



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Tecnología de la construcción

Monografía

**“SOFTWARE PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS
DE MAMPOSTERÍA REFORZADA Y CONFINADA DE UNIDADES DE
BLOQUES DE CONCRETO”**

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por:

Br. Adonis Adolfo Alemán Rodríguez
Br. Eduardo Ramón Martínez Calero
Br. Gabriel Isaac Mendoza Aráuz

Tutor:

MSc. Ing. Yader Andrés Jarquín Montalván

Managua, Nicaragua
Marzo 2021

Dedicatoria

Adonis Adolfo Alemán Rodríguez:

A Dios, por haberme dado la vida y estar cada día a mi lado, haciendo que este espacio temporal sobre la tierra se convierta en un reto por superar y aprender. Por lo bendecido que he sido al tener más de lo que merezco.

A mi Madre, Martha Lorena Rodríguez, un pilar que sostiene mi estructura; por su amor y apoyo incondicional. Por ser ese motor que siempre me impulsa a superarme. Por inculcar en mí el ser un profesional. Con su ejemplo, fuerza y perseverancia me ha enseñado a confiar en Dios y luchar por mis sueños, aunque no parezcan fáciles. Le estaré agradecido toda mi vida por haber hecho de mí y mis hermanos las personas que somos, muchas gracias mamá.

Eduardo Ramón Martínez Calero:

A Dios por ayudarme en todos los momentos difíciles de mi vida y de mi carrera, en especial por permitirme alcanzar esta meta. Sin su ayuda nada es posible.

A mis padres Eduardo Martínez y Clarisa Calero, que me han dado ejemplos dignos de superación y entrega, porque en gran parte gracias a ustedes, hoy puedo ver alcanzada mi meta, ya que siempre estuvieron impulsándome en los momentos más difíciles de mi carrera, su ayuda incondicional y el amor que sienten por mí, fue lo que me hizo ir hasta el final.

Gabriel Isaac Mendoza Arauz:

“A la memoria de la pequeña Angélica Milagros, quien por siempre estará en nuestros corazones.”

Agradecimientos

Adonis Adolfo Alemán Rodríguez:

A Dios, por haberme dado la vida. Por lo bendecido que he sido al tener más de lo que merezco. A mis padres, Marcos Alemán y Martha Rodríguez, por todo su apoyo e infinito amor sin los cuales no hubiera logrado finalizar esta meta. Ustedes son una de mis razones para seguir adelante.

A mis hermanos, Marcos David Alemán y Aníbal Alemán por el apoyo incondicional en los estudios y los diferentes pasajes de la vida. Por sus ejemplos y consejos. A todos los docentes, por sus consejos y enseñanzas, haciendo de mí una persona de bien. En especial al Ing. Yader Jarquín.

A todos los compañeros de la carrera, que me motivaron y me apoyaron en todo momento. En especial a Nesgri Balmaceda, Tamara Sánchez, Dennisse López, Ernesto Salinas, Eduardo Martínez y Gabriel Mendoza. Al hermanamiento Instituto Nacional Diriangen – Heinrich Böll Schule ( – ) por su apoyo incondicional y por creer que podría alcanzar esta meta.

Eduardo Ramón Martínez Calero:

A Dios, por poner en mi la pasión por las Estructuras, por brindarme inteligencia y sabiduría a lo largo de la carrera y por ser mi fiel amigo. A mis padres, quienes a lo largo de mi vida han velado por mi bienestar y educación siendo mi apoyo en todo momento; depositando su entera confianza en cada reto que se me presentaba sin dudar ni un solo momento en mi inteligencia y capacidad. Es por ello que soy lo que soy ahora.

A mi abuelita Leila Calero, por brindarme esa fuerza y persistencia en especial por no habernos abandonado en los momentos más difíciles y por creer en mi capacidad. A mi novia, Gabriela Ortiz por siempre motivarme a seguir adelante y dar lo mejor de mí.

Al ingeniero Yader Jarquín, por motivarnos a ser generadores de cambios y a salir de nuestra zona de confort, además de inculcarnos siempre la disciplina y la innovación.

Gabriel Isaac Mendoza Arauz:

A mis padres y hermanos por ser la base fundamental para mi crecimiento académico, a mis amigos más cercanos Geraldina Rivera y Rosa Castillo quienes fueron mi apoyo moral a lo largo de este trayecto. A los ingenieros Yader Jarquín y Roger Martínez Poveda, por ser no solo instructores sino motivadores, pues "...el mejor maestro es el que se puede sentar al lado del alumno y cambiar su mentalidad, el que puede ser mentor de ese alumno, el que puede alentar a los alumnos a que tomen las riendas de su propio aprendizaje".

Notación

Símbolo	Definición
A_b	Área de la sección transversal de un perno de anclaje, mm ² .
A_{ch}	Área de la sección gruesa del elemento de confinamiento, mm ² .
A_g	Área bruta de la sección transversal de un miembro, mm ² .
A_n	Área neta de la sección transversal de un miembro, mm ² .
A_{nv}	Área neta sometida a cortante, mm ² .
A_{pt}	Proyección del área de tensión en la superficie de la mampostería de un cono circular recto (cono de ruptura), mm ² .
A_{pv}	Proyección del área de cortante en la superficie de la mampostería de la mitad del cono circular recto (cono de ruptura), mm ² .
A_s	Área de acero de tensión, mm ² .
A'_s	Área de acero de compresión, mm ² .
A_{st}	Área total del refuerzo longitudinal de acero, mm ² .
A_{sp}	Área total del acero que cruza el plano de corte, mm ² .
A_{nc}	Área que cruza el plano de corte, mm ² .
A_v	Área de la sección transversal del refuerzo por cortante, mm ² .
a	Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos, mm.
<i>ASCE</i>	American Society of Civil Engineers.
<i>ASTM</i>	American Society for Testing and Materials.
B_{an}	Resistencia nominal a carga axial de un perno, N.
B_{anb}	Resistencia nominal a tensión axial de un perno cuando gobierna la ruptura de la mampostería, N.
B_{anp}	Resistencia nominal a tensión axial de un perno cuando gobierna la retirada del anclaje, N.
B_{ans}	Resistencia nominal a tensión axial de un perno cuando gobierna la fluencia del acero de anclaje, N.
B_C	Ancho del elemento de confinamiento, mm.
B_{vn}	Resistencia nominal a cortante de un perno, N.
B_{vnb}	Resistencia nominal a cortante de un perno cuando gobierna la ruptura de la mampostería, N.
B_{vnc}	Resistencia nominal a cortante de un perno cuando gobierna el aplastamiento de la mampostería, N.
B_{vnpry}	Resistencia nominal a cortante de un perno cuando gobierna la retirada del anclaje, N.
B_{vns}	Resistencia nominal a cortante de un perno cuando gobierna la fluencia del acero de anclaje, N.
b	Ancho de la sección, mm.
b_{au}	Resistencia actuante a carga axial en un perno de anclaje, N.
b_{vu}	Resistencia actuante a cortante en un perno de anclaje, N.
b_w	Ancho de un muro viga, mm.

b_{web}	Ancho del alma, mm.
c	Distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro, mm.
CMU	Concrete Masonry Unit, siglas en ingles. Unidades de bloque de Concreto.
$CR - 001$	Norma mínima de diseño y construcción de concreto estructural.
CSA	Canadian Standards Association.
C_c	Fuerza de compresión de los elementos de borde, kN.
C_m	Fuerza de compresión de la mampostería, kN.
C_s	Fuerza de compresión del acero, kN.
d	Distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción, mm.
d'	Distancia entre los centroides de las columnas en los extremos del muro confinado.
d_b	Diámetro nominal una varilla de refuerzo o de un perno de anclaje, mm.
d_v	Profundidad real de un miembro medido en dirección de la carga cortante considerada, mm.
E_{bc}	Módulo de elasticidad de las columnas limítrofes, MPa.
E_m	Módulo de elasticidad de la mampostería en compresión, MPa.
E_s	Módulo de elasticidad del acero, MPa.
E_v	Módulo de corte de la mampostería, MPa.
e	Excentricidad de la carga axial, mm.
e_b	Extensión de la pata proyectada del perno con gancho medido desde el borde interno del perno en el doblez hasta el punto más alejado del perno en el plano del gancho, mm.
e_u	Excentricidad de P_{uf} , mm.
$ETABS$	Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems (Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones).
f'_m	Resistencia a la compresión de la mampostería, MPa.
f'_c	Resistencia a la compresión del concreto, MPa.
f_r	Módulo de ruptura, MPa.
f_s	Esfuerzo calculado de compresión o tensión en el acero de refuerzo, MPa.
f_y	Resistencia de fluencia del acero de refuerzo y pernos de anclaje, MPa.
f_{yh}	Resistencia de fluencia del acero de estribo de elementos de borde, MPa.
$FEMA$	Federal Emergency Management Agency.
h	Altura efectiva de una columna, muro o pilastras, mm.
h_c	Ancho de confinamiento, mm.
h_{inf}	Dimensión vertical del relleno, mm.

h_w	Altura de un muro completo o segmento de muro considerado, mm.
h_p	Altura de la zona de articulación plástica, mm.
H_c	Ancho del elemento de confinamiento, mm.
I_{bc}	Momento de inercia de la columna delimitadora para flexión.
I_{cr}	Momento de inercia de la sección fisurada de un miembro, mm ⁴ .
I_{eff}	Momento de inercia efectivo, mm ⁴ .
I_g	Momento de inercia de la sección bruta de un miembro, mm ⁴ .
I_n	Momento de inercia de la sección neta de un miembro, mm ⁴ .
K_{eff}	Grosor neto de la mampostería, m.
k_n	Factor de contabilidad para la efectividad de refuerzo transversal en un elemento de borde.
k_{p1}	Factor de contabilidad para el nivel máximo de deformación de compresión en un elemento de borde.
l	Distancia libre entre soportes, mm.
l_b	Longitud efectiva de empotramiento de un perno de cabeza o de gancho, mm.
l_{be}	Distancia al borde del perno, mm.
l_{inf}	Longitud en planta del relleno, mm.
l_w	Longitud de un muro completo o segmento de muro considerado medido en dirección de la fuerza cortante, mm.
<i>MP – 001</i>	Norma Mínima de Diseño y Construcción de Mampostería.
<i>MTI</i>	Ministerio de transporte e infraestructura.
<i>MADS</i>	Masonry Design Software.
M_a	Momento producto de las cargas de servicio, kN-m.
M_{cr}	Momento nominal resistente de la sección fisurada, N-mm.
M_n	Momento nominal resistente, N-mm.
M_u	Momento resistente actuante, N-mm.
n	Relación modular, E_s/E_m .
n_i	Número de barras alrededor del perímetro del elemento de confinamiento.
<i>NCMA</i>	National Concrete Masonry Association.
<i>NTCM</i>	Normas Técnicas Complementarias de México.
<i>NTON</i>	Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense.
P_n	Resistencia nominal axial, N.
P_u	Resistencia de carga axial actuante, N.
P_{uf}	Carga axial actuante del área tributaria de piso o techo, N.
P_{uw}	Carga axial actuante debido al peso del muro en el área tributaria de la sección de muro considerado, N.
q_{inf}	Capacidad nominal a flexión fuera del plano por unidad de área, Pa.
r	Radio de giro, mm.

<i>RNC</i>	Reglamento Nacional de Construcción
S_n	Módulo de sección considerando la sección transversal neta de un miembro, mm ³ .
<i>s</i>	Separación del refuerzo, mm.
<i>SAP</i>	Structural Analysis & Design (Análisis y diseño estructural).
<i>SFRS</i>	Sistema de Resistencia a la Fuerza Sísmica.
<i>SEAOC</i>	Structural Engineers Association of California.
<i>T</i>	Fuerza de tensión, kN.
<i>TMS</i>	The Masonry Society.
<i>t</i>	Espesor nominal del miembro, mm.
t_{sp}	Espesor específico del miembro, mm.
$t_{net inf}$	Espesor neto del relleno, mm.
t_{wef}	Espesor efectivo del muro, mm.
V_n	Resistencia nominal a cortante, N.
V_{nm}	Resistencia nominal a cortante provisto por la mampostería, N.
V_{ns}	Resistencia nominal a cortante provisto por el acero de refuerzo, N.
V_u	Resistencia actuante debido a la carga cortante, N.
w_{inf}	Ancho del puntal equivalente, m.
w_u	Resistencia actuante uniformemente distribuida fuera del plano, N/mm.
α	Gradiente de deformación.
α_{arco}	Parámetro de arqueado horizontal para relleno de mampostería.
β_{arco}	Parámetro de arqueado vertical para relleno de mampostería.
λ_{puntal}	Parámetro de rigidez característica.
γ_g	Factor del relleno de un muro cortante.
δ_s	Deflexión horizontal actuando a la mitad de la altura debido al esfuerzo de las cargas de servicio, mm.
δ_u	Deflexión debido a la resistencia de las cargas, mm.
ε_{mu}	Deformación específica de la mampostería.
ρ	Cuantía de acero.
ρ_{max}	Cuantía máxima de acero.
ρ_v	Cuantía vertical de acero.
ρ_h	Cuantía horizontal de acero.
μ	Coefficiente de fricción.
ϕ	Factor de reducción de carga.
θ_{strut}	Ángulo de la diagonal de relleno con respecto a la horizontal, Grados.
ψ	Factor de magnificación por efecto de segundo orden.
ω	Relación de refuerzo mecánico.

Resumen Ejecutivo

El contenido del presente trabajo se centra en el diseño sismorresistente de estructuras de mampostería reforzada y confinada de unidades de bloques de concreto, de dos núcleos. Logrando el desarrollo del software *Masonry Design Software 2019 (MADS 2019)*, el cual permite diseñar de manera intuitiva los principales miembros de mampostería presentes en una edificación.

En el capítulo I se aborda la introducción, antecedentes, justificación y objetivos del presente trabajo monográfico. Mencionando los códigos, tantos nacionales como internacionales, que rigen el diseño de los miembros que diseña el *MADS 2019*. Planteando una breve síntesis histórico de la mampostería, y de los códigos de diseño desarrollados en Nicaragua. Dejando en claro los objetivos cumplidos con la finalización del presente trabajo.

El capítulo II hace referencia a los materiales utilizados en la mampostería y propiedades mecánicas de la mampostería. Presentando una descripción de los principales materiales usados en la construcción de mampostería, así como las especificaciones técnicas que deben de satisfacer los materiales.

El capítulo III aborda los elementos de la mampostería estructural, donde se brinda una definición y teoría general de los miembros estructurales que diseña el *MADS 2019 (Masonry Design Software 2019)*.

El capítulo IV se refiere al detallado del acero de refuerzo y construcción de los miembros estructurales mencionados en el Capítulo III. Estos requisitos se rigen por normas de diseño tanto nacionales como internacionales, principalmente por: *Norma Mínima de Diseño y Construcción de Mampostería (MP-001, 2017)* de Nicaragua, *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM, 2017)* de México, *Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures (TMS 402, 2016)* de Estados Unidos, el *Design of Masonry Structures (CSA S304, 2014)* de Canadá, entre otros.

El capítulo V es una recopilación de información de diferentes fuentes sobre diseño sísmico de mampostería reforzada y confinada. Presentando las hipótesis de diseño por el método de resistencia última, el diseño general de miembros sometidos: a flexión, deflexión, cortante. Así como el diseño de anclaje a la mampostería.

El capítulo VI muestra el procedimiento de diseño de los miembros de mampostería reforzada y confinada, este procedimiento es un paso a paso para el diseño de miembros por flexión, deflexión y cortante. Así como el procedimiento de diseño para el diagrama de interacción.

El capítulo VII brinda una descripción del *MADS 2019*. Además, se presenta una validación de los cálculos realizados por el mismo. Dicha validación se realiza comparando los resultados del programa contra los resultados del libro "*Design of Reinforced Masonry Structures*" del autor (Narendra Taly, 2010), para el caso de viga y columna; para anclaje se compara contra un *Excel de la National Concrete Masonry Association* (NCMA, 2019); y para muros se compara con los resultados de *ETABS*. Cabe mencionar que dicha verificación permite observar cuan útil y eficaz puede resultar el software *MADS 2019*.

Índice

1.	<i>Capítulo I: Generalidades</i>	1
1.1	Introducción.....	1
1.2	Antecedentes	2
1.3	Justificación.....	4
1.4	Objetivos	6
2.	<i>Capítulo II: Materiales y Propiedades Mecánicas</i>	7
2.1	Introducción.....	7
2.2	Materiales de la Mampostería	7
2.3	Propiedades Mecánicas	15
3.	<i>Capítulo III: Elementos de la Mampostería Estructural</i>	18
3.1	Introducción.....	18
3.2	Vigas y Dinteles.....	18
3.3	Columnas y Pilastras.....	20
3.4	Muros de Corte.....	21
3.5	Anclaje en Mampostería Reforzada	27
3.6	Muro de Mampostería Confinada	29
3.7	Muros diafragmas (relleno de mampostería).....	30
4.	<i>Capítulo IV: Detallado del Acero de Refuerzo y Dimensiones Mínimas</i>	33
4.1	Introducción.....	33
4.2	Colocación del Acero	33
4.3	Requerimientos de Tamaño del Refuerzo.....	36
4.4	Vigas	37
4.5	Columnas y Pilastras.....	38
4.6	Muros Sometidos a Flexocompresión Fuera del Plano	41
4.7	Muros Sometidos a Flexocompresión en el Plano (Muros de Corte)	43
4.8	Elementos de Borde.....	46
4.9	Pernos de Anclaje	50

4.10	Muros de Mampostería Confinada	51
5.	<i>Capítulo V: Diseño de Mampostería Reforzada y Confinada</i>	54
5.1	Introducción.....	54
5.2	Hipótesis de Diseño	54
5.3	Factores de Reducción de Resistencia	55
5.4	Diseño por Flexión	56
5.5	Principios de análisis de vigas rectangulares.....	56
5.6	Diseño por Deflexión	59
5.7	Diseño por Cortante	61
5.8	Diseño por Flexocompresión.....	65
5.9	Diseño de Elementos de Borde.....	72
5.10	Diseño por Deslizamiento de Cortante	74
5.11	Diseño de Anclaje en Mampostería Reforzada	75
5.12	Diseño de muros diafragmas (relleno de mampostería).....	80
6.	<i>Capítulo VI: Procedimientos de Diseño</i>	83
6.1	Introducción.....	83
6.2	Procedimientos de Diseño a Flexión	83
6.3	Procedimiento de Diseño por Deflexión	88
6.4	Procedimiento de Diseño por Corte	89
6.5	Diagrama de Interacción para Columnas, Pilastras y Muros.....	90
6.6	Diagrama de Interacción para Muros de Corte (Cargas en el Plano).....	94
7.	<i>Capítulo VII: Descripción y Validación del Software MADS 2019</i>	98
7.1	Introducción.....	98
7.2	Lenguaje de programación y librerías	98
7.3	Requisitos de instalación del MADS 2019.....	98
7.4	Descripción general del software MADS 2019	99
7.5	Portada y Logo del MADS 2019.....	100
7.6	Alcances del MADS 2019.....	101

7.7	Limitantes del MADS 2019.....	103
7.8	Ventajas y Desventajas del MADS 2019.....	104
7.9	Manual de Usuario del MADS 2019	105
7.10	Interfaz del MADS 2019	106
7.11	Verificación del MADS 2019.....	108
8.	<i>Capítulo VIII: Conclusiones y Recomendaciones</i>	127
8.1	Conclusiones.....	127
8.2	Recomendaciones.....	128
9.	<i>Bibliografía</i>	129
	<i>Anexos</i>	131

Índice de Figuras

<i>Figura 2.1 Unidades de bloques de mampostería (James Amrhein, Max Porter, 2007) .</i>	<i>8</i>
<i>Figura 2.2 Inyección de concreto líquido de un muro de mampostería reforzada (Gregory Kingsley, Benson Shing, 2014)</i>	<i>12</i>
<i>Figura 2.3 Tipos de refuerzo en juntas (James Amrhein, Max Porter, 2007)</i>	<i>15</i>
<i>Figura 3.1 Detalles de viga simplemente reforzada (James Amrhein, Max Porter, 2007)</i>	<i>18</i>
<i>Figura 3.2 Detalles de viga doblemente reforzada (James Amrhein, Max Porter, 2007)</i>	<i>20</i>
<i>Figura 3.3 Sección transversal de una columna (James Amrhein, Max Porter, 2007)</i>	<i>21</i>
<i>Figura 3.4 Comportamiento de muros dominados por la flexión y cortante (Gregory Kingsley, Benson Shing, 2014).....</i>	<i>24</i>
<i>Figura 3.5 Zona de articulación plástica (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018)</i>	<i>26</i>
<i>Figura 3.6 Curvatura y el patrón de formación de grietas en los muros de corte (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018)</i>	<i>27</i>
<i>Figura 3.7 Anclaje en mampostería (NCMA, 2019).....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 3.8 Muro de mampostería confinada (Richard E. Klingner, 2010).....</i>	<i>29</i>
<i>Figura 3.9 Relleno de mampostería como un puntal diagonal.....</i>	<i>31</i>
<i>Figura 4.1 Espacio libre entre el acero de refuerzo y la mampostería (James Amrhein, Max Porter, 2007).....</i>	<i>34</i>
<i>Figura 4.2 Espacio mínimo del refuerzo longitudinal en vigas (James Amrhein, Max Porter, 2007).....</i>	<i>34</i>
<i>Figura 4.3 Espacio mínimo entre barras en una columna (James Amrhein, Max Porter, 2007)</i>	<i>35</i>
<i>Figura 4.4 Recubrimiento mínimo sobre el refuerzo (James Amrhein, Max Porter, 2007)</i>	<i>35</i>
<i>Figura 4.5 Recubrimiento para refuerzo de junta (James Amrhein, Max Porter, 2007).</i>	<i>36</i>
<i>Figura 4.6 Refuerzo de corte en vigas (James Amrhein, Max Porter, 2007)</i>	<i>38</i>
<i>Figura 4.7 Máxima separación de estribos en columnas.....</i>	<i>40</i>
<i>Figura 4.8 Posición del refuerzo dentro de las celdas de las unidades de mampostería (James Amrhein, Max Porter, 2007).....</i>	<i>41</i>

<i>Figura 4.9 Sección transversal de un muro parcialmente lleno (James Amrhein, Max Porter, 2007).....</i>	<i>42</i>
<i>Figura 4.10 Ancho efectivo un muro parcialmente lleno para corte (James Amrhein, Max Porter, 2007).....</i>	<i>43</i>
<i>Figura 4.11 Refuerzo mínimo en muros de corte especiales (James Amrhein, Max Porter, 2007).....</i>	<i>45</i>
<i>Figura 4.12 Distribución de los estribos en altura de un elemento de borde (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018).....</i>	<i>48</i>
<i>Figura 4.13 Disposición del refuerzo de un elemento de borde (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018).....</i>	<i>48</i>
<i>Figura 4.14 Notación en relación con los requisitos de refuerzo transversal (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018).....</i>	<i>49</i>
<i>Figura 4.15 Longitud efectiva de empotramiento (James Amrhein, Max Porter, 2007) .</i>	<i>50</i>
<i>Figura 4.16 Requisitos de acero horizontal para muros de mampostería confinada</i>	<i>51</i>
<i>Figura 4.17 Requisitos de acero de refuerzo en columnas de confinamiento (NTCM, 2017)</i>	<i>53</i>
<i>Figura 5.1 Modelo analítico de diseño de mampostería reforzada (Richard E. Klingner, 2010)</i>	<i>56</i>
<i>Figura 5.2 Condición balanceada en una viga de mampostería (Richard E. Klingner, 2010)</i>	<i>58</i>
<i>Figura 5.3 Deformación en una viga de mampostería (Khatri Dilip, 2005)</i>	<i>59</i>
<i>Figura 5.4 Modelo idealizado en la evaluación de la resistencia al corte del refuerzo (Richard E. Klingner, 2010)</i>	<i>63</i>
<i>Figura 5.5 Regiones de corte en un edificio de mampostería reforzada (Narendra Taly, 2010)</i>	<i>64</i>
<i>Figura 5.6 Efecto de la esbeltez en la capacidad axial (Richard E. Klingner, 2010).....</i>	<i>66</i>
<i>Figura 5.7 Análisis de muro de sección rectangular (Carlos Córdova, 2015)</i>	<i>68</i>
<i>Figura 5.8 Condición crítica de deformación en un muro sujeto a cargas fuera del plano (Richard E. Klingner, 2010)</i>	<i>70</i>
<i>Figura 5.9 Condición crítica de deformación en un muro sujeto a cargas en el plano (Richard E. Klingner, 2010)</i>	<i>71</i>
<i>Figura 5.10 Determinación de la zona a confinar con base a la deformación última (Carlos Córdova, 2015)</i>	<i>73</i>

<i>Figura 5.11 Resistencia al deslizamiento por corte en plano (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018)</i>	75
<i>Figura 5.12 Cono de ruptura y traslape de áreas (Narendra Taly, 2010)</i>	77
<i>Figura 6.1 Sección en condición balanceada en una columna de mampostería (Narendra Taly, 2010)</i>	92
<i>Figura 6.2 Estimación del refuerzo para muro de corte (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018)</i>	95
<i>Figura 6.3 Puntos de un diagrama de interacción de un muro de corte (Richard E. Klingner, 2010)</i>	96
<i>Figura 7.1 Miembros diseñados por el MADS 2019</i>	100
<i>Figura 7.2 Logo del MADS 2019</i>	100
<i>Figura 7.3 Portada del MADS 2019</i>	101
<i>Figura 7.4 Venta de acceso a manuales del MADS 2019</i>	105
<i>Figura 7.5 Interfaz principal del programa MADS 2019</i>	106
<i>Figura 7.6 Menús desplegados y opciones de diseño del MADS 2019</i>	107
<i>Figura 7.7 Resultados del MADS 2019 para diseño por flexión (viga de mampostería)</i>	109
<i>Figura 7.8 Resultados de MADS 2019 para diseño por cortante (viga de mampostería)</i>	110
<i>Figura 7.9 Resultados de MADS 2019 para diseño por deflexión (viga de mampostería)</i>	111
<i>Figura 7.10 Resultados de los puntos del diagrama de interacción de MADS 2019 (columna de mampostería)</i>	114
<i>Figura 7.11 Comparación gráfica del diagrama de interacción del autor (Richard E. Klingner, 2010) vs MADS 2019 (columna de mampostería)</i>	115
<i>Figura 7.12 Resultados de MADS 2019 para la resistencia por cortante (columna de mampostería)</i>	116
<i>Figura 7.13 Resultados de los puntos del diagrama de interacción de MADS 2019 (muro con cargas fuera del plano)</i>	120
<i>Figura 7.14 Comparación gráfica del diagrama de interacción del autor (Richard E. Klingner, 2010) vs MADS 2019 (con cargas fuera del plano)</i>	121
<i>Figura 7.15 Resultados de MADS 2019 para la resistencia por cortante (muros cargas fuera del plano)</i>	122

<i>Figura 7.16 Cargas y momentos actuantes</i>	123
<i>Figura 7.17 Geometría y propiedades de los materiales usados en ETABS (muro de corte)</i>	124
<i>Figura 7.18 Geometría y configuración del acero de refuerzo (muro de corte)</i>	124
<i>Figura 7.19 Diagrama de interacción mediante el software ETABS</i>	125
<i>Figura 7.20 Diagrama de interacción MADS 2019</i>	126
<i>Figura 7.21 Comparación del diagrama de interacción ETABS vs MADS 2019</i>	127
<i>Figura 7.22 Cálculo del cortante resistente según MADS 2019</i>	128
<i>Figura 7.23 Comprobación de elementos de borde según ETABS</i>	129
<i>Figura 7.24 Comprobación de elementos de borde según MADS 2019</i>	130
<i>Figura 7.25 Diseño de confinamiento de elementos de borde según MADS 2019</i>	131
<i>Figura 7.26 Resultados del MADS 2019 para la resistencia de diseño a tensión axial</i>	133
<i>Figura 7.27 Resultados de MADS 2019 para la resistencia de diseño a cortante</i>	134
<i>Figura 7.28 Resultados del Excel de la (NCMA, 2019) para la resistencia de diseño a tensión axial</i>	135
<i>Figura 7.29 Resultados del Excel de la (NCMA, 2019) para la resistencia de diseño a cortante</i>	135
<i>Figura 7.30 Diseño por flexión fuera del plano de muros diafragmas (relleno de mampostería) del MADS 2019</i>	138
<i>Figura 7.31 Diseño por cortante de muro diafragma (relleno de mampostería) del MADS 2019</i>	139

Índice de Tablas

<i>Tabla 2.1 Dimensiones de los bloques de concreto (NTON, 2016)</i>	9
<i>Tabla 2.2 Tipos de morteros para clases de construcción (James Amrhein, Max Porter, 2007)</i>	10
<i>Tabla 2.3 Guía para la selección de morteros de mampostería (James Amrhein, Max Porter, 2007)</i>	11
<i>Tabla 2.4 Resistencia a la compresión del mortero (James Amrhein, Max Porter, 2007)</i>	11
<i>Tabla 2.5 Resistencia a la compresión de la mampostería, Especificación (TMS 602, 2016)</i>	16
<i>Tabla 2.6 Módulo de ruptura de la mampostería reforzada, Código (TMS 402, 2016)</i> ..	17
<i>Tabla 5.1 Factores de reducción, Código (TMS 402, 2016)</i>	56
<i>Tabla 7.1 Requerimientos del sistema para la instalación del software MADS 2019</i>	99
<i>Tabla 7.2 Datos del ejemplo 4.23 (viga de mampostería reforzada)</i>	108
<i>Tabla 7.3 Comparación de los resultados del autor (Narendra Taly, 2010) vs MADS 2019</i>	112
<i>Tabla 7.4 Datos del ejemplo 5.11 (columna de mampostería reforzada)</i>	113
<i>Tabla 7.5 Conversión de los puntos del diagrama del ejemplo 5.11 (columna de mampostería)</i>	113
<i>Tabla 7.6 Comparación de los resultados de cortante del autor (Narendra Taly, 2010) vs MADS 2019 vs Excel (Columna)</i>	117
<i>Tabla 7.7 Datos del ejemplo 12.4.2 (muro de mampostería reforzada)</i>	118
<i>Tabla 7.8 Conversión del ejemplo 12.4.2 (muro de mampostería)</i>	119
<i>Tabla 7.9 Datos ingresados en ETABS y MADS 2019</i>	123
<i>Tabla 7.10 Datos del Excel de la (NCMA, 2019)</i>	132
<i>Tabla 7.11 Comparación de los resultados de la hoja de Excel de la (NCMA, 2019) vs MADS 2019</i>	136
<i>Tabla 7.12 Datos del ejemplo de Design of Concrete Masonry Infill (NCMA, 2011) para muros diafragmas</i>	137
<i>Tabla 7.13 Propiedades de los materiales de los elementos de contorno</i>	138
<i>Tabla 7.14 Cargas de diseño</i>	138

Tabla 7.15 Comparación de los resultados de Design of Concrete Masonry Infill de la (NCMA, 2011) vs MADS 2019..... 140

CAPÍTULO 1

Generalidades

1. Capítulo I: Generalidades

1.1 Introducción

El presente trabajo investigativo tiene como temática el diseño sismorresistente de estructuras de mampostería reforzada y confinada de unidades de bloques de concreto. Este estudio tiene el propósito de desarrollar un software para el diseño de estructuras de mampostería haciendo uso de normas nacionales e internacionales, tales como la *Norma Mínima de Diseño y Construcción de Mampostería* (MP-001, 2017) de Nicaragua, el *Reglamento Nacional de Construcción* (RNC-07, 2007), las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería* de México, el *Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures* (TMS 402, 2016) de Estados Unidos, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (ASCE 07, 2016).

Esta investigación enriquecerá los conocimientos en los estudios de estructuras de mampostería en el país. Lo novedoso de este estudio es que se realizó una investigación completa de los miembros estructurales que componen una edificación de mampostería, tales como vigas, vigas dinteles, vigas de enlace, columnas, pilastras, muros de corte y el anclaje mediante pernos.

Como parte principal de la investigación se ha desarrollado un software (*Masonry Design Software 2019*) para efectuar el diseño de los miembros estructurales que componen una edificación de mampostería. *Masonry Design Software 2019 (MADS 2019)* permite un estudio comparativo con programas de alta gama.

El interés principal al realizar esta investigación es que Nicaragua es un país altamente sísmico y las practicas constructivas referente a la mampostería no son las adecuadas o recomendadas por las normas. Además, se considera que Nicaragua no cuenta con un estudio completo que abarque la mampostería confinada y reforzada, para mejorar nuestras prácticas constructivas y la respuesta sísmica que presentan las edificaciones de mampostería.

1.2 Antecedentes

Históricamente la roca natural fue la primera unidad de mampostería y fue usada por primitivos para estructuras impresionantes tales como el Monumento Stonehenge, que fue creado hace 4000 años en el Reino Unido. Además, estructuras tales como las pirámides de rocas de Yucatán y Teotihuacan, México, demuestran la habilidad de la antigua mampostería. De hecho, los muros de piedra en Machu Picchu en Perú tienen uniones de unidades de mampostería muy ajustadas.

Entre 1820 y 1840, se inventa la máquina para extruir ladrillo de arcilla. A principio de los años de 1900 las unidades de bloque de concreto (CMU) fueron introducidas en la industria de la construcción. Después, entre 1930 y 1940, el acero de refuerzo fue introducido dentro de la construcción de mampostería para proporcionar un incremento en la resistencia de fuerzas laterales dinámicas de terremotos.

En estados unidos, la mampostería ha sido el material primario para la construcción de edificios desde el siglo XVIII. Un excelente ejemplo de los beneficios de mampostería reforzada son los 13 pisos del Hotel Pasadena Hilton en California, completado en 1971. Así como los 16 pisos de Queens Surf en Long Beach, California, y los 19 pisos del Holiday Inn en Burbank. California está localizada en una de las áreas considerada dentro de las más sísmicas del mundo.

Por su parte, en algunos países latinoamericanos y europeos, ubicados en zonas con alto y moderado peligro sísmico, se ha popularizado con mucho éxito el empleo de construcciones multiniveles (hasta 5 ó 6 pisos) de muros de carga de 120 a 240 mm de espesor, de mampostería reforzada con elementos perimetrales de concreto reforzado (mampostería confinada) o de mampostería con refuerzo interior, diseñados y construidos con base a reglamentos propios que recogen las investigaciones y experiencias realizadas.

Nicaragua es un país altamente sísmico debido a su ubicación en el margen pacífico de la placa tectónica del Caribe. El movimiento relativo de la placa Coco es convergente con la placa Caribe a una tasa de ocho centímetros por año, aproximadamente. En Nicaragua en los últimos 482 años ha habido 28 terremotos. Según el Instituto Nicaragüense de

Estudios Territoriales (Ineter) normalmente se presentan aproximadamente 2000 sismos por año en el país.

En la memoria del pueblo nicaragüense siempre estará el terremoto de 1972 (6.2 en escala Richter), borrando la historia de la vieja Managua y dejando cerca de 10,000 personas fallecidas y más de 20,000 heridos. Así como el terremoto de 1931 y 1956; y otros que registra la historia sísmica del país. También los pasados sismos ocurridos el 11 de abril del 2014, donde se dieron centenares de réplicas, con epicentros en Nagarote, Mateares y Nandaime.

Debido a esta historia sísmica presente en el país, se estableció por primera vez una normativa de construcción en el año 1972, después en 1983, luego en el año 2007 y el último en el año 2017.

Partiendo del *Reglamento Nacional de Construcción* (RNC-07, 2007), de Nicaragua emitido por el MTI (Ministerio de Transporte e Infraestructura) en su Título V se incluyó "*Normas mínimas de diseño generales para mampostería*" en éste se establecen especificaciones mínimas que deben de cumplir los materiales incluidos en la mampostería, así como una explicación del procedimiento constructivo que se debe seguir. Además de esto presentan normas mínimas para diseño y construcción de mampostería reforzada y mampostería confinada.

Para el año 2017 se presenta una actualización del RNC-07, a través de varias normas de construcción, teniendo entre ellas la "*Norma mínima de diseño y construcción de mampostería*" (MP-001, 2017), la cual presenta definiciones y especificaciones mínimas de los materiales usados en la mampostería, así como el diseño por el método de resistencias y los criterios de diseño para mampostería reforzada y mampostería confinada. El presente estudio incluye algunos criterios de diseño planteados por la norma (MP-001, 2017).

1.3 Justificación

La alta sismicidad de la zona del pacífico del país destaca la importancia del diseño de edificaciones sismorresistente para un adecuado desempeño de la estructura de tal manera que se proporcione la seguridad de la vida humana. En Nicaragua, las principales causas de los sismos son por fallas geológicas locales, erupciones volcánicas, o por el movimiento en el plano de subducción de las placas tectónicas Coco y Caribe, que chocan en las profundidades del Océano Pacífico, a poco más de 100 kilómetros frente a las costas nicaragüenses.

Debido a que la mampostería es altamente utilizada en el país por su facilidad constructiva, el presente trabajo investigativo titulado “Software para el diseño sismorresistente de estructuras de mampostería reforzada y confinada de unidades de bloques de concreto”, aportará a futuros estudios en el ámbito del diseño de estructuras de mampostería para fortalecer la confiabilidad de su utilización en edificios de múltiples niveles, y no solo limitar su uso a viviendas de un nivel.

Se considera necesario desarrollar un documento en el que se establezcan los principales conceptos y la metodología de diseño, de igual manera es conveniente la aplicación de nuevas tecnologías que nos permita automatizar de manera eficiente y confiable los cálculos estructurales de los miembros de mampostería.

En la actualidad ha tomado auge el uso de softwares como herramienta que facilitan y optimizan el tiempo de trabajo en el análisis y diseño estructural. Los principales softwares que se emplean son ETABS y SAP 2000, los cuales son las herramientas predilectas para ingenieros estructurales en la industria de la construcción pues ofrecen resultados precisos según se demande.

A sabiendas de la amplitud de estos programas y su relativa complejidad en ciertos casos, se ha decidido desarrollar un programa interactivo para el diseño de los miembros estructurales que componen una edificación de mampostería. El desarrollo de este programa permitirá al usuario tener una idea explícita de lo que se está trabajando, tomando en cuenta el cumplimiento de las normativas y requerimientos exigidos.

Esta monografía es de suma relevancia, pues se considera que la *Norma Mínima de Diseño y Construcción de Mampostería* (MP-001, 2017) vigente en Nicaragua es una norma que aún debe complementar ciertos aspectos en su contenido, por lo que se pretende tener una referencia metodológica completa para el diseño de este tipo de estructuras.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

- Desarrollar un software para el diseño sismorresistente de miembros de una estructura de mampostería reforzada y confinada, denominado *Masonry Design Software 2019*, utilizando Microsoft Visual C#.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Presentar el procedimiento para el diseño de los miembros que componen una estructura de mampostería reforzada y confinada, construida a partir de unidades de bloques de concreto.
- Elaborar hojas de cálculo para el diseño de miembros de una estructura de mampostería reforzada y confinada, utilizando Microsoft Excel.
- Comparar el diseño de los elementos de mampostería reforzada y confinada del software desarrollado (*MADS 2019*) con otros programas de diseño estructural y casos de las bibliografías consultadas, para la validación del mismo.

CAPÍTULO 2

Materiales y Propiedades Mecánicas

2. Capítulo II: Materiales y Propiedades Mecánicas

2.1 Introducción

Un miembro de mampostería reforzada se construye a partir de cuatro componentes diferentes, como: unidad de mampostería, mortero, acero de refuerzo, y concreto fluido. Una secuencia de construcción típica consiste en colocar las unidades de mampostería a mano de tal manera que tanto el refuerzo horizontal y vertical se puedan colocar según lo requiera el diseño.

En este sentido, el desarrollo de este capítulo se abordará a partir de tres grandes componentes: la mampostería de bloque de concreto, el concreto y el acero, los cuales constituyen los principales materiales estructurales de una edificación de mampostería, para ello se describirán tanto las propiedades de los mismos, así como las normas que deben cumplir.

2.2 Materiales de la Mampostería

2.2.1 Bloque de concreto.

El bloque o unidad de mampostería es un elemento prefabricado, de concreto, con forma de prisma recto y con una o más perforaciones verticales que superan el 25% de su área bruta. Se utiliza para la elaboración de mampostería reforzada y confinada, siendo responsable, en una buena medida, de las características mecánicas y estéticas de dicha mampostería. Los bloques de concreto deben cumplir con los requerimientos establecidos en la norma *ASTM C 90*.

Las unidades de mampostería de concreto (comúnmente denominadas CMU) están hechas de una mezcla de cemento portland, agregado y agua. Tienen una variedad de formas, tamaños, configuración y resistencia. Debido a que las propiedades del concreto varían con el tipo de agregado y la proporción de la mezcla, existe una amplia gama de propiedades físicas y pesos en unidades de mampostería.

2.2.1.1 Dimensiones de las unidades.

El sistema de unidades de concreto para mampostería es rigurosamente modular, y dado su proceso de fabricación las medidas son muy precisas y constantes. Sin embargo, deben estar dentro de ciertos límites pues variaciones entre celdas de moldes o el desgaste de los mismos, pueden dar lugar a diferencias entre unidades supuestamente iguales.

Las dimensiones de una unidad de mampostería están definidas como su espesor, su altura y su longitud. Para cada una de ellas existen tres tipos de dimensiones, según el propósito: las dimensiones reales son las medidas directamente sobre la unidad en el momento de evaluar su calidad; las dimensiones estándar son las designadas por el fabricante en su catálogo o pliego y las dimensiones nominales son iguales a las dimensiones estándar más el espesor de una junta de mortero, generalmente de 10 mm. La Figura 2.1 muestra los principales tipos de bloques.

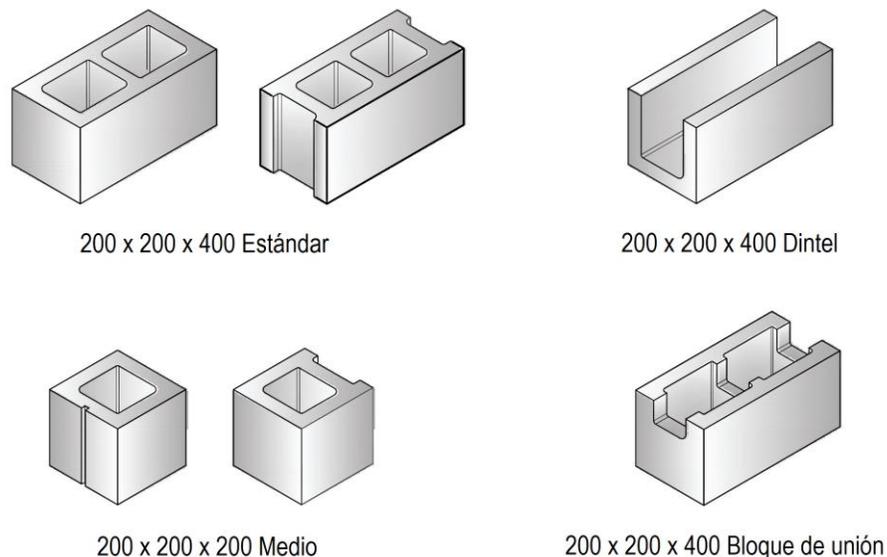


Figura 2.1 Unidades de bloques de mampostería (James Amrhein, Max Porter, 2007)

Los espesores mínimos de las caras y membranas de los bloques de concreto están especificados en la Tabla 1 de la Norma *ASTM C 90-02 A*. Sin embargo, la *Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense (NTON, 16)* para la fabricación de bloques de concreto ha adaptado dichos valores a nuestro medio en la Tabla 2.1

Tipo de Bloque	Espesor mínimo de la pared externa (mm)	Espesor mínimo de la pared externa (mm)
100 mm	20	20
150 mm	25	25
200 mm	25	25
250 mm	32	30
300 mm	32	30

Tabla 2.1 Dimensiones de los bloques de concreto (NTON, 2016)

2.2.1.2 Resistencia a la compresión.

La resistencia a la compresión representa el valor del esfuerzo unitario de carga que puede soportar los bloques de concreto y es la principal propiedad que determina en gran parte la resistencia de todo el ensamblaje de mampostería. La Norma *ASTM C 90*, requiere que la resistencia a la compresión promedio de 3 unidades, basada en el área neta de la unidad, sea de al menos 13.10 MPa y la resistencia individual de la unidad de 11.72 MPa.

2.2.2 Mortero.

El mortero, es el elemento que une las unidades de mampostería a través de las juntas verticales y horizontales, en función de su capacidad de adherencia. Debe tener una buena plasticidad y consistencia para poderlo colocar de la manera adecuada y suficiente capacidad de retención de agua para que las unidades de mampostería no le absorban la humedad y se pueda desarrollar la resistencia en la superficie de contacto entre el mortero y bloque de concreto, mediante la correcta hidratación del cemento del mortero.

2.2.2.1 Tipos de morteros.

Los tipos de mortero se designan como M, S, N, O y K. El mortero de tipo M es el más fuerte, seguido por el tipo S y el tipo N. Los morteros tipo O y tipo K no están incluidos en el *Código* (TMS 402, 2016). Los tres tipos de morteros que son comúnmente usados y especificados son el M, S y N.

2.2.2.2 Selección del tipo de mortero.

El rendimiento de la mampostería está influenciado por varias propiedades del mortero, como la trabajabilidad, la retención de agua, resistencia de la unión, la durabilidad, la extensibilidad y la resistencia a la compresión. Dado que estas propiedades varían con el tipo de mortero, la selección del tipo de mortero adecuado es importante para cada aplicación particular.

Las Tablas 2.2 y 2.3 son guías generales para la selección del tipo de mortero. Además, se debe considerar los códigos de construcción aplicables. En la categoría de diseño sísmico (SDC) D y superior, el *Código* (TMS 402, 2016), requiere que el mortero utilizado en el sistema de resistencia a la fuerza lateral, sea Tipo S o M. Este requisito proporciona más resistencia y adherencia en estructuras ubicadas en áreas de alto riesgo sísmico.

Designación del tipo de mortero	Idoneidad de construcción
M	Para mampostería sujeta a altas cargas de compresión, acción severa de congelamientos o altas cargas laterales debida a presiones de tierra, vientos huracanados, o terremotos. Estructuras sometidas a desniveles tales como muros de retención.
S	Estructura que requieren alta resistencia de adhesión por flexión y sujeta a cargas laterales y de compresión.
N	Uso general, mampostería superficial. Construcción de sótanos residenciales, muros interiores y particiones. Particiones de mampostería no estructural y de fachadas.
O	Muros y particiones sin carga. Mampostería de carga solida con una resistencia a la compresión real que no exceda los 690 KPa y no esté sujeta a la intemperie.

Tabla 2.2 Tipos de morteros para clases de construcción (James Amrhein, Max Porter, 2007)

Una buena práctica es usar el mortero (el más débil) con una resistencia ligeramente menor que el de la unidad, esto con el objeto de inducir a que las fisuras por contracción se formen en la junta del mortero y no en el bloque de concreto. Por ejemplo, normalmente no es necesario usar mortero Tipo M para mampostería de alta resistencia; el tipo S proporcionaría una resistencia comparable. El *Código* (TMS 402, 2016) no

distingue entre las propiedades estructurales de mampostería construida a partir del mortero tipo M y S.

Ubicación	Segmento de construcción	Tipo de mortero	
		Rec.	Alt.
Exterior, grado superior	Muros de carga	N	S o M
	Paredes que no soportan cargas	O	N o S
	Paredes de parapeto	N	S
Exterior, debajo del grado	Muros de fundación, muros de contención, pozos de registro.	N	S o M
Interior	Particiones sin carga	O	N

Tabla 2.3 Guía para la selección de morteros de mampostería (James Amrhein, Max Porter, 2007)

2.2.2.3 Resistencia a la compresión.

La resistencia a la compresión del mortero es algunas veces usada como un criterio principal para seleccionar el tipo de mortero, ya que la resistencia a compresión es relativamente fácil de medir, y comúnmente se relaciona con algunas otras propiedades, tales como, la resistencia a la tensión y la absorción del mortero. Sin embargo, no debe ser el único criterio para la selección del tipo de mortero que se desea, la adherencia es también importante, así como una buena trabajabilidad y una retención de agua. La Tabla 2.4, describe la capacidad a compresión mínima de los tipos de morteros más comunes.

Tipo de mortero	Espécimen cilíndrico (MPa)	Espécimen cúbico (MPa)
M	14.5	17.2
S	10.3	12.4
N	4.3	5.2

Tabla 2.4 Resistencia a la compresión del mortero (James Amrhein, Max Porter, 2007)

2.2.3 Concreto líquido.

El concreto líquido es una mezcla de materiales cementosos (cal y cemento Portland) y agregado grueso o fino al que se agrega suficiente agua para lograr la fluidez requerida para que pueda verterse fácilmente en las células de los bloques de mampostería. Cuando se vierte, la lechada debe llenar completamente los huecos en la mampostería

(células) sin la segregación de los constituyentes, y revestir completamente el refuerzo. En la Figura 2.2 se muestra el proceso de inyección de concreto líquido o grout en un muro de mampostería reforzada.



Figura 2.2 Inyección de concreto líquido de un muro de mampostería reforzada (Gregory Kingsley, Benson Shing, 2014)

El concreto líquido forma una fase clave en la construcción de mampostería; es la espina dorsal estructural de mampostería. La mampostería reforzada deriva su fuerza a través de la lechada en el sentido de que el refuerzo no se adhiere a la mampostería sin la lechada y por lo tanto no contribuiría cualquier resistencia a la estructura.

2.2.3.1 Consistencia.

El concreto líquido contiene altas cantidades de agua para desarrollar la suficiente fluidez para que pueda bombearse y verterse fácilmente sin segregación de sus componentes. La fluidez permite que se filtre completamente en las aberturas (o celdas) en las unidades de mampostería y encapsule el acero de refuerzo, siendo esta última necesaria para que el refuerzo participe en la distribución de carga en la estructura. El alto contenido de agua inicial de la lechada compensa la absorción de agua por las unidades de mampostería de concreto después de la colocación. Por lo tanto, adquieren una alta relación inicial de agua a cemento.

La consistencia fluida de la lechada se describe con requisitos de asentamiento especificados en los códigos de construcción. Especificaciones para estructuras de mampostería requieren una caída de entre 200 y 275 mm.

2.2.3.2 Tipos de concreto líquido

El *Código* (TMS 402, 2016) identifica dos tipos de concreto líquido para la construcción de mampostería: lechada fina y gruesa. Como sus nombres implican, estos dos tipos difieren principalmente en el tamaño máximo permitido de los agregados. El primero se podrá usar en bloques desde 100 mm, mientras que el segundo a partir 150 mm.

2.2.3.3 Resistencia a la compresión.

La resistencia mínima a la compresión necesaria para garantizar la adherencia entre el concreto líquido, el acero de refuerzo y las unidades de mampostería es de 13.72 MPa. Este valor es el mínimo que satisface las construcciones de mampostería que tienen una resistencia de diseño igual a 10.34 MPa y las unidades una resistencia a la compresión de 13.10 MPa, además no debe exceder los 34.47 MPa, todo esto de acuerdo con la *Sección 9.1.9.1.2 del Código* (TMS 402, 2016).

Es recomendable que la resistencia a la compresión del concreto fluido en construcciones de mampostería de concreto sea de 1.25 a 1.4 veces la resistencia de diseño a la compresión de la mampostería, (pero no menor a 13.72 MPa).

2.2.4 Concreto.

El concreto forma parte de los sistemas de confinamientos de los muros de albañilería simple, y tiene la responsabilidad de confinar y absorber una parte del cortante actuante y de la fuerza de compresión cuando esto se sujeta a un sismo. Se debe tener cuidado en usar un tipo de concreto similar en rigidez al de la unidad de albañilería, para asegurar que estos dos materiales trabajen correctamente en conjunto, y no tiendan a separarse por sus diferencias significativas de rigidez.

El concreto deberá cumplir con las especificaciones que establece el (CR-001, 2017), a como lo dispone la (MP-001, 2017), *Sección 4.5*. El valor mínimo de la resistencia

específica a la compresión del concreto de los elementos de confinamiento será de 21 MPa.

2.2.5 Acero de refuerzo.

El acero de refuerzo extiende las características de ductilidad, tenacidad y absorción de energía que son necesarias en estructuras sometidas a las fuerzas dinámicas de los terremotos. La mampostería reforzada funciona bien porque los materiales, el acero, la mampostera, la lechada y el mortero funcionan juntos como una sola unidad estructural.

El refuerzo forma parte de la mampostería y se requiere en múltiples casos y para diversidad de condiciones, por lo cual debe ser definido por el diseñador, tanto en el tipo como en la cantidad. Por lo general se colocan dos tipos de refuerzo: de funcionamiento y de sollicitación. El primero hace posible el funcionamiento del sistema como tal (conexiones entre muros o en los elementos de bloque, etc.); el segundo tiene la función estructural de absorber los esfuerzos de tracción, compresión y cortante, generados por las cargas dinámicas. Para la mampostería se utilizan dos tipos de refuerzo: barras de refuerzo y refuerzo de junta.

2.2.5.1 Barras de refuerzo.

El tamaño máximo permitido de barra es M#9 cuando la mampostería está diseñada de acuerdo con las disposiciones de diseño de resistencia de la *Sección 9.3.3.1 del Código* (TMS 402, 2016). Esta restricción sobre el tamaño de la barra se basa en tamaños de barras utilizados en la investigación, las prácticas de ingeniería aceptadas, y el desempeño exitoso en la construcción.

Los diseñadores deben tener cuidado en la selección especificando el grado del acero de refuerzo y los tamaños de barras porque estos pueden estar sujeto a restricciones establecidas por el código. La *Sección 9.3.3.1 del Código* (TMS 402, 2016) permite solamente los grados 40, 50 y 60 de refuerzo.

2.2.5.2 Refuerzo de juntas.

Cuando el alambre de acero de alta resistencia fabricado en configuraciones tipo escalera o en configuraciones tipo celosilla se coloca en las uniones de la cama para reforzar la pared en direcciones horizontales, se denomina refuerzo de la junta. Los usos más comunes del refuerzo de la junta son:

El refuerzo de juntas debe cumplir con los requisitos de *ASTM A 951, Especificaciones del* (TMS 602, 2016). Además, el material de alambre conforme a *ASTM A 82*. Dado que el refuerzo de unión tipo celosilla y escalera satisface igualmente los requisitos del código, el diseñador no debe preocuparse por el tipo que se utiliza. Cuando el refuerzo vertical se combina con el refuerzo de junta horizontal, el refuerzo de junta tipo escalera es mucho más práctico ya que los alambres transversales perpendiculares no interferirían con el refuerzo vertical cuando el refuerzo de junta se coloca correctamente.

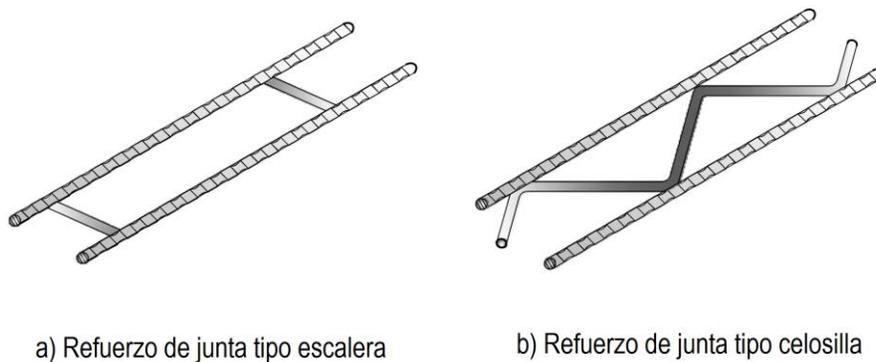


Figura 2.3 Tipos de refuerzo en juntas (James Amrhein, Max Porter, 2007)

2.3 Propiedades Mecánicas

2.3.1 Resistencia a la compresión.

La resistencia en compresión de las piezas es el parámetro más importante del que dependen las propiedades mecánicas de los elementos de mampostería. La resistencia básica a la compresión de la mampostería se debe especificar a los 28 días de edad, o a una edad menor si se espera que reciba antes de esta edad, la totalidad de las cargas. De acuerdo con la *Sección 9.1.9.1.1 del Código* (TMS 402, 2016) el valor mínimo de la

resistencia a la compresión de la mampostería es de 10.34 MPa y no debe exceder el valor de 27.58 MPa,

Con los cambios en la Tabla 2.5 de las *Especificaciones* (TMS 602, 2016) se espera que los valores de f'_m de 13.10 MPa o 13.79 MPa se hagan más comunes. El método más común para determinar el cumplimiento con f'_m es el de la resistencia unitaria. En este método la resistencia unitaria a la compresión y el tipo de mortero se utilizan junto con la tabla 2.5 para determinar el cumplimiento.

Resistencia a la compresión del área neta de la mampostería (MPa)	Resistencia a la compresión del área neta de las unidades de mampostería (MPa)	
	Mortero tipo M o S	Mortero tipo N
12.07	----	13.79
13.79	13.79	18.27
15.51	17.93	23.44
17.24	22.41	28.96
18.86	26.89	----
20.69	31.03	----

Tabla 2.5 Resistencia a la compresión de la mampostería, Especificación (TMS 602, 2016)

2.3.2 Módulo de ruptura.

El módulo de ruptura se refiere a la resistencia a la tensión de una sección no reforzada, es decir, la tensión máxima en un elemento no reforzada cuando se fisura por flexión. El módulo de ruptura para los elementos de mampostería cargados dentro del plano o fuera del plano de flexión, f_r , se especifica en la *Sección 9.1.9.2 del Código* (TMS 402, 2016).

Los valores del módulo de ruptura para mampostería hueca o sólida, se enumeran en la Tabla 2.6 para dos tipos de mortero: mortero cemento y cemento de mampostería. Para cada categoría, los valores de módulo de rotura se enumeran para Tipos M o S (mismos valores para ambos) y morteros Tipo N. El valor del módulo de ruptura para los diferentes tipos de mampostería y mortero son considerablemente diferentes, por lo que los diseñadores deben elegir cuidadosamente sus valores correspondientes al tipo de mortero especificado.

Dirección de la tracción por flexión	Tipo de mortero (kPa)			
	Mortero cemento		Cemento de mampostería	
	M o S	N	M o S	N
Normal a las juntas				
Unidades solidas	919	690	552	349
Unidades huecas				
Sin relleno	579	441	349	211
Con relleno	1124	1089	1055	1000
Paralelo a las juntas				
Unidades solidas	1839	1379	1103	689
Unidades huecas				
Sin y parcialmente	1149	873	689	441
Con relleno	1839	1379	1103	689

Tabla 2.6 Módulo de ruptura de la mampostería reforzada, Código (TMS 402, 2016)

2.3.3 Módulo de elasticidad.

En la *Sección 3.7.2 el autor* (Narendra Taly, 2010), afirma que las investigaciones han indicado una gran variación en la relación entre la resistencia a la compresión de la mampostería y el módulo de elasticidad y los valores de módulo de elasticidad inferior a 1000. Por lo tanto, se adopta un valor inferior a 1000.

$$E_m = 900f'_m \quad (2.1)$$

2.3.4 Módulo de corte.

El módulo de corte se obtiene a partir del módulo de elasticidad:

$$E_v = 0.4E_m \quad (2.2)$$

CAPÍTULO **3**

Elementos de la Mampostería Estructural

3. Capítulo III: Elementos de la Mampostería Estructural

3.1 Introducción

La característica principal de la mampostería estructural como sistema constructivo consiste en la elaboración de diferentes tipos de ensamblajes mediante la unión de piezas prefabricadas (unidades). La evolución en la fabricación de diversos tipos de piezas con formas variadas ha permitido la elaboración de muchos elementos estructurales que van desde los típicos y básicos muros hasta vigas y dinteles, y que ha permitido que este sistema tenga muchas formas de aplicación. En este capítulo se describen cada uno de los elementos que conforman a la mampostería reforzada y confinada.

3.2 Vigas y Dinteles

El uso del acero de refuerzo en la construcción en mampostería ha permitido el diseño de miembros sometidos a flexión tales como vigas, vigas profundas y dinteles. Las vigas son miembros horizontales que soportan cargas verticales y horizontales, y deben ser diseñadas para resistir flexión y cortante. La *Sección 2.2 del Código* (TMS 402, 2016) define una viga como “Un miembro diseñado principalmente para resistir flexión y cortante inducidas por cargas perpendiculares a su eje longitudinal” (Figura 3.1).

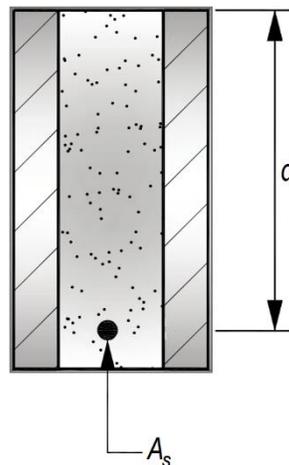


Figura 3.1 Detalles de viga simplemente reforzada (James Amrhein, Max Porter, 2007)

A diferencia de las vigas, un dintel es simplemente es una viga transversalmente cargada que se coloca sobre una abertura en una pared para soportar las cargas superiores. La carga de la pared podría ser debido a toda la altura de la pared superior o a partir de las porciones de pared contenidos entre dos o más aberturas a diferentes niveles en una pared. Además, un dintel podría tener que soportar cargas concentradas de vigas del techo/vigas de piso, u otras vigas que enmarcan en la pared.

3.2.1 Viga de unión.

La viga de unión o “viga de enlace” es un término especial que se encuentra con frecuencia en el contexto de la construcción de mampostería. Una viga de unión no es una viga en el sentido convencional de un miembro estructural que soporta típicamente cargas transversales. Más bien, es una parte integral de una pared que lleva a cabo las siguientes funciones importantes:

1. Ata la estructura de mampostería reforzada alrededor de su perímetro, lo que resulta en una unidad más fuerte.
2. Actúa como una cuerda de un diafragma para resistir cargas laterales.

Para llevar a cabo las funciones antes indicadas, las vigas de unión pueden estar situadas en todos los niveles de piso y de techo, por encima y por debajo de las aberturas, y alrededor de las partes superiores de las paredes y bases como medio para atar todos los bloques y la distribuir las cargas para una mejor ventaja.

3.2.2 Vigas doblemente reforzadas.

No es común diseñar vigas de mampostería doblemente reforzadas, debido a que las vigas simplemente reforzadas son generalmente adecuadas para llevar cargas de diseño. El uso más común de las vigas de mampostería reforzada se produce en forma de dinteles que soportan cargas sobre las aberturas de puertas y ventanas; las vigas de mampostería simplemente reforzadas por lo general son adecuadas para llevar las cargas de diseño en tales casos. Las vigas de mampostería reforzada son provistas típicamente de barras de suspensión que se colocan cerca de la cara de compresión de

la viga. Estas barras se utilizan para asegurar estribos de cortante en la zona de compresión de la mampostería (Figura 3.2).

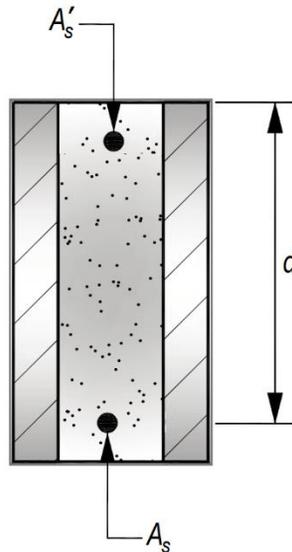


Figura 3.2 Detalles de viga doblemente reforzada (James Amrhein, Max Porter, 2007)

Una ventaja importante de una viga doblemente reforzada es que una sección transversal menor se puede usar para soportar cargas de diseño. Además, el refuerzo de compresión añade significativamente ductilidad a las vigas, que les permite soportar grandes niveles de movimientos y deformaciones que podrían ser causados por cargas laterales.

3.3 Columnas y Pilastras

La *Sección 2.2 del Código* (TMS 402, 2016) define columna como “Un miembro estructural, no incorporado en un muro. Diseñado principalmente para resistir cargas de compresión paralelas a su eje longitudinal y sometido a limitaciones dimensionales”. Las columnas son miembros verticales diseñados para soportar cargas de compresión axial, solamente o en combinación con flexión.

La fuerza axial de una columna depende de la resistencia a compresión de la mampostería, las dimensiones de la sección transversal, área y resistencia a la fluencia del refuerzo longitudinal, así como a la relación h/r . La resistencia a la flexión de una columna depende también de los mismos parámetros, pero también se influye por la configuración del refuerzo longitudinal.

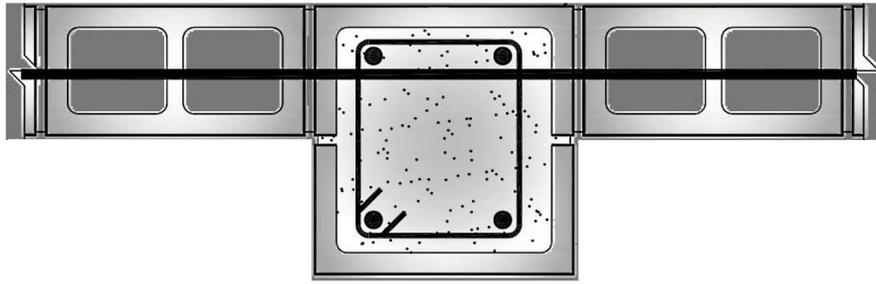


Figura 3.3 Sección transversal de una columna (James Amrhein, Max Porter, 2007)

3.3.1 Pilastras.

La *Sección 2.2 del Código* (TMS 402, 2016) define pilastra como “Un miembro vertical, construido integralmente con un muro, con una porción de su sección transversal sobresaliendo por uno o por ambos lados del muro”. Las pilastras son elementos cuya función principal es la de dar soporte lateral a un muro. Para propósitos de diseño, una pilastra puede ser tratado como una columna bajo la combinación de cargas axial y flexión.

3.4 Muros de Corte

Se define como muro toda estructura continua que de forma activa o pasiva que genera una estabilidad a los diferentes sistemas en que se encuentre. Las paredes son los componentes estructurales claves en un edificio de mampostería, y se utilizan para resistir algunos o todos de los siguientes efectos de carga:

1. Compresión axial debido a cargas de gravedad vertical.
2. Flexión fuera del plano y cortante debido al viento transversal, cargas sísmicas y cargas verticales excéntricas.
3. Flexión y cortante en el plano debido a cargas laterales de viento terremotos aplicados a un sistema de construcción en una dirección paralela al plano del muro.

Es importante tener en cuenta que las paredes están sometidos a fuerzas de corte en las direcciones tanto en el plano y fuera del plano durante un evento sísmico. Sin embargo, la principal diferencia entre muros de corte y otros tipos de muros es que los muros de corte son componentes verticales clave de un sistema de resistencia de carga lateral para

un edificio, denominado como Sistema de Resistencia a la Fuerza Sísmica o SFRS. Por lo general, no todas las paredes en el edificio son muros de corte; algunas paredes (portantes y/o no portantes) no están diseñadas para resistir las cargas en el plano y no están diseñadas y/o detalladas como muros de corte. En ese caso, no pueden ser considerados para formar parte de la SFRS.

3.4.1 Clasificación de los según el Sistema de Resistencia a la Fuerza Sísmica.

Los muros de corte de mampostería reforzada pueden reforzarse o no. El uso de morteros de cemento tipo N está prohibido en las estructuras de alto riesgo sísmico. Basado en el *Código* (TMS 402, 2016) los tipos de muros de corte de mampostería para propósitos de diseño sísmico se definen de la siguiente manera:

1. Muros de corte de mampostería reforzada ordinarios: Un muro de corte de mampostería diseñado para resistir fuerzas laterales, al tiempo que considera las tensiones o esfuerzos en el refuerzo y satisface los requisitos de refuerzo y conexión prescriptivos. Permitido en estructuras de Diseño de Sísmico Categorías A, B, y C.
2. Muros de corte de mampostería reforzada intermedios: Un muro de corte de mampostería diseñado para resistir fuerzas laterales, al tiempo que considera las tensiones o esfuerzos en el refuerzo y satisface los requisitos de conexión prescriptivos. Permitido en estructuras de Diseño Sísmico de Categorías A, B, y C.
3. Muros de corte de mampostería reforzada especiales: Un muro de corte de mampostería diseñado para resistir fuerzas laterales, al tiempo que considera las tensiones o esfuerzos en el refuerzo y satisface los requisitos de conexión prescriptivos. Permitido en todas las estructuras categoría de Diseño Sísmico (A hasta F).

Estos muros de corte pueden ser utilizados como partes de SFRS en edificios, lo que proporciona considerable flexibilidad en el diseño de un muro de corte de mampostería para resistir las fuerzas laterales. Las principales diferencias entre estos diferentes tipos de muros de corte se caracterizan por las siguientes consideraciones de diseño:

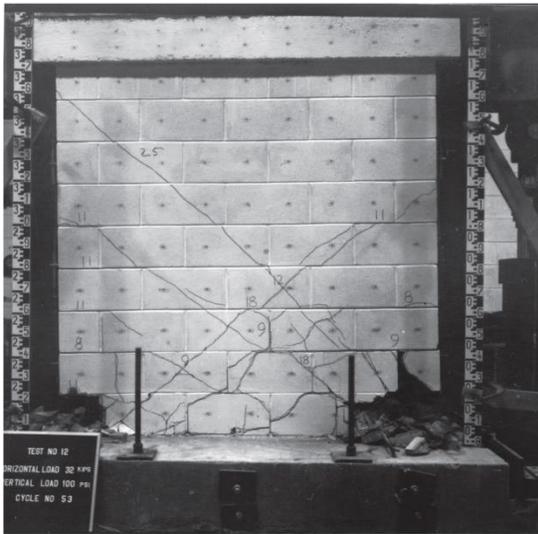
1. Se proporciona un refuerzo mínimo, pero se descuida su resistencia a la fuerza de corte.
2. Se consideran los esfuerzos o tensiones en el refuerzo (provisto para resistir el corte), y las paredes satisfacen los requisitos mínimos especificados para refuerzo y conexión.
3. Categoría de diseño sísmico.

La relevancia de esta clasificación radica en el hecho de que, cuando se utilizan como partes de SFRS en los edificios, están sujetos a ciertas restricciones y limitaciones de altura enumeradas, así como ciertos requisitos obligatorios de detalle para los propósitos de diseño de diseño sísmico. La intención es que los muros de corte tengan capacidad adecuada para una respuesta inelástica y la disipación de energía durante un evento sísmico. Se les asignan diferentes valores de los factores de modificación de respuesta sísmica, R , y los factores de sobrerresistencia, Ω_o . Cuanto mayor sea el valor de R , mayor es la ductilidad de muros de corte; en consecuencia, son más pequeñas las fuerzas de diseño sísmico que se requieren que resistan.

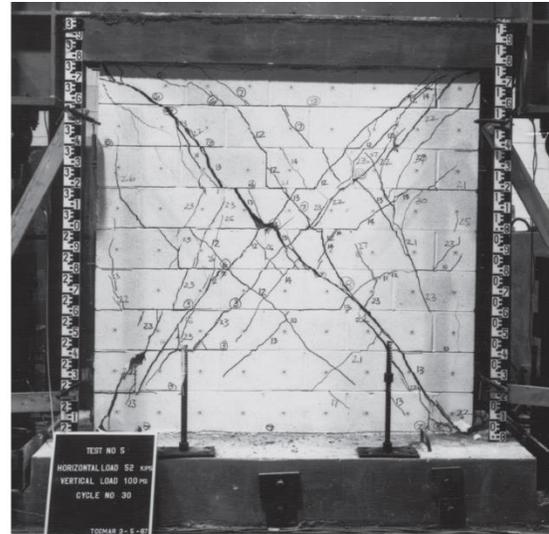
3.4.2 Comportamiento de los muros.

Un sistema de muro de mampostería reforzada se compone de segmentos de muros, cada uno de los cuales puede clasificarse como dominado por la flexión o por el cortante. Un segmento de muro dominado por la flexión es aquel cuya respuesta inelástica está dominada por deformaciones resultantes de la deformación por tracción del refuerzo de flexión.

Un segmento dominado por corte es aquel cuya respuesta inelástica está dominada por grietas de corte diagonal (tensión). Un diseñador puede comprobar si un segmento de pared es dominado por la flexión o cortante comparando su capacidad de flexión con su capacidad de corte. Un segmento dominado por la flexión tiene una capacidad de flexión inferior a la capacidad de corte; para un segmento dominado por el corte, lo contrario es cierto. Los comportamientos dominados por la flexión y el corte se comparan en la Figura 3.4.



a) Muro dominado por la flexión



b) Muro dominado por el corte

Figura 3.4 Comportamiento de muros dominados por la flexión y cortante (Gregory Kingsley, Benson Shing, 2014)

El objetivo implícito del *Código* (TMS 402, 2016) es que los muros de corte de mampostería especiales sean dominados por la flexión y dúctiles. El código indirectamente fomenta diseños que cumplan con este objetivo a través de requisitos obligatorios para la distribución de refuerzo, las limitaciones en diámetros de las barras de refuerzo, restricciones máximas, y cualesquiera otras disposiciones, pero estos requisitos pueden no ser suficiente para producir un comportamiento dúctil.

3.4.2.1 Comprobar el modo de comportamiento del muro

El diseñador debe establecer si el muro es dominado por la flexión o dominado por el corte. A través de la Ecuación 3.1 podemos saber qué tipo de comportamiento tendrá el muro de corte. Si el momento producido por la resistencia nominal al cortante es mayor al momento nominal a la flexión podemos concluir que el muro es dominado por la flexión.

$$V_n * H_w \geq M_n \quad (3.1)$$

Cuando un muro es dominado por el corte, puede ser posible lograr un comportamiento dominado por la flexión mediante el ajuste de refuerzo o de la geometría. Varias opciones de diseño están disponibles:

1. Aumentar el refuerzo de corte si es posible. Por encima de V_n , sin embargo, no se permite considerar más aumentos en el refuerzo horizontal para ser considerado como el aumento de la capacidad de corte del muro.
2. Reducir el refuerzo vertical (longitudinal) al mínimo requerido para cumplir con la demanda de momento factorizado y los requisitos mínimos de refuerzo prescriptivo.
3. Aumentarla capacidad al corte utilizando mampostería completamente llena.
4. Aumentar el espesor del muro para aumentar su resistencia al corte o ajustar la altura del muro y/o la longitud del plano, para aumentar su relación de aspecto, aunque consideraciones arquitectónicas pueden restringir los ajustes a la geometría del muro.

Si ninguna de estas opciones tiene éxito, el diseñador debe aceptar la posibilidad de un comportamiento dominado por el corte y puede considerar volver a analizar la estructura con un factor de modificación de respuesta más bajo.

3.4.3 Zona de articulación plástica.

La zona de articulación de plástica se define como una región de un miembro donde se producen curvaturas de flexión inelásticas y se requieren detalles sísmicos adicionales. Hay que tener en cuenta que los valores de longitud de zona de articulación plástica están destinados a fines de detalles, y que valores de h_p más pequeños, deben usarse para los cálculos de curvatura y desviación, la extensión (altura) requerida de la región de la articulación plástica sobre la base del muro de corte en la dirección vertical puede ser:

1. Paredes de corte intermedias:

$$h_p = \text{el mayor de } l_w/2 \text{ o } h_w/6 \text{ y } h_p < 1.5l_w$$

2. Paredes de corte especiales:

$$h_p = 0.5l_w + 0.1h_w \text{ y } 0.8l_w \leq h_p \leq 1.5l_w$$

En paredes de flexión más altas (tres pisos o más), esta región puede tener una altura hasta de un piso (generalmente ubicada en el primer nivel). En edificios de poca altura, esta altura es más pequeña, pero existe, incluso en muros de corte en bajos cuando

están sujetos a los efectos combinados de la carga axial y la flexión y muestran una respuesta dominada por la flexión (Figura 3.5).

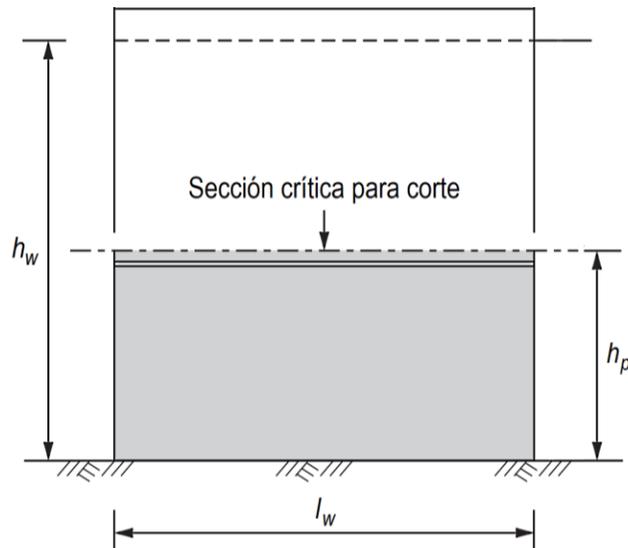


Figura 3.5 Zona de articulación plástica (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018)

La capacidad de una articulación plástica para sostener estas deformaciones plásticas determinará si un miembro estructural es capaz de fluir o ceder a un cierto nivel de ductilidad. El valor de h_p depende del gradiente de momento, la altura, la longitud de la pared y el nivel de carga axial. El diseño y el detalle del refuerzo dentro de las regiones de articulación de muros de corte de mampostería dúctil es crítico. Esta zona generalmente está fuertemente reforzada y completamente llena.

3.4.3.1 Elementos especiales de borde

La presencia de elementos de contorno en muros de corte altos sometidos a momentos de flexión significativos en la base da como resultado una capacidad de curvatura mejorada en comparación con muros con refuerzo distribuido, porque refuerzo longitudinal en los elementos de borde resiste más de la fuerza de compresión de flexión para la sección del muro (Figura 3.6).

El refuerzo concentrado en los elementos de contorno también aumenta la relación de refuerzo local, y promueve una mejor distribución de grietas por flexión, una mayor altura de la zona de articulación plástica, y un potencial de ductilidad mejorado.

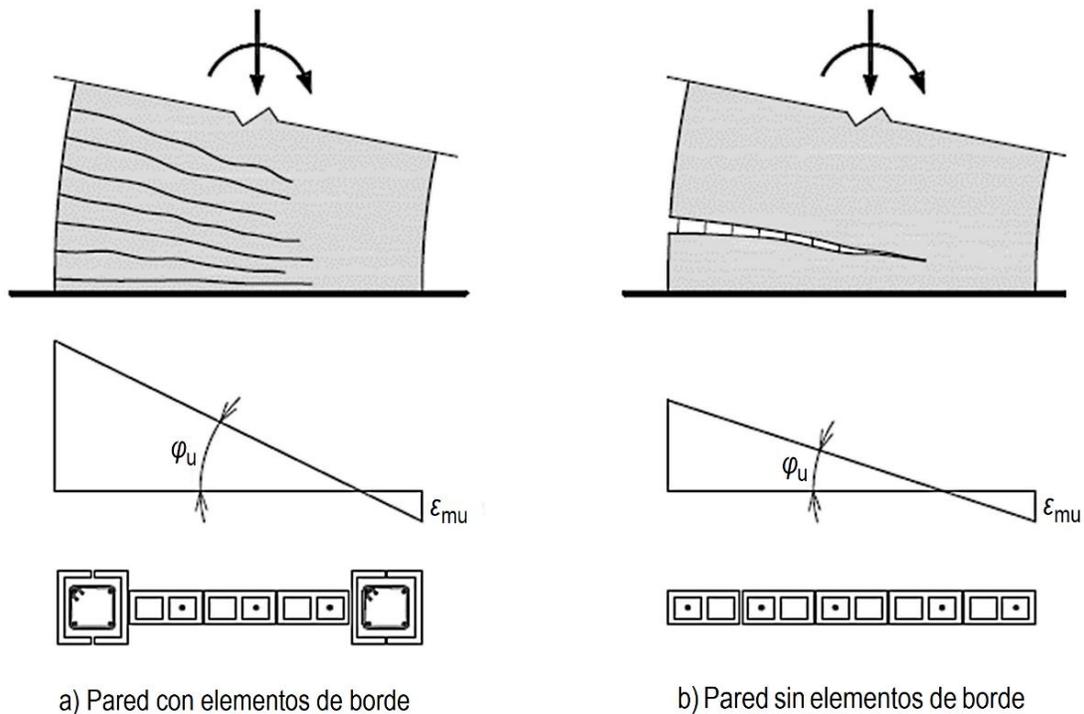


Figura 3.6 Curvatura y el patrón de formación de grietas en los muros de corte (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018)

La Sección 9.3.6.5 del Código (TMS 402, 2016) tiene provisiones para los elementos de borde especiales, pero no proporciona directrices para su diseño o detalles. Cuando se utilizan elementos de borde especiales, el Código (TMS 402, 2016) requiere que se lleven a cabo pruebas para verificar que la capacidad de deformación de los elementos sea igual o superior a la demanda de deformación por compresión. Estas disposiciones están destinadas a servir como puerta de entrada para las futuras disposiciones que abordan el comportamiento de los elementos de contorno.

3.5 Anclaje en Mampostería Reforzada

La mampostería reforzada consiste de unidades prefabricadas. Los pernos de anclaje son usados como medio principal de anclaje (unión) de varios elementos estructurales y no estructurales que forman parte de estructuras de mampostería reforzada (Figura 3.7).

Los elementos estructurales que necesitan ser anclados a la mampostería incluye diafragmas de techo y piso, largueros, vigas y cualquier otro elemento que podría ser requerido para transferir sus cargas a la mampostería. Este tipo de conexión trasfiere

cargas gravitacionales, así como carga lateral del diafragma al larguero, y después a los muros.

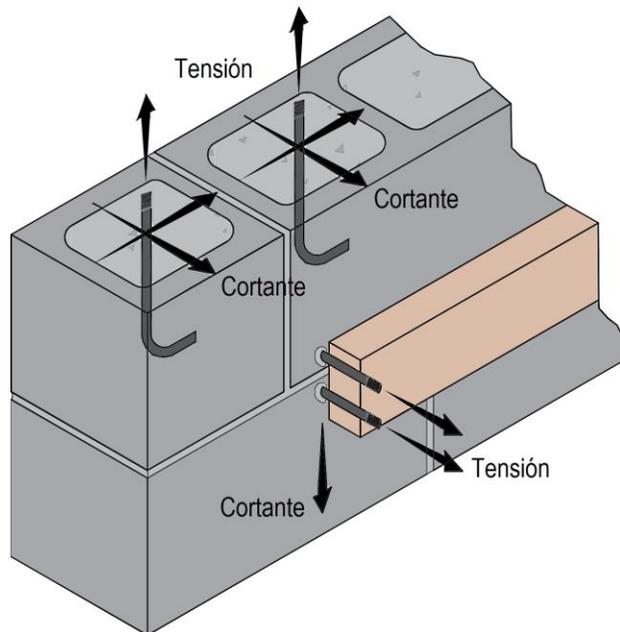


Figura 3.7 Anclaje en mampostería (NCMA, 2019)

3.5.1 Tipos de anclajes y configuraciones.

Los pernos de anclaje generalmente se pueden dividir en dos categorías: pernos de anclaje incrustados, que se colocan en la lechada durante la construcción de mampostería; y anclajes post-instalados, que se colocan después de que se construye la mampostería. Las configuraciones de pernos de anclaje cubiertas por los requisitos del Código (TMS 402, 2016) se clasifican en una de dos categorías:

1. Los anclajes de barra doblada, que incluyen los pernos J y L habituales, son varillas de acero roscadas con ganchos en el extremo incrustado en la mampostería.
2. Los anclajes de cabeza incluyen tornillos de rosca convencionales de cabeza cuadrada o hexagonal, pero también incluye anclajes de placa.

Para otras configuraciones de pernos de anclaje, incluidos los anclajes instalados posteriormente, las cargas de diseño se determinan a partir de la prueba de un mínimo

de cinco muestras de acuerdo con los métodos de prueba estándar para la resistencia de los anclajes en elementos de concreto y mampostería, según (NCMA, 2019).

3.6 Muro de Mampostería Confinada

Se denominan muros confinados a los muros de mampostería que tienen el refuerzo vertical y horizontal concentrado en elementos de concreto, conocidos como columnas y vigas respectivamente (Figura 3.8). Los elementos estructurales que forman un muro de mampostería confinada son:

1. Vigas y columnas de confinamiento.
2. Unidades de mampostería.
3. Mortero.
4. Acero de refuerzo horizontal.
5. Acero de refuerzo longitudinal y transversal.

El primer paso para la construcción de muros de mampostería confinada es la elevación de las paredes de mampostería no reforzada, dejando vacíos o intervalos en los lugares donde estarán las columnas de confinamiento. Los muros confinados quedan totalmente confinados por componentes de concreto reforzado a lo largo de todos los bordes.

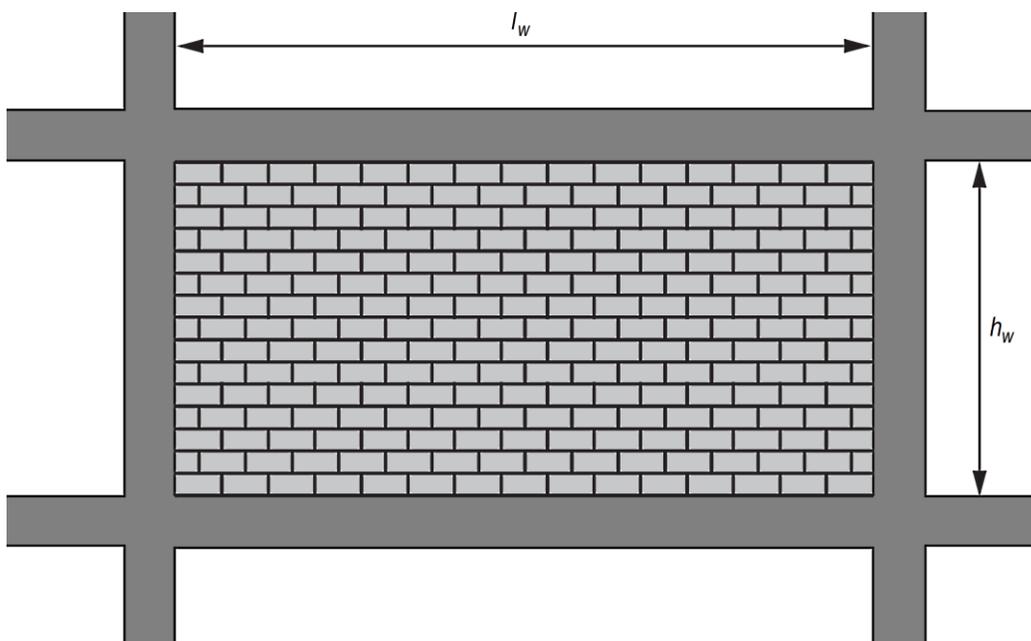


Figura 3.8 Muro de mampostería confinada (Richard E. Klingner, 2010)

3.6.1 Marco confinante.

Los miembros de concreto dan capacidad flexionante a los muros y proveen algún confinamiento, es decir, actúan como aros que evitan la falla frágil de los muros después del agrietamiento debido a la tensión diagonal, posibilitando la disipación de energía en el campo inelástico. Básicamente las columnas de confinamiento funcionan de la siguiente manera:

1. El confinamiento que proporcionan a los muros de mampostería funciona como zuncho, evitando que los muros al agrietarse queden totalmente sueltos.
2. Adicionalmente las columnas contribuyen a mantener la capacidad ante cargas laterales y más aún, a incrementarla después del agrietamiento inicial.
3. Con una adecuada cantidad y distribución lateral de los muros y la disminución del deterioro de rigidez y resistencia. A grandes deflexiones el refuerzo de la columna de confinamiento gobierna las capacidades de deformación y disipación de energía, la resistencia residual y la resistencia de degradación. A mayor cuantía de acero transversal de la columna de confinamiento en los extremos de la pared el comportamiento es más estable.

En cuanto al refuerzo de los elementos de confinamiento el propósito principal es proveer continuidad entre los diafragmas verticales y horizontales (muros y losas) y entre las paredes que se interceptan. Para el buen funcionamiento del marco confinante, después de que se produce la primera grieta es necesario que el refuerzo en las vigas y columnas que confinan los muros conformen un reticulado espacial en que ninguna de las barras posea un extremo libre, es decir, deberá asegurarse la perfecta continuidad en los nudos mediante adecuadas disposiciones de anclajes en las armaduras.

3.7 Muros diafragmas (relleno de mampostería)

Estos son los que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez ante cargas laterales. Relleno de mampostería se refiere a la mampostería utilizada para llenar la abertura en un marco estructural, conocido como marco delimitador.

Los rellenos de mampostería de hormigón se pueden diseñar y detallar para que formen parte del sistema de resistencia a la fuerza lateral (rellenos participantes) o se pueden diseñar y detallar para que estén estructuralmente aislados del sistema de resistencia a la fuerza lateral y resistan solo cargas fuera del plano (rellenos no participantes).

3.7.1 Respuesta de carga de relleno de mampostería.

Varias etapas de repuesta de carga en el plano ocurren con un sistema de relleno de mampostería participante. Inicialmente, el sistema actúa como un muro en voladizo monolítico en que se producen ligeras concentraciones de tensión en las cuatro esquinas, mientras que el centro del panel desarrolla un estado de tensión cortante aproximadamente puro. A medida que continúa la carga, se produce la separación en la interfaz de la mampostería y los miembros del marco en las esquinas fuera de la diagonal.

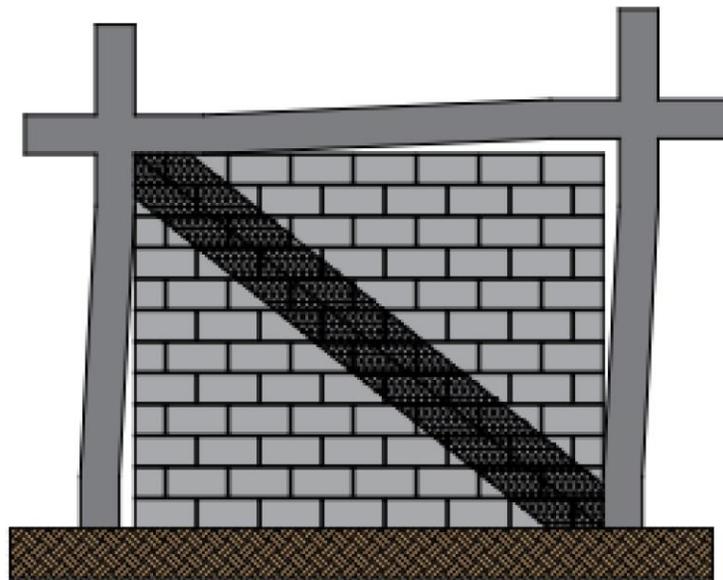


Figura 3.9 Relleno de mampostería como un puntal diagonal

A medida que continúa la carga, se produce una mayor separación entre el panel de mampostería y el marco, esto da como resultado que el sistema compuesto se comporte como un marco arriostrado, lo que lleva al concepto de reemplazar el relleno de mampostería con un puntal diagonal equivalente, como se muestra en la Figura 3.9.

Los rellenos de mampostería participantes resisten cargas fuera del plano mediante un mecanismo de arco. A medida que las cargas fuera del plano aumentan más allá del límite elástico, se producen grietas por flexión en el panel de mampostería. Este agrietamiento permite que la acción de arco resista las cargas aplicadas, siempre que el relleno esté construido integralmente al marco delimitador y no sea demasiado delgado.

3.7.2 Modos de falla.

La falla de los marcos rellenos de mampostería se puede clasificar en tres modos básicos: agrietamiento por cortante, falla por compresión y agrietamiento por flexión.

El agrietamiento por cortante se puede dividir en agrietamiento a lo largo de las juntas de mortero, que incluye grietas escalonadas y grietas horizontales, y agrietamiento por tracción diagonal. El modo de falla por compresión consiste en el aplastamiento de la mampostería en las esquinas diagonales cargadas y la falla del puntal diagonal. El puntal diagonal se desarrolla dentro del panel como resultado del agrietamiento por tracción diagonal. La falla por agrietamiento por flexión es poco usual, puesto que la separación en la interfaz de mampostería-marco generalmente ocurre primero; luego, la fuerza lateral es resistida por el mecanismo de armadura del puntal diagonal.

CAPÍTULO 4

Detallado del Acero de Refuerzo y Dimensiones Mínimas

4. Capítulo IV: Detallado del Acero de Refuerzo y Dimensiones Mínimas

4.1 Introducción

El buen comportamiento de una estructura no sólo depende que el dimensionamiento escogido sea apropiado y que el análisis del efecto de las fuerzas que actúan sobre la estructura sea correcto, sino también en buena parte de un eficaz detallado del refuerzo que responda a las características particulares de la mampostería. El detallado del refuerzo consiste en la determinación de la disposición de las barras utilizadas para el armado, de manera que se logre un comportamiento satisfactorio en condiciones de servicio y un adecuado nivel de ductilidad bajo las cargas o deformaciones últimas.

En las siguientes secciones se reseñan brevemente algunas de las recomendaciones más importantes del detallado, dadas por las *Especificaciones* (TMS 602, 2016) para estructuras de mampostería reforzada, con énfasis especial en las precauciones particulares que deben observarse en el caso de estructuras expuestas a acciones sísmicas, de igual manera se presentan los requerimientos que estipulan las (NTCM, 2017) *para mampostería*, con el objeto de proporcionar un panorama general de los requisitos que se deben de satisfacerse para lograr un buen detallado del refuerzo.

4.2 Colocación del Acero

El acero principal debe estar correctamente ubicado y asegurado en posición para que resista las fuerzas para las cuales fue diseñado.

4.2.1 Espacio libre entre el acero de refuerzo y unidades de mampostería.

Para ser efectivo el acero de refuerzo debe estar rodeado de lechada. De acuerdo con la *Sección 6.1.3.5 del Código* (TMS 402, 2016) las barras de acero de refuerzo deben tener un mínimo de 6.35 mm de lechada entre el acero y la mampostería cuando se usa lechada fina. Cuando se usa lechada gruesa, la separación entre el acero y las unidades de mampostería debe ser al menos de 12.7 mm. Esto asegura una unión adecuada para que los esfuerzos puedan transferirse entre el acero y la mampostería (Figura 4.1).

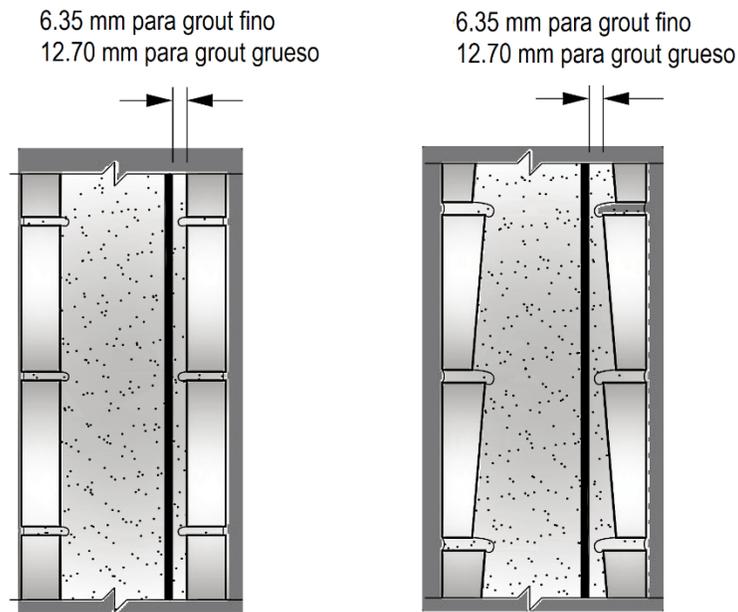


Figura 4.1 Espacio libre entre el acero de refuerzo y la mampostería (James Amrhein, Max Porter, 2007)

4.2.2 Espacio libre entre barras de refuerzo.

La distancia libre entre barras paralelas, excepto en columnas, debe ser al menos del diámetro nominal de las barras o 25.40 mm, excepto que las barras en un empalme estén en contacto. En la Figura 4.2 se muestran los detalles de la separación mínima del refuerzo longitudinal en vigas.



Figura 4.2 Espacio mínimo del refuerzo longitudinal en vigas (James Amrhein, Max Porter, 2007)

En columnas y pilastras, el espacio libre entre las barras debe ser de 1.5 veces el diámetro de la barra, pero no menor a 25.40 mm (Figura 4.3). De acuerdo a lo especificado en la *Sección 6.1.3.1 & 6.1.3.2 del Código (TMS 402, 2016)*.

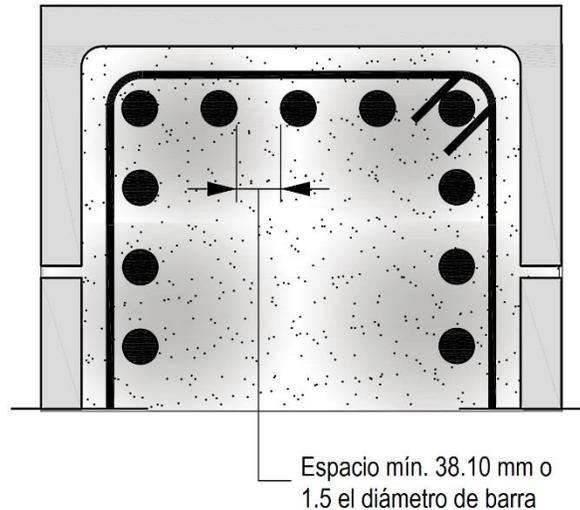


Figura 4.3 Espacio mínimo entre barras en una columna (James Amrhein, Max Porter, 2007)

4.2.3 Recubrimiento sobre el refuerzo.

El refuerzo en la mampostería requiere el siguiente recubrimiento protector [*Sección 6.1.4.1, (TMS 402, 2016)*]:

1. 50.80 mm para barras más grandes que M#16 y 38.10 mm para barras más pequeñas a M#16, cuando se exponen a la intemperie.
2. 38.10 mm para todas las barras no expuestas a la intemperie (Figura 4.4).

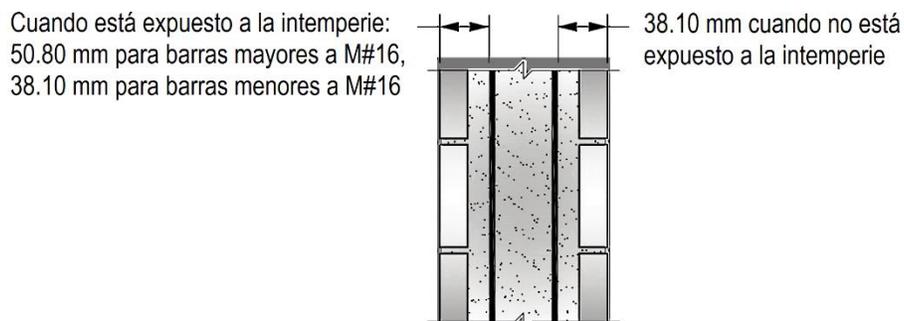


Figura 4.4 Recubrimiento mínimo sobre el refuerzo (James Amrhein, Max Porter, 2007)

4.2.3.1 Refuerzo de juntas y estribos.

El refuerzo de juntas y los estribos incrustados en el mortero requieren una cubierta o recubrimiento protector de 12.70 mm, cuando no están expuestos a la intemperie y de 15.88 mm cuando están expuestos. La *Sección 6.1.4.2 del Código* (TMS 402, 2016) requiere que el refuerzo de la junta no exceda la mitad del espesor de la junta.

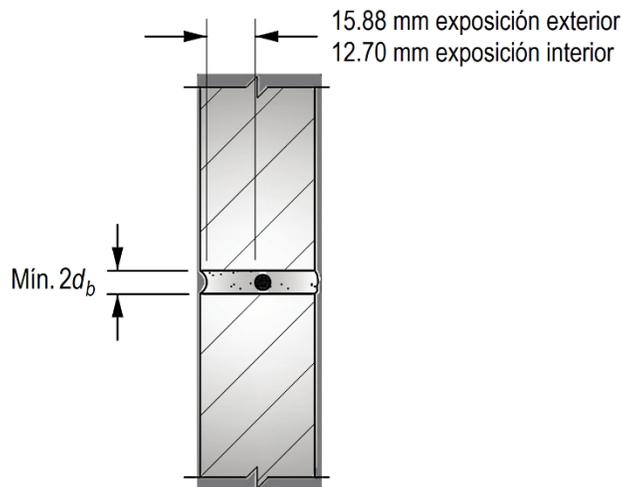


Figura 4.5 Recubrimiento para refuerzo de junta (James Amrhein, Max Porter, 2007)

4.3 Requerimientos de Tamaño del Refuerzo

La mampostería diseñada de acuerdo con las provisiones de resistencia debe cumplir con las siguientes limitaciones de tamaño de refuerzo especificadas en la *Sección 6.1.2.4 & 6.1.2.5 del Código* (TMS 402, 2016).

Estas limitaciones se derivan principalmente de la falta de investigación disponible y no de precedentes históricos. Para la mampostería, el acero de refuerzo debe cumplir con lo siguiente:

1. La varilla de refuerzo no debe exceder la M#29.
2. El diámetro nominal de la barra no debe exceder la octava parte del grosor nominal del miembro, ni la cuarta parte de la menor separación clara del espacio de la lechada dentro del cual se coloca.
3. El área de refuerzo vertical no debe exceder el 4% del área del espacio de lechada dentro del cual se coloca.

4.4 Vigas

4.4.1 Limites dimensionales.

No hay requisitos de los códigos específicos de altura mínima para vigas de mampostería reforzada, pero 200 mm, se considera como mínimo necesario para considerarlo en el diseño inicial. El acho de la viga por lo general siempre se conoce, ya que es igual al espesor del muro.

4.4.2 Refuerzo longitudinal.

El *Código* (TMS 402, 2016) no especifica una cantidad mínima de acero o relación de acero, ρ , para vigas sometidas a flexión. La práctica de ingeniería generalmente recomienda que, para vigas de mampostería, la relación mínima de refuerzo, ρ , no sea inferior a $80/f_y$. Por lo tanto, para acero de grado 60, la relación mínima de acero de refuerzo debe ser $\rho = 0.0013$.

4.4.3 Refuerzo transversal.

El refuerzo transversal debe ser provisto cuando V_u excede ϕV_{nm} . Y debe cumplir con los siguientes requisitos, descritos en la *Sección 9.3.4.2.3 del Código* (TMS 402, 2016):

- a) El refuerzo transversal será solo una barra con un gancho a 180° en cada extremo.
- b) El área mínima del refuerzo transversal debe ser $0.0007bd$.
- c) La primera barra transversal no debe ubicarse a más de $1/4$ de la profundidad de la viga, d_v , desde el extremo.
- d) El espaciamiento máximo del refuerzo transversal no debe exceder de un medio de la profundidad de la viga, ni de 1200 mm.

Hay muchas razones prácticas que forman la base de los requisitos anteriores. Elevando el refuerzo transversal alrededor de las barras longitudinales; facilita la construcción, confina el refuerzo longitudinal y ayuda al desarrollo del refuerzo de cortante. El área mínima del refuerzo de corte está destinada a prevenir fallas de corte frágiles. Las limitaciones en las separaciones máximas de refuerzo de corte están destinadas a aumentar la ductilidad del miembro y pretende asegurar que una grieta a 45° sea recibida

por al menos una barra transversal (Figura 4.6). El refuerzo de corte normalmente se colca a unos pocos centímetros a cada lado del centro de una viga, uniformemente cargada como se muestra en la figura siguiente.

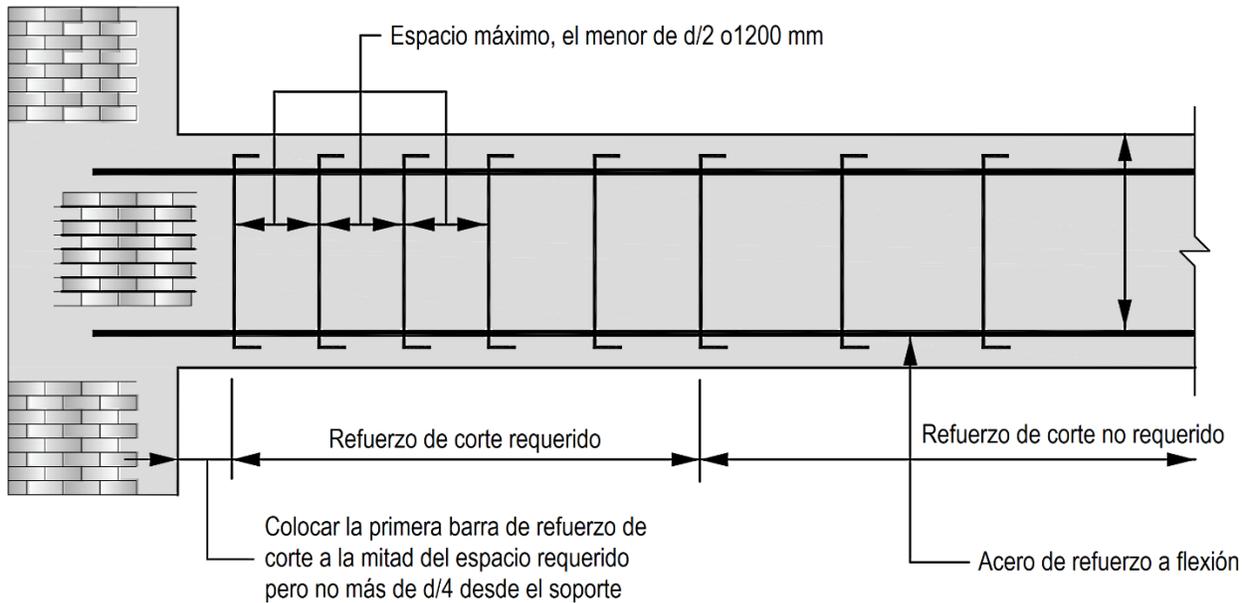


Figura 4.6 Refuerzo de corte en vigas (James Amrhein, Max Porter, 2007)

4.4.4 Claro efectivo.

Las vigas dintel deben tener apoyo en la mampostería a cada lado de la abertura. El claro efectivo se asume como la distancia entre los centros de los apoyos a cada lado del dintel. La *Sección 5.2.1.3 del Código (TMS 402, 2016)* requiere que los dinteles tengan como mínimo una longitud de soporte de 102 mm. Esta longitud de soporte mínimo se considera un mínimo razonable para vigas de mampostería sobre las puertas y ventanas, para prevenir los esfuerzos de compresión concentrados en los bordes de la abertura.

4.5 Columnas y Pilastras

En todas las columnas y pilastras de mampostería se requieren que sean completamente llenas de concreto líquido según la *Sección 5.3.1.2 del Código (TMS 402, 2016)*. Las columnas deben cumplir con los requisitos del código rigiendo su tamaño (dimensiones de la sección transversal), y la mínima altura para la relación de la dimensión de la sección transversal (relación h/r).

Además, hay consideraciones prácticas y constructivas, tales como asegurar el recubrimiento requerido que se proporciona al refuerzo, que no haya aglomeración en los elementos debido a la localización de demasiadas varillas de refuerzo muy cercanas que impidan el flujo de la lechada, y el espaciamiento de los estribos.

4.5.1 Límites dimensionales.

Disposiciones generales para columnas de mampostería reforzada se especifican en la *Sección 5.3.1.1 del Código* (TMS 402, 2016) de la siguiente manera, los cuales son basados e intencionados a prevenir inestabilidad local o fallas por pandeo:

- a) La menor dimensión nominal debe ser de 200 mm.
- b) La distancia entre los apoyos laterales de una columna no debe exceder de 99 veces el menor radio de giro, r .

4.5.2 Refuerzo longitudinal.

El refuerzo de columnas y pilastras de mampostería consiste en dos formas diferentes: longitudinal (o vertical) y lateral, el cual es provisto en la forma de amarre (como en columnas de concreto reforzado). Los siguientes requerimientos son especificados para refuerzo longitudinal (vertical) para columnas rectangulares o cuadradas de acuerdo con la *Sección 5.3.1.3 del Código* (TMS 402, 2016).

- a) Al menos cuatro varillas longitudinales, colocando una en cada esquina, deben ser proporcionadas. Con el fin de usar estribos que puedan proporcionar un confinamiento en el centro de la unidad de mampostería.
- b) El área máxima de refuerzo no debe exceder $0.004A_n$. El área mínima de refuerzo no debe ser menor que $0.0025A_n$. Este refuerzo mínimo es requerido para prevenir fallas frágiles en el miembro.
- c) El refuerzo longitudinal debe ser distribuido uniformemente.
- d) La agrupación de las varillas longitudinales no está permitida cuando se utilizan las disposiciones de diseño de la *Sección 9.3 del Código* (TMS 402, 2016).

4.5.3 Refuerzo lateral o estribos.

Los estribos realizan dos funciones: Proporcionan el soporte requerido para prevenir el pandeo de las varillas longitudinales actuando en compresión y proveen resistencia a tensión diagonal para columnas sometidas a cortante. Según la *Sección 5.3.1.4 del Código* (TMS 402, 2016) se deben cumplir los siguientes requerimientos:

1. Se requiere que todas las varillas longitudinales en columnas estén cerradas por estribos, con el fin de desarrollar el confinamiento de la mampostería, utilizando varillas con diámetro mínimo de 6.40 mm.
2. La separación vertical de los estribos no debe exceder de: 16 veces el diámetro del refuerzo longitudinal, 48 veces el diámetro de la varilla del estribo, ni la menor dimensión de la sección transversal del miembro (Figura 4.7).
3. Los estribos en las columnas se deben terminar con un gancho teniendo un ángulo no mayor de 135°). La distancia libre entre las varillas longitudinales, a lo largo del estribo, debe ser mayor de 152 mm.

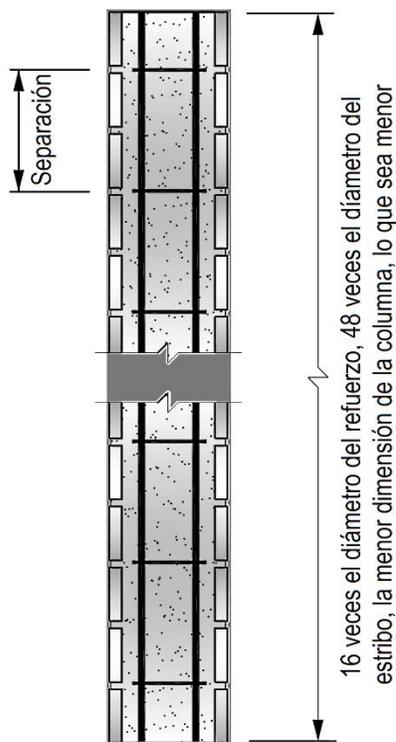


Figura 4.7 Máxima separación de estribos en columnas

4.6 Muros Sometidos a Flexocompresión Fuera del Plano

4.6.1 Limites dimensionales.

En muros sometidos a Flexocompresión fuera del plano, los muros de carga también pueden actuar como muros de corte. El espesor típico sería de 150 mm. Un mayor espesor puede ser necesario para estructuras altas. Podría ser preferible y económico utilizar mampostería de mayor resistencia en lugar de unidades de mayor tamaño, que serían más pesadas y requerirían más espacio para construir.

4.6.2 Profundidad efectiva.

La profundidad efectiva de una sección de pared sometida a cargas fuera de plano se mide desde el centroide de la armadura a la cara de compresión. Dependiendo de las exigencias estructurales, las barras de refuerzo pueden ser colocadas en el centro de las celdas o cerca de la cara interna de la celda (Figura 4.8).

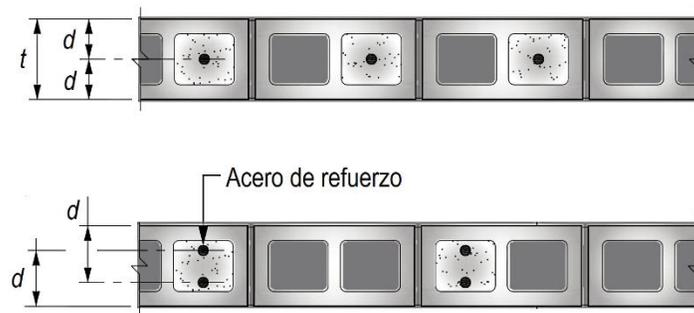


Figura 4.8 Posición del refuerzo dentro de las celdas de las unidades de mampostería (James Amrhein, Max Porter, 2007)

4.6.3 Ancho efectivo

4.6.3.1 Flexión

Si un muro bajo flexión debido a las cargas fuera del plano es completamente lleno, puede ser analizado como una sección rectangular (sólida), usando una tira vertical de 1 m de ancho de la pared. Pero este análisis no se puede utilizar cuando dicha pared está parcialmente llena. La sección transversal de una pared de este tipo que se utiliza para el análisis se puede ver de forma similar a una sección en T: la cara frontal de las unidades comprende el patín de compresión de la sección en T, mientras que las celdas

llenas y las paredes transversales de las unidades de mampostería comprenden el alma de esta viga en T (Figura 4.9), cuyas partes pueden estar en compresión.

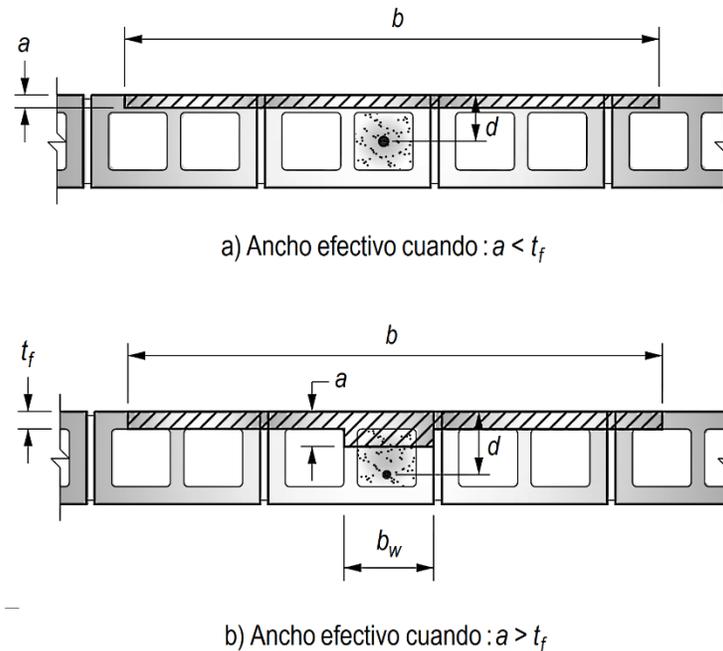


Figura 4.9 Sección transversal de un muro parcialmente lleno (James Amrhein, Max Porter, 2007)

El análisis de una pared de este tipo depende de la profundidad “a” del bloque de compresión. Si la profundidad “a” es menor o igual que el grosor de la cara frontal, la sección de pared puede analizarse como una sección rectangular. Sin embargo, en un caso poco probable, si “a” es mayor que el espesor de la cara frontal, la sección debe ser analizada como una sección en T. El ancho efectivo se especifica en la *Sección 5.1.2 del Código* (TMS 402, 2016) de la siguiente manera:

1. Para mampostería colocada en unión continua y que tenga vigas de unión espaciadas no más de 1200 mm de centro a centro, y para mampostería colocada en unión de carrera, el ancho del área de compresión utilizada para calcular la capacidad de los miembros no debe exceder el menor de:
 - a) Espacio entre barras de centro a centro.
 - b) Seis veces el espesor nominal de la pared.
 - c) 1800 mm.
2. Para mampostería no colocada en unión continua y que tenga vigas de unión separados más de 1200 mm, de centro a centro, el ancho del área de compresión

utilizada para calcular la capacidad de los miembros no debe exceder la longitud de la unidad de mampostería.

4.6.3.2 Cortante

Para propósitos de diseño a corte, las tiras de muro denominada " b_w " se tratan como vigas que se extienden entre los soportes laterales. En muros sometidos a cargas fuera del plano, no hay contribución del refuerzo horizontal, porque se proporciona solo en la dirección longitudinal y no contribuye a la resistencia al corte fuera del plano. En paredes parcialmente llenas, el diseño por corte fuera del plano debe realizarse utilizando una sección de pared mostrado en la Figura 4.10.

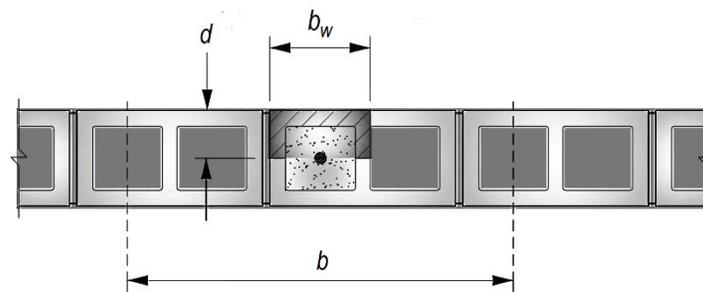


Figura 4.10 Ancho efectivo un muro parcialmente lleno para corte (James Amrhein, Max Porter, 2007)

4.7 Muros Sometidos a Flexocompresión en el Plano (Muros de Corte)

4.7.1 Límites dimensionales.

En muros sometidos a flexocompresión en el plano, los muros de carga también pueden actuar como muros de corte. El espesor típico sería de 150 mm. Un mayor espesor puede ser necesario para estructuras altas. Podría ser preferible y económico utilizar mampostería de mayor resistencia en lugar de unidades de mayor tamaño, que serían más pesadas y requerirían más espacio para construir.

4.7.2 Refuerzo ordinario e intermedio en muros de corte.

Los muros de corte de mampostería reforzados ordinarios, que están de acuerdo con los procedimientos de mampostería reforzada, se basan en el refuerzo para soportar y distribuir los esfuerzos de tensión provistos, mientras que la mampostería soporta los

esfuerzos de compresión. Aunque dichos muros contienen algo de refuerzo, para garantizar un nivel de mínimo de rendimiento durante un sismo de nivel de diseño, los requisitos de la *Sección 7.3.2.3.1 del Código* (TMS 402, 2016) también exigen una cantidad mínima de refuerzo preventivo. El refuerzo requerido por el diseño también puede servir como el refuerzo prescriptivo mínimo.

A continuación, se describen los requisitos mínimos descritos en la *Sección 7.3.2.3.1 del Código* (TMS 402, 2016):

1. Refuerzo vertical de 129 mm^2 en el área de la sección transversal en:
 - a) Todas las esquinas.
 - b) Dentro de 400 mm, en cada uno de los lados de las aberturas.
 - c) Dentro de 200 mm, en cada lado de las juntas de movimiento.
 - d) Dentro de 200 mm, en los extremos de la pared.
 - e) A una distancia máxima de 3000 mm o 1200 mm para muros intermedios.
2. Refuerzo horizontal de al menos 129 mm^2 en el área de la sección transversal de viga de unión reforzadas, espaciadas no más de 3000 mm en el centro, o al menos dos cables de MW11 de refuerzo en la junta de mortero espaciadas no más de 400 mm.
 - a) Las aberturas de las paredes superiores e inferiores que se extiende por lo menos 600 o 40 veces el diámetro de la barra (lo que sea mayor).
 - b) Continuamente en techos y pisos conectados estructuralmente.
 - c) Dentro de 400 mm de la parte superior de las paredes.

4.7.3 Refuerzo especial en muros de corte.

Los muros de corte especiales están especialmente reforzados para proporcionar gran ductilidad que les permite deformarse lo suficientemente sin fallas durante grandes terremotos. Para garantizar la ductilidad adecuada en estas paredes, se requiere que la resistencia al cortante de diseño, ϕV_n , exceda la fuerza resistencia al corte correspondiente al desarrollo de 1.25 veces la resistencia a la flexión nominal, M_n , del miembro, excepto que la resistencia al esfuerzo cortante nominal de estas paredes, V_n ,

no necesita exceder de 2.5 veces la resistencia al corte requerido, V_u , descrito en la Sección 7.3.2.6.1.1 del Código (TMS 402, 2016).

4.7.3.1 Refuerzo vertical y horizontal.

El diseño especial debe cumplir con los requisitos especificados en la Sección 7.3.2.3.6 del Código (TMS 402, 2016) y los requisitos que detallan para el refuerzo mínimo como sigue. Estos requisitos mínimos de refuerzo (Figura 4.11) están destinadas a mejorar el comportamiento dúctil de estos muros de corte bajo cargas sísmicas, y para ayudar en el control de grietas.

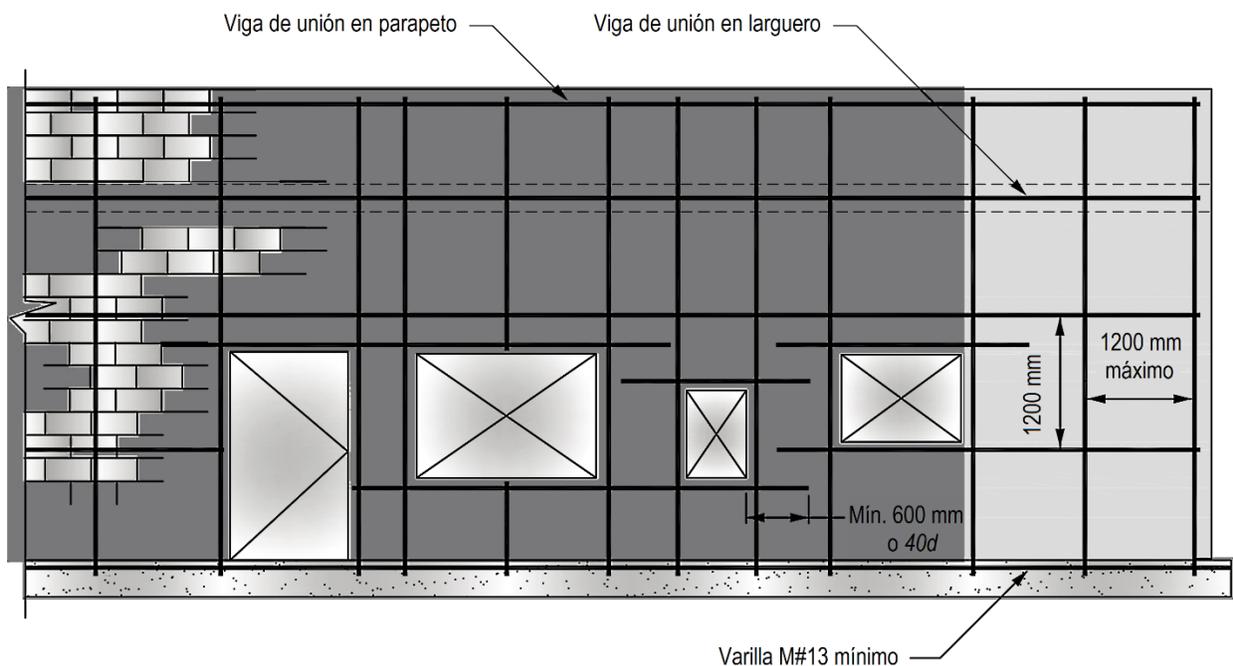


Figura 4.11 Refuerzo mínimo en muros de corte especiales (James Amrhein, Max Porter, 2007)

Debido a que el refuerzo mínimo requerido puede proporcionarse para satisfacer los requisitos de diseño, al menos un tercio de la cantidad de refuerzo requerido está reservado para la dirección de menor esfuerzo para asegurar la distribución adecuada del refuerzo en ambas direcciones.

1. Las paredes deben ser reforzadas en ambas direcciones horizontal y vertical.
2. El refuerzo debe ser distribuido de manera uniforme.

3. La suma del área mínima de refuerzo horizontal y vertical debe ser 0.002 veces el área de la sección transversal bruta de la pared.
4. El área mínima de refuerzo en cada dirección debe ser 0.0007 veces el área bruta de la sección transversal de la pared.
5. El área mínima de refuerzo vertical debe ser de un tercio del refuerzo de corte requerido.
6. El espaciado máximo del refuerzo horizontal y vertical debe limitarse al más pequeño de:
 - a. Un tercio de la altura de la pared.
 - b. Un tercio de la longitud de la pared.
 - c. 1200 mm.
7. El refuerzo de corte debe anclarse alrededor de barras de refuerzo verticales con un gancho estándar.

4.8 Elementos de Borde

Los requisitos de diseño indicados a continuación se aplican tanto a elementos de borde definidos por el enfoque basado en desplazamientos, como en el basado por esfuerzos de compresión. Nivel a nivel se realiza los respectivos análisis, se determina las condiciones a las cuales se ve sometido el elemento y se especifica el acero de refuerzo. De la misma manera el elemento de borde se extiende en altura hasta el piso que sea necesario, garantizando que dicha altura este por encima del límite superior de la longitud de articulación plástica y se extienda más allá de la zona donde es probable que ocurra fluencia a tracción y desprendimiento de la mampostería.

4.8.1 Límites dimensionales.

4.8.1.1 Longitud mínima.

La longitud horizontal o profundidad del elemento de borde se debe extender al menos en la longitud en donde las deformaciones unitarias de compresión superan el valor crítico. La *sección 9.3.6.6.5 del Código* (TMS 402, 2016) establece que el elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión, es decir

el borde del muro, hasta una distancia no menor que el mayor valor entre $c - 0.1L_w$, $c/2$ y 200 mm .

4.8.1.2 Espesor mínimo.

Los requisitos presentados en el *Código* (TMS 402, 2016) para los elementos de borde no hacen referencia directa para el espesor mínimo que deben tener este tipo de elementos. Por lo tanto, en el diseño de los elementos especiales el espesor de los elementos de borde tiene que ser mayor o igual al espesor del muro, es decir $l_{b\text{mín}} \geq t_w$.

4.8.2 Refuerzo longitudinal.

La cantidad mínima de acero de refuerzo en los elementos de borde establecida en la *Sección 16.11.8 del Código* (CSA S304,14) es:

1. Dentro de la zona de articulación plástica:

$$A_s = 0.0007t_wL_w \quad (4.1)$$

2. Fuera de la zona de articulación plástica:

$$A_s = 0.0005t_wL_w \quad (4.2)$$

Para esto hay que calcular la altura zona de articulación plástica, H_p , para escoger la ecuación según corresponda. El *Código* (TMS 402, 2016) no prescribe límites de área de acero en los elementos de bordes. La siguiente ecuación, la podemos utilizar para limitar el área de acero en los elementos de borde de manera similar a lo propuesto en muros de concreto armado.

$$A_{s\text{máx-EB}} \leq 0.5A_{s\text{-Muro}} \quad (4.3)$$

4.8.3 Estribos de confinamiento.

Los elementos de borde están reforzados con barras de refuerzo verticales y refuerzo transversal en forma de estribos. Los estribos son regulares (fuera de la zona de articulación plástica) y de prevención de pandeo (dentro de la zona de articulación plástica, véase la Figura 4.12). Los estribos de prevención de pandeo están destinados a evitar el pandeo de la armadura longitudinal bajo carga cíclica invertida. A fin de asegurar el confinamiento adecuado, deben proporcionarse barras de refuerzo verticales

intermedias a no más de 150 mm de separación de distancia de una barra de soporte lateral.

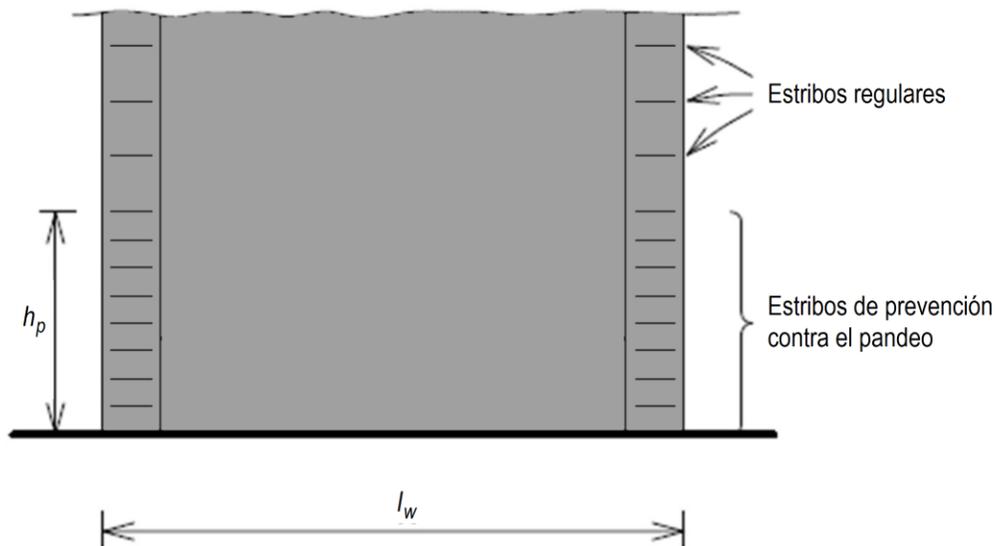


Figura 4.12 Distribución de los estribos en altura de un elemento de borde (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018)

También se pueden proporcionar estribos transversales sísmicos para soportar barras de refuerzo verticales, si es necesario. El detallado de estribos transversales sísmicos requiere que un gancho 90° tenga una extensión mínima de seis veces el diámetro de la barra en un extremo, y un gancho 135° debe anclarse en el núcleo confinado con una extensión mínima de la menor de seis veces el diámetro de la barra o 100 mm en el otro extremo (Figura 4.13).

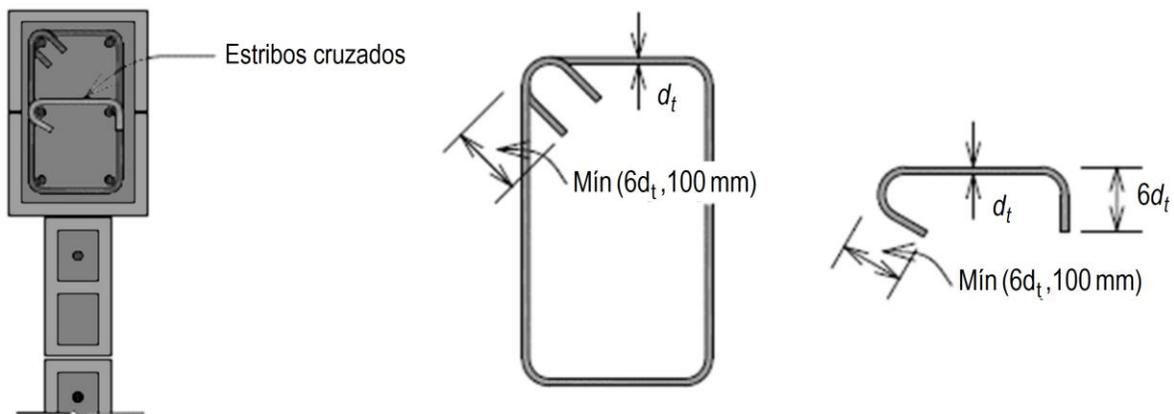


Figura 4.13 Disposición del refuerzo de un elemento de borde (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018)

Para el refuerzo de los estribos, el área mínima A_{sh} en cada dirección principal no debe ser menor que el mayor de los siguientes:

$$A_{sh} = \text{Máx} \left(0.2k_n k_{p1} \frac{A_g f'_m}{A_{ch} f_{yh}} s * h_c; 0.09 \frac{f'_m}{f_y h} s * h_c \right) \quad (4.4)$$

El factor de contabilidad para la efectividad de refuerzo transversal en un elemento de borde, es:

$$k_n = \frac{n_i}{n_i - 2} \quad (4.5)$$

Es el factor de contabilidad para el nivel máximo de deformación de compresión en un elemento de borde, se calcula:

$$k_{p1} = 0.1 + 30\varepsilon_{mu} \quad (4.6)$$

El límite de elasticidad especificado para el refuerzo de estribo, f_{yh} , no debe tomarse mayor que 500 MPa. Los parámetros claves utilizados en las ecuaciones anteriores se ilustran en la Figura 4.14.

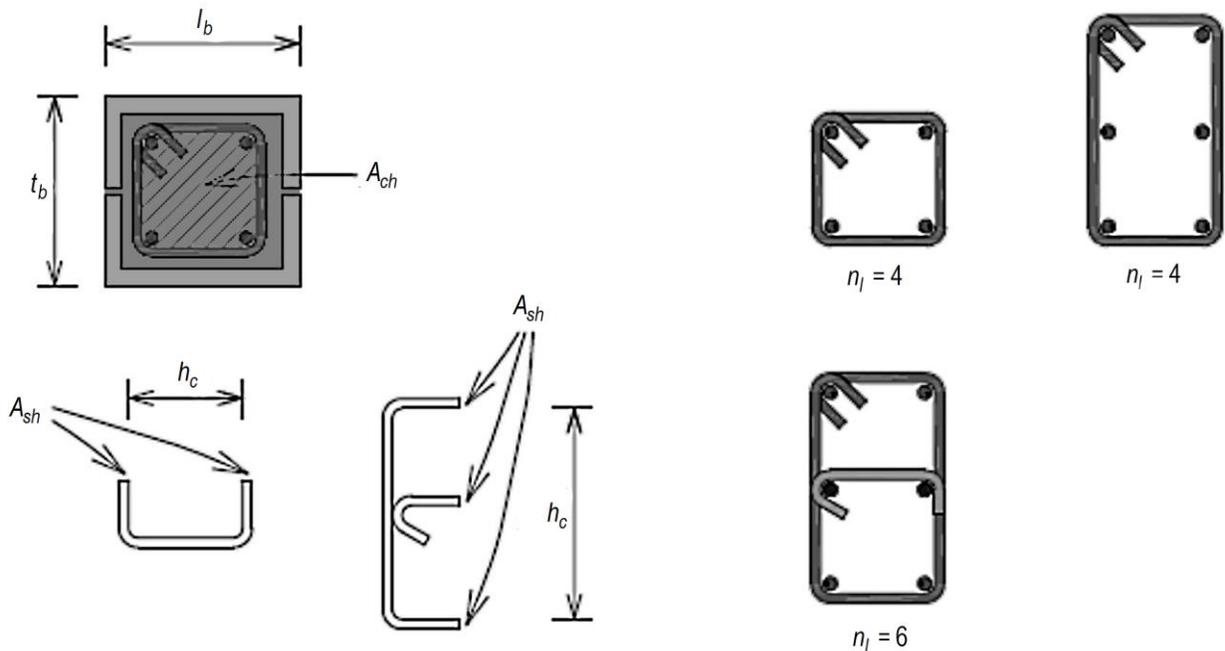
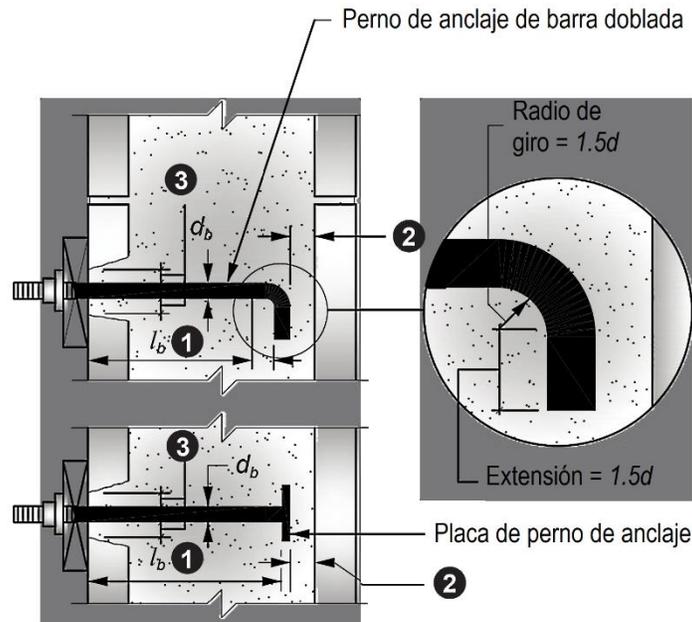


Figura 4.14 Notación en relación con los requisitos de refuerzo transversal (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018)

4.9 Pernos de Anclaje

4.9.1 Longitud efectiva de empotramiento.

La profundidad mínima de empotramiento, conforme la *Sección 6.3.6 del Código* (TMS 402, 2016) es de cuatro veces el diámetro del perno, pero no menos de 50.80 mm (Figura 4.15). Estas limitaciones para pernos de anclajes están basadas en la práctica constructiva exitosa desde hace años. Estas limitaciones están intencionadas a facilitar el fluir del grout entre los pernos y las unidades de mampostería.



- ❶ Longitud mínima de anclaje $l_b = 4d_b$ pero no puede ser inferior a 50.80 mm
- ❷ 6.35 mm para grout fino, 12.70 para grueso
- ❸ 12.70 mm para diseño por resistencia

Figura 4.15 Longitud efectiva de empotramiento (James Amrhein, Max Porter, 2007)

4.9.2 Distancia mínima al borde y requerimientos de espacio.

La distancia mínima al borde, l_{be} , medida desde el borde de la mampostería paralela con el perno de anclaje a la superficie del perno de anclaje debe ser de; $12d_b$ o reducirse por interpolación de acuerdo con la *Sección 6.3.4 del Código* (TMS 402, 2016).

4.10 Muros de Mampostería Confinada

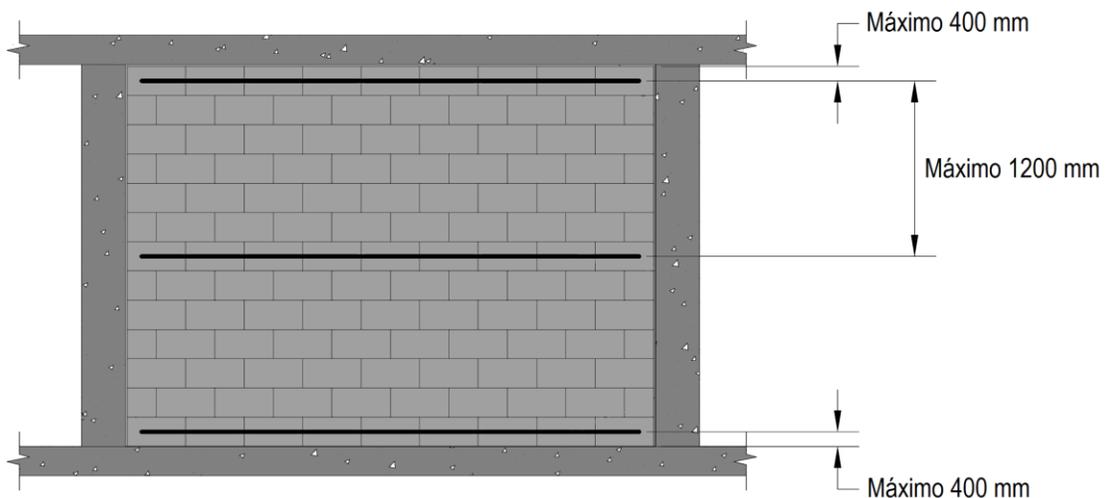
4.10.1 Espesor y relación altura a espesor de los muros.

La *Sección 5.1.4 de las* (NTCM, 2017), establece que el espesor de los muros, t , no será menor que 100 mm y la relación altura libre a espesor del muro, h/t , no excederá de 25. Se considera como mínimo necesario para satisfacer los requisitos de diseño sísmico.

4.10.2 Refuerzo horizontal del muro.

Cuando la fuerza cortante resistente de diseño de la mampostería, V_m , es inferior a V_u , entonces es necesario el uso de acero de refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero para resistir fuerza cortante. Se realizarán algunas consideraciones del *Código* (TMS 402, 2016) y *las* (NTCM, 2017) *para mampostería*.

La *Sección 3.3.2.2 de las* (NTCM, 2017) *para mampostería*, establece que el diámetro del refuerzo horizontal no será menor que 3.5 mm ni mayor que tres cuartas partes del espesor de la junta. El refuerzo horizontal colocado en juntas de mortero debe ser continuo a lo largo del muro, entre dos columnas. Si se requiere, se podrán anclar dos o más barras en la misma columna que refuercen muros colineales o transversales. No se admite el traslape de barras de refuerzo horizontal en ningún tramo.



Nota: Como alternativa, puede incorporarse refuerzo en la junta de mortero a un espaciado máximo de 400 mm

Figura 4.16 Requisitos de acero horizontal para muros de mampostería confinada

El refuerzo horizontal deberá anclarse en las columnas mediante dobleces a 90° colocados dentro de las columnas. El doblez del gancho se colocará verticalmente dentro de las columnas lo más alejado posible de la cara de la columna en contacto con la mampostería (Figura 4.17).

En cuanto a la separación del acero de refuerzo horizontal, la separación no excederá de 400 mm para el refuerzo en las juntas de mortero; al utilizar vigas de unión (cuando la mampostería es completamente llena) se adopta la separación límite para muros especiales según el *Código* (TMS 402, 2016). Con respecto a la cuantía mínima de acero de refuerzo horizontal el valor especificado en las (NTCM, 2017) *para mampostería* resulta ser menor que el especificado en el *Código* (TMS 402, 2016) *para mampostería reforzada*, por tal razón se usará el valor mínimo para la cuantía horizontal de $\rho_h = 0.0007$.

4.10.3 Requisitos de vigas y columnas.

La mampostería confinada es la que está reforzada con columnas y vigas. Para ser considerados como confinados, los muros deben cumplir con los requisitos descritos en la *Sección 5.1.1 de las* (NTCM, 2017) *para mampostería*, referente a columnas y vigas exteriores, que se detallan a continuación:

1. Existirán columnas por lo menos en los extremos de los muros e intersecciones con otros muros, y en puntos intermedios a una separación no mayor que $1.5h$ ni mayor a 4000 mm. Los parapetos o pretilas deberán tener columnas con una separación no mayor que 4000 mm.
2. Existirá una viga en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte mínimo de 100 mm. Aun en este caso, se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal. Además, existirán vigas en el interior del muro a una separación no mayor de 3000 mm y en la parte superior de parapetos o pretilas cuya altura sea superior a 500 mm.
3. Las columnas y vigas tendrán como dimensión mínima el espesor del muro, t .

4. El refuerzo longitudinal de la columna y la viga deberá dimensionarse para resistir las componentes verticales y horizontales correspondientes del puntal de compresión que se desarrolla en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de tres barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la Ecuación 4.7:

$$A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} t^2 \quad (4.7)$$

5. El refuerzo longitudinal de la columna y la viga estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia. Las columnas y vigas estarán reforzadas transversalmente por estribos cerrados y con un área, A_{sc} , al menos igual a la calculada con la Ecuación 4.8:

$$A_{sc} = \frac{1000s}{f_y h_c} \quad (4.8)$$

La Sección 5.1.3 de las (NTCM, 2017) para mampostería, referente a los muros con aberturas establece que deben existir elementos de refuerzo con las mismas características que las vigas y columnas en el perímetro de toda abertura cuya dimensión horizontal exceda de la cuarta parte de la longitud del muro o separación entre columnas, o de 600 mm. También se colocarán elementos verticales y horizontales de refuerzo en aberturas con altura igual a la del muro. En la Figura 4.17 se muestran los detalles del acero de refuerzo en columnas de confinamiento.

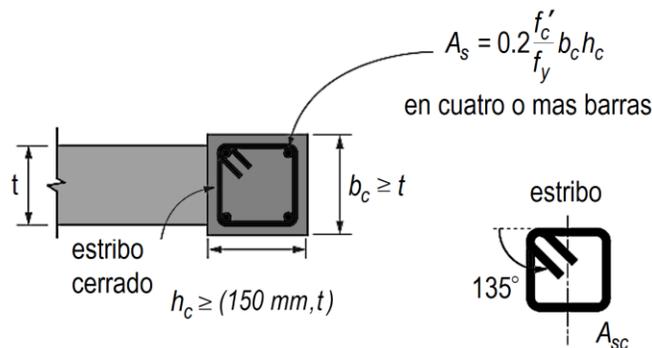


Figura 4.17 Requisitos de acero de refuerzo en columnas de confinamiento (NTCM, 2017)

CAPÍTULO 5

Diseño de Mampostería Reforzada y Confinada

5. Capítulo V: Diseño de Mampostería Reforzada y Confinada

5.1 Introducción

El diseño de mampostería reforzada está basado en los principios del método de diseño elástico. La mampostería soporta los esfuerzos de compresión y el acero los esfuerzos de tensión. En zonas sísmicas como la nuestra sólo se permite el uso de mampostería reforzada porque el acero hace que la estructura se comporte de una manera dúctil cuando tiene que soportar fuerzas sísmicas. El refuerzo cambia la falla en la mampostería de ser frágil a dúctil. Esto es similar al comportamiento de las estructuras de concreto reforzado. Para asegurar una falla dúctil en todos los casos las normas establecen requisitos para los porcentajes de acero a utilizar. El método de diseño es el de resistencia última, en el cual se trabaja con cargas factoradas y resistencias nominales de los materiales. En este capítulo se aborda el diseño de los elementos de la mampostería reforzada ante las diferentes solicitaciones de carga.

5.2 Hipótesis de Diseño

El modelo analítico adoptado para el diseño por resistencia de la mampostería reforzada es similar al utilizado para el diseño de estructuras de concreto reforzado. Las suposiciones para el diseño por resistencia de la mampostería reforzada como se especifica en el *Código* (TMS 402, 2016) se pueden resumir de la siguiente manera.

1. La mampostería, la lechada y el refuerzo actúan de forma compacta, al resistir las cargas aplicadas, al mantener la continuidad de deformación entre estos tres componentes de una estructura de mampostería.
2. La resistencia nominal de las secciones transversales de mampostería reforzada para flexión combinada y cargas axiales se basará en condiciones de equilibrio aplicables y la compatibilidad de ecuaciones.
3. Se supondrá que la deformación en el refuerzo y la mampostería es directamente proporcional a la distancia desde el eje neutro, es decir las deformaciones varían linealmente desde cero en el eje neutro hasta el máximo en las fibras extremas de la viga.

4. La deformación máxima utilizable, ε_{mu} , en el extremo de la fibra de compresión es: 0.0025.
5. La deformación en el acero de refuerzo (ε_s), puede ser mayor, igual o menor que la deformación por ductilidad, ε_y . Las condiciones de deformación equilibrada existen en una sección transversal cuando el refuerzo de tensión alcanza la tensión correspondiente a su límite de elasticidad especificado, f_y (es decir, $\varepsilon_y = f_y E_s$), al igual que la mampostería en compresión alcanza su supuesta deformación última ε_{mu} , como se especificó anteriormente.
6. El esfuerzo en el refuerzo por debajo del límite de elasticidad especificado f_y para el grado de refuerzo usado se tomará como (basado en la ley de Hooke) el módulo de elasticidad por la deformación del acero ($f_s = f_y E_s < f_y$). Para deformaciones mayores que la deformación de fluencia ($\varepsilon_s > \varepsilon_y$), el esfuerzo en el acero se considerara que es independiente de la deformación, e igual a f_y .
7. La mampostería no soporta ningún esfuerzo de tracción mayor que el módulo de ruptura. La fuerza de tracción no se toma en cuenta a la hora de determinar la resistencia a la flexión, pero se considerará en la determinación de deflexión.

La relación entre el esfuerzo de compresión de la mampostería (f'_m) y la deformación en la mampostería deben asumirse como: El esfuerzo de la mampostería $0.8f'_m$, se supondrá uniformemente distribuido sobre una zona de compresión equivalente delimitada por los bordes de la sección transversal y una línea recta localizada paralelamente al eje neutro a una distancia $a = 0.8c$, de la fibra de extrema de deformación de compresión.

5.3 Factores de Reducción de Resistencia

El comportamiento de la mampostería, como el de concreto reforzado, es diferente en diferentes condiciones de carga. Por lo tanto, los valores de factores, ϕ , son diferentes para los miembros bajo diferentes condiciones de carga.

El *Código* (TMS 402, 2016) detalla los factores de reducción de resistencia para varias consideraciones de diseño son:

Consideración de diseño	ϕ	Sección del Código
Flexión	0.90	9.1.4.4
Compresión axial	0.90	9.1.4.4
Compresión axial y flexión	0.90	9.1.4.4
Cortante	0.80	9.1.4.5
Pernos de anclaje		
Controlado por la ruptura de mampostería	0.50	9.1.4.1
Controlado por el acero del anclaje	0.90	9.1.4.1
Controlado por la retirada del anclaje	0.65	9.1.4.1
Soporte	0.60	9.1.4.2

Tabla 5.1 Factores de reducción, Código (TMS 402, 2016)

5.4 Diseño por Flexión

5.5 Principios de análisis de vigas rectangulares

El diseño por resistencia de vigas de mampostería reforzada sigue los mismos pasos utilizados para vigas de concreto armado. La base del enfoque de diseño por resistencia, es la distribución de tensión supuesta en la sección transversal de una viga en falla (comúnmente denominada condición final). La distribución rectangular de esfuerzos en la zona de compresión de la sección transversal de mampostería es idéntica a la propuesta para concreto reforzado por Charles Whitney, que resulta ser simple y conveniente para los cálculos de diseño (Figura 5.1).

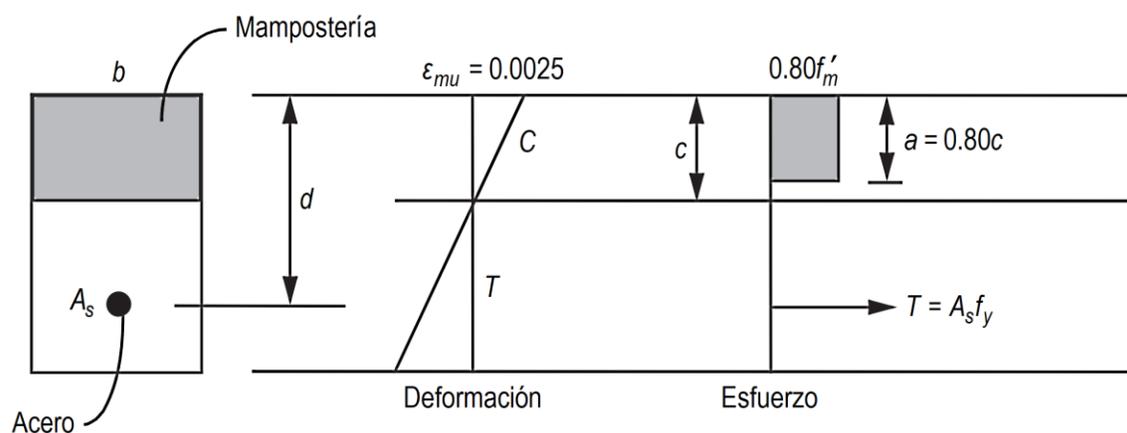


Figura 5.1 Modelo analítico de diseño de mampostería reforzada (Richard E. Klingner, 2010)

Dado que el bloque de esfuerzos es rectangular, su centro de gravedad se encuentra a " $a/2$ ", a partir de las fibras extremas de compresión de la viga, que es donde actúa el

esfuerzo de compresión resultante C . La resistencia nominal (capacidad de momento) de la viga, M_n , puede ser obtenida a partir de los principios de equilibrio estático. El valor del esfuerzo de compresión resultante C se expresa como:

$$C = 0.8f'_m ab \quad (5.1)$$

Suponiendo que el refuerzo cede antes de la falla de la mampostería de manera que el esfuerzo en el refuerzo de acero es igual al esfuerzo de fluencia ($f_s = f_y$), el valor del esfuerzo de tensión resultante, T , es:

$$T = A_s f_y \quad (5.2)$$

Se supone que la línea de acción de la tensión resultante, se encuentra en el centro de las barras de refuerzo de acero. La profundidad a , de la zona de compresión del concreto se obtiene a partir de la Ecuación (5.3):

$$a = \frac{A_s f_y}{0.8f'_m ab} \quad (5.3)$$

Por otra parte, tomando momento de T sobre la línea de acción de C (Figura 5.2) y sustituyendo $T = A_s f_y$ de la Ecuación (5.4), la resistencia nominal es:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.4)$$

La Ecuación (5.4) se basa en los principios de la estática, y se utiliza para determinar la resistencia nominal de vigas de sección transversal rectangular. En vigas prácticas, la cantidad de acero de refuerzo es tan limitada (intencionalmente) que cede antes del inicio de la falla de la mampostería.

5.5.1 Cuantía mínima

El código presenta disposiciones para limitar refuerzo mínimo en las vigas, que están destinadas a garantizar una cantidad mínima de ductilidad en las vigas y para evitar fallas frágiles. El código exige que la resistencia nominal, M_n , de una viga no sea inferior a 1.3 veces el momento de agrietamiento de una viga calculado sobre la base del momento de inercia de la sección bruta de acuerdo con la *Sección 9.3.4.2.2.2 del Código* (TMS 402, 2016). Un valor aproximado del área mínima del refuerzo necesario para vigas de mampostería se puede calcular igualando la expresión para 1.3 veces el momento de

agrietamiento nominal ($1.3M_{cr}$) al momento nominal de una viga, resultando la siguiente expresión:

$$\rho_{mín} = 0.3284 \left(\frac{f_r}{f_y} \right) \quad (5.5)$$

5.5.2 Cuantía balanceada.

El análisis de vigas de mampostería reforzada presentado en la sección anterior se basa en la premisa de que el agrietamiento de la mampostería y la fluencia del acero de refuerzo en la viga ocurre simultáneamente. Tal estado de la deformación se define como una condición balanceada (Figura 5.2), y la relación correspondiente del refuerzo se conoce como la cuantía de acero balanceado, ρ_b .

$$\rho_b = \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_m + \frac{f_y}{E_s}} \right) \left(\frac{0.64f'_m}{f_y} \right) \quad (5.6)$$

En general una viga que tiene una cuantía de refuerzo $\rho = \rho_b$, la viga se denomina *viga balanceada*, cuando $\rho < \rho_b$, se define como *viga sub-reforzada*, mientras que cuando $\rho > \rho_b$, se define como *viga sobre-reforzada*.

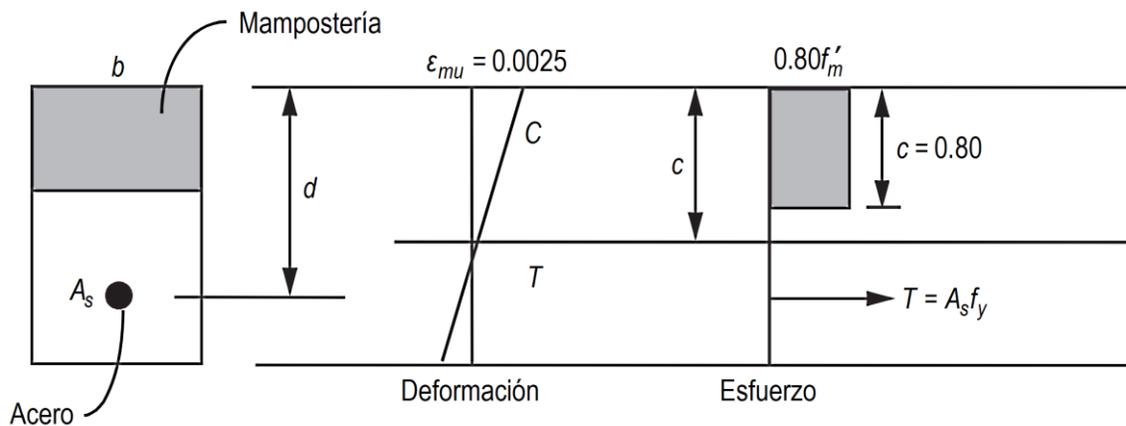


Figura 5.2 Condición balanceada en una viga de mampostería (Richard E. Klingner, 2010)

5.5.3 Cuantía máxima.

La Sección 9.3.3.2.1 del Código (TMS 402, 2016) requiere que los miembros de mampostería, donde la cantidad $M_u/V_u d_v \geq 1$, el área en sección transversal de refuerzo

no sea superior al área necesaria para el mantenimiento de un gradiente de deformación correspondiente a una deformación en la barra de refuerzo más cercana a la cara tensión del miembro igual a 1.5 veces la deformación de fluencia (*es decir*, $1.5\varepsilon_y$). Esta disposición del código está destinada a garantizar que la deformación de compresión de la mampostería no exceda los valores finales y que la zona de compresión del miembro no se agriete antes de que el refuerzo a la flexión desarrolle la deformación inelástica consistente con los requisitos de la curva de ductilidad. El valor de esta relación de refuerzo se define como, $\rho_{m\acute{a}x}$, para elementos a flexión.

$$\rho_{m\acute{a}x} = \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_m + 1.5 \frac{f_y}{E_s}} \right) \left(\frac{0.64 f'_m}{f_y} \right) \quad (5.7)$$

En los casos en los que una viga se refuerza en exceso (*es decir*, $\rho > \rho_{m\acute{a}x}$), el diseño no calificaría como aceptable según el *Código* (TMS 402, 2016). La razón: tal viga no posee ductilidad; la mampostería fallaría por agrietamiento prematuro sin ceder lo suficiente el acero de refuerzo.

5.6 Diseño por Deflexión

5.6.1 Vigas de mampostería.

La *Sección 5.2.1.4 del Código* (TMS 402, 2016) proporciona los requisitos que rigen las deflexiones de las vigas. Requiere vigas y dinteles diseñados para tener la rigidez adecuada para limitar las deflexiones (Figura 5.3) que afectan negativamente a la resistencia o la capacidad de servicio.

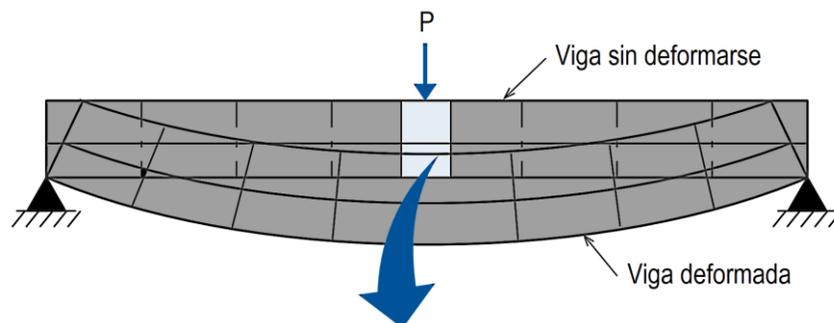


Figura 5.3 Deformación en una viga de mampostería (Khatri Dilip, 2005)

De acuerdo con el *Comentario 5.2.1.4.1 del Código* (TMS 402, 2016) las vigas de mampostería reforzada con longitudes de claro de $8d$ tienen deflexiones inmediatas de aproximadamente $l/600$. Las vigas de mampostería y los dinteles con tramos más cortos deberían tener la rigidez suficiente para evitar problemas de servicio y, por lo tanto, no es necesario verificar las deflexiones. Además, se observa que la mayoría de las vigas de mampostería tienen cierta restricción de extremo debido a que están integradas a una pared.

5.6.1.1 Momento de inercia efectivo.

Para la deflexión de los miembros de mampostería, la *Sección 5.2.1.4.2 del Código* (TMS 402, 2016) requiere que la deflexión de las vigas de mampostería reforzada sea calculada a partir de la Ecuación (5.8) a menos que propiedades efectivas de rigidez se determinen a partir de un análisis más exhaustivo:

$$I_{eff} = I_{gt} \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 + I_{cr} \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \leq I_n \quad (5.8)$$

Para una viga simple uniformemente cargada donde $M = wL^2/8$, la deflexión máxima se produce en el centro del claro como se da por la ecuación:

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{5ML^2}{48E_m I_e} \quad (5.9)$$

5.6.2 Muros con cargas fuera del plano.

La deflexión horizontal medida a la mitad de la altura del muro, δ_s , sometido a combinación de fuerzas sísmicas de diseño, deben estar limitado por la siguiente relación [*Sección 9.3.5.5 del Código* (TMS 402, 2016)]:

$$\delta_s \leq 0.007h \quad (5.10)$$

Para muros simplemente apoyados, la deflexión por cargas de servicio medida a la mitad de la altura, δ_s , debe ser determinada por un análisis de segundo orden que se incluye en los efectos de agrietamiento, o por análisis de primer orden con la deflexión amplificada.

5.7 Diseño por Cortante

A menudo, el cortante en los elementos de flexión es mayor que el que puede ser resistido por la mampostería sin refuerzo (*es decir*, $\phi V_{nm} \leq V_u$). En tales casos, debe ser proporcionado el refuerzo de corte para resistir el cortante que excede la resistencia al cortante de la mampostería sin refuerzo. Partiendo de esta premisa, la resistencia nominal al corte de una viga de mampostería reforzada (V_n) puede ser considerada como una suma de dos componentes de fuerza:

1. La resistencia al corte proporcionado por la mampostería (V_{nm}).
2. La resistencia al corte proporcionado por el refuerzo de cortante (V_{ns}).

Esta declaración se puede expresar como lo indica el Código (TMS 402, 2016), Ecuación (9.17):

$$V_n = V_{nm} + V_{ns} \quad (5.11)$$

La resistencia al cortante proporcionado por el refuerzo transversal en una viga de mampostería. Se puede expresar multiplicando ambos lados de la ecuación (5.11) con el factor de reducción de resistencia al cortante.

$$\phi V_n = \phi (V_{nm} + V_{ns}) \quad (5.12)$$

Donde V_n no debe exceder los siguientes valores:

1. Cuando $M_u/V_u d_v \leq 0.25$:

$$V_n \leq \left(0.498 A_{nv} \sqrt{f'_m}\right) \gamma_g \quad (5.13)$$

2. Cuando $M_u/V_u d_v \geq 1$:

$$V_n \leq \left(0.332 A_{nv} \sqrt{f'_m}\right) \gamma_g \quad (5.14)$$

3. Cuando $0.25 < M_u/V_u d_v < 1$: El valor de V_n es obtenido a partir de la interpolación lineal de los valores dados por las Ecuaciones (5.13) y (5.14) resultando la Ecuación (5.15). Hay que tener en cuenta que a medida que el valor de la relación $M_u/V_u d_v$ aumenta de 0.25 a 1, el valor máximo de V_n disminuye en un tercio.

$$V_n \leq 0.083 \left(\frac{4}{3} \left(4 - 1.75 \frac{M_u}{V_u d_v} \right) A_{nv} \sqrt{f'_m} \right) \gamma_g \quad (5.15)$$

$\gamma_g = 0.75$ para muros de corte parcialmente llenos y 1.0 de otra manera.

Las limitaciones en la resistencia nominal máxima por cortante son incluidas para evitar fallas frágiles relacionadas a cortante.

5.7.1 Resistencia nominal al cortante proporcionada por la mampostería.

Los elementos de mampostería sin ningún refuerzo de corte son capaces de proporcionar una cierta cantidad de resistencia al esfuerzo cortante, causado por cargas transversales. Este beneficio no se aplica a los miembros transversalmente cargados tales como vigas y dinteles, porque se someten insignificantes cargas axiales. Por consiguiente, la resistencia nominal al esfuerzo cortante de la mampostería está dada por la ecuación:

$$V_{nm} = 0.083 \left[4 - 1.75 \left(\frac{M_u}{V_u d_v} \right) \right] A_n \sqrt{f'_m} + 0.25 P_u \quad (5.16)$$

El valor de para relación $M_u/V_u d_v$, debe ser tomado como un número positivo y no necesita mayor que la unidad [Sección 9.3.4.1.2.1 del Código (TMS 402, 2016)]. La Ecuación (5.16) muestra que el aumento de la relación $M_u/V_u d_v$ tiene una influencia negativa sobre la resistencia nominal al corte de la mampostería.

5.7.2 Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo.

La resistencia del refuerzo se proporciona principalmente por barras de acero horizontales y/o de refuerzo en las juntas. Este modelo supone que un plano de falla hipotético está en un ángulo de 45° respecto al eje horizontal, como se muestra en la Figura 5.6. Cuando se produce un agrietamiento diagonal, se desarrolla la tensión en el acero de refuerzo que cruza la grieta. La relación entre la resistencia nominal proporcionada por el refuerzo y el área del refuerzo de corte, está dada por la Ecuación (5.17).

$$V_{ns} = 0.5 \left(\frac{A_v}{s} \right) f_y d_v \quad (5.17)$$

La resistencia proporcionada por el refuerzo de corte se toma como la suma de las fuerzas de tensión desarrolladas en refuerzo de acero (área A_s) que cruza la grieta, tal como se muestra en la Figura 5.4.

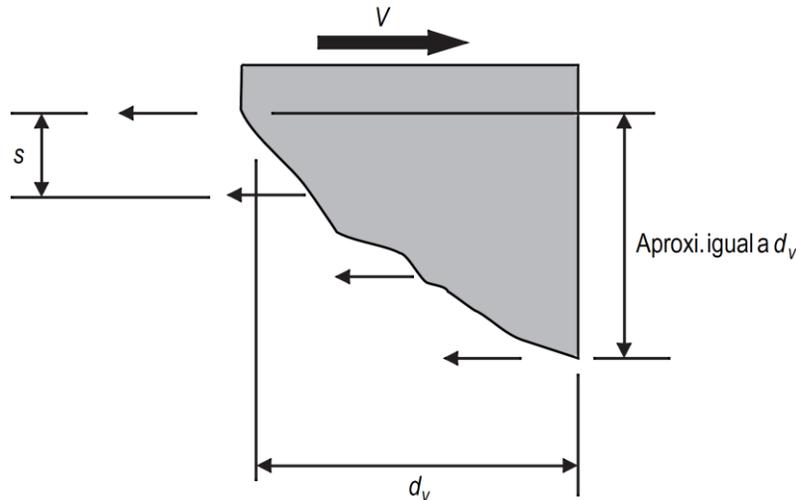


Figura 5.4 Modelo idealizado en la evaluación de la resistencia al corte del refuerzo (Richard E. Klingner, 2010)

La resistencia nominal por cortante provista por el refuerzo cortante, Ecuación (5.17), representa la mitad de la contribución teóricamente. En otras palabras, la resistencia nominal por cortante es determinada como el total de la contribución de la mampostería más la mitad de la contribución del refuerzo cortante.

5.7.3 Resistencia al cortante en zona de articulación plástica.

La resistencia al corte de muros de corte se puede determinar de una manera similar a la utilizada para vigas, columnas, y los pilares. Sin embargo, para reducir la posibilidad de falla frágil de muros de corte en estructuras construidas en regiones sísmicas altas, la resistencia de diseño de dichos muros de corte se determina un poco diferente.

Un muro de corte puede fallar en flexión o corte. Para los muros de corte que fallan en flexión pero que tienen resistencia al corte superior a la correspondiente resistencia a la flexión nominal, se supone que se forma una articulación plástica en la base de la pared, que se extiende verticalmente una distancia igual a la longitud de la pared. Como resultado de este agrietamiento, se supone que la parte de la pared dentro de esta altura ofrece poca o ninguna resistencia al cortante de las fuerzas aplicadas.

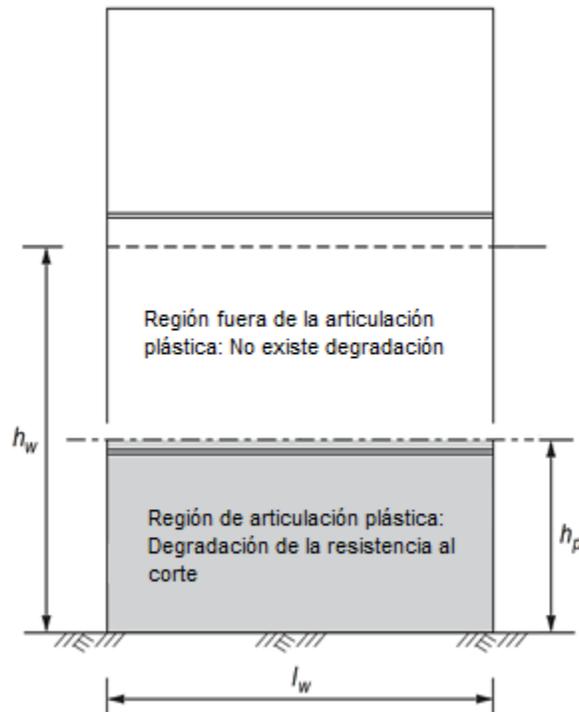


Figura 5.5 Regiones de corte en un edificio de mampostería reforzada (Narendra Taly, 2010)

Para los muros de corte cuya resistencia nominal de corte excede la resistencia al corte correspondiente al desarrollo de su resistencia nominal en el momento, existen dos regiones de corte que se muestran en la Figura 5.5:

1. Una región de articulación plástica.
2. La otra por encima de esta región (el diseño se realiza según lo abordado anteriormente).

Dado que el *Código* (TMS 402, 2016) no presenta provisiones para diseñar la zona de articulación plástica se recurre al *Códigos* (FEMA 306, 2006).

5.7.3.1 Según FEMA 306.

Cuando un muro en flexión sufre desplazamientos cíclicos, las grietas horizontales se inician en el lado de tensión de la pared y se propagan hacia el eje neutro, y las grietas diagonales se inician cerca del centro del muro y se propagan hacia afuera. A medida que se abren las grietas, se activa el refuerzo horizontal y cambia el mecanismo de resistencia al corte en la mampostería. La mayor parte del cortante de la mampostería se

transfiere a través de la zona de compresión de flexión, donde la resistencia al corte local se ve reforzada por los esfuerzos de compresión cada vez mayores, y el resto se transfiere a través del entrelazamiento agregado a través de las grietas. Este mecanismo se degrada a medida que las grietas de flexión y corte se abren más, hasta que la capacidad del muro se reduce a casi solo la del refuerzo horizontal.

La siguiente relación puede servir para la mampostería en el área de la zona de articulación plástica hasta que se pueda obtener un modelo mejorado.

1. Muros de corte convencionales u ordinarios:

$$V_n = V_m + V_s \quad (5.18)$$

2. Muros de corte intermedios:

$$V_n = 0.5 \left(0.083 \left[4 - 1.75 \left(\frac{M_u}{V_u d_v} \right) \right] A_n \sqrt{f'_m} \right) + 0.25P_u + V_{ns} \quad (5.19)$$

3. Muros de corte especiales:

$$V_n = 0.1 \left(0.083 \left[4 - 1.75 \left(\frac{M_u}{V_u d_v} \right) \right] A_n \sqrt{f'_m} \right) + 0.25P_u + V_{ns} \quad (5.20)$$

5.8 Diseño por Flexocompresión

5.8.1 Resistencia nominal a carga axial de mampostería reforzada.

La capacidad de carga de elementos de mampostería no reforzada está limitada por la resistencia de compresión de las unidades de mampostería. Esta limitada capacidad puede ser aumentada proporcionando refuerzo longitudinal para llevar cargas de compresión adicional. La presencia de refuerzo también se suma en el comportamiento dúctil, un requisito importante para el funcionamiento. Los miembros de mampostería reforzada sujetos a carga axial, se comportan diferente cuando su esbeltez incrementa más allá de ciertos límites que se muestran en la Figura 5.6.

En consecuencia, la resistencia a la carga axial se expresa como dos ecuaciones separadas aplicando dos diferentes rangos de relaciones de esbeltez:

1. Para miembros que tienen una relación h/r no mayor de 99:

$$P_n = 0.80[0.80f'_m(A_n - A_{st}) + f_y A_{st}] \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \quad (5.21)$$

2. Para miembros que tienen una relación h/r mayor de 99:

$$P_n = 0.80[0.80f'_m(A_n - A_{st}) + f_y A_{st}] \left(\frac{70r}{h} \right)^2 \quad (5.22)$$

Las ecuaciones anteriores son aplicables a columnas que tienen condiciones de apoyo articulado en ambos extremos, lo que resultaría en deflexión simétrica (curvas elásticas de la columna) sobre la mitad de la columna.

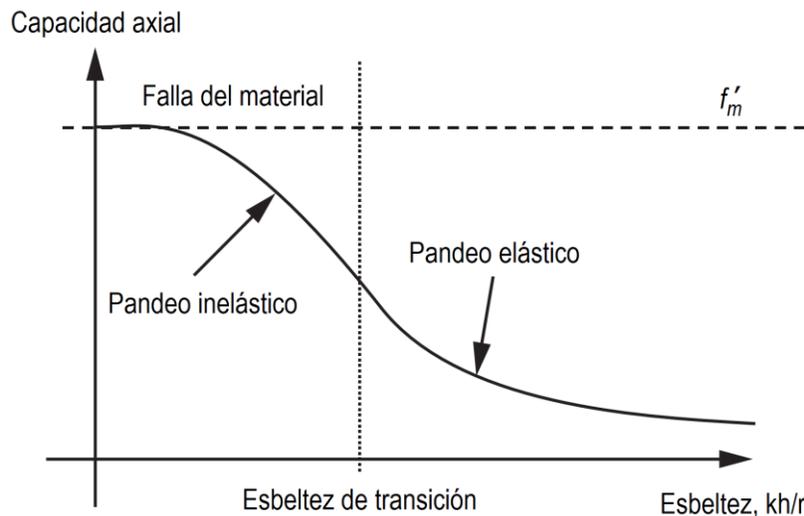


Figura 5.6 Efecto de la esbeltez en la capacidad axial (Richard E. Klingner, 2010)

5.8.1.1 Carga axial máxima para muros con cargas fuera del plano.

Los cálculos de momentos y deflexiones para este tipo de caso se basan en condiciones de soporte simples en la parte superior e inferior. Los procedimientos establecidos se utilizarán cuando el esfuerzo axial mayorado en la sección de momento satisface el requerimiento expresado en la siguiente expresión [Sección 9.3.5.4.2 del Código (TMS 402, 2016)].

$$\left(\frac{P_u}{A_g} \right) \leq 0.20f'_m \quad (5.23)$$

Cuando la relación entre la altura efectiva y el espesor nominal, h/t , excede de 30, el esfuerzo axial no debe exceder $0.05f'_m$. El criterio para limitar la carga vertical en una

sección transversal se incluyó porque el método de diseño de paredes esbeltas se basó en datos de pruebas con cargas típicas de techo.

5.8.1.2 Carga axial máxima para muros con cargas en el plano.

El valor de $P_{nm\acute{a}x}$ es asociado a la provisión de refuerzo máximo permitido y se obtiene utilizando $c = c_{m\acute{a}x}$, según el gradiente de deformación o factor de ductilidad del muro. El valor de $c_{m\acute{a}x}$ se obtiene utilizando la siguiente expresión:

$$c_{m\acute{a}x} = \left(\frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \alpha\varepsilon_y} \right) d \quad (5.24)$$

La carga axial máxima se obtiene al realizar la sumatoria de fuerzas que actúan en el muro según la posición del eje neutro máximo.

$$P_{nm\acute{a}x} = C_m + C_s - T \quad (5.25)$$

5.8.2 Resistencia nominal a carga axial de mampostería confinada.

El muro globalmente debe verificarse para carga axial de compresión con lo estipulado en esta sección. El área de refuerzo a emplearse corresponde al acero longitudinal de columnas de confinamiento. La resistencia nominal a la compresión axial de un muro se calcula mediante la siguiente expresión:

$$P_n = 0.8 \left[0.8f'_m A_n + \sum A_{sc} f_y \right] \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \quad (5.26)$$

5.8.3 Resistencia nominal a flexocompresión.

La Figura 5.7 muestra un muro de cortante sujeto a una deformación unitaria de compresión, ε_{mu} , en la parte superior y una deformación unitaria de tensión la inferior. La fuerza axial y el momento de flexión que causan esta deformación unitaria se calculan de la misma manera que para las columnas de mampostería reforzada. Cada varilla de refuerzo tiene una deformación unitaria diferente, por lo tanto, potencialmente un esfuerzo diferente. Sin embargo, si la deformación unitaria en cualquier varilla es f_y o más, el esfuerzo es f_y . Si la deformación unitaria en una varilla es de compresión, el esfuerzo se puede tomar como cero. Sin embargo, cuando se calcula el refuerzo de

tensión máximo por flexión que se describe, se permite la utilización de la fuerza de compresión en el acero de refuerzo.

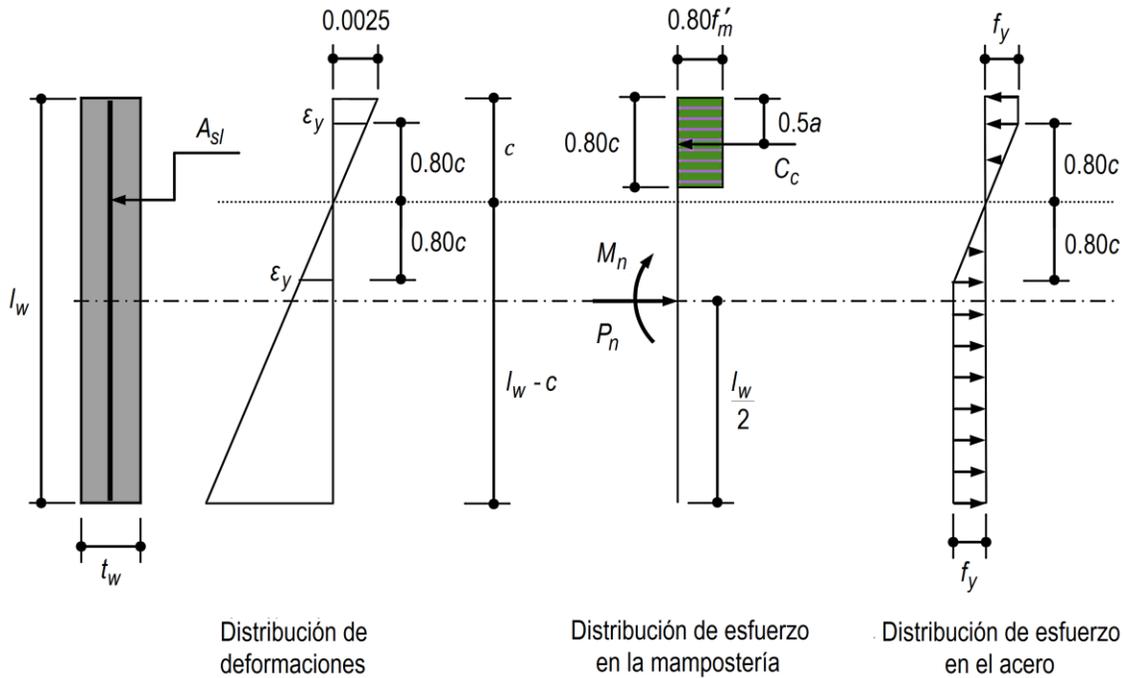


Figura 5.7 Análisis de muro de sección rectangular (Carlos Córdova, 2015)

A partir del diagrama de deformaciones unitarias usando triángulos semejantes, la deformación unitaria en cualquier posición del muro, ϵ_i , puede relacionarse con ϵ_{mu} , c , y la distancia a esa posición desde la fibra de compresión extrema, ϵ_i .

$$\frac{\epsilon_{mu}}{c} = \frac{\epsilon_{tu}}{d_v - c} = \frac{\epsilon_i}{d_i - c} \quad (5.27)$$

El esfuerzo en cada varilla es la deformación unitaria en esa varilla, ϵ_i , multiplicada por E_s , pero no mayor que f_y .

$$T_i = A_{si}f_{si} = A_{si}\epsilon_i E_s = A_{si} \frac{\epsilon_{mu}(d_i - c)}{c} E_s \leq A_{si}f_{si} \quad (5.28)$$

La fuerza de compresión en la mampostería se determina a partir del bloque de esfuerzos de compresión.

$$C_m = 0.80f'_m a t_{wef} = 0.80f'_m (0.80c) t_{wef} = 0.64f'_m c t_{wef} \quad (5.29)$$

La fuerza axial a través del centroide de la pared, P_n , se determina sumando las fuerzas axiales:

$$P_n = C_m - \sum T_i + \sum C_{si} = 0.64f'_m c t_{wef} - \sum A_{si} f_{si} + \sum A'_{si} f_y \quad (5.30)$$

El momento coplanar en el muro se obtiene sumando los momentos de las fuerzas de tensión individuales en las varillas de acero y el momento de la fuerza de compresión con respecto al centro del muro.

$$M_n = C_m \frac{d_v - a}{2} + \sum T_i \left(d_i - \frac{d_v}{2} \right) + \sum C_{si} \left(d_i - \frac{d_v}{2} \right) \quad (5.31)$$

5.8.4 Refuerzo máximo.

En un paso novedoso frente a normas anteriores, el Código (TMS 402, 2016) tiene requisitos sobre límites superiores (*Sección 9.3.3.5*) que pretende asegurar un comportamiento dúctil sobre una gama de cargas axiales. A medida que se incrementa la carga axial compresiva, el porcentaje máximo permisible de refuerzo longitudinal se disminuye. Para cargas axiales mayores a un valor crítico, el porcentaje máximo permisible de refuerzo baja a cero, y el diseño se hace imposible sin ampliar el área en sección del elemento.

5.8.4.1 Para muros con cargas fuera del plano.

Para los miembros de mampostería donde $M_u / (V_u d_v) \geq 1$ el refuerzo máximo se determina considerando la distribución de deformación prescrita y utilizando la estática para sumar las fuerzas axiales [*Sección 9.3.3.5.1 del Código (TMS 402, 2016)*]:

1. Para un miembro completamente lleno con refuerzo de tensión concentrado, el refuerzo máximo es:

$$\rho_{m\acute{a}x} = \frac{0.64f'_m \left(\frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \alpha\varepsilon_y} \right) - \frac{P_u}{\phi b d}}{f_y} \quad (5.32)$$

2. Si hay un refuerzo de compresión concentrado con un área igual al de tensión, el refuerzo máximo es:

$$\rho_{m\acute{a}x} = \frac{0.64f'_m \left(\frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \alpha\varepsilon_y} \right) - \frac{P_u}{\phi b d}}{f_y - \min \left\{ \varepsilon_{mu} - \frac{d'}{d} (\varepsilon_{mu} + \alpha\varepsilon_y); \varepsilon_y \right\} E_s} \quad (5.33)$$

3. Para secciones transversales parcialmente llenas sometidas a cargas fuera del plano, el refuerzo máximo se determina con base en el miembro completamente lleno con tensi3n solo en un refuerzo, siempre que el eje neutro est3 en el patín. Si el eje neutro est en el alma, el refuerzo máximo se determina como:

$$\rho_{m\acute{a}x} = \frac{0.64f'_m \left(\frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \alpha\varepsilon_y} \right) \left(\frac{b_w}{d} \right) + 0.8f'_m t_{fs} \left(\frac{b - b_w}{bd} \right) - \frac{P_u}{\phi b d}}{f_y} \quad (5.34)$$

La condici3n crítica para muros con una sola capa de refuerzo cargados fuera del plano se muestra en la Figura 5.8.

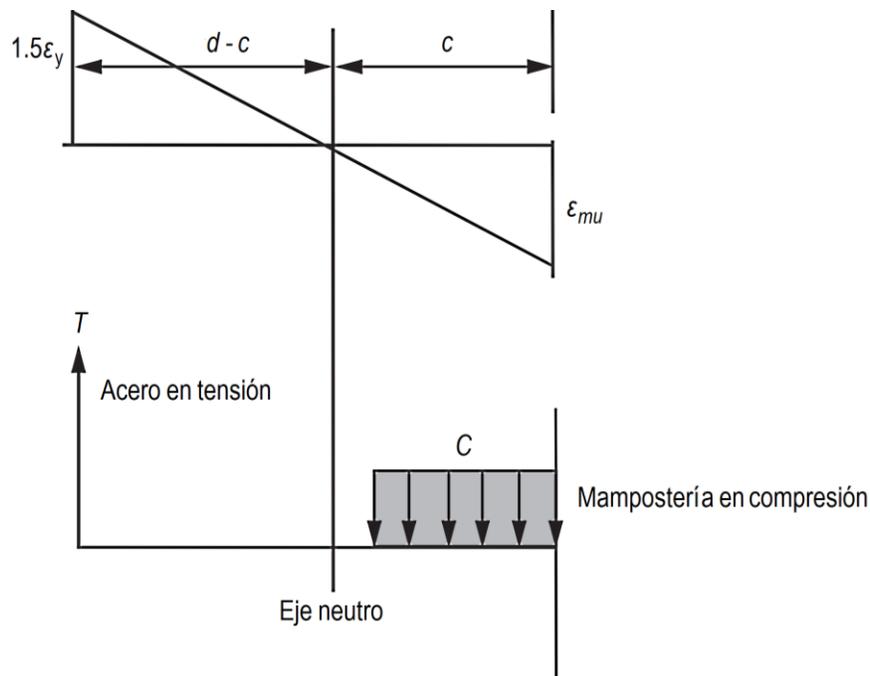


Figura 5.8 Condici3n crítica de deformaci3n en un muro sujeto a cargas fuera del plano (Richard E. Klingner, 2010)

El refuerzo longitudinal en miembros sometidos a flexi3n está limitado a la cantidad máxima para asegurar que la deformaci3n de compresi3n de la mampostería no excederá el valor último.

5.8.4.2 Para muros con cargas en el plano.

Los diversos límites de refuerzo estipulados en las Secciones 9.3.3.5.1 a 9.3.3.5.4 del Código (TMS 402, 2016) están directamente relacionados con los respectivos niveles de ductilidad respectivos esperados de muros ordinarios, intermedios y especiales. Esto se logra especificando la deformación mínima de tensión que debe ser desarrollada en la fibra extrema del refuerzo a la tracción en la capacidad de momento nominal de la pared, y de ese modo para garantizar que la sección del muro pueda alcanzar un mínimo gradiente de deformación. La condición crítica para muros cargados en el plano se muestra en la Figura 5.9.

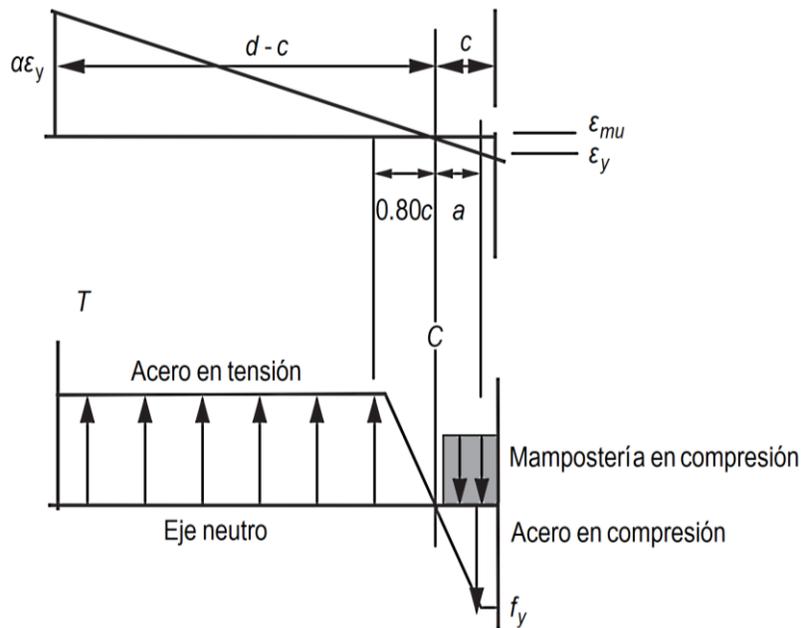


Figura 5.9 Condición crítica de deformación en un muro sujeto a cargas en el plano (Richard E. Klingner, 2010)

Las ecuaciones en el Comentario 9.3.3.5 del Código (TMS 402, 2016) proporcionan límites de refuerzo similares para los muros sometidos a carga en el plano con el refuerzo distribuido y $\alpha = 4$ (mínimo requerido para muros especiales):

1. Para un muro de corte sometido a cargas en el plano con un área de refuerzo distribuido uniformemente, el refuerzo máximo es:

$$\rho_{m\acute{a}x} = \frac{0.64f'_m \left(\frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \alpha\varepsilon_y} \right) - \frac{P_u}{\phi b d_v}}{f_y \left(\frac{\alpha\varepsilon_y - \varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \alpha\varepsilon_y} \right)} \quad (5.35)$$

2. Para secciones transversales parcialmente llenas sometidas a cargas fuera del plano, el refuerzo máximo se determina con base en el miembro completamente lleno con tensi3n solo en un refuerzo, siempre que el eje neutral est3 en el patín. Si el eje neutro est en el alma, el refuerzo máximo se determina como:

$$A_{sm\acute{a}x} = \frac{0.64f'_m \left(\frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \alpha\varepsilon_y} \right) \left(\frac{b_w}{d} \right) + 0.8f'_m t_{fs} \left(\frac{b - b_w}{bd} \right) - \frac{P_u}{\phi b d}}{f_y} \quad (5.36)$$

Sin embargo, si un muro tambi3n est diseñado para resistir las cargas fuera del plano, que es el caso habitual, el porcentaje máximo de refuerzo para la condici3n de fuera de plano puede ser el caso más limitante.

5.9 Diseño de Elementos de Borde

Cuando las cargas laterales por sismos o vientos actúan sobre los muros estructurales generan un comportamiento análogo a una viga en voladizo, en la base donde fueron aplicadas las cargas se presentan esfuerzos de tracci3n y en el lado opuesto esfuerzos de compresi3n. Adicionalmente, estn sometidos a cargas gravitacionales, lo que podría originar pandeo en el elemento debido a su bajo espesor en la secci3n transversal. Por lo tanto, es necesario en algunas ocasiones, incluir dentro del muro elementos rigidizantes en sus extremos, para así evitar el pandeo y darle un comportamiento más dúctil ante cualquier soliciaci3n actuante.

Los elementos de borde en muros estructurales especiales deben ser utilizados en los extremos y alrededor de las aberturas cuando se espera una incursi3n en el rango inelástico y su diseño debe ser realizado considerando cualquiera de los dos m3todos que presenta el C3digo (TMS 402, 2016) en sus Secciones 9.3.6.6.3 o 9.3.6.6.4.

5.9.1 Verificar si los elementos de borde son requeridos.

Los elementos especiales de borde no son necesarios en muros de corte cuando se cumplen las siguientes condiciones [Secci3n 9.3.6.6.1 del C3digo (TMS 402, 2016)]:

1. $P_u \leq 0.10A_g f'_m$ para muros con sección geométrica simétrica.
 $P_u \leq 0.05A_g f'_m$ para muros con sección geométrica no simétrica.
2. $M_u/V_u d_v \leq 1$.
3. $V_u \leq 3A_{nv} \sqrt{f'_m}$ y $M_u/V_u d_v \leq 3$.

5.9.2 Detalle de elementos de borde con base a deformaciones.

La Sección 9.3.6.6.3 del Código (TMS 402, 2016) se aplica a muros que son continuos desde su base hasta la parte superior y que son diseñados para tener una sola sección crítica para cargas axiales y momentos a nivel de sus bases. Las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos especiales de borde en los lugares donde:

$$c \geq \frac{L_w}{600 * \left(\frac{1.5\delta_u}{H_w} \right)} \quad (5.37)$$

La profundidad del eje neutro c , corresponde al desarrollo de la resistencia nominal a flexión del muro cuando se desplaza en la misma dirección que δ_u . La carga axial corresponde a la carga axial mayorada que es consistente con la combinación de carga de diseño que produce el desplazamiento de diseño δ_u .

Este procedimiento se basa en la demanda de deformación por compresión (Figura 5.10) en los extremos del muro cuando éste es deformado bajo el desplazamiento máximo del nivel esperado causado por el movimiento del suelo correspondiente al sismo de diseño.

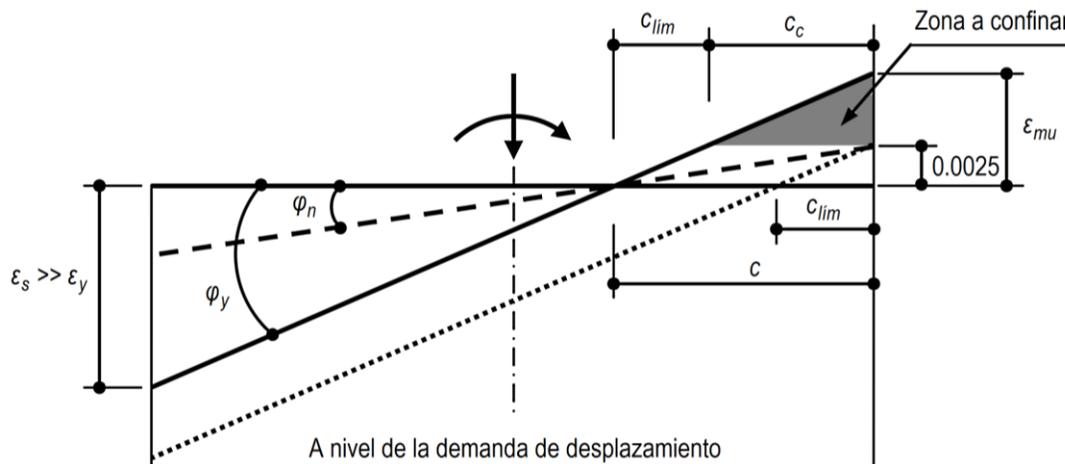


Figura 5.10 Determinación de la zona a confinar con base a la deformación última (Carlos Córdova, 2015)

En las zonas donde se requieran elementos especiales de borde, de acuerdo al procedimiento de deformaciones, el confinamiento del elemento debe extenderse verticalmente desde la sección crítica una distancia no menor a la mayor entre L_w o $M_u/4V_u$ [Sección 9.3.6.6.3(b) del Código (TMS 402, 2016)].

5.9.3 Detalle de elementos de borde con base a esfuerzos.

Cuando los muros estructurales no son diseñados de acuerdo a la Sección 9.3.6.6.3 del Código (TMS 402, 2016), la Sección 9.3.6.6.4 del mismo Código indica que los muros deben tener elementos de borde especiales en los extremos y alrededor de las aberturas de los muros estructurales cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas mayoradas incluyendo los efectos sísmicos, sobrepase $0.2f'_m$. Los elementos de borde especiales pueden ser discontinuados donde el esfuerzo de compresión sea menor que $0.15f'_m$. Los esfuerzos deben calcularse para las fuerzas mayoradas usando un modelo lineal elástico y las propiedades de la sección bruta.

$$f_m = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u y}{I} \quad (5.38)$$

5.10 Diseño por Deslizamiento de Cortante

La falla de corte deslizante puede ocurrir en paredes de corte y de flexión; sin embargo, es mucho más común en paredes de corte que tienen resistencia alta de corte. La resistencia al corte deslizante generalmente se verifica en la interfaz entre la base y la pared (junta de construcción), pero también puede ser necesario verificarla en otras secciones, (especialmente partes superiores de las paredes de flexión de varios pisos).

Cuando comienza el deslizamiento, los granos de arena en el mortero tienden a desplazarse hacia arriba y sobre las partículas vecinas, haciendo que el mortero se expanda en la dirección vertical. Esto crea tensión (y finalmente cede) en la interfaz de las barras de refuerzo verticales. Como resultado, se forma una fuerza de sujeción entre el soporte y la pared, normalmente se toma igual a $\phi A_s f_y$ (Figura 5.11).

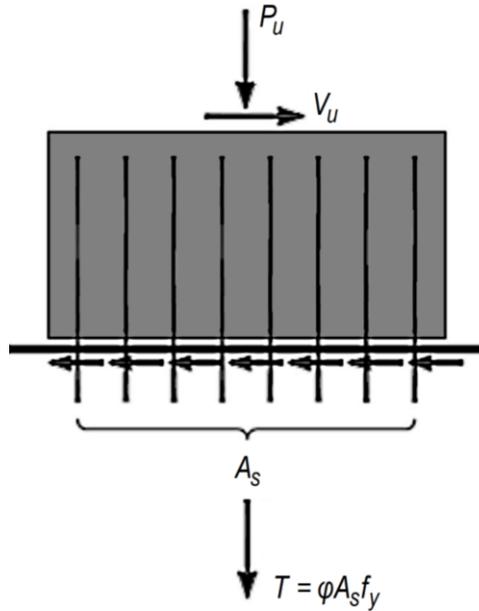


Figura 5.11 Resistencia al deslizamiento por corte en plano (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018)

La resistencia a la fricción por corte se aplicará a la transferencia por corte a través de la interfaz horizontal y se aborda en la *Sección 9.3.6.5 del Código (TMS 402, 2016)*. La resistencia nominal a la fricción por corte se determinará de la siguiente manera:

Cuando: $M_u / (V_u d_v) \leq 0.5$

$$V_{nf} = \mu (A_{sp} f_y + P_u) \leq 0 \quad (5.39)$$

A menos que se disponga de datos específicos del caso, el coeficiente de fricción puede tomarse como 0.65.

Cuando: $M_u / (V_u d_v) \geq 1.0$

$$V_{nf} = 0.42 f'_m A_{nc} \quad (5.40)$$

5.11 Diseño de Anclaje en Mampostería Reforzada

La determinación de la resistencia nominal de los pernos de anclaje embebidos en el concreto líquido está basada en el modo de falla. Los resultados de las pruebas en los pernos de anclaje en tensión han mostrado que los anclajes fallan por extracción de una sección de forma cónica de la mampostería, o por falla del propio anclaje. El cono se

origina en el punto de soporte del empotramiento y se irradia a 45° en la dirección de la tracción.

Cada modo de falla se designa como un estado limite. Por lo tanto, el anclaje en la mampostería se basa en la filosofía de estados límites de diseño. Los estados límites y expresiones que rigen la resistencia nominal de los pernos de anclaje correspondientes a ellos se especifican en la *Sección 9.1.6.2 del Código* (TMS 402, 2016). Diferentes estados límites se describen como sigue:

1. Pernos de anclaje de cabeza y de varilla doblada (J- o L-pernos):
 - a. Estado límite de ruptura de la mampostería.
 - b. Estado límite de aplastamiento de la mampostería.
 - c. Fluencia de tensión del acero del perno.
2. Pernos de cabeza y varilla dobladas (J- o L-pernos) en cortante:
 - a. Estado límite de ruptura de la mampostería.
 - b. Estado límite del aplastamiento de la mampostería.
 - c. Estado límite de desprendimiento del perno
 - d. Estado límite de fluencia de cortante del acero.

5.11.1 Resistencia de pernos con cabeza y varilla doblada cargados en tensión.

Dos estados limites (ruptura de la mampostería y fluencia de tensión del acero del perno) son considerados para determinar la resistencia nominal a tensión axial de los pernos con cabeza; el menor valor de la fuerza requerida para alcanzar cualquiera de estos dos estados limites es tomado como la resistencia nominal axial del perno de anclaje.

5.11.1.1 Estado límite del cono de ruptura de la mampostería.

El estado límite de ruptura de la mampostería asume que la falla se manifiesta en la ruptura del cono circular recto como un resultado de la fuerza de tensión en el perno. El área expuesta del cono de ruptura de la mampostería, A_{pt} , se calcula como:

$$A_{pt} = \pi l_b^2 \quad (5.41)$$

Cuando la distancia al borde, l_{be} , es menor que la longitud efectiva de empotramiento, l_b , el cono completo de ruptura de radio l_b no puede desarrollarse; por lo tanto, un menor radio, l_{be} , debe ser usado para calcular el área proyectada del cono de ruptura.

En tales casos, la distancia real del borde al perno, l_{be} , debe ser usado en lugar de l_b en Ecuación (5.41), porque el radio de cono circular recto no puede exceder l_{be} :

$$A_{pt} = \pi l_{be}^2 \quad (5.42)$$

En la Ecuación (5.42), A_{pt} es el área proyectada en la superficie de la mampostería de un cono circular recto (Figura 5.12) que es asumido para de forma independiente, es decir, sin la superposición de los conos de ruptura de mampostería de los pernos adyacentes.

Si las áreas proyectadas de los dos conos de ruptura de mampostería se superponen como resultado de una menor separación s entre los pernos adyacentes tales que $s < 2l_b$ como los muestra la Figura 5.12, después el área proyectada, A_{pt} , de cada cono de extracción es reducido a la mitad de la zona de superposición.

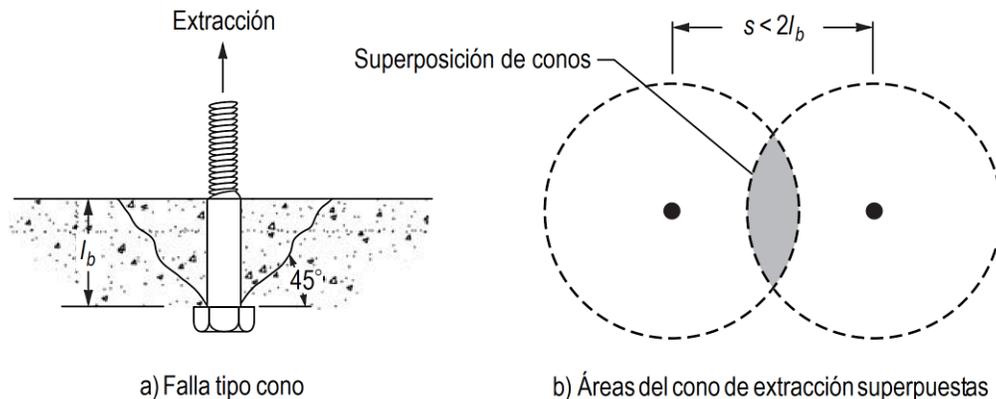


Figura 5.12 Cono de ruptura y traslape de áreas (Narendra Taly, 2010)

El área proyectada efectiva (o ajustada), A'_{pt} , es dada por Ecuación (5.43):

$$A'_{pt} = \pi l_b^2 - \frac{1}{2} l_b^2 (\theta - \sin\theta) \quad (5.43)$$

Donde el ángulo θ (radianes) es dado por:

$$\theta = 2 \cos^{-1} \left(\frac{s}{2l_b} \right) \quad (5.44)$$

La resistencia nominal de perno de anclaje con cabeza basado en el estado límite de la ruptura de la mampostería, B_{anb} , depende de área proyectada del cono de ruptura de la mampostería y de esfuerzo de compresión de la mampostería, y es determinado de Ecuación (5.45):

$$B_{anb} = 4A_{pt}\sqrt{f'_m} \quad (5.45)$$

5.11.1.2 Resistencia nominal axial basado en el estado límite por extracción

La resistencia nominal axial de pernos con gancho basado en el estado límite por extracción del perno, B_{anp} , se determina de:

$$B_{anp} = 1.5f'_m e_b d_b + [300\pi(l_b + e_b + d_b)d_b] \quad (5.46)$$

5.11.1.3 Estado límite de fluencia de tensión del acero del perno.

La resistencia nominal a tensión axial de un perno con cabeza, B_{ans} , basado en el estado límite de fluencia de tensión del acero del perno, depende de la fluencia del acero del perno y del área de sección transversal del perno, y es determinado de la Ecuación (5.47). Con la suposición que las roscas del perno se encuentran en el plano de corte, se deduce:

$$B_{ans} = A_b f_y \quad (5.47)$$

5.11.2 Resistencia nominal a corte de pernos con cabeza y gancho en cortante.

La resistencia nominal a cortante de pernos de anclaje con cabeza o gancho, B_{vn} , es tomado como le menor valor de las resistencias por cortante correspondiente a los siguientes estados límites:

1. Estado límite de ruptura de la mampostería.
2. Estado límite de aplastamiento de la mampostería.
3. Estado límite por desprendimiento del perno y límite de fluencia en cortante del acero.

5.11.2.1 Resistencia nominal a corte basado en el estado límite de ruptura.

La resistencia nominal de un perno de anclaje gobernado por el estado límite de ruptura de la mampostería se determina de:

$$B_{vnb} = 4A_{pv}\sqrt{f'_m} \quad (5.48)$$

Donde A_{pv} , es la mitad del área proyectada del cono circular recto usado para calcular la capacidad de ruptura por cortante de un perno de anclaje, y es dado por:

$$A_{pv} = \frac{1}{2}\pi l_{be}^2 \quad (5.49)$$

Donde l_{be} , distancia al borde del perno, medido en la dirección de la carga, desde el borde de la mampostería hacia el centro de la sección transversal del perno. A_{pv} es igual a la mitad del área de cono de dirigida hacia el borde libre.

5.11.2.2 Resistencia nominal a corte basado en el estado límite de aplastamiento.

La resistencia nominal a cortante correspondiente al estado límite de aplastamiento de la mampostería, B_{vnc} , se determina de la Ecuación (5.50):

$$B_{vnc} = 1050(f'_m A_b)^{0.25} \quad (5.50)$$

5.11.2.3 Resistencia nominal a corte basado en el estado límite por desprendimiento del perno de anclaje.

La resistencia nominal a cortante de un perno de anclaje correspondiente al estado límite de desprendimiento, B_{vpry} , se determina como:

$$B_{vpry} = 2B_{anb} \quad (5.51)$$

5.11.2.4 Resistencia a corte basado en el estado límite de fluencia de corte.

La resistencia nominal a cortante de un perno gobernado por el estado límite de fluencia del acero del perno es determinado en la siguiente expresión:

$$B_{vns} = 0.6A_b f_y \quad (5.52)$$

5.11.3 Pernos con cabeza y gancho en combinación de tensión axial y cortante.

En ciertas situaciones, los pernos de anclaje están cargados en combinación de tensión axial y cortante. Ejemplos típicos son los diafragmas de techo y piso, que transfieren cargas gravitacionales y laterales a los muros de apoyo. Basado en pruebas, las cargas permisibles en tales pernos pueden ser determinado de la relación de interacción expresado en la *Sección 9.1.6.3.3 del Código* (TMS 402, 2016):

$$\left(\frac{b_{af}}{\phi B_{an}}\right)^{5/3} + \left(\frac{b_{vf}}{\phi B_{vn}}\right)^{5/3} \leq 1.0 \quad (5.53)$$

Las cantidades ϕB_{an} y ϕB_{vn} son los valores que gobiernan la resistencia de diseño en tensión axial y cortante, respectivamente, como se definió anteriormente.

5.12 Diseño de muros diafragmas (relleno de mampostería)

5.12.1 Diseño en el plano.

El diseño en el plano se basa en un modelo de marco reforzado, con el relleno de mampostería que sirve como un puntal equivalente. El ancho del puntal equivalente se determina utilizando las ecuaciones B-1 y B-2a del *Código* (TMS 402, 2016) para mampostería de concreto:

$$w_{inf} = \frac{0.3}{\lambda_{strut} \cos \theta_{strut}} \quad (5.54)$$

El parámetro de rigidez característica, λ_{puntal} , es una medida de la rigidez relativa del marco delimitador y el relleno de mampostería y se calcula como se describe a continuación:

$$\lambda_{puntal} = \sqrt[4]{\frac{E_m t_{net\ inf} \sin 2\theta_{strut}}{4E_{bc} I_{bc} h_{inf}}} \quad (5.55)$$

La rigidez del marco arriostrado equivalente se determina mediante un análisis simple del marco arriostrado donde la rigidez se basa en el acortamiento elástico del puntal diagonal. El área del puntal se toma como el ancho del puntal multiplicado por el grosor neto de la mampostería:

$$K_{eff} = \frac{AE \cos \theta^2}{d} \quad (5.56)$$

La Sección B.3.4.3 del *Código* (TMS 402, 2016) establece que la resistencia nominal al cortante del relleno será la menor de la Ecuación B-3, la componente horizontal de la fuerza en el puntal equivalente a un desplazamiento horizontal de la estantería de 25 mm, o la menor resistencia nominal al cortante de *Código* (TMS 402, 2016), *Sección 9.2.6.1* calculada a lo largo de una junta del lecho.

$$a) \quad (150 \text{ mm})t_{net inf} f'_m \quad (5.57)$$

$$b) \quad (25 \text{ mm})K_{eff} \quad (5.58)$$

$$c) \quad \frac{V_n}{1.5} \quad (5.59)$$

5.12.2 Diseño fuera del plano.

El diseño fuera del plano de los muros diafragmas participantes se basa en el arqueamiento del relleno dentro del marco. A medida que se aplican fuerzas fuera del plano a la superficie del relleno, se desarrolla un arco bidireccional, siempre que el relleno se construya ajustado al marco delimitador. La ecuación del código modela esta acción de arco bidireccional.

El espesor máximo permitido para el cálculo de la capacidad fuera del plano es un octavo de la altura del relleno. Los espacios entre el marco delimitador en los lados o en la parte superior del relleno reducen el mecanismo de arco a un arco unidireccional y son considerados por las ecuaciones del código. Los miembros del marco delimitador que tienen diferentes propiedades de sección transversal se contabilizan promediando sus propiedades para su uso en las ecuaciones de código.

La capacidad nominal de flexión fuera del plano para resistir fuerzas fuera del plano del muro diafragma por unidad de área se determina de acuerdo con la siguiente Ecuación:

$$q_{inf} = 729000(f'_m)^{0.75} t_{inf}^2 \left(\frac{\alpha_{arco}}{l_{inf}^{2.5}} \right) + \left(\frac{\beta_{arco}}{h_{inf}^{2.5}} \right) \quad (5.60)$$

Donde:

$$\alpha_{arco} = \frac{1}{h_{inf}} (E_{bc} I_{bc} h_{inf}^2)^{0.25} < 50 \quad (5.61)$$

$$\beta_{arco} = \frac{1}{l_{inf}} (E_{bc} I_{bc} h_{inf}^2)^{0.25} < 50 \quad (5.62)$$

CAPÍTULO 6

Procedimientos de Diseño

6. Capítulo VI: Procedimientos de Diseño

6.1 Introducción

La norma mínima de mampostería (MP-001, 2017) carece de un procedimiento de diseño para cada miembro de una estructura de mampostería. Los libros de mampostería contienen, con ciertas limitaciones, algún procedimiento de diseño de los miembros de mampostería, sin embargo, muchos de estos libros no son conocidos, además en la literatura predomina el idioma inglés; lo que hace muy compleja su comprensión para la mayoría de hablantes hispana.

Además, se considera de vital importancia brindar una guía de diseño para diseñadores, docentes y estudiantes de estructuras de mampostería reforzada y confinada. Por ello, en el presente capítulo se desarrolla un procedimiento de diseño para cada miembro de mampostería reforzada y confinada implementado en el MADS 2019.

6.2 Procedimientos de Diseño a Flexión

El diseño de la viga es esencialmente un problema de prueba y error. El proceso de diseño comienza con cierta información facilitada, en mampostería reforzada, la anchura de la viga b se conoce por lo general debido a que la viga generalmente es parte de una pared de mampostería.

En los casos que se desconozca la profundidad de la viga (como suele ser el caso en el diseño), es necesario suponer la profundidad nominal (h) de la viga de prueba, estimar su peso y proceder con el diseño. Una vez elegida la profundidad nominal de prueba, el siguiente paso es seleccionar la profundidad de diseño d de la viga (la distancia desde las fibras extremas de compresión hasta el centroide de refuerzo de tensión).

6.2.1 Vigas simplemente reforzadas.

Para el diseño de vigas simplemente reforzadas se describen los pasos a continuación:

1. Seleccionar una cuantía de diseño para un miembro con acero de tensión para diseño sísmico se suele usar el 50% de la cuantía balanceada.

$$\rho_b = 0.5\rho_b = 0.5 \left(\frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + f_y} \right) \left(\frac{0.64f'_m}{f_y} \right) \quad (6.1)$$

2. Comprobar si el peralte de diseño es mayor que el requerido por flexión: El peralte de diseño tiene que ser el adecuado según la cuantía de diseño usada:

a. Relación de refuerzo mecánico:

$$\omega = \frac{\rho f_y}{f'_m} \quad (6.2)$$

b. Factor de resistencia a la flexión:

$$k_n = f'_m \omega (1 - 0.625\omega) \quad (6.3)$$

c. Peralte requerido por flexión:

$$d_{req} = \sqrt{\frac{M_u}{\phi K_n b}} \quad (6.4)$$

3. Comprobación por corte: Una práctica común de ingeniería es establecer una profundidad de dintel que puede resistir todo el cortante en el dintel sin refuerzo de corte. La resistencia nominal al corte de una viga transversalmente cargada sin ningún refuerzo de corte:

$$d_{req} = \frac{V_u}{0.187b\sqrt{f'_m}} \quad (6.5)$$

Gobierna el mayor y se tiene que cumplir que: $d_v \geq d_{req}$.

4. Calcular el área de acero de tensión requerida: Si el área requerida es mayor a la proporcionada por la cuantía de diseño se debe proceder a diseñar la viga como doblemente reforzada o cambiar parámetros de diseño como aumentar las dimensiones de la viga (en este caso la altura) y/o aumentar la resistencia a la compresión (f'_m).

a. Suponer que:

$$d - \frac{a}{2} \approx 0.95d \quad (6.6)$$

- b. Calcular el área requerida a flexión: Si el área de acero requerida es menor que la mínima, se debe usar la última para asegurar un comportamiento dúctil.

$$A_s = \frac{M_u}{f_y(0.95d)} \quad (6.7)$$

5. Seleccionar el refuerzo de tensión y comprobar que es mayor que el área requerida.

6. Calcular el momento resistente:

- a. Profundidad del eje neutro:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.64 f'_m b} \quad (6.8)$$

- b. Momento resistente de la viga:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (6.9)$$

7. Este es un paso muy importante en el diseño, ya que, si el acero de tensión no cede plásticamente, los supuestos de diseño no son aplicables.

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{mu} \left(\frac{d - c}{c} \right) \rightarrow \varepsilon_s \geq 1.5 \varepsilon_y \quad (6.10)$$

8. Verificar el área de acero mínima de tensión.

$$A_{smin} = Máx \left[0.3284 \left(\frac{f_r}{f_y} \right) b d_v; \right] \quad (6.11)$$

9. Verificar el área de acero máxima de tensión ($A_{smáx} \leq A_s$):

$$A_{smáx} = 0.75 \rho_b b d_v \quad (6.12)$$

6.2.2 Vigas doblemente reforzadas.

Para el diseño de vigas doblemente reforzadas se describen los pasos a continuación:

1. Calcular el momento nominal que debe resistir la viga, para poder vencer la demanda de momento, M_n se calcula por:

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \quad (6.13)$$

2. Seleccionar una cuantía de diseño para un miembro con acero de tensión solamente y calcular el área de acero; para diseño sismo se suele usar el 50% de la cuantía balanceada.

$$A_{s1} = 0.5\rho_b b d_v = 0.5 \left(\frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + f_y} \right) \left(\frac{0.64 f'_m}{f_y} \right) b d_v \quad (6.14)$$

4. Comprobar si el peralte de diseño es mayor que el requerido por flexión y por cortante según el procedimiento de la sección anterior.
5. El momento nominal o capacidad de momento del sistema de acoplamiento de fuerza de mampostería y acero (basado en la cuantía de diseño $\rho_{dis} = 0.5\rho_b$) se determina como sigue:

- a. Profundidad del eje neutro:

$$a_1 = \frac{A_{s1} f_y}{0.80 f'_m b} \quad (6.15)$$

- b. Capacidad de momento del sistema de acoplamiento de fuerza de mampostería y acero:

$$M_1 = A_{s1} f_y \left(d - \frac{a_1}{2} \right) \quad (6.16)$$

6. La diferencia entre la capacidad de momento del sistema de acoplamiento mampostería-acero y el momento nominal que debe resistir la viga obtenemos la capacidad de momento del acoplamiento de acero de compresión-tensión, para este momento hay que calcular el área de acero de tensión adicional para equilibrar el sistema.

- a. Capacidad de momento del acoplamiento de acero de compresión-tensión:

$$M_2 = M_n - M_1 \quad (6.17)$$

- b. Área de acero de tensión adicional: El área total de tensión es la suma de

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}.$$

$$A_{s2} = \frac{T_2}{f_y} = \frac{M_2}{(d - d')f_y} \quad (6.18)$$

7. Seleccionar el refuerzo de tensión y comprobar que es mayor que el área requerida.

8. Verificar el área de acero máxima de tensión ($A_{smáx} \leq A_s$):

9. Calcular el área de acero de compresión:

a. Profundidad del eje neutro:

$$c_1 = \frac{a_1}{0.80} \quad (6.19)$$

b. Deformación del acero de compresión:

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{mu} \left(\frac{c - d'}{c} \right) \quad (6.20)$$

c. Resistencia a la fluencia:

$$\text{Si } \varepsilon'_s \leq \varepsilon_y \left(\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \right) \Rightarrow f'_s = f_y \quad (6.21)$$

$$f'_s = \varepsilon'_s E_s$$

d. Acero de compresión:

$$A'_s = \frac{M_2}{(d - d')f'_s} \quad (6.22)$$

10. Seleccionar el refuerzo de compresión y comprobar que es mayor que el área requerida.

11. Calcular la resistencia nominal de la viga doblemente reforzada.

a. Calcular la distancia del eje neutro: Usando la siguiente ecuación podemos calcular c :

$$(0.64f'_m b)c^2 + (A'_s \varepsilon_m E_s - A_s f_y)c - A'_s \varepsilon_m E_s d' = 0 \quad (6.23)$$

b. Esta ecuación es de la forma: $Ax^2 + Bx + C = 0$, por lo tanto, se puede usar la ecuación cuadrática para calcular la distancia del eje neutro.

$$c = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (6.24)$$

- c. Verificar si el acero de tensión y compresión ha cedido plásticamente: Este es un paso muy importante en el diseño, ya que, si el acero de tensión no cede plásticamente, los supuestos de diseño no son aplicables, además hay que calcular la nueva resistencia a la fluencia del acero de compresión con la deformación calculada en caso de que $\varepsilon'_s \leq \varepsilon_y$. La deformación del acero de compresión se determina como:

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{mu} \left(\frac{c - d'}{c} \right) \varepsilon_s \geq \varepsilon_y \quad (6.25)$$

- d. Resistencia nominal de la viga doblemente reforzada: Para este paso calculamos la profundidad del bloque de compresión.

$$\phi M_n = \phi \left[A_{s1} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d') \right] \quad (6.26)$$

6.3 Procedimiento de Diseño por Deflexión

Para el diseño de por deflexión de vigas se describen los pasos a continuación:

1. Verificar la longitud límite del claro: Es un paso importante en el diseño, ya que de este depende si se realiza el diseño por deflexión o no. El código limita las deflexiones a $L/600$, pero esto se puede omitir si la longitud del claro no excede 8 veces la profundidad de la viga ($8d_v$).
2. Momento de inercia efectivo: Primero hay que calcular las variables.
 - a) Momento nominal de agrietamiento:

$$M_{cr} = S_n f_r \quad (6.27)$$

- b) Momento de inercia de la sección agrietada: Este cálculo depende del tipo de viga.

Viga simplemente reforzada:

$$I_{cr} = nA_s(d - c)^2 + \frac{bc^3}{3} \quad (6.28)$$

Viga doblemente reforzada:

$$I_{cr} = nA_s(d - c)^2 + (n - 1)A'_s(c - d')^2 + \frac{bc^3}{3} \quad (6.29)$$

c) Momento de inercia efectivo:

$$I_{eff} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_n + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \leq I_n \quad (6.30)$$

3. Verificar la deflexión:

a) Deflexión máxima permitida: El código impone un límite de $\Delta_{m\acute{a}x} = L/600$. Su la deflexión actuante es mayor que este límite, se debe aumentar las dimensiones de la sección.

a) Deflexión actuante para una viga simple:

$$\Delta_{act} = \frac{5ML^2}{48E_m I_e} \quad (6.31)$$

Si la deflexión actuante es mayor que la máxima es necesario aumentar las dimensiones de la viga o la resistencia a la compresión.

6.4 Procedimiento de Diseño por Corte

1. Relación entre el esfuerzo cortante y la profundidad (parámetro adimensional, no necesita ser mayor que la unidad) $M_u/V_u d_v$. Este valor depende del tipo de diseño que se realice, en muros de corte especiales en zona de articulación plástica, la siguiente ecuación se modifica con los parámetros abarcados en la sección.

$$\phi V_{nm} = 0.083\phi \left[4 - 1.75 \left(\frac{M_u}{V_u d_v}\right)\right] A_n \sqrt{f'_m} + P_u \quad (6.32)$$

2. La resistencia al cortante requerido para ser proporcionado por el refuerzo de corte (en muros sometidos a flexocompresión en el plano no se considera la influencia del refuerzo por corte):

$$V_{ns} = \frac{V_u - \phi V_{nm}}{\phi} \quad (6.33)$$

3. Determinar un A_v para una separación de refuerzo de corte elegido: La separación debe cumplir con los requerimientos de separación máxima (los cuales se abordaron en el Capítulo 4, dependiendo del tipo de elemento que se diseñe.

$$A_v = \frac{2V_{ns}(s)}{f_y d} \quad (6.34)$$

4. Verificar las disposiciones sobre el área mínima y máxima.
5. Cortante resistente total: No debe exceder el cortante resistente máximo estipulado en la sección (si el cortante actuante excede el máximo, el diseño se considera inviable), se debe elegir el menor para el diseño.

6.5 Diagrama de Interacción para Columnas, Pilastras y Muros

6.5.1 Área de acero requerido.

Primero se debe conocer la cantidad de refuerzo necesario para vencer las sollicitaciones a flexocompresión y se puede calcular como sigue:

$$c = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \left[P_u \left(d - \frac{L_w}{2} \right) + M_u \right]}{\phi (0.8 f'_m b)}}}{0.80} \quad (6.35)$$

La profundidad del eje neutro en condición balanceada:

$$c_{bal} = \left(\frac{0.0025}{0.0025 + \frac{f_y}{E_s}} \right) d \quad (6.36)$$

La cantidad de acero requerida depende de la de la profundidad del eje neutro producido por las cargas actuantes con respecto a la condición balanceada.

1. Si $c \geq c_{bal}$, controla la compresión del acero:

$$A_{st-req} = \frac{0.8f'_m ba - \frac{P_u}{\phi}}{0.0025E_s \left(\frac{d-c}{c}\right)} \quad (6.37)$$

2. Si $c < c_{bal}$, controla la tensión del acero:

$$A_{st-req} = \frac{0.8f'_m ba - \frac{P_u}{\phi}}{f_y} \quad (6.38)$$

6.5.2 Puntos del diagrama.

La generación de varios puntos para la curva de interacción toma demasiado tiempo, lo que hace el procedimiento más adecuado para una computadora. Sin embargo, un simple diagrama de interacción puede ser dibujado si al menos los valores de los siguientes cuatro puntos pueden ser determinados:

1. Esfuerzo axial nominal, P_n (caso de compresión pura, no se presenta momento).
2. Momento nominal, M_n (caso de flexión pura), no se presenta carga axial).
3. La condición balanceada (cuando la deformación en compresión es la fibra extrema de la mampostería es igual ϵ_m (0.0025 para mampostería de concreto y 0.0035 para mampostería de arcilla) y la deformación de fluencia en la tensión del refuerzo se alcanza simultáneamente).
4. Tensión pura.

6.5.2.1 Esfuerzo axial nominal.

Un elemento de mampostería reforzada puede resistir una carga axial (capacidad a compresión pura) si no hay momento flexionante presente. El valor de P_n , puede ser determinado como:

$$P_n = 0.8[0.80f'_m(A_n - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (6.39)$$

6.5.3 Momento nominal.

Determinar la capacidad del momento nominal, M_n , para la sección transversal de un elemento sometido a flexocompresión es similar al de vigas doblemente reforzadas. A diferencia de las vigas en donde las varillas de refuerzo en tensión y compresión pueden

ser de diferente tamaño, todas las varillas del refuerzo longitudinal en este caso típicamente serían del mismo tamaño.

La Figura 6.1 muestra una sección rectangular reforzada con cuatro varillas longitudinales, junto con las deformaciones distribuidas y las fuerzas correspondientes. Las áreas del refuerzo en compresión y tensión son mostradas, respectivamente, como A'_s y A_s . El esfuerzo en tensión del acero es asumido igual a su esfuerzo de fluencia f_y , mientras que el esfuerzo en compresión del acero se determina del diagrama de distribución de deformación asumiendo la deformación de la compresión en la cara del elemento igual a ϵ_m (0.0025 para mampostería de concreto).

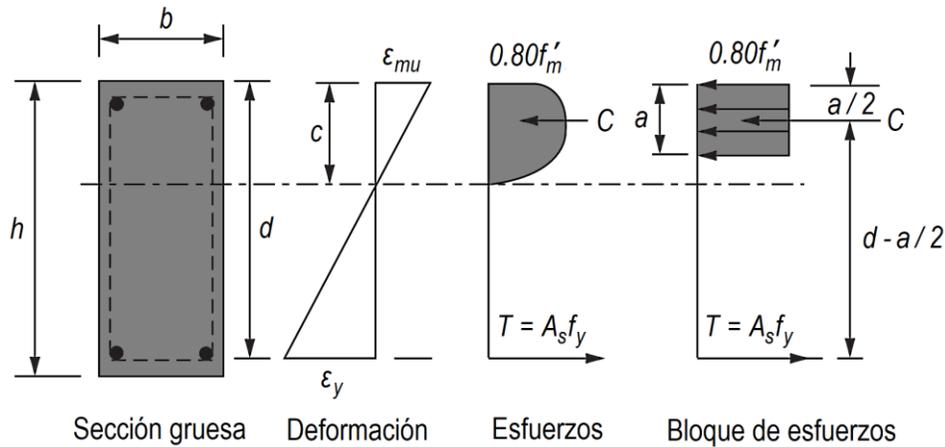


Figura 6.1 Sección en condición balanceada en una columna de mampostería (Narendra Taly, 2010)

Fuerza de compresión en la mampostería C_m :

$$C_m = 0.80f'_m ab \quad (6.40)$$

Fuerza de compresión en el acero C_s :

$$C_s = A'_s \left(1 - \frac{d'}{c}\right) \epsilon_m E_s \leq f_y \quad (6.41)$$

La Ecuación 6.41 da un resultado sobreestimado de la fuerza en la mampostería en compresión, debido a que el área de compresión del refuerzo, A'_s , no se deduce del área de la mampostería. Para compensar esta sobreestimación, la fuerza de compresión del refuerzo se puede expresar como:

$$C_s = A'_s \left[\left(1 - \frac{d'}{c} \right) \varepsilon_m E_s - 0.80 f'_m \right] \quad (6.42)$$

Fuerza de tensión en el refuerzo T :

$$T = A_s f_y \quad (6.43)$$

Al igualar la suma de todas las fuerzas horizontales a cero por equilibrio en la dirección horizontal se tiene:

$$C_m + C_s - T = 0 \quad (6.44)$$

Sustituyendo los valores de varios parámetros en Ecuación (6.44) obtenemos:

$$(0.64 f'_m b) c^2 + (A'_s \varepsilon_m E_s - A_s f_y - 0.80 f'_m A'_s) c - A'_s \varepsilon_m E_s d' = 0 \quad (6.45)$$

La Ecuación 6.45 tiene dos raíces de c que está dada por; la raíz negativa debe ser ignorado, ya que no tiene significado en este problema. Una vez que c es conocido, y las cantidades C_m y C_s se fácilmente determinados. Finalmente, la magnitud de M_n puede ser determinado mediante la suma de los momentos debido a C_m , C_s y T alrededor del centroide plástico de la sección:

$$M_n = C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + C_m \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + T \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (6.46)$$

6.5.3.1 Condición balanceada.

La condición balanceada es definida como una condición de carga tal que la deformación de compresión máxima en la mampostería y la deformación de tensión del acero ocurre simultáneamente. La localización del eje neutro (distancia c de la cara de compresión) y la deformación en compresión del refuerzo (ε'_s) se determinan, respectivamente, basado en el diagrama de distribución de deformaciones mostrado en la Figura 6.1, por lo tanto:

$$c = \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_m + \varepsilon_y} \right) d \quad (6.47)$$

Ahora podemos escribir la ecuación de equilibrio tomando en cuenta todas las fuerzas verticales que actúan en la columna, la carga axial impuesta P , la fuerza de compresión en la mampostería C_m , la fuerza de compresión en el acero C_s y la fuerza de tensión en el acero T . Por lo tanto:

$$\sum F_y = 0$$

$$C_m + C_s - T - P = 0 \quad (6.48)$$

De la expresión anterior se puede encontrar el valor de la carga axial nominal.

$$P = C_m + C_s - T \quad (6.49)$$

Otros puntos en el diagrama de interacción: Estos puntos se obtienen mediante la variación de la distribución de deformación a través de la sección transversal como se sugiere en el siguiente procedimiento paso a paso. Para cualquier punto en la curva de interacción:

- a) Establecer la deformación en compresión de la mampostería ε_{mu} (0.0025 para mampostería de concreto).
- b) Asumir una distribución de deformación en la sección de del elemento (asumir el valor de c , la distancia del eje neutro a la cara extrema).
- c) Calcular la fuerza de compresión en la mampostería (C_m) de Ecuación 6.40, y las fuerzas en compresión y tensión del acero (C_s , y T , respectivamente) basado en la distribución de deformación a través de la sección de la columna, como se discutió anteriormente.
- d) Calcular el valor de la fuerza axial P de la ecuación de equilibrio (Ecuación 6.49).
- e) Calcular el valor del momento M considerando los momentos de todas las fuerzas (C_s , C_m y T) sobre el eje centroidal de la sección (es decir, alrededor de la línea de acción de P).

Dependiendo del tipo del tipo de elemento que se diseñe, se deben verificar las disposiciones de acero máximo y mínimo. Además, los límites de carga axial máxima deben ser controlados para tener un diseño adecuado.

6.6 Diagrama de Interacción para Muros de Corte (Cargas en el Plano).

6.6.1 Área de acero requerido.

En la práctica del diseño, a menudo es necesario producir una estimación rápida del refuerzo del muro en función de las cargas factorizadas dadas. En este caso las cargas

consisten en el momento flector factorizado M_u y la carga axial P_u , que actúa en el centroide de la sección del muro (punto O).

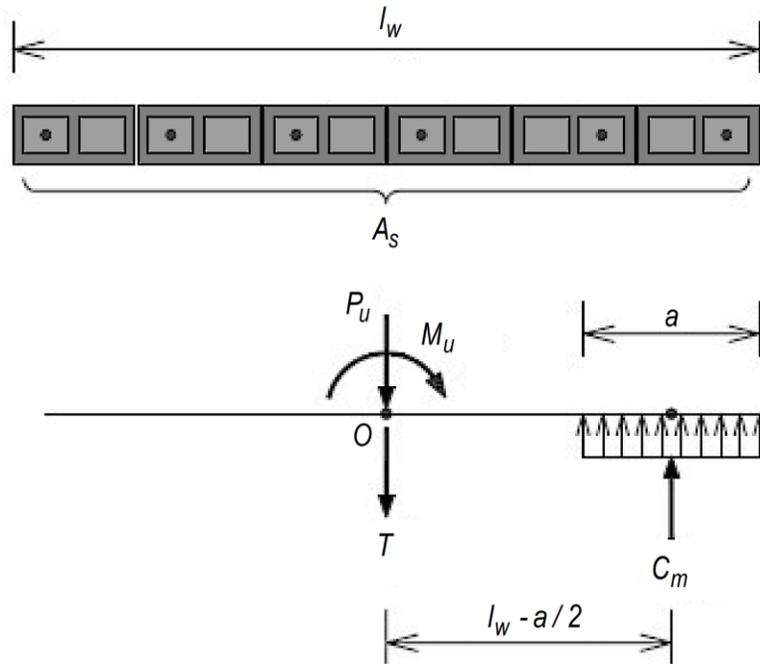


Figura 6.2 Estimación del refuerzo para muro de corte (Svetlana Brzev, Donald Anderson, 2018)

El objetivo de este procedimiento es encontrar el área total del refuerzo del muro A_s . Para simplificar los cálculos, se supone que el refuerzo cede en tensión y que la fuerza resultante T , actúa en el centroide de la sección del muro, es decir:

$$T = \phi f_y A_s \quad (6.50)$$

Inicialmente, la profundidad de la zona de compresión se puede estimar en el rango de 0.21 a 0.3. El momento en que la resistencia generalmente no es demasiado sensible al valor "a" mientras sea relativamente pequeño. Por ejemplo, el diseñador puede usar un valor estimado de $a \cong 0.3L_w$. A continuación, se calcula la suma de los momentos de todas las fuerzas alrededor del centroide de la zona de compresión y de esta forma se obtiene:

$$T = \frac{M_u - P_u(L_w - a)/2}{(L_w - a)/2} \quad (6.51)$$

El área de refuerzo puede ser estimada de la ecuación anterior como:

$$A_s = \frac{T}{\phi f_y} \quad (6.52)$$

6.6.2 Diagrama de interacción muros de corte

Utilizando la suposición de que las secciones planas antes de la flexión se mantienen planas después de ella, se puede desarrollar un procedimiento relativamente sencillo, que se basa en la compatibilidad de las deformaciones de la sección transversal. Para la construcción del diagrama de interacción, se asume una serie de deformaciones con las cuales se calculan diferentes puntos cuyos valores corresponden a combinaciones de P y M . Cuando se han calculado suficientes puntos se procede a dibujar el diagrama de interacción.

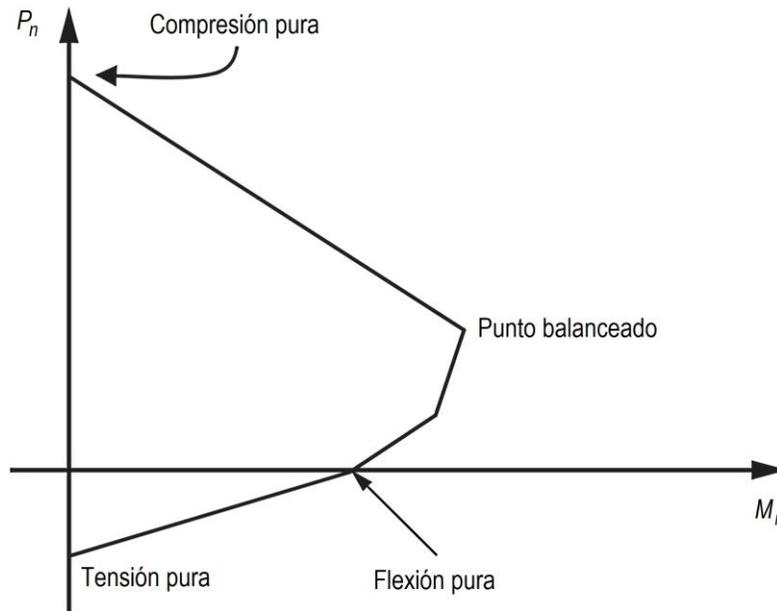


Figura 6.3 Puntos de un diagrama de interacción de un muro de corte (Richard E. Klingner, 2010)

Para una distribución particular de deformaciones como la que se muestra en la Capítulo 5, se procede a calcular las tensiones y luego las fuerzas resultantes de las tensiones. Una vez que se tienen todas las fuerzas se efectúa el equilibrio de la sección transversal para lo cual se realiza la sumatoria de las fuerzas horizontales y se halla P_n ; para luego proceder con la sumatoria de los momentos flectores alrededor del centro de gravedad de la sección transversal para hallar M_n . Los valores de P_n y M_n representan un punto en el diagrama de interacción.

6.6.3 Determinación de la profundidad del eje neutro

Para determinar el uso de los elementos de borde se debe conocer la profundidad del eje neutro, a continuación, se describe un método para obtener dicho parámetro. Este método es descrito en el *Manual de Diseño Sísmico* (SEAOC, 2013). A través de un método iterativo que posee el siguiente procedimiento:

1. Al tener el área de acero requerida se debe hacer una distribución simétrica.
2. Estimar un valor inicial de la distancia del eje neutro como: $c = 0.15L_w$.
3. Calcular las fuerzas de tensión y compresión, a través de un análisis de deformaciones.
4. Equilibrar las fuerzas para calcular la fuerza producida por el bloque de mampostería de compresión.
5. Calcular la altura del bloque de compresión, a . Que corresponde a C_c .

$$C_c = P_n + C_{si} - T_{si} \quad (6.53)$$

6. Calcular $c = a/0.80$ y comparar con el valor de c inicial asumido, de ser diferente los valores de c , se debe repetir los pasos hasta que el valor de c sea suficientemente aproximado.

CAPÍTULO 7

Descripción y Validación del Software MADS 2019

7. Capítulo VII: Descripción y Validación del Software MADS 2019

7.1 Introducción

En la actualidad los programas que existen para el diseño de mampostería son pocos y están limitados en su mayoría al diseño convencional. En cambio, el *Masonry Design Software (MADS 2019)* es un programa desarrollado para realizar el diseño sísmico de los elementos de mampostería considerando todos los aspectos y criterios sísmicos prescritos en este documento y sustentados en las normativas. En este capítulo se presentan los alcances, limitaciones, ventajas y desventajas del *MADS 2019*.

Se considera que los cálculos realizados y presentados en el *MADS 2019* son confiables y eficaces para poder realizar el diseño de miembros de mampostería. Para comprobar lo dicho anteriormente, el presente capítulo desarrolla una serie de validaciones en sus cálculos. Dichas validaciones se realizan de la siguiente manera: para columnas y vigas se compara contra los ejemplos del autor (Narendra Taly, 2010), para anclaje contra la hoja cálculo desarrollada por la (NCMA, 2019); para muros de corte se compara con ETABS y los muros diafragmas con la (NCMA, 2011).

7.2 Lenguaje de programación y librerías

El software MADS 2019 (Masonry Design Software), versión 1.0 fue desarrollado con la programación orientada a objetos utilizando lo siguiente:

- a) Microsoft.NET FRAMEWORK versión 4.7.0, Microsoft Visual Studios Community 2015, Lenguaje de programación C# y Tao.Framework versión 2.1.0, OpenGL.

7.3 Requisitos de instalación del MADS 2019

El software *Masonry Design Software (MADS 2019)* se instala en el equipo mediante un programa de instalación (Setup). Para ejecutar el *MADS 2019* se debe disponer de cierto hardware y software instalado en el equipo. Entre estos requisitos del sistema tenemos los siguientes:

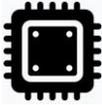
 Procesador	Mínimo: Intel Pentium 4 o AMD Athlon 64. Recomendado: Intel Core I3 5 ^{ta} generación o su equivalente a AMD.
 Sistema Operativo	Microsoft ® Windows 7, Microsoft ® Windows 8 o Microsoft ® Windows10, 64 bits.
 Tarjeta de Video	Mínimo: Soporta resolución 1024 por 768 y colores de 16 bits para el modo gráfico estándar. Tarjeta de video con GPU Intel y RAM grafica compartida (2 GB o más).
 Memoria	Mínimo: 4 GB Windows 7/8/10. Recomendado: 8 GB para O/S de 32 y 64 bits.
 Espacio del Disco	100 MB para instalar el Software. Recomendado: Unidad de disco duro de 500 GB o más (7200 rpm SATA).

Tabla 7.1 Requerimientos del sistema para la instalación del software MADS 2019

7.4 Descripción general del software MADS 2019

El software *Masonry Design Software (MADS 2019)* es una herramienta para automatizar los cálculos en el diseño sismorresistente de estructuras de mampostería reforzada y confinada. La Figura 7.1 presenta los miembros diseñados en el *MADS 2019*.

El *MADS 2019* utiliza el método de diseño de resistencia última de la mampostería, verificando para cada miembro las dimensiones mínimas y los detalles de refuerzo. Basándose en el código (TMS 402, 2016), de Estados Unidos, y el código (CSA S304, 2014), de Canadá. Cabe mencionar que el *MADS 2019* utiliza el sistema internacional como unidad de medida.

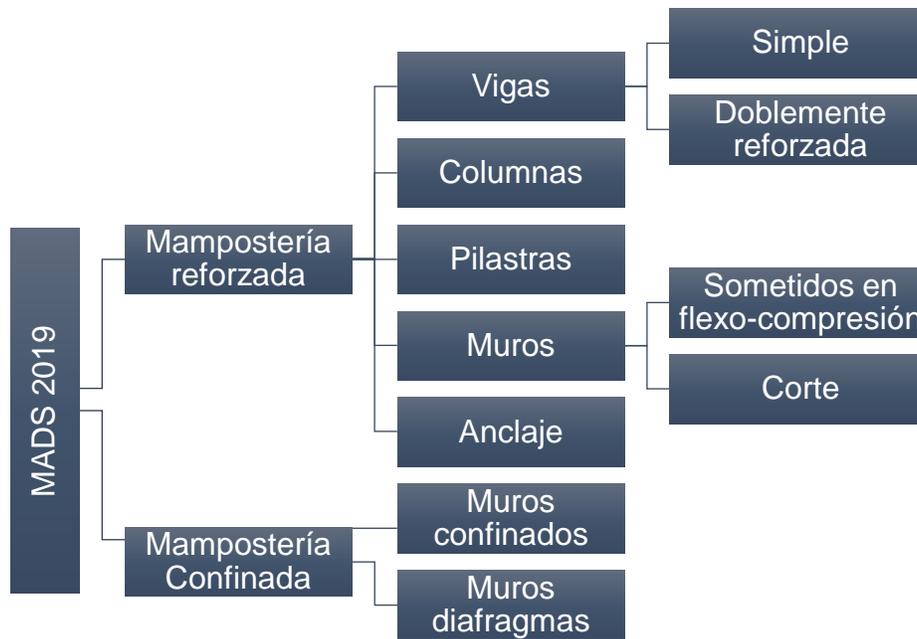


Figura 7.1 Miembros diseñados por el MADS 2019

Para los elementos como: columnas, pilastras, muros de corte y muros confinados se realiza el diseño mediante diagrama de interacción, verificando la resistencia nominal a corte, axial y momento flector. Para vigas se verifica la resistencia nominal a flexión y corte, además de la verificación de la deflexión. En el caso de anclaje se verifican los estados límites de diseño tanto a tensión como a cortante. Por otro lado, el *MADS 2019* ofrece esquemas generales en 2D y 3D que permiten una fácil comprensión del diseño realizado.

7.5 Portada y Logo del MADS 2019

La Figura 7.2 presenta el logo y la Figura 7.3 la portada del software del *MADS 2019*



Figura 7.2 Logo del MADS 2019



Figura 7.3 Portada del MADS 2019

7.6 Alcances del MADS 2019

MADS 2019 permite realizar el diseño de vigas (viga dintel, corona y doblemente reforzada), columnas, pilastras, muros (muros en flexo-compresión, de corte, confinados y muros diafragmas) y conexiones (usando pernos de anclaje incrustados, que se colocan en la lechada durante la construcción de mampostería).

Se consideran alcances, a los diseños que se permiten realizar en el *MADS 2019*. A continuación, se describe los alcances de diseño para cada miembro:

7.6.1 Vigas.

- Verificación del peralte requerido por flexión y cortante.
- Cálculo del área de acero requerida.
- Cálculo del momento resistente nominal a flexión.
- Verificar si cede el acero.

- Verificación de límites de refuerzo a flexión.
- Verificación de capacidad cortante.
- Cálculo de resistencia nominal a cortante.
- Verificación de la deflexión.

7.6.2 Columnas y pilastras.

- Cálculo del área de acero requerida.
- Cálculo de la resistencia axial nominal.
- Diseño en flexo-compresión por diagrama de interacción.
- Verificación de las cargas actuantes en el diagrama de interacción.
- Verificación de límites de refuerzo longitudinal y transversal.
- Cálculo de resistencia nominal a cortante.

7.6.3 Muros.

- Cálculo del área de acero requerida.
- Cálculo de la resistencia axial nominal.
- Diseño en flexo-compresión por diagrama de interacción.
- Verificación de las cargas actuantes en el diagrama de interacción.
- Verificación de límites de refuerzo longitudinal y transversal.
- Cálculo de resistencia nominal a cortante.

7.6.3.1 Muros de corte.

Además, para muros de corte permite:

- Cálculo de la resistencia por deslizamiento de cortante.
- Verificación de la necesidad de elementos de borde.
- Detallado del confinamiento de los elementos de borde.
- Proponer al usuario las posibles configuraciones de acero horizontal que cumplen con los requisitos de refuerzo mínimo, máximo y la demanda de cortante. Además de presentar la posible falla del muro según el tipo de configuración de refuerzo que se elija.

7.6.4 Anclaje.

- Verificación de la longitud mínima efectiva.
- Verificación del recubrimiento mínimo.
- Cálculo de la resistencia de diseño a tensión axial.
 - Estado límite de ruptura de la mampostería.
 - Estado límite de tensión del acero del perno.
 - Estado límite de retiro del perno.
- Cálculo de la resistencia de diseño a cortante.
 - Estado límite de ruptura de la mampostería.
 - Estado límite de aplastamiento de la mampostería.
 - Estado límite por desprendimiento del perno.
 - Estado límite de fluencia de cortante del acero del perno.
- Verificación de la ecuación de interacción.

7.6.5 Muros diafragmas (relleno de mampostería).

- Esbeltez y ángulo de la diagonal.
- Ancho equivalente de la diagonal.
- Rigidez del marco arriostrado.
- Capacidad a corte del relleno de mampostería.
- Capacidad a flexión fuera del plano.

7.7 Limitantes del MADS 2019

Se consideran como limitantes del programa, a aquellos diseños que están fuera del alcance:

- Diseño de muros en sección T, L y C.
- Diseño de Wall-Frame.
- Diseño de elementos de confinamiento (vigas y columnas) para muros confinados.
- Diseño de anclaje mediante pernos de anclaje post-instalados.

- En muros de corte solo se permite una distribución del acero de refuerzo vertical uniforme.

7.8 Ventajas y Desventajas del MADS 2019

7.8.1 Ventajas.

- El software presenta una interfaz sencilla e intuitiva, fácil de usar y con gráficos generales. Además, contiene una cantidad mínima de ventanas que facilitan el uso y la manipulación del programa.
- Consideración de la zona de articulación plástica, lo que no realizan los programas existentes.
- Diseño de conexiones mediante pernos de anclaje.
- Elaboración de diagrama de interacción para muros de mampostería confinada; lo cual pocos programas tienen la capacidad de realizarlo. Además, incluye el diseño del acero de refuerzo horizontal presentando al usuario las posibles configuraciones de refuerzo óptimas para las solicitaciones actuantes.
- El diseño de los elementos que realiza el *MADS 2019* está regido por Normas y/o códigos reconocidos a nivel internacional a como lo es Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures (TMS 402, 2016), Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings (FEMA 306, 2006) y la norma *Design of Masonry Structures* (CSA S304, 2014), por lo tanto este programa desarrollado puede utilizarse en cualquier país donde se apliquen dichas normativas y/o códigos para el diseño de elementos de mampostería.
- Otro aspecto que hay que destacar es que el *MADS 2019* versión 1.0 es un software libre, para los estudiantes. Por lo que no habrá que pagar licencias para su uso.
- Permite verificar de forma eficaz las resistencias disponibles y la relación demanda/capacidad, lo que se traduce en una optimización del tiempo empleado en el diseño.

7.8.2 Desventajas.

- El software no incluye la generación de archivos de proyectos para guardar y abrir documentos anteriores.
- El sistema de unidades con el cual trabaja *MADS 2019* solamente corresponde al sistema internacional de unidades.
- No genera reportes de los diseños.
- Considerar únicamente el diseño de mampostería, el análisis estructural está fuera de los alcances del programa. Por lo tanto, el usuario debe realizar un análisis estructural previo para determinar las cargas solicitadas en el software.

7.9 Manual de Usuario del MADS 2019

El *MADS 2019* tiene un manual de usuario, en el cual se explica el proceso de instalación, se describe la interfaz de trabajo y el ingreso de datos del *MADS 2019*, además, se realizan y explican algunos ejemplos de diseño. Esto para facilitar el manejo del software. Dicho manual se encuentra en el “Anexo A”, el cual está en el formato digital de la presente investigación, además el software cuenta con una ventana para poder acceder al manual de cualquier caso de diseño mediante un link que lleva a una descarga directa.

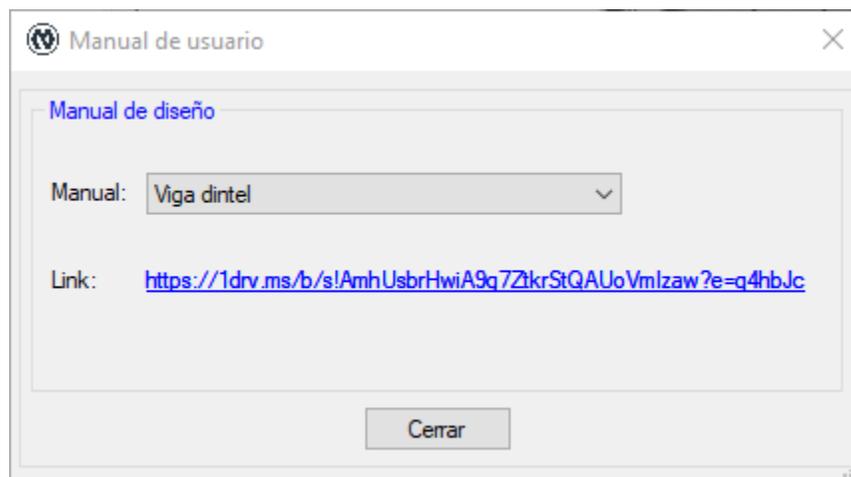


Figura 7.4 Venta de acceso a manuales del *MADS 2019*

7.10 Interfaz del MADS 2019

En la interfaz principal del programa podemos apreciar a primera vista en la parte superior izquierda, las barras de menú desplegable que contienen la mayor parte de herramientas necesarias para la utilización del *MADS 2019* (Figura 7.5)

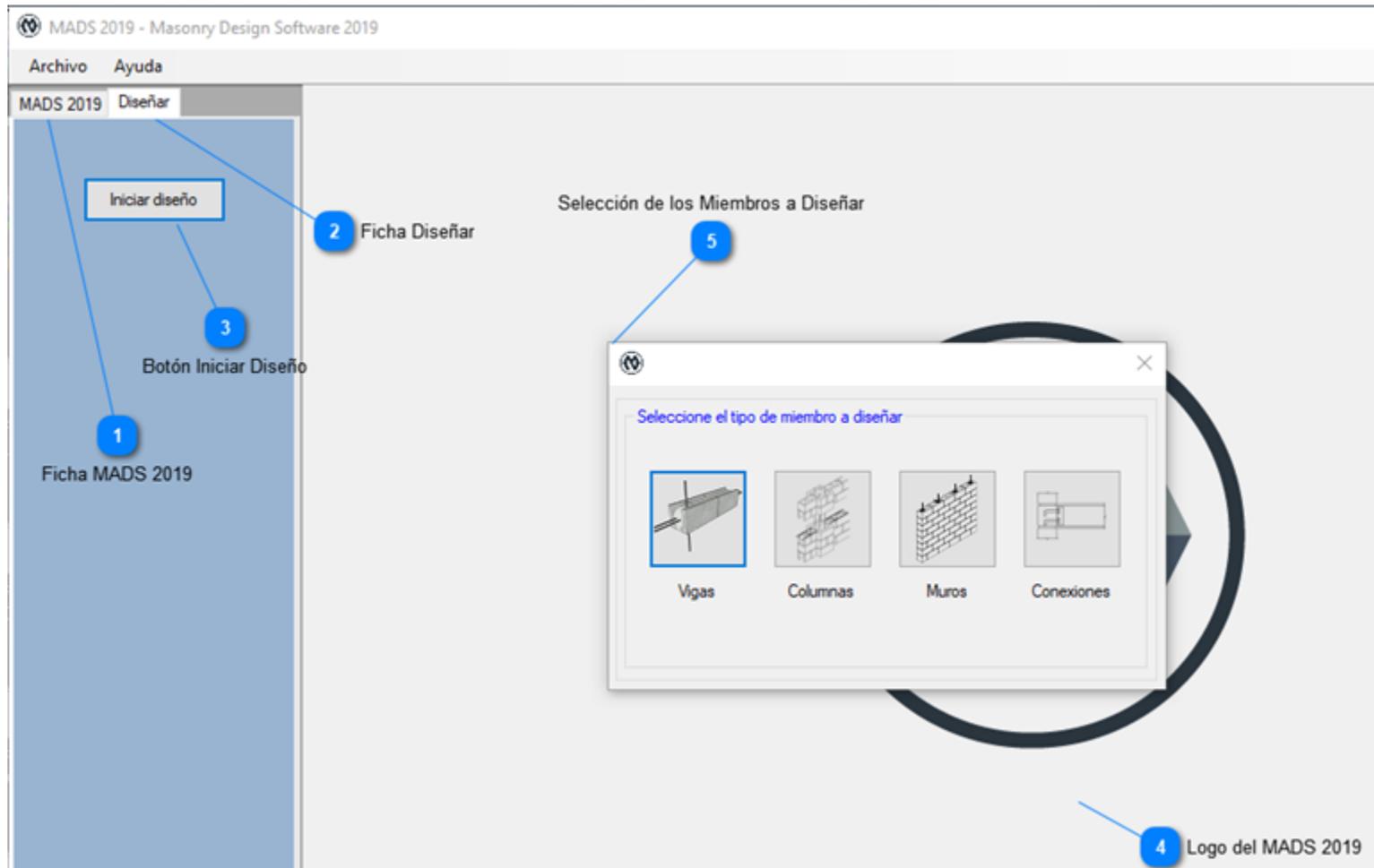


Figura 7.5 Interfaz principal del programa MADS 2019

En esta barra de menú puedes acceder a múltiples funciones que se desplegarán al hacer clic sobre cada uno de los menús. Esta barra contiene el menú Definir, Diseñar, Mostrar y Ayuda (Figura 7.6).

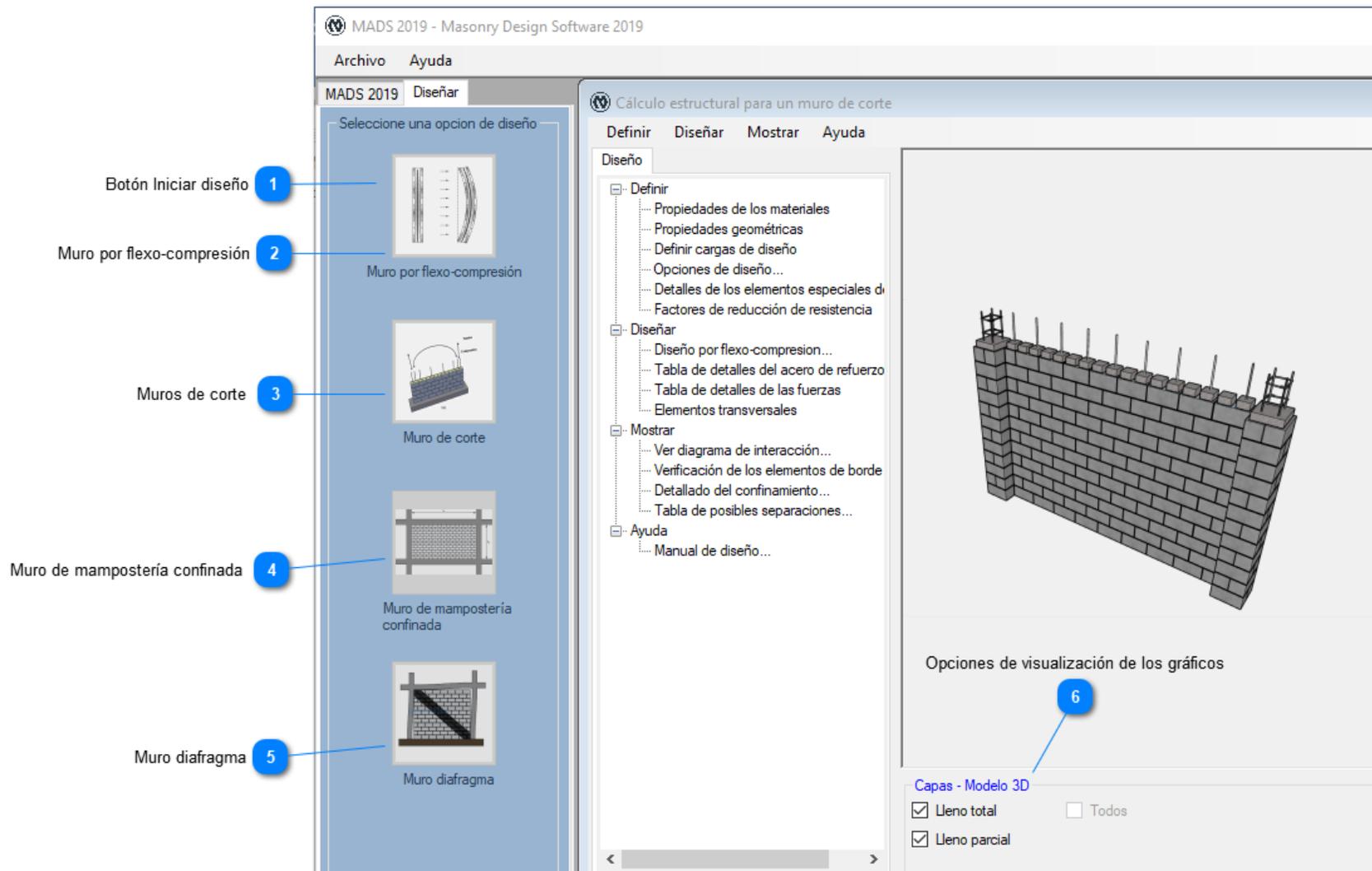


Figura 7.6 Menús desplegables y opciones de diseño del MADS 2019

7.11 Verificación del MADS 2019

7.11.1 Verificación de viga.

En esta comparación, para la validación de los cálculos realizado por el *MADS 2019*, se realizarán teniendo como base los resultados del ejemplo 4.23 para el diseño de una viga. Dicho ejemplo mencionado es del libro *Design of Reinforced Masonry Structures* en su segunda edición del autor (Narendra Taly, 2010). Los datos del ejemplo 4.23 se pueden encontrar en la sección 4 de diseño de vigas de mampostería reforzada, página 4.65. La Tabla 7.2 muestra los datos ingresados en el *MADS 2019*.

<i>Parámetro</i>	<i>Sistema Inglés</i>	<i>Sistema Internacional</i>
<i>Propiedades de los materiales</i>		
f'_m	1500 psi	10.34 MPa
Tipo de mortero	N	
Características del mortero	CM	
f_y	60000 psi	413.7 MPa
<i>Propiedades geométricas</i>		
Tipo de bloque	20x19x39	
No. De bloques para la viga	3	
Recubrimiento del refuerzo	4 in	100 mm
<i>Cargas de diseño</i>		
$W_{umáx}$	3 k/ft	43.7817 kN/m
$M_{umáx}$	54 k-ft	73.2142 kN-m
M_a	20 k-ft	27.2857 kN-m
$V_{umáx}$	18 k	80.068 kN

Tabla 7.2 Datos del ejemplo 4.23 (viga de mampostería reforzada)

Las dimensiones del bloque 20x19x39 se modificaron para que las dimensiones de la viga fueran iguales a las propuestas por (Narendra Taly, 2010) quedando un bloque de 200x193.7x390, siendo las dimensiones de la viga de: Altura (h) igual a 600 mm y Ancho (b) igual a 193.75 mm.

Las Figuras 7.7, 7.8 y 7.9 muestran los resultados del *MADS 2019* para flexión y cortante.

Viga dintel | Diseño por flexión

Datos de diseño

Momento flexionante máximo, $M_u\text{-max}$ kN-m

Momento por cargas de servicio, M_a kN-m

Designación de la varilla de refuerzo

Número de varillas de refuerzo

[Ver detalles](#)

Resultados obtenidos

Área de acero propuesta

Cuántía balanceada, p_b kN-m

Cuántía asumida, $0.5p_b$ kN-m

Peralte requerido, $d\text{-req}$ mm

Área de acero propuesta, $A_s\text{-prop}$ mm²

Área de acero requerida, $A_s\text{-req}$ mm²

Revisión de resistencia, acero máximo y mínimo

Momento resistente, ϕM_n kN-m

Cuántía mínima, $p_{\text{mín}}$

Área de acero mínima, $A_s\text{-mín}$ mm²

Cuántía máxima, $p_{\text{máx}}$

Área de acero máxima, $A_s\text{-máx}$ mm²

Figura 7.7 Resultados del MADS 2019 para diseño por flexión (viga de mampostería)

Viga dintel | Diseño por cortante

Datos de diseño

Fuerza cortante máxima, V_u -max kN

Designación de la varilla de refuerzo ▼

Separación máxima, S_{max} mm

Separación propuesta, S mm

- Es necesario reforzar la viga por cortante.
Según TMS 9.3.4.2.3

- No cumple! Se debe aumentar area de acero por cortante.

- Revisar condiciones!

-

Resultados obtenidos

Fuerzas cortantes

Relación Momento-Cortante-Peralte, M/Vd

Cortante resistente de la mampostería, ϕV_{nm} kN

Cortante resistente de los estribos, V_{ns} kN

Cortante resistente de diseño, ϕV_{n-dis} kN

Áreas de acero para cortante

Area de acero requerida, A_s -req mm²

Area de acero propuesta, A_s -prop mm²

Área mínima por metro de longitud

Area de acero mínima, A_s -min mm²/m

Area de acero provista, A_s -prov mm²/m

Figura 7.8 Resultados de MADS 2019 para diseño por cortante (viga de mampostería)

Viga dintel | Diseño por deflexión

Diseño por deflexión

Longitud máxima del claro, $L_c\text{-max}$ mm

Momento de inercia efectivo

Momento nominal de agrietamiento, M_{cr} kN-m

Profundidad del eje neutro, c mm

Momento de inercia de la sección agrietada mm⁴

Momento de inercia efectivo, I_e mm⁴

Verificación de deflexión

Deflexión máxima permitida, $\Delta_{\text{máx}}$ mm

Deflexión de servicio, Δ_{serv} mm

- No se necesita revisar.

- Control de deflexiones cumple con TMS 5.2.1.4.2

-

Figura 7.9 Resultados de MADS 2019 para diseño por deflexión (viga de mampostería)

De acuerdo a la Tabla 7.3 se puede observar que los resultados del *MADS 2019* presentan una variación mínima, la cual podemos considerar despreciable dado que la relación de los resultados del *MADS 2019* y del autor (Narendra Taly, 2010) es eficiente, dado que en general se encuentra por encima del 98.44%.

Parámetro	Resultados del Narendra- ejemplo 4.23		Resultados del MADS 2019	Eficiencia % (MADS 2019)
	Sistema Ingles	Sistema Internacional	Sistema Internacional	
ϕM_n	61.9 k-ft	83.92 kN-m	83.504 kN-m	99.50429
ϕV_{nm}	10.64 kips	47.33 kN	46.53 kN	98.30974
V_{ns}	9.2 kips	40.92 kN	41.93 kN	97.59122
ϕV_{nmax}	18.91 kips	84.11 kN	82.74 kN	98.37112

Tabla 7.3 Comparación de los resultados del autor (Narendra Taly, 2010) vs MADS 2019

Podemos concluir que los cálculos realizados por el *MADS 2019* son correctos y satisfactorios para realizar el diseño de vigas.

7.11.2 Verificación de columna.

En esta comparación, para la validación de los cálculos realizado por el *MADS 2019*, se realizará teniendo como base los resultados del ejemplo 5.11 para el diagrama de interacción (sección 5 de columnas, página 5.49) y los resultados del ejemplo 5.12 (sección 5, página 5.61) para la evaluación por cortante. Dichos ejemplos mencionados son del libro *Design of Reinforced Masonry Structures* en su segunda edición del autor (Narendra Taly, 2010), el cual realiza el diagrama de interacción alrededor del eje mayor. La Tabla 7.4 muestra la conversión del sistema ingles al sistema internacional.

Parámetro	Sistema Ingles	Sistema internacional
<i>Propiedades de los materiales</i>		
f'_m	2000 psi	13.79 MPa
f_y	60 ksi	413.7 MPa
<i>Propiedades geométricas</i>		
B	15.625 in	396.875 mm
L	23.625 in	600.075 mm
H	24 ft	7.3152 m
<i>Cargas para flexo-compresión</i>		
P_u	13 kips	1200 kN
M_u	48 k-ft	117 kN-m
<i>Cargas para cortante</i>		
P_u	13 kips	57.824 kN

M_u	48 k-ft	65.076 kN-m
V_u	1.5 kips	6.672 kN
<i>Características del refuerzo longitudinal</i>		
Varilla #	7	22
N. Varillas	4	4
d'	3.8 in	96.52 mm
<i>Características del refuerzo transversal</i>		
Varilla #	3	10
Separación	8 in	203.2 mm

Tabla 7.4 Datos del ejemplo 5.11 (columna de mampostería reforzada)

En la Tabla 7.5 se presenta la conversión, de los resultados del diagrama de interacción y la Figura 7.10 se presenta los resultados del diagrama de interacción del *MADS 2019*.

c		ϕP_n		ϕM_n	
in	mm	Kips	kN	kips-in	kN-m
-		417.24	1855.88	0	0
23.625	600.075	397.2	1766.75	1412	159.556
19.825	503.555	331.6	1474.96	1877	212.101
17	431.8	279.4	1242.77	2108	238.204
14	355.6	218.1	970.11	2267	256.171
10.85	275.59	142.4	633.40	2379.1	268.84
10	254	128.7	572.46	2298	259.674
8	203.2	94.3	419.45	2073	234.249
6.5	165.1	66	293.57	1843	208.259
5	127	33.7	149.90	1540	174.02
4	101.6	7.7	34.25	1274	143.962
3.71	94.234	0	0.00	1195.1	135.05

Tabla 7.5 Conversión de los puntos del diagrama del ejemplo 5.11 (columna de mampostería)

Columna | Valores del diagrama

Opciones de ejes

Eje de diseño

Eje mayor de la sección

Eje menor de la sección

Opciones de diseño

Considerar acero en compresión

Considerar factor de esbeltez

Actualizar

Punto	c, mm	e's	et	f's	Cm (kN)	Cs (kN)	T (kN)	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kN-m)
1	-	0.00207	0.00207	-	-	-	-	1854.74	0
2	590.758	0.00207	-0.00037	413.7	2069.22	311.67	-57.13	1738.84	165.32
3	494.238	0.00201	5E-05	402.35	1731.15	302.88	7.3	1445.5	216.27
4	476	0.00199	0.00014	398.61	1667.27	299.99	22.4	1387.1	223.57
5	458	0.00197	0.00025	394.63	1604.22	296.9	38.49	1328.46	230.12
6	440	0.00195	0.00036	390.32	1541.17	293.57	55.9	1268.7	236.06
7	422	0.00193	0.00048	385.64	1478.12	289.95	74.79	1207.68	241.39
8	404	0.0019	0.00062	380.54	1415.07	286	95.37	1145.22	246.16
9	386	0.00187	0.00076	374.97	1352.03	281.69	117.86	1081.14	250.4
10	368	0.00184	0.00092	368.86	1288.98	276.96	142.55	1015.18	254.14
11	350	0.00181	0.0011	362.11	1225.93	271.74	169.79	947.07	257.45
12	332	0.00177	0.00129	354.64	1162.88	265.95	199.98	876.44	260.37
13	314	0.00173	0.00151	346.31	1099.84	259.5	233.62	802.88	262.99
14	296	0.00168	0.00175	336.96	1036.79	252.27	271.36	725.84	265.4
15	275.558	0.00162	0.00207	324.86	965.19	242.91	320.2	633.26	268.03
16	263	0.00158	0.00229	316.5	921.2	236.43	320.2	597.27	263.49
17	251	0.00154	0.00252	307.73	879.17	229.64	320.2	562.45	258.68
18	239	0.00149	0.00277	298.08	837.14	222.17	320.2	527.14	253.37

Cerrar

Figura 7.10 Resultados de los puntos del diagrama de interacción de MADS 2019 (columna de mampostería)

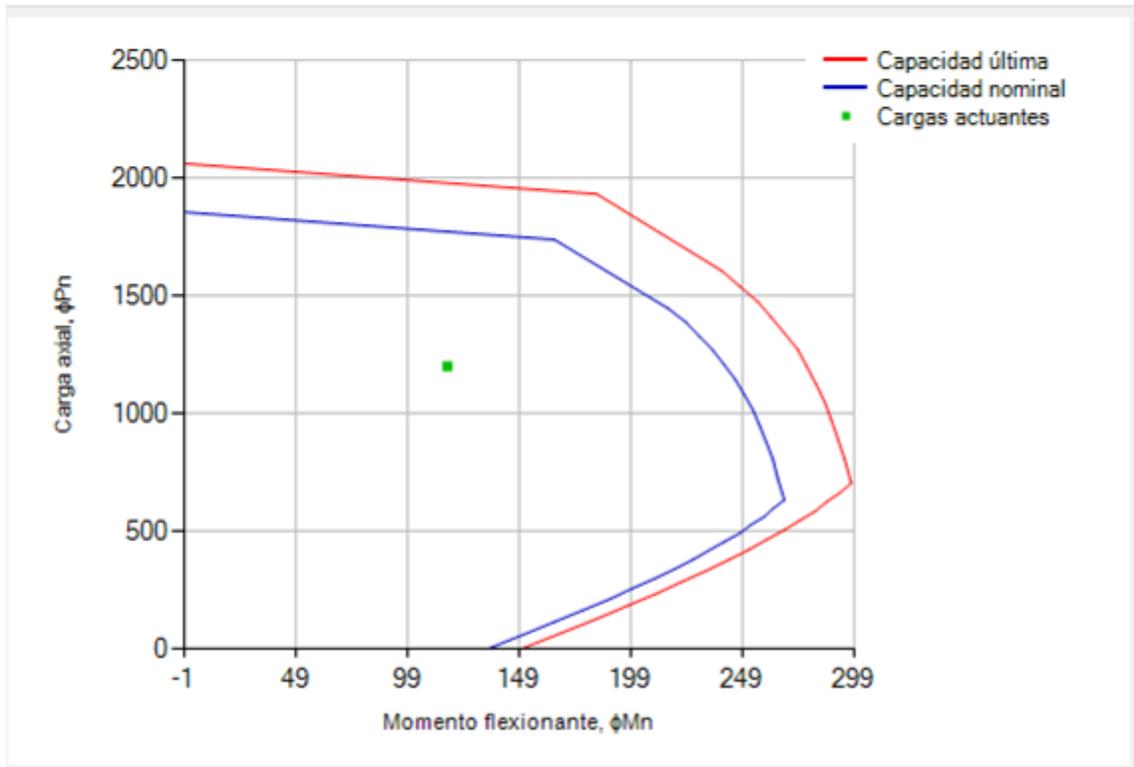
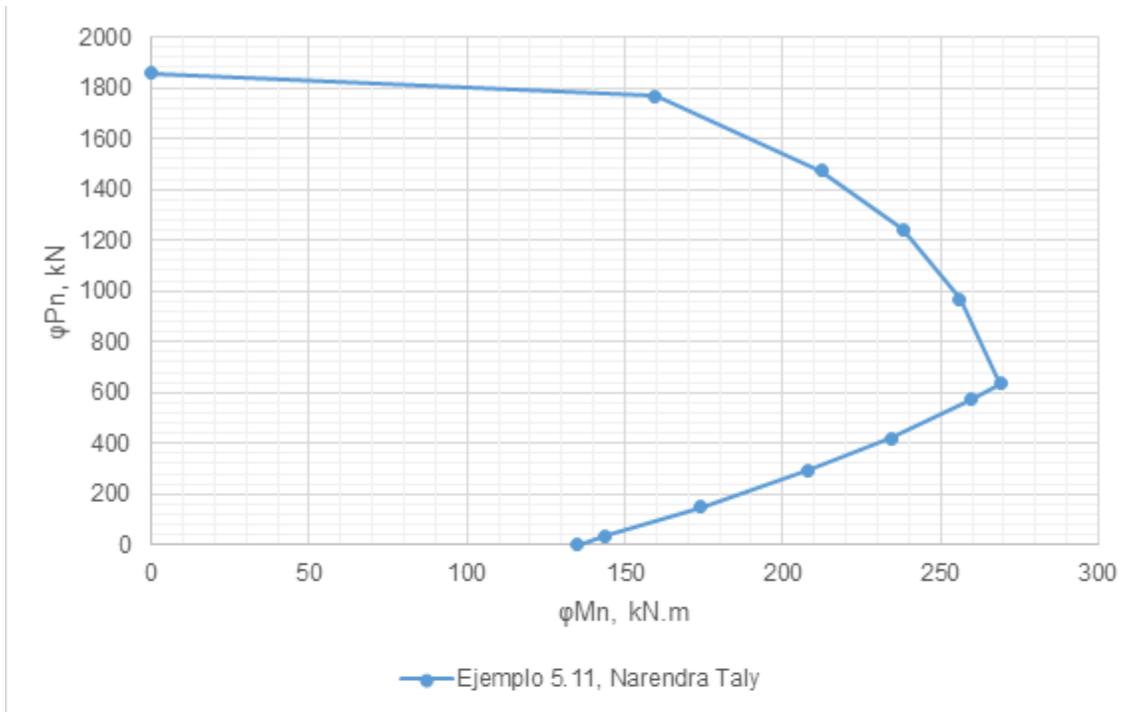


Figura 7.11 Comparación gráfica del diagrama de interacción del autor (Richard E. Klingner, 2010) vs MADS 2019 (columna de mampostería)

Columna | Refuerzo transversal

Datos de diseño

Momento flexionante, M	<input type="text" value="65.076"/>	kN-m
Fuerza axial, Pu	<input type="text" value="57.824"/>	kN
Fuerza cortante, Vu	<input type="text" value="6.672"/>	kN
Designación de la varilla	<input type="text" value="#10"/>	
Separación propuesta para los estribos	<input type="text" value="203.2"/>	mm

Datos de la separación de los estribos

Diámetro de la varilla, Ø	<input type="text" value="9.5"/>	mm
Separación de los estribos, S ₁	<input type="text" value="355.2"/>	mm
Separación de los estribos, S ₂	<input type="text" value="456"/>	mm
Separación de los estribos, S ₃	<input type="text" value="396.875"/>	mm
Separación máxima de los estribos, S-max	<input type="text" value="355.2"/>	mm

Datos de la separación de los estribos

Áreas definidas

Relación M/V-d	<input type="text" value="19.369"/>	
Área neta de cortante, A _{nv}	<input type="text" value="238154.77"/>	mm ²
Área de refuerzo por cortante	<input type="text" value="71"/>	mm ²

Resultados finales, resistencias a cortante

Resistencia proporcionada por la mampostería	<input type="text" value="179.61"/>	
Resistencia proporcionada por el acero de refuerzo	<input type="text" value="36.39"/>	kN
Factor de reducción de resistencia	<input type="text" value="0.8"/>	kN
Resistencia nominal al cortante, φV _n	<input type="text" value="172.81"/>	kN
Factor Demanda/Capacidad	<input type="text" value="0.039"/>	

Condiciones de diseño

- Ancho nominal es mayor que el mínimo permitido
- Peralte nominal cumple condiciones geométricas. $203 < L_n \leq 3 \cdot B_n$
- Relación h-col vs. dimension mínima de la S.T, cumple!
- Relación de esbeltez es adecuada!
- Acero en sección transversal cumple requerimientos.
- Relación Demanda vs. Capacidad es adecuada

Figura 7.12 Resultados de MADS 2019 para la resistencia por cortante (columna de mampostería)

La Figura 7.11 muestra una representación gráfica de la comparación del diagrama de interacción obtenido del *MADS 2019* y el que corresponde al ejemplo 5.11. En dicho gráfico podemos observar que la curvatura del diagrama es la misma. Con lo antes mencionado se puede concluir que el diagrama de interacción obtenido del *MADS 2019* es correcto y aceptable para poder realizar un diseño por flexo-compresión de una columna, a través de un diagrama de interacción

Por otra parte, para realizar la validación de la evaluación por cortante se utilizó como base el ejemplo 5.12, la Figura 7.12 presenta los resultados del *MADS 2019* para el diseño por cortante. La Tabla 7.6 presenta la comparación de los principales resultados del autor (Narendra Taly, 2010) frente a los del *MADS 2019*. Como se puede observar en la Tabla 7.6 se presenta una similitud en los resultados, con lo que podemos concluir que los resultados del *MADS 2019* son correctos en comparación con el ejemplo 5.12.

Parámetro	Resultados del Narendra- ejemplo 5.12		Resultados del MADS 2019	Eficiencia % (MADS 2019)
	Sistema Ingles	Sistema Internacional	Sistema Internacional	
$\frac{M_u}{V_u d_v}$	19.37		19.369	99.995
V_{nm}	40.38 kips	179.61 kN	179.61 kN	100
V_{ns}	8.18 kips	36.39 kN	36.39 kN	100
V_n	48.56 kips	216 kN	216.01 kN	99.999
V_{nmax}	66 kips	293.57 kN	291.85 kN	99.414
ϕV_n	38.85 kips	172.81 kN	172.81 kN	100

Tabla 7.6 Comparación de los resultados de cortante del autor (Narendra Taly, 2010) vs MADS 2019 vs Excel (Columna)

7.11.3 Verificación de muro.

7.11.3.1 Flexocompresión fuera del plano.

Para la validación de los cálculos realizado por el *MADS 2019*, se realizará teniendo como base los resultados del ejemplo 12.4.2 (sección 13, página 393) para el diagrama de interacción. Dicho ejemplo mencionado es del libro *Masonry Structural Design* del autor

(Richard E. Klingner, 2010), el cual realiza el diagrama de interacción para solicitaciones fuera del plano. La Tabla 7.7 muestra la conversión del sistema ingles al sistema internacional de dichos datos.

Parámetro	Sistema Ingles	Sistema internacional
<i>Propiedades de los materiales</i>		
f'_m	1500 psi	10.34 MPa
f_y	60 ksi	413.7 MPa
<i>Propiedades geométricas</i>		
t	7.625 in	193.675 mm
L	20.5 ft	6150 mm
H	16.67 ft	5300 mm
<i>Cargas para flexo-compresión</i>		
P_u	1.43 kips/ft	20.86 kN/m
M_u	1.29 k-ft/ft	5.73 kN-m/m
<i>Cargas para cortante</i>		
V_u	-	6.672
<i>Características del refuerzo longitudinal</i>		
Varilla #	4	13
N. Varillas	1	1200 mm
Separación	48 in	1200 mm
d	3.81 in	96.84 mm

Tabla 7.7 Datos del ejemplo 12.4.2 (muro de mampostería reforzada)

En la tabla 7.8 se presenta la conversión, de los resultados del diagrama de interacción, del sistema ingles al sistema internacional los cuales se obtuvieron del libro descrito anteriormente. La Figura 7.13 presenta los resultados del diagrama de interacción.

c		ϕP_n		ϕM_n	
in	mm	Kips/ft	kN/ft	kips-in/ft	kN.m/m
0	0	79013	1441.39	0	0
7.63	193.68	79056	1153.74	60280	22.34
6.48	164.62	67198	980.68	81981	30.39
5.72	145.26	59292	865.3	90420	33.52
4.96	125.89	51386	749.92	94037	34.86

4.58	116.21	47434	692.25	94037	34.86
3.81	96.84	39528	576.87	90420	33.52
3.43	87.15	35213	513.9	86803	32.18
3.05	77.47	30807	449.59	81981	30.39
2.67	67.79	26271	383.4	75953	28.15
2.09	52.99	18929	276.25	64411	23.88
1.91	48.42	17064	249.03	60280	22.34
1.53	38.74	13111	191.34	50635	18.77
1.14	29.05	9158	133.65	39785	14.75
0.76	19.37	5206	75.98	27729	10.28
0.38	9.68	1253	18.29	14467	5.36
0.04	0.97	-2305	-33.64	1501	0.56

Tabla 7.8 Conversión del ejemplo 12.4.2 (muro de mampostería)

Partiendo de los resultados mostrados en la Tabla 7.8 y Figura 7.11. Podemos hacer énfasis en el primer punto del diagrama, punto de compresión pura, obteniéndose una carga axial nominal en el (Richard E. Klingner, 2010) de 1441.39 kN y en el *MADS 2019* es de 1441.91 kN, teniendo una eficiencia de 99.96%.

Por otra parte, un punto importante que podemos comparar es el de condición balanceada obteniéndose a 52.99 mm, con una carga axial nominal de 276.25 kN/m y un momento nominal de 23.88 kN-m/m; mientras en el *MADS 2019* se encuentra a 52.99 mm, 275.59 kN/m y 23.87 kN-m/m (eficiencia: 100%, 99.76% y 99.96, respectivamente).

La Figura 7.14 muestra una representación gráfica de la comparación del diagrama de interacción obtenido del *MADS 2019* y el que corresponde al ejemplo 12.4.2. En éste grafico podemos observar que el comportamiento del diagrama es el mismo. Con lo antes mencionado se puede concluir que el diagrama de interacción obtenido del *MADS 2019* es correcto y aceptable para poder realizar un diseño por flexo-compresión de un muro sometido a cargas fuera del plano, a través de un diagrama de interacción.

Muro por flexo-compresión | Valores del diagrama

Punto	c, mm	a, mm	Cm, kN	T, kN	Cs, kN	Pn, kN	ϕM_n , kN-m	ϕP_n , kN
1							0	1414.51
2	190	152	1257.34	0	0	1257.34	21.5	1131.61
3	162.26	129.81	1073.78	0	0	1073.78	29.08	966.41
4	144.94	115.95	959.15	0	0	959.15	31.96	863.23
5	130.15	104.12	861.28	0	0	861.28	33.29	775.15
6	116.8	93.44	772.92	0	0	772.92	33.59	695.63
7	104.42	83.54	691.03	0	0	691.03	33.11	621.93
8	92.77	74.22	613.94	0.22	0	613.71	31.99	552.34
9	81.7	65.36	540.63	7.54	0	533.08	30.31	479.78
10	71.08	56.87	470.4	16.69	0	453.71	28.15	408.34
11	60.86	48.69	402.77	28.52	0	374.25	25.56	336.82
12	50.98	40.78	337.36	44.47	0	292.89	22.58	263.6
13	42.15	33.72	278.92	44.47	0	234.45	19.54	211
14	36.63	29.31	242.43	44.47	0	197.95	17.46	178.16
15	31.93	25.54	211.27	44.47	0	166.8	15.56	150.12
16	27.67	22.14	183.14	44.47	0	138.67	13.76	124.8

Cerrar

Figura 7.13 Resultados de los puntos del diagrama de interacción de MADS 2019 (muro con cargas fuera del plano)

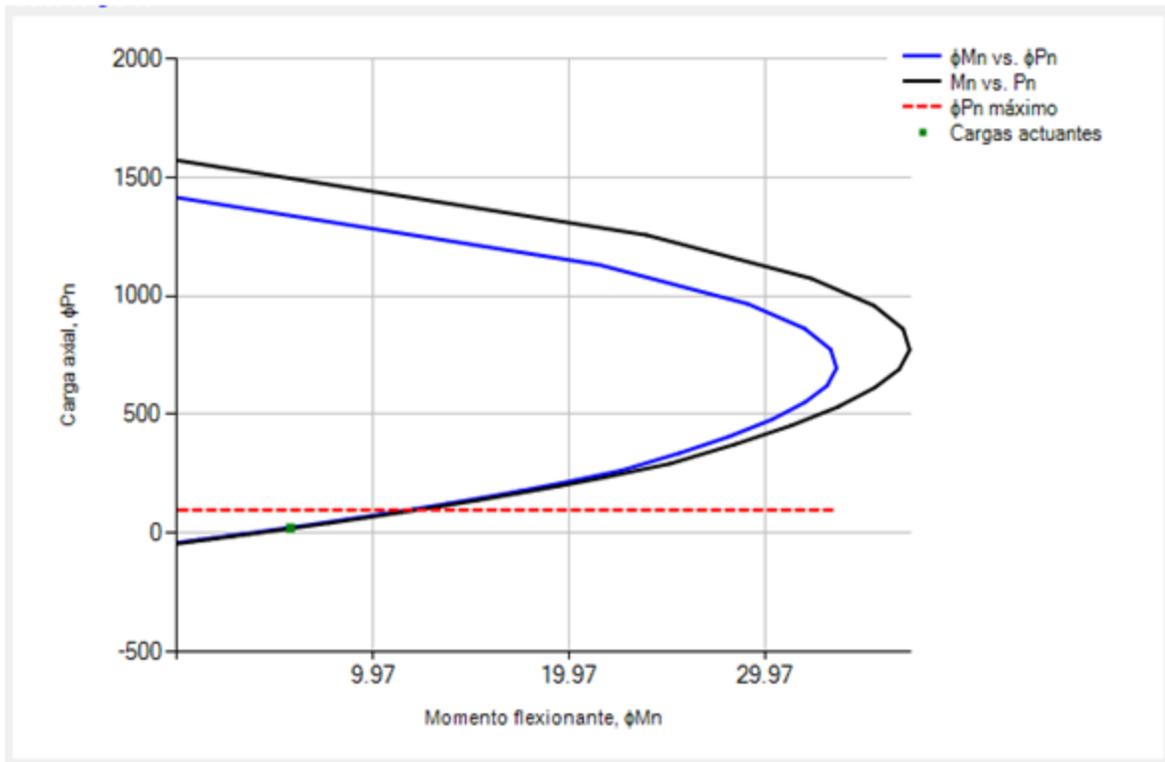
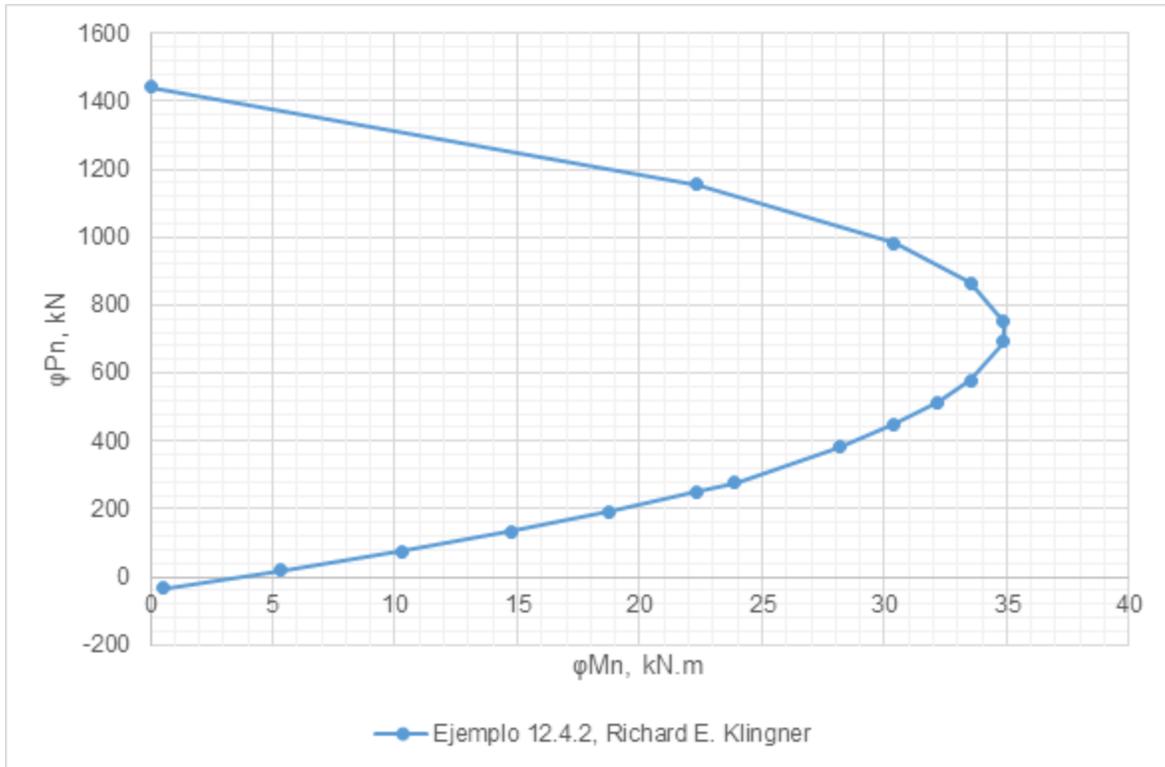


Figura 7.14 Comparación gráfica del diagrama de interacción del autor (Richard E. Klingner, 2010) vs MADS 2019 (con cargas fuera del plano)

En la Figura 7.15 se muestra los resultados de diseño por cortante. La validación de dichos resultados no se verifica, debido a que el libro omite este cálculo, por no considerarlo significativo. Para un muro sometido a flexo-compresión fuera del plano, el refuerzo por corte no aporta a la resistencia, por tal razón solo se considera que la mampostería resiste los esfuerzos cortantes. *MADS 2019*, tiene esta ventaja respecto a otros softwares que no calculan la resistencia al corte ante estas solicitaciones, aunque si bien es cierto, es difícil que este tipo de muros fallen por corte, es importante saber cómo se comportara el sistema cuando se vea sometido a este tipo de acciones.

Datos de la separación de los aros		Diseño por fricción y corte	
Cargas de diseño			
Momento último, M_u	5.73	Relación M/V_d	9.22
Fuerza axial última, P_u	20.86	Longitud del alma del muro, b_w	N/A
Fuerza cortante última, V_u	6.67	Cortante resistente de la mampostería, ϕV_{nm}	48.93
		Cortante resistente máximo, ϕV_{n-max}	79.56
		Cortante resistente, ϕV_n	48.93
Condiciones			
$\phi V_n \leq \phi V_{nmax}$, cumple con TMS 9.3.4.1.2			
$\phi V_n \geq V_u$, cumple con TMS 9.3.4.1.2			

Figura 7.15 Resultados de MADS 2019 para la resistencia por cortante (muros cargas fuera del plano)

7.11.3.2 Flexocompresión en el plano

La validación de los cálculos realizados por el *MADS 2019* se realizará teniendo como base los resultados obtenidos del diseño de un muro de mampostería reforzada realizado en el Software *ETABS*. En este caso se realiza la verificación del muro a flexocompresión (diagrama de interacción), a cortante y se comprueba la necesidad de elementos de borde. La Tabla 7.9 muestra los datos ingresados en *ETABS*. El muro se diseña como un muro especial, considerando elementos de borde con longitudes mínimas, para mejorar un poco su ductilidad.

Parámetro	Sistema internacional
<i>Elementos de borde</i>	
B_c	400 mm
H_c	400 mm
<i>Refuerzo de elementos de borde</i>	
Varilla #	16
N. Capas	2
Separación	200
<i>Características del refuerzo longitudinal del muro</i>	
Varilla #	16
N. Capas	1
Separación	600 mm

Tabla 7.9 Datos ingresados en ETABS y MADS 2019

En las Figuras 7.16, 7.17 y 7.18 muestran las cargas a las que el muro está sometido en el plano, así como las propiedades geométricas y configuración del acero longitudinal de refuerzo.

Flexural Design for P, M ₃ and M ₂					
Station	D/C	Flexural	P _u kN	M _{u2} kN-m	M _{u3} kN-m
Top	0.284	1.2CM+CV+SDY+0.3SDX	-192.8189	-6.3169	-141.2745
Bottom	0.511	1.2CM+CV+SDY+0.3SDX	-137.3609	0	-738.6042

Figura 7.16 Cargas y momentos actuantes

Wall Details						
Story ID	Pier ID	Centroid X (mm)	Centroid Y (mm)	Length (mm)	Thickness (mm)	LLRF
Story1	M4Y	0	9600	4000	200	1

Material Properties				
E_m (MPa)	f'_m (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (MPa)	f_{ys} (MPa)
9308	10.34	1	420	420

Design Code Parameters				
Φ_o	Φ_v	IP_{MAX}	IP_{MIN}	P_{MAX}
0.9	0.8	0.04	0.0007	0.8

Figura 7.17 Geometría y propiedades de los materiales usados en ETABS (muro de corte)

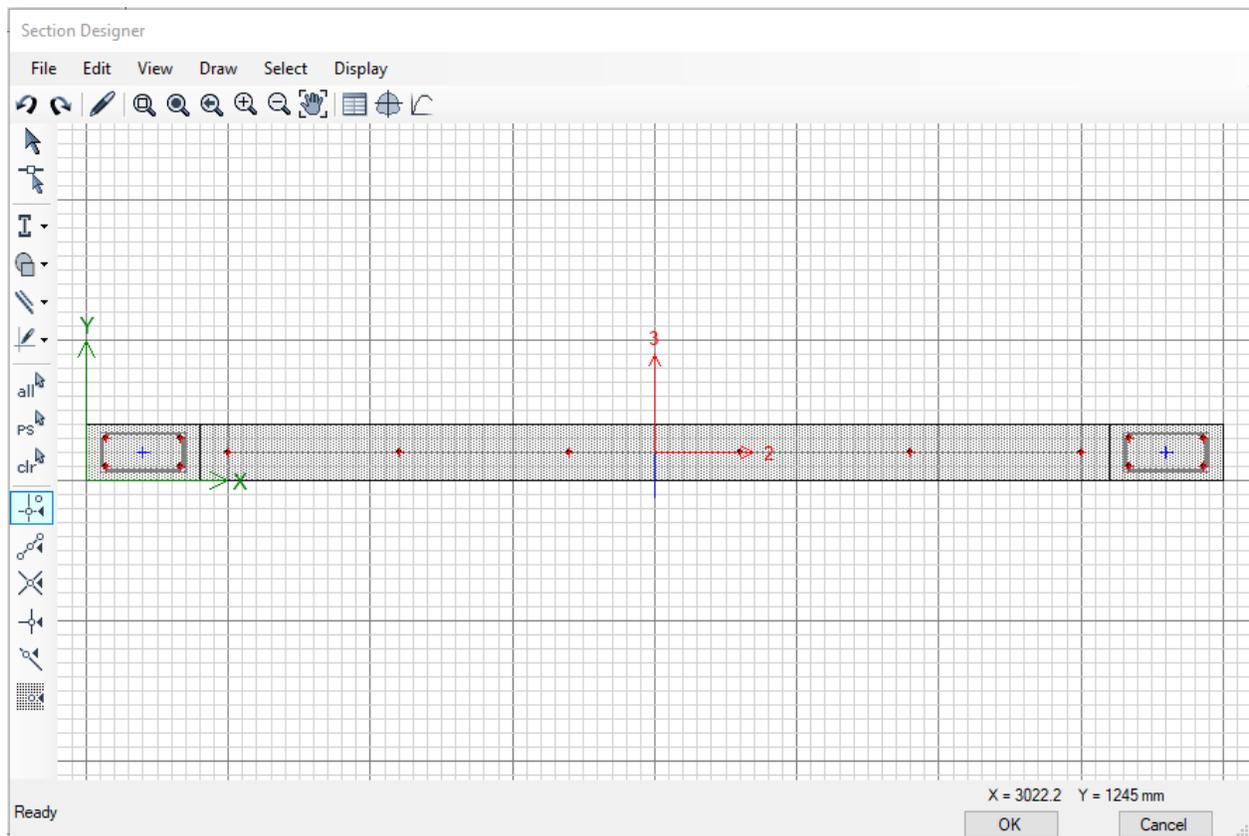


Figura 7.18 Geometría y configuración del acero de refuerzo (muro de corte)

A continuación, se presentan los dos diagramas de interacción generados por cada software.

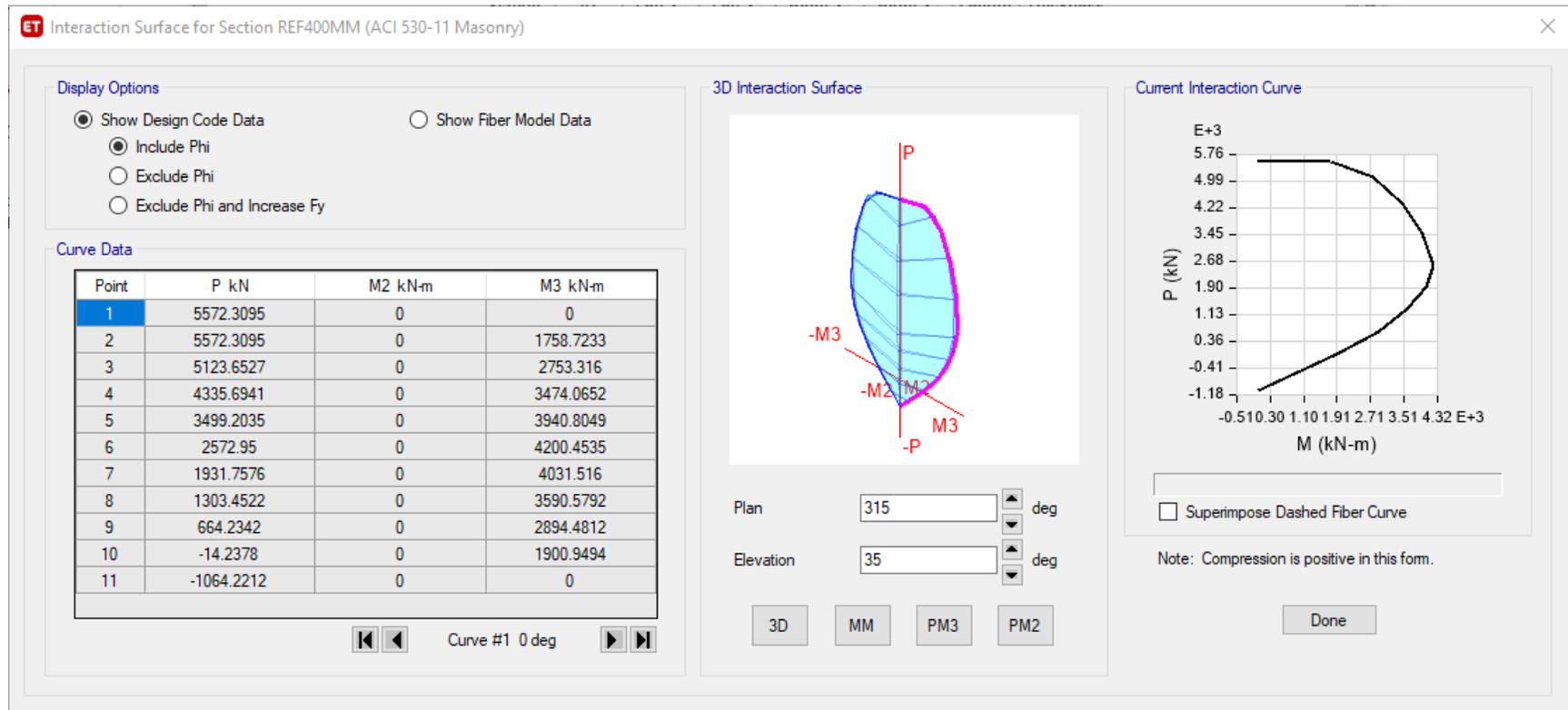


Figura 7.19 Diagrama de interacción mediante el software ETABS

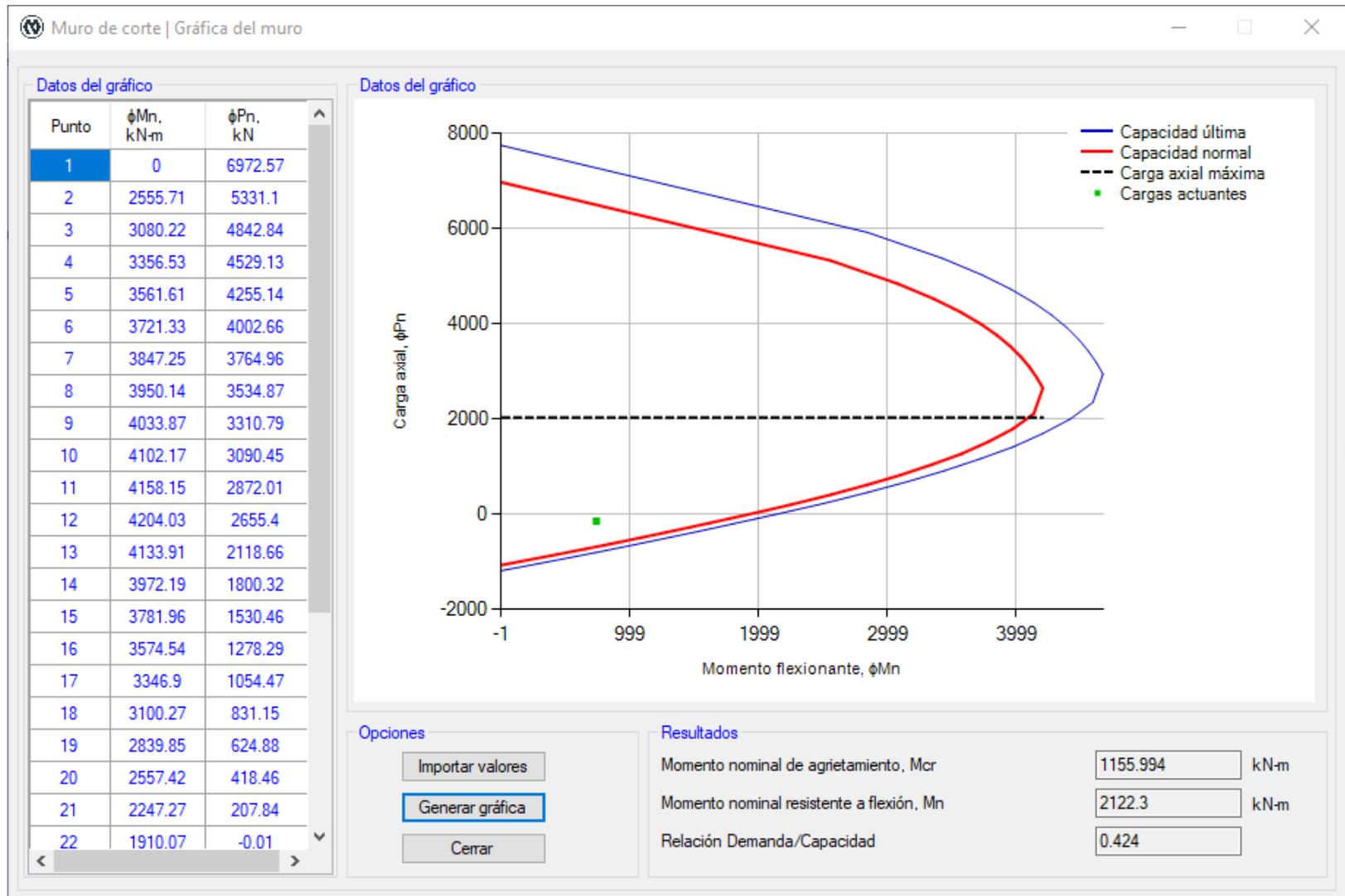


Figura 7.20 Diagrama de interacción MADS 2019

Se observa que las gráficas generadas (Figuras 7.19 y 7.20) por ambos softwares tienen el mismo comportamiento con la ligera diferencia en el punto de compresión pura, ya que en el diagrama de interacción del programa *ETABS* se multiplica la resistencia a la compresión por el factor 0.8. En la siguiente figura se superponen ambas graficas, despreciando el factor 0.8 (es utilizado para tomar en cuenta la excentricidad accidental).

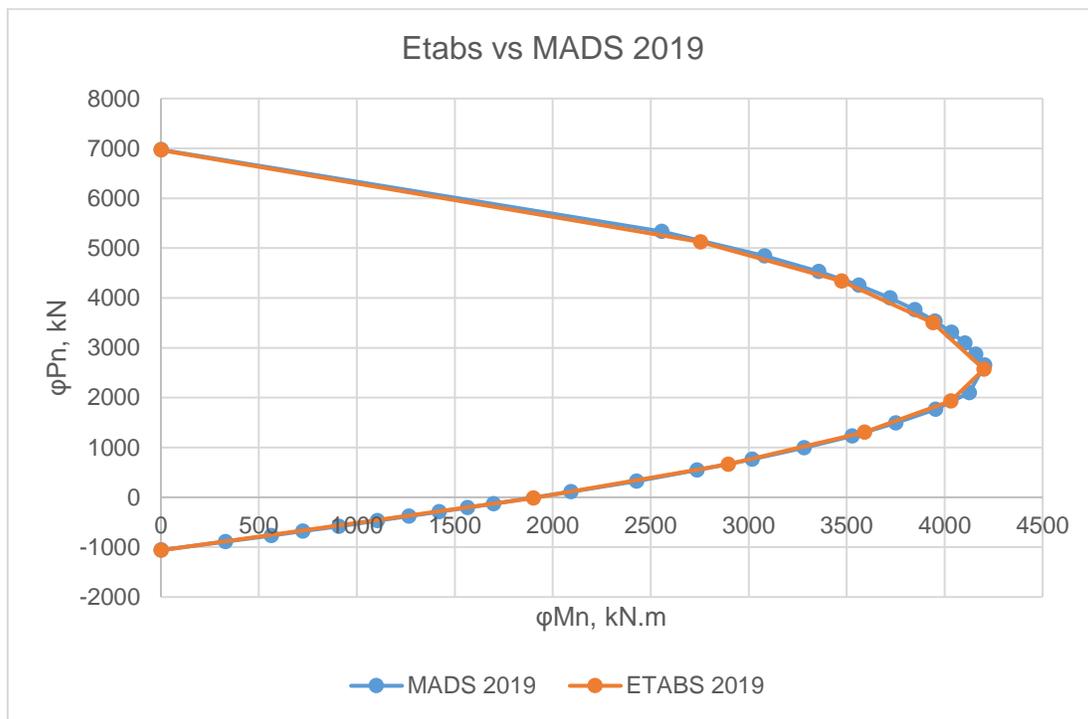


Figura 7.21 Comparación del diagrama de interacción ETABS vs MADS 2019

En la figura anterior podemos observar que el diagrama generado por *MADS 2019* es idéntico al generado por un programa de alta gama, como lo es *ETABS*. Por lo cual, el software desarrollado puede ser utilizado para el diseño de un muro de corte.

En la comprobación por cortante (Figura 7.22) se puede observar una ligera diferencia en la resistencia al cortante de la mampostería (en *MADS 2019* la resistencia es menor a la calculada en *ETABS*), esto es debido a que el software *ETABS* utiliza un momento menor al máximo, lo cual afecta a la relación $M_u/V_u d_v$.

Muro de corte | Refuerzo transversal

Datos de diseño por cortante

Cargas de diseño

Momento último, M_u kN-m

Fuerza axial última, P_u kN

Fuerza cortante última, V_u kN

Aspectos constructivos

Ubicación del refuerzo ▼

Número de capas ▼

Nota: Cuando las consideraciones de diseño presente un muro de tipo intermedio u ordinario, no se debe ubicar el refuerzo en la en la viga.

Observaciones:

- $\phi V_{nf} < V_u$, no cumple según TMS 9.3.6.5
- Usar el ϕV_{nm} , según TMS 9.3.4.1.2 (a,b)

Datos de diseño por cortante

Diseño por fricción de corte

Relación M_u/V_{ud}

Resistencia por fricción de corte, ϕV_{nf} kN

Cortante de diseño para disposiciones sísmicas

Factor de escala usado

Cortante de diseño, V_{udis} kN

Cortante resistente de la mampostería

Cortante resistente de la mampostería, ϕV_{nm} kN-m

Cortante resistente máximo, $\phi V_{nm\max}$ kN

Cortante resistente de las varillas, V_{ns} kN

Área requerida, A_v/S mm²/m

Shear Design

Station Location	ID	Rebar mm ² /m	Shear Combo	P_u kN	M_u kN-m	V_u kN	ϕV_c kN	ϕV_n kN
Top	Leg 1	140	1.2CM+CV+SDY+0.3SDX	-192.8169	103.4841	282.8505	617.8908	711.7708
Bottom	Leg 1	140	1.2CM+CV+SDX+0.3SDY	-137.3609	714.5195	282.8505	467.2545	561.3345

Figura 7.22 Cálculo del cortante resistente según MADS 2019

Además, el *ETABS* no considera la amplificación del cortante (para muros especiales) establecido en el *Código* (TMS 402, 2016), la zona de articulación plástica y las posibles configuraciones de acero de refuerzo, estos aspectos son abordados en el *MADS 2019* y representa una herramienta muy importante para el diseñador, ya que utilizando de forma correcta el programa *MADS 2019* puede realizar un diseño sísmico completo y seleccionar la configuración de refuerzo más óptima y económica.

En la verificación de la necesidad de los elementos de borde, se toma la condición más crítica. El programa *ETABS*, solo hace dos verificaciones, en base a deformaciones y a esfuerzos, mientras que *MADS 2019*, realiza una tercera verificación de acuerdo al *Código* (TMS 402, 2016), lo que le permite al diseñador usar su criterio y elegir porque método comprobar la necesidad de los elementos de contorno. En las Figuras 7.23 y 7.24 se aprecia que los resultados son los mismos.

Hay que tener en cuenta que los elementos de borde se utilizan en la mayoría de los casos, en la zona de articulación plástica, por lo cual es necesario conocer información como: longitud mínima del elemento de borde, altura de la zona de articulación de plástica, altura de la zona crítica. Toda esta información la brinda *MADS 2019*.

Boundary Element Check (Part 1 of 2)

Station Location	ID	Edge Length (mm)	Governing Combo	P _u kN	M _u kN-m	Stress Comp MPa	Stress Limit MPa
Top-Left	Leg 1	0	1.2CM+CV+SDX+0.3SDY	1048.4907	-141.2745	1.58	2.07
Top-Right	Leg 1	0	1.2CM+CV+SDX+0.3SDY	1048.4907	103.4641	1.5	2.07
Bottom-Left	Leg 1	0	1.2CM+CV+SDX+0.3SDY	1106.0073	-736.6042	2.76	2.07
Bottom-Right	Leg 1	0	1.2CM+CV+SDX+0.3SDY	1106.0073	714.5195	2.72	2.07

Boundary Element Check (Part 2 of 2)

C Depth mm	C Limit mm
1111	21688.2
Not Required	Not Required
1149.4	21688.2

Figura 7.23 Comprobación de elementos de borde según ETABS

Muro de corte | Verificación de los elementos de borde

Datos de verificación de los elementos de borde

Cargas actuantes

Momento flexionante último, M_u kN·m

Fuerza axial última, P_u kN

Fuerza cortante última, V_u kN

Características especiales del muro

Tipo de muro de corte:

Gradiente de deformación, α

Detalles sísmicos

Factor de amplificación, C_d

Deriva mínima, $\Delta_{mín}$

Desplazamiento de diseño, δ_u mm

Características geométricas

Altura total del muro, H mm

Altura libre del muro, H_w mm

Longitud del muro, L_w mm

Resultado de la verificación de los elementos de borde

Verificación según MSJC-16

Relación M/Vd

Carga axial máxima P_u -máx kN

Fuerza cortante máxima, V_u -max kN

Verificación en base a deformaciones

Profundidad del eje neutro, c mm

Profundidad máxima del eje neutro límite, c -lim mm

Verificación en base a esfuerzos

Esfuerzo en el muro, σ -muro MPa

Esfuerzo permisible en el muro, σ -perm MPa

Detalles de la zona de articulación plástica

Longitud mínima del EB, B -mín mm

Altura de la sección crítica, H -cri mm

Altura de la zona de bisagra de plástico, H_p mm

Nota: - Se necesitan elementos de borde, según secciones:
TMS 9.3.6.6.1
TMS 9.3.6.6.3
TMS 9.3.6.6.3

Figura 7.24 Comprobación de elementos de borde según MADS 2019

MADS 2019 realiza el diseño de los estribos de confinamiento de elementos de borde, esto es de suma importancia en muros sometidos a flexocompresión en el plano, debido a que la capacidad de disipación de energía depende del buen confinamiento del mismo. En la Figura 7.25 se muestran los resultados del diseño de estribos de confinamiento.

Muro de corte | Detallado del confinamiento

Características físicas del confinamiento

Características de la mampostería

Resistencia de la mampostería, f_m MPa

Módulo de elasticidad, E_m MPa

Deformación de la mampostería, ϵ_m

Deformación última de la mampostería, ϵ_{mu}

Recubrimiento y separación

Recubrimiento superior de los EB mm

Recubrimiento en los extremos mm

Nota: Debe introducir los siguientes valores antes de verificar:

- No. de barras en el perímetro de confinamiento
- Separación del acero de refuerzo
- Designación de la varilla

Características mecánicas del confinamiento

Factores de confiabilidad

No. de barras en el perímetro de confinamiento

Factor de confiabilidad, k_n

Factor de confiabilidad, k_p

Area de acero requerida

Separación del acero de refuerzo, S mm

Área de acero requerido, A_{sreq} mm²

Selección del refuerzo

Designación de la varilla

Area de acero de la varilla, A_v mm²

Separación máxima, $S_{máx}$ mm

Figura 7.25 Diseño de confinamiento de elementos de borde según MADS 2019

7.11.4 Verificación de anclaje.

En esta comparación, para la validación de los cálculos realizado por el *MADS 2019*, se realizará teniendo como base los resultados de una hoja de Excel de la *National Concrete Masonry Association* (NCMA, 2019). Los datos de dicho ejemplo se muestran en la Tabla 7.10, los cuales se introdujeron en el *MADS 2019*.

Parámetro	Sistema Ingles	Sistema Internacional
Propiedades y geometría		
f_y	60000 psi	413.7 MPa
d_b	½ in	12.70 mm
f'_m	2000 psi	13.79 MPa
t	7.4803 in	190 mm
l_{be}	3.25 in	82.55 mm
l_b	8 in	203.2 mm
Nota: Se trata de perno de cabeza, localizado en la parte superior de la mampostería y expuesto al clima.		
Cargas (Factoradas)		
V_u	500 lbs	2224 N
e	2 in	50.8 mm
x	4 in	101.6 mm
P_u	1000 lbs	4448 N

Tabla 7.10 Datos del Excel de la (NCMA, 2019)

Las Figuras 7.26 y 7.27 muestran los resultados del *MADS 2019*; las Figuras 7.28 y 7.29 muestran los resultados del Excel de la *NCMA*. La Tabla 7.11 muestra los resultados de la hoja de Excel de la *NCMA* del sistema ingles al sistema internacional; además, una comparación de los resultados de la hoja de Excel de la *NCMA* versus el *MADS 2019*.

Diseño a tensión axial de la conexión

Datos de interés

Datos geométricos y mecánicos

Mínima longitud efectiva, L_b, min mm

Recubrimiento mínimo mm

Recubrimiento real mm

Fuerza de tensión total mm

[Mostrar resultados](#)

Estados límites

Estado límite de tensión del acero del perno

Resistencia nominal N

Factor de reducción de resistencia, ϕ

Resistencia de diseño N

Estado límite del retiro del perno

Resistencia nominal N

Factor de reducción de resistencia, ϕ

Resistencia de diseño N

Resultado final

Resistencia de diseño a tensión axial, ϕB_{an} N

Exportar datos

[Guardar y cerrar](#)

Observaciones:

-

Figura 7.26 Resultados del MADS 2019 para la resistencia de diseño a tensión axial

Diseño a cortante de la conexión

Datos de interés

Datos geométricos y mecánicos

Mínima longitud efectiva, L_b, min mm

Recubrimiento mínimo mm

Recubrimiento real mm

Fuerza de tensión total mm

Estados límites

Área proyectada por tensión, A_{pv} mm²

Estado límite de ruptura de la mampostería

Resistencia nominal N

Factor de reducción de resistencia, ϕ

Resistencia de diseño N

Estados límites

Estado límite de aplastamiento de la mampostería

Resistencia nominal N

Factor de reducción de resistencia, ϕ

Resistencia de diseño N

Estado límite de pryout del perno

Resistencia nominal N

Factor de reducción de resistencia, ϕ

Resistencia de diseño N

Estado límite de fluencia de cortante del acero del perno

Resistencia nominal N

Factor de reducción de resistencia, ϕ

Resistencia de diseño N

Resultado final

Resistencia de diseño a cortante, ϕB_{vn} N

Exportar datos

Observaciones:

Figura 7.27 Resultados de MADS 2019 para la resistencia de diseño a cortante

Determine Tensile Capacity

$$h_1 = 4.75 \text{ in} \quad s_1 = 14.62 \text{ in} \quad A_1 = 49.96 \text{ in}^2$$

$$h_2 = 3.77 \text{ in} \quad s_2 = 13.58 \text{ in} \quad A_2 = 36.10 \text{ in}^2$$

$$A_{pt} = \pi l_b^2 = 115.00 \text{ in}^2$$

[TMS 402-13 Eqn. 9-1] Masonry Tensile Breakout ($\phi = 0.5$) $B_{anb} = 4A_{pt}\sqrt{f'_m} = 20572 \text{ lbs}$

[TMS 402-13 Eqn. 9-2] Steel Tensile Yield ($\phi = 0.9$) $B_{ans} = A_b f_y = 8520 \text{ lbs}$

[TMS 402-13 Eqn. 9-4] Anchor Pullout ($\phi = 0.65$) $B_{anp} = (1.5f'_m e_b d_b + 300\pi(l_b + e_b + d_b)d_b) = \text{N/A lbs}$

Design Axial Strength $\phi B_{an} = 7668 \text{ lbs} > b_{af} <\text{Satisfactory}>$

Governing Failure Mode: **Anchor Yielding**

Figura 7.28 Resultados del Excel de la (NCMA, 2019) para la resistencia de diseño a tensión axial

Determine Shear Capacity

$$A_{pv} = \frac{\pi l_{be}^2}{2} = 16.59 \text{ in}^2$$

[TMS 402-13 Eqn. 9-6] Masonry Shear Breakout ($\phi = 0.5$) $B_{vnb} = 4A_{pv}\sqrt{f'_m} = 2968 \text{ lbs}$

[TMS 402-13 Eqn. 9-7] Masonry Crushing ($\phi = 0.5$) $B_{vnc} = 1050\sqrt[4]{f'_m A_b} = 4310 \text{ lbs}$

[TMS 402-13 Eqn. 9-8] Anchor Shear Pryout ($\phi = 0.5$) $B_{vnpry} = 2.0B_{anb} = 8A_{pt}\sqrt{f'_m} = 41143 \text{ lbs}$

[TMS 402-13 Eqn. 9-9] Steel Shear Yielding ($\phi = 0.9$) $B_{vns} = 0.6A_b f_y = 5112 \text{ lbs}$

Design Shear Strength $\phi B_{vn} = 1484 \text{ lbs} > b_{vf} <\text{Satisfactory}>$

Governing Failure Mode: **Breakout**

Check Combined Tension and Shear Interaction

TMS 402-13 Eqn. 9-10 $\frac{b_{af}}{\phi B_{an}} + \frac{b_{vf}}{\phi B_{vn}} = 0.506 < 1.000 <\text{Satisfactory}>$



Figura 7.29 Resultados del Excel de la (NCMA, 2019) para la resistencia de diseño a cortante

De acuerdo a la Tabla 7.11 se puede observar que los resultados del *MADS 2019* presenta una variación mínima, la cual podemos considerar despreciable dado que la relación de los resultados del *MADS 2019* y la (NCMA, 2019) es eficiente, puesto que en general se encuentra por encima del 99.89%.

Además, se debe de considerar que esa variación se debe a efectos de redondeo efectuado en la conversión del sistema ingles al sistema internacional.

Parámetro	Resultados de la (NCMA, 2019)		Resultados del MADS 2019	Eficiencia % (MADS 2019)
	Sistema Ingles	Sistema Internacional	Sistema Internacional	
B_{anb}	20572 lbs	91504.26 N	91403.85 N	99.890
B_{ans}	8520 lbs	37896.96 N	37872.99 N	99.937
ϕB_{an}	7668 lbs	34107.26 N	34085.69 N	99.937
B_{vnb}	2968 lbs	13201.66 N	13196.97 N	99.964
B_{vnc}	4310 lbs	19170.88 N	31949.71 N	-
B_{vnpry}	41143 lbs	183004.06 N	182807.7 N	99.893
B_{vns}	5112 lbs	22738.18 N	22723.8 N	99.937
ϕB_{vn}	1484 lbs	6600.83 N	6598.49 N	99.965
Interacción	0.506		0.22	-

Nota: En la capacidad a tensión gobierna la tensión del acero (B_{ans}). En la capacidad a cortante gobierna el estado límite de ruptura de la mampostería (B_{vnb}).

Tabla 7.11 Comparación de los resultados de la hoja de Excel de la (NCMA, 2019) vs MADS 2019

Al mismo tiempo, se observa que en el estado límite de aplastamiento de la mampostería, B_{vnc} , y en la ecuación de interacción se presenta una gran variación en los resultados entre la NCMA y el MADS 2019. Esto debido a que la (NCMA, 2019) utiliza el Código (TMS 402, 2013) mientras que el MADS 2019 usa el Código (TMS 402, 2016), y en dichos parámetros se presenta una variación en la fórmula para realizar el cálculo, como se describe a continuación:

En el estado límite de aplastamiento de la mampostería, B_{vnc} , del Código (TMS 402, 2013), utiliza la fórmula: $B_{vnc} = 3216 \sqrt[4]{f'_m A_b}$, mientras que el Código (TMS 402, 2016): $B_{vnc} = 5360 \sqrt[4]{f'_m A_b}$, las formulas antes escritas están en el sistema internacional; ello explica la gran diferencia en el resultado en este estado límite de falla. En la ecuación de

interacción en el *Código* (TMS 402, 2013) se utiliza la Ecuación 7.1, mientras que en el *Código* (TMS 402, 2016) se utiliza la Ecuación 7.2.

$$\frac{b_{au}}{\phi B_{an}} + \frac{b_{vu}}{\phi B_{vn}} \leq 1 \quad (7.1) / (\text{TMS 402, 2013}) \text{ Ecu 9.10}$$

$$\left(\frac{b_{au}}{\phi B_{an}}\right)^{5/3} + \left(\frac{b_{vu}}{\phi B_{vn}}\right)^{5/3} \leq 1 \quad (7.2) / (\text{TMS 402, 2016}) \text{ Ecu 9.10}$$

Para efectos de comparación se calculará, a continuación, la ecuación de interacción usando la Ecuación 7.1 con los resultados obtenidos del *MADS 2019*:

$$\frac{5782.40}{34085.69} + \frac{2224}{6598.49} = 0.506$$

El resultado anterior concuerda con el del Excel de la (NCMA, 2019), por lo que el cálculo es satisfactorio. Podemos concluir que los cálculos realizados por el *MADS 2019* son correctos y satisfactorios para realizar el diseño de anclaje.

7.11.5 Verificación de muro diafragma.

En esta validación de los cálculos realizado por el *MADS 2019*, se realizará teniendo como base los resultados de *Design of Concrete Masonry Infill* de la (NCMA, 2011). Los datos de dicho ejemplo se muestran en la Tabla 7.12 y 7.13.

Propiedad	Valor
Dimensión vertical del relleno, h_{inf}	4877 mm
Longitud del relleno, l_{inf}	9144 mm
Espesor del relleno, t_{inf}	194 mm
Espesor neto del relleno, $t_{net\ inf}$	64 mm
Resistencia a la compresión de la mampostería, t_{inf}	10.34 MPa

Tabla 7.12 Datos del ejemplo de *Design of Concrete Masonry Infill* (NCMA, 2011) para muros diafragmas

Propiedad	Valor
Módulo de elasticidad del concreto, E_c	200000 MPa
Momento de inercia de las vigas de contorno en el plano, I_{bb}	87000000 mm ⁴

Momento de inercia de las columnas de contorno en el plano, I_{cc}	22000000 mm ⁴
Momento de inercia de las vigas de contorno fuera del plano, I_{bb}	19000000 mm ⁴
Momento de inercia de las columnas de contorno fuera del plano, I_{cc}	100000000 mm ⁴

Tabla 7.13 Propiedades de los materiales de los elementos de contorno

Cargas de diseño	Valor
Cortante último, V_u	13.50 kN
Carga actuante de flexión, q_u	1.15 MPa

Tabla 7.14 Cargas de diseño

Las Figuras 7.30 y 7.31 muestran los resultados del *MADS 2019*. La Tabla 7.15 muestra los resultados de *Design of Concrete Masonry Infill* de la (NCMA, 2011); además, se presenta una comparación de los resultados de la de la (NCMA, 2011) con el *MADS 2019*.

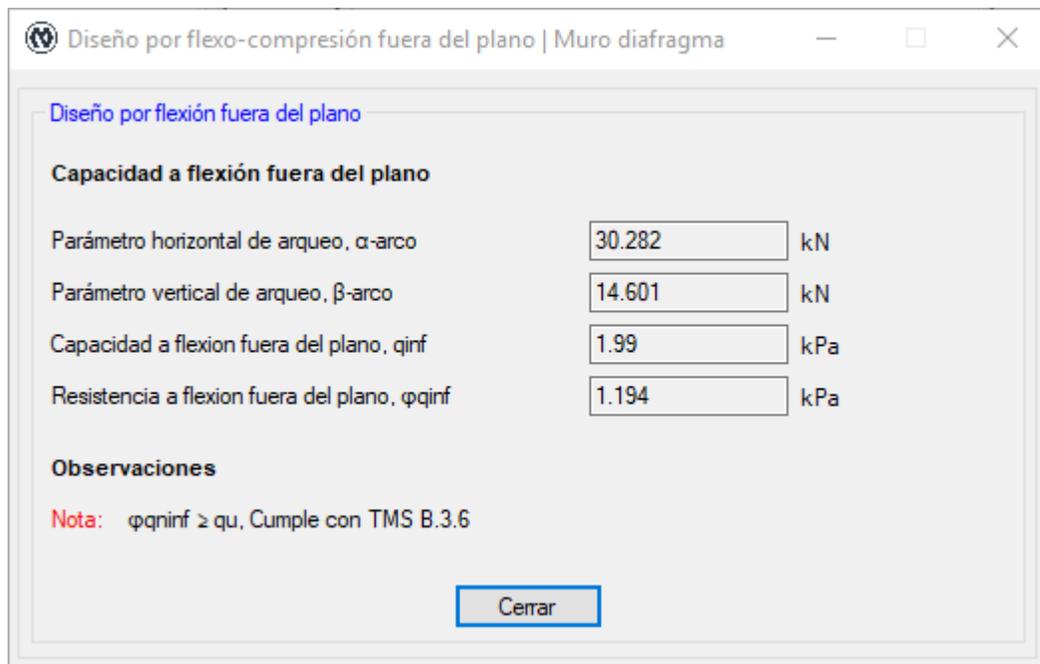


Figura 7.30 Diseño por flexión fuera del plano de muros diafragmas (relleno de mampostería) del *MADS 2019*

Diseño por cortante en el plano | Muro diafragma

Diseño por flexión fuera del plano

Esbeltez y ángulo de la diagonal

Ángulo de la diagonal del puntal, θ -Puntal

Límite de esbeltez

Ancho equivalente de la diagonal

Rigidez característica del puntal, λ -Puntal 1/mm

Ancho equivalente de la diagonal, w -inf mm

Resistencia al cortante

Rigidez del marco arriostrado

Rigidez equivalente del marco arriostrado, K_{eff} kN/m

Longitud de la diagonal, d mm

Capacidad a corte del relleno de mampostería

Cortante resistente nominal sin refuerzo, V_{nm} kN

Cortante nominal del relleno de mampostería, V_{ninf} kN

Cortante resistente, ϕV_{ninf} kN

Condiciones

Nota: Se cumple condición de esbeltez, según TMS B.3.1.1
Resistencia nominal cumple con TMS B.3.4.3

Figura 7.31 Diseño por cortante de muro diafragma (relleno de mampostería) del MADS 2019

De acuerdo a la Tabla 7.15 los resultados del MADS 2019 presentan una variación mínima, la cual podemos considerar despreciable dado que la relación de los resultados del MADS 2019 y la (NCMA, 2011) es eficiente, puesto que en general se encuentra por encima del 99.167%.

Parámetro	Resultados de la (NCMA, 2019)	Resultados del MADS 2019	Eficiencia % (MADS 2019)
ϕq_{inf}	1.20 kPa	1.19 kPa	99.167
w_{inf}	220.980 mm	219.449 mm	99.307
k_{eff}	9818.000 kN/mm	9818.714 kN/mm	99.993
ϕV_{ninf}	60.000 kN	59.558 kN	99.263

Tabla 7.15 Comparación de los resultados de Design of Concrete Masonry Infill de la (NCMA, 2011) vs MADS 2019

CAPÍTULO 8

Conclusiones y Recomendaciones

8. Capítulo VIII: Conclusiones y Recomendaciones

8.1 Conclusiones

- Mediante la recopilación y estudio de la información bibliográfica que respalda el presente trabajo, se ha logrado presentar una descripción de los procedimientos de diseño de los elementos de mampostería reforzada y confinada, los cuales se establecen como una guía para el diseño de los miembros que componen una estructura de mampostería construida a partir de unidades de bloques de concreto. Dichos procedimientos han facilitado una mayor comprensión en la temática del diseño sismorresistente de miembros estructurales de mampostería.
- A través de la elaboración de hojas de cálculo en Microsoft Excel, se logró programar de forma ordenada y detallada el procedimiento de diseño de cada uno de los miembros que conforman una estructura de mampostería reforzada y confinada, preparando las condiciones que concurrirían a la realización del programa *MADS 2019*, familiarizándonos con todos los parámetros, propiedades y requerimientos que hay que considerar en el diseño sísmico de los miembros estructurales de mampostería, previo al desarrollo en el lenguaje de programación Microsoft Visual C#.
- Se compararon los resultados con ejemplos de diseño desarrollados en los *libros* *Design of Reinforced Masonry Structures* (Narendra Taly, 2010), *Masonry Structural Design* (Richard E. Klingner, 2010); y para el caso de muro de corte, se contrastó con el software ETABS. De manera general, los resultados del *MADS 2019* resultan con una eficiencia mayor al 99.90%. Por lo antes mencionado, se puede corroborar que el *MADS 2019* resulta confiable para realizar diseños sísmicos de miembros estructurales de mampostería.

8.2 Recomendaciones

- A futuras generaciones de la carrera de ingeniería civil profundizar sobre la temática del diseño sismorresistente de miembros estructurales de mampostería, considerando las limitantes y desventajas mencionadas en el *MADS 2019*.
- Realizar actualizaciones del programa debido a los constantes cambios de *The Masonry Society (TMS)* cuando un nuevo código sea publicado, ya que el *MADS 2019* está sustentado con las normas publicadas en el 2016, (*TMS 402, 2016*).
- Retomar el desarrollo del software *MADS 2019* interconectándolo con programas de análisis (como la interfaz de programación de aplicaciones API de Computer and Structures, Inc, utilizada por el software *ETABS*), ya que permite extraer las propiedades y todas cargas actuantes de los miembros que conforman una estructura de mampostería y de esta manera optimizar el diseño.

9. Bibliografía

ASCE 07. (2016). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia, Estados Unidos: American Society of Civil Engineers.

Carlos Córdova. (2015). *Diseño de Estructuras de Hormigón Armado*. Santiago de Chile: USACH.

CR-001. (2017). *Reglamento Nacional de Construcción de Concreto Estructural*. Managua.

CSA S304. (2014). *Design of Masonry Structures*. Ottawa, Ontario, Canada: Canadian Standards Association.

FEMA 306. (2006). *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings*. Washington, D.C: Applied Technology Council.

Gregory Kingsley, Benson Shing. (2014). *Seismic Design Of Special Reinforced Masonry Shear Walls*. California: National Institute of Standards and Technology.

James Amrhein, Max Porter. (2007). *Reinforced Masonry Engineering Handbook*. Estados Unidos de América: International Code Council.

Khatri Dilip. (2005). *Structural Design of Masonry*. Estados Unidos de America: International Code Council.

MP-001. (2017). *Norma Mínima de Diseño y Construcción de Mampostería*. Managua.

Narendra Taly. (2010). *Design of Reinforced Masonry Structures*. California: McGraw-Hill Companies.

NCMA. (2019). *Design of Anchor Bolts Embedded in Concrete Masonry*. California: County Materials Corporation.

NTCM. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería*. México.

NTON. (2016). *Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense*. Managua.

Richard E. Klingner. (2010). *Masonry Structural Design*. United States: McGraw-Hill.

RNC-07. (2007). *Reglamento Nacional de Construcción*. Managua, Nicaragua: Ministerio de Transporte e Infraestructuras.

SEAOC. (2013). *Examples for Light-Frame, Tilt-Up and Masonry Buildings* (Vol. 3). California: International Code Council.

Svetlana Brzev, Donald Anderson. (2018). *Seismic Design Guide for Masonry Buildings* (Vol. 2). Vancouver, Canada: Canadian Concrete Masonry Producers Association.

TMS 402. (2016). *Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures*. California: The Masonry Society.

TMS 602. (2016). *Specification for Masonry Structures*. California: The Masonry Society.

ANEXOS

Anexos

Anexo A: Manual de Usuario del MADS 2019

Ejemplo de diseño de vigas.

A continuación, se presenta el Algoritmo (Datos Input/Datos Output) del ejemplo de diseño de una viga, generada por el software *MADS 2019*. En la siguiente figura se presenta la sección transversal y sus propiedades geométricas.

Para ingresar los datos de diseño, primeramente, se selecciona una opción de diseño de las que ofrece el MADS 2019; en nuestro caso es una viga dintel, simplemente reforzada. Por lo que en el comando de “Vigas” seleccionamos “Viga dintel”.

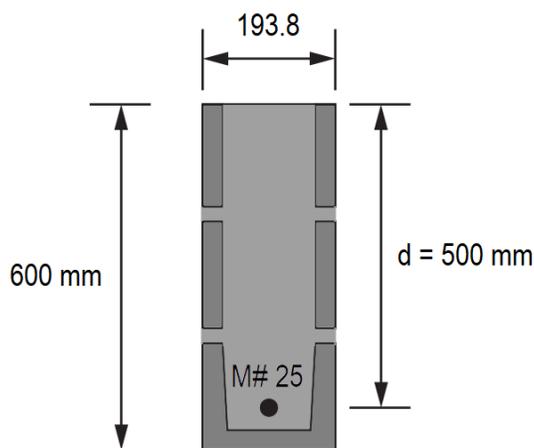


Imagen 1 Propiedades geométricas y sección transversal de viga de mampostería reforzada

1. Pestaña “Definir”, se elige “Propiedades de los materiales” y se introducen los datos de propiedades de la mampostería, del mortero y acero de refuerzo (INPUT).

En el presente ejemplo se introducen los siguientes valores: $f'_m = 10.34$ MPa, Tipo de mortero: N, Característica del mortero: Cemento de mampostería y $f_y = 420$ MPa. Los demás parámetros considerados en la ventana “Propiedades de los materiales” son calculados de forma automática por el MADS 2019.

Por último, se le da clic en el botón “Guardar” para guardar las propiedades de los materiales ingresadas; con ello la ventana se cerrará automáticamente.

Viga dintel | Propiedades de los materiales

Propiedades de la mampostería

Resistencia de la mampostería, f_m	<input type="text" value="10.34"/>	MPa
Módulo de elasticidad, E_m	<input type="text" value="9306"/>	MPa
Deformación de la mampostería, ϵ_m	<input type="text" value="0.0025"/>	

Propiedades del mortero

Tipo de mortero	<input type="text" value="N"/>	
Características del mortero	<input type="text" value="Cemento de mamposte"/>	
Módulo de ruptura, f_r	<input type="text" value="689"/>	kPa

Propiedades del acero

Resistencia a la fluencia, f_y	<input type="text" value="420"/>	MPa
Módulo de elasticidad, E	<input type="text" value="200000"/>	MPa

Guardar

2. En la pestaña “Definir”, se elige “Propiedades geométricas” se selecciona el tipo de bloque y se introducen las características de la viga (INPUT).

En el presente ejemplo se selecciona el tipo de bloque de 200x190x390, para fines didácticos, se le da clic en el botón “Modificar”, para poder modificar las dimensiones del bloque y se modifica el ancho del bloque a 193.8 mm, posteriormente se da clic en el botón “Cargar>>”. Luego, se introduce el número de bloques para formar la viga = 4, el recubrimiento del refuerzo = 100 mm y la longitud del claro = 3600 mm. Los demás parámetros considerados en la ventana “Propiedades geométricas” son calculados de forma automática por el MADS 2019.

3. Por último, se le da clic en el botón “Guardar” para guardar las propiedades geométricas ingresadas; con ello la ventana se cerrará automáticamente Pestaña

“Definir”, se elige “Cargas de diseño” y se introducen las cargas correspondientes (INPUT). En el presente ejemplo se introducen las siguientes cargas: $M_{u-max} = 73.2142 \text{ kN} - \text{m}$, $M_a = 27.2857 \text{ kN} - \text{m}$, $V_{u-max} = 80.068 \text{ kN}$ y $W_{u-max} = 47.7817 \text{ kN/m}$.

Por último, se le da clic en el botón “Guardar” para guardar las cargas de diseño ingresadas; con ello la ventana se cerrará automáticamente.

Cabe mencionar que las cargas de diseño introducidas deben de ser obtenidas a partir de un análisis estructural previo, el cual está fuera del alcance del MADS 2019.

Cargas de diseño para la viga		
Momento flexionante máximo, M_{u-max}	<input type="text" value="73.2142"/>	kN-m
Momento por carga de servicio, M_a	<input type="text" value="27.2857"/>	kN-m
Fuerza cortante máxima, V_{u-max}	<input type="text" value="80.068"/>	kN
Carga uniformemente distribuida, $W_{u-máx}$	<input type="text" value="47.7817"/>	kN/m

Nota: Las cargas introducidas fueron obtenidas a partir de un análisis estructural previo en la edificación, y son correspondientes a cargas sísmicas con el mayor efecto sobre los miembros.

Si se desea modificar los valores de los factores de reducción de resistencia establecidos por el Código TMS 402-16, se da clic en la pestaña “factores de reducción de resistencia”. En el presente ejemplo se considerarán los valores de los factores de diseño que tiene por defecto el MADS 2019. Por lo que no es necesario abrir esta ventana.

4. Pestaña “Diseñar”, se selecciona “Diseño por flexión” para generar todo el diseño del miembro en estudio ante esta solicitud (OUTPUT).

Con los datos ingresados en la pestaña “Definir” se procede a realizar el diseño en cualquier solicitud de la pestaña “Diseñar”. En la ventana de “Diseño por flexión” se designa la varilla de refuerzo = #25 y el número de varillas de refuerzo = 1. Cabe

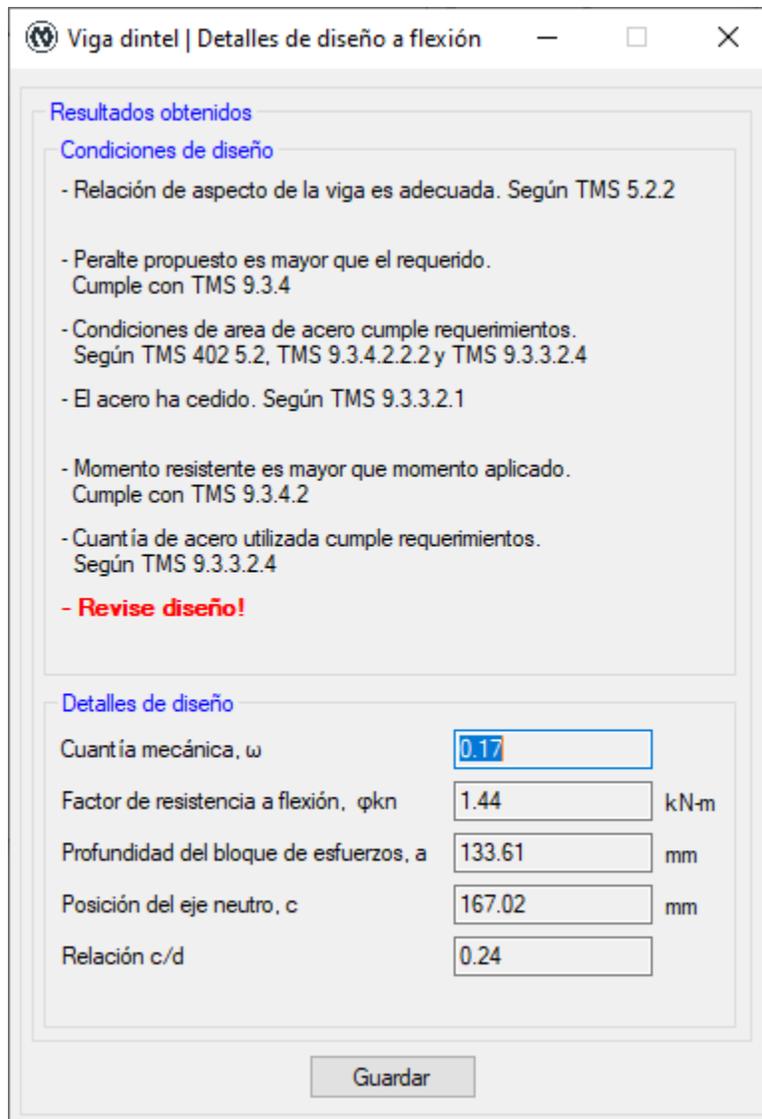
mencionar, que los valores de M_{u-max} y M_a , introducidos en “Cargas de diseño”, son editables en esta ventana. Para realizar el diseño se da clic en “Calcular”.

Se le da clic en el botón “Guardar” para guardar el diseño por flexión; con ello la ventana se cerrará automáticamente. Pero si el diseño no cumple con algún requisito de diseño del Código TMS 402-16, se mostrará un mensaje y no se podrá guardar el diseño.

Nota: En esta ventana se tiene un link llamado “Ver detalles”, al hacer clic en dicho link se mostrará una ventana con los “Detalles de diseño a flexión”, donde se puede apreciar la verificación de las condiciones de diseño impuestas por el Código TMS 402-16; y los detalles de diseño. Por último, se le da clic en el botón “Guardar”, con ello la ventana se cerrará automáticamente.

Datos de diseño	
Momento flexionante máximo, M_{u-max}	73.2142 kN-m
Momento por cargas de servicio, M_a	27.2857 kN-m
Designación de la varilla de refuerzo	#25
Número de varillas de refuerzo	1

Resultados obtenidos	
Área de acero propuesta	
Cuantía balanceada, p_b	0.008563 kN-m
Cuantía asumida, $0.5p_b$	0.004282 kN-m
Peralte requerido, d_{req}	511.75 mm
Área de acero propuesta, A_{s-prop}	510 mm ²
Área de acero requerida, A_{s-req}	307.44 mm ²
Revisión de resistencia, acero máximo y mínimo	
Momento resistente, ϕM_n	122.067 kN-m
Cuantía mínima, p_{min}	0.001313
Área de acero mínima, A_{s-min}	178.17 mm ²
Cuantía máxima, p_{max}	0.006422
Área de acero máxima, A_{s-max}	871.26 mm ²



5. Pestaña “Diseñar”, se elige “Diseño por cortante” y se genera todo el diseño del miembro en estudio ante esta solicitación (OUTPUT).

En esta ventana se genera automáticamente la separación máxima del refuerzo por cortante permitida por el Código TMS 402-16, para el miembro en estudio. Se designa la varilla de refuerzo = #10 y la separación propuesta = 350 mm. Cabe mencionar, que el valor de V_{u-max} , introducido en “Cargas de diseño”, es editable en esta ventana. Para realizar el diseño de da clic en “Calcular”. En la parte inferior de la ventana podemos apreciar la verificación de las condiciones de diseño impuestas por el Código TMS 402-16.

Se le da clic en el botón “Guardar” para guardar el diseño por cortante; con ello la ventana se cerrará automáticamente. Pero si el diseño no cumple con algún requisito de diseño del Código TMS 402-16, se mostrará un mensaje y no se podrá guardar el diseño.

Nota: Si se desea ver el diseño por deflexión, se debe dar clic en el botón “Ver diseño por deflexión” y se mostrará una ventana con los resultados obtenidos del diseño a deflexión, donde se puede apreciar la verificación de las condiciones de diseño impuestas por el Código TMS 402-16; y los detalles de diseño. Por último, se le da clic en el botón “Cerrar”, con ello la ventana se cerrará automáticamente.

Diseño por deflexión	
Longitud máxima del claro, $L_c\text{-max}$	5600 mm
Momento de inercia efectivo	
Momento nominal de agrietamiento, M_{cr}	14.24 kN-m
Profundidad del eje neutro, c	167.02 mm
Momento de inercia de la sección agrietada	3414552475.1 mm ⁴
Momento de inercia efectivo, I_e	4104985844.2 mm ⁴
Verificación de deflexión	
Deflexión máxima permitida, $\Delta_{máx}$	6 mm
Deflexión de servicio, Δ_{serv}	0.96 mm
- No se necesita revisar.	
- Control de deflexiones cumple con TMS 5.2.1.4.2	
-	
Cerrar	

Viga dintel | Diseño por cortante

Datos de diseño

Fuerza cortante máxima, V_u -max kN

Designación de la varilla de refuerzo

Separación máxima, S_{max} mm

Separación propuesta, S mm

- No es necesario refuerzo adicional por cortante.
Según TMS 9.3.4.2.3

- Area propuesta de acero cumple!

- Usar estribos #10 espaciados @350 mm.

- Distancia desde el centro del tramo en el que no se requiere refuerzo de corte (donde $V_u < \phi V_{nm}$) es igual a: 1364 mm.

Resultados obtenidos

Fuerzas cortantes

Relación Momento-Cortante-Peralte, M/Vd

Cortante resistente de la mampostería, ϕV_{nm} kN

Cortante resistente de los estribos, V_{ns} kN

Cortante resistente de diseño, ϕV_{n-dis} kN

Areas de acero para cortante

Area de acero requerida, A_s -req mm²

Area de acero propuesta, A_s -prop mm²

Area mínima por metro de longitud

Area de acero mínima, A_s -min mm²/m

Area de acero provista, A_s -prov mm²/m

Ejemplo de diseño de muros de corte.

A continuación, se presenta el Algoritmo (Datos Input/Datos Output) del ejemplo de diseño de un muro sometido a cargas en el plano, generado por el software *MADS 2019*. En la Figura se presenta la sección transversal y sus propiedades geométricas.

Para ingresar los datos de diseño, primeramente, se selecciona una opción de diseño de las que ofrece el *MADS 2019*; en nuestro caso es un muro con cargas en el plano. Por lo que en el comando de “Muros” seleccionamos “Muro de corte”.



Imagen 2 *Propiedades geométricas y sección transversal de un muro de mampostería reforzada*

6. Pestaña “Definir”, se elige “Propiedades de los materiales” y se introducen los datos de propiedades de la mampostería, del mortero y acero de refuerzo (INPUT).

En el presente ejemplo se introducen los siguientes valores: $f'_m = 10.34$ MPa, Tipo de mortero: M, Característica del mortero: Mortero cemento y $f_y = 420$ MPa, Tipo de mampostería: Totalmente llena. Los demás parámetros considerados en la ventana “Propiedades de los materiales” son calculados de forma automática por el *MADS 2019*.

Por último, se le da clic en el botón “Guardar” para guardar las propiedades de los materiales ingresadas; con ello la ventana se cerrará automáticamente.

Muro de corte | Propiedades de los materiales

Propiedades de la mampostería

Resistencia de la mampostería, f_m MPa

Módulo de elasticidad, E_m MPa

Defomación de la mampostería, ϵ_m

Propiedades del mortero

Tipo de mampostería Totalmente llena
 Parcialmente llena

Tipo de mortero

Características del mortero

Módulo de ruptura, f_r kPa

Propiedades del acero

Características de las varillas de refuerzo

Resistencia a la fluencia, f_y MPa

Características del alambre de refuerzo

Resistencia a la fluencia, f_y MPa

Módulo de elasticidad, E MPa

7. En la pestaña “Definir”, se elige “Propiedades geométricas” se selecciona el tipo de bloque y se introducen las características del muro (INPUT).

En el presente ejemplo se selecciona el tipo de bloque de 200x190x390 y se da clic en el botón “Cargar>>”. Luego, se introduce la altura libre del muro = 3000 mm y la longitud nominal del muro = 4000 mm. Los demás parámetros considerados en la ventana “Propiedades geométricas” son calculados de forma automática por el MADS 2019.

Por último, se le da clic en el botón “Guardar” para guardar las propiedades geométricas ingresadas; con ello la ventana se cerrará automáticamente.

Muro de corte | Propiedades geométricas

Tipo de bloque

Seleccionar

- 90 x 190 x 390
- 100 x 190 x 390
- 140 x 190 x 390
- 150 x 190 x 390
- 190 x 190 x 390
- 200 x 190 x 390**
- 250 x 190 x 390
- 300 x 190 x 390

Cargar >>

Dimensiones del bloque

Altura, h: 190 mm

Largo, L: 390 mm

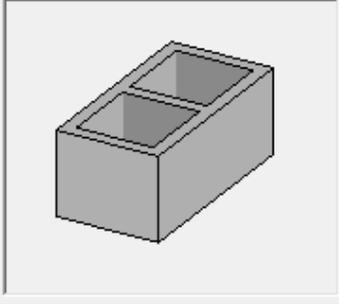
Ancho, b: 200 mm

Espesor, te: 25 mm

Espesor, ti: 25 mm

Modificar...

Dimensiones de bloque



Características del sistema estructural

Características del bloque

Alto nominal del bloque, h: 190 mm

Largo nominal del bloque, L: 390 mm

Ancho del bloque, B: 200 mm

Características generales del muro

Altura libre del muro, Hw: 3000 mm

Largo nominal del muro, Lw: 4000 mm

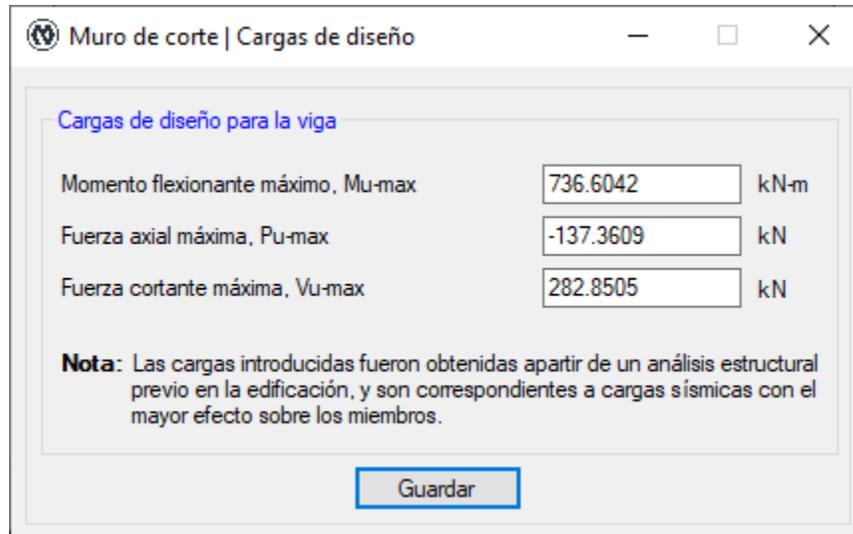
Guardar

8. Pestaña “Definir”, se elige “Cargas de diseño” y se introducen las cargas correspondientes (INPUT).

En el presente ejemplo se introducen las siguientes cargas: $M_{u-max} = 736.6042 \text{ kN} - m$, $P_{u-max} = -137.3609 \text{ kN}$ y $V_{u-max} = 282.8505 \text{ kN}$.

Por último, se le da clic en el botón “Guardar” para guardar las cargas de diseño ingresadas; con ello la ventana se cerrará automáticamente.

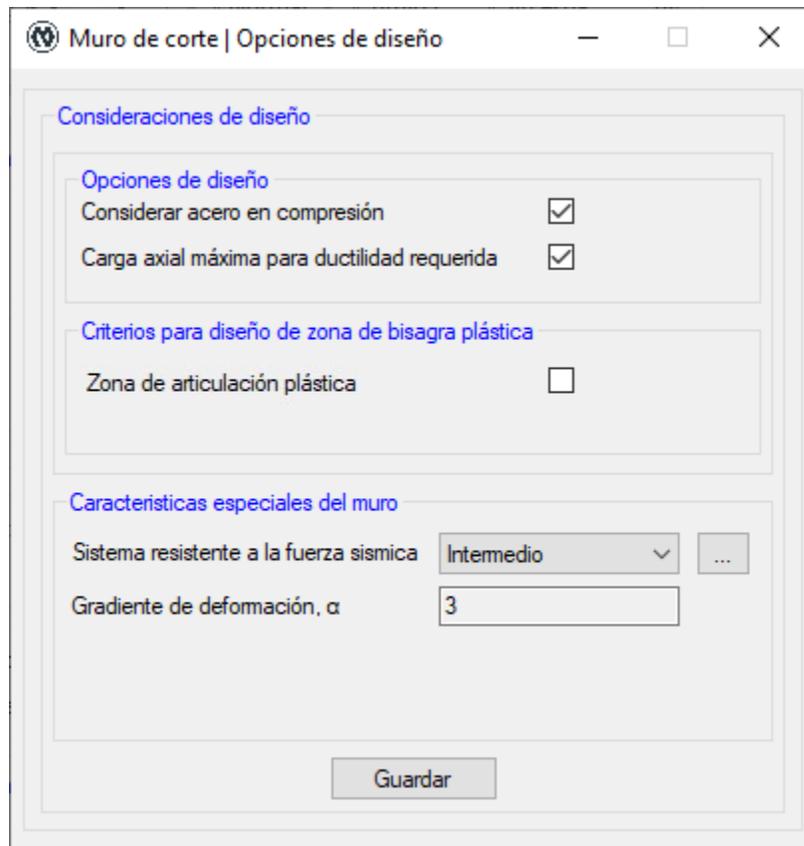
Cabe mencionar que las cargas de diseño introducidas deben de ser obtenidas a partir de un análisis estructural previo, el cual está fuera del alcance del MADS 2019.



9. En la pestaña “Definir”, se selecciona “Opciones de diseño” y se introducen los datos de la sección a diseñar (INPUT).

En esta ventana se cuenta con tres ítems: opciones de diseño, criterios para diseño de zona de articulación plástica y características especiales del muro. El presente ejemplo se considera acero en compresión y carga axial máxima para ductilidad requerida.

Si se desea modificar los valores de los factores de reducción de resistencia establecidos por el Código TMS 402-16, se da clic en la pestaña “factores de reducción de resistencia”. En el presente ejemplo se considerarán los valores de los factores de diseño que tiene por defecto el MADS 2019. Por lo que no es necesario abrir esta ventana.



10.En la pestaña “Definir”, se selecciona “Detalles de los elementos especiales de borde”

Se introduce la longitud de confinamiento = 400 mm, el ancho de confinamiento = 200 mm, la designación de la varilla = #16, número de capas = 2, el recubrimiento en los extremos del muro = 100 mm y el tipo de elemento de borde = borde sencillo; los datos restantes son calculados de manera automática por el MADS 2019, al dar clic en “calcular”. Se da clic en “Guardar” para guardar los datos ingresados referente a los elementos de borde

Muro de corte | Detalle de los elementos especiales de borde

Datos generales de los elementos de borde

Dimensiones de los elementos de borde

Longitud confinamiento, Bc mm

Ancho de confinamiento, Hc mm

Selección de refuerzo

Designación de varilla

Número de capas

Área de la varilla, Av mm²

Recubrimiento y separación de los elementos de borde

Recubrimiento en los extremos, r-ext mm

Separación del acero de refuerzo, S mm

Área de acero individual de los EB, A-seb mm²

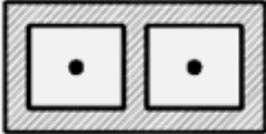
Área de acero total de los EB, A-steb mm²

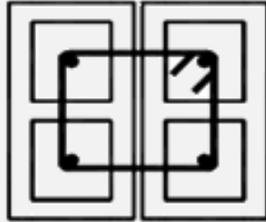
Detalles del acero de refuerzo

Recubrimiento en los extremos del muro, r-ext-muro mm

Recubrimiento superior de los EB, r-sup-eb mm

Tipo de elementos de borde

Elemento de borde sencillo 

Elemento de borde doble 

11. Pestaña “Diseñar”, se selecciona “Diseño por flexo-compresión del muro” para generar todo el diseño del miembro en estudio ante esta sollicitación (OUTPUT).

Con los datos ingresados en la pestaña “Definir” se procede a realizar el diseño en cualquier sollicitación de la pestaña “Diseñar”. En la ventana de “Diseño por flexo-compresión” se designa la varilla de refuerzo = #16, el número de capas de refuerzo = 1 y la separación entre varillas = 600 mm. Para realizar el diseño se da clic en “Iniciar diseño”.

Se le da clic en el botón “Guardar” para guardar el diseño por flexo-compresión; con ello la ventana se cerrará automáticamente. Pero si el diseño no cumple con algún requisito de diseño del Código TMS 402-16, se mostrará un mensaje y no se podrá guardar el diseño.

Muro de corte | Diseño a flexo-compresion

Detalles de diseño

Area aproximada

Área de acero requerido, A_{sreq} mm²

Detalles del acero central de refuerzo

Designación de varilla ▾

Número de capas de refuerzo ▾

Separación máxima entre varillas mm

Separación entre varillas ▾ mm

Características geométricas del muro

Límites de esbeltez

Límite de esbeltez

Relación h/r

Factor de esbeltez, C_p

Áreas de acero en el muro

Área de acero en el muro, A_{s-muro} mm²

Área de acero mínima en los EB, $A_{s-ebmin}$ mm²

Área de acero máxima en los EB, $A_{s-ebmax}$ mm²

Cantidad máxima de acero mm²

Características geométricas del muro

Área bruta del muro, A_b mm²

Área efectiva del muro, A_e mm²

Módulo de la sección, S_n mm³

Inercia de la sección mm⁴

Radio de giro de la sección, r mm

Gradiente de diseño

Exportar datos

Observaciones:

- La separación propuesta es adecuada, según TMS 7.3.2.4,6.
- El área propuesta es adecuada.
- Designación de varilla es adecuada, según TMS 6.1.2.4

Áreas de acero en elementos de borde cumplen, según CSA S304 16.11.8

12. Pestaña “Diseñar”, se elige “Tabla de detalles del acero de refuerzo” (OUTPUT).

Capa de refuerzo	Distancia, di	Designación de varilla	No. de varillas	Area, mm ²
1	3900	M#16	2	400
2	3700	M#16	2	400
3	3500	M#16	1	200
4	2900	M#16	1	200
5	2300	M#16	1	200
6	1700	M#16	1	200
7	1100	M#16	1	200
8	500	M#16	1	200
9	300	M#16	2	400
10	100	M#16	2	400

Sumatoria de areas de acero

Cantidad total de varillas

Area total de acero mm²

Guardar y cerrar

13. Pestaña “Diseñar”, se elige “Tabla de detalles de las fuerzas” y se muestra la tabla de detalles de las fuerzas de cada capa en cada punto (OUTPUT).

Se le da clic en el botón “Generar datos” se muestra el detalle del acero de refuerzo. Se le da clic en “Guardar y cerrar”, y la ventana se cerrará automáticamente. Se tiene la opción de visualizar el diagrama de interacción desde esta ventana.

Muro de corte | Detalles de acero de refuerzo

Detalles

Punto	Eje neutro, c	Cm-EB	Brazo	Cm-FS	Brazo	Fuerza en capa 1, F1	Fuerza en capa 2, F2	Fuerza en capa 3, F3	Fuerza en capa 4, F4
1		0	0	0	0	164.69	164.69	82.35	82.35
2	4000	661.76	1800	4632.32	200	-1.69	-11.69	-10.85	-25.85
3	3635.65	661.76	1800	4150.1	345.74	14.54	3.54	-2.08	-18.58
4	3408.11	661.76	1800	3848.94	436.76	28.87	17.13	2.7	-13.25
5	3213.85	661.76	1800	3591.83	514.46	42.7	30.25	8.9	-8.11
6	3038.47	661.76	1800	3359.72	584.61	56.71	43.54	15.19	-2.9
7	2875.91	661.76	1800	3144.56	649.64	71.22	57.31	21.7	0.84
8	2722.89	661.76	1800	2942.04	710.84	86.46	71.77	28.54	6.5
9	2577.38	661.76	1800	2749.45	769.05	102.63	87.11	35.8	12.52
10	2437.99	661.76	1800	2564.97	824.8	119.94	103.53	43.56	18.95
11	2303.74	661.76	1800	2387.29	878.5	138.58	121.22	51.93	25.88
12	2173.91	661.76	1800	2215.45	930.44	158.8	140.4	61	33.4
13	1825.54	661.76	1800	1754.38	1069.78	168	168	84	58.86
14	1607.99	661.76	1800	1466.45	1156.8	168	168	84	80.35
15	1422.25	661.76	1800	1220.62	1231.1	168	168	84	84
16	1254.56	661.76	1800	998.68	1298.18	168	168	84	84
17	1099.14	661.76	1800	792.97	1360.34	168	168	84	84

Generar datos Vista previa de diagrama Guardar y cerrar

14. Pestaña “Diseñar”, se elige “Elementos transversales” y se genera el diseño por cortante (OUTPUT).

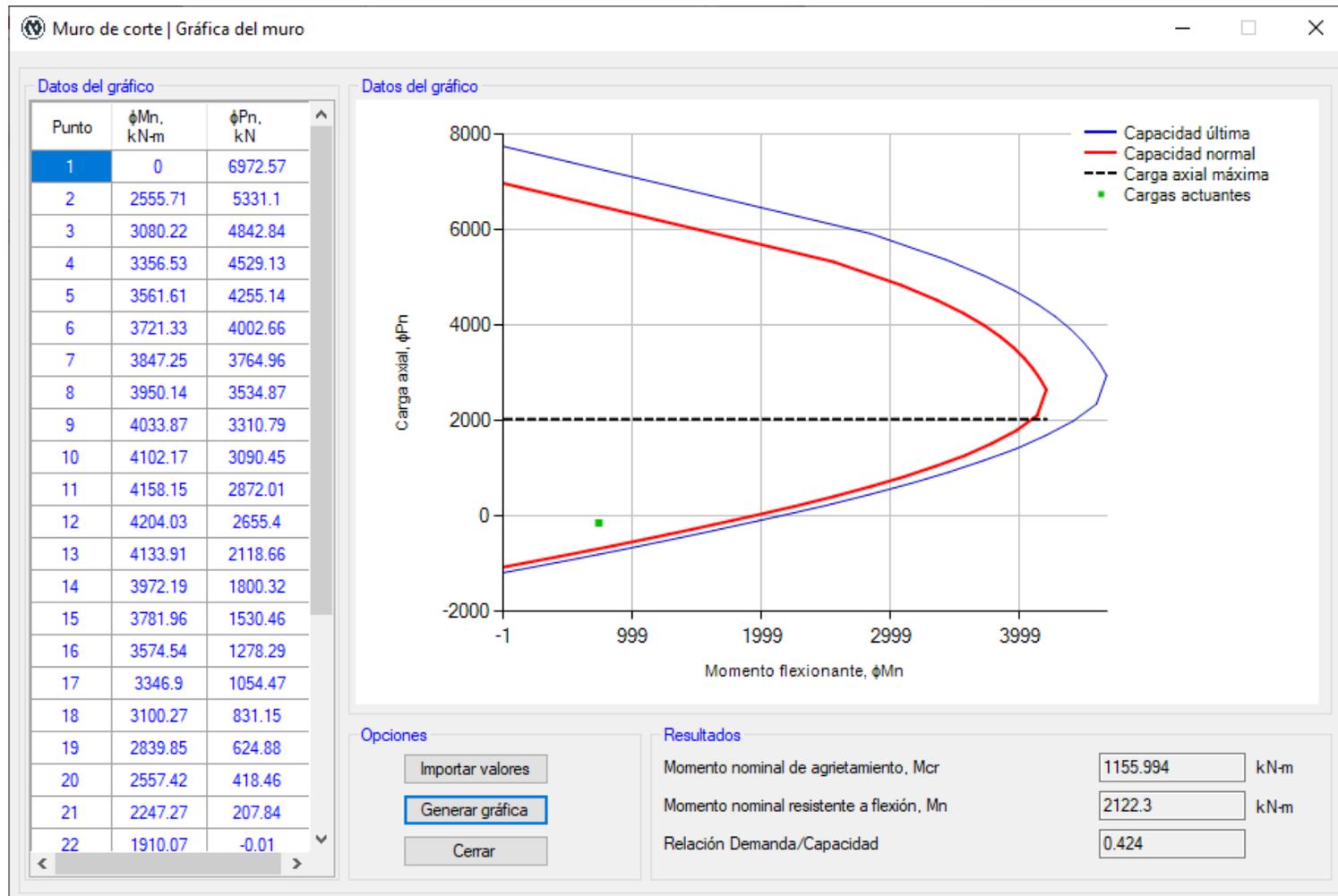
En esta ventana se genera automáticamente el diseño por cortante. Se le da clic en el botón “Guardar” para guardar el diseño por cortante; con ello la ventana se cerrará automáticamente. Pero si el diseño no cumple con algún requisito de diseño del Código TMS 402-16, se mostrará un mensaje y no se podrá guardar el diseño.

The screenshot shows a software window titled "Muro de corte | Refuerzo transversal". It is divided into two main columns of input and output fields. The left column contains design data and construction aspects, while the right column shows calculated design results. A "Guardar" button is located at the bottom center.

Datos de diseño por cortante	
Cargas de diseño	
Momento último, M_u	736.6 kN-m
Fuerza axial última, P_u	-137.36 kN
Fuerza cortante última, V_u	282.85 kN
Aspectos constructivos	
Ubicación del refuerzo	<input type="text"/>
Número de capas	<input type="text"/>
Nota: Cuando las consideraciones de diseño presente un muro de tipo intermedio u ordinario, no se debe ubicar el refuerzo en la en la viga.	

Datos de diseño por cortante	
Diseño por fricción de corte	
Relación M_u/V_{ud}	0.65
Resistencia por fricción de corte, ϕV_{nf}	221.92 kN
Cortante de diseño para disposiciones sismicas	
Factor de escala usado	1
Cortante de diseño, V_{udis}	282.85 kN
Cortante resistente de la mampostería	
Cortante resistente de la mampostería, ϕV_{nm}	461.16 kN-m
Cortante resistente máximo, $\phi V_{nm\acute{a}x}$	842.19 kN
Cortante resistente de las varillas, V_{ns}	0 kN
Área requerida, A_v/S	140 mm ² /m

15. Pestaña “Mostrar”, se elige “Diagrama de interacción” para poder generar el diagrama de interacción del muro (OUTPUT).



En esta ventana primeramente se da clic en el botón “Importar valores”, para que los valores de c , ϕM_n y ϕP_n ; se generen en la parte izquierda de la ventana. Luego se da clic en el botón “Generar gráfica” para que se dibuje el diagrama en la parte derecha de la ventana.

Se le da clic en el botón “Cerrar” y la ventana se cerrará automáticamente.

16. Pestaña “Mostrar”, se elige “Verificación de los elementos de borde” (OUTPUT).

En esta ventana se introduce $P_u = 1106.0073 \text{ kN}$, $\delta_u = 0.407966 \text{ mm}$ y $H = 12000 \text{ mm}$. Se da clic en el botón “Verificar” y los demás parámetros considerados en esta ventana son calculados de manera automática.

Se da clic en el botón “Guardar” para guardar la verificación de los elementos de borde; con ello la ventana se cerrará automáticamente. Pero si el diseño no cumple con algún requisito de diseño del Código TMS 402-16, se mostrará un mensaje y no se podrá guardar el diseño

Muro de corte | Verificación de los elementos de borde

Datos de verificación de los elementos de borde

Cargas actuantes

Momento flexionante último, M_u kN-m

Fuerza axial última, P_u kN

Fuerza cortante última, V_u kN

Características especiales del muro

Tipo de muro de corte:

Gradiente de deformación, α

Detalles sísmicos

Factor de amplificación, C_d

Deriva mínima, Δ_{min}

Desplazamiento de diseño, δ_u mm

Características geométricas

Altura total del muro, H mm

Altura libre del muro, H_w mm

Longitud del muro, L_w mm

Resultado de la verificación de los elementos de borde

Verificación según MSJC-16

Relación M/Vd

Carga axial máxima P_u -máx kN

Fuerza cortante máxima, V_u -max kN

Verificación en base a deformaciones

Profundidad del eje neutro, c mm

Profundidad máxima del eje neutro límite, c -lim mm

Verificación en base a esfuerzos

Esfuerzo en el muro, σ -muro MPa

Esfuerzo permisible en el muro, σ -perm MPa

Detalles de la zona de articulación plástica

Longitud mínima del EB, B -mín mm

Altura de la sección crítica, H -crí mm

Altura de la zona de bisagra de plástico, H_p mm

Nota: - Se necesitan elementos de borde, según secciones:
TMS 9.3.6.6.1
TMS 9.3.6.6.3
TMS 9.3.6.6.3

17. Pestaña “Mostrar”, se elige “Detallado del confinamiento” (OUTPUT).

Muro de corte | Detallado del confinamiento

Características físicas del confinamiento

Características de la mampostería

Resistencia de la mampostería, f_m MPa

Módulo de elasticidad, E_m MPa

Deformación de la mampostería, ϵ_m

Deformación última de la mampostería, ϵ_{mu}

Recubrimiento y separación

Recubrimiento superior de los EB mm

Recubrimiento en los extremos mm

Nota: Debe introducir los siguientes valores antes de verificar:

- No. de barras en el perímetro de confinamiento
- Separación del acero de refuerzo
- Designación de la varilla

Características mecánicas del confinamiento

Factores de confiabilidad

No. de barras en el perímetro de confinamiento

Factor de confiabilidad, k_n

Factor de confiabilidad, k_p

Area de acero requerida

Separación del acero de refuerzo, S

Área de acero requerido, A_{sreq} mm²

Selección del refuerzo

Designación de la varilla

Area de acero de la varilla, A_v mm²

Separación máxima, $S_{máx}$ mm

En esta ventana se introduce el recubrimiento superior de los EB = 30 mm, el No. De barras en el perímetro de confinamiento = 4, separación del acero de refuerzo = 200 mm y designación de la varilla = #13. Se le da clic en el botón “Verificar” y los demás parámetros considerados en esta ventana son calculados de manera automática por el MADS 2019.

Se le da clic en el botón “Guardar”, con ello la ventana se cerrará automáticamente.

18. Pestaña “Mostrar”, se elige “Tabla de posible separaciones” (OUTPUT).

S (mm)	A _{req} (mm ²)	Designación de varilla	A _{act} (mm ²)	φV _{ns} (kN)	φV _n (kN)	ρ _v ≥ 1/3·ρ _h	ρ _t ≥ 0.002	Tipo de falla
200	34.8	2 MW18	34.8	108.02	569.18	No aplica	No aplica	Por flexión
400	56	2 MW32	63.2	98.09	559.25	No aplica	No aplica	Por flexión
0	0		0	0	0			

Guardar y cerrar