

Reglamento CIRSOC 501
Ministerio de Planificación Federal,
Inversión Pública y Servicios
Secretaría de Obras Públicas

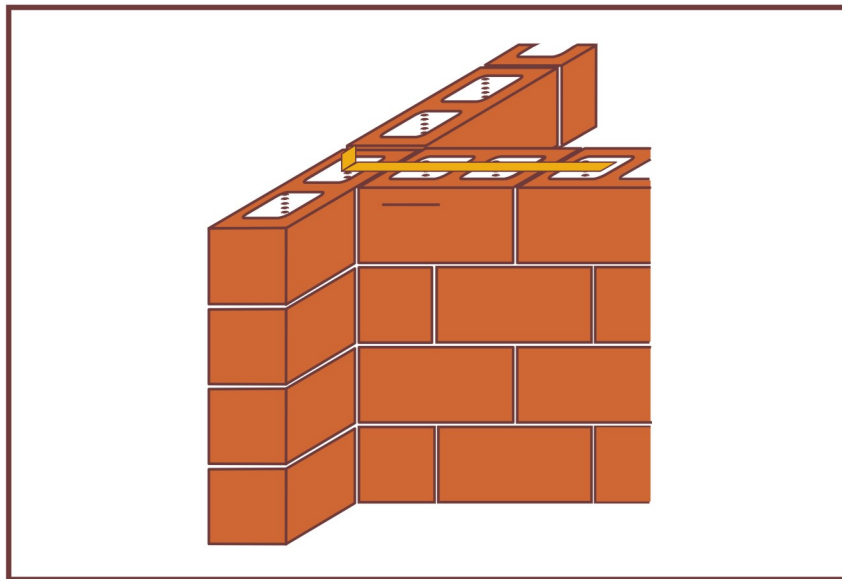
INTI

Instituto Nacional de
Tecnología Industrial



CIRSOC

Centro de Investigación de los
Reglamentos Nacionales de
Seguridad para las Obras Civiles



COMENTARIOS AL
REGLAMENTO ARGENTINO
DE ESTRUCTURAS DE
MAMPOSTERÍA

Julio 2007

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

EDICIÓN JULIO 2007

**Balcarce 186 1° 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 Venta de Publicaciones: **Sr. Néstor D. Corti**

Amado, Jorge Alejandro

Comentarios al Reglamento Argentino de Estructuras de Mampostería / Jorge Alejandro Amado. - 1a ed - San Martín : Instituto Nacional de Tecnología Industrial - INTI, 2024.

Libro digital, PDF

Archivo Digital: descarga y online

ISBN 978-950-532-539-9

1. Construcción. I. Título.

CDD 693.1

© 2007

Editado por INTI

INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL

Av. Leandro N. Alem 1067 – 7° 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.



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 Hacienda, Finanzas y Obras Públicas de la Provincia del 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 Pórtland
Instituto Argentino de Normalización
Techint
Acindar

MIEMBROS ADHERENTES

Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón
Asociación Argentina de Hormigón Estructural
Asociación Argentina de Hormigón Elaborado
Asociación Argentina del Bloque de Hormigón
Asociación de Ingenieros Estructurales
Centro Argentino de Ingenieros
Instituto Argentino de Siderurgia
Telefónica de Argentina
Transportadora Gas del Sur
Quasdam Ingeniería
Sociedad Central de Arquitectos
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica
Colegio de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires
Cámara Argentina del Aluminio y Metales Afines
Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería Civil

**ASESOR QUE INTERVINO EN LA REDACCIÓN DE
LOS COMENTARIOS AL**

**REGLAMENTO ARGENTINO DE
ESTRUCTURAS DE
MAMPOSTERÍA**

CIRSOC 501

Ing. Jorge Alejandro Amado

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. REQUISITOS GENERALES	1
C 1.3. DOCUMENTACIÓN TÉCNICA	1
CAPÍTULO 4. CARGAS	3
C 4.2. RESISTENCIA A CARGAS LATERALES	3
C 4.3. OTROS EFECTOS	5
C 4.4. DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS LATERALES	5
CAPÍTULO 5. CALIDAD DE LOS COMPONENTES DE LA MAMPOSTERÍA	7
CAPÍTULO 6. CALIDAD DE LA MAMPOSTERÍA	9
C.6.1.2.1. Flexión perpendicular al plano del muro	9
CAPÍTULO 7. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES	11
C 7.1. CÁLCULO DE LAS TENSIONES	11
a) Ladrillos macizos cerámicos	11
b) Bloques huecos	12
b-1) Colocación del mortero	12
b-2) Cálculo de las tensiones	12
b-3) Bloques huecos cerámicos	13
b-4) Bloques huecos de hormigón	13
C 7.2. RIGIDEZ	14
C 7.3. RADIO DE GIRO	14
C 7.4. MUROS QUE SE INTERSECAN	14
C 7.5. CONTROL DE LAS DEFORMACIONES	17
C 7.5.1. Deformaciones de vigas y dinteles	17
C 7.5.2. Uniones entre la mampostería y pórticos estructurales	17

CAPÍTULO 8. DETALLES DE ARMADO	21
C 8.1. DETALLES DE LA ARMADURA	21
C 8.1.2. Diámetro máximo de las armaduras	21
C 8.1.3. Disposición de las armaduras	22
C 8.1.4. Protección de las armaduras	22
C 8.1.5. Ganchos normales	23
C 8.1.6. Diámetro mínimo del mandril de doblado para las barras de la armadura	23
CAPÍTULO 9. DISEÑO DE LA MAMPOSTERÍA	25
C 9.1. REQUISITOS GENERALES	25
C 9.1.2. Resistencia requerida	25
C 9.1.4. Factores de reducción de resistencia	25
C 9.1.4.1. Combinaciones de flexión y carga axial en mampostería reforzada con armadura distribuida.	25
C 9.1.4.2. Combinaciones de flexión y carga axial en mampostería simple (sin armar).	25
C 9.1.4.3. Corte	26
C 9.1.4.5. Bulones de anclaje	26
C 9.1.5. Mampostería reforzada con armadura distribuida	26
C 9.1.5.1. Campo de validez	26
C 9.1.5.2. Deformaciones	26
C 9.1.5.2.1. Hipótesis de diseño	26
C 9.1.5.3. Requisitos de armadura y detallado	27
C 9.1.5.3.1. Limitaciones en los diámetros de las barras	27
C 9.1.5.3.2. Ganchos normales	27
C 9.1.5.3.3. Anclaje de la armadura	27

C 9.1.5.3.4. Empalmes	27
C 9.1.5.4. Diseño de vigas y columnas	28
C 9.1.5.4.1. Resistencia nominal de la mampostería armada	28
C 9.1.5.4.1.1. Resistencia nominal a carga axial y a flexión de la mampostería armada	28
C 9.1.5.4.1.2. Resistencia nominal al corte	29
C 9.1.5.4.1.2.1. Resistencia nominal al corte proporcionada por la mampostería	29
C 9.1.5.4.1.2.2. Resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura de corte	29
C 9.1.5.4.2. Vigas	29
C 9.1.5.4.2.2. Armadura longitudinal	29
C 9.1.5.4.2.3. Armadura transversal	29
C 9.1.5.4.2.4. Limitaciones dimensionales	30
C 9.1.5.4.4. Columnas	30
C 9.1.5.4.4.2. Estribos transversales	31
C 9.1.5.4.4.3. Limitaciones dimensionales	31
C 9.1.5.5. Diseño de muros para cargas perpendiculares a su plano	31
C 9.1.5.5.1. Cálculo de momentos y deformaciones	31
C 9.1.5.5.2. Muros con tensiones axiales mayoradas menores o iguales que $0,05f'_m$	31
C 9.1.5.5.3. Muros con tensiones axiales mayoradas mayores que $0,05f'_m$	32
C 9.1.5.5.4. Control de las deformaciones	32
C 9.1.6. Mampostería simple (no reforzada)	33
C 9.1.6.1. Campo de validez	33
C 9.1.6.1.1. Deformaciones	33
C 9.1.6.1.3. Contribución de la armadura a la resistencia	33
C 9.1.6.1.4. Criterios de diseño	33

C 9.1.6.3. Resistencia axial nominal de los elementos de mampostería simple. 33

BIBLIOGRAFÍA I

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 1.

REQUISITOS GENERALES

C 1.3. DOCUMENTACIÓN TÉCNICA

C 1.3.3. 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.

C 1.3.4. 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 Fiscalizadora o de Aplicación**. 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 Fiscalizadora o de Aplicación** 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 sollicitaciones (corte, momento, etc.) y las deformaciones como puntos principales.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 4.

CARGAS

C 4.2. 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 que forma parte del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I - Construcciones en General** 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/>.

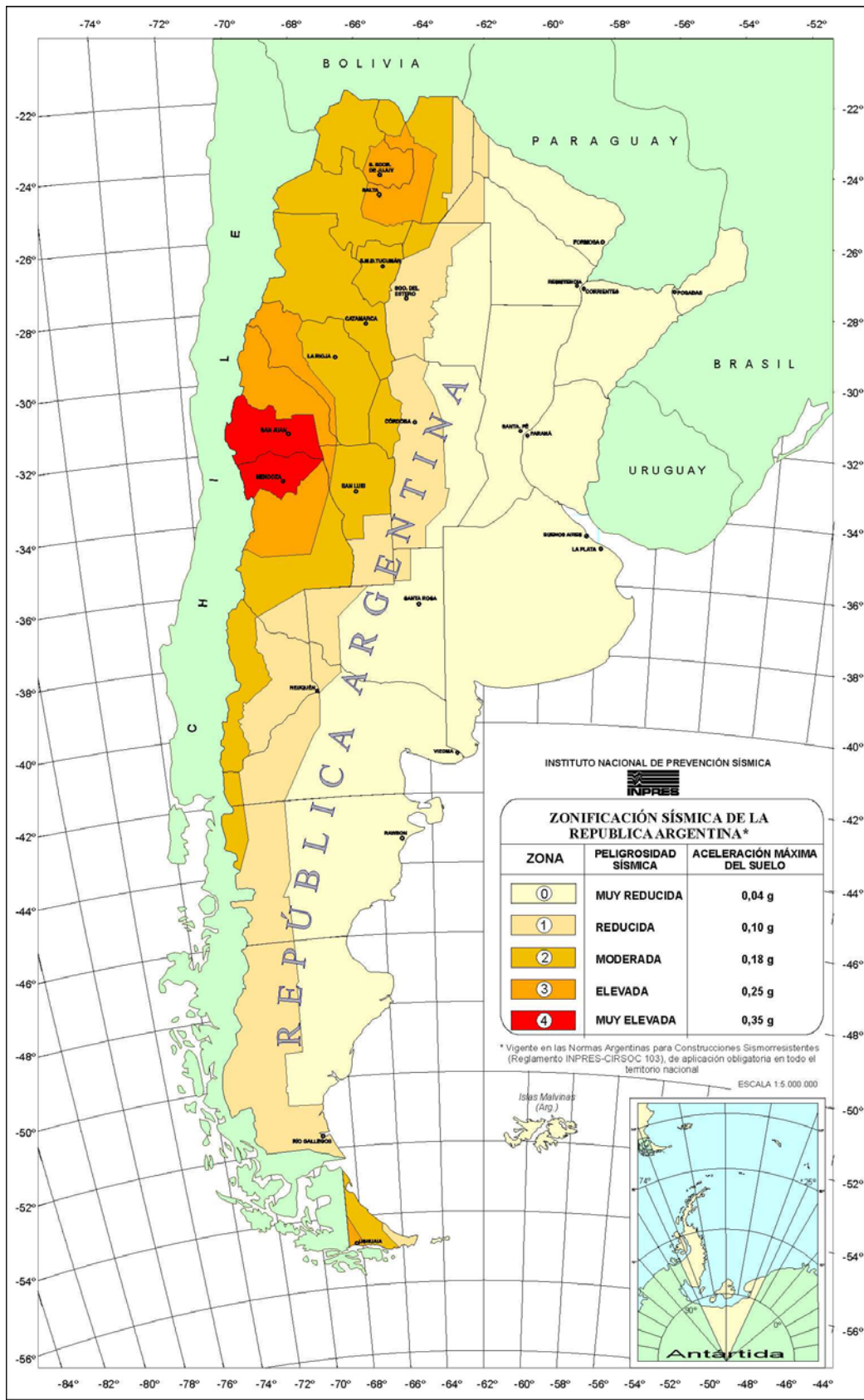
Dado que la **zona 0 no es asísmica**, sino de baja sismicidad, se establecen requisitos sísmicos mínimos a considerar.

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 103-1991, Parte I - Construcciones en General**, hasta tanto esté disponible la actualización 2010.
- 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.



Mapa de zonificación sísmica de la República Argentina.

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) Se deberán cumplir los requisitos sobre arriostramiento de fundaciones establecidos en el Capítulo 17. Suelos y Fundaciones del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I - Construcciones en General.**

C 4.3. 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.

C 4.4. 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 intersecan 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 solicitaciones 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.

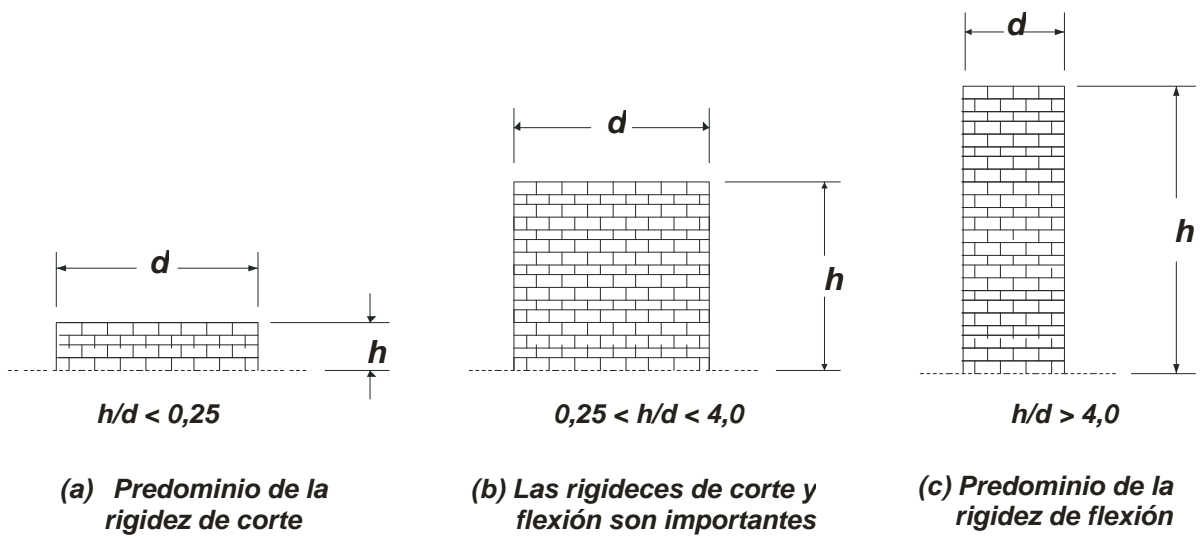


Figura C 4.4.1. Rigideces de muros.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 5.

CALIDAD DE LOS COMPONENTES DE LA MAMPOSTERÍA

En este Capítulo se especifican 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 (**Reglamento CIRSOC 501-2007**) mientras que para el diseño empírico se considerarán las secciones brutas (**Reglamento 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 el 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

En este Capítulo se especifican 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

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 C 6.1.2.1.).

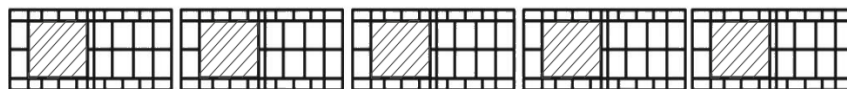
El Reglamento solamente asigna resistencias a la tracción por flexión en dos direcciones ortogonales: a) perpendicular a las juntas de asiento y b) paralela a las mismas (ver las Figuras C 6.1.2.1.a) y b).

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 la dirección paralela a la juntas tal como se refleja en los valores de la Tabla 6.4.



Muro sin hormigonar

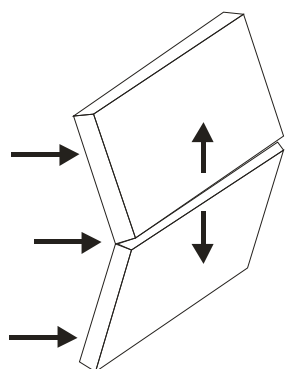


Muro hormigonado (50%)

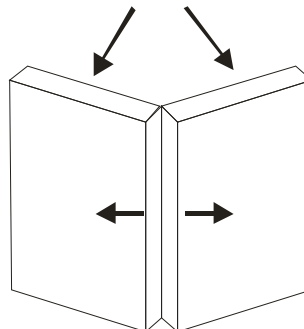


Muro hormigonado (100%)

Figura C 6.1.2.1. Muros de mampostería de bloques huecos hormigonados y no hormigonados.



a) Tracción por flexión perpendicular a la junta de asiento



b) Tracción por flexión paralela a la junta de asiento

Figura C 6.1.2.1.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.

C 7.1. 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 considerar 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 profunda si lo tuviere (ver la Figura C 7.1.a.).



Figura C 7.1.a. Sección neta mínima de ladrillos macizos.

b) Bloques huecos

b-1) Colocación del mortero

En la Figura C 7.1.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 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 C 7.1.c.). Si además la mampostería estuviera rellena de hormigón al área anterior deberá sumársele el área del relleno.

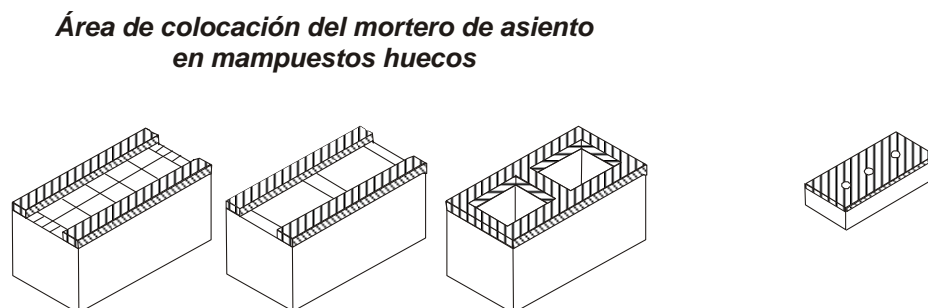


Figura C 7.1.b. Colocación de mortero de asiento en mampuestos.

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 C 7.1.c.).

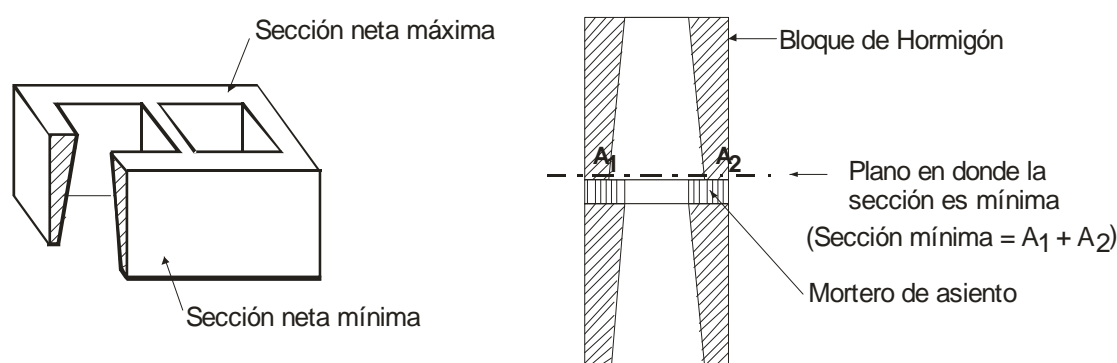


Figura C 7.1.c. Sección neta mínima en bloques huecos de hormigón.

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.

C 7.2. 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.

C 7.3. 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.

C 7.4. 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 C 7.4. 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.

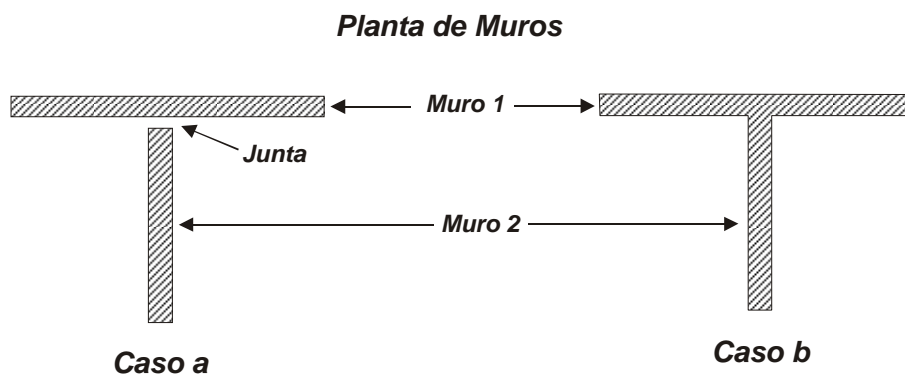


Figura C 7.4. Intersección de muros.

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 más apropiado, desde el punto de vista constructivo, poner anclajes metálicos, barras de acero, o vigas de encadenado.

En los encuentros de muros el diseñador puede preferir a veces 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 C 7.4. caso a).

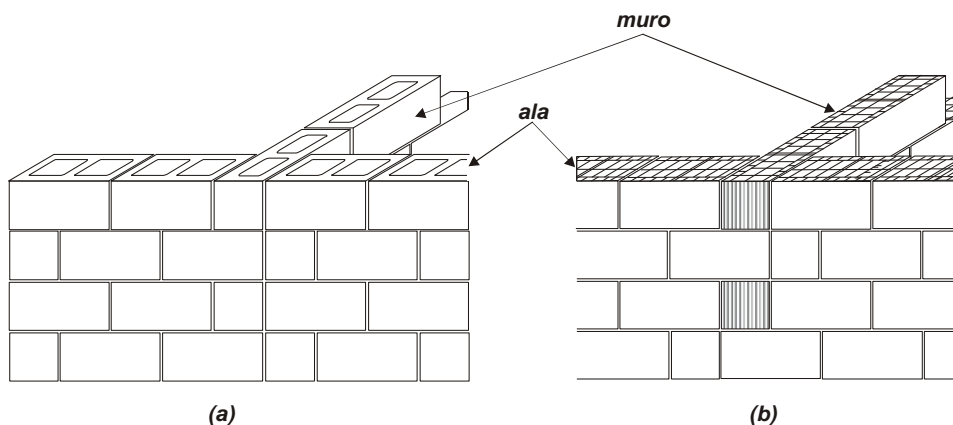


Figura C 7.4.1. Trabas en las intersecciones de muros.

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 C 7.4.1.(a) y C 7.4.1.(b), respectivamente.

El método alternativo hace uso de un conector metálico (Figura C 7.4.2.) o barras de acero (Figura 9.1.5.2. del Reglamento). Las vigas de encadenado mostradas en la Figura C 7.4.3. son el tercer medio posible para unir almas y alas de muros.

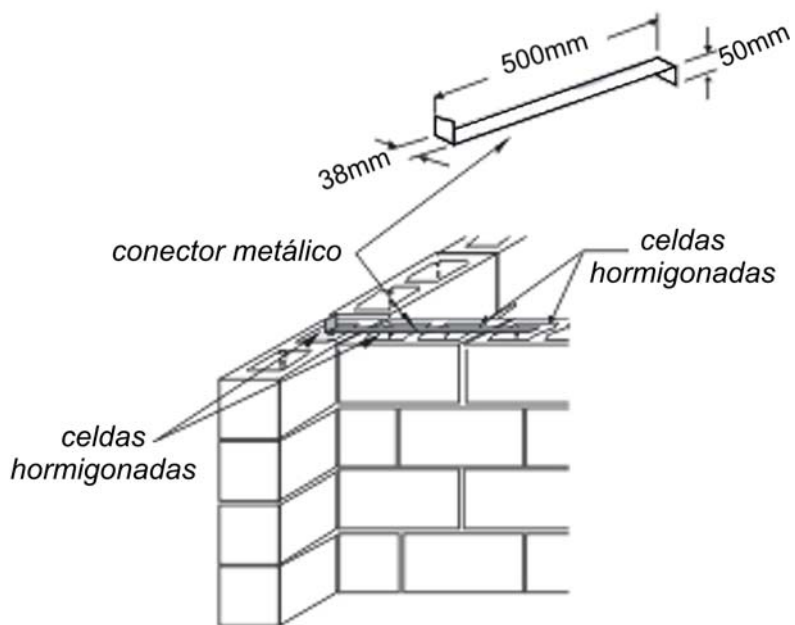


Figura C 7.4.2. Conector metálico y hormigonado en las intersecciones de muros.

Vigas de encadenado ubicadas en la parte superior del muro y en la semialtura del piso Máx 1,40 m)

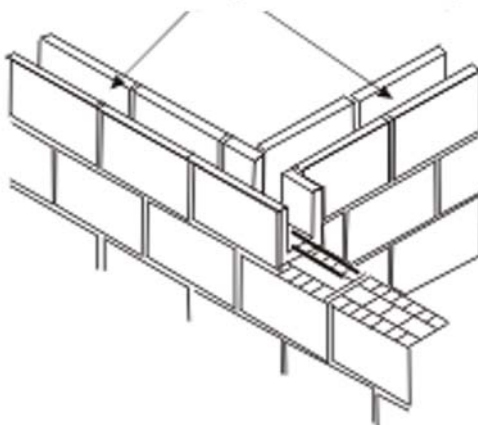


Figura C 7.4.3. Barras de vinculación en intersecciones de muros.

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 C 7.4.4.

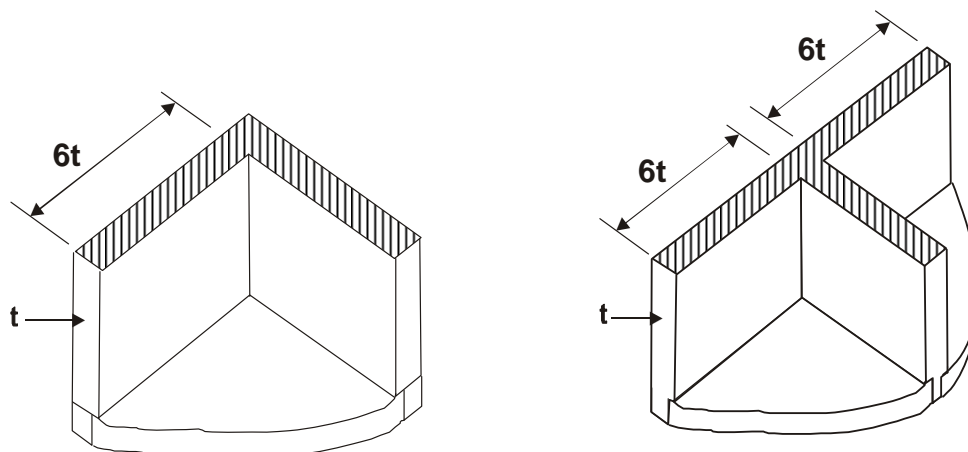


Figura C 7.4.4. Ancho efectivo de las alas de muros de mampostería.

C 7.5. CONTROL DE LAS DEFORMACIONES

C 7.5.1. Deformaciones de vigas y dinteles

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 fisuras en la mampostería estará controlado por la armadura, de manera que estos límites no son aplicables.

C 7.5.2. 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.

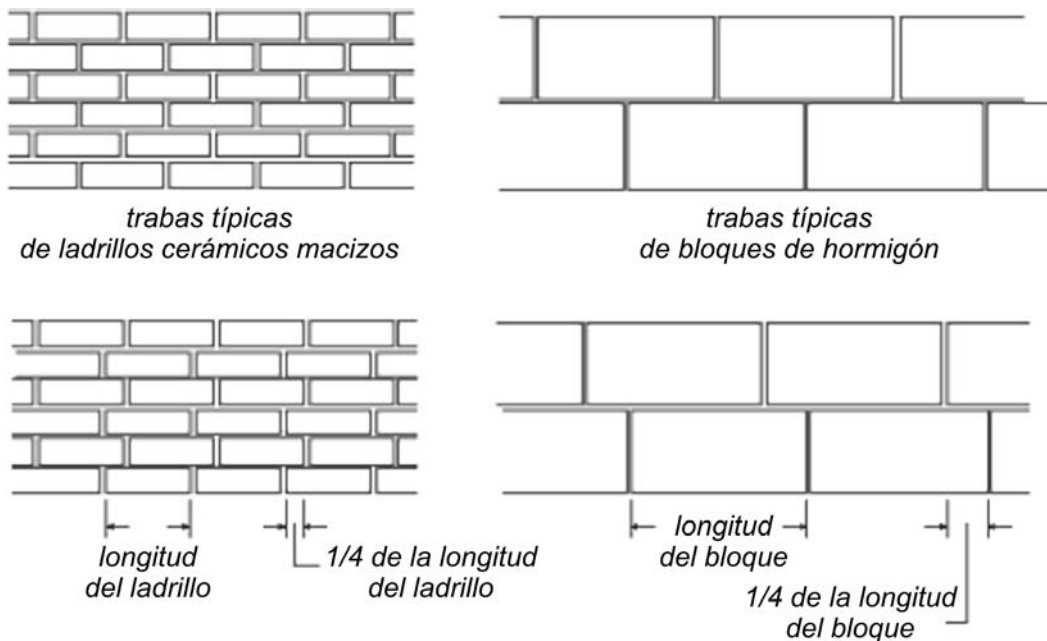
Como la resistencia a tracción de la mampostería es baja, estos movimientos diferenciales se pueden acomodar con una junta de suficiente espesor entre la mampostería y el pórtico, utilizando uniones flexibles o de deslizamiento.

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 sollicitaciones 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.

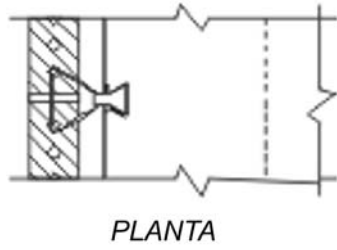
Alternativamente, podría existir una separación suficiente entre el pórtico y la mampostería. Con este propósito se pueden usar estribos flexibles para permitir las deformaciones, como se observa en la Figura C 7.6.1.

Las deformaciones de las vigas y reticulados que soportan muros de mampostería, deben limitarse a las deformaciones admisibles de la mampostería (ver el comentario C 7.5.1.). En la Figura C 7.5.1. se muestra los requisitos que diferencian a la mampostería trabada de la no trabada.

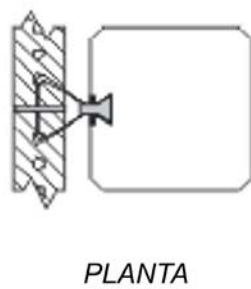
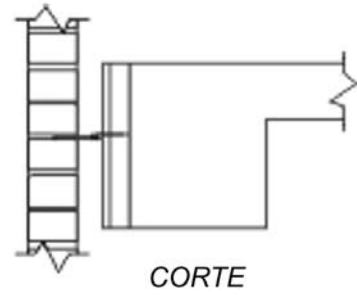


La mampostería cuya traba sea inferior a 1/4 de la longitud del mampuesto se considera como superpuesta (no trabada)

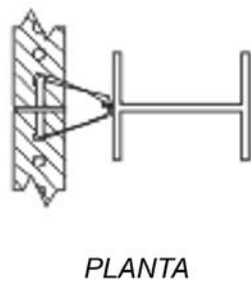
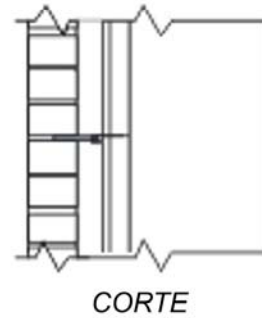
Figura C 7.5.1. Mampostería trabada.



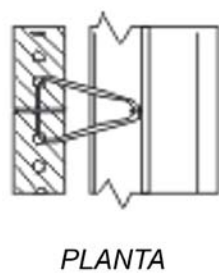
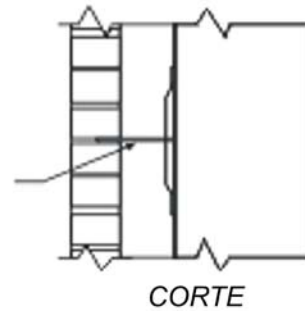
(a) Anclaje a una viga de hormigón



(b) Anclaje a una columna de hormigón



(c) Anclaje a una columna de acero



(d) Anclaje a una viga de acero

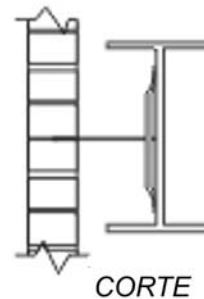


Figura C 7.6.1. Detalles de anclajes de muros.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 8.

DETALLES DE ARMADO

C 8.1. 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.

C 8.1.2. 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.

C 8.1.2.1. El límite de **25 mm** 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.

C 8.1.2.2. Con esta limitación se logra un colado adecuado del hormigón y una buena adherencia.

C 8.1.2.3. 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 C 8.1.a. se ven algunos diseños.



Figura C 8.1.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 C 8.1.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 **6 mm**.

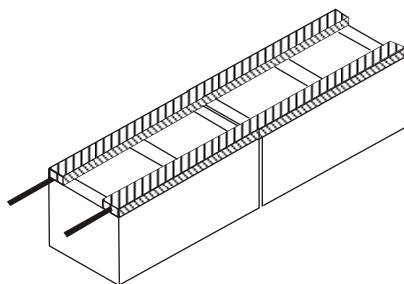


Figura C 8.1.b. Colocación de refuerzos de acero en las juntas.

C 8.1.3. 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 C 8.1.3.3.). 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.

C 8.1.4. Protección de las armaduras

C 8.1.4.1. 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.

C 8.1.5. Ganchos normales

Los ganchos normales se muestran en la Figura C 8.1.5.1.

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

C 8.1.6. 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.

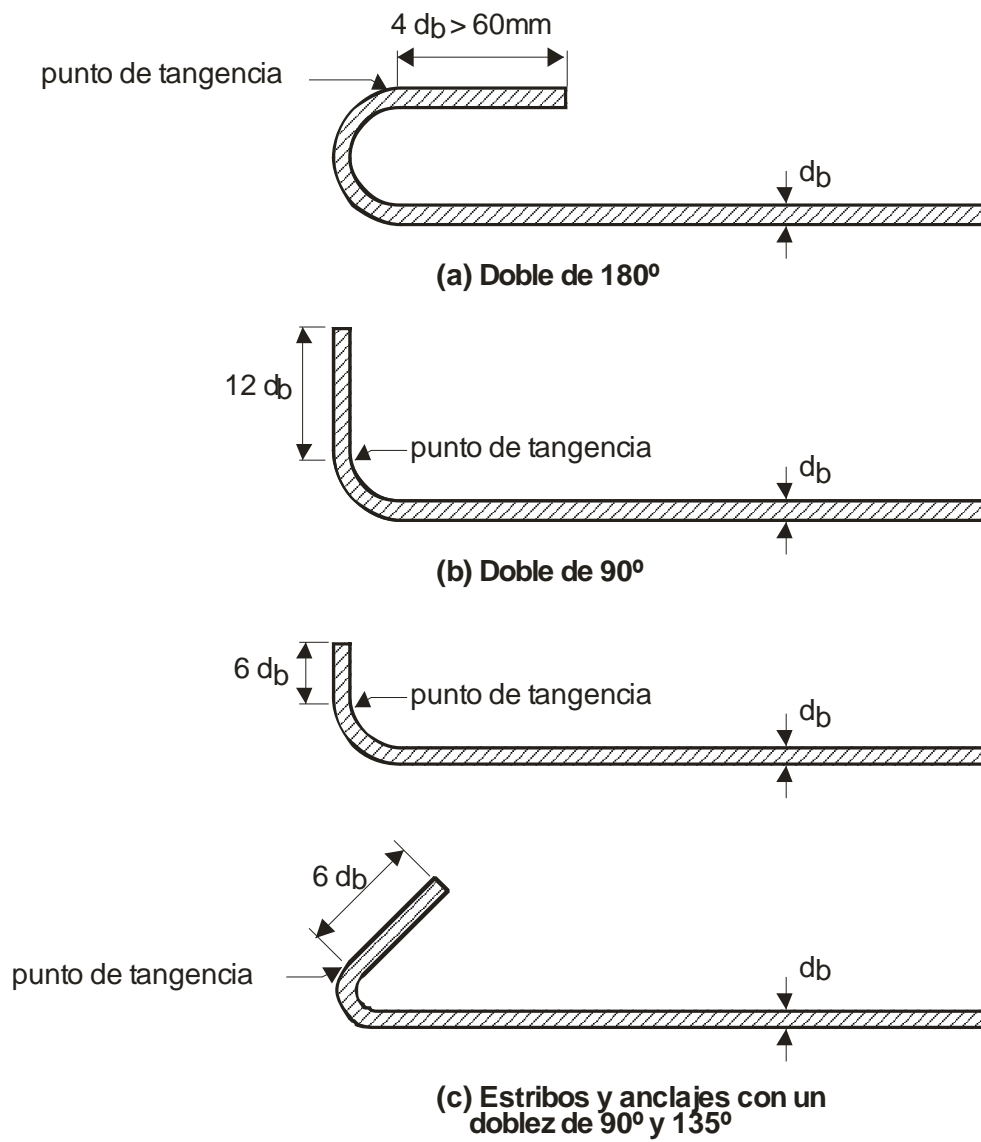


Figura C 8.1.5.1. Ganchos normales.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 9.

DISEÑO DE LA MAMPOSTERÍA

C 9.1. REQUISITOS GENERALES

C 9.1.2. 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 2005 y 2007**, 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.

C 9.1.4. 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.

C 9.1.4.1. 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.

C 9.1.4.2. 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.

C 9.1.4.3. 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**.

C 9.1.4.5. 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.

C 9.1.5. Mampostería reforzada con armadura distribuida

C 9.1.5.1. Campo de validez

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.

C 9.1.5.2. 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 expresión (A). Esta expresión, se ha usado exitosamente para estimar la rigidez flexional post-fisuración de la mampostería y del hormigón.

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

C 9.1.5.2.1. 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.

C 9.1.5.3. Requisitos de armadura y detallado

C 9.1.5.3.1. Limitaciones en los diámetros de las barras

El límite de usar barras de diámetro no mayor a **25 mm** 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 gravilla.

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.

C 9.1.5.3.2. Ganchos normales

Ver el comentario C 8.1.5. para mayor información.

C 9.1.5.3.3. Anclaje de la armadura

La separación libre entre barras adyacentes no se aplica para las barras empalmadas entre sí. Ver el comentario C 9.1.5.3.4.

C 9.1.5.3.4. Empalmes

La longitud requerida de un empalme por yuxtaposición se basa en desarrollar una tensión mínima en el acero de **1,25 f_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 logro 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.

C 9.1.5.4. Diseño de vigas y columnas

C 9.1.5.4.1. Resistencia nominal

C 9.1.5.4.1.1. 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 C 9.1.5.2. muestra los resultados experimentales comparados con los que se obtienen de esta expresión.

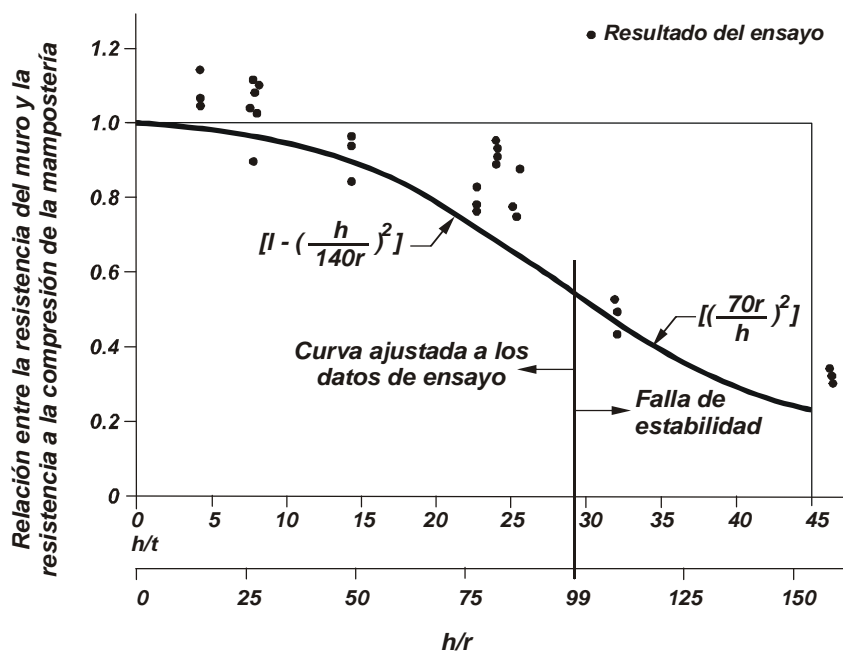


Figura C 9.1.5.2. Efectos de la esbeltez sobre la resistencia a compresión axial.

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 $0,10 t$ y un módulo de elasticidad igual a $1000f'_m$, (ver la Figura C 9.1.5.2.).

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.

C 9.1.5.4.1.2. Resistencia nominal al corte

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

C 9.1.5.4.1.2.1. Resistencia nominal al corte proporcionada por la mampostería

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

C 9.1.5.4.1.2.2. Resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura de corte

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

C 9.1.5.4.2. Vigas

Este artículo se aplica al diseño de vigas y dinteles

C 9.1.5.4.2.2. Armadura longitudinal

C 9.1.5.4.2.2.1. 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.

C 9.1.5.4.2.2.2. 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.

C 9.1.5.4.2.3. 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.

C 9.1.5.4.2.4. 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**.

C 9.1.5.4.4. 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.

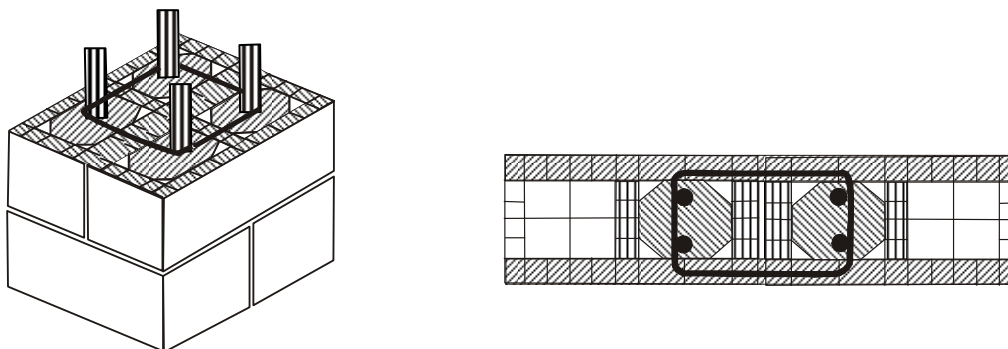


Figura C 9.1.5.4.4. Columnas, aspectos constructivos.

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 **6 mm** y el solape deberá estar en el mismo plano.

C 9.1.5.4.2. 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**.

C 9.1.5.4.3. Limitaciones dimensionales

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

C 9.1.5.5. Diseño de muros para cargas perpendiculares a su plano

C 9.1.5.5.1. 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.

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

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 $0,05 f'_m$ 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.

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

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.

C 9.1.5.5.4. Control de las deformaciones

Históricamente, en la práctica norteamericana, la recomendación ha sido limitar la deformación bajo carga de servicio a $0,01 h$. 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 $0,007 h$.

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.

C 9.1.6. Mampostería simple (no reforzada)

C 9.1.6.1. Campo de validez

C 9.1.6.1.1. 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.

C 9.1.6.1.3. 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.

C 9.1.6.1.4. Criterios de diseño

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

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

Ver el artículo C 9.1.5.4.1.1. para información adicional.

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)

INTI

INSTITUTO NACIONAL DE
TECNOLOGÍA INDUSTRIAL



CIRSOC

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS
REGLAMENTOS NACIONALES DE
SEGURIDAD PARA LAS OBRAS CIVILES