

**METODOLOGIAS DE DISEÑO PARA EDIFICACIONES EN MAMPOSTERÍA
ESTRUCTURAL BASADAS EN LA NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO Y
CONSTRUCCIÓN SISMO-RESISTENTE, NSR-98.**

CARLOS ALBERTO SÁNCHEZ CANTILLO

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2004

**METODOLOGIAS DE DISEÑO PARA EDIFICACIONES EN MAMPOSTERÍA
ESTRUCTURAL BASADAS EN LA NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO Y
CONSTRUCCIÓN SISMO-RESISTENTE, NSR-98.**

CARLOS ALBERTO SÁNCHEZ CANTILLO

Proyecto de grado presentado como requisito parcial
para optar al título de Ingeniero de Civil.

**DIRECTOR
ALVARO REY SOTO
Ingeniero Civil.**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2004

*A Dios por la fortaleza.
A mi País por la educación.
A la UIS por la formación.
A mis padres por la confianza.
A mi tío Rafael que esta en el cielo.
A toda mi familia por su apoyo.*

AGRADECIMIENTOS

El autor expresa su agradecimiento a:

A ti Señor, por ser la razón de mi existir y la fortaleza que impulsa mi vida.

A mis padres, especialmente a mi madre que me apoyo incondicionalmente todos estos años.

A la ingeniera Sheila Uhía, por apoyarme y colaborarme con la traducción de la información analizada.

Al ingeniero Álvaro Rey Soto, director del proyecto, por su completa guía e invaluable asesoría técnica.

A los amigos y compañeros por su amistad y las experiencias vividas.

A todas las personas que de alguna forma se hicieron partícipes en la realización de este trabajo.

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVOS	3
1. GENERALIDADES DE LA MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL	4
1.1 RESEÑA HISTORICA	4
1.2 MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL	10
1.2.1 Ventajas y desventajas	11
1.2.2 Clasificación de la mampostería estructural	12
1.2.2.1 Mampostería de no reforzada	12
1.2.2.2 Mampostería reforzada	12
1.2.2.3 Mampostería parcialmente reforzada	13
1.2.2.4 Mampostería de cavidad reforzada	14
1.2.2.5 Mampostería de muros confinados	14
1.2.2.6 Mampostería de muros diafragma	15
1.3 OTRAS FORMAS CONSTRUCTIVAS EN MAMPOSTERÍA	15
1.3.1 Mampostería estructural sin mortero de pega	16
1.3.2 Mampostería prefabricada	17
1.3.3 Mampostería postensada	20
2. MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN PARA MAMPOSTERÍA	23
2.1 UNIDADES DE MAMPOSTERÍA	23
2.2.1 Materia prima	24
2.1.2 Fabricación	24
2.1.3 Tipos de unidades	26
2.1.4 Clasificación de las unidades	27
2.1.5 Propiedades físicas	27
2.1.5.1 Resistencia a la compresión	27
2.1.5.2 Absorción de agua y Tasa inicial de absorción	28

2.1.5.3	Contenido de humedad	30
2.1.5.4	Aislamiento acústico	31
2.1.6	Características dimensionales	31
2.1.6.1	Modularidad y variaciones	31
2.1.6.2	Dimensiones	31
2.1.6.3	Paredes y perforaciones	32
2.2	MORTERO DE PEGA	33
2.2.1	Componentes	34
2.2.1.1	Cemento y Cal	35
2.2.1.2	Agregado	35
2.2.1.3	Agua	37
2.2.1.4	Aditivos	38
2.2.2	Propiedades de los Morteros de Pega	38
2.2.2.1	Funciones del Mortero de Pega	38
2.2.2.2	Propiedades del Mortero en Estado Plástico	39
2.2.2.3	Propiedades del Mortero en Estado Endurecido	41
2.2.3	Clasificación de los Morteros de Pega	44
2.3	MORTERO DE RELLENO (GROUS)	45
2.3.1	Componentes	46
2.3.1.1	Cemento y cal	46
2.3.1.2	Agregados	46
2.3.2	Preparación de la mezcla	47
2.3.3	Propiedades físicas	48
2.4	REFUERZO	49
3.	CARACTERIZACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA COMO MATERIAL	
	COMPUESTO	50
3.1	PROPIEDADES DE LAS UNIDADES DE MAMPOSTERÍA	51
3.1.1	Resistencia a compresión f'_{cu}	51
3.1.2	Resistencia a flexotracción	51
3.1.3	Módulo de elasticidad E_u	52

3.1.4	Coeficiente de Poisson ν_u	52
3.2	PROPIEDADES DE LAS JUNTAS DE MORTERO	52
3.2.1	Resistencia a compresión f'_{cp}	53
3.2.2	Módulo de elasticidad E_p	53
3.2.3	Coeficiente de Poisson ν_m	54
3.3	INTERFAZ ENTRE LA UNIDAD Y EL MORTERO	54
3.3.1	Resistencia al cortante	55
3.4	COMPORTAMIENTO BAJO ESFUERZOS DE COMPRESIÓN UNIAXIAL	57
3.4.1	Mecanismo resistente y criterios de falla	57
3.4.2	Comportamiento tenso-deformacional $\sigma - \epsilon$	74
3.4.3	Módulo de Elasticidad de la mampostería E_m	75
3.5	COMPORTAMIENTO BAJO ESFUERZOS DE FLEXO – COMPRESIÓN Y CORTE	78
3.5.1	Comportamiento paralelo plano	78
3.5.1.1	Mecanismos de Falla	79
3.5.2	Comportamiento perpendicular al plano	88
3.5.2.1	Mecanismos de falla uniaxiales. Flexión en direcciones principales	88
3.5.2.2	Mecanismos de falla biaxiales. Flexión con aparejo esviado	90
3.5.2.3	Comportamiento perpendicular al plano con un esfuerzo axial vertical	92
4.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL	93
4.1	ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DE CARGAS	93
4.1.1	Configuración arquitectónica	93
4.1.1.1	Configuración en planta	94
4.1.1.2	Configuración en altura	95
4.1.2	Configuración estructural	96
4.1.2.1	Concentraciones de masa	96
4.1.2.2	Excesiva flexibilidad estructural	96
4.1.2.3	Torsión	97
4.1.2.4	Correcciones de la configuración estructural	98
4.1.3	Modelación estructural	99

4.1.3.1	Clasificación de los muros estructurales en mampostería	99
4.1.3.2	Diafragma de piso	102
4.1.4	Determinación de fuerzas en los muros estructurales	103
4.1.4.1	Hipótesis para el análisis	103
4.1.4.2	Análisis de fuerzas verticales	106
4.1.4.3	Análisis de fuerzas horizontales	107
4.2	ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL	111
4.2.1	Hipótesis de diseño	112
4.2.2	Características mecánicas para el análisis y diseño de la mampostería	116
4.2.2.1	Determinación de la resistencia a la compresión de la mampostería f'_m	116
4.2.2.2	Módulos de elasticidad y de cortante	119
4.2.3	Resistencia de diseño	120
4.2.3.1	Valor de ϕ para fuerzas horizontales perpendiculares al plano del muro	121
4.2.3.2	Valores de ϕ para fuerzas horizontales paralelas al plano del muro	121
4.2.4	Resistencia para carga axial de compresión	122
4.2.5	Diseño de muros en la dirección perpendicular a su plano	123
4.2.5.1	Resistencia a flexión y carga axial	124
4.2.6	Diseño de muros en la dirección paralela a su plano	126
4.2.6.1	Distribución del acero de refuerzo en los muros de mampostería	127
4.2.6.2	Resistencia a flexión y carga axial	129
4.2.7	Diseño de muros a cortante	136
4.2.7.1	Resistencia a cortante en la dirección paralela al plano del muro	136
4.2.7.2	Resistencia a cortante en la dirección perpendicular al plano del muro	139
4.3	Diseño de muro confinados	140
4.3.1	Suposiciones de diseño	140
4.3.2	Valores de ϕ para reducción de resistencias nominales	140
4.3.3	Diseño para carga axial de compresión	140
4.3.4	Diseño para fuerzas perpendiculares al plano del muro	141
4.3.4.1	Diseño a flexo-compresión	141
4.3.4.2	Diseño a cortante	142
4.3.5	Diseño para fuerzas paralelas al plano del muro	142

4.3.5.1 Diseño a flexo-compresión	142
4.3.5.2 Diseño a cortante	144
5. REQUISITOS CONSTRUCTIVOS PARA MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAS	147
5.1 Detalles del refuerzo	147
5.1.1 Refuerzo longitudinal	147
5.1.2 Refuerzo horizontal	150
5.1.3 Longitud de desarrollo del refuerzo	152
5.1.4 Longitud de empalme por traslapeo	152
5.1.5 Ganchos estándar	152
5.2 Requisitos mínimos para los diferentes tipos de mampostería estructural	153
5.2.1 Mampostería de cavidad reforzada	153
5.2.2 Mampostería reforzada	155
5.2.3 Mampostería parcialmente reforzada	155
5.2.4 Mampostería no reforzada	156
5.2.5 Mampostería confinada	156
5.2.5.1 Columnas de confinamiento	157
5.2.5.2 Vigas de confinamiento	158
5.3 PROCESOS CONSTRUCTIVOS DE UN MURO DE MAMPOSTERÍA	160
6. METODOLOGÍA DE DISEÑO	169
6.1 Muros de mampostería reforzada y parcialmente reforzada	169
6.2 Muros de mampostería confinada	180
6.3 Muros de mampostería de cavidad reforzada	186
7. CONCLUSIONES	195
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	197
BIBLIOGRAFIA	199
NOMENCLATURA	201
ANEXOS	206

LISTA DE FIGURAS

		Pág.
Figura 1.	Pirámide de Gizeh.	5
Figura 2.	Mampostería Totalmente y Parcialmente Inyectada.	13
Figura 3.	Mampostería Parcialmente Reforzada.	13
Figura 4.	Mampostería de Cavidad Reforzada.	14
Figura 5.	Mampostería de muros confinados.	15
Figura 6.	Unidad con perforación horizontal para mampostería sin mortero de pega.	16
Figura 7.	Colocación de mampostería prefabricada.	18
Figura 8.	Muro de mampostería postensado e idealización.	21
Figura 9.	Prensado para la obtención de unidades de mampostería.	25
Figura 10.	Distribución de la granulometría.	36
Figura 11.	Relación entre el contenido de humedad de las unidades de mampostería en el instante de colocación y el esfuerzo de adherencia en la interfaz. La absorción de humedad de las unidades era de 13.75% (Sinha).	55
Figura 12.	Estado de esfuerzos en la unidad de mampostería y en el mortero de pega en un muro de mampostería sometido a esfuerzos de compresión.	58
Figura 13.	Esfuerzos transversales en las unidades y en el mortero relativas a la esfuerzo vertical de compresión, en función de α y β , con $v_u=0.15$ y $v_m=0.2$.	61
Figura 14.	Esfuerzos transversales en las unidades y en el mortero relativas a los esfuerzos verticales de compresión, en función de v_u y v_m .	62
Figura 15.	Hipótesis de la envolvente de falla para muros de mampostería.	64
Figura 16.	Comportamiento de esfuerzos del murete de mampostería, el mortero y la unidad.	65
Figura 17.	Interacción de fuerzas entre el mortero y la unidad.	66
Figura 18.	Criterio de falla de Mohr para una unidad de mampostería.	67
Figura 19.	Distribución real de esfuerzos en la unidad y mortero.	69
Figura 20.	Variación entre la relación del esfuerzo promedio f'_m y la resistencia a la compresión de la unidad f'_{cu} , en función de la relación entre la resistencia a la compresión en el mortero f'_{cp} y la resistencia a la compresión en la unidad f'_{cu} y para distintos valores de h/j .	70
Figura 21.	Esfuerzos de compresión aplicados al murete inyectado.	71

Figura 22.	Cuerva de esfuerzo-deformación unitaria para la mampostería y el mortero de inyección.	73
Figura 23.	Curvas esfuerzos-deformación para los ensayos de Powell y Hodgkinson [6].	74
Figura 24.	Unidad y mortero y material homogéneo equivalente.	76
Figura 25.	Definición del estado biaxial de esfuerzos en los muros de mampostería.	79
Figura 26.	Mecanismo de falla obtenidos por Page [3], al ensayar a rotura muretes bajo diferentes estados biaxiales de esfuerzos.	80
Figura 27.	Resultados obtenidos por Page al ensayar a rotura los muretes bajo diferentes estados biaxiales de esfuerzos.	82
Figura 28.	Superficie de falla en estados de compresión biaxial. En muros de ladrillos. Page (1981).	83
Figura 29.	Unidades rígidas embebidas en el mortero al producirse un movimiento de sólido rígido de las mismas por un esfuerzo de corte y al estar sometidas a esfuerzos axiales. Mann y Müller.	84
Figura 30.	Solicitud de esfuerzos sobre la unidad según las hipótesis de Mann y Müller.	85
Figura 31.	Envolvente de falla en ejes τ - σ . Mann y Müller.	86
Figura 32.	Flexión fuera del plano. Paralelas a las juntas horizontales (en que se asienta la unidad) (a) y perpendicular a éstas (b).	88
Figura 33.	Mecanismos de falla para flexión fuera del plano del muro [3].	89
Figura 34.	Diagrama M-1/r obtenidos para los mecanismos de falla a flexión perpendicular al plano.	90
Figura 35.	Modos de falla obtenidos en los ensayos realizados por Guggisberg y Thürlimann.	91
Figura 36.	Formas sencillas y complejas en planta.	95
Figura 37.	Formas sencillas y complejas en altura.	96
Figura 38.	Mecanismos de resistencia flexional en muros sismorresistentes de mampostería estructural.	101
Figura 39.	Comportamiento de diafragmas rígidos y flexibles.	102
Figura 40.	Muro de mampostería estructural en voladizo.	104
Figura 41.	Porcentaje de la deflexión por flexión en la deflexión total, en función de h/b.	105
Figura 42.	Muros independientes en voladizo o muros con acoplamiento $A < 1/3$.	107
Figura 43.	Centros de masa y rigidez para una edificación en mampostería.	108
Figura 44.	Modelo de columna ancha, según normas mexicanas de diseño de mampostería.	110
Figura 45.	Ancho equivalente en losa.	110
Figura 46.	Ancho efectivo del patín a compresión del muro.	111

Figura 47.	Linealidad de las deformaciones con respecto al eje neutro y la máxima deformación de la mampostería $\epsilon_{mu} = 0.003$.	115
Figura 48.	Distribución rectangular de esfuerzos equivalente en la mampostería y la distancia de aplicación.	116
Figura 49.	Aumento lineal de ϕ para compresión y flexo-compresión.	121
Figura 50.	Análisis y diseño de la sección sujeta a flexión perpendicular al plano del muro.	124
Figura 51.	Efecto de la distribución del acero de refuerzo en la capacidad de flexión de los muros de mampostería.	127
Figura 52.	Análisis de una sección de un muro de mampostería sujeta a flexo-compresión.	130
Figura 53.	Diagrama de interacción.	133
Figura 54.	Cortante en los elementos de confinamiento, por causa de la biela de compresión.	145
Figura 55.	Requisitos del acero longitudinal dentro de la celda de la unidad.	149
Figura 56.	Requisitos del acero horizontal dentro de la junta de mortero.	151
Figura 57.	Ganchos estándar y los diámetros mínimos de doblamiento.	153
Figura 58.	Corrección de posición para las dovelas de anclaje.	161
Figura 59.	Tratamiento de la superficie de fundación.	162
Figura 60.	Muro de mampostería bajo solicitaciones.	169
Figura 61.	Muro de mampostería confinada bajo solicitaciones.	180

LISTA DE TABLAS

		Pág.
Tabla 1.	Propiedades físicas de las unidades de mampostería estructural.	28
Tabla 2.	Tasa inicial de absorción según la NTC 4205.	29
Tabla 3.	Espesores de paredes y tabiques de unidades de mampostería de perforación vertical, NSR-98.	32
Tabla 4.	Espesor de paredes y tabiques para unidades de mampostería, NTC 4205.	33
Tabla 5.	Granulometría de la arena para mampostería (mortero de pega).	36
Tabla 6.	Porcentaje máximo permisible de la masa total.	37
Tabla 7.	Requisitos mínimos y dosificación de los morteros en partes por volumen.	46
Tabla 8.	Granulometrías para los agregados para los morteros de pega y de inyección según la NTC 174, NTC 2020.	46
Tabla 9.	Clasificación y dosificación por volumen de los morteros de relleno.	47
Tabla 10.	Valores de c y m en el modelo Mohr-Coulomb en función del tipo de unidad (ladrillo).	56
Tabla 11.	Valores de x .	73
Tabla 12.	Datos obtenidos de los ensayos de muretes. Powell y Hodgkinson [6].	75
Tabla 13.	Expresiones empíricas para el módulo de elasticidad de la mampostería.	77
Tabla 14.	Modos de falla de los muros de mampostería en estados biaxiales.	87
Tabla 15.	Valores de R_o para edificaciones a base de muros de mampostería.	99
Tabla 16.	Factor de corrección por esbeltez para f'_m .	118
Tabla 17.	Valores de f_r para los diferentes tipos de mampostería.	136
Tabla 18.	Valor del cortante nominal resistido por la mampostería.	137
Tabla 19.	Valores máximos para el cortante nominal.	138
Tabla 20.	Especificaciones para unidad de espesor nominal de 150 mm.	150
Tabla 21.	Espesores de muros de mampostería no reforzada.	156
Tabla 22.	Resistencia mínima de las unidades para muros de mampostería confinada.	156
Tabla 23.	Tolerancias constructivas para muros de mampostería.	161

Tabla 24.	Valor del cortante nominal resistido por la mampostería.	176
Tabla 25.	Valores máximos para el cortante nominal.	178
Tabla 26.	Valor del cortante nominal resistido por la mampostería.	192
Tabla 27.	Valores máximos para el cortante nominal.	193

LISTA DE ANEXOS

		Pág.
ANEXO A	EJEMPLOS DE DISEÑO	206
ANEXO B	ESPECIFICACIONES DE UNIDADES DE MAMPOSTERÍA	226

TITULO:

METODOLOGÍAS DE DISEÑO PARA EDIFICACIONES EN MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL BASADAS EN LA NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO-RESISTENTE, NSR-98*

AUTOR:

CARLOS ALBERTO SÁNCHEZ CANTILLO**

PALABRAS CLAVES:

Propiedades, Comportamiento, Análisis, Requisitos Constructivos y Diseño.

CONTENIDO:

La construcción en mampostería estructural es un sistema constructivo muy antiguo, que a pesar de los años, todavía en muchos lugares se diseña y construye de forma inadecuada. Aún más, el no saber como deben ser las propiedades de sus componentes y como se comporta el conjunto ante cualquier sollicitación de carga, ponen de manifiesto un problema que se refleja en el diseño y construcción de las edificaciones en mampostería estructural.

Basados en estos antecedentes se busca dar un apoyo para el conocimiento del comportamiento de los muros de mampostería estructural sujetos a diferentes tipos de carga; y para resolver el problema de diseño de muros de mampostería se propuso una metodología basada en la Norma Colombiana de Diseño, NSR-98.

La metodología consiste en unos pasos lógicos que permiten diseñar muros de mampostería reforzada, parcialmente reforzada, confinada y cavidad reforzada. Esta metodología esta basada en el método de estado límite de resistencia.

* Trabajo de Grado.

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánica, Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Álvaro Rey Soto.

TITLE:

METHODOLOGIES OF DESIGN FOR STRUCTURAL MASONRY CONSTRUCTIONS BASED ON THE COLOMBIAN NORM OF DESIGN AND CONSTRUCTION EARTHQUAKE - RESISTANT, NSR-98*

AUTHOR:

CARLOS ALBERTO SÁNCHEZ CANTILLO**

KEY WORDS:

Properties, Behavior, Analyses, Constructive Requirements and Design.

CONTENT:

The structural rubblework construction is a very old constructive system, that in spite of the years, still in many places is designed and constructed of inadequate form. Still more, not to know as they must be the properties of its components and as the set behaves before any requesting of load, they show a problem that is reflected in the design and construction of the structural rubblework constructions.

Based on these antecedents one looks for to support for the knowledge of the behavior of the subject walls of structural rubblework to different types from load; and to solve the problem of design of rubblework walls a methodology based on the Colombian Norm of Design seted out, NSR-98.

The methodology consists of logical steps that they allow to design reinforced rubblework walls, partially reinforced, bordered and reinforced cavity. This methodology this cradle in the state method resistance limit.

* Work of Degree.

** Faculty of Fisico-Mecanica Engineering's, School of Civil Engineering, Eng. Álvaro Rey Soto.

INTRODUCCIÓN

Por milenios, la humanidad ha construido toda clase de estructuras utilizando mampuestos de piedras, tierra, arcilla cocida y, en tiempos más recientes, compuestos de cemento. Aún más, en nuestro país la mayor parte de todas las edificaciones que se construyen anualmente están estructuradas con ladrillo de arcilla cocida o de concreto.

Los sismos fuertes que han tenido lugar hasta la fecha en nuestro país, ejemplo el sismo de Armenia en 1999; han mostrado en la mayoría de los casos, que las estructuras de mampostería estructural han sido las más afectadas y han producido pérdidas de vidas humanas considerables, comparadas con otros sistemas estructurales. En la mayoría de los casos, este tipo de falla ha estado relacionado con las deficiencias características de esta tipología constructiva, como son: diseños deficientes, malas conexiones, diagramas de piso excesivamente flexibles y morteros de mala calidad, entre otros.

Dando a entender que en estas construcciones, es importante para el ingeniero calculista realizar un diseño adecuado de todos los elementos estructurales, tomando en consideración la seguridad, resistencia, economía y apariencia. Pero es igualmente importante que se especifique en las memorias los requisitos constructivos. Por lo tanto, con un conocimiento adecuado del comportamiento, el análisis, el diseño y los requisitos constructivos de los muros de mampostería estructural, van a permitir que las fallas que en muchos casos pueden ser catastróficas no se vuelvan a cometer.

En el capítulo 1 se hace una reseña histórica de la mampostería y como a evolucionado ésta a través de los años. Se definen los diferentes tipos de muros de mampostería estructural, que están referenciados en la NSR-98 y se presentan algunos sistemas constructivos en mampostería que no abarca esta norma.

El capítulo 2 define los materiales para la construcción de muros de mampostería, principalmente desde el punto de vista de las propiedades necesarias para un buen comportamiento de los componentes dentro del muro.

El capítulo 3 describe el comportamiento de los muros de mampostería, se presentan varios análisis para las diferentes solicitaciones de cargas (como son compresión pura y flexo-compresión) y diferentes puntos de aplicación (como son paralela y perpendicular al plano) y se analiza el módulo de elasticidad de la mampostería.

El capítulo 4 se enfoca en el análisis y diseño de muros de mampostería, se analizan configuraciones estructurales en altura y planta, análisis de las cargas actuantes en las edificaciones y se analiza la resistencia de los muros tanto paralelo como perpendicular al plano. Por último se citan las metodologías de diseño según la norma NSR-98 y otras normas afines.

En el capítulo 5 se citan algunos de los requisitos constructivos de los muros de mampostería, como son: los requisitos para el acero de refuerzo, alzado del muro y tomas de muestra.

El capítulo 6 refiere exclusivamente al manual de diseño, en el cual se establecen las pautas a seguir en los análisis y diseños de los muros de mampostería estructural; basado en las especificaciones dadas por la norma NSR-98.

En los anexos se mencionan algunos ejemplos de diseño de muros de mampostería y tablas con especificaciones de unidades de mampostería de arcilla de la Ladrillera Ladrillos y Tubos LTDA.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Proponer una metodología para el diseño de edificaciones en mampostería estructural, haciendo énfasis en las propiedades de sus componentes, la respuesta bajo diferentes sollicitaciones de carga y los requisitos constructivos más representativos, según la NSR-98.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- § Determinar las propiedades más adecuadas de los materiales constituyentes: unidad de mampostería de arcilla, mortero de pega, mortero de relleno y refuerzo, de los muros de mampostería estructural; mediante el análisis de investigaciones realizadas.
- § Realizar un análisis teórico de información recopilada sobre el comportamiento y los tipos de fallas que presentan los muros de mampostería estructural cuando son sometidos a esfuerzos de compresión uniaxial, cortante y esfuerzos de flexo-compresión en su plano y fuera de éste.
- § Comparar los requisitos constructivos para muros de mampostería estructural expuestos en la NSR-98 con otras normas; y formular un proceso constructivo de un muro reforzado.
- § Determinar una metodología de diseño por estado límite de resistencia, para muros de mampostería estructural, regido por la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo-Resistente, NSR-98, y especificaciones adicionales.

1. GENERALIDADES DE LA MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

1.1 RESEÑA HISTORICA

Los primeros intentos del hombre para protegerse del frío y de los animales, se basaron en una mínima modificación del medio natural. La adecuación de cuevas a cavernas naturales y la confección de chozas rudimentarias con piedras pegadas con barro eran tentativas para lograr una morada estable que no suponía una idea clara de construcción. En las burdas construcciones primitivas los grandes bloques de piedra eran utilizados sin modificaciones sensibles en su estado general. El empleo de unidades de material excesivamente grandes, determinó una preponderancia exagerada de la estructura y en consecuencia una manifiesta desproporción entre el volumen del material de cerramiento y el espacio cerrado.

Para detallar lo que ha sido el desarrollo de la construcción basado en bloques a través de la historia, nos remontaremos a Sumeria (4.000 A.C.) donde inventaron la ciudad, la irrigación, la escritura, los números, la rueda y el molde. Produjeron adobes de barro con paja, elaborados en moldes de madera y secadas al sol. Luego perfeccionaron la técnica y se producen los primeros ladrillos (adobe al horno) que se pegaban con betún o alquitrán.

En el Antiguo Egipto, fueron muchas las obras construidas en mampostería. En donde predominaban las construcciones mortuorias como pirámides, cementerios y observatorios astronómicos, los cuales han sobrevivido a guerras, terremotos y decadencia, siendo hoy testimonio de una extraordinaria civilización. Sobresalen monumentos como los de Tebas, Karnak, Luxon y Tumbas como las de Kefren, Micerino y Keops; esta última, llamada Pirámide de Gizeh, que es una de las mayores construcciones individuales que se hayan realizado. Su construcción se inició en el año 2.700 A.C. y duró aproximadamente veinte años, con una altura de 146,59 metros, una masa de piedra de 2'500.000 m³ y 2'300.000 bloques de

piedra, con un peso promedio de 2,5 toneladas cada uno y pegados con mortero de yeso impuro, marcando el máximo desarrollo en la construcción de este tipo de tumbas, tanto por su tamaño como por la envergadura de los medios empleados en su erección.

Figura 1. Pirámide de Gizeh.



Es en Caldea (Mesopotamia) donde la utilización del ladrillo (arcilla cocida) de características pétreas toma fuerza, dando lugar a construcciones como Babilonia, Tello, Ur y Nipur. Las mayores construcciones fueron los “Zigurats”, o montañas sagradas, hasta de 80 metros de altura y con la primera utilización registrada de mampostería en forma de arcos, bóvedas y revestimientos calcáreos. Las construcciones de tres y cuatro pisos escalonadas eran comunes. En el año de 1.275 A.C. la construcción de Caldea se prolonga a Asiria, resultado del dominio de este pueblo, dándose la construcción de fortalezas y palacios (Nivine y Korsadad) con la mezcla de piedra con ladrillo y el adobe. Los persas comandados por Darío destruyeron la cultura Mesopotámica en el 538 A.C.

La cultura Persa no aportó nada de interés a las técnicas constructivas, utilizó el bloque de piedra copiado de los egipcios y unidos con grapas de hierro.

El desarrollo del arte lleva a la construcción a su pináculo de racionalización y estética. Y es en Grecia donde el mármol y el granito equiparan los materiales en el adorno y continúan con su función de soporte. La construcción del palacio del Rey Minos comienza 3.000 años A.C., donde se mezcla la madera y la piedra en bloques, pegada con mortero de barro. Luego se amplía la utilización del sistema a murallas, torreones y tumbas (marca el periodo Prehelénico). Del 700 A.C. al 146 A.C. se refina la arquitectura en monumentos civiles y religiosos de armonía y funcionalidad. Como muestra de ello, se encuentran los templos de Atenas en Tegea, el Tesio y el Partenón en Atenas y el Apolo en Delos los cuales fueron construidos con mármol y el Templo de Zeus en Olimpia, Poseidón en Paestum y muchos otros fueron construidos con piedra, generalmente la caliza. En todos ellos es posible constatar el perfeccionamiento constante que le imprimían los griegos a sus obras, los elementos eran meticulosamente estudiados y sus proporciones rigurosamente comprobadas.

En Roma es donde el trabajo en piedra llega a su cúspide, construyéndose un templo para cada Dios y un estadio para cada atleta. Se desarrollaron nuevas técnicas de construcción que facilitaron grandemente los trabajos de los constructores. Consistía en una mezcla de mortero y pequeños bloques que le permitían elevar muros muy gruesos y robustos y lanzar atrevidos arcos, bóvedas y cúpulas de enormes dimensiones. Para el siglo II A.C. se difundió en el imperio el uso del ladrillo por sus cualidades de resistencia y economía. El ladrillo se empleó para formar el núcleo de los muros y para sus paramentos. El gusto de los romanos por las diversiones y los juegos citó nuevas estructuras colosales. En los anfiteatros se asistía a los combates de gladiadores, los teatros ofrecían el espectáculo de comedias y juegos escénicos, en los circos se celebraban ejercicios, desfiles y carreras de carruajes que apasionaban a los espectadores. Fueron muchos los monumentos que se construyeron en Roma, de los que se conservan hasta la fecha, el coliseo romano con capacidad para 250.000 personas, el Panteón de Romano construido por Adriano (100-125 D.C.) con 43 metros de diámetro y

paredes en concreto con 6 metros de espesor, las Termas de Caracalla y Dioclesiano, los puentes de Alcalá, y de Gard en Francia, el viaducto de Segovia, de Mérida y de Tarragona en España y otros monumentos; dando testimonios incomparables de la majestuosidad del Imperio Romano.

Para las civilizaciones antiguas, dominar la roca aprovechando su contundencia, bordes cortantes, soporte estructural o adorno; principalmente en construcciones de religiosas y vivienda fue algo excepcional. Es como vemos construcciones que perduran hasta hoy, ejemplo de ello es la Gran Muralla China, Macchu Picchu, y Tenochtitlan entre otros; con materiales pétreo, muy bien seleccionados, con un detallado sorprendente y en los cuales su estabilidad se aseguró por reglas empíricas intuitivas; muy relacionadas con la experiencia de los fracasos.

Con el paso de los años la arquitectura pierde la unidad griega del contenido y de las formas artísticas como valor estético, ó la grandiosidad y decoración romana; entrando a la edad media y renacimiento trayendo la conjunción de la forma y el espíritu en construcciones especialmente religiosas. La edad media se caracterizó por la construcción de castillos y catedrales, todos construidos totalmente en mampostería como soporte estructural, y sin ningún tipo de metal o madera. La mayoría de las catedrales europeas que se construyeron en esta época son de estilo Gótico, entre las mas importantes podemos citar la de París, Chartres y Reims en Francia, la de Milán en Italia, la de Colonia en Alemania y las catedrales de Lincoln en Inglaterra.

En el renacimiento, las catedrales son escasas y por lo general no alcanzan dimensiones majestuosas exceptuando la Basílica de San Pedro en Roma.

Pasan los años y se llega a la utilización de hierro como material estructural, merced de la revolución industrial que permitió su uso y cambió la mentalidad arquitectónica hacia formas abiertas y aéreas. Los responsables fueron los Darby de Coalbrookdale que entre años 1709 y 1750 iniciaron a convertir el hierro bruto en un material apto para construir. La producción masiva del hierro, gracias a los

trabajos y descubrimientos de Darby, fue un pilar decisivo en la evolución del mundo de la construcción, tanto así que “muere la mampostería”.

Aunque la mampostería ha estado ligada al desarrollo del hombre en toda la historia, hasta el momento se había utilizado sin refuerzo, y es en 1813 cuando se emplea refuerzo en una chimenea y en túneles en Inglaterra, contruidos con piezas de arcilla.

En 1824 se inventa y patenta el cemento portland, por el inglés Joseph Aspdin. Con el descubrimiento del cemento se pensó en productos que no tuvieran que ser labrados, como la piedra y se desarrolló en 1850 el bloque de concreto. El bloque de concreto era sólido hechos a mano en cimbras de madera, muy pesado ya que era elaborado de un tamaño muy grande, y por ello difícil de manejar. A finales del siglo XIX se ideó hacer el bloque hueco, observando que sus propiedades continuaban siendo satisfactorias a pesar de los huecos y desde ese momento los bloques sólidos empezaron a desaparecer.

En el mismo año en que se inventa el bloque de concreto, se patenta el concreto reforzado. Y dieciséis años después, el francés Francois Hennebique construye factorías en Nantes y silos en Génova y Estrasburgo, utilizando por primera vez el concreto reforzado.

En 1866 se inventa el ladrillo silico-calcáreo, trayendo otra alternativa diferente para la construcción en mampostería.

En 1880, se construyen en Chicago, edificios destinados a almacenes, con muros de carga de ladrillos hasta de 13 pisos; en dirección descendente el espesor de los muros se aumentaba en 10 cm. por cada piso de manera que en la planta baja, el espesor de los muros era de 1,80 m. Se había alcanzado un límite en muros de carga de mampostería pues se perdía una gran parte de las áreas útiles en las plantas bajas y la construcción resultaba antieconómica.

La mampostería había alcanzado su punto culminante y parecía que su uso había desaparecido. Y es en Francia, en el año 1889 donde se patenta un método para reforzar y construir edificios en mampostería, salvándola de desaparecer como método constructivo.

En 1900 se patentaron los principios básicos de una máquina productora de bloques. Este primer proceso comercial para elaborar bloques de concreto se atribuye a Harold S. Palmer. La máquina productora de bloques era manual, en la que se llenaban los moldes a pala y se picaba la mezcla para un mejor acomodamiento de las partículas del concreto, se producían alrededor de 80 bloques por hora. Este método predominó entre los años 1904 a 1914.

En 1920, se realizaron en los Estados Unidos investigaciones sobre de mampostería reforzada. A raíz de estas investigaciones se desarrolló en 1924, la norma de la ciudad de Nueva York, ésta reglamentaba la construcción de edificaciones con muros de carga en mampostería reforzada, hasta de 12 pisos de altura.

Alrededor de 1938 aparecieron las máquinas con un sistema vibrador, lo que produjo bloques de mejor consistencia y textura.

En 1950 se desarrolló la mampostería prefabricada de arcilla en Francia, Suiza y Dinamarca. En Estados Unidos, la Fundación para la Investigación de Productos Estructurales de Arcilla - SCPRF-, ahora parte de la División de Ingeniería e Investigaciones del Instituto del ladrillo de América (Brick Institute Of America) desde mediados de los años 50 desarrolló un sistema prefabricado de mampostería de ladrillo. Este sistema conocido como el "SCR Building Panel" fue usado en varias estructuras y aun están en servicio.

En 1954 se implementó un método de análisis y diseño de muros de mampostería; dando como resultado, que en Zurich se construyera el primer edificio diseñado racionalmente de 20 pisos.

En 1975 se fundó en Colombia la primera sociedad de carácter técnico y la primera planta de bloques de concreto. En los años siguientes se construyeron en nuestro país edificios multifamiliares de cuatro a cinco pisos principalmente, como por ejemplo el conjunto multifamiliar Tricentenario en Medellín y el conjunto Mallorca en Pereira.

En los años siguientes los países comienzan a reglamentar las construcciones en mampostería; y en 1984 aparece en Colombia la Norma CCCSR-84 con recomendaciones para el análisis y diseño de construcciones en mampostería. En 1998, después de catorce años de experimentación y experiencias con la Norma CCCSR-84 se publica la nueva versión de la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98, la cual actualiza y complementa la reglamentación para la mampostería estructural en el título D.

1.2 MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

La mampostería estructural es un sistema de ensamblaje de elementos pétreos unidos con armaga ó su equivalente, de tal manera que este adquiera las características individuales de los elementos en forma razonable.

Este sistema se considera de funcionamiento estructural monolítico, aunque sea la unión de dos elementos con características diferentes. Básicamente un muro de mampostería se puede considerar como un sistema monolítico, siempre y cuando las juntas de mortero estén en condiciones de transmitir de elemento a elemento, los esfuerzos generados bajo cualquier sollicitación de carga, y que cada elemento esté en condiciones de resistir éstos, sin fallar o deformarse considerablemente.

Este sistema está principalmente sometido a fuerzas de compresión, de corte y flexión en su plano y fuera de éste. Los esfuerzos de compresión y cortante son resistidos en buena forma por los muros de mampostería; en cambio los esfuerzos de tracción que se generan por la flexión dificultan el comportamiento y es por ello, que se utiliza refuerzo para absorberlos.

La utilización de muros de mampostería en nuestro país, esta prácticamente destinada a la construcción de edificios para vivienda con luces cortas (del orden de 3 metros) y en alturas de 5,7 y hasta 10 pisos.

1.2.1 Ventajas y desventajas

La mampostería estructural es uno de los sistemas estructurales que más está influenciada por los controles que se puedan tener, tanto en el diseño como en la construcción. Por esa razón el sistema presenta indudables ventajas de orden económico y operacional cuando se han tenido condiciones adecuadas. Algunas ventajas son:

- § Disminución de acabados.
- § Condiciones eléctricas y sanitarias internas.
- § Aislamiento térmico y acústico.
- § Utilización racional del cemento.
- § Posibilidad de utilizar entrepisos prefabricados.
- § Utilización de elementos de cierre como estructura.
- § Reducción de formaletería y obra falsa.
- § Daños secundarios menores en sismo de diseño.
- § Eliminación de resanes y desperdicios.
- § Reducción de costos.

Por otro lado, las desventajas de este sistema están en los controles que no se hagan y en los aspectos generales para construcción de estas estructuras. Algunas desventajas son:

- § Requiere mano de obra calificada.
- § Requiere controles de calidad rigurosos y sistemáticos.
- § Requiere espacios cerrados (celulares).
- § Requiere ejes fijos.
- § Tiene problemas de parqueaderos.
- § Requiere fundaciones rígidas.

- § Son estructuras poco dúctiles.
- § Requiere entrepisos monolíticos en todas las estructuras.
- § Utiliza mayores factores de seguridad.

1.2.2 Clasificación de la mampostería estructural

La siguiente clasificación de muros de mampostería esta basada según la norma colombiana de Diseño y Construcción Sismo-Resistente, NSR-98.

1.2.2.1 Mampostería de no reforzada

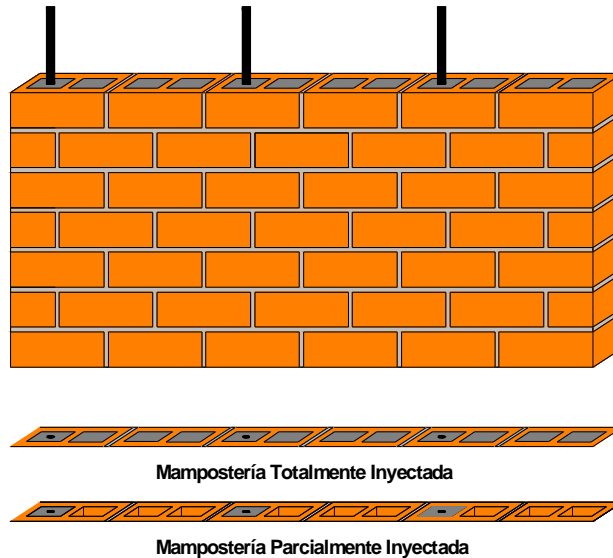
Es la construcción de muros con unidades de mampostería unidas por medio de mortero que no cumple las cuantías mínimas para muros de mampostería parcialmente reforzados o confinados, y debe cumplir los requisitos del Capitulo D.9 de la Norma Colombiana de Diseño y Construcción NSR-98. Se utiliza en lugares con sismos de poca intensidad, es decir en zonas de amenaza sísmica baja y para edificaciones de uso ocupacional normal.

1.2.2.2 Mampostería reforzada

Es la construcción de muros con unidades de mampostería de perforación vertical, unidas por medio de mortero, reforzados internamente con barras y alambres de acero, que debe cumplir los requisitos del Capitulo D.7 de la Norma Colombiana de Diseño y Construcción NSR-98. Y se clasifican de la siguiente manera:

- § Mampostería Reforzada Totalmente Inyectada: es cuando todas las celdas de las unidades que forman el muro se encuentran llenas de mortero de relleno.
- § Mampostería Reforzada Parcialmente Inyectada: es cuando sólo las celdas de las unidades que tienen refuerzo se encuentran llenas de mortero de relleno.

Figura 2. Mampostería Totalmente y Parcialmente Inyectada.

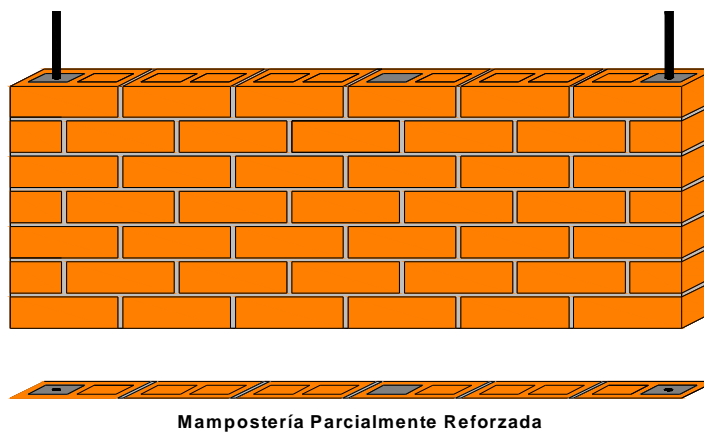


Fuente: Autor.

1.2.2.3 Mampostería parcialmente reforzada

Es la construcción con base en unidades de mampostería de perforación vertical, unidas por medio de mortero, reforzadas internamente con barras y alambres de acero, la cuantía de éstos es menor que las de muros de mampostería reforzada. Estos muros deben cumplir los requisitos del capítulo D.8 de la NSR-98.

Figura 3. Mampostería Parcialmente Reforzada.

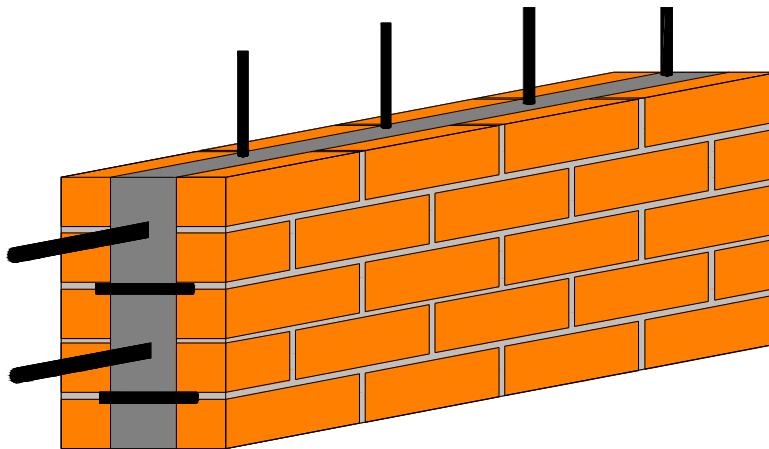


Fuente: Autor.

1.2.2.4 Mampostería de cavidad reforzada

Consiste en la construcción de un muro conformado por dos paredes de unidades de mampostería reforzadas o no, colocadas paralelamente y separadas por un espacio continuo de concreto reforzado, que tienen un funcionamiento compuesto y que cumple los requisitos del capítulo D.6 de la NSR-98.

Figura 4. Mampostería de Cavidad Reforzada.

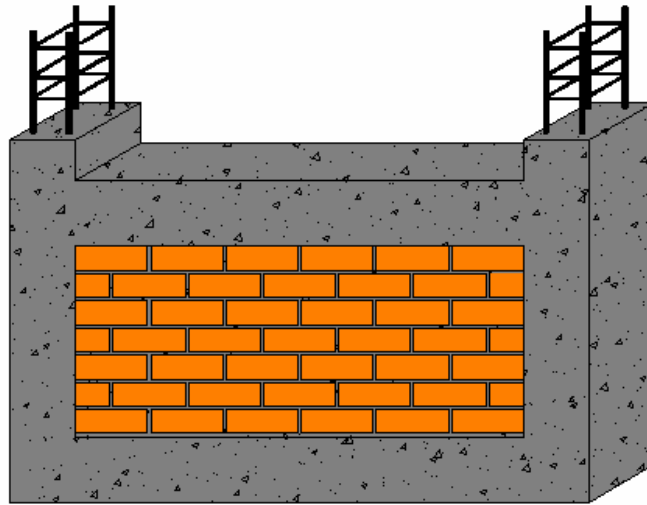


Fuente: Autor.

1.2.2.5 Mampostería de muros confinados

La mampostería confinada consiste en la construcción de muros con unidades de mampostería de perforación vertical, horizontal o maciza, unidas por medio de mortero, y reforzados de manera principal con elementos de concreto reforzado que se construyen alrededor de éste. Algunas características de estos muros son: los elementos de confinamiento son vaciados después de la construcción de la mampostería, su funcionamiento es monolítico y los muros deben ser continuos desde la cimentación hasta la cubierta y sin ninguna abertura. Los muros confinados deben cumplir los requisitos del Capítulo D.10 de la norma colombiana.

Figura 5. Mampostería de muros confinados.



Fuente: Autor.

1.2.2.6 Mampostería de muros diafragma

Son muros de mampostería colocados dentro de una estructura de pórticos, los cuales restringen su desplazamiento libre bajo cargas laterales. Este tipo de muros no se permite en estructuras nuevas y sólo se permite su empleo en modificaciones o remodelaciones del sistema estructural de edificaciones construidas antes de la Norma NSR-98. Los muros diafragma deben cumplir los requisitos del Capítulo D.11 de la norma colombiana.

1.3 OTRAS FORMAS CONSTRUCTIVAS EN MAMPOSTERÍA

Desde hace varios años, se han desarrollado nuevas técnicas para la construcción y refuerzo de muros de mampostería, las cuales presentan algunas ventajas sobre las tradicionales. En algunos casos se tratan de técnicas totalmente diferentes de los conocidos o descritos en 1.2.; en otros casos son modificaciones pequeñas que pretenden mejorar el comportamiento estructural de los muros. A continuación se describen algunas de las otras formas constructivas que se conocen.

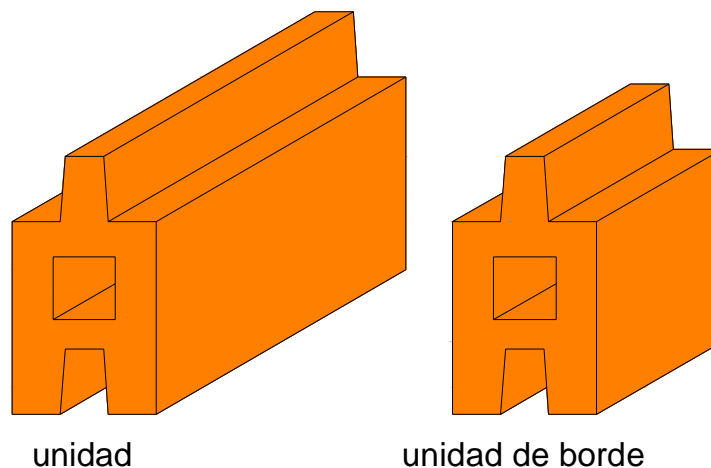
1.3.1 Mampostería estructural sin mortero de pega

Este sistema consiste en colocar las unidades de mampostería sin mortero en las juntas, formando el muro por la simple superposición de las unidades. La unión estructural del muro se hace mediante el empleo de unidades de mampostería macho-hembra en las que se produce un anclaje mecánico de las unidades, o mediante un friso en las dos caras opuestas del muro, para que le proporcione continuidad al conjunto, [1]. Este sistema de mampostería estructural se puede clasificar como mampostería confinada.

La principal ventaja sobre la construcción de un muro en forma tradicional, es la rapidez con que construcción éste. Esta rapidez se ve amenazada, ya que para que se desarrolle una trabazón mecánica es necesario que los muros estén confinados por viguetas y columnetas, lo cual elimina en parte la rapidez de construcción.

La mampostería sin pega requiere que las unidades tengan dimensiones muy uniformes para poder construir el muro a plomo y a nivel, sin la ayuda de las juntas de mortero que absorben las diferencias geométricas. En este sistema, las unidades deben tener un control riguroso, ya que de la precisión éstas, va a depender el buen comportamiento estructural y la apariencia final de muro.

Figura 6. Unidad con perforación horizontal para mampostería sin mortero de pega.



Fuente: Autor.

Se requiere que las unidades tengan buena estabilidad volumétrica. También deben ser lo más impermeables posible, sobre todo las utilizados sobre cimientos y en fachadas.

Las unidades huecas macho-hembra permiten la colocación de refuerzo en los huecos verticales, lo cual ayuda a la trabazón mecánica de las unidades y al comportamiento sísmico.

Como se dijo anteriormente este sistema necesita ser confinado para que tenga integridad estructural. El sistema puede ser confinado de dos formas, gracias a las dos clases de unidades. El primer método es con vigueta de concreto reforzado y columnetas embebidas en mortero de inyección dentro de unidades de perforación vertical. El segundo método es viguetas y columnetas de concreto reforzado.

1.3.2 Mampostería prefabricada

Este sistema consiste en la elaboración de muros de mampostería fuera del lugar de colocación, disminuyendo al mínimo la mano de obra en el sitio de construcción. La mayor parte del trabajo se traslada a una planta donde las condiciones sean ideales, dejando únicamente el proceso de instalación para la obra. Estos muros pueden ser portantes o elementos no estructurales como muros de fachada, divisorios o de cerramiento. Por eso es necesario precisar la función del muro que se prefabricará. El diseño de estos muros es igual que uno tradicional, por ejemplo en Colombia se aplicará el Título D (Mampostería Estructural) de la NSR-98 y las respectivas normas ICONTEC NTC-4205 para la fabricación de las unidades.

Las especificaciones de un muro prefabricado son más rigurosas que para uno tradicional. Algunas de éstas son: las normas de diseño aplicadas, los sistemas de conexión a la estructura, el sistema de impermeabilidad, las acciones del viento y cambios climáticos, las juntas o conexión entre paneles y conectores, la calidad del mortero de pega, el confinamiento, la aceptabilidad en la fabricación y sus tolerancias, la uniformidad, el procedimiento de inspección, el refuerzo, el sistema de almacenamiento y transporte de los prefabricados, los planos y procedimientos

de montaje, propiedades estructurales, recomendaciones de protección, limpieza y reparaciones, resistencia al fuego y al ruido.

Existen varios métodos de fabricación que son utilizados actualmente en la prefabricación de muros de mampostería. El primero es la colocación de las unidades de manera tradicional. Es un método manual que coloca las unidades por capas de manera semejante al tradicional, en una planta cercana al sitio final del muro. En la elaboración de estos se utiliza un mampostero, un equipo, herramientas y el mortero tradicional. Pueden estar disponibles algunos andamios impulsados por motor que proporcionen los movimientos horizontales y verticales que aumentan de manera importante la productividad del mampostero y reducen los costos de la fabricación. Como se muestra en la figura siguiente:

Figura 7. Colocación de mampostería prefabricada.



Fuente: Revista Terracota, Edición N° 9.

El segundo método es la fabricación de muros con molde y equipo especial. Este método implica la combinación de unidades y mortero fluido (lechada). El muro puede estar en posición vertical u horizontal. En general, se presta para la utilización de equipo automatizado que requiere un molde, un método de poner las unidades y llenar el molde con lechada bajo presión. Utiliza obreros no calificados, mortero o lechada y equipo especial. Permite altos rendimientos con mortero de rápido fraguado.

La manipulación de los muros prefabricados se hace con grúas. Se resaltan dos sistemas para el montaje: La erección y el montaje de los muros prefabricados se hace con grúas; equipos con los que generalmente cuentan las obras. Es conveniente este sistema para el montaje de los muros de fachadas y los muros divisorios interiores cuando no se tiene placa de entepiso por encima. El otro es levantar los muros mediante un sistema similar al "Tilt-up"; la erección de éste se hace mediante grúas, o equipos especiales en el sitio donde estará ubicado finalmente. Se encuentra muy conveniente cuando el espacio es limitado para maniobrar en altura y no es posible utilizar grúas hidráulicas.

Algunas ventajas de este sistema de mampostería prefabricada ante el sistema tradicional son:

- § Ahorro de tiempo en la construcción.
- § Permite trabajo continuo en la planta, al no afectarse por los agentes climáticos.
- § Muros de mayor calidad en su fabricación.
- § El ahorro en tiempo de la construcción puede proporcionar economías al propietario de la edificación. El tiempo ahorrado reduce los costos financieros del proyecto y permite al propietario la ocupación más pronto.
- § Se elimina casi por completo el uso de andamios en la obra.
- § La prefabricación de la mampostería reduce los desperdicios de las materias primas, los costos en el manipuleo y las pérdidas en la obra. Esto se representa en menores costos en el proyecto.
- § Se reduce en obra el área de trabajo, el almacén, los depósitos de materiales.
- § Con una programación adecuada los muros se pueden instalar cuando son recibidos en la obra sin necesidad de almacenaje en el sitio.
- § Es posible el uso muros de dimensiones de variables complejas.
- § Es posible que en algunos proyectos se inicie la fabricación de los muros de mampostería desde el mismo momento en que se inicia el movimiento de tierra, así se adelanta bastante tiempo en la construcción. El muro en el momento del izaje tiene la edad y resistencia que permite comenzar inmediatamente con la ejecución del siguiente nivel apresurando la construcción.

1.3.3 Mampostería postensada

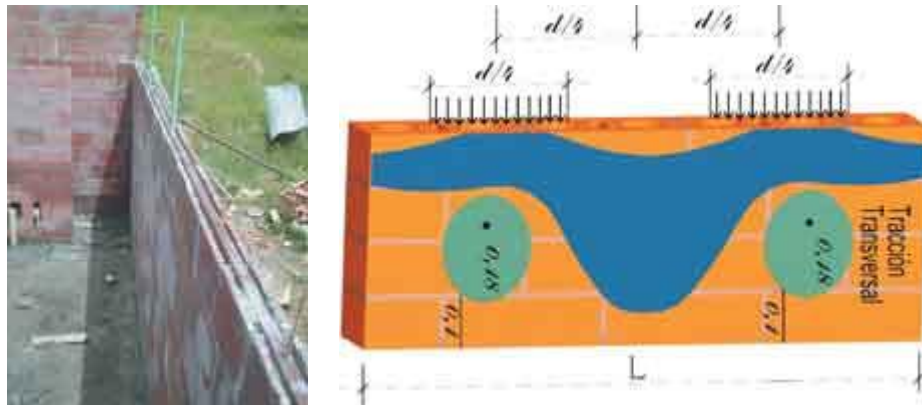
Los muros de mampostería postensada son un sistema orientado al estudio de cargas aplicadas en la dirección perpendicular del plano principal estos, ya que es en este sentido donde se encuentra el estado crítico de resistencia. Un caso particular para la aplicación de este sistema es en muros de gran altura para bodegas o muros prefabricados para fachadas.

Con la utilización del postensado se obtienen notables mejoras en las propiedades estructurales de los muros de mampostería, aumentándose la rigidez y mejorando la distribución de las fisuras. De igual forma se aumenta la capacidad de carga. Por otra parte, investigaciones realizadas muestran que este tipo de muros tienen un comportamiento dúctil, contrariamente a lo que se ha venido trabajando con los muros tradicionales. El cambio de comportamiento de muros frágiles a dúctiles, les permite deformarse más, tener mayores deflexiones sin fisurarse y aumentar la resistencia a la tracción.

En los muros postensado los cables son tensionados después de que el elemento ha adquirido la resistencia suficiente para resistir la carga de pos-tensionamiento. Existen dos técnicas de post-tensionamiento, la parcial o nivel bajo de preesfuerzo y la completa o nivel alto de preesfuerzo. Para el bajo nivel de preesfuerzo son aplicadas cargas de baja magnitud, lo que hace que esta técnica sea económica y de fácil aplicación. El alto nivel de preesfuerzo requiere de altas fuerzas de post-tensionamiento, para lo cual es necesaria la utilización de un gato hidráulico hasta de 15 toneladas.

La carga de post-tensionamiento al igual que el concreto pre-esforzado disminuye con el tiempo. Las causas de las pérdidas pueden ser por relajamiento de los tendones, deformación elástica de la mampostería, contracción de la mampostería por secado, acortamiento de los tendones durante el anclaje y movimientos debidos a la temperatura.

Figura 8. Muro de mampostería postensado e idealización.



Fuente: Revista Terracota, Edición N° 8.

El acero requerido es de alta resistencia y no acero común pues se debe prever la pérdida por cargas mantenidas.

El mejoramiento de la resistencia a los esfuerzos de flexión en la mampostería postensada se debe al esfuerzo de compresión que es aplicado, contrarrestando el esfuerzo de tracción debido a la flexión, esfuerzos que pueden ser producidos por cargas laterales o verticales excéntricas.

Según el Código Británico, en diseño para estado límite de servicio se debe cumplir que la resistencia a la compresión de la mampostería, f'_m , debe ser por los menos 2.5 veces el esfuerzo a compresión inducido por las fuerzas de preesfuerzo para la distribución uniforme del mismo, o 2.0 veces el esfuerzo para una distribución triangular del esfuerzo. También debe cumplirse que el esfuerzo a la compresión de la mampostería, f'_m , después de todas las pérdidas no se debe exceder el 33% de f'_m para distribución uniforme aproximada, o el 40% de f'_m para la distribución triangular aproximada.

Los anclajes deben ser diseñados para resistir esfuerzos de flexión y cortante, la fuerza de diseño de los anclajes debe ser la carga última resistida por el cable, dado

que el cable en el proceso de carga puede llegar hasta la fluencia, en donde alcanza la fuerza máxima capaz de aplicar.

Los cables o tendones generalmente son en acero de alta resistencia. Por los cambios en el estado de esfuerzos que se puede presentar en la vida de la estructura y con el fin de limitar la relajación excesiva del acero, el esfuerzo en los cables esta limitado al 70% de la carga última, F_u , o el 78% de la carga de fluencia, F_y . El espaciamiento de los cables esta gobernado generalmente por consideraciones prácticas como la acomodación de placas de cortante o el posicionamiento de los cables en los vacíos, de igual forma el tamaño esta gobernado por aspectos prácticos, siempre y cuando resistan las cargas aplicadas.

2. MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN PARA MAMPOSTERÍA

Todo sistema estructural esta influenciado por las características de los materiales que lo constituyen, y la mampostería estructural no se escapa de esta condición. La mampostería estructural es de los que más depende de las propiedades de sus componentes. Por esta razón, para hablar del comportamiento de la mampostería, primero debe conocerse las propiedades de sus componentes, para luego identificar por que ésta puede llegar a comportarse de cierta forma.

Los materiales que se utilizan en la construcción de muros de mampostería estructural son: las unidades de mampostería, el mortero de pega, el mortero de relleno y por lo general acero refuerzo.

El presente capitulo pretende mostrar las propiedades de cada material y como deben ser éstas, para que el comportamiento de la mampostería sea el deseado.

2.1 UNIDADES DE MAMPOSTERÍA

Las unidades de mampostería que se utilizan en la construcción de muros de mampostería estructural son piezas de forma paralelepípeda, elaboradas principalmente en arcilla cocida, concreto, sílice-cal y piedra que cumplen requisitos dimensionales y de resistencia.

En el presente capitulo y en adelante, cuando se hable de unidades de mampostería se debe entender sólo como *unidades de mampostería de arcilla cocida*.

Las propiedades de las unidades de mampostería dependen de muchos aspectos, como son la arcilla que se utiliza, los métodos de la fabricación, curado etc.

2.1.1 Materia prima

La materia prima para la fabricación de unidades de mampostería, no es la arcilla misma, sino una mezcla de ésta con otros componentes. Estos componentes se usan en cantidades menores, con el objeto de controlar las contracciones y los agrietamientos de la mezcla durante el proceso de secado y cocción.

Los tipos más comunes de arcilla para la elaboración de unidades de mampostería son: arcillas calcáreas que tienen un 15% de carbonatos de calcio y que en el proceso de cocido adquieren un color amarillo, y las arcillas no calcáreas (las de silicato de alúmina) que presentan del 2 al 10 % de óxido de hierro y feldespatos, éstas adquieren un color rojo cuando se cocinan (son las más conocidas en nuestro medio).

La arcilla representa por lo general el 67% de la mezcla, y el otro 33% es arena, limos y otros materiales. Estos componentes adicionales son conocidos con el nombre de desgrasantes y algunas granulometrías de éstos son:

- § Arena o arenisca, la granulometría para este material se encuentra en el rango de 50 a 500 micras.
- § “Chamote” material desechado después de la cocción y triturado para reutilizarse. La granulometría oscila entre 80 y 800 micras. Su comportamiento es inerte en el secado.
- § Otros materiales usados son serrín de madera y cenizas volcánicas.

2.1.2 Fabricación

La resistencia a la compresión de las unidades de mampostería depende en gran medida de su composición (materia prima) y fabricación (proceso de mezclado, secado y cocido).

Para la fabricación de unidades, es necesario contar con un estudio geológico que permita determinar la estratificación, calidad y tipos de arcillas en el terreno.

Cuando se ha extraído la arcilla, ésta se debe humectar por lo menos seis meses, para que se ablande y se estabilice química y físicamente, al eliminar mediante procesos de oxidación la mayor cantidad de sustancias solubles, mejorando la trabajabilidad de la arcilla.

La materia prima según 2.1.1, cuando es macerada y mezclada, se reduce de tamaño mediante el uso de molinos y trituradores. Realizado este proceso la materia prima se moldea. Existen dos métodos de moldeo, que comúnmente se usan:

- § Método de barro plástico: en éste el contenido de agua utilizado para la arcilla oscila entre un 15 y 20%. Una vez que la pasta ha alcanzado estos valores se pasa por la extrusora.
- § Método del moldeo en seco: el contenido de agua en este método oscila entre un 4 y 7%, y debe tenerse cuidado de triturar finamente las arcillas y de someterlas a un secado previo. Una vez la pasta ha obtenido la consistencia adecuada esta es prensada.

En el proceso de presado, las unidades quedan listas para ser secadas, por el contrario si fueran extruidas necesitarían antes ser cortadas.

Figura 9. Prensado para la obtención de unidades de mampostería.



Fuente: Página de Internet [www. Anfalit.org](http://www.Anfalit.org).

El secado es una de las fases más delicadas y trascendentales en la fabricación de la unidad. Es una operación compleja, ya que en ella convergen muchos factores como son: naturaleza de la arcilla, grado de preparación y homogenización, esfuerzos ocurridos durante el moldeo, diseño y formato de la unidad, aire y temperatura.

La cocción es donde la arcilla se transforma en una pieza sólida con forma, color, textura, dimensiones y dureza definitiva. La temperatura de cocción está entre 900° y 1200°.

2.1.3 Tipos de unidades

Los tipos de unidades de mampostería que se describen a continuación están basados en la NSR-98 y la NTC 4205. La NSR-98 las define de esta forma: unidad bloque (con perforaciones horizontales y verticales) y unidad tolete (maciza o con perforaciones menores del 25% del volumen de la pieza).

Según la NTC 4205, existen tres tipos de unidades de mampostería que son:

- § Unidades de mampostería de perforación vertical (PV), llamadas ladrillos: son aquéllas que tienen celdas o perforaciones perpendiculares a la cara o superficie que se asienta en el muro. Debe tener un área neta de celdas medida en cualquier dirección a sus ejes no mayor del 65% de área bruta en esa misma sección.
- § Unidades de mampostería de perforación horizontal (PH), llamadas bloques: son aquéllas con celdas paralelas a la cara que se asienta en el muro.
- § Unidades de mampostería macizas (PM), llamadas ladrillos: son aquéllas mampuestos aligerados con pequeñas perforaciones menores del 25% del volumen, o que no tengan ninguna perforación.

Como vemos entre las Normas NSR-98 y NTC 4205 existen diferencias en los tipos o nombres de las unidades. Por otra parte, la más usada por los fabricantes es la NTC 4205.

Independientemente del nombre que cada fabricante asigne a sus productos, estos deben tener las iniciales del tipo a que corresponden (PV, PH o PM).

2.1.4 Clasificación de las unidades

La siguiente clasificación esta basada según la NTC 4205, que clasifica las unidades de mampostería por su uso o función principal. La clasificación es la siguiente:

- § Unidades de mampostería estructural (portantes) y no estructural (divisorios o de cierre): las unidades estructurales son aquéllas que se diseñan y fabrican para ser utilizadas en construcciones de tipo estructural, además de su peso deben soportar otras cargas. Las no estructurales son aquéllas que se utilizan para muros divisorios o de cierre que únicamente soportan su peso.

- § Unidades de mampostería de uso interior y de uso exterior (o de fachada): las interiores son aquéllas que sólo son aptas para usarse en muros que no estén expuestos a la intemperie, como muros divisorios interiores que puedan estar o no a la vista. Las exteriores son aquéllas aptas para construir muros a la vista que estén expuestos a la intemperie.

2.1.5 Propiedades físicas

Las unidades de mampostería deben tener ciertas propiedades físicas, para que su funcionamiento en el muro sea el adecuado. Las principales propiedades de unidades son:

2.1.5.1 Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión es la principal cualidad que deben tener las unidades de mampostería, y varía con el tipo de unidad que se vaya a elaborar.

La resistencia a la compresión de las unidades de mampostería depende de: la calidad del proceso de elaboración (fabricación), resistencia intrínseca de la masa, esbeltez de la probeta y la forma de la probeta.

La resistencia a la compresión está especificada para ser alcanzada a los 28 días de producidas las unidades. Sin embargo, las unidades se pueden utilizar a edades menores cuando se tenga un registro sobre la evolución de la resistencia de unidades de iguales características, y éste indique que ellas alcanzarán dicha resistencia, lo cual no exime de la verificación directa de la calidad de las unidades.

La norma NTC 4205 es la específica las resistencias mínimas para las unidades; éstas están en la siguiente tabla.

Tabla 1. Propiedades físicas de las unidades de mampostería estructural.

Tipo	Resistencia mínima a la		Absorción de agua máxima en %			
	Compresión Mpa (Kg/cm ²)		Interior		Exterior	
	Prom 5 U	Unidad	Prom 5 U	Unidad	Prom 5 U	Unidad
PH	5.0 (50)	3.5 (35)	13	16	7 a 13.5	14
PV	18.0 (180)	15.0 (150)	13	16	7 a 13.5	14
PM	20.0 (200)	15.0 (150)	13	16	7 a 13.5	14

Fuente: Normas NTC 4205.

2.1.5.2 Absorción de agua y Tasa inicial de absorción

La absorción es la propiedad de la unidad para absorber agua hasta llegar al punto de saturación. Está directamente relacionada con la permeabilidad de la unidad o sea el paso de agua a través de sus paredes.

Es importante tener los menores niveles de absorción posibles, ya que a mayor absorción de las unidades, éstas sustraen más agua del mortero de pega y del mortero inyección, reduciendo o anulando la hidratación del cemento en la superficie

que los une, con lo cual se pierde adherencia y se originan fisuras. Por el contrario, unidades totalmente impermeables evitan el intercambio de humedad y la creación de una superficie de adherencia, dando como resultado uniones de baja resistencia, que se manifiestan como fisuras y que son permeables al agua.

Una absorción baja reduce el ingreso de agua dentro de la masa de la unidad y, por ende, el de materiales contaminantes arrastrados por ésta, por lo cual se convierte en un requisito de calidad para la durabilidad.

Las unidades deben ser tratadas de modo que al momento de su colocación tengan una buena humedad, la adecuada para no extraer agua a una alta velocidad y de esta forma absorber la pasta de cemento que produce la adherencia. En la práctica, lo más común es mojar (no saturar) las unidades, momentos antes de colocarse, lo cual usualmente no produce una buena interacción entre el mortero y la unidad, debido a que el agua que queda en el exterior de ella, aumenta la relación a/c del mortero y, en muchos casos, produce que la succión sea insuficiente o defectuosa.

Por lo anterior descrito, lo más recomendable es saturar las unidades antes de su colocación y extraerlas con la anticipación suficiente que permita que sus superficies se encuentren en estado de succión que asegure una adecuada adherencia con el mortero, pero no mojadas al punto de tener una película de agua superficial.

La norma NTC 4205, recomienda los requisitos mínimos de prehumedecimiento de las unidades, para su colocación con la tasa inicial de absorción, tabla 2.

Tabla 2. Tasa inicial de absorción según la NTC 4205.

Tasa inicial de absorción G/cm²/min	Tiempo recomendado de Prehumedecimiento
< 0.10	5 min
< 0.15	1 h
< 0.25	24 h

Fuente: Normas NTC 4205.

Dado que la absorción está inversamente relacionada con la resistencia a la compresión, se permiten niveles mayores para las unidades de resistencia baja.

A las unidades para mampostería no estructural, se les pide una absorción igual a la de las unidades de resistencia baja para mampostería estructural, pues los niveles de resistencia son muy similares.

2.1.5.3 Contenido de humedad

A diferencia de la absorción, el contenido de humedad no es una propiedad de las unidades de mampostería, sino un estado de la presencia de humedad dentro de la masa de las mismas, entre la saturación y el estado seco al horno.

El control del contenido de humedad de las unidades es fundamental, dado que la arcilla se expande y se contrae con el aumento o disminución de su humedad, la colocación de unidades muy húmedas conlleva su contracción posterior y la aparición de fisuras. Si las unidades se colocan en el muro con un contenido de humedad mayor que el del ambiente, pierden humedad hasta llegar al equilibrio con la humedad ambiente; y dado que los muros poseen restricciones de movimiento, aunque sea sólo en su fundación, la contracción de las unidades origina fisuración de los muros, por compatibilidad de deformaciones.

Lo anterior implica que es indispensable mantener los menores contenidos de humedad posibles en las unidades en todo momento, para la cual es necesario que, una vez se termina el curado, éstas se sequen y se conserven en dicho estado. Para mantener las unidades secas se protegen, con láminas de plástico, hasta que sean colocadas en el muro, el cual también se debe proteger, de igual manera, para que no reciba humedad proveniente de la lluvia o de otras actividades de construcción.

2.1.5.4 Aislamiento acústico

Después de chocar con un muro las ondas de sonido son parcialmente reflejadas, absorbidas y transmitidas en cantidades variables, dependiendo de la clase de superficie y la composición del muro.

El estudio de estas características es de suma importancia en el diseño de teatros y auditorios, donde el sonido emitido en un punto, debido a una apropiada reflexión, debe ser audible a una distancia considerable; y al mismo tiempo el recinto debe estar aislado del ruido exterior. Por otra parte la demanda de habitaciones silenciosas en hoteles, hospitales, viviendas, escuelas y oficinas, en donde los ruidos de habitaciones adyacentes y del exterior son inaceptables. También requiere de materiales de construcción aislantes del sonido.

2.1.6 Características dimensionales

2.1.6.1 Modularidad y variaciones

La variabilidad en las dimensiones de las unidades de mampostería altera el espesor del muro y del mortero de pega, modificando las características estructurales constructivas (apariencia final del muro, niveles de enrase, alineación de juntas, acabados adicionales, etc.). El sistema de unidades de arcilla 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 lo mismos, pueden dar lugar a diferencias entre unidades supuestamente iguales.

2.1.6.2 Dimensiones

Las dimensiones de una unidad de mampostería están definidas por su espesor, altura y longitud. Para cada una de ellas existen dos 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 (dimensiones de producción).

2.1.6.3 Paredes y perforaciones

En una unidad de mampostería se tienen dos tipos de paredes las exteriores y los tabiques. Las paredes exteriores son los elementos longitudinales que constituyen los dos lados de un muro. Los tabiques son los elementos transversales que mantienen unidas las paredes de un lado con las opuestas o separan celdas dentro de la unidad. Tanto las unidades de perforación horizontal como vertical, las paredes exteriores pueden ser sólidas, perforadas o dobles (la expresión pared sólida se refiere a unidades de mampostería de una sola pared o pared maciza).

Los espesores mínimos de las paredes y tabiques, según las normas NSR-98 y NTC 4205 están representados en las siguientes tablas.

Tabla 3. Espesores de paredes y tabiques de unidades de mampostería de perforación vertical, NSR-98.

Espesor externo nominal	Espesores mínimos de paredes exteriores		Espesor mínimo de tabiques transversales
	Sin perforaciones verticales secundarias	Con perforaciones verticales secundarias	Sin perforaciones verticales secundarias
80	20	30	20
100	20	30	20
120	22	32	20
150	25	35	25
200	30	40	25
250	35	45	30
300	40	50	30

Fuente: Norma de Diseño NSR-98.

Tabla 4. Espesor de paredes y tabiques para unidades de mampostería, NTC 4205.

Tipo	Espesor neto mínimo de las paredes	Espesor mínimo de los tabiques
Perforación vertical (PV)	19	10
Perforación horizontal (PH)	16	10

Fuente: Norma NTC 4205.

Como se observa existe una diferencia en cuanto a las dimensiones mínimas de paredes y tabiques.

2.2 MORTERO DE PEGA

La definición más adecuada de un mortero de pega es la siguiente: “Mezcla de un material aglutinante (Cemento Portland y/o otros cementantes), un material de relleno (agregado fino o arena), agua y eventualmente aditivos, que al endurecerse presenta propiedades químicas, físicas y mecánicas similares a las del concreto y es ampliamente utilizado para pegar unidades de mampostería en la construcción de muros” [2].

Por otra parte la NSR-98 lo define como “Mezcla plástica de materiales cementantes, agregado fino y agua, usados para unir unidades de mampostería”.

El mortero de pega debe tener cualidades especiales, diferentes a los morteros destinados para otros usos, ya que están sometidos a condiciones especiales dentro de un muro de mampostería.

A pesar que el mortero de pega ocupa alrededor de un 15% del volumen total de un muro de mampostería [4], desempeña un papel crucial en su funcionamiento estructural, debido a que es el responsable de mantener unidas monolíticamente las unidades de mampostería.

Siendo Colombia un país sísmico, la propiedad fundamental de los morteros de pega es su adherencia con las unidades, fundamentalmente la adherencia capaz de resistir esfuerzos de corte y tracción, debido a que éstos se originan al someter los muros de mampostería a fuerzas horizontales.

Por otra parte, si el mortero no tiene la propiedad de retener agua, ésta pasa fácilmente a las unidades de mampostería y el cemento del mortero pierde la posibilidad de hidratarse adecuadamente, con la consiguiente pérdida de resistencia mecánica. Esta pérdida de agua de la mezcla es significativa debido al pequeño espesor de la junta de mortero (aproximadamente 1 cm) y a la trayectoria del agua que es la mitad del espesor, si la junta une dos unidades de mampostería. Esto exige que los morteros de pega tengan la propiedad de retener agua, en mucho mayor grado que los morteros para otros fines.

Frecuentemente se supone de forma errónea que teniendo un adecuado conocimiento y práctica para concretos, ellos también sirven para morteros. En realidad, los morteros difieren de los concretos en muchos tópicos, principalmente en: consistencia en obra, en el método de colocación y en el ambiente de curado. El mortero pega se utiliza para unir unidades de mampostería que forman un elemento estructural individual, mientras que el concreto es generalmente un elemento estructural por sí mismo.

Una diferencia aún mayor entre ambos materiales viene dada por la manera en que ellos se manipulan durante la construcción. El concreto se coloca habitualmente en encofrados no absorbentes, metálicos o de madera, para retener la mayor cantidad de agua. El mortero se coloca casi siempre entre unidades absorbentes, y en cuanto entra en contacto con ellas, le cede agua.

La resistencia a la compresión es la propiedad fundamental del concreto, pero, para el mortero, es solamente uno de entre varios factores importantes.

2.2.1 Componentes

Los componentes para el mortero de pega son: cemento (Pórtland o de mampostería), cal hidratada, arena, agua y algunas veces aditivos.

2.2.1.1 Cemento y Cal

El cemento utilizado en la elaboración del mortero de pega debe estar en condiciones apropiadas y debe corresponder en su tipo y clase a aquel sobre el cual se basan las dosificaciones. Si se usa cal en la preparación del mortero, ésta debe ser cal hidratada y debe verificarse que no sea perjudicial a ninguna de las propiedades específicas del mortero.

Las normas que deben cumplir tanto la cal como el cemento son las siguientes:

Cemento Pórtland: NTC 121 y NTC 321 (ASTM C150).

Cemento para Albañilería: NTC 4050 (ASTM C91).

Cal Viva: NTC 4046 (ASTM C5).

Cal Hidratada: NTC 4019 (ASTM C270).

2.2.1.2 Agregado

La arena utilizada en el mortero de pega deber estar limpia y bien gradada. Su selección depende de la disponibilidad de ella en la zona (depósitos aluviales, cantera, etc.).

Como al mortero de pega se le exige que tenga la propiedad de retener el agua, se necesita una arena con una granulometría especial. Esta granulometría esta basada según el tipo de arena, natural o de trituración. Esta se muestra en la tabla 5.

Por lo general las arenas naturales (depósitos sedimentarios o aluviales) producen morteros de resistencias más altas que las arenas de trituración (de peña o cantera). Esto se debe principalmente a que las arenas de peña tienen un alto

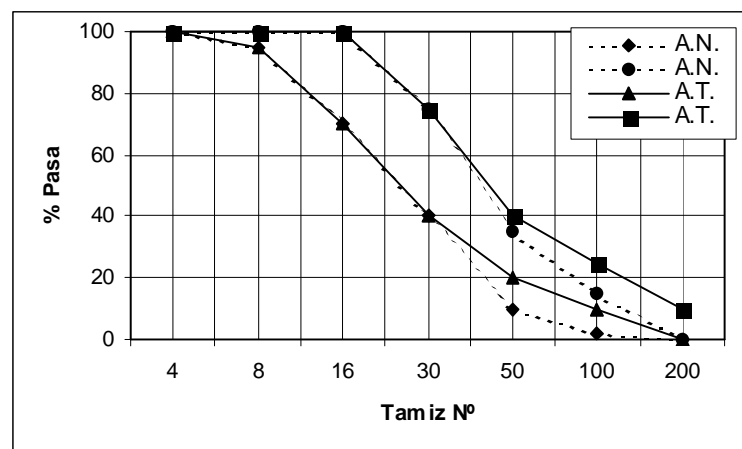
contenido de arcilla. La arcilla le da a la arena la capacidad de retener agua y cohesión, y es por esta razón que su uso es bastante apreciado por los mamposteros. Sin embargo, la arcilla es inconveniente para el buen comportamiento del cemento, ya que por el tamaño de sus partículas puede bloquear la acción entre dos partículas de cemento, con lo cual la pasta pierde resistencia. Por otro lado la arcilla puede sufrir grandes cambios volumétricos con la variación en su contenido de humedad, lo cual perjudica el mortero.

Tabla 5. Granulometría de la arena para mampostería (mortero de pega).

Tamiz Nº	Porcentaje que Pasa	
	Arena Natural	Arena de Trituración
No. 4	100	100
No. 8	95 a 100	95 a 100
No. 16	70 a 100	70 a 100
No. 30	40 a 75	40 a 75
No. 50	10 a 35	20 a 40
No. 100	2 a 15	10 a 25
No. 200	0	0 a 10

Fuente: Tecnología del Concreto y del Mortero, [2].

Figura 10. Distribución de la granulometría.



Fuente: Autor.

En el comercio se conocen tres tipos de arena para morteros: arena sin lavar, arena semilavada y arena lavada. Desde luego las arenas para morteros de pega son arena semilavada y lavada. Con el uso de estos materiales hay que tener mucho cuidado, porque por lo general la arena lavada es una arena semilavada, la cual después de puesta en la volqueta para su transporte se le agrega agua por encima, con lo cual lo único que se logra es un aumento de su precio, ya que el contenido de arcilla permanece inmodificado.

La arena para mortero de pega debe cumplir con la norma NTC 2240 o en su defecto con la norma ASTM 144. Debe estar libre de materiales contaminantes o deleznable que puedan deteriorar las propiedades del mortero. Como esto es casi imposible de cumplir con esto, se recomienda según [10], los siguientes porcentajes.

Tabla 6. Porcentaje máximo permisible de la masa total.

Material	Porcentaje Máximo Permisible de la masa total
Partículas Deleznable	1.0
Partículas livianas que floten en un líquido que tenga una gravedad específica de 2.0	0.5

Fuente: Autor.

2.2.1.3 Agua

El agua a utilizada para la elaboración del mortero de pega debe estar limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceite, ácidos, alcoholes, sales materiales orgánicas u otras sustancias que pueden ser dañinas para el mortero o el refuerzo. Se recomienda utilizar agua doméstica.

2.2.1.4 Aditivos

Los aditivos que se utilicen en la preparación del mortero de pega deben someterse a la aprobación previa del supervisor técnico, y debe demostrarse mediante realización de ensayos de laboratorio o evidencia confiable de obras similares, que no deterioran ninguna de las propiedades deseables del mortero ni de las unidades de mampostería, ni causan corrosión del refuerzo embebido,

2.2.2 Propiedades de los Morteros de Pega

2.2.2.1 Funciones del Mortero de Pega

La función principal de mortero de pega es actuar como agente de vinculación o de adherencia que integre a las unidades de mampostería, permitiendo que trabajen en forma monolítica, ayudando a un adecuado comportamiento estructural de los muros de mampostería.

Sin embargo, esa no es su única función. Además, debe acomodar variaciones dimensionales y características físicas de las unidades, deben lograr un efecto sellante entre éstas, impidiendo el paso tanto del agua como del aire. Finalmente, el mortero de pega debe proporcionar resultados estéticos satisfactorios en los muros que requieran dejar las unidades expuestas.

El comportamiento íntegro de las funciones antes descritas depende fundamentalmente del comportamiento adecuado que presenten sus distintas propiedades, en especial, la adherencia, la cual debe ser fuerte, total y, sobre todo, durable.

Los morteros de pega presentan dos conjuntos de propiedades importantes, unas correspondientes al mortero fresco y otras correspondientes al mortero endurecido.

2.2.2.2 Propiedades del Mortero en Estado Plástico

En estado plástico el mortero presenta una serie de propiedades que requieren de un alto conocimiento, dado que ellas, además de regular el comportamiento del mortero en ese estado, son de gran importancia e incidencia en las propiedades y características en su estado endurecido.

§ Manejabilidad

La manejabilidad es la propiedad más importante del mortero de pega en estado plástico, en virtud de la influencia que ella ejerce sobre otras propiedades del mismo, tanto en estado plástico como endurecido. La manejabilidad resulta difícil de definir, debido a que es una combinación de cierto número de propiedades interrelacionadas. Se considera que las que tienen mayor incidencia en la manejabilidad son: consistencia, fluidez, capacidad de retención de agua y tiempo de fraguado.

La manejabilidad es una característica definida por lo general por albañil. Un mortero bien manejable debe extenderse con facilidad sobre las unidades de mampostería, adherirse a las superficies verticales, introducirse fácilmente en las juntas, soportar la presión aplicada por el albañil para producir el alineamiento de las unidades y permitir la colocación de éstas sin que ocurran modificaciones posteriores debido a su propio peso o al de varias hiladas.

Si bien la manejabilidad de un mortero es fácilmente reconocible por un albañil, ella es una propiedad compleja, y no existe un ensayo para cuantificarla por sí sola. Por ello, en nuestro medio se usa la consistencia como medida de la manejabilidad.

La consistencia es el grado de fluidez del mortero en estado plástico que depende fundamentalmente de la fase líquida y del contenido y características de los componentes sólidos.

En el ambiente de trabajo se diferencian tres consistencias distintas que son determinadas por la película de pasta de cemento que rodea a la arena. La consistencia seca es aquella en que la pasta se encarga exclusivamente de rellenar los espacios entre las partículas de arena lo que permite el roce entre dichas partículas, de forma que la trabajabilidad del mortero es realmente complicada. Cuando la mezcla se considera plástica, existe una fina película de pasta rodeando los granos de arena permitiendo una mayor manejabilidad. En el último de los casos cuando las partículas de arena se encuentran inmersas en pasta de cemento, sin permitir alguna cohesión entre ellas, se le denomina mezcla fluida, en este caso existe una tendencia a la segregación del mortero.

§ Retención de Agua

La retención de agua o retentividad es la capacidad del mortero de retener el agua de amasado ante sollicitaciones externas de absorción o succión por parte de las unidades de mampostería. Esto permite que el mortero mantenga su plasticidad para que las unidades puedan ser cuidadosamente alineadas sin romper el enlace, lo que hace que esta propiedad esté íntimamente relacionada con la manejabilidad, por lo tanto, sea uno de los factores de mayor incidencia en la adherencia entre mortero y unidades.

En general, cuando un mortero presenta una buena retentividad es posible controlar el fenómeno de exudación, el cual se produce debido a que los materiales que conforman el mortero presentan distintos peso específico, por lo que los de mayor peso tiendan a decantar y los más livianos como el agua, asciendan. La exudación produce una pérdida de agua y asentamientos por sedimentación del mortero.

Una mejor retentividad del mortero, se puede lograr con [4]:

1. Una adecuada composición granulométrica de la arena.
2. Una mayor dosis de cemento y uso de cemento más fino.
3. Una mayor dosis de cal y de cales más finas.
4. El agregado de adiciones finas (cenizas volcánicas, puzolanas y similares).

5. Un incremento de tiempo de mezclado, facilitando así una distribución adecuada del agua sobre las partículas que componen el mortero.

Es destacable la importancia que ejerce la composición granulométrica de la arena en la retención de agua del mortero, como se dijo anteriormente. La presencia de partículas finas ayuda a mejorar esta propiedad debido a la disminución del tamaño de los poros. Además, las partículas finas presentan mayor superficie específica, lo que implica que hay mayor área envolvente por donde se absorbe agua y por ende, mayor retención de está. Bajo este punto de vista, el empleo de cal, cuyas partículas son de menor tamaño que las del cemento, contribuye a mejorar la retentividad.

No obstante a lo anterior, la retentividad de los morteros de pega debe tener límites máximos tolerables, ya que si entran en contacto un mortero de alta retentividad con unidades de baja absorción, estas últimas podrían prácticamente flotar sobre el mortero.

2.2.2.3 Propiedades del Mortero en Estado Endurecido

§ Resistencia a la Compresión

La resistencia a la compresión generalmente se usa como el principal criterio para seleccionar el tipo de mortero a utilizar en una estructura de muros de mampostería, ya que es fácil de medir y puede relacionarse con otras propiedades como la adherencia y la durabilidad. Sin embargo, esta propiedad no representa en la forma más adecuada la función principal de un mortero de pega, que es servir de unión entre las unidades, de tal manera que un muro de mampostería trabaje como un elemento estructural integral.

La resistencia a la compresión del mortero de pega depende en gran parte del tipo y cantidad del material cementante y de la relación agua/cemento utilizado al prepararlo. Para un mismo agregado el mortero más resistente e impermeable es el que tiene mayor porcentaje de cemento en un volumen dado de mortero; la

densidad del mortero está relacionada con el tamaño de los granos y la relación agua/cemento pues a menor tamaño de las partículas y mayor contenido de agua decrece la resistencia.

El aumento del contenido de aire reduce en algún grado la resistencia a compresión, las estructuras que fallan debido a esto son escasas y son más críticas otras propiedades como por ejemplo la adherencia.

§ Adherencia

La adherencia es la propiedad más importante del mortero de pega en estado endurecido. Es también la más inconstante e impredecible. El mortero tiene que desarrollar suficiente adherencia con las unidades para resistir los esfuerzos de tracción producidos por las cargas de la estructura, del terreno, sísmicas y de viento; cambio de volumen de las unidades y los cambios de temperatura. En cuanto a los esfuerzos que debe resistir un muro de mampostería, los más significativos, dada las características sísmicas de nuestro país, corresponden a los esfuerzos horizontales, los cuales provocan fallas donde generalmente la resistencia al corte es menor, es decir, la interfase mortero-unidad. También la impermeabilidad de los muros de mampostería, depende de esta propiedad.

La adherencia proviene del anclaje de cristales de cemento hidratado en los poros de las unidades, es decir, es de naturaleza exclusivamente mecánica, más que química. Esta propiedad depende principalmente de los siguientes factores:

1. Interacción hídrica entre el mortero y la unidad.
2. Manejabilidad y retención de agua del mortero de pega.
3. Componentes del mortero, por ejemplo, tipo y cantidad de materiales aglomerantes y contenido de aire.
4. Características de las unidades, esto es: succión, contenido y estructura de poros capilares, textura de la superficie de la cara de asiento y contenido de humedad.

5. Calidad del proceso constructivo: tiempo de interrupción, acabado y presión aplicada a la capa de mortero durante la colocación de las unidades.

La adherencia tiene dos aspectos importantes que son: la tensión de adherencia, que es cuanta fuerza se requiere para separar las unidades (medida de la calidad del anclaje de los cristales en las unidades) y la extensión de la adherencia o punto de adherencia, la que se define como el área adherida (porcentaje de la unidad en que el mortero queda pagado) dividido por la sección de adherencia.

El tiempo y la velocidad de absorción de las unidades, son parámetros de gran importancia en el desarrollo de la adherencia. El primero depende del contenido de agua del mortero (que varía con el tiempo), del diámetro de los poros de la unidad y del grado de colmatación de los poros del mortero, sobre todo, en las zonas cercanas a la interfase con la unidad. La velocidad de absorción es variable: máxima al inicio del contacto y decreciente de acuerdo avance el proceso de absorción.

La adherencia mejora tanto por un incremento de la rugosidad superficial de la unidad, como por la presencia de oquedades en ella, donde pueda introducirse el mortero.

La mano de obra también es un factor importante para asegurar la adherencia. Debe reducirse al mínimo el tiempo entre la operación de extender el mortero y asentar la unidades, porque el contenido de agua disminuye debido a la absorción de la unidad que se coloque primero.

§ Retracción

Las reacciones químicas que ocurren en el momento de la hidratación del cemento producen cambios de volumen que ocasionan la aparición de grietas, especialmente en aquellas con altas relaciones de agua/cemento. La evaporación de agua por diversos factores como el viento, superficies muy absorbentes o la elevada temperatura, produce tensiones internas en el mortero y las consecuentes grietas.

Para evitar la retracción se utilizan cementos de baja retracción, arenas con pocos finos y una adecuada granulometría, la arena rugosa evita los cambios de volumen y el agrietamiento.

§ Durabilidad

La durabilidad del mortero está relacionada con la capacidad de resistir a agentes externos como la temperatura, penetración del agua, desgaste por abrasión, retracción al secado, agentes corrosivos (ambientes agresivos), etc.; sin afectar sus condiciones físico-químicas con el tiempo. La durabilidad se puede conseguir con morteros menos porosos, con baja absorción capilar y así atacar el acceso y avance de agentes corrosivos como cloruros y sulfatos que generan el desgaste del mortero, contribuyendo a aumentar su resistencia y durabilidad.

2.2.3 Clasificación de los Morteros de Pega

La clasificación de los morteros de pega, obedece a propiedades específicas de resistencia a compresión, de acuerdo con las propiedades de los materiales utilizados en su preparación. Tal vez la norma más difundida es la ASTM C270, la cual clasifica los morteros de pega, por propiedades mecánicas y dosificación.

La clasificación de los morteros esta relacionada por la palabra en inglés **Mason work** que significa albañilería.

M A S O N W O R K.

Estas cinco letras son la clasificación de la ASTM C270. La Norma de Diseño y Construcción Sismo-Resistente NSR-98, toma por cuestiones de resistencia y seguridad las tres primeras de la clasificación ASTM C270; los cuales son: M, S y N. La tabla siguiente muestra la clasificación según la NSR-98, por requisitos mínimos y por dosificación.

Tabla 7. Requisitos mínimos y dosificación de los morteros en partes por volumen.

Tipo de Mortero	Resistencia (Mpa)	Flujo (%)	Retención de Agua	Cemento Portland	Cal Hidratada	Cemento Mampost.	Arena/Material Cementante	
							Min.	Max.
M	17.5	120	75%	1	0.25	No aplica	2.25	3.0
				1	No aplica	1	2.25	2.5
S	12.5	115	75%	1	0.25 a 0.50	No aplica	2.50	3.5
				0.5	No aplica	1	2.50	3.0
N	7.5	110	75%	1	0.5 a 1.25	No aplica	3.00	4.5
				0	No aplica	1	3.00	4.0

Fuente: Norma de Diseño NSR-98.

2.3 MORTERO DE RELLENO (GROUS)

Es un elemento esencial de la mampostería estructural, que consiste en una mezcla fluida de agregados y material cementante, capaz de penetrar en todas las cavidades del muro sin sufrir segregación, la cual se adhiere a las unidades de mampostería y a las barras de refuerzo para que actúen juntas para soportar las cargas.

El mortero de relleno tiene como fin el aumento de la resistencia del muro y la transmisión de los esfuerzos al acero. También permite mejorar otras propiedades tales como el aislamiento térmico y acústico y la resistencia al fuego del muro. Para lograr lo anterior, el mortero de inyección debe cumplir con la NTC 4048 o la ASTM C476.

2.3.1 Componentes

2.3.1.1 Cemento y cal

Al igual que para los mortero de pega los cementos utilizados para el mortero de inyección pueden ser Pórtland Tipo I, II, ó III (siempre que cumplan con las normas NTC 121 y NTC 321).

La cal debe cumplir con la NTC 4019 (ASTM C 270) y corresponder el Tipo S.

2.3.1.2 Agregados

Tabla 8. Granulometrías para los agregados para los morteros de pega y de inyección según la NTC 174, NTC 2020.

Tamiz (NTC 33)		% Acumulado que pasa por el tamiz correspondiente				
		Agregado fino			Agregado grueso	
		Arena para concreto NTC 174	Arena para morteros de pega NTC 2240		Gradación 1	Gradación 2
Natural	Triturada					
12.5 mm	1/2"	-	-	-	100	100
9.5 mm	3/8"	100	100	100	85 a 100	90 a 100
4.75 mm	No. 4	95 a 100	100	100	10 a 30	20 a 55
2.36 mm	No. 8	80 a 100	95 a 100	95 a 100	0 a 10	5 a 30
1.18 mm	No. 16	50 a 85	70 a 100	70 a 100	0 a 5	0 a 10
600 µm	No. 30	25 a 60	40 a 75	40 a 75	0	0 a 5
300 µm	No. 50	10 a 30	10 a 35	20 a 40	-	-
150 µm	No. 100	2 a 10	2 a 15	10 a 25	-	-
75 µm	No. 200	0 a 3	0	0 a 10	-	-
Módulo de finura		3.38-2.15	2.83-1.75	2.65-1.60	-	-

Fuente: Norma NTC 4020.

Los morteros de inyección pueden tener un amplio rango de composición de acuerdo con las resistencias y las características que se le exijan y con el sistema de colocación empleado. Sus agregados deben cumplir con la NTC 4020 y su granulometría debe estar de acuerdo con la *Tabla 1* de dicha norma, la cual se presenta en la Tabla 8. En otras palabras, dichos agregados pueden ser: arena para concreto, que cumpla con la NTC 174; arena para mortero de pega (ver punto 2.2.1.2); o arena para mortero de pega combinada con agregado grueso.

Se debe tener en cuenta que el tamaño máximo del agregado debe ser 12,5 mm, para eliminar toda posibilidad de obstrucción en llenado de las celdas o que se genere segregación.

2.3.2 Preparación de la mezcla

En general el mortero de inyección se elabora con los mismos materiales que se usan para producir un concreto convencional. Además de una gran resistencia, en el mortero de inyección se busca una elevada trabajabilidad. Esta propiedad se evalúa mediante la prueba de la consistencia con el cono de Abrahms, la cual se presenta en la NTC 396, según la cual se debe obtener un asentamiento entre 200 mm y 250 mm (estado líquido). Se sugiere un asentamiento de 180 mm si la mezcla no va a ser bombeada durante su colocación, pero se debe determinar el asentamiento de acuerdo con el diseño de la mezcla. Por lo general se requiere de una alta relación agua/cemento, a menos que se utilice un aditivo plastificante.

Tabla 9. Clasificación y dosificación por volumen de los morteros de relleno.

Tipo de mortero	Cemento Pórtland	Agregado/Cemento			
		Fino		Grueso (tamaño < 10 mm)	
		Min.	Máx.	Min.	Máx.
Fino	1	2.25	3.5	-	-
Grueso	1	2.25	3.0	1.0	2.0

Fuente: Norma de Diseño NSR-98.

2.3.3 Propiedades físicas

§ Fluidez

La mezcla debe tener la característica de una emulsión, de manera que haya una perfecta penetración en todas las cavidades del muro sin segregación. La fluidez se logra con la adición suficiente de agua ó con aditivos químicos; el muro (por las unidades) disminuye la relación agua/cemento del mortero de inyección al absorber parte del agua de mezcla.

La compactación (vibrado) de la mezcla ayuda a eliminar burbujas de aire y a fluir adecuadamente a los sectores de inyección.

§ Adherencia

La adherencia entre el relleno y las unidades se presenta mediante la unión mecánica mortero de inyección - unidad de mampostería, debidas a las rugosidades de la unidad y a la forma misma de la cavidad (es igual que el mecanismo para la adherencia entre el mortero de pega y las unidades). La transferencia de agua permite reducir la relación agua/cemento de la mezcla con lo que se aumenta su resistencia final.

§ Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión del mortero de inyección debe ser compatible con la resistencia de las unidades de mampostería, con el fin de que todas las propiedades mecánicas sean también compatibles.

Para realizar el ensayo de la resistencia a la compresión se deben seguir los procedimientos descritos en la NTC 4043 (ASTM C1019). La resistencia a la compresión f'_{cr} debe medirse a los 28 días sobre probetas tomadas en las celdas de las unidades huecas o en prismas de unidades dispuestas convenientemente, con

uso de papel permeable que permita la transferencia de agua entre el mortero de relleno y las unidades de mampostería, impidiendo su adherencia. Este procedimiento tiene por objeto reproducir, en parte las condiciones que tiene en obra.

2.4 REFUERZO

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 sin traba, etc.); el segundo tiene la función estructural de absorber los esfuerzos de tracción, compresión y cortante, entre otras.

Los distintos tipos de refuerzo deben estar embebidos en mortero, para que éste pueda transmitir los esfuerzos entre las unidades de mampostería y el refuerzo y viceversa; y para protegerlo de las condiciones atmosféricas agresivas.

El refuerzo más corriente en la mampostería estructural es el de barras de acero, las cuales deben cumplir con las siguientes NTC: 161, 248, 423, 1907, 2289, 4004, 4013; o con la normas ASTM A 884 ó A 934. En la NSR-9, numeral C.3.5.3.1 (b), se prohíbe el uso de barras de acero que cumplan con la NTC 245; y en el numeral C.3.5.3.2 se imponen restricciones para las barras de acero que cumplen con la NTC 248.

En el caso menos frecuente de utilizar mallas, éstas deben cumplir con las siguientes NTC: 1925, 2310; ó con la norma ASTM A 884.

3. CARACTERIZACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA COMO MATERIAL COMPUESTO

La mampostería es un material compuesto y su comportamiento está gobernado por las propiedades de los componentes y la relación entre estas propiedades. En particular, la distinta deformabilidad de las unidades de mampostería y de las juntas de mortero es una de las características más notables y propias de la mampostería.

Por otra parte, las condiciones en que se encuentran los componentes de la mampostería (en el compuesto) son muy distintas de las que se dan en los ensayos de los componentes por separado por lo que su comportamiento también será diferente. Por ejemplo, la resistencia a la compresión de una unidad de mampostería que se puede obtener en un ensayo no coincidirá necesariamente con el esfuerzo que experimentará esa misma unidad al fallar por aplastamiento en un muro, ya que los mecanismos de falla que se dan en ambas situaciones son diferentes.

Otra característica importante de la mampostería es que es un material anisótropo. La anisotropía de las unidades de mampostería, pero mucho más la existencia de juntas tanto verticales como horizontales condicionan el comportamiento mecánico de este sistema, definiendo un comportamiento diferente en cada dirección. Por esta razón será preciso conocer, la dirección relativa de los esfuerzos actuantes con respecto a cada dirección de las juntas.

Para caracterizar la mampostería como material compuesto primero se tiene que determinar las propiedades mecánicas de sus partes constituyentes (unidades de mampostería y mortero de pega principalmente), ya que en buena medida de éstos dependen sus propiedades.

3.1 PROPIEDADES DE LAS UNIDADES DE MAMPOSTERÍA

Las propiedades mecánicas fundamentales para efectos de análisis estructural son la densidad, el módulo de deformación longitudinal y la resistencia a compresión, que tiene un significado trascendental ya que constituye un índice de la calidad y se utiliza para deducir otras propiedades mecánicas como sucede con el concreto. También se suele determinar directamente la resistencia a flexotracción.

3.1.1 Resistencia a compresión f'_{cu}

La resistencia a la compresión de las unidades mampostería es un índice de calidad válido para comparar unas con otras, si son de iguales dimensiones. Sin embargo, por sí misma no permite hacer afirmaciones definitivas sobre la resistencia a compresión de los muros de mampostería que forman.

La resistencia de las unidades de mampostería depende fundamentalmente de su composición y del proceso de cocido. Si las unidades son macizas pueden considerarse isotrópicas, pero si tienen perforaciones (verticales ó horizontales) ya esa consideración no es tan válida.

3.1.2 Resistencia a flexotracción

La incapacidad para resistir esfuerzos de tracción es una característica de los muros de mampostería. Sin embargo la falta de resistencia del material compuesto (muro de mampostería) no implica que los componentes no posean resistencia a tracción. De hecho es imprescindible para el funcionamiento resistente del muro que las unidades de mampostería posean, de forma individual una cierta resistencia a tracción.

Como se vera más adelante, la resistencia a tracción de las unidades es de interés por el hecho que la falla a compresión de los muros de mampostería esta asociada en realidad, al fallo de las unidades por esfuerzos de tracción transversales; inducidos al confinar el mortero bajo la sollicitación de compresión y de corte.

3.1.3 Módulo de elasticidad E_u

La rigidez de los muros de mampostería esta dada en buena proporción a su componente menos rígido: el mortero. Esto no quiere decir que no es importante conocer el módulo de elasticidad de las unidades de mampostería, puesto que la relación de rigideces entre unidad y el mortero es un parámetro que determina el comportamiento del muro.

3.1.4 Coeficiente de Poisson ν_u

El coeficiente de poisson pocas veces se determina, ya que es un parámetro deformacional muy complicado de medir. Sin embargo influye en la deformabilidad relativa y aparece nominalmente en ciertos modelos analíticos de comportamiento de muros de mampostería. Algunos valores de coeficiente de poisson según [3].

Ladrillo $0.10 < \nu_u < 0.15$

3.2 PROPIEDADES DE LAS JUNTAS DE MORTERO

Las juntas de mortero cumplen en los muros de mampostería tres funciones importantes. La primera es regularizar el asiento de la unidades de mampostería y repartir uniformemente las cargas; la segunda, es conducir las fuerzas horizontales hasta la cimentación y la última, rellenar las juntas impidiendo el paso del agua.

El funcionamiento del mortero, en un muro de mampostería esta dado por estados de esfuerzos triaxiales como se describe en 3.4. Por lo tanto, las propiedades del mortero deberían estudiarse en un régimen triaxial para comprender su comportamiento en servicio (en el muro). Pero en condiciones uniaxiles es como habitualmente se estudia.

3.2.1 Resistencia a compresión f'_{cp}

La resistencia a la compresión no es la propiedad más importante de los morteros pega. Por otro lado, los ensayos para determinar la resistencia a compresión de un mortero se toma de una muestra de tamaño convencional no confinada, que no reflejan su comportamiento de servicio. Esta resistencia, entonces es un índice de comparación que cuantifica la calidad del mortero.

Aunque la resistencia a la compresión de los muro puede incrementarse utilizando un mortero más resistente, el aumento no es proporcional a la resistencia de compresión de mortero. Por tanto, su importancia podría ser a veces sobrevalorada respecto a otras propiedades, pues se sabe que una mejoría en ella no produce aumentos proporcionales en la resistencia a la compresión de los muros. Por ejemplo, pruebas de laboratorio han demostrado que la resistencia a la compresión de muros de mampostería aumenta sólo un 10% cuando la resistencia del mortero aumenta en un 130% [4].

3.2.2 Módulo de elasticidad E_p

Como se mencionó en 3.1.3, el mortero es el elemento más débil de los muros de mampostería, el menos rígido y responsable de mayor parte de la deformación instantánea y prácticamente toda la deformación diferida. Al mortero se le debe la retracción por secado que experimentan los muros de mampostería.

Según [3] entre el 60 y el 80 % del asentamiento total que sufre un muro de mampostería (instantánea y diferida) tiene lugar en las juntas de mortero. Si se tiene en cuenta que en los muros de mampostería de arcilla, la altura acumulada de mortero representa el 15% del total [3], se concluye que la deformación en el mortero es mucho mayor que en las unidades de mampostería. Lo que indica la gran importancia de conocer el módulo de elasticidad del mortero para juntas.

3.2.3 Coeficiente de Poisson ν_m

Esta propiedad depende principalmente del estado de esfuerzos. Por lo general el coeficiente de poisson se determina de ensayos uniaxiales. Suele tomarse $\nu_m = 0.2$.

3.3 INTERFAZ ENTRE LA UNIDAD Y EL MORTERO

Muchos autores consideran la interfaz entre las unidades y el mortero como un componente más de los muros de mampostería [5], ya que ésta presenta propiedades peculiares y un comportamiento que condiciona el del muro.

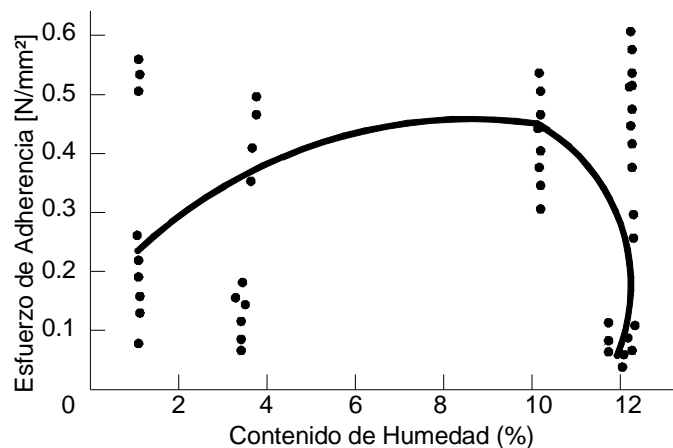
El factor que caracteriza la interfaz entre la unidad y el mortero es la adherencia, producto de la unión entre ambos elementos. Esta unión es de naturaleza física y química, (principalmente la primera). El proceso por el cual se logra la unión física entre el mortero y la unidad de mampostería, puede resumirse en cuatro etapas que a continuación se detallan [4]:

- § Succión de agua por parte de la unidad al mortero, la cual comienza inmediatamente después que ambos entran en contacto. Este proceso puede durar desde minutos hasta pocas horas de producido el contacto, dependiendo de la estructura de poros de la unidad.
- § Transporte de material cementicio por parte del agua succionada.
- § Introducción de los materiales cementicios en los poros capilares de la unidad por medio del agua succionada.
- § Hidratación y cristalización de estos materiales en los poros de la unidad, creando de este modo el anclaje mecánico entre la unidad y el mortero.

La unión entre el mortero y la unidad se ve afectada por diversos factores, entre los que sobresale el contenido de humedad en las unidades en el momento de su colocación y el índice de succión de éstas. Si las unidades se colocan con un contenido de humedad próximo al valor máximo de absorción la adherencia cae a cero [6].

Según Van del Pluijijm [6], la superficie de contacto real (área eficaz) es considerablemente menor que la teórica o total debido a la retracción del mortero.

Figura 11. Relación entre el contenido de humedad de las unidades de mampostería en el instante de colocación y el esfuerzo de adherencia en la interfaz. La absorción de humedad de las unidades era de 13.75% (Sinha).



Fuente: Structural Masonry, [6].

3.3.1 Resistencia al cortante

La correcta caracterización de la respuesta al corte en las juntas de mortero y en las unidades de mampostería de un muro, evalúa los esfuerzos tangenciales y normales (precomprensión) en las dos.

Existen varias maneras de definir el criterio de falla. El más común es el modelo friccional de Mohr-Coulomb¹.

$$f_v = c + m \cdot s \quad (3.1)$$

Donde f_v es la resistencia al deslizamiento de la junta, c un valor de la cohesión, m el coeficiente de rozamiento en la interfaz y s el esfuerzo normal a la junta.

La siguiente tabla recoge una variedad de valores para los parámetros en el modelo Mohr-Coulomb descrito anteriormente [6].

Tabla 10. Valores de c y m en el modelo Mohr-Coulomb en función del tipo de unidad (ladrillo).

Fuente	Tipo de ladrillo	Mortero cemento:cal:arena	c (N/mm ²)	m
Mann y Muller	Arcilla sólida	1:3	0.4	0.3
		1:0:4	0.35	0.37
	Arcilla perforada	1:3	0.23	0.38
		1:0:4	0.35	0.37
	Silicato Cálcico	1:3	0.25	0.18
		1:0:4	0.4	0.35
Hendry y Sinha	Arcilla extrusionada	1:0.25:3	0.3	0.5
Chinwah	Arcilla extrusionada	1:0.25:3	0.25	0.34

Fuente: Structural Masonry, [6].

Los valores de c están comprendidos entre 0.23 y 0.4. En cuanto a la dosificación del mortero no parece que pueda dar una regla general para obtener su influencia el valor de c . Por lo tanto es difícil definir qué tipo de unidad y que dosificación de mortero da lugar a valores altos de coeficiente de rozamiento m .

¹ Se usa el término Mohr-Coulomb por analogía con la ecuación que define ese criterio de falla. Sin embargo no se trata de una verdadera envolvente de tipo Mohr-Coulomb ya que el fallo se produce cuando el punto definido por el par de esfuerzos σ - τ toca la recta definida en (3.1) y no cuando el círculo de Mohr correspondiente al estado de esfuerzos es tangente a dicha recta, como es el caso en la formulación en Mohr-Coulomb.

3.4 COMPORTAMIENTO BAJO ESFUERZOS DE COMPRESIÓN UNIAXIAL

Los muros de mampostería están generalmente sometidos a esfuerzos predominantes de compresión. Es por ésta razón que se debe prestar especial atención al mecanismo de falla bajo este tipo de esfuerzos, y por tanto, al valor de la resistencia a la compresión f'_m de la mampostería.

3.4.1 Mecanismo resistente y criterios de falla

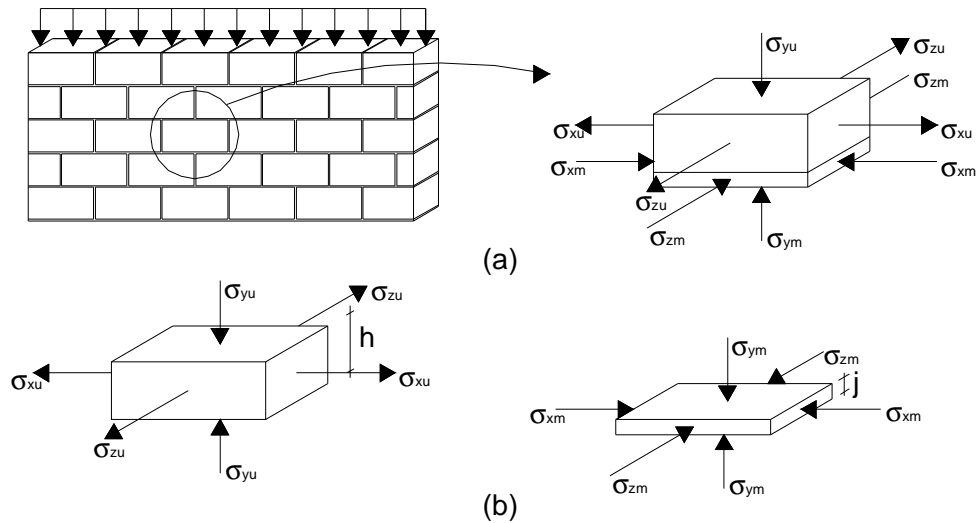
Cuando se somete a esfuerzos de compresión un muro de mampostería, la falla que se produce está directamente relacionada con la interacción que se genera entre las unidades de mampostería y las juntas de mortero², y en función de las diferentes propiedades deformacionales de ambos componentes.

En el presente capítulo, citan dos mecanismos resistentes para un mismo criterio de falla, los cuales darán un conocimiento más general del comportamiento de un muro de mampostería sometido a esfuerzos de compresión únicamente.

Para analizar el mecanismo resistente y el criterio de falla de un muro de mampostería, sometido únicamente a esfuerzos de compresión, se idealiza (primero) el caso de una unidad perteneciente a la zona central de un muro, como se muestra en (a) de la figura 12. Esta unidad y su respectivo mortero, se encuentran sometidos a esfuerzos como se indican en (b). La unidad ésta bajo un esfuerzo principal de compresión perpendicular a la cara que se asienta en el muro σ_{yu} y esfuerzos transversales de tracción σ_{xu} y σ_{zu} . Al mismo tiempo, el mortero bajo la unidad, ésta solicitado por un esfuerzo de compresión principal σ_{ym} y esfuerzos de compresión transversales σ_{xm} y σ_{zm} . De esta manera, el mortero está sometido a una compresión triaxial, mientras que la unidad a una compresión vertical y a tracciones en el plano horizontal.

² De aquí en adelante cuando se hable de unidades y mortero, debe entenderse como unidades de mampostería y mortero de pega.

Figura 12. Estado de esfuerzos en la unidad de mampostería y en el mortero de pega en un muro de mampostería sometido a esfuerzos de compresión.



Fuente: Autor.

Estos esfuerzos que se suponen uniformes en la unidad y en el mortero, varían a lo largo de toda el área de contacto. La figura 12 debe entenderse como un esquema y los esfuerzos representados están localizados en la zona central de la unidad y el mortero. Además existen entre ambos componentes esfuerzos tangenciales τ_{yx} y τ_{yz} de resultante total nula que no se han dibujado por claridad.

En el análisis se debe satisfacer el equilibrio de fuerzas tanto verticales como horizontales; por lo cual se concluye que las fuerzas de compresión verticales en la unidad y el mortero deben ser iguales, ya que se supone que la unidad es maciza y el mortero ocupa el área total por debajo de ésta. De igual forma debe cumplirse el equilibrio en las direcciones transversales, de manera que la fuerza por unidad de longitud en las paredes de la unidad será igual a la que actúa sobre el correspondiente espesor del mortero. Esto se cumple para las dos direcciones horizontales. Si el espesor del mortero es j y la altura de la unidad es h , como se muestra en (b), se tienen las siguientes ecuaciones de equilibrio:

$$\sigma_{yu} = \sigma_{ym} = \sigma_y \quad (3.2)$$

$$\sigma_{xu} = (j/h) * \sigma_{xm} \quad (3.3)$$

$$\sigma_{zu} = (j/h) * \sigma_{zm} \quad (3.4)$$

Las ecuaciones 3.3 y 3.4 muestran que la relación entre las tracciones en la unidad y las compresiones en el mortero son igual a la relación puramente geométrica entre el espesor del mortero j y la altura de la unidad h . Por esta razón la relación j/h es de importancia en la resistencia de los muros de mampostería. Por ejemplo entre más pequeño sea el valor de j/h , menores son las tracciones en la unidad y mayores las compresiones transversales en el mortero para un mismo valor de esfuerzo vertical σ_y aplicado.

Con la aplicación de los esfuerzos en cada dirección, se tienen unas deformaciones designadas por ϵ_{xu} , ϵ_{yu} y ϵ_{zu} , en la unidad y ϵ_{xm} , ϵ_{ym} y ϵ_{zm} , en el mortero. Por compatibilidad se debe cumplir que entre ambos componentes las deformaciones transversales de la unidad y el mortero sean iguales, de lo contrario el mortero escaparía de la junta. Esto se muestra en las ecuaciones siguientes:

$$\epsilon_{xu} = \epsilon_{xm} \quad (3.5)$$

$$\epsilon_{zu} = \epsilon_{zm} \quad (3.6)$$

Estas condiciones se satisfacen muy aproximadamente en la zona central; y en cercanías a los bordes la compatibilidad no es perfecta y el mortero experimenta cierta deformación diferencial tratando de escapar.

De las relaciones anteriores de equilibrio y compatibilidad, y asumiendo un comportamiento incrementalmente elástico, [3], se puede concluir que los esfuerzos en las direcciones x y z del plano horizontal son iguales tanto en la unidad como en el mortero, obteniéndose las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_{xu} = \sigma_{zu} \quad (3.7)$$

$$\sigma_{xm} = \sigma_{zm} \quad (3.8)$$

Para demostrar estas ecuaciones se parte de la hipótesis de un comportamiento elástico para ambos materiales. Por lo que se tienen las siguientes deformaciones horizontales en la unidad y en el mortero:

$$e_{xu} = \frac{1}{E_u} [s_{xu} + n_u (s_y - s_{zu})] \quad (3.9)$$

$$e_{zu} = \frac{1}{E_u} [s_{zu} + n_u (s_y - s_{xu})] \quad (3.10)$$

$$e_{xm} = \frac{1}{E_p} [-s_{xm} + n_m (s_y + s_{zm})] \quad (3.11)$$

$$e_{zm} = \frac{1}{E_p} [-s_{zm} + n_m (s_y + s_{xm})] \quad (3.12)$$

Donde E_u y E_p son los módulos de elasticidad de la unidad y el mortero y ν_u y ν_m sus respectivos coeficientes de Poisson.

Para observar mejor el comportamiento de los esfuerzos transversales en la unidad y el mortero, algunas relaciones entre los dos materiales como, j/h serán igual a α y E_u/E_p igual a β y aplicando las relaciones de equilibrio y compatibilidad 3.2 a 3.12, se obtiene una relación para los esfuerzos transversales de tracción y los esfuerzos verticales de compresión, además se comprueba que los esfuerzos en el plano horizontal son iguales como ya se había supuesto:

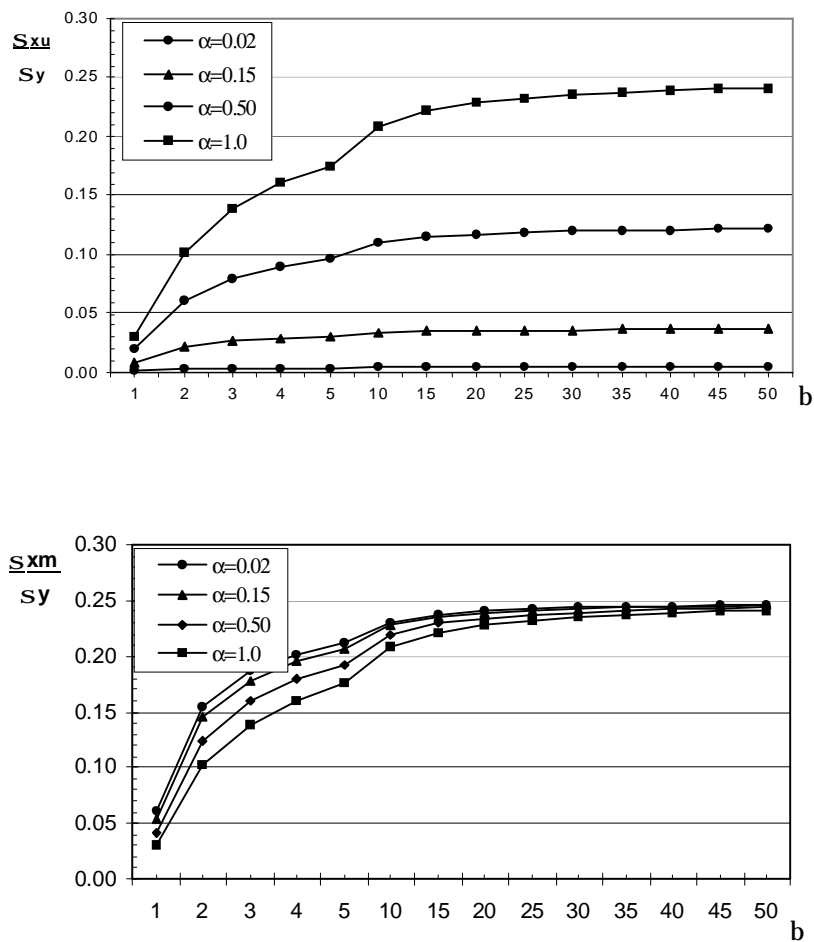
$$s_{xu} = s_{zu} = s_y \frac{a(bn_m - n_u)}{a(1 - n_u) + b(1 - n_m)} \quad (3.13)$$

$$s_{xm} = s_{zm} = s_y \frac{(bn_m - n_u)}{a(1 - n_u) + b(1 - n_m)} \quad (3.14)$$

Las ecuaciones 3.13 y 3.14 están basadas únicamente en las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y en la adopción de un modelo elástico para ambos materiales.

Se puede observar como varían estas ecuaciones de esfuerzos transversales para la unidad y el mortero, cuando se tienen diferentes valores de α , β , v_u y v_m . Primero se muestra los esfuerzos transversales en la unidad y en el mortero, divididos por el esfuerzo de compresión principal en función de β y para distintos valores de α ; figura 13. Si, se han tomado valores para mampostería de $v_u=0.15$ y $v_m=0.2$.

Figura 13. Esfuerzos transversales en las unidades y en el mortero relativos a la esfuerzo vertical de compresión, en función de α y β , con $v_u=0.15$ y $v_m=0.2$.



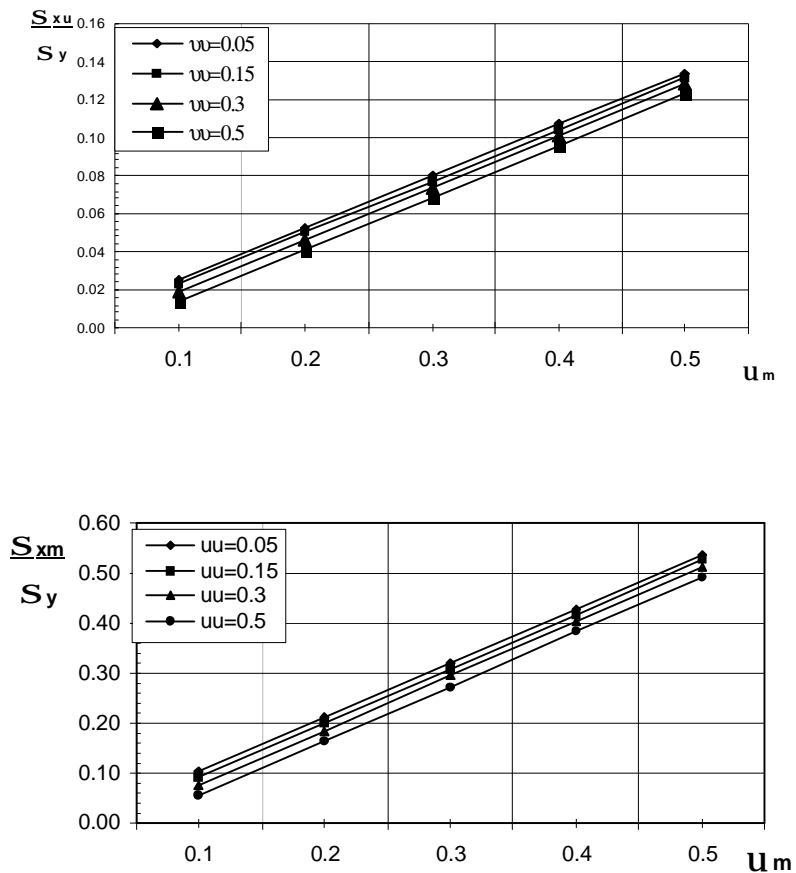
Fuente: Autor.

De la figura 13; se puede concluir, que la influencia de β es mucho menor que la de α . La tracción en las unidades está gobernada fundamentalmente por α , mientras

que la compresión en el mortero parece casi independiente tanto de α como de β , aunque para valores de β típicos en mampostería de arcilla ($1 < \beta < 15$) se observa una ligera variación de los esfuerzos de compresión.

Segundo, se muestra los esfuerzos transversales en la unidad y en el mortero, divididos por el esfuerzo de compresión principal en función de v_m y para distintos valores de v_u ; figura 14. Si, se han tomado valores para mampostería de $\alpha=0.25$ y $\beta=10$.

Figura 14. Esfuerzos transversales en las unidades y en el mortero relativas a los esfuerzos verticales de compresión, en función de v_u y v_m .



Fuente: Autor.

De la figura 14; se puede concluir, que la influencia de v_m es mucho mayor que la de v_u . Por tanto, la compresión transversal en el mortero está gobernada casi exclusivamente por el coeficiente de poisson del mortero v_m . También se observa que los valores de esfuerzos transversales de tracción en la unidad están entre el 10 y 15% del esfuerzo de compresión principal.

Hasta este momento se conoce el comportamiento de los esfuerzos transversales en los componentes de un muro de mampostería. Entonces se puede formular una hipótesis sobre cual es la condición crítica de esfuerzos o deformaciones que producen la falla y sobre cuál es la trayectoria de los esfuerzos en la unidad y el mortero desde el comienzo de la aplicación de la carga hasta la falla.

Con aplicar compresión pura sobre la unidad, figura 12, la falla en ésta se alcanza cuando el valor del esfuerzo aplicado σ_y es igual al valor de la resistencia a compresión uniaxial de la unidad, es decir $\sigma_y = f'_{cu}$. En tracción biaxial (sin suponer una compresión perpendicular) la falla se produce cuando los esfuerzos de tracción son iguales a la resistencia a tracción biaxial $\sigma_{xu} = \sigma_{zu} = f'_{tu(biaxial)}$. La pregunta es para qué combinación de σ_{xu} , σ_y y σ_{zu} se alcanza la falla cuando estos valores son menores de $f'_{tu(biaxial)}$ y f'_{tu} (resistencia a la tracción uniaxial) respectivamente.

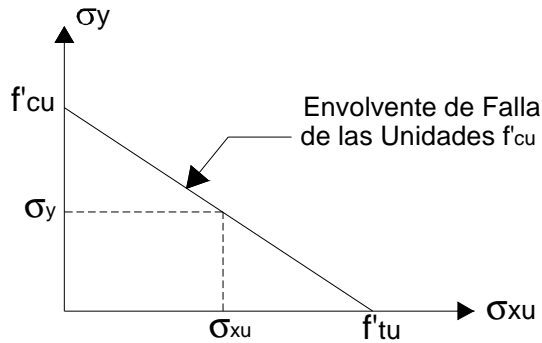
En el caso del mortero, al aplicar compresión pura se alcanza la falla cuando el valor del esfuerzo aplicado σ_y es igual al valor de la resistencia a compresión uniaxial del mortero, es decir $\sigma_y = f'_m$. En este caso la pregunta es cuánto vale la resistencia a compresión cuando se tienen esfuerzos de compresión en el plano perpendicular, f'_m .

Otra pregunta que surge es cómo evolucionan los esfuerzos σ_{xu} y σ_y desde cero hasta interceptar a alguna de las dos envolventes, la de la unidad o la del mortero.

En este momento se puede aceptar que la falla de los muros de mampostería se debe al fallo de la unidad y se puede hacer una hipótesis de que la combinación

crítica $\sigma_{xu}-\sigma_y$ guarda una relación lineal entre f'_{cu} y f'_{tu} , como se muestra en la figura 15.

Figura 15. Hipótesis de la envolvente de falla para muros de mampostería.



Fuente: Comportamiento Mecánico de las Obras de Fábrica.

Se puede decir entonces que la resistencia a la compresión f'_{cu} en presencia de tracciones $\sigma_{xu}=\sigma_{zu}$ es igual a:

$$s_y = f'_{cu} * \left(1 - \frac{s_{xu}}{f'_{tu}} \right) \quad (3.15)$$

Si se identifica la falla de la unidad con la del muro de mampostería se puede igualar σ_y con la resistencia a la compresión del muro f'_m . Sustituyendo (3.13) σ_y por f'_m y σ_{xu} por el valor que se obtiene de (3.15) se llega al valor de la resistencia a compresión del muro de mampostería según [3].

$$f'_m = f'_{cu} \frac{a * (1 - n_u) + b * (1 - n_m)}{a * (1 - n_u + \frac{f'_{cu}}{f'_{tu}} * (b * n_m - n_b)) + b * (1 - n_m)} \quad (3.16)$$

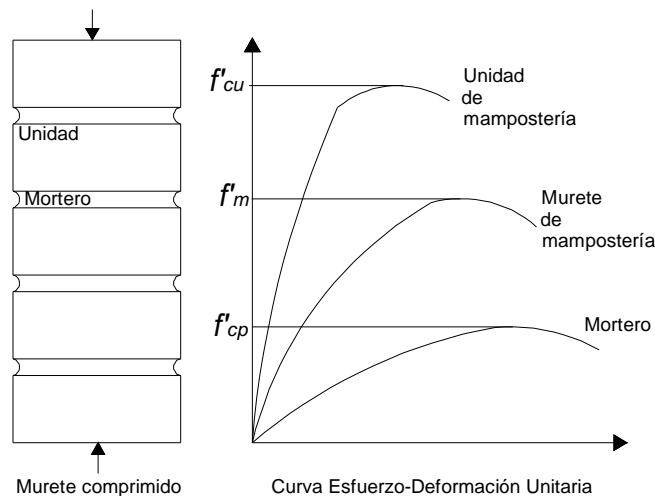
Esta ecuación muestra que el valor de la resistencia a la compresión de un muro de mampostería depende de los parámetros elásticos de la unidad y el mortero (E_u, E_p, ν_u y ν_m) y de la resistencia a compresión y tracción de las unidades.

El segundo mecanismo resistente, resuelve la pregunta formulada anteriormente para el mortero de pega cuando esta sujeto a un esfuerzo de compresión en el plano perpendicular igual a f'_m .

Para el análisis se tiene un murete de mampostería sometido únicamente a un esfuerzo de compresión, como se muestra en la figura 16. Como se dijo anteriormente que las deformaciones transversales (en dirección x y z) son iguales tanto en la unidad como en el mortero. La unidad ésta bajo un esfuerzo principal de compresión perpendicular a la cara que se asienta en el muro σ_y y a un esfuerzo transversal de tracción σ_{xu} y al mismo tiempo, el mortero bajo la unidad, ésta solicitado por un esfuerzo de compresión principal σ_y y un esfuerzo de compresión transversal σ_{xm} (como se mencionó con anterioridad).

La resistencia a la compresión de un murete f'_m depende principalmente de la resistencia a la compresión de la unidad f'_{cu} y del mortero f'_{cp} . Además se sabe de que la resistencia a la compresión del mortero (f'_{cp}) es menor que la resistencia de la unidad (f'_{cu}) como es mostrado en la figura 16.

Figura 16. Comportamiento de esfuerzos del murete de mampostería, el mortero y la unidad.



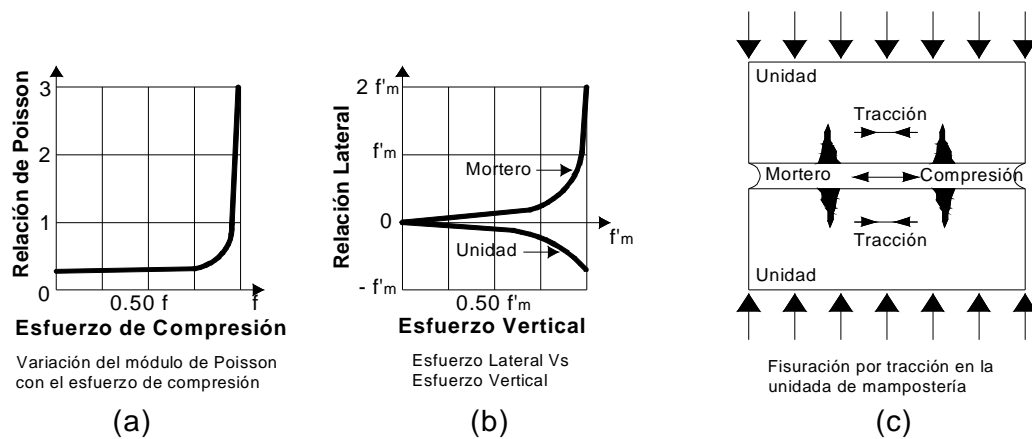
Fuente: Seismic Design of Reinforced concrete and Masonry Buildings.

Además, la falla en el murete parece ser estar relacionada por fracturas verticales en la unidad de mampostería que por el aplastamiento del mortero. Este comportamiento puede ser explicado como consecuencia de la mala relación de las propiedades de los materiales (unidad y mortero).

Como el esfuerzo axial se aproxima a la resistencia de aplastamiento f'_{cp} del mortero no confinado, las deformaciones laterales del mortero aumentan marcadamente, a menos que estén refrenadas, como se muestra en (a) de la figura 17. Los efectos combinados de un módulo de elasticidad más bajo y una relación de poisson más alta, genera que los esfuerzos laterales del mortero excedan grandemente los esfuerzos laterales de las unidades de mampostería. Por otro parte, la fricción y la adherencia en la interfaz del mortero-unidad obliga a que las deformaciones laterales de la unidad y el mortero sean iguales.

Existe un equilibrio de los esfuerzos laterales de compresión en el mortero y los esfuerzos laterales de tracción en la unidad de mampostería, esto se muestra en (b) y (c) de la figura 17.

Figura 17. Interacción de fuerzas entre el mortero y la unidad.



Fuente: Seismic Design of Reinforced concrete and Masonry Buildings.

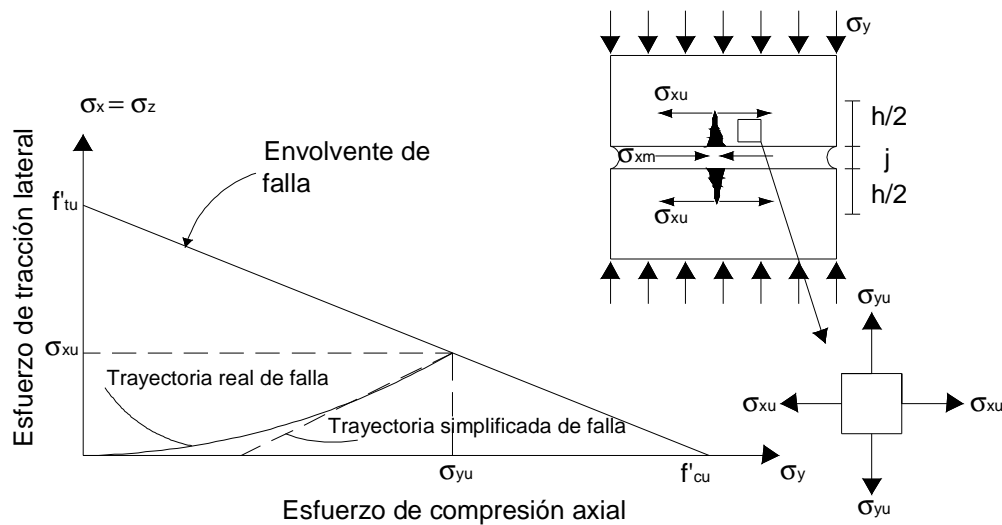
El estado triaxial de los esfuerzos de compresión que resulta en el mortero aumenta su esfuerzo de falla, mientras que la combinación de compresión vertical y de la tracción biaxial transversal en la unidad de mampostería, reduce su esfuerzo de falla e induce una fractura vertical.

El esfuerzo de compresión del mortero sin confinamiento f'_{cp} , se incrementa con los esfuerzos biaxiales de compresión σ_{xm} y σ_{zm} que actúan sobre el mortero, y cumple la expresión de Richart [7]. Entonces el esfuerzo sobre el mortero en estado confinado se puede aproximar a:

$$s_{ym} = f'_{cp} + 4.1s_{xm} \quad (3.17)$$

Donde σ_{ym} es el esfuerzo vertical máximo a compresión del mortero en servicio (es decir, en estado confinado) y σ_{xm} es el esfuerzo lateral de compresión desarrollado en el mortero. Según Hilsdorf [8] propuso un criterio de falla en la unidad parecido al descrito anteriormente, este se muestra en la figura 18.

Figura 18. Criterio de falla de Mohr para una unidad de mampostería.



Fuente: Seismic Design of Reinforced concrete and Masonry Buildings.

La ecuación siguiente ecuación representa la envolvente de falla para una unidad de mampostería.

$$\frac{S_{xu}}{f'_{tu}} + \frac{S_{yu}}{f'_{cu}} = 1 \quad (3.18)$$

Donde σ_{xu} es el esfuerzo de tracción en la unidad, σ_{yu} es el esfuerzo de compresión axial que ocurre conjuntamente con el esfuerzo de tracción σ_{xu} en la unidad, f'_{tu} y f'_{cu} son la resistencia a la tracción y a la compresión uniaxial de la unidad. La figura 18 también muestra una trayectoria simplificada que ignora los esfuerzos inducidos por las diversas deformaciones laterales elásticas, como resultado del aumento de la relación de poisson en el mortero.

Para seguir con el análisis, se citan las ecuaciones 3.3 y 3.4 las cuales muestran la relación existente entre los esfuerzos de tracción en la unidad y los esfuerzos de compresión en el mortero. Esta relación es puramente geométrica y los parámetros de interés son el espesor del mortero j y la altura de la unidad h .

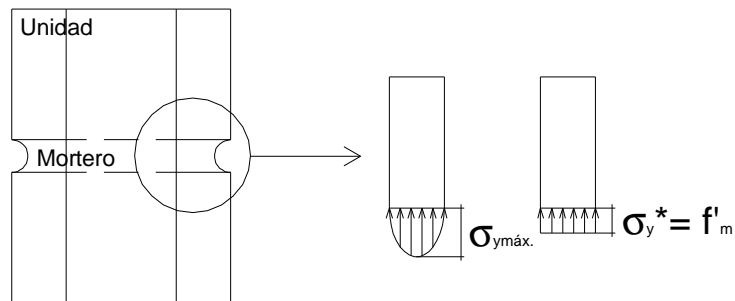
Si se toma solo la ecuación 3.3 y se relaciona con las ecuaciones 3.17 y 3.18 se obtiene una nueva expresión para el esfuerzo máximo perpendicular a las juntas. Esta relación es la siguiente:

$$S_{y.máx.} = \frac{\left(4.1 \left(\frac{h}{j} \right) \left(\frac{f'_{tu}}{f'_{cu}} \right) + \left(\frac{f'_{cp}}{f'_{cu}} \right) \right)}{\left(4.1 \left(\frac{h}{j} \right) \left(\frac{f'_{tu}}{f'_{cu}} \right) + 1 \right)} \quad (3.19)$$

La relación que ahora es h/j , es de importancia en la resistencia de los muros de mampostería. Por ejemplo entre más grande sea el valor de h/j , menores son las tracciones en la unidad y mayores las compresiones transversales en el mortero para una mismo valor de esfuerzo vertical σ_y aplicado.

Por la dificultad de determinar el esfuerzo de tracción (f'_{tu}) en la unidad, muchos autores asumen que es el 10% del esfuerzo de compresión (f'_{cu}). Hilsdorf [8] determino experimentalmente un valor que relacionaba el esfuerzo máximo vertical σ_y con un valor promedio $\sigma_y^* = f'_m$. Este valor fue llamado factor de uniformidad, U; y experimentalmente se ha determinado como de 1.5. La figura 19 muestra el experimento de Hilsdorf.

Figura 19. Distribución real de esfuerzos en la unidad y mortero.



Fuente: Autor.

De este esquema se puede deducir que:

$$\frac{S_{y.máx.}}{S_y^*} = U \quad \text{Entonces se tiene que:}$$

$$f'_m = \frac{S_{y.máx.}}{U} \tag{3.19}$$

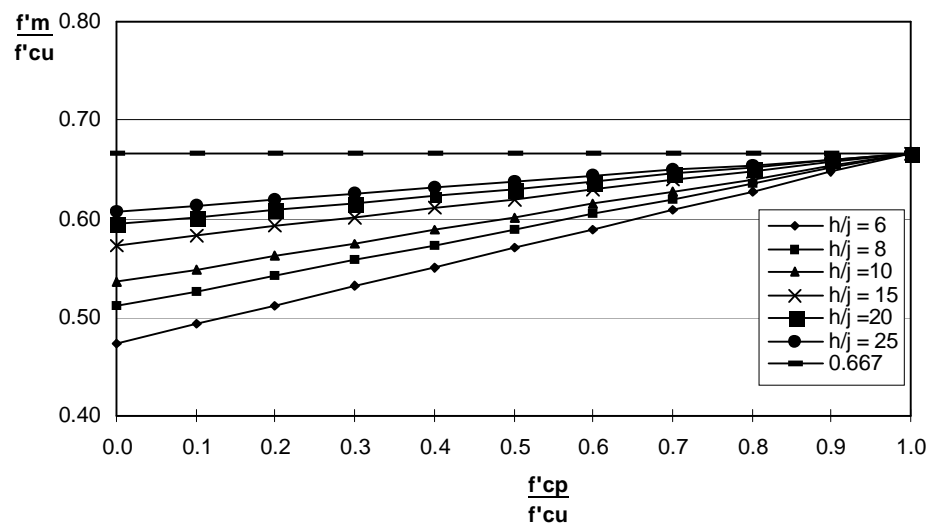
Si reemplazamos la ecuación 3.19 en la ecuación 3.18 y a eso se le suma el valor del esfuerzo de tracción uniaxial de la unidad; se obtiene el valor del esfuerzo promedio aplicado verticalmente a el murete.

$$f'_m = \frac{2^* f'_{cu}}{3} \left(\frac{0.41 \left(\frac{h}{j} \right) + \left(\frac{f'_{cp}}{f'_{cu}} \right)}{0.41 \left(\frac{h}{j} \right) + 1} \right) \tag{3.20}$$

Esta ecuación muestra que el valor promedio de la resistencia a la compresión de un muro de mampostería depende de los parámetros que se pueden medir en el laboratorio con mayor facilidad, como son la resistencia a la compresión en la unidad, f'_{cu} y la resistencia a la compresión en el mortero, f'_{cp} .

A continuación se muestra la relación entre el esfuerzos promedio de compresión del murete f'_m y la resistencia a la compresión de la unidad en función de la relación entre la resistencia a la compresión en el mortero f'_{cp} y la resistencia a la compresión en la unidad f'_{cu} y para distintos valores de h/j , figura 20.

Figura 20. Variación entre la relación del esfuerzo promedio f'_m y la resistencia a la compresión de la unidad f'_{cu} , en función de la relación entre la resistencia a la compresión en el mortero f'_{cp} y la resistencia a la compresión en la unidad f'_{cu} y para distintos valores de h/j .



Fuente: Autor.

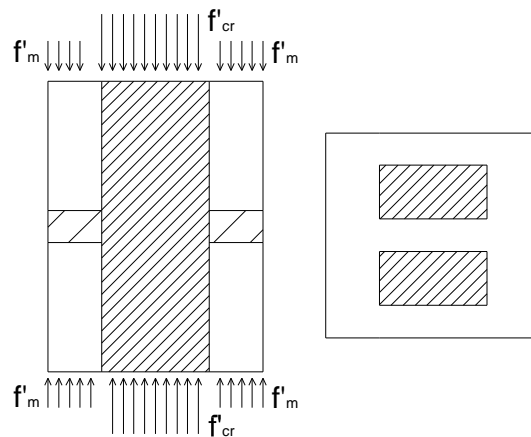
Como se observa en la figura 20, el máximo valor que puede llegar a tener el esfuerzo promedio f'_m es aproximadamente el 67% de la resistencia a la compresión de la unidad f'_{cu} . Y este valor se presentará cuando el valor de la resistencia a la

compresión en el mortero f'_{cp} es igual la resistencia a la compresión en la unidad f'_{cu} , y además cuando la relación h/j es tiende a cero.

En este momento se tienen dos ecuaciones que muestran el esfuerzo máximo promedio de compresión, f'_m para un muro de mampostería. Estas ecuaciones que pueden dar una ideal general del comportamiento de un muro sometido a esfuerzos de compresión, tienen sus inconvenientes, el más significativo, es la hipótesis de un comportamiento elástico de los materiales a lo largo de todo el proceso de carga, esto es muy discutible, si se observa la figura 16. otra consideración que no se tiene en la deducción de las formulas es la influencia del mortero de relleno, si el muro de mampostería es de unidades de perforación vertical o si el muro es con cavidades; la esbeltez de la junta de mortero, el efecto de la hidratación real del mortero de pega, entre otras.

La influencia del mortero de relleno se puede tener en cuenta, si se considera que para muros de mampostería con unidades con perforación vertical o de cavidad reforzada, el esfuerzo en las paredes (contacto entre unidad y mortero) se puede aproximar al valor de la ecuación 3.20, donde el esfuerzo f'_m se aplicará al área neta de las unidades de mampostería. Y el esfuerzo de el mortero de relleno o lechada, f'_{cr} , se aplicará al área de las perforaciones o cavidades.

Figura 21. Esfuerzos de compresión aplicados al murete inyectado.



Fuente: Autor.

Puesto que el esfuerzo f'_m en las pared de las unidades alcanza típicamente un esfuerzo menor que al aplicado a la lechada, la suma directa de los esfuerzos no es apropiado. Además, los estudios del parámetro de la influencia del esfuerzo biaxial f'_{tu} en la unidad y el esfuerzo en el mortero, f'_{cp} , y el esfuerzo promedio en las paredes f'_m dado por la ecuación 3.20, indican insensibilidad comparativa a estas variables.

De la figura 21, se deduce que las deformaciones verticales en las paredes de la unidad y en la lechada son las mismas. Si se tiene la siguiente relación entre el área neta (sumatoria de las áreas de las paredes de la unidad), A_m , y el área total de la unidad, A_t :

$$r = \frac{A_m}{A_t} \quad (3.21)$$

$$A_t = A_m + A_g \quad (3.22)$$

Donde A_g el área de las perforaciones en la unidad de mampostería o el área inyectada. Si se reemplaza 3.21 en 3.22 se tiene:

$$A_g = (1 - r)A_t \quad (3.23)$$

La fuerza de compresión en el murete se puede aproximar conservadoramente, a la suma de la fuerza en las paredes de la unidad más la fuerza en el mortero inyectado. Como se muestra en la ecuación 3.24.

$$f'_{mg} A_t = f'_m A_m + f'_{cr} A_g \quad (3.24)$$

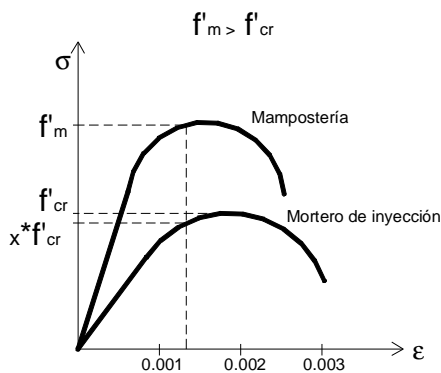
Si se reemplaza 3.24 en 3.24 se tiene:

$$f'_{mg} = rf'_m + (1 - r)f'_{cr} \quad (3.25)$$

El inconveniente de esta ecuación, es que los valores máximos de las fuerzas de compresión en las paredes y la lechada no se dan a la misma deformación unitaria, esto se muestra en la figura 22.

Para la ecuación 3.25 se toma el 75% que proporciona un límite más bajo para la resistencia y es útil cuando se adopta un valor conveniente del diseño para la mampostería.

Figura 22. Curva de esfuerzo-deformación unitaria para la mampostería y el mortero de inyección.



Fuente: Autor.

La figura 22, muestra que los valores máximos de las fuerzas de compresión en las paredes de mampostería y la lechada no se dan a la misma deformación unitaria. Este criterio fue introducido por Hilsdorf. El valor x es el mismo si $f'_m < f'_cr$ y en la tabla siguiente se muestran algunos valores:

Tabla 11. Valores de x .

Autor	Valor de x
Hilsdorf	0.9375
Priestley	0.9
NSR-98	0.9
Tesis Andrés Bernal	0.9*0.75

Fuente: Recopilación por el autor.

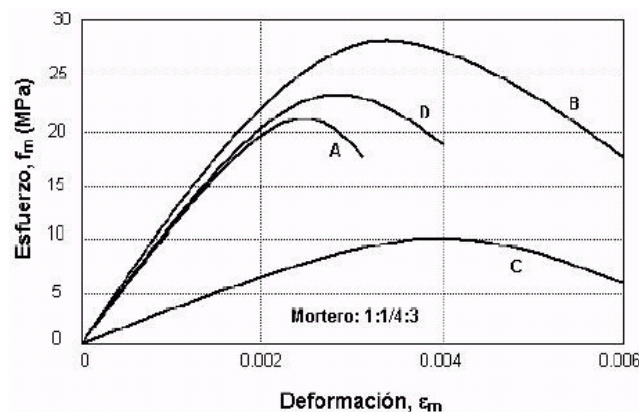
3.4.2 Comportamiento tenso-deformacional $\sigma - \epsilon$

El comportamiento de los muros de mampostería es fuertemente no lineal desde estados tempranos de carga. Esta no linealidad se observa en las curvas de $\sigma - \epsilon$ (figura 23) al comparar los valores del módulo de elasticidad tangente y secante a $2/3$ del valor de la resistencia a compresión.

La relación esfuerzo-deformación para la mampostería ha sido estudiada ampliamente en los últimos años. Se ha observado que esta relación depende de las características de los materiales constitutivos, esto es; las deformaciones y los esfuerzos varían considerablemente de un tipo de unidad a otra.

Powell y Hodgkinson [6], ensayaron muretes de mampostería (ladrillos) donde caracterizaron la ecuación tenso-deformacional de los muretes para carga rápida, sin confinamiento y para cuatro tipos diferentes de ladrillos (A: ladrillo perforado, B, C y D: ladrillos sólidos), como se muestra en la tabla 12. El mortero que se utilizó fue el mismo (proporción de mezcla cemento: limo: arena = 1: $\frac{1}{4}$: 3). Los ensayos se realizaron bajo carga controlada. En la figura 23 se muestran las curvas esfuerzo-deformación de los ensayos realizados.

Figura 23. Curvas esfuerzos-deformación para los ensayos de Powell y Hodgkinson.



Fuente: Structural Masonry.

Tabla 12. Datos obtenidos de los ensayos de muretes. Powell y Hodgkinson [6].

Clase de Unidades	Resistencia a compresión de las unidades (Mpa)	Resistencia a compresión de los muretes (Mpa)	f'_m/f'_{cu} (%)	Módulo tangente (MPa)	Módulo secante (Mpa)
A Perforado	69.6	19.93	28	18230	11900
B clase A	71.7	27.65	38	17370	12930
C Fletton	25.5	9.33	37	4960	3740
Double flogged	45.3	20.10	44	16830	11610

Fuente: Structural Masonry.

Las curvas de los muretes de unidades A, B y D presentan un comportamiento similar, y similar a su vez al del concreto; un tramo ascendente y otro de descarga. El valor de la deformación elástica oscila entre 0.002 y 0.003, mientras que el valor de la deformación última está sujeta a mayor variación, variable entre 0.0035 el más frágil (perforado) y 0.006 el más dúctil (unidad B). La forma de la curva de la unidad C es más suave, presentando una resistencia notoriamente menor pero una alta ductilidad.

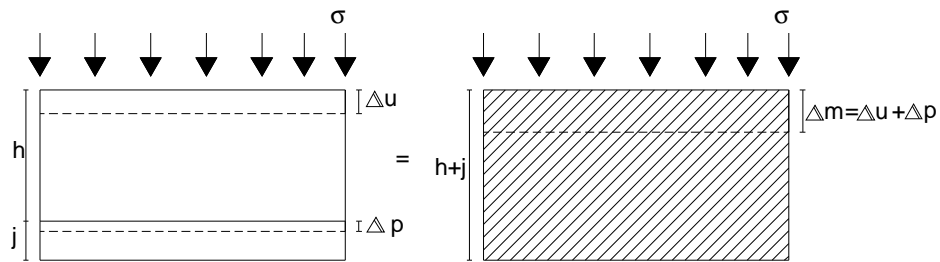
3.4.3 Módulo de Elasticidad de la mampostería E_m

Se han utilizado varias definiciones para evaluar el módulo de elasticidad de la mampostería, E_m . En algunos casos, se define como el módulo secante en el nivel de esfuerzos del 30% o el 75% de la resistencia máxima a la compresión f'_m . La ASTM E 111, utiliza el método secante, en el cual, la pendiente de la línea se toma desde el punto correspondiente a un esfuerzo igual a $0.05f'_m$ hasta un punto sobre la curva en $0.33f'_m$. En otros casos, no se han descrito los métodos considerados para definir el módulo de elasticidad. Sin embargo, para niveles de esfuerzos bajos y medios, las diferencias obtenidas usando varias definiciones, pueden ser consideradas como pequeñas para efectos prácticos, para un mismo tipo de unidad.

Considerando que la mampostería es un material compuesto de unidades y el mortero, cada uno con propiedades de deformación diferentes, resulta razonable desarrollar un modelo analítico para calcular el módulo de elasticidad basado en las propiedades de deformación de estos dos elementos.

Según Sahlin [9] si no se dispone del diagrama real de $\sigma - \epsilon$, el módulo de elasticidad se puede estimar de forma tentativa a partir de los módulos de los materiales constituyentes. Para ello se debe suponer un comportamiento elástico lineal para ambos materiales e igualando las deformaciones de compresión de la mampostería a la suma de la deformación de las unidades y las del mortero; como se muestra a continuación.

Figura 24. Unidad y mortero y material homogéneo equivalente.



Fuente: Comportamiento Mecánico de las Obras de Fábrica.

Entonces de la figura 24 se tiene que la deformación total de la mampostería Δ_m es igual a la suma de las deformaciones de la unidad Δ_u y la del mortero Δ_p .

$$\Delta_m = \Delta_u + \Delta_p \quad (3.26)$$

$$\Delta_m = \frac{S^*(h+j)}{E_m} \quad (3.27)$$

$$\Delta_u = \frac{S^*h}{E_u} \quad (3.28)$$

$$\Delta_p = \frac{S^*j}{E_p} \quad (3.29)$$

Si se reemplaza las ecuaciones 3.27 a 3.29 en 3.26, obtenemos la siguiente ecuación para el módulo de elasticidad para la mampostería.

$$E_m = \left(\frac{1 + \frac{h}{j}}{\frac{E_u}{E_p} + \frac{h}{j}} \right) * E_u \quad (3.30)$$

Donde E_m es el módulo de Elasticidad del muro de mampostería, E_u y E_p los módulo de Elasticidad de la unidad y el mortero y h la altura de la unidad y j es el espesor de la junta de mortero. Esta expresión indica que el módulo de elasticidad de los muros de mampostería, siempre será más pequeño que el módulo de la unidad cuando en mortero es más deformable ($E_u < E_p$), como usualmente ocurre. Adicionalmente, esta ecuación predice que E_m aumenta cuando el mortero es más rígido y cuando el espesor de la junta de mortero es más pequeño.

Este valor del módulo puede ser tangente o secante dependiendo de qué módulos se consideren para E_u y E_p .

Otras propuestas empíricas, de gran aplicación práctica, han sido desarrolladas por diferentes autores, a partir de una gran variedad de ensayos de laboratorio. La mayoría de las propuestas varían entre: $400 f'_m < E_m < 1000 f'_m$. La tabla 13 resume algunas de las propuestas más utilizadas.

Tabla 13. Expresiones empíricas para el módulo de elasticidad de la mampostería.

Autores	Valor de E_m
Sinha y Pedreschi, 1983	$1180 f'_m^{0.83}$
Hendry, 1990	$2116 f'_m^{0.5}$
San Bartolomé, 1990	$500 f'_m$
Paulay y Priestley, 1992	$750 f'_m$

Fuente: Comportamiento Sísmico de Edificios de Albañilería.

3.5 COMPORTAMIENTO BAJO ESFUERZOS DE FLEXO – COMPRESIÓN Y CORTE

3.5.1 Comportamiento paralelo plano

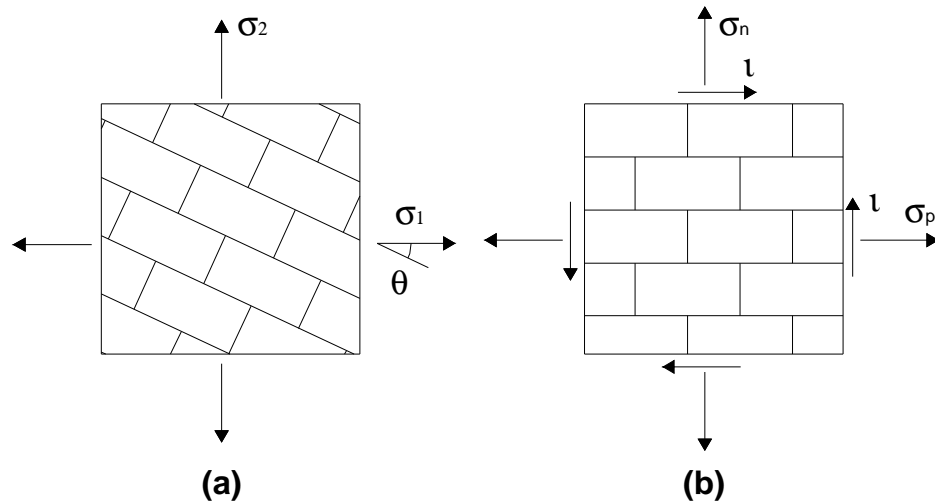
Los muros de mampostería están sometidos a esfuerzos de flexo-compresión y de corte en su plano, apareciendo en ellos estados de esfuerzos biaxiales. Los muros de mampostería presentan una gran anisotropía, causada, fundamentalmente, por la presencia de juntas horizontales y verticales, y por la propia anisotropía que presentan las unidades de mampostería (perforación vertical y horizontal). Es por esta razón que el comportamiento de los muros depende en gran medida de la dirección de los esfuerzos con respecto a la dirección de las juntas.

Para el análisis de los estados biaxiales, de los posibles mecanismos de falla, del valor de las resistencias, etc., se realizara a partir del estudio del agotamiento de la junta de mortero o de la unidad ante combinaciones de esfuerzos tangenciales y esfuerzos normales en su plano, expuestos en [3] y [5].

El estado de esfuerzos resultantes en los muros de mampostería bajo sollicitación se definirá, bien por sus esfuerzos principales y el ángulo que forman éstos con respecto al plano de las juntas θ , (a) de la figura 25; o bien por los esfuerzos normales y tangenciales (σ_n , σ_p , τ) en las direcciones de las juntas (b).

Este estado biaxial de esfuerzos es producto de la sollicitación de esfuerzos externos (M, N, V) en cada cara y del ángulo que forman con la dirección de las juntas. Por otro lado, el comportamiento de los muros de mampostería se ha demostrado que es fuertemente dependiente del ángulo θ , porque los valores de las resistencias y los modos de falla son diferentes con respecto a éste.

Figura 25. Definición del estado biaxial de esfuerzos en los muros de mampostería.



Fuente: Model Per A L'Análisi del Comportament Resistent de Construccions de Maçoneria.

3.5.1.1 Mecanismos de Falla

Los criterios de falla para estados biaxiales de esfuerzos, expuestos en este capítulo, están basados en observaciones e interpretaciones de ensayos.

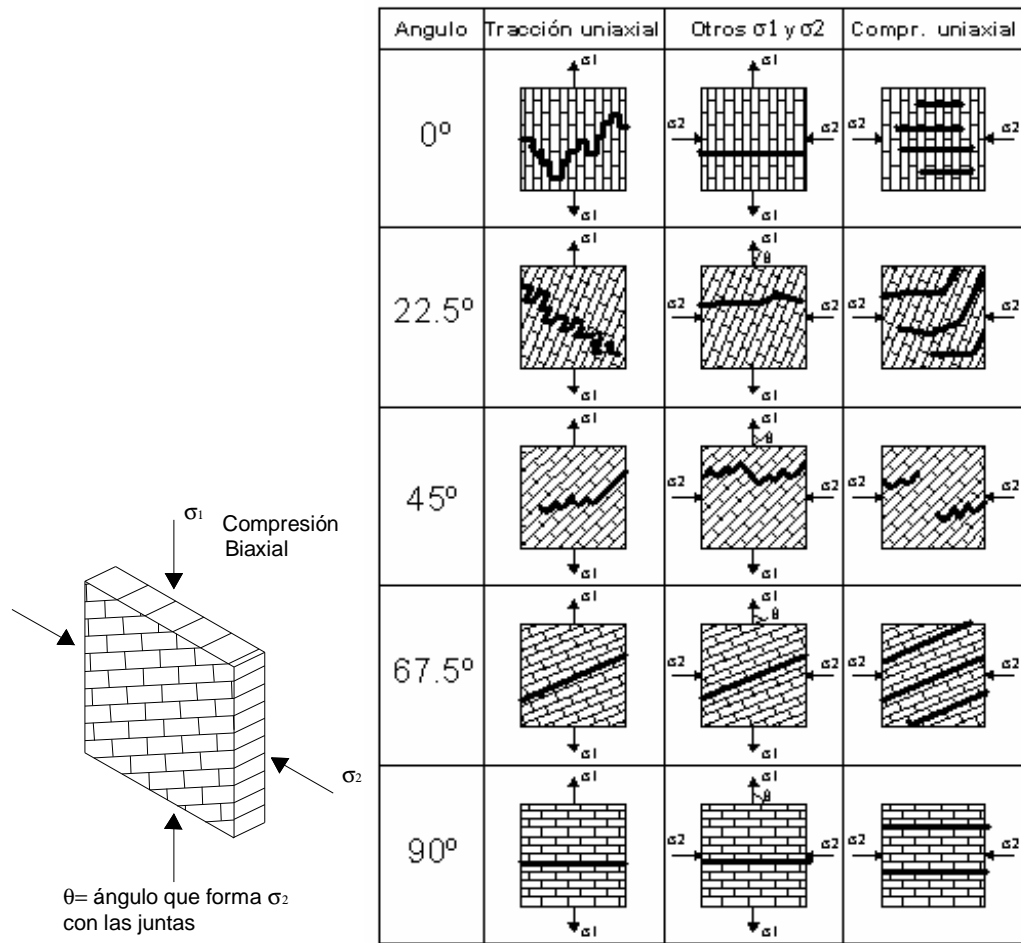
Page [3] es el que más ha estudiado comportamiento de muros de mampostería bajo esfuerzos biaxiales. Por desgracia, se ha realizado un menor número de ensayos en comparación con los de esfuerzos uniaxiales. La experimentación se ha basado en ensayos hasta la rotura de muretes de mampostería de ladrillo con mortero de cemento.

Los muretes fueron sometidos a estados de compresión biaxial y de tracción-compresión, para los que se estudiaron diferentes valores de θ (ángulo que mide la inclinación de los esfuerzos principales con respecto a las juntas figura 26).

Los mecanismos de fallas obtenidas en los ensayos están representados en la figura 26. Es mucha la información que muestra esta figura, porque en ella aparecen representados los diferentes tipos de falla que se pueden esperar en

función del estado de esfuerzos inducidos en muros. Sin embargo, los valores numéricos de agotamiento sólo son validos para estos muretes ensayados, siendo difícilmente extrapolables.

Figura 26. Mecanismo de falla obtenidos por Page [3], al ensayar a rotura muretes bajo diferentes estados biaxiales de esfuerzos.



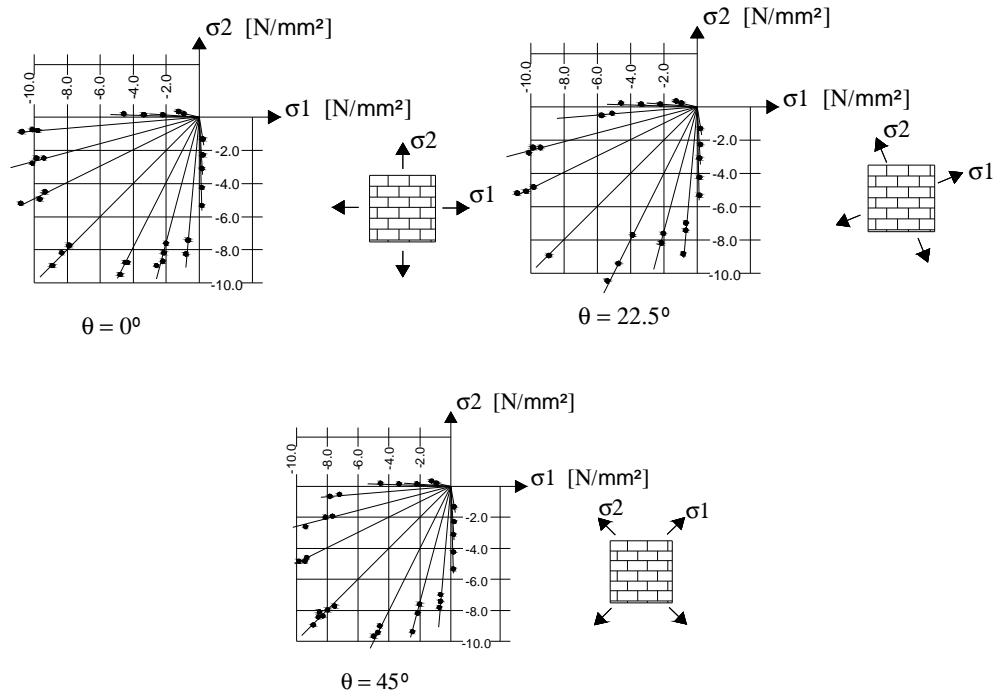
Fuente: Model Per A L'Análisi del Comportament Resistent de Construccions de Maçoneria.

En todo caso, los resultados obtenidos de los ensayos, [5], demostraron que, en el caso de falla bajo estados de tracción-compresión, la influencia del ángulo θ era fundamental. En estos casos, el fallo final estaba provocado por fisuración y deslizamiento en las juntas. También se observó un mecanismo mixto en el que estaban involucradas tanto las unidades como las juntas. La ocurrencia de uno u otro dependía del valor de θ . Otra conclusión a la que se llegó según [3], fue que el daño inducido por microfisuración, al comprimir el murete altamente en una dirección, se disminuía la resistencia a la tracción en la dirección perpendicular.

Según [3], en los casos de compresión biaxial se obtuvieron también diferentes mecanismos de falla en función del ángulo θ y de la importancia entre el valor de los dos esfuerzos σ_1 y σ_2 inducidos. Cuando el valor de estos esfuerzos no difería en gran medida, el mecanismo de falla obtenido se caracterizaba por no depender de θ y por producirse en el plano paralelo al murete. Por el contrario, cuando uno de los esfuerzos de compresión era predominante frente a otro, el plano de falla era perpendicular al murete, pudiéndose producir a su vez, dos clases de mecanismos de rotura, mecanismos por fisuración y deslizamiento en las juntas o mecanismos combinados de falla en las unidades y juntas. La resistencia a compresión alcanzada en estados de compresión biaxial era mayor que la resistencia a compresión uniaxial.

En la figura 27, se muestran los resultados de los valores de falla obtenidos en el ensayo de los muretes Page, [3]. Cada una de las figuras representa los puntos de falla para $\theta = 0^\circ$, 22.5° y 45° . Cuando la orientación de los esfuerzos coincide con la disposición de las juntas ($\theta = 0^\circ$), se observa que el valor en falla de σ_1 , cuando σ_2 es nulo (compresión uniaxial perpendicular a juntas horizontales), es mucho mayor, del orden del doble, al valor de la resistencia a compresión uniaxial paralela a las juntas horizontales (σ_2 cuando σ_1 es nulo). También se detecta que el valor de la resistencia en compresión biaxial es del orden de 1.25 veces el valor de la compresión uniaxial para todos los valores de θ .

Figura 27. Resultados obtenidos por Page al ensayar a rotura los muretes bajo diferentes estados biaxiales de esfuerzos.



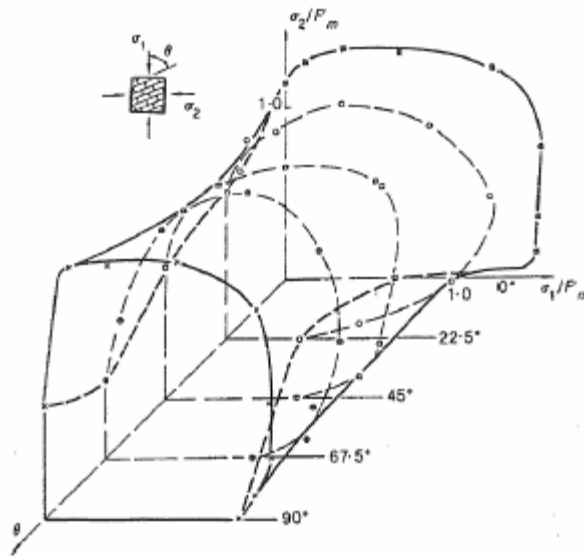
Fuente: Comportamiento Mecánico de las Obras de Fábrica.

Cuando $\theta \neq 0$, los valores obtenidos para la resistencia a compresión uniaxial sufren una bajada importante.

Las superficies de falla de la figura 27 se parecen, con ciertas salvedades, a las obtenidas para el hormigón. Se pueden diferenciar tres zonas dentro de la envolvente, en la primera, para estados de compresión-compresión la envolvente tiene forma de curva cóncava, no siendo simétrica para σ_2 y σ_1 (sólo es simétrica para $\theta=45^\circ$). En la segunda, bajo estado de tracción-compresión la envolvente se puede asimilar a una recta y finalmente, en la zona donde ambos esfuerzos son de tracción, se puede tomar, como envolvente, dos rectas paralelas a la direcciones de los ejes.

Por lo tanto, para caracterizar el comportamiento de los muros de mampostería bajo estados biaxiales no es suficiente con una envolvente plana, como las representadas en la figura 27, sino que se hace necesario representar las diferentes envolventes en función de ángulo θ [5]. Las figura 28 representa la superficie de falla de los muros de mampostería bajo estados biaxiales para cualquier valor de θ .

Figura 28. Superficie de falla en estados de compresión biaxial. En muros de ladrillos. Page (1981).

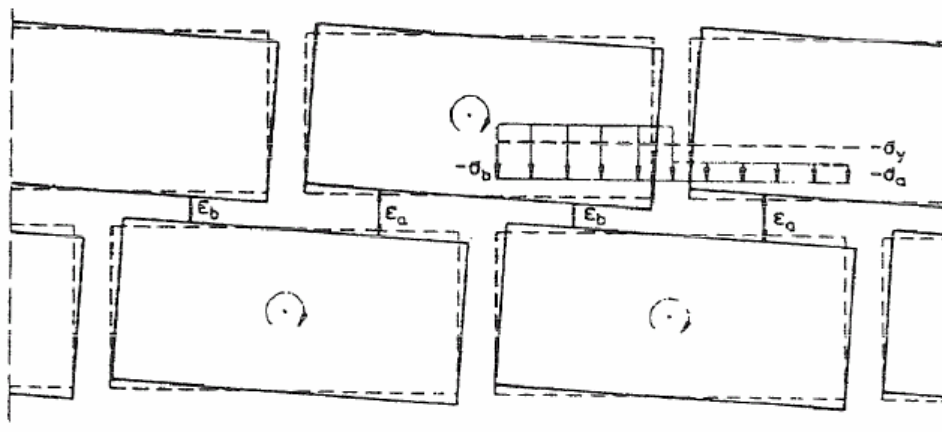


Fuente: Un Model Per A L'Análisi del Comportament Resistent de Construccions de Maçoneria.

Mann y Müller [3], formularon un nuevo criterio de falla de los muros de mampostería. Su planteamiento contempla dos hipótesis de partida. Por un lado, la infinita rigidez de las unidades con respecto al mortero. Esto provoca que las unidades de mampostería, bajo esfuerzos de corte, experimenten giros de sólidos rígidos dentro de la matriz deformable (mortero), induciendo un estado de esfuerzos al suponer un giro igual en todas las unidades, que produce una deformación diferencial en el mortero, que a su vez, comprime más una zona de las unidades, figura 29.

La segunda hipótesis realizada considera que las juntas verticales son incapaces de transmitir esfuerzos tangenciales. Esta afirmación se apoya en que no suelen estar completamente rellenas y en que no se puede asegurar la adherencia al no estar comprimidas.

Figura 29. Unidades rígidas embebidas en el mortero al producirse un movimiento de sólido rígido de las mismas por un esfuerzo de corte y al estar sometidas a esfuerzos axiales. Mann y Müller.

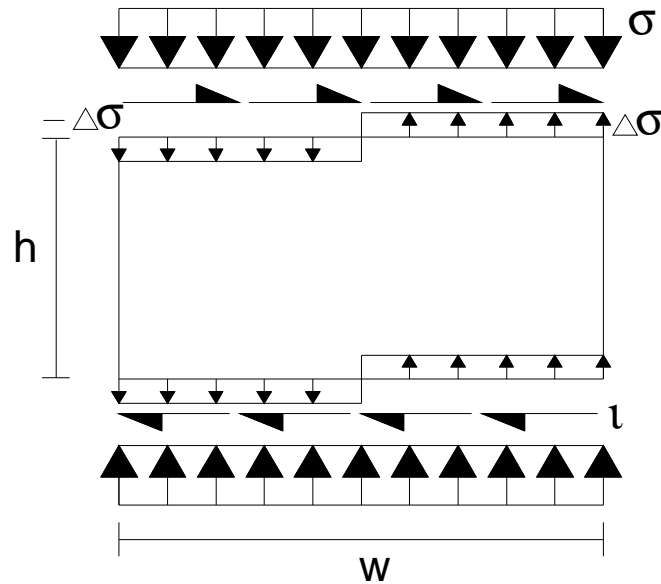


Fuente: Comportamiento Mecánico de las Obras de Fábrica.

En definitiva, el estado de esfuerzo en la unidad y la junta resultan de sumar dos estados independientes. Uno proveniente de realizar un análisis elástico e isótropo de los muros de mampostería bajo esfuerzos axiales, dando como resultados un estado de esfuerzos normales uniformes. Es segundo proveniente del cálculo de esfuerzos tangenciales y de la redistribución de esfuerzos normales en la unidad y bajo esfuerzos de corte dentro del planteamiento de las unidades rígidas embebidas en una matriz deformable.

El estado final aparece representado en la figura 30. En este caso, el esfuerzo paralelo a las juntas verticales se supone igual a cero.

Figura 30. Solicitación de esfuerzos sobre la unidad según las hipótesis de Mann y Müller.



Fuente: Comportamiento Mecánico de las Obras de Fábrica.

De esta manera, imponiendo equilibrio de momentos en el centro de la pieza, se obtiene una relación entre $\Delta\sigma$ (incremento o decremento de esfuerzos normales debido al giro) y el esfuerzo tangencial supuesto uniforme en la junta horizontal.

$$i * w * \frac{h}{2} = \Delta\sigma * \frac{w}{2} * \frac{w}{2}$$

$$\Delta\sigma = 2 * i * \frac{h}{w}$$

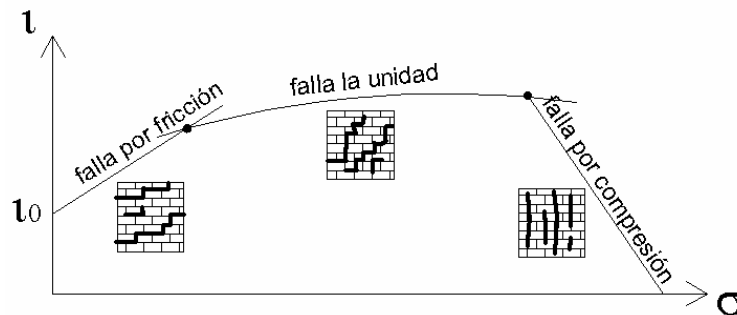
Bajo este estado de esfuerzos, los tres posibles mecanismos de rotura son:

Falla de las juntas horizontales: es el primer tramo de la figura 31. Para valores pequeños del esfuerzo normal, la falla se produce por fallo friccional en las juntas horizontales, dando lugar a una fisuración en escalera (junta horizontal y vertical) sin rotura de la unidad.

Falla por generación de estados de tracción-corte en las unidades: es el tramo intermedio de la figura 31, el agotamiento se alcanza cuando el máximo esfuerzo principal alcanza el esfuerzo de tracción de la unidad.

Falla a compresión del muro: por último, en el tramo final de la figura 31, se representa la falla cuando el esfuerzo normal máximo (la media debida a el esfuerzo axial y el incremento debido al esfuerzo de corte) alcanza la resistencia a compresión.

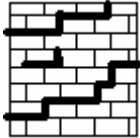
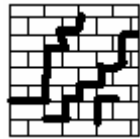
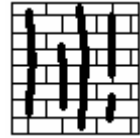
Figura 31. Envolvente de falla en ejes τ - σ . Mann y Müller.



Fuente: Comportamiento Mecánico de las Obras de Fábrica.

En los temas anteriores se ha mostrado cómo la experimentación y las interpretaciones teóricas encontradas en la bibliografía ponen de manifiesto el comportamiento biaxial de los muros de mampostería, en su plano. Las conclusiones principales son la importancia de la anisotropía del material compuesto y el acoplamiento existente entre la respuesta ante los esfuerzos normales en dos direcciones entre sí y de éstos con los esfuerzos de corte.

Tabla 14. Modos de fallo de los muros de mampostería en estados biaxiales.

Esfuerzo predominante	Condición de fallo	Parámetros geométricos y materiales	Aspectos de la falla
Cortante	Deslizamiento en las juntas	Interfaz mortero unidad	 Escalonada, sin fallo de unidades
Cortante y Normal	Fallo a tracción de las unidades (o del mortero)	f'_{tu} y la relación alto-largo de las unidades	 Escalonada con fallo mixto de juntas y unidades
Normal	Fallo a compresión del muro (tracción indirecta en las unidades)	f'_m del muro (f'_{cu} , f'_{tu} , h/j)	 Fisuración perpendicular a las juntas

Fuente: Comportamiento Mecánico de las Obras de Fábrica.

Como se puede apreciar existen un gran número de variables que intervienen y condicionan los modos de falla en el comportamiento biaxial paralelo al plano del muro; lo que hace de este problema un fenómeno complejo y de mucho cuidado para el diseño.

3.5.2 Comportamiento perpendicular al plano

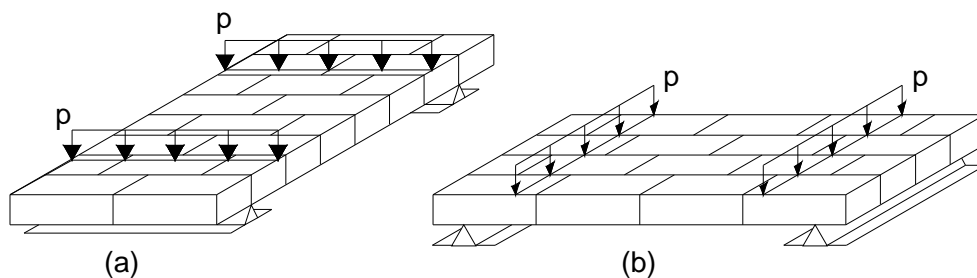
El comportamiento de los muros de mampostería fuera de su plano ha sido menos estudiado y su nivel de conocimiento esta menos avanzado, con respecto al comportamiento en su plano.

Lourenço [3], el cual hace un llamado de atención para el valor de la resistencia a flexotracción de la mampostería; porque se han realizados ensayos sobre el comportamiento de muretes de mampostería a flexión perpendicular al plano, pero se conoce muy poco sobre ella.

3.5.2.1 Mecanismos de falla uniaxiales. Flexión en direcciones principales

Este caso se produce cuando el eje de flexión fuera de su plano es paralelo (a) o perpendicular (b) a las juntas de horizontales.

Figura 32. Flexión fuera del plano. Paralelas a las juntas horizontales (en que se asienta la unidad) (a) y perpendicular a éstas (b).

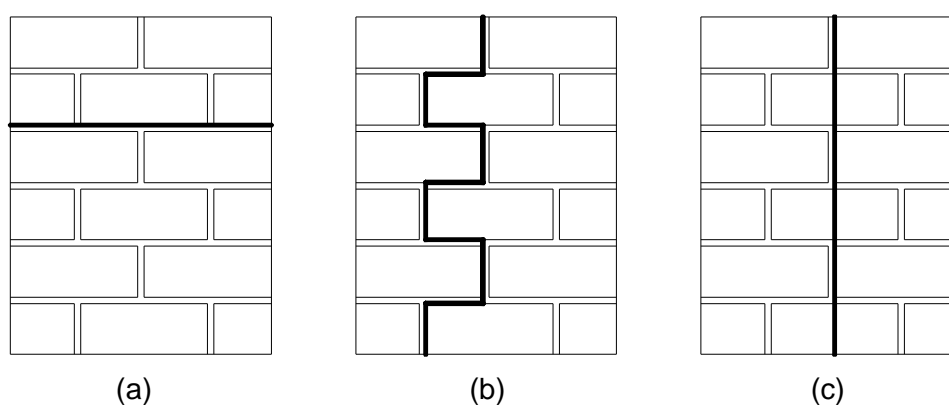


Fuente: Comportamiento Mecánico de las Obras de Fábrica.

Los mecanismos de falla asociados son, en el primer caso (a) de la figura 32, flexión de eje paralelo a las juntas horizontales, falla en la junta por escasa adherencia de la unión (interfaz) entre la unidad y a junta de mortero. En el segundo caso (b) de la figura 32, flexión perpendicular a las juntas horizontales, se producen dos mecanismos de falla diferentes en función de la resistencia relativa de las unidades

y las juntas de mortero. Si la resistencia de las unidades es mayor, la falla se produce por fisuración dentada a lo largo de las juntas horizontales (que se asientan) y las juntas verticales (perpendiculares a las que se asientan), esto se muestra en (b) la figura 33. En el otro caso, la falla se produce por un mecanismo mixto atravesando casi directamente las unidades y las juntas de mortero, (c) de la figura 33.

Figura 33. Mecanismos de falla para flexión fuera del plano del muro.



Fuente: Comportamiento Mecánico de las Obras de Fábrica.

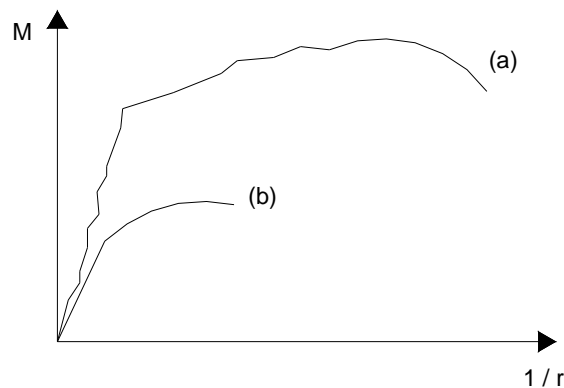
En el caso (a), representa flexión paralela a las juntas horizontales, como se observa en la figura 33, la falla se presenta por escasa adherencia en la interfaz entre la junta de mortero y las unidades de mampostería.

En los casos (b) y (c), representan flexión perpendicular a las juntas horizontales, como se observa en la figura 33, la falla en (b) se presenta por fisuración en las juntas verticales y horizontales de mortero. La falla en (c) es un mecanismo mixto de fisuración entre las juntas de mortero y las unidades de mampostería.

Los diagramas M-1/r asociados a los mecanismos de falla provenientes de los ensayos de Lourenço se representan en la figura 34. En esta figura se puede observar la pérdida de rigidez ocurrida en el momento de entrar en el comportamiento no lineal.

En la figura 34 se muestran los dos caso expuestos anteriormente, perpendicular (a) y paralelo (b) a las juntas horizontales. Se puede observar que en el caso (b) se presenta una fuerte disminución en el momento que resistido y en la ductilidad del murete. Se sabe que la ductilidad es de vital importancia en el comportamiento de estructuras expuestas a fuerza horizontal; entonces, los muros solicitados a carga horizontal paralela a las juntas van a presentar un gran problema.

Figura 34. Diagrama M-1/r obtenidos para los mecanismos de falla a flexión perpendicular al plano.



Fuente: Comportamiento Mecánico de las Obras de Fábrica.

En el caso (a) flexión perpendicular a las juntas horizontales, se observa un primer tramo casi lineal, luego pasa a un tramo mucho más horizontal (este tramo representa la parte no lineal) que si n desarrollar una gran capacidad resistente postpico, si se alcanza un valor notablemente superior para la curvatura final.

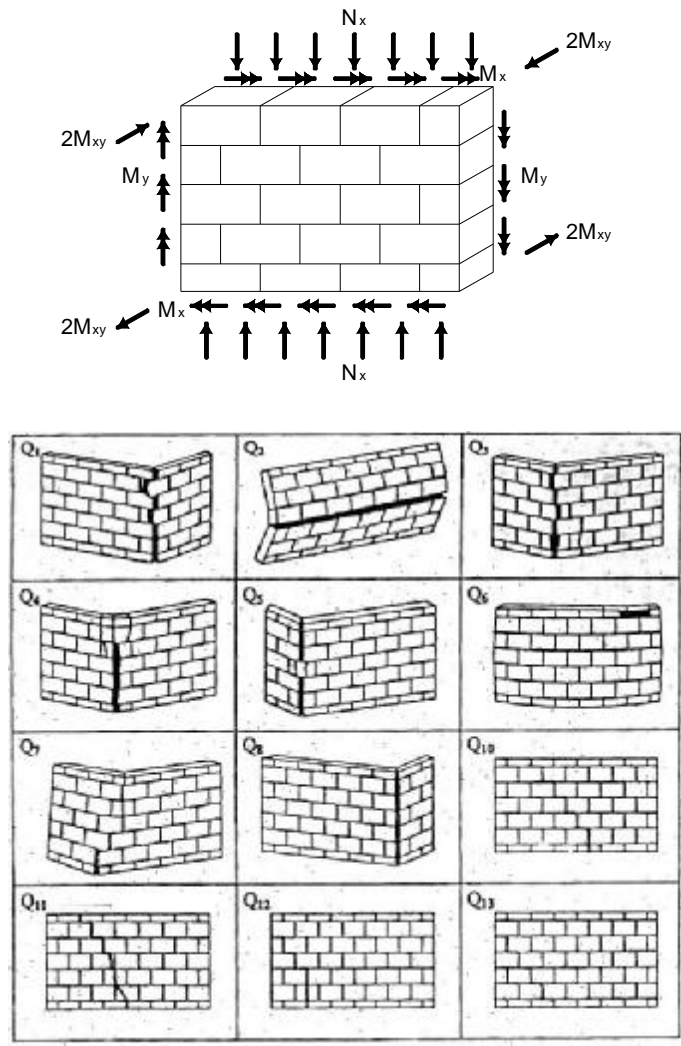
3.5.2.2 Mecanismos de falla biaxiales. Flexión con aparejo esviado

Cuando la flexión se produce con aparejo esviado, es decir, cuando el eje de flexión no es paralelo (ángulo $\theta = 0^\circ$) o perpendicular (ángulo $\theta = 90^\circ$) a las juntas horizontales, se inducen estados de esfuerzos biaxiales. La descripción completa de la flexión perpendicular al plano de muro, pasa entonces por definir los valores de los momentos principales y el ángulo θ . (M_1, M_2, θ) o los momentos según los ejes de las juntas verticales y horizontales (M_x, M_y, M_{xy}).

En la referencia [3], se menciona un estudio que trata el comportamiento biaxial de la mampostería bajo flexión perpendicular al plano del muro.

Guggisberg y Thürlimann [3] obtuvieron diferentes modos de falla en función de la variación del ángulo θ (ángulo que forman los ejes principales con las juntas horizontales). Los resultados se muestran en la figura 35.

Figura 35. Modos de falla obtenidos en los ensayos realizados por Guggisberg y Thürlimann.



Fuente: Comportamiento Mecánico de las Obras de Fábrica.

Como se observa en la figura anterior, los modos de falla son una combinación de tracción y cortante en las juntas verticales y horizontales, salvo para ángulo $\theta \cong 90^\circ$, donde se produce también fisuración en las unidades de mampostería.

3.5.2.3 Comportamiento perpendicular al plano con un esfuerzo axial vertical

La presencia de un esfuerzo axial en la dirección perpendicular a las juntas, aumenta la capacidad de flexión fuera del mismo, siempre que el modo de falla sea el producido por combinación de tracción y cortante en las juntas verticales y en las juntas horizontales de mortero (debido a un aumento de la resistencia en el modelo friccional planteado en 3.3.1) y no el producido por compresión en el muro de mampostería.

4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

En el presente capítulo se expondrán conceptos básicos para el análisis y diseño de edificaciones con muros de mampostería estructural.

Existen dos filosofías para el diseño de muros de mampostería estructural que han sido utilizadas desde hace varios años atrás. El diseño por esfuerzos de trabajo (WSD / working stress design) fue el método más usado al principio para diseñar muros de mampostería, pero rápidamente fue desplazado por el método de estado límite de resistencia (diseño por resistencia última), en gran parte por su enfoque más racional de la seguridad estructural.

Además, al discutir el método de estado límite de resistencia para las estructuras de muros de mampostería estructural, se debe prestar atención a la diferencia entre las cargas sobre la estructura considerada en su totalidad y las solicitaciones en las secciones transversales de los elementos individuales. Primero se usan métodos de análisis elásticos para calcular las solicitaciones de servicio en los elementos individuales debidos a la acción de las cargas de servicio sobre la totalidad de la estructura.

4.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DE CARGAS

4.1.1 Configuración arquitectónica

La configuración de una edificación, no es solamente la forma espacial de una construcción en abstracto, sino el tipo, disposición, fragmentación, resistencia y geometría de la estructura de la edificación, con relación a ciertos problemas de respuesta estructural ante sismos.

En el planeamiento de una edificación con muros de mampostería es necesario tener en cuenta que una de las mayores causas de daños en edificaciones en esta tipología, ha sido, el uso de configuraciones arquitectónicas-estructurales complejas. De manera general, se puede decir, que formas y esquemas estructurales poco simples son castigados fuertemente por los sismos.

A continuación se dan algunos aspectos relevantes de la incidencia de la configuración geométrica en la respuesta sísmica de las edificaciones. Debe hacerse énfasis en que, debido a su complejidad, y a su estrecha relación con el planteamiento de espacio y forma de la construcción, los problemas de configuración deben ser enfrentados básicamente desde la etapa de definición del esquema espacial del edificio, y en toda la etapa de diseño.

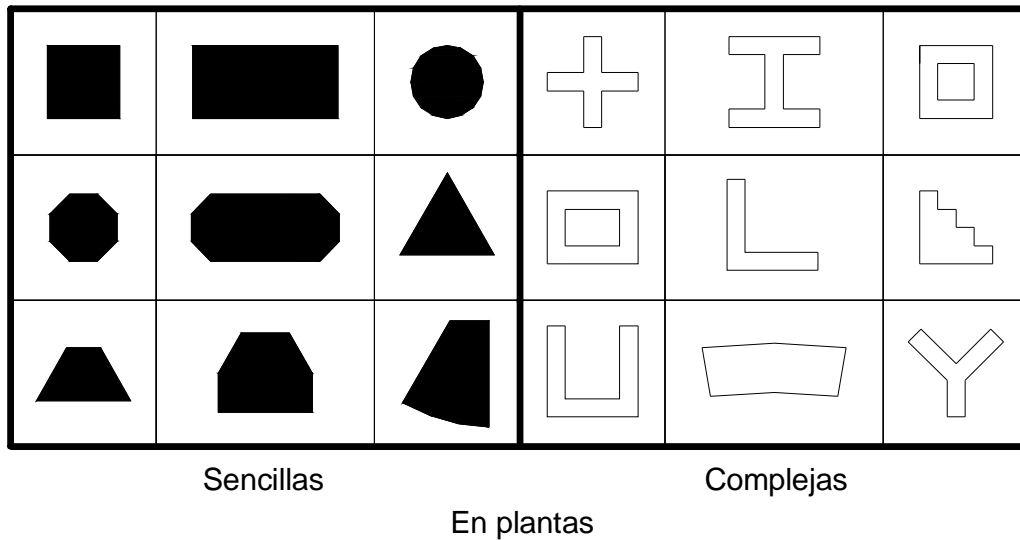
4.1.1.1 Configuración en planta

Los problemas de configuración en planta, se presentan por lo general cuando las plantas son de forma irregular, como se muestra en la figura 36. La longitud en planta también influye en la respuesta estructural de la misma de una manera que no es fácil de determinar por medio de los métodos usuales de análisis.

El movimiento del terreno consiste en una transmisión de ondas, la cual se da con una velocidad que depende de las características de masa y rigidez del suelo de soporte; la excitación que se da en un punto de apoyo de la edificación en un momento dado difiere de la que se da en otro, diferencia que es mayor en la medida en que sea mayor la longitud de la edificación en la dirección de las ondas. Entonces se puede decir que los edificios cortos se acomodan más fácilmente a las ondas que los edificios largos.

Los edificios largos son también más sensibles a las componentes torsionales de los movimientos del terreno, puesto que las diferencias de movimientos transversales y longitudinales del terreno de apoyo, de las que depende dicha rotación, son mayores.

Figura 36. Formas sencillas y complejas en planta.



En las edificaciones con de plantas complejas, se presentan concentraciones de esfuerzos. Una planta compleja es aquella en la cual la línea de unión de dos de sus puntos suficientemente alejados hace su recorrido en buena parte fuera de la planta. Esto se da cuando la planta está compuesta de alas de tamaño significativo orientadas en diferentes direcciones (formas en H, U, L, etc.).

En las plantas irregulares las alas pueden asimilarse a un voladizo empotrado en el cuerpo restante del edificio, sitio en el cual sufriría menores deformaciones laterales que en el resto del ala. Por esta razón aparecen grandes esfuerzos en la zona de transición, los cuales producen con frecuencia daños en los elementos no estructurales, en la estructura vertical y aun en el diafragma de la planta.

4.1.1.2 Configuración en altura

Los problemas de configuración arquitectónica en altura se presentan principalmente por los escalonamientos en los volúmenes del edificio, figura 37. Sin embargo, desde el punto de vista sísmico, son causa de cambios bruscos de rigidez y de masa; por lo tanto, traen consigo la concentración de fuerzas que producen daño en los pisos aledaños a la zona del cambio brusco.

entre los diferentes pisos, conocidas como derivas; que es muy complicado para estructuras de este tipo. Las principales causas de este problema residen en la excesiva distancia entre los elementos de soporte (claros o luces), las alturas libres y la rigidez de los mismos.

Dependiendo de su grado, la flexibilidad puede traer como consecuencias:

- § Daños en los elementos no estructurales.
- § Inestabilidad del o los pisos flexibles, o del edificio en general.
- § No aprovechamiento de la ductilidad disponible.

4.1.2.3 Torsión

La torsión ha sido causa de importantes daños de edificios de muros estructurales sometidos a sismos intensos, que van desde la distorsión a veces visible de la estructura (y por tanto su pérdida de imagen y confiabilidad) hasta el colapso estructural. La torsión se produce por la excentricidad existente entre el centro de masa y el centro de rigidez. Algunos de los casos que pueden dar lugar a dicha situación en planta son:

- § Posición de los muros estructurales de manera asimétrica con respecto al centro de gravedad del piso.
- § Colocación de grandes masas en forma asimétrica con respecto a los muros estructurales.
- § Combinación de las dos situaciones anteriores.

Cuantitativamente, puede considerarse que una excentricidad entre el centro de la masa y de rigidez es grande cuando supera el 10% de la dimensión en planta bajo análisis.

Si se contempla además la situación en altura, el panorama de la torsión puede complicarse aún más cuando hay irregularidades verticales, como los

escalonamientos. En efecto, la parte superior del edificio transmite a la inferior un cortante excéntrico, lo cual provoca torsión del nivel de transición hacia abajo, independientemente de la simetría o asimetría estructural de los pisos superiores e inferiores.

Como todos los problemas de configuración, el de la torsión debe ser enfrentado desde la etapa de diseño espacial y de forma de la edificación. Las torsiones deben ser consideradas inevitables, debido a la naturaleza del fenómeno y a las características de la estructura. Por tal razón, se le debe buscar la mayor simetría posible entre la rigidez y la masa de la edificación.

4.1.2.4 Correcciones de la configuración estructural

La norma NSR-98 define unos valores de castigo para los problemas presentados anteriormente, y los define como irregularidades en planta y altura, los cuales son una mezcla de los problemas de configuración estructural con los arquitectónicos.

Como se mencionó con anterioridad, determinar la influencia de estos problemas en la respuesta estructural, no es fácil por medio de los métodos usuales de análisis. Por tal razón, la NSR-98 castiga para el caso de una edificación irregular, el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía R que se utiliza en el diseño sísmico de la edificación. El valor R debe reducirse multiplicándolo por los factores ϕ_p y ϕ_a , que representan las irregularidades en planta y en altura respectivamente. Los valores de ϕ_p y ϕ_a , se encuentran en las tablas A.3-6 y A.3-7 de la NSR-98.

Lo que se hace con esta reducción de R , es aumentar las fuerzas de cortante obtenidas de espectro de respuesta. El valor R entonces esta representado por la siguiente ecuación:

$$R = f_p f_a R_o \tag{4.1}$$

En el caso de edificaciones de muros portantes de mampostería estructural se aplican los siguientes valores de R_o .

Tabla 15. Valores de R_o para edificaciones a base de muros de mampostería.

Sistema Estructural	R_o
Muros de mampostería totalmente reforzada con todas la celdas inyectadas (MRTI), en DES.	4.5
Muros de mampostería de cavidad reforzada (MCR), en DES.	4.0
Muros de mampostería totalmente reforzada con celdas parcialmente inyectadas (MRPI), en DMO.	3.5
Muros de mampostería parcialmente reforzada (MPR), en DMI.	2.5
Muros de mampostería confinada (MMC), en DMO.	1.5
Muros de mampostería no reforzada (MNR), en DMI.	1.0

Fuente: Autor.

Como se observa en la tabla el valor de R_o para muros de mampostería, es bajo comparado con otros sistemas estructurales, lo cual, da a entender que los muros de mampostería presentan baja la ductilidad en el rango elástico.

4.1.3 Modelación estructural

4.1.3.1 Clasificación de los muros estructurales en mampostería

Resulta conveniente clasificar los muros sismorresistentes de mampostería, con respecto a su comportamiento estructural. Por esta razón, se clasifican en muros en voladizo y muros acoplados, ya que cada uno tiene particularidades propias en su análisis y diseño. Es importante también cuantificar el grado de acoplamiento para

que en el diseño, se pueda distinguir si se trata de muros acoplados, o de dos muros en voladizo interconectados entre sí.

§ Muros en voladizo

Son aquellos donde el momento de vuelco total en la base se resiste solamente por flexión, como se muestra en (a) de la figura 38. El mecanismo de colapso se generará por una rótula plástica situada en la base de los muros.

§ Muros acoplados

Son aquellos donde el momento de vuelco total en la base se resiste por flexión y por un momento provocado por esfuerzos axiales, como se muestra en (b) de la figura 38.

El mecanismo de colapso estará constituido por rótulas plásticas en las vigas de acoplamiento y en la base de los muros. Para que esto sea posible, las vigas de acoplamiento deberán poseer suficiente rigidez y resistencia a fin de que el factor de acoplamiento A , definido en la ecuación 4.2, esté comprendido entre $1/3$ y $2/3$.

Según [8], si $A < 1/3$ se considera que el sistema no está acoplado y el comportamiento de los muros es en voladizos independientes, cuando $1/3 \leq A \leq 2/3$ se considera que el sistema está acoplado y el valor de R (coeficiente de capacidad de disipación energía) deberá interpolarse, y si $A > 2/3$ se considerará el conjunto como un único muro en voladizo con aberturas.

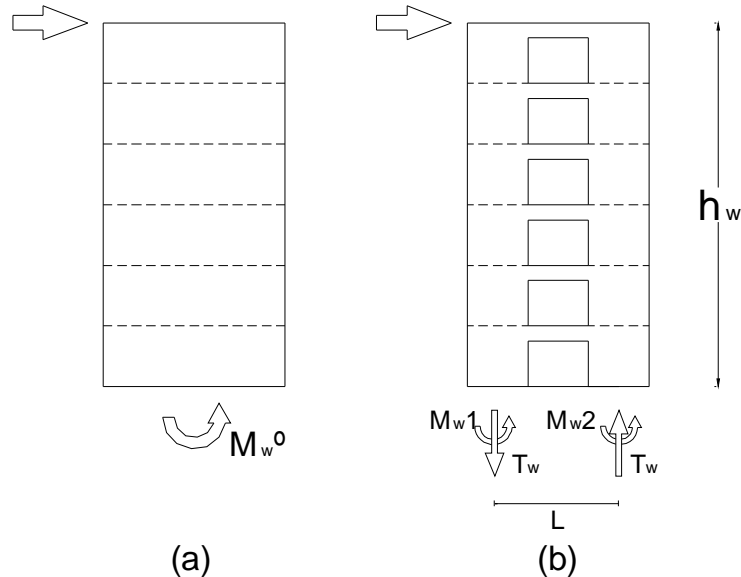
$$\frac{1}{3} \leq A = \frac{T_w L}{M_w^o} \leq \frac{2}{3} \quad (4.2)$$

$$M_w^o = M_w^1 + M_w^2 + T_w L \quad (4.3)$$

La contribución efectiva del acoplamiento al momento de resistencia de la estructura y a la disminución de los desplazamientos horizontales (derivas), debe tenerse en

cuenta en los dimensionamientos geométricos y cuantías de los muros de mampostería; ya que, no hacerlo implicaría un sobre diseño.

Figura 38. Mecanismos de resistencia flexional en muros sismorresistentes de mampostería estructural.



Fuente: Autor.

En los muros acoplados de mampostería se deben hacer las siguientes hipótesis para su análisis:

- § Ambos muros se deflecan igualmente (no hay deformación axial en las vigas de acople, considerándose infinitamente rígidas en esta dirección) con un punto de inflexión en la mitad de la luz de las vigas de conexión.
- § El sistema discreto de vigas de conexión puede ser reemplazado por un medio continuo flexible de rigidez equivalente.
- § Relación de inercias de los muros igual a la relación de inercias de las fundaciones.
- § Teoría de la Elasticidad válida.
- § Muros simétricos y no simétricos (con aletas) y características geométricas y de materiales constantes a lo largo de toda la altura de los muros.

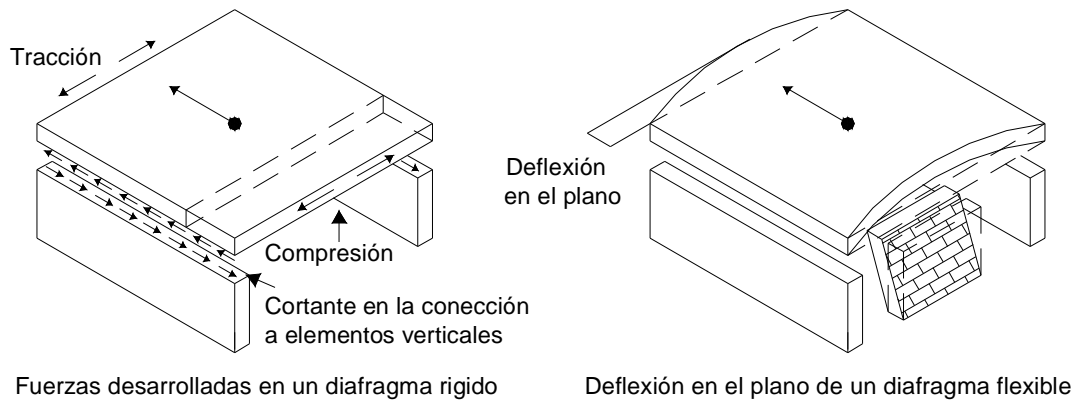
Investigaciones indican un mayor aporte del acoplamiento en el momento interno total para casos de edificios de mediana altura que para los de baja, en donde su aporte en la práctica suele despreciarse [12].

4.1.3.2 Diafragma de piso

La función principal de los diafragmas es asegurar una interacción eficiente de todos los muros estructurales de mampostería bajo las acciones sísmicas horizontales en un edificación de esta tipología. Se encuentran en general 2 tipos de diafragmas de entrepiso, como se muestra en la figura 39. El primer tipo aparece en cualquier nivel donde el sistema de piso, puede suponerse rígido en su propio plano, además, se debe disponer de rigidez y resistencia para que actúe como una unidad, y sus propiedades de masa y rigidez se puedan concentrar en el centro de masa y en el centro de rigidez. El segundo tipo, se supone flexible, cuando la máxima deflexión horizontal dentro del diafragma, al verse sometido a las fuerzas sísmicas, es más de 2 veces el promedio de sus deflexiones horizontales.

El comportamiento de los diafragmas rígidos implica deformaciones laterales uniformes. Adicionalmente, la distribución de fuerzas laterales se hará de acuerdo a la rigidez de los elementos verticales (en este caso muros de mampostería), como se muestra en la figura 39.

Figura 39. Comportamiento de diafragmas rígidos y flexibles.



La relación largo-ancho es trascendental en un diafragma rígido. Por tratarse de un trabajo a flexión de este tipo de elementos, mientras mayor sea la relación largo-ancho del diafragma, mayores pueden ser sus deformaciones laterales. En general, los diafragmas con relaciones de aspecto iguales e inferiores a 5 pueden considerarse rígidos, [8].

Las aberturas de gran tamaño en el diafragma para efectos de iluminación, ventilación y relación visual entre los pisos, ocasionan la aparición de zonas flexibles dentro del diafragma, las cuales impiden el ensamblaje rígido de las estructuras verticales.

4.1.4 Determinación de fuerzas en los muros estructurales

Para determinar las solicitaciones de los elementos estructurales de una edificación con muros de mampostería, se deben hacer algunas hipótesis que simplifiquen el análisis. Estas hipótesis están contempladas en la NSR-98 y algunas especificaciones relacionadas.

Las fuerzas y momentos internos en los muros se hará, en general, por medio de un análisis elástico de primer orden. En la determinación de las propiedades elásticas (como se muestra en 4.2.2) de los muros deberá considerarse que la mampostería no resiste tracciones en dirección normal a las juntas.

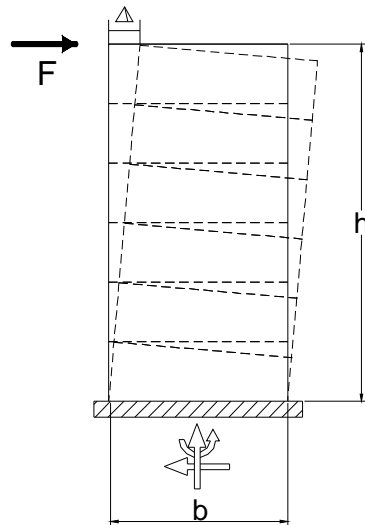
4.1.4.1 Hipótesis para el análisis

§ Voladizos empotrados en la base.

Según la NSR-98 en el numeral D.1.4.2, permite utilizar para el análisis estructural el modelo simplificado de muros en voladizo empotrados en la base y arriostrados lateralmente por los diafragmas de piso.

Para analizar el comportamiento estructural de estos muros tenemos la figura 40, la cual muestra un muro en voladizo sometido a una fuerza horizontal en su extremo. Además, se muestran las reacciones y deflexiones que se producen.

Figura 40. Muro de mampostería estructural en voladizo.



Fuente: Autor.

Por estática se deduce que la deflexión total es la combinación de una deflexión por flexión más una deflexión por cortante.

$$\Delta = \Delta_{flexión} + \Delta_{cortante}$$

$$\Delta_{flexión} = \frac{Fh^3}{3EI}$$

$$\Delta_{cortante} = \frac{1.2Fh}{AG}$$

Si $F = K \Delta$

Entonces la rigidez para un muro de cualquier sección transversal es; si $F = 1$:

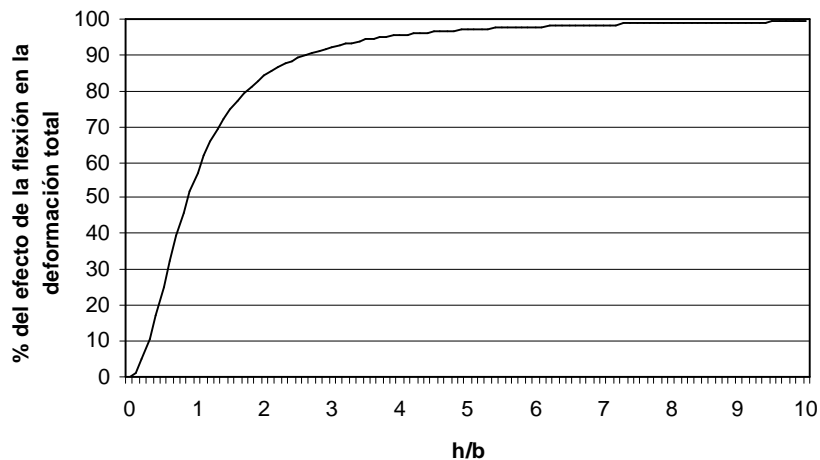
$$K = \frac{1}{\frac{h^3}{3EI} + \frac{1.2h}{AG}} \quad (4.4)$$

Si se supone una sección transversal rectangular de espesor t y altura h , además se reemplaza G por el 40% E , [14]. Se tiene la siguiente expresión:

$$K = \frac{Et}{4\left(\frac{h}{b}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{b}\right)} \quad (4.5)$$

Si compara esta rigidez total con la rigidez por flexión, se obtiene la figura 41.

Figura 41. Porcentaje de la deflexión por flexión en la deflexión total, en función de h/b .



Fuente: Autor.

Como se observa en la figura 41, la deformación por corte tiene importancia solamente en muros en los cuales la relación h/b es cercana a 1 ó de todos modos menor que 2, es decir en edificaciones de uno y dos pisos o en los primeros pisos de edificaciones de mayor número de pisos. Por lo tanto, en los muros de más de 2 pisos se puede aproximar el valor de la rigidez a la rigidez por flexión.

Además, los muros estructurales son elementos de gran rigidez para fuerzas en su plano o en un sentido (como se muestra anteriormente), y de baja rigidez y resistencia en el plano perpendicular, que sería el otro sentido. Por tal razón, toda

estructura conformada con muros de mampostería estructural debe tener componentes en las dos direcciones ortogonales principales de la edificación, mediante la disposición de muros en las direcciones apropiadas o por medio del uso de elementos compuestos cuya geometría en planta genere rigidez en dos direcciones principales. La rigidez en una dirección principal en planta, para cualquier piso de una edificación en mampostería con tres o más niveles, no puede ser inferior del 20% de la rigidez existente en la otra dirección ortogonal. En edificaciones de menos de tres niveles esta relación puede reducirse a 10%. Esto está contemplado en la NSR-98 en el numeral D.1.4.1.1.

Por otra parte, los muros en voladizo no resultan apropiados para los casos en donde los elementos de acoplamiento tengan, además de una gran rigidez axial, una rigidez a flexión significativa [12]. Esto es algo que la NSR-98 no especifica y en muchos casos no se chequea.

§ Losas rígidas en su plano.

Como se menciona en 4.1.3.2, se puede suponerse el diafragma rígido en su propio plano, además, se dispone de rigidez y resistencia para que actúe como una unidad, y sus propiedades de masa y rigidez se puedan concentrar en el centro de masa y en el centro de rigidez.

Pero, además, debe tenerse en cuenta el aumento en los cortantes sobre los muros de resistencia sísmica debida a la distribución, en planta, de la rigidez de los muros.

Para edificaciones a base de muros de mampostería, deben tener amarres continuos entre los diferentes elementos del diafragma con el fin de distribuir la fuerzas de anclaje; esto según el numeral A.3.6.8.3, de la NSR-98.

4.1.4.2 Análisis de fuerzas verticales

Para el análisis por fuerzas verticales se tomará en cuenta que en las juntas de los muros y los elementos de piso ocurren rotaciones locales debidas al aplastamiento

del mortero. Por tanto, para muros que soportan diafragmas rígidos, se supone que la junta tiene suficiente capacidad de rotación para que pueda considerarse que, para efectos de distribución de momentos en el nudo muro-losa, y los muros sólo quedan cargados axialmente.

Será admisible determinar las fuerzas verticales que actúan sobre cada muro mediante áreas aferentes.

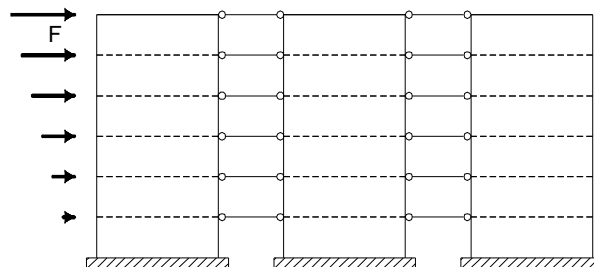
Para el diseño sólo se tomarán en cuenta los momentos flexionantes siguientes: Los resistidos por condiciones de estática y que no pueden ser redistribuidos por la rotación del nudo, como son los debidos a un voladizo que se empotre en el muro y los debidos a empujes de tierra, perpendiculares al plano del muro.

4.1.4.3 Análisis de fuerzas horizontales

Para el análisis por fuerzas horizontales se tomará una distribución de acuerdo con la respectiva rigidez de cada muro y en los dos sentidos ortogonales de la estructura. Esta distribución es válida siempre y cuando el diafragma respectivo es capaz de efectuar tal distribución, esto se logra, sólo si, el diafragma es rígido (como se muestra en 4.1.4.1).

Para la distribución de cortante en el plano paralelo al muro, se puede entonces efectuar de la siguiente forma.

Figura 42. Muros independientes en voladizo o muros con acoplamiento $A < 1/3$.



Fuente: Autor.

El análisis aproximado para determinar el cortante en una serie de muros, como se muestra en figura 42, es basado en la suposición de que los muros se unen al suelo por un diafragma infinitamente rígido. Por consiguiente, los muros mostrados, tomarán un cortante de piso, V_i , como se muestra en la expresión siguiente:

$$V_i = \frac{K_i}{\sum K_i} V \quad \text{ó} \quad M_i = \frac{K_i}{\sum K_i} M \quad (4.6)$$

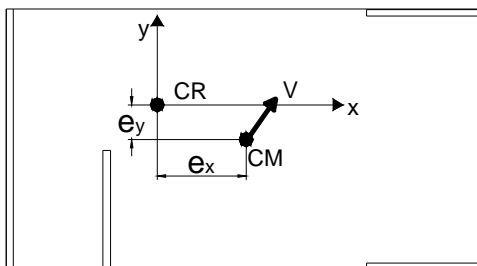
El cortante en cada muro es proporcional a la rigidez de cada uno, y inversamente proporcional a la sumatoria de las rigideces de los muros. Por otra parte, la rigidez de los muros rectangulares con respecto a su eje débil, es tan pequeño que generalmente se puede ignorar.

El cortante, V_i , aplicado en cualquier muro y a una distancia del centro de masa, es como, casi siempre se calcula.

El centro de masa es el punto (en planta) o el eje (en altura), donde se puede concentrar toda la carga vertical y horizontal. Normalmente coincide con el centro geométrico. Y el centro de rigidez es el punto (en planta) o el eje (en altura), donde se puede concentrar toda la rigidez de la estructura.

Cuando el centro de rigidez y el centro de masa no coinciden, la fuerza cortante de cada piso, produce un momento de torsión alrededor del eje de rotación de la estructura.

Figura 43. Centros de masa y rigidez para una edificación en mampostería.



Para el caso general, mostrado en figura 43, la fuerza cortante en cada muro, está dado por:

$$V_{ix} = \frac{K_{iy}}{\sum K_{iy}} V_x + \frac{y_i K_{iy}}{\sum (x_i^2 K_{ix} + x_y^2 K_{iy})} (V_x e_y - V_y e_x) \quad (4.7)$$

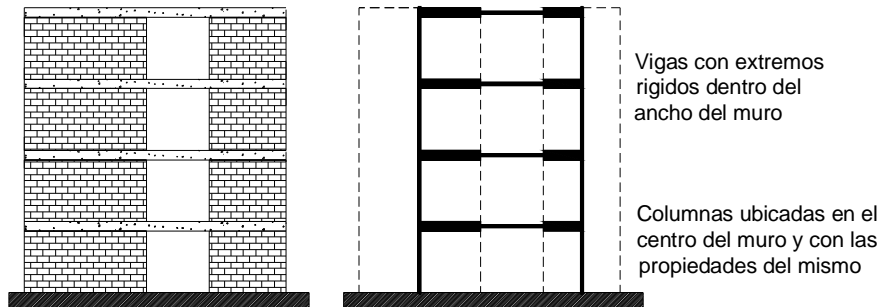
$$V_{iy} = \frac{K_{ix}}{\sum K_{ix}} V_y + \frac{x_i K_{ix}}{\sum (x_i^2 K_{ix} + x_y^2 K_{iy})} (V_x e_y - V_y e_x) \quad (4.8)$$

Donde $(V_x e_y - V_y e_x)$ es el momento del torsional del cortante de piso, V , sobre CR; $\sum (x_i^2 K_{ix} + x_y^2 K_{iy})$ es la rigidez rotacional del sistema de muros, e_x y e_y son excentricidades medidas del centro de rigidez (CR) al centro de masa del piso (CM), [8]. El valor de e_y en figura 43, es negativo.

Alternativamente, un análisis más exacto puede usarse técnicas de computadora establecidas. Otra metodología de análisis de cargas que se puede utilizar en la determinación de fuerzas cortantes en las edificaciones de muros de mampostería, la presenta las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería mexicanas, [13]. Esta norma propone que en estructuras de mampostería confinada o mampostería reforzada, los muros y segmentos sin aberturas se pueden modelar como columnas anchas, como se muestra en la figura 44, con momentos de inercia y áreas de cortante iguales a las del muro o segmento real. En muros largos, como aquellos con columnas y vigas intermedias, se deberá evaluar el comportamiento esperado para decidir si, para fines de análisis, el muro se divide en segmentos, a cada uno de los cuales se les asignará el momento de inercia y el área de cortante correspondiente.

Las columnas anchas estarán acopladas por vigas con el momento de inercia de la losa en un ancho equivalente, al cual deberá sumarse el momento de inercia de dinteles, como se muestra en la figura 45.

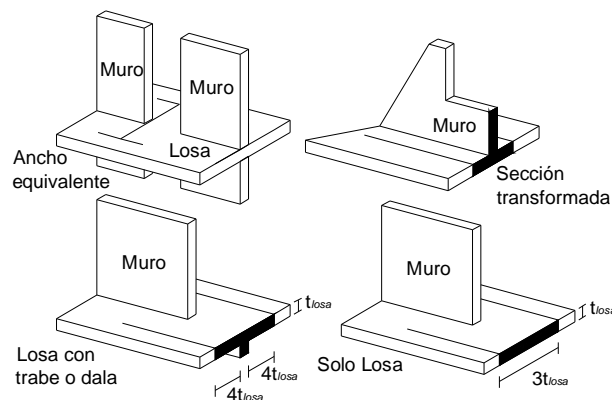
Figura 44. Modelo de columna ancha, según normas mexicanas de diseño de mampostería.



Fuente: Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería México.

Para estimar la rigidez a flexión en losas, con o sin pretiles, se considerará un ancho de cuatro veces el espesor de la losa a cada lado de la trabe o dala, o de tres veces el espesor de la losa cuando no se tiene trabe o dala, o cuando la dala está incluida en el espesor de la losa, figura 45.

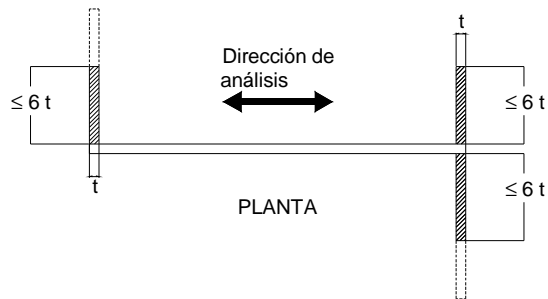
Figura 45. Ancho equivalente en losa.



Fuente: Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería México.

En los análisis a base de marcos planos, para estimar la rigidez a flexión de muros con patines, se considerará un ancho del patín a compresión a cada lado del alma que no exceda de seis veces el espesor del patín, como se muestra en la figura 46.

Figura 46. Ancho efectivo del patín a compresión del muro.



Fuente: Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería México.

Para el caso de muros que contengan aberturas, éstos podrán modelarse como columnas anchas equivalentes, solamente si el patrón de aberturas es regular en elevación, figura 44, en cuyo caso los segmentos sólidos del muro se modelarán como columnas anchas y éstas se acoplarán por vigas conforme se establece anteriormente. Si la distribución de aberturas es irregular o compleja en elevación, deberán emplearse métodos más refinados para el modelado de dichos muros.

Para la distribución de cortante en el plano perpendicular al muro, se puede efectuar como lo establece la NSR-98 en el numeral A.3.6.10. Este numeral establece que para muros estructurales de mampostería, exteriores o interiores, deben amarrarse a los diagramas o cubiertas que les provean apoyo lateral, por medio de anclajes diseñados para resistir una fuerza horizontal que actúa perpendicularmente al plano del muro. Dicha fuerza debe ser igual a A_a veces la masa del muro, pero no menor que el 10% de la masa de dicho muro por la gravedad.

4.2 ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

La mampostería se ha quedado detrás de otros materiales en la determinación de una resistencia representativa, o del acercamiento al diseño de estados límites; y todavía es prácticamente diseñada por métodos de esfuerzos de trabajo para cargas de servicio. La razón por la que muchos diseñadores no se han cambiado al

diseño de estado límite, parece ser en la creencia dudosa de que el comportamiento de las estructuras de mampostería se puede predecir con mayor precisión en los niveles de la carga de servicio y no en los niveles últimos. Hay, en efecto, poca evidencia para apoyar esta creencia. Además, la hipótesis de que las secciones planas permanecer planas, puede ser inválida en muchos casos. El comportamiento de la resistencia última es, sin embargo, algo insensible a estos aspectos, así que a los momentos en los últimos esfuerzos puede ser predicho con exactitud comparativa.

Por otra parte, en estos momentos se cuenta con información adecuada que prueba particularmente que para la mampostería reforzada, se puede apoyar en el uso de los métodos de estado límite desarrollados para el concreto.

4.2.1 Hipótesis de diseño

§ Equilibrio de las fuerzas y compatibilidad de las deformaciones.

En el cálculo de la resistencia de un muro de mampostería o de una sección transversal en mampostería, mediante el método del estado límite de resistencia, se exige que se satisfagan dos condiciones básicas: primero un equilibrio estático y segundo la compatibilidad de las deformaciones.

La primera condición exige que las fuerzas de compresión y tracción que actúan en la sección transversal para la resistencia última, estén en equilibrio; mientras que la segunda condición exige que también se satisfaga la compatibilidad entre las deformaciones de la mampostería y del acero de refuerzo bajo condiciones últimas.

El término último, es muy utilizado en relación con el método del estado límite de resistencia. Pero es necesario tener en cuenta que la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos de la norma NSR-98, puede no necesariamente ser el valor último real. Dentro de las hipótesis de diseño permitidas, se desprecian algunas de las propiedades de los materiales y se establecen otros límites conservadores para utilizar en el diseño práctico. Esto contribuye a la posibilidad de

que la resistencia última sea menor que la obtenida mediante ensayos (o resistencia última real). La resistencia nominal calculada se debería considerar exclusivamente como una resistencia definida por la norma. En consecuencia, al definir la resistencia calculada de un muro no se utiliza el término último, sino que se usa el término nominal.

§ En el diseño de muros de mampostería se deberá despreciar la resistencia a la tracción de la mampostería.

La resistencia a la tracción de la mampostería solicitada a flexión-compresión, conocida como módulo de rotura, es una propiedad más variable que la resistencia a la compresión. Esta resistencia a la tracción de la mampostería solicitada a flexión se desprecia en el diseño por estado límite de resistencia. Se debe tener en cuenta que la resistencia de la mampostería solicitada a tracción es importante desde el punto de vista de fisuras.

§ Las deformaciones específicas en el acero de refuerzo y en la mampostería se deben suponer directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

En otras palabras, se asume que las secciones planas normales al eje de flexión permanecen planas luego de la flexión. Numerosos estudios han confirmado que las deformaciones específicas de una sección transversal en mampostería responden a una distribución esencialmente lineal en altura, aún cerca de su resistencia última. Para el acero de refuerzo, esta hipótesis ha sido verificada mediante numerosos ensayos de elementos comprimidos con carga excéntrica y elementos solicitados exclusivamente a flexión. Esta hipótesis es válida para todo el rango de cargas, desde carga nula hasta la carga última. Esta hipótesis se puede observar en la figura 47.

§ La esfuerzo en el acero de refuerzo f_s por debajo del esfuerzo de fluencia f_y se tomará como E_s por la deformación específica del acero de refuerzo ϵ_s . Para deformaciones específicas mayores que f_y/E_s , el esfuerzo en el acero de refuerzo se considerará independiente de la deformación e igual a f_y .

Es razonable suponer que para esfuerzos en el acero de refuerzo, por debajo del esfuerzo de fluencia, es proporcional a la deformación específica. Para el diseño práctico, en los cálculos de resistencia se desprecia el aumento de la resistencia debido al efecto de endurecimiento por deformación del refuerzo.

La fuerza desarrollada en el refuerzo de tracción o de compresión es función de la deformación específica en el refuerzo ϵ_s , y se puede calcular de la siguiente manera:

Cuando $e_s \leq e_y$ (deformación de fluencia):

$$f_s = E_s \epsilon_s$$

$$A_s f_y = A_s E_s \epsilon_s$$

Cuando $e_s \geq e_y$:

$$f_s = E_s \epsilon_s = f_y$$

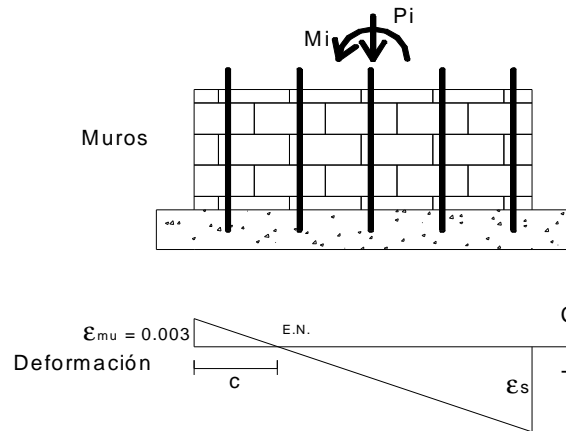
$$A_s f_y = A_s f_y$$

Siendo ϵ_s el valor del diagrama de deformación correspondiente a la ubicación del refuerzo. Para el diseño, el módulo de elasticidad del acero de refuerzo, E_s , se toma como 200.000 MPa.

§ La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra comprimida extrema de la mampostería se asumirá igual a $\epsilon_{mu} = 0,003$, como se muestra en la figura 47.

La máxima deformación unitaria de la mampostería varía entre 0,003 y valores de hasta 0,004. Sin embargo, para los casos prácticos la máxima deformación específica es de 0,003 a 0,0035. Aunque la máxima deformación disminuye a medida que aumenta la resistencia a la compresión de la mampostería, el valor 0,003 permitido para el diseño es razonablemente conservador. En algunos países las normas especifican para el diseño un valor de 0,0035; lo cual representa una diferencia muy pequeña en cuanto a la resistencia calculada de un elemento de mampostería.

Figura 47. Linealidad de las deformaciones con respecto al eje neutro y la máxima deformación de la mampostería $\epsilon_{mu} = 0.003$.

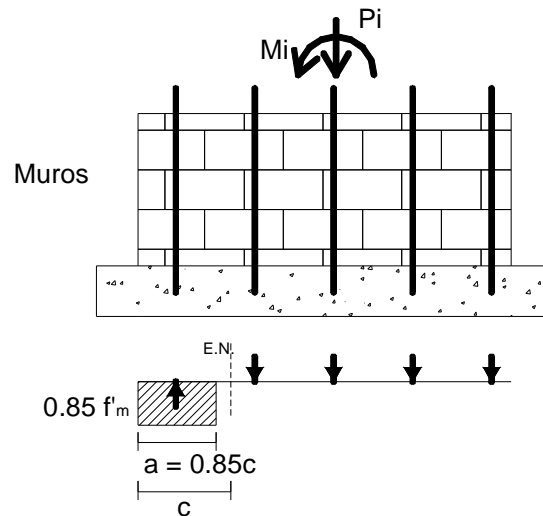


§ Los requisitos de D.5.1.6.6 se pueden considerar satisfechos con una distribución rectangular de esfuerzos equivalente en la mampostería definido de la siguiente manera:

Se asumirá una esfuerzo en la mampostería de $0,85f'_m$ uniformemente distribuida en una zona de compresión equivalente limitada por los bordes de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro ubicada a una distancia $a = 0.85c$ a partir de la fibra con máxima deformación específica de compresión. La distancia c entre la fibra con máxima deformación específica de compresión y el eje neutro se deberá medir en dirección perpendicular a dicho eje. Una representación de lo dicho anteriormente queda reflejada con la figura 48.

La norma colombiana, NSR-98 permite usar una distribución rectangular de esfuerzos de compresión en reemplazo de las otras distribuciones de esfuerzos más exactas. Usando la distribución rectangular de esfuerzo equivalente y asumiendo que el refuerzo entra en fluencia antes del aplastamiento de la mampostería, la resistencia nominal al momento M_n se puede calcular en base a la condición de equilibrio de fuerzas y momentos.

Figura 48. Distribución rectangular de esfuerzos equivalente en la mampostería y la distancia de aplicación.



4.2.2 Características mecánicas para el análisis y diseño de la mampostería

4.2.2.1 Determinación de la resistencia a la compresión de la mampostería f'_m

El valor especificado para la resistencia a compresión de la mampostería f'_m se puede determinar, según la NSR-98, de tres formas diferentes.

La primera es mediante la determinación estadística de f'_m : Este método se puede hacer, sólo si, se cuenta con registros históricos confiables y suficientes de resultados de ensayos de muestra de muretes de construcciones anteriores realizadas con los materiales especificados para la obra, llevados a cabo con similares procedimientos técnicos y de supervisión, en caso de que el coeficiente de variación de los resultados sea inferior o igual al 30%, se permite seleccionar el valor de f'_m con base en estos registros, según el número de ensayos registrados y de acuerdo con:

- § Más de 30 ensayos históricos: cuando el número de resultados de ensayos de muestras registradas, sea superior o igual a 30, se puede seleccionar f'_m como del 75% el valor promedio de los resultados del registro.

- § Entre 10 y 30 ensayos históricos: cuando el número de resultados de ensayos de muestras registradas sea de 10 a 30, se puede seleccionar f'_m como el 70% del valor promedio de los resultados del registro.
- § Menos de 10 ensayos históricos: no se puede utilizar los registros históricos para la selección de f'_m .

El segundo es mediante determinación experimental sobre muretes de prueba: la resistencia especificada a la compresión de la mampostería f'_m , se puede determinar experimentalmente para los mismos materiales que se va a emplear, realizando ensayos sobre muretes preliminares a la obra. Los muretes deben elaborarse con los mismos materiales y bajo las mismas condiciones que la estructura. El contenido de humedad de los materiales debe ser el mismo que se tiene en la estructura en el momento de construirse. La calidad de la mano de obra debe ser la misma en la construcción.

Si se exceptúa el número de muretes por muestra, los cuales deben ser los indicados a continuación:

- § Más de 30 ensayos previos a la obra: cuando el número de muretes ensayados sea superior o igual a 30, f'_m se puede tomar como el 85% del valor promedio de los ensayos.
- § Entre 10 y 30 ensayos previos a la obra: cuando el número de muretes ensayados sea superior a 10 e inferior a 30, f'_m se puede tomar como el 80% del valor promedio de los ensayos.
- § Menos de 10 ensayos previos a la obra: cuando el número de muretes ensayados sea inferior a 10, pero no menor de 3, f'_m se puede tomar como el 75% del valor promedio de los ensayos.

El valor de f'_m para una muestra debe ser el promedio obtenido del ensayo de 3 muretes de igual procedencia, pero no debe ser mayor del 125% del menor valor obtenido en los ensayos, según NSR-98 numeral D.3.7.2.2.

El valor de cada ensayo se obtiene de dividir la carga última por el área neta de la mampostería que tiene el murete ensayado. Los muretes deben tener un mínimo de 30 cm. de altura y una relación altura–ancho mayor en 1.5 y menor de 5. Los muretes de mampostería de bloque de perforación vertical deben tener al menos el largo de una pieza completa. Los muretes de otro tipo deben tener al menos 10 cm. de largo. El ancho y el tipo de construcción deben ser representativos del tipo de mampostería que se va a utilizar en la construcción. Las celdas de la mampostería de bloque de perforación vertical no deben llenarse a menos que se trate de mampostería totalmente inyectada.

El valor de f'_m debe corregirse multiplicándolo por el factor de corrección por esbeltez del murete dado en la tabla siguiente:

Tabla 16. Factor de corrección por esbeltez para f'_m .

Relación altura/espesor del Murete	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
Factor de corrección	0.86	1.0	1.04	1.07	1.15	1.22

Fuente: Norma de Diseño NSR-98.

El tercero está basado en la calidad de los materiales: cuando f'_m no se seleccione mediante ensayos de muretes preliminares o históricos, su valor puede determinarse con base en una correlación apropiada de la calidad de los materiales empleados. En ausencia de tal correlación, el valor de f'_m se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$R_m = \left(\frac{2h}{75 + 3h} \right) f'_{cu} + \left(\frac{50k_p}{75 + 3h} \right) f'_{cp} \leq 0.8 f'_{cu} \quad (4.9)$$

$$f'_m = 0.75R_m \quad (4.10)$$

La norma para mampostería estructural de la Republica del Salvador [11], en una de sus recomendaciones, para determinar la resistencia a la compresión de la mampostería estimada en base a la resistencia de las unidades individuales, como se muestra en la siguiente expresión:

$$f'_m = 0.6f'_{cu} \quad (4.11)$$

Esta expresión concuerda con la norma NSR-98, ya que si el valor de R_m es mayor que el 80% de la resistencia a la compresión de las unidades de mampostería, como se muestra en 4.9; se tomará este valor como R_m . Si se reemplaza R_m en 4.10, el valor de f'_m es entonces igual a $0.6f'_{cu}$. Además, este valor esta relacionado con el máximo valor que puede llegar a tener el esfuerzo promedio, f'_m , que es aproximadamente el 67% de la resistencia a la compresión de la unidad f'_{cu} (como se muestra 3.4.1, específicamente en la figura 20) y siendo un poco conservador.

Cuando la mampostería es de cavidad reforzada o de perforación vertical inyectada con mortero de relleno, el valor de f'_m , es igual a:

$$f'_m = 0.75[rR_m + 0.9(1-r)f'_{cr}] \leq 0.94R_m \quad (4.12)$$

La resistencia a la compresión del mortero de relleno debe estar entre 1.2 y 1.5 veces la resistencia a la compresión de la mampostería; pero, no puede ser menor de 10 MPa a los 28 días.

4.2.2.2 Módulos de elasticidad y de cortante

Para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería se tomará el valor que especifica la NSR-98, en el numeral D.5.2.1:

$$E_m = 500f'_m \leq 10000MPa \quad (4.13)$$

Otras formas de determinar el módulo de elasticidad de la mampostería es por medio de ensayos de laboratorio tomando la secante desde $0.05f'_m$ hasta $0.33f'_m$, (como se especifica en 3.4.3) o registros históricos determinados experimentalmente.

La Norma Mexicana [13], establece dos módulos de elasticidad, uno para cargas de corta duración y otro para cargas sostenidas.

Para obtener el módulo de elasticidad para cargas sostenidas se deberán considerar las deformaciones diferidas debidas al flujo plástico de las unidades y el mortero principalmente (como se menciona en 3.2.2).

$E_m = 600 f'_m$ para cargas de corta duración .

$E_m = 350 f'_m$ para cargas sostenidas.

El módulo de cortante que recomiendan, todas las normas de diseño de muros de mampostería, está dado por el 40% del módulo de elasticidad de la mampostería. Como se muestra a continuación.

$$G_m = 0.4E_m \tag{4.14}$$

4.2.3 Resistencia de diseño

El método de diseño de estado límite, requiere que en cualquier sección la resistencia de diseño de un elemento sea mayor o igual que la resistencia requerida calculada mediante las combinaciones de cargas mayoradas especificadas por la norma NSR-98. De forma generalizada,

Resistencia Requerida (U) \leq Resistencia de Diseño = ϕ x Resistencia Nominal

Los coeficientes de reducción de resistencia, ϕ , deben ser los siguientes según la NSR-98 en el numeral D.5.1.5.

4.2.3.1 Valor de f para fuerzas horizontales perpendiculares al plano del muro

En el diseño de muros de mampostería estructural para efectos causados por fuerzas horizontales perpendiculares al plano del muro, deben emplearse los siguientes coeficientes de reducción de resistencia, [14]:

§ Flexión y flexo-compresión	$\phi = 0.80$
§ Cortante	$\phi = 0.60$

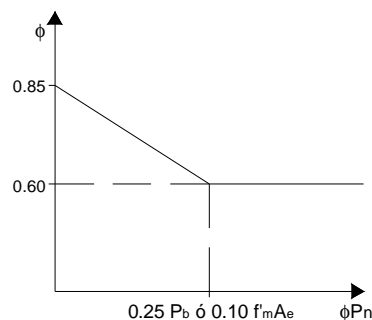
4.2.3.2 Valores de f para fuerzas horizontales paralelas al plano del muro

En el diseño de muros de mampostería estructural para efectos causados por fuerzas horizontales paralelas al plano del muro, deben emplearse los siguientes coeficientes de reducción de resistencia, [14]:

§ Flexión	$\phi = 0.85$
§ Compresión y flexo-compresión y cortante	$\phi = 0.60$

El valor de ϕ para compresión y flexo-compresión puede aumentar en el caso de muros con refuerzo simétrico en los cuales el valor de f_y no exceda 420 MPa. El incremento es lineal hasta un máximo de $\phi = 0.85$ en medida que ϕP_n disminuye desde $0.10 f'_m A_e$ ó $0.25 P_b$ hasta cero, esto se muestra en la figura 49.

Figura 49. Aumento lineal de ϕ para compresión y flexo-compresión.



Fuente: Autor.

La carga axial nominal balanceada, P_b , se puede calcular de la siguiente forma:

$$a_b = 0.85d \frac{e_{mu}}{e_{mu} + \frac{f_y}{E_s}} \quad (4.15)$$

$$P_b = 0.85 f'_m b a_b \quad (4.16)$$

4.2.4 Resistencia para carga axial de compresión

La máxima resistencia axial teórica del muro sometido a carga axial sin excentricidad, P_o , que define la NSR-98, se obtiene por medio de la expresión 4.17. Si la mampostería está reforzada, al valor de P_o debe restársele la porción de resistencia debida a la mampostería del área ocupada por el acero, y sumársele la resistencia aportada por el acero.

$$P_o = 0.85 f'_m (A_e - A_{st}) + A_{st} F_y \leq f'_m A_e \quad (4.17)$$

De acuerdo con la NSR-98, P_o no puede exceder la resistencia aportada por la mampostería sola, es decir, $f'_m A_e$. Sin embargo, P_o debe reducirse en función de la esbeltez del elemento a compresión, para tener en cuenta el pandeo. El factor de reducción por pandeo es:

$$R_e = 1 - \left(\frac{h'}{40t} \right)^3 \quad (4.18)$$

La altura efectiva h' , según la NSR-98, par el calculo de coeficiente de reducción por pandeo debe ser:

- § Para elementos soportados lateralmente arriba y abajo en la dirección considerada, como la distancia libre entre apoyos.
- § Para elementos no soportados en un extremos en la dirección considerada, la altura efectiva será en doble da la dimensión mediada entre apoyos.

§ Cuando se justifique apropiadamente, se puede utilizar como altura efectiva una dimensión menor a la distancia libre entre apoyos.

Pero se debe chequear que la relación entre la altura efectiva y el espesor efectivo no sea mayor que 25.

La NSR-98, define P_n , como el 80 % de P_o , de manera que:

$$P_n = 0.80P_o R_e \quad (4.19)$$

El valor de la máxima resistencia de diseño para carga axial de compresión P_u , sin excentricidad y teniendo en cuenta los efectos de esbeltez, está dada por la NSR-98 en el numeral D.5.5.4, y se expresa a continuación.

$$P_u \leq \phi P_n = \phi 0.80P_o R_e \quad (4.20)$$

El área efectiva A_e , debe ser la suma del área mínima de contacto entre el mortero de pega y la unidad de mampostería y el área inyectada. Cuando la junta de mortero sea ranurada, el área efectiva debe reducirse proporcionalmente. En la mampostería confinada incluye el área de los elementos de confinamiento.

4.2.5 Diseño de muros en la dirección perpendicular a su plano

Los requisitos que se detallan a continuación se emplean para el diseño por el método del estado límite de resistencia, de muros de mampostería estructural de unidades de perforación vertical y de cavidad reforzada para el efecto de las cargas horizontales perpendiculares al plano del muro, además de las fuerzas verticales que actúan sobre el muro. Estos requisitos se encuentran contemplados en D.5.7 de la NSR-98.

4.2.5.1 Resistencia a flexión y carga axial

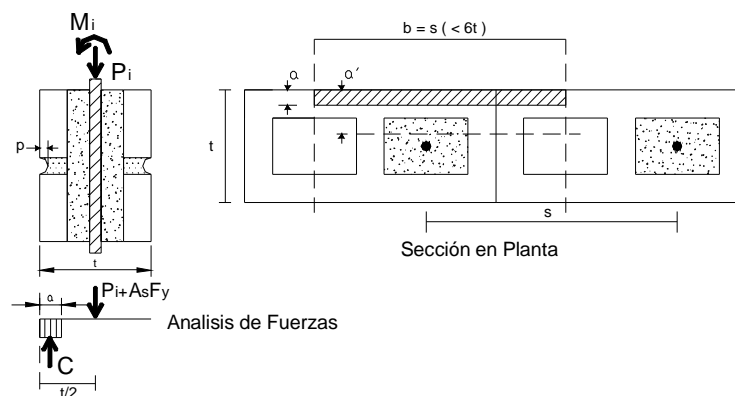
La figura 50, ilustra los procedimientos para el análisis y diseño de un muro de mampostería sujeto a flexión perpendicular a su plano. Una pregunta que surge para el análisis es: cuál es el ancho efectivo b del muro que actúa en compresión para balancear la fuerza de tracción de cada barra.

Según D.5.4.4.1 de la NSR-98, define al ancho efectivo b para efectos de diseñar la sección, cuando la dirección de las fuerzas horizontales es perpendicular al plano del muro, e inducen flexión o flexo-compresión con respecto a un eje paralelo al muro, como la mayor entre 6 veces el ancho nominal del muro y la distancia centro a centro entre refuerzos verticales, esto para aparejo trabado. En la mampostería con todas sus celdas inyectadas, la sección se considera sólida y no hay necesidad de aplicar las reducciones indicadas anteriormente.

En pocas palabras, el ancho efectivo b se tomará igual a los espaciamientos de las barras si $6t > s$. Y cuando $s > 6t$, se deben asumir que $b = 6t$.

Para el análisis se asumirá la teoría de la resistencia a la flexión perpendicular al plano. Es decir, asumiendo una falla de tracción.

Figura 50. Análisis y diseño de la sección sujeta a flexión perpendicular al plano del muro.



Fuente: Seismic Design of Reinforced concrete and Masonry Buildings.

La profundidad de la zona a compresión a en la mampostería se asumirá igual:

$$a = \frac{P_u + A_s F_y}{0.85 f'_m b} \quad (4.21)$$

Esta ecuación esta representada en la NSR-98 como la ecuación D.5-20. Entonces el momento que soporta muro para la sección anterior es:

$$M_n = (P_u + A_s F_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (4.22)$$

Donde d es igual a:

$$d = \frac{t}{2} - p \quad (4.23)$$

Donde p , es la profundidad de empalmes de la junta de mortero, esta se muestra en la figura. A excepción de empalmes profundo o rastrillados ($p > 3$ mm), es normal aproximar el valor de la profundidad p , a cero, en la ecuación 4.23.

En la mayoría los casos la profundidad a , sobrepasa enteramente al espesor de las paredes exteriores de la unidad. Para muros de mampostería inyectados, y con una alta cuantía o carga axial alta, es posible que se presente este caso y el valor de a es igual a a' como se muestra en la figura; y la ecuación 4.20 no se aplicará.

Es por esto que la norma NSR-98 define el parámetro para la carga axial, que actúa simultáneamente al momento M_i . El parámetro que define la metodología para el análisis a flexión perpendicular al plano del muro, es el 10% de la carga axial que idealmente puede soportar un muro de mampostería.

Entonces, el primer caso es cuando la carga axial P_u , es menor que $0.1 f'_m A_e$. En este caso, el momento de diseño solicitado, M_u , debe cumplir la condición siguiente:

$$M_u \leq \phi R_e M_n \quad (4.24)$$

Donde R_e esta dado por la ecuación 4.18 y M_n por la ecuación 4.23. El diseño perpendicular al plano del muro se puede hacer despejando A_s . Si la junta de mortero no esta ranurada, el valor de d se puede aproximar a $t/2$.

$$\frac{M_u}{\phi R_e} = (A_s f_y + P_u) \left(\frac{t}{2} - \frac{A_s f_y + P_u}{0.85 f'_m b} \right) \quad (4.25)$$

En este caso se debe chequear que la cuantía de refuerzo a flexión $\rho = A_s/(bd)$ no exceda el 50% de la cuantía balanceada ρ_b .

El segundo caso, es cuando la carga axial P_u , es mayor que $0.1 f'_m A_e$. En este caso, se debe cumplir que la relación de esbeltez del muro h'/t no sea mayor de 30; entonces el momento de diseño solicitado, M_u , debe cumplir la condición siguiente:

$$M_u \leq \phi R_e M_n \quad (4.26)$$

Pero en este caso el valor de M_n no se obtiene de la ecuación 4.23, sino de la interacción entre el momento y la carga axial. Este procedimiento se explicara más adelante.

4.2.6 Diseño de muros en la dirección paralela a su plano

Los requisitos que se detallan a continuación se emplean para el diseño por el método del estado límite de resistencia, de muros de mampostería estructural de unidades de perforación vertical y de cavidad reforzada para el efecto de las cargas horizontales paralelas al plano del muro, además de las fuerzas verticales que actúan sobre el muro. Estos requisitos se encuentran contemplados en D.5.8 de la NSR-98.

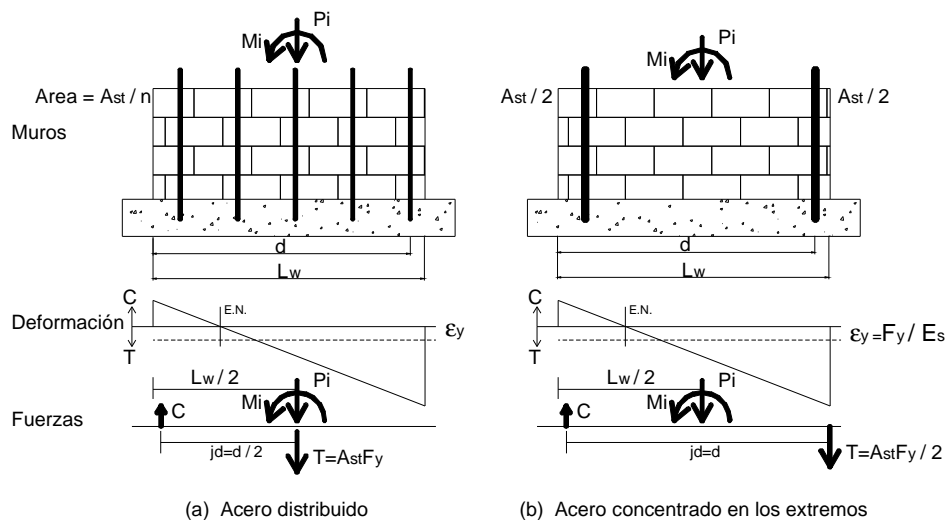
4.2.6.1 Distribución del acero de refuerzo en los muros de mampostería

Para determinar el efecto de la distribución del acero de refuerzo en la capacidad a flexión de los muros de mampostería, se recurre a la teoría elástica para analizar el comportamiento de éstos.

La figura 51, muestra dos muros de dimensiones idénticas y que soportan la misma carga axial; reforzados con la misma cantidad total de acero refuerzo, A_{st} . En la parte (a) de la figura 51, este refuerzo se distribuye uniformemente a lo largo de la longitud del muro, mientras que en (b), el refuerzo se concentra en dos paquetes de $A_{st}/2$, uno en cada extremo del muro. La teoría elástica indica que el arreglo mostrado en (b) es más eficiente, dando como resultado un momento permisible cerca del 33% más alto que para el refuerzo distribuido, como se muestra en (a).

Sin embargo, para los porcentajes de acero típicamente bajos y las cargas axiales bajas comunes en edificios de mampostería, la capacidad flexional es invariable a la distribución del acero de refuerzo.

Figura 51. Efecto de la distribución del acero de refuerzo en la capacidad de flexión de los muros de mampostería.



Fuente: Seismic Design of Reinforced concrete and Masonry Buildings.

Para el refuerzo uniformemente distribuido la profundidad pequeña del eje-neutral asegurará la producción extensible de todo el refuerzo vertical virtualmente. Con la notación mostrada en la figura 51, esto da lugar a un momento de flexión, descrito por la ecuación 4.27.

$$M_i = A_{st} F_y \frac{d}{2} + P_i \frac{l_w}{2} \quad (4.27)$$

Para el acero de refuerzo concentrado cerca de los extremos del muro, la fuerza de tracción, es $1/2 A_{st} f_y$, que es aproximadamente la mitad para el caso distribuido, pero dos veces la distancia de aplicación, así que la capacidad flexional sigue siendo efectivamente la misma.

Para los valores típicos de carga axial y del contenido de acero refuerzo, la diferencia de la capacidad última del momento de las dos alternativas, de la figura 51, será menos del 5% [8]. Como será mostrado a continuación, hay buenas razones de adoptar una distribución uniforme del acero de refuerzo, más bien, que de concentrar barras en los extremos de los muro.

Anteriormente, se estableció que la resistencia a la flexión en el plano paralelo de muro de mampostería era efectivamente independiente, de si el acero de refuerzo era concentrado en los extremos del muro, o si era, uniformemente distribuido a lo largo del muro. La distribución uniforme del acero de refuerzo es la mejor colocación del refuerzo. Las razones de concentrar el refuerzo en los extremos del muro causan problemas de enlace y anclaje debido al espacio limitado del mortero de relleno. Además incrementa la tendencia a agrietarse la zona de compresión de la mampostería como resultado de las barras de refuerzo que están en compresión, particularmente bajo la respuesta cíclica inelástica para esfuerzos sísmicos [8]. Si esto ocurre, la resistencia y la rigidez se degradan rápidamente, y si barras de refuerzo a flexión no es doblado correctamente en la base, se puede presentar un colapso total del muro.

El acero refuerzo distribuido, no esta sujeto a estas fallas para la misma sollicitación, y tiene la ventaja adicional de funcionamiento a cortante. Otra ventaja del acero distribuido, es que incrementa la magnitud de la carga axial de compresión que soporta el muro de mampostería.

4.2.6.2 Resistencia a flexión y carga axial

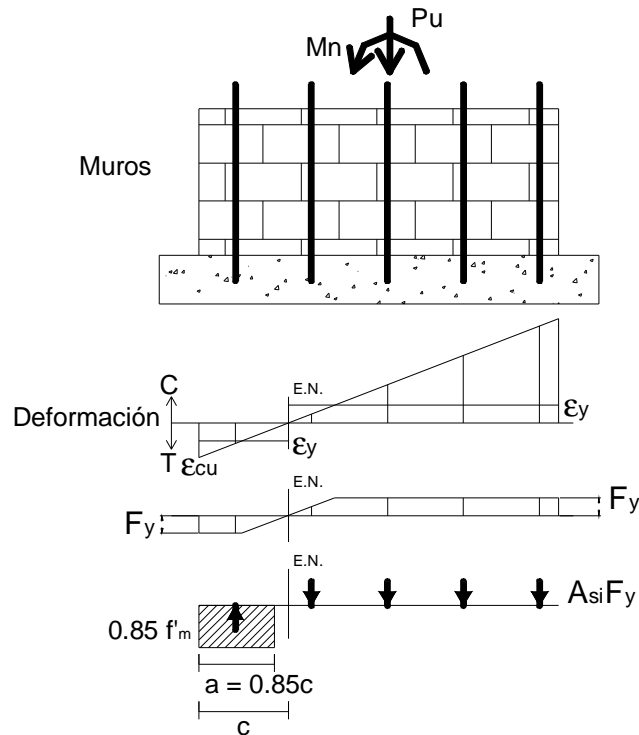
La resistencia de una sección transversal solicitada a una combinación de flexión y compresión debe satisfacer tanto la condición de equilibrio de fuerzas como la condición de compatibilidad de las deformaciones (descrito en 4.2.1). Luego la resistencia a la combinación de carga axial y momento (P_n, M_n) se multiplica por el factor de reducción de la resistencia ϕ que corresponda para determinar la resistencia de diseño ($\phi P_n, \phi M_n$) de la sección. La resistencia de diseño debe ser mayor o igual que la resistencia requerida:

$$(\phi P_n, \phi M_n) \geq (P_u, M_u) \quad (4.28)$$

Todos los elementos de mampostería solicitados a una combinación de flexión y carga axial se deben diseñar para satisfacer este requisito básico. Observar que la resistencia requerida (P_u, M_u) representa los efectos estructurales de las diferentes combinaciones de cargas que pueden solicitar una estructura.

Para determinar la resistencia a flexo-compresión de un muro de mampostería se expondrán varias metodologías. En la primera se tiene, la figura 52, que ilustra un procedimiento desarrollado por Paulay y Priestley [8] para obtener la fuerza flexión de un muro de mampostería rectangular con refuerzo distribuido. El muro contiene n barras de áreas iguales. Debido generalmente a la carga axial P_u y el porcentaje de refuerzo (cuantía) $\rho = A_{st}/(L_w t)$, la profundidad al eje neutro, será pequeño comparado con la longitud del muro.

Figura 52. Análisis de una sección de un muro de mampostería sujeta a flexo-compresión.



Fuente: Seismic Design of Reinforced concrete and Masonry Buildings.

Puesto que la deformación en compresión de la mampostería ϵ_{cu} , normalmente es mayor que la deformación en el acero de refuerzo ϵ_y , se puede asegurar que casi todo el acero de refuerzo está fluyendo. Pero además, se puede asumir, que todo el acero de refuerzo que está cerca del eje neutro, también está fluyendo. Esto es una aproximación justificable, ya que la influencia sobre el momento resistente total del muro, por la sobre estimación del esfuerzo en la barras cercanas al eje neutro será pequeño.

El análisis requiere de un procedimiento iterativo para encontrar la posición del eje neutro. En la referencia [8] se presenta unos pasos para determinar el momento que resiste un muro de mampostería.

1. El primer paso es asumir el valor de A_{si} , como la cuantía mínima por la sección bruta del muro. Luego se asume un valor para la profundidad del bloque a compresión de la mampostería.

$$a = \frac{P_u + 0.5 \sum_{i=1}^n A_{si} f_y}{0.85 f'_m t} \quad (4.29)$$

En esta estimación inicial se asume que el 75% del acero está a tracción y el 25% a compresión.

2. Se calcula la distancia al eje neutro desde la fibra a compresión más alejada como.

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{P_u + 0.5 \sum_{i=1}^n A_{si} f_y}{0.7225 f'_m t} \quad (4.30)$$

3. Se calcula la fuerza a compresión en la mampostería $C_m = 0.85 f'_m t a$.
4. Con el valor de c , se determinan cuales barras están en compresión y se determina la fuerza a compresión de éstas, como $C_s = \sum_{i=1}^j A_{si} f_y$.
5. Así desde las barras $j+1$ hasta la n , están en tracción. Por lo tanto, la fuerza de tracción del acero de refuerzo es, $T = \sum_{i=j+1}^n A_{si} f_y$.

6. Se debe chequear el equilibrio de las fuerzas así:

$$C_m + C_s - T = P_u \quad (4.31)$$

Si $C_m + C_s - T > P_u$, se debe reducir " a " en proporción.

Si $C_m + C_s - T < P_u$, se debe incrementar " a " en proporción.

7. Los pasos del 2 al 6 se repiten hasta que el acuerdo en la ecuación 4.29, este entre el 2% y 5% en tolerancia.
8. Se calcula el momento con respecto a las fuerzas de compresión y tracción. Esto se muestra con la siguiente ecuación:

$$M_u = f \left[C_m \left(c - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n |f_y A_{si} (c - x_i)| + P_u \left(\frac{l_w}{2} - c \right) \right] \quad (4.32)$$

Este procedimiento genera valores muy exactos. Por tanto la suposición de que el 75% y 25% del acero de refuerzo a tracción y compresión, son bastante acertadas para el diseño.

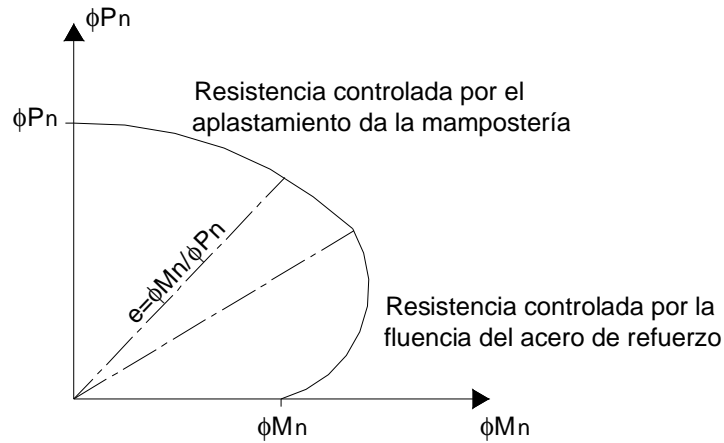
Otra metodología es hacer un diagrama de interacción de resistencias, graficando la resistencia a la carga axial de diseño ϕP_n en función de la correspondiente resistencia al momento de diseño ϕM_n ; este diagrama define la resistencia utilizable de la sección de mampostería para diferentes excentricidades de la carga.

El diagrama de interacción debe cumplir las hipótesis establecidas en 4.2.1. Además el acero de refuerzo se distribuye simétricamente en toda la sección.

Por otra parte, es sabido que para cada excentricidad, existe un solo par de valores de ϕP_n y de ϕM_n que se producen un estado inminente de falla. Este par de valores pueden dibujarse como un punto en un gráfico que relacione ϕP_n y ϕM_n , como se muestra en la figura 53.

Para generar esta gráfica, se deben hacer una serie de cálculos similares, cada uno correspondiente a una excentricidad diferente. En este diagrama cualquier línea radial representa una excentricidad particular $e = \phi M_n / \phi P_n$.

Figura 53. Diagrama de interacción.



Fuente: Autor.

Por ejemplo, cuando el valor $e=0$, el valor de ϕP_n es la capacidad del muro para compresión pura que se puede determinar por la ecuación 4.20. Para excentricidades pequeñas la falla está regida por compresión de la mampostería, mientras que para las grandes llevarán a una falla iniciada por fluencia de acero de refuerzo a tensión.

Para un muro de mampostería, el diagrama puede construirse fácilmente si se escogen valores sucesivos de la distancia al eje neutro c , desde el infinito (carga axial con excentricidad cero) hasta valores muy pequeños encontrados por tanteos para obtener $\phi P_n = 0$ (flexión pura).

El primer paso para hacer el diagrama es seleccionado un valor de c (distancia desde el eje neutro hasta la fibra más alejada a compresión), luego se determinan las deformaciones en las barras, los esfuerzos en el acero y las fuerzas en la mampostería como se explica a continuación.

Para calcular el esfuerzo en el acero de refuerzo a tensión:

$$e_s = e_{cu} \frac{d - c}{c} \quad (4.33)$$

$$f_s = e_{cu} \frac{d-c}{c} E_s \leq F_y \quad (4.34)$$

Donde d es la distancia del borde a compresión del muro hasta la barra analizada.

Para el acero a compresión:

$$e_s = e_{cu} \frac{c-d}{c} \quad (4.35)$$

$$f_s = e_{cu} \frac{c-d}{c} E_s \leq F_y \quad (4.36)$$

Para determinar la fuerza de compresión del bloque de mampostería se tiene un ancho, $a = 0.85c \leq$ a la longitud del muro. Y en consecuencia la resultante a compresión en la mampostería es:

$$C = 0.85 f'_m at \quad (4.37)$$

Después de calcular la fuerza en cada barra y en el bloque en compresión de mampostería, se calcula la fuerza nominal P_n , que el muro puede soportar, de la siguiente manera.

$$P_n = 0.85 f'_m at + \sum_{i=1}^n A_{si} f_{si} \quad (4.38)$$

Se calcula el valor del momento nominal M_n , de la siguiente forma:

$$M_n = 0.85 f'_m at \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n A_{si} f_{si} \left(\frac{l}{2} - d_i \right) \quad (4.39)$$

Siempre que la distancia a cada barra d_i sea menor o igual a la longitud del muro.

Luego se multiplican por su correspondiente valor de ϕ , según 4.2.3.2. Y se grafica la pareja de valores. Esto repite dependiendo del número de valores de c que haya propuesto.

Por ultimo se chequean los valores de P_u y M_u , en el diagrama de interacción. Si estos valores están fuera del diagrama, se aumenta A_{st} . Pero, si están dentro, quiere decir, que el muro de prueba cumple con las exigencias.

La norma mexicana, [13], propone dos ecuaciones para determinar el momento resistente para muros con barras longitudinales colocadas simétricamente en sus extremos.

El momento flexionante resistente de diseño de la sección, M_u , se calculará de acuerdo con las ecuaciones:

$$M_u = F_R A_s F_y d' + 0.3 P_u d \quad \text{si } 0 \leq P_u \leq \frac{f P_n}{3} \quad (4.40)$$

$$M_u = (1.5 F_R A_s F_y d' + 0.15 f P_n d) \left(1 - \frac{P_u}{f P_n} \right) \quad \text{si } 0 \leq P_u \leq \frac{f P_n}{3} \quad (4.41)$$

Donde:

$A_s F_y d'$ resistencia a flexión pura del muro.

A_s es área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en los extremos.

d' es la distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos.

d es la distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima.

P_u carga axial de diseño a compresión, cuyo valor se tomará con signo positivo.

F_R se tomará igual a 0.8, si $P_u \leq \phi P_n / 3$ e igual a 0.6 en caso contrario.

Estas ecuaciones dan valores aproximados y conservadores del momento flexionante resistente de diseño.

Una vez que se ha determinado M_n , y se compara en el diagrama de interacción, si la falla predominante del muro es la flexión, la resistencia nominal a flexión del muro M_n , debe ser cumplir con:

$$M_n \geq \alpha M_{cr} \quad (4.42)$$

Donde $\alpha = 1.8$ para mampostería con todas las celdas inyectadas con mortero de relleno, $\alpha = 3.0$ para mampostería de cavidad reforzada y mampostería reforzada con sólo las celdas con refuerzo inyectada. El valor de M_{cr} es el momento de agrietamiento.

$$M_{cr} = \frac{bt_w^2}{6} f_r \quad (4.43)$$

Y donde f_r se encuentra en la siguiente tabla:

Tabla 17. Valores de f_r para los diferentes tipos de mampostería.

Tipo de mampostería	f_r
Mampostería totalmente inyectada	$0.33\sqrt{f'_m} \leq 1.6MPa$
Mampostería solo inyectada las celdas con refuerzo	$0.21\sqrt{f'_m} \leq 0.8MPa$
Mampostería de cavidad reforzada	$0.17\sqrt{f'_m} \leq 0.8MPa$

Fuente: Norma de Diseño NSR-98.

4.2.7 Diseño de muros a cortante

4.2.7.1 Resistencia a cortante en la dirección paralela al plano del muro

En el diseño de muros de mampostería en la dirección perpendicular a su plano, se debe cumplir que la fuerza cortante que actúa en esa dirección sea menor que la

resistencia a cortante nominal afectado por su correspondiente factor de reducción de resistencia, como se ilustra a continuación.

$$V_u \leq fV_n \quad (4.44)$$

Donde V_n es igual a:

$$V_n = V_m + V_s \quad (4.45)$$

Si $V_u \geq fV_m$, entonces, el refuerzo debe tomar todo el esfuerzo de cortante.

El cortante nominal que resiste la mampostería, V_m , se calcula utilizando las expresiones dadas en la tabla 17. Donde M es el momento que ocurre simultáneamente con V en la sección bajo consideración, y d puede tomarse como $0.8l_w$ en ausencia de un análisis de compatibilidad de deformaciones.

Tabla 18. Valor del cortante nominal resistido por la mampostería.

$\frac{M}{Vd}$	V_m
$0.25 \geq \frac{M}{Vd}$	$V_m = 0.20A_{mv}\sqrt{f'_m}$
$0.25 < \frac{M}{Vd} < 1.0$	$V_m = \left[0.23 - 0.13\left(\frac{M}{Vd}\right) \right] A_{mv}\sqrt{f'_m}$
$\frac{M}{Vd} \geq 1.0$	$V_m = 0.10A_{mv}\sqrt{f'_m}$

Fuente: Norma de Diseño NSR-98.

Donde A_{mv} , es el área neta del alma de la sección, para cortante en la dirección paralela al plano del muro. Generalmente $A_{mv} = bl_w$, siendo b el ancho efectivo del alma. Cuando hay concentraciones de celdas inyectadas con mortero de relleno en

los extremos del muro, el ancho efectivo para este propósito debe calcularse en la zona central de alma.

El cortante nominal resistido por el esfuerzo horizontal de cortante, V_s , se calcula utilizando la siguiente ecuación.

$$V_s = r_n f_y A_{mv} \quad (4.46)$$

Donde

$$r_n = \frac{A_v}{sb} \quad (4.47)$$

A_v es el área del refuerzo horizontal que resiste cortante, separado una separación s medida verticalmente, colocado dentro de elementos horizontales embebidos dentro del muro, como se describe en 5.2.

Calculado el cortante nominal se chequea, con los valores máximos que estable la NSR-98.

Tabla 19. Valores máximos para el cortante nominal.

$\frac{M}{Vd}$	Máximo valor permitido para V_n
$0.25 \geq \frac{M}{Vd}$	$0.50 A_{mv} \sqrt{f'_m} \leq 2.7 A_{mv}$
$0.25 < \frac{M}{Vd} < 1.0$	$\left[0.56 - 0.23 \left(\frac{M}{Vd} \right) \right] A_{mv} \sqrt{f'_m} \leq \left[3.0 - 1.3 \left(\frac{M}{Vd} \right) \right] A_{mv}$
$\frac{M}{Vd} \geq 1.0$	$0.33 A_{mv} \sqrt{f'_m} \leq 1.7 A_{mv}$

Fuente: Norma de Diseño NSR-98.

Si el cortante nominal del muro, V_n , excede el cortante que se produce con la resistencia nominal a flexión del muro, M_n , existe la posibilidad de que se desarrolle una articulación plástica en la base del muro y deben adoptarse precauciones especiales dentro de la región que va desde la base del muro hasta una altura igual a l_w . Todas las secciones dentro de esta región deben tener una resistencia nominal al cortante igual a:

$$V_n = V_s \quad (4.48)$$

la resistencia al corte requerida, V_u , para esta región puede determinarse con base en el momento resistente M_n en una sección localizada a un altura igual a $l_w/2$, pero no más de medio piso por encima de la base del muro. La separación, s , del refuerzo horizontal de cortante dentro de esta región comprendida entre la base y una altura igual a l_w , no puede exceder tres veces el ancho nominal de muro, t , ni 600 mm. En el resto del muro hacia arriba, la resistencia nominal al cortante puede determinarse por medio de la ecuación 4.43.

4.2.7.2 Resistencia a cortante en la dirección perpendicular al plano del muro

Se debe chequear que la fuerza cortante que actúa en la dirección perpendicular al plano del muro cumpla con:

$$V_u \leq fV_n \quad (4.49)$$

Donde:

$$V_n = \frac{1}{6} A_{mv} \sqrt{f'_m} \quad (4.50)$$

Donde A_{mv} es área efectiva a cortante, que es igual a A_e ($A_{mv} = A_e$), excepto cuando se emplea mortero de pega sólo en la paredes laterales de la unidad de perforación vertical.

4.3 Diseño de muros confinados

Los procedimientos expuestos anteriormente para diseño de muros, no contemplan el diseño de muros de mampostería estructura. Por lo que, a continuación se dará una descripción del diseño de muros confinado de mampostería, siguiendo la NSR-98.

4.3.1 Suposiciones de diseño

- § Las suposiciones dadas en 4.2.1 son aplicables para el análisis de muros de mampostería.
- § Se debe considerar que el muro es un elemento homogéneo que incluye la porción de mampostería y los elementos de confinamiento. Las propiedades mecánicas del muro, como conjunto, se describen a través de la mampostería, las cuales, a su vez, deben las que se describen en 4.2.2.
- § En la determinación de las características dimensionales efectivas, se debe considerar que los elementos de confinamiento son equivalentes a celdas inyectadas con mortero.

4.3.2 Valores de f para reducción de resistencias nominales

§ Carga axial de compresión, con o sin refuerzo	$\phi = 0.70$
§ Carga axial de tracción	$\phi = 0.90$
§ Flexión sin carga axial	$\phi = 0.90$
§ Cortante	$\phi = 0.60$

4.3.3 Diseño para carga axial de compresión

El muro se diseña como si fuera homogéneo (ecuación 4.20) y el área de acero requerido se coloca en el acero longitudinal del elemento de confinamiento. Cuando se requiera se requiera verificar las resistencias axiales de los elementos verticales de confinamiento se puede hacer de la siguiente manera:

§ Resistencia nominal a compresión:

$$P_{nc} = 0.68f'_c (A_{ci} - A_{st}) + 0.8f'_y A_{st} \quad (4.51)$$

§ Resistencia nominal a tracción:

$$P_{nd} = -f_y A_{st} \quad (4.52)$$

Se debe verificar que la resistencia a la compresión de la mampostería sola, P_{nd} , (aplastamiento de la mampostería).

$$P_{nd} = 0.68f'_m A_{md} R_e \quad (4.53)$$

Donde R_e se determina con la ecuación 4.18, A_{md} , es el área efectiva de la sección de mampostería.

4.3.4 Diseño para fuerzas perpendiculares al plano del muro

4.3.4.1 Diseño a flexo-compresión

- § Se ignora la contribución de la mampostería.
- § El diseño se realiza con base en la teoría del hormigón.
- § La anchura efectiva es la dimensión del elemento vertical, en la dirección del muro.
- § La carga axial última, P_u , utilizada sobre los elementos verticales de confinamiento debe ser dos veces la carga obtenida con base en el área de todo el muro, a menos que se convierta el área de la mampostería en su equivalente en área de hormigón, de acuerdo con las diferencias en los módulos de elasticidad.

4.3.4.2 Diseño a cortante

el diseño a cortante debe hacerse igual a un muro de mampostería reforzada. Por lo tanto Cortante último V_u es igual a:

$$V_u \leq 0.6V_n \quad (4.54)$$

Si el cortante nominal de la sección V_n :

$$V_n = \frac{1}{6} A_{mv} \sqrt{f'_m} \quad (4.55)$$

4.3.5 Diseño para fuerzas paralelas al plano del muro

4.3.5.1 Diseño a flexo-compresión

§ Resistencia a flexo-compresión teniendo en cuenta la contribución de la mampostería:

El momento de diseño M_u , que acompaña la carga axial P_u , debe cumplir la siguiente condición.

$$M_u = 0.70M_n \quad (4.56)$$

El momento nominal, M_n , se obtiene de un diagrama de interacción que tiene en cuenta la carga axial sobre el muro, y cumple con las hipótesis de diseño ya expuestas.

§ Resistencia a flexo-compresión despreciando la contribución de la mampostería:

En este procedimiento se desprecia la contribución de la mampostería a la resistencia a flexo-compresión del muro. Entonces deben calcularse las fuerzas

solicitadas máximas, de compresión P_{uc} y de tracción P_{ut} sobre cada columna de confinamiento, por medio de las siguientes ecuaciones:

$$P_{uc} = \frac{A_{ci}}{A_{ct}} P_u + \Delta P_{ui} \quad (4.57)$$

$$P_{ut} = \frac{A_{ci}}{A_{ct}} P_u - \Delta P_{ui} \leq 0 \quad (4.58)$$

Donde P_u y ΔP_{ui} son siempre positivas, y ΔP_{ui} se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta P_{ui} = \left| \frac{M_u A_{ci} (x_i - \bar{x})}{I_{ct}} \right| \quad (4.59)$$

Donde:

$$A_{ct} = \sum_i A_{ci} \quad (4.60)$$

$$\bar{x} = \frac{\sum_i A_{ci} x_i}{A_{ct}} \quad (4.61)$$

$$I_{ct} = \sum_i A_{ci} \left(x_i - \bar{x} \right)^2 \quad (4.62)$$

Cuando se trata de un muro confinado que tiene únicamente dos columnas de confinamiento iguales en los bordes.

$$P_{uc} = \frac{P_u}{2} + \Delta P_u \quad (4.63)$$

$$P_{ut} = \frac{P_u}{2} - \Delta P_u \leq 0 \quad (4.64)$$

Donde P_u y ΔP_u son siempre positivas, y ΔP_u se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta P_u = \frac{M_u}{l_w} \quad (4.65)$$

Después de calculado P_{uc} y P_{ut} en cada columna de confinamiento del muro deben cumplirse las condiciones siguientes:

$$P_{uc} \leq fP_{nc} \quad (4.66)$$

$$P_{ut} \leq fP_{nt} \quad (4.67)$$

4.3.5.2 Diseño a cortante

En los muros de mampostería de confinados, toda la fuerza cortante sobre el muro debe ser tomada por la mampostería, y se supone que no hay contribución a la resistencia a cortante por parte de los elementos de confinamiento.

La resistencia de diseño a cortante V_u , debe cumplir la siguiente relación:

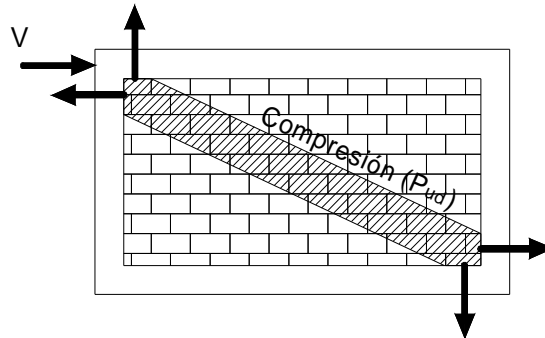
$$V_u \leq 0.6V_n \quad (4.68)$$

Y la resistencia nominal a cortante por tracción diagonal, se obtiene de:

$$V_n = \left(\frac{1}{12} \sqrt{f'_m} + \frac{P_u}{3A_e} \right) A_{mv} \leq \frac{1}{6} \sqrt{f'_m} A_{mv} \quad (4.69)$$

Donde P_u , es la carga axial mayorada que actúa simultáneamente con la máxima fuerza cortante mayorada solicitada, V_u , para la cual se realiza el diseño.

Figura 54. Cortante en los elementos de confinamiento, por causa de la biela de compresión.



Fuente: Autor.

Los muros transmiten las cargas laterales hacia su cimentación a través de una biela de compresión. Por lo tanto debe chequearse el aplastamiento en el alma del muro y el cortante de los elementos de confinamiento. Como se muestra en la figura 54.

En el primer caso, por aplastamiento del alma, se debe chequear que:

$$P_{ud} \leq (0.68 f'_m A_{md}) \left(1 - \left(\frac{h'}{40t} \right)^3 \right) \quad (4.70)$$

Donde \$P_{ud}\$ y \$A_{md}\$ son iguales a:

$$P_{ud} = \frac{h'}{l_w} V_u \quad (4.71)$$

$$A_{md} = \left(\frac{h'}{5} \right) t \quad (4.72)$$

Y en el segundo caso se debe chequear que :

Para las columnas de confinamiento:

$$V_{uc} = \frac{l_c}{2l_w} V_u \leq 0.6V_{nc} \quad (4.73)$$

Para las vigas de confinamiento:

$$V_{uc} = \frac{h_p}{2l_w} V_u \leq 0.6V_{nc} \quad (4.74)$$

La componente horizontal de biela de compresión que actúa en la diagonal del muro debe ser resistida como fuerza de tracción en la viga de confinamiento que llega a la misma esquina del paño del muro donde actúa la biela de compresión. La fuerza de tracción es igual a la fuerza cortante que lleva el paño del muro, por tanto:

$$P_{ut} = -\frac{l_c}{l_w} V_u \leq -0.7f_y A_{st} \quad (4.75)$$

5. REQUISITOS CONSTRUCTIVOS PARA MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAS

Los requisitos constructivos para muros de mampostería estructural, que se mencionan en este capítulo, están basados principalmente en la NSR-98, y especificaciones adicionales; con los cuales se busca dar las limitaciones y sobre estimaciones que tienen.

5.1 Detalles del refuerzo

Según la norma NSR-98 todo refuerzo que se emplee en los diferentes tipos de mampostería estructural debe estar embebidos en concreto, mortero de relleno o mortero de pega, y debe estar localizado de tal manera que cumpla con los requisitos de recubrimiento mínimo y máximo con respecto a las unidades de mampostería y a otros refuerzos.

5.1.1 Refuerzo longitudinal

El acero de refuerzo longitudinal que se coloca dentro de celdas de unidades de perforación vertical, celdas de unidades especiales tipo viga o cavidades que posteriormente se inyectan con mortero debe cumplir con los siguientes requisitos, según la NSR-98:

1. Diámetros máximos y mínimos:

- § Diámetro mínimo es No. 3 (3/8") o 10M (10 mm).
- § Para muros con espesor nominal de 200 mm o más no puede tener un diámetro mayor que No. 8 (1") o 25M (25 mm).
- § Para muros de menos 200 mm de espesor nominal no puede tener un diámetro mayor que No. 6 (3/4") o 20M (20 mm).

§ El diámetro no puede exceder la mitad de la menor dimensión libre de la celda. Las otras normas no especifican ninguna restricción para el diámetro de la barra según el espesor nominal del muro. En lo único en que están de acuerdo, es que el diámetro máximo de las barras, no puede exceder la mitad de la menor dimensión libre de la celda.

2. Recubrimiento del refuerzo:

Las barras de refuerzo deben tener un recubrimiento, incluyendo el mortero de relleno y la pared de la unidad de mampostería no menor de lo siguiente:

§ Para mampostería expuesta al contacto con la tierra o intemperie: 51 mm para barras mayores a No. 5 (5/8") o 16M (16 mm) o 38 mm para barras menores o iguales a No. 5 (5/8") o 16M (16 mm).

Estos valores son muy parecidos en todas las normas. Por ejemplo la norma mexicana establece que el recubrimiento es de 50 y 35 mm, para las mismas condiciones; lo cual, es prácticamente igual.

§ Para mampostería no expuesta al contacto con la tierra o intemperie: 38 mm.

3. Límites para la colocación del refuerzo:

§ Número de barras por celda vertical: En la mampostería de unidades de perforación vertical solo debe colocar una barra de refuerzo vertical por celda. Cuando la dimensión menor de la celda sea mayor de 140 mm se permite colocar dos barras por celda siempre y cuando su diámetro no sea mayor de No. 5 (5/8") o 16M (16 mm).

§ Barras en paquete: Cuando se permiten dos barras por celda en la mampostería de unidades de perforación vertical, las barras pueden ser colocadas en paquetes y en contacto para actuar como una unidad. Los puntos de corte de las barras individuales de un paquete deben estar espaciados como mínimo 40

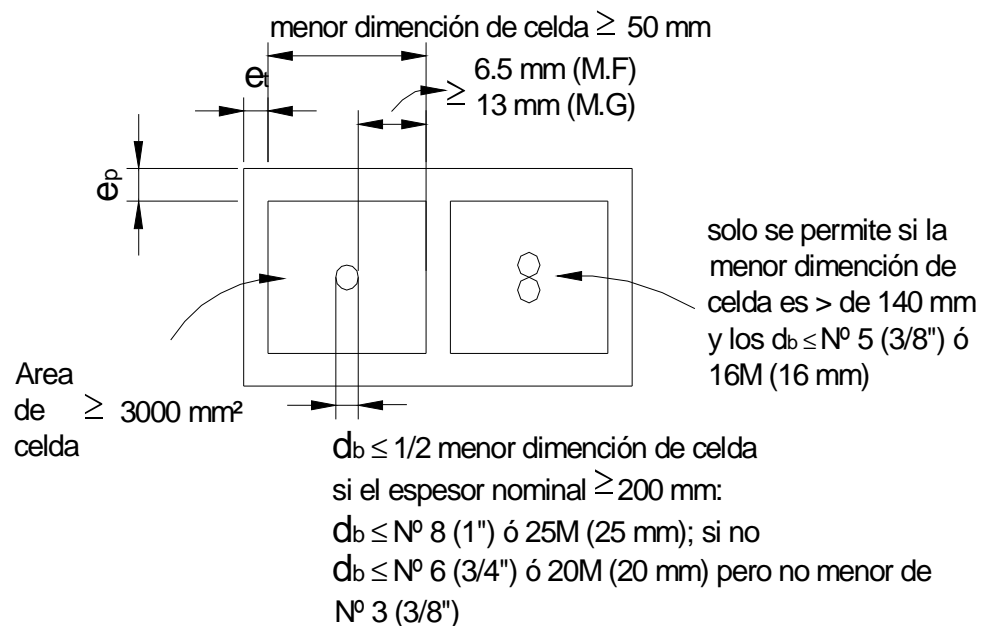
veces el diámetro de la barra.

La norma mexicana establece que se debe cumplir con la separación entre borde interior y las barras, y además 25 mm entre éstas.

§ Distancia entre la barra y el borde interior de la celda: El espesor de mortero de relleno entre el refuerzo y la unidad de mampostería no debe ser menor de 6.5 mm para mortero fino o 13 mm para mortero grueso.

Los requisitos anteriores quedan contemplados en la figura que se muestra a continuación.

Figura 55. Requisitos del acero longitudinal dentro de la celda de la unidad.



Fuente: Autor.

Para comparar las especificaciones anteriores, se tiene un muro con una altura efectiva igual a 3 m. Para que cumpla con la relación altura efectiva y espesor efectivo, el espesor del muro debe ser de 150 mm. Entonces, se busca una unidad de mampostería, con espesor nominal de 150 mm que cumpla con las restricciones de la NSR-98.

Tabla 20. Especificaciones para unidad de espesor nominal de 150 mm.

Dimensiones de sección:	300 x 150 mm
Dimensiones de celdas:	112.5 x 100 mm
Espesor paredes :	25 mm
Espesor tabiques:	25 mm
Área total sección:	45000 mm ²
Área total de celdas:	22500 mm ²

Fuente: Autor.

La relación de áreas de sección y celdas es igual a: 0.50 que es menor que 0.65 que exige la norma. Las dimensiones de las celdas son 112.5 y 100 mm que cumplen con la mínima de la NSR-98. El área en cada celda es mayor de 3000 mm².

Si se revisan los requisitos anteriores, en la unidad tipo se tiene:

Para una barra de 1" (25.4 mm).

§ Recubrimiento del refuerzo: $25 + \frac{100 - 25.4}{2} = 62.3mm > 51 \text{ mm}$, cumple.

§ Distancia entre la barra y el borde interior de la celda:

$$\frac{100 - 25.4}{2} = 37.3mm > 13 \text{ mm para M.G.}$$

Se observar que se puede utilizar acero de 1" de diámetro en un muro de mampostería de 150 mm de espesor. Entonces, limitar el acero de refuerzo al espesor nominal del muro, puede que no sea muy correcto.

5.1.2 Refuerzo horizontal

El refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero de pega debe cumplir con los siguientes requisitos, según la norma NSR-98:

1. Diámetros máximos y mínimos:

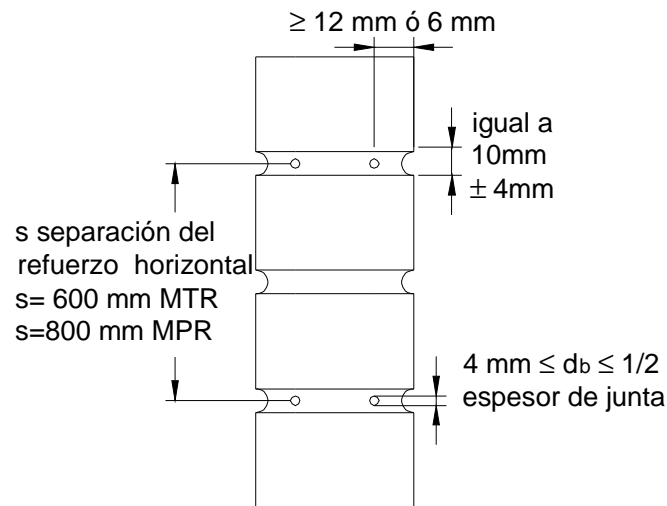
§ El diámetro debe ser mínimo 4 mm.

§ El diámetro no puede exceder la mitad del espesor del mortero de pega.

2. Recubrimiento del refuerzo

El refuerzo horizontal colocado en las juntas de pega debe estar completamente embebido en mortero con un recubrimiento mínimo de 12 mm cuando la mampostería este en contacto con la tierra o la intemperie, o 6 mm cuando no se encuentra en contacto con la tierra o intemperie. El refuerzo horizontal debe protegerse de productos anticorrosivos cuando la mampostería esté en contacto con la tierra o intemperie.

Figura 56. Requisitos del acero horizontal dentro de la junta de mortero.



Fuente: Autor.

La norma mexicana especifica que el diámetro máximo debe ser $\frac{3}{4}$ del espesor de la junta; lo cual permite diámetros mayores. Y el máximo diámetro para el refuerzo horizontal de una junta de mortero de 10 mm de espesor, entonces, será de 7.5 mm de diámetro y no 0.5 mm.

5.1.3 Longitud de desarrollo del refuerzo

La longitud de desarrollo, l_d , para barras corrugadas embebidas en mortero de relleno en tracción o en compresión, debe ser determinada por la ecuación siguiente:

$$l_d = \frac{l_{de}}{f} \geq 300mm \quad (5.1)$$

$$l_{de} = \frac{1.8d_b^2 f_y}{K\sqrt{f'_m}} \leq 52d_b \quad (5.2)$$

Donde K es el recubrimiento del refuerzo, no debe exceder $3d_b$ y $\phi = 0.8$ para desarrollo del refuerzo. Por el contrario las otras normas nos mandan a las longitudes de desarrollo para concreto.

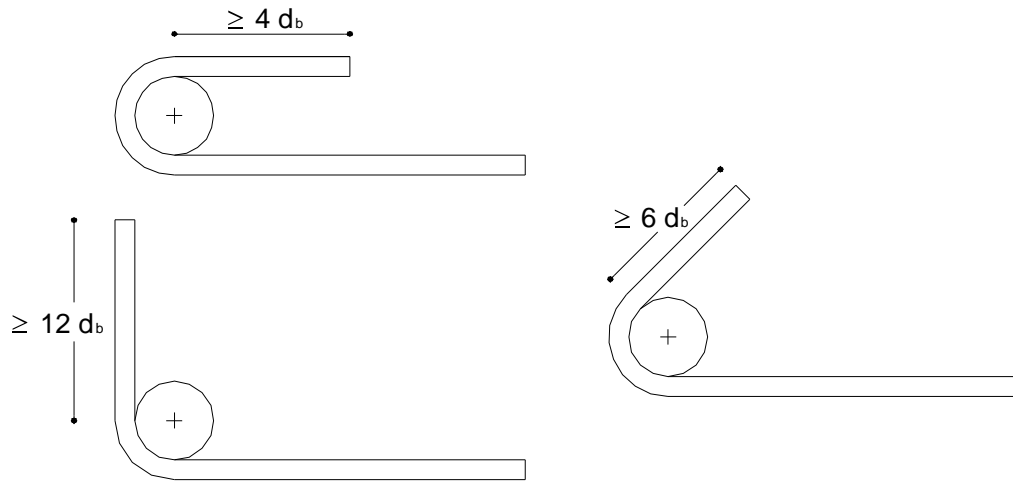
5.1.4 Longitud de empalme por traslapo

La longitud de empalme por traslapo se debe tomar igual a la longitud de desarrollo, l_d . Las barras unidas por medio de empalmes por traslapo que no estén en contacto, no deben estar espaciadas transversalmente más de una quinta parte de la longitud requerida de traslapo ni más de 200 mm, según NSR-98 en el numeral D.4.2.5.3.

5.1.5 Ganchos estándar

Los ganchos estándar que se mencionan en la NSR-98, deben cumplir los según del numeral D.4.2.7. Estos ganchos se muestran en la figura 57.

Figura 57. Ganchos estándar y los diámetros mínimos de doblamiento.



- § Un dobles de 180 grados más una extensión recta de al menos 4 veces el diámetro de la barra pero no menor de 64 mm en el extremo libre de la barra.
- § Un dobles de 90 grados más una extensión recta de al menos 12 veces el diámetro de la barra en el extremo libre de la barra.
- § Un dobles de 135 grados más una extensión recta de al menos 6 veces el diámetro de la barra en el extremo libre de la barra.

5.2 Requisitos mínimos para los diferentes tipos de mampostería estructural

A continuación se describen los requisitos mínimos para los diferentes tipos de mampostería estructural, descritos en la NSR-98.

5.2.1 Mampostería de cavidad reforzada

- § Espesor mínimo de los muros ≥ 190 mm, de los cuales las paredes laterales con unidades de mampostería deben tener un espesor nominal ≥ 80 mm cada una y el espesor de la cavidad ≥ 50 mm.
- § El mortero de relleno debe tener un $f'_{cr} \geq 12.5$ MPa.
- § La resistencia a la compresión de los muros laterales de mampostería debe ser

6.25 MPa ó $0.5 f'_{cr} \leq f'_m \leq 2 f'_{cr}$.

- § Disipación de energía $R_o = 4.0$
- § Las cuantías para la cavidad deben ser: la vertical (ρ_v) de 0.0015 y la horizontal (ρ_h) de 0.0020.
- § La suma de las cuantías verticales y horizontales tanto de la cavidad como las paredes debe ser mayor de 0.0020, es decir, $(\rho_v + \rho_h) \geq 0.0020$ medida con respecto al área bruta de la sección.
- § El espaciamiento en la cavidad $50 \text{ mm} \leq s \leq 50 \text{ mm}$. Con posicionadores $\leq 250 d_b$ ó 3000 mm.
- § El refuerzo en los extremos debe ser 2 barras No.4 (1/2") ó 12M (12 mm) en cada extremo, dispuestas en toda la altura del muro y anclada en los extremos.
- § El refuerzo horizontal mínimo de la cavidad debe ser 2 barras N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm) ancladas a lado y lado.
- § El refuerzo horizontal y vertical, a cada lado de las aberturas de puertas y ventanas, debe ser mínimo 2 barras N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm), con longitud igual a la abertura más 500 mm a cada lado, como mínimo.
- § El refuerzo debe disponerse en una capa para espesores de cavidad $\leq 200 \text{ mm}$. Y dos capas que contengan cada una menos del 66% del refuerzo total de la cavidad, para muros $> 200 \text{ mm}$.
- § El diámetro de las barra de la cavidad debe ser $\leq \frac{1}{4}$ de espesor de ésta.
- § El diámetro de las barras de refuerzo vertical, cuando la cavidad no resiste esfuerzos de compresión debe ser \geq a N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm). Y cuando resista el diámetro debe ser \geq a N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm), soportados lateralmente mediante estribos de diámetro de N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm) y separados máximo 200 mm ó 16 diámetros de la barra vertical.
- § Espaciamiento entre refuerzo horizontal en elementos embebidos dentro de unidades de mampostería especiales 1200 mm.
- § El refuerzo horizontal mínimo de 2 No. 3 en el remate y arranque de los muros a nivel de losas de entrepiso.

5.2.2 Mampostería reforzada

- § Espesor mínimo de los muros es de 120 mm.
- § No se admite el uso de morteros tipo N.
- § Disipación de energía $R_o = 3.5$
- § Cuantía vertical (ρ_v) 0.0007
- § Cuantía horizontal (ρ_h) 0.0007
- § La suma de las cuantías verticales y horizontales debe ser mayor de 0.002, es decir, $(\rho_v + \rho_h) > 0.002$, pero $\rho_v > \frac{1}{2} \rho_h$.
- § Espaciamiento entre refuerzo vertical ≤ 1200 mm.
- § Refuerzo mínimo barras No.4 en cada extremo y al lado de ventanas y aberturas mayores de 600 mm extendiéndose al menos 600 mm.
- § Refuerzo horizontal mínimo 4 mm, con espaciamiento máximo s de 600 mm.
- § Espaciamiento entre refuerzo horizontal en elementos embebidos dentro de unidades de mampostería especiales 1200 mm.
- § Refuerzo horizontal mínimo de 2 No. 3 en el remate y arranque de los muros a nivel de losas de entrepiso.

5.2.3 Mampostería parcialmente reforzada

- § Espesor mínimo de muros: 120 mm.
- § No se admite el uso de morteros tipo N.
- § Disipación de energía $R_o = 2.5$
- § Cuantía vertical (ρ_v) y horizontal (ρ_h) mayores de 0.00027.
- § Espaciamiento entre refuerzo vertical ≤ 2400 mm.
- § Refuerzo mínimo barras No.3 en cada extremo y al lado de ventanas y aberturas mayores de 600 mm extendiéndose al menos 600 mm.
- § Espaciamiento entre refuerzo horizontal ≤ 800 mm.
- § Espaciamiento entre refuerzo horizontal en elementos embebidos dentro de unidades de mampostería especiales ≤ 3000 mm.
- § Refuerzo horizontal mínimo de 2 No. 3 en el remate y arranque de los muros a nivel de losas de entrepiso.

5.2.4 Mampostería no reforzada

Este tipo de muros solo puede ser utilizado en la zona de amenaza sísmica baja. Espesores mínimos nominales para muros estructurales en casas de uno y dos pisos (cm.).

Tabla 21. Espesores de muros de mampostería no reforzada.

Zona de Amenaza Sísmica	Número de niveles de construcción		
	Un Piso	Dos Pisos	
		1º Nivel	2º Nivel
Alta	11	11	10
Intermedia	10	11	9.5
Baja	9.5	11	9.5

Fuente: Norma de Diseño NSR-98.

5.2.5 Mampostería confinada

- § Espesor nominal del muro ≥ 110 mm.
- § Disipación de energía $R_o = 1.5$.
- § Resistencia mínima de las unidades, f'_{cu} , deben ser las que se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 22. Resistencia mínima de las unidades para muros confinados.

Tipo de unidad	f'_{cu} (MPa)
Tolete de arcilla	15
Bloque de perforación horizontal De arcilla	3
Bloque de perforación vertical De arcilla (sobre área neta)	5

Fuente: Norma de diseño NSR-98.

- § Sólo se permite el uso de bloques de perforación horizontal de arcilla en edificaciones de uno y dos pisos, y en los dos pisos superiores de edificaciones de más de dos pisos, siempre que se cumpla que $P_u/A_e \leq 0.15 f'_m$.
- § El área mínima de muros confinados por nivel debe ser:

$$A_m \geq \frac{N A_a A_p}{20} \quad (5.3)$$

- § La resistencia a la compresión, f'_c , de los elementos de confinamiento (columnas y vigas) debe ser ≥ 17.5 MPa.
- § Las longitudes de desarrollo, empalme por traslapo y anclaje del refuerzo de los elementos de confinamiento son las mismas para concreto reforzado.

5.2.5.1 Columnas de confinamiento

Se consideran columnas de confinamiento los elementos de concreto reforzado que se colocan en los dos bordes del muro que confinan y en puntos intermedios dentro del muro. Las columnas de confinamiento deben ser continuas desde la cimentación hasta la parte superior del muro y se debe vaciar directamente contra el muro con posterioridad al alzado de los muros estructurales de cada piso.

1. Las dimensiones mínimas:

- § El espesor mínimo de los elementos de confinamiento debe ser el mismo del muro a confinar, es decir ≥ 110 mm.
- § El área mínima de la sección transversal de los elementos de confinamiento es de 20000 mm^2 (200 cm^2).

2. Deben colocarse columnas de confinamiento en los siguientes lugares:

- § En los extremos de todos los muros estructurales.
- § En las intersecciones con otros muros estructurales.

§ En lugares intermedios a distancias no mayores de 35 veces el espesor efectivo del muro, 1,5 veces la distancia vertical entre elementos horizontales de confinamiento o 4.00 m.

3. Refuerzo de las columnas de confinamiento:

§ El refuerzo longitudinal debe ser \geq de tres barras No. 3 (3/8") o 10M (10 mm).

§ El área de refuerzo longitudinal debe ser \geq a 0.0075 veces el área de la sección bruta del elemento, pero no puede ser menor al requerido para atender los esfuerzos de diseño.

§ El refuerzo transversal consistente en estribos cerrados de diámetro No. 2 (1/4") o 6M (6 mm), espaciados a una separación no mayor de 1.5 veces la menor dimensión del elemento, o 200 mm. En ningún caso, el refuerzo transversal puede ser menos que el requerido para atender los esfuerzos de diseño.

5.2.5.2 Vigas de confinamiento

Se consideran vigas de confinamiento los elementos de concreto reforzado que se colocan en la parte inferior y superior de muros confinados. Las vigas de amarre se vacían directamente sobre los muros estructurales que confinan. La viga de cimentación se considera como una viga de amarre.

1. Dimensiones mínimas:

§ El espesor mínimo de las vigas de confinamiento debe ser el mismo del muro a confinar, es decir \geq 110 mm.

§ El área mínima de la sección transversal de los elementos de confinamiento es de 20000 mm² (200 cm²). En caso de utilizar una losa de entrepiso maciza de espesor superior o igual a 100 mm, se puede prescindir de las vigas de amarre en la zona ocupada por este tipo de losa, colocando el refuerzo requerido para la viga dentro de la losa. En vigas que requieren enchaparse, el ancho especificado puede reducirse hasta en 75 mm, siempre y cuando se incremente

su altura, de tal manera que el área transversal no sea inferior al mínimo.

2. Deben colocarse vigas de confinamiento en los siguientes lugares:

Deben colocarse vigas horizontales de confinamiento en el arranque y en el remate del muro, en los entrepisos y a distancias libres verticales no mayor de 25 veces el espesor del muro. Las vigas deben disponerse formando anillos cerrados en un plano horizontal, entrelazados los muros estructurales en las dos direcciones principales para conformar diafragmas con ayuda del entrepiso o la cubierta. Deben ubicarse vigas de amarre en los siguientes sitios:

- § El sistema de cimentación constituye el primer nivel de amarre horizontal.
- § Las vigas amarre deben ser parte del sistema de entrepiso.
- § Vigas horizontales a nivel de dinteles más cintas de amarre como remate de las culatas.
- § Vigas de amarre horizontal de los muros sin culata, combinadas con vigas de amarre inclinadas, configurando los remates de las culatas.

3. Refuerzo de las vigas de confinamiento:

- § El refuerzo longitudinal debe ser \geq a 3 barras No. 3 (3/8") o 10M (10 mm), el área de refuerzo longitudinal no puede ser menor a 0.0075 veces el área de la sección bruta del elemento. Para ganchos inferiores a 110 mm, y en los casos en que el entrepiso sea una losa maciza, el refuerzo mínimo debe ser de 2 barras No. 4 (1/2") o 12M (12 mm). En ningún caso, el refuerzo longitudinal puede ser menos que el requerido para atender los esfuerzos de diseño.
- § El refuerzo transversal mínimo debe consistir en estribos cerrados No. 2 (1/4") o 6M (6 mm), en espacios a distancias no mayores de 200 mm ni de 1.5 veces la menor dimensión del elemento. En ningún caso, el refuerzo transversal puede ser menos que el requerido para atender los esfuerzos de diseño.

5.3 PROCESOS CONSTRUCTIVOS DE UN MURO DE MAMPOSTERÍA

La mampostería estructural debe cumplir con unos requisitos constructivos, que se mencionaron anteriormente. Pero, estos no cubren todo el proceso de construcción del muro de mampostería estructural, y por si solos, no significan nada. Es por esta razón, que se determina una metodología (que se describe a continuación) para construir un muro de mampostería con refuerzo interior, que cumpla con esos requisitos, y garantice un buen funcionamiento de este.

La mampostería estructural inicia su proceso característico de construcción desde la fundación. Antes de vaciar la fundación se debe verificar la posición del refuerzo vertical que va a sobresalir de ésta, asegurando que se esté cumpliendo con la longitud de empalme necesaria; y que esté fijado a la armadura de la fundación, de tal manera que no sufra desplazamientos en el proceso de compactación del concreto.

Después de fundida la viga de fundación se debe revisar si el nivel superior de ésta, tiene diferencias de altura. Si tiene diferencias mayores de 25 mm, se pueden corregir con un realce en concreto reforzado que garantice su (funcionamiento monolítico con el del cimiento). Si la diferencia es menor 25 mm, ésta se puede repartir como sobre espesores de las juntas de pega del primer tramo, teniendo en cuenta las tolerancias que se presentan en la tabla 23.

Lo que se revisa después es que las dovelas de empalme no queden desplazadas de la posición que deben tener. Si están desplazadas se debe proceder de la siguiente manera (según la NSR-98): si el desplazamiento, centro a centro es menor que un cuarto parte de la dimensión de la perforación vertical de la unidad en sentido horizontal, se puede dejar así. Si es mayor se puede corregir su posición con una inclinación suave de 1 en horizontal por 6 en vertical. Esto se aprecia en la figura 58.

Figura 58. Corrección de posición para las dovelas de anclaje.

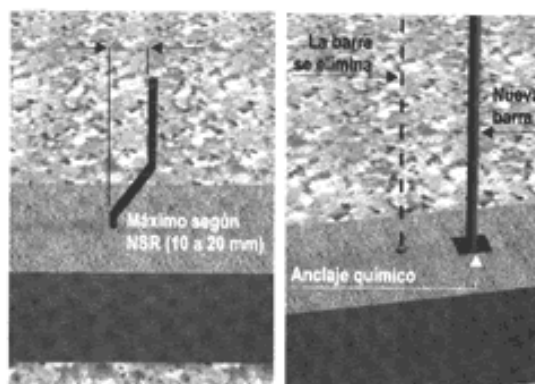


Tabla 23. Tolerancias constructivas para muros de mampostería.

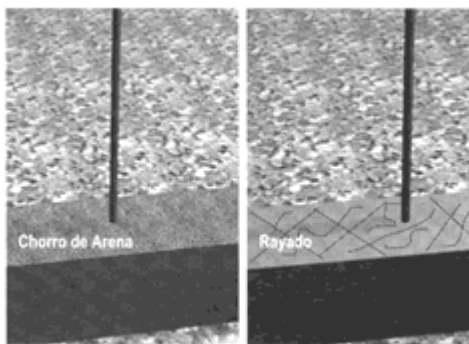
Elemento	Tolerancia
Dimensiones de los elementos (sección o elevación)	- 6 mm, + 12,5 mm
Junta de mortero (10 mm)	- 4 mm, + 4 mm
Cavidad o celda de inyección	- 6 mm, + 9 mm
Variación del nivel de junta horizontal, máximo	± 2 mm/m (1/500), $\pm 12,5$ mm
Variación de la superficie de apoyo (cara superior del muro), máximo	± 2 mm/m (1/500), ± 12 mm
Variación del plomo (verticalidad) del muro, máximo	± 2 mm/m (1/500), ± 12 mm
Variación del alineamiento longitudinal, máximo	± 2 mm/m (1/500), ± 12 mm
Tolerancia de elementos en planta, máximo	± 2 mm/m (1/500), ± 20 mm
Tolerancia de elementos en elevación, máximo	± 6 mm/piso, ± 20 mm

Fuente: Norma de diseño NSR-98.

Previo al comienzo de la colocación de la primera hilada es necesario someter la superficie de la viga de fundación a un tratamiento como para una junta de construcción, preferiblemente cuando el concreto está aún en estado fresco.

Esto consiste en la aplicación de un chorro de agua con presión suficiente para eliminar la lechada que recubre el concreto o profundizarse hasta que empiecen a aparecer los granos del agregado grueso. También se puede rayar la superficie de la fundación, como se muestra en la figura 59, o utilizar un producto para adherir concreto nuevo a viejo.

Figura 59. Tratamiento de la superficie de fundación.



Inmediatamente antes de colocar la primera hilada de unidades, es necesario limpiar con agua para eliminar la suciedad que se pueda haber acumulado, dejando secar la superficie antes de colocar la primera junta de mortero, porque si no se hace se puede aumentar la relación agua cemento del mortero de pega.

Para comenzar con la elevación del muro, se debe marcar sobre la viga de fundación una línea de referencia, ligada a los ejes de la obra, que permita ubicar, en línea recta, el borde externo de la primera hilada de las unidades. Luego se coloca la primera hilada de unidades sobre la viga de fundación, sin pegarlos, para prever posibles cortes y verificar la ubicación de las ventanas de inspección que sirven para la limpieza de las celdas que van a ir llenas con mortero de relleno.

Esta primera hilada de unidades va a quedar sobre la fundación, pero por debajo del nivel cero del muro, y se les denomina sobrecimiento. Por lo general son una o dos, aunque en algunos casos se sube a tres, especialmente cuando se tienen desniveles en el terreno. Una vez se han pegado estas hiladas, siguiendo los procedimientos que se indican a continuación, se impermeabiliza el sobrecimiento para evitar el ascenso del agua por capilaridad a través de la parte inferior del muro.

Se coloca el mortero de la primera junta sobre el cimiento, en una longitud de trabajo adecuada. Se pegan las unidades de las esquinas o extremos, verificando cuidadosamente, para cada uno, su localización de acuerdo con los ejes de los muros, para garantizar el alineamiento y perpendicularidad de los muros y su alineamiento individual mediante el uso de nivel y plomada.

Luego se colocan las unidades intermedias alineándolas con un hilo guiado por las unidades de esquinas, y se continúa la elevación del muro por hiladas completas, verificando sistemáticamente el nivel, la horizontalidad y la verticalidad del muro.

El mortero en las juntas horizontales se debe colocar con el palustre, formando un canal en la arista horizontal superior externa, a lado y lado de la unidad y en los tabiques. La norma permite no colocar mortero de pega en los tabiques, siempre y cuando el valor de f'_m se realice sobre muretes que sólo tienen mortero de pega sobre las paredes laterales de la unidad. Pero, se debe colocar mortero de pega cuando los tabiques limitan celdas que van a ir llenas con mortero de inyección. Por otro lado cuando se utilice unidades macizas o bloques de perforación horizontal el mortero debe colocarse en todo el ancho del muro.

El espesor nominal del mortero de pega debe ser de 10 mm. Por lo general varía entre 9 mm y 12 mm, con valores extremos entre 6 mm y 14 mm, según en la tabla 23. Una vez fijada la altura de la de la hilada o nivel, se debe verificar la altura de la junta de mortero antes de iniciarse el asentado de la unidad.

Esto es muy importante, por que se necesita que todos los muros tengan su enrase en un mismo plano horizontal y se conserve la modularidad y buena apariencia

estética de la retícula generada por la mampostería. En la tabla 23, se presentan las tolerancias, expresadas en función de la longitud del muro, dentro de las cuales pueden variar los niveles de las juntas horizontales y la cara superior del muro, y el valor máximo que pueden alcanzar dichas tolerancias.

Posteriormente se procede a colocar las unidades previamente preparadas, presionando lateralmente y hacia abajo contra las unidades adyacentes, hasta obtener la posición precisa. Cada unidad debe quedar en la posición correcta, nivelado y a ras, lo que se puede verificar con un cordal al pasarlo sobre la superficie del muro, sobre los extremos de las unidades.

La preparación de las unidades, consiste en revisar que éstas, se encuentren secas, limpias y libres de imperfecciones que afecten negativamente las propiedades mecánicas o físicas del muro. En las unidades de arcilla que excedan una tasa inicial de absorción de 0.15 gramos por minuto por m², debe humedecerse convenientemente antes de colocarlas. Para valores de tasa inicial de absorción mayores de 25 gramos por minuto por cm² deben humedecerse las unidades durante 24 horas previas a la colocación.

Antes de que el mortero de pega se endurezca, pero que sea capaz de resistir la presión de un dedo, se procede a darle el acabado a la junta. Además de la calidad estética, el acabado de las juntas es importante para darle impermeabilidad al muro.

Para el acabado de las juntas se utilizan ranuradores fabricados específicamente para cada tipo de junta, consistentes en varillas o perfiles de acero, aluminio o madera, ligeramente angulados en sus extremos y cuya geometría exterior por el lado convexo, corresponde al del tipo de acabado. Si son simétricos se les adosa un asa para poderlos tomar del centro.

A medida que se avanza en la elevación del muro, deben quedar embebidos en el mortero de la junta horizontal los conectores y el refuerzo horizontal requerido por los planos estructurales. Los conectores se colocan espaciados según el diseño estructural y en el centro del tabique de la unidad.

Los conectores de platina, celosía, y malla se utilizan sólo cuando esté entre muros divisorios, no estructurales, porque taponan las celdas que van a ir llenas con mortero de inyección.

El refuerzo vertical se debe colocar en las celdas especificadas en el plano estructural, a medida que se levanta el muro o después de levantado éste, dependiendo del caso que se tenga por continuidad del refuerzo.

Antes de colocar el refuerzo, el muro debe estar totalmente limpio, tanto en sus paredes como dentro de las celdas, las cuales se deben limpiar para eliminar las rebabas del mortero de pega, por medios mecánicos, como por ejemplo la misma barra de refuerzo.

Nunca se debe limpiar las celdas con chorro de agua, pues se estarían mojando los bloques y con ello faltando a uno de los principios fundamentales del sistema, como se explicó en 2.2. Además, se saturarían las unidades y se alteraría la adherencia del mortero de inyección a las unidades. El material de desecho se evacua a través de la ventana de inspección de cada celda en la parte inferior del muro.

Las dimensiones de estas ventanas no deben ser menores de 75 mm x 75 mm, ni mayores de 100 mm x 100 mm. Por otra parte, la norma permite no usar ventanas de inspección, cuando se hagan inyecciones parciales en altura, si la porción de muro a inyectar no supera 1.4 metros.

Cuando sólo se coloca una barra de refuerzo por celda, ésta debe quedar en el centro de la celda, a menos que se especifique lo contrario por requisitos estructurales. Para ajustar su posición, se utiliza un soporte adecuado para tal fin y no se permite recostar la barra contra la pared de la celda, pues siempre debe existir mortero de relleno entre la barra y la pared de la unidad (como se menciona en 5.1.1), para efectos de transmisión de cargas.

Toda la altura del traslazo de una barra debe quedar dentro de una sola operación de relleno de la celda, por lo cual el relleno anterior se lleva, por lo general, hasta el nivel de la barra inferior donde comienza dicho traslazo.

Al planear los traslazos, se debe tener en cuenta, entre otras cosas, el espesor de la losa por la cual atraviesan las barras, de modo que se garantice que la longitud de traslazo quede dentro de un solo llenado de la celda.

Antes de iniciar la colocación del mortero de relleno, se debe verificar el tipo, el diámetro y la posición de la barra de refuerzo de cada celda, así como la limpieza de la misma.

La limpieza de la celda garantiza su llenado y evita la segregación del mortero. Luego se procede a tapar las ventanas de registro. La colocación del mortero de relleno se inicia sólo cuando el mortero de pega haya endurecido lo suficiente, entre 24 y 48 horas después de levantado el muro.

El mortero de inyección se debe mezclar, por medios mecánicos, durante unos cinco minutos para darle una consistencia adecuada. El tamaño máximo del agregado lo debe especificar el diseñador estructural.

La altura máxima de inyección determinará la forma de colocación del mortero, bien sea manualmente, con embudos y mangueras, o mediante bombeo. En todo caso se debe asegurar que el espacio inyectado quede lleno, homogéneo y compacto.

El mortero inyectado se debe compactar con un vibrador de aguja, con una cabeza de diámetro pequeño o con una varilla de 15 mm (Nº 5) de diámetro, lisa, con punta redondeada.

El vaciado se debe suspender 50 mm por debajo del enrase del muro o de la nueva alzada de relleno, para crear un anclaje o amarre con el concreto de la losa o de la nueva alzada, las celdas que no se inyecten se les colocar un tapón de papel.

Si es necesario inyectar el muro en más de una alzada, todas se deben realizar el mismo día, con separaciones de no más de 1 hora. Cuando se sobrepasa este lapso se deben tomar las mismas precauciones que para el comienzo (ventanas de registro, limpieza, etc.), antes de reiniciar la colocación del mortero.

Si en el muro estructural se necesitan colocar ductos para las instalaciones eléctricas, se pueden introducir en el interior de éstos, en celdas que no vayan a tener refuerzo ó inyección. Los ductos para instalaciones hidrosanitarias se deben llevar por muros no estructurales.

Perforar los muros estructurales, para introducir las instalaciones, no es recomendable, pues con esto se rompen las paredes exteriores de las unidades, que son elementos estructurales y se crean planos débiles que limitan la resistencia del muro.

Para la ubicación de las cajas para salidas eléctricas se debe prever, que queden ubicadas frente a una perforación de la unidad, para que los ductos se puedan colocar por las celdas. En estos puntos se usan unidades, a los cuales se les ha cortado, previamente, el espacio correspondiente a las cajas (lo que resulta muy difícil si éstas quedan coincidiendo con un tabique) o se utilizan unidades producidas o pre-procesadas en planta para tal fin.

Si el muro lleva viga de amarre, su construcción se logra fácilmente, mediante unidades canal o de tabiques perforados, especialmente fabricados o modificados para tal fin. Después de colocadas las unidades en el muro, se acomodan las varillas de refuerzo y finalmente se procede a vaciar el concreto de las vigas.

Una vez terminado el muro, se debe eliminar inmediatamente el mortero excedente que se escurra o sobresalga de la pared de la unidad. Los goteos y derrames de mortero que caigan sobre unidades, se deben eliminar cuando el mortero se haya secado, raspando con un palustre o llana y luego limpiando el área con un cepillo de cerdas de nylon o puliéndola con un trozo de unidad.

La resistencia y la adherencia del mortero de la junta, dependen de que el cemento logre el mayor grado de hidratación posible, por lo cual es necesario evitar que dicho mortero pierda el agua de mezcla. Para esto, es necesario curar los muros (realmente el mortero de pega de los muros), teniendo especial cuidado de que las unidades no se vayan a humedecer, para evitar su contracción posterior por secado.

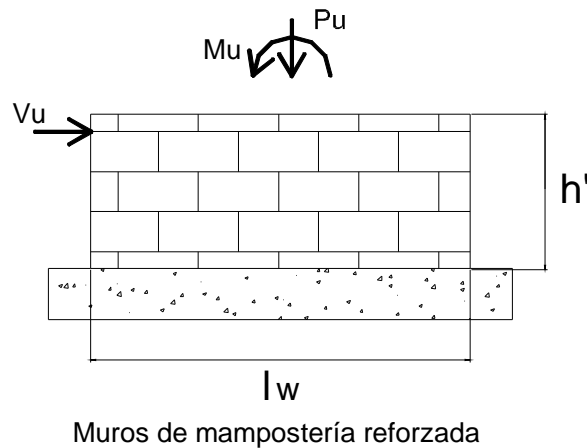
Para el curado del muro se debe humedecer la superficie (cara expuesta) del mortero de junta, con una brocha empapada en agua, o con un sistema de aspersión fino, evitando que se seque la junta.

6. METODOLOGÍAS DE DISEÑO

6.1 Muros de mampostería reforzada y parcialmente reforzada

Los datos conocidos, que generalmente se tienen al iniciar el diseño de un muro de mampostería son: la carga axial mayorada, P_u , el momento flector mayorado, M_u , la fuerza cortante mayorada, V_u , el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, F_y , la longitud horizontal, l_w , el espesor nominal, t , la altura efectiva del muro, h' y la resistencia a la compresión de la mampostería, f'_m .

Figura 60. Muro de mampostería bajo solicitaciones.



1. Determinación del acero de refuerzo vertical. Para determinar el acero de refuerzo que cumpla con las exigencias de la NSR-98, se comienza con el refuerzo mínimo.

§ Cálculo del acero de refuerzo mínimo para la sección bruta del muro.

$$A_{st} = r_{v(\text{mínima})} l_w t \quad (6.1)$$

Donde la cuantía $\rho_{v(\text{mínima})}$ se obtiene dependiendo del tipo de mampostería estructural:

Para mampostería reforzada: $\rho_{v(\text{mínima})} \geq 0.0007$

Para mampostería parcialmente reforzada: $\rho_{v(\text{mínima})} \geq 0.00027$

§ Se debe chequear que este acero sea mayor e igual que:

$A_{st} \geq 253.4 \text{ mm}^2$ (2 barras N°4), para Mampostería reforzada.

$A_{st} \geq 142.5 \text{ mm}^2$ (2 barras N°3), para Mampostería parcialmente reforzada.

§ Si el área de acero de refuerzo es mayor que las áreas anteriores. Se calcula el número de barras de la siguiente forma:

$$n = \frac{A_{st}}{A_{barras}} \quad (6.2)$$

Y se aproxima por arriba.

Donde $A_{barras} \geq 126.7 \text{ mm}^2$ (N° 4), para mampostería reforzada.

$A_{barras} \geq 71.3 \text{ mm}^2$ (N° 3), para mampostería parcialmente reforzada.

2. Se calcula la separación entre barras (teniendo en cuenta un recubrimiento de 50 mm a cada extremo del muro). Es decir:

$$s = \frac{(l_w - 100)}{n - 1} \quad (6.3)$$

Si l_w esta en (mm); y se debe verificar que:

$s \leq 1200 \text{ mm}$, para mampostería reforzada.

$s \leq 2400 \text{ mm}$, para mampostería parcialmente reforzada.

3. Cálculo del área efectiva:

Si el muro está totalmente inyectado: $A_e = l_w \cdot t$

Si el muro está parcialmente inyectado: $A_e = (l_w \cdot t) - \sum \text{Áreas de celdas vacías.}$

4. Determinación de la máxima resistencia axial teórica:

§ Se determinan P_o y R_e .

$$- P_o = 0.85 f'_m (A_e - A_{st}) + A_{st} f_y \quad (6.4)$$

Se verifica que $P_o \leq f'_m A_e$

$$- R_e = 1 - \left(\frac{h'}{40t} \right)^3 \quad (6.5)$$

§ Si el acero de refuerzo tiene un $F_y \leq 420$ MPa, el valor de ϕ se puede aumentar.

- Se calcula la carga balanceada P_b como:

$$P_b = 0.85 f'_m b a_b \quad (6.6)$$

Donde a_b , es igual a:

$$a_b = 0.85d \frac{e_{mu}}{e_{mu} + \frac{f_y}{E_s}} \quad (6.7)$$

Donde d se puede aproximar a l_w , $\epsilon_{mu} = 0.003$ y $E_s = 200.000$ MPa.

El valor de b es:

Si el muro está totalmente inyectado: $b = t$.

Si el muro no está totalmente inyectado: $b = (A_e / l_w)$.

- Se calcula $0.1 f'_m A_e$.

- Si $P_u < 0.1 f'_m A_e$ ó $0.25 P_b$, entonces:

$$f = 0.85 - 0.25 \frac{P_u}{0.1 f'_m A_e} \quad \text{Si } 0.1 f'_m A_e < 0.25 P_b \quad (6.8)$$

si no:

$$f = 0.85 - 0.25 \frac{P_u}{0.25 P_b} \quad (6.9)$$

y si $P_u > 0.1 f'_m A_e$ ó $0.25 P_b$, $\phi = 0.60$

§ Por último se calcula ϕP_n como:

$$f P_n = f 0.8 P_o R_e \quad (6.10)$$

Y se chequea que: $f P_n \geq P_u$, sino se cumple, se calcula otra vez el A_{st} a partir de ϕP_n :

$$A_{st} = \frac{\frac{P_u}{0.80 f R_e} - 0.85 f'_m A_e}{f_y - 0.85 f'_m} \quad (6.11)$$

Se distribuye otra vez el acero, y se repiten los pasos 2 y 3.

5. Si $0.25 * P_b > P_u$, se debe chequear la resistencia mínima a flexión de la siguiente forma:

$$M_n = \frac{M_u}{f} \geq \alpha M_{cr} \quad (6.12)$$

Donde $\alpha = 1.8$ para mampostería totalmente inyectada, $\alpha = 3.0$ para mampostería

donde sólo están inyectadas las celdas que contienen refuerzo. Y el momento de agrietamiento es igual a:

$$M_{cr} = \frac{bl_w^2}{6} f_r \quad (6.13)$$

- Para mampostería totalmente inyectada:

$$f_r = 0.33\sqrt{f'_m} \leq 1.6MPa \quad (6.14)$$

- Para mampostería donde sólo están inyectadas las celdas que contienen refuerzo:

$$f_r = 0.21\sqrt{f'_m} \leq 0.8MPa \quad (6.15)$$

6. Determinación de la resistencia a flexo-compresión del muro: se utiliza el método de diagrama de interacción.

Para hacer un diagrama de interacción que muestre la capacidad resistente de un muro, y comparar las solicitaciones de carga axial y flexión, se deben hacer los siguientes pasos:

§ El diagrama de interacción se hará con varias parejas de ϕP_n y ϕM_n , que se determinan seleccionando varios valores de distancias del eje neutro a la fibra más alejada a compresión, c . Para determinar estos valores de c , se inicia en 0.05 m y se incrementa cada vez, en $\left(\frac{l_w - 0.1}{15}\right)$; el 15, significa el número de parejas de ϕP_u y ϕM_u , con las que se va a hacer el diagrama.

§ Seleccionado el valor de c , para cada caso: Se determina la distancia de la fibra más alejada a compresión a la barra analizada, d , (para cada barra en el muro).

$$d = 0.05 + (i - 1) * s \quad (6.16)$$

$i = 1, 2, 3, \dots, n$ (barras) y s es la separación entre barras, ya calculado.

§ Se compara $d \geq c$: $E = 200000$ MPa F_y en MPa.

- si se cumple: las barras están en tracción y la deformación y el esfuerzo son:

$$e_s = -0.003 \frac{d-c}{c} \leq -\frac{F_y}{E_s} \quad (6.17)$$

$$f_s = -600 \frac{d-c}{c} \leq -F_y \quad \text{MPa.} \quad (6.18)$$

- si no se cumple: las barras están en compresión y la deformación y el esfuerzo son:

$$e_s = 0.003 \frac{c-d}{c} \leq \frac{F_y}{E_s} \quad (6.19)$$

$$f_s = 600 \frac{c-d}{c} \leq F_y \quad \text{MPa.} \quad (6.20)$$

§ Calculo de la fuerza en cada barra: con el esfuerzo determinado y con su signo (positivo y negativo), se hace una tabla y se multiplica cada valor por el área de la barra.

$$T = f_s A_{(barra)} \quad (6.21)$$

§ Calculo la fuerza de compresión en la mampostería.

$$C = 0.85 f'_m t(0.85c) \quad (6.22)$$

§ Calculo la fuerza nominal P_n :

$$P_n = 0.85 f'_m at + \sum T \quad (6.23)$$

§ Se calcula el valor del momento nominal M_n , de la siguiente forma:

$$M_n = 0.85 f'_m at \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n A_{si} f_{si} \left(\frac{l}{2} - d_i \right) \quad (6.24)$$

Siempre que la distancia a cada barra d_i sea menor o igual a la mitad de longitud del muro, si no:

$$M_n = 0.85 f'_m a t \left(\frac{a}{2} - \frac{l}{2} \right) + \sum_{i=1}^n A_{si} f_{si} \left(d_i - \frac{l}{2} \right) \quad (6.25)$$

§ Para obtener los valores ϕP_n y ϕM_n , se multiplican por el valor de ϕ , calculado anteriormente y el valor de R_e . Y se gráfica la pareja de valores. Esto se repite para cada valor de c .

§ Por último se chequean los valores de P_u y M_u , en el diagrama de interacción. Si estos valores están fuera del diagrama, se aumenta A_{st} , y se realiza otra vez el diagrama de interacción. Pero, si están dentro, quiere decir, que el muro cumple con las solicitudes exigencias.

7. Chequeo de esfuerzos, si $0.25 \cdot P_b > P_u$, (la falla es por flexión).

§ Se calculan los esfuerzos de compresión en los extremos:

$$f_a = \frac{P_u}{l_w t} \quad (6.26)$$

$$f_b = \frac{6M_u}{l_w^2 t} \quad (6.27)$$

§ Y se chequea que:

$$f_a + f_b < 0.2 f'_m \quad (6.28)$$

Si no cumple, se debe colocar elementos de borde en los extremos. Estos elementos deben cumplir:

- La longitud de los elementos de borde $\geq l_w$ ó hasta donde el esfuerzo de compresión $< 0.15 f'_m$, la mayor de las dos.

- Los elementos de borde deben avanzar hacia el centro del muro una distancia $\geq 3t$, deben tener estribos de confinamiento de diámetro N°3 (3/8") ó 10M (10 mm) y con separación 200 mm.

8. Determinación la resistencia a cortante.

§ Cálculo del cortante nominal resistido por la mampostería:

- Se calcula la relación $\frac{M}{Vd}$,

Donde $d = 0.8l_w$, M y V, son el momento y el cortante mayorados que ocurren simultáneamente en la sección considerada.

- Se determina el valor del área efectiva a cortante A_{mv} , en la dirección paralela al plano del muro.

$A_{mv} = bl_w$, donde b es igual al ancho efectivo del alma. Es decir, $b = t - t_{celda}$.

Y si esta totalmente inyectado $b = t$

- El valor de $\frac{M}{Vd}$, se compara en la siguiente tabla:

Tabla 24. Valor del cortante nominal resistido por la mampostería.

$\frac{M}{Vd}$	V_m
$0.25 \geq \frac{M}{Vd}$	$V_m = 0.20A_{mv}\sqrt{f'_m}$
$0.25 < \frac{M}{Vd} < 1.0$	$V_m = \left[0.23 - 0.13\left(\frac{M}{Vd}\right) \right] A_{mv}\sqrt{f'_m}$
$\frac{M}{Vd} \geq 1.0$	$V_m = 0.10A_{mv}\sqrt{f'_m}$

Fuente: Norma de Diseño NSR-98.

- Y dependiendo en que intervalo se encuentra el valor de $\frac{M}{Vd}$, se determina la expresión para el cortante nominal, V_m , que resiste la mampostería.

§ Se chequea el cortante requerido con el cortante máximo que puede resistir la mampostería. es decir:

$$V_u \geq 0.6V_m \quad (6.29)$$

Si no se cumple, el acero de refuerzo debe tomar TODO el cortante.

§ Determinación del área de acero requerido para resistir el cortante, A_v :

$$A_v = \frac{\left(\frac{V_u}{f}\right) b_s}{A_{mv} f_y} \quad (6.30)$$

Donde s es la separación para refuerzo horizontal, que depende del tipo de mampostería y como se coloque el refuerzo en el muro.

- Si el refuerzo se coloca en el mortero de pega:

$s \leq 600$ mm, para mampostería reforzada.

$s \leq 800$ mm, para mampostería parcialmente reforzada.

- Si se coloca dentro de unidades de mampostería especiales:

$s \leq 1200$ mm, para mampostería reforzada.

$s \leq 3000$ mm, para mampostería parcialmente reforzada.

§ Por último se debe verificar que el cortante nominal V_n , no exceda los valores de cortante nominal máximo. Estos valores se encuentran en la siguiente tabla.

Tabla 25. Valores máximos para el cortante nominal.

$\frac{M}{Vd}$	Máximo valor permitido para V_n
$0.25 \geq \frac{M}{Vd}$	$0.50A_{mv}\sqrt{f'_m} \leq 2.7A_{mv}$
$0.25 < \frac{M}{Vd} < 1.0$	$\left[0.56 - 0.23\left(\frac{M}{Vd}\right)\right]A_{mv}\sqrt{f'_m} \leq \left[3.0 - 1.3\left(\frac{M}{Vd}\right)\right]A_{mv}$
$\frac{M}{Vd} \geq 1.0$	$0.33A_{mv}\sqrt{f'_m} \leq 1.7A_{mv}$

Fuente: Norma de Diseño NSR-98.

$V_n = V_m + V_s \leq V_{n(máx)}$, calculado de la tabla anterior.

9. Determinación de cuantías horizontales y verticales:

§ Calculo de cuantía vertical: $r_v = \frac{A_{st}}{l_w t}$

§ Calculo de cuantía horizontal: $\frac{A_v}{\text{metros}} = \frac{A_v(\text{de sección})}{s(\text{metros})}$

$$r_h = \frac{\frac{A_v}{\text{metros}}}{l_w t} \quad (6.31)$$

10. Se chequea que la suma de las dos cuantías ≥ 0.002 . si no se cumple:

$$r_v = 0.002 - r_h \quad (6.32)$$

11. Y se calcula un A_{st} , con la nueva cuantía vertical por el área bruta de la sección del muro.

$$A_{st} = r_v * l_w * t \quad (6.33)$$

Y se distribuye el área de acero vertical en toda la longitud del muro.

12. Chequeo de la resistencia en la dirección perpendicular al plano del muro:

§ Se determina la fuerza perpendicular al muro:

$$V = A_a M_p g \geq 0.10 M_p g \quad (6.34)$$

Donde M_p es la masa del tramo considerado.

Y el momento es igual a:

$$M = A_a M_p g h' \geq 0.10 M_p g h' \quad (6.35)$$

§ Si $P_u \leq 0.10 f'_m A_e$: entonces, el momento nominal M_n , es igual a:

$$M_n = (A_s f_y + P_u) \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (6.36)$$

Donde a :

$$a = \frac{A_s f_y + P_u}{0.85 f'_m b} \quad (6.37)$$

Si no, debe chequearse que la relación de esbeltez $\frac{h'}{t} \leq 30$, y determinarse el momento nominal M_n , mediante un diagrama de interacción.

§ Por último se chequea que: $M_u \leq \phi R_e M_n$.

§ Resistencia a cortante:

$$V_n = \frac{1}{6} A_{mv} \sqrt{f'_m} \quad (6.38)$$

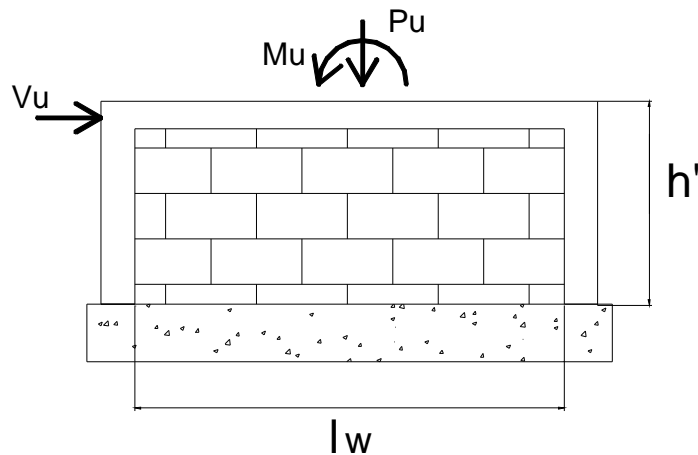
Donde A_{mv} se calculo en el paso 7.

Y se chequea que: $V_u \leq 0.6 V_n$ (6.39)

6.2 Muros de mampostería confinada

Los datos conocidos, que generalmente se tienen al iniciar el diseño de un muro confinado son: la carga axial mayorada, P_u , el momento flector mayorado, M_u , la fuerza cortante mayorada, V_u , el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, F_y , la longitud horizontal, l_w , el espesor nominal, t , la altura efectiva del muro, h' , el valor de la resistencia a la compresión de la mampostería sola, f'_m , y la resistencia a la compresión del concreto, f'_c .

Figura 61. Muro de mampostería confinada bajo solicitaciones.



Muros de mampostería confinada

1. Determinación del acero de refuerzo en los elementos de confinamiento:

a. En elementos verticales (columnas): En el diseño a flexo-compresión, se despreciará la contribución de la mampostería.

§ Se determina el área total de columnas de confinamiento:

$$A_{ct} = \sum_{i=1}^n A_{ci} \quad (6.40)$$

Donde n es el número de columnas de confinamiento dentro del muro y A_{ci} es el área de cada columna de confinamiento.

§ Determinación del centroide de las áreas de todas las columnas de confinamiento:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n A_{ci} x_i}{A_{ct}} \quad (6.41)$$

Donde x_i es la distancia de la columna de confinamiento i al borde del muro.

§ Cálculo del momento de inercia de las columnas de confinamiento:

$$I_{ct} = \sum_{i=1}^n A_{ci} (x_i - \bar{x})^2 \quad (6.42)$$

§ Se calculan los diferentes incrementos de fuerza axial sobre las columnas de confinamiento, causados por el momento de diseño.

$$\Delta P_{ui} = \left| \frac{M_u A_{ci} (x_i - \bar{x})}{I_{ct}} \right| \quad (6.43)$$

§ Se determinan las fuerzas axiales de compresión y tracción máximas, solicitada en cada columna:

$$P_{uc} = \frac{A_{ci}}{A_{ct}} P_u + \Delta P_{ui} \quad (6.44)$$

$$P_{ut} = \frac{A_{ci}}{A_{ct}} P_u - \Delta P_{ui} \leq 0 \quad (6.45)$$

§ Cálculo del acero en cada columna de confinamiento:

$$A_{st} = \frac{\frac{P_{uc}}{0.7} - 0.68 f'_c A_{ci}}{0.8 f_y - 0.68 f'_c} \quad (6.46)$$

$$A_{st} = \frac{P_{ut}}{0.9f_y} \quad (6.47)$$

Se escoge la mayor de las dos.

§ Refuerzo mínimo en cada columna: $A_{st(\text{mínimo})} = 0.0075A_{\text{Columna}}$

§ Se comparan los A_{st} , calculado para cada columna con el refuerzo mínimo, y debe cumplirse que:

$$A_{st} \geq A_{st(\text{mínimo})} \quad \text{ó} \quad 213.9 \text{ mm}^2 \text{ (3 barras N}^\circ \text{ 3)}.$$

§ Chequeo la resistencia del muro confinado:

- Se suman todos los A_{st} , de las columnas de confinamiento que están dentro del muro. Esta sumatoria representa acero total del muro.

- Se calcula la resistencia de axial como si fuera un muro de mampostería reforzado:

$$fP_n = 0.6 \left(0.8(0.85f'_m(A_e - A_{st}) + A_{st}) \left(1 - \left(\frac{h'}{40t} \right)^3 \right) \right) \quad (6.48)$$

Y se chequea que: $fP_n \geq P_u$

§ Chequeo a cortante paralelo al muro:

- El cortante nominal V_n , que resiste la mampostería es:

$$V_n = \left(\frac{1}{12} \sqrt{f'_m} + \frac{P_u}{3A_e} \right) A_{mv} \leq \frac{1}{6} \sqrt{f'_m} A_{mv} \quad (6.49)$$

Y se debe chequear que $V_u \leq \phi V_n$.

§ Elementos horizontales (vigas):

Determinación del acero de refuerzo en las vigas de confinamiento.

$$A_{st} = \frac{l_c V_u}{0.9 l_w f_y} \quad (6.50)$$

Refuerzo mínimo en las vigas: $A_{st(\text{mínimo})} = 0.0075 A_{vigas}$

Se compara el valor de A_{st} , calculado con el refuerzo mínimo, y debe cumplirse que:

$$A_{st} \geq A_{st(\text{mínimo})} \quad \text{ó} \quad 213.9 \text{ mm}^2 \text{ (3 barras N}^\circ \text{ 3).}$$

§ Chequeo del aplastamiento del alma del muro encadenado:

- Se determina la resistencia nominal de aplastamiento del muro:

$$P_{nd} = 0.68 f'_m A_{md} \left(1 - \left(\frac{h'}{40t} \right)^3 \right) \quad (6.51)$$

Donde h' es la longitud de la diagonal del paño del muro entre elementos de confinamiento, A_{md} es el área de la biela de compresión, que es igual $h'/5$, multiplicada por el espesor efectivo del muro $b \cong t$ y l_w , es la longitud total del muro sobre el cual actúa el cortante horizontal solicitado V_u .

- Se determina la fuerza axial que actúa en la diagonal del muro, como:

$$P_{ud} = \frac{h'}{l_w} V_u \quad (6.52)$$

- Y se debe chequear que: $P_{ud} \leq 0.7P_{nd}$

§ Chequeo del cortante en los elementos de confinamiento:

- Se determinan las fuerzas cortantes en los elementos:

En la columna de confinamiento:

$$V_{uc} = \frac{l_c}{2l_w} V_u \quad (6.53)$$

En la viga de confinamiento:

$$V_{uc} = \frac{h_p}{2l_w} V_u \quad (6.54)$$

- Se determina la fuerza que pueden resistir los elementos de confinamiento:

En la columna de confinamiento:

$$V_{nc} = (v_c + v_s) A_{ci} \quad (6.55)$$

Para elementos sujetos a compresión axial el valor de v_c , es igual a:

$$v_c = \left(\left(1 + \frac{P_{uc}}{14A_{ci}} \right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \quad (6.56)$$

La cantidad $\frac{P_{uc}}{A_{ci}}$, debe expresarse en MPa.

$$Y \quad v_s = \frac{A_v f_y}{bs} \quad (6.57)$$

Donde b es el ancho de la columna.

$A_v \geq 63.3 \text{ mm}^2$ (2 ramas N°2)

s, es la separación entre estribos, que es:

- $s \leq 200 \text{ mm}$ ó 1.5 la dimensión menor.

- En zonas de amenaza sísmica alta e intermedia $s \leq 100 \text{ mm}$ y las ramas deben estar espaciadas a menos de 150 mm. Los estribos deben colocarse en cada extremo de la columna, una distancia no menor medida a partir del elemento transversal de confinamiento, la mayor entre 450 mm, 3 veces la mayor dimensión de la sección del elemento o la sexta parte de la luz en cuestión.

Se chequea que: $V_{uc} \leq 0.6V_{nc}$, si no se cumple se aumenta A_v , con otra rama más (si se puede), o aumentando el diámetro de las barras.

En la viga de confinamiento:

$$V_{nc} = (v_c + v_s)A_{vi} \quad (6.58)$$

Donde A_{vi} , es el área de la sección de la viga.

Como las vigas de confinamiento están sujetas a tracción. El valor de v_c , se calcula, para elementos sujetos a tracción axial.

$$v_c = \left(\left(1 - \frac{P_{ut}}{3.5A_{vi}} \right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \geq 0 \quad (6.59)$$

La cantidad $\frac{P_{ut}}{A_{vi}}$, debe expresarse en MPa. Y donde:

$$P_{ut} = \frac{l_c}{l_w} V_u \quad (6.60)$$

$$v_s = \frac{A_v f_y}{bs} \quad (6.61)$$

Donde b es el ancho de la viga.

$$A_v \geq 63.3 \text{ mm}^2 \text{ (2 ramas N}^\circ\text{2)}$$

s , es la separación entre estribos, que es:

- $s \leq 200 \text{ mm}$ ó 1.5 la dimensión menor.

Se chequea que: $V_{uc} \leq 0.6V_{nc}$, si no se cumple se aumenta A_v , con otra rama más (si se puede) o aumentando el diámetro de las barras.

6.3 Muros de mampostería de cavidad reforzada

Los datos conocidos, que generalmente se tienen al iniciar el diseño de un muro de mampostería de cavidad reforzada son: la carga axial mayorada, P_u , el momento flector mayorado, M_u , la fuerza cortante mayorada, V_u , el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, F_y , la longitud horizontal, l_w , el espesor nominal, t , la altura efectiva del muro, h' y la resistencia a la compresión de la mampostería, f'_m .

1. Determinación del acero de refuerzo vertical.

§ Cálculo del acero de refuerzo mínimo para la sección bruta del muro.

$$A_{st} = (0.0015t_{cavidad} + 0.0055t_{muros})l_w \quad (6.62)$$

$$A_{st(cavidad)} = 0.0015l_w t_{cavidad} \quad (6.63)$$

$$A_{st(muros)} = 0.0055l_w t_{muros} \quad (6.64)$$

§ Si el área de acero de refuerzo es mayor que las áreas anteriores. Se calcula el número de barras de la siguiente forma:

$$n = \frac{A_{st(muros-cavidad)}}{A_{barras}} \quad (6.65)$$

Se aproxima por arriba.

2. Se calcula la separación entre barras (teniendo en cuenta un recubrimiento de 50 mm a cada extremo del muro). Es decir:

$$s = \frac{(l_w - 100)}{n - 1} \quad (6.66)$$

Tanto en la cavidad como en las paredes laterales. Si l_w esta en (mm); y se verifica que: $50 \text{ mm} \leq s \leq 400 \text{ mm}$, para la cavidad.

3. Determinación de la máxima resistencia axial teórica:

§ Se determinan P_o y R_e .

$$- P_o = 0.85 f'_m (A_e - A_{st}) + A_{st} f_y \quad (6.67)$$

$$\text{Donde } A_e = (t_{\text{cavidad}} + 2t_{\text{muros}}) l_w \quad (6.68)$$

Se verifica que $P_o \leq f'_m A_e$

$$- t = t_{\text{cavidad}} + 2t_{\text{muros}} \quad (6.69)$$

$$- R_e = 1 - \left(\frac{h'}{40t} \right)^3 \quad (6.70)$$

§ Si el acero de refuerzo tiene un $F_y \leq 420 \text{ MPa}$, el valor de ϕ se puede aumentar.

- Se calcula la carga balanceada P_b como:

$$P_b = 0.85 f'_m b a_b \quad (6.71)$$

Donde a_b , es igual a:

$$a_b = 0.85d \frac{e_{mu}}{e_{mu} + \frac{f_y}{E_s}} \quad (6.72)$$

Donde d se puede aproximar a l_w , $\varepsilon_{mu} = 0.003$ y $E_s = 200.000$ MPa.

El valor de b es igual a t.

- Se calcula $0.1 f'_m A_e$.

- Si $P_u < 0.1 f'_m A_e$ ó $0.25 P_b$, entonces:

$$f = 0.85 - 0.25 \frac{P_u}{0.1 f'_m A_e} \quad \text{Si } 0.1 f'_m A_e < 0.25 P_b \quad (6.73)$$

Si no:

$$f = 0.85 - 0.25 \frac{P_u}{0.25 P_b} \quad (6.74)$$

Y si $P_u > 0.1 f'_m A_e$ ó $0.25 P_b$, $\phi = 0.60$

§ Por último se calcula ϕP_n como:

$$f P_n = f 0.8 P_o R_e \quad (6.75)$$

Y se chequea que: $f P_n \geq P_u$, sino se cumple, se calcula otra vez el A_{st} a partir de

ϕP_n :

$$A_{st} = \frac{\frac{P_u}{0.80 f R_e} - 0.85 f'_m A_e}{f_y - 0.85 f'_m} \quad (6.76)$$

Se distribuye otra vez el acero, y se repiten los pasos 2 y 3.

4. Si $0.25 \cdot P_b > P_u$, se debe chequear la resistencia mínima a flexión de la siguiente forma:

$$M_n = \frac{M_u}{f} \geq \alpha M_{cr} \quad (6.77)$$

Donde $\alpha = 3.0$. Y el momento de agrietamiento es igual a:

$$M_{cr} = \frac{b l_w^2}{6} f_r \quad (6.78)$$

- Para mampostería de cavidad reforzada:

$$f_r = 0.17 \sqrt{f'_m} \leq 0.8 \text{MPa} \quad (6.78)$$

5. Determinación de la resistencia a flexo-compresión del muro: se utiliza el método de diagrama de interacción.

Para hacer un diagrama de interacción que muestre la capacidad resistente de un muro, y comparar las solicitaciones de carga axial y flexión, se deben hacer los siguientes pasos:

§ El diagrama de interacción se hará con varias parejas de ϕP_n y ϕM_n , que se determinan seleccionando varios valores de distancias del eje neutro a la fibra más alejada a compresión, c . Para determinar estos valores de c , se inicia en

0.05 m y se incrementa cada vez, en $\left(\frac{l_w - 0.1}{15} \right)$; el 15, significa el número de

parejas de ϕP_u y ϕM_u , con las que se va a hacer el diagrama.

§ Seleccionado el valor de c , para cada caso: Se determina la distancia de la fibra más alejada a compresión a la barra analizada, d , (para cada barra en el muro).

$$d = 0.05 + (i - 1) \cdot s \quad (6.80)$$

$i = 1, 2, 3, \dots, n$ (barras) y s es la separación entre barras, ya calculado.

§ Se compara $d \geq c$: $E = 200000 \text{ MPa}$ F_y en MPa.

- Si se cumple: las barras están en tracción y la deformación y el esfuerzo son:

$$e_s = -0.003 \frac{d-c}{c} \leq -\frac{F_y}{E_s} \quad (6.81)$$

$$f_s = -600 \frac{d-c}{c} \leq -F_y \quad \text{MPa.} \quad (6.82)$$

- si no se cumple: las barras están en compresión y la deformación y el esfuerzo son:

$$e_s = 0.003 \frac{c-d}{c} \leq \frac{F_y}{E_s} \quad (6.83)$$

$$f_s = 600 \frac{c-d}{c} \leq F_y \quad \text{MPa.} \quad (6.84)$$

§ Calculo de la fuerza en cada barra: con el esfuerzo determinado y con su signo (positivo y negativo), se hace una tabla y se multiplica cada valor por el área de la barra.

$$T = f_s A_{(barra)} \quad (6.85)$$

§ Calculo la fuerza de compresión en la mampostería y cavidad.

$$C = 0.85 f'_m t(0.85c) \quad (6.86)$$

§ Calculo la fuerza nominal P_n :

$$P_n = 0.85 f'_m at + \sum T \quad (6.87)$$

§ Se calcula el valor del momento nominal M_n , de la siguiente forma:

$$M_n = 0.85 f'_m a t \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n A_{si} f_{si} \left(\frac{l}{2} - d_i \right) \quad (6.88)$$

Siempre que la distancia a cada barra d_i sea menor o igual a la mitad de longitud del muro, si no:

$$M_n = 0.85 f'_m a t \left(\frac{a}{2} - \frac{l}{2} \right) + \sum_{i=1}^n A_{si} f_{si} \left(d_i - \frac{l}{2} \right) \quad (6.89)$$

§ Para obtener los valores ϕP_n y ϕM_n , se multiplican por el valor de ϕ , calculado anteriormente y el valor de R_e . Y se gráfica la pareja de valores. Esto repite para cada valor de c .

§ Por último se chequean los valores de P_u y M_u , en el diagrama de interacción. Si estos valores están fuera del diagrama, se aumenta A_{st} , y se realiza otra vez el diagrama de interacción. Pero, si están dentro, quiere decir, que el muro cumple con las solicitudes exigencias.

6. Chequeo de esfuerzos (solo si la falla es por flexión).

§ Se calculan los esfuerzos de compresión en los extremos:

$$f_a = \frac{P_u}{l_w t} \quad (6.89)$$

$$f_b = \frac{6M_u}{l_w^2 t} \quad (6.90)$$

§ Y se chequea que:

$$f_a + f_b < 0.2 f'_m \quad (6.91)$$

Si no cumple, se debe colocar elementos de borde en los extremos. Estos elementos deben cumplir:

- La longitud de los elementos de borde $\geq l_w$ ó hasta donde el esfuerzo de

compresión $< 0.15f'_m$, la mayor de las dos.

- Los elementos de borde deben avanzar hacia el centro del muro una distancia $\geq 3t$, deben tener estribos de confinamiento de diámetro N°3 (3/8") ó 10M (10 mm) y con separación 200 mm.

7. Determinación la resistencia a cortante.

§ Cálculo del cortante nominal resistido por la mampostería:

- Se calcula la relación $\frac{M}{Vd}$,

Donde $d = 0.8l_w$, M y V, son el momento y el cortante mayorados que ocurren simultáneamente en la sección considerada.

- Se determina el valor del área efectiva a cortante A_{mv} , en la dirección paralela al plano del muro.

$A_{mv} = bl_w$, donde b es igual al ancho efectivo del alma. Es decir,

$$b = t_{cavidad} + 2t_{muros}.$$

- El valor de $\frac{M}{Vd}$, se compara en la siguiente tabla:

Tabla 26. Valor del cortante nominal resistido por la mampostería.

$\frac{M}{Vd}$	V_m
$0.25 \geq \frac{M}{Vd}$	$V_m = 0.20A_{mv}\sqrt{f'_m}$
$0.25 < \frac{M}{Vd} < 1.0$	$V_m = \left[0.23 - 0.13\left(\frac{M}{Vd}\right) \right] A_{mv}\sqrt{f'_m}$
$\frac{M}{Vd} \geq 1.0$	$V_m = 0.10A_{mv}\sqrt{f'_m}$

Fuente: Norma de Diseño NSR-98.

- Y dependiendo en que intervalo se encuentra el valor de $\frac{M}{Vd}$, se determina la expresión para el cortante nominal, V_m , que resiste la mampostería.

§ Se chequea el cortante requerido con el cortante máximo que puede resistir la mampostería. es decir:

$$V_u \geq 0.6V_m \quad (6.92)$$

Si no se cumple, el acero de refuerzo debe tomar TODO el cortante.

§ Determinación del área de acero requerido para resistir el cortante, A_v :

$$A_v = \frac{\left(\frac{V_u}{f}\right) b_s}{A_{mv} f_y} \quad (6.93)$$

Donde s es la separación para refuerzo horizontal, $50 \text{ mm} \leq s \leq 400 \text{ mm}$.

§ Por último se debe verificar que el cortante nominal V_n , no exceda los valores de cortante nominal máximo. Estos valores se encuentran en la siguiente tabla.

Tabla 27. Valores máximos para el cortante nominal.

$\frac{M}{Vd}$	Máximo valor permitido para V_n
$0.25 \geq \frac{M}{Vd}$	$0.50A_{mv} \sqrt{f'_m} \leq 2.7A_{mv}$
$0.25 < \frac{M}{Vd} < 1.0$	$\left[0.56 - 0.23\left(\frac{M}{Vd}\right)\right] A_{mv} \sqrt{f'_m} \leq \left[3.0 - 1.3\left(\frac{M}{Vd}\right)\right] A_{mv}$
$\frac{M}{Vd} \geq 1.0$	$0.33A_{mv} \sqrt{f'_m} \leq 1.7A_{mv}$

Fuente: Norma de Diseño NSR-98.

$V_n = V_m + V_s \leq V_{n(máx)}$, calculado de la tabla anterior.

9. Determinación de cuantías horizontales y verticales:

§ Calculo de cuantía vertical: $r_v = \frac{A_{st}}{l_w t}$

§ Calculo de cuantía horizontal: $\frac{A_v}{metros} = \frac{A_v (de\ sección)}{s(metros)}$

$$r_h = \frac{\frac{A_v}{metros}}{l_w t} \quad (6.94)$$

10. Se chequea que la suma de las dos cuantías ≥ 0.002 . si no se cumple:

$$r_v = 0.002 - r_h \quad (6.95)$$

11. Y se calcula un A_{st} , con la nueva cuantía vertical por el área bruta de la sección del muro.

$$A_{st} = r_v * l_w * t \quad (6.96)$$

Y se distribuye el área de acero vertical en toda la longitud del muro, tanto para la cavidad como los muros de mampostería.

7. CONCLUSIONES

- § La propiedad física más importante del mortero de pega, dada las características sísmicas de nuestro país, es la adherencia. Ya que, como se mencionó anteriormente el mortero tiende a desarrollar esfuerzos de tracción producidos por las cargas de la estructura, el terreno, los sismos y el viento; cambio de volumen de las unidades y los cambios de temperatura.
- § La resistencia a la compresión del mortero de pega, f'_{cp} , por si sola, no influye notablemente en el valor de la resistencia a compresión del muro de mampostería, pero sí en sus propiedades de deformabilidad y adherencia, ya que ejerce un efecto de restricción de la deformación lateral de la unidad.
- § La deformabilidad del mortero de pega, resulta importante en la relación j/h y por tanto en la resistencia de los muros de mampostería. Entre más bajo sea el valor de j/h , menores son las tracciones en la unidad y la resistencia a compresión del muro es casi igual a la de las unidades de mampostería.
- § Con respecto a la ecuación 4.9 del capítulo 4, se concluye que su utilización no es tan conservadora como dice la NSR-98, se pueden citar tres razones. La primera es que esta ecuación esta basada en la hipótesis de un comportamiento elástico de los materiales a lo largo de todo el proceso de carga, lo cual es muy discutible, la segunda es que no tiene en cuenta el espesor de la junta de mortero, el cual sabemos que al aumentar disminuye la resistencia del muro. Y la tercera es la mano de obra, que es muy difícil de controlar con una ecuación.
- § Los muros en voladizo no resultan apropiados para los casos en donde los elementos de acoplamiento tengan, además de una gran rigidez axial, una rigidez a flexión significativa, esto es importante cuando se diseñan edificaciones en mampostería confinada, ya que dependiendo de las dimensiones de las vigas

de confinamiento, se pueden presentar estas condiciones.

- § En el diseño de muros de mampostería no están crítico el chequeo por carga axial como el chequeo por flexión, la razón es que las cargas axiales producto del peso de los elementos y las cargas vivas son pequeñas y el cortante producto de las fuerzas horizontales, genera un momento considerable, que pone a trabajar al muro a flexión.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

- [1] VEGA, Horacio y ZAMBRANO, Carlos. Mampostería Estructural. Tesis de grado. 1983. UIS.
- [2] SÁNCHEZ DE GUZMÁN, Diego. Tecnología del Concreto y del Mortero, 3ª Edición, Bhandar Editores LTDA, Colombia, 1996.
- [3] MARTÍN, José A. y LEÓN, Javier. Comportamiento Mecánico de las Obras de Fábrica, Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras U.P.M., España 2001.
- [4] FAUNDEZ, Daniel y LUNA, Paloma. Estudio Teórico-Experimental de las Propiedades de los Morteros de Junta para Albañilería. Tesis de Grado. Universidad de Santiago de Chile, 2002.
- [5] CLIMENT MOLINS I BORRRELL. Un Model Per A L'Anàlisi del Comportament Resistent de Construccions de Maçoneria. Tesis de Doctorado. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 1996.
- [6] HENDRY, A. Structural Masonry. Macmillan Press Ltd, 1998.
- [7] GONZALES CUEVAS, Oscar y ROBLES, Francisco. Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. Editorial Limusa. México, 1996.
- [8] PAULAY, T. y PRIESTLEY, M. Seismic Design of Reinforced concrete and Masonry Buildings.
- [9] GOMEZ, Darío y ALVAREZ, Julia. Comportamiento Sísmico de Edificios de Albañilería. Tesis de Grado. Universidad de Santiago de Chile, 1999.

[10] Conferencias Seminario sobre Mampostería Estructural y No Estructural ANFALIT. Bucaramanga, 2003.

[11] Norma Técnica para el Diseño y Construcción Estructural de Mampostería. El Salvador, 1994.

[12] SIERRA, Daniel y VELEZ, Alejandro. Análisis de Muros de Cortante Acoplados en Edificios de Mampostería Estructural de Mediana y Baja Altura. Tesis de Grado. Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín, 1.998.

[13] Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. México.

[14] N.S.R.- 98. Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo - Resistente. Tomo 1. Título D. Mampostería Estructural.

BIBLIOGRAFIA

CLIMENT MOLINS I BORRRELL. Un Model Per A L'Análisi del Comportament Resistent de Construccions de Maçoneria. Tesis de Doctorado. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 1996.

FAUNDEZ, Daniel y LUNA, Paloma. Estudio Teórico-Experimental de las Propiedades de los Morteros de Junta para Albañilería. Tesis de Grado. Universidad de Santiago de Chile, 2002.

GOMEZ, Darío y ALVAREZ, Julia. Comportamiento Sísmico de Edificios de Albañilería. Tesis de Grado. Universidad de Santiago de Chile, 1999.

GONZALES CUEVAS, Oscar y ROBLES, Francisco. Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. Editorial Limusa. México, 1996.

HENDRY, A. Structural Masonry. Macmillan Press Ltd, 1998.

MARTÍN, José A. y LEÓN, Javier. Comportamiento Mecánico de las Obras de Fábrica, Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras U.P.M., España 2001.

PAULAY, T. y PRIESTLEY, M. Seismic Design of Reinforced concrete and Masonry Buildings.

SÁNCHEZ DE GUZMÁN, Diego. Tecnología del Concreto y del Mortero, 3ª Edición, Bhandar Editores LTDA, Colombia, 1996.

SIERRA, Daniel y VELEZ, Alejandro. Análisis de Muros de Cortante Acoplados en Edificios de Mampostería Estructural de Mediana y Baja Altura. Tesis de Grado. Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín, 1.998.

VEGA, Horacio y ZAMBRANO, Carlos. Mampostería Estructural. Tesis de grado. 1983. UIS.

NOMENCLATURA

- A_a** = coeficiente de aceleración pico efectiva, véase el Título A.
- A_{ci}** = área de la sección de la columna de confinamiento **i**, en mm^2 .
Capítulo D.10.
- A_{ci}** = área total de las columnas de confinamiento del muro, en mm^2 . Capítulo D.10.
- A_e** = área efectiva de la sección de mampostería, mm^2 . Véase D.5.4.1.
- A_m** = área mínima de los muros del piso, que actúan en la misma dirección en planta. Dentro del área de los muros se incluyen las columnas de confinamiento, en m^2 . Capítulo D.10.
- A_{md}** = área efectiva de mampostería para verificación por aplastamiento, en mm^2 .
Capítulo D.10.
- A_{mv}** = área efectiva para determinar esfuerzos cortantes, mm^2 . Véase D.5.4.5.
- A_p** = área del piso en el nivel considerado, en m^2 . Capítulo D.10.
- A_{se}** = área efectiva de refuerzo en tracción, mm^2 .
- A_{st}** = área total de acero de refuerzo en la sección de muro, o área total del acero de refuerzo longitudinal del elemento de confinamiento, en mm^2 .
- A_{s1}** = área del refuerzo a tracción equilibrado por la compresión en la mampostería. mm^2 .
- A_{s2}** = área del refuerzo a tracción equilibrado por el refuerzo a compresión, mm^2 .
- A_v** = área del refuerzo para cortante, mm^2 .
- a** = profundidad del bloque equivalente de compresión (tomar como 0.85c), mm.
- a_b** = profundidad del bloque equivalente de compresión en condiciones balanceadas, ecuación (D.5-2), mm.
- b** = ancho efectivo de la sección, mm. Véase D.5.4.4.
- c** = profundidad del eje neutro en la zona de compresión, mm.

- d** = distancia de la cara de compresión al centroide del refuerzo en tracción, mm.
- d'** = distancia desde el centroide del refuerzo en compresión flexión hasta la fibra extrema en compresión.
- E** = efectos sísmicos reducidos.
- E_m** = módulo de elasticidad de la mampostería, MPa.
- E_r** = módulo de elasticidad del mortero de relleno, MPa.
- E_s** = módulo de elasticidad del acero de refuerzo, MPa.
- F_s** = fuerzas sísmicas.
- f'_c** = resistencia a la compresión de concreto de los elementos de confinamiento, en MPa.
- f'_{cp}** = resistencia especificada a la compresión del mortero de pega, Mpa.
- f'_{cr}** = resistencia a la compresión del mortero de relleno, MPa.
- f'_{cu}** = resistencia especificada a la compresión de la unidad de mampostería medida sobre área neta, MPa.
- f'_m** = resistencia a la compresión de la mampostería, MPa.
- Öf'_m** = raíz cuadrada de la resistencia a la compresión de la mampostería, en MPa.
- f_r** = módulo de ruptura de la mampostería, MPa.
- f_y** = resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, MPa.
- G_m** = módulo de cortante de la mampostería, MPa.
- G_r** = módulo de cortante del mortero de relleno, MPa.
- h** = altura de la unidad de mampostería, en mm, para ser empleada en la ecuación (D.3-1).
- h'** = altura efectiva del elemento para evaluar efectos de pandeo, mm, véase D.5.4.3. o longitud de la diagonal del paño de muro entre elementos de confinamiento, o altura efectiva del elemento para evaluar efectos de pandeo en el Capítulo D.10.
- h_p** = altura del piso localizado por encima del elemento bajo estudio, medida centro a centro entre vigas de confinamiento, en mm. Capítulo D.10.
- I_{ct}** = momento de inercia de las columnas de confinamiento del muro, con respecto a su centroide, en mm⁴. Capítulo D.10.

- k_p** = factor de corrección por absorción de la unidad, adimensional
 $k = 1.4$ para unidades de concreto.
 $k = 0.8$ para unidades de arcilla o sílico-calcareas.
- l** = luz de una viga o dintel, mm.
- l_c** = distancia horizontal entre columnas de confinamiento, medida centro a centro, para el paño de muro confinado bajo estudio, en mm. Capítulo D.10.
- l_w** = longitud horizontal del muro, mm, o longitud horizontal total del muro, medida centro a centro entre columnas de confinamiento de borde, en el Capítulo D.10.
- M** = momento actuante que ocurre simultáneamente con V .
- M_n** = resistencia nominal a flexión.
- M_{cr}** = momento de agrietamiento del muro de mampostería.
- M_u** = momento mayorado solicitado de diseño del muro.
- N** = número de niveles por encima del nivel considerado, Capítulo D.10.
 P_b = carga axial nominal balanceada, N.
- P_n** = resistencia nominal a carga axial, N.
- P_{nc}** = fuerza axial resistente nominal en compresión sobre la columna de confinamiento, siempre positiva, en N.
- P_{nt}** = fuerza axial resistente nominal en tracción sobre la columna de confinamiento, siempre negativa, en N.
- P_o** = máxima resistencia axial teórica, N.
- P_u** = fuerza axial de diseño solicitada sobre el muro, en N.
- P_{uc}** = fuerza axial de diseño solicitada en compresión sobre la columna de confinamiento, siempre positiva, en N.
- P_{ud}** = fuerza axial que actúa sobre la biela diagonal del muro, en N. Capítulo D.10.
- P_{ut}** = fuerza axial de diseño solicitada en tracción sobre la columna de confinamiento, siempre negativa, en N. Capítulo D.10.
- ΔP_{ui}** = valor absoluto del incremento de la fuerza axial sobre la columna de confinamiento i , causada por el momento solicitado de diseño, M_{ui} , en N. Capítulo D.10.
- R** = coeficiente de capacidad de disipación de energía.

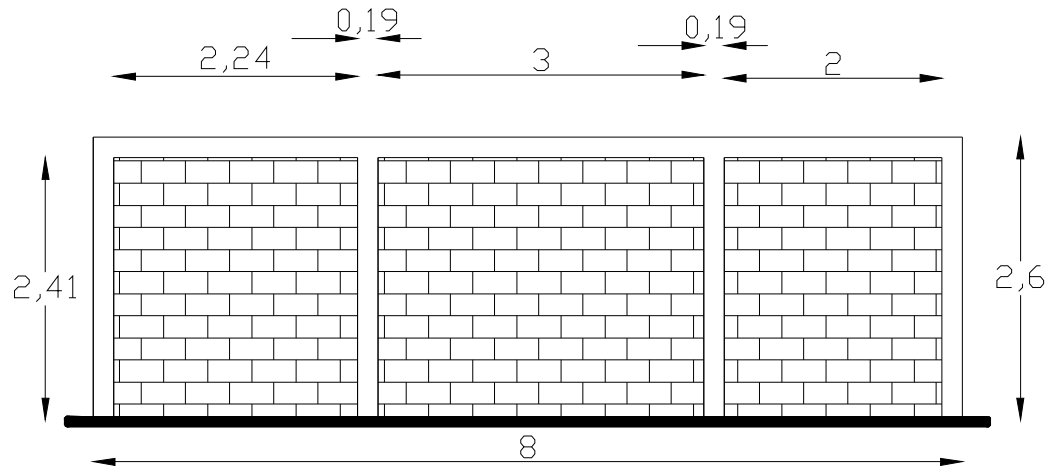
- R_e** = coeficiente utilizado para tener en cuenta los efectos de esbeltez en elementos a compresión.
- R_m** = parámetro definido por medio de la ecuación (D.3-1).
- R_o** = coeficiente básico de capacidad de disipación de energía.
- r** = relación entre el área neta y el área bruta de las unidades de mampostería, adimensional.
- s** = separación del refuerzo de cortante medida a lo largo de j eje vertical del muro, mm.
- t** = espesor efectivo de la sección para evaluar efectos de pandeo, mm. Véase D.5.4.2.
- V** = fuerza cortante actuante que ocurre simultáneamente con M .
- V_n** = fuerza cortante resistente nominal del muro, en N.
- V_{nc}** = fuerza cortante resistente nominal para una sección de concreto reforzado, calculada de acuerdo con los requisitos del Título C del Reglamento, en N. Capítulo D.10.
- V_m** = resistencia nominal para fuerza cortante contribuida por la mampostería, N.
- V_u** = fuerza cortante mayorada solicitada de diseño del muro, en N.
- V_{uc}** = fuerza cortante mayorada solicitada de diseño que actúa sobre las columnas de confinamiento cerca de la intersección con la viga de confinamiento, en N. Capítulo D.10.
- V_s** = resistencia nominal para fuerza cortante contribuida por el refuerzo de cortante, N.
- x_i** = distancia de la columna de confinamiento i al borde del muro, en mm. Capítulo D.10.
- \bar{x}** = distancia al borde del muro del centroide de las áreas de todas las columnas de confinamiento del muro, en mm. Capítulo D.10.
- α** = coeficiente para ser empleado en la ecuación (D.5-24).
- ϵ_{mu}** = máxima deformación unitaria permisible de compresión en la mampostería ($\epsilon_{mu} = 0.003$).
- ϵ_y** = deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo.
- Φ** = coeficiente de reducción de resistencia.
- ρ** = cuantía de refuerzo a tracción por flexión, $\rho = A_s/(bd)$.

ρ_b = cuantía correspondiente a las condiciones de flexión balanceada.

ρ_n = cuantía de refuerzo horizontal que resiste cortante en un muro en un plano perpendicular al plano A_{mv} , mm^2 .

ANEXOS A. EJEMPLOS DE DISEÑO

1. MURO DE MAMPOSTERÍA CONFINADA



Solicitaciones:

$$P_u = 387.1 \text{ KN}$$

$$M_u = 739.21 \text{ KN - m}$$

$$V_u = 125.83 \text{ KN}$$

Especificaciones de los materiales:

$$f'_m = 10 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 21 \text{ MPa}$$

$$F_y = 420 \text{ MPa}$$

Columnas de 190 x 190 mm

Vigas 190 x 190 mm

1. Determinación de área total de columnas de confinamiento:

$$A_{ci} = 190 * 190 = 36100 \text{ mm}^2$$

$$A_{ct} = 4 * 36100 = 144400 \text{ mm}^2$$

2. Determinación del centroide de las áreas de todas las columnas de confinamiento:

$$\bar{x} = \frac{36100(95 + 2525 + 5715 + 7905)}{144400} = 4060mm$$

3. Calculo del momento de inercia de las columnas de confinamiento:

$$I_{ct} = 36100((95 - 4060)^2 + (2525 - 4060)^2 + (5715 - 4060)^2 + (7905 - 4060)^2)$$

$$I_{ct} = 1.285 * 10^{12} mm^4$$

4. Se calculan los diferentes incrementos de fuerza axial sobre las columnas de confinamiento, causados por el momento de diseño:

$$\Delta P_{u1} = \left| \frac{739.21 * 1000 * 36100 * (95 - 4060)}{1.285 * 10^{12}} \right| = 82.33KN$$

$$\Delta P_{u2} = \left| \frac{739.21 * 1000 * 36100 * (2525 - 4060)}{1.285 * 10^{12}} \right| = 31.87KN$$

$$\Delta P_{u3} = \left| \frac{739.21 * 1000 * 36100 * (5715 - 4060)}{1.285 * 10^{12}} \right| = 34.36KN$$

$$\Delta P_{u4} = \left| \frac{739.21 * 1000 * 36100 * (7905 - 4060)}{1.285 * 10^{12}} \right| = 79.84KN$$

5. Se determinan las fuerzas axiales de compresión y tracción máximas, solicitada en cada columna, y su correspondiente acero de refuerzo:

§ Columna 1:

$$P_{uc} = \frac{36100}{144400} 387.1 + 82.33 = 179.11KN$$

$$P_{ut} = \frac{36100}{144400} 387.1 - 82.33 = 14.44KN > 0 \quad P_{ut} = 0$$

Calculo del acero de refuerzo:

$$A_{st} = \frac{\frac{179.11 * 1000}{0.7} - \frac{0.68 * 21 * 36100}{1000}}{0.8 * 420 - 0.68 * 21} = 793.7mm^2$$

Número de barras: 4 N° 5

§ Columna 2:

$$P_{uc} = \frac{36100}{144400} 387.1 + 31.87 = 128.65KN$$

$$P_{ut} = \frac{36100}{144400} 387.1 - 31.87 = 64.91KN > 0 \quad P_{ut} = 0$$

Calculo del acero de refuerzo:

$$A_{st} = \frac{\frac{128.65 * 1000}{0.7} - \frac{0.68 * 21 * 36100}{1000}}{0.8 * 420 - 0.68 * 21} = 569.7mm^2$$

Número de barras: 3 N° 5

§ Columna 3:

$$P_{uc} = \frac{36100}{144400} 387.1 + 34.36 = 131.14 KN$$

$$P_{ut} = \frac{36100}{144400} 387.1 - 34.36 = 62.41 KN > 0 \quad P_{ut} = 0$$

Calculo del acero de refuerzo:

$$A_{st} = \frac{\frac{131.14 * 1000}{0.7} - \frac{0.68 * 21 * 36100}{1000}}{0.8 * 420 - 0.68 * 21} = 580.7 mm^2$$

Número de barras: 3 N° 5

§ Columna 4:

$$P_{uc} = \frac{36100}{144400} 387.1 + 79.84 = 176.62 KN$$

$$P_{ut} = \frac{36100}{144400} 387.1 - 79.84 = 16.94 KN > 0 \quad P_{ut} = 0$$

Calculo del acero de refuerzo:

$$A_{st} = \frac{\frac{176.62 * 1000}{0.7} - \frac{0.68 * 21 * 36100}{1000}}{0.8 * 420 - 0.68 * 21} = 782.66 mm^2$$

Número de barras: 4 N° 5

6. Calculo del $A_{st(\text{mínimo})}$:

$$A_{st(\text{mínimo})} = 0.0075 * 36100 = 270.75mm^2$$

Los A_{st} para todas las columnas es mayor que el $A_{st(\text{mínimo})}$.

7. Chequeo de la resistencia axial del muro:

Se calcula el A_{st} :

$$A_{st} = 14 * 179.9 = 2770.6mm^2$$

$$fP_n = \frac{0.6}{1000} \left[0.8(0.85 * 10(190 * 8000 - 2770.6) + 2770.6 * 420) \left(1 + \left(\frac{2600}{40 * 190} \right)^3 \right) \right]$$

$$fP_n = 6478.6KN > P_u = 387.1KN$$

8. Chequeo a cortante:

$$A_e = (2240 + 3000 + 2000) * 190 = 1375600mm^2$$

Espesor de las paredes exteriores de las unidades igual a 60 mm.

$$A_{mv} = (2240 + 3000 + 2000) * 60 = 434400mm^2$$

$$V_n = \left(\frac{1}{12} \sqrt{10} + \frac{387.1 * 1000}{1375600} \right) \left(\frac{434400}{1000} \right) = 236.72KN$$

Se chequea que no sea mayor que:

$$\frac{1}{6 * 1000} \sqrt{10} * 434400 = 228.95 KN < 236.72 KN$$

Por tanto $V_n = 228.95 KN$

$$fV_n = 0.6 * 228.95 = 137.37 KN > V_u = 125.83 KN \quad \text{Cumple.}$$

8. Determinación del acero de refuerzo en las vigas:

Viga 1:

$$A_{st} = \frac{(2240 + 190) * 125.83 * 1000}{0.9 * 7810 * 420} = 103.6 mm^2$$

Viga 2:

$$A_{st} = \frac{(3000 + 190) * 125.83 * 1000}{0.9 * 7810 * 420} = 135.97 mm^2$$

Viga 3:

$$A_{st} = \frac{(2000 + 190) * 125.83 * 1000}{0.9 * 7810 * 420} = 93.34 mm^2$$

Refuerzo mínimo:

$$A_{st} = 0.0075 * 36100 = 270.75 mm^2$$

Como $A_{st(\text{mínimo})}$ es mayor que los A_{st} para las vigas, se toma éste.

Número de barras: 4 N° 3

9. Chequeo del Aplastamiento del muro:

$$h' = \sqrt{3000^2 + 2410^2} = 3848.13mm$$

$$A_{md} = \frac{(3848.13)}{5} * 190 = 146228.9mm^2$$

$$P_{nd} = 0.68 * 10 * 146228.9 \left(1 + \left(\frac{3848.13}{40 * 190} \right)^3 \right) * \frac{1}{1000} = 856.28KN$$

$$P_{ud} = \frac{3848.13}{7810} * 125.83 = 62.0KN$$

$$fP_{nd} = 0.6 * 856.28 = 605.69KN > P_{ud} = 62.0KN \quad \text{Cumple.}$$

10. Chequeo del cortante en los elementos de confinamiento:

§ En las columnas de confinamiento:

- Calculo del cortante en las columnas de confinamiento:

Columna 1:

$$V_{uc} = \frac{(2240 + 190)}{2 * 7810} * 125.83 = 19.57KN$$

Columna 2 y 3:

$$V_{uc} = \frac{(3000 + 190)}{2 * 7810} * 125.83 = 25.69KN$$

Columna 4:

$$V_{uc} = \frac{(2000 + 190)}{2 * 7810} * 125.83 = 17.64 \text{KN}$$

- Calculo del cortante que puede resistir la columna:

Resistencia debida al concreto:

$$\text{Columna 1: } n_c = \left(1 + \frac{179.11 * 1000}{14 * 36100} \right) \frac{\sqrt{10}}{6} = 0.714 \text{MPa}$$

$$\text{Columna 2: } n_c = \left(1 + \frac{128.65 * 1000}{14 * 36100} \right) \frac{\sqrt{10}}{6} = 0.661 \text{MPa}$$

$$\text{Columna 3: } n_c = \left(1 + \frac{131.14 * 1000}{14 * 36100} \right) \frac{\sqrt{10}}{6} = 0.664 \text{MPa}$$

$$\text{Columna 4: } n_c = \left(1 + \frac{176.62 * 1000}{14 * 36100} \right) \frac{\sqrt{10}}{6} = 0.711 \text{MPa}$$

Resistencia debida a el estribo: se chequeara para un A_v a cortante mínimo de 63.3 mm², como lo establece la NSR-98.

La separación s , es igual a 100 mm, por estar en una zona de amenaza sísmica alta.

$$n_s = \frac{63.3 * 420}{100 * 190} = 1.4 \text{MPa}$$

Se calcula el cortante nominal en cada columna:

Columna 1:

$$V_{nc} = (1.4 + 0.714) * 36100 * \frac{1}{1000} = 76.32KN$$

$$fV_{nc} = 0.6 * 76.32 = 45.8KN > 19.57KN \quad \text{Cumple!}$$

Columna 2:

$$V_{nc} = (1.4 + 0.661) * 36100 * \frac{1}{1000} = 74.4KN$$

$$fV_{nc} = 0.6 * 74.4 = 44.6KN > 25.69KN \quad \text{Cumple!}$$

Columna 3:

$$V_{nc} = (1.4 + 0.664) * 36100 * \frac{1}{1000} = 74.51KN$$

$$fV_{nc} = 0.6 * 74.51 = 44.7KN > 25.69KN \quad \text{Cumple!}$$

Columna 4:

$$V_{nc} = (1.4 + 0.711) * 36100 * \frac{1}{1000} = 76.20KN$$

$$fV_{nc} = 0.6 * 76.20 = 45.72KN > 17.64KN \quad \text{Cumple!}$$

§ En las vigas de confinamiento:

- Calculo del cortante en las vigas de confinamiento:

$$V_{uc} = \frac{(2600)}{2 * 7810} * 125.83 = 20.95 KN$$

- Calculo del cortante que puede resistir la viga:

Resistencia debida al concreto:

$$\text{Viga 1: } n_c = \left(1 - \frac{39.15 * 1000}{3.5 * 36100}\right) \frac{\sqrt{10}}{6} = 0.364 MPa$$

$$\text{Viga 2: } n_c = \left(1 - \frac{51.39 * 1000}{3.5 * 36100}\right) \frac{\sqrt{10}}{6} = 0.593 MPa$$

$$\text{Viga 1: } n_c = \left(1 - \frac{39.15 * 1000}{3.5 * 36100}\right) \frac{\sqrt{10}}{6} = 0.364 MPa$$

Resistencia debida a el estribo: se chequeara para un A_v a cortante mínimo de 63.3 mm², como lo establece la NSR-98.

La separación s , es igual a 100 mm, por estar en una zona de amenaza sísmica alta.

$$n_s = \frac{63.3 * 420}{100 * 190} = 1.4 MPa$$

Se calcula el cortante nominal en cada viga:

Viga 1:

$$V_{nc} = (1.4 + 0.364) * 36100 * \frac{1}{1000} = 63.68 \text{ KN}$$

$$fV_{nc} = 0.6 * 63.68 = 38.21 \text{ KN} > 20.95 \text{ KN} \quad \text{Cumple!}$$

Viga 2:

$$V_{nc} = (1.4 + 0.593) * 36100 * \frac{1}{1000} = 71.94 \text{ KN}$$

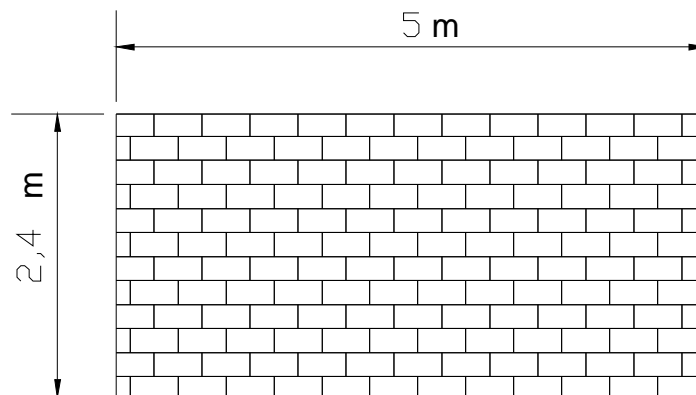
$$fV_{nc} = 0.6 * 71.94 = 43.17 \text{ KN} > 20.95 \text{ KN} \quad \text{Cumple!}$$

Viga 3:

$$V_{nc} = (1.4 + 0.364) * 36100 * \frac{1}{1000} = 63.68 \text{ KN}$$

$$fV_{nc} = 0.6 * 63.68 = 38.21 \text{ KN} > 20.95 \text{ KN} \quad \text{Cumple!}$$

2. MURO DE MAMPOSTERÍA REFORZADA



Solicitaciones:

$$P_u = 850.24 \text{ KN}$$

$$M_u = 1348.64 \text{ KN} - \text{m}$$

$$V_u = \text{KN}$$

Especificaciones de los materiales:

$$f'_m = 10 \text{ MPa}$$

$$f'_{cr} = \text{MPa}$$

$$F_y = 420 \text{ MPa}$$

Espesor del muro: 190 mm

El muro esta totalmente inyectado.

§ Cálculo del acero de refuerzo mínimo para la sección bruta del muro.

Para mampostería reforzada: $\rho_{v(\text{mínima})} \geq 0.0007$

$$A_{st} = 0.0007 * 5000 * 190 = 665 \text{ mm}^2$$

§ Se debe chequear que este acero sea mayor e igual que:

$$A_{st} = 665 \text{ mm}^2 \geq 253.4 \text{ mm}^2 \text{ (2 barras N}^\circ 4)$$

§ Número de barras: si se utilizan barras N° 4, $A_{\text{barras}} = 126.7 \text{ mm}^2$.

$$n = \frac{665}{126.7} = 5.3 \text{ barras} \approx 6 \text{ barras N}^\circ 4$$

2. Se calcula la separación entre barras (teniendo en cuenta un recubrimiento de 50 mm a cada extremo del muro).

$$s = \frac{(5000 - 100)}{6 - 1} = 980 \text{ mm} < 1200 \text{ mm}$$

3. Cálculo del área efectiva:

$$A_e = 5000 * 190 = 950000 \text{ mm}^2$$

4. Determinación de la máxima resistencia axial teórica:

§ Se determinan P_o y R_e .

$$- P_o = (0.85 * 10 * (950000 - 665) + 665 * 420) * \frac{1}{1000} = 8348.64 KN$$

Se verifica que

$$f'_m A_e = 950000 * 10 * \frac{1}{1000} = 9500 KN > 8348.64 KN \quad \text{Cumple!}$$

$$- R_e = 1 - \left(\frac{2400}{40 * 190} \right)^3 = 0.968$$

§ Como $F_y \leq 420$ MPa, el valor de ϕ se puede aumentar.

- Se calcula la carga balanceada P_b como:

$$a_b = 0.85 * 5000 * \frac{0.003}{0.003 + \frac{420}{200000}} = 2500 mm$$

$$P_b = 0.85 * 10 * 190 * 2500 * \frac{1}{1000} = 4037.5 KN$$

$$0.25 * P_b = 0.25 * 4037.5 = 1009.4 KN$$

- Se calcula $0.1 f'_m A_e$.

$$0.1 * f'_m A_e = 0.1 * 9500 = 950 KN$$

Como $0.1 f'_m A_e < 0.25 P_b$: se chequea que $P_u = 850.24 KN < 0.1 f'_m A_e$

$$f = 0.85 - 0.25 \frac{850.24}{950} = 0.62$$

Pero a criterio se toma de 0.6.

§ Se calcula ϕP_n como:

$$fP_n = 0.6 * 0.8 * 8348.64 * 0.968 = 3879.11KN > P_u = 850.24KN \quad \text{Cumple!}$$

5. Como $0.25 * P_b = 1009.4 \text{ KN} > P_u = 850.24 \text{ KN}$, se debe chequear la resistencia mínima a flexión:

Como es mampostería totalmente inyectada:

$$f_r = 0.33\sqrt{10} = 1.044MPa < 1.6MPa \quad \text{Cumple!}$$

$$M_{cr} = \frac{190 * 5000 * 5}{6 * 1000} * 1.044 = 826.5KN$$

$$aM_{cr} = 1.8 * 826.5 = 1487.7KN - m$$

$$M_n = \frac{M_u}{f} = \frac{1348.64}{0.85} = 1586.6KN - m$$

Se chequea que:

$$M_n = 1586.6KN - m > aM_{cr} = 1487.7KN - m \quad \text{Cumple!}$$

6. Determinación de la resistencia a flexo-compresión del muro: se utiliza el método de diagrama de interacción.

Para el primer caso con un eje neutro a una distancia igual a 0.05 m. Se obtiene la siguiente tabla mediante la ayuda de una hoja de cálculo:

A C E R O							
Barra No	Area [m ²]	Distancia	• _{si}	• _{si}	f _{si}	P _i	M _i
1	0.000127	0.05	0.000	0.0000	0	0.00	0.00
2	0.000127	1.03	-0.059	-0.0021	420000	-53.21	-78.22
3	0.000127	2.01	-0.118	-0.0021	420000	-53.21	-26.07
4	0.000127	2.99	-0.176	-0.0021	420000	-53.21	26.07
5	0.000127	3.97	-0.235	-0.0021	420000	-53.21	78.22
6	0.000127	4.95	-0.294	-0.0021	420000	-53.21	130.37

§ Calculo la fuerza de compresión en la mampostería.

$$C = 0.85 * 10 * 190 * (0.85 * 0.05) = 68.64 KN$$

§ Calculo la fuerza nominal P_n:

$$P_n = 68.64 + 5 * (-53.21) = -197.41 KN$$

§ Este valor φP_n se multiplica por el valor de φ, calculado anteriormente y el valor de R_e.

$$fP_n = 0.6 * 0.8 * (-197.41) * 0.968 = -91.72 KN$$

§ Calculo del momento M_n:

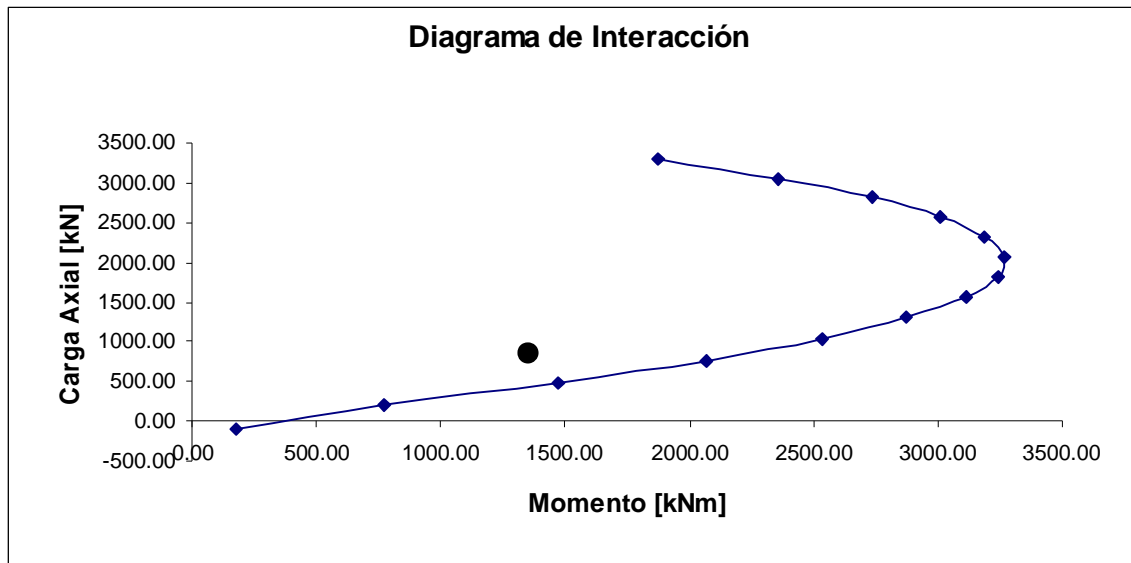
$$M_n = 68.64 * \left(2.5 - \frac{0.05}{2} \right) + 130.59 = 300.5 KN - m$$

§ Este valor φM_n se multiplica por el valor de φ, calculado anteriormente.

$$fP_n = 0.6 * 300.5 = 180.3 KN - m$$

Y se gráfica la pareja de valores. Esto se repite para cada valor de c.

- § Por último se chequean los valores de P_u y M_u , en el diagrama de interacción. Como la combinación esta dentro, quiere decir, que el muro cumple con las solicitudes exigencias.



7. Chequeo de esfuerzos, si $0.25 \cdot P_b > P_u$, (la falla es por flexión).

- § Se calculan los esfuerzos de compresión en los extremos:

$$f_a = \frac{P_u}{l_w t} = \frac{850.24 \cdot 1000}{5000 \cdot 190} = 0.895 \text{ MPa}$$

$$f_b = \frac{6M_u}{l_w^2 t} = \frac{6 \cdot 1348.6 \cdot 1000}{5 \cdot 5000 \cdot 190} = 1.703 \text{ MPa}$$

- § Y se chequea que:

$$0.895 + 1.703 = 2.6 > 0.2 * 10 = 2$$

Se debe colocar elementos de borde en los extremos. Los elementos de borde deben avanzar hacia el centro del muro una distancia de 580 mm, con estribos de confinamiento de diámetro N°3 (3/8") y con una separación 200 mm.

8. Determinación la resistencia a cortante:

§ Cálculo del cortante nominal resistido por la mampostería:

- Se calcula la relación $\frac{M}{Vd}$,

$$\frac{M}{Vd} = \frac{1348.64}{345.26 * 0.8 * 5} = 0.97$$

- Se determina el valor del área efectiva a cortante A_{mv} , en la dirección paralela al plano del muro. Como esta totalmente inyectado $b = t$

$$A_{mv} = bl_w = 190 * 5000 = 950000 \text{mm}^2$$

- Con el valor de $\frac{M}{Vd}$, se determina el valor de V_m .

Como el valor esta entre: $0.25 < \frac{M}{Vd} < 1.0$, el valor de V_m es igual a:

$$V_m = [0.23 - 0.13(0.97)] * 950000 * \sqrt{10} * \frac{1}{1000} = 312.13 \text{KN}$$

§ Se chequea el cortante requerido con el cortante máximo que puede resistir la mampostería.

$$0.6V_m = 0.6 * 312.13 = 187.3KN < 345.26KN \quad \text{no se cumple!}$$

El acero de refuerzo debe tomar TODO el cortante.

§ Determinación del área de acero requerido para resistir el cortante, A_v :

$$A_v = \frac{\left(\frac{V_u}{f}\right) b_s}{A_{mv} f_y} = \frac{\left(\frac{345.26 * 1000}{0.6}\right) * 190 * 800}{950000 * 420} = 219.2mm^2$$

2 barras N° 4 y se colocan dentro de unidades de mampostería especiales.

§ Se verifica que el cortante nominal V_n , no exceda los valores de cortante nominal máximo.

$$0.25 < 0.97 < 1.0$$

$$V_{n(máx)} = [0.56 - 0.23(0.97)] * 950000 * \sqrt{10} * \frac{1}{1000} = 1012.1KN$$

Y se chequea con:

$$\left[3.0 - 1.3\left(\frac{M}{Vd}\right)\right] A_{mv} = [3 - 1.3 * (0.97)] * 950000 * \frac{1}{1000} = 1652.05KN > 1012.1KN$$

Cumple!

$$V_n = V_m + V_s = 345.25 + 312.13 = 657.38KN < V_{n(máx)} = 1012.1KN, \quad \text{Cumple!}$$

9. Determinación de cuantías horizontales y verticales:

§ Calculo de cuantía vertical:

$$r_v = \frac{760.2}{5000 * 190} = 0.0008$$

§ Cálculo de cuantía horizontal: $\frac{A_v}{\text{metros}} = \frac{253.4}{0.8} = 316.75 \text{ mm}^2 / \text{metro}$

$$r_h = \frac{\frac{316.75}{\text{metros}} * 2.4}{5000 * 190} = 0.0008$$

10. Se chequea que la suma de las dos cuantías ≥ 0.002 .

$$r_t = 0.0016 < 0.002 \quad \text{No se cumple!}$$

$$r_v = 0.002 - 0.0008 = 0.0012$$

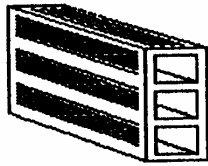
11. Y se calcula un A_{st} , con la nueva cuantía vertical por el área bruta de la sección del muro.

$$A_{st} = 0.0012 * 5000 * 190 = 1140 \text{ mm}^2 \quad 9 \text{ barras N}^\circ 4.$$

Y se distribuye el área de acero vertical en toda la longitud del muro.

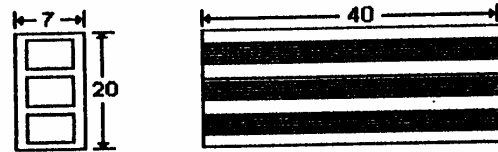
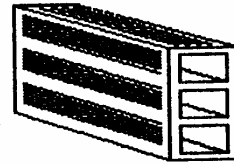
ANEXOS B. ESPECIFICACIONES DE UNIDADES DE MAMPOSTERÍA

LADRILLO H-7C



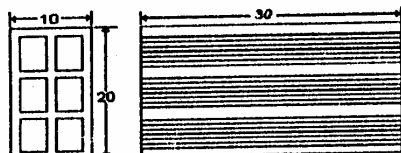
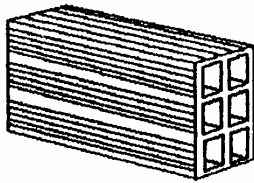
NOTA: MEDIDAS EN cm.

LADRILLO H-7L



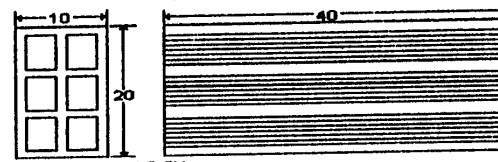
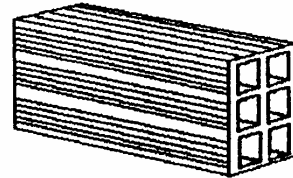
NOTA: MEDIDAS EN cm.

LADRILLO H-10C



NOTA: MEDIDAS EN cm.

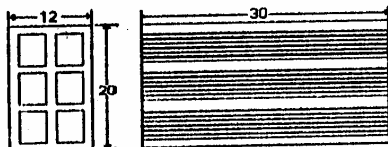
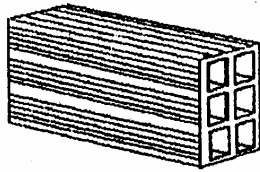
LADRILLO H-10L



NOTA: MEDIDAS EN cm.

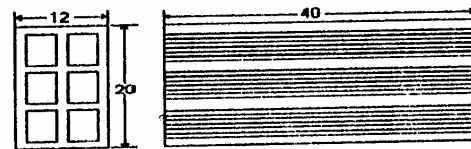
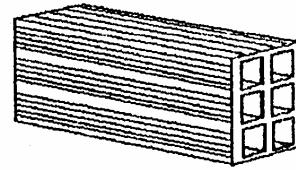
REFERENCIA		PESO UNIDAD (Kg)	CANTIDAD m ² (Unidades)	PESO m ² (Kg)	MORTERO DE PEGA (Lts/m ² de muro)	RESISTENCIA (Kg/cm ²)
H-7C	Estampa	5.0	14.0	70.0	5.3	34.0
	Zoga	5.0	37.0	185.0	30.2	34.0
H-7L	Estampa	6.0	11.0	66.0	5.3	34.0
	Zoga	6.0	30.0	180	30.0	34.0
H-10C	Estampa	6.3	15.0	90	7.6	34.0
	Zoga	6.3	30.0	180	23.5	34.0
H-10L	Estampa	8.0	11.0	90	7	34.0
	Zoga	8.0	22.0	172.5	22.5	34.0

LADRILLO H-12C



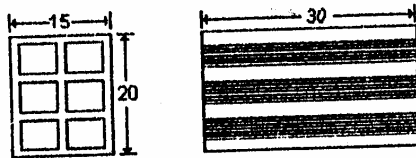
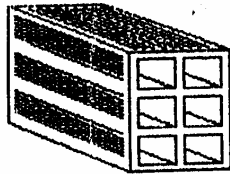
NOTA: MEDIDAS EN cm.

LADRILLO H-12L



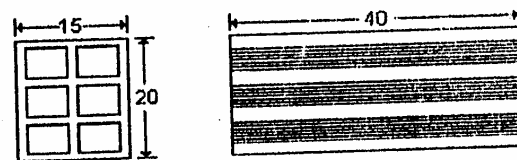
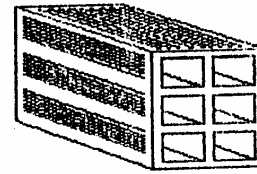
NOTA: MEDIDAS EN cm.

LADRILLO H-15C



NOTA: MEDIDAS EN cm.

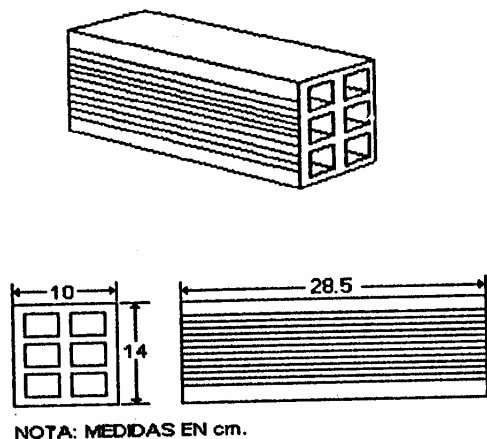
LADRILLO H-15L



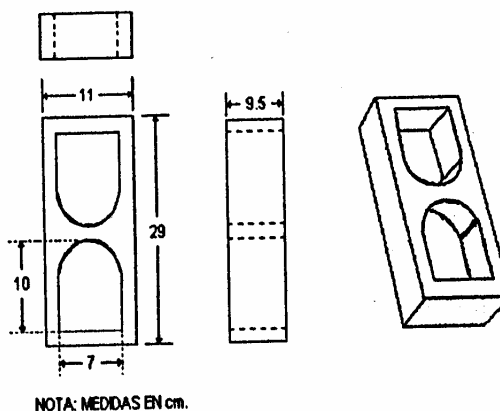
NOTA: MEDIDAS EN cm.

REFERENCIA		PESO UNIDAD (Kg)	CANTIDAD m ² (Unidades)	PESO m ² (Kg)	MORTERO DE PEGA (Lts/m ² de muro)	RESISTENCIA (Kg/cm ²)
H-12C	Estampa	7.0	15.0	105	7.0	34.0
	Zoga	7.0	25.0	175	22.5	34.0
H-12L	Estampa	9.0	11.0	99	7.0	34.0
	Zoga	9.0	19.0	171	22.5	34.0
H-15C	Estampa	8.0	15.0	120	24	34.0
	Zoga	8.0	20.0	160	38	34.0
H-15L	Estampa	11	11.0	121	18.0	34.0
	Zoga	11	15.0	165	19.0	34.0

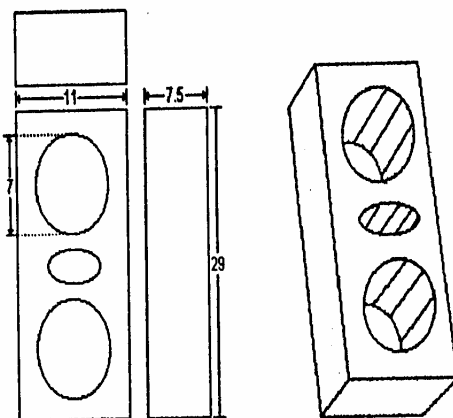
CATALAN



EXTRUBLOCK

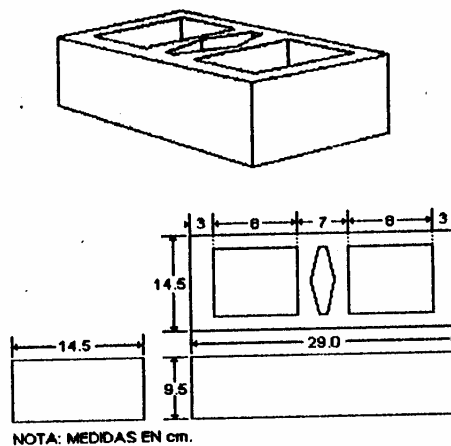


LADRILLO CORCHO



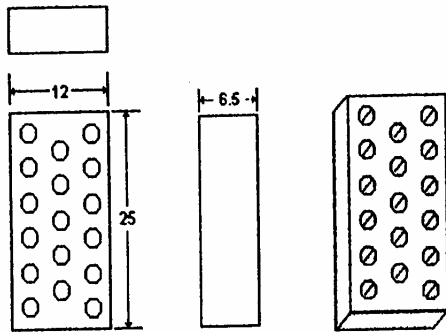
Nota: Posee las caras con texturas de corcho.

TERMINAL



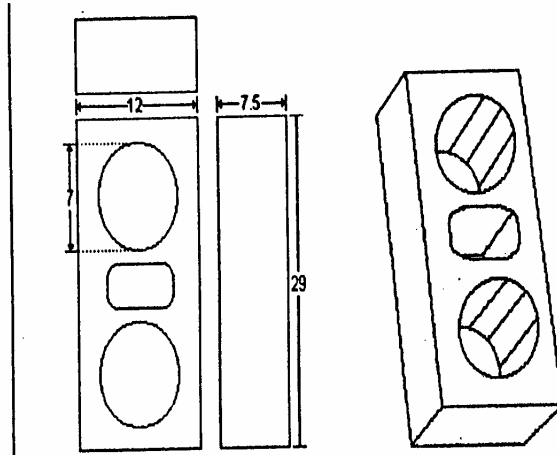
REFERENCIA		PESO UNIDAD (Kg)	CANTIDAD m ² (Unidades)	PESO m ² (Kg)	MORTERO DE PEGA (Lts/m ² de muro)	RESISTENCIA (Kg/cm ²)
Catalan	Zoga	4.0	31.0	124.0	17	34.0
Extrublock		3.0	32.0	96.0	-----	60.0
Ladrillo corcho		3.0	40.0	120	10	85.0
Terminal		4.0	32.0	128.0	13	60.0

LADRILLO M-25

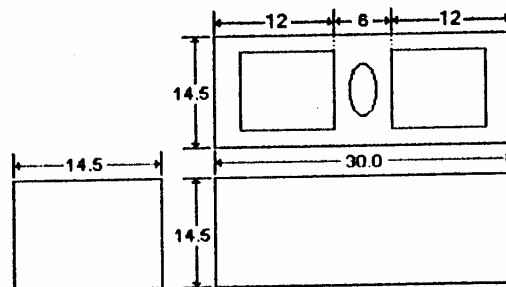
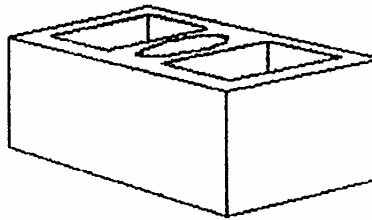


NOTA: MEDIDAS EN cm.

LADRILLO M-29



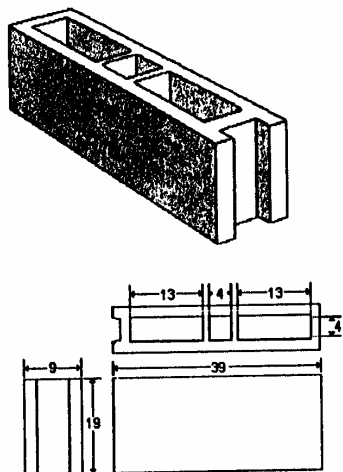
LADRILLO M-30



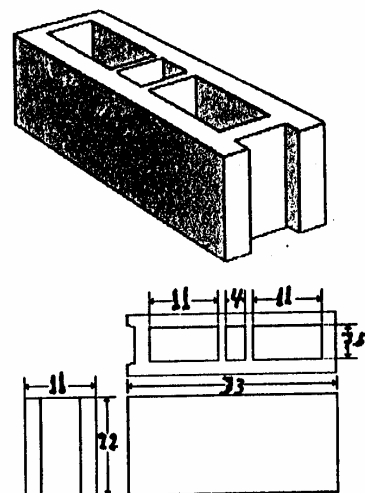
NOTA: MEDIDAS EN cm.

REFERENCIA	PESO UNIDAD (Kg)	CANTIDAD m ² (Unidades)	PESO m ² (Kg)	MORTERO DE PEGA (Lts/m ² de muro)	RESISTENCIA (Kg/cm ²)
Ladrillo M-25	2.5	51.0	127.5	12.0	60.0
Ladrillo M-29	3.0	39	117	10.0	85.0
Ladrillo M-30	7	21	147	10.0	60.0

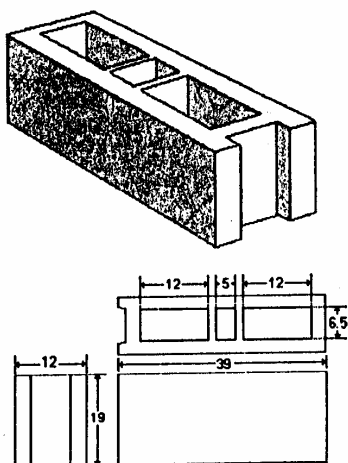
LADRILLO E-9



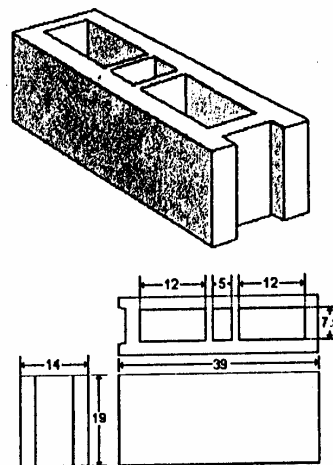
LADRILLO E-11



LADRILLO E-12

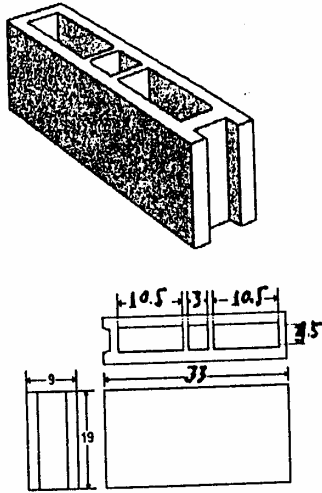


LADRILLO E-14

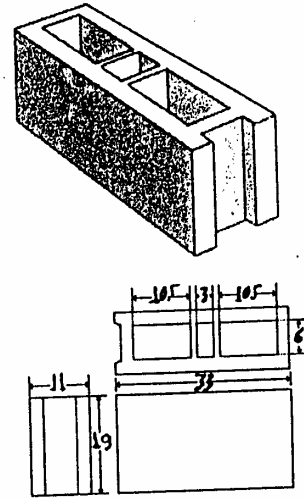


REFERENCIA	PESO UNIDAD (Kg)	CANTIDAD m ² (Unidades)	PESO m ² (Kg)	MORTERO DE PEGA (Lts/m ² de muro)
Ladrillo E-9	9.0	12.5	112.5	6.0
Ladrillo E-11	7.5	12.5	93.7	7.0
Ladrillo E-12	10.0	12.5	125.0	7.0
Ladrillo E-14	11.5	12.5	143.7	8.0

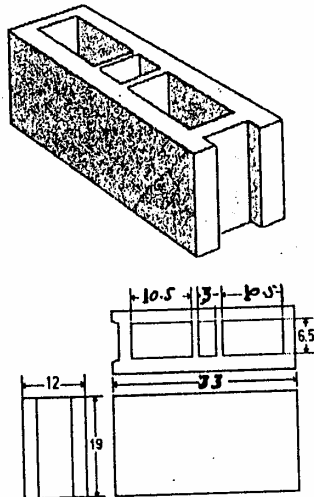
LADRILLO E-9C



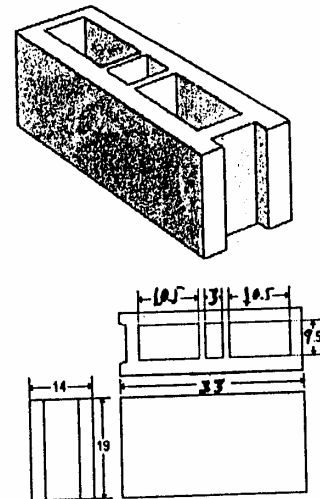
LADRILLO E-11C



LADRILLO E-12C



LADRILLO E-14C



REFERENCIA	PESO UNIDAD (Kg)	CANTIDAD m ² (Unidades)	PESO m ² (Kg)
Ladrillo E-9C	6.0	15	90.0
Ladrillo E-11C	7.0	15	105.0
Ladrillo E-12C	7.5	15	112.5
Ladrillo E-14C	8	15	120.0