

VERIFICACIÓN DE TABIQUES SOLICITADOS A FLEXIÓN COMPUESTA RECTA

Tolosa, Aníbal Guillermo; Liporace, Antonio Guillermo
Ing. Civil, Mg. en Ingeniería Estructural
UTN FRBA; UTN FRA
anibal.tolosa@gmail.com; antonio.liporace@gmail.com

RESUMEN

Los tabiques que forman parte de la estructura de los edificios resultan habitualmente solicitados a flexión compuesta. Sin embargo, a pesar de lo frecuente de su uso, el reglamento CIRSOC no brinda herramientas prácticas para la verificación de tabiques así solicitados, lo cual llevó a que exista una marcada dispersión de criterios.

En este trabajo se propone una metodología original para la verificación de tabiques rectangulares de hormigón armado solicitados a flexión compuesta recta. Ésta se desarrolla luego de una revisión crítica del trabajo de A. E. Cárdenas y de las recomendaciones contenidas en el capítulo 14 del reglamento CIRSOC 201 2005.

La metodología propuesta permite la verificación de tabiques rectangulares de hormigón armado solicitados a flexión compuesta recta considerando tanto la resistencia como el equilibrio de una manera racional, sencilla y compatible con el reglamento CIRSOC 201 2005.

ABSTRACT

Shearwalls at building structures are frequently subjected to combined axial load and bending. Although this situation is frequently found in practice, CIRSOC code provides no tool for analysis and design. This situation leads to a great dispersion in the criteria adopted for engineers.

This work proposes an original methodology for analysis of shearwalls subjected to combined axial load and bending about one axis. This methodology is developed after a critical revision of the work of A. E. Cardenas and CIRSOC 201 2005 chapter 14 recommendations.

The proposed methodology provides a tool for the design of rectangular concrete shearwalls subjected to combined axial load and bending about one axis considering both strength and equilibrium in a rational and simple way. The methodology is also compatible with CIRSOC 201 recommendations.

INTRODUCCIÓN

Los tabiques son elementos estructurales en los cuales una dimensión es notablemente menor a las otras dos y que se apoyan sobre alguna de sus caras menores. Los mismos pueden ser planos actuando en forma aislada -en cuyo caso se habla de tabiques aislados- o formando secciones de forma "L", "T", "C" o similares. Este trabajo se limitará a los tabiques aislados.

Los tabiques tienen la capacidad de tomar cargas en todas direcciones (Figura 1). Sin embargo, dadas sus dimensiones relativas, hay sollicitaciones que pueden tomar en forma muy eficiente: fuerza axial, corte en el eje fuerte y momento en el eje fuerte. En cambio, son poco eficientes tomando momento en su eje débil, corte en su eje débil y torsión.

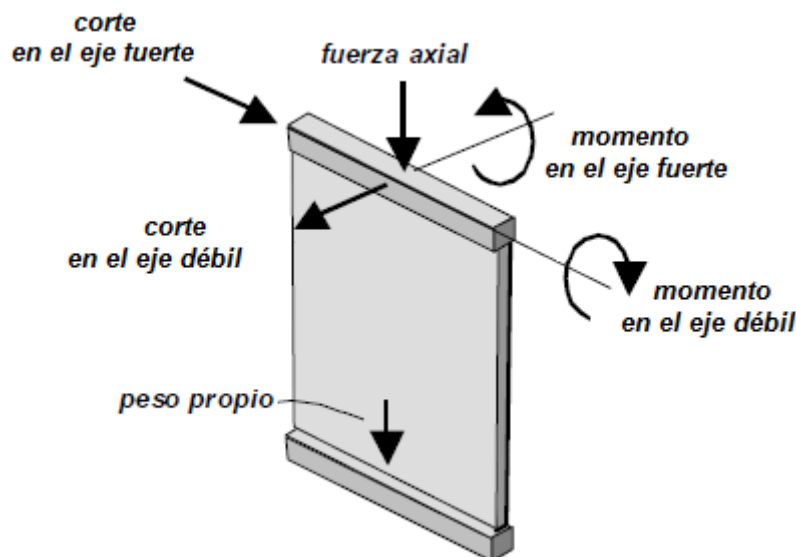


Figura 1. Sollicitaciones

Desde el punto de vista del funcionamiento estructural, los tabiques se emplean para tomar cargas verticales únicamente o cargas verticales y horizontales. En el caso de que el tabique tome cargas verticales únicamente estará sometido a compresión pura y se denominará "muro de carga". En el caso de que el tabique tome cargas verticales y horizontales estará sometido a flexión compuesta y se denominará "muro de rigidez". Si la flexión compuesta involucra momentos únicamente sobre uno de los ejes principales del tabique -generalmente el eje fuerte- se tiene flexión compuesta recta. Por otro lado, si la flexión compuesta involucra momentos en ambos ejes principales se tiene flexión compuesta oblicua. Muy frecuentemente los edificios en altura confían a los muros de rigidez el tomar las cargas horizontales provocadas por el viento o el sismo.

Las dimensiones que caracterizan la geometría de un tabique (Figura 2) son su altura total h_w , su longitud l_w y su espesor h . También resulta de interés la distancia l_c entre los baricentros de las losas que se toman al tabique.

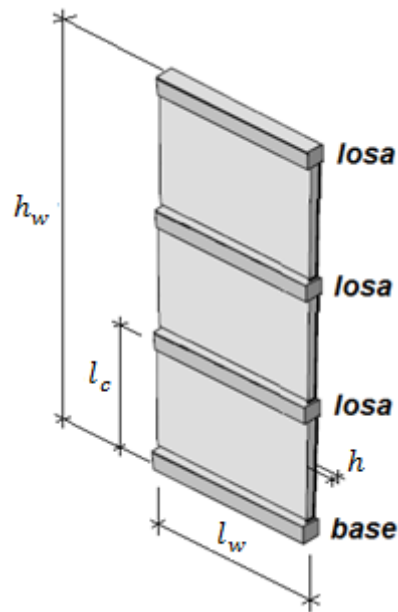


Figura 2. Nomenclatura

Cuando un tabique que funciona como muro de rigidez tiene una altura total h_w mayor al doble que su base l_w se lo clasifica como alto (Figura 3, a la derecha) y se lo diseña empleando la teoría de barras ya que puede suponerse que en el mismo se cumple la teoría de Bernoulli-Navier. Cuando un tabique que funciona como muro de rigidez tiene una altura total h_w que no supera al doble de su base l_w se lo clasifica como bajo (Figura 3, a la izquierda) y se lo diseña aplicando el método de las bielas.

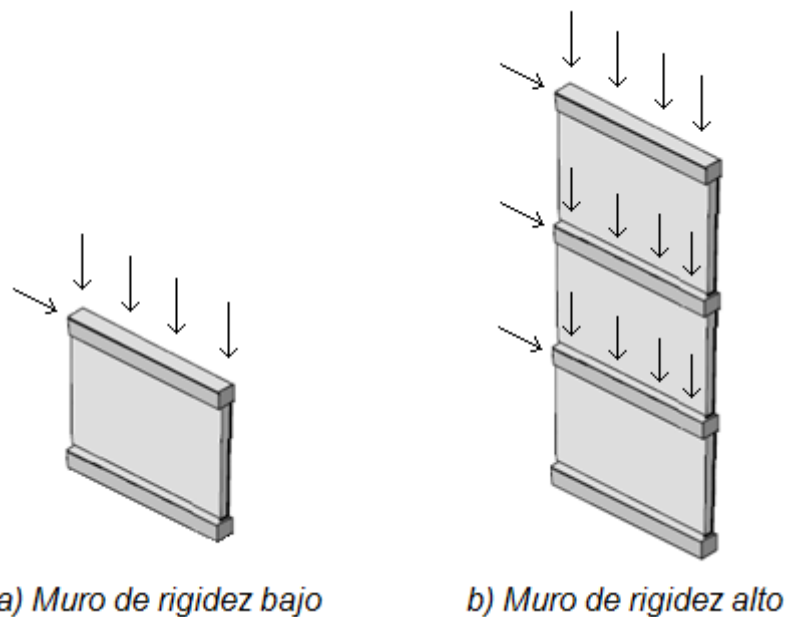


Figura 3. Tabiques que funcionan como muros de rigidez.

En este artículo nos ocuparemos del diseño de tabiques aislados que funcionan

como muros de rigidez altos los cuales soportan flexión compuesta recta actuando en su eje fuerte, considerando tanto la resistencia como el equilibrio. Para estos casos, el reglamento vigente (CIRSOC 201, 2005) establece que debe aplicarse lo dispuesto en el Capítulo 14, artículos 14.2, 14.3 y 14.4. El artículo 14.2 trata requisitos generales, el artículo 14.3 define la armadura mínima y el artículo 14.4 establece los criterios para verificar su diseño como elementos comprimidos.

ARTÍCULO 14.2: REQUISITOS GENERALES

El artículo 14.2 establece requisitos generales. En particular:

El artículo 14.2.4. establece que "la longitud total de un tabique l_w , que se puede considerar como efectiva para cada carga concentrada total debe ser menor o igual que la distancia entre los centros de las cargas y menor o igual que el ancho del elemento o apoyo que transmite la carga concentrada más cuatro veces el espesor del tabique, a menos que un análisis detallado demuestre lo contrario".

El artículo 14.2.7. establece que "cuando el análisis estructural demuestre que el tabique tiene la resistencia y estabilidad adecuadas, se podrán obviar las limitaciones de la cuantía de armadura y del espesor establecidas en los artículos 14.3 y 14.5".

ARTÍCULO 14.3: ARMADURA MÍNIMA

El artículo 14.3 establece la armadura mínima a considerar. En particular:

El artículo 14.3.2. establece la cuantía mínima de la armadura vertical. En el caso particular de barras con $d_b \leq 16\text{mm}$ y $f_y \geq 420\text{MPa}$, esta cuantía mínima es 0,0012.

El artículo 14.3.3. se establece la cuantía mínima de la armadura horizontal. En el caso particular de barras con $d_b \leq 16\text{mm}$ y $f_y \geq 420\text{MPa}$, esta cuantía mínima es 0,0020.

El artículo 14.3.4. se define que la necesidad de disponer la cuantía necesaria en dos capas de armaduras -una cercana a cada una de las caras del tabique- aparece recién cuando se tienen espesores mayores a 250mm. Tabiques con espesores menores pueden tener toda su armadura vertical y horizontal dispuesta en una sola capa central.

El artículo 14.3.6 establece cuándo la armadura vertical necesita estar encerrada por estribos horizontales cerrados -cuando su cuantía geométrica sea mayor al 1% o cuando se requiera como armadura de compresión.

El artículo 14.3.7. indica que deben colocarse dos barras con $d_b = 16\text{mm}$ en los bordes de los vanos correspondientes a puertas y/o ventanas, prolongados la longitud de anclaje de estas barras pero no menos de 600mm.

ARTÍCULO 14.4: TABIQUES DISEÑADOS COMO ELEMENTOS COMPRIMIDOS

El artículo establece que, con excepción de lo establecido en el artículo 14.5 -

aplicable a tabiques que funcionan como muros de carga- los tabiques sometidos a compresión o flexión compuesta se deben diseñar de acuerdo a varios artículos: entre ellos el 10.10 -efecto de la esbeltez en elementos comprimidos-, el 10.11 - momentos amplificados: conceptos generales-, el 10.12 - momentos amplificados: pórticos indesplazables-, el 10.13 -momentos amplificados: pórticos desplazables-, el 10.17 -resistencia al aplastamiento-, el 14.2 -requisitos generales para el diseño de tabiques- y el 14.3 -armadura mínima para tabiques-. Como puede observarse, las pautas reglamentarias para el diseño de tabiques no es demasiado diferente al de las columnas.

A continuación, se describirá el proceso de diseño por la evaluación de la resistencia.

RESISTENCIA DEL TABIQUE A FLEXIÓN COMPUESTA RECTA

La verificación a flexión compuesta recta en tabiques no difiere demasiado de la que se realiza para cualquier otra sección. Los métodos habituales para hacerla son los mismos: puede optarse por evaluar el equilibrio de la sección suponiendo diferentes planos de deformación -el abordaje más laborioso- o mediante el empleo de curvas de interacción -más sencillo si es que se tiene una curva de interacción que refleje las particularidades del tabique analizado-.

Atendiendo a que los tabiques habitualmente se arman disponiendo barras en forma uniforme en sus caras -contrariamente a lo que se hace en las vigas, en las que se concentra la armadura en el extremo traccionado y eventualmente en el comprimido- se pueden asumir ciertas hipótesis que simplifican de forma notable el proceso de diseño de los tabiques, ya que la verificación de su situación resistente puede determinarse no ya a partir de un análisis laborioso o mediante curvas de interacción sino mediante cálculos directos, no iterativos. Entre estas metodologías directas puede mencionarse la desarrollada por A. E. Cárdenas, la cual es recogida por Wight y MacGregor (Wight & MacGregor, 2009, pág. 956).

En particular, las hipótesis son:

- La armadura se encuentra en fluencia -ya sea fluencia por tracción o compresión- independientemente de su posición respecto del eje neutro.
- La deformación específica máxima en compresión es 0,3%;
- La resultante de la compresión C , suma del aporte del acero C_s y del hormigón C_c , se encuentra ubicada en la mitad de la zona comprimida -o sea en $c/2$ (la mitad de la zona comprimida), en lugar de en $a/2$ (la mitad del bloque de tensiones equivalente) como se indica en la figura 10.2.7.1. del reglamento vigente-.
- La deformación específica máxima en tracción es igual o mayor al 0,5%.
- La resultante de la tracción T se encuentra ubicada en la mitad de la zona traccionada;
- Las secciones planas antes de la deformación permanecen planas luego de la deformación.

El objetivo de la metodología consiste en determinar cuál es el momento nominal M_n que presenta una sección la cual está soportando un esfuerzo de compresión P_u . De

ese modo, la verificación a flexión compuesta se reduce a la verificación de si el momento de diseño -o disponible- M_d que posee la sección cuando se encuentra soportando un esfuerzo de compresión P_u es suficiente para tomar los momentos requeridos M_u .

El análisis comienza considerando la sección de un tabique soportando P_u y M_u (Figura 4):

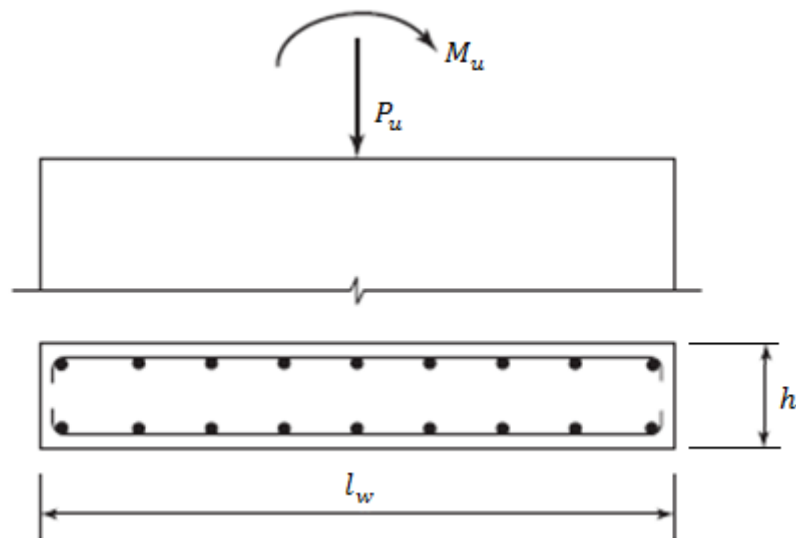


Figura 4. Sección analizada

Sin embargo, debido a que se desea determinar el momento nominal M_n que la sección posee al soportar una compresión P_u , se analizará el comportamiento de la sección soportando P_u y M_n (Figura 5).

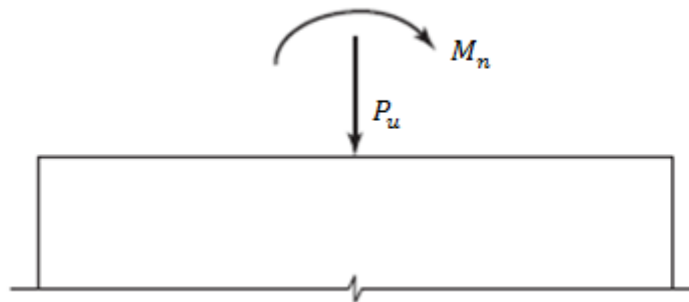


Figura 5. Solicitaciones consideradas

Las cuales provocan las siguientes deformaciones específicas (Figura 6):

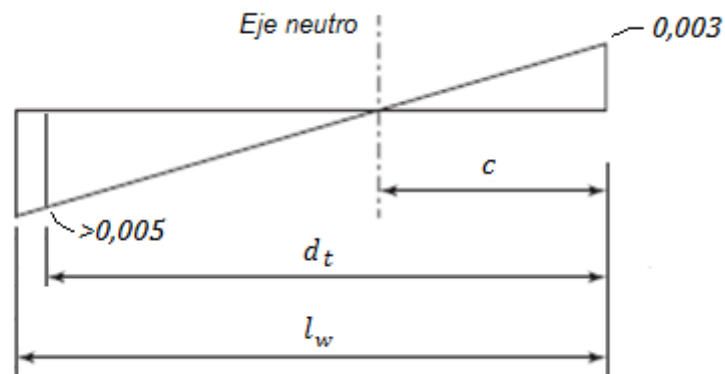


Figura 6. Deformaciones específicas

Y la aparición de las siguientes reacciones (Figura 7):

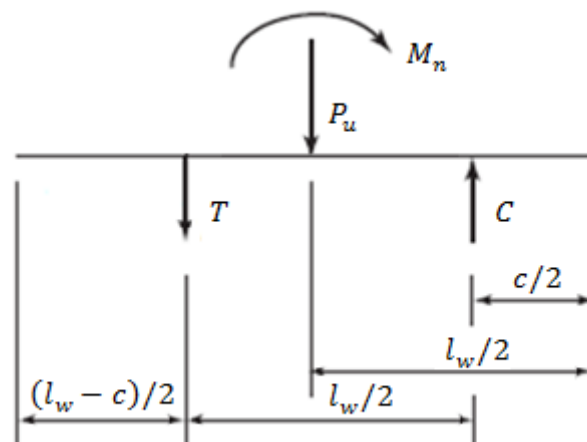


Figura 7. Reacciones provocadas

Considerando las reacciones provocadas por las cargas, se plantea el equilibrio de cargas:

$$P_u - C + T = 0 \quad (1)$$

$$P_u = C - T \quad (2)$$

Ahora, atendiendo a que:

$$C = C_C + C_S \quad (3)$$

Se llega a:

$$P_u = C_c + C_s - T \quad (4)$$

Para continuar, debe determinarse el valor de C_c , C_s y de T :

$$C_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot h \cdot \beta_1 \cdot c \quad (5)$$

$$C_s = A_s \cdot f_y \cdot \left(\frac{c}{l_w}\right) \quad (6)$$

$$T = A_s \cdot f_y \cdot \left(\frac{l_w - c}{l_w}\right) \quad (7)$$

Incorporando las expresiones (5), (6) y (7) en la ecuación (4) se llega a:

$$0.85 \cdot f'_c \cdot h \cdot \beta_1 \cdot c + A_s \cdot f_y \cdot \left(\frac{c}{l_w}\right) - A_s \cdot f_y \cdot \left(\frac{l_w - c}{l_w}\right) = P_u \quad (8)$$

A continuación, se divide miembro a miembro a (4) por $h \cdot l_w \cdot f'_c$ lo cual conduce a:

$$\frac{0.85 \cdot f'_c \cdot h \cdot \beta_1 \cdot c}{h \cdot l_w \cdot f'_c} + \frac{A_s \cdot f_y \cdot \left(\frac{c}{l_w}\right)}{h \cdot l_w \cdot f'_c} - \frac{A_s \cdot f_y \cdot \left(\frac{l_w - c}{l_w}\right)}{h \cdot l_w \cdot f'_c} = \frac{P_u}{h \cdot l_w \cdot f'_c} \quad (9)$$

Considerando ahora que:

$$\alpha = \frac{P_u}{h \cdot l_w \cdot f'_c} \quad (10)$$

Incorporando esta expresión en la expresión (9) y operando se llega a:

$$\frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot c}{l_w} + \frac{A_s}{h \cdot l_w} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot \frac{c}{l_w} - \frac{A_s}{h \cdot l_w} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot \left(\frac{l_w - c}{l_w}\right) = \alpha \quad (11)$$

Denominando:

$$A_g = h \cdot l_w \quad (12)$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{h \cdot l_w} = \frac{A_s}{A_g} \quad (13)$$

$$\omega = \frac{A_s}{h \cdot l_w} \cdot \frac{f_y}{f'c} = \rho_l \cdot \frac{f_y}{f'c} \quad (14)$$

Incorporando estas expresiones en la expresión (11) se obtiene:

$$\frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot c}{l_w} + \omega \cdot \frac{c}{l_w} - \omega \cdot \left(\frac{l_w - c}{l_w} \right) = \alpha \quad (15)$$

De la cual puede despejarse c :

$$c = \left(\frac{\alpha + \omega}{0.85 \cdot \beta_1 + 2 \cdot \omega} \right) \cdot l_w \quad (16)$$

Teniendo el valor de c puede plantearse el equilibrio de momento y, de allí, obtener el valor del momento nominal M_n buscado:

$$M_n = T \cdot \left(\frac{l_w}{2} \right) + P_u \cdot \left(\frac{l_w - c}{2} \right) \quad (17)$$

Luego, para obtener M_d , lo único que resta es determinar es la deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado ε_t y establecer cuál debe ser el factor de resistencia ϕ a considerar. Tomando d_t como la distancia entre el baricentro de la armadura más traccionada y el borde comprimido (Figura 6), y a la deformación específica del hormigón $\varepsilon_{cu} = -0,003$ se tiene:

$$\varepsilon_t = -\varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d_t - c}{c} \right) \quad (18)$$

Con lo cual se puede obtener el factor de resistencia ϕ aplicando lo indicado en el artículo 9.3. y determinar:

$$M_d = \phi \cdot M_n \quad (19)$$

Finalmente puede hacerse la verificación de resistencia de la sección a flexión compuesta recta, comparando M_d -la resistencia disponible a flexión cuando la

sección soporta una compresión P_u - con la resistencia requerida a flexión M_u - simultánea con P_u -:

$$M_u \leq M_d \quad (20)$$

Como puede verse, la metodología presentada permite verificar la sección solicitada en forma directa, sin iteraciones ni necesidad de recurrir a diagramas de interacción.

CRÍTICA DEL MÉTODO

A. E. Cárdenas y su equipo sostienen que la metodología presentada brinda estimaciones del momento nominal similares a las que surgen de ensayos. Sin embargo, el diseño de tabiques mediante ésta u otras metodologías habituales deja de lado todos los aspectos vinculados con momentos en el eje débil y con la inestabilidad del equilibrio.

FLEXIÓN EN EL EJE DÉBIL

Primeramente resulta oportuno evaluar si es necesario tener en cuenta la flexión en el eje débil. Dos casos bien diferentes se presentan: el momento que es necesario para el equilibrio y el que surge de la compatibilidad geométrica.

En el primero de los casos, posible aunque desaconsejable, la existencia de flexión en el eje débil es necesaria para lograr el equilibrio. La verificación de la sección requiere la consideración de la flexión compuesta oblicua.

En el segundo de los casos, sumamente frecuente, es debido al monolitismo típico de las estructuras de hormigón. Si un tabique soporta el borde una losa, habitualmente se supone que la losa se encuentra articulada contra dicho tabique. Sin embargo, debido a requerimientos del armado -que requieren "levantar" parte de la armadura colocada para tomar el momento positivo en el centro del tramo- y al hormigonado conjunto de losa y tabique, la losa no puede girar en su apoyo sin arrastrar en ese giro al tabique. Este giro provoca un momento que la losa transmite al tabique y que solicita al tabique a flexión en su eje débil.

Desde el punto de vista de la práctica habitual, generalmente se desprecian las sollicitaciones que no son necesarias para el equilibrio y que surgen de la compatibilidad geométrica. Sin embargo, dicha metodología no está avalada por el reglamento vigente. Y, en particular, cuando establece lineamientos para el diseño de tabiques que funcionan como muros de carga -o sea, solicitados a compresión pura- el reglamento vigente brinda para la determinación de la resistencia nominal a compresión de dichos elementos la siguiente ecuación:

$$P_n = 0,55 \cdot f'_c \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot l_c}{32 \cdot h} \right)^2 \right] \quad (21)$$

Dicha ecuación es la que aparece en el artículo 14.5 del reglamento vigente, denominada "método de diseño empírico". En ella, el 0.55 surge de redondear:

$$0,85 \cdot \frac{2}{3} = 0,567 \quad (22)$$

Por un lado, el 0,85 de la ecuación (22) es el factor con el cual el reglamento vigente rectangulariza el diagrama parabólico de tensiones en el hormigón, con el objetivo de simplificar el análisis de la sección.

Por otro lado, el $\frac{2}{3}$ de la ecuación (22) refleja la hipótesis de suponer que la reacción de la losa no está centrada sobre el tabique sino desplazada una distancia $\frac{h}{6}$, que la ubica sobre el borde del núcleo central (Figura 8). Esta ubicación genera en el tabique una distribución de tensiones triangular, con tensiones máximas en el borde del tabique más cercano a la reacción y nulas en el borde del tabique más alejado de la reacción. Finalmente, si se reemplaza dicha distribución triangular por una distribución uniforme, pero manteniendo la posición de la reacción, se tiene que el ancho a considerar debe ser $\frac{2}{3} \cdot h$.

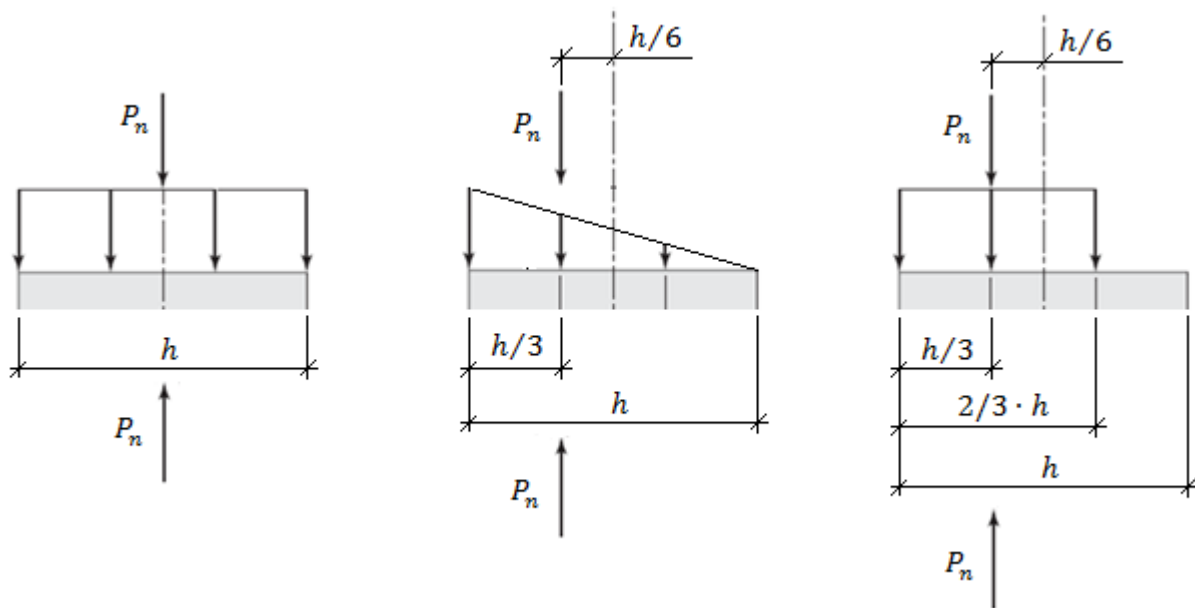


Figura 8. Excentricidad considerada

Así, es evidente que el reglamento considera al momento en el eje débil aún cuando no sea necesario para el equilibrio. Así, cabe preguntarse: ¿Si es considerado por el reglamento frente a una sollicitación nominal de compresión pura, puede ser despreciado frente a una sollicitación nominal de flexión compuesta? Entendemos que no, y que una forma sencilla de considerarla es haciéndolo de igual manera que el reglamento vigente al evaluar muros de carga: tomando $\frac{2}{3} \cdot h$ en lugar de la totalidad de h al momento de realizar la verificación a flexión compuesta.

De esa forma se llega a que existe un h_{calc} determinado de la siguiente forma:

$$h_{calc} = 2/3 \cdot h \quad (23)$$

INESTABILIDAD DEL EQUILIBRIO

¿Pueden los tabiques altos que funcionan como muros de rigidez experimentar algún tipo de fenómeno asociado con la inestabilidad del equilibrio? La respuesta es que sí, y que debe ser tomada en cuenta en la verificación de los mismos. Sin embargo, ni la aplicación de la metodología de A. E. Cárdenas ni los métodos habituales consideran estos fenómenos. Por eso puede resultar oportuno preguntarse ¿Cómo considera el reglamento vigente esta posibilidad en el caso que trata específicamente, que son los tabiques que funcionan como muros de carga?

Vale recordar que un muro de carga está sometido a compresión pura, lo cual puede llevar a que se produzcan fenómenos de inestabilidad del equilibrio si es que la esbeltez del tabique es elevada. El reglamento vigente toma nota de ello al establecer en su artículo 14.5 que la resistencia nominal a compresión de un tabique que funciona como muro de carga es:

$$P_n = 0,55 \cdot f'_c \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot l_c}{32 \cdot h} \right)^2 \right] \quad (21)$$

En la ecuación anterior, la expresión entre corchetes es la encargada de tomar en cuenta la reducción en la resistencia del tabique por fenómenos de inestabilidad y que surgió de ensayos. Para evaluar la influencia de dicha expresión puede observarse la siguiente tabla (ver Tabla 1):

$$\left[1 - \left(\frac{k \cdot l_c}{32 \cdot h} \right)^2 \right]$$

k	l_c	l_c/h	h	λ	Factor	Pérdida
-	cm	-	cm	-	-	%
1,0	280	10	28,0	33	0,90	10
1,0	280	12	23,3	40	0,86	14
1,0	280	14	20,0	47	0,81	19
1,0	280	16	17,5	53	0,75	25
1,0	280	18	15,6	60	0,68	32
1,0	280	20	14,0	67	0,61	39
1,0	280	22	12,7	73	0,53	47
1,0	280	24	11,7	80	0,44	56
1,0	280	26	10,8	87	0,34	66
1,0	280	28	10,0	93	0,23	77
1,0	280	30	9,3	100	0,12	88
1,0	280	32	8,8	107	0,00	100

Tabla 1 - Pérdida de resistencia por inestabilidad

Como puede verse, para razones l_c/h elevadas, la pérdida es elevada. En ese sentido, el límite reglamentario de $l_c/h \leq 25$ equivale a una pérdida máxima del 61%, valor nada menor. En el caso extremo de un tabique cuya relación $l_c/h = 32$, la ecuación reglamentaria le asigna resistencia nula.

Ahora, ¿cómo incorporar la consideración de este estado límite en forma sencilla cuando se analiza un tabique sometido a flexión compuesta recta en el eje fuerte? Una posibilidad es introduciéndola dentro de las metodologías hoy existentes. Para ello podría repensarse la ecuación (21). Si consideramos que:

$$f'_{c_calc} = f'_c \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot l_c}{32 \cdot h} \right)^2 \right] \quad (24)$$

Se puede reescribir la (21) de la siguiente forma:

$$P_n = 0,55 \cdot f'_{c_calc} \cdot A_g \quad (25)$$

ya que la expresión f'_{c_calc} aparece como una resistencia especificada del hormigón minorada por los fenómenos de inestabilidad. Aceptando esta posibilidad, lo único que resta es establecer cuáles serían las expresiones que reducen la resistencia de la sección por fenómenos de inestabilidad.

En el caso particular de tabiques altos que funcionan como muros de rigidez, dos son los tipos de inestabilidad que primeramente se distinguen (Figura 9):

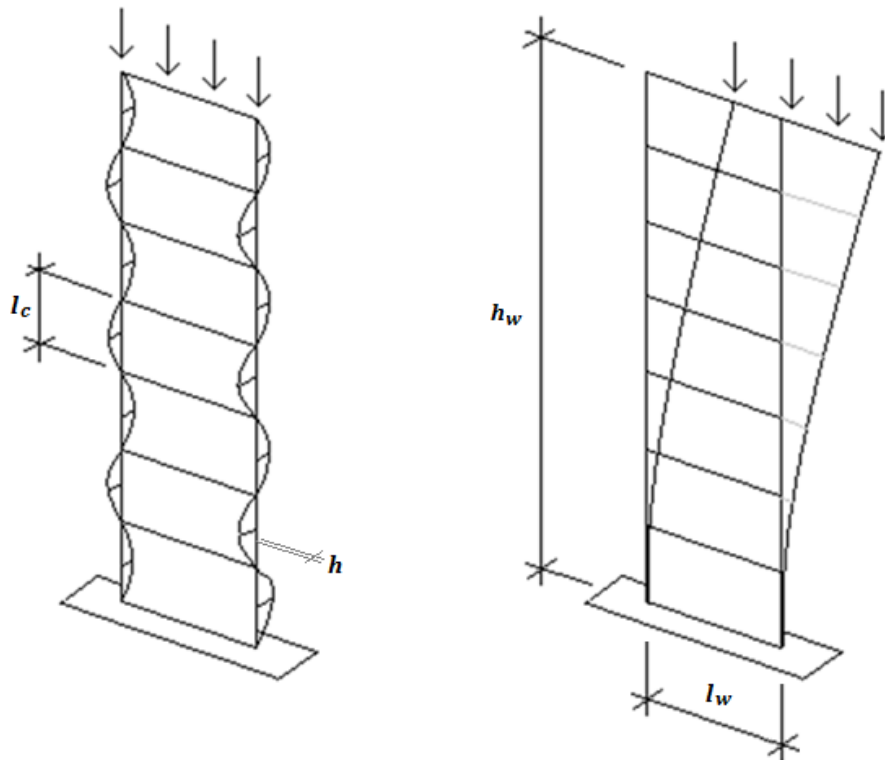


Figura 9. Tipos de inestabilidad. A la izquierda: inestabilidad del eje débil. A la derecha, inestabilidad del eje fuerte.

Los tipos de inestabilidad que pueden presentarse necesitan considerarse en el diseño de alguna manera. Una alternativa es considerarlos mediante algún método avanzado, lo cual requiere que todos los parámetros que afectan al aspecto que se desea evaluar sean incorporados en forma explícita en el modelo computacional. En el caso de la inestabilidad implica, entre otros, introducir en el modelo las imperfecciones que provocan la manifestación de los tipos de inestabilidad señalados. Respecto de la inestabilidad del eje débil, la imperfección a modelar está relacionada con la falta de rectitud de la barra, la cual no es fácil de incorporar: aunque se defina su magnitud, no resulta fácil saber para qué lado debe modelarse. Respecto de la inestabilidad del eje fuerte, la imperfección a modelar está relacionada con la falta de verticalidad de la estructura, cuya incorporación al modelo computacional es más sencilla principalmente si se lo hace mediante cargas ficticias o nocionales.

Aceptando que son varios los abordajes que pueden hacerse y teniendo en cuenta que uno de los objetivos del análisis era buscar un abordaje sencillo -o sea, sin incorporar imperfecciones en el modelo computacional-, una alternativa posible sería adoptar el mismo criterio que el reglamento vigente emplea al evaluar la resistencia nominal de tabiques que funcionan como muros de carga. De ese modo puede emplearse una resistencia especificada de cálculo determinada según la siguiente expresión:

$$f'_{c_calc} = f'_c \cdot \min \left\{ \left[1 - \left(\frac{k_{ns} \cdot l_c}{32 \cdot h} \right)^2 \right]; \left[1 - \left(\frac{k_s \cdot h_w}{32 \cdot l_w} \right)^2 \right] \right\} \quad (26)$$

En la expresión (26), el primero de los corchetes se encarga de evaluar la inestabilidad en el eje débil, mientras el segundo evalúa la inestabilidad en el eje fuerte.

Así, para la inestabilidad en el eje débil, k_{ns} es el factor de longitud equivalente para sistemas no desplazables, típicamente igual o menor a 1.00 -y para cuya definición pueden adoptarse los mismos criterios que figuran en el artículo 14.5 del reglamento vigente-, y l_c representa la distancia entre los baricentros de las losas que toman el tabique (Figuras 2 y 9).

Para la inestabilidad en el eje fuerte, k_s es el factor de longitud equivalente para sistemas desplazables. Si se idealiza al tabique como una ménsula vertical, empotrada en su extremo inferior y libre en su extremo superior, se reconoce que dicho caso coincide con un caso ideal en el que $k_s = 2,00$, y h_w representa la altura total del tabique (Figuras 2 y 9).

Sin embargo, el adoptar $k_s = 2.00$ implica suponer una base que asegura un empotramiento idealmente rígido. Debido a que dicha condición resulta muy difícil de lograr en la realidad y en tanto no se haga un análisis más detallado, puede adoptarse un factor $k_s = 2.10$ para tener en cuenta cierta flexibilidad del cimiento.

Asimismo, el adoptar $k_s = 2.00$ implica asumir que toda la carga ingresa al tabique por su extremo superior, lo cual no es cierto ya que la carga ingresa en forma gradual, piso a piso. Por ello, una mejor aproximación al valor de k_s podría lograrse a partir de emplear la expresión que figura en la Recomendación CIRSOC 302-1 (CIRSOC 302-1, 1982), que considera la carga axil variable:

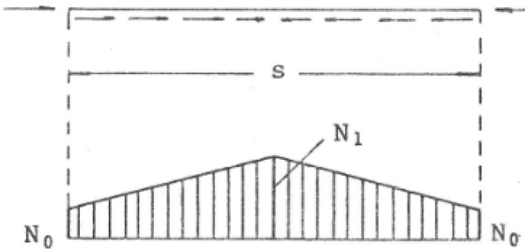
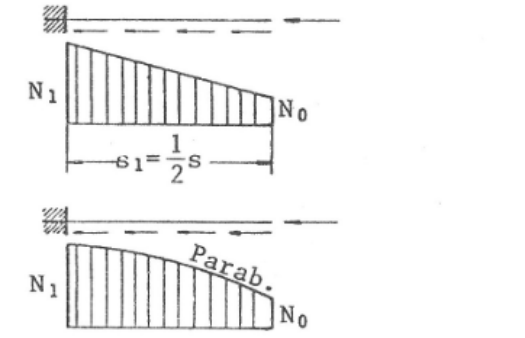
	<p>1. Articulada en ambos extremos:</p> $s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1+2,18 \cdot N_0/N_1}{3,18}}$ <p>2. Empotrada perfectamente en ambos extremos:</p> $s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1+0,93 \cdot N_0/N_1}{7,72}}$
	<p>5. Las fórmulas (1) y (3) pueden utilizarse también para el dimensionado de barras empotradas en un extremo y libres en el otro y en las que actúan las compresiones N_0 en el extremo libre y N_1 en el empotrado; como valor de s debe tomarse el doble de la longitud de la barra.</p>

Tabla 2 - Tabla 5 de la Recomendación CIRSOC 302-1 1982 (Fragmento)

Asumiendo una variación lineal del esfuerzo axial en el tabique, pueden emplearse la fórmula 1 y las indicaciones de la aclaración 5 de la Tabla 5 de la Recomendación para llegar a la expresión (27), la cual emplea los valores explicados en la Figura 10.

$$k_s = 2,00 \cdot \sqrt{\frac{1+2,18 \cdot N_0/N_1}{3,18}} \quad (27)$$

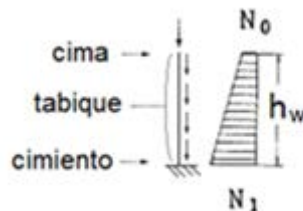


Figura 10. Factor de longitud equivalente para barras empotradas-libres sometidas a esfuerzo axial variable linealmente

Por otro lado, el adoptar $k_s = 2.00$ implica asumir que todos los elementos que

toman cargas verticales poseen por si mismos la rigidez horizontal necesaria para transmitir a los cimientos las cargas verticales que toman. Sin embargo, en el caso de que en el entrepiso haya elementos sin rigidez horizontal -como ser el caso de columnas que funcionan como meros puntales-, los elementos que sí aportan rigidez horizontal al sistema deben aportar la rigidez que no aportan dichas columnas de forma tal que la estabilidad del conjunto quede garantizada

En el caso de considerar una estructura con elementos que aportan rigidez horizontal y otros que no, en el caso de emplear un análisis en segundo orden geométrico y evaluar una combinación con cargas horizontales, se producirá un aumento en las resistencias requeridas a flexión en los elementos que aportan rigidez, la cual puede ser captada por el análisis en segundo orden geométrico. Sin embargo, en iguales condiciones que las mencionadas anteriormente pero evaluando una combinación sin cargas horizontales, el análisis en segundo orden geométrico podría no identificar la falta de rigidez de algunos elementos y llevar a un diseño inseguro. Una manera de abordar esta situación es mediante la metodología propuesta por Geschwindner en Salmon y Johnson (Salmon & Johnson, 1996, pág. 916) quien propone afectar al factor de longitud equivalente k_s mediante una raíz que incorpore el efecto señalado:

$$k_s = 2,00 \cdot \sqrt{\frac{P_{uTOT}}{P_{uERH}}} \quad (28)$$

Con P_{uTOT} la carga gravitatoria total y P_{uERH} la parte de la carga gravitatoria que es tomada por los elementos que poseen rigidez horizontal en la dirección del tabique analizado, para la misma combinación de cargas.

Incorporando todos los aspectos presentados anteriormente en la misma expresión se llega a que el factor de longitud equivalente es:

$$k_s = 2,10 \cdot \sqrt{\frac{1+2,18 \cdot N_0/N_1}{3,18}} \cdot \sqrt{\frac{P_{uTOT}}{P_{uERH}}} \quad (29)$$

Por último, cabe señalar que esta metodología de obtener la resistencia del elemento es aproximada. En ese sentido, si las solicitaciones se obtienen mediante un análisis en segundo orden geométrico con un modelo computacional en el cual se han incorporado no solo la pérdida de rigidez por fisuración sino también los efectos reológicos y la falta de verticalidad, la verificación de la inestabilidad en el eje fuerte de los tabiques que funcionan como muros de rigidez podría obviarse, y considerar únicamente la posible inestabilidad en el eje débil.

EJEMPLO DE DISEÑO

Considerando un tabique con las siguientes características:

$N_0 = 360kN$	Esfuerzo axial en el extremo superior del tabique
$N_1 = P_u = 5760kN$	Esfuerzo axial en la base del tabique, que coincide con la resistencia requerida a compresión en la sección evaluada
$P_{uTOT}/P_{uERH} = 2,00$	Razón entre las cargas gravitatorias totales y las que son tomadas por elementos con rigidez horizontal
$M_u = 15962kNm$	Resistencia requerida a flexión en la sección evaluada
$h = 0,30m$	Espesor del tabique
$l_w = 7,00m$	Longitud del tabique
$l_c = 3,00m$	Distancia entre los baricentros de las losas que se toman al tabique
$h_w = 48m$	Altura total del tabique
$d_t = 6,95m$	Distancia entre el baricentro de la armadura más traccionada y el borde comprimido
$f_y = 420MPa$	Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal
$f'_c = 30MPa$	Resistencia especificada a la compresión del hormigón
$\rho_l = 0,0025$	Cuantía geométrica
$k_{ns} = 1,00$	Factor de longitud equivalente para sistemas no desplazable

Determinación del espesor de cálculo:

$$h_{calc} = \frac{2}{3} \cdot h = \frac{2}{3} \cdot 0,3m = 0,2m$$

Evaluación de la inestabilidad del eje débil:

$$\left[1 - \left(\frac{k_{ns} \cdot l_c}{32 \cdot h} \right)^2 \right] = \left[1 - \left(\frac{1,00 \cdot 3,0m}{32 \cdot 0,3m} \right)^2 \right] = 0,902$$

Evaluación de la inestabilidad del eje fuerte:

$$k_s = 2,10 \cdot \sqrt{\frac{1 + 2,18 \cdot 360kN/5760kN}{3,18}} \cdot \sqrt{2,00} = 1,78$$

$$\left[1 - \left(\frac{k_s \cdot h_w}{32 \cdot l_w}\right)^2\right] = \left[1 - \left(\frac{1,78 \cdot 48m}{32 \cdot 7,0m}\right)^2\right] = 0,855$$

Determinación de la resistencia especificada de cálculo:

$$f'_{c_calc} = f'_c \cdot \min\{0,902; 0,855\} = 30MPa \cdot 0,855 = 25,65MPa$$

Verificación de la sección sometida a flexión compuesta:

$$\rho_l = 0,0025$$

$$\omega = \rho_l \cdot f_y / f'_{c_calc} = 0,0025 \cdot 420MPa / 25,65MPa = 0,0409$$

$$\alpha = \frac{Pu}{h_{calc} \cdot l_w \cdot f'_{c_calc}} = \frac{5760kN}{0,20m \cdot 7,0m \cdot 25650kN/m^2} = 0,1603$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \left(\frac{\alpha + \omega}{0,85 \cdot \beta_1 + 2 \cdot \omega}\right) \cdot l_w = \left(\frac{0,1604 + 0,0409}{0,85 \cdot 0,85 + 2 \cdot 0,0409}\right) \cdot 7m = 1,75m$$

$$T = 0,0025 \cdot 0,2m \cdot (7m - 1,75m) \cdot 42000kPa = 1102kN$$

$$M_n = 1102kN \cdot \left(\frac{7m}{2}\right) + 5760kN \cdot \left(\frac{7m - 1,75m}{2}\right) = 18973kNm$$

$$\varepsilon_s = 0,003 \cdot \left(\frac{d_t - c}{c}\right) = 0,003 \cdot \left(\frac{6,95m - 1,75m}{1,75m}\right) = 0,0089$$

$$\phi = 0,90$$

$$M_d = \phi \cdot M_n = 0,90 \cdot 18973kNm = 17076kNm$$

$$FU = \frac{M_u}{M_d} = \frac{15962kNm}{17076kNm} = 0,93 \leq 1,00 \rightarrow \text{Verifica}$$

La verificación se limita a la capacidad de la sección propuesta para soportar la flexión compuesta recta generada por las cargas en el tabique en el nivel evaluado. Debido a que la resistencia requerida a compresión P_u aumenta la resistencia a flexión disponible M_d de la sección, debe verificarse la situación resistente del tabique en cada nivel. Otras verificaciones -como la verificación al corte, o bajo la acometida de cargas puntuales- deben realizarse como indica el reglamento vigente.

BIBLIOGRAFÍA

CIRSOC 201. (2005). *Reglamento argentino de estructuras de hormigón*. Buenos Aires: INTI.

CIRSOC 302-1. (1982). *Métodos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio en las estructuras de acero*. Buenos Aires: INTI.

Salmon, C. G., & Johnson, J. E. (1996). *Steel structures, design and behavior*. New Jersey: Prentice-Hall, Inc.

Wight, J. K., & MacGregor, J. G. (2009). *Reinforced concrete, mechanics & design*. New Jersey: Pearson Prentice Hall.