



Casa abierta al tiempo

Universidad Autónoma Metropolitana  
Unidad Azcapotzalco

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA

POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**Diseño basado en desempeño de  
edificios de mampostería confinada  
con comportamiento no lineal en  
flexión**

**TESIS**

P R E S E N T A

**Eric Fernando Espinosa Cazarín**

Asesor

**Dr. Amador Terán Gilmore**

CIUDAD DE MÉXICO.

JUNIO 2021



---

# Resumen

---

El sistema estructural basado en muros de mampostería confinada MMC representa una buena parte del inventario de edificios destinados a la vivienda en México (Terán-Gilmore et al., 2009). En este contexto, debido a la localización geológica de México, una gran parte de estas edificaciones se encuentran localizadas en zonas consideradas de mediano y alto peligro sísmico (MDOC-CFE, 2015). En los últimos años, la política de vivienda en México ha fomentado el uso de la vivienda vertical (CONAVI, 2010), esto como consecuencia de los pobres resultados obtenidos con programas de vivienda horizontal (Álvarez, 2015). Aunque existe una buena cantidad de evidencia experimental tanto de muros aislados y en tamaño real (Pérez Gavilán et al., 2013), así como de especímenes a escala (Arias, 2005; Flores et al., 2016), la gran mayoría de estos estudios se centran en el comportamiento de edificaciones de baja altura con comportamiento no lineal en corte. A pesar de ser un mecanismo mucho menos estudiado, varios autores (Marques y Lourenço, 2019; Varela et al., 2019) reconocen que al modificar algunos parámetros como; la relación de aspecto y la cuantía de refuerzo longitudinal, es posible conseguir en los MMC un comportamiento no lineal en flexión.

Esta tesis se divide en 4 etapas: en la primera etapa; se realizó un estudio analítico para determinar el desempeño sísmico de 4 edificios de mediana altura seleccionados de una base de datos de edificios con características típicas de la práctica profesional de la Ciudad de México CDMX (Cardel, 2015), diseñados de acuerdo con la normativa vigente de la CDMX y evaluando su comportamiento no lineal con el método modificado de la columna ancha propuesto por Zúñiga y Terán-Gilmore (2009), adaptado en este trabajo para considerar los efectos del incremento de la altura de los edificios. En la segunda etapa; se calibró y validó un modelo analítico basado en plasticidad concentrada y la degradación de la envolvente de la resistencia en corte para caracterizar el comportamiento de MMC con comportamiento no lineal en flexión, con esta información, se desarrolla una metodología basada en desempeño de edificios de mampostería confinada con comportamiento no lineal en flexión utilizando algunos de los conceptos propuestos previamente en los documentos del *Federal Emergency Management Agency* FEMA y otros. En la tercera etapa; se desarrolla la metodología propuesta en la etapa anterior, para ello se retoman los edificios diseñados en la primer etapa, se realizan una serie de adecuaciones a éstos para modificar su comportamiento de uno regido por corte a uno por flexión y se corrobora su desempeño sísmico con técnicas de análisis no lineal. Finalmente, la cuarta y última etapa; consiste en realizar una comparativa en términos de la respuesta sísmica, así como el potencial de impacto ambiental de una de las edificaciones estudiadas en las etapas 1 y 3.

Los edificios diseñados en la primera etapa de este trabajo no cumplieron a cabalidad los objetivos de diseño previstos en la misma normativa cuando estos alcanzan la deformación máxima permisible. Por otro lado, los edificios diseñados con la metodología propuesta en este trabajo (tercera etapa), muestran un mejor desempeño sísmico para el mismo nivel de deformación lateral. En cuanto a la comparativa realizada; el sistema estructural del edificio diseñado con la metodología propuesta resulta ser más ligero y tiene un menor impacto ambiental en comparación con el edificio diseñado de acuerdo con la normativa actual.

Los resultados obtenidos en este trabajo muestran que un cambio tanto en el enfoque del diseño de edificaciones de mampostería confinada; es decir, modificar el comportamiento no lineal en corte por el de flexión, así como un cambio en la filosofía de diseño, al utilizar el diseño basado en desempeño en vez del diseño basado en fuerzas permiten el diseño de edificios de mampostería confinada de mediana altura con un desempeño estructural que se apega a las tendencias recientes de resiliencia, además de reducir el impacto ambiental.



---

# Agradecimientos

---

La culminación de este trabajo es el resultado de más de cuatro años de esfuerzo y dedicación desde el punto de vista académico; sin embargo, también ha representado una serie de retos desde otros aspectos de mi vida, que no hubiese podido superar, de no ser por algunas de las siguientes personas a las cuales me gustaría agradecer.

En primer lugar me gustaría agradecer a las personas que estuvieron directamente relacionadas con este trabajo:

A mi asesor de tesis, el Dr. Amador Terán Gilmore, gracias por aceptar ser mi tutor. Como en la maestría, todas y cada una de las reuniones que tuvimos fueron de gran ayuda para el desarrollo de este trabajo. Además, le agradezco sus consejos sobre cómo manejar algunos temas, estrictamente no académicos, que fueron de gran ayuda para mí. Admiro su inmenso conocimiento sobre ingeniería estructural y sísmica, así como su manera tan afable de transmitir dichos conocimientos, esa combinación junto con su sencillez y empatía, son características muy difíciles de encontrar en una persona.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por la beca otorgada durante los cuatro años de doctorado. También agradezco a la Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco por el apoyo económico extraordinario proporcionado, y los apoyos económicos para asistir a eventos de difusión científica. Al Posgrado en Ingeniería Estructural (PIE) por proporcionarme las herramientas necesarias así como el espacio asignado para desarrollar, en el tiempo que fue posible, mis actividades de investigación.

A los profesores que formaron mi comité doctoral: Dr. Edgar Tápia Hernández (UAM-AZC), Dr. Hans Israel Archundia Arana (UAM-AZC), Dr. Juan José Pérez-Gavilán Escalante (UNAM) y Dr. Jorge Luis Varela Rivera (UADY). Sus comentarios me ayudaron a enriquecer y mejorar este trabajo.

Al anterior y al actual Coordinador del PIE los doctores: Gelacio Juárez Luna y Dante Tolentino López, siempre estuvieron dispuesto a ayudar en los trámites necesarios dentro del posgrado.

Ahora me gustaría reconocer a aquellas personas que, aunque no estuvieron directamente relacionada con el trabajo; estuvieron presentes durante todo este proceso:

A mis compañeros del cubículo 4: María, Omar, Giovani y Ricardo. Especialmente a Omar y María; gracias por todas esas horas de charlas durante nuestra hora de comida. Siempre fue un placer intercambiar puntos de vista no solo de temas académicos, sino también de cualquier otro tema de actualidad.

A mis excompañeros de la maestría en la UNAM y también amigos: Uriel, Miguel (Leo), y Saúl. Gracias porque después de 10 años, seguimos siendo buenos amigos, y se que siempre puedo contar con ustedes.

Finalmente, pero no por eso menos importante; me gustaría agradecer a mi círculo más cercano:

A mi novia Llubia, por tener la paciencia y empatía durante todo este proceso: sin tu amor, apoyo y comprensión, este proceso hubiese sido mucho más difícil para mí.

A mi familia, me siento muy agradecido de tener una familia tan unida, y espero que podamos seguir así por siempre.

# Contenido

---

|                                                                                                                                                       |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Capítulo 1. Introducción.....                                                                                                                         | 1  |
| 1.1. Justificación.....                                                                                                                               | 1  |
| 1.2. Hipótesis.....                                                                                                                                   | 9  |
| 1.3. Objetivos.....                                                                                                                                   | 10 |
| 1.4. Alcances y limitaciones .....                                                                                                                    | 11 |
| 1.5. Organización de la Tesis .....                                                                                                                   | 12 |
| Capítulo 2. Revisión de la literatura .....                                                                                                           | 13 |
| 2.1. Introducción.....                                                                                                                                | 13 |
| 2.2. Características que definen el comportamiento a flexión o a corte de un muros de mampostería confinada .....                                     | 13 |
| 2.2.1. Deformaciones elásticas a flexión y a cortante en un muro de mampostería confinada. ....                                                       | 14 |
| 2.2.2. Efecto de la resistencia en el tipo de comportamiento de muros de mampostería confinada.....                                                   | 16 |
| 2.2.3. Consideraciones en el acoplamiento entre muros en una edificación.....                                                                         | 17 |
| 2.2.4. Deformaciones inelásticas en muros .....                                                                                                       | 24 |
| 2.3. Investigaciones experimentales en mampostería reforzada.....                                                                                     | 27 |
| 2.4. Investigaciones experimentales y analíticas en mampostería confinada .....                                                                       | 31 |
| 2.4.1. Comportamiento a flexión en muros de mampostería confinada .....                                                                               | 31 |
| 2.4.2. Modelos Esfuerzo deformación para la mampostería en México.....                                                                                | 39 |
| 2.4.3. Muros con distintas relaciones de aspecto $H/L$ .....                                                                                          | 41 |
| 2.4.4. Efecto del momento en la resistencia al cortante por agrietamiento en tensión diagonal .....                                                   | 46 |
| 2.4.5. Muros de mampostería confinada con refuerzo horizontal.....                                                                                    | 51 |
| 2.4.6. Efecto de las tensiones en muros de mampostería confinada .....                                                                                | 57 |
| 2.4.7. Factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ) para estructuras de mampostería confinada con daño por corte .....                                    | 58 |
| 2.5. Conclusiones.....                                                                                                                                | 61 |
| Capítulo 3. Desempeño sísmico de edificios de mampostería confinada de mediana altura diseñados con las Normas Técnicas Complementarias de 2017 ..... | 62 |
| 3.1. Introducción.....                                                                                                                                | 62 |

|                                                                                                                                                     |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 3.2. Distorsión límite y factor de comportamiento sísmico de edificios de mampostería confinada con daño a corte.....                               | 63  |
| 3.2.1. Distorsión límite .....                                                                                                                      | 63  |
| 3.2.2. Factor de comportamiento sísmico.....                                                                                                        | 66  |
| 3.3. Edificios bajo consideración y acciones de diseño .....                                                                                        | 67  |
| 3.3.1. Edificio Sirio CA .....                                                                                                                      | 67  |
| 3.3.2. Edificio Agrícola Oriental C2 .....                                                                                                          | 68  |
| 3.3.3. Acciones gravitacionales .....                                                                                                               | 69  |
| 3.3.4. Acciones sísmicas .....                                                                                                                      | 70  |
| 3.4. Análisis estructural .....                                                                                                                     | 72  |
| 3.4.1. Método de análisis y propiedades de los materiales .....                                                                                     | 72  |
| 3.4.2. Demandas de deformación lateral .....                                                                                                        | 73  |
| 3.5. Diseño estructural .....                                                                                                                       | 74  |
| 3.5.1. Revisión del cortante basal mínimo y el cortante resistente de entrepiso.....                                                                | 75  |
| 3.5.2. Diseño a flexo compresión .....                                                                                                              | 78  |
| 3.5.3. Diseño a cortante de los muros de mampostería confinada .....                                                                                | 84  |
| 3.5.4. Diseño por capacidad de los muros de concreto .....                                                                                          | 88  |
| 3.5.5. Resistencia de los pretilos o bajo ventanas .....                                                                                            | 89  |
| 3.5.6. Evaluación del tipo de comportamiento de los muros en planta baja .....                                                                      | 91  |
| 3.5.7. Secciones finales tipo de los elementos estructurales .....                                                                                  | 94  |
| 3.6. Análisis no lineal de edificios de mampostería confinada.....                                                                                  | 96  |
| 3.6.1. Modelos de análisis no lineal de edificios de mampostería confinada ....                                                                     | 96  |
| 3.6.2. Modelo de la columna ancha modificada.....                                                                                                   | 98  |
| 3.6.3. Aspectos por considerar en el método de la columna ancha modificada para caracterizar el comportamiento de edificios de mediana altura ..... | 101 |
| 3.6.4. Propuesta de curva fuerza-distorsión .....                                                                                                   | 107 |
| 3.7. Análisis no lineal de los edificios bajo consideración.....                                                                                    | 110 |
| 3.7.1. Preparación de los modelos de análisis no lineal .....                                                                                       | 110 |
| 3.7.2. Curvas de capacidad, distribución desplazamientos, distorsiones y niveles de daños de los edificios en estudio .....                         | 113 |
| 3.7.3. Determinación del inicio de la formación del piso blando .....                                                                               | 121 |
| 3.7.4. Resultados de los análisis dinámicos no lineales (ADNL) .....                                                                                | 123 |
| 3.7.5. Análisis dinámico incremental (ADI).....                                                                                                     | 128 |

|                                                                                                                                                                                         |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 3.7.6. Incertidumbres en el análisis estático no lineal de edificios de mampostería confinada .....                                                                                     | 131 |
| 3.8. Comentarios finales de este capítulo.....                                                                                                                                          | 134 |
| Capítulo 4. Modelado no lineal y diseño por capacidad de muros de mampostería confinada a flexión .....                                                                                 | 136 |
| 4.1. Introducción.....                                                                                                                                                                  | 136 |
| 4.2. Parámetros para definir un modelo de análisis no lineal de muros de mampostería confinada con daño por flexión .....                                                               | 137 |
| 4.2.1. Descripción del modelo de análisis no lineal .....                                                                                                                               | 137 |
| 4.2.2. Relaciones constitutivas de los materiales.....                                                                                                                                  | 139 |
| 4.2.3. Relación momento curvatura $M-\phi$ .....                                                                                                                                        | 141 |
| 4.2.4. Diagrama de interacción momento contra carga axial .....                                                                                                                         | 143 |
| 4.2.5. Longitud de plastificación del muro $L_P$ .....                                                                                                                                  | 144 |
| 4.3. Modelo para definir el tipo de comportamiento en un muro de mampostería confinada .....                                                                                            | 146 |
| 4.3.1. Descripción del modelo para la predicción del comportamiento del muro y determinación de la capacidad de deformación lateral máxima .....                                        | 146 |
| 4.3.2. Aplicación del modelo UCSD utilizando los datos experimentales obtenidos por Varela-Rivera <i>et al.</i> (2019) .....                                                            | 147 |
| 4.3.3. Construcción de los modelos analíticos para calcular la curva de capacidad del muro a partir de los datos experimentales reportados por Varela-Rivera <i>et al.</i> (2019) ..... | 149 |
| 4.3.4. Obtención de los puntos que definen la envolvente de degradación de resistencia en corte .....                                                                                   | 153 |
| 4.3.5. Comparativa de los resultados experimentales y analíticos del modelo propuesto.....                                                                                              | 155 |
| 4.3.6. Validación del modelo analítico de la columna ancha modificada con comportamiento no lineal en flexión ante carga cíclica.....                                                   | 157 |
| 4.4. Parámetros que afectan el desempeño de muros de mampostería confinada con relaciones de aspecto elevadas y daño en flexión.....                                                    | 159 |
| 4.4.1. Validación del modelo analítico de la columna ancha modificada con comportamiento no lineal en flexión.....                                                                      | 159 |
| 4.4.2. Efecto de la relación de aspecto.....                                                                                                                                            | 160 |
| 4.4.3. Acero de refuerzo horizontal y detallado de los castillos .....                                                                                                                  | 163 |
| 4.5. Diseño por capacidad de muros de mampostería confinada .....                                                                                                                       | 166 |
| 4.5.1. Diagramas de cortante contra carga axial.....                                                                                                                                    | 166 |

|                                                                                                                                                      |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 4.5.2. Limitación del nivel de carga axial .....                                                                                                     | 169 |
| 4.5.3. Ejemplos de diseño por capacidad de muros de mampostería confinada<br>170                                                                     |     |
| 4.6. Observaciones de los resultados obtenidos en el capítulo.....                                                                                   | 177 |
| Capítulo 5. Metodología basada en desempeño para edificios de mampostería<br>confinada con comportamiento no lineal en flexión .....                 | 179 |
| 5.1. Introducción.....                                                                                                                               | 179 |
| 5.2. Definición de los parámetros de la fase conceptual de la metodología .....                                                                      | 181 |
| 5.2.1. Selección de los objetivos de diseño .....                                                                                                    | 181 |
| 5.2.2. Definición cuantitativa del nivel de desempeño ante cargas laterales de<br>muros de mampostería confinada con comportamiento en flexión. .... | 184 |
| 5.2.3. Definición del sistema estructural .....                                                                                                      | 189 |
| 5.3. Definición de los parámetros de la fase numérica de la metodología .....                                                                        | 194 |
| 5.3.1. Parámetros para definir la demanda máxima de desplazamiento en azotea<br>194                                                                  |     |
| 5.3.2. Cálculo del periodo objetivo ( $T_T$ ) del edificio .....                                                                                     | 198 |
| 5.3.3. Dimensionado preliminar global basado en rigidez de edificios de<br>mampostería confinada con comportamiento en flexión.....                  | 199 |
| 5.3.4. Determinación de la altura de contra flecha $H_{CF}$ .....                                                                                    | 202 |
| 5.3.5. Evaluación de los criterios propuestos para determinar $T_E$ .....                                                                            | 208 |
| 5.3.6. Prediseño local por resistencia y capacidad .....                                                                                             | 213 |
| 5.3.7. Revisión del desempeño estructural .....                                                                                                      | 214 |
| 5.4. Resumen de la metodología propuesta .....                                                                                                       | 219 |
| Capítulo 6. Aplicación de la metodología.....                                                                                                        | 221 |
| 6.1. Introducción.....                                                                                                                               | 221 |
| 6.2. Ejemplos de Aplicación.....                                                                                                                     | 221 |
| 6.2.1. Planta estructural Sirio .....                                                                                                                | 221 |
| 6.2.2. Planta estructural Agrícola .....                                                                                                             | 223 |
| 6.3. Prediseño global.....                                                                                                                           | 228 |
| 6.3.1. Cálculo del periodo objetivo ( $T_T$ ).....                                                                                                   | 228 |
| 6.3.2. Prediseño global basado en rigidez ( $T_E$ ) .....                                                                                            | 230 |
| 6.4. Prediseño local.....                                                                                                                            | 232 |
| 6.4.1. Periodos de los modelos analíticos .....                                                                                                      | 232 |
| 6.4.2. Cálculo del acero de refuerzo en los elementos estructurales .....                                                                            | 234 |

|                                                                                                                                                        |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 6.5. Desempeño sísmico de los edificios .....                                                                                                          | 241 |
| 6.5.1. Preparación de los modelos de análisis no lineal .....                                                                                          | 241 |
| 6.5.2. Resultados del análisis estático no lineal .....                                                                                                | 245 |
| 6.5.3. Escalado de los eventos sísmicos para el análisis dinámico no lineal ....                                                                       | 253 |
| 6.5.4. Resultados del análisis dinámico no lineal (ADNL) .....                                                                                         | 255 |
| 6.5.5. Análisis dinámico incremental (ADI).....                                                                                                        | 263 |
| 6.6. Conclusiones sobre la aplicación de la metodología .....                                                                                          | 265 |
| Capítulo 7. Comparaciones entre el diseño normativo y la metodología propuesta .....                                                                   | 268 |
| 7.1. Introducción.....                                                                                                                                 | 268 |
| 7.2. Pesos de los materiales en el sistema estructural .....                                                                                           | 268 |
| 7.2.1. Edificio diseñado con las NTC (2017).....                                                                                                       | 268 |
| 7.2.2. Edificio diseñado con la metodología propuesta .....                                                                                            | 269 |
| 7.2.3. Comparativa de los pesos .....                                                                                                                  | 269 |
| 7.3. Carbono incorporado del sistema estructural .....                                                                                                 | 270 |
| 7.3.1. Cálculo del carbono incorporado en los edificios en estudio .....                                                                               | 274 |
| 7.4. Comparación del desempeño sísmico de ambos sistemas estructurales.....                                                                            | 276 |
| 7.4.1. Capacidad de deformación lateral de ambos sistemas estructurales ....                                                                           | 276 |
| 7.4.2. Demandas de deformación lateral durante los análisis dinámicos incrementales .....                                                              | 279 |
| 7.5. Resumen de la comparación entre ambos sistemas estructurales .....                                                                                | 280 |
| Capítulo 8. Conclusiones y recomendaciones .....                                                                                                       | 281 |
| 8.1. Conclusiones.....                                                                                                                                 | 281 |
| 8.1.1. Sobre los edificios analizados y diseñados siguiendo las NTC (2017) y la evaluación del desempeño con técnicas de análisis no lineal.....       | 281 |
| 8.1.2. Sobre la propuesta y evaluación de la metodología basada en desempeño                                                                           | 282 |
| 8.1.3. Sobre la comparativa de uno de los edificios diseñados considerando el diseño tradicional contra el diseño basados en desempeño propuesto ..... | 283 |
| 8.2. Recomendaciones.....                                                                                                                              | 284 |
| 8.2.1. Sobre los edificios analizados y diseñados siguiendo las NTC (2017) y la evaluación del desempeño con técnicas de análisis no lineal.....       | 284 |
| 8.2.2. Sobre la propuesta y evaluación de la metodología basada en desempeño                                                                           | 285 |

|                                                                                                                                                        |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 8.2.3. Sobre la comparativa de uno de los edificios diseñados considerando el diseño tradicional contra el diseño basados en desempeño propuesto ..... | 286 |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|



# Lista de Tablas

---

|                                                                                                      |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabla 2.1 Detalles de los muros ensayados por Varela-Rivera et al., (2019) .....                     | 34 |
| Tabla 2.2 Resultados obtenidos en los ensayos de Varela-Rivera et al., (2019) .....                  | 34 |
| Tabla 2.3 Parámetros que definen los modelos propuestos por Flores-Cano.....                         | 40 |
| Tabla 2.4 Características del refuerzo horizontal de los muros ensayados por Cruz-Olayo (2015).....  | 52 |
| Tabla 2.5 Ciclo histerético y estado de daño de los muros ensayados por Cruz-Olayo (2015) .....      | 53 |
| Tabla 2.6 Demanda de ductilidad en el primer nivel $\mu_1$ de acuerdo con Pérez Gavilán (2019) ..... | 59 |
| Tabla 2.7 Serio de muros MB, capacidad de desplazamiento, ductilidad y número posible de pisos ..... | 60 |
| Tabla 3.1 Sobrecargas utilizadas en los edificios en estudio .....                                   | 69 |
| Tabla 3.2 Resumen de peso total por unidad de área.....                                              | 69 |
| Tabla 3.3 Revisión de las condiciones de regularidad de los edificios en estudio ...                 | 71 |
| Tabla 3.4 Propiedades mecánicas de los materiales utilizados en el análisis estructural .....        | 73 |
| Tabla 3.5 Periodos en ambas direcciones de análisis de los edificios en estudio .....                | 73 |
| Tabla 3.6 Combinaciones de carga consideradas en el diseño estructural.....                          | 75 |
| Tabla 3.7 Resumen de la revisión del cortante basal mínimo .....                                     | 75 |
| Tabla 3.8 Revisión del cortante resistente de entrepiso, edificio Sirio 8N.....                      | 76 |
| Tabla 3.9 Revisión del cortante resistente de entrepiso, edificio Agrícola 8N.....                   | 76 |
| Tabla 3.10 Revisión del cortante resistente de entrepiso, edificio Sirio 10N.....                    | 77 |
| Tabla 3.11 Revisión del cortante resistente de entrepiso, edificio Agrícola 10N.....                 | 78 |
| Tabla 3.12 Propiedades de las secciones transversales de muro edificios Sirio 8N y Sirio 10N.....    | 81 |
| Tabla 3.13 Resumen de muros con mayores demandas de fuerza cortante en el edificio Sirio 8N .....    | 87 |
| Tabla 3.14 Resumen de muros con mayores demandas de fuerza cortante en el edificio Sirio 10N .....   | 87 |
| Tabla 3.15 Resumen de la resistencia y demanda de algunos pretilas .....                             | 90 |

|                                                                                                                                                       |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 3.16 Variación de la altura efectiva en algunos muros de planta baja deformados en curvatura simple de los edificios Sirio 8N y Sirio 10N ..... | 92  |
| Tabla 3.17 Resultados analíticos del cálculo de $DI_{ag}$ para muros con diferentes relaciones de aspecto .....                                       | 105 |
| Tabla 3.18 Modelo para calcular las propiedades del resorte no lineal en corte ....                                                                   | 110 |
| Tabla 3.19 Valores para definir la articulación plástica en corte de algunos muros edificio Sirio 8N .....                                            | 112 |
| Tabla 3.20 Factor de incremento para el análisis dinámico no lineal de los edificios .....                                                            | 113 |
| Tabla 4.1 Deformaciones que definen los estados límite de la sección transversal                                                                      | 144 |
| Tabla 4.2 Resumen de los análisis momento-curvatura y valores experimentales                                                                          | 152 |
| Tabla 4.3 Resumen de revisión del comportamiento de los 3 muros esbeltos: resistencias .....                                                          | 153 |
| Tabla 4.4 Desplazamiento de fluencia y ductilidad ultima: experimental vs analítica .....                                                             | 154 |
| Tabla 4.5 Datos de los muros propuestos para estudiar el efecto del incremento de la relación de aspecto. ....                                        | 161 |
| Tabla 4.6 Resumen de los resultados de los diagrama momento curvatura de los muros de la serie 3 .....                                                | 163 |
| Tabla 4.7 Resumen de las propiedades de los muros que consideran momento en la parte extrema del muro .....                                           | 172 |
| Tabla 4.8 Propiedades mecánicas de la mampostería reportada por el fabricante                                                                         | 173 |
| Tabla 5.1 Datos de los muros estudiados .....                                                                                                         | 196 |
| Tabla 5.2 Valores calculados del factor COD .....                                                                                                     | 197 |
| Tabla 5.3 Valores sugeridos para el factor Alpha $\alpha$ ASCE .....                                                                                  | 198 |
| Tabla 5.4 Variación de la relación de aspecto en la base de datos para obtener $h_{cf}$                                                               | 204 |
| Tabla 5.5 Secciones trasversales de los elementos horizontales .....                                                                                  | 205 |
| Tabla 5.6 Valores de la altura de contra flecha efectiva en estructuras formadas por dos y tres muros.....                                            | 208 |
| Tabla 5.7 Propiedades geométricas de los ejercicios propuestos para evaluar $T_E$ .                                                                   | 209 |
| Tabla 5.8 Propiedades geométricas de los ejercicios propuestos para la evaluación de $T_E$ con 3 muros .....                                          | 212 |
| Tabla 6.1 Resumen del cálculo del periodo objetivo ( $T_T$ ) de los edificios en estudio .....                                                        | 230 |

|                                                                                                                                                                                         |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 6.2 Bajada de carga por tipo de muro .....                                                                                                                                        | 230 |
| Tabla 6.3 Cálculo de la altura de contra flecha efectiva de los muros tipo edificio Sirio 8N.....                                                                                       | 231 |
| Tabla 6.4 Resumen del cálculo de $T_E$ de los edificios en estudio y comparación contra $T_T$ .....                                                                                     | 232 |
| Tabla 6.5 Resumen de los periodos obtenidos con los diferentes métodos propuestos .....                                                                                                 | 232 |
| Tabla 6.6 Alturas efectivas $H_{efec}$ de los muros del edificio Sirio 8N.....                                                                                                          | 237 |
| Tabla 6.7 Resumen de las propiedades a flexión y a corte de las secciones transversales de los elementos horizontales.....                                                              | 240 |
| Tabla 6.8 Resumen de las curvas bilineales momento-curvatura de los elementos horizontales flexión positiva.....                                                                        | 240 |
| Tabla 6.9 Resumen de las curvas bilineales momento-curvatura de los elementos horizontales flexión negativa .....                                                                       | 241 |
| Tabla 6.10 Resumen de resistencia a corte de la sección transversal critica de los elementos horizontales .....                                                                         | 241 |
| Tabla 6.11 Nivel de carga axial y factor de inercia y área efectiva a corte en algunos muros del edificio Sirio 8N.....                                                                 | 242 |
| Tabla 6.12 Factor de inercia y área efectiva de corte en secciones viga .....                                                                                                           | 243 |
| Tabla 6.13 Resumen de los periodos obtenido con el prediseño, el modelo analítico considerando el efecto de la carga axial en el factor de inercia efectiva y el periodo objetivo ..... | 243 |
| Tabla 7.1 Diámetros y pesos de varillas de acero.....                                                                                                                                   | 269 |
| Tabla 7.2 Pesos de materiales utilizados en el sistema estructural del edificio Sirio 10N diseñado con la NTC (2017) .....                                                              | 269 |
| Tabla 7.3 Pesos de materiales utilizados en el sistema estructural del edificio Sirio 10N diseñado con la metodología propuesta .....                                                   | 269 |
| Tabla 7.4 Valores de ECF de algunos materiales utilizando la base de datos del buildingtransparency.org .....                                                                           | 272 |
| Tabla 7.5 Unidades de medida y cantidades de materiales para la cuantificación del EC .....                                                                                             | 274 |
| Tabla 7.6 Valores de EC calculados con ECOM .....                                                                                                                                       | 275 |
| Tabla 7.7 Resumen de las comparaciones realizadas entre el diseño tradicional y el diseño basado en desplazamiento.....                                                                 | 280 |

# Lista de Figuras

---

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 1.1 a) Pirámides de Guiza: Keops, Kefrén y Micerino. Fuente <a href="https://es.wikipedia.org/wiki/Necr%C3%B3polis_de_Guiza">https://es.wikipedia.org/wiki/Necr%C3%B3polis_de_Guiza</a> . b) Gran Muralla China Fuente <a href="https://www.nationalgeographic.com.es/historia/grandes-reportajes/la-gran-muralla-china_8272/2">https://www.nationalgeographic.com.es/historia/grandes-reportajes/la-gran-muralla-china_8272/2</a> ..... | 1  |
| Figura 1.2 Requisitos de la mampostería confinada y su nomenclatura en México..                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | 2  |
| Figura 1.3 Asentamiento de un edificio de mampostería simple en el Centro de la Ciudad de México. Fuente <a href="http://geotecnia-sor.blogspot.com/2010/10/definicion-de-ingenieria-geotecnica.html">http://geotecnia-sor.blogspot.com/2010/10/definicion-de-ingenieria-geotecnica.html</a> .....                                                                                                                                              | 3  |
| Figura 1.4 Crecimiento de población total desde 1950 a 2015 Fuente (INEGI) .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | 3  |
| Figura 1.5 Muros de concreto reforzado para vivienda de interés social. Fuente: Ingeniero Aarón Nolasco Hernández, calculista estructural en Consorcio ARA .....                                                                                                                                                                                                                                                                                | 4  |
| Figura 1.6 Vista aérea del desarrollo del fraccionamiento Los Héroes, Mérida Yucatán. Fuente: <a href="https://sipse.com/milenio/mega-fraccionamientos-crecimiento-yucatan-aumento-viviendas-construccion-129829.html">https://sipse.com/milenio/mega-fraccionamientos-crecimiento-yucatan-aumento-viviendas-construccion-129829.html</a> .....                                                                                                 | 4  |
| Figura 1.7 Vivienda abandonada en Jalisco y Chihuahua. Fuente <a href="https://www.bbc.com/mundo/noticias-america-latina-47263282">https://www.bbc.com/mundo/noticias-america-latina-47263282</a> .....                                                                                                                                                                                                                                         | 5  |
| Figura 1.8 Torre Be Grand alto Polanco durante su construcción. Fuente <a href="https://www.edemx.com/site/be-grand-alto-polanco-torre-ii/">https://www.edemx.com/site/be-grand-alto-polanco-torre-ii/</a> .....                                                                                                                                                                                                                                | 6  |
| Figura 1.9 Arquitecturas modernas de edificios de departamentos. Fuente <a href="https://www.homify.com.mx/libros_de_ideas/5857222/arquitectura-de-edificios-de-departamentos">https://www.homify.com.mx/libros_de_ideas/5857222/arquitectura-de-edificios-de-departamentos</a> .....                                                                                                                                                           | 7  |
| Figura 1.10 Mapa de peligro sísmico de la república mexicana. Fuente Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (1993) .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                | 8  |
| Figura 1.11 Edificio de mampostería confinada de 8 niveles Av. Cuauhtémoc 1117. Alcandía, Benito Juárez, Ciudad de México. Reportado por Valenzuela (2009).....                                                                                                                                                                                                                                                                                 | 9  |
| Figura 2.1 Variación del factor que considera los efectos de las deformaciones por cortante ( $\Phi$ ) vs la relación de aspecto ( $H/t$ ) y la relación espesor contra ancho de la sección ( $t/L$ ) .....                                                                                                                                                                                                                                     | 15 |
| Figura 2.2 Modelo simple para caracterizar la interacción flexión-corte ATC.....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | 17 |
| Figura 2.3 Distintas condiciones de frontera en Muros de mampostería con aberturas, Adaptado de (Taveras 2008).....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             | 18 |
| Figura 2.4 Altura efectiva de un muro en función del acoplamiento en su extremo .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           | 19 |

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 2.5 Efecto de la relación de aspecto, la condición de apoyo y el módulo de corte en la contribución de las deformaciones por flexión y corte de los muros: a) muro en voladizo, b) muro doblemente empotrado .....                                                                                                                                                                                                                                                                                | 20 |
| Figura 2.6 Fuerzas laterales y claro de cortante de un sistema de muros de mampostería, Adaptado de Cardel (2015) .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | 21 |
| Figura 2.7 Tipos de deformaciones laterales en edificios .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           | 21 |
| Figura 2.8 Transmisión del cortante de la viga hacia los muros como carga axial. Adaptado de El-Tawil et al. (2010) .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | 23 |
| Figura 2.9 Efecto del aumento de la fuerza cortante debido al acoplamiento fuerte en el muro: a) Paulay & Priestley (1992) b) edificio dañado por el sismo del 19 de septiembre de 2017. Tomado de <a href="http://diariote.mx/?p=21130">http://diariote.mx/?p=21130</a> .....                                                                                                                                                                                                                           | 23 |
| Figura 2.10 Variación de las deformaciones por corte con respecto a las de flexión en muros de concreto en pruebas cuasi estáticas. Adaptado de (Beyer et al. 2011) .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | 24 |
| Figura 2.11 Reducción de la resistencia a corte con la ductilidad de desplazamiento: a) factor $k$ propuesto por Voon e Ingham (2007) para muros de mampostería con falla a corte, b) Factor $\gamma_p$ propuesto por Krolicki et al., (2011) para muros de concreto reforzado con daño en flexión .....                                                                                                                                                                                                 | 25 |
| Figura 2.12 Mecanismo “ <i>aggregate interlock</i> ” o trabazón del concreto Fuente: <a href="https://www.researchgate.net/publication/305769509_Behaviour_of_RC_beams_strengthened_in_shear_with_NSM_FRP_reinforcement?channel=doi&amp;linkId=57a070a408ae94f454eae361&amp;showFulltext=true">https://www.researchgate.net/publication/305769509_Behaviour_of_RC_beams_strengthened_in_shear_with_NSM_FRP_reinforcement?channel=doi&amp;linkId=57a070a408ae94f454eae361&amp;showFulltext=true</a> ..... | 26 |
| Figura 2.13 Participación de la resistencia del panel de mampostería y el acero de refuerzo horizontal en la resistencia a corte de dos muros de mampostería ensayados por Cruz-Olayo (2015). Figura adaptada .....                                                                                                                                                                                                                                                                                      | 27 |
| Figura 2.14) Tipologías de muros de mampostería reforzada parcialmente rellenos de grout : a) muro con viga de unión, b) muro con refuerzo horizontal entre las juntas. Adaptado de Araya-Letelier et al. (2019) .....                                                                                                                                                                                                                                                                                   | 28 |
| Figura 2.15 Geometría y ciclo histerético fuerza-desplazamiento del muro W1 ensayado por Priestley & Elder (1982) Figura adaptada al español .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       | 29 |
| Figura 2.16 Muro UT-W-14 y envolvente lateral de muros ensayados por Ahmadi (2012) .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | 30 |
| Figura 2.17 Geometría y arreglo del refuerzo en especímenes en 2D y 3D (Yoshimura et al. 2004) .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     | 32 |
| Figura 2.18 Patrón de grietas finales en el muro 2D-H1-H42V0-84-2. Adaptado de Yoshimura et al. (2004) .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             | 33 |

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 2.19 Resultado de ensayo experimental de muros de mampostería sujetos a carga lateral cíclica: a) ciclo de histéresis, b) envolvente esfuerzo cortante promedio contra distorsión en muro 2D- H1-H42V0-84-2 (Yoshimura <i>et al.</i> 2004) .....                                                                                                                                                                        | 33 |
| Figura 2.20 Idealización de la respuesta de las curvas experimentales fuerza contra desplazamiento propuesta por Paulay y Priestley (1992).....                                                                                                                                                                                                                                                                                | 35 |
| Figura 2.21 Envolventes de la respuesta ante cargas laterales de los muros ensayados por Varela et al., (2019) .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                           | 35 |
| Figura 2.22 Parámetros para evaluar el desempeño de muros de mampostería confinada con daño en flexión: a) Degradación de rigidez normalizada como función de la distorsión, y b) relación entre la ductilidad de desplazamientos a la primer fluencia y la distorsión del muro. Varela-Rivera <i>et al.</i> (2019).....                                                                                                       | 36 |
| Figura 2.23 Daño en los muros como función de la ductilidad de desplazamiento a la primer fluencia. (Varela-Rivera <i>et al.</i> 2019).....                                                                                                                                                                                                                                                                                    | 36 |
| Figura 2.24 Resultados de modelado numérico de muros de mampostería confinada con comportamiento en flexión (Shakarami <i>et al.</i> 2018): a) y c) Esfuerzos principales en los muros SLS6 y SLC4 cuando se alcanza la falla respectivamente. b) y d) ciclos de histéresis fuerza lateral contra desplazamientos de muros SLS6 y SLC4 respectivamente, y e) comparativa de envolventes de muros con distintas geometrías..... | 38 |
| Figura 2.25 Modelo esfuerzo deformación axial propuesto por Flores-Cano (2010) .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           | 40 |
| Figura 2.26 Comparativa del modelo propuesto contra los valores presentados por Meli & Reyes (1971b) y las NTC-DCM (2004), Tomado de Flores-Cano (2010).....                                                                                                                                                                                                                                                                   | 41 |
| Figura 2.27 Curva de histéresis, espécimen ME1 cortante (kN)-distorsión (mm/mm) .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          | 43 |
| Figura 2.28 Resistencia a agrietamiento por tensión diagonal en función de la relación de aspecto, Perez-Gavilán et al. (2014) .....                                                                                                                                                                                                                                                                                           | 43 |
| Figura 2.29 Propagación del agrietamiento diagonal de muros largos con castillos intermedios: a) muro ME6 daño real, b) muro central del espécimen 3D ensayado por Arias (2005), c) y d) puntales en compresión formados para cada caso.....                                                                                                                                                                                   | 45 |
| Figura 2.30 Degradación de rigidez de todos los muros probados.....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | 45 |
| Figura 2.31 Configuraciones de $M_a$ y $V$ en un muro. ....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | 47 |
| Figura 2.32 Modelo de resistencia cortante al primer agrietamiento. Fuente Pérez Gavilán & Manzano (2013).....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | 47 |
| Figura 2.33 Efecto del momento $M_a$ en la parte superior del muro: a) Resistencia al agrietamiento normalizada contra relación de aspecto, b) resistencia al                                                                                                                                                                                                                                                                  |    |

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| agrietamiento contra momento $M_a$ normalizado, Tomado de Perez-Gavilán <i>et al.</i> (2014) .....                                                                                                                                                                                                                                                                                     | 48 |
| Figura 2.34 Geometría de los especímenes sometidos a pruebas dinámicas. Fuente Flores <i>et al.</i> (2016) .....                                                                                                                                                                                                                                                                       | 56 |
| Figura 2.35 Curvas de histéresis del modelo M3ND-1 mostrando todas las etapas y envolventes de los dos especímenes. Fuente Flores <i>et al.</i> (2016).....                                                                                                                                                                                                                            | 56 |
| Figura 2.36 comparación de modelos no lineales para muros de mampostería en compresión y en tensión. Fuente Velázquez <i>et al.</i> (2017) .....                                                                                                                                                                                                                                       | 57 |
| Figura 2.37 Curvas de capacidad con y sin el efecto de muros en tensión. Fuente Velázquez <i>et al.</i> (2017). .....                                                                                                                                                                                                                                                                  | 58 |
| Figura 2.38 Variación de los desplazamientos elásticos e inelásticos en una estructura con daño uniforme y con daño en planta baja .....                                                                                                                                                                                                                                               | 59 |
| Figura 2.39 Puntos críticos del modelo elastoplástico equivalente. Adaptado de Pérez Gavilán (2019).....                                                                                                                                                                                                                                                                               | 60 |
| Figura 3.1 Envolvente de las curvas cortante distorsión de los muros de mampostería confinada con distintas cuantías de refuerzo horizontal. Modificada de Cruz-Olayo .....                                                                                                                                                                                                            | 63 |
| Figura 3.2 Parámetros de desempeño en muros de mampostería confinada con comportamiento en corte: a) degradación de rigidez normalizada como función de la ductilidad de desplazamiento, b) degradación de rigidez normalizada como función de la distorsión, y c) relación entre la ductilidad de desplazamientos y la distorsión de los muro MB ensayados por Cruz-Olayo (2015)..... | 64 |
| Figura 3.3 Efecto de la carga axial en la capacidad de deformación de muros de mampostería: a) muros de mampostería de block hueco ensayados por Flores (2019), b) reducción de la pendiente post-resistencia máxima de una estructura debido a los efectos de segundo orden (ASCE/SEI 2014).....                                                                                      | 66 |
| Figura 3.4 Planta estructural edificio Sirio CA con numeración de muros.....                                                                                                                                                                                                                                                                                                           | 68 |
| Figura 3.5 Planta estructural edificio Agrícola con numeración de muros.....                                                                                                                                                                                                                                                                                                           | 68 |
| Figura 3.6 Espectro de diseño sísmico .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | 70 |
| Figura 3.7 Método de la columna ancha con grados de libertad en el plano .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                         | 72 |
| Figura 3.8 Ancho equivalente de losa sugerido para el modelado de edificios con el método de la columna ancha propuesta por las NTC-DCM (2017).....                                                                                                                                                                                                                                    | 73 |
| Figura 3.9 Modelos de análisis estructural: a) Sirio CA 8N, b) Agrícola Oriental 8N, c) Sirio CA 10N, d) Agrícola Oriental 10N.....                                                                                                                                                                                                                                                    | 73 |
| Figura 3.10 Distribución de desplazamientos: a), b), c), d) y distorsiones e), f), g), h) en elevación, revisión reglamentaria .....                                                                                                                                                                                                                                                   | 74 |

|                                                                                                                                                                                                         |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 3.11 Diagrama de interacción carga axial-momento flexionante resistente de diseño con el método optativo. Referencia NTC-DCM (2017) .....                                                        | 78 |
| Figura 3.12 Localización de las secciones transversales de muro en planta Edificio Sirio 8N.....                                                                                                        | 79 |
| Figura 3.13 Localización de las secciones transversales de muro en planta Edificio Sirio 10N.....                                                                                                       | 79 |
| Figura 3.14 Ubicación en planta de los muros para los cuales se muestra el diagrama de interacción $M-P$ en los edificios Sirio .....                                                                   | 80 |
| Figura 3.15 Diagramas de interacción carga axial momento flexionante de las secciones de muro del edificio Sirio 8N: a) 102, b) 106, c) 107, d) 201, e) 204 y f) 206 .....                              | 82 |
| Figura 3.16 Diagramas de interacción carga axial momento flexionante de las secciones de muro del edificio Sirio 10N: a) 102, b) 106, c) 107, d) 201, e) 204 y f) 206 .....                             | 83 |
| Figura 3.17 Localización de las secciones transversales de muro en planta baja edificio Agrícola 8N.....                                                                                                | 84 |
| Figura 3.18 Tamaño, colocación y protección del acero de refuerzo horizontal. Referencia NTC-DCM (2017).....                                                                                            | 85 |
| Figura 3.19 Ubicación de los muros con la mayor relación $D/C$ y la dirección de las acciones sísmicas, a) Sirio 8N planta N4, b) Sirio 10N planta N1, c) Sirio 10N planta N2.....                      | 86 |
| Figura 3.20 Diagrama de interacción $P-V_{cr}$ de muros de concreto reforzado .....                                                                                                                     | 88 |
| Figura 3.21 Diagramas de interacción cortante contra carga axial para el diseño por capacidad de muros de concreto reforzado en el edificio Sirio 8N: a) muro 1103, b) muro 1203 .....                  | 88 |
| Figura 3.22 Efecto de los pretilos o parapetos: a) Falla a corte en parapeto de una estructura de mampostería simple. (Dazio & Beyer 2010). b) Falla a corte de los muros de mampostería confinada..... | 89 |
| Figura 3.23 Muros que pertenecen a un edificio deformados en curvatura simple y curvatura doble.....                                                                                                    | 91 |
| Figura 3.24 Diagramas de interacción cortante asociado a la flexión y cortante resistente contra carga axial muros edificio Sirio 8N: a) muro 1114, b) muro 1115, c) muro 1201, y d) muro 1202.....     | 93 |
| Figura 3.25 Diagramas de interacción cortante asociado a la flexión y cortante resistente contra carga axial muros edificio Sirio 10N: a) muro 1114, b) muro 1115, c) muro 1201, y d) muro 1202.....    | 94 |



|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 3.26 Detalles de secciones en edificio Sirio 8N: a) Pretíl, b) Sección de castillo K-1, c) sección de dala D-1, d) sección de losa equivalente S-1.....                                                                                                                                                                                                                                                                                                         | 95  |
| Figura 3.27 Detalles de muros: a) elevación de muro de mampostería confinada, b) vista en planta muro de concreto sección 103. ....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | 96  |
| Figura 3.28 Modelo implementado por el programa 3DMacro: a) Marco en elevación, b) detalle de la interfase, c) elemento barra con plasticidad concentrada.....                                                                                                                                                                                                                                                                                                         | 97  |
| Figura 3.29 Idealización del modelo modificado de la columna ancha propuesto por Terán-Gilmore et al., (2009).....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     | 99  |
| Figura 3.30 Mecanismo de resistencia lateral de un muro de mampostería confinada con comportamiento en corte asociados la envolvente trilineal de la respuesta cíclica: 1) agrietamiento diagonal, 2) propagación de la grieta hasta la zona de los castillos, 3) falla de los castillos y el muro.....                                                                                                                                                                | 99  |
| Figura 3.31 Obtención de los puntos que definen la curva envolvente trilineal a corte utilizando evidencia experimental y analítica.....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               | 100 |
| Figura 3.32 Obtención de los puntos que definen la curva envolvente trilineal a corte para muros donde las deformaciones por corte dominan la respuesta del muro .                                                                                                                                                                                                                                                                                                     | 100 |
| Figura 3.33 Interacción entre el cortante en los elementos horizontales y la carga axial en los muros: a) Sistema de muros sometido a un patrón de cargas laterales, b) Curva de capacidad aproximada de los muros 1, 2 y 3 .....                                                                                                                                                                                                                                      | 101 |
| Figura 3.34 Investigación sobre el comportamiento cíclico de pretiles de mampostería simple desarrollada por Rinaldin <i>et al.</i> (2017): a) deformada del pretíl ante cargas laterales, b) aplicación de la carga en la prueba experimental, c) dimensiones del espécimen MS1, d) reglas del comportamiento histerético propuesto, e) ubicación del resorte no lineal en corte, d) comparación entre la respuesta experimental y el modelo numérico propuesto ..... | 103 |
| Figura 3.35 Relación entre la H/L y M/VL de muros largos que forman parte de un edificio de mampostería de mediana altura .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        | 106 |
| Figura 3.36 Calibración de los valores propuestos de $\alpha$ , $\beta$ y $\gamma$ con resultados experimentales .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | 109 |
| Figura 3.37 Rigidez inicial de la articulación plástica en función de la deformada y distribución de momentos del elemento .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       | 111 |
| Figura 3.38 Diagramas Momento-Curvatura de la sección Pretíl y losa equivalente en el edificio Sirio 10N. ....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         | 112 |
| Figura 3.39 Curvas de capacidad de los cuatros edificios en ambas direcciones de análisis .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        | 115 |

|                                                                                                                                                                                                                     |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 3.40 Distribución de desplazamientos y distorsiones en elevación para puntos de interés de la curva de capacidad de los edificios en estudio. a) Sirio 8N, b) Agrícola 8N, c) Sirio 10N, d) Agrícola 8N..... | 116 |
| Figura 3.41 Significado de los colores de las articulaciones plásticas con relación al nivel de daño de un muro de mampostería confinada con refuerzo horizontal....                                                | 117 |
| Figura 3.42 Estado de daño en los muros en el edificio Sirio 8N para: a) cortante máximo b) desplazamiento último en la dirección X, c) cortante máximo y d) desplazamiento último en la dirección Y .....          | 118 |
| Figura 3.43 Estado de daño en los muros en el edificio Agrícola 8N para: a) cortante máximo b) desplazamiento último en la dirección X, c) cortante máximo y d) desplazamiento último en la dirección Y .....       | 119 |
| Figura 3.44 Estado de daño en los muros en el edificio Sirio 10N para: a) cortante máximo b) desplazamiento último en la dirección X, c) cortante máximo y d) desplazamiento último en la dirección Y .....         | 120 |
| Figura 3.45 Estado de daño en los muros en el edificio Agrícola 10N para: a) cortante máximo b) desplazamiento último en la dirección X, c) cortante máximo y d) desplazamiento último en la dirección Y .....      | 121 |
| Figura 3.46 Relación entre el desplazamiento en la azotea y las distorsiones de entrepiso edificio Sirio 8N: a) dirección X, b) dirección Y .....                                                                   | 122 |
| Figura 3.47 Proceso de formación de un entrepiso blando en una estructura de mampostería confinada .....                                                                                                            | 123 |
| Figura 3.48 Escalado de los eventos sísmicos para el ADNL. a) Sirio 8N, b) Agrícola 8N, c) Sirio 10N y d) Agrícola 10N.....                                                                                         | 124 |
| Figura 3.49 Distribución de desplazamientos y distorsiones en elevación para los 8 eventos sísmicos edificio Sirio 8N: a) y b) dirección X, c) y d) Dirección Y .....                                               | 125 |
| Figura 3.50 Distribución de desplazamientos y distorsiones en elevación para los 8 eventos sísmicos edificio Agrícola 8N: a) y b) dirección X, c) y d) Dirección Y .....                                            | 126 |
| Figura 3.51 Distribución de desplazamientos y distorsiones en elevación para los 8 eventos sísmicos edificio Sirio 10N: a) y b) dirección X, c) y d) Dirección Y .....                                              | 126 |
| Figura 3.52 Distribución de desplazamientos y distorsiones en elevación para los 8 eventos sísmicos edificio Agrícola 10N: a) y b) dirección X, c) y d) Dirección Y ...                                             | 127 |
| Figura 3.53 Comparación del espectro de diseño y los espectros de peligro uniforme: a) espectros de aceleración, b) espectros de desplazamientos .....                                                              | 127 |
| Figura 3.54 Escalado del evento SU1 para que sus ordenadas espectrales sean consistentes con el espectro de diseño. a) espectro de aceleración, b) espectro de desplazamientos .....                                | 129 |

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 3.55 Desplazamiento máximo cuando la ordenada espectral escalada coincide con el espectro de diseño ( $ADI=1$ ). a) nivel de daño en los muros en términos de su curva de capacidad local, b) nivel de ductilidad referido al desplazamiento asociado al cortante máximo .....                   | 129 |
| Figura 3.56 Relación $D/D_{max}$ para factores de incremento de: a) 2.1, b) 2.2.....                                                                                                                                                                                                                    | 130 |
| Figura 3.57 Distribución de desplazamientos y distorsiones para los distintos factores de incremento propuestos y comportamiento histerético del muro 2211 para el $ADI=2.5$ .....                                                                                                                      | 130 |
| Figura 3.58 Respuesta del edificio considerando que los pretilos se comportan en corte: a) comparativa de la curva de capacidad cuando los pretilos se modelan en flexión, b) nivel de daño para el desplazamiento último de la curva de capacidad con pretilos en corte.....                           | 131 |
| Figura 3.59 Respuesta del edificio considerando la reducción de $V_{mR}$ en los muros de planta baja en la dirección Y: a) Comparativa de la curva de capacidad cuando no se reduce la resistencia de $V_{mR}$ , b) nivel de daño para el desplazamiento ultimo .....                                   | 132 |
| Figura 3.60 Respuesta del edificio considerando un incremento de la capacidad de deformación de los muros por el “efecto dinámico”: a) Comparativa de la curva de capacidad con y sin efecto dinámico. Distribución en elevación de: b) desplazamientos, c) distorsiones .....                          | 133 |
| Figura 4.1 Modelo de análisis no lineal de muros de mampostería confinada con comportamiento no lineal en flexión .....                                                                                                                                                                                 | 138 |
| Figura 4.2 Análisis de una sección transversal de muro.....                                                                                                                                                                                                                                             | 138 |
| Figura 4.3 Ensayo a compresión axial en pilas de mampostería. Tomada de Zuñiga (2008) .....                                                                                                                                                                                                             | 139 |
| Figura 4.4 Diagramas esfuerzo-deformación axial tipos de los materiales que constituyen un muro de mampostería confinada .....                                                                                                                                                                          | 140 |
| Figura 4.5 Diagrama momento curvatura típico y su simplificación bilineal .....                                                                                                                                                                                                                         | 142 |
| Figura 4.6 Diagramas de interacción para los distintos estados límites propuestos en la Figura 4.5 .....                                                                                                                                                                                                | 143 |
| Figura 4.7 a) Perfil de deformaciones en la altura del muro (Shedid <i>et al.</i> 2010c), b) perfil de curva a lo largo del muro (Shedid <i>et al.</i> 2009). .....                                                                                                                                     | 145 |
| Figura 4.8 Definición de longitud de articulación plástica equivalente $l_p$ .....                                                                                                                                                                                                                      | 146 |
| Figura 4.9 Caracterización del comportamiento de un muro de mampostería confinada ante cargas laterales; a) Definición de variables para determinar el tipo de comportamiento del muro, b) agrietamiento horizontal inicial, c) agrietamiento cuando se alcanza la resistencia residual $V_{ult}$ ..... | 147 |

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 4.10 Predicción grafica del modo de falla de los muros ensayados por Varela-Rivera <i>et al.</i> (2019); a) Muro M4, b) M5 y c) M6.....                                                                                                                                                                                             | 148 |
| Figura 4.11 Modelos constitutivos: a) Concreto, b) Mampostería, c) Acero longitudinal .....                                                                                                                                                                                                                                                | 149 |
| Figura 4.12 Idealización elastoplástica del diagrama momento-curvatura: a) método obtener el área bajo la curva del diagrama $M-\phi$ , b) simplificación elastoplástica..                                                                                                                                                                 | 150 |
| Figura 4.13 Diagramas momento-curvatura para distintos niveles de carga axial: a) M4, b) M5, c) M6 .....                                                                                                                                                                                                                                   | 151 |
| Figura 4.14 Diagramas de interacción $P-M_u$ : a) Muro M4, b) M5, c) M6 .....                                                                                                                                                                                                                                                              | 151 |
| Figura 4.15 Comparativa entre los resultados experimentales y el modelo analítico propuesto de la curva fuerza contra distorsión muros M4, M5, y M6 .....                                                                                                                                                                                  | 152 |
| Figura 4.16 Caracterización del comportamiento de un muro de mampostería confinada ante cargas laterales con comportamiento elasto-plástico: a) Falla antes de alcanzar la ductilidad ultima, b) La curva de capacidad del muro no intercepta la envolvente y la ductilidad del muro es al menos igual a la ductilidad ultima. ....        | 154 |
| Figura 4.17 Relación de la ductilidad ultima y cociente de la carga axial entre resistencia axial pura en compresión $P_{oc}$ .....                                                                                                                                                                                                        | 154 |
| Figura 4.18 Predicción grafica del modo de falla de los muros ensayados por Varela-Rivera <i>et al.</i> (2019) datos experimentales contra valores analíticos: a), b), c) muros M4, M5 y M6 datos experimentales, d), e) y f) datos analíticos.....                                                                                        | 156 |
| Figura 4.19 Predicción grafica del modo de falla de los muros ensayados por Varela-Rivera <i>et al.</i> (2019) datos analíticos con $V_{ult}=0.65V_{max}$ : a) muro M4, b) muro M5 y c) muro M6.....                                                                                                                                       | 157 |
| Figura 4.20 Parámetros que definen el modelo de <i>Takeda Slip</i> .....                                                                                                                                                                                                                                                                   | 158 |
| Figura 4.21 Calibración del parámetro $\gamma$ en el modelo de Takeda Split Muro M-4: a) $\gamma=0$ , b) $\gamma=0.25$ , c) $\gamma=0.5$ .....                                                                                                                                                                                             | 159 |
| Figura 4.22 Comparativa de los parámetros de desempeño calculados con el modelo analítico, y utilizando la definición experimental y analítica del desplazamiento de fluencia: a) y c) Degradación de rigidez normalizada como función de la distorsión, b) y d) relación entre la ductilidad de desplazamientos y la distorsión del muro. | 160 |
| Figura 4.23 Modos de comportamiento y falla de los muros: a) M41, b) M51, c) M61, d) M42, e) M52, f) M62 .....                                                                                                                                                                                                                             | 162 |
| Figura 4.24 Comparación de parámetros de desempeño: a), b) y c) ductilidad de desplazamiento contra distorsión, d), e) y f) distorsión contra degradación de rigidez normalizada.....                                                                                                                                                      | 162 |
| Figura 4.25 Diagramas de interacción $P-M$ muros: a) M43, b) M44, c) M45 .....                                                                                                                                                                                                                                                             | 164 |

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 4.26 Posibles efectos del acero de refuerzo horizontal y detallado de los castillos: a) efecto del aumento de la capacidad de deformación y resistencia del concreto confinado b) mejora de la curva esfuerzo deformación del acero en compresión. c) caracterización del comportamiento ante cargas laterales de los muros M42, M43, M44 y M45 ..... | 165 |
| Figura 4.27 Comparación de parámetros de desempeño de muro con castillos debidamente detallados y refuerzo horizontal: a) Degradación de rigidez normalizada como función de la distorsión, y b) relación entre la ductilidad de desplazamientos y la distorsión del muro .....                                                                              | 166 |
| Figura 4.28 Cortante máximo esperado en un muro que se daña a flexión: a) curvatura simple; b) doble curvatura; y c) momento positivo en la punta del muro .....                                                                                                                                                                                             | 167 |
| Figura 4.29 Diagrama de interacción carga axial-momento-cortante propuesto por López (2011).....                                                                                                                                                                                                                                                             | 168 |
| Figura 4.30 Diagrama cortante contra carga axial; a) Definición de comportamiento a flexión y b) Definición de comportamiento en corte .....                                                                                                                                                                                                                 | 169 |
| Figura 4.31 Diagrama de interacción Momento contra carga axial de una sección rectangular con refuerzo simétrico tomada de <a href="https://nanopdf.com/download/redimensionado-de-columnas_pdf">https://nanopdf.com/download/redimensionado-de-columnas_pdf</a> .....                                                                                       | 170 |
| Figura 4.32 Diagramas de interacción $V$ - $P$ de los muros estudiados en la sección anterior .....                                                                                                                                                                                                                                                          | 171 |
| Figura 4.33 Diagramas $V$ - $P/P_{OC}$ de los muros M1: a) M1-10, b) M1-5, c) M1-1.42, d) M1-1.66 .....                                                                                                                                                                                                                                                      | 174 |
| Figura 4.34 Diagramas $V$ - $P/P_{OC}$ de los muros M2: a) M2-10, b) M2-5, c) M2-1.42, d) M2-1.66 .....                                                                                                                                                                                                                                                      | 175 |
| Figura 4.35 Impacto en el incremento del acero de refuerzo horizontal en los muros: a) M1-1.42, b) M1-1.66 .....                                                                                                                                                                                                                                             | 176 |
| Figura 4.36 Comparativa del cálculo de $V_R$ con la propuesta de Pérez Gavilán & Manzano (2013) (línea con guiones y puntos) y Varela-Rivera <i>et al.</i> (2019) (línea formada por guiones): a) M1-10, b) M1-1.42.....                                                                                                                                     | 177 |
| Figura 5.1 Fases de diseño para el desarrollo de una metodología basada en desempeño SEAOC (1995).....                                                                                                                                                                                                                                                       | 180 |
| Figura 5.2 Objetivos de desempeño para edificios .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                       | 183 |
| Figura 5.3 Límites de desplazamiento global y local usados en el FEMA 306, Adaptado por Zúñiga (2008).....                                                                                                                                                                                                                                                   | 183 |

|                                                                                                                                                                                                                                                      |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 5.4 Resumen de la campaña experimental realizada por Shedid et al., (2010a a) elevación de muros ensayados, b) sección de muros y refuerzo, c) daño del muro W3 para una ductilidad de desplazamiento de 5, d) lazo histerético el muro. .... | 185 |
| Figura 5.5 Componentes de un muro de mampostería reforzada relleno de <i>grout</i> .....                                                                                                                                                             | 186 |
| Figura 5.6 Acero de refuerzo longitudinal típico en muros ensayados por Varela et al., (2019) .....                                                                                                                                                  | 187 |
| Figura 5.7 Curva de capacidad, envolvente de la respuesta cíclica del muro M6 ensayado por Varela et al., (2019) y los límites que definen el desempeño estructural. ....                                                                            | 188 |
| Figura 5.8 Deformada y diagrama de momentos de elementos según su condición de frontera debido al sistema de piso: a) columnas, b) muros con restricción al giro, c) muro sin restricción al giro. ....                                              | 190 |
| Figura 5.9 Alternativa para incrementar el momento de inercia de una sección transversal de muro.....                                                                                                                                                | 190 |
| Figura 5.10 Modificaciones al sistema estructural “tradicional” de muros de mampostería confinada para fomentar el comportamiento a flexión del sistema. ....                                                                                        | 191 |
| Figura 5.11 Efecto del retraso de cortante en secciones no rectangulares .....                                                                                                                                                                       | 194 |
| Figura 5.12 Diseño de interiores de departamentos con el concepto de “ <i>open plan</i> ” <a href="https://deplanosycasas.com/concepto-abierto-cocina-comedor-y-sala/">https://deplanosycasas.com/concepto-abierto-cocina-comedor-y-sala/</a> .....  | 194 |
| Figura 5.13 Ubicación del punto de inflexión en el diagrama de momentos y deformación de un muro que forma parte de un edificio sometido a cargas laterales .....                                                                                    | 196 |
| Figura 5.14 Deformada y diagrama de momentos de un muro en voladizo de 12 pisos .....                                                                                                                                                                | 197 |
| Figura 5.15 a) Deformada y diagrama de momentos de un muro empotrado en cada uno de sus de 12 pisos.....                                                                                                                                             | 197 |
| Figura 5.16 Espectro de pseudo-aceleración y Seudo-desplazamiento .....                                                                                                                                                                              | 198 |
| Figura 5.17 Calculo del periodo objetivo para un espectro de Seudo-desplazamiento definido .....                                                                                                                                                     | 199 |
| Figura 5.18 Estructura de mampostería confinada y sus idealizaciones: a) Estructura real, b) sistema de un grado de libertad, y c) sistema de masa y resorte en paralelo .....                                                                       | 201 |
| Figura 5.19 Diagrama de momentos en los muros debido a la aplicación de un patrón de cargas laterales.....                                                                                                                                           | 201 |
| Figura 5.20 Estructura tipo para construir la base de datos para determinar $h_{cf}$ ...                                                                                                                                                             | 203 |

|                                                                                                                                                                                                                                              |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 5.21 Diagrama de momentos real y altura de contra flecha y diagrama de momentos idealizado con altura de contra flecha equivalente $h_{cf}$ de estructura tipo a estudiada.....                                                       | 204 |
| Figura 5.22 Representación esquemática de la base de datos para obtener $h_{cf}$ .....                                                                                                                                                       | 204 |
| Figura 5.23 Sistemas de subestructuras establecidos en el criterio #2 para calcular $h_{cf}$ .....                                                                                                                                           | 206 |
| Figura 5.24 Ajuste de datos: a) primer criterio, b) segundo criterio.....                                                                                                                                                                    | 207 |
| Figura 5.25 Comparativa entre la respuesta de una estructura con dos y tres muros: a) estructura de dos muros y diagrama de momento de ambos muros, b) estructura con 3 muros, diagrama de momentos de muros exteriores y muro central ..... | 208 |
| Figura 5.26 Error en el cálculo del periodo fundamental de los ejercicios propuestos utilizando los dos criterios propuestos para calcular $h_{cf}$ dos muros: a) Ecuación 5.15, b) Ecuación 5.16.....                                       | 209 |
| Figura 5.27 Error en el cálculo del periodo fundamental de los ejercicios propuestos con tres muros utilizando los dos criterios propuestos para calcular $h_{cf}$ tres muros: a) ecuación 5.15, b) Ecuación 5.16.....                       | 210 |
| Figura 5.28 Correlación entre el periodo de los sistemas estructurales calculados con el modelo de análisis estructural elaborado en Midas y la ecuación 5.16. ....                                                                          | 210 |
| Figura 5.29 Asignación de la rigidez inicial de la articulación plástica en los muros en función de la forma del diagrama de momentos del muro .....                                                                                         | 214 |
| Figura 5.30 Propuesta para obtener la variación de la rigidez efectiva a flexión y curvatura plástica en función del nivel de carga axial en el muro.....                                                                                    | 215 |
| Figura 5.31 Revisión de los resultados a nivel global del análisis estático no lineal .....                                                                                                                                                  | 216 |
| Figura 5.32 Diagrama de momentos de planta baja en curvatura simple y estimación del cortante asociado a la flexión $V_f$ .....                                                                                                              | 217 |
| Figura 5.33 Revisión de los resultados a nivel local del análisis estático no lineal                                                                                                                                                         | 218 |
| Figura 5.34 Diagrama de flujo de la metodología basada en desempeño para el diseño de edificios de mampostería confinada con comportamiento no lineal en flexión .....                                                                       | 220 |
| Figura 6.1 Modificaciones al edificio Sirio CA .....                                                                                                                                                                                         | 222 |
| Figura 6.2 Modificaciones al edificio Agrícola Oriental 8N .....                                                                                                                                                                             | 224 |
| Figura 6.3 Ejes del edificio Agrícola 8N .....                                                                                                                                                                                               | 228 |
| Figura 6.4 Espectro de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento.....                                                                                                                                                                       | 229 |
| Figura 6.5 Determinación del periodo objetivo de la estructura $T_T$ .....                                                                                                                                                                   | 230 |

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 6.6 Forma modal del edificio Sirio 8N en la dirección transversal y longitudinal .....                                                                                                                                                                                                                                                                                     | 233 |
| Figura 6.7 Forma modal del edificio Agrícola 8N en la dirección transversal y longitudinal .....                                                                                                                                                                                                                                                                                  | 233 |
| Figura 6.8 Forma modal del edificio Sirio 10N en la dirección transversal y longitudinal .....                                                                                                                                                                                                                                                                                    | 234 |
| Figura 6.9 Forma modal del edificio Agrícola 10N en la dirección transversal y longitudinal .....                                                                                                                                                                                                                                                                                 | 234 |
| Figura 6.10 Diagramas esfuerzo deformación de los materiales utilizados: a) Concreto, b) Mampostería, c) Acero de refuerzo .....                                                                                                                                                                                                                                                  | 235 |
| Figura 6.11 Secciones transversales de fibras de muros elaborados en el programa XTRACT y detalles de castillos. Edificio Sirio 8N .....                                                                                                                                                                                                                                          | 236 |
| Figura 6.12 Prediseño de muros en flexo-compresión: a) sección 101, b) sección 102 y c) sección 201 .....                                                                                                                                                                                                                                                                         | 236 |
| Figura 6.13 Diagramas $V_f-P$ y $V_R-P$ de los muros del edificio Sirio 8N: a) $H_{efec}=5.82\text{ m}$ sección 101, b) $H_{efec}=4.55\text{ m}$ sección 101, c) $H_{efec}=4.88\text{ m}$ sección 101, e) $H_{efec}=9.97\text{ m}$ sección 102, f) $H_{efec}=11.18\text{ m}$ sección 201, g) $H_{efec}=9.38\text{ m}$ sección 201, h) $H_{efec}=10.50\text{ m}$ sección 201 ..... | 238 |
| Figura 6.14 Ubicación de las sección L1 y L2 en el eje 1 y 4 .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | 239 |
| Figura 6.15 Secciones transversales de fibras de elementos horizontales: a) sección de losa equivalente, b) dala central sección en T, c), y d) dala perimetral con sección en L .....                                                                                                                                                                                            | 239 |
| Figura 6.16 Diagramas momento curvatura y ajuste de $P/P_{OC}$ y $El_{efec}/El_b$ : a) Sección 101, b) Sección 102 y c) Sección 201 .....                                                                                                                                                                                                                                         | 242 |
| Figura 6.17 Diagramas de interacción $M_u-P$ para definir la articulación plástica en los muros: a) sección 101, b) sección 102 y c) sección 201 .....                                                                                                                                                                                                                            | 244 |
| Figura 6.18 Diagramas de momentos obtenidos en el análisis dinámico modal espectral: a) ejes 1 y 4, b) ejes 2 y 3, c) muros en la dirección transversal .....                                                                                                                                                                                                                     | 244 |
| Figura 6.19 Curva de capacidad y distorsiones de entrepiso de los edificios: a) y b) Sirio 8N, b) y c) Agrícola 8N .....                                                                                                                                                                                                                                                          | 245 |
| Figura 6.20 Curva de capacidad y distorsiones de entrepiso de los edificios en estudio: a) y b) Sirio 10N, c) y d) Agrícola 10N .....                                                                                                                                                                                                                                             | 246 |
| Figura 6.21 Demanda de ductilidad de rotación de los muros en la dirección Y cuando se alcanza la deformación lateral máxima .....                                                                                                                                                                                                                                                | 247 |
| Figura 6.22 Revisión de las acciones controladas por fuerza y deformación de los muros críticos en la dirección Y: a) y d) muro 201, b) y e) muro 202, c) y f) muro 203. ....                                                                                                                                                                                                     | 248 |



|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 6.23 Demanda de ductilidad de rotación máximas absolutas en el eje 1 ....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         | 249 |
| Figura 6.24 Demanda de ductilidad de rotación máximas absolutas en el eje 2 ....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         | 249 |
| Figura 6.25 Revisión de las acciones controladas por fuerza de las secciones transversales de los elementos horizontales con las máximas demandas de ductilidad de rotación; a) L-1 (positivo), b) L-1 (negativo), c) L-2 (positivo), d) L-2 (negativo), e) T-1 (positivo), f) T-1 (negativo), g) S-1 (positivo).....                                                                                    | 250 |
| Figura 6.26 Revisión de las acciones controladas por fuerza y deformación de los muros con sección 101: a) y d) 104, b) y e) 114, c) y f) 119 .....                                                                                                                                                                                                                                                      | 251 |
| Figura 6.27 Revisión de las acciones controladas por fuerza y deformación de los muros con sección 102, Muro 108.....                                                                                                                                                                                                                                                                                    | 251 |
| Figura 6.28 Cambios en el edificio Sirio 10N con respecto a la versión de 8 niveles: a) Sección S-2 que sustituye a la sección S-1 en los ejes 1 y 4 del edificio Sirio 10N. b) Sección K-2 que sustituye a los castillos K-1 extremos en los muros número 202 a 204 .....                                                                                                                               | 252 |
| Figura 6.29 Modificaciones a la planta estructural Sirio debido a los resultados del AENL.....                                                                                                                                                                                                                                                                                                           | 253 |
| Figura 6.30 Escalado de los espectros para obtener los factores de escala para los eventos sísmicos: a) y b) Eventos de profundidad intermedia y subducción sin escalar, c) y d) Eventos de profundidad intermedia y subducción escalados para la revisión de prevención del colapso, d), e) y f) Eventos de profundidad intermedia y subducción escalados para la revisión ante sismos frecuentes ..... | 254 |
| Figura 6.31 Perfil de desplazamientos y distorsiones en elevación edificio Sirio 8N prevención al colapso.....                                                                                                                                                                                                                                                                                           | 256 |
| Figura 6.32 Revisión de las demandas máximas de ductilidad de rotación en los elementos horizontales más demandados: a) L-1 (positivo), b) L-1 (negativo), c) L-2 (positivo), d) L-2 (negativo), e) T-1 (positivo), f) S-1 (positivo) .....                                                                                                                                                              | 256 |
| Figura 6.33 Demandas máximas de ductilidad de rotación en muros sección 101 y 102. Evento sísmico SU4 .....                                                                                                                                                                                                                                                                                              | 257 |
| Figura 6.34 Demandas máximas de ductilidad de rotación en muros sección 201. Evento sísmico SU4 .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | 258 |
| Figura 6.35 Perfil de desplazamientos y distorsiones en elevación edificio Sirio 8N. Sismos Frecuentes.....                                                                                                                                                                                                                                                                                              | 258 |
| Figura 6.36 Estatus de fluencia de las articulaciones plásticas para la demanda máxima de deformación lateral. Revisión ante Sismos Frecuentes. Dirección X...                                                                                                                                                                                                                                           | 259 |
| Figura 6.37 Estatus de fluencia de las articulaciones plásticas para la demanda máxima de deformación lateral. Revisión ante Sismos Frecuentes Edificio Sirio 8N Dirección Y.....                                                                                                                                                                                                                        | 259 |

|                                                                                                                                                                                                                                                                                               |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 6.38 Perfil de desplazamientos y distorsiones en elevación edificio Sirio 10N: a) prevención al colapso, b) Sismos Frecuentes .....                                                                                                                                                    | 260 |
| Figura 6.39 Perfil de desplazamientos y distorsiones en elevación edificio Agrícola 8N: a) prevención al colapso, b) Sismos Frecuentes .....                                                                                                                                                  | 261 |
| Figura 6.40 Perfil de desplazamientos y distorsiones en elevación edificio Agrícola 10N: a) prevención al colapso, b) Sismos Frecuentes .....                                                                                                                                                 | 262 |
| Figura 6.41 Escalado del evento SU2 para que sus ordenadas espectrales sean consistentes con el espectro de diseño. a) espectro de aceleración, b) espectro de desplazamientos .....                                                                                                          | 263 |
| Figura 6.42 Ductilidad de rotación máxima en el ADI=1 y curva de capacidad del muro 1203 obtenida del AENL. ....                                                                                                                                                                              | 264 |
| Figura 6.43 Ductilidad de rotación en el ADI=1.1 y comportamiento histerético del muro 1203 .....                                                                                                                                                                                             | 265 |
| Figura 6.44 Distribución de desplazamientos y distorsiones en la dirección transversal obtenidas en el Análisis dinámico incremental realizado al edificio Sirio 10N.....                                                                                                                     | 265 |
| Figura 7.1 BS EN 15978 Etapas y módulos del ciclo de vida de un edificio.....                                                                                                                                                                                                                 | 270 |
| Figura 7.2 Resultados de búsqueda de ECF utilizando la herramienta del buildingtransparency.org para un concreto de 19.6MPa.....                                                                                                                                                              | 272 |
| Figura 7.3 Ciclo de vida del concreto. Obtenido de <a href="https://materialspalette.org/concrete/">https://materialspalette.org/concrete/</a> .....                                                                                                                                          | 273 |
| Figura 7.4 Ejemplo de ECOM para diferentes tipos de concreto.....                                                                                                                                                                                                                             | 274 |
| Figura 7.5 Curvas de capacidad y distribución de distorsiones en elevación: a) y b) curvas de capacidad en las direcciones X y respectivamente, c) y d) distribución de distorsiones en las direcciones X y .....                                                                             | 277 |
| Figura 7.6 Nivel de daño de los edificios cuando se alcanza el desplazamiento último en la curva de capacidad: a) dirección X sistema tradicional, b) dirección X sistema basado en desplazamiento, c) dirección Y sistema tradicional, d) dirección Y sistema basado en desplazamiento ..... | 278 |
| Figura 7.7 Distribución de desplazamientos y distorsiones en la dirección corta para los diferentes factores de incremento durante el análisis dinámico incremental: a) y b) con diseño tradicional, c) y d) edificio con diseño basado en desplazamiento .....                               | 279 |
| Figura 7.8 Ductilidad para el factor de amplificación máximo en los edificios: a) diseño tradicional, b) diseño basado en desplazamiento .....                                                                                                                                                | 280 |

# Capítulo 1. Introducción

---

## 1.1. Justificación

En este inciso se presentan una serie de argumentos que tienen como finalidad justificar la elaboración de este trabajo de investigación; si bien, la investigación se ubica en un contexto cien por ciento técnico, en esta sección se abordan temas de diversas ramas del conocimiento que intentar contextualizar la importancia de este trabajo para la sociedad en general.

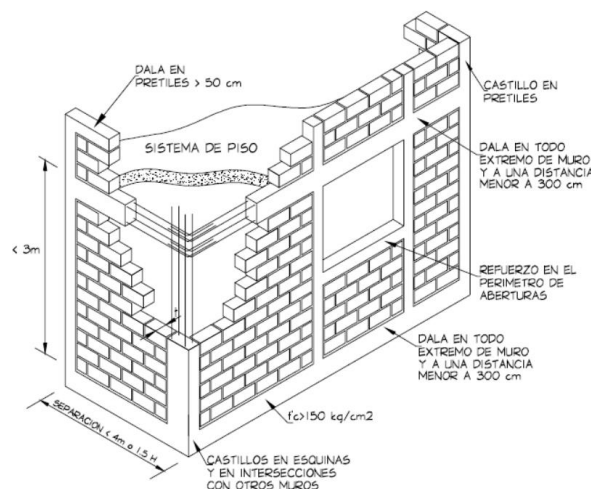
Históricamente las estructuras de mampostería han estado presentes en las principales civilizaciones que han existido en la humanidad *p. ej.*; las pirámides de Egipto, la Muralla China, el Coliseo Romano (Figura 1.1) etc. Por lo que existe una tendencia natural de ésta en pensar en ellas como una solución ante la necesidad de una obra de infraestructura.



**Figura 1.1 a) Pirámides de Guiza: Keops, Kefrén y Micerino. Fuente [https://es.wikipedia.org/wiki/Necr%C3%B3polis\\_de\\_Guiza](https://es.wikipedia.org/wiki/Necr%C3%B3polis_de_Guiza). b) Gran Muralla China Fuente [https://www.nationalgeographic.com.es/historia/grandes-reportajes/la-gran-muralla-china\\_8272/2](https://www.nationalgeographic.com.es/historia/grandes-reportajes/la-gran-muralla-china_8272/2)**

Dentro de la gran variedad de tipos de estructuras de mampostería tales como: la mampostería de piedra natural o la mampostería de adobe, existe un tipo de mampostería que ha destacado sobre todo, en términos de su buen comportamiento ante cargas laterales. Ésta es la mampostería confinada, este tipo de mampostería consiste en utilizar elementos de contorno de concreto reforzado como se

muestra en la Figura 1.2. En México, estos elementos se conocen como castillos (elementos verticales) y dalas (elementos horizontales).



**Figura 1.2 Requisitos de la mampostería confinada y su nomenclatura en México**

De acuerdo con Brzev (2007); la mampostería confinada fue desarrollada inicialmente en Chile en la tercer década del siglo XX. Su uso inició como consecuencia de los daños que el sismo de Talca 1928 causó en una gran cantidad de edificaciones construidas con mampostería simple. En 1939, otro evento sísmico en Chile mostró el buen comportamiento de las edificaciones de mampostería confinada. En la Ciudad de México, esta técnica fue introducida en los años cuarenta del siglo XX, como una solución para el control de agrietamiento de muros causado por los asentamientos diferenciales que se producen en los suelos blandos de la Ciudad (Figura 1.3). Debido a su buen comportamiento, el sistema se popularizó a lo largo del país, por lo cual; hoy en día, el uso de dicho sistema ha sido ampliamente utilizado tanto en la industria de la construcción formal, así como la autoconstrucción específicamente en el sector de la vivienda. Esto ha tenido como consecuencia que, dentro del lenguaje coloquial de la sociedad en México se escuche hablar de términos como: “muros de carga”, “cadenas” (dalas) y “castillos”.

En la Figura 1.4, obtenida del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), se observa que México pasó de 25.8 millones de habitantes en 1950 ha, 119.5 millones en 2015. Es decir, hubo un incremento de la población de más de 4 veces. Aunado a esto, la migración de dicha población de las zonas rurales a las zonas urbanas ha creado un déficit en la infraestructura necesaria en dichas zonas. Por ejemplo, de acuerdo con Estrada (2016), el director del Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los Trabajadores (INFONAVIT) David Penchyna Grub reconoció que en 2016 existía un déficit de 11 millones de viviendas para los trabajadores que cotizan en México.



Figura 1.3 Asentamiento de un edificio de mampostería simple en el Centro de la Ciudad de México. Fuente <http://geotecnia-sor.blogspot.com/2010/10/definicion-de-ingenieria-geotecnica.html>

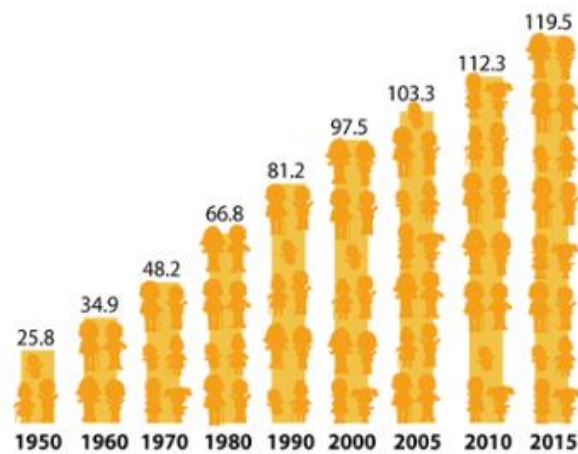


Figura 1.4 Crecimiento de población total desde 1950 a 2015 Fuente (INEGI)



Los datos mencionados en los párrafos anteriores muestran que en México la problemática de la vivienda está lejos de ser solucionado. Consiente del déficit de vivienda en México, a inicios del siglo XXI, el gobierno Mexicano apostó por una política de vivienda horizontal; por lo que se construyeron grandes desarrollos habitacionales con casas de uno y dos niveles de mampostería confinada, y muros de concreto reforzado (Figura 1.5). Pero en muchas ocasiones, dichos desarrollos se encontraban alejados de las grandes ciudades (Figura 1.6).

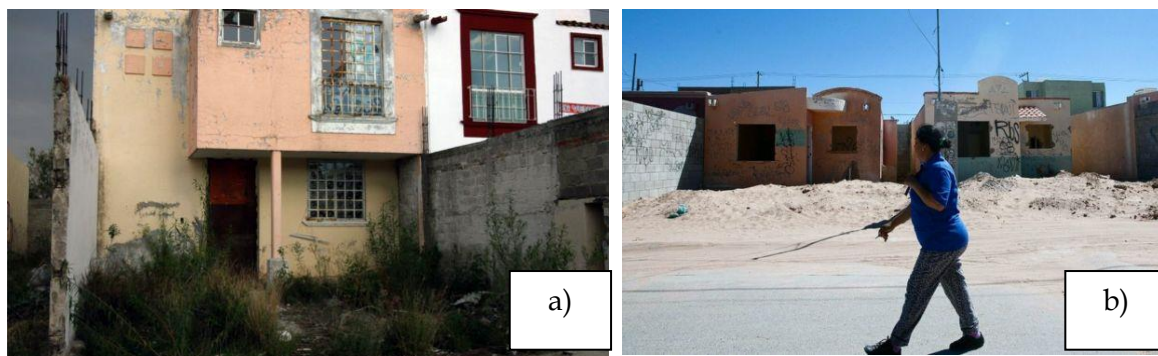


**Figura 1.5 Muros de concreto reforzado para vivienda de interés social. Fuente: Ingeniero Aarón Nolasco Hernández, calculista estructural en Consorcio ARA**



**Figura 1.6 Vista aérea del desarrollo del fraccionamiento Los Héroes, Mérida Yucatán. Fuente: <https://sipse.com/milenio/mega-fraccionamientos-crecimiento-yucatan-aumento-viviendas-construccion-129829.html>**

Esta política resultó poco conveniente, ya que en muchos de estos desarrollos habitacionales factores como: la carencia de, agua potable, seguridad y transporte públicos; el déficit de, escuelas, bibliotecas, mercados, centros culturales; produjeron un deterioro en la calidad de vida de sus habitantes. Sin embargo; incluso en los desarrollos donde se cuenta con todos los servicios, otros factores como: los tiempos excesivos del hogar al lugar de trabajo; que traen como consecuencia una mayor emisión de CO<sub>2</sub>. El aumento de los niveles de estrés a causa del tráfico, así como la poca convivencia familiar y con los vecinos, han sido en general motivos suficientes para que las personas decidan abandonar este tipo de vivienda. En resumen, el plan de vivienda horizontal implementado por el gobierno de México no tuvo el éxito esperado. De acuerdo con Álvarez (2015) citado por Jimenez-Pineda (2018) la cantidad de vivienda particular abandonada en México se incrementó de 9% en 1999 hasta un 21% en 2010 (Figura 1.7). Todos estos factores hicieron que el gobierno en México decidiera a inicios de la primera década del siglo XXI, cambiar la política de vivienda y regresar la vivienda a las grandes ciudades.



**Figura 1.7 Vivienda abandonada en Jalisco y Chihuahua. Fuente**  
<https://www.bbc.com/mundo/noticias-america-latina-47263282>

Debido a que en las grandes ciudades los terrenos son escasos, los costos de dichos terrenos pueden llegar a ser muy altos y en consecuencia el costo de la vivienda puede incrementarse considerablemente. Por ejemplo, en la Ciudad de México en 2017 se alcanzó un costo de hasta \$73,000.00 (3,650.00 USD) por metro cuadrado en las delegaciones con mayor desarrollo urbano, comercial, conectividad, ubicación y exclusividad. En contraste, en las zonas más baratas como: Iztapalapa, Gustavo A. Madero y Tláhuac, los precios rondan entre \$9,000.00 y \$13,000.00 (450.00USD y 650.00USD) por metro cuadrado; de acuerdo con el portal web inmuebles24.com. Una forma de optimizar los escasos espacios en las grandes ciudades es a través de edificaciones verticales. Para resolver esta problemática se han explorado sistemas estructurales (Figura 1.8) como: marcos rígidos, marcos rígidos con contravientos, losas planas y materiales como el concreto reforzado y sus distintas variaciones así como el acero estructural.

La mampostería confinada no había sido considerada como una alternativa para la construcción de edificios de más de 6 niveles. De acuerdo con Gómez Gonzales et al. (2019), la evolución en las corrientes arquitectónicas (Figura 1.9) que buscan la unicidad de las edificaciones, consideran a los muros de mampostería confinada como un sistema estructural y material obsoleto tecnológicamente hablando. Por otro lado, debido a las condiciones geográficas, geológicas y geotécnicas en las que se encuentra ubicado nuestro país, muchas edificaciones están localizadas en zonas con un peligro sísmico de moderado a elevado (Figura 1.10). En este contexto, la mampostería es considerada como un material frágil, con un nivel de vulnerabilidad mayor, en términos de su comportamiento ante cargas sísmicas.



**Figura 1.8 Torre Be Grand alto Polanco durante su construcción. Fuente**  
<https://www.edemx.com/site/be-grand-alto-polanco-torre-ii/>

En lo que respecta a la tecnología, estudios realizados en el pasado demuestran que las piezas de mampostería elaboradas de manera artesanal producidas en la época poseían propiedades mecánicas, así como características relacionadas a la capacidad de deformación y disipación de energía ínfimas con respecto a otros materiales de construcción y que no eran adecuadas en el contexto del diseño sismoresistente de ese momento histórico. Con respecto a este último punto, es importante mencionar que en la actualidad los procesos de industrialización han mejorado las propiedades mecánicas de la mampostería y, sin entrar en mayor detalle, basta decir que los conceptos ligados al nivel de daño considerado como aceptable en términos de un correcto comportamiento sismo resistente del pasado han cambiado con respecto a los actuales (SEAOC 1995).

A pesar de estos factores y al hecho que las edificaciones verticales de mampostería confinada han tenido un comportamiento adecuado en zonas con peligro sísmico moderado a elevado en eventos recientes como el sismo del 19 de septiembre de 2017 (Tena-Colunga et al. 2020). El arraigo de la sociedad mexicana por los muros



de mampostería confinada como sistema estructural en la construcción de edificios de vivienda ha sido la razón del uso de edificios de mampostería confinada de mayor altura (de 6 y hasta 8 niveles, Figura 1.11) como lo reporta Valenzuela (2009). En este contexto, existen algunas investigaciones que han explorado la posibilidad de diseñar estructuras de mampostería confinada de mayor altura por ejemplo López (2011) y Espinosa-Cazarín (2013).



**Figura 1.9 Arquitecturas modernas de edificios de departamentos.** Fuente [https://www.homify.com.mx/libros\\_de\\_ideas/5857222/arquitectura-de-edificios-de-departamentos](https://www.homify.com.mx/libros_de_ideas/5857222/arquitectura-de-edificios-de-departamentos)

La evidencia en pruebas tanto experimentales como analítica de estructuras de mampostería confinada en México como en otras partes del mundo, así como la evidencia recopilada en sitio posterior a eventos sísmicos de importancia; muestra que las estructuras de mampostería confinada diseñadas y construidas siguiendo criterios ingenieriles han mostrado un desempeño satisfactorio (Meli 1994). Por otro lado, las edificaciones de mampostería: sin criterios de diseño, con mala calidad de los materiales y construidas por personas con escaso o nulo conocimiento técnico; han presentado daños de consideración llegando hasta el colapso ante sismos de moderada y gran magnitud.

En términos de su comportamiento ante cargas laterales, los muros de mampostería confinada presentan un tipo de daño asociado con el agrietamiento diagonal que se extiende hasta las esquinas del muro; una vez que dicho agrietamiento penetra a los castillos, el muro experimenta una pérdida de resistencia súbita que delimita la estabilidad del muro a resistir cargas verticales. Es importante hacer

notar que este fenómeno está directamente relacionado con: las propiedades mecánicas de la mampostería, la geometría y condiciones de acoplamiento del muro, la cantidad de acero de refuerzo longitudinal y transversal en los elementos confinantes (castillos) y la existencia o cantidad de acero de refuerzo horizontal. Y que al modificar uno o varios de estos parámetros, es posible cambiar el modo en que el muro se daña, a uno asociado al fenómeno de la flexión.



**Figura 1.10 Mapa de peligro sísmico de la república mexicana. Fuente Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (1993)**

Hasta la fecha, el diseño sísmico de estructuras de mampostería confinada se ha regido principalmente por los conceptos del diseño basado en fuerzas; ponderando el cálculo de la resistencia lateral del sistema, e infiriendo su capacidad de deformación inelástica utilizando factores de reducción de fuerzas sísmicas; sin embargo, dadas las nuevas tendencias en el diseño sismoresistente y la importancia del sistema estructural de mampostería confinada en México y otros países con economías emergentes en Latinoamérica y el mundo; resulta fundamental la introducción de los conceptos de diseño basado en desempeño y resiliencia. Por lo tanto, para implementar la construcción de edificios de mampostería confinada con comportamiento no lineal en flexión, será necesario cambiar algunos enfoques establecidos en el diseño de edificaciones de mampostería ante cargas sísmicas.



**Figura 1.11 Edificio de mampostería confinada de 8 niveles Av. Cuauhtémoc 1117. Alcantaría, Benito Juárez, Ciudad de México. Reportado por Valenzuela (2009)**

## 1.2. Hipótesis

Algunas de las hipótesis que se plantean en el desarrollo de este trabajo son:

- i. La mampostería confinada se comporta como un material homogéneo e isotrópico, por lo que las leyes de la mecánica de materiales son aplicables a él.
- ii. La resistencia de la mampostería a esfuerzos de tensión perpendiculares a las juntas es nula.
- iii. Las características geométricas y condiciones de frontera de los elementos (muros y elementos de acoplamiento) de un edificio estructurado con muros de mampostería confinada definen el tipo de deformación global (corte o flexión) dominante en dicho sistema estructural.
- iv. Los muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales donde las deformaciones por flexión son las que dominan el comportamiento del muro serán capaces de desarrollar mayores niveles de deformación con un razonable control del daño en comparación con aquellas alcanzadas cuando las deformaciones por corte dominan el comportamiento.
- v. El daño a flexión es aquel caracterizado por la fluencia del acero de refuerzo vertical y grietas horizontales en la zona a tensión, así como agrietamiento vertical en la zona de compresión donde se ubican: el concreto de recubrimiento, el concreto confinado por los estribos que constituyen al castillo y de ser el caso, la mampostería.

- vi. La falla a flexión se define cuando se presenta alguno de los siguientes fenómenos: el acero de tensión alcanza la deformación a la ruptura, el concreto confinado o mampostería en compresión se aplastan, o las varillas de acero longitudinales se pandean.
- vii. El diseño por capacidad de muros de mampostería confinada promueve el daño en flexión en vez el daño en corte
- viii. El comportamiento en flexión de muros de mampostería confinada permite un adecuado control del agrietamiento; es decir, las deformaciones inelásticas en un elemento estructural.
- ix. Si el desplazamiento lateral de un muro queda regido por sus deformaciones a flexión y además el daño se da por flexión, será posible lograr en el muro un comportamiento caracterizado por una baja reducción rigidez, así como ciclos de histéresis estables con una adecuada capacidad de disipación de energía.
- x. Es posible estimar el comportamiento no lineal de muros de mampostería confinada por medio de modelos de plasticidad concentrada siguiendo la teoría de flexión de *Bernoulli* que se usa en muros de concreto y mampostería reforzada con un grado de precisión adecuado.
- xi. Los castillos con un detallado adecuado funcionan como elementos de borde mejorando la capacidad de compresión de los extremos de los muros de mampostería confinada y en consecuencia, aumentan la capacidad de deformación inelástica ante cargas laterales del muro.
- xii. Es posible que los muros de mampostería confinada con refuerzo horizontal contruidos con piezas y mortero de alta resistencia que alcancen los niveles de desempeño mostrados por los muros con relación de aspecto elevada de mampostería reforzada con elementos de borde.
- xiii. Al incrementar la altura del edificio, la relación de aspecto global del edificio; es decir, su altura total entre la longitud paralela a cada uno de sus ejes principales aumenta. Entonces las deformaciones por flexión cobran cada vez mayor importancia sobre las deformaciones a corte. Siendo particularmente cierto, cuando los muros se diseñan bajo un contexto de diseño por capacidad que retrase el daño en corte.
- xiv. Es posible establecer un procedimiento de dimensionado preliminar de estructuras de mampostería confinada siempre que la estructura esté regida por efectos de flexión.

### 1.3. Objetivos

- i. Estudiar el comportamiento sísmico de una serie de edificios estructurados con muros de mampostería confinada y acero de refuerzo horizontal de mediana altura y diseñados con las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México (NTC-2017) y las prácticas comunes de la ingeniería estructural mexicana con la finalidad de determinar su desempeño sísmico.

- ii. Evaluar si las recomendaciones de diseño sísmico de edificios de mampostería confinada con refuerzo horizontal de mediana altura de las NTC (2017) cumplen con los criterios de desempeño definidos dentro del mismo reglamento.
- iii. Proponer y evaluar una metodología de diseño sismoresistente de edificios de mampostería confinada con refuerzo horizontal con comportamiento no lineal dominado por flexión, basado en desempeño.
- iv. Realizar una comparativa del diseño de edificios de mampostería confinada utilizando la metodología propuesta en comparación con los diseños tradicionales, en términos de aspectos como el desempeño sísmico, la cantidad de materiales utilizados y las emisiones de dióxido de carbono equivalente ( $\text{CO}_2\text{e}$ ).

## 1.4. Alcances y limitaciones

Con base en lo descrito previamente, se enlistan los alcances y limitaciones del presente trabajo:

- La mampostería utilizada en todos los análisis y diseños de los edificios estudiados en esta tesis posee resistencia a compresión de diseño  $f'_m$ , de al menos  $10 \text{ MPa}$  y resistencia de diseño a compresión diagonal  $v'_m$ , de  $0.8 \text{ MPa}$ ; por lo que se le puede catalogar como mampostería de alta resistencia.
- El modelo fuerza-desplazamiento propuesto para evaluar las propiedades estructurales y el desempeño de los edificios diseñados con las NTC (2017) es de naturaleza empírica o fenomenológica.
- El uso de la metodología propuesta queda limitado a estructuras cuyo comportamiento dinámico quede dominado por deformaciones globales a flexión y no exhiba efectos importantes de torsión.
- La geometría de los muros y elementos horizontales para los edificios diseñados con la metodología propuesta estará limitado a ciertas condiciones que promuevan el comportamiento a flexión de los muros.
- La evidencia experimental con la que se calibró el modelo de la columna ancha modificada y el modelo de la envolvente de la resistencia a corte, para caracterizar el comportamiento no lineal en flexión de los muros de mampostería confinada, es escasa.
- La distribución de masas de entrepiso debe ser razonablemente constantes en altura.
- El sistema de piso actúa como un diafragma rígido, distribuyendo las cargas laterales en función de la rigidez lateral del sistema, así como proveyendo al muro con una suficiente restricción al pandeo fuera de su plano.
- Los edificios estudiados presentan la misma planta arquitectónica en todos los niveles.
- Todos los edificios se consideran empotrados en su base.

## 1.5. Organización de la Tesis

La tesis se organiza de la siguiente manera:

- En el capítulo 1 se establecen las bases de la investigación que se desarrolla en esta tesis.
- En el capítulo 2 se presenta una revisión de la literatura sobre el comportamiento de muros de mampostería (confinada y reforzada), aspectos a considerar en el análisis y diseño de edificios de mediana altura.
- En el capítulo 3 se discuten algunos de los principales cambios de las Normas Técnicas Complementarias para el diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTC-DCEM 2017) y las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo (NTC-DS 2017) con respecto a la versión anterior en términos del diseño sismoresistente. Además, se eligen una serie de edificaciones de mampostería confinada reportadas en la literatura y se realiza el análisis y diseño de edificaciones de mediana altura con la normativa vigente para determinar su desempeño sísmico.
- En el capítulo 4 se realiza una calibración de la propuesta de modelo de comportamiento no lineal de muros de mampostería confinada con relaciones de aspecto elevadas y daño en flexión, así como recomendaciones para el diseño de muros de mampostería confinada utilizando los conceptos del diseño por capacidad.
- En el capítulo 5 se presenta el planteamiento de una metodología basada en desempeño para el diseño sismoresistente de estructuras de mampostería confinada con comportamiento no lineal en flexión.
- En el capítulo 6 se realizan una serie de ejemplos de aplicación de la metodología propuesta.
- En el capítulo 7 se realiza una comparativa en términos del desempeño sísmico y otros aspectos del uso de la nueva metodología y el diseño normativo.
- En el capítulo 8 se ofrece una serie de conclusiones y recomendaciones.

---

# Capítulo 2. Revisión de la literatura

---

## 2.1. Introducción

En este capítulo se presenta una revisión bibliográfica de documentos como: artículos de divulgación en revistas, reportes, libros, tesis de grado, conferencias etc. relacionados con la respuesta ante cargas laterales de muros de mampostería confinada y sus distintas variaciones como: tipo de piezas, existencia y cantidad de refuerzo horizontal, cantidad de refuerzo vertical y variaciones geométricas.

Se presentan las características que definen el comportamiento a flexión o a corte en muros de mampostería. Posteriormente, se presenta la información referente a pruebas experimentales de muros de mampostería reforzada, ordenada de manera cronológica, consecutivamente se presenta la información recabada para muros de mampostería confinada.

## 2.2. Características que definen el comportamiento a flexión o a corte de un muros de mampostería confinada

Una gran cantidad de la información con la que se han establecido los lineamientos para el análisis y diseño de edificios estructurados con muros de mampostería confinada ante cargas laterales, considera que las deformaciones más importantes son las producidas por los efectos de cortante y que las deformaciones por flexión son mínimas y por consecuencia es posible descartarlas (Flores & Alcocer 2001).

Se puede decir que, la hipótesis fundamental en el comportamiento de muros de mampostería consiste en suponer que el cálculo de la resistencia a cortante define el mecanismo resistente preponderante en el muro. Esto se debe, entre otras cosas: a la baja resistencia que presenta la mampostería a resistir los esfuerzos de tensión diagonal que se forman cuando los muros se someten a demandas de fuerzas laterales en su plano. Al hecho que, debido a que los muros suelen tener una relación de aspecto baja (la relación de aspecto se define como el cociente entre la altura del muro entre el largo del muro  $H/L$ ); su resistencia en corte suele ser menor que el cortante asociado a la flexión. A la cantidad de acero de refuerzo vertical colocado en los castillos y al nivel de carga axial que se presenta en el muro.



Otro factor que interviene en que el comportamiento de los muros de mampostería en edificios quede regido por efectos de corte es el grado de acoplamiento que existe en los muros. Cuando los elementos llamados “bajo-ventanas” o “pretiles” se integran al sistema estructural, estos suelen comportarse como vigas de gran peralte que reducen la longitud libre del muro e incrementan el cortante que se produce en ellos, dicho efecto es similar al observado en columnas cuando los muros bajos que generalmente son elementos no estructurales no se desligan de la columna adecuadamente. Este efecto suele llamar “efecto de columna corta”. Si bien, en muchas ocasiones estos elementos permiten reducir los desplazamientos laterales en el edificio, las deformaciones que estos desplazamientos inducen a los muros, están relacionadas con los términos de cortante que, en este caso, produce un comportamiento con menores niveles de ductilidad que el comportamiento en flexión.

En los siguientes párrafos se discute de manera detallada como las variables mencionadas anteriormente pueden modificar el comportamiento de los muros de mampostería de acuerdo con lo establecido en la mecánica de materiales y el tipo de daño de acuerdo con su resistencia.

### **2.2.1. Deformaciones elásticas a flexión y a cortante en un muro de mampostería confinada.**

Para establecer la relación entre las deformaciones a flexión y a corte que desarrolla un muro de mampostería es posible recurrir a algunas de las teorías del análisis estructural. El *principio de la conservación de la energía* establece que todo el trabajo hecho por las fuerzas externas actuando en la estructura  $U_e$  es transformado en trabajo interno de energía de deformación,  $U_i$  que se desarrolla cuando la estructura se deforma. En muchas ocasiones la energía de deformación que define las deformaciones totales en el cuerpo queda establecida por medio de la energía de deformación a flexión; sin embargo, existen casos donde la energía de deformación por carga axial, cortante, torsión y hasta temperatura pueden resultar de interés (Hibbeler 2008).

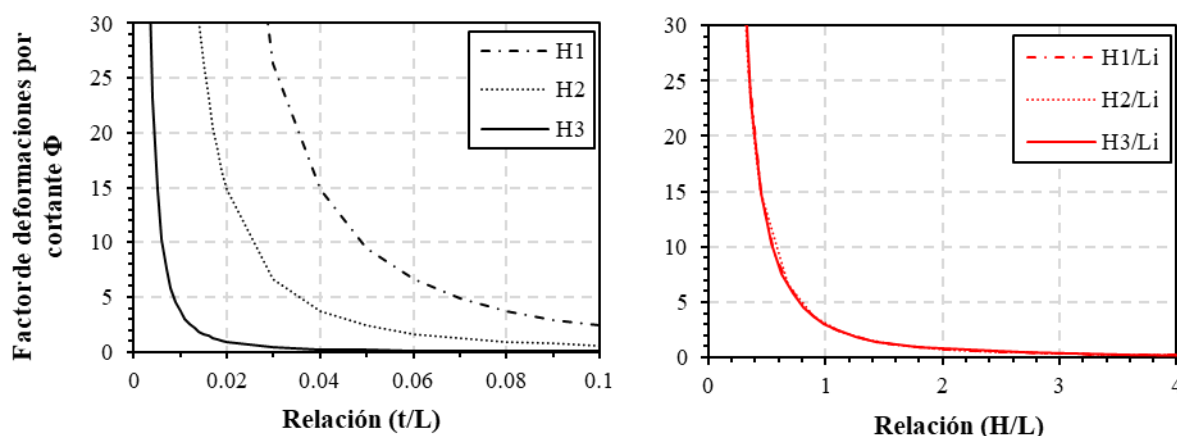
De la obtención de las relaciones fuerza-desplazamiento de las ecuaciones diferenciales derivadas de la teoría de Bernoulli-Euler se establece que el factor que incorpora los efectos de las deformaciones por cortante en la deformación total del elemento  $\Phi$  se puede describir con la ecuación 2.1 de acuerdo con Tena-Colunga (2007).

$$\Phi = \frac{12EI}{GA_c L^2} = 24 \left( 1 + \nu \frac{A}{A_c} \left( \frac{r_x}{L} \right)^2 \right) \quad (2.1)$$



En la expresión anterior  $L$  es la dimensión longitudinal del elemento viga-columna,  $E$  es el módulo de elasticidad,  $I$  el momento de inercia,  $A_c$  el área de corte,  $A$  el área axial de la sección transversal,  $G$  el módulo de corte,  $\nu$  la relación de poisson y  $r_x$  el radio de giro de la sección transversal. Por conveniencia se realiza un cambio de variable donde ahora  $L$  es la dimensión más larga de la sección transversal de un elemento viga-columna,  $t$  sería la dimensión más corta y  $H$  la dimensión longitudinal.

Para observar la influencia del factor  $\Phi$  en las deformaciones laterales totales en muros con diferentes geometrías, se grafica la ecuación 2.1 en la Figura 2.1 para tres casos: los cuales consisten en tres elementos con dimensión longitudinal de H1 igual a 1350mm línea formada de guiones y puntos, H2 a 2700mm línea formada por puntos y H3 a 10800mm línea sólida, todos los elementos tienen el mismo espesor  $t$  de 120mm y se varía la longitud del muro  $L$  de tal manera que para cada valor de  $H$  se tenga un valor de la relación de aspecto  $H/L$  de cada elemento.



**Figura 2.1 Variación del factor que considera los efectos de las deformaciones por cortante ( $\Phi$ ) vs la relación de aspecto ( $H/t$ ) y la relación espesor contra ancho de la sección ( $t/L$ )**

Las líneas en color negro muestran la variación del factor  $\Phi$  en función de la relación de esbeltez  $t/L$  para las tres alturas  $H$  propuestas. En general a medida que la relación  $t/L$  disminuye; como es el caso de muros muy largos en planta, el factor  $\Phi$  crece rápidamente; sin embargo, se observa que este efecto se aminorar cuando el muro tiene una mayor altura (muro H3). Las líneas en rojo muestran la variación del factor  $\Phi$  con la relación de aspecto  $H/L$ . Se observa que cuando la relación de aspecto es menor que 1 la influencia del factor  $\Phi$  crece rápidamente y para relaciones de aspecto mayores que 2 el factor  $\Phi$  tiende a cero.

En general, los muros de mampostería tienden hacia valores de relación  $t/L$  pequeños por lo que el parámetro que permite delimitar la contribución del factor  $\Phi$  es aquel asociado a la relación de aspecto  $H/L$ .

Otra forma de demostrar la importancia de las deformaciones por corte en la obtención de la respuesta ante cargas laterales en elementos anchos es estudiando la ecuación 2.2, esta ecuación se obtiene a partir de aplicar la teoría de vigas de Bernoulli-Euler para un material elástico lineal, homogéneo e isotrópico. En la ecuación,  $\delta$  es el desplazamiento lateral en la parte superior del elemento,  $F$  es la fuerza horizontal aplicada en el extremo superior del muro y las demás variables ya han sido definidas previamente. Además, es importante hacer notar, que el muro se considera empotrado en la base y libre en la parte superior. El primer término del segundo miembro de la ecuación 2.2 correspondiente a los desplazamientos debidos a flexión, y el segundo término involucra los desplazamientos debidos por los efectos de corte. Por medio de esta ecuación se puede explicar que la respuesta de un edificio de mampostería confinada de uno o dos niveles de altura quede regida por la parte de las deformaciones por corte, ya que la relación de aspecto  $H/L$  obliga a los muros a desarrollar mayormente deformaciones debidas a los efectos de corte.

$$\delta = \frac{FH^3}{3EI} + \frac{FH}{GA_c} \quad (2.2)$$

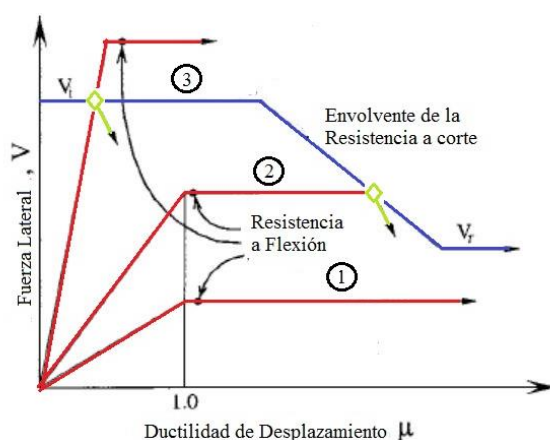
Es por este motivo que la determinación del módulo de corte  $G$  cobra una gran relevancia para conocer la respuesta estructural de un edificio con muros de mampostería confinada, a diferencia de lo que se observa de manera regular en edificios de marcos de concreto reforzado o acero estructural, donde el parámetro de mayor interés para el modelado resulta ser el módulo de elasticidad  $E$ , el cual es un parámetro directamente relacionado con las deformaciones por flexión como queda demostrado en la ecuación 2.2.

### 2.2.2. Efecto de la resistencia en el tipo de comportamiento de muros de mampostería confinada

Para determinar el tipo de comportamiento en un muro, es posible utilizar la Figura 2.2 propuesta por el *Applied Technology Council* ATC. Si la fuerza lateral que corresponde a la resistencia a flexión del muro es menor que su resistencia residual a corte  $V_r$ , caso 1; se garantiza una respuesta dúctil a flexión. Sin embargo; si es mayor que la resistencia máxima a corte del muro  $V_{max}$ , esto resultará en un comportamiento en corte (caso 3). Si la fuerza lateral correspondiente a flexión está entre la resistencia máxima y residual a corte, entonces el comportamiento es en flexión-corte, conforme se ilustra para el caso 2 en la Figura 2.2, para una ductilidad que corresponde a la intersección de las curvas de capacidad correspondientes al comportamiento a flexión y a cortante del muro (Espinosa-Cazarín 2013). Los muros de

mampostería confinada que forman parte de una estructura de baja altura se encuentran principalmente regidos por el caso 3.

Para conseguir que un muro de mampostería confinada desarrolle un comportamiento completamente en flexión como el que se muestra en la Figura 2.2 se puede; 1) aumentar la resistencia a corte  $V_i$ , para que esta sea mucho mayor que la resistencia a flexión, 2) limitar la resistencia a flexión para que esta no sea mayor que la resistencia a corte. Para conseguir lo primero es necesario contar con un material que desarrolle una resistencia al esfuerzo cortante elevado y/o proveer a dicho elemento del refuerzo horizontal adecuado. Los segundo se puede conseguir al limitar la cuantía de acero de refuerzo longitudinal (acero en los castillos), reducir la longitud del muro o aumentar la relación de aspecto, que, como ya se discutió en el inciso anterior, también influye en la contribución del tipo de deformaciones que dominan la deformación lateral total del muro.

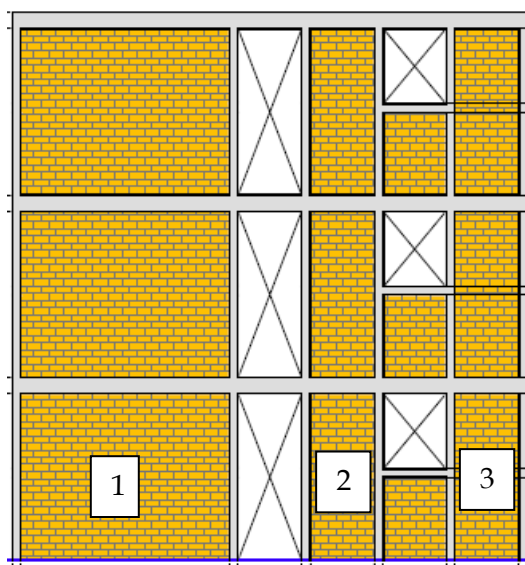


**Figura 2.2 Modelo simple para caracterizar la interacción flexión-corte ATC**

Otro tema que se debe considerar en los muros de mampostería consiste en que estos elementos están sometidos a efectos de flexo-compresión, lo cual, si bien tiene un efecto benéfico en términos del incremento en la resistencia a corte, tiene un efecto en el mismo sentido, en cuanto al momento resistente; por lo tanto, una subestimación de la resistencia a flexión en un muro de mampostería producirá un comportamiento en corte.

### 2.2.3. Consideraciones en el acoplamiento entre muros en una edificación

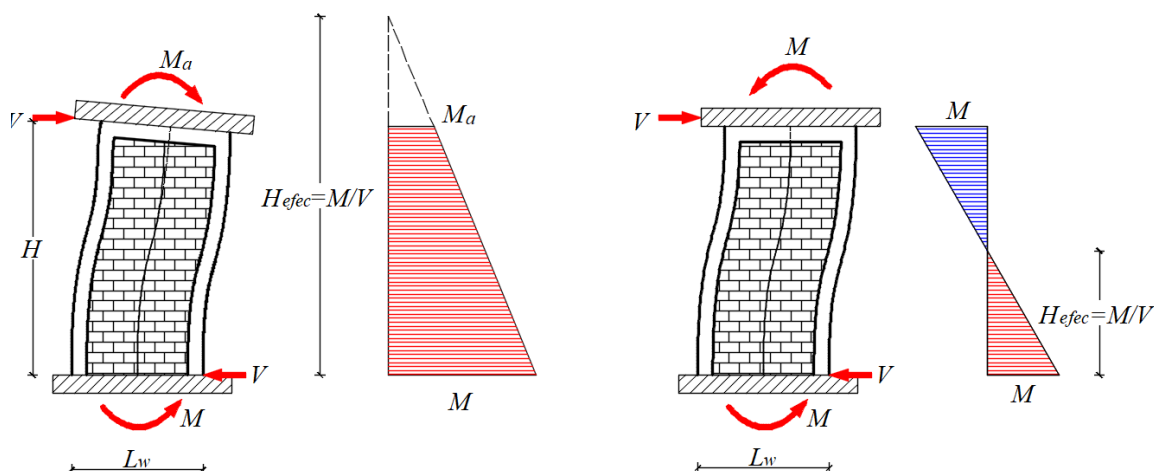
En todos los edificios son necesarias las aberturas en elevación para la ubicación de puertas, ventanas u otro tipo de usos como se muestra en la Figura 2.3. ;sin embargo, el modo en que estos se conectan tiene un impacto tanto en la respuesta local de los muros, como en la respuesta global del edificio. En la Figura 2.3 se puede observar, de izquierda a derecha que el primer muro se encuentra conectado con el segundo muro a través del sistema de piso y su dala de cerramiento, por otro lado, el segundo muro se conecta con el tercero por medio de un pretil o bajo ventana.



**Figura 2.3 Distintas condiciones de frontera en Muros de mampostería con aberturas, Adaptado de (Taveras 2008)**

De manera empírica se puede decir que el muro 1 se encuentra débilmente acoplado, debido a que, en apariencia la rigidez a flexión del sistema losa-dala es menor con respecto a la rigidez en flexión del muro, este efecto hace que los elementos dala-losa permitan que el muro rote en el mismo sentido de la aplicación del sistema de fuerzas laterales (en una zona que se pudiera considerar una frontera en términos de sus giros) y, en consecuencia, se aumente la altura efectiva del muro  $H_{efec}$  también conocida en la literatura como *claro de cortante*, que, a su vez, puede ser definida como se observa en la Figura 2.4.

Por otro lado, entre el muro 2 y 3 de la Figura 2.3; existe un acoplamiento fuerte, debido a que el sistema dala-losa-pretil o bajo ventana actúa como una viga de gran peralte y a que la longitud del muro es pequeña, reduciendo el momento de inercia de la sección transversal del muro. En este sentido sucede lo opuesto a lo que acontece en el acoplamiento débil; es decir, los elementos dala-losa-pretil producen una condición de frontera que reduce las rotaciones generando una condición que se aproxima a la de viga empotrada en ambos extremos. Reduciendo también la altura efectiva a aproximadamente  $H/2$  como se observa en la Figura 2.4b.



a) deformada y diagrama de momentos de un muro con acoplamiento debil      b) deformada y diagrama de momentos de un muro con acoplamiento fuerte

**Figura 2.4 Altura efectiva de un muro en función del acoplamiento en su extremo**

Para entender como el tipo de acoplamiento afecta el comportamiento local de los muros se construye, utilizando la ecuación 2.2, la Figura 2.5 que muestra la variación de deformaciones en flexión y en corte en la deformación lateral total de un espectro de muros con diferentes relaciones de aspecto  $H/L$ . En color negro se grafica el cociente entre la deformación en flexión y la deformación total  $\delta_f/\delta_T$  y en color rojo, la relación entre la deformación en corte y la deformación total  $\delta_c/\delta_T$  de un elemento barra sujeto a una carga lateral en el extremo. Las líneas solidas consideran que  $G$  es igual a  $0.4 \cdot E$  y las líneas formadas de puntos utilizan la hipótesis incluida en las NTC-DCEM (2017); es decir que  $G$  es igual a  $0.2E$ . La Figura 2.5a considera que el muro está en voladizo, mientras que la Figura 2.5b se asume que el muro está completamente restringido al giro en ambos extremos.

Cuando un muro tiene un bajo acoplamiento, su relación  $H/L$  aumenta, debido a que es posible suponer que  $H \approx H_{efec}$  y entonces  $H_{efec}/L \approx M/VL$  por lo tanto, la influencia de las deformaciones por corte disminuye y el comportamiento del muro a nivel local queda acotado a las deformaciones por flexión. Por otro lado, cuando el muro tiene un fuerte acoplamiento, la altura efectiva disminuye, incrementando fuertemente la influencia de las deformaciones en corte en la respuesta lateral del muro.

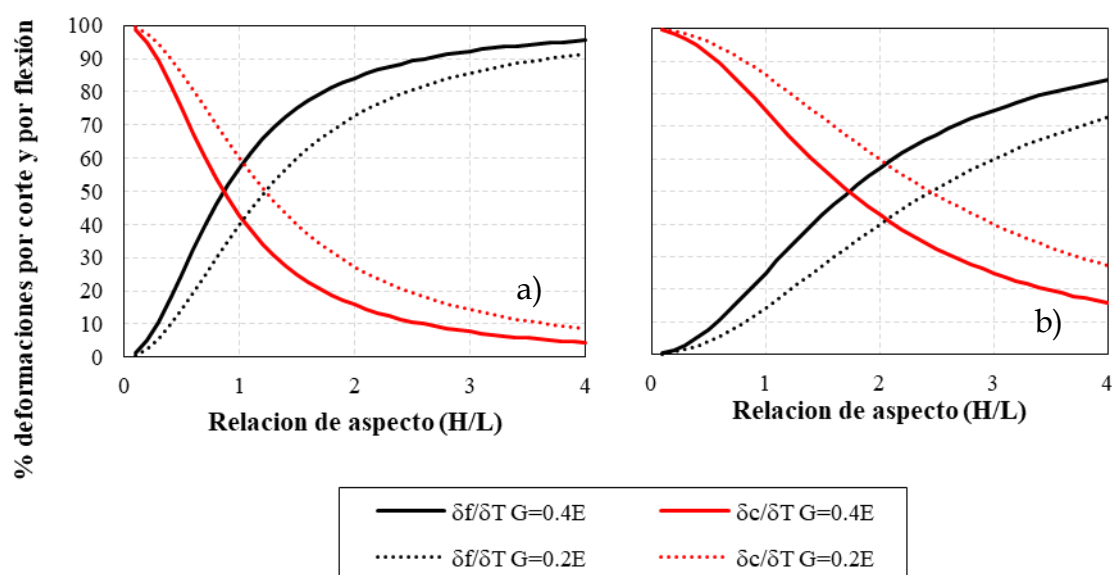
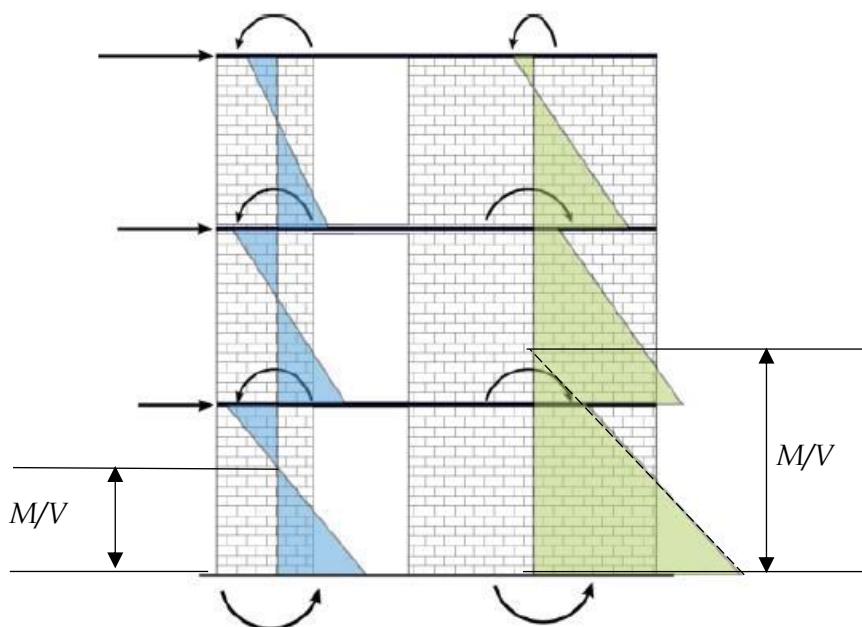


Figura 2.5 Efecto de la relación de aspecto, la condición de apoyo y el módulo de corte en la contribución de las deformaciones por flexión y corte de los muros: a) muro en voladizo, b) muro doblemente empotrado

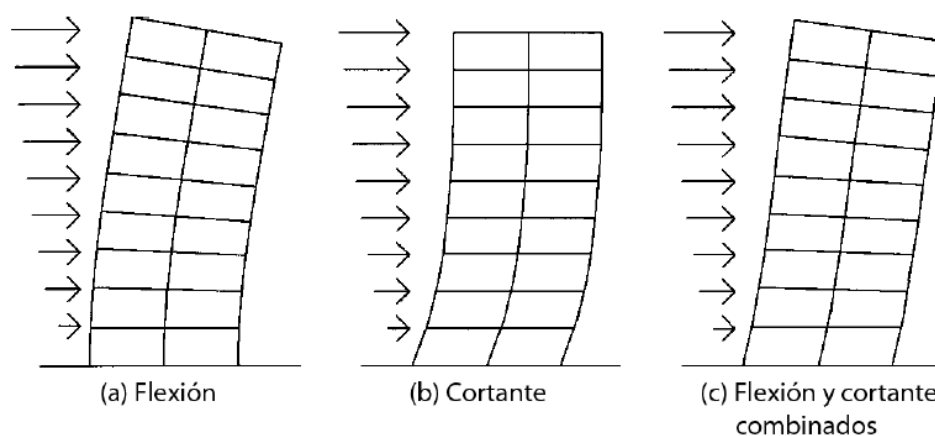
Determinar el *claro de cortante* de los muros de mampostería que forman parte de un edificio de mampostería resulta mucho más complejo que en el caso de un edificio a base de marcos planos, ya que este depende de varias variables como: la altura de entrepiso, el número de pisos y el tipo de acoplamiento. Otros aspectos por considerar tienen que ver con: la distribución de los cortantes en elevación, la participación de los modos superiores en la respuesta y la resistencia de los elementos de acoplamiento. Debido a todo lo anterior, el *claro de cortante* de muros debe ser calculado en base a las demandas del sismo (momentos y cortantes) bajo equilibrio del sistema (Krolicki et al. 2011). Un ejemplo de esto se indica en la Figura 2.6.

En términos de los elementos horizontales, cuando el acoplamiento es débil, dado que la resistencia a la fuerza cortante de los extremos del elemento dala-losa es limitada, la carga axial que se transmite al muro por medio de dicho mecanismo también se ven limitados. Por otro lado, en cuanto al acoplamiento fuerte, debido a que el elemento dala-losa-pretil, es capaz de desarrollar mayores niveles de fuerza cortante antes de presentarse su fluencia, el nivel de fuerza cortante que el elemento produce es mayor, por lo que, si dicha fuerza es elevada, es posible que en cierto número de muros aparezcan tensiones relacionadas con el sistema fuerza-par que se forma.



**Figura 2.6 Fuerzas laterales y claro de cortante de un sistema de muros de mampostería, Adaptado de Cardel (2015)**

Una manera de medir la influencia de las vigas en el comportamiento de los muros, y así, conocer la forma en que la estructura se va a deformar (a flexión, a corte o una condición intermedia, Figura 2.7), es mediante el concepto de grado de acoplamiento. Este concepto fue propuesto por Paulay & Priestley (1992) y es un indicador de la contribución que brinda la fuerza axial en los muros a la resistencia total a flexión. También es un indicador de la rigidez lateral, entre más acoplamiento exista en el sistema de muros, mayor será la rigidez lateral del sistema.



**Figura 2.7 Tipos de deformaciones laterales en edificios**

Considérese un sistema de dos muros unidos por una serie de vigas. El mecanismo que se encarga de resistir la demanda de fuerzas laterales se compone del

momento en la base de cada uno de los muros  $M_1$  y  $M_2$  y el sistema fuerza-par que se produce debido a las cargas axiales en el eje centroidal de cada muro  $P$  multiplicada por la distancia entre dichos ejes  $d$ . Es decir que el momento de volteo  $M_v$  de dicho sistema deberá ser igual a la expresión 2.3

$$M_v = m_1 + m_2 + Pd \quad (2.3)$$

Donde el valor de  $P$  no es más que la suma de las de las fuerzas cortantes que se producen en cada una de las vigas en elevación como se observa en la Figura 2.8,  $D_{oc}$  se conoce como el grado de acoplamiento de los muros. Si el valor de  $D_{oc}$  es pequeño quiere decir que el sistema tiene un acoplamiento débil; es decir que la rigidez relativa de las vigas con respecto a los muros es baja (hipótesis que se asume en el muro 1 de la Figura 2.3). Por otro lado, si el valor crece el acoplamiento es fuerte se presenta la situación que se presume en los muros 2 y 3 de la Figura 2.3.

Por lo tanto, el grado de acoplamiento queda definido por la ecuación 2.4.

$$D_{oc} = \frac{M_v}{Pd} \quad (2.4)$$

Los edificios de mampostería confinada que se diseñan y construyen en la actualidad presentan distintos casos en la rigidez de los elementos horizontales. Por ejemplo, la Figura 2.3 puede representar el caso de un muro exterior o de fachada, donde la presencia de pretilas incrementa el grado de acoplamiento. Por otro lado, la Figura 2.6 pudiera ser el caso de muros interiores, estos suelen estar ligados únicamente por el sistema de piso y en algunos casos por la dala de cerramiento, por lo que su acoplamiento será del tipo débil. Además, la presencia de un número elevado de muros perpendiculares en planta, capaces de resistir fuerzas axiales, pero no momentos, ocasiona que la componente brindada por la sumatoria de  $Pd$  sea mayor, obteniendo un mayor grado de acoplamiento (Cardel 2015).



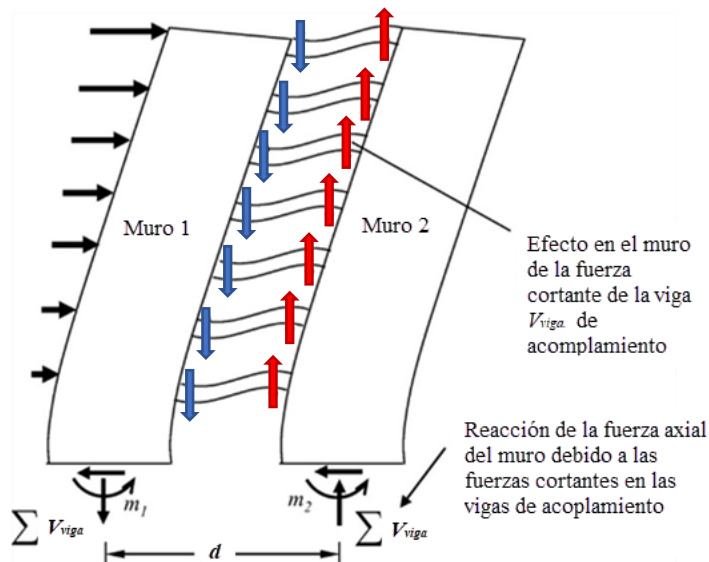


Figura 2.8 Transmisión del cortante de la viga hacia los muros como carga axial. Adaptado de El-Tawil et al. (2010)

Un efecto que se produce cuando se colocan pretils y estos no han sido considerados correctamente durante el análisis es que, al reducirse la longitud en altura del muro por la existencia del pretil, se incrementan las fuerzas cortantes en dicho elemento (Figura 2.9), este efecto es muy similar al que acontece en las columnas de concreto cuando no se desligan correctamente los muretes que forman las ventanas.

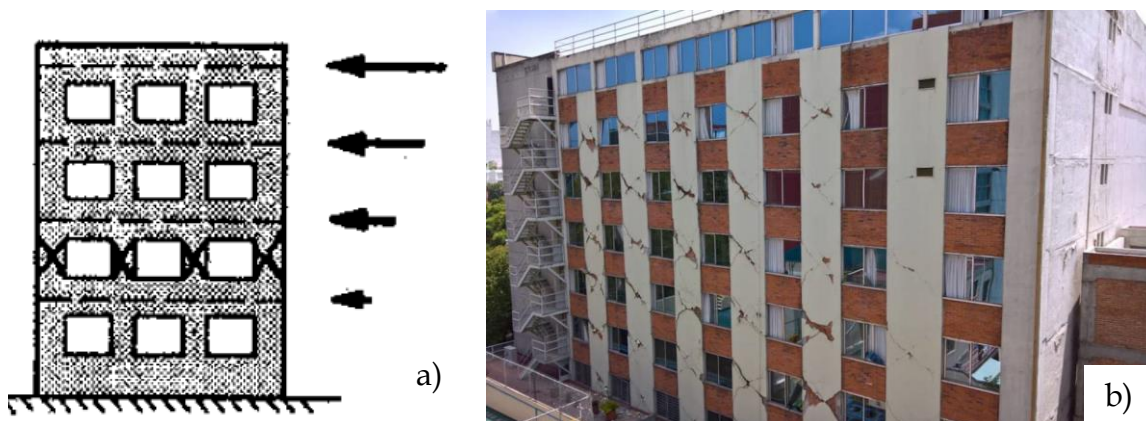


Figura 2.9 Efecto del aumento de la fuerza cortante debido al acoplamiento fuerte en el muro: a) Paulay & Priestley (1992) b) edificio dañado por el sismo del 19 de septiembre de 2017. Tomado de <http://diariote.mx/?p=21130>

En la Figura 2.9 se observa la importancia de conocer el incremento en las fuerzas cortantes en los muros cuando se encuentran fuertemente acoplados por el sistema losa-dala-pretil. Cuando el muro tiene una relación de aspecto  $H_{efec}/L$  menor de 1 y además tiene una relación  $t/L$  cercana a cero, el elemento se verá fuertemente

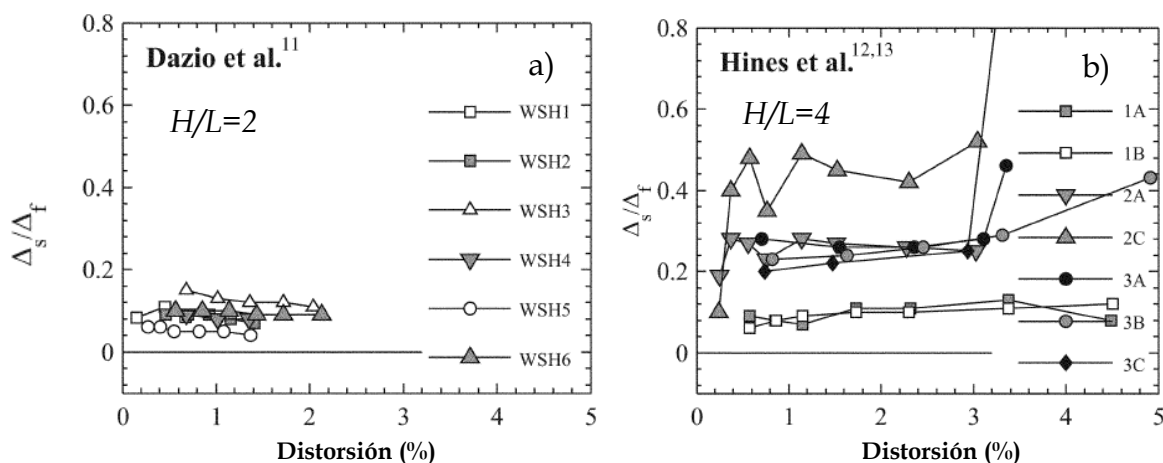
influenciado por los efectos de las deformaciones por corte lo que complica el control del daño de estos elementos debido al mecanismo que desarrollan.

Una manera de controlar el daño de estos elementos sería sustituirlos con elementos de concreto reforzado que sean capaces de alcanzar niveles de deformaciones inelásticas con un bajo nivel de daño; sin embargo, se debe ser cuidadoso en proveer a dicho elementos de una resistencia que sea menor a la resistencia de los muros, esto hará que el sistema siga la premisa de columna fuerte-viga débil, o para este caso, muro-fuerte pretil débil.

#### 2.2.4. Deformaciones inelásticas en muros

En la Figura 2.10 se observa la relación de las deformaciones de corte  $\Delta_s$  entre las deformaciones a flexión  $\Delta_f$  en muros de concreto reforzado con una relación de aspecto  $H/L$  de 2 para el caso de la Figura 2.10a, y  $H/L$  igual a 4 para la Figura 2.10b. A partir de esta figura es posible establecer que para muros de concreto reforzado donde el mecanismo de transferencia de fuerzas cortantes no presenta una degradación importante, la relación entre las deformaciones de cortante y las de flexión permanecen aproximadamente constantes sobre el rango de distorsiones de hasta 2%.

Es importante destacar que el comportamiento mencionado previamente solo es válido si la relación de aspecto es mayor o igual que 2. Y que la distorsión de 0.02 es del doble de la distorsión permisible propuesta en la NTC-DCEM (2017).



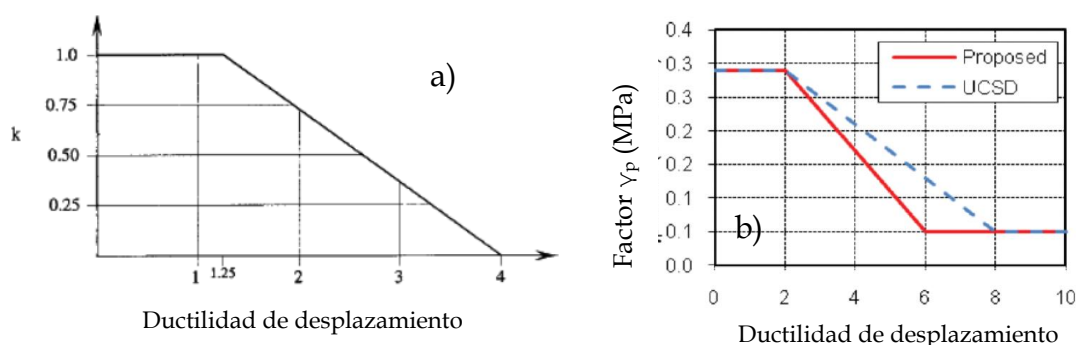
**Figura 2.10 Variación de las deformaciones por corte con respecto a las de flexión en muros de concreto en pruebas cuasi estáticas. Adaptado de (Beyer et al. 2011)**

Como se puede observar en la Figura 2.2, la envolvente de la resistencia a corte no es constante, y en la medida que en el muro se incrementan las deformaciones laterales, existe una degradación de la resistencia a corte. Mientras las deformaciones en el muro se encuentran en el intervalo elástico, la participación de las

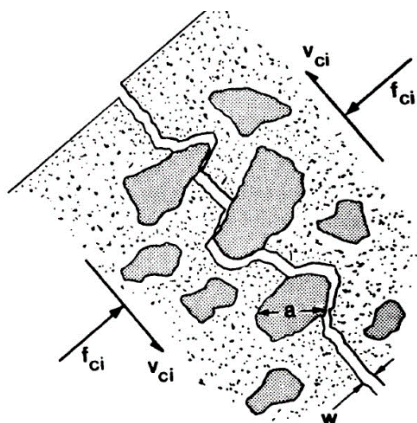
deformaciones a flexión y las deformaciones a corte en las deformaciones totales del elemento quedan acotadas por: la geometría, cantidad de refuerzo longitudinal, las condiciones de frontera, etc.; sin embargo, una vez que ambas deformaciones alcanzan el intervalo inelástico, resulta complejo establecer si esta relación se mantiene constante. Por lo que, en términos de definir el comportamiento no lineal de muros con comportamiento dominado por flexión será necesario conocer si una vez que ambos miembros de la ecuación 2.2 alcanzan su comportamiento no lineal, la relación deformaciones a corte contra deformaciones a flexión se mantiene constante, para el nivel de ductilidad deseado.

Para el caso de muros de mampostería reforzada Voon & Ingham (2007) proponen un factor llamado  $k$  que toma en cuenta el efecto de la reducción de la contribución de la resistencia a corte de la mampostería en la resistencia total a corte del muro por el incremento de la demanda de ductilidad (Figura 2.11a). Este factor fue propuesto antes por Anderson y Priestley 1992.

El factor  $k$  fue desarrollado para el caso de muros donde el daño (comportamiento no lineal) está completamente regido por efectos de corte, en esta investigación, no se encontró una propuesta similar para el caso de muros de mampostería (reforzada o confinada) con comportamiento en flexión. Sin embargo; para el caso de muros de concreto reforzado, Krolicki *et al.* (2011) proponen que los muros inician a degradar la contribución del concreto en la resistencia a corte cuando se alcanza una ductilidad de desplazamiento de 2, dicha degradación se toma en cuenta con el factor  $\gamma_p$  y está relacionada con la ductilidad de desplazamiento, ya que se ha observado que cuando un muro se somete a carga cíclica, el aumento del desplazamiento lateral hace que las grietas se abran reduciendo la efectividad del concreto de transmitir las fuerzas por el mecanismo de trabazón *aggregate interlock*; es decir, las fuerzas que se generan por la trabazón entre el concreto agrietado (Figura 2.12). La forma del factor  $\gamma_p$  propuesto por Krolicki *et al.*, (2011) se muestra en la Figura 2.11b



**Figura 2.11 Reducción de la resistencia a corte con la ductilidad de desplazamiento: a) factor  $k$  propuesto por Voon e Ingham (2007) para muros de mampostería con falla a corte, b) Factor  $\gamma_p$  propuesto por Krolicki *et al.*, (2011) para muros de concreto reforzado con daño en flexión**



**Figura 2.12 Mecanismo “aggregate interlock” o trabazón del concreto Fuente:**  
[https://www.researchgate.net/publication/305769509\\_Behaviour\\_of\\_RC\\_beams\\_strengthened\\_in\\_shear\\_with\\_NSM\\_FRP\\_reinforcement?channel=doi&linkId=57a070a408ae94f454eae361&showFulltext=true](https://www.researchgate.net/publication/305769509_Behaviour_of_RC_beams_strengthened_in_shear_with_NSM_FRP_reinforcement?channel=doi&linkId=57a070a408ae94f454eae361&showFulltext=true)

Las Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto NTC-DCEC (2017) toman en cuenta que, los elementos diseñados para acomodar grandes niveles de deformación y; en consecuencia un nivel de daño elevado, tendrán una degradación de la contribución del concreto en la resistencia a corte, por lo tanto, se indica que para vigas y columnas diseñadas para un factor de comportamiento sísmico alto  $Q=4$  (que puede traducirse en estructuras con un alto nivel de ductilidad) la aportación del concreto  $V_{cR}$  en la resistencia a corte del elemento deberá ser descartada.

En el caso de la mampostería confinada, de acuerdo con investigaciones en el pasado por Sánchez et al., (1992), Aguilar y Alcocer (2001) y recientemente por Cruz-Olayo (2015) la ecuación que calcula  $V_R$  toma en consideración que cuando el muro ingresa en la zona de comportamiento no lineal existe una degradación de la resistencia  $V_{mR}$ . En la Figura 2.13 la línea formada por puntos en color azul representa la envolvente de la resistencia lateral de un muro de mampostería con daño en corte y acero de refuerzo horizontal  $V_s$ ; la línea roja formada por guiones y puntos simboliza la contribución del panel de mampostería en la resistencia a corte ( $V_o$ , que es análogo a  $V_{mR}$ ); y la línea de guiones en color verde muestra la contribución del acero de refuerzo horizontal  $V_s$ . Se observa que cuando en el muro se presentan las primeras grietas por tensión diagonal (definidos por el círculo en color azul): la resistencia  $V_o$  disminuye a medida que el muro se deforma lateralmente, mientras que por otro lado; la contribución de la resistencia  $V_s$  se incrementa. De la Figura 2.13 se puede establecer que el factor  $k$  estaría tomado en cuenta directamente en el cálculo de la resistencia  $V_R$  de los muros de mampostería, con la diferencia que el diseñador no es capaz de estimar su valor en función de la demanda de ductilidad del muro.

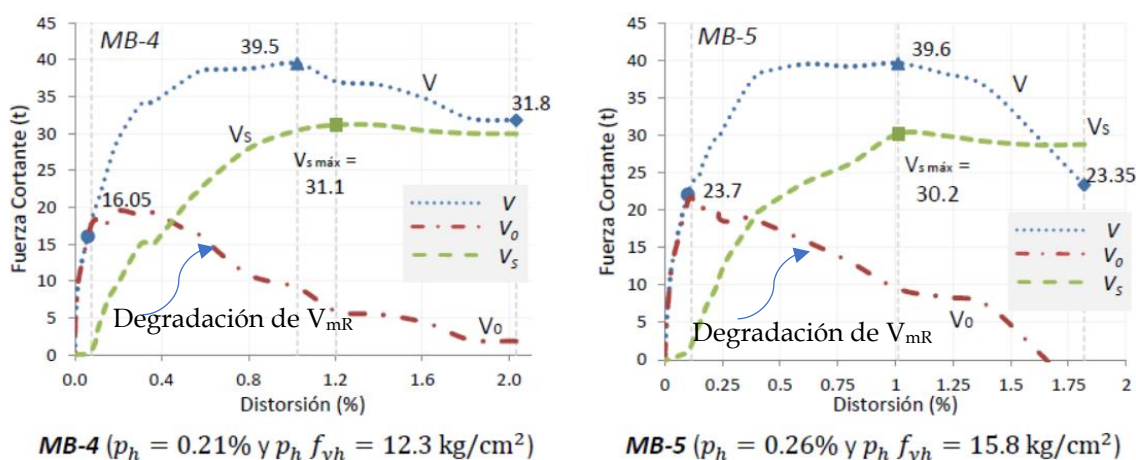


Figura 2.13 Participación de la resistencia del panel de mampostería y el acero de refuerzo horizontal en la resistencia a corte de dos muros de mampostería ensayados por Cruz-Olayo (2015). Figura adaptada

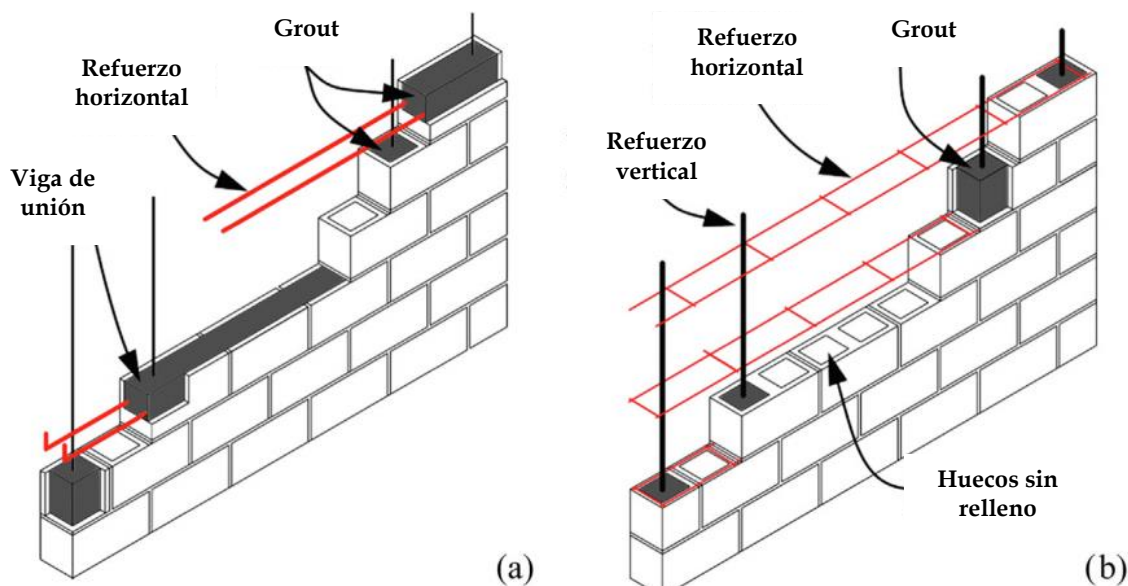
## 2.3. Investigaciones experimentales en mampostería reforzada

La mampostería reforzada es una variante que se utiliza en países como Estados Unidos, Canadá y Nueva Zelanda, esta consiste principalmente de piezas huecas de concreto (o arcilla en menor medida) rellenas parcial o totalmente de *grout* reforzada con acero de refuerzo tanto vertical como horizontal (Figura 2.14).

Se puede decir que el desarrollo de este tipo de mampostería se ha venido dando en paralelo a la mampostería confinada usada tanto en México como en muchos países de Latinoamérica, Europa e incluso países como China e Irán.

En los siguientes párrafos, se enlistan una serie de investigaciones relacionadas con pruebas experimentales en muros mampostería reforzada que han ponderado una falla y comportamiento regido por efectos de flexión. Es pertinente hacer mención que un análisis más profundo del estado del arte de esta variante de construcción de muros de mampostería puede ser consultada en El-Dakhakhni & Ashour (2017).



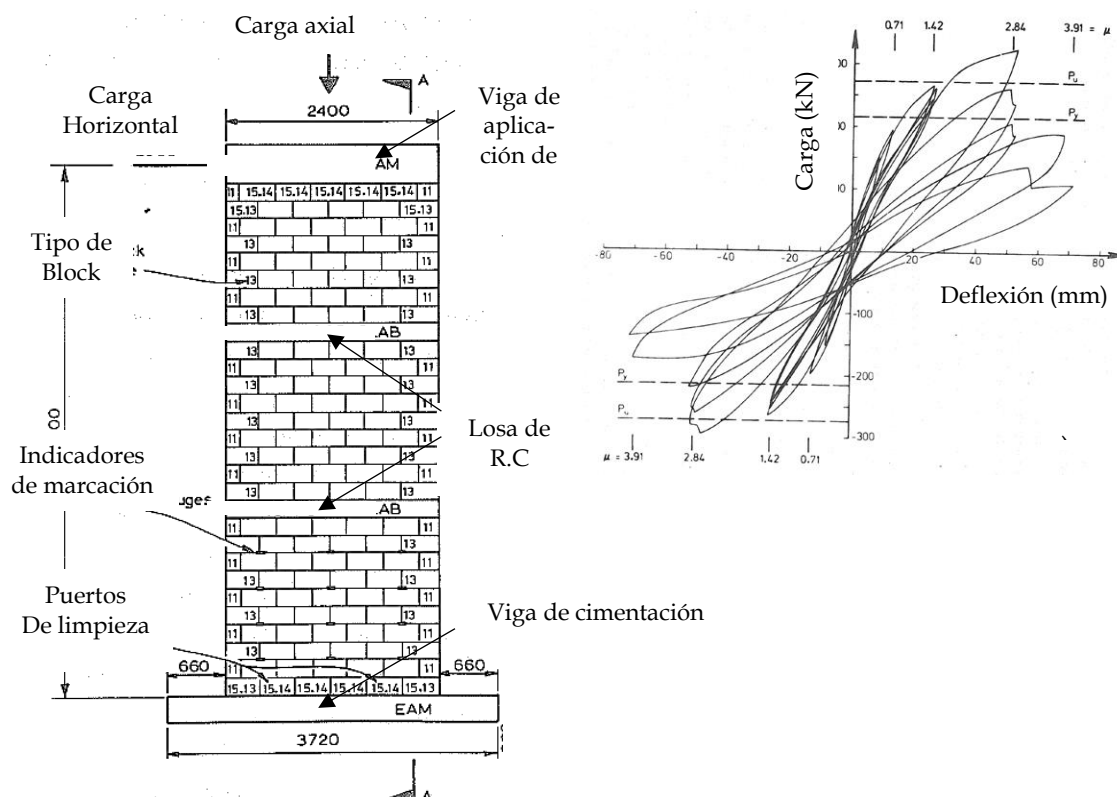


**Figura 2.14) Tipologías de muros de mampostería reforzada parcialmente rellenos de grout : a) muro con viga de unión, b) muro con refuerzo horizontal entre las juntas.**  
 Adaptado de Araya-Letelier et al. (2019)

De manera similar a lo sucedido con la mampostería confinada, la mayor cantidad de estudios del comportamiento de la mampostería reforzada se ha dirigido a muros cuadrados donde su comportamiento está regido por su respuesta en corte pese a esto algunos investigadores como: Hidalgo et al. (1978), Priestley & Elder (1982) validaron los conceptos teóricos de la mecánica de materiales que estimar que, los muros con relación de aspecto elevada, deberían cambiar su respuesta de una sujeta por efectos de corte, a otra donde los efectos de flexión dominaran la respuesta del muro, provocando así, un comportamiento sismo resistente estable caracterizado por bajos niveles de degradación de rigidez y resistencia aunado a un aumento en la disipación de energía histerético.

Si bien, los estudios mencionados anteriormente mostraron que era posible alcanzar en los muros de mampostería reforzada de concreto con relación de aspecto elevada un comportamiento regido por flexión inhibiendo la degradación excesiva de rigidez y resistencia así como la falla prematura por corte usando los conceptos de diseño por capacidad de muros. El número limitado de edificios de mediana altura y gran altura con este sistema estructural, en comparación con los edificios de baja altura, así como las dificultades que se tienen en el laboratorio para realizar pruebas experimentales de este tipo de muros, han sido algunos de los factores que influyeron al limitado estudio de este tipo de muros; sin embargo, un incremento de la popularidad de edificios con muros de mampostería reforzada con relaciones de aspecto elevadas de varios niveles en zonas de baja sismicidad [20 niveles en Brasil (Correa 2012) y 28 niveles en China (Wang et al, 2016)] así como una mejora en las

instalaciones de los laboratorios han promovido el aumento de este tipo de ensayos (El-Dakhakhni & Ashour 2017).



**Figura 2.15 Geometría y ciclo histerético fuerza-desplazamiento del muro W1 ensayado por Priestley & Elder (1982) Figura adaptada al español**

En una investigación realizada en la Universidad de McMaster en Canadá por Shedid (2006), se ensayaron seis muros a escala real en pruebas cuasi estática, estos muros fueron diseñados para presentar una falla por flexión. Todos los muros tenían una relación de aspecto de 2.0 y fueron detallados y diseñados para asegurar una suficiente capacidad a la falla por cortante en tensión diagonal y deslizamiento. Se estudió cómo la carga axial y el refuerzo vertical afectan la ductilidad y resistencia del muro. Los resultados muestran que la capacidad de deformación lateral en el muro decrece con el incremento del acero vertical y que el nivel de carga axial tiene una menor influencia en la reducción de dicha capacidad.

En otro programa patrocinado por el Instituto Nacional de Tecnología y Estándares de Estados Unidos (NIST, por sus siglas en inglés) titulado *Performance-Based Seismic Design Methods and Tools for Reinforced Masonry Shear-Wall* realizado en varias etapas en la Universidad de Washington State y la Universidad de Texas en Austin, se ensayaron muros con relación de aspecto de hasta 4.5 (Figura 2.16), los resultados encontrados en ambas investigaciones, concuerdan con las observaciones hechas por Shedid (2006) en Canadá.

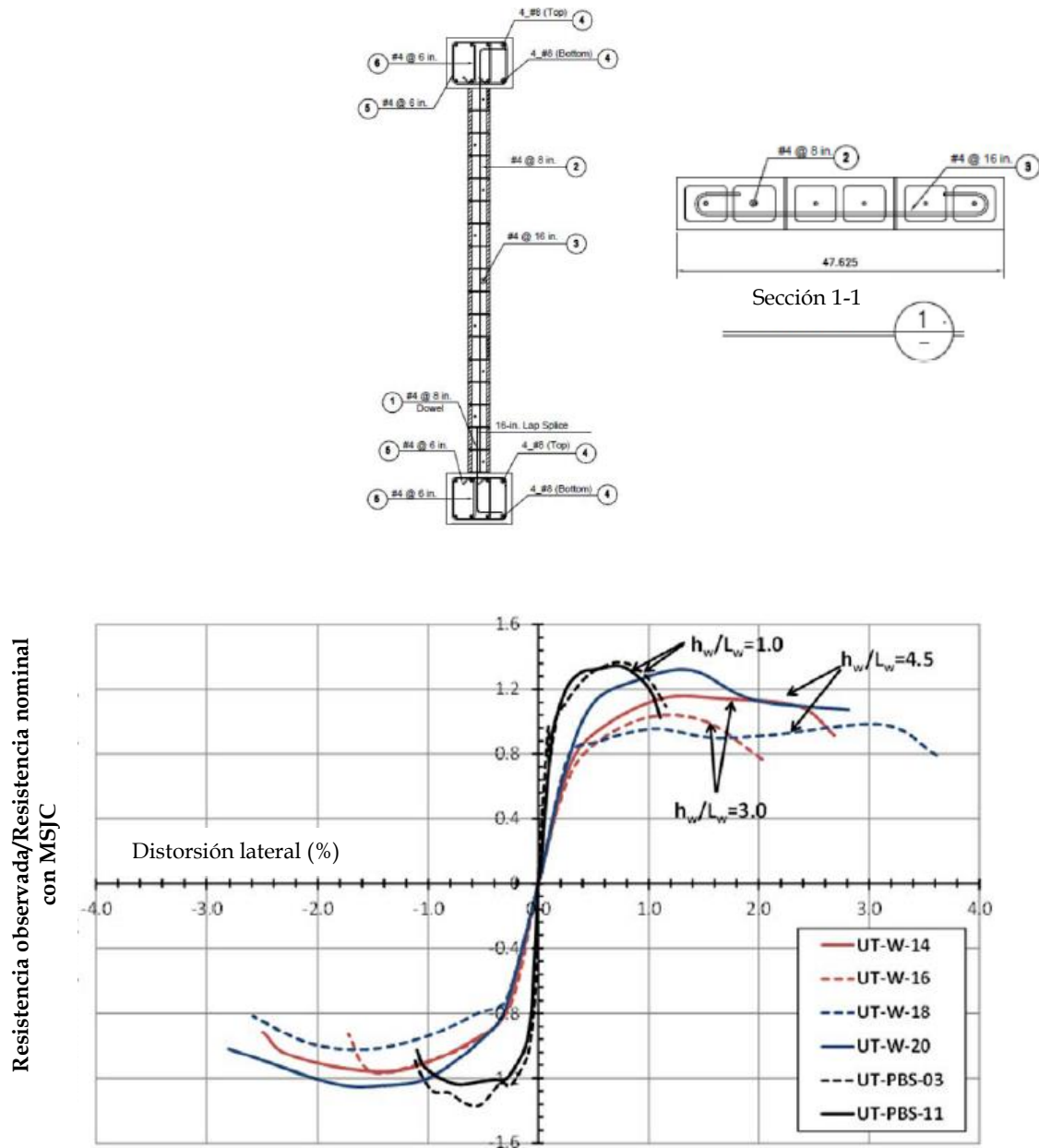


Figura 2.16 Muro UT-W-14 y envolvente lateral de muros ensayados por Ahmadi (2012)

Cabe destacar la labor realizada por los profesores El-Dakhakhni y Drysdale de la universidad de McMaster en Ontario, que han desarrollado una serie de trabajos que han incrementado de manera sustancial el conocimiento de los muros de mampostería reforzada con relaciones de aspecto mayores a la unidad. Sus últimos trabajos han sido encaminados a establecer un modelo fuerza-desplazamiento para ser utilizado tanto en análisis estáticos como dinámicos no lineales (Ashour & El-Dakhakhni 2016).



## 2.4. Investigaciones experimentales y analíticas en mampostería confinada

### 2.4.1. Comportamiento a flexión en muros de mampostería confinada

Las investigaciones en muros de mampostería confinada que promueven un comportamiento y falla dominado por flexión son aún más escasas en comparación con las existentes en muros de mampostería reforzada interiormente, las razones atribuibles a esto pudieran estar relacionadas a las mismas razones expuestas para el caso de mampostería reforzada, otro factor importante está relacionado con las revisiones posteriores a sismos, donde, la falla a corte en muros de mampostería tanto confinada, simple o reforzada interiormente, ha sido observada constantemente.

Un factor adicional que ha limitado el estudio de esta clase de muros tanto en México, como en otras partes del mundo donde este sistema constructivo es tan popular consiste en la baja calidad de las piezas de mayor uso, lo cual, hace pensar que no es posible lograr un comportamiento en flexión. En particular en México, la cantidad de acero de refuerzo longitudinal mínimo  $A_{smin}$  que debe ser colocado en los castillos extremos sugerido por la norma, hace que en la mayoría de los muros el cortante asociado a la resistencia por flexión  $V_f$  sea mayor que el cortante asociado a la resistencia por tensión diagonal  $V_{mR}$ , produciéndose así el daño y consecuentemente la falla en corte de los muros.

No obstante, desde hace varias décadas existe evidencia experimental desarrollada por Meli & Salgado (1969) donde se observó que es posible lograr que los muros de mampostería confinada desarrollen un comportamiento en flexión, tomando medidas como: reducir el acero de refuerzo longitudinal en los castillos; reduciendo la relación de aspecto; y, controlando el nivel de carga axial de compresión en los muros. . Por otro lado, en la literatura autores como Tomaževič (1999) reconoce este comportamiento. Recientemente Marques & Lourenco (2019) también reconocen al comportamiento en flexión como una posibilidad real más que un modo de comportamiento teórico.

En Japón, Yoshimura et al. (2004) en la universidad de Oita realizaron pruebas en muros de mampostería simple y mampostería confinada, para conocer la efectividad tanto del confinamiento como de diversos tipos de refuerzo. El estudio se dividió en varias etapas, en total se ensayaron 28 muros de diferentes tipos como: mampostería confinada, reforzada y simple, los muros tenían distintos tipos de refuerzo, y otras consideraciones como; la construcción de secciones con patines en los extremos, la localización del punto de aplicación de la carga, la existencia de refuerzo vertical, horizontal, así como el esfuerzo de compresión aplicado en el muro.

La geometría para cada muro fue la misma, lo relevante de dichas pruebas consiste en la resistencia a la compresión de las piezas, la cual, en algunos casos llegó a resistencias que alcanzaron los  $60 \text{ MPa}$  y la cantidad de acero de refuerzo longitudinal en los castillos. Lo cual hizo posible que varios de estos muros fallaran a flexión.

En la Figura 2.17 se muestran los detalles constructivos de los muros ensayados por Yoshimura *et al.* (2004). Se utilizaron piezas con una resistencia a la compresión de  $56.6 \text{ MPa}$ , la carga en dicho muro fue aplicada a 1.1 veces la altura del muro, el muro contaba con refuerzo vertical los castillos extremos, además de refuerzo horizontal y una carga a compresión de  $0.84 \text{ MPa}$ .

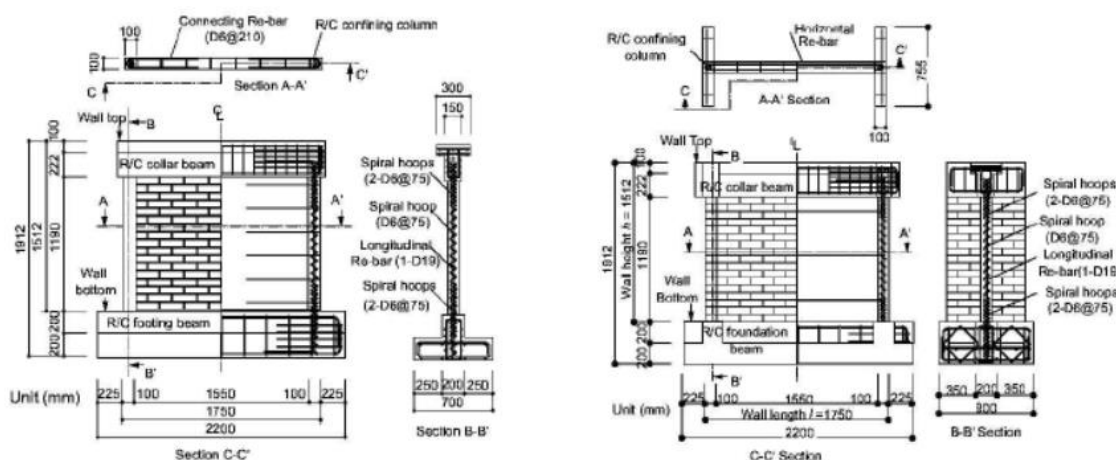


Figura 2.17 Geometría y arreglo del refuerzo en especímenes en 2D y 3D (Yoshimura *et al.* 2004)

En la Figura 2.18 se aprecian las grietas horizontales que se forman en el castillo debidas a la flexión; por otro lado, se observa la formación de una zona de aplastamiento en la esquina inferior derecha, debido al esfuerzo de compresión producido por la flexión en el muro.

En la Figura 2.19a se observan los ciclos de carga en el muro denominado 2D-H1-H42V0-84-2, es posible apreciar que para distorsiones menores que 0.005: no se aprecia una reducción de la resistencia lateral; sin embargo, si existe degradación de rigidez lateral. En la Figura 2.19b, en línea roja, se presenta la envolvente de la respuesta cíclica de la Figura 2.19a. Si bien el muro fue capaz de alcanzar una distorsión de 0.01; este valor está asociado a la zona con degradación de resistencia.

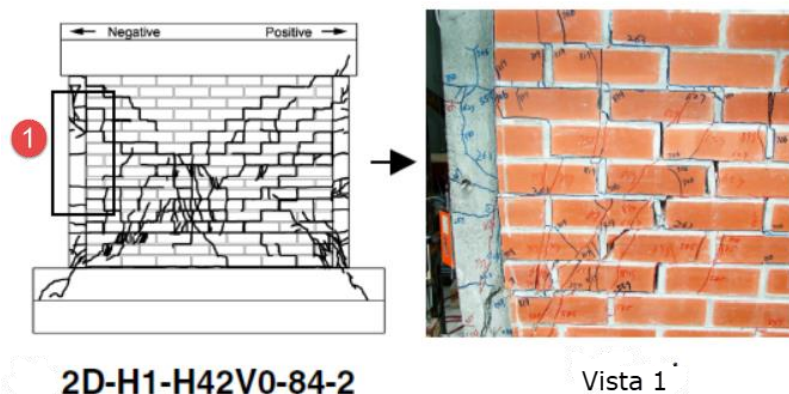


Figura 2.18 Patrón de grietas finales en el muro 2D-H1-H42V0-84-2. Adaptado de Yoshimura *et al.* (2004)

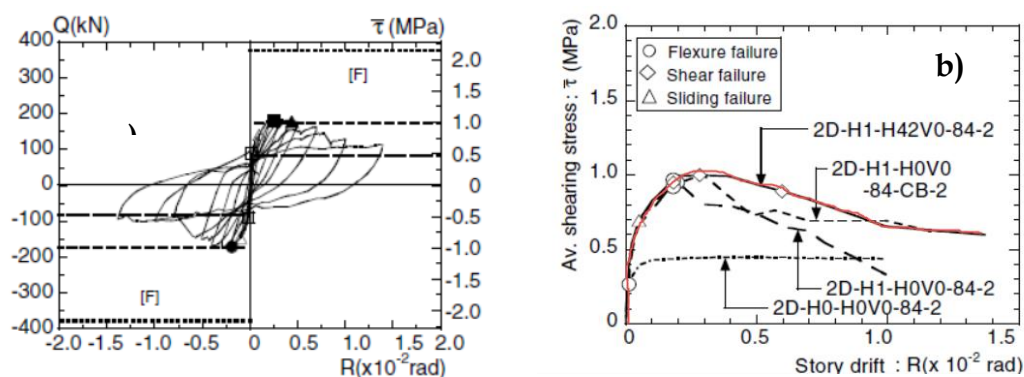


Figura 2.19 Resultado de ensayo experimental de muros de mampostería sujetos a carga lateral cíclica: a) ciclo de histéresis, b) envolvente esfuerzo cortante promedio contra torsión en muro 2D- H1-H42V0-84-2 (Yoshimura *et al.* 2004)

En México, un grupo de colaboradores de la Universidad Autónoma de Yucatán (UADY) ha estudiado el comportamiento de muros de mampostería confinada con daño a flexión. En su estudio, Varela-Rivera *et al.* (2019) realizaron pruebas experimentales cuasi-estáticas a 6 muros a escala real, los muros se construyeron utilizando piezas multiperforado de arcilla con dimensiones de  $110 \times 200 \times 320 \text{ mm}$  (espesor  $\times$  altura  $\times$  longitud). Los castillos tienen una sección transversal de  $115 \times 115 \text{ mm}$ , el refuerzo vertical en dichos castillos consiste en 1#3 con un esfuerzo nominal a la fluencia de  $412 \text{ MPa}$ , no se colocaron estribos en los castillos, ni refuerzo horizontal en las juntas. La longitud de los muros  $L$  varió desde 1.22 hasta 2.54 metros, el espesor de los muros ( $t$ ) fue el mismo, la relación de aspecto  $H/L$  varia, así como el nivel de carga axial  $\sigma$  y la cuantía de refuerzo vertical en los castillos  $\rho_v$ . El resumen de las características de los seis muros ensayados se observa en la Tabla 2.1 donde  $\sigma$  hace referencia al esfuerzo de compresión axial aplicado en los muros y  $\rho$  a la cuantía de refuerzo longitudinal en cada muro.

**Tabla 2.1 Detalles de los muros ensayados por Varela-Rivera et al., (2019)**

| Muro | H (m) | L (m) | t (mm) | H/L | $\sigma$ (MPa) | $\rho$ (%) |
|------|-------|-------|--------|-----|----------------|------------|
| M1   | 2.91  | 2.54  | 115    | 1.1 | 0.24           | 0.024      |
| M2   | 2.91  | 1.88  | 115    | 1.5 | 0.24           | 0.033      |
| M3   | 2.91  | 1.88  | 115    | 1.5 | 0.47           | 0.033      |
| M4   | 2.91  | 1.22  | 115    | 2.4 | 0.24           | 0.051      |
| M5   | 2.91  | 1.22  | 115    | 2.4 | 0.47           | 0.051      |
| M6   | 2.91  | 1.22  | 115    | 2.4 | 0.71           | 0.051      |

En la Tabla 2.2 se aprecian algunos de los resultados obtenidos en los muros. El momento  $M_e$  indica la resistencia a flexión medida experimentalmente, la variable  $M_a$  hace referencia al momento resistente calculado de manera analítica utilizando la teoría de flexión y un bloque equivalente de esfuerzos. La capacidad de desplazamiento horizontal ultima del muro se representa como  $d_{ult}$ . El desplazamiento asociado a la fluencia del acero de refuerzo vertical en los castillos se describe como  $d_{fy}$ . Se estimó el desplazamiento  $d_{ey}$  con una simplificación bilineal de la envolvente de la curva de histéresis de cada muro, de acuerdo con lo propuesto por Paulay y Priestley (1992). Este método se basa en que el área bajo la curva de la respuesta fuerza contra desplazamiento, debe ser igual a un área simplificada formada por una curva bilineal (Figura 2.20). La rigidez inicial de la curva bilineal se define como el 75% de la carga asociada a la fluencia de la simplificación bilineal ( $V_{ey}$ ). El valor de  $\mu_{fy}$  indica la ductilidad considerando al desplazamiento de fluencia igual a  $d_{fy}$ . y  $\mu_{ey}$  la ductilidad cuando el desplazamiento de fluencia es igual a  $d_{ey}$ .

**Tabla 2.2 Resultados obtenidos en los ensayos de Varela-Rivera et al., (2019)**

| Muro | $M_e$<br>(kN-m) | $M_a$<br>(kN-m) | $d_{ult}$<br>(mm) | $d_{fy}$<br>(mm) | $d_{ey}$<br>(mm) | $\mu_{fy}$ | $\mu_{ey}$ | DI   |
|------|-----------------|-----------------|-------------------|------------------|------------------|------------|------------|------|
| M1   | 237.71          | 237.71          | 28.0              | 3.0              | 2.7              | 9.33       | 10.45      | 0.96 |
| M2   | 151.82          | 158.37          | 51.5              | 3.6              | 8.7              | 14.31      | 5.92       | 1.77 |
| M3   | 201.47          | 199.76          | 30.4              | 2.4              | 3.1              | 12.66      | 9.82       | 1.04 |
| M4   | 79.33           | 83.90           | 70.0              | 7.9              | 7.4              | 8.86       | 9.43       | 2.41 |
| M5   | 102.73          | 104.16          | 40.0              | 5.2              | 4.8              | 7.69       | 8.34       | 1.37 |
| M6   | 130.13          | 126.99          | 30.3              | 5.0              | 5.4              | 6.06       | 5.65       | 1.04 |

El desplazamiento horizontal ultimo  $d_{ult}$  se limitó al obtenido cuando se alcanza el 10% de la degradación de resistencia en el muro o cuando se presentó el primer agrietamiento por tensión diagonal de consideración, lo primero que suceda. En la Tabla 2.2 se presenta la distorsión  $DI$  asociada a dicho desplazamiento, se puede observar que a excepción del muro M1, los muros restantes son capaces de desarrollar una distorsión igual o mayor al 1%. En la Figura 2.21 se muestran las envolventes de la respuesta cíclica de los 6 muros.

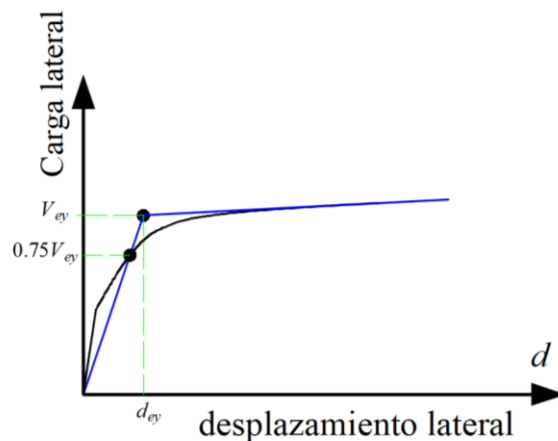


Figura 2.20 Idealización de la respuesta de las curvas experimentales fuerza contra desplazamiento propuesta por Paulay y Priestley (1992)

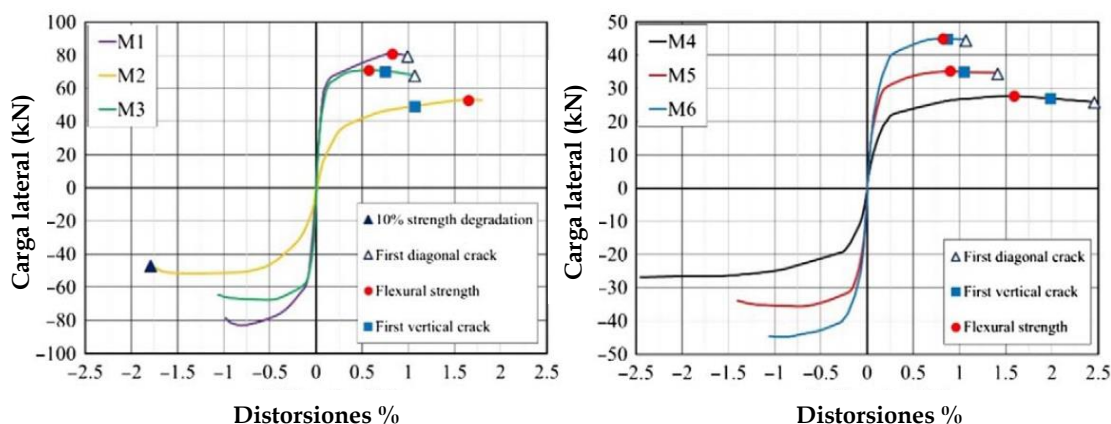


Figura 2.21 Envolventes de la respuesta ante cargas laterales de los muros ensayados por Varela et al., (2019)

Con los resultados obtenidos, los autores presentan una serie de gráficas que pueden ser utilizadas para que; en función de la distorsión del muro, se establezca la ductilidad de desplazamiento y la degradación de rigidez, así como el nivel de daño en el muro. Para un nivel de distorsión seleccionado, la degradación de rigidez de los muros con relación de aspecto de 1 es mayor que la que se obtiene para los muros con relación de aspecto mayor de 1 (Figura 2.22a). En cuanto a la relación entre la ductilidad de desplazamiento y la distorsión en la Figura 2.22b, se aprecia que los muros con relaciones de aspecto de 1 desarrollan niveles de ductilidad mayores que los muros con relaciones de aspecto mayores que 1 para el mismo nivel de distorsiones.

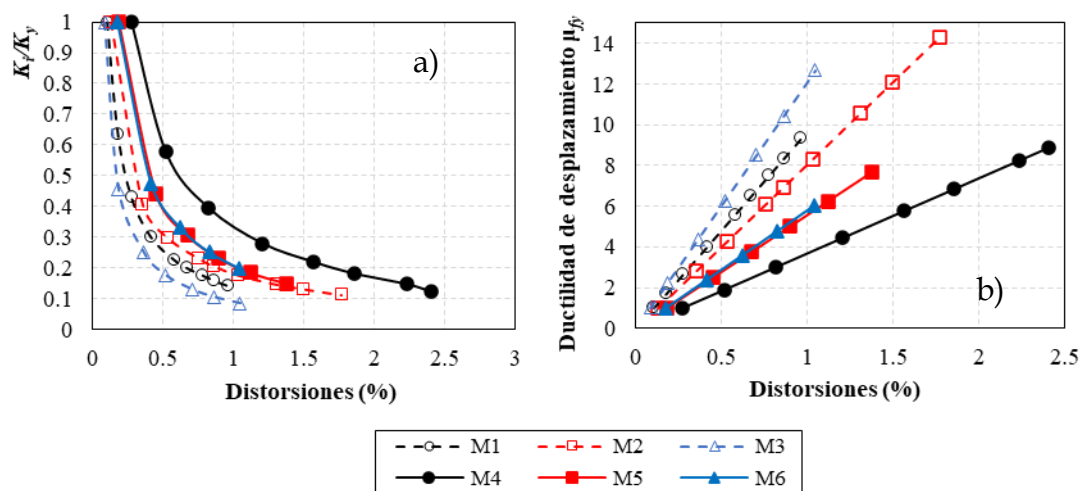


Figura 2.22 Parámetros para evaluar el desempeño de muros de mampostería confinada con daño en flexión: a) Degradación de rigidez normalizada como función de la distorsión, y b) relación entre la ductilidad de desplazamientos a la primer fluencia y la distorsión del muro. Varela-Rivera *et al.* (2019)

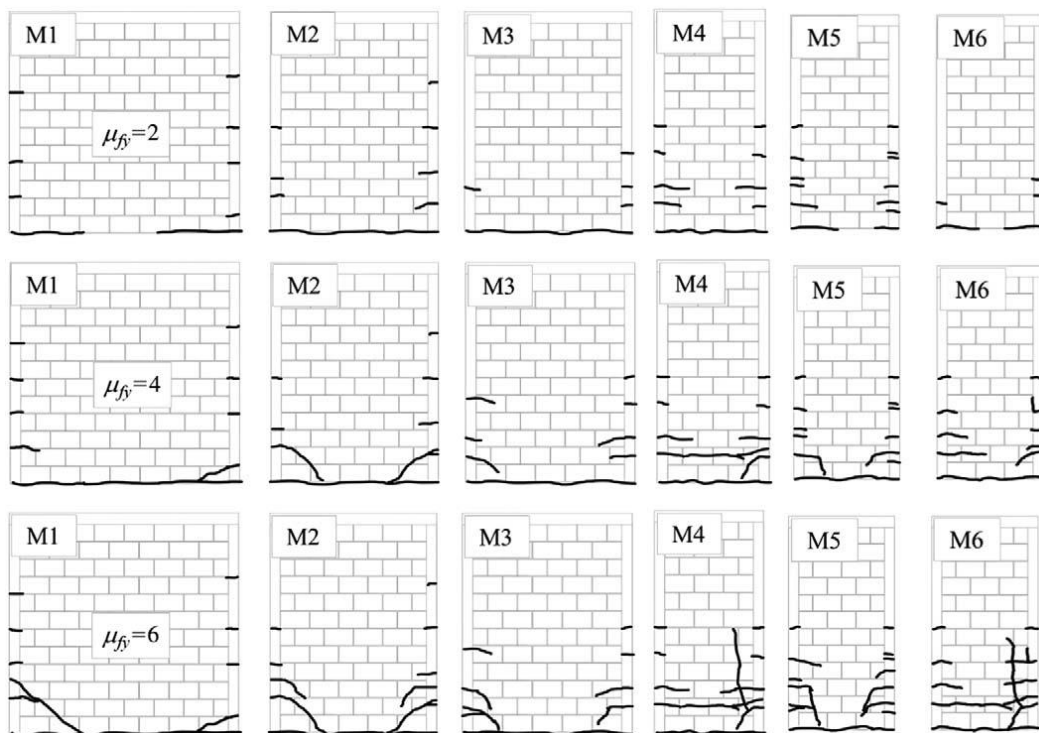


Figura 2.23 Daño en los muros como función de la ductilidad de desplazamiento a la primer fluencia. (Varela-Rivera *et al.* 2019)

En la Figura 2.23 se observa que el daño en los muros se incrementa a medida que la ductilidad de desplazamiento se incrementa. Las relaciones establecidas por estos autores son adecuadas para ser implementadas en una evaluación tanto cuantitativa como cualitativa del desempeño estructural de muros de mampostería confinada con comportamiento no lineal en flexión.

Con la información experimental obtenida, Varela et al., (2019) calibraron un modelo analítico para caracterizar la respuesta experimental de los muros. El modelo define la rigidez inicial utilizando la rigidez secante  $K_y$ , calculada experimentalmente; la cual se definió con una línea que parte del origen del sistema coordenado de desplazamiento contra fuerza lateral, y que intercepta al punto donde se presenta la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal. En la ecuación 2.5;  $\beta$  es un parámetro que ajusta la rigidez teórica  $K_{teo}$  del muro en función de la rigidez  $K_y$ , la rigidez teórica se calcula con la ecuación 2.6. En la ecuación 2.6;  $V_y$  es la fuerza lateral asociada con la fluencia del refuerzo longitudinal,  $I_g$  es el momento de inercia de la sección transversal del muro (sin transformar el área de concreto en mampostería),  $A_g$  el área de la sección transversal del muro y el resto de las variables ya han sido definidas previamente.

$$K_y = \beta K_{teo} \quad (2.5)$$

$$K_{teo} = \left( \frac{V_y H^3}{3E_m I_g} + \frac{1.2V_y H}{G_m A_g} \right)^{-1} \quad (2.6)$$

Los valores de  $\beta$  varían entre 0.25 y 0.36 para los muros con el mismo nivel de carga axial (muros M1, M2, M3 y M4), con un promedio de 0.3. También se observó que para los muros con la misma relación de aspecto (muros M4 a M6), el valor de  $\beta$  se incrementa a medida que la carga axial también lo hace. En este caso, el valor de  $\beta$  para estos muros igual a 0.25, 0.51, y 0.62 respectivamente.

Ademas de las investigaciones del tipo experimental para evaluar el comportamiento estructural de muros de mampostería confinada, también es posible recurrir a la modelación numérica. Por ejemplo, Shakarami et al. (2018) realizaron un estudio paramétrico de muros de mampostería confinada sometidos a carga lateral en el plano utilizando técnicas avanzadas de simulación numérica en el programa LS-DYNA. Para llevar a cabo los análisis se utilizaron micro-modelos no lineales de elementos finitos basados el método *smeared crack* y *total strain-stress*

El estudio consideró 3 tipos de muros en función de su geometría, muros cuadrados SQ, muros con relación de aspecto elevadas SL, y muros rectangulares HR. También se varió el tipo de pieza, S piezas sólidas y C bloque de concreto y se el número de varillas de refuerzo longitudinal en los castillos.

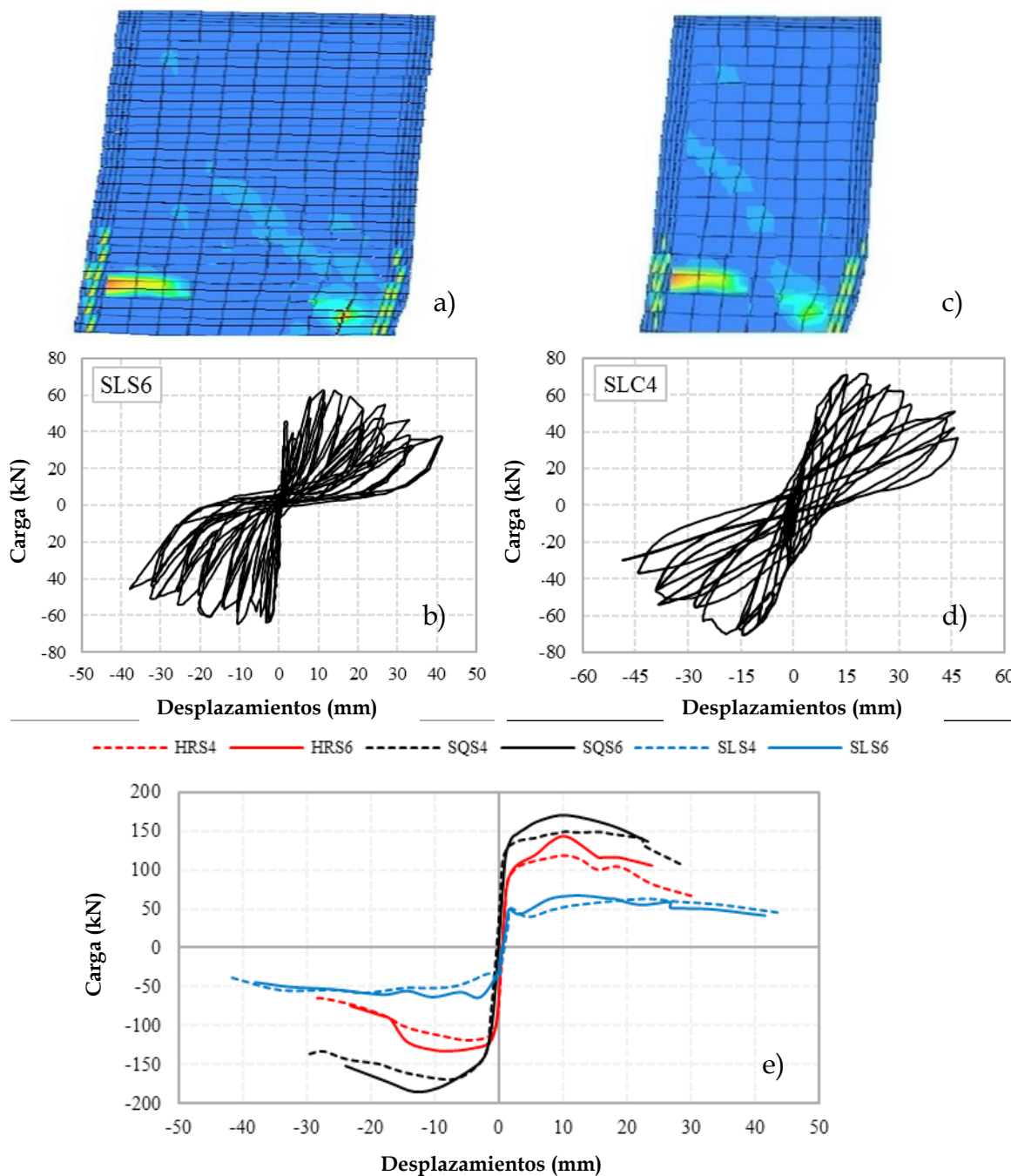


Figura 2.24 Resultados de modelado numérico de muros de mampostería confinada con comportamiento en flexión (Shakarami *et al.* 2018): a) y c) Esfuerzos principales en los muros SLS6 y SLC4 cuando se alcanza la falla respectivamente. b) y d) ciclos de histéresis fuerza lateral contra desplazamientos de muros SLS6 y SLC4 respectivamente, y e) comparativa de envolventes de muros con distintas geometrías



En la Figura 2.24a y Figura 2.24b se observan los esfuerzos principales y ciclos de histéresis del muro denominado SLS6, mientras que la Figura 2.24c y Figura 2.24d se hace lo propio con el muro SLC4. En ambos casos se observa que los modelos numéricos son capaces de predecir de manera razonablemente adecuada el mecanismo de daño en flexión. Finalmente, en la Figura 2.24e se indica que los muros esbeltos (SL) poseen una mayor capacidad de deformación, pero menor resistencia en comparación con los muros cuadrados y los muros rectangulares.

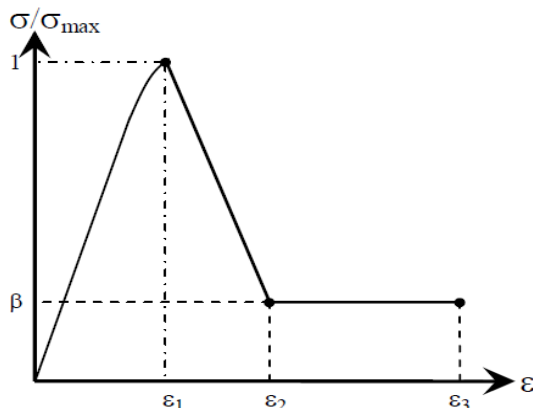
#### **2.4.2. Modelos Esfuerzo deformación para la mampostería en México**

A inicios de los años de 1970, como parte del primer esfuerzo en México para establecer criterios cuantitativos para el análisis y diseño de estructuras de mampostería, en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (IINGEN-UNAM) se realizaron estudios para conocer el comportamiento de la curva esfuerzo deformación con mamposterías acordes de la región de la Ciudad de México, así como a los procesos de fabricación de la época (Meli & Reyes 1971a, Meli & Reyes 1971b).

La curva que se estableció en esos estudios termina hasta el punto donde la mampostería alcanza la resistencia máxima a compresión, asociada a la aparición de una grieta vertical que se formaba en uno de los costados de la pila; esto impide una definición clara de la capacidad de deformación del material, lo cual se contrapone a lo acontecido para mamposterías de países como: Estados Unidos, Canadá y Nueva Zelanda; donde desde los años 80, se han establecido modelos que definen la curva esfuerzo-deformación (Priestley & Elder 1982) de la mampostería con criterios similares a los establecidos para el concreto (Mander et al. 1988).

En la Universidad Autónoma Metropolitana unidad Azcapotzalco UAM-AZC, se realizó una investigación para establecer modelos de comportamiento mecánico esfuerzo-deformación axial para tres tipos de mamposterías. Se consideraron piezas comúnmente utilizadas en la Ciudad de México y su área metropolitana como lo son: ladrillo rojo recocido, tabicón y tabique extruido vertical de dos huecos.

En la Figura 2.25 se presenta la forma y los parámetros que definen el modelo propuesto por Flores-Cano (2010) contruidos a partir de los datos experimentales, los cuales fueron ajustados a una parábola de segundo grado para la rama ascendente y a líneas rectas para la rama descendente y el esfuerzo residual.



**Figura 2.25** Modelo esfuerzo deformación axial propuesto por Flores-Cano (2010)

Las expresiones que definen la rama ascendente y descendentes son las siguientes:

Rama ascendente ( $0 < \varepsilon \leq \varepsilon_1$ )

$$\frac{\sigma}{\sigma_{max}} = \left( \frac{1}{\varepsilon_1^2} - \frac{\alpha}{\varepsilon_1} \right) \varepsilon^2 + \alpha \varepsilon \quad (2.7)$$

Rama descendente ( $\varepsilon_1 < \varepsilon < \varepsilon_2$ )

$$\frac{\sigma}{\sigma_{max}} = 1 + \frac{\beta - 1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} (\varepsilon - \varepsilon_1) \quad (2.8)$$

Rama descendente ( $\varepsilon > \varepsilon_2$ )

$$\frac{\sigma}{\sigma_{max}} = \beta \quad (2.9)$$

Donde;  $\varepsilon$  es la deformación unitaria de interés,  $\varepsilon_1$  es la deformación asociada al esfuerzo máximo,  $\varepsilon_2$  es la deformación asociada al inicio del esfuerzo residual,  $\alpha$  es la relación módulo de elasticidad de la mampostería  $E_m$  entre esfuerzo a la compresión promedio de la mampostería  $f_m$  y  $\beta$  es el esfuerzo residual.

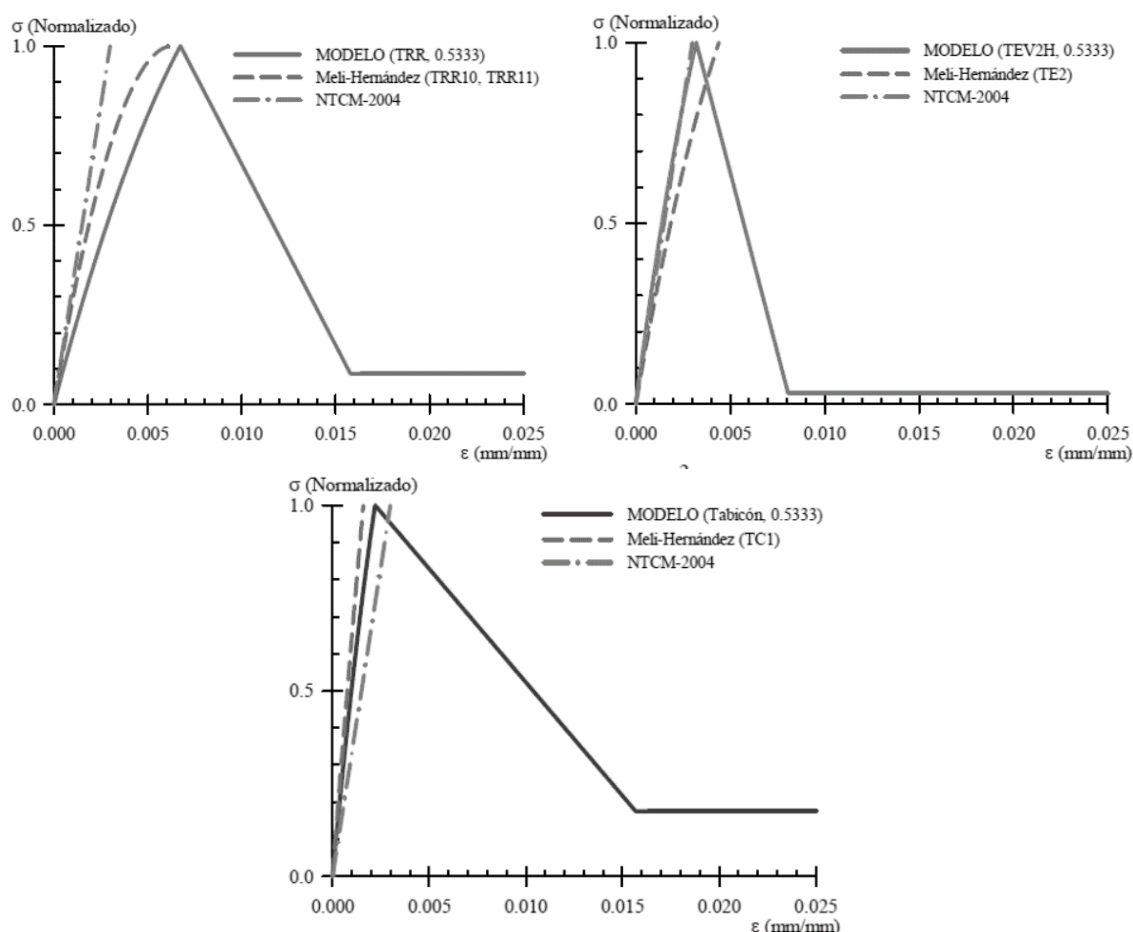
**Tabla 2.3** Parámetros que definen los modelos propuestos por Flores-Cano

| Tipo de mampostería | Velocidad     |         |                 |                 |                 |              |         |                 |                 |                 |
|---------------------|---------------|---------|-----------------|-----------------|-----------------|--------------|---------|-----------------|-----------------|-----------------|
|                     | 0.0016 mm/seg |         |                 |                 |                 | 0.5333mm/seg |         |                 |                 |                 |
|                     | $\alpha$      | $\beta$ | $\varepsilon_1$ | $\varepsilon_2$ | $\varepsilon_3$ | $\alpha$     | $\beta$ | $\varepsilon_1$ | $\varepsilon_2$ | $\varepsilon_3$ |
| LRR*                | 243           | 0.11    | 0.0055          | 0.0151          | 0.025           | 199          | 0.086   | 0.0067          | 0.0158          | 0.025           |
| TEV2H*              | 446           | 0.069   | 0.0026          | 0.0076          | 0.025           | 398          | 0.029   | 0.0032          | 0.0081          | 0.025           |
| Tabicón             | 652           | 0.263   | 0.0022          | 0.0173          | 0.025           | 558          | 0.175   | 0.0022          | 0.0157          | 0.025           |

\*LRR Ladrillo Rojo recocido

\*TEV2H Tabique extruido vertical

En la Figura 2.26 se comparan los resultados obtenidos con la propuesta de Flores-Cano (2010) contra los resultados experimentales obtenidos por otros autores y con las NTC-DCEM (2004). La comparativa solo se realiza en la zona “elástica” de la curva debido a la falta de datos de la zona inelástica de los datos experimentales. Aun así, en términos cualitativos se puede observar una buena correlación entre el modelo propuesto y los resultados experimentales.



**Figura 2.26 Comparativa del modelo propuesto contra los valores presentados por Meli & Reyes (1971b) y las NTC-DCEM (2004), Tomado de Flores-Cano (2010)**

### 2.4.3. Muros con distintas relaciones de aspecto $H/L$

Como ya se ha mencionado, hasta hace algunos años, no existían muchos ensayos experimentales en muros de mampostería confinada donde la relación de aspecto fuera una variable de estudio, o bien, los existentes consideraban relaciones de aspecto que no modificaban el comportamiento de los muros. Dentro de los estudios que existían hasta hace algunos años destacan los realizados en Perú (San Bartolomé 1994).

En el IINGEN-UNAM se realizó un estudio para evaluar el efecto de la relación de aspecto en el comportamiento sísmico de la mampostería confinada con las características del sistema empleado en América Latina y algunos países europeos. Se ensayaron 7 muros de mampostería confinada con distintas relaciones de aspecto, ensayados de forma cuasi-estáticas ante cargas cíclicas en su plano. El estudio examina el efecto de la relación de aspecto de los muros en la resistencia y rigidez lateral, así como la degradación de la rigidez y resistencia (Pérez Gavilán et al. 2013). Es importante destacar que ningún muro de los estudiados aquí cuenta con acero de refuerzo horizontal entre las juntas de mortero y que los muros se diseñaron para que se comportaran y dañaran en corte.

Es de especial interés para este trabajo los resultados obtenidos en el muro ME1 cuya relación de aspecto es igual a 2.13. En términos de su respuesta histerética, se observaron ciclos de histéresis estrechos (rama ascendente y descendente muy cerca una de otra) que son indicativos de una baja disipación de energía. El muro desarrolló agrietamiento inclinado con una trayectoria cercana a los  $45^\circ$  a partir de la horizontal, con dirección al castillo, pero, sin llegar a él. La envolvente de dicho comportamiento bien pudiera quedar definida por una curva bilineal elasto-plástica (Figura 2.27). Esto es válido siempre que la degradación de resistencia no sea demasiado alta, de lo contrario, deberá considerarse que la pendiente post-elástica es negativa.

En cuanto a la resistencia; en los muros con relación de aspecto elevada, la resistencia máxima es apenas mayor al cortante al primer agrietamiento diagonal y la degradación de resistencia es más lenta que la de los muros robustos. Por otro lado, la fuerza cortante al agrietamiento se incrementa a medida que la relación de aspecto decrece; este resultado es consistente con lo reportado en la literatura.

Algunas de las conclusiones presentadas en este trabajo fueron las siguientes: A partir de un modelo de comportamiento se dedujo un factor de corrección para modificar el cálculo de la resistencia nominal a corte de las normas técnicas complementarias de estructuras de mampostería (NTC-DCEM 2004). A diferencia de lo propuesto en otros códigos, el factor propuesto se aplica también a la componente de la resistencia debida al esfuerzo axial, por considerarlo teóricamente más consistente.

La ecuación 2.10 describe el modelo de comportamiento propuesto; los valores de  $\eta$  y  $w$  son la relación del módulo de corte entre módulo de elasticidad  $G/E$  y relación de aspecto  $H/L$  respectivamente; sin embargo, se observó que para los muros con relación de aspecto mayor que 1, la resistencia no siguió la tendencia mostrada en la Figura 2.28. Los autores atribuyen dicho fenómeno, al efecto de la separación entre los castillos que para los muros con  $H/L > 1$  incrementa el confinamiento del panel de mampostería, y que dicho incremento no está considerado en la

ecuación 2.10. Para una aplicación más práctica, la ecuación 2.10 se simplificó en tres rectas con los límites que se indican en la ecuación 2.11.

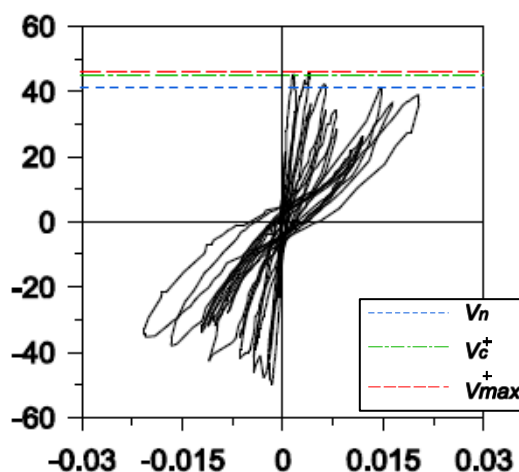


Figura 2.27 Curva de histéresis, espécimen ME1 cortante (kN)-distorsión (mm/mm)

En la Figura 2.28  $V_c$  es la resistencia al agrietamiento y  $V_n$  la resistencia nominal calculada con la ecuación de las NTC-DCEM (2004).

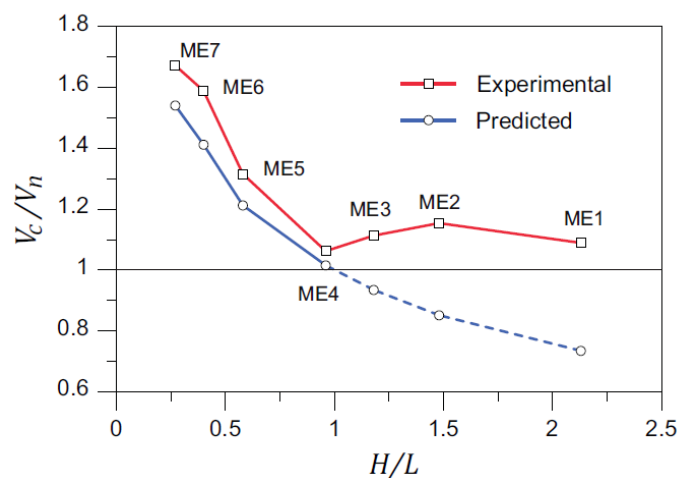


Figura 2.28 Resistencia a agrietamiento por tensión diagonal en función de la relación de aspecto, Perez-Gavilán et al. (2014)

$$\frac{V_c}{V_n} = f = \frac{10\eta + 3}{100w^2\eta^2 + 60w^2\eta + 9} \quad (2.10)$$

$$\begin{aligned}
 f &= 1.55 & H/L < 0.2 \\
 f &= 1.69 - 0.69 \frac{H_e}{L} & 0.2 \leq H/L \leq 1.0 \\
 f &= 1.0 & H/L > 1.0
 \end{aligned} \tag{2.11}$$

Finalmente, la ecuación 2.12 es la propuesta final para considerar el efecto que tiene la relación de aspecto en la resistencia al primer agrietamiento por tensión diagonal de los muros de mampostería confinada con diferentes relaciones de aspecto.

$$V_c = V_n f = (0.5v^* A_T + 0.3P) f \tag{2.12}$$

En la ecuación 2.11,  $H_e$  es la altura efectiva en el muro,  $v^*$  la resistencia a la compresión diagonal,  $A_T$  el área de la sección transversal y  $P$  la carga axial en compresión.

En términos de la distorsión lateral cuando se presenta la falla del muro, esta creció con la relación de aspecto; sin embargo, no se observó una tendencia clara de la capacidad de ductilidad de los muros también creciera. Es interesante contrastar la disipación de energía equivalente que parecen correlacionarse en forma inversa para los muros con relación de aspecto elevada, dicho de otra manera, el muro ME1 puede alcanzar grandes deformaciones después del agrietamiento, pero la energía equivalente que disipa es cuatro veces menor que el muro ME4 y 2.5 veces menor que el muro ME7.

Un aspecto observado en el caso de los muros con un castillo intermedio consiste en que el agrietamiento diagonal se distribuyó en todo lo largo del muro como se puede observar en la Figura 2.29a. Es decir que el castillo no fue capaz de resistir la fuerza cortante debido a que la separación de los estribos en el castillo central fue insuficiente para resistir la fuerza cortante.

Por otro lado, el ensayo en mesa vibradora de una estructura de mampostería confinada de 3 niveles realizado por Arias (2005) mostró que los castillos centrales si fueron capaces de generar un puntal en compresión por cada panel de mampostería (Figura 2.29d), hipótesis que suele hacerle en el diseño de este tipo de muros al considerar que un muro con un castillo intermedio es análogo a tener dos elementos barra y que a cada barra le corresponde un panel de mampostería durante el modelado utilizando el método de la columna ancha.

En cuanto a la rigidez lateral de ciclo  $K$  normalizada contra con una rigidez calculada cuando la resistencia del muro es igual  $V=0.4V_{max} + K_{40}$ . En la Figura 2.30 se compara esta, contra el cociente entre la distorsión del muro  $\gamma$ , y la distorsión cuando se produce el agrietamiento diagonal  $\gamma_c$  (que en cierto modo es una especie de ductilidad), en dicha figura se observa que el cociente de rigideces no se vio

afectado significativamente por el nivel de esfuerzo axial ni por la relación de aspecto. Por otro lado, la degradación de la rigidez lateral de muros de mampostería confinada, para un amplio intervalo de relaciones de aspecto puede predecirse con buena precisión utilizando una relación lineal (ecuación 2.13) que depende de la ductilidad hasta valores de 4.5, esta información es de utilidad en el desarrollo de simulaciones numéricas. (Pérez Gavilán *et al.* 2013).

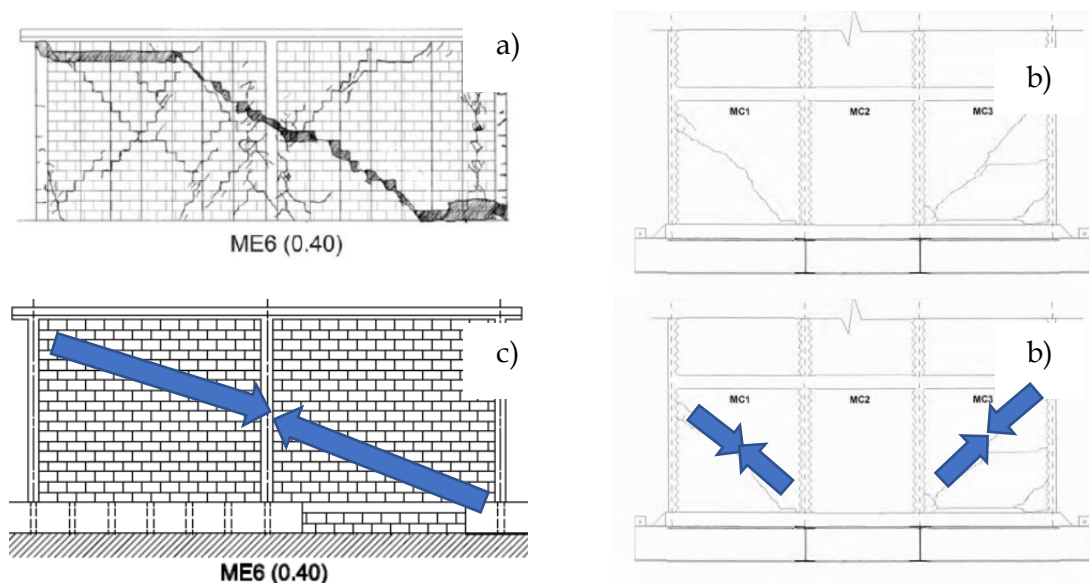


Figura 2.29 Propagación del agrietamiento diagonal de muros largos con castillos intermedios: a) muro ME6 daño real, b) muro central del espécimen 3D ensayado por Arias (2005), c) y d) puntales en compresión formados para cada caso

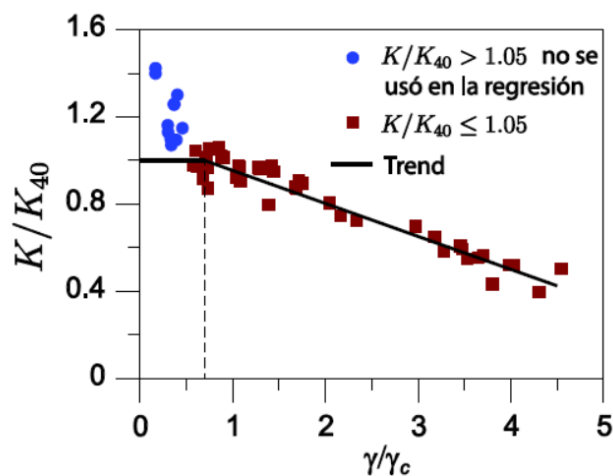


Figura 2.30 Degradación de rigidez de todos los muros probados

$$\begin{aligned} \frac{K}{K_{40}} &= -0.15 \gamma/\gamma_c + 1.1 & 4.5 \geq \gamma/\gamma_c \geq 0.7 \\ \frac{K}{K_{40}} &= 1.0 & \gamma/\gamma_c < 0.7 \end{aligned} \quad (2.13)$$

Otro trabajo que estudia el comportamiento de muros de mampostería confinada con relaciones de aspecto mayores que 1 es el realizado por Fernandez-Baqueiro et al. (2014). En este trabajo se ensayaron 4 muros; sin embargo, dos de estos tenían una relación de aspecto de 1.82. A diferencia de lo establecido por Pérez-Gavilán *et al.*, (2013), en este trabajo se encontró una reducción de la resistencia asociada al primer agrietamiento diagonal con el incremento de la relación de aspecto. Para ajustar dicha reducción, los autores proponen la ecuación 2.14.

$$V_{mR} = 0.5\nu'_m \alpha A_T + 0.3P \quad (2.14)$$

En esta ecuación, el factor  $\alpha$  es igual a  $L/H$ ; es decir, el inverso de la relación de aspecto. Al calcular el cociente entre su propuesta y la resistencia experimental en los 4 muros ensayados, se encontró una media de 1.00 y una desviación estándar de 0.06 lo cual indica que la expresión se ajusta adecuadamente a los resultados experimentales.

#### 2.4.4. Efecto del momento en la resistencia al cortante por agrietamiento en tensión diagonal

Un estudio que se llevó acabo en el IINGEN-UNAM por Pérez Gavilán & Manzano (2013) considera la influencia del momento flexionante en la parte superior del muro en la resistencia al cortante por tensión diagonal. Se propone un modelo donde el desplazamiento que produce el primer agrietamiento en tensión diagonal es el mismo, sin importar, que fuerzas lo ocasionan. Por lo tanto, si existe un momento en la parte superior del muro adicional al momento que se produce por el cortante multiplicado por la altura, el cortante de agrietamiento será menor al que resiste el mismo muro sin la presencia de dicho momento. La presencia del momento  $M_a$  en el muro de la izquierda de la Figura 2.31 es equivalente a decir que el muro tiene una altura  $H_{efec}$  (Figura 2.4).

En la Figura 2.31 se observan tres muros; el primer muro tiene un momento  $M_a$  aplicado en la parte superior que tiene el mismo sentido que el momento producido por la fuerza cortante  $V$  y la altura del muro, el segundo muro carece de momento en la parte superior del muro, finalmente el tercer muro tiene un momento flexionante  $M_a$  que actúa en el sentido contrario al momento producido por el cortante. De acuerdo con el modelo propuesto por Pérez Gavilán & Manzano (2013) descrito gráficamente en la Figura 2.32, la resistencia al agrietamiento  $V_{mR}$  de cada muro que poseen las mismas propiedades geométricas y mecánicas es distinta. Para



estos tres casos  $V_{mR1} < V_{mR2} < V_{mR3}$ , lo que indica que el momento  $M_a$  produce un desplazamiento que el cortante  $V$  ya no es capaz de producir, lo que provoca una aparición prematura del cortante al primer agrietamiento.

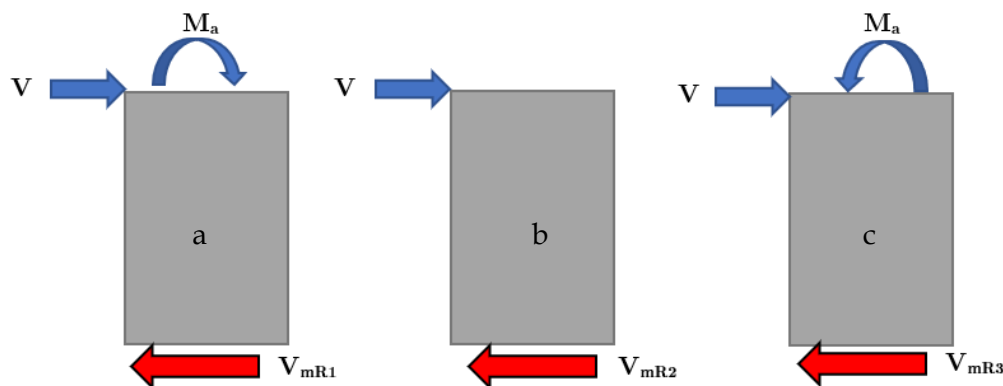


Figura 2.31 Configuraciones de  $M_a$  y  $V$  en un muro.

Por lo que el cortante  $V_c$  se puede describir con la ecuación 2.13.

$$V_c = V_n - \frac{M_a}{H_k} \quad (2.15)$$

Donde  $M_a$  es el momento flexionante en la parte superior del muro, y es positivo si el momento tiene la misma dirección que el momento producido por el cortante,  $V_n$  es la resistencia al calculada con las NTC-DCM (2004) y  $H_k$  es una constante que se define con la ecuación 2.16.

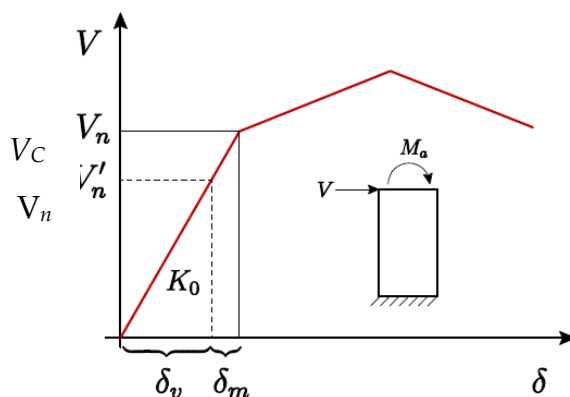


Figura 2.32 Modelo de resistencia cortante al primer agrietamiento. Fuente Pérez Gavilán & Manzano (2013)

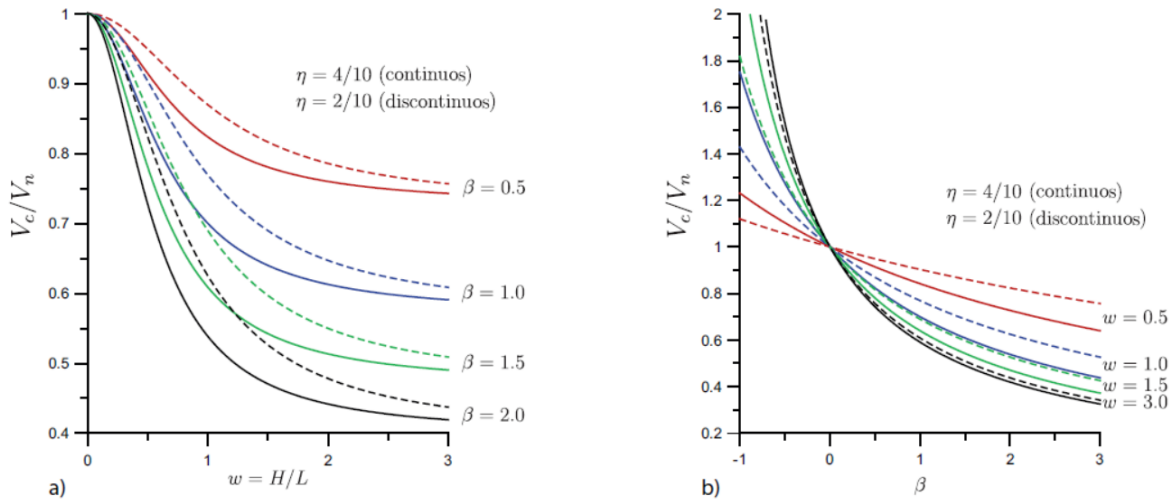
Donde  $k_f = 3EI/H^3$  y  $k_v = GA/\kappa H$  y  $A$  e  $I$  son el área de la sección transversal y el momento de inercia,  $H$  es la altura del muro, considerando como la distancia entre los pisos adyacentes y  $\kappa$  es el factor de forma para el cortante. Sustituyendo los

valores de  $k_f$  y  $k_v$  en 2.15 y además sustituyendo 2.16 en 2.15 es posible normalizar el cortante  $V_c$  con respecto al cortante  $V_n$  como se muestra en la ecuación 2.17.

$$H_k = \frac{2k_f + k_v}{3k_v} H \quad (2.16)$$

$$\frac{V_c}{V_n} = \frac{1}{1 + \frac{15\beta\eta w^2}{20\eta w^2 + 6}} \quad (2.17)$$

En la ecuación 2.17,  $\beta = 2M_a/VH$  es el momento normalizado de la parte superior del muro, y las demás variables fueron definidas en la sección 2.4.3. Si  $\beta=0$ , no hay momento (caso 2, Figura 2.31), y en este caso, la ecuación siempre valdrá 1, sin importar la relación de aspecto del muro. Para el caso de  $\beta=-1$ , el muro está empotrado en la parte superior, (caso 3, Figura 2.31) por lo que teóricamente, la resistencia a corte debería incrementarse. Finalmente, si  $\beta>0$  el momento en el extremo superior  $M_a$  es mayor que cero (caso 1, Figura 2.31) por lo tanto el cociente de la ecuación (2.17) será menor que 1.



**Figura 2.33 Efecto del momento  $M_a$  en la parte superior del muro: a) Resistencia al agrietamiento normalizada contra relación de aspecto, b) resistencia al agrietamiento contra momento  $M_a$  normalizado, Tomado de Perez-Gavilán *et al.* (2014)**

En la Figura 2.33 se observa el comportamiento de la ecuación 2.17 utilizando dos valores de  $\eta$ , uno asociado a 0.4 que se encuentra especificado en la NTC-DCEM (2004), y otro de 0.2, que es el valor especificado en la NTC-DCEM (2017). En la Figura 2.33a se observa que cuando la relación de aspecto se incrementa, y el momento  $M_a$  es igual al momento producido por  $VH$ ; la reducción del cortante al agrietamiento disminuye hasta valores por debajo del 50%. Esto se acentúa cuando  $\eta$  toma el valor de 0.4. Por otro lado, en la Figura 2.33b se observa que, si el momento es

contrario a la dirección del momento producido por  $VH$ ; el incremento del cortante de agrietamiento para un muro con relación de aspecto de 3 es casi del doble.

Finalmente, integrando los conceptos presentados en la sección 2.4.3, Perez-Gavilán *et al.* (2014) proponen la siguiente ecuación para tomar en cuenta los efectos de la relación de aspecto y el momento en la parte superior del muro.

$$V_{mR} = F_R \left\{ 0.5v^* A_T + 0.3P \left( f - \frac{M_a}{H_k} \right) \right\} \leq 1.5F_R v^* A_T f \quad (2.18)$$

En la ecuación 2.18,  $f$  queda definido por la ecuación 2.11 y  $H_k$  por la ecuación 2.16, de acuerdo a la Figura 2.33 cuando  $\beta < 0$  (muro en doble curvatura), sin importar la relación de aspecto la resistencia del muro deberá ser mayor que la calculada con las NTC-DCM (2004); sin embargo, debido a la falta de evidencia experimental, la ecuación 2.18 no considera dicho incremento.

La fórmula que proponen los autores considera de manera independiente; el efecto de la relación de aspecto, así como el momento en la parte superior del muro. La altura del muro queda definida por la distancia entre los sistemas de piso adyacentes, por lo tanto, el concepto de la altura efectiva no es necesario. El término de la flexión toma en cuenta la interacción cortante-flexión, no es solo un artificio para transformar al muro con una relación de aspecto y un momento en la parte superior, en un sistema ficticio equivalente de un muro con una relación de aspecto elevada sin momento en su parte superior. (Perez-Gavilán *et al.* 2014).

La reducción de la resistencia al cortante por tensión diagonal utilizando la ecuación 2.18 es análoga a reconocer que al incrementar la relación de aspecto existe una reducción de la resistencia a corte, tal como se describe en las ecuaciones 2.10 y 2.14. Por lo que para obtener un resultado similar, sería válido sustituir el valor de  $H$  en la ecuación 2.14 por el valor de altura efectiva  $M/V$ . Nótese que el valor de  $\beta$  viene implícito a la altura efectiva, por lo tanto, este se puede expresar con la ecuación 2.19 como:

$$\beta = \frac{2}{H} H_{efec} \quad (2.19)$$

El momento normalizado  $\beta$  es el principal parámetro que reduce la resistencia a cortante del muro. Para conocer el comportamiento de este valor ante variables como: el número de niveles en la estructura, las propiedades mecánicas de los materiales, la relación de aspecto de los muros o las propiedades geométricas y estructurales del edificio; Cardel (2015) realizó un estudio analítico para conocer como todas estas variables influyen en el valor que el momento normalizado puede tomar para las características que presentan edificios reales de mampostería confinada.

Se desarrollaron dos estudios paramétricos, el primero en muros en T, en I y del grado de acoplamiento, el segundo consiste en el análisis estructural de 18 modelos de edificios reales donde se determina la resistencia a corte de los muros de planta baja, con énfasis en la variación de ésta debida a la relación de aspecto e interacción momento-cortante (Cardel 2015).

Para el primer estudio paramétrico, encontraron que los muros de planta baja con relaciones de aspecto bajas se encuentran en curvatura simple, lo cual maximiza el valor de  $\beta$  y en los niveles superiores, la curvatura de los muros suele ser doble. Este efecto se incrementa cuando se incrementa el número de niveles en la estructura. Este punto resulta, como se verá más adelante, de vital importante en el desarrollo de este trabajo.

El factor  $\beta$  está relacionado con la rigidez de las vigas de acoplamiento, entre más rígidas sean, menor será el valor de  $\beta$ ; sin embargo, la rigidez del muro también juega un factor fundamental, ya que, para muros largos será necesario que la viga presente una rigidez tal, que sea capaz de restringir al muro para disminuir el valor de  $\beta$ .

En términos de la rigidez del muro y el elemento de acoplamiento, será importante considerar las propiedades de la sección transformada lo cual dará valores cercanos a la rigidez de los elementos, ya que una subestimación de la rigidez de los muros podría dar valores más bajos del momento normalizado. Los autores comentan que es necesario realizar más estudios de esta variable, ya que un incremento de la rigidez para edificios que se encuentran en la rama ascendente del espectro de diseño se traduce en menores fuerzas laterales que también influyen en el valor del momento normalizado; sin embargo, no se discute la pertinencia de incorporar factores de inercia y área efectiva tanto en muros como en elementos de acoplamiento que consideren la demanda de desplazamientos inelásticos en la estructura.

El grado de acoplamiento se incrementa a medida que el número de niveles también aumenta. Por ejemplo, para un muro acoplado de dos niveles, el grado de acoplamiento es de la mitad con respecto a grado de acoplamiento del mismo muro de 5 niveles.

En cuanto al segundo estudio sobre estructuras reales de mampostería, Cardel (2005) comenta lo siguiente:

- Se encontró que para edificios de entre 3 y 6 niveles, el momento normalizado se encuentra en un rango de  $-1 \leq \beta \leq 2.5$ .
- Los muros con  $H/L > 1.5$  tienden a estar en doble curvatura.

- La mayoría de los muros en el rango de  $1 < H/L < 1.5$  tienen momentos normalizados  $-1 \leq \beta \leq 0.5$ . De estos, los muros con  $\beta > 0$  cuentan con reducciones de resistencia moderadas en comparación con el valor nominal; reducciones del 15% son comunes; sin embargo, se encontraron algunas excepciones, donde las reducciones son mayores.
- Los muros con  $0.5 < H/L < 1.0$  tienen un amplio rango de valores de  $\beta$  los casos en que  $\beta > 1.5$  pueden ocasionar reducciones de resistencia a corte, con valores entre 20% y 30%.
- Los valores positivos de momento normalizado  $\beta$  tienden a presentarse para estructuras de 4 niveles en adelante. En estructuras de 3 niveles o menos es difícil encontrar muros en simple curvatura.

En edificios que tienen una de sus dimensiones en planta muy corta (alrededor de 10m); es común que los muros orientados paralelamente a dicha dirección se flexionen en simple curvatura, lo que ocasiona que existan valores de  $\beta$  positivos. Normalmente, debido a la reducida dimensión, solo existe una línea de muros paralela al eje largo resistente a la dirección corta.

- Es posible que, si bien el efecto de la interacción momento-cortante es elevado en algunos muros de un edificio, a nivel global de entrepiso el efecto puede ser muy reducido.

#### 2.4.5. Muros de mampostería confinada con refuerzo horizontal

La implementación de refuerzo horizontal embebido en las juntas de mortero a cada cierta cantidad de hiladas mejora notablemente el desempeño estructural de muros de mampostería confinada. En México, desde finales de la década de los años 70 del siglo pasado, investigaciones llevadas a cabo en el IINGEN-UNAM reconocieron este hecho. Posteriormente, a mediados de la década de 1990, estudios realizados en el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) confirmaron el efecto benéfico y se propusieron ecuaciones que toman en cuenta el efecto de la eficiencia del acero de refuerzo horizontal en la resistencia a cortante de los muros.

Recientemente Cruz-Olayo (2015) realizó pruebas experimentales en 6 muros con refuerzo horizontal con piezas de concreto multiperforado ( $f'_m = 8.33 \text{ MPa}$  y  $v'_m = 0.83 \text{ MPa}$ ) a escala real ensayados en pruebas cuasi-estáticas. Los seis muros tienen dimensiones de 2.56 m de ancho por 2.56 m de altura; es decir, son cuadrados con una relación  $H/L$  de 1. En la Tabla 2.4 se puede observar las distintas cuantías de refuerzo horizontal en cada muro.

Todos los muros cuentan con castillos en ambos extremos de 150 mm de ancho por 120 mm de espesor, reforzados con 4 varillas del #6 y estribos del #2 @90 mm en los extremos del castillo y a cada 180 mm al centro. Se considera un concreto con resistencia a la compresión de 24.5 MPa. Los muros se diseñaron para comportarse

en corte, nótese la gran cantidad de acero de refuerzo colocado en los castillos a diferencia del estudio mencionado en la sección 2.4.3.

Algunas de las conclusiones presentadas por Cruz-Olayo (2015) sobre el comportamiento observado en los muros fueron:

- Con la cuantía horizontal hay una mejor distribución del daño y grietas con menor espesor.
- Se incrementa la carga que produce el primer agrietamiento diagonal en el muro.
- Aumenta la distorsión máxima; es decir, la distorsión cuando el muro alcanza la resistencia máxima.
- Para una cuantía multiplicada por el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo superior a  $0.90 \text{ MPa}$  no se observa un incremento en la resistencia máxima a corte del muro.
- La relación entre la distorsión última y la de agrietamiento observados durante el experimento en todos los modelos es mayor que 8.
- El daño asociado a los puntos de: primer agrietamiento diagonal, resistencia máxima del muro y distorsión última del muro, se muestran en la Tabla 2.1.

**Tabla 2.4 Características del refuerzo horizontal de los muros ensayados por Cruz-Olayo (2015)**

| Espécimen | Barras de refuerzo horizontal | Área de acero horizontal<br>$A_{sh} \text{ (mm}^2\text{)}$ | Separación<br>$S_h \text{ (mm)}$ | $\rho_h \text{ (\%)}$ | $\rho_h f_{yh} \text{ (MPa)}$ |
|-----------|-------------------------------|------------------------------------------------------------|----------------------------------|-----------------------|-------------------------------|
| MB-0      | -                             | 0                                                          | -                                | 0                     |                               |
| MB-1      | 5/32"                         | 12                                                         | 260                              | 0.0385                | 0.22                          |
| MB-2      | 1/4"                          | 32                                                         | 260                              | 0.1026                | 0.60                          |
| MB-3      | 2*3/16"+5/32                  | 48                                                         | 260                              | 0.1538                | 0.90                          |
| MB-4      | 2*1/4"                        | 64                                                         | 260                              | 0.2051                | 1.20                          |
| MB-5      | 2*1/4"+3/16"                  | 82                                                         | 260                              | 0.2628                | 1.54                          |

Tabla 2.5 Ciclo histerético y estado de daño de los muros ensayados por Cruz-Olayo (2015)

| Curva de histéresis | Estado de daño                |                    |              |
|---------------------|-------------------------------|--------------------|--------------|
|                     | Primer agrietamiento diagonal | Resistencia máxima | Estado final |
| <p><b>MB-0</b></p>  |                               |                    |              |
| <p><b>MB-1</b></p>  |                               |                    |              |
| <p><b>MB-2</b></p>  |                               |                    |              |



Tabla 2.5 (continuación)

| Curva de histéresis | Estado de daño                |                    |              |
|---------------------|-------------------------------|--------------------|--------------|
|                     | Primer agrietamiento diagonal | Resistencia máxima | Estado final |
| <p><b>MB-3</b></p>  |                               |                    |              |
| <p><b>MB-4</b></p>  |                               |                    |              |
| <p><b>MB-5</b></p>  |                               |                    |              |



Los ensayos dinámicos o ensayos en mesa vibradora consisten en inducir aceleraciones en la base de un espécimen (generalmente a escala) de una estructura en su base. La mesa vibradora está compuesta por una plataforma accionada por actuadores cuyos movimientos son controlados por sistemas automatizados, estos movimientos se obtienen de un registro de aceleraciones que corresponden a un sismo real o a un registro sintético. Este tipo de ensaye toma en cuenta los efectos dinámicos que las pruebas cuasi-estáticas no son capaces de capturar y se considera como el ensaye que mejor representa lo que sucede realmente en una estructura cuando sucede un sismo.

En la mesa vibradora del IINGEN-UNAM se han ensayados especímenes de mampostería confinada (Arias 2005, Alcocer et al., 2004) que han sido de gran utilidad para definir algunos de los parámetros de diseño de este sistema constructivo como lo son las distorsiones inelásticas de entrepiso; sin embargo, los especímenes antes mencionados carecían de refuerzo horizontal en sus juntas de mortero.

Para solventar esta falta de información, Flores et al. (2016) realizaron el ensaye de dos especímenes a escala 1:2 contruidos con piezas macizas de arcilla; uno sin refuerzo horizontal llamado M3ND-0 y el segundo con una cuantía convencional ( $\rho_{hf,yh}=0.65 MPa$ ) denominado M3ND-1. De acuerdo con la Figura 2.34, la resistencia de los especímenes está acotada a la resistencia de los dos muros cuadrados orientados en la dirección de análisis y ubicados en la planta baja. Los especímenes se sometieron a un acelerograma sintético que intentó representar las máximas demandas de aceleración a las que se verían sometidos si estuviesen desplantados en la Ciudad de México. Dicho acelerograma fue escalado hasta 3.5 veces para el caso del espécimen con refuerzo horizontal.

Algunas de las conclusiones preliminares propuestas por los autores son las siguientes: el modo de falla en los muros se relacionó con el agrietamiento por tensión diagonal, el refuerzo horizontal fluyó y se fracturó, la distorsión inelástica cuando la curva envolvente bajó al 80% de la resistencia máxima a cortante (un descenso del 20%) fue de 1.7%.

En la Figura 2.35b se muestra la envolvente cortante de entrepiso contra distorsión en entrepiso del nivel donde se presentó el mecanismo de falla (planta baja) del espécimen M3ND-1. En dicha gráfica se observa que cuando el entrepiso alcanza una distorsión de 1% la resistencia en dicho nivel es del 93% de la resistencia total.

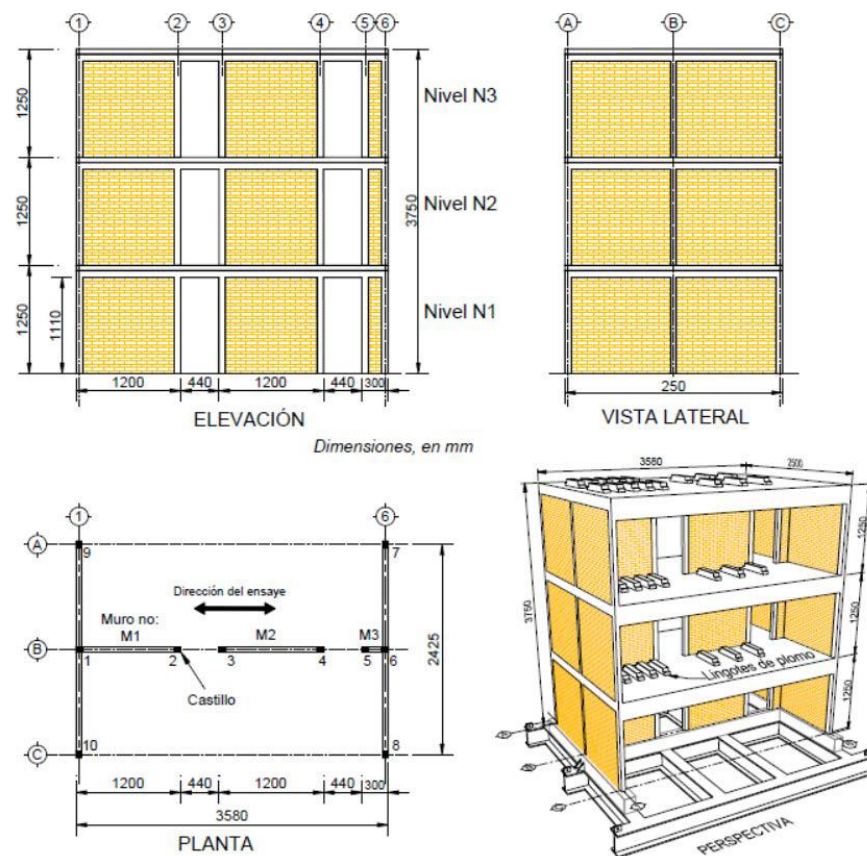


Figura 2.34 Geometría de los especímenes sometidos a pruebas dinámicas. Fuente Flores *et al.* (2016)

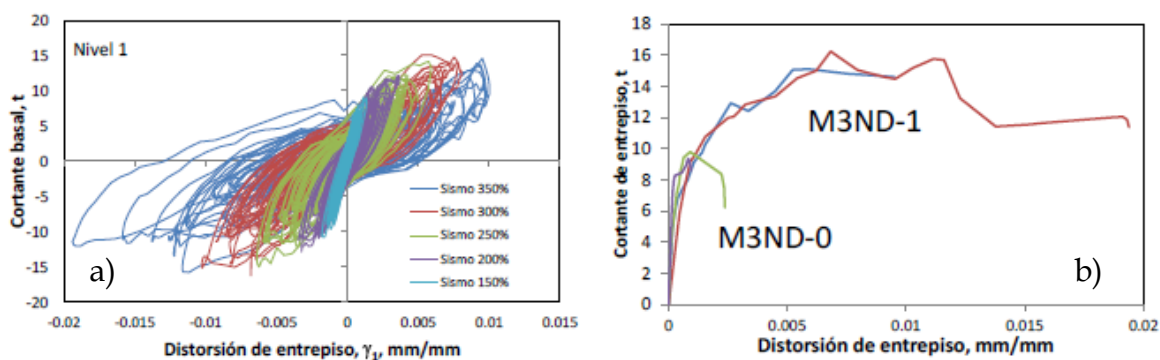


Figura 2.35 Curvas de histéresis del modelo M3ND-1 mostrando todas las etapas y envolventes de los dos especímenes. Fuente Flores *et al.* (2016)

### 2.4.6. Efecto de las tensiones en muros de mampostería confinada

Cuando se incrementa la altura de un edificio estructurado con muros ya sea de mampostería u algún otro tipo de material y la demanda de fuerzas laterales es elevada, es posible que se presenten muros con tensiones efectivas. Esto se produce debido a que, para niveles de fuerza sísmica de consideración; el equilibrio de fuerzas cortantes que se da entre los elementos horizontales se combina con la carga axial en los muros, produciendo que en algunos casos, la fuerza cortante en las vigas producida por el sismo sea mayor que la carga axial debida a las cargas gravitacionales (Figura 2.8). Para intentar capturar el efecto de este fenómeno en la respuesta sísmica de edificios de mampostería confinada, Velázquez et al. (2017) proponen un modelo de análisis no lineal que limita la resistencia a cortante de aquellos muros para los cuales al presentarse el punto de “fluencia” de la curva de capacidad global presentan tensiones efectivas.

El modelo considera que el cortante resistente de muros que presentan tensiones efectivas solo es función del área del muro y la resistencia de la mampostería a la compresión diagonal y que la deformación angular del muro se debe al deslizamiento de las juntas entre las piezas de acuerdo con lo propuesto por Facconi *et al.*, (2016). En la Figura 2.36 se observa una comparativa entre el comportamiento a tensión y a compresión de la curva de capacidad un muro de mampostería confinada.

Con este modelo Velázquez *et al.* (2017) calcularon la respuesta ante cargas laterales de un edificio de 5 niveles diseñado en la zona del lago de la Ciudad de México y una planta igual a la utilizada por Meli y Sánchez (1992). Realizaron un análisis estático no lineal y calcularon la curva de capacidad de edificio utilizando su modelo y uno que considera que todos los muros están en compresión con el modelo de Terán-Gilmore et al. (2009).

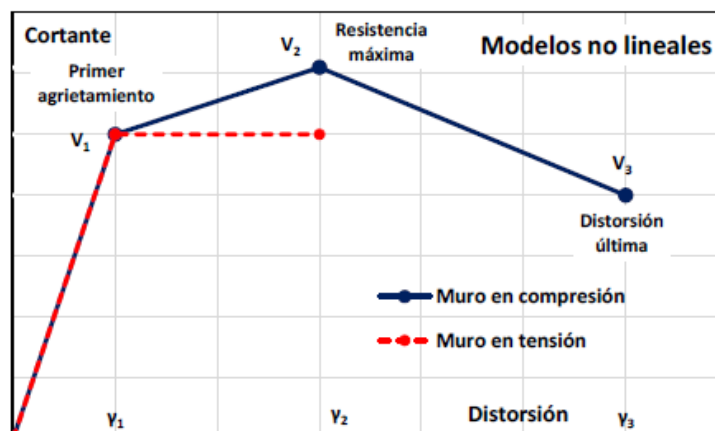


Figura 2.36 comparación de modelos no lineales para muros de mampostería en compresión y en tensión. Fuente Velázquez *et al.* (2017)

De acuerdo con Velázquez *et al.* (2017) en la Figura 2.37 se indica que el diseño de la estructura se satisface utilizando ambos criterios; sin embargo, se nota que el desplazamiento de diseño en la dirección “X” sugiere mayor daño estructural que en la dirección “Y” debido a que en la primera se tiene menor área de muros y mayor porcentaje de muros en tensión que en la dirección “Y”. Además los autores reconocen que el modelo es conservador; no obstante, este modelo representa un esfuerzo por tomar en consideración el efecto de las tensiones en los muros que no había sido atendido hasta el momento.

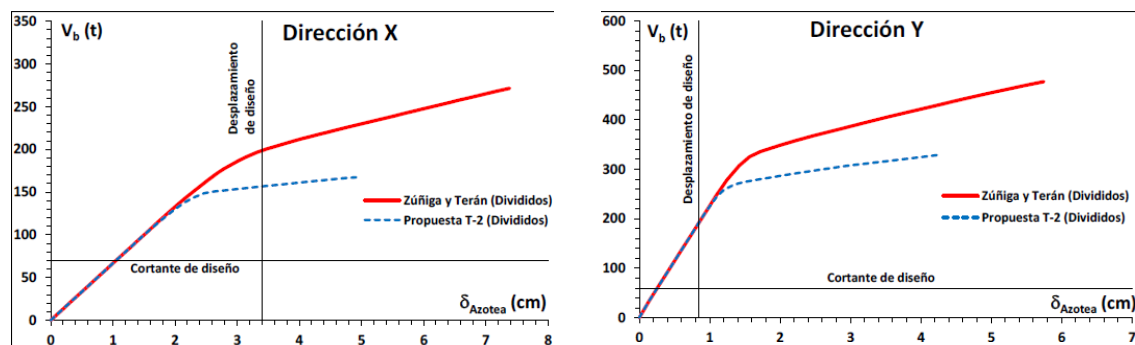


Figura 2.37 Curvas de capacidad con y sin el efecto de muros en tensión. Fuente Velázquez *et al.* (2017).

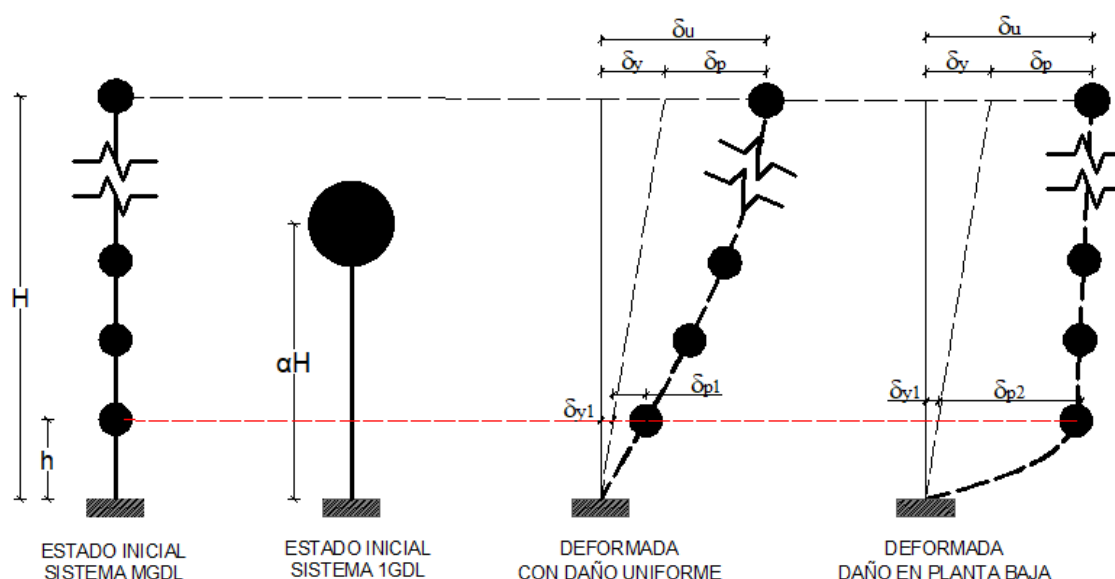
#### 2.4.7. Factor de comportamiento sísmico (Q) para estructuras de mampostería confinada con daño por corte

En una estructura de mampostería confinada las demandas máximas de fuerza cortante se localizan en la planta baja. Debido a que la resistencia de las estructuras de mampostería confinada en cada piso es prácticamente la misma, la planta baja suele encontrarse en una situación crítica (Figura 2.38). Para calcular cual sería la demanda de ductilidad en el primer nivel  $\mu_1$  de una estructura de mampostería confinada, Pérez Gavilán (2019) propone utilizar un modelo simple desarrollado por Paulay y Priestley (1992) el cual se define con la ecuación 2.20.

$$\mu_1 = 1 + \mu - 1 \cdot n\alpha \quad (2.20)$$

Donde  $n$  es el número de niveles de la estructura, y  $\alpha$  es el factor de masa efectiva; que para el caso de un edificio donde la altura de entrepiso, así como la masa en cada nivel es la misma, se puede calcular con la ecuación 2.21.

$$\alpha = \frac{2n + 1}{3n} \quad (2.21)$$



**Figura 2.38 Variación de los desplazamientos elásticos e inelásticos en una estructura con daño uniforme y con daño en planta baja**

Conocida la demanda de ductilidad en el primer nivel  $\mu_1$  para edificios con distintos números de pisos definidas en la Tabla 2.6, es necesario conocer si los muros de mampostería poseen la capacidad de deformación lateral suficiente.

**Tabla 2.6 Demanda de ductilidad en el primer nivel  $\mu_1$  de acuerdo con Pérez Gavilán (2019)**

| n | $\alpha$ | $\mu=1.0$ | $\mu=1.5$ | $\mu=2.0$ |
|---|----------|-----------|-----------|-----------|
| 2 | 0.83     | 1.0       | 1.83      | 2.67      |
| 4 | 0.75     | 1.0       | 2.50      | 4.00      |
| 6 | 0.72     | 1.0       | 3.17      | 5.33      |
| 7 | 0.71     | 1.0       | 3.50      | 6.00      |
| 8 | 0.71     | 1.0       | 3.83      | 6.67      |

Para dar respuesta a esta interrogante, Pérez Gavilán (2019) calculó la ductilidad de muros de mampostería confinada ensayados en años recientes utilizando una idealización elastoplástica como la que se observa en la Figura 2.39.

En la Tabla 2.7 se observa la capacidad dúctil asociada al desplazamiento cuando el muro alcanza su resistencia máxima  $\mu_{max}$ , y la capacidad dúctil cuando el muro alcanza el desplazamiento ultimo  $\mu_{ult}$ . De la Tabla 2.6 se observa que para un edificio de 8 niveles con una ductilidad global  $\mu$  de 2 la demanda de ductilidad en el primer nivel es de 6.67, en la misma tabla se establece que si se utiliza la demanda de ductilidad última, a excepción del muro MB-1, todos los demás muros tienen la

capacidad dúctil necesaria para cubrir la demanda de ductilidad en el primer nivel calculada con la expresión 2.16.

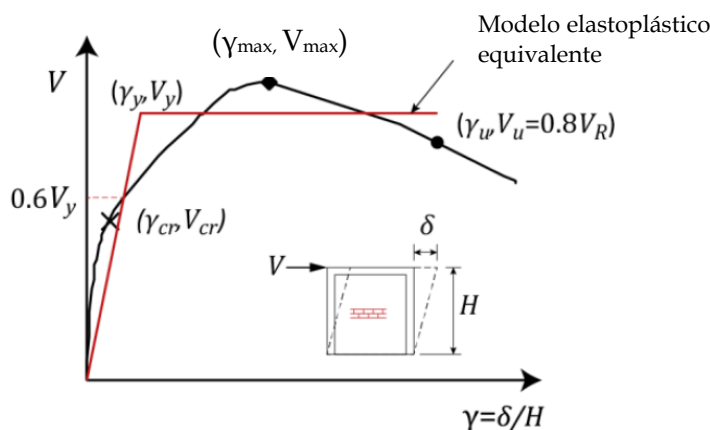


Figura 2.39 Puntos críticos del modelo elastoplástico equivalente. Adaptado de Pérez Gavilán (2019)

Tabla 2.7 Serio de muros MB, capacidad de desplazamiento, ductilidad y número posible de pisos

| # Muro | Distorsiones |               |                |            | Ductilidad de distorsión |             | Número de pisos |           |
|--------|--------------|---------------|----------------|------------|--------------------------|-------------|-----------------|-----------|
|        | $\gamma_y$   | $\gamma_{cr}$ | $\gamma_{max}$ | $\gamma_u$ | $\mu_{max}$              | $\mu_{ult}$ | $\mu=1.5$       | $\mu=2.0$ |
| MB0    | 0.00073      | 0.00046       | 0.00375        | 0.00719    | 5.1                      | 9.8         | >11             | 5         |
| MB1    | 0.00098      | 0.00069       | 0.00584        | 0.00606    | 6.0                      | 6.2         | >11             | 7         |
| MB2    | 0.00120      | 0.00064       | 0.0077         | 0.01395    | 6.5                      | 11.6        | >11             | 7         |
| MB3    | 0.00173      | 0.0011        | 0.00808        | 0.01479    | 4.7                      | 8.5         | >11             | 5         |
| MB4    | 0.00192      | 0.00076       | 0.01024        | 0.02061    | 5.3                      | 10.7        | >11             | 6         |
| MB5    | 0.00172      | 0.00116       | 0.01012        | 0.01552    | 5.9                      | 9.1         | >11             | 6         |

Fue con base en lo anterior, es que las NTC-DS (2017) establecen el criterio que indica que para estructuras de mampostería confinada mayores a 6 niveles el factor de comportamiento sísmico debería ser reducido en 0.5. Con esta reducción se pretende tomar en consideración que la demanda de ductilidad en el primer nivel se incrementa con el número de niveles.

## 2.5. Conclusiones

En este capítulo se presentan las hipótesis que definen el tipo de comportamiento y daño en un muro de mampostería confinada. De esta manera se precisan qué variables influyen para que los muros de mampostería se comporten y dañen en corte o en flexión. Estas hipótesis se validan al presentar evidencia experimental de muros de mampostería reforzada que se han venido estudiando desde los años 80 y que, de acuerdo con la revisión bibliográfica mostrada, a la fecha ha tenido gran impulso en países como Canadá y Estados Unidos. Además se presenta evidencia experimental reciente de muros de mampostería confinada con comportamiento en flexión. Esta evidencia, junto con lo discutido en cuanto al caso de los muros de mampostería reforzada servirá para sentar las bases de la metodología basada en desempeño a desarrollarse en próximos capítulos.

Por otro lado, se mostró evidencia experimental y analítica del comportamiento de muros de mampostería confinada con daño a corte. Gran parte de esta evidencia sirvió como sustento de la versión de las NTC-DS (2017) y NTC-DCEM (2017). Esta información será de gran relevancia para el desarrollo del siguiente capítulo de esta tesis y que además servirá de contraste entre la manera en que se conciben actualmente las estructuras de mampostería confinada y el cambio de enfoque que se propone en este trabajo.

---

## Capítulo 3. Desempeño sísmico de edificios de mampostería confinada de mediana altura diseñados con las Normas Técnicas Complementarias de 2017

---

### 3.1. Introducción

El 15 de diciembre de 2017 fueron publicadas en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México la versión actual de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. En lo referente al diseño de las estructuras de mampostería, las NTC-DCEM (2017) y las NTC-DS (2017) presentan una serie de cambios respecto a su versión de 2004 (una comparativa detallada de estos cambios en el diseño de estructuras de mampostería puede encontrarse en Huerta-Carpizo et al 2018). Uno de los cambios que más ha llamado la atención de la comunidad mexicana de ingeniería estructural es el relacionado con el incremento sustancial de la distorsión máxima  $\gamma_{max}$  para el caso de muros de mampostería confinada con refuerzo horizontal. En particular, el valor de 0.01 considerado por la versión actual duplica el considerado por el Apéndice A de la versión de 2004. Más allá de la discusión académica de qué razones pueden sustentar un cambio tan grande en la capacidad de deformación considerada para el diseño de este tipo de muros, se encuentra la implicación práctica de que el nuevo valor de  $\gamma_{max}$  hace posible el diseño de edificios de mampostería confinada con mucho mayor altura que la que era posible para la versión anterior. Como una manera de cuidar el diseño de lo que se espera sea una nueva generación de edificios de mampostería de mediana altura, el comité redactor de las NTC-DS (2017) decidió castigar el diseño de edificios de más de 6 pisos. En particular, el valor del factor de comportamiento sísmico  $Q$  (que dentro del contexto de las NTC-DS (2017) puede entenderse como la demanda máxima de ductilidad permitida con fines de diseño), normalmente igual a 2.0, debe reducirse en 0.5.

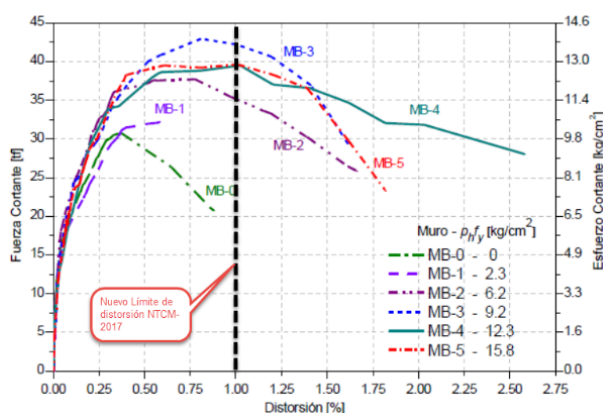


## 3.2. Distorsión límite y factor de comportamiento sísmico de edificios de mampostería confinada con daño a corte.

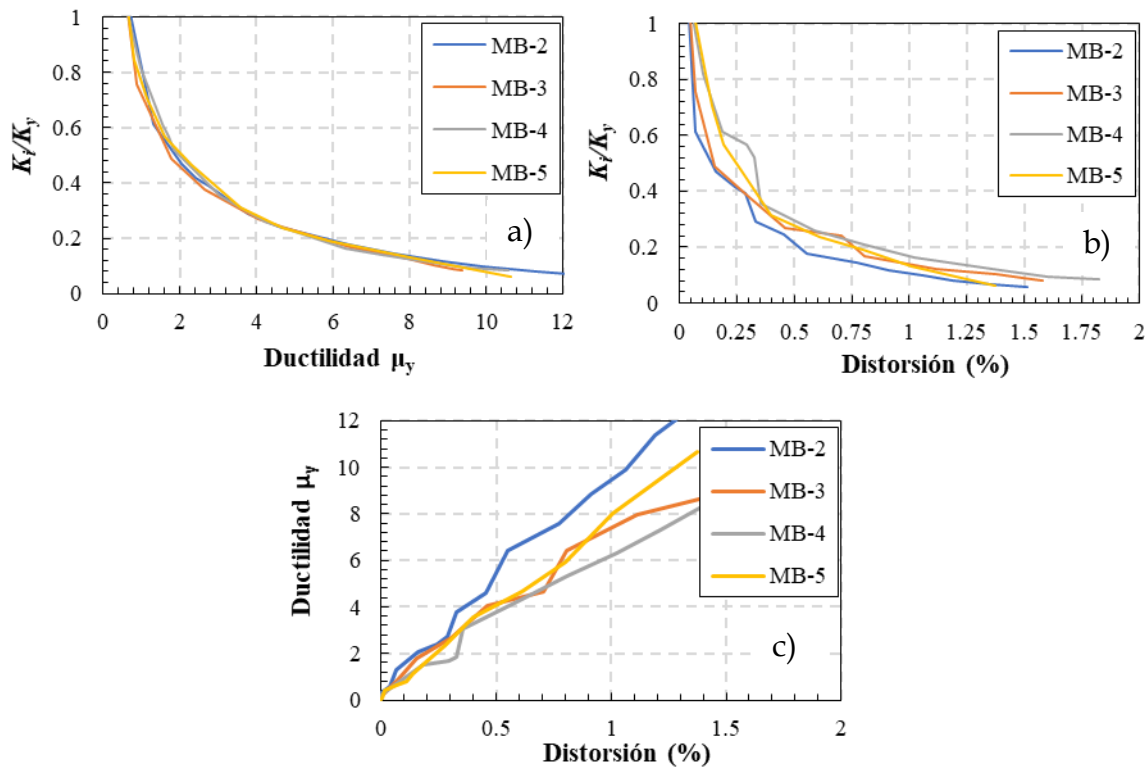
### 3.2.1. Distorsión límite

Los valores para la distorsión límite  $\gamma_{max}$  y el factor de comportamiento sísmico  $Q$  correspondiente a muros de mampostería confinada con refuerzo horizontal recomendados en las NTC-DS (2017); fueron establecidos con base en evidencia experimental obtenida recientemente en pruebas cuasi-estáticas y dinámicas llevadas a cabo en el IINGEN-UNAM y el CENAPRED, así como modelos analíticos simplificados. Es importante destacar que todos los muros ensayados en estas pruebas están asociados a un daño por cortante, tal como se describió en el Capítulo 2.

La Figura 3.1 muestra las envolventes de fuerza lateral contra distorsión de 6 muros de mampostería confinada con relación de aspecto de 1, a escala natural sometidos a la acción de carga lateral reversible en el plano del muro y carga axial constante ( $\sigma=0.47 \text{ MPa}$ , donde  $\sigma$  representa el esfuerzo axial a compresión) ensayados por Cruz-Olayo (2015). Puede observarse que los muros con una cuantía adecuada de refuerzo horizontal son capaces de alcanzar su resistencia máxima para valores de distorsión cercanos a 0.01. Para relacionar la deformación lateral de los muros de la Figura 3.1 con el nivel de daños, se presenta la Tabla 2.5 que representa la evolución del daño en los muros para 3 condiciones de interés: a) primer agrietamiento por tensión diagonal; b) máxima capacidad resistente (en términos de fuerza cortante); y c) deformación última (establecida de manera subjetiva). De acuerdo con Pérez-Gavilán et al., (2018), el punto correspondiente a la resistencia máxima en la curva de capacidad de los muros suele quedar asociado a una condición de daño reparable por lo que una vez que la deformación del muro rebasa la asociada a este punto, el daño en los castillos alcanza un nivel tal que el muro ya no es económicamente reparable.



**Figura 3.1** Envolvente de las curvas cortante distorsión de los muros de mampostería confinada con distintas cuantías de refuerzo horizontal. Modificada de Cruz-Olayo



**Figura 3.2** Parámetros de desempeño en muros de mampostería confinada con comportamiento en corte: a) degradación de rigidez normalizada como función de la ductilidad de desplazamiento, b) degradación de rigidez normalizada como función de la distorsión, y c) relación entre la ductilidad de desplazamientos y la distorsión de los muro MB ensayados por Cruz-Olayo (2015)

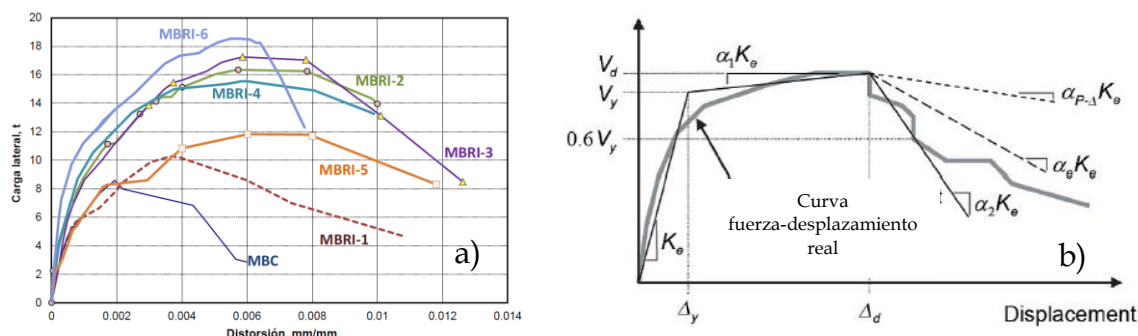
Para conocer la degradación de la rigidez como función de la ductilidad de desplazamiento última y distorsión de los muros de mampostería confinada con refuerzo horizontal y daño a corte; En la Figura 3.2 se construyen graficas similares a las establecidas por Varela-Rivera *et al.* (2019) utilizando los datos y definiciones de la Figura 2.39 y Figura 3.1 respectivamente. Vale la pena mencionar que existe una diferencia en la definición del desplazamiento de fluencia en las gráficas de la Figura 3.2, con respecto a la utilizada por Varela-Rivera *et al.* (2019) como se observa en la Figura 2.39. Siguiendo el procedimiento propuesto por Pérez Gavilán (2019) y resumido en Tabla 2.6, un edificio de 8 niveles con una demanda de ductilidad global  $\mu$  de 1.5, deberá tener una demanda de ductilidad del primer nivel  $\mu_1$  de 3.83. Al utilizar las gráficas de la Figura 3.2a, y si se supone que todos los muros de MB forman parte del mismo entrepiso y que el sistema de piso cumple con la hipótesis de diafragma rígido, se observa que, para este nivel de ductilidad la rigidez remanente sería de aproximadamente 0.32 veces la rigidez  $K_y$ . Por otro lado, de acuerdo con la Figura 3.2c, el muro con la mayor distorsión sería el MB-4 con una distorsión de 0.52%. Al observar los estados de daño de la Tabla 2.5 se aprecia que el daño no sería

mayor que el observado cuando el muro alcanza su distorsión última. No deja de ser interesante hacer notar que en un edificio de mampostería existen muros con diferentes características geométricas, por lo tanto, el valor de la degradación de rigidez normalizada y la ductilidad deberá ser acotado al muro con la condición más desfavorable.

Para validar los resultados obtenidos en las pruebas cuasi-estáticas de muros aislados de mampostería confinada con refuerzo horizontal, se llevaron a cabo pruebas dinámicas en mesa vibradora de una estructura en tres dimensiones descrita en el inciso 2.4.5. Con base en lo anterior, así como por lo discutido en Alcocer et al. (2004); Pérez Gavilán (2019) plantea que, de manera aproximada y empírica; el efecto dinámico de la carga duplica la capacidad de deformación lateral de un muro de mampostería con refuerzo horizontal.

Vale la pena mencionar que el efecto dinámico de la acción sísmica no necesariamente duplicará la capacidad de deformación lateral de todo muro de mampostería confinada, ni que una distorsión de 0.01 represente su capacidad de deformación lateral. En particular, la estabilidad del comportamiento de un muro, una vez que su deformación lateral rebasa aquella asociada al punto de resistencia máxima, depende de manera importante del nivel de carga axial en compresión que actúa en él. Por un lado, mientras mayor la carga en compresión, más inestable es la respuesta del muro, mayor la degradación de su comportamiento histerético, y menor su capacidad de deformación lateral. En la Figura 3.3a se observan los resultados de las envolventes *fuerza lateral contra distorsión* de muros de mampostería de block huecos ensayados por Flores (2019), Los muros MBR-1, hasta MBR-4 cuentan con un esfuerzo a compresión vertical de 0.3MPa, el muro denominado MBR-5 no tiene esfuerzo axial y finalmente el muro MBR-6 tiene un esfuerzo axial de 0.6MPa, es posible apreciar como el muro MBR-6 alcanza una menor capacidad de deformación y una mayor degradación de rigidez una vez que alcanza la resistencia máxima en comparación con los muros con menor nivel de carga axial.

Por otro lado, los efectos de segundo orden  $P-\Delta$  se incrementan, lo que resulta en una mayor degradación de la resistencia lateral una vez que el muro se deforma más allá de su punto de resistencia máxima (Figura 3.3b). Dado que la estabilidad del muro a grandes deformaciones depende de manera importante del efecto combinado de su degradación histerético y los efectos de segundo orden, no resulta pertinente usar las conclusiones derivadas de muros con bajos niveles de carga axial en compresión para anticipar la respuesta de muros sujetos a elevados esfuerzos de compresión. Es por tanto necesario tener cuidado en extrapolar los resultados obtenidos en un número limitado de estudios experimentales dinámicos llevados a cabo en sistemas de mampostería de pocos pisos.



**Figura 3.3 Efecto de la carga axial en la capacidad de deformación de muros de mampostería: a) muros de mampostería de block hueco ensayados por Flores (2019), b) reducción de la pendiente post-resistencia máxima de una estructura debido a los efectos de segundo orden (ASCE/SEI 2014)**

### 3.2.2. Factor de comportamiento sísmico

En el caso del factor de comportamiento sísmico  $Q$ , los valores propuestos por el comité técnico encargado de elaborar la versión de las NTC-DS (2017) para establecer un criterio que indica que, para edificios de mampostería confinada con más de 6 pisos, el factor de comportamiento sísmico debe reducirse en 0.5 se describen con lo expuesto en el inciso 2.4.7 de este trabajo. Esto implica que, en la mayoría de los casos de edificios con más de 6 pisos, se use durante el diseño un  $Q$  de 1.5 (en lugar del valor de 2.0 usado para estructuras de pocos pisos).

Es importante subrayar que el efecto de la carga axial debería modificar los resultados presentados por Pérez Gavilán (2019), debido a que un incremento de la carga axial reduce la capacidad de deformación, y ductilidad  $\mu_1$  que los muros son capaces de desarrollar; por lo tanto, no serían capaces de satisfacer la demanda calculada en la Tabla 2.6.

Otro aspecto que resulta importante destacar consiste en que las configuraciones arquitectónicas de los edificios de mampostería contienen muros de diversas longitudes. En este sentido, los cálculos presentados por Pérez Gavilán indican que para muros con relaciones de aspecto menores a 0.5 el número de pisos factibles es de 3 niveles para una ductilidad global de 2 y 7 pisos para una ductilidad global de 1.5.

Lo descrito en los párrafos anteriores hacen pensar que el valor de  $\gamma_{max}$  en la revisión de las distorsiones para los estados límites debería estar en función de; las propiedades geométricas, la cuantía de refuerzo horizontal y nivel de carga axial en los diferentes muros que componen la edificación de mampostería. Ya que todos estos parámetros definen la capacidad de deformación de un muro. Una vez conocido la capacidad de deformación de los muros que, en términos relativos aporten la mayor rigidez y resistencia al sistema estructura; se podrían tomar decisiones sobre la distorsión máxima en el edificio.

### 3.3. Edificios bajo consideración y acciones de diseño

Para entender el impacto que tienen los cambios introducidos en la versión más reciente de las NTC-DS (2017) y NTC-DCEM (2017), en términos de la seguridad estructural de las edificaciones de mampostería confinada construidas con las tendencias actuales a incrementar el número de niveles en la Ciudad de México<sup>1</sup>, se diseñaron 4 edificios estructurados con base en muros de carga de mampostería confinada, reforzada horizontalmente, de piezas multiperforado de concreto con dimensiones de  $120 \times 200 \times 400 \text{ mm}$  (IBMEX BH9). Se consideraron edificios de 8 y 10 niveles, y dos plantas estructurales inspiradas en algunas de las recopiladas por Cardel (2015). Se consideró un uso habitacional, de tal manera que los sistemas estructurales se clasifican como tipo II de acuerdo con las NTC-DCEM (2017), y como B2 de acuerdo con las NTC-DS (2017). Todos los sistemas estructurales exhiben regularidad de masa, rigidez y resistencia lateral, tanto en planta como elevación.

Inicialmente se usaron castillos con la sección mínima requerida por la norma que es igual a  $150 \times 120 \text{ mm}$  para todos los muros, y se consideró el agrietamiento en flexión y corte de los muros por medio de reducir en 50% las respectivas rigideces elásticas correspondientes a la sección gruesa (NIST 2014). Para definir el ancho de losa equivalente usado para establecer los modelos de análisis, y considerar los pretilos en dicho modelo, se siguieron las indicaciones del Apéndice B de las NTC-DCEM (2017). Las rigideces en flexión y corte de estos elementos también fueron afectadas por un factor de agrietamiento de 0.5.

#### 3.3.1. Edificio Sirio CA

La Figura 3.4 muestra una planta de la configuración denotada como Sirio. Se trata de una planta rectangular y con un eje de simetría con respecto a una de las direcciones principales del análisis sísmico. La altura de entrepiso es de  $2.9 \text{ m}$ , en la dirección horizontal el edificio tiene una longitud de  $38.15 \text{ m}$ ; en la dirección vertical,  $7 \text{ m}$ . Además, cuenta con un sistema de piso constituido por una losa maciza de  $100 \text{ mm}$  de espesor.

La nomenclatura de la numeración de los muros es la siguiente: el primer número identifica la orientación del eje principal en flexión del muro, por lo tanto; los muros de la serie 100 están orientados en la dirección X. y los muros de la serie 200 se orientan en la dirección Y. Para los muros de planta baja se coloca un 1 al inicio, entonces el muro 1101 corresponde a un muro de planta baja y el muro 2101 a muro del primer nivel. De acuerdo con lo mostrado en la Figura 3.4, en la dirección X se tienen 34 muros y en la dirección Y 21. Esta nomenclatura fue utilizada en ambas plantas estructurales.

---

<sup>1</sup> De acuerdo con lo discutido en el capítulo 1

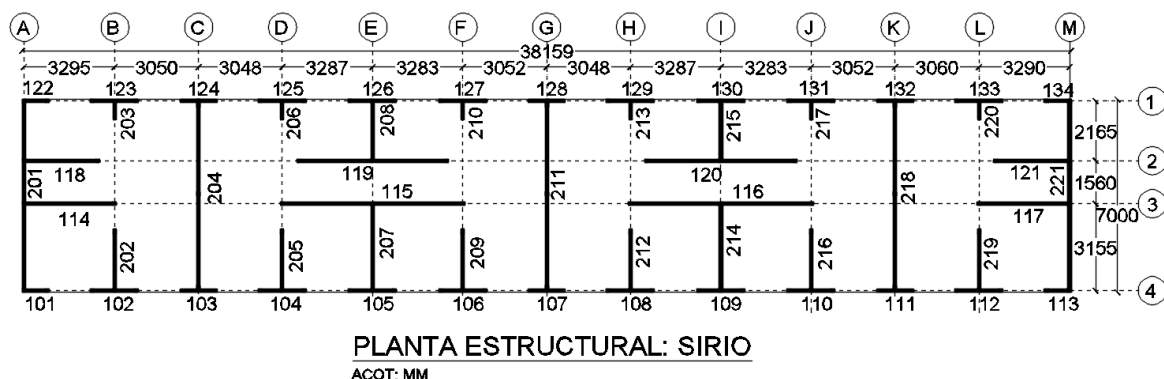


Figura 3.4 Planta estructural edificio Sirio CA con numeración de muros

### 3.3.2. Edificio Agrícola Oriental C2

La Figura 3.5 muestra una planta de la configuración denotada Agrícola Oriental. Se trata de una planta con forma de "C" de  $23.98 \times 16.7 \text{ m}$  con un eje de simetría respecto a una de las direcciones principales de análisis. La altura de los entrepisos es  $2.65 \text{ m}$ . El sistema de piso queda constituido por una losa maciza con  $120 \text{ mm}$  de peralte. En la dirección X se tienen 43 muros y en la dirección Y existen 33.

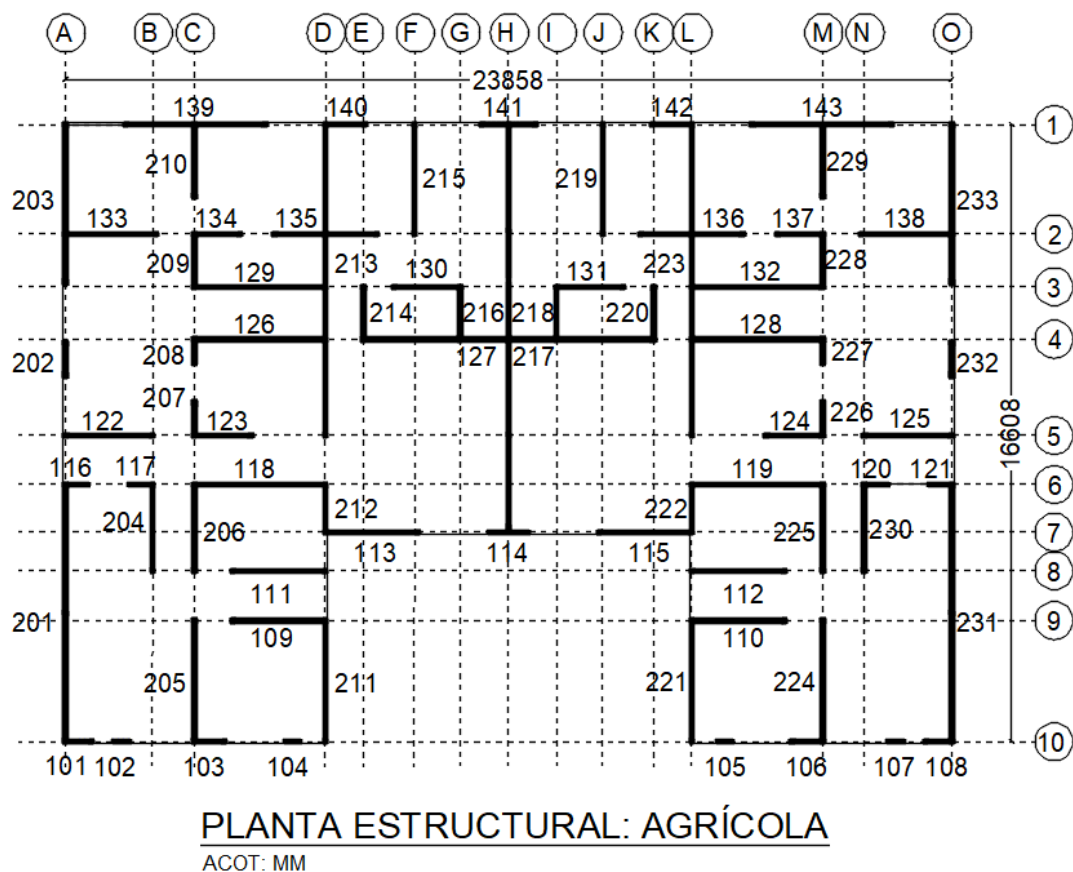


Figura 3.5 Planta estructural edificio Agrícola con numeración de muros

### 3.3.3. Acciones gravitacionales

Para tomar en cuenta las cargas gravitacionales, se calcularon los pesos de los elementos estructurales. Para la zona del panel de mampostería en los muros se consideró un peso volumétrico de  $\gamma_m$  de  $19.12 \text{ kN/m}^3$ , se realizó un análisis de cargas para considerar el peso del aplanado y acabados en el muro. Finalmente se obtuvo un peso de  $7.24 \text{ kN/m}$  de muro. Por otro lado, para los elementos de concreto se consideró un peso volumétrico  $\gamma_c$  de  $23.53 \text{ kN/m}^3$ .

En cuanto a las cargas vivas; se consideraron los valores máximo  $CV_{Max}$ , e instantáneo  $CV_{inst}$  bajo consideración las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones NTC-CADEE (2017), se consideró además la sobrecarga SCM, que en el caso de los entresijos incluye el peso de firmes y recubrimientos del sistema de piso ( $1.17 \text{ kN/m}^2$ ) así como la carga adicional reglamentaria ( $0.39 \text{ kN/m}$ ). En la azotea se consideró el peso de relleno, impermeabilizante y enladrillado ( $1.47 \text{ kN/m}$ ) y la carga adicional reglamentaria ( $0.39 \text{ kN/m}$ ). La Tabla 3.1 resume las cargas por unidad de área consideradas durante el diseño estructural.

**Tabla 3.1 Sobrecargas utilizadas en los edificios en estudio**

| Carga              | Entrepiso         | Azotea |
|--------------------|-------------------|--------|
|                    | kN/m <sup>2</sup> |        |
| SCM                | 1.56              | 1.86   |
| CVM <sub>Max</sub> | 1.86              | 0.98   |
| CVInst             | 0.98              | 0.68   |

En cuanto al peso propio de los muros y losas; el peso de cada piso por unidad de área es de  $6.67 \text{ kN/m}^2$  y  $7.16 \text{ kN/m}^2$  para el edificio Sirio y Agrícola respectivamente. En la Tabla 3.2 se observan los pesos totales por unidad de área para la condición gravitacional y sísmica en ambas plantas. Los pesos obtenidos se encuentran cercanos al valor promedio estimado en la práctica profesional que es de  $9.8 \text{ kN/m}^2$ .

**Tabla 3.2 Resumen de peso total por unidad de área**

| Condición     | Piso      | Sirio             | Agrícola |
|---------------|-----------|-------------------|----------|
|               |           | kN/m <sup>2</sup> |          |
| Gravitacional | Entrepiso | 10.09             | 10.58    |
|               | Azotea    | 9.51              | 10.00    |
| Sísmica       | Entrepiso | 9.21              | 9.70     |
|               | Azotea    | 9.21              | 9.70     |

### 3.3.4. Acciones sísmicas

Las demandas sísmicas se estimaron de acuerdo con lo indicado en las NTC-DS (2017), para ello se establecieron; las condiciones de regularidad del sistema estructural, el valor del factor de comportamiento sísmico  $Q$ , y se consideró que los edificios se ubican en la *Zona de Lomas* de Ciudad de México. En la Tabla 3.3 se muestra la revisión de las condiciones de regularidad de los cuatro edificios en estudio. El edificio Sirio 8N cumple con todas las condiciones a excepción de la condición 3, por lo tanto, se puede catalogar como regular. Por otro lado, los edificios Agrícola 8N, Sirio 10N y Agrícola 10N no cumple con dos de las doce condiciones por lo tanto se les cataloga como irregulares.

Los espectros de diseño mostrados en la Figura 3.6 fueron establecidos con el *Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño SASID*. Mientras que el espectro denotado como ED\_1 corresponde a un factor de irregularidad de 1, el espectro ED\_2 corresponde a un factor de irregularidad de 0.8. Debido a que todos los edificios tienen más de 6 pisos, los espectros se calcularon para un  $Q$  de 1.5. Mientras que el espectro ED\_1 se utilizó para el diseño del edificio de 8 pisos con planta Sirio, el espectro ED\_2 se utilizó para el diseño de los otros 3.

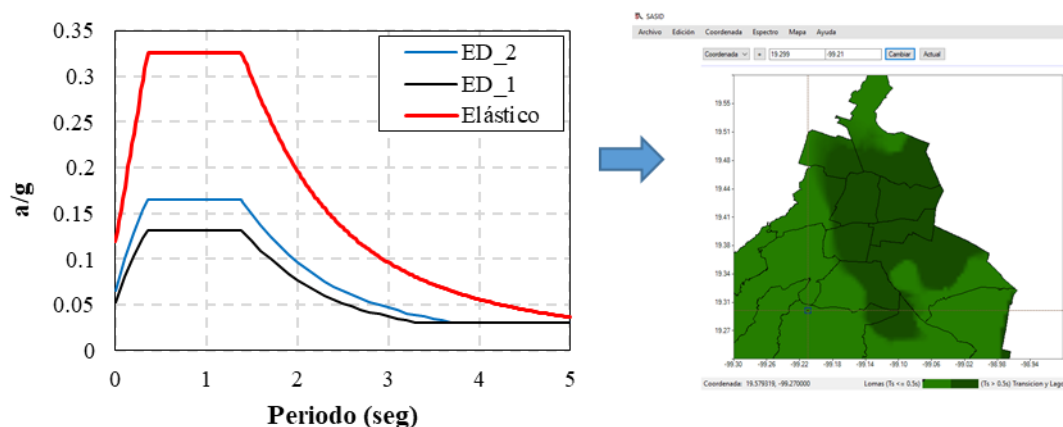


Figura 3.6 Espectro de diseño sísmico



Tabla 3.3 Revisión de las condiciones de regularidad de los edificios en estudio

| Descripción de la condición de regularidad |                                                                                                                                                             | Sirio 8N                                                                                                                 | Agrícola 8N                                                                                                           | Sirio 10N                                                                                                                  | Agrícola 10N                                                                                                               |
|--------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1                                          | Ortogonalidad de los ejes principales                                                                                                                       | OK                                                                                                                       | OK                                                                                                                    | OK                                                                                                                         | OK                                                                                                                         |
| 2                                          | Relación altura entre lado menor en planta es menor que 4                                                                                                   | $\frac{23.3}{7} = 3.3 < 4$<br>OK                                                                                         | $\frac{21.2}{16.6} = 1.27 < 4$<br>OK                                                                                  | $\frac{29}{7} = 4.14 > 4$<br>No Cumple                                                                                     | $\frac{26.5}{16.6} = 1.59 < 4$<br>OK                                                                                       |
| 3                                          | Relación entre longitud y ancho en planta debe ser menor que 4                                                                                              | $\frac{38.15}{7} = 5.4 > 4$<br>No cumple                                                                                 | $\frac{23.55}{16.6} = 1.4 < 4$<br>OK                                                                                  | $\frac{38.15}{7} = 5.4 > 4$<br>No cumple                                                                                   | $\frac{23.55}{16.6} = 1.4 < 4$<br>OK                                                                                       |
| 4                                          | Entradas y salidas menores al 20%                                                                                                                           | OK                                                                                                                       | $\frac{9.67}{23.55} = 0.4 > 0.2$<br>No cumple                                                                         | OK                                                                                                                         | $\frac{9.67}{23.55} = 0.4 > 0.2$<br>No cumple                                                                              |
| 5                                          | Revisión del diafragma                                                                                                                                      | OK                                                                                                                       | No cumple                                                                                                             | OK                                                                                                                         | No cumple                                                                                                                  |
| 6                                          | Revisión de huecos en planta                                                                                                                                | OK                                                                                                                       | OK                                                                                                                    | OK                                                                                                                         | OK                                                                                                                         |
| 7                                          | La suma del peso propio y la carga viva en un entrepiso no debe ser mayor que el 1.2 del piso anterior                                                      | OK                                                                                                                       | OK                                                                                                                    | OK                                                                                                                         | OK                                                                                                                         |
| 8                                          | Revisión de plantas con diferentes geometrías                                                                                                               | OK                                                                                                                       | OK                                                                                                                    | OK                                                                                                                         | OK                                                                                                                         |
| 9                                          | Continuidad de muros en elevación                                                                                                                           | OK                                                                                                                       | OK                                                                                                                    | OK                                                                                                                         | OK                                                                                                                         |
| 10                                         | Misma altura de muros en un mismo piso                                                                                                                      | OK                                                                                                                       | OK                                                                                                                    | OK                                                                                                                         | OK                                                                                                                         |
| 11                                         | Rigidez lateral de los entrepisos                                                                                                                           | OK                                                                                                                       | OK                                                                                                                    | OK                                                                                                                         | OK                                                                                                                         |
| 12                                         | En ningún entrepiso el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede más del 20% el desplazamiento lateral promedio en los extremos de la misma | $v_{max} = 13.45mm$<br>$v_{min} = 13.38mm$<br>$v_{prom} = 13.41mm$<br>$1.2v_{prom} = 16.4mm$<br>$v_{max} < 16.4mm$<br>OK | $v_{max} = 8.66mm$<br>$v_{min} = 7.06mm$<br>$v_{prom} = 7.86mm$<br>$1.2v_{prom} = 9.43mm$<br>$v_{max} < 9.43mm$<br>OK | $v_{max} = 11.29mm$<br>$v_{min} = 11.24mm$<br>$v_{prom} = 11.26mm$<br>$1.2v_{prom} = 13.51mm$<br>$v_{max} < 13.51mm$<br>OK | $v_{max} = 15.04mm$<br>$v_{min} = 12.01mm$<br>$v_{prom} = 13.52mm$<br>$1.2v_{prom} = 13.51mm$<br>$v_{max} < 16.23mm$<br>OK |

### 3.4. Análisis estructural

#### 3.4.1. Método de análisis y propiedades de los materiales

Para la construcción de los modelos de análisis estructural se utilizó el método de la columna ancha, de acuerdo con lo indicado en el apéndice B de las NTC-DCEM (2017) y Figura 3.7, y el programa Midas Gen 2018v1.1. Para modelar los vanos que se generan por las aberturas de puertas y ventanas, se utilizaron los anchos de losa equivalentes mostrados en la Figura 3.8 propuestos en las NTC-DCEM (2017). El módulo de poisson  $\nu$  se estimó utilizando la ecuación 3.1 y los valores de  $G_m$  y  $E_m$  se consideraron de acuerdo con los reportados por el fabricante de las piezas, recordando que de acuerdo con las leyes de la mecánica de materiales el valor de  $\nu$  se encuentra acotado a un rango que va de 0 a 0.5. La Tabla 3.4 resume las propiedades mecánicas tanto de la mampostería como las del concreto, estas últimas se estimaron de acuerdo con lo indicado en las NTC-DCEM (2017). Además, en todos los análisis tomaron en cuenta los efectos  $P-\Delta$ .

$$G_m = \frac{E_m}{2(1 + \nu)} \quad (3.1)$$

La Tabla 3.5 resume las propiedades dinámicas de los 4 edificios en sus 2 direcciones principales de análisis.

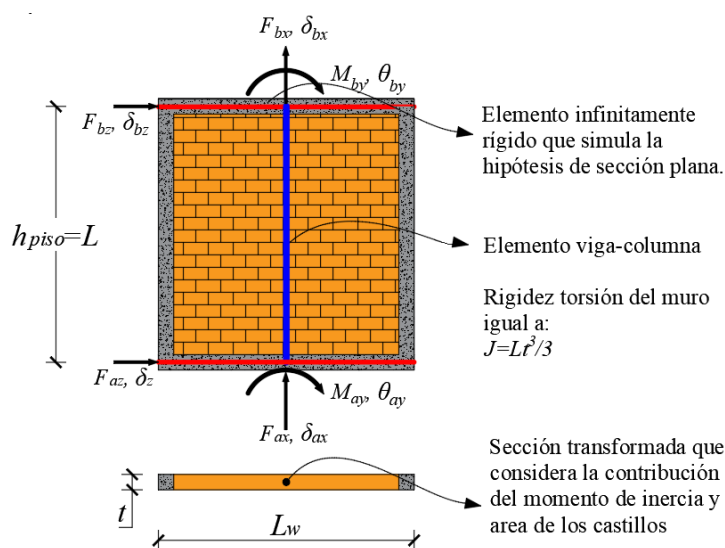


Figura 3.7 Método de la columna ancha con grados de libertad en el plano

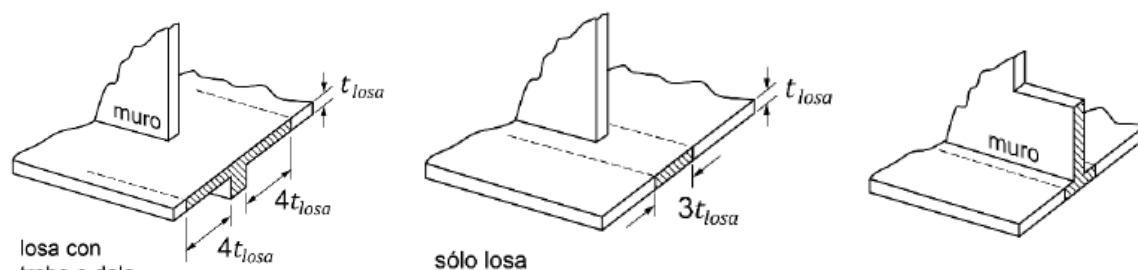


Figura 3.8 Ancho equivalente de losa sugerido para el modelado de edificios con el método de la columna ancha propuesta por las NTC-DCEM (2017)

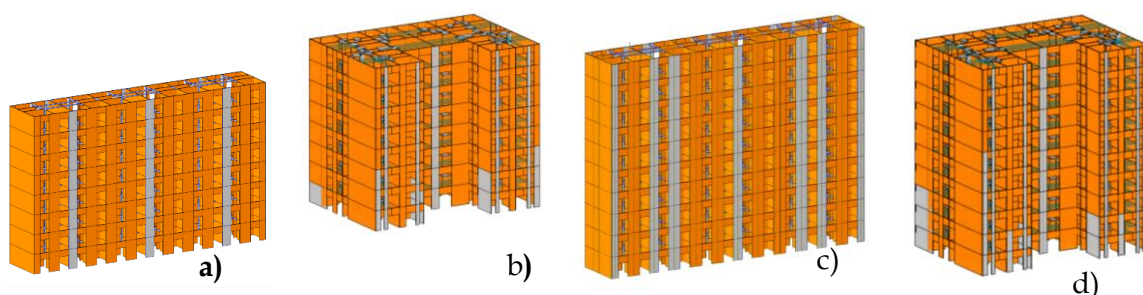


Figura 3.9 Modelos de análisis estructural: a) Sirio CA 8N, b) Agrícola Oriental 8N, c) Sirio CA 10N, d) Agrícola Oriental 10N

Tabla 3.4 Propiedades mecánicas de los materiales utilizados en el análisis estructural

| Material    | Módulo de Poisson | Módulo de elasticidad (MPa) | Módulo de corte (MPa) |
|-------------|-------------------|-----------------------------|-----------------------|
| Concreto    | 0.200             | 11095                       | 4623                  |
| Mampostería | 0.348             | 8728                        | 3237                  |

Tabla 3.5 Periodos en ambas direcciones de análisis de los edificios en estudio

| Edificio              | Nº de Niveles | $T_x$ (Seg) | $T_y$ (Seg) |
|-----------------------|---------------|-------------|-------------|
| Sirio CA 8N           | 8             | 0.51        | 0.56        |
| Sirio CA 10N          | 10            | 0.66        | 0.78        |
| Agrícola Oriental 8N  | 8             | 0.52        | 0.47        |
| Agrícola Oriental 10N | 10            | 0.68        | 0.63        |

### 3.4.2. Demandas de deformación lateral

Se revisó, de acuerdo con lo establecido en las NTC-DS (2017), que las distorsiones de entrepiso no rebasaran, para los estados límite de *control de daños* y *prevención al colapso*, los respectivos valores límite. La Figura 3.10 muestra la distribución en elevación de desplazamientos y distorsiones. Del lado izquierdo se presenta la revisión del estado límite de *control de daños*. En este caso los desplazamientos elásticos obtenidos del análisis dinámico modal espectral se multiplicaron por: el factor de reducción por comportamiento sísmico  $Q'$ ; el factor de reducción por sobre resistencia  $R$ ; y el cociente entre ordenadas espectrales del espectro de seguridad contra colapso y las correspondientes al requisito de limitaciones de daños  $K_s$ . Las líneas

solidas negras y azules corresponden, respectivamente, a las plantas Sirio y Agrícola en dirección X, las líneas discontinuas corresponden a la dirección Y. Del lado derecho se usa la misma convención para la revisión del estado límite de *prevención al colapso* donde los desplazamientos elásticos obtenidos del análisis dinámico modal espectral se multiplicaron por; el factor de comportamiento sísmico  $Q$ ; y el factor de reducción de sobre resistencia  $R$  para así obtener los desplazamientos finales. Las líneas verticales rojas indican los límites normativos. Es posible apreciar que los 4 edificios cumplen los requisitos normativos en términos de distorsión.

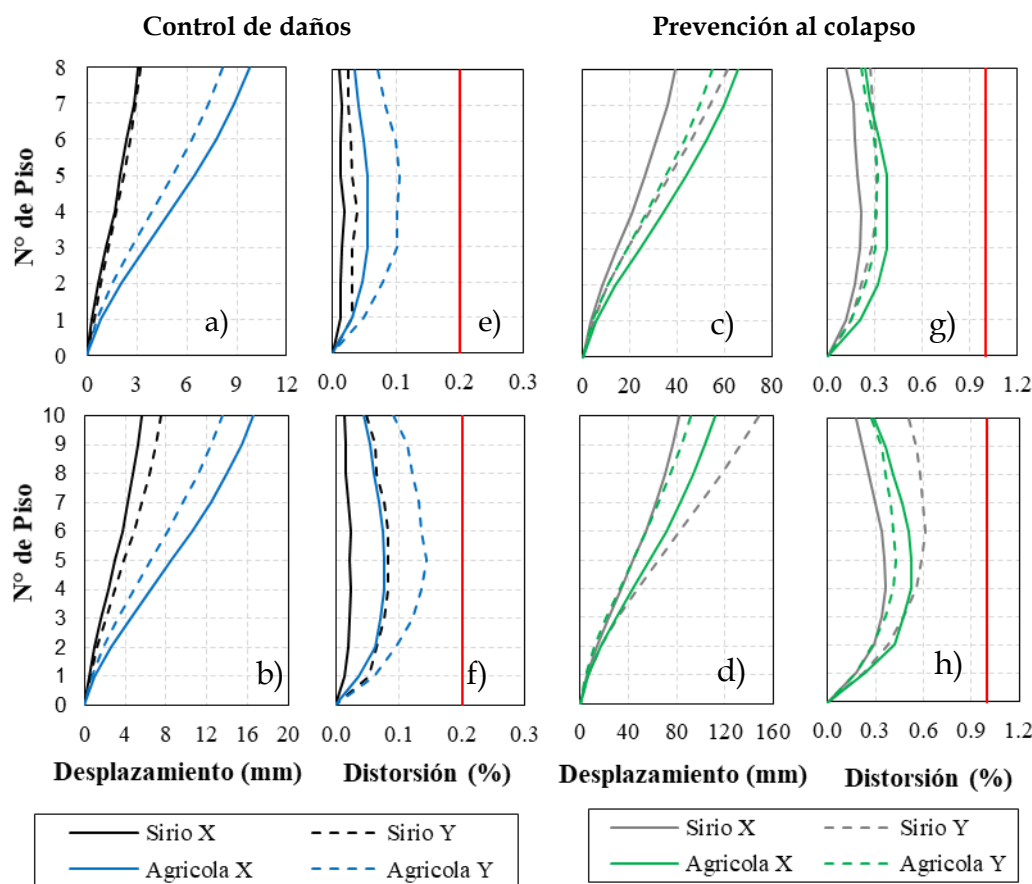


Figura 3.10 Distribución de desplazamientos: a), b), c), d) y distorsiones e), f), g), h) en elevación, revisión reglamentaria

### 3.5. Diseño estructural

Para realizar el diseño estructural de acuerdo con las recomendaciones de las NTC-DCM (2017), la resistencia de diseño en compresión  $f'_m$  y tensión diagonal  $v'_m$  de la mampostería consideradas son de 11.96 MPa y 0.98 MPa, respectivamente, estos valores son los reportados en la ficha técnica del fabricante. El esfuerzo nominal de fluencia  $f_y$  del acero de refuerzo en los castillos fue de 412 MPa. Las barras de acero colocado como refuerzo horizontal entre las juntas de mortero tuvieron un

esfuerzo de fluencia nominal de  $f_{yh}$  588 MPa de acuerdo con la ficha técnica del fabricante. La resistencia a compresión de diseño del concreto  $f'_c$  es igual a 19.61 MPa. Se utilizaron las 9 combinaciones de carga que se muestran en la Tabla 3.6, donde  $P_oP_o$  hace referencia al peso propio de los elementos estructurales y sistema de piso,  $S_x$  y  $S_y$  a las acciones sísmicas en la dirección longitudinal y transversal del edificio respectivamente y obtenidas del análisis modal espectral, el momento torsionante  $M_{oi}$  debido a la excentricidad accidental  $e_{ai}$  calculado como  $M_{oi}=V_i e_{ai}$  y las demás variables ya han sido definidas previamente.

**Tabla 3.6 Combinaciones de carga consideradas en el diseño estructural**

| Nº | Nombre | Descripción                                                    |
|----|--------|----------------------------------------------------------------|
| 1  | COMB1  | $1.3(P_oP_o+SCM)+1.5(CV_{max})$                                |
| 2  | COMB2  | $1.1[(P_oP_o+SCM+ CV_{inst} +S_x+ M_{0x})+0.3(S_y+M_{0y})]$    |
| 3  | COMB3  | $1.1[(P_oP_o+SCM+ CV_{inst} +S_x+ M_{0x})-0.3(S_y+ M_{0y})]$   |
| 4  | COMB4  | $1.1[(P_oP_o+SCM+ CV_{inst} -S_x+ M_{0x})-0.3(S_y+ M_{0y})]$   |
| 5  | COMB5  | $1.1[(P_oP_o+SCM+ CV_{inst} -S_x+ M_{0x})+0.33(S_y+ M_{0y})]$  |
| 6  | COMB6  | $1.1[(P_oP_o+SCM+ CV_{inst} +0.3S_x+ 0.3M_{0x})+(S_y+M_{0y})]$ |
| 7  | COMB7  | $1.1[(P_oP_o+SCM+ CV_{inst} +0.3S_x+ 0.3M_{0x})-(S_y+M_{0y})]$ |
| 8  | COMB8  | $1.1[(P_oP_o+SCM+ CV_{inst} -0.3S_x+ 0.3M_{0x})-(S_y+M_{0y})]$ |
| 9  | COMB9  | $1.1[(P_oP_o+SCM+ CV_{inst} -0.3S_x+ 0.3M_{0x})+(S_y+M_{0y})]$ |

### 3.5.1. Revisión del cortante basal mínimo y el cortante resistente de entrepiso

Se revisa que el cortante basal obtenido del análisis dinámico modal espectral sea mayor o igual a  $a_{min}W_o$  donde;  $a_{min}$  es la aceleración como fracción de la aceleración de la gravedad para el cálculo del cortante basal mínimo de diseño y  $W_o$  es el peso total de la estructural al nivel de desplante. El valor de  $a_{min}$  se toma igual a  $0.04/R$  cuando  $T_s < 0.5\text{seg}$  o  $0.06/R$  si  $T_s \geq 1.0\text{seg}$  donde  $T_s$  es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés y  $R$  es el factor de sobre resistencia. De acuerdo con la información proporcionada por el SASID, el periodo  $T_s$  del suelo en el sitio donde se localizan los edificios es de 0.5seg y el factor de sobre resistencia  $R$  se toma igual a 1.75 de acuerdo con Valenzuela (2010); por lo tanto, el valor de  $a_{min}$  es igual a 0.022. En la Tabla 3.7 se observa que el cortante basal obtenido el análisis dinámico modal espectral es mayor que el cortante basal mínimo establecido por las NTC-DS (2017).

**Tabla 3.7 Resumen de la revisión del cortante basal mínimo**

| Edificio     | $W_o$<br>(kN) | $a_{min}W_o$<br>(kN) | $S_x^1$<br>(kN) | $S_y^1$<br>(kN) |
|--------------|---------------|----------------------|-----------------|-----------------|
| Sirio 8N     | 19694.13      | 450.15               | 1965.93         | 1884.29         |
| Agrícola 8N  | 26862.69      | 614.00               | 3091.89         | 3323.35         |
| Sirio 10N    | 24600.97      | 562.30               | 3102.28         | 2925.95         |
| Agrícola 10N | 33578.63      | 767.50               | 3718.18         | 4013.57         |

<sup>1</sup>Cortante basal obtenido en el análisis dinámico modal espectral

Adicionalmente, se verifica que la resistencia a cortante de cada entrepiso,  $V_{Ri}$ , calculada para cada una de las dos direcciones ortogonales de análisis, calculada con la ecuación 3.2 sea mayor que el 80 por ciento de la fuerza cortante de diseño en el  $i$ -ésimo entrepiso,  $V_{ui}$ . La fuerza cortante  $V_{ui}$  que actúa en un entrepiso se obtendrá como la suma de las fuerzas sísmicas  $F_i$ , arriba de dicho entrepiso, calculadas de acuerdo con el método estático de las NTC-DS (2017) y multiplicadas por el factor de carga de 1.1.

$$V_{Ri} = F_R(0.5\nu'_m + 0.3\sigma_i + \eta\rho_h f_{yh}) \sum A_T \quad \sigma_i \leq 3.33\nu'_m \quad (3.2)$$

**Tabla 3.8 Revisión del cortante resistente de entrepiso, edificio Sirio 8N**

| Nivel              | h<br>(m) | W<br>(kN) | W*h<br>(kN-m) | $F_i$<br>(kN) | $0.8V_{Ri}$<br>(kN) | $\sigma_i$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | $V_{Ri}$ (kN) |         |
|--------------------|----------|-----------|---------------|---------------|---------------------|------------------------------------|---------------|---------|
|                    |          |           |               |               |                     |                                    | X             | Y       |
| AZ                 | 23.2     | 2461.76   | 57112.99      | 190.50        | 152.40              | 0.14                               | 5436.60       | 4566.93 |
| N7                 | 20.3     | 4923.53   | 99947.73      | 333.39        | 419.12              | 0.28                               | 5694.31       | 4783.41 |
| N6                 | 17.4     | 7385.30   | 128504.23     | 428.64        | 762.03              | 0.42                               | 5952.01       | 4999.89 |
| N5                 | 14.5     | 9847.06   | 142782.48     | 476.27        | 1143.05             | 0.56                               | 6209.71       | 5216.37 |
| N4                 | 11.6     | 12308.83  | 142782.48     | 476.27        | 1524.07             | 0.70                               | 6467.42       | 5432.84 |
| N3                 | 8.7      | 14770.60  | 128504.23     | 428.64        | 1866.99             | 0.85                               | 6725.12       | 5649.32 |
| N2                 | 5.8      | 17232.36  | 99947.73      | 333.39        | 2133.71             | 0.99                               | 6982.82       | 5865.80 |
| N1                 | 2.9      | 19694.13  | 57112.99      | 190.50        | 2286.11             | 1.13                               | 7240.52       | 6082.28 |
| $\Sigma=856113.97$ |          |           |               |               |                     |                                    |               |         |

**Tabla 3.9 Revisión del cortante resistente de entrepiso, edificio Agrícola 8N**

| Nivel              | h<br>(m) | W<br>(kN) | W*h<br>(kN-m) | $F_i$<br>(kN) | $0.8V_{Ri}$<br>(kN) | $\sigma_i$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | $V_{Ri}$ (kN) |         |
|--------------------|----------|-----------|---------------|---------------|---------------------|------------------------------------|---------------|---------|
|                    |          |           |               |               |                     |                                    | X             | Y       |
| AZ                 | 21.2     | 3357.8    | 71186.13      | 325           | 260.03              | 0.147                              | 6002.39       | 6536.7  |
| N7                 | 18.55    | 6715.67   | 124575.7      | 568.81        | 715.08              | 0.294                              | 6339.93       | 6904.33 |
| N6                 | 15.9     | 10073.5   | 160168.79     | 731.33        | 1300.15             | 0.441                              | 6677.48       | 7271.93 |
| N5                 | 13.25    | 13431.34  | 177965.3      | 812.56        | 1950.23             | 0.588                              | 7015.03       | 7639.53 |
| N4                 | 10.6     | 16789.18  | 177965.33     | 812.59        | 2600.3              | 0.735                              | 7352.5        | 8007.13 |
| N3                 | 7.95     | 20147.01  | 160168.79     | 731.33        | 3185.37             | 0.882                              | 7690.13       | 8374.72 |
| N2                 | 5.3      | 23504.85  | 124575.7      | 568.81        | 3640.43             | 1.029                              | 8027.67       | 8742.32 |
| N1                 | 2.65     | 26862.69  | 71186.13      | 325.03        | 3900.43             | 1.17                               | 8365.22       | 9109.9  |
| $\Sigma=1067791.9$ |          |           |               |               |                     |                                    |               |         |

Tabla 3.10 Revisión del cortante resistente de entrepiso, edificio Sirio 10N

| Nivel              | h<br>(m) | W<br>(kN) | W*h<br>(kN-m) | $F_i$<br>(kN) | $0.8V_{Ri}$<br>(kN) | $\sigma_i$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | $V_{Ri}$ (kN) |         |
|--------------------|----------|-----------|---------------|---------------|---------------------|------------------------------------|---------------|---------|
|                    |          |           |               |               |                     |                                    | X             | Y       |
| AZ                 | 29       | 2460.09   | 71342.83      | 232.55        | 180.04              | 0.1414                             | 4673.45       | 4566.45 |
| N9                 | 26.1     | 4920.19   | 128417.09     | 418.60        | 520.92              | 0.2828                             | 4894.52       | 4782.45 |
| N8                 | 23.2     | 7380.29   | 171222.79     | 558.13        | 967.43              | 0.4243                             | 5115.58       | 4998.45 |
| N7                 | 20.3     | 9840.39   | 199759.92     | 651.15        | 1488.35             | 0.5657                             | 5336.64       | 5214.45 |
| N6                 | 17.4     | 12300.48  | 214028.49     | 697.66        | 2046.49             | 0.7072                             | 5557.7        | 5430.45 |
| N5                 | 14.5     | 14760.58  | 214028.94     | 697.66        | 2604.62             | 0.8486                             | 5778.77       | 5646.46 |
| N4                 | 11.6     | 17220.68  | 199759.92     | 651.15        | 3125.55             | 0.99                               | 5999.8        | 5862.46 |
| N3                 | 8.7      | 19680.78  | 171222.49     | 558.13        | 3572.06             | 1.13                               | 6220.89       | 6078.46 |
| N2                 | 5.8      | 22140.87  | 128417.09     | 418.6         | 3906.94             | 1.27                               | 6441.95       | 6294.46 |
| N1                 | 2.9      | 24600.97  | 71342.83      | 232.55        | 4092.98             | 1.41                               | 6663.02       | 6510.46 |
| $\Sigma=1369782.3$ |          |           |               |               |                     |                                    |               |         |

De la Tabla 3.8a la Tabla 3.11 se muestran los cálculos realizados para la revisión del cortante resistente de entrepiso de los cuatro edificios en estudio. En dichas tablas;  $h$  es la altura de entrepiso;  $W$  es la suma de los pesos en cada nivel;  $\sigma_i$  el esfuerzo promedio existente en los muros, y el resto de las variables fueron definidas previamente.

Para realizar los cálculos mostrados en las tablas es necesario conocer: el área de los muros localizado en las direcciones ortogonales de análisis  $\Sigma A_T$ ; el área total de los muros en la planta; la cuantía de refuerzo horizontal  $\rho_h$ , el esfuerzo de fluencia de dicho acero, y el factor de eficiencia  $\eta$ . Además de la resistencia de diseño en compresión  $f'_m$  y tensión diagonal  $v'_m$  de la mampostería, que ya han sido definidas previamente.

La suma de las áreas de los muros de mampostería orientados en la dirección X de mampostería en la planta de los edificios Sirio es de  $7442400 \text{ mm}^2$ , en la dirección Y y en la es d  $7272000 \text{ mm}^2$ ; y el área total considerando a los muros de concreto en la planta es de  $17392800 \text{ mm}^2$ . Además, se propone acero de refuerzo horizontal con una resistencia a la tensión  $f_{yh}$  de  $588 \text{ MPa}$ , el cual consiste en 2 barras de  $\frac{1}{4}''$  a cada dos hiladas; es decir que la separación  $S_h$  es igual a  $424 \text{ mm}$ . El factor de eficiencia  $\eta$ , ser igual a 0.49. En el caso del edificio Agrícola, la suma de las áreas de los muros en la dirección X y Y es de  $109320 \text{ mm}^2$  y  $119052 \text{ mm}^2$ ; por lo tanto, el área total de los muros en ambas direcciones es igual a  $228372 \text{ mm}^2$ . Se propone una cuantía de acero de refuerzo horizontal que consiste en 2 barras de  $\frac{3}{16}''$  a cada dos hiladas; es decir que la separación  $S_h$  es igual a  $424 \text{ mm}$ . Con esta información se determina que el cortante resistente de entrepiso en todos los casos de estudio es adecuado.

Tabla 3.11 Revisión del cortante resistente de entrepiso, edificio Agrícola 10N

| Nivel               | h<br>(m) | W<br>(kN) | W*h<br>(kN-m) | $F_i$<br>(kN) | 0.8V <sub>Ri</sub><br>(kN) | $\sigma_i$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | V <sub>Ri</sub> (kN) |         |
|---------------------|----------|-----------|---------------|---------------|----------------------------|------------------------------------|----------------------|---------|
|                     |          |           |               |               |                            |                                    | X                    | Y       |
| AZ                  | 26.5     | 3357.83   | 88982.66      | 317.42        | 253.93                     | 0.147                              | 6002.3               | 6536.7  |
| N9                  | 23.85    | 6715.67   | 160168.79     | 571.35        | 711.02                     | 0.294                              | 6339.93              | 6904.3  |
| N8                  | 21.2     | 10073.5   | 213558.39     | 761.80        | 1320.46                    | 0.441                              | 6677.48              | 7271.9  |
| N7                  | 18.55    | 13431.34  | 249151.46     | 888.77        | 2031.49                    | 0.588                              | 7015.03              | 7636.53 |
| N6                  | 15.9     | 16789.18  | 266947.99     | 952.26        | 2793.30                    | 0.735                              | 7352.58              | 8007.1  |
| N5                  | 13.25    | 20147.01  | 266947.99     | 952.26        | 3555.10                    | 0.882                              | 7690.13              | 8374.72 |
| N4                  | 10.6     | 23504.85  | 249151.46     | 888.77        | 4266.13                    | 1.029                              | 8027.67              | 8742.32 |
| N3                  | 7.95     | 26862.69  | 213558.39     | 761.810       | 4875.57                    | 1.17                               | 8365.22              | 9109.92 |
| N2                  | 5.3      | 30220.52  | 160168.79     | 571.35        | 5332.66                    | 1.32                               | 8702.77              | 9477.52 |
| N1                  | 2.65     | 33578.36  | 88982.66      | 317.42        | 5586.60                    | 1.47                               | 9040.32              | 9848.11 |
| $\Sigma=1708467.17$ |          |           |               |               |                            |                                    |                      |         |

### 3.5.2. Diseño a flexo compresión

En la Figura 3.11 se muestra el diagrama de interacción de diseño a flexo-compresión tipo que se obtiene con el método optativo, con el cual se realizó el diseño de los castillos.

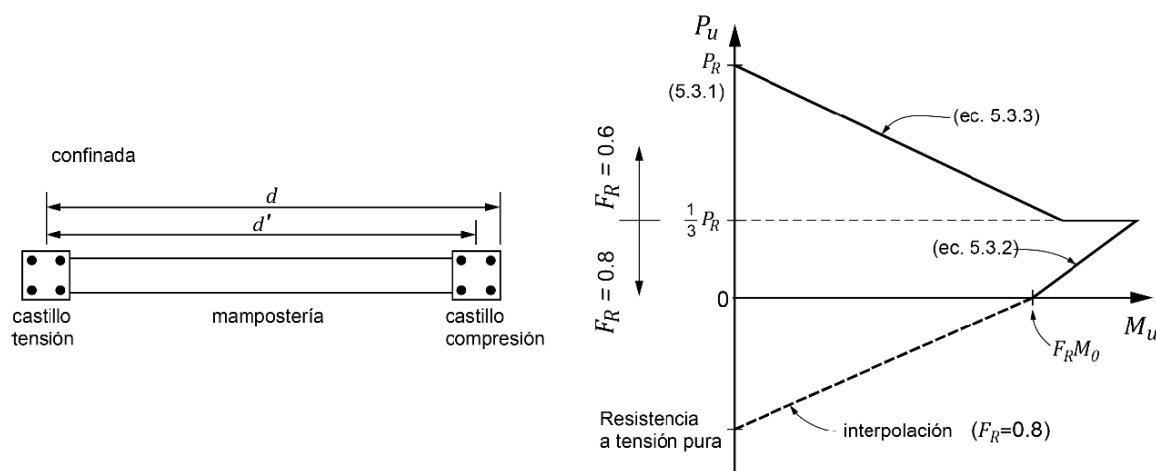


Figura 3.11 Diagrama de interacción carga axial-momento flexionante resistente de diseño con el método optativo. Referencia NTC-DCM (2017)

De la Figura 3.12 a la Figura 3.13 se numeran el tipo de secciones transversales de muro para el caso del edificio Sirio 8N y Sirio 10N respectivamente. En color gris se indica la sección que corresponde al panel de mampostería, en color rojo se indican la sección de los castillos y en color azul los muros de concreto. Las propiedades más importantes de las secciones se resumen en la Tabla 3.12, en esta tabla  $A_T$  es el área de la sección transversal del muro sin transformar e  $I$ , el momento de inercia principal de la sección transversal del muro sin transformar. En el caso de la versión de 10 niveles, fue necesario sustituir los muros: 101, 104, 110, 125, 131 y 134 (Figura 3.4) por muros de concreto reforzado debido a que para algunas combinaciones de



carga, dichos muros presentan fuerzas axiales de tensión. Esta observación es congruente con lo discutido por Velázquez *et al.* (2017)

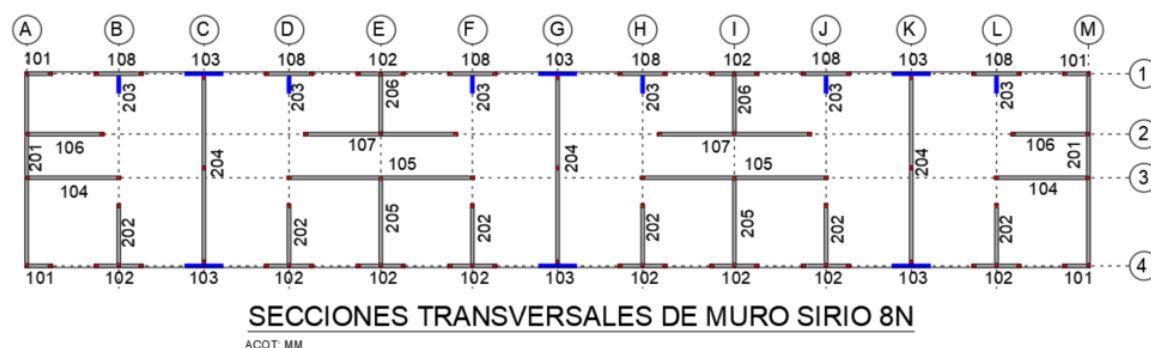


Figura 3.12 Localización de las secciones transversales de muro en planta Edificio Sirio 8N

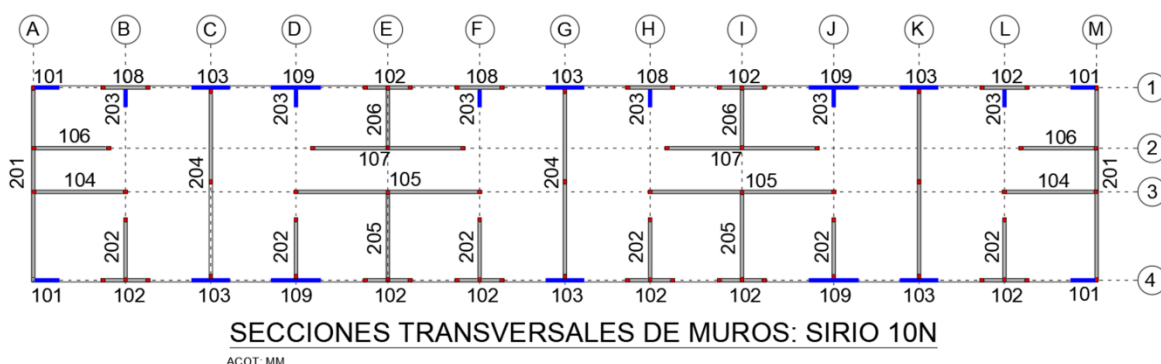


Figura 3.13 Localización de las secciones transversales de muro en planta Edificio Sirio 10N

En la Figura 3.15 se graficaron los diagramas de interacción  $M-P$  de las secciones de muro de mampostería confinada del edificio Sirio 8N: 102, 106, 107, 201, 204 y 206 indicados en la Figura 3.14. Prácticamente en todas las secciones, el acero en los castillos es igual a 4 varillas del #3 ( $A_s=284 \text{ mm}^2$ ) a excepción de la sección 201 donde fue necesario colocar un refuerzo en los castillos exteriores igual a 4 varillas del #4 más 2 varillas del #3 ( $A_s=650 \text{ mm}^2$ ). Los puntos graficados representan la combinación de la carga axial (positiva en compresión) y momento flexionante en el eje principal del plano de las 9 combinaciones de carga. Para cada uno de los diagramas se observa que todos los puntos se encuentran dentro de la curva que define la resistencia a flexo-compresión. Por lo tanto, se asume que el diseño es adecuado.

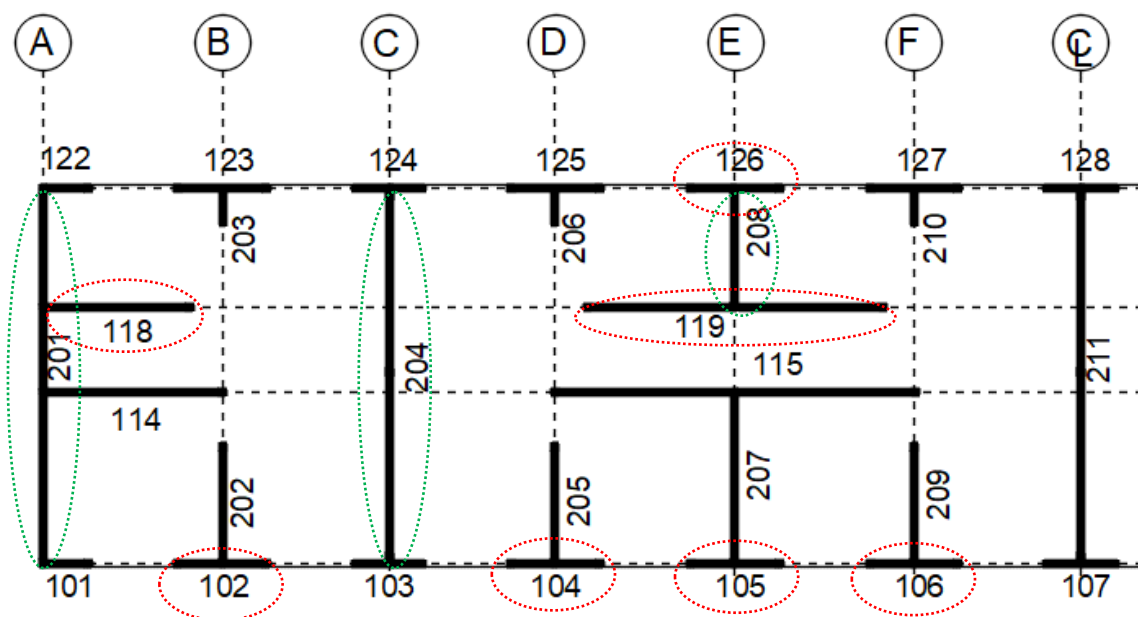


Figura 3.14 Ubicación en planta de los muros para los cuales se muestra el diagrama de interacción  $M-P$  en los edificios Sirio

En la Figura 3.16 se graficaron los diagramas de interacción de las secciones de muro del edificio Sirio 10N: 102, 106, 107, 201, 204 y 206 indicados en la Figura 3.14. El área de acero en cada una de las secciones de muro en la planta baja es: 650, 426, 508, 1722, 508, 284  $mm^2$  respectivamente, es notable el incremento de las áreas de acero requeridas en relación a la versión de 8 niveles, a excepción del muro 206, donde la sección de castillo es la misma para todos los niveles del edificio. El incremento de las áreas de acero se debe al incremento de las fuerzas laterales debido a uso del factor de irregularidad en el espectro de diseño. En todos los demás muros, es posible reducir el área de acero en los castillos debido a que la demanda de momento flexionante se reduce en los pisos superiores.

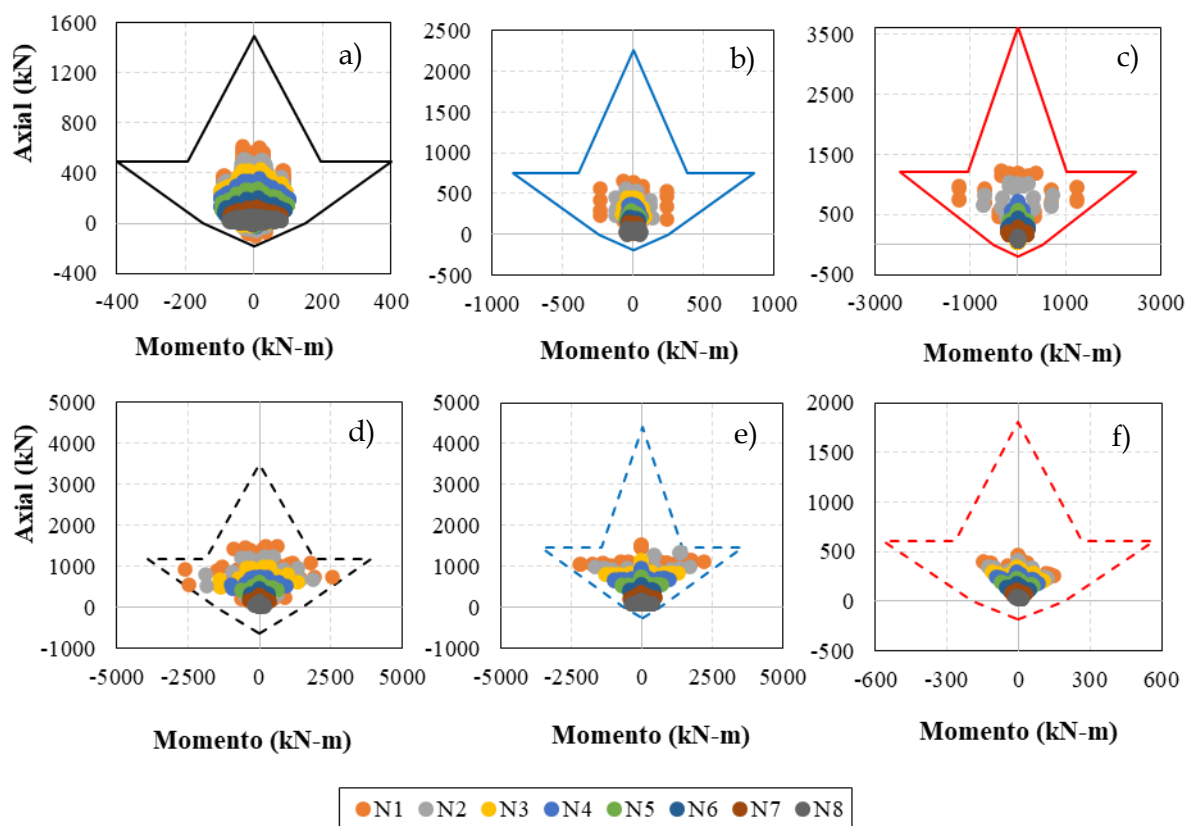
Como se puede observar en la Figura 3.9, en el caso de los edificios Sirio; los muros de concreto o mampostería se mantienen constantes en elevación. Por otro lado, para los edificios Agrícola; se propuso colocar los muros de concreto solo donde se produce una combinación de tensión y cortantes que llevan al muro a una condición de falla.

**Tabla 3.12 Propiedades de las secciones transversales de muro edificios Sirio 8N y Sirio 10N**

| Sección | Material | L<br>(mm) | A <sub>T</sub><br>(mm <sup>2</sup> ) | I<br>(mm <sup>4</sup> ) |
|---------|----------|-----------|--------------------------------------|-------------------------|
| 101     | M/C      | 920       | 1.14E <sup>+5</sup>                  | 7.79E <sup>+9</sup>     |
| 102     | M        | 1750      | 2.1E <sup>+5</sup>                   | 5.36E <sup>+10</sup>    |
| 103     | C        | 1350      | 1.62E <sup>+5</sup>                  | 2.46E <sup>+10</sup>    |
| 104     | M        | 3360      | 4.03E <sup>+5</sup>                  | 3.79E <sup>+11</sup>    |
| 105     | M        | 6720      | 8.06E <sup>+5</sup>                  | 3.03E <sup>+12</sup>    |
| 106     | M        | 2760      | 3.31E <sup>+5</sup>                  | 2.10E <sup>+11</sup>    |
| 107     | M        | 5520      | 6.62E <sup>+5</sup>                  | 1.68E <sup>+12</sup>    |
| 108     | M        | 1750      | 2.10E <sup>+5</sup>                  | 5.36E <sup>+10</sup>    |
| 109     | C        | 1750      | 2.10E <sup>+5</sup>                  | 5.36E <sup>+10</sup>    |
| 201     | M        | 7000      | 8.40E <sup>+5</sup>                  | 3.43E <sup>+12</sup>    |
| 202     | M        | 2250      | 2.70E <sup>+4</sup>                  | 1.14E <sup>+11</sup>    |
| 203     | C        | 690       | 8.28E <sup>+5</sup>                  | 3.29E <sup>+9</sup>     |
| 204     | M        | 6880      | 8.26E <sup>+5</sup>                  | 3.29E <sup>+12</sup>    |
| 205     | M        | 3235      | 3.88E <sup>+5</sup>                  | 3.39E <sup>+11</sup>    |
| 206     | M        | 2165      | 2.60E <sup>+5</sup>                  | 1.01E <sup>+11</sup>    |

En la Figura 3.17 se numeran el tipo de secciones transversales de los muros para el caso de los edificios Agrícola 8N y Agrícola 10N. Note que la figura hace referencia al hecho que las secciones corresponden al nivel de planta baja ya que como se mencionó anteriormente, en el caso de estos edificios, el tipo de material en algunos muros varía con la altura; sin embargo, la geometría en elevación de la sección transversal se mantiene constante.

El procedimiento para el diseño de los castillos de los muros en los edificios Agrícola fue el mismo que se siguió en el caso de los edificios. El detallado de cada uno de los castillos en ambos edificios, así como de los muros de concreto se encuentra disponible en el apéndice A.



**Figura 3.15 Diagramas de interacción carga axial momento flexionante de las secciones de muro del edificio Sirio 8N: a) 102, b) 106, c) 107, d) 201, e) 204 y f) 206**

En la Figura 3.15a resulta interesante observar que en los muros sección 102 se presentan un gran número de puntos en la zona de flexo-tensión del diagrama  $M-P$ . Esto se debe a que cuando la acción sísmica principal actúa en la dirección paralela al lado corto del edificio del eje 4 hacia el eje 1; los muros sección 102 que se encuentran localizados en el eje 1 y 4, trabajan en conjunto con los muros sección 202, 205 y 206, provocando que los muros ubicados en el eje 4 se encuentren en tensión, mientras que los muros localizados en el eje 1 se someten a compresión. El mismo efecto descrito previamente, es válido para el caso de la Figura 3.16a

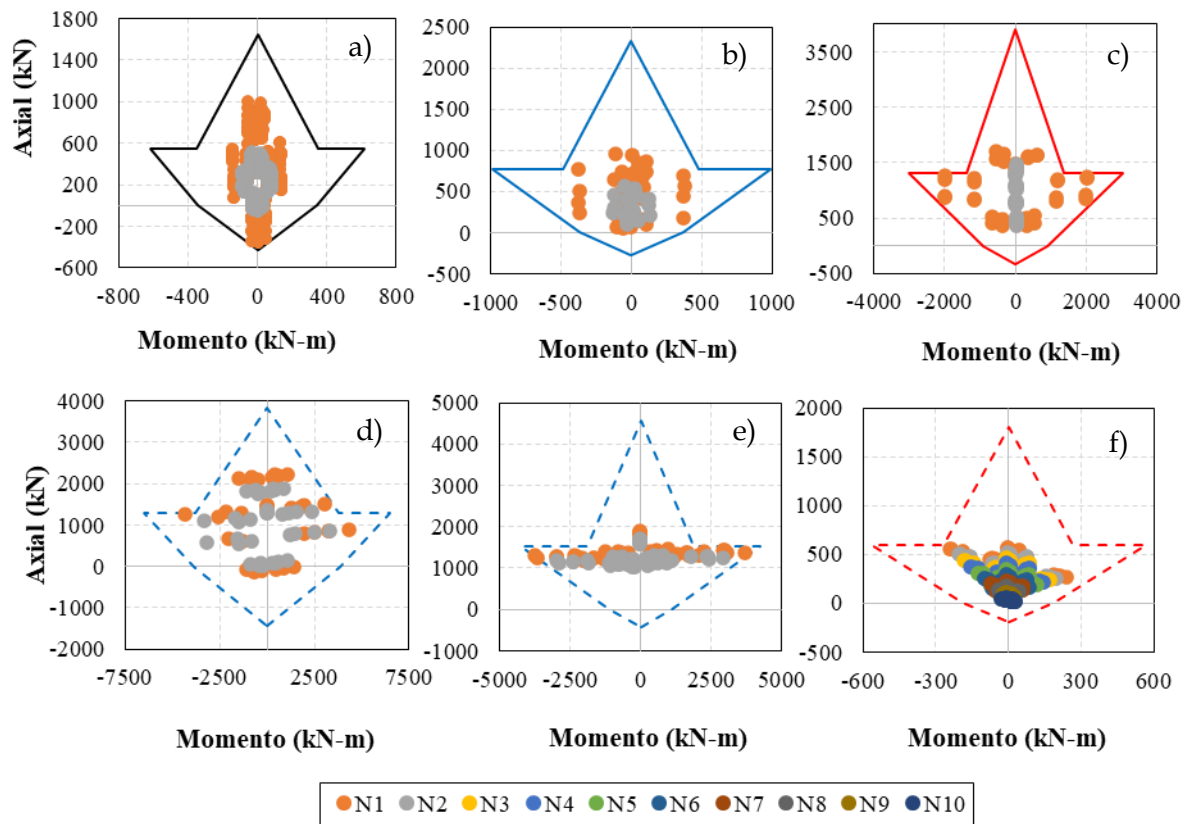
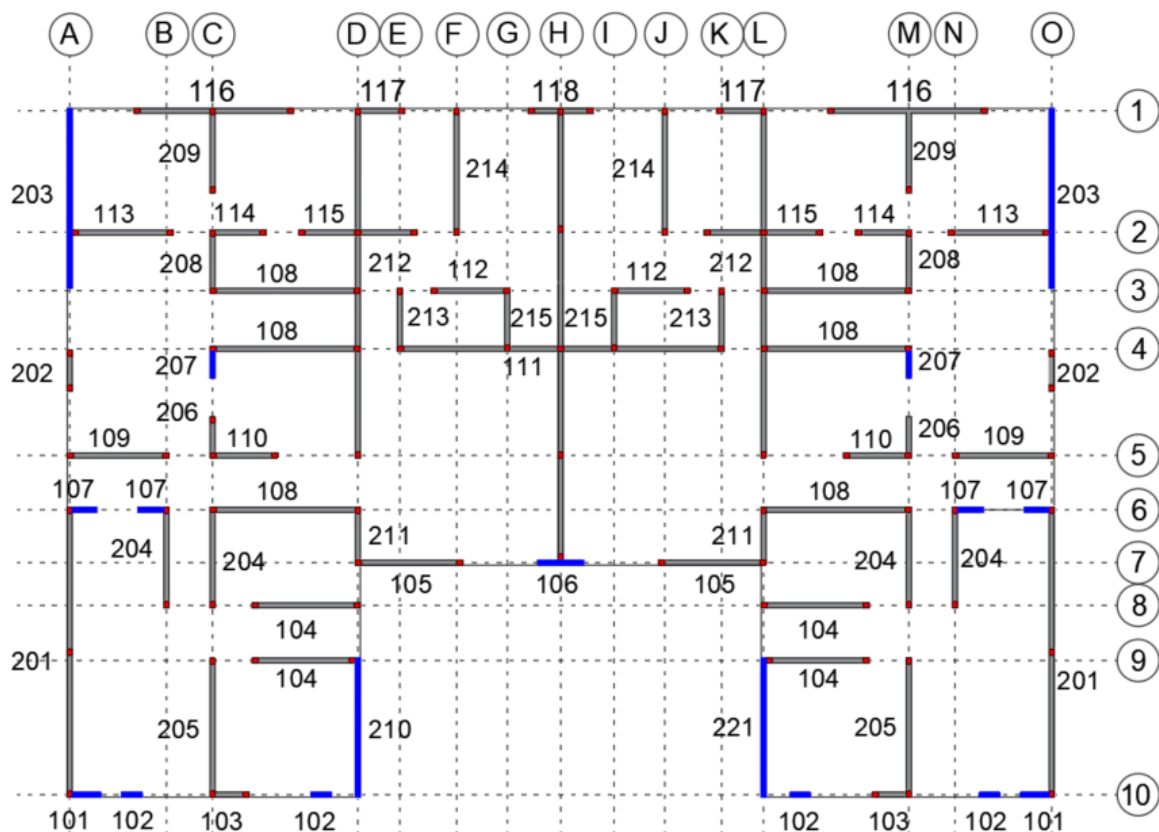


Figura 3.16 Diagramas de interacción carga axial momento flexionante de las secciones de muro del edificio Sirio 10N: a) 102, b) 106, c) 107, d) 201, e) 204 y f) 206



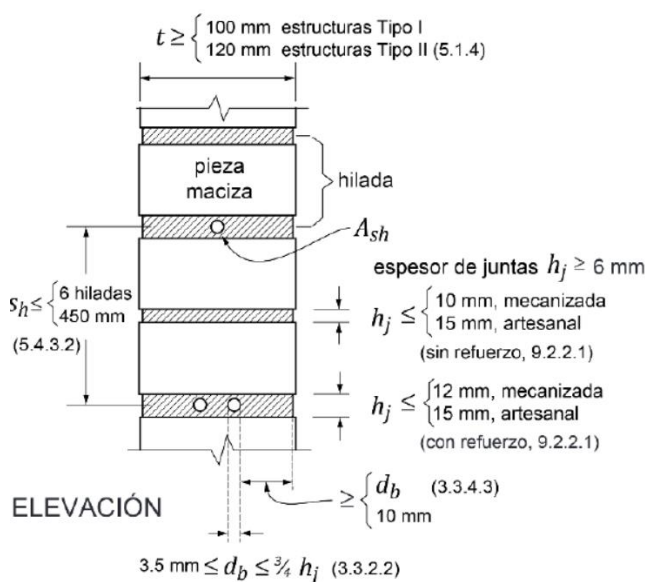
### SECCION TRANSVERSAL DE MUROS: AGRÍCOLA 8N

Figura 3.17 Localización de las secciones transversales de muro en planta baja edificio Agrícola 8N

#### 3.5.3. Diseño a cortante de los muros de mampostería confinada

Para todos los edificios se propuso colocar acero de refuerzo horizontal. La NTC-DCM (2017) define la cuantía máxima de refuerzo horizontal en función de  $f'_m$ ; el área neta de la pieza  $f_{an}$ ; el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo horizontal  $f_{yh}$ ; la separación del refuerzo horizontal  $S_h$ ; y el espesor de la junta  $h_j$ . En el caso de los edificios Sirio 8N y Sirio 10N se propuso una cuantía de refuerzo horizontal multiplicada por el esfuerzo de fluencia del acero  $\rho_h f_y$  de 0.73 MPa, la cual se consiguió al utilizar: 2 barras de  $\frac{1}{4}$ " ( $f_{yh}=588$  MPa) a cada dos hiladas; es decir, con una separación  $S_h=424$  mm (Figura 3.22); una pieza con factor de área neta  $f_{an}$  de 0.8; un espesor de junta  $h_j$  de 12 mm; y el valor de  $f'_m$  ya fue definido en el inciso anterior. Este refuerzo se colocó en todos los muros del edificio, y se encuentra muy cercano del límite establecido por la norma, el cual es igual a 0.83 MPa

En la Tabla 3.13 y Tabla 3.14 se presenta un breve resumen de los muros con la máxima relación demanda entre capacidad de fuerza cortante en cada nivel y en ambas direcciones de análisis de los edificios Sirio 8N y Sirio 10N respectivamente.



**Figura 3.18 Tamaño, colocación y protección del acero de refuerzo horizontal. Referencia NTC-DCM (2017)**

En la Figura 3.19a rodeados por una ovalo rojo y verde; se muestran los muros con la mayor relación demanda contra capacidad D/C, así como la dirección de las acciones sísmicas que producen esta condición en el edificio Sirio 8N. De acuerdo con la Tabla 3.13; el muro 113 (encerrado en un ovalo color rojo) ubicado en el piso 4 tiene la mayor relación D/C (0.88), no obstante, este muro es paralelo a la dirección X de análisis, la mayor relación D/C se obtiene cuando el sismo principal actúa en la dirección Y. Como se observa en la Tabla 3.13, el muro presenta fuerzas axiales en tensión, lo que reduce considerablemente su resistencia. Por otro lado, el muro 218 (encerrado en un ovalo color verde) ubicado también en el piso 4 tiene una relación D/C de 0.55, la combinación de acciones sísmicas que producen este estado son las mismas que en el caso anterior; sin embargo, ahora el muro es paralelo a la acción sísmica principal, y no existen tensiones en el muro.

En cuanto al edificio Sirio 10N; en la Figura 3.19b se indica el muro que, de acuerdo con la Tabla 3.14 tiene la mayor relación D/C este es el muro 106 localizado en el nivel 4, se observa que el efecto descrito para el muro 113 del edificio Sirio 8N se repite para este muro. Finalmente, en la Figura 3.19c se presenta el muro 221, localizado en el nivel 2, cuya dirección principal coincide con la en la dirección Y, y tiene una relación D/C de 0.91, la dirección principal de la acción sísmica coincide con la dirección principal del muro. En este caso se aprecia un aumento considerable de la relación D/C en comparación con el edificio 8N.

Las observaciones realizadas en los párrafos anteriores muestran que en ambos edificios Sirio, la necesidad de proveer una cuantía de refuerzo horizontal está asociada a los efectos bidireccionales que producen efectos de tensión en los muros.

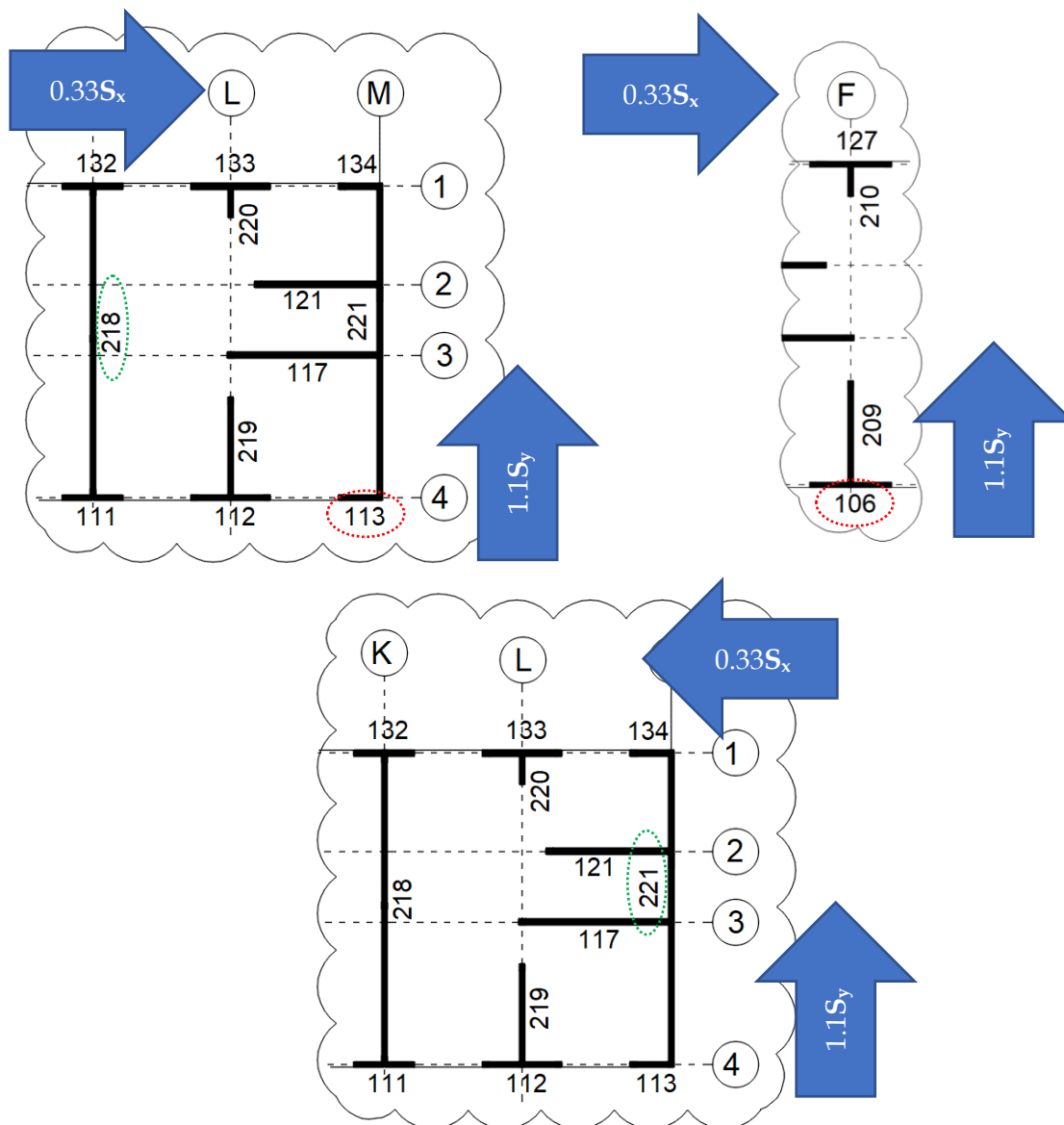


Figura 3.19 Ubicación de los muros con la mayor relación D/C y la dirección de las acciones sísmicas, a) Sirio 8N planta N4, b) Sirio 10N planta N1, c) Sirio 10N planta N2



**Tabla 3.13 Resumen de muros con mayores demandas de fuerza cortante en el edificio Sirio 8N**

| Nivel | #_Muro | Sección | COMB | P <sub>u</sub><br>(kN) | V <sub>u</sub><br>(kN) | V <sub>mR</sub><br>(kN) | V <sub>s</sub><br>(kN) | V <sub>R</sub><br>(kN) | D/C <sup>1</sup> |
|-------|--------|---------|------|------------------------|------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|------------------|
| 1     | 102    | 102     | 2    | 108.3                  | 41.88                  | 46.11                   | 65.54                  | 111.67                 | 0.37             |
| 1     | 221    | 201     | 9    | 574.23                 | 373.74                 | 428.45                  | 258.94                 | 687.4                  | 0.54             |
| 2     | 113    | 101     | 6    | -129.3                 | 18.05                  | 0                       | 28.2                   | 28.2                   | 0.64             |
| 2     | 221    | 201     | 9    | 541.11                 | 374.98                 | 418.31                  | 260.3                  | 67.8                   | 0.55             |
| 3     | 113    | 101     | 6    | -84.03                 | 22.89                  | 0                       | 28.2                   | 28.2                   | 0.81             |
| 3     | 218    | 204     | 6    | 749.3                  | 411.98                 | 485.5                   | 251.11                 | 736.5                  | 0.55             |
| 4     | 113    | 101     | 6    | -49.78                 | 25.04                  | 0                       | 28.2                   | 28.2                   | 0.88             |
| 4     | 218    | 204     | 6    | 619                    | 392.84                 | 457.25                  | 254.98                 | 712.23                 | 0.55             |

<sup>1</sup>D/C relación entre la demanda contra la capacidad del elemento estructural

**Tabla 3.14 Resumen de muros con mayores demandas de fuerza cortante en el edificio Sirio 10N**

| Nivel | #_Muro | Sección | COMB | P <sub>u</sub><br>(kN) | V <sub>u</sub><br>(kN) | V <sub>mR</sub><br>(kN) | V <sub>s</sub><br>(kN) | V <sub>R</sub><br>(kN) | D/C  |
|-------|--------|---------|------|------------------------|------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|------|
| 1     | 116    | 105     | 4    | 910                    | 394.87                 | 515.71                  | 239.56                 | 755.57                 | 0.52 |
| 1     | 221    | 201     | 4    | -44.52                 | 208.87                 | 0                       | 210.00                 | 210.00                 | 0.99 |
| 2     | 106    | 102     | 6    | -65.51                 | 38.73                  | 0                       | 53.79                  | 53.79                  | 0.72 |
| 2     | 221    | 201     | 9    | 591.85                 | 597.85                 | 389                     | 264.36                 | 653.35                 | 0.91 |
| 3     | 106    | 102     | 6    | -32.                   | 48.22                  | 0                       | 53.79                  | 53.79                  | 0.89 |
| 3     | 221    | 201     | 9    | 590.92                 | 559.77                 | 394.17                  | 263.64                 | 657.81                 | 0.86 |
| 4     | 106    | 102     | 6    | -7.95                  | 53.75                  | 0                       | 53.79                  | 53.79                  | 0.99 |
| 4     | 211    | 204     | 6    | 874.74                 | 649.13                 | 512.72                  | 2474.36                | 760.68                 | 0.85 |

<sup>1</sup>D/C relación entre la demanda contra la capacidad del elemento estructural

Para los edificios con planta Agrícola, se propuso una cuantía cercana a la mínima (0.41 MPa); es decir, se colocaron 2 barras de 3/16" a cada dos hiladas, y se incrementó la cuantía de los muros que así lo requerían, procurando que el refuerzo siga una distribución modular. La cuantía máxima utilizada fue de 1.40MPa (1 barra de 5/32" y otra de 5/16" a cada hilada,  $S_h=212\text{ mm}$ ), la cual resulta muy cercana a la máxima permisible calculada con la norma.

Los muros 103, 106, 202, 209, 228 y 232 del edificio Agrícola 8N poseen en cada uno de los niveles donde el material de la sección es mampostería confinada un refuerzo horizontal que consta de un área igual a  $A_{sh}=63.4\text{ mm}^2$  separadas a cada dos hiladas ( $S_h=424\text{ mm}$ ). Y en los muros 101 y 108 un área de dos barras (1 barra de 5/32" y otra de 5/16") separadas a cada hilada ( $S_h=212\text{ mm}$ ).

En cuanto al edificio Agrícola 10N, la distribución del acero de refuerzo horizontal en los muros es un poco más detallada. Para observar a detalle dicha distribución, consúltase el apéndice A de este trabajo.

### 3.5.4. Diseño por capacidad de los muros de concreto

Durante la revisión de los muros de mampostería confinada se determinó que era necesario sustituir algunos muros de mampostería confinada por muros de concreto reforzado, en esta sección se describe el criterio utilizado para el diseño por capacidad de estos muros.

El procedimiento para el diseño de los muros de concreto reforzado consistió en proponer un área de acero longitudinal en los extremos de los muros y con ello estimar el diagrama de interacción  $M$ - $P$ . Para el cálculo de los diagramas la deformación unitaria del acero  $\varepsilon_{su}$ , se limitó a 0.015 y la deformación unitaria última del concreto  $\varepsilon_{cu}$ , es igual a 0.004. Posteriormente se revisó que los elementos mecánicos se encuentren dentro de la curva de interacción. Para tomar en cuenta la variación de la resistencia a corte  $V_{cR}$  debido a la presencia de carga axial en los muros, se utilizaron las ecuaciones propuestas en las NTC-DCEC (2017) que se resumen en la Figura 3.20.

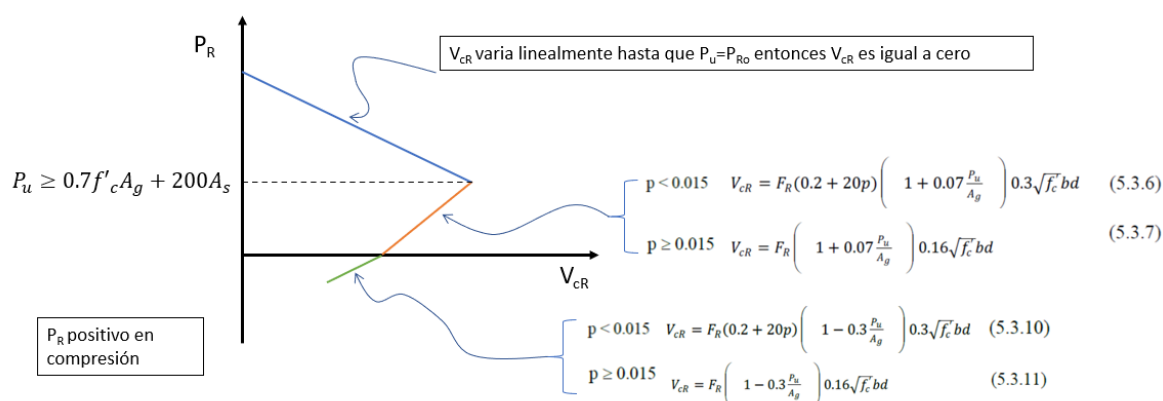


Figura 3.20 Diagrama de interacción  $P$ - $V_{cR}$  de muros de concreto reforzado

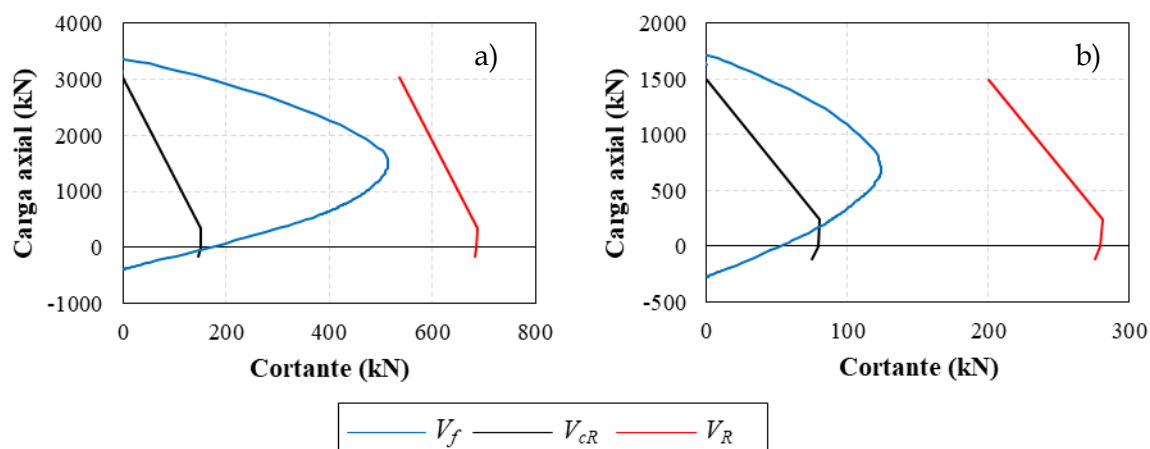


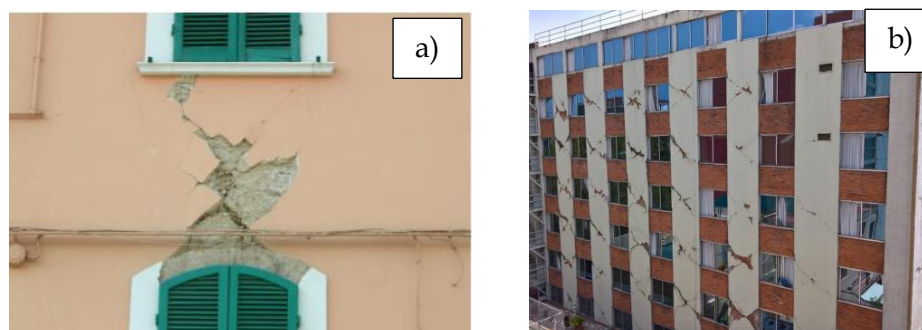
Figura 3.21 Diagramas de interacción cortante contra carga axial para el diseño por capacidad de muros de concreto reforzado en el edificio Sirio 8N: a) muro 1103, b) muro 1203

Para completar el diseño, el momento resistente del diagrama de interacción  $M-P$  se transformó en cortante  $V_f$  dividiendo al momento  $M$  entre la altura efectiva  $H_{efec}$ . Para obtener la cuantía de refuerzo horizontal, se compara el diagrama de interacción  $V_{cR}-P$  contra el diagrama  $V_f-P$  y se proporciona el acero necesario para que  $V_R$  (que es la suma de  $V_{cR}+V_{sR}$ ) sea mayor que  $V_f$ . En la Figura 3.21 se muestran los diagramas de los muros en 1103 y 1203; la línea en negro representa la resistencia  $V_{cR}$ , la línea en azul la resistencia  $V_f$  y la línea en rojo la resistencia  $V_R$ . En ambos casos se propone un refuerzo que consiste en varilla del #3, en el muro 1103 las varillas se separan a cada 120mm y en el muro 1203 la separación será igual a 150 mm.

### 3.5.5. Resistencia de los pretilos o bajo ventanas

En el apéndice sobre el modelado de estructuras de mampostería, las NTC-DCM (2017) proporcionan una serie de recomendaciones al diseñador para incorporar en el modelado del edificio a los elementos horizontales denominados pretilos o bajo ventanas, con esto, las normas reconocen la aportación de estos elementos tanto en términos de rigidez como de resistencia lateral al sistema estructural.

Vale la pena mencionar que la normatividad no establece requisitos de diseño para los pretilos del sistema estructural. Aunque el ingeniero estructural puede hacer algunas consideraciones de diseño al margen de lo indicado en las normas, es importante entender que la falta de recomendaciones explícitas puede llevar, conforme a lo ilustrado en la Figura 3.22 a comportamientos no deseables, tanto en estructuras de mampostería simple como en aquellas de mampostería confinada.



**Figura 3.22 Efecto de los pretilos o parapetos: a) Falla a corte en parapeto de una estructura de mampostería simple. (Dazio & Beyer 2010). b) Falla a corte de los muros de mampostería confinada**

En los edificios Sirio, los ejes de fachada (1 y 4) contienen pretilos, la longitud de estos es de 1.5 m y el peralte medido desde el lecho inferior de la dala hasta el remate de la dala superior es de 930 mm. Para calcular el cortante resistente se calcula el área de la sección transversal (incluida la losa y dalas) y se aplica la ecuación 2.12 para calcular  $V_{mR}$  en los muros haciendo  $P=0$ . El área total de la sección es de 151600 mm<sup>2</sup>; por lo tanto, la resistencia  $V_{mR}$  es igual a 52 kN.

La relación entre el claro  $L$  y el peralte  $h$  de la sección transversal en los pretiles es baja, esto ocasiona que exista incertidumbre sobre si la distribución de esfuerzos normales debidos a la flexión tiene una distribución lineal (sección plana permanece plana) o no, debido a esto, para calcular el momento resistente  $M_R$  se propone utilizar dos alternativas: la primera consiste en utilizar las ecuaciones de las NTC-DCEC (2017) para vigas de gran peralte  $M_{R-GP}$  y la segunda en utilizar la ecuación del método optativo para obtener el diagrama de interacción M-P propuesto por las NTC-DCEM (2017) cuando  $P=0$ ,  $M_{R-0}$ . En la Tabla 3.15 se resume el cálculo de la sección pretil en 3 de los 4 edificios en estudio. Se considera un área de acero igual a 4 varillas del #3 localizadas en las dalas inferior y superior que forman la sección transversal del pretil.

En los edificios Sirio, solo se tiene una longitud de pretil igual a 1.5 m. Para los edificios agrícola se tienen diferentes claros. En el eje 1 se tienen claros de 1.2, 1.5 y 1.68 m; en el eje 7 existen dos claros de 1.82 m; en el eje 10 se tienen claros de 0.5, 1.65, 1.5 y 0.58. En el eje A se tienen dos tipos de claros iguales a 1.2 y 1.5. Finalmente, en el eje D existe un claro de 1.22 y otro de 0.92 m.

**Tabla 3.15 Resumen de la resistencia y demanda de algunos pretiles**

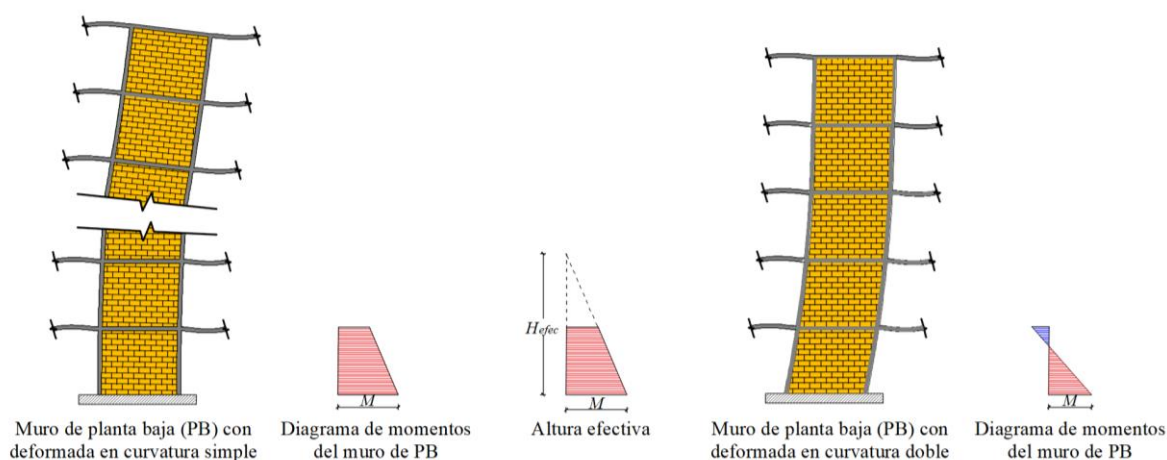
| Edificio    | L<br>(mm) | h<br>(m) | L/h  | z<br>(mm) | $M_{R-GP}$<br>(kN-m) | $M_{R-0}$<br>(kN-m) | $M_u$<br>(kN) | $V_{f-GP}$<br>(kN) | $V_{f-0}$<br>(kN) | $V_R$<br>(kN) | $V_u$<br>(kN) |
|-------------|-----------|----------|------|-----------|----------------------|---------------------|---------------|--------------------|-------------------|---------------|---------------|
| Sirio 8N    | 1500      | 930      | 1.61 | 576.6     | 70.64                | 81                  | 51.01         | 94.18              | 108               | 52            | 65.80         |
| Sirio 10N   | 1500      | 930      | 1.61 | 576.6     | 70.64                | 81                  | 92.61         | 94.18              | 108               | 52            | 117.74        |
| Agrícola 8N | 1200      | 930      | 1.29 | 611.94    | 64.37                | 81                  | 104.48        | 107.29             | 135               | 52            | 81.05         |
| Agrícola 8N | 1500      | 930      | 1.61 | 671.46    | 70.64                | 81                  | 89.36         | 94.18              | 108               | 52            | 85.34         |
| Agrícola 8N | 1680      | 930      | 1.80 | 706.8     | 74.35                | 81                  | 47.03         | 88.52              | 96                | 52            | 34.36         |
| Agrícola 8N | 1820      | 930      | 1.95 | 734.7     | 77.29                | 81                  | 96.47         | 84.93              | 89                | 52            | 92.77         |
| Agrícola 8N | 500       | 930      | 0.53 | 300       | 31.56                | 81                  | 39.51         | 126.24             | 324               | 52            | 59.02         |
| Agrícola 8N | 1650      | 930      | 1.77 | 701.22    | 73.77                | 81                  | 46.17         | 89.42              | 98                | 52            | 41.75         |
| Agrícola 8N | 580       | 930      | 0.62 | 348       | 36.61                | 81                  | 17.64         | 126.2              | 279               | 52            | 31.51         |
| Agrícola 8N | 1220      | 930      | 1.31 | 615.66    | 64.77                | 81                  | 70.19         | 106.18             | 132               | 52            | 62.83         |
| Agrícola 8N | 920       | 930      | 0.98 | 552       | 58.07                | 81                  | 62.74         | 126.24             | 176               | 52            | 70.50         |

En la Tabla 3.15 se resume los resultados del cálculo de la resistencia en flexión y en corte de los pretiles de los edificios Sirio, 8N, Sirio 10N y Agrícola 8N. Se observa que, en varios casos, el momento  $M_u$  es mayor que el momento  $M_R$  ( $M_{R-GP}$  y  $M_{R-0}$ ) por lo que, en estos casos, sería necesario incrementar el área de acero de la

sección transversal del pretil para que  $M_R > M_u$ . Por otro lado, el cortante asociado a la flexión  $V_{f0}$  y  $V_{fGP}$  es mayor que el cortante  $V_R$  esto significa que estos pretiles estarían dominados por efectos de corte, una manera de modificar el comportamiento por uno dominado por flexión sería reducir el acero de refuerzo longitudinal de tal manera que se reduzca el valor de  $V_{f0}$ . Debido a las incertidumbres del cálculo, a la falta de información por parte del reglamento para realizar dicha revisión y al hecho que, en la práctica profesional, no se suele realizar esta revisión, se optó por considerar la misma sección transversal en todos los pretiles de todos los edificios.

### 3.5.6. Evaluación del tipo de comportamiento de los muros en planta baja

El comité que se encarga de la revisión y actualización de las NTC-DCEM (2017) decidió no incluir el efecto de la reducción del cortante  $V_{mR}$  en muros que se deforman en curvatura simple (Figura 3.23) basado en los estudios realizados por Cardel (2015) (Pérez Gavilán, *comunicación personal* 2021); sin embargo, dicho estudio solo incluyó la revisión de edificios de hasta 6 pisos, en esta parte del trabajo se evalúan la condición deformada de los muros de planta baja de los edificios en estudio y se calcula la reducción de la resistencia  $V_{mR}$  utilizando el concepto de altura efectiva  $H_{efec}$  (Figura 3.23) y la ecuación 2.14 propuesta por Fernandez-Baqueiro *et al.* (2014) ya que se considera más sencilla de adaptar que la ecuación 2.18.



**Figura 3.23 Muros que pertenecen a un edificio deformados en curvatura simple y curvatura doble.**

En la Tabla 3.16 se observa que la altura efectiva en los muros edificio de 10 niveles es mayor que la del edificio de 8 niveles, el mismo efecto sucede con el factor  $\beta$  calculado con la ecuación 2.19. Los valores de  $\beta$  son todos mayores de 2, inclusive para el muro 1202 que tiene una relación  $H/L$  de 1.26. En el caso del edificio Sirio 8N solo el muro 1202 tiene una relación  $H_{efec}/L$  mayor que 1 y para el resto de los muros esta relación es menor o cercana a 1, a diferencia de lo que ocurre con el edificio Sirio 10N donde todos los muros tienen una relación de aspecto efectiva mayor o igual de 1. En el edificio Sirio 8N, al aplicar la ecuación 2.14 solo el muro 1201 tendría una

reducción de  $V_{mR}$ , mientras que el resto de los muros, se tendría un incremento de  $V_{mR}$ ; por otro lado, la gran mayoría de los muros del edificio Sirio 10N tendrían una reducción de  $V_{mR}$ .

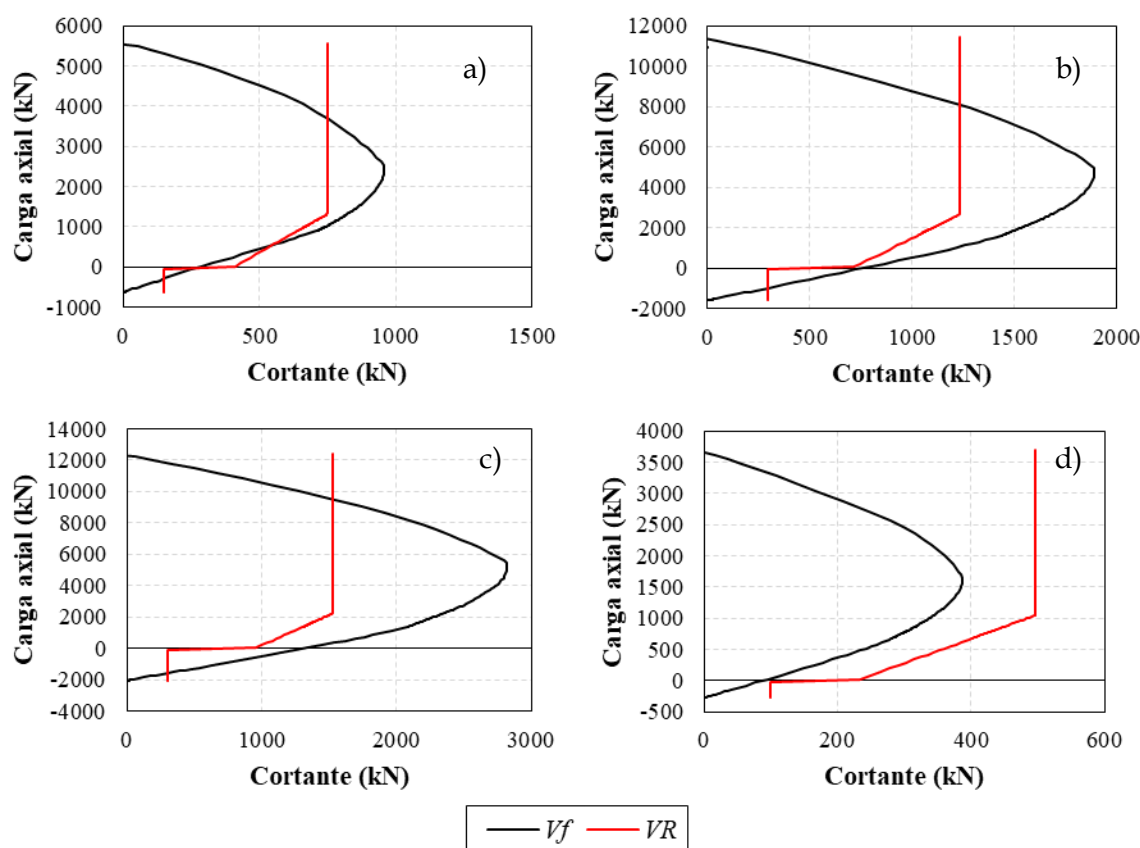
**Tabla 3.16 Variación de la altura efectiva en algunos muros de planta baja deformados en curvatura simple de los edificios Sirio 8N y Sirio 10N**

| Muro | Sección | L<br>(mm) | H/L  | Sirio 8N           |         |              | Sirio 10N          |         |              |
|------|---------|-----------|------|--------------------|---------|--------------|--------------------|---------|--------------|
|      |         |           |      | $H_{efec}$<br>(mm) | $\beta$ | $H_{efec}/L$ | $H_{efec}$<br>(mm) | $\beta$ | $H_{efec}/L$ |
| 1114 | 104     | 3435      | 0.84 | 3295               | 2.27    | 0.9592       | 4360               | 3.00    | 1.26         |
| 1115 | 105     | 6720      | 0.43 | 6749.9             | 4.65    | 1.004        | 8770               | 6.04    | 1.30         |
| 1201 | 201     | 7000      | 0.41 | 5084.2             | 3.50    | 0.726        | 7096               | 4.89    | 1.01         |
| 1202 | 202     | 2290      | 1.26 | 3386               | 2.33    | 1.47         | 3571               | 2.46    | 1.55         |

El análisis de los resultados anteriores muestra como a medida que el edificio incrementa el número de pisos, se hace necesario identificar tanto la magnitud del momento en la parte superior de los muros de planta baja como el tipo de deformada (curvatura simple) en estos ya que ambos fenómenos están relacionados con una reducción de la resistencia lateral asociada al agrietamiento diagonal

Otro aspecto que resulta importante estudiar a raíz de la reducción de  $V_{mR}$  tiene que ver con el tipo de comportamiento que tendrán los muros, ya que como se estableció previamente, cuando la resistencia lateral asociada a la flexión  $V_f$  del muro es menor que la resistencia asociada al cortante por agrietamiento diagonal,  $V_{mR}$  el comportamiento no lineal queda regido por los efectos de la flexión.

Para analizar como la reducción de  $V_{mR}$  impacta en el tipo de comportamiento de los muros estudiados en la Tabla 3.16, en la Figura 3.24 se grafica el diagrama de interacción cortante contra carga axial ( $V$ - $P$ ) de los 4 muros del edificio Sirio 8N; en este diagrama la línea negra representa la resistencia nominal en flexión  $M_n$  (calculada con el programa XTRACT) de la sección transversal del muro dividida entre la altura efectiva  $H_{efec}$ , y la línea roja considera la resistencia nominal  $V_{mR}$  más la resistencia  $V_{sR}$ ; es decir, la resistencia nominal  $V_R$ . El muro 1114 tendrá un comportamiento en flexión cuando esté sometido a niveles de carga axial menores a 500kN, los muros 1115 y 1201 se comportan en corte para cualquier nivel de carga axial y el muro 1202 lo hace en flexión.



**Figura 3.24** Diagramas de interacción cortante asociado a la flexión y cortante resistente contra carga axial muros edificio Sirio 8N: a) muro 1114, b) muro 1115, c) muro 1201, y d) muro 1202

En la Figura 3.25 se presentan los diagramas de interacción cortante contra carga axial  $V$ - $P$  de los muros del edificio Sirio 10N mostrados en la Tabla 3.16, a excepción del muro 1202, en el resto de los muro se observa una reducción de la resistencia  $V_f$  y la resistencia  $V_R$  debido al efecto del incremento de la altura efectiva. En el muro 1114 se incrementa el rango de valores de carga axial donde rige el comportamiento en flexión. En el caso del muro 1115 la resistencia en flexión es casi igual a la resistencia en corte; sin embargo, debido a que una vez que el muro inicia a dañarse en corte, dichas deformaciones cobran mayor relevancia se asume que este muro se terminará comportando en corte. Finalmente, el comportamiento en corte sigue dominando la respuesta del muro 1201 y el comportamiento en flexión al muro 1202 tal como sucedió en el caso del edificio Sirio 8N.

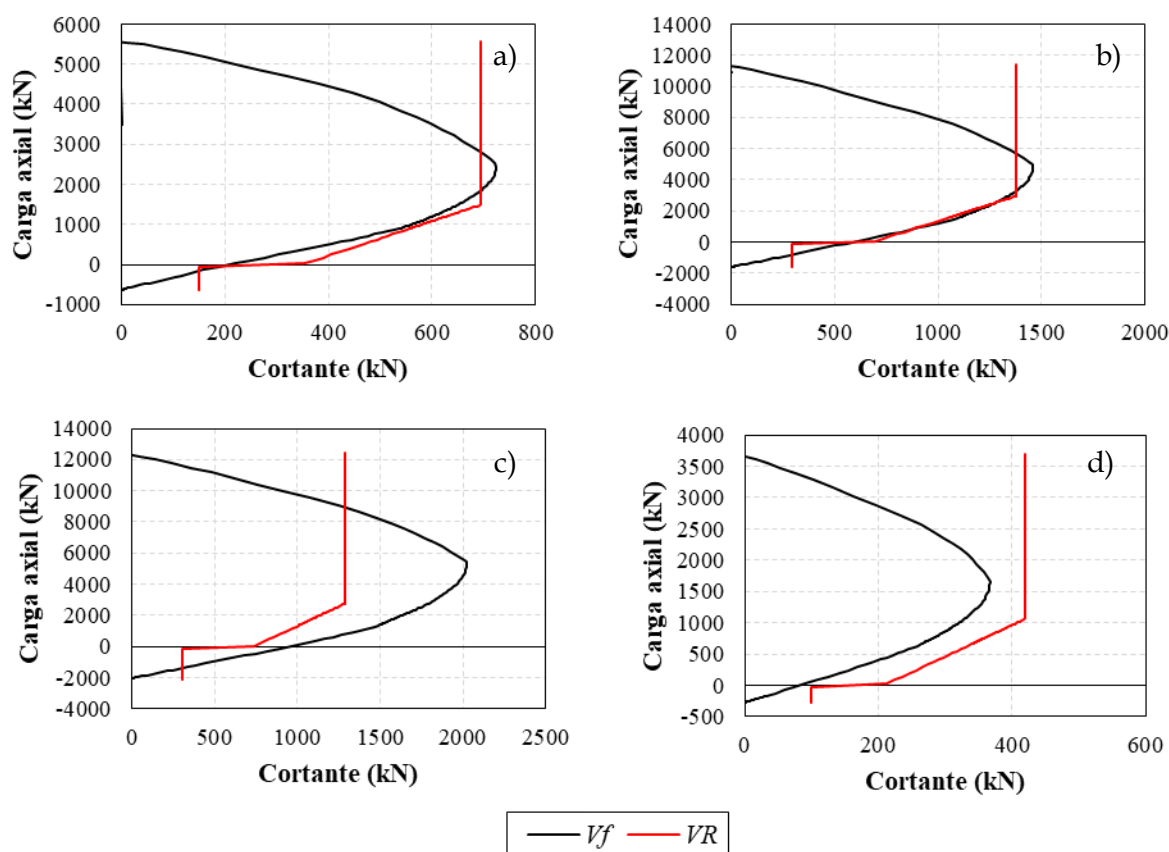


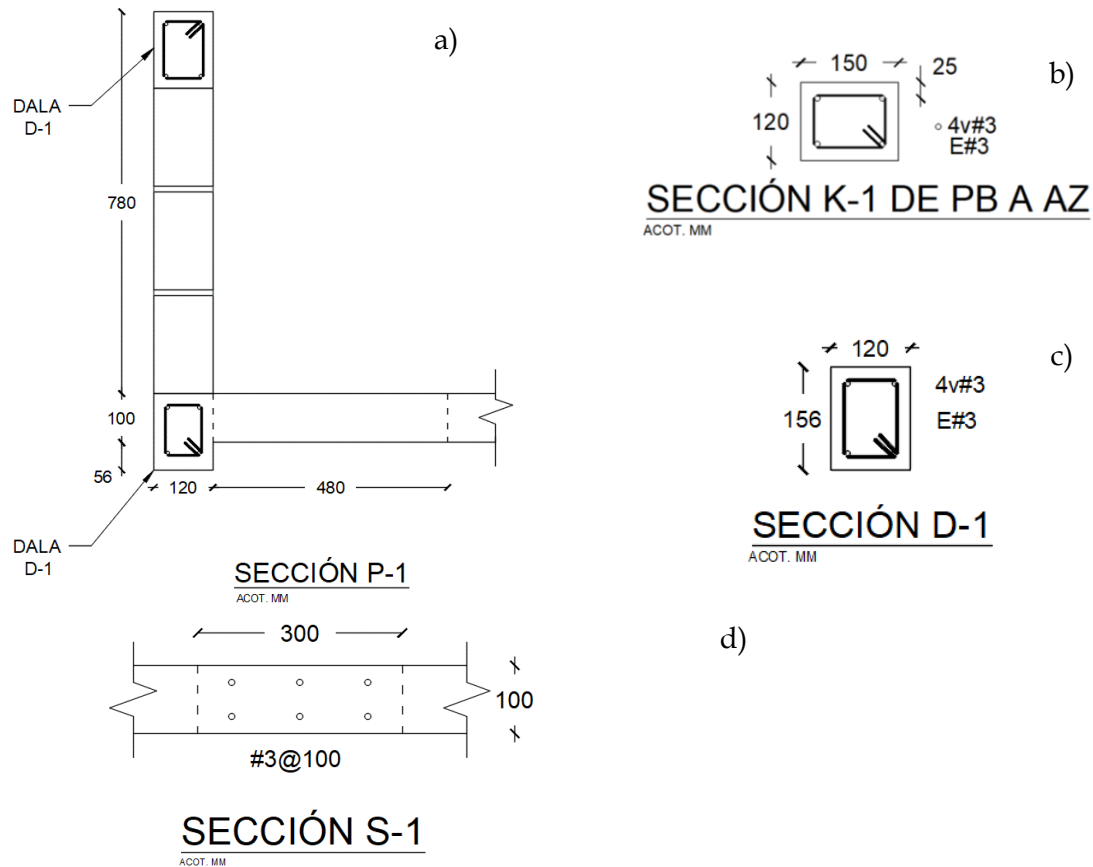
Figura 3.25 Diagramas de interacción cortante asociado a la flexión y cortante resistente contra carga axial muros edificio Sirio 10N: a) muro 1114, b) muro 1115, c) muro 1201, y d) muro 1202

El incremento de la altura en el edificio hace que; solo en el caso del muro 1202, comportamiento pase de uno dominado por efectos de corte a uno donde el muros empiecen a dañarse en flexión. Es importante destacar aquí que el diseño a flexión de los muros de los 4 edificios se realizó con el método optativo propuesto en las NTC-DCEM (2017) que de acuerdo con varios autores p. ej. Espinosa-Cazarín (2013) y Marques & Lourenco (2019) subestima la resistencia en flexión de los muros. Los resultados obtenidos en esta sección ponen de manifiesto la importancia de calcular la resistencia  $M_R$  y  $V_R$  en términos de predecir correctamente el tipo de comportamiento que tendrá el muro.

### 3.5.7. Secciones finales tipo de los elementos estructurales

Como resumen de esta sección se presentan algunos detalles de las secciones transversales tipo de: pretilas, castillos, dalas y elevación de un muro para observar la separación de los estribos. Para obtener la información completa de cada uno de los 4 edificios se posible consultar el Apéndice A.





**Figura 3.26** Detalles de secciones en edificio Sirio 8N: a) Pretel, b) Sección de castillo K-1, c) sección de dala D-1, d) sección de losa equivalente S-1

En la Figura 3.26 se muestra la sección transversal del pretil, uno de los castillos y una de las dalas obtenidos durante el proceso de diseño del edificio Sirio 8N. Esta figura se complementa con la Figura 3.27a donde se muestra la separación de los estribos en elevación tanto de los castillos como de las dalas. Adicionalmente en la Figura 3.27b se muestra la sección transversal del muro de concreto sección 103 (Figura 3.12).

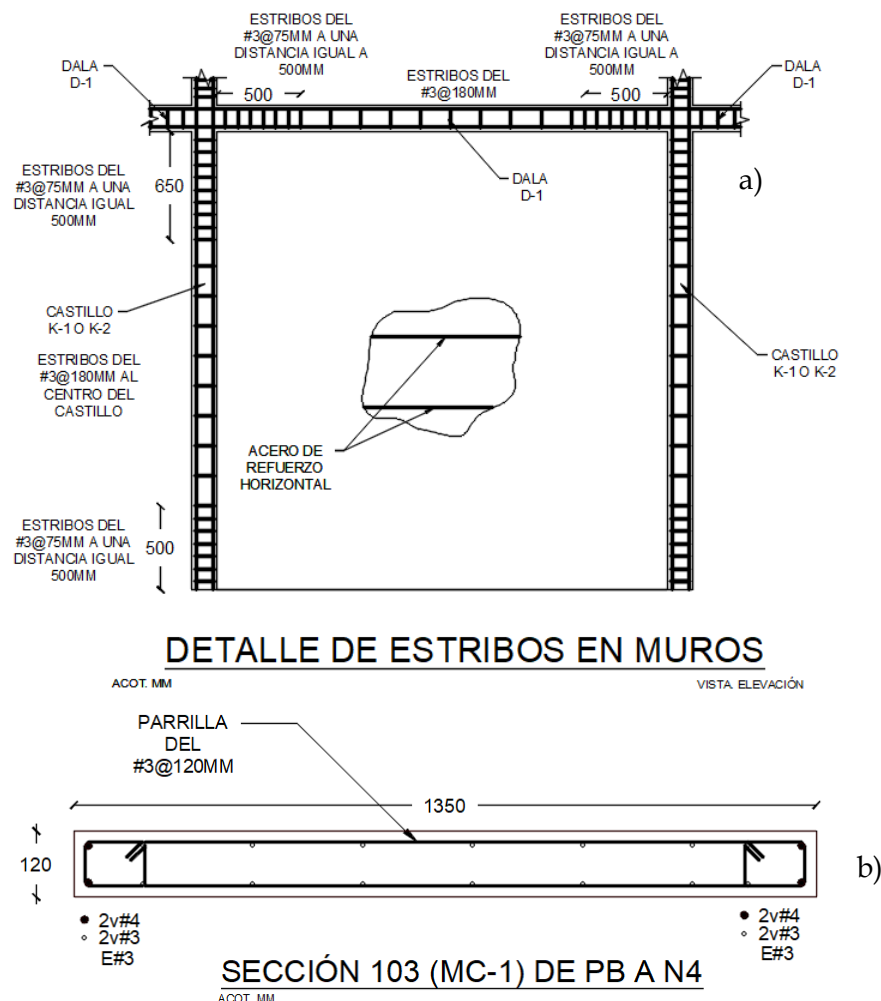


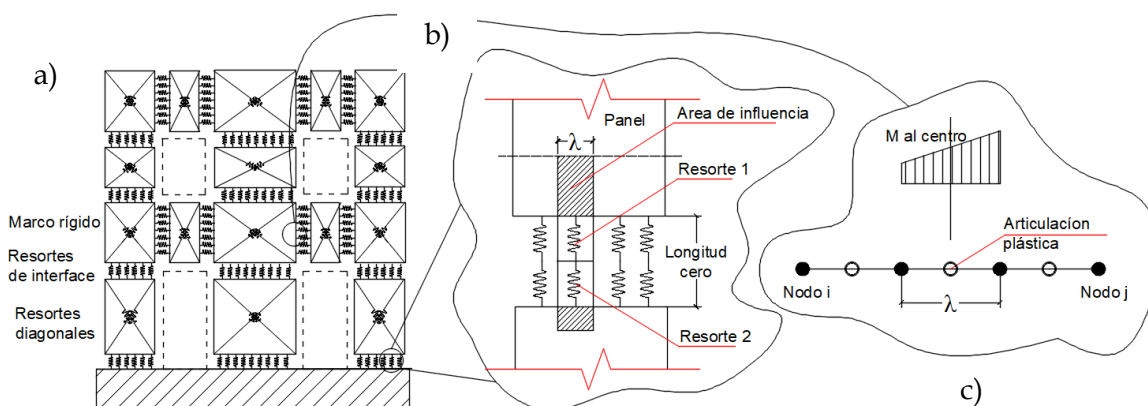
Figura 3.27 Detalles de muros: a) elevación de muro de mampostería confinada, b) vista en planta muro de concreto sección 103.

## 3.6. Análisis no lineal de edificios de mampostería confinada

### 3.6.1. Modelos de análisis no lineal de edificios de mampostería confinada

En la literatura existen diferentes propuestas para realizar el análisis no lineal de edificios de mampostería confinada, por ejemplo Marques & Lourenço (2014) realizaron una revisión de un modelo de análisis que se denomina modelo de componentes o macro-modelo, como su nombre lo indica; este modelo discretiza al edificio en diferentes componentes y se vale de las leyes constitutivas y el equilibrio de estos componentes para definir la curva de capacidad desplazamiento lateral contra cortante basal. Este modelo tiene la ventaja de reducir el número de grados de libertad en comparación con un micro modelado detallado o macro modelado simplificado basado en el método de los elementos finitos MEF.

El modelo estudiado por Marques & Lourenço (2014) se implementó utilizando el programa de cómputo 3DMacro, este modelo considera la interfase entre el panel de mampostería y los elementos confinantes con un resorte no lineal (resorte 1 de Figura 3.28b), cuando existen dos paneles de mampostería en medio de estos se modela un elemento barra con plasticidad concentrada (Figura 3.28c), este elemento considera los efectos de la interacción entre el momento y la carga axial. El modelo fue validado utilizando la evidencia experimental de un edificio de mampostería confinada de dos niveles ensayado por Zavala *et al.*, (2004).



**Figura 3.28** Modelo implementado por el programa 3DMacro: a) Marco en elevación, b) detalle de la interfase, c) elemento barra con plasticidad concentrada

Existen otro tipo de modelos de análisis no lineal basados en el método de la columna ancha, por ejemplo Marques & Lourenço (2013) proponen un método para estimar la curva de capacidad de un edificio de mampostería confinada donde la interacción entre los castillos y el panel de mampostería se toma en cuenta de manera implícita al estimar la sección transformada en cada muro, el método además considera que los muros se deforman en curvatura doble, también captura el efecto de la variación de la carga axial en los muros que tiene como consecuencia una variación en la curva de capacidad de cada muro modelada a través de una curva envolvente trilineal de acuerdo a los propuesto por Riahi *et al.* (2009). El otro modelo que ha sido utilizado con éxito en el modelado de edificaciones de mampostería confinada es el propuesto por Terán-Gilmore *et al.* (2009), el cual será utilizado en este trabajo. En la siguiente sección se discuten en detalle las características principales de este método en la caracterización de la respuesta lateral de edificios de baja altura y posteriormente se discuten algunos aspectos a considerar para la implementación de este modelo en los edificios en estudio.

### 3.6.2. Modelo de la columna ancha modificada

El método modificado de la columna ancha desarrollado por Terán-Gilmore *et al.* (2009) para considerar el comportamiento no lineal de estructuras de mampostería confinada consiste agregar al método de la columna ancha utilizado en las NTC-DCM (2004) un resorte que representa la componente no lineal de deformaciones en corte una vez que en el muro se rebasa la resistencia asociada al primer agrietamiento por tensión diagonal ( $V_{ag}$ ). El comportamiento no lineal queda entonces definido por la suma de las deformaciones en flexión que se desarrollan en la barra (y que se mantienen elásticas) y que están acotadas por la condición de frontera en el parte superior del muro más las deformaciones inelásticas en corte, estas últimas se definen por medio de una envolvente trilineal como se observa en la Figura 3.29.

La envolvente trilineal se define a partir de la respuesta cíclica de muros ensayados en pruebas tipo cuasi-estáticas; la primera parte de la envolvente corresponde al comportamiento “elástico lineal” del muro (línea azul de la envolvente trilineal definida en la Figura 3.30), esta zona está delimitada por la aparición de la primera grieta diagonal en el muro (punto 1 de la Figura 3.30). Una vez rebasado ese punto; el muro presenta una degradación de la rigidez inicial; sin embargo, es capaz de seguir aumentando la resistencia debido a la propagación de la grieta diagonal hasta las esquinas donde se localizan los castillos (línea turquesa), este comportamiento se mantiene hasta que los castillos alcanzan su resistencia máxima (punto 2 de la Figura 3.30). Una vez rebasado este punto, inicia un proceso de degradación de resistencia (curva en verde) debido al daño excesivo en los castillos hasta que se presenta la falla de estos y en consecuencia la falla del muro (punto 3).

Las deformaciones de la envolvente trilineal de la Figura 3.30 descritas en términos de la distorsión lateral  $DI$ , representan la deformación lateral total en el muro, por lo que formalmente para obtener la componente del resorte no lineal en corte  $DI_c$  es necesario restar a las deformaciones totales, la deformación asociada a la flexión  $DI_f$  como se muestra en la Figura 3.31. Debido a que la gran mayoría de las pruebas experimentales de muros de mampostería confinada se asocian al comportamiento de un elemento en voladizo, es posible estimar el valor de  $DI_f$  si se asume que el muro no se daña en flexión.

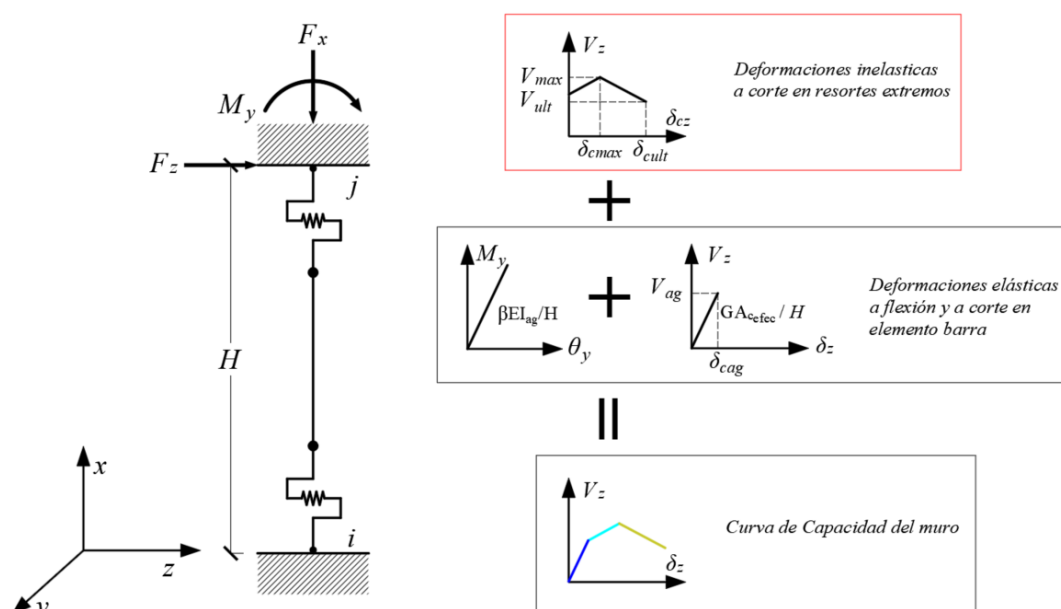


Figura 3.29 Idealización del modelo modificado de la columna ancha propuesto por Terán-Gilmore et al., (2009)

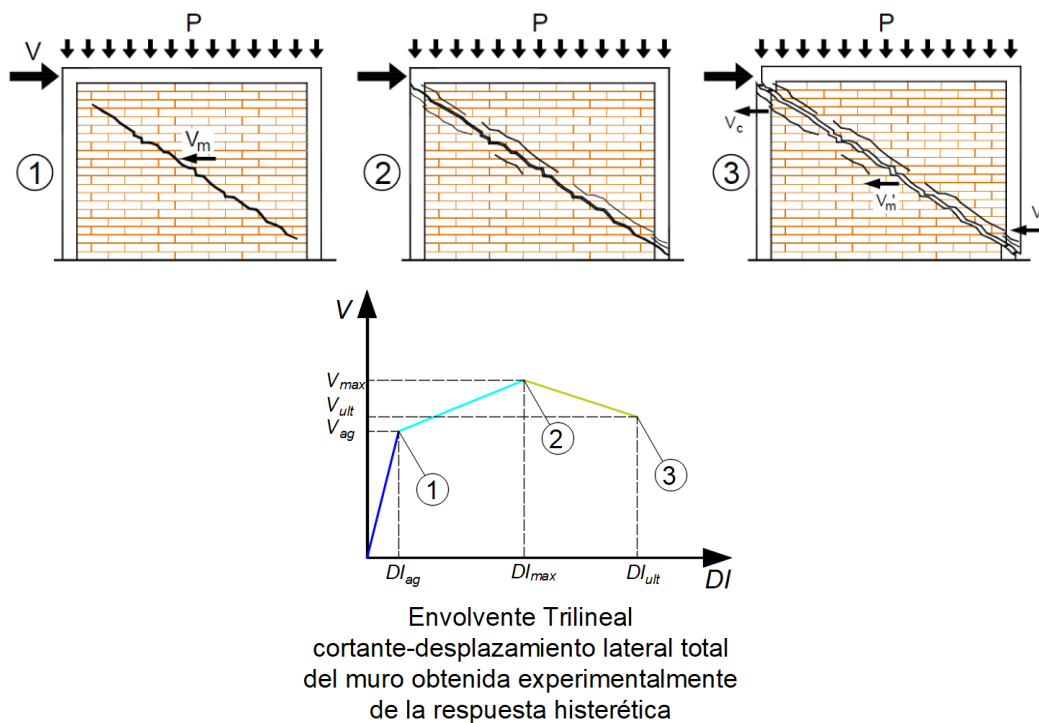
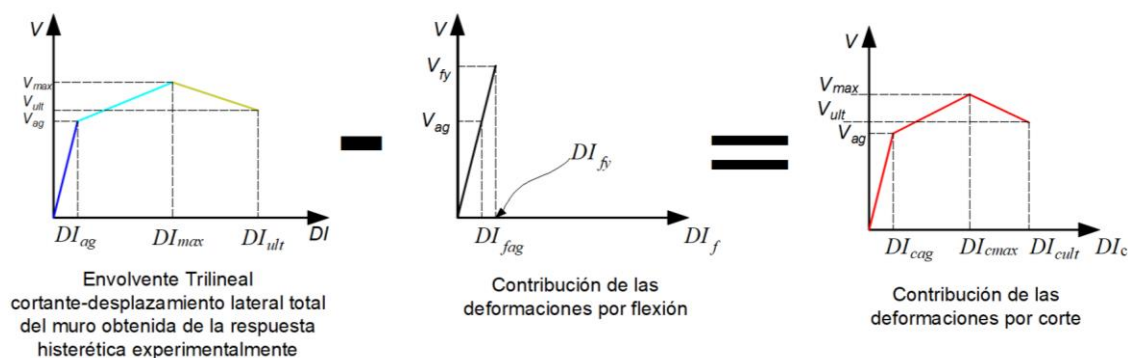
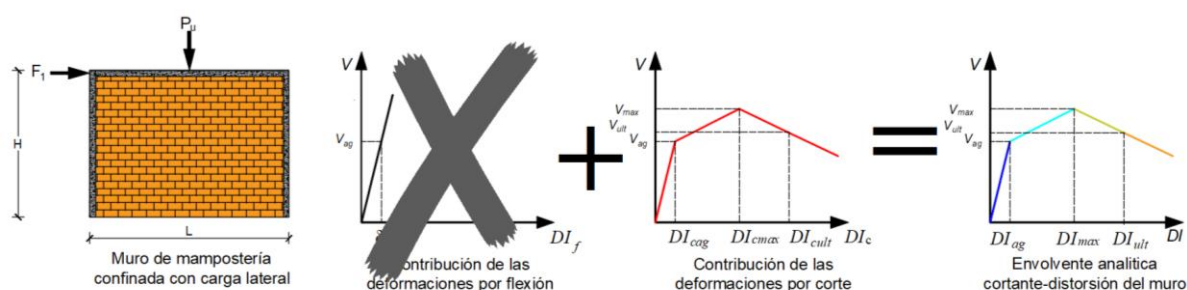


Figura 3.30 Mecanismo de resistencia lateral de un muro de mampostería confinada con comportamiento en corte asociados la envolvente trilineal de la respuesta cíclica: 1) agrietamiento diagonal, 2) propagación de la grieta hasta la zona de los castillos, 3) falla de los castillos y el muro



**Figura 3.31** Obtención de los puntos que definen la curva envolvente trilineal a corte utilizando evidencia experimental y analítica

Para que el método modificado de la columna sea válido, es necesario que la resistencia lateral del muro asociada a la flexión cuando se presenta la fluencia del refuerzo longitudinal en los castillos  $V_{fy}$ , sea mayor que la resistencia lateral  $V_{ag}$  (Figura 2.2). Esto es particularmente cierto en el caso de muros que forman parte de edificios de baja altura; donde la geometría del edificio propicia que la relación  $(M/VL)$  en los muros sea menor o igual a 1 (Figura 3.23), este efecto produce que la componente de las deformaciones por corte domine la respuesta lateral del muro y en consecuencia del sistema estructural. En términos de la obtención de los parámetros que definen el resorte no lineal a corte, se admite entonces que para este tipo de muros las deformaciones laterales de la componente en flexión sean ignoradas; es decir que  $DI \approx DI_c$  (Figura 3.32), este argumento se refuerza ya que la evidencia experimental ha mostrado que una vez que el muro inicia a dañarse en corte, la relación  $DI_c/DI$  se hace mayor a medida que el muro se deforma lateralmente.



**Figura 3.32** Obtención de los puntos que definen la curva envolvente trilineal a corte para muros donde las deformaciones por corte dominan la respuesta del muro

En el Apéndice B de este trabajo, se muestra la calibración del método de la columna ancha modificada implementado en el programa MIDAS Gen, para llevar a cabo dicha calibración se utilizó la evidencia experimental presentada por Flores & Alcocer (2001).

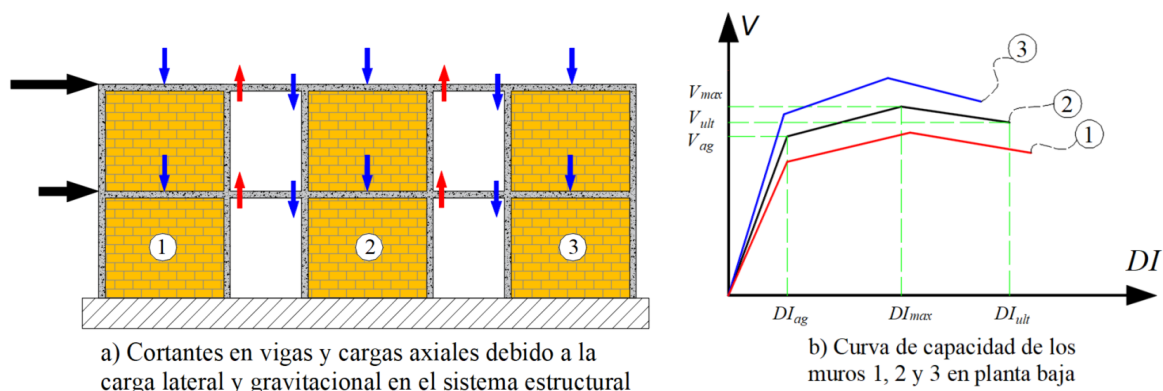
### 3.6.3. Aspectos por considerar en el método de la columna ancha modificada para caracterizar el comportamiento de edificios de mediana altura

El método de la columna ancha modificada fue calibrado originalmente para estructuras de baja altura, por lo que no toma en cuenta algunos efectos que cobran mayor relevancia a medida que el edificio se vuelve más alto. En esta sección se mencionan dichos efectos y se discute como se podría adaptar el modelo modificado de la columna ancha para considerarlos.

#### Incremento y reducción de $V_{mR}$ con la carga axial

Cuando un edificio es sometido a un patrón de cargas laterales el equilibrio que se da entre las fuerzas cortantes de los elementos horizontales y la carga axial en los muros produce que en los muros extremos exista variación de la carga axial con respecto a la carga axial debido a las fuerzas gravitacionales. La variación de la carga axial produce a su vez, variaciones en la resistencia en el cortante  $V_{ag}$  en la rigidez efectiva en flexión  $El_{efec}$  y en la distorsión cuando se presenta el primer agrietamiento diagonal  $DI_{ag}$ , así como modificaciones en las propiedades no lineales del resorte a corte del muro.

En la Figura 3.33 se muestra un sistema de tres muros unidos por un sistema de piso, en dicho sistema, el muro 1 tendrá una menor carga axial debido al cortante que se produce en las vigas y que reduce la carga en compresión gravitacional, mientras que en el muro 3, existirá un aumento de la carga axial. Finalmente, en el muro central, los cortantes de las vigas en ambos extremos se cancelan y el muro tendrá una carga axial muy similar a la carga axial debido a las fuerzas gravitacionales. Debido al cambio en las cargas axiales la resistencia del muro 1 tendrá una reducción en su resistencia y un aumento en su capacidad de deformación, mientras que el muro 3 tendrá un aumento de su resistencia y una reducción en su capacidad de deformación. Finalmente, el muro 2 se mantendrá su resistencia original.



**Figura 3.33 Interacción entre el cortante en los elementos horizontales y la carga axial en los muros: a) Sistema de muros sometido a un patrón de cargas laterales, b) Curva de capacidad aproximada de los muros 1, 2 y 3**

En la Figura 3.33, los muros extremos son los que presentan variaciones más importantes; sin embargo, en un edificio, debido a la interacción de los muros perpendiculares; este fenómeno puede llegar a ser mucho más complejo de identificar. Por lo tanto, debido a la incapacidad del método de la columna ancha modificada para tomar en cuenta este fenómeno, los resultados en los análisis no lineales estarán acotados por la limitante descrita.

#### Comportamiento no lineal de los dinteles en puertas y ventanas

Un aspecto que se adecuó con respecto a los modelos presentados por Zuñiga (2008) consiste en considerar la posible incursión de los vanos en puertas y ventanas compuestos principalmente por pretilos y secciones equivalentes de losa en el intervalo del comportamiento no lineal. Se consideró que el comportamiento no lineal de estos elementos se da por medio del daño en flexión, en el caso de los pretilos, la hipótesis se planteó de acuerdo con el comportamiento observado en la Figura 3.22b, por lo tanto, para calcular la respuesta no lineal en flexión: se calcula el diagrama momento curvatura de la sección transversal, y se define una rigidez inicial en flexión del elemento igual a  $6EI_{efc}/L$

Aunque en este caso se asume que los pretilos se comportan en flexión, lo cierto es que de acuerdo con la Figura 3.22a también es posible que estos se dañen en corte. Para caracterizar la respuesta cíclica de pretilos de mampostería simple, Rinaldin et al. (2016) propone utilizar un resorte no lineal en corte, las propiedades de este resorte son muy similares a la envolvente trilineal utilizada para el caso de los muros de mampostería confinada.

Para validar su hipótesis Rinaldin et al. (2017) realizó pruebas experimentales en una serie de especímenes de dos muros conectados por un pretil que forman una "H". En los ensayos, uno de los muros se fijó en la base mientras que otro se movía en dirección vertical hacia arriba y hacia abajo (como se observa en la Figura 3.34b) sin permitir la rotación en la parte superior del muro que se mueve en la dirección vertical. En la Figura 3.34c se observan las dimensiones de uno de los especímenes estudiados por Rinaldin et al., (2017), la relación longitud del pretil entre peralte es igual a 0.86, esta relación es análoga a la relación  $H/L$  considerada en el caso de los muros. Los valores utilizados para definir los puntos de la envolvente trilineal de la Figura 3.34d para alimentar al modelo analítico fueron los obtenidos de la respuesta experimental de los especímenes ensayados. En la Figura 3.34f se observa la adecuada correlación entre los resultados del modelo analítico contra el modelo experimental.



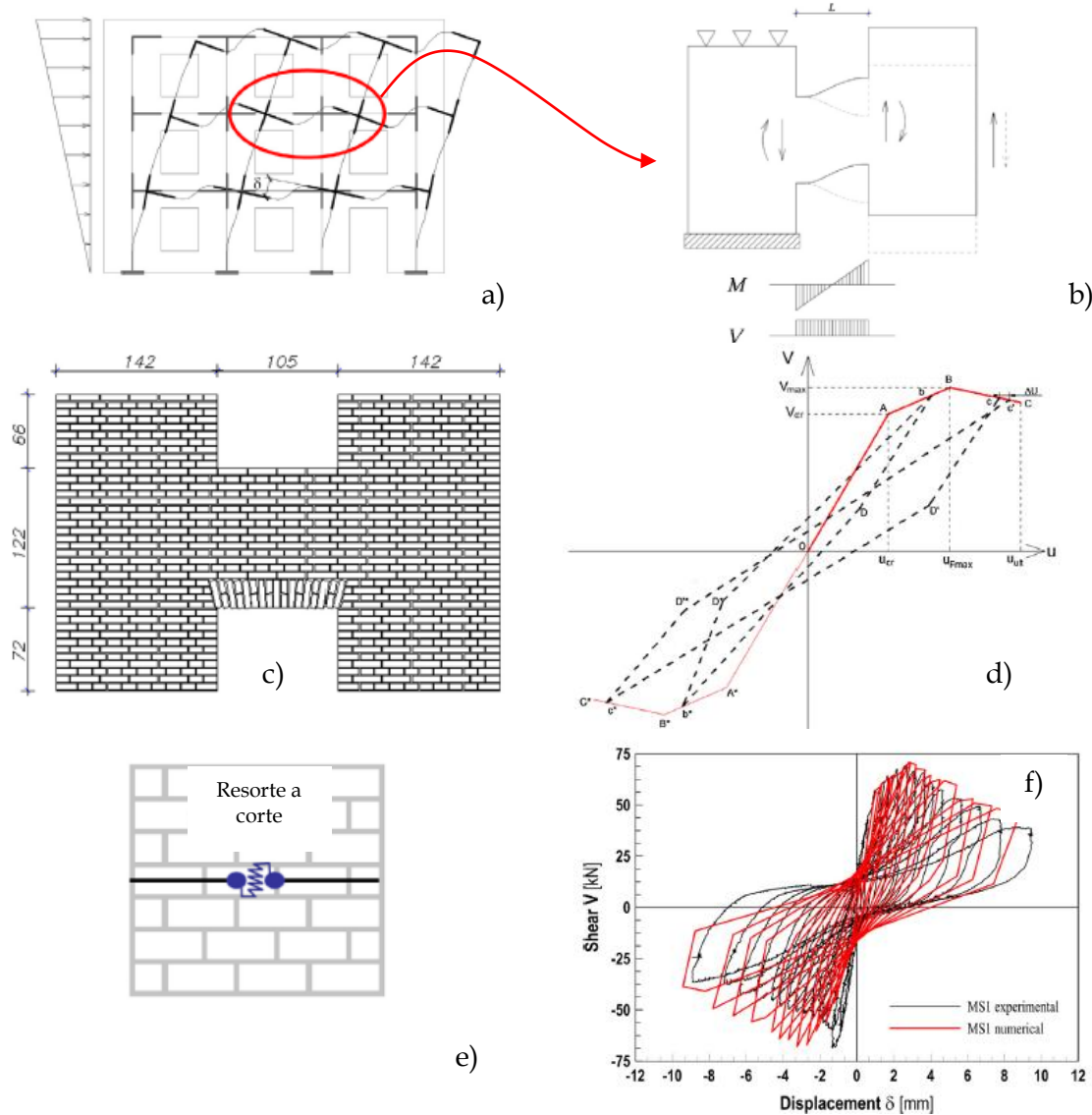


Figura 3.34 Investigación sobre el comportamiento cíclico de pretiles de mampostería simple desarrollada por Rinaldin *et al.* (2017): a) deformada del pretíl ante cargas laterales, b) aplicación de la carga en la prueba experimental, c) dimensiones del espécimen MS1, d) reglas del comportamiento histerético propuesto, e) ubicación del resorte no lineal en corte, d) comparación entre la respuesta experimental y el modelo numérico propuesto

Para definir los puntos de la envolvente trilineal cuando no se cuenta con evidencia experimental, Rinaldin *et al.* (2016) propone lo siguiente:

- La fuerza que define el límite elástico  $V_{cr}$  (rama OA de la Figura 3.34d) es igual a 70% de la resistencia a cortante máxima; es decir  $V_{cr}=0.7V_{max}$ ;
- La resistencia residual a la falla es 80% de la fuerza máxima, por ejemplo,  $V_u=0.8V_{max}$ ;
- El desplazamiento ultimo  $u_{ult}$  es proporcional a la longitud del elemento  $u_{ult}=0.004L$ ; y
- El desplazamiento asociado al cortante máximo  $u_{fmax}$  se toma como  $u_{fmax}=0.5 u_{ult}$

#### Factores de inercia y área de corte efectiva

Durante la realización de los modelos de análisis de los edificios se hizo la suposición que el factor de inercia y área de corte efectiva eran iguales a 0.5, en cuanto al primer valor, se asume que; para obtener una estimación más precisa, es necesario calcular el diagrama momento curvatura de la sección transversal del muro, y que la componente en flexión de la distorsión total del muro será igual a ecuación 3.3. Para calcular el segundo valor, se iguala el valor de la distorsión asociada al primer agrietamiento diagonal  $DI_{ag}$  obtenido de una prueba experimental como la suma de las distorsiones asociada a la deformación por flexión y por corte, y de esta ecuación se despeja la componente de las deformaciones por corte como se aprecia en la ecuación 3.4. Finalmente, para ajustar el valor de  $DI_{ag-c}$  obtenido con la ecuación 3.4 se busca un valor del área de corte efectiva  $A_{cefec}$  que satisfaga la ecuación 3.5

$$DI_{ag-f} = \frac{V_{ag}H^3}{3EI_{efec}}/H \quad (3.3)$$

$$DI_{ag-c} = DI_{ag-f} - DI_{ag} \quad (3.4)$$

$$DI_{ag-c} = \frac{V_{ag}H}{A_c G_{efec}}/H \quad (3.5)$$

$$DI_{ag-teo} = \frac{\frac{V_{ag}H^3}{3EI_{efec}} + \frac{V_{ag}H}{A_c G_{efec}}}{H} \quad (3.6)$$

Para calcular el valor del área de corte efectiva  $A_{cefec}$ , se propone estimar el valor de  $DI_{ag-teo}$ , utilizando la ecuación 3.6, de los 7 muros ensayados por Pérez Gavilán *et al.*, (2013) con diferentes relaciones de aspecto y comparar la respuesta analítica obtenida contra la respuesta experimental  $DI_{ag}$ . Las secciones transversales se modelaron con el programa XTRACT, se tomó el valor experimental  $E_m$  reportado para cada muro y se utilizó el modelo de Flores-Cano (2010) para obtener el constitutivo esfuerzo deformación axial de la mampostería utilizando la resistencia

promedio a la compresión  $f_m$ . Para el concreto se siguió el mismo procedimiento y se utilizó el modelo de Mander tanto para la zona del recubrimiento (concreto simple) como para la parte confinada (concreto confinado). Finalmente, para el acero longitudinal de los castillos se utilizó el modelo constitutivo de endurecimiento por deformación las propiedades mecánicas propuestas por Rodriguez & Botero (1994).

En la Tabla 3.17 se muestra para cada uno de los 7 muros ensayados por Pérez Gavilán *et al.*, (2013); la relación de aspecto  $H/L$ , el módulo de elasticidad de la mampostería obtenido experimentalmente  $E_m$ , la rigidez en flexión bruta  $E_m I_b$ ; calculada con el momento de inercia de la sección transversal del muro sin transformar el área de los castillos de concreto en mampostería, la rigidez en corte bruta  $A_c G_b$ ; (calculando el módulo de corte como  $G_m = 0.2 E_m$ ), la rigidez en flexión efectiva  $E_m I_{efec}$  obtenida del diagrama momento curvatura calculado con el XTRACT, la relación  $E_m I_{efec} / E_m I_b$  conocida como factor de inercia efectiva y el valor experimental obtenido cuando el muro presenta el primer agrietamiento diagonal ( $DI_{ag}$  y  $V_{ag}$ ) de la relación distorsión contra cortante.

**Tabla 3.17 Resultados analíticos del cálculo de  $DI_{ag}$  para muros con diferentes relaciones de aspecto**

| Muro | H/L  | $E_m$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | $E_m I_b$<br>(N-mm <sup>2</sup> ) | $A_c G_b$<br>(N-mm <sup>2</sup> ) | $E_m I_{efec}$<br>(N-mm <sup>2</sup> ) | $E_m I_{efec} / E_m I_b$ | $DI_{ag}$ | $V_{ag}$<br>(kN) | $DI_{ag-teo} / DI_{ag}$ |       |
|------|------|-------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------------|--------------------------|-----------|------------------|-------------------------|-------|
|      |      |                               |                                   |                                   |                                        |                          |           |                  | SFACE                   | CFACE |
| ME1  | 2.13 | 4250.88                       | 6.6228E <sup>13</sup>             | 9.54E <sup>07</sup>               | 1.02E <sup>14</sup>                    | 1.54                     | 0.0015    | 45.1             | 0.90                    | 1.16  |
| ME2  | 1.48 | 4369.54                       | 1.98115E <sup>14</sup>            | 1.40E <sup>08</sup>               | 2.17E <sup>14</sup>                    | 1.09                     | 0.0015    | 71.1             | 0.77                    | 1.05  |
| ME3  | 1.18 | 4287.07                       | 3.80906E <sup>14</sup>            | 1.72E <sup>08</sup>               | 3.58E <sup>14</sup>                    | 0.93                     | 0.0018    | 88.4             | 0.55                    | 0.79  |
| ME4  | 0.96 | 4321.39                       | 7.13029E <sup>14</sup>            | 2.14E <sup>08</sup>               | 6.03E <sup>14</sup>                    | 0.84                     | 0.0008    | 100.5            | 1.00                    | 1.00  |
| ME5  | 0.58 | 4554.5                        | 3.42043E <sup>15</sup>            | 3.74E <sup>08</sup>               | 1.98E <sup>15</sup>                    | 0.57                     | 0.0008    | 251.6            | 1.15                    | 1.15  |
| ME6  | 0.40 | 4442.9                        | 1.01298E <sup>16</sup>            | 5.30E <sup>08</sup>               | 5.15E <sup>15</sup>                    | 0.50                     | 0.0010    | 473.3            | 1.07                    | 1.07  |
| ME7  | 0.27 | 4187.73                       | 3.43040E <sup>16</sup>            | 7.43E <sup>08</sup>               | 1.35E <sup>16</sup>                    | 0.39                     | 0.0009    | 627.8            | 1.04                    | 1.04  |

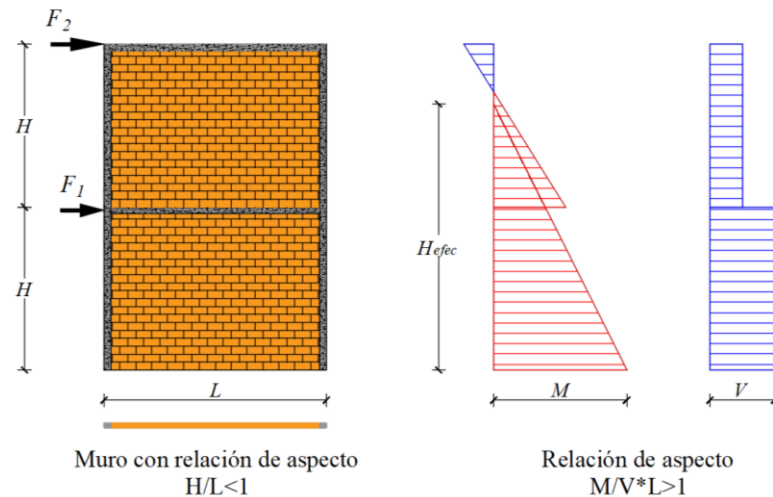
Utilizando la ecuación 3.6 en las últimas dos columnas de la Tabla 3.17, se calcula el valor de la distorsión teórica asociada al primer agrietamiento por tensión diagonal  $DI_{ag-teo}$  normalizada por  $DI_{ag}$  obtenido de las pruebas experimentales para dos casos: el primero considerando que  $A_c G_{efec} = A_c G_b$ ; es decir, utilizando un factor de área de corte efectivo igual a 1 (SFACE) y el segundo considerando un factor de área de corte efectiva de 0.55 para los muros con relación de aspecto mayores de 1; es decir, que  $A_c G_{efec} / A_c G_b = 0.55$  (CFACE). En los muros con relaciones de aspecto altas, para el caso del cálculo SFACE, la relación  $DI_{ag-teo} / DI_{ag}$  es menor que 1, esto quiere decir que se sobrestima la rigidez lateral del muro. Por otro lado, cuando se aplica el factor de área de corte de 0.55, estos valores son mayores o iguales que 1, (a excepción el muro ME3) lo cual se aproxima más al valor obtenido experimentalmente. Por lo tanto, si se asume que el cálculo de la inercia efectiva obtenido de realizar los diagrama momento curvatura de la sección transversal del muro da una estimación razonable, se propone que cuando los muros se dañen en corte, la relación entre la

rigidez a corte efectiva y la rigidez a corte bruta del muro; es decir el factor de área corte efectiva se calcule con la ecuación 3.7.

$$\frac{A_c G_{efec}}{A_c G_b} = \begin{cases} 0.55, & H/L > 1 \\ 1, & H/L \leq 1 \end{cases} \quad (3.7)$$

En la Tabla 3.17 también se observa que la sobrestimación de la rigidez lateral de los muros con relaciones de aspecto mayores que uno pudiera estar relacionada con los altos valores (por encima de 1) obtenidos en el factor de inercia efectiva  $E_m I_{efec} / E_m I_b$ . En este caso, es interesante hacer notar que la relación de aspecto ( $H/L$ , donde  $H$  queda delimitada por la altura del entrepiso) no sería análoga al claro de cortante ( $H_{efec}/L$  o  $M/VL$ ), debido a que un muro con una relación de aspecto  $H/L < 1$  que forma parte de un edificio de mediana altura tenderá a poseer al mismo tiempo una relación  $M/VL > 1$  mayor que uno (Figura 3.35). Debido a que el factor de inercia efectiva se encuentra solo en función de la geometría de la sección transversal, la estimación del factor de inercia efectiva arrojaría valores menores de uno, debido a que el valor de  $L$  es grande (como se observa para los muros ME5 a ME7 de la Tabla 3.17), y en consecuencia no sería necesario aplicar el factor de área de corte efectivo (ecuación 3.6) para obtener una estimación razonable de  $DI_{ag}$ .

En el caso de los modelos de análisis, cuando se utiliza un material elástico lineal isotrópico y el módulo de corte  $G_m = 0.2E_m$ , como lo sugiere la NTC-DCEM (2017), el factor de 0.55 deberá ser multiplicado por un factor de 0.5 que modifica a  $G_m$  de un valor de  $0.4E_m$  a uno de  $0.2E_m$ , por lo tanto, el factor final será de 0.275, qué, dicho sea de paso, para una reducción importante del área de corte.



**Figura 3.35** Relación entre la  $H/L$  y  $M/VL$  de muros largos que forman parte de un edificio de mampostería de mediana altura

### Reducción de $V_{mR}$ de muros de planta baja debido al tipo de curvatura producido por las fuerzas laterales

En la sección 3.5.6 se evaluó el tipo de deformación: curvatura simple o doble (Figura 3.23), en la cual se encuentran los muros de planta baja, debido a las fuerzas laterales producto del análisis modal espectral; este efecto tiene como consecuencia una reducción en la resistencia  $V_{mR}$  que a su vez puede impactar en el tipo de comportamiento no lineal (daño) que el muro desarrollará.

Si al realizar la revisión propuesta en la sección 3.5.6 se encuentra que el muro reduce su resistencia  $V_{mR}$  y que en consecuente existe un cambio en el comportamiento del muro, de corte a flexión se tienen dos alternativas: se asume dicho efecto y el comportamiento no lineal del muro se modela en flexión como se discutirá más adelante en esta tesis, o se incrementa el refuerzo en los castillos para aumentar la resistencia asociada a la flexión  $V_f$  sea mayor a  $V_R$  y el comportamiento se dé por corte.

#### **3.6.4. Propuesta de curva fuerza-distorsión**

A la fecha se han propuesto diversas alternativas que pueden usarse para establecer los puntos que definen la envolvente trilineal de comportamiento no lineal del muro. Entre ellas, pueden mencionarse las de: Flores & Alcocer (2001), Tomažević & Klemenc (1997), Riahi *et al.* (2009), Sugano *et al.*, (2014), Fernandez-Baqueiro *et al.* (2016), Yekrangnia *et al.*, (2017) y Hu Xu *et al.* (2018). Todos estos modelos son fenomenológicos (de naturaleza empírica), de tal manera que solo son aplicables a muros con características similares a los que se usaron para su calibración.

Para caracterizar el comportamiento no lineal en corte de los muros de mampostería confinada, en este trabajo se usa una curva envolvente trilineal que considera el conocimiento más reciente que se tiene en cuanto a la influencia de la geometría, la existencia y cantidad de refuerzo horizontal y el nivel de carga axial, en la capacidad de deformación de los muros de mampostería, la curva se calibró con un procedimiento similar al usado por Fernandez-Baqueiro *et al.* (2016) y se explica en detalle en el apéndice C.

Con tal fin, se consideró la información obtenida experimentalmente en pruebas cuasi-estáticas por Fernandez-Baqueiro *et al.*, (2016), Perez-Gavilan *et al.*, (2015), Cruz-Olayo (2015) y Lovon *et al.*, (2018). La resistencia asociada al primer agrietamiento por tensión diagonal  $V_{ag}$  y al punto de resistencia máxima  $V_{max}$  se establecieron con las ecuaciones de las NTC-DCEM (2017). La resistencia ultima  $V_u$  se consideró como 0.8 veces la resistencia  $V_{max}$ . La capacidad de deformación inelástica de los muros se estableció de acuerdo con lo indicado en el apéndice C de esta tesis y se resume en la Tabla 3.18, de manera empírica se considera la influencia de tres parámetros en la capacidad de deformación de muros de mampostería confinada,

estos son: la relación de aspecto  $\alpha$ , la cuantía de refuerzo horizontal  $\beta$  y el nivel de carga axial  $\gamma$ . En la Figura 3.36 las líneas discontinuas representan el comportamiento de las ecuaciones propuestas en la Tabla 3.18 mientras que los triángulos, rombos y círculos indican los valores obtenidos de diversas pruebas experimentales. Por ejemplo, en las Figura 3.36a) y b) los triángulos y rombos representan a los resultados experimentales obtenidos por Fernandez-Baqueiro *et al.* (2016) y Perez-Gavilan *et al.* (2015) de muros con relaciones de aspecto menores de 1 y mayores o iguales de 1 respectivamente, estos muros no cuentan con refuerzo horizontal, por lo tanto, se considera que  $\beta=1$  y la variación del esfuerzo axial a compresión es de aproximadamente  $0.49\text{ MPa}$ , por lo tanto,  $\gamma\approx 1$ . En las Figura 3.36c y d se encuentran graficados los datos experimentales de los muros ensayados por Cruz-Olayo (2015), los 6 muros tienen una relación de aspecto de 1, por lo que  $\alpha=1$  y el esfuerzo axial en compresión es de  $0.49\text{ MPa}$  por lo que  $\gamma=1$ . Finalmente, en las Figura 3.36d y e se observan los resultados experimentales de dos de los muros ensayados por Fernández-Baqueiro con una relación de aspecto cercana a 1; es decir  $\alpha\approx 1$  sin refuerzo horizontal ( $\beta=1$ )

Más allá de la importancia de modelar adecuadamente el comportamiento no lineal de los elementos estructurales de los edificios, vale la pena comentar algunos aspectos relevantes en cuanto al modelado con el método de la columna ancha de su comportamiento elástico. Al respecto, el Apéndice B de las NTC-DCM (2017) indican que el modelado de muros largos (definidos como aquellos con  $L/H\geq 1.4$ ), que posean castillos intermedios podrá hacerse por medio de dividirlos en uno o más segmentos, cada uno de los cuales podrá ser modelado con una columna ancha. Esta posibilidad se basa en la discusión ofrecida por Taveras (2008). Si bien, esta opción puede considerarse razonable en algunos casos, el modelado bajo consideración en esta tesis solo considero una columna ancha para cada muro, independientemente de si pudiera considerarse largo o no. Lo anterior se hizo así por dos razones: a) las pruebas experimentales en muros largos han mostrado que el patrón de agrietamiento diagonal cruza todo el muro (Figura 2.29), de tal manera que el muro entero trabaja como una unidad para resistir el cortante actuante en él; y, b) en edificios altos el comportamiento en flexión del muro es de gran relevancia para la respuesta del sistema estructural, y el uso de varios segmentos para modelar un muro complica enormemente el planteamiento de un modelo capaz de caracterizar correctamente este comportamiento.

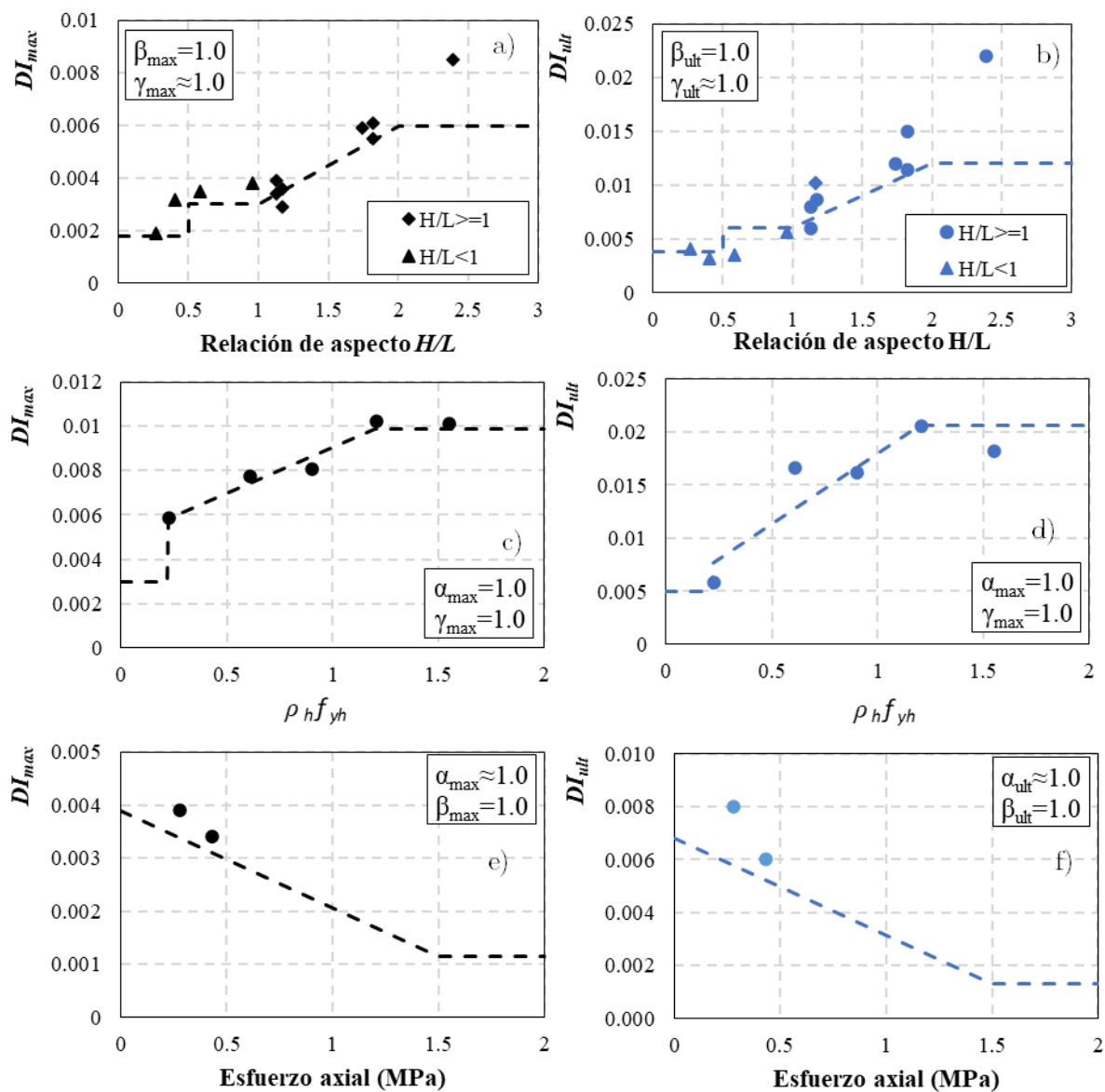


Figura 3.36 Calibración de los valores propuestos de  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$  con resultados experimentales

Tabla 3.18 Modelo para calcular las propiedades del resorte no lineal en corte

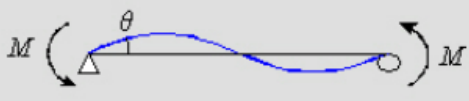
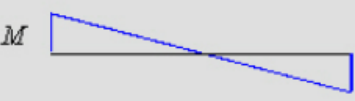
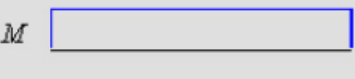
| Resistencia a Corte                                                                                                                                                                          | Distorsiones (DI)                              |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|
| $V_{ag} = V_{mR}$                                                                                                                                                                            | $DI_{ag} = \frac{V_{ag}}{K_c H}$               |
|                                                                                                                                                                                              | $K_c = \frac{A_c G_{efec}}{H}$                 |
| $V_{max} = V_{mR} + V_{sR}$                                                                                                                                                                  | $DI_{max} = 0.003\alpha\beta\gamma \leq 0.015$ |
| $V_u = 0.8V_{max}$                                                                                                                                                                           | $DI_u = 0.005\alpha\beta\gamma \leq 0.025$     |
| <b>Parámetros geométricos (factor <math>\alpha</math>)</b>                                                                                                                                   |                                                |
| $\alpha_{max}(H/L) = \begin{cases} 0.6, & H/L \leq 0.5 \\ 1.0, & 0.5 > H/L \leq 1.0 \\ H/L, & 1 > H/L \leq 2.0 \\ 2.0, & H/L > 2.0 \end{cases}$                                              |                                                |
| $\alpha_{ult}(H/L) = \begin{cases} 0.75, & H/L \leq 0.5 \\ 1.2, & 0.5 > H/L \leq 1.0 \\ 1.2(H/L), & 1 > H/L \leq 2.0 \\ 2.4, & H/L > 2.0 \end{cases}$                                        |                                                |
| <b>Parámetros del acero de refuerzo horizontal (factor <math>\beta</math>)</b>                                                                                                               |                                                |
| $\beta_{max}(\rho_h f_{yh}) = \begin{cases} 1.0, & \rho_h f_{yh} < 0.2255 \\ 1.394\rho_h f_{yh} + 1.6355, & 0.2255 \geq \rho_h f_{yh} \leq 1.20 \\ 3.3, & \rho_h f_{yh} > 1.20 \end{cases}$  |                                                |
| $\beta_{ult}(\rho_h f_{yh}) = \begin{cases} 1.0, & \rho_h f_{yh} < 0.2255 \\ 2.773\rho_h f_{yh} + 0.9225, & 0.2255 \geq \rho_h f_{yh} \leq 1.20 \\ 4.12, & \rho_h f_{yh} > 1.20 \end{cases}$ |                                                |
| <b>Parámetros del nivel de carga axial (factor <math>\gamma</math>)</b>                                                                                                                      |                                                |
| $\gamma_{max} \sigma_v = \begin{cases} 1.3 - 0.612\sigma_v, & 0 > \sigma_v \leq 1.50 \\ 0.382, & \sigma_v > 1.50 \end{cases}$                                                                |                                                |
| $\gamma_{ult} \sigma_v = \begin{cases} 1.36 - 0.7346\sigma_v, & 0 > \sigma_v \leq 1.50 \\ 0.258, & \sigma_v > 1.50 \end{cases}$                                                              |                                                |

### 3.7. Análisis no lineal de los edificios bajo consideración

#### 3.7.1. Preparación de los modelos de análisis no lineal

En esta sección se especifican los criterios utilizados para el modelado no lineal de los edificios en estudio utilizando el método modificado de la columna ancha en el caso de los muros de mampostería confinada, y el método de plasticidad concentrada en flexión en el resto de los elementos estructurales. En todos los análisis se utiliza el programa MIDAS Gen.



| Deformada del elemento                                                            | Forma del diagrama de momen-                                                       | Rigidez inicial |
|-----------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|-----------------|
|  |  | $\frac{6EI}{L}$ |
|  |  | $\frac{3EI}{L}$ |
|  |  | $\frac{2EI}{L}$ |

**Figura 3.37 Rigidez inicial en función de la deformada y distribución de momentos del elemento**

Para el comportamiento no lineal de los vanos conformados por los anchos equivalentes de losa y pretiles se utilizaron articulaciones en flexión. Para definir una articulación plástica en el programa Midas Gen es necesario conocer algunos puntos del diagrama  $M-\phi$  de la sección transversal tales como el momento de fluencia de la curva elasto-plástica equivalente y la relación entre la rigidez post-fluencia y la rigidez a la fluencia. Además, es necesario definir la rigidez inicial de la articulación, esta depende de la condición deformada y diagrama de momentos del elemento estructural y existen tres posibilidades de acuerdo con lo mostrado en la Figura 3.37.

En la Figura 3.38 se muestran los diagramas  $M-\phi$  de las secciones P-1 y S-1 (Figura 3.36) asociadas a los vanos en puertas y ventanas, con dichas propiedades se define la articulación plástica en flexión de estos elementos; además, de acuerdo con la Figura 3.37, el valor de la rigidez asignado es igual a  $6EI_{efec}/L$  siendo  $L$  la longitud del elemento.

En la Tabla 3.19 se muestran los valores calculados con la propuesta presentada en la sección 3.6.4 que definen la curva trilineal para caracterizar las deformaciones en corte del comportamiento no lineal de muros de mampostería confinada. Es importante destacar que a pesar de que en la sección 3.5.6 se identificó que algunos muros en la base del edificio Sirio 10N tendrán un comportamiento no lineal en flexión, por lo que, formalmente no sería correcto modelar su comportamiento con un resorte en corte. Las distorsiones máximas permisibles propuestas en las NTC-DCM (2017) se refieren a aquellas obtenidas en pruebas experimentales con muros que se comportan en corte, por lo tanto, se decidió modelar a los muros con este comportamiento.

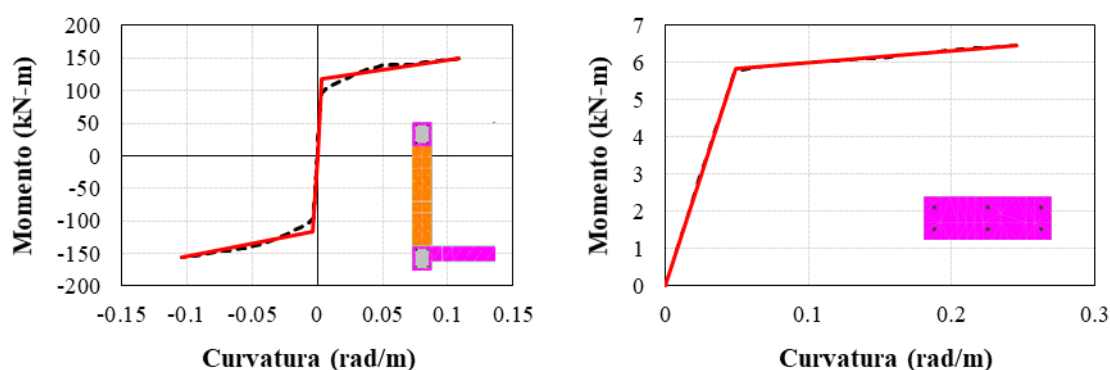


Figura 3.38 Diagramas Momento-Curvatura de la sección Pretel y losa equivalente en el edificio Sirio 10N.

Tabla 3.19 Valores para definir la articulación plástica en corte de algunos muros edificio Sirio 8N

| Muro | $V_{ag}$<br>(kN) | $V_{max}$<br>(kN) | $V_{ult}$<br>(kN) | $DI_{ag}$ | $DI_{max}$ | $DI_{ult}$ |
|------|------------------|-------------------|-------------------|-----------|------------|------------|
| 1115 | 781.07           | 1117.21           | 893.76            | 0.007     | 0.0027     | 0.0054     |
| 1211 | 789.99           | 1121.78           | 897.42            | 0.007     | 0.0027     | 0.0054     |

Con la información de la Tabla 3.19 se generan las articulaciones en corte de los muros 1115 y 1211 del edificio Sirio 8N, el proceso se repite para cada uno de los muros en el edificio. Finalmente, para definir las articulaciones en flexión de los muros de concreto reforzado se utilizan los diagramas de interacción  $M-P$ , la rigidez inicial de la articulación que se establece en función de la deformación del muro (Figura 3.37) en el caso del edificio Sirio 8N los muros de concreto se deforman en curvatura doble debido a que la relación entre la rigidez en flexión del muro con respecto a la rigidez en flexión de los pretiles es pequeña, por lo tanto la rigidez será igual a  $6EI_{efec}/H$ , siendo  $H$  la altura de entrepiso. Además, se considera una pendiente post-elástica igual a 0.

Para el análisis estático no lineal se utilizó un patrón de cargas laterales proporcional a las fuerzas laterales calculadas en el análisis modal espectral.

Para conocer las demandas de fuerzas y deformaciones en los edificios en el sitio de interés, se llevaron a cabo una serie de análisis dinámicos no lineales. El primer paso para realizar estos análisis consiste en definir los eventos sísmicos, en esta tesis se propone utilizar procedimiento establecido en las NTC-DS (2017), la información correspondiente a la selección de dichos eventos se encuentra en el apéndice D de este trabajo. Una vez seleccionados los eventos sísmicos (4 eventos de Profundidad intermedia PI y cuatro de Subducción SU), estos se escalan de acuerdo con

lo establecido en las NTC-DS (2017), el resumen de los factores de escala se presenta en la Tabla 3.20.

**Tabla 3.20 Factor de incremento para el análisis dinámico no lineal de los edificios**

| Edificio     | T<br>(Seg) | PI1  | PI2  | PI3  | PI4  | SU1  | SU2  | SU3  | SU4  |
|--------------|------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Sirio 8N     | 0.664      | 1.22 | 1.22 | 1.22 | 1.22 | 1.12 | 1.12 | 1.12 | 1.2  |
| Agrícola 8N  | 0.631      | 1.22 | 1.22 | 1.22 | 1.22 | 1.12 | 1.12 | 1.12 | 1.2  |
| Sirio 10N    | 0.840      | 1.18 | 1.2  | 1.21 | 1.23 | 1.12 | 1.12 | 1.12 | 1.12 |
| Agrícola 10N | 0.819      | 1.22 | 1.22 | 1.22 | 1.22 | 1.12 | 1.12 | 1.12 | 1.20 |

Para modelar el comportamiento cíclico de los muros de mampostería confinada se utiliza el modelo de Takeda que toma en cuenta la degradación de resistencia de acuerdo con lo descrito en el Apéndice B, en cuanto a los muros de concreto, debido a que estos se reforzaron para que se comporte en flexión, la articulación plástica se definió en función de las deformaciones en flexión y un comportamiento elastoplástico, para los pretils y secciones equivalentes de losa se utilizó el modelo de Clough con un exponente de rigidez de descarga igual a 0.4 de acuerdo con lo recomendado en el manual del usuario del programa MIDAS Gen.

La aplicación de la carga axial se realizó aplicando una “rampa”, una vez que la carga gravitacional actúa en la estructura se aplican el evento sísmico considerando los dos registros de cada evento sísmico en las direcciones principales de análisis. Para resolver la ecuación diferencia de movimiento dinámico se utilizó el método de Newmark considerando una aceleración constante con valores de gamma y beta igual a 0.5 y 0.25 respectivamente.

El amortiguamiento crítico se estimó utilizando el método de Rayleigh. Los periodos seleccionados fueron el modo fundamental de la estructura y un periodo asociado al noveno modo de vibrar de la estructura que cubre los ocho modos asociados a los movimientos de traslación en las direcciones ortogonales y de torsión. Para ambos periodos se supuso un amortiguamiento crítico del 5%.

### **3.7.2. Curvas de capacidad, distribución desplazamientos, distorsiones y niveles de daños de los edificios en estudio**

En la Figura 3.39 se presentan las curvas de capacidad de las dos direcciones principales de análisis de los 4 edificios en estudio. En el eje de las abscisas se registra el desplazamiento de azotea y la distorsión promedio (definida como el desplazamiento de azotea normalizada con la altura total del edificio), y en el eje de las ordenadas el cortante basal, así como el cociente del cortante basal entre el peso considerado en el análisis sísmico. De acuerdo con las curvas de capacidad, la capacidad de deformación de los edificios se incrementa con un incremento en su altura. En los edificios Sirio, la dirección transversal exhibe una capacidad de deformación mucho

menor, por otro lado, en los edificios Agrícola la capacidad de deformación en ambas direcciones es similar. Puede observarse además que una vez que se alcanza la resistencia máxima de la curva de capacidad, solo es necesario un incremento mínimo de desplazamiento lateral para que, una gran cantidad de muros rebase el punto asociado a la deformación  $DI_{ult}$  de la envolvente trilineal, esto definió la inestabilidad global en los edificios. Puede decirse entonces que, bajo la consideración de un estado de deformación lateral monótonamente creciente, todos los edificios transitan de manera súbita de un estado de daño estructural reparable a su inestabilidad estructural.

En la Figura 3.40 se presentan las distribuciones en elevación de desplazamiento y distorsiones asociadas con los siguientes eventos: a) el desplazamiento cuando se presenta el primer muro de mampostería agrietado ( $\delta_{ag}$ , línea sólida), el desplazamiento cuando la presenta la resistencia máxima de la curva de capacidad global ( $\delta_{max}$ , línea con puntos), y capacidad última de deformación ( $\delta_{ult}$ , línea formada de puntos y guiones); la cual se define cuando se presenta una inestabilidad numérica en el modelo (que a su vez está asociada al punto en que varios muros rebasan el valor de  $DI_{ult}$  como se verá más adelante) de cada una de las curvas de capacidad en ambas direcciones de análisis. Las líneas en color negro y gris representan al edificio Sirio 8N, las líneas en azul en tono fuerte y claro al edificio Agrícola 8N, las líneas en rojo en tono fuerte y claro al edificio Sirio 10N y finalmente las líneas en verde en tono fuerte y claro al edificio Agrícola 10N en la dirección X y respectivamente. Vale la pena mencionar que en ninguno de los edificios estudiados fue posible alcanzar una distorsión de entrepiso del 1% sin que se desarrollara un entrepiso blando. Lo anterior implica que, si la capacidad de deformación de los muros se establece con información experimental obtenida en pruebas cuasi-estáticas, los edificios son incapaces de alcanzar la distorsión límite especificada en las NTC-DS (2017) sin desarrollar un entrepiso blando.

De la Figura 3.42 a la Figura 3.45 se indica el nivel de daño para cada uno de los muros de los edificios para los desplazamientos asociados a la resistencia máxima y el desplazamiento último de la curva de capacidad. Las articulaciones (círculos) de color azul indican comportamiento elástico (antes del primer agrietamiento), el color turquesa indica que el muro ha ingresado al rango de comportamiento no lineal específicamente a la zona de pendiente positiva antes de alcanzar su resistencia máxima; el color verde que se ha rebasado el punto de resistencia máxima; y el color naranja que la deformación del muro rebasó su capacidad última. Finalmente, el color rojo indica que el muro ha perdido el 100% de su resistencia. Para mejorar la convergencia numérica durante el proceso de análisis, la pendiente  $K_3$  se extendió hasta interceptar al eje horizontal (Figura 3.41).

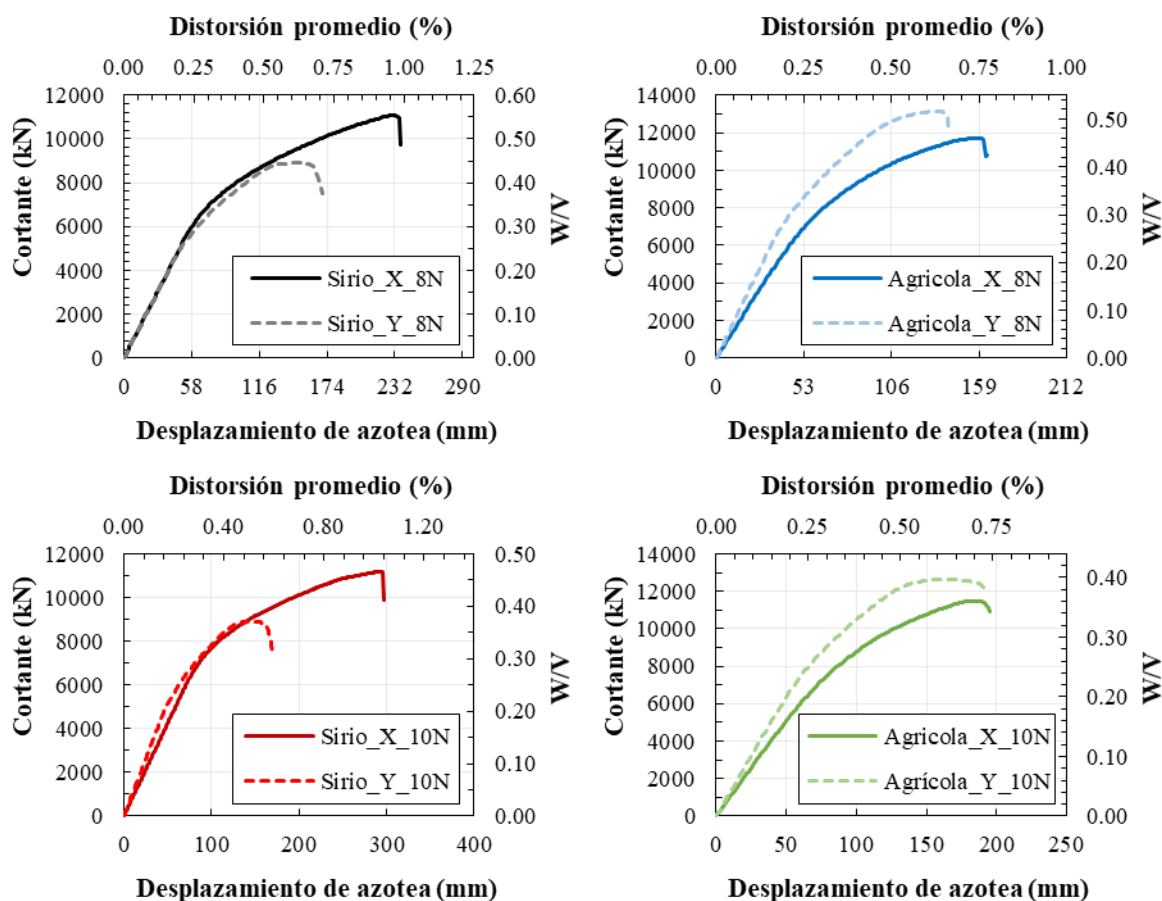


Figura 3.39 Curvas de capacidad de los cuatros edificios en ambas direcciones de análisis

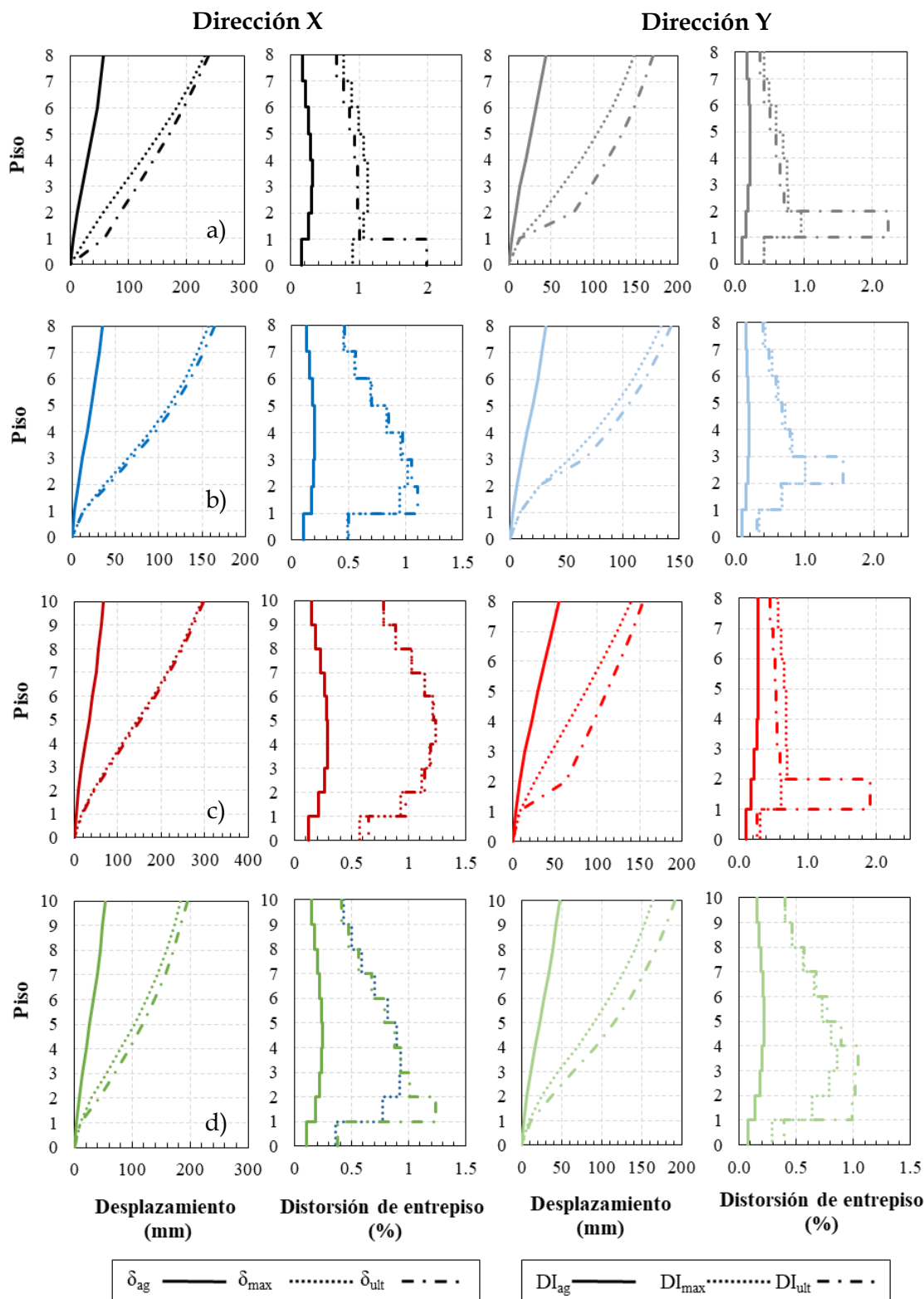
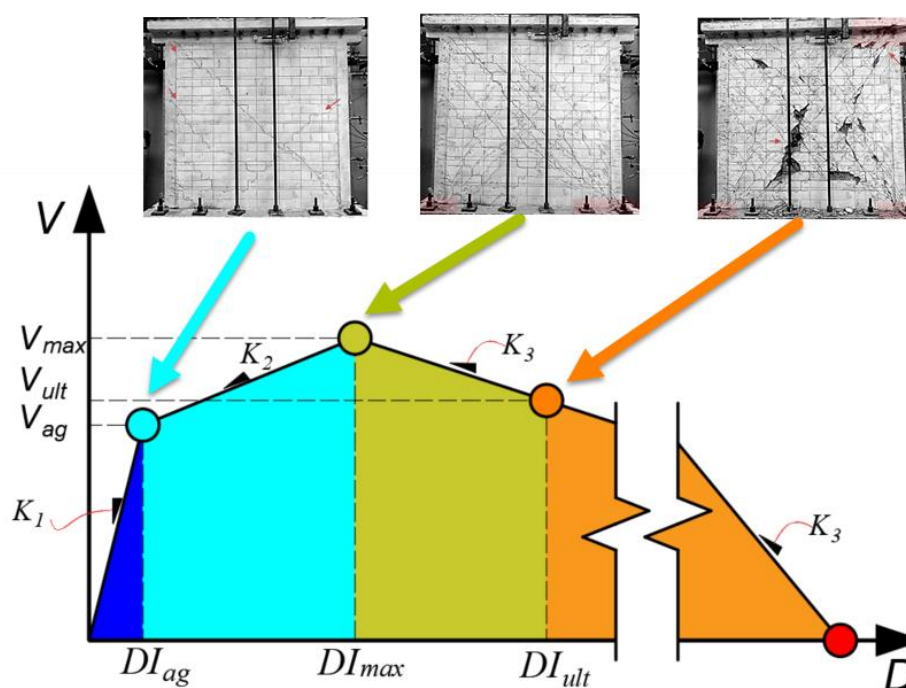


Figura 3.40 Distribución de desplazamientos y distorsiones en elevación para puntos de interés de la curva de capacidad de los edificios en estudio. a) Sirio 8N, b) Agrícola 8N, c) Sirio 10N, d) Agrícola 8N



**Figura 3.41** Significado de los colores de las articulaciones plásticas con relación al nivel de daño de un muro de mampostería confinada con refuerzo horizontal

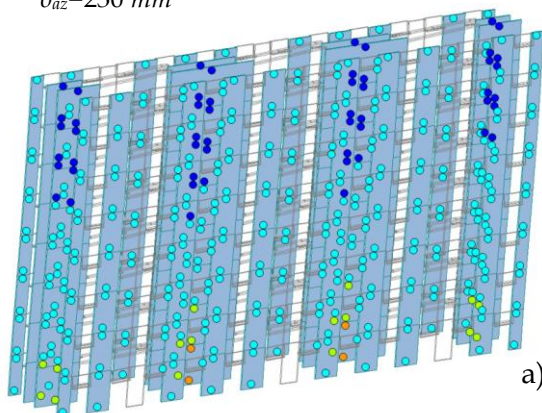
Para el edificio Sirio 8N en la dirección X de análisis, la Figura 3.42b muestra que, cuando el edificio alcanza el desplazamiento último en la curva de capacidad global, prácticamente todos los muros de la planta baja han rebasado la deformación asociada a  $DI_{ult}$  (articulaciones en color naranja), de tal manera que han desarrollado daño no reparable y han comprometido seriamente su capacidad para resistir carga gravitacional; por lo que, a este nivel de deformación, el edificio ha desarrollado un mecanismo de piso débil en dicho entrepiso. En la Figura 3.40 (líneas en negro) muestra la formación del piso débil para el nivel de daño descrito anteriormente. Note que la diferencia entre el desplazamiento ultimo (línea formada por guiones y puntos) y el desplazamiento asociado al cortante máximo (línea discontinua), en la Figura 3.40 es mínimo, por lo que en términos prácticos, para ambos niveles de deformación se puede decir que en la estructura se ha formado un entrepiso blando.

En la dirección Y, cuando el desplazamiento es tal que el edificio desarrolla el máximo cortante, en la Figura 3.42c se observa que en los pisos PB, N1, N2 y N3 varios muros, que aportan un porcentaje considerable de la resistencia lateral, se encuentran en la zona de pendiente negativa. Una vez más la Figura 3.40d exhibe lo descrito para el comportamiento del edificio en la dirección X.



### Desplazamiento al cortante máximo

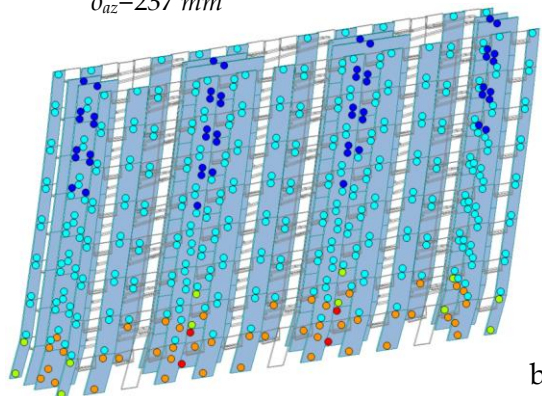
$$\delta_{az}=230 \text{ mm}$$



a)

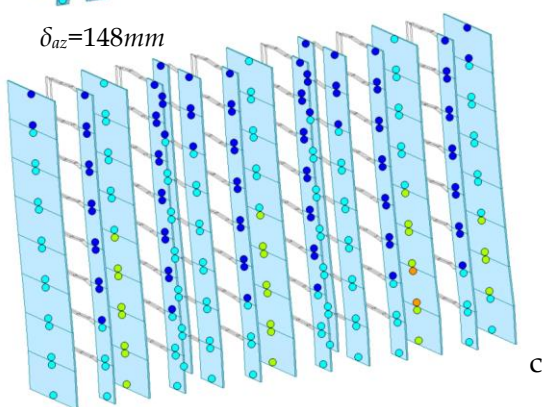
### Desplazamiento último

$$\delta_{az}=237 \text{ mm}$$



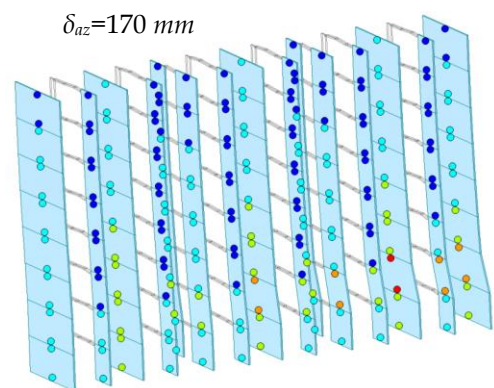
b)

$$\delta_{az}=148 \text{ mm}$$



c)

$$\delta_{az}=170 \text{ mm}$$



d)

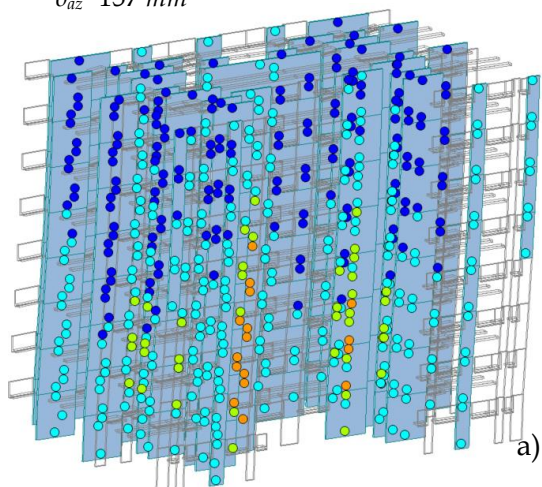
**Figura 3.42 Estado de daño en los muros en el edificio Sirio 8N para: a) cortante máximo b) desplazamiento último en la dirección X, c) cortante máximo y d) desplazamiento último en la dirección Y**

Al observar detenidamente los resultados de la Figura 3.42 a la Figura 3.45 y relacionarlas con la Figura 3.40 se observa que: para todos los casos de estudio, la diferencia entre el desplazamiento ultimo y el desplazamiento máximo es mínima; lo que indica que el desplazamiento máximo permitido del sistema estructural deberá ser menor al relacionado cuando se alcanza el desplazamiento  $\delta_{max}$  en la curva de capacidad global.



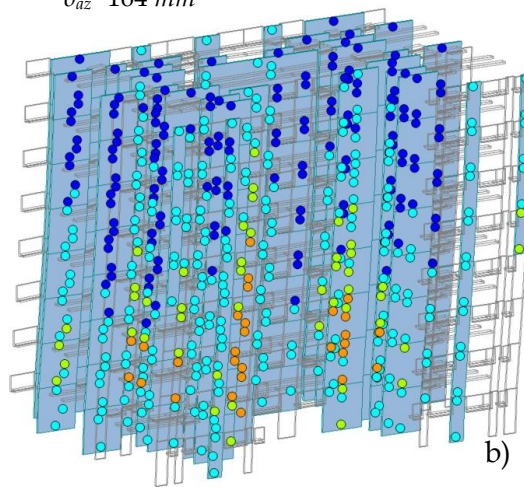
### Desplazamiento al cortante máximo

$$\delta_{az}=157 \text{ mm}$$

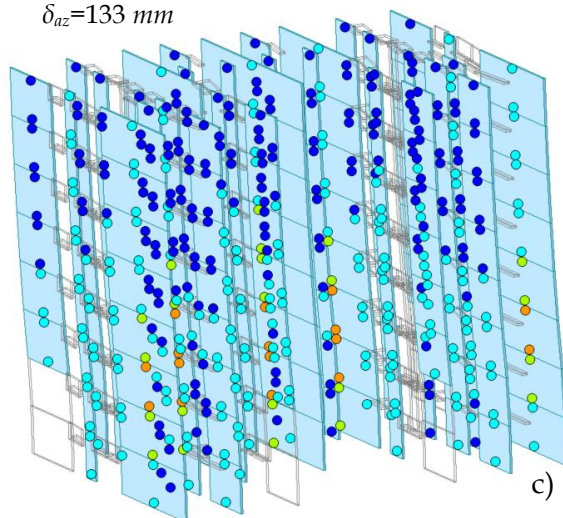


### Desplazamiento último

$$\delta_{az}=164 \text{ mm}$$



$$\delta_{az}=133 \text{ mm}$$



$$\delta_{az}=141 \text{ mm}$$

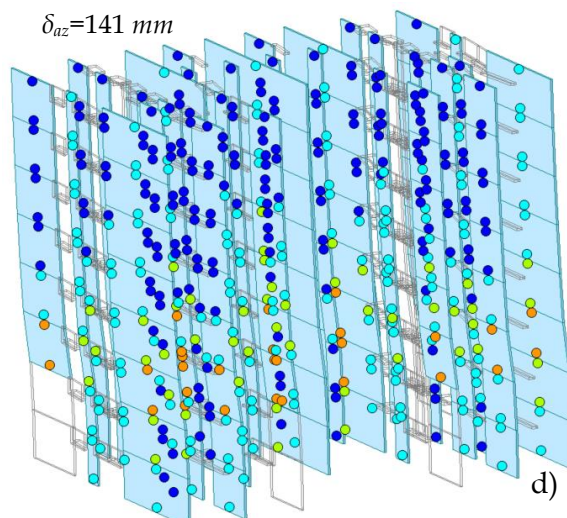
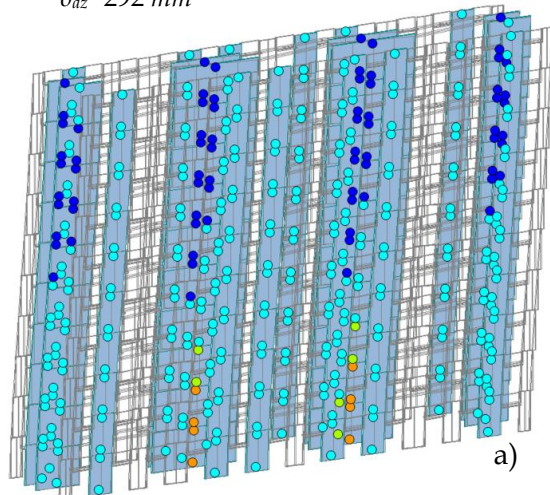


Figura 3.43 Estado de daño en los muros en el edificio Agrícola 8N para: a) cortante máximo b) desplazamiento último en la dirección X, c) cortante máximo y d) desplazamiento último en la dirección Y.

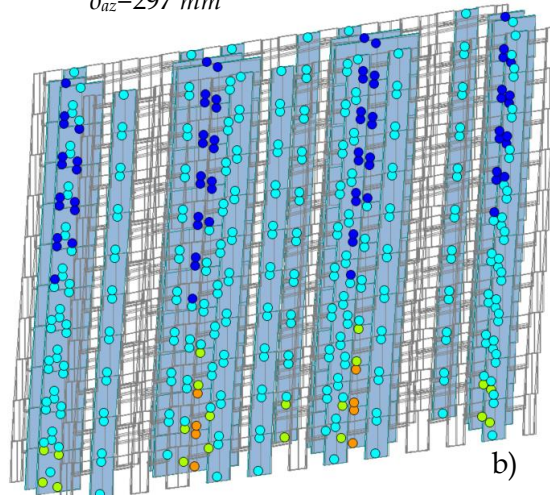
**Desplazamiento al cortante máximo**

$\delta_{az}=292\text{ mm}$

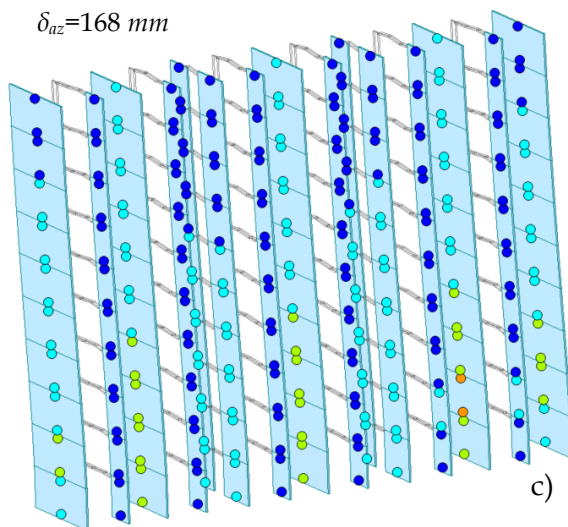


**Desplazamiento último**

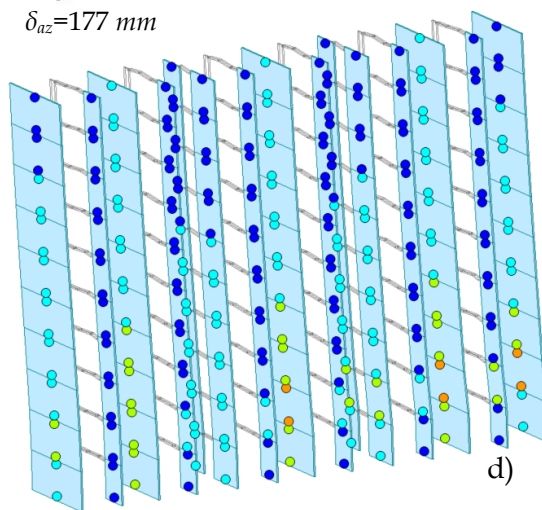
$\delta_{az}=297\text{ mm}$



$\delta_{az}=168\text{ mm}$



$\delta_{az}=177\text{ mm}$

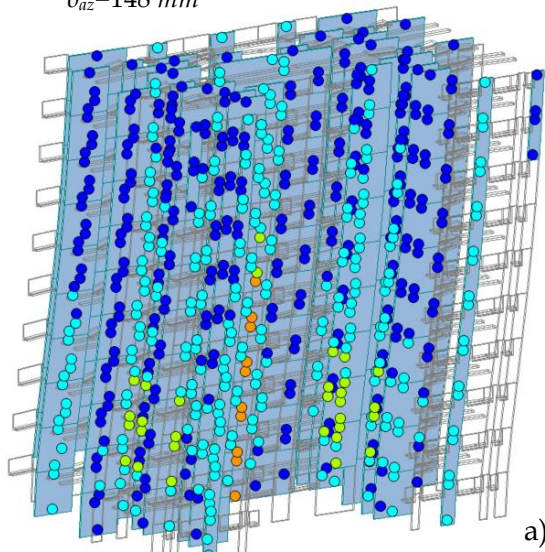


**Figura 3.44** Estado de daño en los muros en el edificio Sirio 10N para: a) cortante máximo b) desplazamiento último en la dirección X, c) cortante máximo y d) desplazamiento último en la dirección Y



**Desplazamiento al cortante máximo**

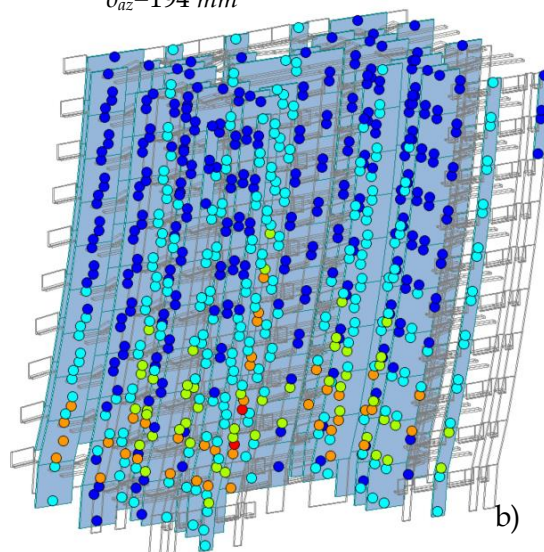
$$\delta_{az}=148 \text{ mm}$$



a)

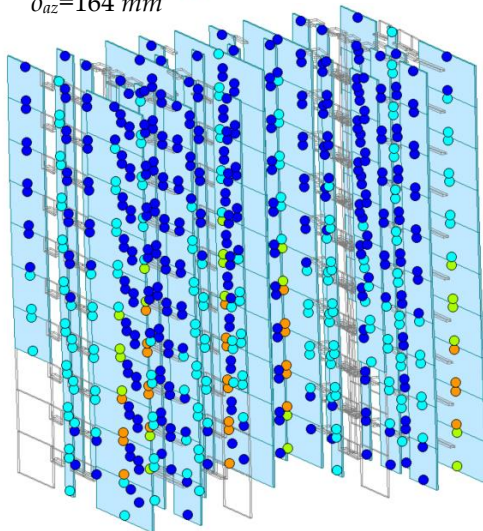
**Desplazamiento último**

$$\delta_{az}=194 \text{ mm}$$



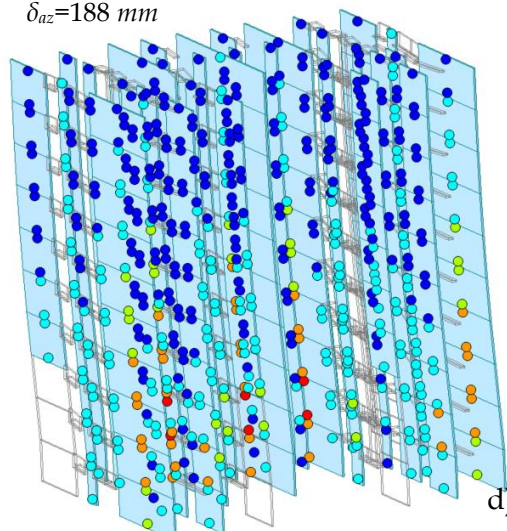
b)

$$\delta_{az}=164 \text{ mm}$$



c)

$$\delta_{az}=188 \text{ mm}$$



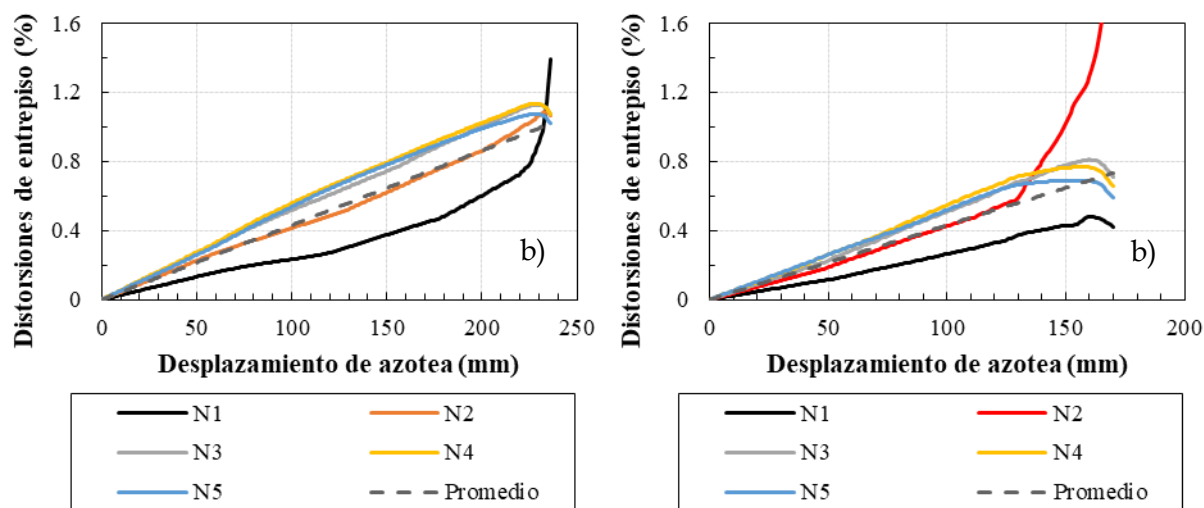
d)

**Figura 3.45** Estado de daño en los muros en el edificio Agrícola 10N para: a) cortante máximo b) desplazamiento último en la dirección X, c) cortante máximo y d) desplazamiento último en la dirección Y

### 3.7.3. Determinación del inicio de la formación del piso blando

Para determinar cuándo da inicio la formación del piso blando en el edificio Sirio 8N, se construye una gráfica que compara el desplazamiento de azotea contra la distorsión de los primeros 5 pisos. En la Figura 3.46a se observa que, la curva que contiene los datos del piso N1 en la dirección X tiene al menos 3 pendientes diferentes antes de que inicie un crecimiento exponencial de las distorsiones de entrepiso. Al revisar la evolución de las articulaciones plásticas se observa que, el primer “quiebre” de la curva se presenta cuando a excepción de 6 muros (todos ubicados en los

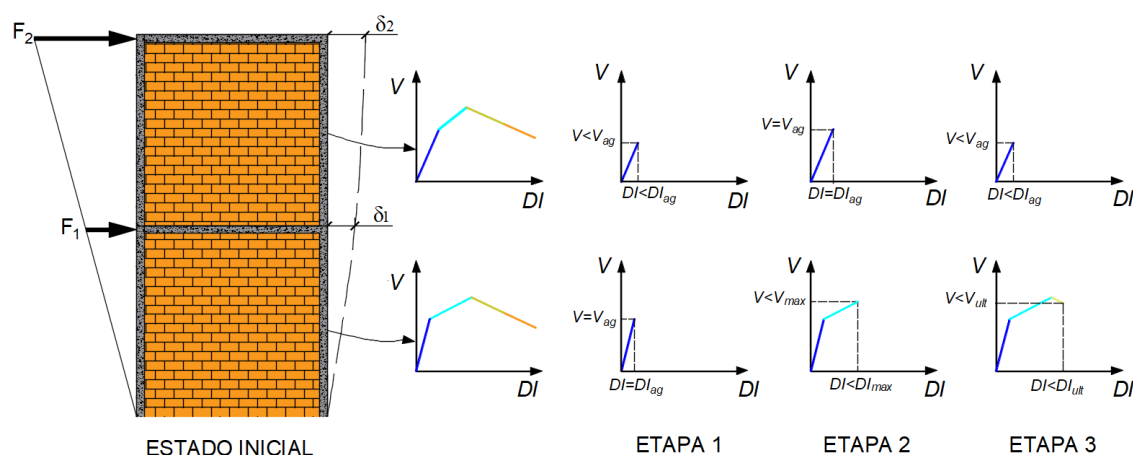
extremos), el resto de los muros de la planta baja rebasaron la deformación asociada a  $DI_{ag}$ , este suceso se presenta cuando el edificio acumula un desplazamiento de azotea de 120 mm. El siguiente quiebre se da para un desplazamiento de azotea de 178 mm, en este punto los muros 1115 y 1116 rebasan la deformación asociada a  $DI_{max}$ ; es decir, a partir de este desplazamiento, los muros transitan en la zona de pendiente negativa de su curva de comportamiento no lineal, la pendiente se mantiene hasta que para un desplazamiento de azotea de 220 mm, el muro 1120 también rebasa la deformación de  $DI_{max}$ , lo cual da pie a la formación del entrepiso débil. Este nivel de desplazamiento es menor al desplazamiento cuando, en la curva de capacidad global, se alcanza el cortante máximo, al observar la Figura 3.42a se observa que el daño en los muros centrales es tal que, se ha rebasado la resistencia  $V_{ult}$  en dichos muros, por lo que el desplazamiento último de la estructura debería estar definido por el desplazamiento cuando alguno de los muros alcance el punto asociado con  $V_{ult}$ .



**Figura 3.46 Relación entre el desplazamiento en la azotea y las distorsiones de entrepiso edificio Sirio 8N: a) dirección X, b) dirección Y**

En el caso de la dirección Y, la curva desplazamiento de azotea contra distorsiones de entrepiso del piso N2 solo presenta 2 ramas antes de que se inicie el crecimiento acelerado de la distorsión de entrepiso; la primera inicia desde el desplazamiento cero hasta un desplazamiento de azotea de aproximadamente 50 mm, en este punto los muros: 2201, 2204, 2211, 2218 y 2221 ha incursionado en la zona de comportamiento no lineal, este comportamiento se mantiene constante hasta que para un desplazamiento de azotea de 130 mm, donde salvo el muro 2201, el resto de los muros enlistados previamente han rebasado la deformación  $DI_{max}$ . Para un desplazamiento de azotea superior a los 130 mm, el piso N2 inicia a incrementar notablemente la tasa de incremento de distorsión de entrepiso para un desplazamiento de azotea dado, generándose así el piso blando en dicho nivel.

La Figura 3.46 debe dejar claro las implicaciones que conllevan permitir que una gran cantidad de muros se deformen en la zona de la pendiente negativa de la envolvente trilineal, y que permitir que los muros se deformen más allá de  $DI_{max}$  implica que el edificio se desarrollará un piso blando. El proceso descrito previamente en el Edificio Sirio 8N puede ser resumido con la Figura 3.47, en esta figura la etapa tres representa la formación del piso blando y es aplicable al resto de los edificios.



**Figura 3.47 Proceso de formación de un entrepiso blando en una estructura de mampostería confinada**

### 3.7.4. Resultados de los análisis dinámicos no lineales (ADNL)

Se llevó a cabo el análisis dinámico no lineal paso a paso utilizando los eventos sísmicos simulados aplicando el par de registros por evento sísmico en la dirección longitudinal y transversal de cada uno de los edificios. En la Figura 3.48 se muestran: los espectros de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento de los registros sísmicos; así como el promedio para cada caso y el espectro de peligro uniforme (EPU) asociado a los sismos de profundidad intermedia (PI) y subducción (SU). Las líneas en color negro representan a los espectros de peligro uniforme, las líneas en gris a la suma de los registros en las direcciones ortogonales de análisis, (4 de cada familia), la línea en rojo representa el promedio de los espectros de los registros para el caso de los sismos de PI y la línea en azul a los de SU. Con esta información fue que se obtuvieron los factores de escala mostrados en la Tabla 3.20.

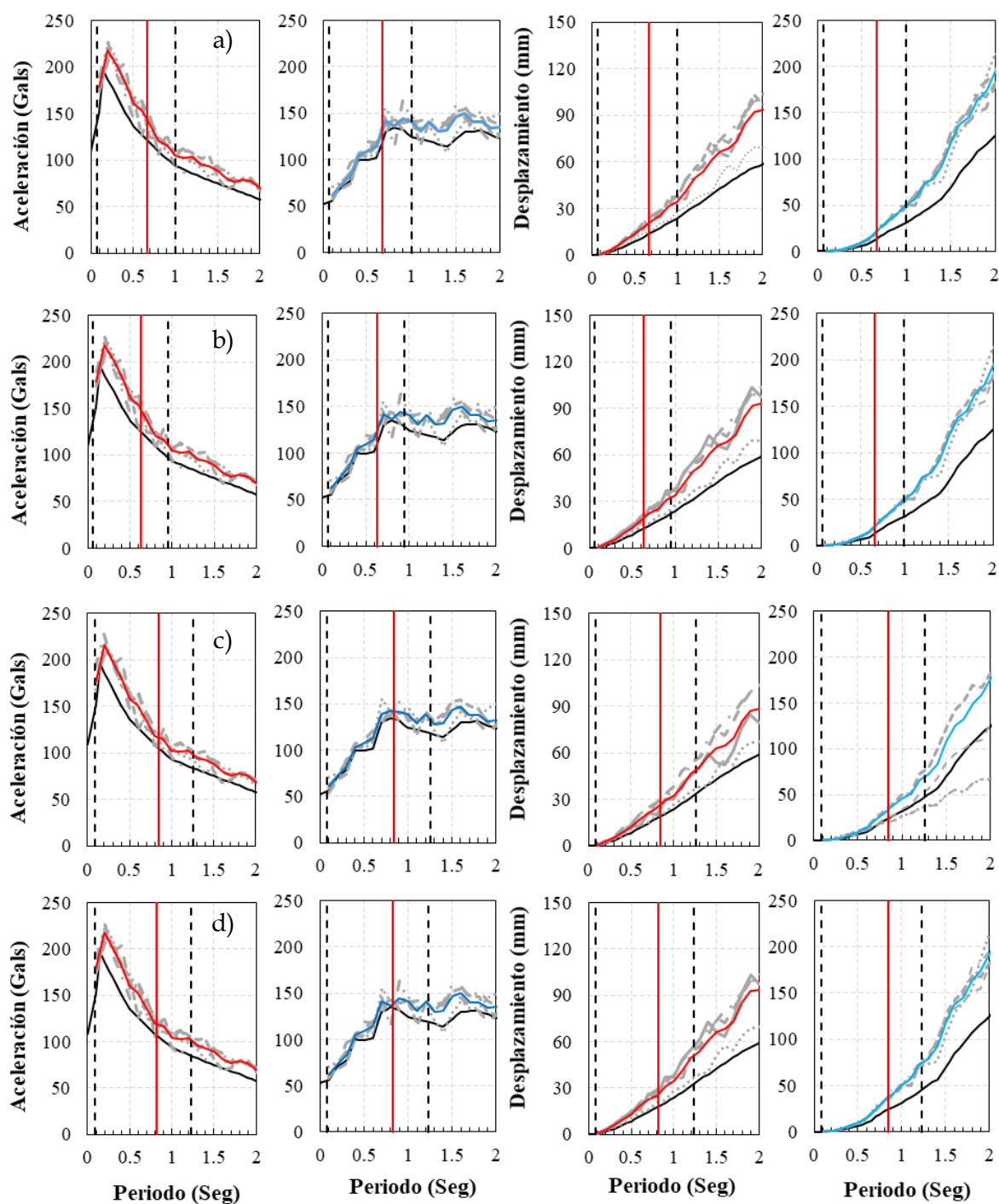


Figura 3.48 Escalado de los eventos sísmicos para el ADNL. a) Sirio 8N, b) Agrícola 8N, c) Sirio 10N y d) Agrícola 10N



Las Figura 3.49 a Figura 3.52 indican que las demandas de desplazamiento y distorsiones en todos los edificios resultan muy bajas, al grado que en ningún caso se presenta el agrietamiento diagonal de algún muro. Para entender y verificar estos resultados, en la Figura 3.53 se compara el espectro de diseño elástico contra los espectros de peligro uniforme de las dos familias. La línea en amarillo representa al espectro de la familia de sismos de profundidad intermedia PI, la línea en gris al espectro de sismos de subducción SU y la línea naranja es la suma de ambos. Claramente se observa que el espectro de diseño es mayor que los espectros de peligro uniforme en el rango de periodos que comprenden a los edificios en estudio (ver Tabla 3.20). Para ejemplificar como este aspecto impacta los resultados obtenidos en los ADNL se toma como ejemplo al edificio Sirio 8N, la línea roja formada por puntos representa su periodo dominante del edificio. Si se utiliza el espectro de diseño, la aceleración y el desplazamiento del edificio serían de 320 *Gals* y 36 *mm*; sin embargo, al utilizar las aceleraciones asociadas a los espectros de peligro uniforme, estos valores bajan hasta 120 *Gals* y 13 *mm* aproximadamente, esto representa una reducción de 2.5 en ambos casos.

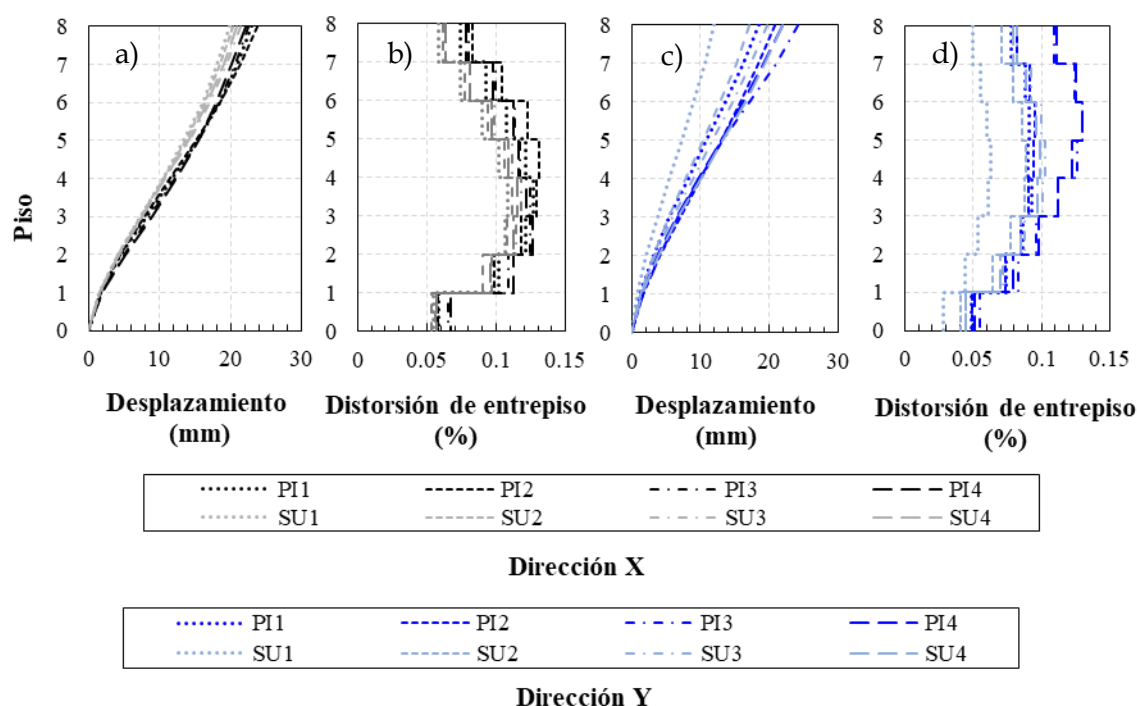


Figura 3.49 Distribución de desplazamientos y distorsiones en elevación para los 8 eventos sísmicos edificio Sirio 8N: a) y b) dirección X, c) y d) Dirección Y

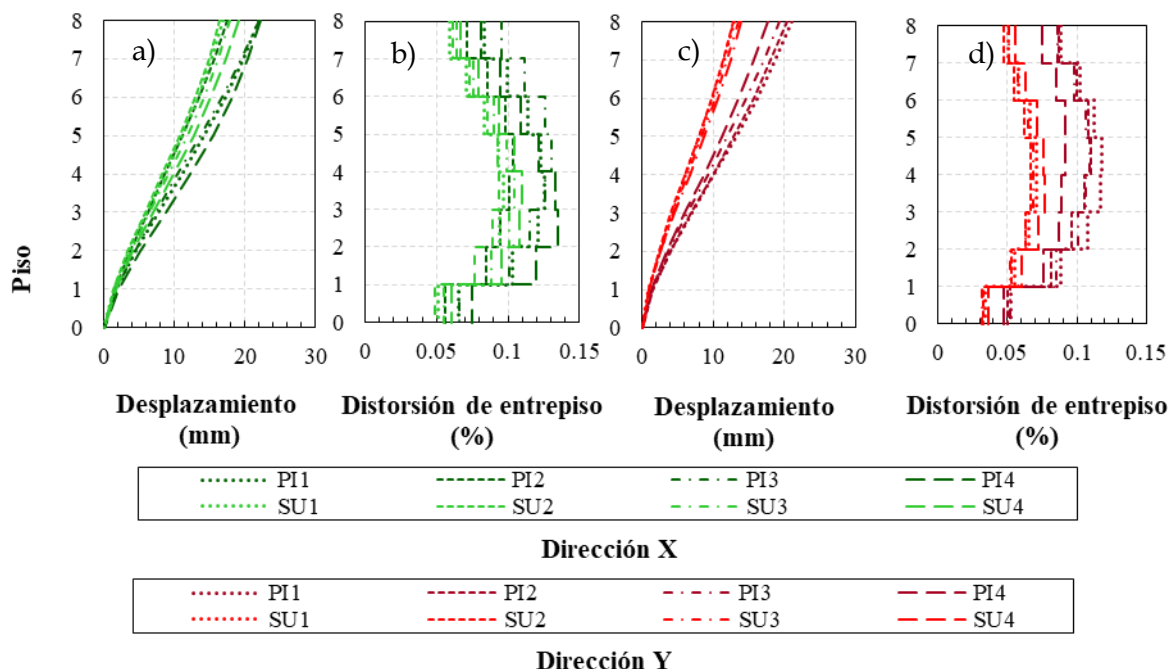


Figura 3.50 Distribución de desplazamientos y distorsiones en elevación para los 8 eventos sísmicos edificio Agrícola 8N: a) y b) dirección X, c) y d) Dirección Y

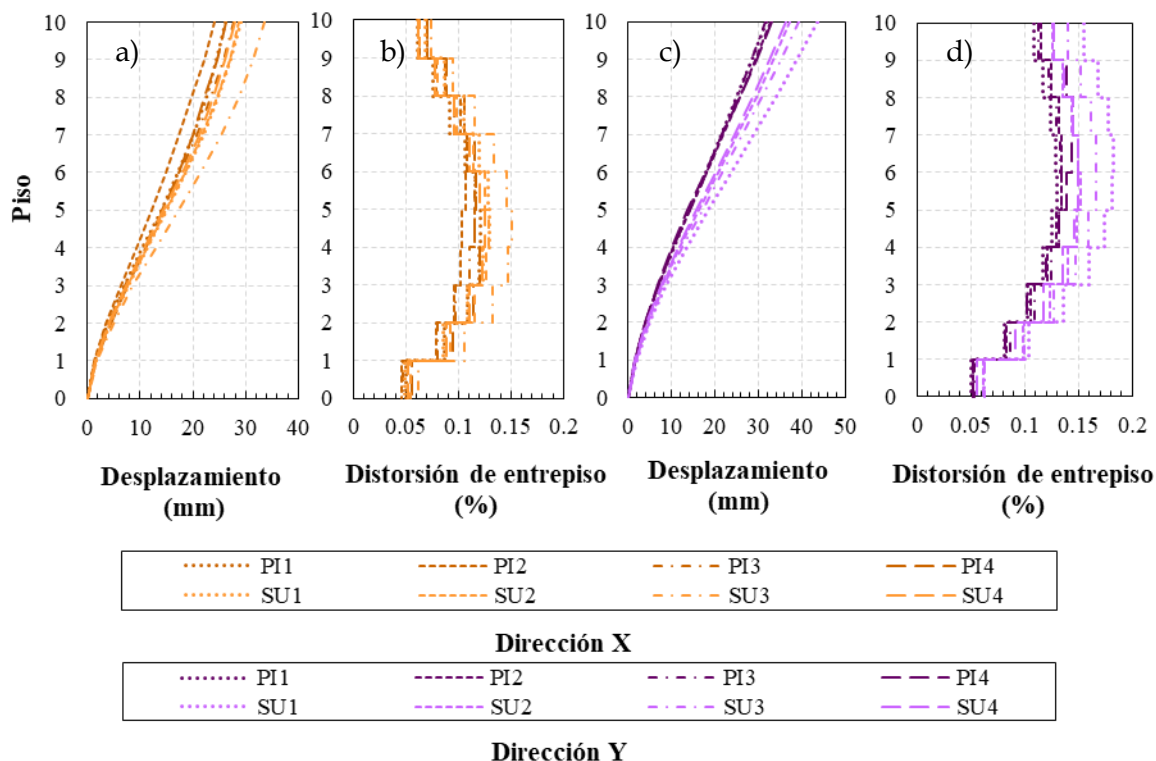


Figura 3.51 Distribución de desplazamientos y distorsiones en elevación para los 8 eventos sísmicos edificio Sirio 10N: a) y b) dirección X, c) y d) Dirección Y



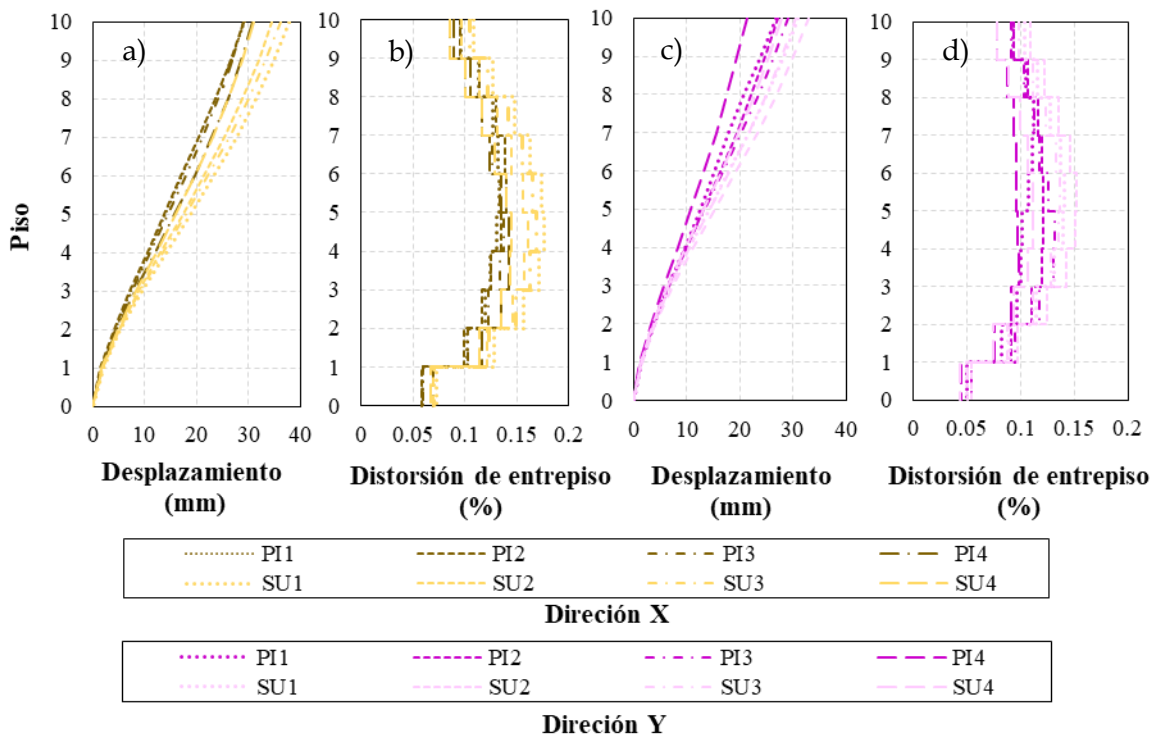


Figura 3.52 Distribución de desplazamientos y distorsiones en elevación para los 8 eventos sísmicos edificio Agrícola 10N: a) y b) dirección X, c) y d) Dirección Y

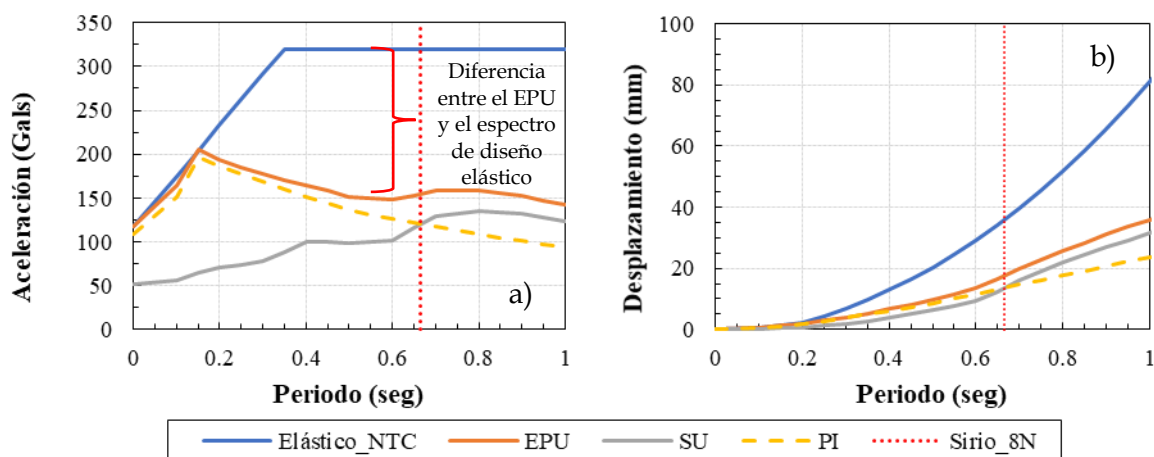


Figura 3.53 Comparación del espectro de diseño y los espectros de peligro uniforme: a) espectros de aceleración, b) espectros de desplazamientos

Para verificar los resultados obtenidos en la Figura 3.49 el desplazamiento obtenido con la Figura 3.53 se multiplica por el factor de amplificación de la Tabla 3.20 (1.22) y por un factor que convierte los desplazamientos de un sistema de un grado de libertad a uno de múltiples grados, que de acuerdo con la sección 2.4.7 sería el inverso de 0.7. El desplazamiento obtenido es aproximadamente igual a

24mm el cual concuerda con el valor de la Figura 3.49 y se establece que los resultados del ADNL son adecuados.

Como ya se mencionó, las bajas demandas obtenidas en los ADNL se deben a la diferencia entre el EPU con el espectro de diseño elástico con el que se realizó el análisis y diseño de los edificios. Para someter a los edificios a mayores demandas de aceleración se seleccionaron 8 registros sísmicos reales obtenidos de la base de datos del Centro de Instrumentación y Registros Sísmicos A. C. CIRES, los resultados de esta serie de análisis muestran que es necesario multiplicar a los registros sísmicos por factores de escala de hasta 29, con estos análisis una gran cantidad de muros ingresan en el rango de comportamiento no lineal. Una discusión más detallada de estos resultados se encuentra en Espinosa Cazarín & Terán Gilmore (2020).

### **3.7.5. Análisis dinámico incremental (ADI)**

Debido a que los resultados obtenidos en los ADNL no causaron demandas altas en los edificios, se propone realizar un análisis dinámico incremental. El análisis se aplica al edificio Sirio 10N, de acuerdo con la Figura 3.51; el registro que produce las mayores demandas de desplazamiento de azotea es el registro denominado SU1 en la dirección corta. Como ya se discutió en la Figura 3.53, la razón por la que las demandas en el ADNL fueron bajas se debe a la incompatibilidad entre las ordenadas del espectro de diseño y las ordenadas de los EPU. Para cumplir con dicha compatibilidad, se escala el espectro del registro SU1 con respecto al espectro de diseño elástico transparente. En la Figura 3.54 se muestra que con un factor de 2.6, tanto los espectros de las dos componentes de SU1, (líneas en gris) como la suma cuadrática de ambas componentes (línea roja para el espectro de aceleraciones y verde para el espectro de desplazamientos), coinciden razonablemente con el espectro elástico (línea azul) para el periodo dominante del edificio ( $T=0.84\text{seg}$ ). Por lo tanto, este valor será la base por la que posteriormente se proponen factores de amplificación hasta llevar al edificio a una condición de falla.

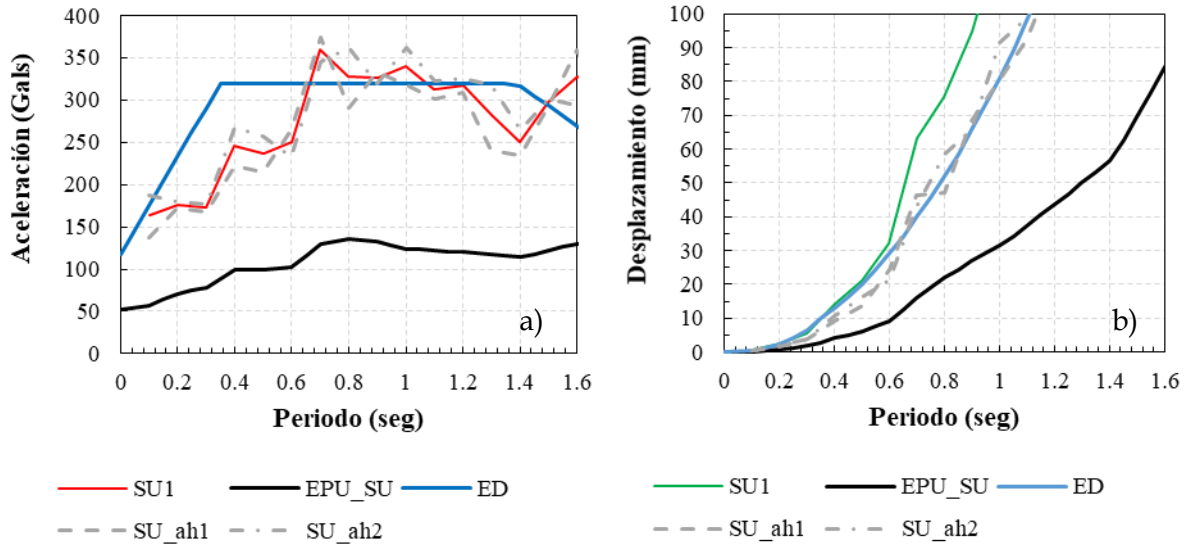


Figura 3.54 Escalado del evento SU1 para que sus ordenadas espectrales sean consistentes con el espectro de diseño. a) espectro de aceleración, b) espectro de desplazamientos

De los resultados obtenidos en los AENL, se propone que el criterio de falla en el edificio se defina cuando el primer muro alcance la distorsión asociada a la resistencia máxima  $DI_{max}$ , este criterio es congruente por lo establecido por el comité revisor de las NTC (2017) (Terán Gilmore, *comunicación personal*, 2021). Por lo tanto, se proponen nuevos incrementos de los registros sísmicos hasta llevar a la estructura a esta condición.

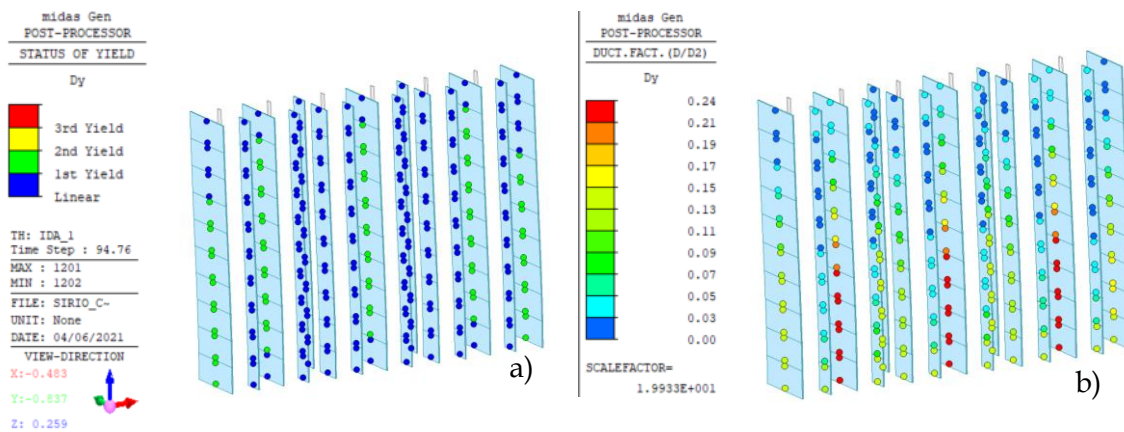


Figura 3.55 Desplazamiento máximo cuando la ordenada espectral escalada coincide con el espectro de diseño (ADI=1). a) nivel de daño en los muros en términos de su curva de capacidad local, b) nivel de ductilidad referido al desplazamiento asociado al cortante máximo

Se proponen varios factores de incremento hasta que para un factor de 2.1, la relación  $D/D_{max}$  es de 0.96 y para un factor de 2.2, en algunos muros esta relación es mayor que 1 como se observa en la Figura 3.56. Por lo tanto se define que el factor de incremento máximo que el edificio es capaz de acomodar es igual a 2.1.

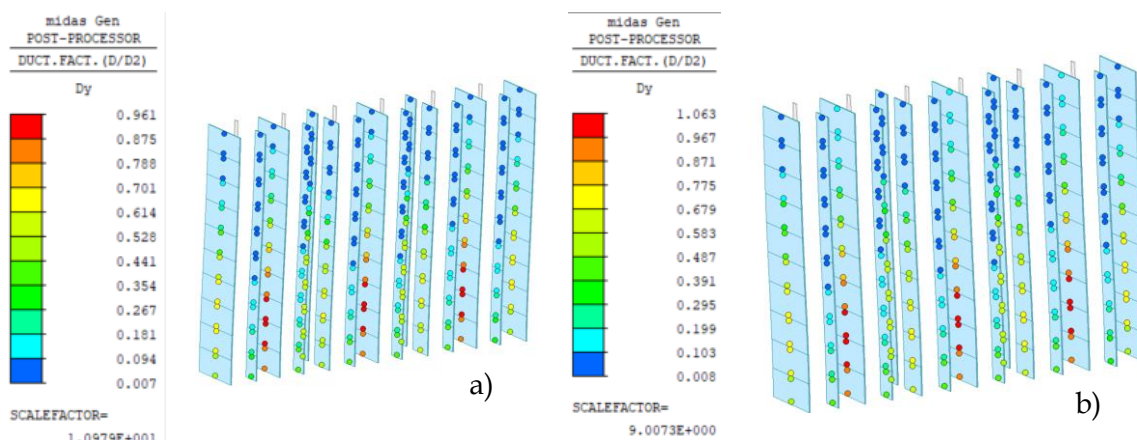


Figura 3.56 Relación  $D/D_{max}$  para factores de incremento de: a) 2.1, b) 2.2

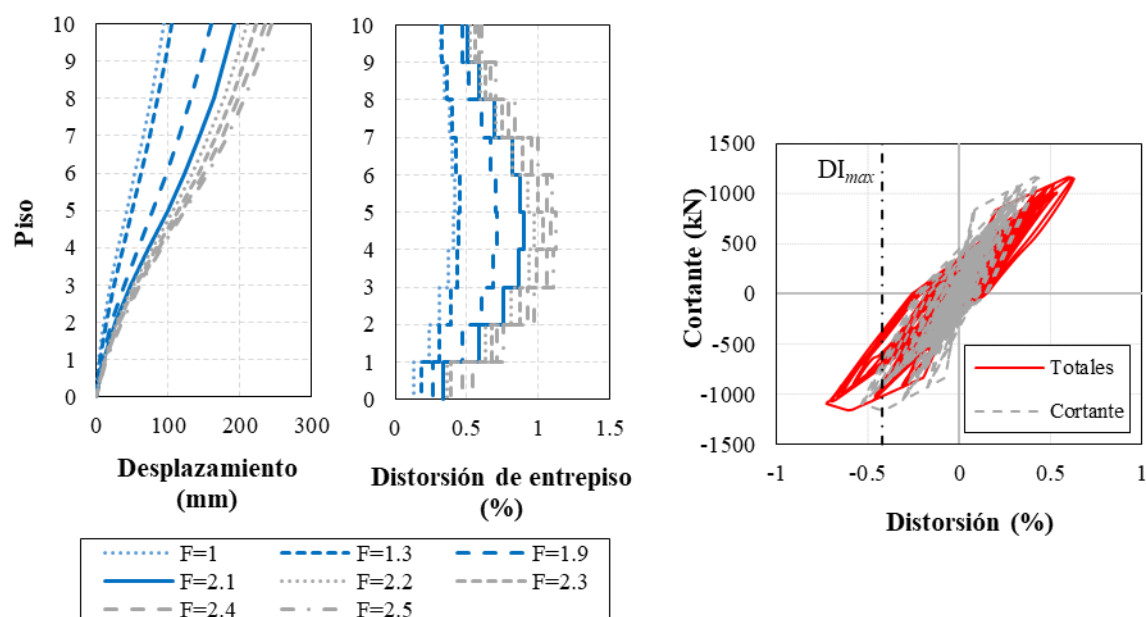


Figura 3.57 Distribución de desplazamientos y distorsiones para los distintos factores de incremento propuestos y comportamiento histerético del muro 2211 para el ADI=2.5

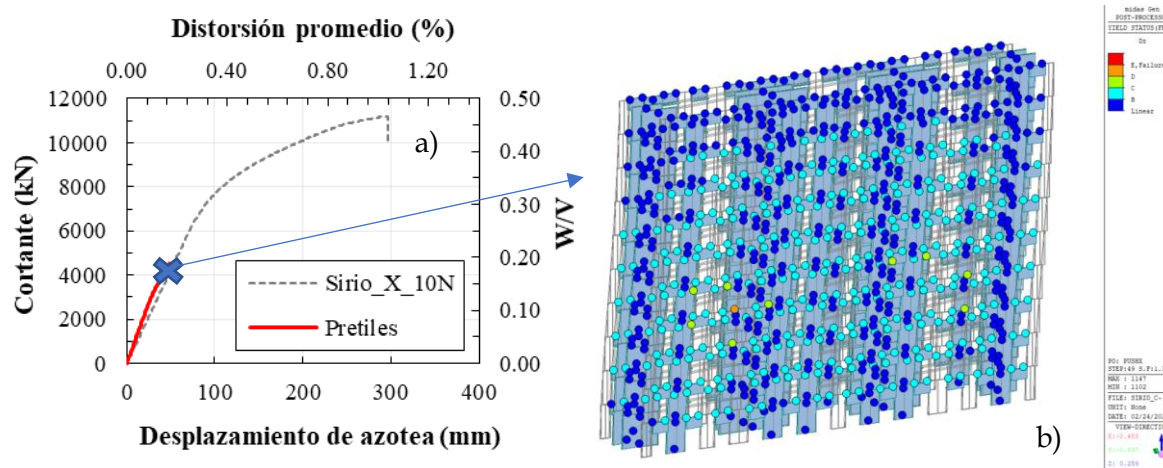
Se proponen incrementos del factor de hasta 2.5, en la Figura 3.57 se muestra la distribución en elevación de los desplazamientos y distorsiones asociadas a los factores de incremento propuestos durante en ADI. También se grafica el ciclo histerético del muro 2211 cuando el factor de incremento es igual a 2.5, se observa como

el muro ha ingresado en la zona de degradación de resistencia, lo que como quedó de mostrado previamente, compromete la estabilidad global del edificio.

### 3.7.6. Incertidumbres en el análisis estático no lineal de edificios de mampostería confinada

En la sección 3.6.3 se discutieron algunos aspectos que generan incertidumbre en el modelado no lineal de edificios de mampostería confinada, por ejemplo: se habló del efecto de las cargas axiales, de la respuesta de los elementos pretiles y de la reducción de la resistencia de los muros cuando se deforman en curvatura simple. Además, en la sección 3.2 se discutió sobre como las NTC-DCEM (2017) argumentan que la capacidad de deformación de muros de mampostería aumenta cuando estos se someten a pruebas dinámicas (mesa vibradora) en comparación de los resultados obtenidos en ensayos cuasi-estáticos y que este incremento es aproximadamente de 2.

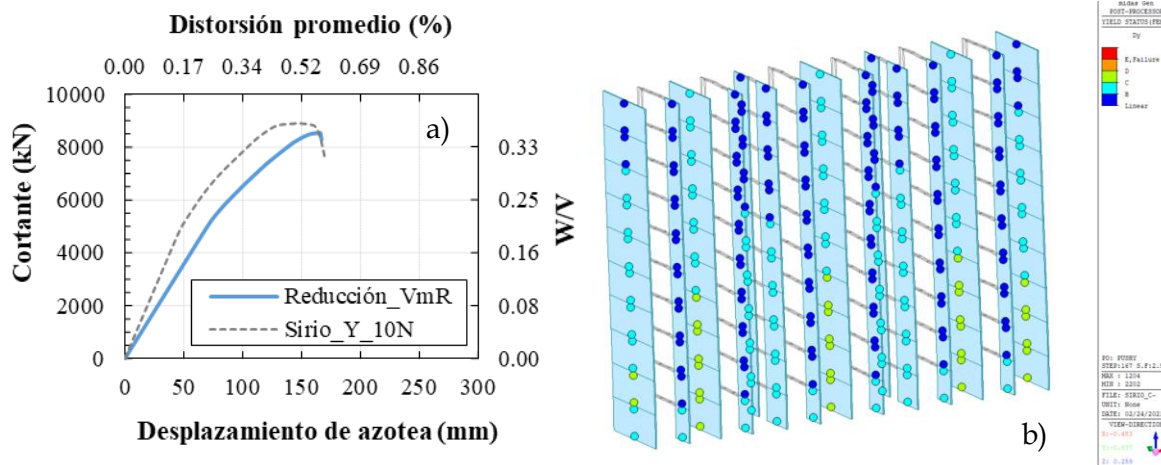
Para observar cómo algunos de estos efectos modifican la respuesta de los edificio estudiados previamente se propone crear 3 nuevos modelos del edificio Sirio 10N en el primero se modelarán los pretiles con un resorte en corte siguiendo las recomendaciones de Rinaldin *et al.* (2016), Rinaldin *et al.* (2017). El segundo caso se reduce la resistencia  $V_{mR}$  de aquellos muros de planta baja que se encuentran en curvatura simple y finalmente en el tercer modelo se propone aumentar la capacidad de deformación de los muros al doble para considerar de manera muy simple el “efecto dinámico”.



**Figura 3.58** Respuesta del edificio considerando que los pretiles se comportan en corte: a) comparativa de la curva de capacidad cuando los pretiles se modelan en flexión, b) nivel de daño para el desplazamiento último de la curva de capacidad con pretiles en corte

En la Figura 3.58a se compara la curva de capacidad en la dirección X (donde se ubican los pretiles) del edificio considerando un comportamiento en flexión de

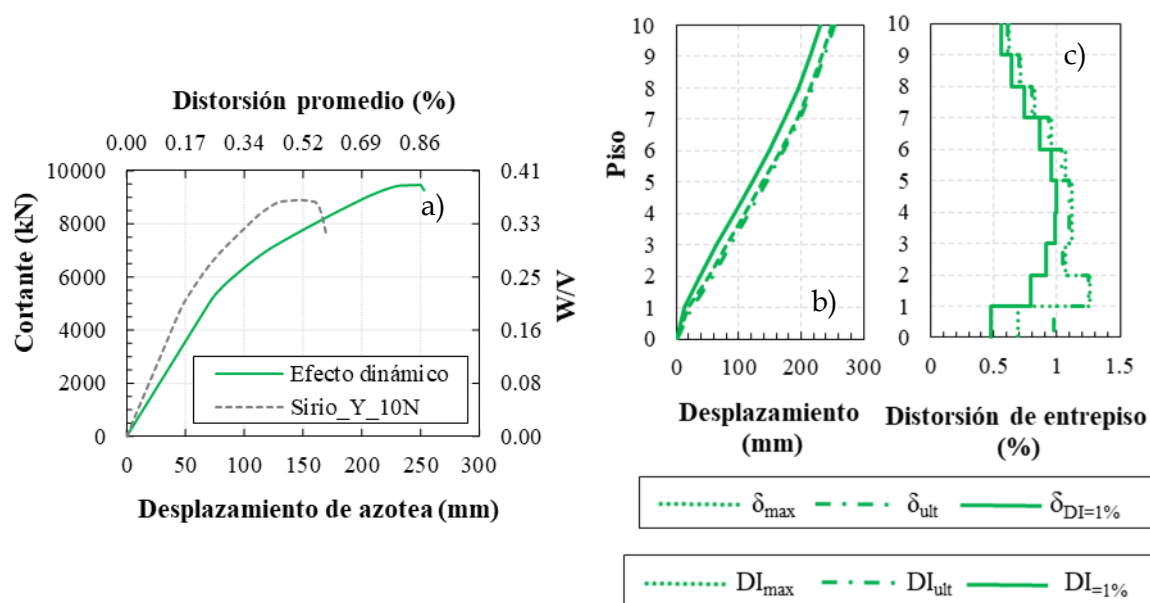
los pretilos (línea gris formada por guiones) y cuando se considera un comportamiento en corte (línea roja). Se observa que debido a su baja capacidad de deformación los pretilos fallan antes de que algún muro inicie su comportamiento no lineal (Figura 3.58b), limitando notablemente la capacidad de deformación del edificio.



**Figura 3.59** Respuesta del edificio considerando la reducción de  $V_{mR}$  en los muros de planta baja en la dirección Y: a) Comparativa de la curva de capacidad cuando no se reduce la resistencia de  $V_{mR}$ , b) nivel de daño para el desplazamiento último

En la Figura 3.59a se compara la curva de capacidad en la dirección Y del edificio obtenida en la sección 3.7.2 (línea gris formada de guiones) contra la calculada reduciendo la resistencia  $V_{mR}$  de aquellos muros en la planta baja que se deforman en curvatura simple (línea azul). Se observa que, debido a la reducción de la resistencia de algunos muros, la curva de capacidad es menos rígida, esto se debe a que el punto asociado al agrietamiento diagonal está en función de la resistencia  $V_{mR}$  (Tabla 3.18). La capacidad de deformación última de ambas curvas es prácticamente igual y en la Figura 3.59b se observa que prácticamente todos los muros largos en la planta baja y el primer nivel se encuentran en la zona de degradación de resistencia, lo que, como ya se demostró en la Figura 3.46 produce la formación del piso blando.





**Figura 3.60** Respuesta del edificio considerando un incremento de la capacidad de deformación de los muros por el “efecto dinámico”: a) Comparativa de la curva de capacidad con y sin efecto dinámico. Distribución en elevación de: b) desplazamientos, c) distorsiones

En la Figura 3.60a se compara la curva de capacidad en la dirección Y del edificio obtenida en la sección 3.7.2 (línea gris formada de guiones) contra la calculada multiplicando el valor de  $DI_{max}$  y  $DI_{ult}$  que definen el resorte no lineal en corte de los muros por 2. Como era de esperarse, la curva de capacidad incrementa su capacidad de deformación, ahora el desplazamiento último de la curva de capacidad es de 250mm (antes fue de 177). En la Figura 3.60b se muestra la distribución de desplazamientos y en la Figura 3.60c la distribución de distorsiones para tres puntos de la curva de capacidad: la línea sólida está asociada al desplazamiento cuando se alcanza la distorsión de 1% en alguno de los pisos, la línea formada por puntos al desplazamiento cuando se alcanza el cortante máximo en la curva de capacidad y la línea formada por guiones y puntos el desplazamiento último de la curva de capacidad. Nuevamente se observa que la diferencia entre el desplazamiento cuando se alcanza la distorsión de 1% y aquel asociado a la inestabilidad del edificio es mínima. Es importante destacar aquí que un incremento del doble en la capacidad de deformación local no necesariamente se traduce en un incremento de igual magnitud en la deformación global de la curva, ya que el cociente del desplazamiento último de la curva de capacidad con el factor dinámico y sin el factor es de 1.41.

### 3.8. Comentarios finales de este capítulo

En este capítulo se estudió la evidencia experimental que justifica el incremento de las distorsiones máximas de entrepiso propuestas en las NTC-DS (2017) así como el modelo simplificado con que las normas estiman el factor de comportamiento sísmico para el caso de estructuras de mampostería confinada con refuerzo horizontal.

Se diseñaron 4 edificios de mediana altura de acuerdo con la normativa vigente localizados en la zona de terreno firme. Todos los edificios cumplieron con los requerimientos establecidos en la norma.

Para establecer las propiedades estructurales de los edificios en estudio se llevaron a cabo una serie de análisis estáticos y dinámicos no lineales utilizando el método modificado de la columna ancha (Terán-Gilmore et al., 2009). Debido a que dicho método fue desarrollado para el estudio de mampostería confinada de baja altura, se estudiaron algunos aspectos que se deberán tomar en cuenta para implementar este modelo en el caso de edificios de mediana altura, entre ellos se propuso un modelo fuerza-distorsión que define el comportamiento no lineal de los muros y que toma en cuenta la evidencia experimental reciente sobre el ensaye de muros de mampostería confinada en pruebas cuasi-estáticas con características que son propias de un edificio de mampostería de mediana altura.

Los resultados obtenidos en los análisis estáticos no lineales muestran que para ningún caso los edificios fueron capaces de alcanzar la distorsión de 1% sin que antes se produzca un efecto de piso blando en alguno de los niveles del edificio. Además, se pudo observar que la hipótesis que indica que la formación del entrepiso blando se forma en los muros de planta baja no se cumplió en todos los casos.

Se evaluó en qué condiciones se inicia la formación del entrepiso blando y en base a dichos análisis, se demostró que la formación del piso blando se presenta en la medida que los muros ingresan a la zona de degradación de resistencia de su curva de capacidad local.

Se calcularon las demandas máximas de desplazamientos y distorsiones en cada uno de los edificios utilizando los eventos sísmicos proporcionados por la aplicación web SASID y desarrollando ADNL. De estos resultados se observó que las demandas resultaron ser bajas. Al comparar los espectros de diseño tanto de aceleración como de desplazamientos con los espectros de peligro uniforme, se observó que existe una diferencia considerable entre ambos espectros, lo que tiene como consecuencia las bajas demandas obtenidas durante los ADNL.



Se evaluó la posibilidad de que las estructuras estén sometidas a un sismo de mayor magnitud al sugerido por la NTC (2017) realizando un ADI. En primer lugar se buscó un factor de incremento tal que se lograra que para el periodo dominante de la estructura, la ordenada espectral del registro de aceleraciones coincidiera con la coordenada del espectro de diseño elástico transparente utilizado durante la fase de diseño. Una vez fijado este punto, se propusieron factores de incremento de registro de aceleraciones hasta conseguir que cualquiera de los muros ingresara en la zona de degradación de resistencia de su curva de capacidad local, definiendo así la falla del edificio. El factor de incremento necesario para conseguir esta condición fue igual a 2.1.

Finalmente, se evaluaron algunas incertidumbres que se tienen en el comportamiento de edificios de mampostería confinada, tales como: el comportamiento de los pretils, la reducción de la resistencia en corte de los muros de planta baja con deformados en curvatura simple y el incremento de la capacidad de deformación de los muros debido al “efecto dinámico” observado durante el desarrollo de ensayos dinámicos. En el primer caso se observó un comportamiento frágil en la curva de capacidad, por otro lado, en los otros casos, el comportamiento fue muy similar al obtenido en los modelos originalmente planteados.

De acuerdo con los ADI; los edificios estudiados pueden llegar a exhibir niveles de daño elevados, así como mecanismo de piso blando cuando se les demanda el nivel de aceleración lateral 2.1 veces mayor que los sugeridos en las NTC-DS (2017). El estudio de estos edificios servirá para contrastarlos con resultados obtenidos con la metodología propuesta en esta tesis.

---

# Capítulo 4. Modelado no lineal y diseño por capacidad de muros de mampostería confinada a flexión

---

## 4.1. Introducción

Debido a la naturaleza de los muros de mampostería confinada los cuales están formados por distintos materiales: piezas (ya sea tabique de barro, block de concreto, etc.), mortero de junta, acero de refuerzo y concreto, existen diversas ideas de cuál debería ser la mejor alternativa para establecer el correcto modelado de un edificio estructurado con muros de mampostería confinada.

El primer enfoque consiste en el uso del método de elementos finitos usando micro modelos; estos se establecen con las leyes constitutivas de cada uno de los materiales que componen el muro de mampostería, son más adecuados para establecer una predicción detallada de la respuesta de un muro. El segundo enfoque conocido como macro modelos, está orientado hacia el diseño, donde se adoptan modelos simplificados que buscan predecir la demanda de resistencia y desplazamiento de un edificio de mampostería confinada.

Dado que el objetivo de este trabajo consiste en establecer una metodología basada en desempeño que esté directamente relacionada con el daño en flexión en los muros de mampostería confinada, es necesario que el modelo a utilizar sea capaz de identificar si el muro se comporta predominantemente en flexión o en corte y capturar razonablemente el comportamiento no lineal. En trabajos anteriores, Espinosa *et al.*, (2014) proponen una adecuación al método de la columna ancha modificado por Terán-Gilmore *et al.*, (2009), para estimar la respuesta de un muro de mampostería confinada con daño en flexión, en este capítulo además se complementa dicho modelo con el método desarrollado en la Universidad de California en San Diego UCSD propuesto por Priestley *et al.* (2007) para estimar la envolvente de la degradación de la resistencia a cortante debido a la demanda de desplazamiento lateral, por lo que en este capítulo se revisan las hipótesis en las que se fundamenta

dicho modelo. Este modelo se calibra y valida por medio de ensayos experimentales realizados por Varela-Rivera *et al.* (2019) en muros de mampostería confinada.

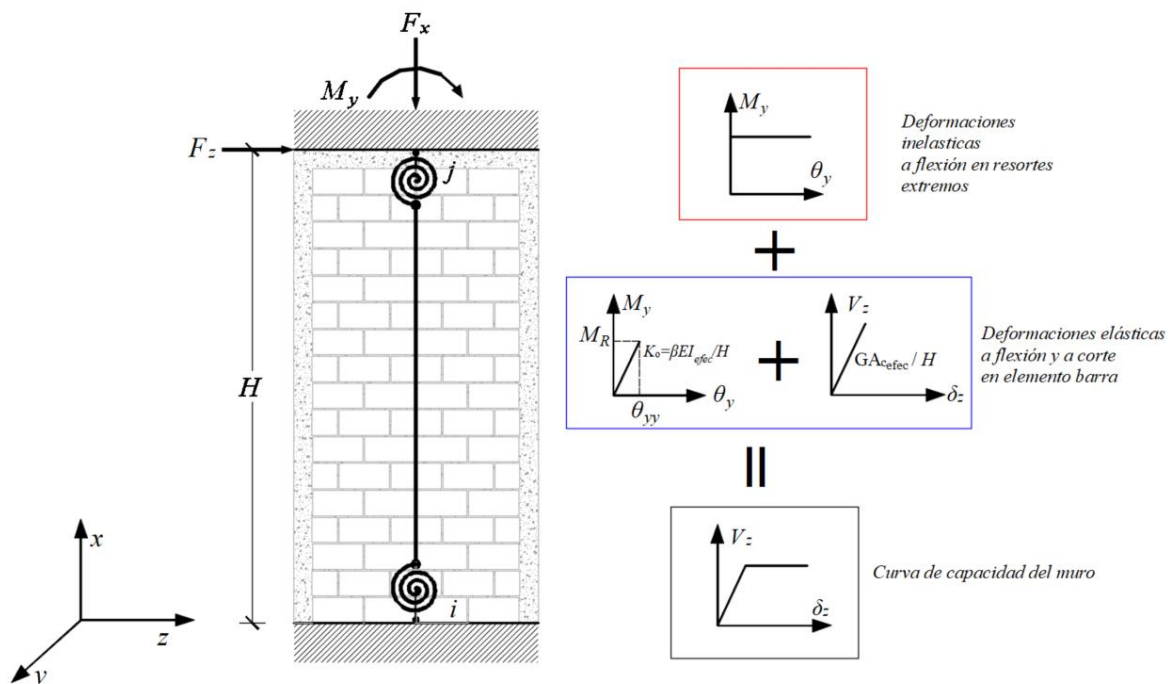
Para caracterizar el comportamiento no lineal de los muros concentrando su daño en flexión, es necesario garantizar que el muro desarrolle su resistencia en flexión y se evite la formación de mecanismos de falla indeseables. Para conseguir esto, se plantea introducir los conceptos de diseño por capacidad en el diseño de los muros de mampostería confinada como parte de la metodología propuesta.

## **4.2. Parámetros para definir un modelo de análisis no lineal de muros de mampostería confinada con daño por flexión**

### **4.2.1. Descripción del modelo de análisis no lineal**

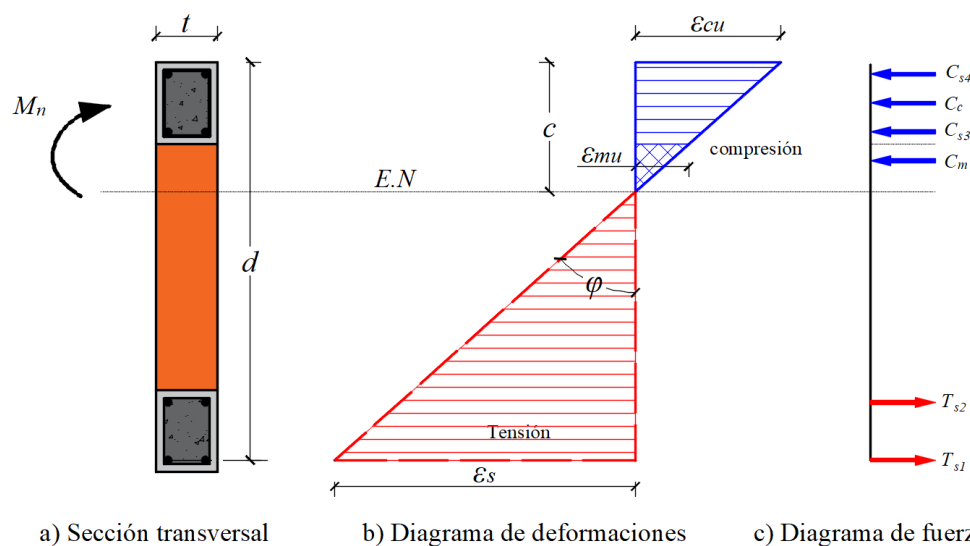
En la Figura 4.1 se muestra el modelo de análisis no lineal de un muro de mampostería confinada con comportamiento en flexión basado en la teoría de plasticidad concentrada. Los resortes en los extremos concentran el comportamiento no lineal en flexión, mientras que en la barra se producen las deformaciones elásticas a flexión y a corte del muro.

Para establecer el modelo es necesario conocer; los diagramas esfuerzo-deformación axial de los materiales que constituyen al muro; la relación momento curvatura  $M-\varphi$ ; y el diagrama de interacción momento contra carga axial  $M-P$  de la sección transversal del muro que desarrollará el comportamiento no lineal. Para establecer las dos relaciones anteriores se utiliza la teoría de flexión de *Bernoulli*. Esta teoría satisface los tres principios de *Navier* de la mecánica de cuerpos deformables, dichos principios son los siguientes: Primero, los esfuerzos en el concreto, la mampostería y el acero satisfacen las *condiciones de equilibrio* (Figura 4.2c); segundo, la distribución lineal de deformaciones satisface *el principio de compatibilidad* que asume que la sección plana permanece plana después de la deformación en flexión (Figura 4.2b); tercero, es posible utilizar leyes constitutivas no lineales para definir el comportamiento uniaxial de los materiales.



**Figura 4.1 Modelo de análisis no lineal de muros de mampostería confinada con comportamiento no lineal en flexión**

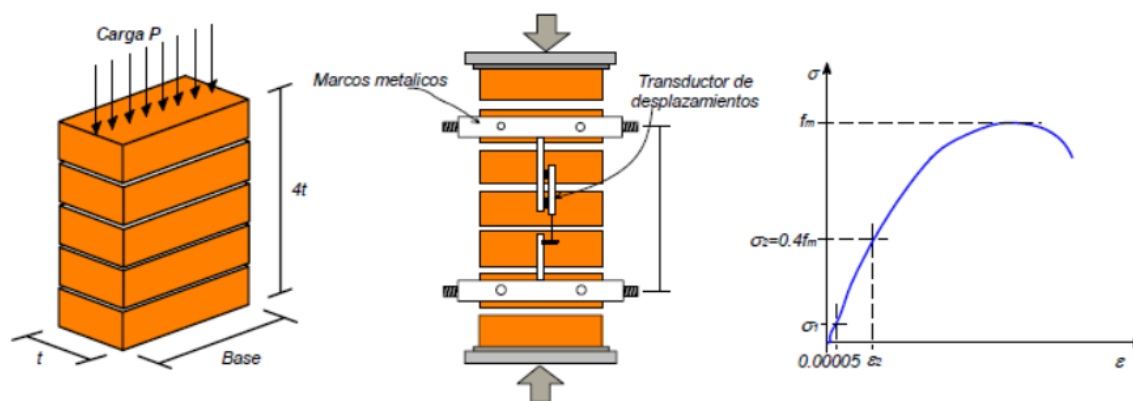
Finalmente, para describir el comportamiento de la articulación se utiliza el concepto de longitud de propagación de comportamiento no lineal representada por medio de la longitud de articulación plástica equivalente  $l_p$ .



**Figura 4.2 Análisis de una sección transversal de muro**

#### 4.2.2. Relaciones constitutivas de los materiales

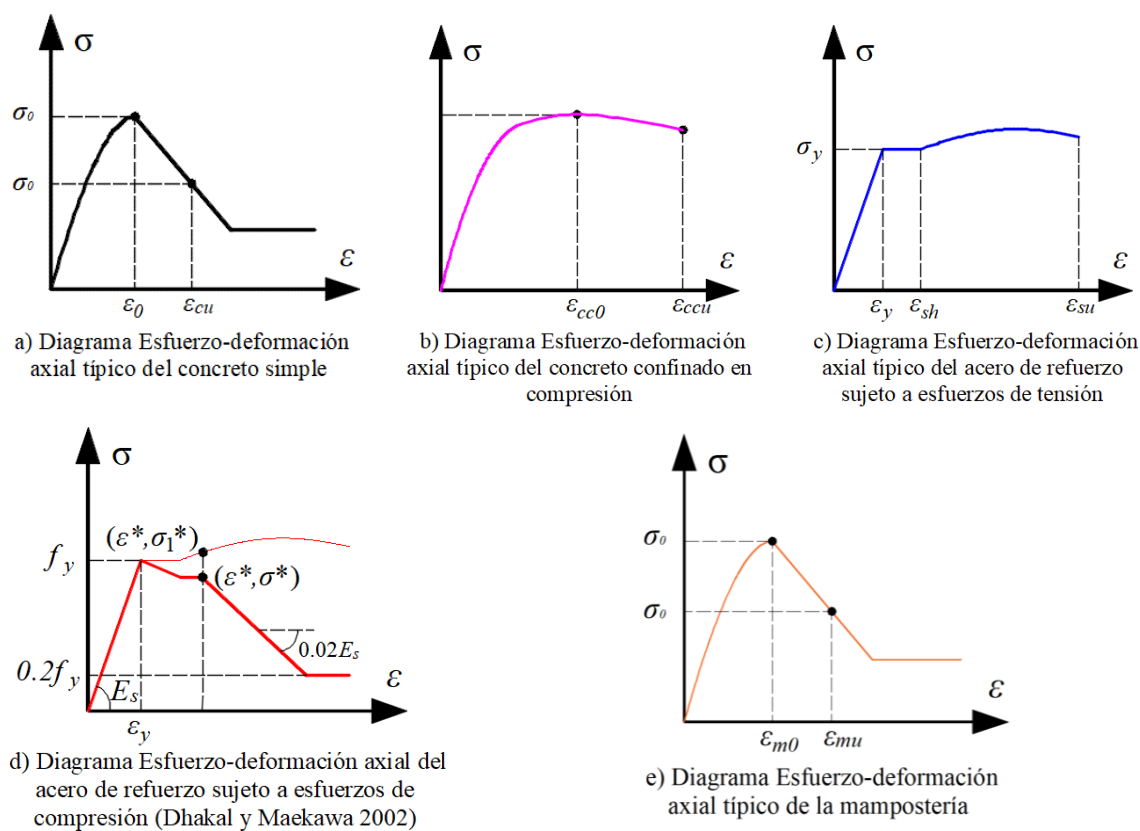
El primer paso para caracterizar la respuesta no lineal de un elemento estructural consiste en conocer las relaciones constitutivas de los materiales. Esta relación es una gráfica donde se registra en el eje de las abscisas, las deformaciones unitarias axiales  $\varepsilon$  y en el eje ordenado, el esfuerzo axial  $\sigma$  aplicado al elemento ensayado (Figura 4.3).



**Figura 4.3** Ensayo a compresión axial en pilas de mampostería. Tomada de Zuñiga (2008)

En la sección 2.4.2 se presentó un modelo analítico del constitutivo esfuerzo-deformación axial en compresión que caracteriza el comportamiento de pilas de mampostería de distintos tipos de piezas utilizadas en la práctica de la construcción en la Ciudad de México desarrollado por Flores-Cano (2010); sin embargo, además de la mampostería, los muros de mampostería confinada tienen castillos que están compuestos de concreto y varillas de acero.

La forma general de los modelos constitutivos en compresión axial tanto de la mampostería como del concreto simple es la de una parábola que define la rama ascendente del comportamiento. Esta zona queda definida por la deformación  $\varepsilon_0$  (que para el concreto simple se considera igual a 0.002 aproximadamente), una vez que se alcanza el esfuerzo máximo a la compresión axial se registra una zona de rama descendente y finalmente se define una línea recta de esfuerzo residual en el material (Figura 4.4a y Figura 4.4e). Los reglamentos suelen definir de manera general que tanto el concreto simple como la mampostería alcanzan la falla cuando la deformación unitaria axial  $\varepsilon$  es igual a 0.003. En el caso del concreto simple, este nivel de deformación está más bien relacionado al desconchamiento del concreto, así como al área del bloque equivalente de esfuerzos en compresión. Sin embargo; algunos investigadores consideran que en el caso del diseño sísmico es posible usar un valor de deformación unitaria en el concreto  $\varepsilon_{cu}$  de 0.004 (Fenwick & Dhakal 2007).



**Figura 4.4 Diagramas esfuerzo-deformación axial tipos de los materiales que constituyen un muro de mampostería confinada**

En el caso de las mamposterías, el valor de  $\varepsilon_{mu}$  es un poco más complejo de definir. Por ejemplo, de los estudios de Flores-Cano (2010) para la deformación de 0.003 se puede observar que las pilas construidas con tabiques de barro recocido y piezas de arcilla extruida con doble hueco se encuentra en la zona ascendente del diagrama esfuerzo-deformación. Mientras que, para las pilas de tabicón, dicha deformación está asociada a un esfuerzo en la zona descendente del diagrama. En cuanto a la zona de esfuerzos en tensión, tanto para la mampostería como para el concreto se considera que ambos materiales no son capaces de tomar dichos esfuerzos.

Debido a la existencia de estribos en los castillo que confinan al concreto es posible considerar que el concreto en esta zona aumenta su capacidad tanto a la resistencia como la deformación (Figura 4.4b). Para considerar este efecto, es posible utilizar el modelo de concreto confinado propuesto por Mander *et al.* (1988).

Finalmente, en el caso de las varillas de acero de refuerzo longitudinal, el constitutivo del acero a esfuerzos axiales de tensión es una curva que tiene 3 zonas: la rama elástica; una meseta donde para un incremento de la deformación unitaria

el esfuerzo se mantiene constante; y la zona de endurecimiento por deformación (Figura 4.4c). Para la zona a compresión es posible considerar que el material tiene el mismo comportamiento que el comportamiento en tensión; aunque, algunos autores también han propuesto incluir el efecto del pandeo de las barras al someterse a esfuerzos de compresión. La Figura 4.4d muestra el modelo de barras de acero en compresión con pandeo propuesto por Dhakal & Maekawa (2002).

$$\frac{\sigma}{\sigma_1} = 1 - \left(1 - \frac{\sigma^*}{\sigma_1^*}\right) \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_y}{\varepsilon^* - \varepsilon_y}\right); \quad \text{Para } \varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon^* \quad (4.1)$$

$$\sigma = \sigma^* - 0.02E_s (\varepsilon - \varepsilon^*); \quad \sigma \geq 0.2f_y; \quad \text{Para } \varepsilon > \varepsilon^*$$

En la ecuación 4.1  $\varepsilon^*$  y  $\sigma_1^*$  son la deformación y el esfuerzo asociados a un punto intermedio en la curva esfuerzo-deformación en tensión, donde el esfuerzo en compresión empieza a decaer,  $\sigma^*$  es el correspondiente esfuerzo del punto intermedio,  $\sigma_1$  es el esfuerzo definido por  $\varepsilon$ . Las coordenadas del punto intermedio ( $\varepsilon^*$ ,  $\sigma_1^*$ ) se pueden calcular utilizando las ecuaciones (4.2) y (4.3).

$$\frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_y} = 55 - 2.3\sqrt{\frac{f_y}{100}} \frac{L}{D}; \quad \text{Para } \varepsilon^*/\varepsilon_y \leq 7 \quad (4.2)$$

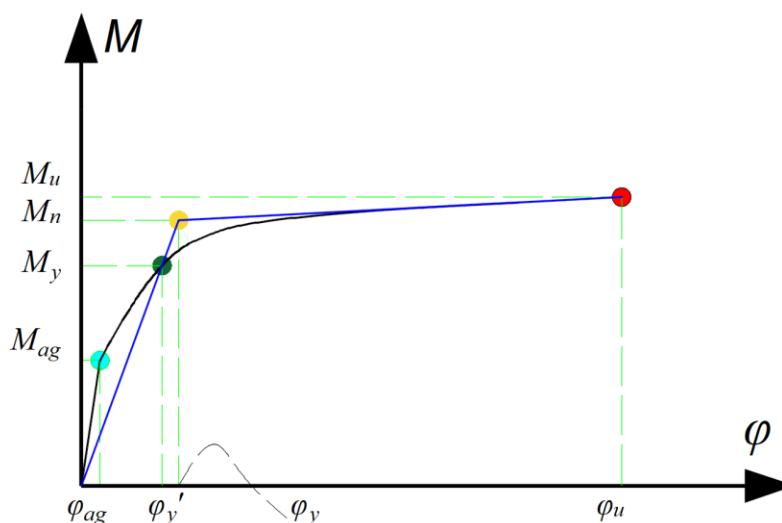
$$\frac{\sigma^*}{\sigma_1^*} = \alpha \left(1.1 - 0.016\sqrt{\frac{f_y}{100}} \frac{L}{D}\right); \quad \text{Para } \sigma^* \geq 0.2f_y \quad (4.3)$$

En las ecuaciones 4.2 y 4.3,  $L$  representa la distancia sin restricción al pandeo de las barras,  $D$  el diámetro de la barra, y  $\alpha$  un factor que toma en consideración el efecto del endurecimiento por deformación en el acero. Para este trabajo, dicho valor se tomó igual a 1.

#### 4.2.3. Relación momento curvatura M- $\phi$

La curva punteada de la Figura 4.5 muestra la curva momento curvatura típica de un análisis de secciones como los conseguidos en el programa de análisis de secciones transversales XTRACT (2004). El tramo que va del origen al punto definido por las coordenadas  $\phi_{ag}$ ,  $M_{ag}$  (punto color turquesa); indica la rigidez inicial de la sección, antes del primer agrietamiento; una vez que el muro se agrieta, existe un cambio del comportamiento de la curva pasando por el punto definido por  $\phi_y'$ ,  $M_y$  (punto color verde), dicho punto representa la fluencia del acero de la barra extrema a tensión; finalmente, la sección sigue asumiendo un mayor nivel de deformaciones que producen un incremento en el comportamiento no lineal hasta llegar al punto color rojo ( $\phi_u$ ,  $M_u$ ); definido como la capacidad última de deformación de la sección, dicho punto se alcanza una vez que se consigue en alguno de los materiales la deformación unitaria asociada al criterio de falla definido: aplastamiento del material,

ruptura o pandeo del acero; sin embargo, definir el nivel real de deformación en el acero de refuerzo o concreto en la longitud de plastificación del muro no es sencillo. La longitud sobre la cual el acero de refuerzo fluye o el concreto se aplasta varía con las características del acero de refuerzo, la relación entre el momento y el cortante en la sección crítica del elemento, la forma de la articulación plástica; es decir, unidireccional o reversible y la historia de carga (Fenwick & Dhakal 2007).



**Figura 4.5 Diagrama momento curvatura típico y su simplificación bilineal**

Para definir el comportamiento no lineal de un muro de mampostería sometido a cargas laterales con comportamiento a flexión por medio de un modelo de plasticidad concentrada, es posible transformar la curva en negro de la Figura 4.5 en una curva bilineal como la curva en línea azul. Para obtener esta curva, se traza una línea recta desde el origen hasta el punto definido en color amarillo ( $\phi_y$ ,  $M_n$ ) y que pasa por el punto color verde; después, se traza una segunda línea para definir la rigidez post-fluencia, el área bajo la curva de la línea sólida que representa al modelo bilineal simplificado, deberá ser igual a la que existe en el diagrama momento curvatura definido con la línea sólida en color negro.

El usar una curva bilineal resulta equivalente a considerar que el muro está inicialmente agrietado, consideración común durante el modelado no lineal de estructuras de concreto reforzado. Con la curva bilineal equivalente y el módulo de elasticidad de la mampostería, es posible calcular el factor de inercia efectiva  $El_{ef}/El_g$ , dicho valor será necesario para obtener la respuesta fuerza contra desplazamiento del muro.



En este punto es importante acotar lo siguiente: la definición del punto  $(\phi_y', M_y)$  como “curvatura de fluencia” consiste en hacer una comparativa razonable con respecto a los resultados experimentales que se estudiarán más adelante; sin embargo, el concepto de “fluencia” en elementos estructurales en general, se encuentra más bien relacionado con el punto en color amarillo (Figura 4.5); es decir, cuando se observa un cambio relativamente importante en la pendiente del diagrama momento curvatura, lo cual se logra cuando una buena parte de la sección transversal ha ingresado en su intervalo de comportamiento inelástico.

#### 4.2.4. Diagrama de interacción momento contra carga axial

Otra herramienta útil para definir el comportamiento de un muro de mampostería confinada es el diagrama de interacción flexión contra carga axial  $M-P$ . Para definir este diagrama es necesario establecer el nivel máximo de deformación unitaria en el extremo en compresión  $\varepsilon_{cu}$  y en tensión  $\varepsilon_s$  de la sección transversal del muro (Figura 4.2).

Los puntos definidos en el diagrama  $M-\phi$  (Figura 4.5) se asocian con los estados límite de la sección transversal. Es posible construir entonces para cada estado límite un diagrama de interacción. En la Figura 4.6 se observan las 4 curvas de interacción asociadas a los estados límites descritos en la sección anterior.

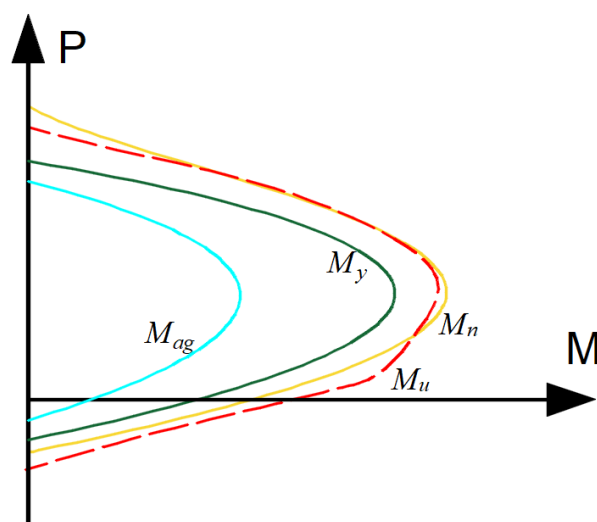


Figura 4.6 Diagramas de interacción para los distintos estados límites propuestos en la Figura 4.5

En la Tabla 4.1 se indican las deformaciones propuestas por Krolicki *et al.* (2011) para el caso de muros de concreto reforzado que a su vez definen los estados límite propuestos en la Figura 4.5. En este trabajo se propone utilizar los mismos límites de deformación debido a la existencia de los castillos, que tendrán el mismo efecto que tienen los elementos de borde en el caso de los muros de concreto

reforzado y se agrega un límite de deformación para la zona de la mampostería en compresión  $\varepsilon_{mu}$ .

**Tabla 4.1 Deformaciones que definen los estados límite de la sección transversal**

| Estado límite                          | Este estado se define con los siguientes criterios:                                            |
|----------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Fluencia del acero en tensión<br>$M_y$ | $\varepsilon_s = \varepsilon_y = f_y/E_s$ ; deformación cuando fluye el acero en tensión       |
|                                        | $\varepsilon_{cu} = 0.002$ deformación pico del concreto no confinado                          |
|                                        | $\varepsilon_{mu} = 0.00325$ deformación pico de la mampostería piezas de concreto             |
| Momento nominal $M_n$                  | $\varepsilon_s = 0.015$ , deformación después de la fluencia                                   |
|                                        | $\varepsilon_{cu} = 0.004$ deformación del aplastamiento del concreto no confinado             |
|                                        | $\varepsilon_{mu} = 0.004$ deformación del aplastamiento de la mampostería                     |
| Momento último $M_u$                   | $\varepsilon_s = 0.6 * \varepsilon_{su}$ , 0.6 veces la deformación última del acero           |
|                                        | $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{ccu}$ deformación del aplastamiento del concreto confinado    |
|                                        | $\varepsilon_{mu} = 0.004$ deformación del aplastamiento de la mampostería, piezas de concreto |

#### 4.2.5. Longitud de plastificación del muro $L_p$

La longitud de articulación plástica  $L_p$  se define experimentalmente del promedio del perfil de curvaturas y deformaciones en la altura del muro. Esta puede definirse como la altura sobre la base del muro donde el promedio de las curvaturas registradas es mayor que el promedio de las curvaturas correspondientes al inicio de la fluencia del acero en tensión (Shedid et al. 2010c), o bien dos veces el segmento de muro donde en el perfil de deformaciones medida desde la base donde se presenta el “quiebre” de dicho perfil en la altura.

En la Figura 4.7a se presenta el perfil de desplazamientos de un muro de mampostería reforzada estudiado por Shedid et al. (2008), partiendo de dicha figura; es posible determinar el punto donde acontece el quiebre en el perfil de desplazamientos, dicho punto puede ser considerado como la mitad de la altura de la zona de plastificación donde el muro rota. Los resultados experimentales indican que, en promedio, el porcentaje de la altura total del muro que se plastifica (basados en el concepto del párrafo anterior) normalizada con respecto al lado largo de la sección transversal del muro varía entre el 43 y 78%.

Usando las curvaturas, los niveles de ductilidad por desplazamiento alcanzan en el muro durante las pruebas experimentales, la ecuación que define la ductilidad de desplazamiento y definiendo un criterio de falla (por ejemplo, un nivel de distorsión del 1%), es posible despejar el valor de la longitud de articulación plástica equivalente  $l_p$  (Figura 4.8).

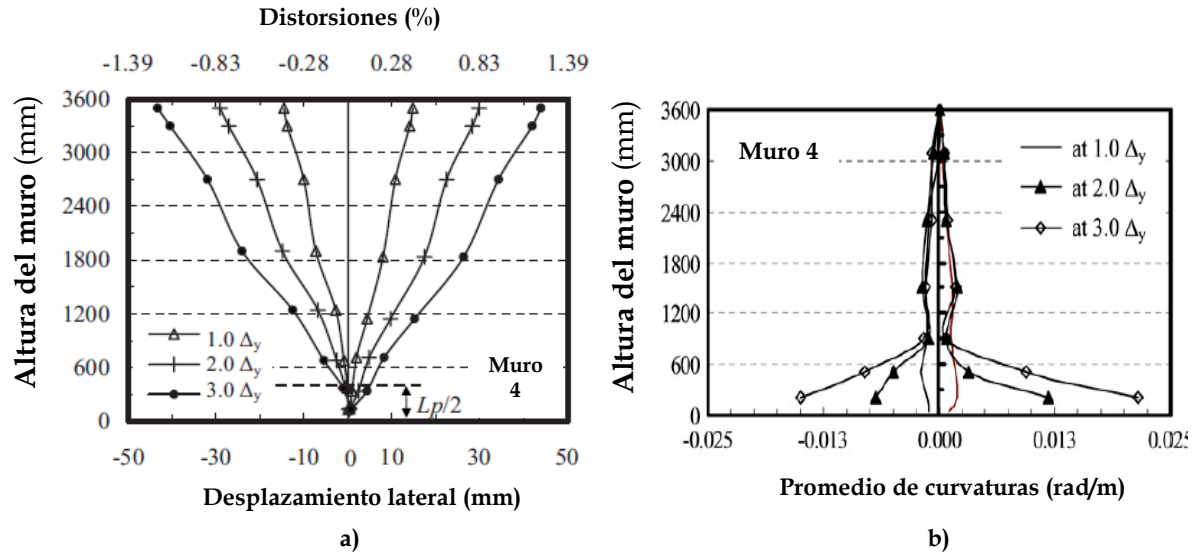


Figura 4.7 a) Perfil de deformaciones en la altura del muro (Shedid *et al.* 2010c), b) perfil de curva a lo largo del muro (Shedid *et al.* 2009).

Con estos resultados, parece razonable pensar que el valor de  $l_p$  puede variar no solo en función de la geometría del muro, si no también depende del límite de desplazamiento objetivo, así como de la curvatura ultima. Desafortunadamente Shedid *et al.*, (2010c) no presentan una recomendación precisa sobre como calcular la longitud de articulación plástica equivalente.

En el caso de muros que forman parte de un edificio ya sea de mampostería confinada o concreto reforzado, estos están conectados por el sistema de piso o vigas de acoplamiento. Es probable que esta interacción entre muros de diferentes longitudes interconectados produzca una influencia en las máximas demandas de curvatura en los muros.

Para estudiar la influencia de este fenómeno, Bohl & Adebar (2011) realizaron un estudio utilizando modelos numéricos para establecer una expresión que estime la longitud de articulación plástica equivalente en muros de concreto reforzado interconectados con distintas longitudes.

$$l_p = \left( 0.2L_w + 0.05 \left( \frac{M}{V} \right) \right) (1 - 1.5 P / f'_c A_g) \leq 0.8L_w \quad (4.4)$$

La ecuación 4.4 toma en cuenta: la relación  $M/V$  en la región de la articulación plástica en el muro, el nivel de carga axial  $P$  con signo positivo en compresión, la resistencia a la compresión del concreto  $f'_c$  y el área gruesa del concreto. Además, se establece un límite de 0.8 veces el lado largo de la sección transversal del muro.

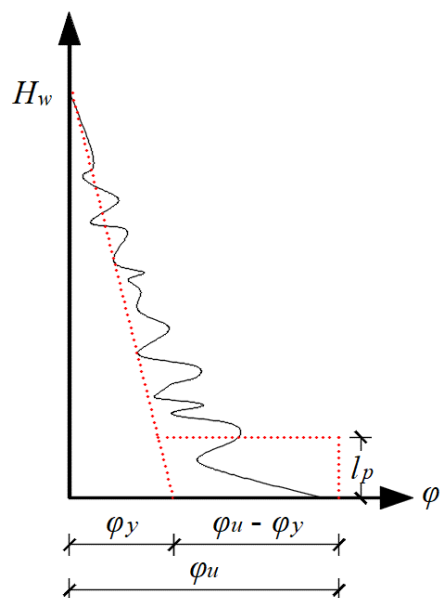
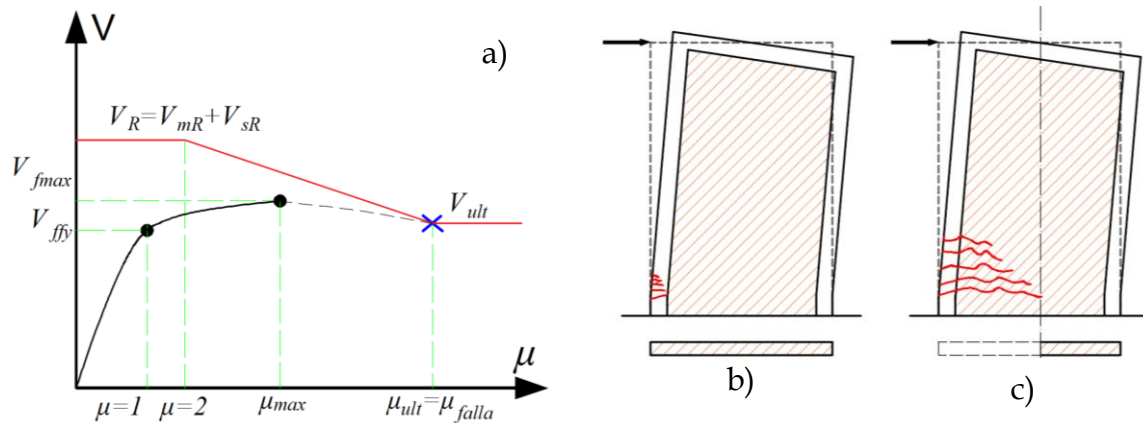


Figura 4.8 Definición de longitud de articulación plástica equivalente  $l_p$

### 4.3. Modelo para definir el tipo de comportamiento en un muro de mampostería confinada

#### 4.3.1. Descripción del modelo para la predicción del comportamiento del muro y determinación de la capacidad de deformación lateral máxima

Para establecer si un muro de mampostería confinada iniciará a dañarse en corte o en flexión, es necesario establecer de manera razonable tanto su resistencia a flexión cuando fluye el acero longitudinal  $M_y$ , como la resistencia en corte asociada al primer agrietamiento por tensión diagonal en el panel de mampostería  $V_{mR}$  en muros sin refuerzo horizontal y  $V_R$  en muros con refuerzo horizontal. En esta sección se propone un procedimiento basado en el modelo de cortante UCSD propuesto por Priestley *et al.* (2007) para establecer el tipo de comportamiento que tendrá un muro de mampostería confinada sometido a cargas laterales y la capacidad de deformación última que el muro es capaz de acomodar.



**Figura 4.9** Caracterización del comportamiento de un muro de mampostería confinada ante cargas laterales; a) Definición de variables para determinar el tipo de comportamiento del muro, b) agrietamiento horizontal inicial, c) agrietamiento cuando se alcanza la resistencia residual  $V_{ult}$

En la Figura 4.9a se definen las resistencias de interés: a) cortante resistente inicial,  $V_R$ ; b) cortante resistente último,  $V_{ult}$ ; c) cortante asociado a la primer fluencia en flexión del refuerzo longitudinal,  $V_{ffy}$ ; y d) cortante asociado al desarrollo de la resistencia máxima en flexión,  $V_{fmax}$ . Para determinar la naturaleza del daño inicial en el muro, es necesario comparar el cortante asociado al desarrollo de la resistencia en flexión  $V_{ffy}$ , con el correspondiente al cortante  $V_R$  asociado al agrietamiento por tensión diagonal. La resistencia última del muro  $V_{ult}$  está asociada a la degradación de la resistencia a corte debido al daño por la flexión; es decir, a bajos niveles de ductilidad, la sección transversal de muro se mantiene sin daño como se observa en la Figura 4.9b y la resistencia en corte se estima con el área total de la sección transversal; sin embargo, cuando la ductilidad aumenta, las grietas horizontales se propagan y la sección transversal de muro se reduce (Figura 4.9c), por lo que la resistencia en corte también se reduce. El comportamiento previamente descrito queda caracterizado por la curva envolvente de la resistencia a corte; es decir, la línea roja indicada en la Figura 4.9a.

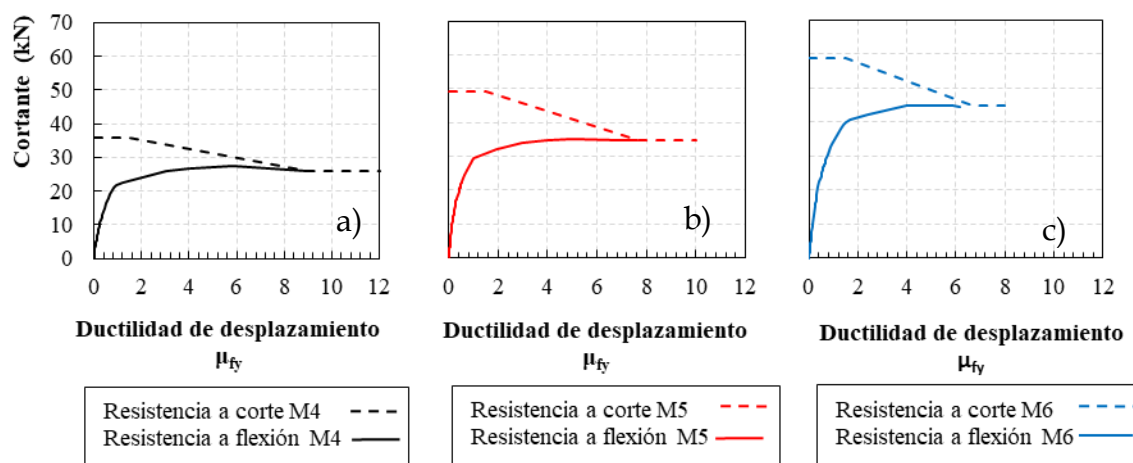
#### 4.3.2. Aplicación del modelo UCSD utilizando los datos experimentales obtenidos por Varela-Rivera *et al.* (2019)

De los muros de mampostería confinada ensayados por Varela-Rivera *et al.* (2019) que se dañan en flexión estudiados en la sección 2.4.1, se definen los valores expuestos en la sección anterior, por ejemplo; la resistencia  $V_{ult}$  corresponde a la presencia del primer agrietamiento diagonal del panel de mampostería considerando una longitud efectiva  $L_r$ . Para calcular  $V_{ffy}$  se usa el valor del desplazamiento cuando se presenta la primer fluencia del acero longitudinal en tensión  $\delta_{fy}$  reportado experimentalmente y un ajuste polinomial de la envolvente fuerza-desplazamiento.  $V_{fmax}$  resulta de dividir el momento máximo reportado experimentalmente entre la altura

del muro. La ductilidad de desplazamiento  $\mu_{max}$  corresponde al cociente del desplazamiento lateral  $\delta_{max}$  cuando se tiene la resistencia máxima  $V_{fmax}$  y el desplazamiento  $\delta_{fy}$ . Finalmente, la ductilidad  $\mu_{ult}$  o ductilidad de falla  $\mu_{falla}$  corresponde al desplazamiento lateral cuando se alcanza el criterio de “falla” normalizada por el desplazamiento  $\delta_{fy}$ . Es decir, el desplazamiento lateral cuando se presenta el primer agrietamiento diagonal en el muro  $\delta_{ult}$ .

De acuerdo con investigaciones realizadas en muros de concreto reforzado (Krolicki *et al.* 2011) y a lo mostrado en la Figura 4.9a, una vez que el muro fluye en flexión, su resistencia en corte disminuye con un incremento en su demanda de ductilidad de desplazamiento  $\mu$ . A falta de información para el caso de muros de mampostería confinada, se decidió fijar un valor de ductilidad de desplazamiento igual a 2, como límite a partir del cual se inicia la degradación de la resistencia en corte. Nótese que este valor podría cambiar posteriormente si la calibración del

Las líneas solidas de color negro, rojo y azul representan, en la Figura 4.10, las curvas de capacidad de los muros M4, M5 y M6 ensayados por Varela-Rivera *et al.* (2019), respectivamente. Las respectivas líneas discontinuas, la envolvente de la resistencia en corte. En el caso de los muros M4 y M5, la intercepción de la curva de capacidad con la envolvente de resistencia ocurre para una ductilidad mayor que la que corresponde a la resistencia máxima. En el caso del muro M6, la intercepción se da en una ductilidad muy cercana a la que corresponde la resistencia máxima.



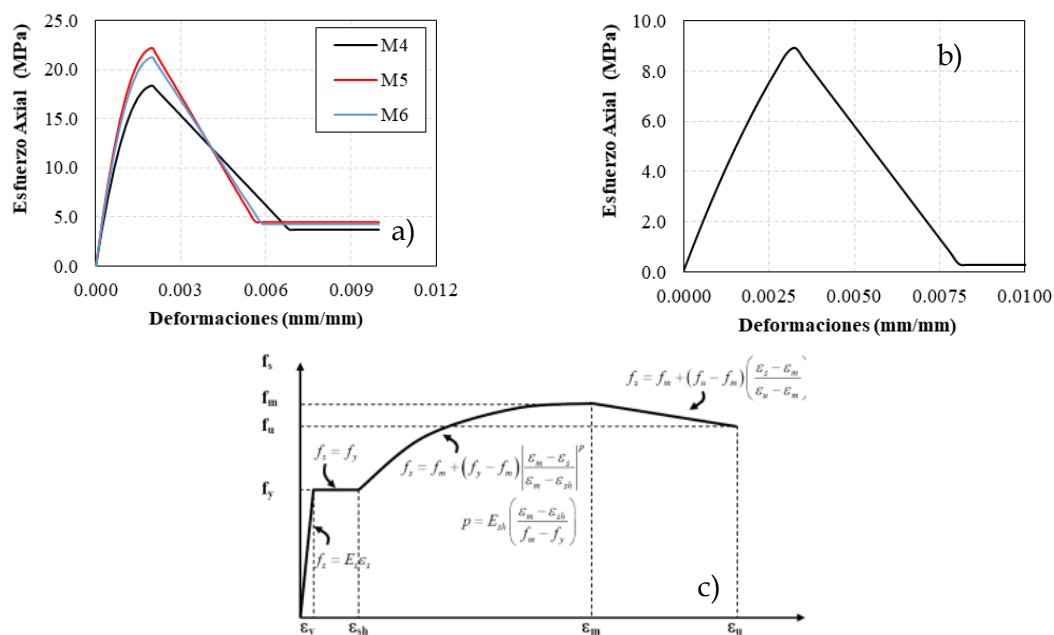
**Figura 4.10 Predicción grafica del modo de falla de los muros ensayados por Varela-Rivera *et al.* (2019); a) Muro M4, b) M5 y c) M6**

La Figura 4.10 muestra que es posible utilizar el concepto de la envolvente de la resistencia a corte, y la curva de capacidad de los muros de mampostería confinada ensayados experimentalmente por Varela *et al.*, (2019), para estimar: el tipo de comportamiento del muro (flexión o corte), y la ductilidad máxima que alcanzan. El siguiente paso consiste en la aplicación de dicho modelo calculando la curva de

capacidad del muro con el método de la columna ancha con plasticidad concentrada en flexión, así como caracterizar, con la información experimental disponible, la envolvente de la resistencia a corte.

#### 4.3.3. Construcción de los modelos analíticos para calcular la curva de capacidad del muro a partir de los datos experimentales reportados por Varela-Rivera *et al.* (2019)

Se calibra un modelo analítico que sea capaz de reproducir la curva de capacidad de los muros ensayados por Varela-Rivera *et al.* (2019). Los modelos se construyeron con el programa MIDAS Gen, para esto fue necesario definir los modelos constitutivos esfuerzo-deformación axial para cada uno de los materiales. Mientras que en el caso de la mampostería se utilizó el modelo propuesto por Flores-Cano (2010); para el concreto se utilizó el modelo de Kent & Park (1971); y para el acero longitudinal el modelo de la Figura 4.11. Con estos modelos constitutivos se obtuvieron, con el programa XTRACT (2004); los diagramas momento curvatura  $M-\phi$  y de interacción  $M-P$  de la sección transversal en la base de cada muro.



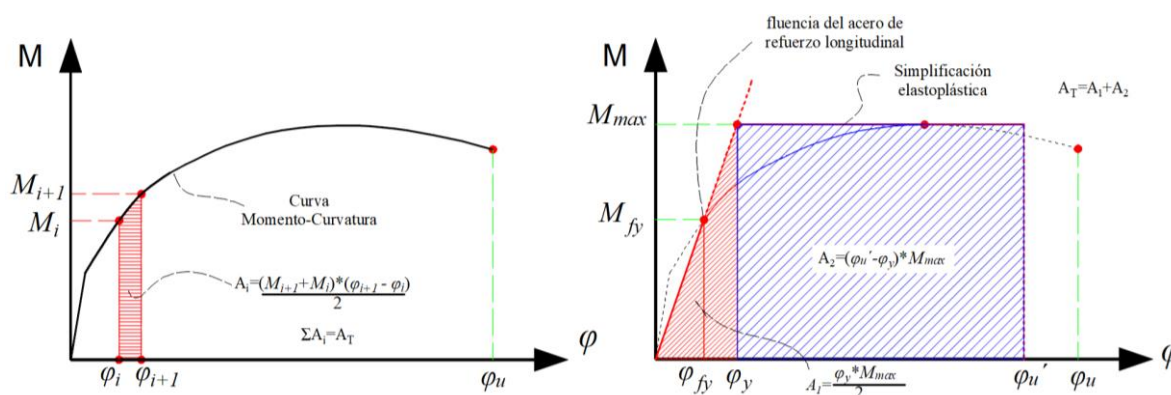
**Figura 4.11 Modelos constitutivos: a) Concreto, b) Mampostería, c) Acero longitudinal**

En cuanto a la mampostería y el concreto, se tomaron los valores de resistencia promedio en compresión reportados por Varela-Rivera *et al.* (2019), y se consideró que no son capaces de resistir esfuerzos en tensión. Para las barras de acero longitudinal, el valor experimental promedio de la resistencia a la fluencia  $f_y$  en tensión reportado fue de 445 MPa, este valor es cercano al valor esperados de resistencia reportado en Rodríguez & Botero (1994) que es de 454 MPa.



La falla de los muros ensayados por Varela-Rivera et al., (2019) se asoció al aplastamiento del concreto de los castillos; por lo tanto, para calcular los diagramas  $M-\varphi$  de la sección transversal en la base se consideró que la falla de la sección transversal ocurre cuando se alcanza una deformación última  $\varepsilon_{cu}$  en la fibra extrema en compresión igual a 0.004.

Una vez obtenidos los diagramas momento curvatura  $M-\varphi$  bajo un estado de deformación lateral monótonamente creciente, se propone una simplificación elastoplástica como la que se observa en la Figura 4.12. Se seleccionó un modelo elastoplástico en vez de uno bilineal, con el propósito de realizar una estimación conservadora del punto de intercepción de la curva de capacidad del muro y la envolvente de la resistencia en corte. En la Figura 4.12b se observa que el modelo elastoplástico queda definido por dos rectas: La rigidez inicial, conocida también como  $El_{efec}$ , se define con una recta que parte del origen e intercepta al punto de la curva  $M-\varphi$  donde se presenta la primera fluencia del acero de refuerzo ( $\varphi_{fy}$ ,  $M_{fy}$ ); la segunda recta es una línea horizontal que es tangente al punto donde se obtiene la resistencia máxima del muro  $M_{max}$ ; con la intercepción de ambas rectas se obtiene el punto de fluencia ( $\varphi_y$ ,  $M_{max}$ ) del sistema elastoplástico equivalente.



**Figura 4.12** Idealización elastoplástica del diagrama momento-curvatura: a) método obtener el área bajo la curva del diagrama  $M-\varphi$ , b) simplificación elastoplástica

La Figura 4.13 muestra, para diferentes niveles de carga axial, los diagramas momento-curvatura de los muros en estudio. Mientras que las líneas continuas corresponden a los diagramas obtenidos con el programa XTRACT; las líneas discontinuas muestran una idealización elastoplástica obtenida de acuerdo con lo mostrado en la Figura 4.12. Claramente, un incremento de carga axial resulta en un incremento de rigidez y momento resistente, y en una disminución de la correspondiente capacidad de deformación. Por otro lado, el comportamiento de las tres secciones transversales es prácticamente el mismo.



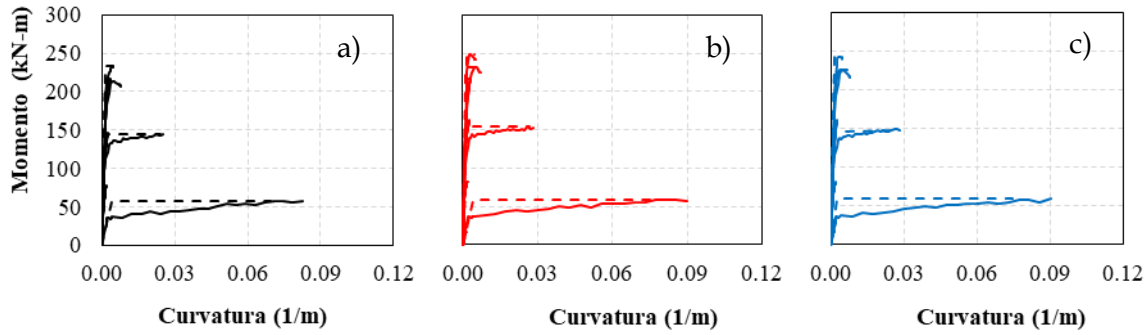


Figura 4.13 Diagramas momento-curvatura para distintos niveles de carga axial: a) M4, b) M5, c) M6

En la Figura 4.14 se muestran los diagramas de interacción  $M$ - $P$  calculados utilizando un  $\epsilon_s=0.008$  y  $\epsilon_{cu}$  igual a 0.004, debido a que el concreto en el extremo del castillo carece de confinamiento de los 3 muros. Los diagramas son utilizados en la definición de la articulación plástica para considerar la influencia de la carga axial en el elemento en el programa MIDAS Gen; aunque, en el caso de las pruebas experimentales la carga axial se mantuvo constante durante todo el ensayo.

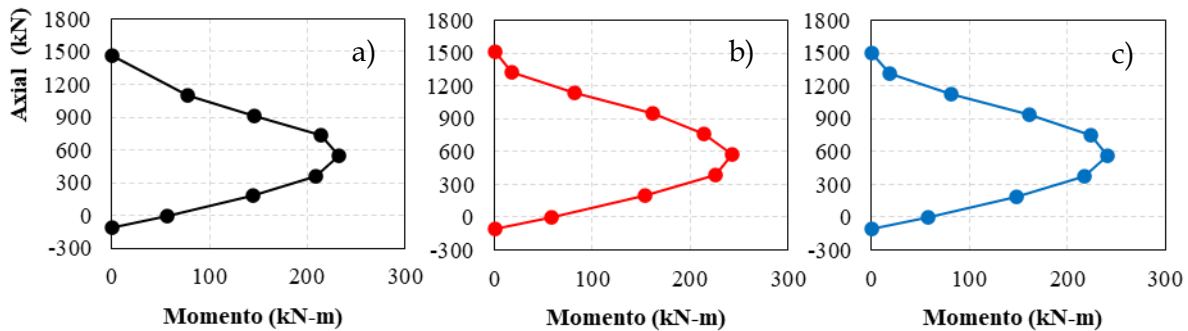


Figura 4.14 Diagramas de interacción  $P$ - $M_u$ : a) Muro M4, b) M5, c) M6

Finalmente, es necesario definir la rigidez inicial de la articulación plástica  $K_0$ . Debido a la naturaleza de la aplicación de la carga durante las pruebas, se puede considerar a la rigidez inicial del muro como la de un elemento en voladizo. Por lo tanto, la rigidez inicial será igual a  $3EI_{efec}/H$ . Se calculó el factor de inercia efectiva  $EI_{efec}/EI_g$  utilizando la definición de  $EI_{efec}$  indicada en la Figura 4.12. Cada modelo consideró un área efectiva de corte, bajo la consideración del mismo factor de agrietamiento obtenido con el diagrama momento-curvatura de acuerdo con lo recomendado por NIST (2014), dicho sea de paso, los resultados obtenidos durante la calibración permitirán validar esta hipótesis.

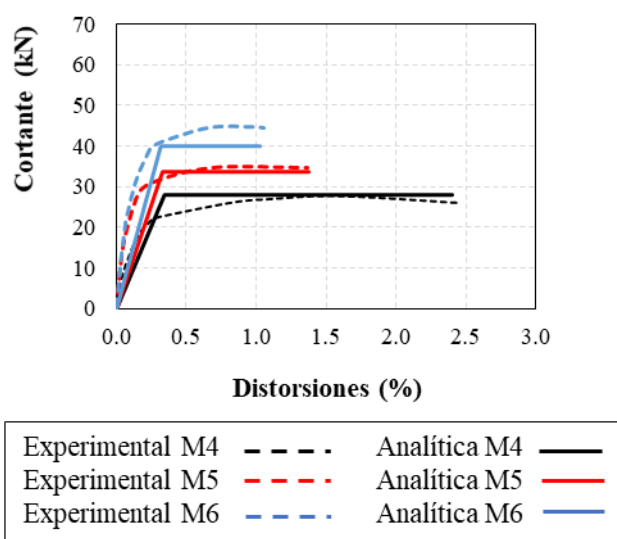
La Tabla 4.2 resumen algunos de los valores más relevantes de análisis momento curvatura calculados de manera analítica de los muros en estudio. Note que los valores de momento máximo  $M_{m-xt}$  tienen una buena correspondencia con los

momentos resistentes máximos  $M_{m-exp}$  establecidos experimentalmente. Los valores estimados para la deformación unitaria del acero  $\varepsilon_s$  en tensión cuando se alcanza el momento máximo son menores de  $0.6\varepsilon_{su}$ , valor que corresponde al recomendado por Krolicki *et al.* (2011) para el caso de muros de concreto reforzado sujetos a carga cíclica. Otro aspecto que resulta importante resaltar, es que los valores de la relación  $EI_{efec}/EI_b$  obtenidos experimentalmente resultaron bastante cercanos al factor  $\beta^2$  utilizado por Varela *et al.*, (2019) para definir la rigidez inicial de su modelo analítico.

**Tabla 4.2 Resumen de los análisis momento-curvatura y valores experimentales**

| Muro | P<br>(kN) | $M_{m-exp}$<br>(kN) | $M_{m-xt}$<br>(kN) | $\varphi_y$<br>(1/m) | $\varphi'_u$<br>(1/m) | $\varepsilon_s$ | $EI_{efec}/EI_b$ | $M_{m-xt}/M_{m-exp}$ |
|------|-----------|---------------------|--------------------|----------------------|-----------------------|-----------------|------------------|----------------------|
| M4   | 45.77     | 79.33               | 84.38              | 0.003204             | 0.0530                | 0.0654          | 0.2979           | 1.063                |
| M5   | 78.79     | 102.73              | 100.9              | 0.002965             | 0.0463                | 0.0550          | 0.3851           | 0.982                |
| M6   | 120.57    | 130.13              | 123.7              | 0.003107             | 0.0465                | 0.0532          | 0.4505           | 0.950                |

La Figura 4.15 muestra la comparativa de curvas de capacidad experimentales (líneas discontinuas) y analíticas (líneas continuas) de los muros M4, M5 y M6. A pesar de la diferencia que se observa para la rigidez inicial, debido a que el modelo analítico se considera agrietado inicialmente, es posible decir que los modelos analíticos reflejan correctamente el incremento de rigidez y resistencia con un incremento en el axial en compresión.



**Figura 4.15 Comparativa entre los resultados experimentales y el modelo analítico propuesto de la curva fuerza contra distorsión muros M4, M5, y M6**

<sup>2</sup> Descripción del modelo analítico propuesto por Varela *et al.*, (2019) a partir de sus resultados experimentales, sección 2.4.1.

#### 4.3.4. Obtención de los puntos que definen la envolvente de degradación de resistencia en corte

Dado que, en términos conceptuales: la capacidad de deformación última definida en las pruebas experimentales de los muros ensayados por Varela-Rivera *et al.* (2019) corresponde al evento asociado con la aparición del primer agrietamiento diagonal; la capacidad última de los muros utilizando el modelo UCSD se establece a partir de la interacción entre la curva de capacidad y su envolvente de cortante resistente. Para calcular la envolvente de cortante resistente de manera analítica, el cortante  $V_{mR}$  se obtiene utilizando la ecuación 2.14 bajo la consideración que la *longitud efectiva* será igual a la longitud total  $L$  del muro. Además, que, cuando exista acero horizontal, será necesario sumar el valor de  $V_{sR}$  para obtener el valor de  $V_R$ . De la evidencia experimental mostrada en la Tabla 4.3 se observa que el cociente de  $V_{ult}/V_{mR}$  se encuentra en un rango que va de 0.73 al 0.76; por lo tanto, como una primera aproximación para calcular  $V_{ult}$  se propone multiplicar al cortante  $V_{mR}$  para el caso de los muros ensayados por Varela et al., (2019), y  $V_R$  para muros con acero de refuerzo horizontal por 0.7.

**Tabla 4.3 Resumen de revisión del comportamiento de los 3 muros esbeltos: resistencias**

| Muro | P<br>(kN) | P <sub>OC</sub><br>(kN) | P/P <sub>OC</sub> | V <sub>ffy</sub><br>(kN) | V <sub>fmax</sub><br>(kN) | V <sub>mR</sub><br>(kN) | L <sub>r</sub><br>(m) | L <sub>r</sub> /L | V <sub>ult</sub><br>(kN) | V <sub>ffy</sub> /V <sub>mR</sub> | V <sub>ult</sub> /V <sub>mR</sub> |
|------|-----------|-------------------------|-------------------|--------------------------|---------------------------|-------------------------|-----------------------|-------------------|--------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| M4   | 45.77     | 1474                    | 0.031             | 22.08                    | 27.26                     | 35.89                   | 0.95                  | 0.778             | 25.94                    | 0.61                              | 0.76                              |
| M5   | 78.79     | 1515                    | 0.052             | 29.43                    | 35.30                     | 49.09                   | 0.95                  | 0.778             | 34.72                    | 0.59                              | 0.75                              |
| M6   | 120.57    | 1506                    | 0.080             | 35.01                    | 44.71                     | 58.63                   | 0.69                  | 0.565             | 44.72                    | 0.78                              | 0.73                              |

En la Figura 4.16a y Figura 4.16b se observa de manera esquemática que en el caso de los tres muros, al utilizar una idealización elastoplástica de la curva de capacidad del muro (línea negra); se produce un cambio en el punto que define la fluencia de la curva con respecto al valor utilizado por Varela et al., (2019). Utilizando el modelo elastoplástico el punto asociado a la fluencia queda definido por el desplazamiento  $\delta_y$ , con ductilidad  $\mu$  igual a 1. A partir de este punto y del valor de  $V_{fmax}$  se define la rigidez elástica del sistema elastoplástico  $K_y$ .

En la Tabla 4.4 se muestran los valores de desplazamiento de fluencia  $\delta_y$  y rigidez  $K_y$  analíticos y los valores de  $\delta_{fy}$  y  $K_{fy}$ . Vale la pena hacer énfasis en que mucha de la diferencia entre los valores experimentales y analíticos tienen que ver con los diferentes criterios utilizados para establecerlos. En cuanto a los valores experimentales, el desplazamiento de fluencia se asocia con la primera fluencia del refuerzo horizontal. Para el caso analítico, se usa el desplazamiento asociado al punto de quiebre de una idealización elastoplástica de la curva de capacidad. Las rigideces reportadas en la tabla corresponden a las rigideces secantes asociadas a los desplazamientos de fluencia  $\delta_{fy}$  y  $\delta_y$  para el caso experimental y analítico respectivamente.

Tabla 4.4 Desplazamiento de fluencia y ductilidad última: experimental vs analítica

| Muro | P/P <sub>OC</sub> | Experimental          |                     |                        |             | Analítica          |                  |             |
|------|-------------------|-----------------------|---------------------|------------------------|-------------|--------------------|------------------|-------------|
|      |                   | $\delta_{fy}$<br>(mm) | $K_{fy}$<br>(kN/mm) | $\delta_{ult}$<br>(mm) | $\mu_{ult}$ | $\delta_y$<br>(mm) | $K_y$<br>(kN/mm) | $\mu_{ult}$ |
| M4   | 0.031             | 7.9                   | 2.737               | 70                     | 8.86        | 10.1               | 2.85             | 6.93        |
| M5   | 0.052             | 5.2                   | 5.557               | 40                     | 7.69        | 9.6                | 3.61             | 4.16        |
| M6   | 0.080             | 5.0                   | 6.775               | 30.3                   | 6.06        | 9.3                | 4.17             | 3.25        |

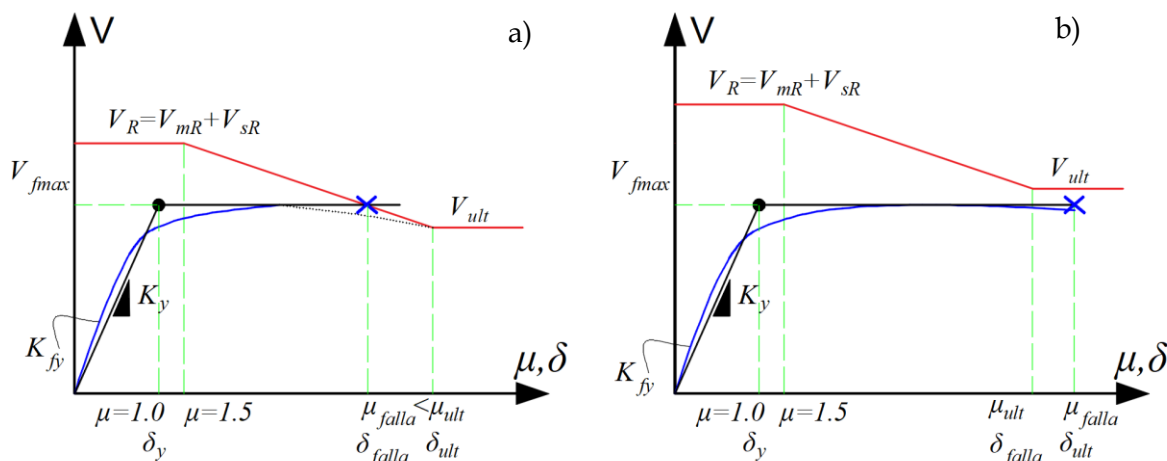
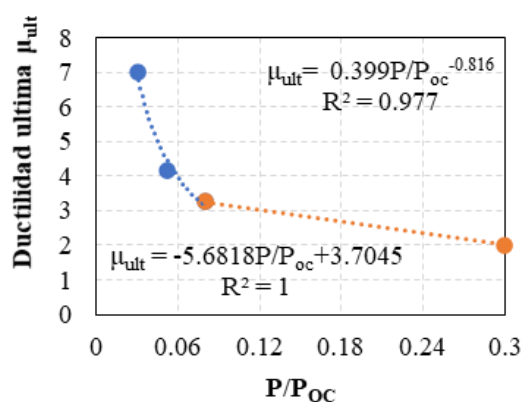


Figura 4.16 Caracterización del comportamiento de un muro de mampostería confinada ante cargas laterales con comportamiento elasto-plástico: a) Falla antes de alcanzar la ductilidad última, b) La curva de capacidad del muro no intercepta la envolvente y la ductilidad del muro es al menos igual a la ductilidad última.

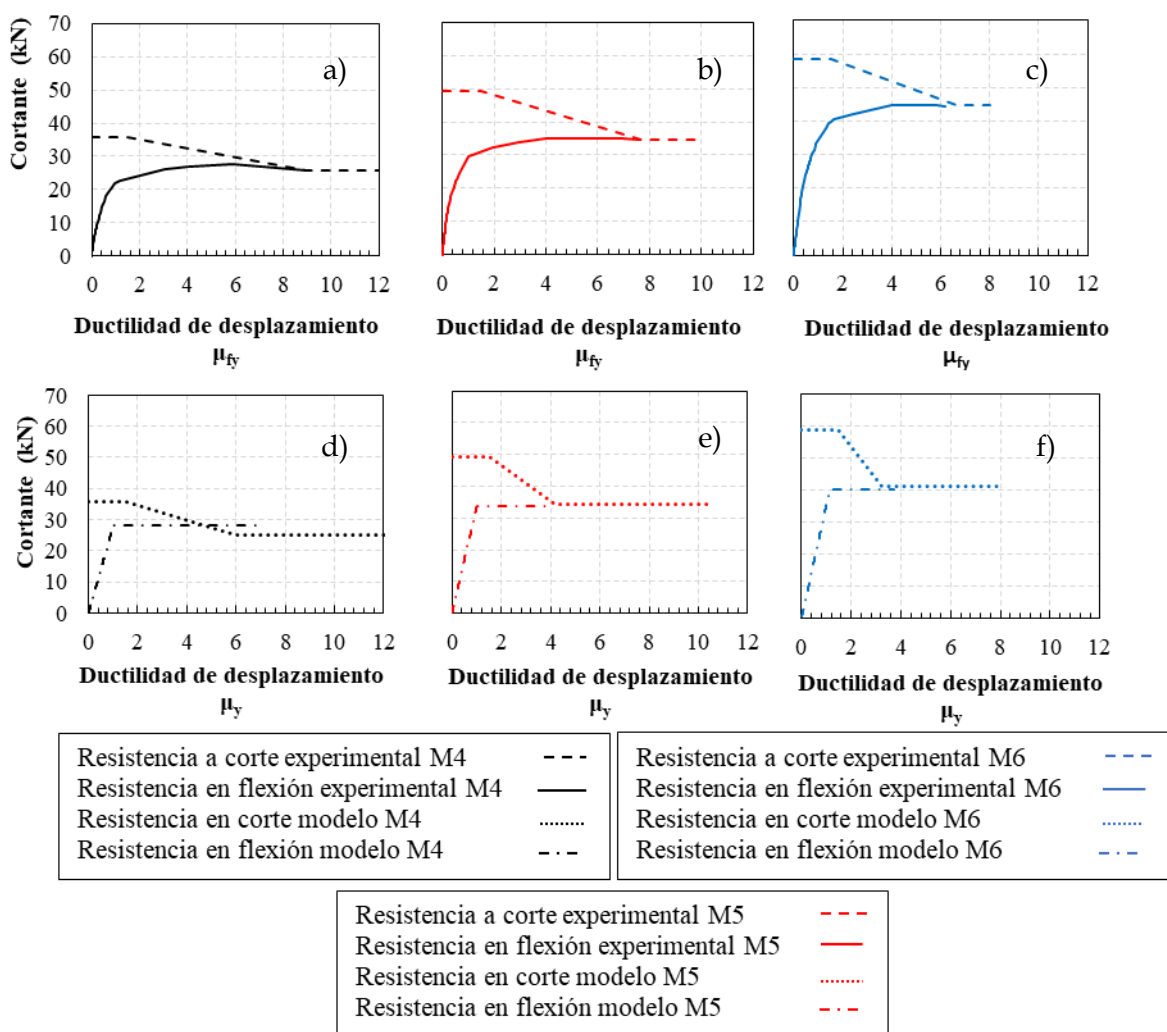

 Figura 4.17 Relación de la ductilidad última y cociente de la carga axial entre resistencia axial pura en compresión  $P_{OC}$

Debido a la discrepancia en la definición del desplazamiento de fluencia entre los resultados experimentales y el modelo analítico, la ductilidad a la cual inicia la degradación de la envolvente de la resistencia a corte se ajustó de 2 a un valor de 1.5 para el modelo analítico propuesto (Figura 4.16). Con la nueva definición de la fluencia del sistema, se calcula la ductilidad ultima  $\mu_{ult}$  de la envolvente de resistencia a corte utilizando el valor de  $\delta_{ult}$  obtenido experimentalmente. Al utilizar un comportamiento elastoplástico, la ductilidad a la falla será menor a la ductilidad ultima de la curva envolvente de la resistencia de corte en el caso cuando la resistencia  $V_{fmax}$  es mayor que la resistencia residual  $V_{ult}$ . (Figura 4.16a). Por otro lado, cuando la resistencia  $V_{fmax}$  es menor que la resistencia al corte residual  $V_{ult}$ , el muro es capaz de desarrollar todo su comportamiento no lineal en flexión y su falla queda definida por: a) el aplastamiento del concreto confinado; b) una deformación unitaria del acero en tensión de  $0.6\varepsilon_{su}$ ; o c) el aplastamiento de la mampostería a una deformación unitaria  $\varepsilon_{mu}$  de 0.004.

En la Figura 4.17, se grafica la relación entre la ductilidad ultima  $\mu_{ult}$  y el cociente entre la carga axial aplicada en el muro y la resistencia a compresión pura  $P/P_{OC}$ . Se propone un ajuste potencial para el intervalo de valores mostrados en la Tabla 4.4 y una relación lineal para valores de  $P/P_{OC}$  mayores que 0.08 y menores que 0.3 para calcular el valor de  $\mu_{ult}$ , y, de esta manera, obtener una expresión que sea capaz de predecir el valor de la ductilidad ultima en función del nivel de carga axial en el muro y así definir totalmente la envolvente de degradación de la resistencia a corte. Al contar con la envolvente de resistencia a corte y sobreponerla contra la curva de capacidad del muro se define si las curvas se interceptan y se da una falla prematura por corte o el muro es capaz de desarrollar toda su capacidad en flexión.

#### **4.3.5. Comparativa de los resultados experimentales y analíticos del modelo propuesto**

En la Figura 4.18 se compara la predicción del método UCSD con los datos experimentales contra los datos analíticos. Se aprecia que el modelo analítico es capaz de predecir que el daño inicial de los muros es en flexión; sin embargo, solo en el caso del muro M4, se observa la intercepción de la curva de capacidad y la envolvente de resistencia en corte, para una ductilidad de 4.8 aproximadamente, por lo que de acuerdo con la Figura 4.16 esta ductilidad está asociada a la “falla” del muro. En el caso de los muros M5 y M6, la curva de capacidad y la curva envolvente no se interceptan cabalmente debido a la subestimación; por parte del modelo de la columna ancha, de la capacidad resistente en flexión. Debido a lo anterior y; aunque, en las pruebas experimentales se desarrollaron a la larga grietas diagonales en los muros M5 y M6, su modelo analítico no es capaz de predecir la interacción flexión-corte.

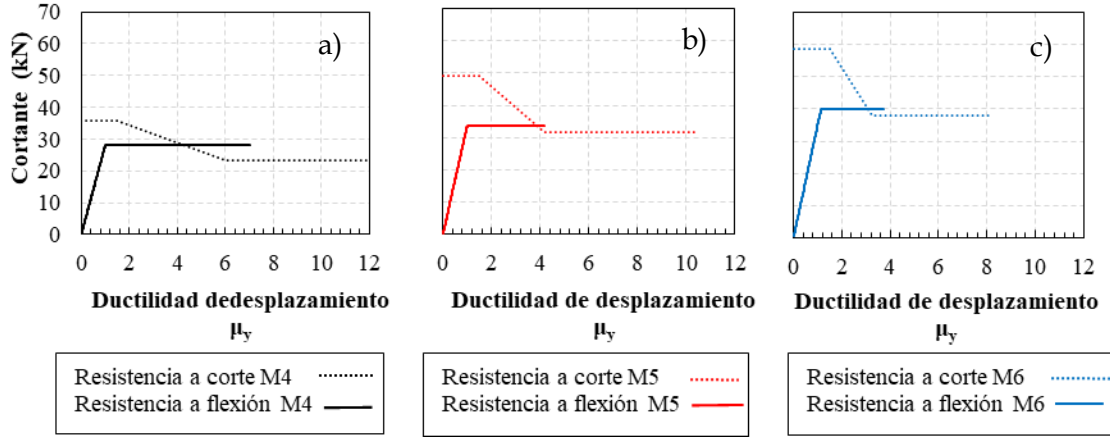


**Figura 4.18 Predicción grafica del modo de falla de los muros ensayados por Varela-Rivera *et al.* (2019) datos experimentales contra valores analíticos: a), b), c) muros M4, M5 y M6 datos experimentales, d), e) y f) datos analíticos**

Debido a la imprecisión observada en el modelo para predecir el comportamiento en flexión-corte que se da en los muros En la Figura 4.19 se ajustó el valor de  $V_{ult}$  a un valor igual a  $0.65V_R$ , con este ajuste se consigue que en los muros M5 y M6, la curva envolvente de la resistencia a corte intercepte a la curva de capacidad del muro, de esta forma la ductilidad a la falla en cada muro es igual a 4.2, 3.8 y 3.0 para los muros M4, M5 y M6 respectivamente.

Es importante reconocer que una de las razones por las que el modelo de la columna ancha modificada con comportamiento no lineal en flexión subestima la resistencia de dos de los tres muros, en comparación con la respuesta experimental; pudieran estar relacionadas con la escasas de información relacionada con las escueta información disponible sobre las pruebas experimentales en los muros

ensayados por Varela et al., (2019). No obstante, en vez de incrementar la resistencia de los materiales hasta que la resistencia analítica fuese equivalente con los resultados experimentales, se decidió reducir los valores de la envolvente de la resistencia a corte para que el modelo fuese capaz de predecir la falla a flexión-corte. Esta decisión se basó en el hecho que dicha envolvente se considera como un modelo empírico, por lo que, a juicio del autor, parece más razonable ajustar ese parámetro.



**Figura 4.19 Predicción grafica del modo de falla de los muros ensayados por Varela-Rivera et al. (2019) datos analíticos con  $V_{ult}=0.65V_{max}$ : a) muro M4, b) muro M5 y c) muro M6**

#### 4.3.6. Validación del modelo analítico de la columna ancha modificada con comportamiento no lineal en flexión ante carga cíclica

También se realizó una calibración de los resultados con un análisis bajo carga cíclica. Para representar dicho comportamiento, se propone utilizar el modelo histérico de *Takeda Slip*. Este modelo toma en cuenta el efecto del “adelgazamiento” del ciclo histérico. En la Figura 4.20 se muestra de manera gráfica cada uno de los parámetros que definen al modelo.

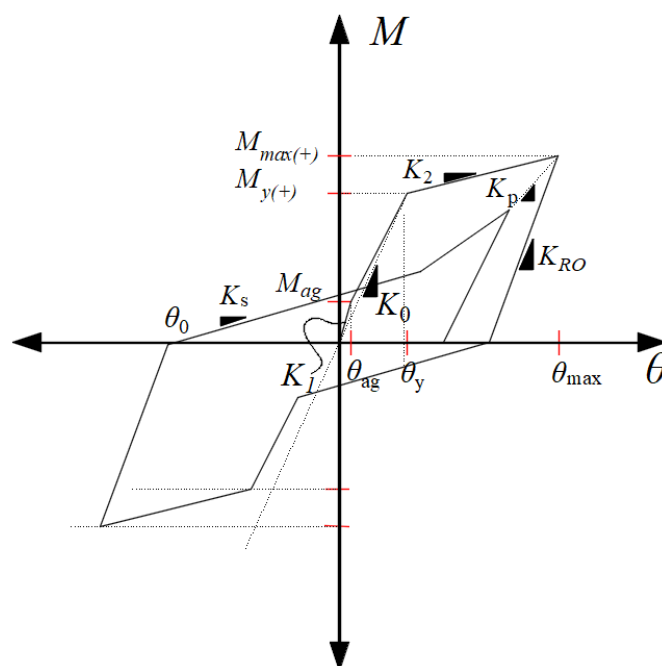
$$K_1 = \alpha_1 K_0 \quad (4.5)$$

$$K_2 = \alpha_2 K_0 \quad (4.6)$$

$$K_{RO} = K_0 \left| \frac{\theta_{max}}{\theta_y} \right|^{-\alpha} \quad (4.7)$$

$$K_p = \frac{M_{max}}{\theta_{max}} \alpha \quad (4.8)$$

$$K_s = \frac{M_{max}}{\theta_{max} - \theta_0} \left| \frac{\theta_{max}}{\theta_{max} - \theta_0} \right|^\gamma \quad (4.9)$$



**Figura 4.20** Parámetros que definen el modelo de *Takeda Slip*

En el eje de las abscisas se registra las rotaciones de la articulación plástica, y en el eje de las ordenadas el momento. Para definir la rigidez  $K_1$  asociada al agrietamiento se utiliza la rigidez inicial  $K_0$  definida previamente. En este trabajo se propone solo considerar una rigidez tangente y un comportamiento elasto-plástico como se observa en la Figura 4.12; por lo tanto, el valor de  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  en las ecuaciones 4.5 y 4.6 serán iguales a 1 y 0 respectivamente. La rigidez  $K_{RO}$  asociada a la pendiente de descarga se define con la ecuación 4.7. El valor  $\alpha$  en esta ecuación será igual a 0.4 valor sugerido en el manual del usuario del Midas Gen. La ecuación 4.8 define la rigidez  $K_p$ , la rigidez  $K_s$  se define con la ecuación 4.9, donde  $\gamma$  es el factor de adelgazamiento o *pinching rule-factor*, cuando  $\gamma$  vale cero, no existe el efecto del adelgazamiento, y cuando vale 0.5, el adelgazamiento es máximo.

Para calibrar el valor de  $\gamma$ , en la Figura 4.21 se muestran los resultados del análisis cíclico del muro M-4 utilizando el modelo de *Takeda Split* y tres valores de  $\gamma$ . Los valores utilizados son: 0, 0.25 y 0.5 (curvas en color, naranja, negro y rojo), cualitativamente se puede decir que con un valor de  $\gamma$  igual a 0.25 (Figura 4.21b) la curva analítica tiene una coincidencia razonable con el resultado experimental.



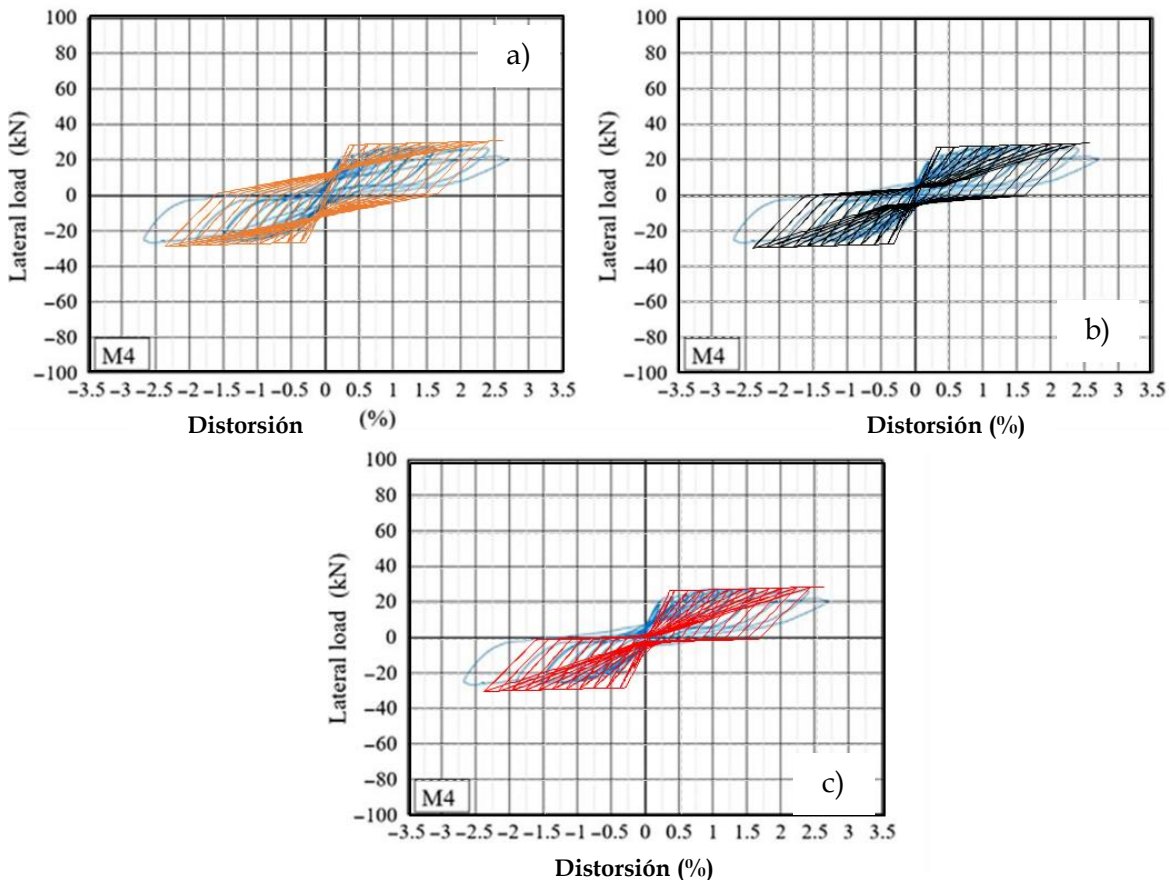


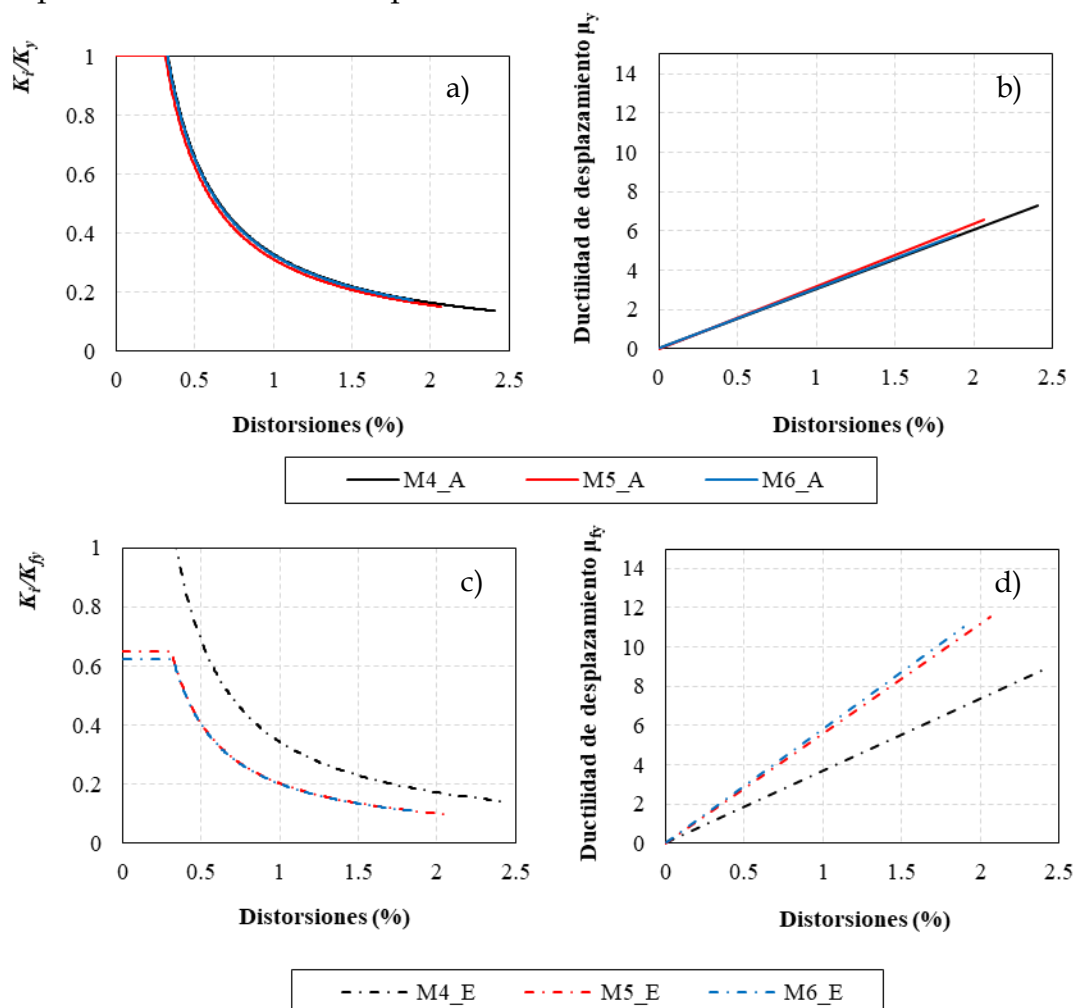
Figura 4.21 Calibración del parámetro  $\gamma$  en el modelo de Takeda Split Muro M-4: a)  $\gamma=0$ , b)  $\gamma=0.25$ , c)  $\gamma=0.5$

#### 4.4. Parámetros que afectan el desempeño de muros de mampostería confinada con relaciones de aspecto elevadas y daño en flexión

##### 4.4.1. Validación de la relación entre la ductilidad, distorsión y degradación de rigidez con el modelo analítico

Para conocer pertinencia de utilizar el modelo de la columna ancha modificada con comportamiento no lineal para reproducir los parámetros de desempeño definidos en la Figura 2.22, en la Figura 4.22 se grafican dichos parámetros a partir de los modelos analíticos: las líneas sólidas representan la relación entre la distorsión y la rigidez secante normalizada con la rigidez de fluencia  $K_y$ , así como la distorsión contra la ductilidad  $\mu_y$  de la respuesta analítica mostrada en la Figura 4.15 respectivamente; por otro lado, las líneas formadas por guiones y puntos utilizan los valores experimentales de rigidez de fluencia  $K_{fy}$  y desplazamiento de fluencia  $\delta_{fy}$  (Tabla 4.4). Se observa que cuando se usan los valores experimentales para normalizar la respuesta estimada con el modelo de la columna ancha, se tiene una buena correlación

con los resultados experimentales. Esta buena correlación se pierde cuando se usan los valores analíticos de la Tabla 4.4. Cabe resaltar que los valores de ductilidad considerados por varias normativas vigentes alrededor del mundo *p. ej.* NTC-DS (2017), ASCE/7-16 (2016) corresponden al criterio utilizado en el método analítico; esto es, el desplazamiento de fluencia corresponde al punto de quiebre de una idealización elastoplástica de la curva de capacidad.



**Figura 4.22** Comparativa de los parámetros de desempeño calculados con el modelo analítico, y utilizando la definición experimental y analítica del desplazamiento de fluencia: a) y c) Degradación de rigidez normalizada como función de la distorsión, b) y d) relación entre la ductilidad de desplazamientos y la distorsión del muro.

#### 4.4.2. Efecto de la relación de aspecto

De acuerdo con la evidencia experimental mostrada por Varela-Rivera *et al.* (2019), un incremento en la relación  $H/L$  resulta en un comportamiento en flexión de los muros de mampostería confinada y una mayor capacidad de deformación lateral. Dado que el rango de valores de  $H/L$  considerados en los estudios experimentales suele ser limitado, conviene aquí ampliar ese rango por medio de usar modelos

analíticos. Con este fin, se consideran 6 muros: 3 con altura de 4 metros; y 3 con altura de 5 metros, los 6 muros conservan la sección transversal, materiales y nivel de carga axial, de los muros M4, M5 y M6. Con base en esto, se tiene una primer serie de muros denominados M41, M51 y M61 relación de aspecto de 3.27 y una segunda serie con muros denominados M42, M52 y M62 relación de aspecto de 4.09. Algunos datos de los muros se muestran en la Tabla 4.5, los valores de  $\delta_y$  y  $K_y$  se obtuvieron del modelo de la columna ancha con comportamiento no lineal en flexión (Figura 4.1) mientras que el valor de  $\mu_{ult}$  se obtuvo con la ecuación propuesta en la Figura 4.16. Finalmente, el valor de  $\delta_{ult}$  se obtuvo como el producto de  $\mu_{ult}$  por  $\delta_y$ .

**Tabla 4.5 Datos de los muros propuestos para estudiar el efecto del incremento de la relación de aspecto.**

| Muro | H/L  | P<br>(kN) | P <sub>oc</sub> | P/P <sub>oc</sub> | $\delta_y$<br>(mm) | $K_y$<br>(kN/mm) | $\mu_{ult}$ | $\delta_{ult}$<br>(mm) |
|------|------|-----------|-----------------|-------------------|--------------------|------------------|-------------|------------------------|
| M41  | 3.27 | 45.77     | 1474            | 0.031             | 17.1               | 1.16             | 7           | 119.7                  |
| M51  | 3.27 | 78.79     | 1515            | 0.052             | 17.1               | 1.47             | 4.16        | 71.13                  |
| M61  | 3.27 | 120.57    | 1506            | 0.080             | 16.6               | 1.72             | 3.25        | 53.95                  |
| M42  | 4.09 | 45.77     | 1474            | 0.031             | 26.8               | 0.61             | 7           | 187.6                  |
| M52  | 4.09 | 78.79     | 1515            | 0.052             | 26.1               | 0.77             | 4.16        | 108.5                  |
| M62  | 4.09 | 120.57    | 1506            | 0.080             | 25.3               | 0.90             | 3.25        | 82.22                  |

La Figura 4.23 muestra la evolución del comportamiento y modo de falla de los 6 nuevos muros. Para definir la envolvente cortante resistente se calculó para cada muro el valor de  $V_{mR}$  con la ecuación (4.5). La resistencia ultima  $V_{ult}$  se estimó como 0.65 veces el valor de  $V_{mR}$ . Note que conforme se incrementa la relación de aspecto, los muros tienden, cada vez más a exhibir un comportamiento totalmente dominado por efectos de flexión.

Bajo la consideración de un comportamiento dominado por flexión para los 6 muros nuevos, se grafican y comparan, en la Figura 4.24, los parámetros de desempeño de la serie de muros calculados con el método de la columna ancha modificada (M41, M51, M61, M42, M52, y M62), y los muros ensayados experimentalmente (M4, M5 y M6). Note que, para un valor dado de distorsión, tanto la demanda de ductilidad como la degradación de la rigidez lateral se reducen de manera apreciable conforme se incrementa la relación de aspecto.

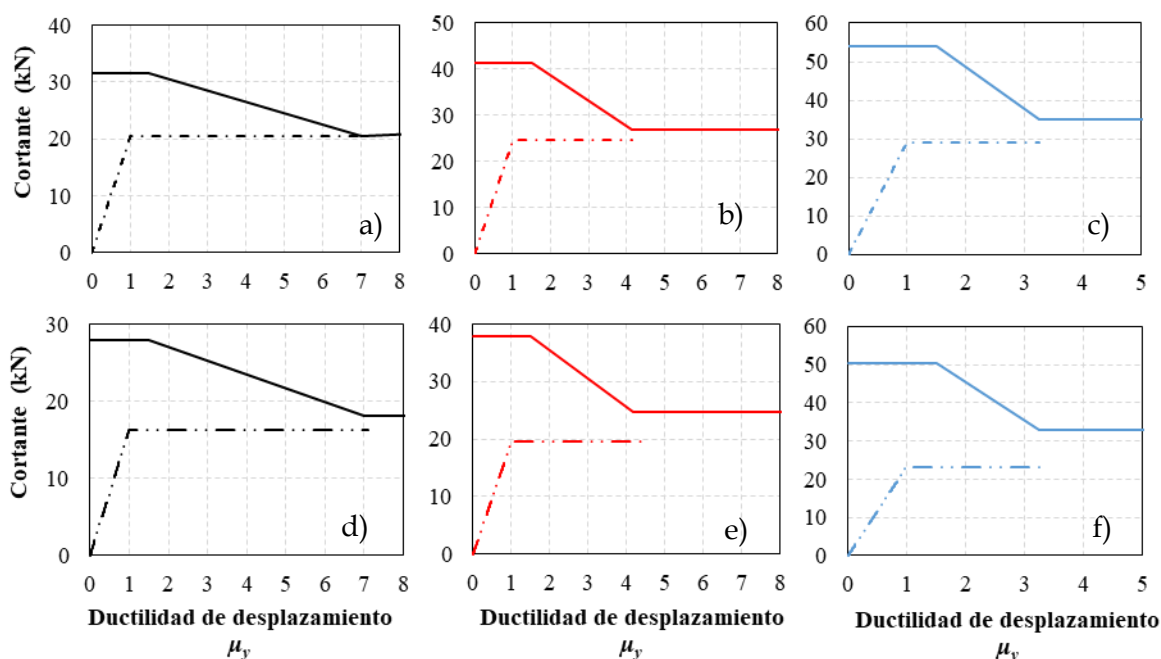


Figura 4.23 Modos de comportamiento y falla de los muros: a) M41, b) M51, c) M61, d) M42, e) M52, f) M62

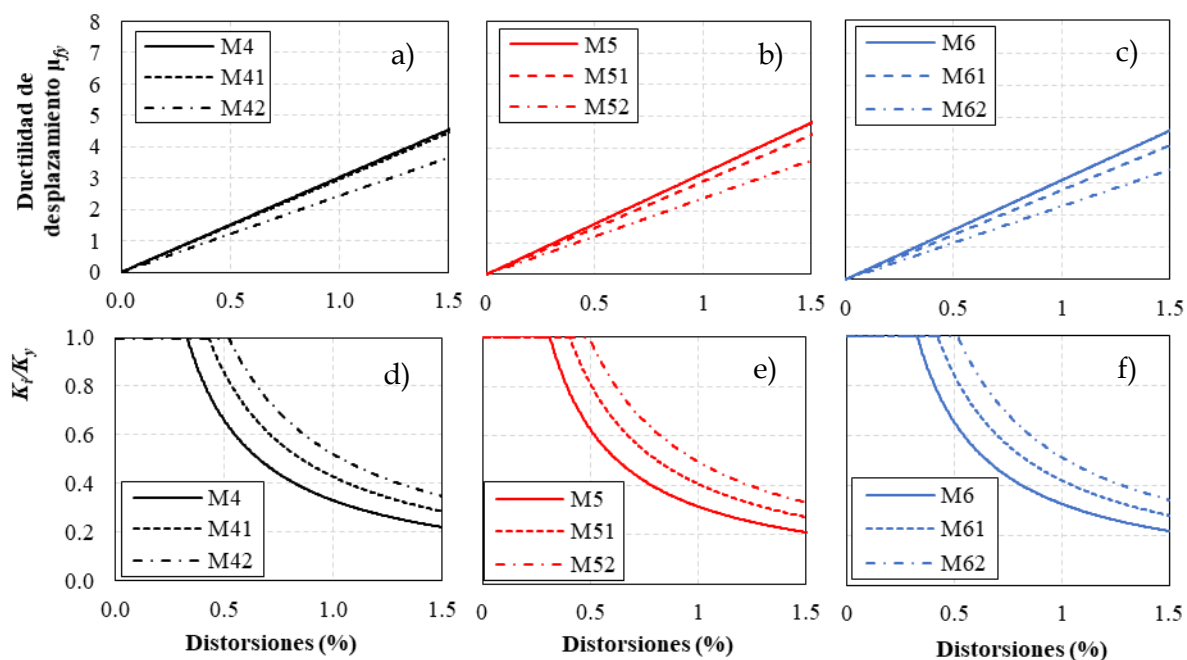


Figura 4.24 Comparación de parámetros de desempeño: a), b) y c) ductilidad de desplazamiento contra distorsión, d), e) y f) distorsión contra degradación de rigidez normalizada.

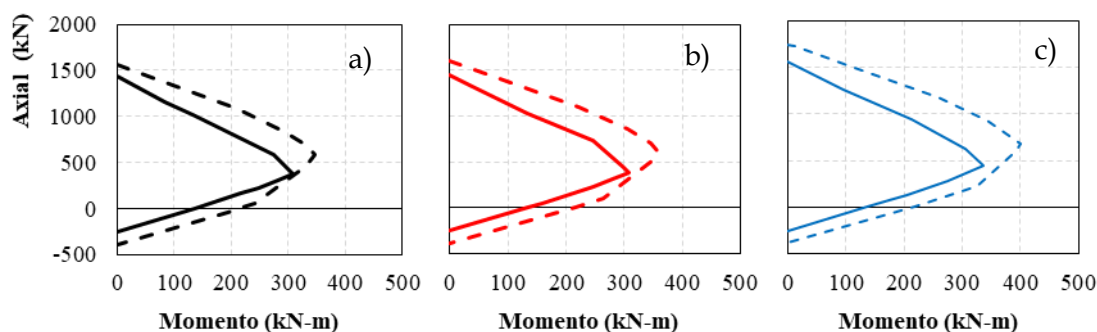
#### 4.4.3. Acero de refuerzo horizontal y detallado de los castillos

Dos factores que pueden impactar favorablemente el desempeño de muros de mampostería confinada son: el uso de acero de refuerzo horizontal (colocado en las juntas de mortero); y el correcto detallado en los castillos (lo que entre otras cosas implica confinar adecuadamente el concreto). En el caso del refuerzo horizontal, los estudios experimentales de muros con comportamiento en corte ha mostrado que, una vez que el panel de mampostería se agrieta, el acero horizontal trabaja; incrementando sustancialmente la resistencia y capacidad de deformación lateral del muro (Cruz-Olayo 2015). En cuanto al uso de elementos de borde, se ha observado en muros de concreto y mampostería reforzada que un detallado adecuado, centrado en confinar el concreto y retrasar el pandeo del refuerzo longitudinal; mejora notablemente su resistencia en flexo-compresión, así como su capacidad de deformación lateral.

Desafortunadamente a la fecha, no se han llevado a cabo estudios experimentales enfocados a estudiar los beneficios del acero de refuerzo horizontal, y del uso de castillos adecuadamente detallados como elementos de borde, en muros de mampostería confinada con relaciones de aspecto elevadas y comportamiento en flexión. Para subsanar por el momento la falta de información al respecto, se plantea a continuación el uso de modelos analíticos. Se propone estudiar una nueva serie de muros denominados M43, M44 y M45; aunque los muros conservan los mismos materiales, sección transversal y carga axial que el muro M4, se considera una relación de aspecto de 4.09. En los extremos de los muros se sustituyen los castillos del muro M4 por castillos de las mismas dimensiones, con refuerzo longitudinal compuesto por 4 varillas del #3 ( $A_s=284 \text{ mm}^2$ ). En cuanto al refuerzo horizontal en las juntas; se consideran dos varillas de acero grado 60 de 5/32" ( $A_s=24.8 \text{ mm}^2$ ) separadas a cada hilada ( $S_h=212 \text{ mm}$ ). Esto da como resultado una cuantía de refuerzo horizontal multiplicada por el esfuerzo de fluencia del acero  $\rho_{hf}f_{yh}$  de 0.59 MPa, esta cuantía propuesta es mayor que la cuantía mínima (0.3 MPa) y aproximadamente del 50% de la cuantía máxima ( $\rho_{hf}f_{yh}=1.43 \text{ MPa}$ ) establecida en las NTC-DEM (2017). La diferencia entre los muros M43, M44 y M45 consiste en la separación de los estribos del #3 que se colocan en sus castillos, las separaciones son: 150mm, 100mm y 50mm respectivamente.

**Tabla 4.6 Resumen de los resultados de los diagrama momento curvatura de los muros de la serie 3**

| Muro | P <sub>OC</sub><br>(kN) | P/P <sub>OC</sub> | $\mu_{ult}$ | Criterio<br>de falla | $\phi_y$<br>(1/m) | $\phi'_u$<br>(1/m) | M <sub>max</sub><br>(kN-m) | EI <sub>efeq</sub> /EI <sub>g</sub> |
|------|-------------------------|-------------------|-------------|----------------------|-------------------|--------------------|----------------------------|-------------------------------------|
| M43  | 1704                    | 0.02686           | 7.63        | Acero                | 0.00350           | 0.0690             | 237.6                      | 0.7670                              |
| M44  | 1731                    | 0.02644           | 7.77        | Acero                | 0.00352           | 0.0683             | 239.5                      | 0.7698                              |
| M45  | 1830                    | 0.02501           | 8.09        | Acero                | 0.00354           | 0.0675             | 241.0                      | 0.7693                              |

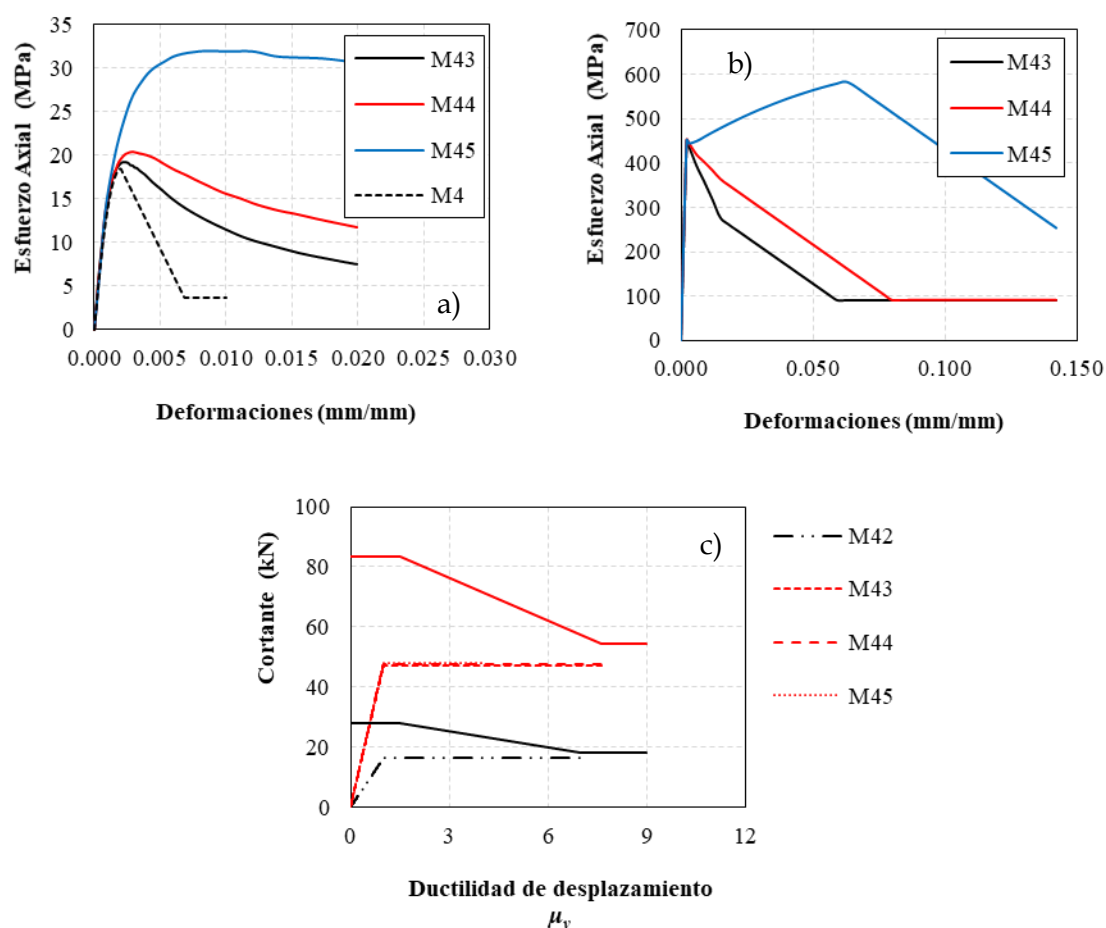


**Figura 4.25 Diagramas de interacción  $P$ - $M$  muros: a) M43, b) M44, c) M45**

En la Figura 4.25 se observa en líneas sólida el diagrama de interacción  $M$ - $P$  asociado al momento cuando fluye el acero longitudinal y en líneas formadas por guiones el momento  $M_u$  (Figura 4.6) de la sección transversal de los muros M43, M44 y M45. En la Tabla 4.6 se resumen los valores de la simplificación elastoplástica del diagrama  $M$ - $\phi$ . Se observa que las secciones transversales de los tres muros tienen valores muy similares entre sí.

En la Figura 4.26a se observa el efecto que en las curvas esfuerzo-deformación axial tiene el confinamiento que proveen los estribos al concreto de los castillos. Para caracterizar este efecto se utilizó el modelo de Mander *et al.* (1988). La Figura 4.26b muestra igualmente el efecto benéfico de reducir la separación de los estribos en la curva esfuerzo-deformación en compresión del acero longitudinal, en este caso se utilizó el modelo de Dhakal & Maekawa (2002)<sup>3</sup>. Finalmente, en la Figura 4.26c se muestran las curvas de capacidad de los muros M42, M43, M44 y M45, así como sus respectivas envolventes de cortante resistente. La curva continua negra corresponde al muro M42, que carece de refuerzo horizontal en su panel de mampostería. Note que los muros M43, M44 y M45 no serían capaces de desarrollar daño por flexión si el panel de mampostería no estuviese reforzado. La curva continua roja representa la envolvente de cortante resistente para el caso en que se usa refuerzo horizontal. Ahora los muros M43, M44 y M45 son capaces de desarrollar toda su capacidad de deformación en flexión; sin embargo, debido a que la capacidad de deformación de la sección transversal queda acotada por la ruptura del acero en tensión, en este caso en particular, no es posible observar el efecto del confinamiento del concreto en los castillos en la capacidad de deformación de la sección transversal. La Figura 4.26c permite entender los efectos benéficos que en términos de rigidez y capacidad resistente tiene el uso del refuerzo horizontal y un buen detallado de los castillos.

<sup>3</sup> El modelo de barras de acero en compresión de Dhakal & Maekawa (2002) fue descrito en la sección 4.2.2



**Figura 4.26** Posibles efectos del acero de refuerzo horizontal y detallado de los castillos: a) efecto del aumento de la capacidad de deformación y resistencia del concreto confinado b) mejora de la curva esfuerzo deformación del acero en compresión. c) caracterización del comportamiento ante cargas laterales de los muros M42, M43, M44 y M45

En la Figura 4.27 se comparan los parámetros de desempeño del muro M4 en línea roja; el muro M42, en línea negra; y el muro M45, en línea azul discontinua. Los valores de  $\delta_y$  y  $K_y$  se obtuvieron del modelo de la columna ancha con comportamiento no lineal en flexión (Figura 4.1), se observa que el muro M45 mantiene la misma tendencia en referencia al cociente  $K_i/K_y$ , a pesar de tener una resistencia 2.8 veces mayor que el muro M4. En cuanto a la ductilidad, la pendiente del muro M45 es incluso menor que la obtenida en el muro M42, lo que indica que el nivel de ductilidad necesario para alcanzar cierto nivel de distorsión será menor; lo cual se traduce en un menor daño. Este efecto se puede atribuir al aumento de la rigidez y resistencia que produjo el incremento en la cuantía de refuerzo longitudinal (Figura 4.26c), y al hecho que el desplazamiento  $\delta_y$  en el muro M45 es mayor que en los muros M42 y M4.

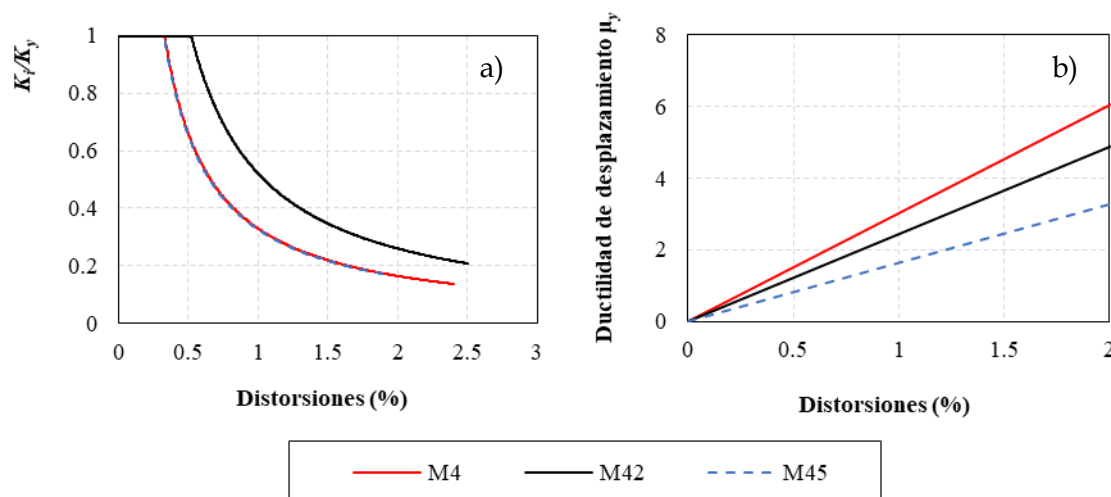


Figura 4.27 Comparación de parámetros de desempeño de muro con castillos debidamente detallados y refuerzo horizontal: a) Degradación de rigidez normalizada como función de la distorsión, y b) relación entre la ductilidad de desplazamientos y la distorsión del muro

## 4.5. Diseño por capacidad de muros de mampostería confinada

Para asegurar que los muros se comporten en flexión y así validar el modelo de comportamiento no lineal propuesto en la sección anterior, es necesario plantear un diseño por capacidad de los muros de mampostería confinada. En esta sección se propone realizar una serie de ejemplos de muros de mampostería confinada diseñados por capacidad y emitir recomendaciones generales para el diseño de muros de mampostería confinada esbeltos.

### 4.5.1. Diagramas de cortante contra carga axial

Debido que tanto la resistencias a flexión como la resistencia a corte dependen del nivel de carga axial al que está sujeto el muro, para realizar el diseño por capacidad se propone utilizar el concepto del diagrama de interacción cortante contra carga axial  $V$ - $P$ . Como ya se ha discutido en este trabajo, para conseguir que el muro se comporte en flexión es necesario que la resistencia lateral asociada a la flexión  $V_f$  sea menor que el cortante resistente  $V_R$  asociado a la falla por tensión diagonal.



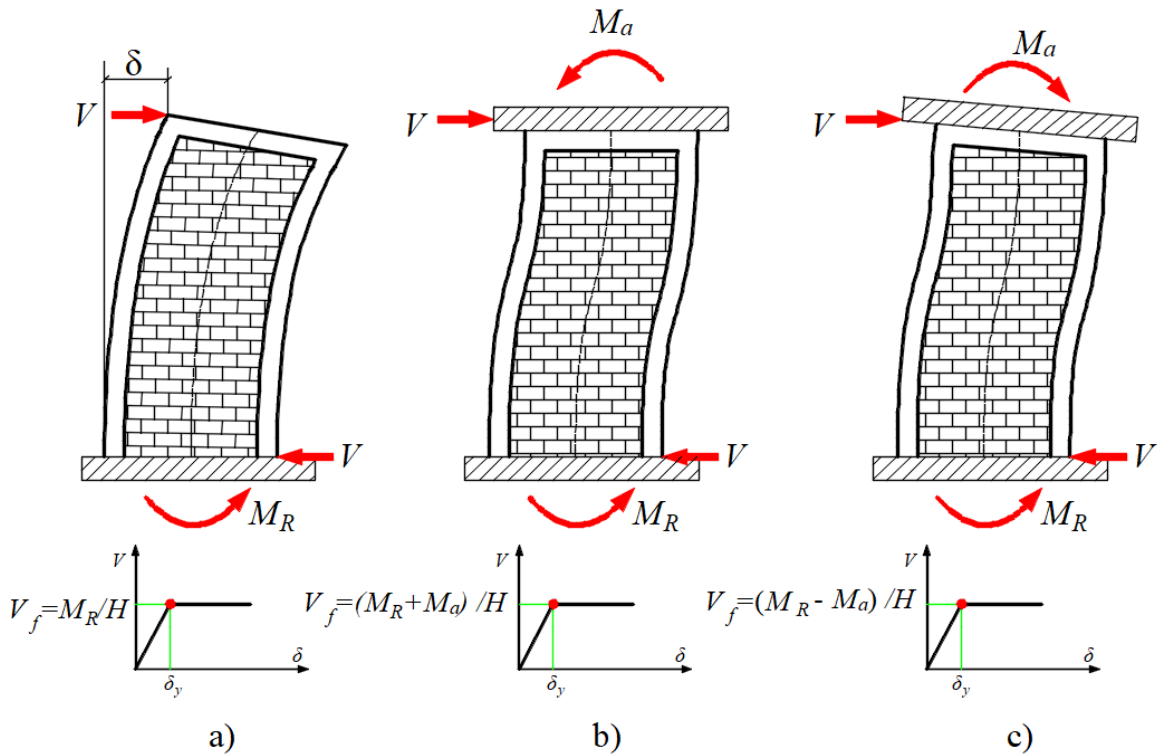
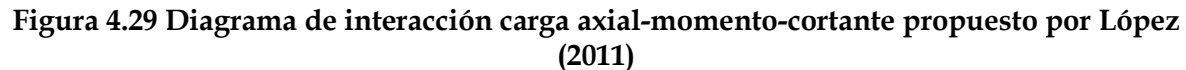


Figura 4.28 Cortante máximo esperado en un muro que se daña a flexión: a) curvatura simple; b) doble curvatura; y c) momento positivo en la punta del muro

Mientras que para calcular el momento resistente  $M_R$  ( $M_R = F_R M_n$  donde  $M_n$  es el momento nominal y  $F_R$  un factor de reducción de resistencia) basta con conocer las propiedades de la sección transversal del muro, para calcular el cortante asociado a la flexión  $V_f$ , es necesario conocer la condición de frontera en la parte superior del muro. Un muro de mampostería confinada que forma parte de un edificio sometido a un sistema de fuerzas laterales puede de acuerdo con la Figura 4.28: a) girar y desplazarse libremente en la parte superior del muro; b) desplazarse lateralmente, sin la posibilidad de rotar; c) desplazarse lateralmente y tener una restricción al giro que no sea “perfecta” y permita al mismo tiempo un momento  $M_a$  en el mismo sentido de la aplicación de la carga y una rotación. Para cada una de las condiciones mencionadas, la Figura 4.28 indica como calcular el cortante asociado a la flexión  $V_f$ .



Para subsanar los inconvenientes descritos en el párrafo anterior en este trabajo se propone calcular el diagrama de interacción  $M$ - $P$  utilizando el programa XTRACT que utiliza el método de fibras y las relaciones constitutivas con la resistencia nominal de cada uno de los materiales, y que como ya se demostró en el inciso 4.3.5, arroja estimaciones razonables de la resistencia de muros con relaciones de aspecto mayores de 1. Además, en vez de calcular el momento asociado con la

resistencia última de la sección transversal en la base, que implica una reducción del *área efectiva* del muro y en consecuencia una degradación de  $V_R$  se propone calcular el momento asociado con el momento de fluencia de la curva bilineal equivalente (Figura 4.5)  $M_n$  y determinado por medio de las deformaciones unitarias definidas en la Tabla 4.1. De esta manera, el diagrama determina si el muro inicia o no su comportamiento en flexión para que; en una revisión posterior, se establezca de conformidad con el inciso 4.3 si el muro es capaz de desarrollar a cabalidad su comportamiento no lineal en flexión sin que se presente una falla prematura por corte debido a la degradación de la resistencia a corte  $V_R$ .

Entonces, para cada incremento de carga axial se calcula la resistencia nominal  $M_n$  utilizando: los límites de deformaciones propuestos en la Tabla 4.1 y; la resistencia a corte nominal  $V_{mR}$  con la ecuación 2.12 si el muro se encuentra en la condición a) y b) de la Figura 4.28; y con la ecuación 2.18, si se encuentra en la condición c). La contribución del acero de refuerzo horizontal  $V_{sR}$  se calcula con las ecuaciones propuestas en la NTC-DCM (2017). Una vez calculados ambos diagramas se revisa si la curva que define la resistencia a corte (línea discontinua de la Figura 4.30a) se encuentra a la derecha de las líneas que definen la resistencia a flexión (línea sólida de la Figura 4.30a), de cumplirse esta condición, se asegura que, para cualquier nivel de carga axial; el comportamiento del muro será siempre en flexión. Por otro lado, si sucede lo contrario, el muro se daña a corte.

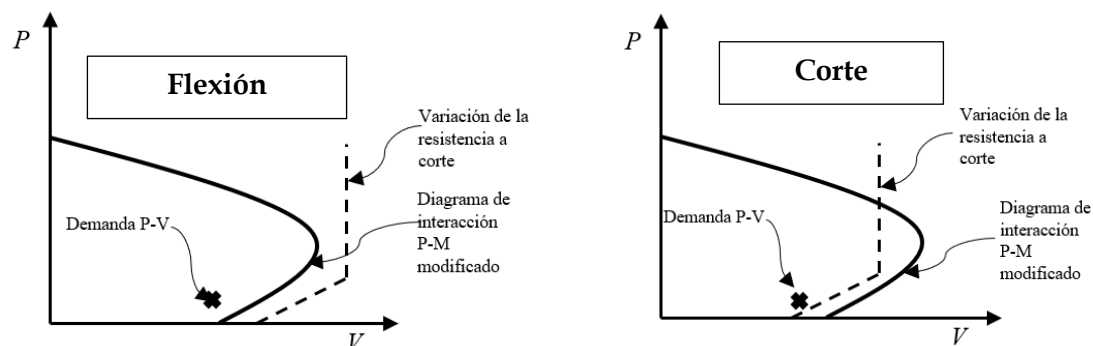


Figura 4.30 Diagrama cortante contra carga axial; a) Definición de comportamiento a flexión y b) Definición de comportamiento en corte

#### 4.5.2. Limitación del nivel de carga axial

Uno de los aspectos que reducen la capacidad de deformación de los muros de mampostería confinada con comportamiento en flexión es un elevado nivel de carga axial. Esto quedó demostrado al analizar los resultados de las pruebas experimentales desarrolladas por Varela-Rivera *et al.*, (2019), además, los resultados del modelo de la columna ancha con daño en flexión mostraron que este modelo es capaz de caracterizar este fenómeno cuando se utiliza la información obtenida de los diagramas momento curvatura (Figura 4.13) obtenidos analíticamente.

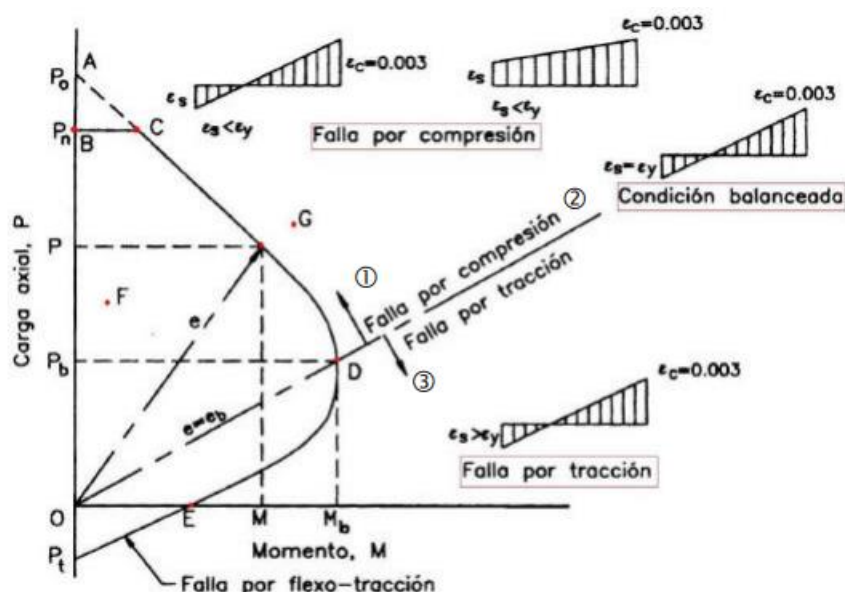


Figura 4.31 Diagrama de interacción Momento contra carga axial de una sección rectangular con refuerzo simétrico tomada de [https://nanopdf.com/download/redimensionado-de-columnas\\_pdf](https://nanopdf.com/download/redimensionado-de-columnas_pdf)

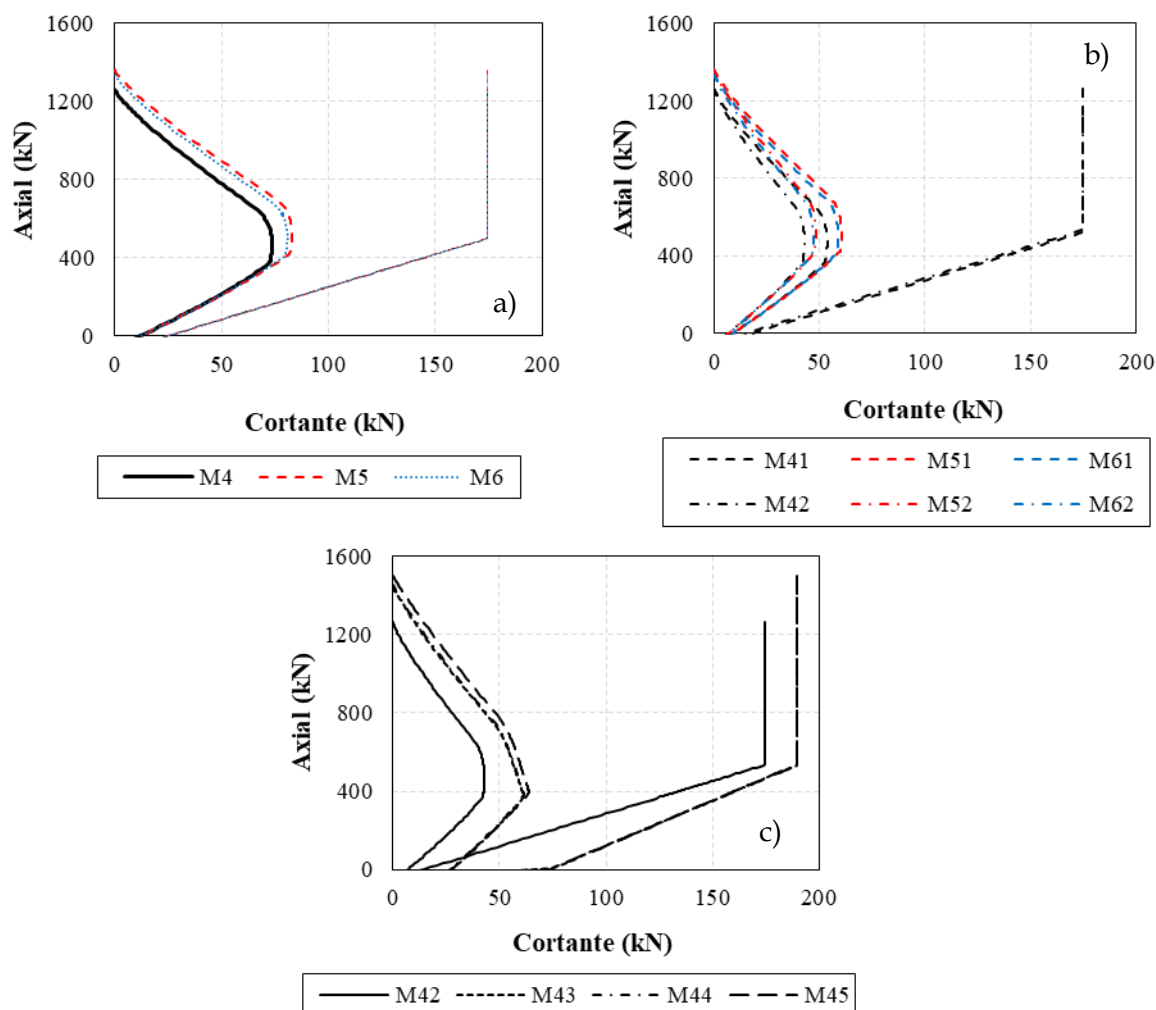
Debido a lo anterior es necesario diseñar a los muros de mampostería confinada con comportamiento no lineal en flexión para que la carga axial que actúa en el muro no exceda un cierto valor. En el caso de los muros de concreto, varios reglamentos incluída las NTC-DCEC (2017) sugieren que el nivel máximo de carga axial que un muro con comportamiento dúctil deberá soportar es menor o igual a  $0.3f_cA_g$ , el factor está relacionado con la falla balanceada (punto D de la Figura 4.31) de la sección transversal; es decir, el punto donde tanto el acero en tensión como la fibra extrema en compresión alcanzar su límite de deformación en el mismo instante. Para valores de carga axial en compresión más altos que  $0.3f_cA_g$ ; se dice que la sección transversal tendrá una falla frágil en compresión, y si los valores de la carga axial son menores que  $0.3f_cA_g$ ; la falla será dúctil en tensión. En la sección 4.3.5 se demostró que la teoría de la flexión es válida para el caso de muros de mampostería confinada con comportamiento no lineal en flexión, se decidió utilizar el mismo límite de  $0.3f'mA_T$  en el diseño por capacidad de muros de mampostería confinada.

#### 4.5.3. Ejemplos de diseño por capacidad de muros de mampostería confinada

Se propone calcular el diagrama  $V$ - $P$  de los muros M4, M5 y M6 y los muros M41, M51, M61, M42, M52 y M62, y finalmente la serie M43, M44 y M45 que se estudiaron en las secciones anteriores.

Para calcular el diagrama de interacción  $M_n$ - $P$  se utilizaron los límites de deformación unitaria indicados en la Tabla 4.1. Para transformar los momentos de flexión en fuerza lateral  $V_f$  se utilizó la definición de la Figura 4.28a. Para calcular el

cortante  $V_R$  asociado al agrietamiento diagonal se utilizó la ecuación 4.5. Se consideró que la longitud efectiva del muro era igual a  $L$  además, se consideró que  $V_{mR} \leq 1.5v_m^* A_T$



**Figura 4.32 Diagramas de interacción V-P de los muros estudiados en la sección anterior**

En la Figura 4.32a se corrobora lo observado en las pruebas experimentales de los tres muros ensayados por Varela et al., (2019); es decir, que los muros M4, M5, y M6 inician a dañarse en flexión, para la carga axial de 45.77, 78.79 y 120.57 kN aplicada respectivamente. De hecho, se observa que los tres muros serían capaces de resistir una carga axial de hasta  $0.3f_m A_T$  y aun así, estos iniciarán a dañarse en flexión. El mismo efecto se observa en la Figura 4.32b. Para la Figura 4.32c se confirma lo establecido en la Figura 4.26; es decir que si los muros M43, M44 y M45 carecieran de refuerzo horizontal iniciarían a dañarse en corte antes de alcanzar su resistencia máxima en flexión; sin embargo, también se observa que si se aumenta el nivel de carga axial a digamos 100kN los muros si serían capaces de iniciar a dañarse por

flexión. Finalmente, también se confirma el efecto benéfico de colocar acero de refuerzo horizontal en los muros.

Hasta ahora solo se ha considerado el caso de muros en voladizo, sin embargo; en un edificio de mampostería confinada, la condición de los muros se parece más a la mostrada en la Figura 4.28b y Figura 4.28c. Para estudiar estas condiciones se considera una sección transversal típica a las utilizadas en ensayos experimentales con una longitud de 2500 mm y un espesor de 120 mm, se proponen alturas de 2500 m para conseguir una relación  $H/L$  de 1. Los castillos tendrán dimensiones de 150 mm de largo por 120 mm de espesor. Se proponen 2 cuantías de refuerzo longitudinal en los castillos, una de 4 varillas del #3 y otra con 4 varillas del #4 con una separación de estribos igual a 100 mm. Para incrementar la resistencia en corte se propone utilizar la misma cuantía de refuerzo horizontal utilizada en los muros M43, M4 y M45. Finalmente se propone que el muro tenga un momento en la parte superior que sea igual a un porcentaje del momento en la base del muro. El momento es positivo si actúa en dirección de la carga lateral y para calcular  $V_f$  se utiliza la expresión mostrada en la Figura 4.28c; por otro lado, cuando el momento es negativo, este actúa en la dirección contraria a la fuerza  $V$  y  $V_f$  calcula con la ecuación de la Figura 4.28b. En total serán estudiados 8 nuevos muros. En la Tabla 4.7 se resumen las principales diferencias de dichos muros.

**Tabla 4.7 Resumen de las propiedades de los muros que consideran momento en la parte extrema del muro**

| Muro   | As<br>(mm <sup>2</sup> ) | $M_u$  | $H_{efec}$<br>(m) | $H_{efec}/L$ |
|--------|--------------------------|--------|-------------------|--------------|
| M1-10  | 284                      | 0.75M  | 10                | 4            |
| M1-5   | 284                      | 0.50M  | 5                 | 2            |
| M1-1.4 | 284                      | -0.75M | 1.42              | 0.56         |
| M1-1.6 | 284                      | -0.5M  | 1.66              | 0.66         |
| M2-10  | 508                      | 0.75M  | 10                | 4            |
| M2-5   | 508                      | 0.5M   | 5                 | 2            |
| M2-1.4 | 508                      | -0.75  | 1.42              | 0.56         |
| M2-1.6 | 508                      | -0.5M  | 1.66              | 0.66         |

En la Tabla 4.8 se presentan las propiedades mecánicas de la mampostería que se utiliza en el diseño de los muros. Esta mampostería resulta ser la misma que se consideró en el caso de los edificios del Capítulo 3. En cuanto al concreto de los castillos, se considera una resistencia a la compresión  $f'_c$  de 24.5 MPa. Por lo que respecta al acero de refuerzo, se tomaron los valores obtenidos por Rodríguez & Botero (1994). Finalmente, el acero de refuerzo horizontal tiene una resistencia de 588.4 MPa.

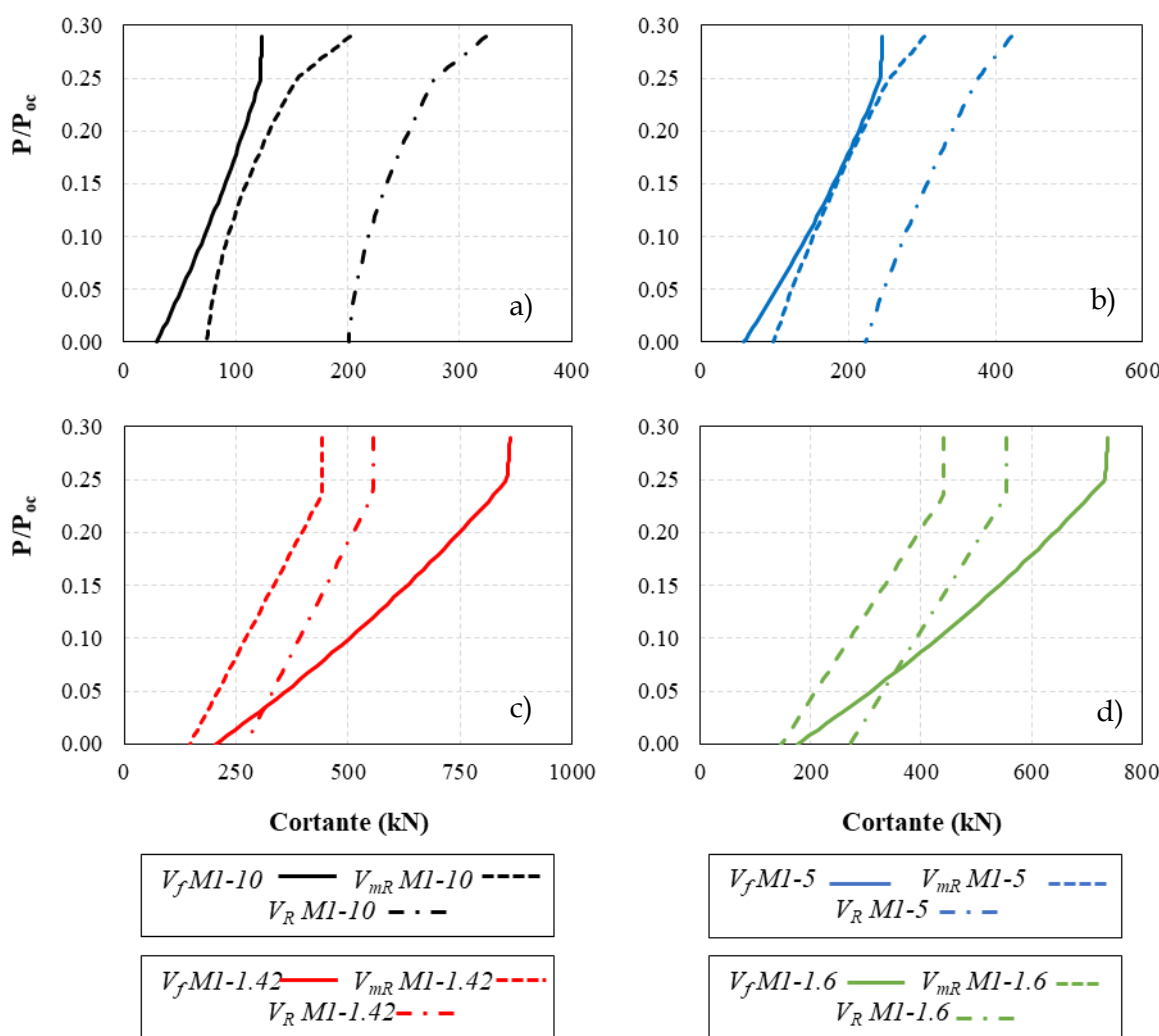
**Tabla 4.8 Propiedades mecánicas de la mampostería reportada por el fabricante**

| Medidas nominales (AxBxC)                                          | 120x200x400 | mm  |
|--------------------------------------------------------------------|-------------|-----|
| Resistencia promedio a compresión de la pieza ( $\overline{f_p}$ ) | 23.53       | MPa |
| Resistencia a compresión del mortero ( $\overline{f_j}$ )          | 23.53       | MPa |
| Resistencia de diseño a compresión ( $\overline{f_m}$ )            | 11.96       | MPa |
| Resistencia de diseño a compresión diagonal ( $\nu'_m$ )           | 0.98        | MPa |
| Módulo de elasticidad ( $E_m$ )                                    | 8727.91     | MPa |
| Módulo de corte ( $G_m$ )                                          | 3,492       | MPa |

Para calcular la resistencia a corte  $V_{mR}$  se utilizó la ecuación 2.18 propuesta por Pérez Gavilán & Manzano (2013) que toma en cuenta la reducción de  $V_{mR}$  debido a la presencia del momento positivo en la parte superior del muro. Dentro de estas ecuaciones es necesario calcular la rigidez lateral del muro, en este trabajo se utiliza la inercia efectiva obtenida de los análisis  $M-\phi$ . En el caso del factor de área de corte efectiva, se aplica el mismo factor que en el caso de inercia efectiva, ya que como se demostró en el inciso 4.3.5; esta suposición dio resultados aceptables. Para calcular la contribución del acero de refuerzo horizontal en la resistencia a corte se utilizaron las expresiones de las NTC-DCEM (2017).

En la Figura 4.33 se muestran los diagramas de interacción  $V-P/P_{oc}$  de la serie de muros denominados M1. Nótese que la carga axial se normalizó con la resistencia a compresión simple y así se limita la carga axial a  $0.3P_{oc}$ . La línea sólida representa el cortante asociado a la flexión  $V_f$ ; la línea formada por guiones el cortante asociado a la contribución del panel de mampostería  $V_{mR}$ ; y las líneas formadas por guiones y puntos la resistencia  $V_{max}$ . En color negro se grafican los resultados del muro M1-10; en color azul el muro M1-5; en color rojo al muro M1-1.42; y finalmente en color verde el muro M-1.6. Se observa que los muros M1-10 y M1-5 iniciarán a dañarse en flexión para cualquier nivel de carga axial; sin embargo, al reducir la altura efectiva, los muros M1-1.66 y M-1.42, solo iniciarán a dañarse en flexión para niveles de carga axial bajas; es decir, para relaciones de  $P/P_{oc}$  de menores que 0.07 y 0.03 aproximadamente.





**Figura 4.33 Diagramas  $V$ - $P/P_{OC}$  de los muros M1: a) M1-10, b) M1-5, c) M1-1.42, d) M1-1.66**

Para la serie de muros M2 graficados en la Figura 4.34 el momento resistente aumentará debido al incremento del acero de refuerzo longitudinal. En el caso de los muros M2-10 y M2-5 la tendencia se mantiene igual que en el caso de la serie M1; sin embargo, para los muros M2-1.42 y M2-1.66 el aumento del momento resistente hace que para ambos casos el muro se comporte en corte para cualquier nivel de carga axial que tengan ambos muros.

En el caso de los muros M1-1.42 y M1-1.66, se propone incrementar la cuantía de refuerzo horizontal con el objetivo de observar si es posible conseguir “mover” el diagrama  $V_R$ - $P/P_{OC}$  hacia la derecha y que este cubra al diagrama  $V_f$ - $P/P_{OC}$ . La nueva cuantía consiste en dos varillas de  $\frac{1}{4}$ ” ( $A_{sh}=63.4 \text{ mm}^2$ ) separadas a cada hilada ( $S_h=212 \text{ mm}$ ) esto implica una cuantía  $\rho_{hf}f_{yh}$  de  $1.46 \text{ Mpa}$ ; esta cuantía se encuentra muy cercana a la cuantía máxima posible ( $1.43 \text{ Mpa}$ ).



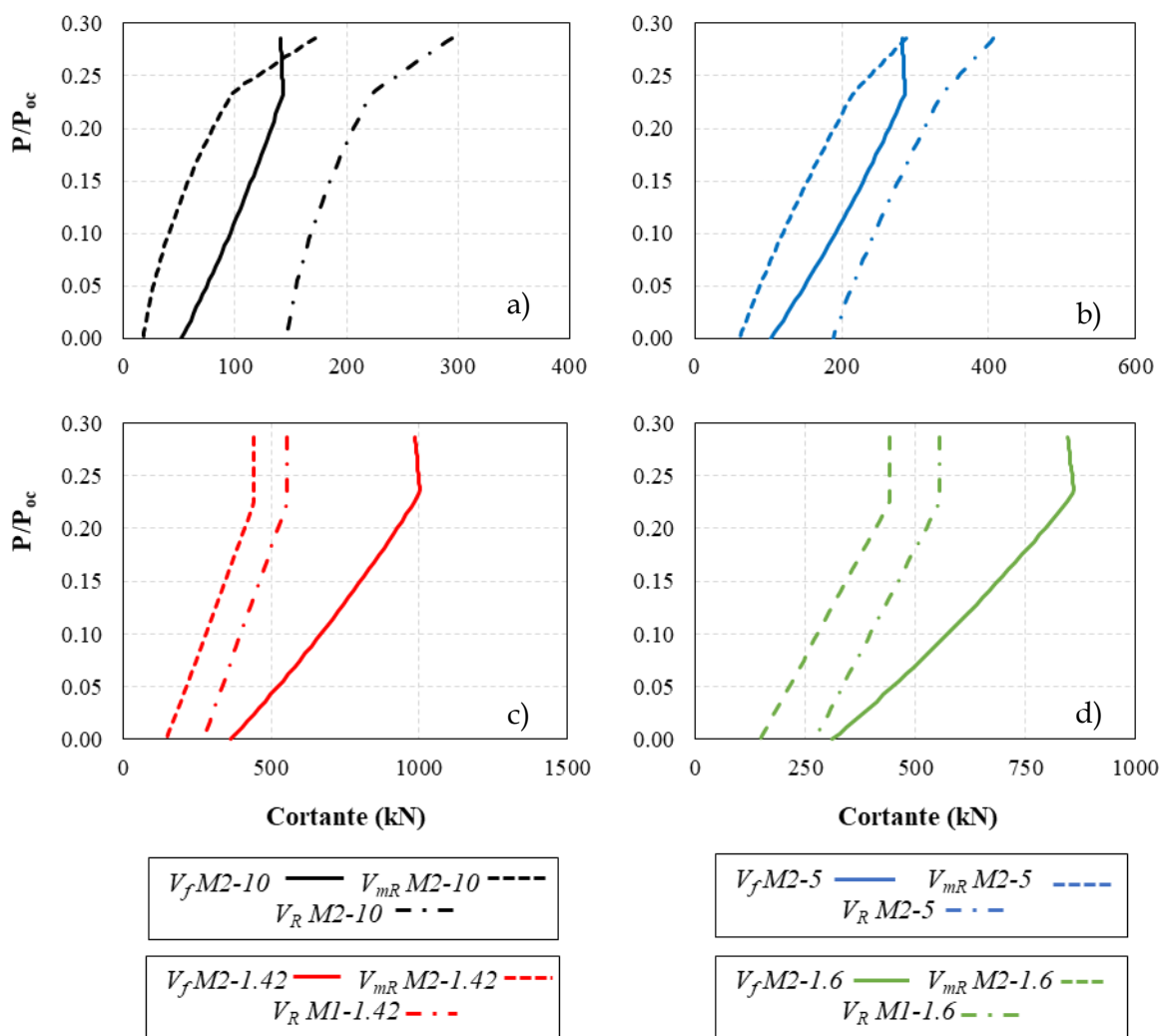
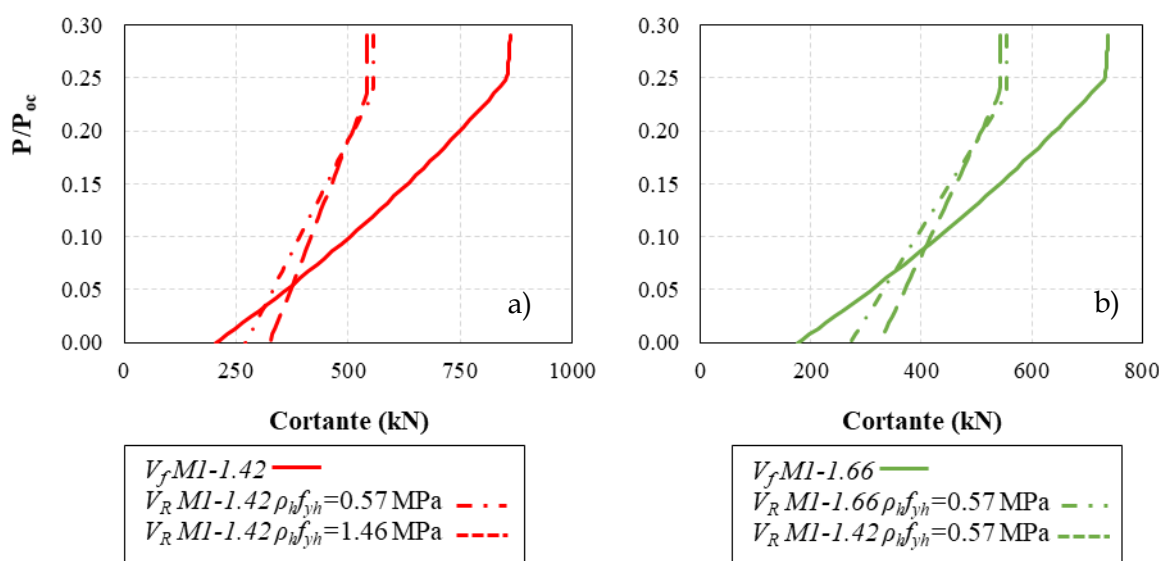


Figura 4.34 Diagramas  $V-P/P_{oc}$  de los muros M2: a) M2-10, b) M2-5, c) M2-1.42, d) M2-1.66

En la Figura 4.35 la línea formada por guiones y puntos representa el cortante  $V_R$  con una cuantía de  $0.57 MPa$ ; y la línea formada por guiones el cortante con una cuantía de  $1.46 MPa$ ; a pesar de que existe un aumento de la resistencia  $V_R$ , ambos muros se dañarán a corte para un amplio rango de valores de  $P/P_{oc}$ .



**Figura 4.35 Impacto en el incremento del acero de refuerzo horizontal en los muros: a) M1-1.42, b) M1-1.66**

Otra forma de encontrar  $V_f$ <sup>4</sup> en los muros con simple y doble curvatura es dividir el momento en la base del muro entre la altura efectiva  $H_{efec}$ , si se procede esta manera para calcular la resistencia  $V_{mR}$ , se podría utilizar la ecuación 2.12 y para calcular  $V_{sR}$  se podría seguir utilizando la propuesta de las NTC-DCEM (2017). En la Figura 4.36 se muestra para los muros M1-10 y M1-1.42, el cálculo de la resistencia  $V_R$  utilizando ambas propuestas. La línea formada por puntos y guiones representa la propuesta de Pérez Gavilán & Manzano (2013) y la línea formada por guiones la propuesta de Varela-Rivera *et al.* (2019). En el caso del muro M1-10, para relaciones bajas de  $P/P_{OC}$  el valor de  $V_R$  con la propuesta de Pérez Gavilán da valores mayores que la propuesta de Varela. Para una relación de  $P/P_{OC}$  cercana a 0.06 las curvas se cruzan, pero ambas curvas predicen que el inicio del daño del muro es por flexión. En el caso del muro M1-1.42 la ecuación 4.5 da valores de  $V_R$  mayores que la ecuación 2.15 hasta valores de la relación  $P/P_{OC}$  mayores que 0.24 por lo que, la estimación del rango de valores para los que el muro inicia su daño en flexión es mayor cuando se utiliza esta propuesta.

<sup>4</sup> Como se discutió en el inciso 2.4.4

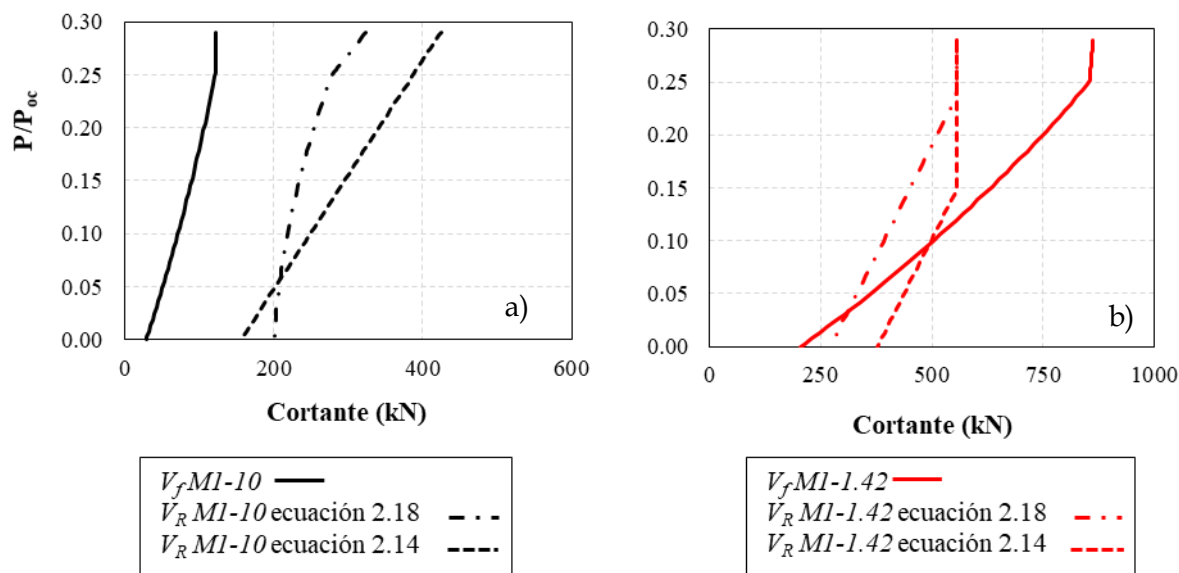


Figura 4.36 Comparativa del cálculo de  $V_R$  con la propuesta de Pérez Gavilán & Manzano (2013) (línea con guiones y puntos) y Varela-Rivera *et al.* (2019) (línea formada por guiones): a) M1-10, b) M1-1.42.

## 4.6. Observaciones de los resultados obtenidos en el capítulo

En este capítulo se ha estudiado la posibilidad de modelar el comportamiento no lineal de muros de mampostería confinada que se dañan en flexión utilizando un modelo de plasticidad concentrada. Además, se propone un modelo para predecir el inicio del daño y tipo de falla de muros de mampostería confinada basado en los modelos USCD de columnas y muros de concreto propuestos por Priestley *et al.* (2007) y Krolicki *et al.* (2011).

Ambos modelos se validaron utilizando la información experimental de Varela-Rivera *et al.* (2019). En el caso del modelo modificado de la columna ancha con comportamiento no lineal en flexión; para niveles de carga axial elevadas, el modelo subestima la resistencia a flexión de los muros. Como consecuencia de esto, la envolvente de la resistencia en corte no intercepta a la curva de capacidad del muro; por lo tanto, modelo es incapaz de predecir el inicio de la degradación de resistencia debida al daño en corte. Para corregir esto, se decidió reducir el valor asociado a la resistencia  $V_{ult}$  de la envolvente de la resistencia en corte; de esta manera, el modelo la curva de capacidad del muro intercepta a la envolvente y se captura el punto de “falla” del muro.

Con los resultados del modelo de la columna ancha modificada además, se estudió la influencia de variables como la relación de aspecto, el correcto detallado de los castillos y la inclusión de acero de refuerzo horizontal en la respuesta lateral de los muros. Este modelo tuvo algunos inconvenientes debido a la simplificación

elastoplástica que se adoptó; no obstante, se demostró que al modificar algunas de estas variables, es posible que los muros de mampostería confinada puedan iniciar su daño en flexión y desarrollar dicho comportamiento hasta la falla. De igual manera se observó como el incremento de la relación de aspecto reduce la demanda de ductilidad para un nivel de distorsión establecido, este punto resulta particularmente importante para el desarrollo de esta tesis ya que reconoce que, al incrementar la relación de aspecto, existe una reducción en las demandas de ductilidad y en consecuencia del daño.

Finalmente se estudia el uso de diagramas de interacción  $V$ - $P$  como una alternativa para predecir el tipo de daño que tendrán los muros, y se plantea un límite de la carga axial que el muro deberá soportar para que se desarrolle un comportamiento dúctil en tensión, ambas propuestas están orientadas a la filosofía de diseño por capacidad. Se estudiaron varias configuraciones de muros, tanto en voladizo como muros con un momento en la parte superior del mismo (muro en curvatura simple), y se utilizaron distintas propuestas para calcular el valor de  $V_f$  y  $V_R$ .

Todas las herramientas desarrolladas en este capítulo serán de gran utilidad para el resto del desarrollo de este trabajo, en especial dentro de la aplicación de la metodología propuesta a detalle en el siguiente capítulo.

---

## Capítulo 5. Metodología basada en desempeño para edificios de mampostería confinada con comportamiento no lineal en flexión

---

### 5.1. Introducción

En el Capítulo 3 se demostró que los requerimientos establecidos en las NTC (2017) permiten el diseño de edificios de mampostería confinada de hasta 10 niveles; localizados en la zona de terreno firme de la Ciudad de México, construidos con piezas, mortero de alta resistencia y acero de refuerzo de refuerzo horizontal; sin embargo, la evaluación del comportamiento y desempeño estructural por medio de técnicas de análisis estático y dinámico no lineal de los edificios de 8 y 10 niveles estudiados mostraron la presencia de mecanismos indeseables dentro de un contexto del diseño sismoresistente.

En este sentido, se establece una de las hipótesis fundamentales de este trabajo; la cual consiste en que para lograr un adecuado diseño sismoresistente en edificios de mampostería confinada que sigan la tendencia de la verticalización de la vivienda, es necesario cambiar el enfoque en el diseño de los muros de mampostería confinada: de un comportamiento a corte; por uno que pondere y propicie el comportamiento a flexión de los muros. Y que la manera más razonable de hacer esto es, utilizando un enfoque de diseño sísmico basado en desempeño que permita un control adecuado del daño estructural.

De acuerdo con el comité Visión 2000 (*Seismic Engineers Association of California SEAOC*, 1995), el diseño sísmico basado en desempeño consta de tres fases, las cuales se resumen en la Figura 5.1, siguiendo lo establecido ahí, en este capítulo; se seleccionan los objetivos de diseño, se definen las características generales que deberá tener los elementos del sistema estructural para que se comporten a flexión, se propone un prediseño global de la estructura partiendo del uso de espectros, el nivel de desempeño medido en términos de capacidad de distorsión y otros conceptos como el comportamiento equivalente de un sistema de un grado de libertad. Finalmente,

se obtiene el periodo fundamental de vibración que deberá tener el sistema estructural.

| Fase conceptual                                                                                                                                                                                                                 | Fase numérica                                                                                                                           | Implantación                                                                                                                                                                                      |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>• Selección de los objetivos de diseño.</li> <li>• Definición de la sismicidad del sitio.</li> <li>• Definición del sistema estructural, materiales y sistema no estructural.</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Prediseño global.</li> <li>• Prediseño local.</li> <li>• Revisión final del diseño.</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Revisión detallada e independiente del diseño.</li> <li>• Supervisión durante la construcción.</li> <li>• Mantenimiento durante la vida útil.</li> </ul> |

**Figura 5.1 Fases de diseño para el desarrollo de una metodología basada en desempeño SEAOC (1995)**

Una vez obtenidas las propiedades estructurales a nivel global que la estructura deberá poseer, se procede al dimensionado preliminar de los muros y elementos horizontales que conduzcan a que el edificio tenga las propiedades estructurales definidas en el prediseño global. Para conseguir esto sin que el ingeniero se vea en la necesidad de recurrir a un modelado complejo de la propuesta inicial, se proponen un método que, partiendo de conceptos como: métodos básicos de análisis estructural, la masa, la geometría y relación entre la rigidez del elemento horizontales y verticales; permitan al ingeniero hacer estimaciones razonables de las propiedades dinámicas de la estructura.

Definidas las dimensiones de los muros, qué, podrían ser diferentes a la propuesta arquitectónica original; con el objetivo de promover el comportamiento en flexión de los muros, y utilizar muros de relleno en caso de requerir la reducción de las dimensiones de algunos muros, como es práctica común en otros sistemas estructurales; se propone realizar un prediseño local utilizando el diseño basado en resistencia (con resistencias nominales), así como conceptos de diseño por capacidad para obtener el acero de refuerzo requerido en los muros y elementos horizontales. En este caso, se propone realizar un análisis modal espectral o un análisis estático sin factores de carga.

Finalmente, para revisar las propiedades estructurales de los elementos y el sistema estructural se realizan una serie de análisis estáticos y dinámicos no lineales para verificar que se cumplan los niveles de desempeño establecidos en la fase conceptual.

## **5.2. Definición de los parámetros de la fase conceptual de la metodología**

### **5.2.1. Selección de los objetivos de diseño**

Históricamente las edificaciones de mampostería confinada han sido utilizadas como vivienda. En los códigos de diseño actuales estas se consideran estructuras no esenciales. Las autoridades que son responsables de elaborar los códigos de diseño consideran que prevenir el colapso de estas es suficiente, en comparación con las estructuras definidas como esenciales, por ejemplo: hospitales, edificios gubernamentales, líneas de transmisión de energía, sistemas de transporte etc., las cuales se busca que estén en operación después del sismo.

En este sentido, sería importante reflexionar el rol de la vivienda en la sociedad. La vivienda es el espacio donde coexiste la familia, de acuerdo con la página <https://definicion.de/vivienda/> “la vivienda es donde los seres humanos se protegen de las condiciones climáticas adversas, además de proporcionarles intimidad y espacio para guardar sus pertenencias y desarrollar sus actividades cotidianas”

La familia es considerada el núcleo familiar de la sociedad, por lo que en un estado de emergencia producto de un sismo de gran magnitud, sería deseable que el desempeño de las viviendas sea tal que permita que las familias como núcleo fundamental del tejido social conserven una de sus garantías individuales como lo es la vivienda.

Sin embargo; factores económicos como el relacionado a los inversionistas que aportan el capital para la construcción de los grandes desarrollos habitacionales; los cuales, buscan que los periodos de retorno de su inversión sean cada vez menores, demandan el uso de una mayor eficiencia de los materiales y, en algunas ocasiones; genera un nivel de desempeño que se relaciona con evitar el colapso de las estructuras dejando de lado la preservación de ésta y en menor medida su posible funcionamiento después de un sismo severo.

Además, actualmente la sociedad ha puesto mayor atención a los efectos climáticos que genera la industria de la construcción, por lo que se busca utilizar materiales y procesos constructivos que sean más amigables con el medio ambiente, así como prolongar el uso de las estructuras nuevas y existentes.

Como se puede apreciar, la selección del “desempeño adecuado” resulta una tarea extremadamente compleja, y en una ingeniería moderna dicha decisión debería ser consensuada entre todas las partes involucradas e interesadas en el proyecto.

Una gran mayoría de los conceptos presentados hasta ahora son el resultado de las reflexiones hechas por la ingeniería sísmica en los últimos años. Dichas reflexiones se han plasmado en los conceptos de diseño basado en desempeño, el cual promueve que el ingeniero tenga mayores elementos para tomar decisiones sobre el comportamiento que tendrán las estructuras ante un evento sísmico.

En términos normativos actuales, las NTC-DS (2017) cuenta con 2 estados límite que toda estructura deberá cumplir: el primer estado límite está asociado a una condición de servicio; y el segundo para una condición de falla. La definición de estos estados límites es la siguiente:

1. Bajo sismos que pueden presentarse varias veces durante la vida de la estructura, se tengan, a lo más, daños que no conduzcan a la interrupción de la ocupación del edificio.
2. Bajo el sismo en que se basa la revisión de la seguridad contra colapso, de dichas normas, no ocurran fallas estructurales mayores ni pérdidas de vida; aunque, pueden presentarse daños y/o deformaciones residuales de consideración que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes.

Al comparar lo establecido en las NTC-DS (2017) y con la ayuda de la Figura 5.2 propuesta por la SEAOC (1995), se puede decir que las normas proponen para toda estructura dos objetivos básicos de diseño ya que, para sismos ocasionales, se busca que la estructura no interrumpa su ocupación; mientras que, para sismos raros, se acepta que la estructura presente daños que pudieran impedir su funcionamiento posterior al sismo; sin embargo, no se acepta la pérdida de vidas o daños estructurales mayores. Note que para las estructuras esenciales las NTC-DS (2017) proponen aumentar las demandas sísmicas y con esto se asume que la estructura tendrá menores niveles de daño.

Una vez que se ha seleccionado el nivel de desempeño en la edificación, es necesario ubicar a este, dentro de un contexto de un nivel de daño admisible y capacidad de deformación; estándares como el FEMA 306 y algunos otros dan sugerencias prácticas de cómo deberían considerarse dichos parámetros. Por ejemplo, en la Figura 5.3 se observa la curva cortante basal contra desplazamiento (curva de capacidad) de una estructura. De manera muy general y aproximada, es posible establecer que el nivel de desempeño de seguridad de vida queda definido cuando; el primer elemento de la estructura alcanza el nivel asociado a la seguridad de vida local, dicho nivel se alcanza cuando la capacidad de deformación plástica remanente en dicho elemento es aproximadamente del 25% de la capacidad de deformación plástica total, y al mismo tiempo se localiza cuando la estructura alcanza el 60% de su capacidad de deformación inelástica, la cual queda definida por el intervalo que comprende la aparición del primer punto de quiebre de la curva (punto de fluencia)



y el punto cuando alguno de sus elementos alcanza una capacidad de deformación tal que, dicho elemento está muy cercano a presentar una pérdida considerable de su resistencia.

| Nivel de desempeño \ Intensidad sísmica | Operación completa | Ocupación inmediata | Seguridad de vida     | Protección contra el colapso |
|-----------------------------------------|--------------------|---------------------|-----------------------|------------------------------|
| Sismos frecuentes (87% en 50 años)      | ●                  |                     |                       |                              |
| Sismos ocasionales (50% en 50 años)     | ●                  | ●                   | Desempeño inaceptable |                              |
| Sismos raros (10% en 50 años)           |                    | ●                   | ●                     | ●                            |
| Sismos muy raros (2% en 50 años)        |                    | ●                   | ●                     | ●                            |

Objetivo básico

Objetivo esencial

Seguridad crítica

Figura 5.2 Objetivos de desempeño para edificios

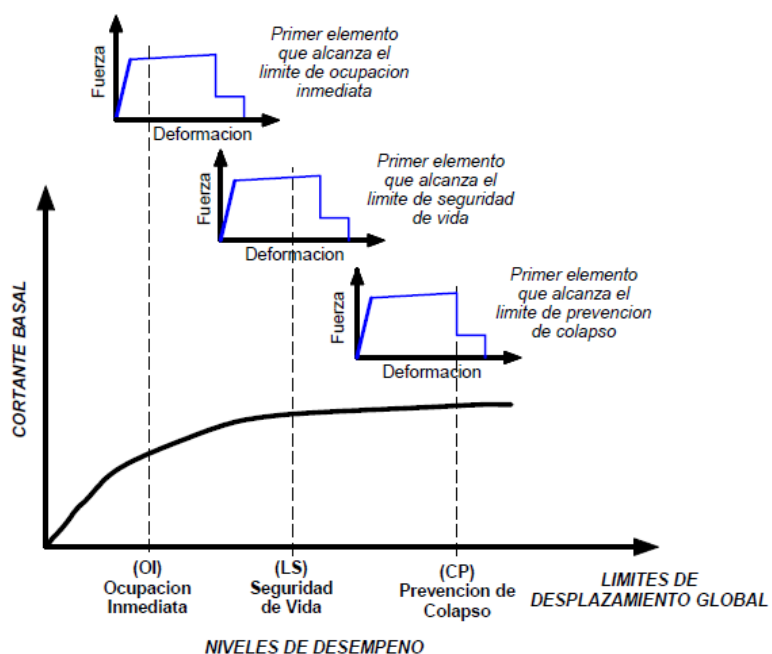


Figura 5.3 Límites de desplazamiento global y local usados en el FEMA 306, Adaptado por Zúñiga (2008)

### 5.2.2. Definición cuantitativa del nivel de desempeño ante cargas laterales de muros de mampostería confinada con comportamiento en flexión.

Para establecer el desempeño cuantitativo de muros de mampostería confinada con comportamiento no lineal en flexión se utiliza la información referente a pruebas experimentales (cuasi-estáticas y dinámicas) existentes en la literatura. Si bien es cierto que existe una buena base de datos de evidencia experimental en muros de mampostería confinada, así como prototipos de vivienda a escala y tamaño real, es importante destacar que la gran mayoría de estas pruebas son características de muros cuadrados con niveles de carga axial moderados y diseños de tal manera que se pondera el comportamiento en corte.

En la sección 2.3 se presentó evidencia experimental de muros de mampostería reforzada desarrollada en Canadá, Estados Unidos y Nueva Zelanda con relaciones de aspecto elevadas; distintos niveles de carga axial; y diseñados con conceptos de capacidad, lo cual asegura un comportamiento en flexión cuando se presenta el comportamiento no lineal. En este contexto, en la sección 4.5 se muestra una propuesta para realizar el diseño por capacidad de muros de mampostería confinada, que promuevan el daño en flexión con un comportamiento estable, una vez que el muro ingresa en el intervalo no lineal.

Debido a la escases de evidencia experimental en muros de mampostería confinada con comportamiento en flexión, se consideran algunas las investigaciones sobre muros de mampostería reforzada. Para mejorar y promover el comportamiento dúctil en muros de mampostería reforzada; se han presentado algunas innovaciones para mejorar su desempeño, principalmente para reducir el fenómeno del aplastamiento en la zona de compresión del muro. Una de estas alternativas consiste en la colocación de elementos de borde en los extremos del muro (Shedid et al. 2010a, Shedid et al. 2010b). En la Figura 5.4 se presentan las características de los muros de una campaña de ensayos realizada por Shedid *et al.* (2010a), así como el estado del daño para un nivel de ductilidad de desplazamiento  $\mu_{\Delta}$  de 5 (que coincide aproximadamente con un nivel de distorsión de 1%) en el muro denominado W3 mostrado en la Figura 5.4b. De acuerdo con Shedid *et al.* (2010b), en términos del nivel de daño, es posible establecer que el muro W3 se encuentra en un nivel aceptable y reparable, y que al menos posee un 50% de su capacidad de deformación, por otro lado; se puede decir que la estabilidad de los lazos histeréticos asociada a dicho nivel de daño y deformación lateral también es aceptable, y no se presenta un adelgazamiento del ciclo histerético (*pinching*). Por lo tanto, se reconoce que los elementos de borde son una alternativa que mejora el comportamiento histerético de los muros y controla el daño en las zonas de mayores demandas en el muro.

La investigación ejemplificada anteriormente es una muestra de los trabajos que se están haciendo en el campo de la mampostería reforzada y que están orientados al uso de edificaciones de mampostería donde sus muros tengan un

comportamiento a flexión y de esta manera conseguir estructuras con un mejor desempeño. Otras investigaciones relacionadas a la anterior son las siguientes: en la Universidad de Washington (Cyrier 2012) y Kapoi (2012), en la Universidad de McMaster en Canadá (Banting 2013) y en la Universidad de Concordia Obaidat et al. (2018) y Albutainy & Galal (2019).

Ante la evidencia del adecuado comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería reforzada con relaciones de aspecto elevadas con elementos de borde diseñados para que se comporten en flexión, es curioso observar el poco interés que el gremio de investigadores enfocados a la mampostería confinada tanto en México como en otras partes del mundo le ha dado a este tipo de muros. Algunas de las razones del poco interés que se ha mostrado hacia la posibilidad de cambiar el enfoque en el diseño de muros de mampostería confinada son: a) que las propiedades de la mampostería en Estados Unidos y Canadá son mucho mejores que las de las mamposterías existentes en México; b) la ausencia del acero vertical en la zona central del muro; y c) que el diseño de edificios de mampostería confinada se sigue basando en conceptos de diseño por fuerzas, y dado que el comportamiento en corte suele estar asociado a un mayor nivel de resistencia, se pondera este comportamiento sobre el comportamiento en flexión.

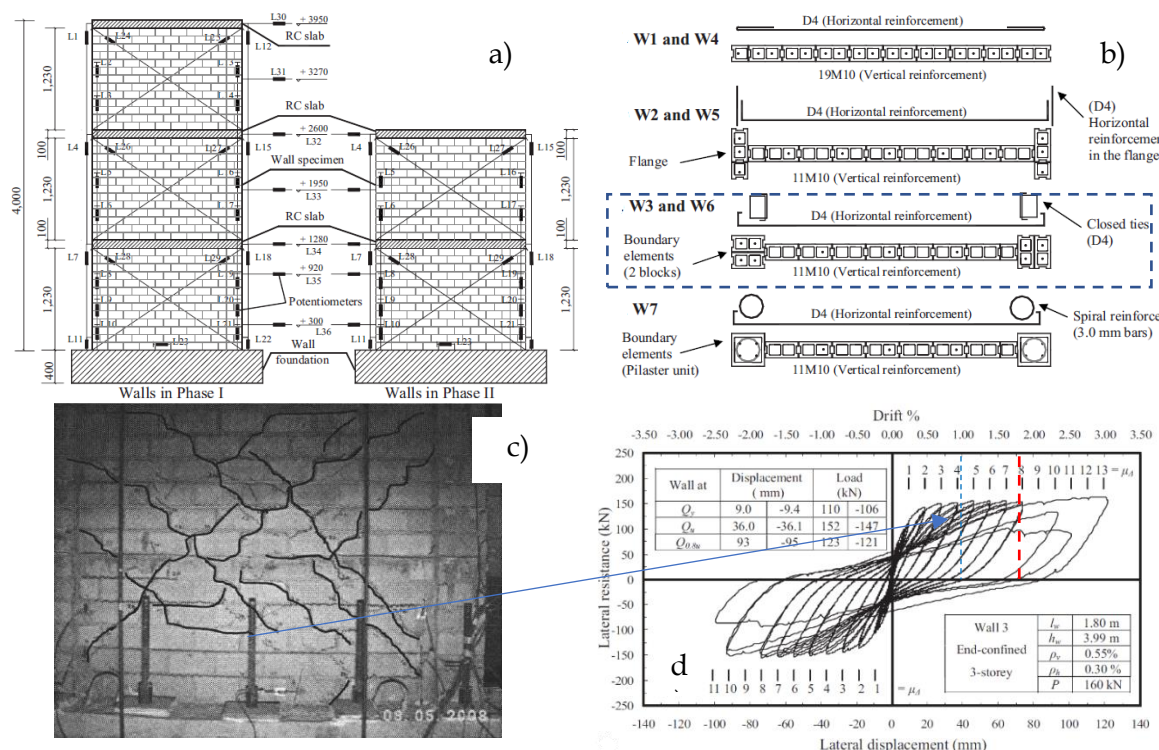
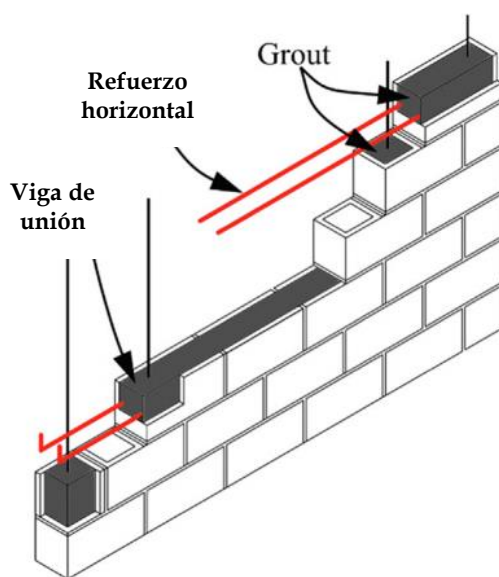


Figura 5.4 Resumen de la campaña experimental realizada por Shedid et al., (2010a a) elevación de muros ensayados, b) sección de muros y refuerzo, c) daño del muro W3 para una ductilidad de desplazamiento de 5, d) lazo histerético el muro.

Dando respuesta a las posibles razones de la falta de interés del gremio de la ingeniería estructural por explorar la posibilidad de fomentar el comportamiento en flexión de muros de mampostería confinada: En cuanto a la resistencia de la mampostería; en México actualmente se están fabricando piezas de concreto y morteros con resistencias mayores en comparación con las que se tenían hace algunos años, lo cual, a su vez, produce una resistencia de diseño de la mampostería mayor; aunque, vale la pena reconocer que dichas resistencias aun no son tan elevadas como las que se tienen en la mampostería reforzada.

En cuanto a la existencia del acero de refuerzo vertical, aún existen opiniones divididas entre los investigadores dedicados al estudio de la mampostería reforzada sobre la aportación de este en la resistencia a corte de los muros; sin embargo, la mayoría de las ecuaciones de diseño de los reglamentos solo consideran al acero de refuerzo horizontal como aquel que produce resistencia al corte en los muros y la contribución del acero de refuerzo vertical solo estriba en una mejor distribución del daño en el muro. Aunque, por otro lado, se reconoce que el acero vertical ayuda a reducir la degradación de la resistencia a corte de los muros debido al efecto de *dowel* que se produce.



**Figura 5.5 Componentes de un muro de mampostería reforzada relleno de grout**

De acuerdo con [Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural] (26 de Mayo de 2014). *8 Preguntas y Respuestas NTC Mampostería*. Youtube. [https://www.youtube.com/watch?v=6U6p67BUm\\_c](https://www.youtube.com/watch?v=6U6p67BUm_c). El Dr. Roberto Meli considera que los muros de mampostería reforzada se comportan más bien como muros de concreto reforzado; esto se debe a que las piezas de los muros de mampostería reforzada son huecas, y en ellas se vierte mortero fluido llamado *grout*, el cual, presenta altos niveles de resistencia a la compresión y tensión diagonal en comparación

con las piezas solidas o multiperforadas utilizadas en la mampostería confinada. Debido a la existencia del *grout*, el muro se comporta de manera monolítica y las piezas solo sirven como una especie de cimbra perdida (muerta). Sin embargo, en la misma sesión el Dr. Juan José Pérez Gavilán, reconoce la posibilidad de conseguir que los muros de mampostería confinada tengan un comportamiento en flexión, denominando a estos muros como: “muros de mampostería dúctil”

A pesar de las diferencias que existen entre los muros de mampostería reforzadas en comparación con los muros de mampostería confinada; en este trabajo se considera que es posible alcanzar los niveles de desempeño mostrados por los muros con relación de aspecto elevada de mampostería reforzada con elementos de borde utilizando muros de mampostería confinada con acero de refuerzo horizontal, piezas y mortero de alta resistencia.

Para respaldar esta hipótesis se cuenta con escasa información; sin embargo, Varela-Rivera *et al.* (2019)<sup>5</sup> llevaron a cabo un estudio experimental (Figura 5.6), de muros de mampostería confinada con relaciones de aspecto ( $H/L$ ) elevadas y con distintos niveles de carga axial que permite que: las deformaciones a corte pueden ser despreciables en términos de la deformación total del muro; y que promueve un comportamiento por flexión dúctil caracterizado por el agrietamiento horizontal en los extremos del muro y agrietamiento vertical de la esquina inferior en compresión, en vez de la falla en corte.



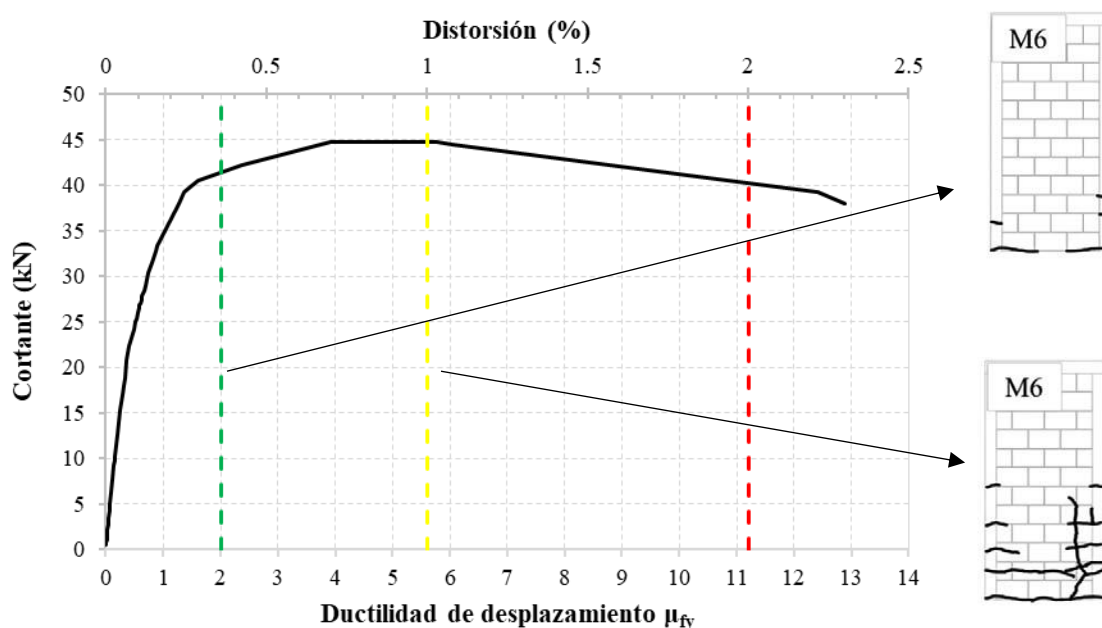
**Figura 5.6 Acero de refuerzo longitudinal típico en muros ensayados por Varela et al., (2019)**

Para asociar algunos parámetros del desempeño estructural tales como: la distorsión; la degradación de rigidez inicial; la ductilidad de desplazamiento y el

---

<sup>5</sup> De acuerdo con la información presentada en la sección en la sección 2.4.1 y 4.3

nivel de daño, Varela-Rivera *et al.* (2019) utilizaron la información obtenida durante los ensayos experimentales y construyeron dos gráficos (Figura 2.22), que son adecuadas para fijar un nivel de desempeño de los muros de mampostería confinada con daño en flexión. La Figura 2.22 establece que los muros cuadrados con carga axial elevada tienen una mayor degradación de rigidez a medida que el muro se deforma lateralmente en comparación con los muros con relaciones de aspecto elevadas; al mismo tiempo se pudo observar que los muros cuadrados presentan una mayor demanda de ductilidad cuando se incrementa el desplazamiento lateral, mientras que los muros con altas relaciones de aspecto tienen una menor ductilidad para el mismo nivel de deformación lateral que los muros cuadrados, esto resulta de gran relevancia ya que a menor demanda de ductilidad, menor será el daño en los muros.



**Figura 5.7** Curva de capacidad, envolvente de la respuesta cíclica del muro M6 ensayado por Varela et al., (2019) y los límites que definen el desempeño estructural.

Para definir los niveles de desempeño establecido en la fase conceptual de la metodología, en función del daño admisible; en la Figura 5.7 se muestra la envolvente fuerza lateral contra deformación de la respuesta cíclica del muro M6 ensayado por Varela et al., (2019) expresada en términos tanto de la ductilidad de desplazamiento como de la distorsión. En la Figura 5.7 se fijan los tres niveles de desempeño en el muro definidos previamente en la Figura 5.3. El primer nivel de desempeño OI se fijó para un nivel de ductilidad de desplazamiento igual a 2 y una distorsión de 0.35%. El segundo nivel de desempeño LS se define cuando el muro alcanza una distorsión de 1% y una ductilidad de desplazamiento cercana a 6, en este punto, la capacidad de deformación inelástica del muro es de aproximadamente el 60%, y

además también es el punto en el que se presenta el primer agrietamiento diagonal en el muro. Finalmente, el nivel de desempeño (CP) se estableció cuando la distorsión del muro es igual al 2% y de acuerdo con el comportamiento cíclico del muro representa el punto donde el muro pierde su estabilidad. En la Figura también se muestra el nivel de daño asociado a los dos primeros niveles de desempeño para mostrar la congruencia de dichos niveles.

Ya en el capítulo anterior, se realizó una discusión de los resultados de las pruebas de Varela-Rivera *et al.* (2019). Además, debido a las limitaciones tanto económicas como de las capacidades de los laboratorios, se realizaron experimentos numéricos para observar cual sería el desempeño de muros de mampostería confinada con relaciones de aspecto mayores a las propuestas experimentalmente y a muros con un correcto detallado de los elementos de borde (castillos) y con acero de refuerzo horizontal. De esta información es posible establecer que los límites impuestos en la Figura 5.7 son conservadores ya que como se verá más adelante, la metodología propone maximizar la relación de aspecto en los muros, de tal manera que la demanda de ductilidad asociada a la deformación lateral del edificio sea mínima y en consecuencia el daño en el sistema estructural también.

### 5.2.3. Definición del sistema estructural

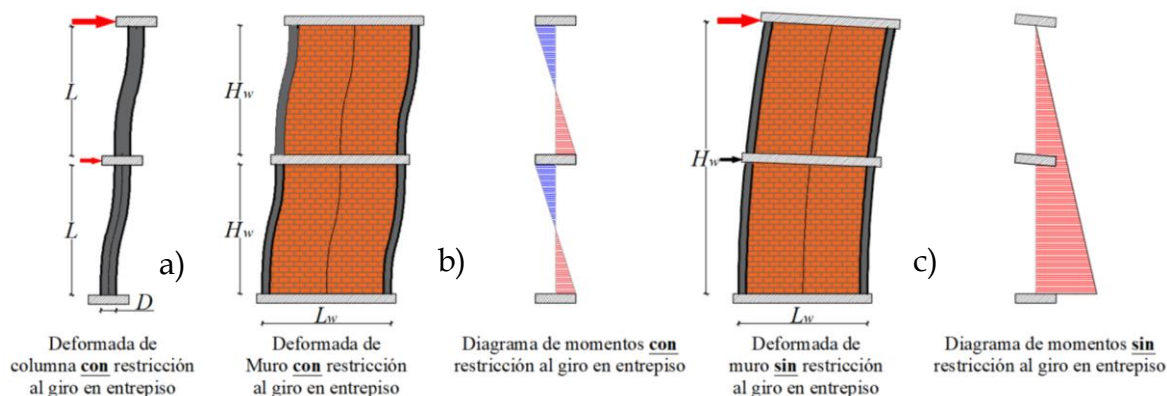
En términos generales, el sistema estructural utilizado para resistir las cargas tanto gravitacionales como laterales será uno compuesto por muros, secciones equivalentes de losa y sistema losa-dala que acoplan a los muros; sin embargo, de acuerdo con las hipótesis básicas que se plantean en este trabajo, se busca que los sistemas estructurales de mampostería confinada diseñados con esta metodología adopten un comportamiento en flexión. En la sección 2.2 se describieron las características que definen el tipo de comportamiento de un muro de mampostería confinada. Y en la sección 2.2.3 se discutió como las deformaciones locales influyen en la deformación global del edificio.

Para disminuir la participación de las deformaciones a corte de un sistema estructural a base de muros es primordial fomentar que los muros de planta baja se deformen en curvatura simple en vez de en curvatura doble (Figura 5.8). Para conseguir esto, se requiere que los elementos de acoplamiento le impongan al muro en cada entrepiso una restricción al giro baja, (diagrama de momentos Figura 5.8c). Para lograr esto, es necesario que la rigidez en flexión del elemento horizontal entre la relación de rigidez en flexión del muro tienda a cero.

Es importante reconocer que al reducir la sección transversal de los elementos horizontales; estos acumularán daño. Si bien lo siguiente puede ser cuestionable, es importante recordar que este mismo fenómeno sucede en el caso del sistema estructural de marcos. En el sistema estructural de marcos se considera que las vigas son capaces de acomodar las deformaciones inelásticas de manera más estable que las

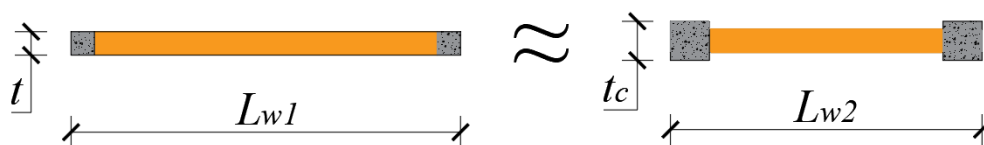


columnas; por lo tanto se fomenta lo que se conoce como: columna fuerte viga débil. De manera análoga, el sistema estructural de muros de mampostería confinada propuesto en este trabajo seguirá el concepto utilizado por el sistema de marcos, denominado ahora: muro fuerte-elemento de acoplamiento débil.



**Figura 5.8 Deformada y diagrama de momentos de elementos según su condición de frontera debido al sistema de piso: a) columnas, b) muros con restricción al giro, c) muro sin restricción al giro.**

Existen dos formas de conseguir lo anterior, la primera es incrementando el largo de la sección transversal del muro  $L_w$ , pero cuidando que la relación de aspecto  $H_w/L_w$  no sea menor de 4. La otra forma sería colocando elementos de borde robustos que incrementen el momento de inercia de la sección transversal sin reducir la relación de aspecto. En la Figura 5.9  $L_{w1}$  es mayor que  $L_{w2}$ ; sin embargo, debido a que el muro con  $L_{w2}$  posee castillos más robustos, estos incrementan la inercia de la sección transversal de tal manera que la inercia en la dirección longitudinal del muro con  $L_{w2}$  sea equivalente a la del muro  $L_{w1}$ .

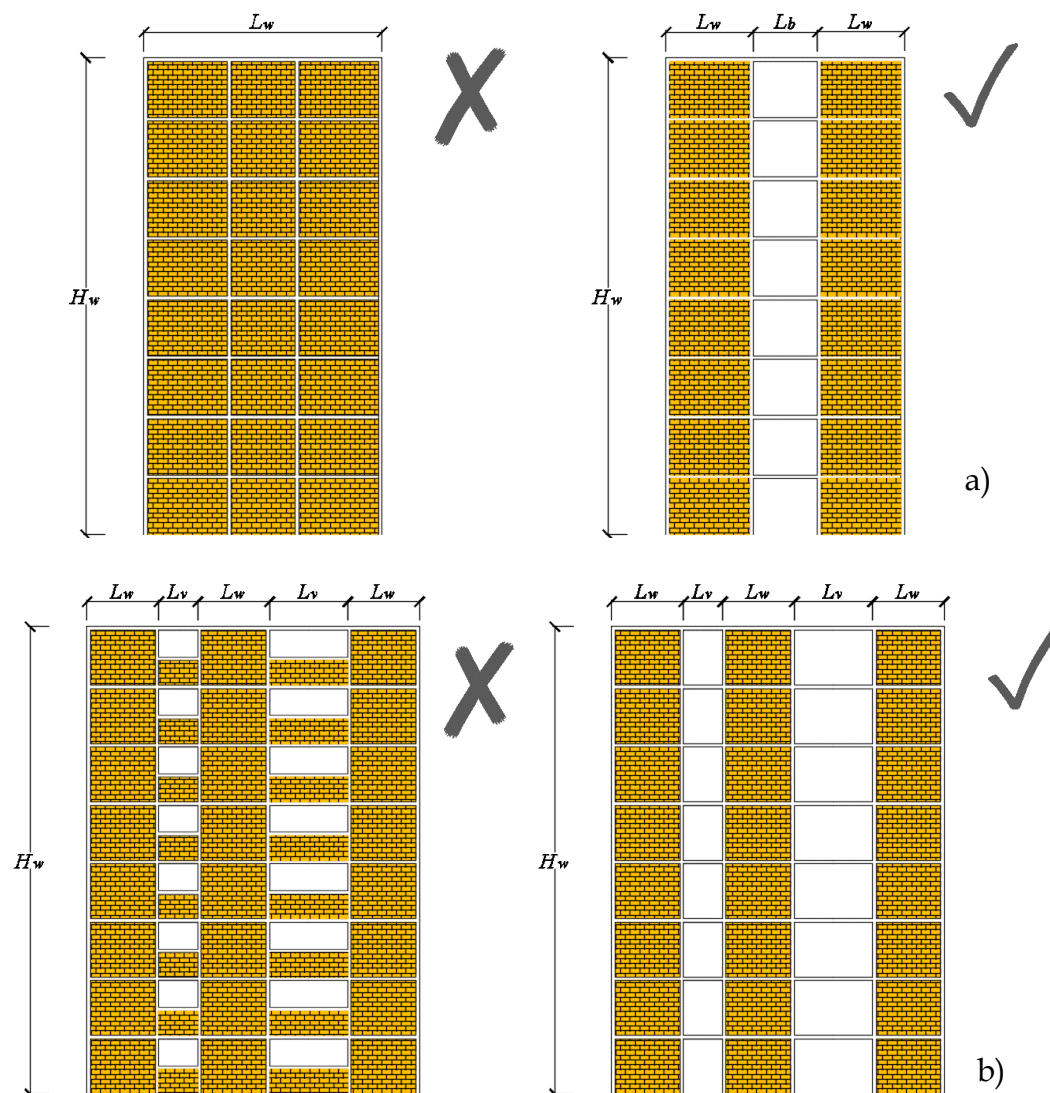


**Figura 5.9 Alternativa para incrementar el momento de inercia de una sección transversal de muro**

Sobre el hecho de incrementar las dimensiones de los castillos, Meli et al. (2011) reportan de los resultados experimentales de San Bartolomé que cuando el peralte de los elementos confinantes es dos veces mayor que el espesor del muro, estos incrementan su rigidez en comparación con la rigidez del muro y en consecuencia; el muro deja de trabajar como un elemento en conjunto y su comportamiento se asemeja más al de un marco de concreto reforzado con elementos de relleno. No obstante, los resultados experimentales reportados por San Bartolomé se basan en muros con geometría y características con comportamiento en corte. En



este trabajo se asume que, en la medida que el muro se deforme con características en flexión, el fenómeno observado por San Bartolomé debería de minimizarse. Otro aspecto por considerar es que la presencia del acero de refuerzo horizontal también debería reducir este efecto; sin embargo, se reconoce que es necesario realizar más pruebas experimentales y numéricas que permitan validar la hipótesis planteada en este trabajo.



**Figura 5.10 Modificaciones al sistema estructural “tradicional” de muros de mampostería confinada para fomentar el comportamiento a flexión del sistema**

Por lo tanto, para conseguir que los muros de un edificio de mampostería confinada tienda a comportarse en flexión será necesario realizar una serie de modificaciones, por ejemplo: 1) dividir aquellos muros donde su relación  $H_w/L$  sea menor que 4.0 (Figura 5.10a); 2) no permitir el uso de “pretiles” (Figura 5.10b); 3) en el caso de los muros acoplados se recomienda que la relación de aspecto  $H_w/L_w$  de los muros

se ubique en un rango de valores entre 4.0 y 10.0; y 4) que el elemento de acoplamiento sea lo suficientemente esbelto; es decir, que la relación  $L/d$  donde  $d$  es el peralte efectivo de la sección transversal y  $L$  la longitud del elemento sea grande, por ejemplo para una longitud de 1000mm se sugiere un peralte efectivo de 120mm  $L/d \approx 8$ .

Otro aspecto que es necesario replantear consiste en que en los edificios de mampostería confinada es muy común la existencia de muros con sección transversal compuestos de varios segmentos rectangulares alineados con respecto a dos ejes ortogonales. Estos son conocidos en la literatura como muros no rectangulares (Figura 5.11). El comportamiento de estos muros ante cargas sísmicas es más complejo que los muros rectangulares individuales.

Probablemente, el principal problema de los muros no rectangulares es el efecto de retraso de cortante o *shear lag*. Este efecto ha sido observado en pruebas experimentales y modelos analíticos de muros de concreto reforzado estudiados por (Smyrou et al. 2012, Zhang & Li 2016, Zhang & Li 2018, Hoult 2019). El retraso por cortante modifica la distribución de los esfuerzos axiales en el o los patines de la sección no rectangular, debido a esto, la teoría de flexión de *Bernoulli* no es aplicables a este tipo de muros. Cuando el muro está sometido a altos niveles de esfuerzo axial este efecto se incrementa; por otro lado, el efecto puede variar de acuerdo con la geometría de la sección transversal no rectangular. Algunos de los efectos que se presentan en muros con sección transversal no rectangular son:

- i. La estimación del desplazamiento lateral obtenido con los modelos analíticos difiere de los obtenidos experimentalmente
- ii. No todo el refuerzo localizado en los patines fluye, esto significa que la resistencia lateral calculada puede ser sobreestimada
- iii. En secciones no simétricas, la rigidez efectiva a flexión puede ser bastante diferente en las direcciones opuestas de análisis.
- iv. Las deformaciones por cortante tienden a ser mayores que en muros rectangulares.

En el caso de muros de mampostería confinada, solo se encontró evidencia experimental de un muro ensayado por Flores & Pérez Gavilan (2010); sin embargo, este muro tiene las características de uno con comportamiento y daño a corte.

Debido al punto iv) del listado de los efectos que se presentan en los muros no rectangulares, así como a la falta de evidencia experimental y a la precisión observada de los resultados experimentales obtenidos, con respecto a los resultados cuando dichos muros se modelan con el método de la columna ancha; así como al hecho que es posible anticipar que su desempeño sísmico no es el que requiere el enfoque desarrollado en esta tesis, se tomó la determinación de no considerar muros

con secciones no rectangulares en el sistema estructural de edificios de mampostería confinada propuesto en esta metodología.

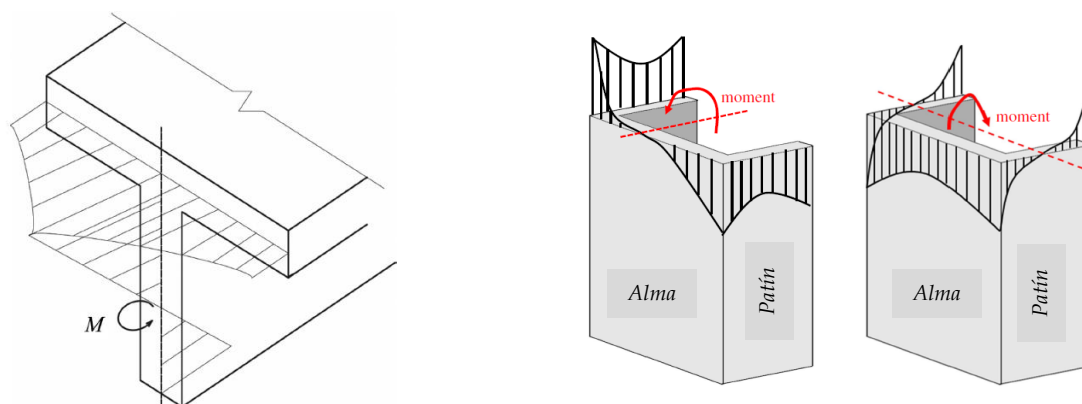


Figura 5.11 Efecto del retraso de cortante en secciones no rectangulares

Otro factor que se consideró para tomar esta decisión y que se encuentra al margen de algún requerimiento desde el punto de vista del diseño estructural; consiste en considerar las tendencias en el diseño de interiores y arquitectura residencial actuales. Estas tendencias están orientadas al concepto abierto *open plan* (Figura 5.12) que prioriza el uso de grandes espacios abiertos y minimiza el uso de cuartos cerrados y pequeños. Por lo que se considera que minimizar el uso de muros no rectangular se apega a estas tendencias arquitectónicas; no obstante, es necesario acercarse a la comunidad de arquitectos para que validen el uso de estas tendencias.

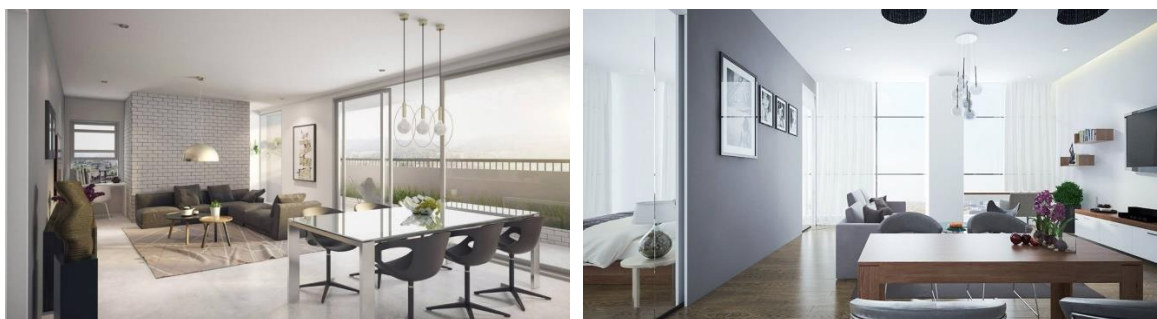


Figura 5.12 Diseño de interiores de departamentos con el concepto de “*open plan*”

<https://deplanosycasas.com/concepto-abierto-cocina-comedor-y-sala/>

## 5.3. Definición de los parámetros de la fase numérica de la metodología

### 5.3.1. Parámetros para definir la demanda máxima de desplazamiento en azotea

El desempeño asociado a un estado de daño en los muros, definido cuantitativamente por medio de distorsión de entrepiso máxima  $DI_{max}$  fijado en el punto anterior, sirve para establecer el umbral de desplazamiento máximo de azotea  $\delta_{max}$ . En los siguientes párrafos se describe de qué manera se pueden vincular ambos valores.

Una forma de relacionar el desplazamiento máximo de azotea  $\delta_{max}$  con la distorsión máxima de entrepiso  $DI_{max}$  es utilizando el concepto de distorsión promedio  $DI_{prom}$ , la cual se define como el cociente entre el desplazamiento máximo de azotea y altura total del edificio (ecuación 5.1). Ahora, si se relaciona la distorsión máxima de entrepiso con la distorsión promedio, se obtiene la relación llamada coeficiente de distorsión  $COD$  (ecuación 5.2). Conociendo dicho valor, y debido a que la distorsión máxima de entrepiso y la altura del edificio  $H$  son valores conocidos, será posible calcular el desplazamiento máximo de azotea. Por lo tanto, el reto consiste en determinar un valor aproximado de  $COD$  que proporcione una estimación razonable del desplazamiento máximo de azotea.

$$DI_{prom} = \frac{\delta_{max}}{H} \quad (5.1)$$

$$COD = \frac{DI_{max}}{DI_{prom}} \quad (5.2)$$

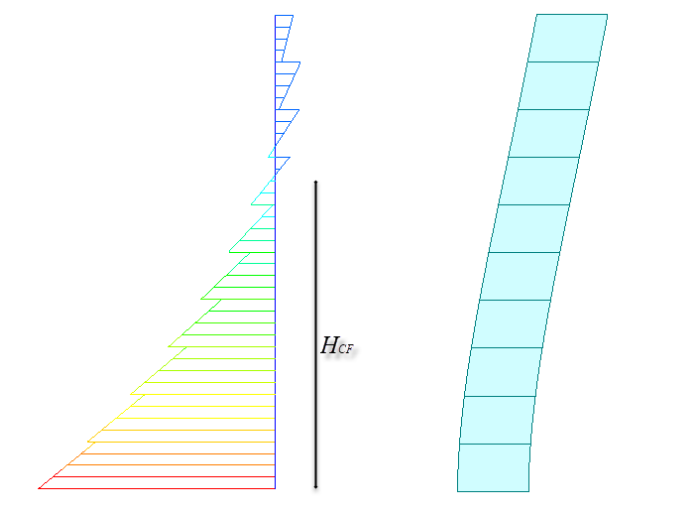
$$\delta_{max} = \frac{DI_{max}(H)}{COD} \quad (5.3)$$

El valor de  $COD$  está directamente relacionado a la forma con la que un edificio se deforma cuando se le aplica un patrón de cargas laterales, teóricamente dicho modo se puede clasificar en: deformada en corte, o deformada a flexión (Figura 2.7); sin embargo, ambos casos resultan condiciones ideales; por lo tanto, una condición que resulta una combinación de ambas sería el caso más realista (Figura 5.13).

Los factores que tiene mayor impacto en la manera que se deforma el edificio son la altura del edificio y el grado de acoplamiento de los muros. Es decir, si se tienen dos edificios con la misma planta estructural; uno de ellos tiene pocos pisos y vigas de gran peralte y otro varios pisos y vigas poco peraltadas, el edificio con menor altura tendrá una deformada global en corte, mientras que el edificio con mayor número de niveles y menor grado de acoplamiento entre sus muros tenderá a cambiar su deformada por una dominada por efectos de flexión.

Una práctica común en el análisis de edificios ante cargas laterales consiste en considerar que las vigas y sistema de piso son elementos lo suficientemente rígidos para generar en la parte superior del elemento vertical una condición de restricción al giro como el descrito en la Figura 5.8a; sin embargo, como ya se mencionó, en el caso de los muros de mampostería confinada, esta condición no favorece que el edificio adopte una deformada en flexión; por lo tanto, otra condición geométrica que se establece consiste en que los elementos horizontales (sistema de piso, vigas o dallas) no sean excesivamente rígidos, para que, en la medida de lo posible, los muros se deformen como una gran viga en voladizo. Dicho de otra forma, se busca que el punto de inflexión del diagrama de momentos en el muro se encuentre varios

niveles de entrespacio por encima de la base del muro como se describe gráficamente en la Figura 5.13.



**Figura 5.13 Ubicación del punto de inflexión en el diagrama de momentos y deformación de un muro que forma parte de un edificio sometido a cargas laterales**

Todas las variables mencionadas anteriormente impactan el valor del factor *COD*; por lo tanto, para conocer cuáles serían los valores extremos que el factor *COD* se propone el siguiente ejercicio. Se somete a tres pares de muros de 8 10 y 12 niveles a un patrón de cargas laterales con perfil tipo triangular para obtener el valor de *COD*. Un muro tendrá solo una restricción al giro en la base, mientras que el otro tendrá restricciones al giro en cada altura de entrespacio, las características geométricas de los muros estudiados se describen en la Tabla 5.1.

**Tabla 5.1 Datos de los muros estudiados**

| Clave | Niveles | Hm(m) | Lw (m) | H (m) | H/L |
|-------|---------|-------|--------|-------|-----|
| 8N    | 8       | 2.5   | 5      | 20    | 4   |
| 10N   | 10      | 2.5   | 6.25   | 25    | 4   |
| 12N   | 12      | 2.5   | 7.5    | 30    | 4   |

En la Tabla 5.2 se muestran los resultados obtenidos del ejercicio anterior, se observa cómo, para el caso de un muro en voladizo mostrado en la Figura 5.14, el valor de *COD* disminuye con el incremento de la altura, mientras que para los muros con restricción al giro mostrado en la Figura 5.15, sucede exactamente lo opuesto; es decir, al incrementar la altura, el valor de *COD* aumenta. Como los elementos horizontales no son tan rígidos como para conseguir la condición de restricción total al giro, y tampoco pueden ser tan flexibles para que el muro se deforme completamente en voladizo, el valor a elegir de *COD* deberá ser función del número de niveles, así como del grado de restricción al giro que los elementos horizontales le imponen al muro; sin embargo, se puede observar que la diferencia entre ambas

condiciones es relativamente baja por lo que utilizar uno u otro valor no debería influir demasiado en el resultado de la metodología propuesta. Finalmente, parece razonable pensar que asignar un valor constante de 1.4 al COD es suficiente.



Figura 5.14 Deformada y diagrama de momentos de un muro en voladizo de 12 pisos

Tabla 5.2 Valores calculados del factor COD

| Clave | Voladizo | COD                 |            |
|-------|----------|---------------------|------------|
|       |          | Restricción al giro | Diferencia |
| 8N    | 1.359    | 1.413               | 0.054      |
| 10N   | 1.354    | 1.429               | 0.075      |
| 12N   | 1.349    | 1.440               | 0.091      |



Figura 5.15 a) Deformada y diagrama de momentos de un muro empotrado en cada uno de sus de 12 pisos

### 5.3.2. Cálculo del periodo objetivo ( $T_T$ ) del edificio

Para obtener el periodo fundamental objetivo  $T_T$  del edificio es necesario; conocer el espectro de seudo-desplazamiento  $S_d$ , el cual es posible obtener mediante la expresión 5.4, la cual involucra el espectro transparente de seudo-aceleraciones  $S_a$  para un nivel de ductilidad establecido previamente (Figura 5.16).

$$S_d(T) = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (5.4)$$

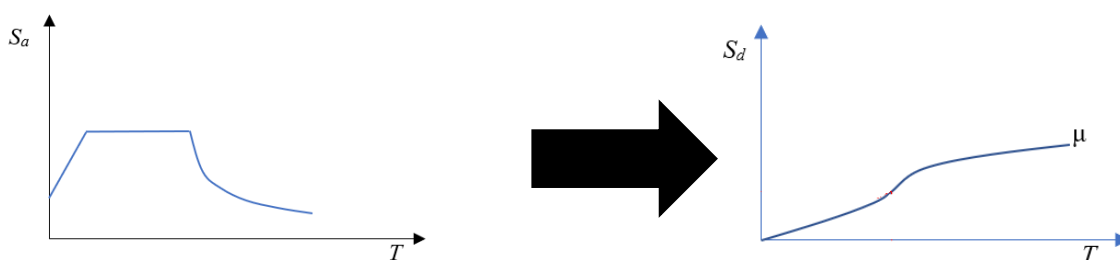


Figura 5.16 Espectro de seudo-aceleración y Seudo-desplazamiento

Por otro lado, para considerar el efecto de los múltiples grados de libertad que tiene la estructura, se establece el factor Alpha  $\alpha$  que se define como el cociente entre el desplazamiento máximo de azotea de la estructura real entre el desplazamiento máximo de un sistema de un grado de libertad equivalente  $\delta_{eq}$  (ecuación 5.5).

$$\alpha = \frac{\delta_{max}}{\delta_{eq}} \quad (5.5)$$

Tabla 5.3 Valores sugeridos para el factor Alpha  $\alpha$  ASCE

| Número de pisos | Edificios de cortante*      |                           | Otro tipo de edificios   |
|-----------------|-----------------------------|---------------------------|--------------------------|
|                 | patrón de cargas triangular | patrón de cargas uniforme | Cualquier tipo de patrón |
| 1               | 1.0                         | 1.0                       | 1.0                      |
| 2               | 1.2                         | 1.15                      | 1.2                      |
| 3               | 1.2                         | 1.2                       | 1.3                      |
| 5               | 1.3                         | 1.2                       | 1.4                      |
| 10+             | 1.3                         | 1.2                       | 1.5                      |

Nota: Es posible interpolar linealmente para valores intermedios, \*edificios en donde la distorsión de entrepiso disminuye en los pisos superiores



Para obtener el valor de Alpha  $\alpha$  es posible recurrir a la Tabla 7-5 del (ASCE/SEI) y Tabla 5.3 de este documento, la cual define el valor Alpha  $\alpha$  en función de: el tipo de la deformación del edificio (a corte u otra); el tipo de perfil de cargas laterales (triangular, uniforme y cualquier otra); y el número de niveles de la estructura.

Con el valor del desplazamiento equivalente  $\delta_{eq}$  y el espectro de pseudo-desplazamiento se calcula el periodo objetivo  $T_T$  como se observa en la Figura 5.17. Una vez definido el periodo objetivo  $T_T$ , se busca que la estructura posea las características necesarias para que su periodo fundamental de vibrar esté lo más cercano posible al periodo objetivo establecido.

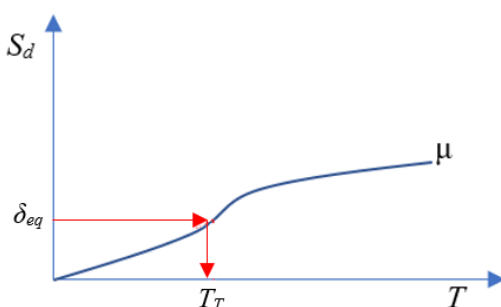


Figura 5.17 Cálculo del periodo objetivo para un espectro de Seudo-desplazamiento definido

### 5.3.3. Dimensionado preliminar global basado en rigidez de edificios de mampostería confinada con comportamiento en flexión

Considere que la estructura de mampostería confinada de la Figura 5.18a puede ser representada por un sistema de un grado de libertad como el que se observa en la Figura 5.18b. Para este sistema, la rigidez puede ser estimada con la ecuación (5.6).

$$K_T = \frac{4\pi^2}{T_E^2} \quad (5.6)$$

Donde el periodo  $T_T$  corresponde al periodo objetivo obtenido con los conceptos definidos en la sección 5.3.2. Ahora, si se considera que todos los muros en la estructura tendrán el mismo desplazamiento lateral debido a la existencia de un diafragma rígido y al hecho de limitar la presencia de excentricidades es posible considerar a la estructura como un sistema de resortes en paralelo como el que se observa en la Figura 5.18c, donde los resortes  $K_{wi}$  representan la rigidez lateral que cada uno de los muros aportan a la estructura y se puede describir con la ecuación 5.7.

Debido a la limitante impuesta sobre las dimensiones de la sección transversal de los elementos horizontales; la hipótesis de diafragma rígido podría verse comprometida. Si bien, ésta resulta ser una limitante en el proceso de prediseño, durante dicho proceso se podría revisar la condición de diafragma rígido, tal como se estipula en la revisión de las condiciones de regularidad prescritas por las NTC-DS (2017), de no cumplirse la condición de diafragma rígido, se podrían tomar algunas medidas para corregir esta hipótesis; sin embargo, esta situación no fue explorada en este trabajo.

En cuanto a la magnitud de la excentricidad, no se realizó una estimación cuantitativa del valor máximo que dicho valor debería adoptar. Una recomendación práctica consiste en considerar un valor máximo del 10% de la dimensión en planta de entrepiso medida paralelamente a dicha excentricidad.

$$K_T = \sum_{i=1}^n K_{wi} + K_{wi+1} + \dots + K_{wn} \quad (5.7)$$

En la Figura 5.19 se observan los diagramas de momentos obtenidos para cada uno de los muros debidos a la aplicación de un patrón de cargas laterales en forma triangular en la estructura. Utilizando el método de la *viga conjugada* resulta relativamente sencillo comprobar que, bajo esta condición, la zona que tiene una mayor contribución en la deformación lateral del edificio es aquella que queda definida por la altura a la cual se presenta el primer punto de inflexión en el muro (conocida en la literatura como altura de contra flecha  $H_{CF}$ ); por lo tanto, la rigidez lateral del sistema se puede calcular con la ecuación 5.8, y en consecuencia, es posible calcular el periodo fundamental de la estructura con la ecuación 5.9, donde la masa efectiva  $m_e$  es igual a la masa del sistema multiplicada por el factor de masa efectiva calculado con la ecuación 2.17.

$$K_T = \sum_{i=1}^n \frac{3EI_{wi}}{H_{CFi}^3} + \frac{3EI_{wi+1}}{H_{CFi+1}^3} + \dots + \frac{3EI_{wn}}{H_{CFn}^3} \quad (5.8)$$

$$T_E = \sqrt{\frac{m_e}{K_T}} \quad (5.9)$$

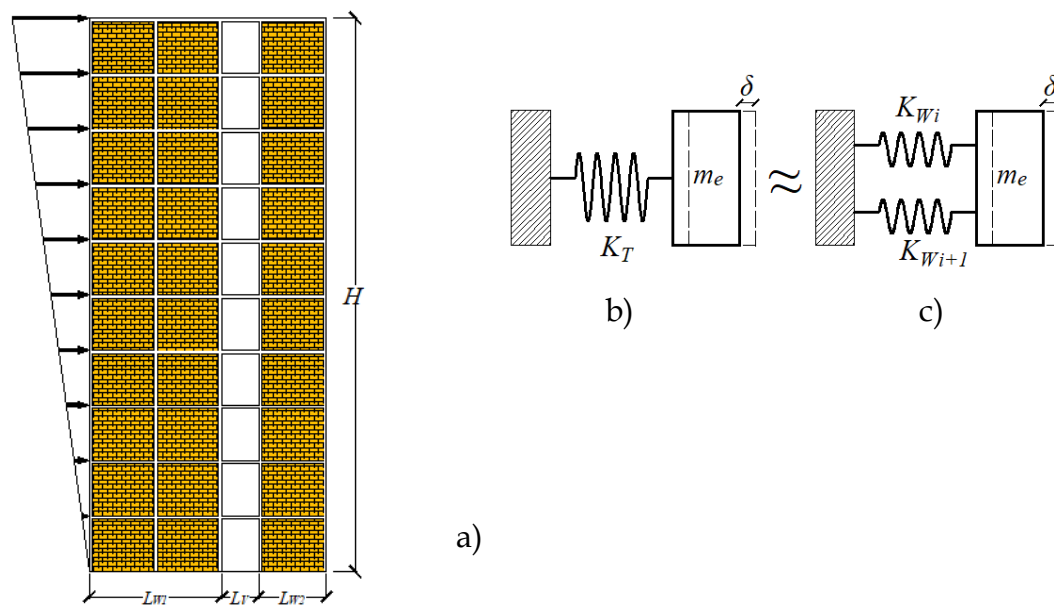


Figura 5.18 Estructura de mampostería confinada y sus idealizaciones: a) Estructura real, b) sistema de un grado de libertad, y c) sistema de masa y resorte en paralelo

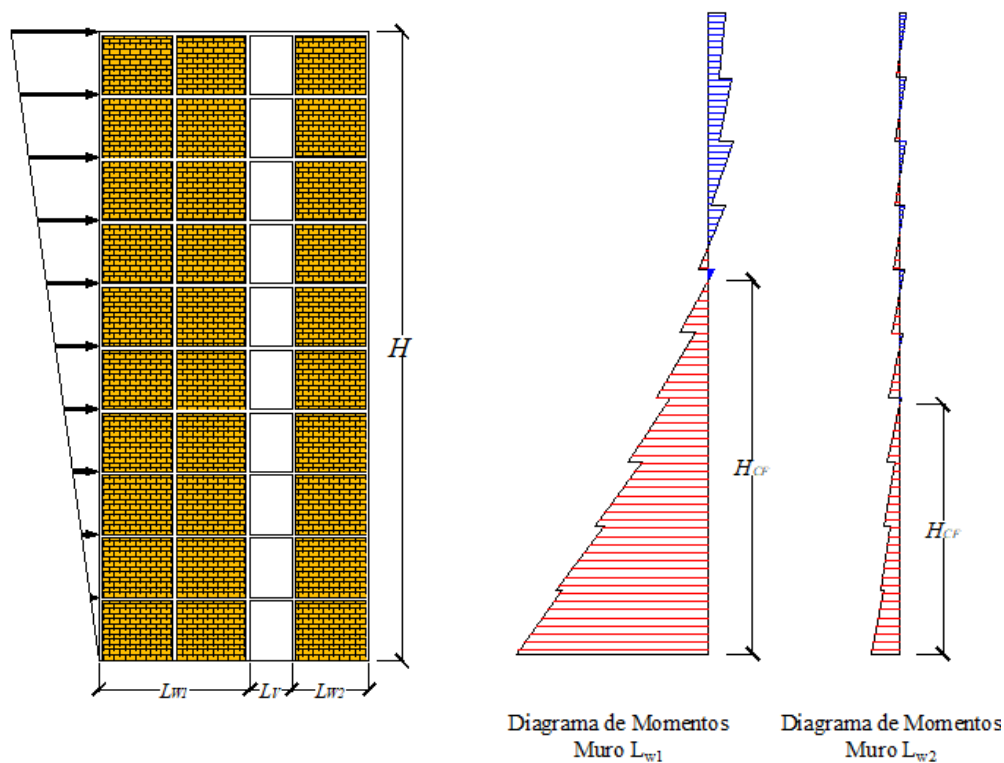


Figura 5.19 Diagrama de momentos en los muros debido a la aplicación de un patrón de cargas laterales

Por lo que para conocer el periodo fundamental de la estructura  $T_E$  es necesario conocer la altura de contra flecha en cada muro. Una vez conocido el periodo fundamental de la estructura, este se compara con el periodo objetivo  $T_T$  y se inicia un proceso iterativo hasta que el periodo de la estructura calculado sea igual o menor que el periodo objetivo obtenido. Vale la pena destacar que la conceptualización del dimensionado preliminar tiene como objetivo reducir el número de iteraciones que el ingeniero estructural deberá realizar para obtener la convergencia deseada.

### 5.3.4. Determinación de la altura de contra flecha $H_{CF}$

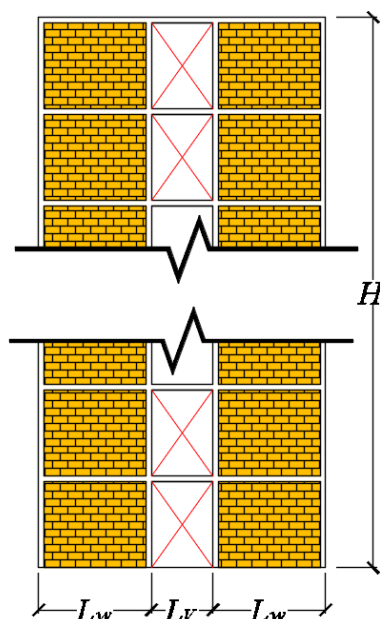
En la literatura existen algunas propuestas para estimar el valor de  $H_{CF}$ ; por ejemplo, Parisi & Augenti (2014) proponen una ecuación que relaciona el grado de acoplamiento de los muros de mampostería simple  $\beta_s$  con la altura de contra flecha. La ecuación 5.10 fue obtenida mediante una regresión no lineal con un coeficiente de determinación  $R^2=0.975$ .

$$H_{CF} = -0.92\beta_s^2 - 0.36\beta_s + 1.06 H \quad (5.10)$$

$$\beta_s = \frac{\sum_{i=1}^n M_{s,i}}{M_{OTM}} \quad (5.11)$$

Donde  $M_{OTM}$  es el momento de volteo debido a las cargas laterales y  $M_{s,i}$  es el momento en las vigas de acoplamiento. Por otro lado, Paparo & Beyer (2015) proponen calcular la altura de contra flecha con el método de la viga en voladizo, el cual ha sido utilizado para el análisis de sistemas duales (marcos y muros) y fue desarrollado por autores como: Chiarugi (1970), Rosman (1974), Pozzati (1980), Smith y Coull (1991). Dicho método consiste en la solución de una ecuación diferencial que considera el comportamiento por separado de las deformaciones por flexión y las deformaciones por corte.

En el caso de este trabajo se propone crear una base de datos de un sistema de dos muros acoplados por un elemento dala-losa o losa equivalente como se observa en la Figura 5.20. Para crear dicha base de datos, se variaron: el número de niveles; la altura del entrepiso  $h_w$ ; la longitud de los muros  $L_w$ ; la longitud de la viga  $L_v$ ; y la sección de la viga. Para cada muro se consideró una carga axial uniforme de  $0.098 \text{ MPa}$  localizada en la longitud de cada muro y en cada nivel. Se fijó un módulo de elasticidad de la mampostería  $E_m$  para los muros igual a  $6046 \text{ MPa}$ , y un módulo de elasticidad del concreto  $E_c$  igual a  $21707.95 \text{ MPa}$ . Finalmente se consideró un factor de inercia y área de corte efectiva en los muros y elementos horizontales de 0.5.



**Figura 5.20 Estructura tipo para construir la base de datos para determinar  $h_{cf}$**

Durante la elaboración de la base de datos se observó que: para que el periodo obtenido con la ecuación 5.9 fuese igual al periodo obtenido con el modelo analítico elaborado en el programa MIDAS Gen; la altura  $H_{CF}$  tenía que ser mayor al valor encontrado en el modelo analítico. De acuerdo con la Figura 5.21, el valor es diferente debido a que en la ecuación 5.9 se debe considerar un diagrama de momentos idealizado (línea discontinua), el cual difiere ligeramente del diagrama de momentos real del muro obtenido en el modelo analítico. Por lo que la altura para la cual el periodo del modelo analítico coincide el periodo calculado con la ecuación 5.9 se le denomina altura de contra flecha equivalente  $h_{cf}$ .

En la Figura 5.22 se observa de manera esquemática como está compuesta la base de datos. En total se realizaron 108 modelos, se utilizaron estructuras de: 10, 12 y 15 niveles, se propusieron dos alturas de entrepiso: 2600 mm y 3000 mm; tres longitudes de muro que varían en función de la relación de aspecto (Tabla 5.4); tres diferentes longitudes del elemento horizontal: 1000 mm, 2000 mm y 3000 mm y 6 tipos de secciones de elementos horizontales en función de la longitud del claro del elemento (Tabla 5.5).

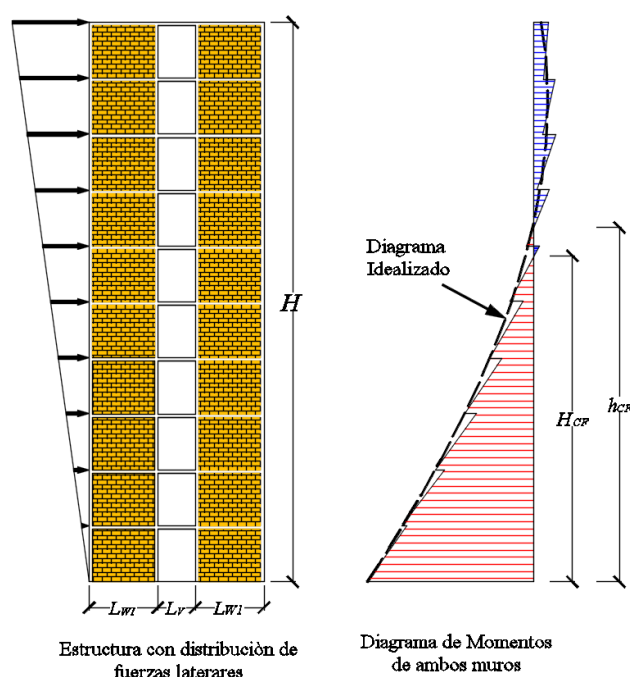


Figura 5.21 Diagrama de momentos real y altura de contra flecha y diagrama de momentos idealizado con altura de contra flecha equivalente  $h_{cf}$  de estructura tipo a estudiada

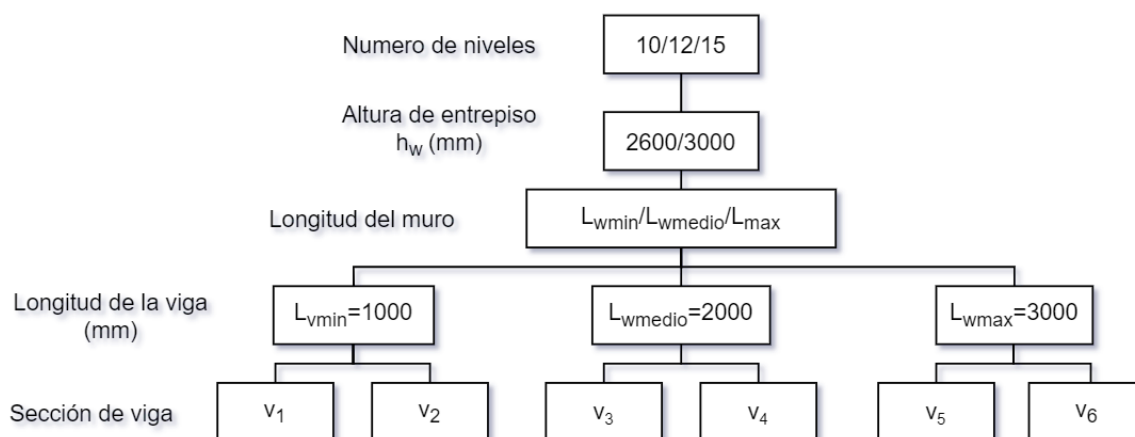


Figura 5.22 Representación esquemática de la base de datos para obtener  $h_{cf}$

Tabla 5.4 Variación de la relación de aspecto en la base de datos para obtener  $h_{cf}$

| Relación de aspecto | 10 niveles |            | 12 niveles |            | 15 niveles |            |
|---------------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
|                     | $h_{wmin}$ | $h_{wmax}$ | $h_{wmin}$ | $h_{wmax}$ | $h_{wmin}$ | $h_{wmax}$ |
| $H_w/L_{wmin}$      | 10         | 10         | 12         | 12         | 12         | 12         |
| $H_w/L_{wmedio}$    | 7.48       | 7.5        | 7.8        | 9          | 9.06       | 10         |
| $H_w/L_{wmaximo}$   | 6.5        | 6.66       | 7.42       | 7.2        | 7.09       | 8.03       |

Tabla 5.5 Secciones transversales de los elementos horizontales

| Sección        | Tipo | h<br>(mm) | b<br>(mm) | t <sub>w</sub><br>(mm) | t <sub>f</sub><br>(mm) | I <sub>v</sub><br>(mm <sup>4</sup> ) |
|----------------|------|-----------|-----------|------------------------|------------------------|--------------------------------------|
| v <sub>1</sub> | Losa | 100       | 300       | NA                     | NA                     | 25E <sup>+6</sup>                    |
| v <sub>2</sub> | Losa | 150       | 450       | NA                     | NA                     | 126.56E <sup>+6</sup>                |
| v <sub>3</sub> | T    | 200       | 920       | 120                    | 100                    | 192.82 E <sup>+6</sup>               |
| v <sub>4</sub> | T    | 200       | 1080      | 120                    | 120                    | 250.01 E <sup>+6</sup>               |
| v <sub>5</sub> | T    | 250       | 920       | 120                    | 100                    | 345.64 E <sup>+6</sup>               |
| v <sub>6</sub> | T    | 250       | 1320      | 120                    | 150                    | 558.03 E <sup>+6</sup>               |

Una vez finalizada la base de datos, se definieron algunas variables que fuesen relevantes para determinar de manera empírica el valor de la altura de contra flecha equivalente  $h_{cf}$ . Se establecieron dos propuestas: la primera propuesta radica en calcular el índice de rotación de nudo  $\rho$  propuesto por Blume (1968); el concepto original de Blume consiste en sumar la relación entre la inercia y la longitud de todas las vigas y columnas de un piso o entrepiso, primero se consideran las vigas del piso superior y separadamente las de piso inferior; por lo tanto, se tienen dos valores de  $\rho$  para cada entrepiso y, de acuerdo con Blume, si ambos valores de  $\rho$  son mayores que 0.1 las columnas del entrepiso en cuestión tendrán puntos de inflexión. La ecuación 5.12 define el valor del índice de rotación de Blume.

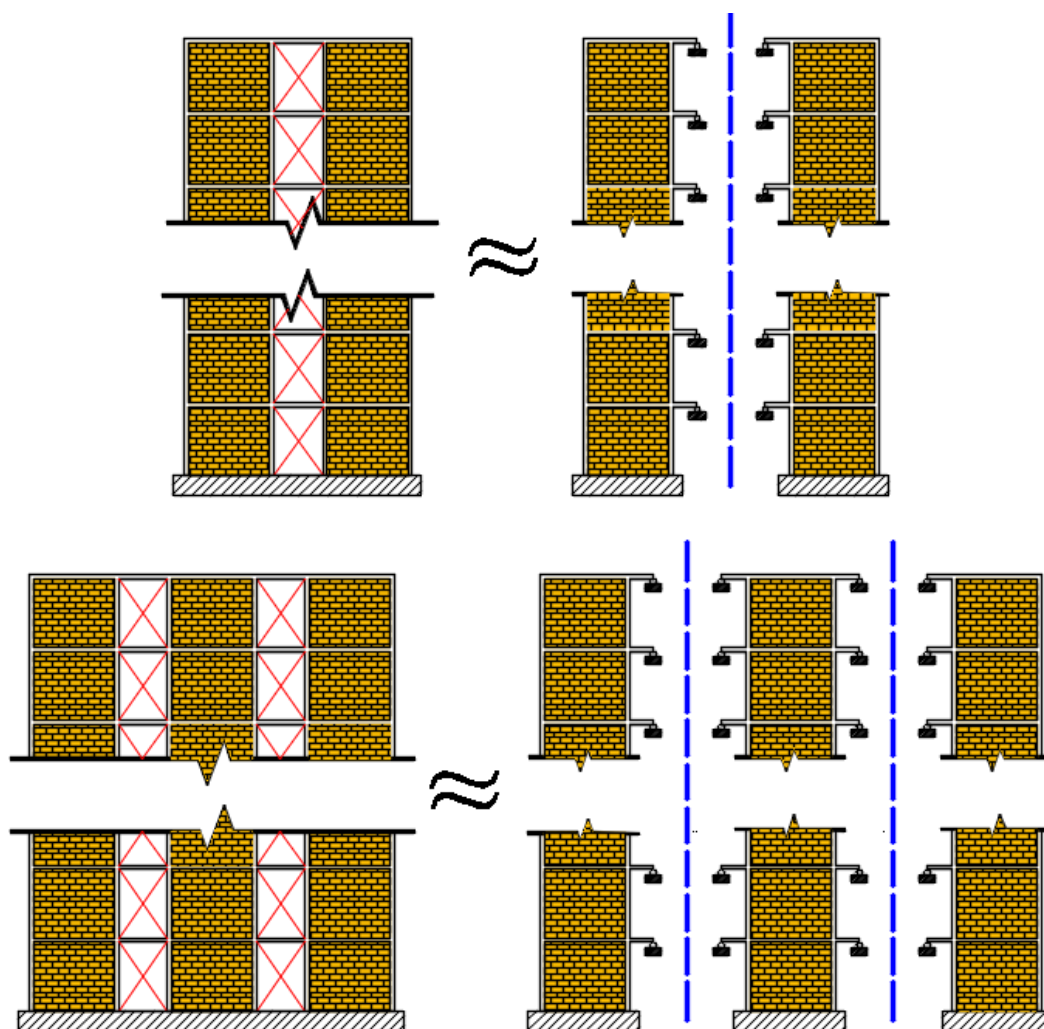
$$\rho = \frac{\sum I/L_v}{\sum I/L_c} \quad (5.12)$$

En este trabajo se realiza un ajuste al criterio establecido por Blume. En lugar de calcular un factor por entrepiso, se calcula un factor para todo el sistema de muro y el elemento de acoplamiento. Por lo que, en vez de considerar la altura de entrepiso, se considera la altura total del edificio. La ecuación 5.13 se denomina índice de rotación del muro  $\rho$

$$\rho = \frac{\sum E_c I/L_v}{\sum E_m I/L_w} \quad (5.13)$$

El segundo criterio considera la relación de aspecto  $H/L_w$  de cada uno de los muros que forman el “marco”, así como una nueva variación del índice de rotación; esta consiste en considerar que en el elemento de acoplamiento se presenta un punto de inflexión al centro del claro  $L_v/2$ , lo que permite dividir al “marco” en un sistema de subestructuras como las que se observan en la Figura 5.23. Por lo tanto, la ecuación 5.14 define el índice de rotación del subsistema de muro-vigas.

$$\rho_w = \frac{\sum E_c I/0.5L_v}{E_m I/H_w} \quad (5.14)$$



**Figura 5.23** Sistemas de subestructuras establecidos en el criterio #2 para calcular  $h_{cf}$

En la Figura 5.24 se grafican los resultados de la base de datos creada contra los dos criterios establecidos para calcular el valor de  $h_{cf}$ . En el primer caso (ecuación 5.15) se observa que la ecuación obtenida de la regresión no lineal tiene un coeficiente de correlación  $R^2$  de 0.565, el cual se considera bajo, mientras que para el segundo criterio (ecuación 5.16) se realizó una regresión no lineal de superficie con el programa OriginPro8, en este caso, el valor de correlación ajustado  $R^2$  0.82 es sustancialmente mejor al obtenido en el primer caso. En caso de la ecuación 5.16, cuando los muros están conectados por vanos en uno o ambos extremos del muro (Figura 5.23) se dice que el muro está acoplado, y el límite de la relación entre la altura de contra flecha efectiva y la altura total del muro no podría ser mayor de 0.7. Por otro lado, cuando el muro no esté acoplado, como puede ser el caso de muros cabeceros, el valor de la relación  $h_{cf}/H$  será igual a 0.9.



$$\frac{h_{cf}}{H} = 0.45\rho^{-0.085} \quad (5.15)$$

$$\frac{h_{cf}}{H} = 0.57 + 3920000 \left( \frac{H}{L_w} \right)^{-9.38} - 0.076\rho_w^{0.56} + 2737900 \left\{ \left( \frac{H}{L_w} \right)^{-9.38} \rho_w^{0.56} \right\} = \begin{cases} \text{acoplado,} & \frac{h_{cf}}{H} \leq 0.7 \\ \text{aislado,} & \frac{h_{cf}}{H} = 0.9 \end{cases} \quad (5.16)$$

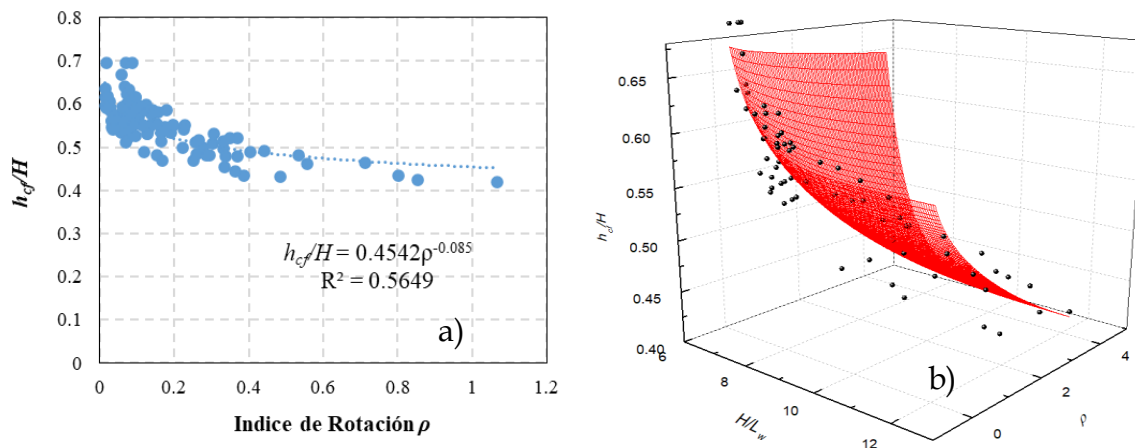


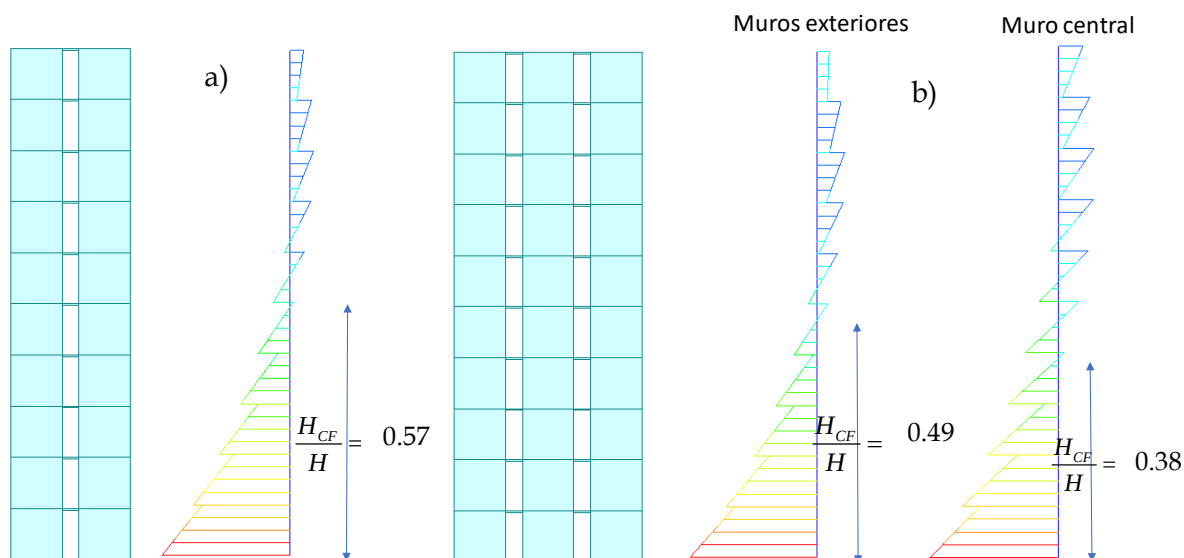
Figura 5.24 Ajuste de datos: a) primer criterio, b) segundo criterio

En la Figura 5.25 se observa que cuando se tiene un sistema de tres muros (Figura 5.25b) el efecto de restricción al giro en el muro central crece; y en consecuencia, el factor  $H_{CF}/H$  es menor que en el caso de la estructura compuesta por dos muros de la Figura 5.25a. Por otro lado, se confirma que debido a que el muro central está restringido en ambos extremos (subestructura de la Figura 5.23) la altura  $H_{CF}$  es menor que cuando el muro solo está restringido en uno de sus extremos Figura 5.23b; sin embargo, al utilizar el concepto de altura de contra flecha efectiva, el valor de  $h_{cf}/H$  para los muros de la estructura de dos muros y los muros extremos de la estructura de tres muros es el mismo. También se observa que la relación  $h_{cf}/H$  del muro central de la estructura de 3 muros disminuye

Con las ecuaciones propuestas en esta sección, el siguiente paso es evaluar la precisión de estas con una serie de ejemplos los cuales se desarrollan en la siguiente sección.

**Tabla 5.6 Valores de la altura de contra flecha efectiva en estructuras formadas por dos y tres muros**

| Estruc-<br>tura | # de<br>pi-<br>sos | $L_w$<br>(mm) | $h_w$<br>(mm) | $I_w$<br>(mm) | $L_v$<br>(mm) | $I_v$<br>(mm <sup>4</sup> ) | $(h_{cf}/H)_{\text{ex-}}tremo$ | $(h_{cf}/H)_{\text{cen-}}tral$ | T<br>(seg) |
|-----------------|--------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|-----------------------------|--------------------------------|--------------------------------|------------|
| 2_Muros         | 10                 | 4000          | 2800          | 6.4E+11       | 1000          | 25E+6                       | 0.622                          | NA                             | 1.09       |
| 3_Muros         | 10                 | 4000          | 2800          | 6.4E+11       | 1000          | 25E+6                       | 0.622                          | 0.520                          | 0.98       |



**Figura 5.25 Comparativa entre la respuesta de una estructura con dos y tres muros: a) estructura de dos muros y diagrama de momento de ambos muros, b) estructura con 3 muros, diagrama de momentos de muros exteriores y muro central**

### 5.3.5. Evaluación de los criterios propuestos para determinar $T_E$

Para evaluar la aplicabilidad de los criterios propuestos en el punto anterior, se realizan una serie de ejercicios de sistemas estructurales compuestos de muros con un vano. Primeramente, se evalúan sistemas estructurales compuestos por dos muros unidos por un elemento dala-losa. Los muros que forman parte de los sistemas estructurales propuestos en esta etapa, a diferencia de los elaborados para establecer la base de datos, tienen diferentes longitudes ( $L_{w1} \neq L_{w2}$ ), y diferentes niveles de carga axial como se aprecia en la Tabla 5.7. Se utilizan los mismos materiales y factor de inercia y área de corte efectiva de los elementos horizontales y muros considerados en la elaboración de la base de datos. Finalmente, se calcula el periodo de la estructura  $T_E$  con la ecuación 5.9 y utilizando los criterios antes descritos para calcular  $h_{cf}/H$  (ecuaciones 5.15 y 5.16).

Tabla 5.7 Propiedades geométricas de los ejercicios propuestos para evaluar  $T_E$ 

| ID | $h_m$<br>(mm) | $L_{w1}$<br>(mm) | $L_{w2}$<br>(mm) | $\omega_{w1}$<br>(MPa) | $\omega_{w2}$<br>(MPa) | $L_v$<br>(mm) | $I_{w1}$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $I_{w2}$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $I_v$<br>(mm <sup>4</sup> ) |
|----|---------------|------------------|------------------|------------------------|------------------------|---------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------------------------|
| E1 | 2800          | 4000             | 4000             | 0.098                  | 0.098                  | 1000          | 3.2E+11                        | 3.2E+11                        | 1.25E+7                     |
| E2 | 3000          | 4000             | 3000             | 0.098                  | 0.098                  | 2000          | 3.2E+11                        | 1.3E+11                        | 7.54E+7                     |
| E3 | 3000          | 4500             | 3000             | 0.117                  | 0.117                  | 1500          | 4.556E+11                      | 1.35E+11                       | 2.59E+7                     |
| E4 | 2600          | 2600             | 3000             | 0.078                  | 0.078                  | 2500          | 1.35E+11                       | 8.78E+11                       | 1.30E+8                     |

Se realizaron ejercicios para estructuras de 10, 12 y 15 niveles. Para conocer la exactitud del procedimiento propuesto se realizaron los modelos de los ejercicios con el programa MIDAS Gen para conocer el periodo “real”, finalmente se calculó el error para cada uno de los ejercicios realizados. En la Figura 5.26 se muestra el error obtenido para el cálculo del periodo  $T_E$  al utilizar el procedimiento propuesto en este trabajo. La grafica de la izquierda representa el cálculo de  $T_E$  utilizando el  $h_{cf}$  que se obtiene con la ecuación 5.15 y la gráfica de la derecha considera el valor de  $h_{cf}$  que se obtiene con la ecuación 5.16. En la Figura 5.26a se puede observar una tendencia que muestra que a medida que se incrementa la altura de la estructura la ecuación 5.15 hace que el error se vaya incrementando. En la Figura 5.26b esto no sucede. Por otro lado, se observa que para ambas propuestas solo existe un caso donde el error obtenido resulta ser mayor al 10%. Por lo que ambas propuestas parecen arrojar resultados razonables.

En la Tabla 5.8 se muestran las propiedades de los siete sistemas estructurales compuestos por 3 muros propuestos para su estudio, con estos datos se repite el ejercicio realizado anteriormente. En la Figura 5.27a se observa que, al utilizar la ecuación 5.15; el error se incrementa hasta valores mayores al 25% en las estructuras de 15 pisos. Para las estructuras de 12 niveles, el error máximo se da en la estructura E1 con un error mayor al 15%. Finalmente, el error en las estructuras de 10 niveles es menor al 10% en todos los casos.

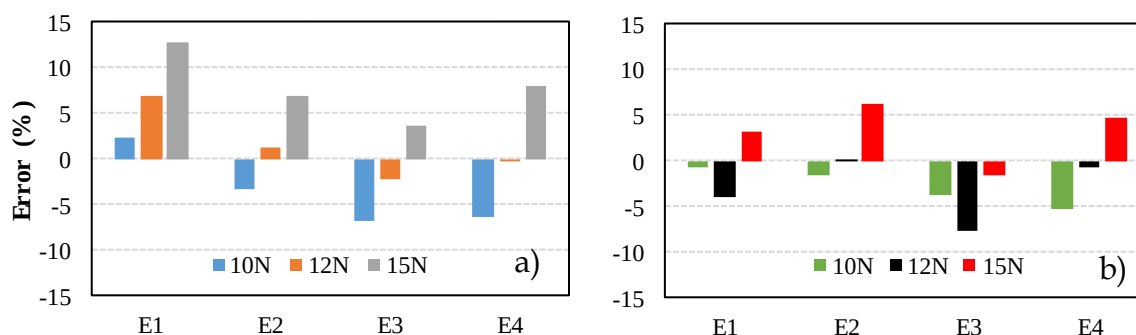
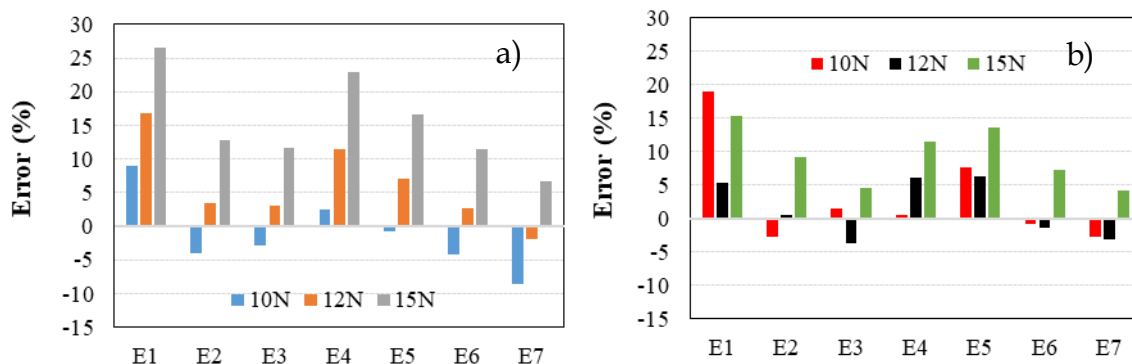
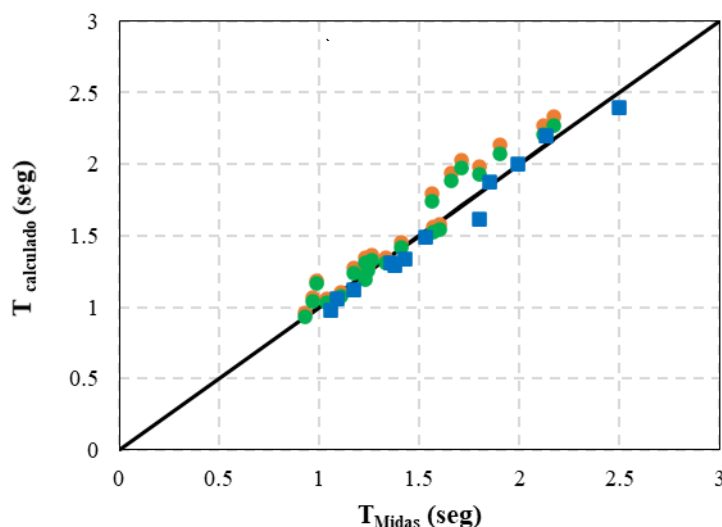


Figura 5.26 Error en el cálculo del periodo fundamental de los ejercicios propuestos utilizando los dos criterios propuestos para calcular  $h_{cf}$  dos muros: a) Ecuación 5.15, b) Ecuación 5.16

En cuanto a la ecuación 5.16, en la Figura 5.27b se observa que la estructura E1 de 10 niveles tiene un error cercano al 20%, las estructuras de 12 niveles se mantienen en un error absoluto menor al 5% y solo las estructuras: E1, E4, y E5 de 15 niveles tienen errores mayores al 10%.



**Figura 5.27** Error en el cálculo del periodo fundamental de los ejercicios propuestos con tres muros utilizando los dos criterios propuestos para calcular  $h_{cf}$  tres muros: a) ecuación 5.15, b) Ecuación 5.16



**Figura 5.28** Correlación entre el periodo de los sistemas estructurales calculados con el modelo de análisis estructural elaborado en Midas y la ecuación 5.16.

En la Figura 5.28 se observa la correlación de la predicción del periodo de las estructuras estudiadas previamente considerando la ecuación 5.16 y el periodo obtenido con los modelos de análisis estructural en el MIDAS Gen. Los círculos en color naranja representan los periodos de las estructuras formadas por 3 muros; los círculos en verde y los rectángulos en azul representan a las estructuras formadas

por dos. Los resultados muestran nuevamente un nivel de precisión adecuado considerando que se trata de un procedimiento de prediseño.

Tabla 5.8 Propiedades geométricas de los ejercicios propuestos para la evaluación de  $T_E$  con 3 muros

| Nombre | $h_w$<br>(mm) | $L_{w1}$<br>(mm) | $L_{w2}$<br>(mm) | $L_{w3}$<br>(mm) | $\omega_{w1}$<br>(MPa) | $\omega_{w2}$<br>(MPa) | $\omega_{w3}$<br>(MPa) | $L_{v1}$<br>(mm) | $L_{v2}$<br>(mm) | $I_{w1}$<br>(mm <sup>4</sup> ) | $I_{w2}$<br>(mm <sup>4</sup> ) | $I_{w3}$<br>(mm <sup>4</sup> ) | $I_{v1}$<br>(mm <sup>4</sup> ) | $I_{v2}$<br>(mm <sup>4</sup> ) |
|--------|---------------|------------------|------------------|------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------|------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| E1     | 2800          | 4000             | 4000             | 4000             | 0.098                  | 0.098                  | 0.098                  | 1000             | 1000             | 64E <sup>+10</sup>             | 64E <sup>+10</sup>             | 64E <sup>+10</sup>             | 25E <sup>+6</sup>              | 25E <sup>+6</sup>              |
| E2     | 3000          | 4000             | 3000             | 4000             | 0.098                  | 0.098                  | 0.098                  | 2000             | 2000             | 64E <sup>+10</sup>             | 27E <sup>+10</sup>             | 64E <sup>+10</sup>             | 150E <sup>+6</sup>             | 150E <sup>+6</sup>             |
| E3     | 3000          | 4500             | 3000             | 4500             | 0.117                  | 0.117                  | 0.117                  | 1500             | 1500             | 91E <sup>+10</sup>             | 27E <sup>+10</sup>             | 91E <sup>+10</sup>             | 51E <sup>+6</sup>              | 51E <sup>+6</sup>              |
| E4     | 2600          | 2600             | 3000             | 2600             | 0.078                  | 0.098                  | 0.078                  | 2500             | 2500             | 17E <sup>+10</sup>             | 27E <sup>+10</sup>             | 17E <sup>+10</sup>             | 286E <sup>+6</sup>             | 286E <sup>+6</sup>             |
| E5     | 2800          | 4000             | 4000             | 2800             | 0.098                  | 0.098                  | 0.098                  | 1000             | 2500             | 64E <sup>+10</sup>             | 64E <sup>+10</sup>             | 21E <sup>+10</sup>             | 25E <sup>+6</sup>              | 345E <sup>+6</sup>             |
| E6     | 3000          | 4000             | 3000             | 4500             | 0.078                  | 0.098                  | 0.078                  | 2000             | 1000             | 64E <sup>+10</sup>             | 27E <sup>+10</sup>             | 91E <sup>+10</sup>             | 157E <sup>+6</sup>             | 25E <sup>+6</sup>              |
| E7     | 3000          | 4500             | 3000             | 3000             | 0.117                  | 0.098                  | 0.098                  | 1500             | 3000             | 91E <sup>+10</sup>             | 27E <sup>+10</sup>             | 27E <sup>+10</sup>             | 51E <sup>+</sup>               | 308 E <sup>+6</sup>            |

### 5.3.6. Prediseño local por resistencia y capacidad

Una vez que ha quedado definida la geometría del edificio; para obtener el acero longitudinal de los muros y los elementos de horizontales, se propone utilizar un análisis dinámico modal espectral o un análisis estático para obtener los momentos actuantes y conseguir que la resistencia en flexión  $M_n$  sea mayor o igual que dichos momentos. Finalmente se propone realizar un diseño por capacidad que satisfaga que la resistencia en flexión será menor que la resistencia en corte.

Para obtener los elementos mecánicos se construye un modelo de análisis estructural elástico con el método de la columna ancha. Para la elaboración de estos modelos se considera adecuado utilizar un factor de inercia y área de corte efectiva igual a 0.35 para los muros y 0.3 para los elementos horizontales de acoplamiento, ambos valores fueron establecidos como consecuencia de toda la experimenta desarrollada en el cálculo de las diferentes secciones transversales estudiadas a lo largo de esta tesis.

Para cada una de las diferentes secciones de muro se calcula el diagrama de interacción  $M$ - $P$  asociado a la resistencia nominal  $M_n$ . Definido el acero de refuerzo longitudinal en cada una de las secciones transversales de los muros, se estima la relación  $M/V$  que es igual a la altura efectiva  $H_{efec}$  del muro.

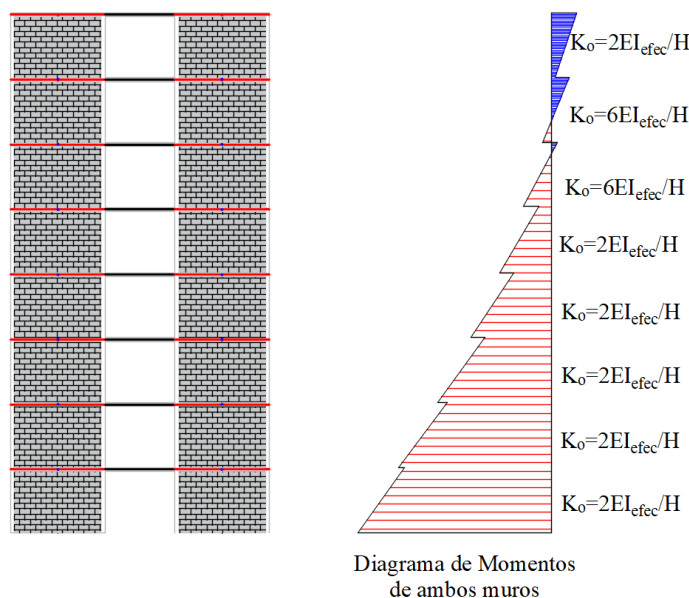
Con la altura efectiva, es posible dividir el momento  $M_n$  de cada uno de los puntos del diagrama de interacción  $M$ - $P$ , para transformar al momento en la fuerza cortante asociada a la flexión  $V_f$  como se establece en la ecuación 5.17. Para calcular el cortante asociado a la falla por tensión diagonal  $V_{mR}$  se utiliza la ecuación 2.14 bajo la consideración que  $H=H_{efec}$  y que el área efectiva es igual al área total del muro, para calcular la aportación del acero de refuerzo horizontal se utilizan las ecuaciones propuestas en las NTC-DCEM (2017).

$$V_f = \frac{M_n(P)}{H_{efec}} \quad (5.17)$$

En el caso de los elementos horizontales se asume que cada uno de estos elementos estará bajo una condición de viga empotrada en ambos extremos. Por lo tanto, el cortante asociado a flexión sería igual a dos veces el momento nominal  $M_n$  dividido entre la longitud del elemento. Para calcular la resistencia en corte se utilizan las ecuaciones de las NTC-DCEC (2017), y se revisa que el cortante asociado a la flexión sea menor que el cortante resistente.

### 5.3.7. Revisión del desempeño estructural

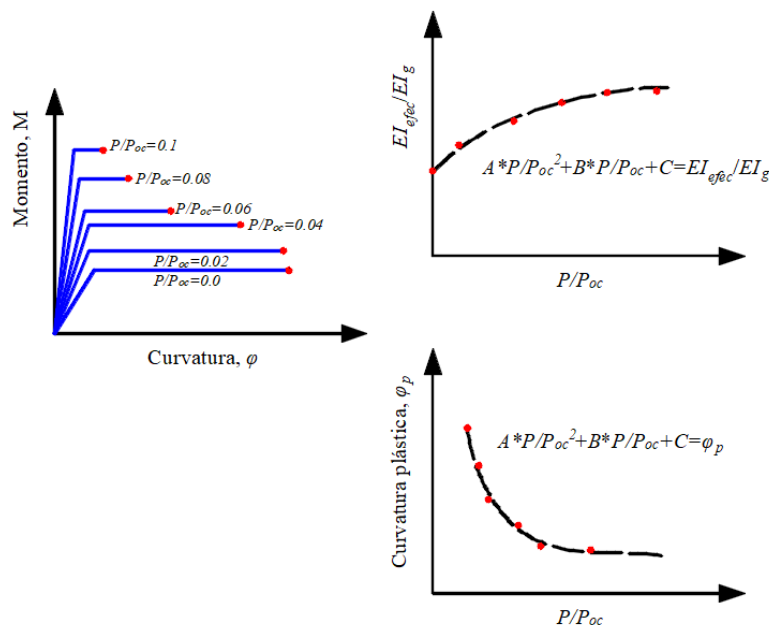
Para estimar las propiedades estructurales del edificio, se propone modelar el comportamiento de los muros de acuerdo con lo discutido en el Capítulo 4 y realizar un análisis estático no lineal. Los elementos de acoplamiento también se modelan utilizando el modelo de plasticidad concentrada. Para la elaboración de los modelos de análisis no lineal, es necesario tener en cuenta algunos aspectos, que se discuten a continuación.



**Figura 5.29** Asignación de la rigidez inicial de la articulación plástica en los muros en función de la forma del diagrama de momentos del muro

Para la sección transversal de cada muro, se estima; partiendo de su diagrama momento-curvatura y en función del nivel de carga axial producido por la acción combinada de cargas gravitacionales y sísmicas, la rigidez efectiva  $EI_{efec}$ . La rigidez en flexión inicial en cada uno de los muros se establece como:  $2EI_{efec}/H$  o  $6EI_{efec}/H$ , respectivamente, en función de si se deforman en curvatura sencilla o doble (Figura 5.29), siendo  $H$  la altura de entrepiso. Para conocer el tipo de deformada del muro (curvatura simple o doble) se revisa el diagrama de momentos asociados a un sistema de fuerzas laterales estático que puede obtenerse a partir de un análisis dinámico modal espectral o un análisis estático.





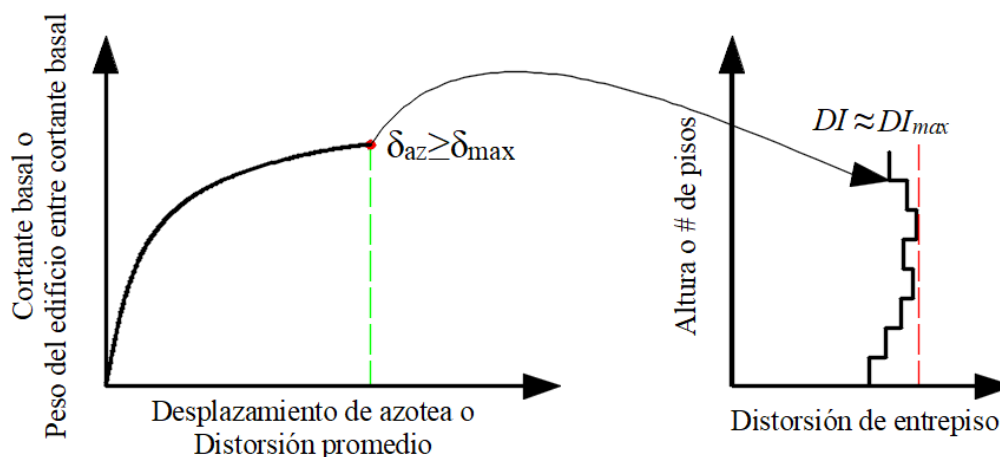
**Figura 5.30 Propuesta para obtener la variación de la rigidez efectiva a flexión y curvatura plástica en función del nivel de carga axial en el muro**

Para tomar en cuenta el efecto de la variación de  $EI_{efec}$  con la variación de la carga axial; se propone construir una gráfica que en el eje de las abscisas se coloquen los valores obtenidos de la relación entre la carga axial aplicada en la sección transversal y la carga axial resistente pura en compresión  $P_{oc}$ ; y en el eje de las ordenadas, los valores de la relación  $EI_{efec}/EI_g$  obtenidos de una serie de análisis momento curvatura. De esta manera, los puntos obtenidos se ajustan a una ecuación cuadrática (Figura 5.30). Finalmente, para la carga axial reportada en cada nivel, se obtiene un valor del factor de  $EI_{efec}$ . Debido a que el nivel de desplazamiento lateral queda definido por los muros ubicado en planta baja y los primeros niveles del edificio, se considera suficiente calcular el valor de  $EI_{efec}/EI_g$  hasta una altura  $H/2$  del edificio y en los pisos superiores se utiliza el mismo valor  $EI_{efec}$  calculado para el piso localizado en  $H/2$ . El proceso descrito previamente se resume en la Figura 5.30.

En el caso de los elementos horizontales, se estima el diagrama momento-curvatura para cada sección transversal, a partir del cual se obtiene la  $EI_{efec}$ . La rigidez en flexión de la articulación plástica se definió como  $6EI_{efec}/L$  siendo  $L$  la longitud del elemento.

Con los resultados del análisis estático no lineal se obtiene: la curva de capacidad; la distribución de distorsión en elevación para distintos niveles de desplazamiento de azotea de la curva de capacidad y; la evolución de las deformaciones inelásticas de los elementos estructurales. En primer lugar, se revisa que el desplazamiento de azotea  $\delta_{az}$  asociado a un nivel de distorsiones de entrepiso cercano al valor definido como distorsión máxima sea mayor o igual al desplazamiento

máximo calculado en la sección 5.3.2 de esta manera se comprueba que la respuesta global es adecuada. (Figura 5.31).



**Figura 5.31 Revisión de los resultados a nivel global del análisis estático no lineal**

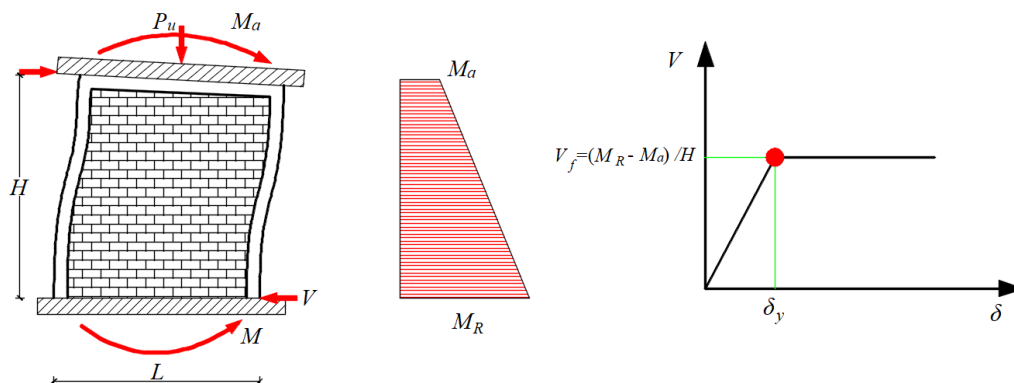
Para revisar la respuesta local de los elementos estructurales, es necesario revisar las acciones controladas por la fuerza y la deformación. En el primer caso, esto consiste en establecer si, para la demanda máxima de deformaciones lateral en el sistema estructural; las demandas de corte no rebasan la respectiva capacidad de los elementos estructurales. En el segundo caso, la revisión implica revisar que las demandas de deformación no lineal en las articulaciones plásticas no excedan valores admisibles establecidos en función del daño estructural aceptable.

En la Figura 5.33a se indica de manera esquemática la forma de evaluar las acciones controladas por fuerza utilizando el modelo de cortante UCSD adaptado en la sección 4.3. En el caso de los elementos horizontales, la resistencia  $V_R$  de la envolvente de la resistencia a corte se calcula utilizando la expresión propuesta en las NTC-DCEC (2017), considerando el factor de reducción de resistencia  $F_R$  igual a 1; por otro lado, para calcular la resistencia ultima  $V_{ult}$ , se utiliza la ecuación 5.18 utilizada en Aguiar (2003), quien además propone que la ductilidad de rotación asociada al inicio de la degradación de la resistencia máxima a corte sea de tres y la ductilidad de rotación cuando se alcanza el cortante mínimo sea de siete.

$$V_{min} = R_{\theta v2} = 0.05\sqrt{f'_c}bd + \frac{A_v f_{vy} d}{s} \quad (5.18)$$

En el caso de los muros, para calcular la resistencia máxima  $V_{max}$  de la envolvente se propone utilizar la ecuación 2.18, que toma en cuenta la presencia del momento en la parte superior del muro; para calcular la aportación de la mampostería y sumar la resistencia del acero de refuerzo horizontal  $V_{sR}$ . Para calcular la curva de capacidad del muro en planta baja asociada a la flexión, se utiliza la expresión

mostrada en la Figura 5.32, finalmente para estimar el nivel de ductilidad de rotación donde se inicia la degradación de la envolvente de corte se fija un valor igual a 1.5, mientras que para calcular la ductilidad donde inicia la resistencia residual se calcula de acuerdo con lo establecido en el inciso 4.3.5.



**Figura 5.32 Diagrama de momentos de planta baja en curvatura simple y estimación del cortante asociado a la flexión  $V_f$**

Para revisar las acciones por deformación es necesario conocer la longitud de articulación plástica equivalente  $l_p$  de aquellos elementos donde se presente el comportamiento no lineal la cual se puede obtener utilizando la ecuación 5.29.

$$l_p = \frac{\theta_p}{\varphi_p} \quad (5.29)$$

La rotación plástica del muro se calcula como la rotación de la articulación cuando se presenta la demanda de deformación lateral máxima del sistema  $\theta_u$  menos la rotación cuando fluye el muro  $\theta_y$ . Para obtener la curvatura plástica asociada a la demanda máxima de deformación lateral es posible transformar las rotaciones de la articulación plástica en curvaturas utilizando la expresión 5.30, donde  $\beta$  depende de la rigidez inicial de la articulación plástica (Figura 3.37) y  $L$  la longitud del elemento (o  $H$  en el caso de los muros).

Una vez definida  $l_p$  es posible calcular la capacidad de rotación plástica  $\theta_{pc}$  multiplicando la capacidad de curvatura plástica calculada del diagrama de momento-curvatura obtenido con el programa XTRACT  $\varphi_{pc}$  por  $l_p$ , cómo se indica en la ecuación 5.31. En la Figura 5.33b: la línea sólida representa el desarrollo de la rotación plástica para la demanda de deformación lateral del edificio obtenida durante el análisis estructural; la línea formada por puntos la reserva de rotación que tiene el elemento; y la "X" en rojo el valor de la rotación  $\theta_{pc}$  calculada con la ecuación 5.31. De esta manera se establece si el elemento estructural cumple con lo establecido en la Figura 5.3.

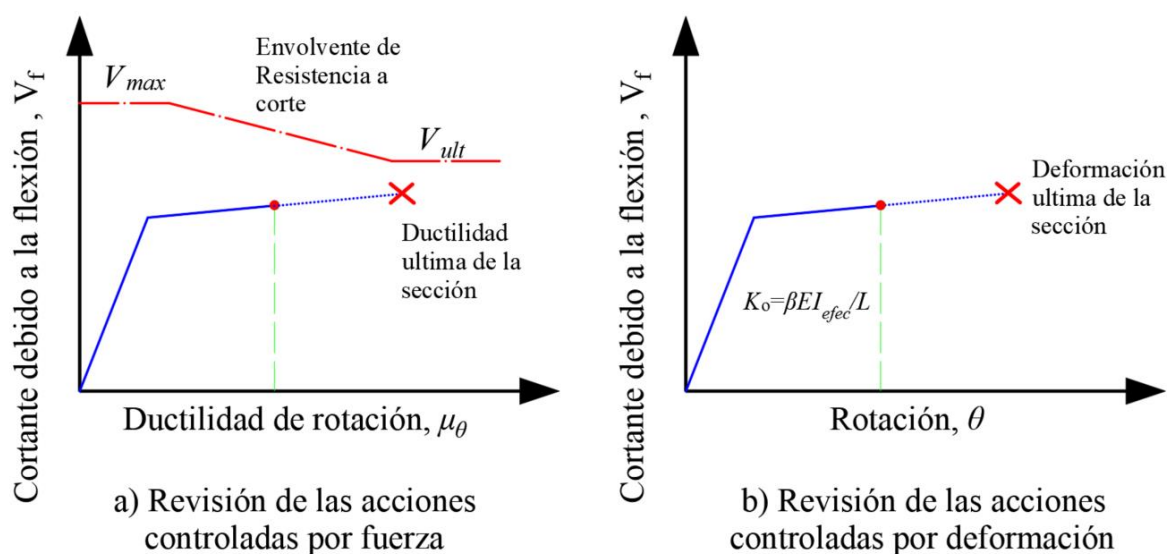


Figura 5.33 Revisión de los resultados a nivel local del análisis estático no lineal

$$\varphi = \frac{\beta \theta}{L} \quad (5.30)$$

$$\theta_{pc} = \varphi_{pc} l_p \quad (5.31)$$

Además, se propone revisar el desempeño sísmico del edificio realizando un análisis dinámico no lineal siguiendo las recomendaciones de las NTC-DS (2017). Para considerar las demandas se obtienen eventos sísmicos con registros para ambas direcciones de análisis. Para modelar el comportamiento cíclico de los elementos estructurales se considera un modelo histerético de Takeda Slip<sup>6</sup> para el caso de los muros.

<sup>6</sup> De acuerdo con la calibración mostrada en la sección 4.3.5

De los análisis dinámicos no lineales se evalúan las demandas máximas de deformación lateral tanto a nivel global como local y finalmente se toman como referencia los resultados del análisis estático no lineal.

## **5.4. Resumen de la metodología propuesta**

Utilizando un diagrama de flujo, en la Figura 5.34 observa el procedimiento general que describe la metodología propuesta en el desarrollo de es capítulo.

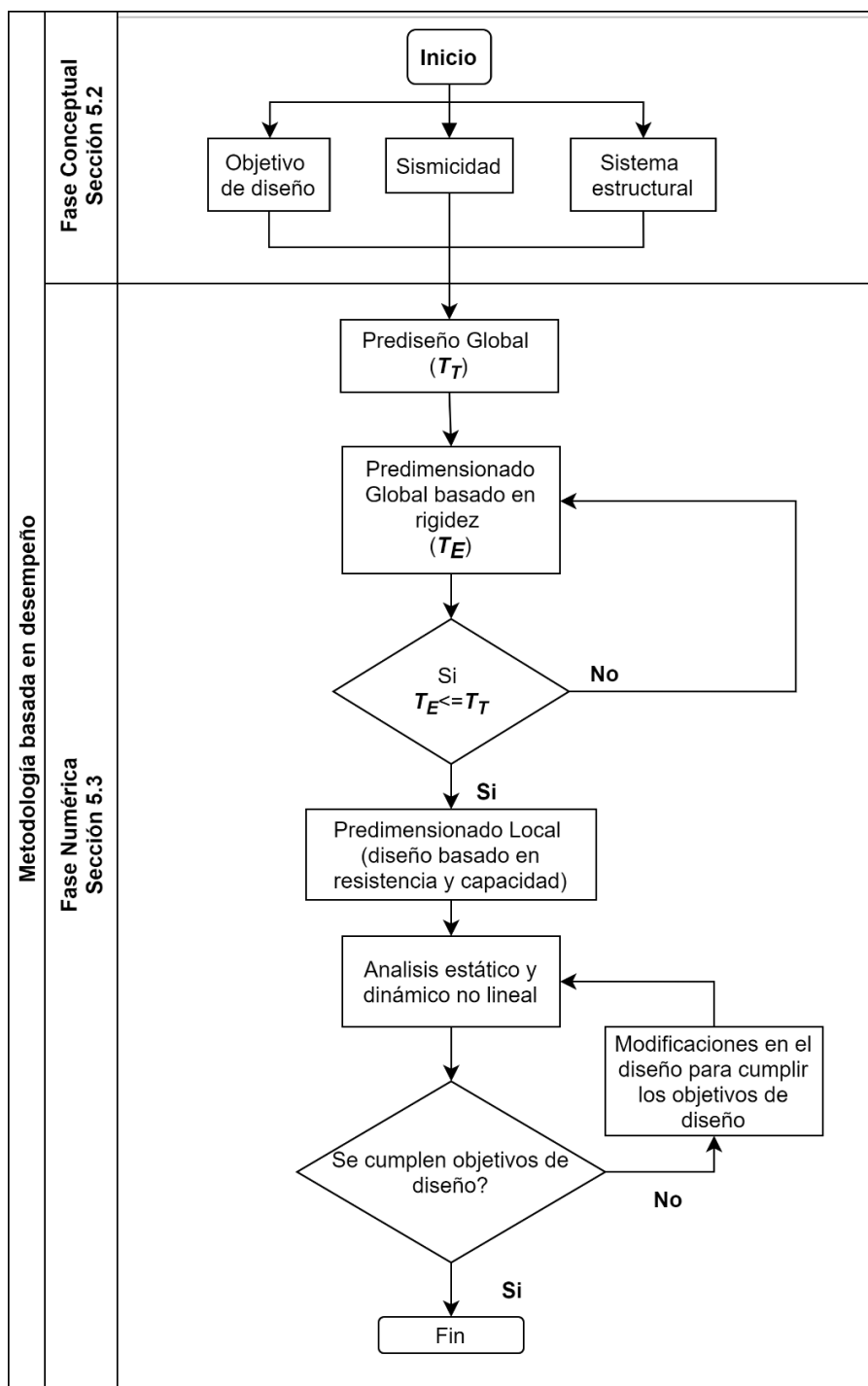


Figura 5.34 Diagrama de flujo de la metodología basada en desempeño para el diseño de edificios de mampostería confinada con comportamiento no lineal en flexión

---

# Capítulo 6. Aplicación de la metodología

---

## 6.1. Introducción

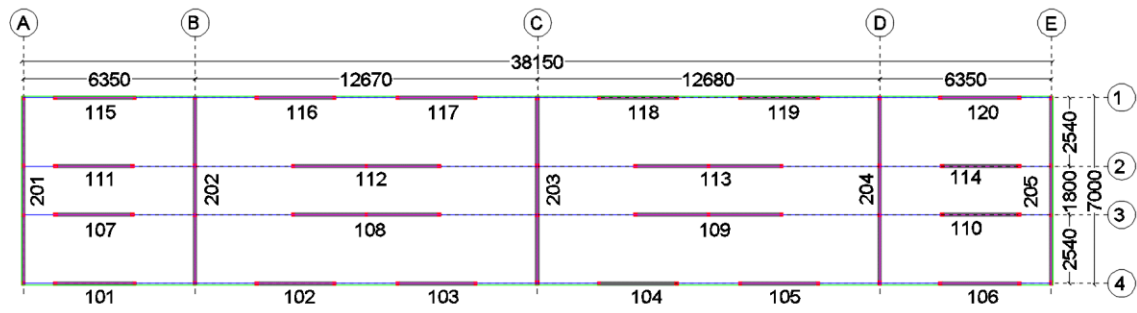
En este capítulo se desarrollan una serie de ejemplos utilizando la metodología propuesta en el capítulo anterior. Se utilizan los edificios analizados en el Capítulo 3 de este trabajo y para cada uno de los cuatro edificios se proponen una serie de modificaciones que tienen como objetivo: inducir un comportamiento a flexión de los muros limitando la contribución de las deformaciones por corte, y fomentar el diseño por capacidad para que así, el comportamiento no lineal se dé por efectos del mecanismo en flexión.

## 6.2. Ejemplos de Aplicación

### 6.2.1. Planta estructural Sirio

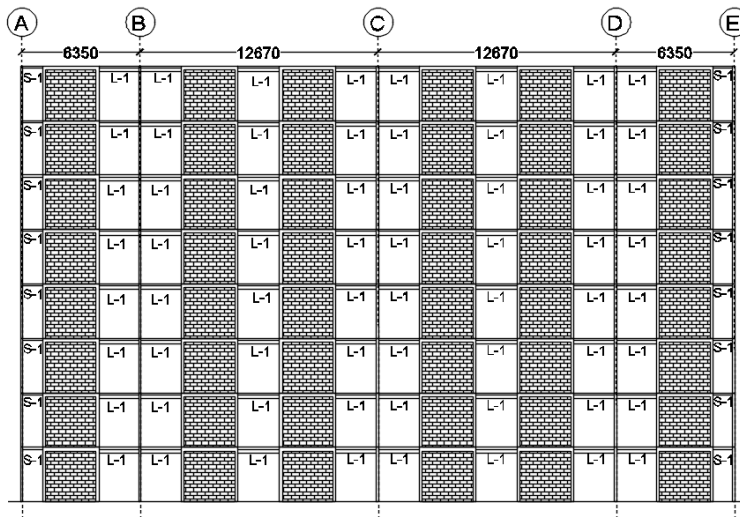
En la Figura 6.1 se presenta la planta arquitectónica y ejes en elevación del edificio Sirio 8N con las modificaciones propuestas para que el edificio tenga un comportamiento en flexión. Como se puede apreciar: la planta estructural propuesta carece de muros no rectangulares en planta; se eliminaron los pretiles localizados en los muros de fachada y se limitó la longitud  $L_w$  de la sección transversal de los muros que están acoplados para conseguir muros con relaciones de aspecto  $H_w/L_w$  con un rango que va de 4 a 10

Los cuatro edificios conservan las mismas características en términos de su uso, así como de los materiales utilizados, solo en el caso del concreto se propone utilizar una clase 1 con un  $f'_c$  igual a 25.4 MPa y un  $E_c$  de 21708 MPa. En la Figura 6.1 se muestra la numeración de los muros, se siguió la misma nomenclatura establecida en los edificios estudiados en el capítulo 3. Para iniciar el proceso de diseño se supuso que todos los castillos tendrían una dimensión de 150mm de largo y un espesor igual al espesor de la pieza; estas dimensiones son las mínimas sugeridas en las NTC-DCEM (2017); sin embargo, durante el proceso de diseño se validará la pertinencia de dichas dimensiones.



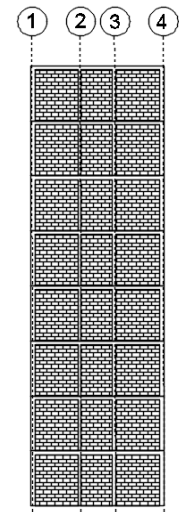
### PLANTA ESTRUCTURAL: SIRIO

ACOT: MM



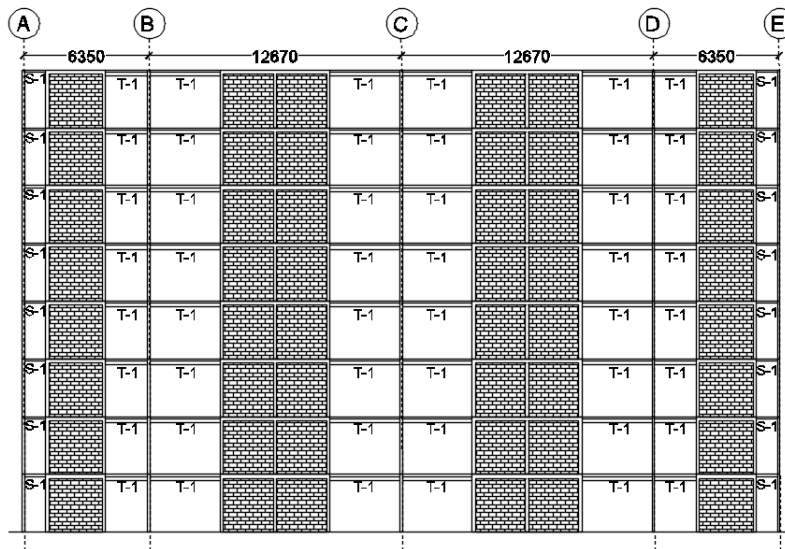
### EJES 1 y 4

ACOT: MM VISTA: ELEVACIÓN



### EJES A a E

ACOT: MM VISTA: ELEVACIÓN



### EJES 2 y 3

ACOT: MM VISTA: ELEVACIÓN

Figura 6.1 Modificaciones al edificio Sirio CA

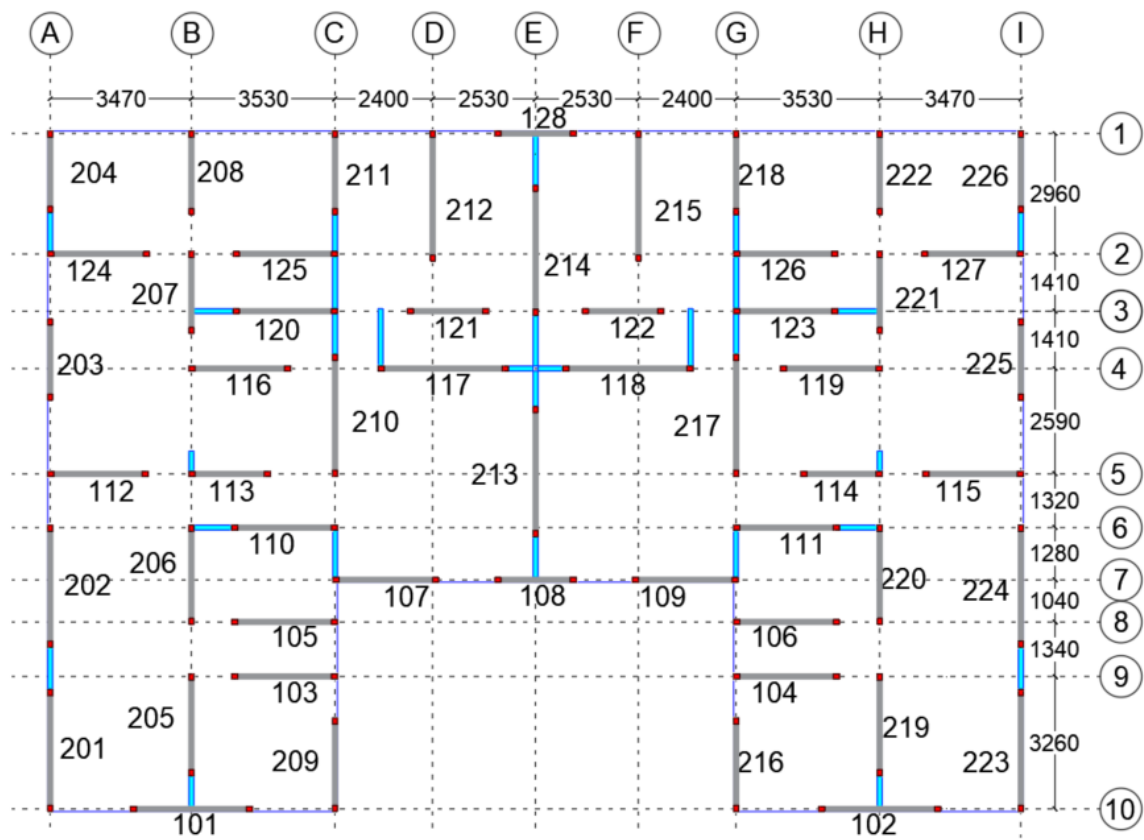


En las elevaciones se muestran la nomenclatura de las secciones transversales de los elementos horizontales. La sección S-1 representa una sección de losa con peralte igual a 100 *mm* y un ancho equivalente igual a 300 *mm*; la sección L-1 tiene un peralte de 300 *mm*, un ancho en el alma de 120 *mm* y ancho de patín de losa equivalente de 600 *mm*; finalmente para la sección T-1 el ancho del alma y el peralte del patín tienen una dimensión igual a 120 *mm*, mientras que el peralte total y el ancho del patín es de 300 *mm* y 920 *mm* respectivamente. Los anchos equivalentes de estas secciones fueron definidos de acuerdo con lo establecido en las NTC-DCEM (2017).

Evidencia experimental como la desarrollada por Smyrou *et al.* (2012), indica que existe una influencia entre la demanda de desplazamiento lateral, y el ancho equivalente de los patines en el caso de muros; en este sentido, sería interesante evaluar si la longitud de los anchos de losa equivalente recomendadas por las NTC-DCEM (2017) siguen siendo válidas para la demanda de rotación plástica que se tendrán en los elementos horizontales propuesta en esta metodología.

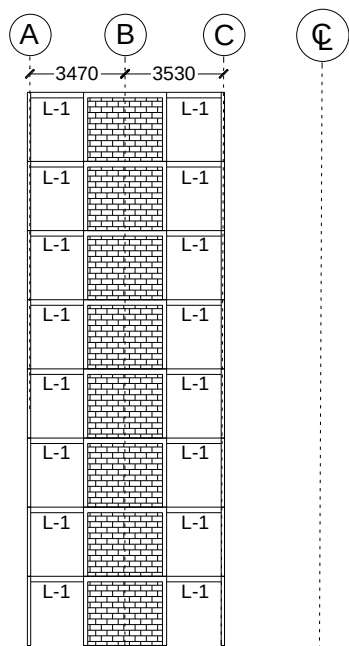
### 6.2.2. Planta estructural Agrícola

En la Figura 6.2 se muestra la planta estructural modificada del edificio Agrícola 8N, se numeran las secciones de muros utilizando la misma convención que en la planta anterior. Para aquellos muros donde la relación  $H_w/L_w$  superaba el límite propuesto en la sección 5.2.3; el muro fue dividido en dos muros, y entre ellos se dejó un espacio (relleno color turquesa). Por ejemplo, en el eje A en la versión anterior existía un muro (201), en la nueva versión este muro se dividió en dos muros (201 y 202) y entre ambos muros existe una abertura de 1000 *mm*, en ese caso, se deberá colocar un muro de relleno no estructural en dicha abertura.



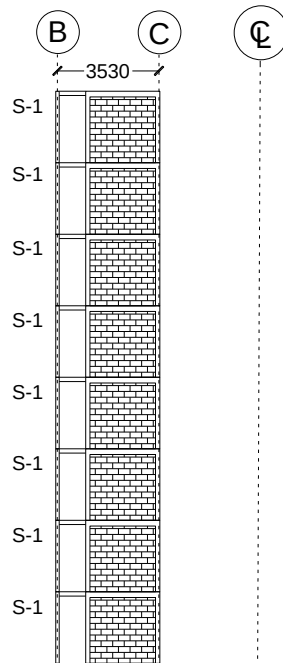
**PLANTA ESTRUCTURAL: AGRÍCOLA 8N**  
ACOT: MM VISTA: PLANTA

**Figura 6.2 Modificaciones al edificio Agrícola Oriental 8N**



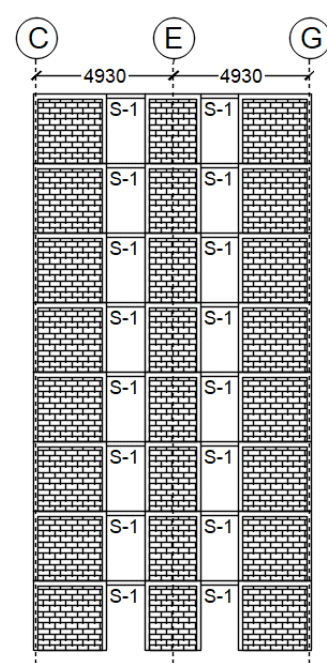
**EJE 10**

ACOT: MM VISTA: ELEVACIÓN



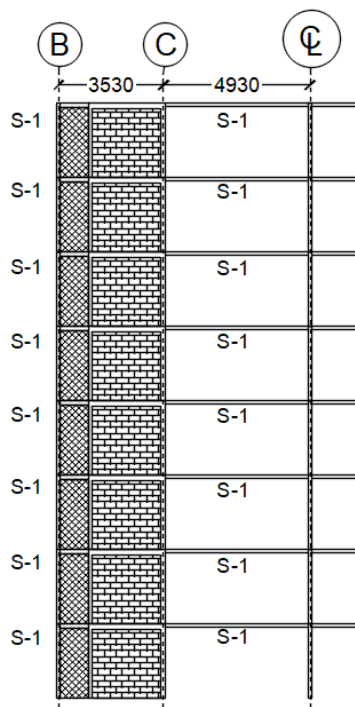
**EJES 8 y 9**

ACOT: MM VISTA: ELEVACIÓN



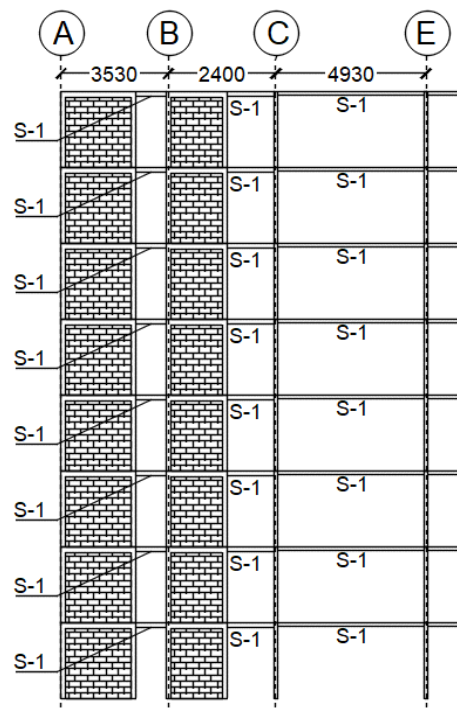
**EJE 7**

ACOT: MM VISTA: ELEVACIÓN



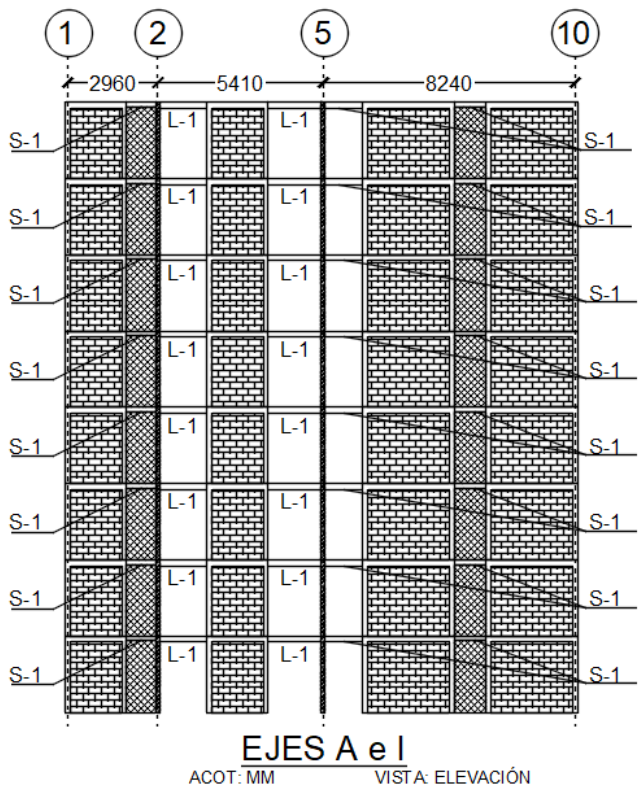
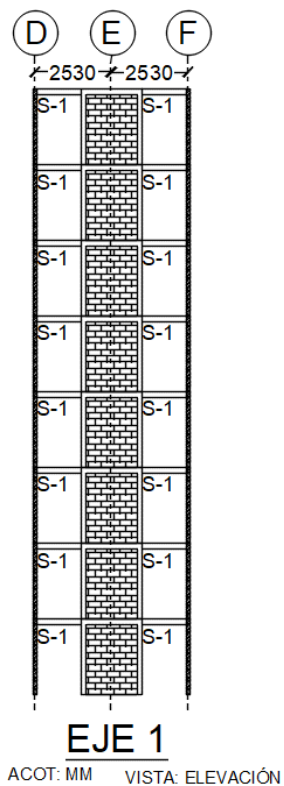
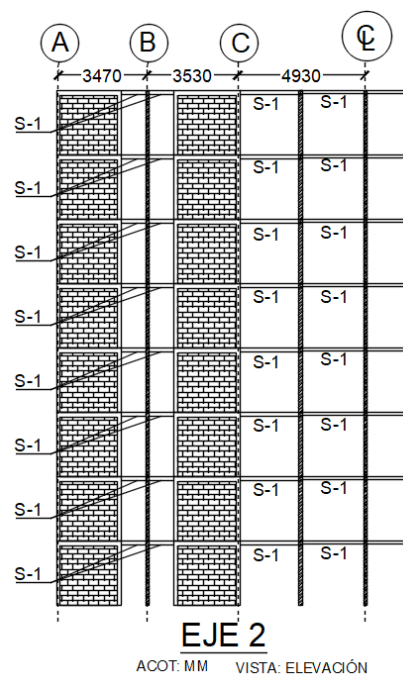
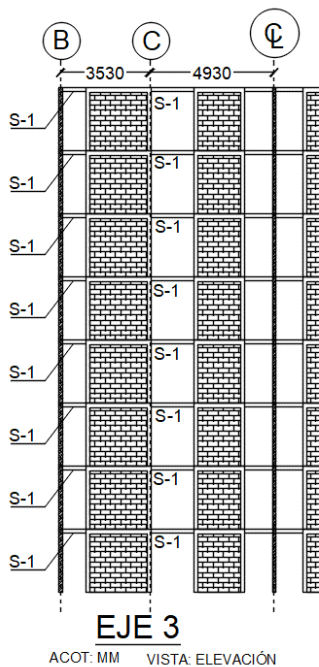
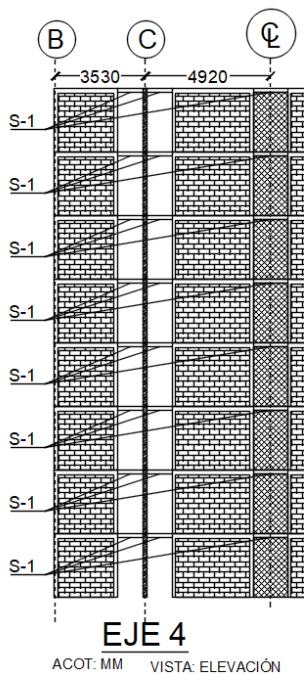
**EJE 6**

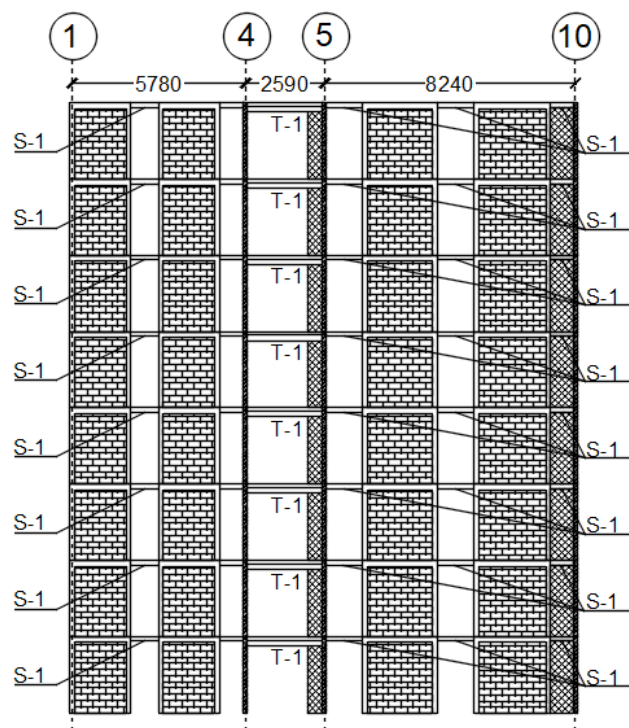
ACOT: MM VISTA: ELEVACIÓN



**EJE 5**

ACOT: MM VISTA: ELEVACIÓN

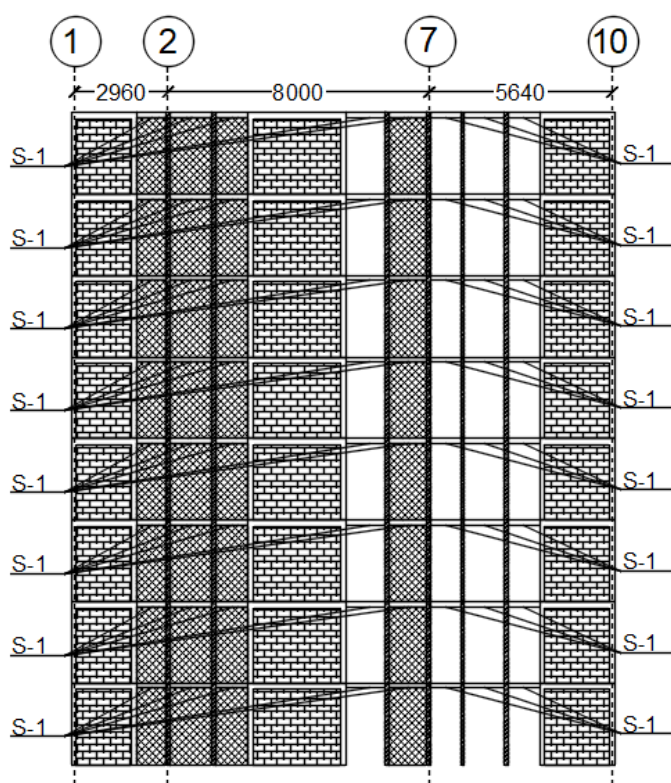




**EJES B y H**

ACOT: MM

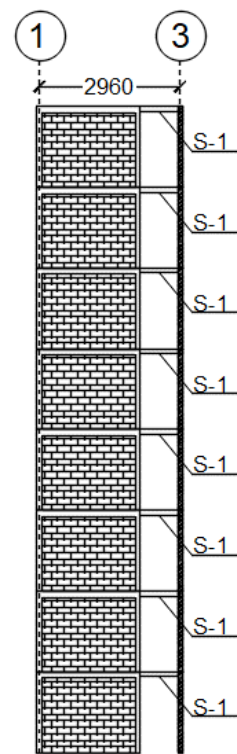
VISTA: ELEVACIÓN



**EJES C y G**

ACOT: MM

VISTA: ELEVACIÓN



**EJES D y F**

ACOT: MM

VISTA: ELEVACIÓN



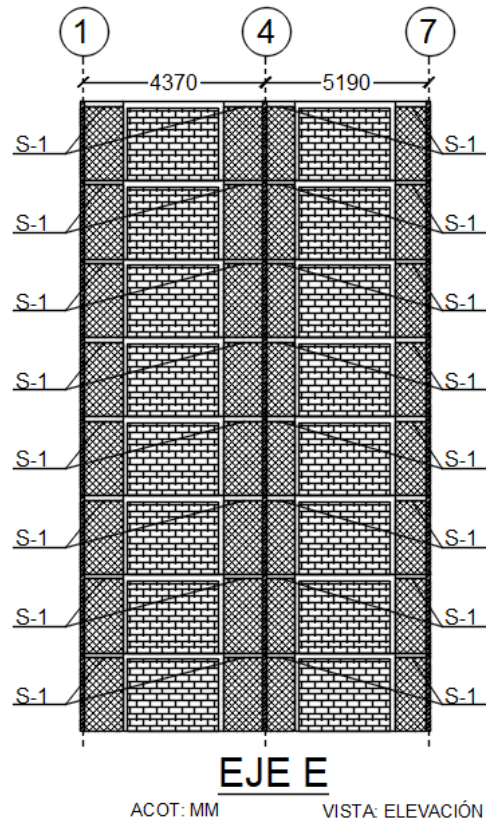


Figura 6.3 Ejes del edificio Agrícola 8N

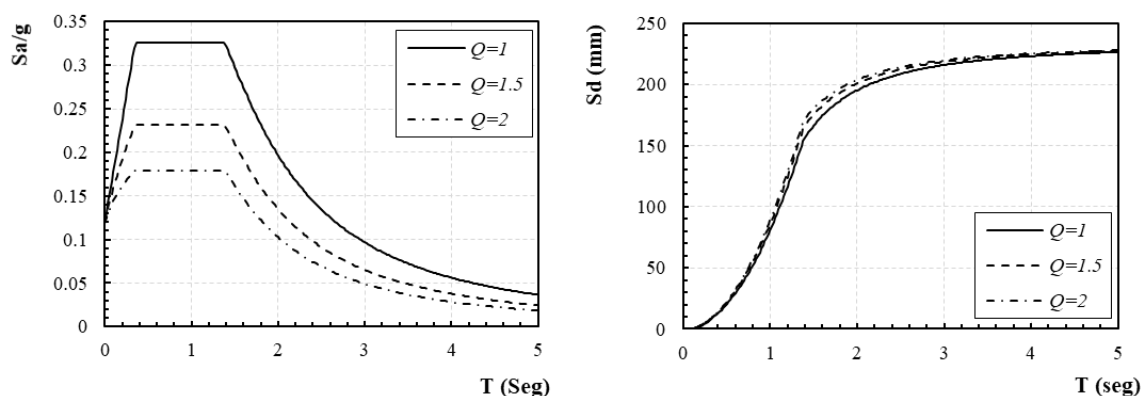
En la Figura 6.3 se muestran los ejes en elevación que conforman al edificio Agrícola 8N, el achurado con líneas en diagonal indica la zona donde deberán de colocarse muros de relleno. Para cada eje se muestra el nombre de cada una de las secciones transversales de los elementos horizontales: la sección L-1 tiene un peralte de 200mm un ancho equivalente de losa de 600 mm, mientras que el ancho del alma y el patín tienen dimensiones de 120 mm cada uno; la sección T-1 tiene un peralte total de 300 mm, el ancho y peralte de patín son de 120 mm y 1080 mm respectivamente y el ancho del alma es igual a 120 mm; la sección S-1 tiene un peralte de 120 mm y un ancho equivalente de losa de 360 mm.

## 6.3. Prediseño global

### 6.3.1. Cálculo del periodo objetivo ( $T_T$ )

Para realizar el cálculo del periodo objetivo  $T_T$ , es necesario conocer el espectro de diseño de pseudo-aceleraciones y pseudo-desplazamientos. Se considera que los edificios en estudio están localizados en la zona de terreno firme de la zonificación sísmica de la Ciudad de México (misma consideración hecha para el estudio de los edificios del Capítulo 3). Los espectros de desplazamientos se calcularon a partir de

los espectros de pseudo-aceleración (Figura 6.4) con los datos obtenidos por el programa SASID, para distintos valores de  $Q$ .



**Figura 6.4 Espectro de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento**

Para calcular el periodo objetivo  $T_T$  se calcula el desplazamiento máximo de la estructura  $\delta_{max}$  con la expresión (5.3). A manera de ejemplo se detalla el cálculo para el caso del edificio Sirio CA 8N. Los resultados para cada uno de los edificios se resumen en la Tabla 6.1. El edificio Sirio en su versión de 8 niveles tiene una altura total  $H$  igual a 23.2 m, el valor del COD para todos los casos es igual a 1.4 y la distorsión máxima  $DI_{max}$ ; asociada a un nivel de desempeño de seguridad de vida es de 0.01.

$$\delta_{max} = \frac{0.01 \cdot 23200}{1.4} \approx 166 \text{ mm}$$

Para convertir el desplazamiento máximo  $\delta_{max}$  en pseudo-desplazamiento  $S_d$  es necesario aplicar el factor que transforma al sistema de varios grados de libertad en uno de un grado de libertad, esto es posible utilizando la tabla 7-5 del ASCE/SEI (Tabla 5.3); de dicha tabla, el factor Alpha se toma igual a 1.46, al dividir el valor de  $\delta_{max}$  entre Alpha se obtiene un valor de  $S_d$  que es igual a 113.5 mm; con este valor del pseudo-desplazamiento, se utiliza el espectro de la Figura 6.5 asociado a un  $Q$  de 2 (que está relacionado con los niveles de ductilidad local y distorsión calculados en la sección 4.4) y se obtiene un valor del periodo objetivo  $T_T$  igual a 1.12 seg. Al repetir este procedimiento para los 3 edificios restantes se obtienen los valores de  $T_T$  reportados en la Tabla 6.1.

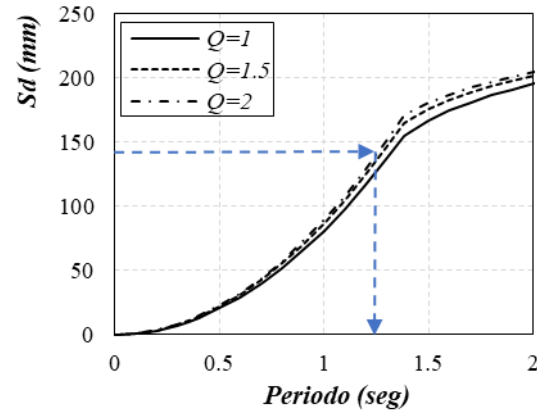


Figura 6.5 Determinación del periodo objetivo de la estructura  $T_T$

Tabla 6.1 Resumen del cálculo del periodo objetivo ( $T_T$ ) de los edificios en estudio

| Edificio     | Altura de entrepiso (m) | COD | $\delta_{\max}$ (mm) | $\alpha$ | $S_d$ (mm) | $T_T$ (seg) |
|--------------|-------------------------|-----|----------------------|----------|------------|-------------|
| Sirio 8N     | 2.9                     | 1.4 | 165.70               | 1.46     | 113.4      | 1.12        |
| Agrícola 8N  | 2.5                     | 1.4 | 142.80               | 1.46     | 97.8       | 1.04        |
| Sirio 10N    | 2.9                     | 1.4 | 207.14               | 1.50     | 138        | 1.24        |
| Agrícola 10N | 2.5                     | 1.4 | 178.50               | 1.50     | 119        | 1.15        |

### 6.3.2. Prediseño global basado en rigidez ( $T_E$ )

El siguiente paso consiste en calcular el valor de  $T_E$  de los edificios en estudio. Vale la pena recordar que  $T_E$  es un valor aproximado. Se resumen entonces el procedimiento realizado en el edificio Sirio 8N. En Tabla 6.2 se observa el resumen del peso de los muros tipo del edificio. El peso total por piso de la estructura es igual a 2488.63 kN.

Tabla 6.2 Bajada de carga por tipo de muro

| # de Muro | Peso propio (kN) | Peso por área (kN) | Total (kN) |
|-----------|------------------|--------------------|------------|
| 101       | 26.2             | 30.94              | 57.1       |
| 102       | 26.2             | 34.71              | 60.9       |
| 107       | 26.2             | 60.19              | 86.3       |
| 108       | 48.02            | 125.85             | 173.8      |
| 201       | 61.12            | 24.80              | 85.9       |
| 202       | 61.12            | 121.15             | 182.2      |
| 203       | 61.12            | 134.16             | 195.2      |



Ahora se calcula la altura de contra flecha equivalente  $h_{cf}$  utilizando la ecuación 5.16. La Tabla 6.3 muestra los valores de  $h_{cf}/H$  de los muros tipo del edificio Sirio 8N

**Tabla 6.3 Cálculo de la altura de contra flecha efectiva de los muros tipo edificio Sirio 8N**

| # de muro | (H/L) | $\rho_w$ | $h_{cf}/H$ |
|-----------|-------|----------|------------|
| 101       | 7.73  | 0.72     | 0.53       |
| 102       | 7.73  | 1.30     | 0.51       |
| 107       | 7.73  | 0.83     | 0.53       |
| 108       | 4.22  | 0.15     | 0.70       |
| 201       | 3.31  | 0        | 0.90       |

Una vez obtenida la masa total del edificio en cada dirección, es necesario calcular el valor de la masa efectiva,  $m_e$ ; para esto, es posible utilizar el factor calculado con la ecuación 2.21 para transformar la masa total en masa efectiva. Aplicando las ecuaciones 5.8 y 5.9, se obtiene el valor del periodo en ambas direcciones de análisis.

En la Tabla 6.4 se muestra el resumen de los periodos de los edificios en estudio. Adicionalmente, se comparan los periodos en ambas direcciones de análisis con el periodo objetivo calculado en el inciso anterior. Cuando el valor de  $T_E/T_T$  es mayor que 1.0, el periodo del edificio es mayor que el periodo objetivo; por otro lado, cuando el valor es menor que 1.0 el periodo del edificio es menor que el requerido. El objetivo de la metodología de diseño es que el periodo de los edificios sea menor o igual que el periodo objetivo  $T_T$ . En los edificios de 8 niveles, el cociente  $T_E/T_T$  se encuentra en un intervalo que va de 0.8 a 1.04. En el caso de los edificios de 10 niveles los valores de  $T_E/T_T$  son mayores que 1; por lo tanto, formalmente sería necesario reducir el periodo de ambos edificios en ambas direcciones de análisis. Para conseguir esto, se tendrían dos opciones, la primera consiste en incrementar la longitud de algunos muros y la segunda sería incrementar la sección de los castillos, este segundo punto se traduce en utilizar un factor de inercia y área de corte efectiva mayor que el propuesto originalmente; sin embargo, se decidió no realizar una nueva iteración y continuar con el proceso de diseño de estos edificios por dos aspectos: el primero tiene que ver con que los valores no mucho mayores que 1; y el segundo, debido a que el cálculo de  $T_E$  se considera una estimación preliminar, que podrá ser corregida más adelante en el proceso de diseño.

**Tabla 6.4 Resumen del cálculo de  $T_E$  de los edificios en estudio y comparación contra  $T_T$** 

| Edificio     | $K_{Tx}$<br>(kN/m) | $K_{Ty}$<br>(kN/m) | $m_{ex}$<br>(kN-<br>seg <sup>2</sup> /m) | $m_{ey}$<br>(kN-<br>seg <sup>2</sup> /m) | $T_{Ex}$<br>(seg) | $T_{Ey}$<br>(seg) | $T_{Ex}/T_T$ | $T_{Ey}/T_T$ |
|--------------|--------------------|--------------------|------------------------------------------|------------------------------------------|-------------------|-------------------|--------------|--------------|
| Sirio 8N     | 36316.92           | 17271.14           | 854.53                                   | 354.39                                   | 0.96              | 0.90              | 0.85         | 0.80         |
| Agrícola 8N  | 31913.32           | 29253.32           | 770.18                                   | 834.03                                   | 0.98              | 1.09              | 0.94         | 1.04         |
| Sirio 10N    | 22484.45           | 8842.82            | 1054.77                                  | 437.78                                   | 1.36              | 1.39              | 1.10         | 1.12         |
| Agrícola 10N | 25628.7            | 21454.92           | 951.40                                   | 1030.25                                  | 1.21              | 1.37              | 1.05         | 1.19         |

## 6.4. Prediseño local

Una vez definida la geometría de los cuatro edificios, se realizan los modelos estructurales utilizando el método de la columna ancha en el programa MIDAS GEN. Para realizar el prediseño local, se propone realizar un análisis modal espectral y obtener las demandas de momento en los muros y elementos horizontales para realizar el diseño por capacidad.

### 6.4.1. Periodos de los modelos analíticos

En la Figura 6.6 se observan las formas modales de los 4 edificios asociadas a los periodos en la dirección longitudinal y transversal. Para cada uno de los modelos se consideró una inercia efectiva y área de corte igual a 0.35 de la inercia y área bruta en muros y 0.3 de elementos horizontales bajo la misma consideración que en el inciso anterior.

**Tabla 6.5 Resumen de los periodos obtenidos con los diferentes métodos propuestos**

| Edificio     | $T_T$<br>(seg) | Prediseño basado en rigidez |             | Modelo de análisis estructural |             | Error (%) |       |
|--------------|----------------|-----------------------------|-------------|--------------------------------|-------------|-----------|-------|
|              |                | $T_x$ (seg)                 | $T_y$ (seg) | $T_x$ (seg)                    | $T_y$ (seg) | $T_x$     | $T_y$ |
| Sirio 8N     | 1.12           | 0.96                        | 0.90        | 0.87                           | 0.98        | 10.3      | -8.1  |
| Agrícola 8N  | 1.04           | 0.98                        | 1.06        | 0.90                           | 0.89        | 8.8       | 19.1  |
| Sirio 10N    | 1.24           | 1.36                        | 1.39        | 1.36                           | 1.45        | 0         | -4.1  |
| Agrícola 10N | 1.15           | 1.21                        | 1.37        | 1.18                           | 1.17        | 2.54      | 17    |

En la Tabla 6.5 se presentan: los periodos de los edificios obtenidos del modelo de análisis estructural; los periodos de los edificios calculados con el método de prediseño basado en rigidez y; el error que existe considerando a los modelos de análisis estructural como el valor de referencia. Al comparar los resultados de los periodos de los edificios en sus direcciones principales de análisis con los resultados obtenidos con el procedimiento de prediseño basado en rigidez; se observa que los errores más grandes se obtienen al evaluar el edificio Agrícola 8N en la dirección Y con un error de 19%, y en el edificio Agrícola 10N también en la dirección Y con un error del 17%; en el resto de los edificios el error se encuentra en un rango que va del -8.1% a 10.3% por lo que se considera que los resultados obtenidos con ambos métodos se ajustan de manera razonable.

Al comparar los periodos obtenidos con los modelos estructurales contra el periodo objetivo, se confirma lo establecido en el punto anterior; es decir, que en el caso que los edificios de 8 niveles el periodo de los edificios es menor al periodo objetivo y que en el caso de los edificios de 10 niveles sería necesario reducir el periodo de los edificios.

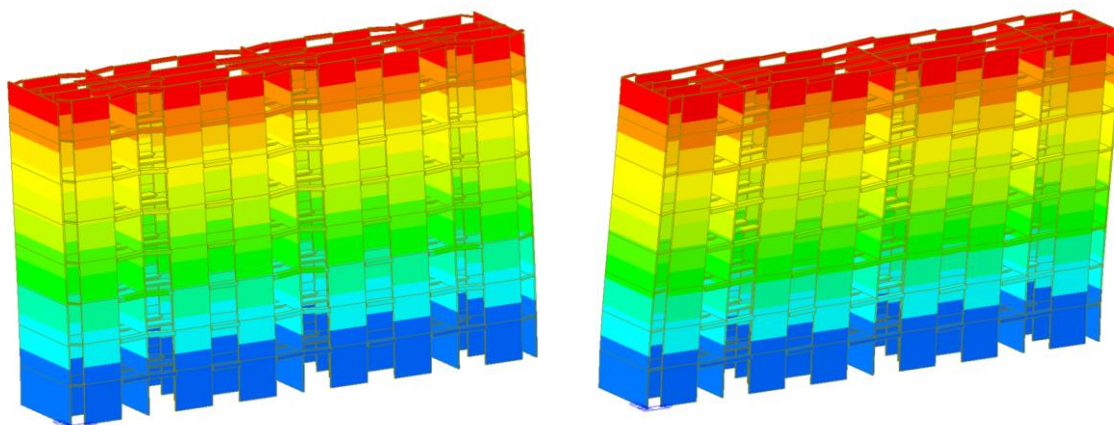


Figura 6.6 Forma modal del edificio Sirio 8N en la dirección transversal y longitudinal

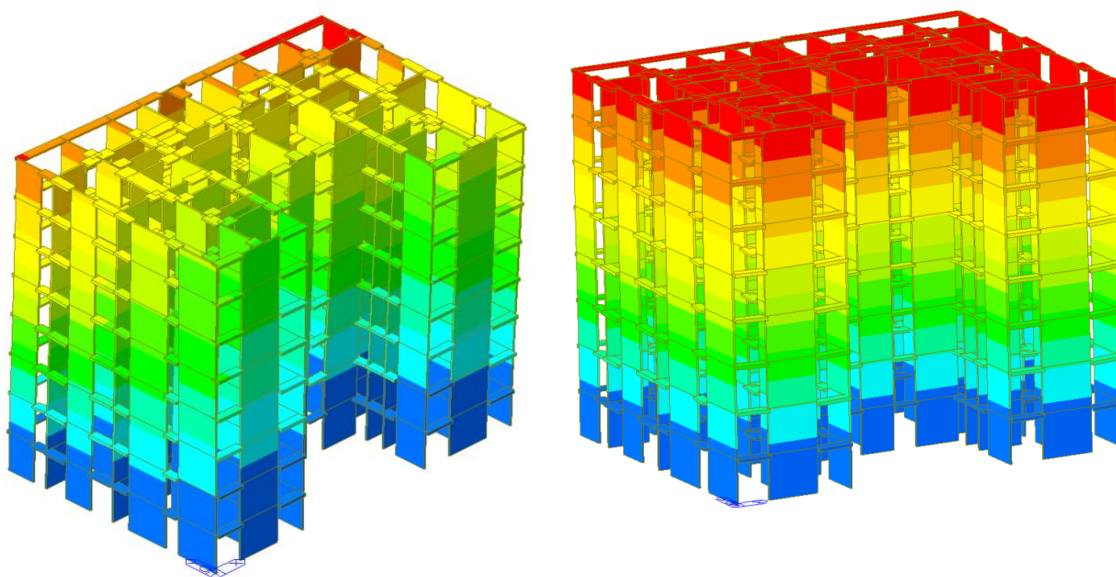


Figura 6.7 Forma modal del edificio Agrícola 8N en la dirección transversal y longitudinal

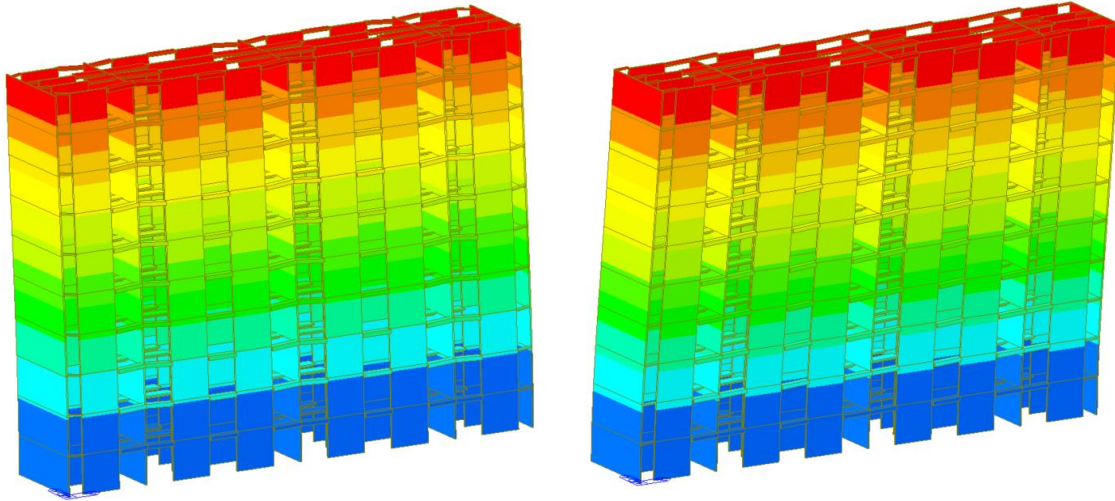


Figura 6.8 Forma modal del edificio Sirio 10N en la dirección transversal y longitudinal

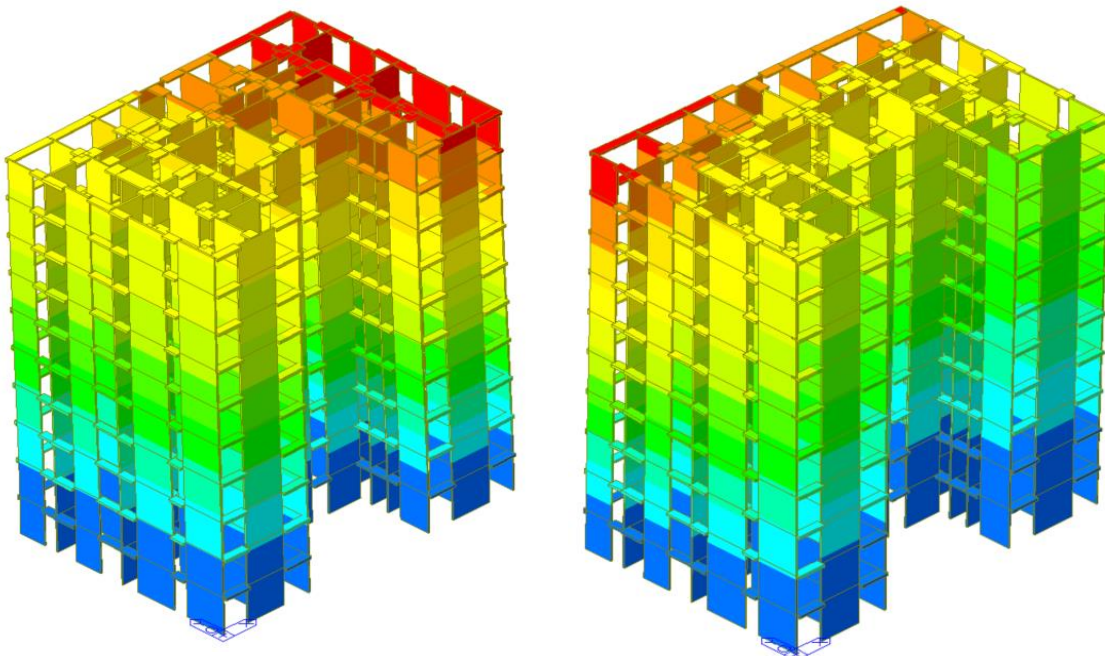
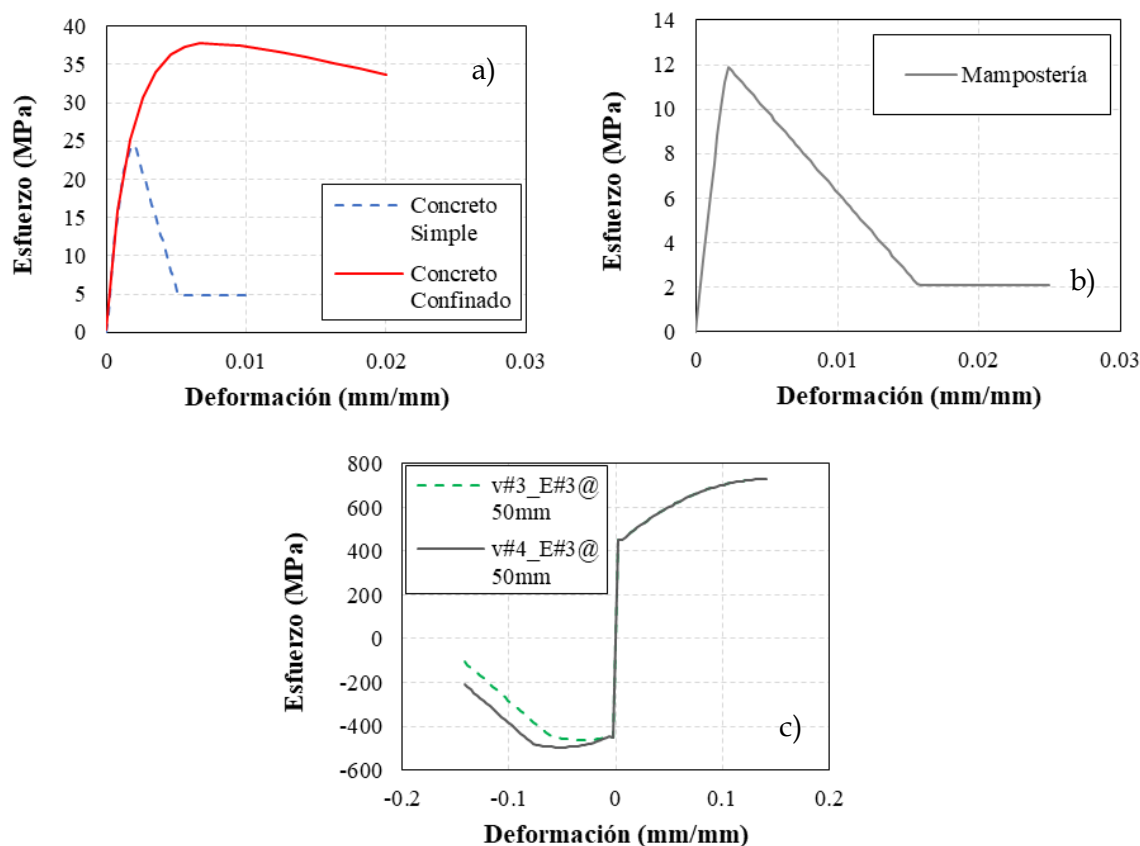


Figura 6.9 Forma modal del edificio Agrícola 10N en la dirección transversal y longitudinal

#### 6.4.2. Cálculo del acero de refuerzo en los elementos estructurales

Para el cálculo del acero de refuerzo en los muros, para cada sección transversal de muro definida en la Figura 6.1 y Figura 6.2 se propone acero de refuerzo en los castillos y refuerzo horizontal en las juntas de mortero del muro, con estos valores se calcularon los diagramas de interacción carga axial contra momento utilizando el programa XTRACT y considerando las posibles fuentes de sobre resistencia en los materiales. Para el concreto simple se consideró el modelo de Kent y Park, y para el concreto confinado se utilizó el modelo de Mander *et al.* (1988), para la

mampostería se consideró el modelo constitutivo propuesto por Flores-Cano (2010), para el acero de refuerzo se consideraron los valores promedio del esfuerzo de fluencia y esfuerzo a la ruptura propuestos por Rodríguez & Botero (1994), también se consideró el efecto del pandeo de las barras a compresión de acuerdo con el modelo propuesto por Dhakal & Maekawa (2002). En la Figura 6.10 se observa el diagrama esfuerzo deformación axial de cada uno de los materiales descritos previamente.



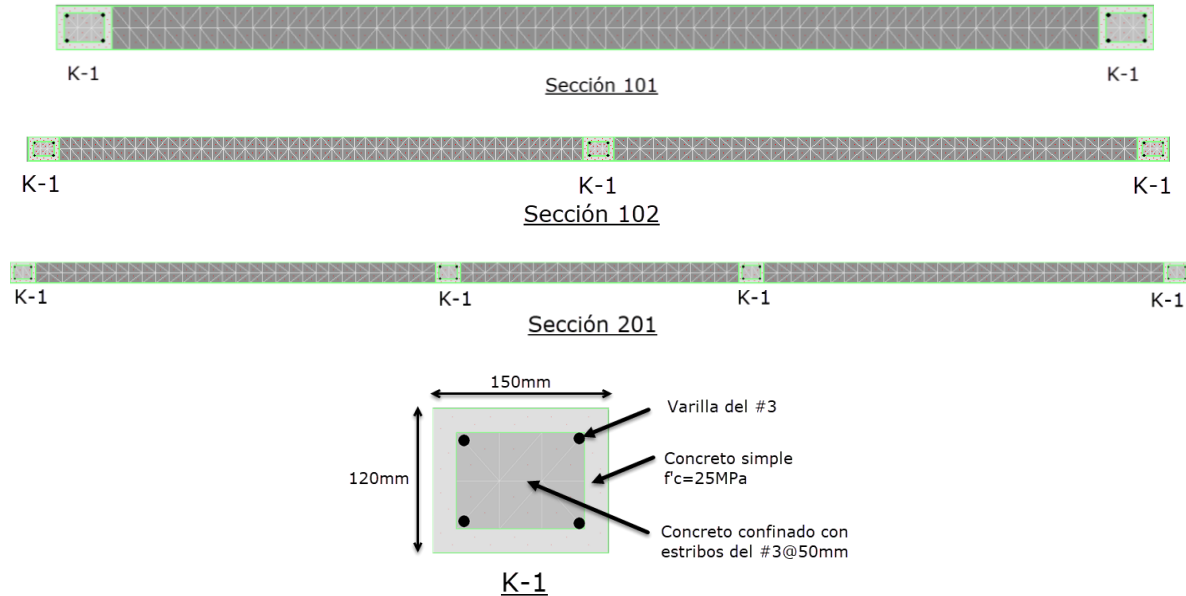
**Figura 6.10 Diagramas esfuerzo deformación de los materiales utilizados: a) Concreto, b) Mampostería, c) Acero de refuerzo**

En la Figura 6.10a se observa el aumento de la resistencia y deformación del concreto confinado del castillo K-1 detallado en la Figura 6.11. Por otro lado, en la Figura 6.10c se aprecia la reducción del esfuerzo resistente debido al efecto del pandeo de las barras en compresión para las barras utilizadas.

En la Figura 6.11 se observan las tres secciones transversales de muro que se proponen para iniciar el proceso de prediseño local de los muros del edificio Sirio 8N denominadas; 101, 102, 201. Las secciones tienen una longitud de 3000, 5500 y 7000 mm respectivamente, el espesor de todas las secciones de 120 mm, cada sección dispone de refuerzo horizontal que consta de dos varillas de 17.8 mm<sup>2</sup> de área cada una ( $A_{sh}=35.6 \text{ mm}^2$ ) colocadas a cada dos hiladas ( $S=424 \text{ mm}$ ), como resultado se tiene

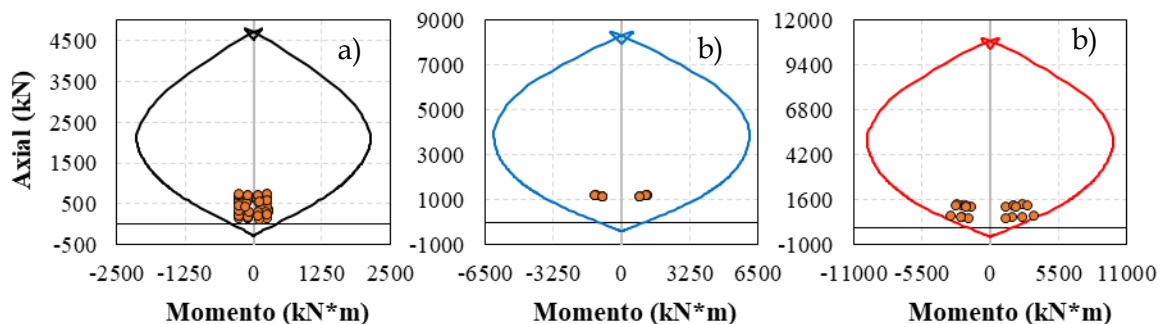


un  $\rho_{hf_{yh}}$  igual a 0.41 MPa, que es menor al 50% del valor máximo de  $\rho_{hf_{yh}}$  propuesto en las NTC-DCM (2017). Además, se muestra el detalle del castillo K-1 que está reforzado con 4 varillas del #3 ( $A_s=284 \text{ mm}^2$ ) y estribos del #3@50 mm.



**Figura 6.11 Secciones transversales de fibras de muros elaborados en el programa XTRACT y detalles de castillos. Edificio Sirio 8N**

En la Figura 6.12 se observa el diagrama de interacción  $M_n-P$  de las tres secciones de la Figura 6.11 calculados utilizando el programa XTRACT. Se aprecia que, en todos los casos, los puntos de las combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama de interacción. Además, el nivel de carga axial de los muros se encuentra por debajo del  $P_n/3$ ; por lo tanto, en términos de la resistencia en flexo-compresión las tres secciones son adecuadas.



**Figura 6.12 Prediseño de muros en flexo-compresión: a) sección 101, b) sección 102 y c) sección 201**

El siguiente paso consiste en diseñar los muros utilizando el enfoque de diseño por capacidad. Para esto, con los elementos mecánicos del análisis modal espectral se calcula la altura efectiva  $H_{efec}$  de los muros de planta baja, con esta información es posible estimar el diagrama  $V-P$  y se determina si el comportamiento de los muros en planta baja será en flexión o corte.

**Tabla 6.6 Alturas efectivas  $H_{efec}$  de los muros del edificio Sirio 8N.**

| # Muro | Sección | $H_{efec}$<br>(m) | $H_{efec}/L_w$ |
|--------|---------|-------------------|----------------|
| 101    | 101     | 5.82              | 1.92           |
| 102    | 101     | 4.55              | 1.51           |
| 103    | 101     | 4.88              | 1.61           |
| 107    | 101     | 6.16              | 2.05           |
| 108    | 102     | 9.97              | 1.81           |
| 201    | 201     | 11.18             | 1.59           |
| 202    | 201     | 9.38              | 1.34           |
| 203    | 201     | 10.50             | 1.50           |

En la Tabla 6.6 se indican la altura efectiva de los muros en el edificio Sirio 8N, solo se indican los muros en los ejes 4, 3, A, B y C debido a la simetría de la estructura. En la Figura 6.13 se muestran los diagramas de interacción  $V_f-P$  y  $V_R-P$  de los muros. Las líneas en negro y rojo representan a los diagramas  $V_f-P$  y  $V_R-P$  de la sección 101, las líneas azul y verde a la sección 102 y las líneas gris y amarillo a la sección 201. En todos los casos, el diagrama  $V_R-P$  “cubre” al diagrama  $V_f-P$ ; por lo tanto, para el acero de refuerzo horizontal y longitudinal de los muros, se asegura que, para cualquier nivel de carga axial, los muros tendrán un comportamiento dominado por flexión y, en consecuencia, se cumple el objetivo del diseño por capacidad de los muros.

En el caso de las secciones de losa equivalente y dadas con ancho de losa equivalente: en función de los diagramas de momentos obtenidos del análisis, se proponen áreas de acero longitudinal y se calcula la resistencia a flexión de la sección transversal utilizando el programa XTRACT. En la Figura 6.14 se muestra la ubicación de las secciones L-1 y L2, las demás secciones se mantienen igual a lo mostrado en la Figura 6.1, en la Figura 6.15 se observan los modelos de las secciones transversales elaboradas con dicho programa.

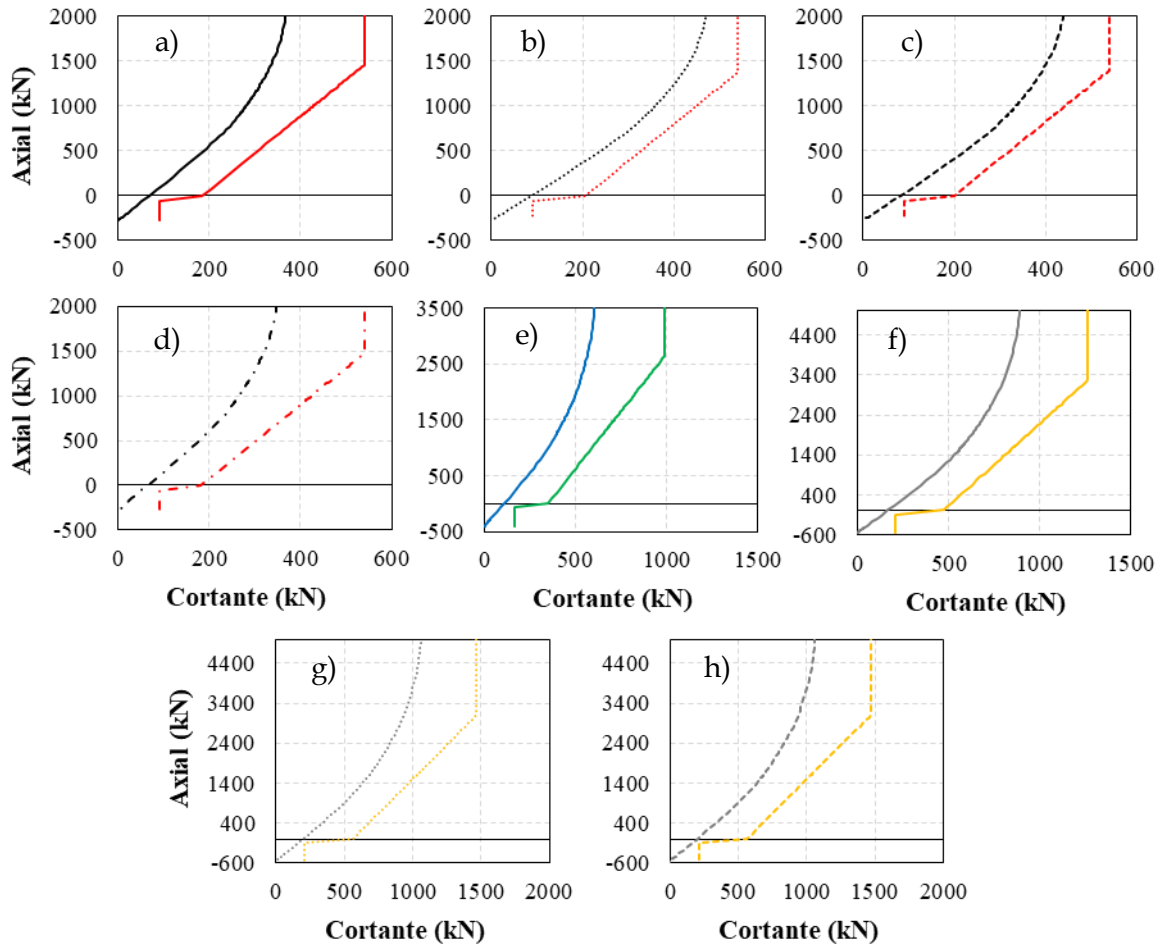


Figura 6.13 Diagramas  $V_f$ - $P$  y  $V_R$ - $P$  de los muros del edificio Sirio 8N: a)  $H_{efec}=5.82\text{ m}$  sección 101, b)  $H_{efec}=4.55\text{ m}$  sección 101, c)  $H_{efec}=4.88\text{ m}$  sección 101, e)  $H_{efec}=9.97\text{ m}$  sección 102, f)  $H_{efec}=11.18\text{ m}$  sección 201, g)  $H_{efec}=9.38\text{ m}$  sección 201, h)  $H_{efec}=10.50\text{ m}$  sección 201



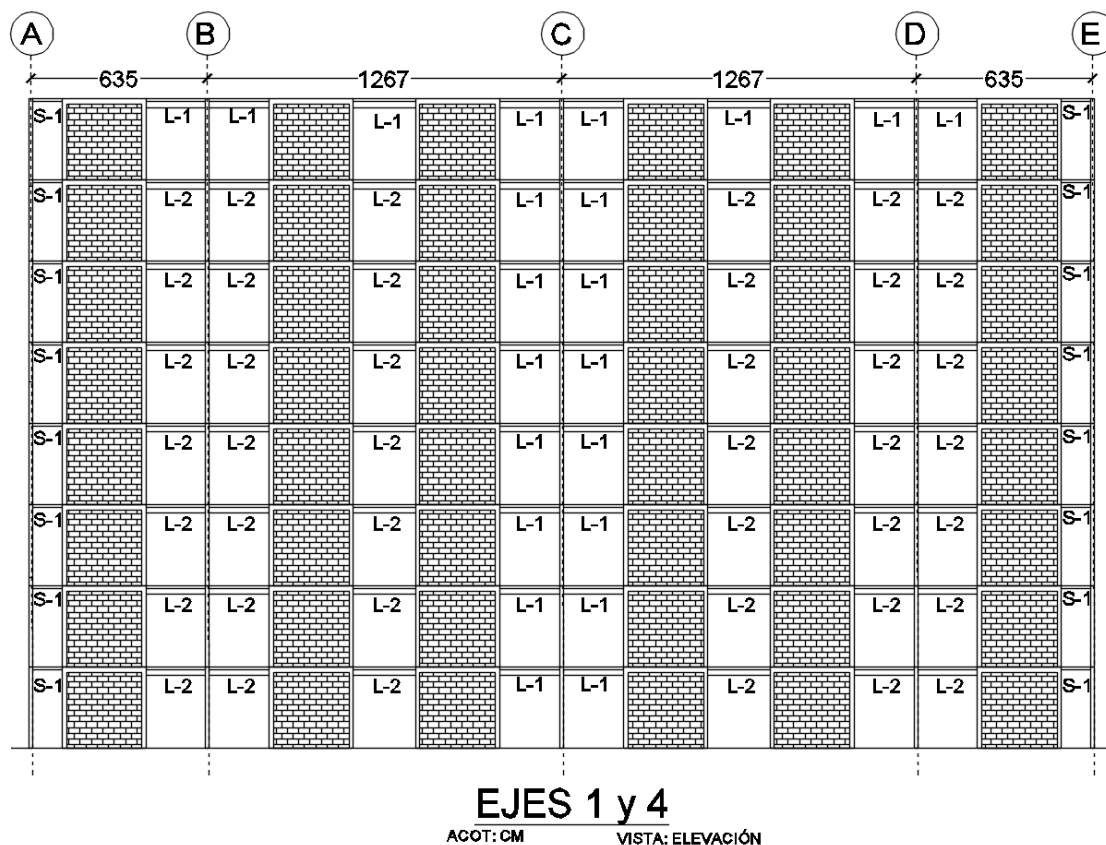


Figura 6.14 Ubicación de las sección L1 y L2 en el eje 1 y 4

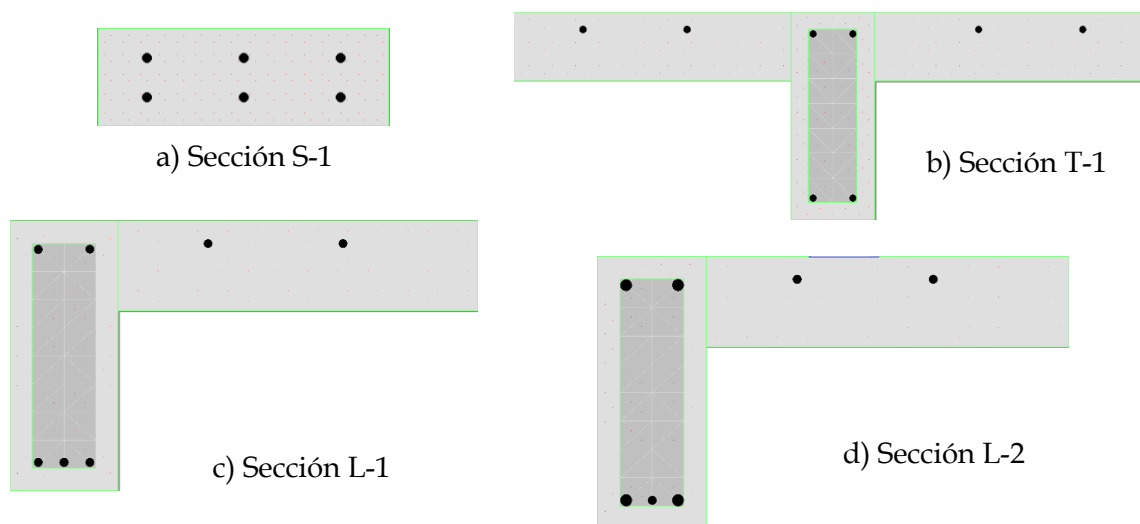


Figura 6.15 Secciones transversales de fibras de elementos horizontales: a) sección de losa equivalente, b) dala central sección en T, c), y d) dala perimetral con sección en L

En la Tabla 6.7 se resumen las propiedades de las secciones transversales mostradas en la Figura 6.15, siendo  $d$ , el peralte efectivo,  $b$  el ancho de la sección y  $A_s$  localizada en el lecho inferior de la sección,  $b'$  el ancho del patín y  $A_s'$  el área de acero ubicada en el lecho superior de la sección. También se incluyen el número de ramas de estribos #Ramas, el área del estribo a utilizar, el área total que resiste la fuerza cortante  $A_v$  y la separación de los estribos  $S$ .

**Tabla 6.7 Resumen de las propiedades a flexión y a corte de las secciones transversales de los elementos horizontales.**

| Sección | $d$<br>(mm) | $b$<br>(mm) | $A_s$<br>(mm <sup>2</sup> ) | $b'$<br>(mm) | $A_s'$<br>(mm <sup>2</sup> ) | #Ramas | $A_{estribo}$<br>(mm <sup>2</sup> ) | $A_v$<br>(mm <sup>2</sup> ) | $S$<br>(mm) |
|---------|-------------|-------------|-----------------------------|--------------|------------------------------|--------|-------------------------------------|-----------------------------|-------------|
| L-1     | 270         | 120         | 213                         | 520          | 142                          | 2      | 71                                  | 142                         | 100         |
| L-2     | 270         | 120         | 320                         | 520          | 254                          | 2      | 71                                  | 142                         | 100         |
| T-1     | 270         | 120         | 142                         | 920          | 142                          | 2      | 71                                  | 142                         | 100         |
| S-1     | 75          | 300         | 213                         | 75           | 213                          | 0      | 0                                   | 0                           | 0           |

En la Tabla 6.8 y Tabla 6.9 se resumen los puntos que definen el diagrama bilineal momento-curvatura  $M-\phi$  para cada sección. Se considera que la curvatura ultima de todas las secciones se alcanzó cuando el concreto simple alcanza una deformación unitaria máxima en compresión de 0.004.

Debido a que, en la mayoría de los programas de cómputo solo es posible definir un valor de la relación  $El_{efeq}/El_b$ ,  $El_{efec}$  se consideró como el promedio de la  $El_{efectiva}$  cuando el momento es positivo y negativo. Adicionalmente se calculó la resistencia a corte de las secciones transversales utilizando las ecuaciones propuestas en las NTC-DCEC (2017). Para cuantificar la reducción del cortante nominal  $V_R$  debido a la demanda de ductilidad, se propone calcular el factor de reducción de la envolvente a corte  $R_{\theta v2}$ , utilizando la ecuación 5.18 propuesta por Aguiar (2003). Los resultados del cálculo de la resistencia a corte se muestran en la Tabla 6.10

**Tabla 6.8 Resumen de las curvas bilineales momento-curvatura de los elementos horizontales flexión positiva.**

| Secciones | $M_y$<br>(kN-m) | $M_u$<br>(kN-m) | $\phi_y$<br>(1/m) | $\phi_u$<br>(1/m) | $\mu_\phi$ | $K_1/K_0$ |
|-----------|-----------------|-----------------|-------------------|-------------------|------------|-----------|
| L-1       | 26.2            | 35.91           | 0.0102            | 0.2655            | 26.1       | 0.0147    |
| L-2       | 38.75           | 51.73           | 0.0103            | 0.2311            | 23.37      | 0.0156    |
| T-1       | 18.87           | 28.47           | 0.0102            | 0.3563            | 34.86      | 0.0150    |
| S-1       | 6.36            | 6.36            | 0.0540            | 0.1875            | 3.47       | 0         |

**Tabla 6.9 Resumen de las curvas bilineales momento-curvatura de los elementos horizontales flexión negativa**

| Secciones | My<br>(kN-m) | Mu<br>(kN-m) | $\phi_y$<br>(1/m) | $\phi_u$<br>(1/m) | M $\phi$ | K <sub>1</sub> /K <sub>0</sub> |
|-----------|--------------|--------------|-------------------|-------------------|----------|--------------------------------|
| L-1       | 31.56        | 36.16        | 0.0118            | 0.1068            | 9.07     | 0.018                          |
| L-2       | 42.88        | 49.25        | 0.0123            | 0.0993            | 8.06     | 0.021                          |
| T-1       | 46.13        | 48.98        | 0.0131            | 0.0621            | 4.72     | 0.016                          |
| S-1       | 6.36         | 6.36         | 0.0540            | 0.1875            | 3.47     | 0                              |

**Tabla 6.10 Resumen de resistencia a corte de la sección transversal crítica de los elementos horizontales**

| Secciones | Positivo                |                         |                        |                          | Negativo                |                         |                        |                          |
|-----------|-------------------------|-------------------------|------------------------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|------------------------|--------------------------|
|           | V <sub>cR</sub><br>(kN) | V <sub>sR</sub><br>(kN) | V <sub>R</sub><br>(kN) | V <sub>min</sub><br>(kN) | V <sub>cR</sub><br>(kN) | V <sub>sR</sub><br>(kN) | V <sub>R</sub><br>(kN) | V <sub>min</sub><br>(kN) |
| L-1       | 15.94                   | 161                     | 176.9                  | 154.9                    | 45.9                    | 161                     | 206.94                 | 135.03                   |
| L-2       | 19.12                   | 161                     | 180.15                 | 157.7                    | 49.24                   | 161                     | 210.26                 | 137.20                   |
| T-1       | 13.83                   | 161                     | 174.86                 | 153.0                    | 77.98                   | 161                     | 239.01                 | 130.68                   |
| S-1       | 13.0                    | 0                       | 13                     | 3.25                     | 13.0                    | 0                       | 13                     | 3.25                     |

## 6.5. Desempeño sísmico de los edificios

### 6.5.1. Preparación de los modelos de análisis no lineal

Con la información definida hasta este punto, se procede con la construcción de los modelos de análisis no lineal. En el caso de los muros, para las tres secciones existentes se calcula el diagrama momento curvatura para distintos niveles de carga axial, con esta información es posible hacer un ajuste cuadrático que tome en cuenta la variación del factor de inercia efectiva en función de la carga axial.

En la Figura 6.16 se muestran los coeficientes de los ajustes cuadráticos para estimar la variación de  $EI_{efc}/EI_b$  para las tres secciones de muro que existen en el edificio Sirio 8N. El valor de  $P_{OC}$  de las secciones transversales 101, 102 y 201 es de 5001 kN, 8934 kN y 11500 kN respectivamente; entonces, para cada valor de carga axial producida por las cargas gravitacionales en la base del muro de planta baja hasta el nivel donde la altura sea aproximadamente  $H/2$ , se estima el valor del factor de inercia efectiva, este mismo valor es utilizado para afectar al área de cortante de acuerdo con la calibración realizada en el capítulo 4.

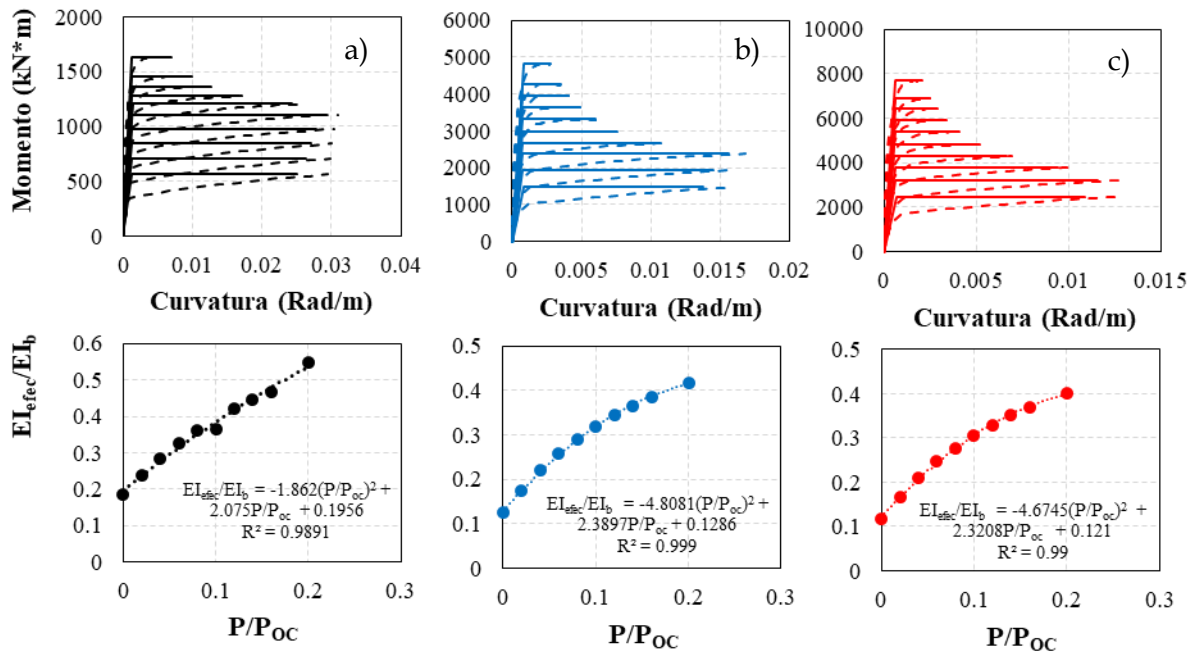


Figura 6.16 Diagramas momento curvatura y ajuste de  $P/P_{OC}$  y  $EI_{efec}/EI_b$ : a) Sección 101, b) Sección 102 y c) Sección 201

A manera de ejemplo, se muestra la variación de  $EI_{efec}/EI_b$  de los muros: 101, 103, 109, 201 y 203 en los pisos donde se aplicará el factor de inercia y área de corte efectiva.

Tabla 6.11 Nivel de carga axial y factor de inercia y área efectiva a corte en algunos muros del edificio Sirio 8N

| # Muro | Sección          | Nivel  |        |        |        |        |
|--------|------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
|        |                  | 1      | 2      | 3      | 4      | 5 a 8  |
| 101    | $P/P_{OC}$       | 0.0614 | 0.053  | 0.0454 | 0.038  | 0.0313 |
|        | $EI_{efec}/EI_b$ | 0.316  | 0.300  | 0.2861 | 0.2724 | 0.2588 |
| 103    | $P/P_{OC}$       | 0.136  | 0.12   | 0.1027 | 0.083  | 0.0647 |
|        | $EI_{efec}/EI_b$ | 0.44   | 0.41   | 0.3891 | 0.3564 | 0.3221 |
| 109    | $P/P_{OC}$       | 0.13   | 0.1143 | 0.0979 | 0.0815 | 0.0652 |
|        | $EI_{efec}/EI_b$ | 0.35   | 0.3389 | 0.3164 | 0.2914 | 0.2639 |
| 201    | $P/P_{OC}$       | 0.049  | 0.0434 | 0.0372 | 0.0311 | 0.0250 |
|        | $EI_{efec}/EI_b$ | 0.2245 | 0.2129 | 0.2010 | 0.1888 | 0.1761 |
| 203    | $P/P_{OC}$       | 0.1153 | 0.1007 | 0.0861 | 0.0717 | 0.0573 |
|        | $EI_{efec}/EI_b$ | 0.3265 | 0.3073 | 0.2862 | 0.2633 | 0.2386 |

En cuanto a los elementos horizontales, con la información de los diagramas momento curvatura de cada una de las secciones transversales modeladas en el programa XTRACT (Tabla 6.8) se obtiene los factores de inercia y área de corte efectiva.

Tabla 6.12 Factor de inercia y área efectiva de corte en secciones viga

| Sección | $EI_b$<br>(kN-m <sup>2</sup> ) | $EI_{efec}^{(+)}$ | $EI_{efec}^{(-)}$ | $EI_{efec}/EI_b$ |
|---------|--------------------------------|-------------------|-------------------|------------------|
| L-1     | 11.9E <sup>+3</sup>            | 2476              | 2681.39           | 0.22             |
| L-2     | 11.9E <sup>+3</sup>            | 3751.21           | 3486.18           | 0.30             |
| T-1     | 12.41E <sup>+3</sup>           | 1846.38           | 3513.33           | 0.22             |
| S-1     | 542.5                          | 117.84            | 117.78            | 0.22             |

Tabla 6.13 Resumen de los periodos obtenido con el prediseño, el modelo analítico considerando el efecto de la carga axial en el factor de inercia efectiva y el periodo objetivo

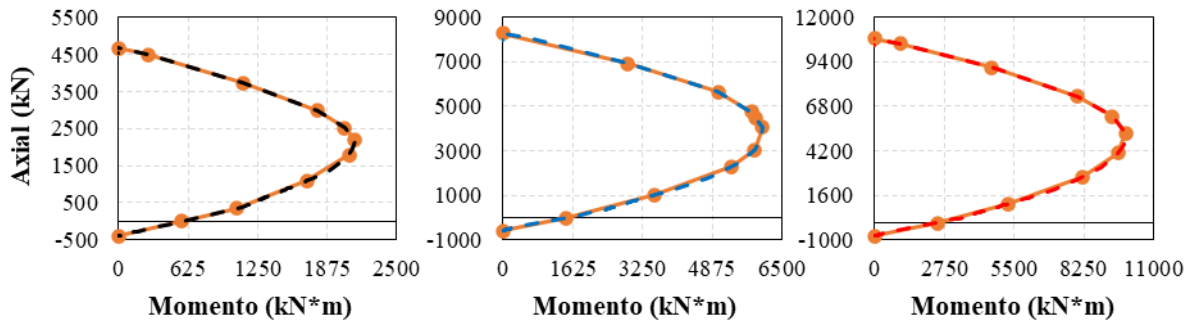
| Edificio     | $T_T$<br>(seg) | Prediseño basado en rigidez |             | Modelo estructural <sup>1</sup> |             | $T/T_T$ |       |
|--------------|----------------|-----------------------------|-------------|---------------------------------|-------------|---------|-------|
|              |                | $T_x$ (seg)                 | $T_y$ (seg) | $T_x$ (seg)                     | $T_y$ (seg) | $T_x$   | $T_y$ |
| Sirio 8N     | 1.12           | 0.96                        | 0.90        | 1.05                            | 1.2         | 0.93    | 1.07  |
| Agrícola 8N  | 1.04           | 0.98                        | 1.06        | 1.08                            | 1.15        | 1.03    | 1.10  |
| Sirio 10N    | 1.24           | 1.36                        | 1.39        | 1.33                            | 1.46        | 1.07    | 1.17  |
| Agrícola 10N | 1.15           | 1.21                        | 1.37        | 1.43                            | 1.48        | 1.24    | 1.28  |

con inercia efectiva en función de la variación de la carga axial<sup>1</sup>

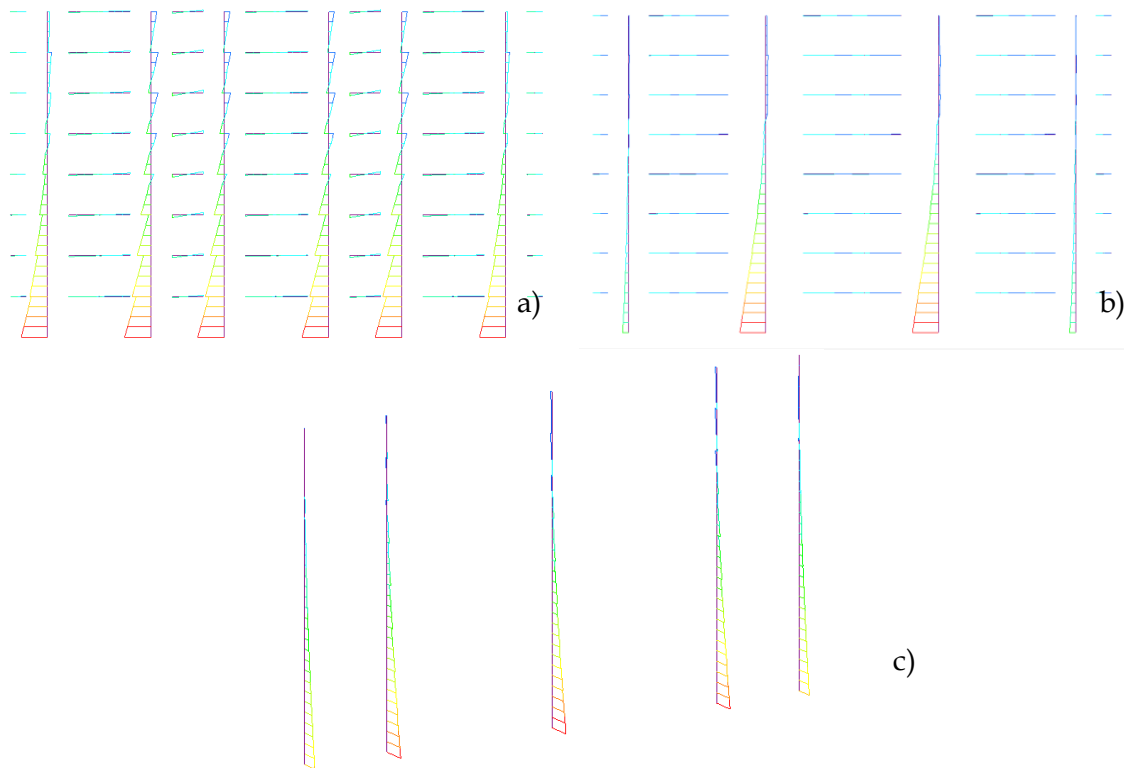
En la Tabla 6.13 se resume nuevamente los periodo de los edificios, en este caso se muestra el valor de los periodos con el modelo estructural que considera la variación de la inercia y área de corte efectiva con la carga axial. Se observa que en prácticamente todos los casos, el periodo obtenido con el modelo analítico y la variación de la inercia y área de corte efectiva son mayores que los obtenidos con el prediseño basado en rigidez, al mismo tiempo; estos periodos son mayores que el periodo objetivo planteado en la metodología, por lo que formalmente sería necesario reducir el periodo incrementando el acero de refuerzo o la dimensión de los castillos en la sección transversal de los muros.

Para definir las articulaciones plásticas del modelo de plasticidad concentrada (sección 4.2.1) es necesario definir el diagrama de interacción  $M_u-P$  de las secciones transversales de los muros. En la Figura 6.17 se muestran los diagramas de interacción de las tres secciones de muro: 101, 102 y 201, la línea solida representa el diagrama de interacción calculado con el programa XTRACT. Para definir el diagrama de interacción en el Midas Gen, solo es posible utilizar 11 puntos, dichos puntos se muestran en color naranja en la Figura 6.17.

Finalmente, es necesario seleccionar la rigidez inicial de la articulación. En el caso de los muros, se revisa la forma del diagrama de momentos debido al análisis modal espectral. Cuando el muro esté en curvatura simple, la articulación tendrá una rigidez inicial igual a  $2EI/H$ , y cuando el muro esté en curvatura doble la rigidez será igual a  $6EI/H$ , en la Figura 6.18 se observan los diagramas de interacción de los muros del edificio Sirio 8N, se aprecia que todos los muros en planta baja se encuentran en un curvatura simple. En el caso de los elementos horizontales, la rigidez inicial de todas las articulaciones se definió igual a  $6 EI/L$ .



**Figura 6.17** Diagramas de interacción  $M_n$ - $P$  para definir la articulación plástica en los muros: a) sección 101, b) sección 102 y c) sección 201



**Figura 6.18** Diagramas de momentos obtenidos en el análisis dinámico modal espectral: a) ejes 1 y 4, b) ejes 2 y 3, c) muros en la dirección transversal

Los análisis dinámicos no lineales se llevaron a cabo en el programa MIDAS Gen. En cuanto al modelado del comportamiento histerético de los muros, se utilizó el modelo de Takeda Slip de acuerdo con la calibración mostrada en la sección 4.3.5. En el caso de los elementos horizontales, se consideró el modelo de Clough con un exponente de la rigidez en descarga igual a 0.4. Para la aplicación de la carga gravitacional y para definir el amortiguamiento se tomaron las mismas consideraciones que en los análisis realizados en el Capítulo 3.

### 6.5.2. Resultados del análisis estático no lineal

En la Figura 6.19 y Figura 6.20 se muestran las curvas de capacidad de los 4 edificios en sus dos direcciones de análisis calculadas bajo un estado de carga monótona creciente. Las gráficas de la izquierda muestran la curva de capacidad de los 4 edificios en ambas direcciones de análisis: la curva sólida en color negro representa el comportamiento en la dirección X; y en color rojo la dirección Y del edificio Sirio 8N; las curvas en color verde y naranja al edificio Agrícola 8N; el color gris y azul al edificio Sirio 10N; y finalmente las líneas en morado y amarillo al edificio Agrícola 10N en las direcciones X y respectivamente.

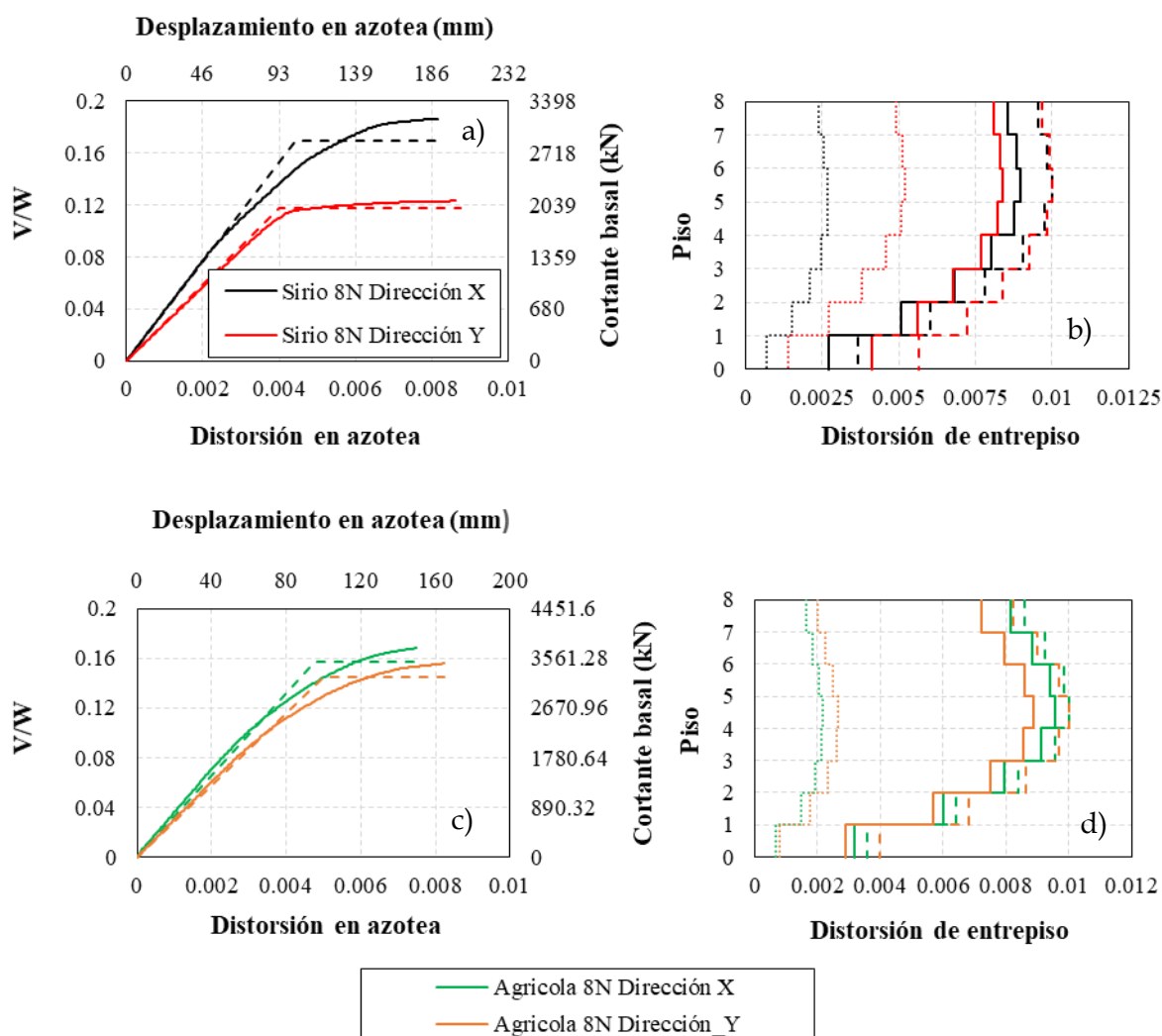


Figura 6.19 Curva de capacidad y distorsiones de entrepiso de los edificios: a) y b) Sirio 8N, b) y c) Agrícola 8N

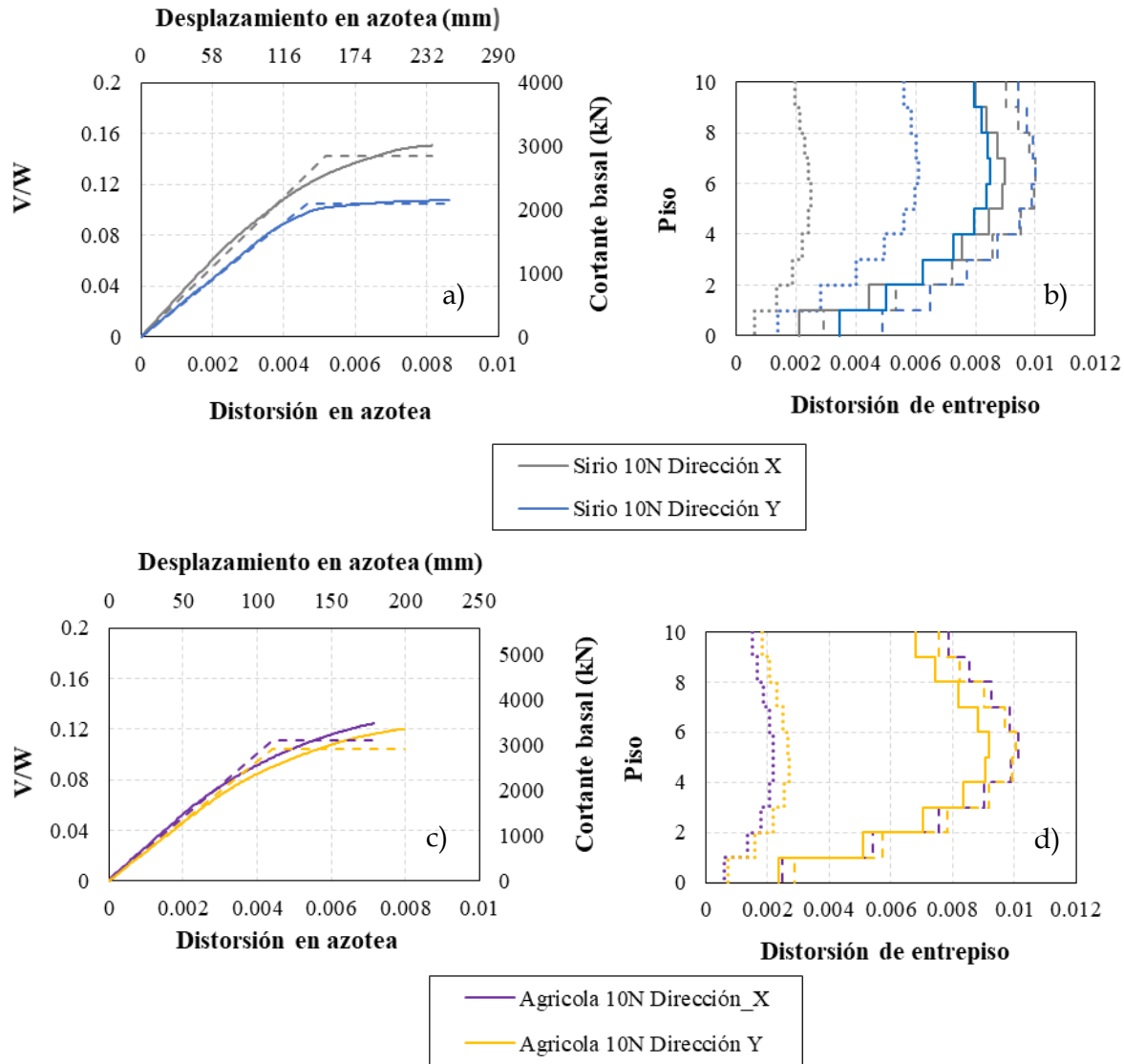
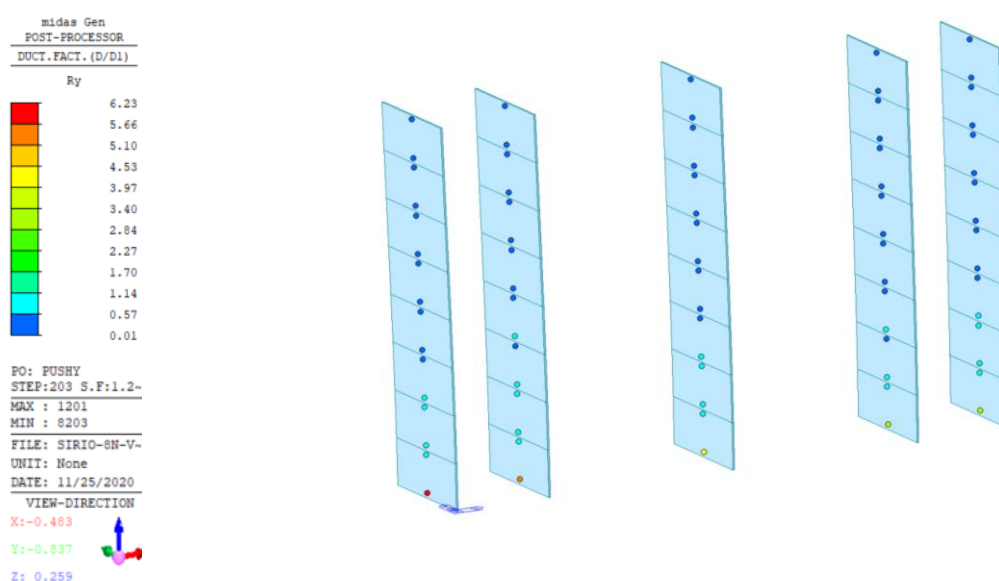


Figura 6.20 Curva de capacidad y distorsiones de entrepiso de los edificios en estudio: a) y b) Sirio 10N, c) y d) Agrícola 10N

Por otro lado, en las la Figura 6.19 y Figura 6.20 de la derecha, se observa la distribución de distorsiones de entrepiso para tres casos: la línea sólida se asocia al desplazamiento de azotea máximo reportado en la Tabla 6.1; las líneas formadas por puntos corresponden a un desplazamiento de azotea asociado a la fluencia del primer elemento estructural; finalmente, las línea formada por guiones corresponden a un desplazamiento de azotea asociado a la máxima demanda de deformación lateral permitida; es decir, una distorsión de entrepiso  $DI$  igual a 0.01.



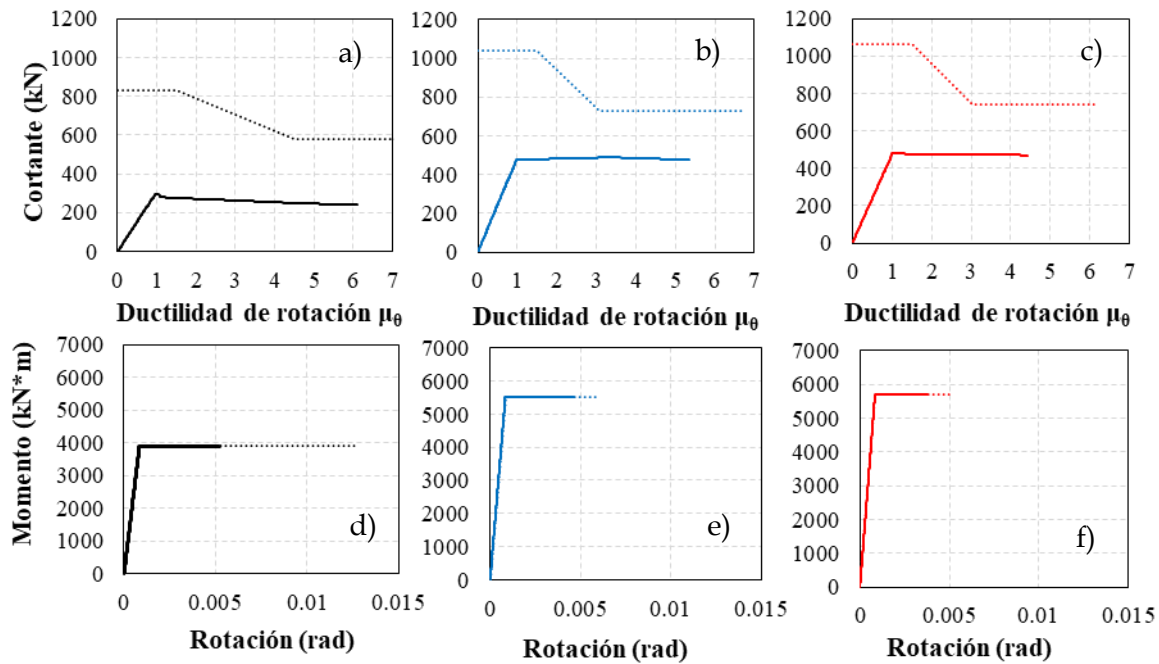
Siguiendo con el procedimiento establecido en el capítulo 5 el desplazamiento de azotea asociado a la máxima deformación lateral del edificio Sirio 8N es de 189mm y 203mm en las direcciones X y respectivamente; ambos desplazamientos son mayores al desplazamiento máximo definido en la Tabla 6.1. En cuanto a las distorsiones de entrepiso asociadas a la primer fluencia de cualquier elemento estructural, en la dirección X dicha distorsión es menor a 0.004. Por otro lado, en la dirección Y este valor es apenas un poco mayor, por lo que sería interesante conocer las demandas de deformación ante el sismo asociado a daños frecuentes durante la siguiente etapa de la metodología. En cuanto al resto de los edificios, en todos los casos el desplazamiento de azotea cuando se alcanza  $DI_{max}$  es igual o mayor que el desplazamiento máximo, por lo que las características de los edificios son adecuadas para proceder con la revisión local de las fuerzas y desplazamientos de los elementos estructurales.



**Figura 6.21** Demanda de ductilidad de rotación de los muros en la dirección Y cuando se alcanza la deformación lateral máxima

En Figura 6.21 se indica la ductilidad de rotación plástica de los muros en la dirección Y del edificio Sirio 8N asociada a la distorsión de entrepiso de 1%, se observa que la ductilidad máxima es igual a 6.23 y se presenta en el muro 201.

De la Figura 6.22a a la Figura 6.22c se revisa que las demandas de la fuerza cortante no rebasen la respectiva capacidad (acciones controladas por fuerza), y, de la Figura 6.22d a la Figura 6.22f, que la demanda de rotaciones sea menor que la capacidad de rotación de la articulación plástica (acciones controladas por deformación), la línea sólida representa el nivel de rotación de la articulación plástica para la demanda máxima de deformación lateral y la línea punteada la capacidad de rotación del elemento establecida por medio del diagrama momento-curvatura y la longitud de articulación plástica.



**Figura 6.22** Revisión de las acciones controladas por fuerza y deformación de los muros críticos en la dirección Y: a) y d) muro 201, b) y e) muro 202, c) y f) muro 203.

Ahora se revisa a los ejes paralelos a la dirección X, en la Figura 6.23 y Figura 6.24 se muestran las ductilidades de rotación máximas absolutas en las articulaciones plásticas en los ejes 1 y 2 respectivamente. En la Figura 6.25 se revisan las acciones controladas por fuerza de las articulaciones plásticas en las vigas con las mayores demandas de ductilidad de rotación. Para identificar a que articulación corresponde cada una de las 7 graficas, en la Figura 6.23 y Figura 6.24 aparece un círculo formado de una línea discontinua con un color, el color del círculo corresponde con el color de la gráfica de la Figura 6.25, En esta figura se observa que en todos los casos los elementos horizontales se comportan en flexión, también se grafica la reserva de ductilidad de rotación de las articulaciones, en todos los casos, la reserva es adecuada.

La ductilidad de rotación en los muros con sección 101 va de 1.53 a 2.0, como ya se observó en el caso de los muros en la dirección Y, el nivel de carga axial impacta en la reserva de ductilidad que tendrá el muro, debido a que existen varios muros con la sección transversal 101, se revisan tres casos: el muro con la mayor demanda de ductilidad de rotación; los muros con la mayor y menor nivel de carga axial. Los muros por revisar entonces son: 104 (menor carga axial), 114 (mayor carga axial) y 119 (mayor demanda de ductilidad de rotación).

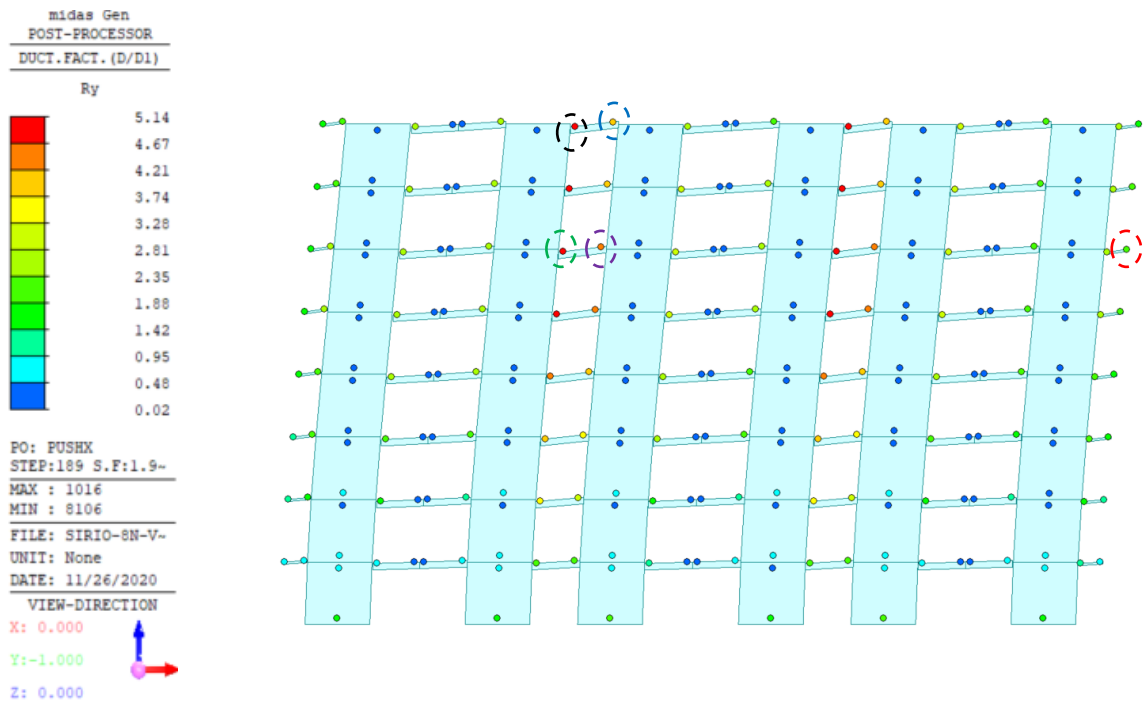


Figura 6.23 Demanda de ductilidad de rotación máximas absolutas en el eje 1

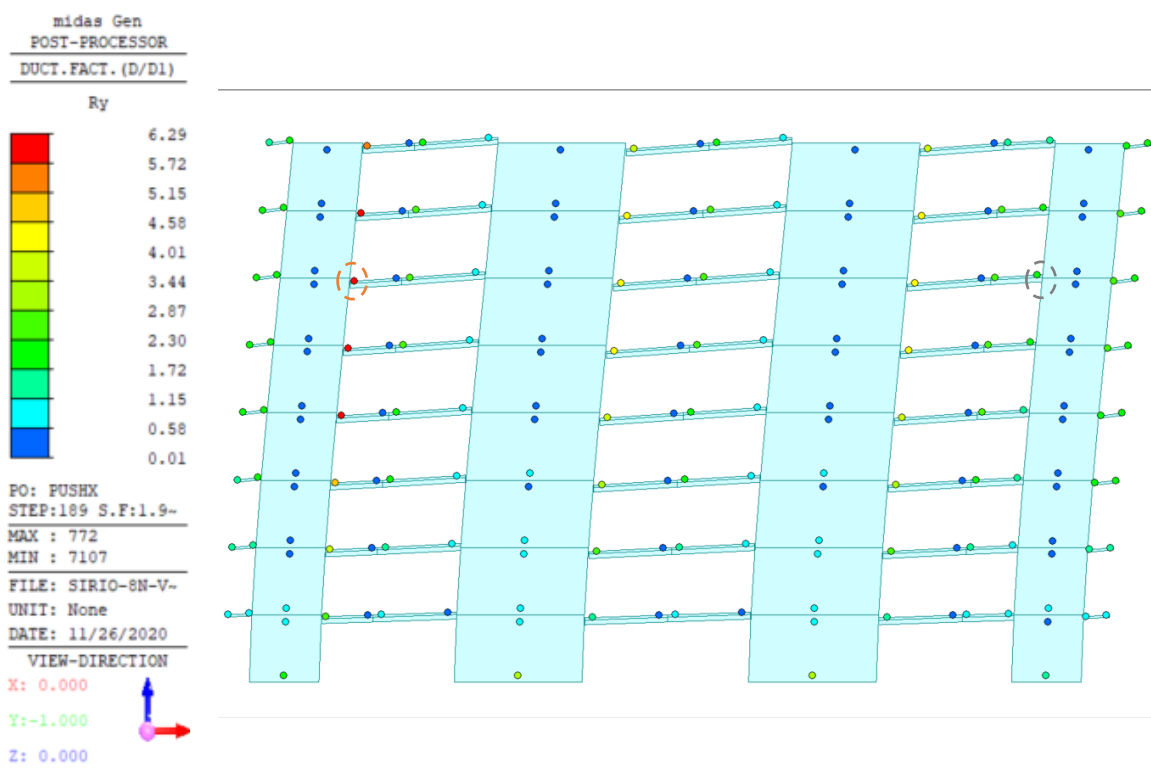


Figura 6.24 Demanda de ductilidad de rotación máximas absolutas en el eje 2

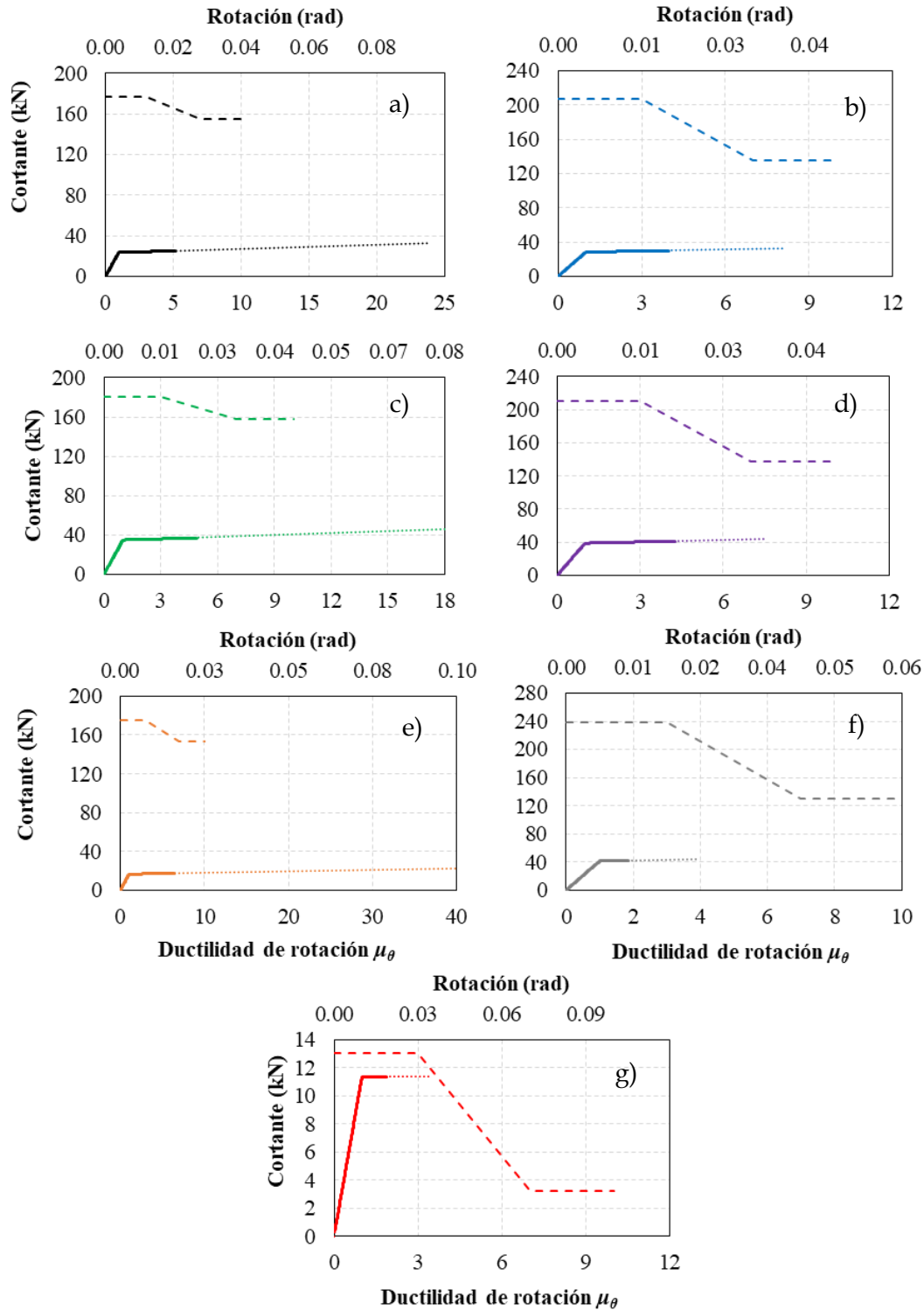
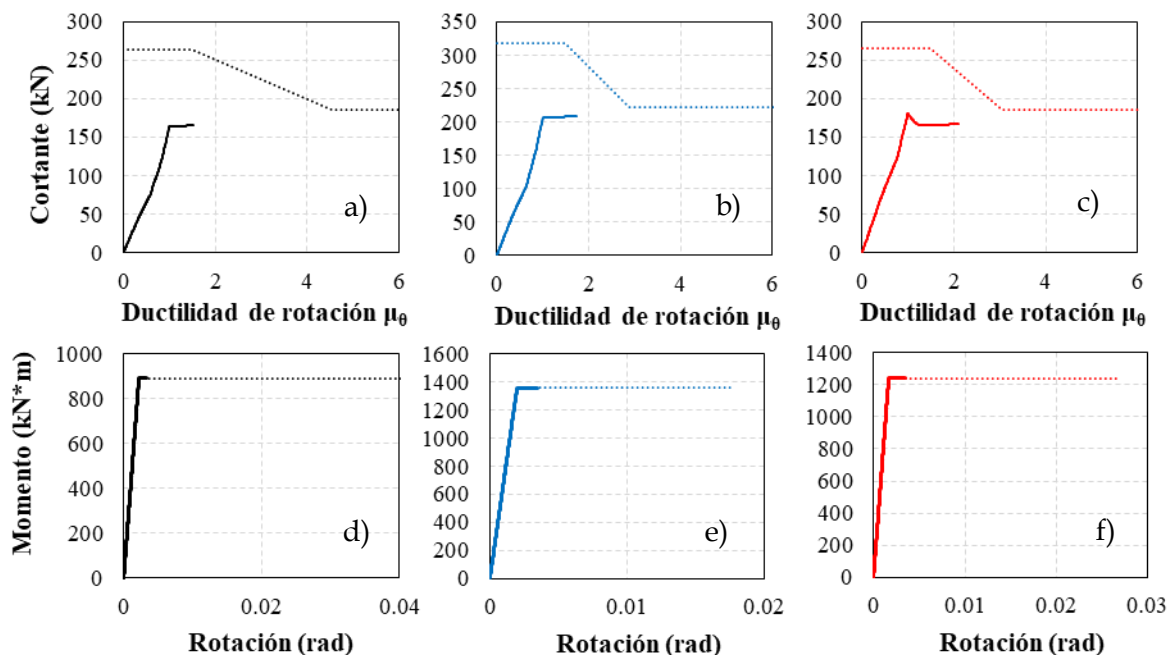


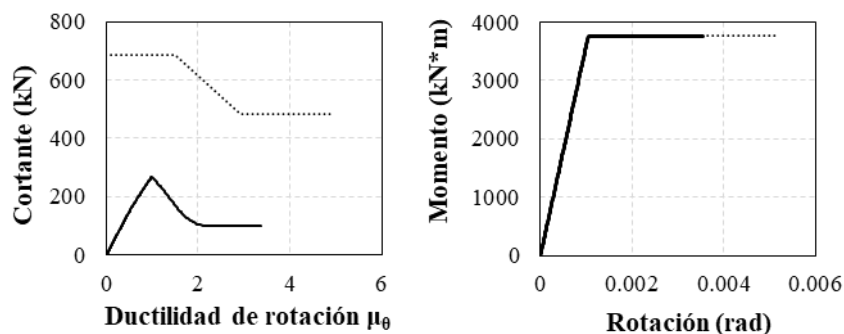
Figura 6.25 Revisión de las acciones controladas por fuerza de las secciones transversales de los elementos horizontales con las máximas demandas de ductilidad de rotación; a) L-1 (positivo), b) L-1 (negativo), c) L-2 (positivo), d) L-2 (negativo), e) T-1 (positivo), f) T-1 (negativo), g) S-1 (positivo)



**Figura 6.26** Revisión de las acciones controladas por fuerza y deformación de los muros con sección 101: a) y d) 104, b) y e) 114, c) y f) 119

En la Figura 6.26 se muestra la revisión gráfica de las acciones controladas por fuerza y deformación de los muros 104 (líneas color negro), 114 (líneas color azul) y 119 (líneas color rojo). En todos los casos la reserva de rotación plástica es suficiente y los muros tendrían un daño relativamente bajo.

Finalmente, se revisa la sección 102, en este caso se tienen 4 muros con esta sección, al observar el nivel de carga axial en cada uno de los muros, este es prácticamente el mismo en los cuatro; por lo tanto, solo se revisa el muro que tiene el mayor nivel de ductilidad de rotación; es decir, el muro 108. En la Figura 6.27 se demuestra que el muro cumple con el criterio de fuerza y deformación.

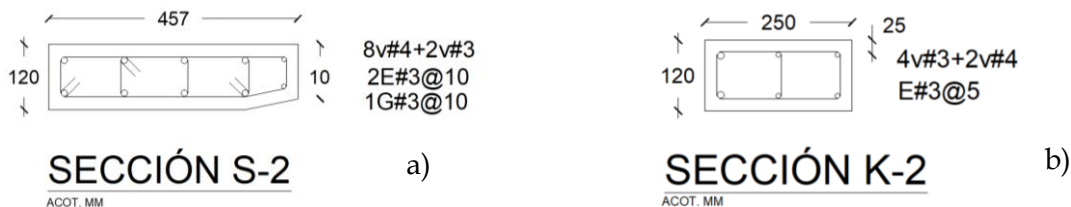


**Figura 6.27** Revisión de las acciones controladas por fuerza y deformación de los muros con sección 102, Muro 108

La revisión descrita previamente fue realizada para los tres edificios restantes. En el caso del edificio Agrícola 8N, en los muro de planta baja denominado 207 y 221 se presentaban fuerzas axiales en tensión debido a la interacción de las fuerzas cortantes en los elementos horizontales para un nivel de deformación lateral asociado a  $DI_{max}$ . Para solucionar este problema, se decidió realizar una serie de modificaciones a la planta de la Figura 6.2, en la Figura 6.29 se muestran las modificaciones realizadas a la planta de los edificios Agrícola, estas consistieron en: eliminar el muro 207 y 221 que se ubica sobre los ejes B y H; para reducir los claros que se producen al eliminar dichos muros, los muros 120 y 123 se mueven hacia los ejes B y G respectivamente. Otro aspecto para considerar es que, en algunos muros de la planta baja, fue necesario incrementar la cuantía de refuerzo horizontal para producir un comportamiento en flexión de los muros, el valor de  $\rho_h f_{yh}$  típico es de  $0.41 \text{ MPa}$ , en algunos muros se utilizó un valor de  $\rho_h f_{yh}$   $0.73 \text{ MPa}$ , finalmente en los muros más demandados, se utilizó un valor de  $\rho_h f_{yh}$  de  $0.87 \text{ MPa}$ , todos estos valores son mayores que la cuantía mínima que multiplicada por  $f_{yh}$  es igual a  $0.3 \text{ MPa}$  y menor que la cuantía máxima multiplicada por  $f_{yh}$  que es igual a  $1.04 \text{ MPa}$  en las NTC-DCEM (2017). La distribución del acero de refuerzo horizontal puede ser consultada en detalle en el apéndice E de este trabajo.

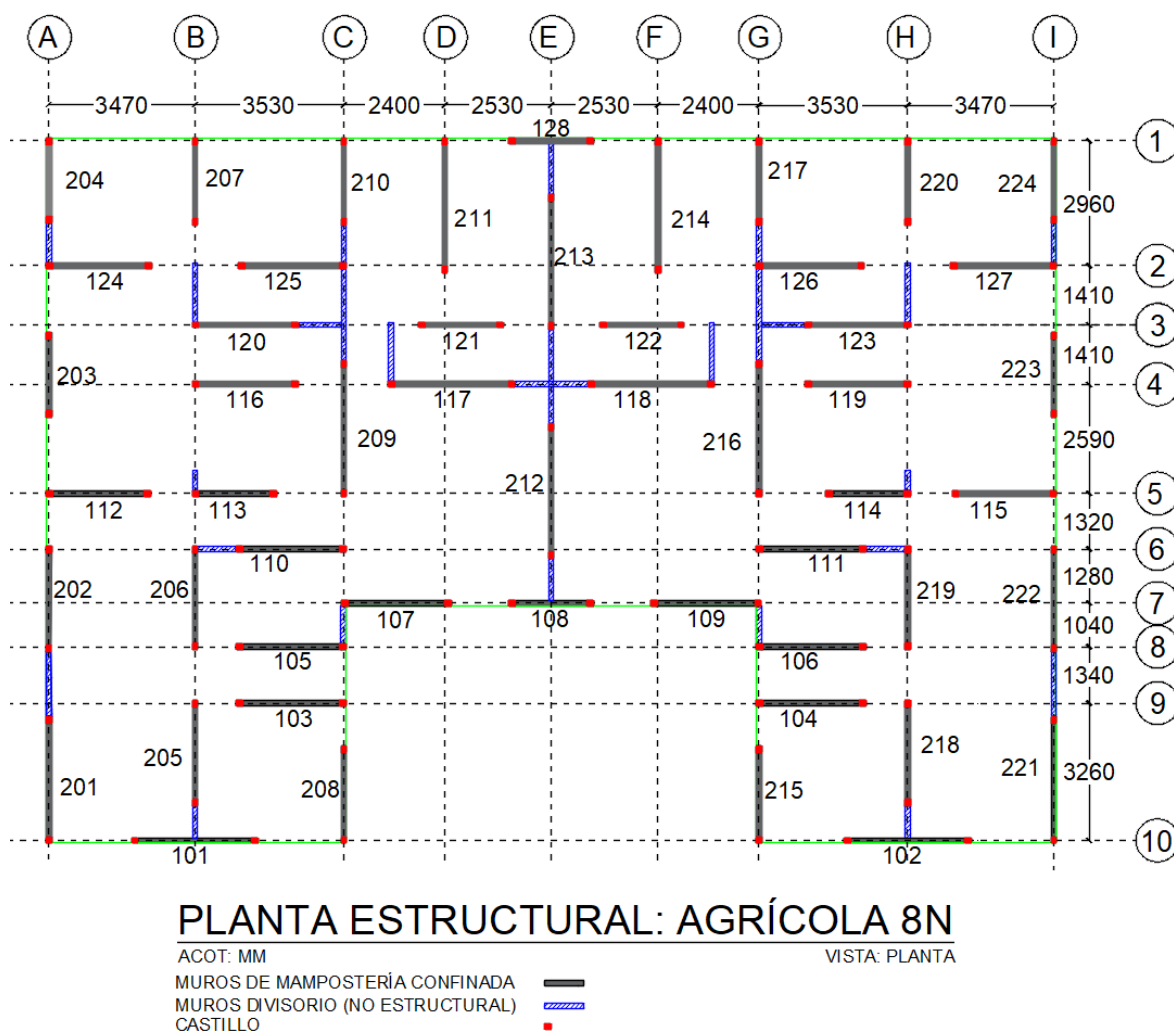
Para el caso del edificio Sirio 10N, fue necesario modificar la sección transversal de los elementos losa sobre los ejes 1 y 4; se propone una sección con mayor peralte y se incorporan estribos para incrementar su resistencia a corte y promover el diseño por capacidad (Figura 6.28). En cuanto a los muros, en la dirección X; no fue necesario realizar cambios en la secciones 101 y 102, mientras que en la dirección Y; se incrementó la sección de los castillos extremos de los 3 muros centrales, por lo que ahora se tiene una sección de muro adicional denominada 202.

Vale la pena hacer notar que las curvas de capacidad de la Figura 6.20 de los edificios Agrícola 8N, N10 y Sirio 10N están asociados a la planta estructural y secciones transversales mostradas en la Figura 6.28 y Figura 6.29 respectivamente. Para observar los detalles del refuerzo de las secciones transversales de muros, castillos elementos horizontales y acero de refuerzo horizontal en los 4 edificios, consúltese el apéndice E.



**Figura 6.28 Cambios en el edificio Sirio 10N con respecto a la versión de 8 niveles: a) Sección S-2 que sustituye a la sección S-1 en los ejes 1 y 4 del edificio Sirio 10N. b) Sección K-2 que sustituye a los castillos K-1 extremos en los muros número 202 a 204**

Una vez que se ha demostrado que el comportamiento de los elementos estructurales está regido por los efectos de flexión, y que para la deformación lateral máxima del edificio, la reserva de deformación inelástica en cada uno de los elementos estructurales es adecuada en términos del nivel de desempeño seleccionado. El siguiente paso consiste en la evaluación del desempeño utilizando una serie de análisis dinámicos no lineales.



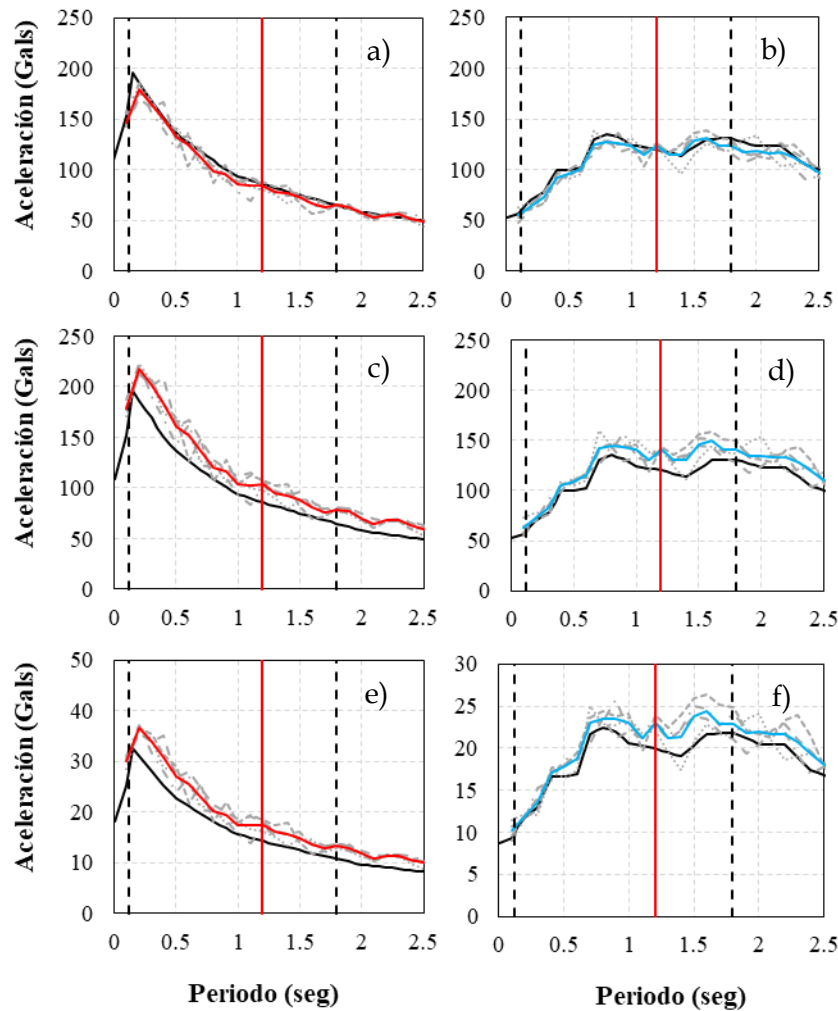
**Figura 6.29** Modificaciones a la planta estructural Sirio debido a los resultados del AENL

### 6.5.3. Escalado de los eventos sísmicos para el análisis dinámico no lineal

Se utilizaron los mismo eventos sísmicos que en el caso del capítulo 3, la información referente a la sección de estos registros está localizada en el apéndice D de este trabajo. Se muestra el proceso de escalado de los registros para estudiar el comportamiento del edificio Sirio 8N. En la Figura 6.30a y la Figura 6.30b la línea vertical roja representa el periodo fundamental del edificio Sirio 8N ( $T=1.19$  seg)



calculado del modelo que considera el efecto de la variación de  $EI_{efec}$  y  $GA_{c-efec}$  en los muros, las líneas discontinuas verticales son los límites que establece la NTC-DS (2017) donde el promedio de los eventos sísmicos (líneas roja y azul continuas) deben ser iguales o mayores a la aceleración del EPU. Se observa que en algunas zonas tanto la línea roja como la azul están por debajo de la línea negra; por lo tanto, es necesario afectar a los eventos sísmicos por un factor que corrija esto.



**Figura 6.30** Escalado de los espectros para obtener los factores de escala para los eventos sísmicos: a) y b) Eventos de profundidad intermedia y subducción sin escalar, c) y d) Eventos de profundidad intermedia y subducción escalados para la revisión de prevención del colapso, d), e) y f) Eventos de profundidad intermedia y subducción escalados para la revisión ante sismos frecuentes



En la Figura 6.30c y la Figura 6.30d, se observa que al aplicar los factores de: 1.20, 1.22, 1.25 y 1.20 a los eventos PI1 a PI4 y 1.15, 1.15, 1.10 y 1.15 a los eventos SU1 a SU4 respectivamente, se obtiene un espectro promedio que cubre al EPU en el rango de valores solicitado por la NTC-DS (2017).

Finalmente, para realizar la revisión ante sismos frecuentes, se propone reducir los EPU por el factor  $K_s$  que en este caso es igual a  $1/6$ . En la Figura 6.30e y la Figura 6.30f se observa los EPU reducidos y se repite el procedimiento de escalado de los eventos sísmicos utilizando el mismo criterio anterior. Los factores para la familia PI son iguales a 0.20, 0.21, 0.21 y 0.20, y los factores para la familia de SU son: 0.181, 0.191, 0.181 y 0.189.

Como se discutió en el capítulo 3, los EPU proporcionados por el SASID para realizar el escalado de los registros a utilizar en el ADNL contienen ordenadas espectrales que no son congruentes con las ordenadas del espectro de diseño utilizados. Se decidió realizar la revisión de los edificios diseñados con la metodología propuesta con el mismo procedimiento utilizado en el capítulo 3 con el objetivo ser consistente en ambas revisiones.

#### 6.5.4. Resultados del análisis dinámico no lineal (ADNL)

Se revisa que las demandas de deformación en los 8 eventos sísmicos sean menores que la capacidad de deformación establecida en el análisis estático no lineal para cada edificio. En la Figura 6.31 se muestra el perfil de desplazamientos y distorsiones del edificio Sirio 8N. Las líneas negras y grises representan la respuesta del edificio en la dirección X y en azul de diferentes tonos se muestra la respuesta en la dirección Y. En ambos casos tanto el desplazamiento máximo de azotea como la distorsión de entrepiso son menores que los límites establecido en el análisis estático no lineal; por lo tanto, el edificio satisface los requerimientos establecidos en términos de su comportamiento global.

En cuanto al comportamiento local, en la Figura 6.32 se muestran los lazos de histéresis de las articulaciones plásticas más demandadas de las 4 diferentes secciones de elementos viga. Una vez más al comparar estas con los resultados obtenidos del análisis estático no lineal, se aprecia que los elementos son capaces de desarrollar dichos niveles de deformación inelástica de manera adecuada.

En cuanto al comportamiento en los muros, en la Figura 6.33 y Figura 6.34 se muestra las demandas de ductilidad de rotación en los muros en la dirección X y respectivamente. En ambos casos la ductilidad en todos los muros es menor que 1; es decir, que los muros no “fluyen” por lo que se puede decir que el daño en los muros sería prácticamente nulo.

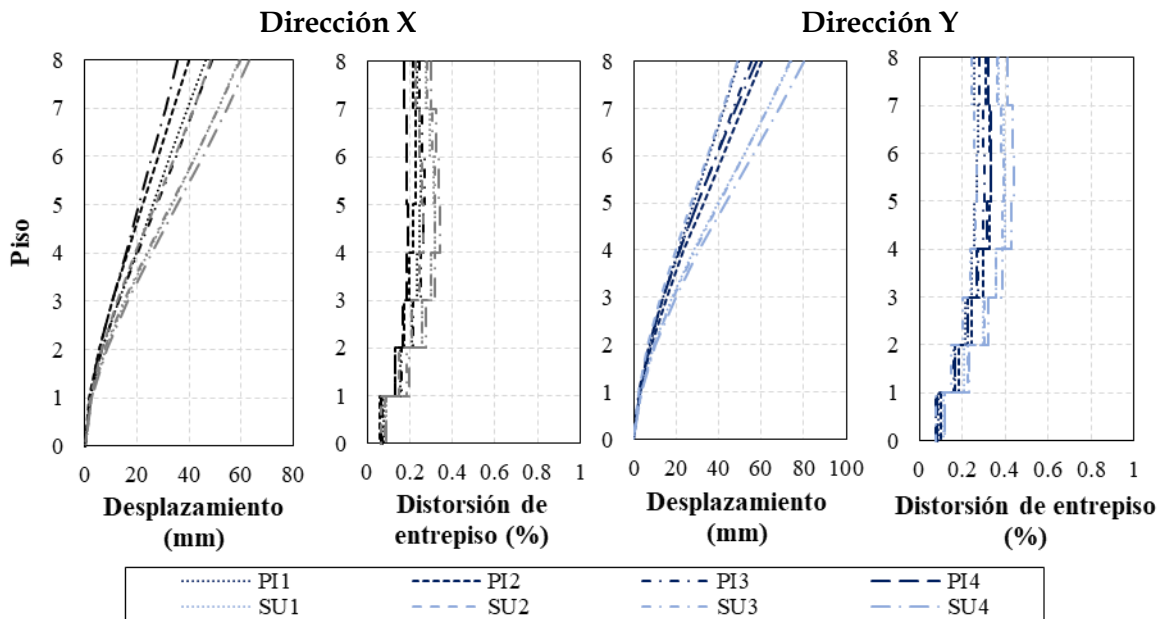


Figura 6.31 Perfil de desplazamientos y distorsiones en elevación edificio Sirio 8N prevención al colapso.

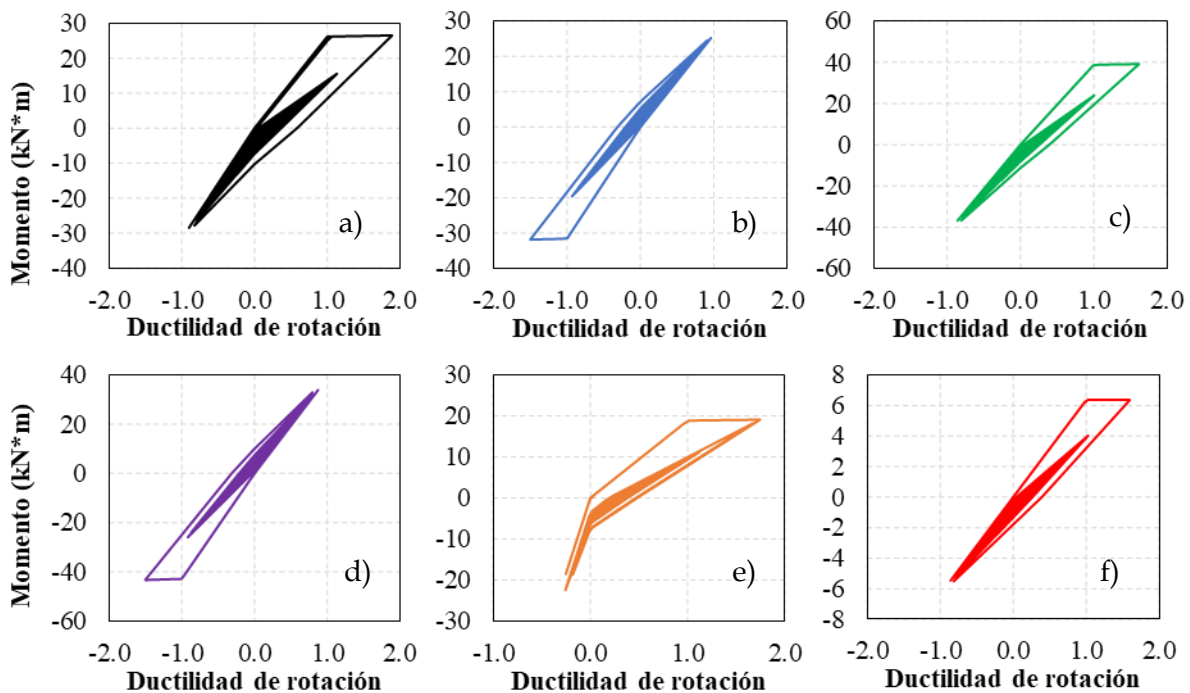


Figura 6.32 Revisión de las demandas máximas de ductilidad de rotación en los elementos horizontales más demandados: a) L-1 (positivo), b) L-1 (negativo), c) L-2 (positivo), d) L-2 (negativo), e) T-1 (positivo), f) S-1 (positivo)

Para la revisión de sismos frecuentes, en la Figura 6.35 se muestra que las distorsiones de entrepiso en ambas direcciones de análisis son menores al 0.004 (0.4%) consideradas como el límite establecido para el cumplimiento de este estado límite. En cuanto al comportamiento local, en la Figura 6.36 y Figura 6.37 se muestra el estatus de la fluencia de las articulaciones plásticas para la demanda máxima de deformación lateral en ambas direcciones de análisis. Se aprecia que todas las articulaciones se encuentran en la zona elástica de su comportamiento.

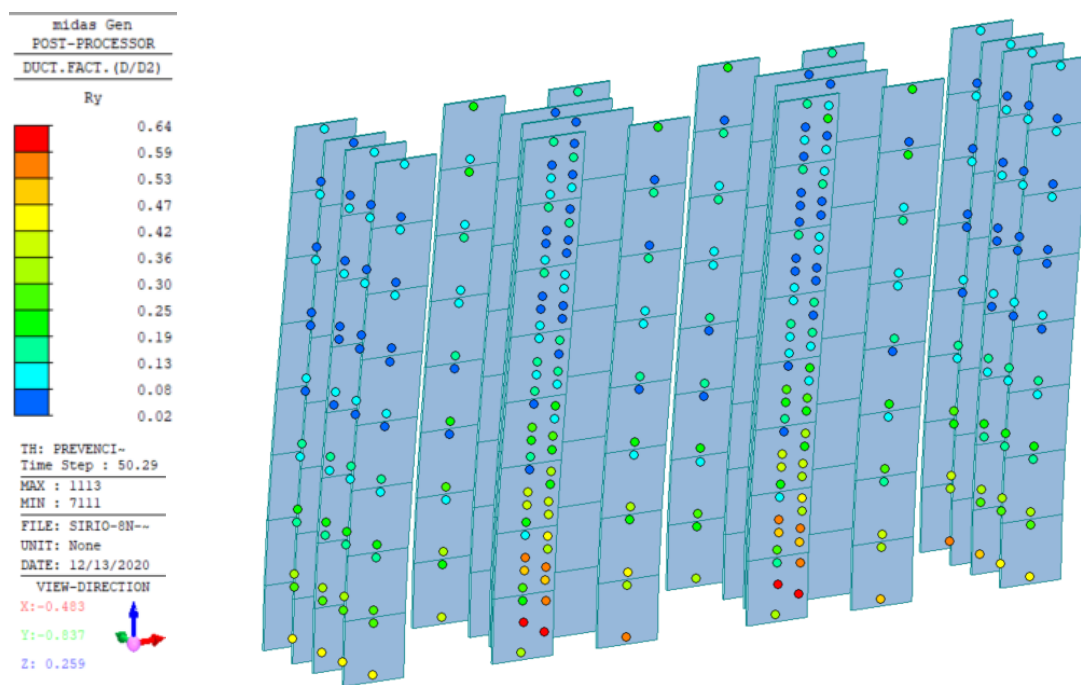


Figura 6.33 Demandas máximas de ductilidad de rotación en muros sección 101 y 102.  
Evento sísmico SU4

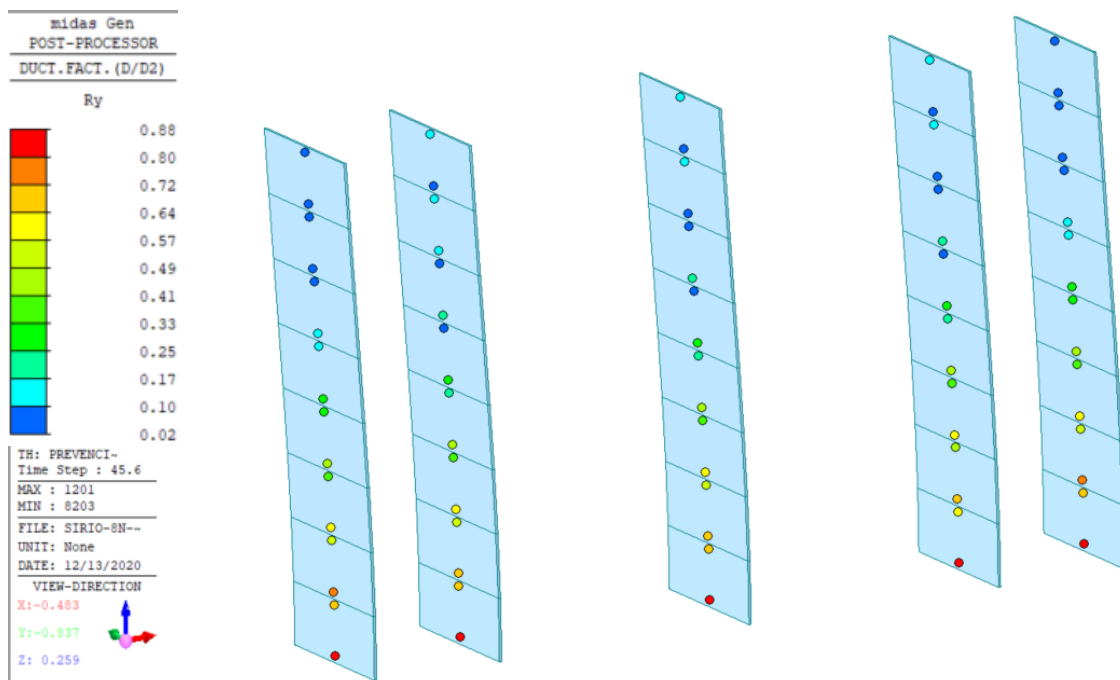


Figura 6.34 Demandas máximas de ductilidad de rotación en muros sección 201. Evento sísmico SU4

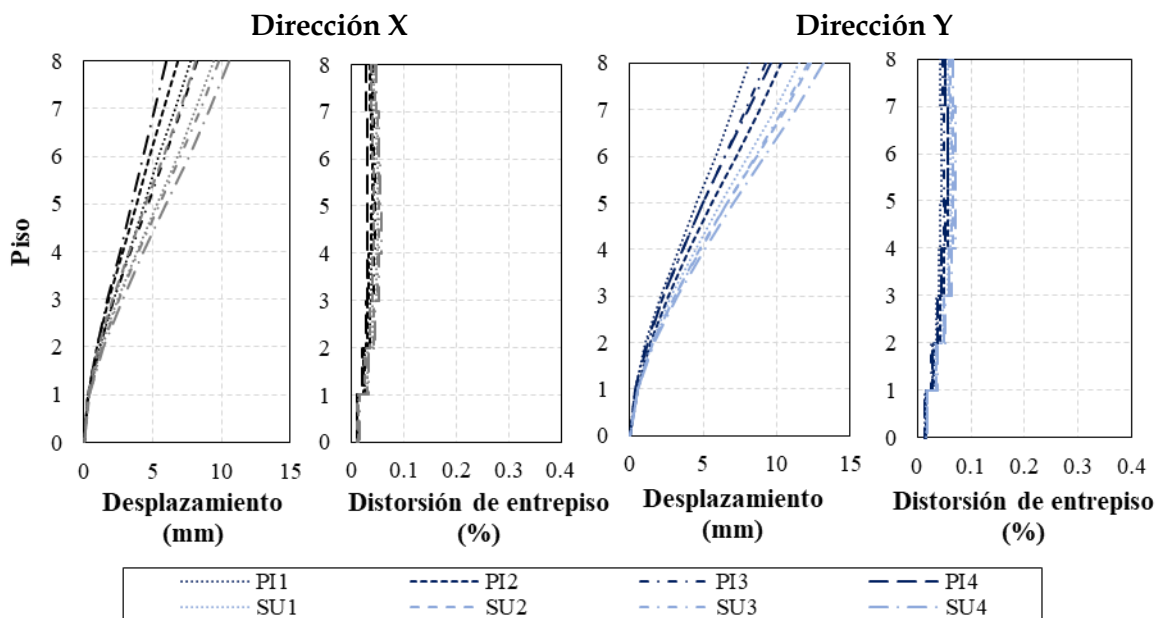


Figura 6.35 Perfil de desplazamientos y distorsiones en elevación edificio Sirio 8N. Sismos Frecuentes

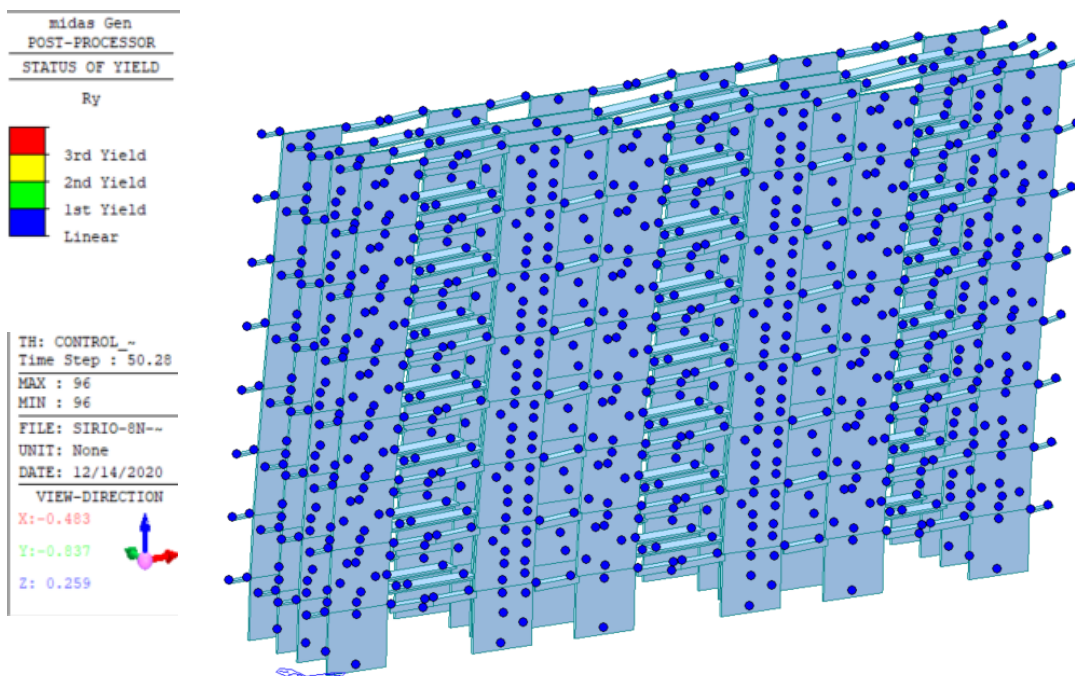


Figura 6.36 Estatus de fluencia de las articulaciones plásticas para la demanda máxima de deformación lateral. Revisión ante Sismos Frecuentes. Dirección X

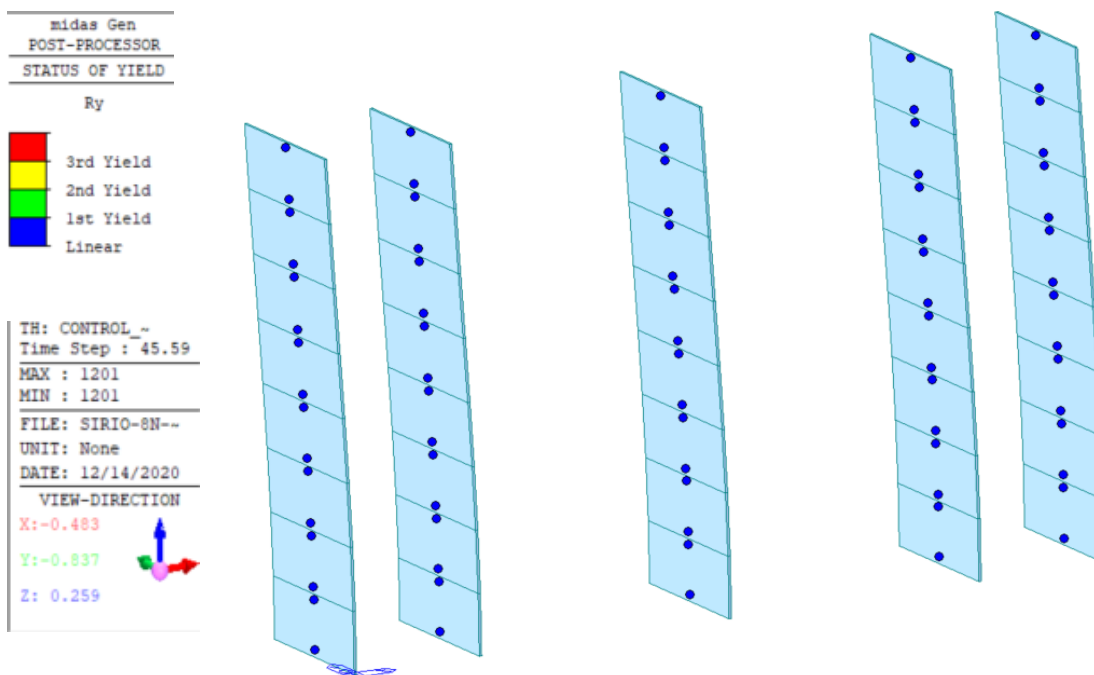


Figura 6.37 Estatus de fluencia de las articulaciones plásticas para la demanda máxima de deformación lateral. Revisión ante Sismos Frecuentes Edificio Sirio 8N Dirección Y

En el caso del edificio Sirio 10N, el evento sísmico que produce las mayores demandas de deformación lateral es el SU2; sin embargo, en la Figura 6.38a se observa que dichas deformaciones son menores que los límites establecidos en el análisis estático no lineal. En cuanto a la revisión a nivel local, la demanda de ductilidad de rotación máxima en las vigas es de 2.38, por lo que dichos elementos estructurales son capaces de acomodar las demandas de rotación desarrolladas. En el caso de los muros, las demandas máximas de ductilidad de rotación en ambos sentidos son menores que 1. Finalmente se aprecia que para la revisión de daños por sismos frecuentes (Figura 6.38b) las demandas de deformación lateral están dentro de los límites establecidos.

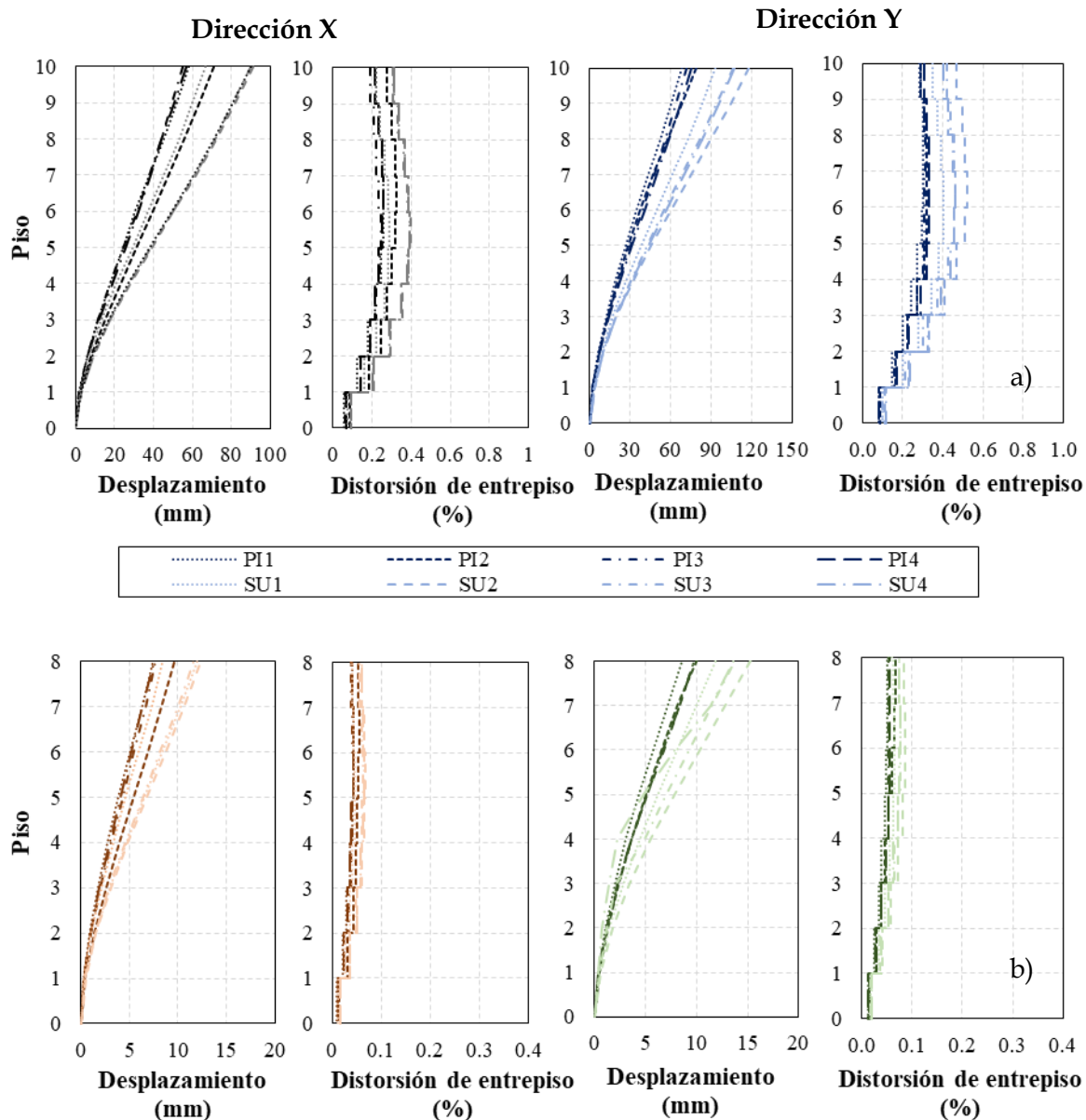


Figura 6.38 Perfil de desplazamientos y distorsiones en elevación edificio Sirio 10N: a) prevención al colapso, b) Sismos Frecuentes

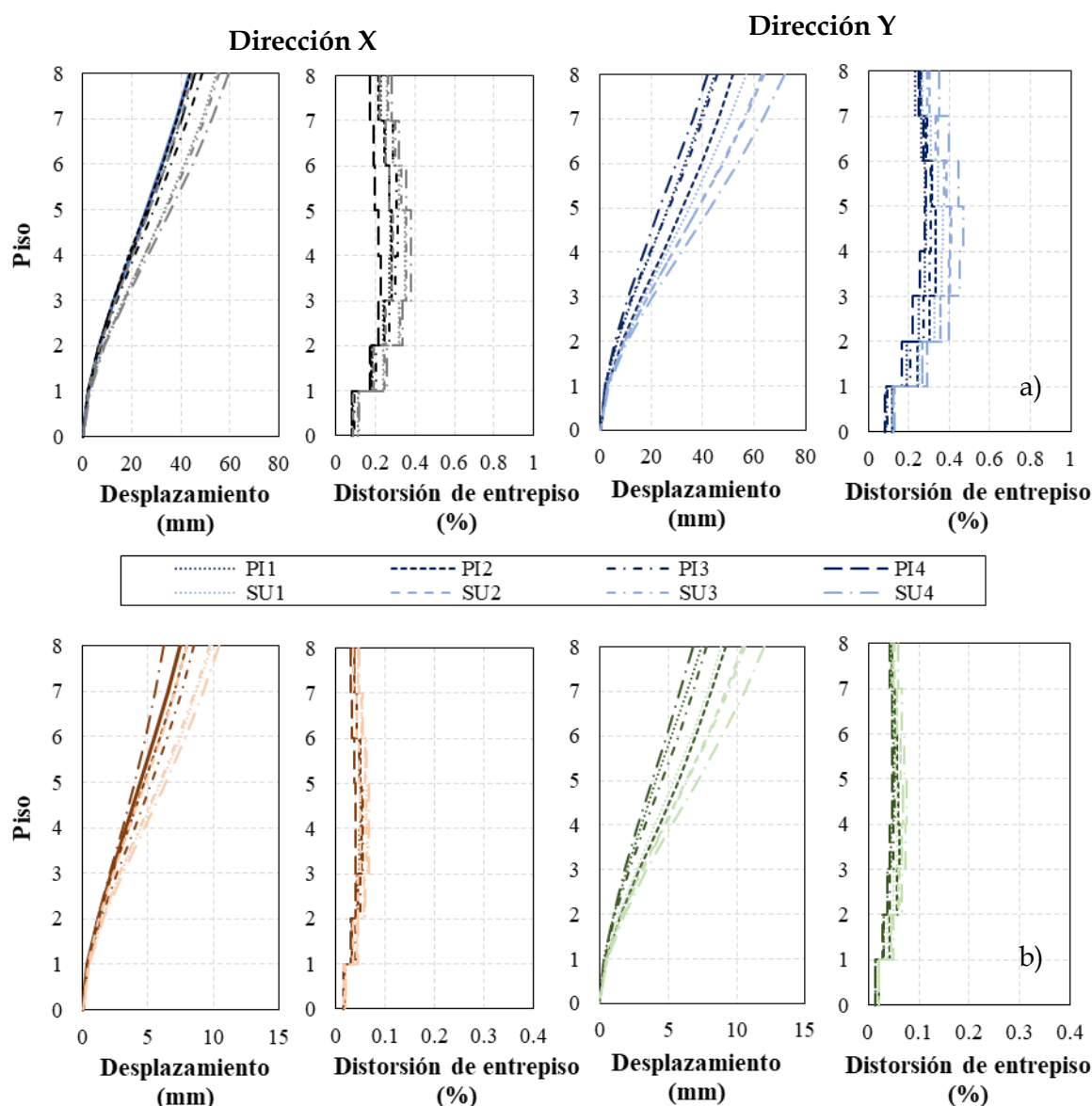


Figura 6.39 Perfil de desplazamientos y distorsiones en elevación edificio Agrícola 8N:  
a) prevención al colapso, b) Sismos Frecuentes

En la Figura 6.39 se presentan los desplazamientos y distorsiones máximas de los estados límite de prevención al colapso y daños en sismos frecuentes de los 8 eventos sísmicos del edificio Agrícola 8N. El evento sísmico que produce las mayores demandas de deformación lateral en ambas direcciones es el SU4, en ambas direcciones la deformación lateral es menor que la capacidad obtenida en el análisis estático no lineal. En cuanto al comportamiento local de los elementos estructurales, en la dirección X; los elementos horizontales alcanzan a fluir; sin embargo, la demanda de ductilidad de rotación máxima es de 1.94. En cuanto a los muros, estos tienen demandas de ductilidad menores a 1, en la dirección Y, sucede algo similar a lo acontecido en la dirección X, la demanda máxima de ductilidad de rotación en los



elementos viga es de 2.14. Finalmente, para la revisión ante sismos frecuentes, la estructura permanece en su rango elástico cuando se presentan las máximas demandas de deformación lateral.

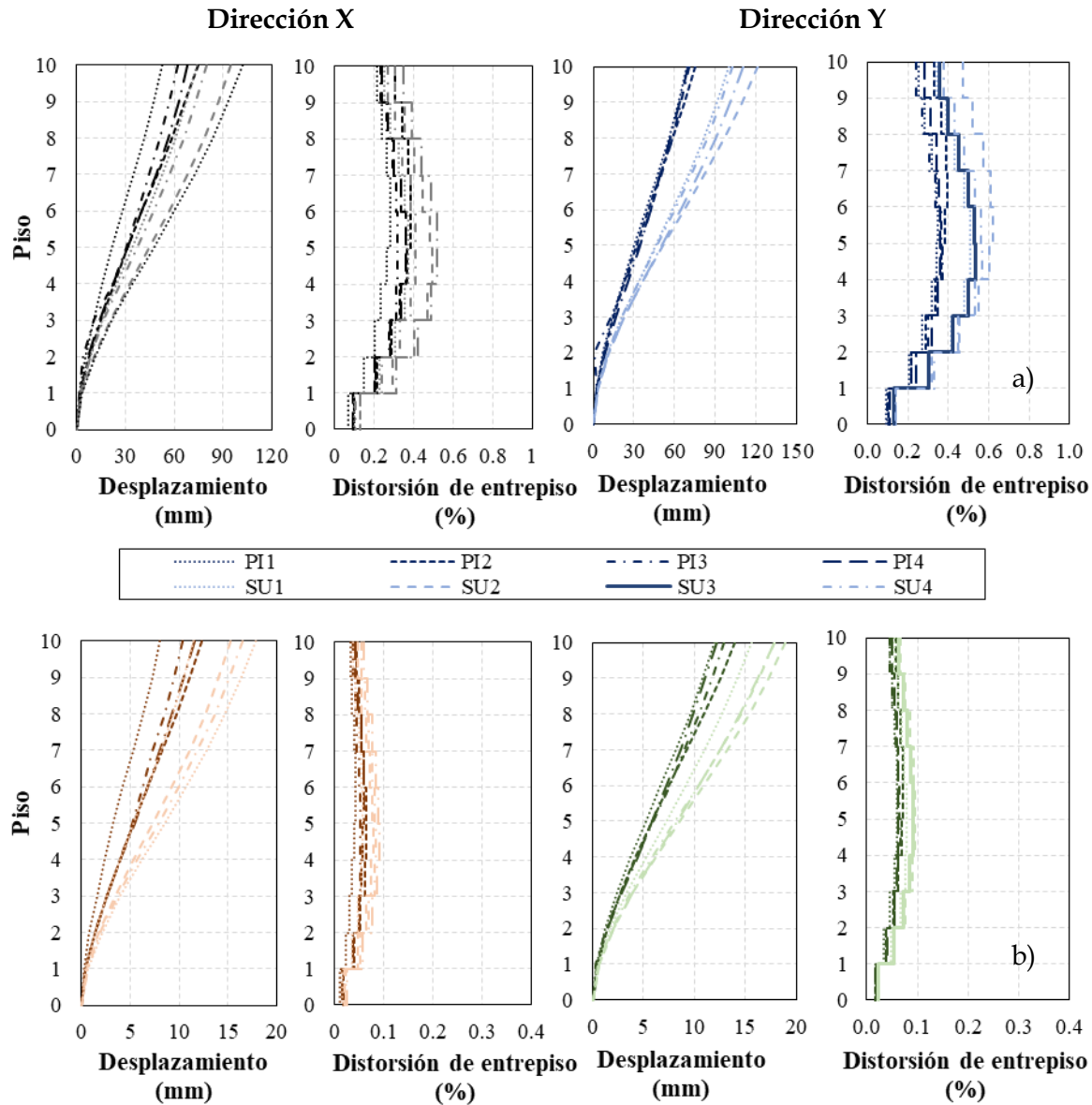


Figura 6.40 Perfil de desplazamientos y distorsiones en elevación edificio Agrícola 10N: a) prevención al colapso, b) Sismos Frecuentes

Finalmente, en la Figura 6.40 se observa que para ambos estados límites y en las dos direcciones de análisis del edificio Agrícola 10N las demandas de deformaciones laterales son menores que la capacidad obtenida con el análisis estático no lineal. En la dirección X el evento sísmico que produce las mayores demandas de deformación lateral es el SU4, y en la dirección Y el evento SU2. En cuanto al comportamiento local, en la dirección X la sección L-2 tiene una demanda de ductilidad



de rotación de 3.40 (la capacidad es de 10). En cuanto a los muros, todos se mantienen en la zona elástica. En la dirección Y, las secciones de los elementos horizontales que presentan las demandas de ductilidad de rotación más altas son las S-1, dichas demandas son iguales a 3.32 y la capacidad de ductilidad de estas secciones es igual a 5.68. En los muros, ninguno de ellos alcanza a fluir. En el caso de la revisión ante daños por sismos frecuentes, en ambas direcciones todos los elementos estructurales del edificio se mantienen dentro del rango elástico de comportamiento.

En general se observa que en ninguno de los casos estudiados los muros fluyen, esto se debe, como ya se explicó en el Capítulo 3, a la diferencia entre el espectro de diseño y los espectros de peligro uniforme que están asociados a los eventos sísmicos utilizados en los ADNL.

### 6.5.5. Análisis dinámico incremental (ADI)

Debido a que las demandas obtenidas en el ADNL no produjeron daños en los muros, como consecuencia de la incompatibilidad en las ordenadas espectrales entre los EPU y los espectros de diseño; se propone realizar un análisis dinámico incremental ADI tal como se realizó en el Capítulo 3. El ADI se realizó en el edificio Sirio 10N, de los resultados del ADNL se selecciona el registro SU2 que produjo las mayores demandas de desplazamiento lateral. El registro se escaló hasta que las ordenadas espectrales asociadas al periodo fundamental del edificio fuesen congruentes con las ordenadas del espectro de diseño elástico como se observa en la Figura 6.41.

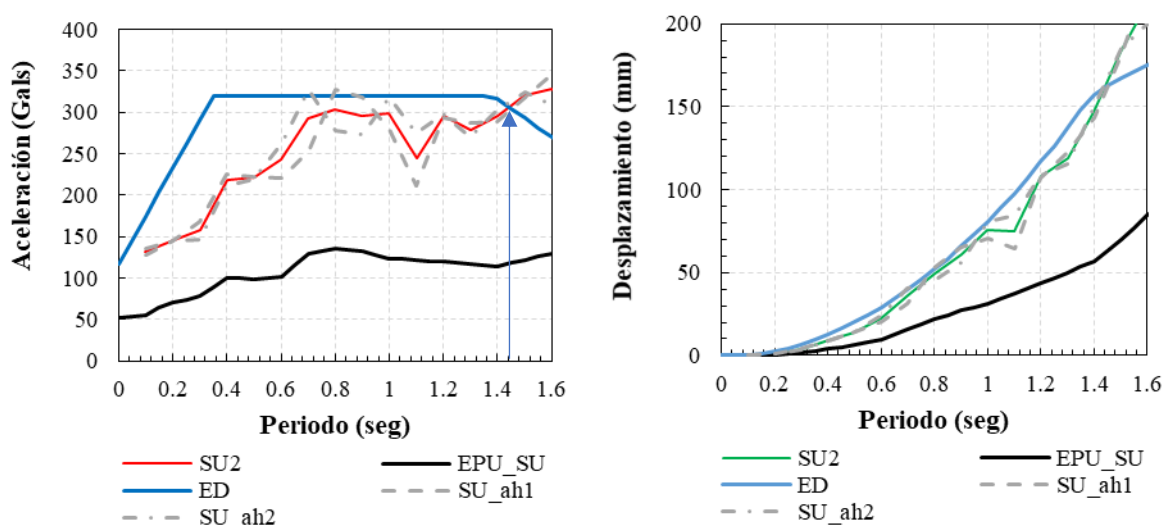
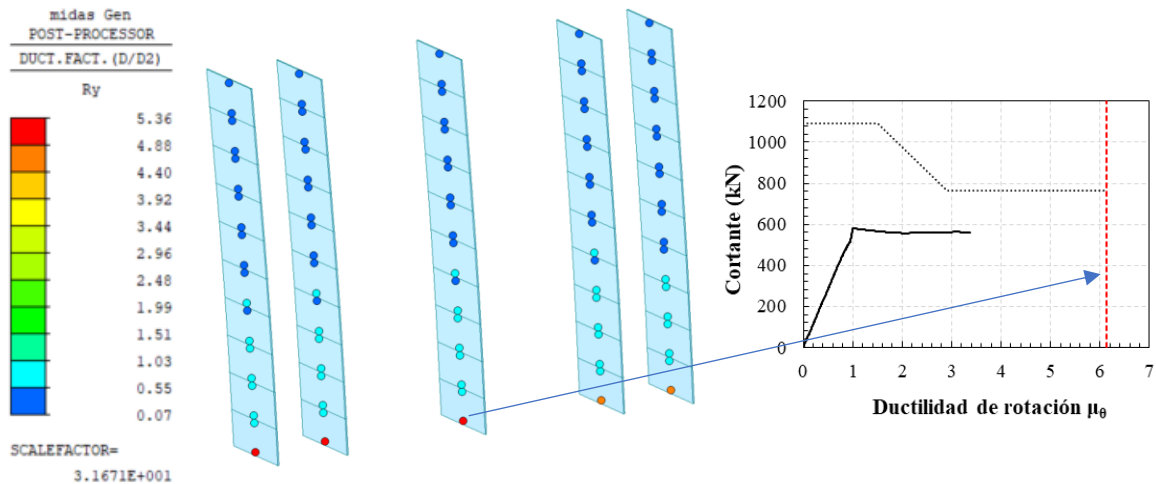


Figura 6.41 Escalado del evento SU2 para que sus ordenadas espectrales sean consistentes con el espectro de diseño. a) espectro de aceleración, b) espectro de desplazamientos

El desplazamiento máximo de azotea para este caso ( $ADI=1$ ) es de 244 mm, además se registran distorsiones prácticamente del 1%. En la Figura 6.42 se observa que la demanda de ductilidad en el muro central (1203) es igual a 5, al comparar esta demanda de ductilidad contra el capacidad de ductilidad obtenida del AENL, se observa que existe una reserva mínima de ductilidad.



**Figura 6.42 Ductilidad de rotación máxima en el  $ADI=1$  y curva de capacidad del muro 1203 obtenida del AENL.**

Al aplicar un factor de 1.1, en la Figura 6.43 se muestra la demanda de ductilidad máxima en los muros; el valor obtenido supera a la ductilidad asociada al nivel de desempeño definido en la metodología. En la Figura 6.44 se observa que para este factor, el desplazamiento de azotea máximo es de 278 mm y las distorsiones de entrepiso por encima de piso 4 son mayores al 1%; por lo tanto, se define que el edificio no es capaz de acomodar aceleraciones superiores para las que fue diseñado. Esto se debe en gran medida al incremento del periodo fundamental del edificio cuando se toma en cuenta el efecto de la carga axial en el cálculo de  $El_{efec}$  y  $GA_{c-efec}$ . Para reducir el periodo fundamental del edificio y así reducir la demanda de desplazamientos, es posible incrementar la sección transversal de los castillos e incrementar el acero de refuerzo, de esta manera se aumenta el valor del factor de inercia y área efectiva.

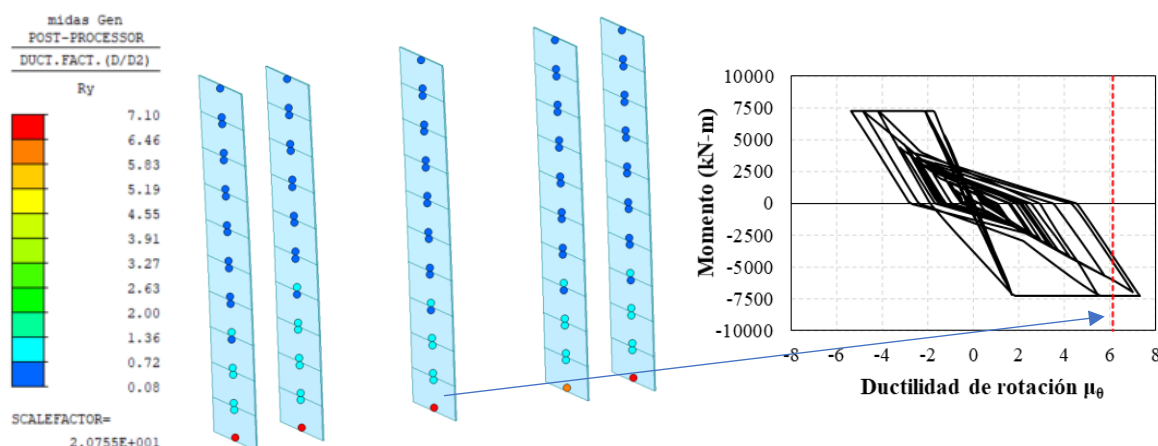


Figura 6.43 Ductilidad de rotación en el ADI=1.1 y comportamiento histerético del muro 1203

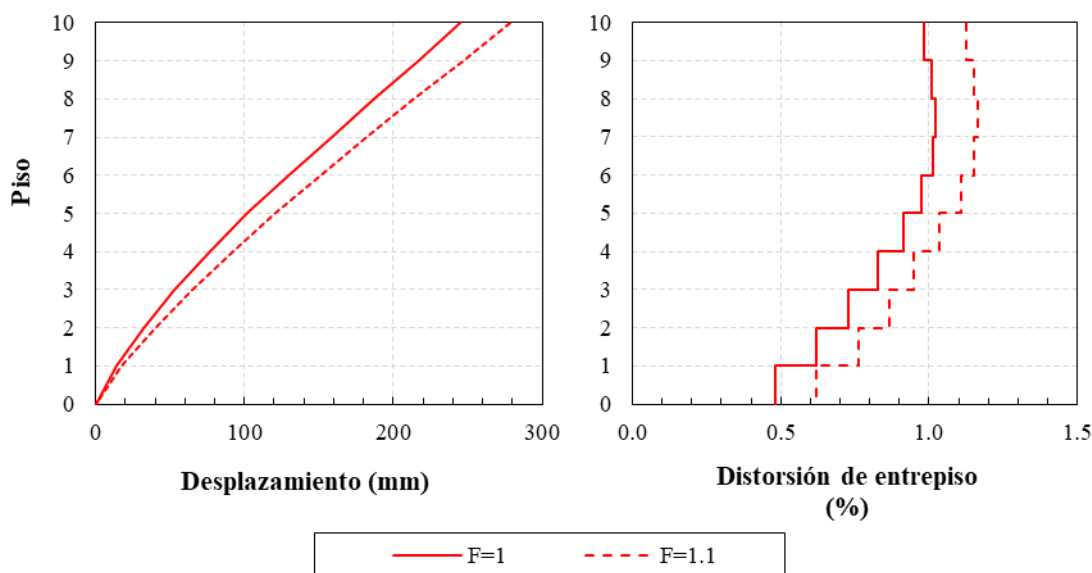


Figura 6.44 Distribución de desplazamientos y distorsiones en la dirección transversal obtenidas en el Análisis dinámico incremental realizado al edificio Sirio 10N

## 6.6. Conclusiones sobre la aplicación de la metodología

En este capítulo se desarrollaron 4 ejemplos de aplicación de la metodología propuesta en el capítulo 5. Los edificios en estudio tienen su origen en los previamente estudiados en el capítulo 3. Se realizaron una serie de modificaciones en las plantas estructurales para que los muros y elementos horizontales que forman parte del edificio se comportaran en flexión.

Se obtuvo el periodo  $T_T$  de los edificios utilizando el espectro de pseudo-desplazamientos obtenido del espectro elástico transparente de pseudo-aceleraciones proporcionado por la plataforma SASID; además, se obtuvo el periodo de los edificios  $T_E$  utilizando las hipótesis formuladas en el capítulo 5; al comparar el periodo  $T_T$  contra el periodo  $T_E$  se observó que los periodos tenían la suficiente similitud como para seguir adelante con la metodología.

Para llevar a cabo el diseño a nivel local se construyó el modelo estructural de los edificios considerando un factor de inercia efectiva constante e igual a 0.35 veces la inercia bruta en los muros y 0.3 en los elementos horizontales. Esta misma consideración se utilizó para afectar al área de corte efectiva, al comparar el periodo de los modelos estructurales con los obtenidos con el procedimiento de predimensionado global, se observó una buena correlación en prácticamente todos los casos. Con los momentos flexionantes de los elementos estructurales obtenidos de un análisis modal espectral se realizó el cálculo del acero longitudinal, posteriormente se realizó el diseño por capacidad tanto de los muros como de las vigas para asegurarse que la resistencia en corte sea mayor que la resistencia en flexión.

Finalmente, con la información derivada del dimensionado local; se construyeron los modelos de análisis estático y dinámico no lineal, en el caso de los segundos; fue necesario la obtención y escalado de los eventos sísmicos a utilizar. Se siguió el mismo criterio de escalado que en el caso de los edificios con comportamiento en corte. En el caso del edificio Sirio 8N, los análisis no lineales mostraron que el proceso de prediseño fue exitoso, y no fue necesario realizar ningún ajuste al edificio. En el caso del edificio Sirio 10N, fue necesario incrementar el acero de refuerzo longitudinal en algunos muros en la dirección transversal del edificio, así como una adecuación a algunas secciones de losa equivalente.

En el caso de los edificios Agrícola, durante el análisis estático no lineal se identificaron una serie de muros en los que se presentaban fuerzas axiales en tensión para un nivel de deformación lateral menor a la deformación máxima permisible. Por lo tanto, fue necesario proponer una serie de cambios, en la mayoría de los casos este problema se solucionó al reducir la resistencia de los elementos horizontales que acoplaban dichos muros; sin embargo, en el caso del muro 207 y 221 (Figura 6.2), incluso esta medida no solucionó el problema, por lo que se decidió realizar una redistribución de los muros en dicha zona. La planta estructural definitiva para estos edificios se muestra en la Figura 6.29.

Durante la evaluación de las demandas de deformación lateral en todos los edificios con los ADNL, se observó que en ninguno de los 4 edificios los muros alcanzan a fluir; por lo tanto, las demandas de ductilidad de rotación en todos los casos son menores que 1, esto quiere decir que el daño en los muros es prácticamente nulo. No obstante, varios elementos horizontales mostraron demandas de

ductilidad de rotación mayores que 1; sin embargo, estas demandas son menores que la capacidad establecida para cada una de ellas.

Debido a la incompatibilidad de las ordenadas espectrales de los EPU y los espectros de diseño para la evaluación del desempeño sísmico en los ADNL; se propuso realizar un ADI en el edificio Sirio 10N. En primer lugar se escaló el registro que presentó las mayores demandas durante el ADNL para que la ordenada espectrales de dicho registro para el periodo de interés, fuesen similares a la ordenada del espectro de diseño elástico transparente. Para este primer incremento, el edificio fue capaz de acomodar las demandas de deformación lateral cumpliendo el nivel de desempeño establecido en la metodología; sin embargo, al incrementar 1.1 veces el registro, el edificio no es capaz de acomodar dicho incremento de las demandas de deformación lateral, sin que se rebasen el nivel de desempeño establecido.

Se puede decir entonces que la metodología propuesta en el capítulo 5 y ejemplificada en este capítulo tiene como resultado el diseño de edificios de mampostería confinada de mediana altura donde el daño estructural de los muros está dominado por los efectos de flexión y un estado de daños asociados a la ocupación inmediata, en el caso de las vigas; aunque el daño es mayor, dicho nivel de desempeño se encuentra cercano a la seguridad de vida.

---

# Capítulo 7. Comparaciones entre el diseño normativo y la metodología propuesta

---

## 7.1. Introducción

Para observar los beneficios que la metodología basada en desempeño propuesta y desarrollada en este trabajo tiene, con respecto al diseño normativo de las NTC (2017) en el diseño de edificios de mampostería confinada de mediana altura, se propone realizar una comparativa del edificio denominado Sirio 10N. El sistema diseñado con las NTC (2017) se denominará como tradicional, mientras que el diseño con la metodología propuesta se le llamará basado en desplazamientos.

Se estima la cantidad de materiales: mampostería, concreto, y acero de refuerzo de la superestructura que se requieren en ambos sistemas estructurales, también se realiza una estimación simplificada del *embodied carbon* (carbono incorporado); es decir, la huella de gases de efecto invernadero emitida por los materiales utilizados en el sistema estructural. Finalmente, también se propone realizar una comparativa en términos de la capacidad de deformación y desempeño sísmico.

## 7.2. Pesos de los materiales en el sistema estructural

### 7.2.1. Edificio diseñado con las NTC (2017)

Con la información contenida en el Apéndice A se calcula el peso de los materiales estructurales del edificio Sirio 10N diseñado utilizando las NTC (2017). En total se cuentan con 4 materiales: Mampostería (piezas y mortero), concreto de una resistencia igual a  $19.5\text{ MPa}$ , y acero estructural (grado 42 y grado 60). El peso volumétrico de la mampostería y el concreto simple se consideran igual a  $19.12\text{ kN/m}^3$  y  $19.61\text{ kN/m}^3$  respectivamente, en cuanto a las varillas, se toman los pesos por metro lineal definidos en la Tabla 7.1.

Tabla 7.1 Diámetros y pesos de varillas de acero

| #                       | 1/4"                | 3                   | 4                   | 5                   | 6                   |
|-------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| Grado                   | 60                  | 42                  | 42                  | 42                  | 42                  |
| Área (mm <sup>2</sup> ) | 31.7                | 71                  | 127                 | 199                 | 287                 |
| Peso (kN/m)             | 2.43E <sup>-3</sup> | 5.46E <sup>-3</sup> | 9.77E <sup>-3</sup> | 1.53E <sup>-2</sup> | 2.21E <sup>-2</sup> |

Con la información descrita en el párrafo anterior, se realizó la cuantificación de los materiales, los resultados se muestran en la Tabla 7.2. Es importante considerar que al cuantificar el acero de refuerzo no se consideró el acero de los traslapes y longitudes de ganchos de desarrollo, también es pertinente comentar que la cuantificación no considera al sistema de piso, (concreto y acero) ya que se consideró que este no forma parte del sistema sismoresistente y solo se consideran las porciones de anchos equivalentes de losa en los casos de los vanos en las aberturas para puertas.

Tabla 7.2 Pesos de materiales utilizados en el sistema estructural del edificio Sirio 10N diseñado con la NTC (2017)

| Material      | Concreto | Mampostería | Acero Grado 42 | Acero Grado 60 | Total    |
|---------------|----------|-------------|----------------|----------------|----------|
| Cantidad (kN) | 3085.69  | 6909.21     | 273.14         | 34.18          | 10302.23 |

### 7.2.2. Edificio diseñado con la metodología propuesta

Con la información contenida en el Apéndice E se repite el procedimiento del inciso anterior para el caso del edificio Sirio 10N diseñado con la metodología basada en desempeño propuesta en este trabajo, los resultados se muestran en la Tabla 7.3

Tabla 7.3 Pesos de materiales utilizados en el sistema estructural del edificio Sirio 10N diseñado con la metodología propuesta

| Material      | Concreto | Mampostería | Acero Grado 42 | Acero Grado 60 | Total   |
|---------------|----------|-------------|----------------|----------------|---------|
| Cantidad (kN) | 2462.66  | 5972.85     | 192.71         | 17.10          | 8645.33 |

### 7.2.3. Comparativa de los pesos

Al comparar las Tabla 7.2 y Tabla 7.3 se observa que el peso total del sistema estructural tradicional es mayor que el peso de sistema estructural basado en desplazamiento. La diferencia entre ambos sistemas es de 1656.9 kN; es decir, existe una diferencia del 16%. Para cada uno de los materiales utilizados, el peso del sistema tradicional es mayor que el peso del sistema basado en desplazamiento. El material con la mayor diferencia de pesos es el acero grado 60, en este caso, diseñar la estructura con el sistema basado en desplazamiento representa un ahorro del 50% del material, en contraste, el menor ahorro se obtiene con la mampostería, donde solo se alcanza un ahorro del 13.5%.

### 7.3. Carbono incorporado del sistema estructural

El carbono incorporado EC es la suma de las emisiones de gases de efecto invernadero liberados asociados con: la extracción de las materias primas; la fabricación y el transporte de apoyo para la producción de materiales; así como las emisiones asociadas con la construcción el mantenimiento, la renovación y las consideraciones al final de la vida útil de un edificio u obra de infraestructura. De acuerdo con <https://materialspalette.org/> el EC es responsable del 11% de las emisiones totales de gases de efecto invernadero GHG totales en el mundo.

Las emisiones de gases de efecto invernadero se miden y se suman en relación con su impacto de una molécula de dióxido de carbono, su medida es el dióxido de carbono equivalente CO<sub>2</sub>e con unidades de kilogramos, esta medida es equivalente con el potencial de calentamiento global *warming potencial* GWP, por lo que un kilogramo de dióxido de carbono CO<sub>2</sub> es igual a 1kgCO<sub>2</sub>e mientras que un kilogramo de metano CH<sub>4</sub> es aproximadamente igual a 82 kgCO<sub>2</sub>e.

El principio fundamental en el cálculo del carbono incorporado de un edificio consiste en multiplicar la cantidad utilizada de cada uno de los material por su correspondiente factor de carbono incorporado equivalente ECF con unidades de kgCO<sub>2</sub>e/kg, o kgCO<sub>2</sub>e/m<sup>3</sup> en cada una de las etapas del ciclo de vida LC del edificio (Figura 7.1).

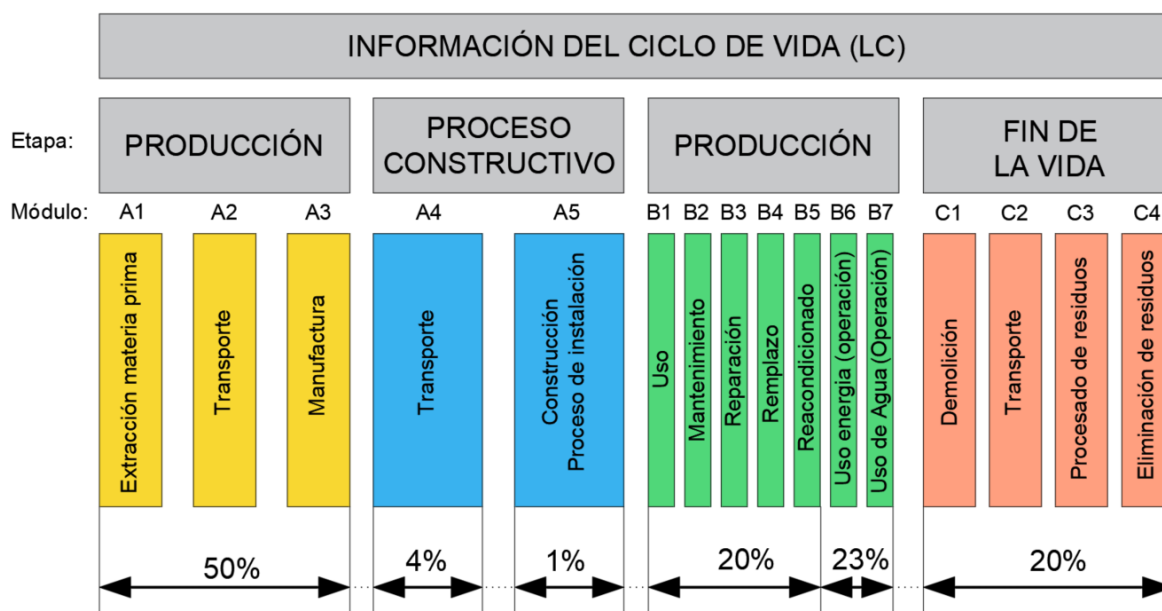


Figura 7.1 BS EN 15978 Etapas y módulos del ciclo de vida de un edificio



En el caso de la ingeniería estructural, se admite que el cálculo del carbono incorporado solo considere las primeras dos etapas (módulos A1 hasta A5) del ciclo de vida de un edificio, ya que, de acuerdo con la información de la Figura 7.1; la mayor cantidad de emisiones de gases en el ciclo de vida de un edificio ocurren durante la etapa de producción de los materiales y el proceso constructivo.

El valor del ECF de cada uno de los materiales no es constante y depende de aspectos como: la ubicación del proyecto; la ubicación de la fabricación de los materiales; y las características propias de los materiales. Por lo tanto, un mismo material puede llegar a tener un amplio rango de valores de ECF; sin embargo, para cada uno de los materiales existen valores típicos que es posible adoptar; por ejemplo, *The Institution of Structural Engineers IStrucTE* de la Gran Bretaña publicó una guía titulada *How to calculate embodied carbon* (como calcular el carbono incorporado). En esta guía se presentan valores típicos de ECF de materiales como el concreto para distintas resistencias, acero estructural, etc. elaborados en ese país.

Otra alternativa que existe para obtener el valor del ECF es consultando las declaraciones ambientales del material EDP *Environmental Declaration Product*. Existen páginas como <https://buildingtransparency.org/> donde es posible encontrar una base de datos de EFC de algunos materiales para distintas regiones del mundo. Finalmente es posible estimar el ECF utilizando software especializados en el área del análisis del LC, lo cual queda fuera del alcance de este trabajo.

Para definir los valores de ECF de los materiales utilizados en el sistema estructural de los edificios en estudio se buscaron distintas alternativas. En el caso del concreto y el acero, se utilizó la herramienta del <https://buildingtransparency.org/>. En la Figura 7.2 se muestra una captura de pantalla de la herramienta. En primer lugar, es necesario definir la resistencia del concreto, posteriormente es posible establecer otras características como: los días necesarios para alcanzar la resistencia de diseño; o el tipo de concreto (normal o ligero). En la segunda parte se define la zona geográfica. Finalmente, la herramienta proporciona el  $\text{kgCO}_2\text{e}$  por metro cúbico de concreto. De la lista de 7 EDP que se encontró en la base de datos, el segundo EDP corresponde a la empresa CEMEX, y el valor del ECF es de  $317 \text{ kgCO}_2\text{e}/\text{m}^3$ . En la Tabla 7.4 se indican los valores del ECF de los demás materiales utilizados en los sistemas estructurales en estudio. Desafortunadamente esta herramienta no considera a la mampostería dentro de su base de datos.

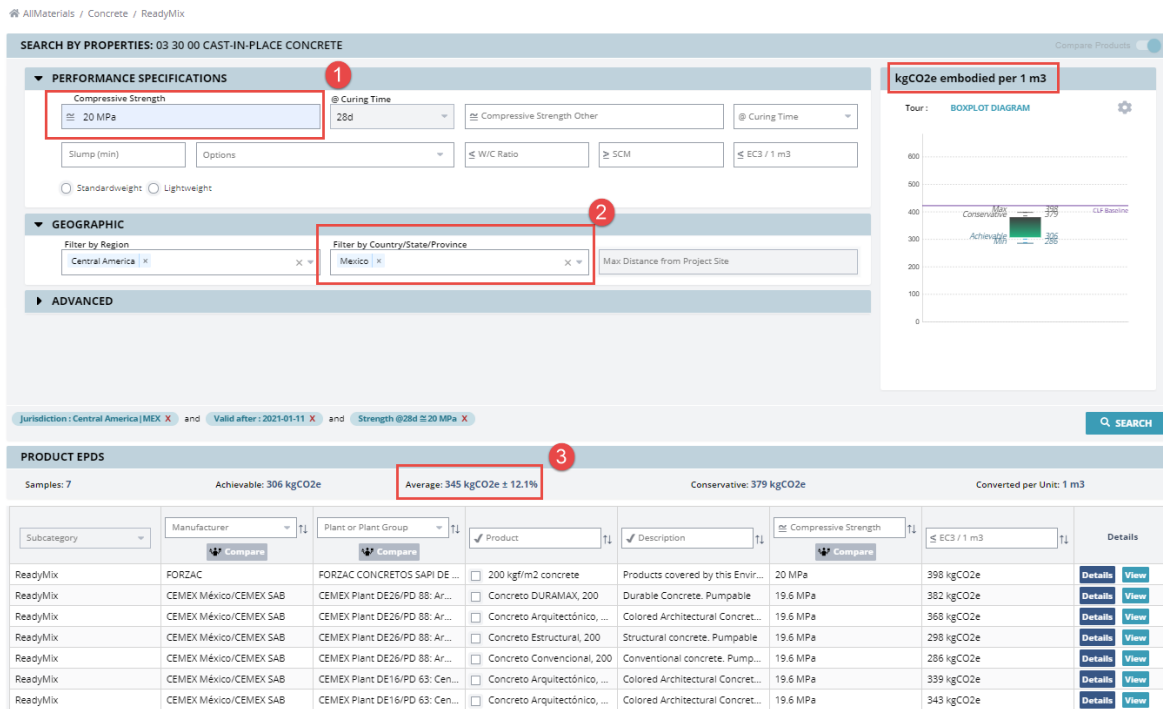


Figura 7.2 Resultados de búsqueda de ECF utilizando la herramienta del buildingtransparency.org para un concreto de 19.6MPa

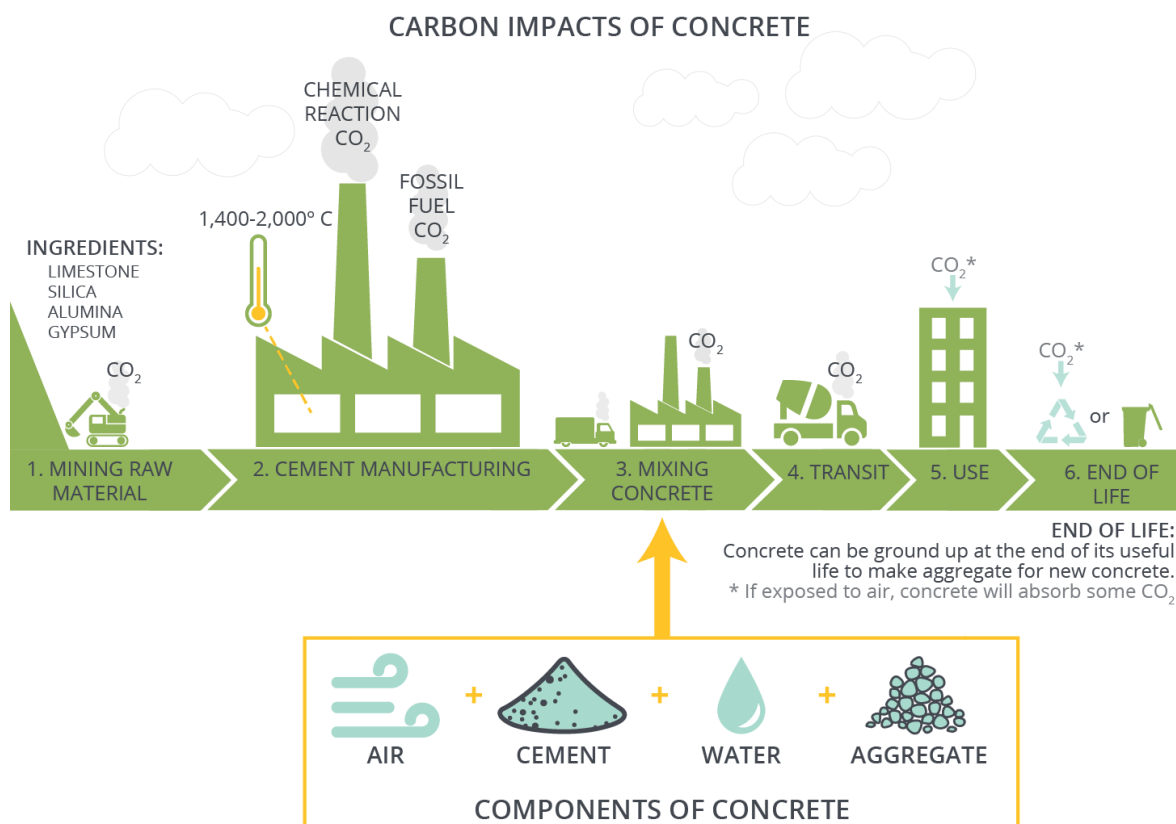
Tabla 7.4 Valores de ECF de algunos materiales utilizando la base de datos del buildingtransparency.org

| Material | Concreto<br>f'c=19.6MPa                | Concreto<br>f'c=24.5MPa                | Acero de refuerzo           |
|----------|----------------------------------------|----------------------------------------|-----------------------------|
| ECF      | 317 kgCO <sub>2</sub> e/m <sup>3</sup> | 355 kgCO <sub>2</sub> e/m <sup>3</sup> | 470 kgCO <sub>2</sub> e/ton |

Para conseguir los valores el ECF de la mampostería, se consultó al fabricante Industrial Bloquera SA de CV; sin embargo, este argumentó no contar con la información, también se consultó el sitio web de la empresa de piezas de cerámica industrializada NOVACERAMIC. En la sección de información técnica de dicho sitio se encontró el reporte elaborado por Güereca-Hernandez et al. (2016) sobre emisiones de CO<sub>2</sub> de distintos sistemas constructivos para la vivienda. El estudio estableció los valores de ECF para varios sistemas constructivos como: muros de concreto reforzado; muros de block de concreto hueco con aislantes entre otros. El reporte considera como unidad de medida al m<sup>2</sup> y en la integración del valor de ECF considera a todos los materiales que componen al muro; es decir, piezas, mortero, concreto y acero; por lo tanto, no fue posible considerar ese valor en este trabajo.

Otra alternativa para calcular el EC consiste en utilizar la herramienta ECOM *Embodied Carbon Order of Magnitude* que es una calculadora básica del EC. Esta herramienta se encuentra disponible en el sitio. <https://se2050.org/ecom-tool/>. El sitio se enmarca en la iniciativa SE2050 *committing to zero* encabezada por el comité de sustentabilidad del instituto de ingeniería estructural de la ASCE, y que tiene como objetivo: hacer conciencia en el gremio de la ingeniería estructural sobre los costos ambientales de sus diseños y así reducir el impacto ambiental de estos.

La ECOM cuenta con datos públicos de distintos EDP de la industria manufacturera de materiales de construcción de los Estados Unidos, y solo considera el ECF correspondiente a la etapa de producción de los materiales (etapas 1 a 3 de la Figura 7.3 en el caso del concreto).



©2019 2030 Inc./Architecture 2030. All Rights Reserved

**Figura 7.3** Ciclo de vida del concreto. Obtenido de <https://materialspalett.org/concrete/>

Para utilizar la ECOM solo basta con introducir la cantidad de los materiales utilizados en las unidades indicadas. Por ejemplo, en el caso del concreto, en la Figura 7.4 se muestra la resistencia del concreto en PSI, y el usuario deberá introducir la cantidad de concreto del sistema estructural en yardas cúbicas. En cuanto a los otros materiales, la ECOM no distingue entre los grados de acero de las varillas.

Finalmente, para la mampostería es necesario cuantificar por separado el peso de las piezas y el mortero de junta.

| Material | Structural Component | Quantity            | Unit        | Total Impact (lb CO <sub>2</sub> e) | Total Impact (kg CO <sub>2</sub> e) | % of Total |
|----------|----------------------|---------------------|-------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------------|
| Concrete | 2,500 PSI            | Input quantity here | Cubic Yards |                                     |                                     |            |
|          | 3,000 PSI            | Input quantity here | Cubic Yards |                                     |                                     |            |
|          | 4,000 PSI            | Input quantity here | Cubic Yards |                                     |                                     |            |
|          | 5,000 PSI            | Input quantity here | Cubic Yards |                                     |                                     |            |
|          | 6,000 PSI            | Input quantity here | Cubic Yards |                                     |                                     |            |
|          | 8,000 PSI            | Input quantity here | Cubic Yards |                                     |                                     |            |
|          | 3,000 PSI LW         | Input quantity here | Cubic Yards |                                     |                                     |            |
|          | 4,000 PSI LW         | Input quantity here | Cubic Yards |                                     |                                     |            |
|          | 5,000 PSI LW         | Input quantity here | Cubic Yards |                                     |                                     |            |

Figura 7.4 Ejemplo de ECOM para diferentes tipos de concreto

### 7.3.1. Cálculo del carbono incorporado en los edificios en estudio

Para utilizar la herramienta ECOM es necesario realizar una serie de ajustes a los datos relacionados a los pesos de los materiales calculados en la sección anterior. En el caso del concreto, la unidad utilizada son yardas cúbicas, para transformar el peso kN a yardas cúbicas, el peso total se divide entre el peso volumétrico del concreto. En el caso de la mampostería es necesario calcular por separado el peso de las piezas y del mortero de pega. Finalmente, para el acero de refuerzo; se suman el acero grado 42 y el grado 60 ya que la ECOM no hace distinción entre el grado del acero.

Tabla 7.5 Unidades de medida y cantidades de materiales para la cuantificación del EC

| Edificio diseñado con | Concreto (yd <sup>3</sup> ) | Acero de refuerzo (Tons) | Mampostería   |                            |
|-----------------------|-----------------------------|--------------------------|---------------|----------------------------|
|                       |                             |                          | Piezas (Tons) | Mortero (yd <sup>3</sup> ) |
| NTC 2017              | 205.81                      | 31.33                    | 447.18        | 47.26                      |
| Metodología BD        | 164.25                      | 21.39                    | 386.57        | 40.85                      |

En la Tabla 7.5 se presentan las cantidades de materiales en las unidades solicitadas por la ECOM para el cálculo del EC. La resistencia del concreto en ambos edificios es de 2844.71 y 3555.90 *PSI* respectivamente. En Figura 7.4 se observa que los valores admitidos por la Tabla son 2500, 3000 y 4000 *PSI*; por lo tanto, para el caso del edificio diseñado con las NTC (2017) se supondrá que el concreto tiene un esfuerzo resistente a la compresión de 3000 *PSI* y el edificio diseñado con la metodología uno de 4000 *PSI*

Tabla 7.6 Valores de EC calculados con ECOM

| Edificio diseñado con | Concreto<br>(kg CO <sub>2e</sub> ) | Acero de refuerzo<br>(kg CO <sub>2e</sub> ) | Mampostería                      |                                   | EC Total<br>(kg CO <sub>2e</sub> ) | Intensidad de EC<br>kg CO <sub>2e</sub> /m <sup>2</sup> |
|-----------------------|------------------------------------|---------------------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|---------------------------------------------------------|
|                       |                                    |                                             | Piezas<br>(kg CO <sub>2e</sub> ) | Mortero<br>(kg CO <sub>2e</sub> ) |                                    |                                                         |
| NTC 2017              | 46,760.28<br>(35.7%)               | 27,825.52<br>(21.2%)                        | 46,734.22<br>(35.7%)             | 9,646.65<br>(7.4%)                | 130,965<br>(100%)                  | 49.03                                                   |
| Metodología BD        | 45,904.7<br>(40.4%)                | 18,997.38<br>(16.7%)                        | 40,399.95<br>(35.6%)             | 8,338.25<br>(7.3%)                | 113,638<br>(100%)                  | 42.55                                                   |

En la Tabla 7.6 se muestran los resultados del cálculo de EC con la aplicación ECOM. Se corrobora que el edificio diseñado con la metodología propuesta tiene una menor cantidad de EC, que resulta ser 15% menor que el edificio diseñando con las NTC (2017). Otro valor interesante que el ECOM proporciona es la intensidad de EC que no es otra cosa que el valor de EC dividido por los metros cuadrados de construcción, los valores entre paréntesis que se muestran en la tabla representan el porcentaje que aporta cada material al EC total.

De acuerdo con el reporte titulado: *Achieving Net Zero Embodied Carbon in Structural Material by 2050* preparado por el grupo de Carbono del comité de sustentabilidad de la ASCE/SEI, una de las formas de reducir el EC es optimizando los diseños, ya que, en muchas ocasiones; con el objetivo de reducir los tiempos en el cálculo, simplificar la construcción y en consecuencia reducir también los tiempos en la ejecución de las obras, es común que se estandarice el proyecto y en consecuencia se tienda a sobre diseñar algunos elementos estructurales. Otro aspecto que se menciona en el documento como una alternativa para la reducción del EC es el uso de filosofías de diseño basado en resiliencia. En este sentido, se reconoce que existen aún una serie de dudas sobre como considerar los efectos del EC sobre todo en las etapas de producción y fin de la vida del ciclo de vida de un edificio (Figura 7.1). Aunque, por otro lado, se hace referencia a que este tipo de diseños suele reducir las demandas sísmicas en el sistema estructural, generando de manera inmediata una reducción en la cantidad de materiales utilizados en el sistema estructural.

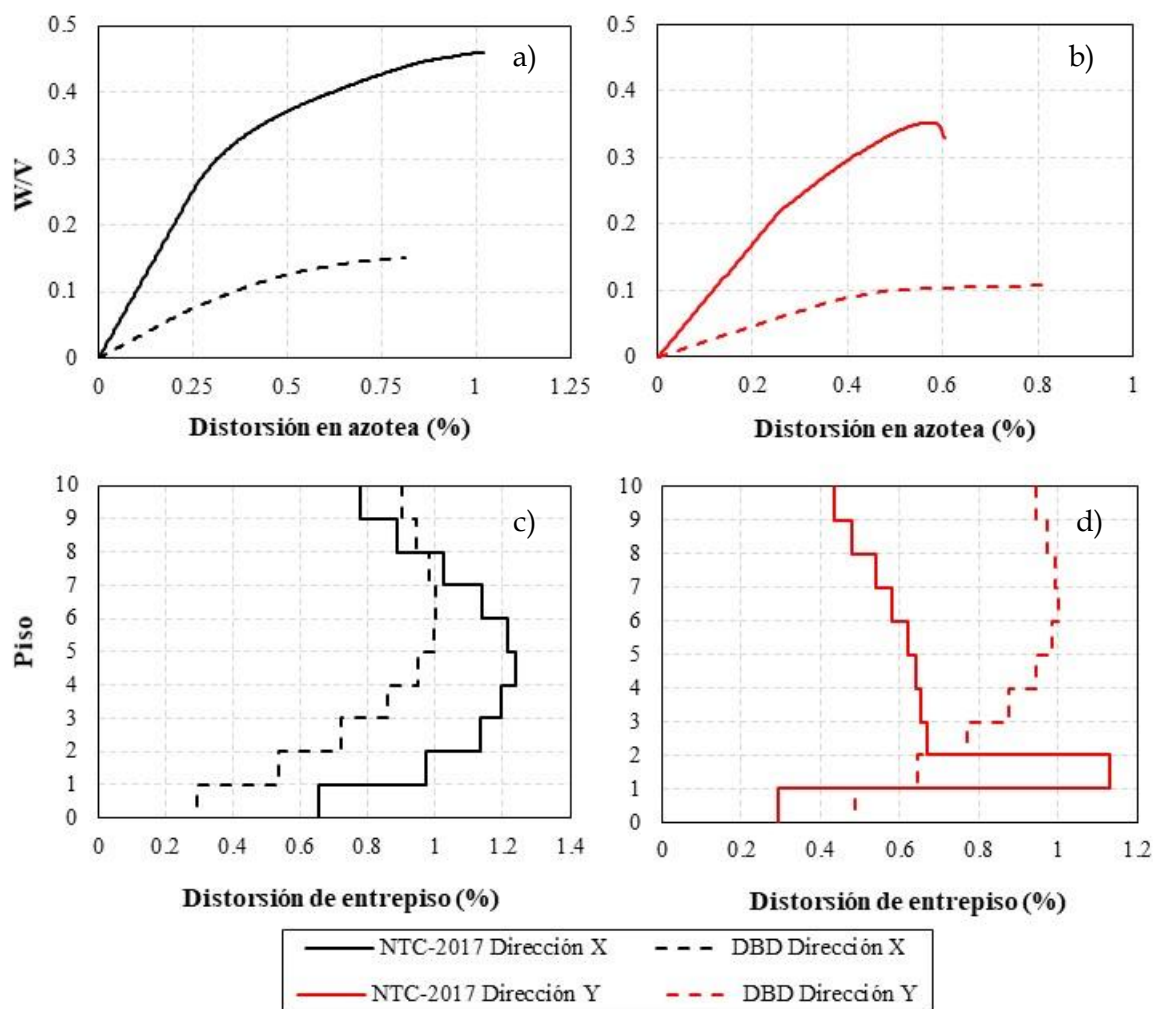
En este trabajo, se demuestra que al utilizar una metodología basada en desempeño y modificar el comportamiento estructural se reduce la cantidad de materiales necesarios en el diseño del edificio; sin embargo, de acuerdo con los resultados de la sección 6.5 sería posible realizar una optimización del diseño en términos de una reducción de la resistencia a la compresión de los castillos, en la colocación de acero de refuerzo horizontal en los muros, así como una reducción en el detallado de los estribos de los castillos de los pisos superiores del edificio donde las demandas sísmicas son significativamente menores, permitiendo así un ahorro aun mayor de los materiales y a su vez del EC del edificio.

## 7.4. Comparación del desempeño sísmico de ambos sistemas estructurales

### 7.4.1. Capacidad de deformación lateral de ambos sistemas estructurales

En la Figura 7.5 se comparan las curvas de capacidad de los dos edificios en ambas direcciones. Las líneas sólidas representan el comportamiento del edificio con el sistema tradicional y las líneas formadas por guiones al sistema basado en desplazamiento, el color negro simboliza a la dirección X de análisis y el rojo a la dirección Y. En ambas direcciones la curva de capacidad del sistema tradicional tiene mayor rigidez y resistencia. El desplazamiento ultimo de las curvas de capacidad de los edificios con el diseño basado en desplazamiento se limitó al desplazamiento de azotea asociado a una distorsión de entrepiso igual a 1%, en el caso de los edificios con el diseño tradicional, el desplazamiento último de la curva de capacidad queda acotado al desplazamiento donde el modelo numérico no fue capaz de alcanzar la convergencia. En la dirección X el desplazamiento de azotea último de la curva de capacidad del sistema tradicional es de 296 *mm*, y en la dirección Y es de 175 *mm*. Para el sistema basado en desplazamiento los valores corresponden a un valor de 236 *mm* y 250 *mm*.

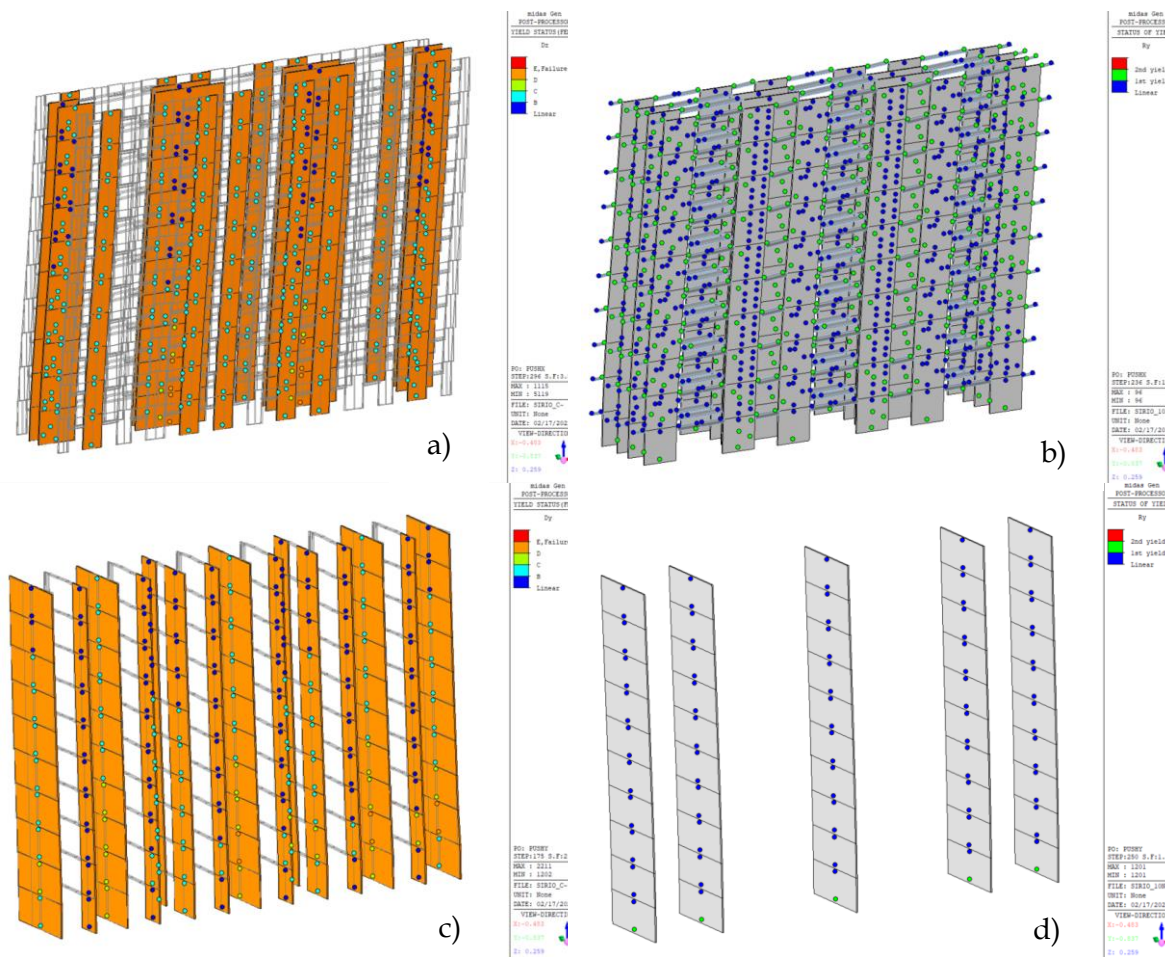
En la Figura 7.5c y la Figura 7.5d se grafica la distribución de distorsiones en elevación asociadas al desplazamiento ultimo de las curvas de capacidad de los dos edificios en ambas direcciones. En la dirección X ambos edificios son capaces de acomodar las distorsiones, y la dirección Y; entre el piso 1 y 2 del sistema tradicional se observa la concentración de una gran cantidad de deformación inelástica, un claro indicativo de la formación de un piso blando. Por otra parte, el edificio basado en desplazamiento es capaz de acomodar de manera adecuada las deformaciones sin que se presente la formación de un piso blando.



**Figura 7.5** Curvas de capacidad y distribución de distorsiones en elevación: a) y b) curvas de capacidad en las direcciones X y respectivamente, c) y d) distribución de distorsiones en las direcciones X y

En la Figura 7.6 se compara el nivel de daño de ambos edificios asociado al desplazamiento último de la curva de capacidad, mientras que en el diseño tradicional se observa que una gran cantidad de muros se encuentran agrietados, en el sistema basado en desplazamiento, el daño solo se concentra en los muros de planta baja y el resto de los muros se mantienen sin daños. El sistema basado en desplazamiento concentra el daño en los elementos horizontales; sin embargo, estos son capaces de acomodar los niveles de rotación plástica demandados, esta figura muestra claramente la ventaja del sistema estructural en términos de la reducción del daño en los muros.





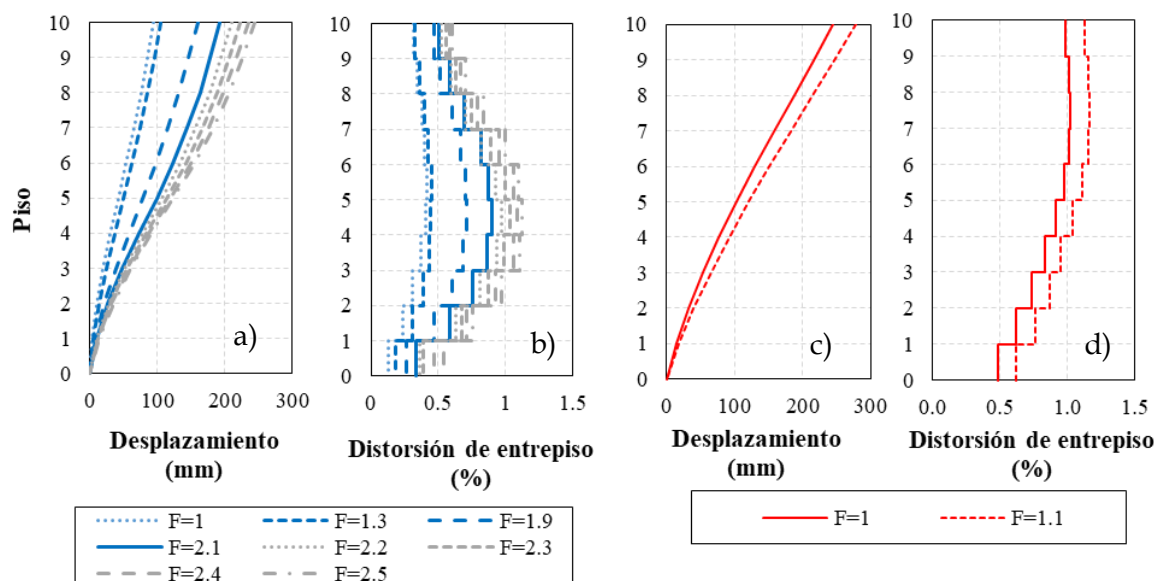
**Figura 7.6 Nivel de daño de los edificios cuando se alcanza el desplazamiento último en la curva de capacidad: a) dirección X sistema tradicional, b) dirección X sistema basado en desplazamiento, c) dirección Y sistema tradicional, d) dirección Y sistema basado en desplazamiento**

Algo que resulta interesante destacar, es que en la dirección Y la versión basado en desplazamientos tiene una mayor capacidad de deformación que la versión tradición y que a pesar de ello, el daño en la versión basado en desplazamientos se encuentra prácticamente limitado a los muros de la planta baja. Lo anterior permite demostrar las ventajas en términos del control de los daños que representa el comportamiento en flexión en comparación del comportamiento en corte.



### 7.4.2. Demandas de deformación lateral durante los análisis dinámicos incrementales

Durante la revisión de ambas versiones del edificio se observó que al utilizar los registros sísmicos obtenidos del sistema SASID, las demandas de deformación lateral eran bajas; por lo tanto, en esta etapa se propone realizar la comparativa del comportamiento lateral utilizando los resultados del análisis dinámico incremental propuesto.



**Figura 7.7 Distribución de desplazamientos y distorsiones en la dirección corta para los diferentes factores de incremento durante el análisis dinámico incremental: a) y b) con diseño tradicional, c) y d) edificio con diseño basado en desplazamiento**

En la Figura 7.7a y la Figura 7.7b se observa que el factor de amplificación que se necesita para llevar a ambos edificios a un estado crítico en términos de su estabilidad ante cargas laterales. En el edificio con diseño tradicional, este factor es de 2.1; por otro lado, el edificio con diseño basado en desplazamiento, el factor es de 1.0. Resulta interesante observar que solo el diseño basado en desplazamiento alcanza una distorsión de 1%.

Es importante considerar el nivel de daño asociado en ambos edificios, en la Figura 7.8 se muestra el nivel de ductilidad máximo que se registra en los muros para el factor de amplificación máximo en ambos edificios, el nivel de ductilidad en el edificio con diseño tradicional es más alto (8.49) que el nivel de ductilidad en el edificio con diseño basado en desplazamiento (5.36), pero más importante aún; una gran cantidad de muros en el edificio con diseño tradicional tienen una ductilidad igual o mayor de 1, esto quiere decir que estos muros tendrán algún nivel de daño; por otro lado, en el diseño basado en desplazamiento, solo los muros de planta baja

presentan un nivel de ductilidad por encima de 1, y el resto de los muros permanece sin daño.

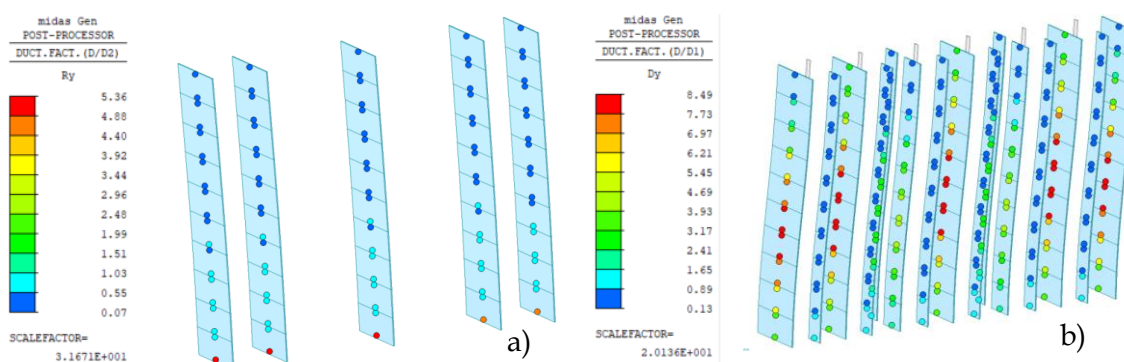


Figura 7.8 Ductilidad para el factor de amplificación máximo en los edificios: a) diseño tradicional, b) diseño basado en desplazamiento

## 7.5. Resumen de la comparación entre ambos sistemas estructurales

En este capítulo se realizaron una serie de comparaciones entre el edificio Sirio 10N diseñado de manera tradicional con el uso de las NTC-DCEM (2017) que pondera el comportamiento en corte de los muros, y la metodología propuesta en el Capítulo 5 y desarrollada en el Capítulo 6 que fomenta el diseño en flexión de los muros. En la Tabla 7.7 se muestra un resumen de todos los aspectos que se compararon entre ambas versiones, de los 7 rubros comparados, el diseño basado en desplazamiento se impone al diseño tradicional en 5 de estos. En cuanto al último rubro de la tabla; si bien, no se ofreció una discusión sobre este, los comentarios finales del capítulo 3 y el capítulo 6 permiten obtener esta conclusión. Finalmente, con estos resultados cuantitativos (salvo el ultimo inciso) se demuestra los beneficios de la metodología propuesta en este trabajo.

Tabla 7.7 Resumen de las comparaciones realizadas entre el diseño tradicional y el diseño basado en desplazamiento

|                                                                     | Tradicional | Basado en desplazamiento |
|---------------------------------------------------------------------|-------------|--------------------------|
| Menor peso                                                          |             | ✓                        |
| Menor cantidad de kgCO <sub>2</sub> e                               |             | ✓                        |
| Mayor capacidad de deformación en la dirección longitudinal         | ✓           |                          |
| Mayor capacidad de deformación en la dirección transversal          |             | ✓                        |
| Mayor factor de amplificación en ADI para producir la inestabilidad | ✓           |                          |
| Menor nivel de daño en los muros                                    |             | ✓                        |
| Certidumbre en el modelado                                          |             | ✓                        |

---

# Capítulo 8. Conclusiones y recomendaciones

---

## 8.1. Conclusiones

Dado que existe un déficit en la construcción de vivienda en México, y aunado al hecho que muchas de estas construcciones deberán estar localizadas en zonas densamente pobladas, surge la necesidad de que las viviendas optimicen los espacios disponibles a través de la verticalización de las edificaciones; además, muchas de estas edificaciones estarán localizadas en zonas de alta sismicidad. Por todo lo antes mencionado, se hace necesario establecer criterios que permitan diseñar edificaciones con un mejor desempeño estructural, que satisfagan las necesidades de la sociedad actual, no solo en términos de la reducción de los daños debidos a los eventos sísmicos sino también en la reducción de los impactos ambientales que las construcciones producen.

Las discusiones y resultados contenidos en esta tesis permiten establecer las siguientes conclusiones:

### 8.1.1. Sobre los edificios analizados y diseñados siguiendo las NTC (2017) y la evaluación del desempeño con técnicas de análisis no lineal

- Es posible proyectar edificaciones de mampostería confinada con refuerzo horizontal de 8 y 10 niveles desplantadas en la zona de terreno firme de la Ciudad de México utilizando las NTC (2017).
- El nivel de distorsiones permisibles propuestos en las NTC-DS (2017) para muros de mampostería con refuerzo horizontal es cuestionable; el valor definido se basa en los resultados experimentales de una serie de muros que no abarca el espectro de características que pueden existir en una edificación de mampostería confinada.
- Es necesario una mayor evidencia experimental que soporte el uso del “factor de amplificación dinámico” con el que se justifica el incremento del valor de las distorsiones calculadas en muros sometidos a pruebas cuasi-estáticas en comparación con los especímenes estudiados en pruebas dinámicas de mesa vibradora.
- Las NTC-DCEM (2017) no proponen factores de inercia y área efectiva para el modelado de edificios de mampostería de varios niveles. Se observó que en edificios como los estudiados en esta tesis es importante considerar este

tipo de factores para obtener valores adecuados de las propiedades dinámicas de la estructura.

- Las NTC-DCM (2017) no proponen ecuaciones de diseño para evaluar la resistencia de los elementos tipo pretilas, a pesar de que se dan recomendaciones para su inclusión en el modelo estructural. Se observó que estos elementos pueden llegar a ser fundamentales en el comportamiento ante cargas laterales del edificio de mediana altura.
- Una buena cantidad de los muros localizados en la planta baja de los edificios de 10 niveles se deforman en curvatura simple cuando se someten a un patrón de cargas laterales, de manera que en algunos casos este fenómeno podría producir una reducción de la resistencia a corte de dichos muros.
- Debido a la reducción de la resistencia a corte asociada al agrietamiento por tensión diagonal, de muros que se deforman en curvatura simple. Algunos muros podrían modificar su comportamiento de uno en corte a uno en flexión; lo que reduciría el cortante basal resistente del edificio.
- Cuando un muro que, en términos relativos aporta un porcentaje importante de la resistencia lateral, se deforma más allá del punto que define la resistencia máxima en dicho muro; el entrepiso donde se ubica dicho muro inicia a acumular deformaciones laterales y los pisos por encima de este, reducen su capacidad de acumular fuerza lateral; lo que produce la formación del entrepiso blando.
- El piso débil no solo se forma en la planta baja, también se puede desarrollar en alguno de los pisos superiores. Alguna de las causas relacionadas con este fenómeno; es el efecto de la participación de los modos superiores en la respuesta dinámica del edificio.
- La “falla” del edificio debería estar acotada al desplazamiento lateral que produce que en un muro cualquiera, se produzca una deformación lateral asociada al cortante resistente máximo en la curva de capacidad local del muro.
- Caracterizar el comportamiento de los edificios de mampostería confinada de mediana altura cuando su comportamiento está regido por efectos de corte, resulta una tarea bastante compleja, y se tiene una gran incertidumbre de los resultados obtenidos.

#### **8.1.2. Sobre la propuesta y evaluación de la metodología basada en desempeño**

- Se propuso un modelo para caracterizar la respuesta lateral de muros de mampostería confinada con refuerzo horizontal y comportamiento no lineal en flexión utilizando el método de la columna ancha modificada colocando una articulación plástica en flexión.
- Para determinar el tipo de “falla” en el intervalo de comportamiento no lineal de un muro de mampostería confinada con daño en flexión, se propuso calcular la envolvente conceptual de la resistencia a corte, utilizando en el modelo UCSD, este modelo se calibró y validado con la evidencia experimental

de muros de mampostería confinada ensayados por Varela-Rivera *et al.* (2019).

- Se realizaron una serie de modelos numéricos con el método propuesto que validan como: al incrementar la relación de aspecto se reduce la demanda de ductilidad y se incrementa el cociente entre la rigidez efectiva y la rigidez secante.
- Se mostró que al colocar acero de refuerzo horizontal y reforzar adecuadamente los castillos sigue siendo posible que el muro desarrolle un comportamiento no lineal en flexión.
- Se propuso el cálculo del diagrama de interacción cortante contra carga axial para que el muro se comporte en flexión para niveles de carga axial menores o iguales al 30% de la resistencia en compresión simple.
- Se evaluó la reducción de la resistencia a corte por tensión diagonal utilizando dos expresiones propuestas en la literatura, aun con dicha reducción, se demostró que es posible conseguir que los muros se comporten en flexión.
- Se establecieron una serie de limitaciones en la geometría de los muros y elementos de acople para fomentar el comportamiento en flexión en el edificio.
- Se propuso con base en la evidencia experimental y numérica un valor del nivel de desempeño de los muros.
- Se limitó el uso muros no rectangulares debido a la dificultad que representa su caracterización inclusive con técnicas refinadas de modelado.
- Se estableció un método empírico para determinar el periodo del edificio.
- Se estableció la metodología basada en desempeño.
- Se diseñaron los 4 edificios estudiados en el capítulo 3 siguiendo la metodología propuesta.
- Los 4 edificios se cumplieron con los objetivos de desempeño establecidos en la metodología; por lo tanto, la aplicación de dicha metodología se considera exitosa.

#### **8.1.3. Sobre la comparativa de uno de los edificios diseñados considerando el diseño tradicional contra el diseño basados en desempeño propuesto**

- El peso del edificio diseñado con la metodología propuesta fue menor que el peso del edificio diseñado de manera tradicional.
- El carbono incorporado del edificio diseñado con la metodología propuesta fue menor.
- La capacidad de deformación, resistencia y rigidez en la dirección larga es mayor en el edificio con diseño tradicional.
- La resistencia y rigidez en la dirección corta es mayor en el edificio con diseño tradicional que la del edificio diseñado con la metodología, pero la capacidad de deformación es menor.

- El factor de incremento en el análisis dinámico incremental para conseguir que el edificio se inestabilice es mayor en el edificio diseñado de manera tradicional.
- El nivel de daño cuando el edificio alcanza el desplazamiento lateral asociado a la “falla” es mayor en el edificio con diseño tradicional
- Las incertidumbres que existen en el modelado del comportamiento no lineal de los edificios diseñados con la metodología propuesta son menores que las que se tienen en el modelado de los edificios diseñados de manera tradicional, por lo que se considera que los resultados obtenidos con la metodología propuesta son más confiables.

## 8.2. Recomendaciones

### 8.2.1. Sobre los edificios analizados y diseñados siguiendo las NTC (2017) y la evaluación del desempeño con técnicas de análisis no lineal

- El valor  $\gamma_{max}$  en la revisión de las distorsiones para los estados límites propuesta en las NTC-DS (2017) debería estar en función de: las propiedades geométricas, la cuantía de refuerzo horizontal y nivel de carga axial en los diferentes muros que componen la edificación de mampostería y elegir aquel que tenga la condición más desfavorable, en vez de utilizar un valor que no se correlaciona con ninguna de las variables antes descritas.
- El valor  $\gamma_{max}$  debería estar relacionado a un punto cercano al asociado al cortante máximo  $V_{max}$  antes de que se presente la degradación de resistencia en el muro.
- No se recomienda el uso del método optativo para el cálculo del diagrama de interacción  $M-P$  para edificios de mampostería confinada de mediana altura, ya que este método subestima la capacidad en flexión de los muros. Lo que podría ocasionar una inadecuada estimación del modo de comportamiento en el muro.
- Para realizar un análisis elástico de edificios de mampostería confinada de mediana altura, se sugiere utilizar un factor de inercia efectiva de al menos el 50%, en cuanto al factor de área de corte efectiva, es necesario seguir realizando más investigación al respecto.
- Cuando se tenga un muro tal que las deformaciones por flexión sean de importancia, se recomienda modelar dicho muro con una sola columna ancha.
- Es importante realizar más investigaciones que permitan comprender mejor el comportamiento de los pretilos ante carga cíclica, de estas investigaciones se podrían obtener propuestas ecuaciones para determinar la resistencia, tipo de falla y envolvente fuerza-desplazamientos para el desarrollo de análisis del tipo no lineal.
- Se recomienda evaluar el tipo de deformada: curvatura simple o doble de los muros en planta baja, para saber si es necesario considerar la reducción de

$V_{mR}$  y además establecer si el comportamiento de los muros se dará por flexión o corte.

- Se recomienda seguir investigando el comportamiento de muros de mampostería confinada en curvatura simple; por ejemplo, que sucede en términos de su resistencia y capacidad de deformación con muros largos con relaciones de aspecto  $H/L$  pequeñas pero, que al mismo tiempo; pueden tener relaciones de aspecto efectivas mayores que 1. Debido a la magnitud de sus dimensiones, sería poco factible realizar pruebas experimentales, en este caso se podrían intentar realizar modelos numéricos refinados con micro-modelado.
- Se recomienda seguir investigando sobre modelos teóricos que sean capaces de caracterizar el comportamiento no lineal de muros de mampostería confinada con daño en corte en vez de utilizar modelos del tipo fenomenológicos.
- A corto plazo es importante limitar el número de pisos permitido para los edificios de mampostería confinada construidos en la Ciudad de México.

### 8.2.2. Sobre la propuesta y evaluación de la metodología basada en desempeño

- Se recomienda seguir realizando pruebas tanto experimentales como numéricas de muros de mampostería confinada con comportamiento en flexión y así mejorar el modelo basado en el UCSD propuesto en este trabajo para calcular la envolvente de la degradación de la resistencia a corte, así como determinar si con muros más largos y con alturas efectivas que promuevan una relación de aspecto efectiva mayor a 1, la teoría de flexión de Bernoulli sigue siendo válida.
- Se recomienda evaluar el comportamiento de las losas que sirven como acoplamiento en la zona de aberturas de puertas y ventanas ante carga cíclica, para validar que los anchos efectivos y si los detalles que se propusieron para mejorar su capacidad de deformación en este trabajo son adecuados.
- Se recomienda seguir mejorando el método empírico propuesto para calcular la altura de contra flecha efectiva del muro, para esto, podría ser útil la aplicación de métodos como los algoritmos genéticos e inteligencia artificial.
- Se recomienda acercarse a la comunidad de arquitectos para conocer si las plantas estructurales propuestas en este trabajo se apeguen a las necesidades de vivienda de interés social, medio u otro sector, y trabajar con ellos de cerca para lograr este objetivo.
- Se recomienda realizar más investigaciones sobre muros de mampostería confinada con comportamiento en flexión no rectangulares, y una vez que se tenga más conocimientos al respecto, incorporarlos a la metodología
- Se recomienda evaluar la metodología en otras zonas de la Ciudad de México donde se presenten mayores demandas sísmicas.

**8.2.3. Sobre la comparativa de uno de los edificios diseñados considerando el diseño tradicional contra el diseño basados en desempeño propuesto**

- Se recomienda dar más difusión y concientizar a la comunidad de ingenieros estructurales sobre los temas relacionados con el carbono incorporado de los edificios.
- Se sugiere implementar análisis de ciclo de vida hasta la etapa de “B1 a B7” ya que en esta fase se podrían encontrar mayores ahorros de kgCO<sub>2</sub>e al utilizar una metodología basada en desempeño.
- Al utilizar una metodología basada en desempeño, se podrían realizar un mayor grado de refinamiento al diseño realizado en este trabajo. Podría incluirse el uso de un concreto ecológico, la optimización de acero de refuerzo donde las demandas de deformaciones sean bajas, etc.



---

# Bibliografía

---

Aguilar, R. (2003). Analisis sismico por desempeño. Ecuador, CEINCI-ESPE.

Ahmadi, F. (2012). Displacement-based seismic design and tools for reinforced masonry shear-wall structures, The University of Texas at Austin. **Doctor of Philosophy (PhD)**.

Albutainy, M. & K. Galal (2019). Preliminary Test Results of Seismic Response of Reinforced Concrete Masonry Shear Walls with C-Shape Block Boundary Element. Proceedings of the Thirteenth North American Masonry Conference, Salt Lake City, Utah.

Alcocer, S. M., et al. (2004). Structures through shaking table test. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada

Araya-Letelier, G., et al. (2019). "Fragility functions for partially-grouted masonry shear walls with bed-joint reinforcement." Engineering Structures **191**: 206-218.

Arias, J. G. (2005). Ensayos en mesa vibradora de un modelo escala 1:2 de edificio de mampostería confinada de tres niveles. Posgrado en ingeniería Estructural, Universidad Nacional Autónoma de México. **Tesis de Maestría**.

Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13) 2014, American Society of Civil Engineers,

Ashour, A. & W. W. El-Dakhakhni (2016). Backbone model for displacement-based seismic design of reinforced masonry shear wall buildings. 16th International Brick and Block Masonry Conference: IBMAC.

Banting, B. (2013). Seismic performance quantification of concrete block masonry structural walls with confined boundary elements and development of the normal strain-adjusted shear strength expression (nssse). Departament of Civil engineering, McMaster University. **Doctor of Philosophy**.

Bazán, E. & R. Meli (1998). Diseno Sismico de Edificios, Editorial Limusa S.A. De C.V.

Beyer, K., et al. (2011). "Shear Deformations of Slender Reinforced Concrete Walls under Seismic Loading." Structural Journal **108**(2).

Bohl, A. & P. Adebar (2011). "Plastic Hinge Lengths in High-Rise Concrete Shear Walls." Structural Journal **108**(2).

Brzev, S. (2007). Earthquake-resistant confined masonry construction, National information center of earthquake engineering (NICEE). Indian Institute of Technology Kanpur.

Cardel, O. (2015). Estudio analítico de la interacción momento-cortante en muros de mampostería. Programa de maestría y doctorado en ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM). **Maestría en ingeniería estructural**.

Cruz-Olayo, A. (2015). Contribución del refuerzo horizontal a la resistencia de muros de mampostería confinada. Programa de maestría y doctorado en ingeniería ingeniería civil – estructuras, Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM). **Maestría en ingeniería estructural**.

Cyrier, W. (2012). Performance of Concrete Masonry Shear Walls with Integral Confined Concrete Boundary Elements. Department of Civil Environmental Engineering, Washington State University. **Master of science in civil engineering**.

Dazio, A. & K. Beyer (2010). Seismic behaviour of different types of masonry spandrels. European Conference of Earthquake Engineering. Ohridm Republic of Macedonia.

Dhakal, R. P. & K. Maekawa (2002). "Modeling for postyield buckling of reinforcement." Journal of structural engineering **128**(9): 1139-1147.

El-Dakhakhni, W. W. & A. Ashour (2017). "Seismic Response of Reinforced-Concrete Masonry Shear-Wall Components and Systems: State of the Art." Journal of structural engineering **143**(9): 03117001.

El-Tawil, S., et al. (2010). "Seismic Design of Hybrid Coupled Wall Systems: State of the Art." Journal of structural engineering **136**(7): 755-769.

Espinosa-Cazarín, E. F. (2013). Diseño sísmoresistente de edificios altos de mampostería, UNAM. **Maestro en ingeniería estructural**.

Espinosa Cazarín, E. & A. Terán Gilmore (2020). Evaluation of the seismic behavior factor and inter-story drift index for confined masonry buildings. 17th World Conference on Earthquake Engineering, Sendai, Japan.

Espinosa Cazarín, E. F., et al. (2014). "Consideraciones para el diseño sísmico de edificios altos de mampostería confinada ubicados en zonas sísmicas." Ingeniería sísmica(90): 88-109.

Estrada, A. (2016). Déficit de vivienda en México alcanzaría 11 millones, según infonavit. El Financiero. Ciudad de México.

Fenwick, R. & R. P. Dhakal (2007). "Material strain limits for seismic design of concrete structures." SESOC: Journal of the NZ structural Engineering Society **20**(1): 14-28.

Fernandez-Baqueiro, L. E., et al. (2016). "Confined masonry walls with aspect ratio greater than one: experimental testing and damage-plasticity model." Engineerig Structures **En revisión**.

Fernandez-Baqueiro, L. E., et al. (2014). Resistencia en el plano de muros de mampostería confinada: Efecto de la Relació de Aspecto. XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco.

Flores-Cano, A. (2010). Modelos esfuerzo-deformación para mampostería fabricadas en México D.F. Posgrado en ingeniería estructural. México D.F, Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco (UAM-AZC). **Maestro en ingeniería estructural**.

Flores, L. (2019). Ensayo de muros de bloque hueco de concreto con refuerzo interior ante carga lateral. XXII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Monterrey, Nuevo León. .

Flores, L. & S. M. Alcocer (2001). Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada, Sistema Nacional de Protección Civil, Centro Nacional de Prevención de Desastres.

Flores, L. & J. J. Pérez Gavilan (2010). Ensayo de un modelo de mampostería confinada con muros ortogonales para calibrar expresiones de analisis. XVII Congreso nacional de ingeniería estructural. León, Guanajuato.

Flores, L., et al. (2016). Ensayo de dos estructuras de mampostería confinada de tres niveles a escala 1:2, variando el refuerzo horizontal. XX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida, Yucatán.

Gómez Gonzales, B., et al. (2019). Edificaciones de Mampostería. Ciudad de México.

Güereca-Hernandez, L., et al. (2016). Evaluación de la huella de carbono con enfoque de analisis de ciclo de vida para 12 sistemas constructivos, Instituto de ingeniería de la UNAM.

Hibbeler, R. C. (2008). Structural Analysis, Pearson Education.

Hidalgo, P. A., et al. (1978). Cyclic Loading Tests of Masonry Single Piers, Volume 1–Height to Width Ratio of 2. University of California, Berkeley, Earthquake Engineering Research Center Report No. UCB/EERC-78/27.

Hoult, R. D. (2019). "Shear Lag Effects in Reinforced Concrete C-Shaped Walls." Journal of structural engineering 145(3): 04018270.

Hu Xu, et al. (2018). "A unified model for the seismic analysis of brick masonry structures." Construction and Building Materials 184: 733-751.

Huerta-Carpizo, C., et al. (2018). Comparativa entre el diseño de estructuras de mampostería con las NTC-DCEM 2017 respecto a 2014. XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Campeche, Campeche.

Jimenez-Pineda, L. (2018). "El derecho a una vivienda adecuada. Consecuencias de la deficiencia del marco legal mexicano. Caso: Fraccionamiento Yacatitas, Yuriria, Guanajuato, México." Vivienda Y Comunidades Sustentables 3: 87-100.

Kapoi, C. (2012). Experimental performance of concrete masonry shear walls under in-plane loading. Department of Civil and Environmental Engineering, Washington state university. **Master of science in civil engineering**.

Kent, D. & R. Park (1971). "Flexural members with confined concrete." Journal of Structural Engineering Structures **97**: 1969-1990.

Krolicki, J., et al. (2011). "Shear Strength of Reinforced Concrete Walls Subjected to Cyclic Loading." Journal of Earthquake Engineering **15**(sup1): 30-71.

López, O. (2011). Implicaciones estructurales de la construcción de edificios altos de mampostería para vivienda e la Ciudad de México, Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM). **Maestro en ingeniería estructural**.

Lovon, H., et al. (2018). "Development of Fragility Curves for Confined Masonry Buildings in Lima, Peru." Earthquake Spectra **34**(3): 1339-1361.

Mander, J. B., et al. (1988). "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete." Journal of structural engineering **114**(8): 1804-1826.

Marques, R. & P. Lourenco (2019). "Structural behaviour and design rules of confined masonry walls: Review and proposals." Construction and Building Materials **217**: 137-155.

Marques, R. & P. B. Lourenço (2013). "A model for pushover analysis of confined masonry structures: implementation and validation." Bulletin of earthquake engineering **11**(6): 2133-2150.

Marques, R. & P. B. Lourenço (2014). "Unreinforced and confined masonry buildings in seismic regions: Validation of macro-element models and cost analysis." Engineering Structures **64**: 52-67.

Meli, R. (1994). Mampostería estructural. La practica, la investigación y el comportamiento sísmico observado en México. Cuaderno de Investigación: 3-23.

Meli, R., et al. (2011). "Seismic Design Guide for Low-Rise Confined Masonry Buildings."

Meli, R. & A. Reyes (1971a). Propiedades de piezas para mampostería producidas en el Distrito Federal. México D.F., Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Meli, R. & A. Reyes (1971b). Propiedades mecánicas de la mampostería, Instituto de ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Meli, R. & G. Salgado (1969). Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral, Instituto de ingeniería. N° 237.

Seismic design of special reinforced masonry shear walls: A guide for practicing engineers 2014, Gaithersburg, MD

Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones 2017,

Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto 2017, Gaceta oficial de la Ciudad de México, Ciudad de México

Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería 2004, Gaceta oficial del Distrito Federal, Ciudad de México

Normas técnicas complementarias de diseño y construcción de estructuras de mampostería 2017, Gaceta oficial de la Ciudad de México, Ciudad de México

Normas técnicas complementarias de diseño por sismo 2017, Gaceta oficial de la Ciudad de México, Ciudad de México

Obaidat, A. T., et al. (2018). "Stress-Strain Behavior of C-Shaped Confined Concrete Masonry Boundary Elements of Reinforced Masonry Shear Walls." Journal of structural engineering 144(8): 04018119.

Paparo, A. & K. Beyer (2015). "Development of a displacement-based design approach for moder mixed RC-URM wall structures." Earthquake and Structures 9(4): 789-830.

Parisi, F. & N. Augenti (2014). Displacement-based seismic design of unreinforced masonry buildings. Second European Conference on Earthquake Engineering and seismology, Istanbul.

Paulay, T. & M. J. N. Priestley (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, Wiley.

Pérez-Gavilán, J. J., et al. (2018). "Sismicidad y seguridad estructural en las construcciones: lecciones aprendidas en México." Salud Pública de México **60**: 11.

Perez-Gavilan, J. J., et al. (2015). "An Experimental Study of Confined Masonry Walls with Varying Aspect Ratios." Earthquake Spectra **31**(2): 945-968.

Perez-Gavilán, J. J., et al. (2014). A new shear strength design formula for confined masonry walls: proposal to the mexican code. Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering Frontiers of Earthquake Engineerig, Anchorage, Alaska.

Pérez Gavilán, J. J. (2019). Ductility of Confined Masonry Walls: Results from Several Experimental Campaigns in Mexico. 13th North American Masonry Conference, Salt Lake City, Utah, The Masonry Society (TMS).

Pérez Gavilán, J. J., et al. (2013). "Efecto de la esbeltez en la resistencia de muros de mampostería confinada." Ingeniería sísmica(89): 55-76.

Pérez Gavilán, J. J. & A. Manzano (2013). "Efecto del momento flexionante en la fuerza cortante que produce el agrietamiento por tensión diagonal en muros de mampostería confinada." Revista sociedad mexicana de ingeniería sismica **88**: 1-22.

Priestley, M. J. N., et al. (2007). Displacement-based Seismic Design of Structures, IUSS Press.

Priestley, M. J. N. & D. M. G. Elder (1982). Seismic Behaviour of Slender Concrete Masonry Shear Walls, Department of Civil Engineering, University of Canterbury.

Riahi, Z., et al. (2009). "Backbone model for confined masonry walls for performance-based seismic design." Journal of structural engineering **135**(6): 644-654.

Rinaldin, G., et al. (2017). "Review of experimental cyclic tests on unreinforced and strengthened masonry spandrels and numerical modelling of their cyclic behaviour." Engineering Structures **132**: 609-623.

Rinaldin, G., et al. (2016). "A macro-model with nonlinear springs for seismic analysis of URM buildings." Earthquake Engineering & Structural Dynamics 45(14): 2261-2281.

Rodriguez, M. E. & J. C. Botero (1994). "Comportamiento sísmico de estructuras considerando propiedades mecánicas de aceros de refuerzo mexicanos." Revista sociedad mexicana de ingeniería sísmica N°49: 39-50.

San Bartolomé, A. (1994). Construcciones de albañilería, comportamiento sísmico y diseño estructural. Lima, Pontificia Universidad Católica del Perú.

Shakarami, B., et al. (2018). "Parametric Study on Confined Masonry Walls Subjected to In-plane Cyclic Loading Through Numerical Modeling." AUT Journal of Civil Engineering 2(1): 49-58.

Shedid, M. T. (2006). Ductility of reinforced concrete masonry shear walls, McMaster University **Master of Applied Science**.

Shedid, M. T., et al. (2008). "Behavior of fully grouted reinforced concrete masonry shear walls failing in flexure: Experimental results." Journal of structural engineering 134(11): 1754-1767.

Shedid, M. T., et al. (2009). "Behavior of fully grouted reinforced concrete masonry shear walls failing in flexure: analysis." Engineering Structures 31(9): 2032-2044.

Shedid, M. T., et al. (2010a). "Alternative Strategies to Enhance the Seismic Performance of Reinforced Concrete-Block Shear Wall Systems." Journal of structural engineering 136(6): 676-689.

Shedid, M. T., et al. (2010b). "Characteristics of Rectangular, Flanged, and End-Confined Reinforced Concrete Masonry Shear Walls for Seismic Design." Journal of structural engineering 136(12): 1471-1482.

Shedid, M. T., et al. (2010c). "Seismic Performance Parameters for Reinforced Concrete-Block Shear Wall Construction." Journal of Performance of Constructed Facilities 24(1): 4-18.

Smyrou, E., et al. (2012). "Sectional response of T-shaped RC walls." Bulletin of earthquake engineering 11(4): 999-1019.



Taveras, M. (2008). Recomendaciones para el modelado de estructuras de mampostería confinada ante carga lateral. Programa de maestría y doctorado en ingeniería civil estructuras, Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM). **Maestro en ingeniería estructural**.

Tena-Colunga, A. (2007). Análisis de estructuras con métodos matriciales, Editorial Limusa S.A. De C.V.

Tena-Colunga, A., et al. (2020). "Performance of the built environment in Mexico City during the September 19, 2017 Earthquake." International Journal of Disaster Risk Reduction **51**: 101787.

Terán-Gilmore, A., et al. (2009). "Displacement-based seismic assessment of low-height confined masonry buildings." Earthquake Spectra **25**(2): 439-464.

Tomaževič, M. (1999). Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings. London England, Imperial College Press.

Tomaževič, M. & I. Klemenc (1997). "Seismic behaviour of confined masonry walls." Earthquake Engineering & Structural Dynamics **26**(10): 1059-1071.

Valenzuela, E. (2009). Sobrerresistencia en estructuras de mampostería, Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotcalco (UAM-AZC). **Maestro en ingeniería estructural**.

Varela-Rivera, J., et al. (2019). "Flexural Behavior of Confined Masonry Walls Subjected to In-Plane Lateral Loads." Earthquake Spectra **35**(1): 405-422.

Velázquez, L. J., et al. (2017). Efecto de los muros en tensión en el análisis, diseño y respuesta sísmica no lineal de edificios de mampostería. Ciudad de México, Universidad Autónoma Metropolitana: 317.

Voon, K. C. & J. M. Ingham (2007). "Design expression for the in-plane shear strength of reinforced concrete masonry." Journal of structural engineering **133**(5): 706-713.

XTRACT (2004). Cross Section Analysis Software for Structural and Earthquake Engineering, Imbsem y Associates.

Yoshimura, K., et al. (2004). Experimental study for developing higher seismic performance of brick masonry walls. Memorias del 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.

Zhang, Z. & B. Li (2016). "Seismic Performance Assessment of Slender T-Shaped Reinforced Concrete Walls." Journal of Earthquake Engineering **20**(8): 1342-1369.

Zhang, Z. & B. Li (2018). "Effective Stiffness of Non-Rectangular Reinforced Concrete Structural Walls." Journal of Earthquake Engineering **22**(3): 382-403.

Zuñiga, O. (2008). Evaluación analítica de la respuesta sísmica de las edificaciones de mampostería. Posgrado en ingeniería estructural Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotcalco (UAM-AZC). **Maestro en ingeniería estructural**.

---

# Apéndice A. Detalles de los edificios Sirio y Agrícola diseñados con las NTC (2017)

---

## A.I. Introducción

En este apéndice se muestran los detalles finales referentes a la geometría y acero de refuerzo de los edificios diseñados utilizando las NTC (2017).

## A.II. Edificios Sirio

### A.II.1. Sirio 8N

En esta sección se muestran: la planta estructural, elevaciones, y detalles de secciones transversales de muros y vigas de los edificios Sirio 8N y Sirio 10N. En el caso del edificio Sirio 8N, en la Figura A.1 se muestra la ubicación de los castillos en planta y las secciones transversales de cada uno de estos. Solo existen dos tipos de castillos denominados: K-1 y K-2.

De la Figura A.2 a Figura A.6 se presentan los ejes en elevación. En estas figuras se indica que sección transversal de ancho de losa equivalente, pretil o dala-losa le corresponde a cada uno de los claros que se presentan en los ejes, así como las dimensiones de estos claros y de los muros. En la Figura A.6, además se incluye el detalle de las secciones transversales de ancho de losa equivalente y dala-losa. Finalmente, en la Figura A.7 y Figura A.8 se indica el acero de refuerzo horizontal en los muros, el detalle de la separación de los estribos en elevación de castillos y el detalle del pretil.

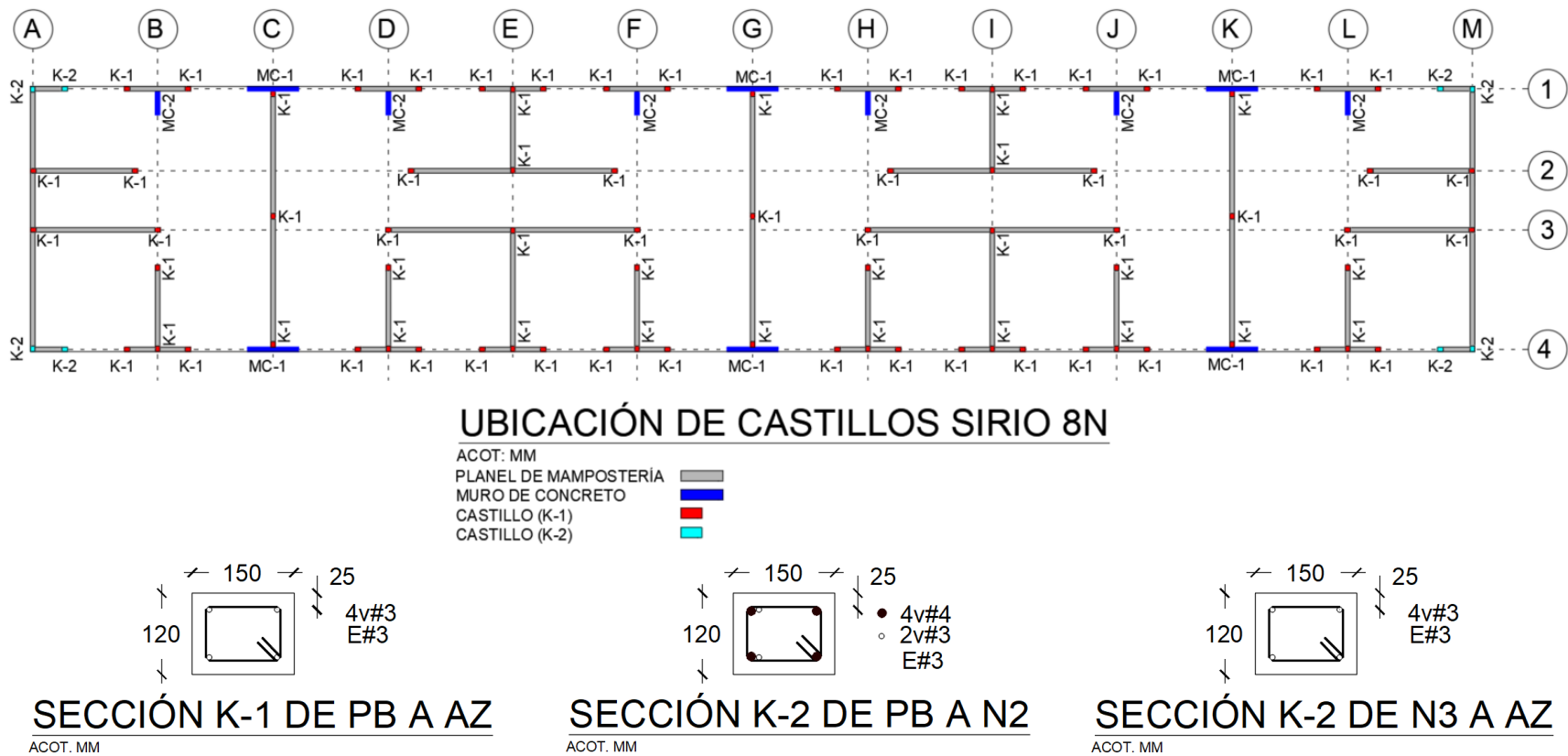


Figura A.1 Planta Sirio 8N con ubicación y secciones de castillos

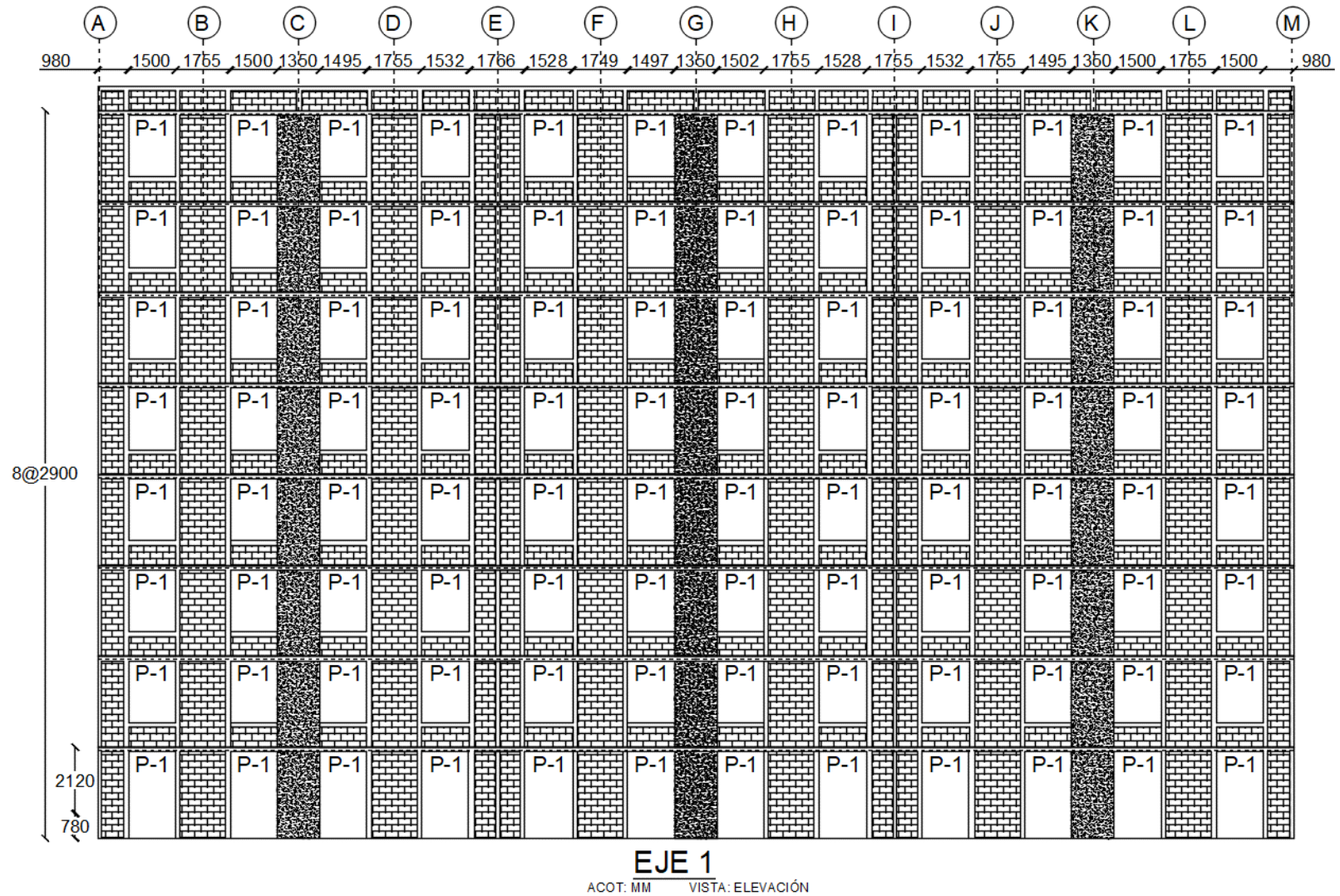


Figura A.2 Edificio Sirio 8N Eje 1

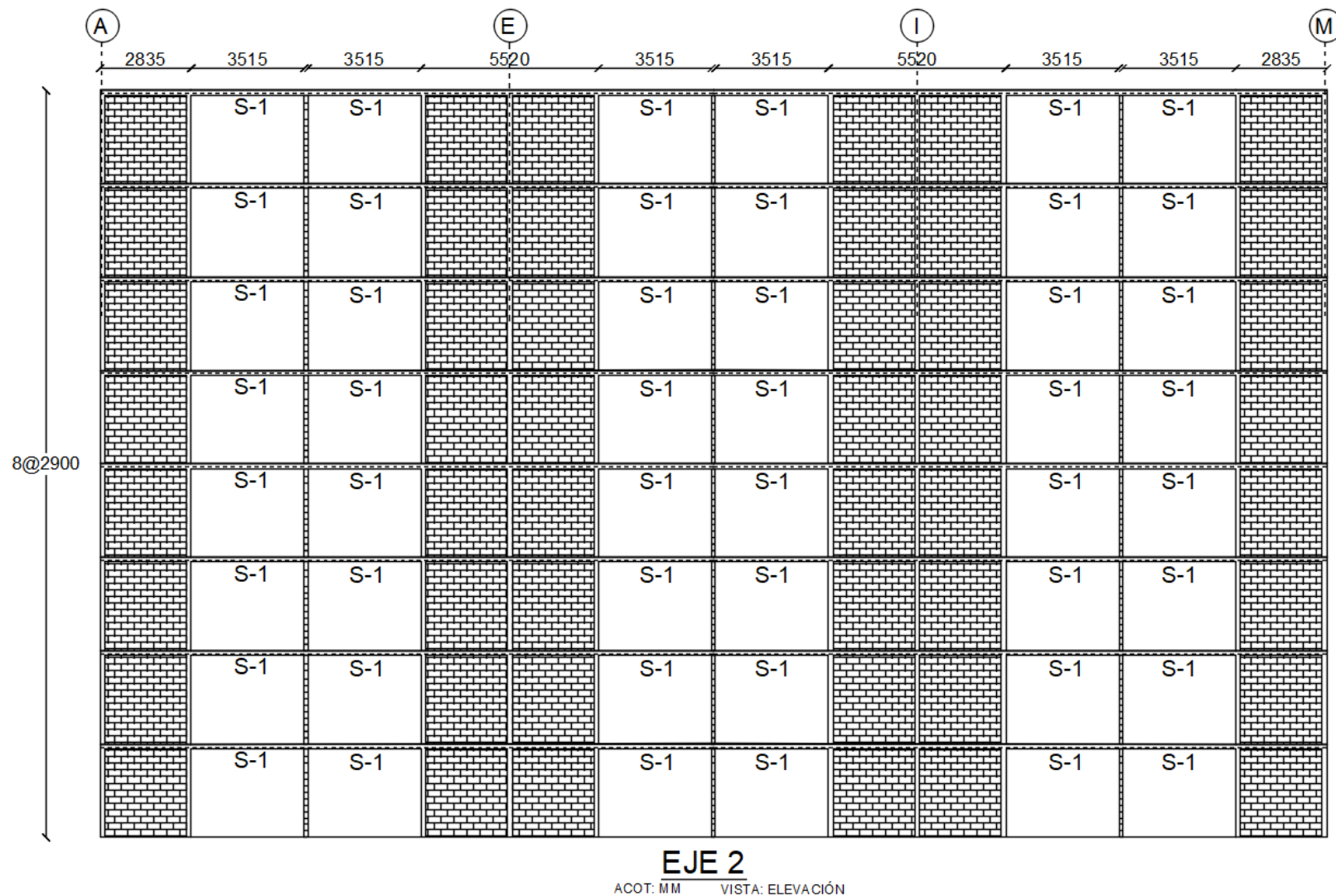


Figura A.3 Edificio Sirio 8N Eje 2

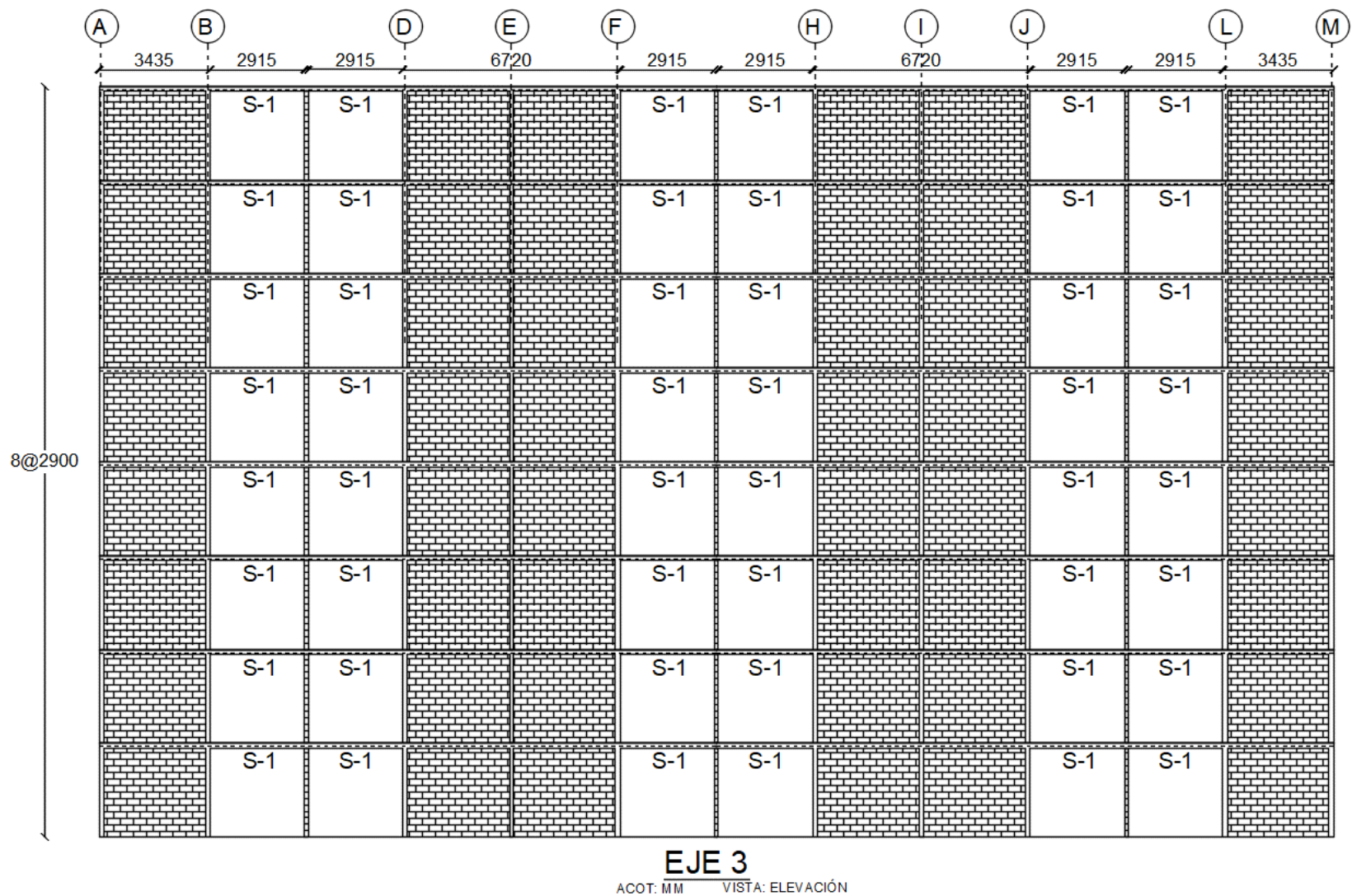
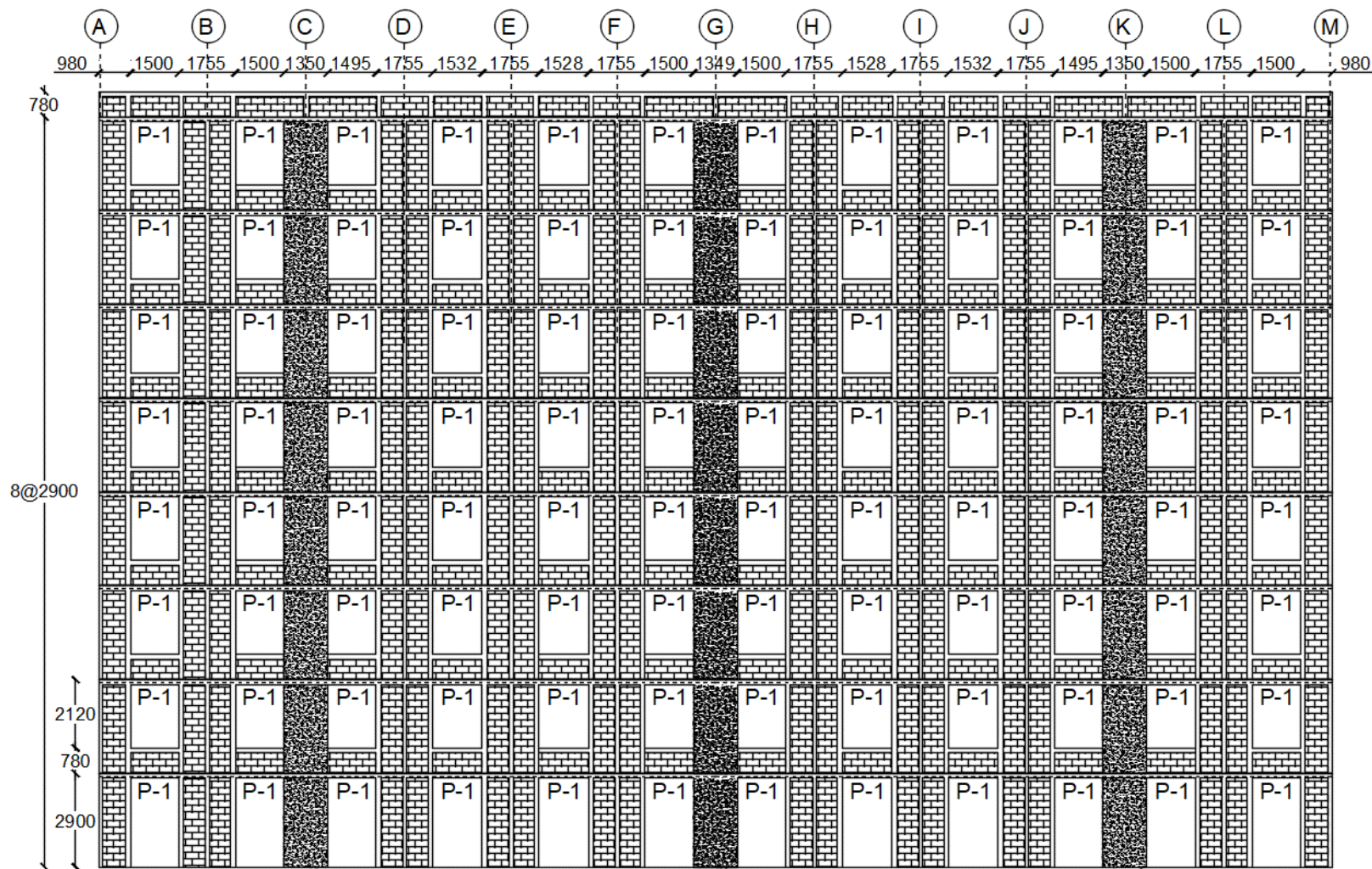


Figura A.4 Edificio Sirio 8N Eje 3





### EJE 4

ACOT: MM VISTA: ELEVACIÓN

Figura A.5 Edificio Sirio 8N Eje 4



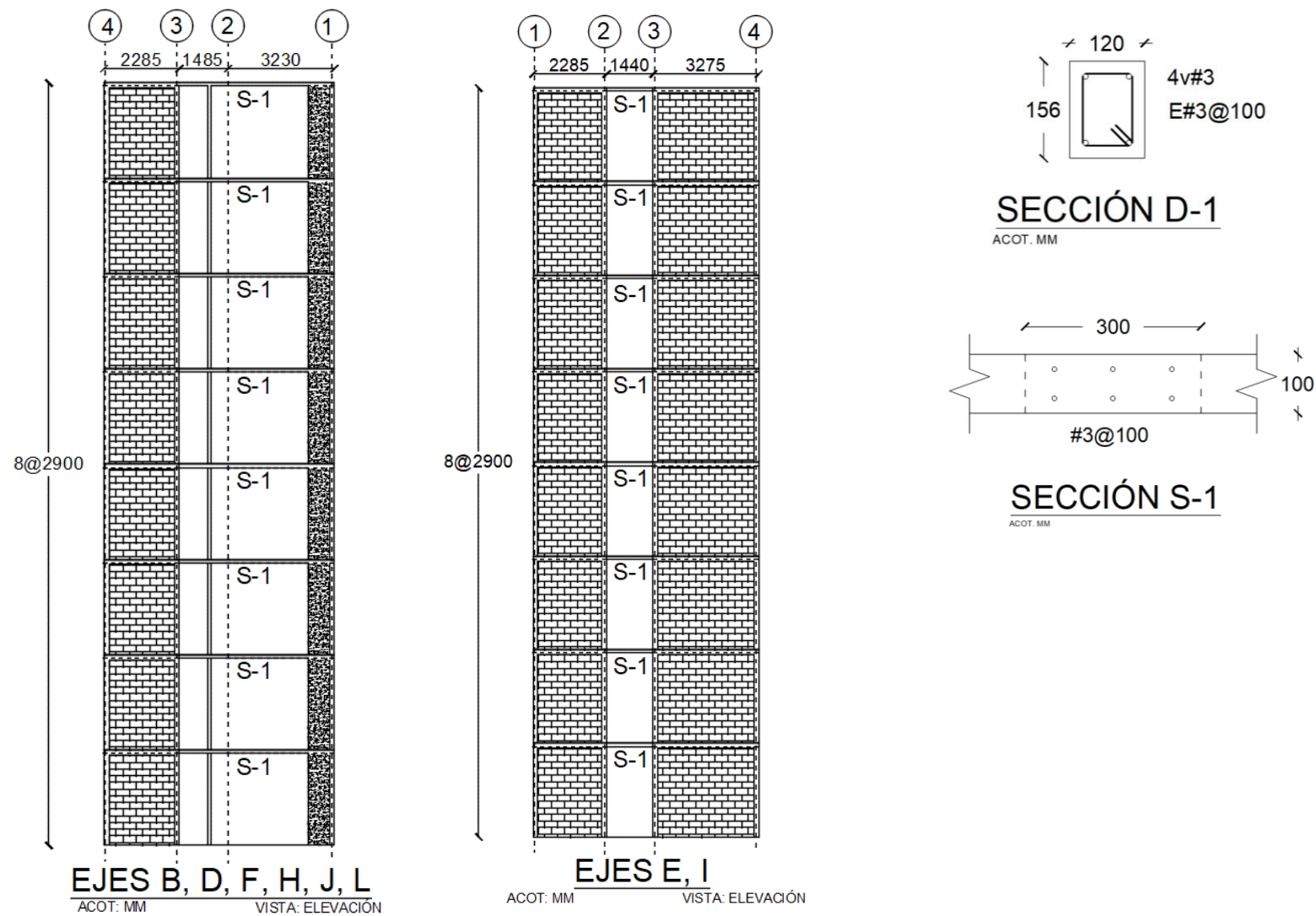
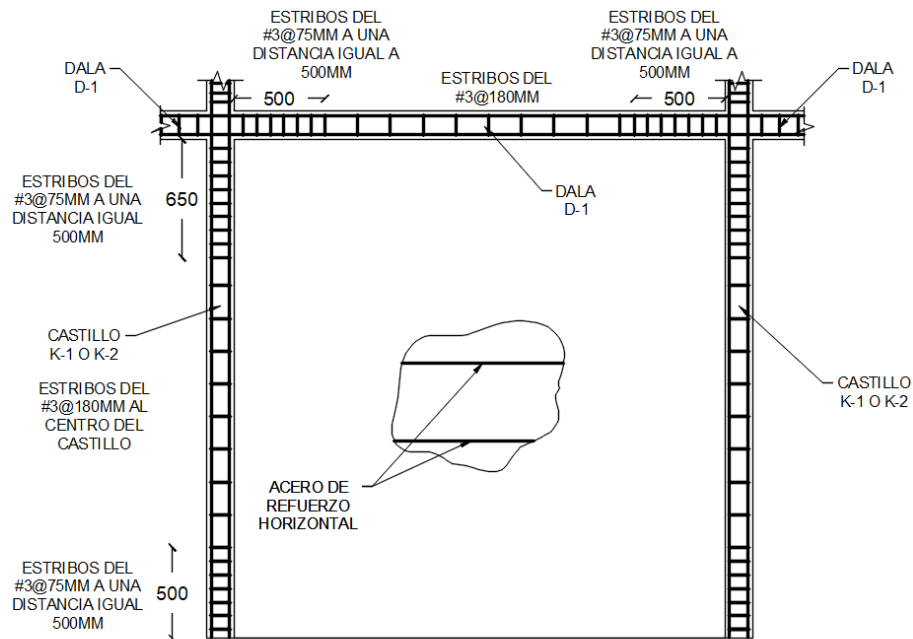
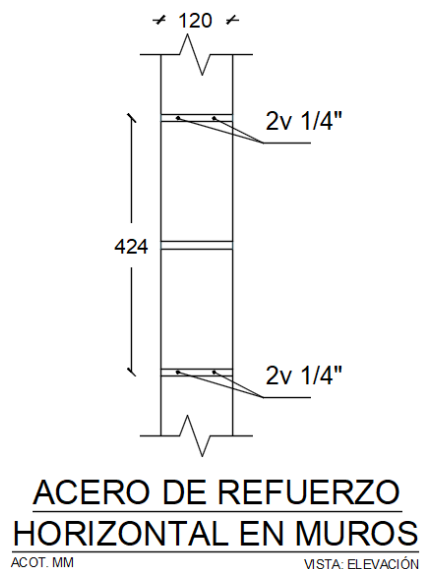


Figura A.6 Edificio Sirio 8N Ejes B, D, F, H, J, L, E, e I. Secciones D-1, D-2, T-1 y S-1



### DETALLE DE ESTRIBOS EN MUROS

ACOT. MM VISTA: ELEVACIÓN

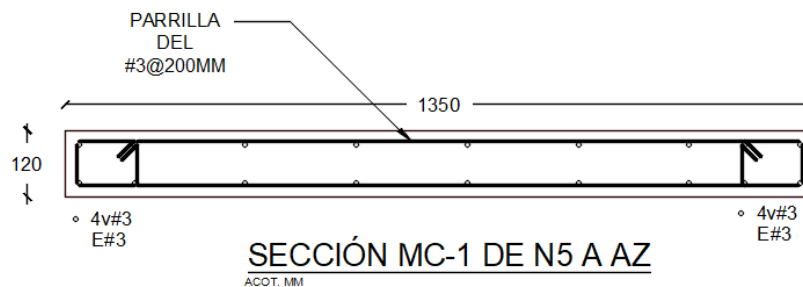
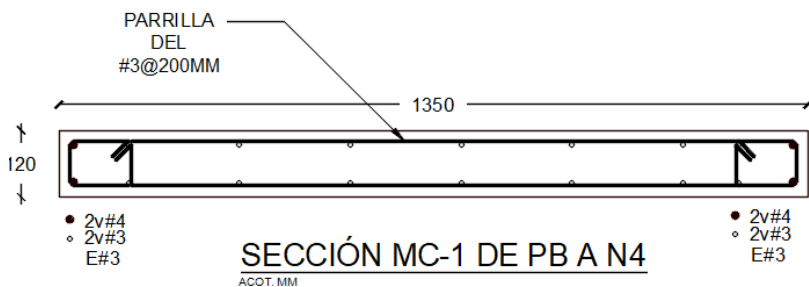


Figura A.7 Edificio Sirio 8N. Acero de refuerzo horizontal en muros de mampostería, separación de estribos en elevación, secciones MC-1

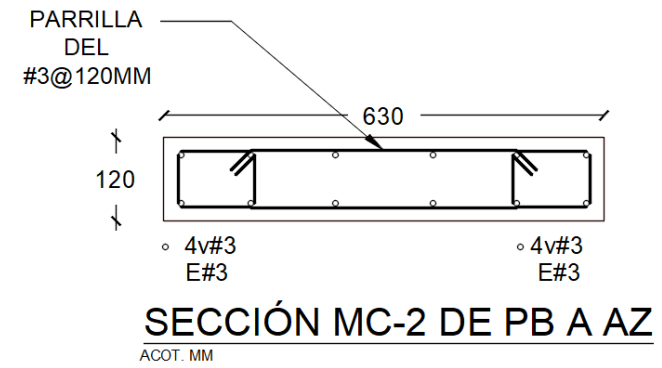
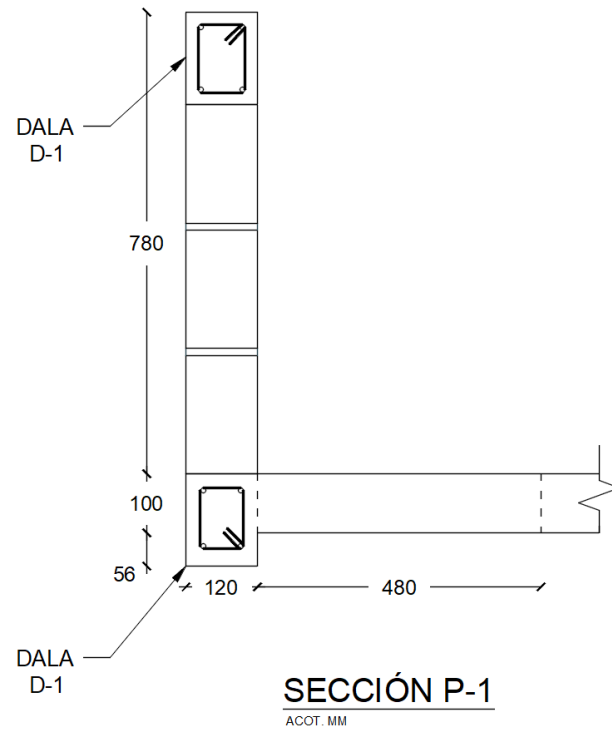
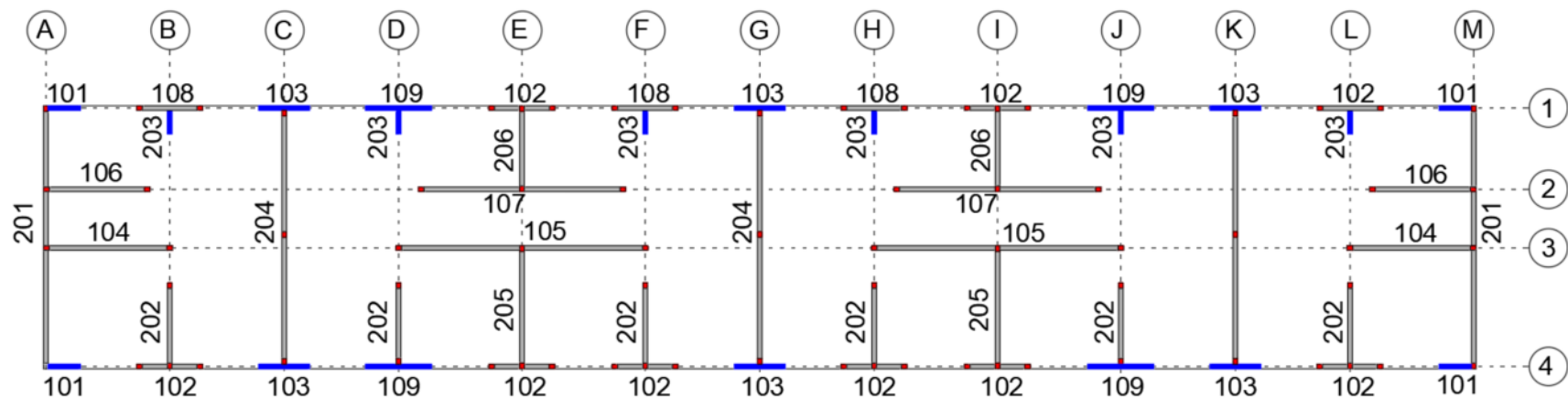


Figura A.8 Edificio Sirio 8N. Secciones P-1 y MC-2

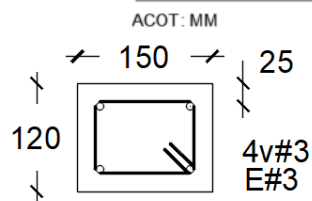
**A.II.2. Sirio 10N**

Debido a que existe una mayor cantidad de secciones de castillo en la versión de 10 niveles del edificio Sirio se optó por modificar la presentación de los detalles. En la Figura A.9 se muestra la planta estructural con la numeración de secciones de muro: 101, 102, ...etc. En la Tabla A.1 en la primer columna se indica la sección de muro, en la segunda en que niveles se utilizará la sección K- que se indican en la parte inferior de la Figura A.9. Debido a que existen dos castillos con una mayor dimensión, en la Figura A.10 se muestra la separación de estribos de estos castillos.

Debido a que no existen modificaciones en términos de las longitudes de los muros, no se presentan las elevaciones, ya que estas son análogas a las presentadas para la versión de 8 niveles. El acero de refuerzo horizontal en los muros es el mismo que el utilizado en la versión de 8 niveles. Finalmente, en la Figura A.11 se muestran las secciones transversales de los muros de concreto.

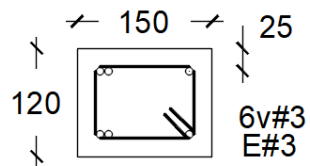


### SECCIONES TRANSVERSALES DE MUROS: SIRIO 10N



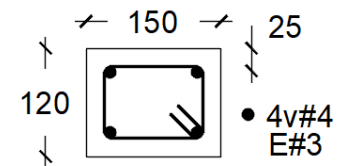
#### SECCIÓN K-1

ACOT. MM



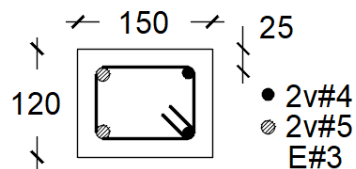
#### SECCIÓN K-2

ACOT. MM



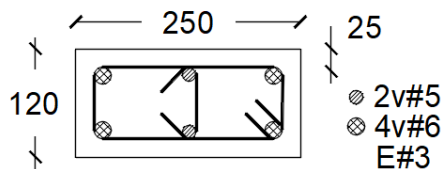
#### SECCIÓN K-3

ACOT. MM



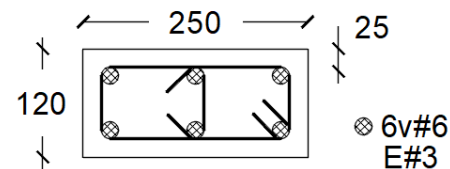
#### SECCIÓN K-4

ACOT. MM



#### SECCIÓN K-5

ACOT. MM



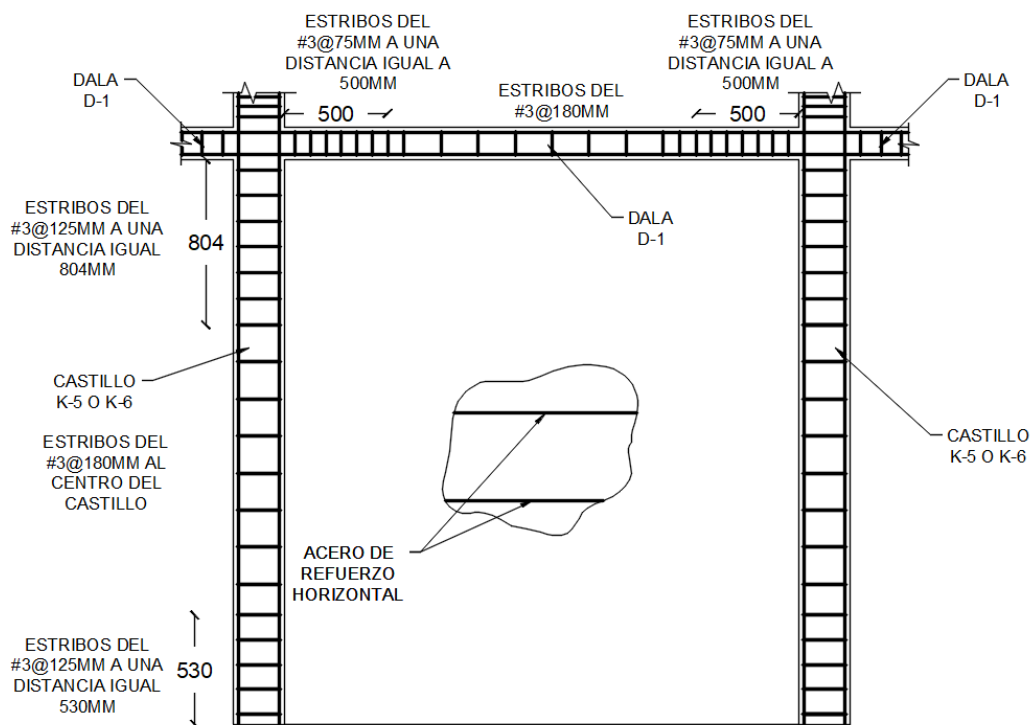
#### SECCIÓN K-6

ACOT. MM

Figura A.9 Edificio Sirio 10N con ubicación de secciones de muros y definición de secciones de castillos

**Tabla A.1 Localización y acero de refuerzo de castillos extremos en secciones de muro**

| Sección | Niveles          | $A_s$ (mm <sup>2</sup> ) | Sección de castillo |
|---------|------------------|--------------------------|---------------------|
| 102     | PB, N1           | 650                      | K-4                 |
|         | N2, N3, N4, N5   | 508                      | K-3                 |
|         | N6, N7, N8, N9   | 287                      | K-1                 |
| 104     | PB, N1           | 508                      | K-3                 |
|         | N2, N3, N4, N5,  | 287                      | K-1                 |
|         | N6, N7, N8, N9   |                          |                     |
| 105     | PB, N1           | 1546                     | K-5                 |
|         | N2, N3, N4, N5,  | 287                      | K-1                 |
|         | N6, N7, N8, N9   |                          |                     |
| 106     | PB, N1           | 426                      | K-2                 |
|         | N2, N3, N4, N5,  | 287                      | K-1                 |
|         | N6, N7, N8, N9   |                          |                     |
| 107     | PB, N1           | 508                      | K-3                 |
|         | N2, N3, N4, N5,  | 287                      | K-1                 |
|         | N6, N7, N8, N9   |                          |                     |
| 108     | PB, N1           | 650                      | K-4                 |
|         | N2, N3, N4, y N5 | 508                      | K-3                 |
|         | N6, N7, N8, N9   | 287                      | K-1                 |
| 201     | PB, N1           | 1722                     | K-6                 |
|         | N2, N3, N4, y N5 | 508                      | K-3                 |
|         | N6, N7, N8, N9   | 287                      | K-1                 |
| 202     | PB a N9          | 287                      | K-1                 |
| 204     | PB, N1           | 508                      | K-3                 |
|         | N2, N3, N4, N5,  | 287                      | K-1                 |
|         | N6, N7, N8, N9   |                          |                     |
| 205     | PB a N9          | 287                      | K-1                 |
| 206     | PB a N9          | 287                      | K-1                 |



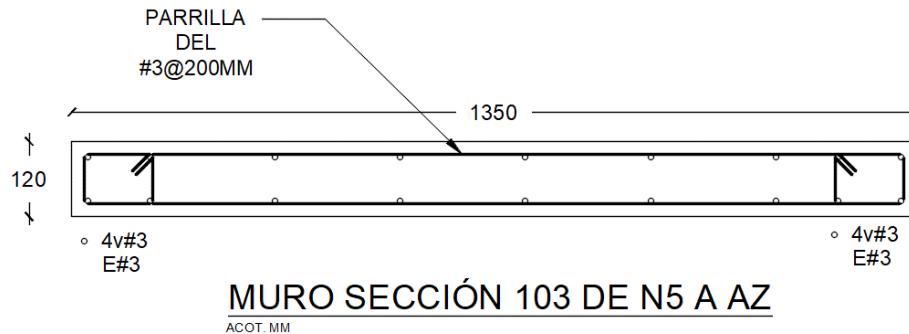
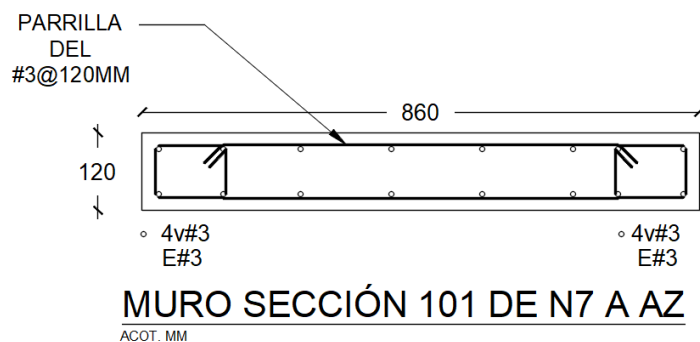
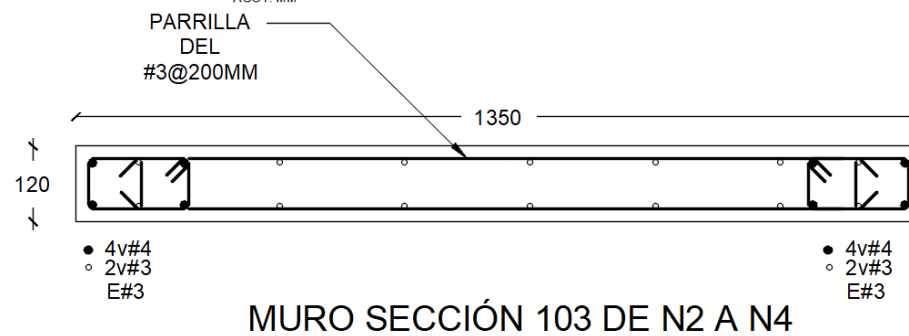
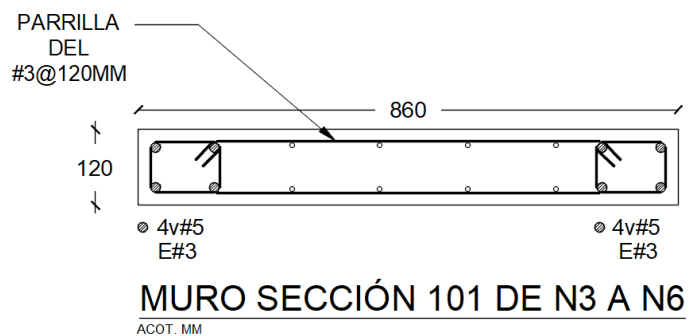
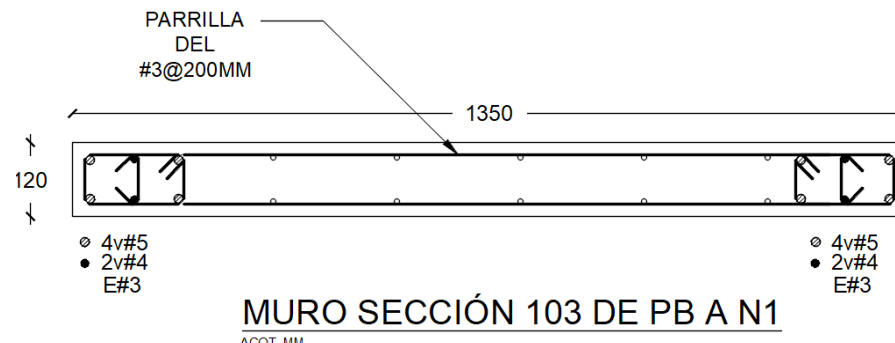
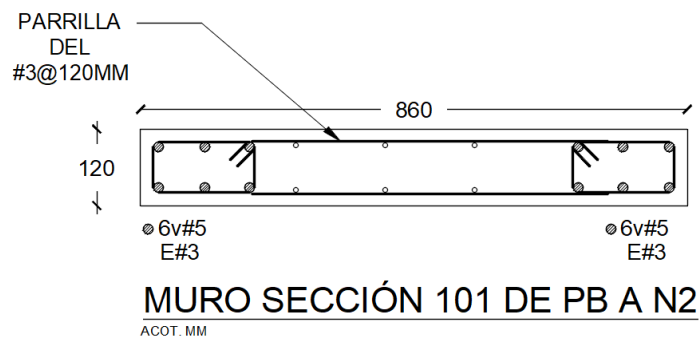
## DETALLE DE ESTRIBOS EN MUROS CASTILLOS

ACOT. MM

K-5 y K-6

VISTA ELEVACIÓN

**Figura A.10 Separación de estribos castillos K-5, K-6, y muros de concreto**





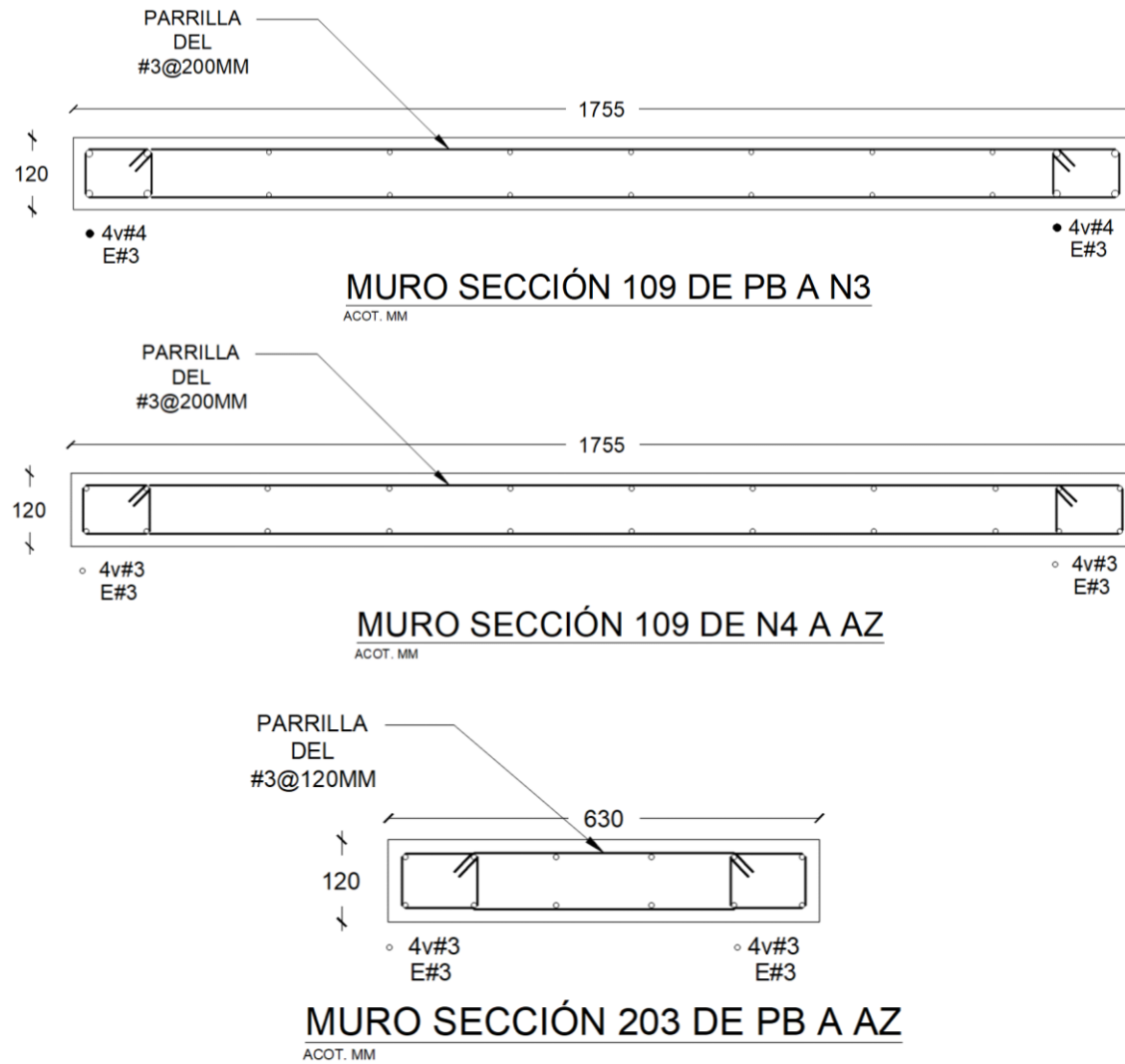


Figura A.11 Edificio Sirio 10N. Secciones de muros de concreto

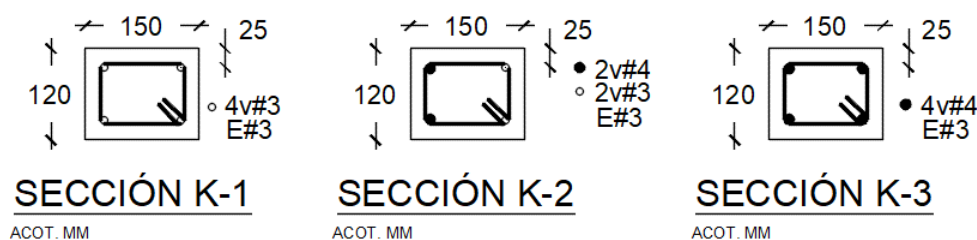
## A.III. Edificios Agrícola Oriental

### A.III.1. Agrícola Oriental 8N

Para la versión de 8 niveles del edificio Agrícola existen 3 tipos de castillos en los muros de mampostería. En la Tabla A.2 se indican aquellos muros donde los castillos son diferentes de K-1, el cual tiene un refuerzo que consiste en 4 varillas del #3. En total son 10 muros, solo para el caso del muro 201 es necesario que el refuerzo se considere en los dos primeros niveles. En los demás casos, el refuerzo adicional solo es necesario en los muros de planta baja. Las secciones de los tres tipos de castillo se muestran en la Figura A.12

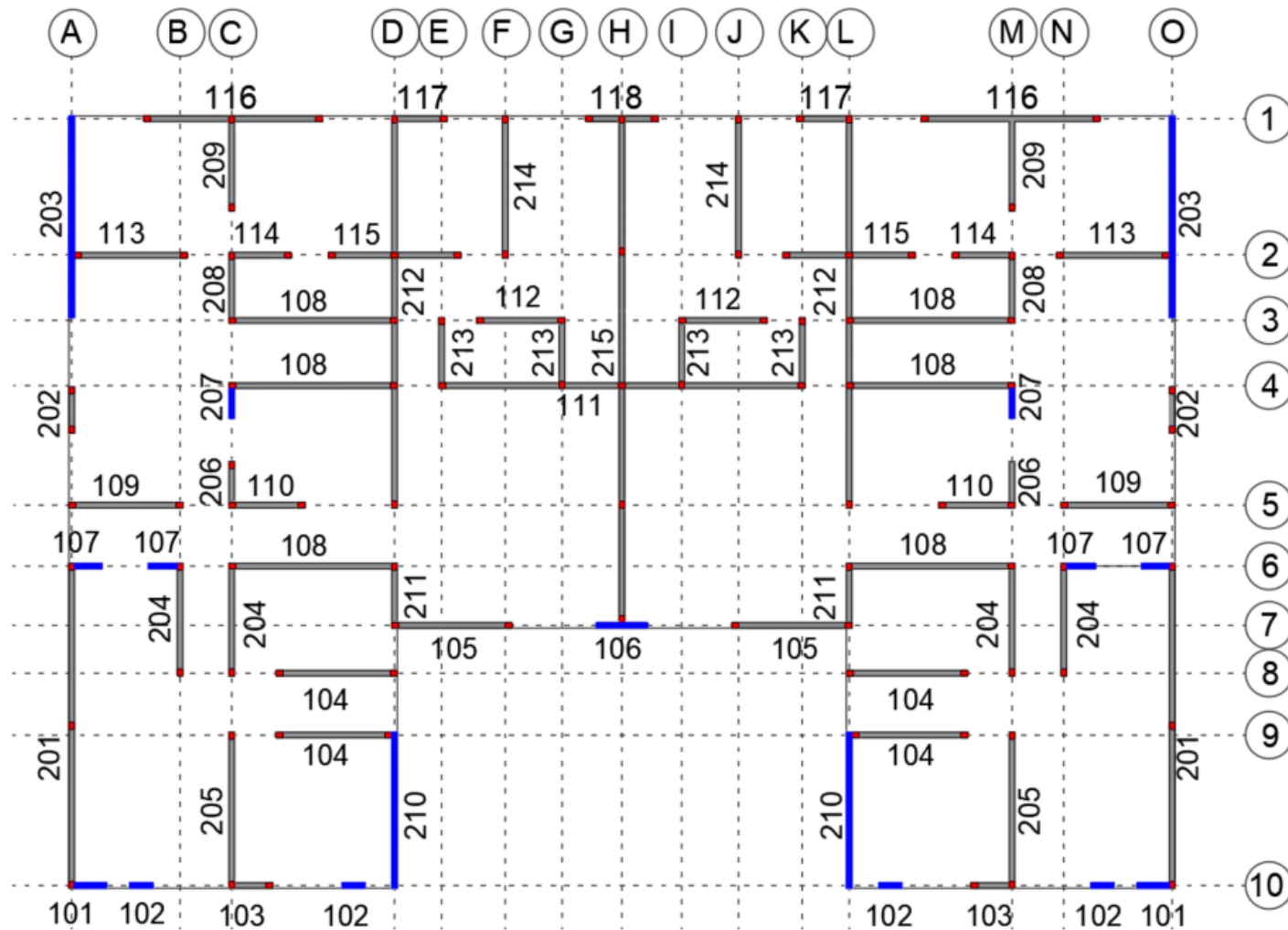
**Tabla A.2 Sección y numeración de muros con castillos diferentes de K-1 en edificio Agrícola 8N**

| Sección | Muros    | Niveles | $A_s$ (mm <sup>2</sup> ) | Sección de castillo |
|---------|----------|---------|--------------------------|---------------------|
| 104     | 109, 110 | PB      | 396                      | K-2                 |
| 105     | 113, 115 | PB      | 396                      | K-2                 |
| 116     | 139, 143 | PB      | 396                      | K-2                 |
| 201     | 201, 231 | PB-N1   | 508                      | K-3                 |
| 212     | 213, 223 | PB      | 508                      | K-3                 |



**Figura A.12 Edificio Agrícola 8N. Secciones de castillo**

Se colocó acero de refuerzo horizontal en todos los muros de mampostería confinada con una cuantía multiplicada por el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo igual a igual a 0.41MPa. En las elevaciones se observa los muros que tienen una cuantía mayor, y en la Figura A.20 se muestra la separación, cantidad y diámetro de las barras de acero con  $f_y=588$ MPa para las dos cuantías adicionales propuestas.



## SECCION TRANSVERSAL DE MUROS: AGRÍCOLA 8N

Figura A.13 Edificio Agrícola 8N con ubicación de secciones de muros y definición de secciones de castillos

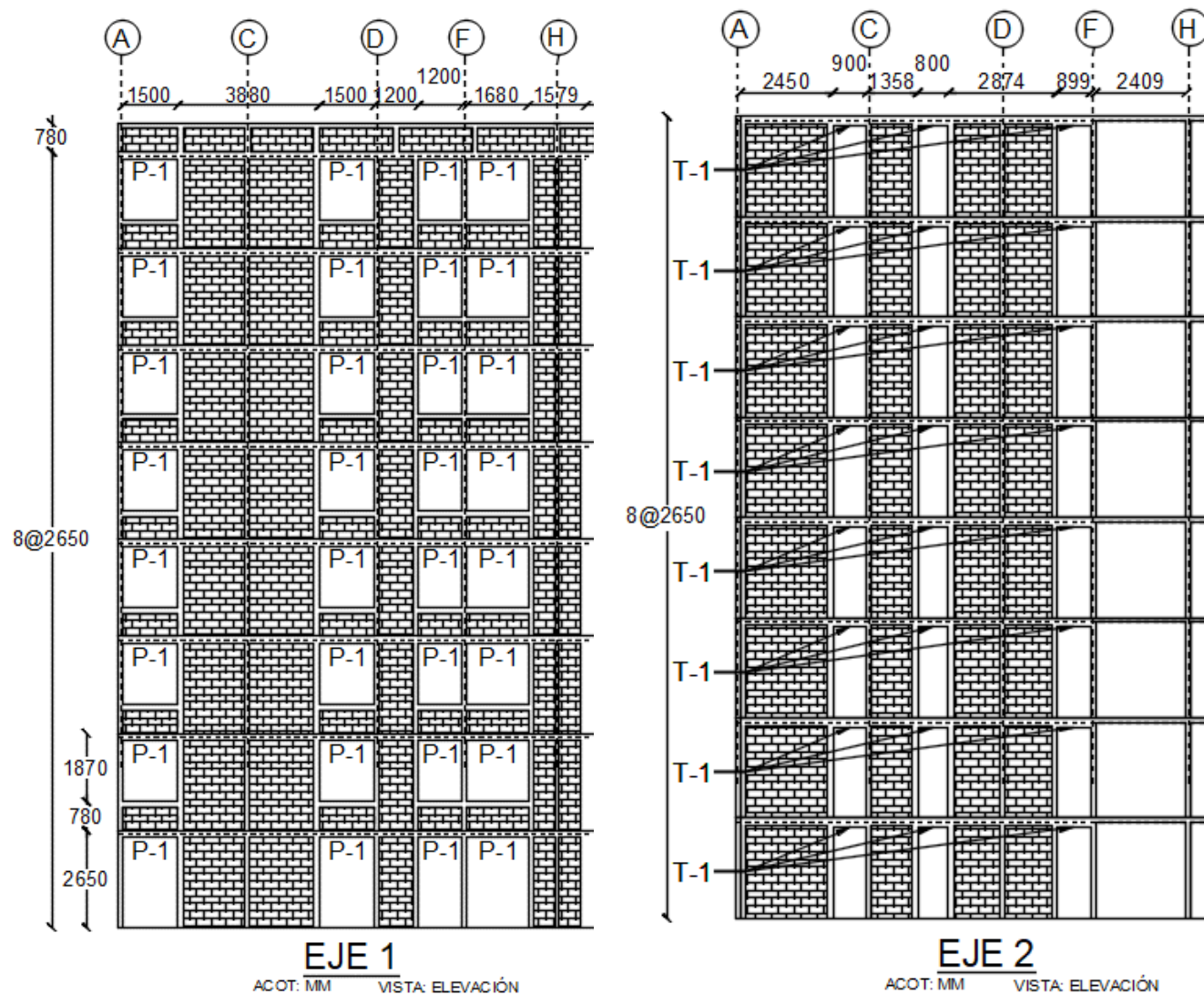


Figura A.14 Edificio Agrícola 8N. Ejes 1 y 2

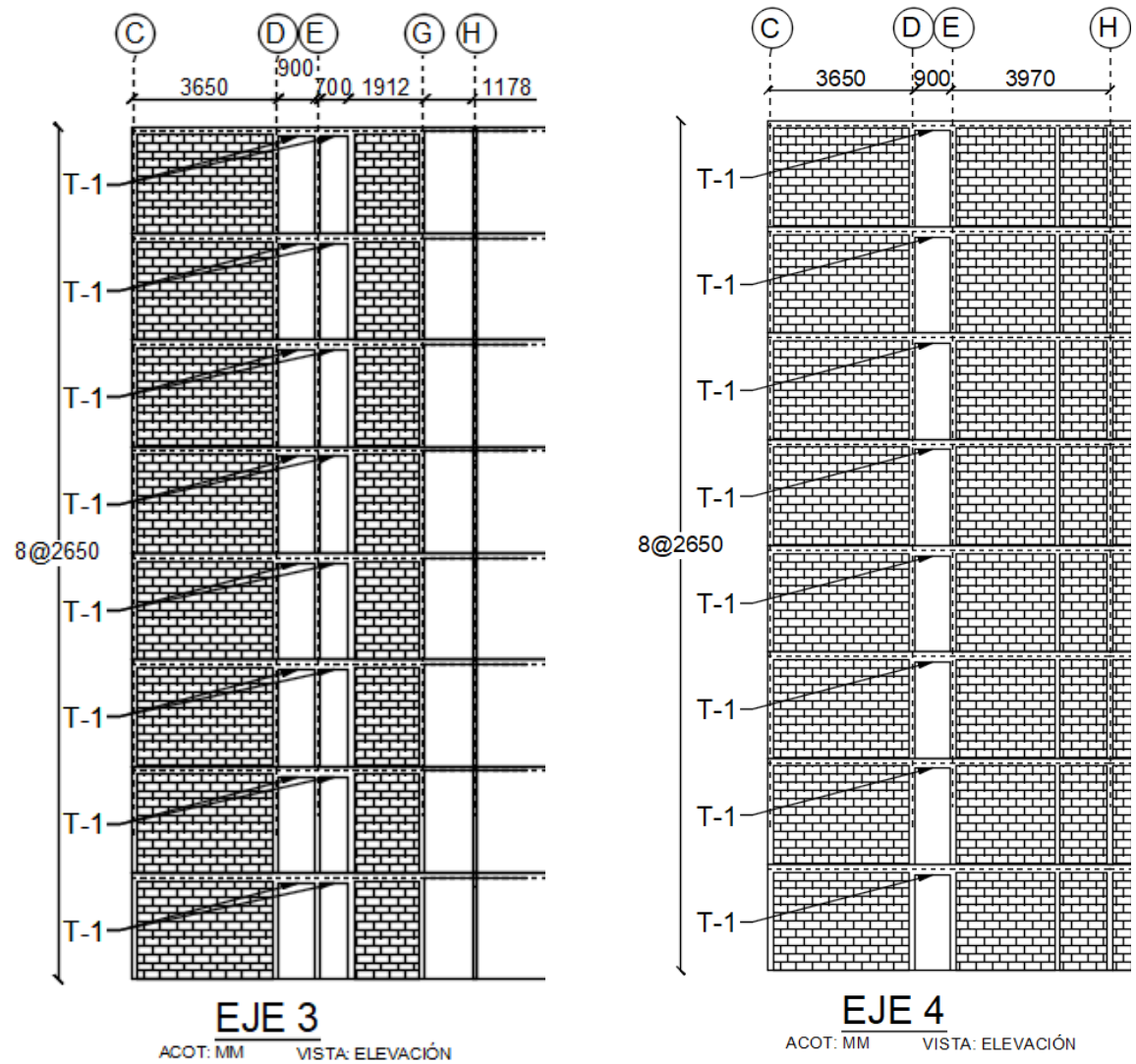
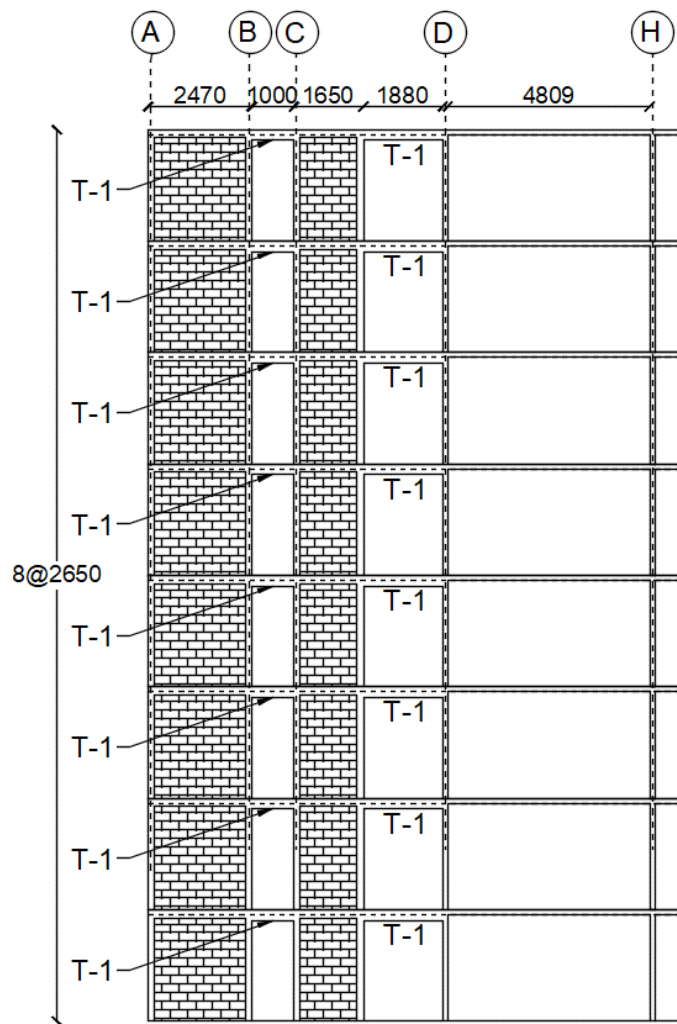
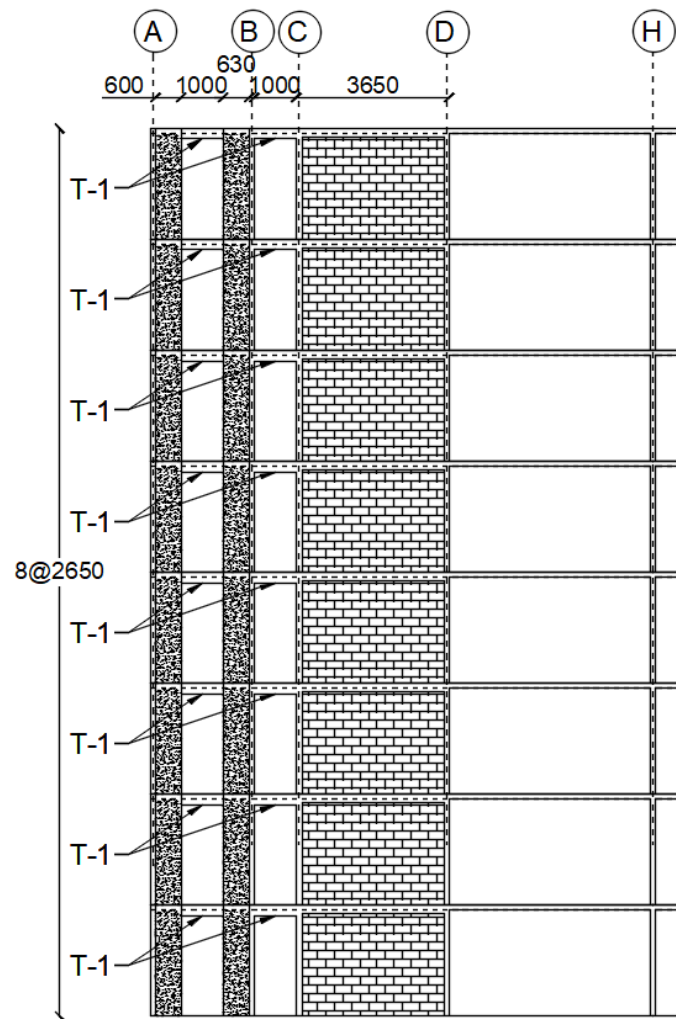


Figura A.15 Edificio Agrícola 8N. Ejes 3 y 4



**EJE 5**

ACOT: MM VISTA: ELEVACIÓN



**EJE 6**

ACOT: MM VISTA: ELEVACIÓN

**Figura A.16 Edificio Agrícola 8N. Ejes 5 y 6**



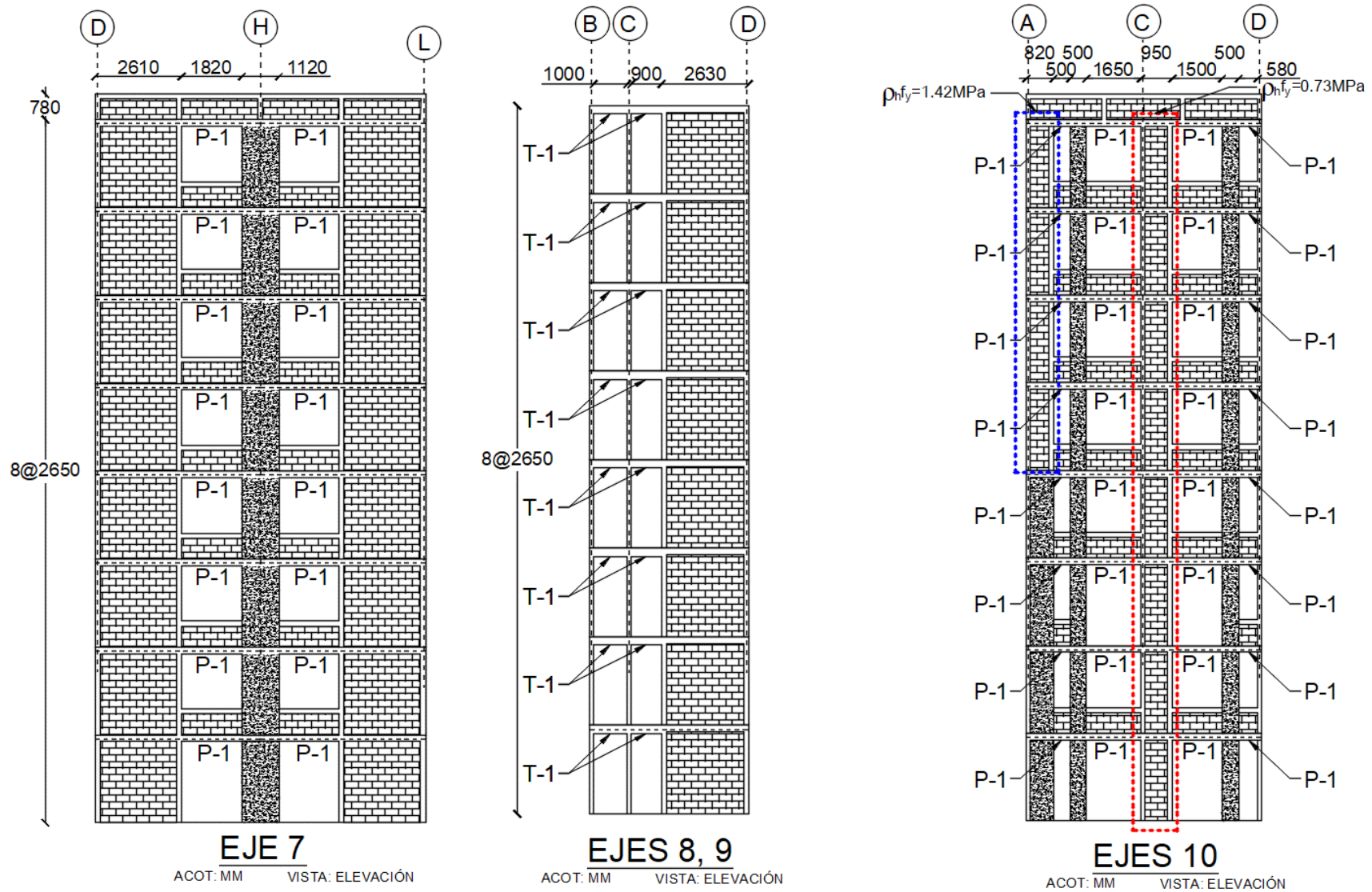


Figura A.17 Edificio Agrícola 8N. Ejes 7, 8, 9 y 10

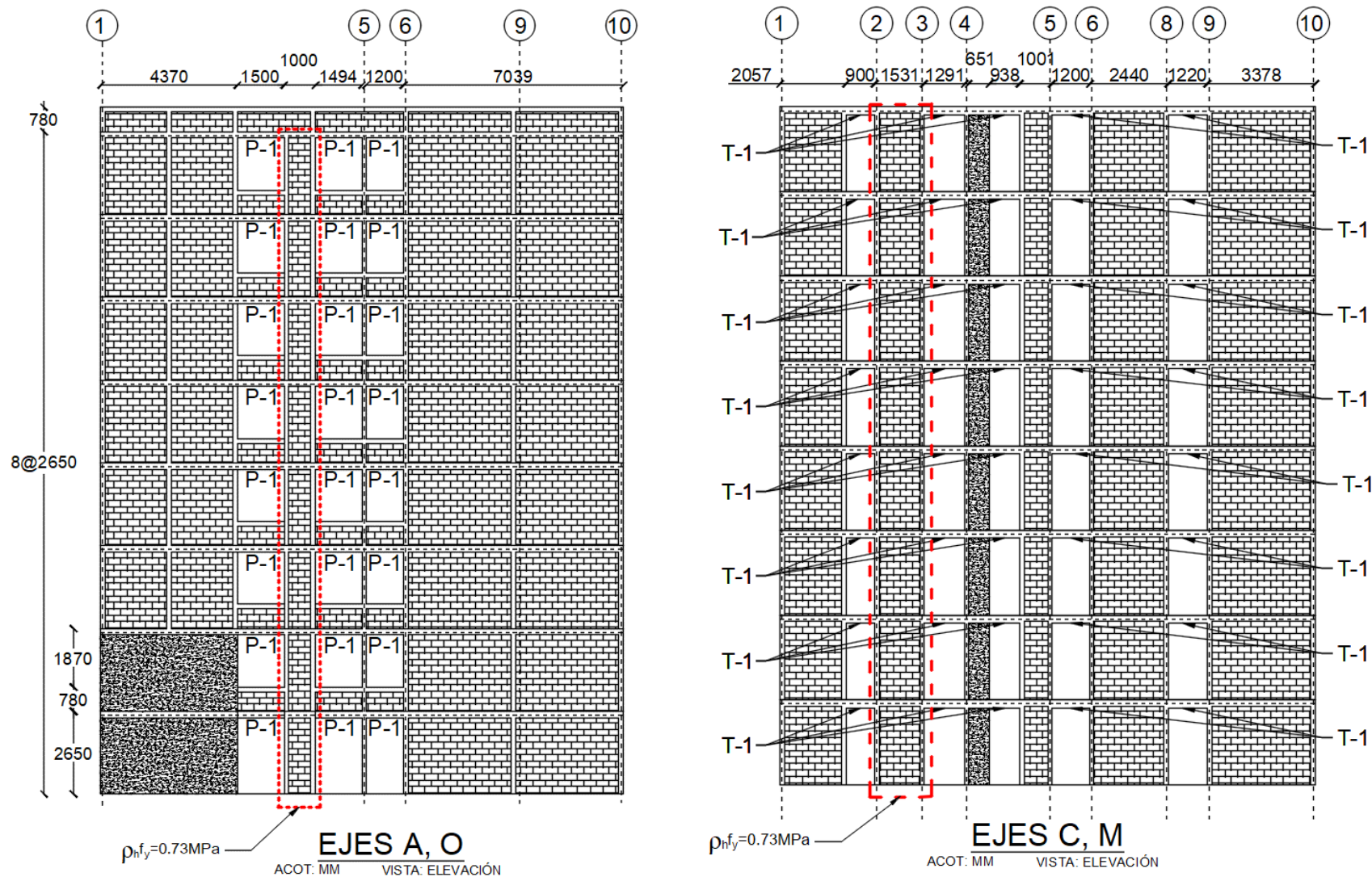


Figura A.18 Edificio Agrícola 8N. Ejes A, O, C, y M



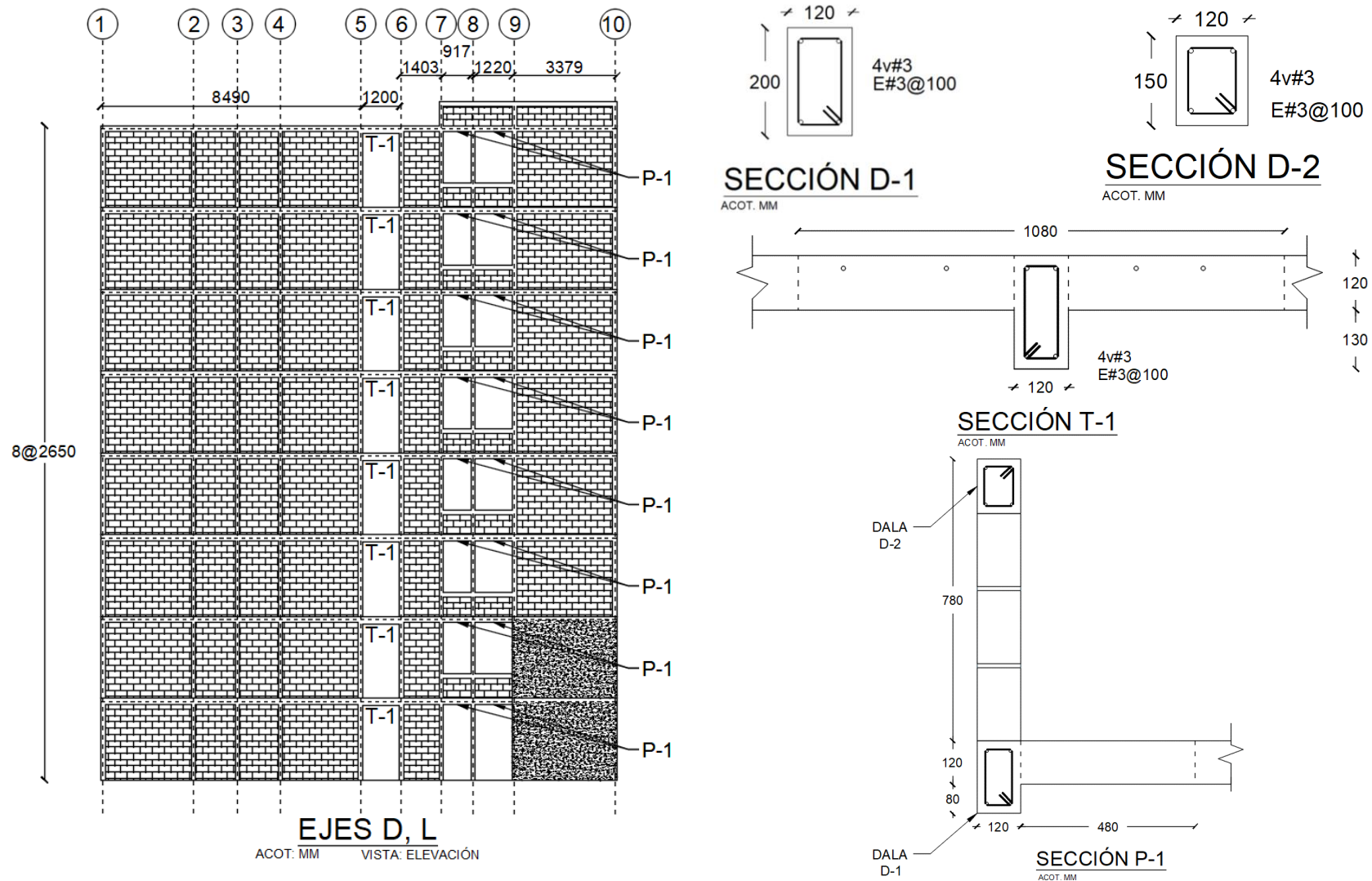


Figura A.19 Edificio Agrícola 8N. Ejes D y L. Secciones D-1, D-2, T-1, y P-1

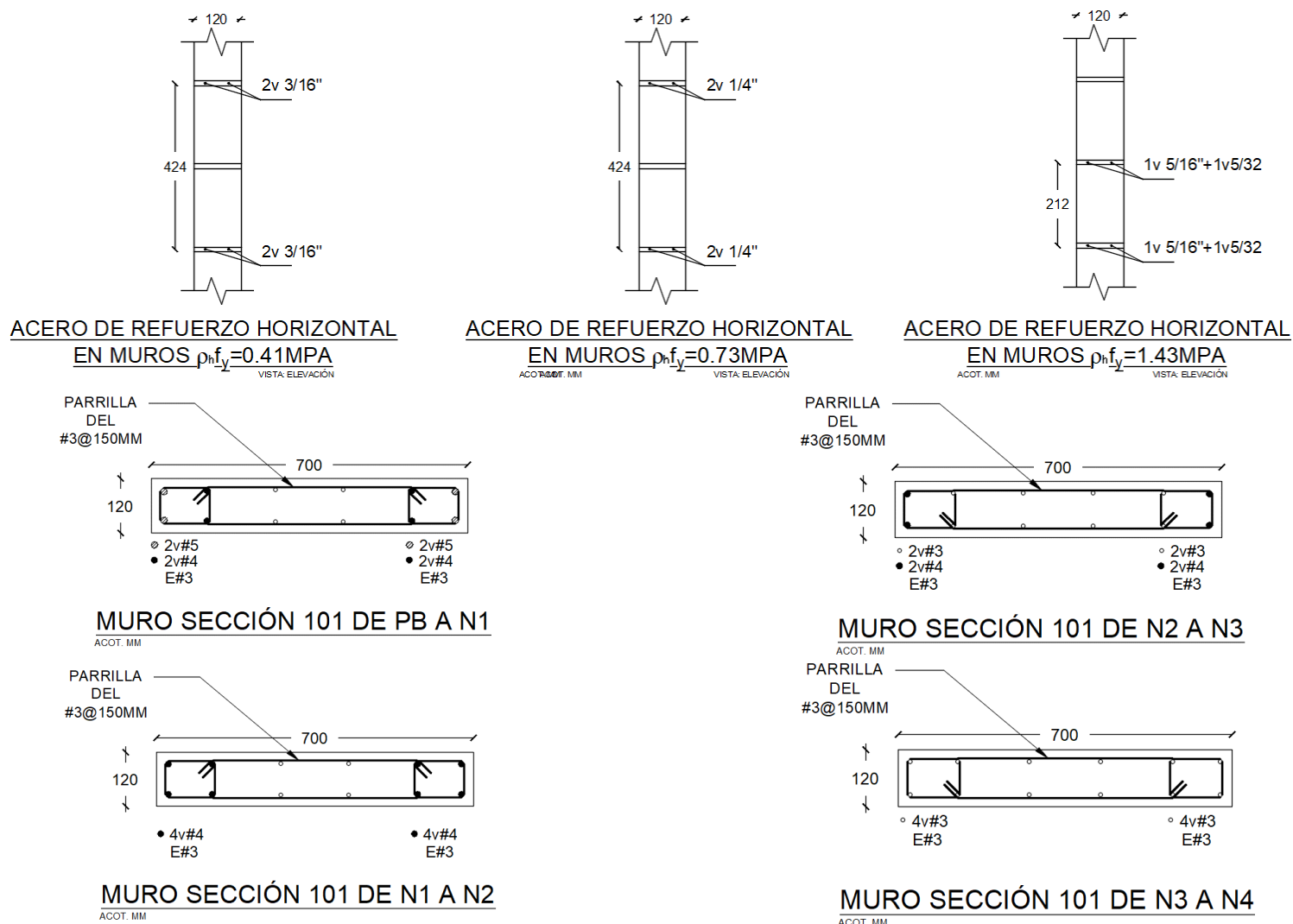


Figura A.20 Edificio Agrícola 8N. Acero horizontal en muros de mampostería confinada y sección de muro de concreto 101

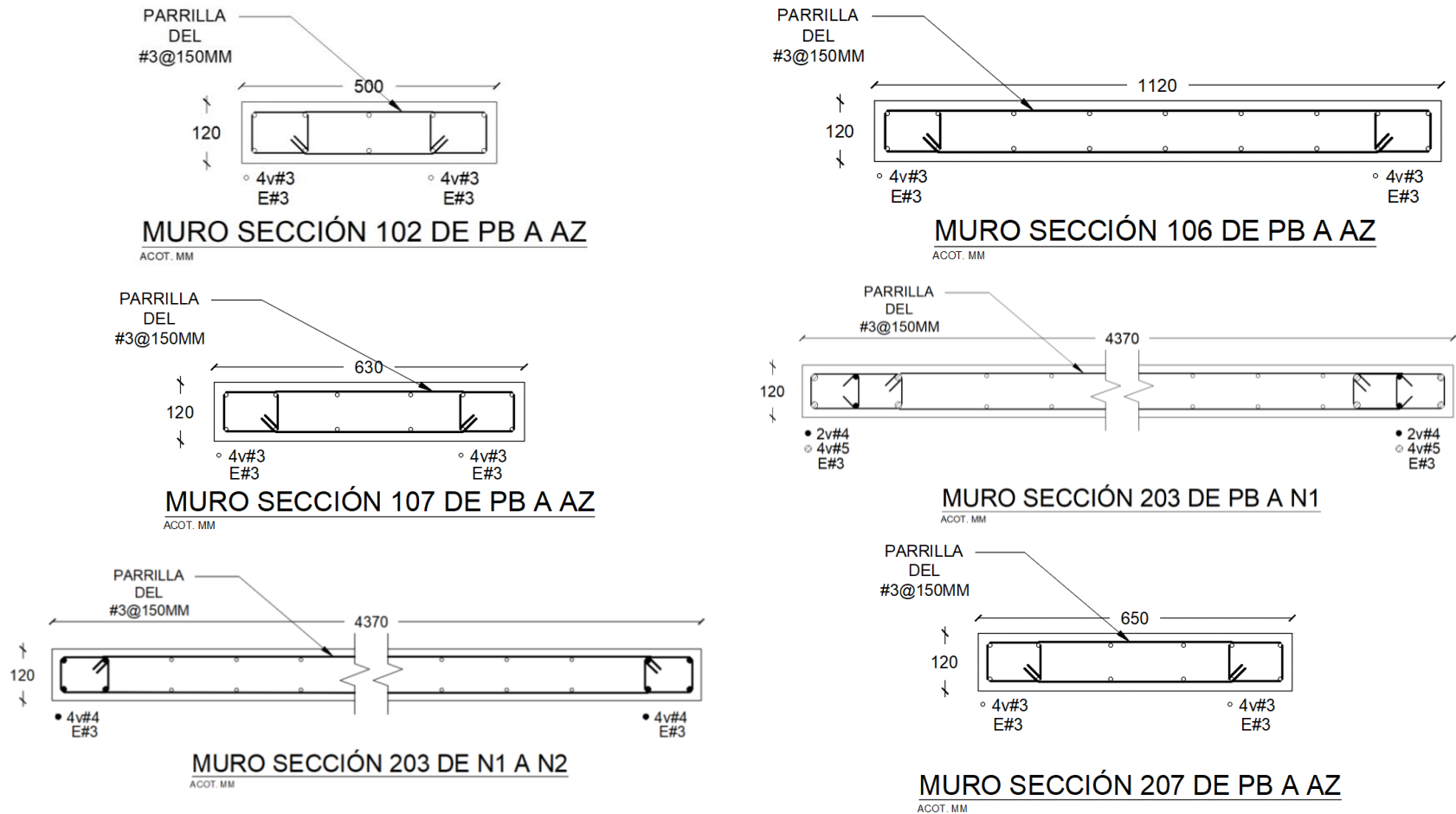


Figura A.21 Edificio Agrícola 8N. Secciones de muros de concreto: 102, 106, 203, y 207

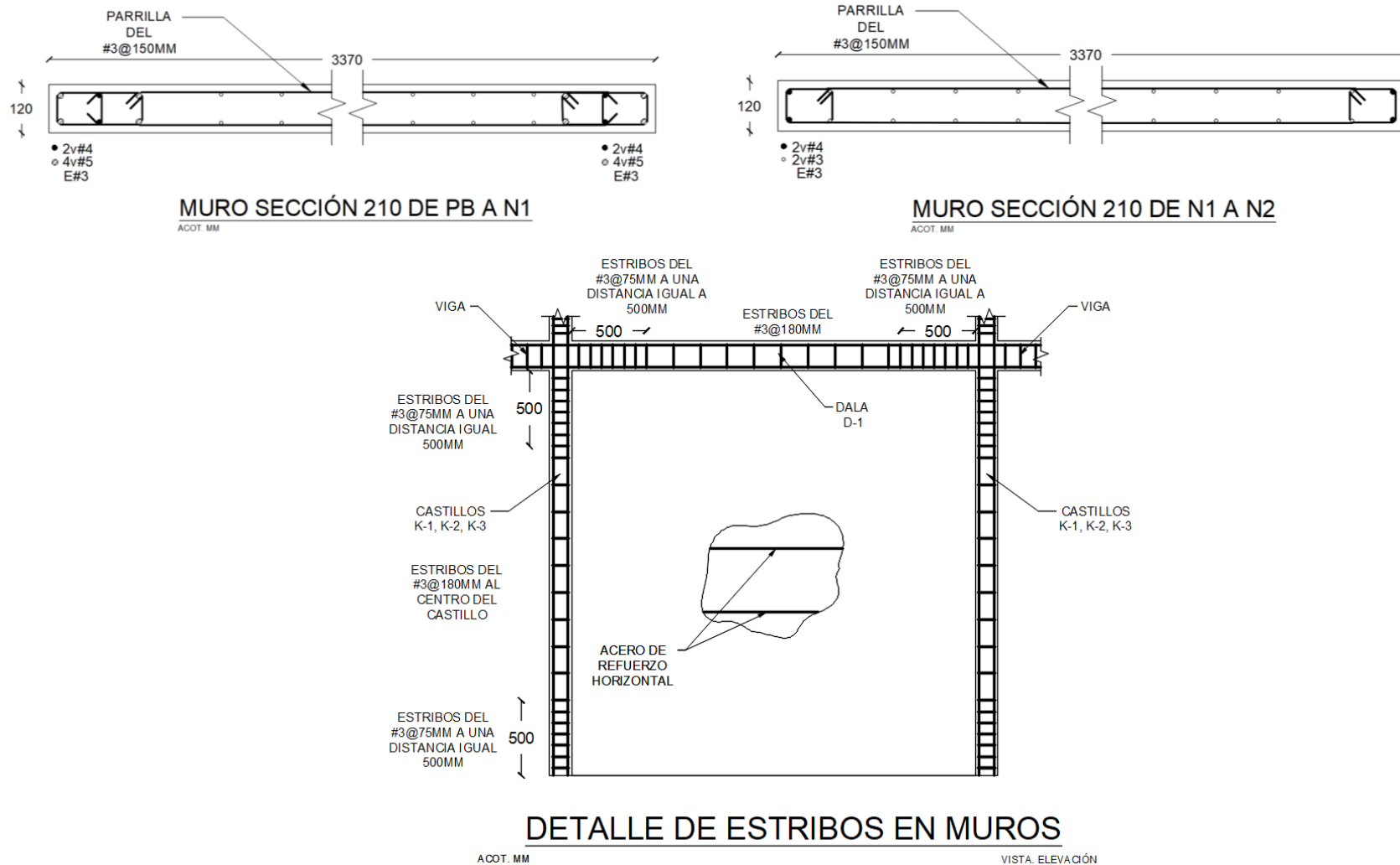


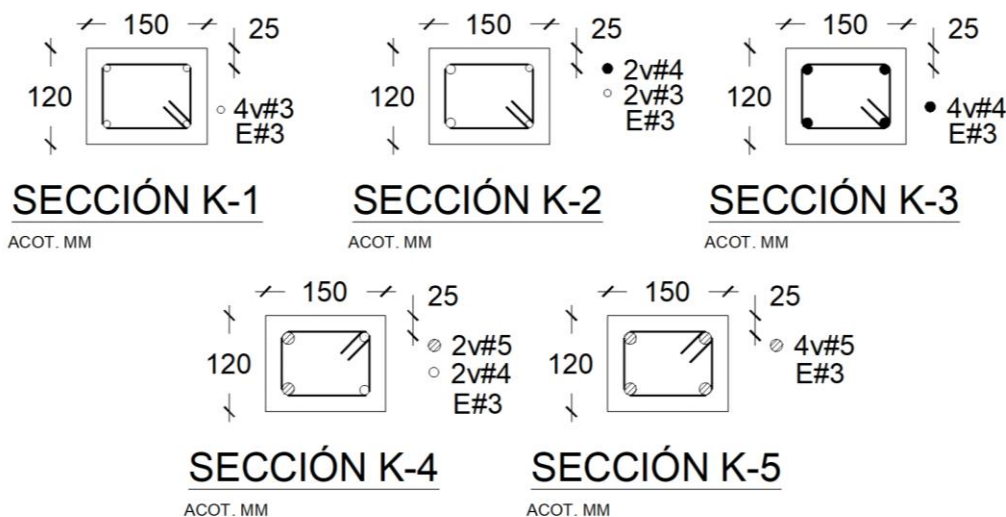
Figura A.22 Edificio Agrícola 8N. Secciones muros de concreto 210, separación de estribos castillos y muros de concreto

### A.III.2. Agrícola Oriental 10N

En el edificio Agrícola 10N se proponen 5 tipos de castillos, el castillo tipo es el K-1 que tiene 4 varillas del #3 y es el que predomina. Para conocer la ubicación del resto de los castillos es necesario observar la Tabla A.3. En la Figura A.23 se indica el tipo de refuerzo de las 5 secciones de castillo existentes en el edificio Agrícola 10N.

**Tabla A.3 Localización y acero de refuerzo de castillos extremos en secciones de muro**

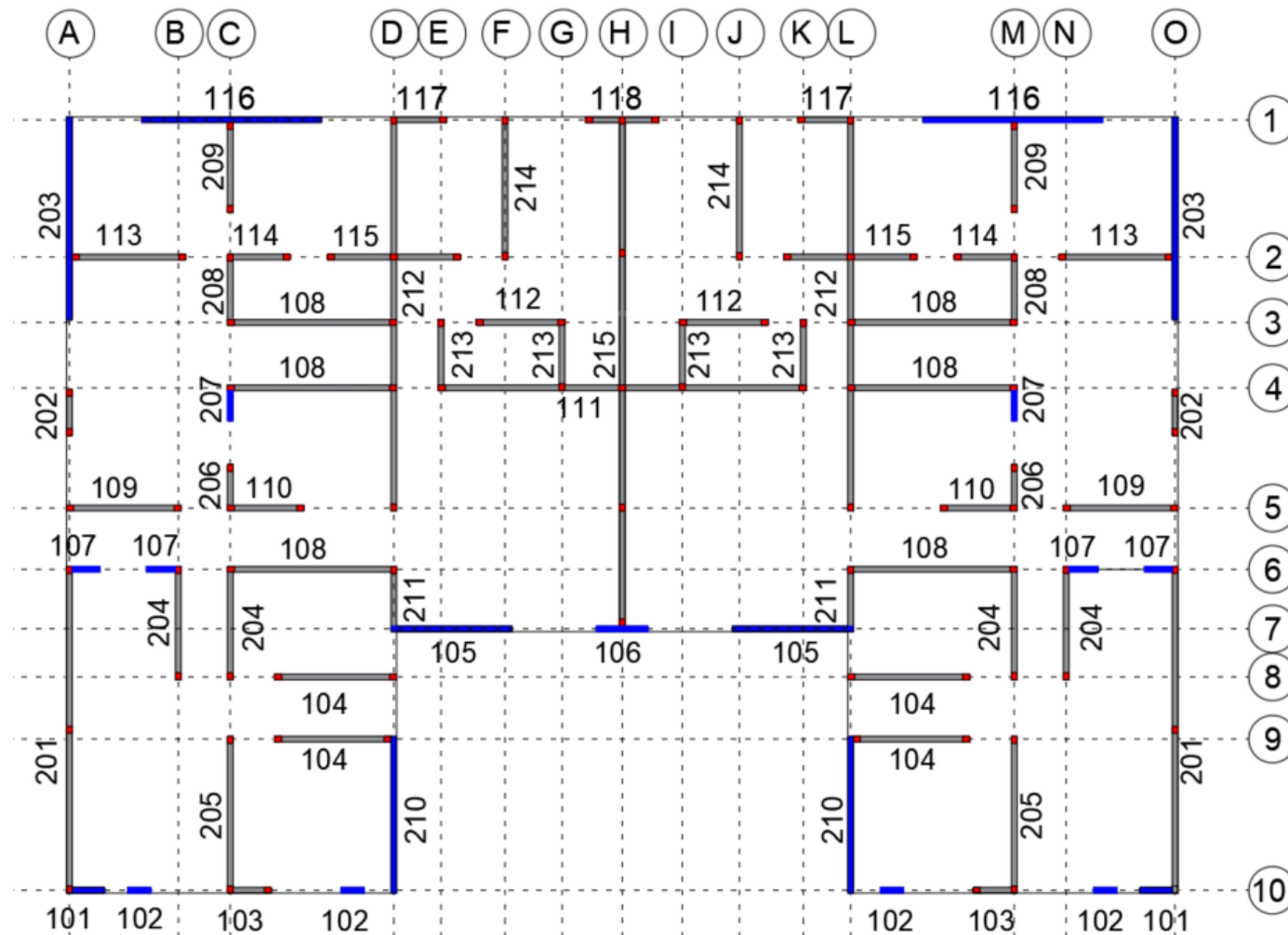
| Sección | Muros    | Niveles | A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> ) | Sección de castillo |
|---------|----------|---------|-----------------------------------|---------------------|
| 103     | 103, 106 | PB      | 508                               | K-3                 |
| 116     | 139, 143 | N1      | 796                               | K-5                 |
|         |          | N2      | 652                               | K-4                 |
|         |          | N3      | 396                               | K-2                 |
| 117     | 140, 142 | PB      | 652                               | K-4                 |
|         |          | N1      | 508                               | K-3                 |
|         |          | N2, N3  | 396                               | K-2                 |
| 118     | 141      | PB, N1  | 508                               | K-3                 |
|         |          | N2      | 396                               | K-2                 |
| 201     | 201, 231 | PB      | 652                               | K-4                 |
| 202     | 202, 232 | PB a AZ | 508                               | K-3                 |
| 212     | 213, 223 | PB      | 396                               | K-2                 |



**Figura A.23 Edificio Agrícola 10N. Secciones de castillo**

De la Figura A.25 a la Figura A.27 se muestran las elevaciones donde existen cambios entre los muros de concreto y mampostería confinada; además, se indican los muros que tienen una cuantía de refuerzo horizontal menor a 0.41MPa.

Finalmente, de la Figura A.27 a la Figura A.29 se indica: el refuerzo de las secciones transversales de muros de concreto reforzado; la secciones de ancho de losa equivalente y dalas-losa. Los detalles de la separación de estribos en elevación son los mismo que se utilizaron en el edificio Agrícola 8N.



## SECCION TRANSVERSAL DE MUROS: AGRÍCOLA 10N

Figura A.24 Edificio Agrícola 10N con ubicación de secciones de muros y definición de secciones de castillos

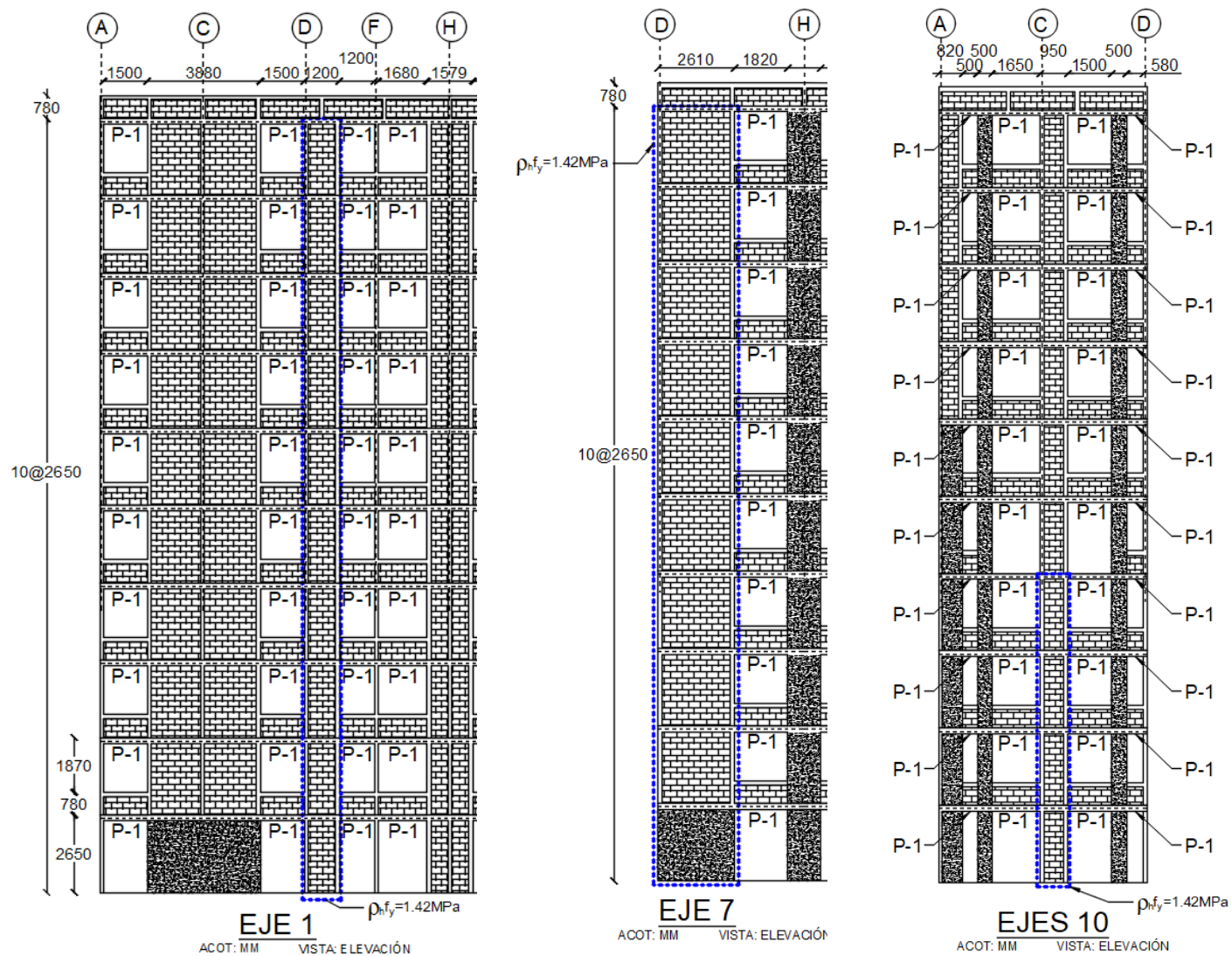


Figura A.25 Edificio Agrícola 10N. Ejes 1, 7, y 10



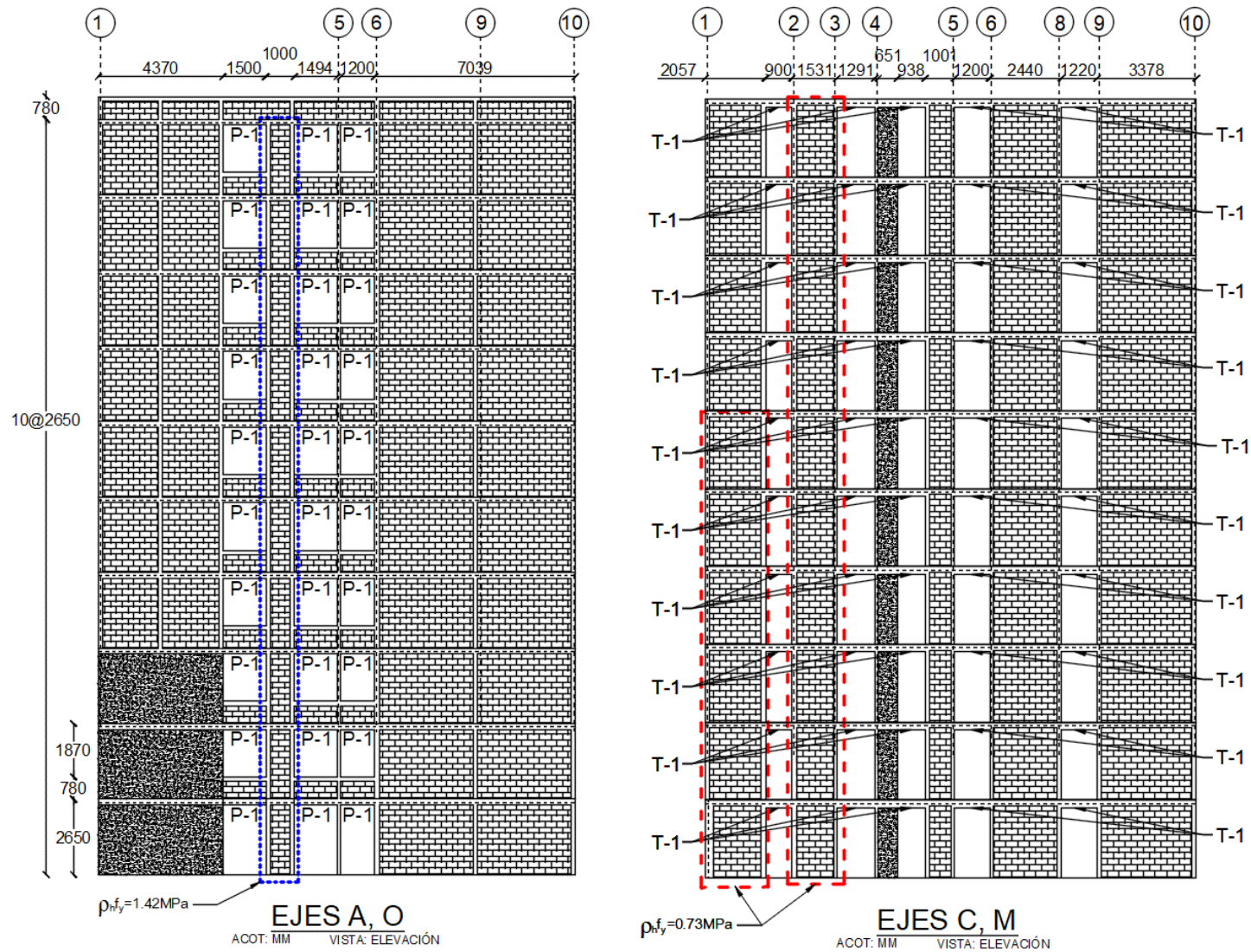


Figura A.26 Edificio Agrícola 10N. Ejes A, O, C, y M

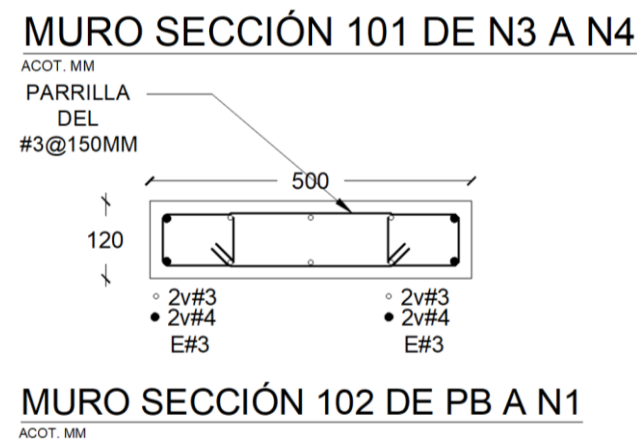
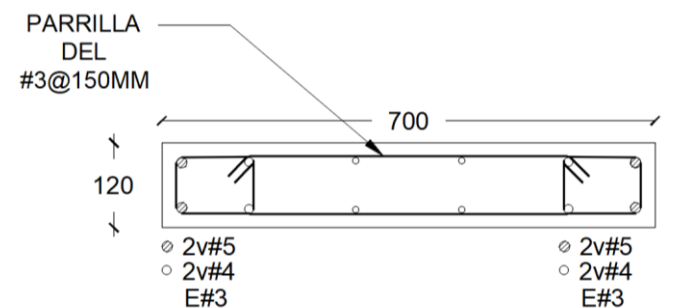
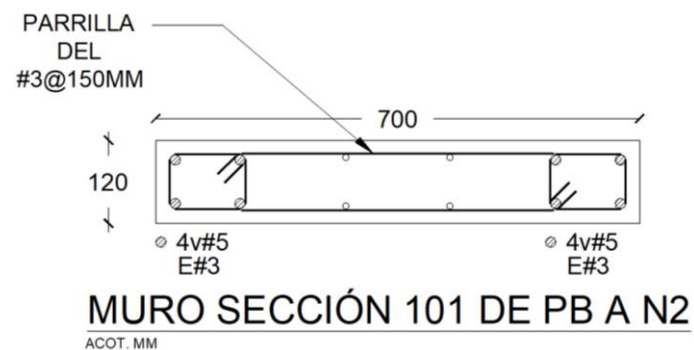
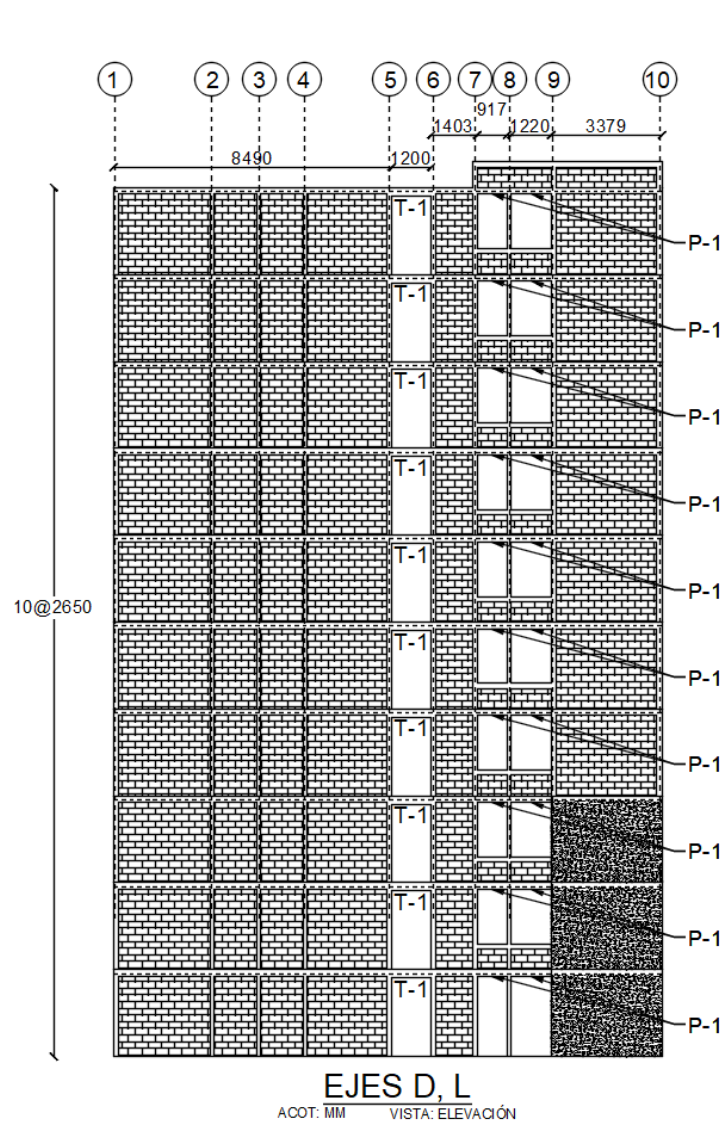


Figura A.27 Edificio Agrícola 10N. Ejes D, y L. Secciones de muros de concreto 101 y 102

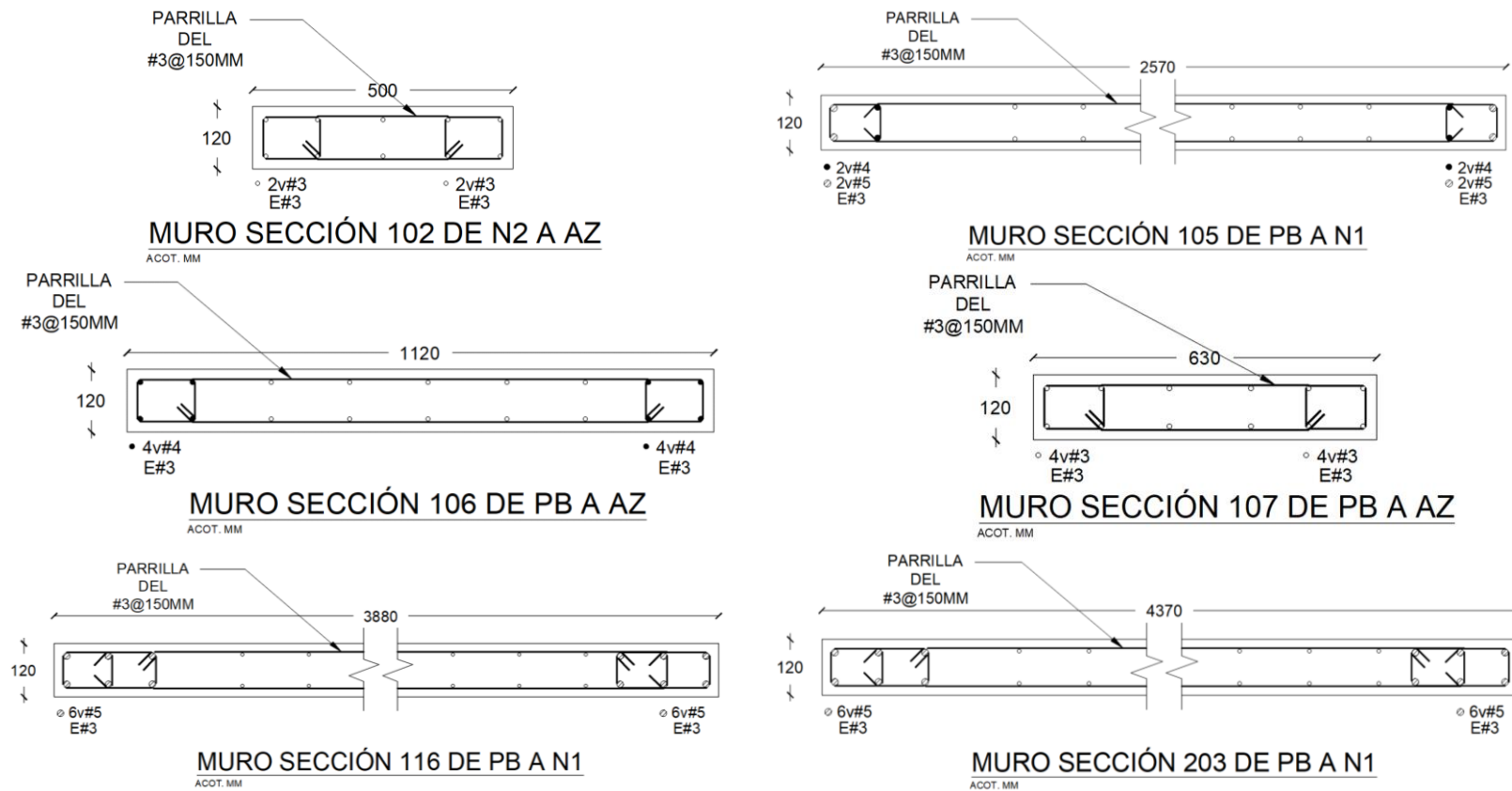


Figura A.28 Edificio Agrícola 10N. Secciones de muros de concreto: 102, 105, 106, 107, 116, y 203

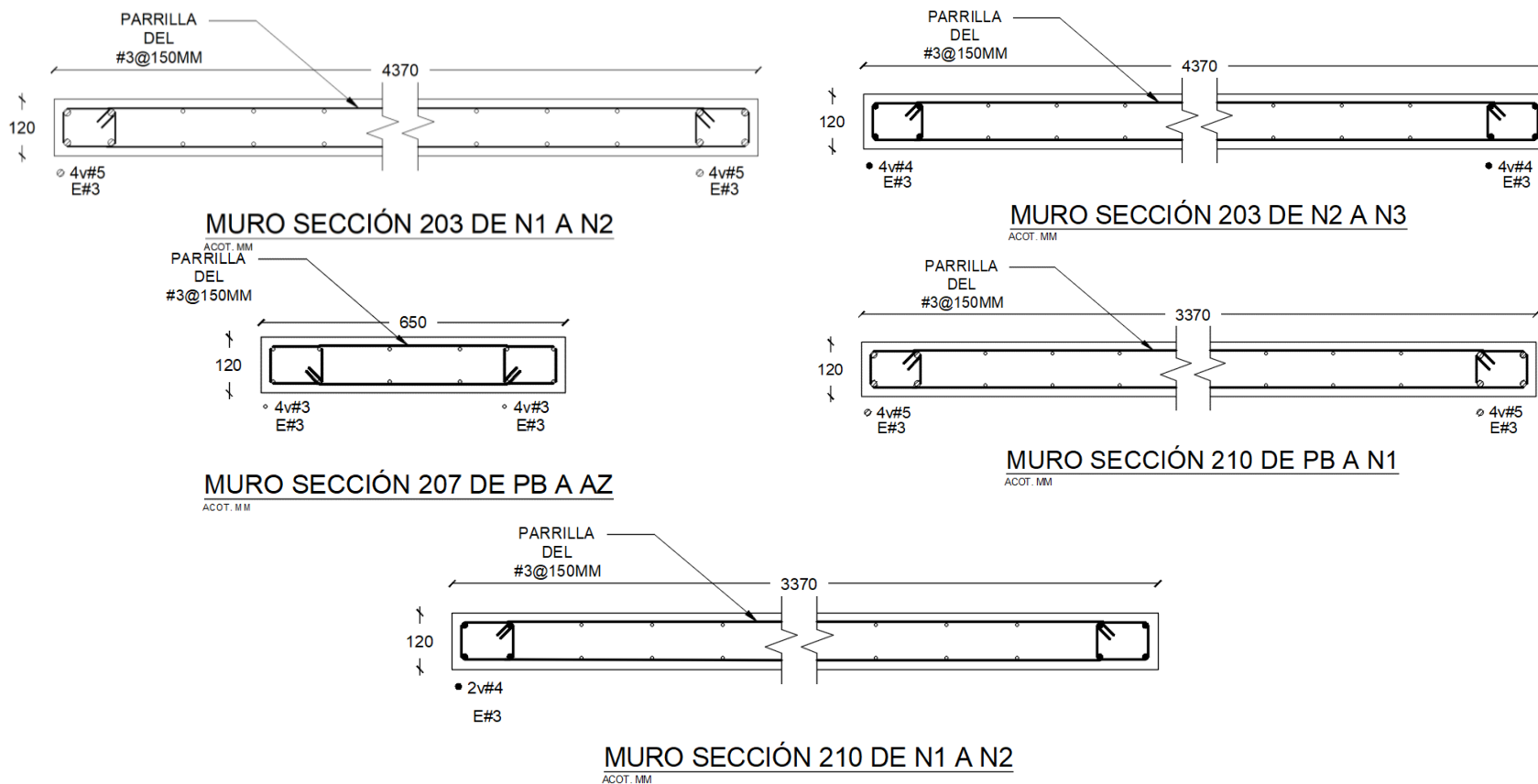


Figura A.29 Edificio Agrícola 10N. Secciones de muros de concreto: 203, 207, y 210

# Apéndice B. Calibración del modelo de la columna ancha modificada utilizando MIDAS Gen.

## B.I. Introducción

En este apéndice se calibra el método modificado de la columna ancha propuesto por Terán-Gilmore et al. (2009) utilizando el programa MIDAS Gen, para caracterizar el comportamiento de estructuras de mampostería confinada con daño en corte ante cargas laterales (monótonas y cíclicas). Se realiza la calibración de la respuesta lateral de un muro aislado de mampostería confinada con refuerzo horizontal y una edificación en tres dimensiones.

### B.I.1. Propiedades del muro

De la literatura se obtiene: la geometría, propiedades mecánicas y la respuesta experimental ante cargas laterales en ensaye cuasi-estático de un muro de mampostería confinada ensayado en el CENAPRED por Aguilar en 1994 denominado ME-1/4-E6.

**Tabla B.1 Propiedades de los materiales del muro ME-1/4-E6.**

| Especimen | Concreto $f_c$<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) |              | Mortero<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | Acero<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) |       |                |       |                |                | Mampostería<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) |              |                  |                |
|-----------|------------------------------------------|--------------|-----------------------------------|---------------------------------|-------|----------------|-------|----------------|----------------|---------------------------------------|--------------|------------------|----------------|
|           | castillos                                | Losa         | $f_b^*$                           | Alambrón                        |       | Varilla        |       | Horizontal     |                | $f_m^*$                               | $v^*$        | $E_m$            | $G_m$          |
|           |                                          |              |                                   | $f_y$                           | $f_u$ | $f_y$          | $f_u$ | $f_y$          | $f_u$          |                                       |              |                  |                |
| M-1/4-E5  | 243<br>(210)                             | 244<br>(210) | 61<br>(125)                       | 2370<br>(2100)                  | 4545  | 4545<br>(4200) | 7440  | 6370<br>(6000) | 8220<br>(7000) | 24<br>(23)                            | 2.5<br>(3.5) | 66680<br>(13650) | 3850<br>(4095) |

Para proceder con el modelado del muro en el programa MIDAS Gen se utilizaron los valores de la Tabla B.1 del módulo de elasticidad  $E_m$  y el módulo de cortante  $G_m$  de la mampostería. Debido a que el valor experimental de la mampostería se encuentra fuera del rango de valores posibles a utilizar de acuerdo con las leyes de la mecánica para un material isotrópico elástico-lineal. Se propone utilizar un valor del módulo de poisson de 0.25, posteriormente se calcula la relación entre el valor experimental de  $G_m$  y el valor de  $G_m$  cuando la relación de poisson es igual a 0.25. De esta manera se obtiene un factor de modificación del área de corte igual a 1.44.

Para calcular las propiedades de la sección agrietada transformada se utilizan las propiedades geométricas de la Figura B.1. En la Tabla B.2 se resumen los valores obtenidos de los factores de modificación a la inercia y al área de cortante.

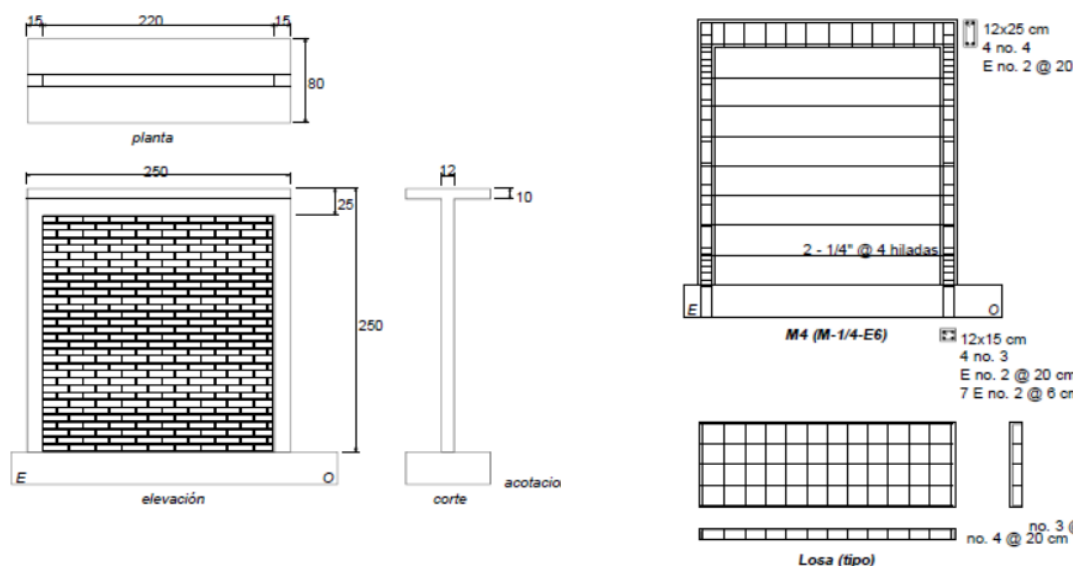


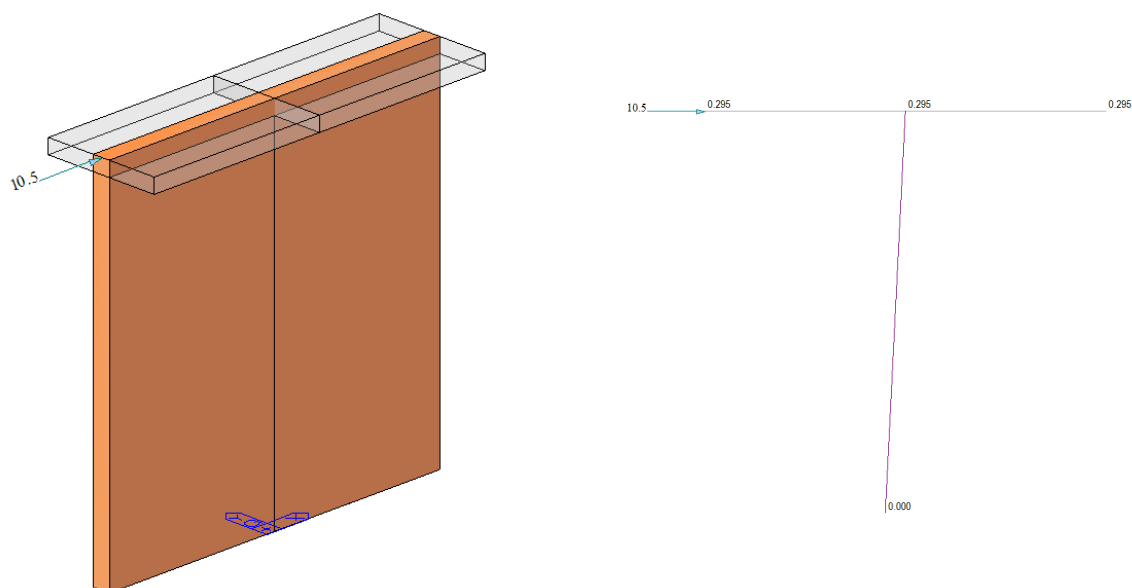
Figura B.1 Geometría y refuerzo horizontal del muro ME-1/4-E6

Tabla B.2 Propiedades geométricas de la sección bruta y transformada del muro ME-1/4-E6

| Sección bruta                           |                                     | Sección transformada                    |                                     | Factores de modificación de rigidez |                  |
|-----------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------------------|
| Momento de inercia I (cm <sup>4</sup> ) | Área de corte Ac (cm <sup>2</sup> ) | Momento de inercia I (cm <sup>4</sup> ) | Área de corte Ac (cm <sup>2</sup> ) | Momento de inercia I                | Área de Corte Ac |
| 15625000                                | 2500                                | 82817102.1                              | 5014.53                             | 5.30                                | 2.00             |

### B.I.2. Modelado para el análisis estático no lineal

Para validar que el modelo sea capaz de capturar la rigidez inicial reportada en la Tabla B.3 de forma razonable. Al modelo del muro (Figura B.2) se le aplica una carga lateral de 10.5Ton y se registra el desplazamiento obtenido, se observa que el desplazamiento obtenido es muy similar al desplazamiento calculado experimentalmente; por lo tanto, se concluye que el modelo elástico tiene una respuesta adecuada.



**Figura B.2 Modelo del muro ME-1/4-E6 con una fuerza lateral de 10.5Ton y el desplazamiento lateral obtenido**

Ahora se introducen las propiedades no lineales del muro utilizando una articulación plástica a corte (modelo de la columna ancha modificada). Es importante destacar que las deformaciones inelásticas que deberán ser introducidas al programa son solo aquellas referentes a las deformaciones por corte. En los valores reportados en la Tabla B.3 asociados a la distorsión cuando se alcanza el cortante máximo se deberá descontar la contribución de las deformaciones a flexión. Debido a que estas deformaciones ya están consideradas en la deformación de la barra. Además, se asume que el muro solo se daña a corte y permanece elástico a flexión; es decir, que las barras en los castillos no alcanzan a fluir, y la rigidez a flexión crece linealmente.

En la Tabla B.4 se observan los valores que se introducen en la articulación no lineal para obtener la curva de capacidad del muro ME-1/4-E6.

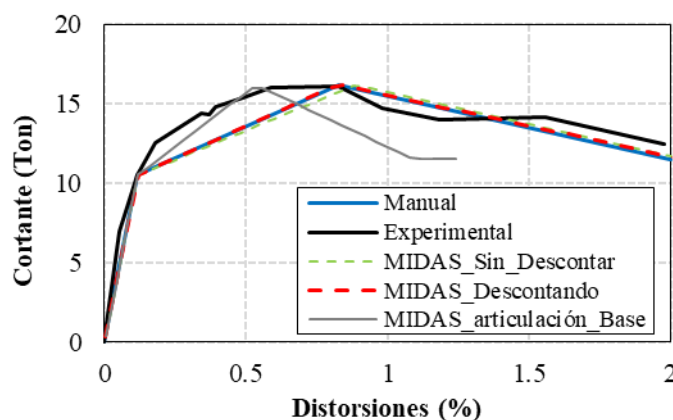
**Tabla B.3 Rigidez y fuerza cortante resistente del muro ME-1/4-E6**

| Espe-<br>cimen | $V_{URDF}$<br>(Ton) | Distorsión<br>teórica | Rigidez<br>teórica<br>(Ton/cm) | Rig <sup>(+)</sup><br>Rig <sup>(-)</sup> | $V_{ag}^{(+)}$<br>(Ton)<br>(distorsión) | $V_{ag}^{(-)}$<br>(Ton)<br>(distorsión) | $V_{max}^{(+)}$<br>(Ton)<br>(distorsión) | $V_{max}^{(-)}$<br>(Ton)<br>(distorsión) |
|----------------|---------------------|-----------------------|--------------------------------|------------------------------------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------|------------------------------------------|------------------------------------------|
| M-1/4-E6       | 10.7                | 0.0007                | 62.4                           | 53.60<br>38.80                           | 10.50<br>(0.00118)                      | 10.35<br>(0.00163)                      | 16.20<br>(0.0082)                        | 15.65<br>(0.0059)                        |



**Tabla B.4 Propiedades no lineales del muro ME-1/4-E6 a introducir en el programa MIDAS Gen**

| Cortante                                      | $\delta_c$<br>(cm) | $\delta_f$<br>(cm) | $\delta$<br>(cm) | $F/F_y$ | $\delta/\delta_y$ |
|-----------------------------------------------|--------------------|--------------------|------------------|---------|-------------------|
| Cortante al primer agrietamiento ( $V_{mR}$ ) | 0.1964             | 0.098              | 0.2952           | 1       | 1                 |
| Cortante Máximo ( $V_{max}$ )                 | 1.9163             | 0.1512             | 2.0675           | 1.54    | 9.77              |
| Cortante ultimo ( $V_{ult}$ )                 | 4.8922             | 0.1078             | 5.00             | 1.1     | 25.41             |



**Figura B.3 Curva de capacidad del muro ME-1/4-E6 calculada de diversas formas**

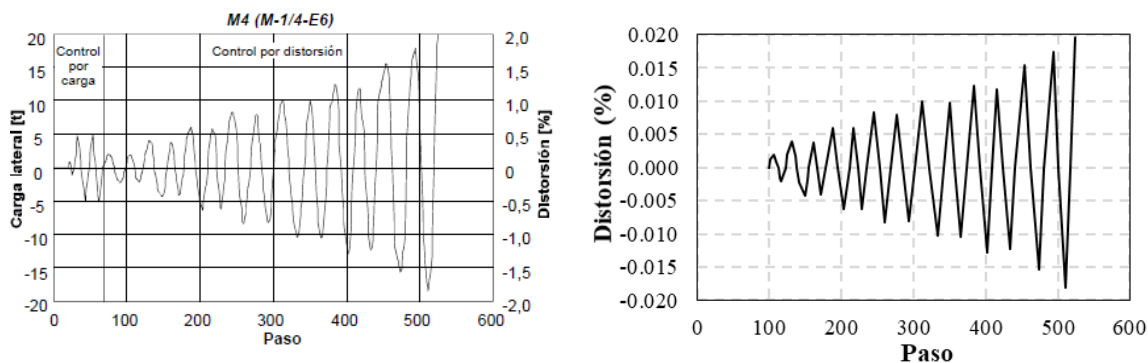
Se aplicó una carga lateral monótonamente creciente en el modelo descrito en la Figura B.2 con las articulaciones plásticas en ambos extremos del muro para considerar el comportamiento no lineal en corte. En la Figura B.3 se observa la curva de capacidad del muro ME-1/4-E6 calculada de distintas formas. La línea azul representa la curva calculada al introducir los puntos característicos obtenidos experimentalmente y reportados en la Tabla B.4. La curva en color negro representa la envolvente de la respuesta experimental, estas curvas son las referencias que se comparan con los modelos propuestos. La curva en línea discontinua color verde se obtuvo al modelar el muro introduciendo los valores de distorsión máxima  $DI_{max}$  y distorsión ultima  $DI_{ult}$  sin descontar el desplazamiento debido a flexión en el muro; esto hace que esta curva sobrestime ligeramente la capacidad de deformación del muro, aunque dicha sobreestimación parece razonable; es importante destacar que este fenómeno se debe a que para este muro en particular, las deformaciones por corte dominan la respuesta del muro. La línea discontinua en rojo representa la respuesta del modelo utilizando los valores de la Tabla B.4, como se puede apreciar los valores son idénticos a los obtenidos con la curva azul. Los modelos de las dos curvas anteriores consideran articulaciones plásticas en ambos extremos del muro. Finalmente, la curva color gris representa un modelo que solo considera una articulación plástica en corte, localizada en la base del muro; se observa que este modelo subestima la capacidad de deformación del muro.



El párrafo anterior demuestra que es posible caracterizar de manera razonable la respuesta no lineal de muros de mampostería confinada con daño a corte utilizando el método de la columna ancha modificada y el programa MIDAS Gen.

### B.I.3. Modelado de análisis no lineal ante carga cicla reversible

Ahora se realiza el mismo ejercicio, pero considerando una carga cíclica reversible utilizada durante la prueba experimental que se observa en la Figura B.4, para encontrar el ciclo de histéresis del muro mostrado en la Figura D.5



**Figura B.4 Historia de cargas en la prueba experimental y el modelo de MIDAS Gen del muro ME-1/4-E6**

En la Figura B.5 se observa que los lazos obtenidos presentan una ligera degradación de rigidez hasta que se presenta el cortante máximo. Una vez que se alcanza este nivel de desplazamiento; el muro inicia una reducción de la resistencia, así como una mayor reducción de rigidez.

Para modelar este comportamiento se selecciona el modelo de Takeda incluido en la librería de modelos del programa MIDAS Gen. Dicho modelo tiene la ventaja de considerar la degradación de rigidez del muro una vez que se rebasa la resistencia máxima, utilizando la misma curva envolvente tri-lineal utilizada en el análisis estático no lineal.

El modelo requiere los valores de  $\alpha_1$  y  $\alpha_3$ , donde  $\alpha_1$  se define como la relación entre la segunda pendiente  $K_{1c}$  de la curva envolvente tri-lineal (ecuación B.3) que va de las coordenadas que definen el primer agrietamiento a las coordenadas del cortante máximo dividido entre la pendiente elástica a corte  $K_{0c}$  (ecuación B.1). Y  $\alpha_3$  que es la relación entre la pendiente negativa  $K_{2c}$  (ecuación B.4) que se define por los puntos correspondientes entre el cortante ultimo y el cortante máximo, entre la pendiente elástica a corte ecuación B.2.

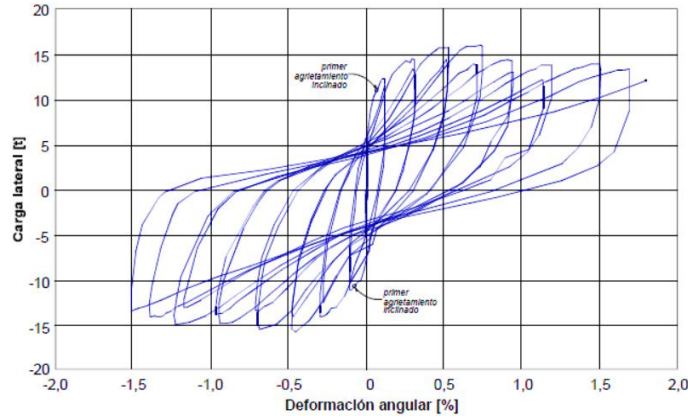


Figura B.5 Respuesta experimental ante protocolo de carga cíclica del muro ME-1/4-E6

$$\alpha_1 = \frac{K_{1c}}{K_{0c}} \quad \text{B.1}$$

$$\alpha_3 = \frac{K_2}{K_{0c}} \quad \text{B.2}$$

$$K_{1c} = \frac{V_{max} - V_{ag}}{D_{max-c} - D_{ag-c}} \quad \text{B.3}$$

$$K_{2c} = \frac{V_{ult} - V_{max}}{D_{ult-c} - D_{max-c}} \quad \text{B.4}$$

$$K_{RO} = K_b \left( \frac{D_{pmax}}{D_{max}} \right)^\beta \quad \text{B.5}$$

$$K_b = \frac{V_{max} + V_{ag}}{D_{max} + D_{ag}} \quad \text{B.6}$$

$$K_{RI} = \gamma K_{RO} \quad \text{B.7}$$

En el modelo de Takeda, el punto de la respuesta para la carga inicial se mueve sobre la curva envolvente tri-lineal; por lo tanto, el modelo trabaja en función de la rigidez de descarga a seleccionar.

Si la descarga ocurre entre el punto del agrietamiento ( $D_{ag}$ ,  $V_{ag}$ ) y el cortante máximo ( $D_{max}$ ,  $V_{max}$ ) de la curva envolvente trilineal; las coordenadas carga-deformación progresan con una rigidez de descarga  $K_{RO}$  definida en la ecuación B.5, donde  $D_{pmax}$  es la deformación máxima en la región donde el punto de descarga pertenece y  $\beta$  es una constante que determina la rigidez de descarga del lazo exterior.

Si el signo de la carga cambia en el proceso; las coordenadas continúan hacia el punto de deformación máxima de la curva envolvente trilineal en la región de la dirección del avance. Si el agrietamiento no ha ocurrido en la región, las coordenadas continúan progresando sin cambio en la rigidez de descarga hasta que la carga alcanza el cortante al agrietamiento. Al alcanzar el cortante de agrietamiento, las coordenadas progresan hacia el cortante máximo.

Los lazos internos se forman cuando la descarga sucede antes de que la carga alcance el punto objetivo en la curva envolvente trilineal, mientras la recarga está en proceso, lo cual ocurre después de que la señal de carga cambia en el proceso de descarga. La rigidez de descarga para el lazo interno se determina con la ecuación B.7 donde  $\gamma$  es el factor de reducción de la rigidez de descarga para los ciclos internos.

Lo descrito en los párrafos anteriores se ejemplifica en la Figura B.6. Ahí se observa el inicio de la carga y como esta se mueve sobre la curva envolvente trilineal. La carga se incrementa y sigue avanzando sobre la curva envolvente trilineal hasta que se presenta un punto de descarga que es mayor que el punto asociado al agrietamiento. Para calcular la pendiente se utiliza la ecuación B.5 y B.6, donde el valor de  $\beta$  es definido por el usuario. Por default, programa asigna un valor de 0.4 a  $\beta$ , se puede observar que  $K_b$  es una rigidez secante que mide la pendiente del origen al punto de resistencia máxima  $(D, V)_{max}$  y que el cociente  $D_{pmax}$  entre  $D_{max}$  será menor que 1 cuando  $D_{pmax} < D_{max}$  y mayor que 1 cuando suceda lo contrario (zona de pendiente  $K_2$ ). El valor de  $\beta$  va de 0 a 1.0. En la Figura B.7 se observa para distintos valores de  $D_{pmax}/D_{max}$  el efecto del factor  $\beta$  en la relación  $K_{RO}/K_b$ . En esta grafica se observa que cuando  $\beta$  tiende a 1, se disminuye el valor de la relación  $K_{RO}/K_b$  cuando la relación  $D_{pmax}/D_{max}$  tiende a cero, y que aumenta la relación  $K_{RO}/K_b$  cuando  $D_{pmax}/D_{max}$  tiene valores mayores que 1. Pero que esta diferencia es cada vez menor a medida que  $\beta$  tiende a 0.

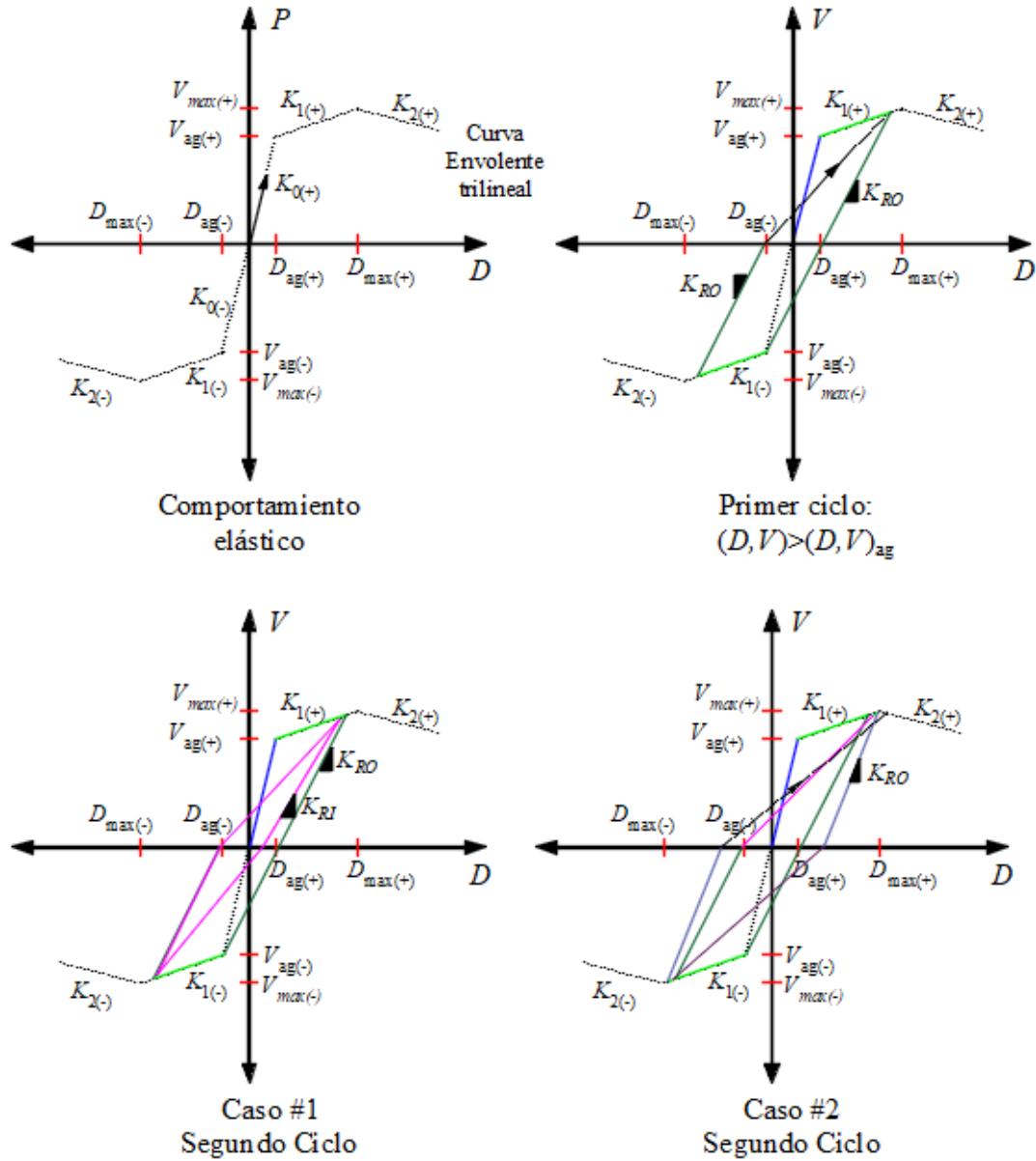
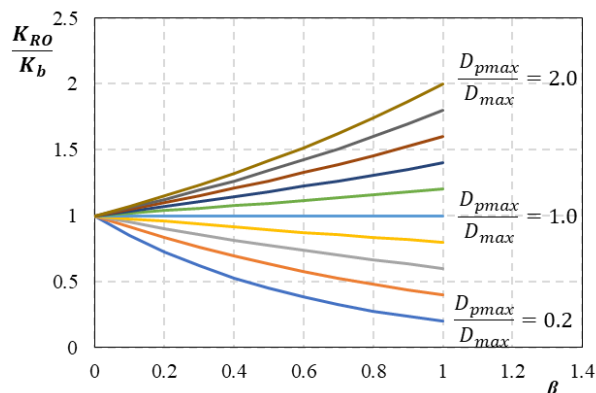


Figura B.6 Ejemplo de la evolución del modelo de Takeda utilizado



**Figura B.7 Variación de la relación  $K_{RO}/K_b$  para los valores admisibles de  $\beta$  y distintos valores de la relación  $D_{pmax}/D_{max}$**

Continuando con el desarrollo del modelo, el punto de descarga continúa recorriendo la pendiente  $K_{RO}$  hasta que se topa con la curva envolvente trilineal en la zona negativa. El punto se mueve sobre esta hasta que se presenta un punto de recarga que recorre una pendiente de sentido contrario pero misma magnitud  $K_{RO}$ .

En este momento, se pueden dar dos casos: el primero consiste en que la carga sea menor que los puntos que definen la curva envolvente trilineal (caso #1); en dicho caso se crea un ciclo interno y se utiliza la rigidez de descarga interna  $K_{RI}$ , la cual está en función de la rigidez  $K_{RO}$  y un factor de reducción de rigidez  $\gamma$ . Por default, el programa asigna un valor unitario a este parámetro, esto quiere decir que la rigidez  $K_{RI}$  será igual a la rigidez  $K_{RO}$ . Si la carga vuelve a interceptar a la curva envolvente trilineal, se da el caso #2; es decir, se calcula nuevamente la rigidez  $K_{RO}$  con el nuevo valor de  $D_{pmax}$  y se completa el ciclo.

En la Figura B.8 se compara la respuesta experimental del muro ME-1/4-E6 (línea azul) contra la respuesta analítica (línea amarilla) calculada con el programa MIDAS Gen y el modelo de Takeda considerando los datos de la envolvente trilineal y un factor Beta  $\beta$  de 0.4 y gamma de 1.0.

Cualitativamente se aprecia que la respuesta analítica obtenida tiene una buena correlación con la respuesta experimental, por lo que se concluye que la calibración ha sido exitosa.

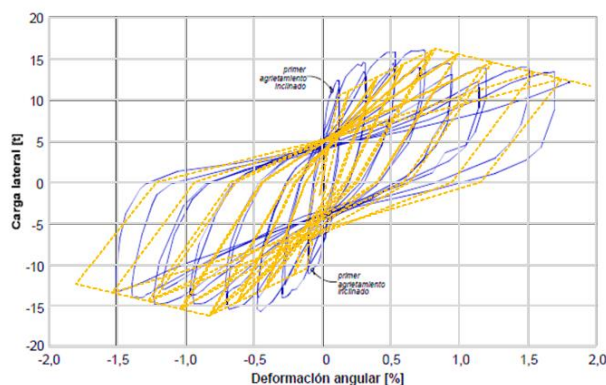


Figura B.8 Comparativa de la respuesta analítica contra la respuesta experimental del muro ME-1/4-E6 ante carga cíclica reversible

## B.II. Calibración de estructuras en tres dimensiones

### B.II.1. Modelado de espécimen 3D Flores y Alcocer 2001 en ensaye cuasi-estático.

De la evidencia experimental se obtuvo: la geometría, propiedades mecánicas, así como la respuesta experimental ante carga cíclica reversible en prueba cuasi-estática de un espécimen tridimensional de dos pisos de mampostería confinada sin refuerzo horizontal ensayado en el CENAPRED por Flores y Alcocer (2001).

Tabla B.5 Propiedades de los materiales del espécimen 3D

| Especimen | Concreto $f_c$<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) |              | Mortero<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | Acero<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) |          |                |         |       |            | Mamposteria<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) |              |                  |                |       |
|-----------|------------------------------------------|--------------|-----------------------------------|---------------------------------|----------|----------------|---------|-------|------------|---------------------------------------|--------------|------------------|----------------|-------|
|           | cas-<br>ti-<br>llos                      | Losa         |                                   | $f^*_b$                         | Alambrón |                | Varilla |       | Horizontal |                                       | $f^*_m$      | $v^*$            | $E_m$          | $G_m$ |
|           |                                          |              |                                   |                                 | $f_y$    | $f_u$          | $f_y$   | $f_u$ | $f_y$      | $f_u$                                 |              |                  |                |       |
| M-1/4-E5  | 216<br>(210)                             | 239<br>(210) | 135<br>(125)                      | 2310<br>(2100)                  | 4860     | 4575<br>(4200) | 7330    |       |            | 38<br>(19)                            | 3.4<br>(3.5) | 15241<br>(11400) | 9290<br>(3420) |       |

En la Tabla B.5 se muestran las propiedades mecánicas de los materiales que componen los muros que forman parte del espécimen 3D. En la Figura B.9 se muestran la geometría del espécimen. La aplicación de la carga lateral se da en dirección donde se ubican las puertas; por lo tanto, los muros que proveen a la estructura de la resistencia lateral son el muro con una longitud de 240cm denominado M1 y el muro con una longitud de 160cm identificado como M2. La carga vertical se aplica con gatos y un cables para producir un esfuerzo axial en compresión de 5kg/cm<sup>2</sup>

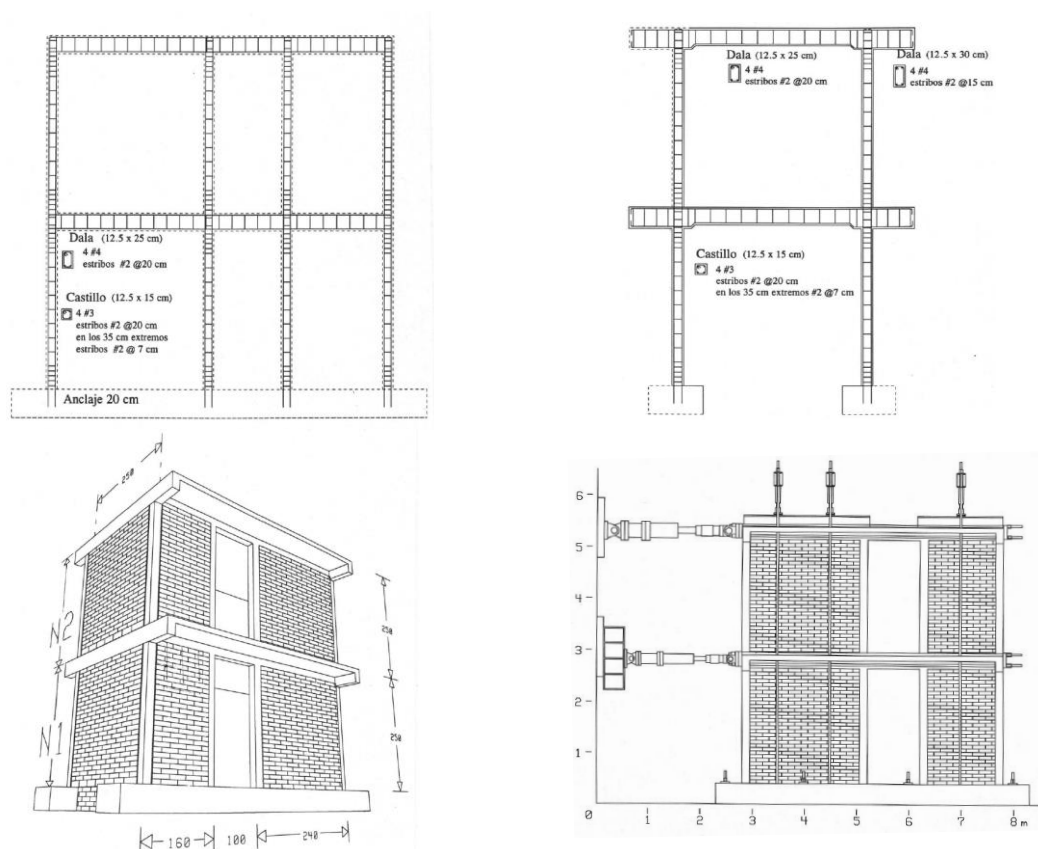


Figura B.9 Geometría del espécimen 3D

Tabla B.6 Propiedades geométricas de la sección simple y transformada del espécimen 3D

| Muro | Sección bruta                           |                                                 | Sección transformada                    |                                                 | Factores de modificación de rigidez |                              |
|------|-----------------------------------------|-------------------------------------------------|-----------------------------------------|-------------------------------------------------|-------------------------------------|------------------------------|
|      | Momento de inercia I (cm <sup>4</sup> ) | Área de corte A <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Momento de inercia I (cm <sup>4</sup> ) | Área de corte A <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Momento de inercia I                | Area de Corte A <sub>c</sub> |
| M1   | 14400000                                | 2500                                            | 37651505                                | 5012.55                                         | 2.61                                | 2.005                        |
| M2   | 4266666.67                              | 1666.67                                         | 15316839.98                             | 3484.16                                         | 3.58                                | 2.09                         |

Para el modelado de la estructura, se procedió de la misma manera que en el caso del muro aislado. En la Figura B.10 se muestra el modelo del espécimen 3D elaborado en el programa MIDAS Gen. El modelo considera la rigidez de la losa por medio de elementos *shell*.

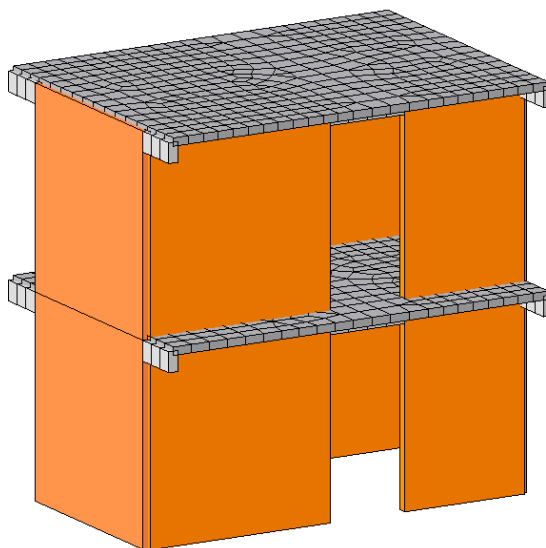


Figura B.10 Modelo del espécimen 3D en el programa MIDAS Gen.

Tabla B.7 Puntos que definen la curva envolvente trilineal para los muros del espécimen 3D

| Muro | $V_{ag}$<br>(Ton) | $V_{max}$<br>(Ton) | $V_{ult}$<br>(Ton) | $DI_{ag}$ | $DI_{max}$ | $DI_{ult}$ |
|------|-------------------|--------------------|--------------------|-----------|------------|------------|
| M1   | 10.8              | 13.28              | 8.64               | 0.00023   | 0.0018     | 0.0034     |
| M2   | 6.4               | 7.68               | 5.12               | 0.00019   | 0.0023     | 0.0039     |

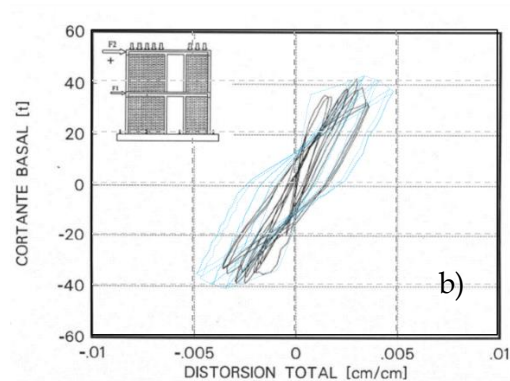
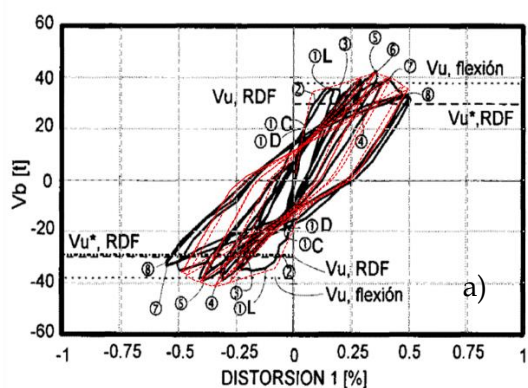


Figura B.11 Comparativa de la respuesta experimental contra el modelo analítico, curva cortante basal contra distorsión: a) planta baja, b) segundo nivel

En la Figura B.11 se observa que, en términos cualitativos; la respuesta cíclica obtenida con el modelo analítico en la planta baja (línea color rojo) tiene una buena correlación con la respuesta experimental. En el segundo nivel, el modelo analítico sobreestima el desplazamiento de la estructura; sin embargo, debido a que la respuesta estructural está regida por el comportamiento de la planta baja, se considera que la calibración ha sido exitosa.



---

## Apéndice C. Propuesta de envolvente trilineal para definir el comportamiento no lineal de muros de mampostería confinada con daño en corte.

---

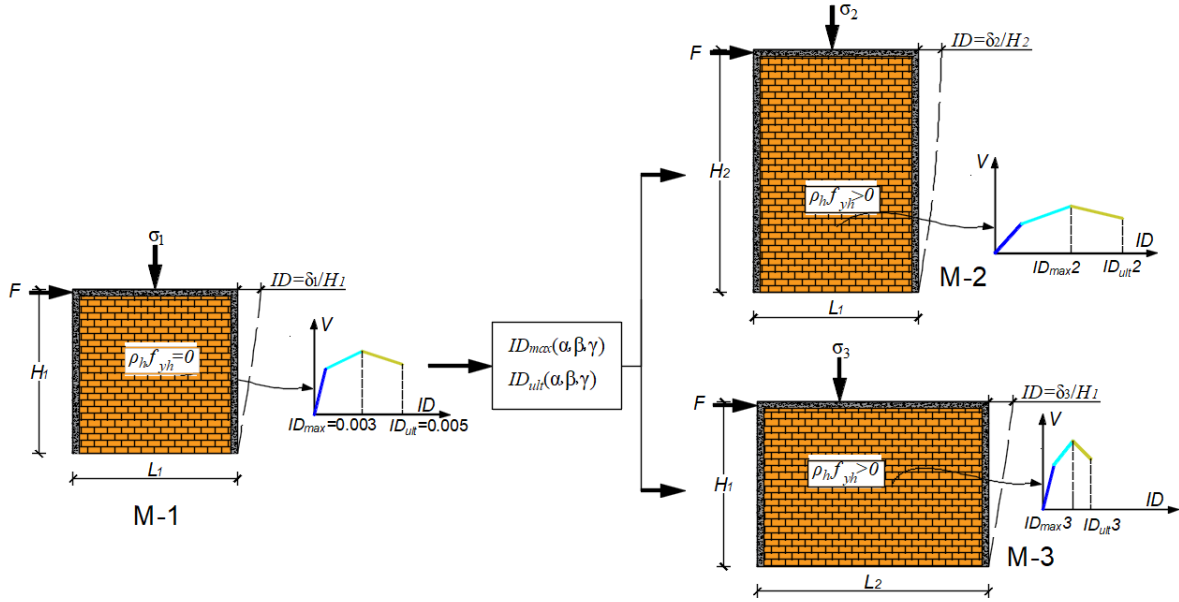
### C.I. Introducción.

En este apéndice se discute el procedimiento seguido para obtener los puntos que definen las deformaciones inelásticas asociadas al cortante máximo  $DI_{max}$  y a la deformación última  $DI_{ult}$  del modelo trilineal de comportamiento de muros de mampostería confinada.

### C.II. Planteamiento del modelo propuesto

De manera general, de la evidencia experimental existente se ha observado que la capacidad de deformación inelástica de los muros de mampostería confinada con daño a corte se ve modificada por tres factores: La relación de aspecto ( $H/L$ ); la cuantía de refuerzo horizontal  $\rho_h f_{yh}$ ; y el nivel de carga axial a compresión.

Para plantear un modelo que defina el comportamiento no lineal de un muro de mampostería confinada, se toma como base un muro con relación de aspecto igual a 1, sin acero de refuerzo horizontal y con una carga axial de 0.49MPa como el muro M-1 que se observa en la Figura C.1. De acuerdo con Flores & Alcocer (2001), la distorsión asociada al cortante máximo  $DI_{max}$  y la distorsión última  $DI_{ult}$  en un muro de estas características es igual a 0.003 y 0.005 respectivamente. El modelo propuesto plantea que los valores de  $DI_{max}$  y  $DI_{ult}$  puede ser modificado en función de tres factores denominados: alfa  $\alpha$ , Beta  $\beta$  y gamma  $\gamma$ , que representan la variación de la relación de aspecto, la cuantía de refuerzo horizontal y el nivel de compresión axial en el muro respectivamente.



**Figura C.1 Procedimiento general para obtener los valores de  $DI_{max}$  e  $DI_{ult}$  de muros de mampostería confinada con daño a corte con diferentes geometrías, cargas axiales y acero de refuerzo horizontal utilizando la información de un muro cuadrado típico.**

Por lo tanto, para calcular los valores de  $DI_{max}$  y  $DI_{ult}$  de los muros M-2 y M-3, será necesario multiplicar el valor base de ambos por un valor alfa  $\alpha$  que en el caso del muro M-2 deberá ser mayor que 1, ya que la relación de aspecto de M-1 es mayor que uno. Mientras que para el muro M-3, el factor debería ser menor que 1, debido a que la relación de aspecto de este muro es menor que 1. En el caso del factor Betha  $\beta$ , este debería ser mayor que 1, debido a que ambos muros cuentan con una cuantía de refuerzo horizontal. Finalmente, un factor gamma  $\gamma$  podría ser menor que 1 si asumimos que la carga axial en compresión  $\sigma_3$  es mayor que la aplicada en el muro M-1.

Por lo que, de manera general, el modelo se puede expresar como una función de transferencia; es decir, una función que, a su vez, sea función de los parámetros Alpha, Betha y gamma, como se indica en las expresiones C.1 y C.2

$$f[\alpha(H/L), \beta(\rho_h f_{yh}), \gamma \sigma] = \frac{DI_{max}}{0.003} \quad (C.1)$$

$$f[\alpha(H/L), \beta(\rho_h f_{yh}), \gamma \sigma] = \frac{DI_{ult}}{0.005} \quad (C.2)$$

### C.II.1. Efecto de la relación de aspecto, factor $\alpha$

La evidencia experimental presentada por Perez-Gavilan et al. (2015), y Fernandez-Baqueiro et al. (2016) confirma el efecto que tiene la relación de aspecto ( $H/L$ ) en la deformación inelástica de los muros de mampostería confinada con daño a corte. De acuerdo con Fernandez-Baqueiro *et al.* (2016); la capacidad de deformación inelástica de los muros de mampostería confinada está en función de la relación de aspecto.

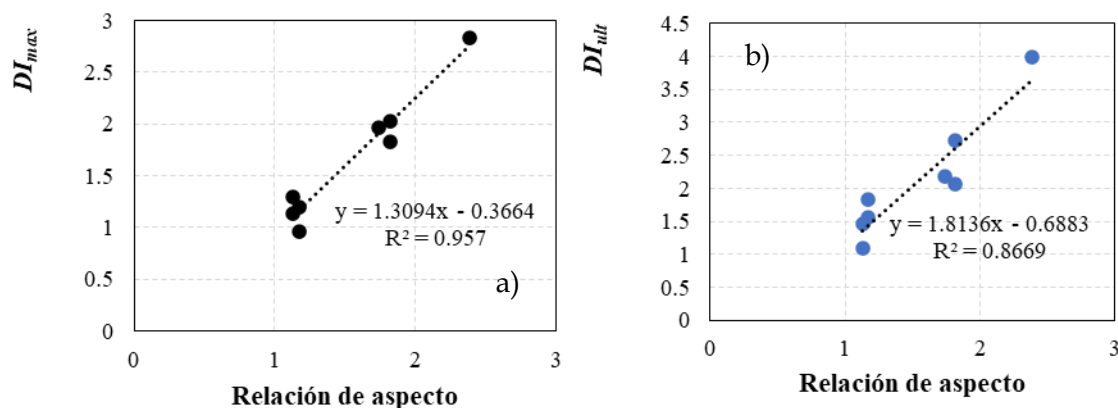


Figura C.2 Relación entre la distorsión y la relación de aspecto resultados experimentales de muros con relaciones de aspecto mayores que 1: a) Distorsión máxima  $DI_{max}$ , b) distorsión última  $DI_{ult}$

Tabla C.1 Propiedades del módulo de elasticidad y módulo de corte de la mampostería ensayados por Pérez Gavilán et al. (2013)

| Espécimen | L   | $f_m$              | $f_m^*$            | $E_m$              | $E_m/f_m$ | $G_m$ , ensaye     | $G_m/E_m$ |
|-----------|-----|--------------------|--------------------|--------------------|-----------|--------------------|-----------|
|           | cm  | kg/cm <sup>2</sup> | kg/cm <sup>2</sup> | kg/cm <sup>2</sup> |           | kg/cm <sup>2</sup> |           |
| ME1       | 114 | 76.28              | 56.4               | 43347              | 568       | 4772               | 0.11      |
| ME2       | 166 | 71.24              | 52.7               | 44557              | 625       | 4624               | 0.10      |
| ME3       | 207 | 76.45              | 56.79              | 43716              | 572       | 6484               | 0.15      |
| ME4       | 257 | 79.76              | 59.92              | 44066              | 553       | 4719               | 0.11      |
| ME5       | 424 | 112.27             | 83.06              | 46443              | 414       | 6060               | 0.13      |
| ME6       | 617 | 124.05             | 91.71              | 45305              | 365       | 8396               | 0.19      |
| ME7       | 913 | 89.13              | 66.70              | 42703              | 479       | 8276               | 0.19      |

Tabla C.2 Propiedades del módulo de elasticidad de los castillos ensayados por Pérez Gavilán *et al.* (2013)

| Espécimen | $f'_c$             | $E_c$              | $\nu$ | $E_c / \sqrt{f'_c}$ |
|-----------|--------------------|--------------------|-------|---------------------|
|           | kg/cm <sup>2</sup> | kg/cm <sup>2</sup> |       |                     |
| ME1       | 335                | 116075             | 0.14  | 6345.32             |
| ME2       | 216                | 103395             | 0.17  | 7028.2              |
| ME3       | 184                | 100737             | 0.14  | 7422.48             |
| ME4       | 234                | 110211             | 0.16  | 7211.57             |
| ME5       | 232                | 113392             | 0.14  | 7444.52             |
| ME6       | 252                | 123615             | 0.15  | 7783.95             |
| ME7       | 308                | 124631             | 0.14  | 7106.15             |

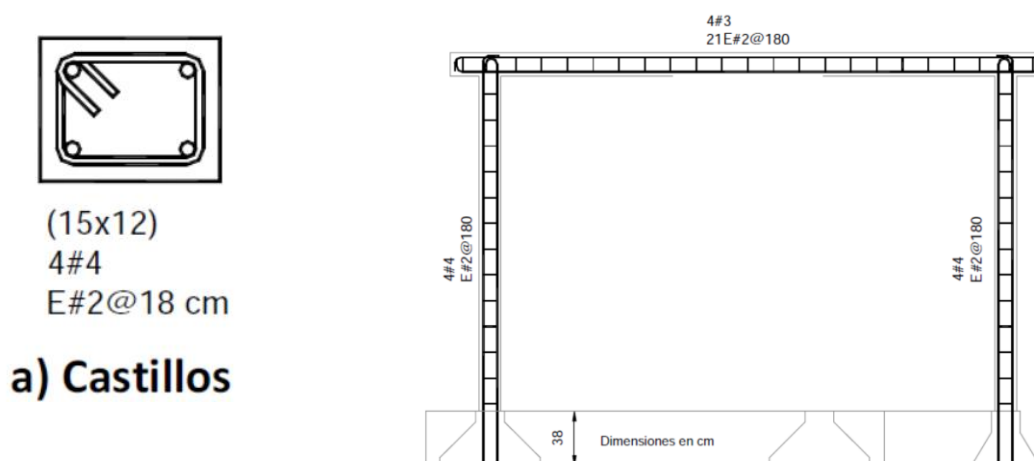


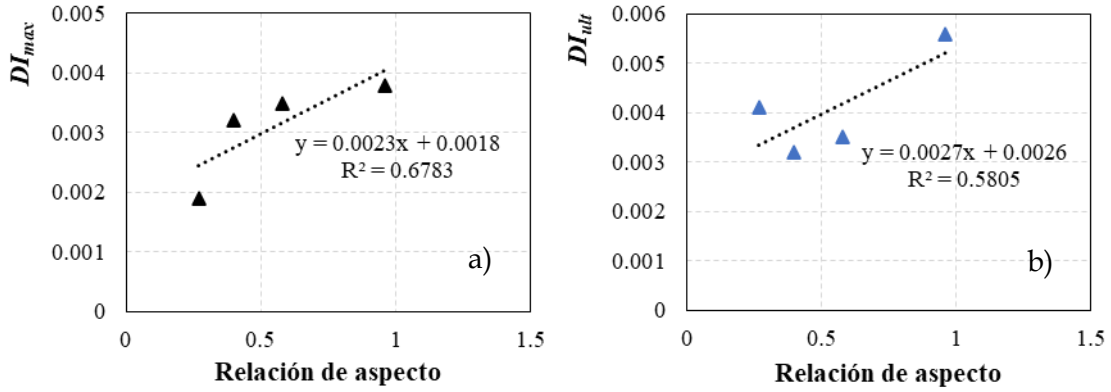
Figura C.3 Detalles tipo de los muros ensayados por Pérez Gavilán *et al.* (2013)

Como se observa en la Figura C.2, existe una buena correlación lineal entre la relación  $H/L$  y la distorsión máxima  $DI_{max}$ , así como con distorsión última  $DI_{ult}$  para muros con relaciones de aspecto entre 1 y 2.5.

Para los muros con relaciones de aspecto menores que 1 (Figura C.3) se estudiaron los resultados experimentales obtenidos por Perez-Gavilan *et al.* (2015). Se realizó una regresión lineal de los datos y se obtuvo la gráfica mostrada en la Figura C.4

Aunque la correlación en el caso de los datos reportados en la Figura C.4 no es tan fuerte como en la figura anterior. Se observa que si existe una tendencia de los

muros a reducir su capacidad de deformación con la disminución de la relación de aspecto.



**Figura C.4 Relación entre la distorsión y la relación de aspecto resultados experimentales de muros con relaciones de aspecto menores que 1: a) Distorsión máxima  $DI_{max}$ , b) distorsión ultima  $DI_{ult}$**

De las gráficas mostradas se plantean las siguientes expresiones.

$$DI_{max} = 0.003\alpha_{max} \quad (C.3)$$

$$DI_{ult} = 0.005\alpha_{ult} \quad (C.4)$$

$$\alpha_{max}(H/L) = \begin{cases} 0.6, & H/L \leq 0.5 \\ 1.0, & 0.5 > H/L \leq 1.0 \\ H/L, & 1 > H/L \leq 2.0 \\ 2.0, & H/L > 2.0 \end{cases} \quad (C.5)$$

$$\alpha_{ult}(H/L) = \begin{cases} 0.75, & H/L \leq 0.5 \\ 1.2, & 0.5 > H/L \leq 1.0 \\ 1.2(H/L), & 1 > H/L \leq 2.0 \\ 2.4, & H/L > 2.0 \end{cases} \quad (C.6)$$

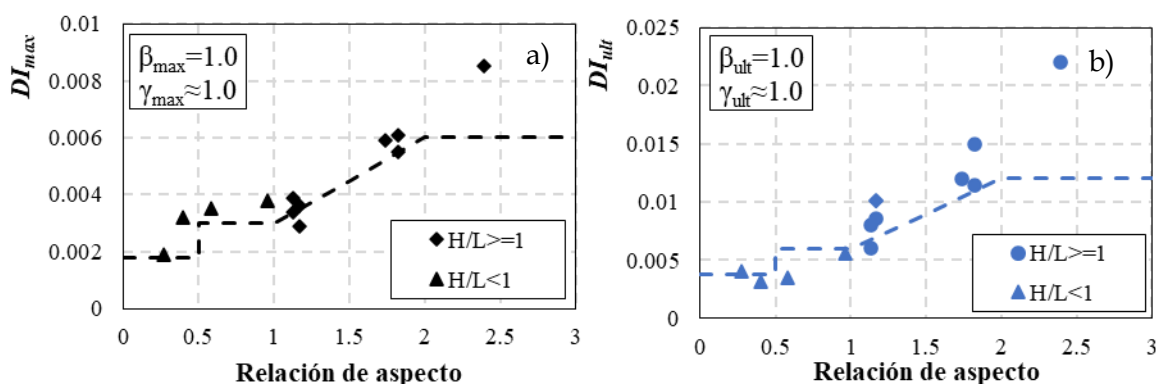
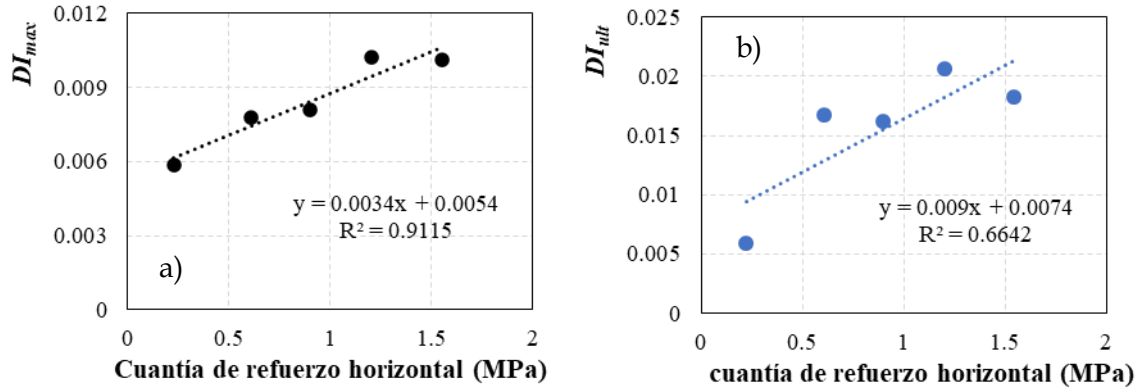


Figura C.5 Resultados experimentales contra ecuaciones propuestas, efecto  $\alpha$ : Distorsión máxima  $DI_{max}$ , b) distorsión ultima  $DI_{ult}$

En la Figura C.5 se observan los datos de la distorsión máxima y distorsión ultima de los muros ensayados por Fernández-Baqueiro *et al.* (2016) con relación de aspecto mayores que 1.0 y los muros ensayados por Pérez-Gavilán *et al.* con relación de aspecto menores que 1.0. La línea discontinua muestra gráficamente las expresiones C.3 a C.6. Como se puede apreciar, las ecuaciones propuestas siguen de manera razonable el comportamiento experimental observado en los muros.

## C.II.2. Efecto de la cuantía de refuerzo horizontal, factor $\beta$

Existe evidencia experimental en muros de mampostería confinada que indican que, al agregar refuerzo horizontal en las juntas de mortero, el muro incrementa su capacidad de deformación lateral una vez que se presenta el agrietamiento por tensión diagonal en el panel de mampostería. De las pruebas experimentales realizadas por Cruz-Olayo (2015), se graficó el incremento de la distorsión máxima y la distorsión ultima en los muros con el incremento de la cuantía de refuerzo horizontal. Se observa que para el caso de la distorsión máxima existe una buena correlación con el ajuste lineal propuesto; por otro lado, para el caso de la distorsión ultima, la correlación no es tan fuerte; sin embargo, se observa que la distorsión ultima crece con el incremento de la cuantía de refuerzo horizontal.



**Figura C.6 Relación entre la distorsión y la cuantía de refuerzo horizontal: Distorsión máxima  $DI_{max}$ , b) distorsión ultima  $DI_{ult}$**

Basado en las observaciones anteriores, se proponen las siguientes expresiones para cuantificar la capacidad de deformación de un muro cuadrado con refuerzo horizontal con carga axial a compresión de 0.49MPa.

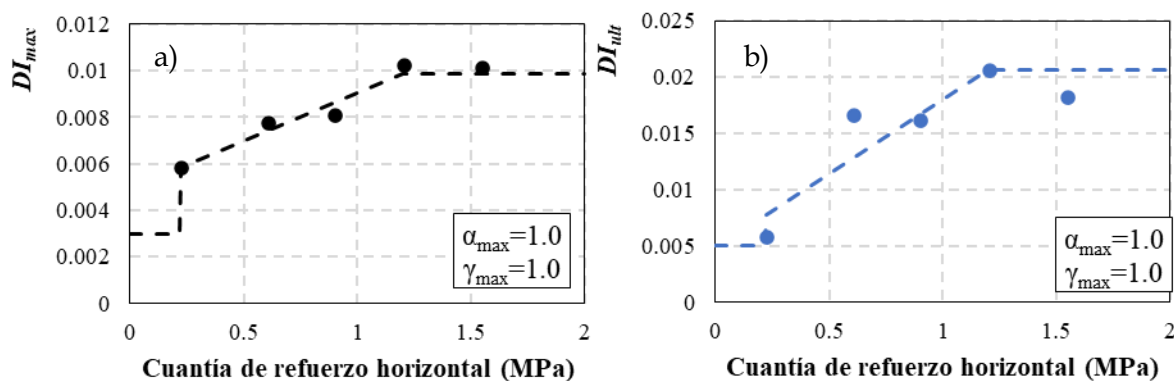
En la Figura C.7 se observan los resultados experimentales obtenidos por Cruz-Olayo contra los resultados obtenidos con las ecuaciones C.7 a C.10.

$$ID_{max} = 0.003\beta_{max} \quad (C.7)$$

$$ID_{ult} = 0.005\beta_{ult} \quad (C.8)$$

$$\beta_{max}(\rho_h f_{yh}) = \begin{cases} 1.0, & \rho_h f_{yh} < 0.2255 \\ 1.394\rho_h f_{yh} + 1.6355, & 0.2255 \geq \rho_h f_{yh} \leq 1.20 \\ 3.3, & \rho_h f_{yh} > 1.20 \end{cases} \quad (C.9)$$

$$\beta_{ult}(\rho_h f_{yh}) = \begin{cases} 1.0, & \rho_h f_{yh} < 0.2255 \\ 2.773\rho_h f_{yh} + 0.9225, & 0.2255 \geq \rho_h f_{yh} \leq 1.20 \\ 4.12, & \rho_h f_{yh} > 1.20 \end{cases} \quad (C.10)$$



**Figura C.7 Resultados experimentales contra ecuaciones propuestas, efecto  $\beta$ : Distorsión máxima  $DI_{max}$ , b) distorsión ultima  $DI_{ult}$**

### C.II.3. Efecto del nivel de carga axial en compresión, factor $\gamma$

En México no existe mucha evidencia del comportamiento no lineal de muros de mampostería confinada sometido a diversos niveles de carga axial; por otro lado, en Perú Lovon et al. (2018) reconoce que el nivel de carga axial a compresión en los muros tiene un efecto en la capacidad de deformación inelástica. Los autores muestran la evidencia experimental de 2 muros con relación de aspecto de 1.0, el primer muro no cuenta con carga axial aplicada, y un segundo muro, al cual se le aplicó un esfuerzo a compresión axial de 0.5MPa. Ambos muros carecen de refuerzo horizontal.

**Tabla C.3 Distorsión asociada al cortante máximo  $DI_{max}$  y distorsión ultima  $DI_{ult}$  en función del esfuerzo axial a compresión reportado por Lovón et al (2018)**

| Muro | Esfuerzo axial (MPa) | $DI_{max}$ | $DI_{ult}$ |
|------|----------------------|------------|------------|
| MP1  | 0                    | 0.0057     | 0.0115     |
| MP2  | 0.5                  | 0.0043     | 0.0083     |

En la Tabla C.3 se observa que el valor de  $DI_{max}$  e  $DI_{ult}$  para el muro con una carga axial de 0.5MPa es ligeramente mayor a los valores de referencia establecidos en la Figura C.1. Para calcular una ecuación que modifique la capacidad de deformación del muro de mampostería confinada en función de la carga axial se calcula la variación de  $DI_{max}$  e  $DI_{ult}$  con la carga axial, la pendiente se ajusta a los valores conocidos para el caso de muros de mampostería confinada. Además, se propone un límite donde el nivel de carga axial no reduce la capacidad de deformación del muro, para evitar que para alguna combinación  $DI_{max}$  sea mayor que  $DI_{ult}$ .

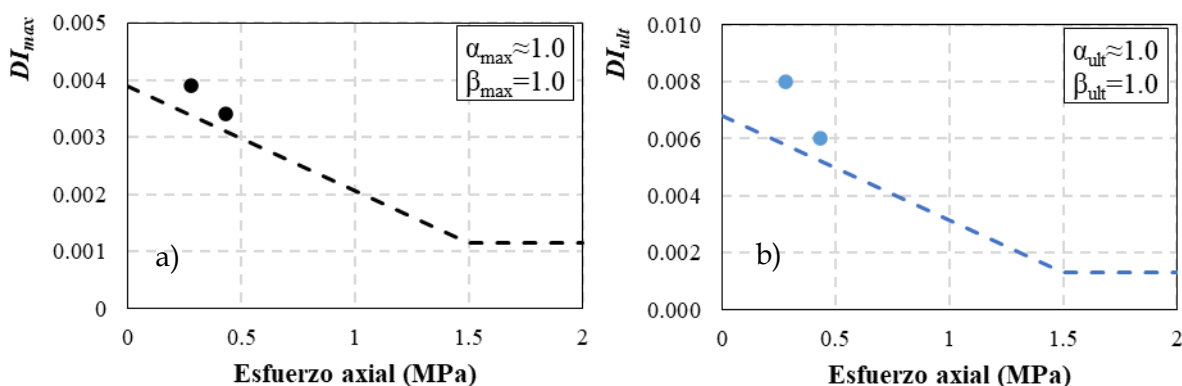
$$DI_{max} = 0.003\gamma_{max} \quad (C.11)$$

$$DI_{ult} = 0.005\gamma_{ult} \quad (C.12)$$



$$\gamma_{max} \sigma_v = \begin{cases} 1.3 - 0.612\sigma_v & 0 > \sigma_v \leq 1.50 \\ 0.382 & \sigma_v > 1.50 \end{cases} \quad (C.13)$$

$$\gamma_{ult} \sigma_v = \begin{cases} 1.36 - 0.7346\sigma_v & 0 > \sigma_v \leq 1.50 \\ 0.258 & \sigma_v > 1.50 \end{cases} \quad (C.14)$$



**Figura C.8 Resultados experimentales contra ecuaciones propuestas, efecto  $\gamma$ : Distorsión máxima  $DI_{max}$ , b) distorsión ultima  $DI_{ult}$**

Las ecuaciones C.11 a C.14 describen la variación de  $DI_{max}$  e  $DI_{ult}$  en función de la carga axial a compresión. En la Figura C.8 se muestran gráficamente las ecuaciones propuestas. Se corrobora que cuando la carga axial vale 0.49MP  $DI_{max}$  e  $DI_{ult}$  valen 0.003 y 0.005 respectivamente.

### C.III. Aplicación del modelo propuesto

En la Tabla C.4 se resume el modelo de la curva fuerza desplazamiento de los muros de mampostería con daño a corte: el punto asociado a la resistencia al primer agrietamiento por tensión diagonal  $V_{cr}$ ; se calcula utilizando la expresión propuesta en las NTC-DCEM (2017), para calcular la fuerza cortante resistente de diseño  $V_{mR}$  con un factor de reducción de resistencia  $F_R$  unitario. La resistencia máxima  $V_{max}$ ; se calcula como la suma de la resistencia al primer agrietamiento y la contribución de la resistencia del acero de refuerzo horizontal  $V_{sR}$ ; finalmente, la resistencia ultima  $V_u$  es 0.8 veces la resistencia al primer agrietamiento por tensión diagonal. Por otro lado, la distorsión asociada al primer agrietamiento por tensión diagonal se calcula como el cociente entre el cortante al primer agrietamiento entre la rigidez  $K_0$ , que es la suma de la rigidez a flexión y la rigidez a corte dividida por la altura del muro.

Una vez que se estudiaron los tres parámetros por separado, se propone unirlos para estimar la curva tri-lineal de muros mampostería confinada. Para validar el modelo, se propone calcular la respuesta de 3 muros con longitudes de 135, 270 y 810cm y una altura de 270cm sometidos a distintos niveles de carga axial.

( $\sigma_1=0.1\text{MPa}$ ,  $\sigma_2=0.49\text{MPa}$ ,  $\sigma_3=1\text{MPa}$  y  $\sigma_4=1.6\text{MPa}$ ) y dos tipos de refuerzo horizontal una asociada a la cuantía mínima  $\rho_{\min}$  indicada en el reglamento, y otra a la cuantía máxima  $\rho_{\max}$ . Todos los muros están compuestos de los mismos materiales, se estimaron las propiedades de la sección agrietada transformada y se calculó la rigidez de los muros considerando a estos como un muro en voladizo.

En la Figura C.9 se observa la curva de capacidad de los 24 muros estudiados agrupados en función de la relación de aspecto. En general, los muros con relación de aspecto de 2.0 tienen mayor capacidad de deformación inelástica que los muros con relaciones de aspecto menores, varios de estos muros son capaces de alcanzar una distorsión de 0.01 antes de que se alcance la resistencia máxima. Cuando la relación de aspecto es de 1 solo el muro que tiene la cuantía máxima de refuerzo horizontal y el menor nivel de carga axial es capaz de desarrollar una distorsión de 0.01 antes de que alcance su resistencia máxima. Otros muros alcanzan la distorsión de 0.01; sin embargo, dichos muros se encuentran en la zona de pendiente negativa. La resistencia máxima en este grupo de muros se alcanza para distorsiones que van desde 0.003 a 0.01. Finalmente, la gran mayoría de los muros con relación de aspecto de 0.33 no son capaces de alcanzar la distorsión de 0.01, la resistencia máxima se alcanza para un rango de distorsiones que oscila entre 0.002 ha 0.005.

**Tabla C.4 Resumen modelo curva fuerza distorsión propuesto**

| Resistencia a Corte                                                                                                                                                                          | Distorsiones (DI)                                                                                                                                     |                                          |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------|
| $V_{cr} = V_{mR}$                                                                                                                                                                            | $DI_{cr} = \frac{V_{cr}}{K_0 H}$                                                                                                                      | $K_0 = \frac{3EI}{H^3} + \frac{GA_c}{H}$ |
| $V_{max} = V_{mR} + V_{sR}$                                                                                                                                                                  | $DI_{max} = 0.003\alpha\beta\gamma \leq 0.015$                                                                                                        |                                          |
| $V_u = 0.8V_{max}$                                                                                                                                                                           | $DI_u = 0.005\alpha\beta\gamma \leq 0.025$                                                                                                            |                                          |
| Parámetros geométricos (factor $\alpha$ )                                                                                                                                                    |                                                                                                                                                       |                                          |
| $\alpha_{max}(H/L) = \begin{cases} 0.6, & H/L \leq 0.5 \\ 1.0, & 0.5 > H/L \leq 1.0 \\ H/L, & 1 > H/L \leq 2.0 \\ 2.0, & H/L > 2.0 \end{cases}$                                              | $\alpha_{ult}(H/L) = \begin{cases} 0.75, & H/L \leq 0.5 \\ 1.2, & 0.5 > H/L \leq 1.0 \\ 1.2(H/L), & 1 > H/L \leq 2.0 \\ 2.4, & H/L > 2.0 \end{cases}$ |                                          |
| Parámetros del acero de refuerzo horizontal (factor $\beta$ )                                                                                                                                |                                                                                                                                                       |                                          |
| $\beta_{max}(\rho_h f_{yh}) = \begin{cases} 1.0, & \rho_h f_{yh} < 0.2255 \\ 1.394\rho_h f_{yh} + 1.6355, & 0.2255 \geq \rho_h f_{yh} \leq 1.20 \\ 3.3, & \rho_h f_{yh} > 1.20 \end{cases}$  |                                                                                                                                                       |                                          |
| $\beta_{ult}(\rho_h f_{yh}) = \begin{cases} 1.0, & \rho_h f_{yh} < 0.2255 \\ 2.773\rho_h f_{yh} + 0.9225, & 0.2255 \geq \rho_h f_{yh} \leq 1.20 \\ 4.12, & \rho_h f_{yh} > 1.20 \end{cases}$ |                                                                                                                                                       |                                          |
| Parámetros del nivel de carga axial (factor $\gamma$ )                                                                                                                                       |                                                                                                                                                       |                                          |
| $\gamma_{max} \sigma_v = \begin{cases} 1.3 - 0.612\sigma_v, & 0 > \sigma_v \leq 1.50 \\ 0.382, & \sigma_v > 1.50 \end{cases}$                                                                |                                                                                                                                                       |                                          |
| $\gamma_{ult} \sigma_v = \begin{cases} 1.36 - 0.7346\sigma_v, & 0 > \sigma_v \leq 1.50 \\ 0.258, & \sigma_v > 1.50 \end{cases}$                                                              |                                                                                                                                                       |                                          |

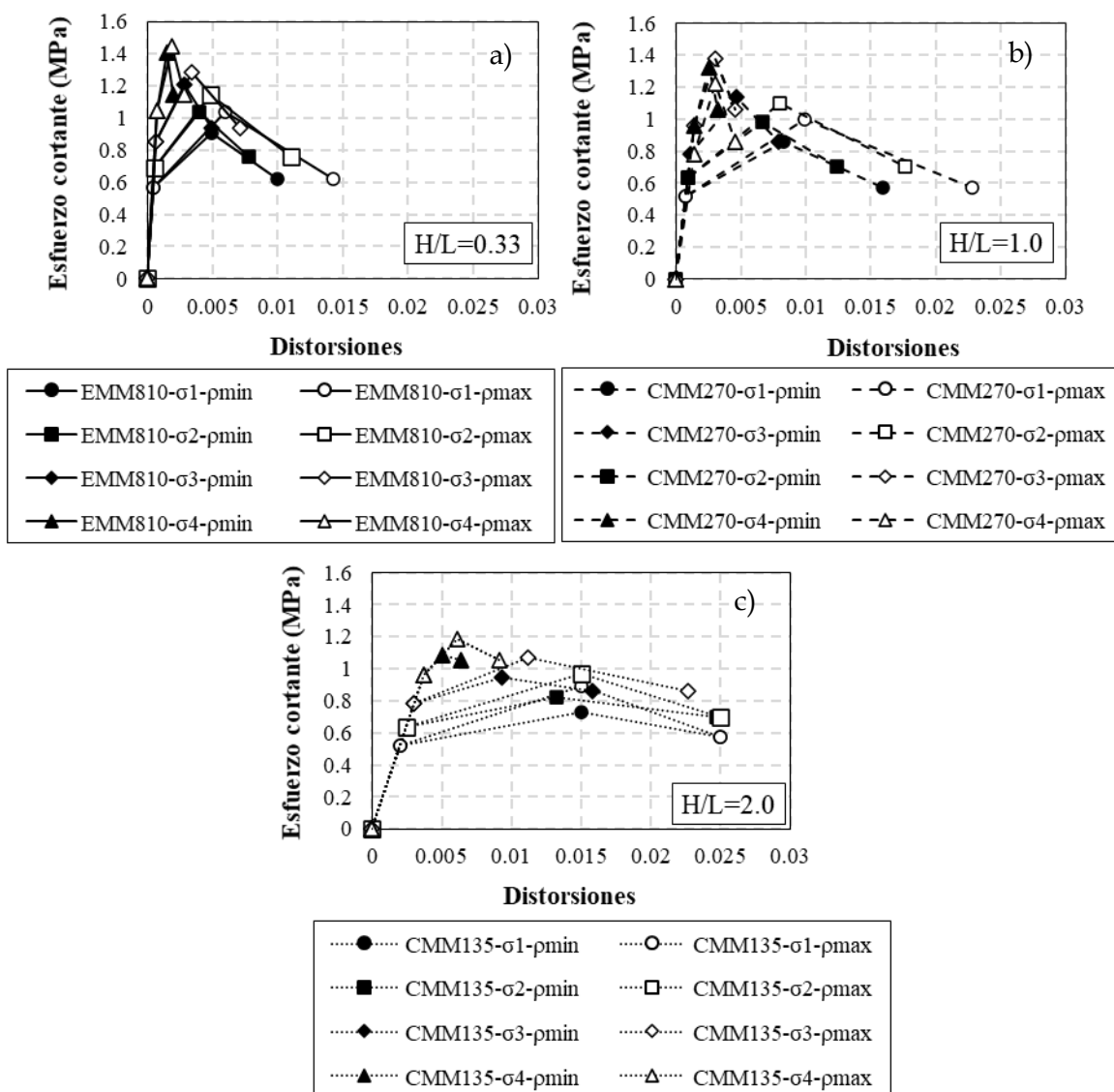


Figura C.9 Curvas de capacidad de muros de mampostería confinada con daño a corte agrupados en función de la relación de aspecto: a) relación de aspecto igual a 0.33, b) relación de aspecto igual a 1, y c) relación de aspecto igual a 2.0

---

# Apéndice D. Selección de los eventos sísmicos para el análisis dinámico no lineal

---

## D.I. Introducción

En este apéndice se describe como se obtuvieron, recortaron y escalaron los eventos sísmicos para realizar los análisis dinámicos no lineales a los edificios diseñados de acuerdo con las NTC-DS (2017) y a los edificios diseñados con la metodología propuesta

## D.II. Selección, recorte y escalado de los eventos sísmicos

### D.II.1. Selección de los eventos sísmicos

Para llevar a cabo los análisis dinámicos no lineales, es necesario definir los eventos sísmicos a utilizar. En este trabajo, se decidió utilizar los eventos obtenidos de la plataforma SASID (<https://sasid.unam.mx/webNormasCDMX/>); para esto, fue necesario definir en la plataforma, la ubicación de los edificios a estudiar en términos de las coordenadas Latitud: 19.29, Longitud: -99.21. Al ingresar estos datos, la plataforma entrega 8 eventos de dos tipos de familias: cuatro asociados a sismos de subducción (SU); y 4 corresponden a sismos de profundidad intermedia (PI). Cada evento contiene un par de aceleraciones ( $a_{h1}$  y  $a_{h2}$ ) asociadas a las dos direcciones ortogonales de análisis. La plataforma además proporciona al usuario los correspondientes espectros de las dos componentes de aceleración de los eventos sísmicos (16 espectros), en la Figura D.1 se observa el documento con la información proporcionada por la plataforma SASID.

En la Figura D.2 se muestran los registros de los 8 eventos sísmicos en las dos direcciones de análisis: en color azul y naranja se grafican las componentes  $a_{h1}$  y  $a_{h2}$  de los registros asociados a la familia de profundidad intermedia (PI); y en color rojo y gris las componentes  $a_{h1}$  y  $a_{h2}$  de los registros de la familia asociada a los eventos de subducción (SU). En esta figura, es posible observar que en la gran mayoría de los registros la zona de las mayores aceleraciones es menor que el registro completo; por lo tanto, con el objetivo de acortar los tiempos de cómputo durante los análisis se decidió recortar los registros y así solo tomar en cuenta la parte que produce la mayor cantidad de demandas a los edificios.

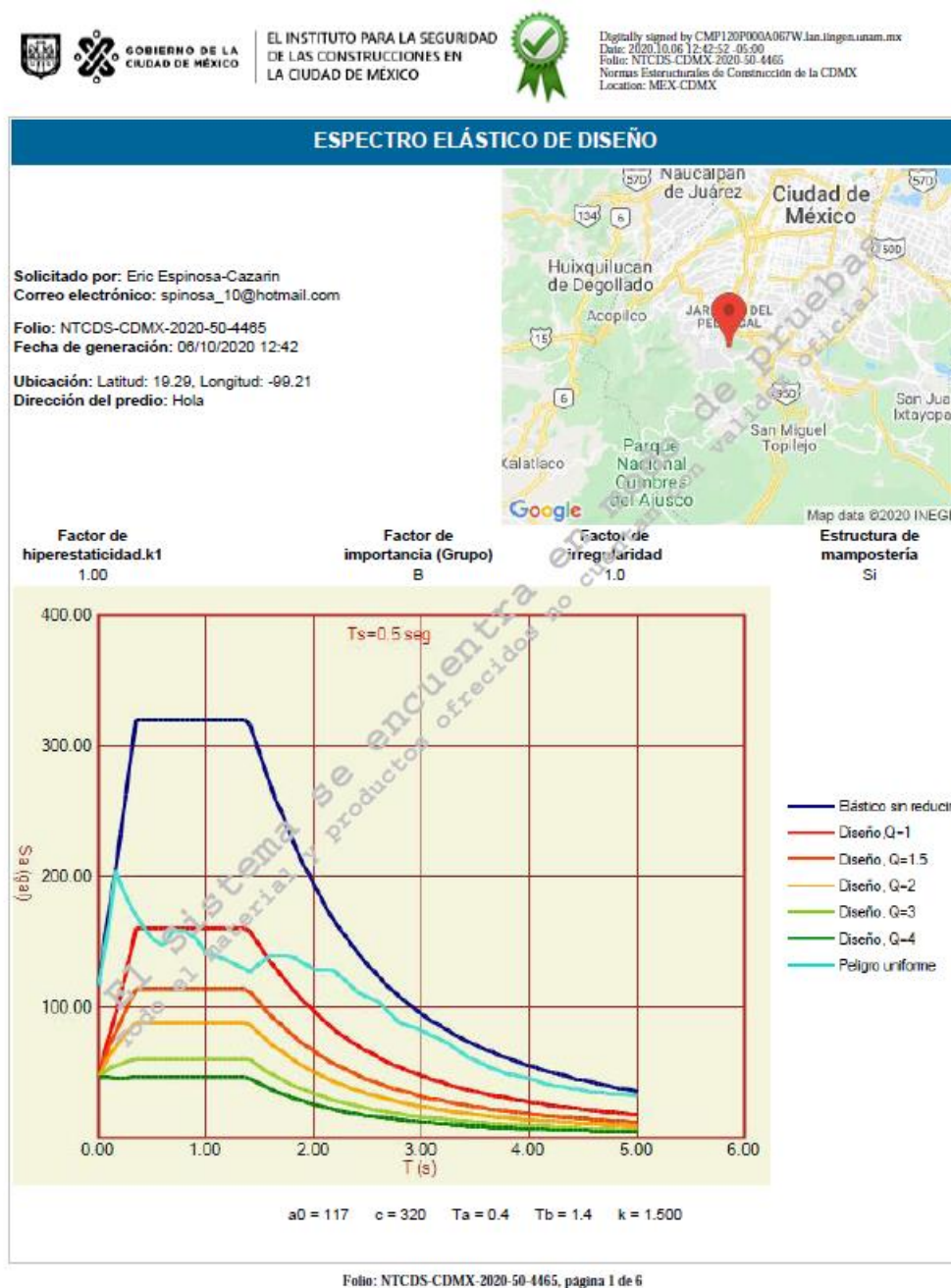


Figura D.1 Archivo de resumen sobre la información otorgada por la plataforma SASID

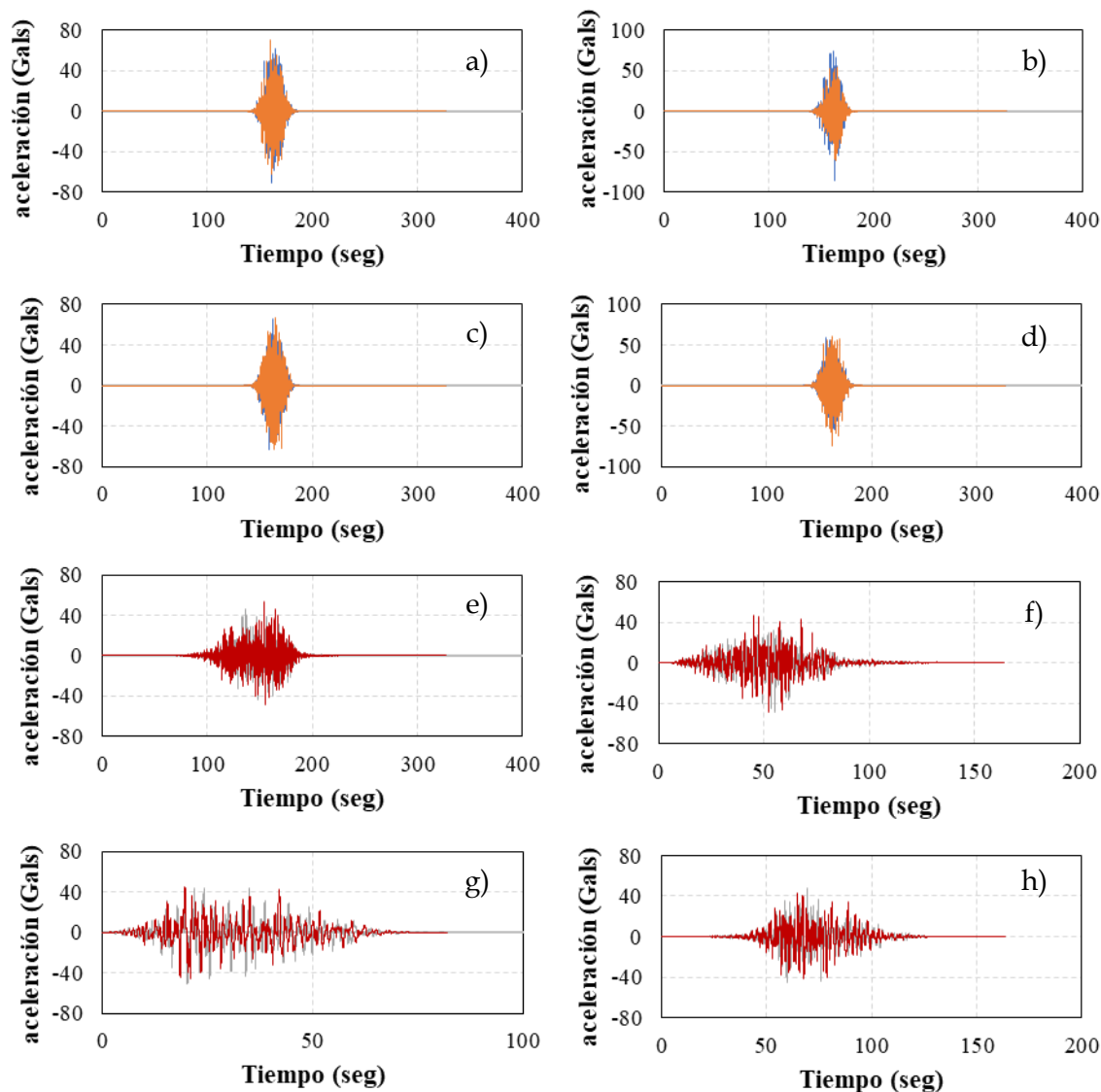
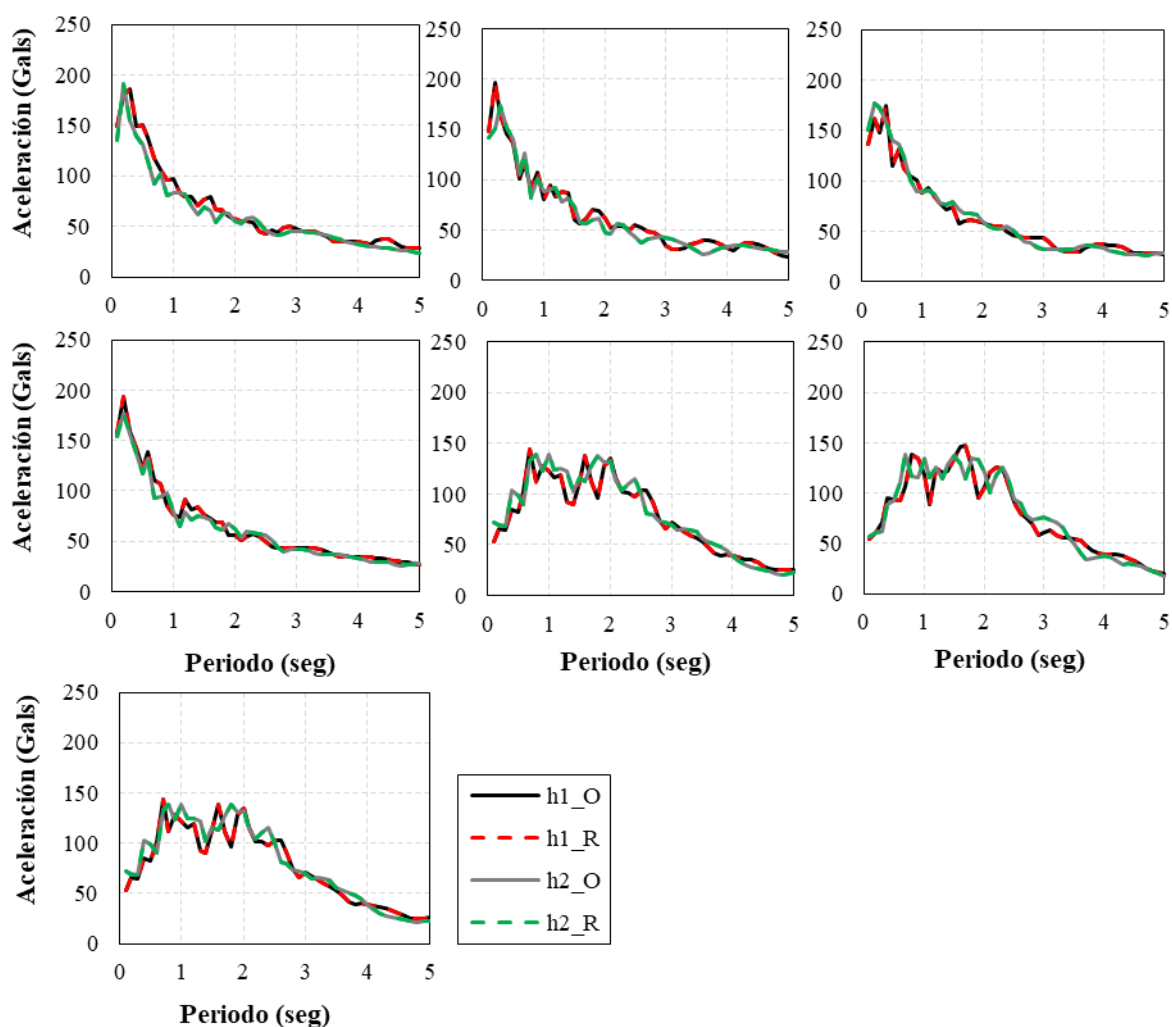


Figura D.2 Registros de aceleración  $a_{h1}$  y  $a_{h2}$  de los eventos sísmicos obtenidos en la plataforma SASID: a) PI1, b) PI2, c) PI3, d) PI4, e) SU1, f) SU2, g) SU3, h) SU4.

## D.II.2. Recorte de los eventos sísmicos

Se recortaron los registros a manera que el espectro de aceleraciones de los registros recortados fuese equiparable con el espectro de aceleración de los registros originales. En la Figura D.3 se observan la comparativa de los espectros de aceleración originales (líneas negra y gris continua, denominados  $h1\_R$  y  $h2\_R$ ) y los espectros de los registros recortados (líneas roja y verde discontinua, denominados  $h1\_O$  y  $h2\_O$ ) calculados con el programa Degtra versión 10.3.0. Se aprecia que en los 7 casos (los registros del evento SU3 no se recortaron) ambos espectros son prácticamente iguales.



**Figura D.3 Comparativa de los espectros de aceleración de los registros sísmicos originales contra recortados.**

En la Tabla D.1 se muestran algunos datos generales de interés de los 8 eventos sísmicos a utilizar. La mayoría de los registros tienen una duración de 327 segundos, al recortar los registros; se logró disminuir de manera significativa el número de puntos en cada registros, esto tendrán ventajas en términos de la reducción de los cálculos computacionales a realizar.

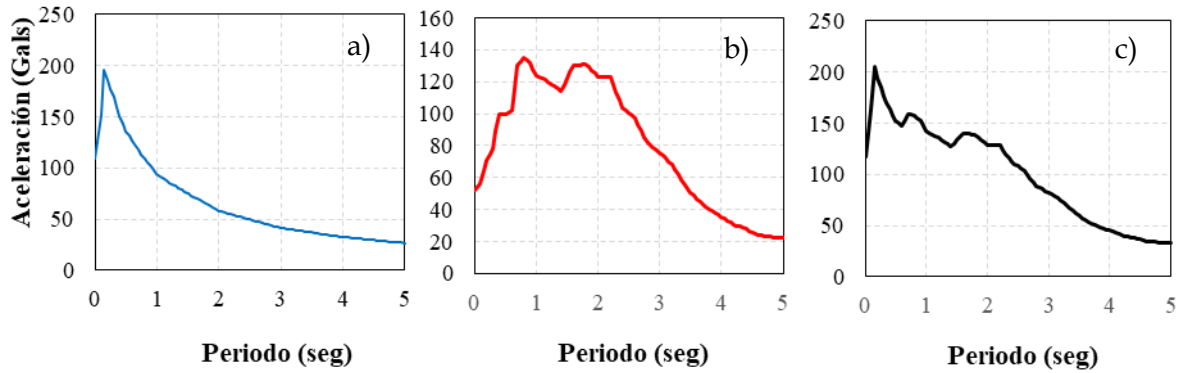


**Tabla D.1 Datos generales de los eventos sísmicos obtenidos de la plataforma SASID**

| Evento | Originales       |                | Recortados       |                | PGA<br>(cm/seg <sup>2</sup> ) |                |
|--------|------------------|----------------|------------------|----------------|-------------------------------|----------------|
|        | Numero de puntos | Duración (seg) | Numero de puntos | Duración (seg) | h <sub>1</sub>                | h <sub>2</sub> |
| PI1    | 32768            | 327.68         | 5100             | 51.00          | 149                           | 136            |
| PI2    | 32768            | 327.68         | 8001             | 80.01          | 148                           | 142            |
| PI3    | 32768            | 327.68         | 5100             | 51.00          | 136                           | 151            |
| PI4    | 32768            | 327.68         | 8001             | 80.01          | 157                           | 154            |
| SU1    | 32768            | 327.68         | 15005            | 150.05         | 52.8                          | 72             |
| SU2    | 16384            | 163.84         | 12000            | 120.00         | 53.9                          | 57.4           |
| SU3    | 8192             | 81.92          | NA               | NA             | 54.5                          | 51.5           |
| SU4    | 16384            | 163.84         | 11001            | 110.01         | 49.6                          | 46.3           |

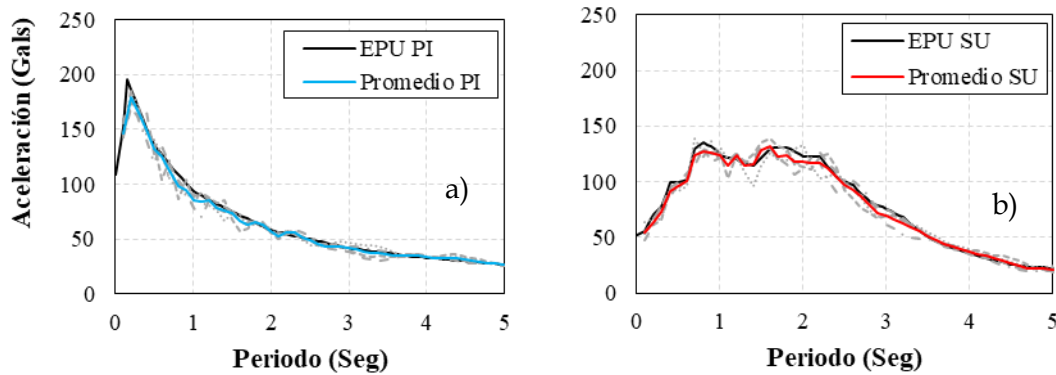
### D.II.3. Escalado de los registros sísmicos

Para escalar los eventos, la plataforma provee al usuario del espectro de peligro uniforme EPU asociado a los tipos de familias: profundidad intermedia (espectro en azul Figura D.4) y subducción (espectro en rojo Figura D.4). Para cada uno de los 4 eventos se obtiene el promedio cuadrático de sus dos componentes  $a_{es}(T)$  (ecuación D.1), posteriormente, se obtiene el promedio de los cuatro eventos  $a_{es}(T)$ , el resultado se compara con su respectivo EPU, y se comprueba que en un intervalo que va de 0.1 a 1.5 veces el periodo de la dirección de análisis las aceleraciones de  $a_{es}(T)$  son mayores o iguales que las del EPU.



**Figura D.4 Espectros de peligro uniforme entregados por la plataforma SASID: a) Profundidad intermedia, b) Subducción c) Total**

$$a_{es}(T) = \sqrt{\frac{a_{h1}^2(T) + a_{h2}^2(T)}{2}} \quad (D.1)$$



**Figura D.5 Comparativa del promedio de los espectros obtenidos de los registros contra el espectro de peligro uniforme: a) Profundidad intermedia, b) Subducción**

En la Figura D.5a y la Figura D.5b se muestra en línea negra solida los EPU asociados a las familias de PI y SU respectivamente, las líneas color gris de diferentes formas representan la aceleración de cada uno de los 4 eventos asociados a PI y SU calculadas con la ecuación 6.1, y en las líneas solidas en color azul y roja representan el promedio de los cuatro eventos de profundidad intermedia y subducción respectivamente. Note que existen segmentos del espectro de los promedios que se encuentran por debajo de la línea negra. Para escalar el registro; es necesario conocer el periodo dominante de la estructura, para un intervalo de periodos que va de 0.1 a 1.5 veces el periodo de la estructural, el espectro del promedio de las aceleraciones tiene que ser igual o mayor que el espectro del peligro uniforme.

---

## **Apéndice E. Detalles de los edificios diseñados con la metodología basada en desempeño propuesta**

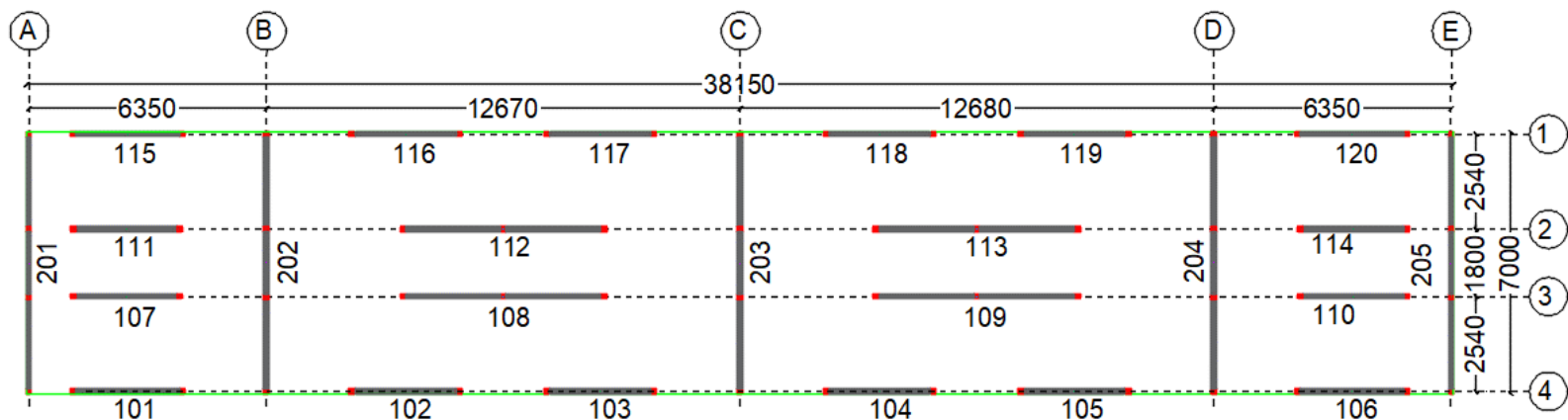
---

### **E.I. Introducción**

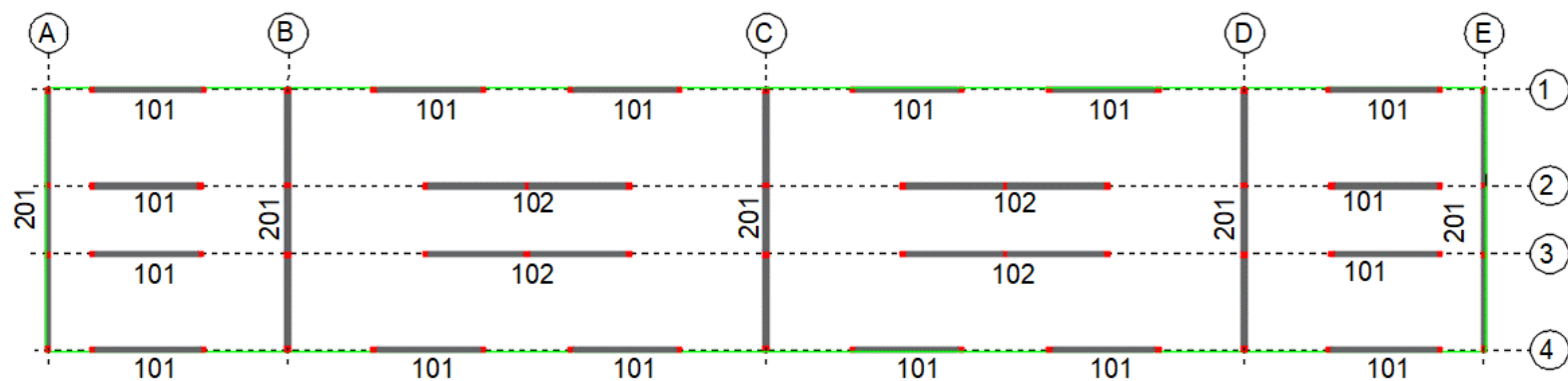
En este apéndice se muestran los detalles finales referentes a la geometría y acero de refuerzo de los edificios diseñados utilizando la metodología propuesta en este trabajo.

En primer lugar, se muestra la planta estructural con el número y sección de muro; también se indican los ejes en elevación en donde a su vez se indica el tipo de sección transversal de los elementos horizontales. Finalmente se muestra las dimensiones de la sección transversal de los elementos viga y los muros, así como el acero de refuerzo horizontal de los muros.

### **E.II. Edificios Sirio**



**PLANTA ESTRUCTURAL: SIRIO 8N**  
ACOT: MM



**PLANTA ESTRUCTURAL SIRIO 8N:**  
**NUMERACIÓN DE SECCIONES DE MURO DE PB A AZOTEA**

Figura E.1 Planta estructural de edificio Sirio 8N

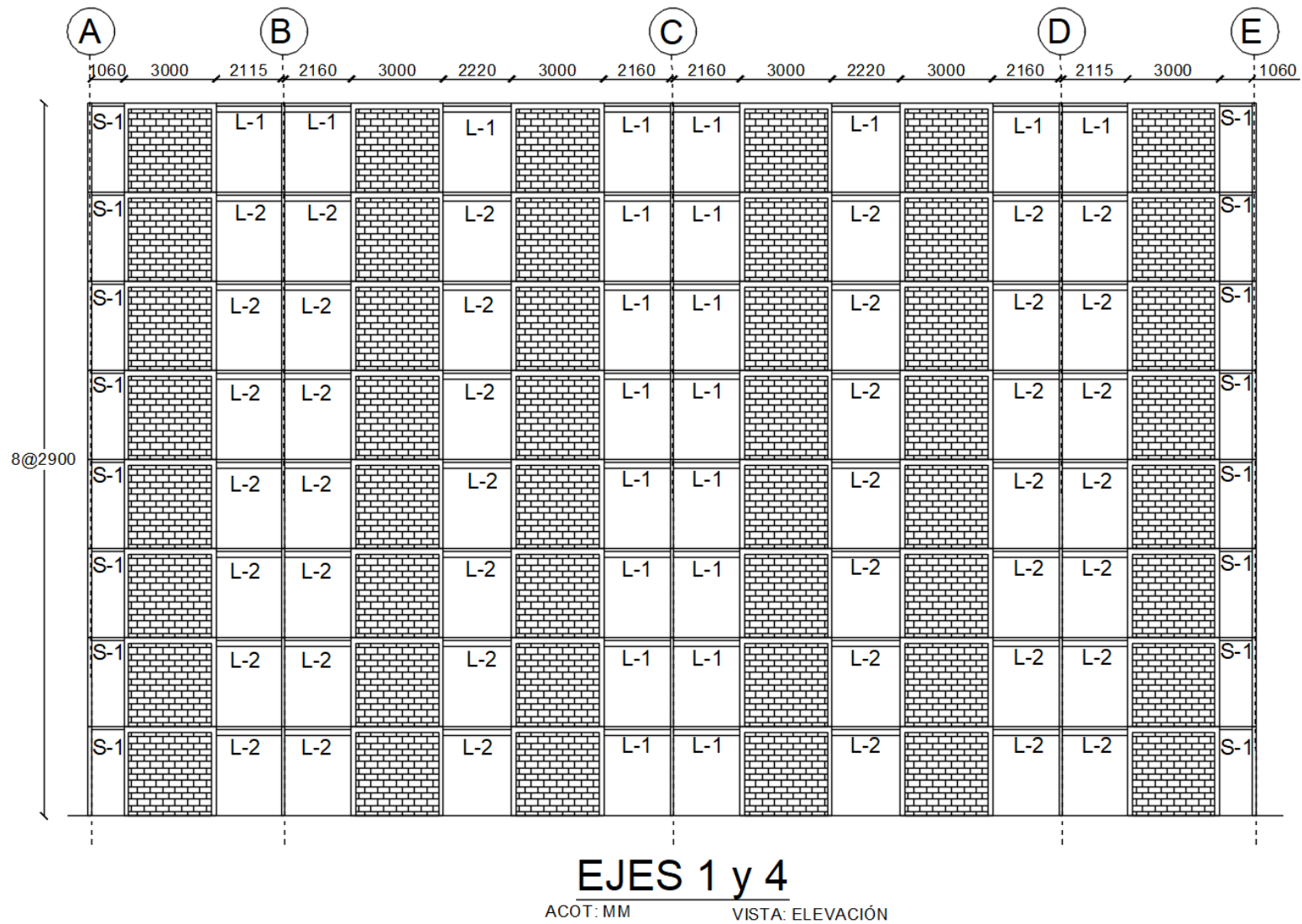


Figura E.2 Ejes 1 y 4 con localización de secciones transversales de elementos horizontales: Sirio 8N

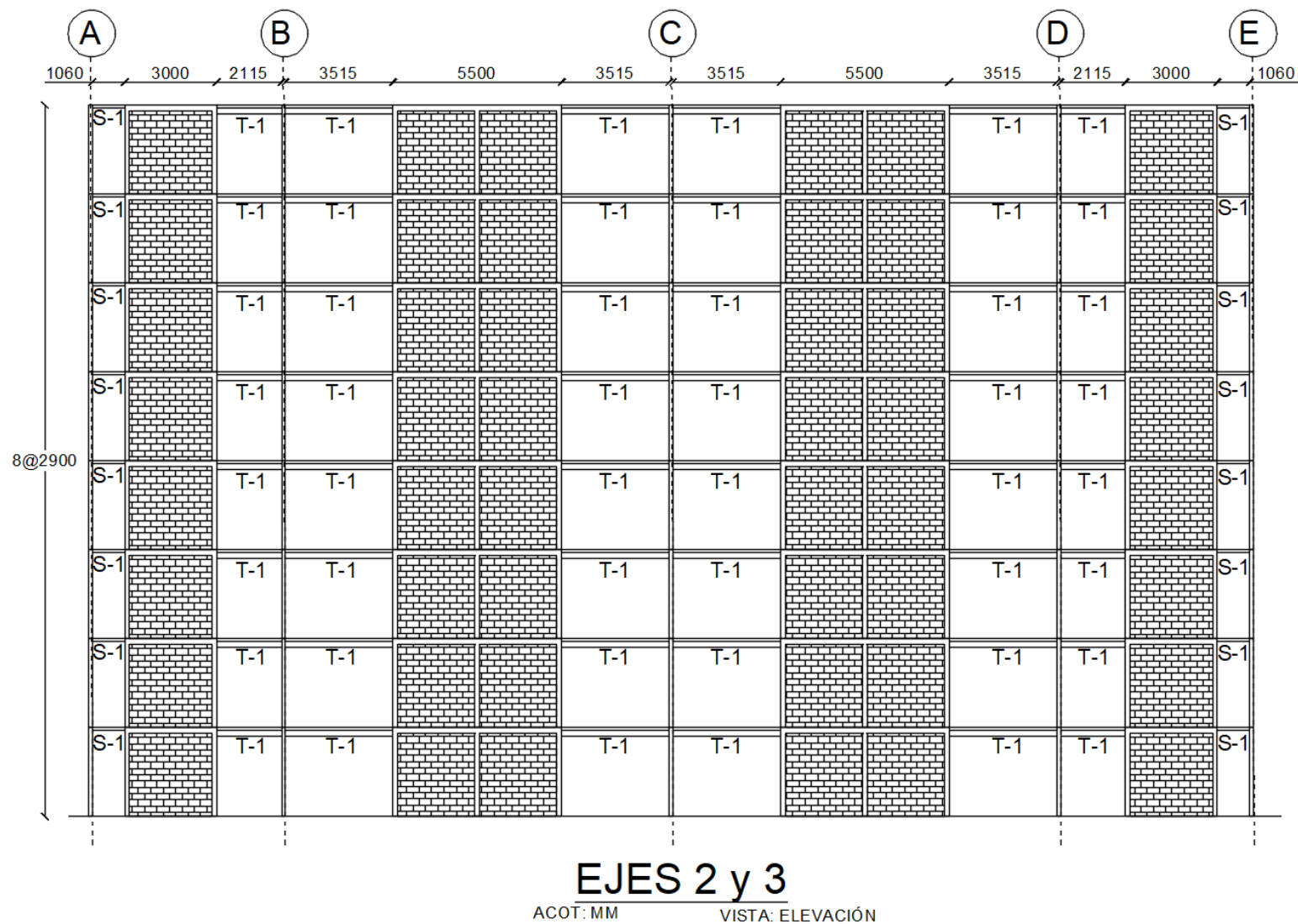


Figura E.3 Ejes 2 y 3 con localización de secciones transversales de elementos horizontales: Sirio 8N

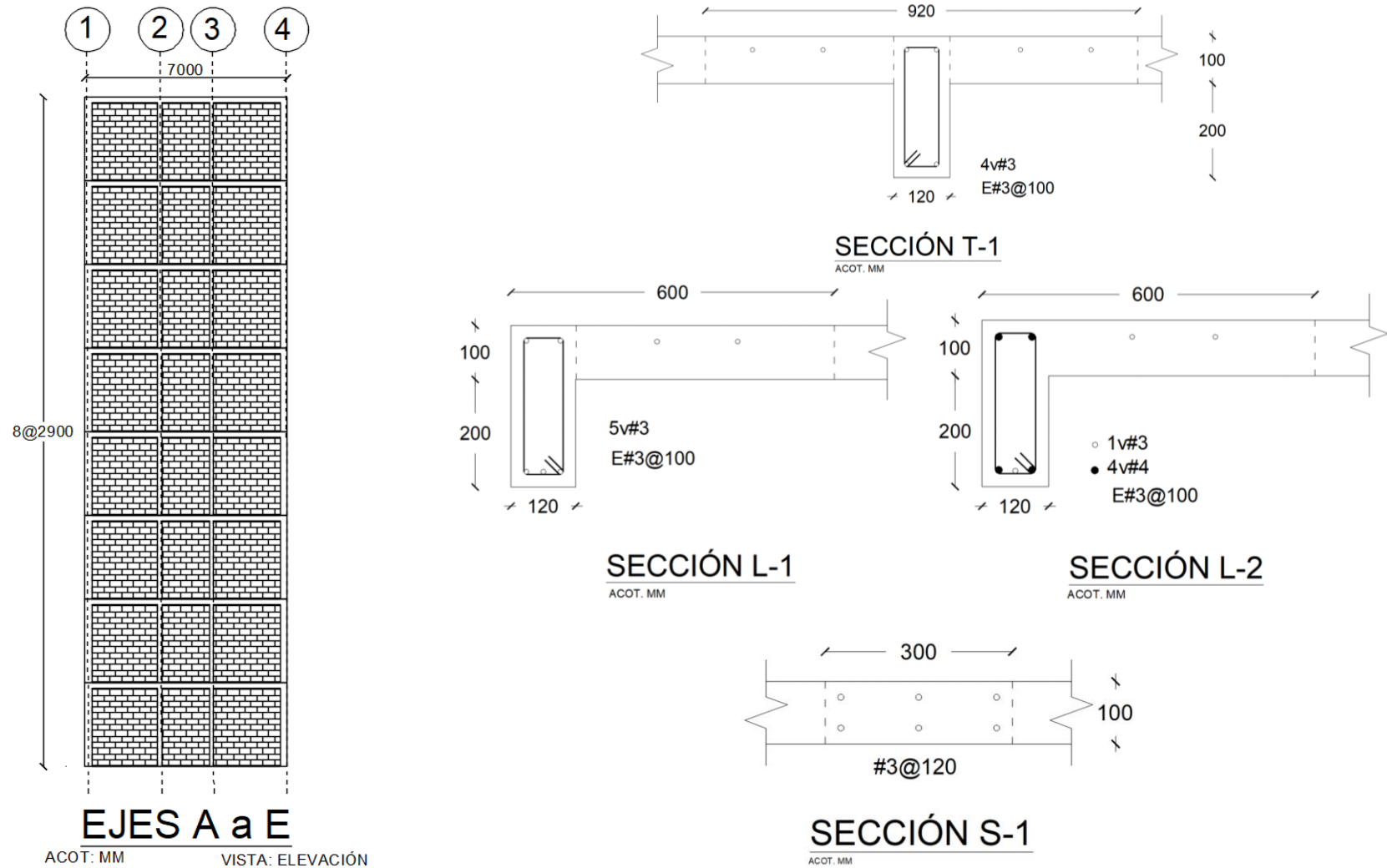


Figura E.4 Eje A, B, C, D y E. Secciones T-1, L-1, L-2 y S-1. Edificio Sirio 8N

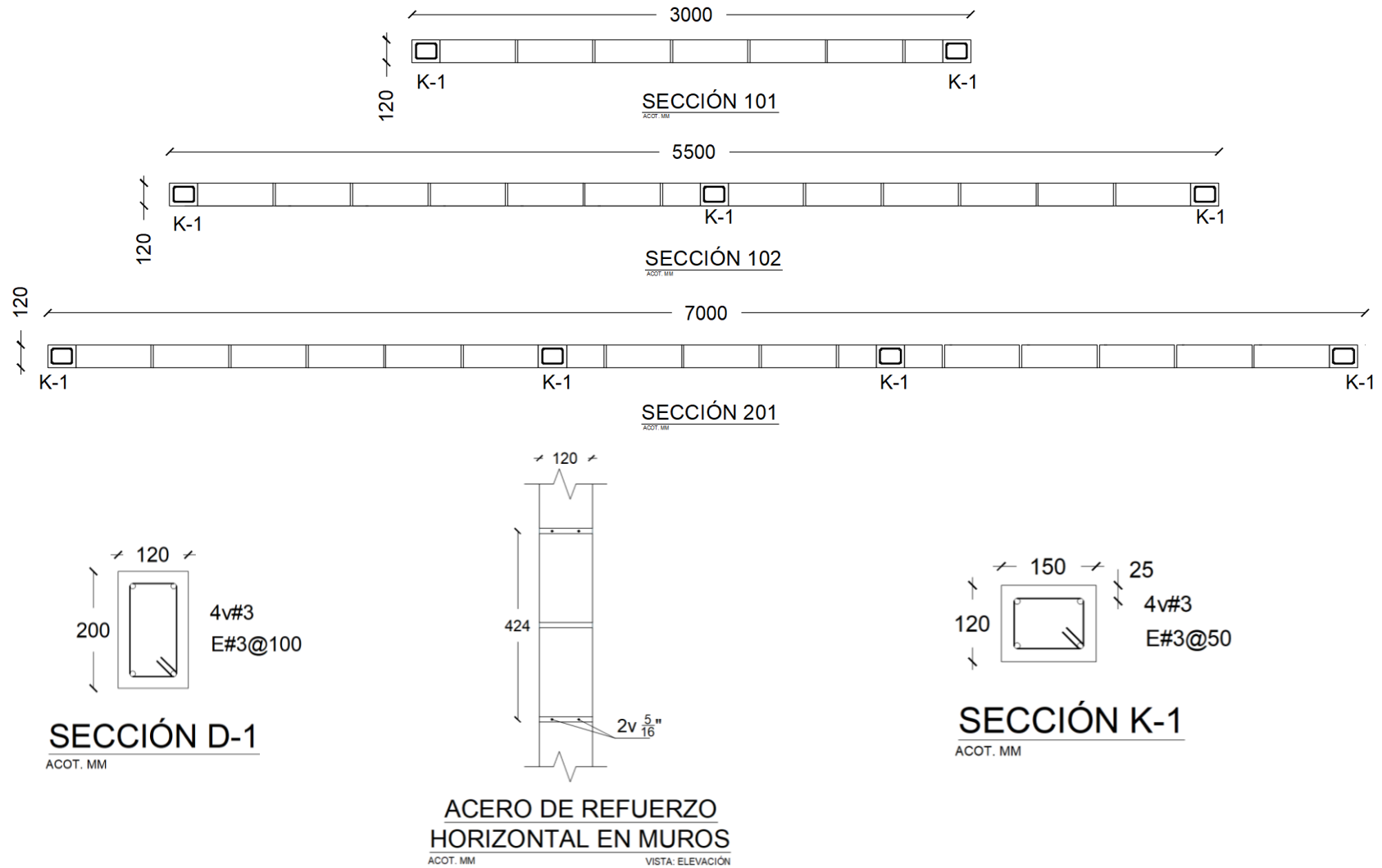
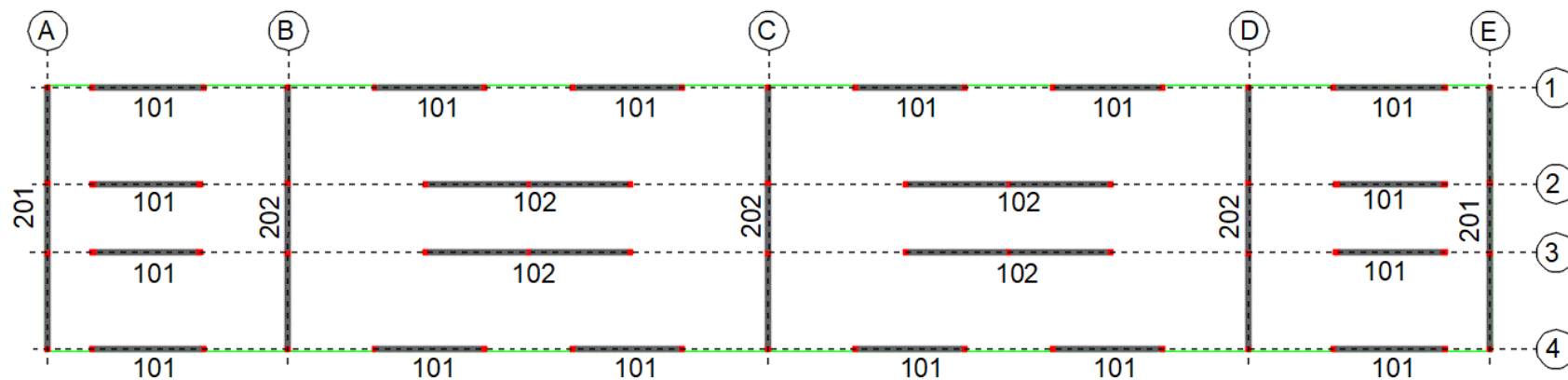


Figura E.5 Secciones de muro 101, 102 y 201, secciones de dala, castillo y refuerzo horizontal en muros.





PLANTA ESTRUCTURAL SIRIO 10N:  
NUMERACIÓN DE SECCIONES DE MURO DE PB A AZOTEA

Figura E.6 Planta estructural de edificio Sirio 10N. Numeración de secciones de muro

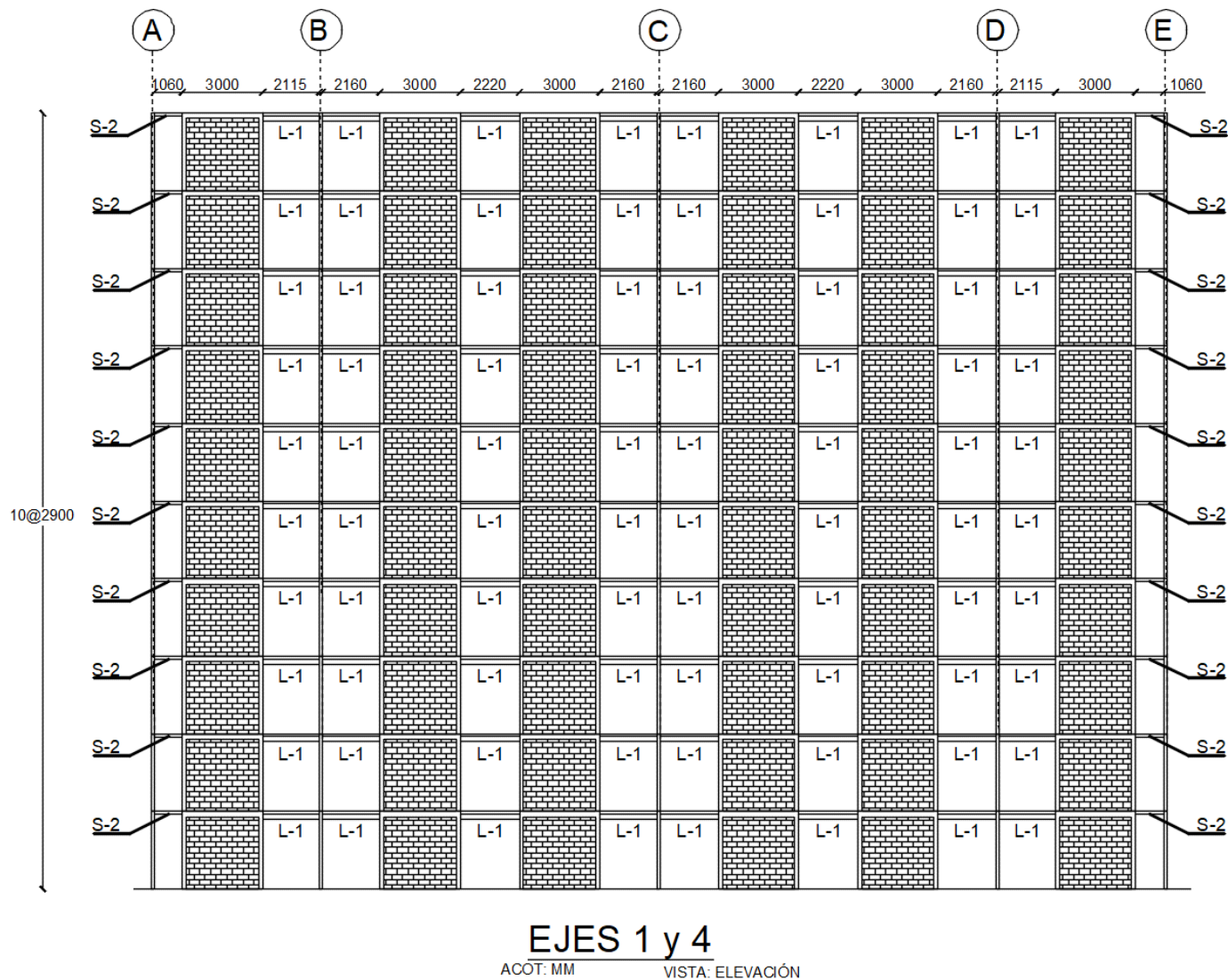


Figura E.7 Ejes 1 y 4 con localización de secciones transversales de elementos horizontales: Sirio 10N

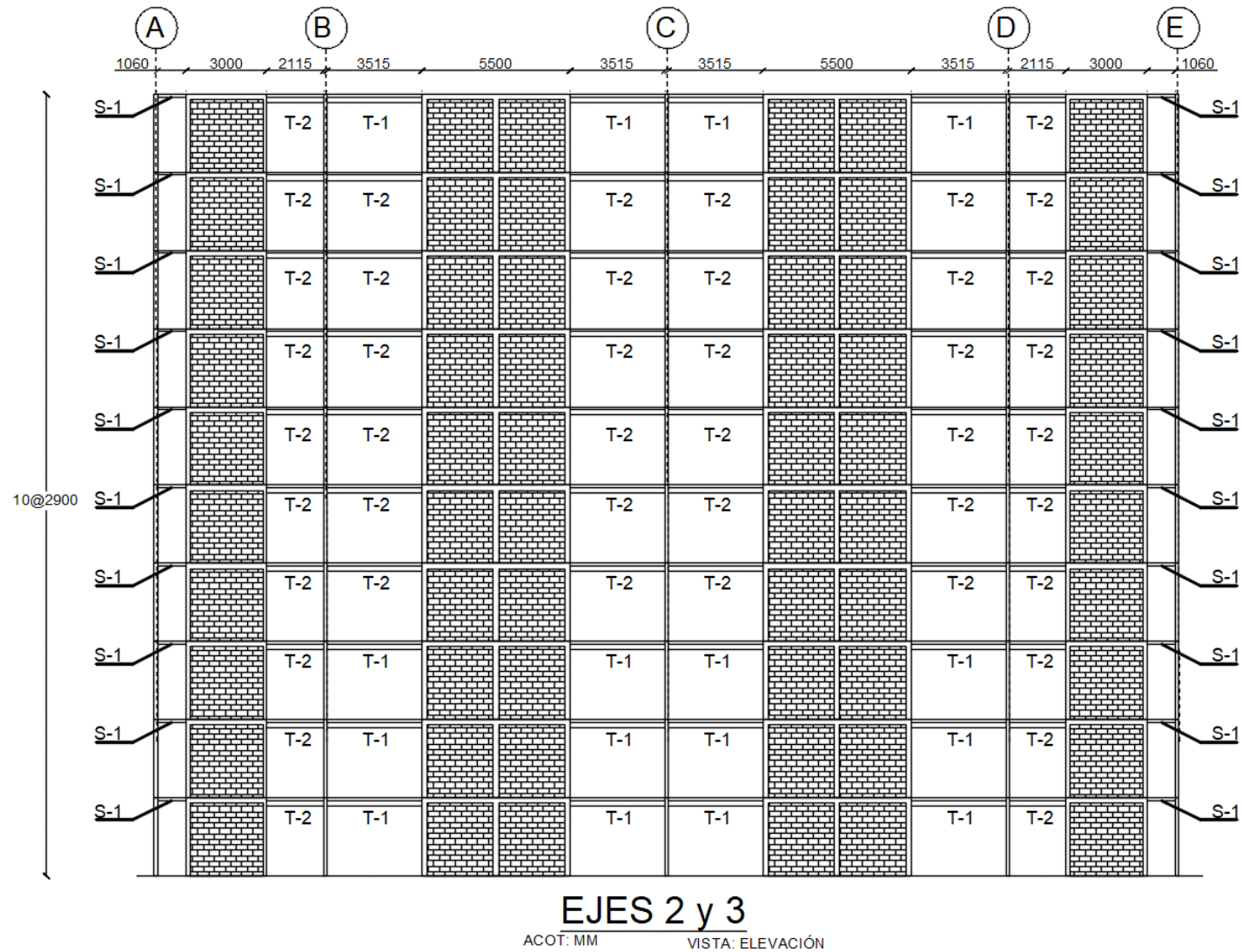


Figura E.8 Ejes 2 y 3 con localización de secciones transversales de elementos horizontales: Sirio 10N

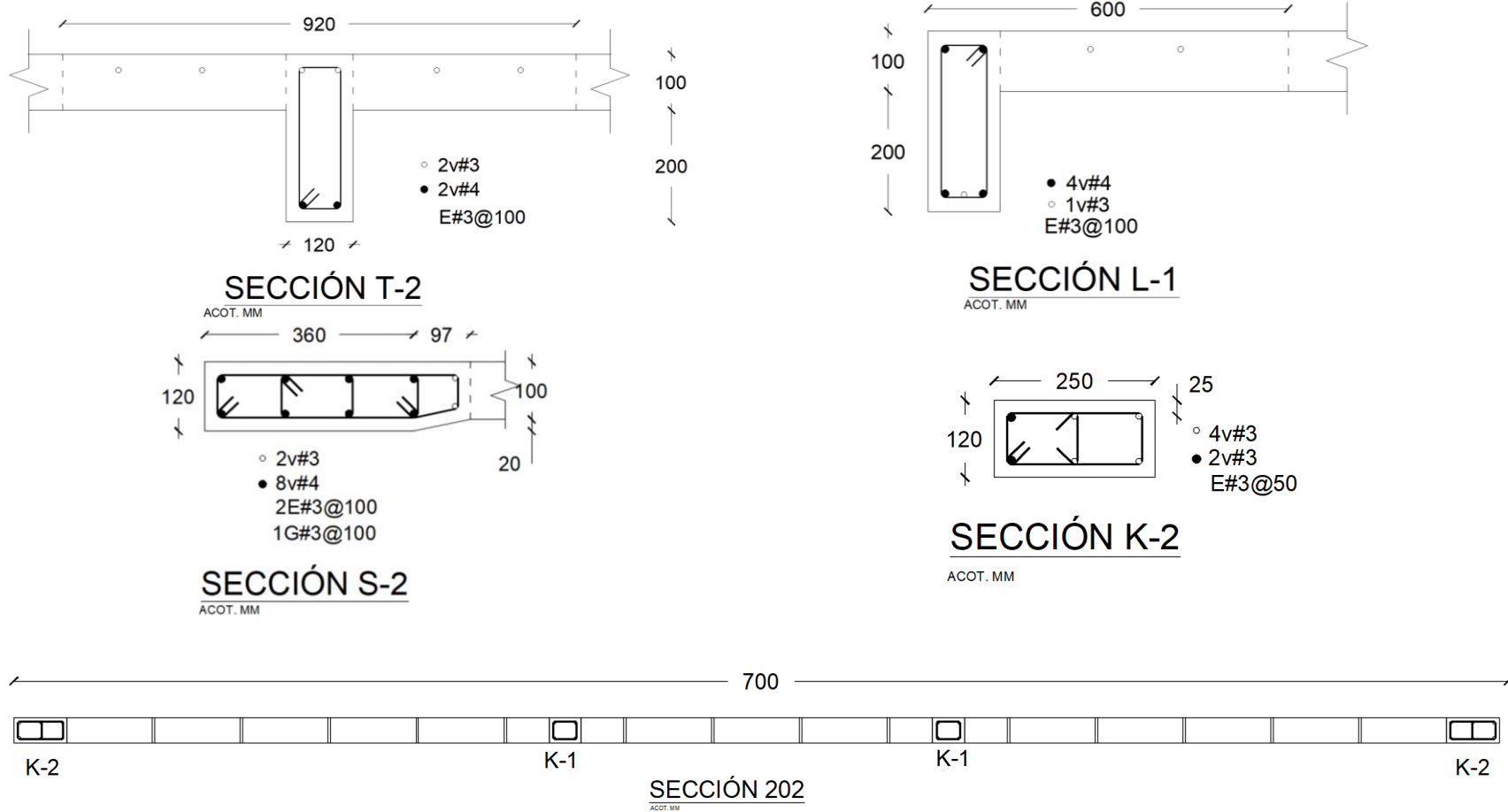


Figura E.9 Secciones transversales: T-2, L-1, S-2, K-2 y 202



### E.III. Edificios Agrícola

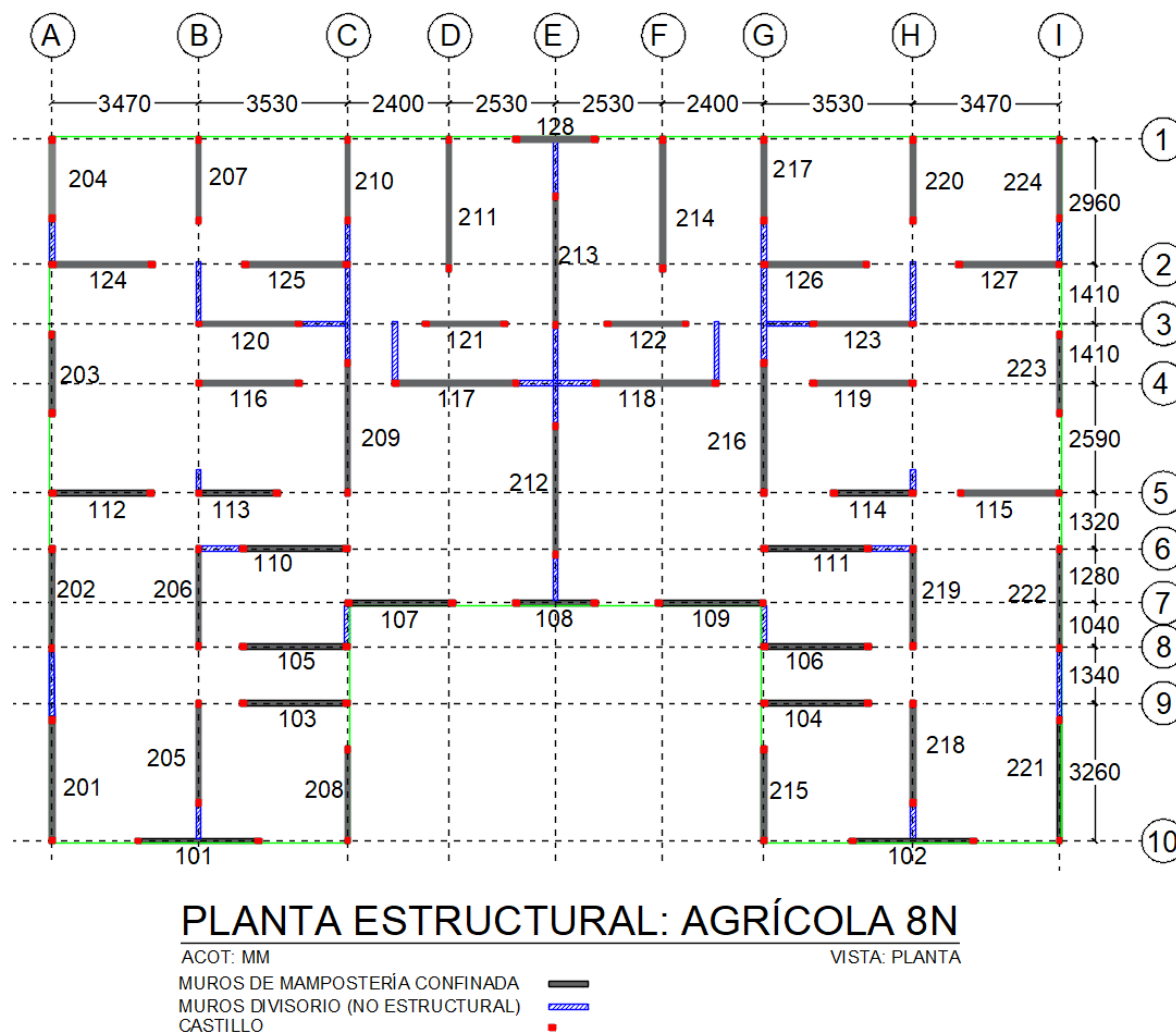
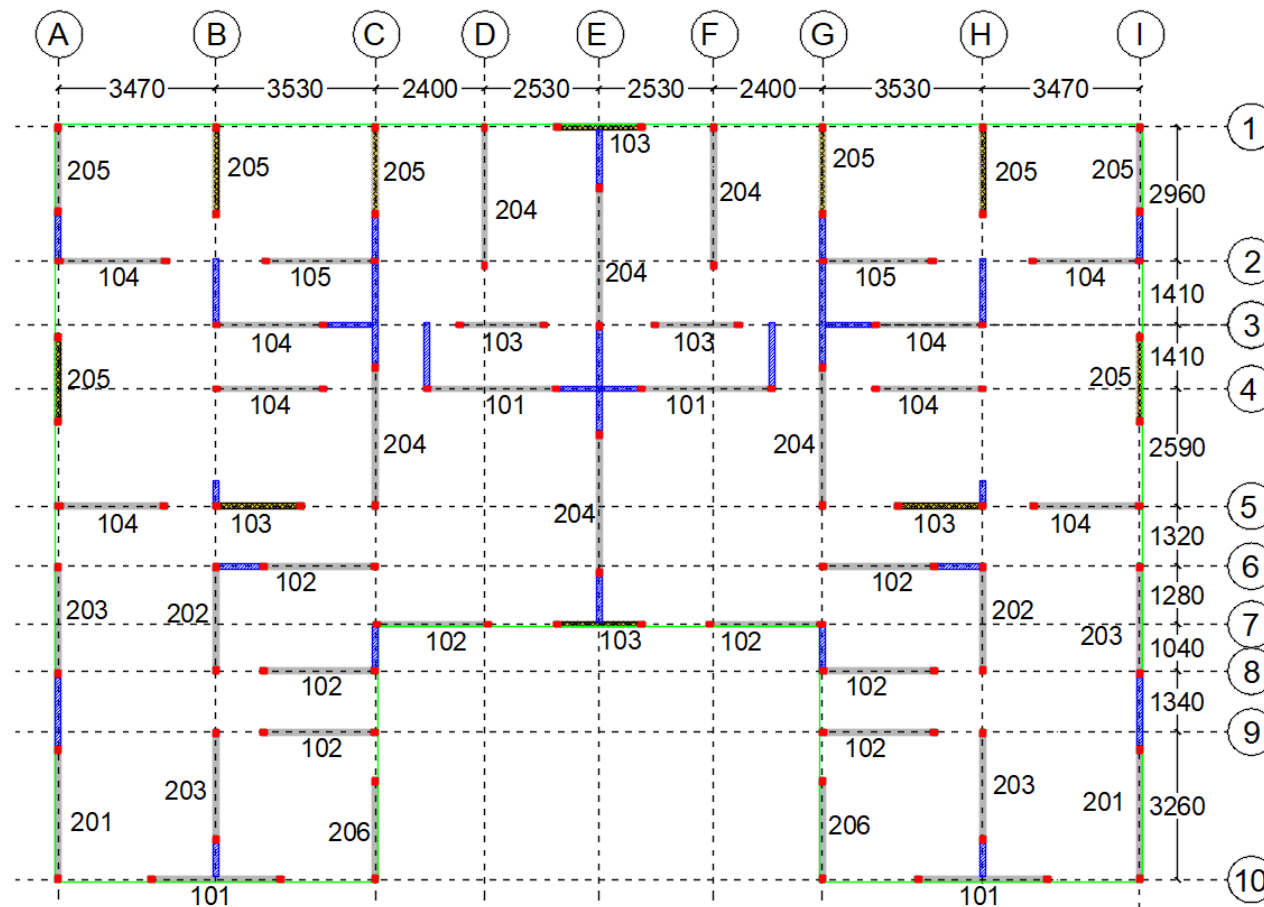


Figura E.11 Planta edificio Agrícola 8N.



**PLANTA ESTRUCTURAL AGRÍCOLA 8N:**  
**NUMERACIÓN DE SECCIONES DE MURO DE PB A N2**

CUANTÍA DE REFUERZO HORIZONTAL  $\rho_n f_y = 0.41 \text{ MPa}$  —  
 CUANTÍA DE REFUERZO HORIZONTAL  $\rho_n f_y = 0.73 \text{ MPa}$  —

Figura E.12 Plantas PB a N2 edificio Agrícola 8N. Localización de muros con distintas cuantías de refuerzo horizontal





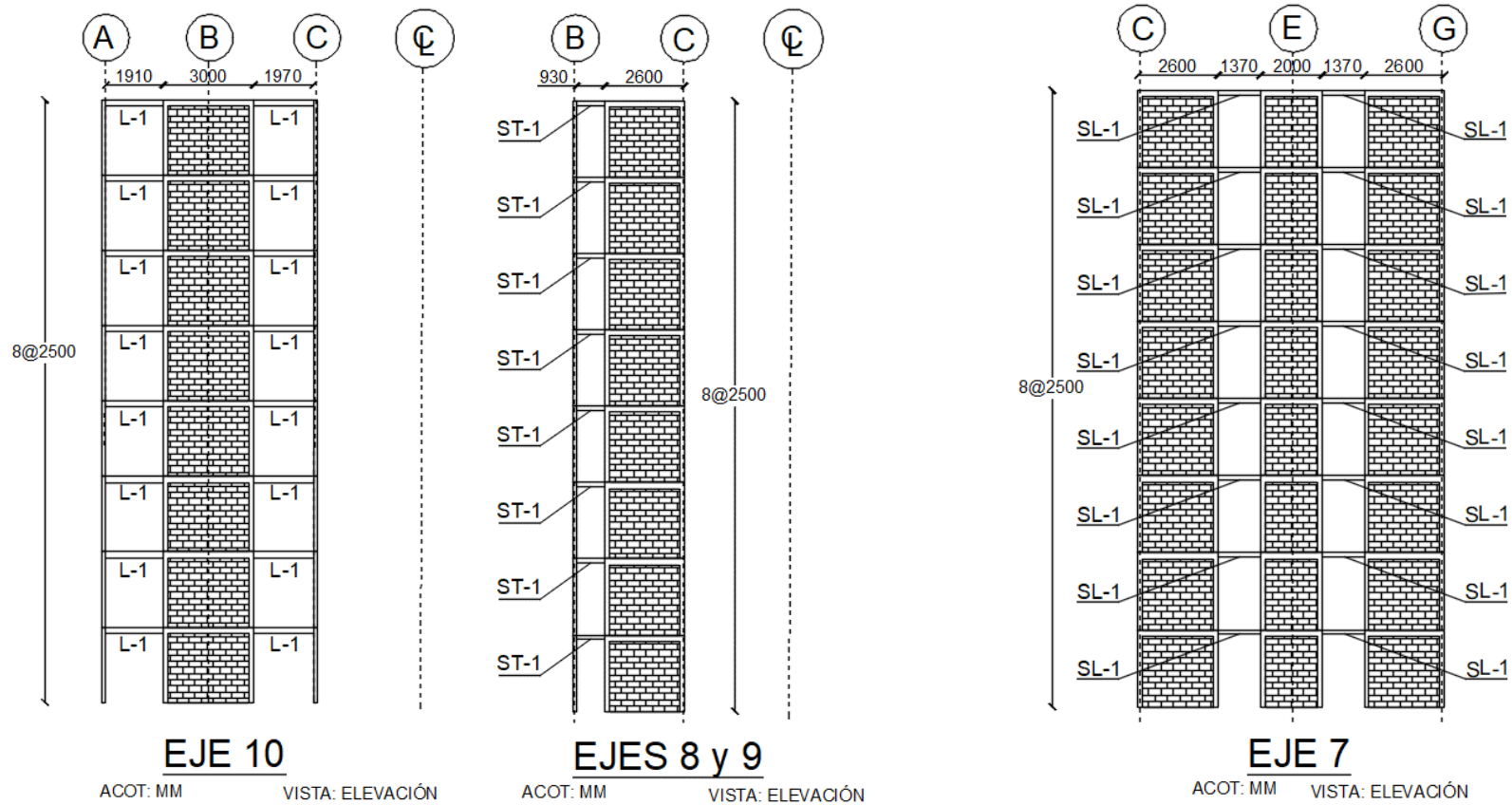


Figura E.14 Ejes 10, 9, 8 y 7 con localización de secciones transversales de elementos horizontales: Agrícola 8N

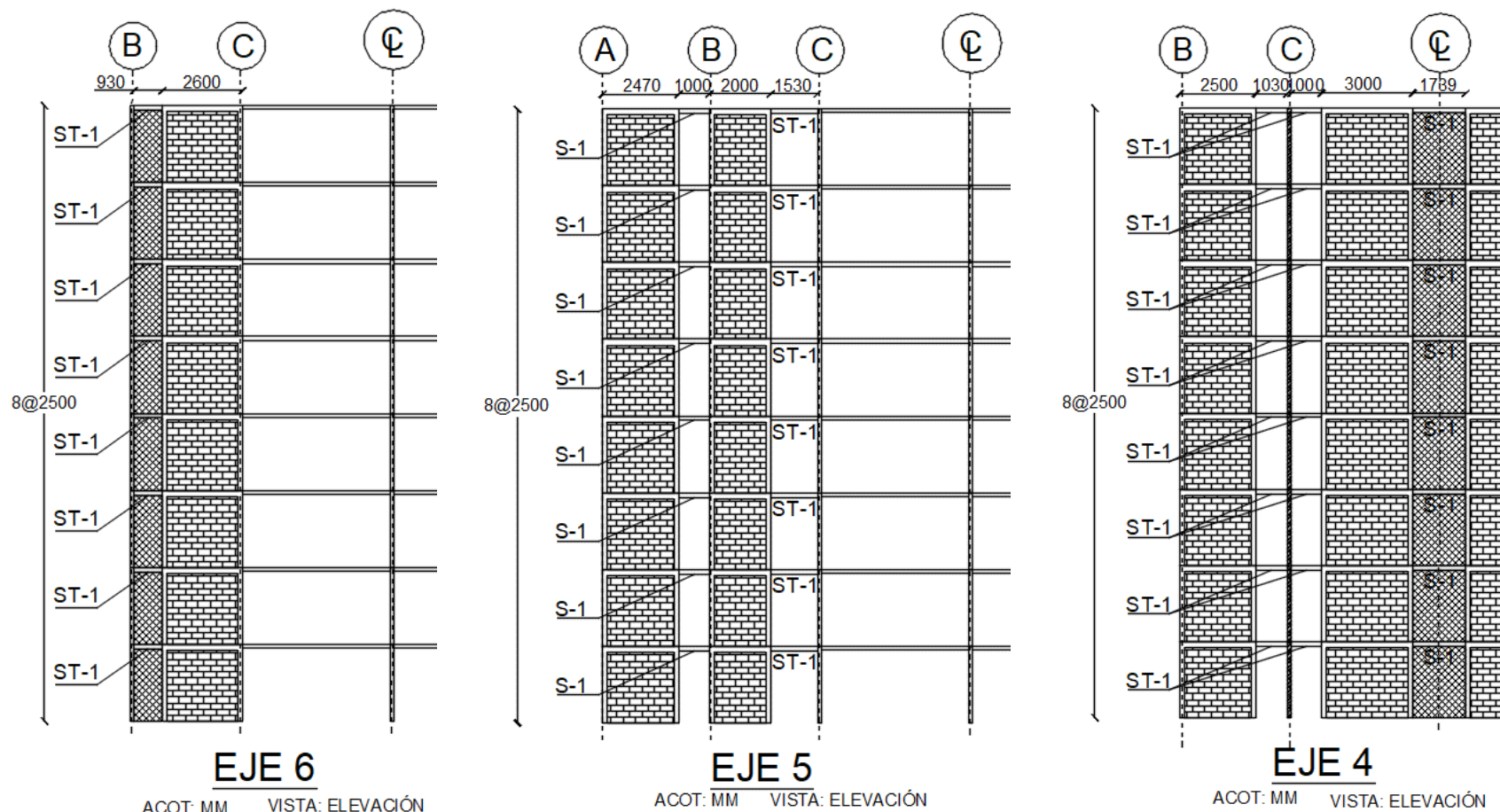


Figura E.15 Ejes 6, 5, y 4 con localización de secciones transversales de elementos horizontales: Agrícola 8N

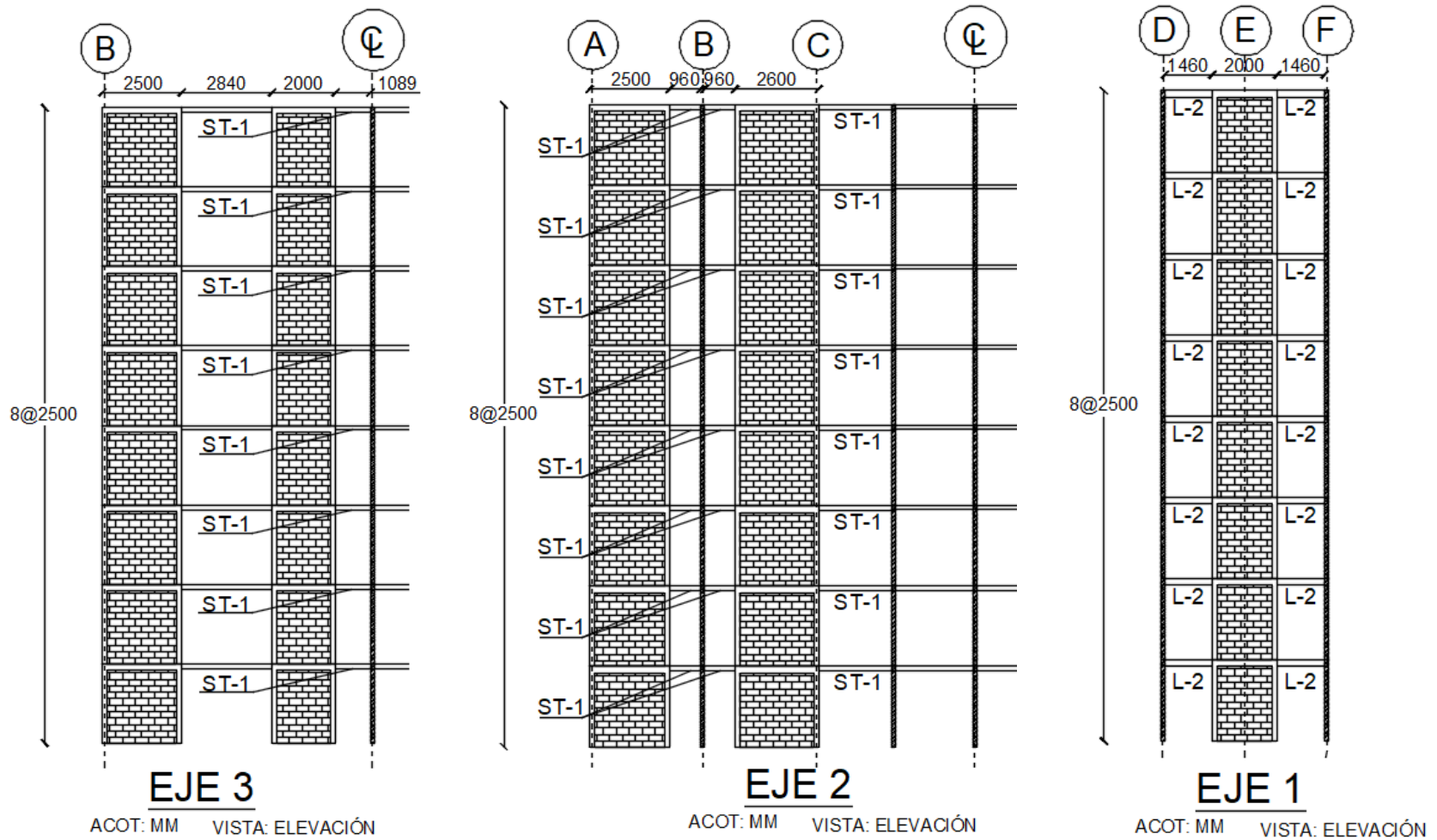


Figura E.16 Ejes 3, 2, y 1 con localización de secciones transversales de elementos horizontales: Agrícola 8N

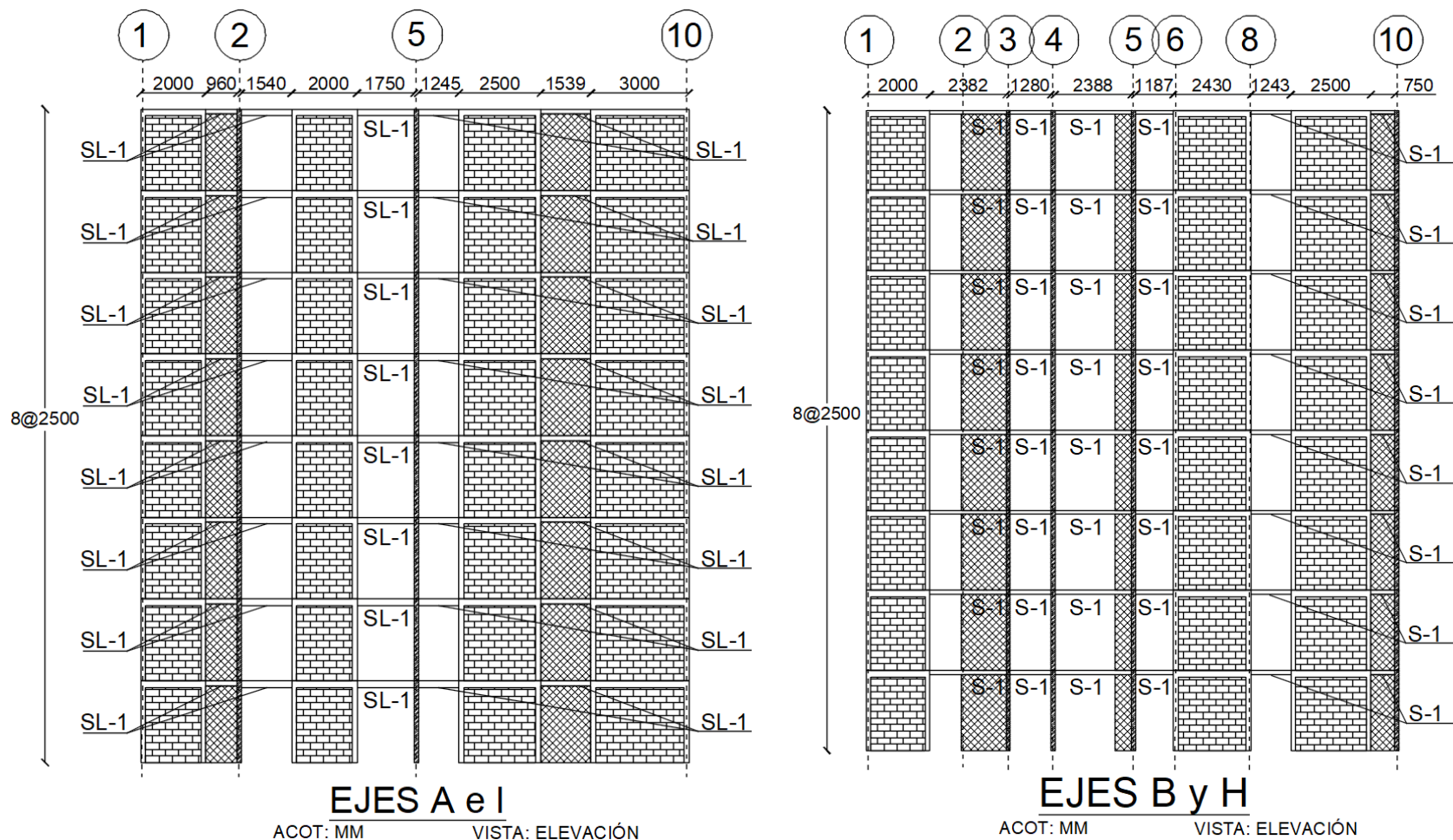


Figura E.17 Ejes A, I, B, y H con localización de secciones transversales de elementos horizontales: Agrícola 8N



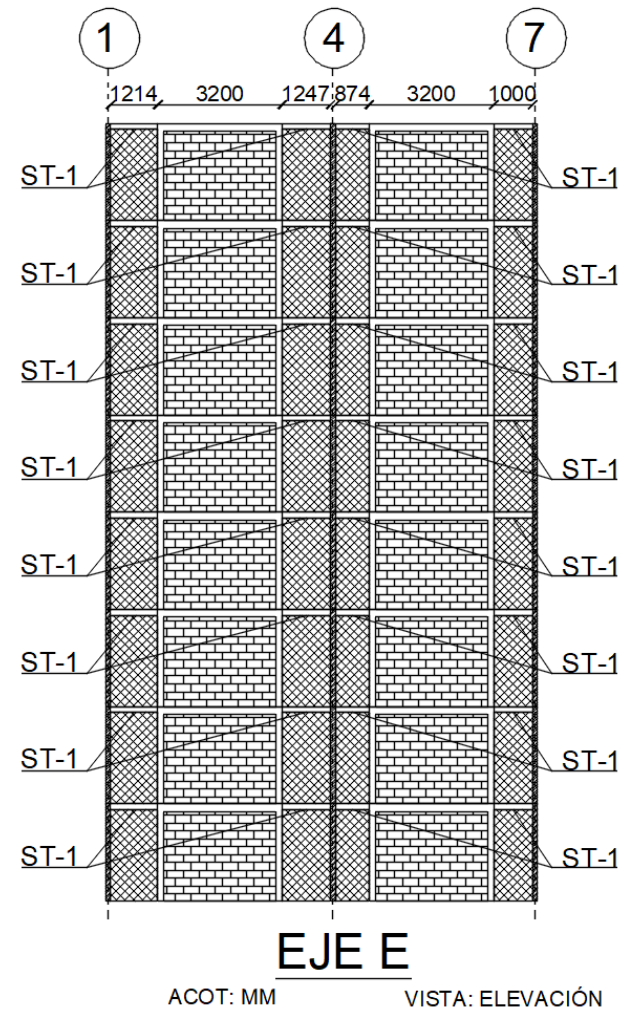
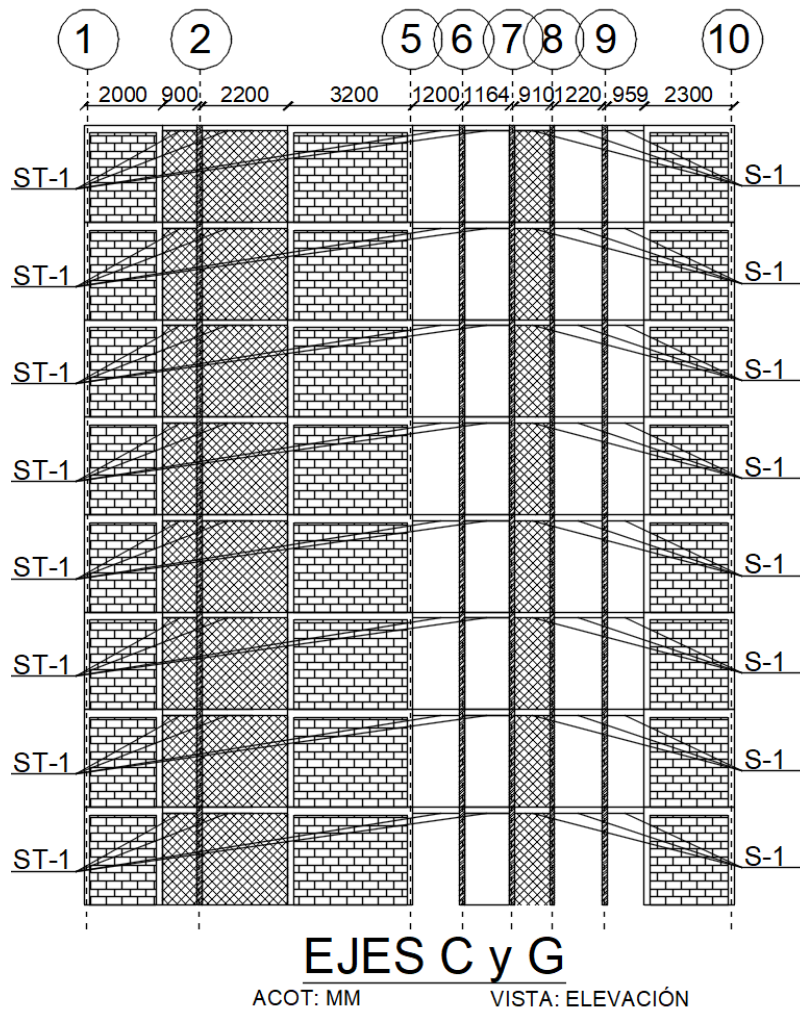


Figura E.18 Ejes C, G, y E con localización de secciones transversales de elementos horizontales: Agrícola 8N

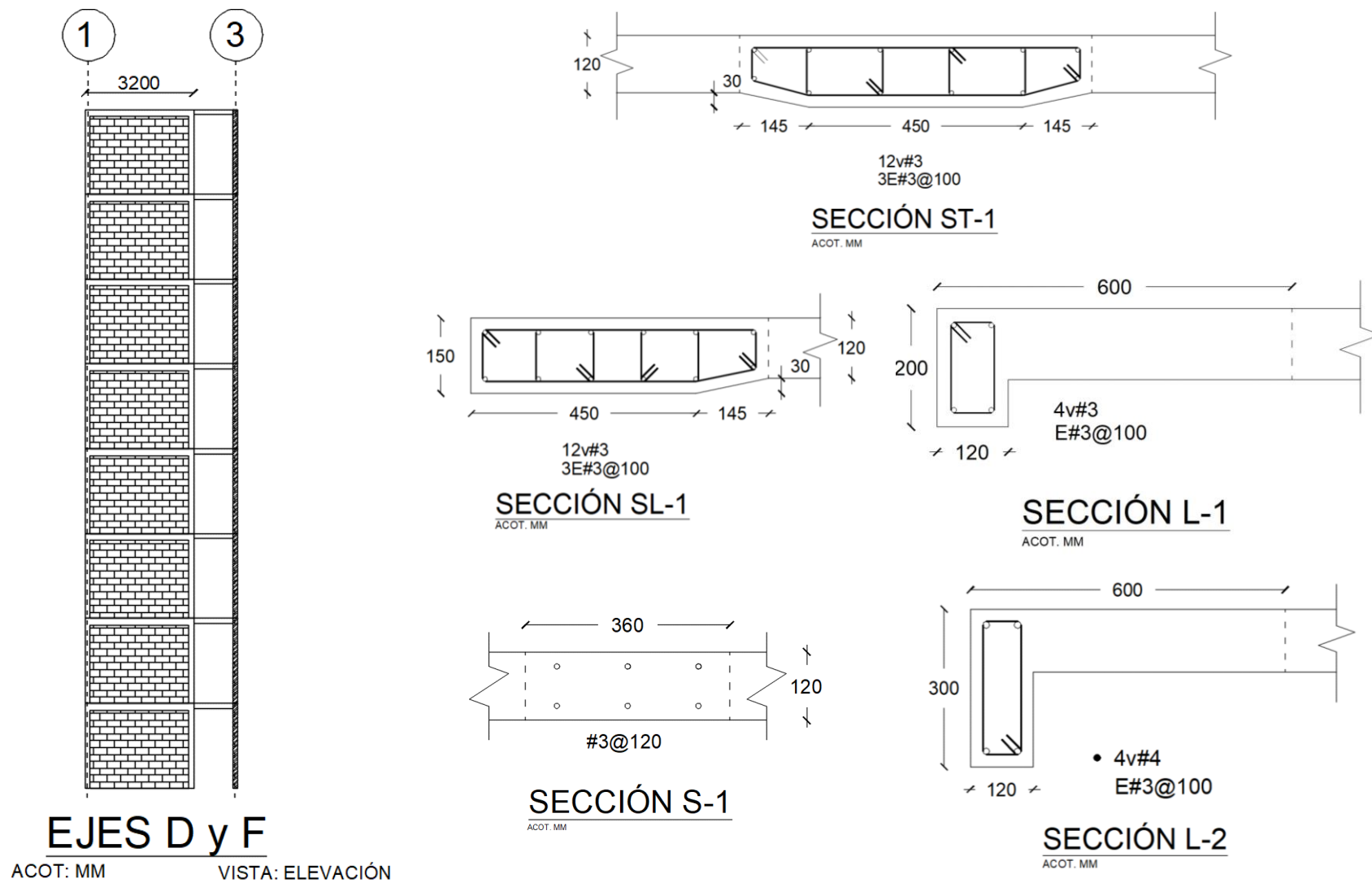


Figura E.19 Ejes D y F con localización de secciones transversales de elementos horizontales. Secciones ST-1, SL-1, L-1, L-2 y S-1: Agrícola 8N

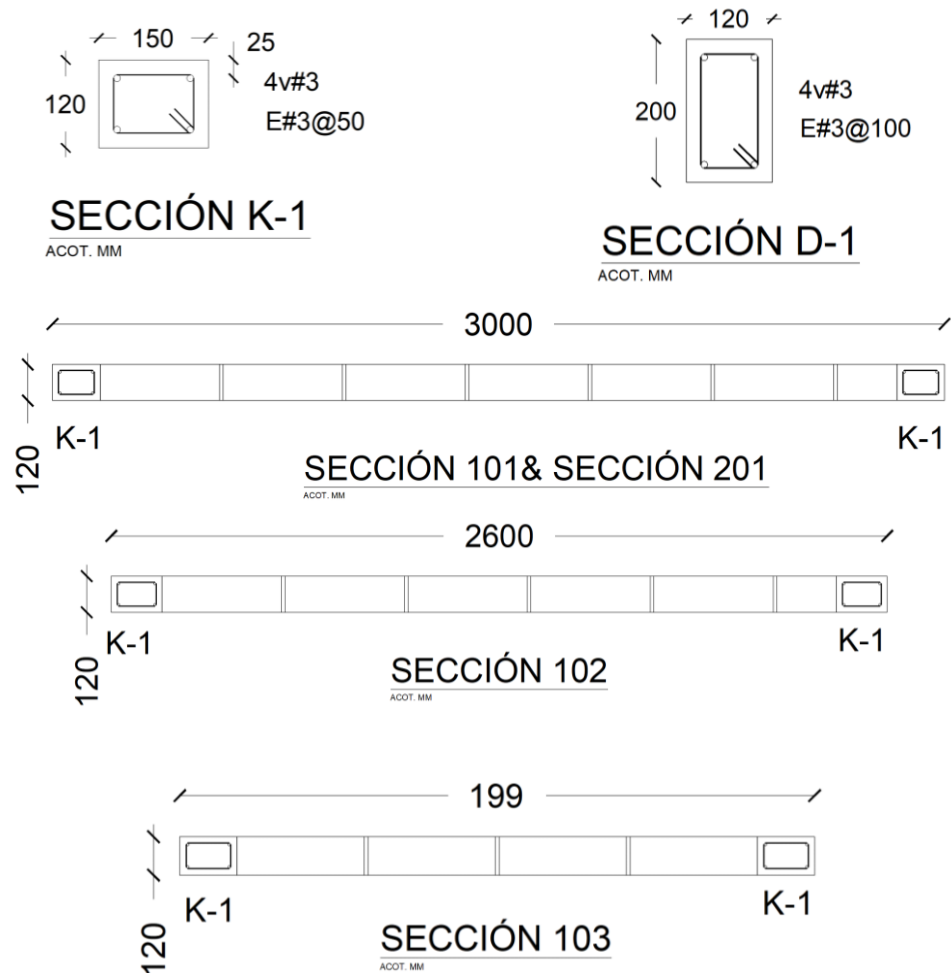
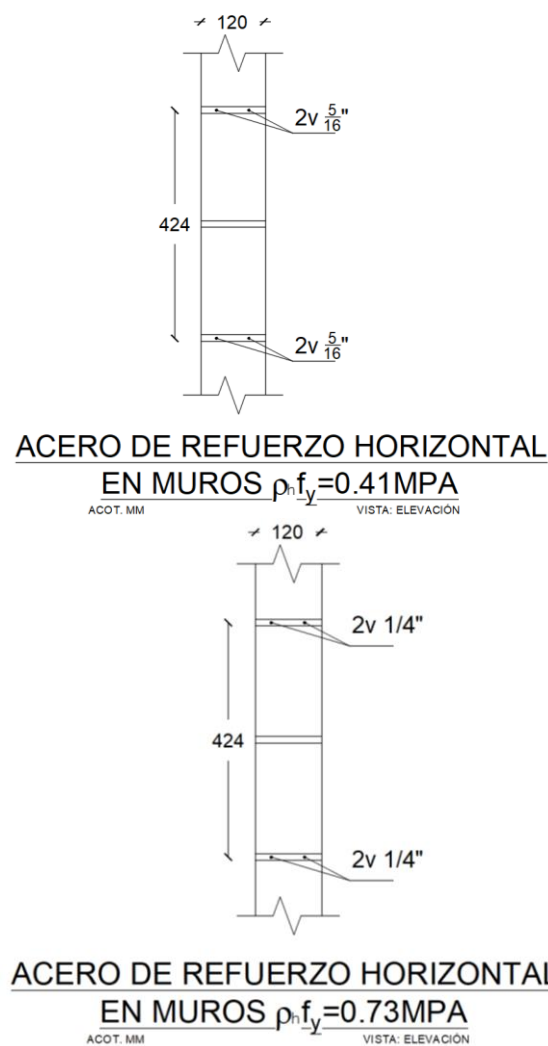


Figura E.20 Acero de refuerzo horizontal en muros, secciones transversales: K-1, D-1, 101&201, 102 y 103 Agrícola 8N

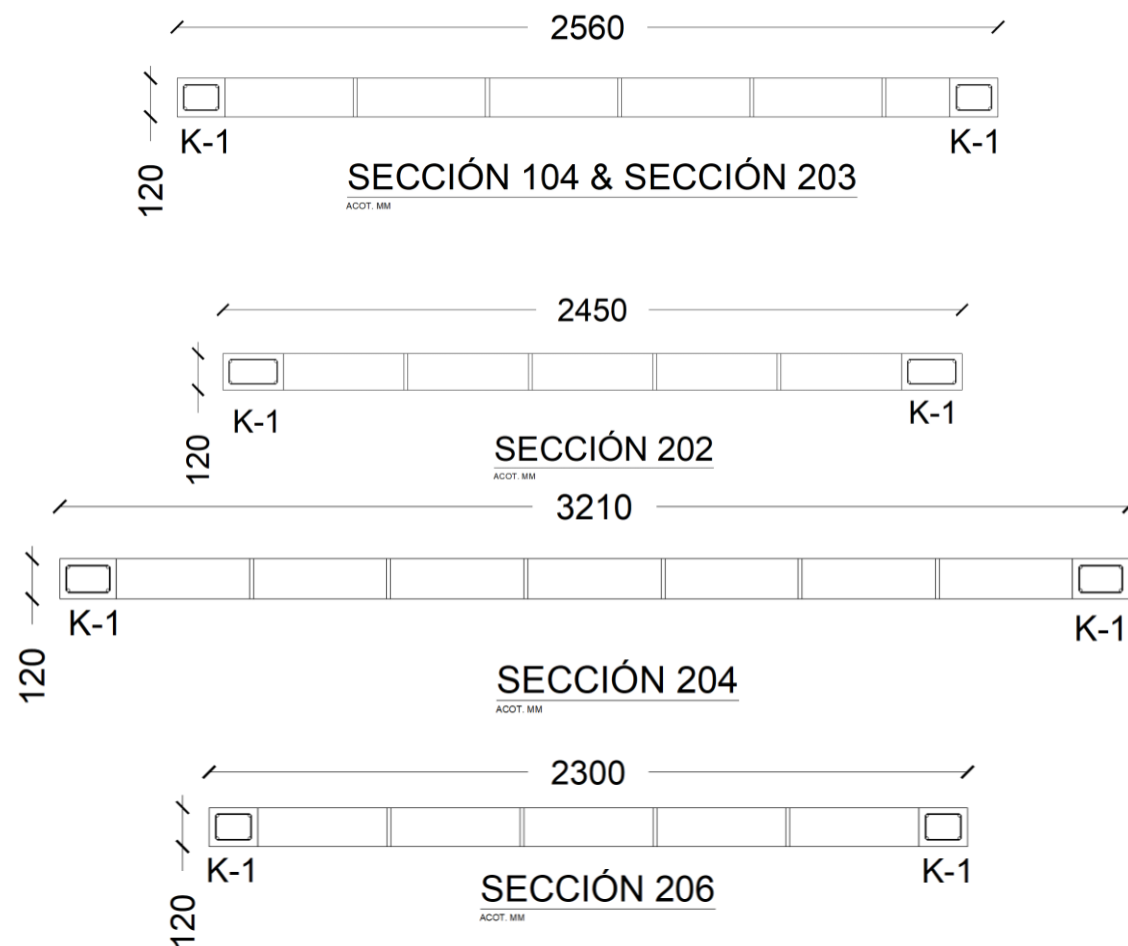
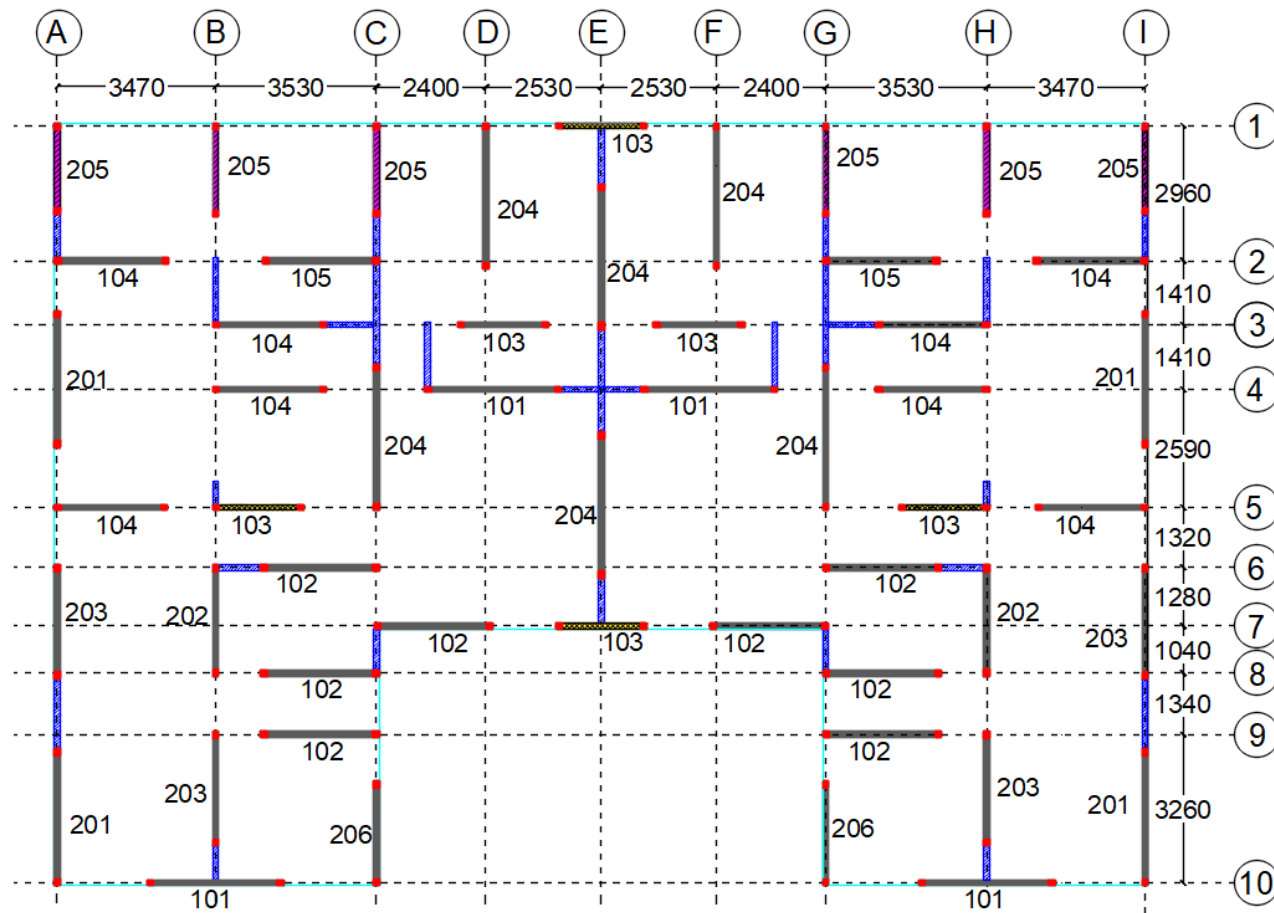


Figura E.21 Secciones transversales: 104&203, 202 y 204 y 206. Agrícola 8N

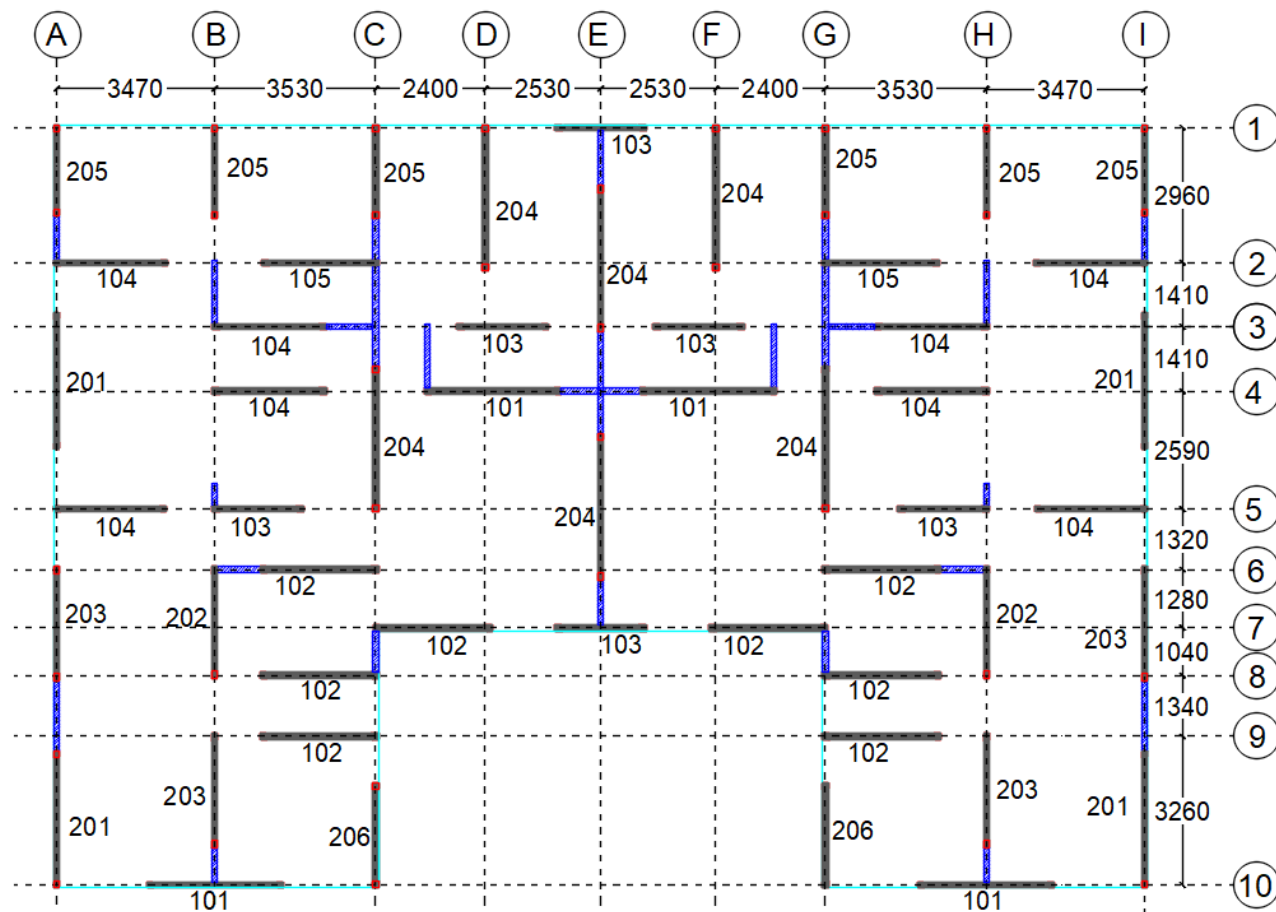




**PLANTA ESTRUCTURAL AGRÍCOLA 10N:**  
**NUMERACIÓN DE SECCIONES DE MURO DE PB A N2**

CUANTÍA DE REFUERZO HORIZONTAL  $\rho f_y = 0.41 \text{ MPa}$  —  
 CUANTÍA DE REFUERZO HORIZONTAL  $\rho f_y = 0.73 \text{ MPa}$  —  
 CUANTÍA DE REFUERZO HORIZONTAL  $\rho f_y = 0.87 \text{ MPa}$  —

Figura E.22 Plantas PB a N2 edificio Agrícola 10N. Localización de muros con distintas cuantías de refuerzo horizontal



**PLANTA ESTRUCTURAL AGRÍCOLA 10N:**  
**NUMERACIÓN DE SECCIONES DE MURO DE N3 A AZ**

CUANTÍA DE REFUERZO HORIZONTAL  $\rho_h f_y = 0.41 \text{ MPa}$  —

Figura E.23 Plantas N3 a AZ edificio Agrícola 10N. Localización de muros con distintas cuantías de refuerzo horizontal

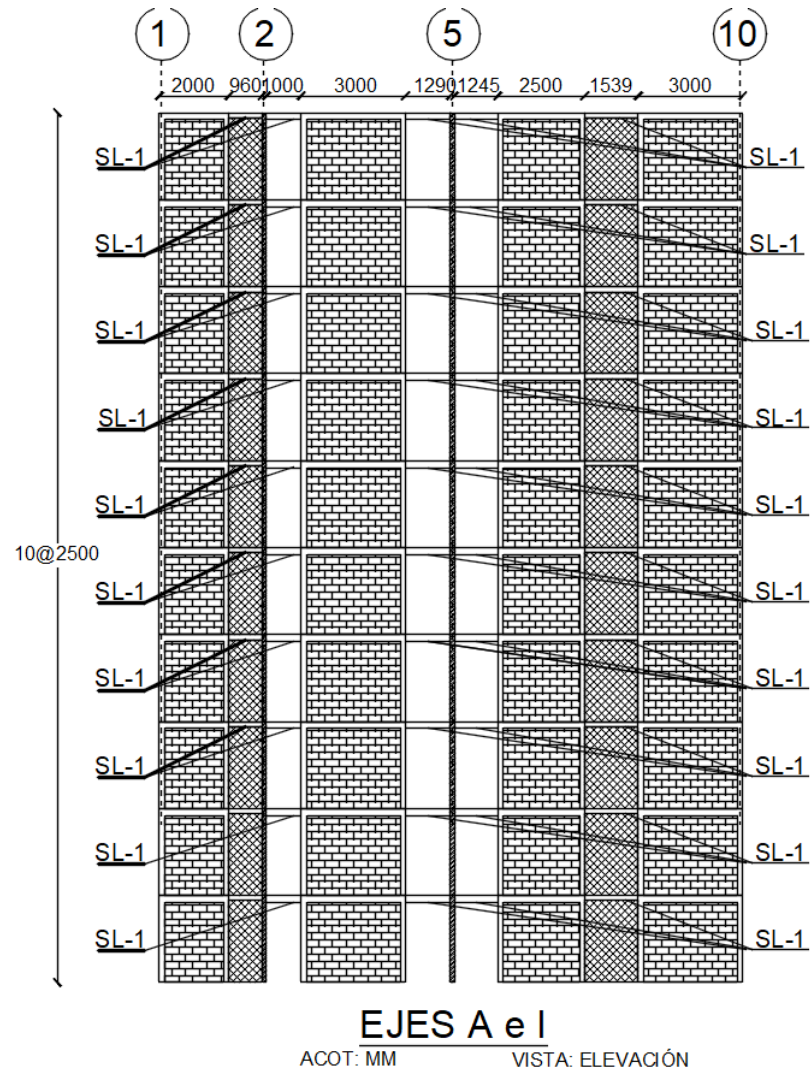


Figura E.24 Eje A e I con localización de secciones transversales de elementos horizontales: Agrícola 10N.

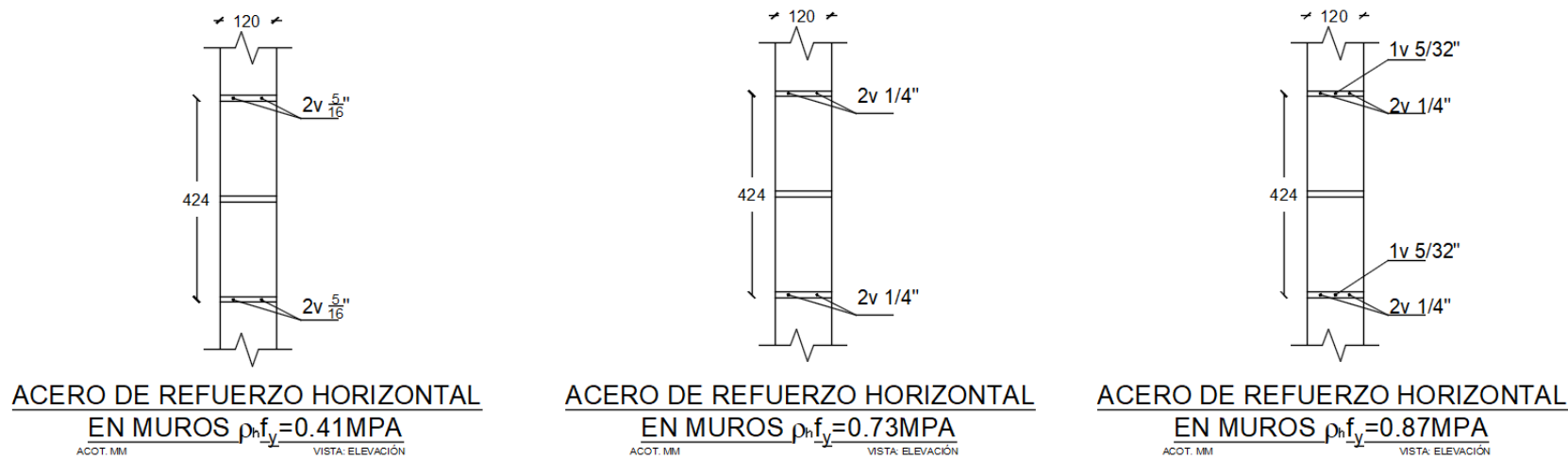


Figura E.25 Acero de refuerzo horizontal en muros. Agrícola 10N.

