

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL PERÚ**

Escuela de Posgrado



**PROPUESTA PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS
ALTOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA EN PERÚ**

Tesis para obtener el grado académico de Maestro en Ingeniería
Civil con mención en Estructuras Sismorresistentes que presenta:

James Paúl Escamilo Rodríguez

Asesor:

Mag. Daniel Roberto Quiun Wong

Lima, 2024


Informe de Similitud

Yo, **Daniel Roberto Quiun Wong**, docente de la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada “**PROPUESTA PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS ALTOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA EN PERÚ**”, de el autor **JAMES PAÚL ESCAMILO RODRÍGUEZ**, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 18%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 22/11/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de investigación, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha:

Lima, 28 de noviembre de 2024.

Apellidos y nombres del asesor: Quiun Wong, Daniel Roberto	
DNI: 07800490	Firma
ORCID: 0000-0001-8906-6783	

DEDICATORIA

A Dios, por bendecirme siempre, cuidarme con su amor incondicional e iluminar mi camino.

A mi madre, la única en mi familia que creyó en mí desde siempre. Su fe inquebrantable en mi potencial y su firme deseo de verme como un excelente profesional me han impulsado a alcanzar todo lo que me propongo.

A mi esposa, cuyo amor infinito me impulsa a ser una mejor persona cada día de mi vida, y cuya fuerza nunca permite que me rinda.

AGRADECIMIENTOS

A mi asesor, Ing. Daniel Quiun, por su constante disposición, paciencia y buena voluntad al atender mis consultas y escuchar mis cuestionamientos.

Al Dr. Eric Espinosa Cazarín, por su amistad, valiosos consejos y orientación a lo largo del desarrollo de este proyecto de investigación.

Al Dr. Amador Terán Gilmore, por ser el primer ingeniero con quien me contacté para llevar a cabo esta investigación, y por generosamente compartir información fundamental para el desarrollo de esta tesis.

Al Ing. César Cancino Rodas, por su amistad, tiempo, consejos y por las largas horas de debates sobre este tema de investigación.

A todas las personas que, de alguna manera contribuyeron al desarrollo de esta tesis.

RESUMEN

La falta de planificación urbanística en el Perú, como en otros países de Latinoamérica, ha generado un descontrolado crecimiento de las ciudades. Como consecuencia, se ha dado el alejamiento del núcleo social y laboral de las personas, aumentando su costo de vida y tiempo de traslado, por ello, se propone el crecimiento vertical de las ciudades mediante edificios multifamiliares para optimizar la poca disponibilidad de espacios y aprovechar el espacio aéreo.

Dado esto, investigadores de otros países tomaron interés en encontrar sistemas estructurales como alternativas para el diseño de edificios medianos y altos (se denomina edificios medianos a los que tienen entre cinco y diez pisos, y edificios altos a los que tienen diez o más pisos). En este contexto, se han propuesto edificaciones de albañilería por ser un material económico, de fácil adquisición y sencilla construcción.

Por este motivo y porque en el Perú el diseño de edificios medianos de albañilería es un terreno inexplorado, se toman como referencia las investigaciones y metodologías utilizadas en otros países, pero aplicándolas a la realidad peruana. No obstante, para que el diseño de edificios medianos y altos con albañilería confinada sea posible, se necesita cambiar el enfoque de diseño convencional, es decir, que los muros de albañilería ya no fallen a corte, sino a flexión. Además, para que esta falla sea estable, se necesitan cuatro requerimientos: 1) unidades de albañilería de alta resistencia, 2) muros con relación de aspecto cercano a dos, 3) refuerzo horizontal en los muros y 4) cuantía de acero mínimo en los elementos de confinamiento.

En este proyecto se toma como muestra representativa un edificio multifamiliar de diez pisos de albañilería confinada (el doble de lo permitido según la norma peruana E.070). Dicho edificio es sometido a un análisis estático no lineal *Pushover* para verificar su desempeño y seguridad estructural.

Finalmente, se pretende demostrar que la albañilería confinada puede ser una alternativa de solución para diseñar y construir edificios de más de cinco pisos de altura, siempre y cuando se cambie el modo de falla de cortante a flexión y se tenga una unidad de albañilería acorde a las demandas solicitadas.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO I	1
1.1. Introducción	1
1.2. Antecedentes	2
1.3. Justificación.....	3
1.4. Objetivos	3
1.5. Alcance.....	4
1.6. Metodología y plan de trabajo.....	4
CAPÍTULO II	5
2.1. Introducción	5
2.2. Marco teórico	5
2.2.1. Albañilería confinada	5
2.2.2. Propiedades	6
2.2.3. Comportamiento sísmico.....	7
2.2.4. Modos de falla.....	8
2.2.4.1. Falla a corte	9
2.2.4.2. Falla a flexión.....	10
2.2.4.3. Falla a Flexión - Corte.....	11
2.2.4.4. Falla de cizallamiento, deslizamiento o corte fricción	12
2.2.5. Modelamiento.....	13
2.2.5.1. Propiedades mecánicas de los materiales.....	15
2.2.5.2. Comportamiento inelástico.....	15
2.2.6. Desempeño sísmico.....	17
2.2.6.1. Espectro de capacidad	17
2.2.6.2. Demanda Sísmica	18
2.2.6.3. Punto de desempeño.....	19
2.2.6.4. Curva de capacidad y sectorización	19
2.2.7. Análisis estático no lineal-Pushover.....	21
2.3. Estado del arte	22
CAPÍTULO III	32
3.1. Introducción	32
3.2. Materiales	33
3.2.1. Albañilería.....	33
3.2.2. Concreto	34
3.2.3. Acero de refuerzo	34
3.3. Parámetros sísmicos	34
3.3.1. Factor de zona (Z).....	34

3.3.2.	Factor de uso (U).....	34
3.3.3.	Parámetro de sitio o suelo (S)	34
3.3.5.	Factor de reducción (R).....	35
3.4.	Metrado de cargas	35
3.5.	Verificaciones mínimas.....	38
3.5.1.	Densidad mínima de muros.....	38
3.5.2.	Esfuerzo axial máximo.....	39
3.6.	Criterios de modelamiento (elástico)	40
3.6.1.	Propiedades del muro confinado	40
3.7.	Análisis sísmico	45
3.7.1.	Estático	45
3.7.2.	Dinámico	46
3.7.3.	Derivas de entrepiso	47
3.7.4.	Modos de vibrar y periodo natural	49
3.8.	Fuerzas internas por sismo moderado	50
3.9.	Resistencia global y agrietamiento por sismo moderado	50
3.10.	Diseño de muros.....	53
CAPÍTULO IV		61
4.1.	Introducción	61
4.2.	Parámetros de definición para el modelo no lineal a flexión	62
4.2.1.	Relaciones constitutivas (σ - ϵ)	63
4.2.2.	Relación momento vs curvatura	66
4.3.	Definición de los puntos notables del diagrama momento vs curvatura en Muros	67
4.4.	Parámetros de definición para el modelo no lineal a corte.....	73
4.5.	Análisis estático no lineal (<i>Pushover</i>).....	79
CAPÍTULO V		93
5.1.	Objetivos del desempeño	93
5.2.	Demanda sísmica.....	93
5.3.	Punto de desempeño.....	96
5.3.1.	Método de Espectro de Capacidad.....	96
5.3.2.	Evaluación del Desempeño Sísmico	98
5.3.3.	Matriz de desempeño	100
CAPÍTULO VI		101
5.4.	Conclusiones	101
5.4.1.	Diseño normativo (Capítulo III).....	101
5.4.2.	Análisis no-lineal (Capítulo IV).....	102
5.4.3.	Evaluación de desempeño sísmico (Capítulo V).....	104

5.4.4. Calibración de ensayos experimentales (ANEXO II)	106
5.5. Recomendaciones.....	106
REFERENCIAS	108
ANEXO I.....	113
ANEXO II.....	129
ANEXO III.....	156
ANEXO IV.....	163
ANEXO V.....	166
ANEXO VI.....	168



ÍNDICE DE FIGURAS

CAPITULO I

Figura 1.1 - Material predominante en las paredes exteriores de las viviendas en Perú (Fuente: INEI-Censos Nacionales de Población y Vivienda 1993, 2007 y 2017).....	1
Figura 1.2 - Material predominante en las paredes exteriores de las viviendas en Lima metropolitana (Fuente: INEI-Censos Nacionales de Población y Vivienda 1993, 2007 y 2017). 1	
Figura 1.3 - Dióxido de carbono anual en la atmosfera debido a la fabricación de materiales [2].	2

CAPITULO II

Figura 2.1 - Construcción de edificación con albañilería confinada (Fuente: www.dryhouseperu.com).	6
Figura 2.2 - a) Instrumentación de ensayo de pilas, b) Pila de albañilería con carga axial, c) Estado de esfuerzos resultantes en la unidad y mortero [5].	6
Figura 2.3 - Curva de esfuerzo vs. deformación experimental y teórica modificada de Kent y Park, a) Carga lenta, b) Carga rápida [8].	7
Figura 2.4- a) Instrumentación de ensayo de murete, b) Esquema para cálculo de propiedades mecánicas, c) Distribución de esfuerzos en muretes [9].	7
Figura 2.5 - Performance de edificaciones con albañilería confinada, a) Terremoto en Perú, Pisco (2007), edificio sin daños estructurales, b) Terremoto en Chile, Maule (2010), Falla por cortante columna de confinamiento y c) Falla por pandeo de refuerzo. [10].....	8
Figura 2.6 - Fallas en edificios con albañilería confinada Terremoto en Perú, Pisco (2007), a) Uso de material inadecuado: ladrillo Pandereta, b) Volcamiento por mal proceso constructivo: junta al ras de muros con columnas y c) Mala estructuración y distribución de arquitectura: Piso Blando y Torsión [10].....	8
Figura 2.7 - Instrumentación de ensayos en muros con carga lateral [11].	9
Figura 2.8 - a) Mapeo de grietas en muro sometido a carga lateral, b) Histéresis del muro [11].	9
Figura 2.9 - Falla a corte en muros mal confinados, a) Terremoto El Salvador (2001), b) Terremoto en Chile, Maule (2010) [10] y c) Terremoto en India, Bhuj (2001) [12].	10
Figura 2.10 - a) Mapeo de grietas en muro sometido a carga lateral, b) Comportamiento histerético [13].	10
Figura 2.11 - Falla a flexión terremoto en Chile, Cauquenes 2010 [11].	11
Figura 2.12 - Falla a flexión-corte [14].	11
Figura 2.13 - Falla a flexión-corte [3].	12
Figura 2.14 - Principales causas de la falla por cizallamiento, a) Junta de construcción muro interior, b) Junta de construcción muro exterior y c) Mala adherencia entre el mortero y ladrillo o sobrecimiento [3].	12

Figura 2.15 - Modos de falla en muros, a) Flexión, b) Interacción flexión y corte y c) Cortante [15].	13
Figura 2.16 - Modelo a) Micromodelado simplificado, b) Masomodelado, c) y d) Macromodelado adaptado de Crisafulli [17].	14
Figura 2.17 - a) Muro confinado, b) Representación del método de la columna ancha, c) Sección transformada del muro confinado [18].	14
Figura 2.18 - a) Modelo modificado de la columna ancha considerando rótulas a flexión y cortante [20], b) Modelo generalizado para rótulas plásticas en elementos según ASCE SEI 41-13 [21].	15
Figura 2.19 - a) Modelamiento de muro confinado XTRACT, b) Diagrama de interacción (P-M), c) Diagrama Momento vs. Curvatura (M- ϕ).	16
Figura 2.20 - Longitud de plastificación en muros [21].	17
Figura 2.21 - Curva de capacidad ADRS [22].	18
Figura 2.22 - Punto de desempeño [22].	19
Figura 2.23 - Sectorización de desempeño [24].	20
Figura 2.24 - Relación de desplazamientos, daño y estados límites [25].	20
Figura 2.25 - patrón de carga y daño según su estado límite [25].	20
Figura 2.26 - Código de colores bajo el nivel de daño en las articulaciones a corte en muros con refuerzo horizontal [15].	21
Figura 2.27 - Modelo de interacción flexión-cortante [26].	21
Figura 2.28 - Modelo propuesto por Priestley y Elder [8], y comparación con el ensayos y modelo propuesto por Ewing y Kowlasky [28].	22
Figura 2.29 - a) Pila, b) Estado triaxial de esfuerzos en la interface ladrillo/mortero de una pila, c) unidad de ladrillo, y d) cubo de mortero [29].	23
Figura 2.30 - Modelo propuesto por Kaushik [29].	23
Figura 2.31 - Modelo propuesto por Flores [26].	24
Figura 2.32 - Curva de capacidad idealizada propuesto por San Bartolomé [3].	25
Figura 2.33 - Curva de capacidad para muros de albañilería confinada y límite empleados [30].	26
Figura 2.34 - Comparación de la propuesta de Pérez y Manzano con el reglamento peruano para dos niveles de carga axial. a) para $w=1$, b) para $w=1.5$ [31].	27
Figura 2.35 - Envolvente de curvas cortante-distorsión. [33].	27
Figura 2.36 - Envolvente de: carga lateral vs. Derivas, de los muros ensayados [13].	28
Figura 2.37 - Asignación de resortes no lineales al método de la columna ancha, a) Muro en voladizo, b) Muro doblemente empotrado, c) Modelo modificado de la columna ancha [34].	29

Figura 2.38 - Límites de desempeño estructural en curva de capacidad del muro M6 ensayado por Varela et al. [13].....	30
---	----

CAPITULO III

Figura 3.1 - Arreglo arquitectónico de edificio multifamiliar de 10 pisos.....	32
Figura 3.2 - Cortes A y B del edificio multifamiliar de 10 pisos.	33
Figura 3.3 - Ladrillo Infes [19].....	33
Figura 3.4 - Nomenclatura de muros y distribución de área tributaria.....	36
Figura 3.5 - Nomenclatura de muros y distribución de área tributaria.....	36
Figura 3.6 - Cargas del sistema del primer piso (permanente y sobrecarga)	37
Figura 3.7 - a) Sección transformada del muro “Y1”, b) Muro real, c) Sección transformada del muro “X1”.....	41
Figura 3.8 - Propiedades de sección transversal de Beam Element.	43
Figura 3.9 - Modelamiento en MidasGen-eje A, a) Vista alámbrica, b) Vista renderizada.	44
Figura 3.10 - Modelamiento en MidasGen a) Vista alámbrica, b) Vista renderizada del eje 1 y c) Vista alámbrica, d) Vista renderizada del eje 3.....	44
Figura 3.11 - Modelamiento en MidasGen a) Vista alámbrica, b) Vista renderizada.....	45
Figura 3.12 - Cargas sísmicas estáticas a) Dirección “X”, b) Dirección “Y”.	46
Figura 3.13 - Espectro de pseudoaceleraciones-MidasGen.....	47
Figura 3.14 - Deformada de los ejes A, B, D y E.....	48
Figura 3.15 - Deformada de los ejes 1 al 5.....	49
Figura 3.16 - Modos de vibrar a) Modo 2 (traslación en Y), b) Modo3 (traslación en X).....	49
Figura 3.17 - Diagramas de fuerza cortante a) Dirección “X”, y b) Dirección “Y”.....	50
Figura 3.18 - Diagramas de momento flector a) Dirección “X”, y b) Dirección “Y”.....	50
Figura 3.19 - Diagramas de interacción del diseño optativo mexicano [42].	56
Figura 3.20 - Diagrama de interacción del muro X1.....	56
Figura 3.21 - Diagrama de interacción del muro Y1.....	59
Figura 3.22 - Planta de distribución de columnas, placas y muros.	60
Figura 3.23 - Detalle de refuerzo en columnas de confinamiento.....	60

CAPITULO IV

Figura 4.1 - Modelo de la columna ancha modificada con rótula a flexión y corte.	61
Figura 4.2 - Análisis de sección transversal del muro de mampostería confinada [37].	62
Figura 4.3 - Definición de la longitud de articulación plástica equivalente, L_p [37].	63
Figura 4.4 - Ensayo de compresión axial en pilas de albañilería.	63
Figura 4.5 - Modelo constitutivo analítico a compresión de la mampostería.	64

Figura 4.6 - Modelo constitutivo a compresión del concreto a) No confinado y b) Confinado [37].	64
Figura 4.7 - Modelo constitutivo analítico del acero, a) Tracción y b) Compresión [37].	65
Figura 4.8 - Puntos notables del diagrama momento vs. curvatura [51].	67
Figura 4.9 - Modelo bilineal en función de la definición de rótula plástica [52].	67
Figura 4.10 - Diagrama momento vs. curvatura del muro X1.	71
Figura 4.11 - Diagrama momento vs curvatura del muro Y1.	71
Figura 4.12 - Propiedades de articulación Pushover.	72
Figura 4.13 - Propiedades de articulación a flexión.	72
Figura 4.14 - Objetivo de diseño sismorresistente de la Norma E.070 [3].	73
Figura 4.15 - Curva trilineal de la idealización del comportamiento histerético: a) Muros sin carga axial y b) Muros con carga axial [11].	73
Figura 4.16 - Definición de factor de corrección por esbeltez [53].	74
Figura 4.17 - Propiedades de articulación a flexión [55].	74
Figura 4.18 - Curvas histeréticas de muros con diferente refuerzo horizontal [56].	75
Figura 4.19 - Modelo trilineal para muros de mampostería confinada [30].	75
Figura 4.20 - Propuesta de modelo trilineal para muros de mampostería confinada.	77
Figura 4.21 - Propiedades de articulación a corte.	79
Figura 4.22 - Parámetros globales (Global control) del análisis Pushover.	80
Figura 4.23 - Caso de carga (load case) del análisis Pushover.	81
Figura 4.24 - Curva de capacidad Pushover en dirección "X".	82
Figura 4.25 - Curva de capacidad Pushover en dirección "Y".	82
Figura 4.26 - Curva de capacidad Pushover e idealización bilineal en dirección "X".	83
Figura 4.27 - Curva de capacidad Pushover e idealización bilineal en dirección "Y".	84
Figura 4.28 - Sección y esfuerzos del muro X1 (positivo).	84
Figura 4.29 - Rótulas del muro X1 (positivo) a) corte y b) flexión.	85
Figura 4.30 - Sección y esfuerzos del muro X1 (negativo).	85
Figura 4.31 - Rótulas del muro X1 (negativo) a) corte y b) flexión.	85
Figura 4.32 - Demanda de ductilidad por flexión y corte en muros X. Step a)23, b)88, c)154, d)194 y e)239.	88
Figura 4.33 - Distribuciones de derivas en elevación-dirección "X".	88
Figura 4.34 - Curva de capacidad del primer piso-dirección "X".	89
Figura 4.35 - Demanda de ductilidad por flexión y corte en muros Y. Step a)30, b)69, c)108, d)134 y e)160.	91
Figura 4.36 - Distribuciones de derivas en elevación-dirección "Y".	92
Figura 4.37 - Curva de capacidad del primer piso-dirección "Y".	92

CAPITULO V

Figura 5.1 - Objetivos de desempeño para edificaciones comunes según Vision2000 [24].	93
Figura 5.2 - Espectros elásticos de pseudoaceleraciones para cada nivel de sismo.	95
Figura 5.3 - Espectros elásticos ADRS para cada nivel de sismo.	96
Figura 5.4 - Determinación del desplazamiento máximo estimado utilizando iteración directa, FEMA 440.	97
Figura 5.5 - Curva de capacidad Pushover e idealización bilineal en dirección "X"	98
Figura 5.6 - Curva de capacidad Pushover e idealización bilineal en dirección "Y"	99

ANEXO I

Figura AI. 1 – Sección transversal del Muro X1 en Xtract.	113
Figura AI. 2 – Parámetros de concreto no confinado, Mander - XTRACT	114
Figura AI. 3 – Parámetros de cálculo de modelo de concreto confinado, Mander - XTRACT	115
Figura AI. 4 – Parámetros de cálculo de deformación última del concreto confinado, Mander - XTRACT	116
Figura AI. 5 – Modelo de Mander para concreto confinado en columna (24X40) – XTRACT.	116
Figura AI. 6 – Modelo definido por usuario para el acero de refuerzo – XTRACT.	117
Figura AI. 7 – Modelo definido por usuario para la mampostería – XTRACT.	118
Figura AI. 8 – Modelo M- ϕ definido por usuario para la mampostería – XTRACT.	119
Figura AI. 9 – Métodos de solución no lineal – XTRACT.	120
Figura AI. 10 – Diagrama M- ϕ positivo a la largo del eje Y – XTRACT.	121
Figura AI. 11 – Diagrama M- ϕ negativo a la largo del eje Y – XTRACT.	121
Figura AI. 12 – Diagrama Momento vs. Curvatura M- ϕ de muros en la dirección X.	122
Figura AI. 13 – Diagrama Momento vs. Curvatura M- ϕ de muros en la dirección Y.	123
Figura AI. 14 – Modelo P-M definido por usuario para la mampostería - XTRACT.	124
Figura AI. 15 – Sección transversal a compresión y Diagrama P-M– XTRACT.	125
Figura AI. 16 – Diagrama Interacción P-M y Φ P-M con sus cargas factoradas de muros en la dirección "X"	126
Figura AI. 17 – Diagrama Interacción P-M y Φ P-M con sus cargas factoradas de muros en la dirección "Y"	128

ANEXO II

Figura AII. 1 - Geometría del muro ensayado, a) Vista en planta sección bruta y transformada, b) Elevación y detalle de refuerzo [19].	130
Figura AII. 2 - Aparición de la primera fisura en el muro confinado en la Fase 2 del ensayo [19]	131

Figura AII. 3 - Rigidez elástica experimental de la Fase 2 del ensayo.	131
Figura AII. 4 - Rigidez elástica experimental de la Fase 2 del ensayo.	132
Figura AII. 5 - Modelo Analítico en MidasGen bajo cargas en Fase 2.....	132
Figura AII. 6 - a) Patrón de daños en elevación Fase 3 [19], b) Sección agrietada por carga horizontal positiva (+).....	133
Figura A.II 7 - Aparición de fisuras y grietas en el muro confinado en la Fase 7 del ensayo [19].	134
Figura AII.8 - Rigidez elástica-lineal y no lineal experimental de la Fase 2 y Fase 7, respectivamente.....	134
Figura AII. 9 - Curvas de degradación de rigidez en los ensayos de los muros [19].....	135
Figura AII. 10 – Modelo analítico y desplazamientos del muro debido a cargas externas de la Fase 7 del ensayo.	136
Figura AII. 11 – Comparativas de curvas de capacidad a corte y/o flexión.....	138
Figura AII. 12 – Espécimen de 3 pisos escala 1:2 ensayado en mesa vibradora [33].....	139
Figura AII. 13 - Comportamiento de sólido rígido del muro 1, final de Fase B y C del ensaye.	141
Figura AII. 14 - Muro del espécimen ensayado a) vista en planta sección bruta y transformada, b) Elevación y detalle fuerzas estáticas [32].	141
Figura AII. 15 - Modelo analítico del espécimen de 3 niveles en MidasGen.....	142
Figura AII. 16 - Modelo analítico - Modo de vibrar 4 (traslación en dirección Y).....	143
Figura AII. 17 - a) Diagrama de fuerza cortante, b) Momento flector y c) Desplazamiento laterales	144
Figura AII. 18 - Momento vs curvatura y sección transversal del muro con software Xtract a) Agrietada, b) Fluencia.	146
Figura AII. 19 - Tramo elástico del diagrama momento curvatura, rigidez elástica y elástica no lineal.....	146
Figura AII. 20 - a) Patrón de daños en elevación., b) Sección agrietada	147
Figura AII. 21 - a) Diagrama de fuerza cortante, b) Momento flector y c) Desplazamiento laterales	149
Figura AII. 22 - Envolvente trilineal de comportamiento a corte propuesto.....	151
Figura AII. 23 - a) Modelo de articulación plástica a flexión en muros de albañilería confinada, b) Análisis de la sección de un muro confinado [32].	152
Figura AII. 24 - a) Diagrama constitutivos de a) Concreto no confinado, b) Albañilería, c) Acero de refuerzo y d) Modelo de fibras el muro confinado.	153
Figura AII. 25 - a) Momento vs. curvatura e idealización bilineal y b) Resultados del análisis Xtract.....	153

Figura AII. 26 – Primera alternativa de <i>Pushover</i> a) rótula a corte y flexión, b) solo rótula a corte	154
Figura AII. 27 – Segunda alternativa de <i>Pushover</i> , solo rótula a corte.....	154
Figura AII. 28 – Comparativa entre la envolvente de histéresis del primer piso de la prueba y las dos alternativas propuestas de <i>Pushover</i>	155

ANEXO III

Figura AIII. 1 – a) Modelo de Pristley y Elder, b) Modelo de Ewing y Kowalsky.	157
Figura AIII. 2 – Idealización de la curva esfuerzo vs deformación de mampostería [29].	158
Figura AIII. 3 – Modelo propuesto por Flores [26]	159
Figura AIII. 4 – Sección y perforaciones en ladrillo de arcilla usado [19]	160
Figura AIII. 5 – Instrumentos del ensayo [19].....	160
Figura AIII. 6 – Esfuerzo vs deformación de las pilas con ladrillo tipo “Infes” ensayadas [19]	161
Figura AIII. 7 – Comparación de grafica de Esfuerzo vs Deformación teórica y experimental	161

ANEXO IV

Figura AIV. 1 - Grafica esfuerzo vs. deformación a tensión y compresión del refuerzo de 1/2”.	165
--	-----

ANEXO V

Figura AV. 1 – Curva de capacidad (línea negra) y envolvente elastoplástica con endurecimientos (línea magenta).....	166
---	-----

ANEXO VI

Figura AVI. 1 – Rotulas a corte de los muros en la dirección “X”	169
Figura AVI. 2 – Rotulas a corte de los muros en la dirección “Y”	170
Figura AVI. 3 – Rotulas a flexión de los muros en la dirección “X”.....	172
Figura AVI. 4 – Rotulas a flexión de los muros en la dirección “Y”	174

ÍNDICE DE TABLAS

CAPITULO II

Tabla 2.1 - Propiedades mecánicas de los materiales.	15
Tabla 2.2 - Parámetros del peligro sísmico en la ciudad de Lima.....	18
Tabla 2.3 - Parámetros de definición del modelo propuesto por Flores [26].	25
Tabla 2.4 - Valores de la curva Trilineal [11].	26

CAPITULO III

Tabla 3.1 - Características de la albañilería [19].	33
Tabla 3.2 - Características del concreto.	34
Tabla 3.3 - Características del acero de refuerzo.	34
Tabla 3.4 - Parámetros sísmicos.....	35
Tabla 3.5 - Reacciones debido a cargas permanentes y sobrecargas para cada muro.	37
Tabla 3.6 - Densidad de muros en la dirección “Y”.....	38
Tabla 3.7 - Densidad de muros en la dirección “X”.....	39
Tabla 3.8 - Cálculo de propiedades de los muros “X1” y “Y1”.....	41
Tabla 3.9 - Propiedades de los muros en la dirección “X”.....	42
Tabla 3.10 - Propiedades de los muros en la dirección “Y”.....	42
Tabla 3.11 - Fuerzas de inercia ante sismo moderado y severo.	46
Tabla 3.12 - Desplazamiento y derivas de entrepiso para análisis sísmico estático-MidasGen..	47
Tabla 3.13 - Desplazamiento y derivas de entrepiso para análisis sísmico dinámico-MidasGen.	48
Tabla 3.14 - Resistencia global y agrietamiento de muros en dirección “X” del primer piso	51
Tabla 3.15 - Resistencia global y agrietamiento de muros en dirección “Y” del primer piso. ...	51
Tabla 3.16 - Resistencia global y agrietamiento de muros en dirección “X” del segundo piso..	52
Tabla 3.17 - Resistencia global y agrietamiento de muros en dirección “Y” del segundo piso..	52
Tabla 3.18 - Cuadro resumen de diseño de muros y vigas soleras en dirección “X” (X1 al X8).	54
Tabla 3.19 - Cuadro resumen de diseño de muros y vigas soleras en dirección “X” (X9 al X14).	55
Tabla 3.20 - Cuadro resumen de diseño de muros y vigas soleras en dirección “Y” (Y1 al Y5).	57
Tabla 3.21 - Cuadro resumen de diseño de muros y vigas soleras en dirección “Y” (Y6 al Y11).	58

CAPITULO IV

Tabla 4. 1 - Deformaciones de estados límites de la sección transversal.....	65
Tabla 4.2 - Cuadro resumen de rótulas por flexión de muros en la dirección “X”.	69
Tabla 4.3 - Cuadro resumen de rótulas por flexión de muros en la dirección “Y”.	70
Tabla 4.4 - Parámetros de modelo trilineal [30].....	76
Tabla 4.5 - Cuadro resumen de resorte a corte de muros en la dirección X.....	78
Tabla 4.6 - Cuadro resumen de resorte a corte de muros en la dirección Y.....	78

CAPITULO V

Tabla 5.1 - Factores de conversión por nivel de sismo.	94
Tabla 5.2 - Espectros elásticos de pseudoaceleraciones para cada nivel de sismo.	95
Tabla 5. 3 - Iteración para la determinación del punto de desempeño ante sismo de diseño.....	98
Tabla 5. 4 - Resumen de desplazamiento demandados antes diferentes niveles de sismo.....	98
Tabla 5.5 - Relación de cortantes – FEMA 440.....	99
Tabla 5. 6 - Ductilidad y sobrerresistencia – FEMA440.....	99
Tabla 5.7 - Evaluación del desempeño según FEMA 440.	100

ANEXO II

Tabla AII. 1 - Propiedades mecánicas experimentales del muro confinado 1 (MQ1) [11].....	129
Tabla AII. 2 - Propiedades geométricas del muro confinado MQ1	130
Tabla AII. 3 - Registro de cargas y distorsiones propuestas por Manchego y Parí para muros con carga axial.....	137
Tabla AII. 4 - Propiedades no lineales de la articulación plástica a corte en muros con carga axial propuesta por Manchego y Parí.....	137
Tabla AII. 5 - Propiedades no lineales de la articulación plástica a corte con los datos experimentales del muro MQ2 del ensayo de Manchego y Parí.....	137
Tabla AII. 6 - Propiedades mecánicas experimentales del muro confinado MQ1	139
Tabla AII. 7 - Periodos y degradación de rigidez del espécimen en todas sus fases del ensaye.	140
Tabla AII. 8 - Propiedades geométricas de los muros del espécimen.	141
Tabla AII. 9 - factor de reducción de rigidez en muros - fase Inicial.....	142
Tabla AII. 10 - factor de reducción de rigidez en muros – Fase A	144
Tabla AII. 11 - Comparativa de resultados experimentales y analíticos con MidasGen de la Fase A.....	145
Tabla AII. 12 - factor de reducción de rigidez en muros-Fase B.	148
Tabla AII. 13 - Comparativa de resultados experimentales y analíticos con MidasGen de la Fase B.....	149

Tabla AII. 14 - Resistencia al agrietamiento diagonal y momento al instante del agrietamiento	151
Tabla AII. 15 - Puntos notables de la envolvente trilineal a corte	151
Tabla AII. 16 - Propuesta de propiedades no lineales de la articulación plástica a corte en muros.....	152

ANEXO III

Tabla AIII. 1 – Parámetros de definición del modelo de Flores [26].....	159
Tabla AIII. 2 – Características de ladrillo King Kong Infes [19].....	160

ANEXO IV

Tabla A.IV. 1 – Tabla resumen de valores de deformación y esfuerzos en tensión y compresión según Dhakal y Maekawa [19].....	164
--	-----



CAPÍTULO I

Aspectos generales

1.1. Introducción

La mala planificación de las ciudades y la necesidad de los ciudadanos para encontrar un lugar donde vivir ha generado un desordenamiento y alejamiento del núcleo social de las principales ciudades del Perú. Por ejemplo, el departamento de Lima es considerada como la ciudad más poblada, extensa y grande del territorio peruano por tener una densidad poblacional de 278.3 hab./km². El Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI) estima que el 55.8% de viviendas en todo el Perú son de muros de ladrillo de arcilla o bloques de concreto, pero solo en la ciudad de Lima se estima un 86% como se observan en la Figura 1.1 y 1.2, respectivamente [1].

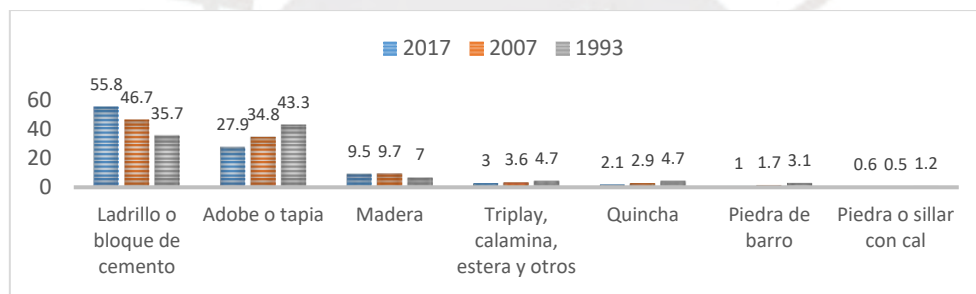


Figura 1.1 - Material predominante en las paredes exteriores de las viviendas en Perú (Fuente: INEI-Censos Nacionales de Población y Vivienda 1993, 2007 y 2017).

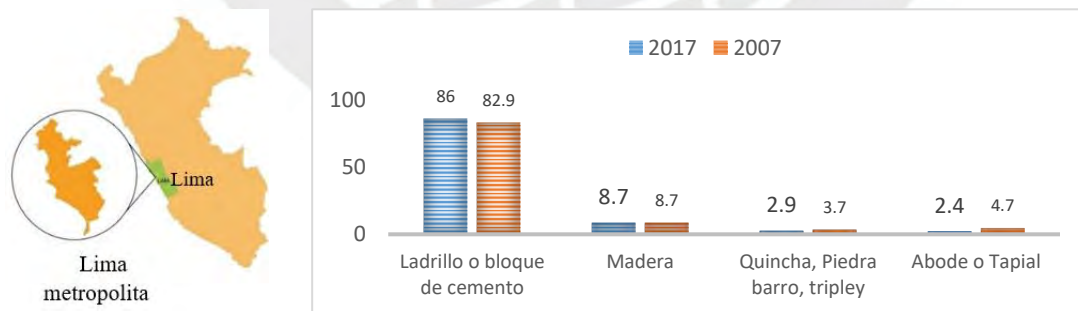


Figura 1.2 - Material predominante en las paredes exteriores de las viviendas en Lima metropolitana (Fuente: INEI-Censos Nacionales de Población y Vivienda 1993, 2007 y 2017).

La albañilería es utilizada en la mayoría de viviendas por ser un material económico, de fácil adquisición y sencilla construcción. Además, es importante resaltar que la albañilería tiene un menor costo ambiental de fabricación que otros materiales como se aprecia en la Figura 1.3 [2].

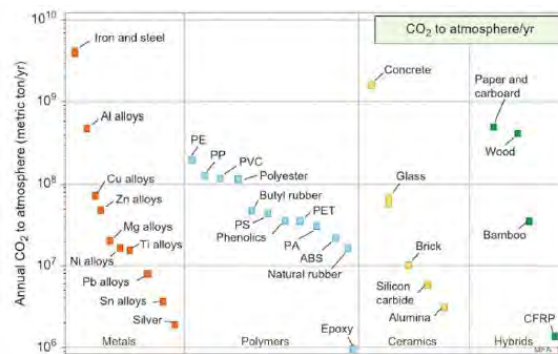


Figura 1.3 - Dióxido de carbono anual en la atmosfera debido a la fabricación de materiales [2].

Por estos motivos, es que esta investigación promueve el crecimiento vertical de las ciudades, con la finalidad de no seguir alejándose del núcleo social y laboral de las ciudades. Además, incentiva el uso de la albañilería como alternativa para el diseño y construcción de edificios altos.

Por último, el propósito de esta investigación es contribuir con una de las metas pendientes de la norma E.070, la cual consiste en incrementar la altura máxima o cantidad de pisos permitidos (más de 5 pisos). Además, demostrar que los edificios altos de albañilería confinada tienen un buen desempeño sísmico frente a sismos de diseño normativos, siempre y cuando se cambie su enfoque de diseño, es decir, que los muros no fallen a corte, sino a flexión.

1.2. Antecedentes

Según el Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI), existe en la actualidad alrededor de once millones de viviendas en el Perú, y se estima que siga creciendo en un tres por ciento cada año [1]. De esto se sabe que alrededor del 50 % son de ladrillos de arcilla o bloques de concreto, por ser este un material muy usado desde fines del siglo XX para la construcción de viviendas, además de tener un buen comportamiento sísmico (cuando se usan los materiales correctos y se sigue el proceso constructivo adecuado) comprobada *in situ* y más recientemente validado en laboratorios [3].

Existe evidencia de edificios (viviendas de hasta 5 pisos) construidos con albañilería y columnas desde principios de los años cincuenta. En los setenta, estos edificios habían sido sometidos a dos sismos: 1966 y 1970, por lo cual, se necesitaba una norma técnica que respalde su buen comportamiento e incentive la correcta construcción de estos [4]. A fines de los setenta, se comienzan a realizar ensayos con base en las características de las edificaciones de esos años, es

decir, edificios menores a 5 pisos y muros de baja relación de aspecto (menor o igual que 1). Por tal motivo, que casi todas las investigaciones realizadas con albañilería confinada en Perú concluyen que los muros siempre fallarán a corte, debido a la baja relación de aspecto de los muros ensayados, acorde a las características de los edificios de la época. En consecuencia, desde los cincuenta hasta la actualidad, la tendencia en la construcción con albañilería confinada siempre se vio limitada a una altura máxima de cinco pisos.

No obstante, hace algunos años, investigadores internacionales confirmaron que existe la posibilidad de diseñar y construir edificaciones altas con albañilería confinada [5], siempre y cuando se tengan muros con relación de aspecto cercanas a dos (el doble de lo aceptado por las normas en Perú), forzando así el cambio en su modo de falla. Recientemente, se verificó a nivel local dicha hipótesis [6] y, si bien dicha investigación asumió mucha información por falta de laboratorios y resultados experimentales, se terminó validando que al cambiar el modo de falla de cortante a flexión en los muros de albañilería, existiría la posibilidad de incrementar el número de pisos permitidos por la norma vigente.

1.3. Justificación

La improvisación y falta de control de los gobiernos locales tuvo como consecuencia un desorden territorial crítico, al respecto, cada año se estima un crecimiento poblacional de trescientos mil habitantes [1], y por consecuencia un incremento anual en la demanda de viviendas. Dado esto, se propone el crecimiento urbanístico vertical mediante la optimización de espacios cercanos al centro de las ciudades y se descarta la expansión horizontal, que, si bien al inicio es mucho más fácil, a la larga arraiga problemas sociales y económicos.

Entonces para contribuir con la viabilidad de expansión vertical, es necesario tener sistemas estructurales de edificios medianos y altos que sean eficientes y seguros. Por eso, se propone a la albañilería confinada como una alternativa más para el diseño y construcción de edificaciones medianas y altas, teniendo en cuenta que posee un material muy usado para la construcción de viviendas por ser económico, de fácil disponibilidad y construcción sencilla, con mano de obra preparada y capacitada.

1.4. Objetivos

Objetivo principal

Demostrar la posibilidad y viabilidad de diseñar edificios medianos y altos con albañilería confinada mediante un modelo analítico no lineal sometido a cargas sísmicas por medio de un análisis estático incremental.

Objetivos específicos

- Definir un arreglo arquitectónico típico y funcional para un edificio multifamiliar de diez pisos.
- Establecer las propiedades mecánicas de la albañilería.
- Analizar y diseñar el edificio de acuerdo con el reglamento nacional de edificaciones.
- Determinar las propiedades no lineales a flexión en los muros de albañilería mediante su diagrama momento curvatura y a corte mediante su diagrama fuerza deformación.
- Estimar su curva de capacidad mediante un análisis estático incremental *Pushover*.
- Estimar su desempeño sísmico.

1.5. Alcance

Se analizará un edificio de diez pisos con albañilería confinada de distribución arquitectónica típica de viviendas multifamiliares. Para ello, se obtendrán las propiedades mecánicas de la albañilería mediante ensayos de laboratorio realizados por terceros, además, se realizará el diseño elástico mediante las normas peruanas vigentes que apliquen y, posteriormente, se realizará un análisis no lineal para verificar su desempeño frente a un posible sismo. Para calcular las propiedades no lineales de los muros, se usará el *software* XTRACT; y para análisis integral, el *Software* MidasGen 22 V2.1; PID: MSENGEN0000653.

1.6. Metodología y plan de trabajo

La metodología a emplear tiene como finalidad desarrollar el objetivo general y los objetivos específicos que se plantearon en el proyecto.

Primero, se realizará una revisión de las normas locales e internacionales, además, bibliografías de análisis y diseños para edificios altos de albañilería, también, metodologías para el análisis sísmico por desempeño; finalmente, se revisarán artículos científicos de ensayos de laboratorio con muros esbeltos y cortos con albañilería confinada. Después, se realizará un planteamiento arquitectónico y estructuración acorde a las solicitudes de funcionalidad de hoy en día. Una vez definido esto, se procederá a la obtención y/o cálculo de las propiedades mecánicas del material para luego realizar el modelo estructural en el *software* MidasGen. Posteriormente, se diseñarán todos los elementos estructurales según el reglamento vigente. Concluido esto, se procederá a calcular las propiedades no lineales de los elementos estructurales con el XTRACT, para luego asignarlas a los elementos del modelo estructural en MidasGen.

Finalmente, se realizará un análisis no lineal estático *Pushover*, en el cual se le somete a la estructura a una distribución de fuerzas laterales para determinar su curva de capacidad y verificar su desempeño. Concluido todo el análisis previo, se terminará dando las recomendaciones y conclusiones del caso.

CAPÍTULO II

Marco teórico y estado del arte

2.1. Introducción

Las edificaciones de mediana y baja altura con el uso de albañilería (**mampostería**) confinada han sido estudiadas durante más de medio siglo en Perú y en diversos países de Latinoamérica. Toda esta investigación peruana se tradujo en la Norma E.070 [7], en la cual se establece que los muros sufrirán una falla a corte, y seguirán los lineamientos del diseño por resistencia con criterio de desempeño.

En los últimos años, investigadores mexicanos como Amador Terán y Eric Espinosa han estudiado la posibilidad de analizar y diseñar edificios altos (10 pisos a más) con albañilería confinada. Por lo tanto, es necesario realizar investigaciones analíticas y experimentales para verificar la posibilidad de incrementar la altura límite en Perú.

A continuación, se describe el marco teórico de la investigación, cuyo objetivo es vincular el problema de estudio con teorías y conceptos relacionados con el tema de investigación. Se explican algunos conceptos relacionados a **albañilería confinada, propiedades constitutivas, comportamiento sísmico, modos de falla, modelamiento, desempeño y tipo de análisis**. Además, se indican algunos trabajos de investigación que aportaron a la realización de este trabajo de investigación.

2.2. Marco teórico

2.2.1. Albañilería confinada

Las edificaciones diafragmadas de albañilería confinada tienen un sistema estructural a base de muros (Figura 2.1), que comúnmente son de arcilla roja cocida y enmarcado en todo su contorno por elementos de concreto armado vaciados luego de la construcción del muro. Usualmente, en su proceso constructivo se suele dejar una conexión dentada o mechas de acero cada tres hiladas entre el muro y las columnas (confinamientos). Si se cumple la secuencia del proceso constructivo, se crearía un conjunto integral entre la albañilería y los confinamientos.

Los confinamientos cumplen la función de arriostre para cargas perpendiculares al plano y, además, le dan capacidad de deformación (ductilidad) al sistema, sin incrementar significativamente su resistencia, dado que los confinamientos (vigas y columnas) son de dimensiones reducidas y de poco refuerzo [3].



Figura 2.1 - Construcción de edificación con albañilería confinada (Fuente: www.dryhouseperu.com).

2.2.2. Propiedades

Las propiedades de la albañilería se determinan por medio de ensayos experimentales (Figura 2.2), y en el caso del módulo de elasticidad (E_m) y resistencia a la compresión característica (f'_m), se definen en función de un ensayo a compresión de pila con esbeltez controlada según el Norma Técnica Peruana (NTP) 339.605 y/o la E.070 [7]. Estas propiedades se encuentran en el rango lineal del material, por lo tanto, basta tener los valores de esfuerzo vs. deformación (σ - ϵ) hasta su resistencia máxima axial.

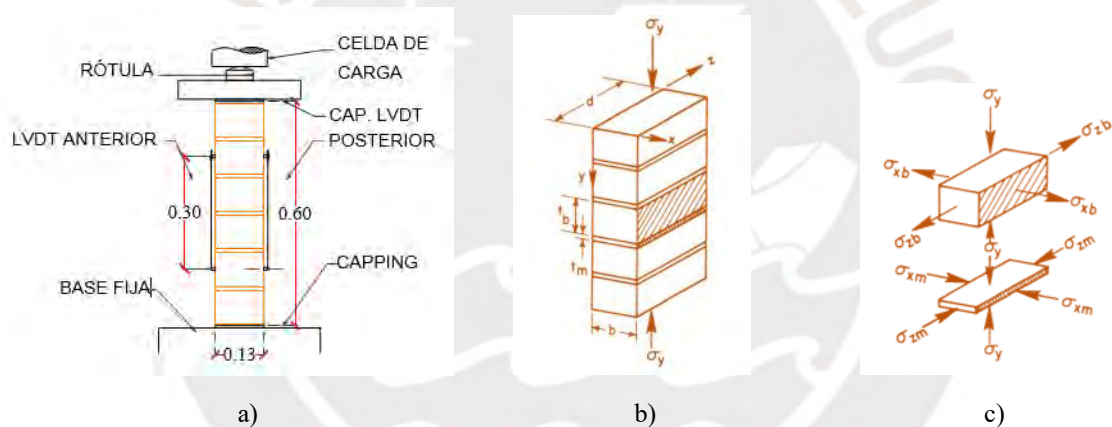


Figura 2.2 - a) Instrumentación de ensayo de pilas, b) Pila de albañilería con carga axial, c) Estado de esfuerzos resultantes en la unidad y mortero [5].

Sin embargo, si se quiere estudiar el comportamiento no lineal del material, es necesario tener los valores de σ - ϵ luego que alcance su resistencia máxima. Por lo tanto, con los ensayos convencionales no es práctico obtener estos valores en términos económicos, dado que, se tendrían que sacrificar algunos LVDT's para poder realizar estas mediciones, por lo tanto, se espera a encontrar modelos constitutivos del material que nos permitan hallar los valores de su rango no lineal (Figura 2.3).

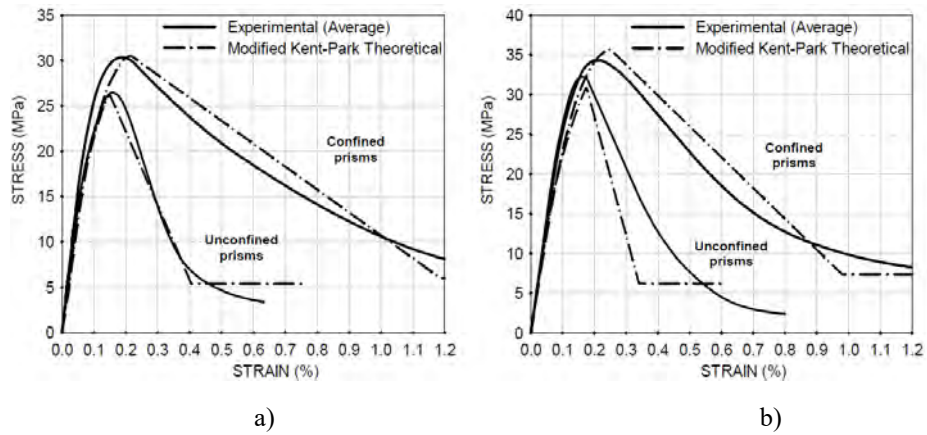


Figura 2.3 - Curva de esfuerzo vs. deformación experimental y teórica modificada de Kent y Park, a) Carga lenta, b) Carga rápida [8].

Respecto al cálculo de la capacidad de deformación en la albañilería bajo tensión diagonal, se modifica su comportamiento al tener la presencia de elementos confinantes como columnas y vigas, y del posible refuerzo transversal que se le coloque al muro. Por lo tanto, la capacidad de deformación lateral en la albañilería suele establecerse a nivel de elemento, y no a nivel de material como se ve en la Figura 2.4 [9].

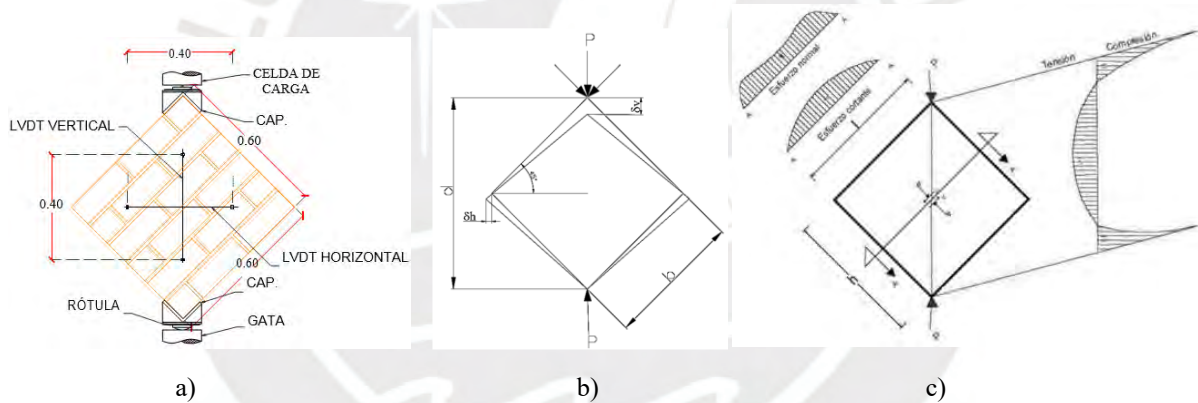


Figura 2.4- a) Instrumentación de ensayo de murete, b) Esquema para cálculo de propiedades mecánicas, c) Distribución de esfuerzos en muretes [9].

2.2.3. Comportamiento sísmico

Desde los años cuarenta se han construido viviendas con albañilería confinada, y desde esa fecha hasta ahora se han mejorado los diseños y la construcción.

Con los sismos que han ocurrido a lo largo de la vida de este sistema estructural, se fue comprobando su excelente comportamiento frente a sismos y, además, se fue ganando una excelente reputación como material de construcción por ser resistente y durable. La norma peruana E.070 acepta la filosofía sismorresistente actual, la cual acepta daño en edificaciones por dos motivos: incertidumbre probabilística de la fuerza máxima con la cual se presentará el sismo y el costo que estas tendrían si se diseñara elásticamente una edificación.

La norma permite que los materiales ingresen al rango no lineal de su comportamiento, en otras palabras, se admite que las estructuras sufrirán daño, por lo tanto, es necesario saber por qué y cómo se presentan sus posibles modos de falla (Figuras 2.5 y 2.6). Dejando de lado las fallas que se dan por un mal diseño o construcción, hay algunas que surgen de las mismas características del material y sus formas de ensayo experimental, como las fallas dominadas por corte, la falla a flexión y las que resultan de la combinación de las dos.

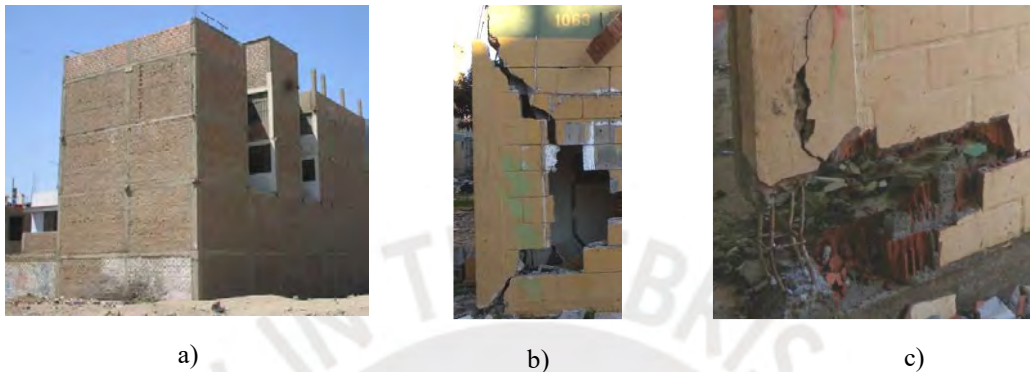


Figura 2.5 - Performance de edificaciones con albañilería confinada, a) Terremoto en Perú, Pisco (2007), edificio sin daños estructurales, b) Terremoto en Chile, Maule (2010), Falla por cortante columna de confinamiento y c) Falla por pandeo de refuerzo. [10].



Figura 2.6 - Fallas en edificios con albañilería confinada Terremoto en Perú, Pisco (2007), a) Uso de material inadecuado: ladrillo Pandereta, b) Volcamiento por mal proceso constructivo: junta al ras de muros con columnas y c) Mala estructuración y distribución de arquitectura: Piso Blando y Torsión [10].

2.2.4. Modos de falla

A nivel nacional e internacional, se han realizado ensayos en muros de albañilería confinada (Figura 2.7) para poder identificar su comportamiento frente a cargas laterales. Esto como complemento a la evidencia registrada *in situ* cuando una edificación es sometida a un terremoto real.

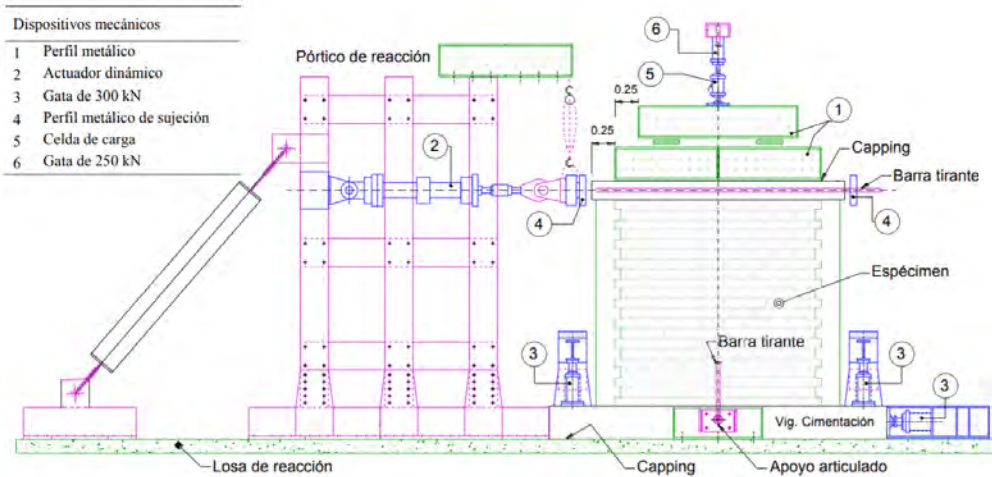


Figura 2.7 - Instrumentación de ensayos en muros con carga lateral [11].

De la evidencia real y los ensayos realizados, se comprueba que existe más de una forma en que los muros pueden fallar y que dependen de su relación de aspecto y otras propiedades.

2.2.4.1. Falla a corte

Este tipo de falla suele presentarse en muros de baja relación de aspecto ($H/L < 1$) cuando es sometido a una carga lateral incremental. En Perú se han ensayado múltiples muros de baja relación de aspecto donde la falla resultó ser por corte, entre ellos, el mostrado en la Figura 2.8. Este muro fue ensayado a carga pseudoestática lateral y carga axial constante [10]. En este tipo de fallas la tensión diagonal induce la típica formación de grietas diagonales en todo el paño del muro.

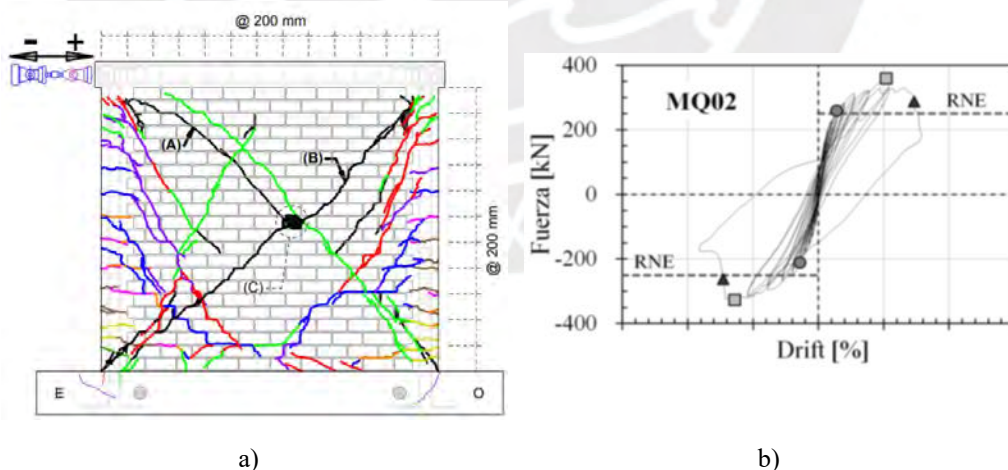


Figura 2.8 - a) Mapeo de grietas en muro sometido a carga lateral, b) Histéresis del muro [11].

Esta falla es la más común en edificios de albañilería confinada de baja altura cuando el sismo demanda al muro una fuerza superior al de su agrietamiento o por algunas deficiencias constructivas como se nota en la Figura 2.9.

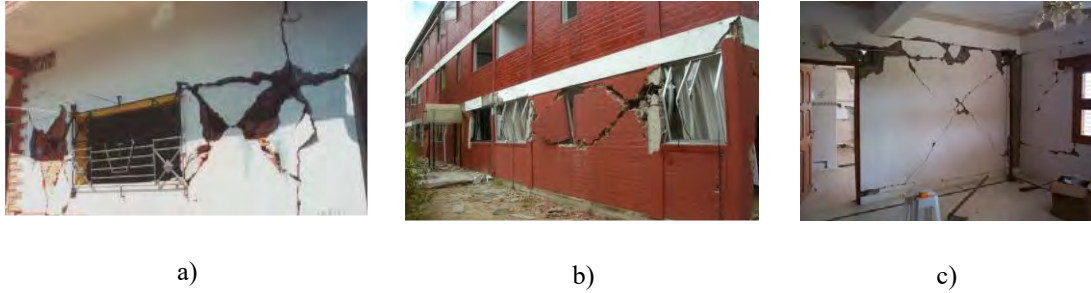


Figura 2.9 - Falla a corte en muros mal confinados, a) Terremoto El Salvador (2001), b) Terremoto en Chile, Maule (2010) [10] y c) Terremoto en India, Bhuj (2001) [12].

2.2.4.2. Falla a flexión

Este tipo de falla se presenta en muros sometidos a carga lateral con relación aspecto de dos o más, aproximadamente. Se caracteriza por tener un patrón de grietas horizontales que aparecen en la parte a tracción y aplastamiento en la zona a compresión del muro (Figura 2.10a). Esta falla suele presentar fluencia del acero vertical de las columnas de confinamiento y el posible aplastamiento del concreto y albañilería en el otro extremo a compresión. En ocasiones, cuando el muro no tiene una adherencia adecuada con los confinamientos, suele provocar la separación de estos [10]. Otra característica de este tipo de falla es su buena ductilidad y baja degradación de resistencia (Figura 2.10.b).

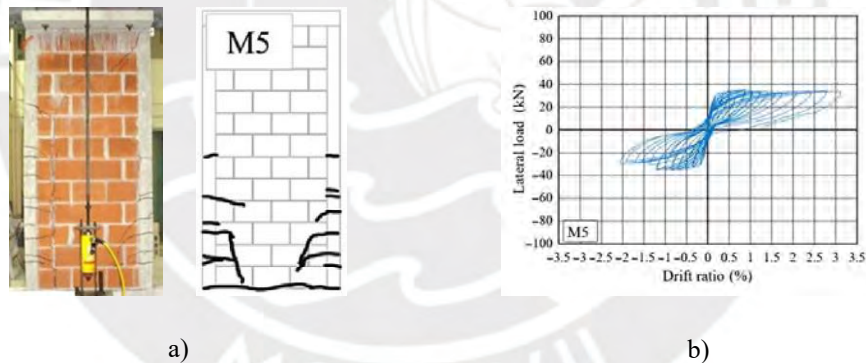


Figura 2.10 - a) Mapeo de grietas en muro sometido a carga lateral, b) Comportamiento histerético [13].

La falla por flexión en muros confinados de edificios bajos (menor de 5 pisos) se presenta muy poco, debido a que las características de estos muros robustos no lo favorecen, pero se observa en la Figura 2.11, que a veces se puede dar, siempre y cuando tengan el diseño y detallamiento adecuado.



Figura 2.11 - Falla a flexión terremoto en Chile, Cauquenes 2010 [11].

2.2.4.3. Falla a Flexión - Corte

Este tipo de falla combinada suele iniciar con la formación de grietas horizontales en la base del muro, pero conforme se va incrementando el desplazamiento lateral, comienzan a presentarse grietas diagonales, fluencia del acero y aplastamiento del concreto en los confinamientos (Figura 2.12). Es importante señalar que conforme aparecen las grietas horizontales por flexión, se va reduciendo su capacidad a corte y es probable que llegue a fallar por deslizamiento antes que por cortante o flexión.

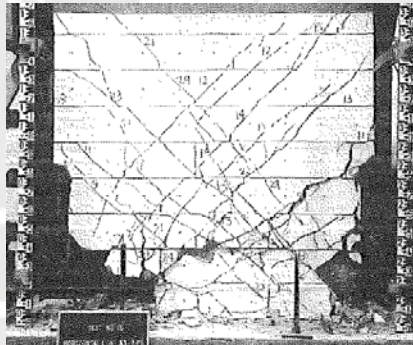


Figura 2.12 - Falla a flexión-corte [14].

Este tipo de falla también se ha identificado en estructuras que han sufrido terremotos en Perú, Pisco (2007). En la Figura 2.13 se muestra el muro de cierre típico de módulos de colegios construidos a nivel nacional. También, esta falla se da muchas veces por la baja cuantía de refuerzo en las columnas de confinamiento que conllevan al agrietamiento inicial por flexión, pero, debido a que la resistencia al corte diagonal del muro es menor que el cortante que produciría la fluencia total del refuerzo de confinamiento, el muro termina fallando por corte y no por flexión.



Figura 2.13 - Falla a flexión-corte [3].

2.2.4.4. Falla de cizallamiento, deslizamiento o corte fricción

Este tipo de falla es una de las más peligrosas, dado que, la sección transversal del muro se reduce por la acción sísmica simultánea de cargas coplanares y perpendiculares, y puede causar la rotura del refuerzo vertical de las columnas de confinamiento y disloque del muro por arriba del plano de falla, lo cual generaría que la carga vertical tenga una doble excentricidad

Este tipo de fallas generalmente se producen por un mal proceso constructivo, tales como junta de construcción (generalmente se ubica a la mitad de la altura del muro), traslape de refuerzo vertical y mala adherencia entre el mortero y/o el ladrillo y/o sobrecimiento o cimentación (Figura 2.14).



a)

b)

c)

Figura 2.14 - Principales causas de la falla por cizallamiento, a) Junta de construcción muro interior, b) Junta de construcción muro exterior y c) Mala adherencia entre el mortero y ladrillo o sobrecimiento [3].

Estas formas de falla en muros de albañilería confinada tienen un símil a los modos de fallas de muros de concreto armado, es decir, el comportamiento y falla en los muros, independientemente del tipo de material (albañilería o concreto), lo cual depende de su relación de aspecto y otras variables tales como refuerzo horizontal y refuerzo vertical en extremos. En la Figura 2.15 se reflejan los 3 modos o casos de fallas típicas en muros.

El primer caso indica que si la resistencia a flexión del muro es menor que la envolvente de resistencia a cortante, el muro tendrá un comportamiento dúctil solo a flexión. El segundo caso indica que si la resistencia a flexión ha pasado la etapa elástica del comportamiento, supera la resistencia a cortante, el muro reducirá su ductilidad por la interacción entre flexión y corte. Y el último caso indica que si la resistencia a flexión es mayor que la resistencia al corte en la etapa elástica, el muro sufrirá una falla por cortante pura [15][16].

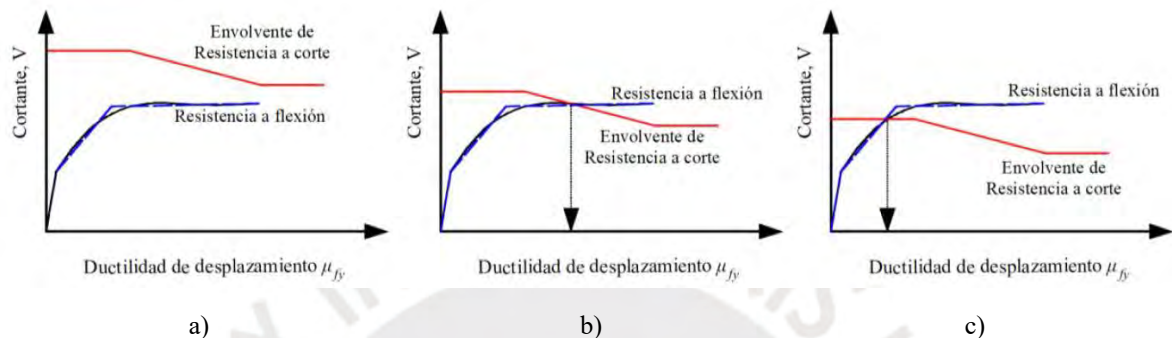


Figura 2.15 - Modos de falla en muros, a) Flexión, b) Interacción flexión y corte y c) Cortante [15].

2.2.5. Modelamiento

El alto costo de realizar pruebas experimentales creó la necesidad de desarrollar modelamientos numéricos que ayuden a estudiar el comportamiento de especímenes de albañilería frente a cargas sísmicas. Entre los más usados están los siguientes:

- Método de elementos finitos-micro modelado detallado: discretiza las juntas de ladrillo y mortero utilizando elementos continuos y elementos discontinuos para el interfaz del ladrillo y mortero (Figura 2.16a).
- Método de elementos finitos-micromodelado simplificado: los ladrillos se modelan con elementos continuos y elementos discontinuos para la junta de mortero e interfaz de ladrillo y mortero.
- Método de elementos finitos-mesomodelado: los ladrillos, mortero e interfaz ladrillo y mortero se eliminan. Se trata la mampostería (**albañilería**) como un elemento continuo, lo que significa, que un nuevo material equivalente representa todo el panel y relleno obtenido por un proceso de homogeneización (Figura 2.16b).
- Método de elementos finitos-macromodelado: Considera a la mampostería por medio de diagonales equivalentes. Este enfoque es más rápido y fácil de aplicar que los otros 3 (Figuras 2.16c y 2.16d).

- Método de la columna ancha: representa la albañilería confinada mediante una columna genérica, la cual considera todas las propiedades mecánicas del muro (E_m y G_m) y sus propiedades geométricas de sección transformada (A_c y I_g), ver Figura 2.17.

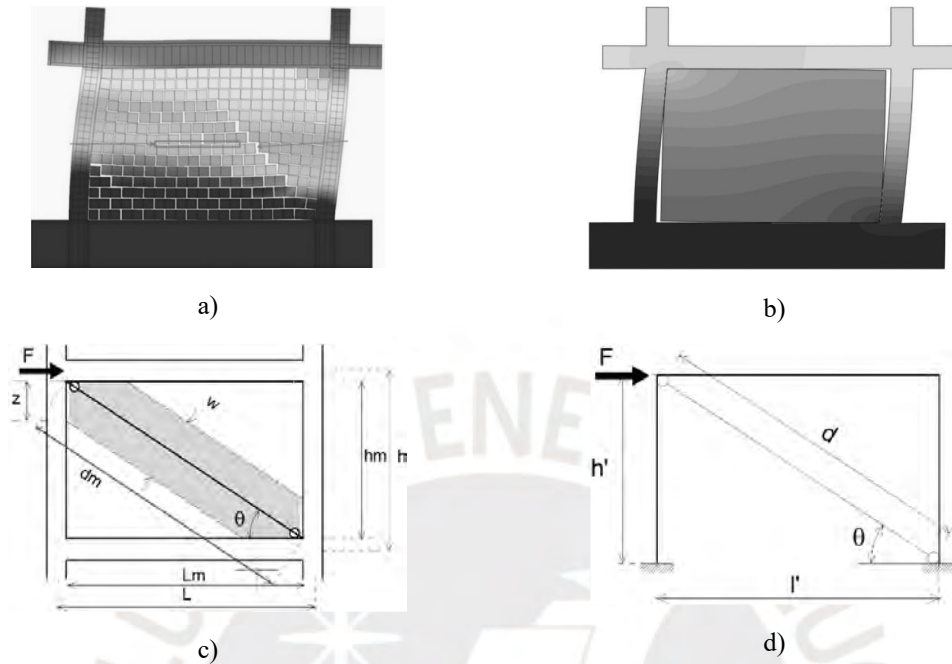


Figura 2.16 - Modelo a) Micromodelado simplificado, b) Masomodelado, c) y d) Macromodelado adaptado de Crisafulli [17].

En este caso, se optó por modelar los muros de albañilería mediante el método de la columna ancha, por ser este, el método más práctico y sencillo, y a la vez lo bastante preciso para este tipo de análisis. Antonio Taveras en el 2008 verificó las formas de modelar las estructuras de albañilería confinada, y validó que el método de la columna ancha es un método confiable por tener muy poco porcentaje de error en sus resultados elásticos [18].

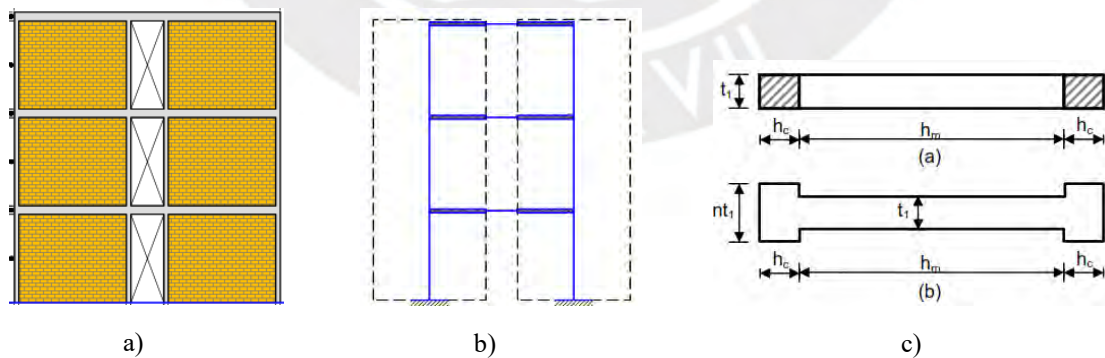


Figura 2.17 - a) Muro confinado, b) Representación del método de la columna ancha, c) Sección transformada del muro confinado [18].

2.2.5.1. Propiedades mecánicas de los materiales

Las propiedades mecánicas de la albañilería (ladrillo industrial tipo Infes) se determinaron mediante ensayos realizado por Paola Angles [19]. Para el concreto y acero, se optó por resistencias estándar que hay en la industria y, además, se procuró que no haya mucha diferencia de resistencia entre la albañilería y el concreto, ver Tabla 2.1.

Tabla 2.1 - Propiedades mecánicas de los materiales.

Material	Propiedades mecánicas	Elementos (kg/cm ²)
Albañilería	Resistencia a la compresión (f'_m)	131
	Resistencia al corte (v'_m)	16.65
	Módulo de elasticidad (E_m)	625000
Concreto	Resistencia a la compresión (f'_c)	210
	Módulo de elasticidad (E_c)	217371
Refuerzo	Esfuerzo de fluencia (f_y)	4200
	Esfuerzo último (f_u)	7000
	Módulo de elasticidad (E_s)	2000000

2.2.5.2. Comportamiento inelástico

Una de las formas de representar el comportamiento inelástico es mediante la incorporación de rótulas plásticas en los elementos. Para vigas y muros, la rotulación a flexión se representa mediante diagramas Momento vs. Rotación ($M-\theta$) y para cortante mediante diagramas del tipo Fuerza vs. Desplazamiento ($F-D$), tal como se aprecia en la Figura 2.18.

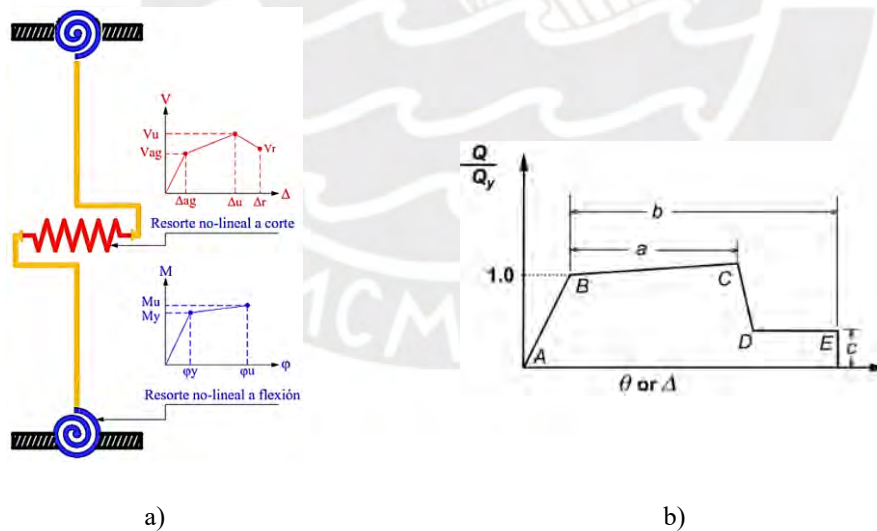


Figura 2.18 - a) Modelo modificado de la columna ancha considerando rótulas a flexión y cortante [20],
 b) Modelo generalizado para rótulas plásticas en elementos según ASCE SEI 41-13 [21].

Se pueden obtener las rótulas $M-\theta$ mediante el diagrama Momento vs. Curvatura ($M-\phi$) y una estimación aproximada de la longitud de plastificación del elemento. Los diagramas $M-\phi$ y de interacción ($P-M$) se calcularán con el programa XTRACT, el cual tiene la

capacidad de incluir diversos materiales en una misma sección transversal, tal como se aprecia en la Figura 2.19. En este caso, el muro tiene 3 materiales (albañilería, concreto y acero de refuerzo) que lo conforman, además, considera el efecto del confinamiento que producen los estribos al núcleo de las columnas de confinamiento del muro.

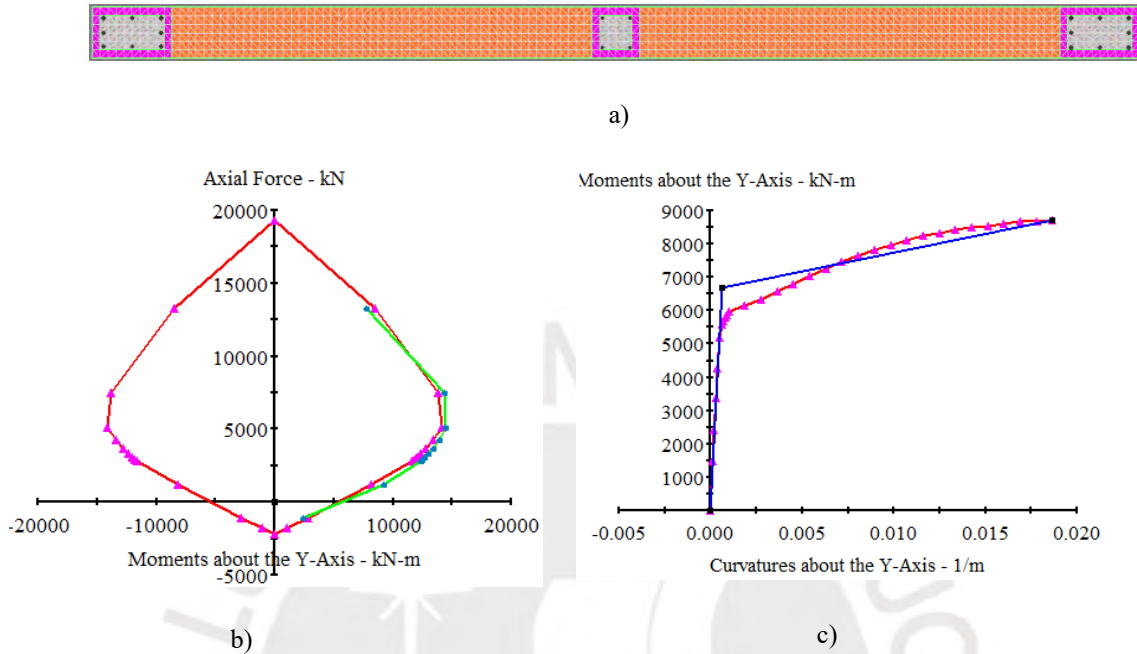


Figura 2.19 - a) Modelamiento de muro confinado XTRACT, b) Diagrama de interacción (P-M), c) Diagrama Momento vs. Curvatura (M-φ).

Para calcular la rotación plástica, se multiplica la curvatura por la longitud de plastificación en muros propuesta Priestley y Elder [8]. Incluso el ASCE 41-13 [21] plantea el mismo criterio de longitud plástica para muros de concreto (Figura 2.20). Cabe resaltar que la teoría del comportamiento de muros de albañilería es muy similar al de muros de concreto armado, es decir, cumplen las mismas hipótesis de comportamiento: el concreto y la albañilería se comportan como materiales homogéneos; se cumple la hipótesis de Bernoulli (secciones planas permanecen planas antes y después de la deformación), el esfuerzo a tensión solo es resistido por el acero de refuerzo, adherencia perfecta entre el refuerzo y el concreto, y la albañilería, las cuales tienen valores definidos de deformación unitaria máxima con la cual llegan a la falla [8].

$$L_p = 0.50 * L_w$$

$$\theta = \phi * L_p$$

Donde:

L_p : Longitud de plastificación del muro

L_w : Longitud del muro

θ : Rotación plástica

φ : Curvatura

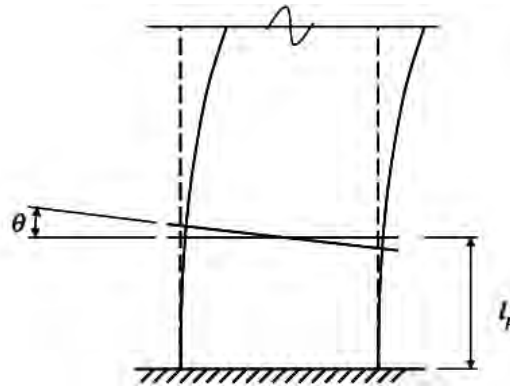


Figura 2.20 - Longitud de plastificación en muros [21].

Paulay y Priestley [8] consideran que el momento y el cortante son factores que intervienen para el cálculo de la altura de plastificación, dado que con ellos se puede calcular la altura efectiva o claro de cortante (M/V). Por ello, en la presente investigación se considerará esta ecuación para el cálculo de la altura de la plastificación.

$$L_p = 0.2L_w + 0.07(M/V)$$

Donde:

M: Momento en la base del muro

V: Cortante en la base del muro

2.2.6. Desempeño sísmico

El desempeño se evalúa conociendo la capacidad y demanda de la estructura. La capacidad se puede obtener realizando un análisis estático no lineal *Pushover*; y la demanda, mediante fuentes sísmicas o parámetros normativos que finalmente se representa con un espectro. Este método intercepta los espectros para comprar la demanda-capacidad de la estructura y, finalmente, obtener un desempeño.

A continuación, se describe la metodología del *Applied technology council* [22] para el cálculo del desempeño sísmico, la cual se basa en las propiedades estructurales y el tipo de sismo que se le demandará.

2.2.6.1. Espectro de capacidad

Esta curva se obtiene transformando el espectro de capacidad a formato ADRS (Figura 2.21); coordenadas espectrales S_a y S_d , con la masa generalizada y participativa del primer modo.

$$S_a = V \times \frac{M^*}{L^{*2}}$$

$$S_d = D \times \frac{M^*}{L^*}$$

M^* : Masa generalizada del primer modo

L^* : Masa participante del primer modo

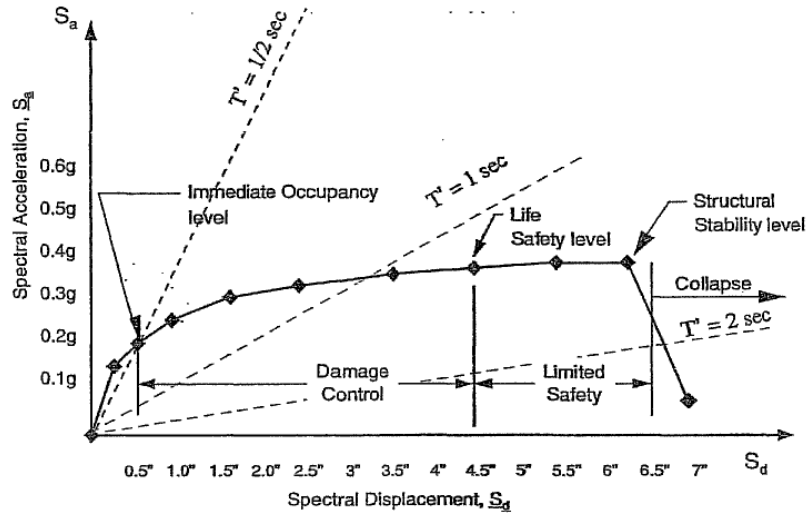


Figura 2.21 - Curva de capacidad ADRS [22].

2.2.6.2. Demanda Sísmica

Se evalúa el desempeño bajo el escenario de “sismo raro”, según los estudios realizados sobre peligro sísmico en la costa peruana (Lima). Ver Tabla 2.2.

Tabla 2.2 - Parámetros del peligro sísmico en la ciudad de Lima.

Nivel de peligro sísmico	Aceleración en suelo (PGA)	Periodo de retorno (TR)
Sismo raro	0.45g	450 años

Se representará el espectro elástico de demanda (SA-SD), según la norma técnica E.030 [23] para el tipo de suelo bueno (típico en la ciudad de Lima).

$$S_a = Z \times S \times C$$

Donde:

Z: Factor de zona (PGA)

C: Coeficiente de forma espectral

S: Factor de tipo de suelo

El espectro de demanda utilizado es de amortiguamiento variable y representa el comportamiento histerético de la estructura mediante un amortiguamiento efectivo (β_{ef}) correspondiente al valor de desplazamiento lateral. En una estructura convencional de amortiguamiento inherente de 5%, el amortiguamiento efectivo es el siguiente:

$$\beta_{ef} = 0.05 + k\beta$$

β_{ef} depende de la duración del sismo (factor k), ductilidad de la estructura y del nivel de inelasticidad que tendrá (factor β).

2.2.6.3. Punto de desempeño

Es la respuesta que tendría la estructura frente a un sismo demandado. Esto se obtiene interceptando los espectros de capacidad y demanda de la estructura como se muestra en la Figura 2.22.

Existe un proceso iterativo en el cual se compara el espectro de capacidad con el espectro de demanda (espectro de respuesta elástico) de 5% de amortiguamiento, luego, se ajusta por factores de reducción que toman en cuenta la disipación histerética o amortiguamiento efectivo (β_{ef}) asociado al punto de desplazamiento obtenido en cada fase de iteración.

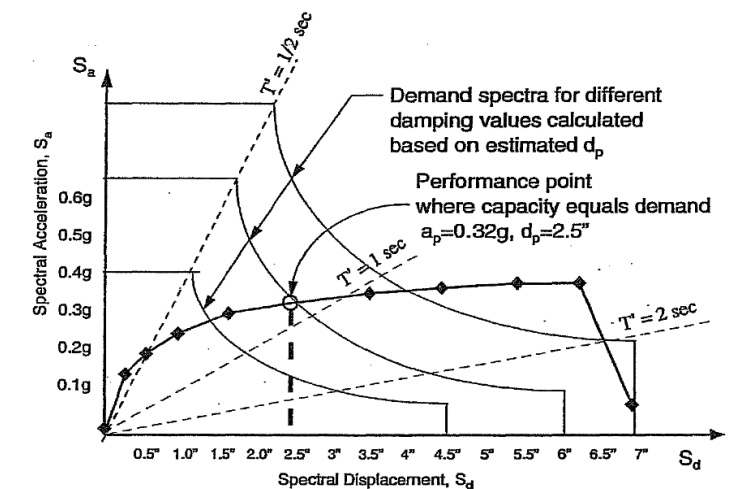


Figura 2.22 - Punto de desempeño [22].

2.2.6.4. Curva de capacidad y sectorización

La curva de capacidad representa el comportamiento de la estructura frente a cargas laterales mediante una relación de resistencia y desplazamiento. Comúnmente, esta curva se obtiene de un análisis no lineal de fuerzas o acciones laterales incrementales, y se construye graficando el cortante basal versus el desplazamiento de azotea del edificio. De esta curva se puede obtener la rigidez, resistencia y ductilidad del edificio.

En la Figura 2.23 se muestra como el SEAOC propone dividir la curva en rangos asociados al estado de daño en función al desplazamiento. La zona elástica (Δ_e) corresponde al estado operacional y se limita hasta el desplazamiento asociado con el punto de fluencia de la idealización bilineal de la curva de capacidad. La zona inelástica (Δ_p) se divide en 4 partes asociadas a los estados de funcionalidad (30% Δ_p), seguridad de vida (30% Δ_p), cerca al colapso (20% Δ_p) y colapso (20% Δ_p).

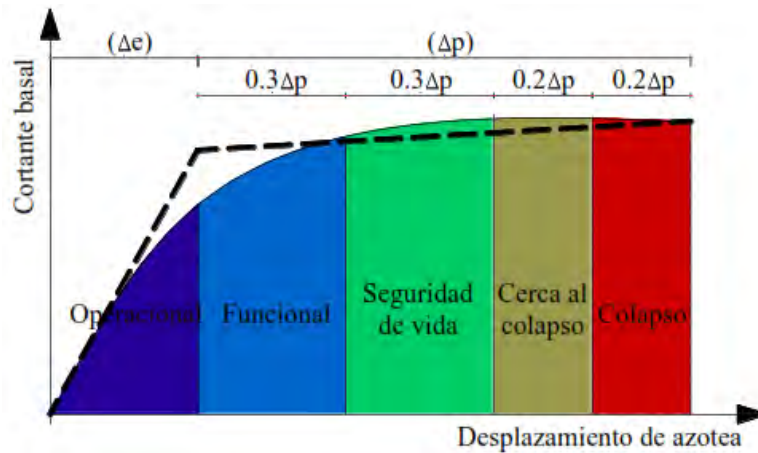


Figura 2.23 - Sectorización de desempeño [24].

Asimismo, en las Figuras 2.24 y 2.25 se evidencia la curva de capacidad o envolvente de resistencia generalizada de muros de albañilería con daño a corte, y el daño de un edificio de 3 niveles en función a sus etapas de daño. Con respecto a lo descrito en el SEAOC, ello se puede adaptar para cualquier tipo de estructura en función al tipo y etapa de daño.

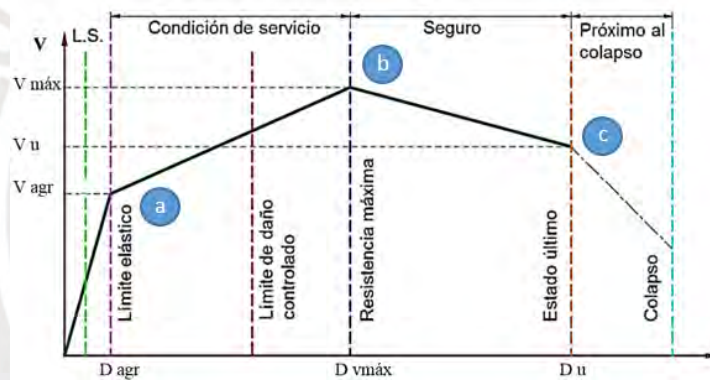


Figura 2.24 - Relación de desplazamientos, daño y estados límites [25].

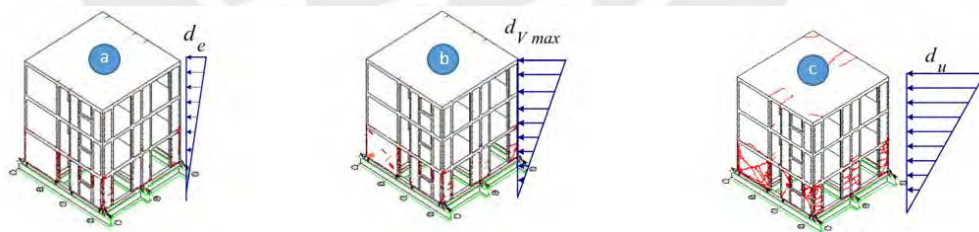


Figura 2.25 - patrón de carga y daño según su estado límite [25].

Para mejorar la interpretación del estado en que se encuentra el muro y el color de las articulaciones plásticas que muestra el MidasGen, se indica lo siguiente: el color azul indica el rango elástico (antes del agrietamiento diagonal); el color turquesa, que el muro entró en el rango inelástico con pérdida de rigidez creciente hasta llegar a su resistencia máxima; el color verde, una pérdida de rigidez y resistencia, pero sigue soportando deformación hasta llegar a su capacidad ultima; y el punto naranja, que el muro superó su capacidad última, tal como se aprecia en la Figura 2.26.

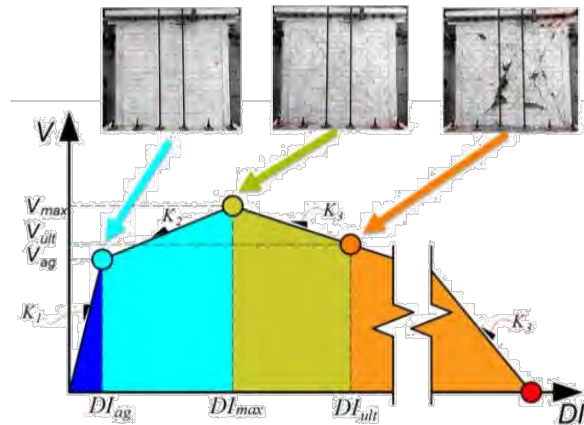


Figura 2.26 - Código de colores bajo el nivel de daño en las articulaciones a corte en muros con refuerzo horizontal [15].

2.2.7. Análisis estático no lineal-Pushover

El análisis estático no lineal conocido como *Pushover* es un procedimiento sencillo para el cálculo de la capacidad estructural frente a fuerzas inerciales producidas por sismos. Este análisis somete a la estructura a un patrón de cargas monotónicas hasta alcanzar su máxima capacidad resistente y de desplazamiento (curva de capacidad), como se muestra en la Figura 2.27. Este patrón de cargas puede tener una distribución triangular, lineal, parabólica o modal. Además, con este análisis se puede identificar la secuencia de falla en elementos, así como las fuerzas, desplazamientos y el colapso general de la estructura. Algunas de las principales limitaciones de este análisis es el no considerar el efecto de energía arraigada a las componentes de las fuerzas dinámicas (energía cinética y amortiguamiento) generadas por excitaciones sísmicas, degradación de rigidez y resistencia debido a ciclos de carga y descarga. Esto pasa por solo considerar daño debido al desplazamiento. También, este análisis no toma en cuenta la torsión, sismo vertical y efectos del cambio de propiedades modales por el agrietamiento de los elementos.

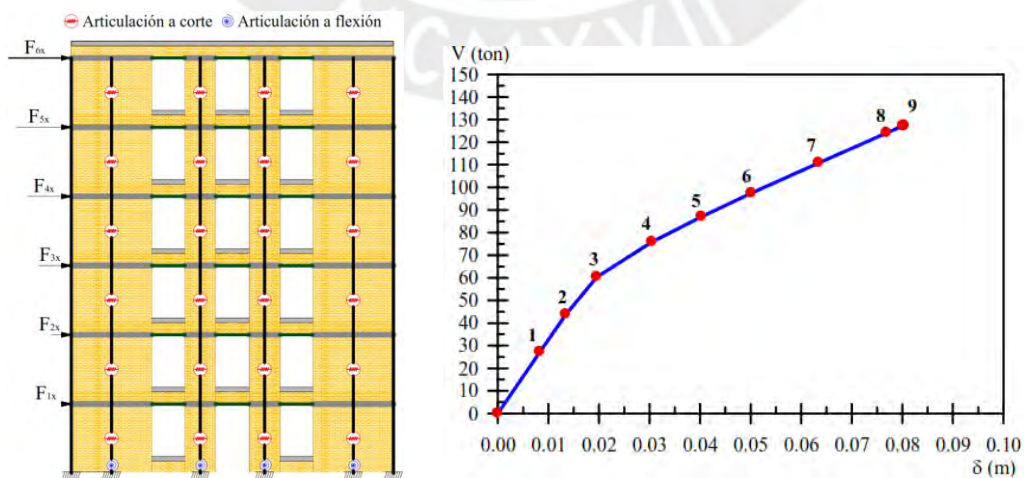


Figura 2.27 - Modelo de interacción flexión-cortante [26].

2.3. Estado del arte

La albañilería confinada es uno de los sistemas constructivos más usado para viviendas en el Perú, por usar materiales económicos, de fácil adquisición y sencilla construcción. La filosofía de diseño de la norma E.070 de albañilería limita la altura máxima de estas edificaciones, pero en el 2009, San Bartolomé y Quiun [27] dejan como nueva meta de investigación aumentar la altura límite normativa. Si bien en Perú hay poca evidencia teórica y experimental para llevar a cabo esta propuesta, a nivel internacional ya se está trabajando en esta posibilidad. A continuación, se describen algunos de los trabajos que contribuirán en esta propuesta: desde el comportamiento del material hasta su desempeño estructural.

Priestley, M. y Elder, D. (1982) [8]

En este trabajo, se exponen una serie de ecuaciones para representar la curva esfuerzo-deformación de la albañilería. Estas ecuaciones fueron fruto de una serie de ensayos a compresión simple en pilas con diferentes tipos de ladrillos y morteros. Estas ecuaciones fueron validadas en el 2004 por Ewing y Kowalsky en su artículo “Compressive behavior of unconfined and confined clay brick masonry” [28]. Las gráficas de ambos autores se muestran en la Figura 2.28.

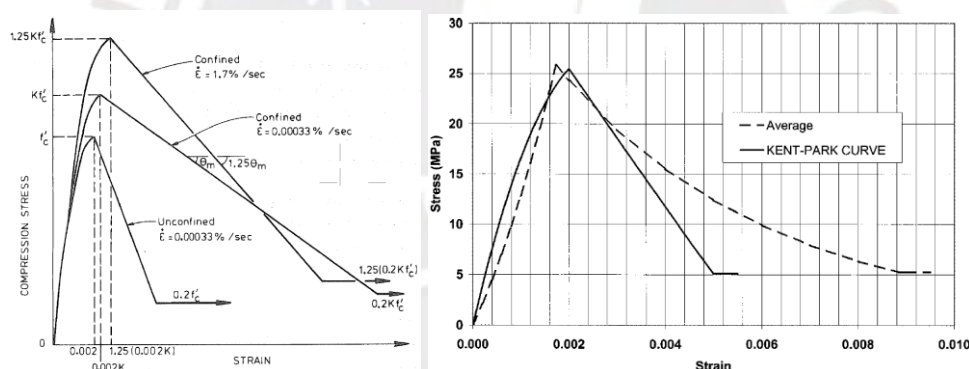


Figura 2.28 - Modelo propuesto por Priestley y Elder [8], y comparación con el ensayos y modelo propuesto por Ewing y Kowalsky [28].

El primer tramo es una función parabólica ascendente hasta alcanzar el esfuerzo máximo a compresión. Deformaciones entre $0 < \varepsilon_m < 0.0015$ (Ecuación 2.1).

$$f_m = 1.067 f'_m \left[2 \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} - \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} \right)^2 \right] \quad (2.1)$$

El segundo tramo es una función lineal descendente, pasando el punto de esfuerzo máximo hasta alcanzar el 20% de dicho esfuerzo (Ecuación 2.2).

$$f_m = f'_m [1 - Z_m(\varepsilon_m - 0.0015)] \quad (2.2)$$

Donde Z_m es la pendiente (lineal descendente), que está en función de la resistencia a compresión del mortero (Ecuación 2.3).

$$Z_m = \frac{0.5}{\left[\frac{3+0.29f_j}{145f_j-1000} \right] - 0.002} \quad (2.3)$$

y finalmente el tercer tramo que es cuando la mampostería ya alcanza el 20 % (residual) de su esfuerzo máximo y se vuelve constante.

Kaushik, H., Rai, D. y Jain, S. (2007) [29]

Realizaron un estudio experimental con pruebas a compresión simple de las cuales (Figura 2.29) 40 especímenes fueron de ladrillo fabricados en diferentes sitios; 27 muestras de cubos de morteros; y 84, combinaciones de prismas de mampostería de cuatro ladrillos y 3 tipos de mortero.

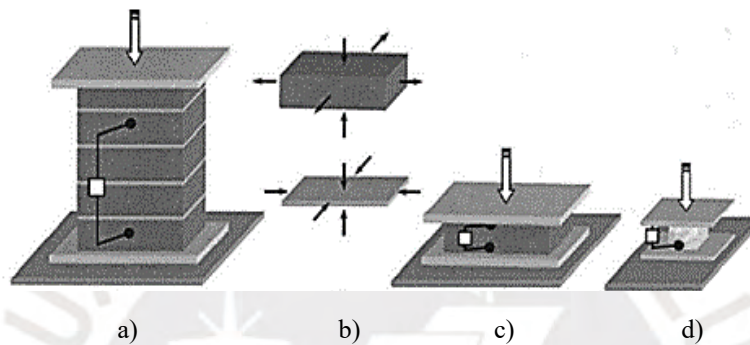


Figura 2.29 - a) Pila, b) Estado triaxial de esfuerzos en la interface ladrillo/mortero de una pila, c) unidad de ladrillo, y d) cubo de mortero [29].

Con estos ensayos pudieron determinar una serie de ecuaciones que estimarían el comportamiento (esfuerzo-deformación) de la albañilería. Es importante señalar que este estudio se basó en el método analítico de Priestley y Elder [11], y sus ecuaciones fueron calibradas según las características mecánicas del ladrillo (resistencia y módulo de elasticidad) y la dosificación del mortero (resistencia). Estas ecuaciones se ilustran en la Figura 2.30.

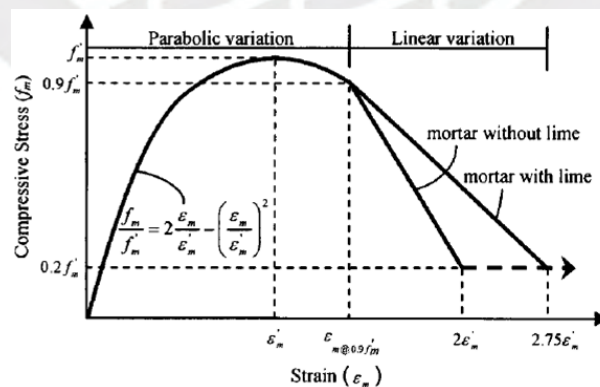


Figura 2.30 - Modelo propuesto por Kaushik [29].

El primer tramo (parte parabólica) pasa el punto de resistencia máxima a compresión y llega hasta el 90 % de la misma. Se grafica con la siguiente ecuación (Ecuación 2.4).

$$f_m = f'_m \left[2 \frac{\epsilon_m}{\epsilon'_m} - \left(\frac{\epsilon_m}{\epsilon'_m} \right)^2 \right] \quad (2.4)$$

El cálculo del ε'_m se determinó a través de una regresión lineal de los ensayos (Ecuación 2.5).

$$\varepsilon'_m = C_j \frac{f'_m}{E_m^{0.7}} \quad (2.5)$$

Donde C_j es una constante en función a la resistencia a compresión del mortero (f_j) (Ecuación 2.6).

$$C_j = \frac{0.27}{f_j^{0.25}} \quad (2.6)$$

El segundo tramo es una recta lineal y depende de si el mortero tiene cal o no.

Si tiene cal, se traza la recta desde el 90 % de la resistencia máxima a compresión ($\varepsilon'_{m@0.90f_m}$) hasta 20 % de la misma, con una deformación igual a 2.75 veces la deformación asociada a la resistencia máxima a compresión ($2.75\varepsilon'_m$).

Si no tiene cal, se traza la recta desde el 90 % de la resistencia máxima a compresión ($\varepsilon'_{m@0.90f_m}$) hasta 20 % de la misma, con una deformación igual a dos veces la deformación asociada a la resistencia máxima a compresión ($2\varepsilon'_m$).

Flores, A. (2010) [26]

Estudió diversos modelos analíticos para graficar la curva de esfuerzo-deformación, para posteriormente realizar una serie de ensayos y calibrar su propio modelo para mamposterías fabricadas en México DF.

El primer tramo del modelo es parabólico ascendente, la segunda lineal descendente y la tercera de esfuerzo residual constante (Figura 2.31).

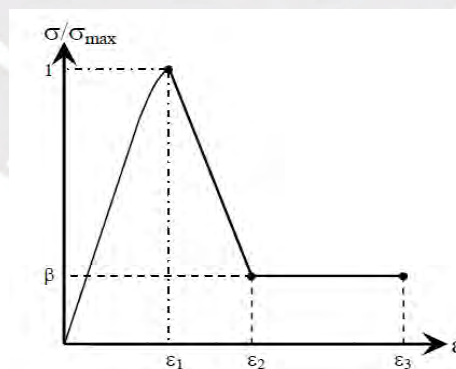


Figura 2.31 - Modelo propuesto por Flores [26].

El primer tramo es una función parabólica ascendente hasta alcanzar el esfuerzo máximo a compresión, entre $0 < \varepsilon < \varepsilon_1$ (Ecuación 2.7).

$$f_m = f'_m \left[\frac{1}{\varepsilon_1^2} - \left(\frac{\alpha}{\varepsilon_1} \right)^2 \right] \varepsilon^2 + \alpha \varepsilon \quad (2.7)$$

Donde α es la relación entre E_m/f'_m .

El segundo tramo es una función lineal descendente pasado el punto de esfuerzo máximo hasta alcanzar el valor residual de β . Deformaciones entre $\varepsilon_1 < \varepsilon < \varepsilon_2$ (Ecuación 2.8).

$$f_m = f' m \left[1 + \left(\frac{\beta - 1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} \right)^2 \right] (\varepsilon - \varepsilon_1) \quad (2.8)$$

y finalmente, en el tercer tramo, la albañilería ya alcanza un valor residual de β . Deformaciones $\varepsilon > \varepsilon_2$ (Ecuación 2.9).

$$f_m = f' m \cdot \beta \quad (2.9)$$

Los valores de β , α , ε_1 , ε_2 , ε_3 fueron obtenidos y calibrados mediante los ensayos y ajustes estadísticos para los 3 tipos de mamposterías utilizados como se observa en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3 - Parámetros de definición del modelo propuesto por Flores [26].

Tipo de mampostería	Velocidad									
	0.0016 mm/seg					0.5333 mm/seg				
	α	β	ε_1	ε_2	ε_3	α	β	ε_1	ε_2	ε_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

San Bartolomé, A., Quiun, D. y Silva, W. (2010) [3]

Describen el proceso de falla en muros confinados sometidos a carga lateral. La primera etapa comienza con fisuras de tracción por flexión, que se generan en la base del muro cuando la resistencia a tracción del concreto en los confinamientos es superada, luego las grietas se extienden hacia la albañilería. La segunda etapa es cuando el muro alcanza su resistencia al agrietamiento y comienza a agrietarse diagonalmente hasta llegar a los confinamientos, esto se produce con una deriva aproximada del 0.00125 (1/800). La tercera etapa es cuando el muro sobrepasa su límite elástico (resistencia al agrietamiento diagonal) y puede seguir soportando deformación y daño hasta llegar a una deriva aproximada de 0.005 (1/200), que es el límite indicado por la norma E.070 [7]. Finalmente, pasado este último umbral de desplazamiento (0.005), el muro puede seguir soportando más desplazamiento, pero comienza a presentar trituración de talones y unidades de albañilería, además, del pandeo del refuerzo vertical en confinamientos. En la Figura 2.32 se indica la propuesta de capacidad a corte del muro confinado realizada por Ángel San Bartolomé.

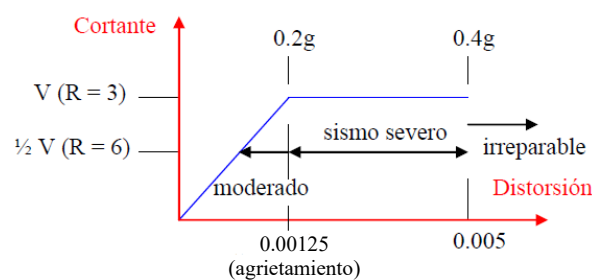


Figura 2.32 - Curva de capacidad idealizada propuesta por San Bartolomé [3].

Flores, L. y Alcocer, S. (2001) [30]

Determinaron algo similar a lo antes descrito por San Bartolomé [3], pero dando unos criterios para albañilería confinada sin refuerzo y con refuerzo horizontal como se aprecia en la Figura 2.33. Además, se puede apreciar un aumento de ductilidad cuando se le provee refuerzo horizontal al muro.

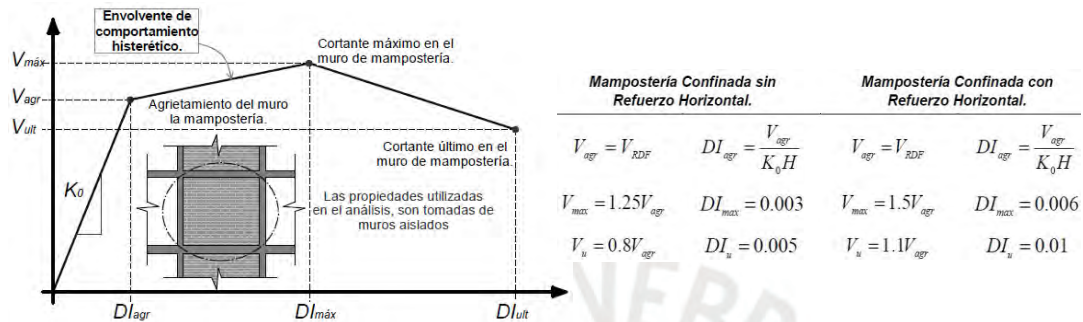


Figura 2.33 - Curva de capacidad para muros de albañilería confinada y límite empleados [30].

Pari, S. y Manchego, J. (2017) [11]

Realizaron ensayos con muros de albañilería confinada, con la finalidad de obtener su curva de capacidad y ver su comportamiento frente a cargas laterales y axiales. En una de sus conclusiones describen la curva de capacidad simplificada (trilineal), en la cual identifican un punto de fuerza y desplazamiento que produce el agrietamiento, otros que producen su fuerza máxima y otros de desplazamiento máximos. Estos valores son muy similares a los establecidos por Flores y Alcocer [30] para muros sin refuerzo horizontal, e incluso se puede decir que son mucho más conservadores porque se verificó que el muro puede desarrollar desplazamientos mayores a los límites normativos antes de llegar al colapso. En la Tabla 2.4 se muestran los valores para muros con y sin cargas axial sin normalizar.

Tabla 2 4 - Valores de la curva Trilineal [11].

Muros	Vcr [kN]	Vmáx [kN]	Vu [kN]	Dcr [%]	Dmáx [%]	Du [%]
M	182.1	252.3	201.9	0.12	0.58	0.87
MQ	255.3	338.4	270.7	0.12	0.47	0.65

Perez, J. y Manzano, A. (2013) [31]

Establecen que la reducción de resistencia al corte en muros de albañilería confinada no solo depende de su relación de aspecto (H/L o M/VL), sino también del momento al que esté sometido en sus extremos. En la Figura 2.34, los autores comparan su propuesta con lo planteado por Zevallos [32] en Perú y comprueban que parte del efecto de reducción a la resistencia de tensión diagonal no solo depende de la relación de aspecto, sino de la presencia del momento al que este es sometido en sus extremos.

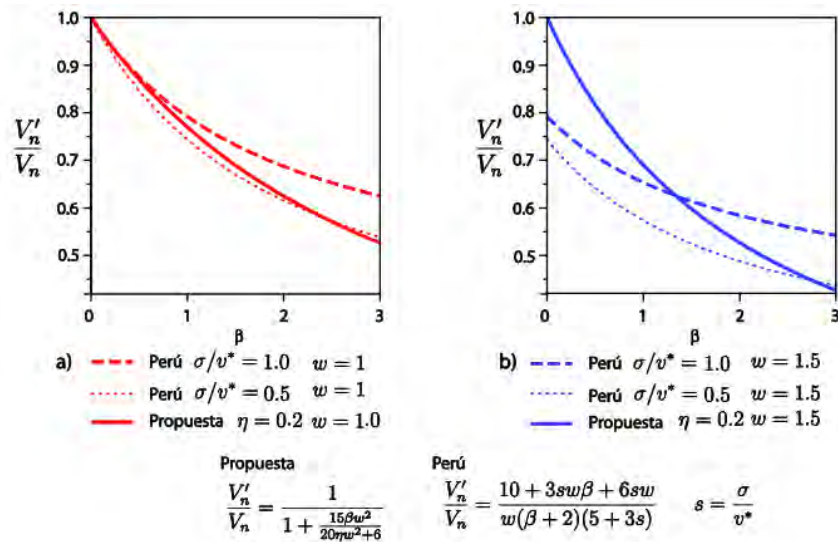


Figura 2.34 - Comparación de la propuesta de Pérez y Manzano con el reglamento peruano para dos niveles de carga axial. a) para $w=1$, b) para $w=1.5$ [31].

Pérez J., Flores L., Alcocer S. (2013) [33]

Realizaron siete ensayos de muros de albañilería confinada con diferente relación de aspecto (H/L), desde 0.3 hasta 2.2 (Figura 2.35), y llegaron a la conclusión de que la relación de aspecto y la carga axial no tiene un efecto considerable en la rigidez lateral (teórica). Además, que los muros con relación de aspecto cercanas a 2 tienen una menor degradación de rigidez inelástica y una mayor capacidad de deformación (ductilidad) respecto a los muros de baja relación ($H/L < 1$).

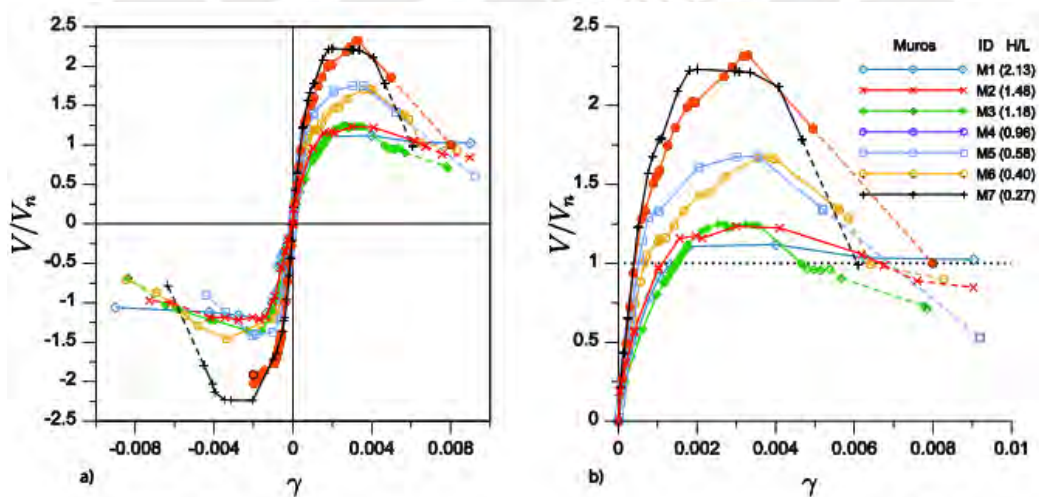


Figura 2.35 - Envolvente de curvas cortante-distorsión. [33].

Varela, J., Fernández, L., Gamboa, J. Prieto, A y Moreno, J. (2019) [13]

Ensayaron seis muros de albañilería confinada bajo carga cíclica, con diferente relación de aspecto y carga axial, como se muestra en la Figura 2.36. Con esto se logró estudiar su comportamiento a flexión y se verificó que la resistencia a flexión aumenta siempre y cuando la

relación de aspecto disminuya. Además, se comprobó que los muros con relación de aspecto cercano a 2 sufren una falla a flexión y tienen una mayor ductilidad de deformación y acomodan de manera estable derivas del orden de 1%, el doble de lo permitido para muros con baja relación de aspecto.

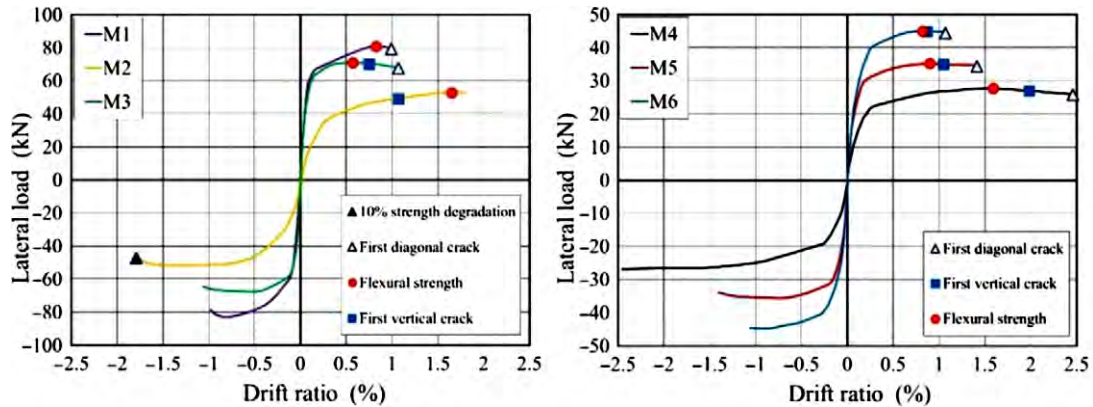
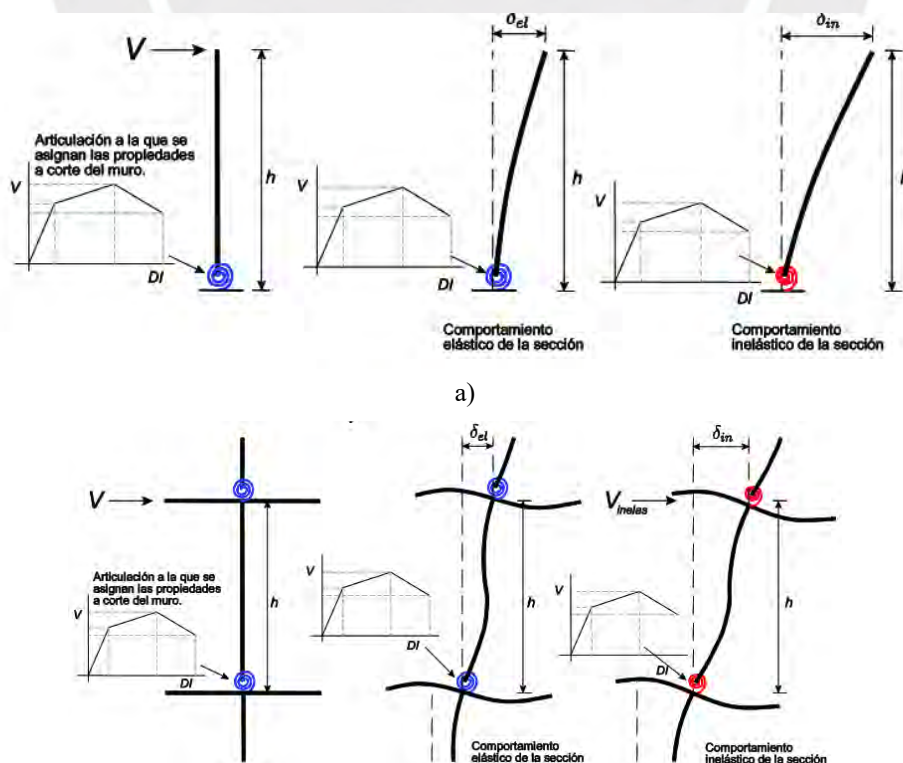


Figura 2.36 - Envoltente de: carga lateral vs. Derivas, de los muros ensayados [13].

Pérez, J. (2012) [34]

La sociedad mexicana de ingeniería estructural y su comité de mampostería elaboraron una guía de análisis para estas estructuras, en la cual validan los métodos más adecuados para su análisis y diseño. El método de la columna ancha es considerado como un método muy aproximado que tiene muy poca cantidad de error en sus resultados. Además, puede usarse para modelar la albañilería en su rango no lineal, siempre y cuando se le agreguen resortes no lineales a cortante y flexión (Figura 2.37).



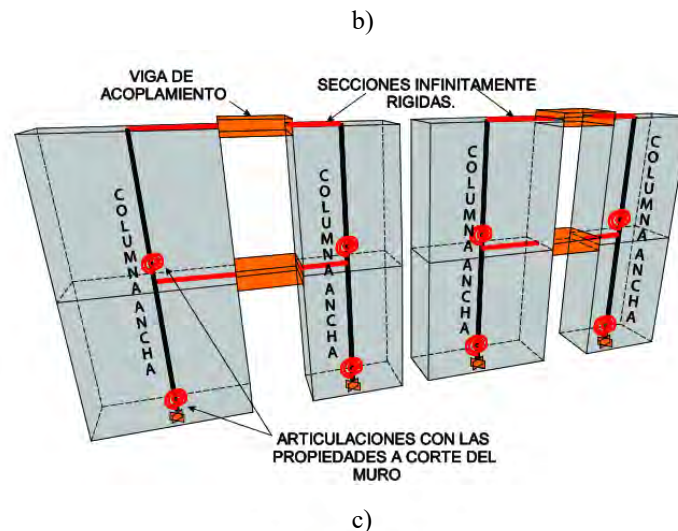


Figura 2.37 - Asignación de resortes no lineales al método de la columna ancha, a) Muro en voladizo, b) Muro doblemente empotrado, c) Modelo modificado de la columna ancha [34].

Zúñiga, O y Terán, A. (2008) [35]

En este trabajo se discute la importancia de analizar edificaciones de albañilería confinada mediante procedimientos de desempeño. Además, realiza una serie de análisis no lineales que permiten estimar el comportamiento de este tipo de estructuras en su rango inelástico. Esta metodología de diseño por desempeño se basa en un sistema equivalente de un grado de libertad y en el modelo de la columna ancha que se emplea rutinariamente para el diseño de este tipo de estructuras. Finalmente, se describe un procedimiento para la evaluación por desempeño de estructuras de albañilería confinada.

Espinosa, E. y Terán, A. (2020) [36]

En este trabajo se evalúa la capacidad de deformación y estabilidad global de edificios de mampostería confinada de mediana altura diseñadas y analizadas según la última actualización de la norma técnica complementarias del reglamento de construcción para el distrito federal de México. Con base en estos resultados de análisis, se discute la pertinencia de algunos nuevos requisitos técnicos planteados por la norma de mampostería confinada en la ciudad de México.

Espinosa, E. (2021) [37]

Esta tesis doctoral se centra en la posibilidad de diseñar edificios de mampostería confinada con comportamiento no lineal a flexión. Se compara el análisis y diseño convencional (normativo) con una propuesta de diseño por desempeño. Los resultados obtenidos en este trabajo, indican un cambio en el enfoque de 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 lugar del diseño basado en fuerzas, lo cual

permite el diseño de edificios de mampostería confinada de mediana altura con un desempeño estructural que se ajusta a las tendencias recientes de resiliencia y reduce el impacto ambiental.

En función a los ensayos realizados por Valera *et al.* [13], Espinosa propone los siguientes límites de desempeño en los muros con falla a flexión. En la Figura 2.38 se visualizan los tres límites fijados para el desempeño: operación (verde), seguridad de vida (amarillo) y colapso (rojo), y con derivas de 0.0035, 0.010 y 0.020, respectivamente. La deriva de 0.010 (seguridad de vida) se relaciona además a la presencia del primer agrietamiento diagonal.

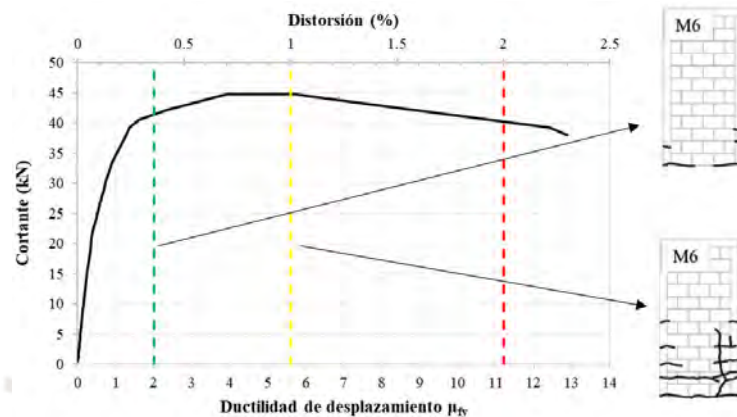


Figura 2.38 - Límites de desempeño estructural en curva de capacidad del muro M6 ensayado por Varela *et al.* [13].

Espinosa, E. *et al.* (2012) [5]

Esta investigación trata sobre la posibilidad de construir edificios de 10 pisos con mampostería confinada en zona de alta sismicidad de la ciudad de México. Promueve una respuesta dúctil del edificio mediante la incorporación de muros con comportamiento a flexión y no a corte. Se realizó una serie de análisis no lineales estáticos y dinámicos, para así estimar sus propiedades globales y sus demandas de deformaciones locales y globales del edificio.

Espinosa, E. (2013) [9]

En esta tesis se plantea encontrar otra alternativa de solución a las ya convencionales (concreto y acero) para la construcción de edificios altos. Esto nació de la necesidad de optimizar espacios y de las nuevas políticas de vivienda en la ciudad de México.

La propuesta indica que los edificios altos de albañilería confinada tienden a tener muros con relación de aspecto elevadas, lo que conllevaría a un cambio de comportamiento de los muros frente a cargas laterales, es decir, su respuesta lateral estaría dominada por flexión y no por corte. Además, para construir modelos de análisis de edificios altos con albañilería confinada, es necesario comprender bien el comportamiento de muros dominados por la falla a flexión.

Escamilo, J. (2017) [6]

En esta tesis se investigó el comportamiento de una edificación de 8 pisos con albañilería confinada, diseñada de acuerdo la norma técnica E0.70, y modificando la relación de aspecto de los muros acoplándolos mediante vigas peraltadas cada 2 o 4 niveles. Esto modificó su capacidad de deformación de los muros y su modo de falla terminó siendo por flexión. Finalmente, se verificó el desempeño y capacidad global de la estructura mediante un análisis estático no lineal *Pushover* y el FEMA 356 [38]. En esta tesis se tomaron como bases las investigaciones mexicanas de Espinosa y Terán, pero llevándolas a la realidad peruana.



CAPÍTULO III

Diseño normativo

3.1. Introducción

Este capítulo comprende el diseño elástico de un edificio de vivienda multifamiliar de 10 pisos ubicado en la ciudad de Lima y cimentada sobre un suelo bueno. El edificio cuenta con un área en planta de 263 m² (23.15 m x 11.35 m) y una altura de entre piso de 2.40 m, típica de vivienda (ver Figuras 3.1 y 3.2), además, se adecuó la arquitectura para poder cumplir con todos los lineamientos de la norma técnica.

El edificio se estructuró con muros portantes de 24 cm de espesor (sin tarrajeo), seis ejes de muros en la dirección X y nueve en la dirección Y, además, cuenta con una caja de ascensor y escalera ubicada en la zona central del edificio y un sistema de piso de losa maciza en dos direcciones de 13 cm de espesor.

Con la finalidad de aumentar la relación de aspecto de los muros portantes, se optó por acoplar mediante vigas peraltas cada 2 o 4 niveles, dependiendo de la longitud de los muros; el resto de vigas serán chatas y del mismo peralte de la losa.

El edificio se diseñará respetando todos los requisitos de la norma técnica E.070 [7], para asegurar que los muros con elevada relación de aspecto tengan una resistencia a corte adecuada y así provocar una falla a flexión en los muros y no a corte.

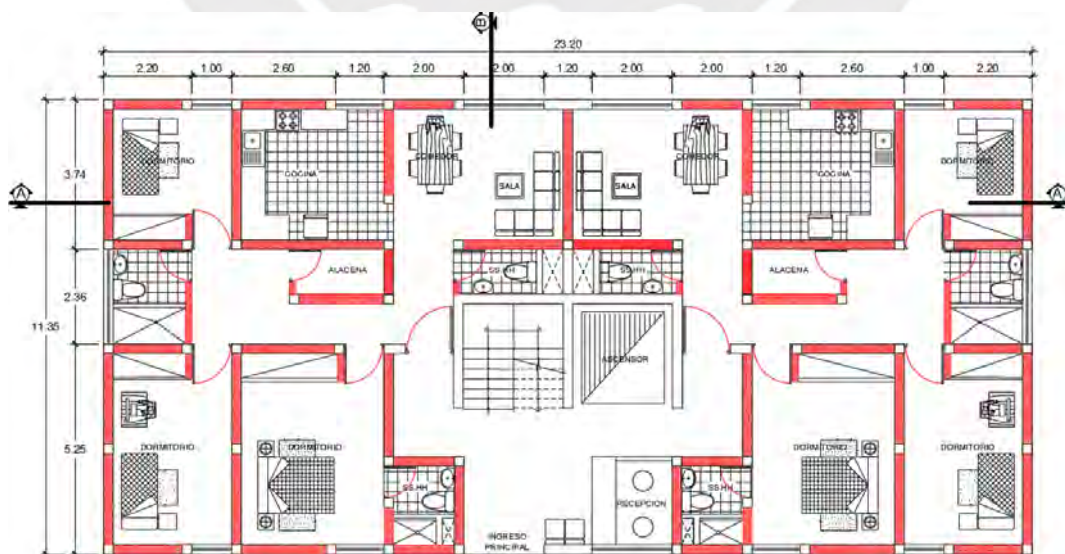


Figura 3.1 - Arreglo arquitectónico de edificio multifamiliar de 10 pisos.



Figura 3.2 - Cortes A y B del edificio multifamiliar de 10 pisos.

3.2. Materiales

Con la finalidad de que este trabajo se aproxime más a la realidad, se usarán materiales comerciales que se distribuyen en la ciudad de Lima.

3.2.1. Albañilería

Se usarán ladrillos de arcilla King Kong de 18 huecos Infes (Figura 3.3), producido industrialmente por la fábrica REX o similar. Sus características se indican en la Tabla 3.1.



Figura 3.3 - Ladrillo Infes [19].

Tabla 3.1 - Características de la albañilería [19].

Características	Valor
Tipo	“V” (Alta Resistencia y durabilidad elevada)
% huecos	32 %
Dimensiones	24.1 x 13.1 x 9 cm
Densidad	1800 kg/m ³
Mortero	1:0:4 (cemento: cal : arena)
Resistencia característica a la compresión (f ^b)	201 kg/cm ²
Resistencia a la compresión de pilas (f ^m)	131.4 kg/cm ²
Módulo de elasticidad (Em)	65 500 kg/cm ²
Módulo de corte (Gm)	26 200 kg/cm ²
Resistencia al corte de muretes (v ^m)	11.45 kg/cm ²
Módulo de Poisson (νm)	0.25

3.2.2. Concreto

Con la finalidad de que no haya mucha diferencia entre la resistencia de la albañilería y los elementos de concreto armado, se usará una resistencia a la compresión de 210 kg/cm², sus características se indican en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 - Características del concreto.

Características	Valor
Resistencia a la compresión ($f'c$)	210 kg/cm ²
Módulo de elasticidad (E_c)	217 371 kg/cm ²
Módulo de corte (G)	86 948 kg/cm ²
Módulo de <i>Poisson</i> (ν)	0.15
Densidad (γ_c)	2 400 kg/m ³

3.2.3. Acero de refuerzo

Se usarán barras corrugadas comerciales ASTM A615 grado 60. Sus características se describen en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3 - Características del acero de refuerzo.

Características	Valor
Resistencia a la fluencia (f_y)	4 200 kg/cm ²
Resistencia a la fluencia (f_u)	6 300 kg/cm ²
Módulo de elasticidad (E_c)	2 000 000 kg/cm ²
Densidad (γ_s)	7 850 kg/m ³

3.3. Parámetros sísmicos

Son los parámetros establecidos por la norma técnica de diseño sismorresistente E.030 [23], los cuales detallan en la Tabla 3.4 y se describen a continuación:

3.3.1. Factor de zona (Z): representa la peligrosidad sísmica por zonas del territorio nacional. Este edificio se ubica en la ciudad de Lima y de acuerdo a la norma E.030 le corresponde un valor de $Z = 0.45$.

3.3.2. Factor de uso (U): representa la importancia o categoría de la edificación en función al uso que tendrá durante su vida útil. Este edificio será de vivienda, por lo tanto, $U = 1$.

3.3.3. Parámetro de sitio o suelo (S): se escoge en función al tipo de suelo sobre el cual se cimentará y en la peligrosidad sísmica (Z). Este edificio se cimentará sobre un suelo bueno o rígido, típico de algunas zonas de la ciudad de lima, por lo tanto, le corresponde un valor de $S = 1$. El T_p y T_L , representan el periodo que limita la zona de aceleración constante y el periodo donde inicia la zona de desplazamiento constante, respectivamente, por lo tanto, le corresponde un valor de $T_p = 0.40$ seg. y $T_L = 2.50$ seg.

3.3.4. Factor de amplificación sísmica (C): se calcula en función al periodo fundamental (T) e intervalos T_p y T_L . El periodo en la dirección “X” y “Y” es de 0.32 seg. y 0.35 seg.

respectivamente, por tanto, el coeficiente sísmico es $C = 2.50$, dado que los periodos son menores de $T_p = 0.40$ seg.

3.3.5. Factor de reducción (R): se calcula en función al sistema estructural, coeficiente básico de reducción (R_0), y las posibles irregularidades que se presenten en el edificio (I_p y I_a : irregularidad en planta y altura, respectivamente). Le corresponde un valor de $R_0 = 3$ (albañilería confinada), y I_p y $I_a = 1$ (no presenta irregularidades).

Tabla 3.4 - Parámetros sísmicos.

Parámetro	Valor
Z	0.45
U	1.0
S	1.0
C	2.50
R	3

3.4. Metrado de cargas

El metrado de cargas se calculará con ayuda del *software* MidasGen [40], para lo cual se le asignó al modelo estructural la carga permanente y sobre cargas que le corresponde según la norma técnica E.020 [39]. El peso propio de los elementos lo calcula automáticamente el *software* mediante el ingreso de la sección transversal de los elementos y la densidad del material. El peso propio de la losa de piso y la sobrecarga se asignarán mediante cargas de área, con la función *Floor load*.

Los sistemas de piso tendrán las siguientes cargas:

Permanente:

Peso propio de losa maciza ($e = .13m$)	:	310 kg/m ²
Acabados	:	<u>100 kg/m²</u>
Total	:	410 kg/m ²

Sobrecarga

Piso típico	:	200 kg/m ²
Azotea	:	100 kg/m ²

En la Figura 3.4 se indican las nomenclaturas de los muros confinados y sus respectivas áreas tributarias, en las Figuras 3.5 y 3.6 como se asignó y represento gráficamente las cargas *Floor load* en el MidasGen, respectivamente.

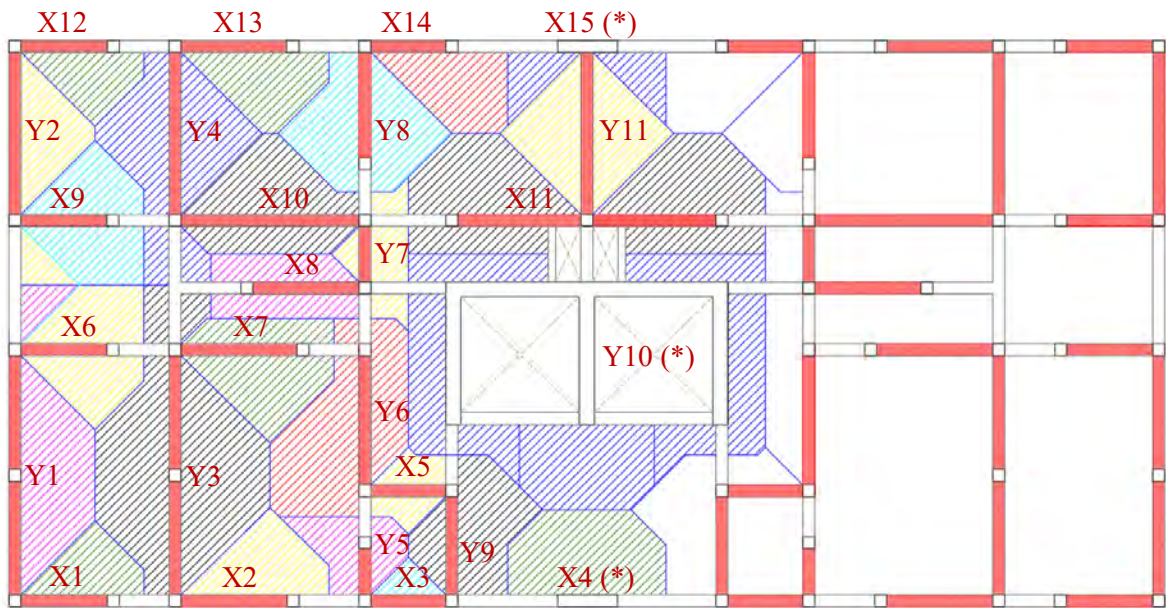


Figura 3.4 - Nomenclatura de muros y distribución de área tributaria.

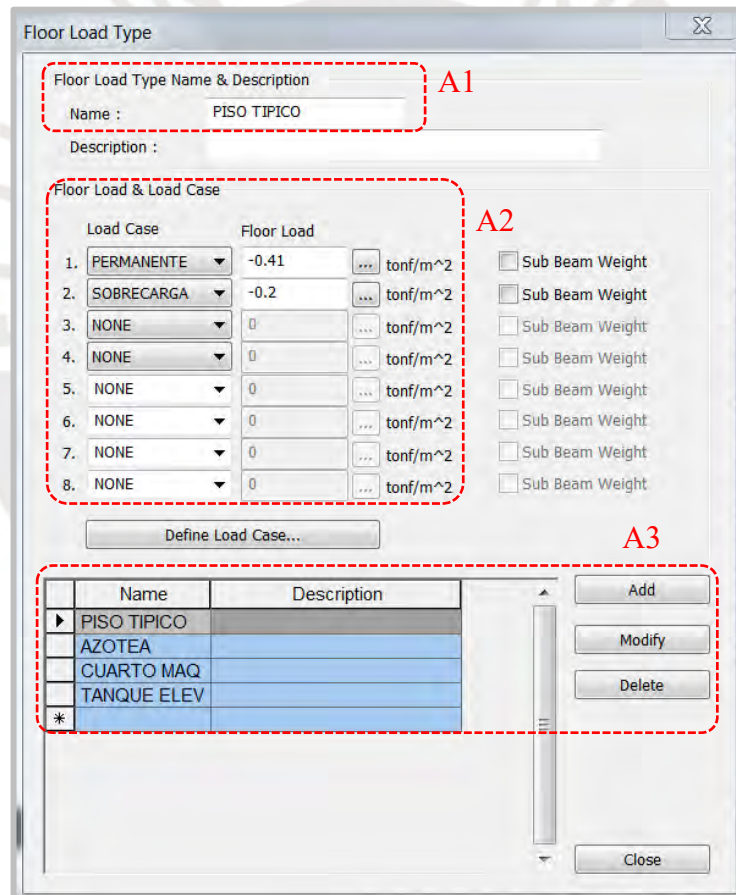


Figura 3.5 - Nomenclatura de muros y distribución de área tributaria.

- A1:** se crea un caso de carga de piso que tenga las cargas permanentes y sobrecargas.
- A2:** se introduce los casos de carga gravitacionales que actuarán directamente en sistema de piso.
- A3:** se agrega, se modifica o se elimina el caso de carga de piso creado anteriormente.

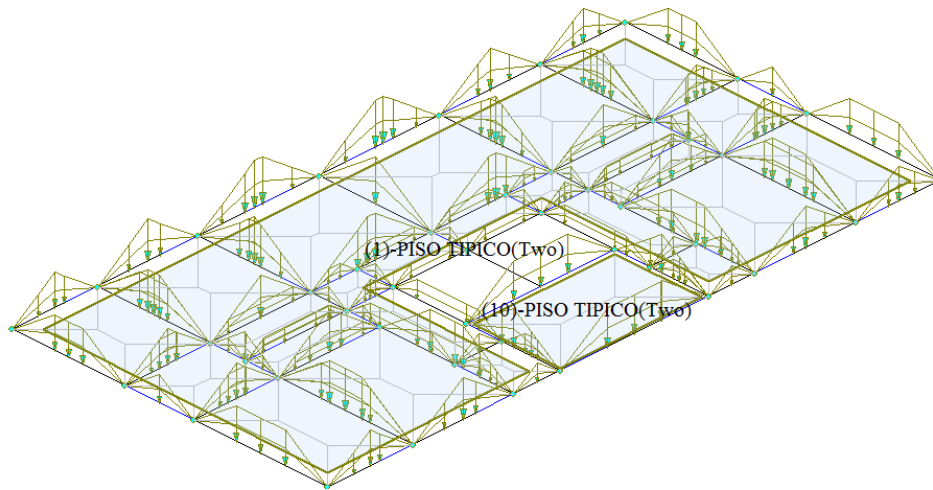


Figura 3.6 - Cargas del sistema del primer piso (permanente y sobrecarga)

Una vez definidas las cargas de piso, se pueden extraer las reacciones en la base de cada muro, tanto para carga permanente (PD) como para la sobrecarga (PL) para realizar las verificaciones según la E.070. En la Tabla 3.5 se aprecian las cargas de los muros del primer piso y sus respectivas combinaciones (Pm y Pg).

Tabla 3.5 - Reacciones debido a cargas permanentes y sobrecargas para cada muro.

Muro	PISO 1			
	PD (ton)	PL (ton)	Pm = PD + PL	Pg = PD + 25%PL
X1	34.71	5.08	39.79	35.98
X2	41.62	6.26	47.88	43.19
X3	27.77	2.84	30.61	28.48
X4 (*)	33.14	5.15	38.29	34.43
X5	30.88	4.05	34.93	31.89
X6	40.23	7.24	47.47	42.04
X7	52.69	9.87	62.56	55.16
X8	39.31	5.21	44.52	40.61
X9	37.73	6.36	44.09	39.32
X10	65.14	9.82	74.96	67.60
X11	100.42	19.32	119.74	105.25
X12	39.43	6.86	46.29	41.15
X13	47.94	8.69	56.63	50.11
X14	38.46	7.38	45.84	40.31
X15 (*)	39.23	7.88	47.11	41.20
Y1	88.32	14.07	102.39	91.84
Y2	64.97	10.92	75.89	67.70
Y3	91.73	15.70	107.43	95.66
Y4	66.05	11.43	77.48	68.91
Y5	197.19	20.20	217.39	202.24
Y6	49.48	7.01	56.49	51.23
Y7	238.57	31.34	269.91	246.41
Y8	48.50	9.11	57.61	50.78
Y9	36.29	4.33	40.62	37.37
Y10(*)	482.03	59.25	541.28	496.84
Y11	69.95	13.73	83.68	73.38

3.5. Verificaciones mínimas

A continuación, se verifican los requerimientos mínimos establecidos para edificaciones de albañilería confinada.

3.5.1. Densidad mínima de muros

Se debe asegurar que el edificio tenga una cantidad mínima de muros para garantizar un buen comportamiento a corte. Quedará pendiente ver si los edificios que sufren una falla a flexión también necesitan este requerimiento mínimo.

$$\frac{\text{Área de corte de los muros reforzados}}{\text{Área de la planta típica}} = \frac{\sum Lt}{A_p} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

L : Longitud total del muro incluyendo columnas (m), mayor 1.20 m.

t : Espesor efectivo del muro (m)

A_p : Área de la planta típica (m²)

Z : Factor de zona sísmica, Z=0.45

U : Factor de uso, edificio de vivienda, U = 1

N : Número de pisos, N = 10

S : Factor de suelo, S = 1.00

Reemplazando:

$$\frac{ZUSN}{56} = \frac{0.45 \times 1.00 \times 1.00 \times 10}{56} = 0.068$$

Los muros de concreto se transformarán en albañilería multiplicándolos por su relación modular.

$$n = \frac{E_c}{E_m} = \frac{217371}{65500} = 3.32$$

A continuación, se presenta en las Tablas 3.6 y 3.7 la densidad de muros en ambas direcciones.

Tabla 3.6 - Densidad de muros en la dirección "Y".

Muro	L (m)	t (m)	Ac	N.º	Ac total
Y1	5.30	0.24	1.27	2	2.54
Y2	3.74	0.24	0.90	2	1.80
Y3	5.30	0.24	1.27	2	2.54
Y4	3.75	0.24	0.90	2	1.80
Y5	1.40	0.24	0.34	2	0.67
Y6	3.10	0.24	0.74	2	1.49
Y7	1.60	0.24	0.38	2	0.77
Y8	2.60	0.24	0.62	2	1.25
Y9	2.45	0.24	0.59	2	1.18
Y10 (*)	2.90	0.80	2.31	3	6.93
Y11	3.75	0.24	0.90	1	0.90
Σ Total					21.87
Área techada					250.32
Densidad mínima de muros					0.0874

(*) Son muros de concreto armado, su espesor t (0.24 m) se debe multiplicar por la relación modular ($E_c/E_m=3.32$). Donde, $t \times n = 0.24 \times 3.32 = 0.80$ m.

Tabla 3.7 - Densidad de muros en la dirección "X".

Muro	L (m)	t (m)	Ac (m ²)	N.º	Ac total (m ²)
X1	2.20	0.24	0.53	2	1.06
X2	2.60	0.24	0.62	2	1.25
X3	2.00	0.24	0.48	2	0.96
X4 (*)	1.20	0.80	0.96	1	0.96
X5	2.00	0.24	0.48	2	0.96
X6	2.20	0.24	0.53	2	1.06
X7	2.80	0.24	0.67	2	1.34
X8	2.60	0.24	0.62	2	1.25
Y10 (*)	5.72	0.80	4.56	1	4.56
X9	2.20	0.24	0.53	2	1.06
X10	4.05	0.24	0.97	2	4.92
X11	5.72	0.24	1.37	1	1.37
X12	2.20	0.24	0.53	2	1.06
X13	2.60	0.24	0.62	2	1.25
X14	2.00	0.24	0.48	2	0.96
X15 (*)	1.20	0.80	0.96	1	0.96
Σ Total					24.95
Área techada					250.32
Densidad mínima de muros					0.0997

(*) Son muros de concreto armado, su espesor t (0.24 m) se debe multiplicar por la relación modular ($E_c/E_m=3.32$). Donde, $t \times n = 0.24 \times 3.32 = 0.80$ m.

Se debe asegurar que el edificio tenga una cantidad mínima de muros para asegurar un buen comportamiento a corte, pero se debe verificar si para edificios con falla a flexión también requieren una densidad mínima de muros igual, menor o similar a las de corte.

3.5.2. Esfuerzo axial máximo

Se verifica que los esfuerzos en la albañilería con unas unidades propuestas son adecuados para soportar un el peso debido al incremento del número de pisos (Ecuación 3.1).

$$\sigma_m = \frac{P_m}{t \times L} \leq 0.2 \times f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35 \times t} \right)^2 \right] \leq 0.15 f'_m \quad (3.1)$$

P_m : Máxima carga de gravedad (100 % carga permanente + 100 % sobrecarga)

t : Espesor del muro confinado

L : Longitud total del muro confinado

f'_m : Esfuerzo a compresión de la albañilería

h : Altura de entrepiso

A continuación, se detalla el cálculo del esfuerzo para el muro con mayor carga axial Y3:

$$a) \quad \sigma_m = \frac{P_m}{t \times L} = \frac{107.43}{0.24 \times 5.30} = 84.46 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 8.446 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b) \quad 0.2 \times f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35 \times t} \right)^2 \right] = 0.2 \times 1310 \left[1 - \left(\frac{2.40}{35 \times 0.24} \right)^2 \right] = 240.61 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 24.061 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$c) \quad 0.15 \times f'_m = 0.15 \times 1310 = 196.50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 19.65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo axial del muro más esforzado es menor que los límites normativos establecidos:

$$\sigma_m = 8.446 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 19.65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

3.6. Criterios de modelamiento (elástico)

Para el modelamiento del edificio de albañilería confinada con el *software* MidasGen, se utilizará el método de la columna ancha, en la cual es necesario precisar ciertas consideraciones o criterios importantes, tales como los siguientes:

La albañilería se representará mediante el modelo pseudotridimensional indicado por el E.070 [7] (modelo de la ancha), el cual consiste en representar los muros mediante una columna general, pero con sus propiedades geométricas y de material del muro que le correspondan; además, tendrán vigas con rigidez muy elevada (brazo rígido) que representarán de alguna manera el ancho del muro.

Los brazos rígidos tendrán una rigidez torsional muy cercana a cero “0”, con la finalidad de que si alguna viga transversal se apoyara sobre el brazo rígido, esta simule un apoyo simple.

La inercia de los muros se calculará con la sección transformada, es decir, se le agregará al muro en análisis el aporte de los muros transversales que le llegan, según lo especifica la E.070 [7], además, los confinamientos de concreto se transformarán en albañilería mediante su relación modular “n” de ambos materiales.

Los muros solo brindan rigidez en su plano, por lo que sus propiedades (área de corte e inercia) perpendiculares al plano serán valores muy cercanos a cero “0”.

El área axial que se asignará a todos los muros será igual al área de corte, debido a que todos tienen muros transversales que producirían duplicidad de cargas si es que se considera el área axial igual al área de la sección transformada.

3.6.1. Propiedades del muro confinado

A continuación, se detalla el cálculo de las propiedades que se le asignará al MidasGen, considerando la sección transformada de los muros X1 y Y1. El mismo procedimiento se siguió para el resto de muros, ver Tabla 3.8.

Tabla 3.8 - Cálculo de propiedades de los muros "X1" y "Y1".

Muro X1	Muro Y1
Ancho de columna equivalente: $b_e = b \times n = 0.24 \times 3.32 = 0.80 \text{ m}$	Ancho de columna equivalente: $b_e = b \times n = 0.24 \times 3.32 = 0.80 \text{ m}$
Aporte del muro transversal: $\frac{L_t}{2} = \frac{4.77}{2} = 2.39 \text{ m (longitud máxima)}$ $0.25 \times L_t = 0.25 \times 4.77 = 1.19 \text{ m}$ $6 \times t = 6 \times 0.24 = 1.44 \text{ m}$ Se usará 1.44 m, como aporte del muro transversal.	Aporte del muro transversal: $\frac{L_t}{2} = \frac{1.96}{2} = 0.98 \text{ m (longitud máxima)}$ $0.25 \times L_t = 0.25 \times 1.96 = 0.49 \text{ m}$ $6 \times t = 6 \times 0.24 = 1.44 \text{ m}$ Se usará 0.98 m, como aporte del muro transversal.
Área axial : $A = 2.20 \times 0.24 = 0.53 \text{ m}^2$	Área axial : $A = 5.25 \times 0.24 = 1.27 \text{ m}^2$
Área corte "x" : $A_c = 2.20 \times 0.24 = 0.53 \text{ m}^2$	Área corte "x" : $A_c = 0.00001 \text{ m}^2$
Área corte "y" : $A_c = 0.00001 \text{ m}^2$	Área corte "y" : $A_c = 5.25 \times 0.24 = 1.27 \text{ m}^2$
Inercia eje "x" : $I_x = 0.00001 \text{ m}^4$	Inercia eje "x" : $I_x = 7.525 \text{ m}^4$
Inercia eje "y" : $I_y = 0.704 \text{ m}^4$	Inercia eje "y" : $I_y = 0.00001 \text{ m}^4$
Inercia eje "z" : $I_z = 0.00001 \text{ m}^4$	Inercia eje "z" : $I_z = 0.00001 \text{ m}^4$

En la Figura 3.7b se muestra el muro Y1 y sus dos muros transversales (X1 y X6). A manera ilustrativa, se muestran en las Figuras 3.7a y 3.7c la sección transformada del muro Y1 y X1, respectivamente.

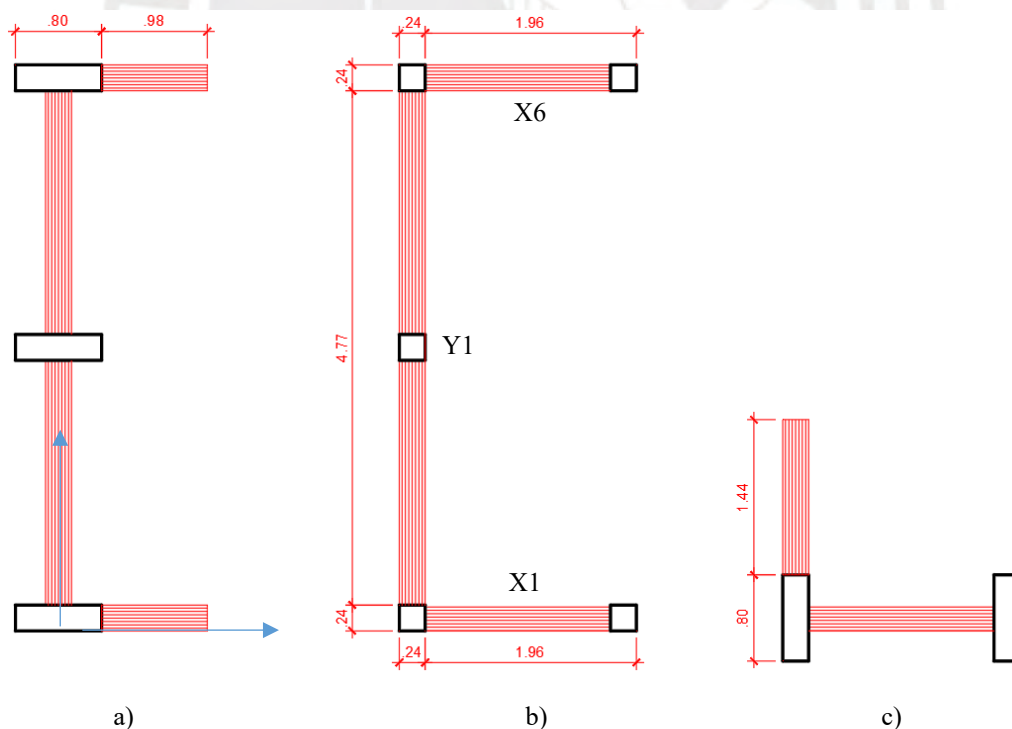


Figura 3.7 - a) Sección transformada del muro "Y1", b) Muro real, c) Sección transformada del muro "X1".

En las Tablas 3.9 y 3.10 se detallan las propiedades de todos los muros que se asignarán al modelo en MidasGen.

Tabla 3.9 - Propiedades de los muros en la dirección "X".

X1		X2		X3		X4 (*)		X5		X6		X7		X8	
A :	0.530	A :	0.624	A :	0.480	A :	0.288	A :	0.48	A :	0.530	A :	0.672	A :	0.624
Ac x :	0.530	Ac x :	0.624	Ac x :	0.480	Ac x :	0.288	Ac x :	0.48	Ac x :	0.530	Ac x :	0.672	Ac x :	0.624
Ac y :	1.00E-05	Ac y :	1.00E-05	Ac y :	1.00E-05	Ac y :	1.00E-05	Ac y :	1.00E-05	Ac y :	1.00E-05	Ac y :	1.00E-05	Ac y :	1.00E-05
Ix :	1.00E-05	Ix :	1.00E-05	Ix :	1.00E-05	Ix :	1.00E-05	Ix :	1.00E-05	Ix :	1.00E-05	Ix :	1.00E-05	Ix :	1.00E-05
Iy :	0.704	Iy :	1.073	Iy :	0.654	Iy :	0.035	Iy :	0.808	Iy :	0.704	Iy :	1.294	Iy :	0.888
Iz :	1.00E-05	Iz :	1.00E-05	Iz :	1.00E-05	Iz :	1.00E-05	Iz :	1.00E-05	Iz :	1.00E-05	Iz :	1.00E-05	Iz :	1.00E-05
X9		X10		X11		X12		X13		X14		X15 (*)			
A :	0.530	A :	0.972	A :	1.373	A :	0.528	A :	0.624	A :	0.48	A :	0.288		
Ac x :	0.530	Ac x :	0.972	Ac x :	1.373	Ac x :	0.528	Ac x :	0.624	Ac x :	0.48	Ac x :	0.288		
Ac y :	1.00E-05	Ac y :	1.00E-05	Ac y :	1.00E-05	Ac y :	1.00E-05	Ac y :	1.00E-05	Ac y :	1.00E-05	Ac y :	1.00E-05		
Ix :	1.00E-05	Ix :	1.00E-05	Ix :	1.00E-05	Ix :	1.00E-05	Ix :	1.00E-05	Ix :	1.00E-05	Ix :	1.00E-05		
Iy :	0.704	Iy :	3.282	Iy :	5.75	Iy :	0.704	Iy :	1.073	Iy :	0.529	Iy :	0.035		
Iz :	1.00E-05	Iz :	1.00E-05	Iz :	1.00E-05	Iz :	1.00E-05	Iz :	1.00E-05	Iz :	1.00E-05	Iz :	1.00E-05		

Tabla 3.10 - Propiedades de los muros en la dirección "Y".

Y1		Y2		Y3		Y4		Y5		Y6		Y7		Y8	
A :	1.260	A :	0.898	A :	1.26	A :	0.898	A :	0.336	A :	0.732	A :	0.384	A :	0.384
Ac x :	1.00E-05	Ac x :	1.00E-05	Ac x :	1.00E-05	Ac x :	1.00E-05	Ac x :	1.00E-05	Ac x :	1.00E-05	Ac x :	1.00E-05	Ac x :	1.00E-05
Ac y :	1.260	Ac y :	0.898	Ac y :	1.26	Ac y :	0.898	Ac y :	0.336	Ac y :	0.732	Ac y :	0.384	Ac y :	0.384
Ix :	7.525	Ix :	3.308	Ix :	8.128	Ix :	3.788	Ix :	0.194	Ix :	1.925	Ix :	0.499	Ix :	0.499
Iy :	1.00E-05	Iy :	1.00E-05	Iy :	1.00E-05	Iy :	1.00E-05	Iy :	1.00E-05	Iy :	1.00E-05	Iy :	1.00E-05	Iy :	1.00E-05
Iz :	1.00E-05	Iz :	1.00E-05	Iz :	1.00E-05	Iz :	1.00E-05	Iz :	1.00E-05	Iz :	1.00E-05	Iz :	1.00E-05	Iz :	1.00E-05
Y9		Y10		Y11											
A :	0.586	A :	4.012	A :	0.898										
Ac x :	1.00E-05	Ac x :	1.3728	Ac x :	1.00E-05										
Ac y :	0.586	Ac y :	2.052	Ac y :	0.898										
Ix :	1.058	Ix :	3.316	Ix :	6.214										
Iy :	1.00E-05	Iy :	15.582	Iy :	1.00E-05										
Iz :	1.00E-05	Iz :	1.00E-05	Iz :	1.00E-05										

Tomando en cuenta las propiedades de todos los elementos, se recomienda usar una sección genérica tipo *Beam element* (MidasGen) en la cual se le asignen manualmente las propiedades lineales anteriormente calculadas (Figura 3.8), y en las Figuras 3.9 y 3.10 se muestran las elevaciones del modelo.

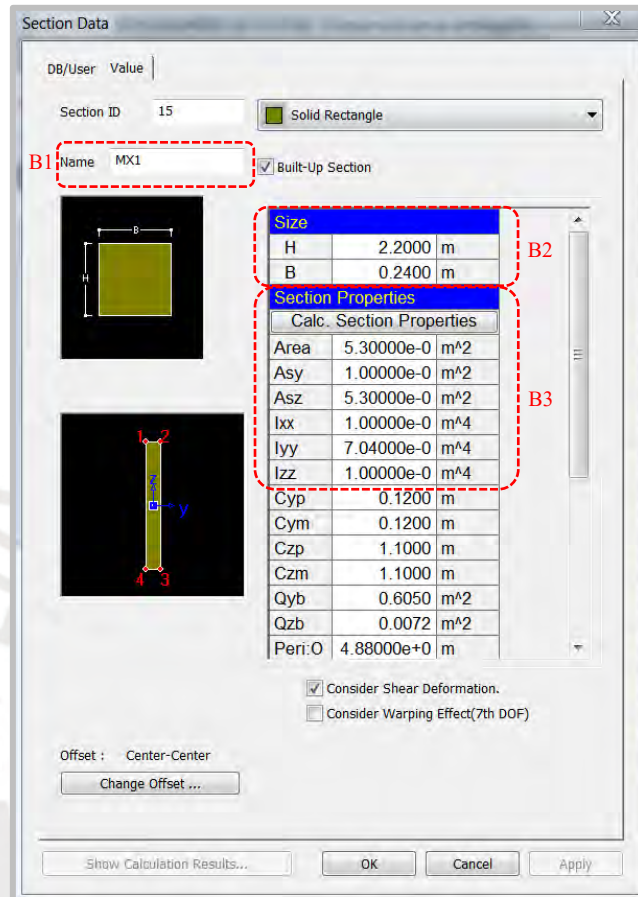


Figura 3.8 - Propiedades de sección transversal de *Beam Element*.

B1: Se le da un nombre al muro que se va a crear

B2: Dimensiones visuales que tendrá el muro

B3: Ingreso de las propiedades calculadas con la sección transformada.

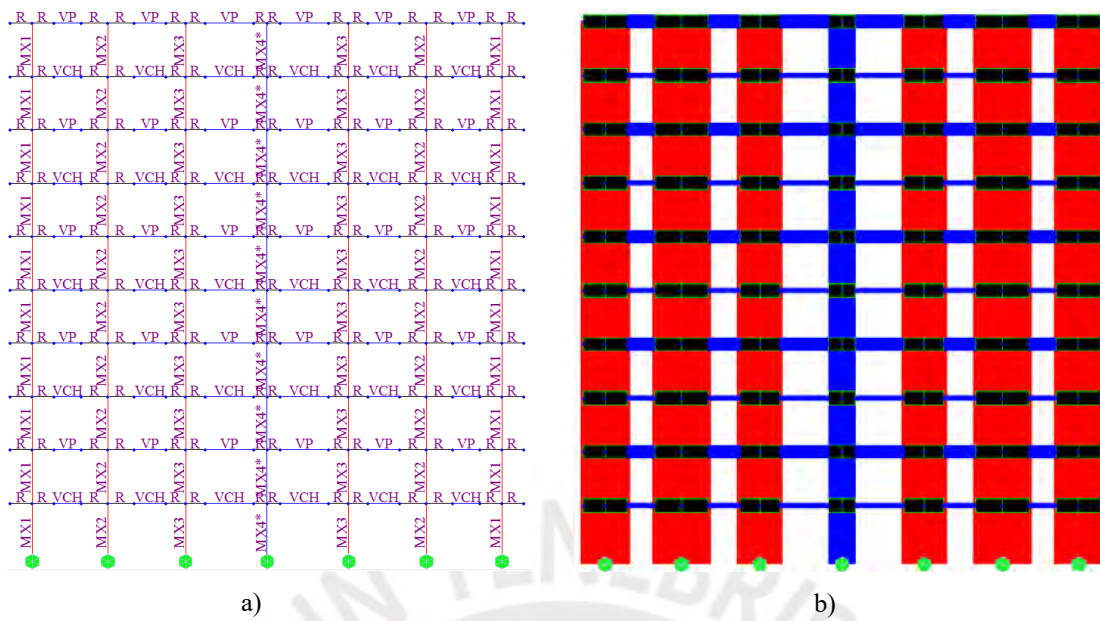


Figura 3.9 - Modelamiento en MidasGen-eje A, a) Vista alámbrica, b) Vista renderizada.

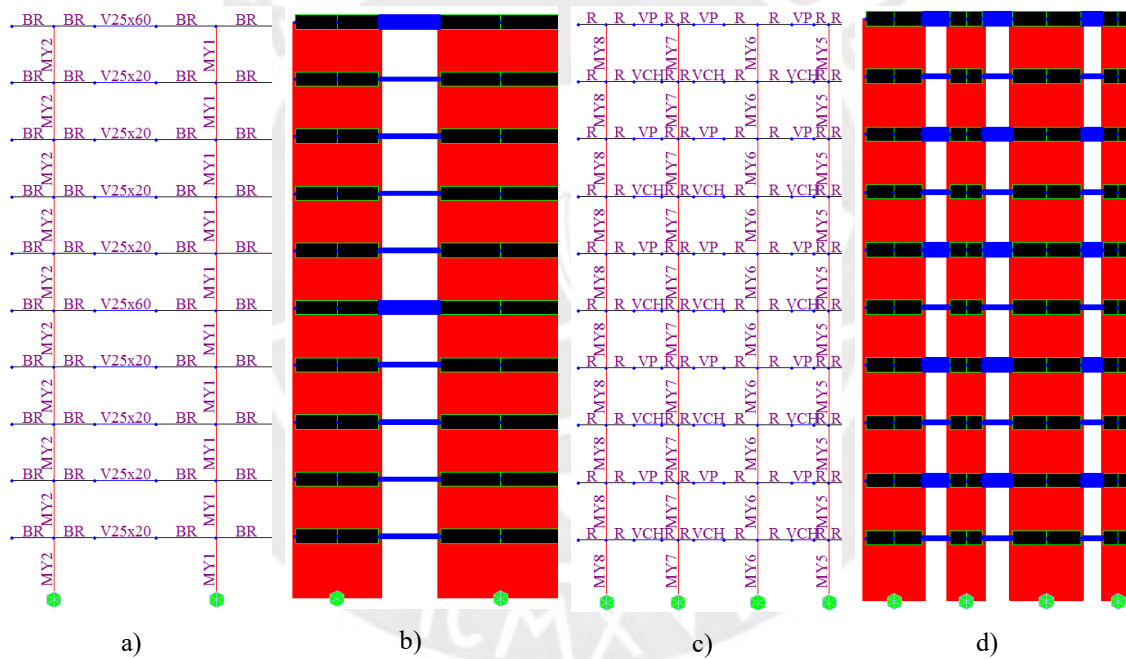


Figura 3.10 - Modelamiento en MidasGen a) Vista alámbrica, b) Vista renderizada del eje 1 y c) Vista alámbrica, d) Vista renderizada del eje 3.

En la Figura 3.11 se aprecia la vista isométrica alámbrica (analítica) e isométrica de todo el edificio modelado en MidasGen con el método de la columna ancha.

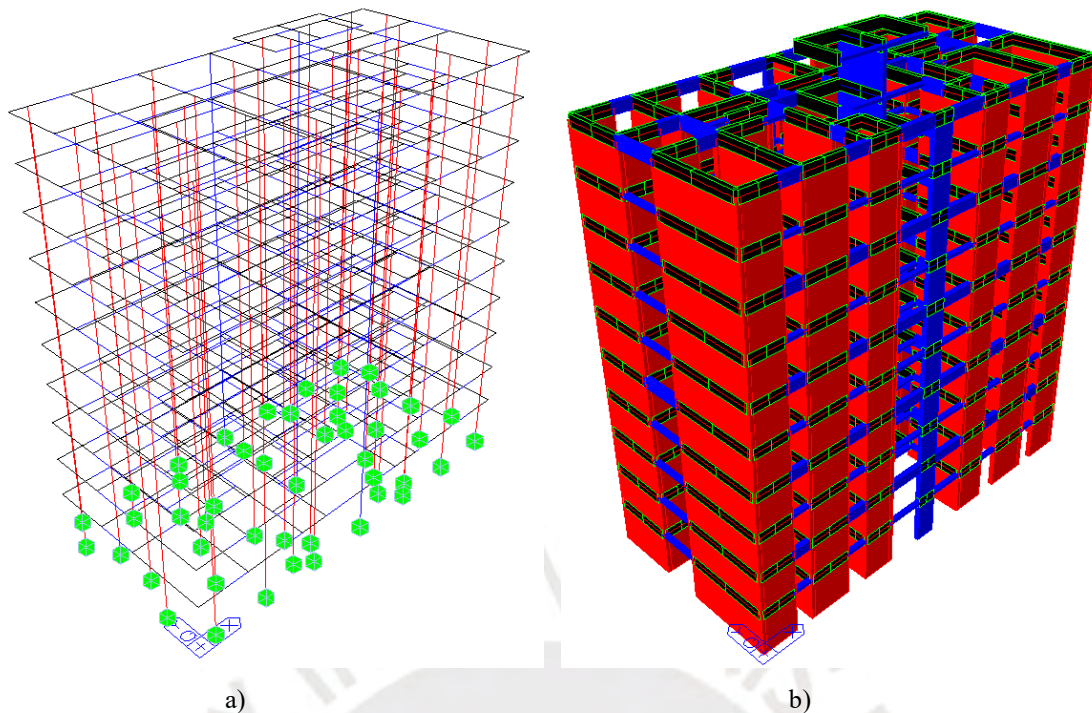


Figura 3.11 - Modelamiento en MidasGen a) Vista alámbrica, b) Vista renderizada.

3.7. Análisis sísmico

3.7.1. Estático

Este análisis representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas sísmicas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación [31].

Si bien la norma establece que este análisis es aplicable a estructuras de albañilería confinada de no más de 15 m de altura, en esta oportunidad se omitirá esta limitación para comparar luego con el análisis dinámico.

Las fuerzas sísmicas se asignarán con una excentricidad accidental del 5%, según el reglamento. En la Tabla 3.11 se muestran las fuerzas inerciales por sismo moderado y sismo severo calculados de acuerdo a la E.030 [23] y E.070 [7]

$$T_x = 0.31\text{seg} \text{ y } T_y = 0.34\text{seg}; C = 2.50; I_a \text{ y } I_p = 1; R = 6 \text{ (sismo moderado)}$$

$$\frac{ZUSC}{R} x PS = \frac{0.45 \times 1.00 \times 1.00 \times 2.5}{6} x PS = 0.19xPS = 527 \text{ ton}$$

Tabla 3.11 - Fuerzas de inercia ante sismo moderado y severo.

Nivel	hi(altura)	Pi (ton)	Hi (Pi)	Sismo moderado		Sismo severo
				Fi (ton)	Vi (ton)	Vei = 2xVi
azotea	26.60	22.47	597.70	8.47	8.47	16.94
10	24.20	219.55	5313.11	75.30	83.77	167.53
9	21.80	280.60	6117.08	86.69	170.46	340.91
8	19.40	288.94	5605.44	79.44	249.90	499.79
7	17.00	280.60	4770.20	67.60	317.50	634.99
6	14.60	288.94	4218.52	59.78	377.28	754.56
5	12.20	284.53	3471.27	49.19	426.48	852.95
4	9.80	288.94	2831.61	40.13	466.61	933.21
3	7.40	280.60	2076.44	29.43	496.03	992.06
2	5.00	288.94	1444.70	20.47	516.51	1033.01
1	2.60	287.00	746.20	10.58	527.08	1054.16
	Σ	2811.11	37192.27	527.08		

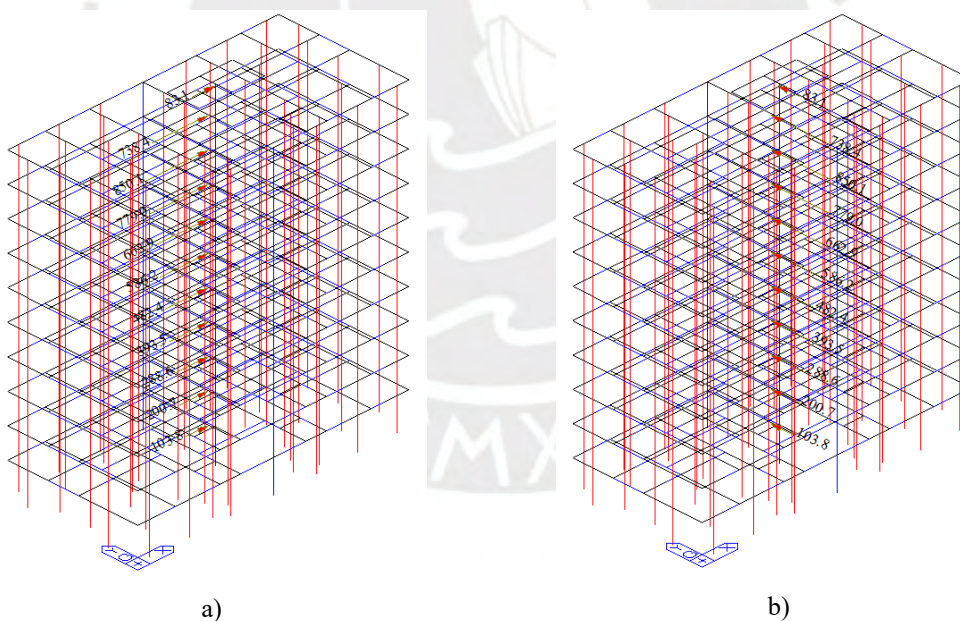


Figura 3.12 - Cargas sísmicas estáticas a) Dirección “X”, b) Dirección “Y”.

3.7.2. Dinámico

Este análisis dinámico se comparará con el estático, con la finalidad de verificar si al menos es el 80% del cortante estático por ser una estructura regular.

En la Figura 3.13 se aprecian los periodos, coeficiente sísmico y la gráfica del espectro de pseudoaceleraciones ingresadas al MidasGen.

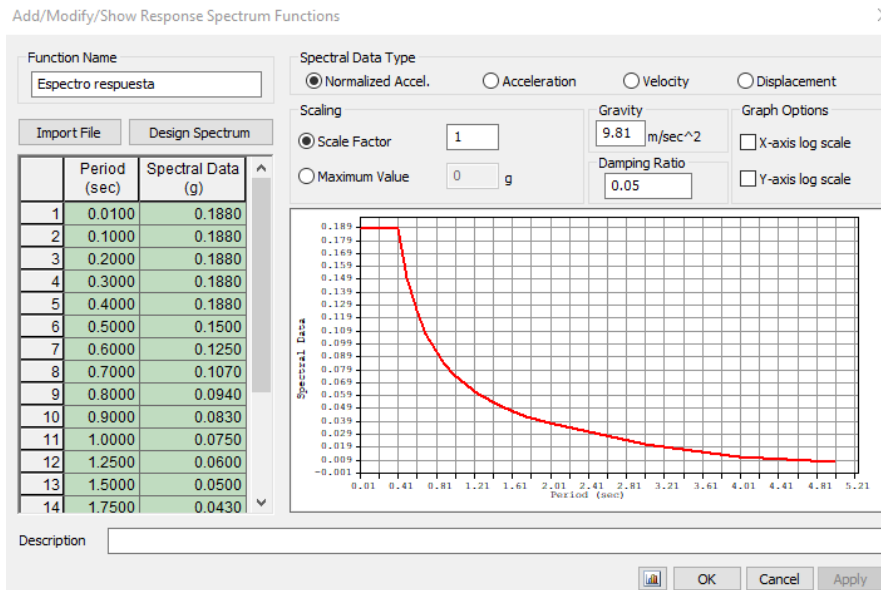


Figura 3.13 - Espectro de pseudoaceleraciones-MidasGen.

$$V_{DIN X} = 399.91 \text{ ton} ; V_{DIN Y} = 393.58 \text{ ton}$$

El cortante dinámico está por debajo del 80 % del cortante estático, por lo que, normativamente se tendrá que escalar por 1.05 en la dirección X y 1.07 en la dirección Y para el diseño de los elementos, mas no para la verificación de desplazamientos.

3.7.3. Derivas de entrepiso

En las Tablas 3.12 y 3.13 se resumen los desplazamientos y derivas para el sismo estático y dinámico respectivamente. Se aprecia un desplazamiento relativo (*drift*) menor al límite permitido por la E.070, y esto se debe a la cantidad mínima de muros que requiere la norma para el diseño de edificios de albañilería confinada. Los desplazamientos elásticos ya están factorados por el 0.75 x R (0.75 x 6 = 4.5) para convertirlos a desplazamientos inelásticos.

Tabla 3.12 - Desplazamiento y derivas de entrepiso para análisis sísmico estático-MidasGen.

Load Case	Step	Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements				Drift at the Center of Mass					
						Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Drift Factor (Maximum/Current)	Story Drift Ratio	Remark
RMC,Not Used, Cd=1, Ie=1, Scale Factor=4.5, Allowable Ratio=0.005															
Press right mouse button and click 'Set Story Drift Parameters...' menu to change RMC or Cd/Ie/Scale Factor/Allowable Ratio/Beta!															
SISMO X															
SISMO X		10F	2.40	1.00	0.0050	1135	0.0007	0.0032	0.0013	OK	0.0007	0.0031	1.0220	0.0013	OK
SISMO X		9F	2.40	1.00	0.0050	1021	0.0008	0.0037	0.0015	OK	0.0008	0.0036	1.0257	0.0015	OK
SISMO X		8F	2.40	1.00	0.0050	907	0.0009	0.0041	0.0017	OK	0.0009	0.0040	1.0262	0.0016	OK
SISMO X		7F	2.40	1.00	0.0050	793	0.0010	0.0043	0.0018	OK	0.0009	0.0042	1.0244	0.0018	OK
SISMO X		6F	2.40	1.00	0.0050	679	0.0010	0.0044	0.0018	OK	0.0010	0.0044	1.0188	0.0018	OK
SISMO X		5F	2.40	1.00	0.0050	565	0.0010	0.0045	0.0019	OK	0.0010	0.0044	1.0178	0.0018	OK
SISMO X		4F	2.40	1.00	0.0050	451	0.0010	0.0044	0.0018	OK	0.0010	0.0043	1.0209	0.0018	OK
SISMO X		3F	2.40	1.00	0.0050	337	0.0009	0.0040	0.0017	OK	0.0009	0.0039	1.0199	0.0016	OK
SISMO X		2F	2.40	1.00	0.0050	215	0.0007	0.0033	0.0014	OK	0.0007	0.0032	1.0163	0.0013	OK
SISMO X		1F	2.60	1.00	0.0050	110	0.0005	0.0022	0.0008	OK	0.0005	0.0022	1.0053	0.0008	OK
SISMO Y															
SISMO Y		10F	2.40	1.00	0.0050	1154	0.0010	0.0045	0.0019	OK	0.0010	0.0045	1.0048	0.0019	OK
SISMO Y		9F	2.40	1.00	0.0050	1040	0.0011	0.0048	0.0020	OK	0.0011	0.0048	1.0051	0.0020	OK
SISMO Y		8F	2.40	1.00	0.0050	926	0.0011	0.0051	0.0021	OK	0.0011	0.0051	1.0052	0.0021	OK
SISMO Y		7F	2.40	1.00	0.0050	812	0.0012	0.0053	0.0022	OK	0.0012	0.0053	1.0053	0.0022	OK
SISMO Y		6F	2.40	1.00	0.0050	698	0.0012	0.0054	0.0022	OK	0.0012	0.0053	1.0054	0.0022	OK
SISMO Y		5F	2.40	1.00	0.0050	584	0.0012	0.0053	0.0022	OK	0.0012	0.0052	1.0055	0.0022	OK
SISMO Y		4F	2.40	1.00	0.0050	470	0.0011	0.0050	0.0021	OK	0.0011	0.0049	1.0056	0.0021	OK
SISMO Y		3F	2.40	1.00	0.0050	356	0.0010	0.0044	0.0018	OK	0.0010	0.0044	1.0058	0.0018	OK
SISMO Y		2F	2.40	1.00	0.0050	235	0.0008	0.0035	0.0015	OK	0.0008	0.0035	1.0060	0.0014	OK
SISMO Y		1F	2.60	1.00	0.0050	91	0.0005	0.0022	0.0008	OK	0.0005	0.0022	1.0069	0.0008	OK

Tabla 3.13 - Desplazamiento y derivas de entrespo para análisis sísmico dinámico-MidasGen.

Load Case	Step	Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements				Drift at the Center of Mass					
						Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Drift Factor (Maximum/Current)	Story Drift Ratio	Remark
RMC/Not Used, Cd=1, Ie=1, Scale Factor=4.5, Allowable Ratio=0.005 Press right mouse button and click 'Set Story Drift Parameters...' menu to change RMC or Cd/Ie/Scale Factor/Allowable Ratio/Beta!															
DINAMICO - DIRECCION X															
Esp_X R		10F	2.40	1.00	0.0050	1151	0.0006	0.0026	0.0011	OK	0.0005	0.0024	1.0678	0.0010	OK
Esp_X R		9F	2.40	1.00	0.0050	1037	0.0007	0.0030	0.0012	OK	0.0006	0.0028	1.0724	0.0012	OK
Esp_X R		8F	2.40	1.00	0.0050	923	0.0007	0.0033	0.0014	OK	0.0007	0.0031	1.0735	0.0013	OK
Esp_X R		7F	2.40	1.00	0.0050	809	0.0008	0.0035	0.0015	OK	0.0007	0.0033	1.0722	0.0014	OK
Esp_X R		6F	2.40	1.00	0.0050	695	0.0008	0.0036	0.0015	OK	0.0007	0.0034	1.0689	0.0014	OK
Esp_X R		5F	2.40	1.00	0.0050	581	0.0008	0.0036	0.0015	OK	0.0007	0.0034	1.0657	0.0014	OK
Esp_X R		4F	2.40	1.00	0.0050	467	0.0008	0.0035	0.0015	OK	0.0007	0.0033	1.0690	0.0014	OK
Esp_X R		3F	2.40	1.00	0.0050	353	0.0007	0.0032	0.0013	OK	0.0007	0.0030	1.0681	0.0012	OK
Esp_X R		2F	2.40	1.00	0.0050	231	0.0006	0.0026	0.0011	OK	0.0005	0.0024	1.0651	0.0010	OK
Esp_X R		1F	2.60	1.00	0.0050	125	0.0004	0.0017	0.0007	OK	0.0004	0.0016	1.0570	0.0006	OK
DINAMICO - DIRECCION Y															
Esp_Y R		10F	2.40	1.00	0.0050	1154	0.0008	0.0035	0.0015	OK	0.0008	0.0035	1.0101	0.0014	OK
Esp_Y R		9F	2.40	1.00	0.0050	1040	0.0008	0.0038	0.0016	OK	0.0008	0.0037	1.0108	0.0016	OK
Esp_Y R		8F	2.40	1.00	0.0050	926	0.0009	0.0040	0.0017	OK	0.0009	0.0039	1.0113	0.0016	OK
Esp_Y R		7F	2.40	1.00	0.0050	812	0.0009	0.0041	0.0017	OK	0.0009	0.0041	1.0117	0.0017	OK
Esp_Y R		6F	2.40	1.00	0.0050	698	0.0009	0.0041	0.0017	OK	0.0009	0.0041	1.0120	0.0017	OK
Esp_Y R		5F	2.40	1.00	0.0050	584	0.0009	0.0040	0.0017	OK	0.0009	0.0040	1.0123	0.0017	OK
Esp_Y R		4F	2.40	1.00	0.0050	470	0.0008	0.0038	0.0016	OK	0.0008	0.0037	1.0128	0.0016	OK
Esp_Y R		3F	2.40	1.00	0.0050	356	0.0007	0.0033	0.0014	OK	0.0007	0.0033	1.0133	0.0014	OK
Esp_Y R		2F	2.40	1.00	0.0050	235	0.0006	0.0026	0.0011	OK	0.0006	0.0026	1.0140	0.0011	OK
Esp_Y R		1F	2.60	1.00	0.0050	91	0.0004	0.0017	0.0006	OK	0.0004	0.0016	1.0162	0.0006	OK

En las Figuras 3.14 y 3.15 se aprecian las deformaciones de todos los ejes estructurales (muros) en ambas direcciones X y Y, respectivamente. Se nota que ciertos muros tienen una deformación a curvatura simple (voladizo), y otros en curvatura doble, sobre todo los que se encuentran acoplados por vigas peraltas cada dos niveles.

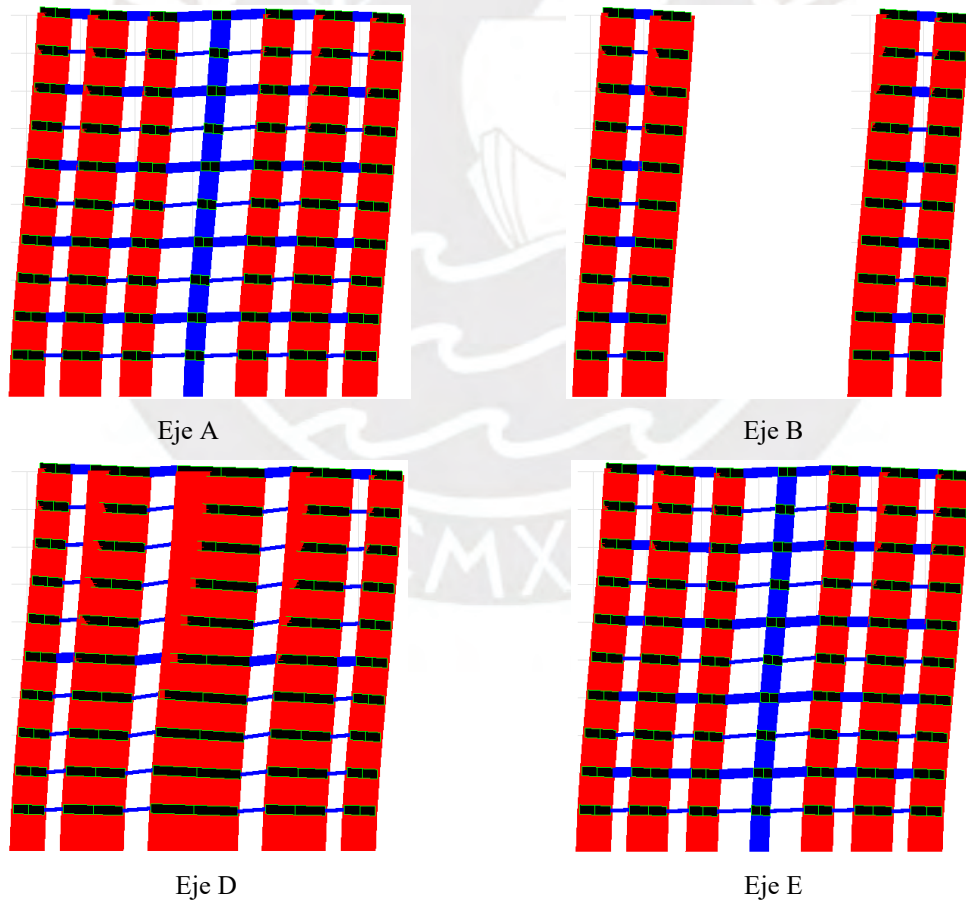


Figura 3.14 - Deformada de los ejes A, B, D y E.

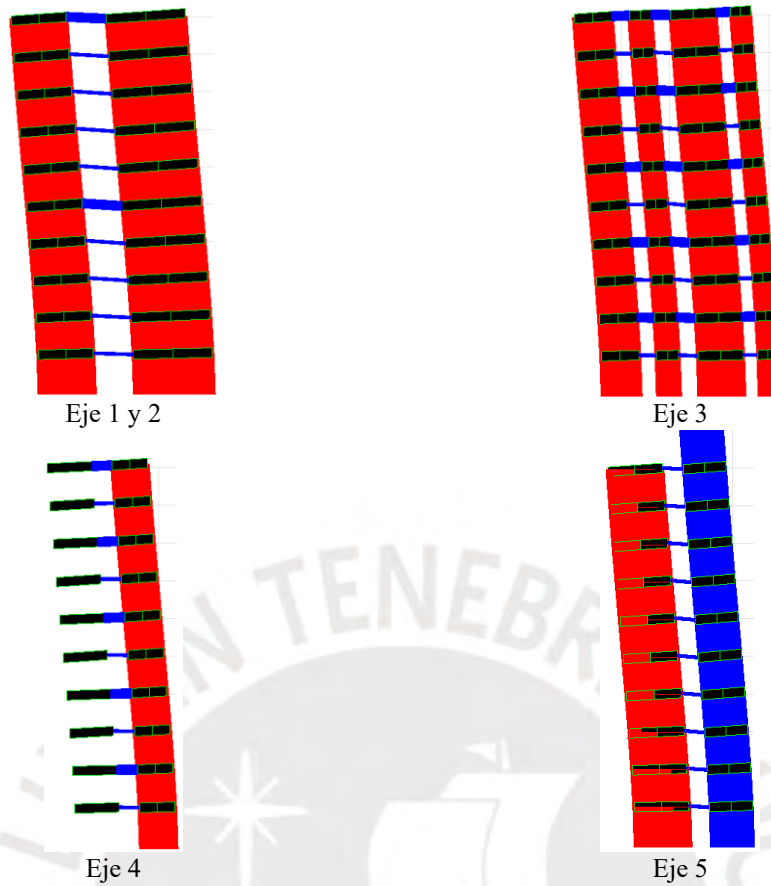


Figura 3.15 - Deformada de los ejes 1 al 5.

3.7.4. Modos de vibrar y periodo natural

Con ayuda del MidasGen, se realizó el análisis modal concentrando la masa de cada techo en su respectivo centro de masa, obteniéndose lo siguiente.

$$T_x = 0.31 \text{ seg} ; T_y = 0.34 \text{ seg}$$

En la Figura 3.16 se aprecian los modos de vibrar de traslaciones en las direcciones principales, los cuales son los que tienen mayor masa participativa.

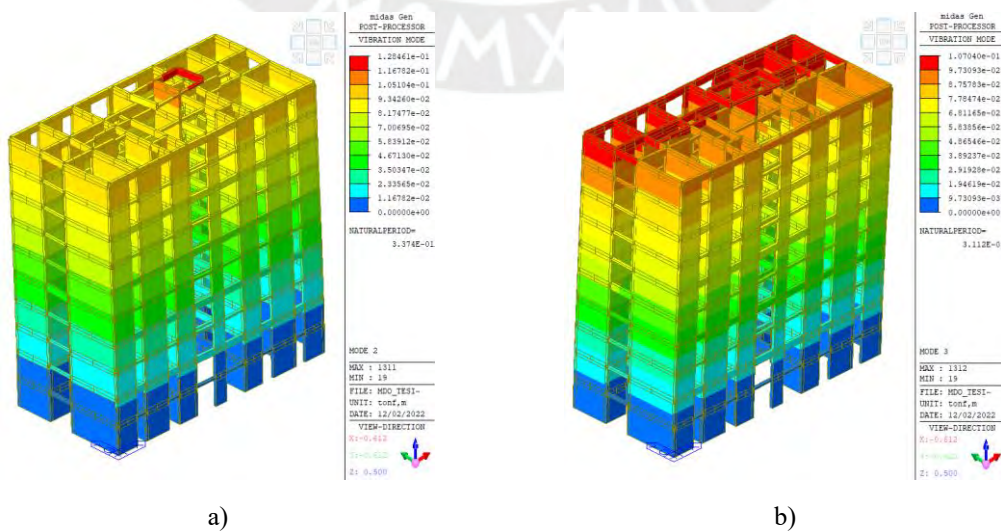


Figura 3.16 - Modos de vibrar a) Modo 2 (traslación en Y), b) Modo3 (traslación en X).

3.8. Fuerzas internas por sismo moderado

En las Figura 3.17 y 3.18 se muestra la distribución de fuerza cortante (V_e) y momento flector (M_e) producidos por sismo moderado ($R=6$)

Los valores de fuerza cortante (V_e) y momento flector (M_e) se mostrarán en las Tablas (3.14 al 3.17) de la verificación de resistencia global y agrietamiento (acápite 3.9).

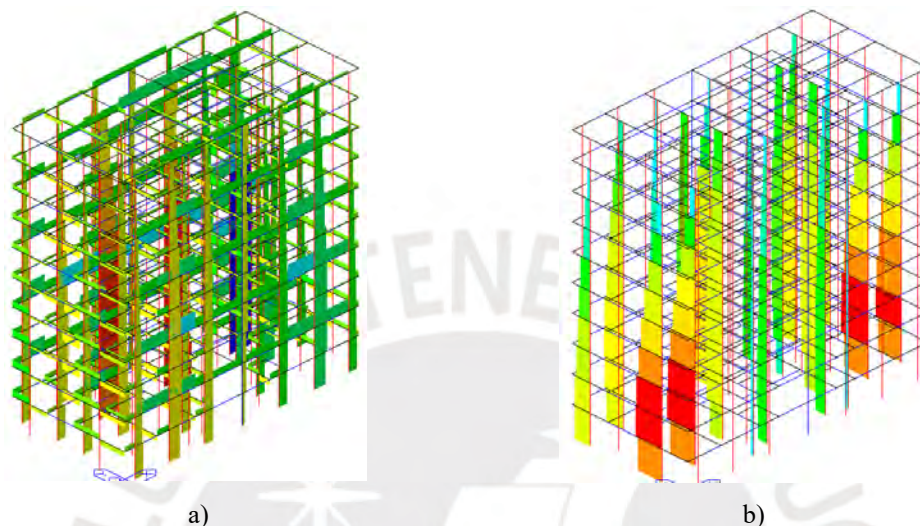


Figura 3.17 - Diagramas de fuerza cortante a) Dirección "X", y b) Dirección "Y".

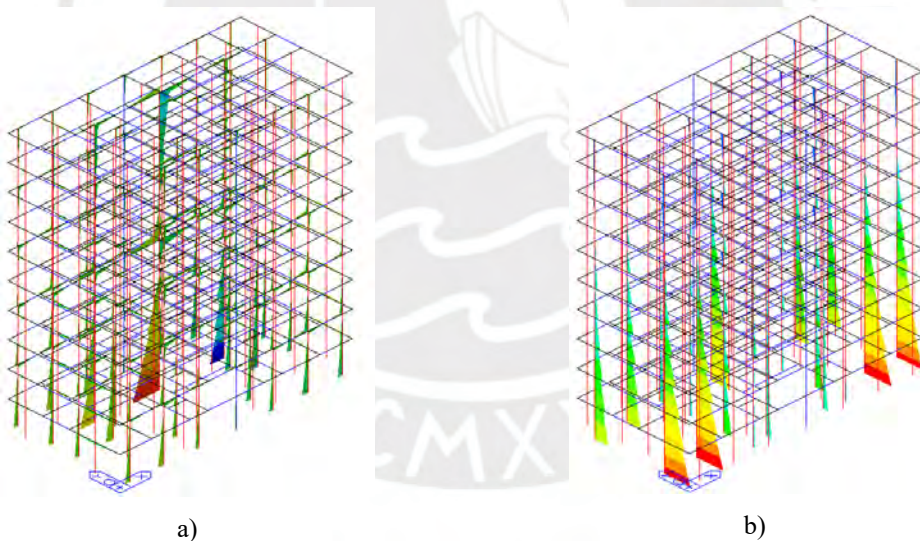


Figura 3.18 - Diagramas de momento flector a) Dirección "X", y b) Dirección "Y".

3.9. Resistencia global y agrietamiento por sismo moderado

En las siguientes Tablas (3.14 al 3.17), se aprecia que el edificio cumple con los requerimientos normativos, es decir, ningún muro se agrieta en la etapa elástica y la suma de cortantes resistentes es mayor que el cortante ante sismo severo. Con esto, aseguramos que el edificio tenga una resistencia al corte global y local (muros) adecuada y baje la probabilidad de falla a corte.

Tabla 3.14 - Resistencia global y agrietamiento de muros en dirección "X" del primer piso

Muro	Nº	L (m)	t (m)	PG (ton)	Ve (ton)	Me (ton-m)	α	Vm (ton)	.55Vm (ton)	Ve < .55Vm	Vm/VE1	Vu (ton)	Mu (ton-m)
X1	2	2.20	0.24	38.82	8.08	33.69	0.53	24.87	13.68	Cumple	3.00	24.24	101.07
X2	2	2.60	0.24	48.04	10.88	45.57	0.62	33.22	18.27	Cumple	3.00	32.64	136.71
X3	2	2.00	0.24	35.62	8.11	29.74	0.55	23.17	12.75	Cumple	2.86	23.17	84.98
X4*	1	2.00	0.24	57.84	2.77	9.44	-	36.87	-	Cumple	3.00	8.31	28.32
X5	2	2.00	0.24	37.13	8.3	35.61	0.47	21.34	11.74	Cumple	2.57	21.34	91.58
X6	2	2.20	0.24	42.13	8.53	34.87	0.54	25.95	14.27	Cumple	3.00	25.59	104.61
X7	2	2.80	0.24	55.89	11.66	57.52	0.57	34.68	19.08	Cumple	2.97	34.68	171.09
X8	2	2.60	0.24	47.78	10.01	44.06	0.59	32.08	17.65	Cumple	3.00	30.03	132.18
Y10*	1	5.65	0.3	464.45	118.26	1282.05	-	130.18	-	Cumple	1.25	147.83	1602.56
X9	2	2.20	0.24	39.88	8.03	36.79	0.48	23.68	13.02	Cumple	2.95	23.68	108.49
X10	2	4.05	0.24	74.47	21.38	114.49	0.76	59.20	32.56	Cumple	2.77	59.20	317.00
X11	1	5.65	0.24	98.82	27.69	212.43	0.74	79.88	43.93	Cumple	2.88	79.88	612.81
X12	2	2.20	0.24	39.39	9.02	36.58	0.54	25.45	14.00	Cumple	2.82	25.45	103.21
X13	2	2.60	0.24	48.28	11.8	50.18	0.61	32.94	18.12	Cumple	2.79	32.94	140.07
X14	2	2.00	0.24	37.98	7.9	29.02	0.54	23.69	13.03	Cumple	3.00	23.69	87.03
X15*	1	2.00	0.24	64.83	4.06	10.97	-	36.87	-	Cumple	3.00	12.18	32.91
Σ					400.18	Σ		1004.36					
VE					800.36	Vm/VE		1.25					

* Muros de concreto

Tabla 3.15 - Resistencia global y agrietamiento de muros en dirección "Y" del primer piso.

Muro	Nº	L (m)	t (m)	PG (ton)	Ve (ton)	Me (ton-m)	α	Vm (ton)	.55Vm (ton)	Ve < .55Vm	Vm/VE1	Vu (ton)	Mu (ton-m)
Y1	2	5.30	0.24	94.03	27.94	243.66	0.61	65.87	36.23	Cumple	2.36	65.87	574.42
Y2	2	3.75	0.24	66.26	18.09	124.94	0.54	43.20	23.76	Cumple	2.39	43.20	298.40
Y3	2	5.30	0.24	100.17	28.45	252.76	0.60	66.46	36.56	Cumple	2.34	66.46	590.50
Y4	2	3.75	0.24	69.25	19.63	128.27	0.57	45.48	25.02	Cumple	2.32	45.48	297.21
Y5	2	1.40	0.24	25.33	3.97	12.78	0.43	14.19	7.80	Cumple	3.00	11.91	38.34
Y6	2	3.10	0.24	57.47	14.98	73.82	0.63	40.00	22.00	Cumple	2.67	40.00	197.12
Y7	2	1.60	0.24	29.31	7.61	22.95	0.53	18.40	10.12	Cumple	2.42	18.40	55.49
Y8	2	2.60	0.24	49.12	10.03	47.28	0.55	30.99	17.05	Cumple	3.00	30.09	141.84
Y9	2	2.45	0.24	44.35	10.84	46.65	0.57	29.36	16.15	Cumple	2.71	29.36	126.34
Y10*	3	2.90	0.24	464.45	92.32	505.02	-	106.37	-	Cumple	1.25	115.40	631.28
Y11	1	3.75	0.24	63.23	21.06	177.05	0.45	37.52	20.63	Cumple, Error-2%	2.00	42.12	354.10
Σ					396.46	Σ		905.81					
VE					792.92	Vm/VE		1.14					

* Muros de concreto

Tabla 3.16 - Resistencia global y agrietamiento de muros en dirección "X" del segundo piso.

Muro	Nº	L (m)	t (m)	PG (ton)	Ve (ton)	Me (ton-m)	α	Vm (ton)	.55Vm (ton)	Ve < .55Vm	Vm/VE1	Vu (ton)	Mu (ton-m)
X1	2	2.20	0.24	35.13	7.26	17.37	0.92	35.86	19.73	Cumple	3.00	21.78	52.11
X2	2	2.60	0.24	42.82	11.87	23.7	1.00	45.56	25.06	Cumple	3.00	35.61	71.10
X3	2	2.00	0.24	32.05	8.35	17.42	0.96	33.71	18.54	Cumple	2.86	23.86	49.78
X4*	1	2.00	0.24	53.31	4.68	3.22	-	36.87	-	Cumple	1.25	5.85	4.03
X5	2	2.00	0.24	32.99	7.23	22.62	0.64	25.15	13.83	Cumple	2.57	18.59	58.17
X6	2	2.20	0.24	37.55	8.03	18.63	0.95	37.29	20.51	Cumple	3.00	24.09	55.89
X7	2	2.80	0.24	49.44	10.11	33.77	0.84	43.61	23.98	Cumple	2.97	30.07	100.45
X8	2	2.60	0.24	42.59	7.85	25.43	0.80	38.46	21.15	Cumple	3.00	23.55	76.29
Y10*	1	5.65	0.3	426.21	119.95	983.54	-	130.18	-	Cumple	1.25	149.94	1229.43
X9	2	2.20	0.24	35.47	5.24	20.72	0.56	24.97	13.73	Cumple	2.95	15.45	61.10
X10	2	4.05	0.24	66.53	22.69	81.83	1.00	70.93	39.01	Cumple	2.77	62.82	226.57
X11	1	5.65	0.24	87.39	24.78	141.97	0.99	96.63	53.14	Cumple	2.88	71.48	409.55
X12	2	2.20	0.24	35.73	8.93	19.68	1.00	38.38	21.11	Cumple	2.82	25.20	55.53
X13	2	2.60	0.24	43.39	12.63	28.28	1.00	45.69	25.13	Cumple	2.79	35.25	78.94
X14	2	2.00	0.24	33.73	8.72	14.77	1.00	35.23	19.38	Cumple	3.00	26.15	44.29
X15*	1	2.00	0.24	59.56	6.17	5.81	-	36.87	-	Cumple	1.25	7.71	7.26
Σ					393.4	Σ		1250.19					
VE					786.8	Vm/VE		3.18					

* Muros de concreto

Tabla 3.17 - Resistencia global y agrietamiento de muros en dirección "Y" del segundo piso.

Muro	Nº	L (m)	t (m)	PG (ton)	Ve (ton)	Me (ton-m)	α	Vm (ton)	.55Vm (ton)	Ve < .55Vm	Vm/VE1	Vu (ton)	Mu (ton-m)
Y1	2	5.30	0.24	85.01	30.6	196.16	0.83	79.74	43.85	Cumple	2.36	72.14	462.44
Y2	2	3.75	0.24	59.90	18.02	96.27	0.70	49.93	27.46	Cumple	2.39	43.04	229.92
Y3	2	5.30	0.24	89.46	32.03	205.59	0.83	80.68	44.38	Cumple	2.34	74.83	480.30
Y4	2	3.75	0.24	61.92	22.17	101.94	0.82	56.25	30.93	Cumple	2.32	51.37	236.20
Y5	2	1.40	0.24	22.76	3.82	7.45	0.72	19.04	10.47	Cumple	3.00	11.46	22.35
Y6	2	3.10	0.24	50.73	18.41	49.59	1.00	54.24	29.83	Cumple	2.67	49.16	132.42
Y7	2	1.60	0.24	26.05	11.22	15.94	1.00	27.97	15.38	Cumple	2.42	27.13	38.54
Y8	2	2.60	0.24	43.66	9.95	28.62	0.90	42.32	23.28	Cumple	3.00	29.85	85.86
Y9	2	2.45	0.24	39.53	11.46	34.44	0.82	36.53	20.09	Cumple	2.71	31.04	93.27
Y10*	3	2.90	0.24	426.21	49.1	274.77	-	106.37	-	Cumple	1.25	61.38	343.46
Y11	1	3.75	0.24	56.89	25.14	149.25	0.63	45.62	25.09	Cumple, Error-1%	2.00	50.28	298.50
Σ					396.46	Σ		1099.4					
VE					792.92	Vm/VE		2.82					

* Muros de concreto

Los muros más críticos son los del primer piso. Del segundo al último piso, la resistencia global es en promedio el triple del cortante por sismo severo. Por lo tanto, los muros del segundo al último piso se comportan elásticamente, y solo es suficiente colocar refuerzo mínimo.

Se tomó como un error aceptable del 5 % y, como se aprecia, solo el muro Y11 tiene un error del 2 % en la verificación del agrietamiento. Finalmente, toda la responsabilidad de la resistencia a corte se le está asignando a los muros que tenga o no refuerzo horizontal.

En la normativa peruana, se indica que el refuerzo horizontal solo contribuye a la ductilidad, pero no a la resistencia, además, solo exige colocarlo cuando sobrepasa un esfuerzo axial en los muros, mas no como contribuyente para la resistencia al corte del muro.

A nivel internacional, México [40] [41], demostró experimentalmente que el refuerzo horizontal sí provoca un aumento de resistencia al corte, incluso hay expresiones normativas que determinan cuánto es su aporte [42]. En Perú, investigadores como Martigena [43] y Pastoruti [44], en los años noventa, determinaron lo que se señala líneas arriba; no obstante, un ensayo más reciente realizado por León y De la Cruz [45] demostró que si el muro tiene refuerzo horizontal adecuado, entonces, tiene un aumento significativo de su resistencia.

3.10. Diseño de muros

Inicialmente, se seguirá la metodología indicada en la E.070 [7], a pesar de estar planteada para muros con falla a corte. Por esto, se analizará si la cuantía de refuerzo proveído ($\rho \approx 1\%$) con estas ecuaciones es adecuada para promover el diseño con una falla a flexión. Si la cuantía sale elevada ($\rho \geq 1.5\%$), se optará por buscar otro método de diseño, en el cual se incentive la falla a flexión en los muros. Este método solo será para el cálculo del refuerzo principal de las columnas de confinamiento, mas no para otras verificaciones. En las Tablas 3.18 y 3.19 se muestran el detalle del diseño según la E.070 para todos los muros en la dirección X.

Tabla 3.18 - Cuadro resumen de diseño de muros y vigas soleras en dirección "X" (X1 al X8).

	X1		X2		X3		X5		X6		X7		X8	
	Muro trans.		Muro trans.		Muro trans.		Muro trans.		Muro trans.		Muro trans.		Muro trans.	
	Y1	-	Y3	-	Y5	Y9	Y6	Y9	Y1	-	Y3	-	-	Y7
Pgt	94.03	0.00	100	0.00	25.33	44.35	57.47	44.35	94.03	0.00	100.17	0.00	0.00	29.31
Lt	5.30	0.00	5.30	0.00	1.40	2.45	3.10	2.45	5.30	0.00	5.30	0.00	0.00	1.60
Lt máx.	2.65	0.00	2.65	0.00	0.70	1.23	1.55	1.23	2.65	0.00	2.65	0.00	0.00	0.80
emt	0.24	0.00	0.24	0.00	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.00	0.24	0.00	0.00	0.24
Ltt	1.44	0.00	1.44	0.00	0.70	1.23	1.44	1.23	1.44	0.00	1.44	0.00	0.00	0.80
	Col. de conf.		Col. de conf.		Col. de conf.		Col. de conf.		Col. de conf.		Col. de conf.		Col. de conf.	
	EXT	EXT	EXT	EXT	EXT	EXT	EXT	EXT	EXT	EXT	EXT	EXT	EXT	EXT
Pg	38.82		48.04		35.62		37.13		42.13		55.89		47.78	
Vm	24.87		33.22		23.17		21.34		25.95		34.68		32.08	
Mu	101.07		136.71		84.98		91.58		104.61		171.09		132.18	
L	2.20		2.60		2.00		2.00		2.20		2.80		2.60	
Lm	2.20		2.60		2.00		2.00		2.20		2.80		2.60	
Nc	2.00		2.00		2.00		2.00		2.00		2.00		2.00	
M	71.22		96.85		57.17		65.96		73.47		129.47		93.68	
F	32.37		37.25		28.59		32.98		33.39		46.24		36.03	
Pc	19.41		24.02		17.81		18.56		21.07		27.95		23.89	
Pt	25.55	0.00	27.22	0.00	12.66	22.17	26.69	22.17	25.55	0.00	27.22	0.00	0.00	14.66
T	0.00	12.96	0.00	13.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.33	0.00	18.30	12.14	0.00
C	51.78	51.78	61.27	61.27	46.40	46.40	51.54	51.54	54.46	54.46	74.2	74.2	59.9	59.9
Vc	12.44	12.44	16.61	16.61	11.59	11.59	10.67	10.67	12.98	12.98	17.34	17.34	16.04	16.04
Ast	3.48	7.11	4.65	8.36	3.25	3.25	2.99	2.99	3.63	7.09	4.86	9.98	7.89	4.49
usar	6φ1/2	6φ1/2	6φ1/2	8φ1/2	4φ1/2	4φ1/2	4φ1/2	4φ1/2	6φ1/2	6φ1/2	6φ1/2	8φ1/2	6φ1/2	4φ1/2
As usar	7.60	7.60	7.60	10.13	5.07	5.07	5.07	5.07	7.60	7.60	7.60	10.13	7.60	5.07
Ast/As	0.46	0.94	0.61	0.82	0.64	0.64	0.59	0.59	0.48	0.93	0.64	0.99	1.04	0.89
δ	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	0.80	0.80	1.00
An	243.20	302.1	319.1	325.0	257.2	257.2	298.4	298.4	264.6	328.9	422	454	383	365
Acf	348.34	348.3	465.2	465.2	324.6	324.6	298.9	298.9	363.5	363.5	486	486	449	449
sección	40x24	24x24	40x24	24x40	24x24	24x24	24x24	24x24	40x24	24x24	40x24	24x40	24x24	24x24
Ac	960.00	576.0	960.0	960.0	576.0	576.0	576.0	576.0	960.0	576.0	960	960	576	576
Anc	720.00	400.0	720.0	720.0	400.0	400.0	400.0	400.0	720.0	400.0	720	720	400	400
Acf/Ac	0.36	0.60	0.48	0.48	0.56	0.56	0.52	0.52	0.38	0.63	0.51	0.51	0.78	0.78
An/Anc	0.34	0.76	0.44	0.45	0.64	0.64	0.75	0.75	0.37	0.82	0.59	0.63	0.96	0.91
As mín.	4.80	2.88	4.80	4.80	2.88	2.88	2.88	2.88	4.80	2.88	4.80	4.80	2.88	2.88
#ramas.	2.00	2.00	4.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
S1	7.10	8.96	14.20	11.83	8.96	8.96	8.96	8.96	7.10	8.96	7.10	11.83	8.96	8.96
S2	5.92	9.86	11.83	9.86	9.86	9.86	9.86	9.86	5.92	9.86	5.92	9.86	9.86	9.86
S3	6.00	6.00	6.00	10.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	10.00	6.00	6.00
S4	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
S	6.00	6.00	6.00	10.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	10.00	6.00	6.00
zona c	45.00	45.00	45.00	60.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	60.00	45.00	45.00
S [] 3/8	9@6	9@6	9@6	7@10	9@6	9@6	9@6	9@6	9@6	9@6	9@6	7@10	9@6	9@6
	viga solera		viga solera		viga solera		viga solera		viga solera		viga solera		viga solera	
Ts	12.44		16.61		11.59		10.67		12.98		17.34		16.04	
Ast	3.29		4.39		3.07		2.82		3.43		4.59		4.24	
usar	4φ5/8		4φ5/8		4φ5/8		4φ5/8		4φ5/8		4φ5/8		4φ5/8	
As	7.92		7.92		7.92		7.92		7.92		7.92		7.92	
Ast/As	0.42		0.55		0.39		0.36		0.43		0.58		0.54	

Tabla 3.19 - Cuadro resumen de diseño de muros y vigas soleras en dirección "X" (X9 al X14).

	X9		X10		X11		X12		X13		X14	
	Muro trans.		Muro trans.		Muro trans.		Muro trans.		Muro trans.		Muro trans.	
	Y1	-	Y4	Y7	-	Y11	Y2	-	Y4	-	Y1	-
Pgt	94.03	0.00	69.25	29.31	0.00	63.23	66.26	0.00	69.25	0.00	94.03	0.00
Lt	5.30	0.00	3.75	1.60	0.00	3.75	3.75	0.00	3.75	0.00	5.30	0.00
Lt máx.	2.65	0.00	1.88	0.80	0.00	1.88	1.88	0.00	1.88	0.00	2.65	0.00
emt	0.24	0.00	0.24	0.24	0.00	0.24	0.24	0.00	0.24	0.00	0.24	0.00
Ltt	1.44	0.00	1.44	0.80	0.00	1.44	1.44	0.00	1.44	0.00	1.44	0.00
	Col. de conf.		Col. de conf.		Col. de conf.		Col. de conf.		Col. de conf.		Col. de conf.	
	EXT	EXT	EXT	EXT	EXT	INT	EXT	EXT	EXT	EXT	EXT	EXT
Pg	39.88		74.47		98.82		39.39		48.28		37.98	
Vm	23.68		59.20		79.88		25.45		32.94		23.69	
Mu	108.49		317.00		612.81		103.21		140.07		87.03	
L	2.20		4.05		5.65		2.20		2.60		2.00	
Lm	2.20		4.05		2.83		2.20		2.60		2.00	
Nc	2.00		2.00		3.00		2.00		2.00		2.00	
M	80.08		245.96		516.95		72.67		100.54		58.60	
F	36.40		60.73		91.50		33.03		38.67		29.30	
Pc	19.94		37.23		32.94		19.69		24.14		18.99	
Pt	25.55	0.00	26.59	14.66	0.00	24.28	25.44	0.00	26.59	0.00	25.55	0.00
T	0.00	16.46	0.00	8.84	58.56	0.00	0.00	13.34	0.00	14.53	0.00	10.31
C	56.3	56.3	98.0	98.0	124.4	16.0	52.73	52.73	62.81	62.81	48.29	48.29
Vc	11.84	11.84	29.60	29.60	14.98	9.98	12.73	12.73	16.47	16.47	11.85	11.85
Ast	3.32	7.93	8.29	10.77	20.60	2.80	3.56	7.30	4.61	8.68	3.32	6.21
usar	6φ1/2	6φ1/2	6φ1/2	8φ1/2	8φ3/4	4φ1/2	4φ1/2	6φ1/2	4φ1/2	8φ1/2	4φ1/2	6φ1/2
As usar	7.60	7.60	7.60	10.13	22.80	5.07	5.07	7.60	5.07	10.13	5.07	7.60
Ast/As	0.44	1.04	1.09	1.06	0.90	0.55	0.70	0.96	0.91	0.86	0.65	0.82
δ	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80
An	280	348	613	556	597	14	307.83	311.53	388.54	340.45	272.31	267.14
Acf	332	332	829	829	420	280	356.45	356.45	461.32	461.32	331.81	331.81
sección	40x24	24x24	40x24	24x40	24x40	24x24	24x24	24x24	24x24	24x24	24x24	24x24
Ac	960	576	960	960	960	576	576.00	576.00	576.00	576.00	576.00	576.00
An	720	400	720	720	720	400	400.00	400.00	400.00	400.00	400.00	400.00
Acf/Ac	0.35	0.58	0.86	0.86	0.44	0.49	0.62	0.62	0.80	0.80	0.58	0.58
An/Anc	0.39	0.87	0.85	0.77	0.83	0.03	0.77	0.78	0.97	0.85	0.68	0.67
As mín.	4.80	2.88	4.80	4.80	4.80	2.88	2.88	2.88	2.88	2.88	2.88	2.88
#ramas.	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
S1	7.10	8.96	7.10	11.83	11.83	8.96	8.96	8.96	8.96	8.96	8.96	8.96
S2	5.92	9.86	5.92	9.86	9.86	9.86	9.86	9.86	9.86	9.86	9.86	9.86
S3	6.00	6.00	6.00	10.00	10.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
S4	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
S	6.00	6.00	6.00	10.00	10.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
zona c	45.00	45.00	45.00	60.00	60.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
S [] 3/8	9@6	9@6	9@6	7@10	7@10	9@6	9@6	9@6	9@6	9@6	9@6	9@6
	viga solera		viga solera		viga solera		viga solera		viga solera		viga solera	
Ts	11.84		29.60		19.97		12.73		16.47		11.85	
Ast	3.13		7.83		5.28		3.37		4.36		3.13	
usar	4 φ 5/8		4 φ 5/8		4 φ 5/8		4 φ 5/8		4 φ 5/8		4 φ 5/8	
As	7.92		7.92		7.92		7.92		7.92		7.92	
Ast/As	0.40		0.99		0.67		0.43		0.55		0.40	

Las cuantías en los elementos de confinamiento están en el orden de 1.5 %, por lo tanto, los muros en la dirección X pueden mantener el área de acero calculado según la E.070 [7] para muros de albañilería confinada.

De igual forma, se propone realizar el diseño por flexocompresión (diagrama de interacción) tal como lo indica la norma peruana para el diseño de albañilería armada o la norma mexicana de mampostería [42]. Debido a que el diseño por flexocompresión en elementos de albañilería confinada no está reglamentada en Perú, se optó por tomar lo propuesta en la norma mexicana [42], ver Figura 3.19, pero manteniendo las combinaciones de carga por resistencia indicadas en la E.070 [7] para el diseño de albañilería armada. En la Figura 3.20 se muestra el diagrama de interacción de muro X1 con sus respectivas combinaciones por resistencia, la combinación 0.9PG + SISMO es la indicada en la normativa para el cálculo de acero principal en los extremos del muro. El cálculo del diagrama de interacción de todos los muros con XTRACT se ve en el Anexo I.

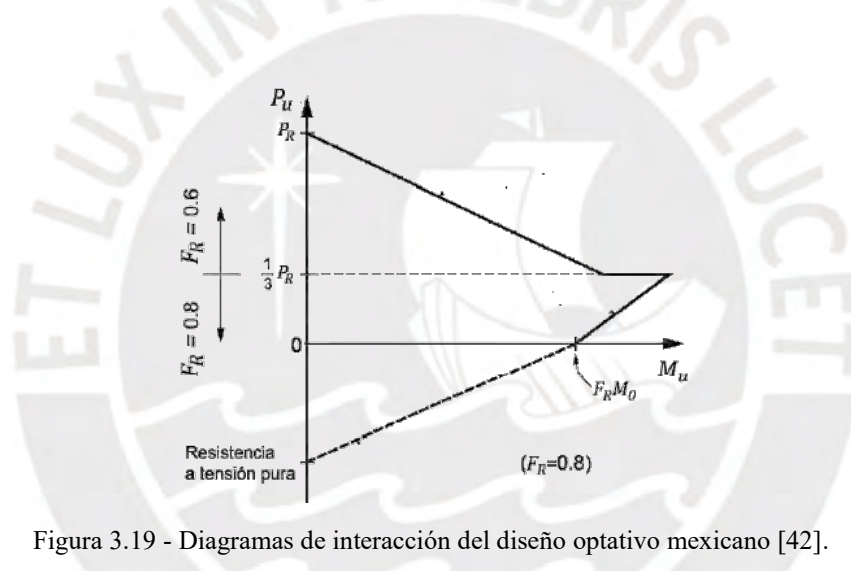


Figura 3.19 - Diagramas de interacción del diseño optativo mexicano [42].

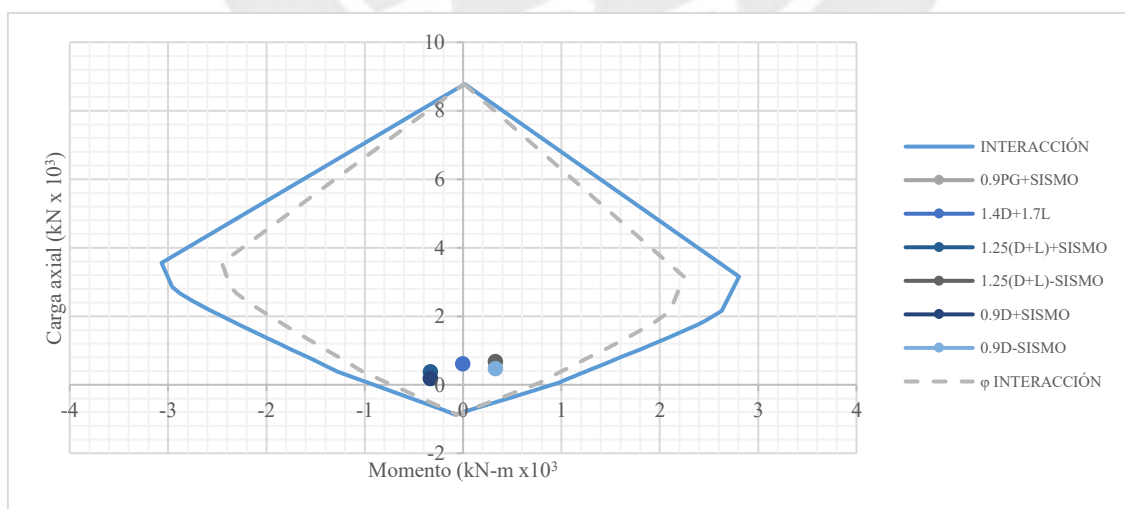


Figura 3.20 - Diagrama de interacción del muro X1.

De igual forma, en las Tablas 3.20 y 3.21 se muestra el diseño de los muros en la dirección Y. Si el cálculo de la cuantía del refuerzo es mayor al 1.5 %, se optará por cambiar el enfoque de diseño.

Tabla 3.20 - Cuadro resumen de diseño de muros y vigas soleras en dirección "Y" (Y1 al Y5).

	Y1			Y2		Y3			Y4		Y5	
	Muro trans.			Muro trans.		Muro trans.			Muro trans.		Muro trans.	
	X6	-	X1	X12	X9	X7	-	X2	X13	X10	-	X3
Pgt	42.13	0.00	38.82	39.39	39.88	55.89	0.00	48.04	48.28	74.47	0.00	35.62
Lt	2.20	0.00	2.20	2.20	2.20	2.80	0.00	2.60	2.60	4.05	0.00	2.00
Lt máx.	1.10	0.00	1.10	1.10	1.10	1.40	0.00	1.30	1.30	2.03	0.00	1.00
emt	0.24	0.00	0.24	0.24	0.24	0.24	0.00	0.24	0.24	0.24	0.00	0.24
Ltt	1.10	0.00	1.10	1.10	1.10	1.40	0.00	1.30	1.30	1.44	0.00	1.00
	Col. de conf.			Col. de conf.		Col. de conf.			Col. de conf.		Col. de conf.	
	EXT	INT	EXT	EXT	EXT	EXT	INT	EXT	EXT	EXT	EXT	EXT
Pg		94.03		66.26		100.17		69.25		25.33		
Vm		65.87		43.20		66.46		45.48		14.19		
Mu		574.42		298.40		590.50		297.21		38.34		
L		5.30		3.75		5.30		3.75		1.40		
Lm		5.30		3.75		5.30		3.75		1.40		
Nc		3.00		2.00		3.00		2.00		2.00		
M		495.37		246.55		510.74		242.63		21.32		
F		93.47		65.75		96.37		64.70		15.23		
Pc		31.34		33.13		33.39		34.62		12.66		
Pt	21.07	0.00	19.41	19.69	19.94	27.95	0.00	24.02	24.14	26.48	0.00	17.81
T	41.06	0.00	42.71	12.92	12.68	35.03	0.00	38.95	5.94	3.60	2.56	0.00
C	124.81	16.43	124.81	98.88	98.88	129.76	18.34	129.76	99.32	99.32	27.89	27.89
Vc	24.70	16.47	24.70	21.60	21.60	24.92	16.62	24.92	22.74	22.74	7.09	7.09
Ast	18.42	4.61	18.88	9.67	9.60	16.79	4.65	17.89	8.03	7.38	2.70	1.99
usar	8 φ3/4	4 φ1/2	8 φ3/4	6 φ5/8	6 φ5/8	8 φ3/4	4φ1/2	8 φ3/4	6 φ5/8	6 φ5/8	4 φ1/2	4 φ1/2
As usar	22.80	5.07	22.80	11.88	11.88	22.80	5.07	22.80	11.88	11.88	5.07	5.07
Ast/As	0.81	0.91	0.83	0.81	0.81	0.74	0.92	0.78	0.68	0.62	0.53	0.39
δ	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00
An	85	20	485	524	524	525	40	525	527	527	135	109
Acf	691.88	461.25	691.88	605.11	605.11	698.16	465.44	698.16	637.04	637.04	198.70	198.70
sección	24x40	24x24	24x40	24x40	24x40	24x40	24x24	24x40	24x40	24x40	24x24	24x24
Ac	960.00	576.00	960.00	960.00	960.00	960.00	576.00	960.00	960.00	960.00	576.00	576.00
An	720.00	400.00	720.00	720.00	720.00	720.00	400.00	720.00	720.00	720.00	400.00	400.00
Acf/Ac	0.72	0.80	0.72	0.63	0.63	0.73	0.81	0.73	0.66	0.66	0.34	0.34
An/Anc	0.67	0.05	0.67	0.73	0.73	0.73	0.10	0.73	0.73	0.73	0.34	0.27
As mín.	4.80	2.88	4.80	4.80	4.80	4.80	2.88	4.80	4.80	4.80	2.88	2.88
#ramas	4.00	2.00	4.00	4.00	2.00	4.00	2.00	4.00	2.00	2.00	2.00	2.00
S1	23.67	8.96	23.67	23.67	11.83	23.67	8.96	23.67	11.83	11.83	8.96	8.96
S2	19.72	9.86	19.72	19.72	9.86	19.72	9.86	19.72	9.86	9.86	9.86	9.86
S3	10.00	6.00	10.00	10.00	10.00	10.00	6.00	10.00	10.00	10.00	6.00	6.00
S4	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
S	10.00	6.00	10.00	10.00	10.00	10.00	6.00	10.00	10.00	10.00	6.00	6.00
zona c	60.00	45.00	60.00	60.00	60.00	60.00	45.00	60.00	60.00	60.00	45.00	45.00
S [] 3/8	7@10	9@6	7@10	7@10	7@10	7@10	9@6	7@10	7@10	7@10	9@6	9@6
	viga solera			viga solera		viga solera			viga solera		viga solera	
Ts		32.93		21.60		33.23		22.74		7.09		
Ast		8.71		5.71		8.79		6.02		1.88		
As usar		6 φ5/8		4 φ5/8		6 φ5/8		4 φ5/8		4 φ5/8		
As		11.88		7.92		11.88		7.92		7.92		
Ast/As		0.73		0.72		0.74		0.76		0.24		

Tabla 3.21 - Cuadro resumen de diseño de muros y vigas soleras en dirección "Y" (Y6 al Y11).

	Y6		Y7		Y8		Y9		Y11	
	Muro trans.		Muro trans.		Muro trans.		Muro trans.		Muro trans.	
	-	X5	X10	X8	X14	-	X5	X3	X15(*)	X11
Pgt	0.00	37.13	74.47	47.78	37.98	0.00	37.13	35.62	64.83	98.82
Lt	0.00	2.00	4.05	2.60	2.00	0.00	2.00	2.00	2.00	5.65
Lt máx.	0.00	1.00	2.03	1.30	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	2.83
emt	0.00	0.24	0.24	0.24	0.24	0.00	0.24	0.24	0.24	0.24
Ltt	0.00	1.00	1.44	1.30	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.44
	Col. de conf.		Col. de conf.		Col. de conf.		Col. de conf.		Col. de conf.	
	EXT	EXT	EXT	EXT	EXT	EXT	EXT	EXT	EXT	EXT
Pg	57.47		29.31		49.12		44.35		63.23	
Vm	40.00		18.40		30.99		29.36		37.52	
Mu	197.12		55.49		141.84		126.34		354.10	
L	3.10		1.60		2.60		2.45		3.75	
Lm	3.10		1.60		2.60		2.45		3.75	
Nc	2.00		2.00		2.00		2.00		2.00	
M	149.12		33.41		104.65		91.11		309.08	
F	48.10		20.88		40.25		37.19		82.42	
Pc	28.73		14.66		24.56		22.17		31.62	
Pt	0.00	18.56	26.48	23.89	18.99	0.00	18.56	17.81	32.41	25.19
T	19.37	0.81	0.00	0.00	0.00	15.69	0.00	0.00	18.39	25.62
C	76.84	76.84	35.54	35.54	64.81	64.81	59.36	59.36	114.04	114.04
Vc	20.00	20.00	9.20	9.20	15.50	15.50	14.68	14.68	18.76	18.76
Ast	11.03	5.83	2.58	2.58	4.34	8.74	4.11	4.11	10.41	12.43
usar	6 φ 5/8	6 φ 5/8	4 φ 1/2	4 φ 1/2	6 φ 1/2	6 φ 5/8	4 φ 1/2	4 φ 1/2	6 φ 5/8	8 φ 5/8
As usar	11.88	11.88	5.07	5.07	7.60	11.88	5.07	5.07	11.88	15.83
Ast/As	0.93	0.49	0.51	0.51	0.57	0.74	0.81	0.81	0.88	0.79
δ	0.80	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.00
An	431	347	170	170	347	311	361	361	645	556
Acf	560.24	560.24	257.71	257.71	434.09	434.09	411.15	411.15	525.45	525.45
sección	24x40	24x24	24x24	24x24	24x24	24x24	24x24	24x24	120x24	40x24
Ac	960.00	576.00	576.00	576.00	576.00	576.00	576.00	576.00	2880.00	960.00
An	720.00	400.00	400.00	400.00	400.00	400.00	400.00	400.00	2320.00	720.00
Acf/Ac	0.58	0.97	0.45	0.45	0.75	0.75	0.71	0.71	0.18	0.55
An/Anc	0.60	0.87	0.43	0.43	0.87	0.78	0.90	0.90	0.28	0.77
As mín.	4.80	2.88	2.88	2.88	2.88	2.88	2.88	2.88	14.40	4.80
#ramas	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
S1	11.83	8.96	8.96	8.96	8.96	8.96	8.96	8.96	3.27	7.10
S2	9.86	9.86	9.86	9.86	9.86	9.86	9.86	9.86	1.97	5.92
S3	10.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
S4	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
S	10.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	2.00	6.00
zona c	60.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
S [] 3/8	7@10	9@6	9@6	9@6	9@6	9@6	9@6	9@6	24@2	9@6
	viga solera		viga solera		viga solera		viga solera		viga solera	
Ts	20.00		9.20		15.50		14.68		18.76	
Ast	5.29		2.43		4.10		3.88		4.96	
As usar	4 φ 5/8		4 φ 5/8		4 φ 5/8		4 φ 5/8		4 φ 5/8	
As	7.92		7.92		7.92		7.92		7.92	
Ast/As	0.67		0.31		0.52		0.49		0.63	

La cuantía de estos muros es mayor al 1.5 %, por lo que se tendrá que cambiar el modo de diseño para incentivar la falla a flexión. Se respetará la sección de los confinamientos calculados y se propondrá cuantías del orden de 1 % al 1.5 %, con los cuales se graficará el diagrama de interacción para realizar el diseño a flexocompresión. En la Figura 3.21 se muestra el diagrama de interacción de muro Y1.

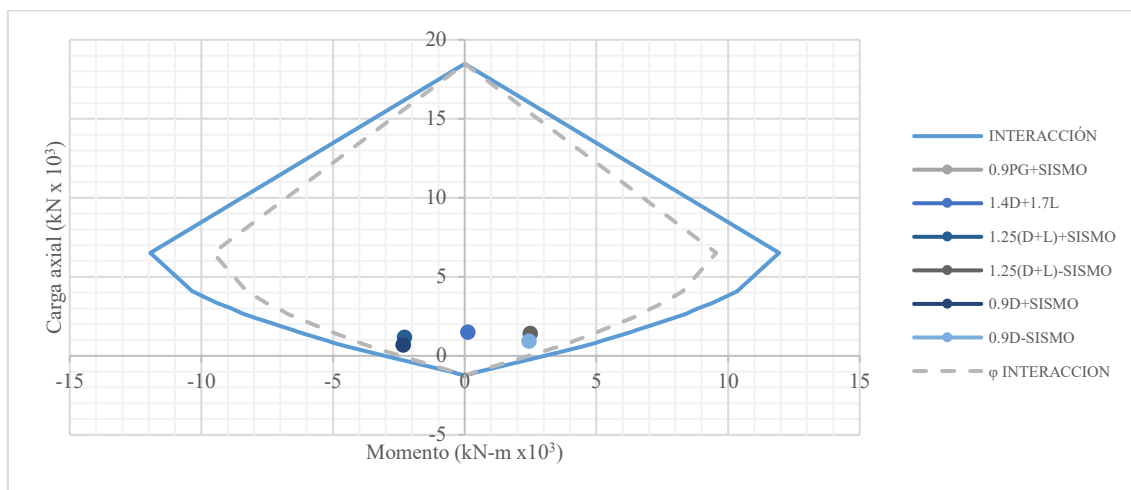


Figura 3.21 - Diagrama de interacción del muro Y1.

Los muros en la dirección corta Y adsorben mucha más carga y, por ende, son sometidos a mucho mayor esfuerzo, es por eso que la demanda a corte inducida en estos muros hacen que se tenga cuantías elevadas de refuerzo en los confinamientos. Sin embargo, en este caso, el enfoque de diseño cambia, dado que se está promoviendo la falla a flexión en los muros y, por lo tanto, se necesitan tener cuantías menores y cambiar el enfoque del diseño del muro. A pesar de que se colocaron cuantías menores al 1.5 %, los diagramas de interacción de la mayoría de casos están del lado conservador.

En esta propuesta, solo se hace el cambio del diseño para el cálculo del refuerzo en los confinamientos, después, todo se cumple según la E.070 [7].

En la Figura 3.22 se muestra el plano en planta de los muros con sus respectivas columnas de confinamiento reforzadas según lo indicado líneas arriba, y en la Figura 3.23 su respectivo detallamiento. Vale la pena mencionar que la estructura no solo tiene muros de albañilería confinada, sino también algunas placas que contribuyen de buena manera a su resistencia global.

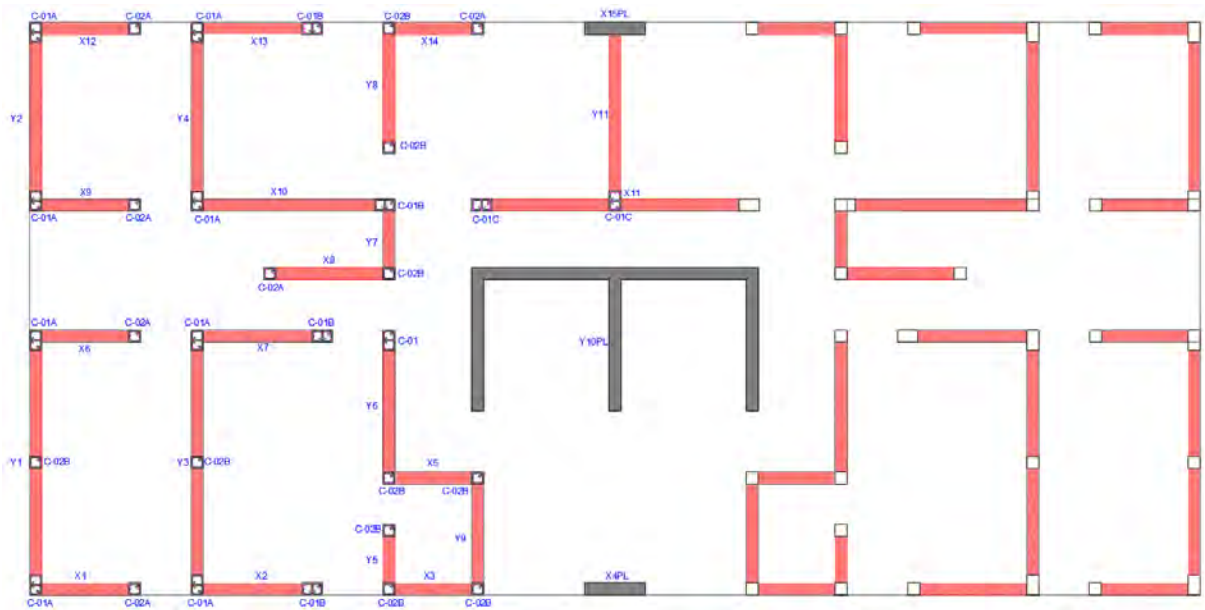


Figura 3.22 - Planta de distribución de columnas, placas y muros.

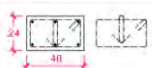
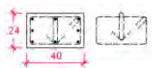
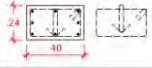

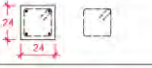
TIPO	SECCIÓN	REFUERZO	ESTRIBOS	RECUBRIMIENTO
C-01		6Ø1/2"	1 Ø 3/8" 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, na @ 0.20	f = 2 cm
C-01A		6Ø1/2"	1 Ø 3/8" 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, na @ 0.20	f = 2 cm
C-01B		6Ø3/4"	1 Ø 3/8" 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, na @ 0.20	f = 2 cm
C-02		6Ø1/2"	1 Ø 3/8" 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, na @ 0.20	f = 2 cm
C-03		4Ø1/2"	1 Ø 3/8" 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, na @ 0.20	f = 2 cm

Figura 3.23 - Detalle de refuerzo en columnas de confinamiento.

CAPÍTULO IV

Análisis no-lineal

4.1. Introducción

En este capítulo se describe la metodología empleada para predecir el comportamiento final del edificio. Dado que los muros pueden fallar por corte, flexión o una combinación de ambos, se optó por utilizar el modelo de la columna ancha con plasticidad concentrada en sus extremos (ver Figura 4.1) y determinar qué tipo de falla predominaba (flexión y/o corte). Para modelar el comportamiento no lineal a corte, se utilizó un resorte traslacional no lineal (diagrama trilineal) que refleja los puntos significativos del comportamiento típico a corte. Para representar la no linealidad a flexión, se incorporaron los diagramas momento vs. curvatura o rotación de la sección.

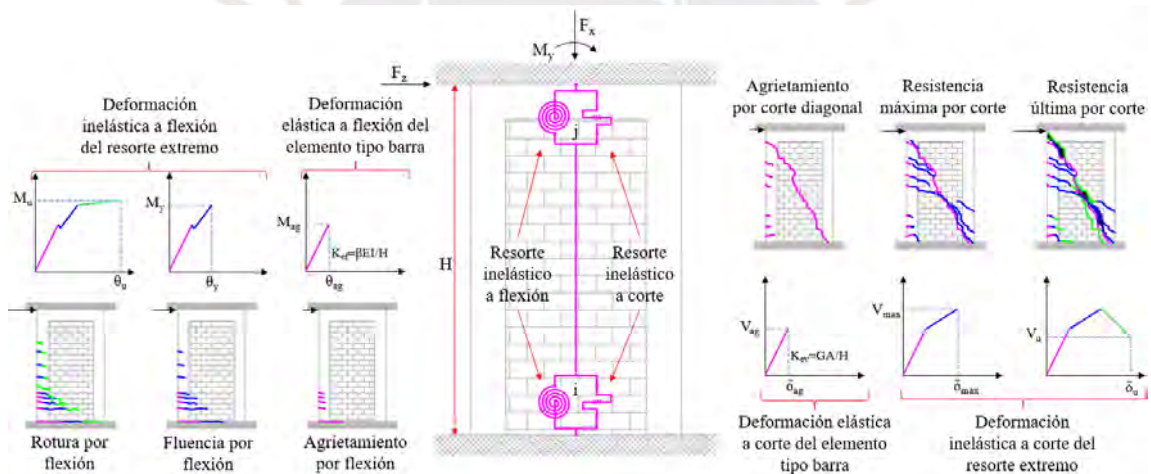


Figura 4.1 - Modelo de la columna ancha modificada con rótula a flexión y corte.

El objetivo de aplicar esta metodología es demostrar la posibilidad de que los edificios de albañilería confinada puedan presentar una falla dúctil por flexión. Para lograr esto, es esencial utilizar un modelo que pueda incorporar resortes a corte y rótulas a flexión, de manera que se pueda identificar y diferenciar el comportamiento predominante. En el Anexo II se presenta el modelo analítico que ha sido calibrado y validado mediante ensayos experimentales pasados, incluyendo muros en voladizo con fallas a corte realizados por Pari y Manchego [11], así como un espécimen de muros esbeltos realizado por Quiun [46].

4.2. Parámetros de definición para el modelo no lineal a flexión

Para definir los modelos no lineales a flexión es indispensable conocer los diagramas constitutivos (σ - ϵ), de los materiales que constituyen los muros de albañilería confinada, para luego determinar la relación de momento vs. curvatura (M - ϕ) de la sección transversal del muro que tendrá un comportamiento no lineal. En este caso, no se consideró el diagrama de interacción carga axial vs momento (P - M), dado que, para el cálculo de la relación M - ϕ se consideró una carga axial constante igual al peso sísmico del muro (carga gravitacional de servicio, usada para el diseño sísmico), de esta manera, se simplificó el cálculo usando esta carga que representa la probabilidad de ocurrencia que tendría durante un sismo.

El cálculo de la relación M - ϕ debe cumplir con las siguientes hipótesis básicas de la teoría a flexión (Navier-Bernoulli):

- Principio de compatibilidad de deformaciones: secciones planas antes y después de la flexión.
- Condiciones de equilibrio: los esfuerzos de los materiales como el concreto, albañilería y acero de refuerzo se encuentran en equilibrio.
- Leyes constitutivas: se conoce la relación de esfuerzo vs. deformación axiales de los materiales en el rango lineal y no lineal.

En la Figura 4.2 se representan las dos primeras hipótesis, compatibilidad de deformaciones y equilibrio.

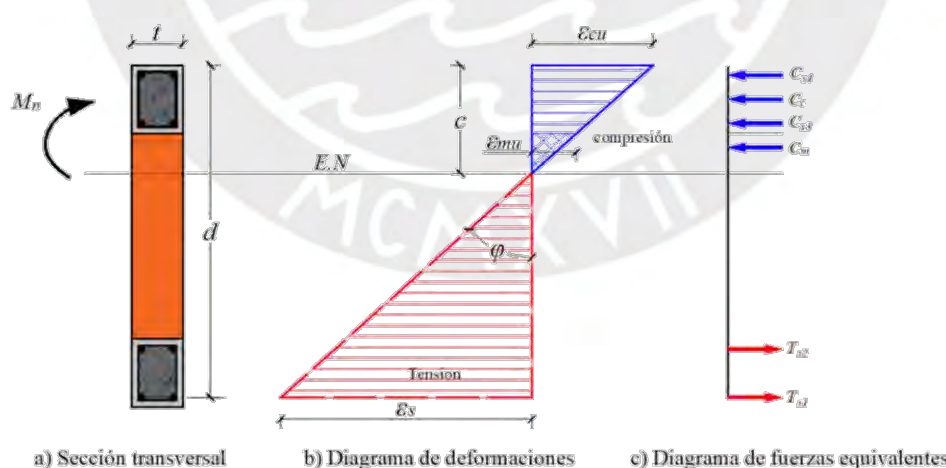


Figura 4.2 - Análisis de sección transversal del muro de mampostería confinada [37].

Por último, para transformar la curvatura(ϕ) a rotación(θ) se utilizará el concepto de longitud de propagación de comportamiento no lineal, la cual se representa mediante la longitud plástica equivalente (L_p), ver Figura 4.3. Esta longitud se multiplica por la curvatura y se obtiene la rotación.

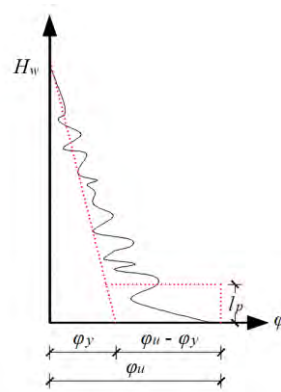


Figura 4.3 - Definición de la longitud de articulación plástica equivalente, L_p [37].

4.2.1. Relaciones constitutivas (σ - ϵ)

Para definir los modelos no lineales a flexión, es indispensable conocer los diagramas constitutivos de los materiales. Los muros de albañilería confinada están conformados por tres tipos de materiales: Albañilería, concreto y acero, de los cuales dos tienen variaciones según su composición (confinado y no confinado) para el concreto y comportamiento (tracción o compresión) para el acero.

Para la albañilería, existen varios criterios para determinar los puntos notables de la curva constitutiva, ello debido a la variabilidad que existe de la materia prima, fabricación y tipos de ensayos (Figura 4.4) realizados en diversos países. En el apartado 2.3, se estudiaron algunos modelos analíticos constitutivos planteados por autores nuevo zelandeses y mexicanos, y en el Anexo III se muestra la comparativa entre los modelos estudiados y la obtenida mediante el ensayo realizado por Paola Angles [19], utilizando ladrillos de alta resistencia: Infes. Los modelos que más se asemejan a la parte inicial del ensayo (elástica) son los de Priestley y Elder [8], y Flores [29]. Por lo tanto, para definir la curva completa de esfuerzo vs. deformación, se usarán de manera conservadora los valores del modelo de Priestley y Elder [8] (Figura 4.5), pero si más adelante notamos que la albañilería en el modelo realizado en XTRACT no incursiona en el rango inelástico, se usarán los valores obtenidos de la parte elástica lineal del ensayo.

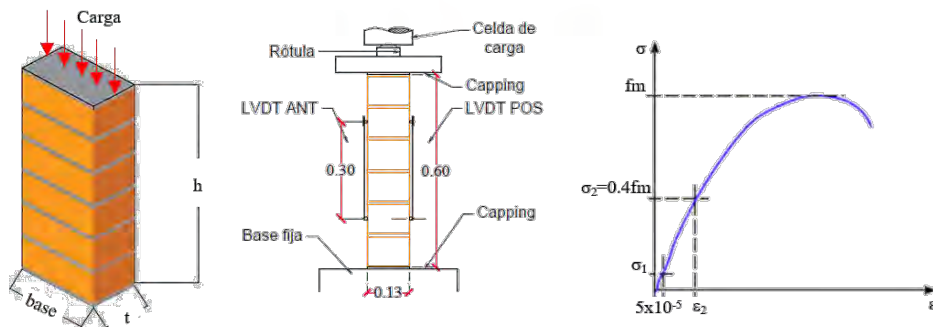


Figura 4.4 - Ensayo de compresión axial en pilas de albañilería.

Casi en toda la bibliografía de modelos constitutivos de mampostería indican los modelos completos, compuestos de 3 ramas muy marcadas (parábola creciente, recta decreciente y recta constante) relacionados a una deformación unitaria, pero muy pocas indican un límite máximo para el diseño y, en este caso, se usará el límite recomendado por Pristley y Elder [8].

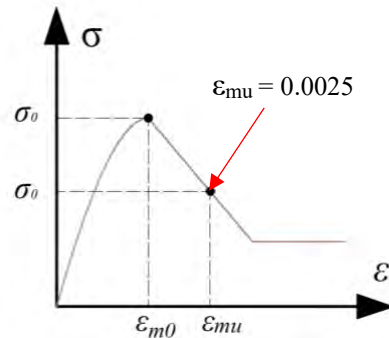


Figura 4.5 - Modelo constitutivo analítico a compresión de la mampostería.

Para el concreto, se tienen dos casos de comportamiento a causa de los estribos que confinan el núcleo de las columnas de confinamiento, ver Figura 4.6. Por lo tanto, es posible considerar un aumento de capacidad resistente y de deformación para el concreto que se encuentra dentro del núcleo confinado de la columna y un comportamiento convencional para el concreto que rodea el núcleo (recubrimiento). Por lo tanto, para el concreto confinado se usará el modelo propuesto por Mander [47] y para el no confinado, el modelo de Kent y Park [48].

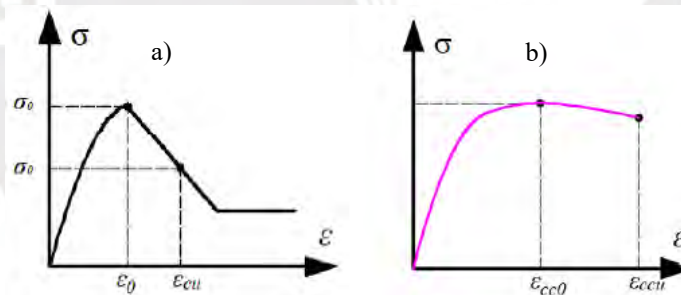


Figura 4.6 - Modelo constitutivo a compresión del concreto a) No confinado y b) Confinado [37].

Solo se considerará una resistencia a tracción para el concreto no confinado del 15 % de la resistencia a compresión, con la finalidad de definir con mayor precisión en el XTRACT el punto de agrietamiento.

Por último, para el refuerzo longitudinal de acero corrugado en las columnas de confinamiento, se usará el modelo de Menegotto y Pinto [49] para la zona a tracción, y el modelo de Dhakal y Maekawa [50] para la zona a compresión, los cuales consideran el efecto de pandeo de barras de refuerzo, ver Figura 4.7. En el anexo IV se puede ver el detalle de la elaboración de la curva total a tracción y compresión usadas para el refuerzo corrugado.

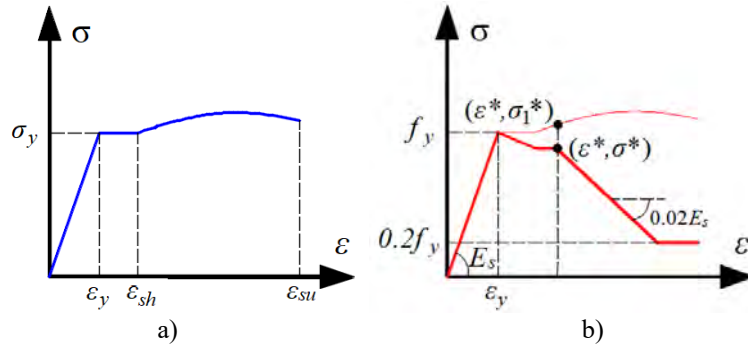


Figura 4.7 - Modelo constitutivo analítico del acero, a) Tracción y b) Compresión [37].

Para el cálculo de modelo constitutivo del acero a compresión, Dhakal y Maekawa [50] proponen las Ecuaciones 4.1 y 4.2 para el esfuerzo a compresión que empieza a decaer, se tiene ε^* como la deformación y σ_1^* para el fuerza asociado a un punto intermedio de la curva constitutiva a tensión, además, σ^* y σ_1 corresponden al esfuerzo del punto intermedio y al esfuerzo definido mediante ε , respectivamente.

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

$$\sigma = \sigma^* - 0.02E_s\varepsilon - \varepsilon^*; \quad \sigma \geq 0.2f_y; \quad \text{Para } \varepsilon > \varepsilon^* \quad (4.2)$$

Con las Ecuaciones 4.3 y 4.4 se pueden calcular las coordenadas del punto intermedio (ε^* , σ_1^*).

$$\frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_y} = 55 - 2.3 \sqrt{\frac{f_y L}{100 D}}; \quad \text{Para } \varepsilon^*/\varepsilon_y < 7 \quad (4.3)$$

$$\frac{\sigma^*}{\sigma_1^*} = \alpha \left(1.1 - 0.016 \sqrt{\frac{f_y L}{100 D}}\right); \quad \text{Para } \sigma^* \geq 0.2f_y \quad (4.4)$$

Donde D y L representan el diámetro de la barra y la distancia sin restricción al pandeo, respectivamente, y α el factor que considera el efecto de endurecimiento por deformación del acero.

Para definir las deformaciones según los estados límites, se tomará de base lo indicado por Espinosa [27] y Priestley y Elder [8] para muros de albañilería confinada y Krollicki *et al.* [16] para el caso de muros de concreto reforzado. En la Tabla 4.1 se detallan las deformaciones según sus estados límites para los 3 materiales que componen el muro (albañilería, concreto y acero).

Tabla 4. 1 - Deformaciones de estados límites de la sección transversal.

Estado límite	Criterios de definición de las deformaciones por estados límites
Fluencia (My)	$\varepsilon_s = \varepsilon_y = f_y/E_s$; deformación del acero en fluencia por tensión
	$\varepsilon_{cu} = 0.002$ deformación pico del concreto no confinado
	$\varepsilon_{mm} = 0.0015$; deformación de resistencia máxima de la albañilería (arcilla)
Nominal (Mn)	$\varepsilon_s = 0.015$; deformación posterior a la fluencia
	$\varepsilon_{cu} = 0.004$; deformación de aplastamiento del concreto no confinado
	$\varepsilon_{mu} = 0.0025$; deformación de aplastamiento de la albañilería (arcilla)
Último (Mu)	$\varepsilon_s = 0.6 * \varepsilon_{su}$; hasta el 60% de la deformación última
	$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{ccu}$; deformación de aplastamiento del concreto confinado
	$\varepsilon_{mu} = 0.0025$; deformación de aplastamiento de la albañilería (arcilla)

4.2.2. Relación momento vs curvatura

Para realizar el análisis no lineal, es imprescindible determinar los diagramas $M-\phi$ con el objetivo de encontrar la rigidez en cada rama del diagrama histerético que se usará para el análisis no lineal estático y dinámico.

Con el propósito de evaluar el comportamiento de la ductilidad y resistencia de los muros de mampostería y vigas de concreto armado, se generaron $M-\phi$ con ayuda del *software* XTRACT. Este *software* es capaz de analizar secciones transversales de los muros de albañilería mediante interacciones de equilibrio paso a paso, haciendo uso de los modelos constitutivos ingresados (concreto confinado y no confinado, acero de refuerzo y muro de albañilería).

Para las rótulas a flexión, se vio conveniente usar una curva trilineal, en la cual se contemplará la degradación de la rigidez por agrietamiento de la sección (M_{cr}) y por fluencia del acero en los elementos de confinamiento (M_y), y se limitará hasta que el concreto del recubrimiento falle por aplastamiento (M_u). Una alternativa adicional es considerar rótulas FEMA (momento vs. rotación) y considerar que una inercia agrietada a flexión del 30 % del área bruta (Anexo II) para tomar en cuenta la degradación de rigidez que sufre el muro después del primer agrietamiento por flexión en el rango elástico lineal.

En la Figura 4.8 se indican los puntos notables convencionales de un diagrama momento vs. curvatura de la sección transversal típica:

- **Punto O:** estado inicial, sin cargas extremas.
- **Punto A:** se alcanza cuando el concreto en la columna de confinamiento llega a su esfuerzo máximo de tracción. La capacidad a flexión tanto del concreto como el de la mampostería es relativamente baja, por tal motivo, muchas veces se ignora, pero exactamente es el inicio del rango elástico.
- **Punto B:** se obtiene cuando el acero de refuerzo a tracción alcanza su límite de fluencia (f_y) y una deformación de fluencia (ϵ_y); el concreto no confinado, su deformación pico (ϵ_{cu}); y la mampostería, su deformación debido a su resistencia máxima (ϵ_{mm}). Este punto usualmente tiene varios subpuntos en función al número de capas de refuerzo que se tenga en el extremo.
- **Punto C:** se determina cuando el concreto alcanza a su máxima deformación al aplastamiento y/o el acero de refuerzo su deformación límite ($60\% \epsilon_{su}$) y/o la deformación al aplastamiento de la mampostería (ϵ_{mu}).

Entre el punto “B” y “C”, existe otro punto que comúnmente no se considera, el cual está ligado al endurecimiento por deformación del acero.

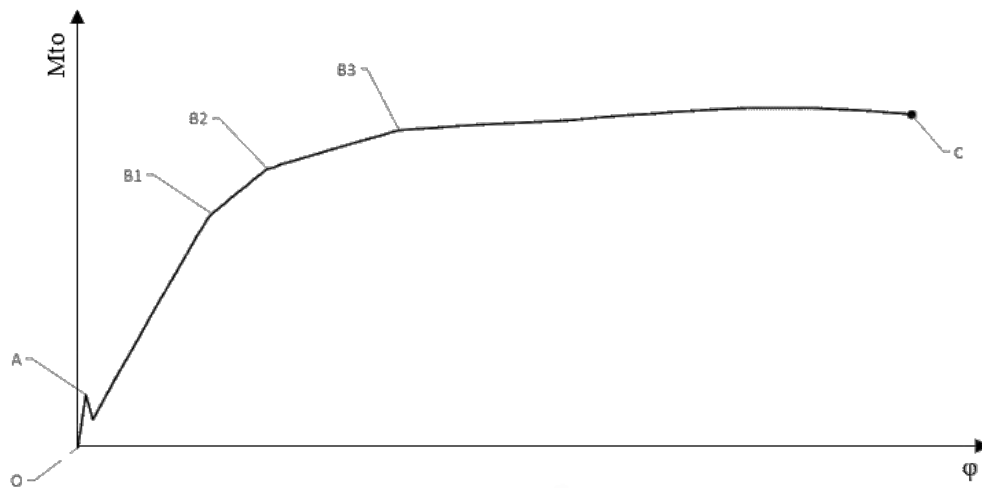


Figura 4.8 - Puntos notables del diagrama momento vs. curvatura [51].

Es importante definir que es la “rótula plástica”, en el campo de la ingeniería sísmica, esta se define como el punto en el que la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y únicamente empieza a rotar.

Esta simplificación bilineal se obtiene usualmente bajo el criterio de áreas iguales, en el cual se crea un punto adicional ($M_n - \phi_y$) a partir del cual ya no hay aumento de momento, pero sí rotación (ver Figura 4.9). En realidad, la rótula plástica no existe, pero es una definición simplificada que nos permite encontrar fórmulas simplificada para resolver determinados problemas, pero como toda simplificación conlleva asumir cierto grado de pérdida de precisión al obtener los resultados. Por tal motivo, en esta tesis, se trabajará con los diagramas $M_n - \phi$ obtenidos y no con la definición de rótulas plásticas idealizadas.

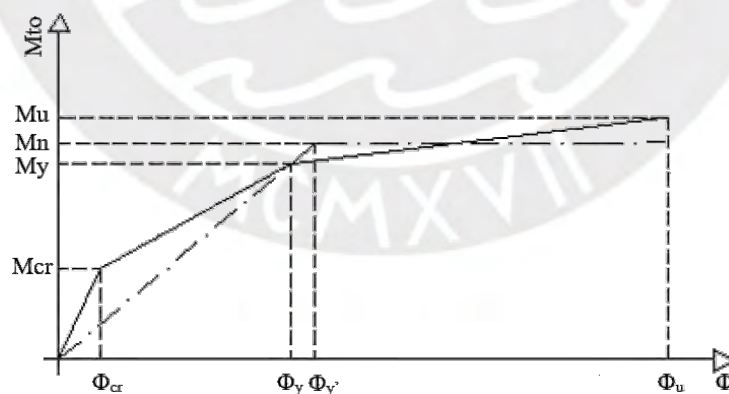


Figura 4.9 - Modelo bilineal en función de la definición de rótula plástica [52].

4.3. Definición de los puntos notables del diagrama momento vs curvatura en Muros

Con todos los criterios indicados en el ítem anterior, se procedió al cálculo y determinación de los puntos notables del diagrama $M - \phi$ (muros de mampostería y placa de concreto armado) con el *software* XTRACT, el detalle del procedimiento para el cálculo

del $M-\phi$ se visualiza en el Anexo I. En las Tabla 4.2 y 4.3 se detallan todos los parámetros extraídos del $M-\phi$ necesarios para definir las rótulas plásticas que se ingresaran al *software* MidasGen. A continuación, se definen los parámetros que se indican en las Tablas 4.2 y 4.3:

- P_g : Carga de gravitacional de servicio
- M_{cr} : Momento de agrietamiento
- ϕ_{cr} : Curvatura de agrietamiento
- EI_{cr} : Rigidez agrietada a flexión
- M_y : Momento de fluencia
- ϕ_y : Curvatura de fluencia
- EI_y : Rigidez de fluencia a flexión
- M_u : Momento de último (rotura)
- ϕ_u : Curvatura última (rotura)
- EI_u : Rigidez de última a flexión (rotura)
- EI_y/EI_{cr} : Coeficiente de degradación de rigidez por fluencia
- EI_u/EI_{cr} : Coeficiente de degradación de rigidez última (rotura)
- u_c : Ductilidad de curvatura

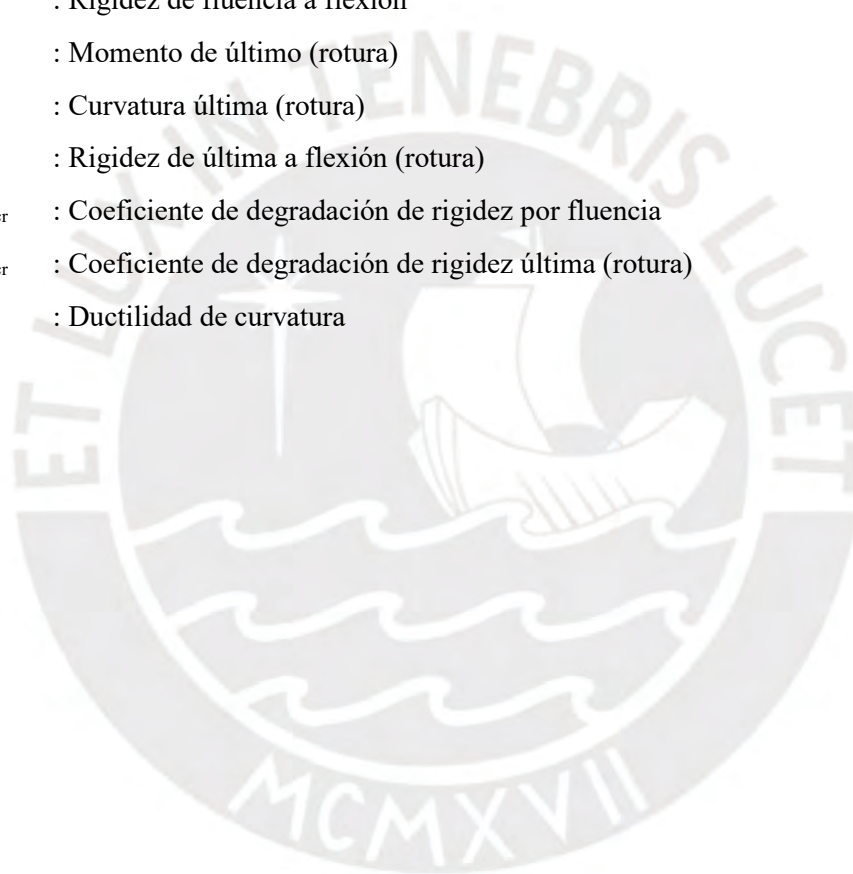


Tabla 4.2 - Cuadro resumen de rótulas por flexión de muros en la dirección "X".

Muros	P _g (kN(ton))	M _{cr} (kN-m)	φ _{cr} (1/m)	EI _{cr} (kN-m ²)	M _y (kN-m)	φ _y (1/m)	EI _y (kN-m ²)	M _u (kN-m)	φ _u (1/m)	EI _u (kN-m ²)	EI _y /EI _{cr}	EI _u /EI _{cr}	u _c
X1 +	380.82(38.82)	491.00	0.00016	3.15E+06	1039	0.00223	2.6E+05	1358	0.02487	1.4E+04	0.08395	0.00448	11.15
X1 -	380.82(38.82)	435.70	0.00015	2.94E+06	945	0.00118	4.9E+05	1348	0.03665	1.1E+04	0.16686	0.00386	30.95
X2 +	471.27(48.04)	671.20	0.00014	4.74E+06	1325	0.00191	3.7E+05	1743	0.02023	2.3E+04	0.07804	0.00481	10.60
X2 -	471.27(48.04)	658.40	0.00015	4.33E+06	1520	0.00243	3.8E+05	2044	0.02941	1.9E+04	0.08718	0.00448	12.09
X3 +/-	349.43(35.62)	358.20	0.00019	1.91E+06	696	0.00265	1.4E+05	902	0.02914	7.8E+03	0.07192	0.00408	11.01
X4PL+/-	567.02(57.8)	360.7	0.00058	6.19E+05	818	0.00346	1.6E+05	972	0.01758	1.1E+04	0.25622	0.01771	5.08
X5 +	364.25(37.13)	374.70	0.00022	1.73E+06	889	0.00225	2.5E+05	1163	0.02444	1.2E+04	0.14591	0.00715	10.85
X5 -	364.25(37.13)	367.60	0.00019	1.95E+06	707	0.00268	1.4E+05	913	0.02972	7.6E+03	0.06982	0.00391	11.09
X6 +	413.30(42.13)	510.20	0.00020	2.55E+06	1070	0.00216	2.9E+05	1389	0.02414	1.5E+04	0.11201	0.00568	11.19
X6 -	413.30(42.13)	447.40	0.00018	2.51E+06	1022	0.00290	2.1E+05	1377	0.03532	1.1E+04	0.08429	0.00437	12.18
X7 +	548.28(55.89)	788.10	0.00013	6.21E+06	1514	0.00175	4.5E+05	1981	0.01892	2.7E+04	0.07207	0.00438	10.81
X7 -	548.28(55.89)	784.9	0.00014	5.54E+06	1724	0.00229	4.4E+05	2309	0.02781	2.3E+04	0.07905	0.00414	12.15
X8 +	468.72(47.78)	579.90	0.00017	3.41E+06	1302	0.00190	4.2E+05	1687	0.02188	1.9E+04	0.12222	0.00565	11.50
X8 -	468.72(47.78)	571.50	0.00015	3.91E+06	1058	0.00224	2.3E+05	1343	0.02616	1.2E+04	0.05963	0.00305	11.70
X9 +	391.22(39.88)	494.50	0.00015	3.21E+06	1048	0.00221	2.7E+05	1368	0.02462	1.4E+04	0.08402	0.00445	11.16
X9 -	391.22(39.88)	431.50	0.00018	2.43E+06	953	0.00119	5.2E+05	1357	0.03626	1.2E+04	0.21327	0.00475	30.60
X10 +	730.55(74.47)	1398.00	0.00009	1.50E+07	2588	0.00141	9.0E+05	3272	0.01647	4.5E+04	0.06012	0.00303	11.65
X10 -	730.55(74.47)	1398.00	0.00010	1.43E+07	2930	0.00173	9.4E+05	3759	0.02225	4.0E+04	0.06545	0.00282	12.85
X11 +/-	969.42(98.82)	2959.00	0.00011	2.80E+07	7817	0.00084	6.6E+06	10670	0.00961	3.3E+05	0.23755	0.01162	11.49
X12 +	386.42(39.39)	492.90	0.00016	3.18E+06	1044	0.00222	2.7E+05	1364	0.02472	1.4E+04	0.08402	0.00448	11.14
X12 -	386.42(39.39)	427.50	0.00018	2.41E+06	999	0.00295	2.1E+05	1353	0.03644	1.1E+04	0.08578	0.00439	12.36
X13 +	473.63(48.28)	672.80	0.00014	4.76E+06	1329	0.00191	3.7E+05	1746	0.02020	2.3E+04	0.07814	0.00479	10.60
X13 -	473.63(48.28)	657.80	0.00015	4.33E+06	1506	0.00245	3.7E+05	2005	0.02973	1.8E+04	0.08524	0.00422	12.14
X14 +	372.58(37.98)	371.40	0.00019	2.00E+06	714	0.00260	1.4E+05	926	0.02851	8.2E+03	0.07090	0.00409	10.95
X14 -	372.58(37.98)	380.70	0.00021	1.77E+06	895	0.00225	2.5E+05	1170	0.02469	1.2E+04	0.14202	0.00692	10.95
X15PL+/-	635.69(64.8)	361.8	0.00054	6.69E+05	830	0.00329	1.7E+05	942	0.01750	7.9E+03	0.25413	0.01177	5.31

* +/- es el sentido del momento y la curvatura

Tabla 4.3 - Cuadro resumen de rótulas por flexión de muros en la dirección “Y”.

Muros	Pg (ton)	M _{cr} (kN-m)	φ _{cr} (1/m)	EI _{cr} (kN-m ²)	M _y (kN-m)	φ _y (1/m)	EI _y (kN-m ²)	M _u (kN-m)	φ _u (1/m)	EI _u (kN-m ²)	EI _y /EI _{cr}	EI _u /EI _{cr}	u _c
Y1 +/-	922.43(94.03)	2080	0.00007	3.03E+07	4201	0.00105	2.2E+06	5274	0.01108	1.1E+05	0.07099	0.00353	10.51
Y2 +/-	650.40(66.30)	1150	0.00010	1.12E+07	2182	0.00151	7.3E+05	2784	0.01718	3.8E+04	0.06535	0.00342	11.40
Y3 +/-	982.67(100.17)	2130	0.00007	3.24E+07	4307	0.00102	2.3E+06	5424	0.01201	1.0E+05	0.07071	0.00314	11.81
Y4 +/-	679.34(69.25)	1183	0.00010	1.19E+07	2229	0.00148	7.6E+05	2829	0.01690	3.9E+04	0.06399	0.00328	11.45
Y5 +/-	248.49(25.33)	195	0.00026	7.52E+05	410	0.00334	7.0E+04	542	0.03397	4.3E+03	0.09273	0.00574	10.17
Y6 +	563.78(57.47)	782	0.00012	6.57E+06	1640	0.00169	5.5E+05	2131	0.01867	2.9E+04	0.08332	0.00440	11.06
Y6 -	563.78(57.47)	806	0.00011	7.24E+06	1664	0.00176	5.2E+05	2125	0.02104	2.4E+04	0.07194	0.00330	11.97
Y7 +	287.53(29.31)	247	0.00025	9.99E+05	641	0.00357	1.2E+05	889	0.03999	6.8E+03	0.11905	0.00681	11.22
Y7 -	287.53(29.31)	273	0.00019	1.46E+06	805	0.00241	2.4E+05	1050	0.02454	1.1E+04	0.16337	0.00757	10.18
Y8 +/-	481.87(49.12)	577	0.00014	4.13E+06	1074	0.00214	2.5E+05	1355	0.02259	1.4E+04	0.06015	0.00333	10.55
Y9 +/-	435.07(44.35)	509	0.00015	3.33E+06	954	0.00228	2.1E+05	1212	0.02618	1.1E+04	0.06297	0.00324	11.50
Y10PL +X	4551.84(464)	13070	0.00023	5.72E+07	18640	0.00128	1.5E+07	22340	0.00651	7.1E+05	0.25550	0.01235	5.11
Y10PL -X	4551.84(464)	7304	0.00018	4.14E+07	12250	0.00088	1.4E+07	19500	0.03180	2.3E+05	0.33539	0.00567	36.01
Y10PL +/-Y	4551.84(464)	19800	0.00008	2.46E+08	37590	0.00117	3.2E+07	48420	0.01193	1.0E+06	0.13083	0.00410	10.20
Y11 +	620.29(63.23)	1058	0.00006	1.69E+07	1856	0.00063	1.4E+06	2594	0.02357	3.2E+04	0.08379	0.00190	37.69
Y11 -	620.29(63.23)	2942	0.00011	2.62E+07	5440	0.00089	3.2E+06	7061	0.00918	2.0E+05	0.12323	0.00746	10.36

* +/- es el sentido del momento y la curvatura

En las Figuras 4.10 y 4.11, se muestra los diagramas M- ϕ de los muros X1 y Y1 determinados con el XTRACT, en el cual se señalan los esfuerzos producidos en sus 3 estados límites (agrietamiento, fluencia y rotura)

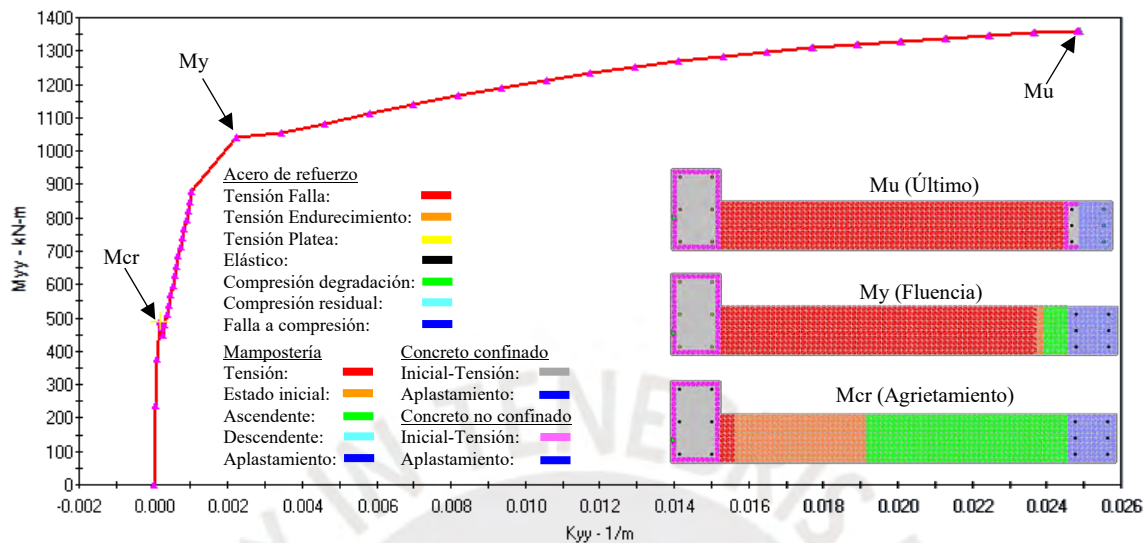


Figura 4.10 - Diagrama momento vs. curvatura del muro X1.

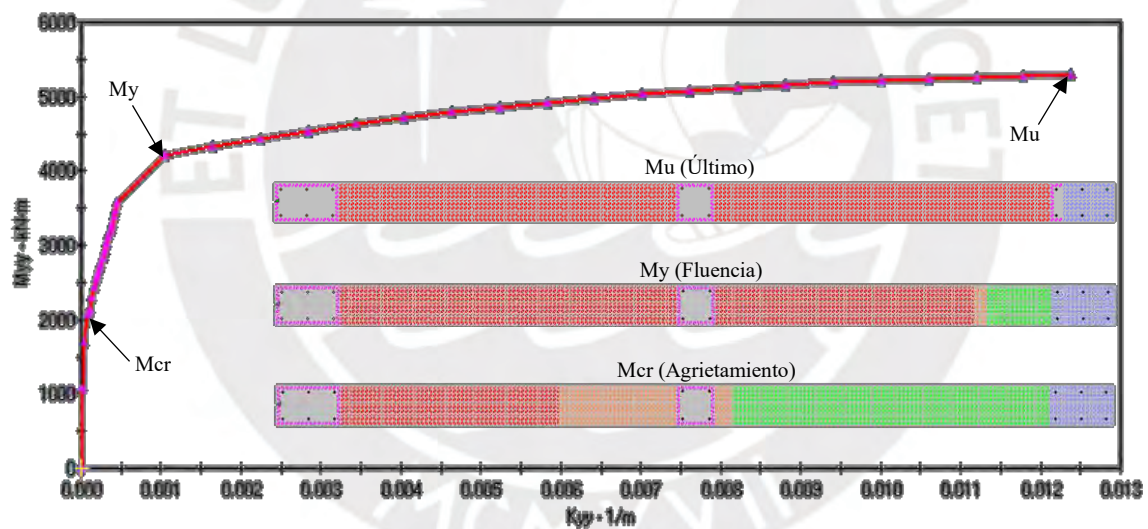
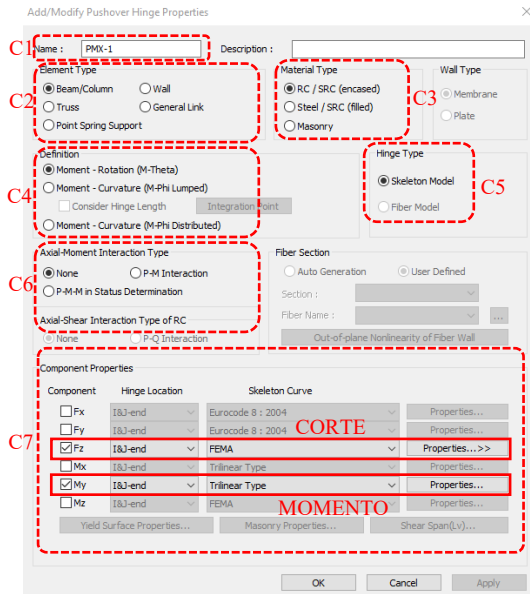


Figura 4.11 - Diagrama momento vs curvatura del muro Y1.

En la Figura 4.12 se detalla el procedimiento de la asignación de las propiedades para las rótulas plásticas (*Hinge Properties*) en el MidasGen mediante la introducción de los diagramas M- ϕ de todos los elementos estructurales (muros de mampostería, placas de concreto armado y vigas).

La rótula a flexión (momento vs. rotación) considerada fue *Sketeleton curve trilinear* de tipo fuerza vs. degradación de rigidez, dado que, se consideran 3 puntos notables (agrietamiento, fluencia y último) del M- ϕ y del cual se puede extraer la degradación de rigidez en cada etapa.



- C1: Se le da un nombre a la articulación muro que se va a crear
- C2: Tipo de elemento con el que se creó el muro
- C3: Tipo de material con el que se creó el muro
- C4: Tipo de articulación (M-φ)
- C5: Tipo de articulación
- C6: Tipo de interacción entre carga axial y momento
- C7: Componentes a usar como articulación (“Fz” corte y “My” momento)

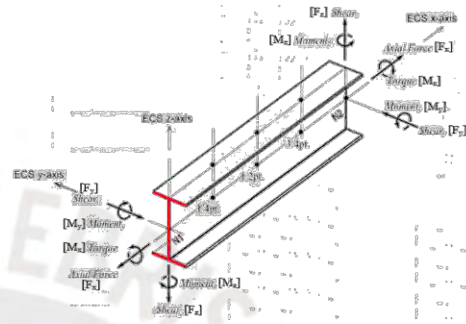
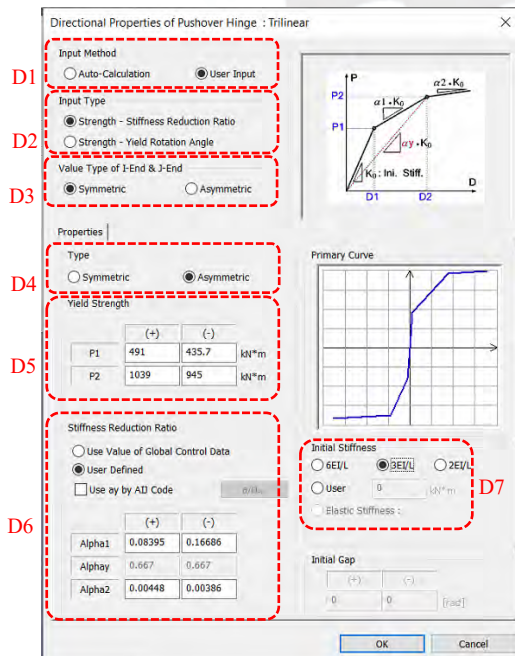


Figura 4.12 - Propiedades de articulación *Pushover*.

En la Figura 4.13 se proporciona un desglose detallado de los parámetros ingresados, de acuerdo con lo señalado anteriormente. La rigidez inicial (D7) del elemento está vinculada a su deformación debido a la flexión, dado que los muros se comportan como si estuvieran en voladizo, debido al limitado acoplamiento entre los muros y las vigas, se consideró una deformación inicial de $3EI/L$.



- D1: Método de cálculo de la articulación
- D2: Tipo de la curva (fuerza-degradación de rigidez)
- D3: Articulación simétrica en ambos extremos o asimétrica
- D4: Tipo simétrico o asimétrico en la orientación de la sollicitación
- D5: Puntos de fluencia (agrietamiento y fluencia del refuerzo)
- D6: Ratio de degradación de rigidez
- D7: Rigidez inicial

Deflection Shape	Moment Distribution	Initial Stiffness
		$\frac{6EI}{L}$
		$\frac{3EI}{L}$
		$\frac{2EI}{L}$

Figura 4.13 - Propiedades de articulación a flexión.

4.4. Parámetros de definición para el modelo no lineal a corte

Para determinar el modelo no lineal a corte, es imprescindible conocer el tipo de unidad usada (industrial-arcilla cocida), presencia de refuerzo horizontal entre las hiladas del muro y sobre todo el estado del arte en el cálculo de los diagramas fuerzas vs. deformación (F-D) de muros de albañilería confinada, local e internacional. A continuación, se detallares las propuestas más recientes y normativas vigentes.

- E.070 [7]: en la norma peruana vigente de mampostería se indica que la resistencia máxima de la mampostería es el V_m , a una deriva aproximada de 0.00125 (1/800). Pasado este límite la resistencia sigue constante hasta alcanzar una deriva de 0.005 (1/200), el cual es el umbral límite para que el muro sufra daño reparable, ver Figura 4.14. La norma no indica un aumento de resistencia por presencia de refuerzo horizontal, o diferentes condiciones de contorno, o tipos de deformación del muro (curvatura simple o doble).

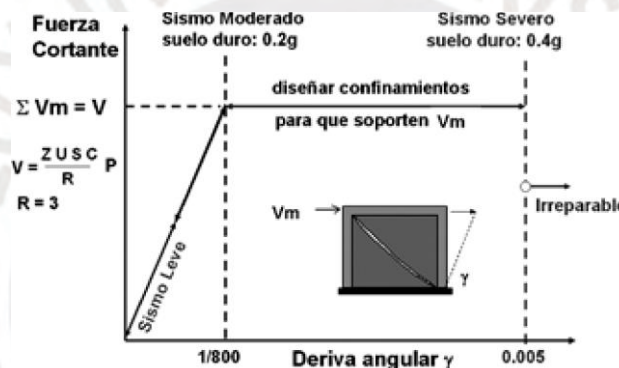


Figura 4.14 - Objetivo de diseño sismorresistente de la Norma E.070 [3].

- Manchego y Pari [11]: realizaron ensayos de varios muros a escala natural con carga y sin carga axial. Del análisis se proponen una curva de capacidad simplificada (trilineal) con tres puntos notables: estado elástico, estado de resistencia máxima y estado último, ver Figura 4.15.

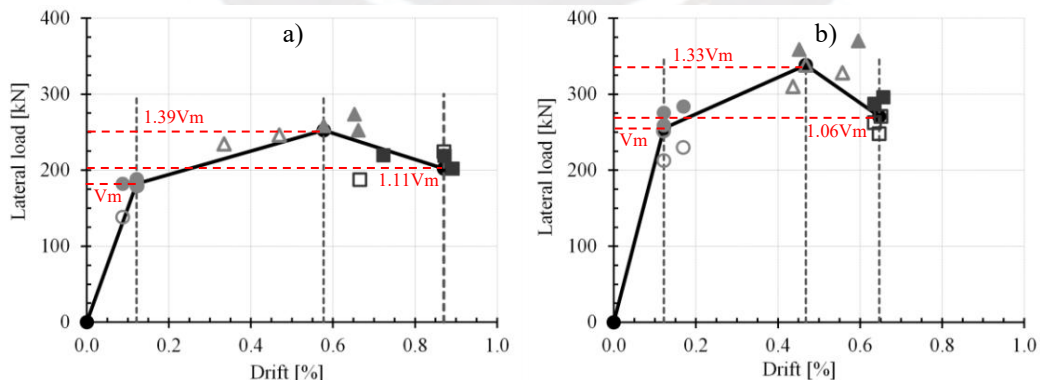


Figura 4.15 - Curva trilineal de la idealización del comportamiento histerético: a) Muros sin carga axial y b) Muros con carga axial [11].

- Yacila [53]: plantea que la resistencia al cortante por agrietamiento no solo depende del claro de cortante (M/V), sino también de la altura efectiva ($H_e=M/VL$) y del momento en la parte superior del muro, ver el factor de corrección propuesto en Figura 4.16. Esta propuesta se basa

en la investigación hecha por JJ.Perez-Gavilan [54], y si bien propone nuevos parámetros para el cálculo de la resistencia a corte, no contempla un aumento de resistencia por presencia de refuerzo horizontal.

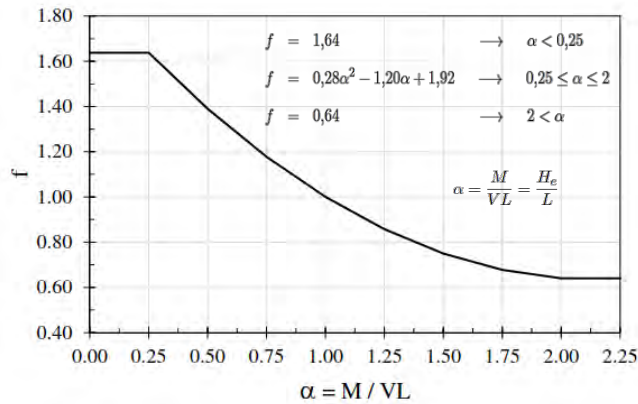


Figura 4.16 - Definición de factor de corrección por esbeltez [53].

- De La Cruz y León [55]: llevaron a cabo dos ensayos en muros de albañilería con refuerzo horizontal utilizando varillas corrugadas convencionales y varilla Murfor (prefabricada) respectivamente. En el ensayo que se empleó varilla corrugada convencional, se observó que después de alcanzar el punto de resistencia al agrietamiento según E.070 (V_m) de 13.8 ton y una deformación de 7.5 mm, el espécimen continuó sosteniendo carga sin experimentar una reducción significativa en su rigidez, llegando finalmente a un punto de resistencia máxima (V_{max}) de 25 ton y una deformación de 24.61 mm, ver Figura 4.17.

A nivel internacional, se han realizado diversos ensayos de este tipo, y la norma mexicana valida que el acero horizontal aporta una resistencia adicional al muro una vez que este se agrieta. Por lo tanto, podemos concluir que este estudio respalda en cierta medida esta hipótesis de resistencia adicional. A falta de expresiones normativas locales, podemos tomar como referencia las ecuaciones que se encuentran en la norma mexicana. Esto resulta ser una opción relativamente conservadora, ya que, según los resultados del ensayo, el valor de resistencia máxima (V_{max}) es aproximadamente el doble de la resistencia al agrietamiento, y la deformación es prácticamente el triple en comparación con la deformación por agrietamiento.

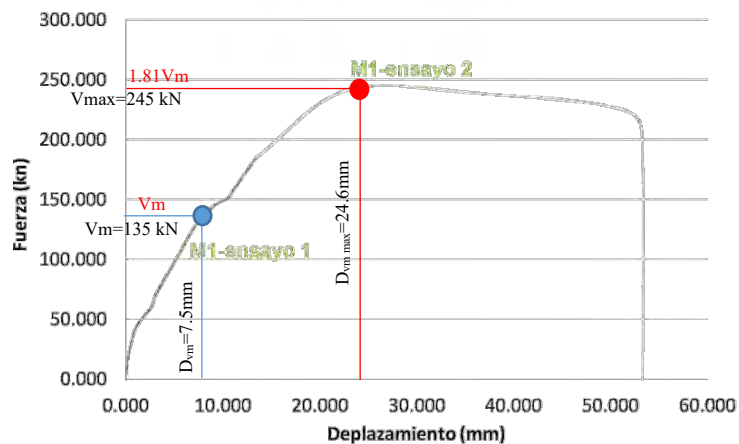


Figura 4.17 - Propiedades de articulación a flexión [55].

- Cruz, A. y Perez Gavilan, J. [56]: toman en cuenta que el refuerzo horizontal entra a tallar luego que se produce el agrietamiento diagonal, dándole al muro una sobrerresistencia de aproximadamente el 30 % a 50 % según la cuantía de refuerzo que tenga, ver Figura 4.18.

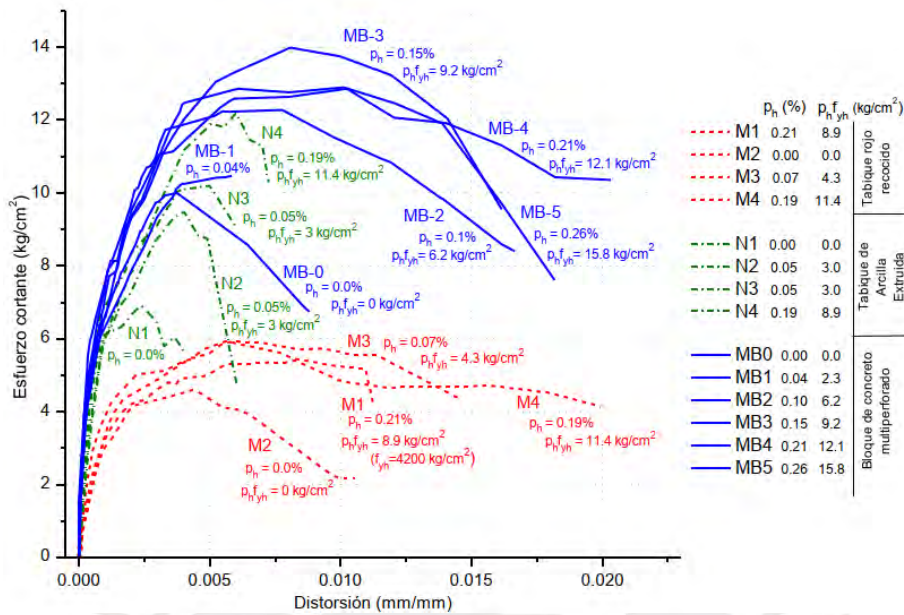


Figura 4.18 - Curvas histeréticas de muros con diferente refuerzo horizontal [56].

- Flores, L y Alcocer, S. [30]: según la evidencia experimental presentada por estos autores en 1995, se ha propuesto una curva trilineal para caracterizar la envolvente del ciclo histerético de muros de albañilería confinada construidos con piezas macizas de barro recocido. Esta propuesta se basa en el trabajo de Meli [57] en 1975, pero se diferencia en que incluye un tercer tramo que considera el deterioro de la resistencia. El modelo de Flores y Alcocer se describe a partir de seis parámetros, algunos de los cuales se pueden estimar directamente utilizando las fórmulas establecidas en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Mampostería (NTCM) [42] para calcular la resistencia de diseño de muros de mampostería confinada. En la Figura 4.19 se muestra la curva trilineal idealizada y en la Tabla 4.4 sus parámetros.

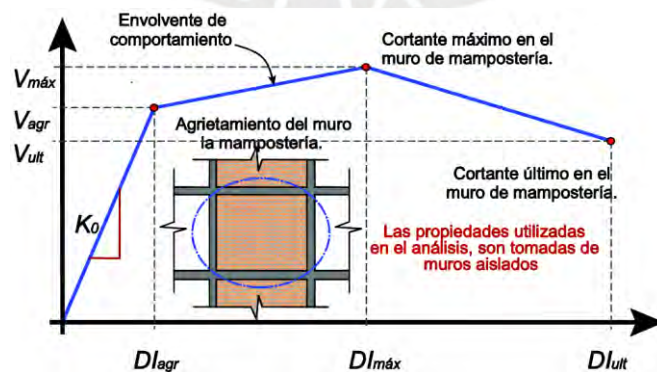


Figura 4.19 - Modelo trilineal para muros de mampostería confinada [30].

Tabla 4.4 - Parámetros de modelo trilineal [30].

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

Esto verifica que las especificaciones de la norma peruana (E.070) son conservadoras. Además, que los muros de albañilería tienen, en realidad, una capacidad adicional de resistencia después de alcanzar el punto de agrietamiento. Más aún, si se tenemos en cuenta la contribución del refuerzo horizontal, los ensayos demuestran que no solo mejora la ductilidad, sino también la resistencia después del punto de agrietamiento.

A partir de lo expuesto anteriormente, esta investigación sugiere utilizar los enfoques propuestos por Yacila [53] para el cálculo de la resistencia al agrietamiento, y por Manchego y Pari [11] para el estado de resistencia máxima y última. Estos enfoques pueden complementarse con las directrices establecidas en la norma mexicana y las propuestas de Flores, L y Alcocer, S. [30], y Cruz, A. y Perez-Gavilan, J. [56] para contemplar un modelo de comportamiento trilineal y aumentar la resistencia mediante la incorporación de refuerzo horizontal, respectivamente. Este enfoque se puede usar en Perú, dado que se respalda por los ensayos llevados a cabo en la PUCP por De La Cruz y León [55], los cuales demuestran de manera concluyente que el refuerzo horizontal efectivamente contribuye al incremento de la resistencia y la ductilidad de los muros de mampostería.

A continuación, se presenta un desglose detallado de los cálculos correspondientes a los tres puntos notables (cortante de agrietamiento, cortante máximo y cortante último) en la rótula de corte trilineal del muro X1. Para esta propuesta, se han utilizado las siguientes referencias: el cortante de agrietamiento según Yacila [53], el cortante máximo según las especificaciones de la NTC [43], y el cortante último de acuerdo con el enfoque propuesto por Flores y Alcocer [30]. Es importante destacar que, en el caso del cálculo del cortante máximo, se consideró la opción presentada por Flores y Alcocer, que implica una sobrerresistencia del 50 % uniforme de todos los muros que presentan refuerzo horizontal. Sin embargo, en lugar de adoptar esta aproximación, hemos elegido determinar la contribución del refuerzo horizontal conforme a las fórmulas indicadas en la NTC. Esta elección se basa en la fundamentación más cuantificable y la variabilidad según la cantidad de refuerzo empleado que ofrece la NTC.

Cortante resistente al agrietamiento según E.070 (2006):

$$V_{m_{E.070}} = 0.5 \cdot v' \cdot m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23 P_g = 24.87 \text{ ton}$$

Cortante resistente al agrietamiento según Yacila (2020):

$$\alpha_{Yacila} = \frac{M}{VL} = \frac{33.69}{8.08 * 2.2} = 1.90$$

$$f_{Yacila} = 0.28. \alpha^2 - 1.20 \alpha + 1.92 = 0.65$$

$$Vm_{Yacila} = 0.5. v' m. t. L. f + 0.23Pg = 28.61 \text{ ton}$$

Cortante máximo con refuerzo horizontal según Flores y Alcocer (2001):

$$V_{max, F\&A} = 1.5Vm = 42.92 \text{ ton}$$

Cortante máximo con refuerzo horizontal según NTC de mampostería de México:

$$p_h = \frac{As_{3/8@2hiladas}}{\text{Espaciamiento. Ancho}} = \frac{0.71}{20x24} = 0.0015$$

$$Vs_{NTC} = Fr. n. p_h. f_yh. AT = 0.7x0.57x0.0015x4200x220x24 = 13.10 \text{ ton}$$

$$V_{max.} = Vm + Vs = 28.61\text{ton} + 13.10\text{ton} = 41.72\text{ton}$$

Cortante ultimo con refuerzo horizontal según Flores y Alcocer (1995):

$$V_{max.} = 1.1 Vm = 1.1x28.61 = 31.47\text{ton}$$

Las distorsiones se consideraron según la E.070 y lo planteado por Flores y Alcocer para muros con refuerzo horizontal.

$$\Delta v_m = 0.00125 \text{ (E.070)}$$

$$\Delta_{max.} = 0.006 \text{ (Flores y Alcocer)}$$

$$\Delta_{ult} = 0.010 \text{ (Flores y Alcocer)}$$

En la Figura 4.20 se muestra la propuesta de la rótula a corte (F-D) para muros con refuerzo horizontal en comparación al modelo de rótula a corte con la norma vigente peruana (E.070).

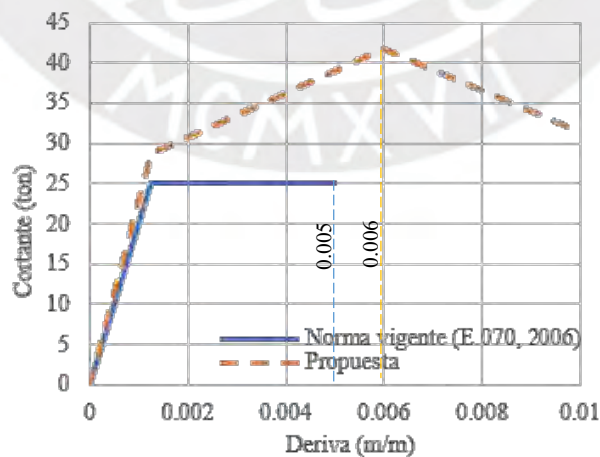


Figura 4.20 - Propuesta de modelo trilineal para muros de mampostería confinada.

En las Tablas 4.5 y 4.6 se muestran los puntos notables para construir la rótula plástica a corte (fuerza y distorsión) de todos los muros con refuerzo horizontal de 3/8" @ 2hiladas ($\rho = 0.0015$) que se ingresa al MidasGen.

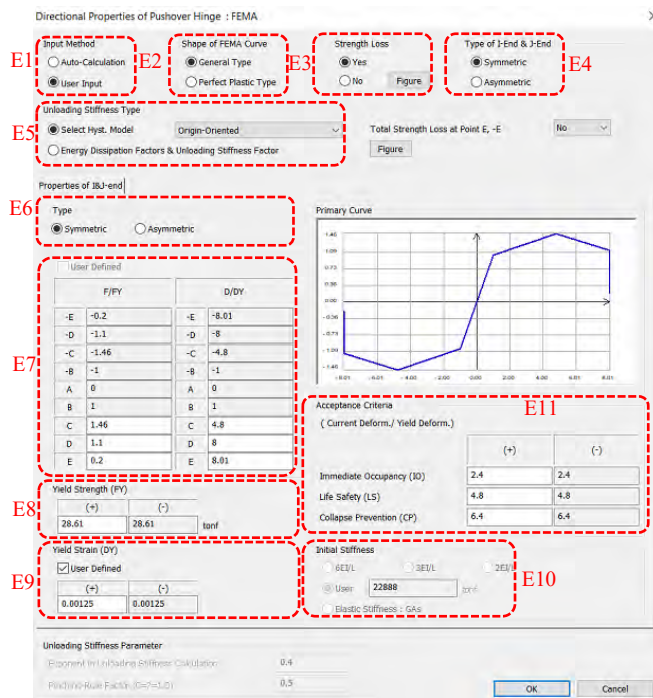
Tabla 4.5 - Cuadro resumen de resorte a corte de muros en la dirección X.

Muros	V'm (ton)	drift agr	Vsr (ton)	Vmax (V'm+Vsr)	drift max	V ult (ton)	drift ult
X1	28.61	0.00125	13.10	41.72(1.46V'm)	0.0060	31.47(1.1V'm)	0.0100
X2	36.53	0.00125	15.49	52.02(1.42V'm)	0.0060	40.18(1.1V'm)	0.0100
X3	26.35	0.00125	11.91	38.27(1.45V'm)	0.0060	28.99(1.1V'm)	0.0100
X5	26.12	0.00125	11.91	38.03(1.46V'm)	0.0060	28.73(1.1V'm)	0.0100
X6	29.54	0.00125	13.10	42.65(1.44V'm)	0.0060	32.50(1.1V'm)	0.0100
X7	38.81	0.00125	16.68	55.49(1.43V'm)	0.0060	42.69(1.1V'm)	0.0100
X8	35.66	0.00125	15.49	51.15(1.43V'm)	0.0060	39.23(1.1V'm)	0.0100
X9	28.51	0.00125	13.10	41.61(1.46V'm)	0.0060	31.36(1.1V'm)	0.0100
X10	62.90	0.00125	24.12	87.02(1.38V'm)	0.0060	69.19(1.1V'm)	0.0100
X11	85.34	0.00125	33.66	118.99(1.40V'm)	0.0060	93.87(1.1V'm)	0.0100
X12	28.98	0.00125	13.10	42.09(1.45V'm)	0.0060	31.88(1.1V'm)	0.0100
X13	36.33	0.00125	15.49	51.82(1.43V'm)	0.0060	39.96(1.1V'm)	0.0100
X14	26.88	0.00125	11.91	38.79(1.44V'm)	0.0060	29.57(1.1V'm)	0.0100

Tabla 4.6 - Cuadro resumen de resorte a corte de muros en la dirección Y.

Muros	V'm (ton)	drift agr	Vsr (ton)	Vmax (V'm+Vsr)	drift max	V ult (ton)	drift ult
Y1	72.84	0.00125	31.57	104.41(1.43V'm)	0.0060	80.13(1.1V'm)	0.0100
Y2	49.22	0.00125	22.34	71.55(1.45V'm)	0.0060	54.14(1.1V'm)	0.0100
Y3	73.65	0.00125	31.57	105.22(1.43V'm)	0.0060	81.01(1.1V'm)	0.0100
Y4	50.91	0.00125	22.34	73.24(1.44V'm)	0.0060	56.00(1.1V'm)	0.0100
Y5	18.13	0.00125	8.34	26.47(1.46V'm)	0.0060	19.94(1.1V'm)	0.0100
Y6	43.87	0.00125	18.47	62.34(1.42V'm)	0.0060	48.26(1.1V'm)	0.0100
Y7	21.09	0.00125	9.53	30.62(1.45V'm)	0.0060	23.20(1.1V'm)	0.0100
Y8	35.04	0.00125	15.49	50.52(1.44V'm)	0.0060	38.54(1.1V'm)	0.0100
Y9	32.95	0.00125	14.59	47.54(1.44V'm)	0.0060	36.24(1.1V'm)	0.0100
Y11	47.51	0.00125	22.34	69.84(1.47V'm)	0.0060	52.26(1.1V'm)	0.0100

En la Figura 4.21 se muestra el detalle de los parámetros ingresados para la articulación a corte (muro X1). Los parámetros F/DY y D/Dy representan la fuerza y deriva normalizada en función a la fluencia (agrietamiento), respectivamente. La rigidez inicial (E10) es producto del cortante (E8) y la deriva (E9) ingresada (agrietamiento). Es importante destacar que, de acuerdo con la norma peruana (E.070), todos los muros, sin excepción, experimentan agrietamiento cuando se someten a una deriva de entrepiso de 0.00125 (1/800).



- E1: Método de cálculo de la articulación FEMA (automática o manual)
- E2: Tipo de la curva (general o elastoplástica perfecta)
- E3: Degradación de resistencia
- E4: Articulación simétrica en ambos extremos o asimétrica
- E5: Modelo histerético
- E6: Tipo simétrico o asimétrico en la orientación de la solicitación
- E7: Definición normalizada de los puntos notables del diagrama histerético.
- E8: Fuerza de fluencia
- E9: Deriva de fluencia
- E10: Rigidez inicial
- E11: Criterios de aceptación

Criterio	Curvatura
Operacional	30% $(\phi_u-\phi_y)$
Seguridad de vida	60% $(\phi_u-\phi_y)$
prevención de colapso	80% $(\phi_u-\phi_y)$

Figura 4.21 - Propiedades de articulación a corte.

4.5. Análisis estático no lineal (*Pushover*)

El análisis *Pushover* establece una relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento global de la estructura. Esto se logra aumentando gradualmente la intensidad de la carga sísmica total que se representa mediante la distribución de fuerzas horizontales en cada nivel.

Con el aumento de la carga sísmica, la estructura y sus secciones críticas comienzan entrando en su rango elástico hasta alcanzar la formación de un mecanismo plástico, seguido por la rotura de una sección.

Este tipo de análisis permite representar tanto el comportamiento elástico como el inelástico de la estructura frente a cargas horizontales (sísmicas) y determina las propiedades fundamentales como su resistencia, rigidez y ductilidad. No obstante, es importante tener en cuenta que los resultados pueden tener ciertas imprecisiones, como la estimación de la distribución de cargas, la ubicación precisa de estas fuerzas en el plano y la determinación de la deformación última de la estructura.

Para este edificio en estudio, se determinarán sus propiedades no lineales mediante un análisis *Pushover*, en el cual se incorporan rótulas a corte y flexión en los muros de albañilería (como se describen en el ítem 4.3 y 4.4) y en los elementos de concreto armado (placas y vigas) solo flexión. Con esto, se puede determinar el comportamiento dominante en los muros, es decir, identificar si con el diseño realizado los muros fallan primero a flexión o siguen fallando por corte.

A continuación, se presentará una secuencia de pasos a seguir en el programa MidasGen para determinar los casos de carga requeridos en el análisis *Pushover*.

En la Figura 4.22 se muestran los parámetros del *Global Control* ingresados y en la Figura 4.23 el caso de carga creado para el análisis *Pushover* en cada dirección.

Al modelo del edificio realizado en MidasGen, se le asignaron 2 articulaciones en paralelo para representar su comportamiento no lineal a flexión y corte en los muros de mampostería. El MidasGen interpreta que el muro falla o llega al colapso cuando la primera de las 2 articulaciones asignadas comienza su degradación de rigidez abrupta (pendiente negativa). En este caso, solo la articulación a corte tiene una degradación de rigidez, por lo tanto, el análisis se detendrá cuando los muros comiencen lleguen a su resistencia al corte máximo, pero no necesariamente significará que el muro falló, sino que entra en una etapa de degradación de resistencia al corte.

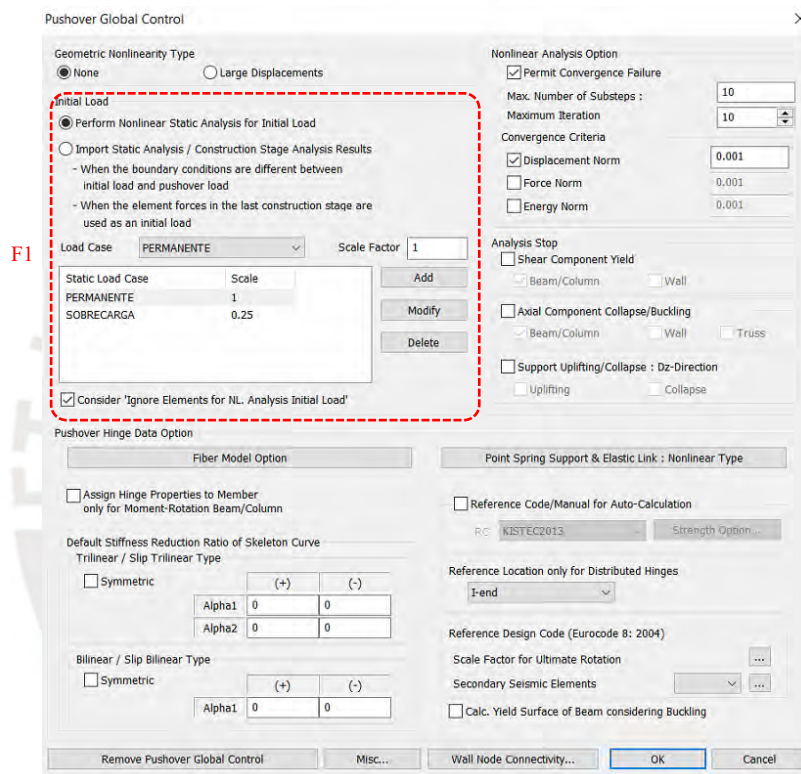


Figura 4.22 - Parámetros globales (*Global control*) del análisis *Pushover*.

F1: define los casos de carga inicial que se aplicarán antes del análisis *Pushover*. Se consideró el 100% de la carga permanente y el 25 % de la carga viva (peso sísmico para viviendas).

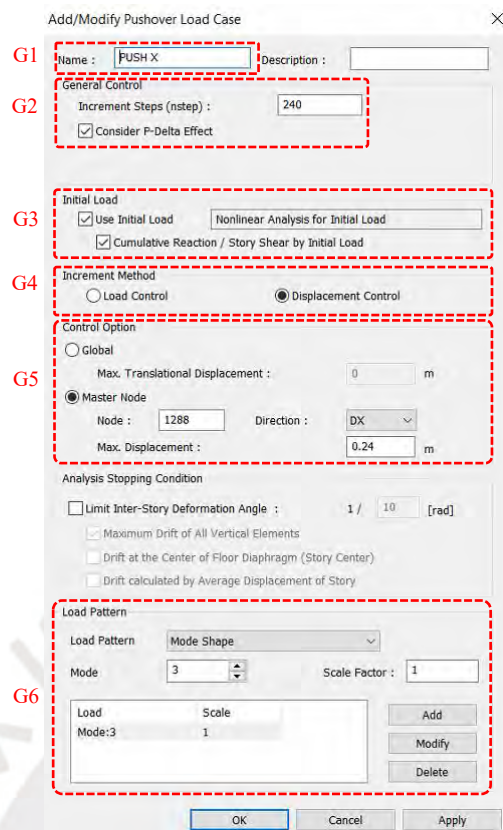


Figura 4.23 - Caso de carga (*load case*) del análisis *Pushover*.

G1: se crea el caso de carga inelástico

G2: se indica el número de *Steps* para alcanzar el desplazamiento objetivo, se recomienda que sea múltiplo de este, además, se recomienda considerar los efectos de segundo orden geométricos, dado que las fuerzas gravitacionales y la altura del edificio pueden producir una magnificación de los momentos en los elementos verticales.

G3: considera la acumulación de la carga inicial (*Global control*), anteriormente definida, y su respectivo desplazamiento.

G4: elección de método incremental (carga o desplazamiento).

G5: se puede elegir entre el control de desplazamiento objetivo global de la estructura o especificando un nodo maestro, en este caso se consideró el control de desplazamiento mediante un nodo maestro especificando la dirección de control y su desplazamiento objetivo.

G6: definición del tipo de patrón o distribución de carga usada para el análisis *Pushover*. En este caso, se optó por tomar la distribución modal.

Finalmente, habiendo definido el control global (*Global control*) y el caso de carga (*Load case*) se obtiene la curva de capacidad o curva *Pushover*.

En las Figuras 4.24 y 4.25 se muestran las curvas de capacidad de la estructura en ambas direcciones, con las cuales se procederá a realizar su simplificación para determinar sus propiedades.

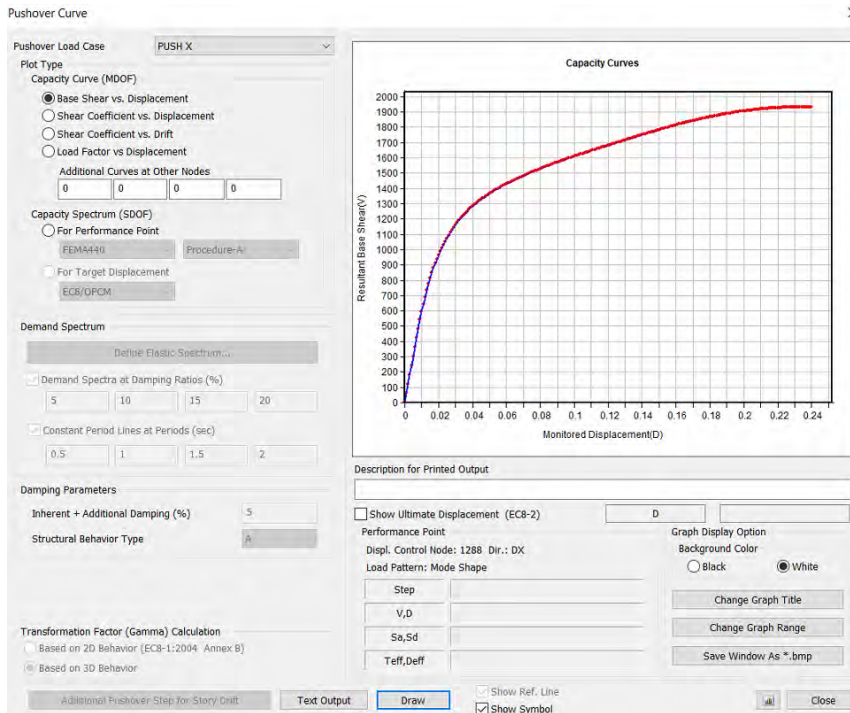


Figura 4.24 - Curva de capacidad *Pushover* en dirección "X".

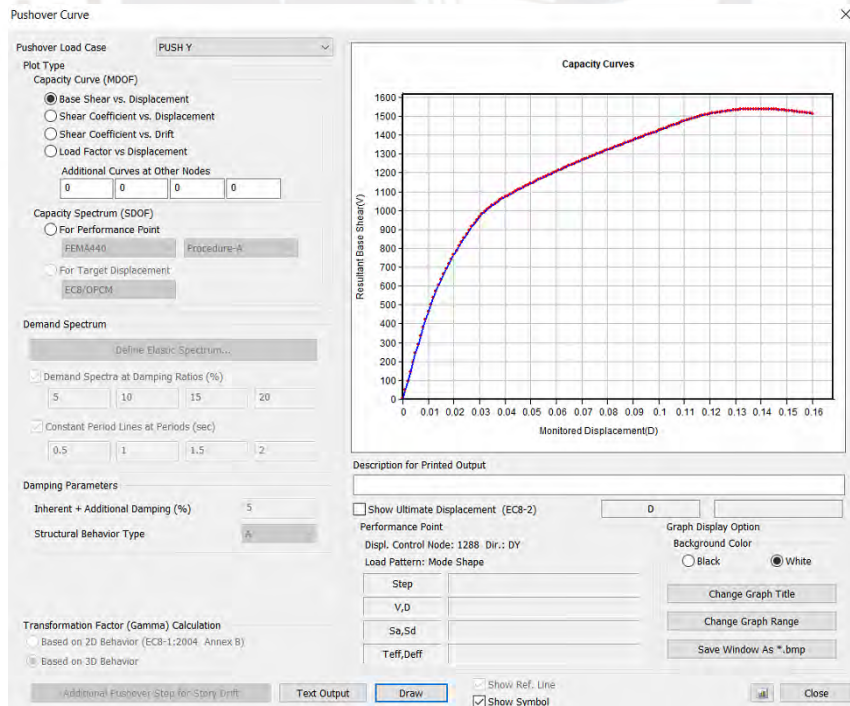


Figura 4.25 - Curva de capacidad *Pushover* en dirección "Y".

El cálculo de la idealización bilineal se realizó mediante igualdad de áreas bajo las dos curvas. El procedimiento de cálculo se detalla en el Anexo V. En la Figura 4.26 se muestra la curva de capacidad y sus deformaciones en los diferentes estados de desempeño en la dirección X.

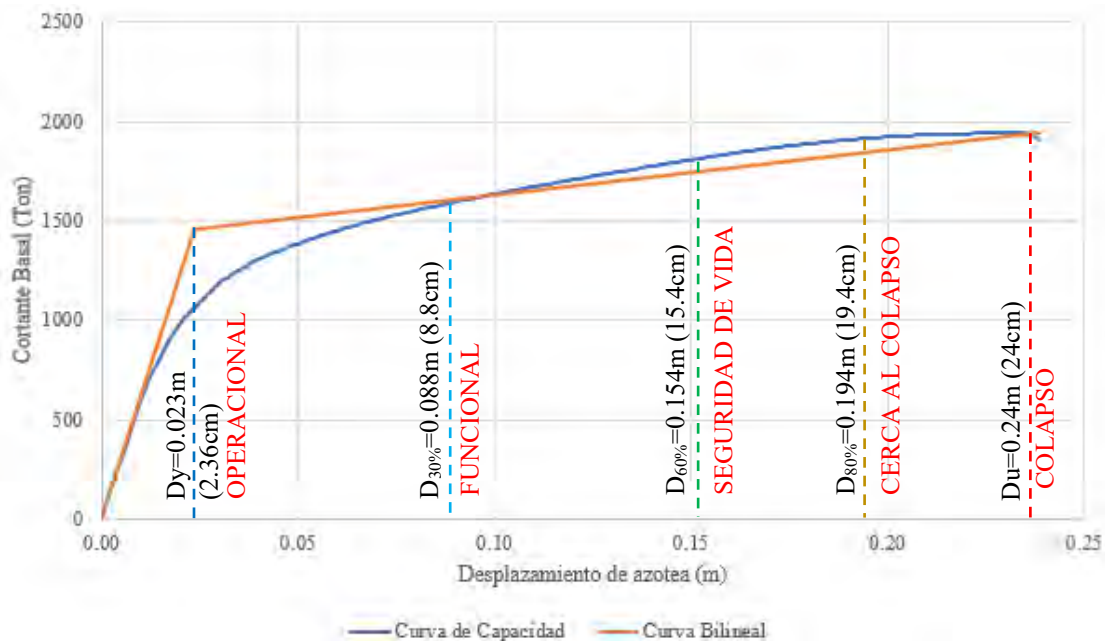


Figura 4.26 - Curva de capacidad *Pushover* e idealización bilineal en dirección "X".

La ductilidad global de la estructura en la dirección X es de $u = \frac{24}{2.36} = 10.17$, pero considerando un estado más conservador se medirá la ductilidad hasta la prevención de colapso $u_{80\%} = \frac{19.2}{2.36} = 8.14$. El cortante máximo es de 1943 ton y el de fluencia 1458 ton, por lo tanto, la sobrerresistencia para esta dirección es de $SRx = \frac{1943}{1458} = 1.33$.

En la Figura 4.27 se muestra la curva de capacidad y sus deformaciones en los diferentes estados de desempeño en la dirección Y.

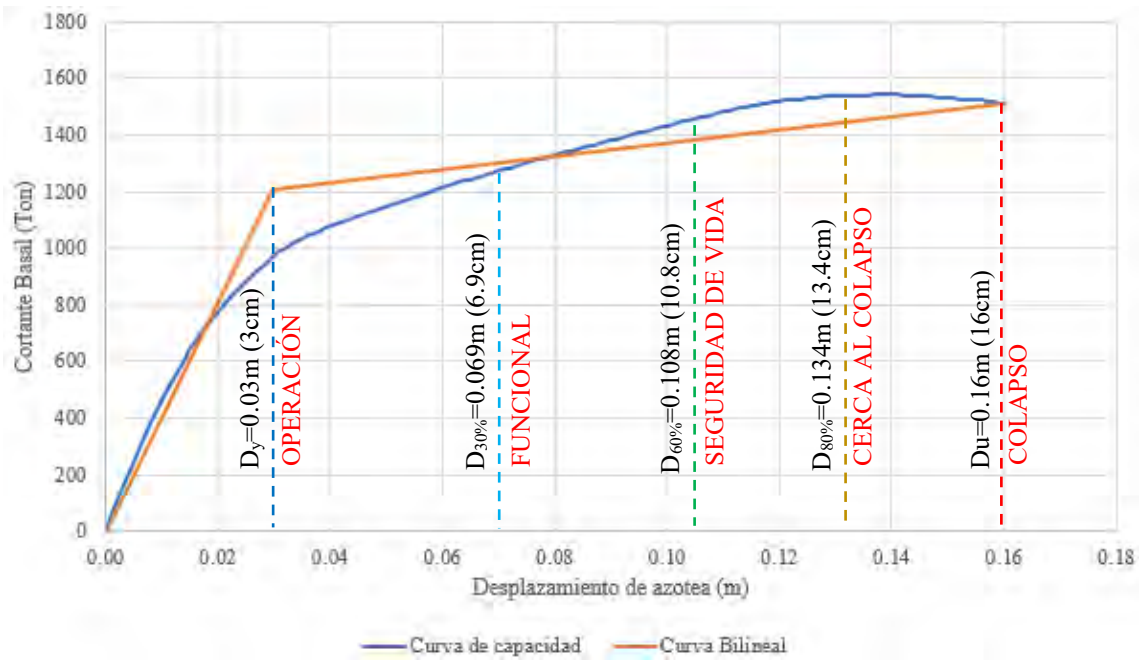


Figura 4.27 - Curva de capacidad *Pushover* e idealización bilineal en dirección "Y".

La ductilidad global de la estructura en la dirección Y es de $u = \frac{16}{3} = 5.33$, pero considerando un estado más conservador se medirá la ductilidad hasta la prevención de colapso $u_{80\%} = \frac{12.8}{3} = 4.27$. El cortante máximo es de 1512 ton y el de fluencia 1207 ton, por lo tanto, la sobrerresistencia para esta dirección es de $SRy = \frac{1512}{1207} = 1.25$.

Con el propósito de analizar el comportamiento predominante de los muros del edificio, se llevará a cabo una evaluación de las características asignadas a cada uno de ellos. Esto significa que si un muro alcanza el punto de fluencia por flexión antes de alcanzar su resistencia máxima al corte, se considerará que dicho muro ha fallado por flexión. En el caso contrario, si el muro llega primero a su resistencia máxima al corte, se considerará que ha fallado por corte.

En la Figura 4.28 se muestra la sección del muro analizado y en la Figura 4.29 se indican las articulaciones a corte y flexión del muro X1, en el cual se aprecia que para un desplazamiento de azotea de 10 mm (Step10), el muro alcanzó su agrietamiento por flexión. Luego, a 46 mm (Step46), el muro alcanza su capacidad al cortante diagonal, pero a los 67 mm (Step67), el muro ya alcanzó su capacidad máxima a flexión y comienza a fluir.



Figura 4.28 - Sección y esfuerzos del muro X1 (positivo).

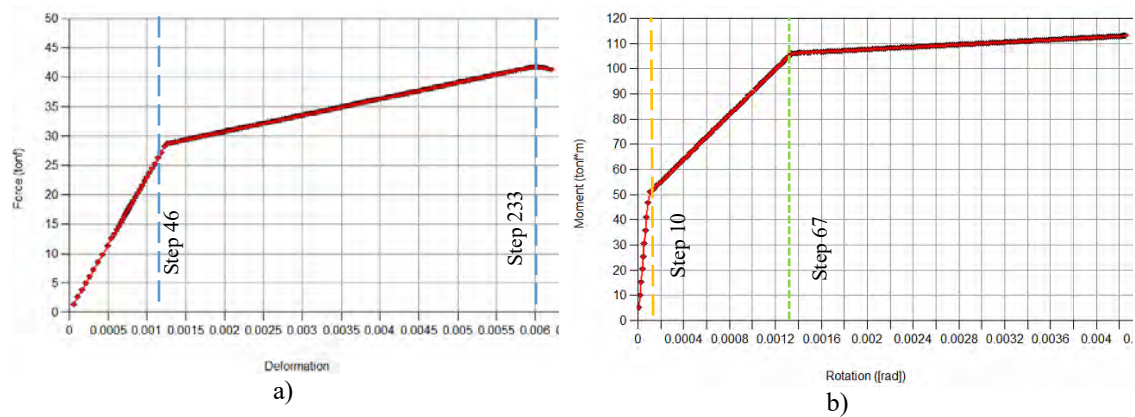


Figura 4.29 - Rótulas del muro X1 (positivo) a) corte y b) flexión.

De la misma forma, se muestra lo que pasa con el muro X1(ver Figura 4.30) ubicado en el otro extremo (*mirrow*). Este muro se deforma en sentido contrario al muro X1(positivo), y como se aprecia, su capacidad a flexión es menor. Alcanza el agrietamiento a un desplazamiento de azotea de 9 mm (Step9), luego la fluencia a los 35 mm (Step35), antes de llegar a su agrietamiento diagonal a los 48 mm (Step48), ver Figura 4.31.

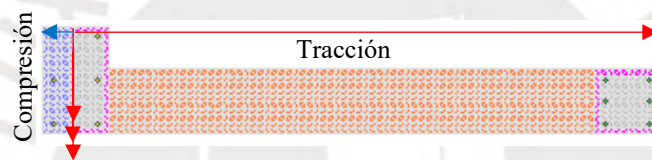


Figura 4.30 - Sección y esfuerzos del muro X1 (negativo).

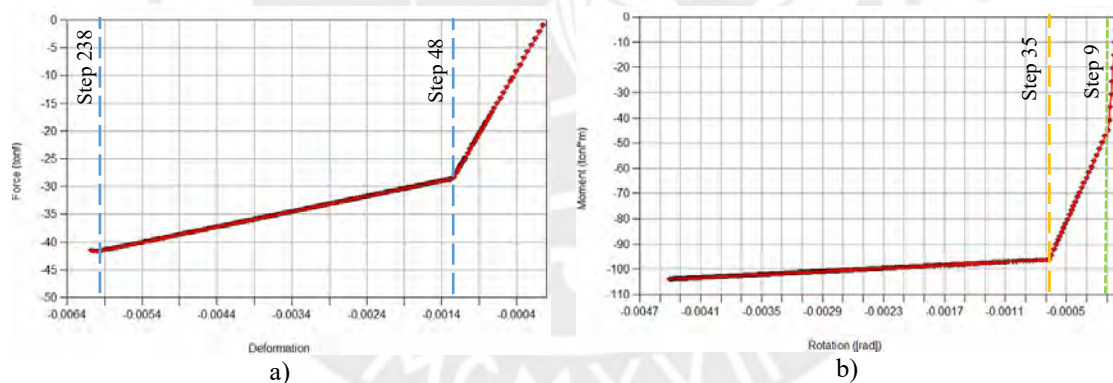


Figura 4.31 - Rótulas del muro X1 (negativo) a) corte y b) flexión.

En el Anexo VI se detalla el estado de todas las rótulas a flexión y a corte en los muros luego de haber realizado el análisis *Pushover* en ambas direcciones.

A continuación, en la Figura 4.32 se presentan el patrón y la secuencia de daño ocurridos, flexión y corte, en cada elemento dentro de su respectivo eje estructural en la dirección X.

Desplazamiento de azotea 2.3 cm (Step23)-estado funcional:

Se observa que los muros del primer piso han experimentado agrietamiento debido a la flexión (a.1) y aún no han alcanzado su resistencia al cortante diagonal. En los niveles superiores (del segundo al quinto), varios muros ya han alcanzado dicha resistencia (a.2).

Desplazamiento de azotea 8.8 cm (Step88)-estado de operación:

En este punto, los muros del primer piso están en estado de fluencia debido a la flexión, y en los pisos superiores, se observa agrietamiento por flexión (b.1). Además, la mayoría de los muros ya han superado su resistencia al cortante diagonal por agrietamiento (b.2).

Desplazamiento de azotea 15.4 cm (Step154)-estado de seguridad de vida:

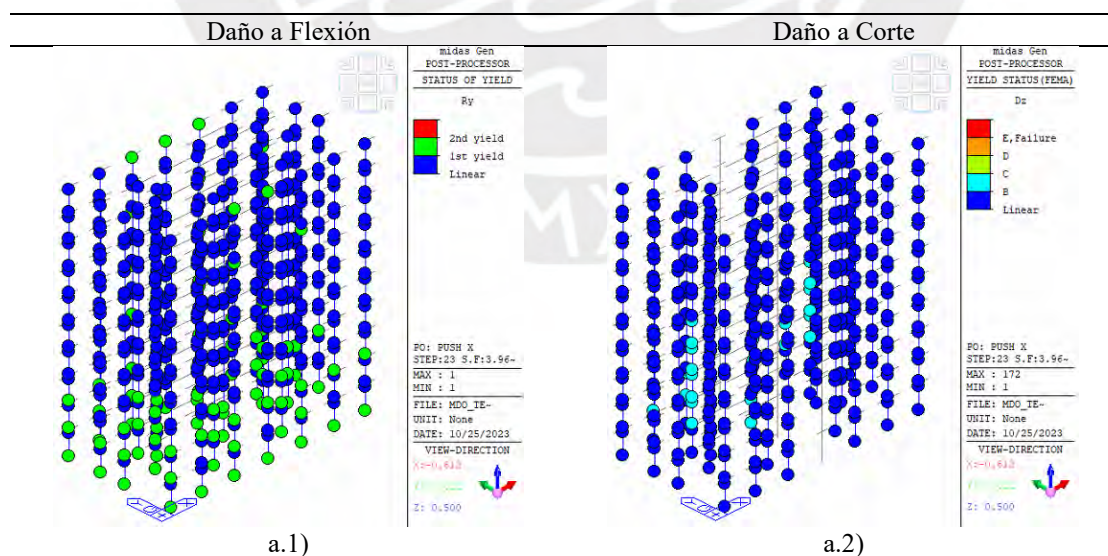
Ahora, los muros del primer piso continúan en estado de fluencia debido a la flexión, mientras que en los niveles superiores se han agrietado y se encuentran en fluencia (c.1). La gran mayoría de los muros ya han superado su resistencia al cortante diagonal por agrietamiento, y un par de muros del segundo piso han alcanzado su resistencia máxima al corte (c.2).

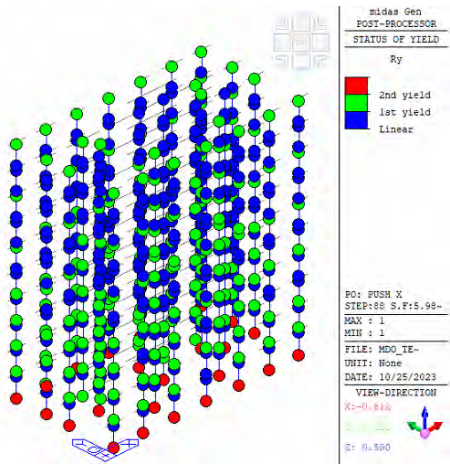
Desplazamiento de azotea 19.4 cm (Step194)-estado de prevención del colapso:

Los muros del primer piso siguen en estado de fluencia debido a la flexión, y en los niveles superiores continúan agrietándose y están en estado de fluencia (d.1). La mayoría de los muros ya han superado su resistencia al cortante diagonal por agrietamiento, y un par de muros del segundo piso han alcanzado su resistencia máxima al corte (d.2).

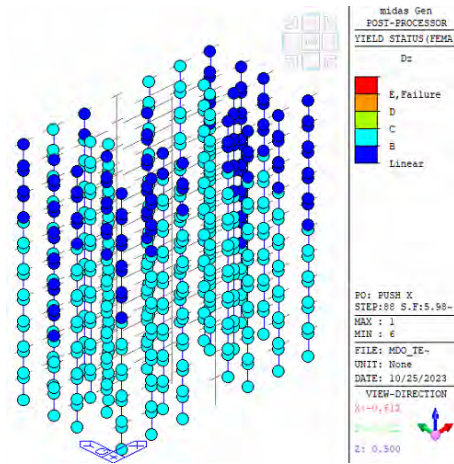
Desplazamiento de azotea 23.9 cm (Step239)-estado de colapso:

Los muros del primer piso siguen en estado de fluencia debido a la flexión, y en los niveles superiores continúan agrietándose y están en estado de fluencia (e.1). La mayoría de los muros ya han superado su resistencia al cortante diagonal por agrietamiento, y un par de muros del segundo piso ha alcanzado su resistencia máxima al corte, mientras que algunos se acercan al colapso (e.2).

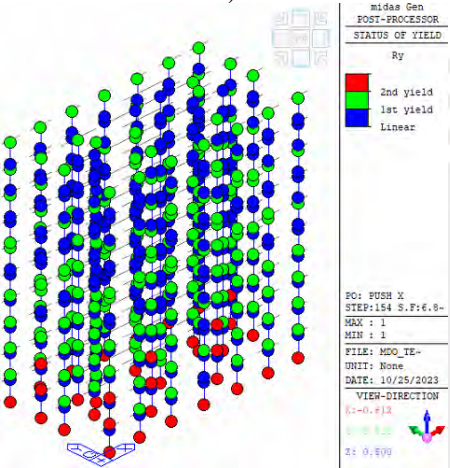




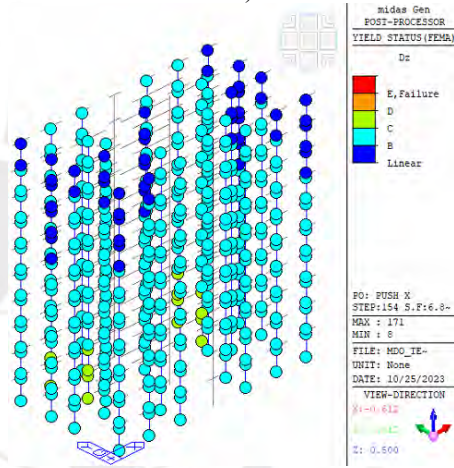
b.1)



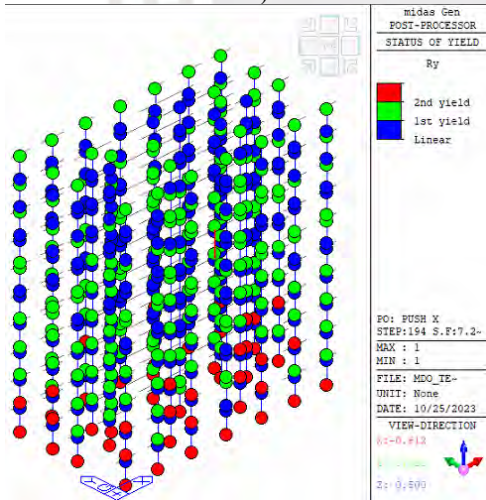
b.2)



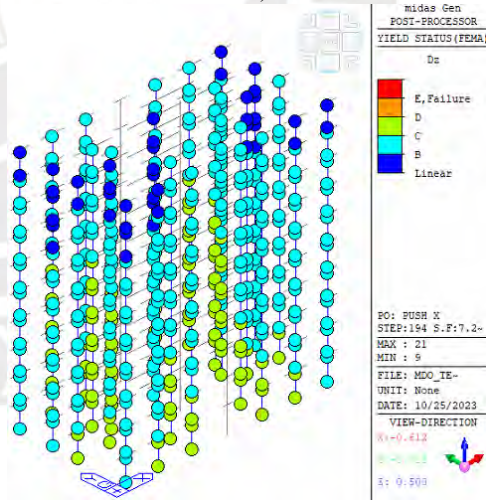
c.1)



c.2)



d.1)



d.2)

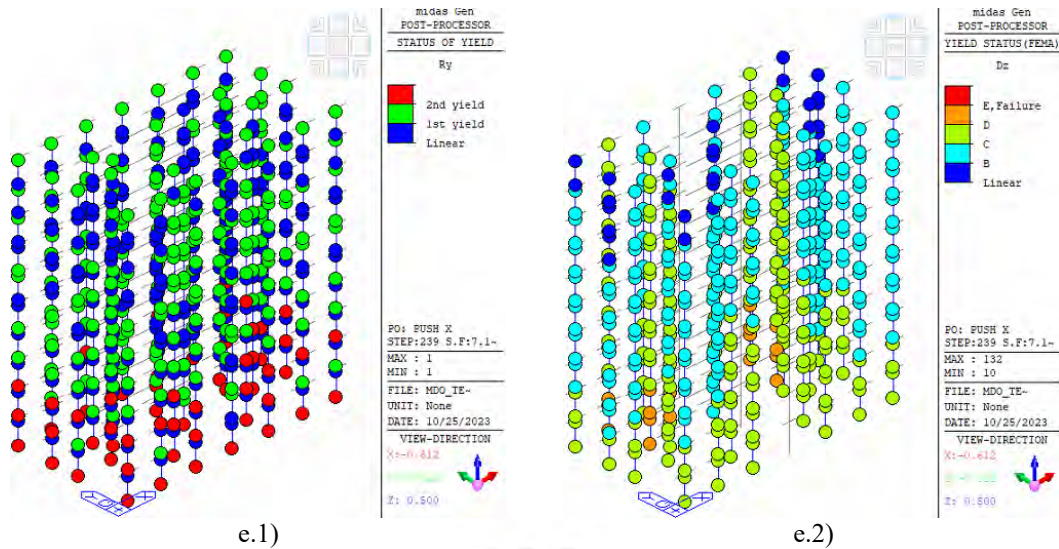


Figura 4.32 - Demanda de ductilidad por flexión y corte en muros X. Step a)23, b)88, c)154, d)194 y e)239.

En la Figura 4.33, se presenta la variación de las derivas de entrepiso en los distintos niveles del edificio en cada estado de desempeño: operacional, funcional, seguridad de vida, prevención de colapso y colapso. La deriva máxima en el estado operacional se alcanza en el quinto piso con un valor de 0.0012. En el estado funcional, la deriva máxima se registra en el cuarto piso, alcanzando 0.0043. En el estado de seguridad de vida, la deriva máxima también se observa en el cuarto piso con un valor de 0.0072. En cuanto a la prevención de colapso, se obtiene una deriva máxima de 0.009 en el cuarto piso. Por último, en el estado de colapso, la deriva máxima se presenta en el tercer piso, alcanzando un valor de 0.011.

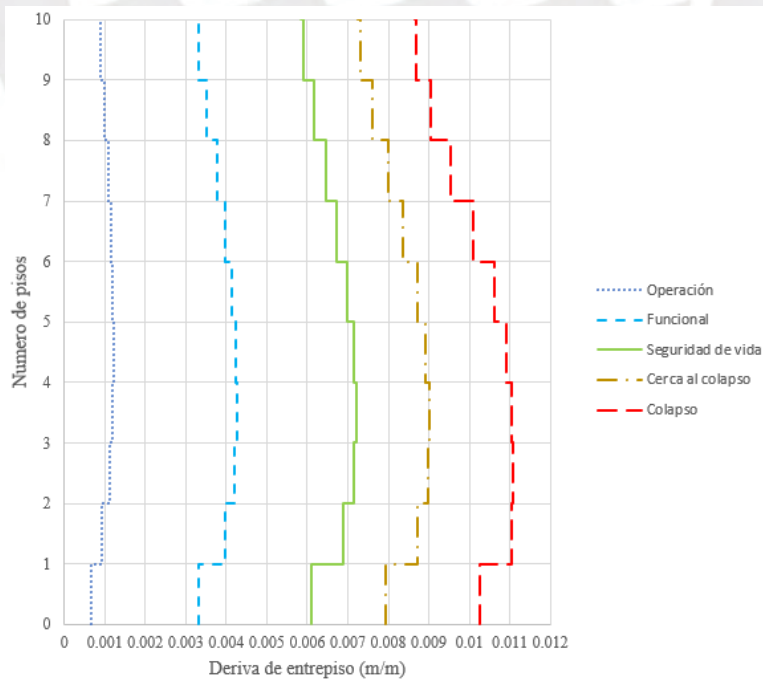


Figura 4.33 - Distribuciones de derivas en elevación-dirección "X".

En la Figura 4.34 se presenta la curva de capacidad correspondiente al primer piso de la edificación. En esta representación, se puede observar que el primer piso exhibe un comportamiento dúctil, típico del comportamiento a flexión, y es capaz de resistir de manera estable deformaciones y derivas de entrepiso de hasta 0.010. Esta curva de capacidad se diferencia de la curva de capacidad global, que relaciona el cortante basal con la deformación de la azotea, ya que se centra en el comportamiento específico del primer entrepiso, que se considera el más crítico en este contexto. Con base en esta curva, se compararon las derivas límites permitidas según la norma vigente (E.070) y las propuestas (0.006 y 0.007).

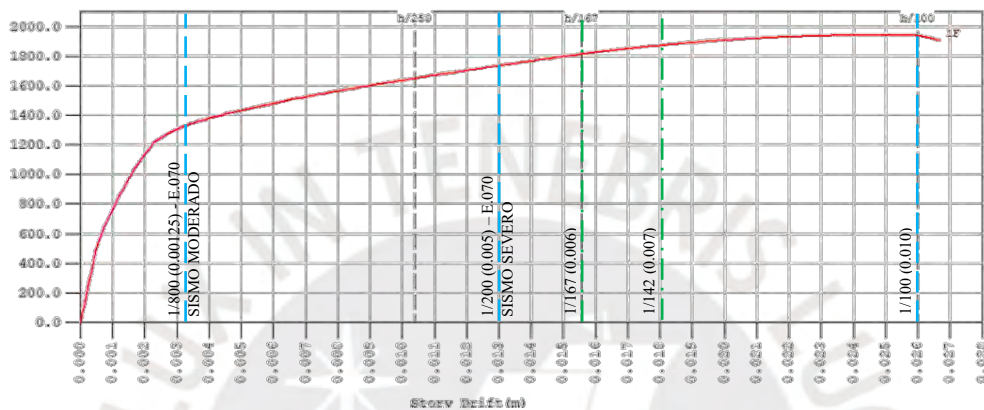


Figura 4.34 - Curva de capacidad del primer piso-dirección "X"

En la Figura 4.35 se presentan el patrón y la secuencia de daño ocurridos, flexión y corte, en cada elemento dentro de su respectivo eje estructural en la dirección Y.

Desplazamiento de azotea 3.0 cm (Step30)-estado funcional:

Se observa que los muros del primer piso han experimentado agrietamiento debido a la flexión e incluso un par ya alcanzaron la fluencia (a.1). En forma paralela, se observa que la mayoría de muros ya alcanzaron su resistencia al cortante diagonal. En los niveles superiores, algunos muros ya han alcanzado dicha resistencia (a.2).

Desplazamiento de azotea 6.9 cm (Step69)-estado de operación:

En este punto, ocho muros del primer piso y un par del segundo piso están en estado de fluencia debido a la flexión, y en los pisos superiores (del primer al quinto piso), se observa agrietamiento por flexión (b.1). Además, la mayoría de los muros ya han superado su resistencia al cortante diagonal por agrietamiento casi en toda su altura (b.2).

Desplazamiento de azotea 10.8 cm (Step108)-estado de seguridad de vida:

Casi todos los muros del primer piso están en fluencia debido a la flexión, mientras que en los niveles superiores se han agrietado y algunos se encuentran en fluencia (c.1). La gran mayoría de

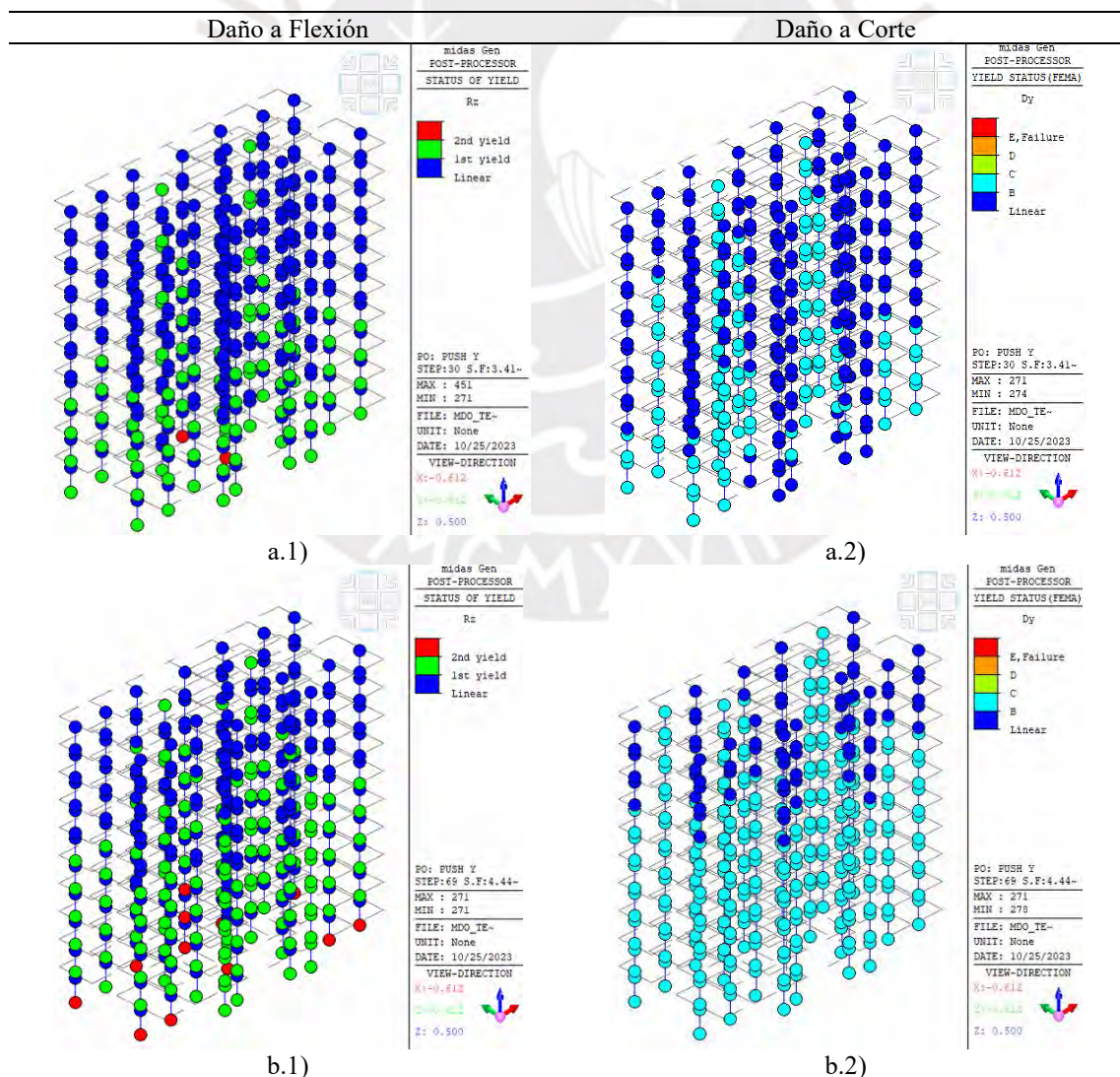
los muros ya han superado su resistencia al cortante diagonal por agrietamiento, y un par de muros del segundo piso ha alcanzado su resistencia máxima al corte (c.2).

Desplazamiento de azotea 13.4 cm (Step134)-estado de prevención del colapso:

Todos los muros del primer piso siguen en estado de fluencia debido a la flexión, y en los niveles superiores continúan agrietándose y algunos están en fluencia (d.1). Todos los muros de los 3 primeros pisos ya alcanzaron su resistencia máxima al corte y en los pisos superiores, la mayoría, ya alcanzaron su resistencia al corte diagonal (d.2).

Desplazamiento de azotea 16.0 cm (Step160)-estado de colapso:

Todos los muros del primer piso siguen en estado de fluencia debido a la flexión, y en los niveles superiores continúan agrietándose y están en estado de fluencia (e.1). Todos los muros de los 5 primeros pisos ya alcanzaron su resistencia máxima al corte y en los pisos superiores, la mayoría, ya alcanzaron su resistencia al corte diagonal, pero ninguno ha llegado a su resistencia de colapso (e.2).



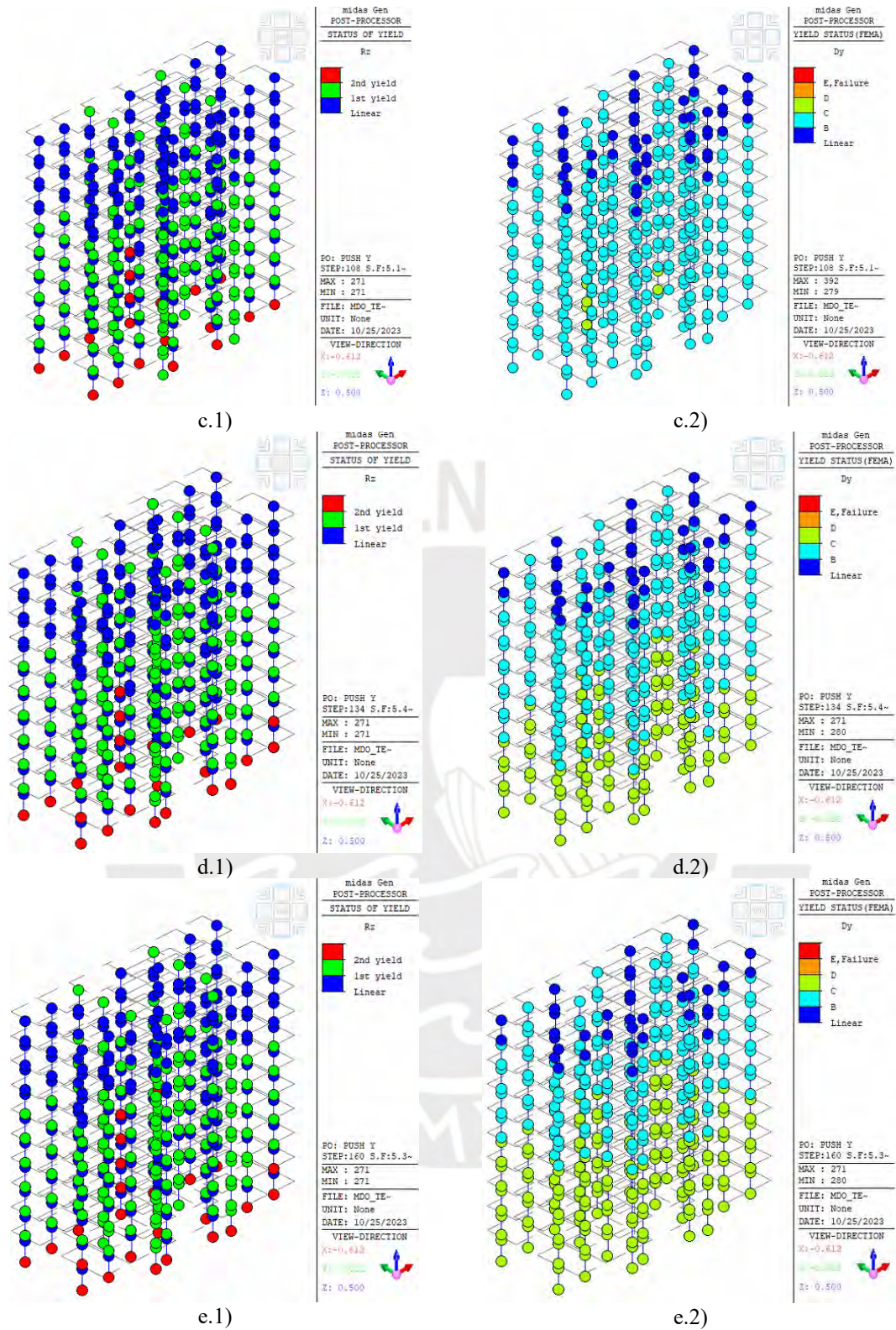


Figura 4.35 - Demanda de ductilidad por flexión y corte en muros Y. Step a)30, b)69, c)108, d)134 y e)160.

En la Figura 4.36 se presenta la variación de las derivas de entrepiso en los distintos niveles del edificio en cada estado de desempeño: operacional, funcional, seguridad de vida, prevención de colapso y colapso. La deriva máxima en el estado operacional se alcanza en el sexto piso con un

valor de 0.0014. En el estado funcional, la deriva máxima se registra en el tercer piso, alcanzando 0.0035. En el estado de seguridad de vida, la deriva máxima también se observa en el tercer piso con un valor de 0.0056. En cuanto a la prevención de colapso, se obtiene una deriva máxima de 0.0072 en el segundo piso. Por último, en el estado de colapso, la deriva máxima se presenta en el segundo piso, alcanzando un valor de 0.0094.

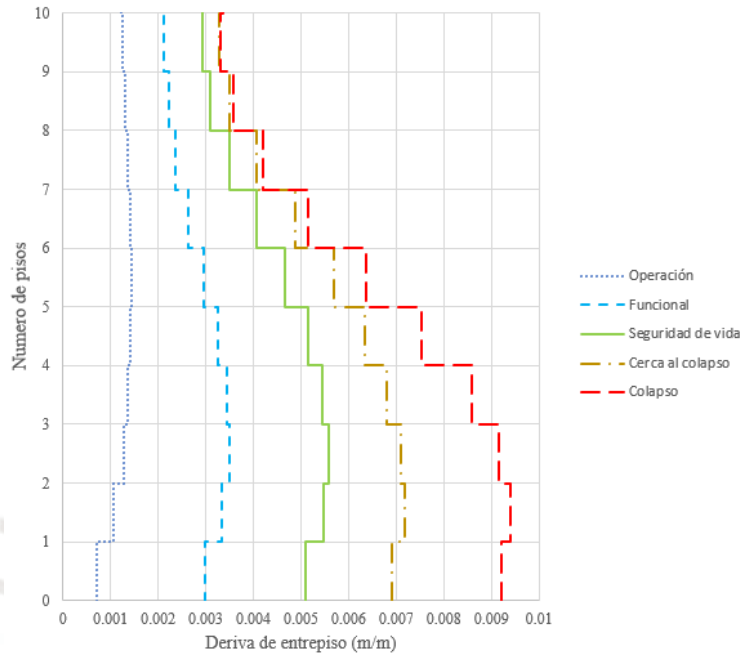


Figura 4.36 - Distribuciones de derivas en elevación-dirección "Y".

En la Figura 4.37 se presenta la curva de capacidad correspondiente al primer piso de la edificación. En esta representación, se puede observar que el primer piso exhibe un comportamiento dúctil, típico del comportamiento a flexión, y es capaz de resistir de manera estable deformaciones y derivas de entrepiso de hasta 0.009. Esta curva de capacidad se diferencia de la curva de capacidad global, que relaciona el cortante basal con la deformación de la azotea, ya que se centra en el comportamiento específico del primer entrepiso, que se considera el más crítico en este contexto. Con base en esta curva, se compararon las derivas límites permitidas según la norma vigente (E.070) y las propuestas (0.006 y 0.007).

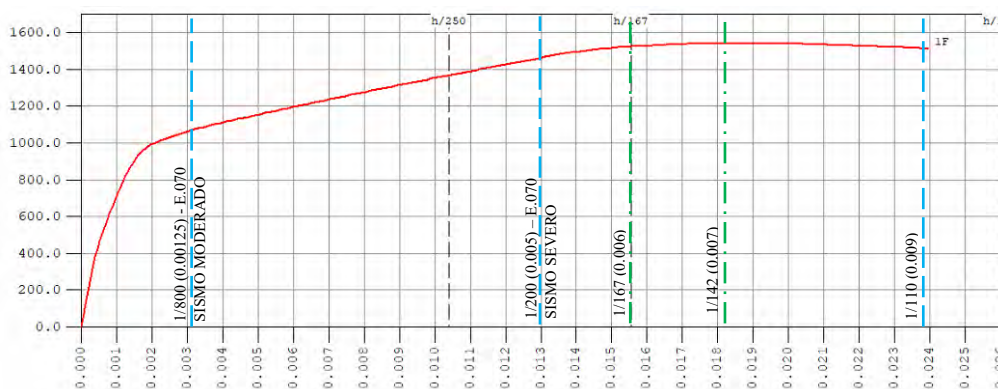


Figura 4.37 - Curva de capacidad del primer piso-dirección "Y".

CAPÍTULO V

Evaluación del desempeño sísmico

5.1. Objetivos del desempeño

La norma peruana de diseño sismorresistente (E.030) establece que las estructuras pueden experimentar daño durante eventos sísmicos, siempre y cuando no colapsen en situaciones de sismos severos y no representen riesgos significativos para la seguridad de las personas.

Estos principios son coherentes con los objetivos de desempeño definidos por el Comité Visión 2000 [24], los cuales son considerados aceptables para edificaciones comunes, como la que se estudia en la presente tesis, ver Figura 5.1.

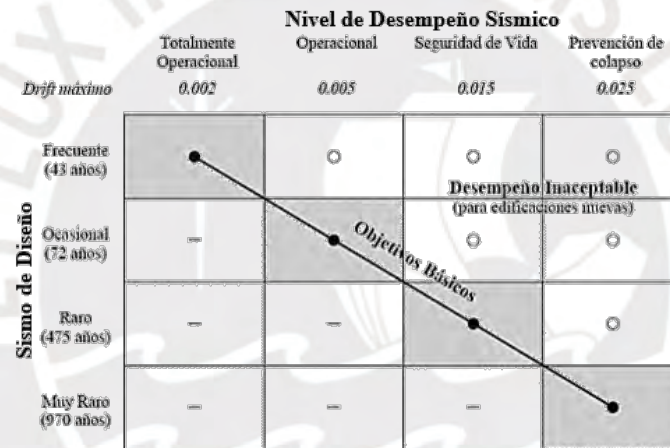


Figura 5.1 - Objetivos de desempeño para edificaciones comunes según Vision2000 [24].

5.2. Demanda sísmica

Según las directrices del Comité Visión 2000 [24], existen cuatro niveles de sismo destinados a evaluar los objetivos de desempeño elegidos. Estos niveles pueden ser determinados mediante el espectro de diseño (elástico) establecido con base en los parámetros especificados en la normativa E.030. En función a los periodos de retorno, se pueden determinar el factor de conversión entre dos niveles de sismo diferentes mediante la Ecuación 5.1.

$$FC = \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^k \quad (5.1)$$

Donde:

- T₁ : Periodo de retorno del sismo de diseño
- T₂ : Periodo de retorno del sismo objetivo
- k : Factor de variación (0.3 a 0.4)

La ecuación que vincula la probabilidad de excedencia pe a lo largo de un intervalo de años n con el periodo de retorno T_R , se calcula con la Ecuación 5.2:

$$T_R = \frac{1}{1-(1-pe)^{1/n}} \quad (5.2)$$

En la Tabla 5.1 se indican los factores de conversión para los diferentes periodos de retorno y niveles de sismos.

Tabla 5.1 - Factores de conversión por nivel de sismo.

Sismo	Probabilidad de excedencia	Periodo de retorno	FC
Frecuente	50% en 30 años	43 años	0.38
Servicio (ocasional)	50% en 50 años	72 años	0.50
Diseño (raro)	10% en 50 años	475 años	1.00
Máximo (muy raro)	10% en 100 años	970 años	1.30

Una vez establecidos los factores de conversión (FC), es posible ajustar la aceleración de diseño (a_1) mediante un proceso de escalamiento para obtener la nueva magnitud de aceleración (a_2) asociada a cada nivel sísmico, determinado de con Ecuación 5.3.

$$a_2 = a_1 \cdot Fc \quad (5.3)$$

Además, para convertir los espectros elásticos de pseudoaceleraciones a formato espectral ADRS, se determinará el desplazamiento espectral con la Ecuación 5.4.

$$S_{di} = \frac{T_i}{4\pi^2} \cdot S_{ai} \cdot g \quad (5.4)$$

En la Tabla 5.2 se muestran los valores para el cálculo de los espectros de pseudoaceleraciones y pseudodesplazamiento elásticos ($R=1$) para cada nivel sismo.

En la Figura 5.2 se muestran los espectros elásticos de pseudoaceleraciones para los diferentes niveles de sismo graficado con los datos indicados en la Tabla 5.2; de igual forma, se indican en la Figura 5.3 los espectros en formato ADRS para los diferentes niveles de sismos.

Tabla 5.2 - Espectros elásticos de pseudoaceleraciones para cada nivel de sismo.

Sismo T(seg)	Frecuente		Servicio		Diseño		Máximo	
	Sa (g)	Sd(cm)	Sa (g)	Sd(cm)	Sa (g)	Sd(cm)	Sa (g)	Sd(cm)
0.00	0.449	0.000	0.591	0.000	1.181	0.000	1.536	0.000
0.10	0.449	0.112	0.591	0.147	1.181	0.294	1.536	0.382
0.20	0.449	0.446	0.591	0.587	1.181	1.174	1.536	1.526
0.30	0.449	1.004	0.591	1.321	1.181	2.642	1.536	3.434
0.40	0.449	1.785	0.591	2.348	1.181	4.696	1.536	6.105
0.50	0.449	2.789	0.591	3.669	1.181	7.338	1.536	9.540
0.60	0.449	4.015	0.591	5.284	1.181	10.567	1.536	13.737
0.70	0.385	4.685	0.506	6.164	1.013	12.328	1.316	16.027
0.80	0.337	5.354	0.443	7.045	0.886	14.089	1.152	18.316
0.90	0.299	6.023	0.394	7.925	0.788	15.851	1.024	20.606
1.00	0.269	6.692	0.354	8.806	0.709	17.612	0.921	22.895
1.20	0.224	8.031	0.295	10.567	0.591	21.134	0.768	27.474
1.40	0.192	9.369	0.253	12.328	0.506	24.656	0.658	32.053
1.60	0.168	10.708	0.221	14.089	0.443	28.179	0.576	36.632
1.80	0.150	12.046	0.197	15.851	0.394	31.701	0.512	41.211
2.00	0.135	13.385	0.177	17.612	0.354	35.223	0.461	45.791
2.20	0.111	13.385	0.146	17.612	0.293	35.223	0.381	45.791
2.40	0.094	13.385	0.123	17.612	0.246	35.223	0.320	45.791
2.60	0.080	13.385	0.105	17.612	0.210	35.223	0.273	45.791
2.80	0.069	13.385	0.090	17.612	0.181	35.223	0.235	45.791
3.00	0.060	13.385	0.079	17.612	0.158	35.223	0.205	45.791
4.00	0.034	13.385	0.044	17.612	0.089	35.223	0.115	45.791
4.50	0.027	13.385	0.035	17.612	0.070	35.223	0.091	45.791
5.00	0.022	13.385	0.028	17.612	0.057	35.223	0.074	45.791
6.00	0.015	13.385	0.020	17.612	0.039	35.223	0.051	45.791
7.00	0.011	13.385	0.014	17.612	0.029	35.223	0.038	45.791
8.00	0.008	13.385	0.011	17.612	0.022	35.223	0.029	45.791

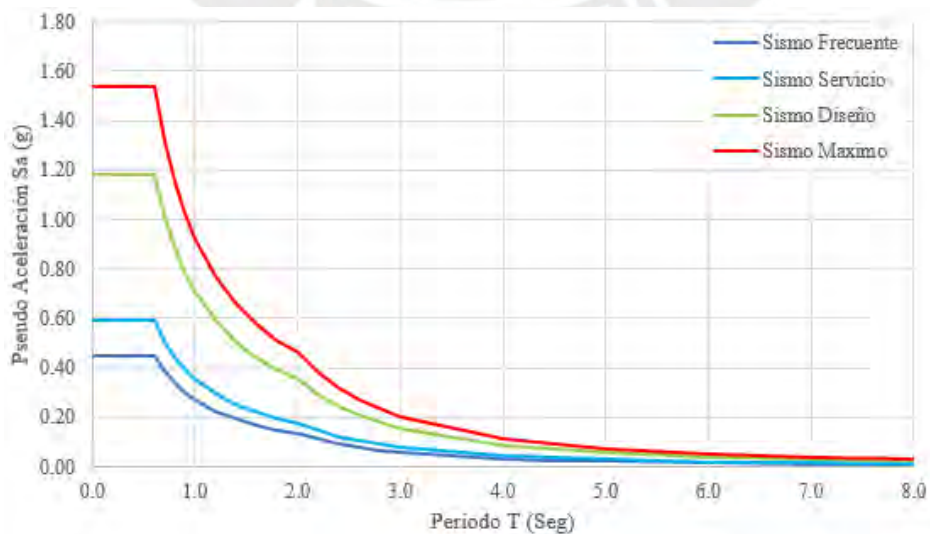


Figura 5.2 - Espectros elásticos de pseudoaceleraciones para cada nivel de sismo.

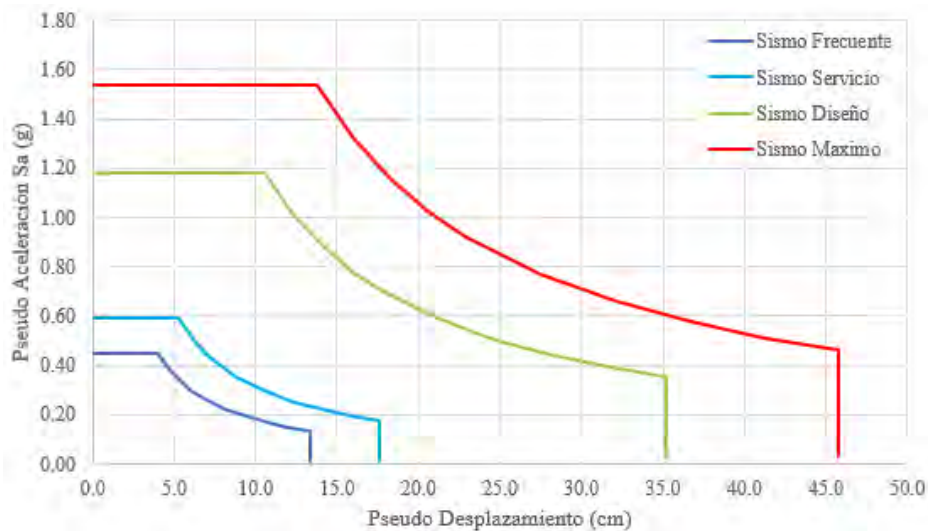


Figura 5.3 - Espectros elásticos ADRS para cada nivel de sismo.

5.3. Punto de desempeño

El punto de desempeño constituye una estimación del desplazamiento máximo anticipado del techo de un edificio, calculado en función de un sismo de diseño. Este valor posibilita la caracterización del nivel de daño vinculado a la estructura, permitiendo su comparación con el objetivo de desempeño establecido. De esta manera, se facilita la identificación de deficiencias en distintas partes del edificio para abordarlas directamente.

Diversos métodos han sido desarrollados para estimar el punto de desempeño utilizando los resultados del análisis *Pushover*. Entre estos, resaltan el Método del Espectro de Capacidad y el Método de Coeficientes, cuyas aplicaciones en los últimos 20 años han contribuido significativamente a su desarrollo y consolidación en los estándares de evaluación sísmica por desempeño.

5.3.1. Método de Espectro de Capacidad

Se utilizará el método de iteración directa indicado en el FEMA 440 mediante la intersección del espectro de capacidad y demanda elástica escalada, ver Figura 5.4. El cual consiste en escoger elegir coordenadas en la curva de capacidad para hallar el punto de desempeño mediante un proceso iterativo. Esta iteración acaba cuando la coordenada elegida y el punto de desempeño están dentro de la tolerancia permitida. A continuación, se detalla el proceso para el caso de sismo de diseño:

1. Convertir las curvas de demanda con $R=1$ y $\xi=5\%$ al formato ADRS
2. Se obtiene el periodo inicial (T_0) con una primera coordenada del espectro de capacidad (S_{ai}, S_{di}) y se determina la aceleración y desplazamiento de fluencia (S_{ay}, S_{dy}). También, se pueden calcular el cortante de fluencia (V_y) y desplazamiento de fluencia (X_y).

$$K_i = \frac{V_y}{x_y} = \frac{1457.64}{0.0236} = 61668.61 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{2811 \text{ton}/9.81}{61668.61 \text{ton}/\text{m}}} = 0.43 \text{ seg}$$

$$S_a = ZUCS(g) = 0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1.05(g) = 1.181g$$

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a = \left(\frac{0.43}{2\pi}\right)^2 1.181g = 5.427 \text{ cm}$$

$$x_1 = S_d = 5.427 \text{ cm}$$

3. Se calcula la ductilidad (u) dividiendo el desplazamiento de fluencia

$$u_1 = \frac{x_1}{x_y} = \frac{5.427 \text{ cm}}{2.36 \text{ cm}} = 2.30$$

4. Determinar el amortiguamiento efectivo (ξ_{eff}) y periodo efectivo (T_{eff}), las expresiones son válidas para T_0 entre 0.2 a 2 seg.

$$\xi_{eff} = 4.9(u - 1)^2 - 1.1(u - 1)^3 + 5 = 10.845 ; \text{ Para } 1.0 < u < 4.0$$

$$T_{eff} = [0.20(u - 1)^2 - 0.038(u - 1)^3 + 1]T_0 = 0.539 \text{ seg} ; \text{ Para } 1.0 < u < 4.0$$

5. Calcular el factor de escalamiento (β)

$$\beta = \frac{1.65}{2.31 - 0.41 \ln(\xi_{eff})} = 1.238$$

6. Luego, con el periodo efectivo y el factor de escalamiento, se escalan los valores del espectro ADRS elástico y se calcula el desplazamiento y aceleración para el punto de desempeño tentativo. Este procedimiento se repite hasta que el desplazamiento tentativo esté dentro de la tolerancia.

$$S_{a1} = ZUCS(g) = 0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1.05(g) = 1.181g$$

$$w^2 = \left(\frac{2\pi}{T_{eff}}\right)^2 = 135.86, S'_{d1} = \frac{S_{a1} \cdot 981}{w^2} = 8.53 \text{ cm}$$

$$S_{d1} = \frac{S'_{d1}}{\beta} = \frac{8.53}{1.238} = 6.889 \text{ cm}$$

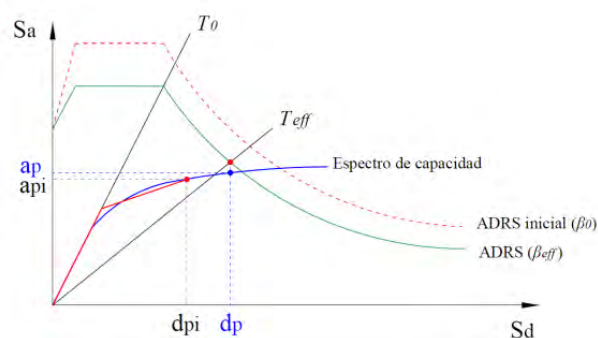


Figura 5.4 - Determinación del desplazamiento máximo estimado utilizando iteración directa, FEMA 440.

En la Tabla 5.3 se muestran las iteraciones que se hicieron para encontrar el desplazamiento de desempeño para el sismo de diseño.

Tabla 5. 3 - Iteración para la determinación del punto de desempeño ante sismo de diseño.

X (cm)	u	ξ_{eff}	B	T_{eff} (seg)	S_a (g)	W^2	S_d (cm)	S_d/B (cm)
5.430	2.30	10.845	1.238	0.539	1.181	135.859	8.530	6.889
6.889	2.91	15.240	1.383	0.631	1.124	99.297	11.105	8.030
8.030	3.40	18.005	1.467	0.699	1.014	80.774	12.312	8.393
8.393	3.55	18.626	1.485	0.718	0.987	76.499	12.652	8.518
8.562	3.62	18.859	1.492	0.727	0.975	74.753	12.799	8.577

En la Tabla 5.4 se muestra el resumen de los desplazamientos demandados (Punto de desempeño) para los diferentes niveles de sismos para ambas direcciones de análisis.

Tabla 5. 4 - Resumen de desplazamiento demandados antes diferentes niveles de sismo.

Sismo	Dirección X		Dirección Y	
	Desplazamiento (cm)	Ductilidad (u)	Desplazamiento (cm)	Ductilidad (u)
Frecuente	2.06	-	3.13	≈ 1
Servicio	2.72	1.15	4.23	1.41
Diseño	8.56	3.62	10.42	3.47
Máximo	11.33	4.79	13.9	4.63

5.3.2. Evaluación del Desempeño Sísmico

En las Figuras 5.5 y 5.6 se muestran los puntos de desempeño en dirección “X” y “Y”, respectivamente, obtenidos mediante el método FEMA 440 para cada nivel de sismos considerados (frecuente, servicio, diseño y máximo) sobre la curva bilineal idealizada.

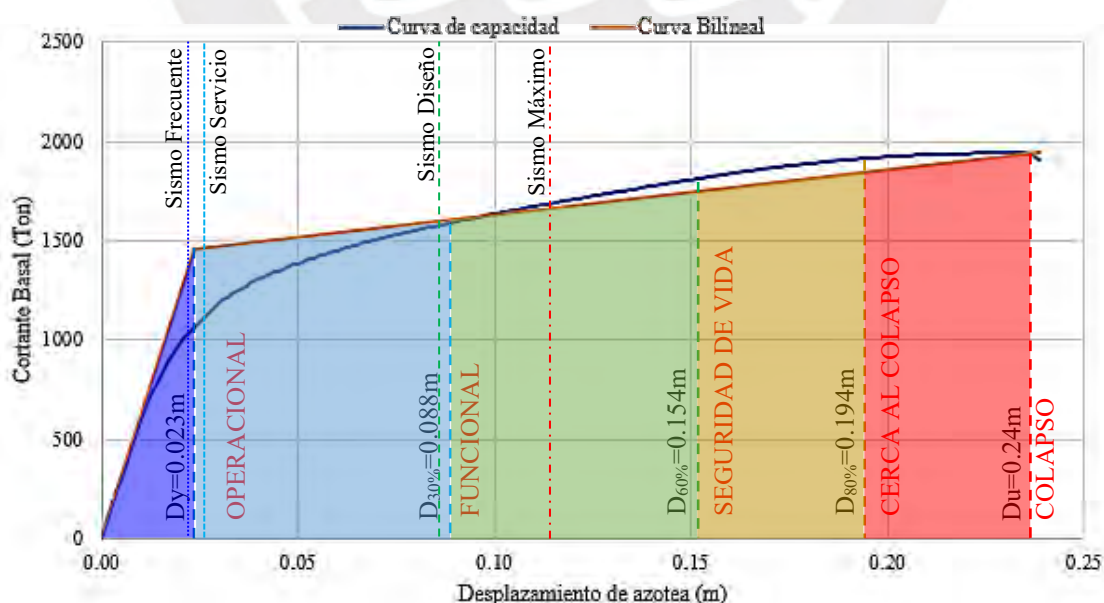


Figura 5.5 - Curva de capacidad Pushover e idealización bilineal en dirección “X”.

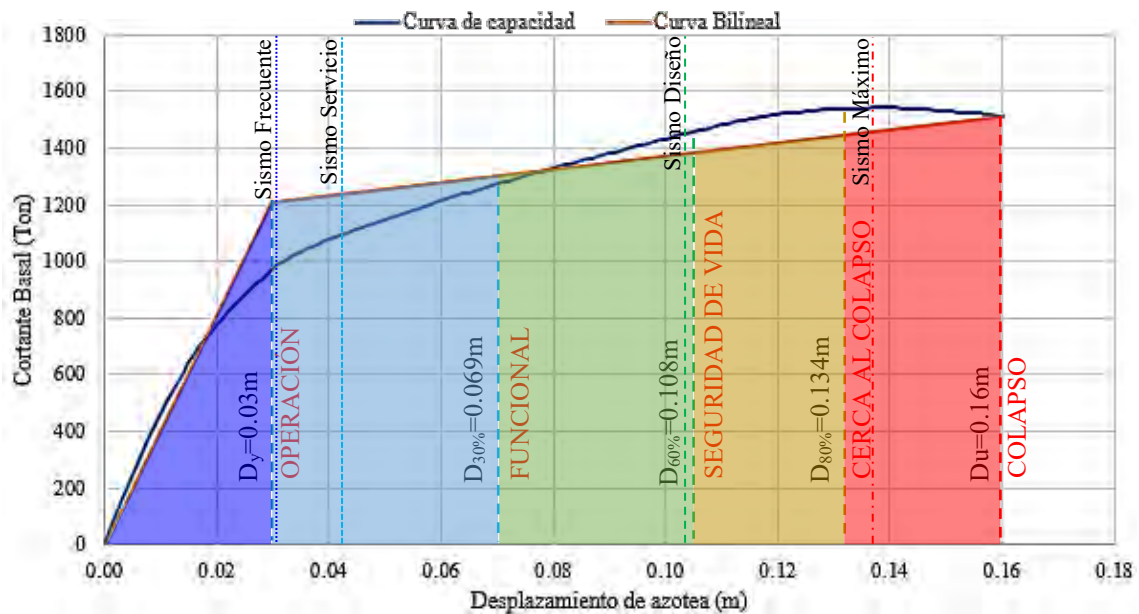


Figura 5.6 - Curva de capacidad *Pushover* e idealización bilineal en dirección "Y".

En la Tabla 5.5, se realiza una comparación entre el cortante demandado para los cuatro sismos analizados, el cortante último (V_u) y el de fluencia efectiva (V_y) obtenidos a partir de la curva idealizada de capacidad, además del cortante de diseño calculado según la E.070.

Tabla 5.5 - Relación de cortantes – FEMA 440.

Dirección	Sismo	V_d (ton)	V_d/V_y (%)	V_d/V_u (%)	$V_d/V_{diseño}$ (%)	$V_u/V_{diseño}$ (%)
X	Frecuente	1273	87.29	65.50	241.46	368.63
	Servicio	1466	100.55	75.45	278.15	
	Diseño	1597	109.53	82.19	302.98	
	Máximo	1659	113.79	85.39	314.76	
Y	Frecuente	1210	100.25	80.03	229.58	286.86
	Servicio	1236	102.39	81.74	234.47	
	Diseño	1381	114.42	91.34	262.03	
	Máximo	1463	121.19	96.74	277.52	

La Tabla 5.6 muestra la comparación entre la demanda de ductilidad (μ_d) y sobrerresistencia (SR_d) frente a los valores de ductilidad y sobrerresistencia obtenidos a partir de la curva de capacidad.

Tabla 5.6 - Ductilidad y sobrerresistencia – FEMA440.

Dirección	Sismo	μ_d	μ_d / μ	SR_d (%)	SR_d/SR (%)
X	Frecuente	0.87	8.58	87.29	65.50
	Servicio	1.15	11.31	100.55	75.45
	Diseño	3.62	35.60	109.53	82.19
	Máximo	4.79	47.10	113.79	85.39
Y	Frecuente	1.00	18.75	100.25	80.03
	Servicio	1.41	26.44	102.39	81.74
	Diseño	3.47	65.06	114.42	91.34
	Máximo	4.63	86.81	121.19	96.74

5.3.3. Matriz de desempeño

Según el comité de Visión 2000 [24], se espera que el nivel de daño en un edificio multifamiliar ante un sismo de diseño cumpla con los estándares de seguridad para preservar vidas y prevenir el colapso ante un sismo máximo. En la Tabla 5.7 se presenta la matriz de desempeño, la cual refleja los resultados del análisis estático no lineal *Pushover* y las recomendaciones del comité Visión 2000 para ambas direcciones de análisis.

Tabla 5.7 - Evaluación del desempeño según FEMA 440.

Dirección	Sismo	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Prevención de colapso	¿Cumple objetivos de Desempeño?
X-X	Frecuente					SI
	Servicio					SI
	Diseño					SI
	Máximo					SI
Y-Y	Frecuente					SI
	Servicio					SI
	Diseño					SI
	Máximo					SI*

* Cumple con un excedente menor al 5%

CAPÍTULO VI

Conclusiones y recomendaciones

5.4. Conclusiones

La falta de planificación urbanística, el acelerado crecimiento poblacional y la migración descontrolada en los últimos años han conducido a un colapso en las principales ciudades del Perú. Esta problemática se ve agravada por la carencia de una cultura constructiva adecuada, lo que ha impulsado la proliferación de la construcción informal, particularmente en viviendas de tipo horizontal. Esta tendencia ha originado un progresivo alejamiento de los centros urbanos, lo que, a su vez, ha incrementado el costo de los espacios cercanos a estos.

En este contexto, se hace urgente promover el desarrollo vertical en las ciudades, con el objetivo de optimizar el uso del espacio disponible y fomentar una mejor organización urbana. Es fundamental también incentivar la formación y educación tanto de los constructores como de los ciudadanos, para lograr una mejora en las prácticas constructivas y en la planificación del espacio urbano.

Ante esta situación, resulta esencial continuar investigando e implementando nuevos sistemas estructurales que amplíen las alternativas disponibles para la construcción, y que permitan seleccionar la opción más adecuada según las necesidades y características específicas de cada proyecto.

A continuación, se presentan las conclusiones derivadas de los resultados y las discusiones abordadas en la presente tesis.

5.4.1. Diseño normativo (Capítulo III)

- Es factible diseñar edificaciones de mampostería confinada de hasta 10 pisos utilizando las ecuaciones normativas vigentes. No obstante, esta opción no representa la más eficiente, ya que, al modificar el enfoque de diseño de corte a flexión, es imprescindible ajustar diversos parámetros para alcanzar una optimización en el diseño estructural. Entre los aspectos clave a revisar se incluyen la densidad de muros, la resistencia global de la estructura, el agrietamiento por sismo moderado, y el diseño de los elementos de confinamiento.
- La deriva límite propuesta en la E.070 es cuestionable, ya que la evidencia experimental, tanto a nivel nacional como internacional, indica que los muros con baja relación de aspecto y sin

refuerzo horizontal presentan un comportamiento menos conservador. Es decir, después de alcanzar la resistencia al agrietamiento diagonal, estos muros aún conservan una reserva significativa de resistencia, la cual se mantiene hasta alcanzar su resistencia máxima a corte. Además, la incorporación de refuerzo horizontal mejora tanto la resistencia como la ductilidad de los muros. En consecuencia, resulta necesario desarrollar expresiones específicas para este tipo de casos, considerando que, a nivel internacional, este enfoque ha sido reconocido desde principios del siglo XXI.

- Es objeto de debate que la norma E.070 estipule la necesidad de refuerzo horizontal en los muros únicamente cuando se supera un límite específico de esfuerzo a compresión, sin considerar su inclusión para mejorar la resistencia a corte (V_s), como lo han propuesto otras normativas de diseño desde hace varios años. En este sentido, diversas investigaciones, tanto a nivel nacional como internacional, han demostrado la contribución significativa del refuerzo horizontal en el incremento de la capacidad de corte, lo que respalda la inclusión de este tipo de refuerzo.
- El modelo de columna ancha se adapta adecuadamente al edificio de 10 pisos estudiado, generando resultados consistentes con un margen de error reducido y un tiempo de procesamiento computacional eficiente. Actualmente, existen diversas propuestas metodológicas para el modelado de edificios de mampostería confinada, tales como el método de elementos finitos, el modelo de puntal equivalente y el modelo de columna ancha, entre otros. Sin embargo, sería recomendable que la norma E.070 establezca una metodología estándar y defina los parámetros de modelado que deben emplearse, lo cual permitiría un control más preciso en el modelado estructural de este tipo de edificaciones.

5.4.2. Análisis no-lineal (Capítulo IV)

- La ductilidad global en la dirección X casi duplica la observada en la dirección Y. Sin embargo, es importante destacar que alcanzar estos niveles de ductilidad requirió llevar los muros hasta su límite de flexión y corte en ambas direcciones, evaluando las relaciones entre el cortante basal y el desplazamiento en la azotea. En la dirección Y, se registraron los mayores desplazamientos en los primeros cinco pisos, ya que todos los muros en estos niveles alcanzaron su resistencia máxima a corte de manera casi simultánea. Esto provocó una considerable reducción de la resistencia y rigidez en dichos pisos, concentrando las deformaciones en estos niveles y, en menor medida, en los pisos superiores. Las curvas de capacidad del primer nivel muestran claramente que la concentración de desplazamientos por flexión y corte es más pronunciada en los pisos inferiores en comparación con los niveles superiores.

- La ductilidad en la dirección “X” es mayor a 6, mientras que en la dirección “Y” es ligeramente inferior a 6. Además, la sobrerresistencia en “X” es de 1.33 y en Y de 1.25, lo que indica que la estructura analizada presenta una alta ductilidad al cambiar el enfoque de diseño de corte a flexión.

Los valores obtenidos se encuentran cercanos al factor de reducción de resistencia utilizado para edificios con muros estructurales ($R=6$) y superan el factor de reducción de resistencia utilizado para edificios de mampostería ($R=3$ en sismos severos y $R=6$ en sismos moderados). Dado que el factor de reducción de resistencia no solo depende de la ductilidad, sino también de la sobrerresistencia y la redundancia, se concluye que el valor de $R=3$ utilizado en el diseño de edificios de mampostería confinada debería incrementarse si se adopta un enfoque de diseño basado en flexión. Esto se debe a que los edificios de mampostería confinada con un enfoque de falla por flexión exhiben una mayor capacidad de deformación, es decir, son más dúctiles. Por lo tanto, se propone en esta investigación utilizar un valor de $R=6$ para edificios de mampostería confinada que fallen por flexión.

- A nivel local, se observa que todos los muros del primer piso alcanzan la fluencia antes de llegar a su resistencia máxima a corte. Este comportamiento contribuye a que la estructura, de manera global, exhiba una buena ductilidad, lo cual se refleja en la curva de capacidad
- Las rótulas a flexión no tienen un punto de falla claramente definido, por lo que es necesario limitarlas manualmente en función de los niveles de distorsión alcanzados y los límites previamente establecidos. En contraste, las rótulas a corte sí presentan un punto definido de pérdida de rigidez y resistencia, que ocurre una vez alcanzada su resistencia máxima. Debido a esto, el software MidasGen, al tener ambas articulaciones en paralelo, detecta cuando el muro alcanza su resistencia máxima, momento en el cual comienza a perder rigidez y concluye el análisis. Sin embargo, según la evidencia experimental disponible, especialmente a nivel internacional (por ejemplo, en México), se concluye que, aunque el muro haya alcanzado su resistencia máxima, sigue siendo capaz de soportar carga y deformación. Por lo tanto, el análisis realizado por MidasGen resulta ser conservador, al finalizar el análisis cuando detecta la pérdida de rigidez a corte.
- Según los antecedentes experimentales disponibles a nivel internacional, principalmente en México, se puede afirmar que la capacidad de deformación de los muros de albañilería confinada depende de su relación de aspecto. En este sentido, los muros con una mayor relación de aspecto presentan una mayor capacidad de deformación, mejor disipación de energía y menor degradación de rigidez en comparación con los muros más robustos, que tienen una relación de aspecto más baja. Además, los muros que incorporan refuerzo horizontal muestran un incremento en su resistencia y ductilidad.

- Con base en la evidencia experimental, se verificó que los muros con una relación de aspecto superior a 2 y refuerzo horizontal pueden acomodar de manera estable derivadas del orden de 0.010. En consecuencia, esta investigación sugiere que la ductilidad global debe medirse hasta que un primer muro alcance una deriva de 0.007 de manera local, lo que garantizará una reserva de resistencia y rigidez a nivel global. Además, en este modelo se calcularon las ductilidades necesarias para alcanzar deformaciones o derivas en los entrepisos de 0.0012, 0.005, 0.007 y 0.010. Los dos primeros valores corresponden a los establecidos por las normativas para muros que fallan por corte; el tercero, a la deriva propuesta para muros que fallan por flexión; y el cuarto, a la deriva máxima para prevenir el colapso.
- Se observa que los diagramas de momento en la etapa elástica de los muros presentan una curvatura simple, lo que respalda la hipótesis de que los muros se comportan como muros en voladizo. Esto se debe a que, entre muros, se utilizaron vigas chatas y, a ciertos niveles, vigas peraltadas, con el objetivo de reducir el momento en la base y evitar una cuantía de refuerzo elevada en las columnas de confinamiento.
- Según el enfoque de sectorización aplicado a la curva de capacidad de la estructura, se concluye que una deriva de 0.007 en ambas direcciones se encuentra en el límite del estado de seguridad en términos de vida útil. Por lo tanto, sería adecuado considerar la posibilidad de aumentar la deriva límite para edificios de mampostería que presenten fallas por flexión en lugar de por cortante. No obstante, es importante tener en cuenta que este incremento en la deriva límite podría resultar en una menor densidad de muros, lo que a su vez reduciría la rigidez y aumentaría el periodo de vibración. Este cambio podría traducirse en una menor fuerza sísmica y, en consecuencia, en la necesidad de un menor refuerzo en los elementos de confinamiento.

5.4.3. Evaluación de desempeño sísmico (Capítulo V)

- La demanda sísmica de diseño indica un desplazamiento en la azotea en la dirección X de 8.8 cm, casi el doble del desplazamiento inelástico (4.60 cm) calculado según la E.030. Esta diferencia se debe al cambio en el comportamiento estructural, pasando de una falla por corte a una por flexión. Además, podemos concluir que, para el desplazamiento normativo, la estructura aún se encuentra dentro del rango de operación inmediata. De manera similar, en la dirección Y, el desplazamiento de azotea para la demanda sísmica de diseño es de 10.42 cm, casi el doble del desplazamiento inelástico (5.32 cm) calculado con la E.030. Al igual que en la dirección X, este desplazamiento normativo se mantiene dentro del rango de operación inmediata.

- En la dirección X, el edificio cumple con el desempeño esperado, ya que las demandas correspondientes a los niveles sísmicos (frecuente, de servicio, de diseño y máximo) se encuentran dentro de los cuatro umbrales de desempeño establecidos para edificios comunes.
- En la dirección Y, el edificio cumple con el desempeño esperado frente a sismos frecuentes, de servicio y de diseño. Sin embargo, para un sismo de máxima intensidad, la demanda sísmica supera en un 3.7% el umbral de desempeño correspondiente a la prevención de colapso. No obstante, este valor se encuentra dentro de un rango aceptable, lo que indica que el edificio permanece dentro de los límites establecidos para la prevención de colapso.
- La comparación entre el cortante demandado para los cuatro sismos analizados y los cortantes de fluencia, máximo y de diseño permite determinar el factor de sobrerresistencia de la estructura. Además, se realizó una comparación entre el cortante último y el cortante de diseño, observándose que el cortante demandado en todos los casos es inferior al cortante último, mientras que el cortante de diseño es significativamente menor que el cortante demandado. Esto se debe a que la normativa reduce el cortante de diseño mediante un factor de reducción sísmico, con el objetivo de hacer viable las construcciones y, en caso de un evento sísmico, permitir cierto nivel de daño sin llegar al colapso.
- La ductilidad del sistema estructural depende de varios factores, como el tipo de material, el sistema constructivo, el detallado de los elementos estructurales, entre otros. En este caso, la ductilidad global ($D_{max}/D_y = \mu$) se comparó con la ductilidad demandada (μ_d) para los cuatro sismos analizados, lo que indicó que la estructura presenta una capacidad de deformación mayor a las convencionales de mampostería confinada (de hasta 5 pisos con falla por corte). Esto sugiere que la estructura puede soportar una cantidad considerable de daño antes de llegar al colapso, lo cual es atribuible al cambio en el enfoque de diseño (de falla por corte a flexión) propuesto en esta tesis.
- La sobrerresistencia, al igual que la ductilidad, depende de varios factores, como la redundancia estructural (redistribución de esfuerzos), el endurecimiento por deformación del acero de refuerzo, el confinamiento adecuado de los elementos estructurales (detallado), elementos adicionales sobredimensionados (como la placa de ascensor y las escaleras), entre otros. En este caso particular, la sobrerresistencia global ($V_{m\acute{a}x.}/V_y$) es mayor que la demanda ($V_d/V_y = SR_d$) para los cuatro sismos analizados, lo que garantiza que la estructura posee una reserva de resistencia frente a posibles eventualidades o demandas sísmicas.

5.4.4. Calibración de ensayos experimentales (ANEXO II)

- El modelo modificado de la columna ancha, para corte y flexión, resulta ser una alternativa de modelado lineal y no lineal, sencilla, precisa y rápida, en comparación con modelos más refinados, como los basados en elementos finitos, ya que proporciona resultados cercanos a los obtenidos experimentalmente.
- Con base en la evidencia experimental y la calibración realizada para validar las rótulas y resortes no lineales de los muros, se considera adecuado modelar una sección agrietada durante la etapa elástica del muro. Esto se justifica por el hecho de que la falla en los muros generalmente comienza con la formación de grietas horizontales en las columnas de confinamiento. Estas grietas luego se propagan, siguiendo un patrón de comportamiento determinado, ya sea por corte o flexión. Independientemente del modo de falla, se destaca que el agrietamiento horizontal en las columnas reduce la inercia bruta en un 35%, debido a la disminución de la sección transversal por la formación de grietas.
- Esta investigación propone que la degradación de la rigidez total del muro comienza con un aporte constante de rigidez tanto por corte como por flexión, hasta que aparecen las primeras grietas horizontales por flexión. En este contexto, se sugiere que la rigidez a corte y a flexión varía en función de la longitud y el tipo de grietas que se desarrollan en el muro. Es decir, si solo se presentan grietas horizontales, la rigidez a flexión se reduce de manera proporcional al daño y la longitud de las grietas. Si solo aparecen grietas diagonales, la rigidez a corte es la que se ve más afectada. Si las grietas horizontales aparecen primero y luego se convierten en diagonales, ambas rigideces se reducen de manera proporcional, según la tipología y la longitud de cada grieta, comenzando por la que aparece primero.

5.5. Recomendaciones

- Este trabajo es uno de los primeros estudios realizados en Perú en el área de investigación relacionada con el cambio de enfoque de diseño, de corte a flexión, en edificios de albañilería confinada. Debido a esto, es necesario desarrollar una cantidad significativa de modelos adicionales, tanto similares como diferentes, que amplíen este enfoque a otras configuraciones estructurales, pero manteniendo el diseño basado en fallas por flexión. Además, debe considerarse que la estructura analizada corresponde a un caso particular, ubicado en un tipo de suelo específico y bajo condiciones que no necesariamente son aplicables a todos los contextos. Por lo tanto, se recomienda ampliar el estudio realizado en este trabajo a más estructuras de mampostería confinada, con el objetivo de comparar los resultados obtenidos en este estudio. Las variaciones pueden incluir configuraciones arquitectónicas, número de pisos, zonas sísmicas, tipos de suelos, entre otros factores.

- Es crucial destacar la importancia de la investigación en muros de albañilería confinada con relaciones de aspecto mayores a 2 y refuerzo horizontal, ya que, a nivel internacional, esta área de estudio ha sido ampliamente validada. Es especialmente relevante considerar que el refuerzo horizontal incrementa significativamente la capacidad resistente y la deformabilidad del muro, mientras que los muros con relaciones de aspecto superiores a 2 muestran una mayor capacidad de deformación y una menor degradación de rigidez.
- Se sugiere desarrollar un enfoque de diseño específico para muros con falla a flexión, ya que, aunque hasta ahora se ha propuesto una metodología basada en lo establecido por la norma E.070, este enfoque sigue estando orientado a muros con falla a corte, no a flexión.
- En el contexto de este nuevo enfoque de diseño, es fundamental investigar la necesidad de considerar una densidad mínima de muros, dado que un mayor número de muros tiende a incrementar la rigidez del edificio, lo que podría limitar su capacidad de deformación global.
- Dada la previsión de sollicitaciones en edificios de 5 a 10 pisos, es imperativo utilizar unidades de albañilería de resistencia adecuada (tipo V). Esto requiere fomentar la fabricación de estas unidades, las cuales son fundamentales en la propuesta, para garantizar una resistencia estructural adecuada frente a las demandas previstas.
- Realizar un análisis dinámico incremental (IDA) para evaluar con mayor precisión el desempeño sísmico de la estructura y, simultáneamente, comparar y validar los resultados obtenidos mediante el análisis Pushover.
- Considerar de manera más precisa el comportamiento no lineal (rótulas) de las vigas de entrepiso, dado que en esta investigación se prestó mayor atención a las rótulas y al nivel de daño de los muros, y no tanto a las vigas de entrepiso.

REFERENCIAS

- [1] INEI (2017). *Censos Nacionales 2017: XI de población y VI de vivienda*. Instituto Nacional de Estadística e Informática.
- [2] Shrive, N. (2019). *Rule of thumb to engineered masonry*. 13th North American Masonry conference. The Masonry Society, USA.
- [3] San Bartolomé, A. *et al.* (2011). *Diseño y Construcción de Estructuras Sismorresistente de Albañilería*. Fondo Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú.
- [4] San Bartolomé, A. (1994). *Construcciones de albañilería, comportamiento sísmico y diseño estructural*. Fondo Editorial. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- [5] Espinosa Cazarín, E. *et al.* (2012). Bases para el diseño de edificios altos de mampostería confinada en ciudad de México. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1-28. <https://es.scribd.com/document/484829936/bases-de-diseno-para-edificios-altos-de-mamposteria-pdf>
- [6] Escamilo Rodríguez, J. (2017). *Diseño estructural de una edificación de albañilería confinada de 8 pisos en la ciudad de Trujillo, La Libertad* [Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Universidad Privada Antenor Orrego]. <https://repositorio.upao.edu.pe/handle/20.500.12759/3587>
- [7] Norma técnica de edificación E.070. Albañilería. Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, Gobierno del Perú. 29 de julio del 2020.
- [8] Priestley, M. y Elder, D. (1982). *Seismic behavior of slender concrete masonry shear walls*. Research Report. Christchurch New Zealand, Department of Civil Engineering University of Canterbury.
- [9] Espinosa Cazarín, E. (2013). *Diseño sismorresistente de edificios altos de mampostería* [Tesis para obtener el grado de magíster, Universidad Nacional Autónoma de México].
- [10] Meli, R. *et al.* (2011). *Seismic Design Guide For Low-Rise Confined Masonry Buildings*. EERI Publication Number WHE-2011-02.
- [11] Pari, S. y Manchego, J. (2017). *Análisis Experimental de muros de albañilería confinada en viviendas de baja altura en lima, Perú* [Tesis para obtener el grado de magíster, Pontificia Universidad Católica del Perú].

- [12] Pindoria, K. *et al.* (2001). *Repair and strengthening guide for earthquake damaged low-rise domestic buildings in Gujarat, India*. Gujarat Relief Engineering Advice Team (GREAT).
- [13] Varela, J. *et al.* (2019). Flexural behavior of confined Masonry walls subjected to in-plane lateral loads. *Earthquake Spectra*, 35(1), 405-422.
- [14] Shing, P. B. *et al.* (1989). Inelastic behavior of concrete masonry shear walls. *Journal of structural engineering*, 115(9), 2204-2225.
- [15] Espinosa, E. y Terán, A. (2020). Evaluación de parámetros de desempeño para muros de mampostería confinada con comportamiento en flexión [Discurso principal]. Conferencia: XXII CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA ESTRUCTURA, Aguascalientes, México.
- [16] Krolicki, J. *et al.* (2011). Shear strength of reinforced concrete walls subjected to cyclic loading. *Journal of Earthquake Engineering*, 15(S1), 30-71.
- [17] Nicola, T. *et al.* (2015). Masonry infilled frame structures: state-of-the-art review of numerical modelling. *Earthquakes and structures*, 8(3), 733-759.
- [18] Taveras, M. (2008). *Revisión de las recomendaciones para modelar y analizar estructuras de mampostería confinada ante carga lateral* [Tesis para obtener el grado de magister, Universidad Nacional Autónoma de México].
- [19] Angles, P. (2008). *Comparación del comportamiento a carga lateral cíclica de un muro confinado con ladrillos de concreto y otro con ladrillos de arcilla* [Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú].
- [20] Espinosa, E. *et al.* (2014). Consideraciones para el diseño sísmico de edificios altos de mampostería confinada ubicados en zonas sísmicas. *Ingeniería sísmica*, (90), 88-109.
- [21] ASCE (2014). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. *ASCE*, 41-13.
- [22] ATC (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building. *ATC 40*.
- [23] Norma técnica de edificación E.030. Diseño sismorresistente, Gobierno del Perú. 11 de febrero del 2019.
- [24] SEAOC Visión 2000 committee (1995). *Performance based seismic design buildings*. Structural Engineers Association of California.
- [25] Alcocer, S. *et al.* (2013). Envolvente de resistencia lateral de piso para estructuras de mampostería confinada. *Ingeniería sísmica*, (89), 25-54.

- [26] Flores, A. (2010). Modelos Esfuerzo–Deformación para mampostería fabricada en México [Tesis para obtener el grado de magíster, Universidad Autónoma Metropolitana].
- [27] Quiun, D. y San Bartolomé, A. (2009). Nuevas metas para mejorar la norma de albañilería E.070-2006. *XVI Congreso Nacional de Ingeniería Civil*, Lima, Perú.
- [28] Ewing, B. y Kowalsky, M. (2004). Compressive Behavior of unconfined clay brick masonry. *Journal of Structural Engineering* 130(4), 650-661.
- [29] Kaushik, HB. *et al.* (2007). Características de tensión-deformación de la mampostería de ladrillos de arcilla bajo compresión uniaxial. *Revista de materiales en ingeniería civil*, 19 (9), 728-739.
- [30] Flores, L. y Alcocer, S. (2001). *Estudio Analítico de Estructuras de Mampostería Confinada*. CENAPRED.
- [31] Pérez Gavilán, J. y Manzano, A. (2013). Efecto del momento flexionante en la fuerza cortante que produce el agrietamiento por tensión diagonal en muros de mampostería confinada. *Ingeniería sísmica*, (88), 1-22.
- [32] Zeballos, A. *et al.* (1992). *Efectos de la esbeltez sobre la resistencia a fuerza cortante de los muros de albañilería confinada*. <http://blog.pucp.edu.pe/blog/albanileria/>
- [33] Pérez Gavilán, J. *et al.* (2013). Efecto de la esbeltez en la resistencia de muros de mampostería confinada. *Ingeniería sísmica*, (89), 55-76.
- [34] Pérez Gavilán, J. (2012). *Guía para el análisis de estructuras de mampostería*. México: SMIE.
- [35] Zúñiga, O. y Terán, A. (2008). Evaluación basada en desplazamientos de edificaciones de mampostería confinada. *Ingeniería sísmica*, (79), 25-48.
- [36] Espinosa, E. y Terán, A. (2020). Estabilidad global y capacidad de deformación de edificios de mediana altura de mampostería confinada diseñados con las normas técnicas complementarias de la ciudad de México. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 25(2), 183-209.
- [37] Espinosa, E. (2021). *Diseño basado en desempeño de edificios de mampostería confinada con comportamiento no lineal en flexión* [Tesis para obtener el grado de doctor, Universidad Autónoma Metropolitana].

- [38] FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C.: American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency.
- [39] Norma técnica de edificación E.020. Cargas, Gobierno del Perú. 29 de julio del 2020.
- [40] Cruz Alayo, A. (2015). *Contribución del refuerzo horizontal a la resistencia de muros de mampostería* [Tesis para obtener el grado de magíster, Universidad Nacional Autónoma de México]
- [41] Rubio Pérez, L. (2018). *Contribución del refuerzo horizontal a la resistencia de muros confinados de piezas de arcilla extruida* [Tesis para obtener el grado de magíster, Universidad Nacional Autónoma de México].
- [42] NTCM (2017). Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería. *Gaceta oficial de la Ciudad de México*.
- [43] Martijena, E (1992). *Ensayo de carga lateral de un pórtico de albañilería confinada de dos pisos a escala 1:2. Variable: Peralte de la viga de conexión* [Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú].
- [44] Pastorutti, A., y San Bartolome, A. (1986). Ensayos de carga lateral en muros de albañilería confinada–Efecto del refuerzo. In *Memorias. VI Congreso Nacional de Ingeniería Civil*.
- [45] León Jesús, R. G., y Cruz Munive, (2018). *Efectos del tipo de refuerzo horizontal (convencional y electrosoldado) sobre el comportamiento sísmico de la albañilería confinada* [Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú].
- [46] Quiun, D (1993). *Estudio de la respuesta dinámica de un espécimen de albañilería confinada de tres pisos* [Tesis para optar el grado académico de magíster en ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú].
- [47] Mander, J. *et al.* (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804-1826.
- [48] Kent, D. y Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the structural division*, 97(7), 1969-1990.
- [49] Menegotto, M. y Pinto, P. E. (1977). Slender RC compressed members in biaxial bending. *Journal of the Structural Division*, 103(3), 587-605.

- [50] Dhakal, R. P. y Maekawa, K. (2002). Modeling for postyield buckling of reinforcement. *Journal of structural engineering*, 128(9), 1139-1147.
- [51] Chang Tokushima, D. A. (2015). *Estudio de relaciones momento-curvatura en secciones de concreto armado y concreto preesforzado sometidas a flexión* [Tesis para optar el grado académico de magíster en ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú].
- [52] Aguiar, R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño. Centro de Investigaciones Científicas*. Escuela Politécnica del Ejército.
- [53] Yacila, L. (2020). Evaluación numérica de la esbeltez en muros de albañilería confinada. [Tesis para optar el grado de ingeniero civil, Universidad Nacional de Ingeniería].
- [54] Pérez-Gavilán, J. J. (2020). *The effect of shear-moment interaction on the shear strength of confined masonry walls*. *Construction and Building Materials*, 263, 120087.
- [55] De La Cruz, C. y León, R (2018). *Efectos del tipo de refuerzo horizontal (convencional y electrosoldado) sobre el comportamiento sísmico de la albañilería confinada* [Tesis para optar el grado de ingeniero civil, Pontificia Universidad Católica del Perú].
- [56] Cruz, A. (2015). *Contribución del refuerzo horizontal a la resistencia de muros de mampostería confinada* [Tesis para optar el grado de ingeniero civil, Pontificia Universidad Católica del Perú].
- [57] Meli, R. (1975). *Comportamiento sísmico de muros de mampostería* [Tesis para obtener el grado de doctor, Universidad Nacional Autónoma de México].
- [58] Quiun, D. *et al.* (2023). Analytic Calibration of Confined Masonry Walls Tested Under Cyclic Lateral Loads with Cracked Sections. *14th NORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE* (14), 154-162.

ANEXO I

Diseño de muros a flexo-compresión y cálculo de Momento vs curvatura en los muros con XTRACT

A.I. Introducción

Para el diseño a flexo-compresión se parte de la sección del muro y su distribución de refuerzo longitudinal proveído. El diagrama de interacción se define como el lugar geométrico de todas las combinaciones de carga (P, M) que agotan la capacidad de la sección. Una vez obtenido el diagrama, se reduce a su resistencia nominal y se interceptan con las combinaciones de cargas últimas, verificando que todas caigan dentro de dicho diagrama.

El diagrama momento curvatura nos permite determinar la capacidad a flexión de una sección cualquiera. El procedimiento de cálculo consiste en una buena cantidad de iteraciones que lleven al equilibrio. Las consideraciones que debemos tener en cuenta son las siguientes:

- Definición de la geometría y disposición de refuerzo longitudinal
- Contar con todos los diagramas constitutivos de los materiales a usar (concreto confinado y no confinado, acero de refuerzo y mampostería)
- Carga axial constante o incremental
- Incrementar las deformaciones de la fibra extrema comprimida en pequeños intervalos para mejorar la precisión del diagrama.

Para ambos diagramas, se consideró usar el método de las fibras o el método de elementos discretos con ayuda del programa XTRACT. A continuación, se presenta la Figura AI.1, que muestra la sección transversal del muro X1, seguido del análisis de las propiedades de los materiales consideradas para dicha sección en XTRACT.



Figura AI. 1 – Sección transversal del Muro X1 en Xtract

El método de fibras requiere una discretización adecuada para obtener resultados coherentes, por lo tanto, la discretización del área usada para este modelo fue de 4cm (longitud máxima) para concreto no confinado, confinado y mampostería, porque es el espesor del recubrimiento, concreto no confinado, y todas las secciones son múltiplo de 4.

A.I.1. Análisis de materiales

En la Figura A.I.1 se observa que el muro X1 está compuesto por cuatro materiales: concreto no confinado para el recubrimiento, concreto confinado para el núcleo de la columna de confinamiento, acero de refuerzo para las barras longitudinales, y mampostería para el muro.

Concreto no confinado

Para representar el comportamiento de este material se utilizó el modelo de Mander no confinado, cuyas características se describen a continuación en la Figura AI.2:

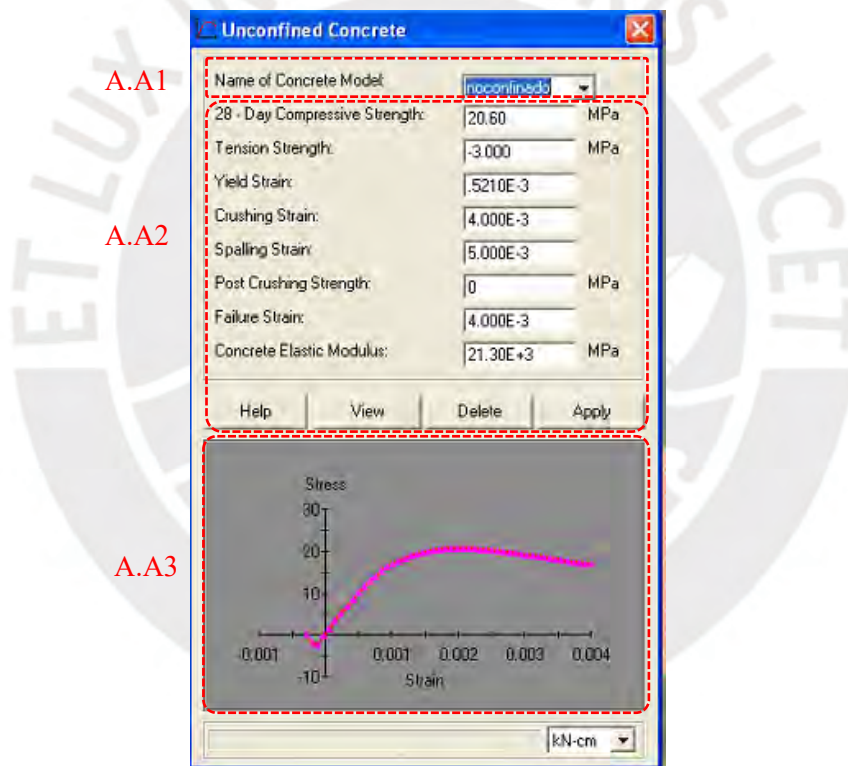


Figura AI. 2 – Parámetros de concreto no confinado, Mander - XTRACT

A.A1: Nombre del modelo de concreto no confinado - Mander

A.A2: Parámetros del modelo de concreto no confinado a usar

- Resistencia a la compresión: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 20.60 \text{ MPa}$
- Resistencia a la tracción ($2\sqrt{f'_c}$): $f_t = -29 \text{ kg/cm}^2 = -3.00 \text{ MPa}$ (También se puede despreciar por completo $f_t = 0 \text{ MPa}$)
- Deformación de fluencia: $\epsilon_{cy} = 0.000521$

- Deformación de máxima resistencia: $\epsilon_{co} = 0.002$
- Deformación de aplastamiento: $\epsilon_{ap} = 0.004$
- Deformación de desprendimiento: $\epsilon_{sp} = 0.005$
- Deformación de falla (Asumido para limitar): $\epsilon_{ap} = 0.004$ (Este valor es de 0.004 siempre y cuando se asuma que el aplastamiento controla la finalización del análisis, en el caso no controle, se puede usar el 100% de la deformación y se colocaría 1.
- Módulo de elasticidad ($15000\sqrt{f_c}$): $E_c = 217371 \text{ kg/cm}^2 = 21.3E+3 \text{ MPa}$

A.A2: Grafica del modelo

Concreto confinado

Para representar el comportamiento de este material se utilizó el modelo de Mander confinado, cuyas características se describen a continuación en las Figuras AI.3, AI.4 y AI.5 para la columna de confinamiento de 24x40:

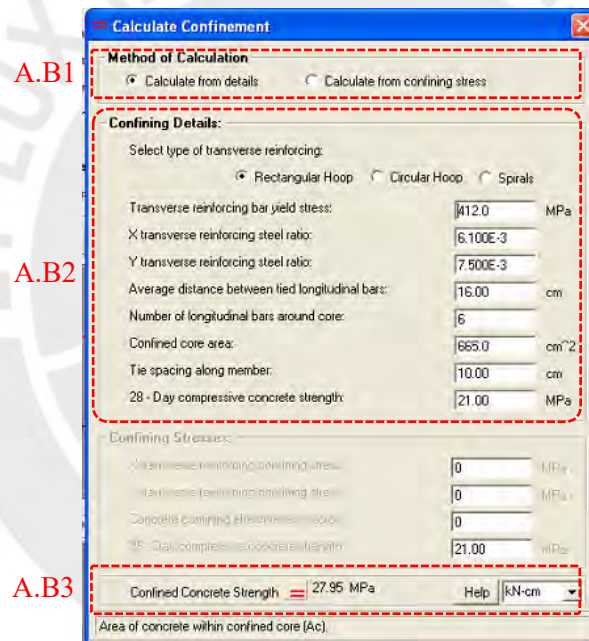


Figura AI. 3 – Parámetros de cálculo de modelo de concreto confinado, Mander - XTRACT

A.B1: Método de cálculo según Mander, es escogió el método mediante las fórmulas convencionales para concreto confinado

A.B2: Detalles de parámetros de cálculo a usar:

- Fluencia del acero de refuerzo (Estribos): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 412 \text{ MPa}$
- Cuantía de refuerzo en ramas de estribos en cada dirección de análisis:
 $p_x = 0.0061$ (dirección X)
- $p_y = 0.0075$ (dirección Y)
- Distancia promedio entre aceros de refuerzo longitudinal: $w = 16 \text{ cm}$

- Numero de barras de refuerzo longitudinal: 6
- Área de núcleo confinado: $A_{ef} = 665 \text{ cm}^2$
- Separación de estribos: $S = 15 \text{ cm}$
- Resistencia del concreto no confinado: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 21 \text{ MPa}$

A.B3: Resistencia máxima del concreto confinado según modelo de Mader: $f'_{cc} = 27.95 \text{ MPa}$

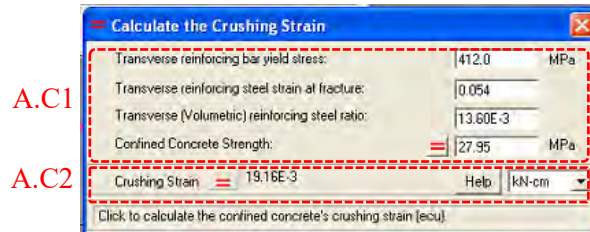


Figura AI. 4 – Parámetros de cálculo de deformación última del concreto confinado, Mander - XTRACT

A.C1: Detalles de parámetros de cálculo para estimación de deformación última del concreto

- Fluencia del acero de refuerzo (Estribos): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 412 \text{ MPa}$
- Deformación ultima $\epsilon_{sut} = 0.090$
- Deformación ultima recomendada ($\epsilon_{su} = 60\% \epsilon_{sut}$): $\epsilon_{su} = 60\% \cdot 0.090 = 0.054$
- Cuantía volumétrica: $p_s = p_x + p_y = 0.0136$

A.C2: Deformación ultima de concreto confinado XTRACT: $\epsilon_{cu} = 0.0191$

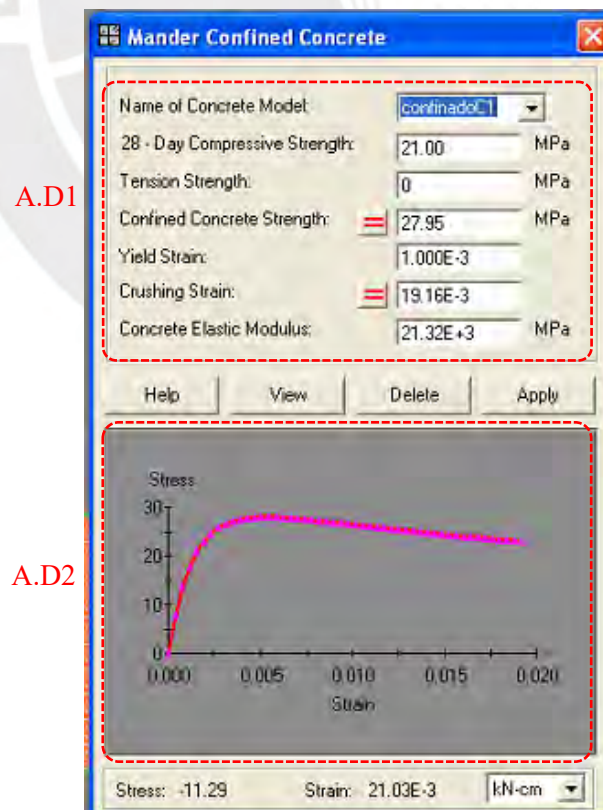


Figura AI. 5 – Modelo de Mander para concreto confinado en columna (24X40) – XTRACT.

A.D1: Propiedades para el concreto confinado

A.D2: Grafica de concreto confinado

Acero de refuerzo ASTM 615 Grado 60

La definición del comportamiento del acero se realizó mediante el Modelo de Mander para la tracción y , Dhakal y Maekawa para compresión. En la Figura AI.6 se muestran sus parámetros.

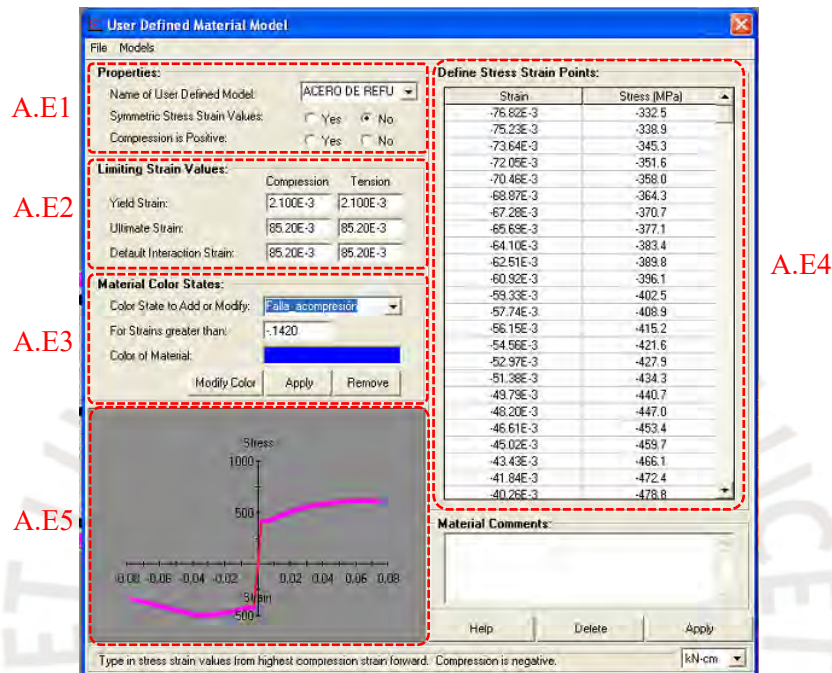


Figura AI. 6 – Modelo definido por usuario para el acero de refuerzo – XTRACT.

A.E1: Propiedades del modelo definido por usuario, se eligió usar valores para grafica asimétrica y compresión por defecto (negativa).

A.E2: Valores límite de deformación (fluencia, última e interacción predetermined).

A.E3: Estados de materiales por colores. Se eligió un color para cada límite de deformación, de esta manera se hace más fácil revisar los esfuerzos y deformaciones en el análisis.

A.E4: Definición de puntos de esfuerzo deformación

A.E5: Grafica del modelo definido por usuario

El cálculo del modelo detallado para compresión y tracción se muestra en el ANEXO 4.

Mampostería

La definición del comportamiento de la mampostería se realizó mediante el Modelo Kent and Park, inspirado en el modelo de concreto no confinado. En la Figura AI.7 se muestran sus parámetros.

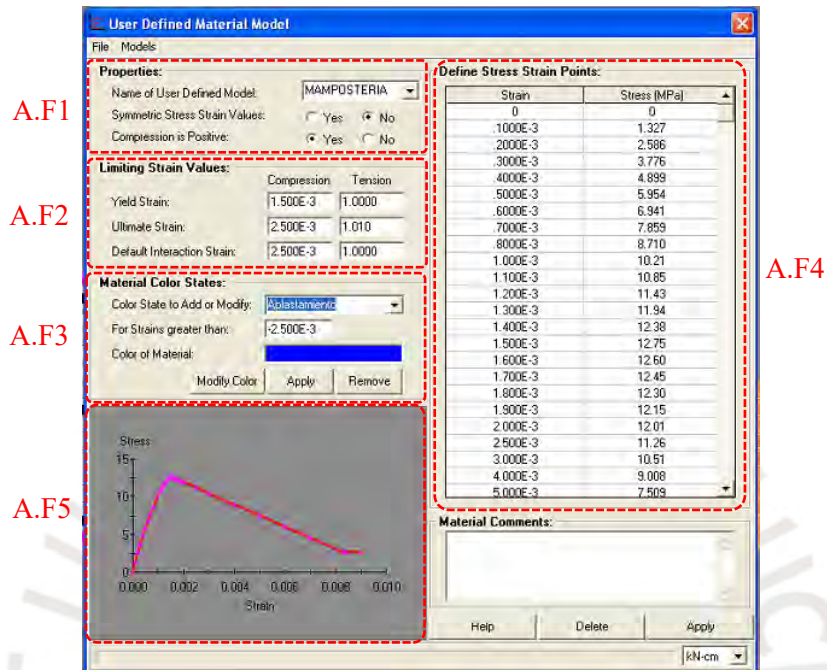


Figura AI. 7 – Modelo definido por usuario para la mampostería – XTRACT.

- A.F1:** Propiedades del modelo definido por usuario, se eligió usar valores para grafica asimétrica y compresión por defecto (negativa).
- A.F2:** Valores límite de deformación (Fluencia, Ultima e interacción predeterminada).
- A.F3:** Estados de materiales por colores. Se eligió un color para cada límite de deformación.
- A.F4:** Definición de puntos de esfuerzo deformación
- A.F5:** Grafica del modelo definido por usuario

El cálculo del modelo detallado para compresión y tracción se muestra en el ANEXO 3.

A.I.2. Parámetros para el cálculo del diagrama momento curvatura (M-φ)

Para la determinación del diagrama M-φ, se consideró una carga axial permanente (PL) mínima del 100% de la carga muerta más un porcentaje (25%) de la carga viva (PL) que simularía la presencia del uso en un determinado instante de un día convencional.

$$\text{AXIAL LOAD} = \text{PD} + 0.25\text{PL}$$

En la figura AI.8 se muestran los parámetros de definición para la construcción del diagrama M-φ, el cual detallaremos a continuación:

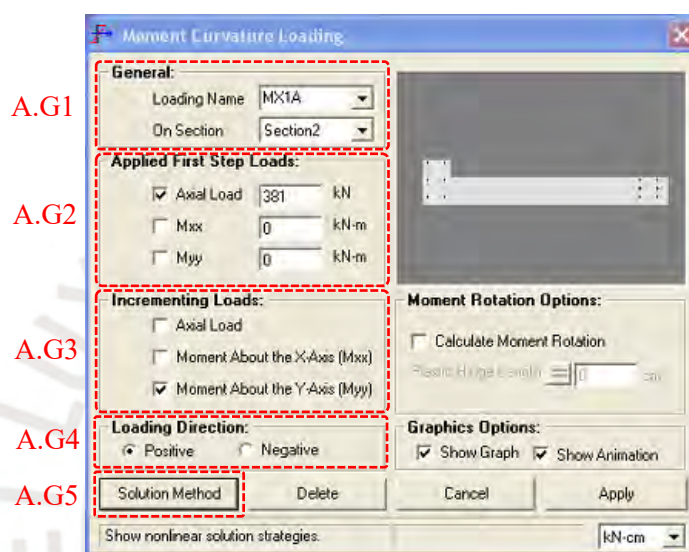


Figura AI. 8 – Modelo M-φ definido por usuario para la mampostería – XTRACT.

- A.G1:** Se le da un nombre para la nueva sección de plantilla de análisis.
- A.G2:** Carga inicial, axial o momento, se marca cual deseamos que sea constante.
- A.G3:** Carga incremental, axial o momento, se marca cual deseamos que se incremental.
- A.G4:** Se marca positivo o negativo en función a la dirección de análisis que queremos que incremente. En este caso va a girar el momento alrededor del eje Y en sentido antihorario.
- A.G5:** Método de solución. En la Figura AI.9 se muestra las consideraciones que se usó (Método de Bisección).

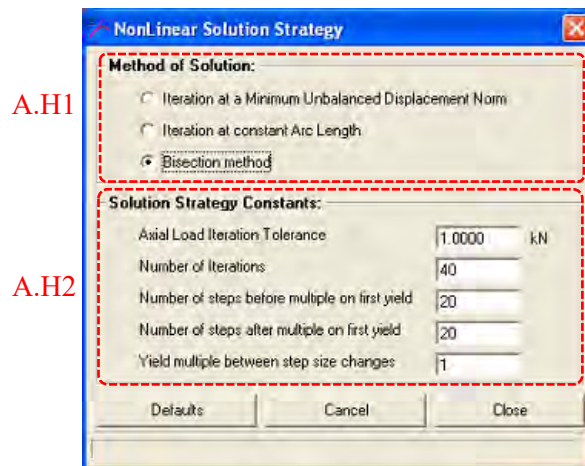


Figura AI. 9 – Métodos de solución no lineal – XTRACT.

A.H1: Tolerancia para las iteraciones de carga axial: 1kN

A.H2: Numero de iteraciones: 40

A.H3: Numero de pasos antes de la primera fluencia, se consideró 20

A.H4: Numero de pasos después de la primera fluencia: 20

A.H5: Cambios de tamaño de pasos de análisis ante fluencia múltiple: 1

Todas estas consideraciones se usaron en el análisis para tener una gráfica de momento curvatura más amigable al momento de interpretar resultados y extraer datos y, sobre todo, un tiempo de procesamiento pequeño. Se podrían dejar los valores por defecto o usar otros a criterio propio, pero dependía de la experiencia del usuario.

A.I.3. Resultados del diagrama Momento Curvatura del muro de mampostería

Dado que el Xtract se basa en algoritmos matemáticos para la construcción del diagrama $M-\phi$, debemos de limitarlo usando criterios razonables, como los indicados en el Tabla 4.1 – Capitulo 4 de la presente tesis. Con esto aseguramos el control y coherencia en los resultados. En las Figuras 10 y 11 se muestra los diagramas $M-\phi$ positivo y negativo respectivamente, en los cuales se pueden ver con color azul la zona comprimida al momento de la falla, ya sea por desprendimiento del concreto no confinado, aplastamiento, rotura por tracción o pandeo por compresion del refuerzo longitudinal.

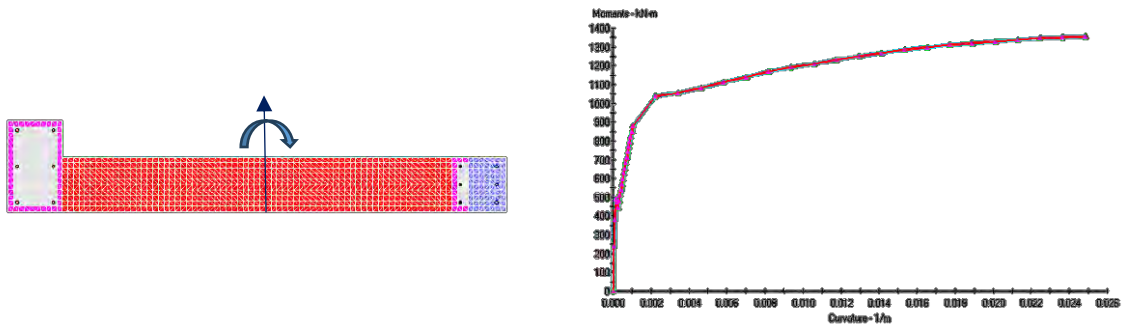


Figura AI. 10 – Diagrama M-φ positivo a la largo del eje Y – XTRACT.

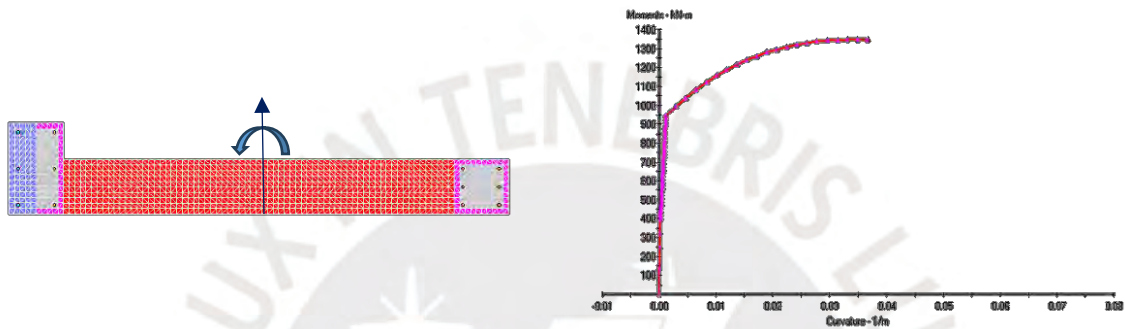
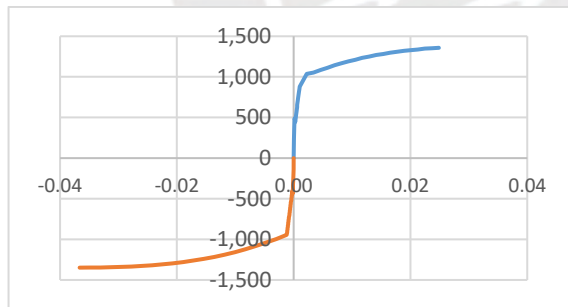
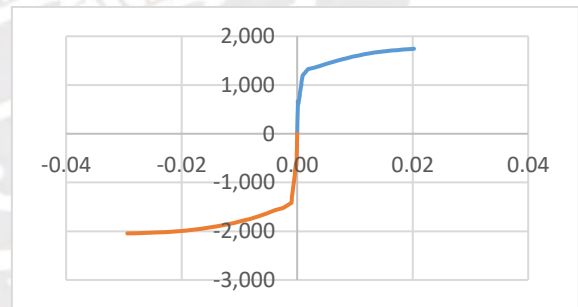


Figura AI. 11 – Diagrama M-φ negativo a la largo del eje Y – XTRACT.

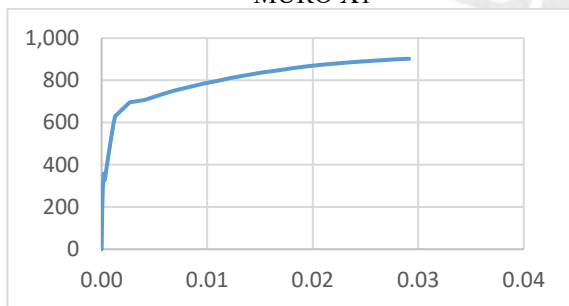
En las Figuras AI.12 y AI.13 se muestran los diagramas momento vs. curvatura de todos los muros en ambas direcciones.



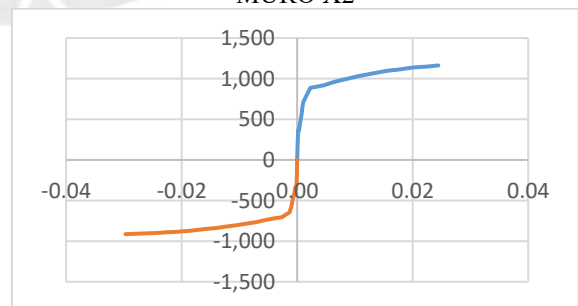
MURO X1



MURO X2



MURO X3



MURO X5

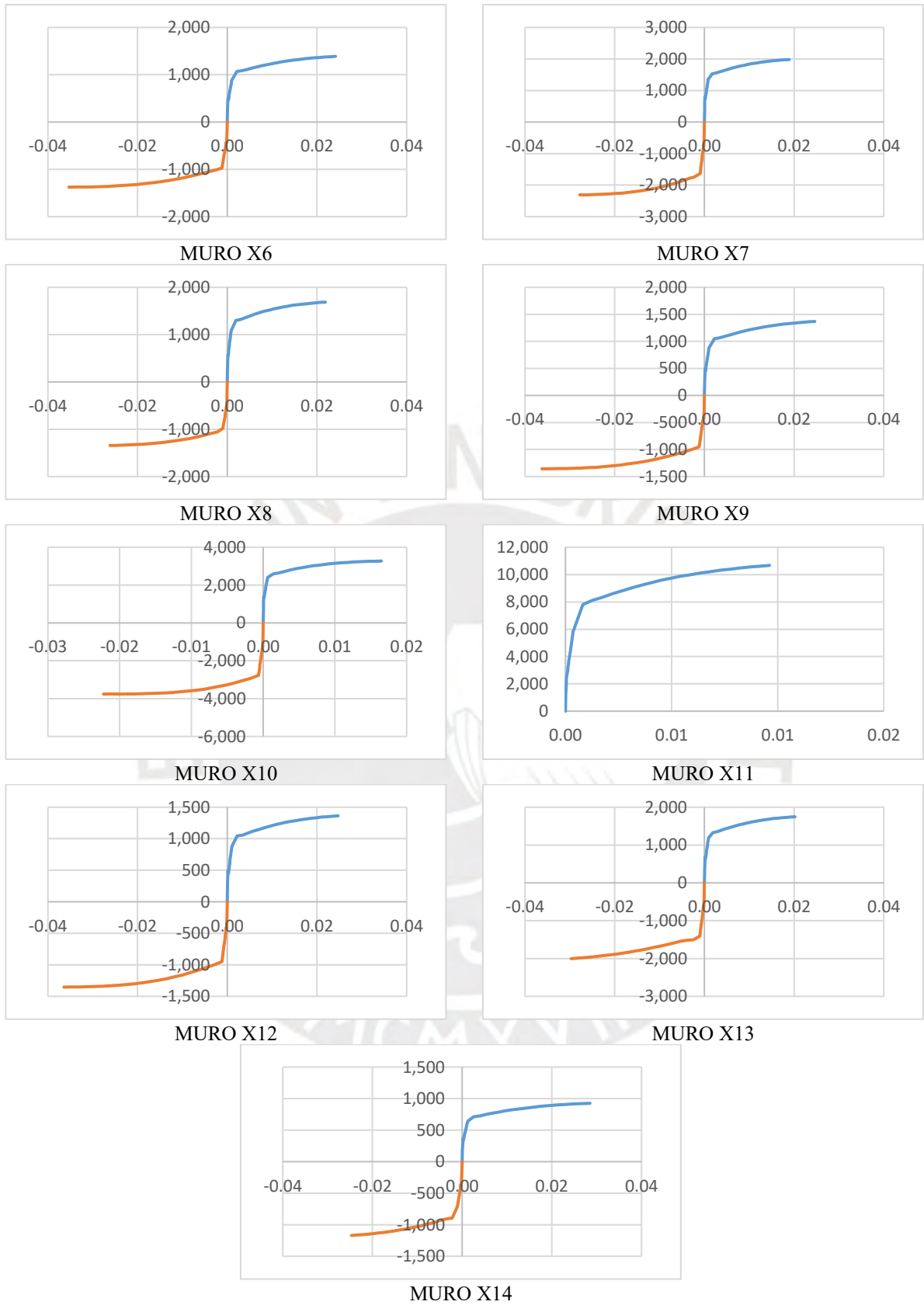


Figura AI. 12 – Diagrama Momento vs. Curvatura $M-\phi$ de muros en la dirección X.

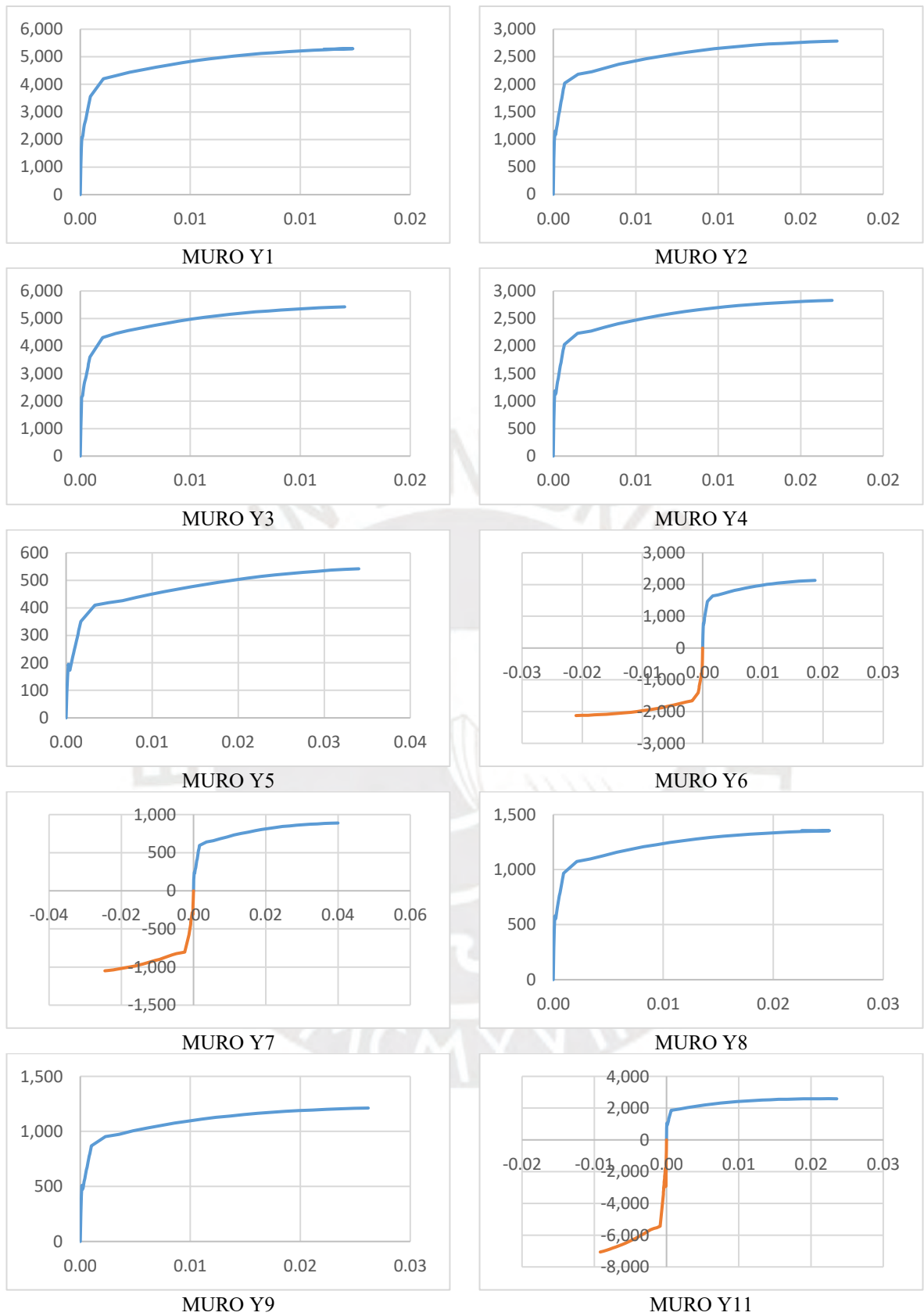


Figura AI. 13 – Diagrama Momento vs. Curvatura M- ϕ de muros en la dirección Y.

A.I.4. Parámetros para el cálculo del diagrama de interacción (P-M).

Para determinar el diagrama es indispensable establecer niveles máximos de deformación unitaria, a compresión y tensión de la sección transversal, los cuales se visualizan en la Tabla 4.1 – Capítulo 4. Estas deformaciones se basan en lo planteado por Espinosa [37] para muros de mampostería siguiendo como base la propuesta de Krolicki [16] para muros de concreto.

En la figura AI.14 se muestran los parámetros de definición para la construcción del diagrama P-M con el programa XTRACT.

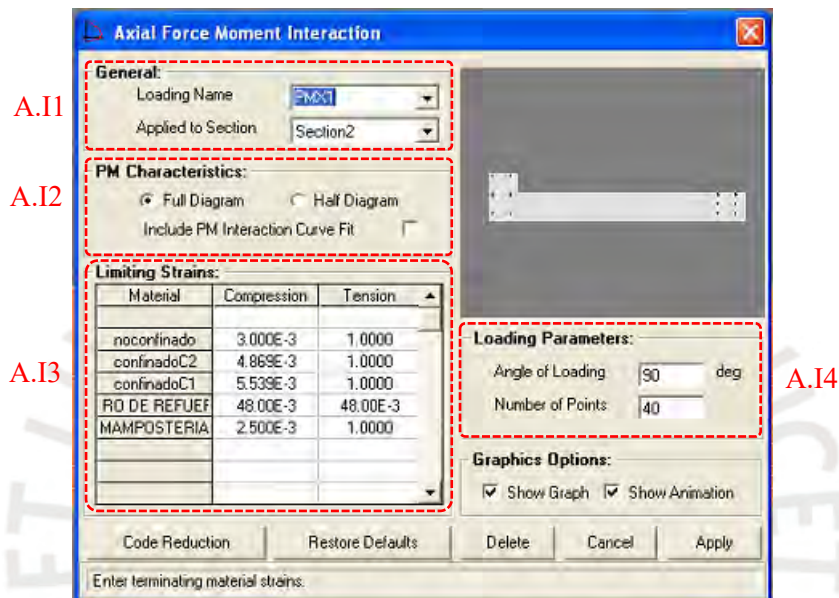


Figura AI. 14 – Modelo P-M definido por usuario para la mampostería - XTRACT.

A.I.1: Nombre para la nueva sección y plantilla de análisis.

A.I.2: Características del diagrama, se eligió diagrama completo, debido a que el muro es asimétrico.

A.I.3: Deformaciones límites para todos los materiales, se colocaron las deformaciones según la Tabla 4.1 – Capítulo 4.

A.I.4: Parámetros de carga, se elige el ángulo de aplicación y los numero de puntos de interacción.

A.I.5. Resultados del diagrama de interacción del muro de mampostería

En las Figura AI.15 se muestra el diagrama P-M y su sección transversal del muro en estado de compresión pura.

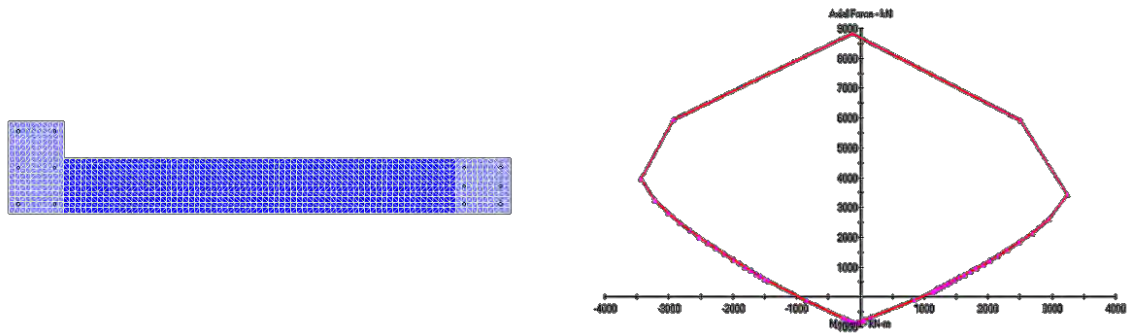
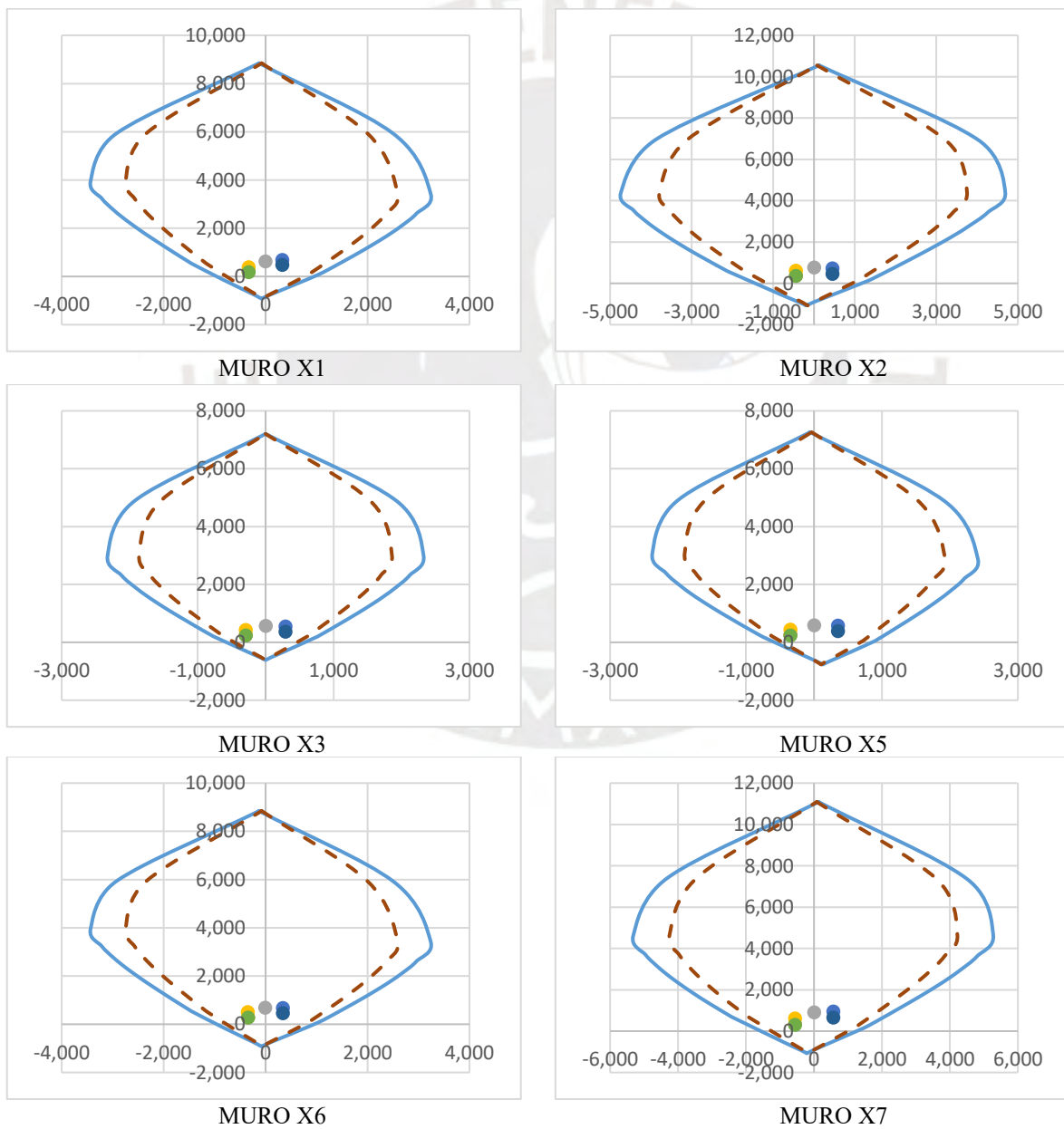


Figura AI. 15 – Sección transversal a compresión y Diagrama P-M- XTRACT.

En las Figuras AI.16 y AI.17 se muestran los diagramas de interacción nominales y reducidos con las cargas factoras por resistencia.



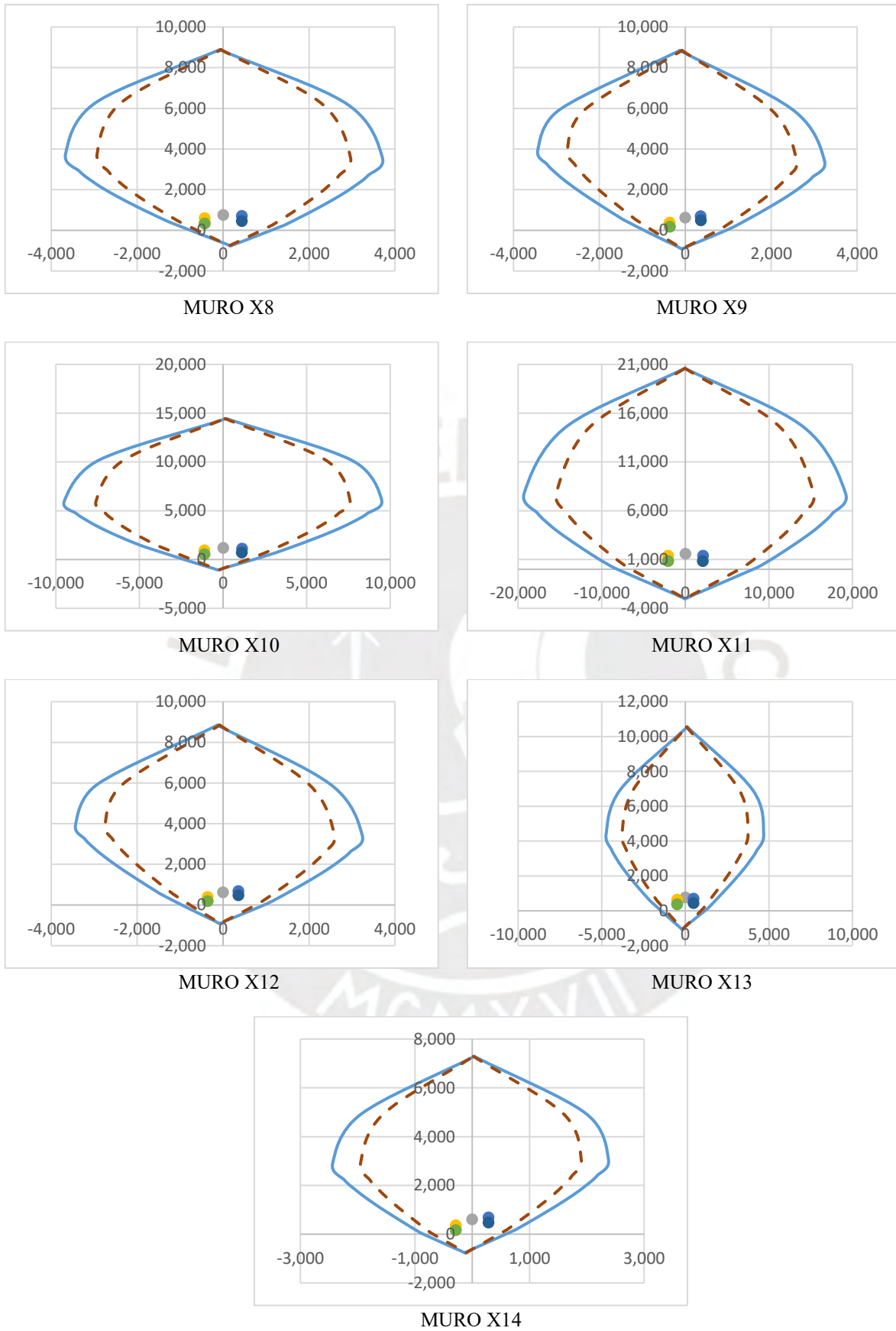
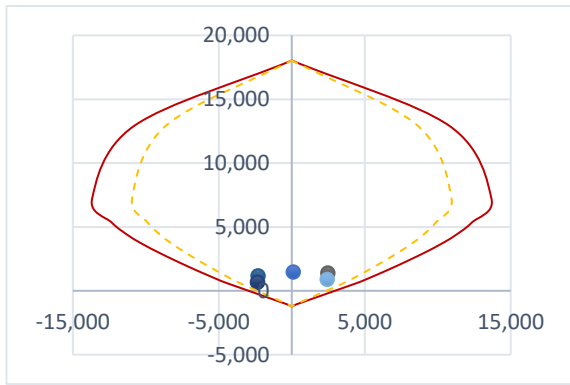
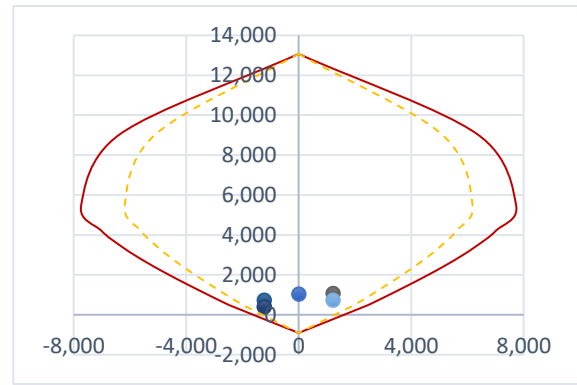


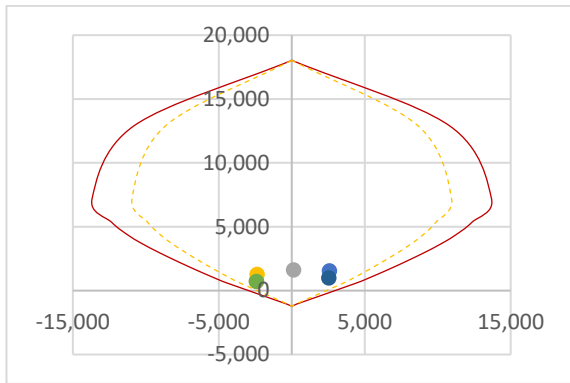
Figura AI. 16 – Diagrama Interacción P-M y Φ P-M con sus cargas factoradas de muros en la dirección “X”



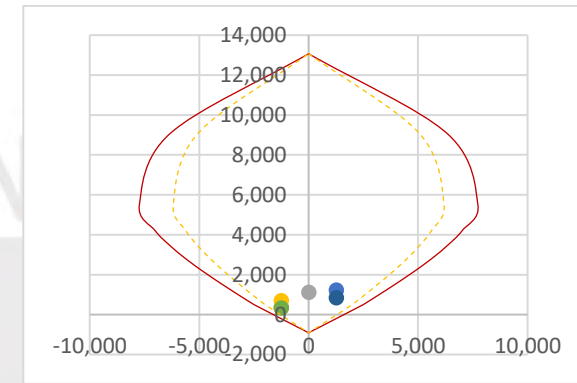
MURO Y1



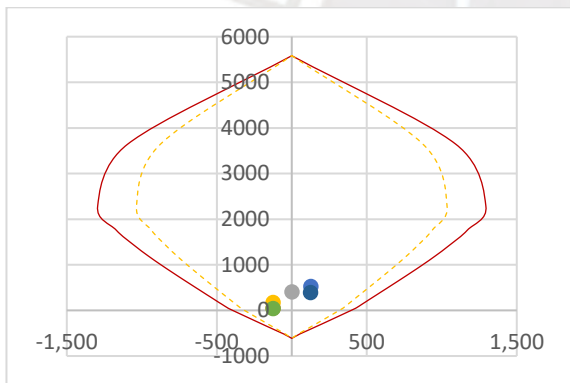
MURO Y2



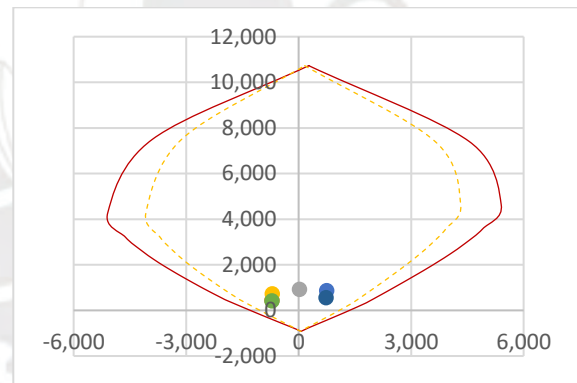
MURO Y3



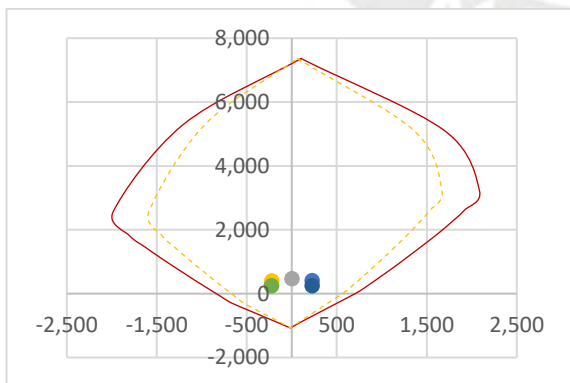
MURO Y4



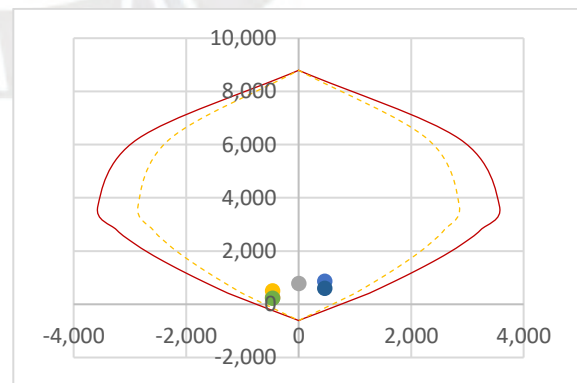
MURO Y5



MURO Y6



MURO Y7



MURO Y8

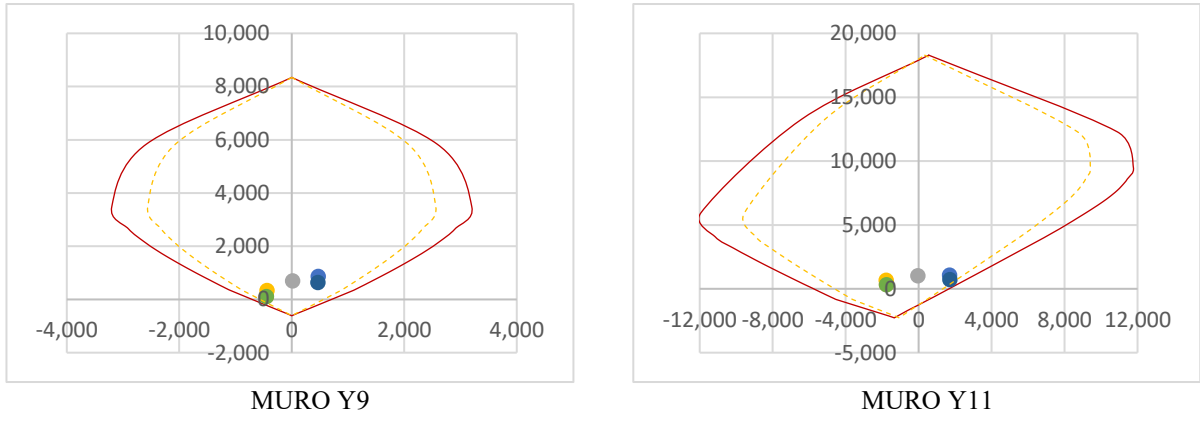


Figura AI. 17 – Diagrama Interacción P-M y Φ P-M con sus cargas factoradas de muros en la dirección “Y”



ANEXO II

Calibración de ensayos existentes con modelos analíticos no lineales en MidasGen

A.II. Introducción

Este anexo trata de validar que el “método modificado columna ancha” sugerido en el 2008 por *Zúñiga y Terán* [35] representa de buena manera el comportamiento lineal y no lineal del muro de albañilería confinada ensayada, siempre y cuando se le proporcionen las propiedades en función a las características del material y geométricas. En este apartado se realizaron 2 calibraciones con base en ensayos realizados por Manchego y Pari [11], y Daniel Quiun [46]; el primero fue un muro en voladizo con relación de aspecto de aproximadamente 1 y sometido a carga lateral cíclica; y el segundo, es un espécimen de 3 niveles compuesto de dos muros en paralelo unidos por losas de concreto en cada nivel, este espécimen se ensayó en mesa vibradora con registros de aceleraciones del año 70.

A.II.1. Propiedades del muro ensayado por Manchego y Pari

De la tesis se extrae la información geométrica (Tabla AII.1), propiedades mecánicas del material y la respuesta frente a carga lateral cíclica del muro con carga axial constante nombrado MQ1.

Tabla AII. 1 - Propiedades mecánicas experimentales del muro confinado 1 (MQ1) [11].

Ítem	Columnas de confinamiento						Muro de albañilería				
	Concreto kg/cm ² (MPa)		Acero de refuerzo kg/cm ² (MPa)				Albañilería kg/cm ² (MPa)		Mortero kg/cm ² (MPa)		
	f ^c	E _c	Longitudinal		Transversal		f ^m	v ^{'m}	E _m	G _m	fb
			f _y	f _u	f _y	f _u					
MQ1	172 (17)	204000 (20000)	4200 (412)	6300 (617)	4200 (412)	6300 (617)	96 (9.4)	12.75 (1.2)	69360 (6800)	20910 (2050)	129.6 (13)

Con los valores del módulo de elasticidad (E_m) y el módulo de corte (G_m), se realizó el modelo del muro confinado (método de la columna ancha) en el programa Midas Gen. El programa calcula el módulo de corte siguiendo la teoría de la mecánica de materiales para cuerpos isotrópico elástico-lineales, por lo tanto, no siempre los valores determinados experimentalmente van a coincidir con el cálculo que hace el programa, por ello, se propone utilizar en el MidasGen un módulo de poisson: $\mu=0.25$, para luego calcular la relación entre el módulo de corte experimental

($G_{m_{exp}}$) y teórico ($G_{m_{teo}}$), con la finalidad de afectar la rigidez a corte ($G_{m.Ac}$), y así coincidan los valores experimentales con los teóricos analíticos del MidasGen.

$$G_{m_{teo}} = \frac{E_{m_{exp}}}{2(1 + \mu)} = \frac{6800}{2(1 + 0.25)} = 2720 \text{ MPa}$$

$$\frac{G_{m_{exp}}}{G_{m_{teo}}} = \frac{2050}{2720} = 0.754$$

Debido a que el valor de G_m tiene injerencia directa con la rigidez a corte ($G_{m.Ac}$) y dicho valor no puede ser alterado por las razones explicadas líneas arriba, se propondrá afectar el área de corte con el valor de relación de módulos (0.75), con el objetivo de calibrar las rigideces a corte teóricas y experimentales.

Las propiedades de la sección bruta y transformada se calculan con la geometría indicada en la Figura AII.1 y se detallan en la Tabla AII.2.

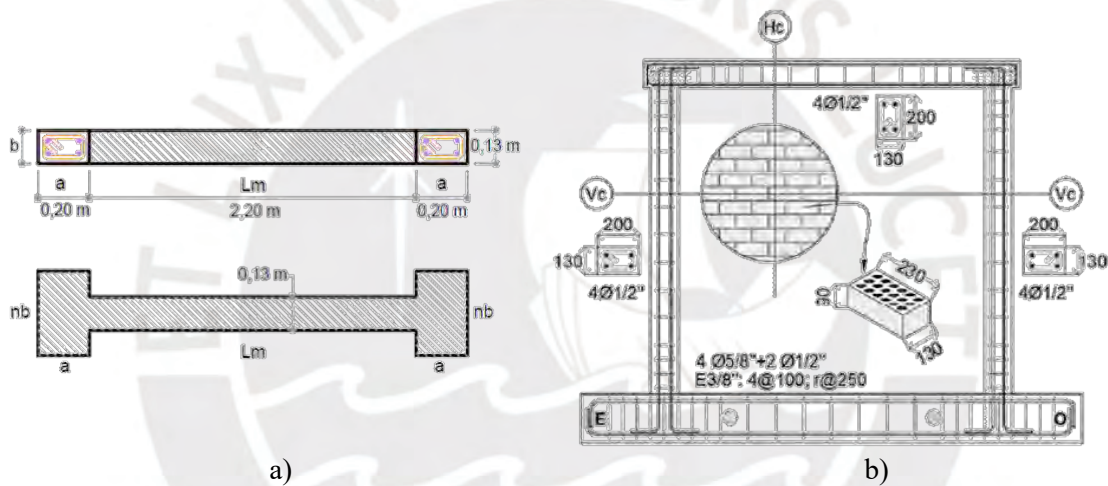


Figura AII. 1 - Geometría del muro ensayado, a) Vista en planta sección bruta y transformada, b) Elevación y detalle de refuerzo [19].

Tabla AII. 2 - Propiedades geométricas del muro confinado MQ1

Sección bruta		Sección transformada		
Momento de inercia I	Área de corte Ac	Momento de inercia I _t	Área A _t	Área de corte A _{ct}
cm ⁴	cm ²	cm ⁴	cm ²	cm ²
19040667	3380	33609843	4389.41	3380

A.II.2. Rigidez elástica lineal (k0)

Se asume que el comportamiento elástico lineal del espécimen ocurre hasta la aparición de la primera fisura que se muestra en la Fase 2 (Figura AII.2), hasta este punto, la rigidez experimental debe ser muy similar a la rigidez teórica. Además, en Figura AII.3 se muestra el lazo histerético de la Fase 2 del ensayo.

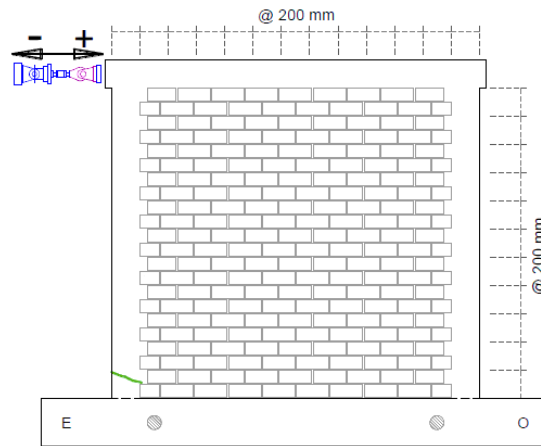


Figura AII. 2 - Aparición de la primera fisura en el muro confinado en la Fase 2 del ensayo [19]

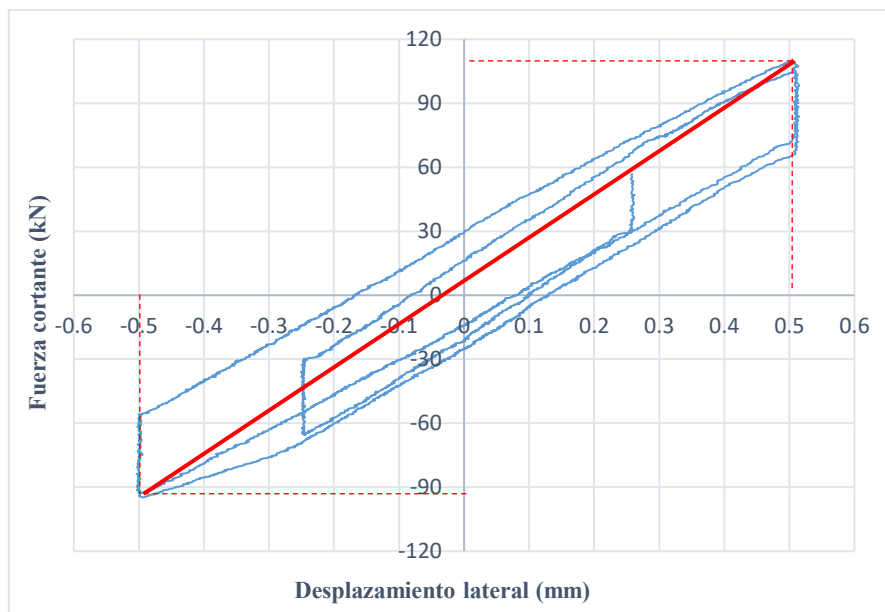


Figura AII. 3 - Rigidez elástica experimental de la Fase 2 del ensayo.

Es posible determinar la rigidez lateral experimental mediante la determinación de la pendiente en la recta que uno los dos puntos extremos máximos de un lazo histerético.

$$k_0 = \frac{F^+ + F^-}{\Delta^+ + \Delta^-} = \frac{109.2^+ + 92.77^-}{0.508^+ + 0.496^-} = 201.17 \text{ kN/mm}$$

Para el cálculo de la rigidez teórica, se puede usar el modelo de resortes en paralelo (Figura AII.4), y así separar las rigideces, a flexión y a corte para tener un mayor entendimiento sobre el comportamiento que domina en el rango elástico-lineal.

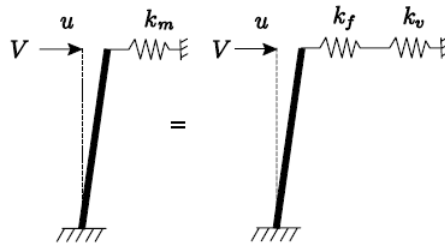


Figura AII. 4 - Rigidez elástica experimental de la Fase 2 del ensayo.

$$k_{0\text{ teo}} = \frac{V}{\Delta} = \left[\frac{(4 - 3\beta)H^3}{12EI} + \frac{H}{GAc} \right]^{-1}$$

Donde H es la altura del muro, β define la condición de borde o frontera, $\beta=0$ para muros en voladizo y $\beta=1$ para muros restringidos al giro en el extremo superior), A es el área de total de la sección transformada, y f es el factor de forma ($Ac=A/f$), I es el momento de inercia de la sección transformada y, finalmente, E y G son el módulo de elasticidad y corte, respectivamente.

$$k_{0\text{ teo}} = \frac{V}{\Delta} = \left[\overbrace{\frac{(4 - 3(0))230^3}{12 \times 69360 \times 33609843}}^{\text{flexión}} + \overbrace{\frac{230}{20910 \times \frac{4389}{1.3}}}}^{\text{corte}} \right]^{-1} = 200238.45 \text{ kg/cm} = 196.31 \text{ kN/mm}$$

Con esta ecuación, se puede determinar qué porcentaje de participación tiene los componentes a flexión y corte, y determinar el comportamiento que domina en este rango elástico-lineal. Se debe tener en cuenta que los muros al crecer en su longitud su área crece linealmente, mientras que su inercia crece exponencialmente (al cubo). De tal modo, la rigidez a flexión aumenta aceleradamente y sus deformaciones disminuyen en proporción inversa. Además, esto depende de la relación de aspecto (H/L) y la relación entre módulos de elasticidad (E_m) y corte (G_m).

En este muro, las componentes de flexión y corte son de 35 % y 65 %, respectivamente. Por lo tanto, la deformación a corte es la que domina en esta etapa, y su probabilidad de falla por corte es mayor que a flexión. En la Figura AII.5 se muestra el modelo analítico en MidasGen y sus desplazamientos bajo las cargas en externas en esta fase.

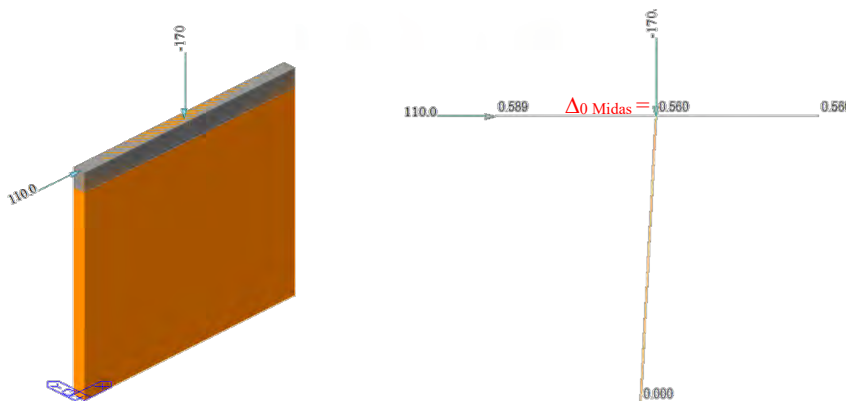


Figura AII. 5 - Modelo Analítico en MidasGen bajo cargas en Fase 2.

$$\Delta_{0\ teo} = \Delta_f + \Delta_v = \frac{F(4 - 3\beta)H^3}{12EI} + \frac{FfH}{GA} = \frac{110H^3}{3EI} + \frac{110fH}{GA} = 0.195 + 0.365 = 0.56\text{mm}$$

Se verificó que el desplazamiento teórico es igual al calculado con el programa Mídas Gen, por lo tanto, se valida que si se afecta la rigidez a corte determinado con el programa multiplicandolo por un factor de relación modular ($\frac{Gm_{exp}}{Gm_{teo}}$) de 0.754, los resultados coinciden con la teoría elástica-lineal.

A.II.3. Rigidez elástica no-lineal (ke)

Pasado el punto de agrietamiento por flexión (Fase 2), el espécimen comienza a sufrir daño conforme se va incrementando la carga lateral, esto se traduce en la aparición de fisuras y grietas de varios tipos, horizontales y/o diagonales. Las grietas horizontales son típicas de una falla por flexión y las diagonales son típicas de las fallas por cortante, por lo tanto, se puede pensar que en función al tipo de grieta, la rigidez del muro comienza a degradarse, pero es incierto predecir si el componente a corte y flexión degradan de igual manera, o solo se degrada una de ellas y a la otra permanece elástica, o, tal vez, las dos se degradan, pero una más que la otra. Por lo tanto, En la presente tesis se propone degradar la rigidez a flexión de manera proporcional al patrón y longitud en planta de las grietas (inicialmente son horizontales), lo que llevaría a considerar una inercia agrietada, la cual se calcula despreciando el área en tracción del muro. En esta fase las grietas logran penetrar en su totalidad las columnas de confinamiento, por lo tanto, se despreciará, tal como se muestra en la Figura AII.6.

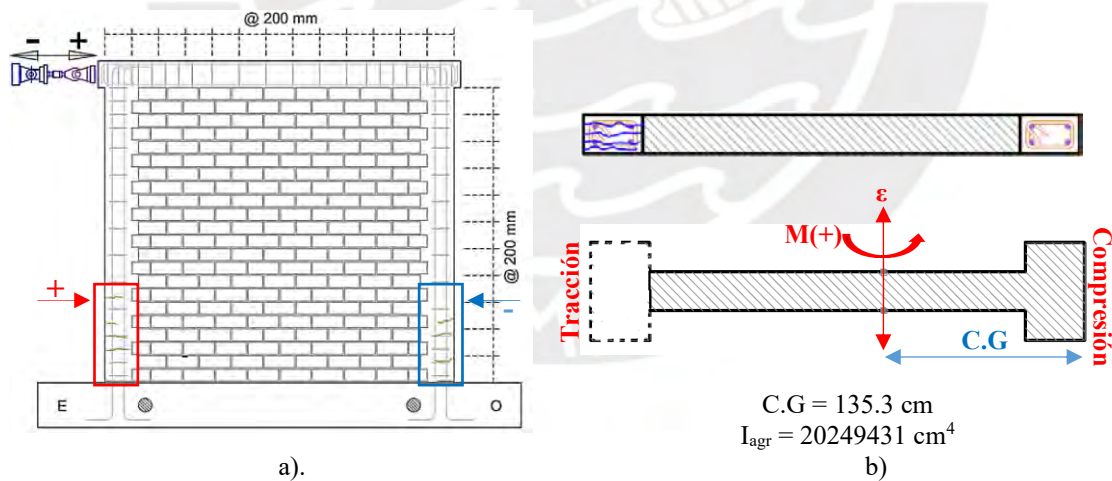


Figura AII. 6 - a) Patrón de daños en elevación Fase 3 [19], b) Sección agrietada por carga horizontal positiva (+)

El factor de reducción de rigidez por agrietamiento a flexión será el cociente de I_{agr}/I_t .

$$\frac{I_{agr}}{I_t} = \frac{20249431}{33609843} = 0.60$$

Es decir, se considerará en el modelo no lineal que la rigidez a flexión se degrada en un 60% en el rango elástico. Pasando esta fase, la rigidez a flexión degradada crece de manera lineal mientras que la rigidez a corte disminuye constantemente conforme aumenta la carga lateral, debido a que el patrón de grietas en los muros pasó de ser horizontal a diagonal, por lo que se asume un daño dominado por corte.

Siguiendo este criterio, se calibrará el desplazamiento relacionado al término de la etapa elástica-no lineal, el cual se determina en función a un cambio brusco en la rigidez, el cual coincide aproximadamente con una deriva de 12%. El patrón de grietas al termino esta fase elástica-no lineal (Fase 7), se muestra en la Figura AII.7.

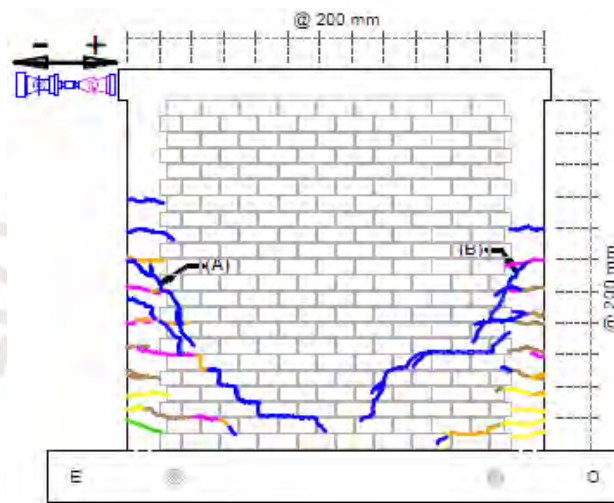


Figura A.II.7 - Aparición de fisuras y grietas en el muro confinado en la Fase 7 del ensayo [19].

En la Figura AII.8 se muestra la comparación de lazos histeréticos de la fase 2 (elástico-lineal) y la fase 7 (elástico-no lineal).

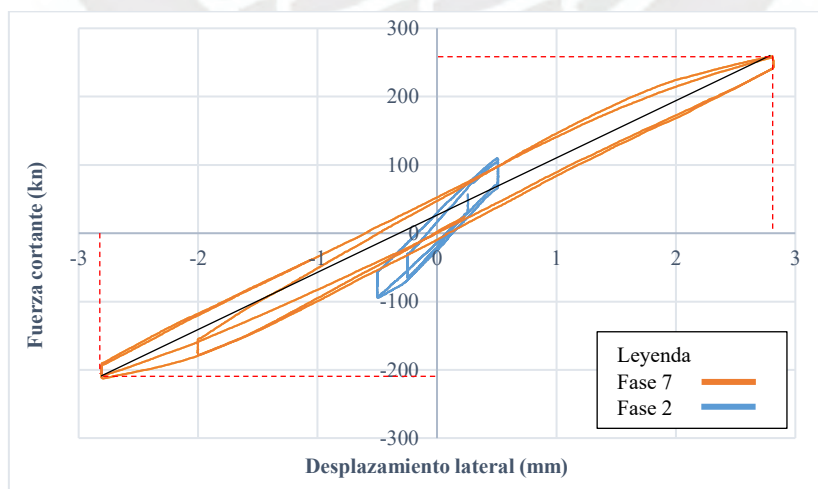


Figura AII.8 - Rigidez elástica-lineal y no lineal experimental de la Fase 2 y Fase 7, respectivamente.

El cálculo de la rigidez experimental se lleva a cabo mediante la determinación de la pendiente en la recta que conecta los dos puntos extremos máximos de un lazo histerético.

$$k_e = \frac{F^+ + F^-}{\Delta^+ + \Delta^-} = \frac{256.43^+ + 207.75^-}{2.811^+ + 2.79^-} = 82.87 \text{ kN/mm}$$

La degradación de la rigidez total del muro hasta el punto que delimita la transición de la zona elástica-no lineal, con la zona inelástica, puede calcularse de la siguiente manera:

$$\frac{k_e}{k_0} = \frac{82.87}{201.17} = 0.412$$

Es decir, la rigidez total del muro decrece hasta un 41.2% en el rango elástico-no lineal. Este valor coincide con los datos registrados por Manchego y Pari [19] sobre la degradación de rigideces a lo largo de todo el ensayo en muros, como se muestra en la Figura AII.9.

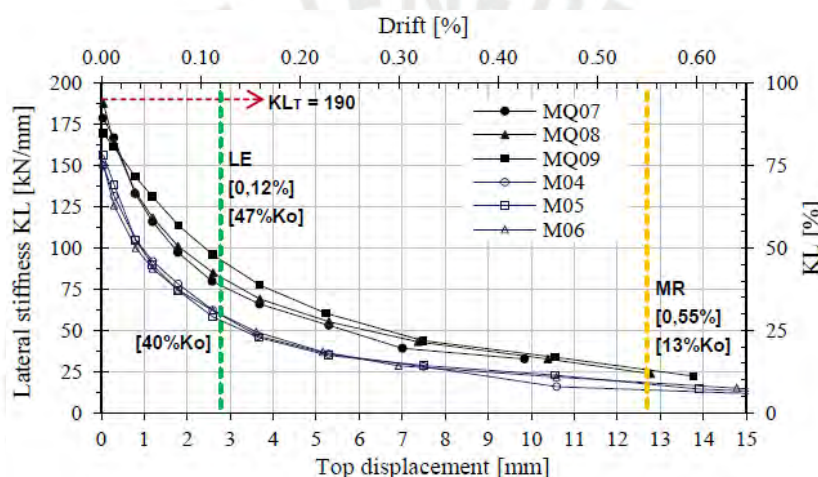


Figura AII. 9 - Curvas de degradación de rigidez en los ensayos de los muros [19]

Para calibrar este punto experimental con el modelo en MidasGen, se aplicó el criterio mencionado anteriormente, el cual consiste en degradar la rigidez a flexión al 60% de su valor inicial (EI_{agr}) y se buscará cuanto es que la rigidez a corte debe degradarse para alcanzar el desplazamiento objetivo que indica el ensayo.

Se usará la fuerza de 256.43 kN que produce un desplazamiento de 2.81mm en el ensayo, como punto de comparación y calibración con la hipótesis previamente descrita.

La rigidez a corte debe degradarse a un 36.2% para alcanzar el desplazamiento objetivo de 2.81mm, entonces $GAc_{agr} = 25605327 \text{ kN}$.

En la Figura AII.10 se muestra el modelo analítico en MidasGen y los desplazamientos generados por las cargas externas durante la Fase 7 del ensayo, con el propósito de comparar los resultados analíticos con los teóricos.

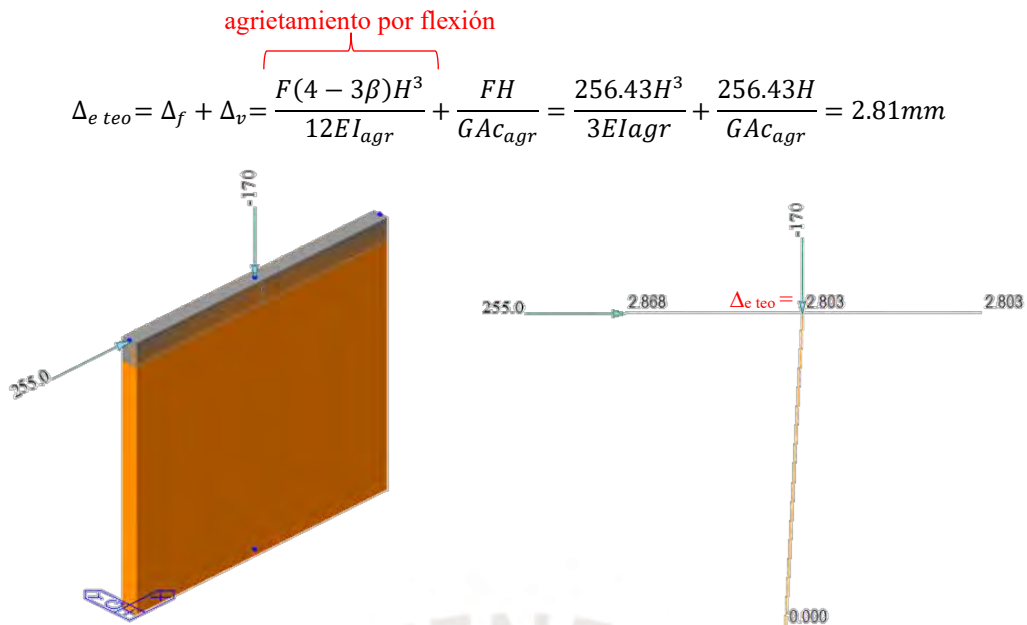


Figura AII. 10 – Modelo analítico y desplazamientos del muro debido a cargas externas de la Fase 7 del ensayo.

Se confirmó que el desplazamiento teórico, considerando la degradación de rigidez tanto en flexión como en corte, concuerda con el calculado utilizando el *software* Midas Gen. Esto demuestra que al ajustar la rigidez a corte calculada en el programa por un factor de 0.273 (0.754x0.362), y al emplear la rigidez agrietada por flexión, los desplazamientos experimentales ($\Delta_{exp}=2.81\text{mm}$) y teóricos ($\Delta_{teo}=2.80\text{mm}$) son muy similares, por no decir idénticos.

A.II.4. Modelamiento estático no-lineal

Luego de validar que el desplazamiento elástico-no lineal coincide con el desplazamiento del ensayo, se procede a introducir articulaciones plásticas a corte, en el modelo modificado de la columna ancha, con sus propiedades no lineales del muro ensayado.

Eric Espinosa [32] en su tesis doctoral determina que los desplazamientos obtenidos de muros ensayados con falla a corte, deben restarse la contribución del desplazamiento debido a la rigidez por flexión si quieren usarse en un modelo analítico para calibración, dado que, las deformaciones por flexión ya están siendo consideradas en las deformaciones de la barra que representa al muro en el modelo analítico. También, se asume que la rigidez a flexión degradada crece de manera lineal luego de la aparición de las primeras fisuras por flexión, en donde la inercia del muro se agrieta. Luego, como el daño se sigue dando con un patrón de grietas diagonales a corte y el refuerzo en las columnas de confinamiento no llegan a fluir, se asume que esta rigidez a flexión agrietada solo crece linealmente en el rango no lineal y el único que se degrada es la rigidez a corte.

En la Tabla AII.3 se presentan los valores idealizados de la envolvente de curva trilineal propuesta por Manchego y Pari para muros de albañilería confinada bajo carga axial (MQ). Por otro lado, la Tabla AII.4 detalla los desplazamientos desacoplados de flexión y corte, junto con sus

correspondientes propiedades no lineales normalizadas. Finalmente, a modo de comparativa, en la Tabla AII.5 se presentan las propiedades no lineales del muro MQ2 obtenidas a partir del ensayo y su curva de histéresis.

Tabla AII. 3 - Registro de cargas y distorsiones propuestas por Manchego y Parí para muros con carga axial.

Muestra	V_{ag} (kN) (distorsión, %) (desplazamiento, mm)	V_{max} (kN) (distorsión, %) (desplazamiento, mm)	V_u (kN) (distorsión, %) (desplazamiento, mm)
	255.3	338.4	270.7
MQ	0.0012	0.0047	0.0065
	2.76	10.81	14.95

Tabla AII. 4 - Propiedades no lineales de la articulación plástica a corte en muros con carga axial propuesta por Manchego y Parí.

Cortante	Δ_c (mm)	Δ_f (mm)	Δ (mm)	Δ_c / Δ_{yc}	F/Fyc
Agrietamiento (V_{ag})	2.01	0.752	2.76	1	1
Máximo (V_{max})	9.81	0.997	10.81	9.81/2.01=4.89	338.4/255.3=1.33
Último (V_u)	14.15	0.797	14.95	14.15/2.01=7.05	270.7/255.3=1.06

Tabla AII. 5 - Propiedades no lineales de la articulación plástica a corte con los datos experimentales del muro MQ2 del ensayo de Manchego y Parí.

Cortante	Δ_c (mm)	Δ_f (mm)	Δ (mm)	Δ_c / Δ_{yc}	F/Fyc
Agrietamiento (V_{ag})	1.99	0.767	2.76	1	1
Máximo (V_{max})	9.29	1.055	10.35	9.29/1.99=4.66	358.28/260.26=1.38
Último (V_u)	13.64	0.846	14.49	13.64/1.99=6.84	287.30/260.26=1.10

En la Figura AII.11 se presenta la comparativa entre la calibración analítica y los datos obtenidos a través de la propuesta realizada por Manchego y Parí (Tabla AII.4), así como los datos derivados exclusivamente del ensayo del muro MQ02 (Tabla AII.5). Esta comparación permite evaluar la consistencia y la precisión de los resultados obtenidos mediante ambos métodos.

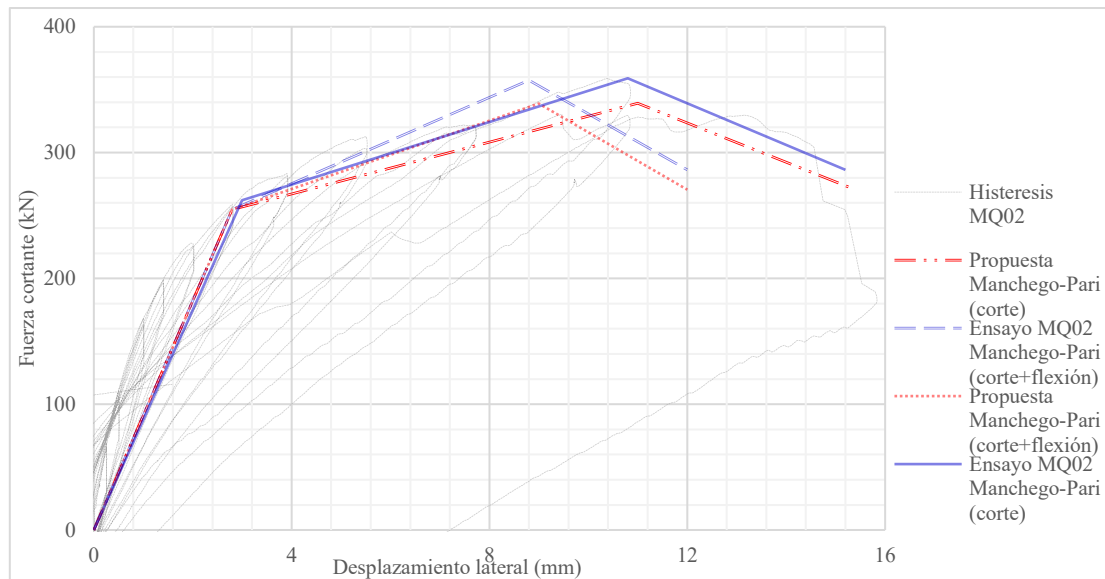


Figura AII. 11 – Comparativas de curvas de capacidad a corte y/o flexión.

Basándonos en la información anterior, podemos concluir que al calibrar un muro con un comportamiento predominantemente a corte, es necesario restar las deformaciones provenientes del comportamiento a flexión y considerar únicamente las deformaciones a corte en el esquema trilineal de comportamiento en la rotura por corte. La inclusión de ambas deformaciones (flexión y corte) en la rótula conduce a resultados más conservadores y menos precisos.

La calibración de la histéresis del muro MQ02 utilizando los valores propuestos por Manchego y Pari (esquema trilineal) muestra una menor precisión en comparación con la calibración realizada con los valores obtenidos del mismo ensayo MQ02 (AII.5). Esto se debe a que en el primer caso se utilizan valores promedio de una envolvente idealizada. En ambos casos, considerar únicamente las deformaciones a corte resulta en una mayor precisión en comparación con la inclusión de ambas deformaciones (corte y flexión).

A.II.5. Propiedades del muro ensayado por Daniel Quiun (1993)

De la tesis se extrae la información geométrica, propiedades mecánicas del material, daños cuantitativos y cualitativos, y finalmente la envolvente de histéresis resultante del ensayo dinámico en mesa vibradora del espécimen a escala 1:2 de 3 niveles (Figura AII.12). Además, es importante precisar que este ensayo se dividió en 3 Fases (A, B y C), de los cuales se tienen registros de los desplazamientos, fuerzas inerciales y fuerzas internas de los 2 muros por separado.

Se realizó la calibración del espécimen ensayado por Quiun (1993) en mesa vibradora de 1GDL, compuesto por dos muros en paralelo de 3,390 mm de altura y con una longitud de 1,175 mm y 75 mm de espesor. Unidos por tres losas macizas de 150 mm cada 980 mm en altura construido a escala 1:2.5, como se aprecia en la Figura AII.6. Debido a la falta de información sobre la data del ensayo dinámico se decidió realizar su calibración con un modelo analítico estático usando

los datos cualitativos y cuantitativos descritos en sus cuatro fases (K_0 , A, B y C): fuerzas inerciales, ubicación del centro de masas, desplazamientos, esfuerzos y degradación de rigidez. Y así poder tener un mayor entendimiento del porqué de la falla a corte y no a flexión, a pesar de tener una relación de aspecto (Altura/longitud) de aproximadamente 3.

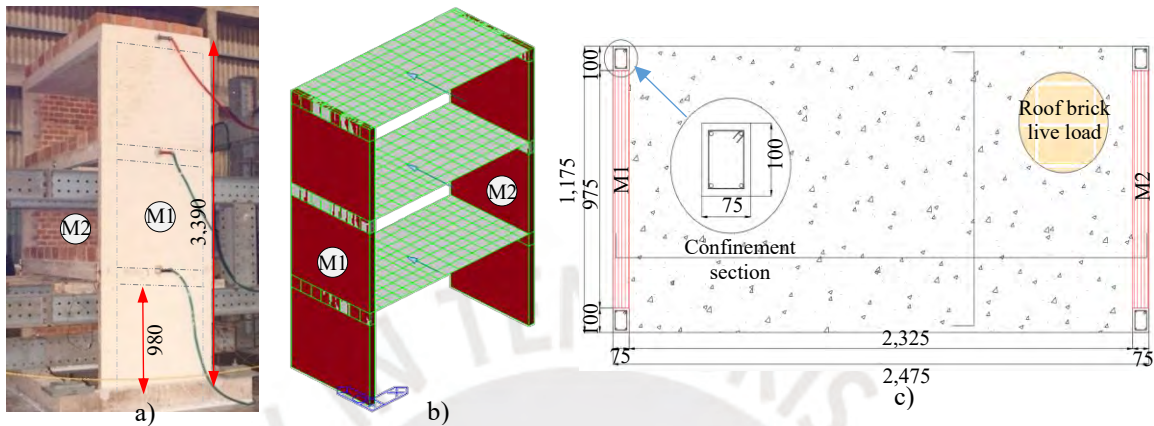


Figura AII. 12 – Espécimen de 3 pisos escala 1:2 ensayado en mesa vibradora [33]

En la Tabla AII.6 se detallan las propiedades mecánicas de las columnas de confinamiento y los muros de albañilería que se utilizaron en el espécimen.

Tabla AII. 6 - Propiedades mecánicas experimentales del muro confinado MQ1

Muestra	Columnas de confinamiento						Muro de albañilería			
	Concreto kg/cm ² (MPa)		Acero de refuerzo kg/cm ² (MPa)				Albañilería kg/cm ² (MPa)			
	f'c	Ec	Longitudinal fy	fu	Transversal fy	fu	f'm	v'm	Em	Gm
MQ1	150 (14.71)	137000 (13431)	2200 (215.7)	3160 (309.8)	2600 (254.9)	3760 (368.6)	54 (5.3)	7.8 (0.77)	15100 (1480)	4500 (441)

Usando el mismo criterio para corregir el módulo de corte (G_m) calculado con el MidasGen, se procedió a realizar la relación de módulos de corte experimental y teóricos, para luego, afectar la rigidez a corte (G_m .Ac) con el objetivo de hacer coincidir los valores experimentales con los valores teóricos analíticos determinado con el MidasGen.

$$G_{m_{teo}} = \frac{E_{m_{exp}}}{2(1 + \mu)} = \frac{1480}{2(1 + 0.25)} = 592.16 \text{ MPa}$$

$$\frac{G_{m_{exp}}}{G_{m_{teo}}} = \frac{441}{592.16} = 0.745$$

De las descripciones del ensayo, se pueden tener varias conjeturas o supuestos para calibrar con una mayor precisión el modelo analítico con el experimental.

El primer y segundo supuesto de reducción es debido al proceso constructivo y la variabilidad intrínseca de los materiales; se observó que, a pesar de tomar todas las previsiones del caso, aún había deficiencias por las mismas características del espécimen, es decir, por ser de dimensiones muy pequeñas, se hizo muy difícil la trabajabilidad de los materiales, por eso, se produjeron roturas de los endentados de ladrillo y cangrejas en los elementos de confinamiento. Por esto y la variabilidad intrínseca de los materiales, es que se notó una diferencia de rigidez entre ambos muros del espécimen, a pesar que fueron construidos por el mismo maestro y los mismos materiales. Entonces, se puede asumir un factor de reducción por proceso constructivo y otro por diferencia de rigidez entre ambos muros, si se sabe que la diferencia de desplazamientos entre estos es de un 15% aproximadamente.

El tercer supuesto de calibración se extrae del registro cualitativo y cuantitativo del ensayo (Tabla AII.7), en cual se precisan la degradación de rigidez y el periodo natural del espécimen por cada termino de las fases del ensayo.

Tabla AII. 7 - Periodos y degradación de rigidez del espécimen en todas sus fases del ensayo.

FASES	Periodo "T" (seg)	k/ko
0 (inicial)	0.126	1
A	0.133	0.90
B	0.176	0.51
C	0.375	0.11

Con estos 3 supuestos de reducción más el factor reducción por módulo de corte, es que se calibró el modelo analítico. Es muy difícil estimar con precisión el comportamiento del espécimen, dado que no se cuenta con la información del laboratorio ni con los registros usados para el ensayo dinámico. Es por esto, que se intentará aproximar el comportamiento mediante modelos estáticos con las fuerzas inerciales obtenidas del ensayo dinámico y verificar si las fuerzas internas y desplazamientos son similares a las del ensayo. No está de más señalar que este espécimen tiene un comportamiento elástico (lineal y no lineal) hasta la aparición de la grieta por flexión en la parte inferior del muro (fase B), posterior a esto, el muro sufrió un cambio de comportamiento mientras siguió sufriendo daño (aparición de la grieta diagonal por corte), en otras palabras, el muro paso de comportarse como un solo elemento, a comportarse como dos elementos que se dividen primero por la grieta horizontal en la base y luego por la grietada diagonal, es decir, toda la cuña superior se comporta como un sólido rígido, lo cual, lleva a tener una mala aproximación de resultados analíticos y experimental, dado que el modelo analítico no toma este comportamiento.

En la Figura AII.13 se aprecia las dos fases del ensayo y con sombras de color marrón claro y azul la forma del sólido rígido que tendría en sus diferentes fases. Además, en la Figura AII.14 se muestra la geometría y fuerzas estáticas actuantes de un muro del espécimen.

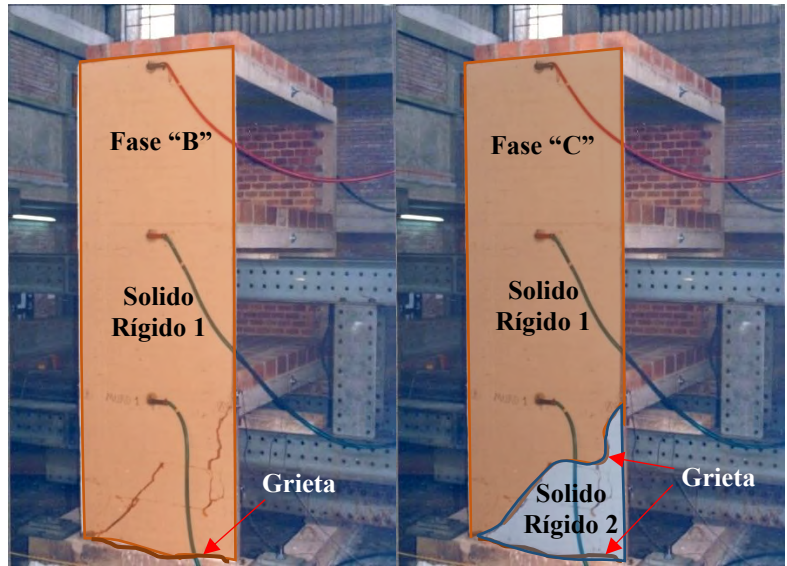


Figura AII. 13 - Comportamiento de sólido rígido del muro 1, final de Fase B y C del ensaye.

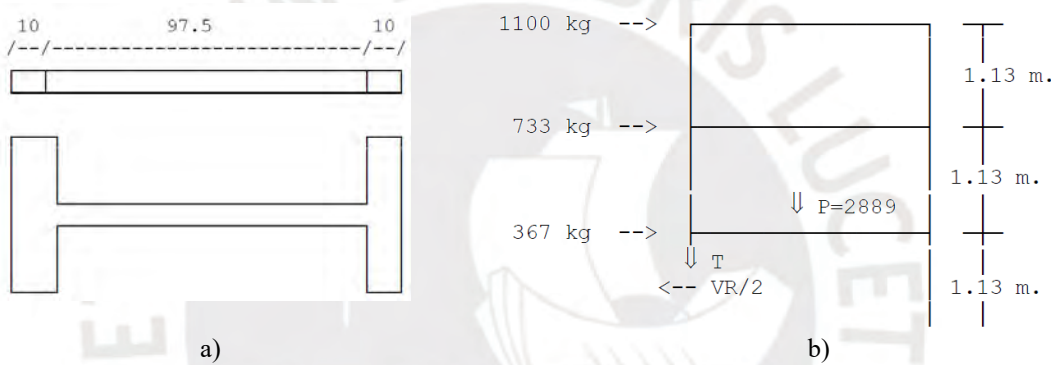


Figura AII. 14 - Muro del espécimen ensayado a) vista en planta sección bruta y transformada, b) Elevación y detalle fuerzas estáticas [32].

En la tabla AII.8 se detallan las propiedades geométricas usadas para los muros del espécimen en la etapa elástica lineal.

Tabla AII. 8 - Propiedades geométricas de los muros del espécimen.

Sección bruta		Sección transformada		
Momento de inercia I cm ⁴	Área de corte Ac cm ²	Momento de inercia I _t cm ⁴	Área A _t cm ²	Área de corte A _{ct} cm ²
1013896.484	881	4490000	2081	881

A.II.6. Calibración fase inicial (rigidez elástica lineal – k₀)

Se asume que el comportamiento elástico lineal del espécimen ocurre hasta la aparición de la primera fisura, hasta este punto, la rigidez experimental debe ser muy similar a la rigidez teórica. Este punto será comparado con los periodos experimentales y analíticos.

El modelo representado en la Figura AII.15 exhibe una disminución en su rigidez tanto en corte como en flexión, de acuerdo con los criterios previamente mencionados. A continuación, se describe el criterio de reducción utilizado en esta etapa, y en la tabla AII.9 se cuantifican dichos aspectos.

- Por proceso constructivo y variabilidad intrínseca de los materiales se consideró bajarle un porcentaje de la rigidez (por roturas de endentado y presencia de cangrejas) a flexión y corte, los cuales tienen relación directa con la diferencia de rigidez entre ambos muros (15% entre ambos desplazamientos aproximadamente).

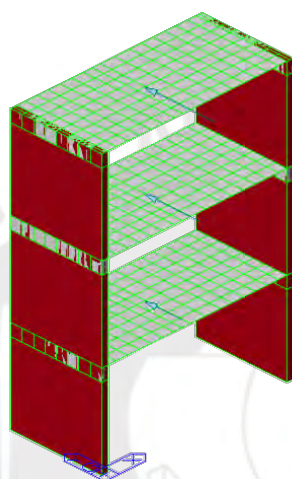


Figura AII. 15 - Modelo analítico del espécimen de 3 niveles en MidasGen

Para estos 2 supuestos, se propuso rebajar las rigideces a corte y flexión del muro M2 con los valores indicados en la tabla AII.9. En esta etapa no hay daño por histéresis.

Tabla AII. 9 - factor de reducción de rigidez en muros - fase Inicial

Factor de reducción	Muro 1		Muro 2	
	Corte	Flexión	Corte	Flexión
$G_{m \text{ exp}} / G_{m \text{ teo}}$	0.745	-	0.745	-
Diferencia de rigidez y proceso constructivo entre muros	.94	0.96	0.67	0.9
Daño histérico	-	-	-	-
Total	0.70	0.96	0.50	0.90

Con la ayuda del *software* MidasGen, se ha podido determinar el aporte de rigidez a corte y flexión en el rango elástico lineal de los muros del primer nivel. Los resultados indican que las deformaciones debidas al corte representan el 57% del total, mientras que las deformaciones por flexión constituyen el 43% restante. Aunque el aporte de rigidez a corte es ligeramente mayor, esta diferencia no resulta significativa. No obstante, sugiere que el posible comportamiento predominante podría ser la falla por corte. Es importante señalar que esta tendencia podría cambiar a medida que los muros sufran daños. A primera vista, se puede concluir que el espécimen

tiende a fallar por corte antes que por flexión, a pesar de que los muros tienen una relación de aspecto de aproximadamente tres ($H/L \approx 3$) y muestran un comportamiento elástico dominado por el corte en el primer nivel.

En la Figura AII.16 se observa que el período analítico es de $T=0.122$ seg, lo cual se aproxima notablemente al período experimental determinado de $T=0.126$ seg. Esta cercanía entre ambos valores lleva a la conclusión de que los supuestos realizados ofrecen una buena aproximación hasta este punto.

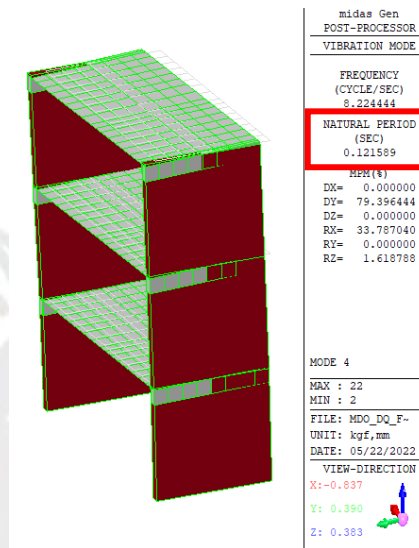


Figura AII. 16 - Modelo analítico - Modo de vibrar 4 (traslación en dirección Y)

A.II.7. Calibración fase A (rigidez elástica no lineal - k_e -A)

En esta fase, los muros no exhibieron daño visible, pero se calculó (por medio de la relación de periodos) una reducción de la rigidez inicial del 10%. Esta reducción puede ser por la aparición de micro fisuras que son producto del deficiente proceso constructivo:

$$\frac{k}{k_0} = \left(\frac{T_0}{T}\right)^2$$

Dado que el espécimen se encuentra en esta fase dentro del rango elástico, pero ya ha comenzado a mostrar signos de no linealidad debido a la reducción de rigidez, y considerando que las deformaciones por corte y flexión tienen contribuciones casi equivalentes, se propone degradar la rigidez tanto en flexión como en corte del modelo analítico conforme a estos supuestos:

Donde, K es la rigidez lateral, K_0 es la rigidez inicial, T es el periodo y T_0 el periodo inicial. Y dado que el espécimen aún se encuentra en el rango elástico, pero ya está incursionando en su no linealidad (reducción de rigidez), y se sabe que el aporte de la deformación por corte y flexión son del 57% y 43% respectivamente, siendo la deformación por corte ligeramente mayor, pero no

tan significativa como para sentenciar que es inminente su comportamiento netamente a corte. Se propone degradar a ambas componentes según los siguientes supuestos:

- Por proceso constructivo y variabilidad intrínseca, según lo explicado líneas arriba, se propuso rebajar las rigideces a corte y flexión del muro M2 con los valores indicados en la Tabla AII.10. Además, esto también está ligado al posible daño que se produzca al someter al espécimen a carga estática o dinámica (daño histerético).
- Si bien en esta etapa no se registró ningún daño visible en los muros, se asume que, internamente el muro tiene algunas deficiencias constructivas y que ha sufrido algunas microfisuras internas que han conllevado a reducir su rigidez de dichos muros.

Tabla AII. 10 - factor de reducción de rigidez en muros – Fase A

Factor de reducción	Muro 1		Muro 2	
	Corte	Flexión	Corte	Flexión
$G_m \text{ exp} / G_m \text{ teo}$	0.745	-	0.745	-
Diferencia de rigidez y proceso constructivo entre muros	0.94	0.96	0.67	0.9
Daño histerético	.90	0.90	.90	.66
Total	0.63	0.86	0.45	0.60

La Figura AII.17 presenta el modelo analítico con las fuerzas actuantes en cada entrepiso, así como sus respectivos diagramas de cortante y momento, junto con los desplazamientos correspondientes.

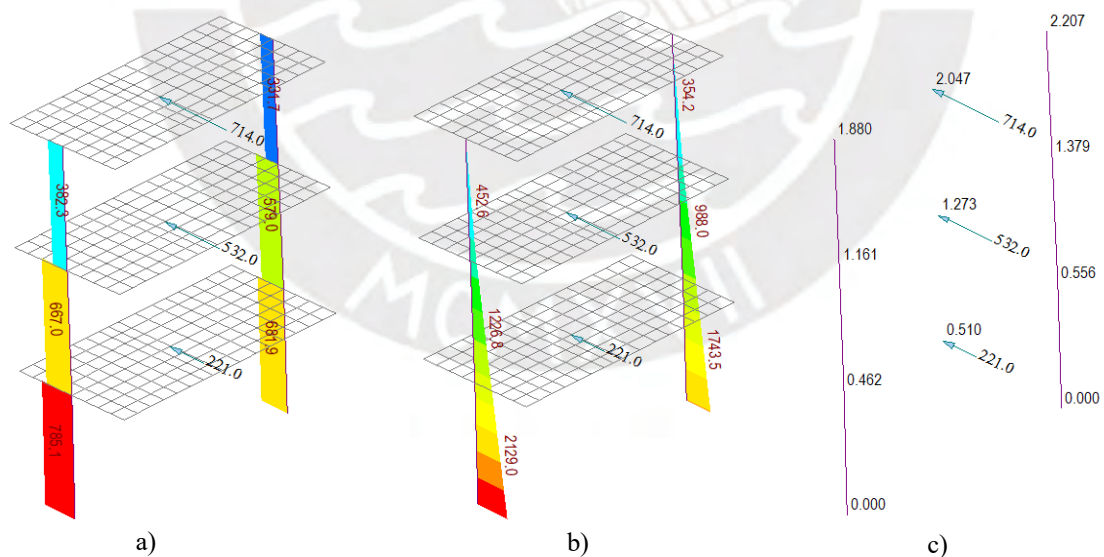


Figura AII. 17 - a) Diagrama de fuerza cortante, b) Momento flector y c) Desplazamiento laterales

A continuación, en la Tabla AII.11 se presenta la comparación de las fuerzas internas y los desplazamientos para cada muro del espécimen ensayado en la fase A con su respectivo modelo analítico calibrado utilizando MidasGen.

Tabla AII. 11 - Comparativa de resultados experimentales y analíticos con MidasGen de la Fase A

Fuerza (F) Momento (MF) Desplazamiento (D)	Fase A - Ensayo		Fase A - Analítico		Diferencia	
	MURO 1	MURO 2	MURO 1	MURO 2	MURO 1	MURO 2
	F1	140	81	-	-	-
F2	300	232	-	-	-	-
F3	400	314	-	-	-	-
V1	840	627	785.2	681.8	7%	-9%
V2	700	546	667	579	5%	-6%
V3	400	315	382.3	331.7	4%	-5%
MF1	2193	1682	2129.4	1743.1	3%	-4%
MF2	1244	973	1227	987.8	1%	-2%
MF3	452	356	452.7	354.1	0%	1%
D1	0.45	0.56	0.462	0.556	-3%	1%
D2	1.24	1.48	1.161	1.379	6%	7%
D3	2.17	1.85	1.88	2.207	13%	-19%

Se observa que, con los factores de reducción considerados, la diferencia entre las fuerzas internas y los desplazamientos del modelo analítico calibrado y los obtenidos en el ensayo es inferior al 10%, con la excepción del desplazamiento en el último nivel (D3).

A.II.8. Calibración fase B (rigidez elástica no lineal - ke-B)

En esta fase del ensayo comenzaron a aparecer las primeras fisuras y grietas en forma horizontal en las columnas de confinamiento, producto del movimiento cíclico. En el ensayo se registró el momento en el que el muro sufrió la primera fisura por flexión ($M_{ag-exp} = 3295 \text{ kg} - \text{m}$), el cual se puede comparar con un método manual de la teoría de resistencia de materiales y con el diagrama momento curvatura de la sección. Este último, con la finalidad de demostrar que los datos tienen coherencia con los resultados experimentales.

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} = 2x\sqrt{150} = 24.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{f_r}{n} = \frac{24.5}{9} = 2.72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{f_r}{n} = \frac{P}{A_t} + \frac{M_{ag-teo} \cdot c}{I_t}$$

$$\frac{f_r}{n} = \frac{-2889}{2081} + \frac{M_{ag-teo} \cdot 58.75}{4490000}$$

$$M_{ag-teo} = 3141 \text{ kg} - \text{m}$$

Donde f_r es la primera grieta del concreto por flexión, $\frac{f_r}{n}$ la primera grieta de tracción por flexión del concreto transformado en mampostería, $n = \frac{E_c}{E_m}$ la relación modular entre concreto y mampostería, y M_{ag-teo} el momento de agrietamiento teórico.

Además, en la Figura AII.18 se muestra el diagrama (momento vs curvatura) completo de la sección del muro y en la Figura AII.19, solo la zona elástica, con la cuales se obtiene lo momentos y curvaturas de agrietamiento y fluencia. Además, de las rigideces elásticas y post elásticas ($EI = \frac{M}{\phi}$) con el *software* Xtract.

La pendiente inicial del diagrama indica la rigidez elástica (EI_e), Y se degrada o disminuye su pendiente al alcanzar su agrietamiento, y pasa a ser una rigidez elástica no lineal (EI_{e-nl}).

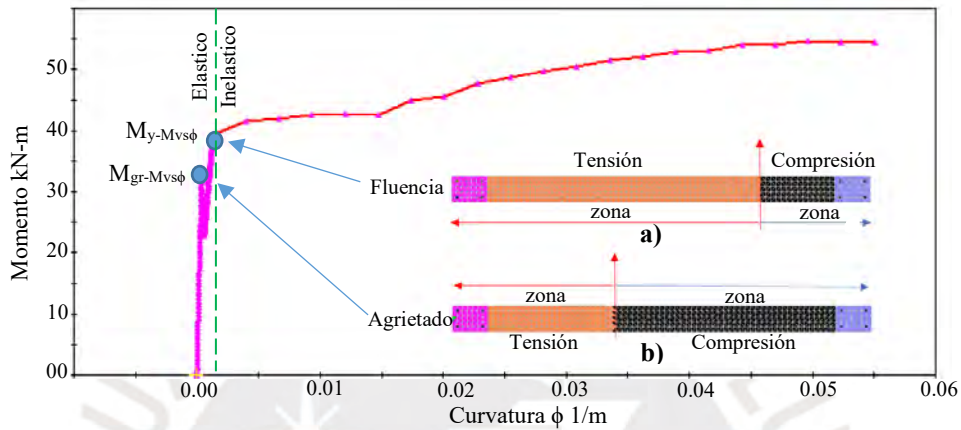


Figura AII. 18 - Momento vs curvatura y sección transversal del muro con *software* Xtract a) Agrietada, b) Fluencia.

Del diagrama momento curvatura se obtiene la rigidez a flexión del muro, sabiendo que la $\phi = \frac{M}{EI}$ indica cuánto sería el porcentaje de rigidez que pierde la sección en el rango elástico, se puede dividir la rigidez elástica no lineal (punto en el que el refuerzo por tracción fluye) entre la rigidez inicial elástica lineal (punto en que se produce el momento de agrietamiento).

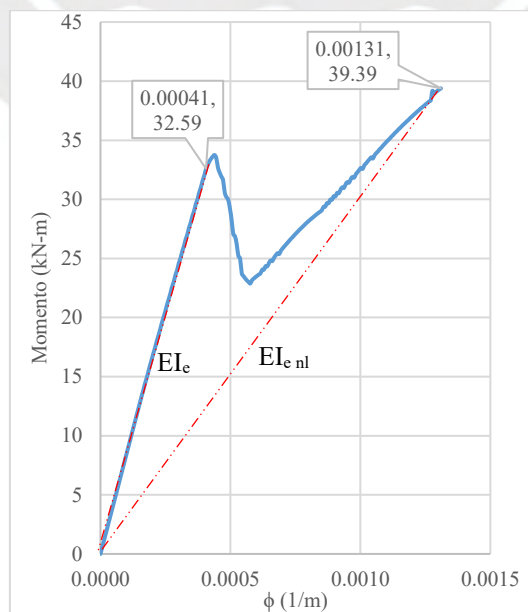


Figura AII. 19 - Tramo elástico del diagrama momento curvatura, rigidez elástica y elástica no lineal.

$$EI_e = \frac{M_{cr-Mvs\phi}}{\phi_{cr}} = \frac{32.59}{0.00041} = 79488 \text{ kN} - \text{m} ,$$

$$EI_{e\text{ nl}} = \frac{M_{y-Mvs\phi}}{\phi_y} = \frac{39.39}{0.0013} = 30300 \text{ kN} - \text{m} .$$

Donde $M_{gr-Mvs\phi}$ es el momento de agrietamiento cuando el concreto en la fibra extrema comprimida alcanza su resistencia máxima a tracción. $M_{y-Mvs\phi}$ es el momento cuando el refuerzo en la columna de confinamiento fluye. ϕ_{cr} es la curvatura de agrietamiento y ϕ_y la curvatura de fluencia.

Además, de estos cálculos podemos determinar el factor de reducción por flexión en el rango elástico es:

$$\frac{EI_{e\text{ nl}}}{EI_e} = \frac{79488}{30300} = 0.38 .$$

No está demás precisar que, finalizando la fase B el espécimen se comienza a separar de su base mediante la aparición de la grieta horizontal en ella, acto seguido aparece la grieta diagonal al comienzo de la fase C la cual termina de dividir al espécimen en dos elementos tal como se aprecia en la Figura AII.13. Cambiando su forma de comportamiento de un solo elemento a sólido rígido, del tipo péndulo invertido. Por lo tanto, hasta este punto, (fase B) podemos aproximar el comportamiento experimental con el analítico y, por lo tanto, se propuso una forma adicional a las ya explicadas líneas arriba.

Además, se puede usar en la zona elástica el supuesto de sección agrietada planteada en la calibración de Manchego y Pari, explicada líneas arriba, ver Figura AII.20.

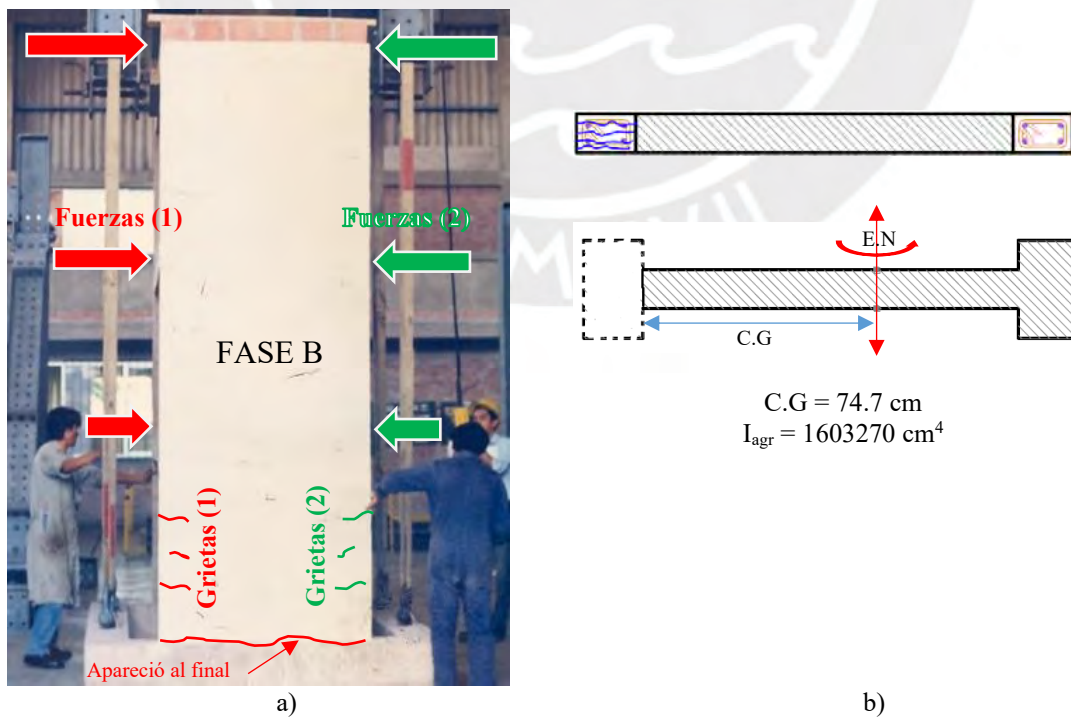


Figura AII. 20 - a) Patrón de daños en elevación., b) Sección agrietada

El factor de reducción de rigidez por agrietamiento a flexión será el cociente de I_{agr}/I_t .

$$\frac{I_{agr}}{I_t} = \frac{1603270}{4522432} = 0.35$$

Por lo tanto, esta aproximación de reducción de rigidez en el rango elástico es adecuada, dado que, concuerda con el diagrama M_t vs ϕ .

Entonces, se propone reducir la rigidez a flexión del elemento al 35% y reducir la rigidez a corte en medida que se alcance el desplazamiento objetivo del ensayo.

Finalmente, esta hipótesis es válida mientras que el muro se comporte como un solo elemento empotrado en base, pero la descripción del ensayo, al final de la Fase B, se produce una grieta horizontal en la base que hace todo el espécimen cambie de comportamiento como si fuera un sólido rígido que rota en torno a su base. Por lo tanto, se puede concluir que este análisis va a tener buena aproximación hasta esa fase, más allá de esto, habrá una discrepancia por los motivos antes mencionado, así que, se asume que el comportamiento inelástico que se realizará más adelante sería el comportamiento esperado del espécimen si no se hubiera comportado como un sólido rígido.

Con todo lo antes señalado, se afectará nuevamente las rigideces a corte y flexión de los muros para calibrar el tramo final de su comportamiento elástico no lineal. Los supuestos de calibración son los siguientes:

- Por proceso constructivo y variabilidad intrínseca de los materiales
- Por rigidez relativa entre ambos muros. En este punto las rigideces son parecida, en comparación a la fase inicial, y esto se debe a que el muro M1, por ser más rígido, absorbía más fuerzas, por lo tanto, sufría más daño que el muro M2, entonces, la rigidez del muro M1 sufrió más daño y se degradó hasta ser similar al muro M2.
- Por daño histerético, como se indica líneas arriba, en esta fase el muro se comienza a agrietar, por lo que se considerará una reducción de la rigidez a flexión en función a su agrietamiento (se considerará la inercia agrietada) y otra reducción por rigidez a corte.

A continuación, se indica en la Tabla AII.12 la cuantificación de los supuestos descritos.

Tabla AII. 12 - factor de reducción de rigidez en muros-Fase B.

Factor de reducción	Muro 1		Muro 2	
	Corte	Flexión	Corte	Flexión
$G_{m \text{ exp}}/G_{m \text{ teo}}$	0.745	-	0.745	-
Diferencia de rigidez y proceso constructivo entre muros	0.43	0.90	0.43	0.90
Daño histerético	0.80	0.36	0.80	0.36
Total	0.25	0.33	0.25	0.33

En la Figura AII.21 y Tabla AII.13 se muestran los diagramas de esfuerzos y comparativa de esfuerzos analíticos y experimentales, respectivamente.

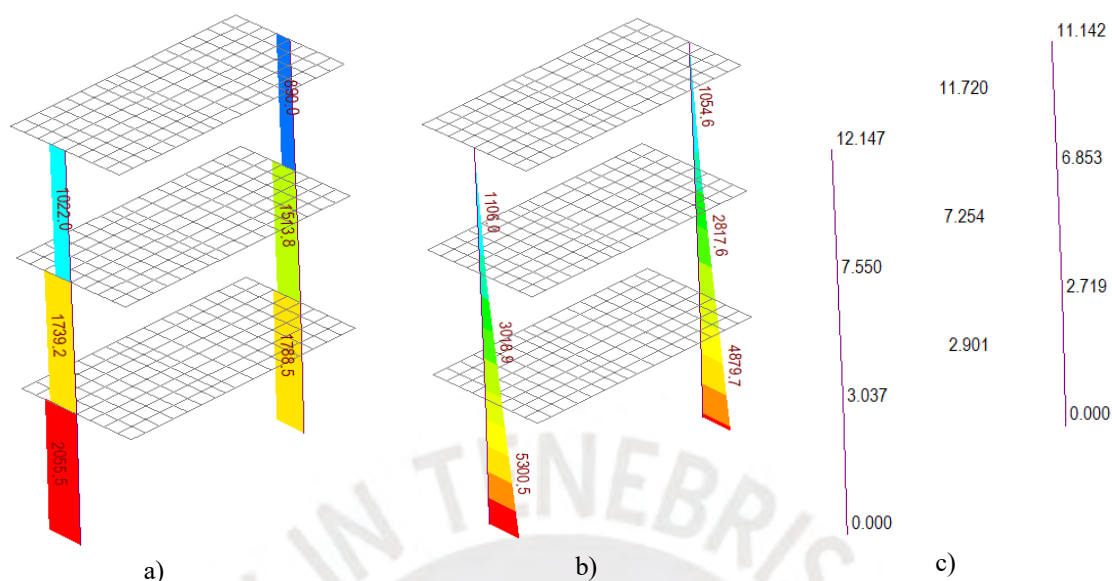


Figura AII. 21 - a) Diagrama de fuerza cortante, b) Momento flector y c) Desplazamiento laterales

Tabla AII. 13 - Comparativa de resultados experimentales y analíticos con MidasGen de la Fase B

	Fase B - Ensayo		Fase A - Analítico		Diferencia	
	MURO 1	MURO 2	MURO 1	MURO 2	MURO 1	MURO 2
F1	320	271	-	-	-	-
F2	711	630	-	-	-	-
F3	1010	902	-	-	-	-
V1	2042	1803	2056	1789	-1%	1%
V2	1722	1533	1739	1514	-1%	1%
V3	1010	902	1022	888	-1%	2%
MF1	5395	4789	5301	4880	2%	-2%
MF2	3088	2751	3019	2818	2%	-2%
MF3	1141	1019	1106	1055	3%	-3%
D1	3.06	2.74	3.04	2.72	1%	1%
D2	7.18	7.26	7.55	6.85	-5%	6%
D3	11.5	10.6	12.15	11.14	-6%	-5%

Se puede ver que con los factores de reducción supuestos la diferencia entre las fuerzas internas y desplazamientos del modelo analítico y el ensayo son menores a 10%, por lo que, se concluye que la calibración en el rango elástico no lineal es bastante aproximada.

A.II.9. Modelamiento estático no-lineal

Antes de comenzar el modelamiento, es importante señalar que, de acuerdo al ensayo, el espécimen comenzó a tener daño preliminar a flexión, pero finalmente, falló por corte, es decir, el refuerzo longitudinal en las columnas de confinamiento nunca fluyó. Por lo tanto, se puede

concluir que la rigidez a flexión se mantiene lineal en todo el ensayo. Entonces, de esto último podemos plantear 2 alternativas para la calibración no lineal con base en las calibraciones previas que se hicieron en la Fase A y B. La primera es usando la Fase A, la cual se calibro los desplazamientos y fuerzas internas justo antes de llegar al primer agrietamiento por flexión. Entonces, en este modelo se usará la articulación a corte, en el cual se ingresarán sus propiedades no lineales de los muros y, además, sabiendo que hay una reducción de rigidez del comportamiento por el agrietamiento de la sección, se puede considerar una articulación a flexión que ayudará a representar este comportamiento en la zona elástica lineal y no lineal. La segunda alternativa es usar el modelo calibrado de la fase B, en el cual solo se ingresarían las propiedades no lineales a corte, dado que las de la rigidez a flexión ya ha sido degradada y pasado este punto se mantienen lineal, pues el refuerzo nunca fluyó ni antes ni después del agrietamiento diagonal del espécimen ensayado.

Para modelar estas dos alternativas de calibración, se usará el modelo modificado de la columna ancha, al cual se le ingresan sus articulaciones a corte y flexión, según corresponda.

A.II.9.1. Articulación a corte

Para definir la envolvente de comportamiento a corte existen varios criterios, como los planteados a nivel internacional por Tomazevic [34], Terán [35], Espinosa [32], etc. Y a nivel nacional, lo planteado por San Bartolomé [3] en la década de los 90 y últimamente los realizados por Manchego y Parí, el cual corroboran que en los muros de albañilería tienen un comportamiento trilateral a corte.

Se usó una envolvente trilineal basado en lo descrito anteriormente. El primer punto relaciona la resistencia de agrietamiento experimental con la distorsión de 0.0013(1/800), el segundo con la resistencia máxima, en la cual se consideró un incremento del 30% de la resistencia del agrietamiento y se asocia a una distorsión de 0.005(1/200), y finalmente, el tercero considera que la resistencia máxima se degrada en un 25% y se relaciona a una distorsión 0.0067(1/150). Según investigaciones internacionales, el refuerzo horizontal en muros de albañilería aumenta su resistencia al cortante y su ductilidad. Pero en este caso, el espécimen tuvo un refuerzo horizontal #16 cada 3 hiladas, la cual, es 6 veces menor al mínimo normativo. Por lo tanto, se puede decir que el refuerzo propuesto no contribuye ni a la resistencia, ni a la ductilidad del espécimen y, por esto, puede despreciar.

Tal como se muestra en la Figura AII.22, el cortante de agrietamiento se calculó según la norma peruana E.070(2006) y a partir de ese punto se calculó lo restante, según lo especificado líneas arriba. Una vez determinado los cortantes y deformaciones se normalizaron para ser usados como rotulas en el MidasGen.

En Tabla AII.14 se indica las resistencias al cortante y momento flector al instante del agrietamiento.

Tabla AII. 14 - Resistencia al agrietamiento diagonal y momento al instante del agrietamiento

Tipo	Resistencia al cortante de agrietamiento diagonal (kg)	Momento al instante del agrietamiento diagonal (kg-m)
Experimental VR _{EXP}	2487	5697
Normativo VR _{E.070} Pérez Gavilán et al. (2013)	2200	5800
VR _{PGyM}	2476	5694

Se tomará de manera conservadora la resistencia al agrietamiento normativo como el primer punto de la curva trilineal del comportamiento a corte. En la Tabla AII.15 se detalla los puntos notables que forman la curva trilineal de comportamiento a corte, y en la Tabla AII.16 se los normaliza.

Tabla AII. 15 - Puntos notables de la envolvente trilineal a corte

Muestra	V _{ag} kg (kN) (distorsión) (desplazamiento, mm)	V _{max} kg (kN) (distorsión) (desplazamiento, mm)	V _u kg (kN) (distorsión) (desplazamiento, mm)
M1 y M2	2487 (24.37) 0.00125 (1/800) 1.41	3233 (31.68) 0.005 (1/200) 5.65	2424 (23.76) 0.0067 (1/150) 7.53

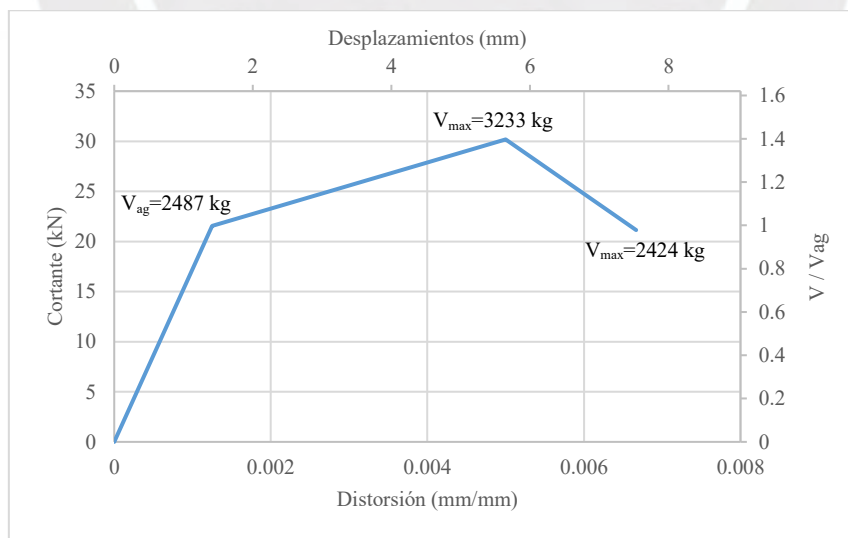


Figura AII. 22 - Envolvente trilineal de comportamiento a corte propuesto

Tabla AII. 16 - Propuesta de propiedades no lineales de la articulación plástica a corte en muros.

Cortante	F/Fyc	Δ / Δ_y
Agrietamiento (V_{ag})	1	1
Máximo (V_{max})	$31.68/24.37=1.30$	$5.65/1.41=4.00$
Último (V_u)	$23.76/24.37=0.98$	$7.53/1.41=5.33$

A.II.9.2. Articulación a flexión

Para definir la naturaleza de esta articulación, se empleará la propuesta hecha por Espinosa [32] en su tesis doctoral. Esta propuesta se centra en concentrar la no linealidad de la flexión del muro en sus extremos, un concepto conocido como "plasticidad concentrada". En este enfoque, se parte del supuesto de que el muro satisface las hipótesis fundamentales de la teoría de la flexión: hipótesis de Bernoulli (compatibilidad de deformaciones), equilibrio y, además, se conoce las curvas constitutivas de los materiales.

En la Figura AII.23 se muestra el análisis de sección del muro y su modelo de articulación plástica a flexión.

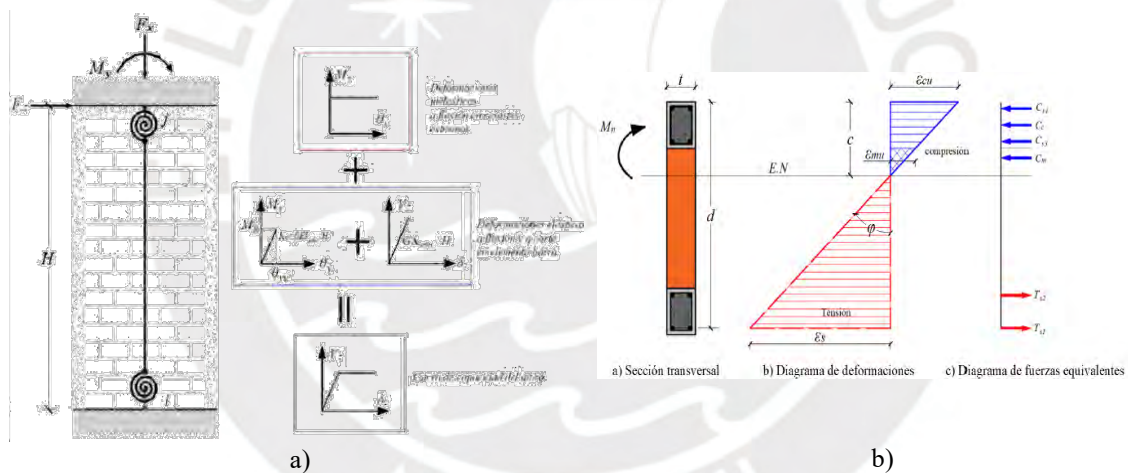


Figura AII. 23 - a) Modelo de articulación plástica a flexión en muros de albañilería confinada, b) Análisis de la sección de un muro confinado [32].

En el proceso de calibración, se elaboró un diagrama momento-curvatura, teniendo en cuenta las propiedades mecánicas y geométricas del ensayo. Los confinamientos se consideraron únicamente como concreto no confinado, ya que el espaciamiento utilizado en la sección resultaba demasiado amplio para garantizar un confinamiento adecuado en esa área tan reducida. Por precaución, se optó por esta decisión, adoptando así una postura conservadora.

En consecuencia, se desarrollaron los diagramas constitutivos tanto para el concreto como para el acero de refuerzo longitudinal de las columnas de confinamiento, basándose en modelos reconocidos. Se empleó el modelo de Mander para el concreto no confinado y

el de Menegotto y Pinto para el acero de refuerzo, ver Figura AII.24. Respecto a la albañilería, se decidió utilizar únicamente la porción elástica identificada en los ensayos de compresión de las pilas realizado por Quiun [32], dado que, se asumen que los confinamientos ubicados en los extremos son los que experimentan las mayores deformaciones, ingresando así al rango no lineal y definiendo el modelo de fallo, ya sea por aplastamiento del concreto o por rotura o pandeo de la barra de refuerzo.

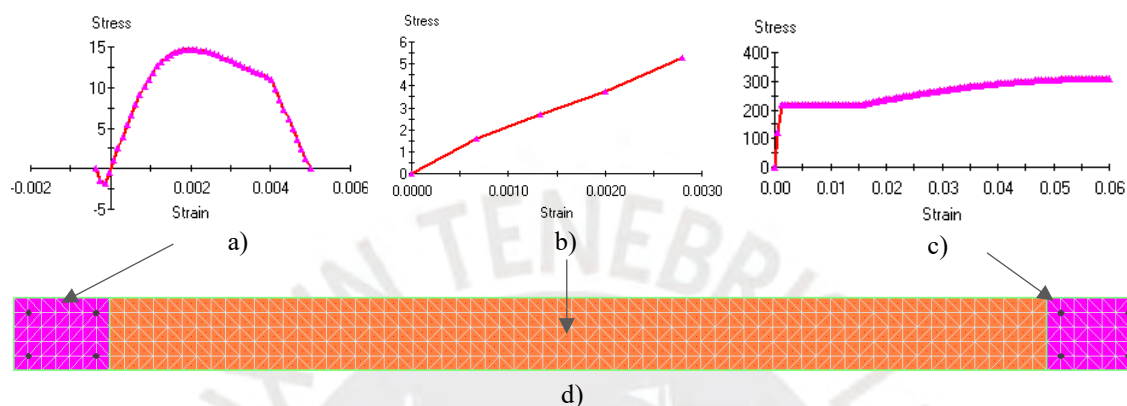


Figura AII. 24 - a) Diagrama constitutivos de a) Concreto no confinado, b) Albañilería, c) Acero de refuerzo y d) Modelo de fibras el muro confinado.

A pesar de contar con el diagrama completo de momento vs. curvatura y los resultados detallados del análisis realizado con Xtract (ver Figura AII.25), únicamente se emplearán los datos correspondientes a los tramos iniciales, es decir, la zona de rigidez elástica. Esto se debe a que durante el ensayo no se observó la fluencia del acero, por lo tanto, se asume que la rigidez lineal agrietada se mantendrá.

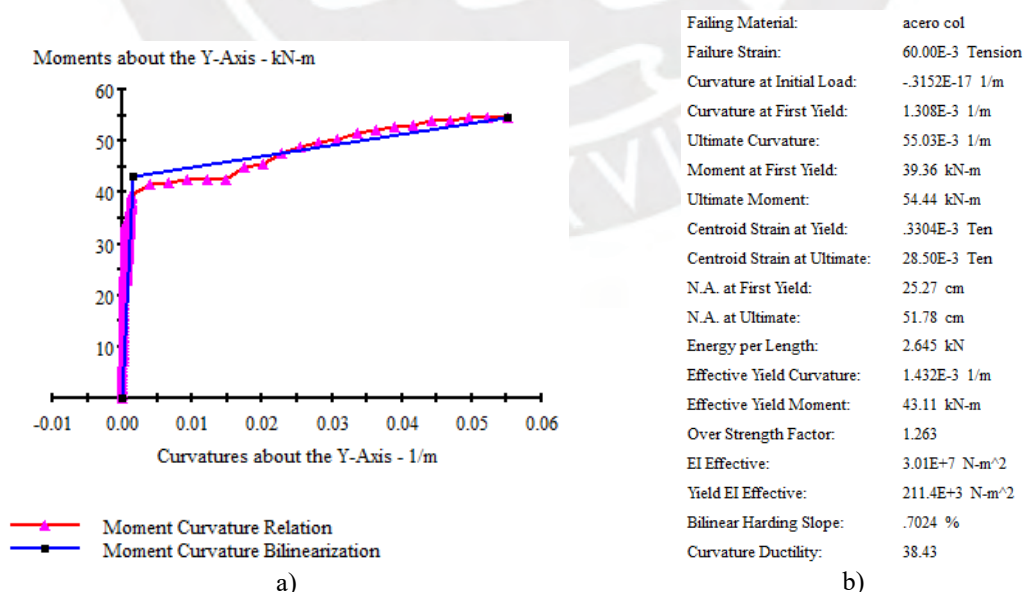


Figura AII. 25 - a) Momento vs. curvatura e idealización bilineal y b) Resultados del análisis Xtract.

A continuación, se muestra la comparativa de usar articulación a corte y flexión al término de la fase A y solo articulación a corte al término de la fase B del ensayo.

A.II.10. Resultados del análisis estático no-lineal

De la primera alternativa se obtiene que M1 se agrieta por flexión primero que M2, porque M1 está más cerca al centro de masa debido a la excentricidad accidental que se determinó en el ensayo. Por lo tanto, absorbe más carga, y, además, M1 es más rígido que M2 (Figura AII.26). Pasado este primer quiebre (Step22) de degradación y de rigidez por flexión se mantiene creciente en forma lineal, dado que en el ensayo el refuerzo del confinamiento nunca fluyó. En paralelo la capacidad por corte del muro M1 alcanzó su resistencia máxima (Step174), en ese instante el MidasGen detiene el análisis y el muro M2 no logra alcanzar su resistencia máxima a corte.

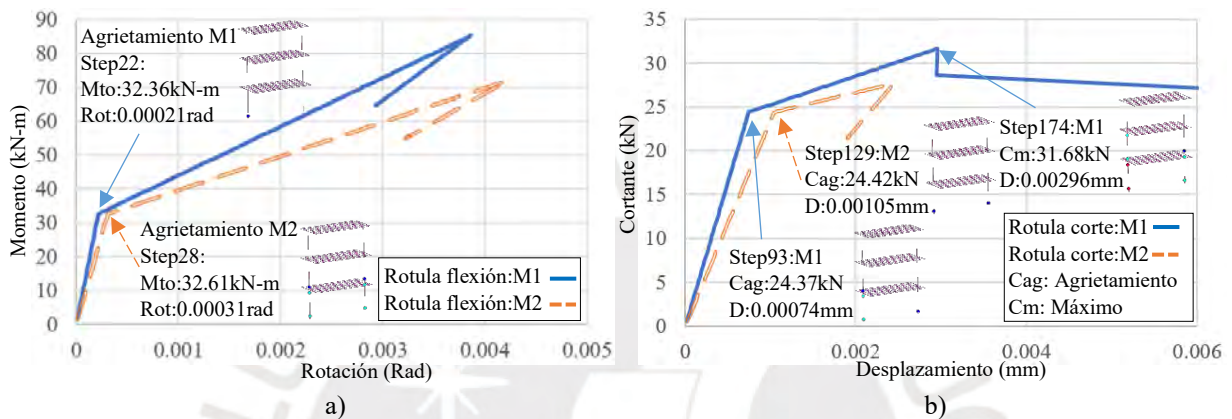


Figura AII. 26 – Primera alternativa de *Pushover* a) rótula a corte y flexión, b) solo rótula a corte

En la Figura AII.27 se muestra la segunda alternativa, en donde se aprecia que M1 alcanza su resistencia al agrietamiento (Step108) primero que M2 (Step135), pasado esto, el muro M1 sigue acumulando daño hasta que alcanzo su resistencia máxima al corte (Step183) y el MidasGen detuvo el análisis. Al igual que en la primera alternativa y por el mismo motivo M1 comienza a sufrir daño primero que M2.

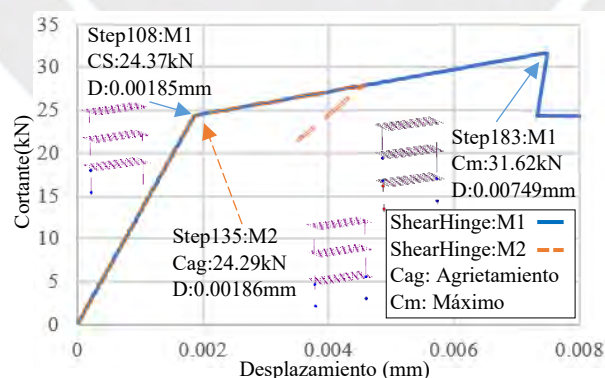


Figura AII. 27 – Segunda alternativa de *Pushover*, solo rótula a corte.

En la Figura AII.28 se comparan las dos alternativas de *Pushover*: con rotulas a corte, flexión y solo rotula a corte y la envolvente de histéresis del ensayo dinámico (cuadrante positivo). Se aprecia que ambas propuestas de *Pushover* tienen buena aproximación hasta el término de la fase B, pasado esta fase, hay una diferencia notoria entre lo predicho y el ensayo. Esto debido a que el espécimen cambia su comportamiento al dividirse por la grieta diagonal al inicio de la fase C. No

está demás indicar que la primera propuesta sigue mejor las pendientes de la envolvente del ensayo, y esto porque se consideró la sección agrietada por flexión.

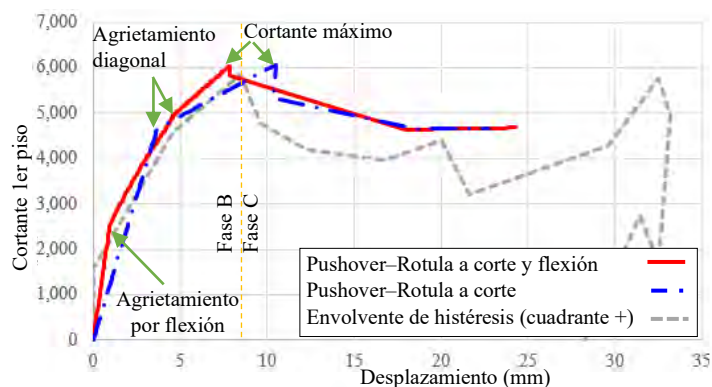


Figura AII. 28 – Comparativa entre la envolvente de histéresis del primer piso de la prueba y las dos alternativas propuestas de *Pushover*.

Se puede concluir que, la falla por flexión de un muro no está determinada únicamente por tener una relación de aspecto mayor a dos y aplicar un refuerzo mínimo. Más bien, este resultado depende de otros factores, como la resistencia de la unidad de albañilería y el uso de un refuerzo transversal adecuado, los cuales en conjunto proporcionan una sobrerresistencia adicional por corte. Además, es esencial revisar el claro de cortante ($M/V = \text{Momento/Cortante}$), ya que ofrece una mejor interpretación de la altura efectiva del muro y permite determinar si el muro tiene una relación de aspecto adecuada para considerarse esbelto.

Como sugerencia, se recomienda determinar elásticamente cuál es la deformación dominante en los muros del primer entrepiso. La que domine o observe más deformación, corte o flexión, será la que defina la tendencia hacia el modo final de falla. Esta verificación se realizó en el modelo analizado, que presentó una deformación dominante por corte en el rango elástico y, finalmente, falló por corte. Además, se realizó una prueba aumentando el número de pisos en el modelo analítico (no se muestra en este anexo), con el objetivo de determinar a partir de qué nivel el muro comenzaría a mostrar un comportamiento a flexión en el rango elástico. Se encontró que, para que un muro del espécimen presente un comportamiento a flexión en el primer nivel debería tener una altura aproximadamente cinco veces mayor que su longitud, es decir, casi 6 metros de altura.

A pesar de la falta de datos experimentales debido a la realización del ensayo en la década de los noventa, la calibración analítica de este espécimen, siguiendo todos los supuestos planteados según las descripciones del ensayo, ofrece una buena aproximación al comportamiento real. Por lo tanto, se puede concluir que el modelo modificado de la columna ancha representa adecuadamente el comportamiento no lineal de los muros. Además, este modelo, al ser más simplificado pero preciso, contribuye a reducir el tiempo de cálculo computacional.

ANEXO III

Comparación de diagramas constitutivos de mampostería

A.III. Introducción

Este informe dará a conocer los tres métodos analíticos más representativos para el cálculo de la curva constitutiva de mampostería (Esfuerzo vs Deformación), y lo comparará con los resultados obtenidos de los ensayos realizados en el laboratorio PUCP. Esta comparación tiene por finalidad ver cuál de los 3 métodos se aproximan más a nuestra realidad y así poder usarlo en el trabajo de investigación “Propuesta para el diseño sísmico de edificios altos con albañilería confinada en Perú”, dado que los ensayos de laboratorio solo reflejan el comportamiento lineal, y para este trabajo necesitamos la curva completa no lineal del material.

A.III.1. Métodos analíticos

A.III.1.1. Método Neozelandés.

Este primer método analítico se extrajo de un reporte de investigación neozelandés “Seismic behaviour of slender concrete masonry shear walls” [8], el cual describe una serie de ensayos a compresión simple de pilas con diferentes tipos de ladrillos y morteros, para luego calibrar ecuaciones que puedan dar de manera fidedigna la construcción de la curva constitutiva. Posteriormente, este método fue validado por Ewing y Kowalsky en el 2004 [28] con el artículo “Compressive behavior of unconfined and confined clay brick masonry”, donde comprueban que el comportamiento mecánico de la albañilería es muy similar al del concreto simple, Kent y Park [48]. Es decir, se tienen tres tramos muy marcados, el primero que refleja el comportamiento elástico (Parabólico Ascendente), el segundo, cuando incursiona en el rango inelástico (Lineal descendente), y el tercero, cuando muestra un comportamiento residual (Constante), ver Figura AIII.1.

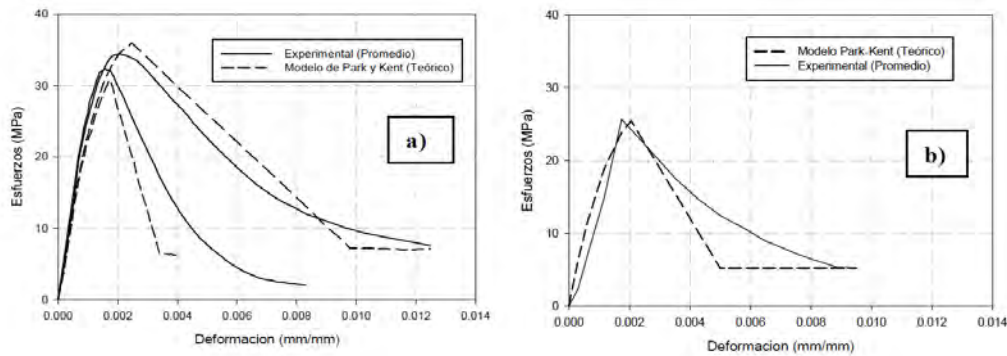


Figura AIII. 1 – a) Modelo de Priestley y Elder, b) Modelo de Ewing y Kowalsky.

El primer tramo es una función parabólica ascendente hasta alcanzar el esfuerzo máximo a compresión. Deformaciones entre $0 < \varepsilon_m < 0.0015$ (Ec. 1)

$$f_m = 1.067 f'_m \left[2 \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} - \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} \right)^2 \right]$$

El segundo tramo es una función lineal descendente, pasando el punto de esfuerzo máximo hasta alcanzar el 20% de dicho esfuerzo. (Ec.2)

$$f_m = f'_m [1 - Z_m (\varepsilon_m - 0.0015)]$$

Donde Z_m es la pendiente (lineal descendente), que está en función de la resistencia a compresión del mortero, (Ec.3)

$$Z_m = \frac{0.5}{\left[\frac{3 + 0.29 f_j}{145 f_j - 1000} \right] - 0.002}$$

y finalmente el tercer tramo que es cuando la mampostería ya alcanza el 20% (Residual) de su esfuerzo máximo y se vuelve constante.

A.III.1.2. Método Canadiense.

El segundo método analítico se extrajo del artículo científico “Stress- Strain Characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression” [29], el cual describe el estudio experimental de pruebas a compresión simple que se realizó con 40 especímenes de ladrillo fabricados en diferentes sitios, 27 muestras de cubos de morteros y 84 combinaciones de prismas de mampostería de cuatro ladrillos y 3 tipos de mortero.

Todo esto con la finalidad de poder determinar una serie de ecuaciones que estimarían el comportamiento (esfuerzo vs deformación) de la mampostería. Es importante saber que, este estudio se basó en el primer método analítico, Priestley & Elder [8], y sus ecuaciones fueron calibradas según las características mecánicas del ladrillo (Resistencia y módulo de elasticidad) y la dosificación del mortero (Resistencia). Estas ecuaciones se ilustran en la Fig.2.

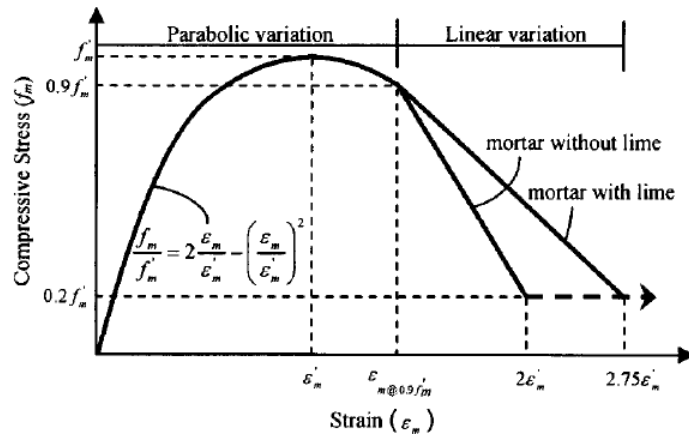


Figura AIII. 2 – Idealización de la curva esfuerzo vs deformación de mampostería [29].

El primer tramo (Parte parabólica) pasa el punto de resistencia máxima a compresión y llega hasta el 90% de la misma. Se grafica con la siguiente ecuación (Ec. 4)

$$f_m = f'_m \left[2 \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} - \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} \right)^2 \right]$$

El cálculo del ε'_m se determinó a través de una regresión lineal de los ensayos experimentales, (Ec. 5)

$$\varepsilon'_m = C_j \frac{f'_m}{E_m^{0.7}}$$

Donde C_j es una constante en función a la resistencia a compresión del mortero (f_j), (Ec. 6)

$$C_j = \frac{0.27}{f_j^{0.25}}$$

El segundo tramo es una recta lineal y depende si el mortero tiene cal o no.

Si tiene cal, se traza la recta desde el 90% de la resistencia máxima a compresión ($\varepsilon'_m@0.9f'_m$) hasta 20% de la misma, con una deformación igual a 2.75 veces la deformación asociada a la resistencia máxima a compresión ($2.75\varepsilon'_m$).

Si no tiene cal, se traza la recta desde el 90% de la resistencia máxima a compresión ($\varepsilon'_m@0.9f'_m$) hasta 20% de la misma, con una deformación igual a dos veces la deformación asociada a la resistencia máxima a compresión ($2\varepsilon'_m$).

A.III.1.3. Método Mexicano

El tercer método analítico se extrajo de la tesis de maestría “Modelos esfuerzo – deformación para mampostería fabricada en México D.F” (Flores A., 2010), el cual realiza una serie de ensayos experimentales con diferentes unidades de mampostería, para luego construir modelos constitutivos que fueron calibrados para que el primer tramo sea parabólico ascendente, la segunda lineal descendente y la tercera de esfuerzo residual constante. Ver Figura AIII.3.

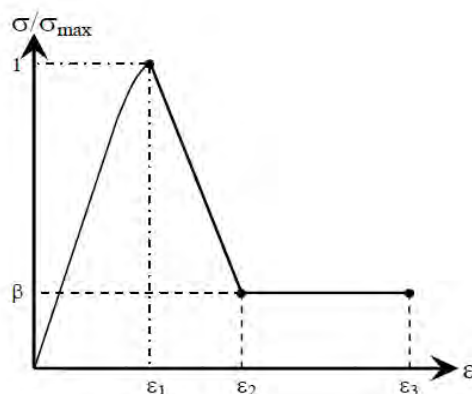


Figura AIII. 3 – Modelo propuesto por Flores [26]

El primer tramo es una función parabólica ascendente hasta alcanzar el esfuerzo máximo a compresión, entre $0 < \varepsilon < \varepsilon_1$, (Ec. 7)

$$f_m = f'_m \left[\frac{1}{\varepsilon_1^2} - \left(\frac{\alpha}{\varepsilon_1} \right)^2 \right] \varepsilon^2 + \alpha \varepsilon$$

Donde α es la relación entre E_m/f'_m .

El segundo tramo una función lineal descendente pasado el punto de esfuerzo máximo hasta alcanzar el valor residual de β . Deformaciones entre $\varepsilon_1 < \varepsilon < \varepsilon_2$, (Ec. 8)

$$f_m = f'_m \left[1 + \left(\frac{\beta - 1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} \right)^2 \right] (\varepsilon - \varepsilon_1)$$

y finalmente en el tercer tramo la mampostería ya alcanza un valor residual de β . Deformaciones $\varepsilon > \varepsilon_2$, (Ec.9)

$$f_m = f'_m \cdot \beta$$

Los valores de β , α , ε_1 , ε_2 , ε_3 fueron obtenidos y calibrados mediante los ensayos y ajustes estadísticos para los 3 tipos de mamposterías utilizados, como se detallan en la Tabla AIII.1.

Tabla AIII. 1 – Parámetros de definición del modelo de Flores [26].

Tipo de mampostería	Velocidad									
	0.0016 mm/seg					0.5333 mm/seg				
	α	β	ε_1	ε_2	ε_3	α	β	ε_1	ε_2	ε_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

A.III.2. Método experimental

En base a ensayos experimentales pasados realizados en el laboratorio PUCP [19] se pudo graficar la parte lineal de la curva constitutiva de albañilería tipo “V” (Infes), y así comparar con los métodos antes descritos. En la Tabla AIII.2 y Figura AIII.4 se ve las características y sección de ladrillo usado respectivamente.

Tabla AIII. 2 – Características de ladrillo King Kong Infes [19].

Características	Valor
Tipo	King Kong 18 huecos (Infes)
%huecos	32
Dimensiones	24.1 x 13.1 x 9 cm
Peso	3.69 kg
Resistencia a la compresión f^b	201 kg/cm ²

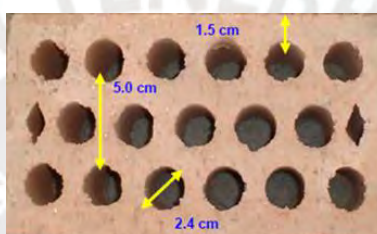


Figura AIII. 4 – Sección y perforaciones en ladrillo de arcilla usado [19]

A.III.2.1. Ensayo a compresión

Se sometió a la pila una carga a compresión variable en el tiempo y se fue midiendo su deformación mediante LVDT en parte anterior y posterior. Lo particular de este ensayo fue que los instrumentos se retiraron antes de que las pilas llegaran a su resistencia máxima, es decir solo se registró la parte elástica lineal, ver Figura AIII.5.

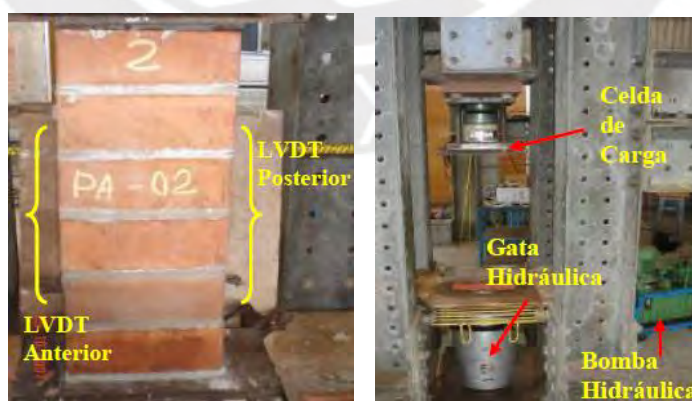


Figura AIII. 5 – Instrumentos del ensayo [19]

A.III.2.2. Grafica de esfuerzos – deformación de los ensayos

Se ensayaron un total de 4 probetas en las cuales se registró la deformación en ambos lados (Anterior y Posterior), ver Figura AIII.6.

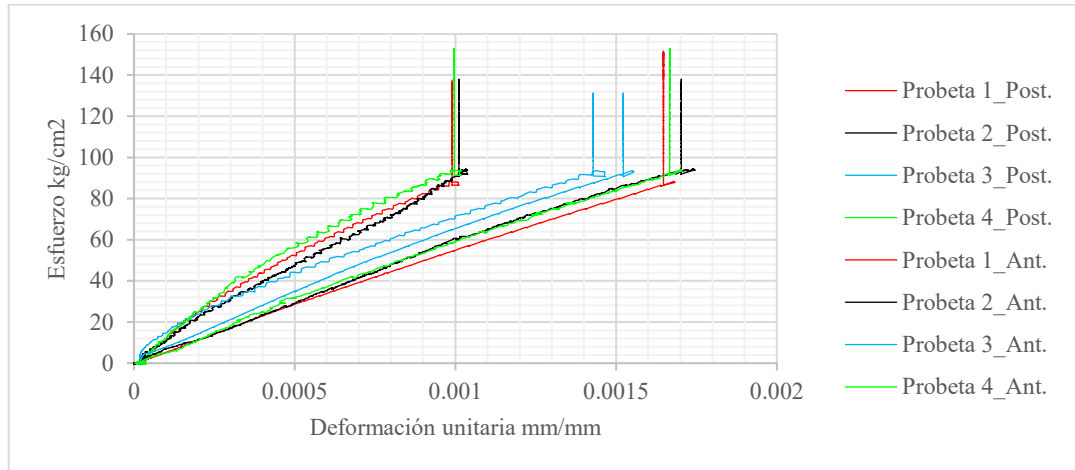


Figura AIII. 6 – Esfuerzo vs deformación de las pilas con ladrillo tipo “Infes” ensayadas [19]

A.III.3. Grafica comparativa

La deformación obtenida se dividió entre la longitud “Lo” (LVDT) para convertirla en deformación unitaria y poder compararla con los métodos antes descritos, Ver Figura 7.

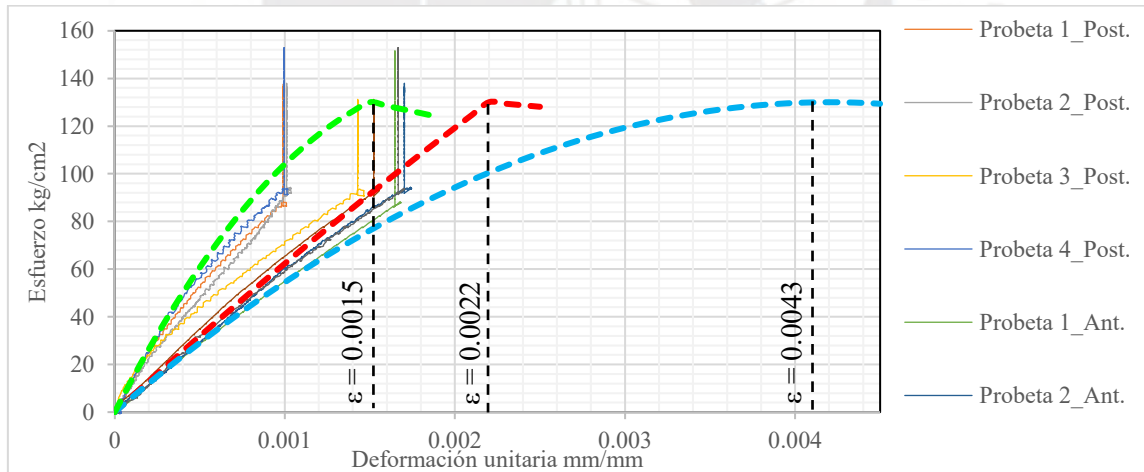


Figura AIII. 7 – Comparación de grafica de Esfuerzo vs Deformación teórica y experimental

A.III.4. Conclusiones

1. Si bien los resultados de los ensayos realizados en la PUCP funcionan adecuadamente para cálculos elásticos como el módulo de elasticidad ($E'm$) y resistencia máxima a compresión ($f'm$), estos no tienen la suficiente presión para estimar la curva constitutiva completa de la albañilería, dado que el ensayo se detiene cuando llega a un valor cercano al de resistencia máxima. Además, se aprecia que cuando el esfuerzo supera 90 kg/cm^2 aproximadamente, ya no se registran deformaciones, pero si aumento de carga (ver Figura AIII.6).
2. Si no tomamos en cuenta el tramo donde no se registran deformaciones, pero si aumento de carga, podemos decir que: El método de Pristley & Elder se aproxima adecuadamente al primer tramo de los ensayos correspondientes a la parte anterior de las probetas, y el método de Flores se aproxima adecuadamente a la parte posterior (ver Figura AIII.7).
3. El método de Kaushik tiene un primer tramo más conservador que los otros dos, respecto a la resistencia, pero en deformaciones alcanza un límite de 0.0042 cuando llega a su resistencia máxima a compresión (ver Figura AIII.7).
4. Si bien estos ensayos aproximan a la forma del primer tramo parabólico, no tenemos certeza de cuál es la deformación máxima asociada a la resistencia máxima de la albañilería, dado que en esa parte el ensayo se detiene para retirar los instrumentos y evitar que sufran daño. (ver Figura AIII.6).

ANEXO IV

Diagramas constitutivos de acero de refuerzo

A.IV. Introducción

Para la determinación del diagrama constitutivo del acero de refuerzo se usará el método planteado por Dhakal y Maekawa en el 2002 [50], los cuales abordaron el comportamiento del acero en compresión mediante un enfoque integral que considera tanto la plasticidad como el pandeo. Reconociendo la complejidad de los fenómenos que afectan la capacidad de carga de las barras de acero, los autores llevaron a cabo una revisión exhaustiva de la literatura existente y realizaron estudios experimentales que les permitieron identificar las interacciones entre el pandeo elástico y la deformación plástica.

Su método se fundamenta en la integración de principios teóricos con datos empíricos, lo que les permitió desarrollar un modelo que refleja con mayor precisión el comportamiento real de las estructuras de acero bajo condiciones de compresión. Al combinar las ecuaciones clásicas de pandeo con un enfoque moderno de la plasticidad, lograron formular un modelo constitutivo que no solo describe el comportamiento inicial del acero, sino que también considera su respuesta bajo cargas críticas.

Las ecuaciones que rigen este método se detallan en el ítem 4.2.1. A continuación se detallan los parámetros y resumen de resultados de esfuerzos y deformaciones en la Tabla A.IV.1, además, en el Figura A.IV.1 se grafica el diagrama esfuerzo vs deformación del refuerzo de 1/2".

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\sigma_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\sigma_u = 620 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_y = 0.0021 \text{ mm/mm}$$

$$\varepsilon_{su} = 0.080 \text{ mm/mm}$$

$$\varepsilon_{sh} = 0.0063 \text{ mm/mm}$$

$$\varepsilon_{su \text{ lim}} = 60\% \varepsilon_{su} = 0.0048 \text{ mm/mm}$$

$$P = 2.99$$

$$\Phi_{\frac{1}{2}} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$L = 100 \text{ mm}$$

$$\alpha = 1$$

$$L/D = 7.874$$

$$\Delta_\varepsilon = 0.00159$$

$$\varepsilon^*/\varepsilon_y = 17.885$$

$$\sigma^*/\sigma_1 = 0.842$$

$$\varepsilon^* = 0.0376$$

$$\sigma_1^* = 581.595$$

$$\sigma^* = 489.592$$

Tabla A.IV. 1 – Tabla resumen de valores de deformación y esfuerzos en tensión y compresión según Dhakal y Maekawa [19].

Tensión		Compresión	
ε_{st}	f_{st} (MPa)	ε_{sc}	f_{sc} (MPa)
0	0.00	0	0.00
0.00210	420.00	-0.0021	-420.00
0.00369	420.00	-0.0036898	-417.02
0.00528	420.00	-0.0052796	-414.04
0.00687	424.58	-0.0068694	-415.55
0.00846	437.01	-0.0084592	-424.62
0.01005	448.91	-0.010049	-432.99
0.01164	460.27	-0.0116388	-440.68
0.01323	471.12	-0.0132286	-447.73
0.01482	481.47	-0.0148184	-454.15
0.01641	491.33	-0.0164082	-459.97
0.01800	500.71	-0.017998	-465.20
0.01959	509.63	-0.0195878	-469.87
0.02118	518.09	-0.0211776	-473.99
0.02277	526.10	-0.0227673	-477.59
0.02436	533.69	-0.0243571	-480.69
0.02595	540.85	-0.0259469	-483.31
0.02754	547.61	-0.0275367	-485.47
0.02913	553.97	-0.0291265	-487.18
0.03072	559.95	-0.0307163	-488.47
0.03231	565.56	-0.0323061	-489.35
0.03390	570.81	-0.0338959	-489.84
0.03549	575.71	-0.0354857	-489.96
0.03708	580.27	-0.0370755	-489.73
0.03867	584.51	-0.0386653	-485.16
0.04026	588.44	-0.0402551	-478.81
0.04184	592.07	-0.0418449	-472.45
0.04343	595.40	-0.0434347	-466.09
0.04502	598.46	-0.0450245	-459.73

0.04661	601.26	-0.0466143	-453.37
0.04820	603.80	-0.0482041	-447.01
0.04979	606.11	-0.0497939	-440.65
0.05138	608.18	-0.0513837	-434.29
0.05297	610.04	-0.0529735	-427.93
0.05456	611.69	-0.0545633	-421.57
0.05615	613.15	-0.0561531	-415.21
0.05774	614.43	-0.0577429	-408.85
0.05933	615.53	-0.0593327	-402.50
0.06092	616.48	-0.0609224	-396.14
0.06251	617.29	-0.0625122	-389.78
0.06410	617.96	-0.064102	-383.42
0.06569	618.51	-0.0656918	-377.06
0.06728	618.95	-0.0672816	-370.70
0.06887	619.30	-0.0688714	-364.34
0.07046	619.56	-0.0704612	-357.98
0.07205	619.74	-0.072051	-351.62
0.07364	619.87	-0.0736408	-345.26
0.07523	619.94	-0.0752306	-338.90
0.07682	619.98	-0.0768204	-332.54
0.08000	620.00	-0.08	-319.83

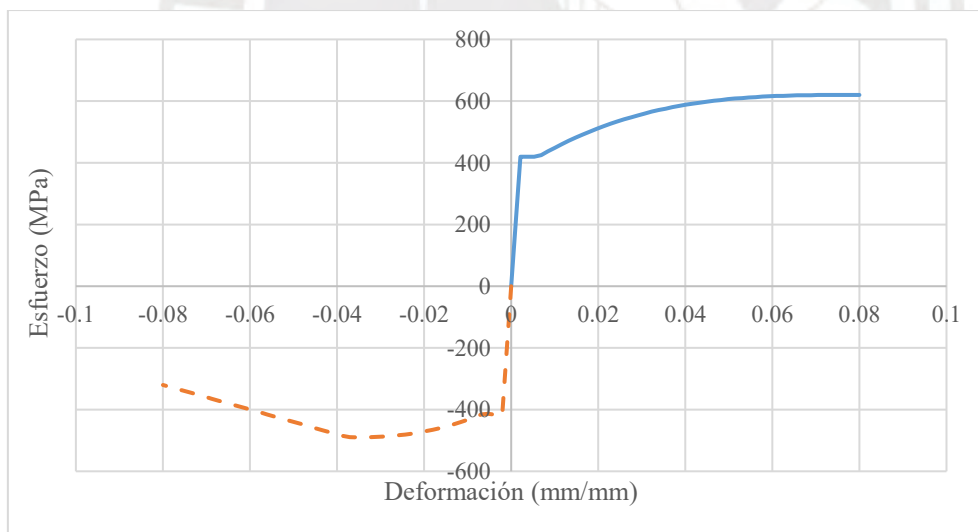


Figura AIV. 1 - Grafica esfuerzo vs. deformación a tensión y compresión del refuerzo de 1/2".

a. Conclusión

El modelo de Dhakal y Maekawa ofrece una comprensión del comportamiento del acero en compresión, integrando aspectos de elasticidad, plasticidad y pandeo. Esto permite a los ingenieros estructurales evaluar de manera más precisa la capacidad de carga de elementos de acero en diversas condiciones de carga.

ANEXO V

Modelo elastoplástico con endurecimiento equivalente

A.V. Introducción

Este modelo se base en la igualdad de áreas de la curva de capacidad obtenida de manera experimental o analíticamente con el área bajo la curva elastoplástica con endurecimiento. Una condición para la gráfica es que la rama ascendente debe interceptar a la curva de capacidad en el punto en que la fuerza lateral es del 60% de su resistencia de fluencia del modelo elastoplástico con endurecimiento ($0.6R_y$). En la Figura A.V.1 se aprecia el modelo propuesto.

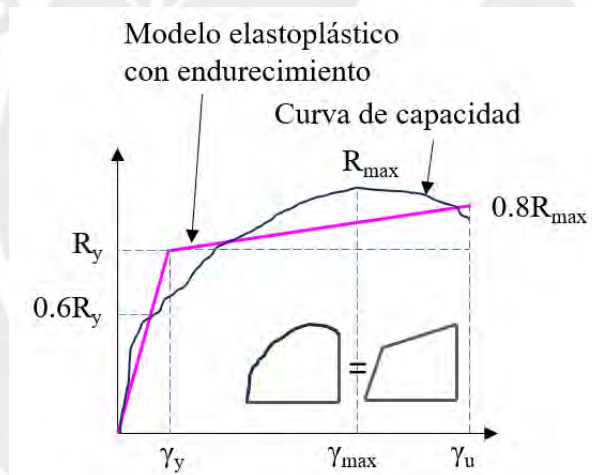


Figura AV. 1 – Curva de capacidad (línea negra) y envolvente elastoplástica con endurecimientos (línea magenta)

a. Procedimiento de cálculo

A continuación, se detalla el procedimiento de cálculo propuesto.

1. Se calculo el área bajo la curva de capacidad de la estructura con la siguiente ecuación y se propone un valor para R_y , y R_p . Se propone $R_p = R_{max}$.

$$A_{ex} = \sum_{i=0}^n \frac{V_i + V_{i+1}}{2} (\gamma_{i+1} - \gamma_i)$$

2. $R_i = 0.6R_p$

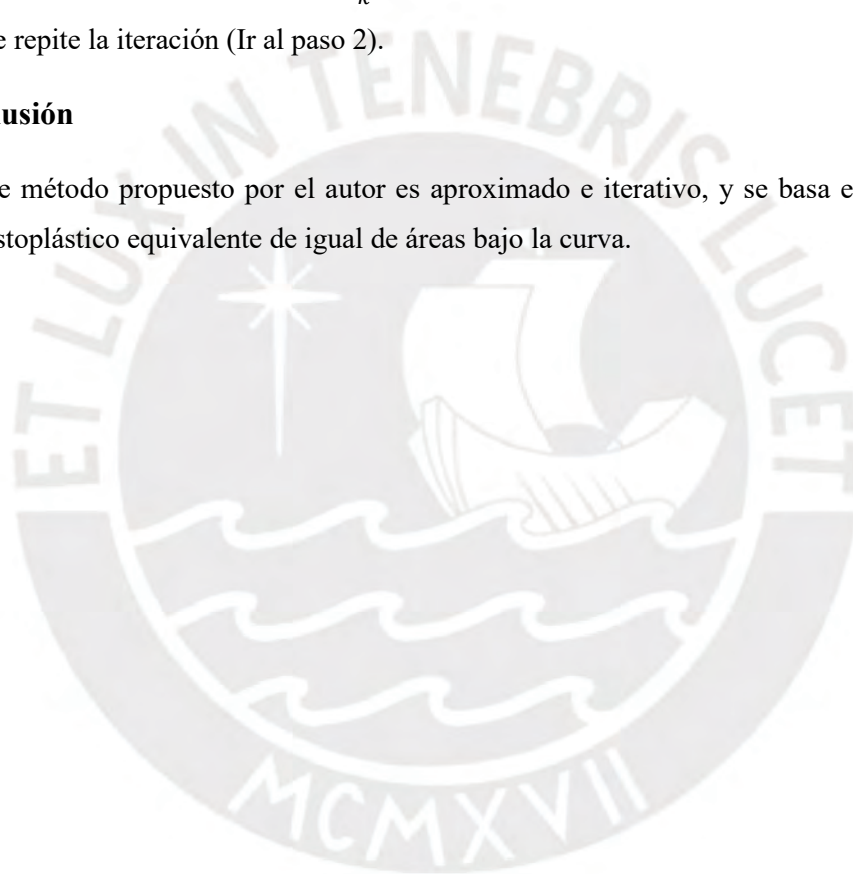
3. Mediante interpolación se obtiene la distorsión correspondiente a la carga en que se supone interceptan el modelo equivalente y la curva de capacidad, γ_i , la rigidez de la rama ascendente de la curva de capacidad es $k = R_i / \gamma_i$.
4. Se calcula el valor de R_y , y R_c y se determina el área bajo la curva del modelo elastoplástico con endurecimiento A_{ee} y se iguala al área bajo la curva de capacidad, A_{ex} .

$$A_{ee} = \frac{R_c^2}{2k} + R_c * (\gamma_u - \gamma_y) + (R_{max} - R_c) * (\gamma_u - \gamma_y) / 2 = A_{ex}$$

5. Se verifica que el valor propuesto de la fuerza, R_p , es igual a la fuerza calculada R_c . Si $|R_c - R_p| < \epsilon$, $R_y = R_c$, y $\gamma_y = \frac{R_y}{k}$, entonces finaliza el cálculo, caso contrario, $R_p = R_c$ y se repite la iteración (Ir al paso 2).

b. Conclusión

Este método propuesto por el autor es aproximado e iterativo, y se basa en el modelo elastoplástico equivalente de igual de áreas bajo la curva.

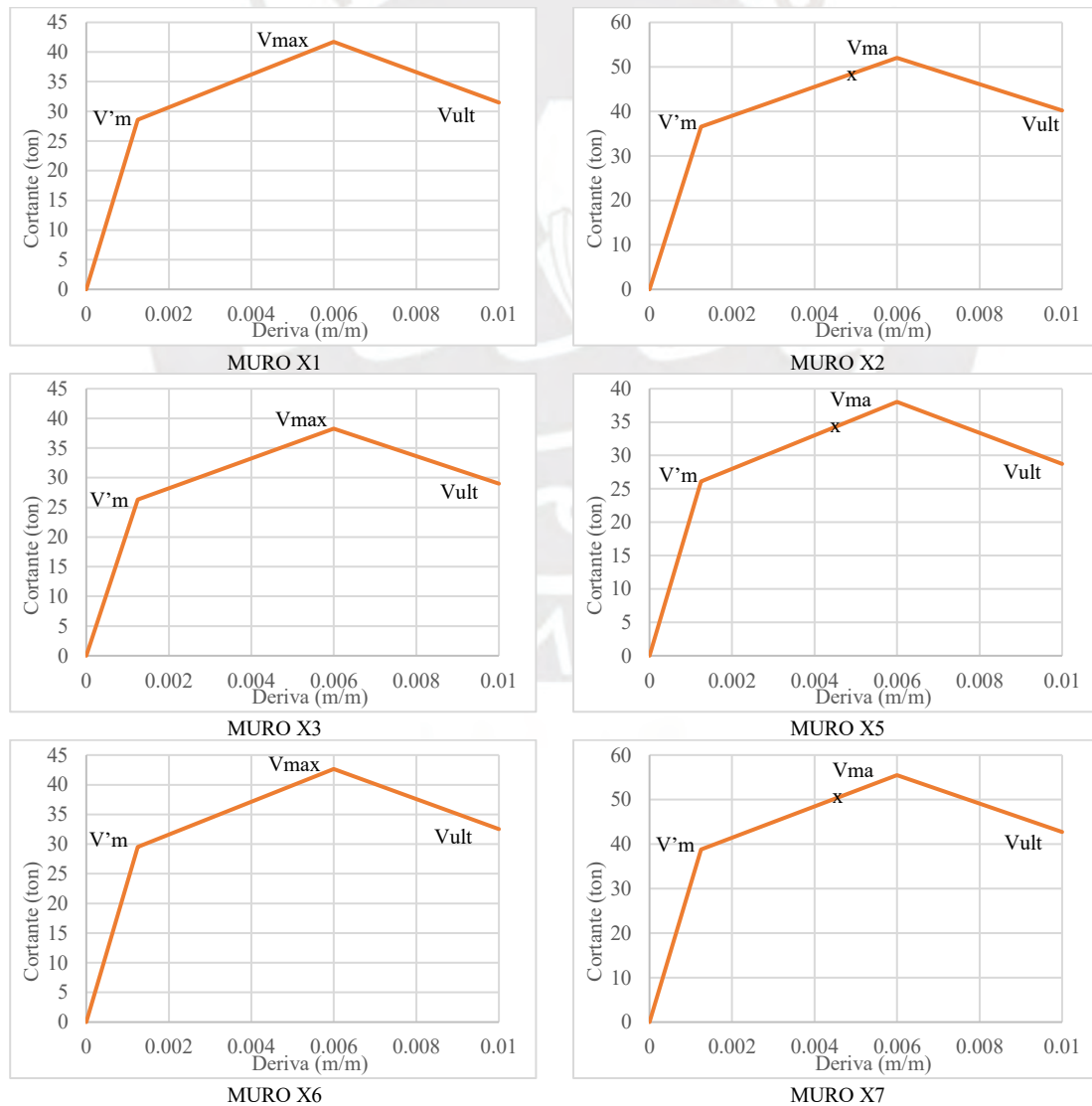


ANEXO VI

Rotulas a corte y flexión de muros

A.VI. Introducción

Este anexo presenta las rótulas a corte, calculadas según el ítem 4.4, y las rótulas a flexión, de acuerdo con el ítem 4.3 de la presente tesis. Estas rótulas fueron ingresadas al software *Midas Gen* para realizar el análisis no lineal *Pushover*. Para las rótulas a corte, se utilizó una curva trilineal, siguiendo el criterio descrito en el ítem 4.4 y los datos de las Tablas 4.5 y 4.6 . Las Figuras A.VI.1 y A.VI.2 muestran las rótulas en ambas direcciones.



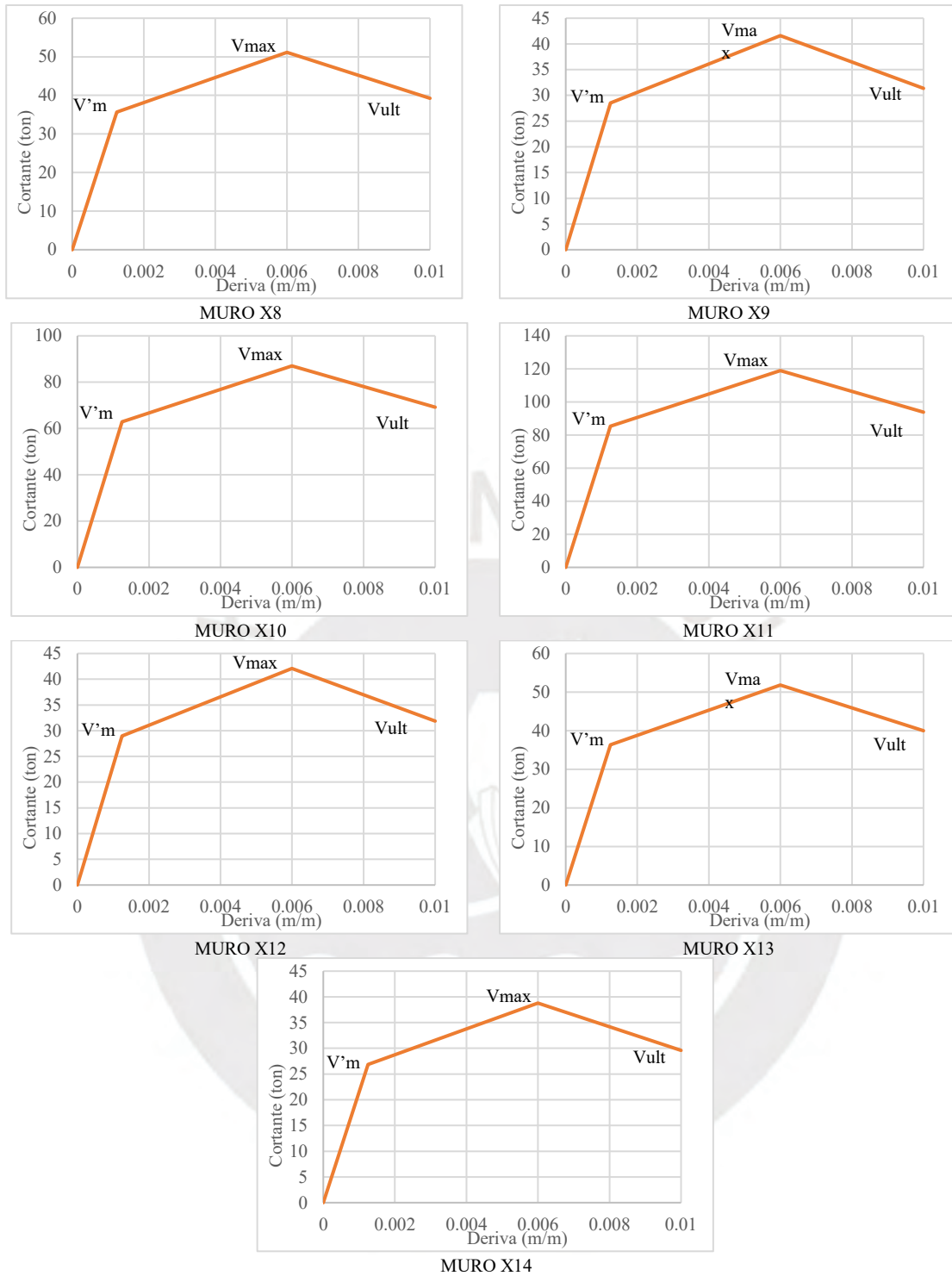


Figura AVI. 1 – Rotulas a corte de los muros en la dirección “X”

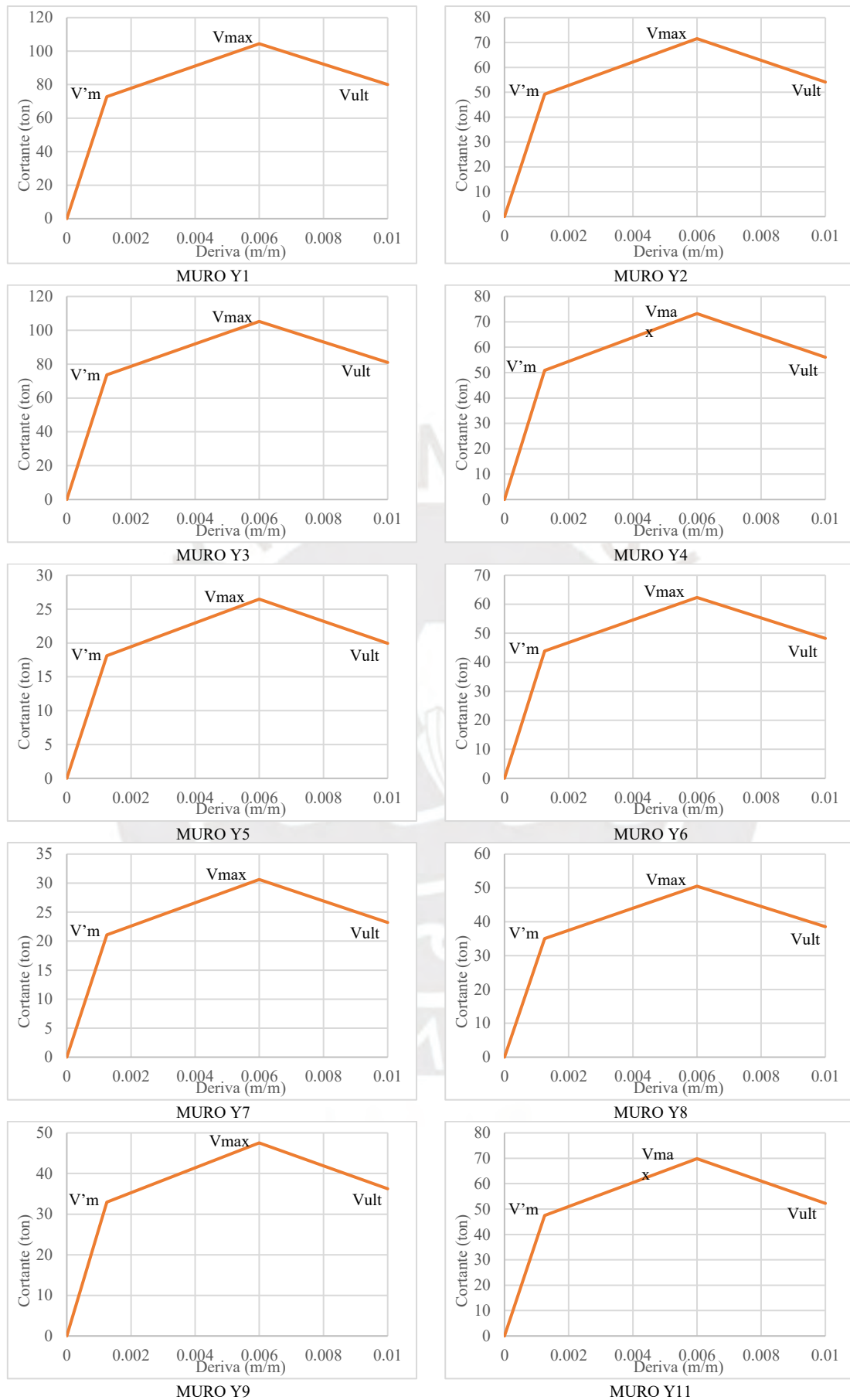
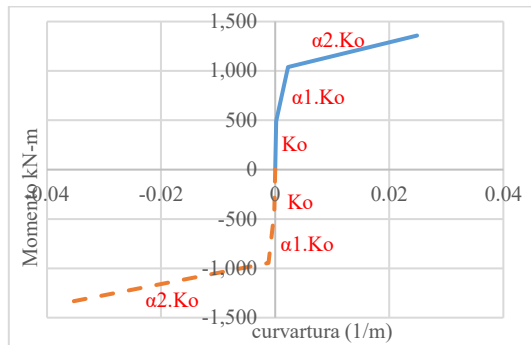
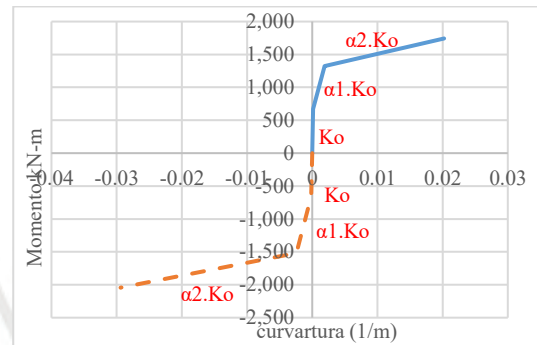


Figura AVI. 2 – Rotulas a corte de los muros en la dirección “Y”

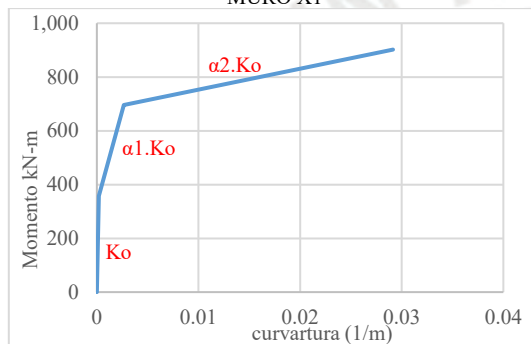
Para las rótulas a flexión se utilizó la curva trilineal (Fuerza vs. Degradación de rigidez). La construcción de estas se basó en el ítem 4.3 y las Tablas 4.2 y 4.3. En las Figuras A.VI.3 y A.VI.4 se presentan las rótulas, junto con la nomenclatura de las rigideces para cada tramo de la curva. Además, se incluyen las curvas correspondientes a ambas direcciones principales de análisis, tanto para la rotación positiva como para la negativa.



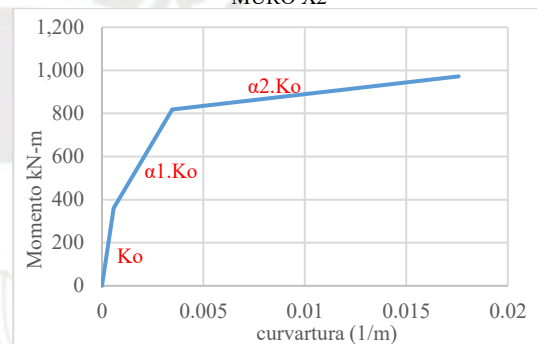
MURO X1



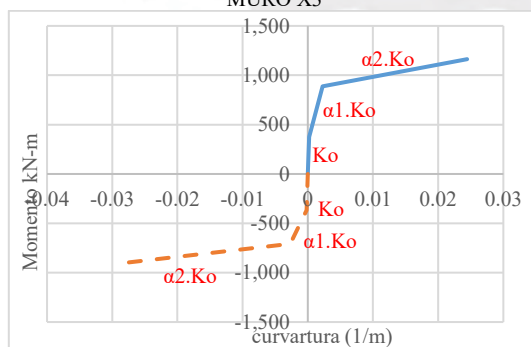
MURO X2



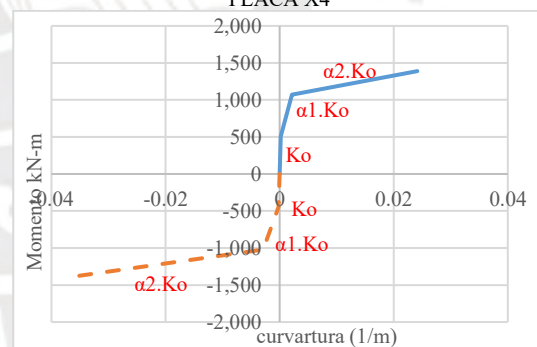
MURO X3



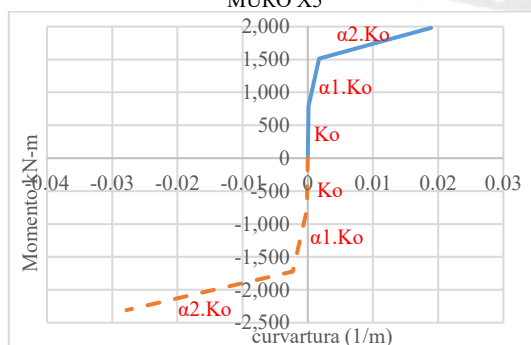
PLACA X4



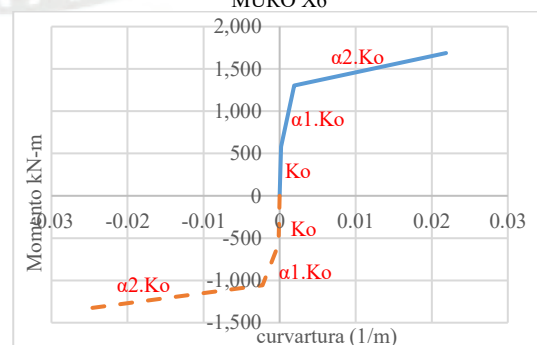
MURO X5



MURO X6



MURO X7



MURO X8

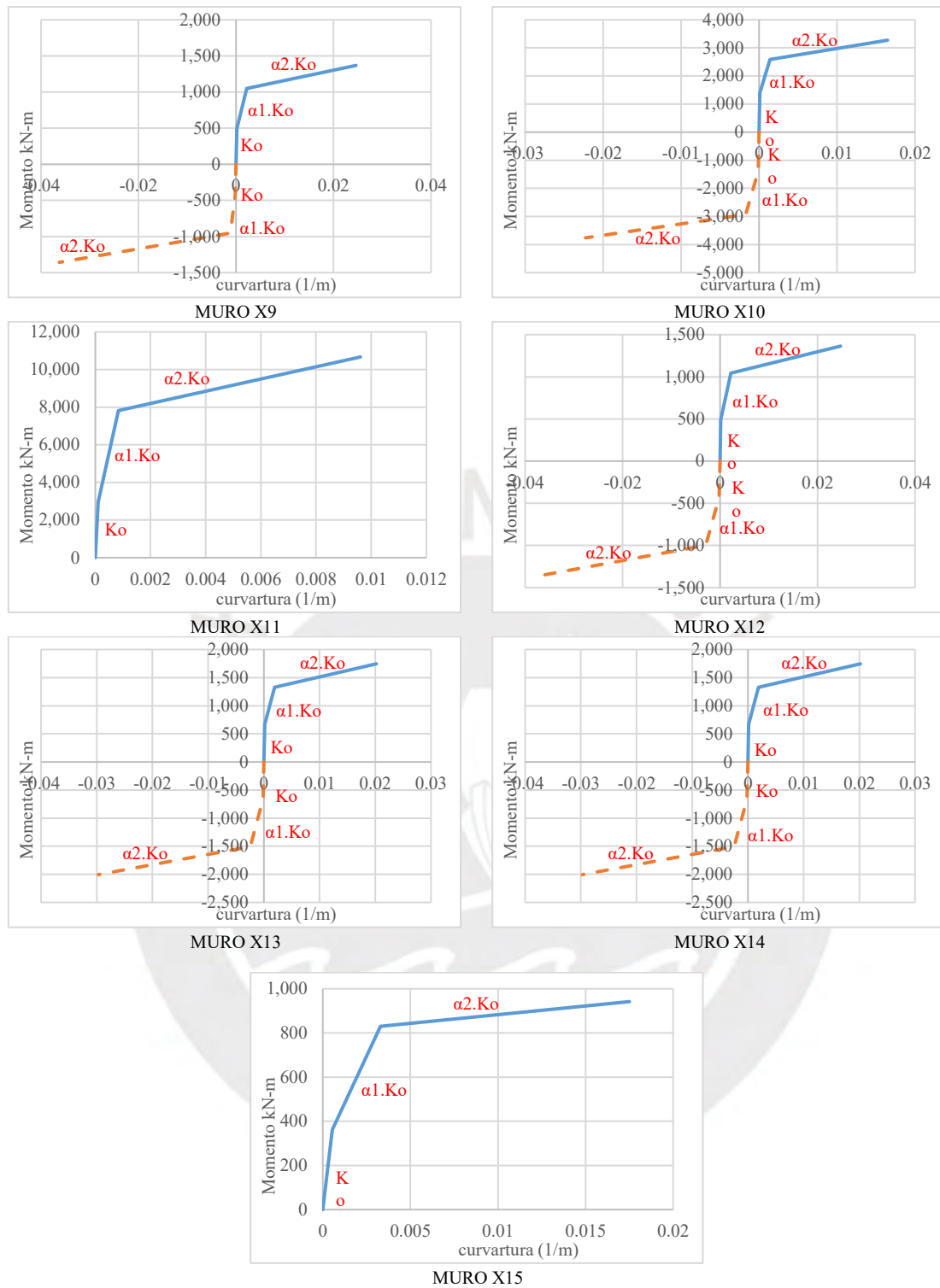
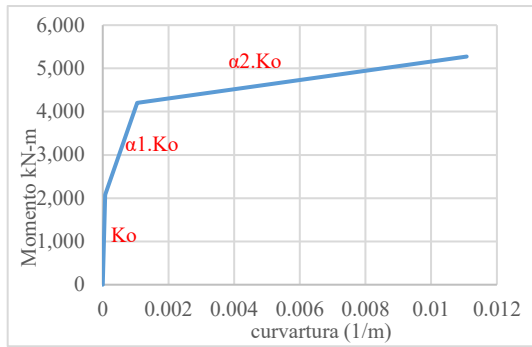
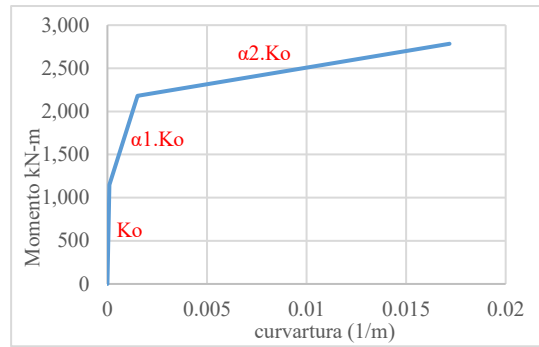


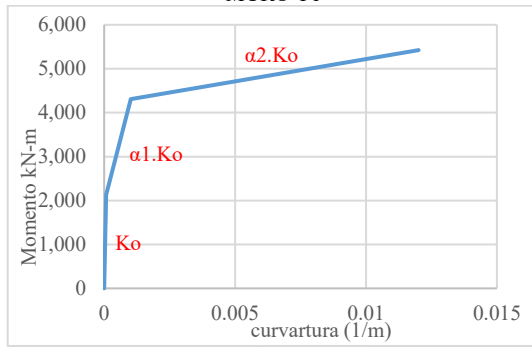
Figura AVI. 3 – Rotulas a flexión de los muros en la dirección “X”



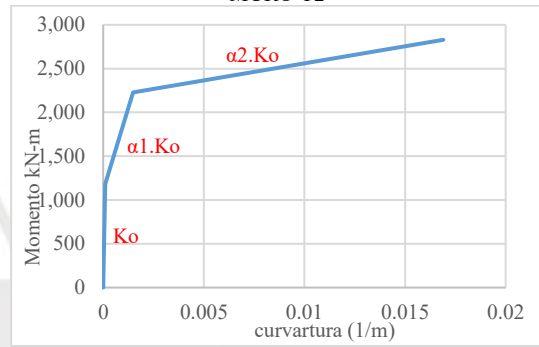
MURO Y1



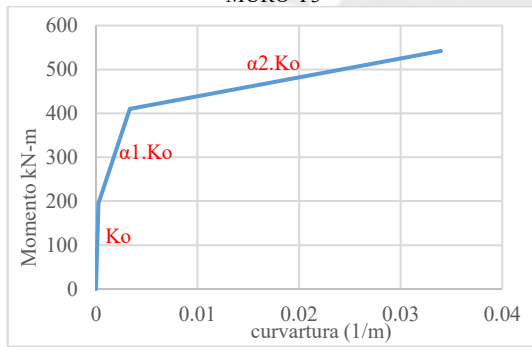
MURO Y2



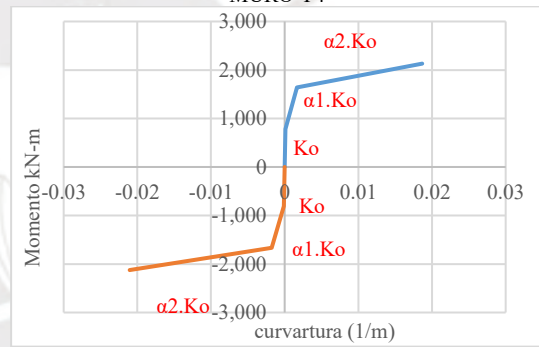
MURO Y3



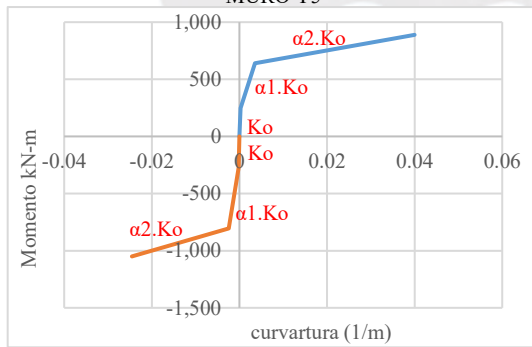
MURO Y4



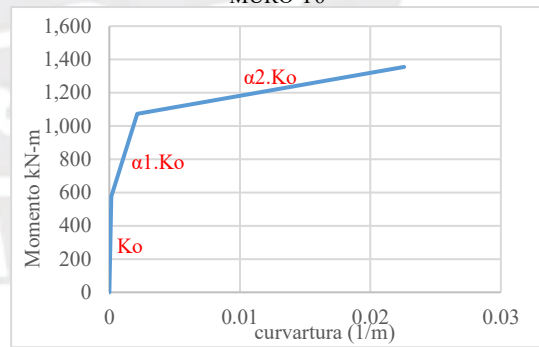
MURO Y5



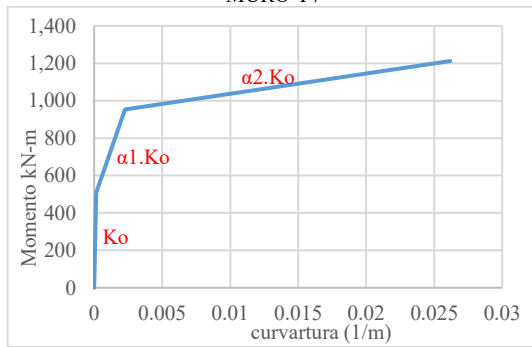
MURO Y6



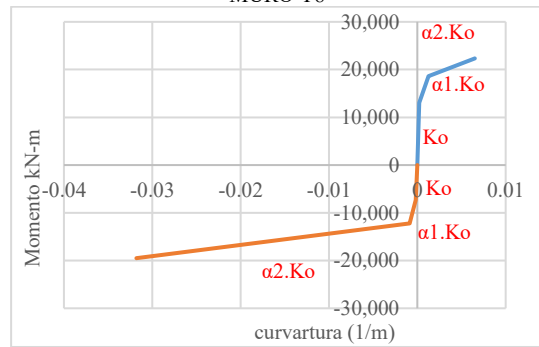
MURO Y7



MURO Y8



MURO Y9



PLACA Y10 (EJE X)

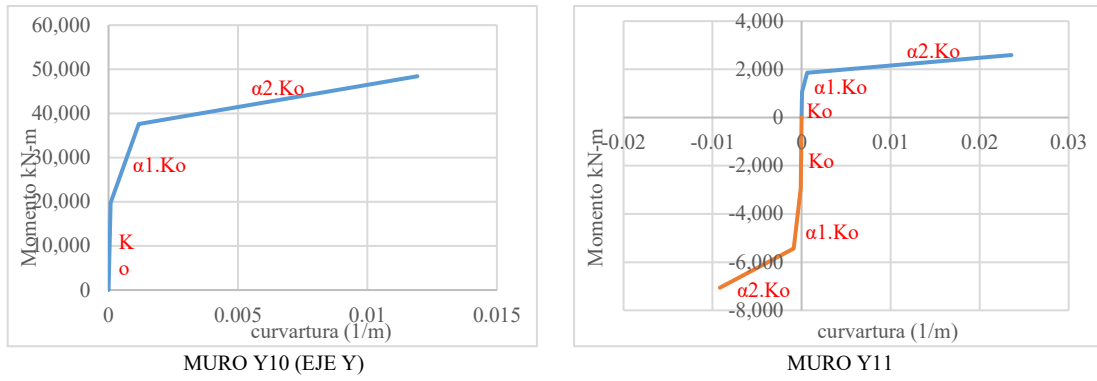


Figura AVI. 4 – Rotulas a flexión de los muros en la dirección “Y”

