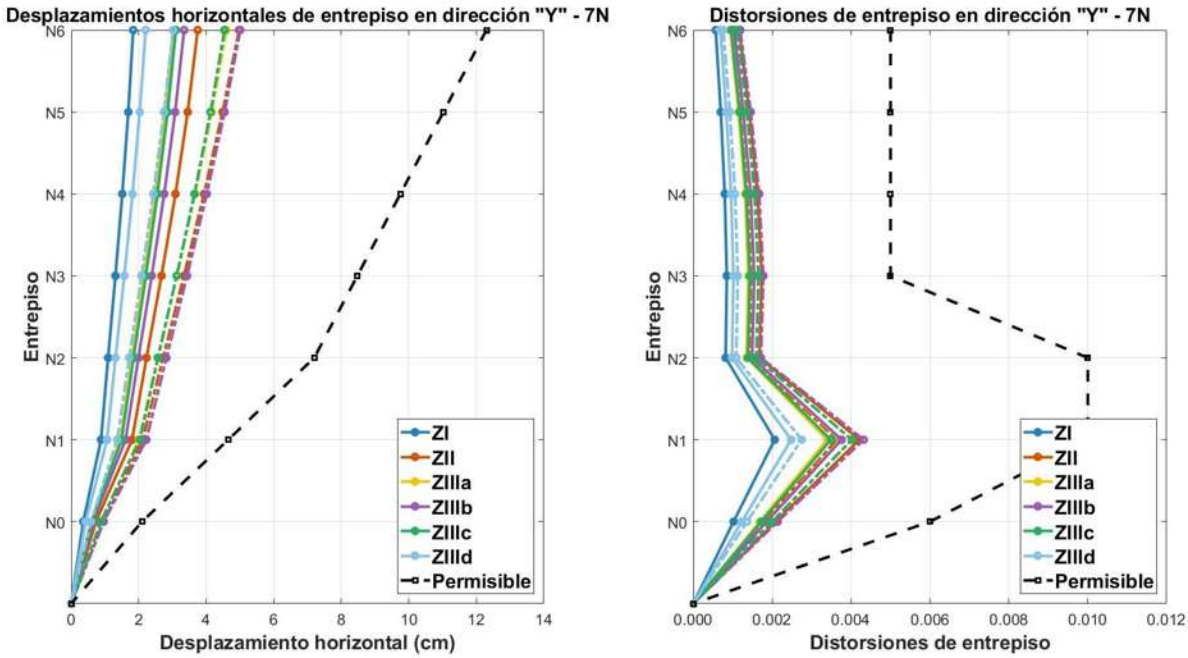
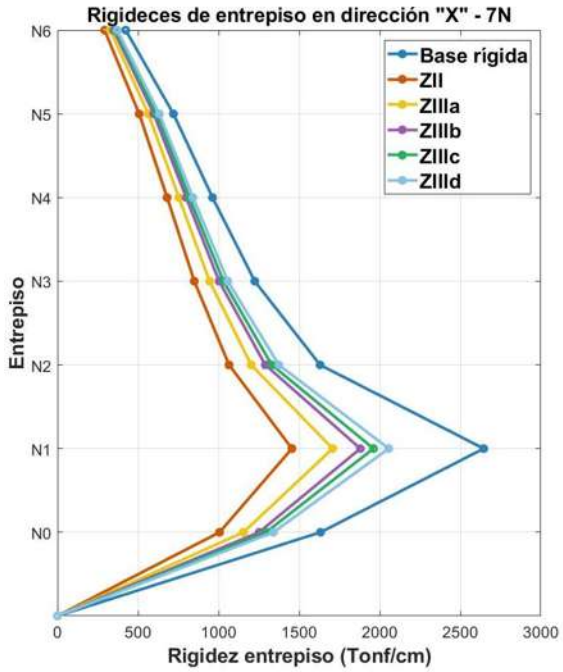
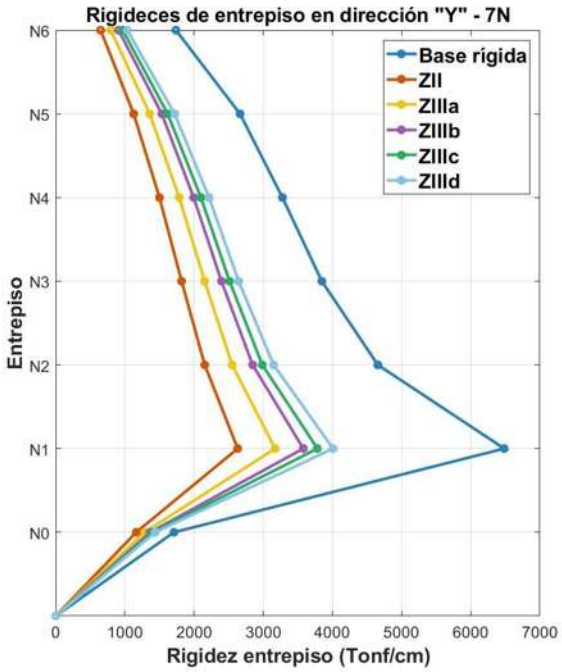


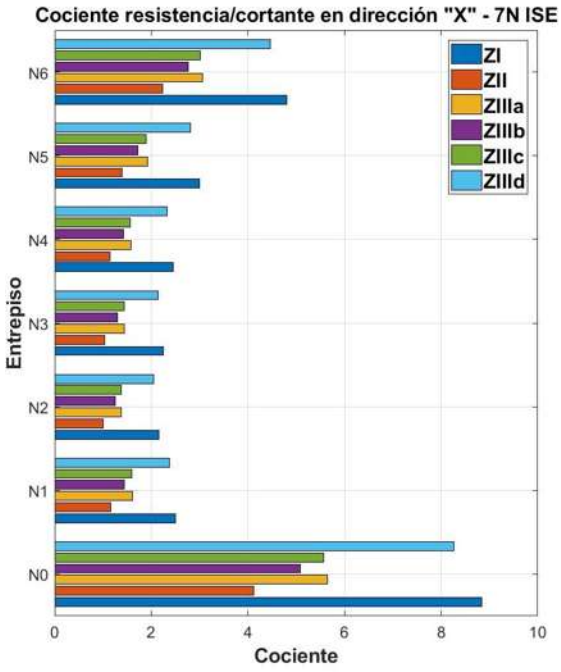
Figura 4-40: Desplazamiento y distorsiones de entrepiso con base rígida e interacción suelo estructura para el edificio de siete niveles 2017. a) Dirección global X, b) Dirección global Y

a)





b)



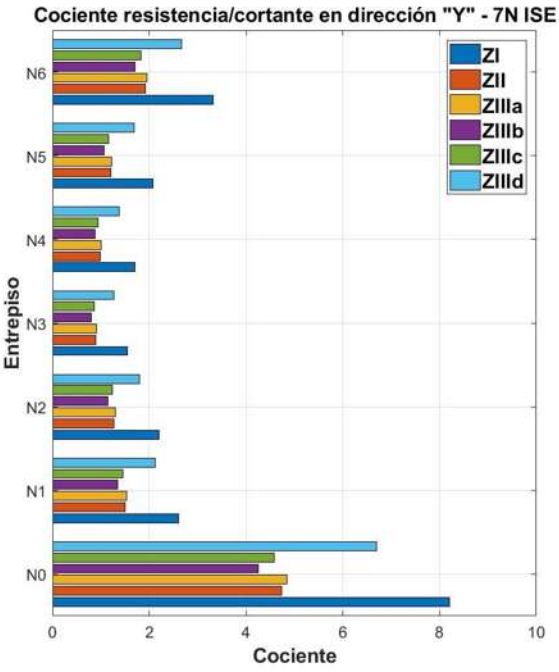


Figura 4-41: Rigidez y cocientes de resistencia-cortante de entrepiso con base rígida e interacción suelo estructura para el edificio de siete niveles 2017. a) Rigideces, b) Cocientes

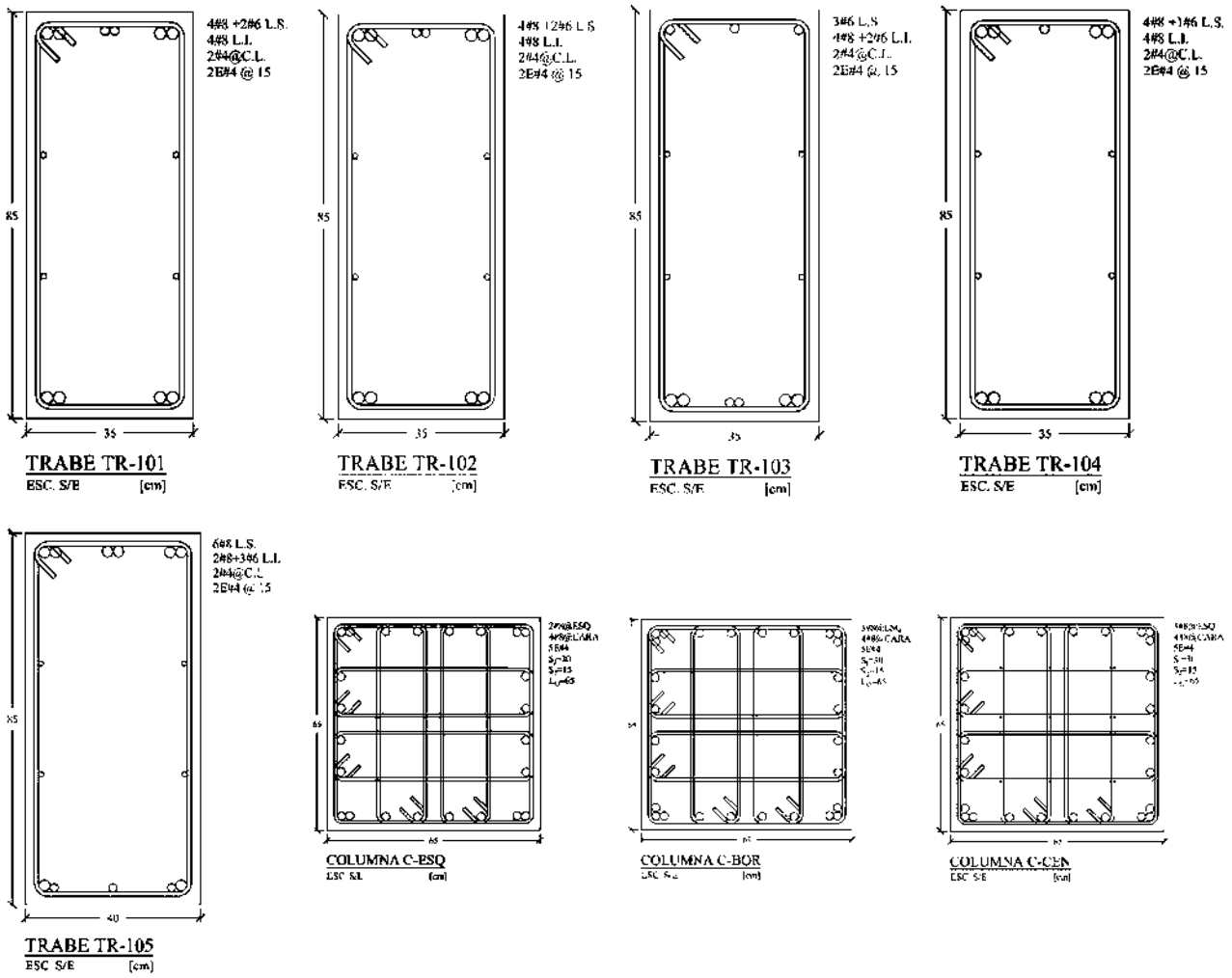


Figura 4-42: Croquis de trabes y columnas – Edificio siete niveles 2017

4.4.9 Resultados de la subestructura para los edificios en estudio

De manera similar, a lo descrito en la sección 4.3.8, el propósito de este trabajo es reproducir de manera paramétrica y general las características y geometría posible para la cimentación de los tres edificios analizados. En los edificios de tres y cinco niveles se emplea una cimentación de tipo cajón parcialmente compensado, mientras que para el edificio de siete niveles se considera una solución mixta a partir de un cajón parcialmente compensado y pilotes de fricción.

- **Edificio de tres y cinco niveles**

En el edificio de tres niveles se considera que la profundidad de desplante del cajón de cimentación, a base de concreto reforzado es de 2.1m. Por su parte, para el edificio de cinco

niveles, la profundidad de desplante es de 3.4m. En la figura 4-25 se ilustra un croquis general con la descripción anterior.

- Edificio de siete niveles

La cimentación del edificio de siete niveles es parcialmente compensada a base de concreto reforzado y una profundidad de desplante de 2.4m. Se proponen 54 pilotes de fricción de concreto reforzado, con un diámetro de 40cm. La profundidad de desplante de los pilotes varía dependiendo la zona geotécnica debido a la profundidad del estrato blando, sin embargo, dichos pilotes tienen la longitud mínima expresada en la ecuación 2-60. La figura 4-26 ilustra los parámetros mencionados con anterioridad. La longitud de los pilotes, conforme a la zona geotécnica, se considera de la siguiente manera; zona II de 7m, zona IIIa de 15m, zona IIIb de 23m, zona IIIc de 29 y para la zona IIId de 37m.

En el capítulo cinco se describe con mayor detalle, además de presentar tablas, las funciones de impedancia determinadas para las cimentaciones de cada uno de los tres modelos considerados en este trabajo.

Capítulo 5. Análisis dinámicos no lineales de las edificaciones con y sin interacción suelo estructura

5.1 Importancia de los análisis no lineales en el diseño sísmico

Los procesos de diseño sísmico indicados en nuestras normativas se basan en aproximaciones del comportamiento de la estructura empleando análisis elásticos, sin embargo, la gran mayoría de construcciones experimentarán cierto grado de inelasticidad en terremotos de magnitud considerable. La limitante de los métodos elásticos incurre en que no es posible determinar de una manera certera y congruente la demanda de desplazamientos y el comportamiento de la estructura en el intervalo inelástico, sobre todo para estructuras irregulares, las cuales pueden generar mecanismos que no pueden ser identificados en los análisis convencionales.

El diseño basado en desempeño tiene como objetivo emplear técnicas y herramientas para determinar de una manera más realista el comportamiento de las estructuras cuando incursionan al intervalo inelástico. Gracias a la implementación y el desarrollo de los sistemas computacionales, es posible emplear análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo (ADNL) como técnica para calcular la respuesta estructural más allá del comportamiento elástico, así como incorporar el deterioro de rigidez y resistencia. Hasta el momento, el ADNL es la técnica más precisa para evaluar el comportamiento estructural.

En contraste con los análisis elásticos, los análisis no lineales requieren un mayor esfuerzo, conocimiento y tiempo, además que deben estar enfocados a ciertos objetivos en particular. Generalmente, estos objetivos se relacionan al daño que pueda ocurrir en la estructura como un continuo, así como a sistemas mecánicos, eléctricos, contenidos y elementos no estructurales. Para propósitos de evaluación, es conveniente definir o discretizar niveles de desempeño que representen las afectaciones, daños y seguridad de los componentes de las estructuras, con el propósito de establecer los criterios de aceptación de estos. Otros parámetros de demanda y aceptación pueden incluir las deformaciones inelásticas acumuladas o la energía disipada. A diferencia de los análisis elásticos y sus métodos de diseño bien establecidos, los análisis no lineales, así como sus aplicaciones siguen evolucionando y requieren de la experiencia del ingeniero para procesar y evaluar la información obtenida.

5.1.1 *"Perform3D"* como herramienta de análisis

Para este trabajo se emplea el programa *"Perform3D"* de la compañía CSI (Computers and Structures, Inc.). Este programa de cómputo está enfocado en el diseño basado en desempeño y desplazamientos, incluyendo análisis estáticos y dinámicos no lineales (Computers and Structures, Inc. Perform 3D, 2021).

5.2 Parámetros y consideraciones empleadas en los análisis no lineales

5.2.1 Intensidad de Arias y duración significativa de los registros

Considerando lo expuesto en el capítulo 3.3.4 con respecto a la intensidad de Arias y la duración significativa de los registros de aceleración, se hace uso de esta propuesta con el objetivo de reducir el tiempo de cómputo, así como el espacio de almacenamiento de los análisis. En la tabla 5-1 se presenta la información de los registros de aceleración en ambas direcciones ortogonales, su duración original, la duración de la fase intensa, considerando el intervalo del cinco al noventa y cinco por ciento y la intensidad sísmica total del registro. Dado que los registros deben ser procesados como parejas, es necesario que ambos registros tengan la misma duración y sean congruentes con el tiempo de inicio y final, por este motivo, las últimas tres columnas de la tabla indican el tiempo inicial y final con los cuales se recortaron los registros en ambas direcciones ortogonales.

Tabla 5-1: Intensidad de Arias y duración significativa de los registros de aceleración

Clave de Estación	Duración Registro	Norte-Sur			Este-Oeste			Absoluto		
		ti-5%	tf-95%	IA	ti-5%	tf-95%	IA	ti-5%	tf-95%	Duración
	(s)	(s)	(s)	(cm/s)	(s)	(s)	(cm/s)	(s)	(s)	(s)
'AE02'	502.00	62.97	148.06	9.49	63.59	137.22	6.99	62.97	148.06	85.09
'AL01'	329.01	81.18	133.80	5.45	83.23	137.88	6.63	81.18	137.88	56.70
'AO24'	318.40	62.82	97.66	4.87	63.44	93.33	6.70	62.82	97.66	34.84
'AP68'	349.00	62.11	137.18	5.57	62.67	116.03	6.84	62.11	137.18	75.07
'AU11'	597.80	65.01	150.88	5.81	65.60	169.50	6.05	65.01	169.50	104.49
'AU46'	278.00	60.10	97.27	3.23	59.30	95.73	3.80	59.30	97.27	37.97
'BA49'	489.40	65.52	144.64	12.90	68.60	155.79	11.37	65.52	155.79	90.27
'BL45'	466.00	64.04	140.48	6.01	65.66	137.17	7.06	64.04	140.48	76.44
'BO39'	329.01	83.15	185.89	8.39	86.36	180.71	10.86	83.15	185.89	102.74
'CA59'	495.60	63.94	163.21	4.94	67.08	127.46	7.15	63.94	163.21	99.27
'CE18'	245.40	58.34	80.15	1.26	53.39	84.92	0.48	53.39	84.92	31.53
'CE23'	626.00	65.04	162.69	2.05	65.99	160.25	2.85	65.04	162.69	97.65

'CE32'	327.80	62.50	113.98	3.77	63.41	107.88	4.71	62.50	113.98	51.48
'CH84'	338.60	62.11	93.28	9.83	64.79	93.74	34.05	62.11	93.74	31.63
'CI05'	329.01	83.37	133.62	12.03	83.48	132.61	9.80	83.37	133.62	50.25
'CJ03'	329.01	83.05	134.72	9.75	85.37	134.38	8.27	83.05	134.72	51.67
'CJ04'	600.00	81.31	133.07	9.76	83.64	132.69	8.08	81.31	133.07	51.76
'CO47'	323.20	60.26	98.05	1.79	61.03	93.57	2.45	60.26	98.05	37.79
'CO56'	362.80	63.16	128.77	8.98	63.65	132.06	8.29	63.16	132.06	68.90
'CP28'	253.80	61.60	87.79	2.28	61.49	84.57	3.56	61.49	87.79	26.30
'CS78'	246.20	59.33	85.47	1.89	59.56	88.61	0.93	59.33	88.61	29.28
'CU80'	371.40	58.80	123.45	19.30	58.31	115.92	19.50	58.31	123.45	65.14
'DM12'	417.00	64.38	127.56	5.76	64.05	139.18	5.03	64.05	139.18	75.13
'DR16'	317.80	64.32	102.95	1.99	63.67	104.12	2.09	63.67	104.12	40.45
'DX37'	330.34	80.71	102.62	14.08	78.17	103.99	8.38	78.17	103.99	25.82
'EO30'	243.80	56.99	97.43	1.61	57.35	92.55	2.41	56.99	97.43	40.44
'ES57'	282.20	63.58	103.63	2.38	60.65	100.24	3.13	60.65	103.63	42.98
'FJ74'	226.00	57.39	86.06	2.13	56.77	85.37	2.18	56.77	86.06	29.29
'GA62'	346.20	62.88	144.59	5.90	62.91	138.84	4.44	62.88	144.59	81.71
'GC38'	356.00	62.71	113.39	12.45	62.92	114.65	11.96	62.71	114.65	51.94
'GR27'	329.01	83.08	125.39	3.92	87.23	114.17	9.78	83.08	125.39	42.31
'HJ72'	397.40	63.53	133.23	6.40	64.39	132.59	5.53	63.53	133.23	69.70
'IB22'	364.40	62.90	109.21	8.54	63.53	103.10	12.18	62.90	109.21	46.31
'JA43'	399.00	62.34	137.96	4.17	64.13	131.11	5.36	62.34	137.96	75.62
'JC54'	353.80	60.26	103.28	16.03	64.59	96.75	16.82	60.26	103.28	43.02
'LI33'	329.01	77.81	140.77	8.08	74.47	141.65	9.24	74.47	141.65	67.18
'LI58'	369.20	63.11	128.53	6.87	64.32	128.61	7.15	63.11	128.61	65.50
'LV17'	329.01	83.85	137.50	6.79	80.95	136.73	5.38	80.95	137.50	56.55
'ME52'	266.60	56.83	98.01	1.85	56.65	99.14	2.34	56.65	99.14	42.49
'MI15'	328.60	61.37	99.57	21.95	61.52	99.85	11.69	61.37	99.85	38.48
'MT50'	266.80	58.04	101.94	1.40	59.32	97.20	1.57	58.04	101.94	43.90
'MY19'	457.00	62.08	124.38	6.57	63.39	129.47	6.36	62.08	129.47	67.39
'NZ20'	439.00	61.15	110.14	12.18	65.04	114.66	8.13	61.15	114.66	53.51
'NZ31'	329.01	82.98	178.25	7.75	83.35	173.01	9.23	82.98	178.25	95.27
'PA34'	223.60	55.24	88.09	1.77	56.79	79.73	2.72	55.24	88.09	32.85
'PD42'	384.80	57.48	171.64	4.57	55.84	136.76	5.29	55.84	171.64	115.80
'PE10'	352.60	62.30	135.64	8.73	63.79	143.67	8.08	62.30	143.67	81.37
'RI76'	419.20	61.51	158.65	2.37	63.71	141.92	4.71	61.51	158.65	97.14
'RM48'	271.00	61.26	137.12	3.00	61.38	122.10	3.25	61.26	137.12	75.86
'SI53'	386.60	62.24	113.46	10.28	64.45	110.12	9.84	62.24	113.46	51.22
'SP51'	459.20	64.17	115.24	6.11	64.25	130.93	6.66	64.17	130.93	66.76
'TH35'	329.01	79.10	137.51	18.11	76.79	128.89	19.28	76.79	137.51	60.72
'TL08'	380.20	64.16	135.12	5.92	64.25	133.54	4.72	64.16	135.12	70.96
'TL55'	401.20	65.23	114.98	4.45	63.52	124.39	3.81	63.52	124.39	60.87
'TP13'	329.01	76.02	108.08	1.32	75.96	104.71	1.20	75.96	108.08	32.12
'UC44'	296.20	58.90	103.88	5.04	60.30	90.16	7.20	58.90	103.88	44.98
'UI21'	340.22	79.52	113.38	1.28	80.67	111.29	1.88	79.52	113.38	33.86
'VG09'	329.01	81.58	162.07	8.55	82.78	158.23	7.05	81.58	162.07	80.49
'VM29'	329.01	80.32	178.13	10.77	84.08	151.41	10.81	80.32	178.13	97.81
'XO36'	521.60	64.06	153.31	8.62	64.61	115.81	16.69	64.06	153.31	89.25

'XP06'	321.40	61.44	164.77	7.36	66.17	143.34	12.12	61.44	164.77	103.33
'CCCL'	620.00	70.77	122.19	5.13	68.66	127.84	3.62	68.66	127.84	59.18
'CUP5'	412.90	55.88	91.72	1.03	56.23	85.87	1.24	55.88	91.72	35.84
'LEAC'	343.00	117.27	139.41	12.19	118.12	141.11	7.91	117.27	141.11	23.84
'PCJR'	389.00	72.14	136.35	9.33	72.64	131.48	8.25	72.14	136.35	64.21
'PISU'	390.00	63.96	156.03	6.26	68.25	166.71	9.39	63.96	166.71	102.75
'SCT2'	317.00	81.12	139.86	5.28	83.99	129.04	12.18	81.12	139.86	58.74
'TACY'	235.00	79.46	112.41	1.09	78.47	110.30	1.16	78.47	112.41	33.94

5.2.2 Modelos inelásticos para trabes y columnas

La forma en la cual se distribuye la plasticidad en la sección transversal del elemento, así como en su longitud, puede ser modelado con diferentes técnicas, agrupándose en general como modelos de plasticidad concentrada o plasticidad distribuida. En la primera, se concentran las deformaciones inelásticas en una articulación con longitud cero, condensando y simplificando las formulaciones. Por su parte, las de plasticidad distribuida, emplea relaciones de esfuerzo-deformación, las cuales son integradas en el plano de la sección transversal, así como distribuidas en su longitud, pudiendo ser fija o variable. La figura 5-1 ilustra de manera más detallada lo anterior.

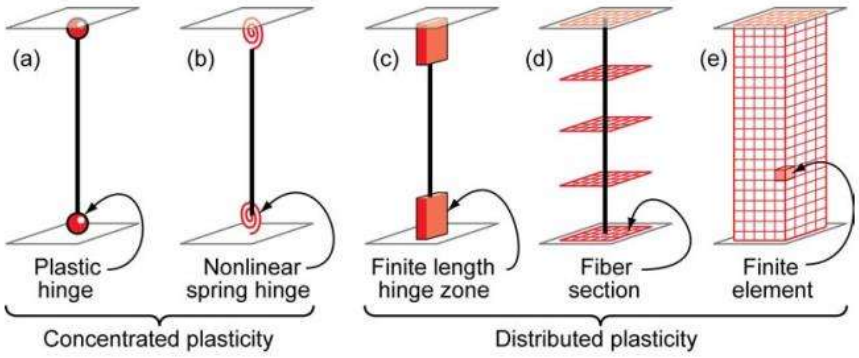
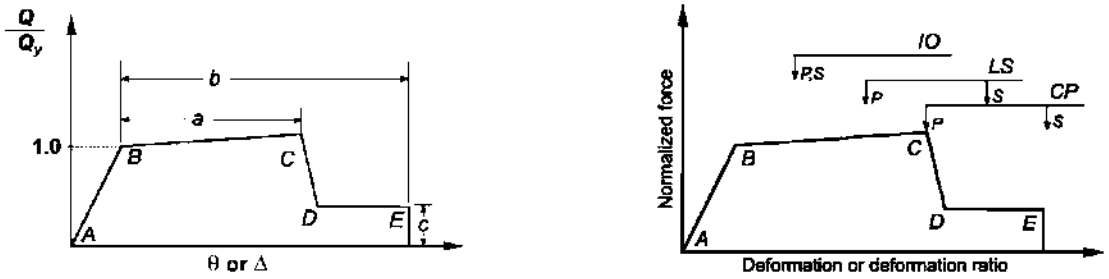


Figura 5-1: Modelos inelásticos idealizados para vigas y columnas (Deierlein, et al., 2010)

Para este trabajo, se emplea el modelo de plasticidad concentrada para representar el comportamiento no lineal tanto de trabes como columnas. Los parámetros que definen el comportamiento no lineal de la articulación se obtienen de lo estipulado en el manual de *"Evaluación sísmica y refuerzo para edificios existentes"* (American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 41-17, 2017). De manera simplificada tanto para trabes como columnas, se define un comportamiento bilineal para definir la rama elástica e inelástica del comportamiento, así mismo, se considera la degradación de rigidez y resistencia en su tramo final. Lo anterior de

acuerdo con lo estipulado en el apartado 10.3.2 del ASCE 41-17. El tramo A-B de la figura 5-2 se define el comportamiento elástico de la sección, mientras que el tramo B-C define el comportamiento posterior a la fluencia. El tramo C-D representa la caída abrupta de resistencia caracterizada además por una rigidez negativa. La resistencia residual y sin rigidez se define en el segmento D-E.



a) b)

Figura 5-2: Forma general de envolvente y criterios de aceptación (American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 41-17, 2017)

Para definir los parámetros que describen el comportamiento y los criterios de aceptación de trabes y columnas, se recurre al uso de las tablas 10-7 y 10-9 estipuladas en el ASCE 41-17, respectivamente. Para las trabes, la rotación plástica y los criterios de aceptación se ven influenciadas por la relación entre la diferencia de porcentaje positivo y negativo y el porcentaje balanceado de la sección, así como la cantidad de refuerzo transversal y el esfuerzo a cortante que actúa en la articulación plástica. Por su parte, para las columnas, los parámetros anteriormente descritos varían de acuerdo con el nivel de carga axial, el esfuerzo cortante actuante y la cantidad de refuerzo transversal y longitudinal en la sección. Las tablas 5-2 y 5-3 de este trabajo ilustran los parámetros de modelado y criterios de aceptación para vigas y columnas, respectivamente. Los criterios de aceptación o niveles de desempeño empleados en el ASCE 41-17 y por lo tanto para este trabajo, deberán representar los daños asociados o esperados en los elementos. Para lo anterior, lo más congruente es realizar modelos matemáticos y experimentales para validar los resultados. Cuando no es posible lo anterior, deberá recurrirse a los comentarios o resultados de otros trabajos, en especial los que estén plasmados en normativas, guías o artículos científicos. En este caso, se utiliza lo estipulado en el FEMA 356-2000 relacionado con los niveles de desempeño y daños asociados.

Tabla 5-2: Parámetros de modelado y criterios de aceptación para vigas (American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 41-17, 2017)

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

Note: f'_{ce} in lb/in.^{2} (MPa) units.
[a] Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
[b] Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
[c] "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.
[d] V is the design shear force from NSP or NDP.

Tabla 5-3: Parámetros de modelado y criterios de aceptación para columnas rectangulares (American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 41-17, 2017)

Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
Plastic Rotation Angles, *a* and *b* (radians) Residual Strength Ratio, *c*	IO	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height[a]			
$a = \left(0.042 - 0.043\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0.63\rho_t - 0.023\frac{V_{yE}}{V_{ColOE}}\right) \geq 0.0$	0.15 *a* ≤ 0.005	0.5 *b*[b]	0.7 *b*[b]
$For\ \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5 \begin{cases} b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f'_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_{cE}}{f_{ytE}}} - 0.01 \geq a^a \end{cases}$			
$c = 0.24 - 0.4\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0.0$			
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height[c]			
$a = \left(\frac{1}{8}\frac{\rho_t f_{ytE}}{\rho_t f_{ytE}}\right) \geq 0.0$ $\leq 0.025^d$	0.0	0.5 *b*	0.7 *b*
$b = \left(0.012 - 0.085\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 12\rho_t{}^e\right) \geq a$ ≤ 0.06			
$c = 0.15 + 36\rho_t \leq 0.4$			

Notes: ρ_t shall not be taken as greater than 0.0175 in any case nor greater than 0.0075 when ties are not adequately anchored in the core. Equations in the table are not valid for columns with ρ_t smaller than 0.0005.
V_{yE}/V_{ColOE} shall not be taken as less than 0.2.
N_{UD} shall be the maximum compressive axial load accounting for the effects of lateral forces as described in Eq. (7-34). Alternatively, it shall be permitted to evaluate N_{UD} based on a limit-state analysis.
[a] *b* shall be reduced linearly for $N_{UD}/(A_g f'_{cE}) > 0.5$ from its value at $N_{UD}/(A_g f'_{cE}) = 0.5$ to zero at $N_{UD}/(A_g f'_{cE}) = 0.7$ but shall not be smaller than *a*.
[b] $N_{UD}/(A_g f'_{cE})$ shall not be taken as smaller than 0.1.
[c] Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-1a) or (10-1b). Modeling parameter for columns controlled by inadequate development or splicing shall never exceed those of columns not controlled by inadequate development or splicing.
[d] *a* for columns controlled by inadequate development or splicing shall be taken as zero if the splice region is not crossed by at least two tie groups over its length.
[e] ρ_t shall not be taken as greater than 0.0075.

a)

b)

c)

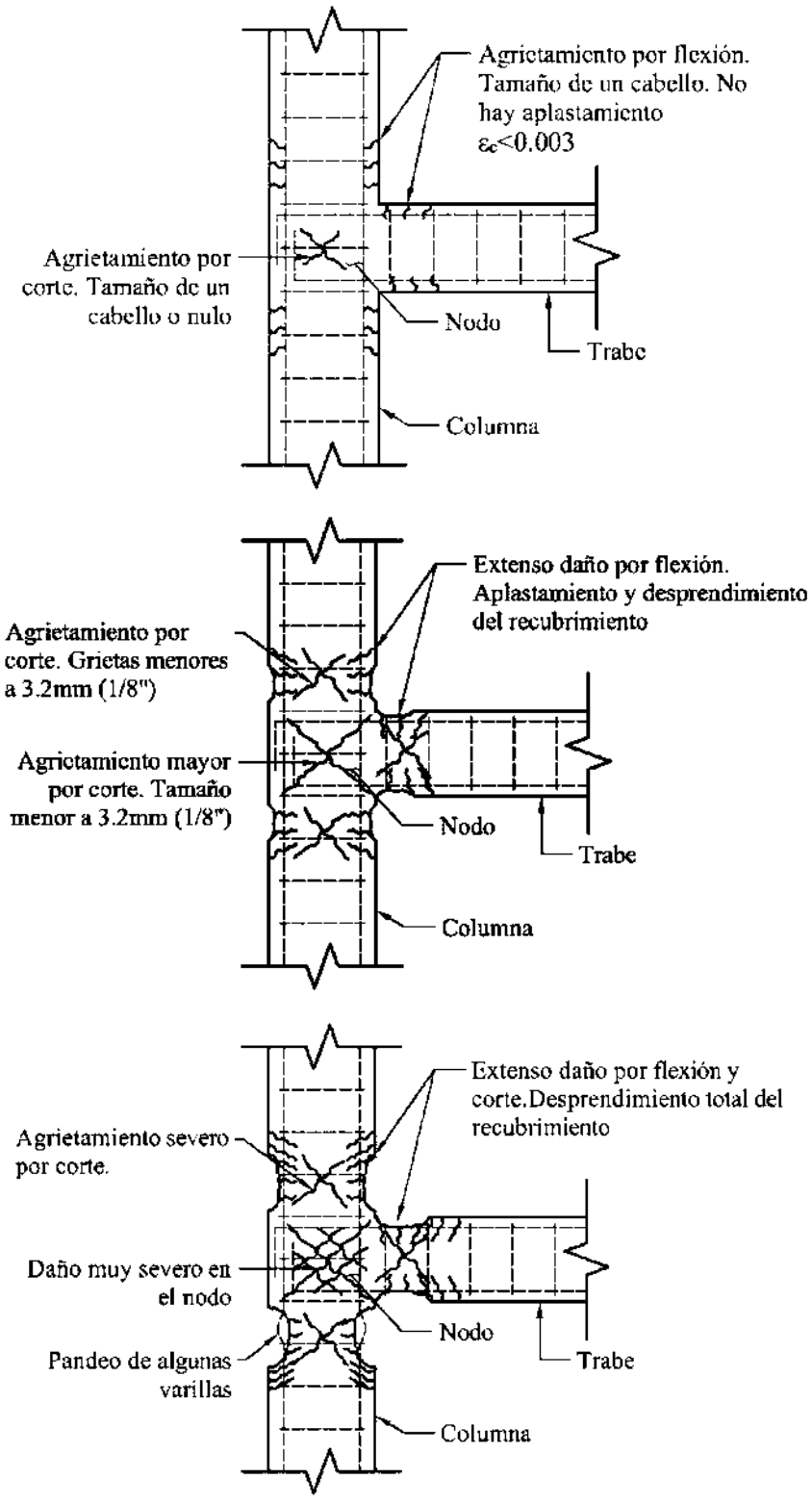


Figura 5-3: Ilustración del daño esperado de acuerdo con los niveles de desempeño estipulados en el FEMA 356-2000. a) Ocupación inmediata (IO), b) Seguridad de vida (LS), c) Prevención del colapso (CP) (FEMA 356, 2000)

La tabla 5-4 de este trabajo es un extracto de la tabla C1-3 del FEMA 356-2000, donde se determinan los niveles de desempeño y el daño asociado a los elementos estructurales en cuestión. Por su parte, la figura 5-3 ilustra de manera esquemática los daños descritos en dicha tabla.

Tabla 5-4: Niveles de desempeño y daño en elementos verticales (FEMA 356, 2000)

Elemento	Tipo	Ocupación inmediata (IO)	Seguridad de vida (LS)	Prevención del colapso (CP)
Marcos de concreto	Primario	-Agrietamiento menor con espesor de un cabello -Fluencia limitada en pocas zonas -No hay aplastamiento (deformaciones menores a 0.003)	-Daño extenso en vigas -Desprendimiento de recubrimiento y agrietamiento por corte para columnas dúctiles -Desprendimiento moderado en columnas no dúctiles -Grietas en nodos menores a 3.2mm (1/8")	-Agrietamiento extenso y formación de articulaciones en elementos dúctiles. -Agrietamiento limitado y/o falla por traslapes en algunas columnas no dúctiles -Daño severo en columnas cortas
	Secundario	-Desprendimiento menor del recubrimiento en algunas zonas para vigas y columnas dúctiles -Agrietamiento por flexión en vigas y columnas -Agrietamiento por corte en los nodos con espesores menores a 1.59mm (1/16")	-Agrietamiento extenso y formación de articulaciones en elementos dúctiles. -Agrietamiento limitado y/o falla por traslapes en algunas columnas no dúctiles -Daño severo en columnas cortas	-Desprendimiento extenso en columnas (acortamiento limitado) y vigas -Daño severo en el nodo -Algunas varillas se pandean
	Distorsión de entrepiso	-1% carga temporal -Inexistente para carga permanente	-2% carga temporal -1% carga permanente	-4% carga temporal -4% carga permanente

Los estados límite de las tablas 5-2 y 5-3, en especial para el estado límite de seguridad de vida y prevención de colapso pueden encontrarse dentro de la rama ascendente del tramo "B-C" o en la parte residual "D-E", respectivamente, dependiendo de la forma del ciclo histerético de la sección. El tramo "C-D" y por lo tanto el "D-E" es altamente inestable para reproducir en los análisis, además que no existe una única solución por tener pendiente negativa (Computers and Structures, Inc. Perform 3D, 2021) por lo que los resultados dentro de este tramo deben emplearse a criterio. Conociendo lo anterior, resulta conservador y razonable limitar los estados límite dentro de la rama ascendente "B-C". El apartado 7.6.3 del ASCE 41-17 indica un procedimiento para calibrar los criterios de aceptación (estados límite) que se obtienen mediante ensayos experimentales. Aunque este procedimiento se establece en el documento de

referencia para otros propósitos, se emplea como criterio o procedimiento para calibrar los estados límite dentro de la rama ascendente, así como se ilustra la figura 5-2b para elementos primarios (P). Dichas modificaciones se establecen de la siguiente manera:

- Ocupación inmediata (IO): Daño menor por fluencia de acuerdo con el análisis y la experimentación, pero no mayor a 0.67 veces la deformación del estado límite para seguridad de vida (LS).
- Seguridad de vida (LS): 0.75 veces la deformación del punto "C" de la envolvente (Figura 5-2)
- Prevención del colapso (CP): Deformación correspondiente al punto "C" de la envolvente, pero no mayor a 0.75 veces la deformación del punto "E".

Este procedimiento no cambia la forma de la curva esfuerzo deformación hasta el colapso, simplemente se calibran los criterios de aceptación dentro de la zona establecida.

Determinar el inicio de la fluencia en las trabes es relativamente sencillo. Mediante el uso de un diagrama momento-curvatura se puede definir el inicio de la plasticidad, ya sea que la sección esté controlada por tensión (fluencia del acero) o por compresión (aplastamiento del concreto). Por otro lado, determinar la fluencia y el comportamiento de las columnas de concreto es más complicado, pues la fluencia depende no solo del momento aplicado alrededor de uno de los ejes principales, sino también del nivel de carga axial y del momento aplicado en el otro eje principal. En este caso, se hace uso de la teoría de la plasticidad, definiendo curvas de tipo P-M-M las cuales representan la superficie de fluencia de las columnas. Dichas curvas se adaptan ya sea del diagrama de interacción de columnas de acuerdo con el código de diseño, empleando un factor de reducción unitario o un diagrama de interacción elaborado por medio del método de fibras. Para este trabajo se recurre al diagrama de interacción obtenido del código de diseño. La superficie de fluencia o plasticidad para columnas de concreto se ilustra en la figura en la figura 5-4, tanto para los planos P-M como el plano M-M.

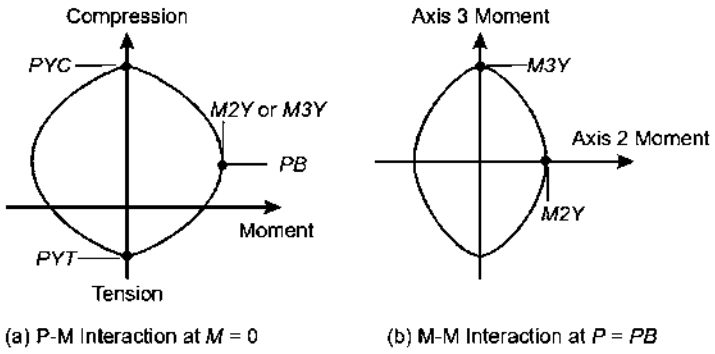


Figura 5-4: Superficie de fluencia P-M-M para columnas (Computers and Structures, Inc. Perform 3D, 2021)

La superficie anterior se calibra a partir de las ecuaciones 5-1 y 5-2, que representan las curvas en el plano P-M y en el plano M-M, respectivamente. La ecuación 5-1 se divide en dos partes, donde una curva modela el comportamiento desde la zona de tensión hasta la carga balanceada y la otra desde la compresión hasta la misma carga balanceada. En cualquier momento, la ecuación 5-1 o 5-2 debe ser igual a la unidad para representar la fluencia.

$$f_{PM} = \left(\frac{P - P_B}{P_{Y0} - P_B}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M}{M_{YB}}\right)^{\beta} \qquad \text{Ec. 5-1}$$

$$f_{MM} = \left(\frac{M_2}{M_{YP2}}\right)^{\gamma} + \left(\frac{M_3}{M_{YP3}}\right)^{\gamma} \qquad \text{Ec. 5-2}$$

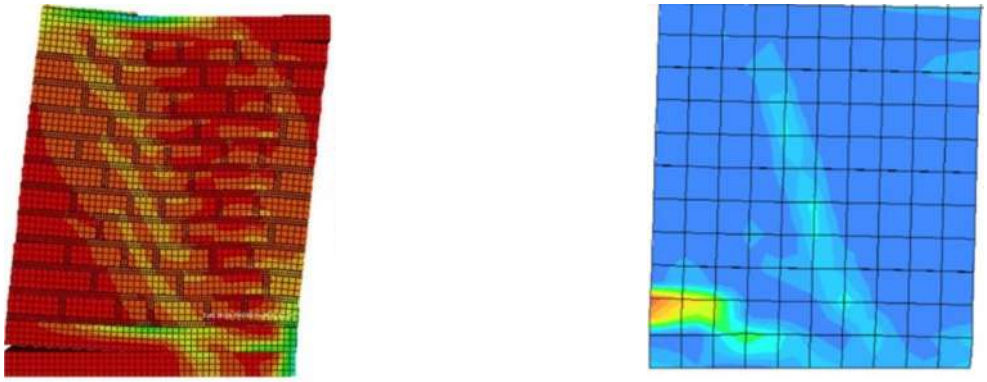
Los parámetros $1.1 \leq \beta \leq 3.0$, $1.5 \leq \alpha \leq 3.0$ y $1.1 \leq \gamma \leq 3.0$ son los coeficientes que determinan la geometría de las curvas.

5.2.3 Modelos inelásticos para muros de mampostería

Determinar el comportamiento no lineal de los muros de mampostería es más complejo que el estipulado para trabes y columnas (elementos tipo barra), principalmente debido a la no homogeneidad que presentan este tipo de elementos estructurales. Las técnicas principales para modelar su comportamiento se catalogan como micro y macro modelos. Los micro modelos tienen el objetivo de caracterizar el comportamiento a partir de modelos refinados, donde se

incluyen las dimensiones de las piezas, las juntas de mortero, los elementos confinantes (dalas y castillos), las relaciones constitutivas de cada material y el comportamiento entre las interfaces. Estos modelos demandan altos recursos computacionales y un alto grado de conocimiento de los materiales, por lo que su aplicación es poco práctica. Por su parte, los macro modelos condensan todos los materiales y propiedades mecánicas que componen al muro por un elemento homogéneo equivalente. La figura 5-5 ilustra las principales diferencias de ambos modelos.

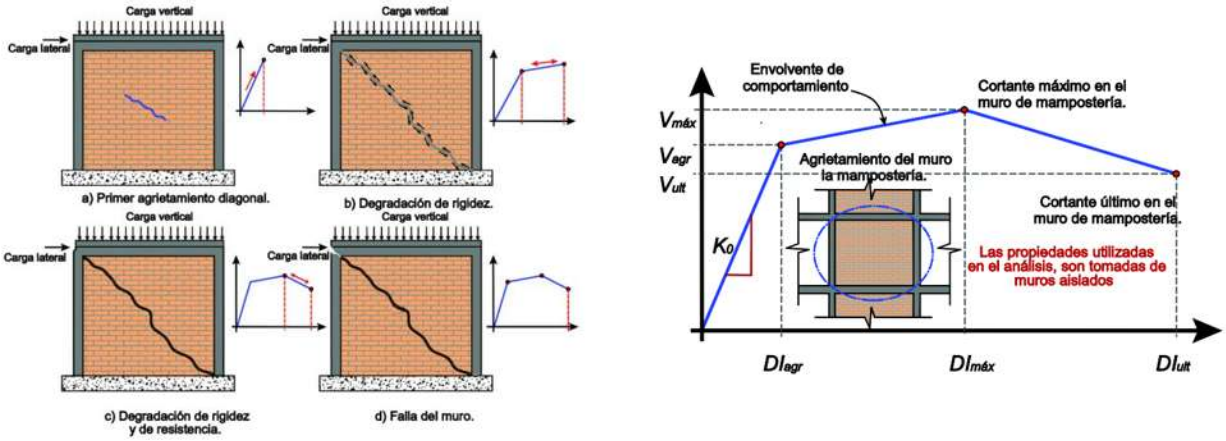
Para este trabajo, se emplean los comportamientos globales y los criterios de aceptación de la *"Guía para el análisis de estructuras de mampostería"* (Pérez Gavilán, 2012) donde se recopilan los resultados y criterios establecidos de varias investigaciones teóricas y experimentales.



a) b)

Figura 5-5: Micro y macro modelos para muros de mampostería, a) Macro-modelo, b) Micro-modelo

Con base en el documento descrito con anterioridad, se propone una curva trilineal con el propósito de caracterizar la envolvente del ciclo histerético que presentan los muros de mampostería confinada. Dicha curva define tres zonas características del comportamiento: la rama inicial representa el comportamiento elástico, la degradación de rigidez con un ligero aumento de resistencia se define en la segunda rama y la degradación de rigidez y resistencia con pendiente negativa en su tramo final.



a) b)

Figura 5-6: Evolución del daño estructural y envolvente del comportamiento cíclico para mampostería confinada. a) Etapas de la evolución del daño, b) Construcción de la curva trilineal (Pérez Gavilán, 2012)

La construcción de la curva trilineal se basa en determinar en primera instancia la fuerza y distorsión asociadas a la fluencia. La primera se estima mediante la expresión estipulada en el código de diseño de mampostería para estimar la fuerza resistente a cortante, empleando un factor de resistencia con un valor unitario, mientras que la distorsión se estima mediante la rigidez lateral y altura del muro. Los dos siguientes tramos se estiman mediante parámetros ya definidos en el documento de referencia. La tabla 5-5 estipula los parámetros empleados en la construcción de la curva.

Tabla 5-5: Parámetros empleados en el modelo trilineal (Pérez Gavilán, 2012)

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

Principalmente se ha propuesto que las deformaciones que presentan los muros de mampostería en el intervalo no lineal están regidas por corte, esto implica que después del esfuerzo de agrietamiento, la rigidez a flexión se mantiene esencialmente constante (elástica),

mientras que la rigidez por corte se degrada de acuerdo con el grado de deformación que presenta el muro. Empleando la hipótesis anterior, es como se define el comportamiento de los muros de mampostería en el Perform3D. Este programa permite definir muros de "ingeniería", es decir, elementos tipo área que no necesariamente deben seguir las leyes de la mecánica del medio continuo, por lo que se pueden definir muros con comportamiento distinto en cada dirección de análisis.

En resumen, se define un material elástico lineal con las propiedades mecánicas del muro de mampostería, en específico el módulo de Poisson (ν_m) y el módulo de elasticidad (E_m). Este material se asigna a las fibras que modelan el comportamiento axial en dirección σ_x y σ_y. Por otro lado, se define un material inelástico con el módulo de cortante (G_m) del muro de mampostería como rama inicial, definida hasta el esfuerzo equivalente que produce el primer agrietamiento del muro $(\tau_{agr} = V_{agr}/tL)$, seguidamente se definen el punto del agrietamiento máximo y el último, asociados a sus esfuerzos correspondientes conforme a la construcción de la curva trilineal. Este material se asigna a las fibras que modelan el comportamiento a corte en dirección τ_{xy}. El resultado es un elemento tipo área el cual sigue un comportamiento constante a flexión y un comportamiento no lineal a corte, reproduciendo así el comportamiento propuesto en la curva trilineal.

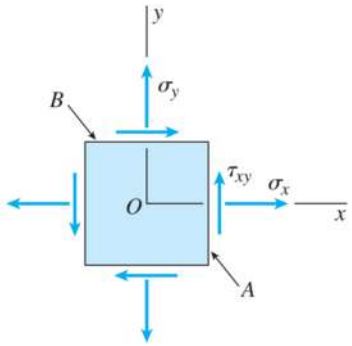


Figura 5-7: Nomenclatura y dirección de fibras para definir el comportamiento lineal y no lineal de los muros de mampostería (Gere & Goodno, 2009)

Para establecer los estados límites de servicio, asociados al nivel de daño que se presentan en los muros con y sin refuerzo, se recurre a lo establecido en la tabla 5-6. La tabla se construyó a partir de la tabla 8-3 del documento de referencia (Pérez Gavilán, 2012) y tomando las consideraciones aplicadas para este trabajo.

Tabla 5-6: Estados límite para muros de mampostería

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 del colapso (CP)	0.0044	0.0088

Para los muros sin refuerzo horizontal, se considera que la distorsión que causa el primer agrietamiento corresponde al estado límite de ocupación inmediata (IO). Para el estado límite de seguridad de vida (LS) se asocia a una distorsión próxima al límite de resistencia máxima. Por último, el estado límite de prevención de colapso (CP) se asigna a una distorsión cercana al límite de resistencia última. Para los muros con refuerzo horizontal, a falta de evidencia experimental en el documento de referencia, se considera que los estados límite de seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP) se duplican (de manera análoga a la construcción de la curva trilineal), mientras que el estado límite de ocupación inmediata (IO) se mantiene como la distorsión que causa el primer agrietamiento.

5.2.4 Modelos inelásticos para muros de relleno

La mayoría de las inspecciones en campo, del evento sísmico en cuestión, mostraron que las estructuras dañadas o colapsadas contaban con muros de lindero en su eje longitudinal (paralelo al eje global "Y"), estos muros al no tener una junta sísmica entre las columnas de las crujías producen un efecto de muro de relleno, el cual se modeló mediante la técnica de la diagonal equivalente. Por supuesto, esta diagonal equivalente solo admite fuerzas de compresión.

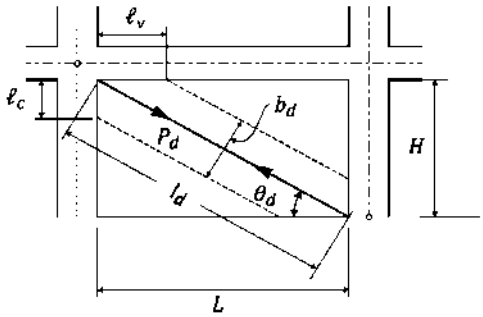


Figura 5-8: Nomenclatura de la diagonal equivalente (NTC CDMX-Mampostería, 2020)

Para caracterizar este comportamiento, se recurre a las expresiones estipuladas en las NTC-Mampostería 2020, donde se establece la geometría de la diagonal equivalente de la siguiente manera

$$\boldsymbol{b_d = \frac{1}{2}\sqrt{\ell_c^2 + \ell_v^2} \leq \frac{l_d}{4}} \qquad \textbf{Ec. 5-3}$$

$$\boldsymbol{\ell_c = \frac{\pi}{2}\left(\frac{4E_f I_c H}{E_m t \sin 2\theta_d}\right)^{\frac{1}{4}}} \qquad \textbf{Ec. 5-4}$$

$$\boldsymbol{\ell_v = \pi\left(\frac{4E_f I_v L}{E_m t \sin 2\theta_d}\right)^{\frac{1}{4}}} \qquad \textbf{Ec. 5-5}$$

$$\boldsymbol{l_d = \sqrt{H^2 + L^2}} \qquad \textbf{Ec. 5-6}$$

Donde

$E_f, E_m = Módulo\ de\ elasticidad\ efectivo\ del\ material\ del\ marco\ y\ la\ mampostería$

$I_c, I_v = Momentos\ de\ inercia\ de\ la\ sección\ transversal\ bruta\ de\ la\ columna\ y\ la\ viga$

$H, L = Altura\ y\ longitud\ libre\ del\ muro\ de\ relleno$

$\theta_d = Ángulo\ que\ forma\ la\ diagonal\ del\ muro\ con\ la\ horizontal$

$t = Espesor\ del\ muro\ de\ mampostería$

Los posibles modos de falla de los muros de relleno son los siguientes: falla por tensión diagonal, falla por aplastamiento en la diagonal y falla por deslizamiento del muro. Las ecuaciones 5-7 a 5-9, respectivamente, estipulan las resistencias nominales de estos modos de falla. Estas expresiones se comparan con la componente horizontal de la fuerza axial de la diagonal equivalente.

$$\boldsymbol{V_{R,td} = 0.5 v'_m A_T f \leq 1.5 v'_m A_T f} \qquad \textbf{Ec. 5-7}$$

$$V_{R,ap} = 0.4 f'_m b_d t \cdot \cos\theta_d \qquad \text{Ec. 5-8}$$

$$V_{R,de} = \frac{0.4 \nu'_m A_T}{1 - 0.9 \tan\theta_d} \qquad \text{Ec. 5-9}$$

Para determinar la envolvente del comportamiento cíclico y por ende los estados límite de comportamiento, se recurre a lo establecido en el inciso anterior, con la diferencia que se debe transformar tanto la fuerza como la distorsión lateral de entrepiso, a una fuerza y deformación axial en la diagonal equivalente. Así mismo, al poder presentarse un mecanismo de falla frágil como lo es el aplastamiento y el deslizamiento, la envolvente trilineal se recorta para este nivel de carga, presentando una caída abrupta en la relación fuerza deformación (figura 5-9). Los estados límite de falla se asocian al nivel de carga previo al colapso.

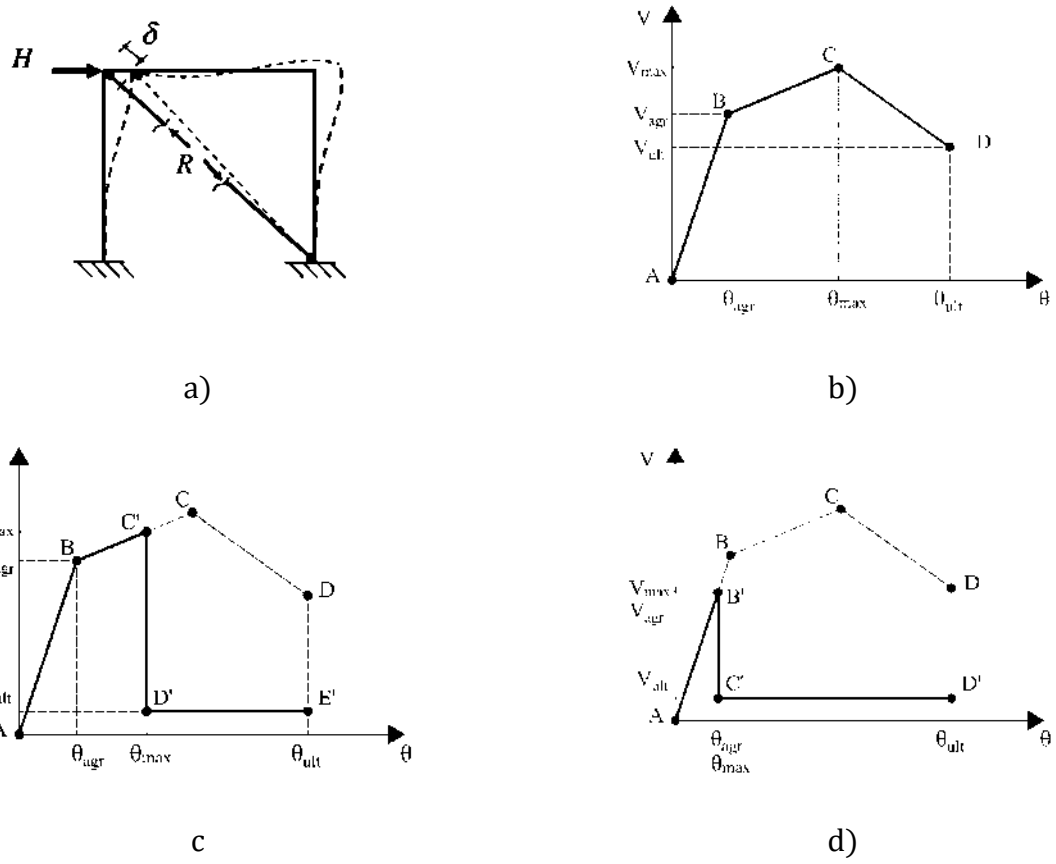


Figura 5-9: Envolvente general del comportamiento para muros de relleno. a) Determinación de deformaciones axiales, b) Envolvente para falla dúctil (tensión diagonal), c) Envolvente para falla frágil posterior al agrietamiento por tensión diagonal, d) Envolvente para falla frágil previo al agrietamiento por tensión diagonal

5.2.5 Ciclos histeréticos para los elementos y materiales

Una vez definidos la técnica de modelado inelástico (plasticidad concentrada), la envolvente del comportamiento y los estados límite, es necesario definir el ciclo histerético que representa al comportamiento real del elemento (Figura 1-12). Existen diversas propuestas y enfoques para modelar los elementos de concreto reforzado, por ejemplo, los modelos propuestos por Takeda, Pivote y Clough, por mencionar algunos. Estos modelos están basados en calibraciones analíticas y experimentales, basadas en la geometría, cantidad y disposición del acero de refuerzo, la ductilidad, etc.

Otro enfoque para definir el comportamiento del ciclo histerético de la sección, se basa en la energía disipada y la degradación de esta con respecto a la envolvente del comportamiento, usualmente un comportamiento bilineal. A la cantidad de energía disipada en un ciclo con respecto a la energía que se disiparía sin degradación de rigidez y resistencia se le conoce como factor de degradación de energía (FDE). Este factor es la relación de energías, su intervalo abarca desde 0.00 (mínima energía disipada) hasta 1.00 (máxima energía disipada). Así mismo, es necesario definir la manera en la que se descarga el ciclo, por lo que se implementa el factor de descarga de rigidez (FDR). El intervalo de este factor abarca desde -1.00 (rigidez mínima-máximo intervalo elástico) hasta 1.00 (rigidez máxima-mínimo intervalo elástico). La figura 5-8 ilustra ambos factores descritos con anterioridad.

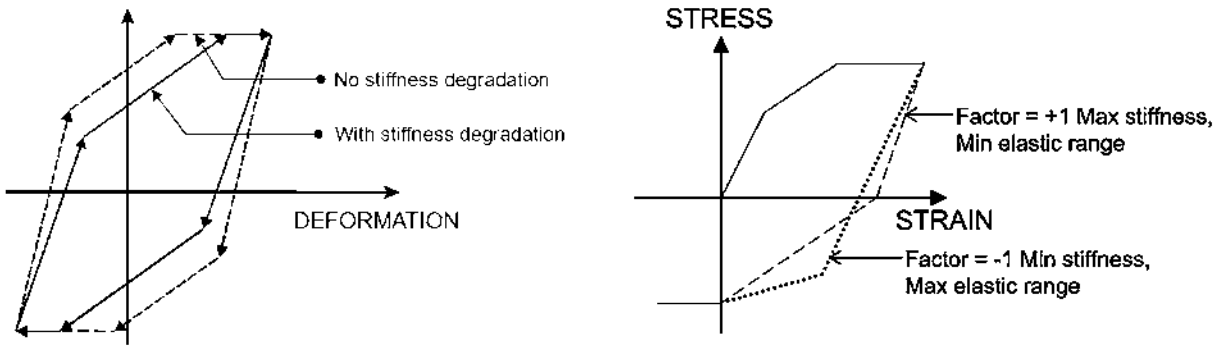
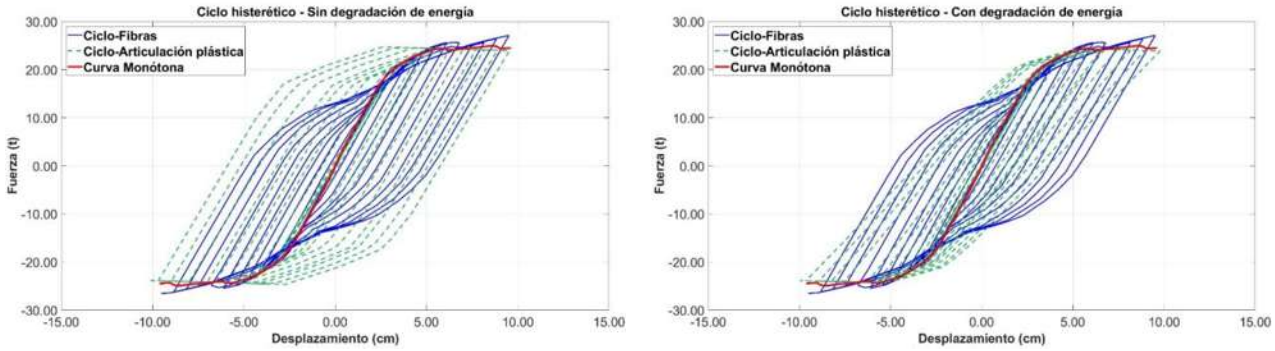


Figura 5-10: Factor de degradación de energía y de rigidez. a) Determinación del factor de degradación de energía, b) Determinación del factor de descarga de rigidez (Computers and Structures, Inc. Perform 3D, 2021)

Generalmente los ciclos histeréticos de los componentes se deberán obtener a través de estudios y experimentación, con el propósito de validar la información y obtener resultados más certeros de la respuesta estructural. En ocasiones, no es posible determinar esto debido a la falta de recursos para llevar a cabo la experimentación, sin embargo, existen otras alternativas para calibrar la respuesta cíclica de los elementos. El PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) cuenta con una base de datos denominada SPD (Structural Performance Database) con los resultados de 400 pruebas cíclicas para diferentes tipos de columnas de concreto reforzado, que pueden usarse para la calibración del comportamiento cíclico de columnas con armados y materiales similares.

Otra opción y la cual es la empleada en este trabajo, es realizar una prueba cíclica con los materiales y geometría de la columna, empleando un modelo de plasticidad distribuida con el método de fibras y las relaciones constitutivas de esfuerzo deformación de los materiales, con el propósito de estimar un comportamiento cíclico a partir de las condiciones específicas del proyecto (figura 5-11). Por supuesto, el comportamiento cíclico determinado en el programa computacional no representa realmente los daños esperados, por tal motivo, se emplea el modelo de Park & Ang para calibrar el daño esperado.



a) b)

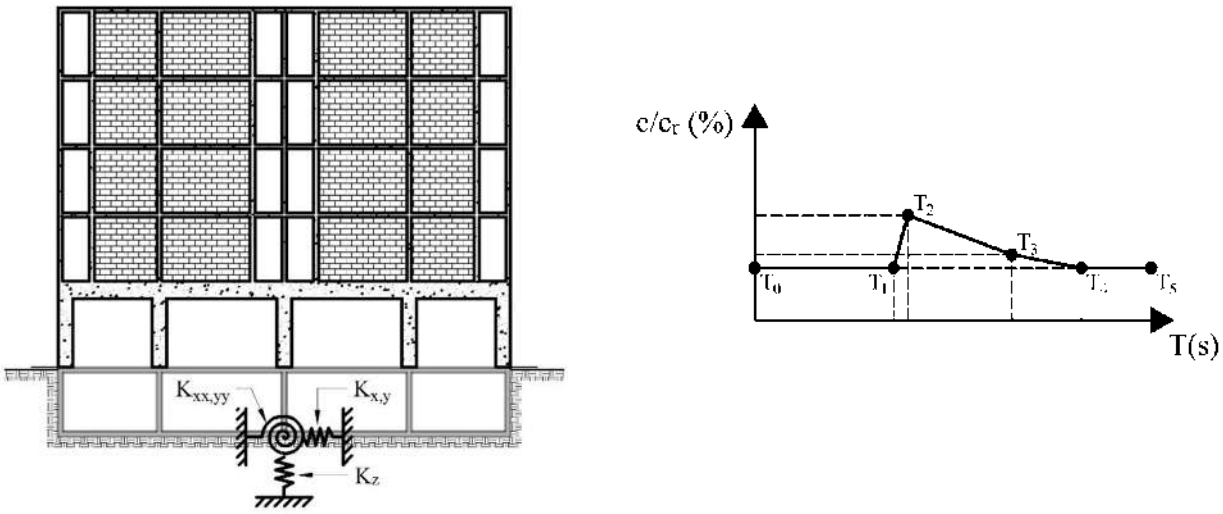
Figura 5-11: Comparativo del ciclo histerético con el método de fibras y los factores de degradación de energía y rigidez, a) Modelo sin degradación, b) Modelo con degradación

5.2.6 Modelos y técnicas para determinar el comportamiento dinámico de la cimentación

Como se definió en el capítulo 2, las funciones de impedancia representan en su parte real la rigidez de la cimentación, mientras que la parte imaginaria el amortiguamiento de esta.

Primeramente, definiremos la rigidez y el amortiguamiento para los modelos de tres y cinco niveles, los cuales constan de un cajón de cimentación y su método de modelado es idéntico. Para estas estructuras se eliminan los apoyos de las columnas, se agrega un nodo aislado al centroide de la cimentación y se ligan matemáticamente todos los nodos del desplante mediante una condicionante de movimiento de cuerpo rígido. Posteriormente se asignan las constantes de rigidez obtenidas a partir de los resultados de las funciones de impedancia. Para este trabajo y por sencillez, se consideran cuatro de los seis grados de libertad, siendo la traslación y rotación alrededor de los ejes globales X y Y. La traslación y rotación en el eje Z se considera rígida. Se considera que el cajón es infinitamente rígido y resistente (elástico en todo momento) por lo que esta hipótesis de cuerpo rígido es aceptada.

Para introducir el amortiguamiento del sistema, se procede a emplear una función del programa, donde se puede definir hasta seis periodos y su fracción de amortiguamiento crítico correspondiente. Para periodos intermedios se interpolan los resultados. El objetivo es generar los amortiguamientos correspondientes para los dos ejes principales de la edificación considerando la interacción dinámica suelo estructura. Para los modos superiores, y conforme a lo estipulado en la normativa, se desprecian los efectos de la interacción, resultando en el amortiguamiento de la estructura misma.



a) b)

Figura 5-12: Modelado de la rigidez y amortiguamiento equivalente del sistema suelo-cimiento-estructura a base de cajón de cimentación. a) Modelado de la rigidez del cimiento, b) Modelado del amortiguamiento equivalente del sistema completo

Por su parte, para el edifico de siete niveles, el cual tiene una combinación de un cajón de cimentación y pilotes de fricción como subestructura, se modela la subestructura de manera integral. No se modela como un resorte equivalente con movimiento de cuerpo rígido debido a que los pilotes de fricción pueden experimentar cierto grado de inelasticidad. El cajón de cimentación se considera como lineal elástico mientras que los pilotes de fricción se modelan como columnas, siguiendo la descripción en el apartado 5.2.2.

Es ampliamente aceptado (MOC-DS, 2015) que las funciones de impedancia para los pilotes de fricción se reducen significativamente por el efecto de grupo. Para tomar en cuenta este fenómeno, se recurre al método propuesto por Dobry y Gazetas el cual se estipula en el Manual de Obras Civiles para Diseño por Sismo (Dobry & Gazetas, 1988). El método establece que el factor de grupo para el desplazamiento horizontal se calcula de la siguiente forma,

$$\widetilde{\boldsymbol{K}}_{\boldsymbol{h}}^{\boldsymbol{g}}\langle\boldsymbol{\omega}\rangle = \widetilde{\boldsymbol{K}}_{\boldsymbol{h}} \sum_{\boldsymbol{i=1}}^{\boldsymbol{n}} \sum_{\boldsymbol{i=1}}^{\boldsymbol{n}} \boldsymbol{v}_{\boldsymbol{ij}}^{\boldsymbol{h}} = \boldsymbol{K}_{\boldsymbol{h}}\langle\boldsymbol{\omega}\rangle + \boldsymbol{i\omega C}_{\boldsymbol{h}}\langle\boldsymbol{\omega}\rangle \qquad \textbf{Ec. 5-10}$$

$$\boldsymbol{\alpha}_{\boldsymbol{ij}}^{\boldsymbol{h}} = \begin{bmatrix} \mathbf{1} & \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{12}}^{\boldsymbol{h}} & \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{13}}^{\boldsymbol{h}} & \cdots & \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{1n}}^{\boldsymbol{h}} \\ \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{21}}^{\boldsymbol{h}} & \mathbf{1} & \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{23}}^{\boldsymbol{h}} & \cdots & \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{2n}}^{\boldsymbol{h}} \\ \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{31}}^{\boldsymbol{h}} & \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{32}}^{\boldsymbol{h}} & \mathbf{1} & \cdots & \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{3n}}^{\boldsymbol{h}} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{n1}}^{\boldsymbol{h}} & \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{n2}}^{\boldsymbol{h}} & \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{n3}}^{\boldsymbol{h}} & \cdots & \mathbf{1} \end{bmatrix} \qquad \textbf{Ec. 5-11}$$

$$\boldsymbol{v}_{\boldsymbol{ij}}^{\boldsymbol{h}} = \left[\boldsymbol{\alpha}_{\boldsymbol{ij}}^{\boldsymbol{h}}\right]^{-\mathbf{1}} \qquad \textbf{Ec. 5-12}$$

Donde

$\alpha_{ij}^{h} = \alpha_p \cos^2 \theta_{ij} + \alpha_s \sin^2 \theta_{ij}$

$\alpha_p = \left(\frac{2S}{d_p}\right)^{-\frac{1}{2}} e^{-\frac{(\zeta_s + i)\omega S}{V_L}}$

$V_L = \frac{3.4 V_s}{\pi(1 - \nu_s)}$

$$\alpha_s = \left(\frac{2S}{d_p}\right)^{-\frac{1}{2}} e^{-\frac{(\zeta_s + i)\omega S}{V_s}}$$

$S = Distancia\ entre\ centroide\ de\ pilotes$

En la ecuación anterior, el factor de grupo $\left(\sum_{i=1}^{n}\sum_{i=1}^{n} v_{ij}^{h}\right)$ es un número complejo de la forma $a + ib$, el cual debe ser multiplicado por la función de impedancia $(\widetilde{K}_h)$ de un solo pilote en la misma forma compleja. Este se obtiene a partir de las ecuaciones estipuladas en el capítulo dos, donde la parte real representa la rigidez y la parte imaginaria representa el producto del amortiguamiento y la frecuencia de interés. El resultado del producto anterior sigue siendo un número complejo $(K_h\langle\omega\rangle + i\omega C_h\langle\omega\rangle)$ cuya parte real representa la rigidez y la parte imaginaria el producto del amortiguamiento y la frecuencia de interés para todos los pilotes como grupo. Para obtener el amortiguamiento basta con dividir la constante de la parte imaginaria entre la frecuencia de interés.

Por su parte, determinar el factor de grupo para la rotación alrededor del eje de interés de los pilotes como grupo, se obtiene de la siguiente forma

$$\widetilde{\boldsymbol{K}}_{\boldsymbol{r}}^{\boldsymbol{g}}\langle\boldsymbol{\omega}\rangle = \widetilde{\boldsymbol{K}}_{\boldsymbol{v}} \sum_{\boldsymbol{i=1}}^{\boldsymbol{n}} \boldsymbol{\varepsilon}_{\boldsymbol{i}} \sum_{\boldsymbol{i=1}}^{\boldsymbol{n}} \boldsymbol{v}_{\boldsymbol{ij}}^{\boldsymbol{v}} \boldsymbol{\varepsilon}_{\boldsymbol{j}} = \boldsymbol{K}_{\boldsymbol{r}}\langle\boldsymbol{\omega}\rangle + \boldsymbol{i\omega C}_{\boldsymbol{r}}\langle\boldsymbol{\omega}\rangle \qquad \textbf{Ec. 5-13}$$

$$\boldsymbol{\alpha}_{\boldsymbol{ij}}^{\boldsymbol{v}} = \begin{bmatrix} \mathbf{1} & \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{13}}^{\boldsymbol{v}} & \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{13}}^{\boldsymbol{v}} & \cdots & \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{1n}}^{\boldsymbol{v}} \\ \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{21}}^{\boldsymbol{v}} & \mathbf{1} & \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{23}}^{\boldsymbol{v}} & \cdots & \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{2n}}^{\boldsymbol{v}} \\ \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{31}}^{\boldsymbol{v}} & \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{32}}^{\boldsymbol{v}} & \mathbf{1} & \cdots & \boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{3n}}^{\boldsymbol{v}} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \boldsymbol{\alpha}_{\boldsymbol{n1}}^{\boldsymbol{v}} & \boldsymbol{\alpha}_{\boldsymbol{n2}}^{\boldsymbol{v}} & \boldsymbol{\alpha}_{\boldsymbol{n3}}^{\boldsymbol{v}} & \cdots & \mathbf{1} \end{bmatrix} \qquad \textbf{Ec. 5-14}$$

$$\boldsymbol{v}_{\boldsymbol{ij}}^{\boldsymbol{v}} = \left[\boldsymbol{\alpha}_{\boldsymbol{ij}}^{\boldsymbol{v}}\right]^{-\mathbf{1}} \qquad \textbf{Ec. 5-15}$$

Donde

$$\alpha_{ij}^{v} = \alpha_s = \left(\frac{2S}{d_p}\right)^{-\frac{1}{2}} e^{-\frac{(\zeta_s + i)\omega S}{V_s}}$$

$\varepsilon_i\ , \varepsilon_j = Distancia\ paralela\ entre\ los\ pilotes\ alrededor\ del\ centroide\ y\ en\ la\ dirección\ de\ análisis$

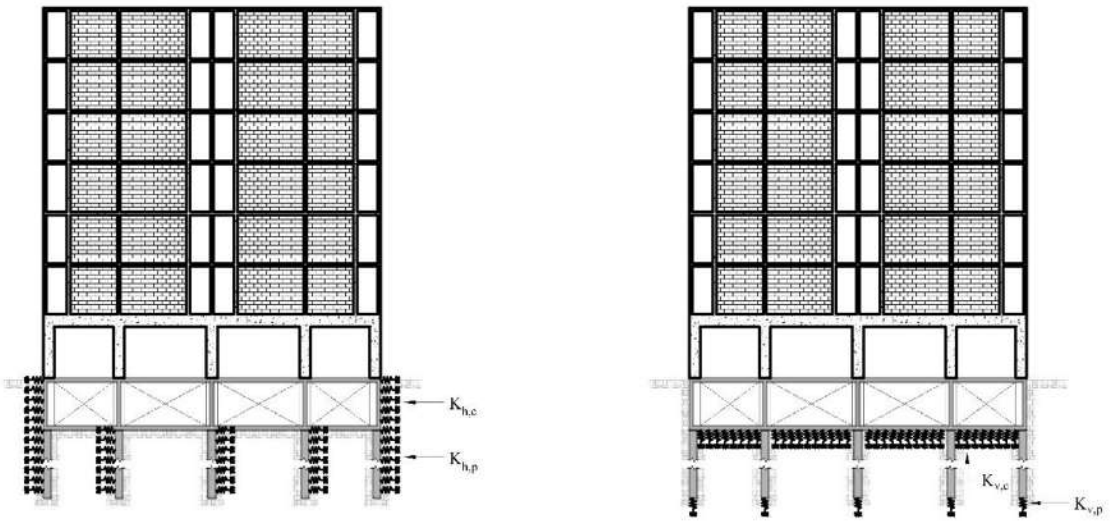
Al igual que en el factor de grupo horizontal, para el factor de grupo de rotación se determina la función de impedancia vertical de un solo pilote, para posteriormente ser multiplicada por el factor de grupo a rotación que representa la influencia de todos los pilotes como grupo.

Una vez obtenidas las funciones de impedancia de los pilotes, tanto de traslación como de rotación alrededor de cada eje ortogonal, es necesario sumarlas a la función de impedancia correspondiente del cajón de cimentación, para de esta manera, obtener la función de impedancia total que representa al sistema combinado.

$$\widetilde{\boldsymbol{K}}_{h,t}\langle\boldsymbol{\omega}\rangle = \widetilde{\boldsymbol{K}}_{h,c}\langle\boldsymbol{\omega}\rangle + \widetilde{\boldsymbol{K}}^{\boldsymbol{g}}_{h,p}\langle\boldsymbol{\omega}\rangle \qquad \textbf{Ec. 5-16}$$

$$\widetilde{\boldsymbol{K}}_{r,t}\langle\boldsymbol{\omega}\rangle = \widetilde{\boldsymbol{K}}_{r,c}\langle\boldsymbol{\omega}\rangle + \widetilde{\boldsymbol{K}}^{\boldsymbol{g}}_{r,p}\langle\boldsymbol{\omega}\rangle \qquad \textbf{Ec. 5-17}$$

Conciendo la función de impedancia total, es posible representar porcentualmente el aporte del cajón de cimentación y el aporte de los pilotes de fricción. Esto es útil para modelar el conjunto de cimentación por medio de resorte discretos tanto en el cajón de cimentación como en los pilotes de fricción, manteniendo la proporción y la rigidez total del sistema. El amortiguamiento total del sistema se modela de igual manera que para el edificio de tres y cinco niveles, es decir, por medio de la función discontinua la cual relaciona los periodos y fracción de amortiguamiento crítico de interés.



a) b)

Figura 5-13: Modelado de la rigidez y amortiguamiento equivalente del sistema suelo-cimiento-estructura a base de cajón y pilotes de fricción. a) Modelado de la rigidez lateral del cimiento, b) Modelado de la rigidez vertical del cimiento.

5.2.7 Determinación del daño a través del modelo de Park-Ang

Determinar el potencial del daño de una estructura es esencial para el diseño basado en desempeño, el daño presente en la estructura se relaciona con la pérdida de la capacidad resistente y eventualmente con la pérdida de estabilidad de esta. Para determinar dicho parámetro, se requiere una caracterización más específica o certera del daño esperado en los elementos de la estructura. El índice de daño propuesto por Park-Ang (Park & Ang, 1985) es uno de los modelos más aceptados en la literatura, tanto por su sencillez como por los buenos resultados que se obtienen. En dicho modelo, el daño estructural se expresa como una combinación lineal del daño generado por la ductilidad, así como el daño que se genera por el comportamiento cíclico.

El daño por el comportamiento cíclico corresponde a lo observado en laboratorio (Park & Ang, 1985), donde elementos sujetos a excitaciones cíclicas fallan antes de alcanzar el máximo para una prueba monótona. Para cada material el mecanismo de falla es diferente, sin embargo, para marcos de concreto reforzado, los elementos diseñados por flexión tienden a fallar por cortante bajo cargas cíclicas repetidas, así mismo, dichos ciclos tienden a generar una falla prematura por adherencia en el acero de refuerzo, comparado con los resultados de una prueba monótona.

El daño puede expresarse de manera local o de manera global. De manera global, se estima a partir del desplazamiento del último entrepiso (desplazamiento de azotea), este indicador es muy útil para evaluar estructuras regulares. El índice de daño de Park-Ang, de manera global puede estimarse con la siguiente ecuación (Ghosh, et al., 2011):

$$\boldsymbol{DI_g = \frac{\Delta_m - \Delta_y}{\Delta_u - \Delta_y} + \frac{\beta}{V_y \Delta_u} \int dE_h} \qquad \textbf{Ec. 5-18}$$

Donde

$\Delta_m = Máximo\ desplazamiento\ del$ último $entrepiso\ (azotea)$

$\Delta_y = Desplazamiento\ de\ fluencia\ del$ último $entrepiso\ (azotea)$

$\Delta_u = Desplazamiento$ último del último $entrepiso\ (azotea)$

$\beta = Factor\ de\ peso\ para\ escalar\ el\ efecto\ cíclico$

$V_y = Cortante\ basal\ de\ fluencia$

$E_h = Energía\ histerética\ disipada$

Un mejor indicador del daño en estructuras irregulares es cuando se evalúa de manera local. En este trabajo se evaluó a partir de la distorsión de planta baja, pues para estructuras sin un detallado adecuado, o con altas irregularidades, las demandas de ductilidad se concentran en este entrepiso, no representando el mismo daño que de manera global. El índice de daño de Park-Ang de manera local se expresa de la siguiente manera (Ghosh, et al., 2011):

$$\boldsymbol{DI_{\theta,pb} = \frac{\theta_{m,pb} - \theta_{y,pb}}{\theta_{u,pb} - \theta_{y,pb}} + \frac{\beta}{V_y \Delta_u} \int dE_h} \qquad \textbf{Ec. 5-19}$$

Donde

$\theta_{m,pb} = Máxima\ distorsión\ de\ planta\ baja$

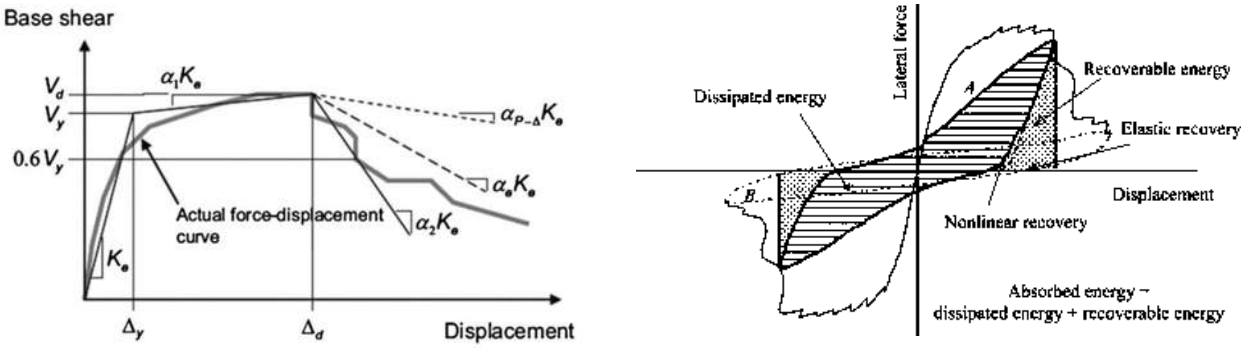
$\theta_{y,pb} = Distorsión\ de\ fluencia\ de\ planta\ baja$

$\theta_{u,pb} = Distorsión\ última\ de\ planta\ baja$

Cabe resaltar que el segundo término de la ecuación 5-19 se mantiene idéntico al de la ecuación 5-18, representando el aporte energético de toda la estructura con respecto al cortante basal de fluencia y el desplazamiento último de azotea.

El desplazamiento y distorsión de fluencia, el desplazamiento último, la distorsión última y el cortante basal de fluencia se obtienen a través de la aproximación bilineal de la curva de capacidad obtenida de un análisis estático no lineal (curva monótona), mientras que el máximo desplazamiento o distorsión, así como la energía histerética, deben obtenerse de los análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo. Una definición alternativa del desplazamiento, distorsión y cortante basal de fluencia puede basarse en la primera formación de la articulación plástica en un análisis dinámico no lineal (Ghosh, et al., 2011), sin embargo, esta formación

depende tanto de la capacidad de la estructura, así como del registro seleccionado. Dado que el denominador de la ecuación 5-18 representa simplemente la capacidad intrínseca de la estructura y no como una combinación con el registro, es preferible determinar las capacidades mediante un análisis estático no lineal. La figura 5-14 ilustra el método para establecer la aproximación bilineal, así como la definición de la energía histerética disipada por ciclo.



a) b)

Figura 5-14: Aproximación bilineal y energía histerética, a) Aproximación bilineal definida en el ASCE 41-17, b) Energía histerética disipada por ciclo en una relación fuerza-desplazamiento

El factor de peso β, el cual es un factor constante, no negativo y adimensional, debe determinarse y calibrarse a partir de pruebas experimentales bajo los estados límites considerados, usualmente para un colapso o prevención de colapso predefinido. Un valor bajo de β indica una menor influencia del efecto cíclico, mientras que un valor alto representa lo contrario, siendo esta la razón que explica la falla por daños en ciclos acumulados.

Múltiples investigadores han propuesto diversos valores para β, variando de 0.025 a 0.23 para estructuras de acero, mientras que para estructuras de concreto dicho valor tiene un intervalo de 0.05 a 0.24 (Kalateh-Ahani & Amiri, 2021). Para marcos de concreto, un valor de 0.15 es ampliamente usado. A falta de información experimental, dicho valor es el empleado en este trabajo.

Teóricamente, si la estructura permanece en el intervalo elástico, el índice de daño tendría que ser cero, sin embargo, resultados experimentales muestran que el índice de daño es muy pequeño, por lo que puede considerarse de dicha manera. Por otro lado, un índice de daño igual

o mayor a la unidad representa el colapso del elemento estructural. La relación entre el índice de daño propuesto y el nivel de daño en la estructura ha sido ampliamente estudiada, estableciendo intervalos o límites para su evaluación. Estos niveles de daño (Kalateh-Ahani & Amiri, 2021) se estipulan en la tabla 5-7.

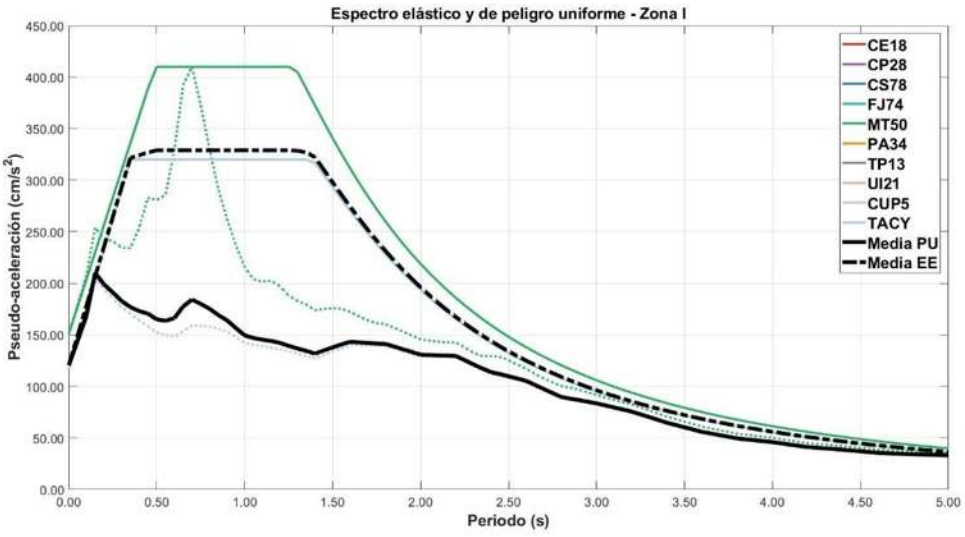
Tabla 5-7: Clasificaciones del daño conforme al modelo de Park & Ang

Nivel de daño	Índice de daño	Estado estructural
Menor	$DI < 0.11$	Daño menor
Moderado	$0.11 \leq DI < 0.40$	Reparable
Severo	$0.40 \leq DI < 0.77$	Demolición
Colapso	$0.77 \leq DI$	Pérdida

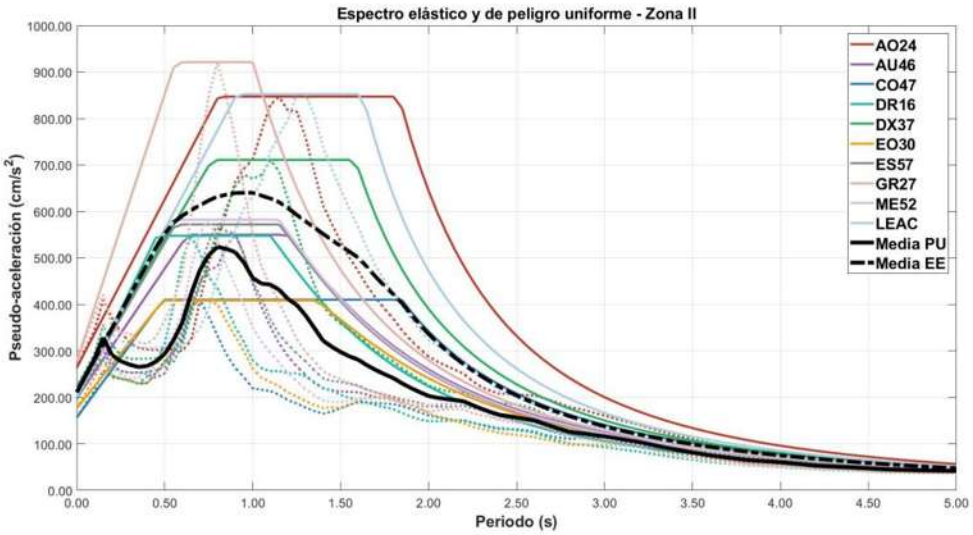
5.3 Peligro uniforme y espectros elásticos

Las demandas de pseudo aceleración elástica, los espectros elásticos de diseño y el espectro de peligro uniforme establecidos para cada estación se muestra a continuación. En específico, para caracterizar la demanda por zona geotécnica, se procede a obtener los espectros elásticos y de peligro uniforme para cada estación con el propósito de obtener la media de ambos y compararlo con las demandas de pseudo aceleración correspondiente. En la figura 5-15 se presentan los espectros para cada estación, incluyendo la media del espectro elástico de diseño y el de peligro uniforme.

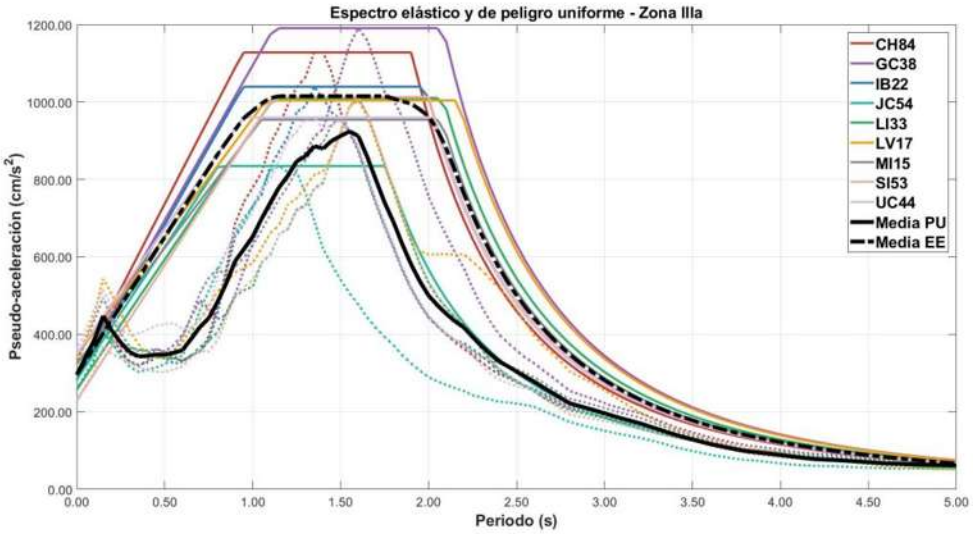
a)



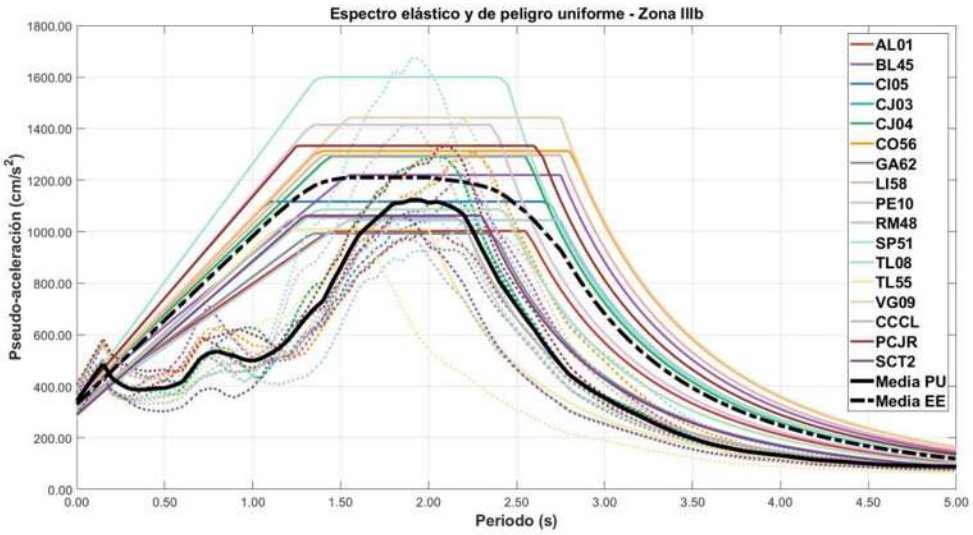
b)


Espectro elástico y de peligro uniforme - Zona II
Pseudo-aceleración (cm/s²)
Periodo (s)
AO24
AU46
CO47
DR16
DX37
EO30
ES57
GR27
ME52
LEAC
Media PU
Media EE

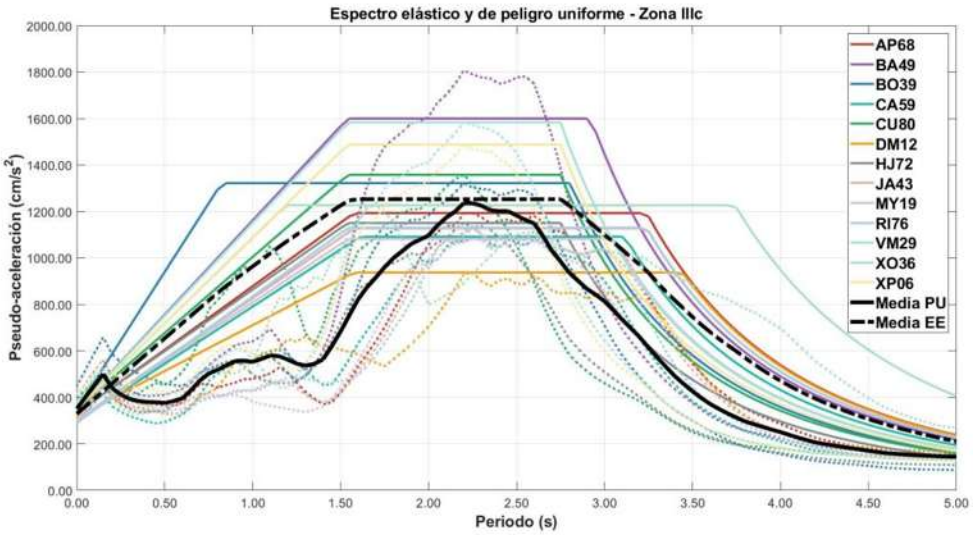
c)


Espectro elástico y de peligro uniforme - Zona IIIa
Pseudo-aceleración (cm/s²)
Periodo (s)
CH84
GC38
IB22
JC54
LI33
LV17
MI15
SI53
UC44
Media PU
Media EE

d)


Espectro elástico y de peligro uniforme - Zona IIIb
Pseudo-aceleración (cm/s²)
Periodo (s)
AL01
BL45
CI05
CJ03
CJ04
CO56
GA62
LI58
PE10
RM48
SP51
TL08
TL55
VG09
CCCL
PCJR
SCT2
Media PU
Media EE

e)



f)

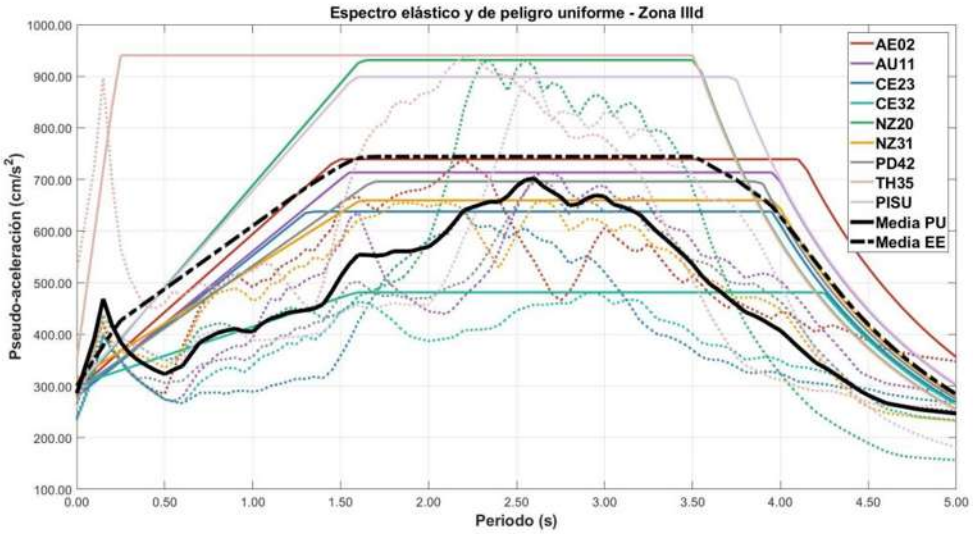


Figura 5-15: Espectros elásticos de diseño y peligro uniforme en las estaciones de aceleración. a) Zona I, b) Zona II, c) Zona IIIa, d) Zona IIIb, e) Zona IIIc, f) Zona IIId

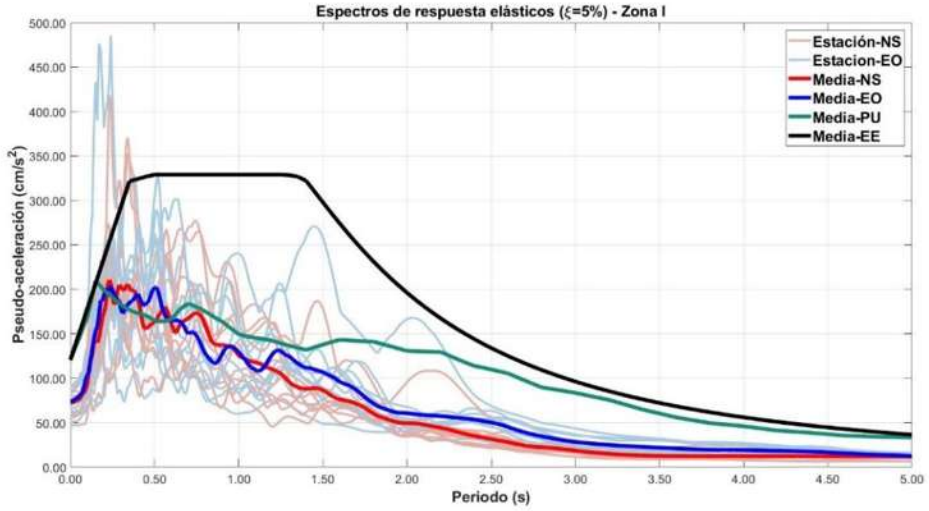
En la tabla 5-8 se presentan las amplitudes máximas de los valores medios de los espectros elásticos y de peligro uniforme, así como el cociente entre las amplitudes.

Una vez obtenidas las medias del espectro elástico de diseño y de peligro uniforme, se procede a superponer la curva con las demandas de pseudo aceleración de los espectros de respuesta de cada estación para cada zona geotécnica. La imagen 5-16 ilustra lo anterior.

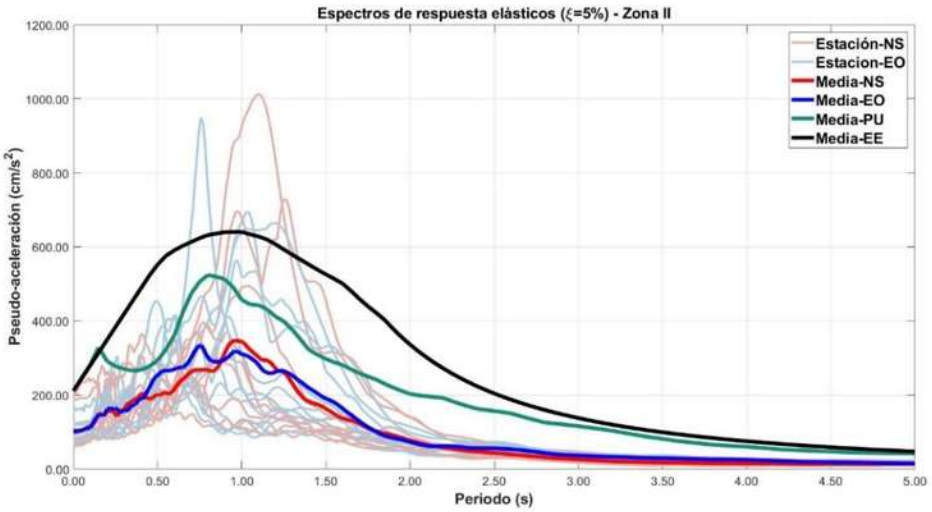
Tabla 5-8: Media de amplitudes de los espectros elásticos y de peligro uniforme

Zona	μPU (cm/s^2)	μEE (cm/s^2)	μPU / μEE
I	209.88	329.00	0.64
II	524.00	640.27	0.82
IIIa	924.44	1,015.12	0.91
IIIb	1,123.91	1,210.35	0.93
IIIc	1,236.28	1,253.02	0.99
IIId	702.20	744.24	0.94

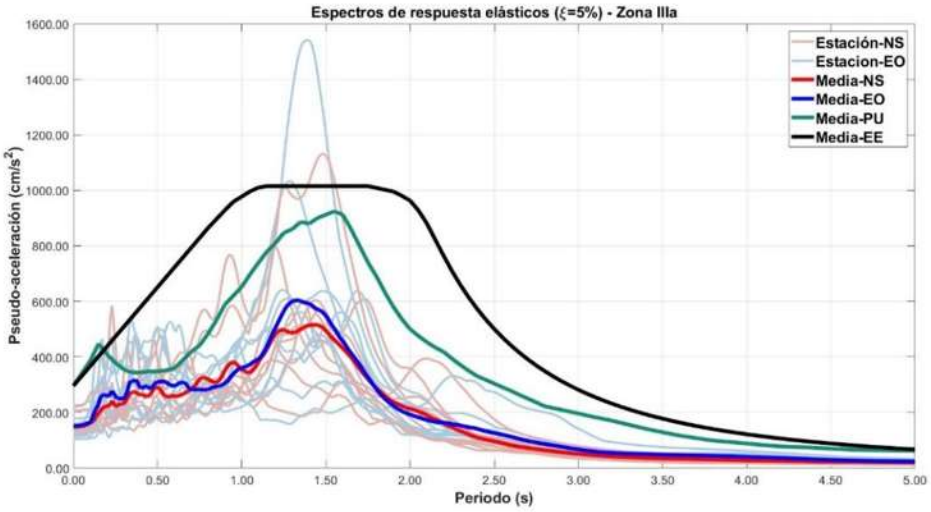
a)



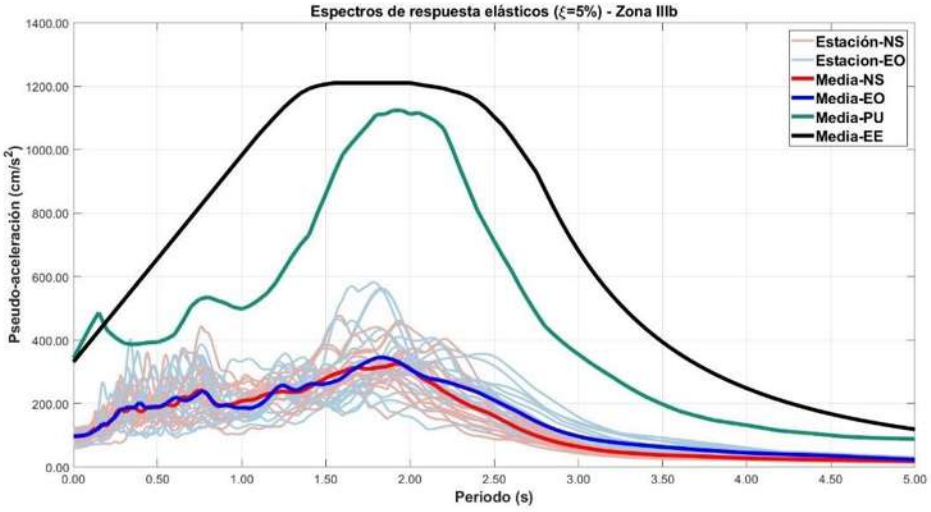
b)



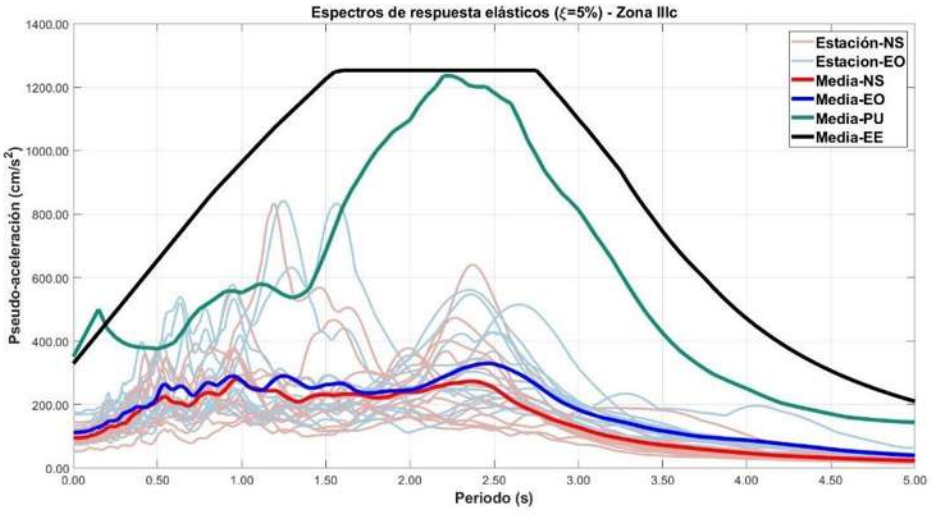
c)


Espectros de respuesta elásticos (ξ=5%) - Zona IIIa
Estación-NS
Estacion-EO
Media-NS
Media-EO
Media-PU
Media-EE
Pseudo-aceleración (cm/s²)
Periodo (s)

d)


Espectros de respuesta elásticos (ξ=5%) - Zona IIIb
Estación-NS
Estacion-EO
Media-NS
Media-EO
Media-PU
Media-EE
Pseudo-aceleración (cm/s²)
Periodo (s)

e)


Espectros de respuesta elásticos (ξ=5%) - Zona IIIc
Estación-NS
Estacion-EO
Media-NS
Media-EO
Media-PU
Media-EE
Pseudo-aceleración (cm/s²)
Periodo (s)

f)

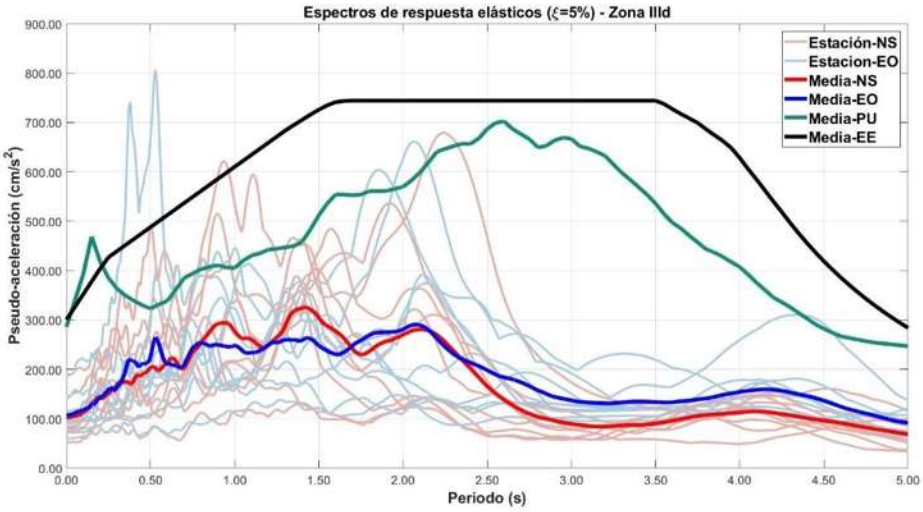


Figura 5-16: Espectros elásticos de diseño y peligro uniforme en las estaciones de aceleración. a) Zona I, b) Zona II, c) Zona IIIa, d) Zona IIIb, e) Zona IIIc, f) Zona IIId

A partir de los resultados de la figura 5-16, se observa que la media de las demandas de aceleración pico del suelo están por debajo del espectro elástico y el de peligro uniforme, por lo que aún es posible un evento sísmico con aceleraciones espectrales mayores a la de este evento en cuestión.

Por otro lado, se observa que la demanda de pseudo aceleración, en la zona I, para periodos cortos (menores a 0.5s), se encuentra en la zona de la media de peligro uniforme. Para la zona II y IIIa, las demandas de pseudo aceleración para periodos entre 0.25-0.75s se encuentran cercanas a las medias de los espectros de peligro uniforme. Para las zonas IIIb - IIId, las medias de las demandas se encuentran bastante alejadas del peligro uniforme.

5.4 Resultados para los edificios del reglamento de construcciones de 1976

Inicialmente se comenzará presentando, para cada edificio, los parámetros para definir el comportamiento plástico de los elementos, tanto de trabes, columnas, muros de relleno y muros de mampostería confinada. Posteriormente se muestran los cálculos que justifican y definen las funciones de impedancia para considerar la interacción suelo estructura, así como la variación que se tiene para cada zona geotécnica.

Una vez definidas las características anteriores, se presentan los resultados de los análisis dinámicos no lineales. Se obtienen la distorsión de entrepiso, la demanda de ductilidad de planta baja, el cortante basal normalizado y el índice de daño en planta baja. Los resultados se presentan por zona geotécnica. Con la distorsión e índice de daño de planta baja se construyen mapas con curvas de igual magnitud, con el propósito de ubicar espacialmente la distribución de daños en la región instrumentada de la Ciudad de México. Por último, se construyen curvas de demanda ingenieril a partir de la respuesta sísmica de los edificios.

5.4.1 Edificio de tres niveles

Los parámetros que definen el comportamiento plástico de los elementos se presentan en las tablas 5-9 a 5-12.

Tabla 5-9: Parámetros plásticos para trabes – Edificio tres niveles 1976

Características generales						Deformaciones y capacidades / Momento positivo					
Elemento	$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	$\frac{\rho'-\rho}{\rho_{bal}}$	Refuerzo	ν	L_p (cm)	a (rad)	b (rad)	c	IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
TR-101	-0.220	0.220	C	0.372	22.50	0.0226	0.0451	0.2	0.0076	0.0169	0.0226
TR-104	0.000	0.000	C	0.299	22.50	0.0240	0.0480	0.2	0.0090	0.0180	0.0240
TR-105	0.098	-0.098	C	0.368	27.50	0.0226	0.0453	0.2	0.0076	0.0170	0.0226

Resistencias y ductilidad / Momento positivo					Deformaciones y capacidades / Momento negativo					
M_y (t-m)	M_u (t-m)	φ_y (rad/cm)	μ_φ	α	a (rad)	b (rad)	c	IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
7.19	12.04	5.817E-05	18.27	0.04	0.0204	0.0364	0.2	0.0064	0.0153	0.0204
25.58	33.44	6.800E-05	16.35	0.02	0.0240	0.0480	0.2	0.0090	0.0180	0.0240
30.16	48.85	5.316E-05	16.49	0.04	0.0217	0.0414	0.2	0.0071	0.0163	0.0217

Resistencias y ductilidad / Momento negativo					Degradación cíclica de energía y rigidez					
M_y (t-m)	M_u (t-m)	φ_y (rad/cm)	μ_φ	α	Y	U	L	R	X	FDR
15.78	19.66	7.064E-05	13.54	0.02	0.50	0.35	0.35	0.15	0.15	0
25.58	33.44	6.800E-05	16.35	0.02	0.50	0.35	0.35	0.15	0.15	0
39.63	50.49	5.751E-05	14.70	0.02	0.50	0.35	0.35	0.15	0.15	0

Se desglosan los resultados de la TR-101 correspondientes a la tabla 5-9 de la siguiente manera:

Características generales

Cuantía de acero, esfuerzo cortante y longitud de articulación plástica

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \cdot \frac{E_s \varepsilon_c \beta_1}{E_s \varepsilon_c + f_y} = \frac{0.85\left(250 \frac{Kg}{cm^2}\right)}{4200 \frac{Kg}{cm^2}} \cdot \frac{2'040,000 \frac{Kg}{cm^2}(0.003)(0.85)}{2'040,000 \frac{Kg}{cm^2}(0.003) + 4200 \frac{Kg}{cm^2}} = 0.0255$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = \frac{0.0044 - 0.0100}{0.0255} = -0.2196 \qquad \rightarrow \qquad \frac{\rho' - \rho}{\rho_{bal}} = 0.2196$$

$$v = \frac{V_{max}}{3.1bd\sqrt{f'_c}} = \frac{16,400\ Kg}{3.1(20)(45)\sqrt{250\ \frac{Kg}{cm^2}}} = \frac{16,400\ Kg}{44,113.77\ Kg} = 0.3718$$

$$L_p = 0.5d = 0.5(45cm) = 22.5cm$$

El momento de fluencia y la curvatura de fluencia se obtienen de un diagrama momento curvatura. La curvatura última propuesta se asocia al punto "C" de la figura 5-2.

Características momento positivo

Momento y curvatura de fluencia

$$M_y = 7.19\ t - m\ ;\ \phi_y = 5.817E - 05\ ;$$

Relación de cuantías y esfuerzo cortante para la determinación de parámetros plásticos

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} \leq 0.0\ ;\ v_1 \leq 0.25\ ;\ a_1 = 0.025\ ;\ b_1 = 0.05\ ; IO_1 = 0.01\ ; LS_1 = 0.0188\ ; CP_1 = 0.025$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} \leq 0.0\ ;\ v_2 \geq 0.50\ ;\ a_2 = 0.02\ ;\ b_2 = 0.04\ ; IO_2 = 0.005\ ;\ LS_2 = 0.015\ ; CP_2 = 0.02$$

Interpolando linealmente para construir la curva de la figura 5-2

$$a = \frac{a_2 - a_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + a_1 = \frac{0.02 - 0.025}{0.50 - 0.25}(0.3718 - 0.25) + 0.025 = 0.0226$$

$$b = \frac{b_2 - b_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + b_1 = \frac{0.04 - 0.05}{0.50 - 0.25}(0.3718 - 0.25) + 0.05 = 0.0451$$

$$c = 0.2$$

Interpolando linealmente para obtener los estados límite de servicio

$$IO = \frac{IO_2 - IO_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + IO_1 = \frac{0.005 - 0.01}{0.50 - 0.25}(0.3718 - 0.25) + 0.01 = 0.0076$$

$$LS = \frac{LS_2 - LS_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + LS_1 = \frac{0.015 - 0.0188}{0.50 - 0.25}(0.3718 - 0.25) + 0.0188 = 0.0169$$

$$CP = \frac{CP_2 - CP_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + CP_1 = \frac{0.02 - 0.025}{0.50 - 0.25}(0.3718 - 0.25) + 0.025 = 0.0226$$

Completando los parámetros plásticos

$$\boldsymbol{\phi_u = \frac{\theta_a}{L_p} + \phi_y = \frac{0.0226\, rad}{22.5cm} + 5.817E-05\, \frac{rad}{cm} = 1.062E-03\, \frac{rad}{cm}}$$

$$\boldsymbol{\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{1.062E-03\, \frac{rad}{cm}}{5.817E-05\, \frac{rad}{cm}} = 18.27}$$

$$\boldsymbol{K_e = \frac{M_y}{\phi_y} = \frac{7.19\, t-m}{5.817E-05\, \frac{rad}{cm}} = 123,603\, \frac{t-m-cm}{rad}}$$

$$\boldsymbol{M_u = \alpha K_e(\phi_u - \phi_y) + M_y = 0.04(123,603)(1.062E-03 - 5.817E-05) + 7.19 = 12.04\, t-m}$$

Características momento negativo

$$\boldsymbol{M_y = 15.78\, t-m\ ;\ \phi_y = 7.064E-05\ ;}$$

Interpolando linealmente para la relación de cuantías menores a cero

$$\boldsymbol{\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1 \leq 0.0\ ;\ v_1 \leq 0.25\ ;\ a_1 = 0.025\ ;\ b_1 = 0.05\ ;\ IO_1 = 0.01\ ;\ LS_1 = 0.0188\ ;\ CP_1 = 0.025}$$

$$\boldsymbol{\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1 \leq 0.0\ ;\ v_2 \geq 0.50\ ;\ a_2 = 0.02\ ;\ b_2 = 0.04\ ;\ IO_2 = 0.005\ ;\ LS_2 = 0.015\ ;\ CP_2 = 0.02}$$

$$\boldsymbol{a_3 = \frac{a_2 - a_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + a_1 = \frac{0.02 - 0.025}{0.50 - 0.25}(0.3718 - 0.25) + 0.025 = 0.0226}$$

$$\boldsymbol{b_3 = \frac{b_2 - b_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + b_1 = \frac{0.04 - 0.05}{0.50 - 0.25}(0.3718 - 0.25) + 0.05 = 0.0451}$$

Interpolando linealmente para la relación de cuantías mayores a punto cinco

$$\boldsymbol{\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_2 \geq 0.5\ ;\ v_1 \leq 0.25\ ;\ a_1 = 0.02\ ;\ b_1 = 0.03\ ;\ IO_1 = 0.005\ ;\ LS_1 = 0.015\ ;\ CP_1 = 0.02}$$

$$\boldsymbol{\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_2 \geq 0.5\ ;\ v_2 \geq 0.50\ ;\ a_2 = 0.015\ ;\ b_2 = 0.02\ ;\ IO_2 = 0.005\ ;\ LS_2 = 0.0113\ ;\ CP_2 = 0.015}$$

$$\boldsymbol{a_4 = \frac{a_2 - a_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + a_1 = \frac{0.015 - 0.02}{0.50 - 0.25}(0.3718 - 0.25) + 0.02 = 0.0176}$$

$$\boldsymbol{b_4 = \frac{b_2 - b_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + b_1 = \frac{0.02 - 0.03}{0.50 - 0.25}(0.3718 - 0.25) + 0.03 = 0.0251}$$

Interpolando para el porcentaje en cuestión

$$a = \frac{a_4 - a_3}{\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + a_3 = \frac{0.0176 - 0.0226}{0.50 - 0}(0.2196 - 0) + 0.0226 = 0.0204$$

$$b = \frac{b_4 - b_3}{\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + b_3 = \frac{0.0251 - 0.0451}{0.50 - 0}(0.2196 - 0) + 0.0451 = 0.0364$$

$$c = 0.2$$

Interpolando linealmente para obtener los estados límite de servicio para la relación de porcentajes menor a cero

$$IO_3 = \frac{IO_2 - IO_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + IO_1 = \frac{0.005 - 0.01}{0.50 - 0.25}(0.3718 - 0.25) + 0.01 = 0.0076$$

$$LS_3 = \frac{LS_2 - LS_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + LS_1 = \frac{0.015 - 0.0188}{0.50 - 0.25}(0.3718 - 0.25) + 0.0188 = 0.0169$$

$$CP_3 = \frac{CP_2 - CP_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + CP_1 = \frac{0.02 - 0.025}{0.50 - 0.25}(0.3718 - 0.25) + 0.025 = 0.0226$$

Interpolando linealmente para obtener los estados límite de servicio para la relación de cuantías menor a cero

$$IO_4 = \frac{IO_2 - IO_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + IO_1 = \frac{0.005 - 0.005}{0.50 - 0.25}(0.3718 - 0.25) + 0.005 = 0.005$$

$$LS_4 = \frac{LS_2 - LS_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + LS_1 = \frac{0.0113 - 0.0150}{0.50 - 0.25}(0.3718 - 0.25) + 0.0150 = 0.0132$$

$$CP_4 = \frac{CP_2 - CP_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + CP_1 = \frac{0.015 - 0.02}{0.50 - 0.25}(0.3718 - 0.25) + 0.02 = 0.0176$$

Interpolando linealmente para obtener los estados límite para la relación de cuantías en cuestión

$$IO = \frac{IO_4 - IO_3}{\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + IO_3 = \frac{0.005 - 0.0076}{0.50 - 0}(0.2196 - 0) + 0.0076 = 0.0064$$

$$LS = \frac{LS_4 - LS_3}{\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + LS_3 = \frac{0.0132 - 0.0169}{0.50 - 0}(0.2196 - 0) + 0.0169 = 0.0153$$

$$CP = \frac{CP_4 - CP_3}{\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + CP_3 = \frac{0.0176 - 0.0226}{0.50 - 0}(0.2196 - 0) + 0.0226 = 0.0204$$

Completando los parámetros plásticos

$$\phi_u = \frac{\theta_a}{L_p} + \phi_y = \frac{0.0204\ rad}{22.5cm} + 7.064E-05\frac{rad}{cm} = 9.773E-04\frac{rad}{cm}$$

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{9.773E-04\frac{rad}{cm}}{7.064E-05\frac{rad}{cm}} = 13.54$$

$$K_e = \frac{M_y}{\phi_y} = \frac{15.78\ t-m}{7.064E-05\frac{rad}{cm}} = 223,386\frac{t-cm-m}{rad}$$

$$M_u = \alpha K_e(\phi_u - \phi_y) + M_y = 0.02(223,386)(9.773E-04 - 7.064E-05) + 15.78 = 19.66\ t-m$$

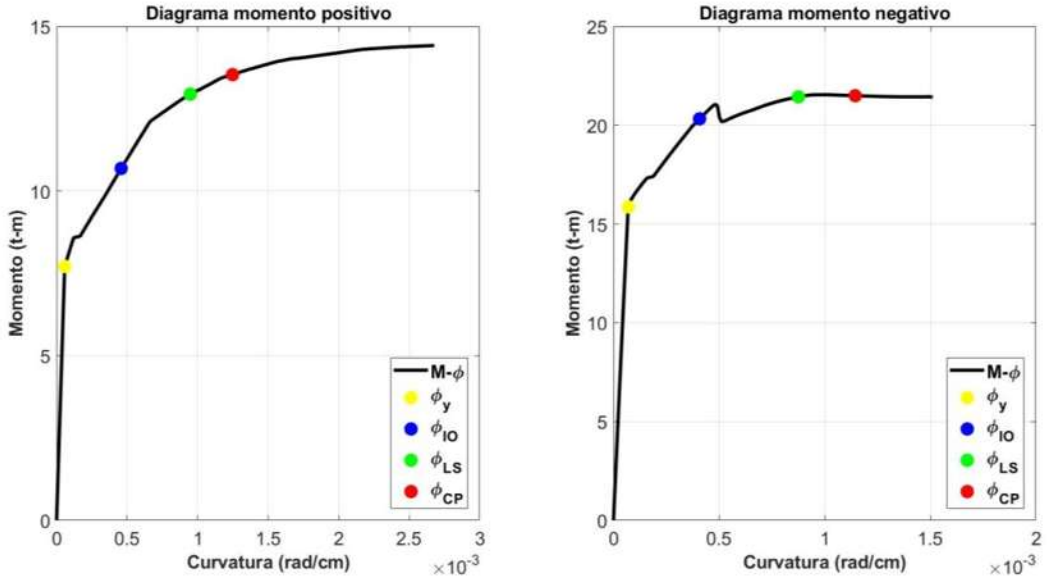


Figura 5-17: Relación momento curvatura para trabe TR-101 y estados límites propuestos

Tabla 5-10: Parámetros plásticos para columnas – Edificio tres niveles 1976

Características generales						Deformaciones y capacidades / Momento M3-M2					
Elemento	$\frac{P_u}{A_g f'_c}$	ρ_l	$\rho_{t,eff}$	$\frac{V_y}{V_{col}}$	L_p (cm)	a (rad)	b (rad)	c	IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
C-ESQ	0.10	0.0176	0.0075	0.38	15.00	0.025	0.060	0.20	0.0001	0.0188	0.0250
C-BOR	0.15	0.0148	0.0075	0.38	15.00	0.025	0.060	0.18	0.0001	0.0188	0.0250
C-CEN	0.25	0.0148	0.0075	0.38	15.00	0.025	0.060	0.14	0.0001	0.0188	0.0250

Parámetros de la superficie de fluencia											
a_t (cm)	a_c (cm)	$M_{b,u}$ (t-m)	$P_{b,u}$ (t)	$\frac{P_{b,u}}{P_{c,u}}$	$P_{c,u}$ (t)	$P_{t,u}$ (t)	α_{P_c}	α_{P_t}	β_{P-M}	γ_{M-M}	$\frac{F_y}{F_u}$
32.45	7.26	20.58	-76.23	0.3089	-250.87	90.55	1.50	1.70	1.10	1.32	0.6971

32.45	7.26	17.09	-76.08	0.3184	-238.95	75.94	1.50	1.70	1.10	1.35	0.8085
32.45	7.26	16.39	-76.08	0.3184	-238.95	75.94	1.50	1.70	1.10	1.35	0.8648

Ductilidad			Degradación cíclica de energía y rigidez					
φ_y (rad/cm)	μ_φ	α	Y	U	L	R	X	FDR
1.150E-04	15.49	0.0300	0.65	0.55	0.55	0.20	0.20	0
1.232E-04	14.53	0.0175	0.65	0.55	0.55	0.20	0.20	0
1.332E-04	13.51	0.0125	0.65	0.55	0.55	0.20	0.20	0

Se procede a realizar un desglose de la columna de borde C-ESQ con el propósito de ilustrar el desglose del cálculo para la articulación plástica.

Características generales

Características

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} = \frac{30,625\ Kg}{(1,225 cm^2)\left(250\frac{Kg}{cm^2}\right)} = 0.1$$

$$\rho_l = \frac{21.56 cm^2}{1,225 cm^2} = 0.0176\ ; \rho_t = 0.0183 \geq 0.0075 \therefore \rightarrow \rho_t = 0.0075$$

$$V_{col} = \frac{A_v f_{y,t} d}{s} + 0.8 A_g \left(\frac{1.60\sqrt{f'_c}}{\frac{M_u}{V_u} d} \sqrt{1 + \frac{N_u}{1.60 A_g \sqrt{f'_c}}} \right)$$

$$= \frac{2.40 cm^2 \left(4200\frac{Kg}{cm^2}\right)(30 cm)}{15 cm} + 0.8(1,225 cm^2) \left(\frac{1.60\sqrt{250\frac{Kg}{cm^2}}}{4} \sqrt{1+0} \right)$$

$$= 26,358\ Kg$$

$$\frac{V_y}{V_{col}} = \frac{10,1016\ Kg}{26,358\ Kg} = 0.38$$

$$L_p = 0.5d = 0.5(30 cm) = 15 cm$$

Resistencias y capacidades

Construcción de la curva momento rotación

$$a = \frac{1}{8} \cdot \frac{\rho_t f_{y,t}}{\rho_l f_{y,l}} = \frac{1}{8} \cdot \frac{0.0075\left(4200\frac{Kg}{cm^2}\right)}{0.0176\left(4200\frac{Kg}{cm^2}\right)} = 0.0533 > 0.025 \therefore \rightarrow a = 0.025$$

$$b = 0.012 - 0.085\frac{N_u}{A_g f'_c} + 12\rho_t = 0.012 - 0.085(0.1) + 12(0.0075) = 0.1105 > 0.06 \therefore \rightarrow b = 0.06$$

$$c = 0.24 - 0.4\frac{N_u}{A_g f'_c} = 0.24 - 0.4(0.1) = 0.20$$

$$IO = 0.0001$$

$$LS = 0.0188$$

$$CP = 0.025$$

Parámetros plásticos

$$M_y = 12.21\ t-m\ ; \varphi_y = 1.1504E-04\ \frac{rad}{cm}$$

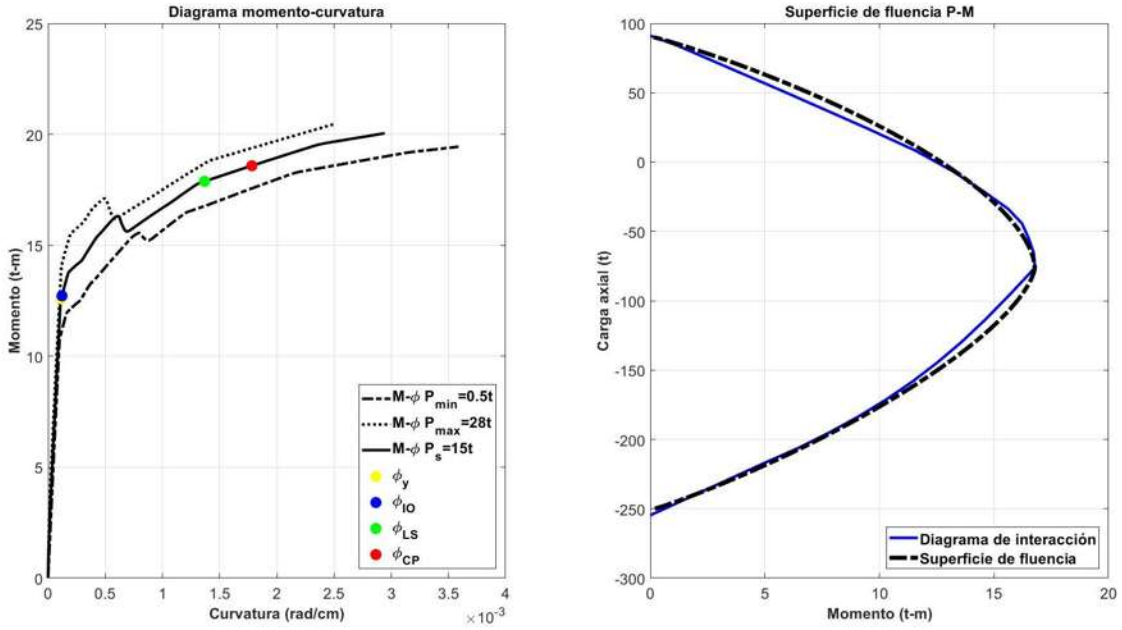
$$\varphi_u = \frac{\theta_a}{L_p} + \varphi_y = \frac{0.025}{15cm} + 1.150E-04\ \frac{rad}{cm} = 1.782E-03\ \frac{rad}{cm}$$

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{1.782E-03}{1.150E-04} = 15.49$$

$$K_e = \frac{M_y}{\varphi_y} = \frac{12.21\ t-m}{1.150E-04\ \frac{rad}{cm}} = 106,174\ \frac{Ton-m-cm}{rad}$$

$$M_u = \alpha K_e(\varphi_u + \varphi_y) + M_y = 0.03(106,174)(1.782E-03 - 1.150E-04) + 12.21 = 17.52\ t-m$$

$$\frac{M_y}{M_u} = \frac{F_y}{F_u} = \frac{12.21\ t-m}{17.52\ t-m} = 0.6971$$



a) b)

Figura 5-18: Relación momento curvatura y superficie de fluencia para columna de esquina. a) Momento curvatura y estados límite propuestos, b) Diagrama de interacción y superficie de fluencia propuesta

Tabla 5-11: Parámetros plásticos para muros de relleno – Edificio tres niveles 1976

Características generales					Deformaciones y capacidades						
Elemento	A_{eq} (cm^2)	σ_y $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	σ_{max} $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	Falla	α	a (cm/cm)	b (cm/cm)	c	IO (cm/cm)	LS (cm/cm)	CP (cm/cm)
P-1	1616.40	7.7808	9.7260	TD	0.137	0.00146	0.00293	0.80	0.00053	0.00107	0.00215
P-2	2351.70	9.1951	9.8157	AP	0.277	0.00076	0.00233	0.20	0.00063	0.00069	0.00076
P-3	2147.40	8.9455	9.8582	AP	0.229	0.00086	0.00249	0.20	0.00061	0.00074	0.00086

Degradación cíclica de energía y rigidez					
Y	U	L	R	X	FDR
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0

En cuanto a los muros de relleno, se desglosa el procedimiento para el elemento P-2.

Determinación de la diagonal equivalente

$$l_d = \sqrt{H_m^2 + L_m^2} = \sqrt{(270cm)^2 + (566cm)^2} = 627.10cm$$

$$\theta_d = \tan^{-1}\left(\frac{H_m}{L_m}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{270cm}{566cm}\right) = 25.50°$$

$$\ell_c = \frac{\pi}{2}\left(\frac{4E_f I_c H_m}{E_m t \sin 2\theta_d}\right)^{\frac{1}{4}} = \frac{\pi}{2}\left[\frac{4\left(158{,}114\,\frac{Kg}{cm^2}\right)(125{,}052cm^4)(270cm)}{15{,}000\,\frac{Kg}{cm^2}\,(15cm)(\sin 2(25.50°))}\right]^{\frac{1}{4}} = 165.12cm$$

$$\ell_v = \pi\left(\frac{4E_f I_v L_m}{E_m t \sin 2\theta_d}\right)^{\frac{1}{4}} = \pi\left[\frac{4\left(158{,}114\,\frac{Kg}{cm^2}\right)(312{,}500cm^4)(566cm)}{15{,}000\,\frac{Kg}{cm^2}\,(15cm)(\sin 2(25.50°))}\right] = 499.63cm$$

$$b_d = \frac{1}{2}\sqrt{\ell_c^2 + \ell_v^2} \le \frac{l_d}{4} \;\; ; \;\; b_d = \frac{1}{2}\sqrt{(165.12cm)^2 + (499.63cm)^2} \le \frac{627.10cm}{4} \; ; b_d = 263.10cm > 156.78cm$$

$$b_d = 156.78cm$$

$$A_{eq} = t b_d = 15cm(156.78cm) = 2{,}351.70cm^2$$

Determinación de resistencias

$$V_{R,td} = 0.5 v'_m A_T f = 0.5\left(3.5\,\frac{Kg}{cm^2}\right)(566cm)(15cm)(1.33) = 19.76\,t$$

$$V_{R,ap} = 0.4 f'_m b_d t \cos\theta_d = 0.4\left(25\,\frac{Kg}{cm^2}\right)(2{,}351.70cm^2)(\cos(25.50°)) = 21.23t$$

$$V_{R,de} = \frac{0.4 v'_m A_T}{1 - 0.9\tan\theta_d} = \frac{0.4\left(3.5\,\frac{Kg}{cm^2}\right)(8{,}490cm^2)}{1 - 0.9\tan(25.50°)} = 20.83t$$

$$\sigma_y = \frac{V_y}{A_{eq}\cos\theta_d} = \frac{19{,}760Kg}{2{,}351.70cm^2(\cos(25.50°))} = 9.1951\,\frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{A_{eq}\cos\theta_d} = \frac{20{,}830Kg}{2{,}351.70cm^2(\cos(25.50°))} = 9.8134\,\frac{Kg}{cm^2}$$

Determinación de deformaciones

$$\varepsilon_y = \frac{V_y}{A_{eq} E_m \cos\theta_d} = \frac{19{,}760\ Kg}{2{,}351.70cm^2 \left(15{,}000 \frac{Kg}{cm^2}\right)(\cos(25.50°))} = 0.00062$$

$$\theta_y = \frac{\sqrt{\left[l_d(\varepsilon_y + 1)\right]^2 - (H_m)^2} - L_m}{H_m} = \frac{\sqrt{[627.10cm(0.0062 + 1)]^2 - (270cm)^2} - 566cm}{270cm} = 0.00159$$

$$\theta_m = \frac{\theta_{m1} - \theta_y}{V_{m1} - V_y}(V_u - V_y) + \theta_y = \frac{0.003 - 0.00159}{19.76t(1.25 - 1)}(20.83t - 19.76t) + 0.00159 = 0.00190$$

$$a = \varepsilon_m = \frac{\sqrt{H_m^2 + (L_m + H_m\theta_m)^2}}{l_d} - 1 = \frac{\sqrt{(270cm)^2 + [566cm + 270(0.00190)]^2}}{627.10cm} - 1 = 0.00076$$

$$b = \varepsilon_u = \frac{\sqrt{H_m^2 + (L_m + H_m\theta_u)^2}}{l_d} - 1 = \frac{\sqrt{(270cm)^2 + [566cm + 270(0.006)]^2}}{627.10cm} - 1 = 0.00233$$

Parámetros de aceptación

$$IO = \varepsilon_y = 0.0062$$

$$LS = \frac{\varepsilon_m + \varepsilon_y}{2} = \frac{0.00076 + 0.00062}{2} = 0.00069$$

$$CP = \varepsilon_m = 0.00076$$

Tabla 5-12: Parámetros plásticos para muros de mampostería – Edificio tres niveles 1976

Elemento		Resistencias y deformaciones						Capacidades		
Nivel	Dirección	σ_y $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	σ_{max} $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	σ_u $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	θ_y (cm/cm)	θ_{max} (cm/cm)	θ_u (cm/cm)	IO (cm/cm)	LS (cm/cm)	CP (cm/cm)
N2	X	2.54005	3.17506	2.03204	0.00085	0.003	0.005	0.00085	0.0022	0.0042
N1	X	2.89347	3.61684	2.31478	0.00096	0.003	0.005	0.00096	0.0022	0.0042
N2	Y	2.80772	3.50964	2.24617	0.00094	0.003	0.005	0.00094	0.0022	0.0042
N1	Y	3.38657	4.23322	2.70926	0.00113	0.003	0.005	0.00113	0.0022	0.0042

Degradación cíclica de energía y rigidez					
Y	U	L	R	X	FDR
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0

Por último, se ilustra la obtención de los parámetros para modelar los muros en el nivel 1 en dirección global "X" de la siguiente manera:

Determinación de los esfuerzos de fluencia, máximo y último

$$V_{y,N1X} = \sum_{i=1}^{n} f_i\left(0.5v'_m A_{T,i} + 0.3P_i\right) = 473.95\ t$$

$$\sigma_y = \frac{\sum_{i=1}^{n} f_i\left(0.5 v'_m A_{T,i} + 0.3 P_i\right)}{\sum_{i=1}^{n} A_{T,i}} = \frac{473{,}950\ Kg}{163{,}800\ cm^2} = 2.8935\ \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{max} = 1.25\sigma_y = 1.25\left(2.8935\ \frac{Kg}{cm^2}\right) = 3.6168\ \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma_u = 0.8\sigma_y = 0.8\left(2.8935\ \frac{Kg}{cm^2}\right) = 2.3148\ \frac{Kg}{cm^2}$$

Determinación de las distorsiones de fluencia, máxima y última

$$\theta_y = \frac{\sigma_y}{G_m} = \frac{2.8935\ \frac{Kg}{cm^2}}{3{,}000\ \frac{Kg}{cm^2}} = 0.00096$$

$$\theta_{max} = 0.003$$

$$\theta_u = 0.005$$

Determinación de los estados límite de servicio

$$IO = \theta_y = 0.00096$$

$$LS = 0.0022$$

$$CP = 0.0044$$

Tabla 5-13: Relación para considerar la interacción inercial – Edificio tres niveles 1976

Profundidad del suelo		L-I			L-M			L-S		
		G_s	450	(t/m^2)	G_s	600	(t/m^2)	G_s	750	(t/m^2)
Zona	H_s (m)	T_s (s)	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	T_s (s)	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	T_s (s)	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$
Zona II	11.881	0.800	1.600	0.856	0.693	1.847	0.989	0.620	2.066	1.106
Zona IIIa	21.871	1.472	1.600	0.856	1.275	1.847	0.989	1.141	2.066	1.106
Zona IIIb	31.810	2.142	1.600	0.856	1.855	1.847	0.989	1.659	2.066	1.106
Zona IIIc	39.231	2.641	1.600	0.856	2.287	1.847	0.989	2.046	2.066	1.106
Zona IIId	49.130	3.307	1.600	0.856	2.864	1.847	0.989	2.562	2.066	1.106

Tabla 5-14: Relación para considerar la interacción cinemática – Edificio tres niveles 1976

Zona	D/r	0.172	(m/m)						
	L-I			L-M			L-S		
	V_s (m/s)	τ_v	$\frac{T_s}{\tau_v}$	V_s (m/s)	τ_v	$\frac{T_s}{\tau_v}$	V_s (m/s)	τ_v	$\frac{T_s}{\tau_v}$
Zona II	59.417	0.034	23.762	68.608	0.029	23.762	76.707	0.026	23.762
Zona IIIa	59.417	0.034	43.743	68.608	0.029	43.743	76.707	0.026	43.743
Zona IIIb	59.417	0.034	63.621	68.608	0.029	63.621	76.707	0.026	63.621
Zona IIIc	59.417	0.034	78.462	68.608	0.029	78.462	76.707	0.026	78.462
Zona IIId	59.417	0.034	98.259	68.608	0.029	98.259	76.707	0.026	98.259

De acuerdo con lo estipulado en el capítulo 2, se deben aplicar las ecuaciones 2-27, 2-29 y 2-30 para determinar si es necesario o no incluir los efectos de la interacción suelo estructura. Las tablas 5-13 y 5-14 expresan los resultados de estas condiciones. Los parámetros empleados para los cálculos son los siguientes; periodo en cada dirección principal $T_{e,x}$=0.6258s, $T_{e,y}$=0.3350s, altura efectiva H_e=0.7H_T=5.81m, peso efectivo W_e=0.7W_T=801.37t. Los demás parámetros se obtienen de los datos mostrados en el capítulo 4.

Dado que, para todos los casos presentados en la tabla 5-13 la relación del producto del periodo y la altura tiene un valor menor a 2.5, los efectos de interacción inercial deben ser considerados. Por su parte, en la tabla 5-14 la relación del periodo fundamental del suelo con el tiempo de tránsito de ondas en la profundidad del cimiento es mayor a 12, indicando que la diferencia de movimiento entre el campo libre y el movimiento efectivo en la base es despreciable. En el caso de la relación de esbeltez entre la profundidad de desplante y el radio equivalente en traslación del cimiento es menor a 0.5, expresa una posibilidad de rotación del cimiento por los trenes de onda incidentes en el mismo. Para este caso se desprecian los movimientos inducidos por la interacción cinemática ya que se satisface una de las ecuaciones 2-29 y 2-30. También, debido a que el software empleado en este trabajo no incluye la posibilidad de ingresar un registro de aceleración rotacional.

Se calculan a continuación, mediante las ecuaciones presentadas en el capítulo 2, las funciones de impedancia para un cajón de cimentación, y se obtienen para cada zona geotécnica con los límites de rigidez del suelo indicadas en la tabla 4-7. La tabla 5-15 presenta los resultados de las

funciones de impedancia para todas las zonas geotécnicas y con los límites de la rigidez del suelo.

En las siguientes expresiones se ilustra el proceso de cálculo para obtener las funciones de impedancia en la zona IIIa, empleando el límite medio de rigidez del suelo.

- Dirección "X"

Radios equivalentes en traslación y rotación

$$R_{h,x} = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{(25m)(16.9m)}{\pi}} = 11.5968m$$

$$R_{r,yy} = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} = \sqrt[4]{\frac{4\left[\frac{(25m)(16.9m)^3}{12}\right]}{\pi}} = 10.6373m$$

Rigidez estática en traslación y rotación

$$K_{h,x}^{o} = \frac{8G_s R_{h,x}}{2-\nu_s}\left(1+\frac{R_{h,x}}{2H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{3R_{h,x}}\right)\left(1+\frac{5D}{4H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(600\frac{t}{m^2}\right)(11.5968m)}{2-0.45}\right]\left[1+\frac{11.5968m}{2(21.8714m)}\right]\left[1+\frac{2(2m)}{3(11.5968m)}\right]\left[1 + \frac{5(2m)}{4(21.8714m)}\right] = 56,448\frac{t}{m}$$

$$K_{r,yy}^{o} = \frac{8G_s R_{r,yy}^3}{3(1-\nu_s)}\left(1+\frac{R_{r,yy}}{6H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{R_{r,yy}}\right)\left(1+0.71\frac{D}{H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(600\frac{t}{m^2}\right)(10.6373m)^3}{3(1-0.45)}\right]\left[1+\frac{10.6373m}{6(21.8714m)}\right]\left[1+\frac{2(2m)}{10.6373m}\right]\left[1 + 0.71\left(\frac{2m}{21.8714m}\right)\right] = 5'546,922\frac{t-m}{rad}$$

Frecuencia de interés

$$\omega_x = \frac{2\pi}{\widetilde{T}_{e,x}} = \frac{2\pi}{0.7078s} = 8.8771\frac{rad}{s}$$

Parámetros de frecuencias

$$\eta_{h,x} = \frac{\omega_x R_{h,x}}{V_s} = \frac{8.8771\frac{rad}{s}(11.5968m)}{68.61\frac{m}{s}} = 1.5004$$

$$\eta_{r,yy} = \frac{\omega_x R_{r,yy}}{V_s} = \frac{8.8771\frac{rad}{s}(10.6373m)}{68.61\frac{m}{s}} = 1.3763$$

$$\eta_s = \frac{\pi R_{h,x}}{2H_s} = \frac{\pi(11.5968m)}{2(21.8714m)} = 0.8329$$

$$\eta_p = \frac{\pi R_{r,yy}}{2H_s}\sqrt{\frac{2(1-\nu_s)}{1-2\nu_s}} = \frac{\pi(10.6373m)}{2(21.8714m)}\sqrt{\frac{2(1-0.45)}{1-2(0.45)}} = 2.5338$$

Coeficientes de rigidez

$$k_{h,x} = 1$$

$$\eta_{r,yy} \leq 2.5 \quad \rightarrow \quad k_{r,yy} = 1 - 0.2\eta_{r,yy} = 1 - 0.2(1.3763) = 0.7247$$

Coeficientes de amortiguamiento

$$\eta_{hs} = \frac{\eta_{h,x}}{\eta_s} = \frac{1.5004}{0.8329} = 1.8014 > 1 \quad \rightarrow \quad c_{h,x} = 0.576$$

$$\eta_{rp} = \frac{\eta_{r,yy}}{\eta_p} = \frac{1.3763}{2.5338} = 0.5432 \leq 1 \;\rightarrow\; c_{r,yy} = \frac{0.5\zeta_s\eta_{rp}}{1-\eta_{rp}^2[1-2(\zeta_s)]}$$

$$= \frac{0.5(0.03)(0.5432)}{1-(0.5432)^2[1-2(0.03)]} = 0.0113$$

Rigidez dinámica

$$K_{h,x} = K_{h,x}^o\left[k_{h,x} - 2\zeta_s\eta_{h,x}c_{h,x}\right] = 56,448\frac{t}{m}[1-2(0.03)(1.5004)(0.576)] = 53,520\frac{t}{m}$$

$$K_{r,yy} = K_{r,yy}^0\left[k_{r,yy} - 2\zeta_s\eta_{r,yy}c_{r,yy}\right] = 5'546,922\frac{t-m}{rad}[0.7247-2(0.03)(1.3763)(0.0113)]$$

$$= 4'014,775\frac{t-m}{rad}$$

Amortiguamiento

$$C_{h,x} = \frac{K^o_{h,x}\left[\eta_{h,x}c_{h,x} + 2\zeta_s k_{h,x}\right]}{\omega_x} = \frac{56,448\,\frac{t}{m}\left[1.5004(0.576) + 2(0.03)(1)\right]}{8.8771\,\frac{rad}{s}} = 5,877\,\frac{t-s}{m}$$

$$C_{r,yy} = \frac{K^o_{r,yy}\left[\eta_{r,yy}c_{r,yy} + 2\zeta_s k_{r,yy}\right]}{\omega_x} = \frac{5'546,922\,\frac{t-m}{rad}\left[1.3763(0.0113) + 2(0.03)(0.7247)\right]}{8.8771\,\frac{rad}{s}}$$

$$= 36,867\,\frac{t-m-s}{rad}$$

Periodo natural de vibración en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$T_{h,x} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e}{K_{h,x}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\,\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(1,144.82\,t)}{53,520\,\frac{t}{m}}} = 0.2455s$$

$$T_{r,yy} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e(H_e+D)^2}{K_{r,yy}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\,\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(1,144.82\,t)[0.7(8.3m)+2m]^2}{4,014,775\,\frac{t-m}{rad}}} = 0.2214s$$

$$\widetilde{T}_{e,x} = \sqrt{T^2_{e,x} + T^2_{h,x} + T^2_{r,yy}} = \sqrt{0.6258^2 + 0.2455^2 + 0.2214^2} = 0.7078s$$

Fracción de amortiguamiento crítico en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$\zeta_{h,x} = \frac{\pi C_{h,x}}{\widetilde{T}_{e,x}K_{h,x}} = \frac{\pi\left(5,877\,\frac{t-s}{m}\right)}{0.7078s\left(53,520\,\frac{t}{m}\right)} = 0.4874$$

$$\zeta_{r,yy} = \frac{\pi C_{r,yy}}{\widetilde{T}_{e,x}K_{r,yy}} = \frac{\pi\left(36,867\,\frac{t-m-s}{rad}\right)}{0.7078s\left(4'014,775\,\frac{t-m}{rad}\right)} = 0.0408$$

$$\tilde{\zeta}_{e,x} = \zeta_{e,x}\left(\frac{T_{e,x}}{\widetilde{T}_{e,x}}\right)^3 + \frac{\zeta_{h,x}}{1+2\zeta^2_{h,x}}\left(\frac{T_{h,x}}{\widetilde{T}_{e,x}}\right)^2 + \frac{\zeta_{r,yy}}{1+2\zeta^2_{r,yy}}\left(\frac{T_{r,yy}}{\widetilde{T}_{e,x}}\right)^2$$

$$= 0.05\left(\frac{0.6258}{0.7078}\right)^3 + \frac{0.4874}{1+2(0.4874)^2}\left(\frac{0.2455}{0.7078}\right)^2 + \frac{0.0408}{1+2(0.0408)^2}\left(\frac{0.2214}{0.7078}\right)^2$$

$$= 0.0783$$

- Dirección "Y"

Radios equivalentes en traslación y rotación

$$R_{h,y} = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{(25m)(16.9m)}{\pi}} = 11.5968m$$

$$R_{r,xx} = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} = \sqrt[4]{\frac{4\left[\frac{(16.9m)(25m)^3}{12}\right]}{\pi}} = 12.9378m$$

Rigidez estática en traslación y rotación

$$K^o_{h,y} = \frac{8G_s R_{h,y}}{2-\nu_s}\left(1+\frac{R_{h,y}}{2H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{3R_{h,y}}\right)\left(1+\frac{5D}{4H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(600\frac{t}{m^2}\right)(11.5968m)}{2-0.45}\right]\left[1+\frac{11.5968m}{2(21.8714m)}\right]\left[1+\frac{2(2m)}{3(11.5968m)}\right]\left[1 + \frac{5(2m)}{4(21.8714m)}\right] = 56,448\frac{t}{m}$$

$$K^o_{r,xx} = \frac{8G_s R^3_{r,xx}}{3(1-\nu_s)}\left(1+\frac{R_{r,xx}}{6H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{R_{r,xx}}\right)\left(1+0.71\frac{D}{H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(600\frac{t}{m^2}\right)(12.9378m)^3}{3(1-0.45)}\right]\left[1+\frac{12.9378m}{6(21.8714m)}\right]\left[1+\frac{2(2m)}{12.9378m}\right]\left[1 + 0.71\left(\frac{2m}{21.8714m}\right)\right] = 9'649,069\frac{t-m}{rad}$$

Frecuencia de interés

$$\omega_y = \frac{2\pi}{\widetilde{T}_{e,y}} = \frac{2\pi}{0.4651s} = 13.5093\frac{rad}{s}$$

Parámetros de frecuencias

$$\eta_{h,y} = \frac{\omega_y R_{h,y}}{V_s} = \frac{13.5093\frac{rad}{s}(11.5968m)}{68.61\frac{m}{s}} = 2.2834$$

$$\eta_{r,xx} = \frac{\omega_y R_{r,xx}}{V_s} = \frac{13.5093\frac{rad}{s}(12.9378m)}{68.61\frac{m}{s}} = 2.5474$$

$$\eta_s = \frac{\pi R_{h,y}}{2H_s} = \frac{\pi(11.5968m)}{2(21.8714m)} = 0.8329$$

$$\eta_p = \frac{\pi R_{r,xx}}{2H_s}\sqrt{\frac{2(1-\nu_s)}{1-2\nu_s}} = \frac{\pi(12.9378m)}{2(21.8714m)}\sqrt{\frac{2(1-0.45)}{1-2(0.45)}} = 3.0818$$

Coeficientes de rigidez

$$k_{h,x} = 1$$

$$\eta_{r,xx} > 2.5 \;\; y \; \nu_s \geq 0.45 \;\; \rightarrow \quad k_{r,xx} = 1 - 0.2\eta_{r,yy} = 1 - 0.2(2.5474) = 0.4905$$

Coeficientes de amortiguamiento

$$\eta_{hs} = \frac{\eta_{h,y}}{\eta_s} = \frac{2.2834}{0.8329} = 2.7415 > 1 \quad \rightarrow \quad c_{h,x} = 0.576$$

$$\eta_{rp} = \frac{\eta_{r,xx}}{\eta_p} = \frac{2.5474}{3.0818} = 0.8266 \leq 1 \;\rightarrow\; c_{r,xx} = \frac{0.5\zeta_s\eta_{rp}}{1-\eta_{rp}^2[1-2(\zeta_s)]}$$

$$= \frac{0.5(0.03)(0.8266)}{1-(0.8266)^2[1-2(0.03)]} = 0.0347$$

Rigidez dinámica

$$K_{h,y} = K_{h,y}^o\left[k_{h,y} - 2\zeta_s\eta_{h,y}c_{h,y}\right] = 56,448\frac{t}{m}[1-2(0.03)(2.2834)(0.576)] = 51,993\frac{t}{m}$$

$$K_{r,xx} = K_{r,xx}^0\left[k_{r,xx} - 2\zeta_s\eta_{r,xx}c_{r,xx}\right] = 9'649'069\frac{t-m}{rad}[0.4905 - 2(0.03)(2.5474)(0.0347)]$$

$$= 4'681,785\frac{t-m}{rad}$$

Amortiguamiento

$$C_{h,y} = \frac{K_{h,y}^o\left[\eta_{h,y}c_{h,y} + 2\zeta_s k_{h,y}\right]}{\omega_y} = \frac{56,448\frac{t}{m}[2.2834(0.576) + 2(0.03)(1)]}{13.5093\frac{rad}{s}} = 5,746\frac{t-s}{m}$$

$$C_{r,xx} = \frac{K_{r,xx}^o\left[\eta_{r,xx}c_{r,xx} + 2\zeta_s k_{r,xx}\right]}{\omega_x} = \frac{9,649,069\frac{t-m}{rad}[2.5474(0.0347) + 2(0.03)(0.4905)]}{13.5093\frac{rad}{s}}$$

$$= 84,098\frac{t-m-s}{rad}$$

Periodo natural de vibración en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$T_{h,y} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e}{K_{h,y}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\,\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(1,144.82\,t)}{51,993\,\frac{t}{m}}} = 0.2491s$$

$$T_{r,xx} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e(H_e+D)^2}{K_{r,xx}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\,\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(1,144.82\,t)[0.7(8.3m)+2m]^2}{4'681,785\,\frac{t-m}{rad}}} = 0.2050s$$

$$\widetilde{T}_{e,y} = \sqrt{T_{e,y}^2 + T_{h,y}^2 + T_{r,xx}^2} = \sqrt{0.3350^2 + 0.2491^2 + 0.2050^2} = 0.4651s$$

Fracción de amortiguamiento crítico en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$\zeta_{h,y} = \frac{\pi C_{h,y}}{\widetilde{T}_{e,y}K_{h,y}} = \frac{\pi\left(5,746\,\frac{t-s}{m}\right)}{0.4651s\left(51,993\,\frac{t}{m}\right)} = 0.7465$$

$$\zeta_{r,xx} = \frac{\pi C_{r,xx}}{\widetilde{T}_{e,y}K_{r,xx}} = \frac{\pi\left(84,098\,\frac{t-m-s}{rad}\right)}{0.4651s\left(4'681,785\,\frac{t-m}{rad}\right)} = 0.1213$$

$$\tilde{\zeta}_{e,y} = \zeta_{e,y}\left(\frac{T_{e,y}}{\widetilde{T}_{e,y}}\right)^3 + \frac{\zeta_{h,y}}{1+2\zeta_{h,y}^2}\left(\frac{T_{h,y}}{\widetilde{T}_{e,y}}\right)^2 + \frac{\zeta_{r,xx}}{1+2\zeta_{r,xx}^2}\left(\frac{T_{r,xx}}{\widetilde{T}_{e,y}}\right)^2$$

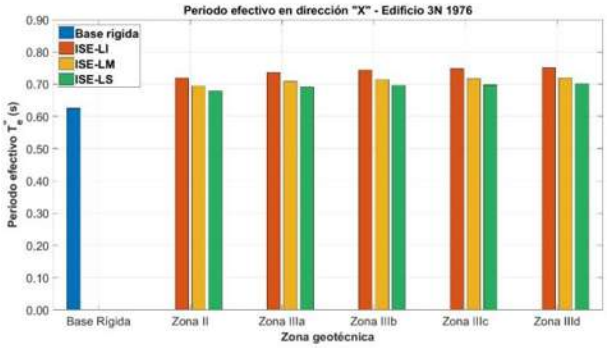
$$= 0.05\left(\frac{0.3350}{0.4651}\right)^3 + \frac{0.7465}{1+2(0.7465)^2}\left(\frac{0.2491}{0.4651}\right)^2 + \frac{0.1213}{1+2(0.1213)^2}\left(\frac{0.2050}{0.4651}\right)^2$$

$$= 0.1428$$

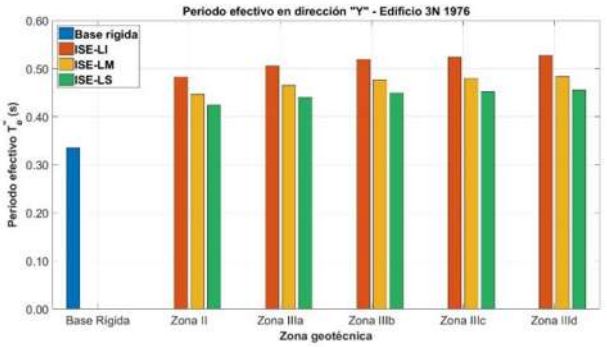
Tabla 5-15: Resultados de las funciones de impedancia – Edificio tres niveles 1976

Suelo	$\tilde{T}_{e_x}$ (s)	$\frac{c_x}{c_r}$	$K_{h,x}$ (t/m)	$K_{r,yy}$ $\left(\frac{t\text{-}m}{rad}\right)$	$C_{h,x}$ $\left(\frac{t\text{-}s}{m}\right)$	$C_{r,yy}$ $\left(\frac{t\text{-}m\text{-}s}{rad}\right)$	$\tilde{T}_{e_y}$ (s)	$\frac{c_y}{c_r}$	$K_{h,y}$ (t/m)	$K_{r,xx}$ $\left(\frac{t\text{-}m}{rad}\right)$	$C_{h,y}$ $\left(\frac{t\text{-}s}{m}\right)$	$C_{r,xx}$ $\left(\frac{t\text{-}m\text{-}s}{rad}\right)$
Zona II												
L-I	0.7188	0.0794	50,902	3,191,589	6,452	26,608	0.4830	0.1292	49,345	3,533,089	6,331	33,785
L-M	0.6941	0.0624	70,102	4,456,309	4,196	34,295	0.4467	0.1176	66,195	5,106,056	7,329	40,005
L-S	0.6796	0.0483	89,537	5,759,096	1,693	42,161	0.4242	0.1088	83,174	6,806,210	8,216	46,217
Zona IIIa												
L-I	0.7354	0.0875	39,896	2,882,176	5,057	30,536	0.5056	0.1674	38,787	3,264,377	4,964	91,397
L-M	0.7078	0.0783	53,520	4,014,775	5,877	36,867	0.4651	0.1428	51,993	4,681,785	5,746	84,098
L-S	0.6911	0.0723	67,208	5,180,247	6,610	43,575	0.4398	0.1277	65,292	6,199,887	6,441	82,360
Zona IIIb												
L-I	0.7431	0.0950	36,112	2,762,510	4,577	51,754	0.5196	0.2184	35,172	2,980,335	4,495	410,122
L-M	0.7137	0.0824	48,435	3,851,020	5,319	49,223	0.4762	0.1959	47,126	4,267,350	5,204	469,090
L-S	0.6959	0.0751	60,815	4,968,522	5,982	52,389	0.4489	0.1771	59,159	5,656,431	5,832	519,374
Zona IIIc												
L-I	0.7475	0.1164	34,588	2,662,281	4,384	165,335	0.5240	0.2209	33,701	2,953,669	4,306	401,379
L-M	0.7167	0.0912	46,385	3,752,180	5,094	116,116	0.4799	0.1983	45,150	4,219,809	4,984	459,083
L-S	0.6982	0.0780	58,237	4,870,399	5,729	77,644	0.4521	0.1793	56,673	5,584,148	5,585	508,294
Zona IIId												
L-I	0.7506	0.1177	33,292	2,625,802	4,220	162,490	0.5280	0.2230	32,452	2,930,937	4,145	393,884
L-M	0.7194	0.0992	44,645	3,664,331	4,904	180,324	0.4832	0.2003	43,472	4,179,281	4,797	450,505
L-S	0.7005	0.0875	56,051	4,735,944	5,514	194,504	0.4550	0.1813	54,564	5,522,526	5,377	498,797

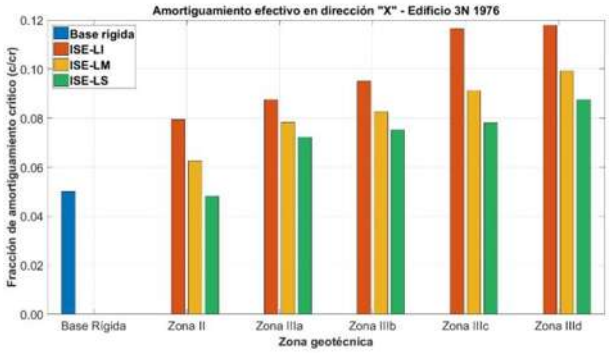
Con los resultados presentados en la tabla 5-15 se construye la figura 5-19, la cual muestra de manera gráfica la variación de periodo y amortiguamiento efectivo.

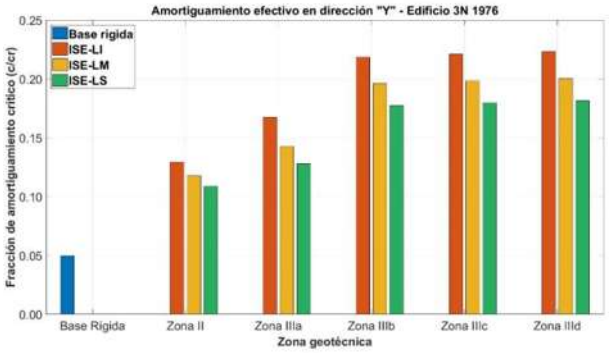


a)



b)

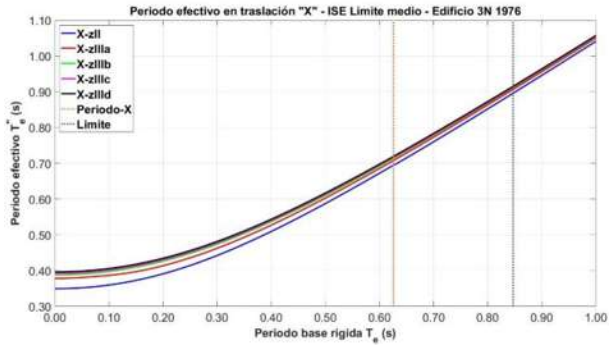


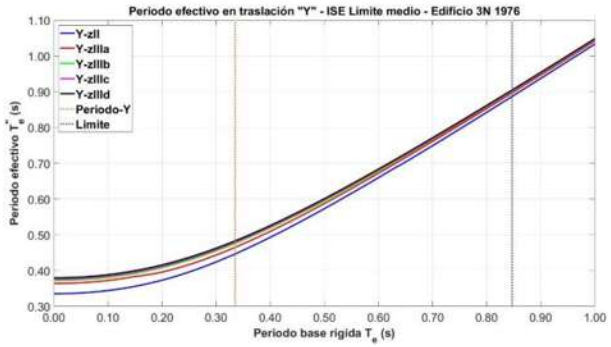


c) d)

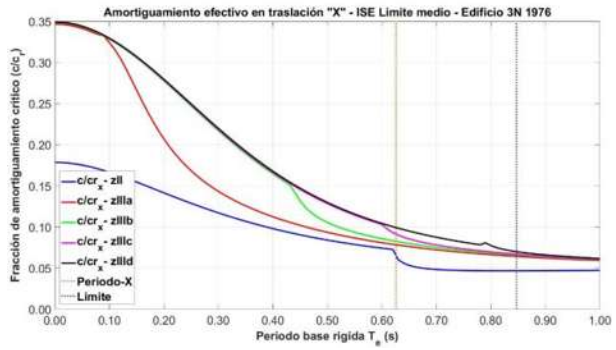
Figura 5-19: Variación del periodo y amortiguamiento efectivo en cada zona geotécnica, a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en dirección "X", d) amortiguamiento efectivo en dirección "Y".

La figura 5-20 muestra, para el límite medio de rigidez del suelo, las curvas que definen la variación del periodo y amortiguamiento desde un periodo estructural cero hasta el periodo límite donde ya no es necesario considerar la interacción suelo estructura. Esta gráfica tiene esencial utilidad ya que muestra que conforme la estructura se va dañando (aumento del periodo) el efecto de interacción suelo estructura va disminuyendo, debido a que el periodo efectivo comienza a acercarse al periodo de base rígida, y el amortiguamiento efectivo disminuye, tendiendo al amortiguamiento inherente de la estructura.

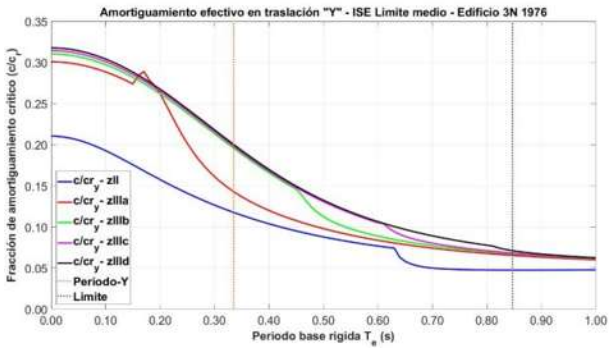




a) b)



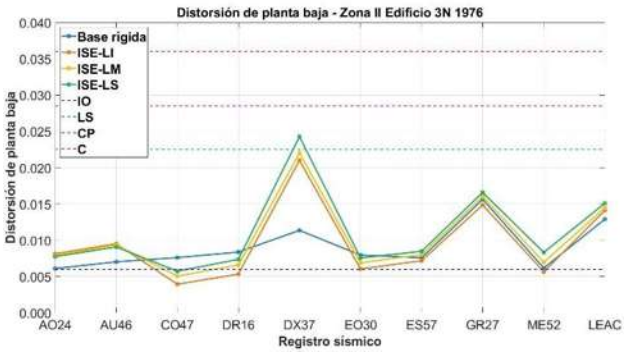
c)



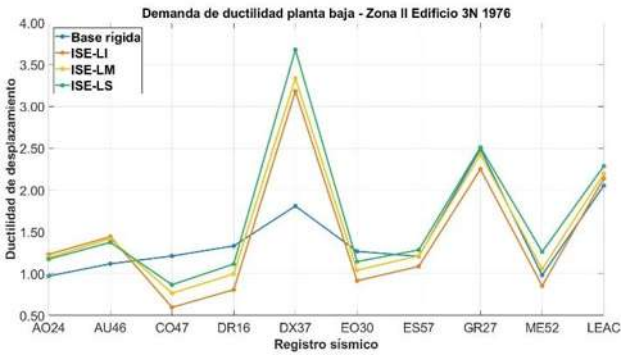
d)

Figura 5-20: Variación de periodos y amortiguamientos efectivos para el límite medio de rigidez del suelo. a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en "X", d) amortiguamiento efectivo en "Y"

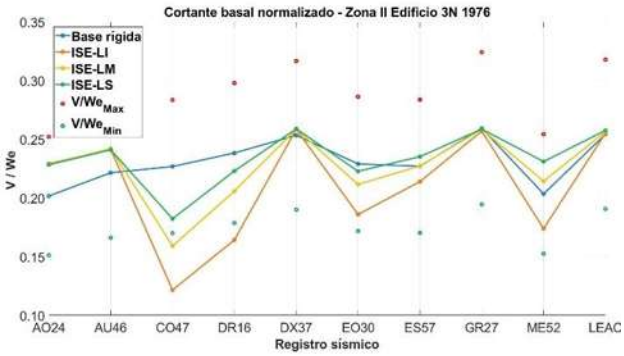
En las figuras 5-21 a 5-25, se presentan los resultados de las demandas sísmicas en planta baja en dirección transversal obtenidas con el análisis dinámico no lineal, para las zonas geotécnicas II-IIId. Se grafican los valores máximos de las distorsiones, ductilidad e índice de daño de planta baja. Así mismo, se grafican los cortantes basales normalizados, acotando el cortante basal máximo y mínimo establecido en la ecuación 2-79, el cual corresponde a los límites indicados en el código de diseño de 2017 para el cociente de la fuerza cortante con y sin ISE.

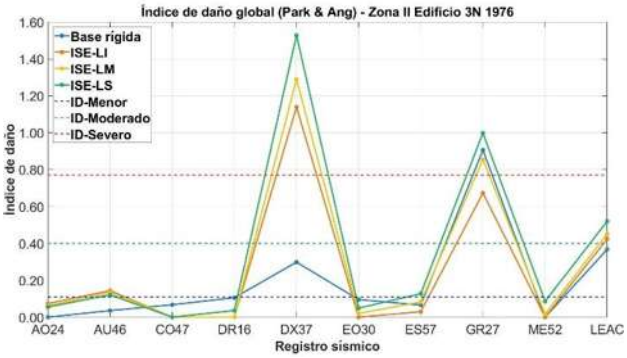


a)



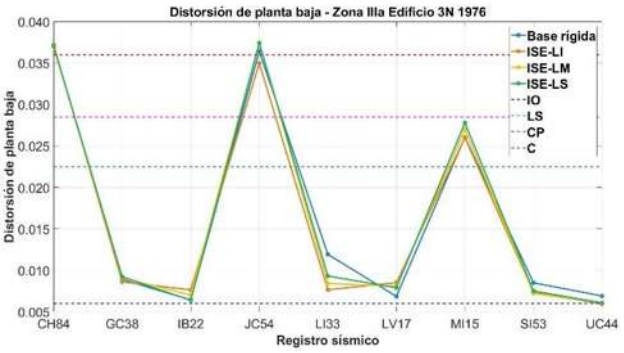
b)

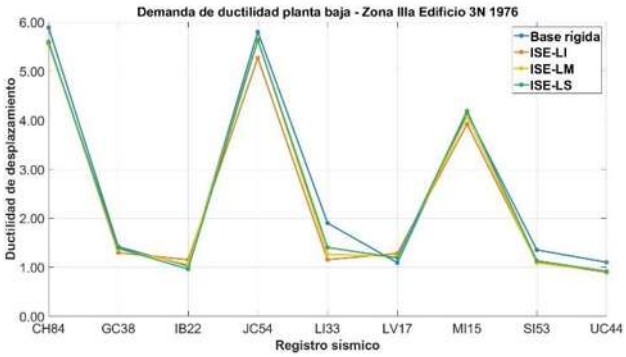




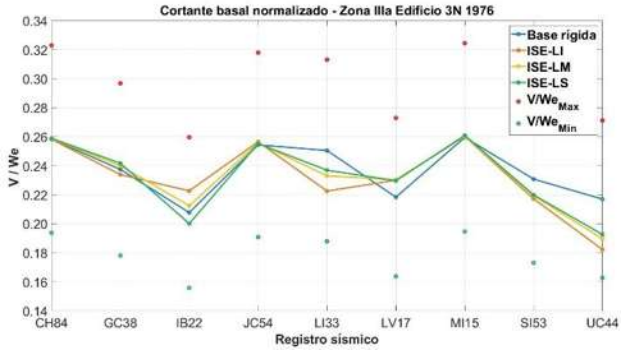
c) d)

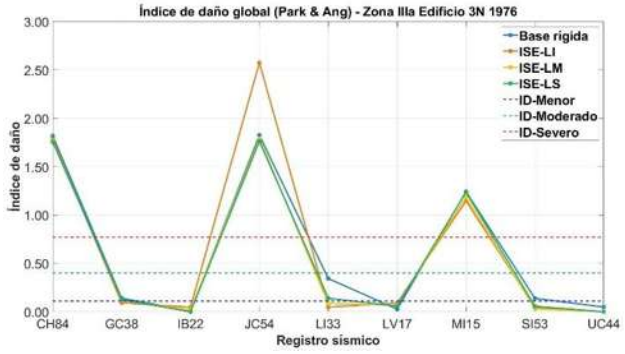
Figura 5-21: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona II. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park & Ang





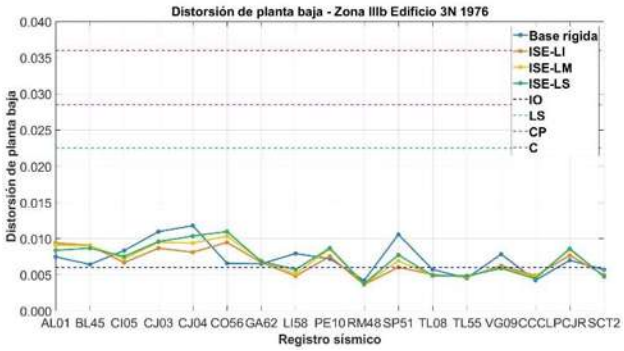
a) b)



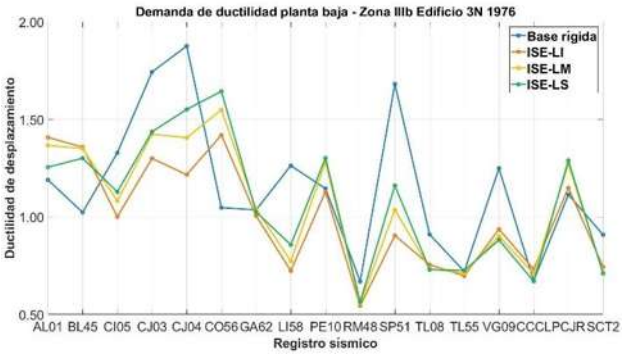


c) d)

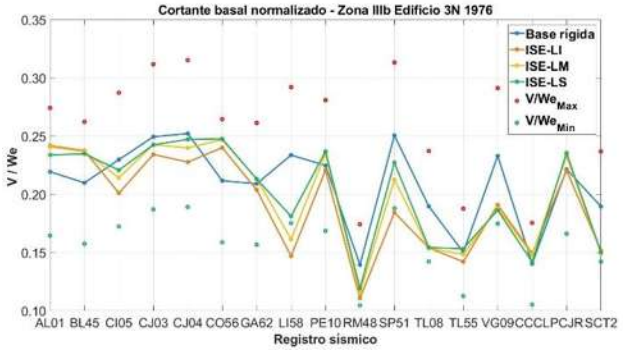
Figura 5-22: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIIa. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park & Ang



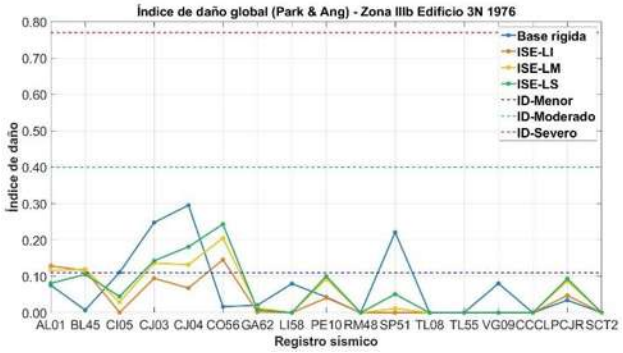
a)



b)

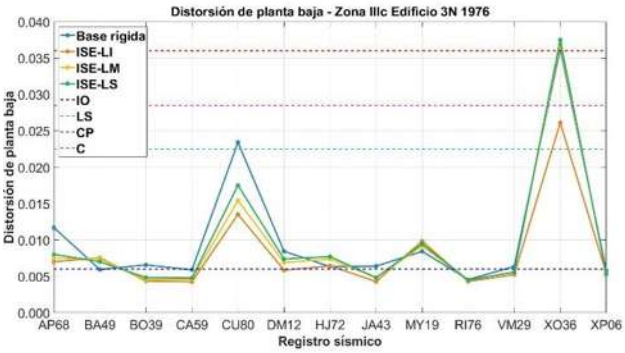


c)

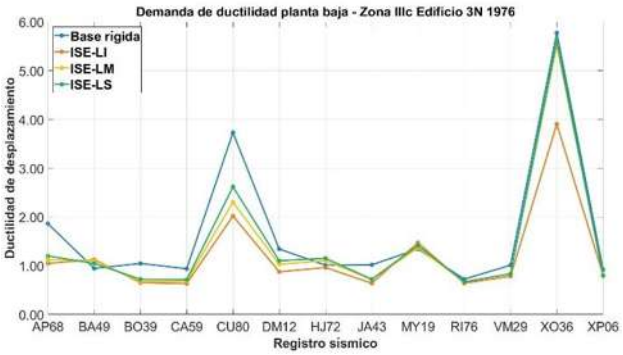


d)

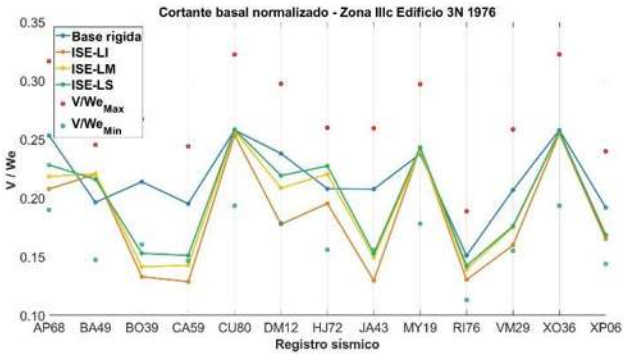
Figura 5-23: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIIb. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park & Ang

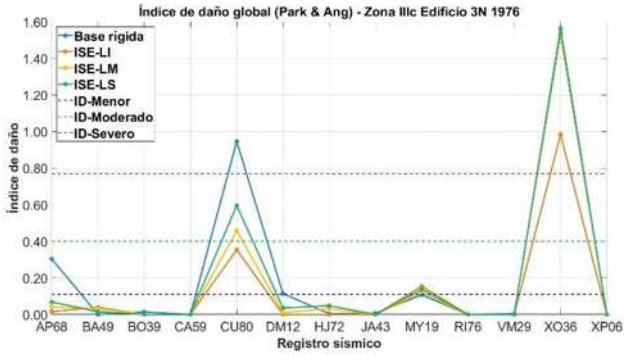


a)



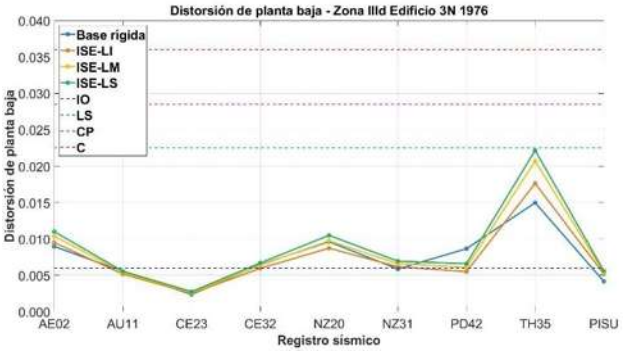
b)

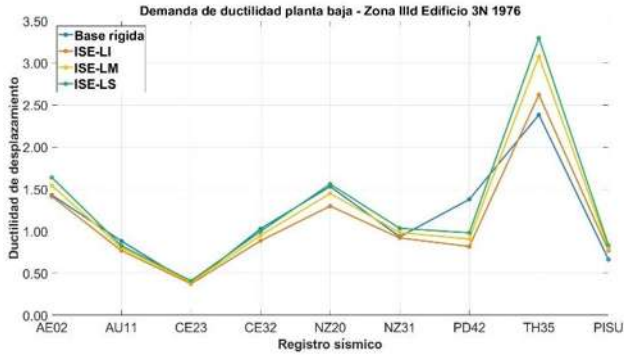




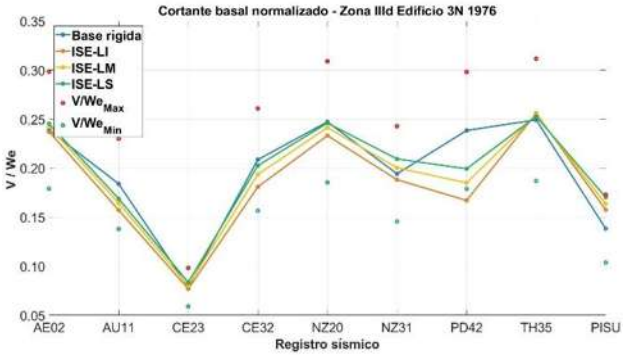
c) d)

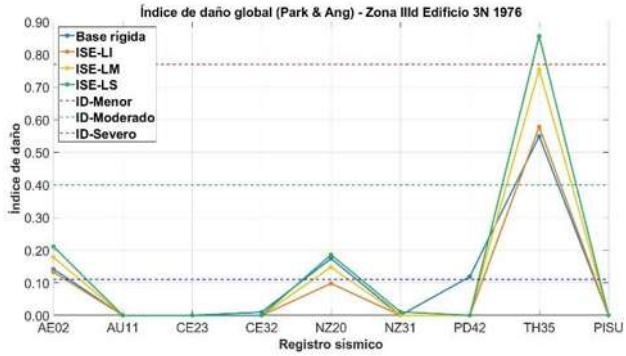
Figura 5-24: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIIc. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park & Ang





a) b)

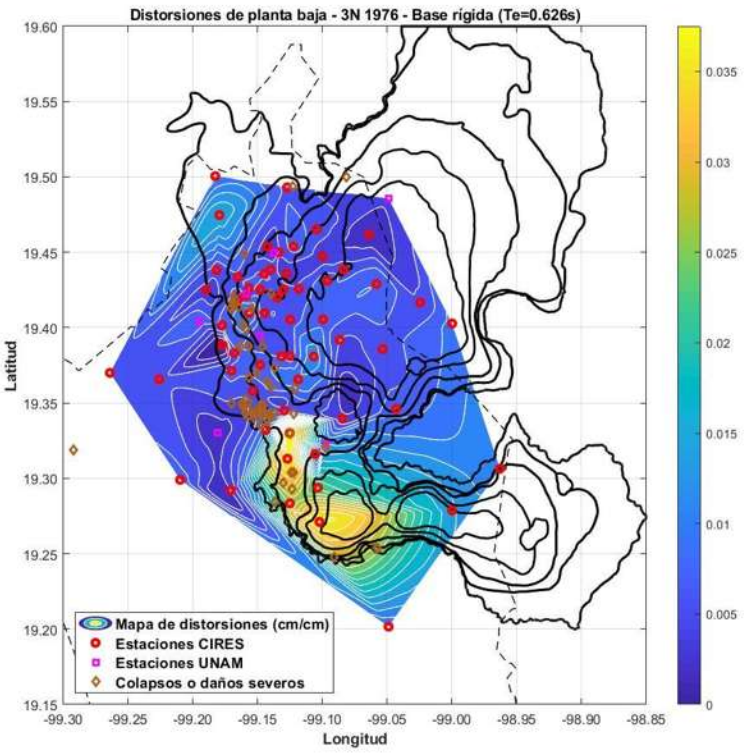




c) d)

Figura 5-25: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIId. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park & Ang

a)



b)

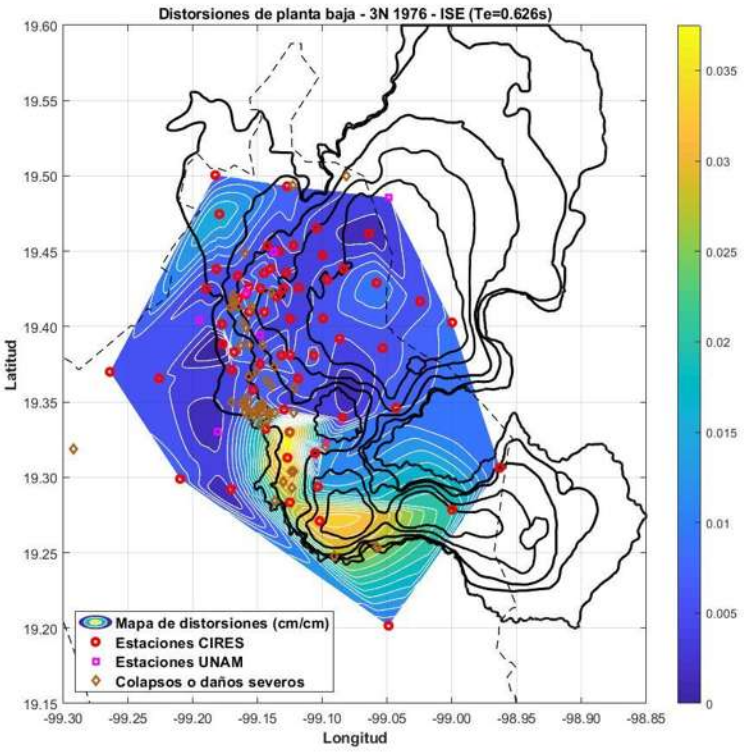
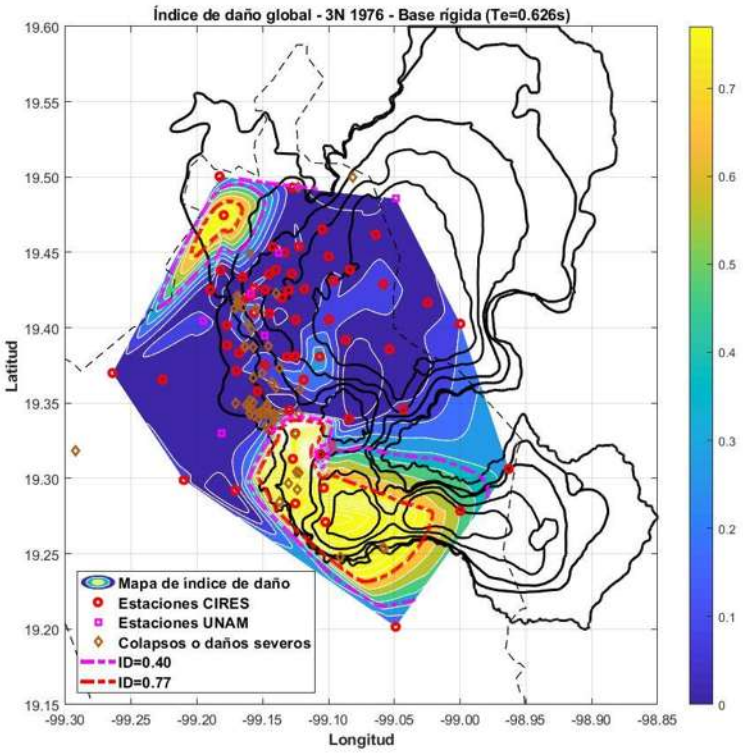


Figura 5-26: Mapa de distorsiones de planta baja. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura

a)



b)

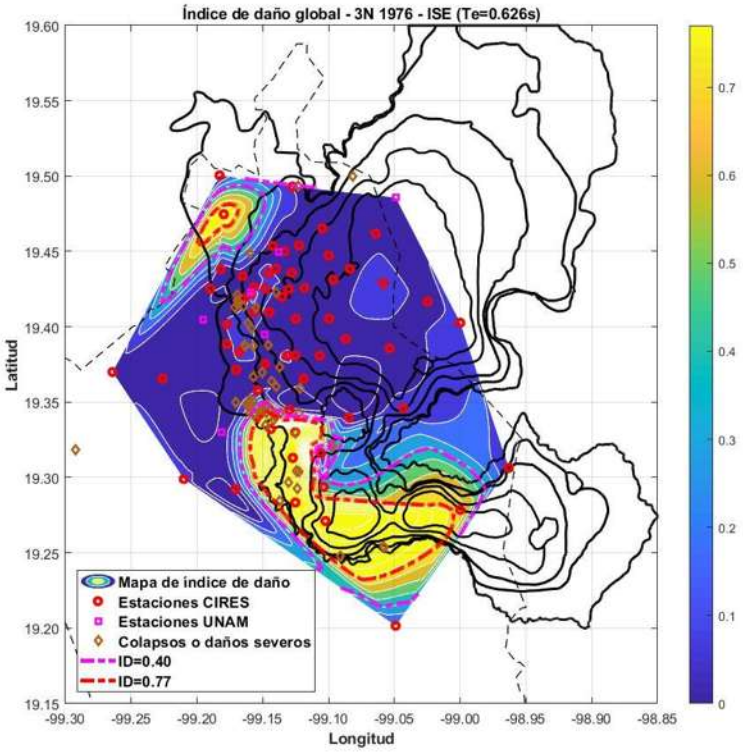
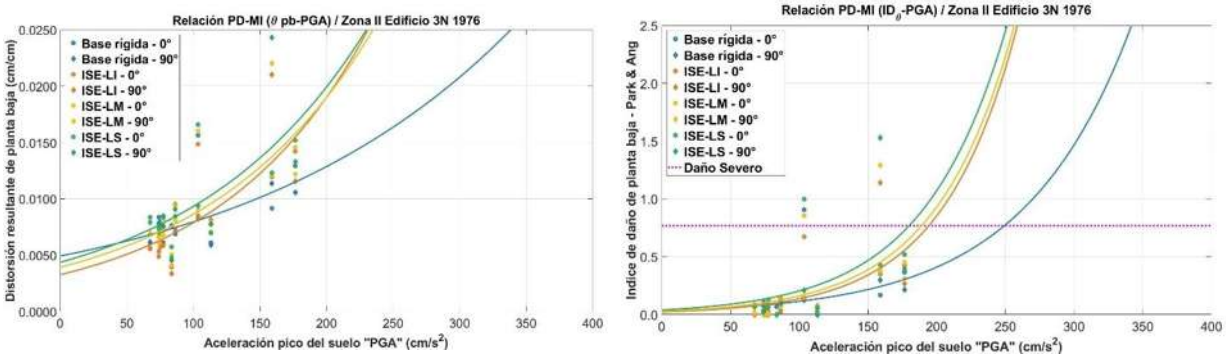


Figura 5-27: Mapa de índice de daño de Park & Ang. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura

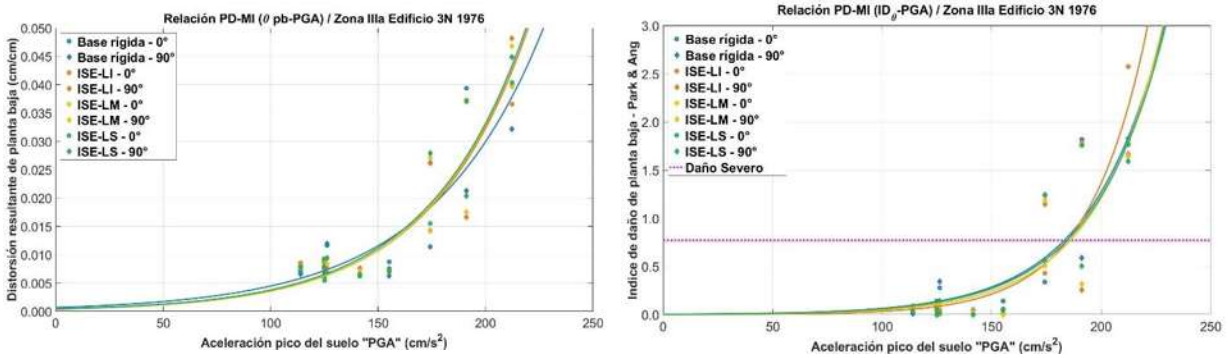
Las figuras 5-26 y 5-27 presentan, de manera gráfica, la distribución de las demandas de distorsión y el índice de daño en planta baja, en la zona instrumentada de la Ciudad de México. Los gráficos muestran la diferencia de los resultados de base rígida y el promedio de los resultados considerando los tres límites para la interacción suelo estructura. Adicionalmente, la figura 5-27 muestra las áreas que envuelven a los índices de daño mayores o iguales que 0.40 (daño severo) y que 0.77 (colapso).

Con los resultados de los análisis no lineales, se construyen curvas de demanda ingenieril, graficando la distorsión angular y el índice de daño en planta baja con respecto a la aceleración pico del suelo (PGA) y la pseudoaceleración de base rígida Te=0.626s (figuras 5-28 y 5-29), considerando la base rígida y cada uno de los límites considerados en las propiedades dinámicas del suelo. En la figura 5-29 se muestra también una línea vertical discontinua que corresponde al límite de pseudoaceleración de daño severo.

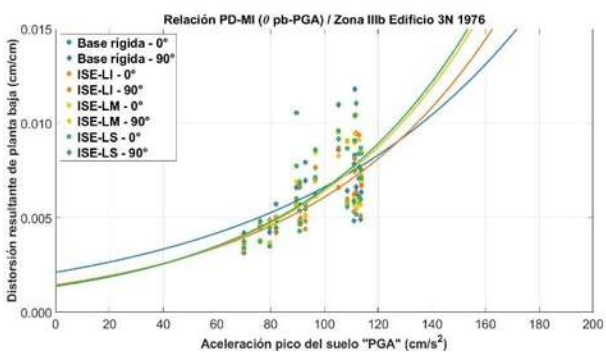
a)

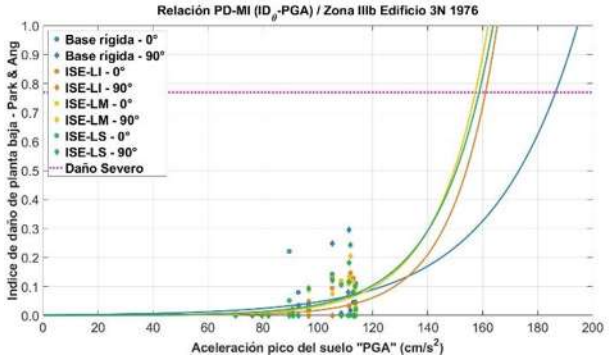


b)

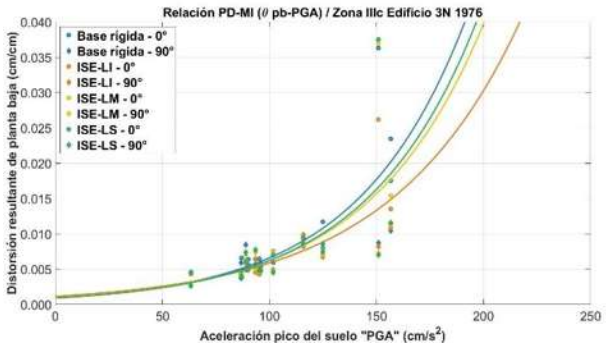


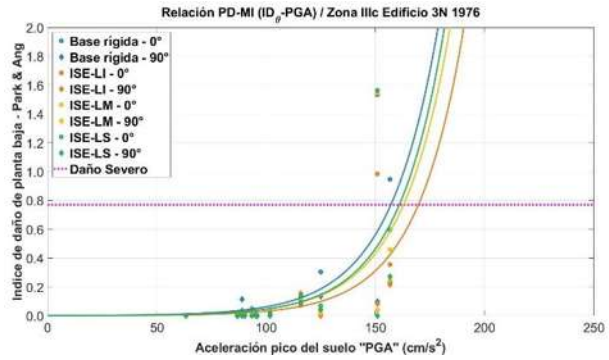
c)



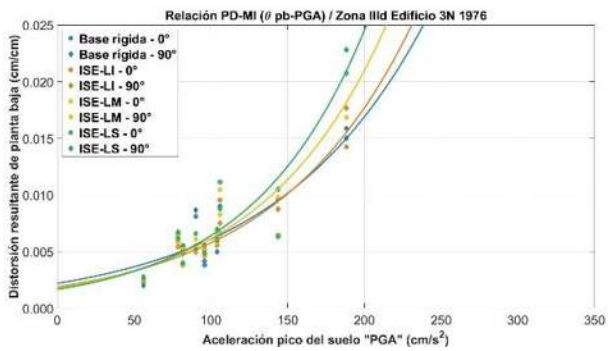


d)





e)



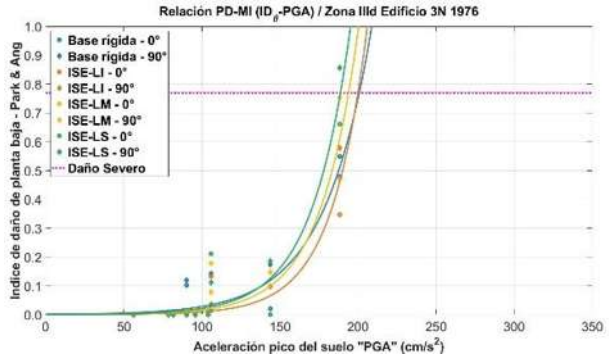
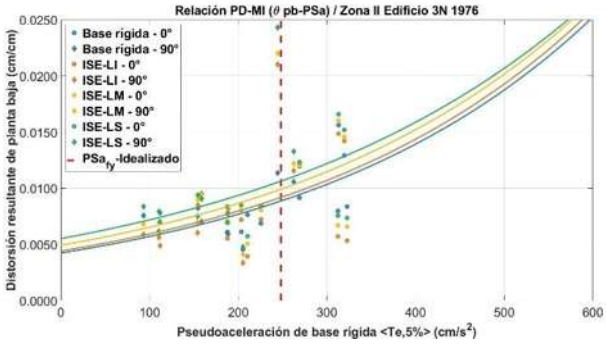
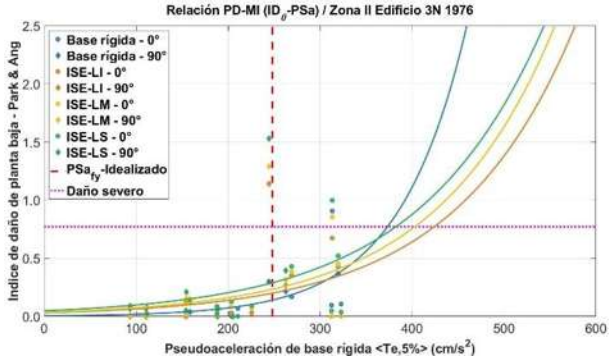


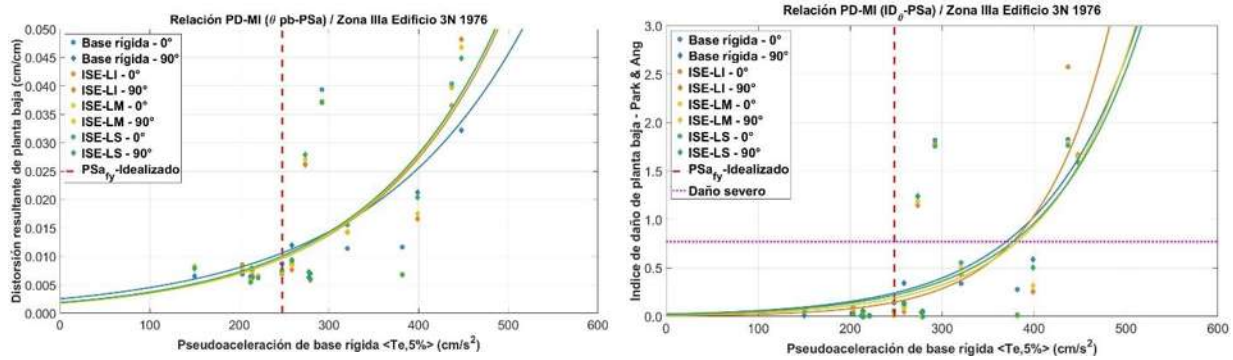
Figura 5-28: Parámetros de demanda ingenieril para distorsión angular e índice de daño Park & Ang con respecto a la aceleración pico del suelo mediante media geométrica. a) zona II, b) zona IIIa, c) zona IIIb, d) zona IIIc, e) zona IIId

a)

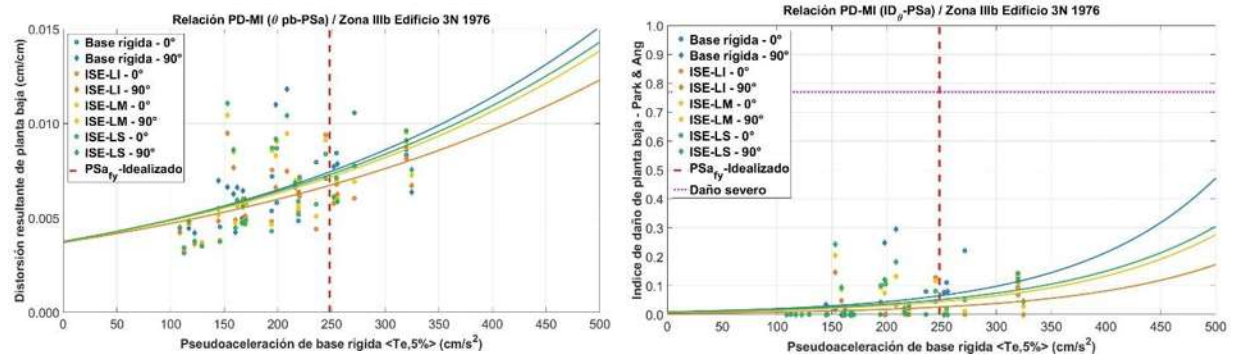




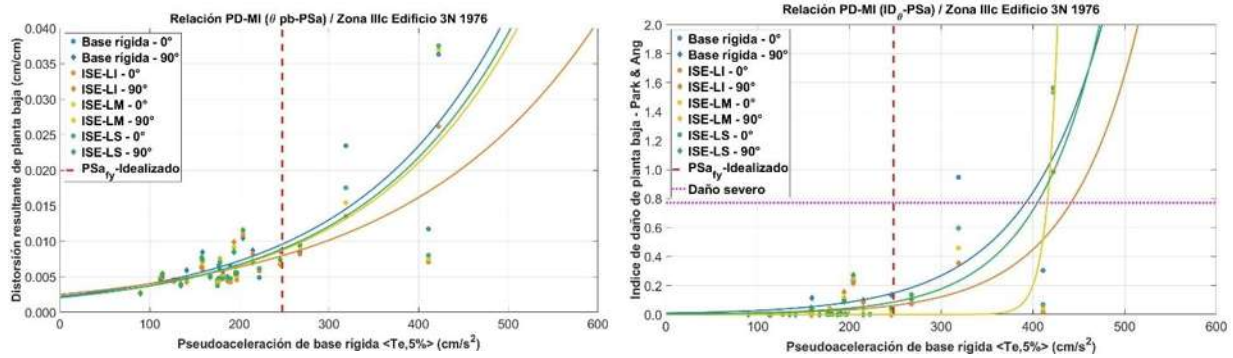
b)



c)



d)



e)

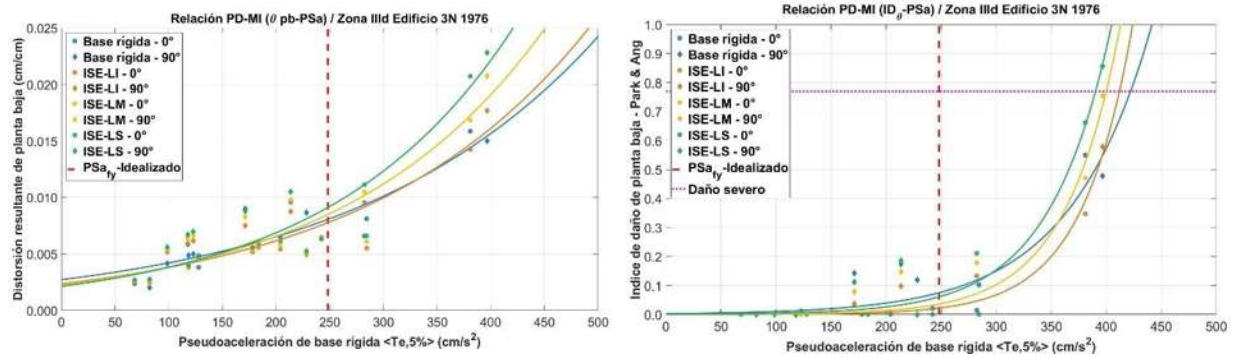


Figura 5-29: Parámetros de demanda ingenieril para distorsión e índice de daño Park & Ang con respecto a la aceleración pico del suelo mediante media geométrica. a) zona II, b) zona IIIa, c) zona IIIb, d) zona IIIc, e) zona IIId

5.4.2 Edificio de cinco niveles

Los parámetros que definen el comportamiento plástico de los elementos se presentan en las tablas 5-16 a 5-19.

Tabla 5-16: Parámetros plásticos para trabes – Edificio cinco niveles 1976

Características generales						Deformaciones y capacidades / Momento positivo					
Elemento	$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	$\frac{\rho'-\rho}{\rho_{bal}}$	Refuerzo	v	L_p (cm)	a (rad)	b (rad)	c	IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
TR-101	-0.169	0.169	C	0.517	25.0	0.0200	0.0400	0.2	0.0050	0.0150	0.0200
TR-104	0.000	0.000	C	0.407	25.0	0.0219	0.0437	0.2	0.0069	0.0164	0.0219
TR-105	-0.137	0.137	C	0.530	32.5	0.0200	0.0400	0.2	0.0050	0.0150	0.0200

Resistencias y ductilidad / Momento positivo					Deformaciones y capacidades / Momento negativo					
M_y (t-m)	M_u (t-m)	φ_y (rad/cm)	μ_φ	α	a (rad)	b (rad)	c	IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
12.41	19.60	5.526E-05	15.48	0.04	0.0183	0.0333	0.2	0.0050	0.0137	0.0183
39.20	49.93	6.391E-05	14.68	0.02	0.0219	0.0437	0.2	0.0069	0.0164	0.0219
48.06	74.21	4.524E-05	14.60	0.04	0.0186	0.0345	0.2	0.0050	0.0140	0.0186

Resistencias y ductilidad / Momento negativo					Degradación cíclica de energía y rigidez					
M_y (t-m)	M_u (t-m)	φ_y (rad/cm)	μ_φ	α	Y	U	L	R	X	FDR
22.08	27.14	6.389E-05	12.47	0.02	0.50	0.35	0.35	0.15	0.15	0
39.20	49.93	6.391E-05	14.68	0.02	0.50	0.35	0.35	0.15	0.15	0
66.49	81.67	5.021E-05	12.42	0.02	0.50	0.35	0.35	0.15	0.15	0

En primera instancia, se expresa el proceso de cálculo para determinar las propiedades de la trabe TR-101 para el análisis plástico.

Características generales

Cuantía de acero, esfuerzo cortante y longitud de articulación plástica

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \cdot \frac{E_s \varepsilon_c \beta_1}{E_s \varepsilon_c + f_y} = \frac{0.85\left(250 \frac{Kg}{cm^2}\right)}{4200 \frac{Kg}{cm^2}} \cdot \frac{2'040,000 \frac{Kg}{cm^2}(0.003)(0.85)}{2'040,000 \frac{Kg}{cm^2}(0.003) + 4200 \frac{Kg}{cm^2}} = 0.0255$$

$$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} = \frac{0.0052 - 0.0095}{0.0255} = -0.1686 \quad \rightarrow \quad \frac{\rho'-\rho}{\rho_{bal}} = 0.1686$$

$$v = \frac{V_{max}}{3.1 b d \sqrt{f'_c}} = \frac{16,400\ Kg}{3.1(25)(55)\sqrt{250 \frac{Kg}{cm^2}}} = \frac{31,676\ Kg}{61,269\ Kg} = 0.5170$$

$$L_p = 0.5d = 0.5(50cm) = 25cm$$

Para obtener el momento y curvatura de fluencia, se traza un diagrama momento curvatura con la geometría y las propiedades de la sección. La curvatura última propuesta se asocia al punto "C" de la relación momento-rotación, como se ilustra en la figura 5-2.

Características momento positivo

Momento y curvatura de fluencia

$$M_y = 12.41\ t-m\ ;\ \phi_y = 5.526E-05\ ;$$

Relación de cuantías y esfuerzo cortante para la determinación de parámetros plásticos

$$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} \leq 0.0\ ;\ v_2 \geq 0.50\ ;\ a = 0.02\ ;\ b = 0.04\ ; c = 0.2$$

Determinación de los estados límite

$$IO = 0.005\ ;\ LS = 0.015\ ; CP = 0.02$$

Completando los parámetros plásticos

$$\varphi_u = \frac{\theta_a}{L_p} + \varphi_y = \frac{0.02\ rad}{25cm} + 5.526E-05\frac{rad}{cm} = 8.552-04\frac{rad}{cm}$$

$$\mu_\phi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{8.552E-04\frac{rad}{cm}}{5.526E-05\frac{rad}{cm}} = 15.48$$

$$K_e = \frac{M_y}{\varphi_y} = \frac{12.41\ t-m}{5.526E-05\frac{rad}{cm}} = 224,575\frac{t-m-cm}{rad}$$

$$M_u = \alpha K_e(\varphi_u - \varphi_y) + M_y = 0.04(224,575)(8.552E-04-5.526E-05) + 12.41 = 19.60\ t-m$$

Características momento negativo

$$M_y = 22.08\ t-m\ ;\ \phi_y = 6.389E-05\ ;$$

Interpolando linealmente para la relación de cuantías menores a cero

$$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1 \leq 0.0\ ;\ v_1 \leq 0.50\ ;\ a_1 = 0.02\ ;\ b_1 = 0.04\ ; IO_1 = 0.005\ ; LS_1 = 0.0150\ ; CP_1 = 0.02$$

$$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1 \leq 0.50\ ;\ v_2 \geq 0.50\ ;\ a_2 = 0.015\ ;\ b_2 = 0.02\ ; IO_2 = 0.005\ ;\ LS_2 = 0.0113\ ; CP_2 = 0.015$$

$$a = \frac{a_2 - a_1}{\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + a_1 = \frac{0.015 - 0.02}{0.50 - 0}(0.1686 - 0) + 0.02 = 0.0183$$

$$b = \frac{b_2 - b_1}{\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + b_1 = \frac{0.02 - 0.04}{0.50 - 0}(0.1686 - 0) + 0.04 = 0.0333$$

$$c = 0.2$$

Interpolando linealmente para obtener los estados límite para la relación de cuantías en cuestión

$$IO = \frac{IO_2 - IO_1}{\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + IO_1 = \frac{0.005 - 0.005}{0.50 - 0}(0.1686 - 0) + 0.005 = 0.005$$

$$LS = \frac{LS_2 - LS_1}{\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + LS_1 = \frac{0.0113 - 0.015}{0.50 - 0}(0.1686 - 0) + 0.015 = 0.0137$$

$$CP = \frac{CP_2 - CP_1}{\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + CP_1 = \frac{0.015 - 0.02}{0.50 - 0}(0.1686 - 0) + 0.02 = 0.0183$$

Completando los parámetros plásticos

$$\varphi_u = \frac{\theta_a}{L_p} + \varphi_y = \frac{0.0183\,rad}{25cm} + 6.389E-05\frac{rad}{cm} = 7.959E-04\frac{rad}{cm}$$

$$\mu_\phi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{7.959E-04\frac{rad}{cm}}{6.389E-05\frac{rad}{cm}} = 12.47$$

$$K_e = \frac{M_y}{\varphi_y} = \frac{22.08\,t-m}{6.389E-05\frac{rad}{cm}} = 345,594\frac{t-cm-m}{rad}$$

$$M_u = \alpha K_e(\varphi_u - \varphi_y) + M_y = 0.02(345,594)(7.959E-04 - 6.389E-05) + 22.08 = 27.14\,t-m$$

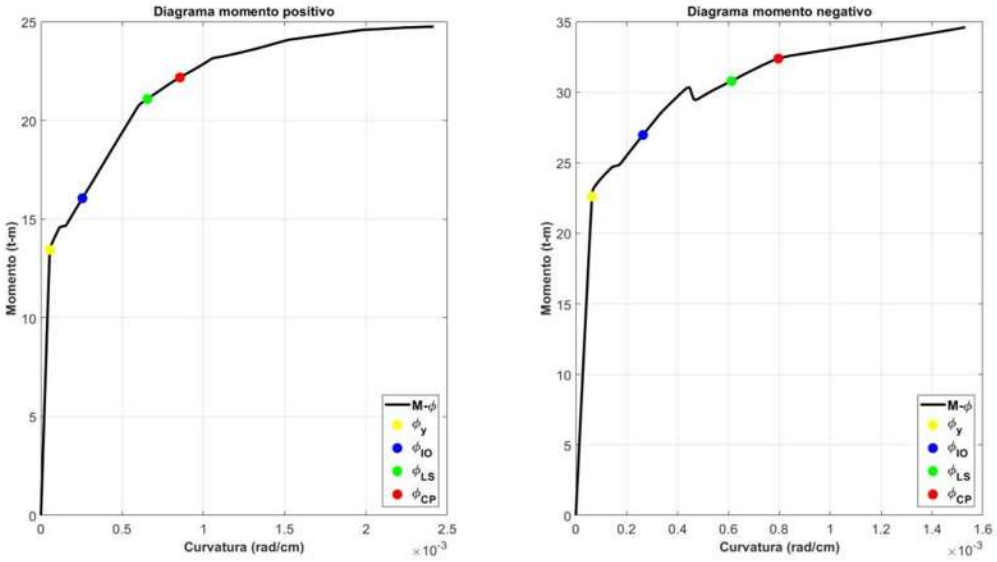


Figura 5-30: Relación momento curvatura para trabe TR-101 y estados límites propuestos

Tabla 5-17: Parámetros plásticos para columnas – Edificio cinco niveles 1976

Características generales						Deformaciones y capacidades / Momento M3-M2					
Elemento	$\frac{P_u}{A_g f'_c}$	ρ_l	$\rho_{t,eff}$	$\frac{V_y}{V_{col}}$	L_p (cm)	a (rad)	b (rad)	c	IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
C-ESQ	0.10	0.0198	0.0075	0.51	17.50	0.0250	0.0600	0.20	0.0001	0.0188	0.0250
C-BOR	0.20	0.0170	0.0075	0.51	17.50	0.0250	0.0600	0.16	0.0001	0.0188	0.0250
C-CEN	0.30	0.0170	0.0075	0.51	17.50	0.0222	0.0577	0.12	0.0001	0.0167	0.0222

Parámetros de la superficie de fluencia											
a_t (cm)	a_c (cm)	$M_{b,u}$ (t-m)	$P_{b,u}$ (t)	$\frac{P_{b,u}}{P_{c,u}}$	$P_{c,u}$ (t)	$P_{t,u}$ (t)	α_{P_c}	α_{P_t}	β_{P-M}	γ_{M-M}	$\frac{F_y}{F_u}$
33.00	8.01	33.90	-100.46	0.2957	-339.72	133.06	1.50	1.75	1.10	1.25	0.7234
33.00	8.01	27.64	-101.01	0.3113	-324.51	114.41	1.50	1.85	1.10	1.28	0.8135
33.00	8.01	26.27	-101.01	0.3113	324.51	114.41	1.50	1.85	1.10	1.28	0.8799

Ductilidad			Degradación cíclica de energía y rigidez					
φ_y (rad/cm)	μ_φ	α	Y	U	L	R	X	FDR
1.027E-04	9.45	0.0275	0.65	0.55	0.55	0.20	0.20	0
1.090E-04	8.96	0.0175	0.65	0.55	0.55	0.20	0.20	0
1.162E-04	7.64	0.0125	0.65	0.55	0.55	0.20	0.20	0

Para las columnas, se desglosa a continuación el cálculo de los parámetros plásticos y la superficie de fluencia para la columna C-ESQ, de la siguiente manera:

Características generales

Características

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} = \frac{32,000\ Kg}{(1,225 cm^2)\left(250\frac{Kg}{cm^2}\right)} = 0.08 < 0.1 \therefore \rightarrow \frac{P_u}{A_g f'_c} = 0.1$$

$$\rho_l = \frac{cm^2}{1,600 cm^2} = 0.0198\ ; \rho_t = 0.0189 \geq 0.0075 \therefore \rightarrow \rho_t = 0.0075$$

$$V_{col} = \frac{A_v f_{y,t} d}{s} + 0.8 A_g \left(\frac{1.60\sqrt{f'_c}}{\frac{M_u}{V_u} d} \sqrt{1 + \frac{N_u}{1.60 A_g \sqrt{f'_c}}} \right)$$

$$= \frac{2.84 cm^2 \left(4200\frac{Kg}{cm^2}\right)(35cm)}{15cm} + 0.8(1,600 cm^2)\left(\frac{1.60\sqrt{250\frac{Kg}{cm^2}}}{4} \sqrt{1+0} \right)$$

$$= 35,927\ Kg$$

$$\frac{V_y}{V_{col}} = \frac{18,323\ Kg}{35,927\ Kg} = 0.51$$

$$L_p = 0.5d = 0.5(35cm) = 17.5cm$$

Construcción de la curva momento rotación

$$a = \frac{1}{8} \cdot \frac{\rho_t f_{y,t}}{\rho_l f_{y,l}} = \frac{1}{8} \cdot \frac{0.0075\left(4200\frac{Kg}{cm^2}\right)}{0.0198\left(4200\frac{Kg}{cm^2}\right)} = 0.0473 > 0.025 \therefore \rightarrow a = 0.025$$

$$b = 0.012 - 0.085\frac{N_u}{A_g f'_c} + 12\rho_t = 0.012 - 0.085(0.1) + 12(0.0075) = 0.0935 > 0.06 \therefore \rightarrow b = 0.06$$

$$c = 0.24 - 0.4\frac{N_u}{A_g f'_c} = 0.24 - 0.4(0.1) = 0.20$$

$$IO = 0.0001$$

$$LS = 0.0188$$

$$CP = 0.025$$

Parámetros plásticos

$$M_y = 22.49\ t-m\ ; \varphi_y = 1.027E-04\frac{rad}{cm}$$

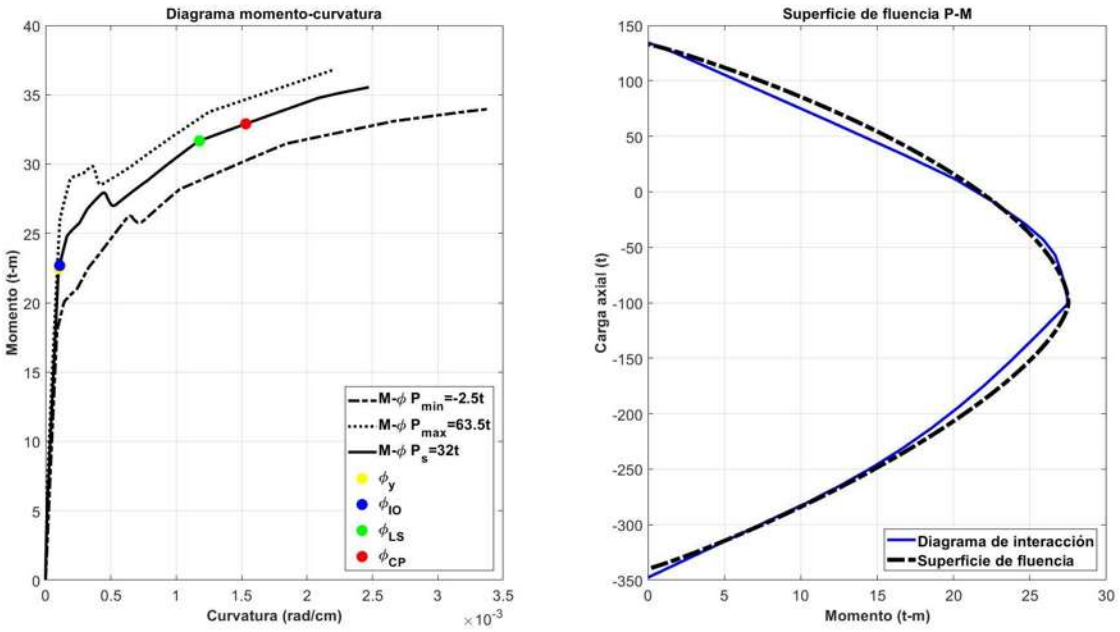
$$\varphi_u = \frac{\theta_a}{L_p} + \varphi_y = \frac{0.025}{17.5cm} + 1.027E-04\frac{rad}{cm} = 1.531E-03\frac{rad}{cm}$$

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{1.531E-03}{1.027E-04} = 14.91$$

$$K_e = \frac{M_y}{\varphi_y} = \frac{22.49\ t-m}{1.027E-04\frac{rad}{cm}} = 218,987\frac{Ton-m-cm}{rad}$$

$$M_u = \alpha K_e(\varphi_u + \varphi_y) + M_y = 0.0275(218,987)(1.531E-03 - 1.027E-04) + 22.49 = 31.09t-m$$

$$\frac{M_y}{M_u} = \frac{F_y}{F_u} = \frac{22.49\ t-m}{31.09\ t-m} = 0.7234$$



a) b)

Figura 5-31: Relación momento curvatura y superficie de fluencia para columna de esquina. a) Momento curvatura y estados límite propuestos, b) Diagrama de interacción y superficie de fluencia propuesta

Tabla 5-18: Parámetros plásticos para muros de relleno – Edificio cinco niveles 1976

Características generales					Deformaciones y capacidades						
Elemento	A_{eq} (cm^2)	σ_y $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	σ_{max} $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	Falla	α	a (cm/cm)	b (cm/cm)	c	IO (cm/cm)	LS (cm/cm)	CP (cm/cm)
P-1	1590.00	7.9098	9.8696	AP/DE	0.141	0.00146	0.00292	0.2	0.00054	0.00100	0.00145
P-2	2326.65	9.2938	9.7290	AP/DE	0.287	0.00072	0.00232	0.2	0.00063	0.00068	0.00072
P-3	2122.05	9.0524	9.7606	AP/DE	0.237	0.00080	0.00248	0.2	0.00062	0.00071	0.00080

Degradación cíclica de energía y rigidez					
Y	U	L	R	X	FDR
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0

Se expresa el proceso de cálculo para el elemento P-2 correspondiente a los muros de relleno de la siguiente manera,

Determinación de la diagonal equivalente

$$l_d = \sqrt{H_m^2 + L_m^2} = \sqrt{(265cm)^2 + (561cm)^2} = 620.44cm$$

$$\theta_d = \tan^{-1}\left(\frac{H_m}{L_m}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{265cm}{561cm}\right) = 25.28°$$

$$\ell_c = \frac{\pi}{2}\left(\frac{4E_f I_c H_m}{E_m t \sin 2\theta_d}\right)^{\frac{1}{4}} = \frac{\pi}{2}\left[\frac{4\left(158{,}114\frac{Kg}{cm^2}\right)(213{,}333cm^4)(265cm)}{15{,}000\frac{Kg}{cm^2}\ (15cm)(\sin 2(25.28°))}\right]^{\frac{1}{4}} = 188.13cm$$

$$\ell_v = \pi\left(\frac{4E_f I_v L_m}{E_m t \sin 2\theta_d}\right)^{\frac{1}{4}} = \pi\left[\frac{4\left(158{,}114\frac{Kg}{cm^2}\right)(485{,}260cm^4)(561cm)}{15{,}000\frac{Kg}{cm^2}\ (15cm)(\sin 2(25.28°))}\right] = 557.38cm$$

$$b_d = \frac{1}{2}\sqrt{\ell_c^2 + \ell_v^2} \le \frac{l_d}{4}\ \ ;\ \ b_d = \frac{1}{2}\sqrt{(188.13cm)^2 + (557.38cm)^2} \le \frac{620.44cm}{4}\ ; b_d = 294.14cm > 155.11cm$$

$$b_d = 155.11cm$$

$$A_{eq} = tb_d = 15cm(155.11cm) = 2{,}326.65cm^2$$

Determinación de resistencias

$$V_{R,td} = 0.5v'_m A_T f = 0.5\left(3.5\frac{Kg}{cm^2}\right)(561cm)(15cm)(1.33) = 19.59\ t$$

$$V_{R,ap} = 0.4f'_m b_d t\cos\theta_d = 0.4\left(25\frac{Kg}{cm^2}\right)(2{,}326.65cm^2)(\cos(25.28°)) = 21.04t$$

$$V_{R,de} = \frac{0.4v'_m A_T}{1 - 0.9\tan\theta_d} = \frac{0.4\left(3.5\frac{Kg}{cm^2}\right)(8{,}415cm^2)}{1 - 0.9\tan(25.28°)} = 20.49t$$

$$\sigma_y = \frac{V_y}{A_{eq}\cos\theta_d} = \frac{19{,}590Kg}{2{,}326.65cm^2(\cos(25.28°))} = 9.3116\frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{A_{eq}\cos\theta_d} = \frac{20{,}490Kg}{2{,}326.65cm^2(\cos(25.28°))} = 9.7571\frac{Kg}{cm^2}$$

Determinación de deformaciones

$$\varepsilon_y = \frac{V_y}{A_{eq}E_m\cos\theta_d} = \frac{19{,}590\ Kg}{2{,}326.65cm^2\left(15{,}000\frac{Kg}{cm^2}\right)(\cos(25.28°))} = 0.00062$$

$$\theta_y = \frac{\sqrt{\left[l_d(\varepsilon_y + 1)\right]^2 - (H_m)^2} - L_m}{H_m} = \frac{\sqrt{[620.44cm(0.00062 + 1)]^2 - (265cm)^2} - 561cm}{265cm} = 0.0016$$

$$\theta_m = \frac{\theta_{m1} - \theta_y}{V_{m1} - V_y}(V_u - V_y) + \theta_y = \frac{0.003 - 0.0016}{19.59t(1.25 - 1)}(20.49t - 19.59t) + 0.0016 = 0.00186$$

$$a = \varepsilon_m = \frac{\sqrt{H_m^2 + (L_m + H_m\theta_m)^2}}{l_d} - 1 = \frac{\sqrt{(265cm)^2 + [561cm + 265(0.00186)]^2}}{620.44cm} - 1 = 0.00072$$

$$b = \varepsilon_u = \frac{\sqrt{H_m^2 + (L_m + H_m\theta_u)^2}}{l_d} - 1 = \frac{\sqrt{(265cm)^2 + [561cm + 265(0.006)]^2}}{620.44cm} - 1 = 0.00232$$

$$c = 0.2$$

Parámetros de aceptación

$$IO = \varepsilon_y = 0.0062$$

$$LS = \frac{\varepsilon_m + \varepsilon_y}{2} = \frac{0.00072 + 0.00062}{2} = 0.00068$$

$$CP = \varepsilon_m = 0.00072$$

Tabla 5-19: Parámetros plásticos para muros de mampostería – Edificio cinco niveles 1976

Elemento		Resistencias y deformaciones						Capacidades		
Nivel	Dirección	σ_y $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	σ_{max} $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	σ_u $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	θ_y (cm/cm)	θ_{max} (cm/cm)	θ_u (cm/cm)	IO (cm/cm)	LS (cm/cm)	CP (cm/cm)
N4	X	2.5497	3.1872	2.0398	0.00085	0.0030	0.0050	0.00085	0.0022	0.00420
N3	X	3.0476	3.8095	2.4381	0.00102	0.0030	0.0050	0.00102	0.0022	0.00420
N2	X	3.5056	4.3819	2.8044	0.00117	0.0030	0.0050	0.00117	0.0022	0.00420
N1	X	3.7509	4.6886	3.0007	0.00125	0.0030	0.0050	0.00125	0.0022	0.00420
N4	Y	2.7965	3.4957	2.2372	0.00093	0.0030	0.0050	0.00093	0.0022	0.00420
N3	Y	3.2827	4.1034	2.6262	0.00109	0.0030	0.0050	0.00109	0.0022	0.00420
N2	Y	3.8033	4.7542	3.0427	0.00127	0.0030	0.0050	0.00127	0.0022	0.00420
N1	Y	4.4462	5.5577	3.5569	0.00148	0.0030	0.0050	0.00148	0.0022	0.00420

Degradación cíclica de energía y rigidez					
Y	U	L	R	X	FDR
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0

Por último, para los muros de mampostería confinada, se desglosa el proceso para obtener las resistencias y capacidades para los muros de nivel 1 en dirección global "X". Este proceso es el siguiente:

Determinación de los esfuerzos de fluencia, máximo y último

$$V_{y,N1X} = \sum_{i=1}^{n} f_i\left(0.5v'_m A_{T,i} + 0.3P_i\right) = 614.39\ t$$

$$\sigma_y = \frac{\sum_{i=1}^{n} f_i\left(0.5v'_m A_{T,i} + 0.3P_i\right)}{\sum_{i=1}^{n} A_{T,i}} = \frac{614{,}390\ Kg}{163{,}800\ cm^2} = 3.7509\,\frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{max} = 1.25\sigma_y = 1.25\left(3.7509\,\frac{Kg}{cm^2}\right) = 4.6886\,\frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma_u = 0.8\sigma_y = 0.8\left(2.8935\,\frac{Kg}{cm^2}\right) = 3.0007\,\frac{Kg}{cm^2}$$

Determinación de las distorsiones de fluencia, máxima y última

$$\theta_y = \frac{\sigma_y}{G_m} = \frac{3.7509\,\frac{Kg}{cm^2}}{3{,}000\,\frac{Kg}{cm^2}} = 0.00125$$

$$\theta_{max} = 0.003$$

$$\theta_u = 0.005$$

Determinación de los estados límite de servicio

$$IO = \theta_y = 0.00125$$

$$LS = 0.0022$$

$$CP = 0.0044$$

Conforme a lo estipulado en el capítulo 2, es necesario validar mediante las ecuaciones 2-27, 2-29 y 2-30 para determinar si es necesario o no incluir los efectos de la interacción suelo estructura. Las tablas 5-20 y 5-21 expresan los resultados de estas condiciones. Los parámetros empleados para los cálculos son los siguientes: periodo en cada dirección principal $T_{e,x}$=0.7112s, $T_{e,y}$=0.4638s, altura efectiva H_e=0.7H_T=9.45m, peso efectivo W_e=0.7W_T=1375.92t. Los demás parámetros se obtienen con los datos estipulados en el capítulo 4.

Tabla 5-20: Relación para considerar la interacción inercial – Edificio cinco niveles 1976

Profundidad del suelo		L-I			L-M			L-S		
		G_s	450	(t/m^2)	G_s	600	(t/m^2)	G_s	750	(t/m^2)
Zona	H_s (m)	T_s (s)	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	T_s (s)	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	T_s (s)	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$
Zona II	11.881	0.800	1.118	0.729	0.693	1.291	0.842	0.620	1.443	0.941
Zona IIIa	21.871	1.472	1.118	0.729	1.275	1.291	0.842	1.141	1.443	0.941
Zona IIIb	31.810	2.142	1.118	0.729	1.855	1.291	0.842	1.659	1.443	0.941
Zona IIIc	39.231	2.641	1.118	0.729	2.287	1.291	0.842	2.046	1.443	0.941
Zona IIId	49.130	3.307	1.118	0.729	2.864	1.291	0.842	2.562	1.443	0.941

Tabla 5-21: Relación para considerar la interacción cinemática – Edificio cinco niveles 1976

Zona	D/r	0.276	(m/m)						
	L-I			L-M			L-S		
	V_s (m/s)	τ_v	$\frac{T_s}{\tau_v}$	V_s (m/s)	τ_v	$\frac{T_s}{\tau_v}$	V_s (m/s)	τ_v	$\frac{T_s}{\tau_v}$
Zona II	59.417	0.054	14.851	68.608	0.047	14.851	76.707	0.042	14.851
Zona IIIa	59.417	0.054	27.339	68.608	0.047	27.339	76.707	0.042	27.339
Zona IIIb	59.417	0.054	39.763	68.608	0.047	39.763	76.707	0.042	39.763
Zona IIIc	59.417	0.054	49.039	68.608	0.047	49.039	76.707	0.042	49.039
Zona IIId	59.417	0.054	61.412	68.608	0.047	61.412	76.707	0.042	61.412

Dado que, para todos los casos presentados en la tabla 5-20 la relación del producto del periodo y la altura tiene un valor menor a 2.5, los efectos de interacción inercial deben ser considerados. Por su parte, en la tabla 5-21 se observa que la relación del periodo fundamental del suelo con el tiempo de tránsito de ondas en la profundidad del cimiento es mayor a 12, lo que significa que la diferencia de movimiento entre el campo libre y el movimiento efectivo en la base es despreciable. La relación de esbeltez entre la profundidad de desplante y el radio equivalente en traslación del cimiento es menor a 0.5, que expresa una posibilidad de rotación del cimiento por los trenes de onda incidentes en el mismo. Para este caso se desprecian los movimientos inducidos por la interacción cinemática ya que para la Ciudad de México resulta conservador considerar únicamente la interacción inercial y además, se satisface una de las ecuaciones 2-29 y 2-30. Adicionalmente, el software empleado en este trabajo no incluye la posibilidad de ingresar un registro de aceleración rotacional.

Con las condiciones anteriores se calculan, mediante las ecuaciones presentadas en el capítulo 2, las funciones de impedancia para el cajón de cimentación. Se determinan para cada zona geotécnica y con los límites de rigidez del suelo indicadas en la tabla 4-7. La tabla 5-22 presenta los resultados de dichas funciones de impedancia.

En los siguientes párrafos, se describe el proceso de cálculo para obtener las funciones de impedancia para el cajón de cimentación en la zona IIIb, para el límite inferior de rigidez del suelo considerada.

- Dirección “X”

Radios equivalentes en traslación y rotación

$$R_{h,x} = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{(25m)(16.9m)}{\pi}} = 11.5968m$$

$$R_{r,yy} = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} = \sqrt[4]{\frac{4\left[\frac{(25m)(16.9m)^3}{12}\right]}{\pi}} = 10.6373m$$

Rigidez estática en traslación y rotación

$$K_{h,x}^{o} = \frac{8G_s R_{h,x}}{2-\nu_s}\left(1+\frac{R_{h,x}}{2H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{3R_{h,x}}\right)\left(1+\frac{5D}{4H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(450\frac{t}{m^2}\right)(11.5968m)}{2-0.45}\right]\left[1+\frac{11.5968m}{2(31.8103m)}\right]\left[1+\frac{2(3.2m)}{3(11.5968m)}\right]\left[1 + \frac{5(3.2m)}{4(31.8103m)}\right] = 42,443\frac{t}{m}$$

$$K_{r,yy}^{o} = \frac{8G_s R_{r,yy}^3}{3(1-\nu_s)}\left(1+\frac{R_{r,yy}}{6H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{R_{r,yy}}\right)\left(1+0.71\frac{D}{H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(450\frac{t}{m^2}\right)(10.6373m)^3}{3(1-0.45)}\right]\left[1+\frac{10.6373m}{6(31.8103m)}\right]\left[1+\frac{2(3.2m)}{10.6373m}\right]\left[1 + 0.71\left(\frac{3.2m}{31.8103m}\right)\right] = 4'757,728\frac{t-m}{rad}$$

Frecuencia de interés

$$\omega_x = \frac{2\pi}{\widetilde{T}_{e,x}} = \frac{2\pi}{0.9421s} = 6.6693\frac{rad}{s}$$

Parámetros de frecuencias

$$\eta_{h,x} = \frac{\omega_x R_{h,x}}{V_s} = \frac{6.6693\frac{rad}{s}(11.5968m)}{59.42\frac{m}{s}} = 1.3017$$

$$\eta_{r,yy} = \frac{\omega_x R_{r,yy}}{V_s} = \frac{6.6693\frac{rad}{s}(10.6373m)}{59.42\frac{m}{s}} = 1.1940$$

$$\eta_s = \frac{\pi R_{h,x}}{2H_s} = \frac{\pi(11.5968m)}{2(31.8103m)} = 0.5727$$

$$\eta_p = \frac{\pi R_{r,yy}}{2H_s}\sqrt{\frac{2(1-\nu_s)}{1-2\nu_s}} = \frac{\pi(10.6373m)}{2(31.8103m)}\sqrt{\frac{2(1-0.45)}{1-2(0.45)}} = 1.7421$$

Coeficientes de rigidez

$$k_{h,x} = 1$$

$$\eta_{r,yy} \leq 2.5 \quad \rightarrow \quad k_{r,yy} = 1 - 0.2\eta_{r,yy} = 1 - 0.2(1.1940) = 0.7612$$

Coeficientes de amortiguamiento

$$\eta_{hs} = \frac{\eta_{h,x}}{\eta_s} = \frac{1.3017}{0.5727} = 2.2729 > 1 \quad \rightarrow \quad c_{h,x} = 0.576$$

$$\eta_{rp} = \frac{\eta_{r,yy}}{\eta_p} = \frac{1.1940}{1.7421} = 0.6854 \leq 1 \;\rightarrow\; c_{r,yy} = \frac{0.5\zeta_s\eta_{rp}}{1-\eta_{rp}^2[1-2(\zeta_s)]}$$

$$= \frac{0.5(0.03)(0.6854)}{1-(0.6854)^2[1-2(0.03)]} = 0.0184$$

Rigidez dinámica

$$K_{h,x} = K_{h,x}^o\left[k_{h,x} - 2\zeta_s\eta_{h,x}c_{h,x}\right] = 42,443\frac{t}{m}[1-2(0.03)(1.3017)(0.576)] = 40,534\frac{t}{m}$$

$$K_{r,yy} = K_{r,yy}^0\left[k_{r,yy} - 2\zeta_s\eta_{r,yy}c_{r,yy}\right] = 4,757,728\frac{t-m}{rad}[0.7612 - 2(0.03)(1.1940)(0.0184)]$$

$$= 3'615,348\frac{t-m}{rad}$$

Amortiguamiento

$$C_{h,x} = \frac{K_{h,x}^o\left[\eta_{h,x}c_{h,x} + 2\zeta_s k_{h,x}\right]}{\omega_x} = \frac{42,443\frac{t}{m}[1.3017(0.576) + 2(0.03)(1)]}{6.6693\frac{rad}{s}} = 5,153\frac{t-s}{m}$$

$$C_{r,yy} = \frac{K_{r,yy}^o\left[\eta_{r,yy}c_{r,yy} + 2\zeta_s k_{r,yy}\right]}{\omega_x} = \frac{4'757,728\frac{t-m}{rad}[1.1940(0.0184) + 2(0.03)(0.7612)]}{6.6693\frac{rad}{s}}$$

$$= 48,262\frac{t-m-s}{rad}$$

Periodo natural de vibración en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$T_{h,x} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e}{K_{h,x}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(1,965.59\,t)}{40,534\frac{t}{m}}} = 0.3697s$$

$$T_{r,yy} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e(H_e+D)^2}{K_{r,yy}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(1,965.59\,t)[0.7(13.5m)+3.2m]^2}{3'615,348\frac{t-m}{rad}}} = 0.4952s$$

$$\widetilde{T}_{e,x} = \sqrt{T_{e,x}^2 + T_{h,x}^2 + T_{r,yy}^2} = \sqrt{0.7112^2 + 0.3697^2 + 0.4952^2} = 0.9421s$$

Fracción de amortiguamiento crítico en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$\zeta_{h,x} = \frac{\pi C_{h,x}}{\widetilde{T}_{e,x}K_{h,x}} = \frac{\pi\left(5,153\frac{t-s}{m}\right)}{0.9421s\left(40,534\frac{t}{m}\right)} = 0.4240$$

$$\zeta_{r,yy} = \frac{\pi C_{r,yy}}{\widetilde{T}_{e,x}K_{r,yy}} = \frac{\pi\left(48,262\frac{t-m-s}{rad}\right)}{0.9421s\left(3'615,348\frac{t-m}{rad}\right)} = 0.0445$$

$$\tilde{\zeta}_{e,x} = \zeta_{e,x}\left(\frac{T_{e,x}}{\widetilde{T}_{e,x}}\right)^3 + \frac{\zeta_{h,x}}{1+2\zeta_{h,x}^2}\left(\frac{T_{h,x}}{\widetilde{T}_{e,x}}\right)^2 + \frac{\zeta_{r,yy}}{1+2\zeta_{r,yy}^2}\left(\frac{T_{r,yy}}{\widetilde{T}_{e,x}}\right)^2$$

$$= 0.05\left(\frac{0.7112}{0.9421}\right)^3 + \frac{0.4240}{1+2(0.4240)^2}\left(\frac{0.3697}{0.9421}\right)^2 + \frac{0.0445}{1+2(0.0445)^2}\left(\frac{0.4952}{0.9421}\right)^2$$

$$= 0.0818$$

- Dirección "Y"

Radios equivalentes en traslación y rotación

$$R_{h,y} = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{(25m)(16.9m)}{\pi}} = 11.5968m$$

$$R_{r,xx} = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} = \sqrt[4]{\frac{4\left[\frac{(16.9m)(25m)^3}{12}\right]}{\pi}} = 12.9378m$$

Rigidez estática en traslación y rotación

$$K^{o}_{h,y} = \frac{8G_s R_{h,y}}{2-\nu_s}\left(1+\frac{R_{h,y}}{2H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{3R_{h,y}}\right)\left(1+\frac{5D}{4H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(450\frac{t}{m^2}\right)(11.5968m)}{2-0.45}\right]\left[1+\frac{11.5968m}{2(31.8103m)}\right]\left[1+\frac{2(3.2m)}{3(11.5968m)}\right]\left[1 + \frac{5(3.2m)}{4(31.8103m)}\right] = 42,443\frac{t}{m}$$

$$K^{o}_{r,xx} = \frac{8G_s R^3_{r,xx}}{3(1-\nu_s)}\left(1+\frac{R_{r,xx}}{6H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{R_{r,xx}}\right)\left(1+0.71\frac{D}{H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(450\frac{t}{m^2}\right)(12.9378m)^3}{3(1-0.45)}\right]\left[1+\frac{12.9378m}{6(31.8103m)}\right]\left[1+\frac{2(3.2m)}{12.9378m}\right]\left[1 + 0.71\left(\frac{3.2m}{31.8103m}\right)\right] = 8'079,561\frac{t-m}{rad}$$

Frecuencia de interés

$$\omega_y = \frac{2\pi}{\widetilde{T}_{e,y}} = \frac{2\pi}{0.7287s} = 8.6225\frac{rad}{s}$$

Parámetros de frecuencias

$$\eta_{h,y} = \frac{\omega_y R_{h,y}}{V_s} = \frac{8.6225\frac{rad}{s}(11.5968m)}{59.42\frac{m}{s}} = 1.6829$$

$$\eta_{r,xx} = \frac{\omega_y R_{r,xx}}{V_s} = \frac{8.6225\frac{rad}{s}(12.9378m)}{59.42\frac{m}{s}} = 1.8775$$

$$\eta_s = \frac{\pi R_{h,y}}{2H_s} = \frac{\pi(11.5968m)}{2(31.8103m)} = 0.5727$$

$$\eta_p = \frac{\pi R_{r,xx}}{2H_s}\sqrt{\frac{2(1-\nu_s)}{1-2\nu_s}} = \frac{\pi(12.9378m)}{2(31.8103m)}\sqrt{\frac{2(1-0.45)}{1-2(0.45)}} = 2.1189$$

Coeficientes de rigidez

$$k_{h,x} = 1$$

$$\eta_{r,xx} \leq 2.5 \quad \rightarrow \quad k_{r,xx} = 1 - 0.2\eta_{r,yy} = 1 - 0.2(1.8775) = 0.6245$$

Coeficientes de amortiguamiento

$$\eta_{hs} = \frac{\eta_{h,y}}{\eta_s} = \frac{1.6829}{0.5727} = 2.9385 > 1 \quad \rightarrow \quad c_{h,x} = 0.576$$

$$\eta_{rp} = \frac{\eta_{r,xx}}{\eta_p} = \frac{1.8775}{2.1189} = 0.8861 \leq 1 \;\rightarrow\; c_{r,xx} = \frac{0.5\zeta_s\eta_{rp}}{1-\eta_{rp}^2[1-2(\zeta_s)]}$$

$$= \frac{0.5(0.03)(0.8861)}{1-(0.8861)^2[1-2(0.03)]} = 0.0507$$

Rigidez dinámica

$$K_{h,y} = K_{h,y}^o\left[k_{h,y} - 2\zeta_s\eta_{h,y}c_{h,y}\right] = 42,443\frac{t}{m}[1-2(0.03)(1.6829)(0.576)] = 39,974\frac{t}{m}$$

$$K_{r,xx} = K_{r,xx}^0\left[k_{r,xx} - 2\zeta_s\eta_{r,xx}c_{r,xx}\right] = 8'079,561\frac{t-m}{rad}[0.6245-2(0.03)(1.8775)(0.0507)]$$

$$= 4'999,472\frac{t-m}{rad}$$

Amortiguamiento

$$C_{h,y} = \frac{K_{h,y}^o\left[\eta_{h,y}c_{h,y} + 2\zeta_s k_{h,y}\right]}{\omega_y} = \frac{42,443\frac{t}{m}[1.6829(0.576)+2(0.03)(1)]}{8.6225\frac{rad}{s}} = 5,067\frac{t-s}{m}$$

$$C_{r,xx} = \frac{K_{r,xx}^o\left[\eta_{r,xx}c_{r,xx} + 2\zeta_s k_{r,xx}\right]}{\omega_x} = \frac{8'079,561\frac{t-m}{rad}[1.8775(0.0507)+2(0.03)(0.6245)]}{8.6225\frac{rad}{s}}$$

$$= 124,375\frac{t-m-s}{rad}$$

Periodo natural de vibración en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$T_{h,y} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e}{K_{h,y}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(1,965.59\,t)}{39,974\frac{t}{m}}} = 0.3722s$$

$$T_{r,xx} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e(H_e+D)^2}{K_{r,xx}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(1,965.59\,t)[0.7(13.5m)+3.2m]^2}{4'999,472\frac{t-m}{rad}}} = 0.4211s$$

$$\widetilde{T}_{e,y} = \sqrt{T_{e,y}^2 + T_{h,y}^2 + T_{r,xx}^2} = \sqrt{0.4638^2 + 0.3722^2 + 0.4211^2} = 0.7287s$$

Fracción de amortiguamiento crítico en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$\zeta_{h,y} = \frac{\pi C_{h,y}}{\tilde{T}_{e,y} K_{h,y}} = \frac{\pi\left(5,067\frac{t-s}{m}\right)}{0.7287s\left(39,974\frac{t}{m}\right)} = 0.5465$$

$$\zeta_{r,xx} = \frac{\pi C_{r,xx}}{\tilde{T}_{e,y} K_{r,xx}} = \frac{\pi\left(124,375\frac{t-m-s}{rad}\right)}{0.7287s\left(4'999,472\frac{t-m}{rad}\right)} = 0.1072$$

$$\tilde{\zeta}_{e,y} = \zeta_{e,y}\left(\frac{T_{e,y}}{\tilde{T}_{e,y}}\right)^3 + \frac{\zeta_{h,y}}{1+2\zeta_{h,y}^2}\left(\frac{T_{h,y}}{\tilde{T}_{e,y}}\right)^2 + \frac{\zeta_{r,xx}}{1+2\zeta_{r,xx}^2}\left(\frac{T_{r,xx}}{\tilde{T}_{e,y}}\right)^2$$

$$= 0.05\left(\frac{0.4638}{0.7287}\right)^3 + \frac{0.5465}{1+2(0.5465)^2}\left(\frac{0.3722}{0.7287}\right)^2 + \frac{0.1072}{1+2(0.1072)^2}\left(\frac{0.4211}{0.7287}\right)^2$$

$$= 0.1372$$

Tabla 5-22: Resultados de las funciones de impedancia – Edificio cinco niveles 1976

Suelo	$\tilde{T}_{e_x}$ (s)	$\frac{c_x}{c_r}$	$K_{h,x}$ (t/m)	$K_{r,yy}$ $\left(\frac{\text{t-m}}{\text{rad}}\right)$	$C_{h,x}$ $\left(\frac{\text{t-s}}{\text{m}}\right)$	$C_{r,yy}$ $\left(\frac{\text{t-m-s}}{\text{rad}}\right)$	$\tilde{T}_{e,y}$ (s)	$\frac{c_y}{c_r}$	$K_{h,y}$ (t/m)	$K_{r,xx}$ $\left(\frac{\text{t-m}}{\text{rad}}\right)$	$C_{h,y}$ $\left(\frac{\text{t-s}}{\text{m}}\right)$	$C_{r,xx}$ $\left(\frac{\text{t-m-s}}{\text{rad}}\right)$
Zona II												
L-I	0.8941	0.0424	63,061	4,307,390	1,413	41,270	0.6769	0.0999	59,457	5,914,229	7,541	51,409
L-M	0.8493	0.0413	84,302	5,914,285	1,293	52,640	0.6264	0.0916	79,616	8,230,848	8,740	63,242
L-S	0.8220	0.0417	105,483	7,560,091	1,334	64,126	0.5948	0.0853	99,879	10,653,525	9,806	75,070
Zona IIIa												
L-I	0.9278	0.0770	45,542	3,798,935	5,788	41,905	0.7121	0.1151	44,882	5,258,991	5,690	63,339
L-M	0.8758	0.0704	60,963	5,200,226	6,727	51,867	0.6551	0.1042	60,065	7,272,738	6,593	73,630
L-S	0.8437	0.0660	76,442	6,634,113	7,567	61,886	0.6191	0.0961	75,319	9,369,896	7,396	83,749
Zona IIIb												
L-I	0.9421	0.0818	40,534	3,615,348	5,153	48,262	0.7287	0.1372	39,974	4,999,472	5,067	124,375
L-M	0.8872	0.0738	54,250	4,944,284	5,989	56,782	0.6685	0.1176	53,484	6,912,171	5,871	118,849
L-S	0.8531	0.0686	68,016	6,303,534	6,736	65,690	0.6303	0.1054	67,054	8,898,430	6,586	120,023
Zona IIIc												
L-I	0.9488	0.0871	38,533	3,535,728	4,900	63,171	0.7395	0.2044	38,023	4,762,531	4,819	433,518
L-M	0.8925	0.0767	51,568	4,836,596	5,694	66,713	0.6773	0.1778	50,865	6,582,619	5,584	492,301
L-S	0.8575	0.0705	64,651	6,166,096	6,404	73,155	0.6365	0.1349	63,757	8,598,927	6,263	328,290
Zona IIId												
L-I	0.9563	0.1161	36,847	3,430,818	4,687	173,987	0.7460	0.2053	36,365	4,687,792	4,609	423,170
L-M	0.8978	0.0909	49,306	4,716,178	5,446	145,246	0.6826	0.1788	48,643	6,472,675	5,340	480,582
L-S	0.8615	0.0755	61,811	6,036,639	6,125	107,877	0.6421	0.1584	60,974	8,332,695	5,990	528,596

Con los resultados presentados en la tabla 5-22 se construye la figura 5-32, la cual muestra de manera gráfica la variación de periodos y amortiguamientos efectivos.

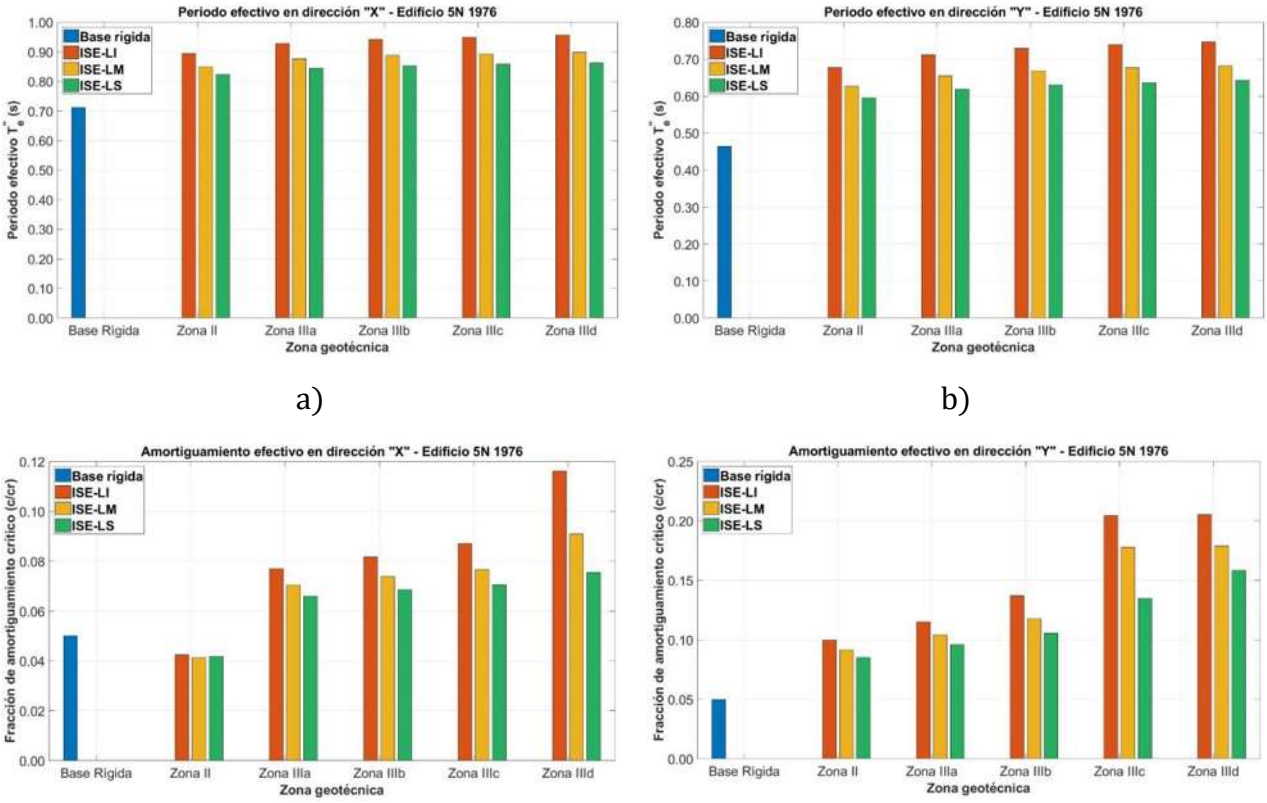
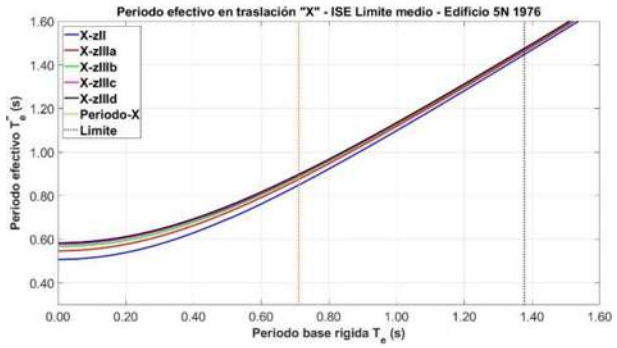
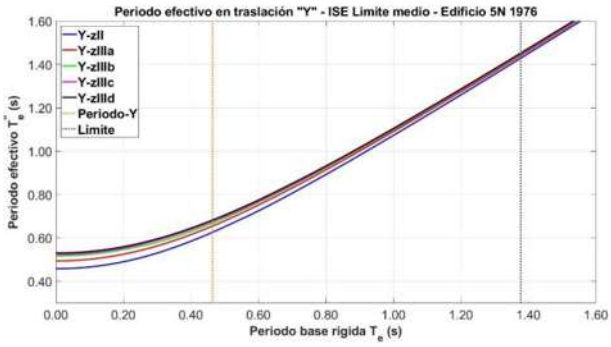


Figura 5-32: Variación del periodo y amortiguamiento efectivo en cada zona geotécnica, a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en dirección "X", d) amortiguamiento efectivo en dirección "Y".

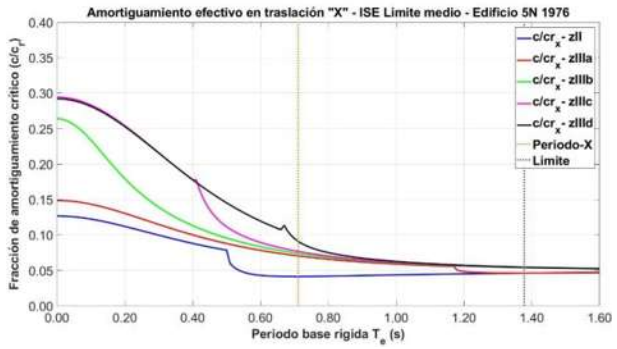
En la figura 5-33 se muestra, para el límite medio de rigidez del suelo, las curvas que definen la variación de los periodos y amortiguamientos efectivos desde un periodo estructural cero hasta el periodo límite donde ya no es necesario considerar la interacción suelo estructura. Como se mencionó anteriormente, esta gráfica es importante ya que nos muestra que conforme la estructura se va dañando (aumento de periodo) el efecto de interacción suelo estructura va disminuyendo dado que el periodo efectivo comienza a acercarse al periodo de base rígida. Adicionalmente, el amortiguamiento efectivo disminuye y tiende al amortiguamiento inherente de la estructura.



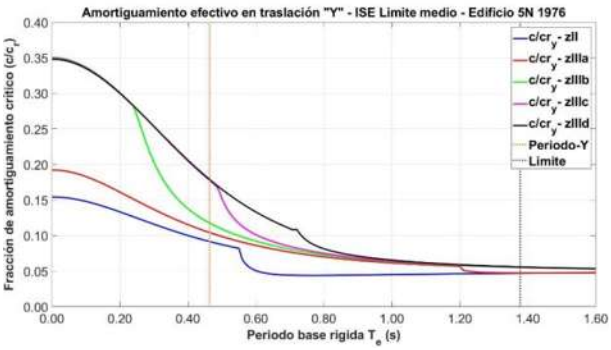
a)



b)



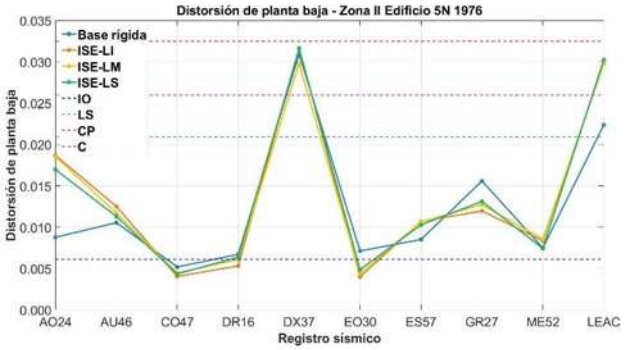
c)



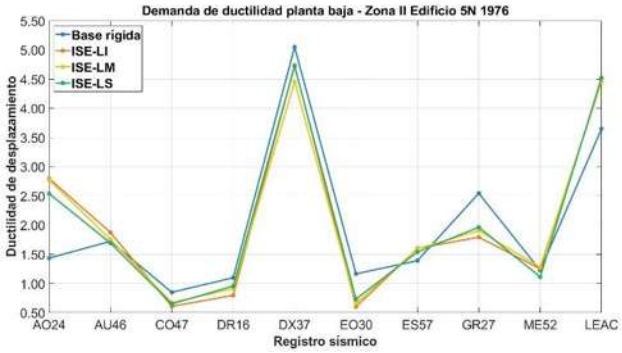
d)

Figura 5-33: Curvas con la variación de periodos y amortiguamientos efectivos para el límite medio de rigidez del suelo. a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en "X", d) amortiguamiento efectivo en "Y"

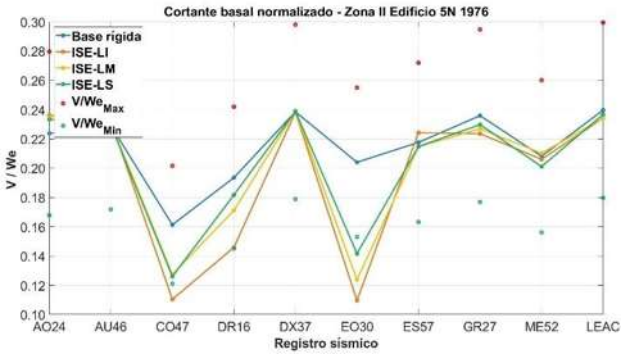
En las figuras 5-34 a 5-38, se presentan las demandas de distorsión angular, ductilidad e índice de daño de planta baja. Así mismo, se grafican los cortantes basales normalizados, acotando el cortante basal máximo y mínimo establecido en la ecuación 2-79, que corresponde a los límites indicados en el código de diseño de 2017.



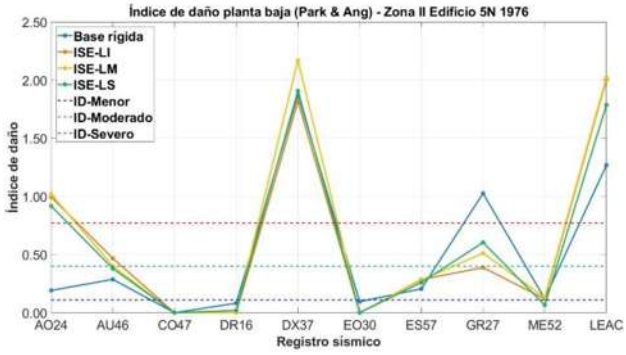
a)



b)

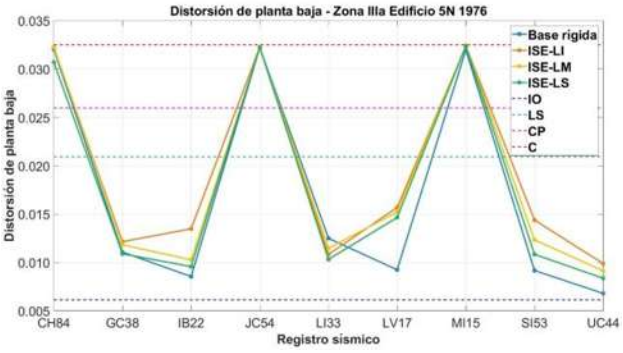


c)

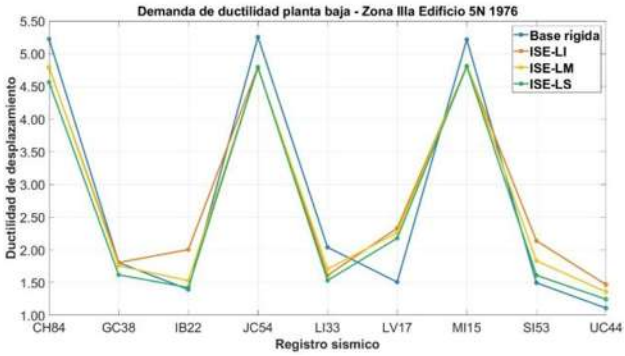


d)

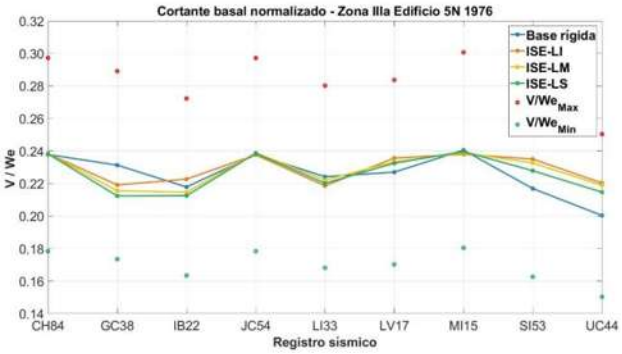
Figura 5-34: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de cinco niveles en zona II. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park-Ang



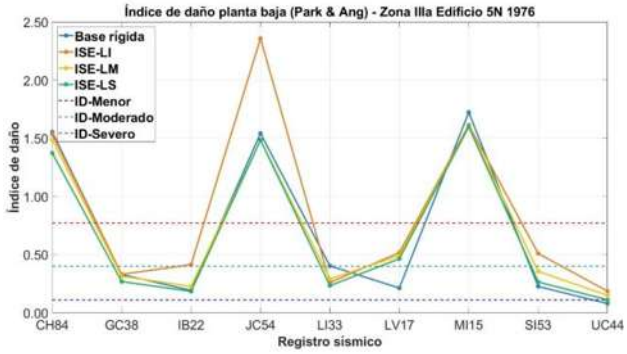
a)



b)

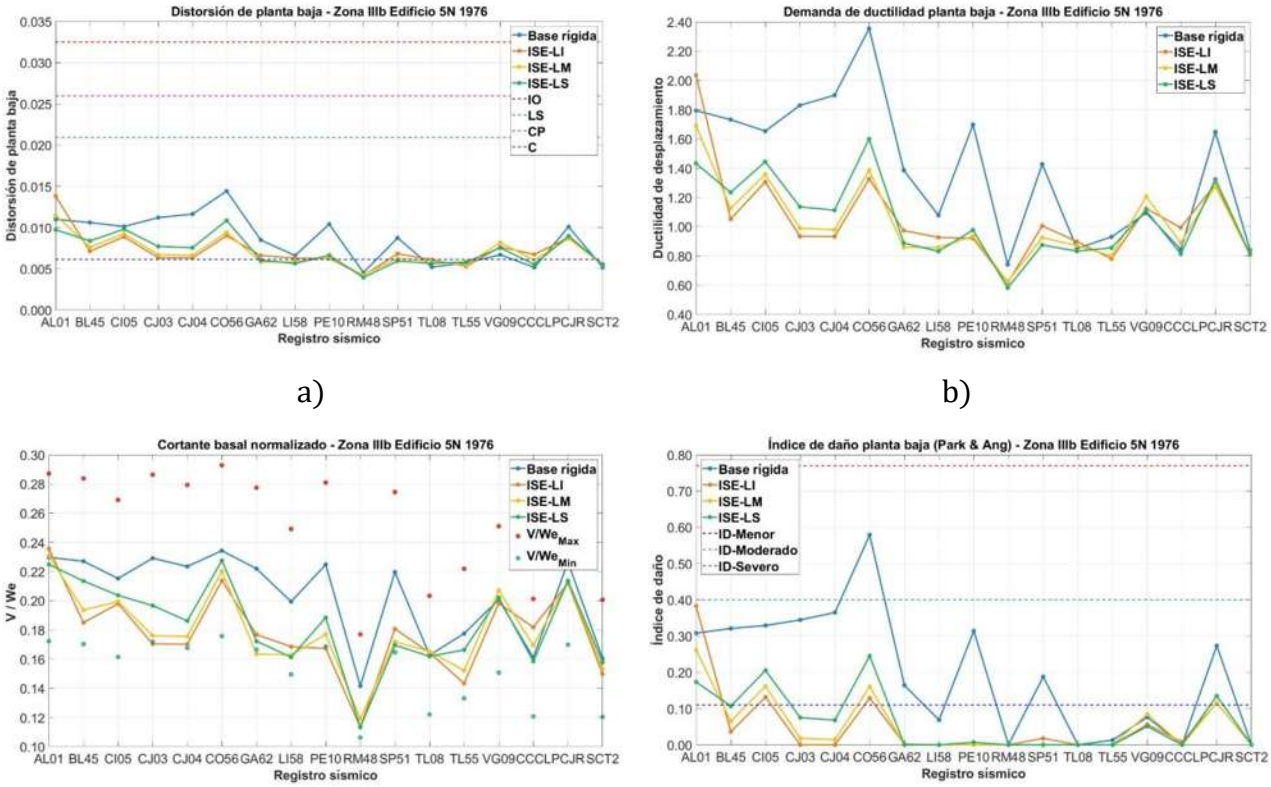


c)



d)

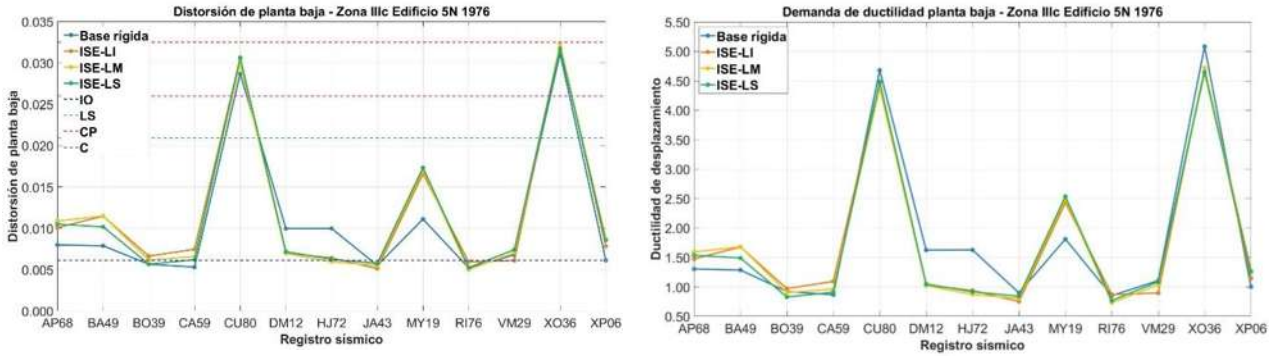
Figura 5-35: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de cinco niveles en zona IIIa. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park-Ang



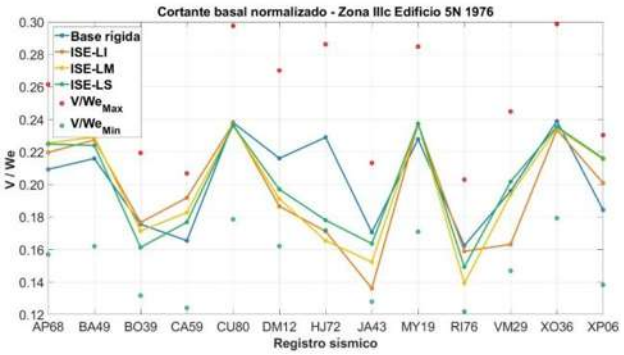
a) b)

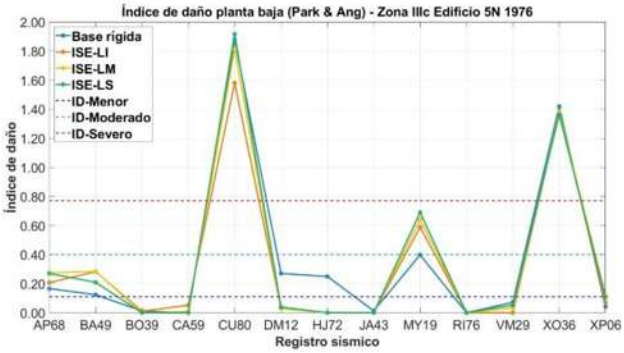
c) d)

Figura 5-36: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de cinco niveles en zona IIIb. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park-Ang



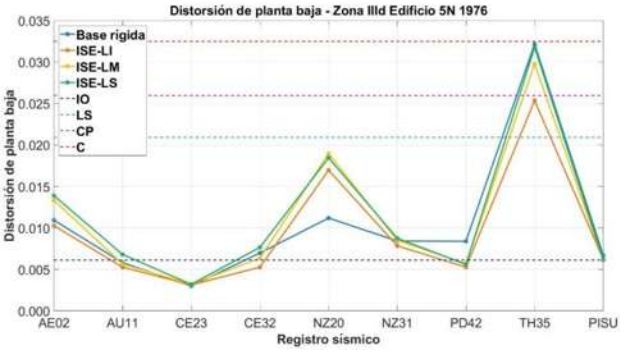
a) b)

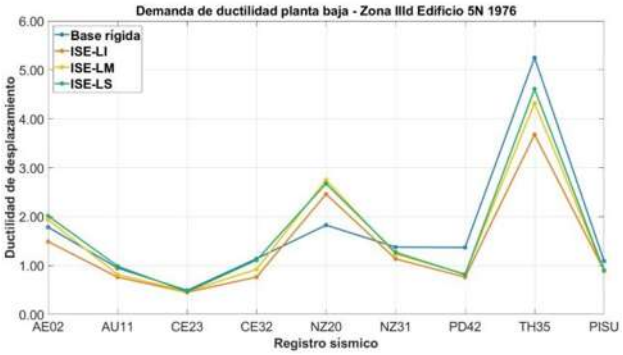




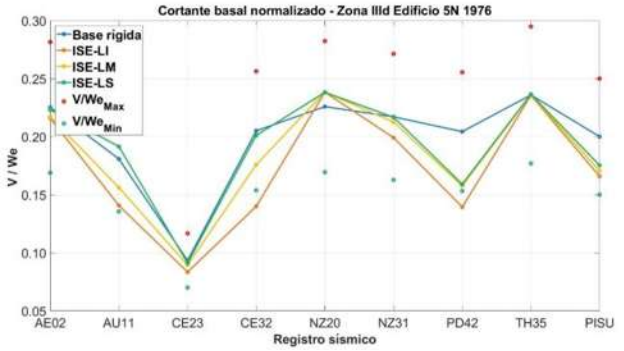
c) d)

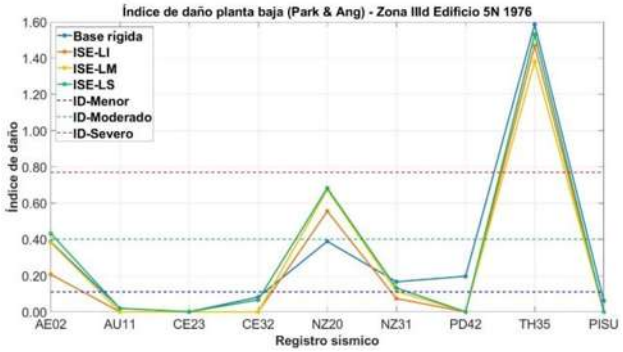
Figura 5-37: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de cinco niveles en zona IIIc. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park-Ang





a) b)

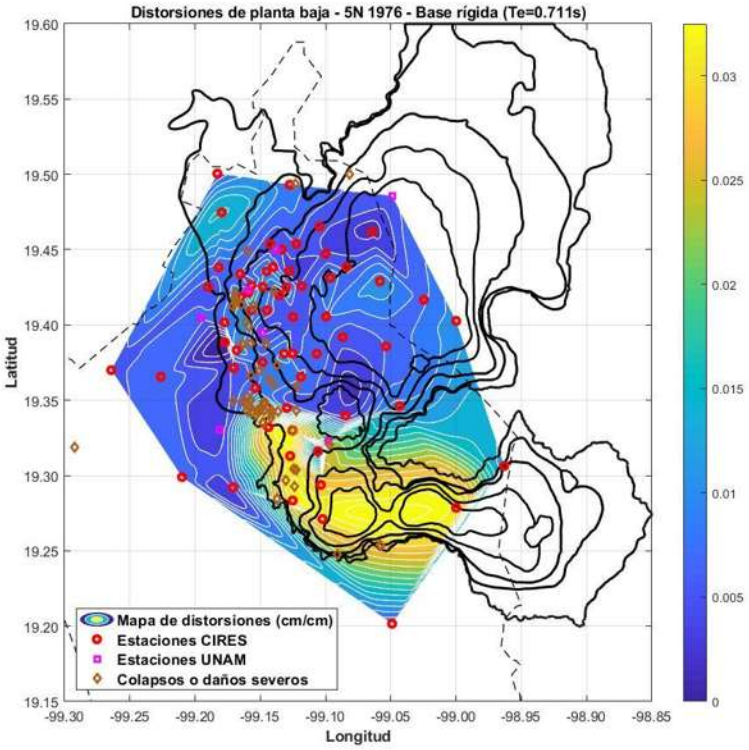




c) d)

Figura 5-38: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de cinco niveles en zona IIId. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park-Ang

a)



b)

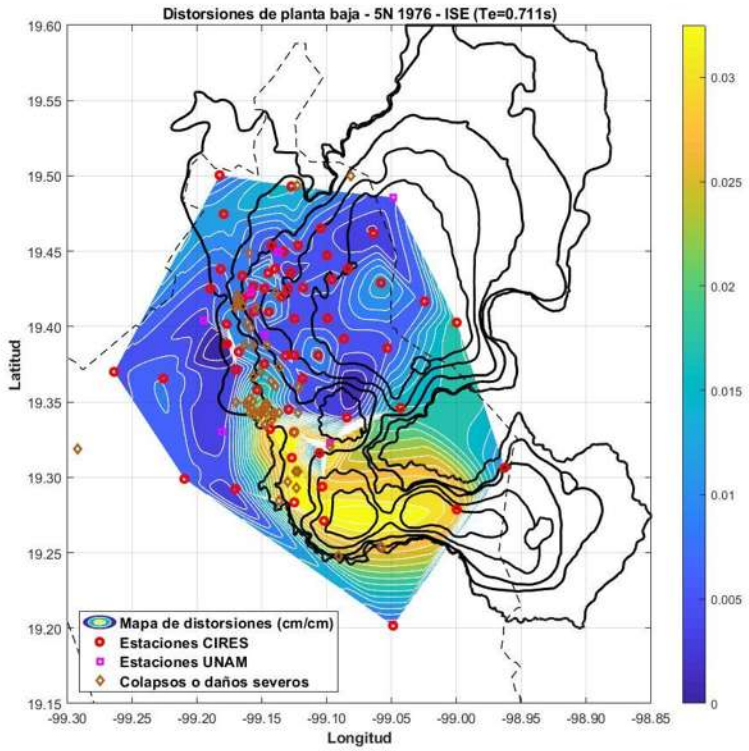
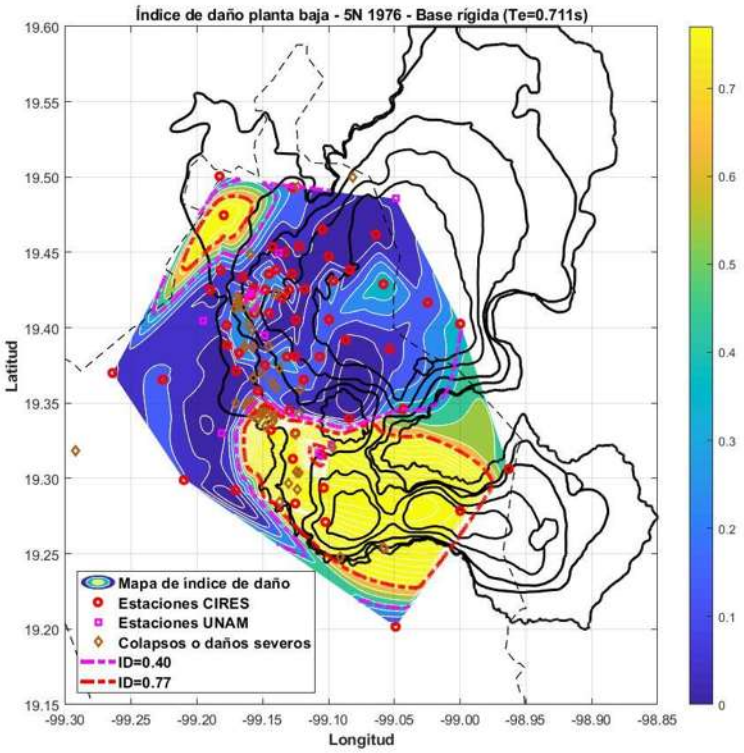


Figura 5-39: Mapa de índice distorsiones de planta baja. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura

a)



b)

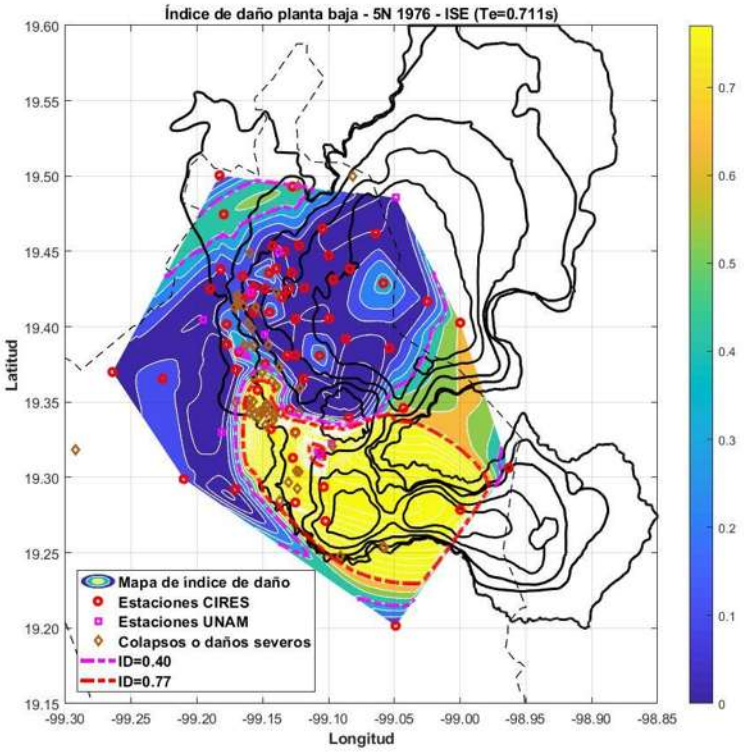
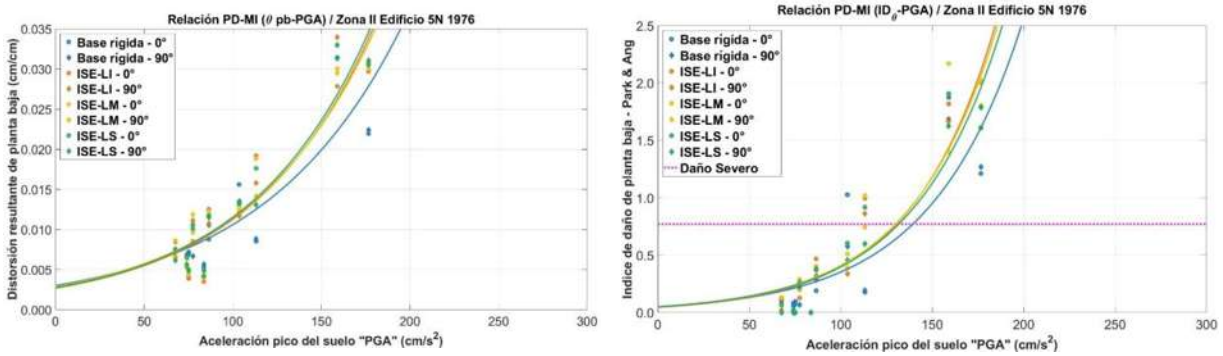


Figura 5-40: Mapa de índice de daño de Park & Ang. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura

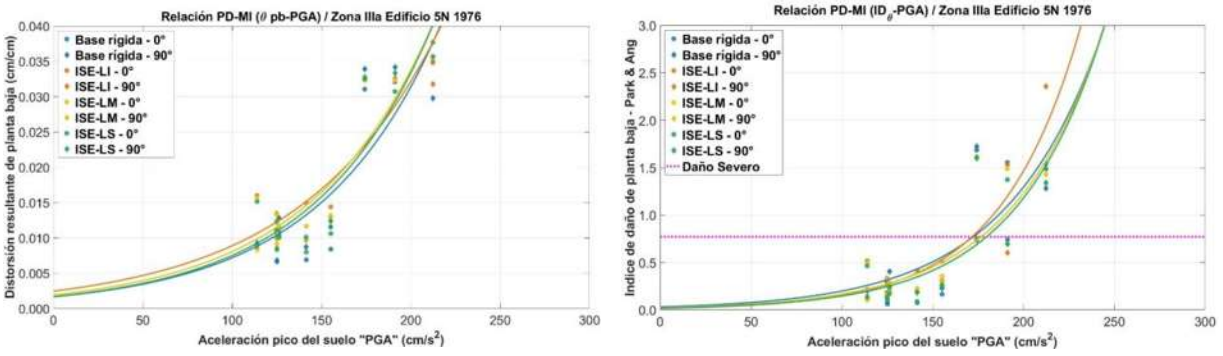
En las figuras 5-39 y 5-40, se presentan de manera gráfica, la distribución de distorsiones y el índice de daño en planta baja a lo largo de la zona instrumentada de la Ciudad de México. En los gráficos se muestra la principal diferencia entre los resultados de base rígida y el promedio de los resultados considerando los tres límites para la interacción suelo estructura.

Las figuras 5-41 y 5-42 muestran curvas de demanda ingenieril de distorsión angular e índice de daño en planta baja con respecto a la aceleración pico del suelo (PGA) y la pseudoaceleración de base rígida Te=0.711s, considerando la base rígida y cada uno de los límites considerados en las propiedades dinámicas del suelo.

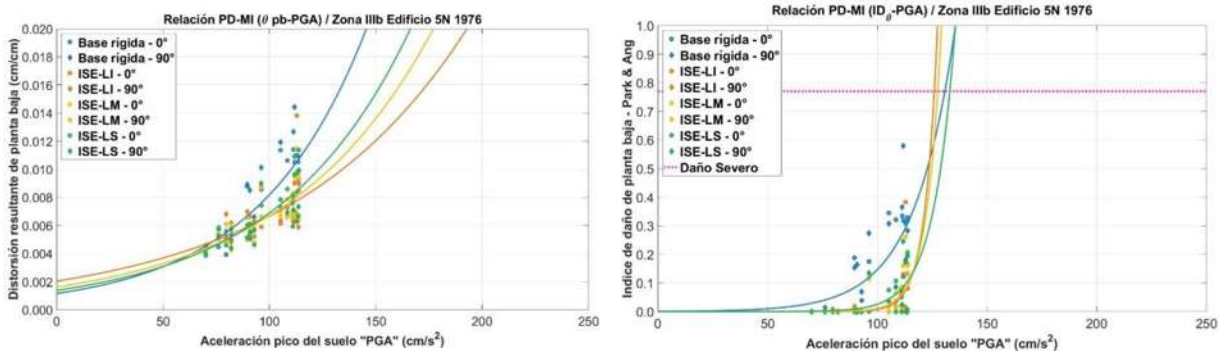
a)



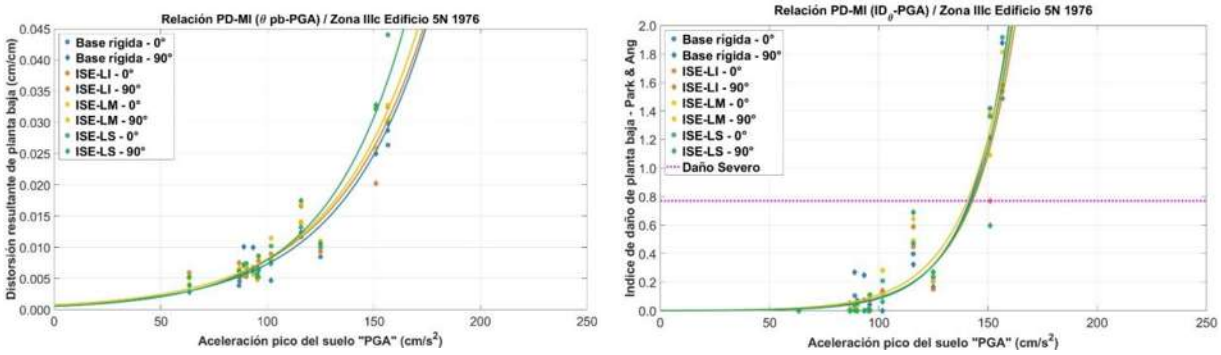
b)



c)



d)



e)

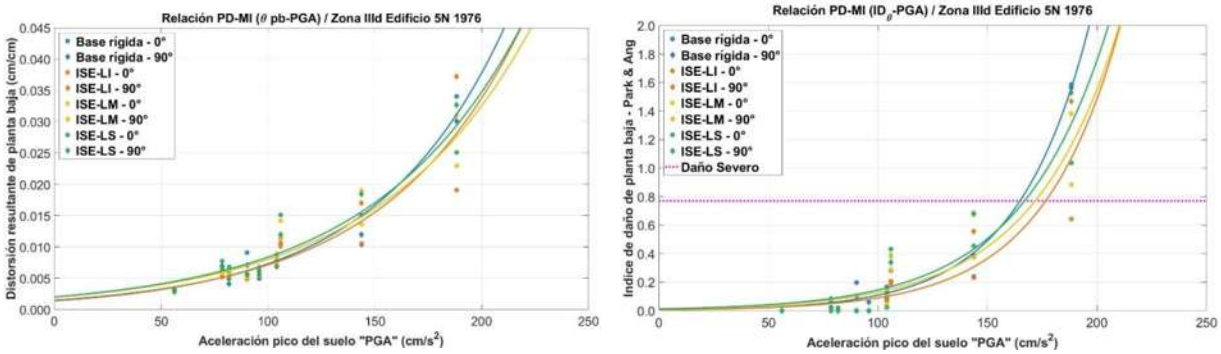
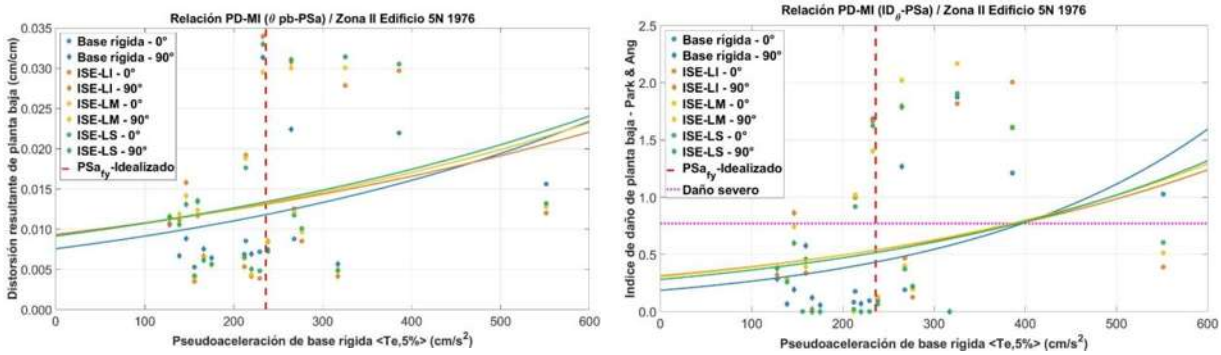
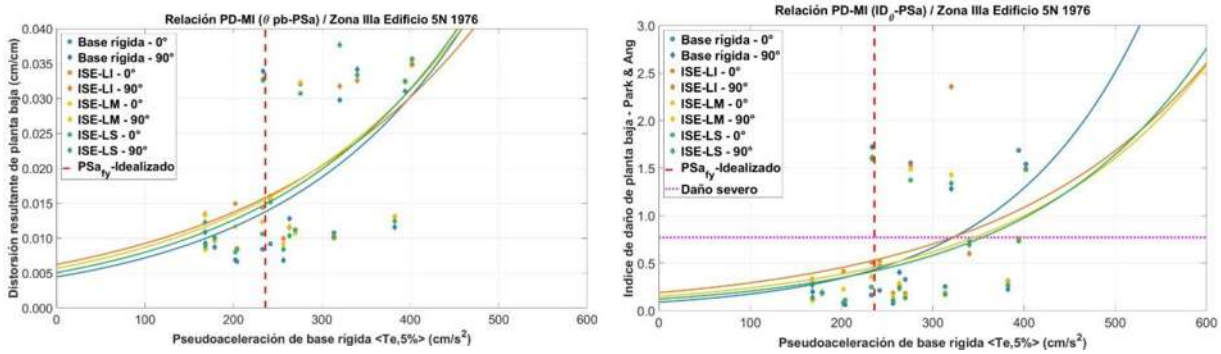


Figura 5-41: Parámetros de demanda ingenieril para distorsión e índice de daño Park & Ang con respecto a la aceleración pico del suelo con media geométrica. a) zona II, b) zona IIIa, c) zona IIIb, d) zona IIIc, e) zona IIId

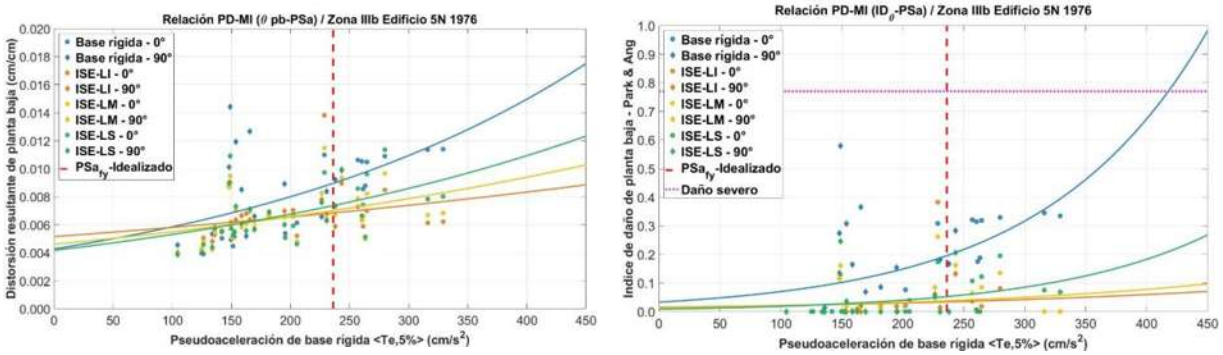
a)



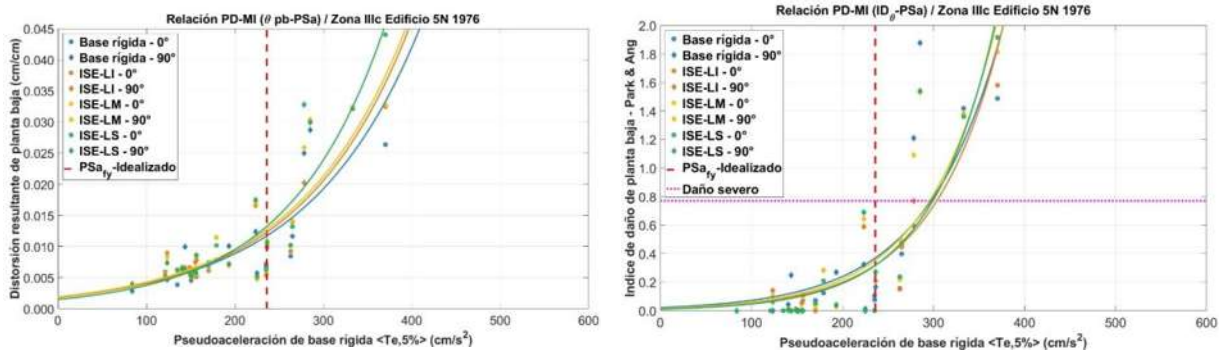
b)



c)



d)



e)

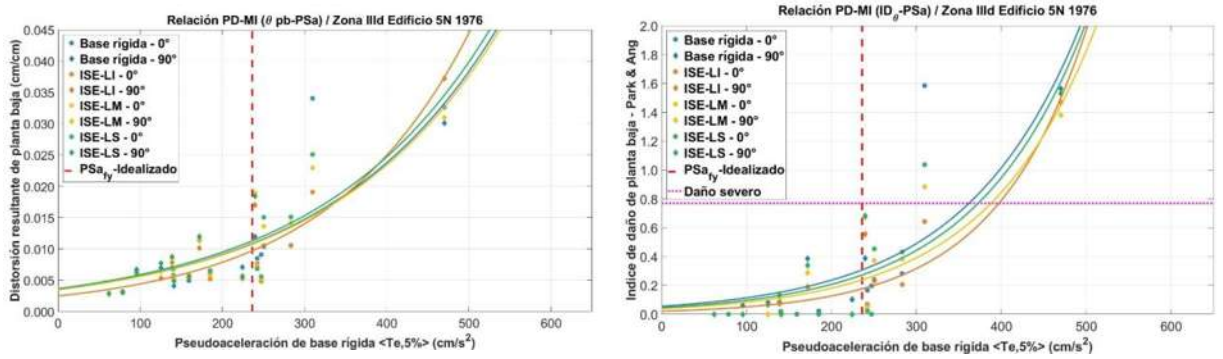


Figura 5-42: Parámetros de demanda ingenieril para distorsión e índice de daño Park & Ang con respecto a la pseudo aceleración en base rígida con media geométrica. a) zona II, b) zona IIIa, c) zona IIIb, d) zona IIIc, e) zona IIId

5.4.3 Edificio de siete niveles

Los parámetros que definen el comportamiento plástico de los elementos del edificio de siete niveles se presentan en las tablas 5-23 a 5-26.

Tabla 5-23: Parámetros plásticos para trabes – Edificio siete niveles 1976

Características generales						Deformaciones y capacidades / Momento positivo					
Elemento	$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	$\frac{\rho'-\rho}{\rho_{bal}}$	Refuerzo	v	L_p (cm)	a (rad)	b (rad)	c	IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
TR-101	-0.126	0.126	C	0.507	30.0	0.0200	0.0400	0.2	0.0050	0.0150	0.0200
TR-104	0.000	0.000	C	0.407	30.0	0.0219	0.0437	0.2	0.0069	0.0164	0.0219
TR-105	-0.165	0.165	C	0.507	37.5	0.0200	0.0400	0.2	0.0050	0.0150	0.0200

Resistencias y ductilidad / Momento positivo					Deformaciones y capacidades / Momento negativo					
M_y (t-m)	M_u (t-m)	φ_y (rad/cm)	μ_φ	α	a (rad)	b (rad)	c	IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
18.34	29.17	4.518E-05	15.76	0.04	0.0187	0.0350	0.2	0.0050	0.0141	0.0187
51.80	66.26	5.221E-05	14.96	0.02	0.0219	0.0437	0.2	0.0069	0.0164	0.0219
55.71	87.48	3.741E-05	15.26	0.04	0.0184	0.0334	0.2	0.0050	0.0138	0.0184

Resistencias y ductilidad / Momento negativo					Degradación cíclica de energía y rigidez					
M_y (t-m)	M_u (t-m)	φ_y (rad/cm)	μ_φ	α	Y	U	L	R	X	FDR
30.91	38.49	5.095E-05	13.26	0.02	0.50	0.35	0.35	0.15	0.15	0
51.80	66.26	5.221E-05	14.96	0.02	0.50	0.35	0.35	0.15	0.15	0
89.62	110.05	4.294E-05	12.40	0.02	0.50	0.35	0.35	0.15	0.15	0

En particular, se realiza el desglose para el cálculo de las propiedades plásticas de la trabe TR-101, como se muestra a continuación

Características generales

Cuantía de acero, esfuerzo cortante y longitud de articulación plástica

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \cdot \frac{E_s \varepsilon_c \beta_1}{E_s \varepsilon_c + f_y} = \frac{0.85\left(250 \frac{Kg}{cm^2}\right)}{4200 \frac{Kg}{cm^2}} \cdot \frac{2'040,000 \frac{Kg}{cm^2}(0.003)(0.85)}{2'040,000 \frac{Kg}{cm^2}(0.003) + 4200 \frac{Kg}{cm^2}} = 0.0255$$

$$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} = \frac{0.0044 - 0.0076}{0.0255} = -0.1255 \quad \rightarrow \quad \frac{\rho'-\rho}{\rho_{bal}} = 0.1255$$

$$v = \frac{V_{max}}{3.1 b d \sqrt{f'_c}} = \frac{44,731\ Kg}{3.1(30)(60)\sqrt{250 \frac{Kg}{cm^2}}} = \frac{44,731\ Kg}{88,228\ Kg} = 0.5070$$

$$L_p = 0.5d = 0.5(60cm) = 30cm$$

El momento y curvatura de fluencia se obtienen de un diagrama momento curvatura. La curvatura última propuesta se asocia al punto "C" ilustrado en la figura 5-2.

Características momento positivo

Momento y curvatura de fluencia

$$M_y = 18.34\ t-m\ ;\ \phi_y = 4.518E-05\ ;$$

Relación de cuantías y esfuerzo cortante para la determinación de parámetros plásticos

$$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} \leq 0.0\ ;\ v_2 \geq 0.50\ ;\ a = 0.02\ ;\ b = 0.04\ ; c = 0.2$$

Determinación de los estados límite

$$IO = 0.005\ ;\ LS = 0.015\ ; CP = 0.02$$

Completando los parámetros plásticos

$$\varphi_u = \frac{\theta_a}{L_p} + \varphi_y = \frac{0.02\ rad}{30cm} + 4.518E-05\frac{rad}{cm} = 7.118-04\frac{rad}{cm}$$

$$\mu_\phi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{7.118E-04\frac{rad}{cm}}{4.518E-05\frac{rad}{cm}} = 15.76$$

$$K_e = \frac{M_y}{\varphi_y} = \frac{18.34\ t-m}{4.518E-05\frac{rad}{cm}} = 405,932\frac{t-m-cm}{rad}$$

$$M_u = \alpha K_e(\varphi_u - \varphi_y) + M_y = 0.04(405,932)(7.118E-04-4.518E-05) + 18.34 = 29.17\ t-m$$

Características momento negativo

$$M_y = 30.91\ t-m\ ;\ \phi_y = 5.095E-05\ ;$$

Interpolando linealmente para la relación de cuantías menores a cero

$$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1 \leq 0.0\ ;\ v_1 \leq 0.50\ ;\ a_1 = 0.02\ ;\ b_1 = 0.04\ ; IO_1 = 0.005\ ; LS_1 = 0.0150\ ; CP_1 = 0.02$$

$$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1 \leq 0.50\ ;\ v_2 \geq 0.50\ ;\ a_2 = 0.015\ ;\ b_2 = 0.02\ ; IO_2 = 0.005\ ;\ LS_2 = 0.0113\ ; CP_2 = 0.015$$

$$a = \frac{a_2-a_1}{\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + a_1 = \frac{0.015-0.02}{0.50-0}(0.1255-0) + 0.02 = 0.0187$$

$$b = \frac{b_2 - b_1}{\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + b_1 = \frac{0.02 - 0.04}{0.50 - 0}(0.1255 - 0) + 0.04 = 0.0350$$

$$c = 0.2$$

Interpolando linealmente para obtener los estados límite para la relación de cuantías en cuestión

$$IO = \frac{IO_2 - IO_1}{\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + IO_1 = \frac{0.005 - 0.005}{0.50 - 0}(0.1255 - 0) + 0.005 = 0.005$$

$$LS = \frac{LS_2 - LS_1}{\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + LS_1 = \frac{0.0113 - 0.015}{0.50 - 0}(0.1255 - 0) + 0.015 = 0.0141$$

$$CP = \frac{CP_2 - CP_1}{\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + CP_1 = \frac{0.015 - 0.02}{0.50 - 0}(0.1255 - 0) + 0.02 = 0.0187$$

Completando los parámetros plásticos

$$\varphi_u = \frac{\theta_a}{L_p} + \varphi_y = \frac{0.0187\ rad}{30cm} + 5.095E-05\frac{rad}{cm} = 6.743E-04\frac{rad}{cm}$$

$$\mu_\phi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{6.743E-04\frac{rad}{cm}}{5.095E-05\frac{rad}{cm}} = 13.26$$

$$K_e = \frac{M_y}{\varphi_y} = \frac{30.91\ t-m}{5.095E-05\frac{rad}{cm}} = 606,673\frac{t-cm-m}{rad}$$

$$M_u = \alpha K_e(\varphi_u - \varphi_y) + M_y = 0.02(606,673)(6.743E-04 - 5.095E-05) + 30.91 = 38.47\ t-m$$

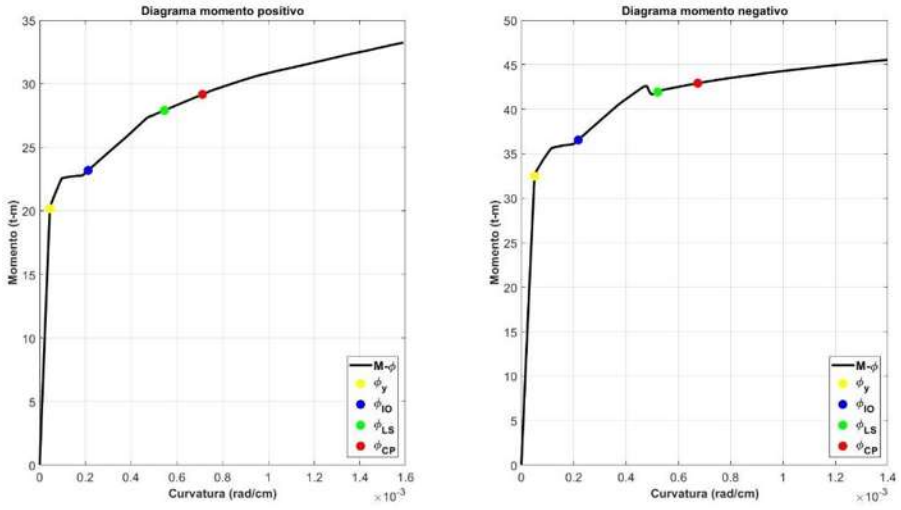


Figura 5-43: Relación momento curvatura para trabe TR-101 y estados límites propuestos

Por su parte, para ilustrar el proceso de obtención de los parámetros plásticos para las columnas, se elige la columna C-ESQ como ejemplo, desglosándose en las siguientes expresiones.

Tabla 5-24: Parámetros plásticos para columnas – Edificio siete niveles 1976

Características generales						Deformaciones y capacidades / Momento M3-M2					
Elemento	$\frac{P_u}{A_g f'_c}$	ρ_l	$\rho_{t,eff}$	$\frac{V_y}{V_{col}}$	L_p (cm)	a (rad)	b (rad)	c	IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
C-ESQ	0.100	0.0208	0.0063	0.50	20.00	0.0250	0.0600	0.20	0.0001	0.0188	0.0250
C-BOR	0.200	0.0191	0.0063	0.51	20.00	0.0250	0.0600	0.16	0.0001	0.0188	0.0250
C-CEN	0.325	0.0191	0.0063	0.52	20.00	0.0205	0.0520	0.11	0.0001	0.0154	0.0205

Parámetros de la superficie de fluencia											
a_t (cm)	a_c (cm)	$M_{b,u}$ (t-m)	$P_{b,u}$ (t)	$\frac{P_{b,u}}{P_{c,u}}$	$P_{c,u}$ (t)	$P_{t,u}$ (t)	α_{P_c}	α_{P_t}	β_{P-M}	γ_{M-M}	$\frac{F_y}{F_u}$
33.00	6.00	46.62	129.50	0.2964	-436.89	176.90	1.50	1.80	1.10	1.19	0.7802
33.00	6.00	40.78	130.52	0.3071	-424.97	162.29	1.50	1.80	1.10	1.21	0.8559
33.00	6.00	38.52	130.52	0.3071	-424.97	162.29	1.50	1.80	1.10	1.21	0.9305

Ductilidad			Degradación cíclica de energía y rigidez					
φ_y (rad/cm)	μ_φ	α	Y	U	L	R	X	FDR
8.876E-05	15.08	0.0200	0.65	0.55	0.55	0.20	0.20	0
9.541E-05	10.10	0.0125	0.65	0.55	0.55	0.20	0.20	0
1.030E-04	7.92	0.0075	0.65	0.55	0.55	0.20	0.20	0

Características generales

Características

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} = \frac{40,500\ Kg}{(2,2025cm^2)\left(250\frac{Kg}{cm^2}\right)} = 0.08 < 0.1 \therefore \rightarrow \frac{P_u}{A_g f'_c} = 0.1$$

$$\rho_l = \frac{42.12\ cm^2}{2,025cm^2} = 0.0208\ ; \rho_t = 0.0126 \geq 0.0075 \therefore \rightarrow \rho_t = 0.0075$$

$$V_{col} = \frac{A_v f_{y,t} d}{s} + 0.8 A_g \left(\frac{1.60\sqrt{f'_c}}{\frac{M_u}{V_u} d} \sqrt{1 + \frac{N_u}{1.60 A_g \sqrt{f'_c}}} \right)$$

$$= \frac{2.84cm^2\left(4200\frac{Kg}{cm^2}\right)(40cm)}{20cm} + 0.8(2,2025cm^2)\left(\frac{1.60\sqrt{250\frac{Kg}{cm^2}}}{2} \sqrt{1+0} \right)$$

$$= 44,348\ Kg$$

$$\frac{V_y}{V_{col}} = \frac{22,174\ Kg}{44,348\ Kg} = 0.50$$

$$L_p = 0.5d = 0.5(40cm) = 20cm$$

Construcción de la curva momento rotación

$$a = \frac{1}{8} \cdot \frac{\rho_t f_{y,t}}{\rho_l f_{y,l}} = \frac{1}{8} \cdot \frac{0.0075\left(4200 \frac{Kg}{cm^2}\right)}{0.0208\left(4200 \frac{Kg}{cm^2}\right)} = 0.0451 > 0.025 \therefore \rightarrow a = 0.025$$

$$b = 0.012 - 0.085 \frac{N_u}{A_g f'_c} + 12\rho_t = 0.012 - 0.085(0.1) + 12(0.0075) = 0.0935 > 0.06 \therefore \rightarrow b = 0.06$$

$$c = 0.24 - 0.4 \frac{N_u}{A_g f'_c} = 0.24 - 0.4(0.1) = 0.20$$

$$IO = 0.0001$$

$$LS = 0.0188$$

$$CP = 0.025$$

Parámetros plásticos

$$M_y = 31.92\ t - m\ ; \varphi_y = 8.876E - 05 \frac{rad}{cm}$$

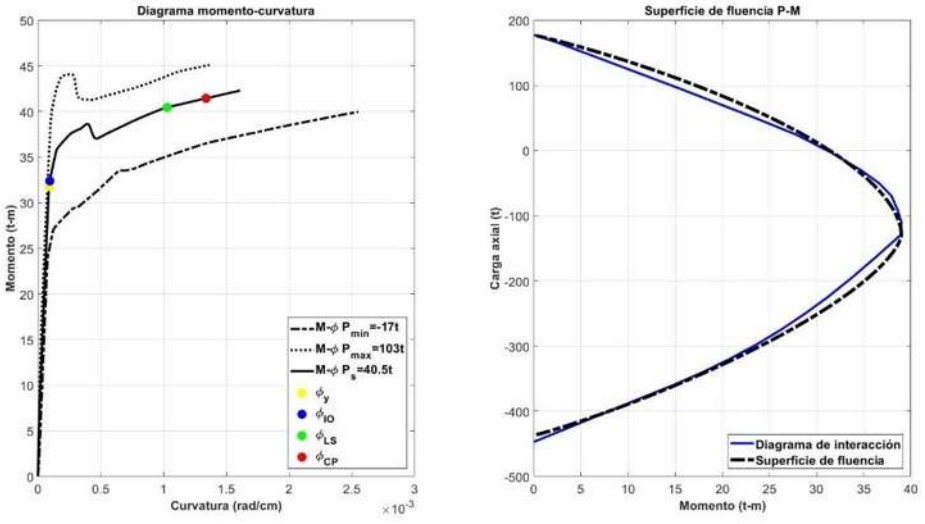
$$\varphi_u = \frac{\theta_a}{L_p} + \varphi_y = \frac{0.025}{20cm} + 8.876E - 04 \frac{rad}{cm} = 1.339E - 03 \frac{rad}{cm}$$

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{1.339E - 03}{8.876E - 05} = 15.08$$

$$K_e = \frac{M_y}{\varphi_y} = \frac{31.92\ t - m}{8.876E - 05 \frac{rad}{cm}} = 359,621 \frac{Ton - m - cm}{rad}$$

$$M_u = \alpha K_e(\varphi_u + \varphi_y) + M_y = 0.02(359,621)(1.339E - 03 - 8.876E - 05) + 31.92 = 40.91\ t - m$$

$$\frac{M_y}{M_u} = \frac{F_y}{F_u} = \frac{31.92\ t - m}{40.91\ t - m} = 0.7802$$



a) b)

Figura 5-44: Relación momento curvatura y superficie de fluencia para columna de esquina. a) Momento curvatura y estados límite propuestos, b) Diagrama de interacción y superficie de fluencia propuesta

Para definir el comportamiento elástico y plástico para modelar los muros de relleno mediante la diagonal equivalente, se procede a desglosar el elemento "P-2" de la siguiente manera.

Tabla 5-25: Parámetros plásticos para muros de relleno – Edificio siete niveles 1976

Características generales					Deformaciones y capacidades						
Elemento	A_{eq} (cm^2)	σ_y $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	σ_{max} $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	Falla	α	a (cm/cm)	b (cm/cm)	c	IO (cm/cm)	LS (cm/cm)	CP (cm/cm)
P-1	1552.05	7.9520	9.9051	AP	0.143	0.00144	0.00291	0.2	0.00054	0.00099	0.00144
P-2	2293.80	9.3591	9.7120	AP	0.304	0.00070	0.00227	0.2	0.00064	0.00067	0.00070
P-3	2088.15	9.1203	9.7472	AP	0.248	0.00078	0.00244	0.2	0.00062	0.00070	0.00078

Degradación cíclica de energía y rigidez					
Y	U	L	R	X	FDR
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0

Características generales

Determinación de la diagonal equivalente

$$l_d = \sqrt{H_m^2 + L_m^2} = \sqrt{(255cm)^2 + (556cm)^2} = 611.69cm$$

$$\theta_d = \tan^{-1}\left(\frac{H_m}{L_m}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{255cm}{556cm}\right) = 24.64°$$

$$\ell_c = \frac{\pi}{2}\left(\frac{4E_f I_c H_m}{E_m t \sin 2\theta_d}\right)^{\frac{1}{4}} = \frac{\pi}{2}\left[\frac{4\left(158{,}114\,\frac{Kg}{cm^2}\right)(341{,}719cm^4)(255cm)}{15{,}000\,\frac{Kg}{cm^2}\,(15cm)(\sin 2(24.64°))}\right]^{\frac{1}{4}} = 210.61cm$$

$$\ell_v = \pi\left(\frac{4E_f I_v L_m}{E_m t \sin 2\theta_d}\right)^{\frac{1}{4}} = \pi\left[\frac{4\left(158{,}114\,\frac{Kg}{cm^2}\right)(800{,}990cm^4)(556cm)}{15{,}000\,\frac{Kg}{cm^2}\,(15cm)(\sin 2(24.64°))}\right] = 633.33cm$$

$$b_d = \frac{1}{2}\sqrt{\ell_c^2 + \ell_v^2} \le \frac{l_d}{4} \;\; ; \;\; b_d = \frac{1}{2}\sqrt{(210.61cm)^2 + (633.33cm)^2} \le \frac{611.69cm}{4} \; ; b_d = 333.72cm > 152.92cm$$

$$b_d = 152.92cm$$

$$A_{eq} = t b_d = 15cm(152.92cm) = 2{,}293.80cm^2$$

Determinación de resistencias

$$V_{R,td} = 0.5 v'_m A_T f = 0.5\left(3.5\,\frac{Kg}{cm^2}\right)(561cm)(15cm)(1.33) = 19.53\,t$$

$$V_{R,ap} = 0.4 f'_m b_d t \cos\theta_d = 0.4\left(25\,\frac{Kg}{cm^2}\right)(2{,}293.80cm^2)(\cos(24.64°)) = 20.85t$$

$$V_{R,de} = \frac{0.4 v'_m A_T}{1 - 0.9\tan\theta_d} = \frac{0.4\left(3.5\,\frac{Kg}{cm^2}\right)(8{,}340cm^2)}{1 - 0.9\tan(24.64°)} = 19.88t$$

$$\sigma_y = \frac{V_y}{A_{eq}\cos\theta_d} = \frac{19{,}530Kg}{2{,}293.80cm^2(\cos(24.64°))} = 9.3591\frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{A_{eq}\cos\theta_d} = \frac{19880Kg}{2{,}293.80cm^2(\cos(24.64°))} = 9.5305\frac{Kg}{cm^2}$$

Determinación de deformaciones

$$\varepsilon_y = \frac{V_y}{A_{eq}E_m\cos\theta_d} = \frac{19{,}530\ Kg}{2{,}293.80cm^2\left(15{,}000\frac{Kg}{cm^2}\right)(\cos(24.64°))} = 0.00062$$

$$\theta_y = \frac{\sqrt{\left[l_d(\varepsilon_y+1)\right]^2 - (H_m)^2} - L_m}{H_m} = \frac{\sqrt{[611.69cm(0.00062+1)]^2 - (255cm)^2} - 556cm}{255cm} = 0.00165$$

$$\theta_m = \frac{\theta_{m1}-\theta_y}{V_{m1}-V_y}(V_u - V_y) + \theta_y = \frac{0.003 - 0.00165}{19.53t(1.25-1)}(19.88t - 19.53t) + 0.00165 = 0.00175$$

$$a = \varepsilon_m = \frac{\sqrt{H_m^2 + (L_m + H_m\theta_m)^2}}{l_d} - 1 = \frac{\sqrt{(255cm)^2 + [556cm + 255(0.00175)]^2}}{611.69cm} - 1 = 0.00066$$

$$b = \varepsilon_u = \frac{\sqrt{H_m^2 + (L_m + H_m\theta_u)^2}}{l_d} - 1 = \frac{\sqrt{(255cm)^2 + [556cm + 255(0.006)]^2}}{611.69cm} - 1 = 0.00227$$

$$c = 0.2$$

Parámetros de aceptación

$$IO = \varepsilon_y = 0.0062$$

$$LS = \frac{\varepsilon_m + \varepsilon_y}{2} = \frac{0.00066 + 0.00062}{2} = 0.00064$$

$$CP = \varepsilon_m = 0.00066$$

Tabla 5-26: Parámetros plásticos para muros de mampostería – Edificio siete niveles 1976

Elemento		Resistencias y deformaciones						Capacidades		
Nivel	Dirección	σ_y $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	σ_{max} $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	σ_u $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	θ_y (cm/cm)	θ_{max} (cm/cm)	θ_u (cm/cm)	IO (cm/cm)	LS (cm/cm)	CP (cm/cm)
N6	X	2.5507	3.1883	2.0405	0.00085	0.00300	0.00500	0.00085	0.00225	0.00420
N5	X	3.0594	3.8243	2.4475	0.00102	0.00300	0.00500	0.00102	0.00225	0.00420
N4	X	3.5667	4.4584	2.8534	0.00119	0.00300	0.00500	0.00119	0.00225	0.00420
N3	X	4.0630	5.0788	3.2504	0.00135	0.00300	0.00500	0.00135	0.00225	0.00420
N2	X	4.4969	5.6211	3.5975	0.00150	0.00300	0.00500	0.00150	0.00225	0.00420
N1	X	4.7215	5.9019	3.7772	0.00157	0.00300	0.00500	0.00157	0.00225	0.00420
N6	Y	2.7959	3.4949	2.2367	0.00093	0.00300	0.00500	0.00093	0.00225	0.00420
N5	Y	3.2635	4.0794	2.6108	0.00109	0.00300	0.00500	0.00109	0.00225	0.00420
N4	Y	3.7350	4.6687	2.9880	0.00124	0.00300	0.00500	0.00124	0.00225	0.00420
N3	Y	4.2200	5.2750	3.3760	0.00141	0.00300	0.00500	0.00141	0.00225	0.00420
N2	Y	4.7494	5.9368	3.7995	0.00158	0.00300	0.00500	0.00158	0.00225	0.00420
N1	Y	5.4137	6.7671	4.3310	0.00180	0.00300	0.00500	0.00180	0.00225	0.00420

Degradación cíclica de energía y rigidez					
Y	U	L	R	X	FDR
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0

Por último, se procede a desglosar el cálculo para determinar el comportamiento de los muros de mampostería confinados, en este caso, se eligen los muros en dirección global "X" del primer nivel.

Características generales

Determinación de los esfuerzos de fluencia, máximo y último

$$V_{y,N1X} = \sum_{i=1}^{n} f_i\left(0.5v'_m A_{T,i} + 0.3P_i\right) = 773.38\ t$$

$$\sigma_y = \frac{\sum_{i=1}^{n} f_i\left(0.5v'_m A_{T,i} + 0.3P_i\right)}{\sum_{i=1}^{n} A_{T,i}} = \frac{773{,}380\ Kg}{163{,}800\ cm^2} = 4.7215\ \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{max} = 1.25\sigma_y = 1.25\left(4.7215\ \frac{Kg}{cm^2}\right) = 5.9019\ \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma_u = 0.8\sigma_y = 0.8\left(4.7215\ \frac{Kg}{cm^2}\right) = 3.7772\ \frac{Kg}{cm^2}$$

Determinación de las distorsiones de fluencia, máxima y última

$$\theta_y = \frac{\sigma_y}{G_m} = \frac{4.7215\ \frac{Kg}{cm^2}}{3{,}000\ \frac{Kg}{cm^2}} = 0.00157$$

$$\theta_{max} = 0.003$$

$$\theta_u = 0.005$$

$$IO = \theta_y = 0.00157$$

$$LS = 0.0022$$

$$CP = 0.0044$$

Tabla 5-27: Relación para considerar la interacción inercial – Edificio siete niveles 1976

Profundidad del suelo		L-I			L-M			L-S		
		G_s	450	(t/m^2)	G_s	600	(t/m^2)	G_s	750	(t/m^2)
Zona	H_s (m)	T_s (s)	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	T_s (s)	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	T_s (s)	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$
Zona II	11.881	0.800	0.909	0.666	0.693	1.049	0.769	0.620	1.173	0.859
Zona IIIa	21.871	1.472	0.909	0.666	1.275	1.049	0.769	1.141	1.173	0.859
Zona IIIb	31.810	2.142	0.909	0.666	1.855	1.049	0.769	1.659	1.173	0.859
Zona IIIc	39.231	2.641	0.909	0.666	2.287	1.049	0.769	2.046	1.173	0.859
Zona IIId	49.130	3.307	0.909	0.666	2.864	1.049	0.769	2.562	1.173	0.859

Nuevamente, de acuerdo con lo estipulado en el capítulo 2, se deben aplicar la ecuación 2-27 para determinar si es necesario incluir los efectos inerciales de interacción suelo estructura (Tabla 5-27). Los parámetros empleados para los cálculos son los siguientes; periodo en cada dirección principal $T_{e,x}$=0.8008s, $T_{e,y}$=0.5865s, altura efectiva H_e=0.7H_T=13.09m, peso efectivo W_e=0.7W_T=1959.39t. Los demás parámetros se obtienen de los datos estipulados en el capítulo 4. La tabla 5-27 muestra en todos los casos, que la relación del producto cruzado de la altura y el periodo tiene un valor menor a 2.5, por ello, los efectos de interacción inercial deben ser considerados.

En la reglamentación actual no existe una relación para cimentaciones combinadas a base de cajones y pilotes de fricción la cual estipule el límite para considerar o despreciar los efectos cinemáticos del movimiento. En las Normas Técnicas Complementarias (NTC CDMX-Sismo, 2020), en específico el inciso 8.1, se indica en los comentarios, como ya se mencionó anteriormente, que para las estructuras desplantadas en la Ciudad de México es conservador emplear solo el análisis de interacción inercial, particularmente cuando efectos de sitio son determinados para el movimiento de entrada a través del uso del SASID. Sin embargo,

adicionalmente se redacta que el uso de cajones de gran profundidad o cimentaciones que perturben el movimiento efectivo, deberán incluirse los efectos cinemáticos empleando métodos cuya validez sean aceptados. El método propuesto es el método de Kausel presentado en las ecuaciones 2-18 y 2-19 de este trabajo (Apéndice A.1 de las normas), el cual se desarrolló para cimentaciones tipo cajón.

El documento desarrollado por el Programa Nacional de Reducción de Amenazas Sísmicas (NEHRP, 2012) dedicado al problema de interacción suelo estructura reconoce que la presencia de pilas en la cimentación origina una interacción entre estos elementos y la dirección en la propagación de las ondas en el estrato, lo cual puede modificar el movimiento efectivo en la base de la estructura. Así mismo, se reconoce que estos efectos cinemáticos son complejos de reproducir, tanto por las incertidumbres en las trayectorias de las ondas como en el potencial que tiene el suelo de separarse de los pilotes, por lo que no existen modelos ingenieriles bien calibrados. Se ha observado que edificios en California a base de cimentaciones mixtas con pilotes de fricción, pueden reproducirse los efectos cinemáticos con las expresiones para cimentaciones poco profundas. Sin embargo, para edificios en Japón con pilotes de alta rigidez y con un comportamiento cercano al de punta, las expresiones para cimentaciones poco profundas sobreestiman el movimiento efectivo de traslación. El desarrollo de soluciones para reproducir los efectos cinemáticos de la interacción para pilotes, en una gran variedad de rigideces y considerando la incoherencia en la transmisión de ondas sigue siendo un aspecto importante el cual necesita mayor investigación.

Para este trabajo se desprecian los movimientos inducidos por la interacción cinemática debido a la ausencia de un criterio bien establecido, además de la incapacidad del software empleado en este trabajo para ingresar un registro en forma de aceleración rotacional.

Con las condiciones anteriores, se calculan mediante las ecuaciones presentadas en el capítulo 2, las funciones de impedancia para el cajón de cimentación y los pilotes de fricción. Se obtienen para cada zona geotécnica y con los límites de rigidez del suelo indicadas en la tabla 4-7. La tabla 5-28 presenta los resultados de las funciones de impedancia.

A continuación, se desglosa el cálculo de las funciones de impedancia para la cimentación de este edificio, empleando el límite superior de rigidez del suelo y considerando que se ubica en la zona geotécnica IIIc.

- Dirección “X”

Radios equivalentes en traslación y rotación para cajón de cimentación

$$R_{h,x} = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{(25m)(16.9m)}{\pi}} = 11.5968m$$

$$R_{r,yy} = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} = \sqrt[4]{\frac{4\left[\frac{(25m)(16.9m)^3}{12}\right]}{\pi}} = 10.6373m$$

Rigidez estática en traslación y rotación para cajón de cimentación

$$K_{h,x}^{o} = \frac{8G_s R_{h,x}}{2-\nu_s}\left(1+\frac{R_{h,x}}{2H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{3R_{h,x}}\right)\left(1+\frac{5D}{4H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(750\frac{t}{m^2}\right)(11.5968m)}{2-0.45}\right]\left[1+\frac{11.5968m}{2(39.2312m)}\right]\left[1+\frac{2(2.2m)}{3(11.5968m)}\right]\left[1 + \frac{5(2.2m)}{4(39.2312m)}\right] = 62,111\frac{t}{m}$$

$$K_{r,yy}^{o} = \frac{8G_s R_{r,yy}^3}{3(1-\nu_s)}\left(1+\frac{R_{r,yy}}{6H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{R_{r,yy}}\right)\left(1+0.71\frac{D}{H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(750\frac{t}{m^2}\right)(10.6373m)^3}{3(1-0.45)}\right]\left[1+\frac{10.6373m}{6(39.2312m)}\right]\left[1+\frac{2(2.2m)}{10.6373m}\right]\left[1 + 0.71\left(\frac{2.2m}{39.2312m}\right)\right] = 6'724,407\frac{t-m}{rad}$$

Rigidez estática en traslación y vertical para un pilote de fricción

$$K_{h,x}^{o} = d_p E_s\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.21} = 0.4m\left(2,175\frac{t}{m^2}\right)\left(\frac{1'581,139\frac{t}{m^2}}{2,175\frac{t}{m^2}}\right)^{0.21} = 3,471\frac{t}{m}$$

$$K_{v,yy}^{o} = 1.9 d_p E_s\left(\frac{L_p}{d_p}\right)^{0.67} = 1.9(0.4m)\left(2,175\frac{t}{m^2}\right)\left(\frac{29m}{0.4m}\right)^{0.67} = 29,154\frac{t}{m}$$

Frecuencia de interés

$$\omega_x = \frac{2\pi}{\widetilde{T}_{e,x}} = \frac{2\pi}{0.8940s} = 7.0282\frac{rad}{s}$$

Parámetros de frecuencia para cajón de cimentación

$$\eta_{h,x} = \frac{\omega_x R_{h,x}}{V_s} = \frac{7.0282\frac{rad}{s}(11.5968m)}{76.71\frac{m}{s}} = 1.0625$$

$$\eta_{r,yy} = \frac{\omega_x R_{r,yy}}{V_s} = \frac{7.0282\frac{rad}{s}(10.6373m)}{76.71\frac{m}{s}} = 0.9746$$

$$\eta_s = \frac{\pi R_{h,x}}{2H_s} = \frac{\pi(11.5968m)}{2(39.2312m)} = 0.4643$$

$$\eta_p = \frac{\pi R_{r,yy}}{2H_s}\sqrt{\frac{2(1-\nu_s)}{1-2\nu_s}} = \frac{\pi(10.6373m)}{2(39.2312m)}\sqrt{\frac{2(1-0.45)}{1-2(0.45)}} = 1.4126$$

Parámetros de frecuencia para pilotes de fricción

$$\eta_x = \frac{\omega_x d_p}{V_s} = \frac{7.0282\frac{rad}{s}(0.4m)}{76.71\frac{m}{s}} = 0.0366$$

$$\eta_s = \frac{\pi d_p}{2H_s} = \frac{\pi(0.4m)}{2(39.2312m)} = 0.0160$$

$$\eta_p = \frac{3.4\eta_s}{\pi(1-\nu_s)} = 0.0315$$

Coeficientes de rigidez para cajón de cimentación

$$k_{h,x} = 1$$

$$\eta_{r,yy} \leq 2.5 \quad \rightarrow \quad k_{r,yy} = 1 - 0.2\eta_{r,yy} = 1 - 0.2(0.9746) = 0.8051$$

Coeficientes de rigidez para pilotes de fricción

$$k_{h,x} = 1$$

$$\frac{L_p}{d_p} = \frac{29m}{0.4m} = 72.5 \geq 50 \quad \rightarrow \quad k_{v,yy} = 1 + \sqrt{\eta_x} = 1 + \sqrt{0.0366} = 1.1914$$

Coeficientes de amortiguamiento para cajón de cimentación

$$\eta_{hs} = \frac{\eta_{h,x}}{\eta_s} = \frac{1.0625}{0.4643} = 2.2884 > 1 \quad \rightarrow \quad c_{h,x} = 0.576$$

$$\eta_{rp} = \frac{\eta_{r,yy}}{\eta_p} = \frac{0.9746}{1.4126} = 0.6900 \leq 1 \;\rightarrow\; c_{r,yy} = \frac{0.5\zeta_s\eta_{rp}}{1-\eta_{rp}^2[1-2(\zeta_s)]}$$

$$= \frac{0.5(0.03)(0.6900)}{1-(0.6900)^2[1-2(0.03)]} = 0.0187$$

Coeficientes de amortiguamiento para pilotes de fricción

$$\eta_x > \eta_s \rightarrow c_h = 0.8\zeta_s + 0.175\eta_x\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.17} = 0.8(0.03) + 0.175(0.0366)\left(\frac{1'581,139\frac{t}{m^2}}{2,175\frac{t}{m^2}}\right)^{0.17}$$

$$= 0.0437$$

$$Si \quad \eta_x \leq \eta_p \quad \rightarrow \quad c_{v,yy} = \zeta_s = 0.03$$

$$Si\ \eta_x = 1.5\eta_p \rightarrow c_{v,yy} = \frac{0.413}{1+\nu_s}\left(\frac{L_p}{d_p}\right)^{0.33}\left[1-e^{-\left(\frac{E_p}{E_s}\right)\left(\frac{L}{d}\right)^{-2}}\right]\left[1.5\left(\eta_p\right)\right]^{0.8}$$

$$= \frac{0.413}{1+0.45}\left(\frac{29m}{0.4m}\right)^{0.33}\left[1-e^{-\left(\frac{1'581,139\frac{t}{m^2}}{2,175\frac{t}{m^2}}\right)\left(\frac{29m}{0.4m}\right)^{-2}}\right][1.5(0.0315)]^{0.8} = 0.0132$$

$$c_{v,yy} = \frac{0.0132-0.03}{1.5(0.0315)-0.0315}(0.0366-0.0315)+0.03 = 0.0245$$

Rigidez dinámica para cajón de cimentación

$$K_{h,x} = K_{h,x}^o\left[k_{h,x} - 2\zeta_s\eta_{h,x}c_{h,x}\right] = 62,111\frac{t}{m}[1-2(0.03)(1.0625)(0.576)] = 59,830\frac{t}{m}$$

$$K_{r,yy} = K_{r,yy}^0\left[k_{r,yy} - 2\zeta_s\eta_{r,yy}c_{r,yy}\right] = 6,724,407\frac{t-m}{rad}[0.8051-2(0.03)(0.9746)(0.0187)]$$

$$= 5'406,273\frac{t-m}{rad}$$

Amortiguamiento para cajón de cimentación

$$C_{h,x} = \frac{K_{h,x}^o\left[\eta_{h,x}c_{h,x} + 2\zeta_s k_{h,x}\right]}{\omega_x} = \frac{62,111\frac{t}{m}[1.0625(0.576)+2(0.03)(1)]}{7.0282\frac{rad}{s}} = 5,939\frac{t-s}{m}$$

$$C_{r,yy} = \frac{K_{r,yy}^o\left[\eta_{r,yy}c_{r,yy} + 2\zeta_s k_{r,yy}\right]}{\omega_x} = \frac{6'724,407\frac{t-m}{rad}[0.9746(0.0187)+2(0.03)(0.8051)]}{7.0282\frac{rad}{s}}$$

$$= 63,684\frac{t-m-s}{rad}$$

Impedancia unitaria en un pilote de fricción

$$K_{h,x} = K_{h,x}^{o} k_h = 3,471 \frac{t}{m^2} (1) = 3,471 \frac{t}{m^2}$$

$$K_{v,yy} = K_{v,yy}^{o} k_{v,yy} = 29,154 \frac{t}{m^2} (1.1914) = 34,735 \frac{t}{m^2}$$

$$C_{h,x} = \frac{2K_{h,x}^{o} c_{h,x}}{\omega_x} = \frac{2\left(3,471 \frac{t}{m^2}\right)(0.0437)}{7.0282 \frac{rad}{s}} = 43 \frac{t-s}{m}$$

$$C_{v,yy} = \frac{2K_{v,yy}^{o} c_{v,yy}}{\omega_x} = \frac{2\left(29,154 \frac{t}{m^2}\right)(0.0245)}{7.0282 \frac{rad}{s}} = 203 \frac{t-s}{m}$$

$$\widetilde{K}_{h,x}\langle\omega_x\rangle = K_{h,x}\langle\omega_x\rangle + i\omega_x C_{h,x}\langle\omega_x\rangle = 3,471 + 303i$$

$$\widetilde{K}_{v,yy}\langle\omega_x\rangle = K_{v,yy}\langle\omega_x\rangle + i\omega_x C_{v,yy}\langle\omega_x\rangle = 34,735 + 1429i$$

Factores de grupo en pilotes de fricción

$$\sum_{i=1}^{n}\sum_{i=1}^{n} v_{ij}^{h} = 6.6254 + 5.8374i$$

$$\sum_{i=1}^{n} \varepsilon_i \sum_{i=1}^{n} v_{ij}^{v}\, \varepsilon_j = 718.4355 - 18.1165i$$

Impedancia en grupo de pilotes

$$\widetilde{K}_{h,x}^{g}\langle\omega_x\rangle = \widetilde{K}_{h,x}\langle\omega_x\rangle \sum_{i=1}^{n}\sum_{i=1}^{n} v_{ij}^{h} = 21,226.7732 + 22,268.7912i$$

$$\widetilde{K}_{v,yy}^{g}\langle\omega_x\rangle = \widetilde{K}_{v,yy}\langle\omega_x\rangle \sum_{i=1}^{n} \varepsilon_i \sum_{i=1}^{n} v_{ij}^{v}\, \varepsilon_j = 24'981,014.0689 + 397,587.6372i$$

$$K_{h,x} = 21,227 \frac{t}{m} \quad ; \quad K_{v,yy} = 24'981,014 \frac{t-m}{rad}$$

$$C_{h,x} = \frac{22,268.7912}{7.0282 \frac{rad}{s}} = 3,169 \frac{t-s}{m} \qquad ; \qquad C_{v,yy} = \frac{397,587.6372}{7.0282 \frac{rad}{s}} = 56,571 \frac{t-m-s}{rad}$$

Rigidez dinámica y amortiguamiento en conjunto (cajón y pilotes)

$$K_{h,x}^{T} = 59,830 + 21,227 = 81,057\frac{t}{m} \quad ; \quad K_{v,yy}^{T} = 5'406,273 + 24'981,014$$
$$= 30,386,788\frac{t-m}{rad}$$

$$C_{h,x}^{T} = 5,939 + 3,169 = 9,108\frac{t-s}{m} \quad ; \quad C_{v,yy}^{T} = 63,684 + 56,571 = 120,254\frac{t-m-s}{rad}$$

Periodo natural de vibración en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$T_{h,x} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e}{K_{h,x}^{T}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(2,799.13\ t)}{81,057\frac{t}{m}}} = 0.3120s$$

$$T_{r,yy} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e(H_e+D)^2}{K_{r,yy}^{T}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(2,799.13\ t)[0.7(18.7m)+2.2m]^2}{30'387,287\frac{t-m}{rad}}} = 0.2463s$$

$$\tilde{T}_{e,x} = \sqrt{T_{e,x}^2 + T_{h,x}^2 + T_{r,yy}^2} = \sqrt{0.8008^2 + 0.3120^2 + 0.2463^2} = 0.8940s$$

Fracción de amortiguamiento crítico en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$\zeta_{h,x} = \frac{\pi C_{h,x}^{T}}{\tilde{T}_{e,x}K_{h,x}^{T}} = \frac{\pi\left(9,107\frac{t-s}{m}\right)}{0.8940s\left(81,057\frac{t}{m}\right)} = 0.3948$$

$$\zeta_{r,yy} = \frac{\pi C_{r,yy}^{T}}{\tilde{T}_{e,x}K_{r,yy}^{T}} = \frac{\pi\left(120,254\frac{t-m-s}{rad}\right)}{0.8940s\left(30'387,287\frac{t-m}{rad}\right)} = 0.0139$$

$$\tilde{\zeta}_{e,x} = \zeta_{e,x}\left(\frac{T_{e,x}}{\tilde{T}_{e,x}}\right)^3 + \frac{\zeta_{h,x}}{1+2\zeta_{h,x}^2}\left(\frac{T_{h,x}}{\tilde{T}_{e,x}}\right)^2 + \frac{\zeta_{r,yy}}{1+2\zeta_{r,yy}^2}\left(\frac{T_{r,yy}}{\tilde{T}_{e,x}}\right)^2$$
$$= 0.05\left(\frac{0.8008}{0.8940}\right)^3 + \frac{0.3948}{1+2(0.3948)^2}\left(\frac{0.3120}{0.8940}\right)^2 + \frac{0.0139}{1+2(0.0139)^2}\left(\frac{0.2463}{0.8940}\right)^2$$
$$= 0.0736$$

- Dirección “Y”

Radios equivalentes en traslación y rotación

$$R_{h,y} = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{(25m)(16.9m)}{\pi}} = 11.5968m$$

$$R_{r,xx} = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} = \sqrt[4]{\frac{4\left[\frac{(16.9m)(25m)^3}{12}\right]}{\pi}} = 12.9378m$$

Rigidez estática en traslación y rotación de cajón de cimentación

$$K^o_{h,y} = \frac{8G_s R_{h,y}}{2-\nu_s}\left(1+\frac{R_{h,y}}{2H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{3R_{h,y}}\right)\left(1+\frac{5D}{4H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(750\frac{t}{m^2}\right)(11.5968m)}{2-0.45}\right]\left[1+\frac{11.5968m}{2(39.2312m)}\right]\left[1+\frac{2(2.2m)}{3(11.5968m)}\right]\left[1 + \frac{5(2.2m)}{4(39.2312m)}\right] = 62,111\frac{t}{m}$$

$$K^o_{r,xx} = \frac{8G_s R^3_{r,xx}}{3(1-\nu_s)}\left(1+\frac{R_{r,xx}}{6H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{R_{r,xx}}\right)\left(1+0.71\frac{D}{H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(750\frac{t}{m^2}\right)(12.9378m)^3}{3(1-0.45)}\right]\left[1+\frac{12.9378m}{6(39.2312m)}\right]\left[1+\frac{2(2.2m)}{12.9378m}\right]\left[1 + 0.71\left(\frac{2.2m}{39.2312m}\right)\right] = 11'576,350\frac{t-m}{rad}$$

Rigidez estática en traslación y vertical para un pilote de fricción

$$K^o_{h,y} = d_p E_s\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.21} = 0.4m\left(2,175\frac{t}{m^2}\right)\left(\frac{1'581,139\frac{t}{m^2}}{2,175\frac{t}{m^2}}\right)^{0.21} = 3,471\frac{t}{m}$$

$$K^o_{v,xx} = 1.9 d_p E_s\left(\frac{L_p}{d_p}\right)^{0.67} = 1.9(0.4m)\left(2,175\frac{t}{m^2}\right)\left(\frac{29m}{0.4m}\right)^{0.67} = 29,154\frac{t}{m}$$

Frecuencia de interés

$$\omega_y = \frac{2\pi}{\widetilde{T}_{e,y}} = \frac{2\pi}{0.6997s} = 8.9798\frac{rad}{s}$$

Parámetros de frecuencias para cajón de cimentación

$$\eta_{h,y} = \frac{\omega_y R_{h,y}}{V_s} = \frac{8.9798\frac{rad}{s}(11.5968m)}{76.71\frac{m}{s}} = 1.3576$$

$$\eta_{r,xx} = \frac{\omega_y R_{r,xx}}{V_s} = \frac{8.9798\frac{rad}{s}(12.9378m)}{76.71\frac{m}{s}} = 1.5146$$

$$\eta_s = \frac{\pi R_{h,y}}{2H_s} = \frac{\pi(11.5968m)}{2(39.2312m)} = 0.4643$$

$$\eta_p = \frac{\pi R_{r,xx}}{2H_s}\sqrt{\frac{2(1-\nu_s)}{1-2\nu_s}} = \frac{\pi(12.9378m)}{2(39.2312m)}\sqrt{\frac{2(1-0.45)}{1-2(0.45)}} = 1.7181$$

Parámetros de frecuencia para pilotes de fricción

$$\eta_y = \frac{\omega_y d_p}{V_s} = \frac{8.9798\frac{rad}{s}(0.4m)}{76.71\frac{m}{s}} = 0.0468$$

$$\eta_s = \frac{\pi d_p}{2H_s} = \frac{\pi(0.4m)}{2(39.2312m)} = 0.0160$$

$$\eta_p = \frac{3.4\eta_s}{\pi(1-\nu_s)} = 0.0315$$

Coeficientes de rigidez para cajón de cimentación

$$k_{h,x} = 1$$

$$\eta_{r,xx} \leq 2.5 \quad \rightarrow \quad k_{r,xx} = 1 - 0.2\eta_{r,xx} = 1 - 0.2(1.5146) = 0.6971$$

Coeficientes de rigidez para pilotes de fricción

$$k_{h,y} = 1$$

$$\frac{L_p}{d_p} = \frac{29m}{0.4m} = 72.5 \geq 50 \quad \rightarrow \quad k_{v,xx} = 1 + \sqrt{\eta_y} = 1 + \sqrt{0.0468} = 1.2164$$

Coeficientes de amortiguamiento para cajón de cimentación

$$\eta_{hs} = \frac{\eta_{h,y}}{\eta_s} = \frac{1.3576}{0.4643} = 2.9240 > 1 \quad \rightarrow \quad c_{h,x} = 0.576$$

$$\eta_{rp} = \frac{\eta_{r,xx}}{\eta_p} = \frac{1.5146}{1.7181} = 0.8816 \leq 1 \;\rightarrow\; c_{r,xx} = \frac{0.5\zeta_s\eta_{rp}}{1-\eta_{rp}^2[1-2(\zeta_s)]}$$

$$= \frac{0.5(0.03)(0.8816)}{1-(0.8816)^2[1-2(0.03)]} = 0.0491$$

Coeficientes de amortiguamiento para pilotes de fricción

$$\eta_y > \eta_s \rightarrow c_{h,y} = 0.8\zeta_s + 0.175\eta_y\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.17} = 0.8(0.03) + 0.175(0.0468)\left(\frac{1'581,139\frac{t}{m^2}}{2,175\frac{t}{m^2}}\right)^{0.17}$$

$$= 0.0491$$

$$Si \quad \eta_y \leq \eta_p \quad \rightarrow \quad c_{v,xx} = \zeta_s = 0.03$$

$$Si\ \eta_y = 1.5\eta_p \rightarrow c_{v,xx} = \frac{0.413}{1+\nu_s}\left(\frac{L_p}{d_p}\right)^{0.33}\left[1-e^{-\left(\frac{E_p}{E_s}\right)\left(\frac{L}{d}\right)^{-2}}\right]\left[1.5\left(\eta_p\right)\right]^{0.8}$$

$$= \frac{0.413}{1+0.45}\left(\frac{29m}{0.4m}\right)^{0.33}\left[1-e^{-\left(\frac{1'581,139\frac{t}{m^2}}{2,175\frac{t}{m^2}}\right)\left(\frac{29m}{0.4m}\right)^{-2}}\right][1.5(0.0315)]^{0.8} = 0.0132$$

$$c_{v,xx} = \frac{0.0132-0.03}{1.5(0.0315)-0.0315}(0.0468-0.0315)+0.03 = 0.0136$$

Rigidez dinámica para cajón de cimentación

$$K_{h,y} = K_{h,y}^o\left[k_{h,y} - 2\zeta_s\eta_{h,y}c_{h,y}\right] = 62,111\frac{t}{m}[1-2(0.03)(1.3576)(0.576)] = 59,197\frac{t}{m}$$

$$K_{r,xx} = K_{r,xx}^0\left[k_{r,xx} - 2\zeta_s\eta_{r,xx}c_{r,xx}\right] = 11'576,350\frac{t-m}{rad}[0.6971-2(0.03)(1.5146)(0.0491)]$$

$$= 8'018,051\frac{t-m}{rad}$$

Amortiguamiento para cajón de cimentación

$$C_{h,y} = \frac{K_{h,y}^o\left[\eta_{h,y}c_{h,y} + 2\zeta_s k_{h,y}\right]}{\omega_y} = \frac{62,111\frac{t}{m}[1.3576(0.576)+2(0.03)(1)]}{8.9798\frac{rad}{s}} = 5,824\frac{t-s}{m}$$

$$C_{r,xx} = \frac{K_{r,xx}^o\left[\eta_{r,xx}c_{r,xx} + 2\zeta_s k_{r,xx}\right]}{\omega_x} = \frac{11'576,350\frac{t-m}{rad}[1.5146(0.0491)+2(0.03)(0.6971)]}{8.9798\frac{rad}{s}}$$

$$= 149,728\frac{t-m-s}{rad}$$

Impedancia unitaria en un pilote de fricción

$$K_{h,y} = K^o_{h,y} k_{h,y} = 3,471 \frac{t}{m^2} (1) = 3,471 \frac{t}{m^2}$$

$$K_{v,xx} = K^o_{v,xx} k_{v,xx} = 29,154 \frac{t}{m^2} (1.2164) = 35,463 \frac{t}{m^2}$$

$$C_{h,y} = \frac{2K^o_{h,y} c_{h,y}}{\omega_y} = \frac{2\left(3,471 \frac{t}{m^2}\right)(0.0491)}{8.9798 \frac{rad}{s}} = 38 \frac{t-s}{m}$$

$$C_{v,xx} = \frac{2K^o_{v,xx} c_{v,xx}}{\omega_y} = \frac{2\left(29,154 \frac{t}{m^2}\right)(0.0136)}{8.9798 \frac{rad}{s}} = 89 \frac{t-s}{m}$$

$$\widetilde{K}_{h,y}\langle\omega_y\rangle = K_{h,y}\langle\omega_y\rangle + i\omega_y C_{h,y}\langle\omega_y\rangle = 3,471 + 340.9650i$$

$$\widetilde{K}_{v,xx}\langle\omega_y\rangle = K_{v,xx}\langle\omega_y\rangle + i\omega_y C_{v,xx}\langle\omega_y\rangle = 35,462.8818 + 795.2065i$$

Factores de grupo en pilotes de fricción

$$\sum_{i=1}^{n}\sum_{i=1}^{n} v^h_{ij} = 6.0564 + 6.6037i$$

$$\sum_{i=1}^{n} \varepsilon_i \sum_{i=1}^{n} v^v_{ij}\, \varepsilon_j = 951.0433 + 288.0451i$$

Impedancia en grupo de pilotes

$$\widetilde{K}^g_{h,y}\langle\omega_y\rangle = \widetilde{K}_{h,y}\langle\omega_y\rangle \sum_{i=1}^{n}\sum_{i=1}^{n} v^h_{ij} = 18,769.2096 + 24,985.5537i$$

$$\widetilde{K}^g_{v,xx}\langle\omega_y\rangle = \widetilde{K}_{v,xx}\langle\omega_y\rangle \sum_{i=1}^{n} \varepsilon_i \sum_{i=1}^{n} v^v_{ij}\, \varepsilon_j = 33'497,679.6896 + 10'971,185.3215i$$

$$K_{h,y} = 18,769 \frac{t}{m} \quad ; \quad K_{v,xx} = 33'497,680 \frac{t-m}{rad}$$

$$C_{h,y} = \frac{24,985.5537}{8.9798 \frac{rad}{s}} = 2,782 \frac{t-s}{m} \quad ; \quad C_{v,xx} = \frac{10'971,185.3215}{8.9798 \frac{rad}{s}} = 1'221,759 \frac{t-m-s}{rad}$$

Rigidez dinámica y amortiguamiento en conjunto (cajón y pilotes)

$$K_{h,y}^{T} = 59,197 + 18,769 = 77,966\frac{t}{m} \quad ; \quad K_{v,xx}^{T} = 8'018,051 + 33'497,680$$
$$= 41'515,731\frac{t-m}{rad}$$

$$C_{h,y}^{T} = 2,782 + 5,824 = 8,606\frac{t-s}{m} \quad ; \quad C_{v,xx}^{T} = 1'221,759 + 149,728$$
$$= 1'371,487\frac{t-m-s}{rad}$$

Periodo natural de vibración en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$T_{h,y} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e}{K_{h,y}^{T}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(2,799.13\ t)}{77,966\frac{t}{m}}} = 0.3181s$$

$$T_{r,xx} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e(H_e+D)^2}{K_{r,xx}^{T}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(2,799.13\ t)[0.7(18.7m)+2.2m]^2}{41'515,731\frac{t-m}{rad}}} = 0.2108s$$

$$\widetilde{T}_{e,y} = \sqrt{T_{e,y}^2 + T_{h,y}^2 + T_{r,xx}^2} = \sqrt{0.5865^2 + 0.3181^2 + 0.2108^2} = 0.6997s$$

Fracción de amortiguamiento crítico en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$\zeta_{h,y} = \frac{\pi C_{h,y}^{T}}{\widetilde{T}_{e,y}K_{h,y}^{T}} = \frac{\pi\left(8,606\frac{t-s}{m}\right)}{0.6997s\left(77,966\frac{t}{m}\right)} = 0.4956$$

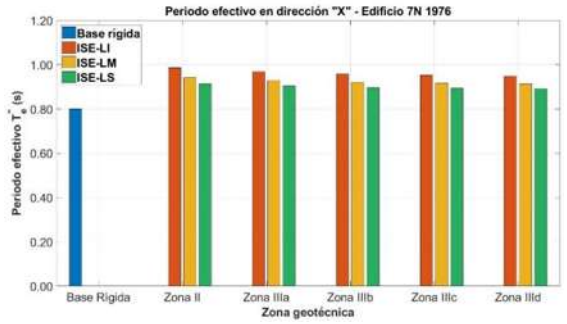
$$\zeta_{r,xx} = \frac{\pi C_{r,xx}^{T}}{\widetilde{T}_{e,y}K_{r,xx}^{T}} = \frac{\pi\left(1'371,487\frac{t-m-s}{rad}\right)}{0.6997s\left(41'515,731\frac{t-m}{rad}\right)} = 0.1483$$

$$\tilde{\zeta}_{e,y} = \zeta_{e,y}\left(\frac{T_{e,y}}{\widetilde{T}_{e,y}}\right)^3 + \frac{\zeta_{h,y}}{1+2\zeta_{h,y}^2}\left(\frac{T_{h,y}}{\widetilde{T}_{e,y}}\right)^2 + \frac{\zeta_{r,xx}}{1+2\zeta_{r,xx}^2}\left(\frac{T_{r,xx}}{\widetilde{T}_{e,y}}\right)^2$$
$$= 0.05\left(\frac{0.5865}{0.6997}\right)^3 + \frac{0.4956}{1+2(0.4956)^2}\left(\frac{0.3181}{0.6997}\right)^2 + \frac{0.1483}{1+2(0.1483)^2}\left(\frac{0.2108}{0.6997}\right)^2$$
$$= 0.1110$$

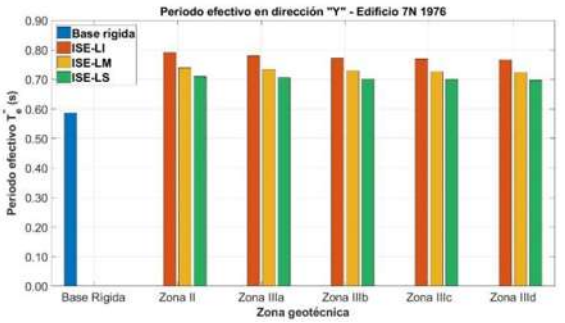
Tabla 5-28: Resultados de las funciones de impedancia – Edificio siete niveles 1976

Suelo	$\tilde{T}_{e_x}$ (s)	$\frac{c_x}{c_r}$	$K_{h,x}$ (t/m)	$K_{r,yy}$ $\left(\frac{t\text{-}m}{rad}\right)$	$C_{h,x}$ $\left(\frac{t\text{-}s}{m}\right)$	$C_{r,yy}$ $\left(\frac{t\text{-}m\text{-}s}{rad}\right)$	$\tilde{T}_{e_y}$ (s)	$\frac{c_y}{c_r}$	$K_{h,y}$ (t/m)	$K_{r,xx}$ $\left(\frac{t\text{-}m}{rad}\right)$	$C_{h,y}$ $\left(\frac{t\text{-}s}{m}\right)$	$C_{r,xx}$ $\left(\frac{t\text{-}m\text{-}s}{rad}\right)$
Zona II												
L-I	0.9869	0.0553	70,141	8,373,963	3,597	124,801	0.7914	0.1262	64,321	11,546,264	9,101	460,256
L-M	0.9416	0.0495	92,441	11,524,346	3,884	110,094	0.7396	0.0818	89,921	15,981,514	4,335	490,715
L-S	0.9138	0.0468	114,560	14,780,145	4,174	89,371	0.7097	0.0686	112,210	20,627,265	4,131	504,797
Zona IIIa												
L-I	0.9691	0.0868	55,208	11,902,775	8,004	200,932	0.7802	0.1429	52,469	16,118,453	7,612	830,804
L-M	0.9285	0.0754	72,985	16,364,458	9,097	159,609	0.7344	0.1203	70,009	22,306,199	8,636	863,511
L-S	0.9035	0.0684	90,649	20,976,601	10,061	107,630	0.7059	0.1051	87,504	28,733,852	9,538	869,989
Zona IIIb												
L-I	0.9571	0.0924	51,116	15,312,343	7,484	277,137	0.7723	0.1494	48,371	20,608,104	7,103	1,211,204
L-M	0.9197	0.0799	67,522	21,025,201	8,493	210,264	0.7285	0.1254	64,561	28,572,541	8,045	1,214,550
L-S	0.8966	0.0722	83,808	26,926,861	9,381	131,188	0.7013	0.1094	80,701	36,761,813	8,873	1,199,139
Zona IIIc												
L-I	0.9526	0.0945	49,471	17,284,555	7,275	307,493	0.7697	0.1552	46,728	23,167,702	6,899	1,660,544
L-M	0.9164	0.0815	65,325	23,728,878	8,250	211,287	0.7264	0.1281	62,373	32,232,497	7,807	1,478,564
L-S	0.8940	0.0736	81,057	30,386,788	9,108	115,494	0.6997	0.1110	77,966	41,517,182	8,606	1,370,924
Zona IIId												
L-I	0.9481	0.0978	48,075	19,707,992	7,098	423,135	0.7665	0.1551	45,325	26,522,082	6,725	1,858,057
L-M	0.9131	0.0832	63,461	27,077,312	8,044	231,430	0.7243	0.1310	60,514	36,697,794	7,605	1,891,304
L-S	0.8914	0.0747	78,724	34,672,356	8,876	50,193	0.6981	0.1143	75,645	47,198,838	8,380	1,865,026

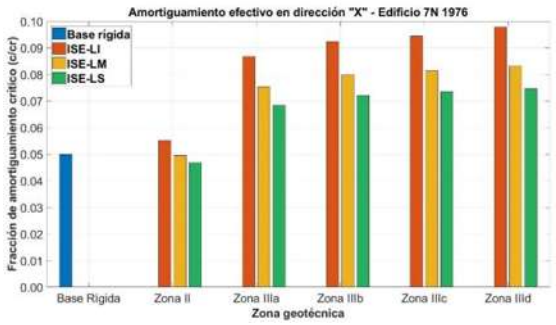
Con los resultados presentados en la tabla 5-28, se procede a construir la figura 5-45, la cual muestra de manera gráfica la variación de periodos y amortiguamientos efectivos.



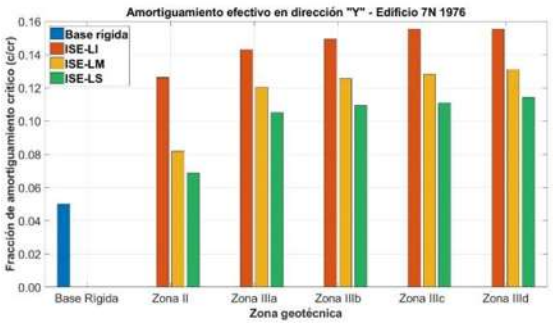
a)



b)



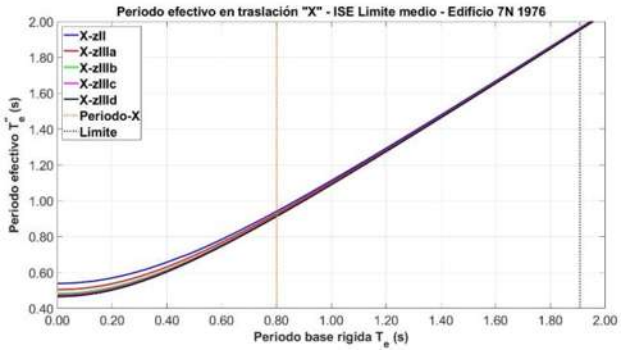
c)



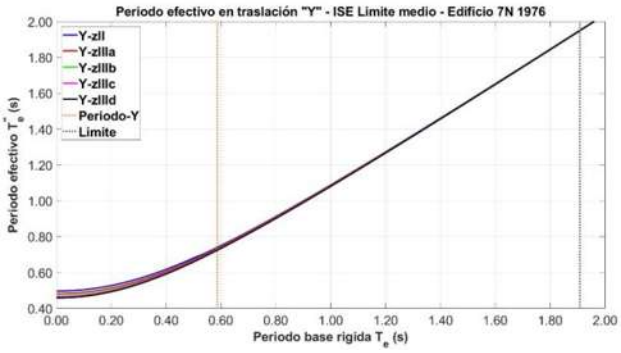
d)

Figura 5-45: Variación del periodo y amortiguamiento efectivo en cada zona geotécnica, a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en dirección "X", d) amortiguamiento efectivo en dirección "Y".

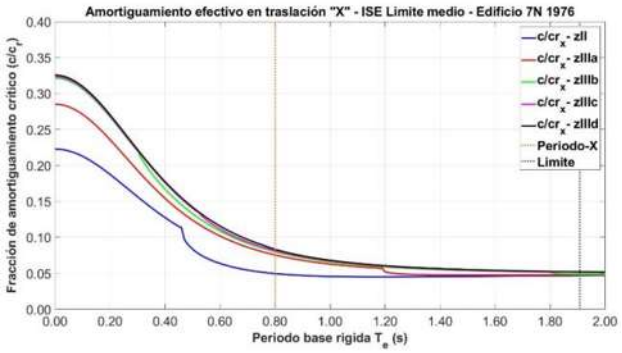
En la figura 5-46 se muestra, para el límite medio de rigidez del suelo, las curvas que definen la variación de los periodos y amortiguamientos desde un periodo estructural cero hasta el periodo límite donde ya no es necesario considerar la interacción suelo estructura. A diferencia de los edificios de tres y cinco niveles, el edificio de siete niveles tiene un comportamiento inverso, a medida que crece la profundidad del suelo blando, el periodo efectivo disminuye, esto debido a que los pilotes de fricción son más largos, generando una rigidez rotacional mayor.



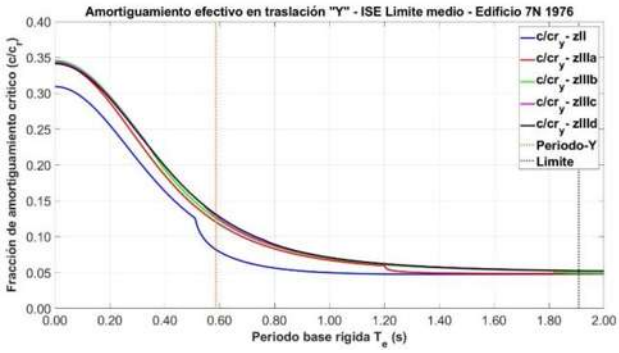
a)



b)



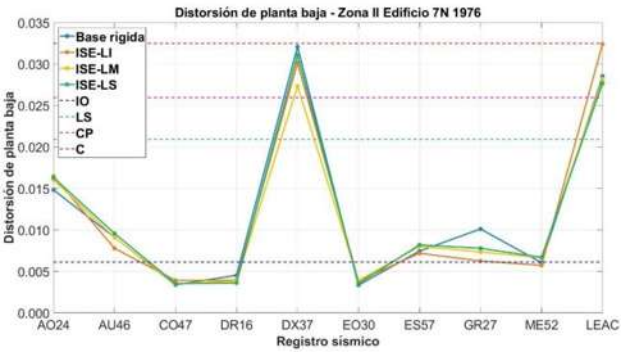
c)



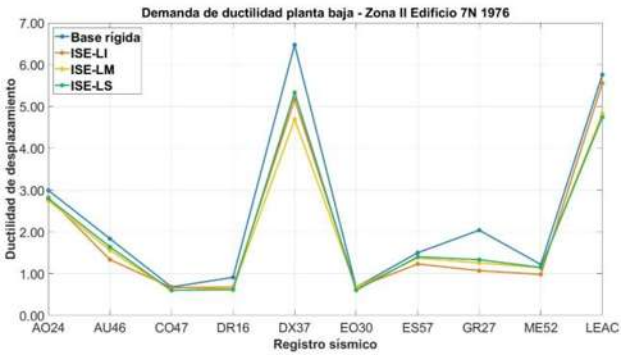
d)

Figura 5-46: Curvas con la variación de periodos y amortiguamientos efectivos para el límite medio de rigidez del suelo, a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en "X", d) amortiguamiento efectivo en "Y".

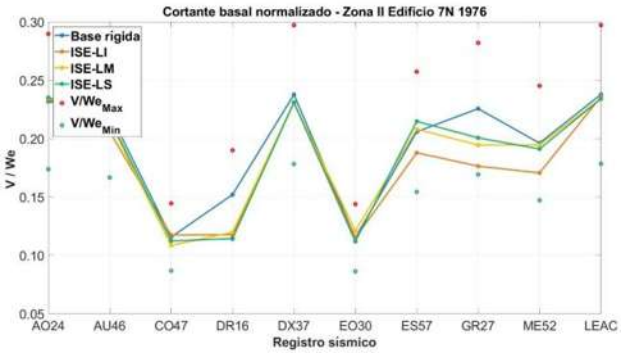
En las figuras 5-47 a 5-51, se presentan los resultados del análisis dinámico no lineal para cada zona geotécnica. Con el propósito de caracterizar la demanda, se grafican las distorsiones angulares, ductilidad del primer piso e índice de daño de planta baja. Así mismo, se grafican los cortantes basales normalizados, acotando el cortante basal máximo y mínimo establecido en la ecuación 2-79, el cual corresponde a los límites indicados en el código de diseño de 2017.

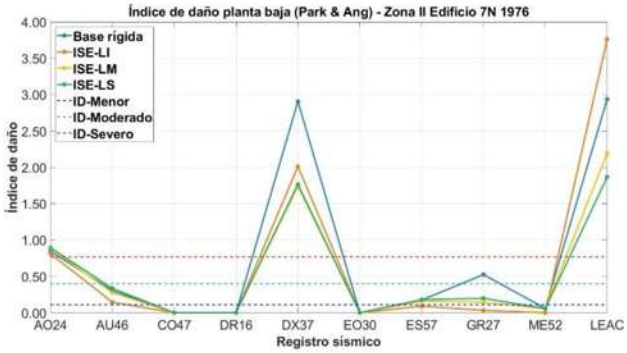


a)



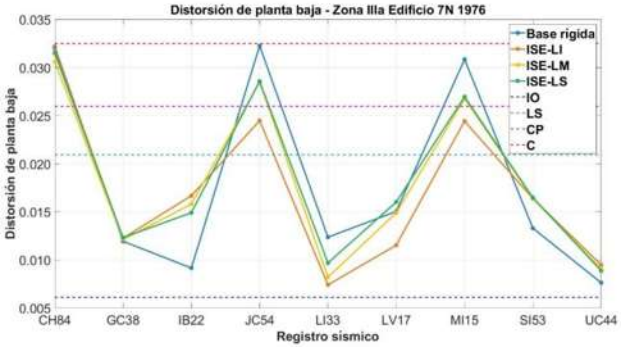
b)

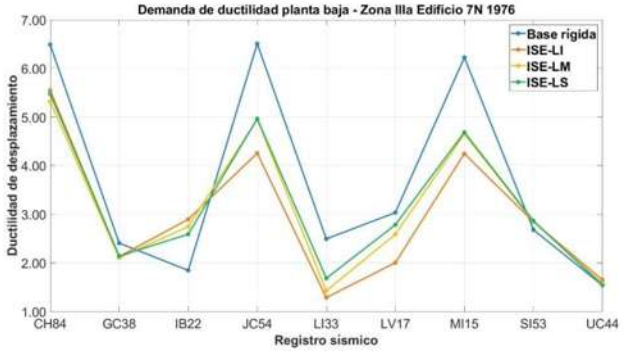




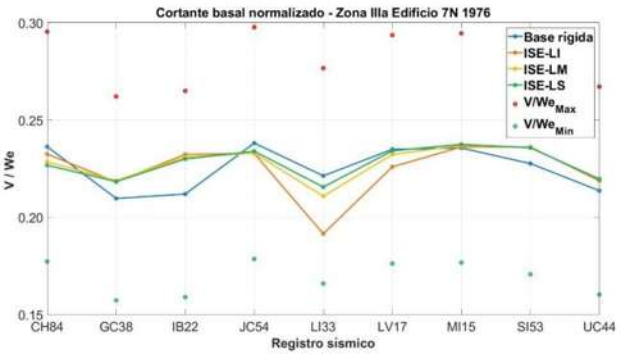
c) d)

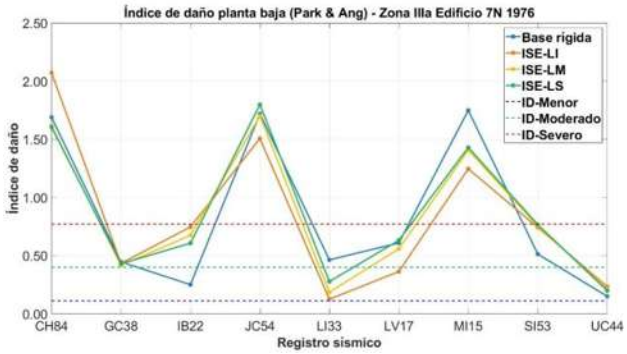
Figura 5-47: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de siete niveles en zona II. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park-Ang





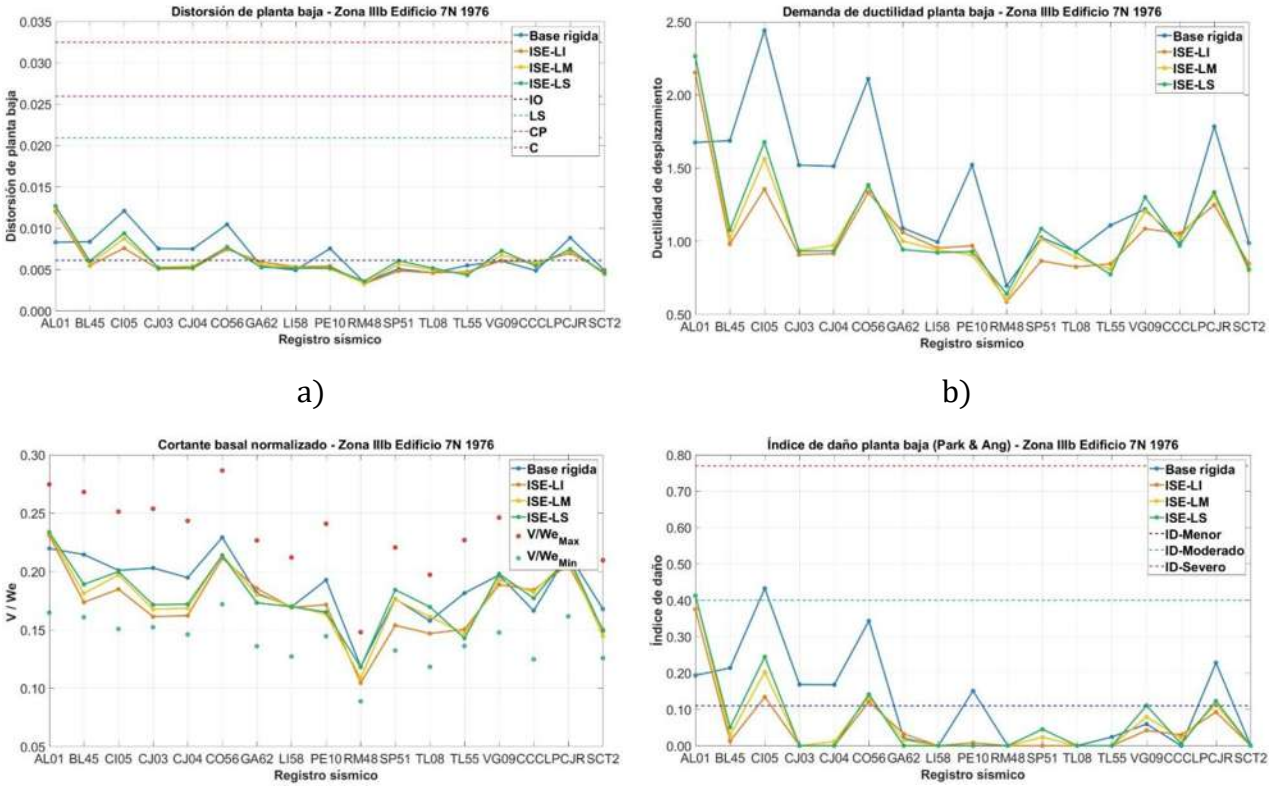
a) b)





c) d)

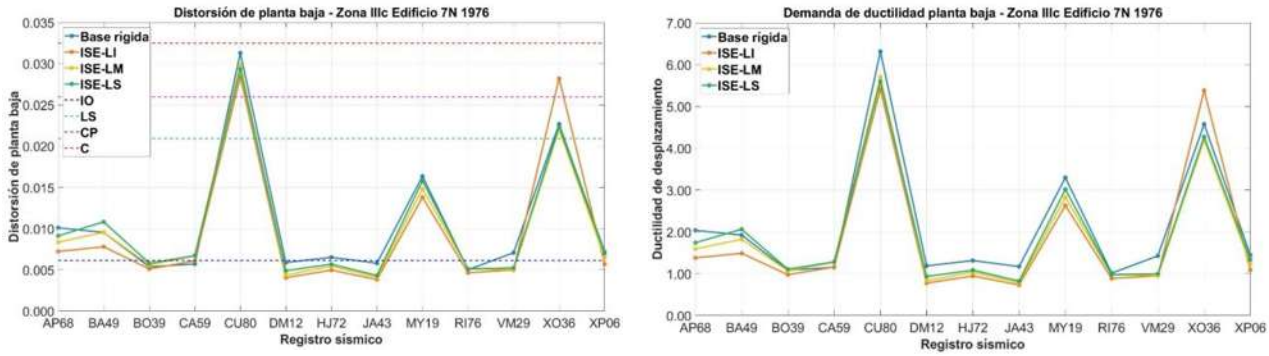
Figura 5-48: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de siete niveles en zona IIIa. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park-Ang



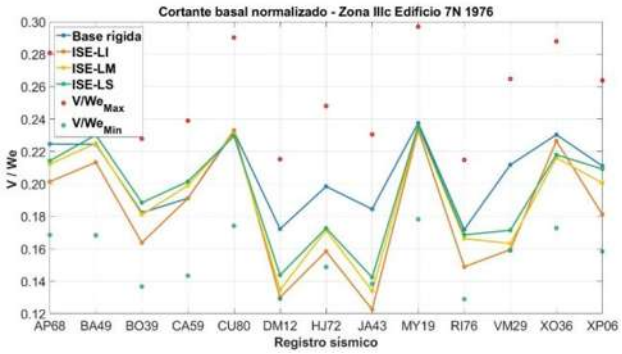
a) b)

c) d)

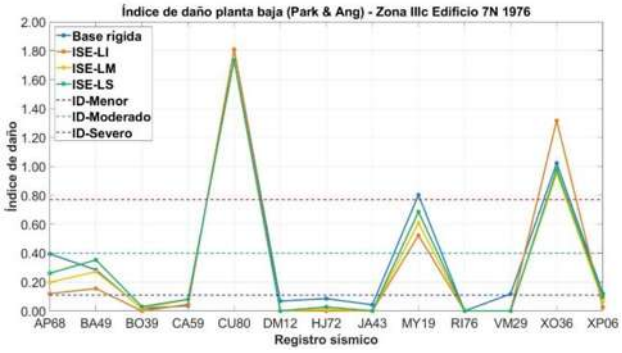
Figura 5-49: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de siete niveles en zona IIIb. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park-Ang



a) b)

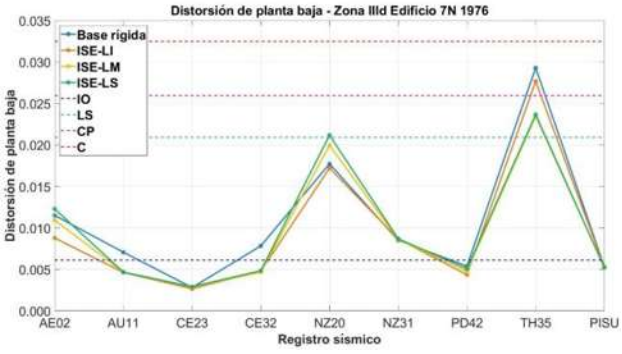


c)

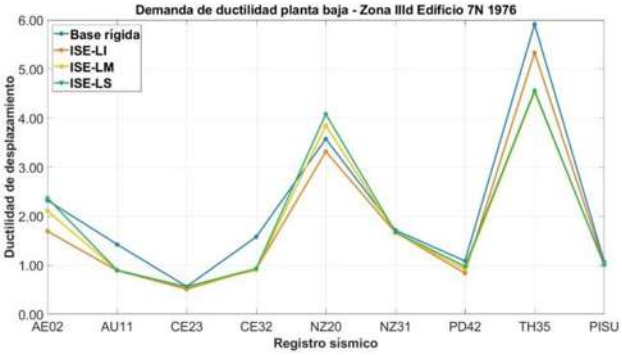


d)

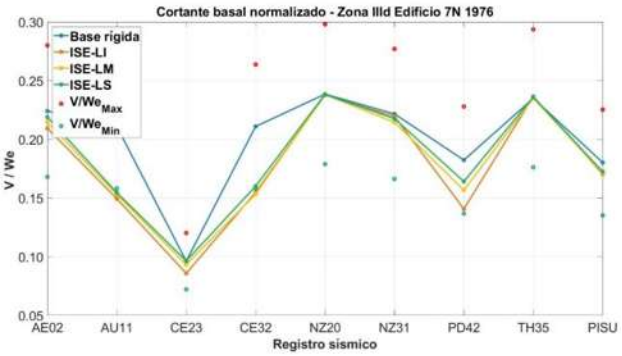
Figura 5-50: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de siete niveles en zona IIIc. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park-Ang



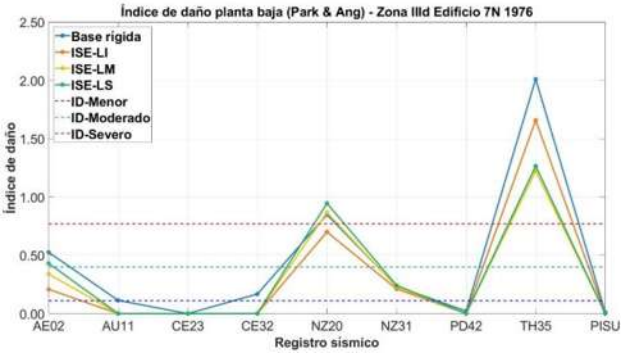
a)



b)



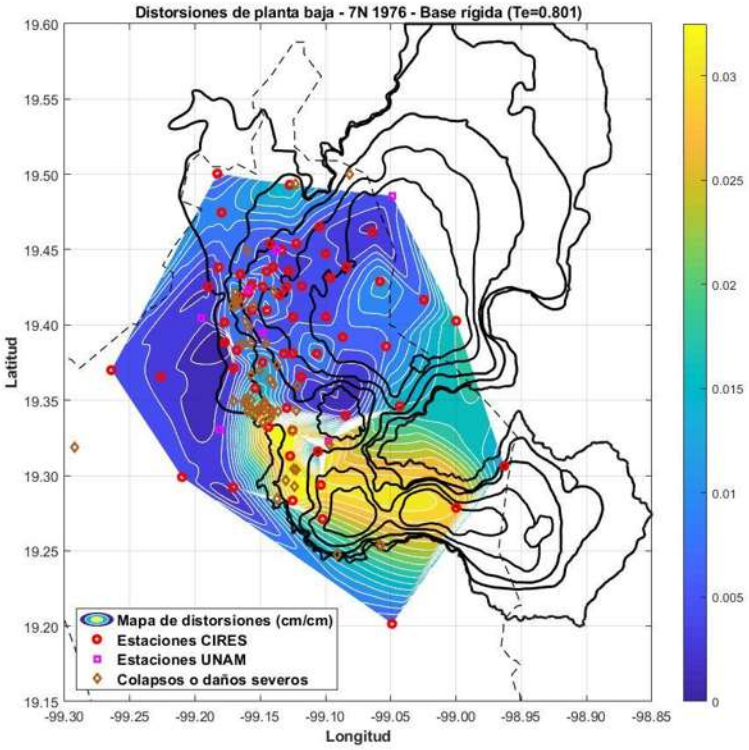
c)



d)

Figura 5-51: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de siete niveles en zona IIId. a) distorsión de planta baja, b) demanda de ductilidad de desplazamiento en planta baja, c) cortante basal normalizado, d) índice de daño de Park-Ang

a)



b)

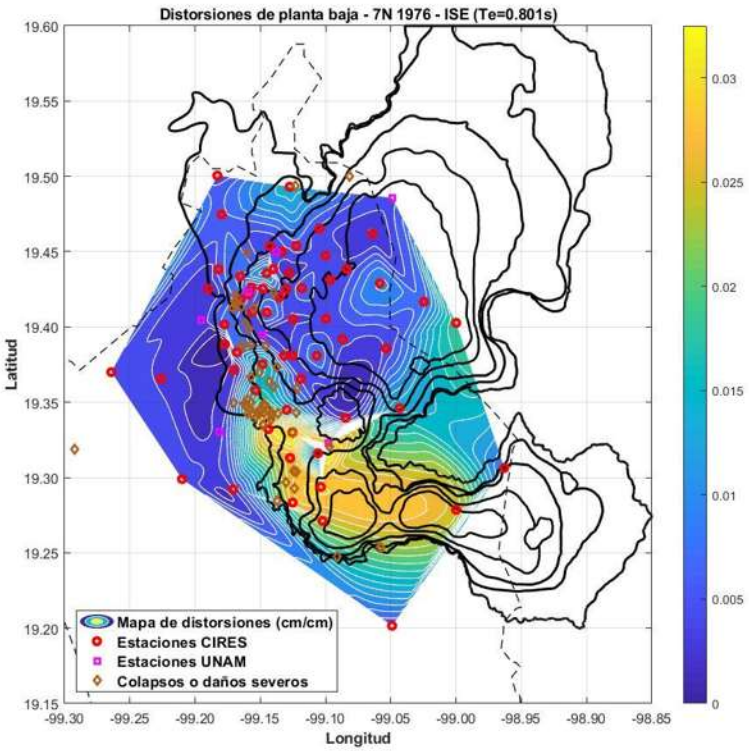
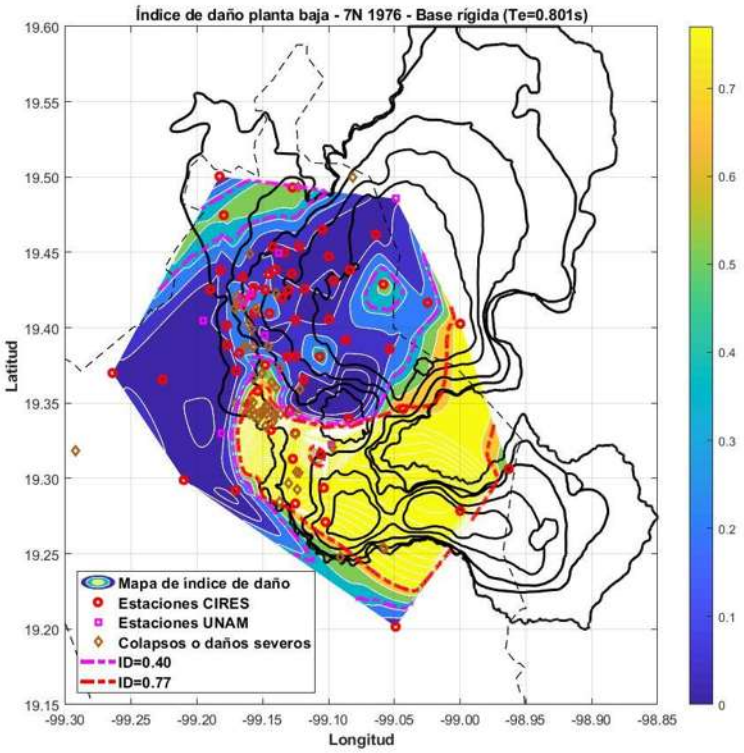


Figura 5-52: Mapa de índice distorsiones de planta baja. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura

a)



b)

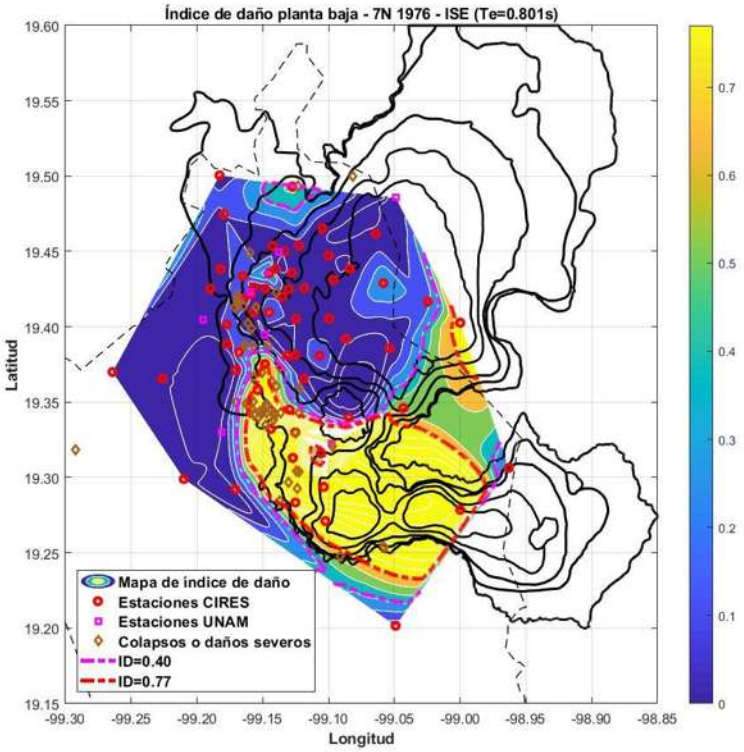
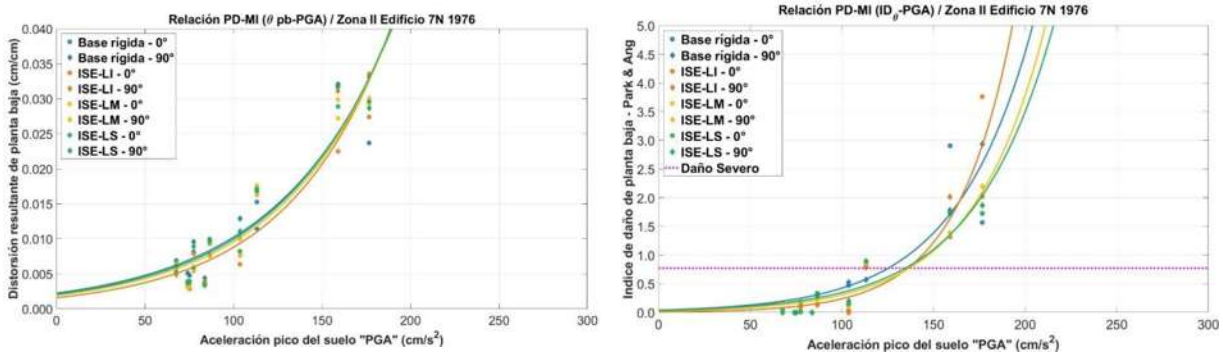


Figura 5-53: Mapa de índice de daño de Park & Ang. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura

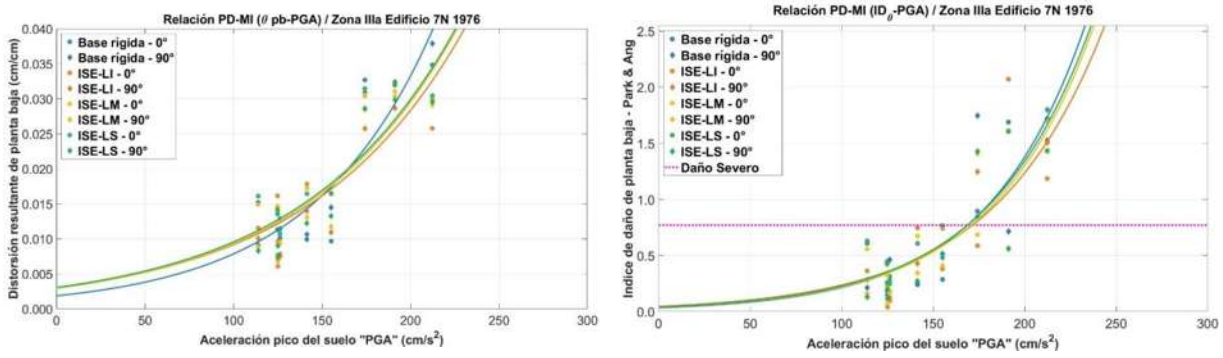
En las figuras 5-52 y 5-53, se presentan de manera gráfica, la distribución de distorsiones angulares y el índice de daño en planta baja a lo largo de la zona instrumentada de la Ciudad de México. En los gráficos se muestra la principal diferencia entre los resultados de base rígida y el promedio de los resultados considerando los tres límites para la interacción suelo estructura.

Se construyen también curvas de demanda ingenieril de la distorsión angular y del índice de daño en planta baja con respecto a la aceleración pico del suelo (PGA) y la pseudoaceleración de base rígida Te=0.801s, considerando la base rígida y cada uno de los límites considerados en las propiedades dinámicas del suelo. Las figuras 5-54 y 5-55 muestra lo anterior respectivamente.

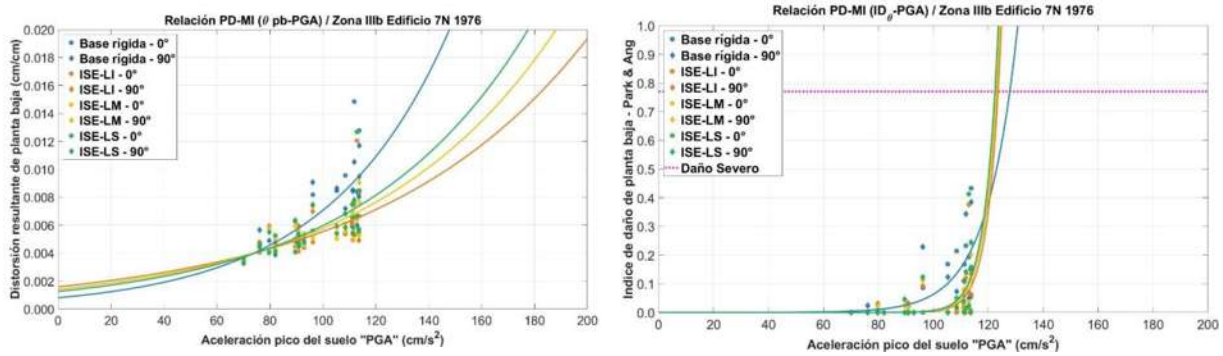
a)



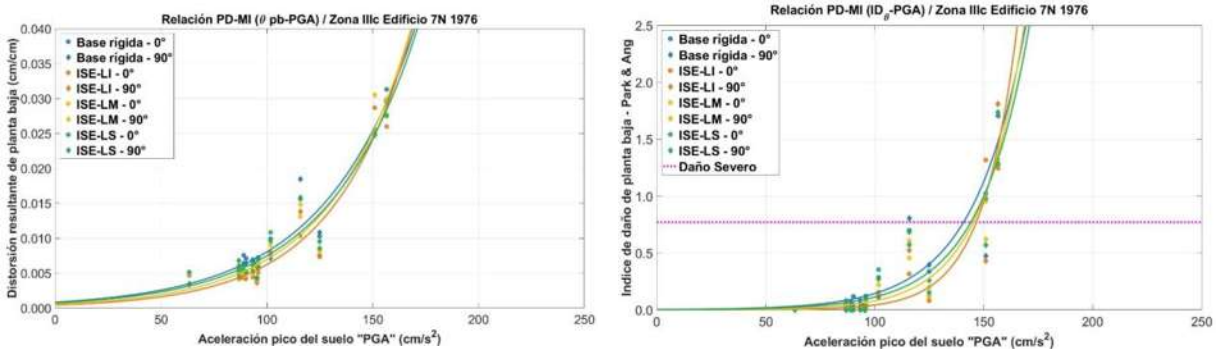
b)



c)



d)



e)

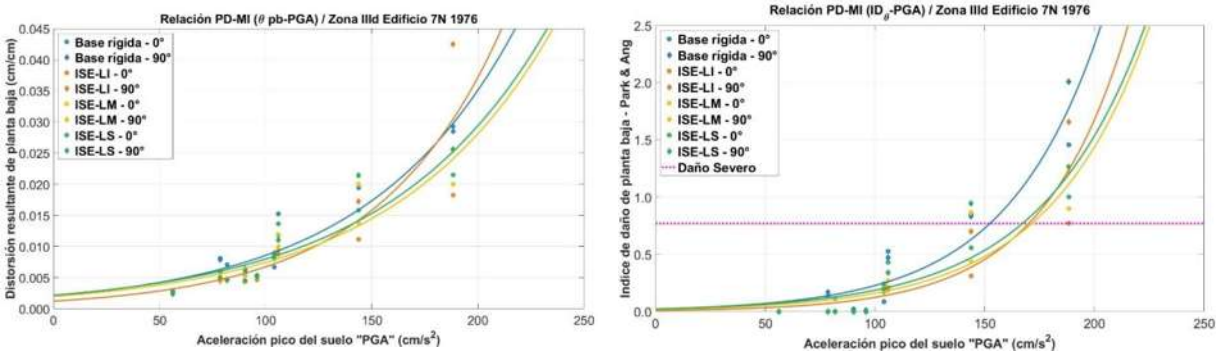
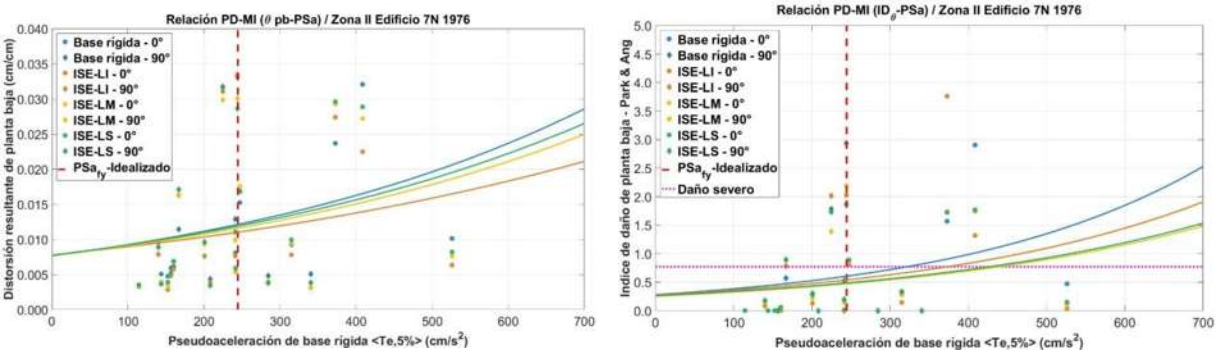
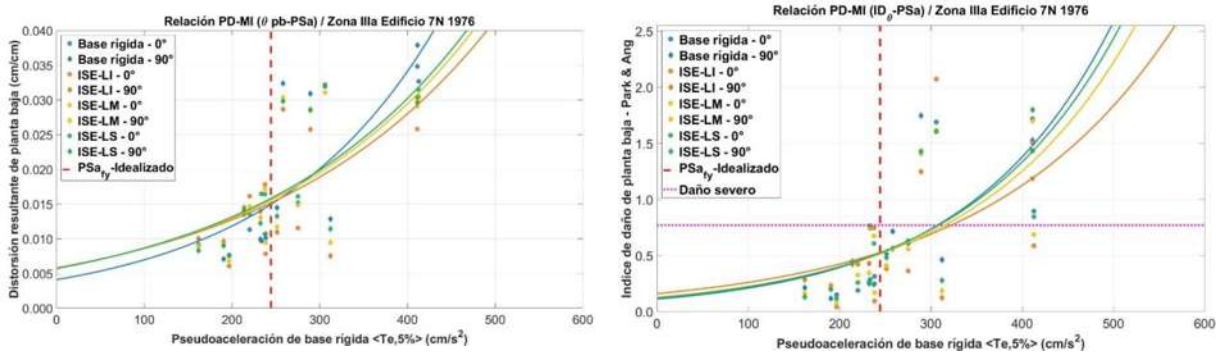


Figura 5-54: Parámetros de demanda ingenieril para distorsión e índice de daño Park & Ang con respecto a la aceleración pico del suelo con media geométrica. a) zona II, b) zona IIIa, c) zona IIIb, d) zona IIIc, e) zona IIId

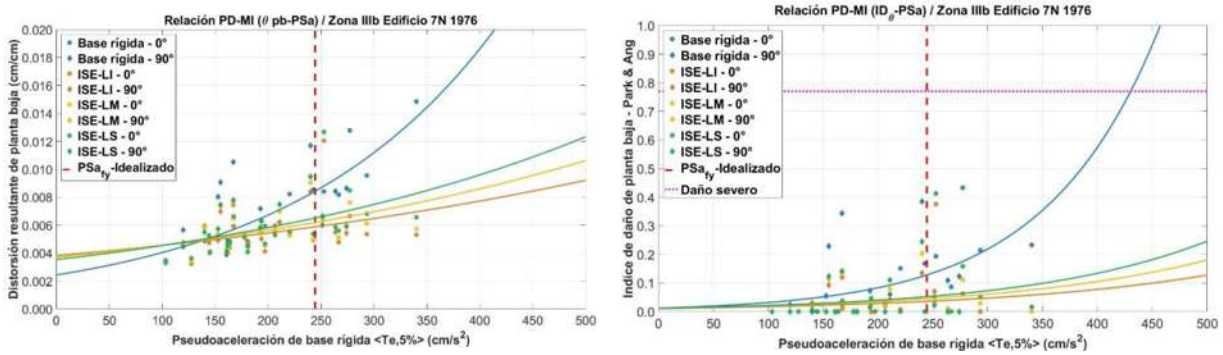
a)



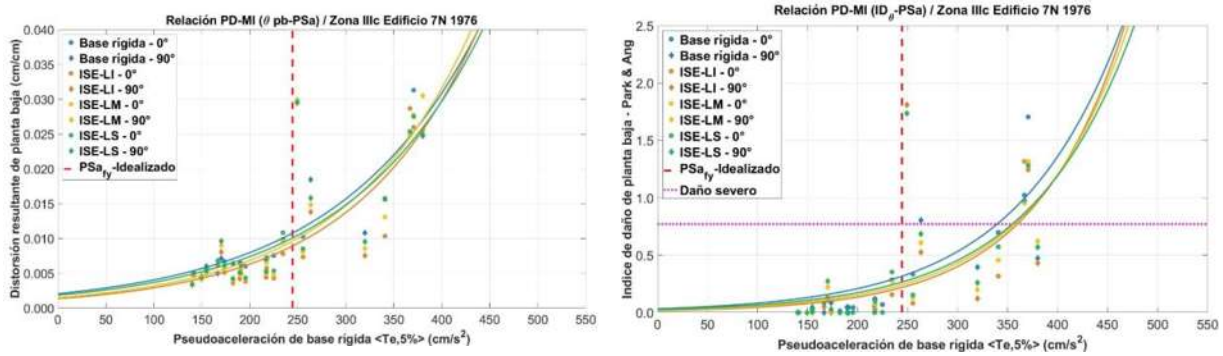
b)



c)



d)



e)

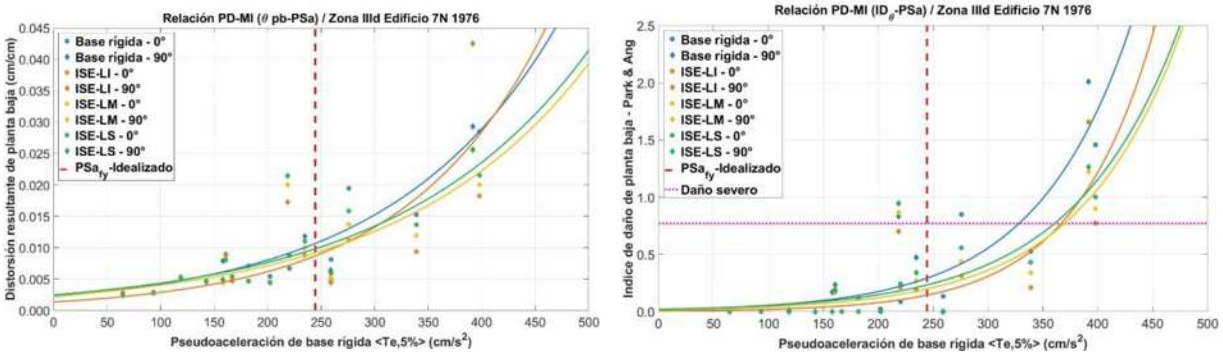


Figura 5-55: Parámetros de demanda ingenieril para distorsión e índice de daño Park & Ang con respecto a la pseudo aceleración en base rígida con media geométrica, a) zona II, b) zona IIIa, c) zona IIIb, d) zona IIIc, e) zona IIId

5.5 Resultados para los edificios del reglamento de construcciones de 2017

Al igual que para el grupo de edificios diseñados con el reglamento de construcciones de 1976, para cada edificio diseñado con el reglamento de 2017, se presentan las tablas correspondientes a la caracterización del comportamiento elástico e inelástico de los elementos considerados, así como las funciones de impedancia que modelan la respuesta dinámica de la estructura cuando se considera la interacción suelo estructura. Por último, se presentan las demandas de distorsión, ductilidad e índice de daño tanto para la planta baja como para el primer nivel (nivel de mampostería confinada) y la demanda del cortante basal normalizado al peso de la estructura. Por último, se ilustran los resultados en la zona instrumentada de la Ciudad de México, tanto los de base rígida como los de base flexible.

5.5.1 Edificio tres niveles

Los parámetros que definen el comportamiento plástico de los elementos se presentan en las tablas 5-29 a 5-31.

Tabla 5-29: Parámetros plásticos para trabes – Edificio tres niveles 2017

Características generales						Deformaciones y capacidades / Momento positivo					
Elemento	$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	$\frac{\rho'-\rho}{\rho_{bal}}$	Refuerzo	ν	L_p (cm)	a (rad)	b (rad)	c	IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
TR-101	-0.042	0.042	C	0.409	25.00	0.0218	0.0436	0.2	0.0068	0.0164	0.0218
TR-104	-0.048	0.048	C	0.342	25.00	0.0232	0.0463	0.2	0.0082	0.0174	0.0232
TR-105	-0.128	0.128	C	0.344	30.00	0.0231	0.0462	0.2	0.0081	0.0173	0.0231

Resistencias y ductilidad / Momento positivo					Deformaciones y capacidades / Momento negativo					
M_y (t-m)	M_u (t-m)	φ_y (rad/cm)	μ_φ	α	a (rad)	b (rad)	c	IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
18.27	29.37	5.740E-05	16.19	0.04	0.0214	0.0419	0.2	0.0067	0.0160	0.0214
18.44	30.88	5.493E-05	17.87	0.04	0.0227	0.0444	0.2	0.0079	0.0170	0.0227
18.63	31.93	4.319E-05	18.85	0.04	0.0218	0.0411	0.2	0.0073	0.0164	0.0218

Resistencias y ductilidad / Momento negativo					Degradación cíclica de energía y rigidez					
M_y (t-m)	M_u (t-m)	φ_y (rad/cm)	μ_φ	α	Y	U	L	R	X	FDR
21.44	27.59	5.964E-05	15.34	0.02	0.65	0.45	0.45	0.25	0.25	0
23.58	31.00	5.772E-05	16.73	0.02	0.65	0.45	0.45	0.25	0.25	0
38.58	49.89	4.968E-05	15.66	0.02	0.65	0.45	0.45	0.25	0.25	0

Se describe a continuación la obtención de los parámetros de la trabe TR-101, asociados a la tabla 5-29:

Características generales

Cuantía de acero, esfuerzo cortante y longitud de articulación plástica

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \cdot \frac{E_s \varepsilon_c \beta_1}{E_s \varepsilon_c + f_y} = \frac{0.85\left(350 \frac{Kg}{cm^2}\right)}{4200 \frac{Kg}{cm^2}} \cdot \frac{2'040,000 \frac{Kg}{cm^2}(0.003)(0.8)}{2'040,000 \frac{Kg}{cm^2}(0.003) + 4200 \frac{Kg}{cm^2}} = 0.0336$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = \frac{0.0077 - 0.0091}{0.0336} = -0.0417 \qquad \rightarrow \qquad \frac{\rho' - \rho}{\rho_{bal}} = 0.0417$$

$$v = \frac{V_{max}}{3.1 b d \sqrt{f'_c}} = \frac{16,400\ Kg}{3.1(25)(50)\sqrt{350 \frac{Kg}{cm^2}}} = \frac{29,715\ Kg}{72,495\ Kg} = 0.4099$$

$$L_p = 0.5d = 0.5(50cm) = 25.0cm$$

El momento de fluencia y la curvatura de fluencia se obtienen de un diagrama momento curvatura. La curvatura última propuesta se asocia al punto "C" de la figura 5-2.

Características momento positivo

Momento y curvatura de fluencia

$$M_y = 18.27\ t - m\ ;\ \phi_y = 5.740E - 05\ ;$$

Relación de cuantías y esfuerzo cortante para la determinación de parámetros plásticos

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} \leq 0.0\ ;\ v_1 \leq 0.25\ ;\ a_1 = 0.025\ ;\ b_1 = 0.05\ ; IO_1 = 0.01\ ; LS_1 = 0.0188\ ; CP_1 = 0.025$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} \leq 0.0\ ;\ v_2 \geq 0.50\ ;\ a_2 = 0.02\ ;\ b_2 = 0.04\ ; IO_2 = 0.005\ ;\ LS_2 = 0.015\ ; CP_2 = 0.02$$

Interpolando linealmente para construir la curva de la figura 5-2

$$a = \frac{a_2 - a_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + a_1 = \frac{0.02 - 0.025}{0.50 - 0.25}(0.4099 - 0.25) + 0.025 = 0.0218$$

$$b = \frac{b_2 - b_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + b_1 = \frac{0.04 - 0.05}{0.50 - 0.25}(0.4099 - 0.25) + 0.05 = 0.0436$$

$$c = 0.2$$

Interpolando linealmente para obtener los estados límite de servicio

$$IO = \frac{IO_2 - IO_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + IO_1 = \frac{0.005 - 0.01}{0.50 - 0.25}(0.4099 - 0.25) + 0.01 = 0.0068$$

$$LS = \frac{LS_2 - LS_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + LS_1 = \frac{0.015 - 0.0188}{0.50 - 0.25}(0.4099 - 0.25) + 0.0188 = 0.0164$$

$$CP = \frac{CP_2 - CP_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + CP_1 = \frac{0.02 - 0.025}{0.50 - 0.25}(0.4099 - 0.25) + 0.025 = 0.0218$$

Completando los parámetros plásticos

$$\phi_u = \frac{\theta_a}{L_p} + \phi_y = \frac{0.0218\,rad}{25cm} + 5.740E-05\,\frac{rad}{cm} = 9.2951E-04\,\frac{rad}{cm}$$

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{9.295E-04\,\frac{rad}{cm}}{5.740E-05\,\frac{rad}{cm}} = 16.19$$

$$K_e = \frac{M_y}{\phi_y} = \frac{18.27\,t-m}{5.740E-05\,\frac{rad}{cm}} = 318,293\,\frac{t-m-cm}{rad}$$

$$M_u = \alpha K_e(\phi_u - \phi_y) + M_y = 0.04(318,293)(9.295E-04 - 5.740E-05) + 18.27 = 29.37\,t-m$$

Características momento negativo

$$M_y = 21.44\,t-m\,;\ \phi_y = 5.9636E-05\,;$$

Interpolando linealmente para la relación de cuantías menores a cero

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1 \le 0.0\,;\ v_1 \le 0.25\,;\ a_1 = 0.025\,;\ b_1 = 0.05\,;IO_1 = 0.01\,;LS_1 = 0.0188\,;CP_1 = 0.025$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1 \le 0.0\,;\ v_2 \ge 0.50\,;\ a_2 = 0.02\,;\ b_2 = 0.04\,;IO_2 = 0.005\,;\ LS_2 = 0.015\,;CP_2 = 0.02$$

$$a_3 = \frac{a_2 - a_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + a_1 = \frac{0.02 - 0.025}{0.50 - 0.25}(0.4099 - 0.25) + 0.025 = 0.0218$$

$$b_3 = \frac{b_2 - b_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + b_1 = \frac{0.04 - 0.05}{0.50 - 0.25}(0.4099 - 0.25) + 0.05 = 0.0436$$

Interpolando linealmente para la relación de cuantías mayores a punto cinco

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_2 \ge 0.5\,;\ v_1 \le 0.25\,;\ a_1 = 0.02\,;\ b_1 = 0.03\,;IO_1 = 0.005\,;LS_1 = 0.015\,;CP_1 = 0.02$$

$$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_2 \geq 0.5\ ;\ v_2 \geq 0.50\ ;\ a_2 = 0.015\ ;\ b_2 = 0.02\ ;\ IO_2 = 0.005\ ;\ LS_2 = 0.0113\ ;\ CP_2 = 0.015$$

$$a_4 = \frac{a_2 - a_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + a_1 = \frac{0.015 - 0.02}{0.50 - 0.25}(0.4099 - 0.25) + 0.02 = 0.0168$$

$$b_4 = \frac{b_2 - b_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + b_1 = \frac{0.02 - 0.03}{0.50 - 0.25}(0.4099 - 0.25) + 0.03 = 0.0236$$

Interpolando para el porcentaje en cuestión

$$a = \frac{a_4 - a_3}{\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + a_3 = \frac{0.0168 - 0.0218}{0.50 - 0}(0.0417 - 0) + 0.0218 = 0.0214$$

$$b = \frac{b_4 - b_3}{\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + b_3 = \frac{0.0236 - 0.0436}{0.50 - 0}(0.0417 - 0) + 0.0436 = 0.0419$$

$$c = 0.2$$

Interpolando linealmente para obtener los estados límite de servicio para la relación de porcentajes menor a cero

$$IO_3 = \frac{IO_2 - IO_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + IO_1 = \frac{0.005 - 0.01}{0.50 - 0.25}(0.4099 - 0.25) + 0.01 = 0.0068$$

$$LS_3 = \frac{LS_2 - LS_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + LS_1 = \frac{0.015 - 0.0188}{0.50 - 0.25}(0.4099 - 0.25) + 0.0188 = 0.0164$$

$$CP_3 = \frac{CP_2 - CP_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + CP_1 = \frac{0.02 - 0.025}{0.50 - 0.25}(0.4099 - 0.25) + 0.025 = 0.0218$$

Interpolando linealmente para obtener los estados límite de servicio para la relación de cuantías menor a cero

$$IO_4 = \frac{IO_2 - IO_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + IO_1 = \frac{0.005 - 0.005}{0.50 - 0.25}(0.4099 - 0.25) + 0.005 = 0.005$$

$$LS_4 = \frac{LS_2 - LS_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + LS_1 = \frac{0.0113 - 0.0150}{0.50 - 0.25}(0.4099 - 0.25) + 0.0150 = 0.0126$$

$$CP_4 = \frac{CP_2 - CP_1}{v_2 - v_1}(v - v_1) + CP_1 = \frac{0.015 - 0.02}{0.50 - 0.25}(0.4099 - 0.25) + 0.02 = 0.0168$$

Interpolando linealmente para obtener los estados límite para la relación de cuantías en cuestión

$$IO = \frac{IO_4 - IO_3}{\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + IO_3 = \frac{0.005 - 0.0068}{0.50 - 0}(0.0417 - 0) + 0.0068 = 0.0067$$

$$LS = \frac{LS_4 - LS_3}{\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + LS_3 = \frac{0.0126 - 0.0164}{0.50 - 0}(0.0417 - 0) + 0.0164 = 0.0160$$

$$CP = \frac{CP_4 - CP_3}{\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + CP_3 = \frac{0.0168 - 0.0218}{0.50 - 0}(0.0417 - 0) + 0.0218 = 0.0214$$

Completando los parámetros plásticos

$$\phi_u = \frac{\theta_a}{L_p} + \phi_y = \frac{0.0214\,rad}{25.0cm} + 5.9636E-05\frac{rad}{cm} = 9.1509E-04\frac{rad}{cm}$$

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{9.1509E-04\frac{rad}{cm}}{5.9636E-05\frac{rad}{cm}} = 15.34$$

$$K_e = \frac{M_y}{\phi_y} = \frac{21.44\,t-m}{5.9636E-05\frac{rad}{cm}} = 359,514\frac{t-cm-m}{rad}$$

$$M_u = \alpha K_e(\phi_u - \phi_y) + M_y = 0.02(359,514)(9.1509E-04 - 5.9636E-05) + 21.44 = 27.59\,t-m$$

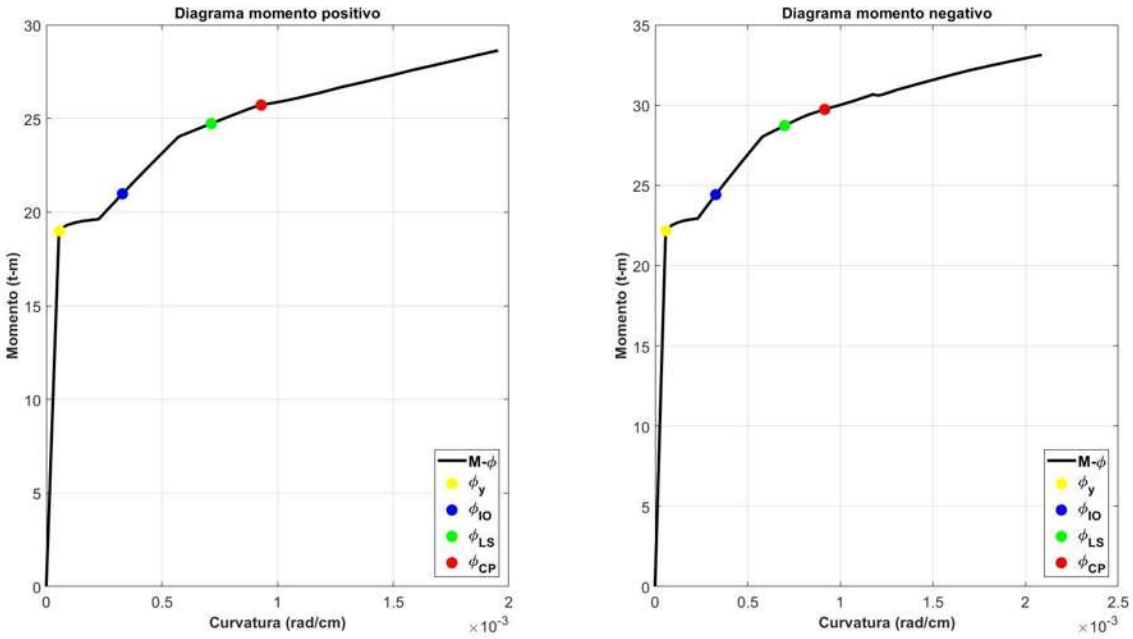


Figura 5-56: Relación momento curvatura para trabe TR-101 y estados límites propuestos

Tabla 5-30: Parámetros plásticos para columnas – Edificio tres niveles 2017

Características generales						Deformaciones y capacidades / Momento M3-M2					
Elemento	$\frac{P_u}{A_g f'_c}$	ρ_l	$\rho_{t,eff}$	$\frac{V_y}{V_{col}}$	L_p (cm)	a (rad)	b (rad)	c	IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
C-ESQ	0.03	0.0269	0.0175	0.46	22.50	0.038	0.079	0.2	0.0050	0.0286	0.0382
C-BOR	0.06	0.0269	0.0175	0.52	22.50	0.037	0.079	0.2	0.0050	0.0276	0.0367
C-CEN	0.10	0.0370	0.0175	0.49	22.50	0.037	0.079	0.2	0.0050	0.0281	0.0374

Parámetros de la superficie de fluencia											
a_t (cm)	a_c (cm)	$M_{b,u}$ (t-m)	$P_{b,u}$ (t)	$\frac{P_{b,u}}{P_{c,u}}$	$P_{c,u}$ (t)	$P_{t,u}$ (t)	α_{P_c}	α_{P_t}	β_{P-M}	γ_{M-M}	$\frac{F_y}{F_u}$
32.45	7.05	80.43	-221.9	0.3203	-692.92	228.98	1.50	1.75	1.1	1.31	0.7057
32.45	7.05	78.29	-221.9	0.3203	-692.92	228.98	1.50	1.75	1.1	1.31	0.7250
32.45	7.05	97.44	-220.3	0.2898	-760.33	314.33	1.50	1.65	1.1	1.25	0.7352

Ductilidad			Degradación cíclica de energía y rigidez					
φ_y (rad/cm)	μ_φ	α	Y	U	L	R	X	FDR
8.131E-05	21.85	0.02	0.75	0.65	0.65	0.35	0.35	0
8.611E-05	19.97	0.02	0.75	0.65	0.65	0.35	0.35	0
9.236E-05	19.01	0.02	0.75	0.65	0.65	0.35	0.35	0

Dado que las columnas de esquina son más sensibles a cambios de carga axial y con el propósito de presentar los cálculos necesarios para modelar el comportamiento elástico e inelástico, se desglosan los parámetros que modelan la columna C-ESQ, resultando de la siguiente manera:

Características generales

Características

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} = \frac{19{,}000\ Kg}{(2{,}2025 cm^2)\left(350 \frac{Kg}{cm^2}\right)} = 0.0268 < 0.1 \quad \rightarrow \quad \frac{P_u}{A_g f'_c} = 0.1$$

$$\rho_l = \frac{54.47 cm^2}{2{,}2025 cm^2} = 0.0269\ ; \rho_t = 0.0176 \geq 0.0175 \therefore \rightarrow \rho_t = 0.0175$$

$$V_{col} = \frac{A_v f_{y,t} d}{s} + 0.8 A_g \left(\frac{1.60\sqrt{f'_c}}{\frac{M_u}{V_u} d} \sqrt{1 + \frac{N_u}{1.60 A_g \sqrt{f'_c}}} \right)$$

$$= \frac{3.96 cm^2 \left(4200 \frac{Kg}{cm^2}\right)(40 cm)}{20 cm} + 0.8\left(2{,}2025 cm^2\right) \left(\frac{1.60\sqrt{250 \frac{Kg}{cm^2}}}{4} \sqrt{1+0} \right) = 43{,}510\ Kg$$

$$\frac{V_y}{V_{col}} = \frac{20{,}015\ Kg}{43{,}510\ Kg} = 0.46$$

$$L_p = 0.5d = 0.5(45cm) = 22.50cm$$

Resistencias y capacidades

Construcción de la curva momento rotación

$$a = 0.042 - 0.043\frac{N_u}{A_g f'_c} + 0.63\rho_t - 0.023\frac{V_y}{V_{col}} = 0.042 - 0.043(0.1) + 0.63(0.0175) - 0.023(0.46)$$

$$= 0.0381$$

$$b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_u}{0.8A_g f'_c} \cdot \frac{f'_c}{\rho_t f_{yt}}} = \frac{0.5}{5 + \frac{0.1}{0.8} \cdot \frac{250\frac{Kg}{cm^2}}{0.0175\left(4200\frac{Kg}{cm^2}\right)}} - 0.01 = 0.0794$$

$$c = 0.24 - 0.4\frac{N_u}{A_g f'_c} = 0.24 - 0.4(0.1) = 0.20$$

$$IO = 0.005$$

$$LS = 0.0286$$

$$CP = 0.0381$$

Parámetros plásticos

$$M_y = 36.30\ t-m\ ;\varphi_y = 8.1305E-05\frac{rad}{cm}$$

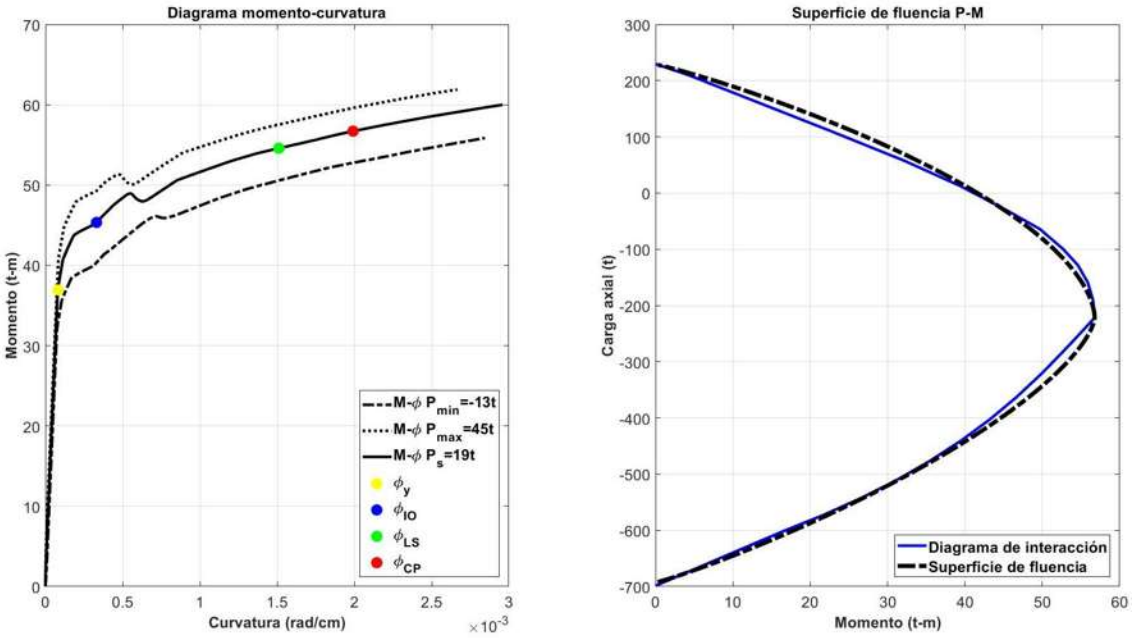
$$\varphi_u = \frac{\theta_a}{L_p} + \varphi_y = \frac{0.0382}{22.5cm} + 8.1305E-04\frac{rad}{cm} = 1.7791E-03\frac{rad}{cm}$$

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{1.7791E-03}{8.1305E-05} = 21.85$$

$$K_e = \frac{M_y}{\varphi_y} = \frac{36.30\ t-m}{8.1305E-05\frac{rad}{cm}} = 450,157\frac{Ton-m-cm}{rad}$$

$$M_u = \alpha K_e(\varphi_u + \varphi_y) + M_y = 0.02(450,157)(1.7791E-03 - 8.1305E-05) + 36.30 = 51.69\ t-m$$

$$\frac{M_y}{M_u} = \frac{F_y}{F_u} = \frac{36.30\ t-m}{51.69\ t-m} = 0.7057$$



a) b)

Figura 5-57: Relación momento curvatura y superficie de fluencia para columna de esquina. a) momento curvatura y estados límite propuestos, b) diagrama de interacción y superficie de fluencia propuesta

Tabla 5-31: Parámetros plásticos para muros de mampostería – Edificio tres niveles 2017

Elemento		Resistencias y deformaciones						Capacidades		
Nivel	Dirección	σ_y $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	σ_{max} $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	σ_u $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	θ_y (cm/cm)	θ_{max} (cm/cm)	θ_u (cm/cm)	IO (cm/cm)	LS (cm/cm)	CP (cm/cm)
N2	X	2.58146	3.22683	2.06517	0.00032	0.00300	0.00500	0.00032	0.00225	0.0042
N1	X	2.91731	3.64664	2.33385	0.00036	0.00300	0.00500	0.00036	0.00225	0.0042
N2	Y	2.85382	3.56728	2.28306	0.00036	0.00300	0.00500	0.00036	0.00225	0.0042
N1	Y	3.42512	4.28140	2.74010	0.00043	0.00300	0.00500	0.00043	0.00225	0.0042

Degradación cíclica de energía y rigidez					
Y	U	L	R	X	FDR
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0

Por último, y siendo de gran importancia para esta filosofía de diseño recomendada en este reglamento de construcción, se presenta la obtención de los parámetros elásticos y plásticos para modelar los muros del nivel 1 en dirección global "X" de la siguiente manera:

Determinación de los esfuerzos de fluencia, máximo y último

$$V_{y,N1X} = \sum_{i=1}^{n} f_i\left(0.5v'_m A_{T,i} + 0.3P_i\right) = 477.86\ t$$

$$\sigma_y = \frac{\sum_{i=1}^{n} f_i\left(0.5v'_m A_{T,i} + 0.3P_i\right)}{\sum_{i=1}^{n} A_{T,i}} = \frac{477{,}860\ Kg}{163{,}800\ cm^2} = 2.9173\ \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{max} = 1.25\sigma_y = 1.25\left(2.9173\ \frac{Kg}{cm^2}\right) = 3.6466\ \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma_u = 0.8\sigma_y = 0.8\left(2.9173\ \frac{Kg}{cm^2}\right) = 2.3338\ \frac{Kg}{cm^2}$$

Determinación de las distorsiones de fluencia, máxima y última

$$\theta_y = \frac{\sigma_y}{G_m} = \frac{2.9173\ \frac{Kg}{cm^2}}{8{,}000\ \frac{Kg}{cm^2}} = 0.00036$$

$$\theta_{max} = 0.003$$

$$\theta_u = 0.005$$

Determinación de los estados límite de servicio

$$IO = \theta_y = 0.00036$$

$$LS = 0.0022$$

$$CP = 0.0044$$

Tabla 5-32: Relación para considerar la interacción inercial – Edificio tres niveles 2017

Profundidad del suelo		L-I			L-M			L-S		
		G_s	450	(t/m^2)	G_s	600	(t/m^2)	G_s	750	(t/m^2)
Zona	H_s (m)	T_s (s)	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	T_s (s)	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	T_s (s)	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$
Zona II	11.881	0.800	0.869	0.821	0.693	1.004	0.948	0.620	1.122	1.060
Zona IIIa	21.871	1.472	0.869	0.821	1.275	1.004	0.948	1.141	1.122	1.060
Zona IIIb	31.810	2.142	0.869	0.821	1.855	1.004	0.948	1.659	1.122	1.060
Zona IIIc	39.231	2.641	0.869	0.821	2.287	1.004	0.948	2.046	1.122	1.060
Zona IIId	49.130	3.307	0.869	0.821	2.864	1.004	0.948	2.562	1.122	1.060

Atendiendo a lo estipulado en el capítulo 2, es necesario identificar si en el análisis de la estructura deben incluirse los efectos tanto de interacción inercial como cinemática. En las tablas 5-32 y 5-33 se reportan los resultados para estas condiciones. Para obtener estos cálculos, se emplearon los siguientes parámetros: los periodos fundamentales considerando la condición de base rígida en cada dirección ortogonal son $T_{e,x}$=0.340s y $T_{e,y}$=0.319s respectivamente. La altura y el peso efectivo de la edificación son $H_e=0.7H_T$=5.845m y $W_e=0.7W_T$=902.90t. La profundidad del cajón de cimentación es igual a D_f=2.1m. Las propiedades dinámicas relacionadas al suelo se tomaron de lo estipulado en el capítulo 4.

Tabla 5-33: Relación para considerar la interacción cinemática – Edificio tres niveles 2017

Zona	D/r	0.181	(m/m)						
	L-I			L-M			L-S		
	V_s (m/s)	τ_v	$\frac{T_s}{\tau_v}$	V_s (m/s)	τ_v	$\frac{T_s}{\tau_v}$	V_s (m/s)	τ_v	$\frac{T_s}{\tau_v}$
Zona II	59.417	0.035	22.630	68.608	0.031	22.630	76.707	0.027	22.630
Zona IIIa	59.417	0.035	41.660	68.608	0.031	41.660	76.707	0.027	41.660
Zona IIIb	59.417	0.035	60.591	68.608	0.031	60.591	76.707	0.027	60.591
Zona IIIc	59.417	0.035	74.726	68.608	0.031	74.726	76.707	0.027	74.726
Zona IIId	59.417	0.035	93.580	68.608	0.031	93.580	76.707	0.027	93.580

Como puede observarse en los resultados de la tabla 5-32, para las tres condiciones de rigidez del suelo, el resultado del cociente para el producto cruzado de periodo y altura (suelo-estructura) es menor al límite estipulado de 2.5, resultando en que los efectos de la interacción inercial son importantes, por lo que deben tomarse en consideración en la respuesta del sistema. En cuanto a los efectos cinemáticos, la tabla 5-33 muestra que la relación entre el periodo fundamental del suelo y el tiempo de tránsito de las ondas en la profundidad del cajón de cimentación es relativamente corta, pues el resultado del cociente es mayor a 12, indicando que el movimiento efectivo en la base del cimiento y el de campo libre puede despreciarse. En el caso de la relación de esbeltez entre la profundidad de desplante y el radio equivalente en traslación del cimiento es menor a 0.5, representando que el cabeceo o la rotación en la base puede modificar la respuesta del sistema. Con base en lo comentado anteriormente para los edificios diseñados con el reglamento de 1976 y al satisfacer una de las condiciones

determinadas en la parte cinemática de la interacción, se desprecian sus efectos para este trabajo.

Empleando las ecuaciones estipuladas en el capítulo 2, se calculan las funciones de impedancia (rigidez y amortiguamiento efectivo) que representan el comportamiento del sistema. La tabla 5-34 presenta los resultados para cada zona geotécnica y para cada límite de rigidez del suelo considerado en este trabajo.

Tabla 5-34: Resultados de las funciones de impedancia – Edificio tres niveles 2017

Suelo	$\tilde{T}_{e_x}$ (s)	$\frac{c_x}{c_r}$	$K_{h,x}$ (t/m)	$K_{r,yy}$ $\left(\frac{t\text{-}m}{rad}\right)$	$C_{h,x}$ $\left(\frac{t\text{-}s}{m}\right)$	$C_{r,yy}$ $\left(\frac{t\text{-}m\text{-}s}{rad}\right)$	$\tilde{T}_{e_y}$ (s)	$\frac{c_y}{c_r}$	$K_{h,y}$ (t/m)	$K_{r,xx}$ $\left(\frac{t\text{-}m}{rad}\right)$	$C_{h,y}$ $\left(\frac{t\text{-}s}{m}\right)$	$C_{r,xx}$ $\left(\frac{t\text{-}m\text{-}s}{rad}\right)$
Zona II												
L-I	0.5224	0.1213	50,393	2,692,352	6,439	20,803	0.4873	0.1369	50,073	3,635,839	6,421	34,458
L-M	0.4803	0.1118	67,535	3,748,285	7,455	24,988	0.4472	0.1255	67,122	5,201,646	7,432	40,719
L-S	0.4536	0.1042	84,788	4,855,902	8,356	29,109	0.4221	0.1165	84,296	6,889,474	8,328	46,874
Zona IIIa												
L-I	0.5480	0.1464	39,464	2,476,922	5,032	37,066	0.5123	0.1755	39,234	3,369,893	5,018	87,406
L-M	0.5013	0.1311	52,854	3,430,772	5,825	39,010	0.4679	0.1526	52,556	4,782,570	5,807	83,917
L-S	0.4714	0.1201	66,323	4,426,696	6,529	41,406	0.4397	0.1374	65,965	6,291,595	6,507	83,603
Zona IIIb												
L-I	0.5626	0.2252	35,723	2,313,038	4,551	186,979	0.5277	0.2343	35,531	3,084,234	4,538	414,814
L-M	0.5131	0.1997	47,826	3,203,645	5,268	212,957	0.4803	0.2122	47,575	4,369,947	5,251	474,928
L-S	0.4813	0.1793	59,997	4,135,963	5,903	234,863	0.4501	0.1933	59,693	5,750,586	5,884	526,373
Zona IIIc												
L-I	0.5676	0.2265	34,206	2,286,047	4,356	183,124	0.5326	0.2367	34,024	3,057,103	4,344	405,747
L-M	0.5172	0.2012	45,790	3,162,693	5,042	208,574	0.4844	0.2145	45,553	4,322,929	5,027	464,535
L-S	0.4849	0.1809	57,439	4,079,520	5,650	230,040	0.4536	0.1955	57,151	5,679,663	5,632	514,854
Zona IIId												
L-I	0.5722	0.2276	32,919	2,262,966	4,191	179,815	0.5370	0.2388	32,746	3,034,076	4,179	397,973
L-M	0.5210	0.2025	44,063	3,127,696	4,851	204,811	0.4881	0.2165	43,838	4,282,803	4,836	455,628
L-S	0.4881	0.1822	55,268	4,031,298	5,436	225,900	0.4568	0.1974	54,995	5,619,163	5,418	504,981

Para demostrar el proceso de cálculo de dichas funciones de impedancia, en los siguientes párrafos se desglosan los cálculos correspondientes a la zona geotécnica IIIa con el límite medio de rigidez.

- Dirección “X”

Radios equivalentes en traslación y rotación

$$R_{h,x} = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{(25m)(16.9m)}{\pi}} = 11.5968m$$

$$R_{r,yy} = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} = \sqrt[4]{\frac{4\left[\frac{(25m)(16.9m)^3}{12}\right]}{\pi}} = 10.6373m$$

Rigidez estática en traslación y rotación

$$K_{h,x}^{o} = \frac{8G_s R_{h,x}}{2-\nu_s}\left(1+\frac{R_{h,x}}{2H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{3R_{h,x}}\right)\left(1+\frac{5D}{4H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(450\frac{t}{m^2}\right)(11.5968m)}{2-0.45}\right]\left[1+\frac{11.5968m}{2(31.8103m)}\right]\left[1+\frac{2(2.1m)}{3(11.5968m)}\right]\left[1 + \frac{5(2.1m)}{4(31.8103m)}\right] = 38,634\frac{t}{m}$$

$$K_{r,yy}^{o} = \frac{8G_s R_{r,yy}^3}{3(1-\nu_s)}\left(1+\frac{R_{r,yy}}{6H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{R_{r,yy}}\right)\left(1+0.71\frac{D}{H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(450\frac{t}{m^2}\right)(10.6373m)^3}{3(1-0.45)}\right]\left[1+\frac{10.6373m}{6(31.8103m)}\right]\left[1+\frac{2(2.1m)}{10.6373m}\right]\left[1 + 0.71\left(\frac{2.1m}{31.8103m}\right)\right] = 4'048,425\frac{t-m}{rad}$$

Frecuencia de interés

$$\omega_x = \frac{2\pi}{\widetilde{T}_{e,x}} = \frac{2\pi}{0.5626s} = 11.1681\frac{rad}{s}$$

Parámetros de frecuencias

$$\eta_{h,x} = \frac{\omega_x R_{h,x}}{V_s} = \frac{11.1681\frac{rad}{s}(11.5968m)}{59.42\frac{m}{s}} = 2.1798$$

$$\eta_{r,yy} = \frac{\omega_x R_{r,yy}}{V_s} = \frac{11.1681\frac{rad}{s}(10.6373m)}{59.42\frac{m}{s}} = 1.9994$$

$$\eta_s = \frac{\pi R_{h,x}}{2H_s} = \frac{\pi(11.5968m)}{2(31.8103m)} = 0.5727$$

$$\eta_p = \frac{\pi R_{r,yy}}{2H_s}\sqrt{\frac{2(1-\nu_s)}{1-2\nu_s}} = \frac{\pi(10.6373m)}{2(31.8103m)}\sqrt{\frac{2(1-0.45)}{1-2(0.45)}} = 1.7421$$

Coeficientes de rigidez

$$k_{h,x} = 1$$

$$\eta_{r,yy} \leq 2.5 \quad \rightarrow \quad k_{r,yy} = 1 - 0.2\eta_{r,yy} = 1 - 0.2(1.9993) = 0.6001$$

Coeficientes de amortiguamiento

$$\eta_{hs} = \frac{\eta_{h,x}}{\eta_s} = \frac{2.1797}{0.5727} = 3.8060 > 1 \quad \rightarrow \quad c_{h,x} = 0.576$$

$$\eta_{rp} = \frac{\eta_{r,yy}}{\eta_p} = \frac{1.9994}{1.7421} = 1.1476 > 1 \;\rightarrow\; c_{r,yy} = \frac{0.3\eta_{r,yy}^2}{1+\eta_{r,yy}^2} = \frac{0.3(1.9994)^2}{1+(1.9994)^2} = 0.2400$$

Rigidez dinámica

$$K_{h,x} = K_{h,x}^o\left[k_{h,x} - 2\zeta_s\eta_{h,x}c_{h,x}\right] = 38,634\frac{t}{m}[1-2(0.03)(2.1798)(0.576)] = 35,723\frac{t}{m}$$

$$K_{r,yy} = K_{r,yy}^0\left[k_{r,yy} - 2\zeta_s\eta_{r,yy}c_{r,yy}\right] = 4'048,425\frac{t-m}{rad}[0.6001-2(0.03)(1.9994)(0.24)]$$

$$= 2'312,978\frac{t-m}{rad}$$

Amortiguamiento

$$C_{h,x} = \frac{K_{h,x}^o\left[\eta_{h,x}c_{h,x} + 2\zeta_s k_{h,x}\right]}{\omega_x} = \frac{38,634\frac{t}{m}[2.1798(0.576)+2(0.03)(1)]}{11.1681\frac{rad}{s}} = 4,551\frac{t-s}{m}$$

$$C_{r,yy} = \frac{K_{r,yy}^o\left[\eta_{r,yy}c_{r,yy} + 2\zeta_s k_{r,yy}\right]}{\omega_x} = \frac{4'048,425\frac{t-m}{rad}[1.9994(0.24)+2(0.03)(0.6001)]}{11.1681\frac{rad}{s}}$$

$$= 186,981\frac{t-m-s}{rad}$$

Periodo natural de vibración en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$T_{h,x} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e}{K_{h,x}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(1,289.86\,t)}{35,723\frac{t}{m}}} = 0.3190s$$

$$T_{r,yy} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e(H_e+D)^2}{K_{r,yy}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(1,289.86\,t)[0.7(8.35m)+2.1m]^2}{2'312,978\frac{t-m}{rad}}} = 0.3150s$$

$$\widetilde{T}_{e,x} = \sqrt{T_{e,x}^2 + T_{h,x}^2 + T_{r,yy}^2} = \sqrt{0.3400^2 + 0.3190^2 + 0.3150^2} = 0.5626s$$

Fracción de amortiguamiento crítico en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$\zeta_{h,x} = \frac{\pi C_{h,x}}{\widetilde{T}_{e,x}K_{h,x}} = \frac{\pi\left(4,551\frac{t-s}{m}\right)}{0.5626s\left(35,723\frac{t}{m}\right)} = 0.7114$$

$$\zeta_{r,yy} = \frac{\pi C_{r,yy}}{\widetilde{T}_{e,x}K_{r,yy}} = \frac{\pi\left(186,979\frac{t-m-s}{rad}\right)}{0.5626s\left(2'313,038\frac{t-m}{rad}\right)} = 0.4514$$

$$\tilde{\zeta}_{e,x} = \zeta_{e,x}\left(\frac{T_{e,x}}{\widetilde{T}_{e,x}}\right)^3 + \frac{\zeta_{h,x}}{1+2\zeta_{h,x}^2}\left(\frac{T_{h,x}}{\widetilde{T}_{e,x}}\right)^2 + \frac{\zeta_{r,yy}}{1+2\zeta_{r,yy}^2}\left(\frac{T_{r,yy}}{\widetilde{T}_{e,x}}\right)^2$$

$$= 0.05\left(\frac{0.3400}{0.5626}\right)^3 + \frac{0.7114}{1+2(0.7114)^2}\left(\frac{0.3190}{0.5626}\right)^2 + \frac{0.4514}{1+2(0.4514)^2}\left(\frac{0.3150}{0.5626}\right)^2$$

$$= 0.2252$$

- Dirección "Y"

Radios equivalentes en traslación y rotación

$$R_{h,y} = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{(25m)(16.9m)}{\pi}} = 11.5968m$$

$$R_{r,xx} = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} = \sqrt[4]{\frac{4\left[\frac{(16.9m)(25m)^3}{12}\right]}{\pi}} = 12.9378m$$

Rigidez estática en traslación y rotación

$$K^o_{h,y} = \frac{8G_sR_{h,y}}{2-\nu_s}\left(1+\frac{R_{h,y}}{2H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{3R_{h,y}}\right)\left(1+\frac{5D}{4H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(450\frac{t}{m^2}\right)(11.5968m)}{2-0.45}\right]\left[1+\frac{11.5968m}{2(31.8103m)}\right]\left[1+\frac{2(2.1m)}{3(11.5968m)}\right]\left[1 + \frac{5(2.1m)}{4(31.8103m)}\right] = 38,634\frac{t}{m}$$

$$K^o_{r,xx} = \frac{8G_sR^3_{r,xx}}{3(1-\nu_s)}\left(1+\frac{R_{r,xx}}{6H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{R_{r,xx}}\right)\left(1+0.71\frac{D}{H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(450\frac{t}{m^2}\right)(12.9378m)^3}{3(1-0.45)}\right]\left[1+\frac{12.9378m}{6(31.8103m)}\right]\left[1+\frac{2(2.1m)}{12.9378m}\right]\left[1 + 0.71\left(\frac{2.1m}{31.8103m}\right)\right] = 6'996,292\frac{t-m}{rad}$$

Frecuencia de interés

$$\omega_y = \frac{2\pi}{\widetilde{T}_{e,y}} = \frac{2\pi}{0.5277s} = 11.9067\frac{rad}{s}$$

Parámetros de frecuencias

$$\eta_{h,y} = \frac{\omega_y R_{h,y}}{V_s} = \frac{11.9067\frac{rad}{s}(11.5968m)}{59.42\frac{m}{s}} = 2.3239$$

$$\eta_{r,xx} = \frac{\omega_y R_{r,xx}}{V_s} = \frac{11.9067\frac{rad}{s}(12.9378m)}{59.42\frac{m}{s}} = 2.5926$$

$$\eta_s = \frac{\pi R_{h,y}}{2H_s} = \frac{\pi(11.5968m)}{2(31.8103m)} = 0.5727$$

$$\eta_p = \frac{\pi R_{r,xx}}{2H_s}\sqrt{\frac{2(1-\nu_s)}{1-2\nu_s}} = \frac{\pi(12.9378m)}{2(31.8103m)}\sqrt{\frac{2(1-0.45)}{1-2(0.45)}} = 2.1189$$

Coeficientes de rigidez

$$k_{h,x} = 1$$

$$\eta_{r,xx} > 2.5 \;\; y \;\; \nu_s \geq 0.45 \;\rightarrow\;\; k_{r,xx} = 1 - 0.2\eta_{r,xx} = 1 - 0.2(2.5926) = 0.4815$$

Coeficientes de amortiguamiento

$$\eta_{hs} = \frac{\eta_{h,y}}{\eta_s} = \frac{2.3239}{0.5727} = 4.0582 > 1 \quad \rightarrow \quad c_{h,y} = 0.576$$

$$\eta_{rp} = \frac{\eta_{r,xx}}{\eta_p} = \frac{2.5926}{2.1189} = 1.2236 > 1 \;\rightarrow\; c_{r,xx} = \frac{0.3\eta_{r,xx}^2}{1+\eta_{r,xx}^2} = \frac{0.3(2.5926)^2}{1+(2.5926)^2} = 0.2611$$

Rigidez dinámica

$$K_{h,y} = K_{h,y}^o\left[k_{h,y} - 2\zeta_s\eta_{h,y}c_{h,y}\right] = 38,634\frac{t}{m}[1-2(0.03)(2.3239)(0.576)] = 35,531\frac{t}{m}$$

$$K_{r,xx} = K_{r,xx}^0\left[k_{r,xx} - 2\zeta_s\eta_{r,xx}c_{r,xx}\right] = 6'996,292\frac{t-m}{rad}[0.4815-2(0.03)(2.5926)(0.2611)]$$

$$= 3'084,234\frac{t-m}{rad}$$

Amortiguamiento

$$C_{h,y} = \frac{K_{h,y}^o\left[\eta_{h,y}c_{h,y} + 2\zeta_s k_{h,y}\right]}{\omega_y} = \frac{38,634\frac{t}{m}[2.3239(0.576)+2(0.03)(1)]}{11.9067\frac{rad}{s}} = 4,538\frac{t-s}{m}$$

$$C_{r,xx} = \frac{K_{r,xx}^o\left[\eta_{r,xx}c_{r,xx} + 2\zeta_s k_{r,xx}\right]}{\omega_x} = \frac{6'996,292\frac{t-m}{rad}[2.5926(0.2611)+2(0.03)(0.4815)]}{11.9067\frac{rad}{s}}$$

$$= 414,814\frac{t-m-s}{rad}$$

Periodo natural de vibración en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$T_{h,y} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e}{K_{h,y}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(1,289.86\,t)}{35,531\frac{t}{m}}} = 0.3198s$$

$$T_{r,xx} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e(H_e+D)^2}{K_{r,xx}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(1,289.86\,t)[0.7(8.35m)+2.1m]^2}{3'084,234\frac{t-m}{rad}}} = 0.2727s$$

$$\widetilde{T}_{e,y} = \sqrt{T_{e,y}^2 + T_{h,y}^2 + T_{r,xx}^2} = \sqrt{0.3190^2 + 0.3198^2 + 0.2727^2} = 0.5277s$$

Fracción de amortiguamiento crítico en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$\zeta_{h,y} = \frac{\pi C_{h,y}}{\tilde{T}_{e,y} K_{h,y}} = \frac{\pi\left(4,538\frac{t-s}{m}\right)}{0.5277s\left(35,531\frac{t}{m}\right)} = 0.7604$$

$$\zeta_{r,xx} = \frac{\pi C_{r,xx}}{\tilde{T}_{e,y} K_{r,xx}} = \frac{\pi\left(414,814\frac{t-m-s}{rad}\right)}{0.5277s\left(3'084,234\frac{t-m}{rad}\right)} = 0.8007$$

$$\tilde{\zeta}_{e,y} = \zeta_{e,y}\left(\frac{T_{e,y}}{\tilde{T}_{e,y}}\right)^3 + \frac{\zeta_{h,y}}{1+2\zeta_{h,y}^2}\left(\frac{T_{h,y}}{\tilde{T}_{e,y}}\right)^2 + \frac{\zeta_{r,xx}}{1+2\zeta_{r,xx}^2}\left(\frac{T_{r,xx}}{\tilde{T}_{e,y}}\right)^2$$

$$= 0.05\left(\frac{0.3190}{0.5277}\right)^3 + \frac{0.7604}{1+2(0.7604)^2}\left(\frac{0.3198}{0.5277}\right)^2 + \frac{0.8007}{1+2(0.8007)^2}\left(\frac{0.2727}{0.5277}\right)^2$$

$$= 0.2343$$

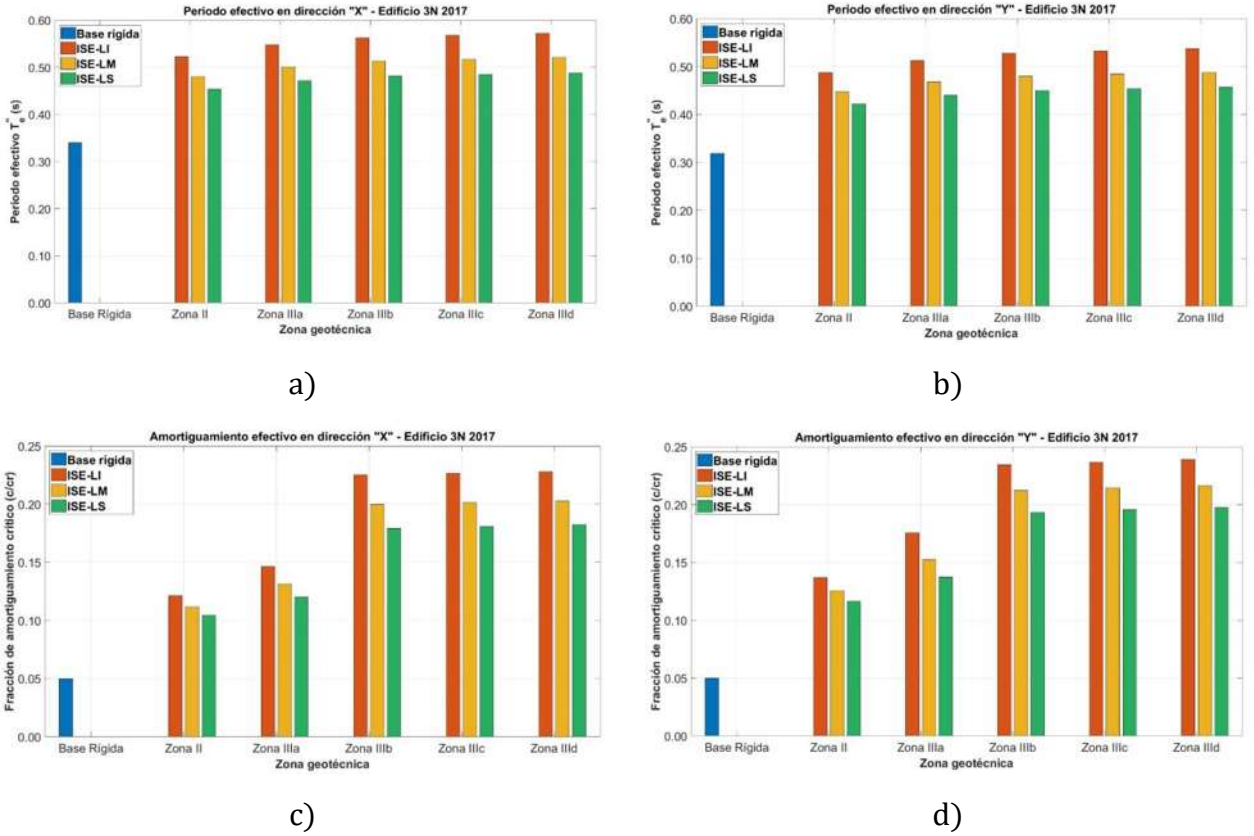


Figura 5-58: Variación del periodo y amortiguamiento efectivo en cada zona geotécnica, a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en dirección "X", d) amortiguamiento efectivo en dirección "Y"

Con los resultados obtenidos en la tabla 5-34, se construye la figura 5-58, la cual ilustra de manera gráfica la variación de los periodos fundamentales y la fracción del amortiguamiento crítico para cada dirección ortogonal, considerando los tres límites de rigidez del suelo. Por su parte, la figura 5-59 ilustra, considerando el límite medio del suelo, las curvas que definen la variación del periodo fundamental y la fracción del amortiguamiento crítico, considerando que la estructura mantiene el mismo peso y geometría, pero el periodo de base rígida puede variar. Las líneas verticales indican el periodo en cuestión y el periodo límite en el cual los efectos de la interacción inercial pueden ser despreciados.

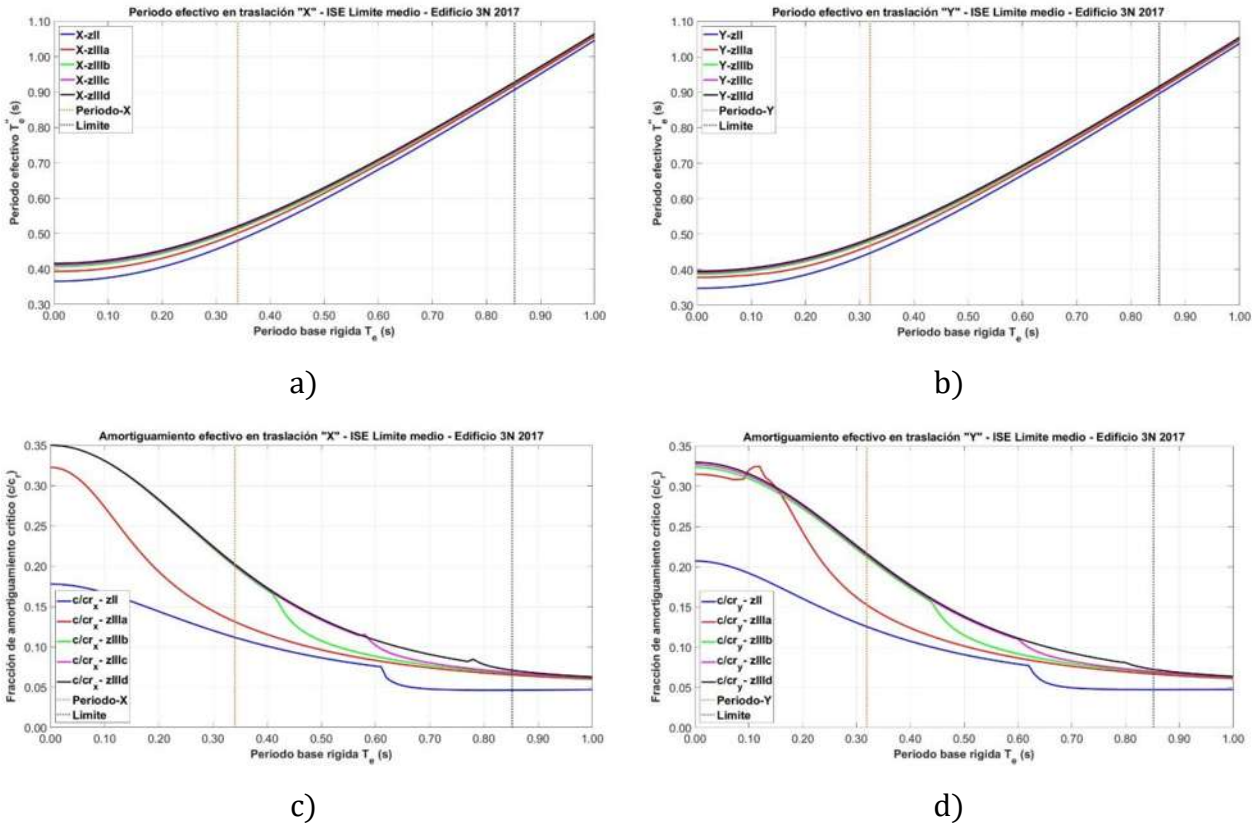
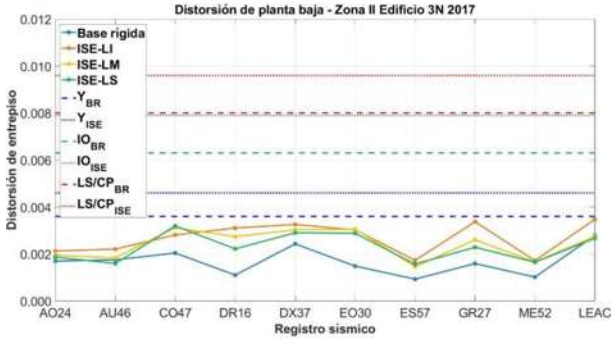
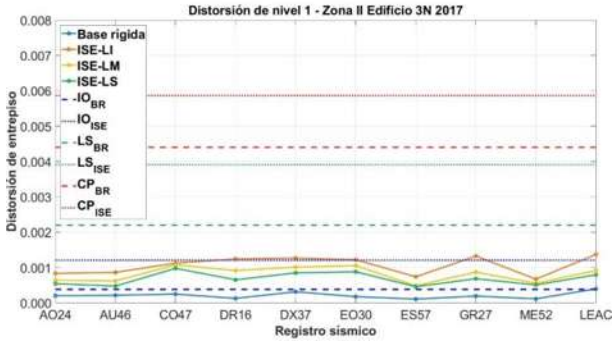


Figura 5-59: Curvas con la variación de periodos y amortiguamientos efectivos para el límite medio de rigidez del suelo. a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en "X", d) amortiguamiento efectivo en "Y"

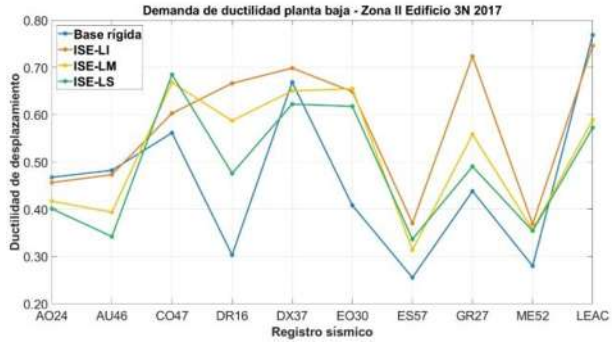
En las figuras 5-60 a 5-64 se presentan resultados del análisis dinámico no lineal para cada zona geotécnica. La demanda sísmica se caracteriza mediante las distorsiones, ductilidad de desplazamiento e índice de daño, tanto en la planta baja como en el nivel 1. Se grafica el cortante basal normalizado al peso de la estructura como indicativo adicional.



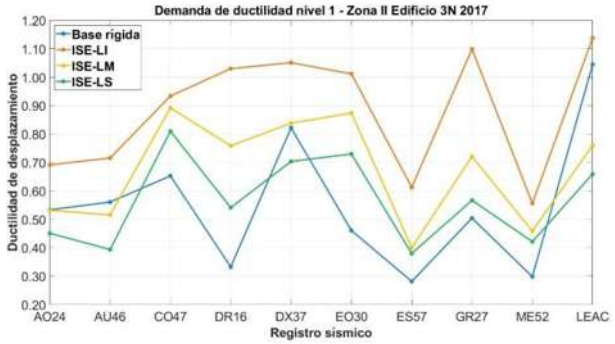
a)



b)



c)



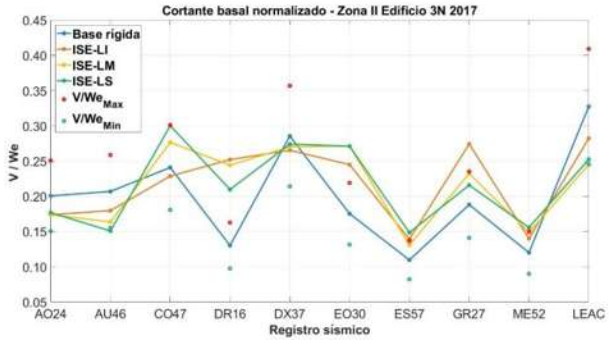
d)



e)

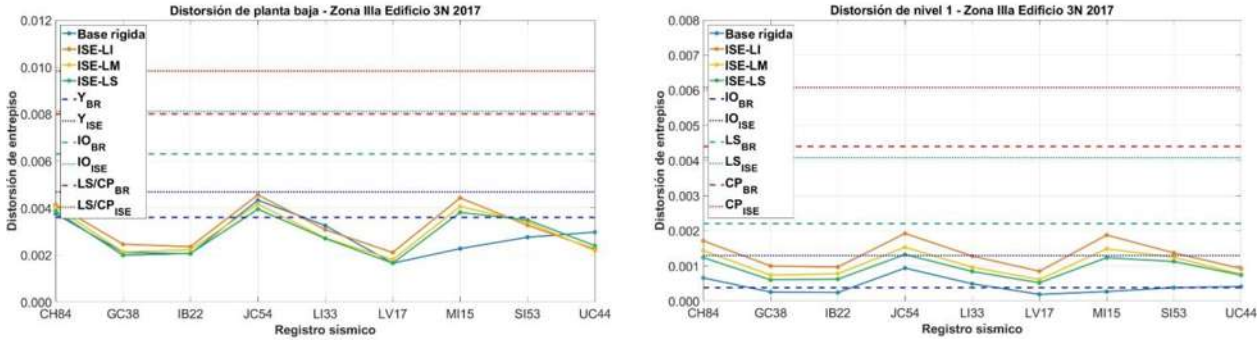


f)



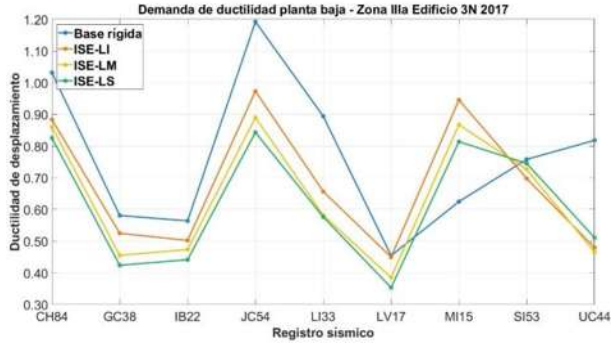
g)

Figura 5-60: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona II. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) demanda de ductilidad planta baja, d) demanda de ductilidad de nivel 1, e) índice de daño planta baja, f) índice de daño nivel 1, g) cortante basal normalizado

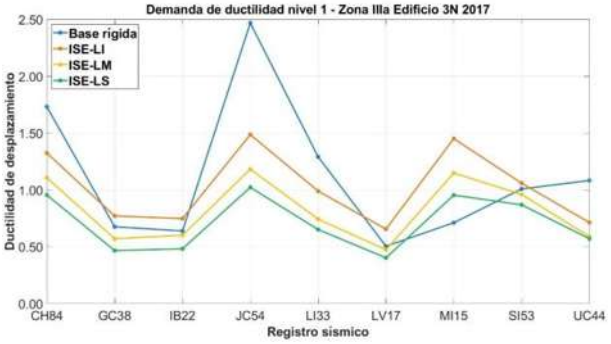


a)

b)



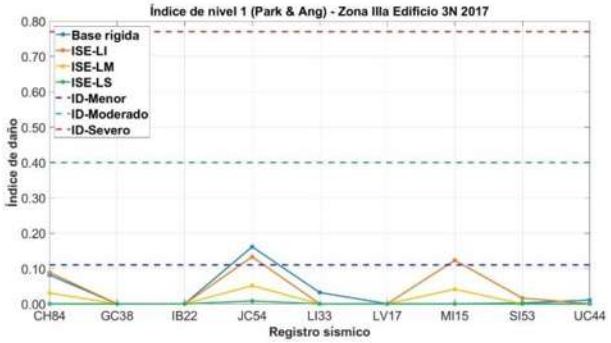
c)



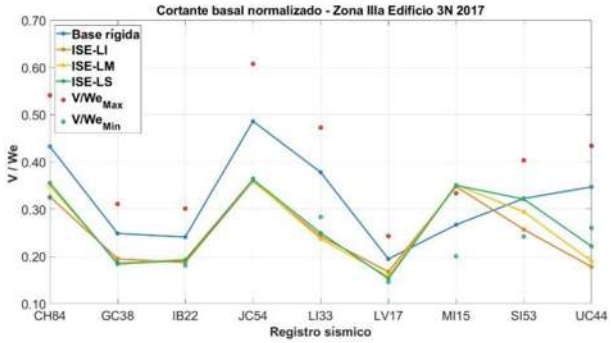
d)



e)

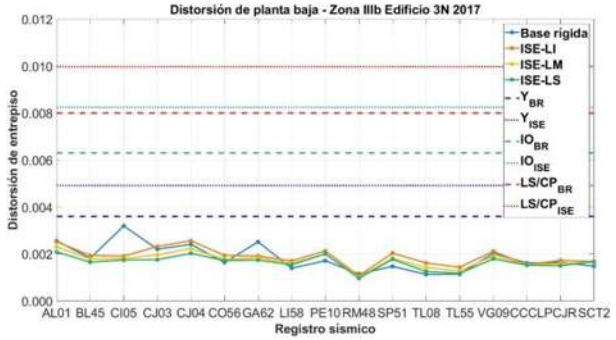


f)

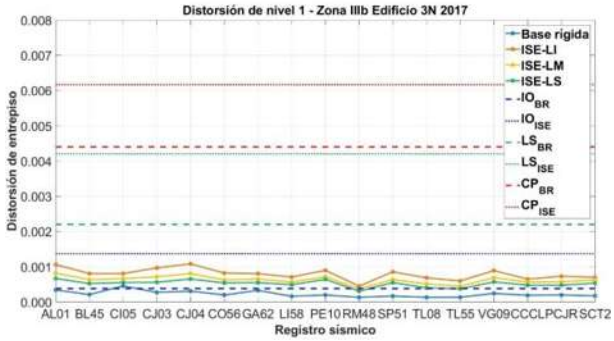


g)

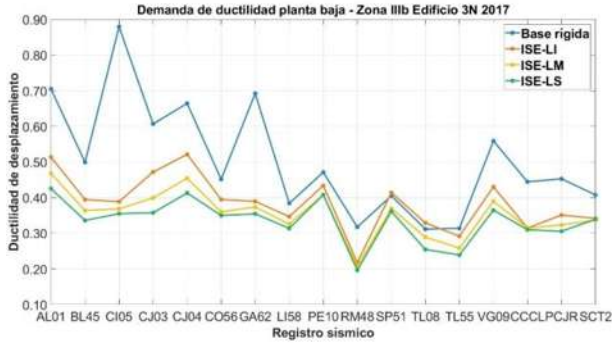
Figura 5-61: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIIa. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) demanda de ductilidad planta baja, d) demanda de ductilidad de nivel 1, e) índice de daño planta baja, f) índice de daño nivel 1, g) cortante basal normalizado



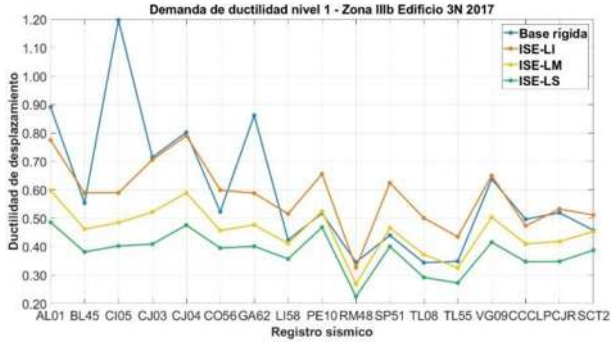
a)



b)



c)



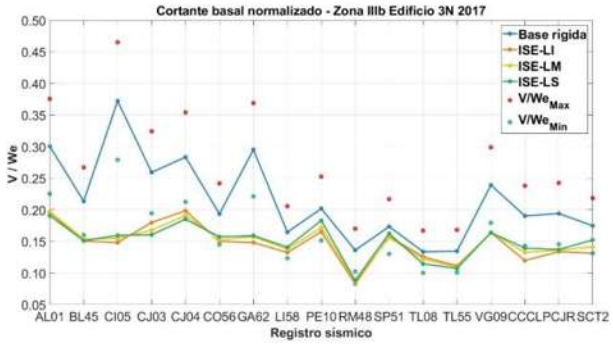
d)



e)



f)



g)

Figura 5-62: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIIb. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) demanda de ductilidad planta baja, d) demanda de ductilidad de nivel 1, e) índice de daño planta baja, f) índice de daño nivel 1, g) cortante basal normalizado

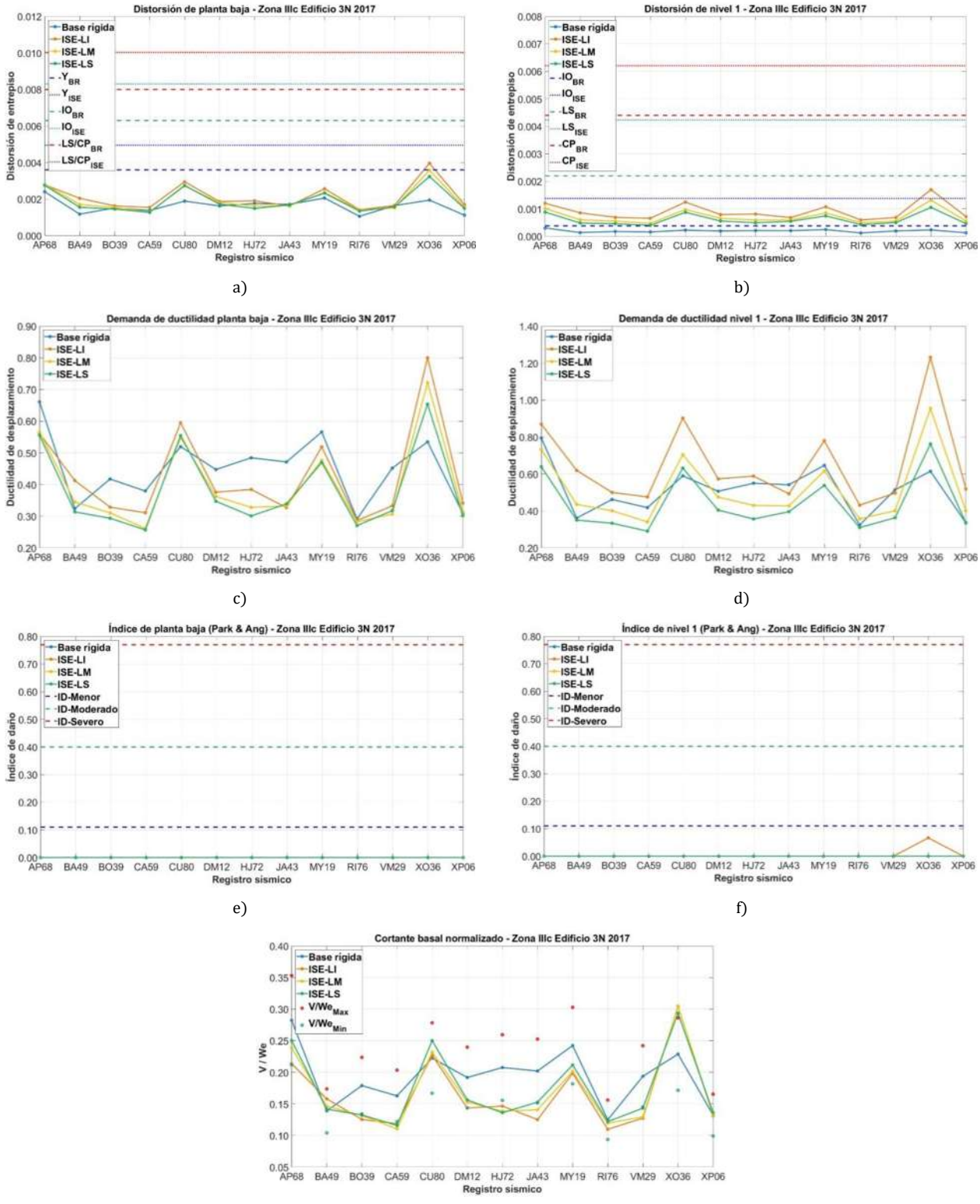
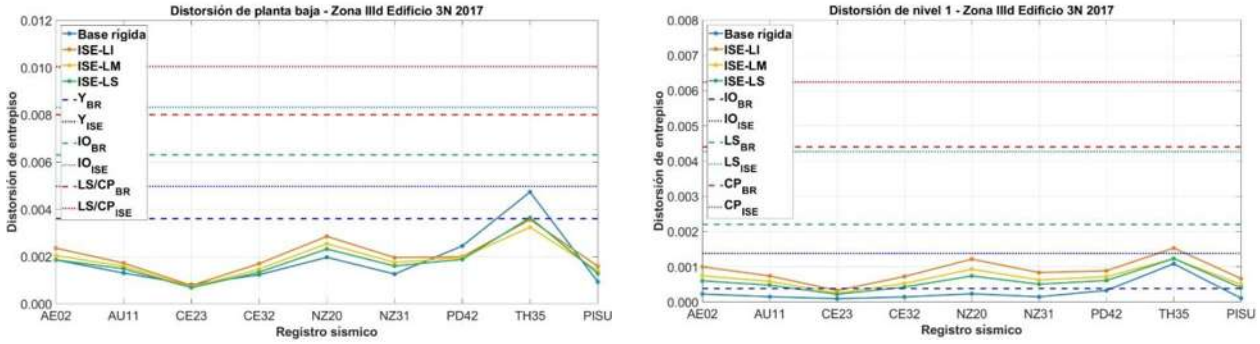
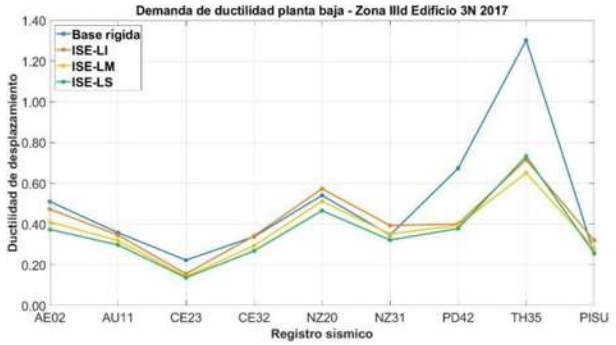


Figura 5-63: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIIc. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) demanda de ductilidad planta baja, d) demanda de ductilidad de nivel 1, e) índice de daño planta baja, f) índice de daño nivel 1, g) cortante basal normalizado

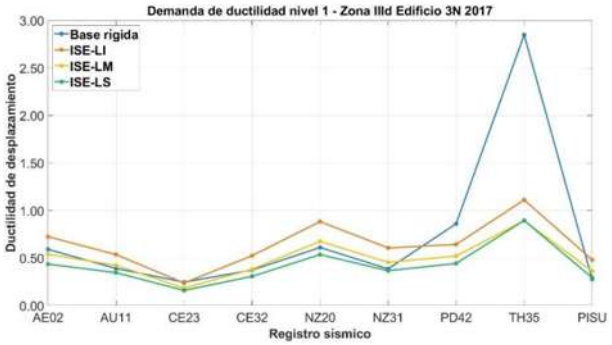


a)

b)



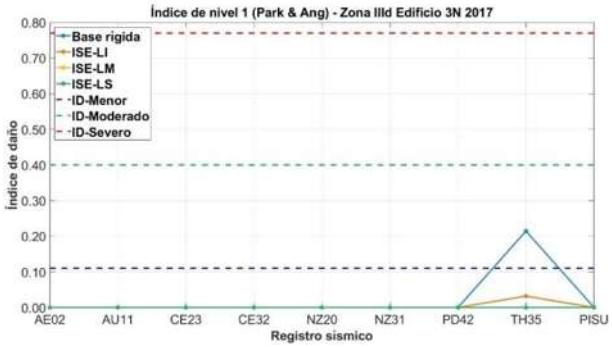
c)



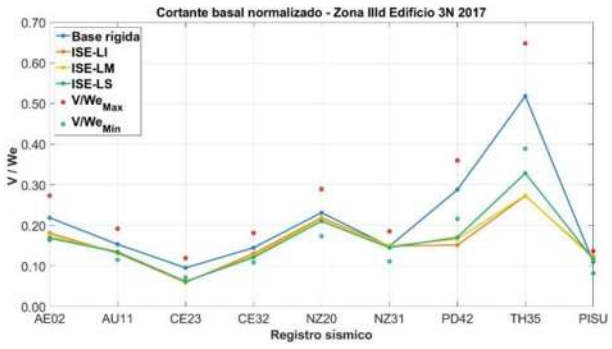
d)



e)



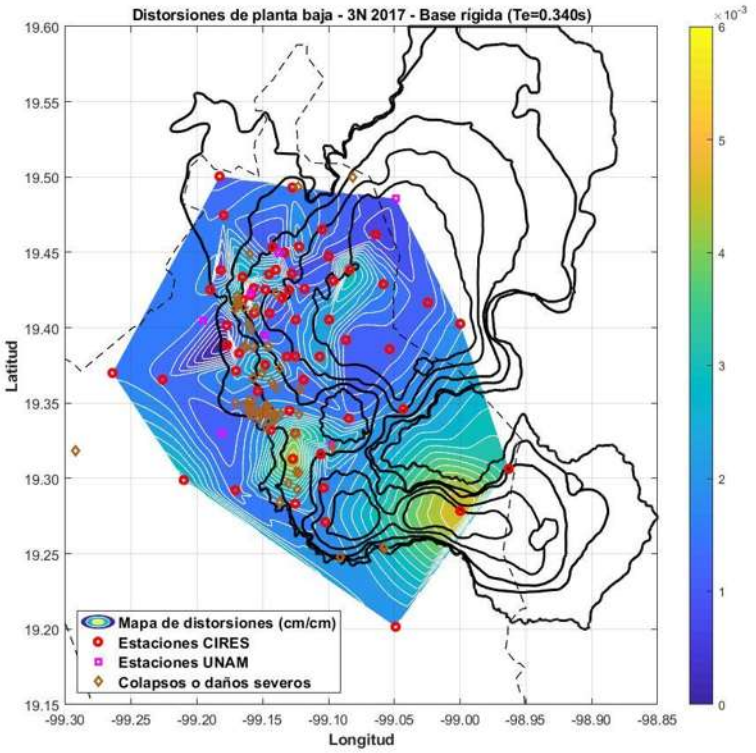
f)



g)

Figura 5-64: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIId. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) demanda de ductilidad planta baja, d) demanda de ductilidad de nivel 1, e) índice de daño planta baja, f) índice de daño nivel 1, g) cortante basal normalizado

a)



b)

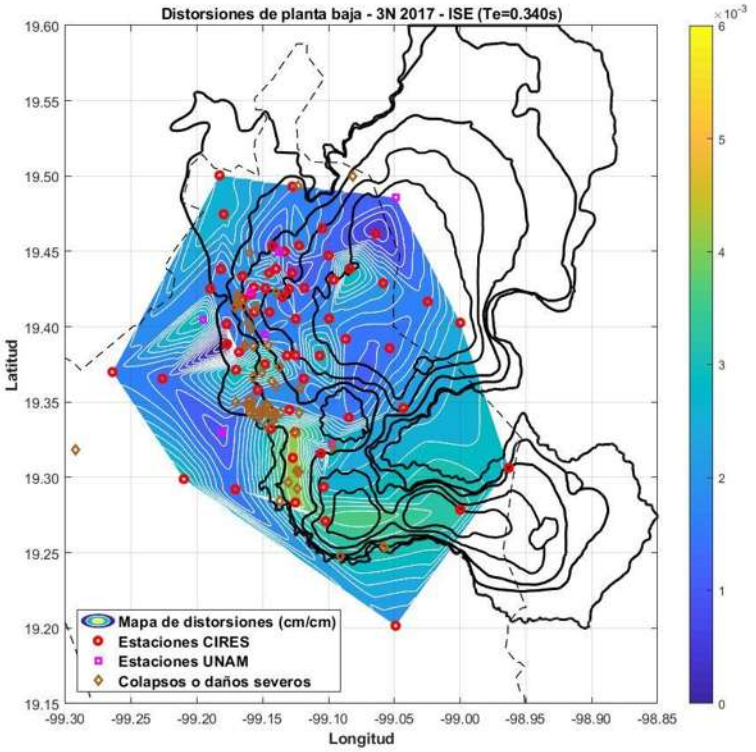
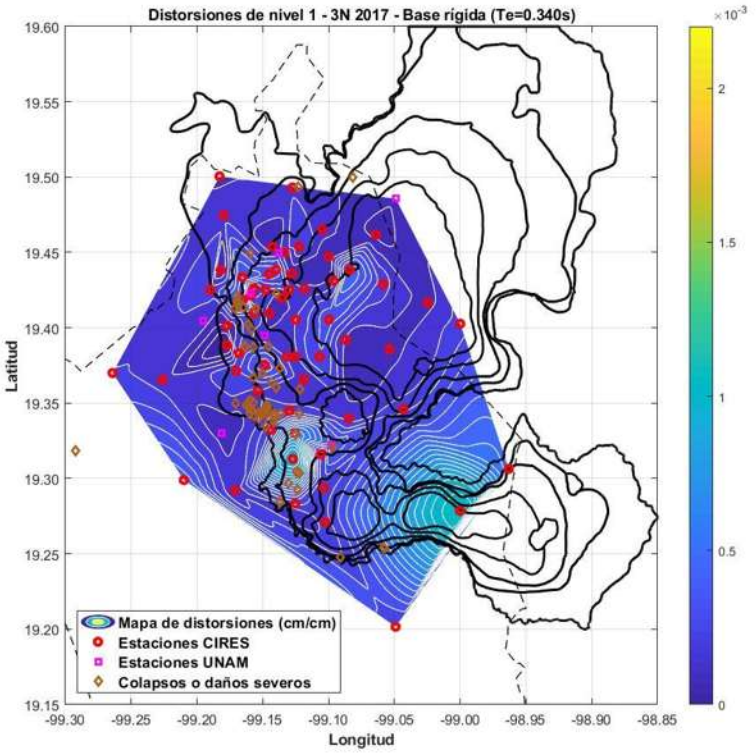


Figura 5-65: Mapa de distorsiones en planta baja. a) Base rígida, b) Promedio considerando la interacción suelo estructura

a)



b)

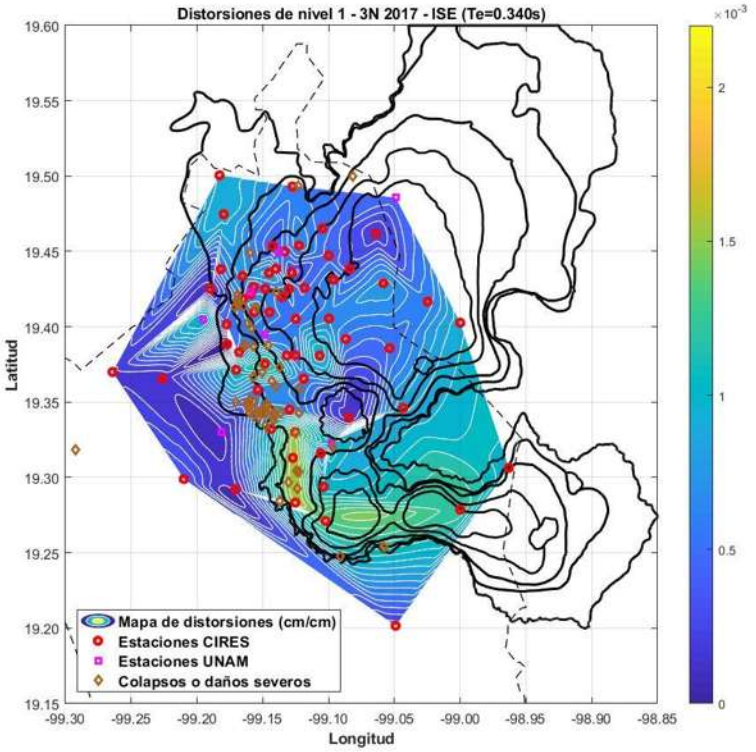
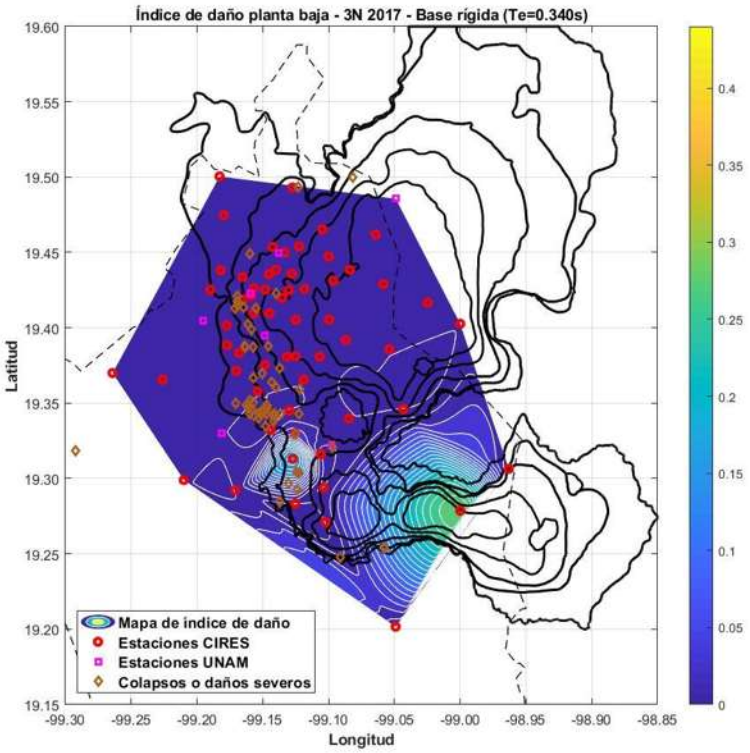


Figura 5-66: Mapa de distorsiones en nivel 1. a) Base rígida, b) Promedio considerando la interacción suelo estructura

a)



b)

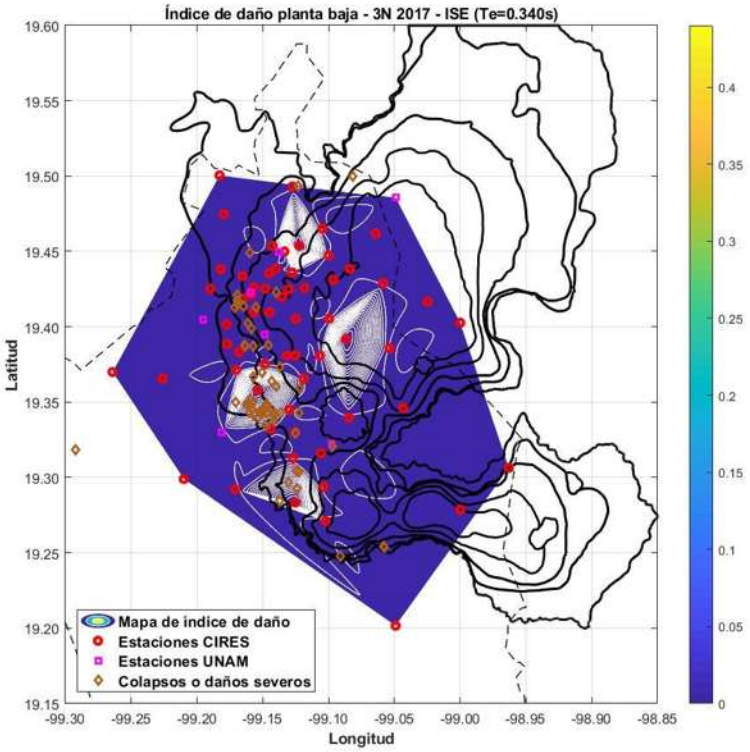
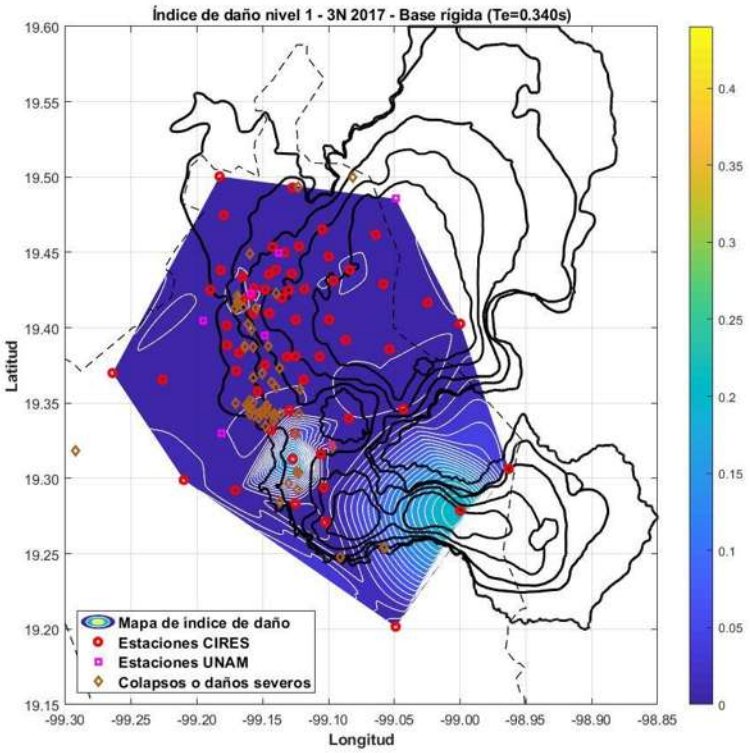


Figura 5-67: Mapa de índice de daño en planta baja. a) Base rígida, b) Promedio considerando la interacción suelo estructura

a)



b)

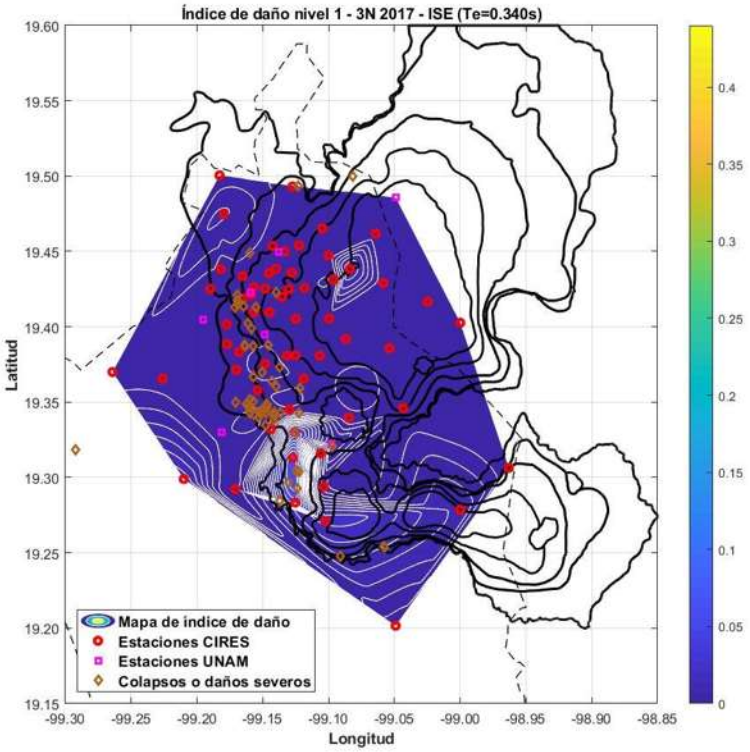


Figura 5-68: Mapa de índice de daño en nivel 1. a) Base rígida, b) Promedio considerando la interacción suelo estructura

En las figuras 5-65 a 5-68 se presenta una distribución de los parámetros de distorsión de entrepiso e índice de daño, tanto en la planta baja como en el nivel 1 de la estructura. Este mapa se realiza en la zona instrumentada de la Ciudad de México. Se considera tanto la condición de base rígida como de base flexible, este último, considerando el promedio de los tres límites de rigidez del suelo.

5.5.2 Edificio cinco niveles

Para todos los elementos que componen la estructura, los parámetros que modelan el comportamiento tanto elástico como inelástico del edificio de cinco niveles diseñado con el reglamento de 2017, se agrupan en las tablas 5-35 a 5-37.

Tabla 5-35: Parámetros plásticos para trabes – Edificio cinco niveles 2017

Características generales						Deformaciones y capacidades / Momento positivo					
Elemento	$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	$\frac{\rho'-\rho}{\rho_{bal}}$	Refuerzo	v	L_p (cm)	a (rad)	b (rad)	c	IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
TR-101	-0.095	0.095	C	0.617	30.0	0.0200	0.0400	0.2	0.0050	0.0150	0.0200
TR-104	-0.095	0.095	C	0.522	30.0	0.0200	0.0400	0.2	0.0050	0.0150	0.0200
TR-105	-0.205	0.205	C	0.510	32.5	0.0200	0.0400	0.2	0.0050	0.0150	0.0200

Resistencias y ductilidad / Momento positivo					Deformaciones y capacidades / Momento negativo					
M_y (t-m)	M_u (t-m)	φ_y (rad/cm)	μ_φ	α	a (rad)	b (rad)	c	IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
35.09	54.67	4.779E-05	14.95	0.04	0.0190	0.0362	0.2	0.0050	0.0143	0.0190
35.09	54.67	4.779E-05	14.95	0.04	0.0190	0.0362	0.2	0.0050	0.0143	0.0190
29.30	47.06	4.060E-05	16.16	0.04	0.0179	0.0318	0.2	0.0050	0.0135	0.0179

Resistencias y ductilidad / Momento negativo					Degradación cíclica de energía y rigidez					
M_y (t-m)	M_u (t-m)	φ_y (rad/cm)	μ_φ	α	Y	U	L	R	X	FDR
47.52	59.15	5.189E-05	13.24	0.02	0.65	0.45	0.45	0.25	0.25	0
47.52	59.15	5.189E-05	13.24	0.02	0.65	0.45	0.45	0.25	0.25	0
66.24	81.09	4.927E-05	12.21	0.02	0.65	0.45	0.45	0.25	0.25	0

Eligiendo la trabe característica paralela a la dirección ortogonal "X", es decir la TR-101, se desglosa el proceso de cálculo para obtener los parámetros que definen su comportamiento de la siguiente manera:

Características generales

Cuantía de acero, esfuerzo cortante y longitud de articulación plástica

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \cdot \frac{E_s \varepsilon_c \beta_1}{E_s \varepsilon_c + f_y} = \frac{0.85\left(350 \frac{Kg}{cm^2}\right)}{4200 \frac{Kg}{cm^2}} \cdot \frac{2'040,000 \frac{Kg}{cm^2}(0.003)(0.80)}{2'040,000 \frac{Kg}{cm^2}(0.003) + 4200 \frac{Kg}{cm^2}} = 0.0336$$

$$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} = \frac{0.0085 - 0.0117}{0.0336} = -0.0952 \qquad \rightarrow \qquad \frac{\rho'-\rho}{\rho_{bal}} = 0.0952$$

$$v = \frac{V_{max}}{3.1bd\sqrt{f'_c}} = \frac{64,379\ Kg}{3.1(30)(60)\sqrt{350\ \frac{Kg}{cm^2}}} = \frac{64,379\ Kg}{104,392\ Kg} = 0.6167$$

$$L_p = 0.5d = 0.5(60cm) = 30cm$$

El momento y curvatura de fluencia se obtienen del diagrama correspondiente. La curvatura última propuesta se asocia al punto "C" de la relación momento-rotación, como se ilustra en la figura 5-2.

Características momento positivo

Momento y curvatura de fluencia

$$M_y = 35.09\ t-m\ ;\ \phi_y = 4.7793E-05\frac{rad}{cm}\ ;$$

Relación de cuantías y esfuerzo cortante para la determinación de parámetros plásticos

$$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} \leq 0.0\ ;\ v_2 \geq 0.50\ ;\ a = 0.02\ ;\ b = 0.04\ ;\ c = 0.2$$

Determinación de los estados límite

$$IO = 0.005\ ;\ LS = 0.015\ ;\ CP = 0.02$$

Completando los parámetros plásticos

$$\varphi_u = \frac{\theta_a}{L_p} + \varphi_y = \frac{0.02\ rad}{30cm} + 4.7793E-05\frac{rad}{cm} = 7.1446-04\frac{rad}{cm}$$

$$\mu_\phi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{7.1446E-04\frac{rad}{cm}}{4.7793E-05\frac{rad}{cm}} = 14.95$$

$$K_e = \frac{M_y}{\varphi_y} = \frac{35.09\ t-m}{4.7793E-05\frac{rad}{cm}} = 734,208\frac{t-m-cm}{rad}$$

$$M_u = \alpha K_e(\varphi_u - \varphi_y) + M_y = 0.04(734,208)(7.1446E-04 - 4.7793E-05) + 35.09 = 54.67\ t-m$$

Características momento negativo

$$M_y = 47.52\ t-m\ ;\ \phi_y = 5.1887E-05\frac{rad}{cm}\ ;$$

Interpolando linealmente para la relación de cuantías menores a cero

$$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1 \leq 0.0\ ;\ \nu_1 \geq 0.50\ ;\ a_1 = 0.02\ ;\ b_1 = 0.04\ ; IO_1 = 0.005\ ; LS_1 = 0.0150\ ; CP_1 = 0.02$$

$$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1 \geq 0.50\ ;\ \nu_2 \geq 0.50\ ;\ a_2 = 0.015\ ;\ b_2 = 0.02\ ; IO_2 = 0.005\ ;\ LS_2 = 0.0113\ ; CP_2 = 0.015$$

$$a = \frac{a_2 - a_1}{\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + a_1 = \frac{0.015-0.02}{0.50-0}(0.0952-0) + 0.02 = 0.0190$$

$$b = \frac{b_2 - b_1}{\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + b_1 = \frac{0.02-0.04}{0.50-0}(0.0952-0) + 0.04 = 0.0362$$

$$c = 0.2$$

Interpolando linealmente para obtener los estados límite para la relación de cuantías en cuestión

$$IO = \frac{IO_2 - IO_1}{\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + IO_1 = \frac{0.005-0.005}{0.50-0}(0.0952-0) + 0.005 = 0.005$$

$$LS = \frac{LS_2 - LS_1}{\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + LS_1 = \frac{0.0113-0.015}{0.50-0}(0.0952-0) + 0.015 = 0.0143$$

$$CP = \frac{CP_2 - CP_1}{\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + CP_1 = \frac{0.015-0.02}{0.50-0}(0.0952-0) + 0.02 = 0.0190$$

Completando los parámetros plásticos

$$\varphi_u = \frac{\theta_a}{L_p} + \varphi_y = \frac{0.0190\ rad}{30cm} + 5.1887E-05\frac{rad}{cm} = 6.8681E-04\frac{rad}{cm}$$

$$\mu_\phi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{6.8681E-04\frac{rad}{cm}}{5.1887E-05\frac{rad}{cm}} = 13.24$$

$$K_e = \frac{M_y}{\varphi_y} = \frac{47.52\ t-m}{5.1887E-05\frac{rad}{cm}} = 915,836\frac{t-cm-m}{rad}$$

$$M_u = \alpha K_e(\varphi_u - \varphi_y) + M_y = 0.02(915,836)(6.8681E-04 - 5.1887E-05) + 47.52 = 59.15t-m$$

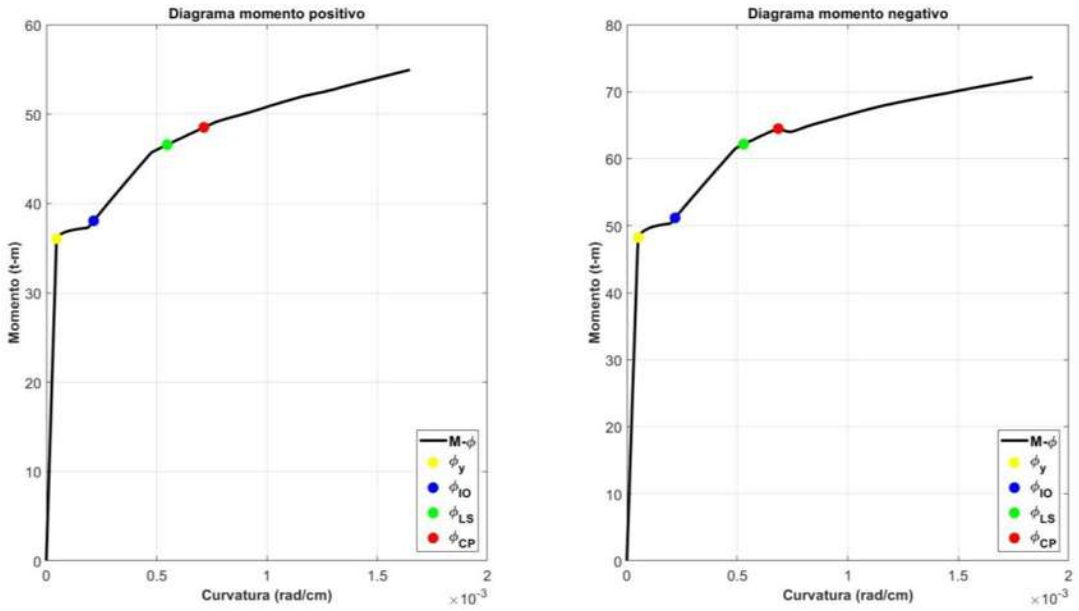


Figura 5-69: Relación momento curvatura para trabe TR-101 y estados límites propuestos

Tabla 5-36: Parámetros plásticos para columnas – Edificio cinco niveles 2017

Características generales						Deformaciones y capacidades / Momento M3-M2					
Elemento	$\frac{P_u}{A_g f'_c}$	ρ_l	$\rho_{t,eff}$	$\frac{V_y}{V_{col}}$	L_p (cm)	a (rad)	b (rad)	c	IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
C-ESQ	0.10	0.0306	0.0148	0.52	27.50	0.0350	0.0862	0.20	0.0050	0.0263	0.0350
C-BOR	0.10	0.0306	0.0148	0.63	27.50	0.0325	0.0815	0.20	0.0049	0.0244	0.0325
C-CEN	0.10	0.0336	0.0148	0.53	27.50	0.0348	0.0777	0.20	0.0050	0.0261	0.0348

Parámetros de la superficie de fluencia											
a_t (cm)	a_c (cm)	$M_{b,u}$ (t-m)	$P_{b,u}$ (t)	$\frac{P_{b,u}}{P_{c,u}}$	$P_{c,u}$ (t)	$P_{t,u}$ (t)	α_{P_c}	α_{P_t}	β_{P-M}	γ_{M-M}	$\frac{F_y}{F_u}$
32.45	6.55	153.80	-329.95	0.3077	-1,072.4	389.26	1.50	1.75	1.10	1.24	0.7208
32.45	6.55	149.14	-329.95	0.3077	-1,072.4	389.26	1.50	1.75	1.10	1.24	0.7433
32.45	6.55	161.08	-328.91	0.2985	-1,102.0	426.72	1.50	1.70	1.10	1.22	0.7393

Ductilidad			Degradación cíclica de energía y rigidez					
φ_y (rad/cm)	μ_φ	α	Y	U	L	R	X	FDR
6.573E-05	20.37	0.02	0.75	0.65	0.65	0.35	0.35	0
6.850E-05	18.26	0.02	0.75	0.65	0.65	0.35	0.35	0
7.183E-05	18.63	0.02	0.75	0.65	0.65	0.35	0.35	0

Los parámetros correspondientes a una columna de esquina C-ESQ, se desglosan a continuación.

Características generales

Características

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} = \frac{32,000\ Kg}{(3,025 cm^2)\left(350\frac{Kg}{cm^2}\right)} = 0.03 < 0.1 \therefore \rightarrow \frac{P_u}{A_g f'_c} = 0.1$$

$$\rho_l = \frac{92.57 cm^2}{3,025 cm^2} = 0.0306\ ; \rho_t = 0.0148 \leq 0.0175 \therefore \rightarrow \rho_t = 0.0148$$

$$V_{col} = \frac{A_v f_{y,t} d}{s} + 0.8 A_g \left(\frac{1.60\sqrt{f'_c}}{\frac{M_u}{V_u} d} \sqrt{1 + \frac{N_u}{1.60 A_g \sqrt{f'_c}}} \right)$$

$$= \frac{5.08 cm^2 \left(4200\frac{Kg}{cm^2}\right)(50 cm)}{25 cm} + 0.8(3,025 cm^2) \left(\frac{1.60\sqrt{350\frac{Kg}{cm^2}}}{4} \sqrt{1+0} \right)$$

$$= 60,782\ Kg$$

$$\frac{V_y}{V_{col}} = \frac{31,607\ Kg}{60,782\ Kg} = 0.52$$

$$L_p = 0.5d = 0.5(55 cm) = 27.5 cm$$

Construcción de la curva momento rotación

$$a = 0.042 - 0.043\frac{N_u}{A_g f'_c} + 0.63\rho_t - 0.023\frac{V_y}{V_{col}} = 0.042 - 0.043(0.1) + 0.63(0.0148) - 0.023(0.52)$$

$$= 0.0350$$

$$b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_u}{0.8 A_g f'_c} \cdot \frac{f'_c}{\rho_t f_{yt}}} = \frac{0.5}{5 + \frac{0.1}{0.8} \cdot \frac{350\frac{Kg}{cm^2}}{0.0148\left(4200\frac{Kg}{cm^2}\right)}} - 0.01 = 0.0777$$

$$c = 0.24 - 0.4\frac{N_u}{A_g f'_c} = 0.24 - 0.4(0.1) = 0.20$$

$$IO = 0.005$$

$$LS = 0.0263$$

$$CP = 0.0350$$

Parámetros plásticos

$$M_y = 75.35\ t-m\ ; \varphi_y = 6.5728E-05\frac{rad}{cm}$$

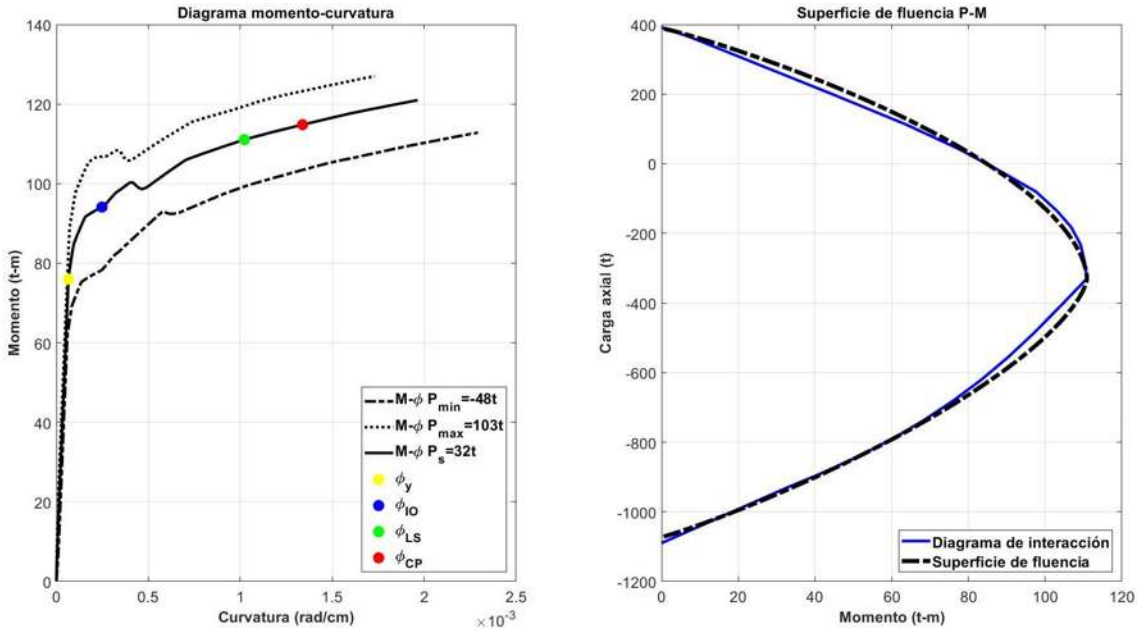
$$\varphi_u = \frac{\theta_a}{L_p} + \varphi_y = \frac{0.0350}{27.50 cm} + 6.5728E-05\frac{rad}{cm} = 1.3385E-03\frac{rad}{cm}$$

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{1.3385E-03}{6.5728E-05} = 20.37$$

$$K_e = \frac{M_y}{\varphi_y} = \frac{75.35\ t-m}{6.5728E-05\frac{rad}{cm}} = 1'146,391\frac{Ton-m-cm}{rad}$$

$$M_u = \alpha K_e(\varphi_u + \varphi_y) + M_y = 0.02(1'146,391)(1.3385E-03 - 6.5728E-05) + 75.35 = 104.53 t-m$$

$$\frac{M_y}{M_u} = \frac{F_y}{F_u} = \frac{75.35\ t-m}{104.53\ t-m} = 0.7208$$



a) b)

Figura 5-70: Relación momento curvatura y superficie de fluencia para columna de esquina. a) momento curvatura y estados límite propuestos, b) diagrama de interacción y superficie de fluencia propuesta

Tabla 5-37: Parámetros plásticos para muros de mampostería – Edificio cinco niveles 2017

Elemento		Resistencias y deformaciones						Capacidades		
Nivel	Dirección	σ_y $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	σ_{max} $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	σ_u $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	θ_y (cm/cm)	θ_{max} (cm/cm)	θ_u (cm/cm)	IO (cm/cm)	LS (cm/cm)	CP (cm/cm)
N4	X	2.55861	3.19826	2.04689	0.00032	0.00300	0.00500	0.00032	0.0022	0.0044
N3	X	2.99065	3.73831	2.39252	0.00037	0.00300	0.00500	0.00037	0.0022	0.0044
N2	X	5.53440	8.30161	6.08784	0.00069	0.00600	0.01000	0.00069	0.0044	0.0088
N1	X	5.82311	8.73466	6.40542	0.00073	0.00600	0.01000	0.00073	0.0044	0.0088
N4	Y	2.81532	3.51915	2.25226	0.00035	0.00300	0.00500	0.00035	0.0022	0.0044
N3	Y	3.31883	4.14854	2.65507	0.00041	0.00300	0.00500	0.00041	0.0022	0.0044
N2	Y	3.85424	4.81780	3.08339	0.00048	0.00300	0.00500	0.00048	0.0022	0.0044
N1	Y	6.74597	10.11895	7.42056	0.00084	0.00600	0.01000	0.00084	0.0044	0.0088

Degradación cíclica de energía y rigidez					
Y	U	L	R	X	FDR
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0

0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0	
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0	
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0	
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0	
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0	
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0	

Como último elemento, se desglosan también los parámetros que modelan el comportamiento de los muros del primer nivel (mampostería confinada), en dirección global "X", de la siguiente manera:

Determinación de los esfuerzos de fluencia, máximo y último

$$V_{y,N1X} = \sum_{i=1}^{n} \left[f_i \left(0.5 v'_{m,i} A_{T,i} + 0.3 P_i \right) + \eta_i \rho_{h,i} f_{yh,i} A_{T,i} \right] = 953.82\ t$$

$$\sigma_y = \frac{\sum_{i=1}^{n} \left[f_i \left(0.5 v'_m A_{T,i} + 0.3 P_i \right) + \eta_i \rho_{h,i} f_{yh,i} A_{T,i} \right]}{\sum_{i=1}^{n} A_{T,i}} = \frac{953{,}820\ Kg}{163{,}800\ cm^2} = 5.82311\ \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{max} = 1.5 \sigma_y = 1.5 \left(5.82311\ \frac{Kg}{cm^2} \right) = 8.73466\ \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma_u = 1.1 \sigma_y = 1.1 \left(5.82311\ \frac{Kg}{cm^2} \right) = 6.40542\ \frac{Kg}{cm^2}$$

Determinación de las distorsiones de fluencia, máxima y última

$$\theta_y = \frac{\sigma_y}{G_m} = \frac{5.82311\ \frac{Kg}{cm^2}}{8{,}000\ \frac{Kg}{cm^2}} = 0.00073$$

$$\theta_{max} = 0.006$$

$$\theta_u = 0.010$$

Determinación de los estados límite de servicio

$$IO = \theta_y = 0.00073$$

$$LS = 0.0044$$

$$CP = 0.0088$$

Con referencia a lo establecido en el capítulo de interacción suelo estructura, se requiere determinar si en el análisis de la estructura deben incluirse los fenómenos inerciales y/o cinemáticos de la interacción. Se estipulan en las tablas 5-38 y 5-39 los resultados para estas condiciones. Los periodos fundamentales en base rígida en cada dirección ortogonal son $T_{e,x}$=0.340s y $T_{e,y}$=0.319s, respectivamente. Por su parte, la altura y el peso efectivo de la edificación se establecieron como $H_e=0.7H_T$=5.845m y $W_e=0.7W_T$=902.90t. La profundidad del cajón de cimentación fue de D_f=3.4m. Por último, las propiedades dinámicas del suelo se obtienen del capítulo 4.

Tabla 5-38: Relación para considerar la interacción inercial – Edificio cinco niveles 2017

Profundidad del suelo		L-I			L-M			L-S		
		G_s	450	(t/m^2)	G_s	600	(t/m^2)	G_s	750	(t/m^2)
Zona	H_s (m)	T_s (s)	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	T_s (s)	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	T_s (s)	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$
Zona II	11.881	0.800	0.619	0.545	0.693	0.715	0.629	0.620	0.800	0.703
Zona IIIa	21.871	1.472	0.619	0.545	1.275	0.715	0.629	1.141	0.800	0.703
Zona IIIb	31.810	2.142	0.619	0.545	1.855	0.715	0.629	1.659	0.800	0.703
Zona IIIc	39.231	2.641	0.619	0.545	2.287	0.715	0.629	2.046	0.800	0.703
Zona IIId	49.130	3.307	0.619	0.545	2.864	0.715	0.629	2.562	0.800	0.703

Nuevamente, para todas las condiciones de rigidez del suelo, se determina que los efectos de interacción deben incluirse en la respuesta de la estructura, pues el producto cruzado de periodo y altura (suelo-estructura) es menor al límite estipulado de 2.5. Por su parte, para los efectos cinemáticos, en la tabla 5-39 se establece que el movimiento efectivo en la base del cimiento y de campo libre son prácticamente iguales. Esto se puede establecer dado que la relación entre el periodo fundamental del suelo y el tiempo de tránsito de las ondas en la profundidad del cajón es mayor al límite inferior de 12. La relación de esbeltez entre la profundidad de desplante y el radio equivalente en traslación del cimiento es menor a 0.5. Sin embargo, de acuerdo con los comentarios anteriormente señalados, se desprecia la interacción cinemática.

Tabla 5-39: Relación para considerar la interacción cinemática – Edificio cinco niveles 2017

Zona	D/r	0.293	(m/m)						
	L-I			L-M			L-S		
	V_s (m/s)	τ_v	$\frac{T_s}{\tau_v}$	V_s (m/s)	τ_v	$\frac{T_s}{\tau_v}$	V_s (m/s)	τ_v	$\frac{T_s}{\tau_v}$
Zona II	59.417	0.057	13.978	68.608	0.050	13.978	76.707	0.044	13.978
Zona IIIa	59.417	0.057	25.731	68.608	0.050	25.731	76.707	0.044	25.731
Zona IIIb	59.417	0.057	37.424	68.608	0.050	37.424	76.707	0.044	37.424
Zona IIIc	59.417	0.057	46.154	68.608	0.050	46.154	76.707	0.044	46.154
Zona IIId	59.417	0.057	57.800	68.608	0.050	57.800	76.707	0.044	57.800

Empleando las ecuaciones estipuladas en el capítulo 2, se calculan las funciones de impedancia (rigidez y amortiguamiento efectivo) que representan el comportamiento del sistema. La tabla 5-40 presenta los resultados para cada zona geotécnica y para cada límite de rigidez del suelo considerado en este trabajo. En los siguientes párrafos, se ilustra el proceso para obtener dichas funciones de impedancia, para el límite inferior de rigidez del suelo perteneciente a la zona IIIb.

Tabla 5-40: Resultados de las funciones de impedancia – Edificio cinco niveles 2017

Suelo	$\tilde{T}_{ex}$ (s)	$\frac{c_x}{c_r}$	$K_{h,x}$ (t/m)	$K_{r,yy}$ $\left(\frac{\text{t-m}}{\text{rad}}\right)$	$C_{h,x}$ $\left(\frac{\text{t-s}}{\text{m}}\right)$	$C_{r,yy}$ $\left(\frac{\text{t-m-s}}{\text{rad}}\right)$	$\tilde{T}_{ey}$ (s)	$\frac{c_y}{c_r}$	$K_{h,y}$ (t/m)	$K_{r,xx}$ $\left(\frac{\text{t-m}}{\text{rad}}\right)$	$C_{h,y}$ $\left(\frac{\text{t-s}}{\text{m}}\right)$	$C_{r,xx}$ $\left(\frac{\text{t-m-s}}{\text{rad}}\right)$
Zona II												
L-I	0.7149	0.0951	61,196	4,076,015	7,757	33,885	0.6282	0.1188	60,664	5,774,457	7,704	49,608
L-M	0.6463	0.0894	81,811	5,540,021	8,980	40,827	0.5653	0.1116	81,106	7,924,863	8,913	59,220
L-S	0.6017	0.0847	102,506	7,043,011	10,064	47,537	0.5244	0.1055	101,634	10,163,699	9,985	68,438
Zona IIIa												
L-I	0.7592	0.1084	45,935	3,630,295	5,822	38,321	0.6703	0.1389	45,575	5,185,171	5,781	65,676
L-M	0.6833	0.1013	61,384	4,918,284	6,739	44,974	0.6008	0.1295	60,905	7,077,966	6,688	75,237
L-S	0.6337	0.0955	76,884	6,235,925	7,552	51,226	0.5552	0.1217	76,291	9,036,362	7,491	83,953
Zona IIIb												
L-I	0.7793	0.1233	40,808	3,463,331	5,173	56,553	0.6907	0.1857	40,506	4,923,272	5,136	174,563
L-M	0.7001	0.1129	54,522	4,688,827	5,987	61,714	0.6176	0.1607	54,120	6,729,616	5,941	163,399
L-S	0.6481	0.1050	68,281	5,941,028	6,708	66,593	0.5697	0.1443	67,779	8,593,080	6,655	158,443
Zona IIIc												
L-I	0.7917	0.1974	38,769	3,337,345	4,915	197,400	0.7034	0.2586	38,494	4,708,884	4,880	450,200
L-M	0.7092	0.1558	51,789	4,549,792	5,687	160,982	0.6285	0.2378	51,426	6,419,757	5,645	515,444

L-S	0.6554	0.1279	64,850	5,790,139	6,372	129,741	0.5791	0.2196	64,400	8,188,678	6,323	571,401
Zona IIId												
L-I	0.7996	0.1972	37,040	3,284,106	4,696	192,638	0.7111	0.2585	36,782	4,641,301	4,663	438,996
L-M	0.7169	0.1793	49,481	4,444,625	5,435	219,355	0.6349	0.2380	49,136	6,322,646	5,394	502,628
L-S	0.6626	0.1643	61,959	5,630,979	6,089	241,941	0.5848	0.2201	61,529	8,059,313	6,041	557,209

Empleando las ecuaciones estipuladas en el capítulo 2, se calculan las funciones de impedancia (rigidez y amortiguamiento efectivo) que representan el comportamiento del sistema. La tabla 5-40 presenta los resultados para cada zona geotécnica y para cada límite de rigidez del suelo considerado en este trabajo. Así mismo, en los siguientes párrafos, se ilustra el proceso para obtener dichas funciones de impedancia, considerando el límite inferior de rigidez del suelo perteneciente a la zona IIIb.

- Dirección "X"

Radios equivalentes en traslación y rotación

$$R_{h,x} = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{(25m)(16.9m)}{\pi}} = 11.5968m$$

$$R_{r,yy} = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} = \sqrt[4]{\frac{4\left[\frac{(25m)(16.9m)^3}{12}\right]}{\pi}} = 10.6373m$$

Rigidez estática en traslación y rotación

$$K^o_{h,x} = \frac{8G_s R_{h,x}}{2-\nu_s}\left(1+\frac{R_{h,x}}{2H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{3R_{h,x}}\right)\left(1+\frac{5D}{4H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(450\frac{t}{m^2}\right)(11.5968m)}{2-0.45}\right]\left[1+\frac{11.5968m}{2(31.8103m)}\right]\left[1+\frac{2(3.4m)}{3(11.5968m)}\right]\left[1 + \frac{5(3.4m)}{4(31.8103m)}\right] = 43,154\frac{t}{m}$$

$$K_{r,yy}^{o} = \frac{8G_s R_{r,yy}^3}{3(1-\nu_s)}\left(1+\frac{R_{r,yy}}{6H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{R_{r,yy}}\right)\left(1+0.71\frac{D}{H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(450\frac{t}{m^2}\right)(10.6373m)^3}{3(1-0.45)}\right]\left[1+\frac{10.6373m}{6(31.8103m)}\right]\left[1+\frac{2(3.4m)}{10.6373m}\right]\left[1 + 0.71\left(\frac{3.4m}{31.8103m}\right)\right] = 4'889,717\frac{t-m}{rad}$$

Frecuencia de interés

$$\omega_x = \frac{2\pi}{\widetilde{T}_{e,x}} = \frac{2\pi}{0.7793s} = 8.0626\frac{rad}{s}$$

Parámetros de frecuencias

$$\eta_{h,x} = \frac{\omega_x R_{h,x}}{V_s} = \frac{8.0626\frac{rad}{s}(11.5968m)}{59.42\frac{m}{s}} = 1.5736$$

$$\eta_{r,yy} = \frac{\omega_x R_{r,yy}}{V_s} = \frac{8.0626\frac{rad}{s}(10.6373m)}{59.42\frac{m}{s}} = 1.4434$$

$$\eta_s = \frac{\pi R_{h,x}}{2H_s} = \frac{\pi(11.5968m)}{2(31.8103m)} = 0.5727$$

$$\eta_p = \frac{\pi R_{r,yy}}{2H_s}\sqrt{\frac{2(1-\nu_s)}{1-2\nu_s}} = \frac{\pi(10.6373m)}{2(31.8103m)}\sqrt{\frac{2(1-0.45)}{1-2(0.45)}} = 1.7421$$

Coeficientes de rigidez

$$k_{h,x} = 1$$

$$\eta_{r,yy} \leq 2.5 \quad \rightarrow \quad k_{r,yy} = 1 - 0.2\eta_{r,yy} = 1 - 0.2(1.4434) = 0.7113$$

Coeficientes de amortiguamiento

$$\eta_{hs} = \frac{\eta_{h,x}}{\eta_s} = \frac{1.5736}{0.5727} = 2.7477 > 1 \quad \rightarrow \quad c_{h,x} = 0.576$$

$$\eta_{rp} = \frac{\eta_{r,yy}}{\eta_p} = \frac{1.4434}{1.7421} = 0.8285 \leq 1 \;\rightarrow\; c_{r,yy} = \frac{0.5\zeta_s\eta_{rp}}{1-\eta_{rp}^2[1-2(\zeta_s)]}$$

$$= \frac{0.5(0.03)(0.8285)}{1-(0.8285)^2[1-2(0.03)]} = 0.0350$$

Rigidez dinámica

$$K_{h,x} = K_{h,x}^o\left[k_{h,x} - 2\zeta_s\eta_{h,x}c_{h,x}\right] = 43,154\frac{t}{m}[1-2(0.03)(1.5736)(0.576)] = 40,808\frac{t}{m}$$

$$K_{r,yy} = K_{r,yy}^0\left[k_{r,yy} - 2\zeta_s\eta_{r,yy}c_{r,yy}\right] = 4'889,717\frac{t-m}{rad}[0.7113-2(0.03)(1.4434)(0.0350)]$$

$$= 3'463,331\frac{t-m}{rad}$$

Amortiguamiento

$$C_{h,x} = \frac{K_{h,x}^o\left[\eta_{h,x}c_{h,x} + 2\zeta_s k_{h,x}\right]}{\omega_x} = \frac{43,154\frac{t}{m}[1.5736(0.576)+2(0.03)(1)]}{8.0626\frac{rad}{s}} = 5,173\frac{t-s}{m}$$

$$C_{r,yy} = \frac{K_{r,yy}^o\left[\eta_{r,yy}c_{r,yy} + 2\zeta_s k_{r,yy}\right]}{\omega_x} = \frac{4'889,717\frac{t-m}{rad}[1.4434(0.0350)+2(0.03)(0.7113)]}{8.0626\frac{rad}{s}}$$

$$= 56,553\frac{t-m-s}{rad}$$

Periodo natural de vibración en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$T_{h,x} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e}{K_{h,x}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(2,218.14\,t)}{40,808\frac{t}{m}}} = 0.3914s$$

$$T_{r,yy} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e(H_e+D)^2}{K_{r,yy}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(2,218.14\,t)[0.7(13.6m)+3.4m]^2}{3'463,331\frac{t-m}{rad}}} = 0.5489s$$

$$\widetilde{T}_{e,x} = \sqrt{T_{e,x}^2 + T_{h,x}^2 + T_{r,yy}^2} = \sqrt{0.391^2 + 0.3914^2 + 0.5489^2} = 0.7793s$$

Fracción de amortiguamiento crítico en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$\zeta_{h,x} = \frac{\pi C_{h,x}}{\widetilde{T}_{e,x} K_{h,x}} = \frac{\pi\left(5,173\frac{t-s}{m}\right)}{0.7793s\left(40,808\frac{t}{m}\right)} = 0.5110$$

$$\zeta_{r,yy} = \frac{\pi C_{r,yy}}{\widetilde{T}_{e,x} K_{r,yy}} = \frac{\pi\left(56,553\frac{t-m-s}{rad}\right)}{0.7793s\left(3'463,331\frac{t-m}{rad}\right)} = 0.0658$$

$$\tilde{\zeta}_{e,x} = \zeta_{e,x}\left(\frac{T_{e,x}}{\widetilde{T}_{e,x}}\right)^3 + \frac{\zeta_{h,x}}{1+2\zeta_{h,x}^2}\left(\frac{T_{h,x}}{\widetilde{T}_{e,x}}\right)^2 + \frac{\zeta_{r,yy}}{1+2\zeta_{r,yy}^2}\left(\frac{T_{r,yy}}{\widetilde{T}_{e,x}}\right)^2$$

$$= 0.05\left(\frac{0.3910}{0.7793}\right)^3 + \frac{0.5110}{1+2(0.5110)^2}\left(\frac{0.3914}{0.7793}\right)^2 + \frac{0.0658}{1+2(0.0658)^2}\left(\frac{0.5489}{0.7793}\right)^2$$

$$= 0.1234$$

- Dirección "Y"

Radios equivalentes en traslación y rotación

$$R_{h,y} = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{(25m)(16.9m)}{\pi}} = 11.5968m$$

$$R_{r,xx} = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} = \sqrt[4]{\frac{4\left[\frac{(16.9m)(25m)^3}{12}\right]}{\pi}} = 12.9378m$$

Rigidez estática en traslación y rotación

$$K_{h,y}^{o} = \frac{8G_s R_{h,y}}{2-\nu_s}\left(1+\frac{R_{h,y}}{2H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{3R_{h,y}}\right)\left(1+\frac{5D}{4H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(450\frac{t}{m^2}\right)(11.5968m)}{2-0.45}\right]\left[1+\frac{11.5968m}{2(31.8103m)}\right]\left[1+\frac{2(3.4m)}{3(11.5968m)}\right]\left[1\right.$$

$$\left.+\frac{5(3.4m)}{4(31.8103m)}\right] = 43,154\frac{t}{m}$$

$$K^{o}_{r,xx} = \frac{8G_s R^3_{r,xx}}{3(1-\nu_s)}\left(1+\frac{R_{r,xx}}{6H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{R_{r,xx}}\right)\left(1+0.71\frac{D}{H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(450\frac{t}{m^2}\right)(12.9378m)^3}{3(1-0.45)}\right]\left[1+\frac{12.9378m}{6(31.8103m)}\right]\left[1+\frac{2(3.4m)}{12.9378m}\right]\left[1\right.$$

$$\left.+0.71\left(\frac{3.4m}{31.8103m}\right)\right] = 8'281,045\frac{t-m}{rad}$$

Frecuencia de interés

$$\omega_y = \frac{2\pi}{\widetilde{T}_{e,y}} = \frac{2\pi}{0.6907s} = 9.0968\frac{rad}{s}$$

Parámetros de frecuencias

$$\eta_{h,y} = \frac{\omega_y R_{h,y}}{V_s} = \frac{9.0968\frac{rad}{s}(11.5968m)}{59.42\frac{m}{s}} = 1.7755$$

$$\eta_{r,xx} = \frac{\omega_y R_{r,xx}}{V_s} = \frac{9.0968\frac{rad}{s}(12.9378m)}{59.42\frac{m}{s}} = 1.9808$$

$$\eta_s = \frac{\pi R_{h,y}}{2H_s} = \frac{\pi(11.5968m)}{2(31.8103m)} = 0.5727$$

$$\eta_p = \frac{\pi R_{r,xx}}{2H_s}\sqrt{\frac{2(1-\nu_s)}{1-2\nu_s}} = \frac{\pi(12.9378m)}{2(31.8103m)}\sqrt{\frac{2(1-0.45)}{1-2(0.45)}} = 2.1189$$

Coeficientes de rigidez

$$k_{h,x} = 1$$

$$\eta_{r,xx} \leq 2.5 \quad \rightarrow \quad k_{r,xx} = 1-0.2\eta_{r,xx} = 1-0.2(1.9808) = 0.6038$$

Coeficientes de amortiguamiento

$$\eta_{hs} = \frac{\eta_{h,y}}{\eta_s} = \frac{1.7755}{0.5727} = 3.1002 > 1 \quad \rightarrow \quad c_{h,y} = 0.576$$

$$\eta_{rp} = \frac{\eta_{r,xx}}{\eta_p} = \frac{1.9808}{2.1189} = 0.9348 \leq 1 \;\rightarrow\; c_{r,xx} = \frac{0.5\zeta_s\eta_{rp}}{1-\eta^2_{rp}[1-2(\zeta_s)]}$$

$$= \frac{0.5(0.03)(0.9348)}{1-(0.9348)^2[1-2(0.03)]} = 0.0785$$

Rigidez dinámica

$$K_{h,y} = K^{o}_{h,y}\left[k_{h,y} - 2\zeta_s \eta_{h,y} c_{h,y}\right] = 43,154\frac{t}{m}[1 - 2(0.03)(1.7755)(0.576)] = 40,506\frac{t}{m}$$

$$K_{r,xx} = K^{0}_{r,xx}\left[k_{r,xx} - 2\zeta_s \eta_{r,xx} c_{r,xx}\right] = 8'281,045\frac{t-m}{rad}[0.6038 - 2(0.03)(1.9808)(0.0785)]$$

$$= 4'923,272\frac{t-m}{rad}$$

Amortiguamiento

$$C_{h,y} = \frac{K^{o}_{h,y}\left[\eta_{h,y} c_{h,y} + 2\zeta_s k_{h,y}\right]}{\omega_y} = \frac{43,154\frac{t}{m}[1.7755(0.576) + 2(0.03)(1)]}{9.0968\frac{rad}{s}} = 5,136\frac{t-s}{m}$$

$$C_{r,xx} = \frac{K^{o}_{r,xx}\left[\eta_{r,xx} c_{r,xx} + 2\zeta_s k_{r,xx}\right]}{\omega_x} = \frac{8'281,045\frac{t-m}{rad}[1.9808(0.0785) + 2(0.03)(0.6038)]}{9.0968\frac{rad}{s}}$$

$$= 174,563\frac{t-m-s}{rad}$$

Periodo natural de vibración en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$T_{h,y} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e}{K_{h,y}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(2,218.14\,t)}{40,506\frac{t}{m}}} = 0.3928s$$

$$T_{r,xx} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e(H_e + D)^2}{K_{r,xx}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(2,218.14\,t)[0.7(13.6m) + 3.4m]^2}{4'923,272\frac{t-m}{rad}}} = 0.4604s$$

$$\widetilde{T}_{e,y} = \sqrt{T^2_{e,y} + T^2_{h,y} + T^2_{r,xx}} = \sqrt{0.3330^2 + 0.3928^2 + 0.4604^2} = 0.6907s$$

Fracción de amortiguamiento crítico en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$\zeta_{h,y} = \frac{\pi C_{h,y}}{\widetilde{T}_{e,y} K_{h,y}} = \frac{\pi\left(5,136\frac{t-s}{m}\right)}{0.6907s\left(40,506\frac{t}{m}\right)} = 0.5767$$

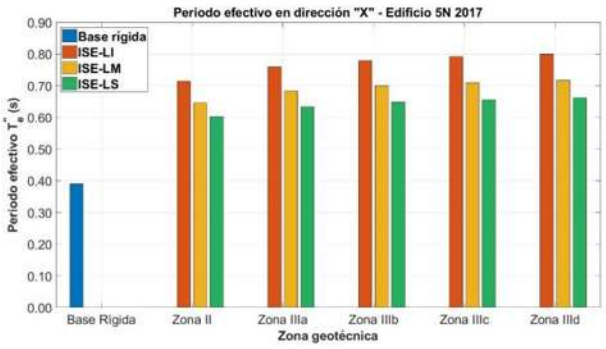
$$\zeta_{r,xx} = \frac{\pi C_{r,xx}}{\widetilde{T}_{e,y} K_{r,xx}} = \frac{\pi\left(174,563\frac{t-m-s}{rad}\right)}{0.6907s\left(4'923,272\frac{t-m}{rad}\right)} = 0.1613$$

$$\tilde{\zeta}_{e,y} = \zeta_{e,y}\left(\frac{T_{e,y}}{\tilde{T}_{e,y}}\right)^3 + \frac{\zeta_{h,y}}{1+2\zeta_{h,y}^2}\left(\frac{T_{h,y}}{\tilde{T}_{e,y}}\right)^2 + \frac{\zeta_{r,xx}}{1+2\zeta_{r,xx}^2}\left(\frac{T_{r,xx}}{\tilde{T}_{e,y}}\right)^2$$

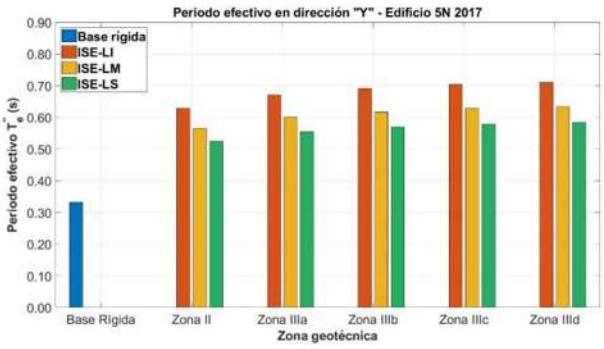
$$= 0.05\left(\frac{0.3330}{0.6907}\right)^3 + \frac{0.5767}{1+2(0.5767)^2}\left(\frac{0.3928}{0.6907}\right)^2 + \frac{0.1613}{1+2(0.1613)^2}\left(\frac{0.4604}{0.6907}\right)^2$$

$$= 0.1858$$

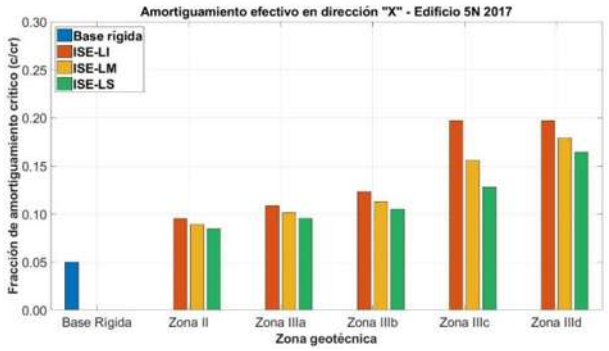
Con los resultados mostrados en la tabla 5-40, se construye la figura 5-71. En esta se despliega la variación, de manera gráfica, de los periodos fundamentales, así como la fracción del amortiguamiento crítico equivalente del sistema para cada dirección ortogonal de análisis. Por su parte, en la figura 5-72, considerando que el peso y altura de la estructura son constantes y se varia únicamente su periodo, se obtiene una serie de curvas (considerando el límite medio del suelo para todas las zonas geotécnicas) con la variación del periodo fundamental y la fracción de amortiguamiento crítico para cada dirección principal. Nuevamente, las líneas verticales de la figura 5-72 muestran el periodo de análisis, así como el periodo límite donde los efectos de la interacción pueden despreciarse.

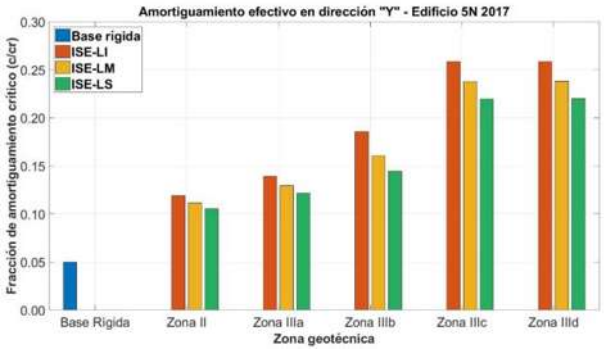


a)



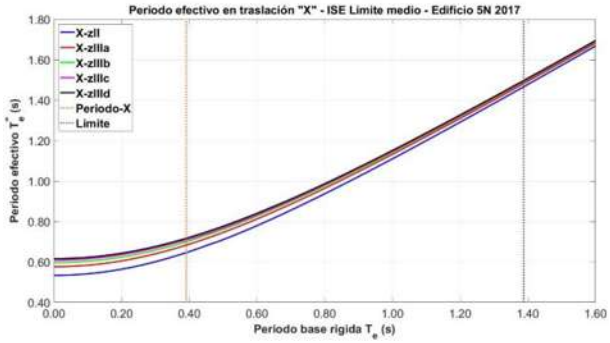
b)

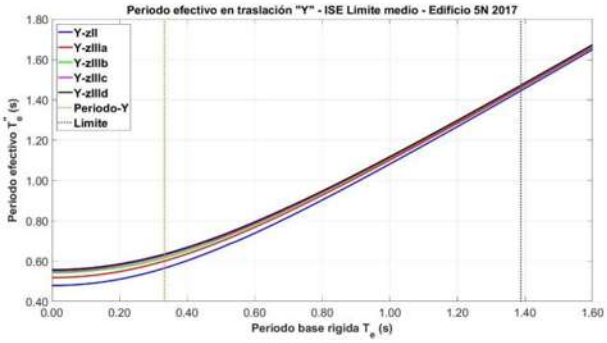




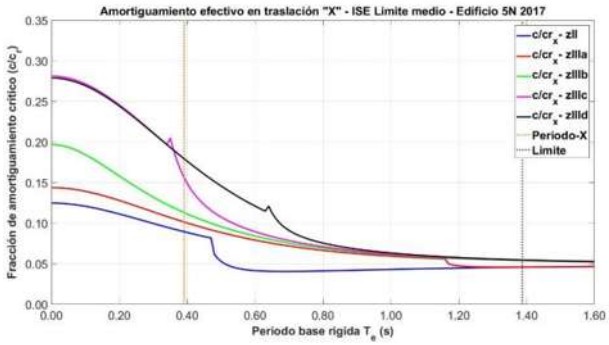
c) d)

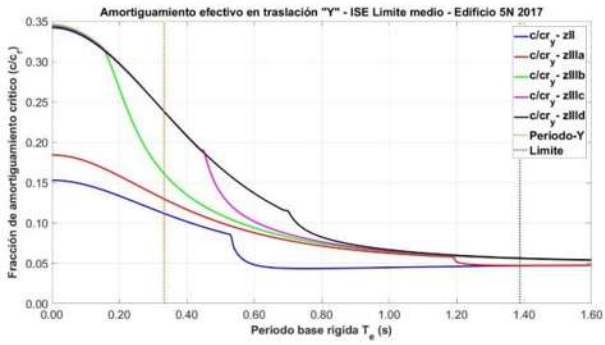
Figura 5-71: Variación del periodo y amortiguamiento efectivo en cada zona geotécnica, a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en dirección "X", d) amortiguamiento efectivo en dirección "Y"





a) b)

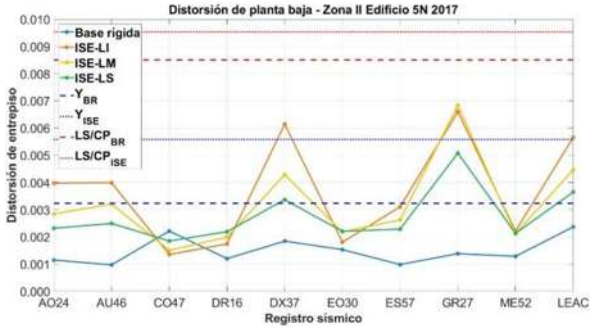




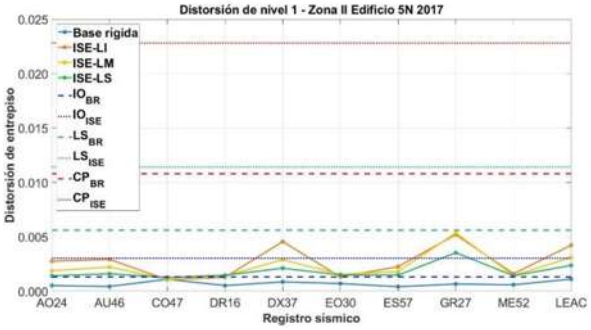
c) d)

Figura 5-72: Curvas con la variación de periodos y amortiguamientos efectivos para el límite medio de rigidez del suelo. a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en "X", d) amortiguamiento efectivo en "Y"

Se ilustran en las figuras 5-73 a 5-77, algunos de los resultados del análisis dinámico no lineal, agrupado para cada zona geotécnica. La demanda se caracteriza con las distorsiones, ductilidad de desplazamiento e índice de daño, tanto en la planta baja como en el nivel 1 y 3. Así mismo, se calcula el cortante basal normalizado como indicativo adicional.



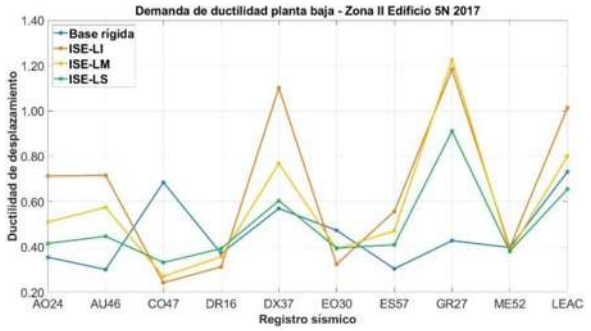
a)



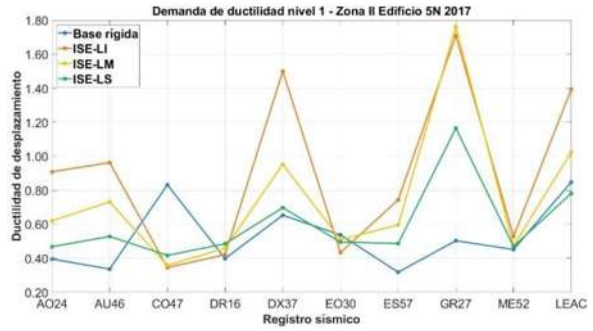
b)



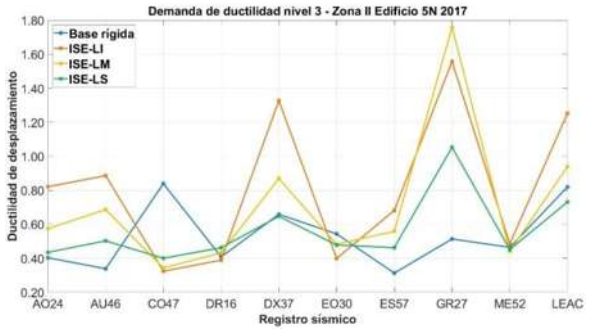
c)



d)



e)



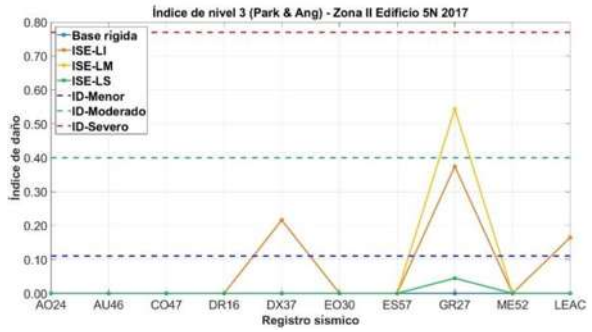
f)



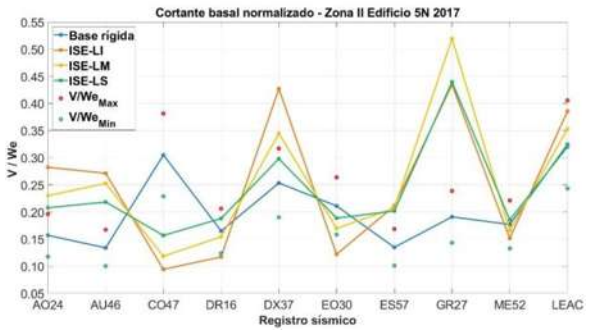
g)



h)

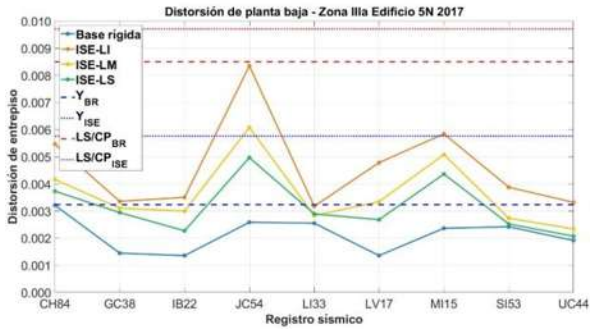


i)

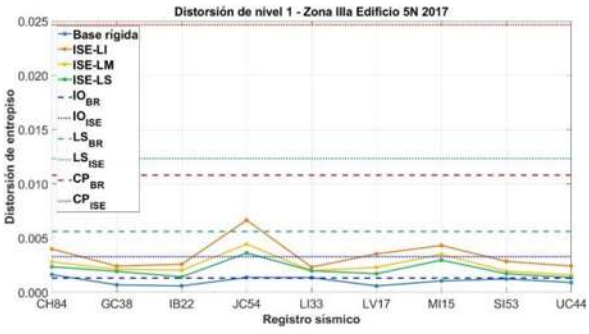


j)

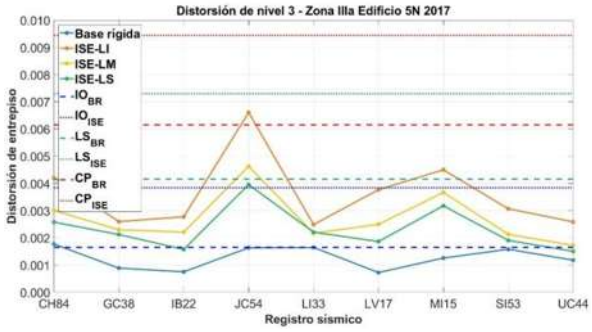
Figura 5-73: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de cinco niveles en zona II. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) distorsión de nivel 3, d) demanda de ductilidad planta baja, e) demanda de ductilidad nivel 1, f) demanda de ductilidad nivel 3, g) índice de daño planta baja, h) índice de daño nivel 1, i) índice de daño nivel 3, j) cortante basal normalizado



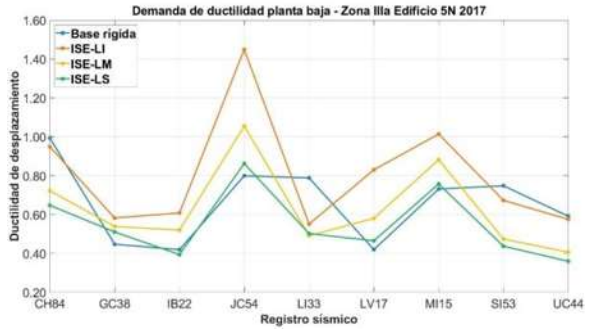
a)



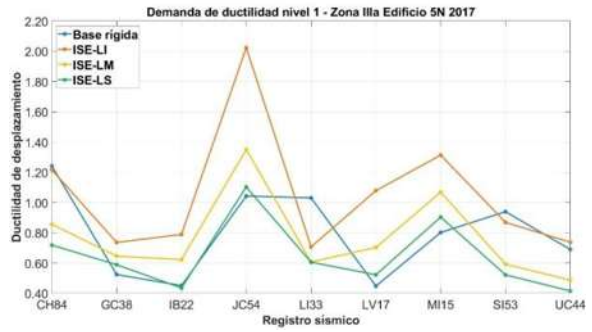
b)



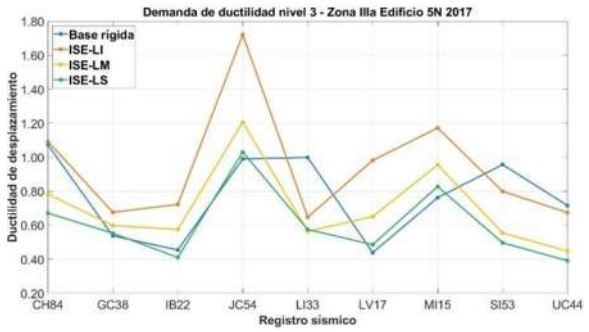
c)



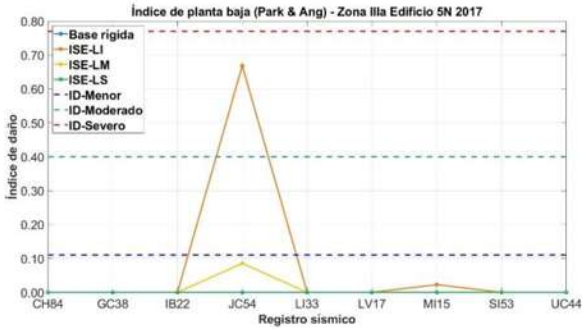
d)



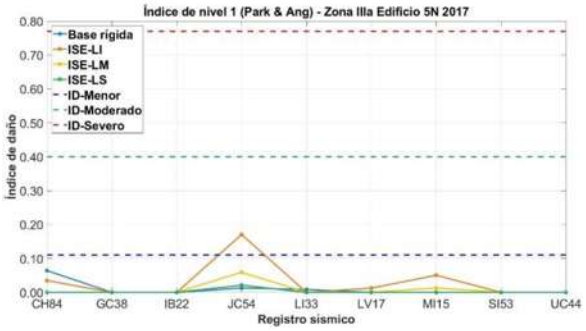
e)



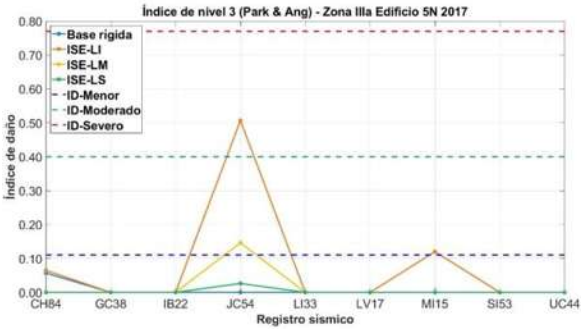
f)



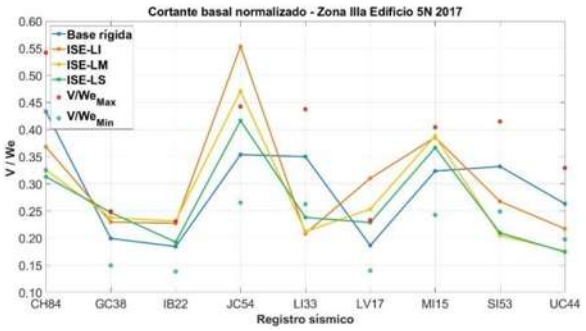
g)



h)

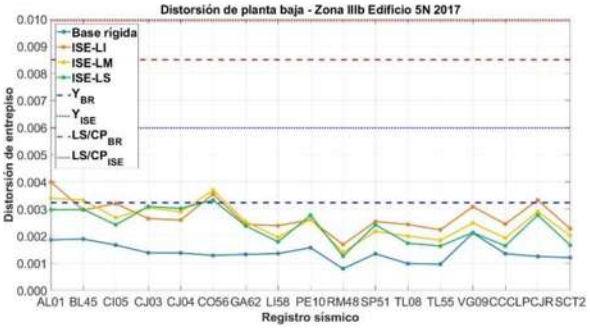


i)



j)

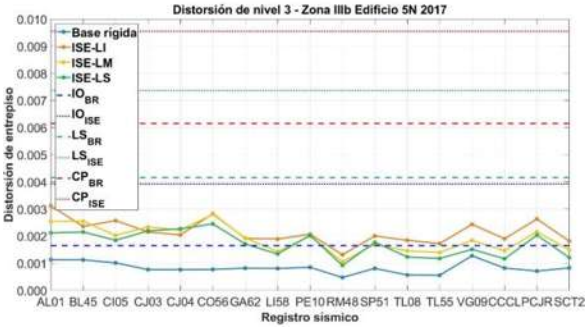
Figura 5-74: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de cinco niveles en zona IIIa. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) distorsión de nivel 3, d) demanda de ductilidad planta baja, e) demanda de ductilidad nivel 1, f) demanda de ductilidad nivel 3, g) índice de daño planta baja, h) índice de daño nivel 1, i) índice de daño nivel 3, j) cortante basal normalizado



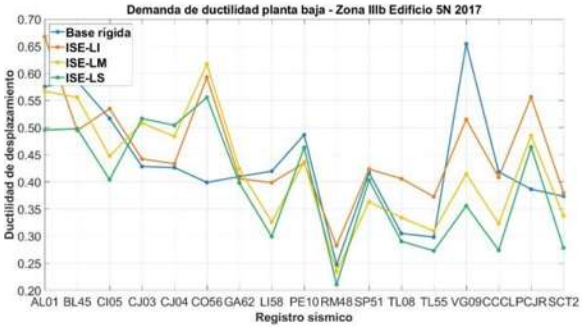
a)



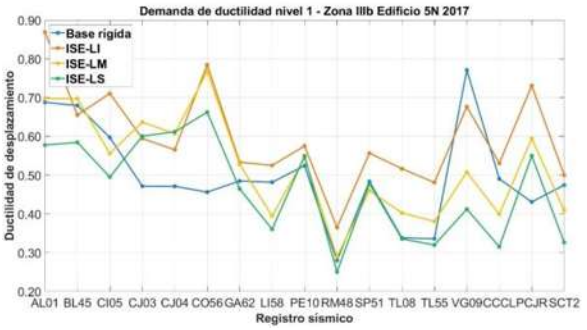
b)



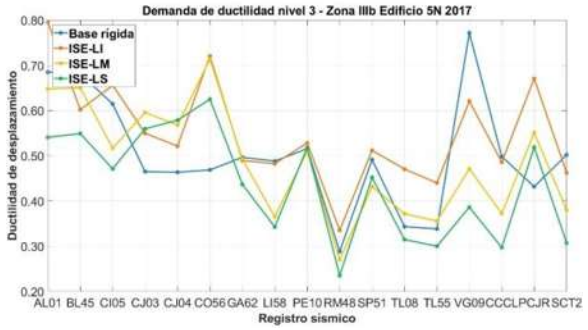
c)



d)



e)



f)



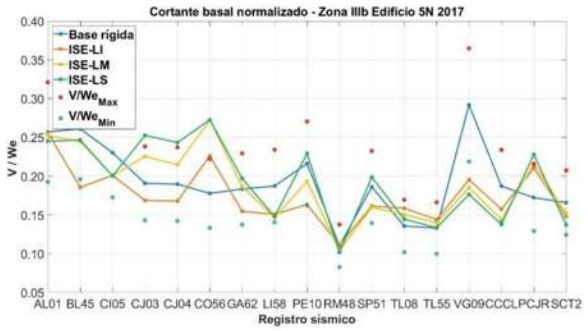
g)



h)

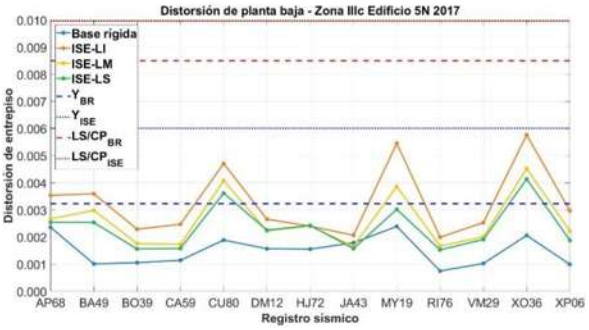


i)



j)

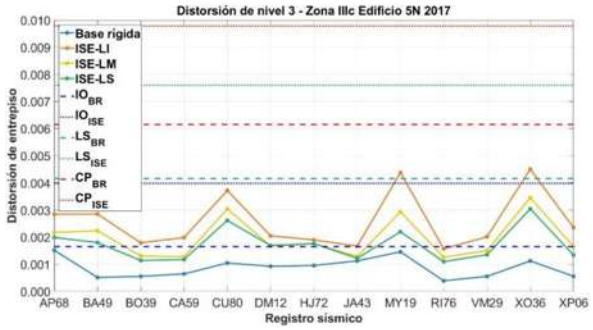
Figura 5-75: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de cinco niveles en zona IIIb. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) distorsión de nivel 3, d) demanda de ductilidad planta baja, e) demanda de ductilidad nivel 1, f) demanda de ductilidad nivel 3, g) índice de daño planta baja, h) índice de daño nivel 1, i) índice de daño nivel 3, j) cortante basal normalizado



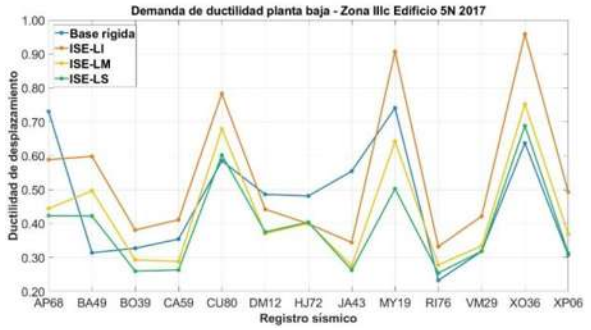
a)



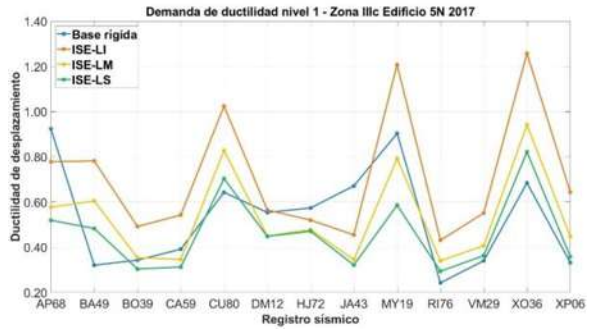
b)



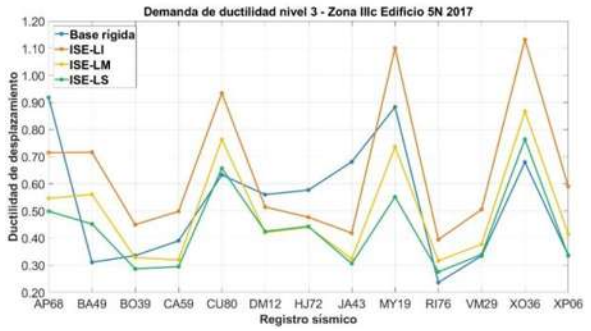
c)



d)



e)



f)



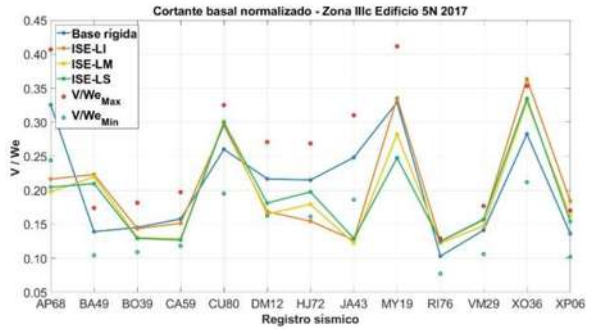
g)



h)

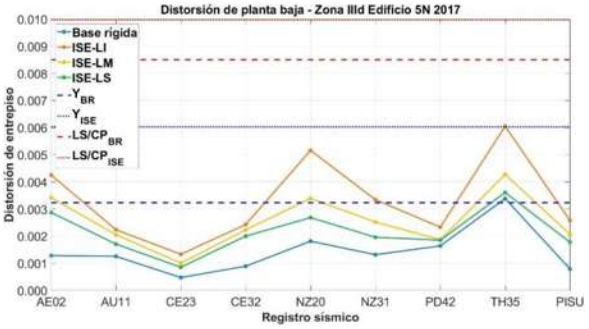


i)



j)

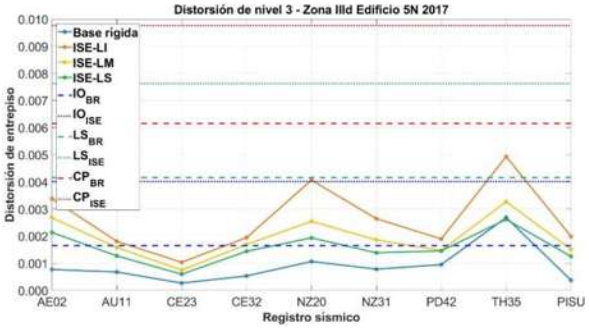
Figura 5-76: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de cinco niveles en zona IIIc. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) distorsión de nivel 3, d) demanda de ductilidad planta baja, e) demanda de ductilidad nivel 1, f) demanda de ductilidad nivel 3, g) índice de daño planta baja, h) índice de daño nivel 1, i) índice de daño nivel 3, j) cortante basal normalizado


Distorsión de planta baja - Zona IIId Edificio 5N 2017
Base rigida
ISE-LI
ISE-LM
ISE-LS
Y_{BR}
Y_{ISE}
LS/CP_{BR}
LS/CP_{ISE}
Distorsión de entrepiso
Registro sísmico
AE02 AU11 CE23 CE32 NZ20 NZ31 PD42 TH35 PISU

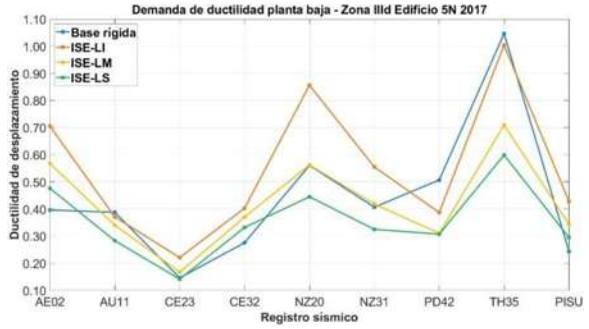
a)


Distorsión de nivel 1 - Zona IIId Edificio 5N 2017
Base rigida
ISE-LI
ISE-LM
ISE-LS
IO_{BR}
IO_{ISE}
LS_{BR}
LS_{ISE}
CP_{BR}
CP_{ISE}
Distorsión de entrepiso
Registro sísmico
AE02 AU11 CE23 CE32 NZ20 NZ31 PD42 TH35 PISU

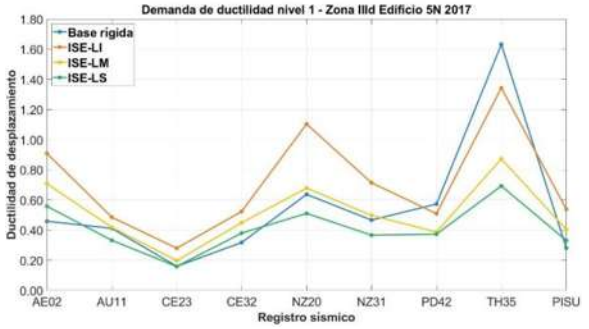
b)


Distorsión de nivel 3 - Zona IIId Edificio 5N 2017
Base rigida
ISE-LI
ISE-LM
ISE-LS
IO_{BR}
IO_{ISE}
LS_{BR}
LS_{ISE}
CP_{BR}
CP_{ISE}
Distorsión de entrepiso
Registro sísmico
AE02 AU11 CE23 CE32 NZ20 NZ31 PD42 TH35 PISU

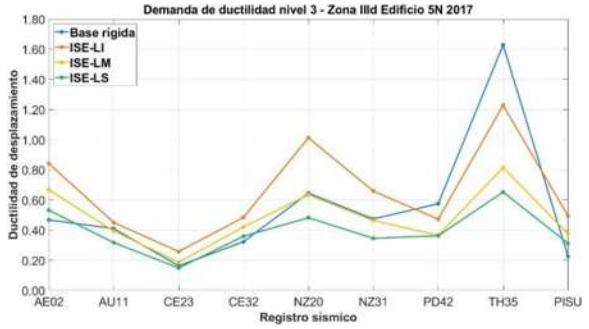
c)


Demanda de ductilidad planta baja - Zona IIId Edificio 5N 2017
Base rigida
ISE-LI
ISE-LM
ISE-LS
Ductilidad de desplazamiento
Registro sísmico
AE02 AU11 CE23 CE32 NZ20 NZ31 PD42 TH35 PISU

d)


Demanda de ductilidad nivel 1 - Zona IIId Edificio 5N 2017
Base rigida
ISE-LI
ISE-LM
ISE-LS
Ductilidad de desplazamiento
Registro sísmico
AE02 AU11 CE23 CE32 NZ20 NZ31 PD42 TH35 PISU

e)


Demanda de ductilidad nivel 3 - Zona IIId Edificio 5N 2017
Base rigida
ISE-LI
ISE-LM
ISE-LS
Ductilidad de desplazamiento
Registro sísmico
AE02 AU11 CE23 CE32 NZ20 NZ31 PD42 TH35 PISU

f)


Índice de planta baja (Park & Ang) - Zona IIId Edificio 5N 2017
Base rigida
ISE-LI
ISE-LM
ISE-LS
ID-Menor
ID-Moderado
ID-Severo
Índice de daño
Registro sísmico
AE02 AU11 CE23 CE32 NZ20 NZ31 PD42 TH35 PISU

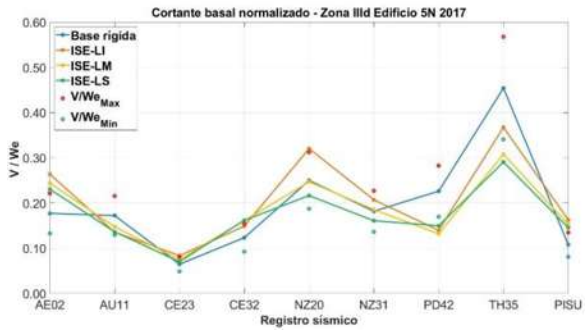
g)


Índice de nivel 1 (Park & Ang) - Zona IIId Edificio 5N 2017
Base rigida
ISE-LI
ISE-LM
ISE-LS
ID-Menor
ID-Moderado
ID-Severo
Índice de daño
Registro sísmico
AE02 AU11 CE23 CE32 NZ20 NZ31 PD42 TH35 PISU

h)



i)

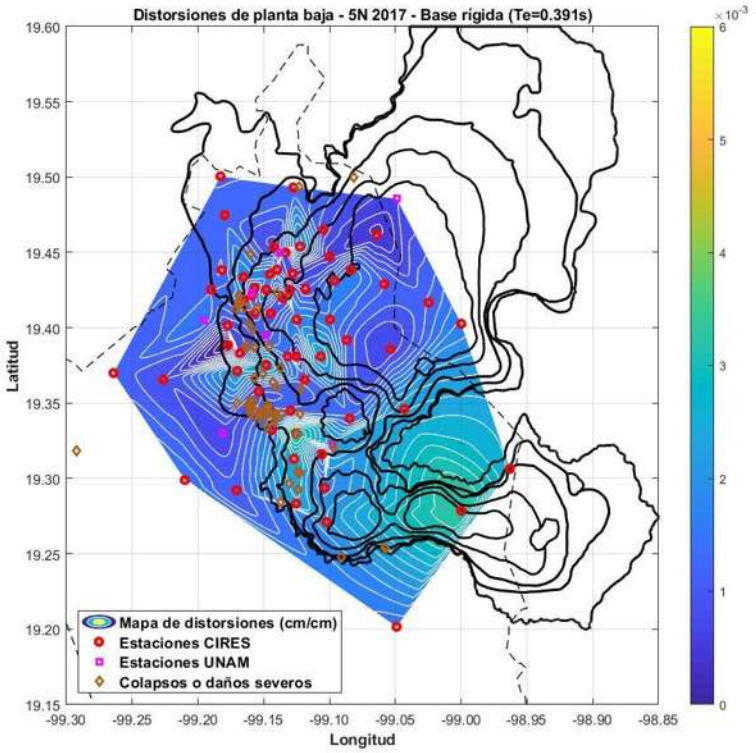


j)

Figura 5-77: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de cinco niveles en zona IIId. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) distorsión de nivel 3, d) demanda de ductilidad planta baja, e) demanda de ductilidad nivel 1, f) demanda de ductilidad nivel 3, g) índice de daño planta baja, h) índice de daño nivel 1, i) índice de daño nivel 3, j) cortante basal normalizado

Se elaboran mapas con la distribución de los parámetros de demanda de distorsión de entrepiso como de índice de daño, para la planta baja como los niveles uno y tres de la estructura. Se considera tanto la hipótesis de base rígida como de base flexible (interacción), en este último, se grafica el promedio de los resultados para los tres límites de rigidez del suelo considerados. Las figuras 5-78 a 5-83 ilustran lo anterior.

a)



b)

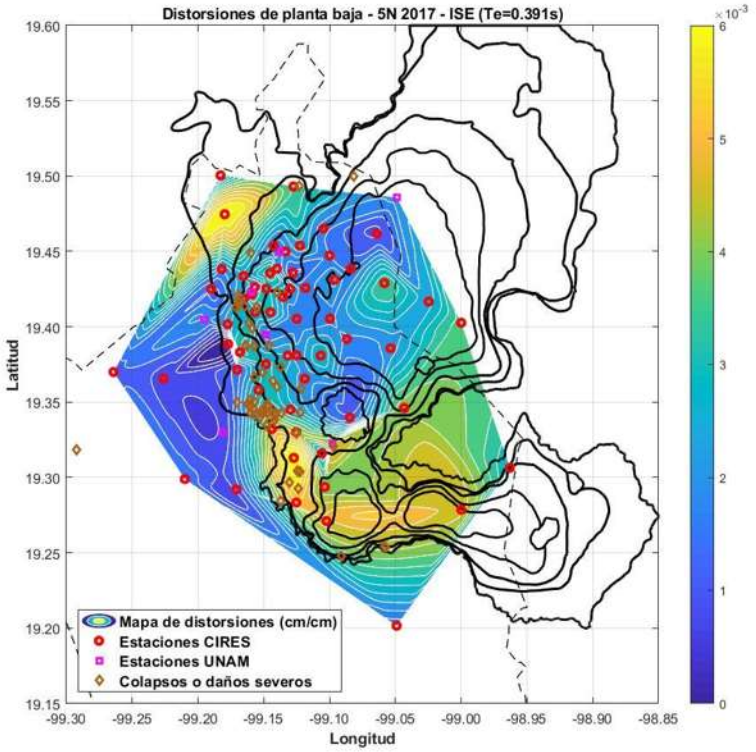
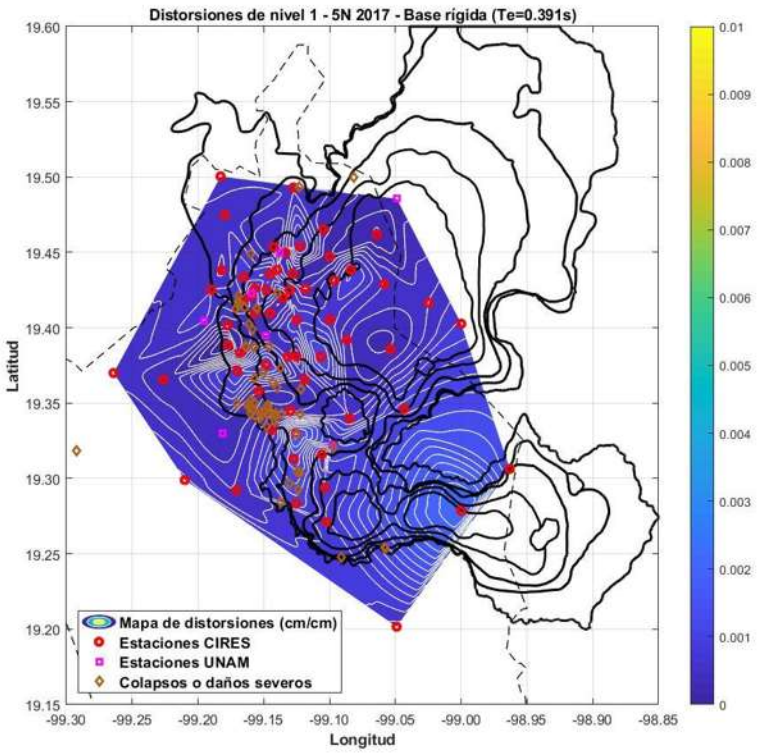


Figura 5-78: Mapa de distorsiones en planta baja. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura

a)



b)

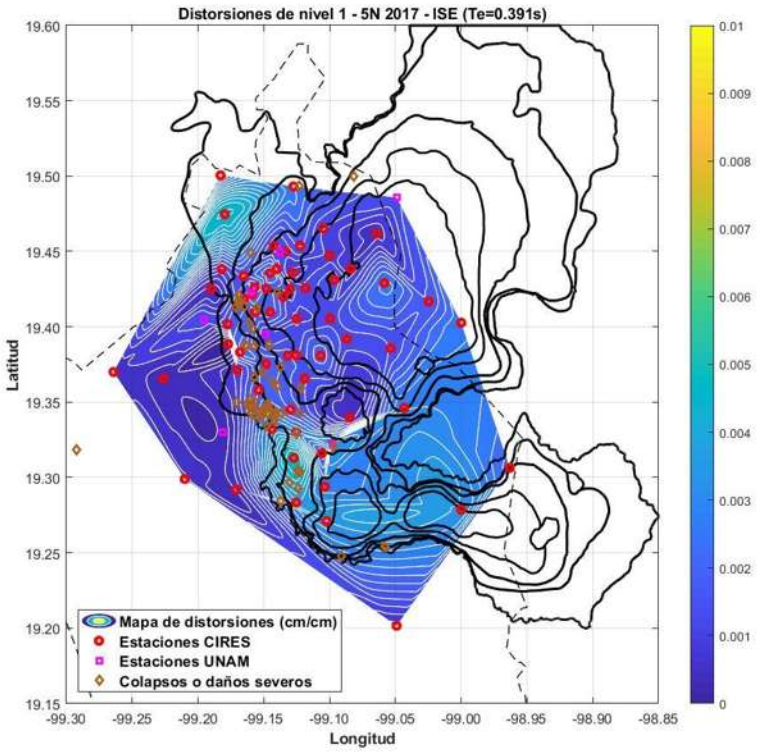
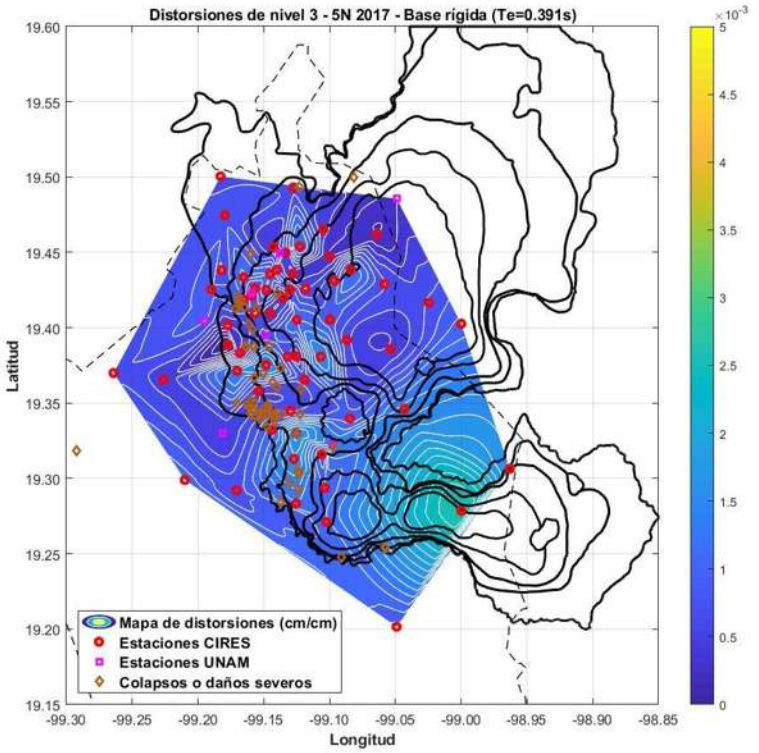


Figura 5-79: Mapa de distorsiones en nivel 1. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura

a)



b)

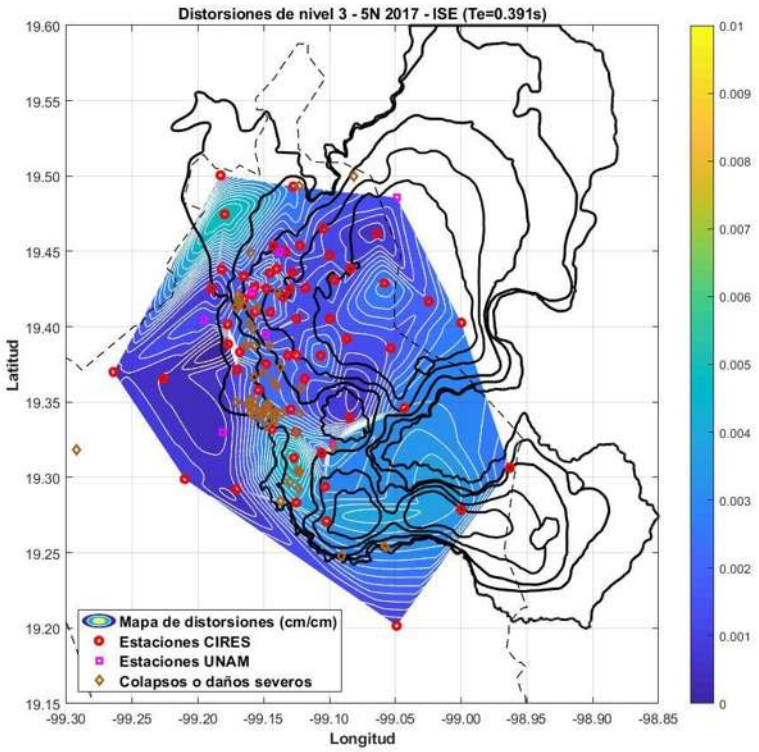
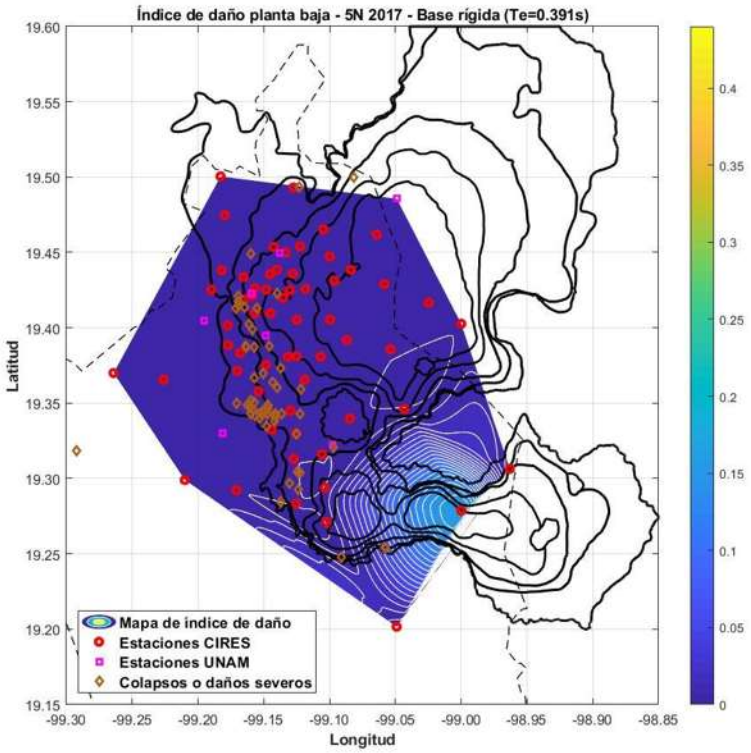


Figura 5-80: Mapa de distorsiones en nivel 3. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura

a)



b)

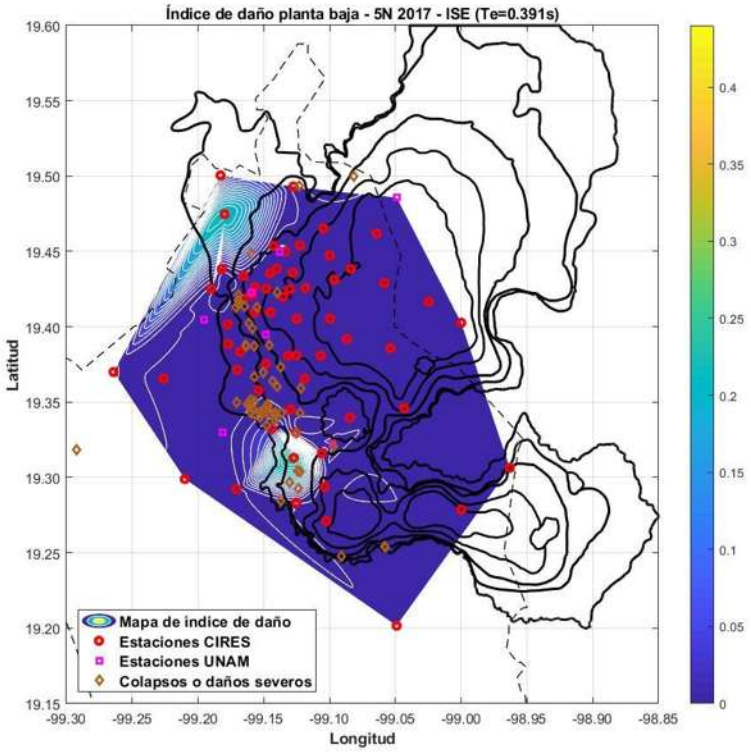
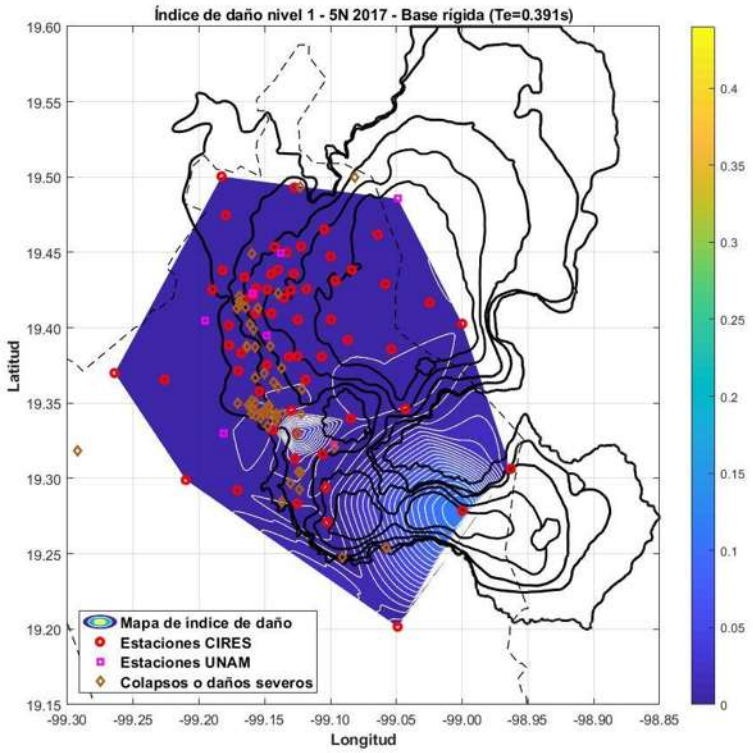


Figura 5-81: Mapa de índice de daño en planta baja. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura

a)



b)

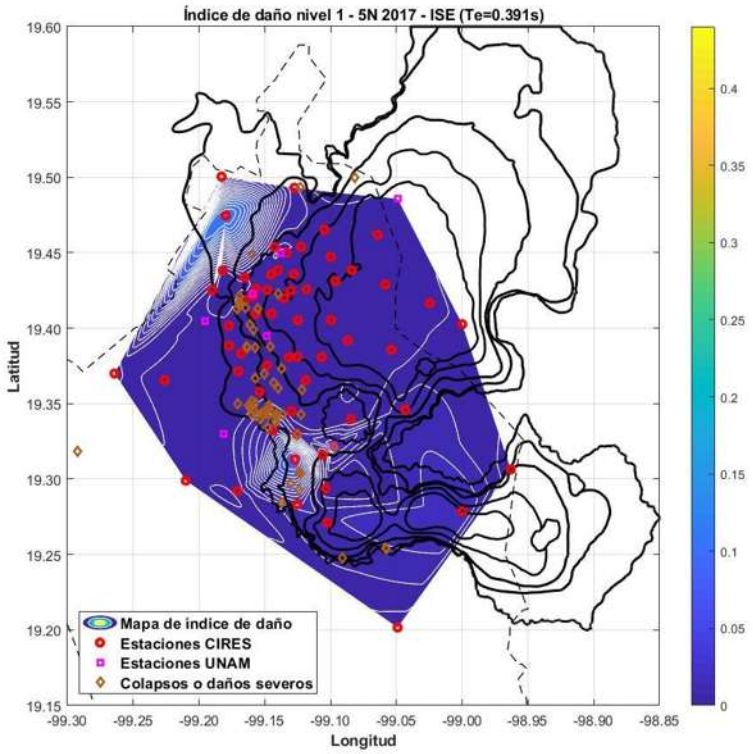
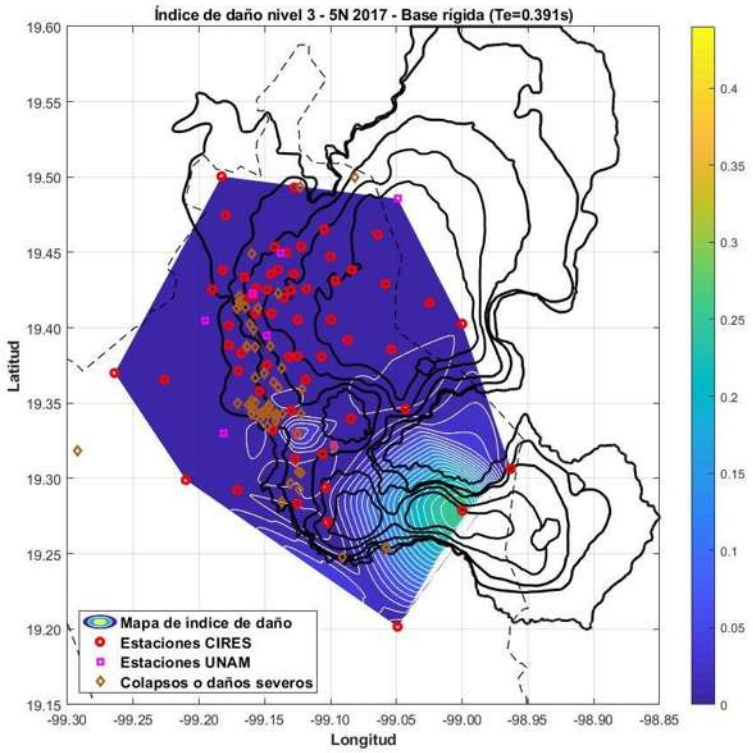


Figura 5-82: Mapa de índice de daño en nivel 1. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura

a)



b)

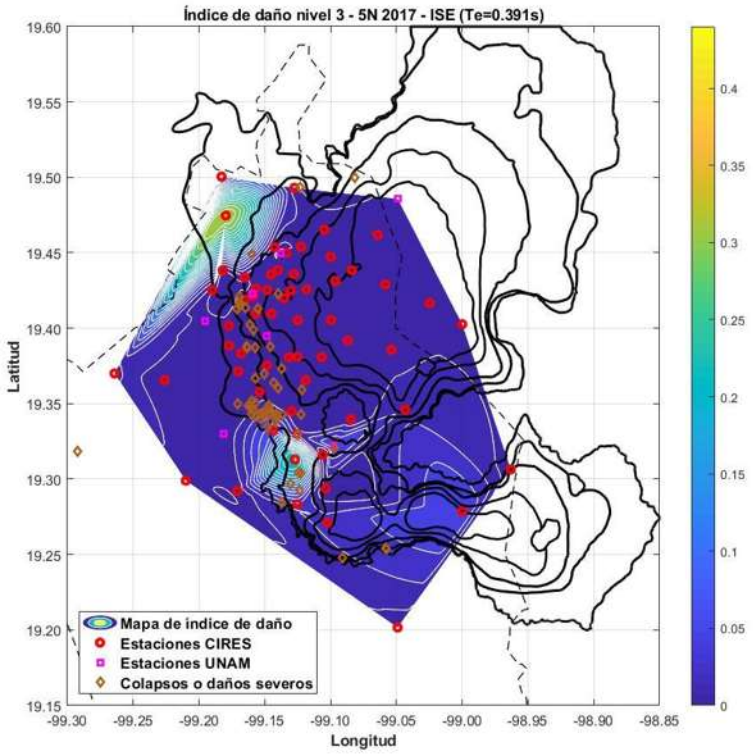


Figura 5-83: Mapa de índice de daño en nivel 3. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura

5.5.3 Edificio siete niveles

Las variables para definir los parámetros del comportamiento plástico de los elementos (trabes, columnas y muros) que componen al modelo de siete niveles se presentan en las tablas 5-41 a 5-43.

Tabla 5-41: Parámetros plásticos para trabes – Edificio siete niveles 2017

Características generales						Deformaciones y capacidades / Momento positivo					
Elemento	$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	$\frac{\rho'-\rho}{\rho_{bal}}$	Refuerzo	v	L_p (cm)	a (rad)	b (rad)	c	IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
TR-101	-0.063	0.063	C	0.598	40.0	0.0200	0.0400	0.2	0.0050	0.0150	0.0200
TR-104	-0.033	0.033	C	0.561	40.0	0.0200	0.0400	0.2	0.0050	0.0150	0.0200
TR-105	-0.098	0.098	C	0.544	40.0	0.0200	0.0400	0.2	0.0050	0.0150	0.0200

Resistencias y ductilidad / Momento positivo					Deformaciones y capacidades / Momento negativo					
M_y (t-m)	M_u (t-m)	φ_y (rad/cm)	μ_φ	α	a (rad)	b (rad)	c	IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
62.36	97.92	3.508E-05	15.25	0.04	0.0194	0.0375	0.2	0.0050	0.0145	0.0194
62.24	97.51	3.529E-05	15.17	0.04	0.0197	0.0387	0.2	0.0050	0.0148	0.0197
61.67	97.74	3.419E-05	15.62	0.04	0.0190	0.0361	0.2	0.0050	0.0143	0.0190

Resistencias y ductilidad / Momento negativo					Degradación cíclica de energía y rigidez					
M_y (t-m)	M_u (t-m)	φ_y (rad/cm)	μ_φ	α	Y	U	L	R	X	FDR
79.46	100.12	3.726E-05	14.00	0.02	0.65	0.45	0.45	0.25	0.25	0
71.22	90.44	3.645E-05	14.49	0.02	0.65	0.45	0.45	0.25	0.25	0
92.42	115.75	3.768E-05	13.62	0.02	0.65	0.45	0.45	0.25	0.25	0

Los parámetros plásticos que definen el comportamiento (elástico y plástico) de la trabe TR-101 son:

Características generales

Cuantía de acero, esfuerzo cortante y longitud de articulación plástica

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \cdot \frac{E_s \varepsilon_c \beta_1}{E_s \varepsilon_c + f_y} = \frac{0.85\left(350 \frac{Kg}{cm^2}\right)}{4200 \frac{Kg}{cm^2}} \cdot \frac{2'040,000 \frac{Kg}{cm^2}(0.003)(0.80)}{2'040,000 \frac{Kg}{cm^2}(0.003) + 4200 \frac{Kg}{cm^2}} = 0.0336$$

$$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} = \frac{0.0072 - 0.0093}{0.0336} = -0.0625 \quad \rightarrow \quad \frac{\rho'-\rho}{\rho_{bal}} = 0.0625$$

$$v = \frac{V_{max}}{3.1 bd\sqrt{f'_c}} = \frac{44,731\ Kg}{3.1(35)(80)\sqrt{350 \frac{Kg}{cm^2}}} = \frac{97,059\ Kg}{162,388\ Kg} = 0.5977$$

$$L_p = 0.5d = 0.5(80cm) = 40cm$$

El momento y curvatura de fluencia se obtienen mediante un cálculo riguroso de dichas propiedades. La curvatura última definida en estos cálculos se relaciona con el punto "C" de la figura 5-2.

Características momento positivo

Momento y curvatura de fluencia

$$M_y = 62.36\ t-m\ ;\ \phi_y = 3.5078E-05\ ;$$

Relación de cuantías y esfuerzo cortante para la determinación de parámetros plásticos

$$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} \leq 0.0\ ;\ v_2 \geq 0.50\ ;\ a = 0.02\ ;\ b = 0.04\ ; c = 0.2$$

Determinación de los estados límite

$$IO = 0.005\ ;\ LS = 0.015\ ; CP = 0.02$$

Completando los parámetros plásticos

$$\varphi_u = \frac{\theta_a}{L_p} + \varphi_y = \frac{0.02\ rad}{40cm} + 3.5078E-05\frac{rad}{cm} = 5.3508-04\frac{rad}{cm}$$

$$\mu_\phi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{5.3508E-04\frac{rad}{cm}}{3.5078E-05\frac{rad}{cm}} = 15.25$$

$$K_e = \frac{M_y}{\varphi_y} = \frac{62.36\ t-m}{3.5078E-05\frac{rad}{cm}} = 1'777,752\frac{t-m-cm}{rad}$$

$$M_u = \alpha K_e(\varphi_u - \varphi_y) + M_y = 0.04(1'777,752)(5.3508E-04-3.5078E-05) + 62.36 = 97.92\ t-m$$

Características momento negativo

$$M_y = 79.46\ t-m\ ;\ \phi_y = 3.7260E-05\ ;$$

Interpolando linealmente para la relación de cuantías menores a cero

$$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1 \leq 0.0\ ;\ v_1 \leq 0.50\ ;\ a_1 = 0.02\ ;\ b_1 = 0.04\ ; IO_1 = 0.005\ ; LS_1 = 0.0150\ ; CP_1 = 0.02$$

$$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1 \geq 0.50\ ;\ v_2 \geq 0.50\ ;\ a_2 = 0.015\ ;\ b_2 = 0.02\ ; IO_2 = 0.005\ ;\ LS_2 = 0.0113\ ; CP_2 = 0.015$$

$$a = \frac{a_2-a_1}{\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + a_1 = \frac{0.015-0.02}{0.50-0}(0.0625-0) + 0.02 = 0.0194$$

$$b = \frac{b_2 - b_1}{\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + b_1 = \frac{0.02 - 0.04}{0.50 - 0}(0.0625 - 0) + 0.04 = 0.0375$$

$$c = 0.2$$

Interpolando linealmente para obtener los estados límite para la relación de cuantías en cuestión

$$IO = \frac{IO_2 - IO_1}{\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + IO_1 = \frac{0.005 - 0.005}{0.50 - 0}(0.0625 - 0) + 0.005 = 0.005$$

$$LS = \frac{LS_2 - LS_1}{\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + LS_1 = \frac{0.0113 - 0.015}{0.50 - 0}(0.0625 - 0) + 0.015 = 0.0145$$

$$CP = \frac{CP_2 - CP_1}{\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_2 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1}\left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} - \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}_1\right) + CP_1 = \frac{0.015 - 0.02}{0.50 - 0}(0.0625 - 0) + 0.02 = 0.0194$$

Completando los parámetros plásticos

$$\varphi_u = \frac{\theta_a}{L_p} + \varphi_y = \frac{0.0194\,rad}{40cm} + 3.7260E-05\frac{rad}{cm} = 5.2164E-04\frac{rad}{cm}$$

$$\mu_\phi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{5.2164E-04\frac{rad}{cm}}{3.7260E-05\frac{rad}{cm}} = 14.00$$

$$K_e = \frac{M_y}{\varphi_y} = \frac{79.46\,t-m}{3.7260E-05\frac{rad}{cm}} = 2'132,582\frac{t-cm-m}{rad}$$

$$M_u = \alpha K_e(\varphi_u - \varphi_y) + M_y = 0.02(2'132,582)(5.2164E-04 - 3.7260E-05) + 79.46$$
$$= 100.12\,t-m$$

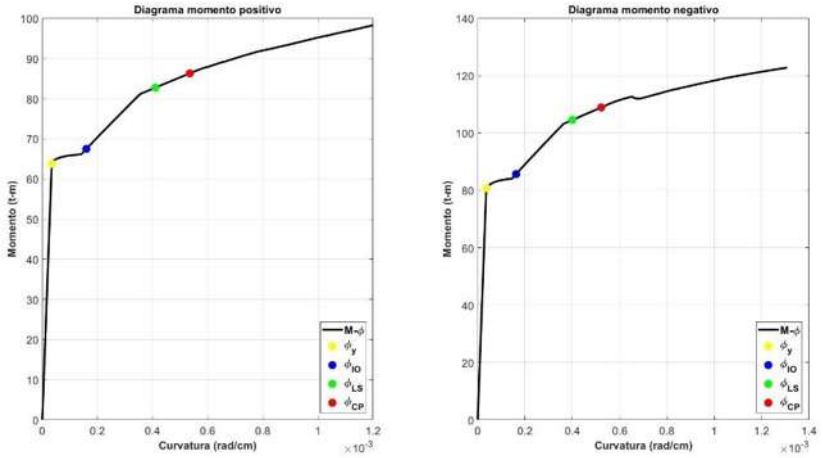


Figura 5-84: Relación momento curvatura para trabe TR-101 y estados límites propuestos

Tabla 5-42: Parámetros plásticos para columnas – Edificio siete niveles 2017

Características generales						Deformaciones y capacidades / Momento M3-M2					
Elemento	$\frac{P_u}{A_g f'_c}$	ρ_l	$\rho_{t,eff}$	$\frac{V_y}{V_{col}}$	L_p (cm)	a (rad)	b (rad)	c	IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
C-ESQ	0.10	0.0289	0.0156	0.64	32.50	0.0328	0.0782	0.2	0.0049	0.0246	0.0328
C-BOR	0.10	0.0337	0.0156	0.68	32.50	0.0320	0.0782	0.2	0.0048	0.0240	0.0320
C-CEN	0.10	0.0337	0.0156	0.58	32.50	0.0342	0.0782	0.2	0.0050	0.0257	0.0342

Parámetros de la superficie de fluencia											
a_t (cm)	a_c (cm)	$M_{b,u}$ (t-m)	$P_{b,u}$ (t)	$\frac{P_{b,u}}{P_{c,u}}$	$P_{c,u}$ (t)	$P_{t,u}$ (t)	α_{P_c}	α_{P_t}	β_{P-M}	γ_{M-M}	$\frac{F_y}{F_u}$
32.45	6.37	254.45	-479.64	0.3257	-1,472	512	1.50	1.80	1.1	1.28	0.7288
32.45	6.37	275.67	-481.58	0.3127	-1,540	598	1.50	1.75	1.1	1.25	0.7458
32.45	6.37	278.33	-481.58	0.3127	-1,540	598	1.50	1.75	1.1	1.25	0.7387

Ductilidad			Degradación cíclica de energía y rigidez					
φ_y (rad/cm)	μ_φ	α	Y	U	L	R	X	FDR
5.426E-05	19.61	0.02	0.75	0.65	0.65	0.35	0.35	0
5.773E-05	18.04	0.02	0.75	0.65	0.65	0.35	0.35	0
5.956E-05	18.69	0.02	0.75	0.65	0.65	0.35	0.35	0

Se elige nuevamente una columna de esquina, denominada C-ESQ, para describir la obtención de los parámetros que determinan los estados límite.

Características generales

Características

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} = \frac{50,000\ Kg}{(4,225 cm^2)\left(350\frac{Kg}{cm^2}\right)} = 0.0338 < 0.1 \therefore \rightarrow \frac{P_u}{A_g f'_c} = 0.1$$

$$\rho_l = \frac{122.10\ cm^2}{4,225 cm^2} = 0.0289\ ; \rho_t = 0.0156 < 0.0175 \therefore \rightarrow \rho_t = 0.0156$$

$$V_{col} = \frac{A_v f_{y,t} d}{s} + 0.8 A_g \left(\frac{1.60\sqrt{f'_c}}{\frac{M_u}{V_u} d} \sqrt{1 + \frac{N_u}{1.60 A_g \sqrt{f'_c}}} \right)$$

$$= \frac{7.62 cm^2 \left(4200\frac{Kg}{cm^2}\right)(60 cm)}{30 cm} + 0.8(4,225 cm^2)\left(\frac{1.60\sqrt{350\frac{Kg}{cm^2}}}{4} \right) = 89,302\ Kg$$

$$\frac{V_y}{V_{col}} = \frac{57,153\ Kg}{89,302\ Kg} = 0.64$$

$$L_p = 0.5d = 0.5(65 cm) = 32.50 cm$$

Construcción de la curva momento rotación

$$a = 0.042 - 0.043\frac{N_u}{A_g f'_c} + 0.63\rho_t - 0.023\frac{V_y}{V_{col}} = 0.042 - 0.043(0.1) + 0.63(0.0156) - 0.023(0.64) = 0.0328$$

$$b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_u}{0.8A_g f'_c}\cdot\frac{f'_c}{\rho_t f_{yt}}} = \frac{0.5}{5 + \frac{0.1}{0.8}\cdot\frac{350\frac{Kg}{cm^2}}{0.0156\left(4200\frac{Kg}{cm^2}\right)}} - 0.01 = 0.0782$$

$$c = 0.24 - 0.4\frac{N_u}{A_g f'_c} = 0.24 - 0.4(0.1) = 0.20$$

$$IO = 0.15a = 0.15(0.0328) = 0.0049$$

$$LS = 0.75a = 0.75(0.0328) = 0.0246$$

$$CP = a = 0.0328$$

Parámetros plásticos

$$M_y = 123.09\ t-m\ ;\varphi_y = 5.4260E-05\frac{rad}{cm}$$

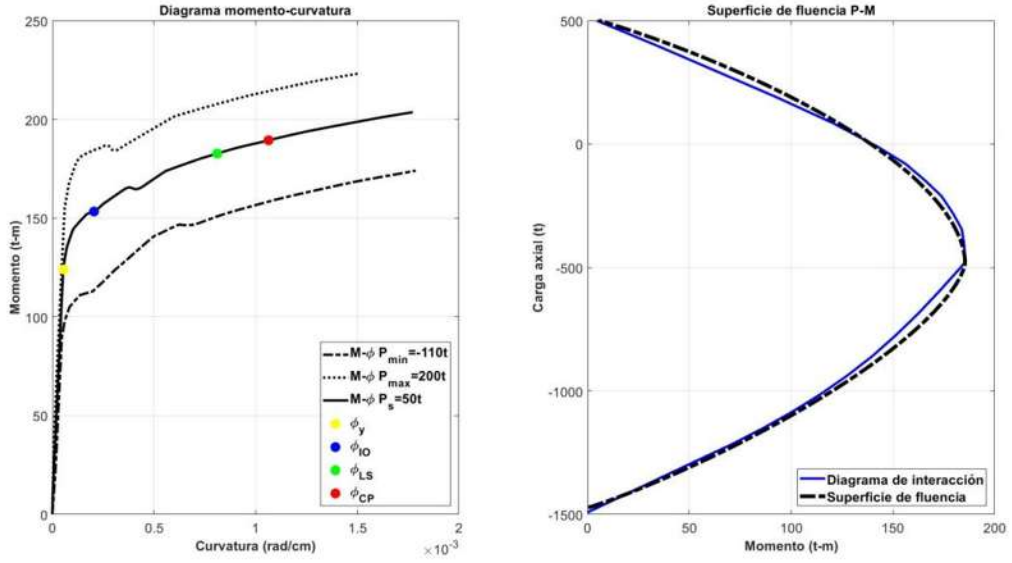
$$\varphi_u = \frac{\theta_a}{L_p} + \varphi_y = \frac{0.0328}{32.50cm} + 5.4260E-05\frac{rad}{cm} = 1.0641E-03\frac{rad}{cm}$$

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{1.0641E-03}{5.4260E-05} = 19.61$$

$$K_e = \frac{M_y}{\varphi_y} = \frac{123.09\ t-m}{5.4260E-05\frac{rad}{cm}} = 2'268,522\frac{Ton-m-cm}{rad}$$

$$M_u = \alpha K_e(\varphi_u + \varphi_y) + M_y = 0.02(2'268,522)(1.0641E-03 - 5.4260E-05) + 123.09 = 168.90\ t-m$$

$$\frac{M_y}{M_u} = \frac{F_y}{F_u} = \frac{123.09\ t-m}{168.90\ t-m} = 0.7288$$



a) b)

Figura 5-85: Relación momento curvatura y superficie de fluencia para columna de esquina. a) Momento curvatura y estados límite propuestos, b) Diagrama de interacción y superficie de fluencia propuesta

Tabla 5-43: Parámetros plásticos para muros de mampostería – Edificio siete niveles 2017

Elemento		Resistencias y deformaciones						Capacidades		
Nivel	Dirección	σ_y $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	σ_{max} $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	σ_u $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$	θ_y (cm/cm)	θ_{max} (cm/cm)	θ_u (cm/cm)	IO (cm/cm)	LS (cm/cm)	CP (cm/cm)
N6	X	4.61702	6.92552	5.07872	0.00058	0.00600	0.00100	0.00058	0.0044	0.0088
N5	X	5.10914	7.66372	5.62006	0.00064	0.00600	0.00100	0.00064	0.0044	0.0088
N4	X	5.59905	8.39858	6.15896	0.00070	0.00600	0.00100	0.00070	0.0044	0.0088
N3	X	6.07823	9.11734	6.68605	0.00076	0.00600	0.00100	0.00076	0.0044	0.0088
N2	X	6.49334	9.74001	7.14267	0.00081	0.00600	0.00100	0.00081	0.0044	0.0088
N1	X	6.75319	10.12978	7.42851	0.00084	0.00600	0.00100	0.00084	0.0044	0.0088
N6	Y	2.81455	3.51819	2.25164	0.00035	0.00300	0.00500	0.00035	0.0022	0.0044
N5	Y	3.30563	4.13204	2.64451	0.00041	0.00300	0.00500	0.00041	0.0022	0.0044
N4	Y	3.80153	4.75191	3.04122	0.00048	0.00300	0.00500	0.00048	0.0022	0.0044
N3	Y	4.31007	5.38759	3.44806	0.00054	0.00300	0.00500	0.00054	0.0022	0.0044
N2	Y	7.16721	10.75081	7.88393	0.00090	0.00600	0.00100	0.00090	0.0044	0.0088
N1	Y	7.87632	11.81448	8.66395	0.00098	0.00600	0.00100	0.00098	0.0044	0.0088

Degradación cíclica de energía y rigidez					
Y	U	L	R	X	FDR
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0
0.50	0.35	0.35	0.20	0.20	0

Por último, se muestran los cálculos pertinentes para caracterizar el comportamiento (de manera general) de los muros de mampostería confinada y reforzada interiormente del nivel 1, en dirección global "X" de la siguiente manera:

Características generales

Determinación de los esfuerzos de fluencia, máximo y último

$$V_{y,N1X} = \sum_{i=1}^{n} \left[f_i \left(0.5 v'_{m,i} A_{T,i} + 0.3 P_i \right) + \eta_i \rho_{h,i} f_{yh,i} A_{T,i} \right] = 1{,}106.17\ t$$

$$\sigma_y = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left[f_i\left(0.5v'_m A_{T,i} + 0.3P_i\right) + \eta_i \rho_{h,i} f_{yh,i} A_{T,i}\right]}{\sum_{i=1}^{n} A_{T,i}} = \frac{1'106{,}170\ Kg}{163{,}800\ cm^2} = 6.75319\,\frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{max} = 1.5\sigma_y = 1.5\left(6.75319\,\frac{Kg}{cm^2}\right) = 10.12978\,\frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma_u = 1.1\sigma_y = 1.1\left(6.75319\,\frac{Kg}{cm^2}\right) = 7.42851\,\frac{Kg}{cm^2}$$

Determinación de las distorsiones de fluencia, máxima y última

$$\theta_y = \frac{\sigma_y}{G_m} = \frac{6.75319\,\frac{Kg}{cm^2}}{8{,}000\,\frac{Kg}{cm^2}} = 0.00084$$

$$\theta_{max} = 0.005$$

$$\theta_u = 0.01$$

Determinación de los estados límite de servicio

$$IO = \theta_y = 0.00084$$

$$LS = 0.0044$$

$$CP = 0.0088$$

La tabla 5-44 muestra que el cociente del producto cruzado de las propiedades índice del sistema (estructura y suelo) resulta, para todos los casos considerados, menor a 2.5, indicando que los efectos de interacción inercial modificarán la respuesta del sistema estructural.

Tabla 5-44: Relación para considerar la interacción inercial – Edificio siete niveles 2017

Profundidad del suelo		L-I			L-M			L-S		
		G_s	450	(t/m^2)	G_s	600	(t/m^2)	G_s	750	(t/m^2)
Zona	H_s (m)	T_s (s)	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	T_s (s)	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	T_s (s)	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$	$\frac{T_{e,x}H_s}{T_sH_e}$
Zona II	11.881	0.800	0.580	0.404	0.693	0.670	0.467	0.620	0.749	0.522
Zona IIIa	21.871	1.472	0.580	0.404	1.275	0.670	0.467	1.141	0.749	0.522
Zona IIIb	31.810	2.142	0.580	0.404	1.855	0.670	0.467	1.659	0.749	0.522
Zona IIIc	39.231	2.641	0.580	0.404	2.287	0.670	0.467	2.046	0.749	0.522
Zona IIId	49.130	3.307	0.580	0.404	2.864	0.670	0.467	2.562	0.749	0.522

De acuerdo con los argumentos señalados para el edificio de siete niveles diseñado con el reglamento de construcción de 1976, los efectos cinemáticos de la interacción no fueron considerados.

Al establecer que los efectos inerciales deberán ser incluidos en la respuesta, es necesario calcular las funciones de impedancia que modelan el comportamiento acoplado (suelo-cimiento-estructura). En este caso, los periodos fundamentales en cada dirección principal fueron de T_{ex}=0.517s y T_{ey}=0.358s, el peso y altura para el análisis de $W_e=0.7W_o$=2261.69t y $H_e=0.7W_T$=13.16m respectivamente. En el capítulo 4 se establece la profundidad de desplante, la longitud de los pilotes y las propiedades dinámicas del suelo. La tabla 5-45 presenta las funciones de impedancia para cada dirección ortogonal, organizadas por zona geotécnica y considerando los tres límites de rigidez del suelo.

Tabla 5-45: Resultados de las funciones de impedancia – Edificio siete niveles 2017

Suelo	$\tilde{T}_{e_x}$ (s)	$\frac{c_x}{c_r}$	$K_{h,x}$ (t/m)	$K_{r,yy}$ $\left(\frac{\text{t-m}}{\text{rad}}\right)$	$C_{h,x}$ $\left(\frac{\text{t-s}}{\text{m}}\right)$	$C_{r,yy}$ $\left(\frac{\text{t-m-s}}{\text{rad}}\right)$	$\tilde{T}_{e_y}$ (s)	$\frac{c_y}{c_r}$	$K_{h,y}$ (t/m)	$K_{r,xx}$ $\left(\frac{\text{t-m}}{\text{rad}}\right)$	$C_{h,y}$ $\left(\frac{\text{t-s}}{\text{m}}\right)$	$C_{r,xx}$ $\left(\frac{\text{t-m-s}}{\text{rad}}\right)$
Zona II												
L-I	0.8188	0.0931	71,817	7,975,316	5,273	176,877	0.6870	0.1989	64,776	10,844,783	9,402	524,479
L-M	0.7522	0.0738	95,182	10,863,596	4,698	186,774	0.6187	0.1790	86,201	14,798,297	10,681	585,950
L-S	0.7097	0.0640	118,071	13,836,205	4,724	190,230	0.5740	0.1627	107,641	18,885,127	11,802	634,312
Zona IIIa												
L-I	0.7909	0.1381	56,009	11,265,562	8,190	316,215	0.6708	0.2304	52,258	14,935,682	7,851	998,731
L-M	0.7308	0.1204	73,994	15,338,415	9,285	325,136	0.6056	0.2068	69,554	20,475,453	8,885	1,094,048
L-S	0.6923	0.1075	91,859	19,523,939	10,245	322,087	0.5632	0.1876	86,862	26,173,512	9,789	1,166,592
Zona IIIb												
L-I	0.7721	0.1520	51,702	14,437,401	7,648	486,582	0.6596	0.2453	47,890	18,871,147	7,324	1,644,661
L-M	0.7159	0.1307	68,271	19,696,476	8,659	471,818	0.5962	0.2182	63,768	26,087,070	8,274	1,676,922
L-S	0.6802	0.1159	84,714	25,069,796	9,543	449,597	0.5552	0.1972	79,665	33,483,471	9,104	1,727,116
Zona IIIc												
L-I	0.7650	0.1615	49,975	16,241,915	7,431	669,383	0.6548	0.2478	46,128	21,354,792	7,113	1,996,570
L-M	0.7104	0.1367	65,976	22,187,830	8,407	608,038	0.5928	0.2243	61,452	29,377,027	8,029	2,183,745
L-S	0.6756	0.1194	81,848	28,277,196	9,261	521,576	0.5526	0.2045	76,790	37,622,285	8,829	2,321,533
Zona IIId												
L-I	0.7574	0.1629	48,505	18,569,857	7,246	738,278	0.6497	0.2467	44,616	24,538,264	6,934	2,252,447
L-M	0.7047	0.1406	64,027	25,309,662	8,194	731,980	0.5889	0.2238	59,466	33,666,819	7,822	2,462,922
L-S	0.6711	0.1245	79,417	32,208,385	9,023	699,005	0.5494	0.2045	74,331	43,042,802	8,596	2,616,598

Se detalla cada una de las ecuaciones y criterios establecidos en el capítulo 2 y 5. Se elige la zona geotécnica IIIc y se emplea el límite superior de rigidez del suelo. Los cálculos son los siguientes:

- Dirección "X"

Radios equivalentes en traslación y rotación para cajón de cimentación

$$R_{h,x} = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{(25m)(16.9m)}{\pi}} = 11.5968m$$

$$R_{r,yy} = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} = \sqrt[4]{\frac{4\left[\frac{(25m)(16.9m)^3}{12}\right]}{\pi}} = 10.6373m$$

Rigidez estática en traslación y rotación para cajón de cimentación

$$K^o_{h,x} = \frac{8G_s R_{h,x}}{2-\nu_s}\left(1+\frac{R_{h,x}}{2H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{3R_{h,x}}\right)\left(1+\frac{5D}{4H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(750\frac{t}{m^2}\right)(11.5968m)}{2-0.45}\right]\left[1+\frac{11.5968m}{2(39.2312m)}\right]\left[1+\frac{2(2.4m)}{3(11.5968m)}\right]\left[1 + \frac{5(2.4m)}{4(39.2312m)}\right] = 63,119\frac{t}{m}$$

$$K^o_{r,yy} = \frac{8G_s R^3_{r,yy}}{3(1-\nu_s)}\left(1+\frac{R_{r,yy}}{6H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{R_{r,yy}}\right)\left(1+0.71\frac{D}{H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(750\frac{t}{m^2}\right)(10.6373m)^3}{3(1-0.45)}\right]\left[1+\frac{10.6373m}{6(39.2312m)}\right]\left[1+\frac{2(2.4m)}{10.6373m}\right]\left[1 + 0.71\left(\frac{2.4m}{39.2312m}\right)\right] = 6'927,310\frac{t-m}{rad}$$

Rigidez estática en traslación y vertical para un pilote de fricción

$$K^o_{h,x} = d_p E_s\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.21} = 0.4m\left(2,175\frac{t}{m^2}\right)\left(\frac{2'057,912\frac{t}{m^2}}{2,175\frac{t}{m^2}}\right)^{0.21} = 3,668\frac{t}{m}$$

$$K^o_{v,yy} = 1.9 d_p E_s\left(\frac{L_p}{d_p}\right)^{0.67} = 1.9(0.4m)\left(2,175\frac{t}{m^2}\right)\left(\frac{29m}{0.4m}\right)^{0.67} = 29,154\frac{t}{m}$$

Frecuencia de interés

$$\omega_x = \frac{2\pi}{\widetilde{T}_{e,x}} = \frac{2\pi}{0.6756s} = 9.3002\frac{rad}{s}$$

Parámetros de frecuencia para cajón de cimentación

$$\eta_{h,x} = \frac{\omega_x R_{h,x}}{V_s} = \frac{9.3002\frac{rad}{s}(11.5968m)}{76.71\frac{m}{s}} = 1.4060$$

$$\eta_{r,yy} = \frac{\omega_x R_{r,yy}}{V_s} = \frac{9.3002\frac{rad}{s}(10.6373m)}{76.71\frac{m}{s}} = 1.2897$$

$$\eta_s = \frac{\pi R_{h,x}}{2H_s} = \frac{\pi(11.5968m)}{2(39.2312m)} = 0.4643$$

$$\eta_p = \frac{\pi R_{r,yy}}{2H_s}\sqrt{\frac{2(1-\nu_s)}{1-2\nu_s}} = \frac{\pi(10.6373m)}{2(39.2312m)}\sqrt{\frac{2(1-0.45)}{1-2(0.45)}} = 1.4126$$

Parámetros de frecuencia para pilotes de fricción

$$\eta_x = \frac{\omega_x d_p}{V_s} = \frac{9.3002\frac{rad}{s}(0.4m)}{76.71\frac{m}{s}} = 0.0485$$

$$\eta_s = \frac{\pi d_p}{2H_s} = \frac{\pi(0.4m)}{2(39.2312m)} = 0.0160$$

$$\eta_p = \frac{3.4\eta_s}{\pi(1-\nu_s)} = 0.0315$$

Coeficientes de rigidez para cajón de cimentación

$$k_{h,x} = 1$$

$$\eta_{r,yy} \leq 2.5 \quad \rightarrow \quad k_{r,yy} = 1 - 0.2\eta_{r,yy} = 1 - 0.2(1.2897) = 0.7421$$

Coeficientes de rigidez para pilotes de fricción

$$k_{h,x} = 1$$

$$\frac{L_p}{d_p} = \frac{29m}{0.4m} = 72.5 \geq 50 \quad \rightarrow \quad k_{v,yy} = 1 + \sqrt{\eta_x} = 1 + \sqrt{0.0485} = 1.2202$$

Coeficientes de amortiguamiento para cajón de cimentación

$$\eta_{hs} = \frac{\eta_{h,x}}{\eta_s} = \frac{1.4060}{0.4643} = 3.0282 > 1 \quad \rightarrow \quad c_{h,x} = 0.576$$

$$\eta_{rp} = \frac{\eta_{r,yy}}{\eta_p} = \frac{1.2897}{1.4126} = 0.9130 \leq 1 \;\rightarrow\; c_{r,yy} = \frac{0.5\zeta_s\eta_{rp}}{1-\eta_{rp}^2[1-2(\zeta_s)]}$$

$$= \frac{0.5(0.03)(0.9130)}{1-(0.9130)^2[1-2(0.03)]} = 0.0633$$

Coeficientes de amortiguamiento para pilotes de fricción

$$\eta_x > \eta_s \rightarrow c_h = 0.8\zeta_s + 0.175\eta_x\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.17} = 0.8(0.03) + 0.175(0.0485)\left(\frac{2'057,912\frac{t}{m^2}}{2,175\frac{t}{m^2}}\right)^{0.17}$$

$$= 0.0512$$

$$Si\ \eta_x > 1.5\eta_p \rightarrow c_{v,yy} = \frac{0.413}{1+\nu_s}\left(\frac{L_p}{d_p}\right)^{0.33}\left[1-e^{-\left(\frac{E_p}{E_s}\right)\left(\frac{L}{d}\right)^{-2}}\right][\eta_x]^{0.8}$$

$$= \frac{0.413}{1+0.45}\left(\frac{29m}{0.4m}\right)^{0.33}\left[1-e^{-\left(\frac{2'057,912\frac{t}{m^2}}{2,175\frac{t}{m^2}}\right)\left(\frac{29m}{0.4m}\right)^{-2}}\right][0.0485]^{0.8} = 0.0171$$

Rigidez dinámica para cajón de cimentación

$$K_{h,x} = K_{h,x}^o\left[k_{h,x} - 2\zeta_s\eta_{h,x}c_{h,x}\right] = 63,119\frac{t}{m}[1-2(0.03)(1.4060)(0.576)] = 60,051\frac{t}{m}$$

$$K_{r,yy} = K_{r,yy}^0\left[k_{r,yy} - 2\zeta_s\eta_{r,yy}c_{r,yy}\right] = 6'927,310\frac{t-m}{rad}[0.7421-2(0.03)(1.2897)(0.0633)]$$

$$= 5'106,556\frac{t-m}{rad}$$

Amortiguamiento para cajón de cimentación

$$C_{h,x} = \frac{K_{h,x}^o\left[\eta_{h,x}c_{h,x} + 2\zeta_s k_{h,x}\right]}{\omega_x} = \frac{63,119\frac{t}{m}[1.4060(0.576)+2(0.03)(1)]}{9.3002\frac{rad}{s}} = 5,904\frac{t-s}{m}$$

$$C_{r,yy} = \frac{K_{r,yy}^o\left[\eta_{r,yy}c_{r,yy} + 2\zeta_s k_{r,yy}\right]}{\omega_x} = \frac{6'927,310\frac{t-m}{rad}[1.2897(0.0633)+2(0.03)(0.7421)]}{9.3002\frac{rad}{s}}$$

$$= 93,949\frac{t-m-s}{rad}$$

Impedancia unitaria en un pilote de fricción

$$K_{h,x} = K_{h,x}^{o} k_h = 3,668 \frac{t}{m^2} (1) = 3,668 \frac{t}{m^2}$$

$$K_{v,yy} = K_{v,yy}^{o} k_{v,yy} = 29,154 \frac{t}{m^2} (1.2202) = 35,574 \frac{t}{m^2}$$

$$C_{h,x} = \frac{2K_{h,x}^{o} c_{h,x}}{\omega_x} = \frac{2\left(3,668 \frac{t}{m^2}\right)(0.0512)}{9.3002 \frac{rad}{s}} = 40 \frac{t-s}{m}$$

$$C_{v,yy} = \frac{2K_{v,yy}^{o} c_{v,yy}}{\omega_x} = \frac{2\left(29,154 \frac{t}{m^2}\right)(0.0171)}{9.3002 \frac{rad}{s}} = 107 \frac{t-s}{m}$$

$$\widetilde{K}_{h,x}\langle\omega_x\rangle = K_{h,x}\langle\omega_x\rangle + i\omega_x C_{h,x}\langle\omega_x\rangle = 3,668 + 376i$$

$$\widetilde{K}_{v,yy}\langle\omega_x\rangle = K_{v,yy}\langle\omega_x\rangle + i\omega_x C_{v,yy}\langle\omega_x\rangle = 35,574 + 999i$$

Factores de grupo en pilotes de fricción

$$\sum_{i=1}^{n}\sum_{i=1}^{n} v_{ij}^{h} = 6.7427 + 7.8222i$$

$$\sum_{i=1}^{n} \varepsilon_i \sum_{i=1}^{n} v_{ij}^{v}\, \varepsilon_j = 653.9410 + 93.4551i$$

Impedancia en grupo de pilotes

$$\widetilde{K}_{h,x}^{g}\langle\omega_x\rangle = \widetilde{K}_{h,x}\langle\omega_x\rangle \sum_{i=1}^{n}\sum_{i=1}^{n} v_{ij}^{h} = 21,796.1461 + 31,227.7525i$$

$$\widetilde{K}_{v,yy}^{g}\langle\omega_x\rangle = \widetilde{K}_{v,yy}\langle\omega_x\rangle \sum_{i=1}^{n} \varepsilon_i \sum_{i=1}^{n} v_{ij}^{v}\, \varepsilon_j = 23'170,205.8571 + 3'977,931.0363i$$

$$K_{h,x} = 21,796 \frac{t}{m} \quad ; \quad K_{v,yy} = 23'170,206 \frac{t-m}{rad}$$

$$C_{h,x} = \frac{31,227.7525}{9.3002 \frac{rad}{s}} = 3,358 \frac{t-s}{m} \qquad ; \qquad C_{v,yy} = \frac{3'977,931.0363}{9.3002 \frac{rad}{s}} = 427,727 \frac{t-m-s}{rad}$$

Rigidez dinámica y amortiguamiento en conjunto (cajón y pilotes)

$$K_{h,x}^{T} = 60,051 + 21,796 = 81,848\frac{t}{m} \quad ; \quad K_{v,yy}^{T} = 5'106,556 + 23'170,206$$
$$= 28'277,196\frac{t-m}{rad}$$

$$C_{h,x}^{T} = 5,904 + 3,358 = 9,261\frac{t-s}{m} \quad ; \quad C_{v,yy}^{T} = 93,949 + 427,727 = 521,676\frac{t-m-s}{rad}$$

Periodo natural de vibración en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$T_{h,x} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e}{K_{h,x}^{T}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(3,230.99\,t)}{81,848\frac{t}{m}}} = 0.3335s$$

$$T_{r,yy} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e(H_e+D)^2}{K_{r,yy}^{T}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(3,230.99\,t)[0.7(18.8m)+2.4m]^2}{28'277,196\frac{t-m}{rad}}} = 0.2792s$$

$$\tilde{T}_{e,x} = \sqrt{T_{e,x}^2 + T_{h,x}^2 + T_{r,yy}^2} = \sqrt{0.5170^2 + 0.3335^2 + 0.2792^2} = 0.6756s$$

Fracción de amortiguamiento crítico en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$\zeta_{h,x} = \frac{\pi C_{h,x}^{T}}{\tilde{T}_{e,x}K_{h,x}^{T}} = \frac{\pi\left(9,261\frac{t-s}{m}\right)}{0.6756s\left(81,848\frac{t}{m}\right)} = 0.5262$$

$$\zeta_{r,yy} = \frac{\pi C_{r,yy}^{T}}{\tilde{T}_{e,x}K_{r,yy}^{T}} = \frac{\pi\left(521,576\frac{t-m-s}{rad}\right)}{0.6756s\left(28'277,196\frac{t-m}{rad}\right)} = 0.0858$$

$$\tilde{\zeta}_{e,x} = \zeta_{e,x}\left(\frac{T_{e,x}}{\tilde{T}_{e,x}}\right)^3 + \frac{\zeta_{h,x}}{1+2\zeta_{h,x}^2}\left(\frac{T_{h,x}}{\tilde{T}_{e,x}}\right)^2 + \frac{\zeta_{r,yy}}{1+2\zeta_{r,yy}^2}\left(\frac{T_{r,yy}}{\tilde{T}_{e,x}}\right)^2$$
$$= 0.05\left(\frac{0.5170}{0.6756}\right)^3 + \frac{0.5262}{1+2(0.5262)^2}\left(\frac{0.3335}{0.6756}\right)^2 + \frac{0.0858}{1+2(0.0858)^2}\left(\frac{0.2792}{0.6756}\right)^2$$
$$= 0.1194$$

- Dirección "Y"

Radios equivalentes en traslación y rotación

$$R_{h,y} = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{(25m)(16.9m)}{\pi}} = 11.5968m$$

$$R_{r,xx} = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} = \sqrt[4]{\frac{4\left[\frac{(16.9m)(25m)^3}{12}\right]}{\pi}} = 12.9378m$$

Rigidez estática en traslación y rotación de cajón de cimentación

$$K^o_{h,y} = \frac{8G_s R_{h,y}}{2-\nu_s}\left(1+\frac{R_{h,y}}{2H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{3R_{h,y}}\right)\left(1+\frac{5D}{4H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(750\frac{t}{m^2}\right)(11.5968m)}{2-0.45}\right]\left[1+\frac{11.5968m}{2(39.2312m)}\right]\left[1+\frac{2(2.4m)}{3(11.5968m)}\right]\left[1 + \frac{5(2.4m)}{4(39.2312m)}\right] = 63,119\frac{t}{m}$$

$$K^o_{r,xx} = \frac{8G_s R^3_{r,xx}}{3(1-\nu_s)}\left(1+\frac{R_{r,xx}}{6H_s}\right)\left(1+\frac{2D}{R_{r,xx}}\right)\left(1+0.71\frac{D}{H_s}\right)$$

$$= \left[\frac{8\left(750\frac{t}{m^2}\right)(12.9378m)^3}{3(1-0.45)}\right]\left[1+\frac{12.9378m}{6(39.2312m)}\right]\left[1+\frac{2(2.4m)}{12.9378m}\right]\left[1 + 0.71\left(\frac{2.4m}{39.2312m}\right)\right] = 11'884,655\frac{t-m}{rad}$$

Rigidez estática en traslación y vertical para un pilote de fricción

$$K^o_{h,y} = d_p E_s\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.21} = 0.4m\left(2,175\frac{t}{m^2}\right)\left(\frac{2'057,912\frac{t}{m^2}}{2,175\frac{t}{m^2}}\right)^{0.21} = 3,668\frac{t}{m}$$

$$K^o_{v,xx} = 1.9 d_p E_s\left(\frac{L_p}{d_p}\right)^{0.67} = 1.9(0.4m)\left(2,175\frac{t}{m^2}\right)\left(\frac{29m}{0.4m}\right)^{0.67} = 29,154\frac{t}{m}$$

Frecuencia de interés

$$\omega_y = \frac{2\pi}{\widetilde{T}_{e,y}} = \frac{2\pi}{0.5526s} = 11.3702\frac{rad}{s}$$

Parámetros de frecuencias para cajón de cimentación

$$\eta_{h,y} = \frac{\omega_y R_{h,y}}{V_s} = \frac{11.3702 \frac{rad}{s}(11.5968m)}{76.71 \frac{m}{s}} = 1.7190$$

$$\eta_{r,xx} = \frac{\omega_y R_{r,xx}}{V_s} = \frac{11.3702 \frac{rad}{s}(12.9378m)}{76.71 \frac{m}{s}} = 1.9178$$

$$\eta_s = \frac{\pi R_{h,y}}{2H_s} = \frac{\pi(11.5968m)}{2(39.2312m)} = 0.4643$$

$$\eta_p = \frac{\pi R_{r,xx}}{2H_s}\sqrt{\frac{2(1-\nu_s)}{1-2\nu_s}} = \frac{\pi(12.9378m)}{2(39.2312m)}\sqrt{\frac{2(1-0.45)}{1-2(0.45)}} = 1.7181$$

Parámetros de frecuencia para pilotes de fricción

$$\eta_y = \frac{\omega_y d_p}{V_s} = \frac{11.3702 \frac{rad}{s}(0.4m)}{76.71 \frac{m}{s}} = 0.0593$$

$$\eta_s = \frac{\pi d_p}{2H_s} = \frac{\pi(0.4m)}{2(39.2312m)} = 0.0160$$

$$\eta_p = \frac{3.4\eta_s}{\pi(1-\nu_s)} = 0.0315$$

Coeficientes de rigidez para cajón de cimentación

$$k_{h,x} = 1$$

$$\eta_{r,xx} \leq 2.5 \quad \rightarrow \quad k_{r,xx} = 1 - 0.2\eta_{r,xx} = 1 - 0.2(1.9178) = 0.6164$$

Coeficientes de rigidez para pilotes de fricción

$$k_{h,y} = 1$$

$$\frac{L_p}{d_p} = \frac{29m}{0.4m} = 72.5 \geq 50 \quad \rightarrow \quad k_{v,xx} = 1 + \sqrt{\eta_y} = 1 + \sqrt{0.0593} = 1.2435$$

Coeficientes de amortiguamiento para cajón de cimentación

$$\eta_{hs} = \frac{\eta_{h,y}}{\eta_s} = \frac{1.7190}{0.4643} = 3.7023 > 1 \quad \rightarrow \quad c_{h,x} = 0.576$$

$$\eta_{rp} = \frac{\eta_{r,xx}}{\eta_p} = \frac{1.9178}{1.7181} = 1.1162 > 1 \;\rightarrow\; c_{r,xx} = \frac{0.3\eta_{r,xx}^2}{1+\eta_{r,xx}^2} = \frac{0.3(1.9178)^2}{1+(1.9178)^2} = 0.2359$$

Coeficientes de amortiguamiento para pilotes de fricción

$$\eta_y > \eta_s \rightarrow c_{h,y} = 0.8\zeta_s + 0.175\eta_y\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.17} = 0.8(0.03) + 0.175(0.0593)\left(\frac{2'057,912\frac{t}{m^2}}{2,175\frac{t}{m^2}}\right)^{0.17}$$

$$= 0.0573$$

$$Si\ \eta_y > 1.5\eta_p \rightarrow c_{v,xx} = \frac{0.413}{1+\nu_s}\left(\frac{L_p}{d_p}\right)^{0.33}\left[1 - e^{-\left(\frac{E_p}{E_s}\right)\left(\frac{L}{d}\right)^{-2}}\right]\left[\eta_y\right]^{0.8}$$

$$= \frac{0.413}{1+0.45}\left(\frac{29m}{0.4m}\right)^{0.33}\left[1 - e^{-\left(\frac{2'057,912\frac{t}{m^2}}{2,175\frac{t}{m^2}}\right)\left(\frac{29m}{0.4m}\right)^{-2}}\right][0.0593]^{0.8} = 0.0201$$

Rigidez dinámica para cajón de cimentación

$$K_{h,y} = K_{h,y}^o\left[k_{h,y} - 2\zeta_s\eta_{h,y}c_{h,y}\right] = 63,119\frac{t}{m}[1 - 2(0.03)(1.7190)(0.576)] = 59,369\frac{t}{m}$$

$$K_{r,xx} = K_{r,xx}^0\left[k_{r,xx} - 2\zeta_s\eta_{r,xx}c_{r,xx}\right] = 11'884,655\frac{t-m}{rad}[0.6164 - 2(0.03)(1.9178)(0.2359)]$$

$$= 7'003,708\frac{t-m}{rad}$$

Amortiguamiento para cajón de cimentación

$$C_{h,y} = \frac{K_{h,y}^o\left[\eta_{h,y}c_{h,y} + 2\zeta_s k_{h,y}\right]}{\omega_y} = \frac{63,119\frac{t}{m}[1.7190(0.576) + 2(0.03)(1)]}{11.3702\frac{rad}{s}} = 5,830\frac{t-s}{m}$$

$$C_{r,xx} = \frac{K_{r,xx}^o\left[\eta_{r,xx}c_{r,xx} + 2\zeta_s k_{r,xx}\right]}{\omega_x} = \frac{11'884,655\frac{t-m}{rad}[1.9178(0.2359) + 2(0.03)(0.6164)]}{11.3702\frac{rad}{s}}$$

$$= 511,464\frac{t-m-s}{rad}$$

Impedancia unitaria en un pilote de fricción

$$K_{h,y} = K_{h,y}^o k_{h,y} = 3,668\frac{t}{m^2}(1) = 3,668\frac{t}{m^2}$$

$$K_{v,xx} = K_{v,xx}^o k_{v,xx} = 29,154\frac{t}{m^2}(1.2435) = 36,253\frac{t}{m^2}$$

$$C_{h,y} = \frac{2K^o_{h,y}c_{h,y}}{\omega_y} = \frac{2\left(3,668\frac{t}{m^2}\right)(0.0573)}{11.3702\frac{rad}{s}} = 37\frac{t-s}{m}$$

$$C_{v,xx} = \frac{2K^o_{v,xx}c_{v,xx}}{\omega_y} = \frac{2\left(36,253\frac{t}{m^2}\right)(0.0201)}{11.3702\frac{rad}{s}} = 103\frac{t-s}{m}$$

$$\widetilde{K}_{h,y}\langle\omega_y\rangle = K_{h,y}\langle\omega_y\rangle + i\omega_y C_{h,y}\langle\omega_y\rangle = 3,668 + 420i$$

$$\widetilde{K}_{v,xx}\langle\omega_y\rangle = K_{v,xx}\langle\omega_y\rangle + i\omega_y C_{v,xx}\langle\omega_y\rangle = 36,253 + 1,173i$$

Factores de grupo en pilotes de fricción

$$\sum_{i=1}^{n}\sum_{i=1}^{n} v^h_{ij} = 5.7386 + 8.6386i$$

$$\sum_{i=1}^{n}\varepsilon_i \sum_{i=1}^{n} v^v_{ij}\,\varepsilon_j = 862.0730 + 539.7598i$$

Impedancia en grupo de pilotes

$$\widetilde{K}^g_{h,y}\langle\omega_y\rangle = \widetilde{K}_{h,y}\langle\omega_y\rangle \sum_{i=1}^{n}\sum_{i=1}^{n} v^h_{ij} = 17,422.2095 + 34,100.4818i$$

$$\widetilde{K}^g_{v,xx}\langle\omega_y\rangle = \widetilde{K}_{v,xx}\langle\omega_y\rangle \sum_{i=1}^{n}\varepsilon_i \sum_{i=1}^{n} v^v_{ij}\,\varepsilon_j = 30'619,502.8079 + 20'579,429.1616i$$

$$K_{h,y} = 17,422\frac{t}{m} \quad ; \quad K_{v,xx} = 30'619,503\frac{t-m}{rad}$$

$$C_{h,y} = \frac{34,100.4818}{11.3702\frac{rad}{s}} = 2,999\frac{t-s}{m} \quad ; \quad C_{v,xx} = \frac{20'579,429.1616}{11.3702\frac{rad}{s}} = 1'809,941\frac{t-m-s}{rad}$$

Rigidez dinámica y amortiguamiento en conjunto (cajón y pilotes)

$$K^T_{h,y} = 59,369 + 17,422 = 76,790\frac{t}{m} \quad ; \quad K^T_{v,xx} = 7'003,708 + 30'619,503 = 37,622,285\frac{t-m}{rad}$$

$$C_{h,y}^{T} = 5,830 + 2,999 = 8,829\frac{t-s}{m} \quad ; \quad C_{v,xx}^{T} = 511,464 + 1'809,941$$
$$= 2'321,533\frac{t-m-s}{rad}$$

Periodo natural de vibración en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$T_{h,y} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e}{K_{h,y}^{T}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(3,230.99\,t)}{76,790\frac{t}{m}}} = 0.3443s$$

$$T_{r,xx} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{W_e(H_e+D)^2}{K_{r,xx}^{T}}} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.8065\frac{m}{s^2}}}\sqrt{\frac{0.7(3,230.99\,t)[0.7(18.8m)+2.4m]^2}{37'622,285\frac{t-m}{rad}}} = 0.2421s$$

$$\widetilde{T}_{e,y} = \sqrt{T_{e,y}^2 + T_{h,y}^2 + T_{r,xx}^2} = \sqrt{0.3580^2 + 0.3443^2 + 0.2421^2} = 0.5526s$$

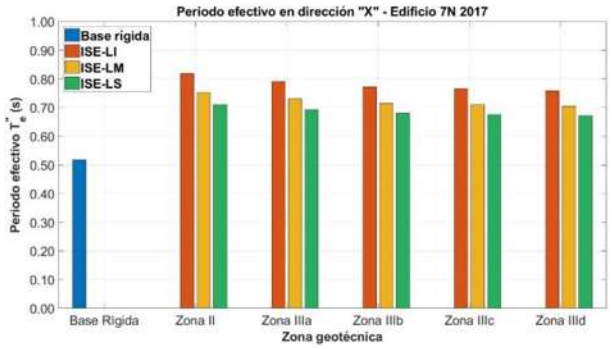
Fracción de amortiguamiento crítico en traslación, rotación y efectivo por interacción

$$\zeta_{h,y} = \frac{\pi C_{h,y}^{T}}{\widetilde{T}_{e,y}K_{h,y}^{T}} = \frac{\pi\left(8,829\frac{t-s}{m}\right)}{0.5526s\left(76,790\frac{t}{m}\right)} = 0.6536$$

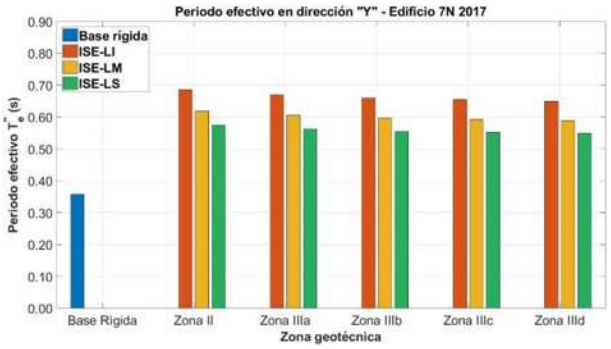
$$\zeta_{r,xx} = \frac{\pi C_{r,xx}^{T}}{\widetilde{T}_{e,y}K_{r,xx}^{T}} = \frac{\pi\left(2'321,533\frac{t-m-s}{rad}\right)}{0.5526s\left(37'622,285\frac{t-m}{rad}\right)} = 0.3508$$

$$\tilde{\zeta}_{e,y} = \zeta_{e,y}\left(\frac{T_{e,y}}{\widetilde{T}_{e,y}}\right)^3 + \frac{\zeta_{h,y}}{1+2\zeta_{h,y}^2}\left(\frac{T_{h,y}}{\widetilde{T}_{e,y}}\right)^2 + \frac{\zeta_{r,xx}}{1+2\zeta_{r,xx}^2}\left(\frac{T_{r,xx}}{\widetilde{T}_{e,y}}\right)^2$$
$$= 0.05\left(\frac{0.3580}{0.5526}\right)^3 + \frac{0.6536}{1+2(0.6536)^2}\left(\frac{0.3443}{0.5526}\right)^2 + \frac{0.3508}{1+2(0.3508)^2}\left(\frac{0.2421}{0.5526}\right)^2$$
$$= 0.2045$$

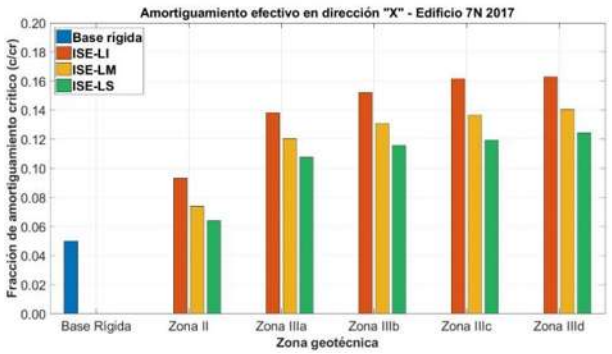
La figura 5-86 muestra gráficamente los resultados de la tabla 5-45. En esta figura se observa la variación de los periodos y amortiguamientos efectivos del sistema suelo-cimiento-estructura para cada dirección ortogonal.



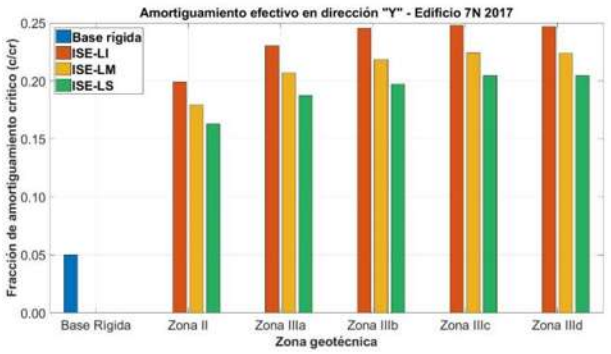
a)



b)



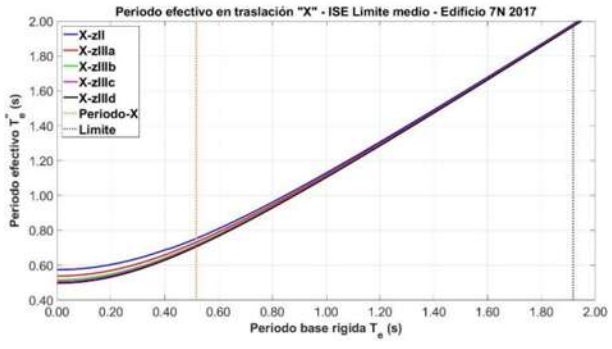
c)



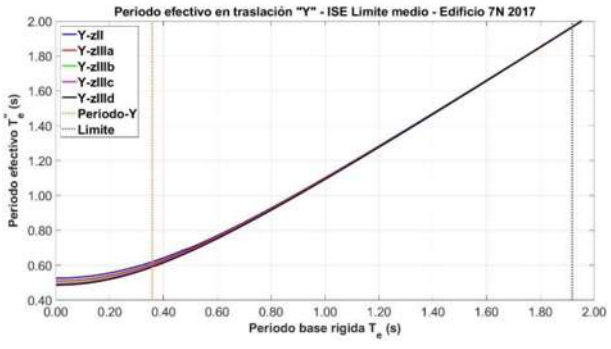
d)

Figura 5-86: Variación del periodo y amortiguamiento efectivo en cada zona geotécnica, a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en dirección "X", d) amortiguamiento efectivo en dirección "Y"

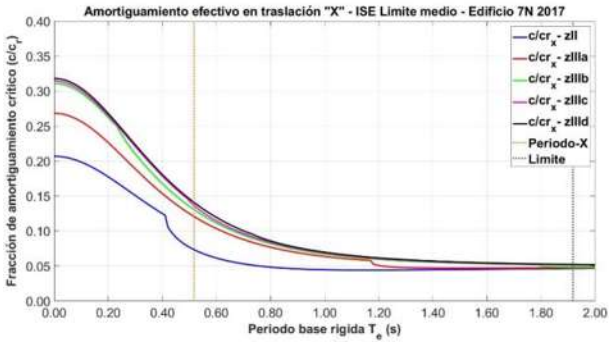
Es también de interés conocer, si se mantienen el peso y la altura del edificio, la influencia que tiene la interacción suelo estructura cuando se varía el periodo. Dichas curvas se muestran en la figura 5-87, considerando el límite medio de rigidez del suelo y las cinco zonas geotécnicas (II-IIId). Se muestra tanto el periodo como el amortiguamiento efectivo para cada dirección ortogonal.



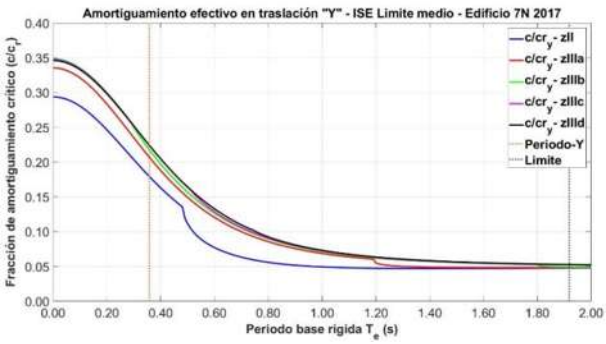
a)



b)



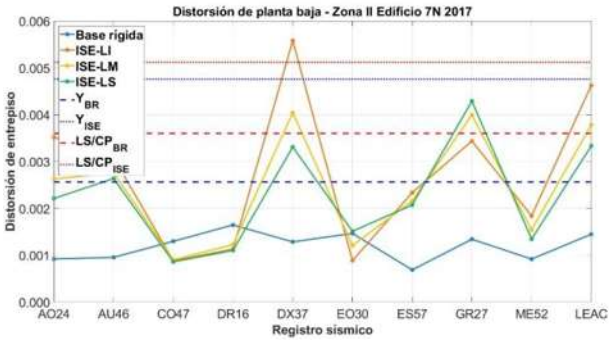
c)



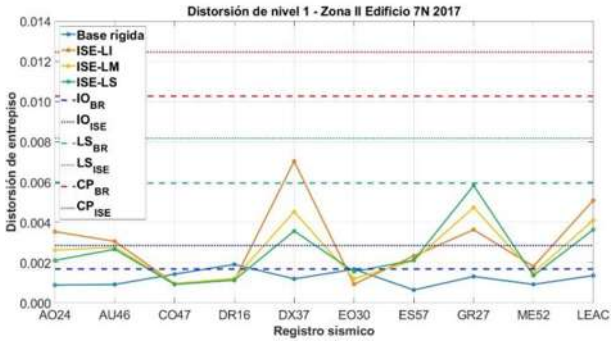
d)

Figura 5-87: Curvas con la variación de periodos y amortiguamientos efectivos para el límite medio de rigidez del suelo. a) periodo de traslación en "X", b) periodo de traslación en "Y", c) amortiguamiento efectivo en "X", d) amortiguamiento efectivo en "Y"

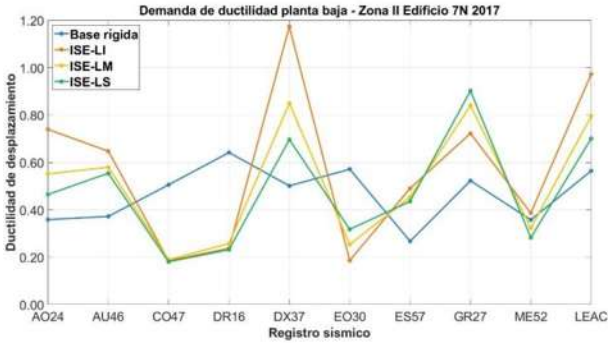
Los resultados de los análisis dinámicos no lineales se presentan en las figuras 5-88 a 5-92, caracterizando la demanda a través de las distorsiones, ductilidad de desplazamiento e índice de daño en la planta baja y el primer entrepiso de mampostería. Se muestra el cortante basal normalizado como indicador adicional.



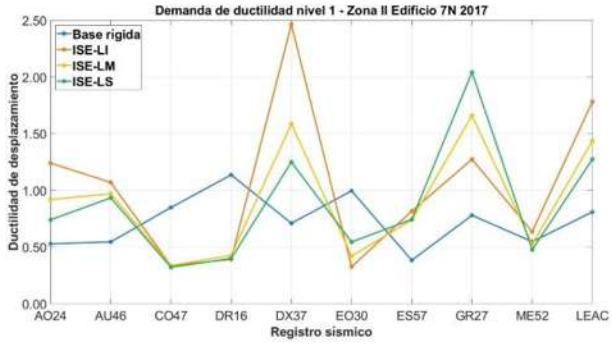
a)



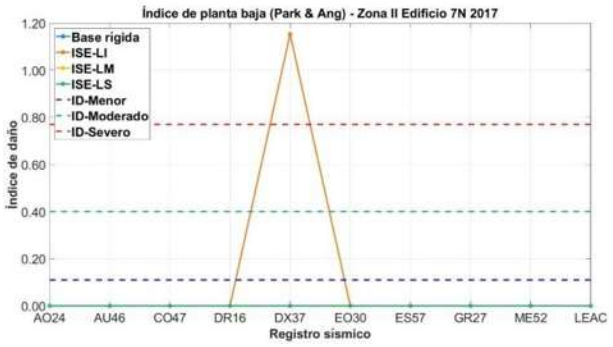
b)



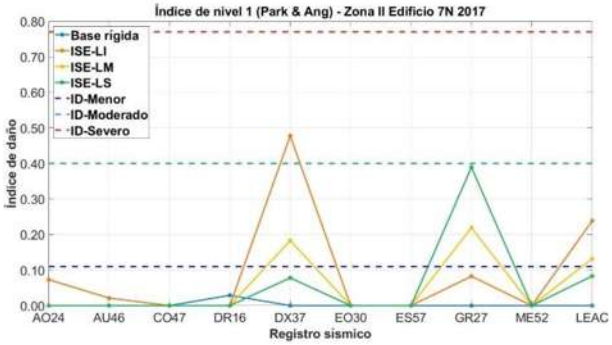
c)



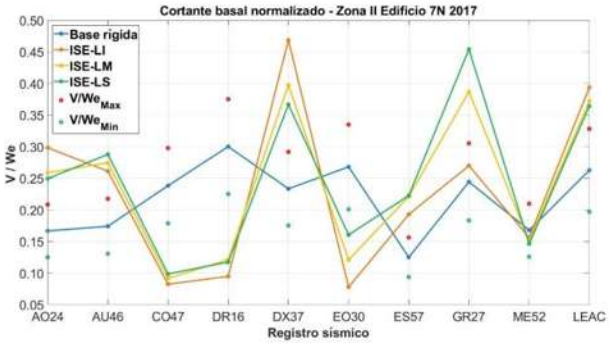
d)



e)

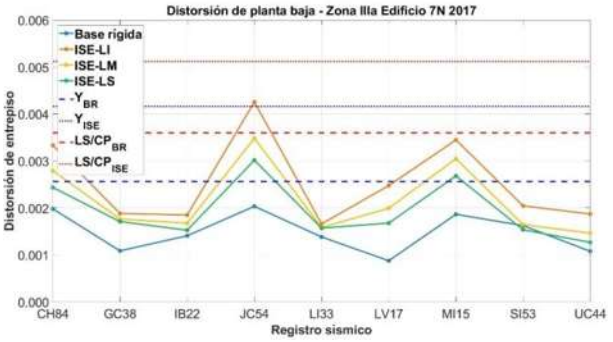


f)

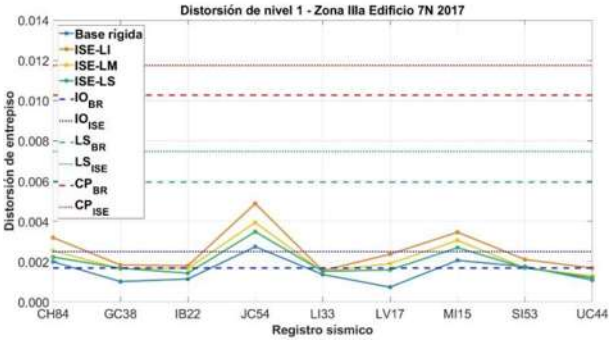


g)

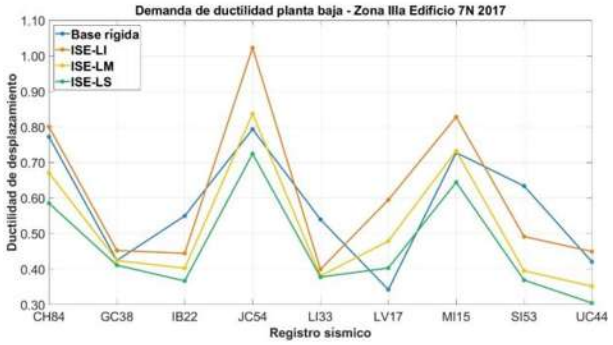
Figura 5-88: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona II. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) demanda de ductilidad planta baja, d) demanda de ductilidad de nivel 1, e) índice de daño planta baja, f) índice de daño nivel 1, g) cortante basal normalizado



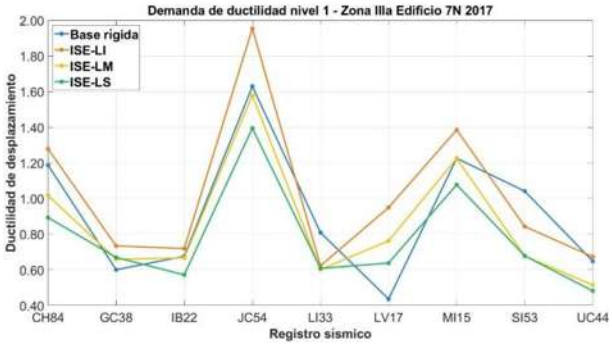
a)



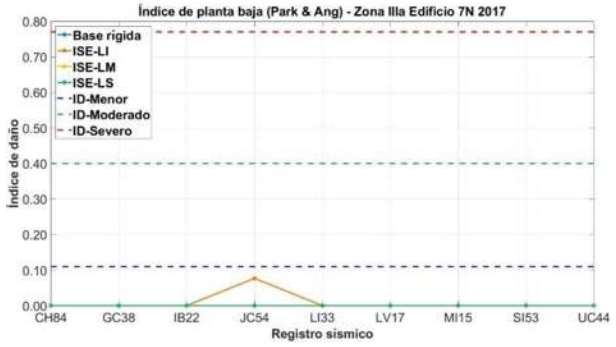
b)



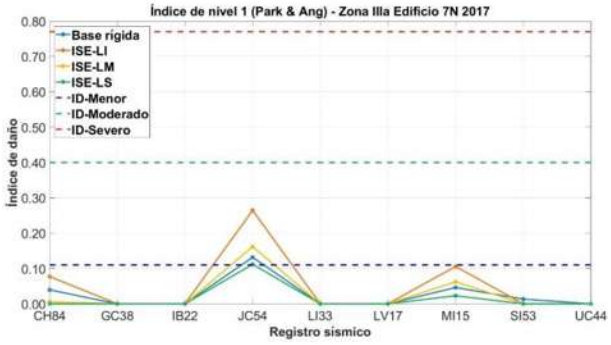
c)



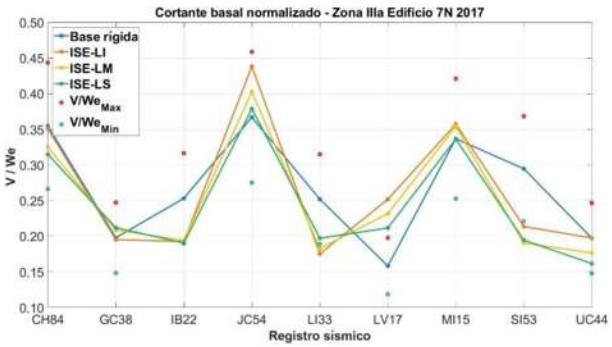
d)



e)

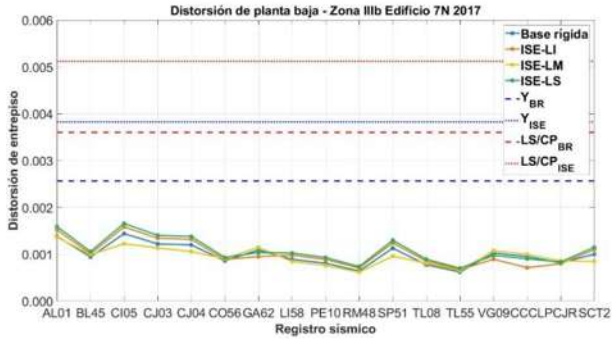


f)



g)

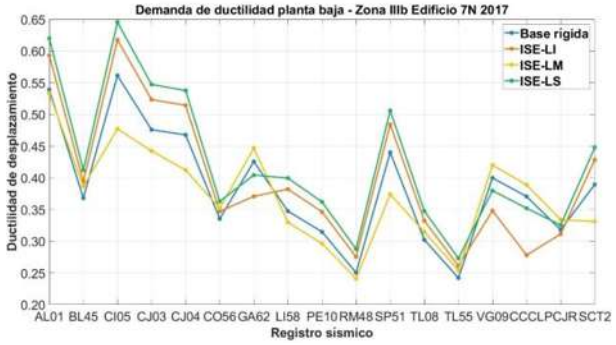
Figura 5-89: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIIa. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) demanda de ductilidad planta baja, d) demanda de ductilidad de nivel 1, e) índice de daño planta baja, f) índice de daño nivel 1, g) cortante basal normalizado



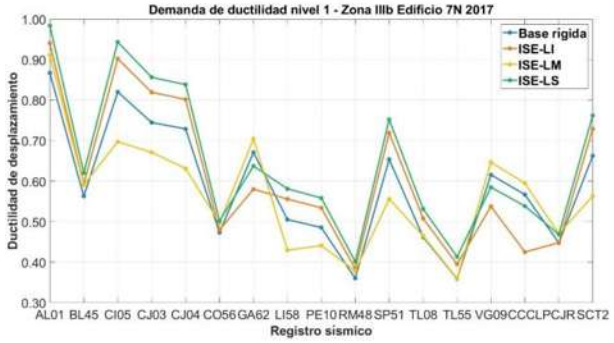
a)



b)



c)



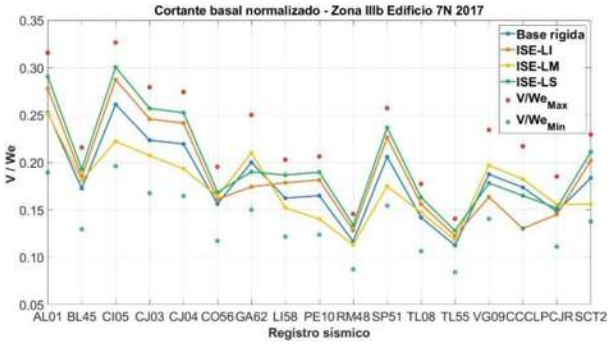
d)



e)

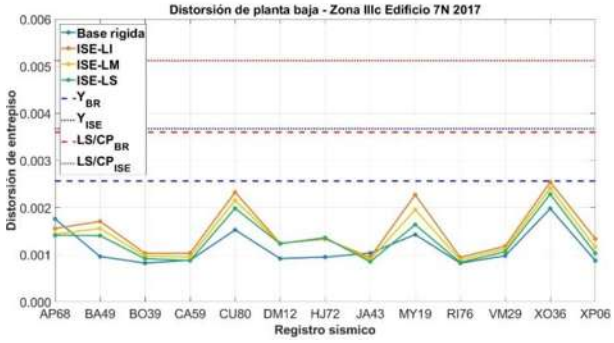


f)

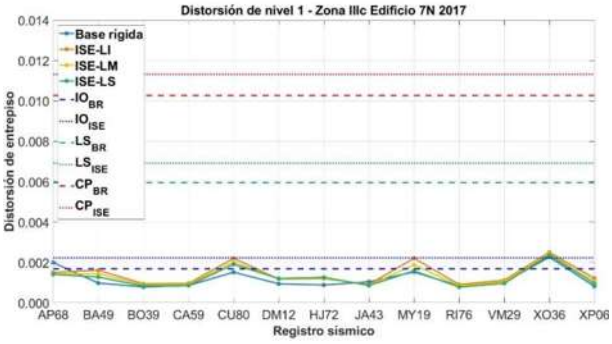


g)

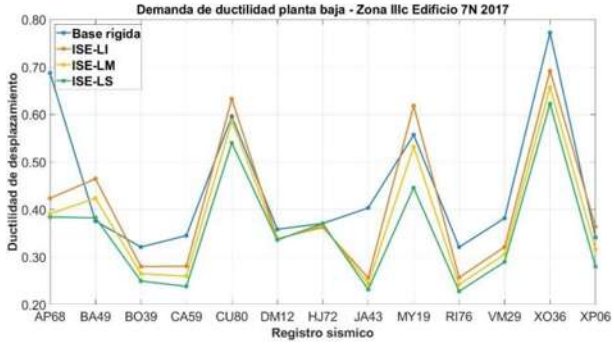
Figura 5-90: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIIb. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) demanda de ductilidad planta baja, d) demanda de ductilidad de nivel 1, e) índice de daño planta baja, f) índice de daño nivel 1, g) cortante basal normalizado



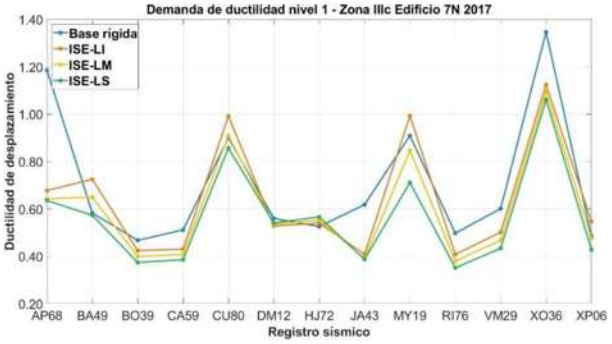
a)



b)



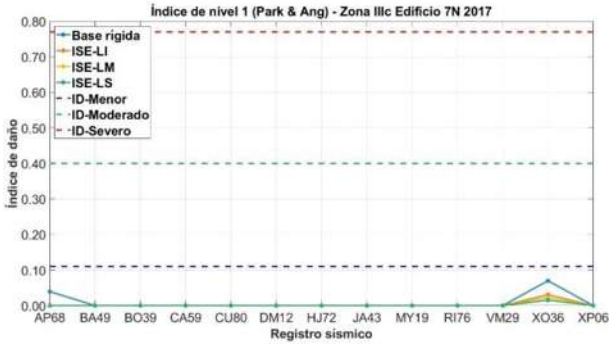
c)



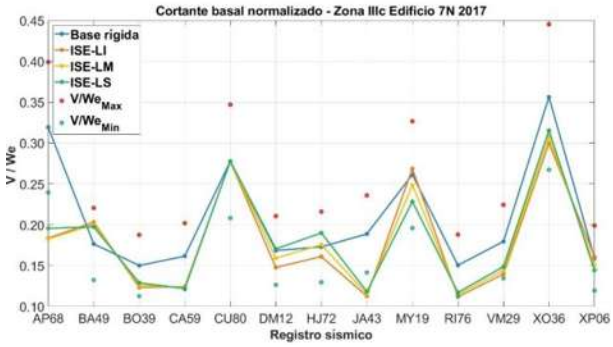
d)



e)

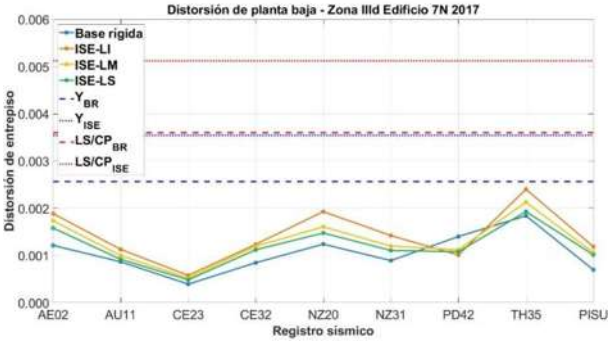


f)

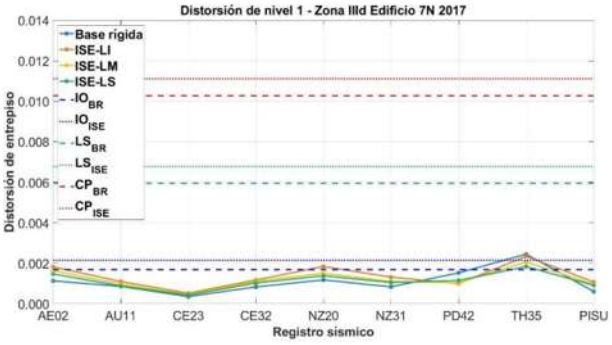


g)

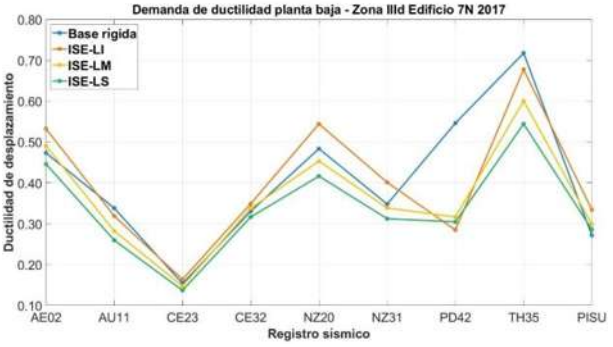
Figura 5-91: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIIc. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) demanda de ductilidad planta baja, d) demanda de ductilidad de nivel 1, e) índice de daño planta baja, f) índice de daño nivel 1, g) cortante basal normalizado



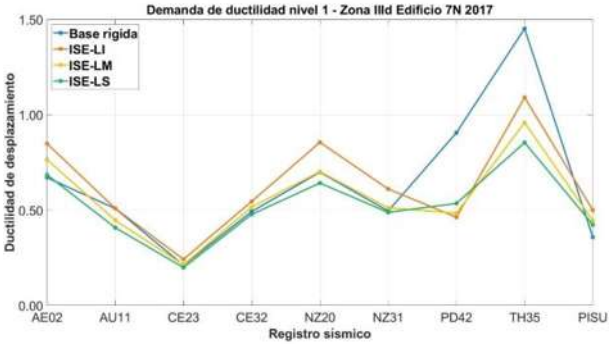
a)



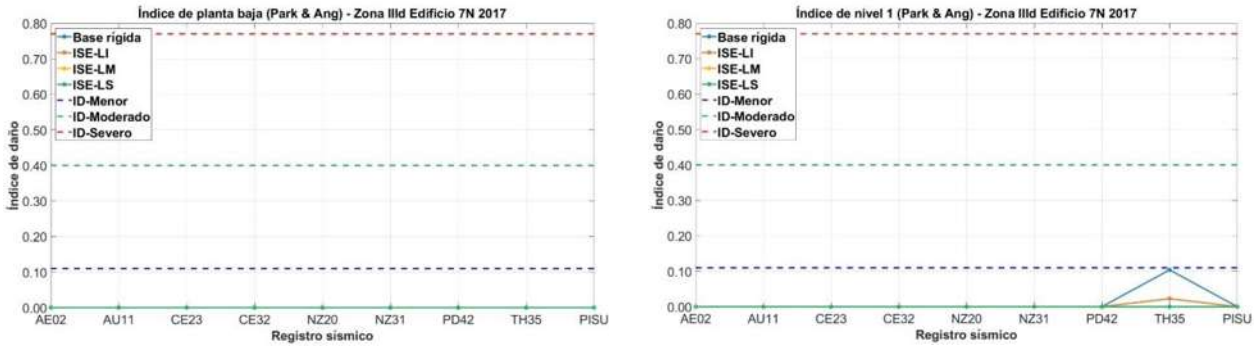
b)



c)

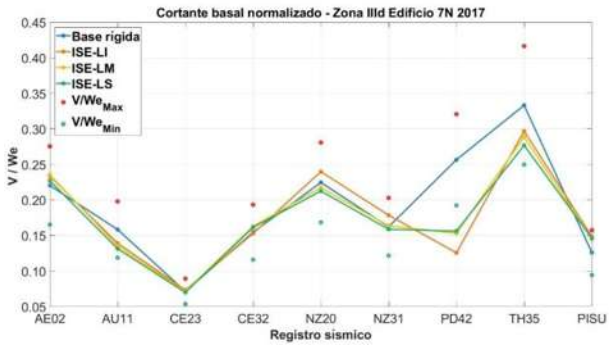


d)



e)

f)

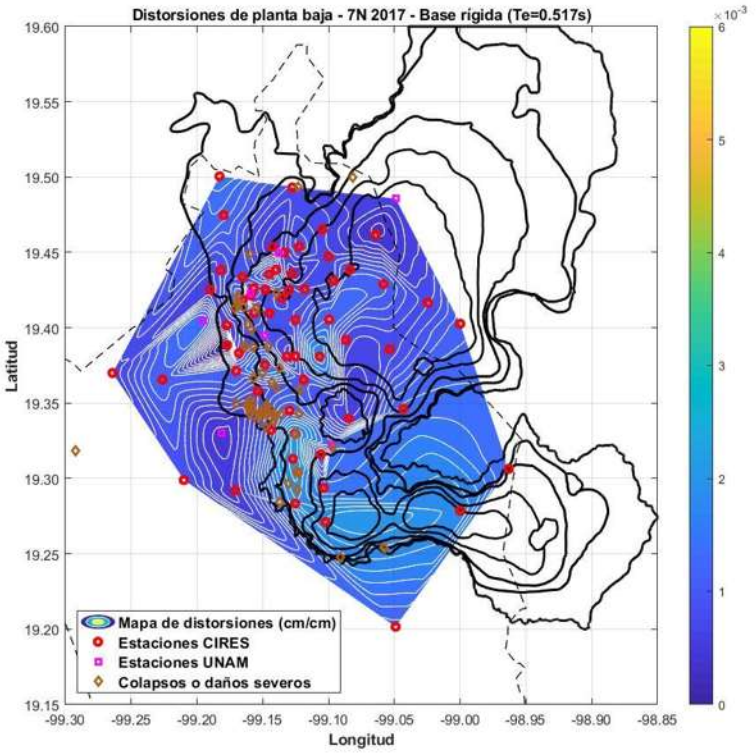


g)

Figura 5-92: Resultados del ADNL en dirección transversal para el edificio de tres niveles en zona IIId. a) distorsión de planta baja, b) distorsión de nivel 1, c) demanda de ductilidad planta baja, d) demanda de ductilidad de nivel 1, e) índice de daño planta baja, f) índice de daño nivel 1, g) cortante basal normalizado

Tanto la demanda de distorsión de entrepiso como índice de daño, para la planta baja como el primer nivel de mampostería, se grafican como mapas con curvas de igual magnitud a lo largo de la zona instrumentada. Estos mapas se presentan en las figuras 5-93 a 5-96. Se consideran los resultados de base rígida como el promedio de los resultados de la interacción suelo estructura.

a)



b)

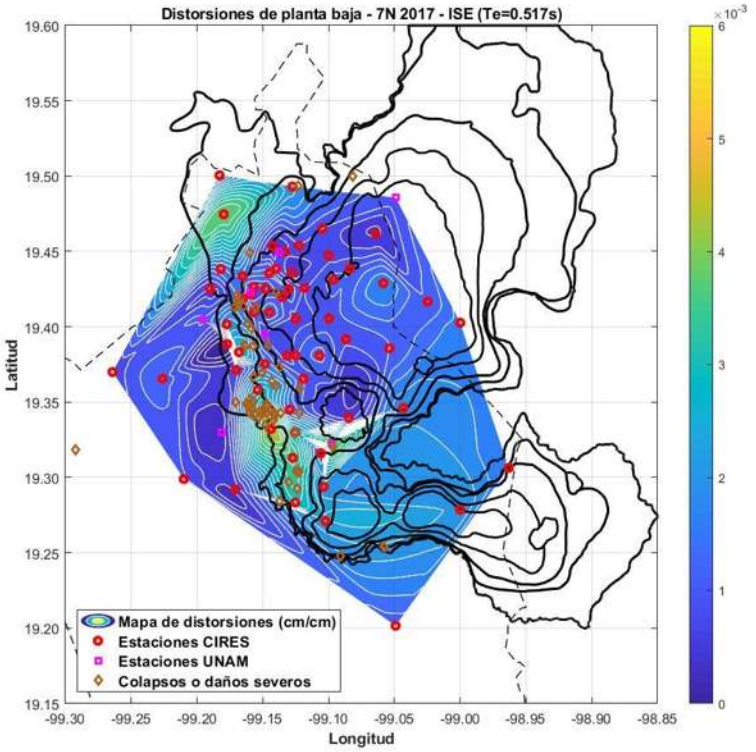
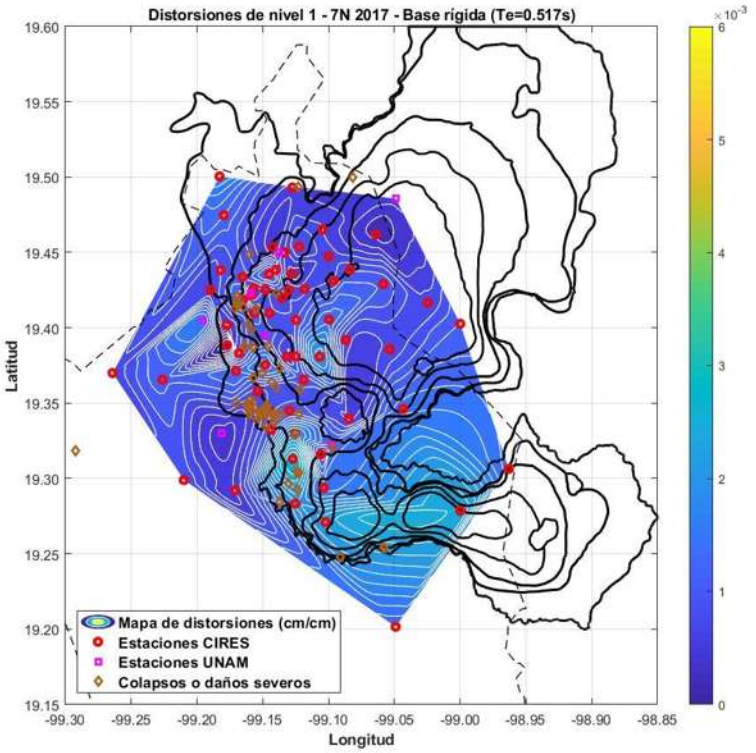


Figura 5-93: Mapa de distorsiones en planta baja. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura

a)



b)

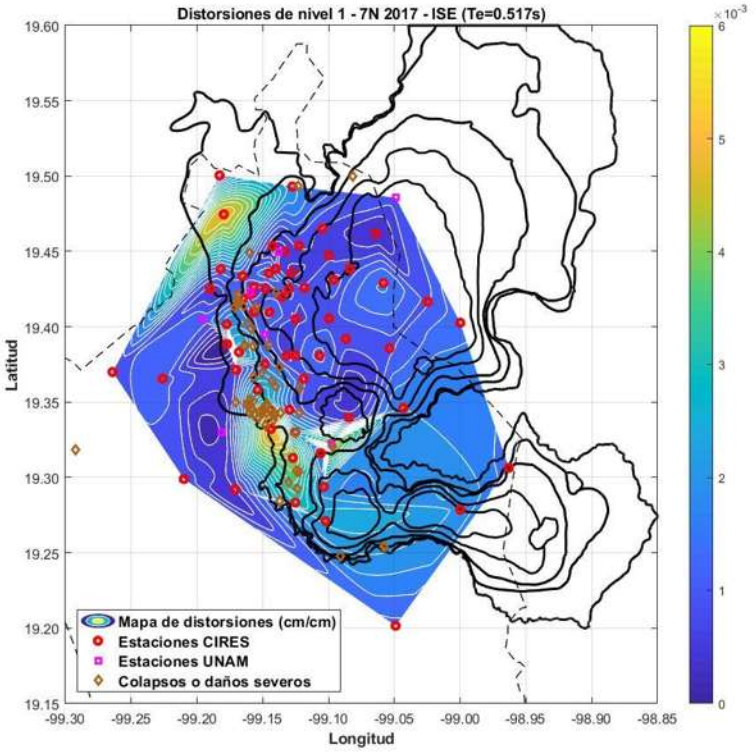
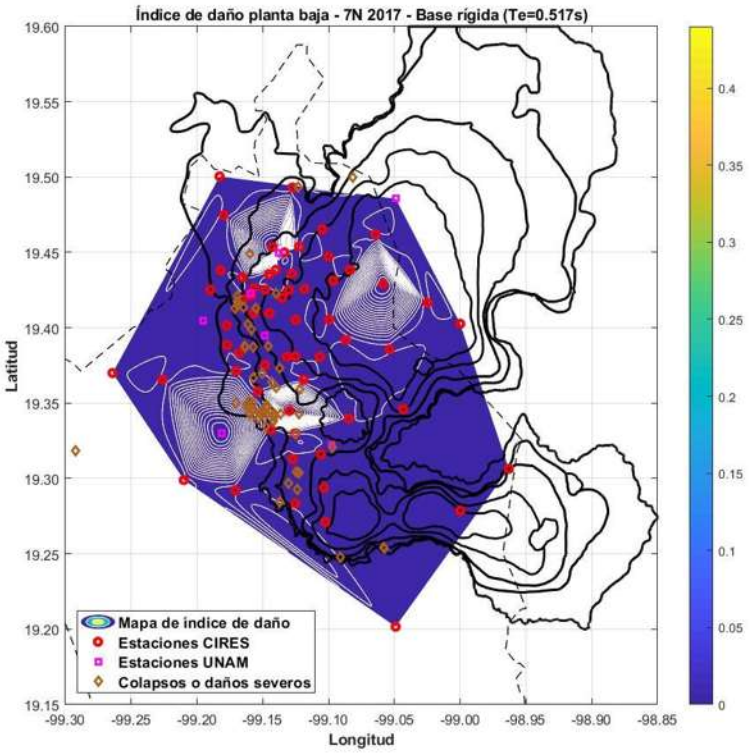


Figura 5-94: Mapa de distorsiones en nivel 1. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura

a)



b)

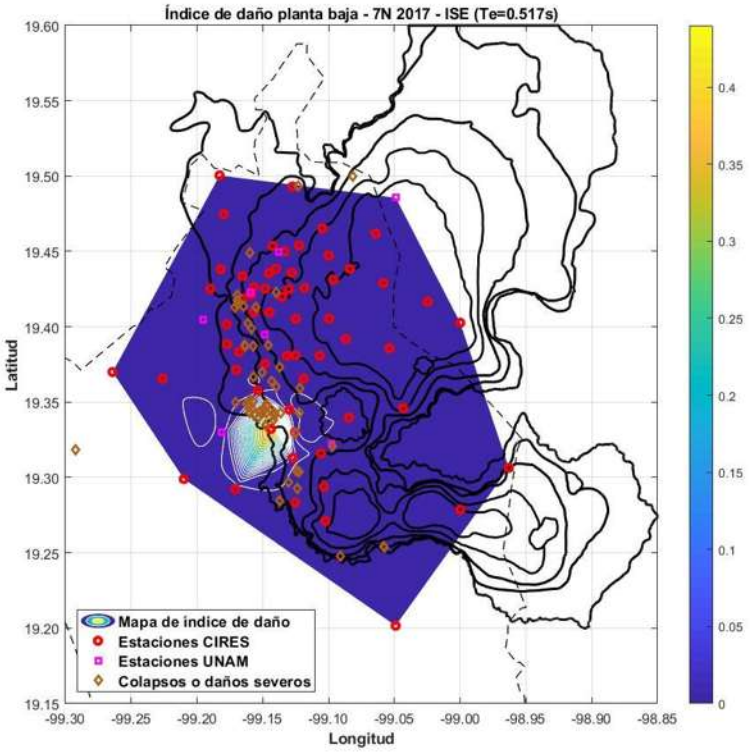
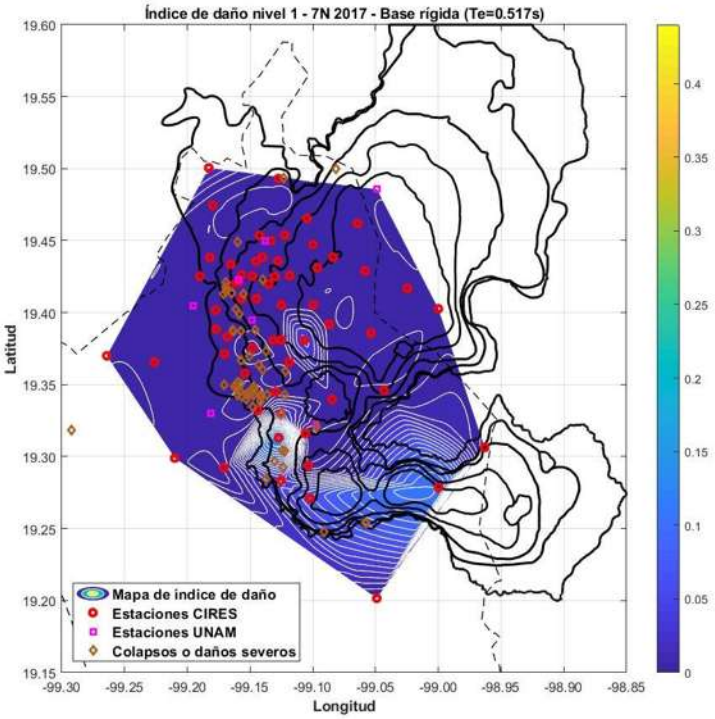


Figura 5-95: Mapa de índice de daño en planta baja. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura

a)



b)

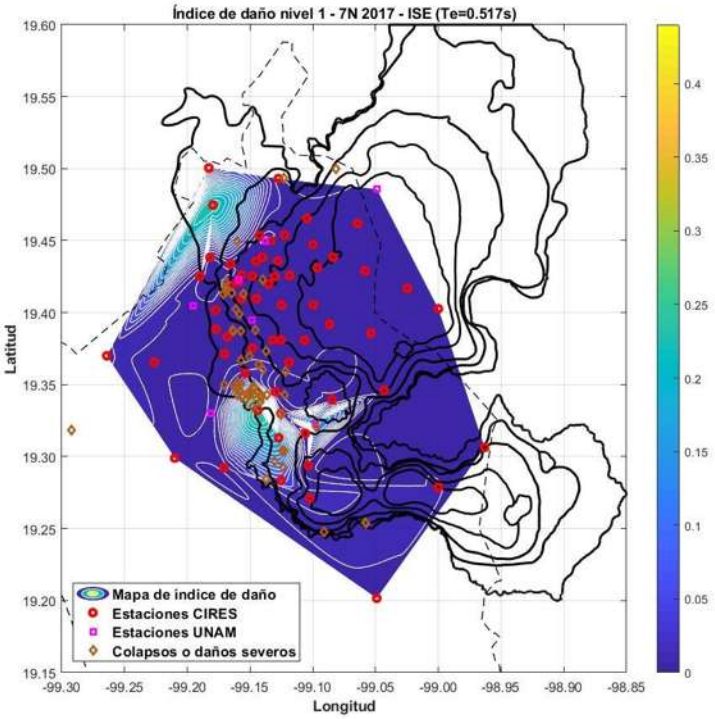


Figura 5-96: Mapa de índice de daño en nivel 1. a) base rígida, b) promedio considerando la interacción suelo estructura

Capítulo 6. Influencia de la interacción suelo estructura en edificios con planta baja flexible y índices de confiabilidad

Con los resultados de los análisis dinámicos no lineales obtenidos en el capítulo anterior, se analizan a continuación las demandas sísmicas del grupo de edificios diseñados con los reglamentos de construcciones de 1976 y de 2017.

La influencia de la ISE en las edificaciones se determinará mediante la evaluación del cambio del periodo y amortiguamiento efectivo del sistema, así como de las demandas de ductilidad, índice de daño, balance energético, mecanismo de colapso e índice de confiabilidad.

6.1 Edificios diseñados con el reglamento de construcciones de 1976

6.1.1 Periodo y amortiguamiento efectivos

Dos de los parámetros que se asocian al comportamiento estructural considerando la interacción suelo estructura, son el crecimiento del periodo fundamental, y la modificación del amortiguamiento efectivo del sistema.

Para el conjunto de edificios analizados, la modificación del periodo fundamental en dirección "X" (transversal), se incrementó en el intervalo de 8.6-34.5%, con un valor medio por zona geotécnica en el intervalo de 11.5-27.3%. Por su parte, en la dirección "Y" (longitudinal), el intervalo de incremento fue de 19.0-60.9%, con valor medio en el intervalo de 24.4-48.8%.

El amortiguamiento equivalente efectivo del sistema se incrementó en el intervalo de 37.2-346.1% en la dirección longitudinal, con media por zona geotécnica en el intervalo de 84.4-303.1%. Por su parte, en la dirección transversal, el intervalo global de variación fue de -17.4% a 135.4%, con media por zona en el intervalo de -16.4-102.9%. Cabe señalar que en la dirección transversal de todos los modelos ubicados en la zona geotécnica II, se obtuvieron en algunos casos decrementos en el amortiguamiento efectivo del sistema.

El periodo y el amortiguamiento efectivo del sistema en dirección longitudinal se incrementa respecto a la dirección transversal, debido a la presencia de los muros de relleno que rigidiza la planta baja, resultando en una mayor influencia en las propiedades dinámicas del sistema cuando se considera la interacción en el análisis (figuras 5-20, 5-33 y 5-46).

En las figuras 6-1 a 6-3 se presentan los porcentajes de variación del periodo y amortiguamiento de los edificios con ISE respecto a los modelos en base rígida, para cada zona geotécnica y límite de rigidez del suelo. Se incluye, además, la media y la desviación estándar para cada zona. Valores positivos indican incrementos y valores negativos decrementos.

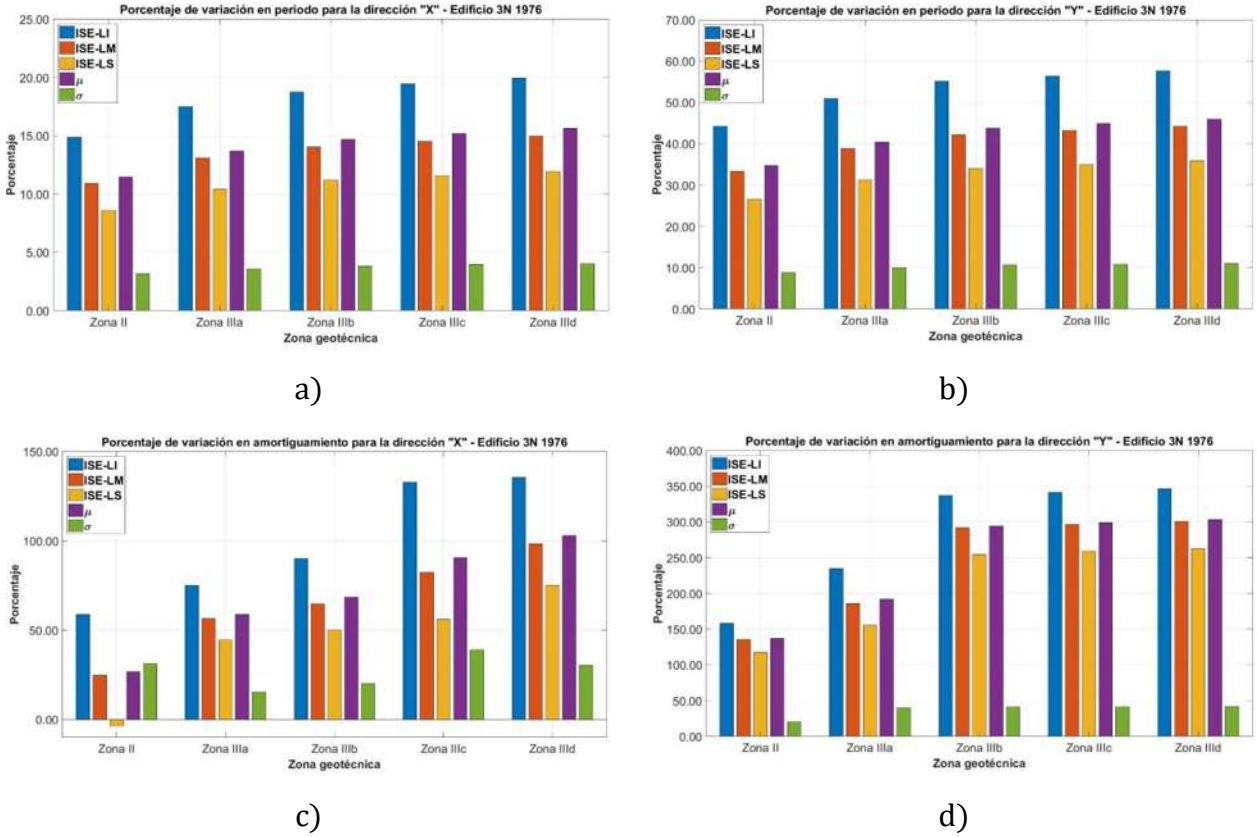
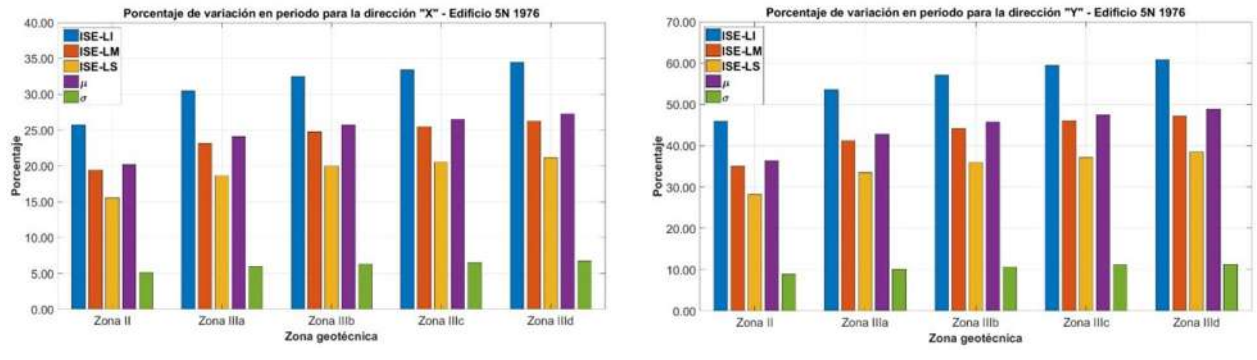
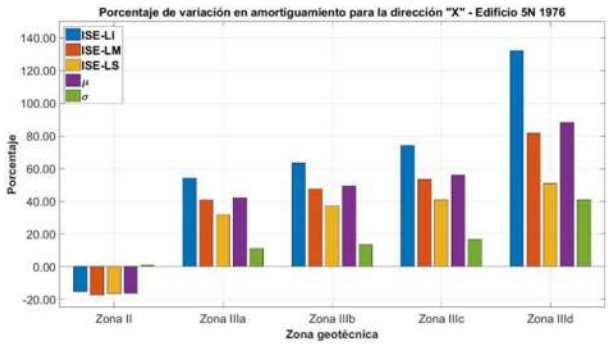
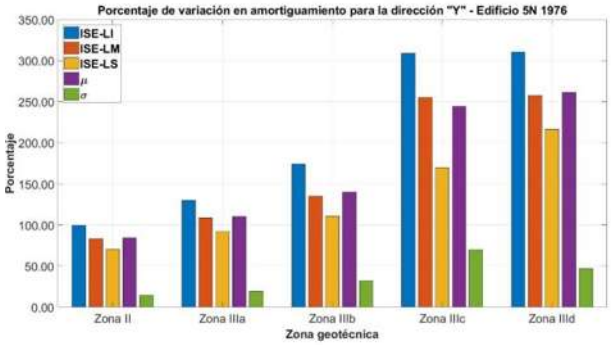


Figura 6-1: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de tres niveles de 1976. a) Periodo en dirección transversal (X), b) periodo en dirección longitudinal (Y), c) amortiguamiento en dirección X, d) amortiguamiento en dirección Y

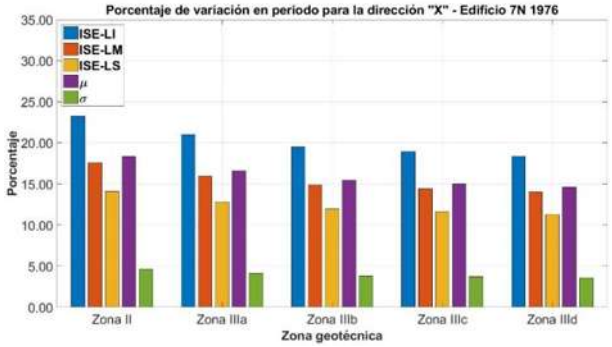


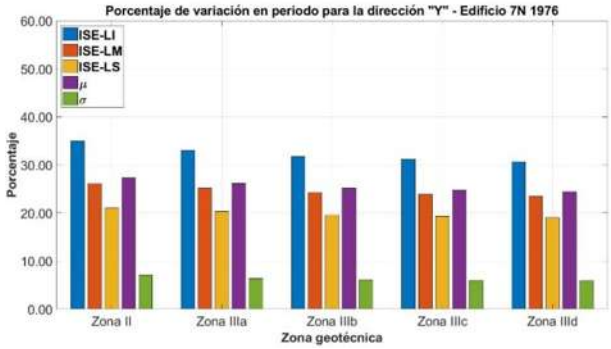




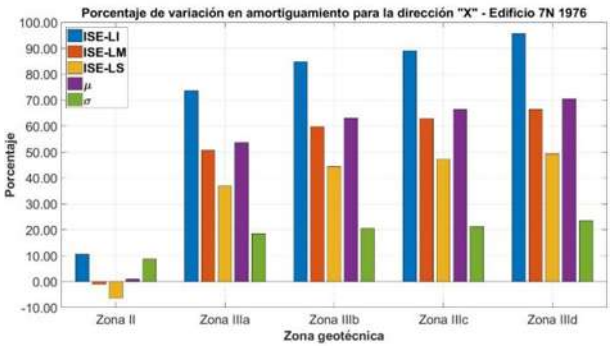
c) d)

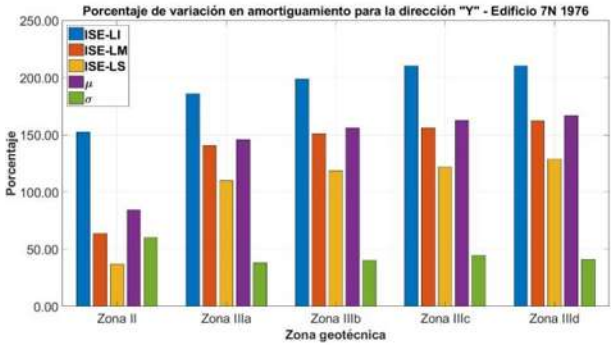
Figura 6-2: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de cinco niveles de 1976. a) Periodo en dirección transversal (X), b) periodo en dirección longitudinal (Y), c) amortiguamiento en dirección X, d) amortiguamiento en dirección Y





a) b)





c) d)

Figura 6-3: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de siete niveles de 1976. a) Periodo en dirección transversal (X), b) periodo en dirección longitudinal (Y), c) amortiguamiento en dirección X, d) amortiguamiento en dirección Y

En las tablas 6-1 a 6-3, se presentan los valores numéricos de las figuras 6-1 a 6-3.

Tabla 6-1: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de tres niveles diseñado con el reglamento de 1976

Zona	$\Delta_T(\%)$			$\mu_T(\%)$	$\sigma_T(\%)$	CV_T	$\Delta_\zeta(\%)$			$\mu_\zeta(\%)$	$\sigma_\zeta(\%)$	CV_ζ
	LI	LM	LS				LI	LM	LS			
Dirección "X"												
II	14.86	10.91	8.60	11.46	3.17	0.28	58.89	24.80	-3.49	26.73	31.24	1.17
IIIa	17.51	13.10	10.44	13.68	3.57	0.26	75.10	56.60	44.50	58.73	15.41	0.26
IIIb	18.74	14.04	11.21	14.66	3.81	0.26	90.05	64.81	50.23	68.36	20.15	0.29
IIIc	19.45	14.52	11.57	15.18	3.98	0.26	132.88	82.39	56.06	90.44	39.04	0.43
IIId	19.95	14.96	11.94	15.62	4.04	0.26	135.44	98.36	74.99	102.93	30.48	0.30
Dirección "Y"												
II	44.18	33.33	26.62	34.71	8.86	0.26	158.32	135.30	117.68	137.10	20.38	0.15
IIIa	50.94	38.84	31.27	40.35	9.92	0.25	234.90	185.69	155.48	192.02	40.09	0.21
IIIb	55.10	42.16	34.01	43.76	10.63	0.24	336.80	291.89	254.29	294.33	41.31	0.14
IIIc	56.41	43.26	34.96	44.87	10.82	0.24	341.77	296.52	258.66	298.98	41.61	0.14
IIId	57.61	44.25	35.81	45.89	10.99	0.24	346.09	300.58	262.52	303.06	41.84	0.14

Tabla 6-2: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de cinco niveles diseñado con el reglamento de 1976

Zona	$\Delta_T(\%)$			$\mu_T(\%)$	$\sigma_T(\%)$	CV_T	$\Delta_\zeta(\%)$			$\mu_\zeta(\%)$	$\sigma_\zeta(\%)$	CV_ζ
	LI	LM	LS				LI	LM	LS			
Dirección "X"												
II	25.72	19.42	15.57	20.24	5.12	0.25	-15.29	-17.37	-16.52	-16.39	1.05	0.06
IIIa	30.45	23.15	18.63	24.08	5.96	0.25	53.99	40.79	31.90	42.23	11.11	0.26
IIIb	32.47	24.75	19.96	25.73	6.31	0.25	63.53	47.64	37.18	49.45	13.27	0.27
IIIc	33.41	25.49	20.56	26.49	6.48	0.24	74.10	53.36	40.95	56.14	16.75	0.30
IIId	34.47	26.24	21.14	27.28	6.72	0.25	132.11	81.76	51.00	88.29	40.95	0.46
Dirección "Y"												
II	45.94	35.06	28.24	36.41	8.93	0.25	99.87	83.23	70.60	84.56	14.68	0.17
IIIa	53.54	41.26	33.48	42.76	10.11	0.24	130.22	108.46	92.13	110.27	19.11	0.17
IIIb	57.11	44.14	35.91	45.72	10.69	0.23	174.35	135.20	110.84	140.13	32.04	0.23
IIIc	59.45	46.02	37.23	47.57	11.19	0.24	308.80	255.51	169.70	244.67	70.18	0.29
IIId	60.85	47.17	38.45	48.82	11.29	0.23	310.53	257.70	216.80	261.68	46.99	0.18

Tabla 6-3: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de siete niveles diseñado con el reglamento de 1976

Zona	$\Delta_T(\%)$			$\mu_T(\%)$	$\sigma_T(\%)$	CV_T	$\Delta_\zeta(\%)$			$\mu_\zeta(\%)$	$\sigma_\zeta(\%)$	CV_ζ
	LI	LM	LS				LI	LM	LS			
Dirección "X"												
II	23.24	17.59	14.10	18.31	4.61	0.25	10.57	-1.05	-6.45	1.02	8.70	8.51
IIIa	21.01	15.94	12.82	16.59	4.14	0.25	73.57	50.77	36.88	53.74	18.52	0.34
IIIb	19.52	14.85	11.96	15.44	3.81	0.25	84.83	59.76	44.38	62.99	20.42	0.32
IIIc	18.96	14.43	11.64	15.01	3.69	0.25	89.00	62.93	47.18	66.37	21.12	0.32
IIId	18.40	14.02	11.32	14.58	3.57	0.25	95.69	66.47	49.33	70.49	23.44	0.33
Dirección "Y"												
II	34.94	26.11	21.01	27.35	7.05	0.26	152.41	63.66	37.21	84.43	60.34	0.71
IIIa	33.02	25.21	20.36	26.20	6.39	0.24	185.82	140.69	110.19	145.57	38.05	0.26
IIIb	31.75	24.23	19.59	25.19	6.14	0.24	198.76	150.81	118.86	156.14	40.22	0.26
IIIc	31.23	23.85	19.31	24.80	6.01	0.24	210.34	156.12	122.02	162.83	44.54	0.27
IIId	30.69	23.49	19.03	24.40	5.89	0.24	210.24	161.96	128.63	166.94	41.03	0.25

En las ecuaciones 2-28 y 2-64 se estableció que la altura y peso efectivo para calcular el alargamiento del periodo y la modificación del amortiguamiento efectivo por los efectos inerciales de la interacción, debería ser tomada como el setenta por ciento (para estructuras de varios niveles) del valor nominal. Si en lugar de utilizar este valor, se emplea el factor de participación modal de masa (Γ_m) del primer modo en cada dirección del análisis con la condición de base rígida, como parámetro para la modificación de la altura y peso efectivo, se obtienen los resultados mostrados en las figuras tablas 6-4 a 6-6.

Tabla 6-4: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de tres niveles de 1976 – Factor de participación modal de masa

Zona	$\Delta_T(\%)$			$\mu_T(\%)$	$\sigma_T(\%)$	CV_T	$\Delta_\zeta(\%)$			$\mu_\zeta(\%)$	$\sigma_\zeta(\%)$	CV_ζ
	LI	LM	LS				LI	LM	LS			
Dirección "X"												
II	26.56	19.76	15.82	20.71	5.43	0.26	61.15	-7.55	-12.61	13.66	41.20	3.02
IIIa	30.54	23.19	18.65	24.13	6.00	0.25	78.00	60.52	48.50	62.34	14.83	0.24
IIIb	32.33	24.61	19.82	25.59	6.31	0.25	91.49	69.47	55.16	72.04	18.30	0.25
IIIc	33.25	25.28	20.36	26.30	6.51	0.25	126.28	80.93	61.29	89.50	33.33	0.37
IIId	34.14	26.01	20.97	27.04	6.65	0.25	165.49	124.44	96.95	128.96	34.49	0.27
Dirección "Y"												
II	65.80	50.90	41.38	52.69	12.31	0.23	159.93	140.65	124.96	141.85	17.52	0.12
IIIa	74.48	58.13	47.60	60.07	13.55	0.23	210.16	181.48	159.47	183.70	25.42	0.14
IIIb	79.84	62.50	51.02	64.45	14.51	0.23	401.24	353.52	290.54	348.43	55.53	0.16
IIIc	81.54	63.92	52.51	65.99	14.62	0.22	403.74	356.28	316.02	358.68	43.91	0.12
IIId	83.07	65.21	53.64	67.30	14.83	0.22	405.84	358.64	318.51	361.00	43.72	0.12

Tabla 6-5: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de cinco niveles de 1976 – Factor de participación modal de masa

Zona	$\Delta_T(\%)$			$\mu_T(\%)$	$\sigma_T(\%)$	CV_T	$\Delta_\zeta(\%)$			$\mu_\zeta(\%)$	$\sigma_\zeta(\%)$	CV_ζ
	LI	LM	LS				LI	LM	LS			
Dirección "X"												
II	46.91	36.25	29.50	37.55	8.78	0.23	-29.84	-28.43	-26.57	-28.28	1.64	0.06
IIIa	54.02	42.00	34.35	43.45	9.92	0.23	39.04	29.84	23.27	30.72	7.92	0.26
IIIb	57.02	44.44	36.41	45.96	10.39	0.23	46.40	35.76	28.14	36.77	9.17	0.25
IIIc	58.38	45.54	37.35	47.09	10.60	0.23	52.38	40.10	31.47	41.32	10.51	0.25
IIId	59.65	46.57	38.20	48.14	10.81	0.22	69.28	49.59	37.66	52.18	15.96	0.31
Dirección "Y"												
II	67.68	52.30	42.70	54.23	12.60	0.23	87.65	16.41	-8.38	31.90	49.85	1.56
IIIa	77.56	60.94	50.17	62.89	13.80	0.22	111.89	96.12	83.57	97.19	14.19	0.15
IIIb	82.03	64.64	53.36	66.68	14.44	0.22	134.46	113.76	97.96	115.39	18.31	0.16
IIIc	84.27	66.42	54.85	68.51	14.82	0.22	188.52	144.14	117.56	150.07	35.85	0.24
IIId	86.78	68.55	56.68	70.67	15.17	0.21	306.42	262.93	227.64	265.67	39.46	0.15

Tabla 6-6: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de siete niveles de 1976 – Factor de participación modal de masa

Zona	$\Delta_T(\%)$			$\mu_T(\%)$	$\sigma_T(\%)$	CV_T	$\Delta_\zeta(\%)$			$\mu_\zeta(\%)$	$\sigma_\zeta(\%)$	CV_ζ
	LI	LM	LS				LI	LM	LS			
Dirección "X"												
II	37.83	29.02	23.49	30.11	7.23	0.24	-8.12	-16.51	-20.42	-15.02	6.28	0.42
IIIa	32.82	25.16	20.35	26.11	6.29	0.24	63.23	42.60	29.71	45.18	16.91	0.37
IIIb	29.72	22.79	18.45	23.66	5.68	0.24	80.29	56.19	40.95	59.14	19.84	0.34
IIIc	28.51	21.86	17.71	22.69	5.45	0.24	86.63	61.16	45.48	64.42	20.77	0.32
IIId	27.29	20.93	16.96	21.73	5.21	0.24	96.03	65.14	48.51	69.89	24.11	0.34
Dirección "Y"												
II	47.53	36.63	29.75	37.97	8.97	0.24	86.88	52.16	31.82	56.95	27.84	0.49
IIIa	44.22	34.12	27.75	35.36	8.30	0.23	189.51	145.91	115.43	150.28	37.23	0.25
IIIb	41.69	32.14	26.15	33.33	7.83	0.24	208.19	160.40	127.61	165.40	40.52	0.24
IIIc	40.64	31.34	25.53	32.50	7.62	0.23	219.20	165.89	131.62	172.24	44.14	0.26
IIId	39.62	30.59	24.91	31.71	7.42	0.23	227.38	176.82	141.27	181.83	43.27	0.24

Con los análisis de ambos enfoques, se compara el periodo fundamental obtenido en el análisis modal realizado en el Perform 3D, para corroborar la validez de la técnica de modelado y observar la diferencia entre ambos enfoques. En el modelo del Perform 3D se emplearon las funciones de impedancia obtenidas con las estipulaciones reglamentarias (setenta por ciento de la masa y altura nominal). Las tablas 6-7 a 6-9 contienen la comparación de los tres análisis. Los porcentajes de error se obtienen como 100-100*(Perform3D /otro enfoque), donde *otro*

enfoque se refiere a los valores obtenidos con la recomendación reglamentaria y el modelo que utiliza el factor de participación modal del primer modo.

Tabla 6-7: Comparativo del periodo fundamental en el edificio de tres niveles de 1976

Zona	Periodo (s)									Porcentaje de error (%)					
	Reglamento			Participación modal de masa			Perform 3D			Reglamento			Participación modal de masa		
	LI	LM	LS	LI	LM	LS	LI	LM	LS	LI	LM	LS	LI	LM	LS
Dirección ortogonal "X"															
II	0.719	0.694	0.680	0.792	0.749	0.725	0.763	0.728	0.707	-6.15	-4.89	-4.03	3.66	2.86	2.45
IIIa	0.735	0.708	0.691	0.817	0.771	0.743	0.786	0.747	0.723	-6.89	-5.55	-4.61	3.78	3.10	2.63
IIIb	0.743	0.714	0.696	0.828	0.780	0.750	0.797	0.755	0.730	-7.25	-5.79	-4.90	3.76	3.18	2.65
IIIIc	0.748	0.717	0.698	0.834	0.784	0.753	0.803	0.759	0.733	-7.42	-5.91	-4.99	3.71	3.19	2.69
IIIId	0.751	0.719	0.701	0.839	0.789	0.757	0.807	0.763	0.736	-7.51	-6.06	-5.06	3.86	3.24	2.77
Dirección ortogonal "Y"															
II	0.483	0.447	0.424	0.555	0.506	0.474	0.527	0.466	0.427	-9.11	-4.33	-0.66	5.12	7.81	9.84
IIIa	0.506	0.465	0.440	0.585	0.530	0.494	0.557	0.492	0.450	-10.16	-5.78	-2.33	4.71	7.12	8.99
IIIb	0.520	0.476	0.449	0.602	0.544	0.506	0.578	0.509	0.465	-11.24	-6.88	-3.58	4.06	6.50	8.09
IIIIc	0.524	0.480	0.452	0.608	0.549	0.511	0.584	0.514	0.469	-11.45	-7.10	-3.74	3.97	6.40	8.20
IIIId	0.528	0.483	0.455	0.613	0.553	0.515	0.589	0.518	0.473	-11.56	-7.19	-3.96	3.96	6.40	8.10

Tabla 6-8: Comparativo del periodo fundamental en el edificio de cinco niveles de 1976

Zona	Periodo (s)									Porcentaje de error (%)					
	Reglamento			Participación modal de masa			Perform 3D			Reglamento			Participación modal de masa		
	LI	LM	LS	LI	LM	LS	LI	LM	LS	LI	LM	LS	LI	LM	LS
Dirección ortogonal "X"															
II	0.894	0.849	0.822	1.045	0.969	0.921	0.955	0.897	0.861	-6.77	-5.56	-4.75	8.64	7.47	6.52
IIIa	0.928	0.876	0.844	1.095	1.010	0.955	0.998	0.931	0.889	-7.55	-6.30	-5.41	8.91	7.81	6.91
IIIb	0.942	0.887	0.853	1.117	1.027	0.970	1.016	0.946	0.902	-7.84	-6.59	-5.69	9.02	7.94	7.06
IIIIc	0.949	0.892	0.857	1.126	1.035	0.977	1.025	0.952	0.907	-8.03	-6.72	-5.81	9.00	7.99	7.11
IIIId	0.956	0.898	0.862	1.135	1.042	0.983	1.034	0.959	0.913	-8.12	-6.85	-5.93	8.93	7.97	7.15
Dirección ortogonal "Y"															
II	0.677	0.626	0.595	0.778	0.706	0.662	0.719	0.647	0.601	-6.16	-3.27	-1.09	7.60	8.42	9.15
IIIa	0.712	0.655	0.619	0.824	0.746	0.697	0.765	0.686	0.635	-7.43	-4.66	-2.54	7.11	8.13	8.86
IIIb	0.729	0.669	0.630	0.844	0.764	0.711	0.787	0.704	0.650	-7.93	-5.25	-3.13	6.84	7.86	8.60
IIIIc	0.740	0.677	0.636	0.855	0.772	0.718	0.801	0.716	0.659	-8.34	-5.66	-3.46	6.25	7.29	8.31
IIIId	0.746	0.683	0.642	0.866	0.782	0.727	0.810	0.723	0.666	-8.51	-5.86	-3.76	6.56	7.56	8.31

Tabla 6-9: Comparativo del periodo fundamental en el edificio de cinco siete niveles de 1976

Zona	Periodo (s)									Porcentaje de error (%)					
	Reglamento			Participación modal de masa			Perform 3D			Reglamento			Participación modal de masa		
	LI	LM	LS	LI	LM	LS	LI	LM	LS	LI	LM	LS	LI	LM	LS
Dirección ortogonal "X"															
II	0.987	0.942	0.914	1.104	1.033	0.989	1.057	1.004	0.971	-7.10	-6.62	-6.21	4.23	2.82	1.86
IIIa	0.969	0.928	0.903	1.064	1.002	0.964	1.038	0.990	0.960	-7.11	-6.57	-6.21	2.41	1.27	0.43
IIIb	0.957	0.920	0.897	1.039	0.983	0.949	1.025	0.980	0.958	-7.09	-6.56	-6.84	1.33	0.34	-0.98
IIIIc	0.953	0.916	0.894	1.029	0.976	0.943	1.020	0.977	0.949	-7.07	-6.57	-6.17	0.88	-0.08	-0.70
IIIId	0.948	0.913	0.891	1.019	0.968	0.937	1.016	0.973	0.947	-7.16	-6.57	-6.22	0.33	-0.48	-1.09
Dirección ortogonal "Y"															
II	0.791	0.740	0.710	0.865	0.801	0.761	0.823	0.757	0.718	-4.03	-2.32	-1.17	4.85	5.56	5.65
IIIa	0.780	0.734	0.706	0.846	0.787	0.749	0.808	0.750	0.713	-3.60	-2.07	-0.99	4.44	4.71	4.85
IIIb	0.773	0.729	0.701	0.831	0.775	0.740	0.799	0.742	0.707	-3.36	-1.89	-0.86	3.88	4.21	4.39
IIIIc	0.770	0.726	0.700	0.825	0.770	0.736	0.796	0.740	0.706	-3.37	-1.87	-0.82	3.55	3.94	4.18
IIIId	0.767	0.724	0.698	0.819	0.766	0.733	0.792	0.738	0.704	-3.34	-1.84	-0.79	3.27	3.70	3.96

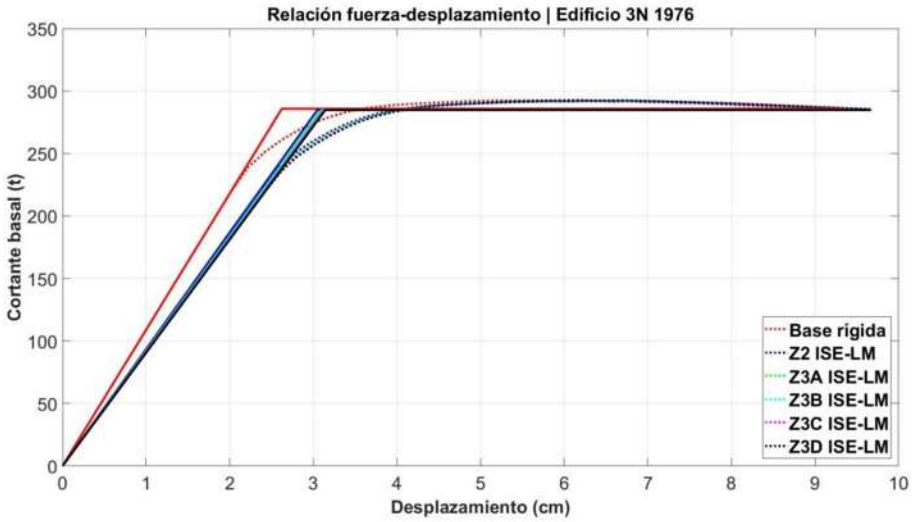
En general, para el grupo de edificios estudiados, la diferencia en la estimación de los periodos fundamentales tiene un intervalo de variación de -11.6% a 9.8%. Así mismo se observa que los resultados obtenidos con el modelo del Perform3D están en general comprendidos entre la recomendación reglamentaria y el cálculo empleando el factor de participación modal. De lo anterior, se puede considerar que dicha recomendación reglamentaria es un límite inferior, mientras que el factor de participación modal es un límite superior, a excepción que dicho factor de participación sea cercano a la recomendación reglamentaria.

En el capítulo dos se estableció que por simplicidad, las formas, factores y amplitudes modales no se modifican por interacción, con el propósito de dar validez a las recomendaciones del oscilador de remplazo, sin embargo, en el sentido estricto, cuando se incluye la flexibilidad del suelo en el modelo, dichos parámetros dinámicos si sufren una modificación, lo que conlleva a que el cálculo de las funciones de impedancia empleando el factor de participación modal de base rígida, no provean una solución casi idéntica. Con la disposición de las herramientas computacionales, podría iterarse entre el cálculo de las funciones de impedancia con las ecuaciones del capítulo dos y los resultados modales observados en el Perform 3D, hasta encontrar el factor de participación modal adecuado.

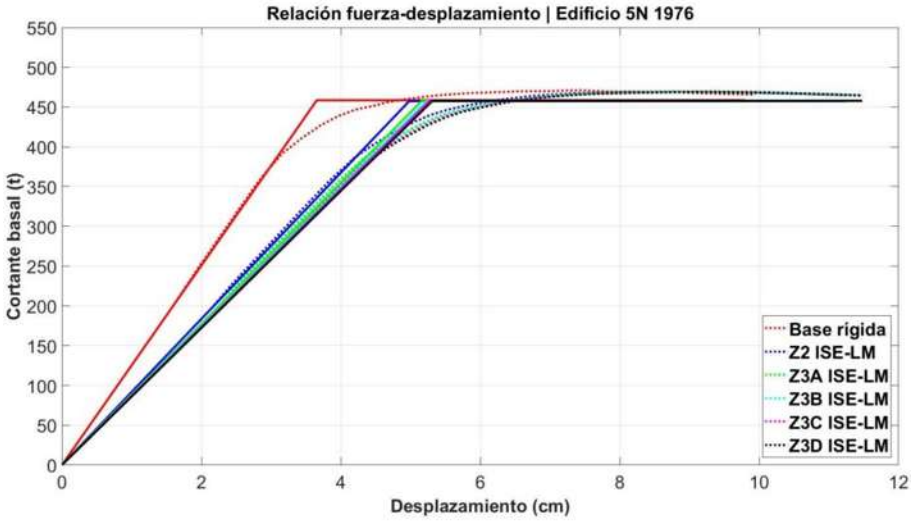
6.1.2 Ductilidad efectiva

Se ha establecido en el capítulo 2 que la interacción dinámica suelo estructura reduce la ductilidad aparente del sistema por el alargamiento del periodo fundamental de vibración. Cabe resaltar que no se modifica la capacidad de los elementos estructurales, por lo que la modificación de la ductilidad se explica por medio de un balance energético entre el oscilador elastoplástico en base rígida y el del sistema con la interacción inercial (figura 2-17). Así mismo, se establece en dicho capítulo que la sobrerresistencia no se modifica por interacción.

a)



b)



c)

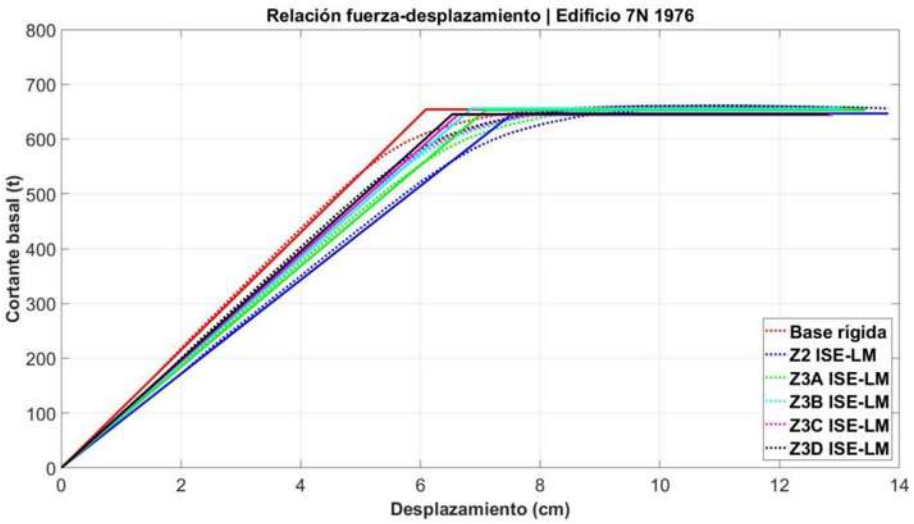


Figura 6-4: Relación fuerza-desplazamiento para los edificios de 1976. a) Edificio de tres niveles, b) Edificio de cinco niveles, c) Edificio de siete niveles

Es de interés conocer las capacidades del grupo de edificios estudiados, con el propósito de caracterizar la relación fuerza-desplazamiento y obtener las propiedades dinámicas equivalentes de la estructura mediante un oscilador de un grado de libertad. Por medio de análisis estáticos no lineales (pushover) se calcula la curva de capacidad hasta el estado límite de prevención de colapso (CP), tanto para las estructuras en base rígida como las estructura con interacción, empleando el límite medio de rigidez del suelo. Mediante un procedimiento simple, se idealiza la curva para ser caracterizada mediante un comportamiento elastoplástico y con ello, determinar el cortante y desplazamiento de fluencia, el desplazamiento último y la ductilidad disponible. La figura 6-4 ilustra el procedimiento descrito con anterioridad.

En la tabla 6-10, se presentan los resultados de la aproximación elastoplástica para el grupo de edificios estudiados. Se presenta el cortante (V_y) y desplazamiento de fluencia (D_y), el desplazamiento último (D_u), la sobrerresistencia inicial (R_i), la sobrerresistencia de diseño (R_o), la ductilidad disponible (Q) y la relación de periodos $(\widetilde{T}_e/T_e)$. En el caso de la sobrerresistencia inicial, se define como la diferencia entre la fuerza que causa la primera inelasticidad en el sistema y la fuerza del sistema idealizado. Por su parte, la sobrerresistencia de diseño es la multiplicación de la sobrerresistencia inicial por el cociente del factor de carga y el factor de resistencia del código, en este caso, empleando lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias de 2017, el factor de carga para combinaciones que involucran acciones

sísmicas es de 1.1 mientras que el factor de resistencia para columnas sujetas a flexocompresión es de 0.75 (1.1/0.75 ≈ 1.47).

Tabla 6-10: Parámetros de la relación fuerza desplazamiento idealizada para el grupo de edificios de 1976

Zona	V_y (t)	D_y (cm)	D_u (cm)	R_i	R_o	Q	$\frac{\tilde{T}_e}{T_e}$
Edificio tres niveles							
BR	285.77	2.62	9.34	1.278	1.874	3.562	1.000
II-LM	284.85	3.05	9.63	1.277	1.874	3.158	1.109
IIIa-LM	284.77	3.10	9.66	1.280	1.877	3.119	1.131
IIIb-LM	284.74	3.12	9.68	1.280	1.877	3.106	1.141
IIIc-LM	284.72	3.13	9.68	1.278	1.875	3.093	1.145
IIId-LM	284.70	3.14	9.66	1.277	1.874	3.076	1.150
Edificio cinco niveles							
BR	465.39	3.71	9.94	1.406	2.061	2.680	1.000
II-LM	457.34	4.98	11.23	1.373	2.013	2.256	1.194
IIIa-LM	457.64	5.16	11.33	1.380	2.024	2.196	1.231
IIIb-LM	457.78	5.24	11.48	1.342	1.969	2.192	1.248
IIIc-LM	457.85	5.27	11.44	1.379	2.022	2.170	1.255
IIId-LM	457.84	5.31	11.48	1.38	2.024	2.160	1.262
Edificio siete niveles							
BR	654.18	6.09	12.40	1.360	1.994	2.036	1.000
II-LM	646.68	7.54	13.81	1.363	1.999	1.832	1.176
IIIa-LM	652.88	7.09	13.43	1.405	2.060	1.895	1.160
IIIb-LM	655.85	6.85	13.01	1.402	2.056	1.899	1.149
IIIc-LM	644.25	6.62	12.88	1.371	2.011	1.945	1.144
IIId-LM	645.45	6.53	12.82	1.369	2.009	1.963	1.140

Observando tanto las tabla 6-10 como la figura 6-4, se observa que la fuerza idealizada de fluencia es esencialmente la misma tanto para el oscilador en base rígida como el oscilador en base flexible, confirmando que la sobrerresistencia como lo estipulan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC CDMX-Sismo, 2020), para este grupo de edificios, no se modifica cuando se incluyen los efectos inerciales de la interacción.

En la figura 6-5, se grafican los resultados de la ductilidad disponible para los tres edificios analizados, tanto en base rígida como en base flexible (empleando el límite medio de rigidez del suelo), así mismo, se grafica para cada uno de ellos, la ecuación 2-26, correspondiente a la reducción de ductilidad asociada al cociente del periodo efectivo por interacción y el periodo de

base rígida. Se observa una buena correspondencia entre la expresión propuesta por la normativa y los resultados obtenidos en los análisis estáticos no lineales.

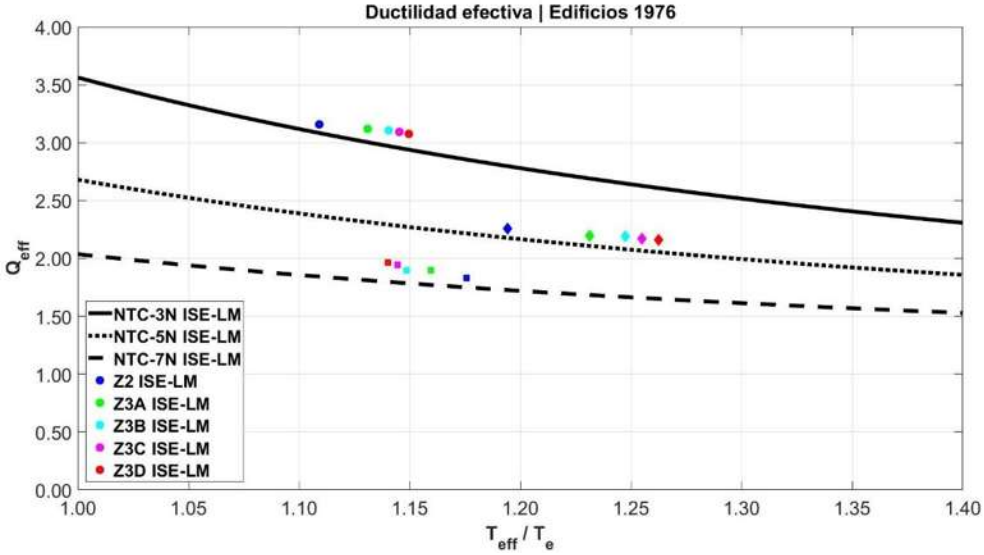


Figura 6-5: Ductilidad efectiva por interacción para los edificios de 1976

6.1.3 Índice de daño, energía histerética y mecanismo de colapso

En el capítulo anterior se discutieron las expresiones para estimar el índice de daño de la estructura, tanto de manera global como de manera local (distorsión de entrepiso). Se estableció que dicho índice depende de una combinación lineal entre la demanda de ductilidad disponible y la fracción de energía histerética normalizada.

Con los resultados de los análisis dinámicos y estáticos no lineales, se observó que, para los tres modelos estudiados, considerando la hipótesis de base rígida, la distorsión asociada a la fluencia es prácticamente la misma, con un valor medio de 0.0055, mientras que la distorsión asociada al estado límite de prevención de colapso, tiende a un valor medio de 0.0261. Al incorporar los efectos inerciales de la interacción, se observó un incremento de la distorsión de fluencia en el intervalo de 5.46 a 17.57% (con respecto a la base rígida), siendo este último el asociado al edificio de cinco niveles, mientras que para el estado límite de prevención de colapso, el incremento fue prácticamente nulo, situándose en el intervalo de 1.96 a 2.36%. Tomando en cuenta estos resultados y observando la figura 6-5, se hace evidente la disminución de la ductilidad disponible en el sistema, traduciéndose en un posible incremento en el índice de

daño, pues el primer término de dicha expresión está directamente relacionado a la capacidad de ductilidad. En la tabla 6-11 se presenta de manera más detallada los resultados discutidos con anterioridad.

Tabla 6-11: Distorsión de fluencia y prevención de colapso en planta baja para los edificios de 1976

	Distorsión de fluencia			Distorsión de prevención de colapso		
	3N	5N	7N	3N	5N	7N
Base rígida						
	0.00590	0.00544	0.00513	0.02854	0.02604	0.02385
	μ	0.00549		μ	0.02614	
	σ	0.00039		σ	0.00235	
	CV	0.071		CV	0.090	
Base flexible – Límite medio de rigidez						
ZII	0.00631	0.00620	0.00571	0.02905	0.02697	0.02469
ZIIIa	0.00634	0.00637	0.00539	0.02909	0.02708	0.02444
ZIIIb	0.00635	0.00658	0.00534	0.02913	0.02701	0.02436
ZIIIc	0.00639	0.00640	0.00528	0.02909	0.02718	0.02436
ZIIId	0.00640	0.00640	0.00531	0.02913	0.02725	0.02422
	μ	0.00605		μ	0.02687	
	σ	0.00049		σ	0.00199	
	CV	0.081		CV	0.074	

El término que involucra la fracción de la energía histerética normalizada, tiene una relación más estrecha con la respuesta dinámica para cada registro de aceleración. Por supuesto que la modificación tanto del periodo como del amortiguamiento efectivo por interacción, influyen en el balance energético; sin embargo, la influencia de la interacción en este parámetro solo puede determinarse cuantificando la cantidad de ciclos en el intervalo inelástico que experimentan los componentes de la estructura.

El balance energético puede presentarse de manera absoluta o relativa, sin embargo, resulta con mayor significado cuando se expresa en términos relativos, pues el desplazamiento y velocidad relativa del sistema producen las fuerzas internas equivalentes en la estructura, además que la

energía inelástica y de amortiguamiento viscoso dependen solo del movimiento relativo. La ecuación 6-1 establece el balance energético de la siguiente manera

$$\boldsymbol{E_I = E_S + E_K + E_M + E_H + E_V} \qquad \textbf{Ec. 6-1}$$

Donde

$E_I = Energía\ de\ entrada$

$E_S = Energía\ elástica\ o\ de\ deformación\ (recuperable)$

$E_K = Energía\ cinética$

$E_M = Energía\ por\ amortiguamiento\ viscoso\ equivalente\ (modal)$

$E_H = Energía\ inelástica\ o\ plástica\ (no\ recuperable)$

$E_V = Energía\ por\ amortiguamiento\ adicional$

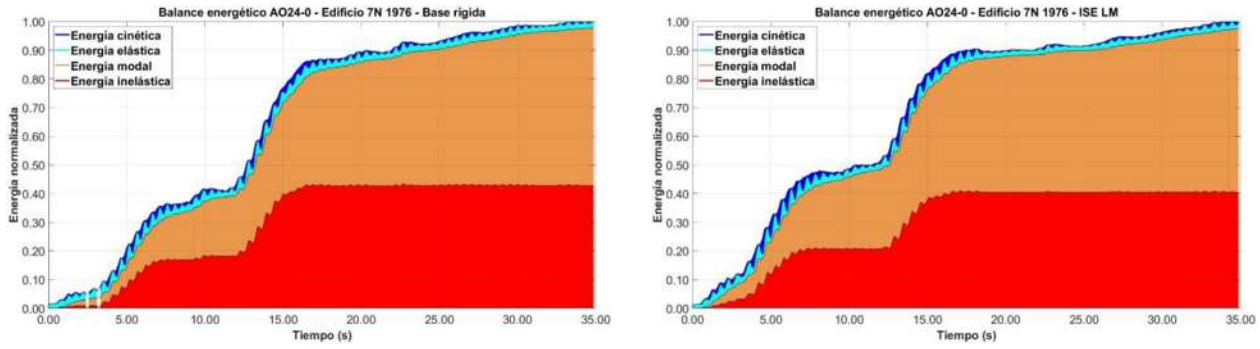
Dado que la energía de entrada relativa (E_I) se calcula mediante la fuerza externa equivalente y el desplazamiento de la estructura, es de esperarse que, incorporando la interacción dinámica suelo estructura en el análisis, se incremente dicha energía de entrada, pues la energía es equivalente al trabajo. Este es el producto de la fuerza por el desplazamiento en la dirección de aplicación de la fuerza. El incremento de energía de entrada no necesariamente se debe asociar con una disipación por energía inelástica (E_H), pues el fenómeno de la interacción aumenta el amortiguamiento equivalente del sistema, otorgando una mayor capacidad de disipación por energía viscosa equivalente (E_M). En algunos casos, el incorporar la interacción en el análisis resulta en una variación pequeña en la energía de entrada, sin embargo, en otros casos, dicha energía de entrada puede fácilmente superar varias veces la energía del modelo en base rígida. En la tabla 6-12 se presentan dos registros de aceleración, cuya componente este-oeste es paralela al eje global "X" de la estructura (0 grados). En dicha tabla, se observa que al aplicar el registro AO24 para el modelo de siete niveles en base rígida y en base flexible, empleando el límite superior de rigidez del suelo, se tiene un incremento del 18.39% en la energía de entrada, un incremento de 11.72% en la energía inelástica y 22.96% en la energía por amortiguamiento

equivalente. Por su parte, el registro SI53, tanto para base rígida como base flexible con el límite superior de rigidez del suelo, presenta un incremento del 287.57% en la energía de entrada, 346.19% en la energía inelástica y 292.45% en la energía por amortiguamiento viscoso equivalente. Para el registro AO24 dicho incremento de energía no representa un cambio drástico en el segundo término de la ecuación 5-19 (segundo término para calcular el índice de daño), no obstante, en el registro SI53 sí representa un cambio drástico y por lo cual incrementa de manera considerable el índice de daño en la estructura.

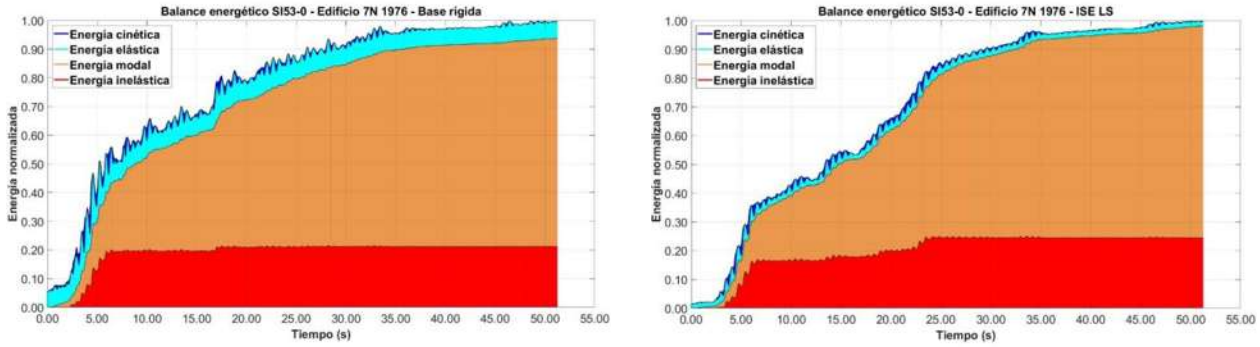
Tabla 6-12: Balance energético al final de dos registros de aceleración para el edificio de siete niveles de 1976

Energía (t-m)	Registro de aceleración			
	AO24-0 | BR	AO24-0 | ISE-LS	SI53-0 | BR	SI53-0 | ISE-LS
E_I	407.3	482.2	111.0	430.2
E_H	174.9 (42.94%)	195.4 (40.52%)	23.6 (21.26%)	105.3 (24.48%)
E_S	8.3 (2.04%)	9.0 (1.87%)	6.4 (5.77%)	7.5 (1.74%)
E_K	0.2 (0.05%)	2.5 (0.52%)	0.2 (0.18%)	0.3 (0.07%)
E_M	223.9 (54.97%)	275.3 (57.09%)	80.8 (72.79%)	317.1 (73.71%)

Al incluir la interacción en el análisis con el registro A024, la estructura tiene una demanda espectral comparable y un movimiento equivalente, experimentando una energía inelástica similar. Por su parte, para la estación SI53, el incorporar la interacción produjo un aumento considerable en la demanda espectral, obligando al sistema a disipar mayor energía inelástica, a pesar de que la energía por amortiguamiento disponible esa mayor que en base rígida. La figura 6-6 muestra el balance energético en el tiempo para ambos registros de aceleración.



a) b)



c) d)

Figura 6-6: Balance energético de dos registros de aceleración para el edificio de siete niveles de 1976. a) Registro AO24-0 en base rígida, b) Registro AO24-0 ISE-LS, c) SI52-0 en base rígida, d) SI52-0 ISE-LS

Una vez descritos los principales cambios en el índice de daño para las estructuras con la condición de base rígida e incluyendo los efectos de la interacción dinámica, se procede a estudiar la relación de los resultados en el área instrumentada considerada para este trabajo. En la tabla 6-13, se estipulan los porcentajes de área con un índice mayor o igual a 0.4 correspondiente a daño clasificado como severo y el índice de daño mayor o igual de 0.77 correspondiente a colapso. Ambas áreas se normalizan con respecto al área total graficada en este trabajo (figura 5-26). Se observa en esta tabla, que, en términos generales, para el edificio de tres niveles los índices de daño se mantienen prácticamente iguales para ambas condiciones, para el edificio de cinco niveles crece de manera pequeña el índice de daño severo cuando se incluyen los efectos de la interacción, y el índice de daño de colapso se mantiene prácticamente inamovible. Para el edificio de siete niveles, el índice de daño severo y de colapso, disminuyen cuando se incluye la interacción dinámica suelo estructura en el análisis.

Tabla 6-13: Porcentaje de afectación en la zona instrumentada con respecto al índice de daño para los edificios de 1976

Edificio	Base rígida (%)		Promedio ISE (%)	
	$ID \geq 0.40$	$ID \geq 0.77$	$ID \geq 0.40$	$ID \geq 0.77$
3N	28.36	13.11	28.20	13.41
5N	41.20	26.68	43.69	25.97
7N	47.09	30.92	41.20	25.00
Envolvente	50.88	35.62	48.12	28.49

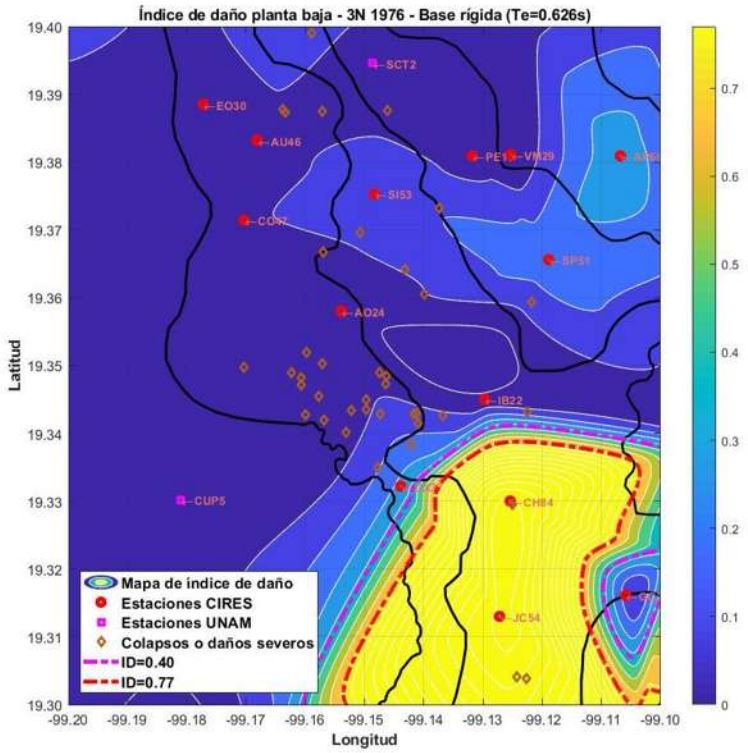
Observando los resultados de la tabla 6-13, podría determinarse que los efectos de la interacción no tienen un efecto relevante con la relación al área correspondiente a cada índice de daño. Este balance se presenta porque en algunas regiones se acorta el área, mientras que otras se incrementa la distribución de daños. El resultado es un cociente similar en términos globales. Sin embargo, de manera local, esta modificación de la distribución del índice de daño implica que cuando se toman los efectos de la interacción, una serie de edificios identificados como severamente dañados o colapsados quede dentro de las áreas correspondientes a los índices de daño evaluados, situación que no ocurre cuando solo se considera la condición de base rígida. En total se identificaron un grupo de 59 edificios severamente dañados o colapsados, sin embargo, dos de ellos están por fuera del área considerada en este trabajo, por lo que solo se considerarán 57 edificios para el análisis. La tabla 6-14 muestra el porcentaje de edificios dentro de los índices de daño estudiados para ambas condiciones estudiadas.

Tabla 6-14: Porcentaje de edificios severamente dañados o colapsados en la zona instrumentada con respecto al índice de daño para los edificios de 1976

Edificio	Base rígida (%)		Promedio ISE (%)	
	$ID \geq 0.40$	$ID \geq 0.77$	$ID \geq 0.40$	$ID \geq 0.77$
3N	15.79	15.79	43.86	21.05
5N	49.12	38.60	63.16	56.14
7N	66.67	54.39	66.67	50.88
Envolvente	70.18	54.39	68.42	59.65

Los resultados de la tabla 6-13 permiten explicar mejor los daños severos y colapsos de los edificios de tres y cinco niveles al incorporar los efectos de interacción suelo estructura, pues para ambos índices de daño el aumento de edificios dentro de estas áreas es considerable, si se compara con los resultados obtenidos en la base rígida. En las figuras 6-7 a 6-9 se muestras las principales diferencias en las áreas correspondientes a los índices de daño en estudio. Por su parte, la figura 6-10 muestra la envolvente del índice de daño para los tres edificios en cuestión.

a)



b)

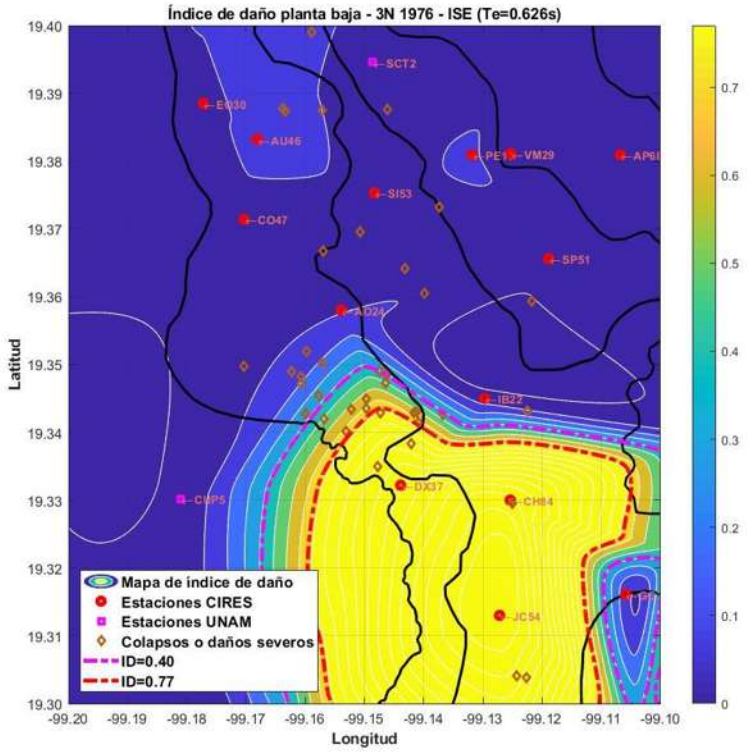
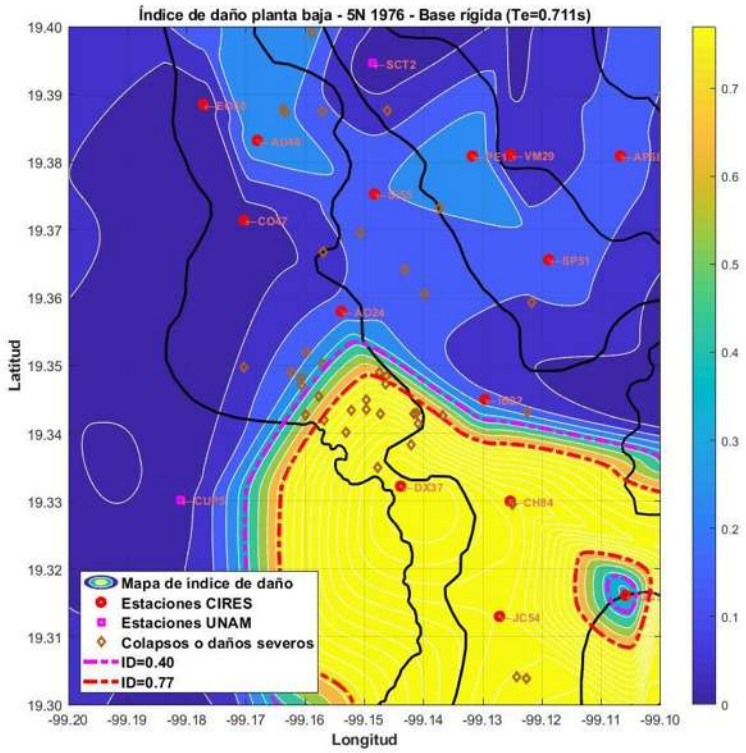
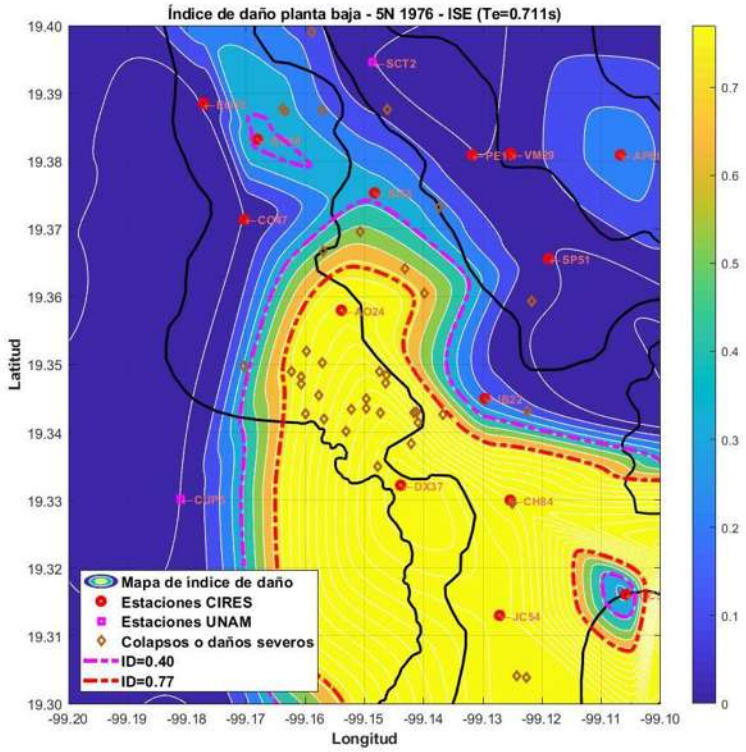


Figura 6-7: Cambios en índice de daño para los edificios de tres niveles de 1976. a) Base rígida, b) Promedio considerando interacción dinámica suelo estructura

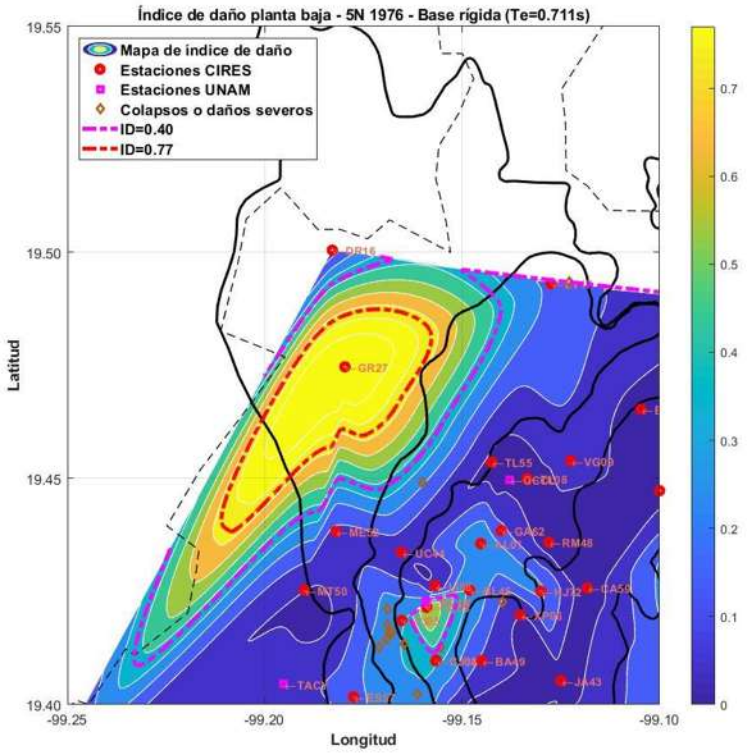
a)


Índice de daño planta baja - 5N 1976 - Base rígida (Te=0.711s)
Latitud
Longitud
Mapa de índice de daño
Estaciones CIRES
Estaciones UNAM
Colapsos o daños severos
ID=0.40
ID=0.77
SCT2
VM29
SP51
DX37
CH84
JC54

b)


Índice de daño planta baja - 5N 1976 - ISE (Te=0.711s)
Latitud
Longitud
Mapa de índice de daño
Estaciones CIRES
Estaciones UNAM
Colapsos o daños severos
ID=0.40
ID=0.77
SCT2
VM29
SP51
DX37
CH84
JC54

c)



d)

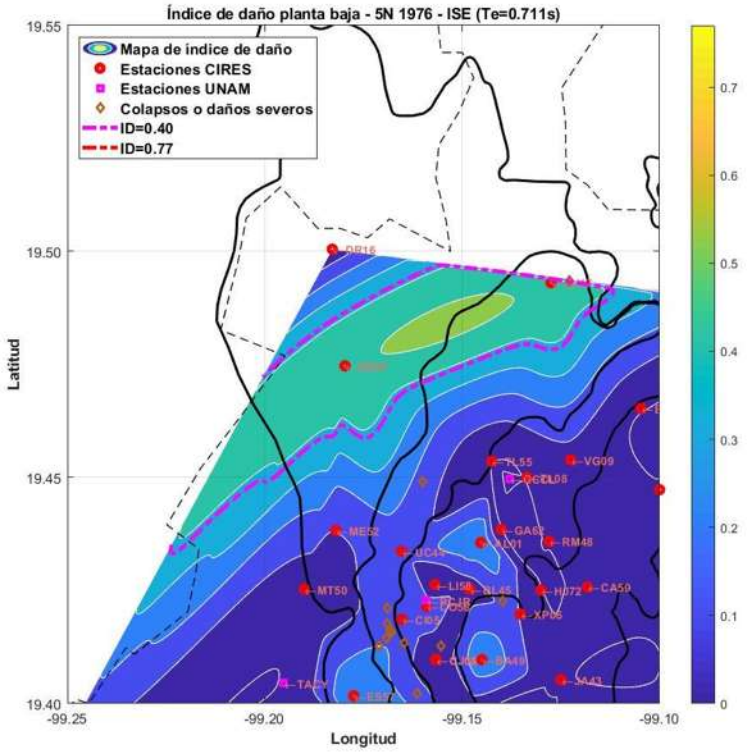
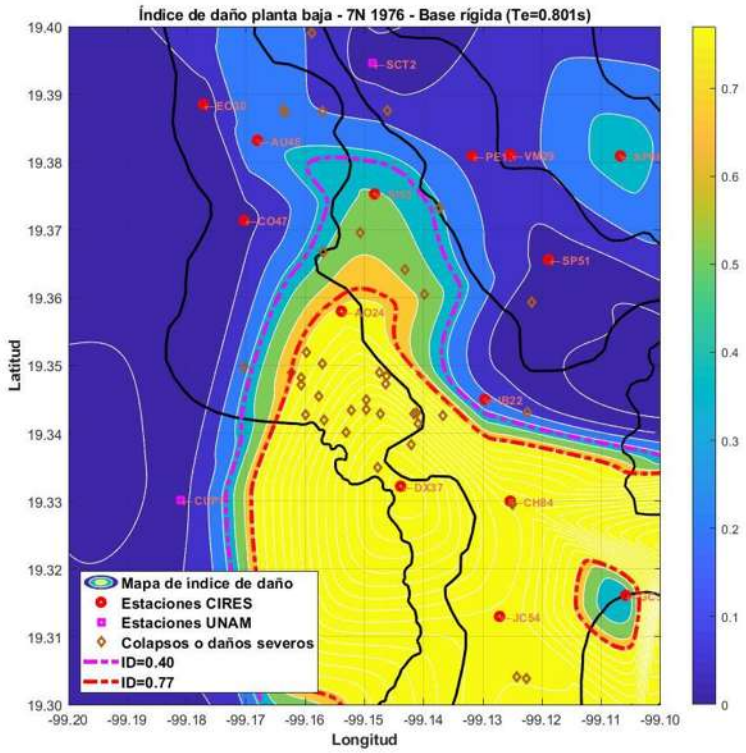
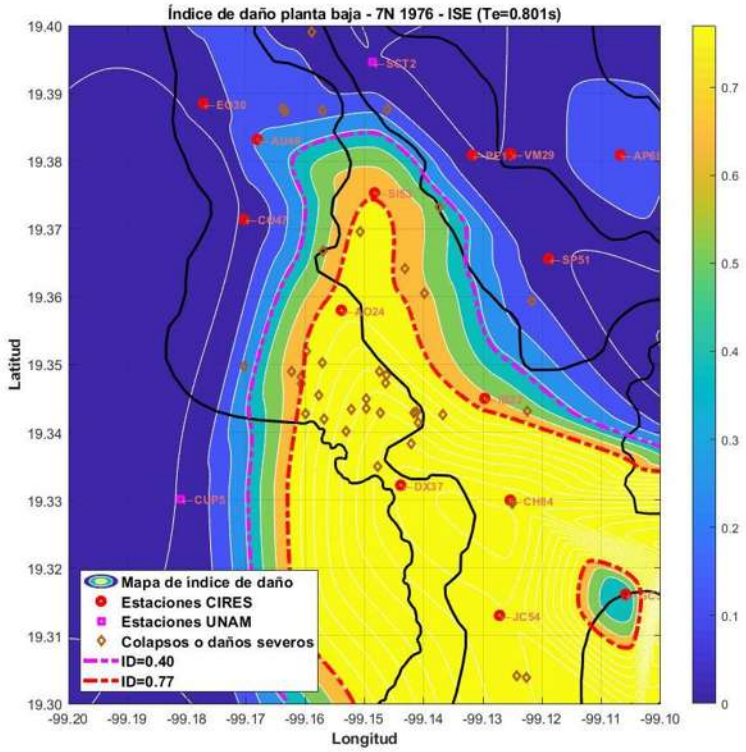


Figura 6-8: Cambios en índice de daño para los edificios de cinco niveles de 1976. a y c) Base rígida, b y d) Promedio considerando interacción dinámica suelo estructura

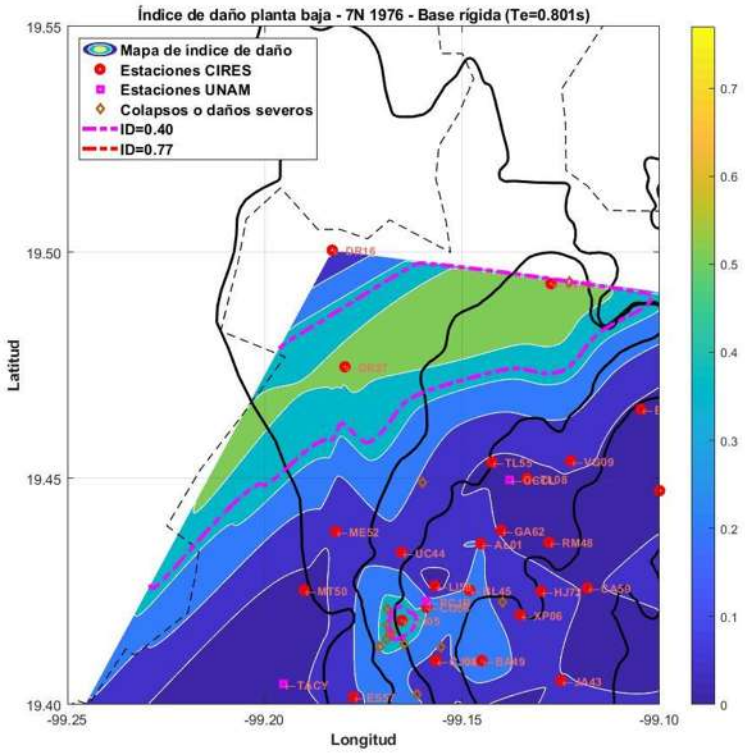
a)


Índice de daño planta baja - 7N 1976 - Base rígida (Te=0.801s)
Latitud
Longitud
Mapa de índice de daño
Estaciones CIRES
Estaciones UNAM
Colapsos o daños severos
ID=0.40
ID=0.77

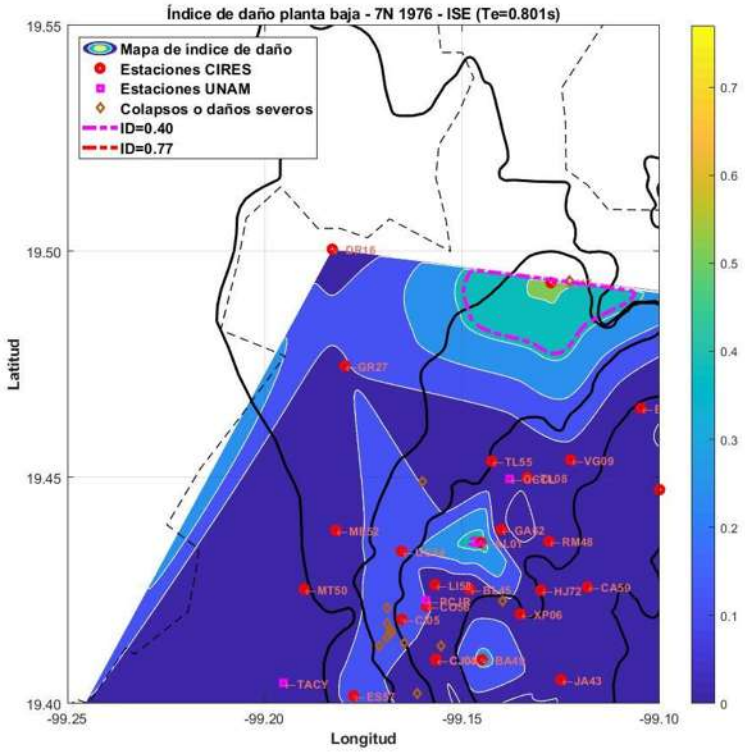
b)


Índice de daño planta baja - 7N 1976 - ISE (Te=0.801s)
Latitud
Longitud
Mapa de índice de daño
Estaciones CIRES
Estaciones UNAM
Colapsos o daños severos
ID=0.40
ID=0.77

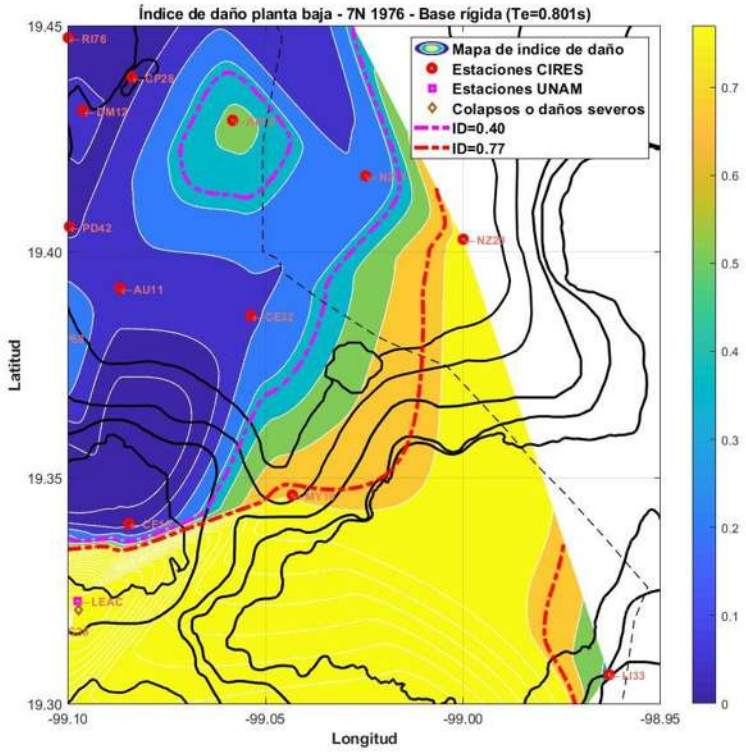
c)


Índice de daño planta baja - 7N 1976 - Base rígida (Te=0.801s)
Mapa de índice de daño
Estaciones CIRES
Estaciones UNAM
Colapsos o daños severos
ID=0.40
ID=0.77
Latitud
Longitud
19.55
19.50
19.45
19.40
-99.25
-99.20
-99.15
-99.10
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
GR16
GR27
TL55
VG09
GA62
ME52
AA01
RM48
UC44
MT50
HJ72
CA50
XP06
BA49
JA43
TACY

d)


Índice de daño planta baja - 7N 1976 - ISE (Te=0.801s)
Mapa de índice de daño
Estaciones CIRES
Estaciones UNAM
Colapsos o daños severos
ID=0.40
ID=0.77
Latitud
Longitud
19.55
19.50
19.45
19.40
-99.25
-99.20
-99.15
-99.10
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
GR16
GR27
TL55
VG09
RM48
MT50
HJ72
CA50
XP06
JA43
TACY

e)



f)

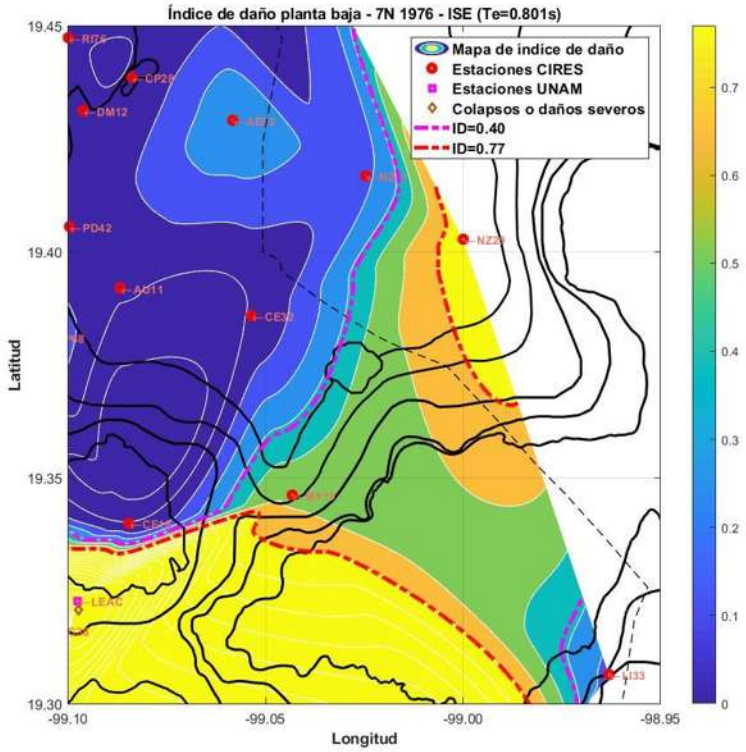
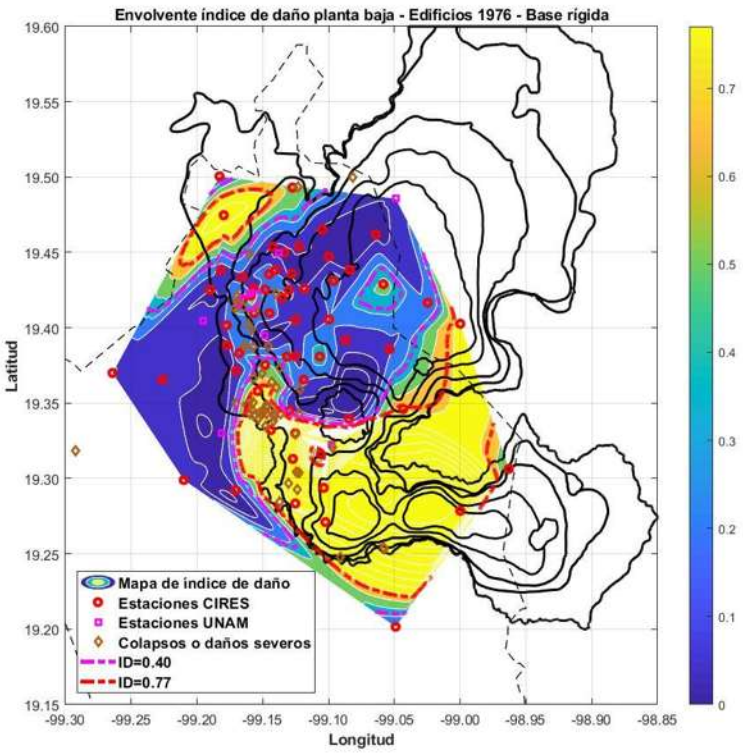


Figura 6-9: Cambios en índice de daño para los edificios de siete niveles de 1976. a,c,e) Base rígida, b,d,f) Promedio considerando interacción dinámica suelo estructura

a)



b)

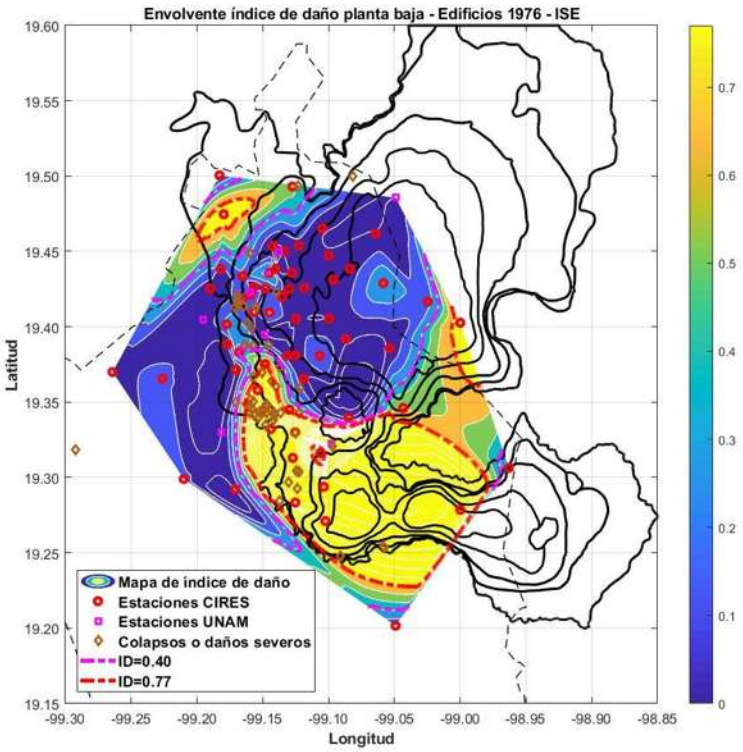


Figura 6-10: Envolvente del índice de daño para los edificios de 1976. a) Base rígida, b) Promedio considerando la interacción dinámica suelo estructura

Los resultados de los análisis dinámicos no lineales muestran que el mecanismo de colapso para los edificios de planta baja flexible y débil es el esperado y estipulado en el capítulo uno. Presentando una gran concentración de distorsión en la planta baja, mientras que las distorsiones en los entrepisos superiores son muy pequeñas (entrepisos superiores sin daños). Por ser planta baja débil, los daños se concentran en las columnas, tanto en la base como en la parte superior de la misma, generado además por un comportamiento de viga fuerte-columna débil, comportamiento que no se indicaba controlar o evitar en el reglamento de construcciones de 1976. Las articulaciones plásticas comienzan a manifestarse en la base de las columnas y progresivamente en la parte superior de las mismas, generando eventualmente un mecanismo inestable que causa el colapso de la edificación.

a)

b)

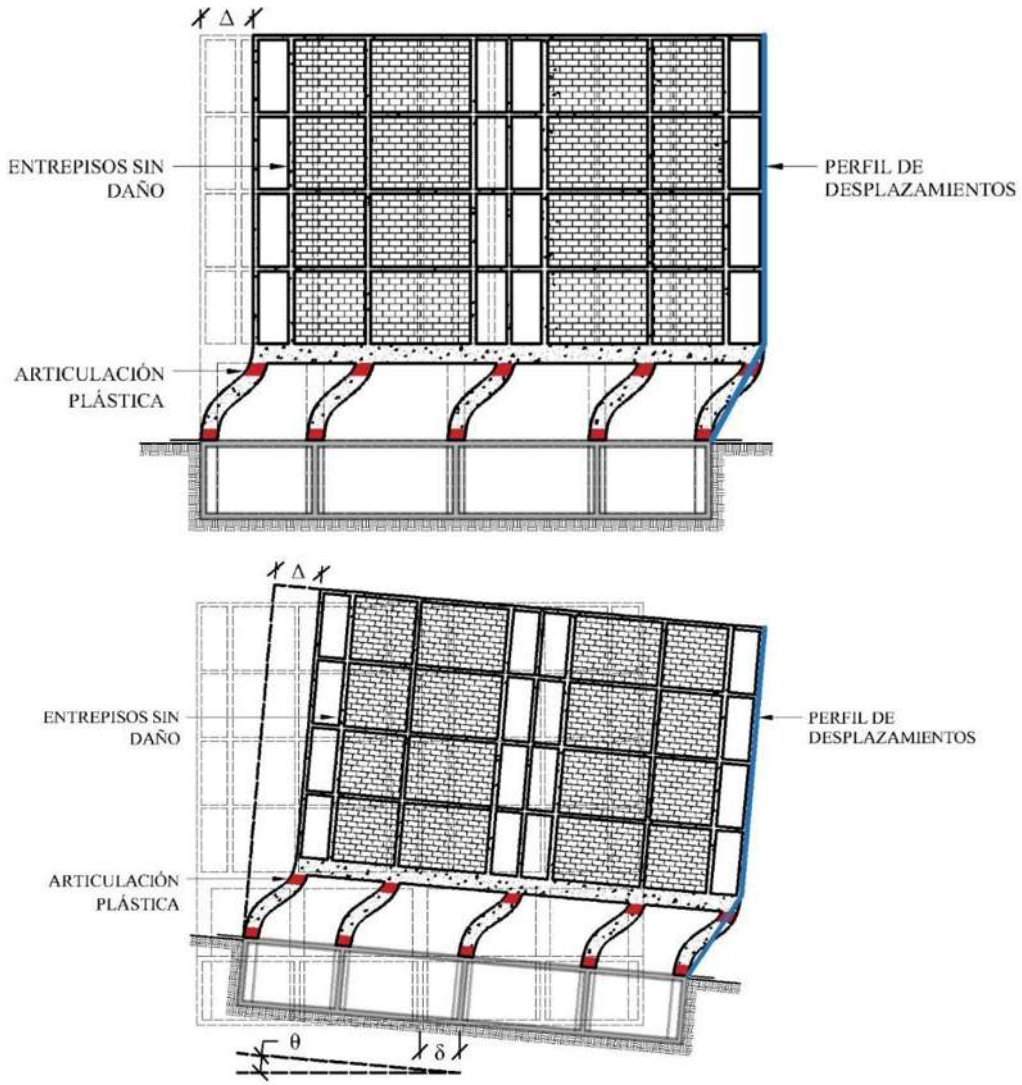
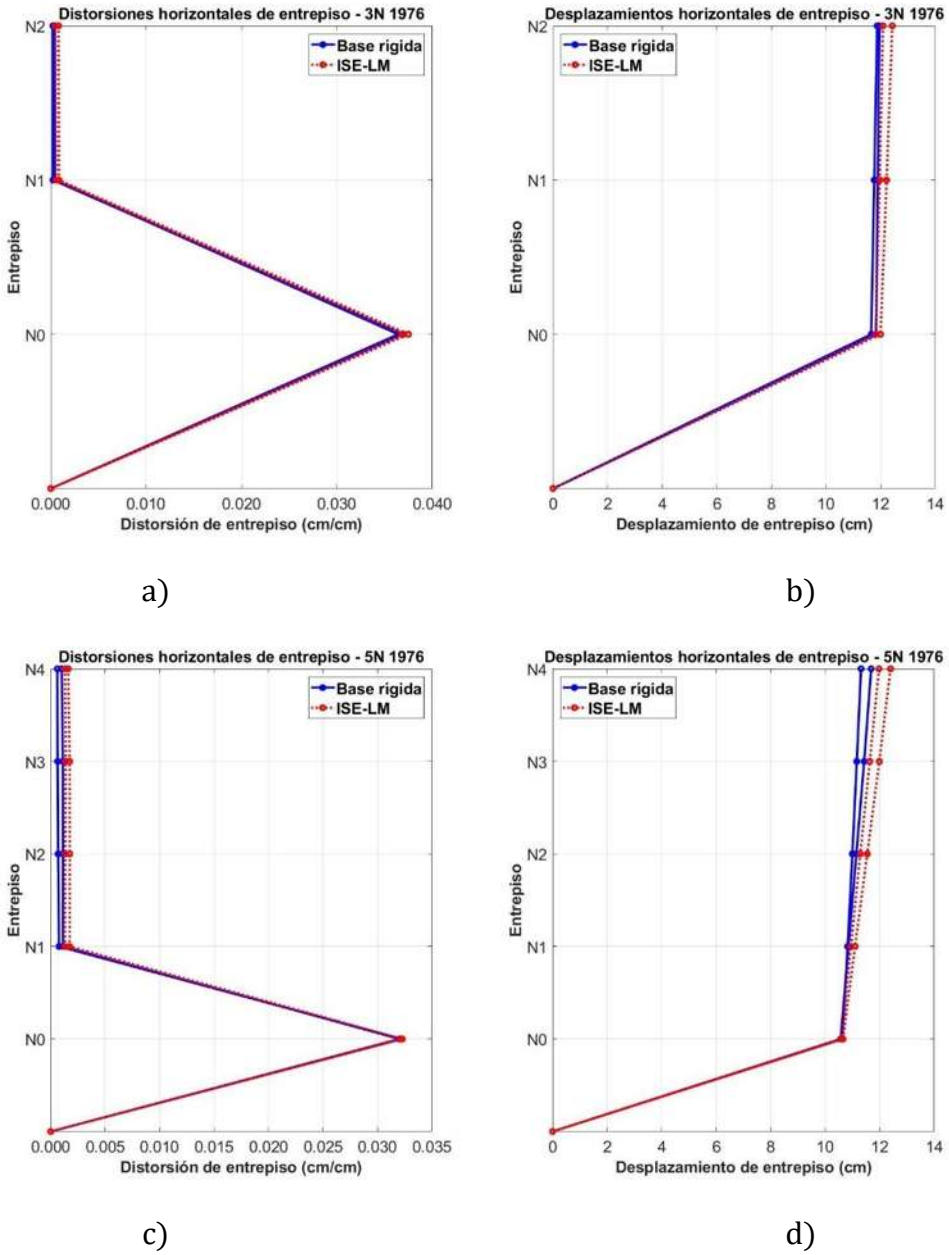


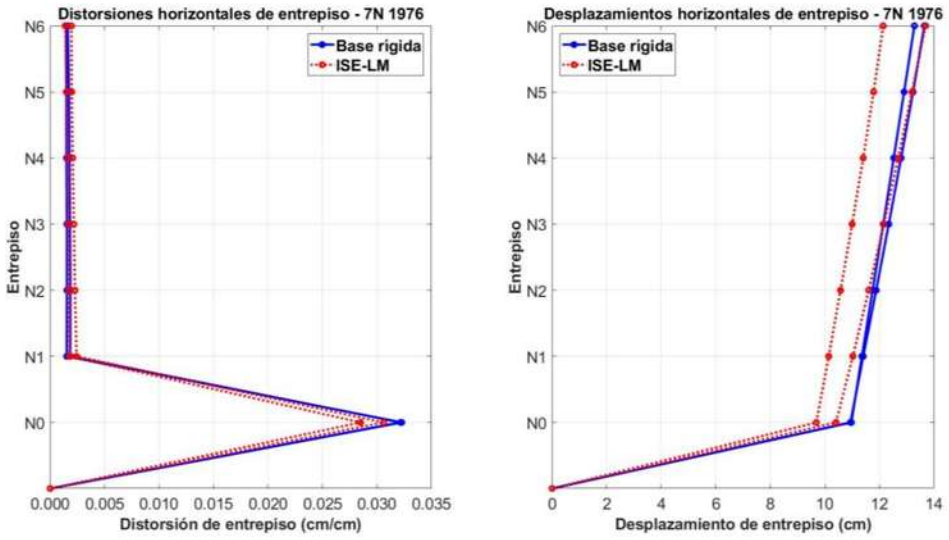
Figura 6-11: Mecanismo de colapso para los edificios de 1976. a) Base rígida, b) Interacción suelo estructura

Al incluir en el análisis la interacción dinámica suelo estructura, el mecanismo de colapso es similar al de la condición de base rígida, simplemente se presenta un desplazamiento horizontal y una rotación en la base de la cimentación. Por lo tanto, los efectos de la interacción no modifican el mecanismo de colapso, pero si incrementan su potencial debido a la reducción de ductilidad disponible, y a la mayor contribución de los efectos $P-\Delta$. La figura 6-11 ilustra los mecanismos tanto para la condición de base rígida como de base flexible.



a) b)

c) d)



e) f)

Figura 6-12: Perfil de distorsiones y desplazamientos laterales asociados al colapso de la estructura para los edificios de 1976. a) Distorsiones edificio 3N, b) Desplazamientos edificio 3N, c) Distorsiones edificio 5N, d) Desplazamientos edificio 5N, e) Distorsiones edificio 7N, f) Desplazamientos edificio 7N.

6.2 Edificios diseñados con el reglamento de construcciones de 2017

6.2.1 Periodo y amortiguamiento efectivos

Al igual que para el grupo de edificios de 1976, se analiza la variación del periodo y el amortiguamiento efectivos del sistema, con el propósito de evaluar la influencia de la interacción en estos parámetros dinámicos para los edificios diseñados con el reglamento de construcciones de 2017. Aunque en esta versión del reglamento desaparece la microzonificación de la zona del lago (zonas IIIa-IIId), para fines comparativos los resultados siguientes incluyen estas microzonas.

El periodo fundamental transversal (X) tuvo un incremento en el intervalo de 29.8-104.5%, con un valor medio por zona geotécnica en el intervalo del 37.5-85.8%. Por su parte, para la dirección longitudinal (Y), el incremento obtenido comprende el intervalo de 32.3-113.5%, con valor medio en el intervalo de 41.8-93.3%. El amortiguamiento efectivo del sistema, en dirección transversal, tiene un intervalo de crecimiento del 27.9-355.2%, con una media por zona geotécnica en el intervalo del 53.4-308.2%. Por último, la dirección longitudinal presenta

un intervalo de crecimiento del 111.1-417.3%, cuya media comprende el intervalo del 124-377.8%.

En comparación con el grupo de edificios diseñados con el reglamento de 1976, se observa que los edificios diseñados con esta nueva reglamentación son más rígidos (aunque se mantiene el comportamiento de planta baja flexible en etapas elásticas), generando una mayor influencia en la componente de cabeceo o rotación como cuerpo rígido. Lo anterior ocasiona que la influencia de la interacción dinámica sea mayor, tanto para el periodo como para el amortiguamiento efectivo del sistema (Figuras 5-59, 5-72 y 5-87). En las figuras 6-13 a 6-15 se presentan de manera gráfica los porcentajes de variación descritos con anterioridad como función de la zona geotécnica para cada límite de rigidez del suelo. Así mismo, se incluye la media y desviación estándar en los cálculos.

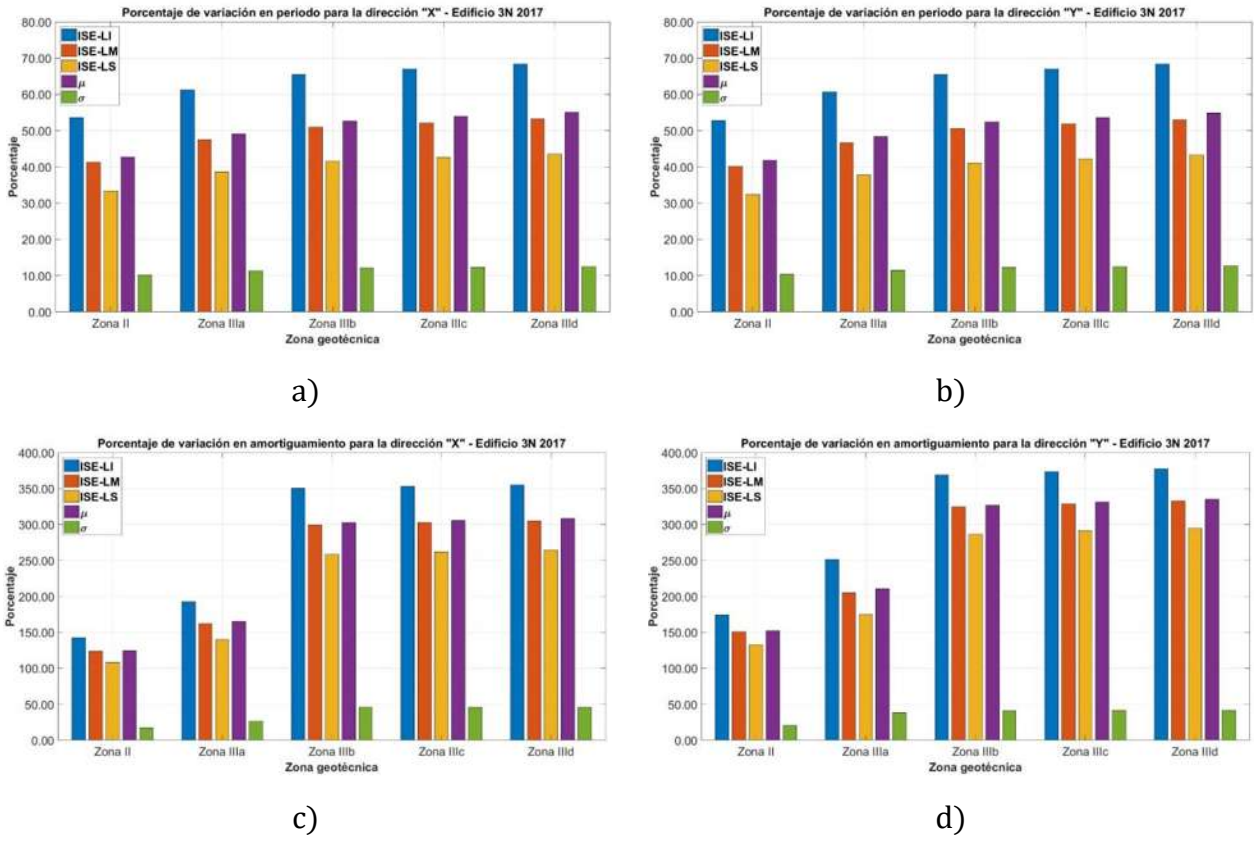
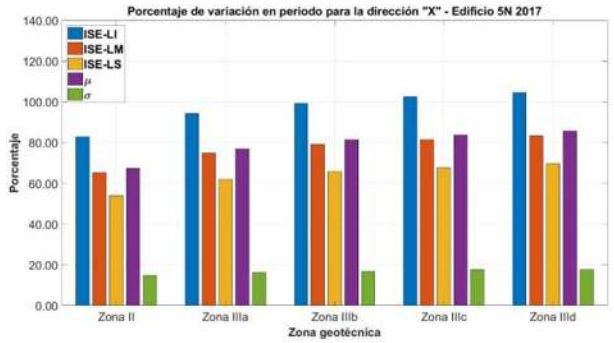
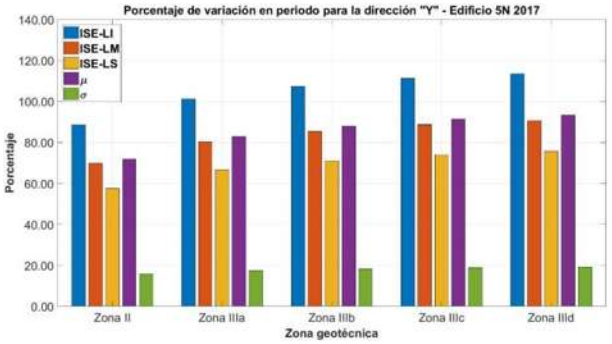


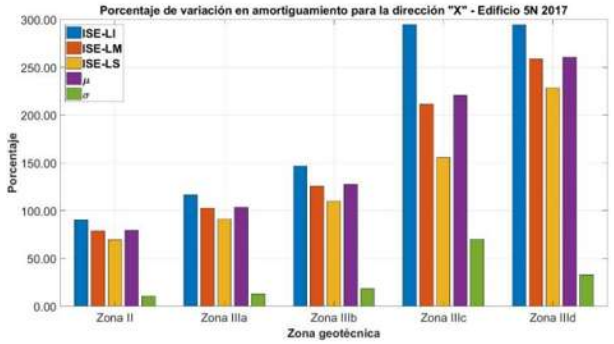
Figura 6-13: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de tres niveles de 2017. a) Periodo en dirección transversal (X), b) periodo en dirección longitudinal (Y), c) amortiguamiento en dirección X, d) amortiguamiento en dirección Y



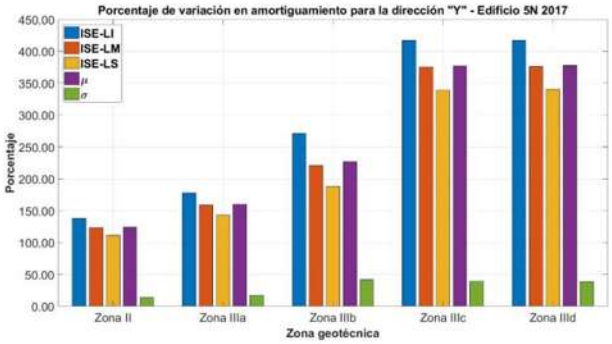
a)



b)

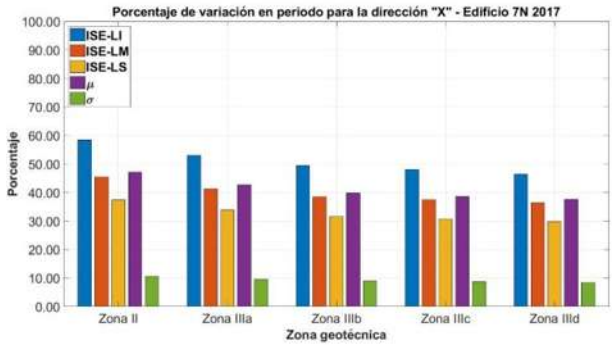


c)

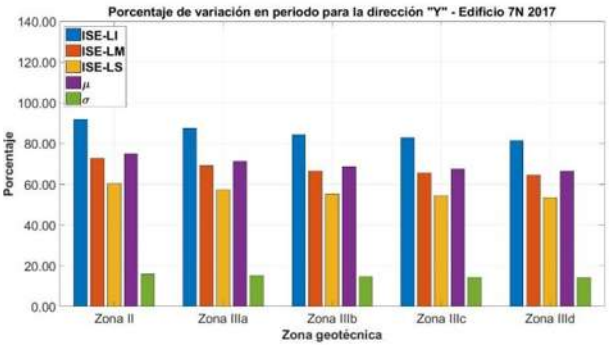


d)

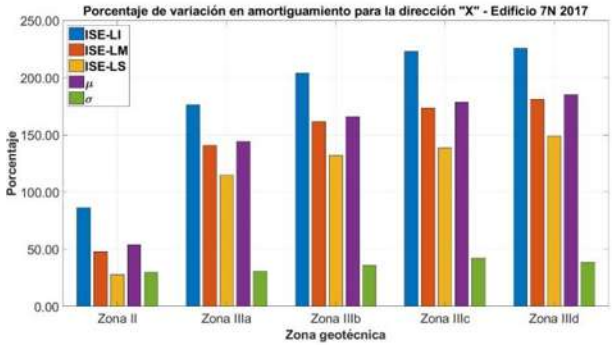
Figura 6-14: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de cinco niveles de 2017. a) Periodo en dirección transversal (X), b) periodo en dirección longitudinal (Y), c) amortiguamiento en dirección X, d) amortiguamiento en dirección Y



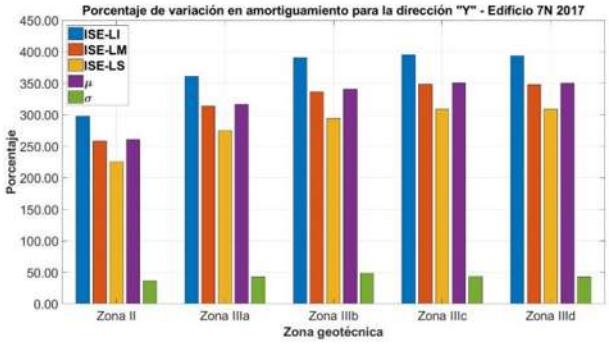
a)



b)



c)



d)

Figura 6-15: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de siete niveles de 2017. a) Periodo en dirección transversal (X), b) periodo en dirección longitudinal (Y), c) amortiguamiento en dirección X, d) amortiguamiento en dirección Y

En las tablas 6-15 a 6-17, se presentan los valores numéricos de las figuras 6-13 a 6-15.

Tabla 6-15: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de tres niveles diseñado con el reglamento de 2017

Zona	$\Delta_T(\%)$			$\mu_T(\%)$	$\sigma_T(\%)$	CV_T	$\Delta_\zeta(\%)$			$\mu_\zeta(\%)$	$\sigma_\zeta(\%)$	CV_ζ
	LI	LM	LS				LI	LM	LS			
Dirección "X"												
II	53.66	41.25	33.40	42.77	10.21	0.24	142.67	123.51	108.39	124.86	17.18	0.14
IIIa	61.18	47.43	38.65	49.09	11.36	0.23	192.76	162.25	140.25	165.09	26.37	0.16
IIIb	65.48	50.90	41.56	52.65	12.05	0.23	350.36	299.39	258.56	302.77	45.99	0.15
IIIc	66.96	52.13	42.62	53.90	12.26	0.23	352.93	302.33	261.71	305.65	45.70	0.15
IIId	68.29	53.24	43.57	55.04	12.46	0.23	355.15	304.91	264.47	308.18	45.43	0.15
Dirección "Y"												
II	52.76	40.20	32.33	41.76	10.30	0.25	173.84	150.97	132.96	152.59	20.48	0.13
IIIa	60.60	46.66	37.84	48.37	11.48	0.24	250.94	205.11	174.89	210.31	38.29	0.18
IIIb	65.42	50.56	41.09	52.36	12.27	0.23	368.64	324.42	286.64	326.57	41.04	0.13
IIIc	66.95	51.84	42.20	53.66	12.47	0.23	373.46	328.97	291.03	331.15	41.26	0.12
IIId	68.34	53.01	43.21	54.85	12.67	0.23	377.57	332.93	294.87	335.13	41.39	0.12

Tabla 6-16: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de cinco niveles diseñado con el reglamento de 2017

Zona	$\Delta_T(\%)$			$\mu_T(\%)$	$\sigma_T(\%)$	CV_T	$\Delta_\zeta(\%)$			$\mu_\zeta(\%)$	$\sigma_\zeta(\%)$	CV_ζ
	LI	LM	LS				LI	LM	LS			
Dirección "X"												
II	82.83	65.28	53.88	67.33	14.58	0.22	90.27	78.77	69.42	79.49	10.44	0.13
IIIa	94.17	74.75	62.06	76.99	16.17	0.21	116.81	102.67	91.10	103.53	12.88	0.12
IIIb	99.32	79.04	65.76	81.37	16.90	0.21	146.69	125.88	109.92	127.50	18.44	0.14
IIIc	102.48	81.37	67.61	83.82	17.56	0.21	294.79	211.52	155.78	220.70	69.96	0.32
IIId	104.50	83.36	69.47	85.78	17.64	0.21	294.47	258.56	228.60	260.54	32.98	0.13
Dirección "Y"												
II	88.64	69.77	57.49	71.97	15.69	0.22	137.69	123.23	111.10	124.00	13.31	0.11
IIIa	101.28	80.41	66.74	82.81	17.40	0.21	177.74	158.94	143.32	160.00	17.23	0.11
IIIb	107.43	85.46	71.07	87.99	18.31	0.21	271.44	221.41	188.51	227.12	41.76	0.18
IIIc	111.24	88.73	73.91	91.29	18.80	0.21	417.26	375.52	339.29	377.36	39.02	0.10
IIId	113.53	90.67	75.60	93.27	19.10	0.20	417.03	375.97	340.28	377.76	38.41	0.10

Tabla 6-17: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de siete niveles diseñado con el reglamento de 2017

Zona	$\Delta_T(\%)$			$\mu_T(\%)$	$\sigma_T(\%)$	CV_T	$\Delta_\zeta(\%)$			$\mu_\zeta(\%)$	$\sigma_\zeta(\%)$	CV_ζ
	LI	LM	LS				LI	LM	LS			
Dirección "X"												
II	58.38	45.50	37.28	47.05	10.64	0.23	86.26	47.69	27.90	53.95	29.68	0.55
IIIa	52.98	41.35	33.91	42.75	9.61	0.22	176.28	140.79	114.93	144.00	30.80	0.21
IIIb	49.40	38.50	31.58	39.83	8.99	0.23	203.80	161.34	131.75	165.63	36.22	0.22
IIIc	47.96	37.40	30.68	38.68	8.71	0.23	222.93	173.41	138.73	178.36	42.32	0.24
IIId	46.50	36.30	29.81	37.54	8.42	0.22	225.89	181.18	148.91	185.33	38.65	0.21
Dirección "Y"												
II	91.90	72.81	60.34	75.02	15.89	0.21	297.84	258.00	225.35	260.39	36.30	0.14
IIIa	87.53	69.21	57.34	71.36	15.21	0.21	360.56	313.55	275.19	316.43	42.76	0.14
IIIb	84.25	66.54	55.10	68.63	14.69	0.21	390.61	336.49	294.39	340.50	48.23	0.14
IIIc	82.91	65.58	54.35	67.61	14.39	0.21	395.54	348.52	308.99	351.02	43.33	0.12
IIId	81.48	64.49	53.47	66.48	14.11	0.21	393.48	347.65	308.93	350.02	42.33	0.12

Como se estipuló en el apartado de los edificios diseñados con el reglamento de construcciones de 1976, es interesante observar la variación de las propiedades dinámicas fundamentales (periodo y amortiguamiento) cuando se emplea el factor de participación modal de masa (Γ_m) del primer modo en cada dirección, como parámetro para modificar la masa y la altura efectiva descritas en las ecuaciones 2-28 y 2-64.

Los resultados obtenidos con la condición anterior se presentan en las tablas 6-18 a 6-20, para cada dirección ortogonal, agrupado por zona geotécnica y para cada límite de rigidez del suelo.

Tabla 6-18: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de tres niveles de 2017 – Factor de participación modal de masa

Zona	$\Delta_T(\%)$			$\mu_T(\%)$	$\sigma_T(\%)$	CV_T	$\Delta_\zeta(\%)$			$\mu_\zeta(\%)$	$\sigma_\zeta(\%)$	CV_ζ
	LI	LM	LS				LI	LM	LS			
Dirección "X"												
II	86.33	68.11	56.25	70.23	15.15	0.22	128.46	114.36	102.65	115.16	12.93	0.11
IIIa	96.47	76.60	63.60	78.89	16.56	0.21	161.60	143.84	129.18	144.88	16.24	0.11
IIIb	101.30	80.53	66.96	82.93	17.30	0.21	242.97	195.18	165.36	201.17	39.15	0.19
IIIc	104.05	82.91	69.02	85.33	17.64	0.21	355.11	314.89	280.99	317.00	37.10	0.12
IIId	105.82	84.39	70.31	86.84	17.88	0.21	355.09	315.55	282.10	317.58	36.54	0.12
Dirección "Y"												
II	81.00	63.41	52.04	65.48	14.59	0.22	169.72	151.91	137.00	152.88	16.38	0.11
IIIa	91.33	72.09	59.56	74.33	16.00	0.22	216.52	192.03	172.20	193.59	22.20	0.11
IIIb	97.59	76.94	63.32	79.28	17.26	0.22	427.29	360.53	267.04	351.62	80.50	0.23
IIIc	99.60	78.96	65.45	81.34	17.20	0.21	428.73	384.95	347.03	386.90	40.88	0.11
IIId	101.43	80.50	66.79	82.91	17.44	0.21	429.87	386.51	348.91	388.43	40.51	0.10

Tabla 6-19: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de cinco niveles de 2017 – Factor de participación modal de masa

Zona	$\Delta_T(\%)$			$\mu_T(\%)$	$\sigma_T(\%)$	CV_T	$\Delta_\zeta(\%)$			$\mu_\zeta(\%)$	$\sigma_\zeta(\%)$	CV_ζ
	LI	LM	LS				LI	LM	LS			
Dirección "X"												
II	120.97	97.16	81.44	99.86	19.90	0.20	-16.10	-22.35	-25.78	-21.41	4.91	0.23
IIIa	136.47	110.27	92.88	113.21	21.94	0.19	83.08	74.63	67.41	75.04	7.85	0.10
IIIb	142.98	115.78	97.70	118.82	22.79	0.19	97.09	87.23	78.83	87.72	9.14	0.10
IIIc	145.97	118.30	99.89	121.39	23.19	0.19	114.97	101.75	90.91	102.54	12.05	0.12
IIId	149.42	121.51	102.31	124.41	23.69	0.19	233.90	255.54	176.32	221.92	40.95	0.18
Dirección "Y"												
II	137.40	110.16	92.45	113.34	22.64	0.20	103.77	36.42	8.45	49.55	49.00	0.99
IIIa	154.66	125.46	106.00	128.71	24.49	0.19	128.05	118.13	109.38	118.52	9.34	0.08
IIIb	162.39	132.03	111.77	135.39	25.48	0.19	150.45	138.15	127.44	138.68	11.51	0.08
IIIc	166.10	135.14	114.48	138.57	25.98	0.19	194.07	172.27	154.89	173.74	19.63	0.11
IIId	170.56	138.94	117.81	142.44	26.55	0.19	356.47	330.42	306.98	331.29	24.75	0.07

Tabla 6-20: Porcentaje de variación de periodo y amortiguamiento efectivo para el edificio de siete niveles de 2017 – Factor de participación modal de masa

Zona	$\Delta_T(\%)$			$\mu_T(\%)$	$\sigma_T(\%)$	CV_T	$\Delta_\zeta(\%)$			$\mu_\zeta(\%)$	$\sigma_\zeta(\%)$	CV_ζ
	LI	LM	LS				LI	LM	LS			
Dirección "X"												
II	65.06	50.98	41.92	52.65	11.66	0.22	64.73	37.85	21.35	41.31	21.89	0.53
IIIa	58.59	45.90	37.74	47.41	10.50	0.22	170.02	136.59	111.90	139.50	29.17	0.21
IIIb	54.32	42.49	34.93	43.91	9.77	0.22	199.85	159.25	130.57	163.23	34.81	0.21
IIIc	52.62	41.15	33.84	42.54	9.47	0.22	221.69	170.24	137.74	176.56	42.33	0.24
IIId	50.87	39.83	32.77	41.16	9.13	0.22	225.68	181.70	149.71	185.70	38.14	0.21
Dirección "Y"												
II	129.93	104.73	88.04	107.57	21.09	0.20	175.67	139.08	112.85	142.54	31.56	0.22
IIIa	120.94	97.43	81.85	100.07	19.68	0.20	316.18	281.93	252.77	283.63	31.74	0.11
IIIb	114.60	91.98	77.12	94.57	18.88	0.20	359.62	317.96	283.73	320.44	38.01	0.12
IIIc	111.68	89.69	75.17	92.18	18.38	0.20	392.88	349.62	306.95	349.82	42.97	0.12
IIId	108.73	87.32	73.22	89.76	17.88	0.20	396.21	353.30	317.01	355.51	39.65	0.11

Es interesante comparar los resultados del periodo fundamental obtenidos con el enfoque reglamentario (setenta por ciento de la masa y altura), los obtenidos con el factor de participación modal y el calculado en el programa con el que se realizaron los análisis (Perform 3D). Esta comparación permite dar validez al método con el que se modeló la interacción dinámica suelo estructura (conjunto de resortes en el centroide de la base del cimiento) con respecto a los cálculos establecidos en la normativa. Dicha comparativa se describe en las tablas 6-21 a 6-23.

Tabla 6-21: Comparativo del periodo fundamental en el edificio de tres niveles de 2017

Zona	Periodo (s)									Porcentaje de error (%)					
	Reglamento			Participación modal de masa			Perform 3D			Reglamento			Participación modal de masa		
	LI	LM	LS	LI	LM	LS	LI	LM	LS	LI	LM	LS	LI	LM	LS
Dirección ortogonal "X"															
II	0.522	0.480	0.454	0.634	0.572	0.531	0.588	0.534	0.499	-12.45	-11.09	-10.04	7.26	6.66	6.05
IIIa	0.548	0.501	0.471	0.668	0.600	0.556	0.620	0.561	0.522	-13.11	-11.82	-10.77	7.20	6.65	6.12
IIIb	0.563	0.513	0.481	0.684	0.614	0.568	0.638	0.576	0.535	-13.45	-12.17	-11.13	6.74	6.24	5.77
IIIc	0.568	0.517	0.485	0.694	0.622	0.575	0.645	0.581	0.540	-13.56	-12.31	-11.28	7.09	6.59	6.10
IIId	0.572	0.521	0.488	0.700	0.627	0.579	0.650	0.586	0.544	-13.67	-12.41	-11.38	7.06	6.58	6.11
Dirección ortogonal "Y"															
II	0.487	0.447	0.422	0.577	0.521	0.485	0.549	0.498	0.466	-12.72	-11.42	-10.39	4.86	4.41	3.92
IIIa	0.512	0.468	0.440	0.610	0.549	0.509	0.581	0.525	0.489	-13.42	-12.17	-11.17	4.79	4.40	3.97
IIIb	0.528	0.480	0.450	0.630	0.564	0.521	0.600	0.541	0.502	-13.78	-12.56	-11.56	4.74	4.22	3.62
IIIc	0.533	0.484	0.454	0.637	0.571	0.528	0.607	0.546	0.507	-13.88	-12.68	-11.68	4.75	4.39	4.01
IIId	0.537	0.488	0.457	0.643	0.576	0.532	0.612	0.551	0.511	-13.99	-12.78	-11.79	4.74	4.39	4.02

Tabla 6-22: Comparativo del periodo fundamental en el edificio de cinco niveles de 2017

Zona	Periodo (s)									Porcentaje de error (%)					
	Reglamento			Participación modal de masa			Perform 3D			Reglamento			Participación modal de masa		
	LI	LM	LS	LI	LM	LS	LI	LM	LS	LI	LM	LS	LI	LM	LS
Dirección ortogonal "X"															
II	0.715	0.646	0.602	0.864	0.771	0.709	0.821	0.736	0.681	-14.83	-13.93	-13.22	4.99	4.49	3.98
IIIa	0.759	0.683	0.634	0.925	0.822	0.754	0.874	0.781	0.720	-15.08	-14.36	-13.60	5.50	4.96	4.56
IIIb	0.779	0.700	0.648	0.950	0.844	0.773	0.898	0.801	0.737	-15.18	-14.39	-13.73	5.52	5.08	4.65
IIIIc	0.792	0.709	0.655	0.962	0.854	0.782	0.913	0.812	0.746	-15.26	-14.47	-13.82	5.12	4.89	4.57
IIIId	0.800	0.717	0.663	0.975	0.866	0.791	0.922	0.821	0.755	-15.28	-14.53	-13.90	5.48	5.20	4.59
Dirección ortogonal "Y"															
II	0.628	0.565	0.524	0.791	0.700	0.641	0.739	0.658	0.606	-17.61	-16.46	-15.53	6.54	5.92	5.46
IIIa	0.670	0.601	0.555	0.848	0.751	0.686	0.789	0.700	0.643	-17.71	-16.58	-15.88	6.96	6.71	6.21
IIIb	0.691	0.618	0.570	0.874	0.773	0.705	0.813	0.721	0.661	-17.76	-16.81	-16.01	6.91	6.63	6.28
IIIIc	0.703	0.628	0.579	0.886	0.783	0.714	0.829	0.735	0.673	-17.88	-16.95	-16.16	6.42	6.13	5.81
IIIId	0.711	0.635	0.585	0.901	0.796	0.725	0.838	0.743	0.680	-17.86	-16.96	-16.20	6.98	6.67	6.31

Tabla 6-23: Comparativo del periodo fundamental en el edificio de siete niveles de 2017

Zona	Periodo (s)									Porcentaje de error (%)					
	Reglamento			Participación modal de masa			Perform 3D			Reglamento			Participación modal de masa		
	LI	LM	LS	LI	LM	LS	LI	LM	LS	LI	LM	LS	LI	LM	LS
Dirección ortogonal "X"															
II	0.819	0.752	0.710	0.853	0.781	0.734	0.897	0.821	0.773	-9.56	-9.20	-8.96	-5.13	-5.23	-5.40
IIIa	0.791	0.731	0.692	0.820	0.754	0.712	0.865	0.796	0.753	-9.31	-8.97	-8.77	-5.44	-5.57	-5.74
IIIb	0.772	0.716	0.680	0.798	0.737	0.698	0.848	0.783	0.742	-9.78	-9.35	-9.08	-6.29	-6.29	-6.36
IIIIc	0.765	0.710	0.676	0.789	0.730	0.692	0.836	0.774	0.734	-9.23	-8.89	-8.68	-5.90	-5.99	-6.12
IIIId	0.757	0.705	0.671	0.780	0.723	0.686	0.827	0.767	0.729	-9.24	-8.87	-8.67	-6.07	-6.12	-6.25
Dirección ortogonal "Y"															
II	0.687	0.619	0.574	0.823	0.733	0.673	0.786	0.707	0.655	-14.37	-14.25	-14.18	4.55	3.56	2.64
IIIa	0.671	0.606	0.563	0.791	0.707	0.651	0.765	0.691	0.642	-14.01	-14.02	-14.05	3.23	2.28	1.33
IIIb	0.660	0.596	0.555	0.768	0.687	0.634	0.754	0.684	0.636	-14.31	-14.72	-14.54	1.86	0.48	-0.30
IIIIc	0.655	0.593	0.553	0.758	0.679	0.627	0.748	0.677	0.631	-14.25	-14.21	-14.21	1.28	0.31	-0.64
IIIId	0.650	0.589	0.549	0.747	0.671	0.620	0.743	0.673	0.628	-14.36	-14.30	-14.30	0.57	-0.37	-1.27

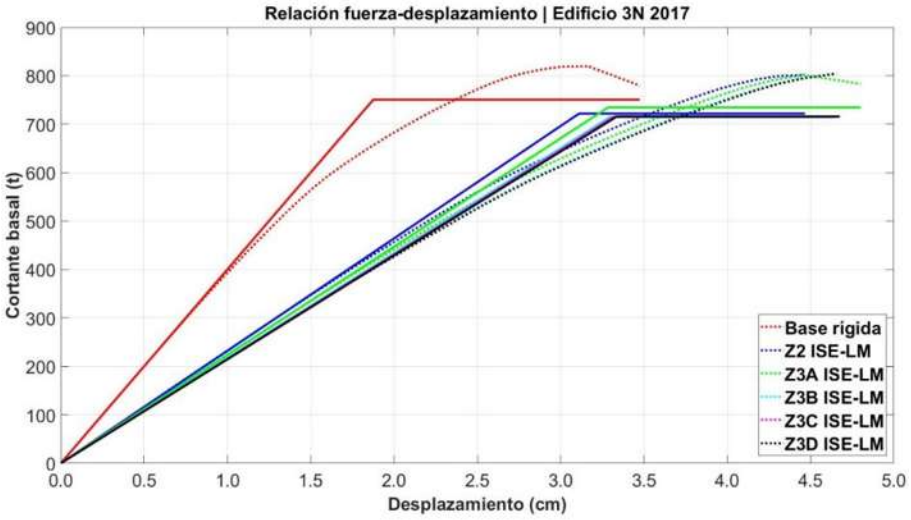
Para este grupo de edificios, la diferencia entre la estimación de los periodos fundamentales entre el enfoque reglamentario, con el uso del factor de participación modal y los obtenidos en el Perform 3D se encuentran en el intervalo de -17.9-7.3%. A diferencia de los edificios diseñados con el reglamento de 1976, se observa una mejor relación cuando se emplea el factor

de participación modal como parámetro para modificar tanto la altura efectiva (H_e) como el peso efectivo (W_e). Posiblemente esto se deba a que las estructuras son más rígidas.

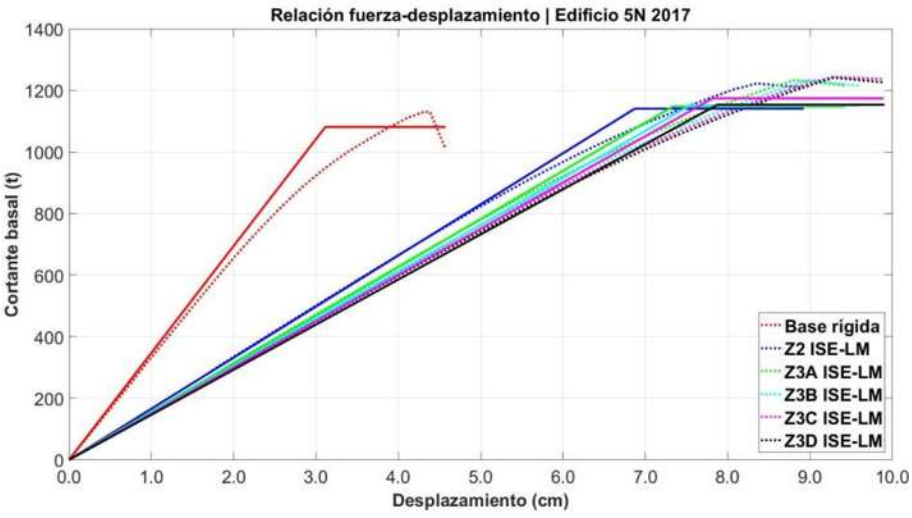
6.2.2 Ductilidad efectiva

Así mismo, para los edificios diseñados con el reglamento de construcciones de 2017, se obtienen las relaciones fuerza-desplazamiento mediante análisis estáticos no lineales, calculando dicha curva de capacidad hasta el estado límite de prevención de colapso, para los edificios en base rígida e incluyendo los efectos de la interacción. En la figura 6-16 se muestras las curvas obtenidas para cada análisis y edificio, así como la idealización elastoplástica correspondiente.

a)



b)



c)

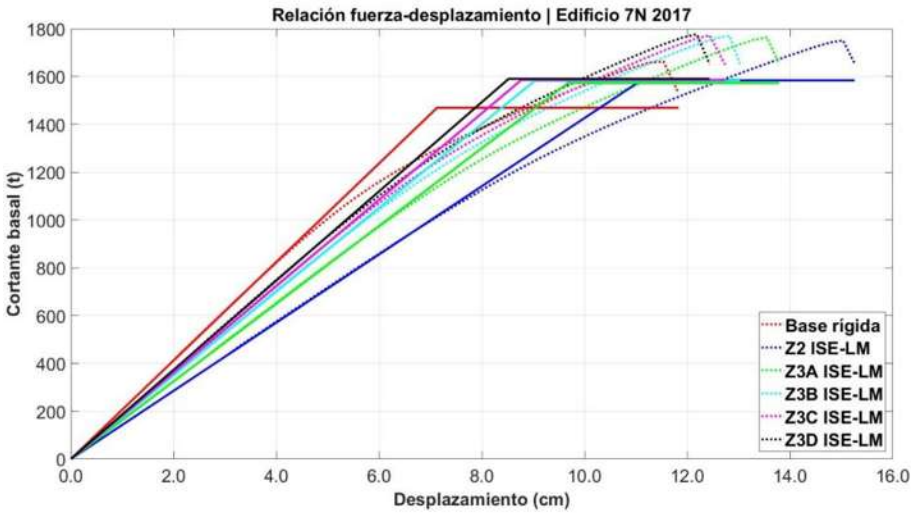


Figura 6-16: Relación fuerza-desplazamiento para los edificios de 2017. a) Edificio de tres niveles, b) Edificio de cinco niveles, c) Edificio de siete niveles

Los resultados de las curvas elastoplásticas idealizadas se muestran en la tabla 6-24. Se presenta el cortante (V_y), el desplazamiento de fluencia (D_y), el desplazamiento último (D_u), la sobrerresistencia inicial (R_i), la sobrerresistencia de diseño (R_o), la ductilidad disponible (Q) y la relación de periodos $(\widetilde{T}_e/T_e)$. Como se explicó con anterioridad, la sobrerresistencia inicial se describe como el cortante obtenido al instante en que se alcanza la fluencia y el cortante de fluencia idealizado. La sobrerresistencia de diseño resulta del producto de la sobrerresistencia inicial y el cociente del factor de carga y de resistencia correspondiente. Para los dos últimos conceptos anteriores, se emplea lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias de 2017, cuyo factor de carga para acciones sísmicas es de 1.1, mientras que el factor de resistencia para muros de mampostería es de 0.70 ($1.1/0.7 \approx 1.57$).

Observando los resultados de la figura 6-16 y la tabla 6-24, se aprecia una desviación entre el cortante de fluencia idealizado para la condición de base rígida y los resultados obtenidos con la interacción suelo estructura. Sin embargo, comparando los resultados propios obtenidos con la interacción, la dispersión no es apreciable. Estos resultados contrastan con los obtenidos para el grupo de edificios diseñados con el reglamento de 1976, donde existía una mejor relación entre dichos cortantes y se aceptaba, como indican las Normas Técnicas, que el fenómeno de la interacción no modifica la sobrerresistencia. Esta discrepancia probablemente se deba al método numérico empleado, así como el enfoque de idealización.

Tabla 6-24: Parámetros de la relación fuerza desplazamiento idealizada para el grupo de edificios de 2017

Zona	V_y (t)	D_y (cm)	D_u (cm)	R_i	R_o	Q	$\frac{\tilde{T}_e}{T_e}$
Edificio tres niveles							
BR	750.68	1.88	3.47	1.414	2.222	1.853	1.000
II-LM	721.79	3.11	4.47	1.515	2.381	1.436	1.413
IIIa-LM	734.44	3.28	4.80	1.564	2.457	1.431	1.474
IIIb-LM	714.48	3.29	4.64	1.492	2.345	1.407	1.509
IIIc-LM	715.18	3.32	4.66	1.491	2.343	1.404	1.521
IIId-LM	715.83	3.34	4.68	1.496	2.351	1.401	1.532
Edificio cinco niveles							
BR	1081.54	3.11	4.57	1.396	2.193	1.468	1.000
II-LM	1140.66	6.87	8.92	1.450	2.278	1.299	1.648
IIIa-LM	1148.27	7.34	9.42	1.455	2.286	1.284	1.748
IIIb-LM	1151.23	7.54	9.59	1.458	2.291	1.271	1.791
IIIc-LM	1174.40	7.82	9.89	1.487	2.337	1.265	1.814
IIId-LM	1153.52	7.87	9.90	1.477	2.321	1.258	1.834
Edificio siete niveles							
BR	1469.40	7.13	11.83	1.690	2.656	1.659	1.000
II-LM	1584.24	11.10	15.26	1.564	2.458	1.374	1.455
IIIa-LM	1572.95	9.68	13.79	1.722	2.706	1.425	1.414
IIIb-LM	1582.18	9.03	13.02	1.726	2.712	1.443	1.385
IIIc-LM	1586.41	8.77	12.74	1.724	2.709	1.452	1.374
IIId-LM	1590.48	8.52	12.44	1.725	2.711	1.459	1.363

Por último, en la figura 6-17, se grafica la distribución de la ductilidad disponible para los tres edificios analizados comparándola con la ecuación 2-26.

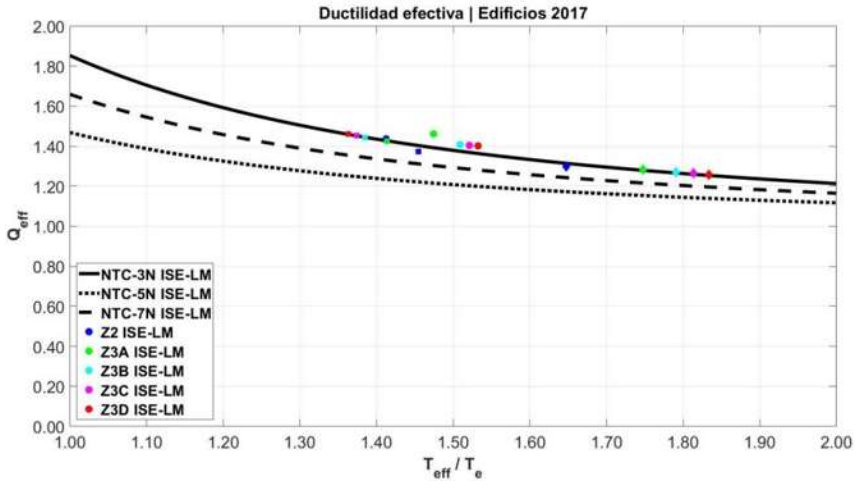


Figura 6-17: Ductilidad efectiva por interacción para los edificios de 2017

Al igual que para los edificios diseñados con el reglamento de 1976, se observa una tendencia similar a las ecuaciones estipuladas en la normativa actual.

6.2.3 Índice de daño, energía histerética y mecanismos de colapso

Una de las principales diferencias de los diseños de los edificios con los reglamentos de 1976 y de 2017, es el mecanismo de disipación de energía inelástica. En los diseños correspondientes a 1976, prácticamente toda la energía inelástica se disipa en las columnas (algunas trabes de borde incurren al intervalo inelástico, sin embargo, su aporte es pequeño). Los entrepisos superiores permanecieron elásticos, presentando demandas inelásticas cercanos al instante en que las columnas alcanzan el estado límite de prevención del colapso.

En el actual diseño propuesto en el reglamento del 2017, se pretende que la planta baja permanezca esencialmente elástica, principalmente las columnas, transfiriendo la demanda inelástica a los entrepisos superiores. Se observó que para bajas demandas dicha situación prácticamente se cumple, los primeros elementos en incurrir al intervalo inelástico son los muros de mampostería del entrepiso superior a la planta baja, posteriormente, al aumentar significativamente la demanda por la redistribución de esfuerzos y la sobrerresistencia de los elementos, las trabes de borde (principalmente aquellas bajo el vano de las ventanas) comienzan a presentar un comportamiento inelástico a momento. Inevitablemente las columnas en la base superan el límite del momento elástico, sin embargo, al estar fuertemente armadas y tener por lo menos la capacidad a momento igual a la suma de las trabes que llegan al nudo, su demanda inelástica en general no supera el estado límite asociado a la ocupación inmediata.

En la figura 6-18 se grafica el balance energético del edificio de cinco niveles sometido el registro CH84, con un factor de escala de dos. En estos gráficos se muestra la distribución de la energía inelástica, mostrando que prácticamente toda la energía se disipa por los muros de mampostería. Así como en los edificios de 1976, en general la interacción aumenta la energía de entrada por la flexibilización del sistema y por mantener prácticamente la misma fuerza de fluencia. El amortiguamiento efectivo del sistema provee una alta disipación de energía, sin embargo, la demanda de energía inelástica también aumenta, influyendo directamente en el índice de daño de los entrepisos. En la tabla 6-25 se muestra el balance energético al final del registro de aceleración anteriormente mencionado.

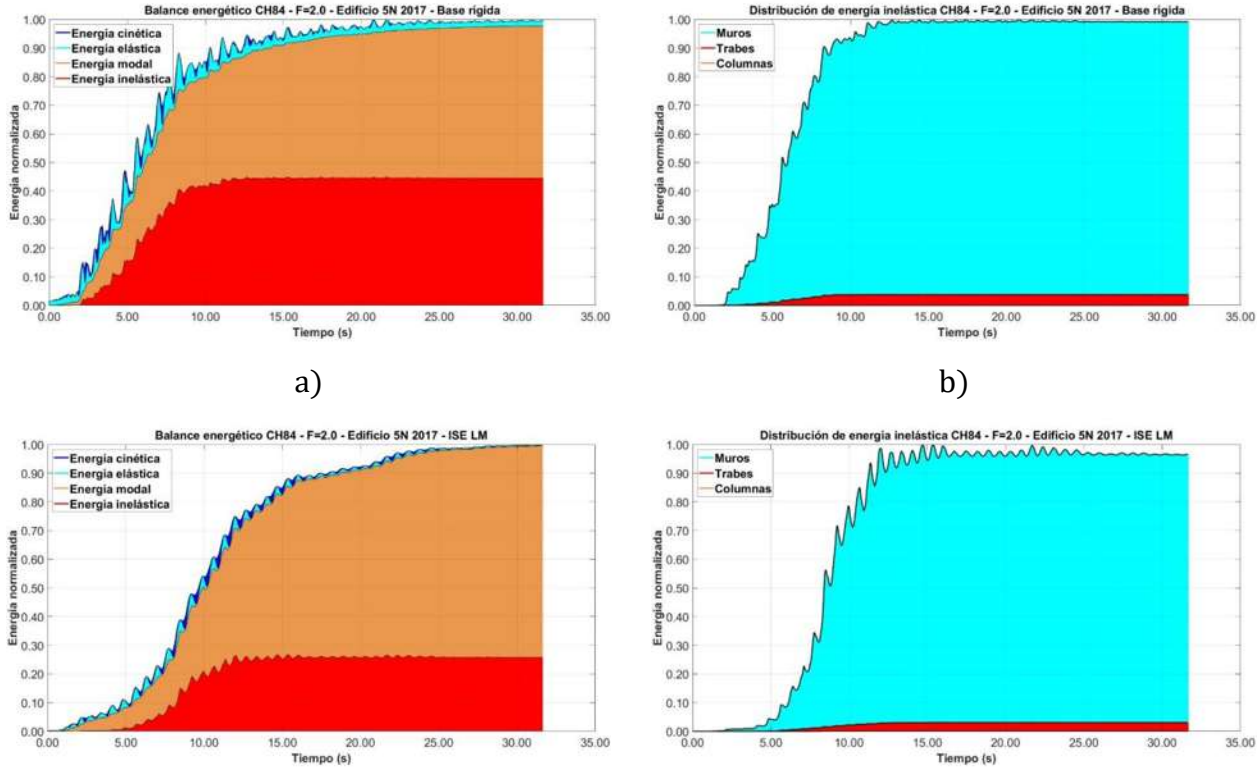


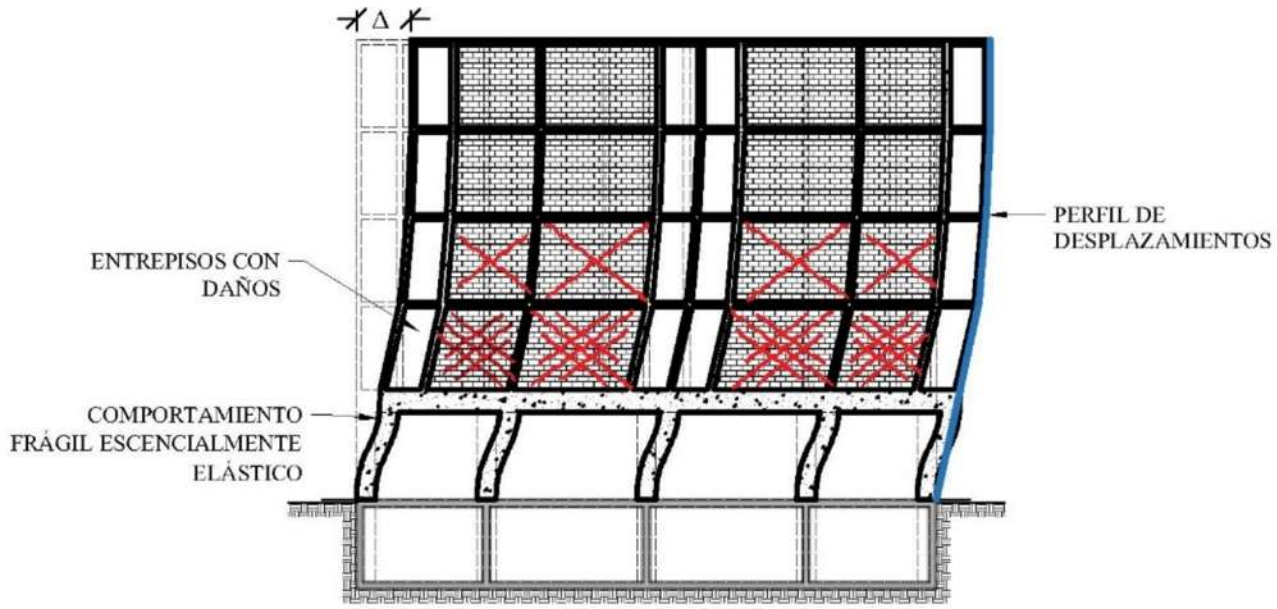
Figura 6-18: Balance energético para el registro de aceleración CH84 con un factor de escala de dos en el edificio de cinco niveles de 2017. a) Balance energético en base rígida, b) distribución de energía inelástica en base rígida, c) balance energético con ISE-LM, d) distribución de energía inelástica con ISE-LM

Tabla 6-25: Balance energético al final de dos registros de aceleración para el edificio de siete niveles de 1976

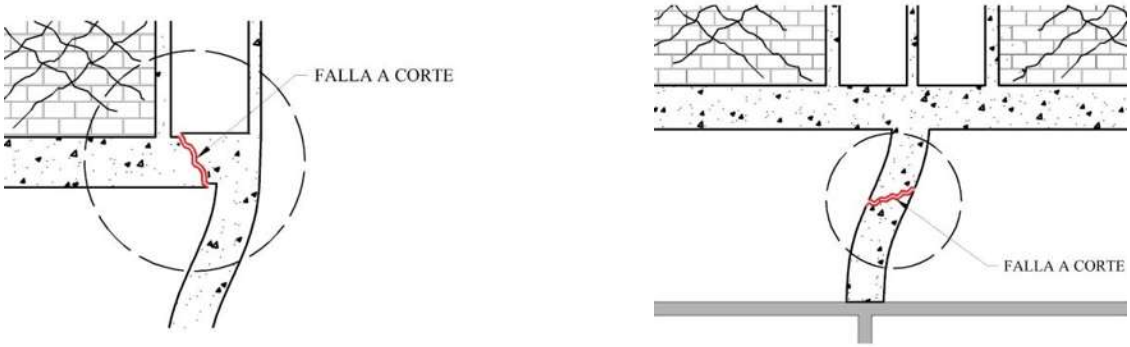
Energía (t-m)	Registro de aceleración	
	CH84 – F=2.0 | BR	CH84 – F=2.0 | ISE-LM
E_I	314.06	2,289.58
E_H	140.27 (44.66%)	591.08 (25.82%)
E_S	5.83 (1.86%)	8.19 (0.36%)
E_K	0.12 (0.04%)	0.51 (0.02%)
E_M	167.85 (53.44%)	1,689.81 (73.80%)

Al escalar los registros para obtener el colapso, se observaron dos principales mecanismos. El primero de ellos se asocia a la demanda de distorsiones por corte en los muros de mampostería

que incurren en la pendiente negativa del comportamiento (figura 5-6), llevando al sistema, con suma facilidad, a alcanzar un estado de inestabilidad dinámica lateral. El segundo, se asocia a una falla frágil por corte en las trabes, principalmente en aquellas bajo los vanos de las aberturas, pues la concentración de fuerzas a compresión en los castillos de la mampostería (momento de volteo en el plano del muro), demanda altas capacidades a corte en las trabes. Las columnas no están exentas de este tipo de falla, la capacidad de trabes y columnas es muy similar, por lo que, aunque no falle la trabe de borde a corte, con una ligera demanda mayor (alrededor de un 10% más) las columnas sufrirían este tipo de falla. Cualquiera que sea el tipo de falla obtenido, en el intervalo elástico la planta baja se comporta como flexible; sin embargo, una vez que los muros incurren en el intervalo inelástico (agrietamiento por tensión diagonal), la rigidez del entrepiso disminuye considerablemente, a tal grado, que la planta baja ya no es comparativamente tan flexible, pues su comportamiento sigue siendo esencialmente elástico.

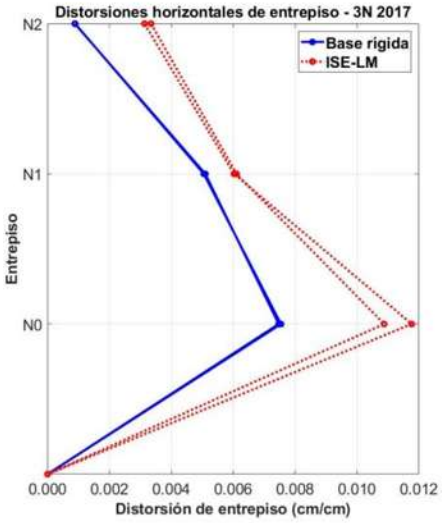


a)

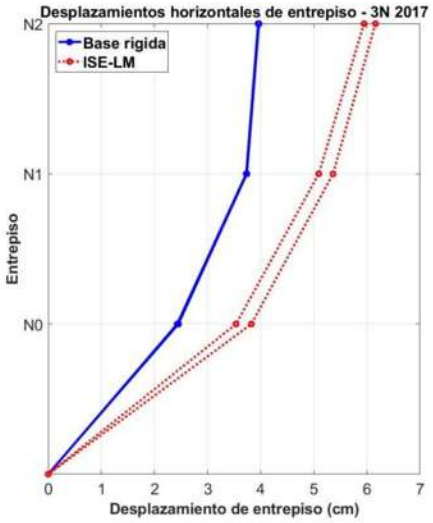


b) c)

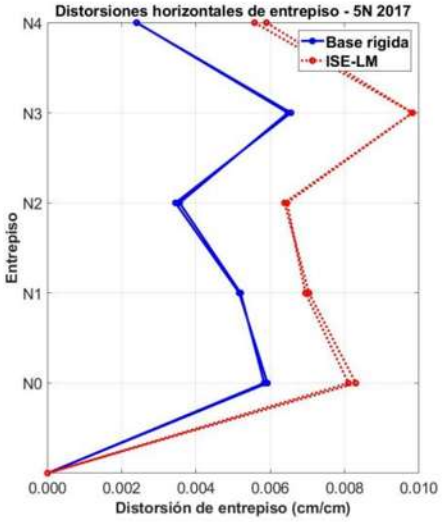
Figura 6-19: Mecanismos de falla en el grupo de edificios de 2017. a) Mecanismo de falla esperado, b) falla frágil a corte en trabes, c) falla frágil a corte en columnas.



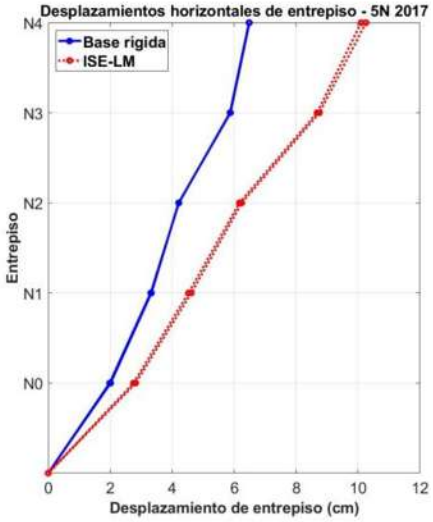
a)



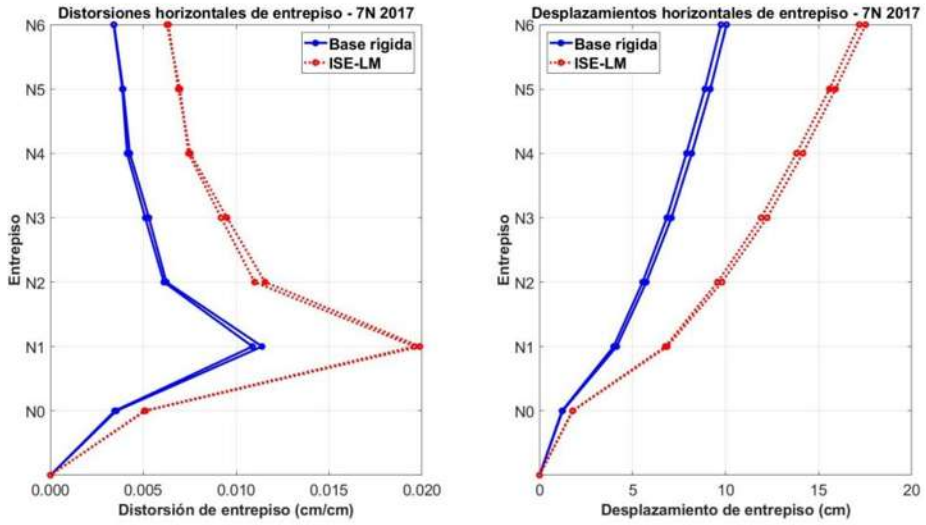
b)



c)



d)



e) f)

Figura 6-20: Perfil de distorsiones y desplazamientos laterales asociados al colapso de la estructura para los edificios de 2017. a) Distorsiones edificio 3N, b) desplazamientos edificios 3N, c) distorsiones edificio 5N, d) desplazamientos edificio 5N, e) distorsiones edificio 7N, f) desplazamientos edificio 7N.

A diferencia de los resultados obtenidos en el reglamento de 1976, los edificios diseñados con la normativa de 2017 son más rígidos y resistentes. El contraste de rigideces, además del comportamiento esencialmente elástico de la planta, generan desplazamientos importantes por la rotación o cabeceo de la estructura cuando se incluye la interacción suelo estructura en los análisis, lo que conduce a una mayor amplitud en el perfil de desplazamientos laterales (figura 6-20). Este comportamiento no fue tan notorio en los edificios de 1976 debido a que la planta baja, al ser débil, forma un mecanismo de colapso para bajas demandas, no permitiendo que la estructura tenga una componente importante de rotación o cabeceo en la cimentación.

6.3 Confiabilidad para ambos reglamentos de construcciones

6.3.1 Análisis de confiabilidad

El análisis de confiabilidad juega un papel importante para evaluar la seguridad estructural de una edificación sometida al movimiento fuerte del terreno por un evento sísmico y es reglamentariamente muy importante. El principal enfoque para dicha evaluación recae en la necesidad de conocer la tasa de excedencia asociada al peligro sísmico de la región y la función

de fragilidad que estima la probabilidad de alcanzar el estado límite de colapso. Es necesario incorporar las incertidumbres asociadas tanto al peligro sísmico como a la curva de fragilidad.

Al evaluar el desempeño sísmico de una edificación, se debe realizar un estudio de peligro sísmico que cuantifique la potencialidad de las fallas, los procesos de ocurrencia, las leyes de atenuación y los efectos de sitio, para determinar la intensidad esperada en el sitio. Sin considerar la acumulación de daños previos, los eventos que causan la falla estructural pueden representarse mediante un proceso de Poisson. Para ello, el indicador de riesgo λ_f se define con la ecuación 6-2

$$\boldsymbol{\lambda_f = \int_{im}^{\cdot} P[f|im] \cdot |d\lambda_{im}|} \qquad \textbf{Ec. 6-2}$$

Donde

$\lambda_f = Tasa\ de\ falla$

$P[f|im] = Fragilidad\ de\ la\ estructura$

$|d\lambda_{im}| = Tasa\ de\ excedencia\ del\ peligro\ sísmico$

En el caso de la fragilidad de la estructura $P[f|im]$ esta se define como la probabilidad de alcanzar el estado límite evaluado condicionado a un parámetro de intensidad im. Esta curva se obtiene mediante una serie de análisis dinámicos no lineales. El parámetro de intensidad más empleado de manera global (este parámetro se adoptada para este trabajo) es la aceleración pico del suelo (PGA), aunque es posible emplear demandas espectrales para periodos estructurales en específico. La tasa de excedencia del peligro sísmico se determina mediante la derivada de la curva en cuestión de la siguiente manera (ecuación 6-3)

$$\boldsymbol{|d\lambda_{im}| = -\frac{d\lambda_{im}}{d(im)} d(im)} \qquad \textbf{Ec. 6-3}$$

Hasta este momento se ha definido el cálculo de la tasa de falla mediante la curva de fragilidad y la amenaza sísmica de la zona cuantificada con la tasa de excedencia. Reyes, et al. (2002)

obtuvieron la tasa de excedencia para terreno firme (terreno tipo I) de la Ciudad de México. Debido a que en este trabajo se requiere la tasa de excedencia para terreno blando (terreno lacustre y de transición) se emplean factores de amplificación asociados tanto a lo estipulado en el SASID como un aproximado de 2.7 veces (Figura 6-21).

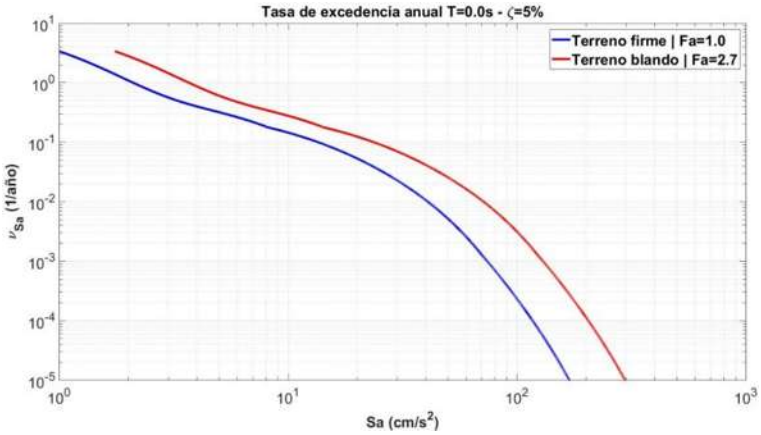


Figura 6-21: Tasas de excedencia para la aceleración del suelo

La probabilidad de excedencia de la aceleración del suelo para una vida útil ($t_{años}$) depende de la tasa de excedencia anual (λ_{im}). Si se asume un proceso de Poisson esta probabilidad es,

$$\boldsymbol{P(e)_{t-años} = 1 - e^{-t_{años} \cdot \lambda_{im}}} \qquad \textbf{Ec. 6-4}$$

Con dicha probabilidad de excedencia se calcula la densidad de probabilidad acumulada de la aceleración del suelo y posteriormente derivando, se calcula la densidad de probabilidad.

$$\boldsymbol{F(x) = 1 - P(e)_{t-años}} \qquad \textbf{Ec. 6-5}$$

$$\boldsymbol{f(x) = \frac{d}{dx} F(x)} \qquad \textbf{Ec. 6-6}$$

Estas funciones obtenidas se asocian a la aceleración del suelo en terreno blando, obteniendo así parámetros estadísticos como la media, la desviación estándar y la varianza. Para la densidad de probabilidad de la fragilidad de falla de la estructura, se realizan análisis dinámicos no lineales incrementales hasta obtener la aceleración pico del suelo (PGA) asociada al colapso de la estructura, obteniendo la media de todos los registros empleados. Para ambas densidades de

probabilidad (aceleración del suelo y fragilidad de la estructura) se asume que dichas distribuciones son del tipo lognormal (Figura 6-22), estableciendo que la desviación estándar lognormal para la fragilidad de colapso de la estructura es igual a 0.3.

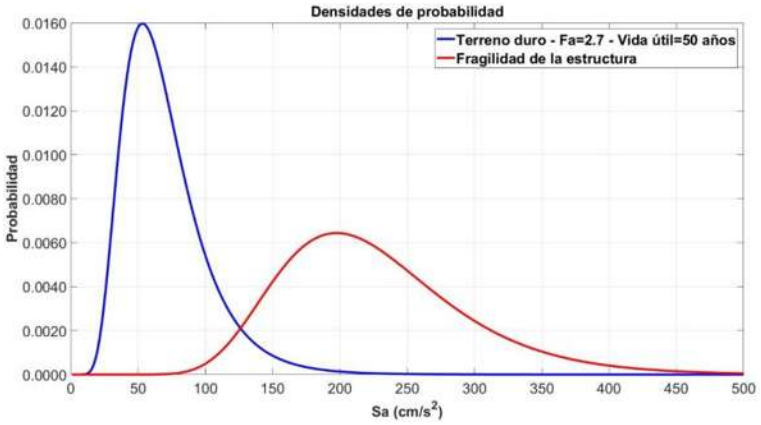


Figura 6-22: Densidades de probabilidad

Con la razón de cambio de la amenaza sísmica con respecto a la aceleración del suelo blando $|d\lambda_{im}|$, se realiza la convolución de esta función y la densidad de probabilidad acumulada de la fragilidad de colapso de la estructura $P[f|im]$. El área bajo la curva de la función obtenida mediante la convolución representa la tasa de falla λ_f (ecuación 6-2).

Finalmente, se calculan dos nuevos parámetros asociados al análisis probabilístico, el primero de ellos es la probabilidad de falla anual de la estructura con respecto a la vida útil establecida $P_f\left(t_{años}, \lambda_f\right)$, la cual también se estima mediante un proceso de Poisson. El segundo de ellos es el índice de confiabilidad β_f, el cual se define como el negativo de la inversa en una distribución normal estándar, empleando como argumento la probabilidad de falla anual de la estructura. Ambos parámetros se definen en las ecuaciones 6-7 y 6-8 respectivamente.

$$\boldsymbol{P_f\left(t_{años}, \lambda_f\right) = 1 - e^{-t_{años} \cdot \lambda_f}} \qquad \textbf{Ec. 6-7}$$

$$\boldsymbol{\beta_f = -\Phi^{-1}\left(P_f\right)} \qquad \textbf{Ec. 6-8}$$

El índice de confiabilidad obtenido permite una comparación directa con los valores mínimos recomendados en algunos códigos y artículos técnicos. Los índices de confiabilidad dependen de la importancia de la estructura, el costo de mantenimiento, el potencial de consecuencias en caso de falla, etc. Para edificaciones con importancia regular, perteneciente a residencias y oficinas, para una vida útil de 50 años, se establece que el índice de confiabilidad mínimo deberá ser de 3.8 (Holický, 2018).

6.3.2 Cocientes de amplificación para la aceleración pico del suelo

Se estableció con anterioridad, que la amplificación de la aceleración del suelo de terreno firme a terreno blando varía de 2.5 a 3 veces, y se empleó un valor de 2.7. Con el propósito de justificar estos factores, se comienza analizando este evento sísmico mediante los cocientes espectrales calculados en el capítulo 3. En la tabla 6-26 se estipulan los cocientes de PGA obtenidos para cada zona geotécnica, reportando la media más menos una desviación estándar poblacional, tanto para los calculados por la media cuadrática como la media geométrica.

Tabla 6-26: Cocientes espectrales para la aceleración pico del suelo con respecto a la estación CUP5

Zona	Media cuadrática			Media geométrica		
	μ	μ-σ	μ+σ	μ	μ-σ	μ+σ
II	1.781	1.121	2.441	1.754	1.116	2.392
IIIa	2.655	2.056	3.253	2.608	2.035	3.182
IIIb	1.707	1.449	1.964	1.699	1.441	1.957
IIIc	1.819	1.354	2.284	1.803	1.345	2.261
IIId	1.838	1.149	2.527	1.834	1.142	2.525

Puede notarse que los valores medios de los factores de amplificación no superan el valor máximo establecido, siendo la zona IIIa la que presentó las mayores amplificaciones. Por su puesto que esta tabla está realizada para un solo evento sísmico y no representa los factores asociados al peligro sísmico de la región. Con el propósito ampliar el análisis, se evalúa la aceleración del suelo establecida en las (NTC CDMX-Sismo, 2020), mediante el empleo del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID). La tabla 6-27 presenta las aceleraciones de diseño elásticas del suelo para cada estación sísmica, agrupadas por zona geotécnica, y

calculando para cada una de ellas la media, la desviación estándar poblacional y el coeficiente de variación. Se observa que las zonas II y IIIa son las que presentan un mayor coeficiente de variación, interpretándose como zonas con mayor incertidumbre. Tomando como valor determinista la media obtenida para terreno firme, se calculan los factores de amplificación para las zonas II a IIId, incluyendo la media más menos una desviación estándar poblacional.

Los cocientes espectrales obtenidos empleando la reglamentación actual, muestran una buena relación con los propuesto inicialmente (valores entre 2.5 y 3 con un valor típico de 2.7). La zona II presenta una excepción a lo anterior, esto podría explicarse a que esta zona está clasificada como de transición y no lacustre.

Tabla 6-27: Aceleraciones pico del suelo conforme a las NTC CDMX-Sismo 2020 (SASID) y determinación de cocientes de amplificación

Zona I		Zona II		Zona IIIa		Zona IIIb		Zona IIIc		Zona IIId	
Estación	PGA (g)	Estación	PGA (g)	Estación	PGA (g)	Estación	PGA (g)	Estación	PGA (g)	Estación	PGA (g)
CE18	0.119	AO24	0.269	CH84	0.304	AL01	0.337	AP68	0.338	AE02	0.298
CP28	0.119	AU46	0.202	GC38	0.301	BL45	0.357	BA49	0.357	AU11	0.287
CS78	0.119	CO47	0.159	IB22	0.288	CI05	0.357	BO39	0.357	CE23	0.286
FJ74	0.119	DR16	0.200	JC54	0.289	CJ03	0.357	CA59	0.304	CE32	0.308
MT50	0.154	DX37	0.226	LI33	0.262	CJ04	0.357	CU80	0.357	NZ20	0.293
PA34	0.119	E030	0.179	LV17	0.352	CO56	0.357	DM12	0.322	NZ31	0.320
TP13	0.119	ES57	0.213	MI15	0.329	GA62	0.321	HJ72	0.341	PD42	0.298
UI21	0.119	GR27	0.283	SI53	0.234	LI58	0.357	JA43	0.310	TH35	0.357
CUP5	0.119	ME52	0.206	UC44	0.357	PE10	0.345	MY19	0.311	PISU	0.305
TACY	0.119	LEAC	0.211			RM48	0.319	RI76	0.296		
						SP51	0.352	VM29	0.357		
						TL08	0.319	XO36	0.357		
						TL55	0.285	XP06	0.357		
						VG09	0.357				
						CCCL	0.308				
						PCJR	0.357				
						SCT2	0.296				
μ	0.123		0.215		0.302		0.337		0.336		0.306
σ	0.010		0.036		0.038		0.024		0.023		0.021
CV	0.085		0.165		0.126		0.071		0.068		0.068
CE_{μ}			1.751		2.457		2.748		2.733		2.489
$CE_{\mu+\sigma}$			2.041		2.765		2.942		2.919		2.659
$CE_{\mu-\sigma}$			1.461		2.148		2.554		2.547		2.319

6.3.3 Confiabilidad para los edificios diseñados con el reglamento de construcciones de 1976

Con las tasas de excedencia que representan la amenaza sísmica de la Ciudad de México, tanto para terreno firme como para terreno blando (mediante los factores de amplificación) y con la

densidad de probabilidad que representa la fragilidad de la estructura, se realiza el análisis probabilístico para calcular el índice de confiabilidad β_f, para la condición de base rígida, como el valor medio obtenido para los tres límites de rigidez del suelo.

En las tablas 6-28 a 6-30 se presentan los índices de confiabilidad para el estado límite de colapso de los tres modelos estructurales analizados, donde la aceleración del suelo asociada al estado límite en estudio se estimó mediante las funciones de demanda ingenieril obtenidas en el capítulo 5. Así mismo, se estableció una desviación estándar lognormal determinista con un valor de 0.3. En estas tablas de presenta una columna denominada como "conjunto", la cual muestra el índice de confiabilidad empleando un factor de amplificación entre suelo blando y suelo duro de 2.7. Para los apartados de las zonas geotécnicas II a IIId, los índices de confiabilidad se calcularon con los factores de amplificación medios obtenidos en la tabla 6-27. La información obtenida en dichas tablas se presenta de manera gráfica en las figuras 6-23 a 6-25.

Tabla 6-28: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de tres niveles de 1976

Condición	PGA (cm/s^2)	Zona geotécnica					
		Conjunto	II	IIIa	IIIb	IIIc	IIId
Base rígida	263.75	1.771	2.584	1.951	1.737	1.747	1.927
Interacción	226.04	1.470	2.298	1.655	1.435	1.445	1.629

Tabla 6-29: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de cinco niveles de 1976

Condición	PGA (cm/s^2)	Zona geotécnica					
		Conjunto	II	IIIa	IIIb	IIIc	IIId
Base rígida	182.69	1.041	1.897	1.232	1.004	1.016	1.206
Interacción	188.05	1.100	1.952	1.291	1.064	1.075	1.265

Tabla 6-30: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de siete niveles de 1976

Condición	PGA (cm/s^2)	Zona geotécnica					
		Conjunto	II	IIIa	IIIb	IIIc	IIId
Base rígida	179.95	1.010	1.868	1.202	0.973	0.985	1.176
Interacción	194.85	1.172	2.019	1.362	1.136	1.147	1.336

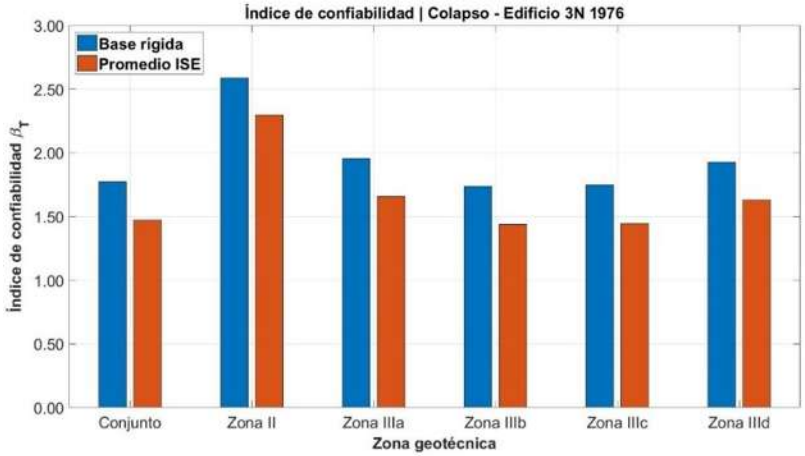


Figura 6-23: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de tres niveles de 1976

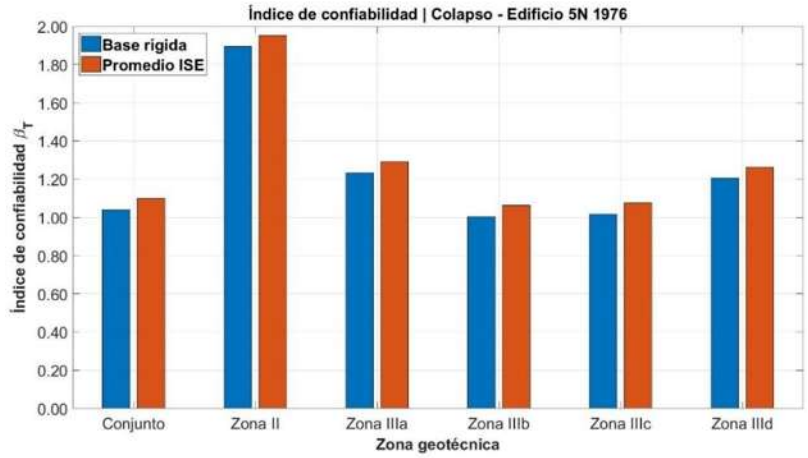


Figura 6-24: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de cinco niveles de 1976

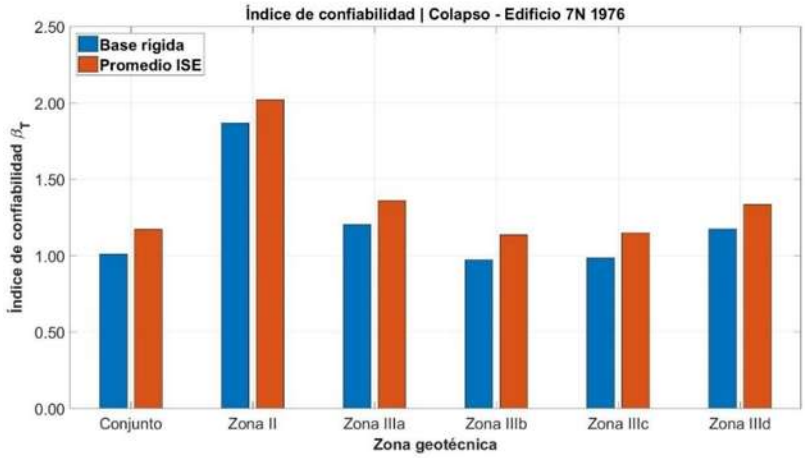


Figura 6-25: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de siete niveles de 1976

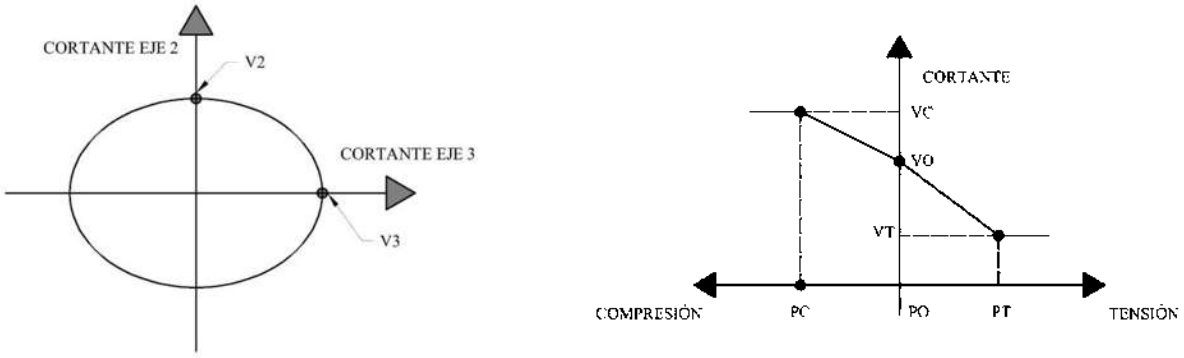
6.3.4 Confiabilidad para los edificios diseñados con el reglamento de construcciones de 2017

De manera similar al análisis realizado para el grupo de edificios diseñados con el reglamento de construcciones de 1976, se emplean las tasas de excedencia estipuladas con anterioridad y se calcula la curva de fragilidad para los modelos considerados en este análisis. En este último caso, se realiza una serie de análisis dinámicos no lineales incrementales hasta llegar al estado límite de colapso de la estructura. Se emplearon seis registros de aceleración, de los cuales tres corresponden a la zona geotécnica II (AO24, DX37 y GR27) y tres a la zona geotécnica IIIa (CH84, JC54 y SI53). Se eligieron estos registros por tener una estrecha relación con los colapsos ocasionados en el sismo del 19 de septiembre de 2017, así como por su gran intensidad, con el propósito de mantener los factores de escala lo más pequeños posibles.

Como se observó en los índices de daño de planta baja (figuras del capítulo 5), la falla en este entrepiso es de tipo frágil a corte, pues al proveer teóricamente a dicha planta con una resistencia de por lo menos el doble (Q=1 con respecto a Q=2), las columnas y trabes se mantienen esencialmente en el intervalo de comportamiento elástico, y no generan el mecanismo de disipación de energía por flexión que las conduciría al colapso, al contrario de lo observado en los edificios diseñados con el reglamento de 1976. Por consiguiente, la fuerza cortante en columnas y trabes se incrementa considerablemente. En la serie de análisis dinámicos no lineales incrementales, se considera que el comportamiento a corte de trabes y columnas es elástico, llegando al colapso del elemento al alcanzar su capacidad máxima. Para las trabes se emplea un solo valor característico de fuerza cortante, pues dicha fuerza se considera que solo actúa en uno de sus ejes principales, sin embargo, para las columnas, se considera una interacción entre la fuerza cortante biaxial (V-V) así como la influencia de la carga axial (P-V) en la columna. Para la interacción biaxial (V-V) se emplea la misma superficie de fluencia presentada en la figura 5-4, debido a que el manual de usuario del Perform 3D así lo indica. Para la interacción entre la fuerza cortante y la carga axial, se emplean las recomendaciones estipuladas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de 2017, de donde se obtienen las resistencias características. La forma de este diagrama de interacción (P-V) sigue la forma estipulada en el Perform 3D (Figura 6-26). La ecuación que modela el comportamiento biaxial se expresa en la ecuación 6-9. Para la interacción de la capacidad a corte con la carga axial (P-V), se considera

que la carga axial solo modifica el aporte del concreto en la fuerza resistente; la contribución del acero transversal no se modifica por efecto de la carga axial.

$$f_{V-V} = \left(\frac{V_2}{V_{R2}}\right)^{\gamma} + \left(\frac{V_3}{V_{R3}}\right)^{\gamma} \qquad \textbf{Ec. 6-9}$$



a) b)

Figura 6-26: Superficies de interacción para cortante. a) Superficie V-V, b) superficie P-M (Computers and Structures, Inc. Perform 3D, 2021)

Las ecuaciones para determinar la fuerza cortante resistente del concreto como función de la carga axial, son las siguientes:

- **Flexocompresión**

$si\ \rho < 0.015$

$$V_{cR} = (0.2 + 20\rho)\left(1 + 0.007\frac{P_u}{A_g}\right)\sqrt{f_c'}bd \qquad \textbf{Ec. 6-10}$$

$si\ \rho \geq 0.015$

$$V_{cR} = 0.5\left(1 + 0.007\frac{P_u}{A_g}\right)\sqrt{f_c'}bd$$

- **Flexotensión**

Ec. 6-11

$si\ \rho < 0.015$

$$V_{cR} = (0.2 + 20\rho)\left(1 - 0.03\frac{P_u}{A_g}\right)\sqrt{f_c'}bd$$

$si\ \rho \geq 0.015$

$$V_{cR} = 0.5\left(1 - 0.03\frac{P_u}{A_g}\right)\sqrt{f_c'}bd$$

En el caso de la flexocompresión, condición que aumenta la capacidad resistente del concreto, la fuerza cortante total, incluyendo el aporte del refuerzo transversal, no deberá exceder la fuerza cortante máxima siguiente

$$V_{max} = 2\sqrt{f_c'}bd \qquad \textbf{Ec. 6-12}$$

Para las vigas, la fuerza cortante total máxima se establece de la siguiente manera

$$V_{max} = 2.5\sqrt{f_c'}bd \qquad \textbf{Ec. 6-13}$$

Una vez realizados los análisis dinámicos no lineales incrementales hasta obtener el colapso de la estructura, se procede a calcular los índices de confiabilidad. La aceleración pico del suelo (PGA) se obtuvo como el promedio del PGA de los registros de aceleración. Para cada registro, las componentes de las aceleraciones horizontales se combinaron mediante la media geométrica. En las tablas 6-31 a 6-33 se presentan dichos índices de confiabilidad, y al igual que para el conjunto de edificios de 1976, se empleó una deviación estándar lognormal determinista de 0.3 para la curva de fragilidad de la falla estructural. En las figuras 6-27 a 6-29 se presenta de manera gráfica dichos resultados.

Tabla 6-31: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de tres niveles de 2017

Condición	PGA (cm/s^2)	Zona geotécnica					
		Conjunto	II	IIIa	IIIb	IIIc	IIId
Base rígida	409.95	2.60	3.43	2.77	2.57	2.58	2.75
Interacción	479.04	2.89	3.75	3.07	2.86	2.87	3.05

Tabla 6-32: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de cinco niveles de 2017

Condición	PGA (cm/s^2)	Zona geotécnica					
		Conjunto	II	IIIa	IIIb	IIIc	IIId
Base rígida	419.95	2.64	3.47	2.82	2.61	2.62	2.79
Interacción	357.98	2.35	3.16	2.52	2.31	2.32	2.50

Tabla 6-33: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de siete niveles de 2017

Condición	PGA (cm/s^2)	Zona geotécnica					
		Conjunto	II	IIIa	IIIb	IIIc	IIId
Base rígida	436.42	2.72	3.56	2.89	2.68	2.69	2.87
Interacción	340.75	2.26	3.07	2.43	2.22	2.23	2.41

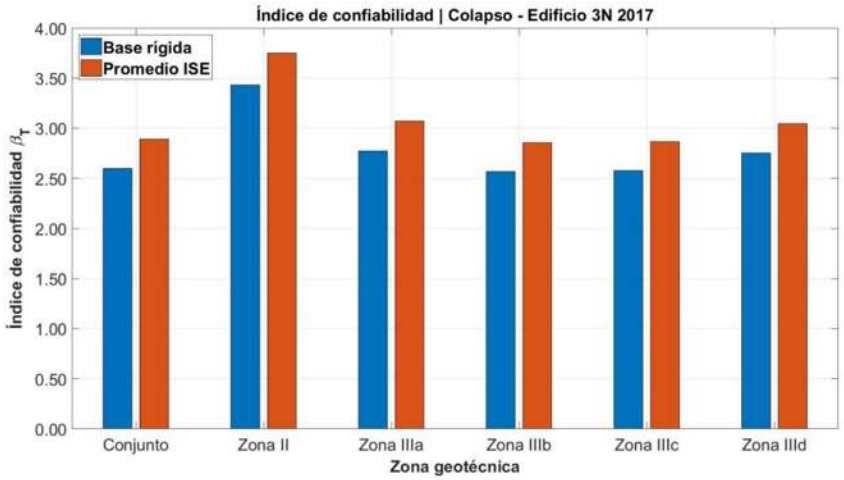


Figura 6-27: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de tres niveles de 2017

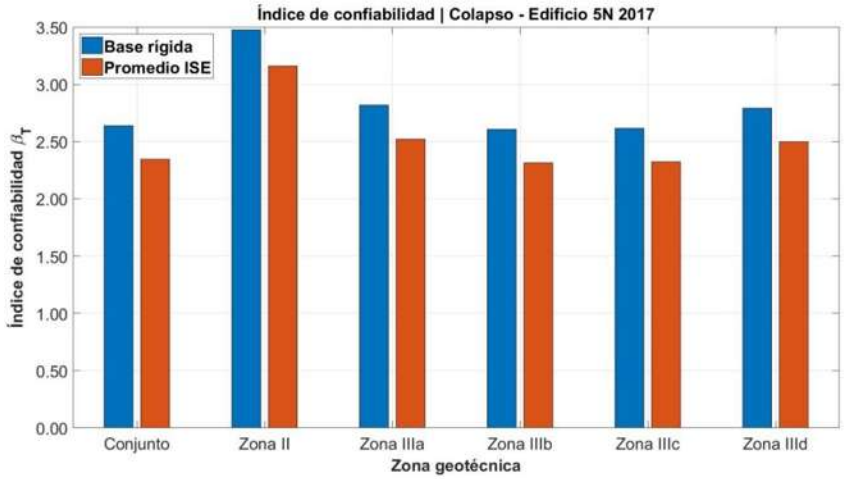


Figura 6-28: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de cinco niveles de 2017

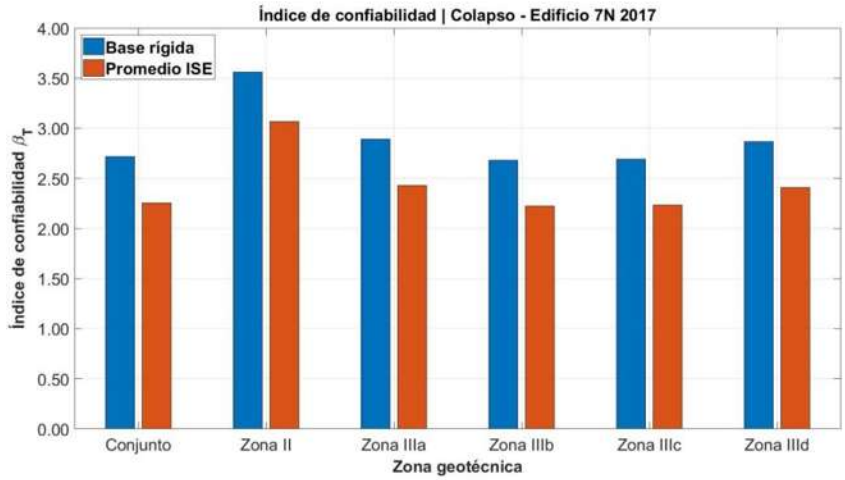


Figura 6-29: Índice de confiabilidad para el estado límite de colapso - Edificio de siete niveles de 2017

Conclusiones

Reglamento de construcciones de 1976

1) Las estructuras de planta baja flexible y débil diseñadas con el código de 1976, tienen muy poca capacidad resistente ante eventos sísmicos importantes, pues el diseño mismo, conduce a que se genere un mecanismo inseguro de disipación de energía, formándose articulaciones plásticas a flexión en ambos extremos de las columnas. Este mecanismo se acentúa y se acelera por la ausencia de un diseño plástico en los marcos, así como por el contraste de rigidez y resistencia entre los marcos y los muros de mampostería en los pisos superiores.
2) Cuando se incluye los efectos de la interacción dinámica suelo estructura en los análisis, para las edificaciones diseñadas con el código de 1976, en general se acentúa dicha problemática. Esto fue evidente al determinar índices de daño de Park & Ang, pues la interacción reduce de manera considerable la ductilidad aparente del sistema. Además, por la flexibilidad misma del sistema suelo-cimiento-estructura, la energía de entrada aumenta considerablemente. En las primeras etapas la mayor parte se disipa por energía de amortiguamiento equivalente, sin embargo, al llegar al límite de fluencia, la energía comienza a disiparse de manera inelástica, generando altas demandas y ciclos que aumentan el daño en las columnas. Sin embargo, algunos registros sísmicos produjeron un efecto benéfico en la estructura al incluir la interacción suelo estructura.
3) Los edificios de tres y cinco niveles fueron los más afectados al incluir la interacción en los análisis, explicando los daños severos o colapsos observados de un grupo significativo de construcciones que con los análisis de base rígida no se podrían justificar. Los edificios de siete niveles prácticamente no sufrieron modificaciones en el índice de daño por efectos de interacción.
4) En general, el índice de confiabilidad obtenido comprende el intervalo de 1.01-1.77, lejos de los valores mínimos recomendados de 3.3-3.8, reflejando la alta vulnerabilidad de estas estructuras en la Ciudad de México.

Reglamento de construcciones de 2017

5) Las estructuras diseñadas con este reglamento tuvieron un mejor desempeño cuando se sometieron a los mismos registros de aceleración. Prácticamente para todos los registros se obtuvo una respuesta esencialmente elástica, salvo algunas estaciones donde sí se

tuvo un comportamiento inelástico apreciable. Aun con esta demanda inelástica, los índices de daño se mantuvieron por debajo de 0.3, representando daños ligeros a moderados, a excepción de un caso aislado correspondiente al edificio de siete niveles, con el registro DX37 y empleando el límite inferior de rigidez del suelo, el cual produjo una falla a corte de la planta baja.

6) La modificación del periodo y amortiguamiento efectivo del sistema por interacción es más significativa que para los edificios diseñados con el reglamento de 1976, pues los diseños realizados con el reglamento de 2017 conducen a edificaciones con mayor rigidez y esencialmente con la misma masa. El límite inferior de rigidez del suelo resultó muy sensible en los análisis no lineales, mostrando demandas altas con respecto a los otros límites de rigidez del suelo.
7) Los efectos de la interacción en los edificios desplantados en zona II y IIIa, los llevaron a demandas mayores, aun cuando los amortiguamientos efectivos del sistema resultaron altos. En las zonas IIIc y IIId, la interacción benefició el comportamiento sísmico.
8) Para bajas demandas, el mecanismo de disipación de energía es el esperado por las recomendaciones actuales, disipándose la energía mediante los muros de mampostería de los entrepisos superiores. La planta baja se comporta esencialmente elástica, con bajas demandas inelásticas de rotación. Sin embargo, al someter las estructuras a los análisis dinámicos incrementales, se observó que dicho mecanismo no se mantiene para todos los registros, produciendo en algunos casos, fallas frágiles por corte, tanto para trabes como para columnas, aun cuando la planta baja fue diseñada con un factor de comportamiento sísmico Q=1.
9) El índice de confiabilidad se encontró en el intervalo de 2.26-2.89, a pesar de que es un diseño que cumple con los requisitos actuales, dichos índices de confiabilidad distan de los valores mínimos recomendados (3.3-3.8). Para los edificios de cinco y siete niveles, la inclusión de la interacción redujo de manera importante la aceleración del suelo asociada con el colapso. No obstante que en algunos estudios se menciona la posibilidad de aceptar índices de confiabilidad más bajos al combinar con cargas sísmicas, los valores obtenidos son relativamente pequeños.

Bibliografía

Aguilar, J. y otros, 1996. *Rehabilitation of Existing Reinforced Concrete Buildings in Mexico City: Case Studies.* Fisrt ed. Austin, Texas: Ferguson Structural Engineering Laboratory, The University of Texas at Austin.

Alcántara Nolasco, L., Almora Mata, D., Ramírez Guzmán, L. & Pérez Yáñez, C., 2015. *Evolución de la red sísmica de movimientos fuertes.* Acapulco, XX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.

American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 41-17, 2017. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings,* Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.

American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 7-16, 2016. *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures,* Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.

Arnold, C., Durkin , M., Eisner, R. & Whitaker, D., 1982. *Imperial County Servicies Building: Occipant Behavior and Operational Consequences as a Result of the 1979 Imperial Valley Earthquake,* Springfield, Virginia: National Technical Information Service.

Avilés, J., 2009. *Avances en los criterios reglamentarios para evaluar las acciones sísmicas en estructuras.* Puebla, Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica - SMIS.

Avilés, J. & Pérez-Rocha, L., 2005. Design concepts for yielding structures on flexible foundation. *Engineering Structures,* Volumen 27, pp. 443-454.

Boore, D. M. & Bommer, J. J., 2005. Processing of strong-motion accelerograms: needs, options and consequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering,* Issue 25, pp. 93-115.

Centro de Instrumentación y Registro Sísmico, A.C., 2005-2021. *Cires A.C..* [En línea]
Available at: http://www.cires.org.mx/
[Último acceso: 26 Marzo 2021].

Chopra, A. K., 2012. *Dynamics of Structures; Theory and Applications to Earthquake Engineering.* Fourth ed. New Jersey: Prentince Hall.

Computers and Structures, Inc. Perform 3D, 2021. *User Guide Perform 3D, Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures,* Walnut Creek, CA: Computers and Structures, Inc..

Curso: Interacción suelo-estructura para la práctica profesional (2021) Luciano Fernández Sola. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE), Sociedad Mexicanas de Ingeniería Sísmica (SMIS), Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG).

Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M. & Willford, M. R., 2010. *Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design,* Stanford, California: National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP).

Dobry, R. & Gazetas, G., 1988. Simple method for dynamic stiffness and damping of floating pile groups. *Géotechnique,* 38(4), pp. 557-574.

Eurocode 8 EN 1998-1, 2004. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings,* Brussels: European Committee for Standardization.

FEMA 356, 2000. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings,* Washington, D.C.: FEMA / ASCE.

FEMA P-154, 2015. *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook,* Redwood City, California: Applied Technology Council / Federal Emergency Management Agency.

Fernández Sola, L. R., 2021. Curso interacción suelo-estructura para la práctica profesional. En: SMIE, SMIG & SMIS, edits. *Interacción inercial - Ejemplo de aplicación de las NTCS-17.* Modalidad a distancia: s.n.

Galvis, F. y otros, 2017. *Preliminary Statistics of Collapsed Buildings in Mexico City in the September 19, 2017 Puebla-Morelos Earthquake,* Stanford University: John A. Blume Earthquake Engineering Center.

Gere, J. M. & Goodno, B. J., 2009. *Mecánica de materiales.* Séptima ed. México D.F.: Cengage Learning.

Ghosh, S., Datta, D. & Katakdhond, A., 2011. Estimation of the Park-Ang damage index for planar multi-storey frames using equivalent single-degree systems. *Engineering Structures,* Issue 33, pp. 2509-2524.

Guevara Pérez, L. T., 2012. "Soft Story" and "Weak Story" in Earthquake Resistant Design: A Multidisciplinary Approach. *15th World Conference on Earthquake Engineering,* pp. 856-865.

Holický, M., 2018. Target reliability of civil engineering structures. *Materials Science and Engineering,* 052002(365), pp. 1-10.

Hu Guorui, L. T., 2015. Review on Baseline Correction of Strong-Motion Accelerogram. *International Journal of Science, Technology and Society,* III(6), pp. 309-314.

Industrial Bloquera Mexicana S.A. de C.V., 2018. *Industrial Bloquera Mexicana.* [En línea]
Available at:
https://mkt.industrialbloquera.com.mx/hubfs/sitio/descargable/ensayes/2.PILAS-Y-MURETES-BLOCK-15x20x40.pdf
[Último acceso: 14 Enero 2021].

Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2018. *Base de datos de registros acelerógráficos de la RAII-UNAM.* [En línea]
Available at:
https://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/RedAcelerografica.aspx
[Último acceso: 26 Marzo 2021].

Jara, J. M., Hernández, E., Olmos, B. A. & Martínez, G., 2020. Building damages during the September 19, 2017 earthquake in Mexico City and seismic retrofitting of existing first soft-story buildings. *Engineering Structures,* Volumen 209, pp. 1-15.

Kalateh-Ahani, M. & Amiri, S., 2021. A Park-Ang damage index-based framework for post-mainshock structural safety assessment. *Structures,* Issue 33, pp. 820-829.

Kausel, E., Whitman, R. V., Morray , J. P. & Elsabee, F., 1978. The spring method for embedded foundations. *Nuclear Engineering and Design,* Issue 48, pp. 377-392.

Kinemetrics, 2021. *Kinemetrics Advancement trough Innovation.* [En línea]
Available at: https://kinemetrics.com/post_products/obsidian/
[Último acceso: 14 Noviembre 2021].

Makris, N. & Moghimi, G., 2019. Displacements and Forces in Structures with Inerters when Subjected to Earthquakes. *Journal of Structural Engineering,* 145(2), pp. 04018260-1-14.

Miranda, E., 2018. *Aspectos Fundamentales de la Respuesta Sísimica de Edificios con Entrepisos Blandos,* Stanford, California: s.n.

MOC-DS, 2015. Capítulo C.1.3 Diseño por Sismo y Comentarios. En: *Manual de Diseño de Obras Civiles.* Ciudad de México: Comisión Federal de Electricidad / Instituto de Investigaciones Eléctricas.

Muríá-Villa, D., Taborda, R. & Zapata-Escobar, A., 2004. *Soil-structure interaction effects in two instrumented tall buildings.* Vancouver, Canada, 13th World Conference on Earthquake Engineering.

NEHRP, 2012. *Soil-Structure Interaction for Buildings Structures,* Gaithersburg, Maryland: National Earthquake Hazards Reduction Program.

NTC CDMX-Mampostería, 2020. *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería con Comentarios,* Ciudad de México: Órgano de Difusión del Gobierno de la Ciudad de México.

NTC CDMX-Sismo, 2020. *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo con Comentarios,* Ciudad de México: Órgano de Difusión del Gobierno de la Ciudad de México.

NTC DF-Sismo, 2004. *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo,* Distrito Federal: Órgano del Gobierno del Distrito Federal.

NTC GDL-Sismo, 1997. *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para Guadalajara,* Guadalajara: Universidad de Guadalajara CUCEI.

Páez, D., Zabala, J. & Rodriguez, Y., 2017. Piso Blando, una Falla Común en el Terremoto de Pedernales. *CIENCIA,* 19(1), pp. 59-75.

Park, Y.-J. & Ang, A. H.-S., 1985. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of structural engineering,* 111(4), pp. 722-739.

Pérez Gavilán, J. J., 2012. *Guía para el Análisis de Estructuras de Mampostería,* Distrito Federal: Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) & Fondo Sectorial de la Comisión Nacional para el Fomento de la Vivienda (CONAFOVI).

Priestley, M., 2000. *Performance Based Seismic Design.* Auckland, New Zeland, 12 WCEE 2000: 12th World Conference on Earthquake Engineering.

Reyes, C., Miranda, E., Ordaz, M. & Meli, R., 2002. Estimación de espectros de aceleraciones correspondientes a diferentes periodos de retorno para las distintas zonas sísmicas de la Ciudad de México. *Ingeniería Sísmica,* Issue 66, pp. 95-121.

Ruíz García, J., 2019. *A Simple Method for the Seismic Assessment of First-Soft Storey Reinforced Concrete Buildings with Masonry Infills.* Greenwich, London, SECED, pp. 1-10.

Ruíz Gómez, S. E., Jiménez Jordán, R., Santos Santiago, M. A. & Orellana Ojeda, M. A., 2020. Evaluación de la Fragilidad de dos Soluciones de Rehabilitación con planta baja débil dañado durante el sismo de 19/S17. *Revista de Ingeniería Sísmica,* Issue 102, pp. 1-25.

SASID, 2020. *Aplicación Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México (NTCDS-CDMX). Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño.* [En línea]
Available at: https://sasid.unam.mx/webNormasCDMX/
[Último acceso: 16 Diciembre 2021].

Sekhar Swain, S. & K. Patro, S., 2015. *Seismic Protection of Soft Storey Buildings Using Energy Dissipation Device.* Bhubaneshvara: Springer India.

Selvadurai, A., 1979. Elastic analysis of soil-foundation interaction. *Developments in geotechnical engineering,* XVII(3), pp. 78-523.

Servicio de Información Agroalimentaria y Pesquera, 2020. *Gobierno de México.* [En línea]
Available at: https://www.gob.mx/siap/es/articulos/terremoto-mexico-1985?idiom=es
[Último acceso: 19 03 2021].

Servicio Sismológico Nacional, 2021. *Servicio Sismológico Nacional/Historia.* [En línea]
Available at: http://www.ssn.unam.mx/acerca-de/historia/
[Último acceso: 26 Marzo 2021].

SMIE-SMIS, 2021. *Ejemplos de diseño de acuerdo con las normas técnicas complementarias para diseño por sismo 2017 / 2020.* Primera ed. Ciudad de México: Comité SMIS-SMIE.

Tena Colunga, A., 2004. *Enseñanzas Principales Durante Sismos Recientes,* México, D.F.: Seminario Anual Riesgo Terremoto y Huracán, ERN-Hannover Re..

Trifunac, M. D., 2009. 75th anniversary of strong motion observation-A historical review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering,* Issue 29, pp. 591-604.

U.S.Geological Survey Professional Paper 733, 1971. The San Fernando, California, earthquake of February 9, 1971; a preliminary report published jointly by the U.S.Geological Survey an the National Ocanic and Atmospheric Administration. En: *USGS Numbered Series.* Washington D.C.: Deparment of Commerce & Department of the Interior, p. 254.

Wolf, J. P., 1985. *Dynamic soil-structure interaction.* First ed. New Jersey: Prentice-Hall, Inc..

Wood, S. L., Wight , J. K. & Moehle, J. P., 1987. *The 1985 Chile Earthquake Observations on Earthquake-Resistant Construction in Viña del Mar,* Urbana, Illinois: University of Illinois at Urbana-Champaign.

Zanini, M. A. & Hofer, L., 2019. Center and Characteristic Seismic Reliability as new indexes for accounting uncertainties in seismic reliability analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering,* Issue 123, pp. 110-123.

Zeevaert, L., 1980. *Interacción suelo-estructura de cimentaciones superficiales y profundas, sujetas a cargas estáticas y sísmicas.* Primera ed. México: Limusa.