

***REGLAMENTO ARGENTINO
DE ESTRUCTURAS
DE MAMPOSTERÍA***

EDICIÓN SEPTIEMBRE DE 2007

C I R S O C

Balcarce 186 1º piso – Of. 138
(C1064AAD) Buenos Aires – República Argentina
TELEFAX. (54 11) 4349-8520 / 4349-8524

E-mail: cirsoc@inti.gov.ar
cirsoc@mecon.gov.ar

INTERNET: www.inti.gov.ar/cirsoc

Primer Director Técnico (†1980): Ing. Luis María Machado

Directora Técnica: Inga. Marta S. Parmigiani

Coordinadora Área Acciones: Inga. Alicia M. Aragno

Área Estructuras de Hormigón: Ing. Daniel A. Ortega

Área Administración, Finanzas y Promoción: Lic. Mónica B. Krotz

Área Publicaciones y Secretarías Regionales: Néstor D. Corti

© 2007

Editado por INTI

INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL

Av. Leandro N. Alem 1067 – 7º piso – Buenos Aires. Tel. 4313-3013

Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos, reservados. Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en la Argentina. Printed in Argentina.

C I R S O C

ORGANISMOS PROMOTORES

Secretaría de Obras Públicas de la Nación

Subsecretaría de vivienda de la Nación

Instituto Nacional de Tecnología Industrial

Instituto Nacional de Prevención Sísmica

Ministerio de Economía, Obras y Servicios Públicos de la Provincia de Neuquén

Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires

Dirección Nacional de Vialidad

Vialidad de la Provincia de Buenos Aires

Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas

Cámara Argentina de la Construcción

Consejo Profesional de Ingeniería Civil

Cámara Industrial de Cerámica Roja

Asociación de Fabricantes de Cemento Portland

Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería Civil

Techint

Acindar

Instituto Argentino de Normalización

MIEMBROS ADHERENTES

Asociación Argentina de Tecnología de Hormigón

Asociación Argentina de Hormigón Estructural

Asociación Argentina de Hormigón Elaborado

Asociación de Ingenieros Estructurales

Centro Argentino de Ingenieros

Instituto argentino de Siderurgia

Telefónica de Argentina

Transportadora Gas del Sur

Sociedad Central de Arquitectos

Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica

Quasdam Ingeniería

Asociación Argentina del Bloque de Hormigón

ASESOR QUE INTERVINO EN LA REDACCIÓN DEL

***REGLAMENTO ARGENTINO
DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA***

CIRSOC 501

Ing. Jorge Alejandro Amado

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. REQUISITOS GENERALES	1
1.1. CAMPO DE VALIDEZ	1
1.2. REGLAMENTOS Y NORMAS DE APLICACIÓN	1
1.2.1. REGLAMENTOS Y RECOMENDACIONES	1
1.2.2. NORMAS	2
1.3. DOCUMENTACIÓN TÉCNICA	3
1.4. FIGURAS LEGALES MENCIONADAS EN ESTE REGLAMENTO	3
CAPÍTULO 2. SIMBOLOGÍA	5
CAPÍTULO 3. DEFINICIONES	9
CAPÍTULO 4. CARGAS	13
4.1. REQUISITOS GENERALES	13
4.2. RESISTENCIA A CARGAS LATERALES	13
4.3. OTROS EFECTOS	13
4.4. DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS LATERALES	13
CAPÍTULO 5. CALIDAD DE LOS COMPONENTES DE LA MAMPOSTERÍA	15
5.1. MAMPUESTOS	15
5.1.1. RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LOS MAMPUESTOS	15
5.1.1.1. Ladrillos cerámicos macizos	16
5.1.1.2. Bloques huecos portantes cerámicos y de hormigón	16
5.1.2. CONDICIONES DE RESISTENCIA Y UTILIZACIÓN DE LOS MAMPUESTOS	17
5.1.2.1. Ladrillos cerámicos macizos	17
5.1.2.2. Bloques huecos portantes cerámicos	17
5.1.2.3. Bloques huecos portantes de hormigón	17

5.2. MORTEROS	18
5.2.1. TIPIFICACIÓN DE LOS MORTEROS PARA JUNTAS	18
5.2.2. PROPORCIONES DE LOS COMPONENTES DE LOS MORTEROS	18
5.2.3. HORMIGÓN DE GRANCILLA O DE GRAVILLA (GROUT)	19
5.2.4. CONDICIONES DE UTILIZACIÓN DE LOS MORTEROS	19
CAPÍTULO 6. CALIDAD DE LA MAMPOSTERÍA	21
6.1. RESISTENCIA DE LA MAMPOSTERÍA	21
6.1.1. RESISTENCIA ESPECIFICADA A LA COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA	21
6.1.2. MÓDULO DE ROTURA	24
6.1.2.1. Flexión perpendicular al plano del muro	24
6.1.2.2. Flexión en el plano del muro	24
6.2. DEFORMABILIDAD DE LA MAMPOSTERÍA	25
6.2.1. MÓDULO DE ELASTICIDAD LONGITUDINAL	25
6.2.2. MÓDULO DE CORTE	25
CAPÍTULO 7 PROPIEDADES DE LAS SECCIONES	27
7.1. CÁLCULO DE LAS TENSIONES	27
7.2. RIGIDEZ	27
7.3. RADIO DE GIRO	27
7.4. MUROS QUE SE INTERSECAN	27
7.4.1. INTERSECCIONES	27
7.4.2. DISEÑO DE LA INTERSECCIÓN ENTRE MUROS	27
7.5. CONTROL DE LAS DEFORMACIONES	28
7.5.1. DEFORMACIONES DE VIGAS Y DINTELES	28
7.5.2. UNIONES ENTRE LA MAMPOSTERÍA Y PÓRTICOS ESTRUCTURALES	28

CAPÍTULO 8 DETALLES DE ARMADO	29
8.1. DETALLES DE LA ARMADURA	29
8.1.1. COBERTURA	29
8.1.2. DIÁMETRO MÁXIMO DE LAS ARMADURAS	29
8.1.3. DISPOSICIÓN DE LAS ARMADURAS	29
8.1.4. PROTECCIÓN DE LAS ARMADURAS	29
8.1.5. GANCHOS NORMALES	30
8.1.6. DIÁMETRO MÍNIMO DEL MANDRIL DE DOBLADO PARA LAS BARRAS DE LA ARMADURA	30
CAPÍTULO 9. DISEÑO DE LA MAMPOSTERÍA	31
9.1. REQUISITOS GENERALES	31
9.1.1. ALCANCE	31
9.1.2. RESISTENCIA REQUERIDA	31
9.1.3. RESISTENCIA DE DISEÑO	32
9.1.4. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA	32
9.1.4.1. Combinaciones de flexión y carga axial en mampostería reforzada con armadura distribuida.	32
9.1.4.2. Combinaciones de flexión y carga axial en mampostería simple (sin armar).	32
9.1.4.3. Corte	32
9.1.4.4. Anclajes y empalmes de la armadura	32
9.1.4.5. Bulones de anclaje	32
9.1.5. MAMPOSTERÍA REFORZADA CON ARMADURA DISTRIBUIDA.	33
9.1.5.1. Alcance	33
9.1.5.2. Deformaciones	33
9.1.5.2.1. Hipótesis de diseño	33
9.1.5.3. Requisitos de armadura y detallado	34

9.1.5.3.1.	Limitaciones en los diámetros de las barras.	34
9.1.5.3.2.	Ganchos normales	34
9.1.5.3.3.	Anclaje de la armadura	34
9.1.5.3.3.1.	Anclaje de la armadura de corte	35
9.1.5.3.4.	Empalmes	36
9.1.5.4.	Diseño de vigas y columnas	37
9.1.5.4.1.	Resistencia nominal de la mampostería armada	37
9.1.5.4.1.1.	Resistencia nominal a carga axial y a flexión de la mampostería armada	37
9.1.5.4.1.2.	Resistencia nominal al corte	37
9.1.5.4.1.2.1	Resistencia nominal al corte proporcionada por la mampostería	38
9.1.5.4.1.2.2.	Resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura	38
9.1.5.4.2.	Vigas	38
9.1.5.4.2.2.	Armadura longitudinal	38
9.1.5.4.2.3.	Armadura transversal	39
9.1.5.4.2.4.	Limitaciones dimensionales	39
9.1.5.4.4.	Columnas	39
9.1.5.4.4.1.	Armadura Longitudinal	39
9.1.5.4.4.2.	Estribos transversales	39
9.1.5.4.4.3.	Limitaciones dimensionales	42
9.1.5.5.	Diseño de muros para cargas perpendiculares a su plano	42
9.1.5.5.1.	Cálculo de momentos y deformaciones	42
9.1.5.5.2.	Muros con tensiones axiales mayoradas menores o iguales a $0,05f'_m$	42
9.1.5.5.3.	Muros con tensiones axiales mayoradas mayores a $0,05f'_m$	43
9.1.5.5.4.	Control de las deformaciones	43
9.1.6.	MAMPOSTERÍA SIMPLE (NO REFORZADA)	44

9.1.6.1.	<i>Alcance</i>	44
9.1.6.1.1.	<i>Deformaciones</i>	44
9.1.6.1.2.	<i>Resistencia para resistir las cargas</i>	44
9.1.6.1.3.	<i>Contribución de la armadura a la resistencia</i>	44
9.1.6.1.4.	<i>Criterios de diseño</i>	44
9.1.6.2.	<i>Resistencia flexional de los elementos de mampostería simple</i>	44
9.1.6.3.	<i>Resistencia axial nominal de los elementos de mampostería simple.</i>	45
9.1.6.4.	<i>Resistencia nominal al corte</i>	45

CAPÍTULO 1. REQUISITOS GENERALES

1.1. CAMPO DE VALIDEZ

Este Reglamento establece los requerimientos mínimos para el diseño y construcción de estructuras de mampostería compuestas por mampuestos asentados con mortero.

Las prescripciones contenidas son de aplicación directa en la zona sísmica 0 del territorio nacional y se deberán complementar con las contenidas en la Parte III del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 para su aplicación a las otras zonas sísmicas del país.

Este Reglamento es válido sólo si se utilizan los materiales en el contemplados.

1.2. REGLAMENTOS Y NORMAS DE APLICACIÓN

1.2.1. REGLAMENTOS Y RECOMENDACIONES

Este Reglamento se complementa con los siguientes reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC.

La obligatoriedad de aplicación de lo establecido en dichos reglamentos se deberá indicar explícitamente en el Pliego de Especificaciones Técnicas Complementarias de la obra.

CIRSOC 101 – 2005	<i>Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y Otras Estructuras.</i>
CIRSOC 102 – 2005	<i>Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones.</i>
INPRES-CIRSOC 103, PARTE III-2010	<i>Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes – Parte III, Construcciones de Mampostería (en preparación).</i>
CIRSOC 104 – 2005	<i>Acción de la Nieve y del Hielo sobre las Construcciones.</i>
CIRSOC 201 – 2005	<i>Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón.</i>
CIRSOC 301-2005	<i>Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios.</i>
CIRSOC 303 – 2008	<i>Estructuras Livianas de Acero (en preparación).</i>

1.2.2. NORMAS

Serán de aplicación las Normas IRAM e IRAM-IAS que se indican a continuación:

IRAM 12502 – Ladrillos y bloques cerámicos para la construcción de muros – Nomenclatura y definiciones

IRAM 12585 – Ladrillos y bloques cerámicos para la construcción de muros – Método de determinación de las características geométricas

IRAM 12599 – Ladrillos y bloques cerámicos para la construcción de muros – Método de ensayo de la densidad absoluta, volumétrica total y del volumen macizo

IRAM 12586 – Ladrillos y bloques cerámicos para la construcción de muros – Método de ensayo de la resistencia a la compresión

IRAM 12588 – Ladrillos y bloques cerámicos para la construcción de muros – Método de ensayo de la capacidad de absorción de agua por inmersión en agua fría y en agua caliente

IRAM 12566-1– Ladrillos cerámicos macizos para la construcción de muros – Requisitos

IRAM 12566-2 – Ladrillos y bloques cerámicos, perforados y huecos para la construcción de muros – Requisitos

IRAM 12737 – Mampostería de Ladrillos y bloques cerámicos – Método para determinar la resistencia a la compresión de muros mediante el ensayo de pilas de mampostería

IRAM 11556 – Mampostería de bloques de hormigón – Requisitos

IRAM 11561-1 – Bloques de hormigón – Definiciones

IRAM 11561-2 – Bloques no portantes de hormigón – Requisitos

IRAM 11561-3 – Bloques portantes de hormigón – Requisitos

IRAM 11561-4 – Bloques de hormigón – Métodos de ensayo

IRAM 11561-5 – Bloques de hormigón – Muestreo

IRAM 11583 – Bloques de hormigón – Recomendaciones para su ejecución

Para Cementos, Aceros y Hormigones serán de aplicación las Normas IRAM e IRAM-IAS indicadas en el Reglamento CIRSOC 201

1.3. DOCUMENTACIÓN TÉCNICA

1.3.1. Los planos y las especificaciones del proyecto para estructuras de mampostería deberán identificar al profesional responsable de su preparación.

1.3.2. La documentación del proyecto deberá incluir lo siguiente:

- (a) Todas las acciones utilizadas en el diseño de la mampostería y la memoria de cálculo correspondiente.
- (b) La resistencia a compresión especificada de la mampostería.
- (c) Tamaño y ubicación de los elementos estructurales.
- (d) Detalles de anclaje de la mampostería a los elementos estructurales, pórticos y otras construcciones, incluyendo el tipo, tamaño y ubicación de los conectores.
- (e) Detalles de la armadura, incluyendo diámetro, tensión especificada de fluencia, tipo y ubicación de la armadura.
- (f) Barras a ser soldadas y requerimientos de las soldaduras.
- (g) Tamaño y ubicación de los ductos, cañerías, etc.

1.3.3. Los documentos del contrato deberán ser consistentes con las hipótesis de diseño.

1.3.4. Los cálculos correspondientes al diseño se deberán archivar junto con los planos. Cuando se utilicen programas de computación, la memoria de cálculo se podrá reemplazar por las hipótesis de diseño, la documentación del programa y los datos de entrada y salida de forma tal que los cálculos puedan ser reproducidos por terceros.

1.4. FIGURAS LEGALES MENCIONADAS EN ESTE REGLAMENTO

1.4.1. A los fines de este Reglamento se definen las siguientes figuras legales:

Autoridad Fiscalizadora: Organismo que en la jurisdicción nacional, provincial o municipal en que se encuentra la obra, ejerce el poder de fiscalizar la seguridad de la construcción.

Comitente: Persona física o jurídica que encomienda las tareas profesionales.

Contratista Principal o Empresa Contratista: Persona física o jurídica adjudataria de los trabajos, que ha tomado a su cargo la ejecución de la obra y que asume la responsabilidad ante el Comitente, las autoridades públicas y ante terceros, por la ejecución de la obra en los términos que establece la Ley.

Director de Obra: Profesional que ejerce personalmente o como jefe de un equipo la Dirección de la Obra. Es la autoridad máxima de la misma y el responsable de la aplicación de este Reglamento.

Inspector de Obra: Profesional auxiliar de la Dirección de Obra que representa en obra al Director, por lo que la responsabilidad ante el Comitente es asumida exclusivamente por el Director de Obra.

Proyectista o Diseñador Estructural: Profesional que asume personalmente la totalidad de las especialidades involucradas en el proyecto o diseño de estructura.

1.4.2. Para la aplicación de este Reglamento, los poderes públicos de cada jurisdicción deben establecer, para sus respectivas obras públicas, quiénes son los funcionarios que asumirán las funciones asignadas por este Reglamento al **Proyectista o Diseñador Estructural** y al **Director de Obra**.

CAPÍTULO 2. SIMBOLOGÍA

- A_g área total o bruta transversal de la mampostería, en mm^2 .
- A_n área transversal neta de la mampostería, en mm^2 .
- A_s área transversal efectiva de la armadura, en mm^2 .
- A_v área transversal de la armadura de corte, en mm^2 .
- a profundidad del bloque equivalente de tensiones cuando se alcanza la resistencia nominal, en mm.
- b ancho del borde comprimido de la sección transversal de un elemento, en mm.
- b_w ancho del alma de una viga, en mm.
- c distancia desde la fibra comprimida extrema al eje neutro, en mm.
- D cargas permanentes o las solicitaciones correspondientes, (cargas permanentes debidas al peso de los elementos estructurales y de los elementos que actúan en forma permanente sobre la estructura), en N.
- d distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa, (altura útil), en mm.
- d_b diámetro nominal de la armadura o bulón de anclaje, en mm.
- d_v altura real de la mampostería en la dirección considerada del corte, en mm.
- E efectos de las acciones sísmicas o de las solicitaciones correspondientes, en N.
- E_m módulo de elasticidad de la mampostería en compresión, en MPa.
- E_s módulo de elasticidad del acero, en MPa.
- E_v módulo de corte de la mampostería, en MPa.
- e excentricidad de la carga axial, en mm.
- e_b extensión proyectada de una rama de un anclaje con barra doblada medida desde el filo interior del anclaje en el codo hasta el punto más lejano del anclaje en el plano del gancho, en mm.
- e_u excentricidad de P_{uf} , en mm.

F	cargas debidas al peso y presión de fluidos con presiones bien definidas y alturas máximas controlables, o las solicitaciones correspondientes, en N.
f_1	factor de mayoración de sobrecarga
f_2	factor de mayoración de sobrecarga de nieve
f_a	tensión de compresión calculada en la mampostería debida a la carga axial solamente, en MPa.
f_b	tensión de compresión calculada en la mampostería debida a la flexión solamente, en MPa.
f'_g	resistencia especificada a la compresión del hormigón de grancilla, en MPa.
f'_m	resistencia especificada o característica a la compresión basada en la sección neta de la mampostería, en MPa.
f_r	módulo de rotura o resistencia a la tracción por flexión, en MPa.
f_s	tensión calculada de tracción o compresión en la armadura, en MPa.
f'_u	resistencia especificada o característica a la rotura por compresión basada en sección neta de un mampuesto, en MPa.
f_y	tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa (corresponde al límite de fluencia de la norma IRAM-IAS), en MPa.
G_m	módulo de corte, en MPa.
H	cargas debidas al peso y presión lateral del suelo, del agua en el suelo u otros materiales, o las solicitaciones correspondientes, en N.
h	espesor o altura total de la sección transversal de un elemento, en mm.
I_{cr}	momento de inercia de la sección transversal agrietada de un elemento, en mm ⁴ .
I_e	momento de inercia efectivo, en mm ⁴ .
I_g	momento de inercia de la sección transversal bruta de un elemento, en mm ⁴ .
I_n	momento de inercia de la sección transversal neta de un elemento, en mm ⁴ .
j	brazo elástico, en mm.
K	el menor valor entre el recubrimiento de mampostería, la distancia libre entre barras, o 5 veces d_b , en mm.

L	sobrecargas o solicitaciones correspondientes (sobrecarga debida a la ocupación y a los equipos móviles), en N.
L_r	sobrecargas en las cubiertas o las solicitaciones correspondientes, en N.
ℓ	luz libre entre apoyos, en mm.
ℓ_d	longitud embebida o longitud de empalme de una barra recta, en mm.
ℓ_{de}	longitud básica de anclaje de la armadura, en mm.
ℓ_e	longitud embebida equivalente provista por ganchos normales, en mm.
M	momento máximo en la sección en consideración (bajo cargas de servicio, no mayoradas), en Nmm.
M_a	momento máximo en un elemento debido a la carga aplicada para el cual se calculan las deformaciones, en Nmm.
M_{cr}	momento de fisuración, en Nmm.
M_n	momento flexor resistente nominal de una sección, en Nmm.
M_{ser}	momento de servicio a mitad de altura de un elemento incluyendo los efectos P-delta, en Nmm.
M_u	momento mayorado, en Nmm.
N_v	esfuerzo de compresión que actúa perpendicular a la superficie de corte, en N.
P	carga axial, en N.
P_e	carga de pandeo de Euler, en N.
P_n	resistencia axial nominal, en N.
P_u	carga axial mayorada, en N.
P_{uf}	carga mayorada de las áreas tributarias de piso o techo, en N.
P_{uw}	peso mayorado del área tributaria del muro en la sección del muro en consideración, en N.
R	carga debida a la lluvia, o las solicitaciones correspondientes, en N.
r	radio de giro, en mm.
S	carga debida a la nieve, o las solicitaciones correspondientes, en N.

S_n	módulo de sección del área transversal neta de un elemento, en mm ³ .
s	separación de la armadura, en mm.
T	esfuerzos y momentos provocados por la restricción de las deformaciones debidas a temperatura, retracción y fluencia lenta o movimientos diferenciales
t	espesor nominal de un elemento, en mm.
v	tensión de corte, en MPa.
V	esfuerzo de corte en la sección considerada (bajo cargas de servicio, no mayoradas), en N.
V_m	resistencia al corte provista por la mampostería, en N.
V_n	resistencia nominal al corte, en N.
V_s	resistencia nominal al corte provista por la armadura de corte, en N.
V_u	esfuerzo de corte mayorado, en N.
W	carga debida al viento o las solicitaciones correspondientes, en N.
w_u	carga uniformemente distribuida mayorada fuera del plano, en N/mm.
γ	factor de tamaño de la armadura
δ_s	deformación horizontal a mitad de altura bajo cargas de servicio, en mm.
δ_u	deformación debida a las cargas mayoradas, en mm.
ε_1	deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal
ε_y	deformación específica neta de tracción de fluencia en el acero más traccionado para la resistencia nominal
ε_{mu}	deformación específica máxima de compresión de la mampostería
ϕ	factor de reducción de resistencia
ρ	cuantía de la armadura

CAPÍTULO 3 DEFINICIONES

Acción compuesta: Transferencia de tensiones entre las componentes de un elemento diseñado de manera que para resistir las cargas, las componentes combinadas actúen juntas como un solo elemento.

Altura: Dimensión de un elemento medida en el plano de su sección transversal perpendicular al eje neutro.

Altura efectiva: Altura libre de un elemento arriostrado entre apoyos laterales y usada para calcular la relación de esbeltez del elemento. Deberá calcularse la altura efectiva para elementos no arriostrados.

Ancho: Dimensión de un elemento medida en el plano de una sección transversal paralela al eje neutro.

Anclaje: Barra metálica, alambre o planchuela de acero que asegura la mampostería a sus apoyos estructurales.

Área de la sección transversal bruta: Área delimitada por las dimensiones externas de la mampostería en el plano en consideración.

Área de la sección transversal neta: Área de la sección bruta menos el área de la sección de los huecos para el plano en consideración.

Armadura longitudinal: Armadura ubicada paralela al eje del elemento.

Armadura transversal: Armadura dispuesta en forma perpendicular al eje del elemento.

Arrancamiento de la mampostería: Falla de anclaje definida por la separación de un volumen de mampostería, de forma aproximadamente cónica, del elemento.

Arrancamiento del anclaje: Falla del anclaje definida por el deslizamiento del mismo fuera del material en el cual está embebido sin romper una porción importante del material circundante.

Aseguramiento de la calidad: Requisitos administrativos y de procedimientos establecidos por los documentos del contrato para asegurar que la mampostería construida esté de acuerdo con los documentos de contrato.

Carga: Fuerza exterior activa, concentrada, distribuida, o por unidad de volumen, como por ejemplo, carga gravitatoria, carga originada por el viento, etc.

Carga de servicio: Carga a la cual puede estar solicitado un elemento estructural durante el uso para el cual ha sido previsto.

Cargas gravitatorias: Son aquellas cargas producto del efecto de la fuerza de gravedad sobre las estructuras. Se incluyen las cargas permanentes, las sobrecargas y la carga de nieve.

Carga mayorada: Carga que, multiplicada por los factores de mayoración apropiados, se utiliza con el objeto de dimensionar los elementos mediante el método de diseño propuesto en este Reglamento.

Carga permanente: Carga que tiene variación pequeña (despreciable en relación a su valor medio) e infrecuente, con tiempo de aplicación prolongado.

Columna: Elemento vertical aislado de mampostería con una relación entre la longitud horizontal y su espesor, menor o igual que 3 y altura mayor a 4 veces su espesor y cuyo objeto es soportar cargas verticales

Conector: Dispositivo mecánico para asegurar dos o más piezas, partes, o elementos juntos, incluyendo, anclajes, estribos de muros y medios de unión.

Conector de muro: Conector metálico que conecta las hojas de muros de mampostería.

Contraflecha: Deformación que intencionalmente se provoca en un elemento estructural para mejorar su apariencia o para anular su deformación bajo los efectos de cargas, retracción y fluencia lenta.

Control de calidad: Acciones que toma un productor o constructor para asegurar un control sobre lo que se está ejecutando y lo que se está suministrando, para garantizar que se está cumpliendo con las especificaciones y normas de aplicación y con las prácticas correctas de ejecución.

Control de conformidad: Es el control que practica el Director de Obra o el Usuario con el objeto de verificar la conformidad con una especificación y valorar la aptitud de los materiales y las estructuras.

Diafragma: Sistema de piso o techo diseñado para transmitir las fuerzas laterales a los muros u otros elementos resistentes a cargas laterales.

Dimensión nominal: Dimensión nominal es igual a una dimensión especificada más una estimación del espesor de las juntas donde se asientan los mampuestos. Las dimensiones nominales se especifican usualmente por números. Primero se da el espesor, seguido por la altura y luego la longitud.

Dimensiones especificadas: Dimensiones especificadas por el fabricante.

Diseño: A los fines de este Reglamento se ha utilizado la palabra “diseño” como sinónimo de “proyecto”. El diseño incluye el planteo estructural, el dimensionamiento y los detalles de armado de las secciones y de los elementos estructurales.

Documentos de contrato: Documentos que establecen el trabajo requerido, e incluyen en particular, los planos del proyecto y las especificaciones del proyecto.

Especificaciones de Proyecto: Documentos escritos que especifican los requisitos para un proyecto de acuerdo con los parámetros de servicio y otros criterios específicos establecidos por el propietario o el agente del propietario.

Estribo: Genéricamente se denomina así a la armadura transversal de los elementos. Pueden ser abiertos o cerrados.

Estribo cerrado: Armadura transversal de los elementos solicitados a compresión

Estribo helicoidal: Lazo de una barra o alambre que encierra la armadura longitudinal.

Factor de reducción de resistencia, ϕ : Factor por el cual se multiplica la resistencia nominal para obtener la resistencia de diseño.

Gravilla: Grava tamizada proveniente de una desintegración natural o abrasión de rocas, en la cual la mayoría de sus partículas pasan por el tamiz IRAM 9,5 mm y son retenidas en el tamiz IRAM 4,75 mm. En ciertas zonas denominadas grancilla.

Hoja: Cada sección vertical continua, de un muro con el espesor de un mampuesto.

Junta: Capa horizontal de mortero sobre la cual se coloca el mampuesto

Junta Collar: Espacio longitudinal vertical entre hojas de mampostería o entre una hoja de mampostería y una construcción de soporte que se permite llenar con hormigón o mortero

Junta vertical: Junta vertical de mortero ubicada entre mampuestos dentro de una hoja al momento en que el mampuesto se asienta.

Longitud de anclaje: Longitud necesaria para desarrollar la resistencia de diseño de las armaduras en una sección crítica

Longitud embebida: Longitud de la armadura que se prolonga más allá de la sección crítica

Mampostería compuesta: Elementos de mampostería de múltiples componentes como ser: acero, mampuestos y hormigón que actúan en forma conjunta.

Mampostería trabada: Mampostería en donde los mampuestos asentados en hiladas sucesivas poseen las juntas verticales alternadas entre hiladas y los solapes no son menores que $\frac{1}{4}$ del largo de un mampuesto

Mampostería no trabada: Mampostería cuya traba es inferior a $\frac{1}{4}$ de la longitud el mampuesto

Mampostería simple (no reforzada): Mampostería en la cual se considera su resistencia a tracción y se desprecian los efectos de tensiones en la eventual armadura.

Módulo de corte: Relación entre la tensión de corte unitaria y la deformación específica de corte unitaria para tensiones de corte por debajo del límite de proporcionalidad del material.

Módulo de elasticidad: Relación entre la tensión normal y la deformación específica correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión, por debajo del límite de proporcionalidad del material.

Módulo de rotura o resistencia a la tracción por flexión: Tensión teórica de tracción correspondiente a la rotura por flexión calculada como si la distribución fuera lineal.

Muro: Elemento vertical de mampostería con una relación entre la longitud horizontal y el espesor mayor que 3, usado para encerrar un espacio.

Muro doble con cámara de aire: Un muro de mampostería de varias hojas con un espacio continuo de aire dentro del muro (con o sin aislación) que se vincula con conectores metálicos.

Muro portante: Muro que soporta cargas verticales superiores a 3000N/m además de su propio peso.

Muro resistente a fuerzas laterales: Muro portante o no portante diseñado para resistir fuerzas laterales que actúan en el plano del muro.

Planos de Proyecto: Planos que, junto con las especificaciones del proyecto, completan la información descriptiva para construir la obra requerida en los documentos del contrato.

Relación de aspecto: Relación entre la altura del muro y su longitud

Relación de esbeltez: Relación entre la altura efectiva de un muro o columna y el radio de giro de su sección transversal

Resistencia de diseño: Resistencia nominal de un elemento multiplicada por un factor de reducción de resistencia.

Resistencia especificada a la compresión de la mampostería basada en el área neta correspondiente f'_m : Valor de la resistencia a la compresión que se adopta en el proyecto y que se utiliza como base de cálculo. Se expresa como fuerza por unidad de área de la sección transversal neta. Cuando la cantidad está bajo una raíz (signo radical $\sqrt{\quad}$) sólo interesa el valor numérico de la raíz y el resultado tiene unidades MPa

Resistencia nominal: Resistencia de un elemento o de una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño establecido en este Reglamento, antes de aplicar cualquier factor de reducción de resistencia.

Resistencia requerida: Resistencia que necesita un elemento o una sección transversal, para resistir las cargas mayoradas o los momentos y fuerzas internas correspondientes combinados entre sí, según lo establecido en este Reglamento.

Sección crítica: En los elementos sometidos a flexión se denomina sección crítica a aquella en donde el acero está sometido a la máxima tensión o en aquella dentro de la luz en donde los refuerzos adyacentes terminan o doblan

Sobrecarga útil (gravitatoria): Sobrecarga especificada (sin factores de carga), consecuencia de la acción de la gravedad, debida a la ocupación y al uso (sobrecarga) de una estructura.

Tizón: Mampuesto que conecta dos o más hojas adyacentes de mampostería.

Traba: Disposición de los mampuestos de manera que las juntas verticales en hiladas sucesivas estén desplazadas horizontalmente al menos un cuarto de la longitud del mampuesto.

Viga de encadenado: Viga generalmente ubicada inmediatamente debajo de un entrepiso o techo cuyo objetivo es distribuir cargas.

CAPÍTULO 4. CARGAS

4.1. REQUISITOS GENERALES

La mampostería se deberá diseñar para resistir las cargas aplicadas.

Las cargas permanentes y sobrecargas mínimas a aplicar para el diseño de estructuras de mampostería, se obtendrán del “Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y Otras Estructuras”, CIRSOC 101-2005.

Las acciones debidas al viento se obtendrán del “Reglamento Argentino de Acción del Viento Sobre las Construcciones”, CIRSOC 102-2005. Las acciones sísmicas junto con los requisitos especiales de diseño sismorresistente se deberán obtener del “Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes” INPRES-CIRSOC 103, Parte III, Construcciones de Mampostería (*en preparación*).

4.2. RESISTENCIA A CARGAS LATERALES

Este Reglamento es válido sólo para la zona sísmica 0 (cero). Para esta zona, los requisitos se deberán complementar con las condiciones mínimas de seguridad sísmica establecidas en el Capítulo 4, de la Parte 1 del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 (*en preparación*).

Para las otras zonas sísmicas (1, 2, 3 y 4), los requisitos establecidos en este Reglamento se deberán complementar con la totalidad de lo prescripto en la Parte III del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 (*en preparación*).

4.3. OTROS EFECTOS

Deberán también tenerse en cuenta los efectos de las fuerzas y deformaciones debidas a vibraciones, impacto, retracción, expansión, cambios de temperatura, deformación diferida, asentamientos diferenciales de los apoyos, etc.

4.4. DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS LATERALES

Las cargas laterales deberán distribuirse en los sistemas estructurales de acuerdo con las rigideces de los elementos y deberán cumplir con los siguientes requisitos:

4.4.1. Las alas de los muros perpendiculares al analizado deberán incluirse en la determinación de la rigidez.

4.4.2. La distribución de cargas deber ser consistente con las solicitaciones resistidas por las fundaciones.

4.4.3. La distribución de cargas deberá incluir el efecto de la torsión horizontal de la estructura debida a la excentricidad resultante por la no uniformidad en la distribución de masas.

CAPÍTULO 5. CALIDAD DE LOS COMPONENTES DE LA MAMPOSTERÍA

5.1. MAMPUESTOS

Los mampuestos integrantes de Muros Resistentes se clasifican según los siguientes tipos:

- **Ladrillos cerámicos macizos**
- **Bloques huecos portantes cerámicos**
- **Bloques huecos portantes de hormigón**

Se considerarán **ladrillos cerámicos macizos** aquellos mampuestos cuya sección según cualquier plano paralelo a la superficie de asiento tenga un área neta no menor que el 80% del área bruta correspondiente, no presenten agujeros cuyas secciones transversales según el mismo plano tengan un área individual mayor que el 4% del área bruta, y los espesores de sus paredes sean mayores o iguales que 25mm.

Se considerarán **bloques huecos portantes** aquellos mampuestos cuya sección según cualquier plano paralelo a la superficie de asiento tenga un área neta mayor o igual que el 40% del área bruta.

En ningún caso la altura de los mampuestos será mayor que 2/3 de su longitud, con excepción de los medios mampuestos utilizados en los bordes verticales de los muros para obtener la trabazón correspondiente.

Se admitirá la utilización de bloques huecos portantes de tubos horizontales para la construcción de muros resistentes en el caso de edificios de no más de 7m de altura o de no más de dos pisos. Excepcionalmente se admitirá su empleo en muros resistentes de edificios de más de dos pisos, cuando se garantice la resistencia mediante ensayos.

En muros resistentes, se admitirá la utilización de mampuestos elaborados con materiales distintos de los especificados, siempre que satisfagan los requisitos que en este Reglamento se establecen para los mampuestos cerámicos y de hormigón, lo que deberá comprobarse mediante ensayos.

No se admite la reutilización de mampuestos en la ejecución de muros portantes, a menos que se demuestre su aptitud mediante ensayos, especialmente de adherencia entre morteros y mampuestos.

5.1.1. RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LOS MAMPUESTOS

Para realizar las verificaciones de resistencia y control de calidad establecidas en este Reglamento se utilizará la resistencia característica del mampuesto, determinada teniendo en cuenta su área neta de asiento.

La resistencia característica se determinará considerando la probabilidad de que su valor sea alcanzado por el 90% de las piezas ensayadas.

5.1.1.1. Ladrillos cerámicos macizos

La resistencia especificada o característica a la rotura a compresión del ladrillo f'_u se evaluará sobre una muestra representativa, compuesta de 30 o más unidades, empleando la siguiente expresión:

$$f'_u = f_{um}(1 - 1,3\delta_m) \quad (5-1)$$

siendo:

f'_u la resistencia característica del ladrillo cerámico macizo considerado;

f_{um} el promedio de los valores de las resistencias determinadas mediante los ensayos correspondientes;

δ_m el coeficiente de variación, cuyo valor se calculará con la siguiente expresión (no podrá emplearse para la determinación de f'_u un valor de $\delta_m < 0,12$):

$$\delta_m = \frac{\sqrt{\frac{\sum (f_i - f_{um})^2}{n-1}}}{f_{um}} \quad (5-2)$$

donde:

f_i es la resistencia individual de cada ladrillo ensayado.

5.1.1.2. Bloques huecos portantes cerámicos y de hormigón

La resistencia especificada o característica a la rotura a compresión de la sección neta del ladrillo hueco f'_u se evaluará sobre una muestra representativa, compuesta de 10 o más unidades, empleando la siguiente expresión:

$$f'_u = f_{um}(1 - 1,4\delta_m) \quad (5-3)$$

siendo:

f'_u la resistencia especificada o característica a compresión del bloque hueco portante basada en la sección neta.

f_{um} el promedio de los valores de las resistencias determinadas mediante los ensayos correspondientes;

δ_m el coeficiente de variación, que se calculará con la expresión (5-2) anterior, no pudiendo emplearse un valor de $\delta_m < 0,12$. Los ensayos para determinar la resistencia a compresión de cada tipo de mampuesto, se realizarán de acuerdo con la norma o especificación correspondiente, según se establece en el artículo 5.1.2.

5.1.2. CONDICIONES DE RESISTENCIA Y UTILIZACIÓN DE LOS MAMPUESTOS

5.1.2.1. Ladrillos cerámicos macizos.

Los ladrillos cerámicos macizos deberán cumplir con la norma IRAM 12566-1 y tener una resistencia característica a la compresión mínima $f'_u = 5,0\text{MPa}$.

Se podrán adoptar resistencias características f'_u mayores que la indicada, cuando así resulte de aplicar el criterio probabilístico establecido en el artículo 5.1.1.

También se podrán adoptar resistencias declaradas por el fabricante cuando este presente una certificación por tercera parte, otorgada por un organismo reconocido, a través de laboratorios acreditados o de trayectoria altamente confiable y que se encuentre vigente a la fecha de presentación.

5.1.2.2. Bloques huecos portantes cerámicos

Los bloques cerámicos huecos deberán cumplir con la norma IRAM 12566-2 y tener una resistencia característica a la compresión de la sección neta no menor de $f'_u = 13,0\text{MPa}$

Se podrán adoptar resistencias características f'_u mayores que la indicada, cuando así resulte de aplicar el criterio probabilístico establecido en el artículo 5.1.1.

También se podrán adoptar resistencias declaradas por el fabricante cuando este presente una certificación por tercera parte, otorgada por un organismo reconocido, a través de laboratorios acreditados o de trayectoria altamente confiable y que se encuentre vigente a la fecha de presentación.

La sección según cualquier plano paralelo a la superficie de asiento del bloque deberá tener un área neta no menor que el 40% del área bruta correspondiente para el caso de bloques de agujeros verticales.

5.1.2.3. Bloques huecos portantes de hormigón

Los bloques huecos de hormigón deberán cumplir con los requisitos indicados en la norma IRAM 11561 con las modificaciones que se especifican a continuación:

La sección según cualquier plano paralelo a la superficie de asiento del bloque deberá tener un área neta no menor que el 40% del área bruta correspondiente.

Los bloques huecos portantes de hormigón deberán tener una resistencia característica a la compresión mínima. $f'_u = 13,0\text{MPa}$

Se podrán adoptar resistencias características a la compresión f'_u basada en la sección neta mayores que la indicada, cuando así resulte de aplicar el criterio probabilístico establecido en el artículo 5.1.1.

También se podrán adoptar resistencias declaradas por el fabricante cuando este presente una certificación por tercera parte, otorgada por un organismo reconocido, a través de laboratorios acreditados o de trayectoria altamente confiable y que se encuentre vigente a la fecha de presentación.

5.2. MORTEROS

5.2.1. TIPIFICACIÓN DE LOS MORTEROS PARA JUNTAS

Los morteros utilizados en la ejecución de juntas horizontales y verticales se podrán tipificar en función de su dosificación en volumen, ver la Tabla 5.1.

Tabla 5.1. Tipificación de los morteros según su dosificación en volumen

<i>Tipo de Mortero</i>	<i>Calidad de Resistencia</i>
<i>E</i>	<i>Elevada</i>
<i>I</i>	<i>Intermedia</i>
<i>N</i>	<i>Normal</i>

5.2.2. PROPORCIONES DE LOS COMPONENTES DE LOS MORTEROS

Las proporciones en volúmenes, recomendadas para obtener los diferentes tipos de morteros, se indican en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2. Proporciones de los morteros

<i>Mortero Tipo</i>	<i>Partes de Cementos de Uso General IRAM 50000</i>	<i>Partes de cal</i>		<i>Partes de arena suelta</i>
		<i>mín.</i>	<i>máx.</i>	
<i>E</i>	1	-	$\frac{1}{4}$	No menos de 2,25 ni más de 3 veces la suma de los volúmenes de cemento y cal
<i>I</i>	1	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	
<i>N</i>	1	$\frac{1}{2}$	$1 \frac{1}{4}$	

Si se utiliza cemento de albañilería, las proporciones se determinarán en forma experimental.

En la Tabla 5.3. se indican las proporciones en volúmenes, usuales en la práctica actual, para los diferentes tipos de morteros.

Tabla 5.3. Proporciones de los morteros según la práctica actual

Mortero Tipo	Cemento : Cal : Arena
E	1 : 0 : 3 (Cementicio puro) 1 : ¼ : 3
I	1 : ½ : 4
N	1 : 1 : 5 1 : 1 : 6

5.2.3. HORMIGÓN DE GRANCILLA O DE GRAVILLA (GROUT)

El hormigón de grancilla o de gravilla es una mezcla de elevada fluidez compuesta de materiales conglomerantes, agregados y agua que se coloca dentro o entre la mampostería. Su principal finalidad es lograr que la armadura insertada en los huecos trabaje de manera monolítica con la mampostería, aumentando la resistencia del conjunto.

La resistencia especificada o característica a la compresión del hormigón de gravilla f'_g deberá ser igual o mayor a f'_m con un máximo de 34 MPa

Para el diseño se adoptará la resistencia del hormigón de gravilla igual a la resistencia de la mampostería.

5.2.4. CONDICIONES DE UTILIZACIÓN DE LOS MORTEROS

Los morteros utilizados deberán satisfacer la totalidad de las condiciones que se detallan a continuación:

- (a) El volumen de arena, medido en estado suelto y con humedad natural, deberá estar comprendido entre 2,25 y 3 veces la suma de los volúmenes correspondientes de cemento y de cal hidratada en pasta.
- (b) Se utilizará la menor cantidad de agua compatible con la obtención de un mortero fácilmente trabajable y de adecuada adherencia con los mampuestos.
- (c) No se admitirá el empleo de morteros que tengan únicamente cal como ligante.
- (d) En las juntas que contengan armadura de refuerzo se emplearán exclusivamente morteros cementicios sin ningún contenido de cal.

- (e) En general, en las juntas que no contengan armaduras de refuerzo, se utilizarán morteros elaborados con cal, ya que ésta mejora su trabajabilidad. En las juntas que no contengan armaduras de refuerzo, se admitirá el uso de morteros elaborados con cemento de albañilería.
- (f) Los materiales aglomerantes y cementicios, los agregados y el agua a utilizar deberán satisfacer los requisitos de las normas IRAM correspondientes, especificadas en el Capítulo 1 de este Reglamento.
- (g) El tamaño máximo de las partículas de arena será de 3mm.

CAPÍTULO 6. CALIDAD DE LA MAMPOSTERÍA

Las cualidades resistentes de la mampostería se caracterizan mediante los siguientes parámetros, los cuales se tendrán en cuenta en su diseño y control:

- Resistencia especificada a la compresión de la mampostería f'_m , basada en la sección neta correspondiente

- Módulo de rotura o resistencia a tracción por flexión f_r

Las características de deformabilidad de la mampostería se definen mediante los siguientes parámetros:

- Módulo de elasticidad longitudinal E_m

- Módulo de corte G_m

6.1. RESISTENCIA DE LA MAMPOSTERÍA

6.1.1. RESISTENCIA ESPECIFICADA A LA COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA

La resistencia especificada a la compresión f'_m de la mampostería, basada en el área neta de la sección correspondiente, constituye un índice de la resistencia de la mampostería a la compresión, y se utilizará para su diseño y control.

La determinación de la resistencia f'_m se realizará durante la fase de proyecto y se verificará luego mediante controles efectuados durante la fase de construcción.

La resistencia f'_m se podrá determinar, con fines de diseño y control, mediante alguno de los procedimientos a), b) o c) siguientes:

(a) *Ensayos a la compresión de pilas de mampostería*

Si se utiliza este procedimiento, el valor de la resistencia especificada a la compresión f'_m de la mampostería podrá tomarse igual que la resistencia característica f'_m , la cual, a su vez, se determinará considerando que su valor debe ser alcanzado en el 90% de los ensayos realizados sobre el número de especímenes (pilas) que luego se especifica.

La resistencia f'_m de la mampostería se determinará a la edad para la cual se espera será solicitada a su capacidad máxima. Se consideran 28 días como edad de referencia.

El valor de la resistencia especificada f'_m no podrá ser mayor que 2,5 veces los valores indicados en la Tabla 6.3.

Las pilas de mampostería deberán elaborarse reflejando, tanto como sea posible, las condiciones y calidad de materiales y mano de obra que se tendrán efectivamente en la construcción. En este aspecto, se tendrán especialmente en cuenta la consistencia y el tipo de mortero, el contenido de humedad de los mampuestos y los espesores de las juntas.

Las pilas estarán formadas, como mínimo, por tres mampuestos superpuestos, y no podrán tener una altura menor que 350mm. Tendrán una esbeltez (relación entre la altura y el espesor) no menor que 2,5 ni mayor que 5. Se recomienda utilizar una esbeltez de 4, la cual se considera como esbeltez de referencia. Cuando ello no sea posible, el valor de la resistencia se modificará empleando los factores de corrección que se indican en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1. Factores de corrección de la resistencia en función de la esbeltez de las pilas de mampostería.

Esbeltez	2,5	3	3,5	4	4,5	5
Factor de corrección	0,83	0,90	0,95	1	1,02	1,05

Se adoptarán especiales precauciones en el manipuleo de los especímenes.

Las condiciones de almacenamiento, encabezado y metodología de ensayo deberán ajustarse, a las del ensayo a la compresión de probetas de hormigón, según se establece en el Reglamento CIRSOC 201-2005.

Se ensayarán, como mínimo, 6 pilas elaboradas con mampuestos provenientes de dos grupos diferentes de la provisión que se utilizará en la obra.

Los especímenes se ensayarán, en general, a la edad de 28 días, la cual se considera como edad de referencia.

Si eventualmente las pilas debieran ensayarse a los 7 días de edad, el valor de la resistencia a los 28 días podrá obtenerse en forma aproximada utilizando el factor de corrección 1,1.

La resistencia especificada a la compresión de la mampostería f'_m se determinará mediante la siguiente expresión:

$$f'_m = f_{mm} (1 - 1,45 \delta_m)$$

siendo:

f'_m la resistencia especificada a la compresión de la mampostería, en MPa;

f_{mm} el promedio de los valores de las resistencias determinadas mediante los ensayos en MPa;

δ_m el coeficiente de variación, cuyo valor no podrá ser menor que 0,12.

El valor de la resistencia especificada f'_m no podrá ser mayor que 2,5 veces los valores indicados en la Tabla 6.3.

(b) *Resistencia de mampuestos y morteros tipificados*

Cuando no resulte posible la ejecución de ensayos sobre pilas, la resistencia especificada a la compresión f'_m de la mampostería, podrá determinarse en base a la resistencia característica f'_u de los mampuestos utilizados (artículo 5.1.1.) y al tipo de mortero empleado (artículo 5.2.1.).

El tipo de mortero se elegirá de modo que sus características sean posibles de lograr efectivamente en la obra.

La correlación entre la resistencia especificada a la compresión f'_m de la mampostería, la resistencia característica f'_u de los mampuestos y el tipo de mortero, se establecerá mediante la siguiente expresión:

$$f'_m = f_1 f'_u$$

siendo:

f_1 el factor de correlación entre f'_m y f'_u , el cual depende de los tipos de mampuestos y morteros utilizados, y cuyos valores se indican en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2. Factor f_1 de correlación entre f'_m y f'_u

Tipo de mampuesto	Valores de f_1		
	Tipo de mortero		
	Resistencia elevada (E)	Resistencia intermedia (I)	Resistencia normal (N)
Ladrillos cerámicos macizos	0,50	0,45	0,35
Bloques huecos portantes cerámicos	0,50	0,45	0,35
Bloques huecos portantes de hormigón	0,50	0,45	0,35

(c) *Valores indicativos*

Este procedimiento consiste en adoptar los valores normativos de la resistencia especificada a la compresión f'_m de la mampostería, indicados en la Tabla 6.3., en función de los tipos usuales de mampuestos y morteros.

Tabla 6.3. Valores de f'_m en función de los tipos usuales de mampuestos y morteros.

Tipo de mampuesto	Valores de f'_m en MPa		
	Tipo de mortero		
	Resistencia elevada (E)	Resistencia intermedia (I)	Resistencia normal (N)
Ladrillos cerámicos macizos	2,50	2,25	1,75
Bloques huecos portantes cerámicos	6,50	5,85	4,55
Bloques huecos portantes de hormigón	6,50	5,85	4,55

En este caso no se requieren determinaciones experimentales, pero deberán tomarse las precauciones necesarias para obtener en la obra, las características mínimas exigidas para los materiales a utilizar.

6.1.2. MÓDULO DE ROTURA

6.1.2.1. Flexión perpendicular al plano del muro

El módulo de rotura f_r para elementos de mampostería sometidos a flexión perpendicular al plano del muro se deberá tomar de la Tabla 6.4.

6.1.2.2. Flexión en el plano del muro

Para mampostería sujeta a cargas en su plano, el módulo de rotura f_r , normal o paralelo a las juntas se deberá tomar 1,72 MPa.

Tabla 6.4. Valores de f_r , en función de los tipos usuales de mampuestos y morteros.

Dirección de la tensión a tracción por flexión y tipo de mampostería	Valores de f_r en MPa		
	Tipo de mortero		
	"E"	"I"	"N"
* Normal a las juntas			
• ladrillos macizos	0,7	0,7	0,5
• bloques huecos			
(a) no hormigonados	0,4	0,4	0,3
(b) completamente hormigonados	1,1	1,1	1,0
* Paralelo a las juntas			
• ladrillos macizos	1,3	1,3	1,0
• bloques huecos			
(a) no hormigonados	0,8	0,8	0,6
(b) completamente hormigonados	1,3	1,3	1,0

Para muros parcialmente hormigonados, el módulo de rotura se determinará por interpolación lineal entre (a) y (b) según el porcentaje hormigonado

6.2. DEFORMABILIDAD DE LA MAMPOSTERÍA

6.2.1. MÓDULO DE ELASTICIDAD LONGITUDINAL

El módulo de elasticidad longitudinal E_m de la mampostería podrá determinarse experimentalmente, o bien establecerse en forma aproximada según se indica a continuación:

- Para los efectos originados por cargas de larga duración se utilizará la siguiente expresión:

$$E_m = 850 f'_m$$

siendo:

E_m el módulo de elasticidad longitudinal de la mampostería, en MPa;

f'_m la resistencia especificada a la compresión de la mampostería, determinada según el artículo 6.1.1., en MPa.

6.2.2. MÓDULO DE CORTE

El módulo de corte G_m de la mampostería se determinará mediante la siguiente expresión:

$$G_m = 0,3 E_m$$

siendo:

G_m el módulo de corte de la mampostería, en MPa;

E_m el módulo de elasticidad longitudinal de la mampostería, determinado según se establece en el artículo 6.2.1., en MPa.

CAPÍTULO 7. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

7.1. CÁLCULO DE LAS TENSIONES

7.1.1. El diseño de los elementos deberá hacerse usando las propiedades de la sección basadas en la mínima área transversal neta del elemento bajo consideración. Las propiedades de la sección deberán basarse en las dimensiones especificadas por el fabricante.

7.1.2. En elementos diseñados para que trabajen en conjunto (acción compuesta), las tensiones se deberán determinar usando las propiedades basadas en la mínima sección transversal transformada neta del elemento compuesto. En este caso, se deberá aplicar el concepto de sección transformada para un análisis elástico, en el cual las áreas de los diferentes materiales se transforman de acuerdo con la relación entre los módulos elásticos.

7.2. RIGIDEZ

Se permite la determinación de la rigidez basada en la sección no fisurada.

En los mampuestos cuya sección transversal no sea constante a lo largo de su altura, deberá adoptarse para el cálculo de la rigidez la sección promedio neta

7.3. RADIO DE GIRO

El radio de giro deberá calcularse usando la sección transversal neta del elemento considerado o el valor de la sección neta promedio cuando así corresponda.

7.4. MUROS QUE SE INTERSECAN

7.4.1. INTERSECCIONES

Las intersecciones de muros deberán cumplir con una de las condiciones siguientes:

- (a) El diseño debe cumplir con lo especificado en el artículo 7.4.2.
- (b) Debe evitarse la transferencia del corte entre los muros.

7.4.2. DISEÑO DE LA INTERSECCIÓN ENTRE MUROS

7.4.2.1. La mampostería debe estar trabada.

7.4.2.2. Las alas deben considerarse como parte integrante de la sección para resistir las cargas aplicadas.

7.4.2.3. El ancho efectivo del ala considerada a cada lado del alma deberá ser el menor entre 6 veces el espesor del ala o el ala real a cada lado del alma.

7.4.2.4. El diseño al corte, incluyendo la transferencia del corte en la intersección deberá seguir lo estipulado en el artículo 9.1.5.4.1.2., para mampostería reforzada con armadura distribuida.

7.4.2.5. La unión de los muros que se intersecan deberán cumplir con uno de los requerimientos siguientes:

- (a) Cincuenta por ciento (50%) de los mampuestos se deben trabar en la unión.
- (b) Los muros se deben vincular por conectores de acero anclados en el muro con hormigón y que cumplan con los siguientes requerimientos:
 - 1) *Tamaño mínimo:* 6,5mm.x 38mm, incluyendo 50mm de largo de un doblez a 90° en cada extremo de manera de formar una “U” o una “Z”.
 - 2) *Separación máxima:* La semialtura del piso con un máximo de 1,40 m
- (c) Mediante vigas de encadenado que se intersecan. Las mismas deberán estar separadas como máximo la semialtura del piso con un máximo de 1,40 m. Las vigas de encadenado se deberán armar con una armadura mínima de 4 barras de 6mm de diámetro de acero tipo ADN 420. La armadura se deberá anclar en cada lado de la intersección.

7.5. CONTROL DE LAS DEFORMACIONES

7.5.1. DEFORMACIONES DE VIGAS Y DINTELES

Las deformaciones de vigas y dinteles cuando provean apoyo vertical a la mampostería simple no deberán ser mayores que el menor de los siguientes valores:
 $\ell/600$ ó 7,5mm

7.5.2. UNIONES ENTRE LA MAMPOSTERÍA Y PÓRTICOS ESTRUCTURALES

Los muros de mampostería no portante o no considerados en el cálculo no deberán vincularse a pórticos estructurales a menos que las uniones y los muros se diseñen para resistir los esfuerzos de interconexión y para compatibilizar las deformaciones calculadas.

CAPÍTULO 8. DETALLES DE ARMADO

8.1. DETALLES DE LA ARMADURA

8.1.1. COBERTURA

Tanto las barras de la armadura como los alambres de las juntas de refuerzo deberán estar embebidas en el mortero de asiento o en hormigón de grancilla.

8.1.2. DIÁMETRO MÁXIMO DE LAS ARMADURAS

8.1.2.1. El diámetro máximo de las armaduras deberá ser menor o igual que 25mm.

8.1.2.2. El diámetro de la armadura deberá ser menor o igual que la mitad de la menor dimensión libre de la celda del mampuesto, viga de encadenado o junta armada donde se disponga.

8.1.2.3. Las armaduras longitudinales y transversales ubicadas en las juntas deberán tener un diámetro máximo de 6mm y no ser mayor que la mitad del espesor de la junta.

8.1.3. DISPOSICIÓN DE LAS ARMADURAS

8.1.3.1. La separación libre entre barras paralelas deberá ser mayor o igual al diámetro nominal de las barras ni menor que 25mm.

8.1.3.2. En columnas y pilastras, la separación libre entre barras verticales no deberá ser menor que una vez y media, el diámetro nominal de las barras, ni menor que 40mm.

8.1.3.3. Las limitaciones para barras individuales establecidas en el artículo 8.1.3.1. y 8.1.3.2., se deberán aplicar también a la separación entre un empalme y los empalmes o barras individuales adyacentes.

8.1.3.4. Los paquetes de barras paralelas en contacto para que actúen como una unidad deberán limitarse a dos. Cuando se corten barras de un paquete dentro de la luz de un elemento, deberán terminarse en puntos separados al menos 40 diámetros.

8.1.4. PROTECCIÓN DE LAS ARMADURAS

8.1.4.0 El recubrimiento de hormigón de grancilla entre las barras de armaduras y los mampuestos tendrá un espesor mínimo de 8mm.

8.1.4.1. Las barras deberán tener un recubrimiento de mampostería no menor que:

(a) *Mampostería expuesta al contacto con el suelo o al medio ambiente exterior:* 50mm para barras de diámetros mayores que 16mm ó 40mm para diámetros menores o iguales que 16mm.

(b) *Mampostería no expuesta al contacto con el suelo ni el medio ambiente exterior:* 40mm.

8.1.4.2. Los alambres longitudinales de la armadura de juntas deberán estar totalmente embebidos en mortero u hormigón de grancilla con un recubrimiento mínimo de 15mm. Cuando la mampostería esté en contacto con el suelo o expuesta al medio ambiente exterior la armadura de junta deberá estar protegida contra la corrosión.

8.1.4.3. Los anclajes metálicos, chapas de acero, barras, e insertos en contacto con el suelo o el medio ambiente exterior deberán ser de acero inoxidable, o protegerse contra la corrosión.

8.1.5. GANCHOS NORMALES

Los ganchos normales estarán formados por:

(a) Ganchos con un ángulo doblado de 180° más una prolongación de al menos 4 diámetros pero con un mínimo de 60mm en el extremo libre de la barra o alambre.

(b) Ganchos con un ángulo de doblado de 90° más una prolongación , como mínimo de al menos 12 diámetros en el extremo libre de la barra o alambre

(c) Sólo para el anclaje de estribos, un codo a 90° o 135° más una extensión de 6 diámetros en el extremo libre de la barra

8.1.6. DIÁMETRO MÍNIMO DEL MANDRIL DE DOBLADO PARA LAS BARRAS DE LA ARMADURA

El diámetro del mandril de doblado, deberá ser mayor o igual que 6 diámetros.

CAPÍTULO 9. DISEÑO DE LA MAMPOSTERÍA

9.1. REQUISITOS GENERALES

9.1.1. ALCANCE

Este Capítulo provee los requisitos mínimos para el diseño por resistencia de estructuras de mampostería.

El requisito básico para el diseño por resistencia de estructuras de mampostería, puede expresarse de la siguiente forma:

$$\text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Resistencia Requerida}$$

$$\phi S_n \geq U$$

La resistencia de diseño ϕS_n de un elemento estructural se obtiene multiplicando la resistencia nominal S_n por un factor de reducción de resistencia ϕ .

La resistencia requerida U proviene de las combinaciones de estados de cargas mayoradas afectadas por los correspondientes factores de carga.

9.1.2. RESISTENCIA REQUERIDA

La resistencia requerida se obtendrá de las siguientes combinaciones de cargas mayoradas:

$$U = 1,4(D + F) \quad (9-1)$$

$$U = 1,2(D + F + T) + 1,6(L + H) + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (9-2)$$

$$U = 1,2D + 1,6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0 L \text{ ó } 0,8W) \quad (9-3)$$

$$U = 1,2D + 1,6W + 0,5L + 1,0(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (9-4)$$

$$U = 0,9D + 1,6W + 1,6H \quad (9-5)$$

$$U = 1,2D \pm 1,0E + f_1 L + f_2 S \quad (9-6)^*$$

$$U = 0,9D \pm 1,0E \quad (9-7)^*$$

* Las combinaciones de estados de carga que incluyen la acción sísmica E , se deben aplicar junto con los requisitos del *Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes, INPRES-CIRSOC 103, Parte III, Construcciones de Mampostería* (en preparación).

9.1.3. RESISTENCIA DE DISEÑO

Los elementos de mampostería deberán dimensionarse de manera que la resistencia de diseño sea mayor o igual que la resistencia requerida. La resistencia de diseño es la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ , especificado en el artículo 9.1.4.

La resistencia de diseño al corte ϕV_n , deberá ser mayor que 1,25 veces el corte correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a flexión del elemento M_n , excepto que la resistencia nominal al corte V_n , no exceda 2,5 veces la resistencia requerida al corte V_u .

9.1.4. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

9.1.4.1. Combinaciones de flexión y carga axial en mampostería reforzada con armadura distribuida.

El valor de ϕ se deberá tomar igual a 0,90 para mampostería armada sometida a flexión simple o compuesta.

9.1.4.2. Combinaciones de flexión y carga axial en mampostería simple (sin armar).

El valor de ϕ se deberá tomar igual a 0,60 para mampostería simple (sin armar) sometida a flexión simple o compuesta.

9.1.4.3. Corte

El valor de ϕ se deberá tomar igual a 0,80 para mampostería sometida a esfuerzos de corte.

9.1.4.4. Anclajes y empalmes de la armadura

Para anclajes y empalmes de la armadura ϕ se deberá tomar igual a 0,80.

9.1.4.5. Bulones de anclaje

Para los casos donde la resistencia nominal de un bulón de anclaje esté controlada por la rotura de la mampostería, ϕ se deberá tomar igual a 0,50. Para los casos donde la resistencia nominal de un bulón de anclaje esté controlada por el acero del bulón, ϕ se deberá tomar igual a 0,90. Para los casos donde la resistencia nominal del bulón de anclaje esté controlada por el arrancamiento del bulón, ϕ se deberá tomar igual a 0,65.

9.1.5. MAMPOSTERÍA REFORZADA CON ARMADURA DISTRIBUIDA.

9.1.5.1. Alcance

Los requisitos de esta sección se aplican al diseño de mampostería en la cual se usa armadura para resistir los esfuerzos de tracción.

9.1.5.2. Deformaciones

Los cálculos de las deformaciones de elementos de mampostería reforzada con armadura distribuida, se deberán basar en las propiedades de la sección fisurada. Las rigideces supuestas a flexión y corte no deberán ser mayores que la mitad de las rigideces basadas en la sección bruta, a menos que se lleve a cabo un análisis específico de sección fisurada.

9.1.5.2.1. Hipótesis de diseño

Las siguientes hipótesis se aplican al diseño de la mampostería reforzada con armadura distribuida:

- (a) Existe una compatibilidad total entre las deformaciones de la armadura, el hormigón de gravilla y la mampostería, de manera que las cargas se resistan en forma conjunta.
- (b) La resistencia nominal de las secciones transversales de mampostería reforzada con armadura distribuida para la combinación de flexión con cargas axiales se deberá basar en las condiciones de equilibrio.
- (c) La máxima deformación específica ϵ_{mu} , de la mampostería en la fibra extrema comprimida se deberá suponer igual a 0,0035 para mampostería de mampuestos cerámicos y 0,0025 para mampostería con mampuestos de hormigón.
- (d) Las deformaciones específicas en la armadura y en la mampostería se deberán suponer directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.
- (e) Las tensiones en la armadura por debajo de la tensión especificada de fluencia f_y , se deberán tomar como E_s veces las deformaciones específicas del acero. Para deformaciones mayores que las correspondientes a f_y , la tensión en el acero se deberá tomar igual a f_y .
- (f) La resistencia a tracción de la mampostería se deberá despreciar para el cálculo de la resistencia a flexión, pero se deberá considerar para el cómputo de las deformaciones.
- (g) Para el cómputo de la resistencia nominal a flexión simple o compuesta se deberá suponer que la distribución de tensiones de compresión en la mampostería es uniforme (bloque rectangular equivalente) con un valor igual a $0,8f'_m$ y con una profundidad igual a $0,80c$, siendo “c” la distancia de la fibra extrema más comprimida al eje neutro.

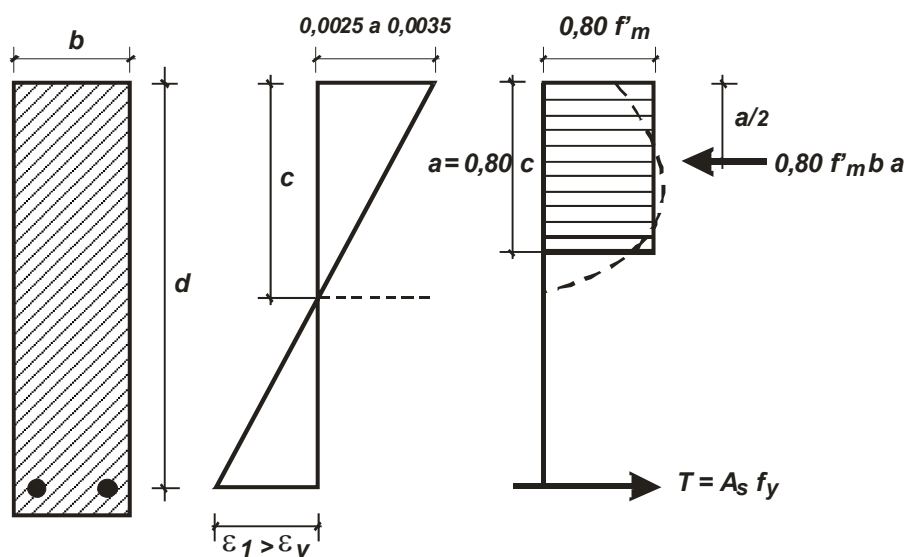


Figura 9.1.5.2.1. Bloque rectangular de tensiones equivalentes

9.1.5.3. Requisitos de armadura y detallado

9.1.5.3.1. Limitaciones en los diámetros de las barras.

Las barras de acero usadas en la mampostería no deberán ser de un diámetro mayor que 25mm. El diámetro nominal de la barra no deberá ser mayor que un octavo del espesor nominal del elemento y no deberá exceder un cuarto de la menor dimensión libre de la celda, hilada o junta collar donde está dispuesta.

El área de las barras ubicadas en una celda de una construcción con mampostería hueca no deberá ser mayor que el 4% del área de la celda.

9.1.5.3.2. Ganchos normales

La longitud equivalente embebida para los ganchos normales en tracción ℓ_e , se deberá determinar por la expresión (9-8).

$$\ell_e = 13d_b \quad (9-8)$$

9.1.5.3.3. Anclaje de la armadura

La armadura requerida de tracción o compresión se deberá anclar de acuerdo con las siguientes previsiones:

La longitud de anclaje requerida de la armadura, se deberá determinar por la expresión (9-9), pero no deberá ser menor que 300mm.

$$\ell_d = \frac{\ell_{de}}{\phi} \quad (9-9)$$

donde:

$$\ell_{de} = \frac{1,5d_b^2 f_y \gamma}{K \sqrt{f'_m}} \quad (9-10)$$

K , no deberá ser mayor que el menor recubrimiento de mampostería, la separación libre entre barras adyacentes, ni que 5 veces d_b

$\gamma = 1,0$, para barras de diámetros menores que 16mm.

$\gamma = 1,5$, para barras de diámetros mayores que 16mm.

9.1.5.3.3.1. Anclaje de la armadura de corte

La armadura de corte deberá extenderse en toda la altura del elemento menos los recubrimientos.

9.1.5.3.3.1.1. Excepto en las intersecciones de muros, el extremo de una barra horizontal necesario para satisfacer los requerimientos de corte del artículo 9.1.5.4.1.2., se deberá doblar alrededor de la barra vertical extrema con un gancho a 180°.

Cada extremo de un estribo simple de una rama o en forma de “U” se deberá anclar por uno de los medios siguientes:

- a) Un gancho normal más una longitud efectiva embebida de $\ell_d/2$. La longitud embebida efectiva de una rama de un estribo $\ell_d/2$, se deberá tomar como la distancia entre la mitad de la altura del elemento $d/2$, y el comienzo del gancho (punto de tangencia).
- b) Para barras de diámetros menores o iguales que 16mm., se deberá doblar alrededor de una barra longitudinal con un gancho de al menos 135° más una longitud embebida de $\ell_d/3$. La longitud embebida $\ell_d/3$ de la rama de un estribo se deberá tomar igual a la distancia entre la mitad de la altura del elemento $d/2$, y el comienzo del gancho (punto de tangencia).
- c) Los requerimientos de anclaje se muestran en la Figura 9.1.5.1.
- d) Entre los extremos anclados, cada doblez en la porción continua de un estribo transversal “U” deberá encerrar una barra longitudinal.

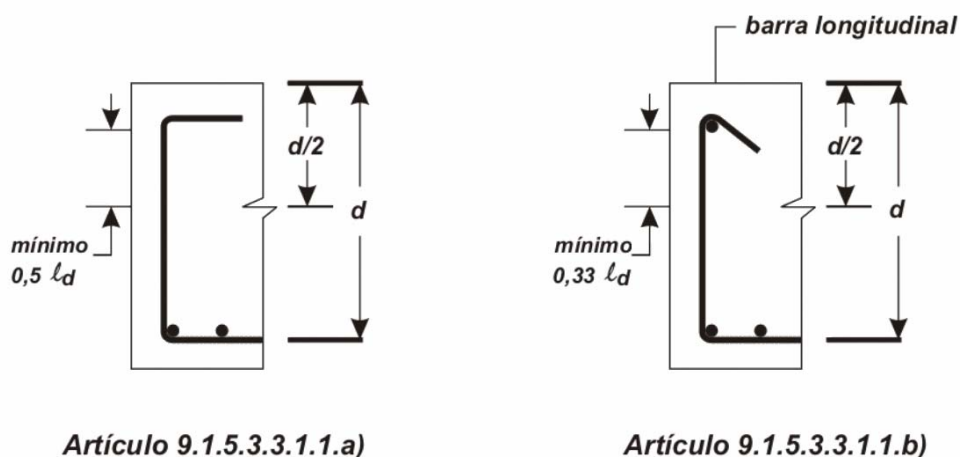


Figura 9.1.5-1 Anclaje de estribos “U”

9.1.5.3.3.1.2. En las intersecciones de muros, las barras horizontales necesarias para satisfacer los requerimientos de corte establecidos en el artículo 9.1.5.4.1.2. se deberán doblar alrededor de la barra vertical extrema con un gancho normal a 90° y se deberán extender horizontalmente dentro del muro intersecado una distancia mínima al menos igual a la longitud de anclaje (ver la Figura 9.1.5.2).

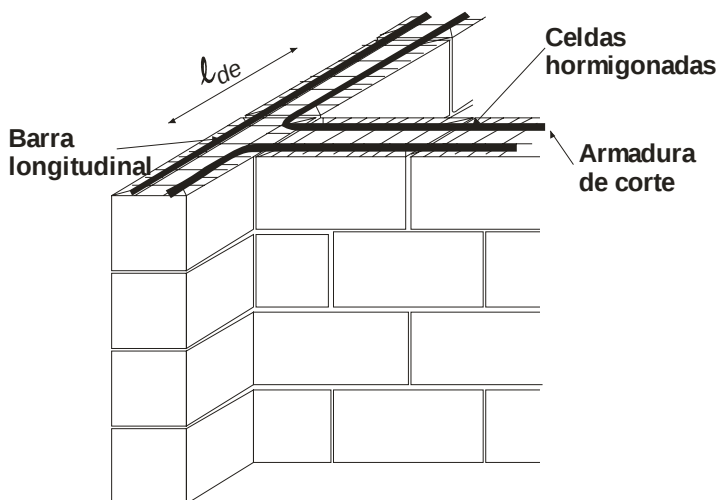


Figura 9.1.5-2 Anclaje de la armadura de corte en la intersección de muros

9.1.5.3.4. Empalmes

Los empalmes deberán cumplir con alguno de los siguientes requisitos:

(a) La longitud mínima de empalme por yuxtaposición deberá ser la mayor entre 300mm y la longitud determinada por la expresión (9-11).

$$l_d = \frac{l_{de}}{\phi} \quad (9-11)$$

(b) Un empalme soldado deberá tener las barras a tope y soldadas para que puedan desarrollar al menos 1,25 veces de la tensión de fluencia f_y , de la barra en tracción o compresión.

(c) Los empalmes mecánicos deberán tener las barras conectadas para desarrollar al menos 1,25 veces de la tensión de fluencia f_y , de la barra en tracción o compresión.

9.1.5.4. Diseño de vigas y columnas

Las solicitaciones de diseño de los elementos se deberán basar en un análisis que considere la rigidez relativa de los elementos estructurales. El cálculo de la rigidez lateral deberá incluir la contribución de todas las vigas y columnas. Deberán considerarse los efectos de agrietamiento en la rigidez de los elementos.

9.1.5.4.1. Resistencia nominal de la mampostería armada

9.1.5.4.1.1. Resistencia nominal a carga axial y a flexión de la mampostería armada

La resistencia nominal a carga axial P_n , y la resistencia nominal a flexión M_n , de una sección transversal, se deberá determinar de acuerdo con las hipótesis de diseño del artículo 9.1.5.2. La resistencia nominal a carga axial P_n , se deberá modificar por efecto de la esbeltez mediante los factores de corrección indicados en el artículo (9-12): $\left[1 - \left(\frac{h}{140r}\right)^2\right]$ y en el artículo (9-13): $\left(\frac{70r}{h}\right)^2$. La resistencia nominal a flexión en cualquier sección a lo largo del elemento deberá ser mayor que un cuarto de la resistencia nominal a flexión máxima en la sección crítica.

La resistencia nominal a carga axial de compresión deberá ser menor o igual que la que resulte de la aplicación de las expresiones (9-12) y (9-13).

(a) Para elementos que tengan una relación h/r menor que 99:

$$P_n = 0,80 \left[0,80 f'_m (A_n - A_s) + f_y A_s \right] \left(1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right) \quad (9-12)$$

(b) Para elementos que tengan una relación h/r mayor que 99

$$P_n = 0,80 \left[0,80 f'_m (A_n - A_s) + f_y A_s \right] \left(\frac{70r}{h} \right)^2 \quad (9-13)$$

Siendo r el radio de giro de la sección

9.1.5.4.1.2. Resistencia nominal al corte

La resistencia nominal al corte se deberá determinar utilizando las expresiones (9-14) y (9-15) o (9-16), según corresponda.

$$V_n = V_m + V_s \quad (9-14)$$

donde V_n deberá ser menor o igual que:

(a) Cuando $\frac{M}{Vd_v} \leq 0,25$:

$$V_n \leq 0,5 A_n \sqrt{f'_m} \quad (9-15)$$

(b) Cuando $\frac{M}{Vd_v} \geq 1,00$

$$V_n \leq 0,3 A_n \sqrt{f'_m} \quad (9-16)$$

(c) El máximo valor de V_n para M/Vd_v entre 0,25 y 1,0 se puede interpolar linealmente.

9.1.5.4.1.2.1 Resistencia nominal al corte proporcionada por la mampostería

La resistencia al corte provista por la mampostería V_m , se deberá computar usando la expresión (9-17).

$$V_m = 0,083 \left[4,0 - 1,75 \left(\frac{M}{Vd_v} \right) \right] A_n \sqrt{f'_m} + 0,25P \quad (9-17)$$

donde: $\frac{M}{Vd_v}$ se deberá tomar menor o igual que 1,0

9.1.5.4.1.2.2. Resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura

La resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura V_s , se deberá computar como:

$$V_s = 0,5 \left(\frac{A_v}{s} \right) f_y d_v \quad (9-18)$$

9.1.5.4.2. Vigas

9.1.5.4.2.1. Los elementos diseñados principalmente a flexión deben cumplir con las prescripciones de este artículo. El esfuerzo axial de compresión mayorado en una viga deberá ser menor o igual que $0,05 A_n f'_m$.

9.1.5.4.2.2. Armadura longitudinal

9.1.5.4.2.2.1. No se podrán usar como armaduras longitudinales barras de diferentes diámetros excepto cuando sólo difieran en un diámetro nominal dentro del rango de diámetros indicados en la Norma IRAM-IAS U 500-528 Tabla 4.

9.1.5.4.2.2.2. La resistencia nominal a flexión de una viga deberá ser mayor o igual que 1,3 veces la resistencia correspondiente al momento nominal de fisuración M_{cr} . El módulo de rotura f_r , para este cálculo se determinará de acuerdo con el artículo 6.1.2.

9.1.5.4.2.3. Armadura transversal

Cuando V_u sea mayor que ϕV_m , se deberá proveer armadura transversal. El corte mayorado V_u , deberá incluir los efectos de la carga lateral. Cuando se requiera armadura transversal, se deberán aplicar las siguientes prescripciones:

- (a) Cada estribo de la armadura transversal deberá estar conformado por una sola barra con un gancho a 180° en cada extremo.
- (b) La armadura transversal deberá engancharse alrededor de la armadura longitudinal.
- (c) El área mínima de armadura transversal será $0,0007bd_v$.
- (d) La primera barra transversal deberá disponerse a no más de un cuarto de la altura de la viga d_v , medida desde el extremo de la viga.
- (e) La separación máxima no deberá ser mayor que la mitad de la altura de la viga, ni de 1200mm.

9.1.5.4.2.4. Limitaciones dimensionales

Las dimensiones deberán estar de acuerdo con lo siguiente:

- (a) La distancia libre entre las ubicaciones de los arriostramientos laterales del lado de la compresión de la viga deberá ser menor o igual que 32 veces el mínimo ancho del área de compresión.
- (b) La altura nominal de una viga deberá ser mayor que 190 mm.

9.1.5.4.4. Columnas

9.1.5.4.4.1. Armadura Longitudinal

La armadura longitudinal deberá consistir en al menos 4 barras, una en cada esquina de la columna, y deberá cumplir con lo siguiente:

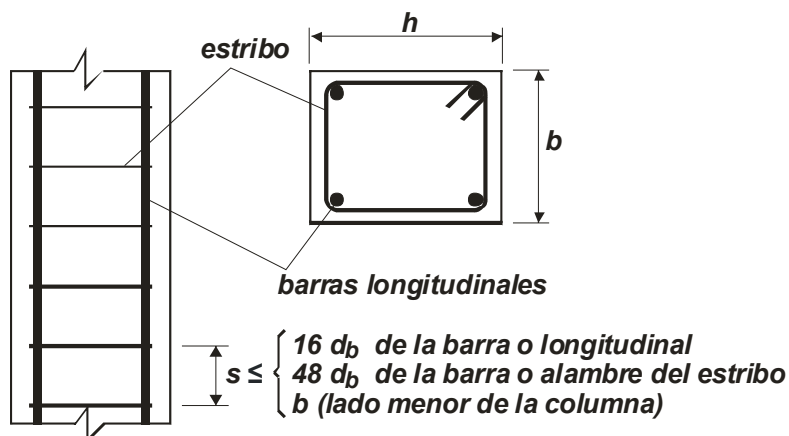
- (a) El área máxima de la armadura longitudinal deberá ser menor o igual que $0,04A_n$.
- (b) El área mínima de la armadura longitudinal deberá ser $0,0025A_n$.
- (c) La armadura longitudinal deberá estar uniformemente distribuida en el ancho de la sección.

9.1.5.4.4.2. Estribos transversales

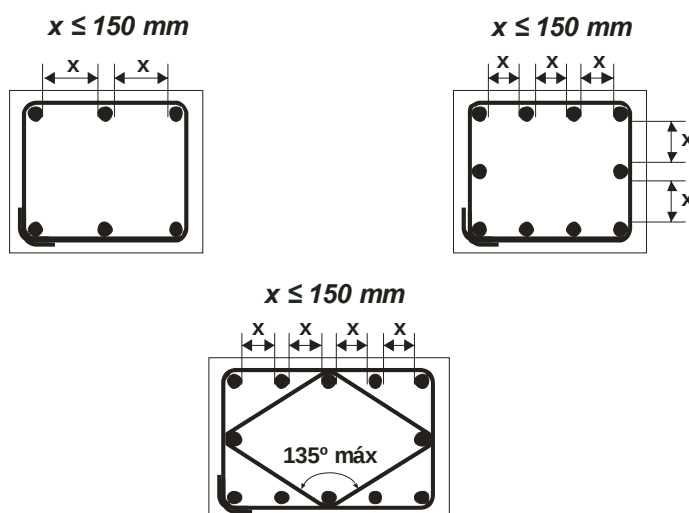
Se deberán proveer estribos transversales cerrados de acuerdo con lo siguiente:

(a) La armadura longitudinal deberá estar circundada por estribos cerrados laterales de al menos 6mm de diámetro.

(b) La separación vertical de los estribos transversales no deberá ser mayor que 16 veces el diámetro de la armadura longitudinal, 48 veces el diámetro del estribo, o la menor dimensión de la sección transversal del elemento.

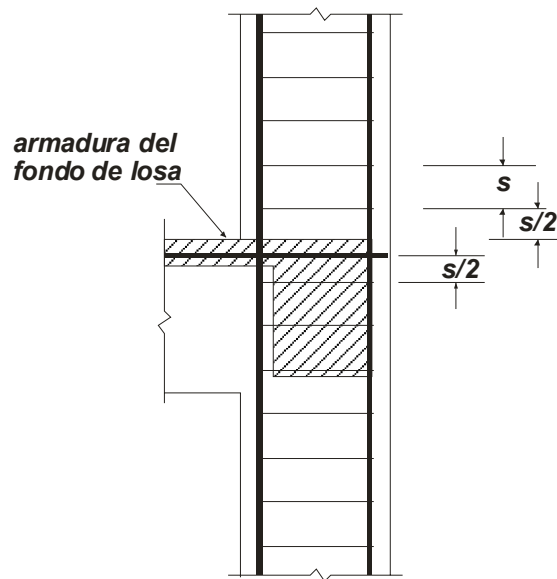


(c) Los estribos se deberán disponer de forma tal que cada barra longitudinal de esquina y cada barra alternada, deberá estar soportada lateralmente por un codo del estribo con un ángulo no mayor a 135° . Ninguna barra podrá estar separada más de 150mm de la barra soportada lateralmente por el codo del estribo. Los estribos se deberán disponer en una junta con mortero o en hormigón de grancilla. Cuando las barras longitudinales estén dispuestas alrededor del perímetro de un círculo, se permitirá un estribo circular completo. La longitud de empalme para los estribos circulares deberá ser de 48 diámetros del estribo.



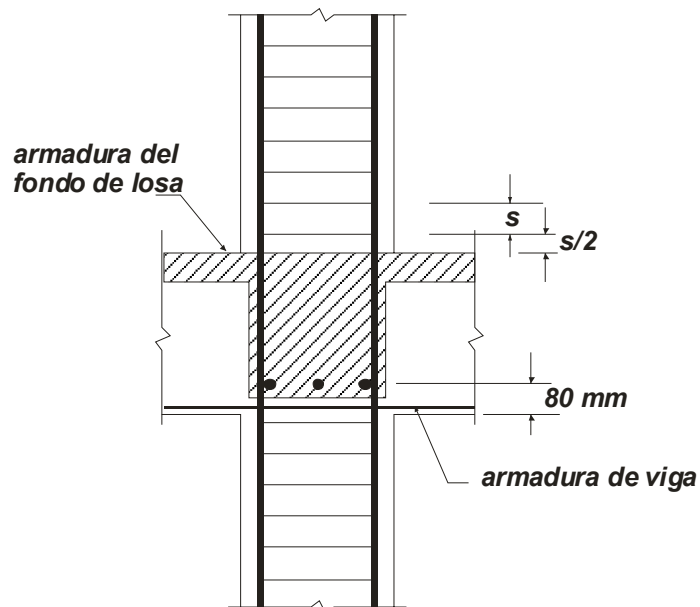
(d) Los estribos laterales se deberán ubicar verticalmente no más de la mitad de la separación vertical por encima de la parte superior de las fundaciones, o losa en cualquier piso, y deberán tener una separación menor o igual que la mitad de la

separación por debajo de la armadura longitudinal inferior de la viga, losa o ábaco ubicado por encima.



Terminación de los estribos cerrados para el caso de vigas en algunas caras de la columna

(e) Cuando vigas o ménsulas concurren a una columna desde 4 direcciones, el último estribo de la columna se debe disponer como máximo a 80mm por debajo de la armadura más baja de la viga o ménsula de menor altura.



Terminación de los estribos cerrados para el caso de vigas en todas las caras de la columna

9.1.5.4.3. Limitaciones dimensionales

Las dimensiones de las columnas deberán cumplir con lo siguiente:

- (a) El ancho b de la columna no deberá ser menor a 180 mm.
- (b) La altura de la sección transversal h de una columna no deberá ser menor que 180 mm ni mayor que 3 veces su ancho b . (Ver la Figura 7.10.5.2)
- (c) La distancia entre los centros de los apoyos horizontales (entrepisos, cubiertas) o entre el centro de apoyo horizontal superior (entrepisos, cubiertas) y el borde superior de la fundación de las columnas no deberá ser mayor que 30 veces su ancho b .

9.1.5.5. Diseño de muros para cargas perpendiculares a su plano

9.1.5.5.1. Cálculo de momentos y deformaciones

Todos los cálculos de momentos y deformaciones en el artículo 9.1.5.5.2., están basados considerando apoyos simples en las partes superior e inferior del muro. Para otras condiciones de apoyos, los momentos y las deformaciones se deberán calcular utilizando los principios de la mecánica.

9.1.5.5.2. Muros con tensiones axiales mayoradas menores o iguales a $0,05f'_m$

Los procedimientos establecidos en este artículo se deberán usar cuando la tensión axial mayorada en la sección de momento máximo satisface el requerimiento expresado por la expresión (9-19).

$$\left(\frac{P_u}{A_g} \right) \leq 0.05f'_m \quad (9-19)$$

El esfuerzo axial y el momento mayorados se deberán determinar a la mitad de la altura del muro y se deberán usar para el diseño. El momento mayorado M_u a mitad de altura del muro se deberá calcular como:

$$M_u = \frac{w_u h^2}{8} + P_{uf} \frac{e_u}{2} + P_u \delta_u \quad (9-20)$$

donde

$$P_u = P_{uw} + P_{uf} \quad (9-21)$$

La resistencia de diseño para cargas perpendiculares al muro deberá estar de acuerdo con la expresión (9-22).

$$M_u \leq \phi M_n \quad (9-22)$$

donde

$$M_n = (A_s f_y + P_u) \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (9-23)$$

$$a = \frac{(P_u + A_s f_y)}{0,80 f'_m b} \quad (9-24)$$

La resistencia nominal al corte se deberá determinar según el artículo 9.1.5.4.1.2.

9.1.5.5.3. Muros con tensiones axiales mayoradas mayores a $0,05f'_m$

Los procedimientos establecidos en este artículo se deberán usar para el diseño de muros de mampostería cuando la tensión axial mayorada en la ubicación del momento máximo exceda $0,05f'_m$. Estas prescripciones no se deberán aplicar a muros con tensiones axiales mayoradas iguales o mayores a $0,20f'_m$ o relaciones de esbeltez superiores a 30. Tales muros se deberán diseñar de acuerdo con las prescripciones del artículo 9.1.5.5.2. y deberán tener un espesor nominal mínimo de 150mm.

La resistencia nominal al corte se deberá determinar de acuerdo con el artículo 9.1.5.4.1.2.

9.1.5.5.4. Control de las deformaciones

La deformación horizontal a mitad de altura del muro δ_s bajo cargas de servicio normales al muro y cargas de servicio axial (sin factores de mayoración) se deberá limitar por la relación:

$$\delta_s \leq 0,007h \quad (9-25)$$

Los efectos P-delta se deberán incluir en los cálculos de la deformación. Las deformaciones a mitad de altura se deberán computar usando las expresiones (9-26) o (9-27), según corresponda.

(a) Cuando $M_{ser} < M_{cr}$

$$\delta_s = \frac{5M_{ser}h^2}{48E_m I_g} \quad (9-26)$$

(b) Cuando $M_{cr} < M_{ser} < M_n$

$$\delta_s = \frac{5M_{cr}h^2}{48E_m I_g} + \frac{5(M_{ser} - M_{cr})h^2}{48E_m I_{cr}} \quad (9-27)$$

El momento de fisuración del muro se deberá computar usando la expresión (9-28).

$$M_{cr} = S_n f_r \quad (9-28)$$

El módulo de rotura f_r , se deberá tomar de la Tabla 6.5.

9.1.6. MAMPOSTERÍA SIMPLE (NO REFORZADA)

9.1.6.1. Alcance

Las prescripciones que se detallan a continuación se aplicarán para el diseño de mampostería donde la mampostería se utiliza para resistir esfuerzos de tracción.

9.1.6.1.1. Deformaciones

Los cálculos de las deformaciones de los elementos de mampostería simple se deberán basar en las propiedades de la sección no fisurada.

9.1.6.1.2. Resistencia para resistir las cargas

Los elementos de mampostería simple se deberán diseñar usando la resistencia de los mampuestos, mortero y hormigón de gravilla para resistir las cargas de diseño.

9.1.6.1.3. Contribución de la armadura a la resistencia

No se deberán considerar efectivas las tensiones en la armadura para resistir las cargas de diseño.

9.1.6.1.4. Criterios de diseño

La mampostería simple se deberá diseñar para permanecer en estado no fisurado.

9.1.6.2. Resistencia flexional de los elementos de mampostería simple

Las siguientes prescripciones se deberán aplicar para la determinación de la resistencia flexional de los elementos de mampostería simple:

- (a) La resistencia de diseño de los elementos para los momentos y las cargas axiales mayoradas, se deberán determinar de acuerdo con los principios de la mecánica.
- (b) Las deformaciones específicas de la mampostería deberán ser directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.
- (c) La tensión de compresión por flexión en combinación con la tensión de compresión axial en la mampostería se deberán suponer directamente

proporcionales a las deformaciones específicas. La resistencia a compresión nominal será menor o igual que la correspondiente a una tensión de $0,80f'_m$

(d) La resistencia nominal a tracción por flexión, se deberá determinar de acuerdo con el artículo 6.1.2.

9.1.6.3. Resistencia axial nominal de los elementos de mampostería simple.

La resistencia axial nominal P_n , se deberá determinar usando las expresiones (9-29) o (9-30).

(a) Para elementos que tienen una relación h/r menor o igual que 99:

$$P_n = 0,80 \left\{ 0,80 A_n f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \right\} \quad (9-29)$$

(b) Para elementos que tienen una relación h/r mayor que 99

$$P_n = 0,80 \left[0,80 A_n f'_m \left(\frac{70r}{h} \right)^2 \right] \quad (9-30)$$

9.1.6.4. Resistencia nominal al corte

La resistencia nominal al corte V_n , deberá ser la menor de las siguientes:

(a) $0,3A_n \sqrt{f'_m}$

(b) $2A_n$

(c) Para mampostería trabada parcialmente hormigonada

$$0,4A_n + 0,45N_v$$

(d) Para mampostería trabada totalmente hormigonada

$$0,6A_n + 0,45N_v$$

BIBLIOGRAFÍA

- 1- Building Code Requirements for Masonry Structures
(ACI 530-02/ASCE 5-02/TMS 402-02)
- 2- Specification for Masonry Structures
(ACI 530.1-02/ASCE 6-02/TMS 602-02)
- 3- Commentary on Building Code Requirements for Masonry Structures
(ACI 530-02/ASCE 5-02/TMS 402-02)
- 4- Commentary on Specification for Masonry Structures
(ACI 530.1-02/ASCE 6-02/TMS 602-02)

***COMENTARIOS AL
REGLAMENTO ARGENTINO
DE ESTRUCTURAS
DE MAMPOSTERÍA***

EDICIÓN SEPTIEMBRE DE 2007

COMENTARIOS INDICE

CAPÍTULO 1. REQUISITOS GENERALES	C1
C1.3. DOCUMENTACIÓN TÉCNICA	C1
CAPÍTULO 4. CARGAS	C3
C4.2. RESISTENCIA A CARGAS LATERALES	C3
C4.3. OTROS EFECTOS	C5
C4.4. DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS LATERALES	C5
CAPÍTULO 5. CALIDAD DE LOS COMPONENTES DE LA MAMPOSTERÍA	C7
CAPÍTULO 6. CALIDAD DE LA MAMPOSTERÍA	C9
C.6.1.2.1. Flexión perpendicular al plano del muro f_r .	C9
CAPÍTULO 7. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES	C11
C7.1. CÁLCULO DE LAS TENSIONES	C11
a) Ladrillos macizos cerámicos	C11
b) Bloques huecos	C11
b-1) Colocación del mortero	C11
b-2) Cálculo de las tensiones	C12
b-3) Bloques huecos cerámicos	C13
b-4) Bloques huecos de hormigón	C13
C7.2. RIGIDEZ	C14
C7.3. RADIO DE GIRO	C14
C7.4. MUROS QUE SE INTERSECAN	C14
C7.5. CONTROL DE LAS DEFORMACIONES	C17
C7.5.1. DEFORMACIONES DE VIGAS Y DINTELES	C17
C7.5.2. UNIONES ENTRE LA MAMPOSTERÍA Y PÓRTICOS ESTRUCTURALES	C17

CAPÍTULO 8. DETALLES DE ARMADO	C21
C8.1. DETALLES DE LA ARMADURA	C21
C8.1.2. DIÁMETRO MÁXIMO DE LAS ARMADURAS	C21
C8.1.3. DISPOSICIÓN DE LAS ARMADURAS	C22
C8.1.4. PROTECCIÓN DE LAS ARMADURAS	C22
C8.1.5. GANCHOS NORMALES	C23
C8.1.6. DIÁMETRO MÍNIMO DEL MANDRIL DE DOBLADO PARA LAS BARRAS DE LA ARMADURA.	C24
CAPÍTULO 9. DISEÑO DE LA MAMPOSTERÍA	C25
C9.1. REQUISITOS GENERALES	C25
C9.1.2. RESISTENCIA REQUERIDA	C25
C9.1.4. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA	C25
C9.1.4.1. Combinaciones de flexión y carga axial en mampostería reforzada con armadura distribuida.	C25
C9.1.4.2. Combinaciones de flexión y carga axial en mampostería simple (sin armar).	C25
C9.1.4.3. Corte	C25
C9.1.4.5. Bulones de anclaje	C26
C9.1.5. MAMPOSTERÍA REFORZADA CON ARMADURA DISTRIBUIDA.	C26
C9.1.5.1. Alcance	C26
C9.1.5.2. Deformaciones	C26
C9.1.5.2.1. Hipótesis de diseño	C26
C9.1.5.3. Requisitos de armadura y detallado	C27
C9.1.5.3.1. Limitaciones en los diámetros de las barras	C27
C9.1.5.3.2. Ganchos normales	C27
C9.1.5.3.3. Anclaje de la armadura	C27
C9.1.5.3.4. Empalmes	C27

C9.1.5.4. Diseño de vigas y columnas	C28
C9.1.5.4.1. Resistencia nominal	C28
C9.1.5.4.1.1. Resistencia nominal a carga axial y a flexión	C28
C9.1.5.4.1.2. Resistencia nominal al corte	C29
C9.1.5.4.1.2.1. Resistencia nominal al corte proporcionada por la mampostería	C29
C9.1.5.4.1.2.2. Resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura de corte	C29
C9.1.5.4.2. Vigas	C29
C9.1.5.4.2.2. Armadura longitudinal	C29
C9.1.5.4.2.3. Armadura transversal	C29
C9.1.5.4.2.4. Limitaciones dimensionales	C30
C9.1.5.4.4. Columnas	C30
C9.1.5.4.4.2. Estribos transversales	C30
C9.1.5.4.4.3. Limitaciones dimensionales	C31
C9.1.5.5. Diseño de muros para cargas perpendiculares a su plano	C31
C9.1.5.5.1. Cálculo de momentos y deformaciones	C31
C9.1.5.5.2. Muros con tensiones axiales mayoradas menores o iguales a $0,05f'_m$	C31
C9.1.5.5.3. Muros con tensiones axiales mayoradas mayores a $0,05f'_m$	C32
C9.1.5.5.4. Control de las deformaciones	C32
C9.1.6. MAMPOSTERÍA SIMPLE (NO REFORZADA)	C33
C9.1.6.1. Alcance	C33
C9.1.6.1.1. Deformaciones	C33
C9.1.6.1.3. Contribución de la armadura a la resistencia	C33
C9.1.6.1.4. Criterios de diseño	C33
C9.1.6.3. Resistencia axial nominal de los elementos de mampostería simple.	C33

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 1. REQUISITOS GENERALES

C1.3. DOCUMENTACIÓN TÉCNICA

C1.3.3. La documentación técnica debe reflejar con precisión los requisitos de diseño. Por ejemplo, las juntas y la ubicación de las aberturas supuestas en el diseño deben estar coordinadas con las ubicaciones que muestran los planos.

Este Reglamento requiere que la construcción de mampostería esté de acuerdo con la documentación técnica. Se recomienda incluir en la documentación técnica un programa de aseguramiento de la calidad.

C1.3.4. Este Reglamento acepta el uso de programas de computación para el análisis o diseño estructural en lugar de los tradicionales cálculos manuales. El alcance de la información requerida de entrada y salida, variará según los requisitos impuestos por la autoridad competente. Sin embargo, cuando se use un programa de computación, sólo se deberán requerir los datos básicos. Serán necesarias las hipótesis de diseño y la documentación del programa. Se deberán incluir suficientes datos de entrada y salida y cualquier otra información que le permita a la autoridad competente llevar a cabo una revisión detallada y hacer comparaciones usando otros programas o cálculos manuales. Se deberán identificar los datos de entrada, tales como, la designación de los elementos, las dimensiones de los mismos, las cargas aplicadas y la longitud de los vanos.

Los datos de salida, por su parte, deberán incluir la designación de los elementos, y las solicitaciones (corte, momento, etc.) y las deformaciones como puntos principales.

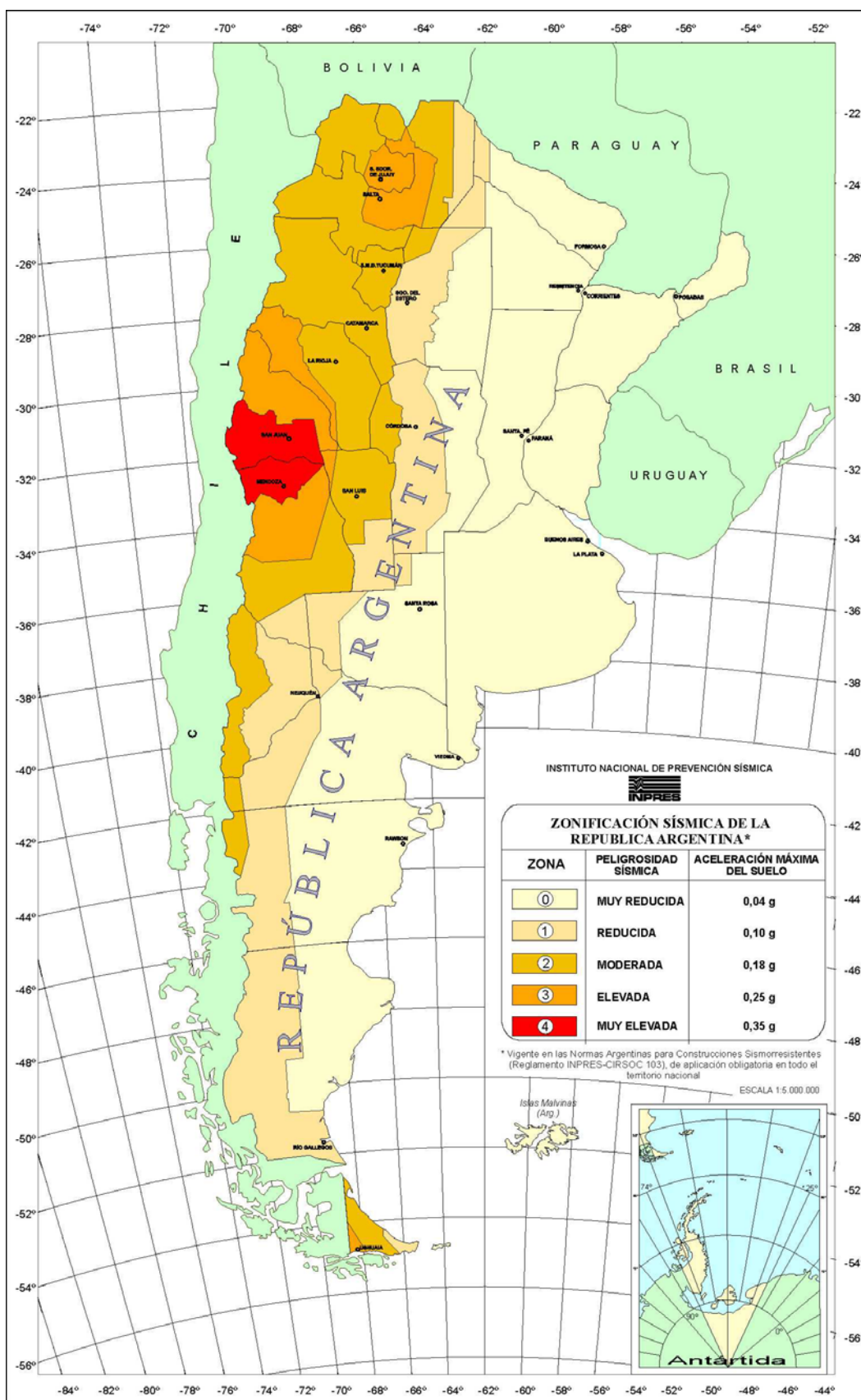
COMENTARIOS AL CAPÍTULO 4. CARGAS

C4.2. RESISTENCIA A CARGAS LATERALES

Se debe proveer una adecuada resistencia a cargas laterales por medio de un sistema estructural diseñado para tal fin. Los muros divisorios, paneles de cerramientos y elementos similares, pueden no formar parte del sistema resistente a cargas laterales siempre que estén aislados. Sin embargo, cuando debido a su rigidez resistan las cargas laterales, se deberán considerar en el análisis.

El territorio de la República Argentina se divide en cinco zonas de acuerdo con el grado de peligrosidad sísmica. Dichas zonas se indican en el mapa de zonificación sísmica y con más detalle en el mapa a escala 1:5.000.000 que publica el Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES). <http://www.inpres.gov.ar/>

Dado que la zona 0 no es asísmica se establecen requisitos sísmicos mínimos a considerar.



Mapa de zonificación sísmica de la República Argentina

En la zona 0, los requisitos se establecen de acuerdo con el tipo de construcción:

- a) Para construcciones cuya falla produciría efectos catastróficos sobre vastos sectores de población (por ejemplo: depósitos de gases o líquidos tóxicos, depósitos de materias radiactivas, etc.) o construcciones de vital interés para la seguridad nacional, será de aplicación todo lo establecido en el Reglamento INPRES-CIRSOC 103. (2005)
- b) Para que, en los restantes tipos de construcciones, se consideren cumplidos los requisitos mínimos de previsiones sismorresistentes, deberán presentar planos verticales resistentes a fuerzas horizontales en dos direcciones ortogonales y que conformen un mecanismo apto para resistir torsiones.

Además:

- b.1) Para las construcciones cuya altura total supere los 12 m y que hayan sido verificadas bajo los efectos del viento en las dos direcciones principales, se controlará que la resultante en cada dirección de las fuerzas del viento sea igual o mayor que el 1,5% del peso total de la construcción.

Si esta circunstancia no se cumple en alguna dirección, se amplificarán las acciones del viento hasta satisfacerla.

El punto de aplicación de la fuerza resultante de la acción del viento se debe encontrar aproximadamente coincidente o por encima del centro de gravedad de la construcción.

- b.2) Cuando no se cumpla este último requisito o no se hayan considerado los efectos del viento, se deberá verificar la estructura bajo la acción de fuerzas horizontales iguales al 1,5% de los pesos aplicadas en los respectivos centros de gravedad.
- b.3) Deberán cumplirse los requisitos sobre arriostramiento de fundaciones establecidos en el Capítulo 17. Suelos y Fundaciones del Reglamento INPRES-CIRSOC 103.

C4.3. OTROS EFECTOS

Las cargas de servicio no son la única fuente de tensiones. La estructura también tiene que resistir fuerzas provenientes de otras fuentes. La naturaleza y extensión de alguna de estas fuerzas puede estar fuertemente influenciada por la elección de los materiales, uniones estructurales y configuración geométrica.

C4.4. DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS LATERALES

Las hipótesis de diseño para edificios de mampostería incluyen el uso de un sistema

estructural resistente a cargas laterales. La distribución de las cargas laterales a los elementos del sistema estructural es función de las rigideces del sistema estructural y de los diafragmas horizontales. El método de unión de los muros que se intersectan y entre los muros y los techos o pisos, determina si el muro participa en el sistema estructural. Las cargas laterales, por ejemplo de viento, normalmente se consideran que actúan en la dirección de los ejes principales de la estructura. Estas cargas laterales puedan causar sollicitaciones en los muros perpendiculares y paralelos a la dirección de la carga. La torsión horizontal se produce debido a la excentricidad entre la carga aplicada respecto del centro de rigidez.

El análisis de la distribución de cargas laterales debe estar de acuerdo con los procedimientos ingenieriles aceptados. El análisis debe considerar racionalmente los efectos de las aberturas en los muros y si la mampostería por encima de una abertura le permite actuar a los paños de muros adyacentes a la misma, como muros acoplados.

El cómputo de las rigideces de los muros debe considerar las deformaciones por flexión y corte. En la Figura C4.4.1, se da una guía para muros sin aberturas. Para muros resistentes de mampuestos huecos sin hormigón de gravilla en su interior, es aceptable el uso de un espesor macizo equivalente del muro para el cómputo de la rigidez del alma.

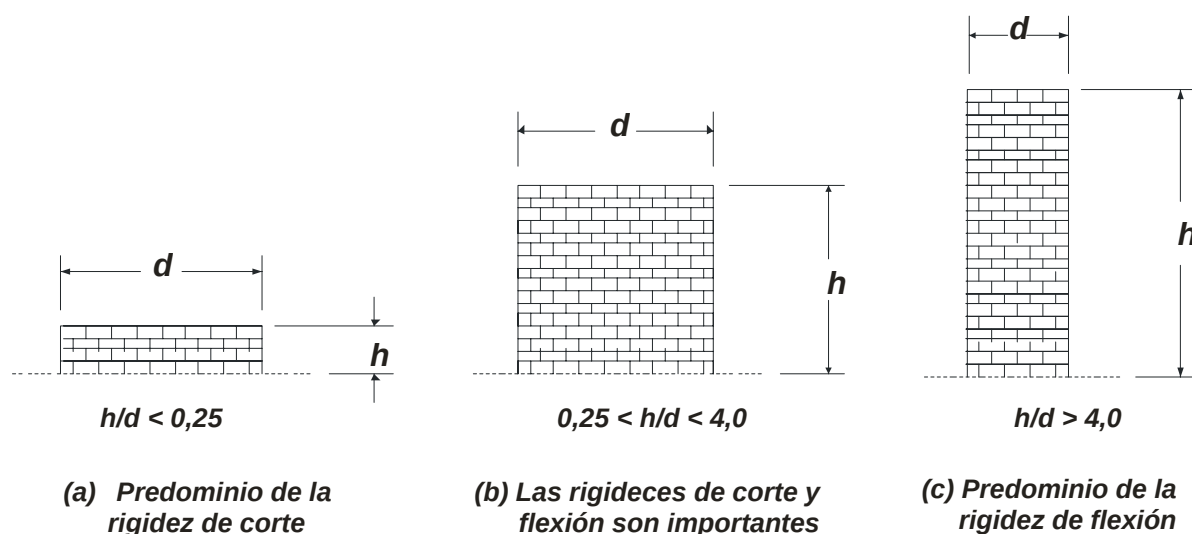


Figura C4.4.1. Rigideces de muros

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 5. CALIDAD DE LOS COMPONENTES DE LA MAMPOSTERÍA

Se especifican en este Capítulo las condiciones de resistencia y utilización de mampuestos y morteros. En este aspecto, siendo éste el primer reglamento de mampostería en la historia reglamentaria del país, se ha dejado de lado el tradicional empirismo con que se trataban las construcciones de mampostería y se han adoptado procedimientos ingenieriles. De acuerdo con ello, la definición de la resistencia especificada a la compresión de la mampostería, sigue el criterio de resistencia característica, de la misma manera que otros materiales como el hormigón. Si bien la distribución probabilística de resistencia de la mampostería no es exactamente normal, sino, más bien lognormal, por simplicidad se ha adoptado la distribución normal, con un nivel de significación del 90%.

Se destaca que para el cálculo de la resistencia de los mampuestos huecos se deberán utilizar las secciones netas mínimas para el diseño racional de estructuras (CIRSOC 501-2007) mientras que para el diseño empírico se considerarán las secciones brutas (CIRSOC 501 E-2007).

Se especifican tres tipos de mortero con dosificaciones en volúmenes para los distintos tipos de morteros y una tabla indicativa con las proporciones que normalmente se encuentran en la práctica.

Si bien los modos de falla de la mampostería en compresión, principalmente la cerámica, poco tienen que ver con los modos correspondientes a los mampuestos, como es usual en los reglamentos de mampostería se incluyen la resistencia de los mampuestos para que se pueda correlacionar con la de la mampostería con fines de diseño y control. De esta manera, se provee un método alternativo más sencillo y económico para la determinación de la resistencia de la mampostería a partir de la resistencia de sus componentes en reemplazo del ensayo de muretes de mampostería (ver Capítulo 6) para obras de mediana envergadura. El propósito del hormigón de gravilla o "grout" es llenar los agujeros de los mampuestos huecos y de esta manera incrementar la sección neta de la mampostería y a su vez proporcionar anclaje a las barras de acero.

El "grout" es un hormigón con tamaño máximo de agregado de 10 mm y de un gran asentamiento (200 a 250 mm) con el fin de lograr una mezcla muy trabajable capaz de fluir entre los agujeros de los mampuestos y las barras de acero. La alta relación agua/cemento de la mezcla asegurará la adherencia del "grout" a la mampostería debido a la alta absorción de los mampuestos. Como resultado de esta absorción la relación agua/cemento bajará aumentando la resistencia.

Se recomienda vibrar durante el llenado.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 6. CALIDAD DE LA MAMPOSTERÍA

Se especifican en este Capítulo las propiedades de resistencia y deformabilidad de la mampostería. La resistencia especificada a compresión y corte siguen, al igual que la de los mampuestos, el criterio de resistencia característica. La resistencia a la compresión se obtiene del ensayo de pilas de esbeltez referencial 4, proveyéndose factores de corrección para poder utilizar esbelteces diferentes.

Para la resistencia especificada a la compresión se establecen valores indicativos que se pueden utilizar sin necesidad de ser verificados por medio de ensayos. Se pretende cubrir así las obras de poca envergadura

Se especifica, también el módulo de rotura, para el análisis de paneles de mampostería con cargas en su plano y perpendicular a su plano. Además las características de deformabilidad como son el módulo de elasticidad longitudinal y el módulo de corte.

C.6.1.2.1. Flexión perpendicular al plano del muro f_r .

Este parámetro se emplea en el cálculo de la mampostería simple (no reforzada). Aunque el refuerzo pueda estar presente sus efectos son ignorados en el diseño.

Los esfuerzos de tracción por flexión pueden ser compensados por los esfuerzos de compresión axial pero el resultado de estos esfuerzos combinados no deberá exceder los valores de la Tabla 6.4

Se entiende como mampostería de bloques huecos no hormigonados a la que no tiene ningún agujero hormigonado, mientras que la completamente hormigonada es aquella constituida con bloques huecos tipo “columna doble” cuyos huecos están totalmente hormigonados. (ver la Figura C6.1.2.1.)

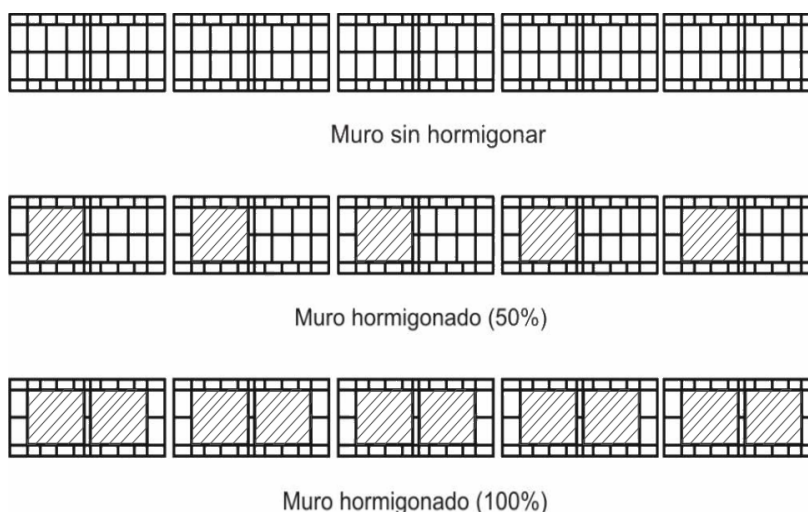


Figura C6.1.2.1. Muros de mampostería de bloques huecos hormigonados y no hormigonados

El Reglamento solamente asigna resistencias a la tracción por flexión en dos direcciones ortogonales: a) perpendicular a las juntas de asiento y b) paralela a las mismas (ver Figura C6.1.2.1.a) y b).

A fin de analizar un segmento de muro soportado por los cuatro lados, se pueden distribuir los momentos actuantes en forma paralela y perpendicular a las juntas y entonces usar la tensión de tracción correspondiente a cada momento.

Es sabido que la mampostería es más resistente en dirección paralelas a la juntas tal como se refleja en los valores de la Tabla 6.4.

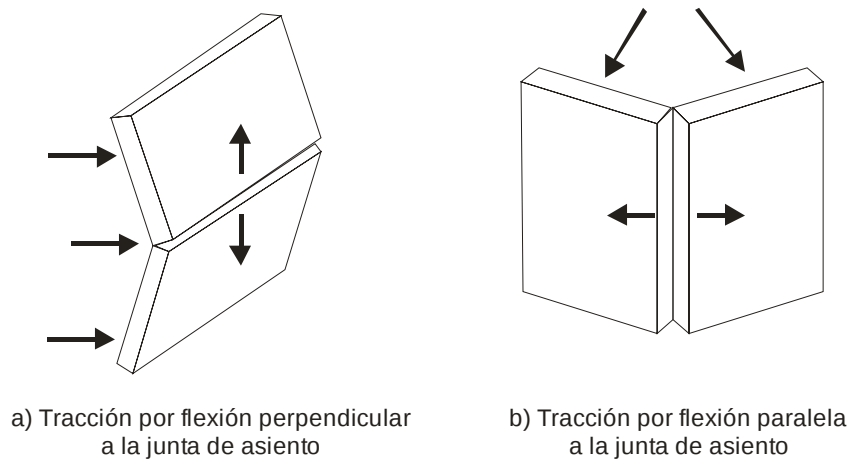


Figura C6.1.2.1.a) y b) Resistencia a la tracción por flexión perpendicular y paralela a las juntas

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 7. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

Los mampuestos, morteros, hormigón y acero se combinan para formar distintos tipos de elementos estructurales de mampostería.

Las propiedades geométricas de estos conjuntos y de cada uno de sus constituyentes serán empleados en el diseño de los elementos estructurales.

Para la aplicación de las expresiones que se indican en este Reglamento será necesario conocer medidas y propiedades de las secciones siendo necesario hacer algunas aclaraciones.

C7.1. CÁLCULO DE LAS TENSIONES

a) Ladrillos macizos cerámicos

Se permite que la mampostería de ladrillos cerámicos macizos tenga un área de vacíos no mayor del 20% de su área bruta. Cuando es así el área neta se puede tomar igual al área bruta.

Las tensiones deberán calcularse empleando la mínima sección transversal neta de la mampostería, para ello deberá descontarse de la sección transversal especificada del mampuesto, la sección correspondiente al tomado de junta profundo si lo tuviere (ver la Figura C7.1.a.).



Figura C7.1.a. Sección neta mínima de ladrillos macizos

b) Bloques huecos

b-1) Colocación del mortero

En la Figura C7.1.b. se muestran las diferentes condiciones relativas a la colocación del mortero de asiento

En los mampuestos huecos se coloca el mortero de asiento sobre las secciones de las dos franjas horizontales de los tabiques que dan hacia el exterior e interior del muro y sobre franjas en sus caras verticales. No se acostumbra a colocar el mortero de asiento en el resto de la superficie del mampuesto debido a que raramente estas secciones quedan alineadas en las sucesivas hiladas.

En algunos casos especiales se puede optar por colocar el mortero de asiento sobre toda la sección neta del mampuesto, como suele ocurrir en la primera hilada encuentro entre la fundación y el muro o en la construcción de columnas o pilastras cuando se emplean bloques de hormigón.

b-2) Cálculo de las tensiones

El área transversal neta de la mampostería A_n en cualquier sección, se refiere al área del mampuesto, hormigón de relleno o mortero que se encuentra formando la sección cortada por el plano en consideración.

Los elementos de mampostería deberán ser diseñados utilizando la mínima área transversal neta.

La sección transversal neta mínima de la mampostería a menudo es difícil de establecer en algunos tipos de mampuestos huecos. La sección neta mínima puede no ser la misma en las direcciones vertical y horizontal.

Para los mampuestos huecos sin relleno de hormigón, generalmente el área transversal neta mínima es el área de contacto entre el mortero de asiento y los tabiques exteriores del mampuesto en contacto con el mortero (*ver la Figura C7.1.c.*). Si además la mampostería estuviera rellena de hormigón al área anterior deberá sumársele el área del relleno.

***Área de colocación del mortero de asiento
en mampuestos huecos***

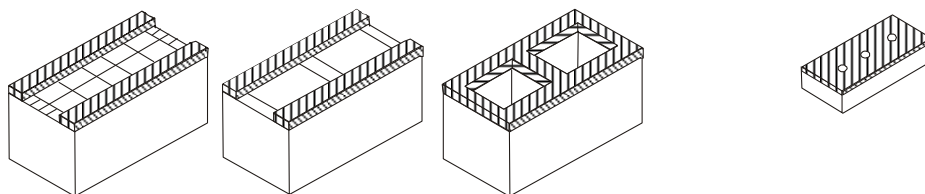


Figura C7.1.b. Colocación de mortero de asiento en mampuestos

Si el mampuesto tuviera un diseño con menor cantidad de material en una sección distinta a la de aplicación del mortero, entonces esa sección sería la mínima a utilizar en el cálculo.

El ensayo de pilas de mampostería (artículo 6.1.1.a) determina la resistencia a la compresión de la mampostería dividiendo la carga de rotura sobre la totalidad de la sección neta. Sin embargo, como se indicó anteriormente, el diseño de las secciones de mampostería está basado en la sección neta mínima.

Cuando los bloques huecos son tendidos sobre dos franjas de mortero ubicadas en los bordes externos del mampuesto, las cargas serán transmitidas sólo a través de estas franjas. En este caso la resistencia que surge de los ensayos de las pilas de

mampostería deberá reducirse por la relación entre el área neta mínima y el área neta total excepto que el ensayo de pilas de mampostería haya sido realizado colocando el mortero solamente sobre las dos franjas.

b-3) Bloques huecos cerámicos

Por su proceso de fabricación la sección transversal neta de los bloques huecos cerámicos es constante, por ello se considerará igual en cualquiera de sus planos horizontales, no existiendo una sección mínima transversal

b-4) Bloques huecos de hormigón

Por su proceso de fabricación algunos tipos de bloques de hormigón son ligeramente cónicos, es decir que el área de la sección transversal neta varía a lo largo de su altura. En este tipo de bloques se deberá utilizar para el cálculo de las tensiones la sección transversal mínima (ver la Figura C7.1.c.).

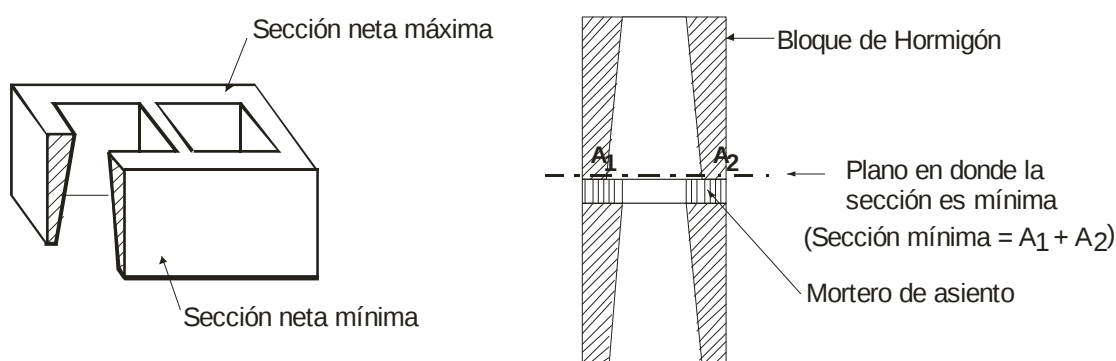


Figura C7.1.c. Sección neta mínima en bloques huecos de hormigón

Como las propiedades elásticas de los materiales utilizados en elementos diseñados para que trabajen en conjunto difieren, iguales deformaciones específicas producirán diferentes niveles de tensiones en las componentes. Para calcular estas tensiones, se considera una sección transformada conveniente. Las tensiones resultantes en cada fibra se relacionan con las tensiones reales mediante la relación E_1/E_x entre los módulos de elasticidad del material más débil en el elemento y de los materiales en la fibra considerada. Así, para obtener la sección transformada, las fibras de la sección real conceptualmente se ensanchan por la relación E_x/E_1 . Las tensiones calculadas basadas en las propiedades de la sección transformada, con respecto al eje de resistencia considerado, se multiplican luego por E_1/E_x para obtener las tensiones reales.

C7.2. RIGIDEZ

La rigidez es una función de la extensión de la fisuración. Para el caso de mampostería simple se admite, el uso de los momentos de inercia de los elementos

basados en secciones no fisuradas. También, como no se conoce de antemano la extensión de la fisuración, este Reglamento permite la determinación de la rigidez basada en las propiedades de la sección no fisurada.

Para el caso de mampostería reforzada con armadura distribuida se tendrán resultados más precisos si se basan los cálculos de rigidez en la sección fisurada.

Las propiedades de la sección de los elementos de mampostería pueden variar punto a punto. Por ejemplo, en un muro de mampuestos huecos de hormigón de una sola hoja, el área transversal variará a través de la altura del mampuesto. También, la distribución del material varía a lo largo de la longitud del muro o del mampuesto.

Para el cálculo de la rigidez en los bloques huecos de hormigón se permite promediar las áreas máxima y mínima, o utilizar el área y momento de inercia correspondientes a la sección en la mitad de su altura.

C7.3. RADIO DE GIRO

El radio de giro es la raíz cuadrada de la relación entre el momento de inercia y el área de la sección transversal.

Para el cálculo del radio de giro en los bloques huecos de hormigón se permite promediar las áreas máxima y mínima, o utilizar el área y el momento de inercia correspondientes a la sección en la mitad de su altura

C7.4. MUROS QUE SE INTERSECAN

Las acciones entre los elementos de mampostería dependen de las cargas exteriores aplicadas y de la manera que esos elementos estén conectados o vinculados a los elementos adyacentes.

Por ejemplo las acciones serán distintas en las secciones transversales de los dos muros que se intersecan indicados en la Figura C7.4. En el caso a), los muros 1 y 2 actúan independientemente mientras que en el caso b), actúan en forma conjunta formando una sección en “T”.

Los muros de mampostería que dependan unos de otros para su soporte lateral deben ser anclados en su intersección por medio de la traba de mampuestos, refuerzos de acero, anclajes metálicos o vigas de encadenado

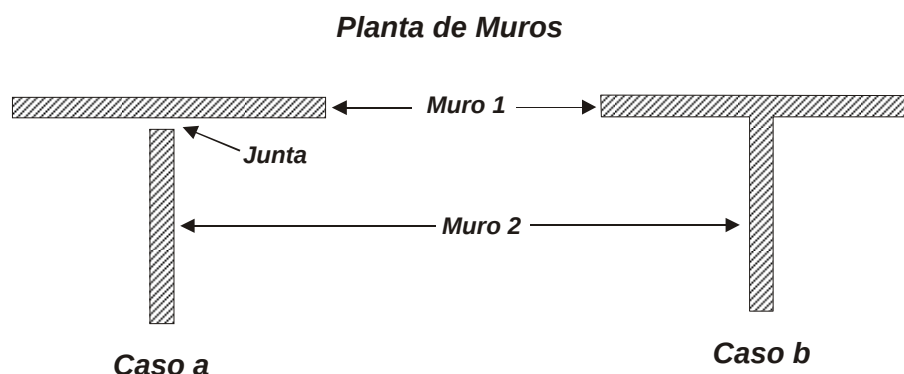


Figura C7.4. Intersección de muros

Los soportes laterales deben ser capaces de transmitir a los elementos que proveen estabilidad lateral la suma de las fuerzas laterales.

La resistencia vertical al corte puede ser provista mediante la traba de los mampuestos que no siempre es suficiente siendo, a veces, difícil materializar intersecciones en “T” o en “L”, en ese caso será mas apropiado, desde el punto de vista constructivo, poner anclajes metálicos, barras de acero, o vigas de encadenado.

En los encuentros de muros a veces el diseñador puede preferir aislar las intersecciones mediante anclajes flexibles o juntas, de manera tal que los muros puedan expandirse o contraerse uno respecto del otro. Esto suele suceder con los muros exteriores, que pueden ser sometidos a importantes cambios de temperatura respecto de los interiores, que tienen temperaturas más estables (ver la Figura C7.4. caso a).

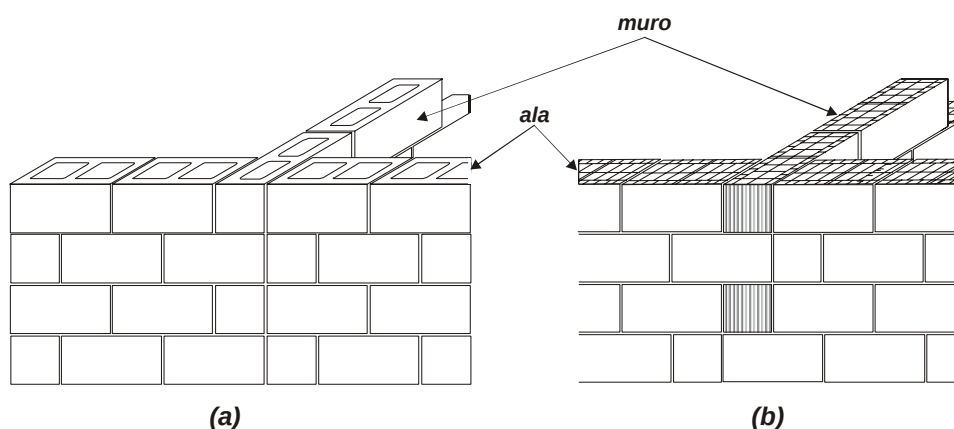


Figura C7.4.1. Trabas en las intersecciones de muros

En estos casos no se considerarán las alas debiendo tenerse en cuenta en el diseño esta circunstancia.

Las uniones de las almas a las alas de muros pueden lograrse por medio de trabas entre mampuestos, por conectores metálicos o por vigas de encadenado. Es difícil lograr transferencia de corte en una intersección en "T" sólo con la traba de los mampuestos. Uniones trabadas en "L" y "T" se muestran en las Figuras C7.4.1.(a) y C7.4.1.(b), respectivamente.

El método alternativo hace uso de un conector metálico (Figura C7.4.2.) o barras de acero (Figura 9.1.5.2. del Proyecto de Reglamento). Las vigas de encadenado mostradas en la Figura C7.4.3. son el tercer medio posible para unir almas y alas de muros.

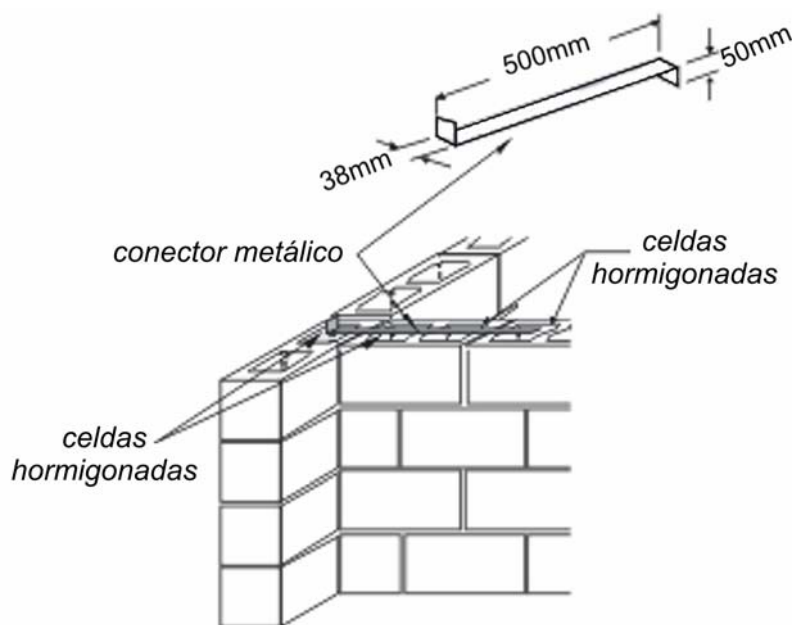


Figura C7.4.2. Conector metálico y hormigonado en las intersecciones de muros



Figura C7.4.3. Barras de vinculación en intersecciones de muros

Cuando las alas se conectan en la intersección se requiere que se las incluya en el diseño. El ancho efectivo del ala, se muestra en la Figura C7.4.4.

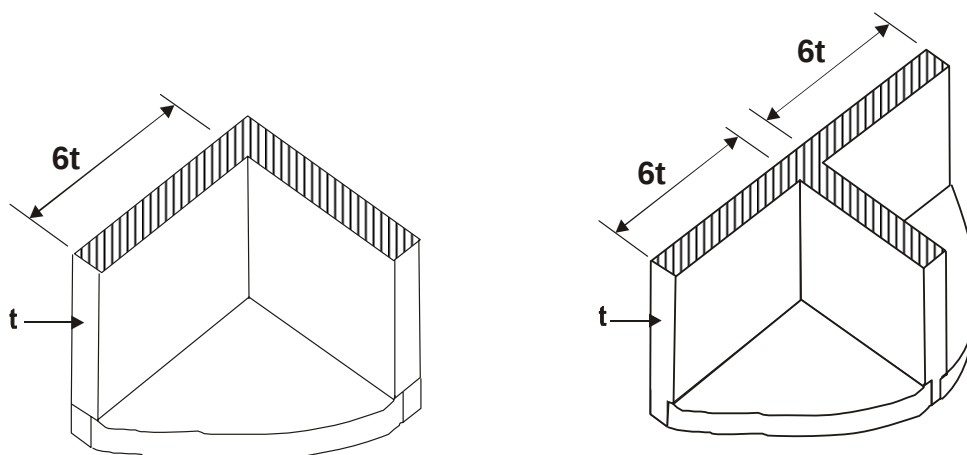


Figura C7.4.4. Ancho efectivo de las alas de muros de mampostería

C7.5. CONTROL DE LAS DEFORMACIONES

C7.5.1. DEFORMACIONES DE VIGAS Y DINTELES⁴

Estos límites para las deformaciones se aplican a vigas de cualquier material que soporten mampostería simple (sin armar).

Estos requerimientos empíricos limitan las deformaciones excesivas de las vigas que pueden conducir a daños en la mampostería que soportan.

En el caso de mampostería armada, se supone que el ancho de las grietas en la mampostería estará controlado por la armadura, de manera que estos límites no son aplicables.

C7.5.2. UNIONES ENTRE LA MAMPOSTERÍA Y PÓRTICOS ESTRUCTURALES

Los muros exteriores de mampostería conectados con pórticos estructurales se usan principalmente como cerramientos no portantes. Cualquiera sea el sistema estructural usado, hay movimientos diferenciales entre la estructura y el muro. Estos movimientos diferenciales pueden ocurrir separadamente o en combinación y se pueden deber a lo siguiente:

- 1) Aumento o disminución de temperatura del pórtico o del muro.
- 2) Expansión por humedad o congelamiento del ladrillo cerámico o retracción de los bloques de hormigón.
- 3) Acortamiento elástico de las columnas debidas a la carga axial, retracción o fluencia lenta.
- 4) Deformaciones de las vigas.
- 5) Distorsiones laterales en edificios de varios pisos.

6) Movimientos en las fundaciones.

Como la resistencia a tracción de la mampostería es baja, estos movimientos diferenciales se pueden acomodar con una junta de suficiente espesor entre la mampostería y el pórtico, utilizando uniones flexibles o de deslizamiento.

Los pórticos estructurales no arriostrados y arriostrados no deben ser rellenos con mampostería para aumentar la resistencia a fuerzas en su plano sin considerar los movimientos diferenciales establecidos anteriormente.

Las columnas de madera, acero u hormigón pueden estar revestidas de mampostería con fines decorativos. Los muros de mampostería pueden estar sometidos a solicitaciones como resultado de su interacción con otras componentes estructurales. Como la mampostería es usualmente más rígida, la carga en principio será absorbida por esta, lo que se deberá tener en cuenta en su diseño.

Alternativamente, podría existir una separación suficiente entre el pórtico y la mampostería. Con este propósito se pueden usar estribos flexibles para permitir las deformaciones, como se observa en la Figura C7.6.1.

Las deformaciones de las vigas y reticulados que soportan muros de mampostería, deben limitarse a las deformaciones admisibles de la mampostería (ver el comentario C7.5.1.).

En la Figura C7.5.1. se muestra los requisitos que diferencian a la mampostería trabada de la no trabada.

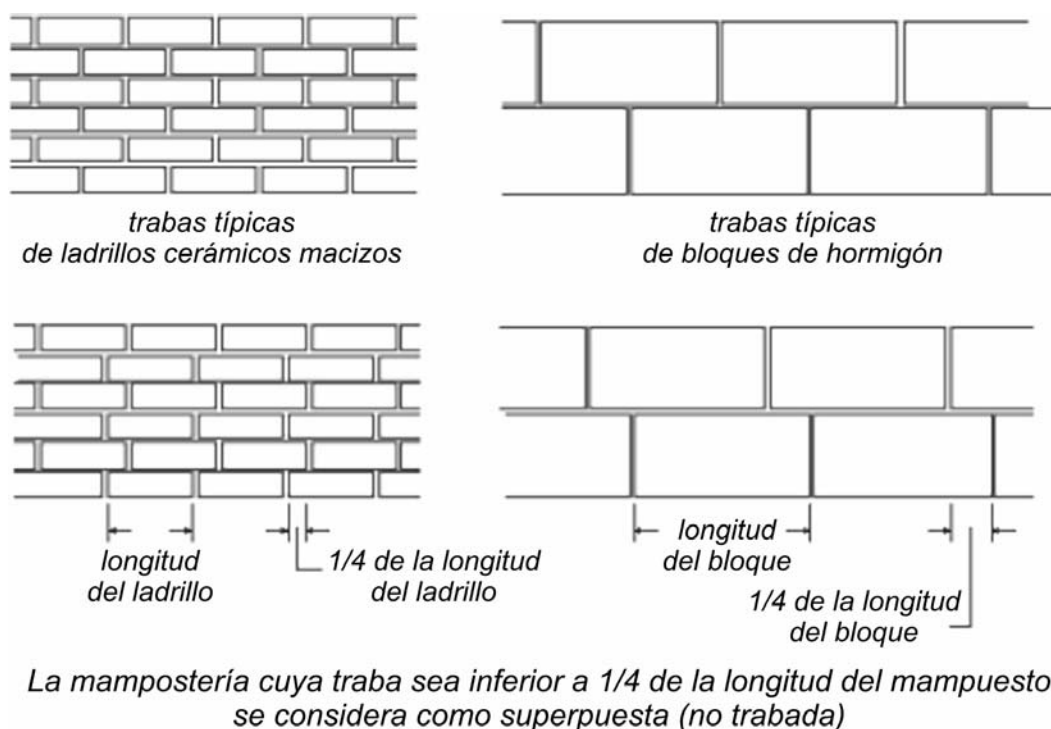
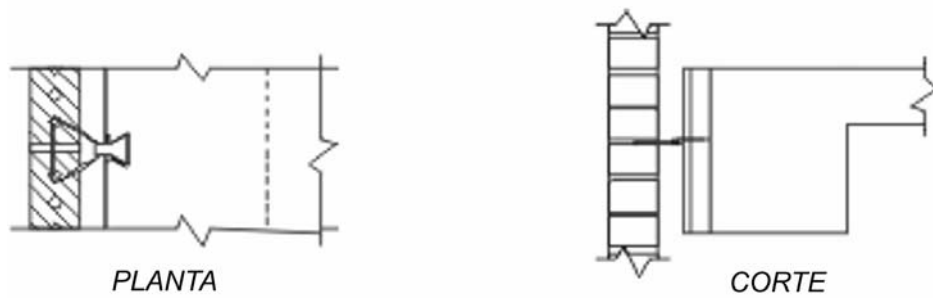


Figura C7.5.1. Mampostería trabada



(a) Anclaje a una viga de hormigón



(b) Anclaje a una columna de hormigón



(c) Anclaje a una columna de acero



(d) Anclaje a una viga de acero

Figura C7.6.1. Detalles de anclajes de muros

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 8. DETALLES DE ARMADO

C8.1. DETALLES DE LA ARMADURA

Las prescripciones de esta sección se basan en las del Reglamento CIRSOC 201-2005, como guía. Algunos requisitos fueron simplificados y otros desechados dependiendo de su adecuación para la aplicación a la mampostería.

C8.1.2. DIÁMETRO MÁXIMO DE LAS ARMADURAS

Los límites en los diámetros de la armadura están basados en la práctica aceptada en los Estados Unidos y en el comportamiento exitoso en la construcción. Dado que es éste el primer Reglamento de mampostería en el país y la falta de experiencia en el diseño y construcción de edificios de mampostería de varios pisos, se ha considerado prudente recoger la experiencia norteamericana, adecuando los requisitos a la disponibilidad de diámetros comerciales en la Argentina, adoptando un criterio conservador.

C8.1.2.1. El límite de 25mm se ha fijado en función del hecho de que diámetros menores y mayor cantidad de barras conducen a un mejor desempeño que diámetros mayores con pocas barras.

C8.1.2.2. Con esta limitación se logra un colado adecuado del hormigón y una buena adherencia.

C8.1.2.3. La función de la armadura en las juntas es controlar el tamaño y la separación de las grietas causadas por cambios volumétricos de la mampostería y resistir las tracciones. La armadura en la junta usualmente se usa en mampostería de bloques de hormigón para minimizar el agrietamiento por retracción. La restricción en los diámetros asegura un desempeño adecuado. Por su parte la restricción a la mitad del espesor de la junta permite el flujo libre del mortero alrededor de la armadura.

En el mercado de otros países es común encontrar, para su utilización en bloque huecos, mallas de acero consistentes en dos alambres interconectados por otros transversales debidamente soldados y cuya forma se adapta a la geometría de los bloques huecos. En la figura C8.1.a. se ven algunos diseños.



Figura C8.1.a. Refuerzos de acero para juntas

En nuestro país no es común este tipo de mallas, utilizándose en cambio alambres o barras de 4 a 6 mm de diámetro que se colocan embebidas en el mortero de asiento como se observa en la Figura C8.1.b.

La colocación de alambres o barras de 4 mm es difícil de lograr, pues tiende a serpentear, por ello es más cómodo el uso de alambres o barras de 6mm.

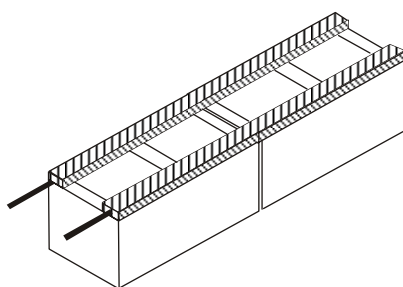


Figura C8.1.b. Colocación de refuerzos de acero en las juntas

C8.1.3. DISPOSICIÓN DE LAS ARMADURAS

Los límites para la disposición de las armaduras están basados en la satisfactoria práctica de construcción a lo largo de los años en los Estados Unidos. Nuevamente aquí, se ha considerado prudente aprovechar la experiencia ajena, a falta de la propia. Los límites intentan facilitar el flujo de hormigón entre las barras. La separación mínima entre las barras en una capa previene el desgarramiento longitudinal de la mampostería en el plano de las barras (Figura C8.1.3.3.). Raramente se requiere en la mampostería el uso de paquetes de barras. Dos barras por paquete se consideran un máximo práctico. Es importante que las barras estén ubicadas con precisión. Se recomienda disponer de separadores para controlar la posición de las barras.

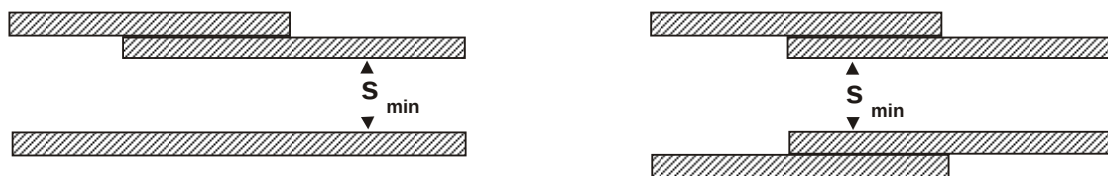


Figura C8.1.3.3. Separación mínima entre empalmes

C8.1.4. PROTECCIÓN DE LAS ARMADURAS

C8.1.4.1. El recubrimiento retarda la corrosión del acero. El recubrimiento se mide desde la superficie exterior de la mampostería a la superficie más externa del acero al cual se le aplica el requerimiento de recubrimiento. Si se utiliza armadura transversal se mide desde el filo exterior de los estribos. El recubrimiento de mampostería incluye el espesor de los mampuestos, mortero y hormigón. En las juntas de asiento, la protección de la armadura la suministra el espesor total del mortero u hormigón desde el exterior de la superficie de la junta de mortero a la superficie externa del acero.

Se entiende por mampostería expuesta a la que está en contacto directo con el suelo o el medio ambiente exterior. Se refiere a una exposición directa a cambios de humedad (ciclos de mojado y secado) y no a cambios de temperatura.

C 8.1.4.2. Para elementos de mampostería que dan al interior el mortero de asiento es suficiente protección para el acero de las juntas. Para los elementos que dan al exterior o en medios corrosivos será necesario una protección adicional.

C 8.1.4.3. Se incluyen los requisitos de resistencia a la corrosión porque el recubrimiento de mampostería varía considerablemente para estos ítems. La excepción para los bulones de anclaje se basa en la práctica actual de la industria norteamericana.

C8.1.5. GANCHOS NORMALES

Los ganchos normales se muestran en la Figura C8.1.5.1.

Para mayores aclaraciones consultar con el Reglamento CIRSOC 201-2005 artículos 7.1. y 7.2.

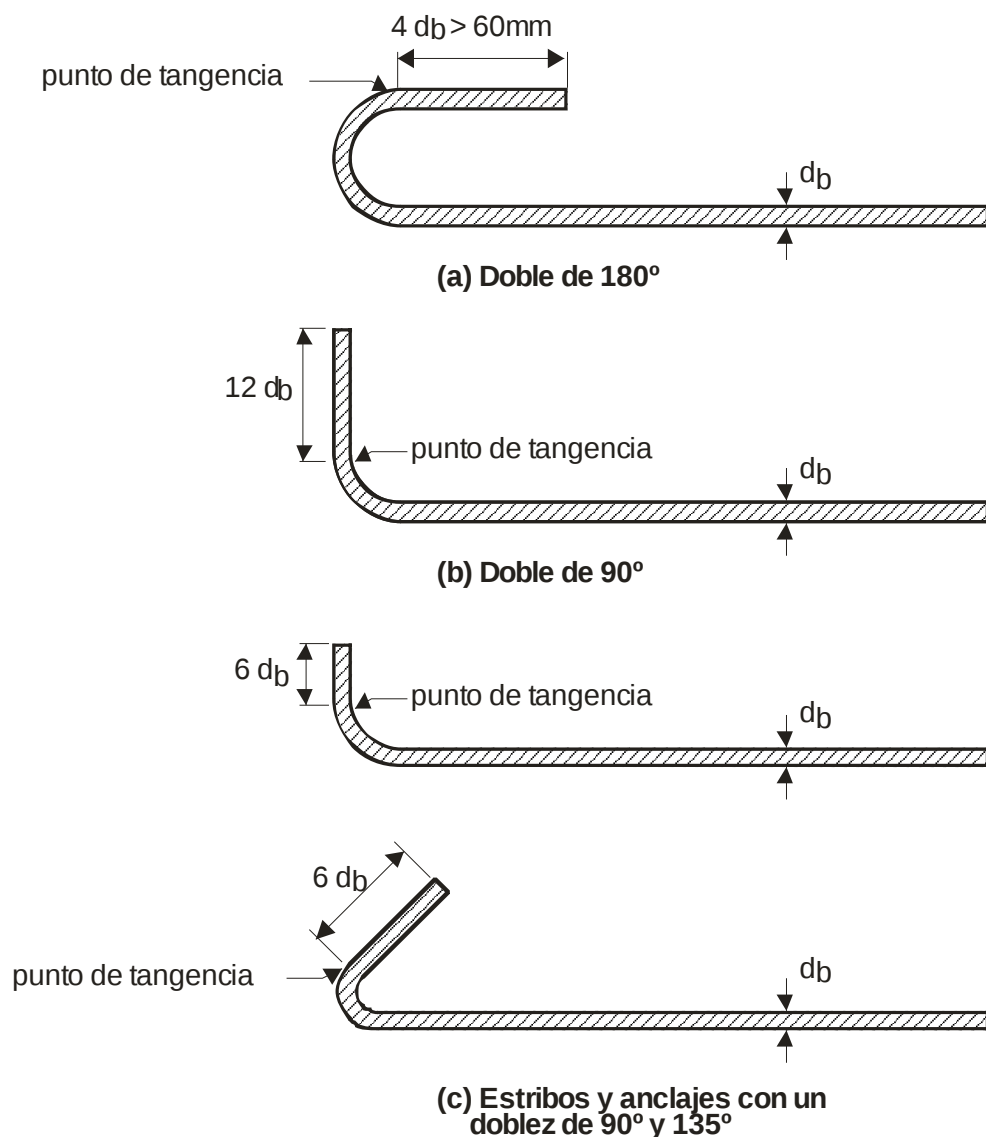


Figura C8.1.5.1. Ganchos normales

C8.1.6. DIÁMETRO MÍNIMO DEL MANDRIL DE DOBLADO PARA LAS BARRAS DE LA ARMADURA.

Los doblados normales en las barras de la armadura se describen en términos del diámetro interno de doblado ya que esto es más fácil de medir que el radio de doblado.

Para el establecimiento de estos diámetros de doblado se realizó una amplia búsqueda de las prácticas de doblado, un estudio de los requisitos de doblado de las normas ASTM, y un estudio piloto de doblado con acero de 420 MPa. La consideración principal fue la viabilidad de doblado sin rotura. La experiencia ha demostrado que estos diámetros mínimos de doblado son también satisfactorios para uso general sin rotura del hormigón.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 9. DISEÑO DE LA MAMPOSTERÍA

C9.1. REQUISITOS GENERALES

C9.1.2. RESISTENCIA REQUERIDA

La resistencia requerida deberá ser determinada de acuerdo con los correspondientes estados de cargas mayoradas. Las combinaciones de estados de carga de esta nueva generación de Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC, corresponden a las estipuladas en el documento **ASCE 7-98 “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”**. De esta manera, todos los Reglamentos contienen las mismas combinaciones de estados de carga, ajustándose para cada material los factores correspondientes de reducción de resistencia.

C9.1.4. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

El factor de reducción de resistencia tiene en cuenta la diferencia entre la resistencia nominal y la resistencia esperada de la mampostería ya construida. Además, considera las incertidumbres en la construcción, en las propiedades de los materiales, en la diferencia entre las resistencias calculadas y las reales de los elementos y en el tipo de modo de falla.

C9.1.4.1. Combinaciones de flexión y carga axial en mampostería reforzada con armadura distribuida.

El mismo factor de reducción de resistencia se usa para carga axial y para tracción o compresión por flexión inducida por momentos flexores en elementos de mampostería armada. Los mayores factores de reducción de resistencia asociados con la mampostería armada (en comparación con la mampostería simple, no armada) reflejan un coeficiente de variación menor de las resistencias medidas en los elementos armados, en relación con los no armados.

C9.1.4.2. Combinaciones de flexión y carga axial en mampostería simple (sin armar).

El mismo factor de reducción de resistencia se usa para carga axial y para tracción o compresión por flexión inducida por momentos flexores en elementos de mampostería simple (no armada). Los menores factores de reducción de resistencia asociados con la mampostería simple (en comparación con la mampostería armada) reflejan un coeficiente de variación mayor de las resistencias medidas en los elementos no armados, en relación con los armados.

C9.1.4.3. Corte

Los factores de reducción para el corte son usualmente más conservadores que los utilizados para el diseño a flexión. Sin embargo, los criterios de capacidad utilizados en este Capítulo requieren que la capacidad al corte supere considerablemente la capacidad flexional. Por lo tanto, el factor de reducción de resistencia para el corte

se toma igual a 0,80.

C9.1.4.5. Bulones de anclaje

A causa de la similitud general entre el comportamiento de bulones embebidos en hormigón de gravilla y en hormigón normal, y porque los datos disponibles de investigaciones para anclajes en hormigón de gravilla indican similitud, los factores de reducción de resistencia asociados con los varios modos de falla de los bulones de anclaje, se derivan de las expresiones basadas en las investigaciones sobre el desempeño de anclajes embebidos en hormigón normal.

C9.1.5. MAMPOSTERÍA REFORZADA CON ARMADURA DISTRIBUIDA.

C9.1.5.1. Alcance

La armadura complementa la alta resistencia a compresión de la mampostería con la alta resistencia a tracción del acero. La incorporación del acero aumenta la capacidad de carga y la ductilidad de las estructuras de mampostería.

C9.1.5.2. Deformaciones

Los valores de I_e para configuraciones comunes de elementos totalmente hormigonados, son habitualmente alrededor de la mitad de I_g . Puede ser deseable en algunas circunstancias calcular un momento de inercia efectivo más preciso usando un análisis momento-curvatura. Históricamente, en la práctica norteamericana el momento de inercia efectivo se ha calculado empleando las propiedades del área de la sección transversal neta y la relación entre el momento de fisuración basado en un apropiado módulo de rotura y el momento aplicado que resulta de las cargas no mayoradas como se muestra en la ecuación (A). Esta expresión, se ha usado exitosamente para estimar la rigidez flexional post-fisuración de la mampostería y del hormigón.

$$I_e = I_n \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right) + I_{cr} \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \leq I_n \leq 0,5 I_g \quad (A)$$

C9.1.5.2.1. Hipótesis de diseño

Los principios de diseño especificados son los que tradicionalmente el ACI ha usado en elementos de mampostería reforzada con armadura distribuida.

Los valores de las deformaciones específicas de la mampostería están basados en investigaciones sobre los materiales de la mampostería.

Se estima que los valores utilizados para las máximas deformaciones específicas representan razonablemente los observados durante los ensayos.

Aunque se puede desarrollar tracción en la mampostería de un elemento armado, ésta no se considera para resistir las cargas de diseño, pero se considera que contribuye a la rigidez global del elemento de mampostería.

C9.1.5.3. Requisitos de armadura y detallado

C9.1.5.3.1. Limitaciones en los diámetros de las barras

El límite de usar barras de diámetro no mayor a 25mm está motivado por el deseo de emplear un mayor número de barras de diámetros menores para transferir las tensiones, en vez de utilizar un menor número de barras de diámetros mayores. Algunas investigaciones han concluido que en ciertas aplicaciones la mampostería armada con barras de menor diámetro uniformemente distribuidas se comporta mejor que una similar con menor número de barras de mayor diámetro. Aunque no todas las investigaciones concuerdan, se decidió que incorporar barras de mayor diámetro puede conducir a recubrimientos o longitudes de anclaje irrazonables. Las limitaciones sobre la separación de las barras y la sección de las mismas como un porcentaje del área de la celda son métodos indirectos para prevenir problemas asociados con el armado en exceso (sobre armado) y con la consolidación del hormigón de grava.

En las secciones que contienen empalmes por yuxtaposición, el área máxima de la armadura no debería ser mayor al 8% del área de la celda.

C9.1.5.3.2. Ganchos normales

Ver el comentario C8.1.5. para mayor información.

C9.1.5.3.3. Anclaje de la armadura

La separación libre entre barras adyacentes no se aplica para las barras empalmadas entre sí. Ver el comentario C9.1.5.3.4.

C9.1.5.3.4. Empalmes

La longitud requerida de un empalme por yuxtaposición se basa en desarrollar una tensión mínima en el acero de $1,25f_y$. Este requerimiento provee adecuada capacidad manteniendo requisitos consistentes entre los empalmes por yuxtaposición, soldados y mecánicos. Históricamente, la longitud de empalmes por yuxtaposición se ha basado en la tensión de adherencia que es capaz de desarrollarse entre el acero y el hormigón circundante. Los ensayos demuestran que la tensión de falla por adherencia (o arrancamiento de la armadura) es uno de los modos de falla posible para los empalmes por yuxtaposición. Otros modos de falla incluyen la rotura del acero y el desgarramiento longitudinal de la mampostería a lo largo de la longitud de empalme. Los resultados experimentales de varios programas independientes de investigación se combinaron y analizaron para proveer el conocimiento necesario para predecir las longitudes de empalmes por yuxtaposición necesarias para la construcción de mampostería.

Para desarrollar una expresión de diseño razonable, se usaron múltiples análisis de regresión para encontrar la forma de un buen modelo de predicción. Se logró desarrollar una expresión compleja para determinar la longitud de anclaje, pero

como esta expresión resultó impráctica para las aplicaciones usuales de diseño, se adaptó la misma siendo su resultado la expresión (9-10) de este Reglamento.

C9.1.5.4. Diseño de vigas y columnas

C9.1.5.4.1. Resistencia nominal

C9.1.5.4.1.1. Resistencia nominal a carga axial y a flexión

La resistencia nominal a flexión de un elemento se puede calcular usando el bloque rectangular equivalente de tensiones de acuerdo con el artículo 9.1.5.1.1. Por su parte, la resistencia nominal a compresión axial, tiene en cuenta los efectos de esbeltez mediante los factores $(1 - (h/140r)^2)$ y $(70r/h)^2$. La primera expresión está basada en análisis de ensayos a carga axial en elementos de mampostería cerámicos y de hormigón. El ajuste de los datos experimentales muestra que para relaciones, $h/r \leq 99$ los elementos fallan a una carga menor a la carga crítica de Euler y esta disminución está representada por el factor $(1 - (h/140r)^2)$. La Figura C9.1.5.2. muestra los resultados experimentales comparados con los que se obtienen de esta fórmula.

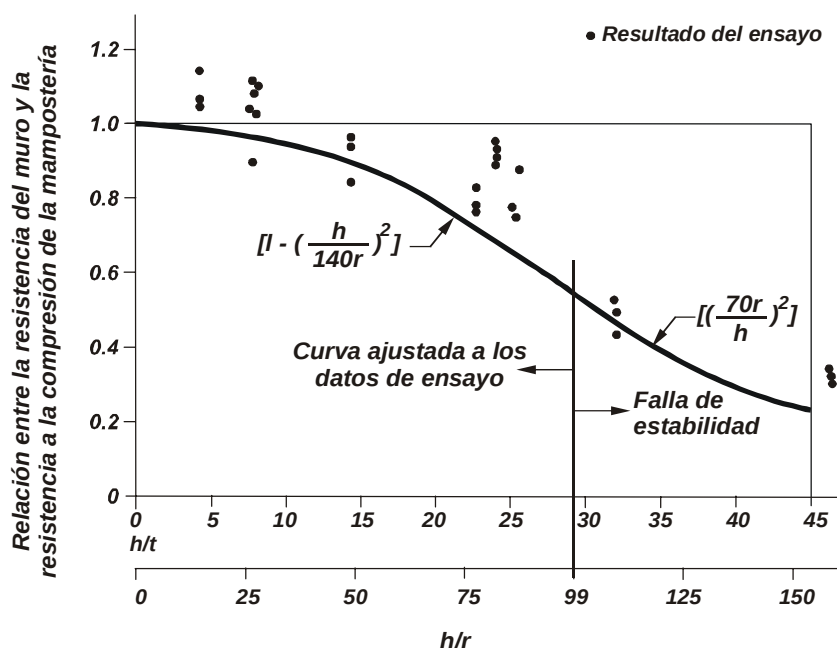


Fig. C9.1.5.2. Efectos de la esbeltez sobre la resistencia a compresión axial

Para relaciones $h/r > 99$ el factor $(70r/h)^2$ se obtiene aplicando la teoría de Euler a elementos que tienen resistencia a la compresión pero no a la tracción y suponiendo una excentricidad mínima de $0,10t$ y un módulo de elasticidad igual a $1000f'_m$, (ver la Figura C9.1.5.2.).

Las expresiones (9-12) y (9-13) se aplican al caso de columnas biarticuladas con carga transversal, lo que resulta en una deformación simétrica (curvatura) alrededor de la mitad de altura. En caso de otras condiciones de apoyo, las expresiones se deberían modificar para tener en cuenta la altura efectiva del elemento o forma del

diagrama de momentos en la luz libre del elemento. El primer coeficiente 0,80 tiene en cuenta la inevitable excentricidad mínima de la carga axial.

C9.1.5.4.1.2. Resistencia nominal al corte

Se incluyen limitaciones en la resistencia máxima nominal al corte para evitar fallas críticas (frágiles) relacionadas con el corte.

C9.1.5.4.1.2.1. Resistencia nominal al corte proporcionada por la mampostería

La expresión (9-17) fue derivada empíricamente a través de investigaciones.

C9.1.5.4.1.2.2. Resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura de corte

La expresión (9-18) fue derivada empíricamente a través de investigaciones.

C9.1.5.4.2. Vigas

Este artículo se aplica al diseño de vigas y dinteles

C9.1.5.4.2.2. Armadura longitudinal

C9.1.5.4.2.2.1. Se incluye una restricción en la variación de los diámetros de las barras o alambres longitudinales en una viga para incrementar la profundidad de la zona de compresión y para incrementar la ductilidad. Cuando se incorporan dos barras o alambres de diámetros significativamente diferentes en una sola viga, la barra de diámetro mayor requiere una carga mucho mayor para alcanzar su deformación de fluencia, "rigidizando", en efecto, la viga.

C9.1.5.4.2.2.2. El requerimiento de que la resistencia nominal a flexión de una viga no sea menor que 1,3 veces el momento nominal de fisuración se impone para prevenir fallas frágiles. Esta situación puede ocurrir cuando una viga está tan débilmente armada que el momento de flexión requerido para provocar la fluencia de la armadura longitudinal sea menor que el momento de fisuración.

C9.1.5.4.2.3. Armadura transversal

Las vigas a las que se refiere este artículo están a menudo diseñadas para resistir sólo esfuerzos de corte debidos a las cargas gravitatorias.

(a) Aunque ha existido alguna preocupación en relación con la dificultad de construir vigas que contengan estribos de sólo una barra, se piensa que las limitaciones de espacio dentro de una viga inhibe la construcción de las longitudes de empalmes necesarias requeridas para estribos de dos barras. Más aún, el volumen agregado de la armadura como resultado del empalme, puede impedir una adecuada consolidación del hormigón de gravilla.

(b) El requerimiento de que la armadura de corte esté enganchada alrededor de la armadura longitudinal no solamente facilita la construcción sino que también confina la armadura longitudinal y ayuda a asegurar el anclaje de la armadura de corte.

(c) Se establece un área mínima de la armadura transversal para prevenir fallas frágiles.

(d) Aunque distintos reglamentos contienen diferentes requisitos de separación se estableció este requerimiento en forma conservadora.

(e) Los requisitos establecen limitaciones relativas a la separación máxima y a la ubicación del acero para aumentar la ductilidad del elemento.

C9.1.5.4.2.4. Limitaciones dimensionales

(a) Esta limitación se impone para asegurar la estabilidad lateral de la viga, y está basada en criterio ingenieril.

(b) No existen investigaciones suficientes sobre el comportamiento de vigas con anchos menores a 190 mm.

C9.1.5.4.4. Columnas

Aspectos constructivos

En las estructuras de hormigón armado se acostumbra a prefabricar las armaduras que luego serán colocadas dentro de los encofrados. Igual procedimiento se puede adoptar para el caso de columnas de ladrillos macizos, en donde el tamaño del hueco para el llenado sea lo suficientemente grande para esta tarea.

Cuando las columnas sean fabricadas con bloques huecos, se puede adoptar el mismo criterio si existiese lugar, aunque esta situación no es frecuente.

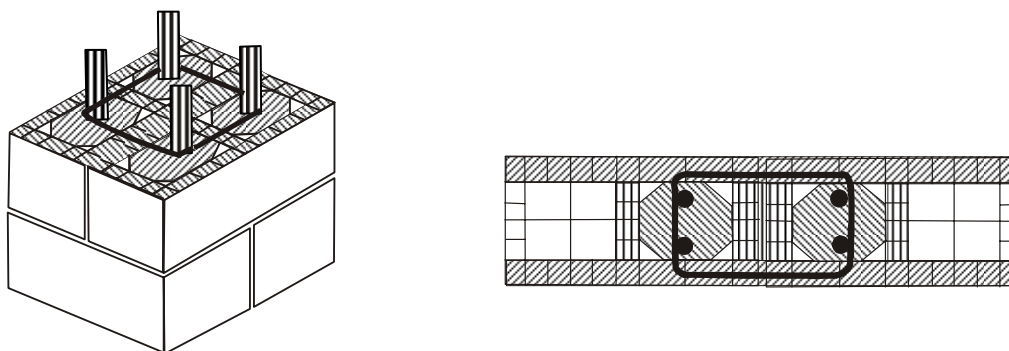


Figura C9.1.5.4.4. Columnas, aspectos constructivos

El procedimiento habitual consiste en ubicar las barras longitudinales en los huecos de los mampuestos después que han sido tendidos y luego de que los estribos han sido colocados en el mortero de asiento de las juntas horizontales. El diámetro de estos estribos deberá ser menor o igual que 6mm y el solape deberá estar en el mismo plano.

C9.1.5.4.4.2. Estribos transversales

La armadura transversal en las columnas cumple dos funciones. Proveen el apoyo lateral requerido para prevenir el pandeo de las barras longitudinales comprimidas y proveen resistencia a la tracción diagonal provocada por el corte. Los estribos se

deben disponer en juntas con mortero.

Los requisitos establecidos son los mismos que los correspondientes a columnas de hormigón armado establecidos en el Reglamento CIRSOC 201-2005.

C9.1.5.4.3. Limitaciones dimensionales

Los límites establecidos intentan prevenir la inestabilidad local o los modos de pandeo y se establecieron con criterio ingenieril.

C9.1.5.5. Diseño de muros para cargas perpendiculares a su plano

C9.1.5.5.1. Cálculo de momentos y deformaciones

Las prescripciones de este artículo se derivan de ensayos de especímenes modelados con apoyos articulados en las partes superior e inferior del muro, teniendo, en consecuencia, la condición de apoyo simple. Como resultado, el máximo momento y la máxima deformación ocurren a la mitad de la altura de los especímenes, por lo tanto, este artículo sólo presenta expresiones de diseño basadas en estas observaciones. En la construcción y diseño reales, se encuentran diferentes condiciones de apoyo, que cambian la curvatura del muro bajo carga perpendicular a su plano. A través de cálculos apropiados, usando los principios de la mecánica, se pueden determinar los puntos de inflexión, los momentos y las deformaciones reales bajo diferentes condiciones de apoyo. El diseñador debería examinar todas las condiciones de momentos y deformaciones para ubicar la sección crítica, usando las hipótesis dadas en el artículo 9.1.5.5.

C9.1.5.5.2. Muros con tensiones axiales mayoradas menores o iguales a $0,05f'_m$

Se incluyó el criterio para limitar la carga vertical en una sección transversal porque los datos de ensayos utilizados para establecer el método de diseño para muros esbeltos se basó en cargas de techo típicas. Se seleccionó el valor $0,05f'_m$ como límite, por debajo del cual no se considera que las cargas influyan significativamente en el diseño.

Se supone que el momento requerido debido a las cargas normales al plano, la excentricidad de la carga axial, y las deformaciones laterales son máximas a mitad de altura del muro. En ciertas condiciones de diseño, como en el caso de grandes excentricidades actuando simultáneamente con pequeñas cargas normales al plano, hacen que el momento de diseño pueda ocurrir en otra sección. Cuando esto ocurra, el diseñador deberá usar el momento máximo en la sección crítica en vez del momento determinado por la expresión (9-21).

Las expresiones de diseño proveen procedimientos para determinar la resistencia nominal a flexión y consideran el efecto de las cargas verticales incrementando la capacidad de la sección.

C9.1.5.5.3. Muros con tensiones axiales mayoradas mayores a $0,05f'_m$

El diseño de los muros comprendidos en esta categoría sigue los mismos procedimientos explicitados en el artículo anterior, con la limitación adicional de la relación de aspecto del muro.

C9.1.5.5.4. Control de las deformaciones

Históricamente, en la práctica norteamericana, la recomendación ha sido limitar la deformación bajo carga de servicio a $0,01h$. Sin embargo, se ha comprobado que este control de deformación no es ni una característica de seguridad ni un requerimiento de seguridad, sino un requisito estético y de servicio para el caso de muros que se intersecan y la vinculación a otros materiales. Por lo tanto, para tener en cuenta aspectos relacionados con la seguridad, la limitación de la deformación de los elementos bajo carga de servicio se redujo a $0,007h$.

Este Reglamento limita la deformación lateral bajo cargas de servicio. El muro volverá a su condición vertical normal cuando la carga lateral se remueva porque la tensión en la armadura está dentro del límite elástico.

La expresión (9-26) es para la deformación en la mitad de altura de una sección no fisurada. Se supone que el muro se deforma como una sección no fisurada hasta que se alcance el módulo de rotura. En estas fórmulas, se usa el área efectiva para calcular el momento de inercia I_g . Después de que se alcance el módulo de rotura, el muro se fisura y el momento de inercia se reduce. Así, el momento de inercia fisurado se supone para toda la altura del muro en el cálculo de las deformaciones adicionales. El momento de inercia fisurado I_{cr} , para una sección total o parcialmente hormigonada es usualmente el mismo que el de una sección hueca ya que el bloque equivalente de tensiones está generalmente dentro del espesor de la cara exterior del mampuesto.

Estas expresiones son buenas aproximaciones a los resultados logrados en los ensayos, suponiendo que el muro está articulado en ambos extremos en una condición de flexión simple y que está sometido a una carga lateral uniformemente distribuida. Si el muro está empotrado en el extremo superior, en el inferior o en ambos extremos, debería desarrollarse otras fórmulas considerando las condiciones de apoyo en ambos extremos y considerando la posible deformación o rotación de la fundación, techo, o diafragma de piso.

El módulo de sección en la expresión (9-28) es el momento de inercia efectivo dividido por la distancia al eje neutro desde la fibra extrema traccionada. El momento de inercia efectivo estaría basado en las mínimas áreas netas de las secciones parcialmente o totalmente hormigonadas. El momento de fisuración M_{cr} , es el momento calculado correspondiente a la primera fisuración.

C9.1.6. MAMPOSTERÍA SIMPLE (NO REFORZADA)

C9.1.6.1. Alcance

C9.1.6.1.1. Deformaciones

Los cálculos de las deformaciones de la mampostería simple se basan en el desempeño elástico del ensamblaje de mampostería de acuerdo con lo estipulado en los criterios de diseño en el artículo 9.1.6.1.4.

C9.1.6.1.3. Contribución de la armadura a la resistencia

Aunque pueda existir armadura en la mampostería simple, no se deberá considerar para resistir las cargas de diseño.

C9.1.6.1.4. Criterios de diseño

El diseño de mampostería simple requiere que la estructura se comporte elásticamente bajo las cargas de diseño.

C9.1.6.3. Resistencia axial nominal de los elementos de mampostería simple.

Ver el comentario de C9.1.5.4.1.1. para información adicional.