

Mampostería de concreto reforzado (en línea)

20.1 Introducción

La mampostería es un ensamblado de unidades (ladrillo o bloques de concreto), mortero y a veces lechada (una especie de concreto espeso como una sopa) y, si la mampostería está reforzada, de refuerzo. La de concreto está construida con bloques de concreto o, más precisamente, unidades de mampostería de concreto o UMC. La mampostería puede ser reforzada o sin refuerzo, pero este capítulo se limita a la reforzada. También se puede diseñar por esfuerzos permisibles o diseño por resistencia, pero este capítulo se limita al diseño por resistencia. El diseño y la construcción de mampostería se rigen por los *Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures (Requisitos del reglamento de construcciones y especificaciones para estructuras de mampostería)* (ACI 530/ACI 530.1)¹ y, en muchas jurisdicciones, por el *International Building Code (Reglamento internacional de la construcción)* (IBC)². Estos códigos cambian cada tres años según un calendario similar al del Código ACI 318. Este capítulo ha sido actualizado de acuerdo con la versión 2013 de ACI 530/ACI 531.

20.2 Materiales de mampostería

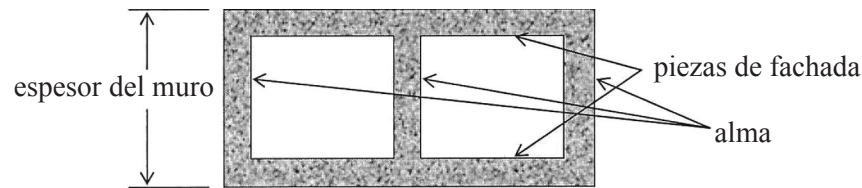
Unidades de mampostería de concreto

Las propiedades de las unidades de mampostería de concreto se rigen por la norma ASTM C90. Esta especificación se aplica a las UMC portadoras de carga, huecas y sólidas, que habitualmente se usan en la construcción de mampostería de concreto. La norma limita el espesor de la pieza de fachada y del alma según el espesor de muro de las unidades. Una buena fuente de información sobre las UMC se publica por la National Concrete Masonry Association³ (sociedad nacional de la mampostería de concreto) (ncma.org) en la serie NCMA TEK. Ver NCMA TEK 1-1E (2007) para más información sobre los estándares de las UMC. Otros requisitos para las UMC son la resistencia a la compresión unitaria (1900 psi en promedio para tres unidades, 1700 psi como mínimo para una sola unidad). Por ejemplo, si se prueba la resistencia a la compresión del área neta de tres UMC y los resultados son 1750 psi, 1920 psi y 2010 psi, la prueba fallaría. Aunque ningún valor de prueba está por debajo de 1700 psi, el promedio de estos valores es 1893 psi, que a su vez está por debajo de 1900 psi. Rara vez es necesario especificar una resistencia a la compresión mayor que el valor mínimo, y el costo y la disponibilidad de unidades con resistencias mayores son a menudo un problema si se especifica una resistencia mayor.

¹ *Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures (Requisitos del reglamento de construcciones y especificaciones para estructuras de mampostería)* (ACI 530 / ACI 530.1) (Farmington Hills, MI: American Concrete Institute).

² *International Building Code (Reglamento Internacional de la Construcción)*, 2012 [Country Club Hills, IL: Consejo Internacional de Códigos (ICC)].

³ National Concrete Masonry Association, NCMA (Sociedad nacional de la mampostería de concreto), 13750 Sunrise Valley Drive, Herndon, Virginia.



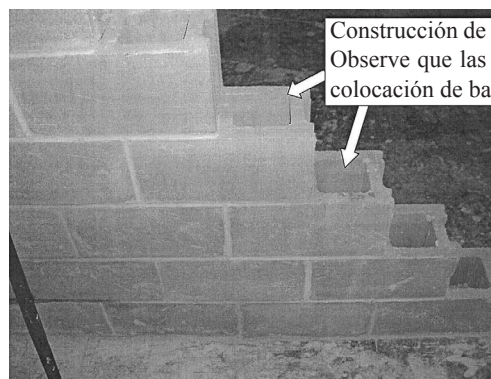
ASTM C90⁴ también limita la absorción máxima de agua de las unidades. La absorción es una medida del agua total requerida para llenar todos los huecos dentro del volumen neto del concreto. Se determina a partir de la diferencia de peso por unidad de volumen entre unidades de mampostería de concreto saturadas y secadas al horno. Para las unidades ligeras se permiten valores de absorción más altos que para las unidades de peso medio o normal debido a que sus agregados absorben más agua.

Las dimensiones unitarias se indican en términos de valores *nominales*. Es decir, una UMC con dimensiones nominales de 8 pulgadas \times 8 pulgadas \times 16 pulgadas es en realidad de 7 5/8 pulgadas \times 7 5/8 pulgadas \times 15 5/8 pulgadas. Si se agrega el espesor de la junta de mortero de 3/8 pulgadas a la dimensión real, el resultado es la dimensión nominal.

Por último, la contracción por secado de las UMC se limita al 0.065%, de acuerdo con ASTM C426, Método de Ensayo para la Contracción de Secado Lineal de las Unidades de Mampostería de Concreto. Si las UMC se contraen demasiado al secarse, los muros construidos con ellas serán más propensos a experimentar grietas por contracción.

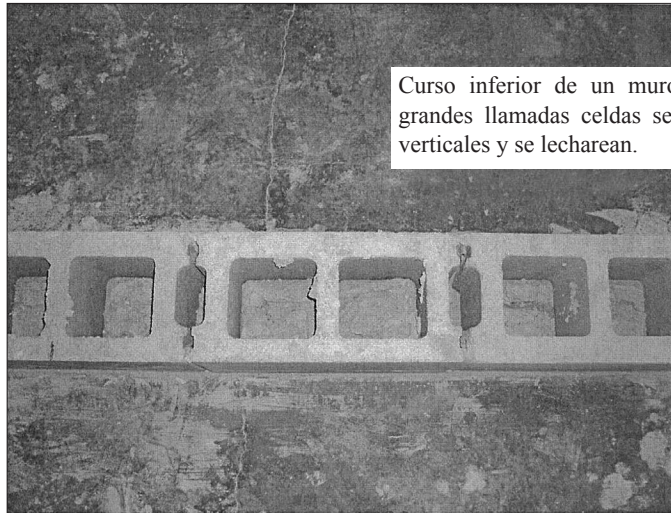
Mortero

A menudo se pregunta: ¿El mortero mantiene las unidades de mampostería separadas o las mantiene juntas? En realidad, el mortero hace ambas cosas. Permite al albañil colocar unidades irregulares de mampostería en un muro que tiene carácter, textura y longevidad. Generalmente, las juntas de mortero suelen ser de 3/8 pulgadas de espesor, pero el albañil puede variar su espesor para emparejar las variaciones de las dimensiones de la unidad. Así que en este sentido, el mortero mantiene a las unidades separadas; también mantiene a las unidades juntas al entrelazarlas entre sí, lo que conduce a la resistencia a la flexión y a la resistencia a la tensión directa. Para la mampostería reforzada, la resistencia a la tensión no es tan importante como lo es para la mampostería sin refuerzo, pero sigue siendo importante. El mortero se coloca en las unidades de mampostería con una llana de mano. Las juntas horizontales, llamadas juntas de lecho, se colocan generalmente en el lecho de las “piezas de fachada”. Esto significa que el mortero se coloca sólo en las piezas de fachada, no en las almas. Las juntas verticales en la construcción de mampostería se llaman juntas cabeceras. Generalmente, estas juntas no se llenan tampoco completamente con el mortero. Normalmente sólo se llenan a una profundidad aproximadamente igual al espesor de las caras de las piezas de fachada en ambas caras del muro.



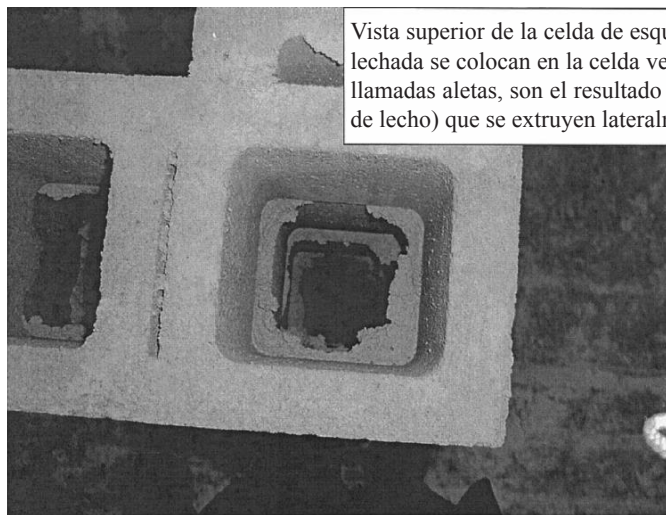
Cortesía de Russell H. Brown Muro de mampostería de concreto empleando una construcción con trabazón ordinaria

⁴ *Standard Specification for Loadbearing Concrete Masonry Units (Especificación estándar para unidades de mampostería de concreto que soportan carga)*, 2011a (West Conshohocken, PA: Sociedad Americana de Ensayos y Materiales).



Curso inferior de un muro UMC. Las aberturas grandes llamadas celdas se refuerzan con varillas verticales y se lechorean.

Cortesía de Russell H. Brown. Curso inferior de un muro de mampostería de concreto.



Vista superior de la celda de esquina. Observe que las varillas de refuerzo y la lechada se colocan en la celda vertical continua. Las proyecciones de mortero, llamadas aletas, son el resultado del mortero en las juntas horizontales (juntas de lecho) que se extruyen lateralmente durante la colocación de unidades.

Cortesía de Russell H. Brown. Muro de mampostería de concreto con extrusiones de mortero en la celda

El mortero se especifica bajo ASTM C270.⁵ Hay tres sistemas cementosos incluidos en esta norma: cemento y cal, cemento de mampostería y cemento de mortero. El mortero de cemento y cal consiste en una mezcla de cemento (por ejemplo, cemento portland, cemento mezclado), cal hidratada (polvo blando, blanco, $\text{Ca}(\text{OH})_2$, obtenido por la acción del agua sobre la cal), arena, agua y a veces aditivos. Los cementos de mampostería son una mezcla de cementos portland u otros, agentes plastificantes, rellenos y otros materiales que están destinados a mejorar el rendimiento del mortero. Se establecen límites en su contenido de aire, especialmente cuando se utiliza en mampostería reforzada. El cemento de mortero es un cemento de mampostería superior que se requiere para satisfacer los requisitos adicionales de la resistencia de la junta a la flexión que no se esperan del cemento de mampostería. Como resultado, se permite el cemento de mortero en áreas de alta sismicidad (categorías de diseño sísmico D y superiores), a diferencia del cemento de mampostería.

⁵ Ibid.

El mortero se clasifica en muchos tipos. Los tipos de mortero se designan como M, S, N, O y K. Este extraño conjunto de letras proviene de cada segunda letra de las palabras MASON WORK (obra de mampostería). El mortero de tipo M es el más fuerte, seguido por el tipo S y el tipo N. Los morteros tipo O y tipo K no están incluidos en el código ACI 530. El mortero tipo M, siendo el más fuerte, no es la mejor opción para la mayoría de la construcción de mampostería. La gran mayoría de la mampostería se construye con mortero tipo S o tipo N. Se requieren el tipo S o el tipo M para las categorías de diseño sísmico D (*Seismic Design Category D*) y superior.

El mortero se especifica ya sea por el proporcionamiento o por sus propiedades, pero no por ambos. Si el proyectista no especifica cuál de ellos está usando, el valor predeterminado es por proporcionamiento. La especificación por proporcionamiento es análoga a hornear un pastel basándose en una receta. Se especifican el tipo y la cantidad de los ingredientes, pero no el resultado final (por ejemplo, a qué sabe). ASTM C270 da el tipo y la cantidad de ingredientes para cada tipo de mortero. El mortero de cal de cemento tipo N tiene una parte de cemento, una parte de cal y de $2\frac{1}{4}$ a 3 veces el volumen de materiales cementosos de arena. La arena se especifica conforme a ASTM C144. Si se elige el límite superior de tres partes de arena, entonces una “receta” aceptable para el mortero tipo N es 1 pie³ de cemento, 1 pie³ de cal hidratada y 6 pie³ de arena. Un albañil experimentado llamaría a esto una mezcla 1:1:6. NCMA TEK 9-1A da más detalles sobre el mortero, incluyendo cómo seleccionar, especificar y construir con él.

Lechada

La lechada de mampostería se especifica conforme a ASTM C476. La lechada consiste en cemento, arena y agua y también puede incluir cal, agregados gruesos o aditivos. La aplicación más común de lechada de mampostería es en la reforzada para ligar la mampostería al acero de refuerzo. Las UMC huecas tienen celdas grandes (aproximadamente 4 pulgadas cuadradas) en las que se pueden colocar varillas de refuerzo y el espacio vacío restante se llena posteriormente con lechada. Debido a que la unidad de mampostería es absorbente, la lechada debe tener un revenimiento mayor que el del hormigón. La lechada que se coloca en las celdas experimenta succión de los muros de las unidades, y se pierde agua de la mezcla de lechada. Si por principio de cuentas la lechada no tiene consistencia de “sopa”, entonces no llenará los espacios vacíos correctamente. Si usted visita un sitio de construcción justo después de que la lechada se coloca en un muro de mampostería, la humedad que se absorbe en las unidades de mampostería será claramente visible en el exterior del muro. Las unidades serán de un color gris más oscuro debido a la absorción del agua. Se han reportado casos en los que esta observación condujo al hallazgo de que la lechada no fluía hasta el fondo del vertido de la lechada debido a la ausencia del cambio de coloración de la UMC.

La mayoría del concreto se coloca con un revenimiento de 3 a 5 pulgadas. Sin embargo, la lechada de mampostería se coloca con un revenimiento de 8 a 11 pulgadas. Se debe tener en cuenta que la prueba de revenimiento se realiza con un cono que sólo tiene 12 pulgadas de alto, así que un revenimiento de 11 pulgadas es bastante alto (húmedo). Muchos ingenieros están alarmados por esto debido a su experiencia con el concreto. Es importante que el ingeniero se dé cuenta de que la lechada debe tener un revenimiento alto para colocarse y consolidarse correctamente. La proporción agua-cemento se reducirá cuando las unidades absorban parte del agua de la lechada, y la lechada será mucho más resistente como resultado. Después de colocar la lechada en las celdas a la altura de elevación de lechada, se utiliza un vibrador sumergible para consolidarla. A menudo, cuando la lechada se coloca hasta su altura final en la parte superior de un muro, la superficie superior de la lechada retrocederá tanto como 1 pulgada después de que se vibra. Esto es causado por una combinación de la vibración que consolida la lechada y las UMC que absorben parte del agua en la lechada.

Refuerzo

Las varillas de refuerzo utilizadas en la construcción de mampostería reforzada son las mismas que las que se utilizan en el concreto reforzado. Véase la sección 1.16 de este libro para un estudio de

las varillas de refuerzo. Sin embargo, el refuerzo conjunto es solamente para la mampostería, éste se especifica conforme a ASTM A951. Por lo general es galvanizado para la protección contra la corrosión. Principalmente, su papel es controlar las grietas de contracción; sin embargo, se puede incluir como parte del refuerzo en muros de cortante en el diseño por esfuerzos permisibles. Debido a que no se puede incluir en el diseño por resistencia, no se considerará más en este estudio.

Las varillas de refuerzo se colocan en las celdas huecas de los muros hechos con UMC huecas. Se colocan en sentido vertical en muros que cubren claros verticales. Se recomienda el uso de separadores para asegurar la ubicación correcta de las varillas dentro del muro. La mayoría de los muros tienen una sola capa de refuerzo, por lo tanto las varillas están situadas en el centro del muro. Esto es muy diferente de las vigas de concreto, por ejemplo, donde el acero se coloca cerca de la superficie de tensión para una mayor eficiencia. La mayoría de los muros de mampostería están sometidos a cargas de viento o sísmicas que son reversibles. Colocar el acero descentrado en muro de este tipo sería efectivo para la presión del viento pero sería ineficaz para la succión del mismo. Si un muro tiene una carga lateral que no es reversible, tal como un muro de retención de tierra, entonces la colocación del acero descentrado puede resultar más eficiente. Sin embargo, el proyectista debe estar seguro de que el acero se coloca descentrado en la dirección correcta. Las paredes más gruesas (12 pulgadas o más) pueden reforzarse con dos capas, lo que es una práctica común en áreas de alta sismicidad.

Las varillas de acero de refuerzo también pueden colocarse en sentido horizontal en las vigas de unión. Se utilizan en muros que cubren claros horizontales, por ejemplo, entre columnas de mampostería empotradas en muros de mampostería (llamadas pilastras). Las vigas de unión también se usan para suministrar refuerzo de cortante en muros de cortante. La mayoría de los proyectistas piensan que el refuerzo por cortante son los estribos verticales. Sin embargo, en los muros de cortante, la dirección de la fuerza es horizontal, por lo tanto también lo es el refuerzo por cortante. Este es también el caso de los muros de cortante de concreto que se estudian en el capítulo 18 de este libro. Generalmente, las vigas de unión se construyen usando UMC que tienen almas y que no tienen la altura total de la unidad. Al tener almas de media altura, se crea un espacio horizontal en el muro de mampostería, lo que permite la colocación del acero de refuerzo horizontal. A menudo se colocan dos varillas en una viga de unión individual. Debido a que la gran mayoría de las UMC tienen 8 pulgadas de alto, la separación vertical de las vigas de unión es un múltiplo de 8 pulgadas. Por ejemplo, un muro podría tener vigas de unión horizontales, cada una conteniendo dos varillas del # 5, espaciadas cada cuarta hilada, por lo tanto cada 32 pulgadas. Una hilada es simplemente una capa horizontal continua de unidades de mampostería.

20.3 Resistencia a la compresión especificada de la mampostería

La resistencia a la compresión especificada de la mampostería, f_m' , es análoga a la resistencia a la compresión especificada del hormigón, f_c' . Muchos estudiantes e incluso proyectistas no familiarizados con la mampostería, confunden la resistencia unitaria de la mampostería con f_m' . La resistencia unitaria es la resistencia a la compresión de la unidad sin la inclusión de mortero, lechada o refuerzo. La resistencia unitaria es mayor que f_m' . El valor más comúnmente especificado de f_m' en el pasado ha sido 1500 psi para mampostería de concreto. Sin embargo, los valores mostrados en la tabla 20.1 han cambiado significativamente desde el Código ACI 530 de 2011, y se espera que los valores de f_m' de 1900 psi o 2000 psi se hagan más comunes. El cumplimiento del valor especificado puede demostrarse de dos maneras: el método de la resistencia unitaria y el método de ensayo de prisma. El método de ensayo del prisma requiere la construcción y ensayo de especímenes de prueba grandes, lo cual es costoso y podría derivar en la obtención de un resultado de ensayo bajo, mucho después de que los muros estén terminados. El método más común para determinar el cumplimiento con f_m' es el de la resistencia unitaria. En este método la resistencia unitaria a la compresión y el tipo de mortero se utilizan junto con la tabla 2 en ACI 530.1 (que se muestra como tabla 20.1 a continuación) para determinar el cumplimiento.

Tabla 20.1 Resistencia a la compresión de la mampostería relacionada con la resistencia unitaria a la compresión y el tipo de mortero (de ACI 530.1, tabla 2)

Resistencia a la compresión del área neta de la mampostería de concreto, psi (MPa)		Resistencia a la compresión del área neta de las unidades de mampostería de concreto, psi (MPa)			
		Mortero tipo M o S		Mortero tipo N	
1700	(11.72)	—		1900	(13.10)
1900	(13.10)	1900	(13.10)	2350	(14.82)
2000	(13.79)	2000	(13.79)	2650	(18.27)
2250	(15.51)	2600	(17.93)	3400	(23.44)
2500	(17.24)	3250	(22.41)	4350	(28.96)
2750	(18.96)	3900	(26.89)		—
3000	(20.69)	4500	(31.03)		—

*Para unidades de menos de 4 pulgadas (102 mm) de altura nominal, use 85% de los valores listados.

Fuente: Reproducido con permiso del American Concrete Institute.

Como ejemplo, si se especifica una resistencia unitaria a la compresión de 2600 psi junto con un mortero tipo S, entonces la resistencia a la compresión del área neta de la mampostería es de 2250 psi. La resistencia mínima a la compresión en ASTM C90 es 1900 psi, por lo que de acuerdo con la tabla 20.1, si se especifica mortero Tipo N, entonces f_m' puede tomarse como 1700 psi. Utilizando la tabla 20.1, se evitan las pruebas de prisma.

20.4 Refuerzo máximo de tensión por flexión

El código de mampostería (ACI 530, Sección 9.3.3.5) limita el área de refuerzo de tensión para asegurar la ductilidad. La disposición es análoga a la filosofía del ACI 318 de una sección controlada por tensión, pero no exactamente igual. El código de mampostería no varía el factor ϕ como una penalidad por no tener una sección controlada por tensión. La provisión de refuerzo máximo de tensión por flexión se aplica sólo a miembros que tengan $M_u/(V_u d_v) \geq 1$. Los miembros con $M_u/(V_u d_v) < 1$ son miembros robustos que no están controlados por flexión. Esta disposición requiere que la deformación unitaria por tensión en el acero de refuerzo sea al menos 50% mayor que la deformación unitaria de fluencia. Este factor del 50% corresponde a un factor de ductilidad, μ , de 1.5. Para muros de cortante con refuerzo intermedio, el factor μ se incrementa a $\mu = 3$, y para muros de cortante con refuerzo especial, $\mu = 4$. La carga axial, si está presente, debe incluirse en este cálculo. La carga axial a considerar es $D + 0.75L + 0.525Q_E$ donde Q_E es el efecto de las fuerzas sísmicas horizontales (inducidas por el terremoto). El efecto del refuerzo de compresión, incluso sin el refuerzo lateral restrictivo, se puede incluir al calcular el refuerzo máximo de tensión por flexión. El impacto de esta disposición es limitar la cantidad de acero de refuerzo que se puede colocar en un elemento de mampostería. La compresión axial reduce esta cantidad máxima permitida. Alternativamente, para una cantidad determinada de acero de refuerzo, estas disposiciones imponen un límite en la cantidad de compresión axial permitida. En los problemas de ejemplo de este capítulo se incluyen ejemplos de la aplicación de este límite.

20.5 Muros con cargas fuera del plano-Muros que no son de carga

Una gran cantidad de muros de mampostería están sometidos a cargas fuera del plano (viento y terremoto) pero no están sujetos a ninguna carga axial externa. Imagine un edificio rectangular simple, como una tienda de conveniencia, con un techo de viguetas de celosía. Si las vigas se extienden en la dirección norte-sur, entonces se apoyan en los muros de mampostería en los extremos este y oeste del edificio. Los muros en el lado norte y sur no sustentan a ninguna vigueta de celosía, por lo tanto se considera que no son de carga. Por supuesto, sustentan su propio peso y tal vez sólo una parte muy pequeña de la carga

de techo, pero no mucho. El diseño de muros de mampostería reforzada con poca o ninguna carga axial es prácticamente el mismo que el diseño de losas de concreto reforzado en una dirección. Sin embargo, la losa está erigida y se extiende en sentido vertical. El techo debe proporcionar un soporte lateral en la parte superior, y la zapata debe proporcionar un soporte lateral en la parte inferior.

La figura 20.1 muestra la sección transversal de un muro con varillas de refuerzo vertical colocadas en sus celdas con una separación horizontal, s . En este caso, contando las siete celdas de una varilla a la siguiente, la separación sería 7×8 pulgadas = 56 pulgadas. La razón de que la separación de centro a centro de cada celda es de 8 pulgadas es porque la longitud nominal de una unidad es de 16 pulgadas, y normalmente hay dos celdas en una unidad.

Se extrae un espesor de 12 pulgadas del muro de la figura 20.1 y se muestra en la figura 20.2. Esta figura es comparable a la figura 2.11 en el Capítulo 2, pero refleja las diferencias entre ACI 318 y ACI 530. Las diferencias se enumeran en la tabla 20.2.

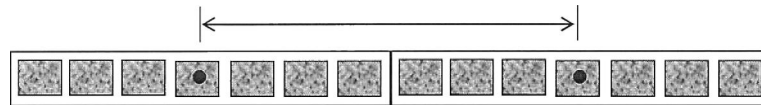


Figura 20.1 Vista en planta de la sección transversal del muro con acero de refuerzo a una separación s

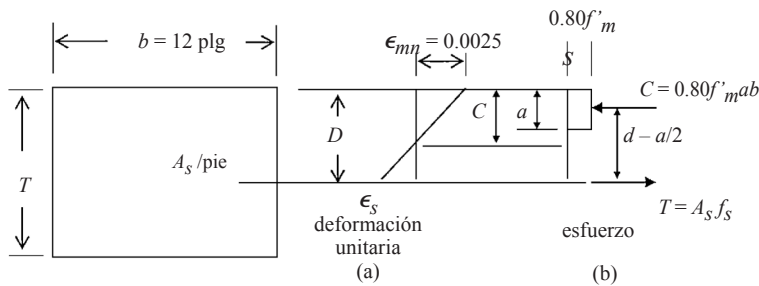


Figura 20.2 Espesor de un pie del muro de mampostería que no es de carga que muestra el bloque de esfuerzos de la mampostería

Tabla 20.2 Comparación de los bloques de esfuerzos ACI 318 y ACI 5300

	Deformación unitaria limitante a la compresión	β_1	Bloque de esfuerzos
ACI 318	$\epsilon_{cu} = 0.003$	Varía de 0.65 a 0.85	$0.85f'_c$
ACI 530	$\epsilon_{mu} = 0.0025$	0.80	$0.80f'_m$

Observando la figura 20.2 (b) se pueden desarrollar las siguientes ecuaciones. Primero, sumando las fuerzas en sentido axial, $C = T$,

$$A_s f_y = 0.80 f'_m ab \tag{Ecuación 20-1}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.80 f'_m b} \tag{Ecuación 20-2}$$

Luego, sumando momentos alrededor de la fuerza de compresión, C ,

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \tag{Ecuación 20-3}$$

El factor de reducción de resistencia para mampostería reforzada en flexión o carga axial combinada y flexión es $\phi = 0.9$ y, como en el concreto reforzado, $M_u = \phi M_n$. Por lo tanto,

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

Definiendo la relación de refuerzo, ρ , como lo fue en el diseño de concreto reforzado, $\rho = A_s / bd$ y sustituyendo en las ecuaciones 20-2 y 20-3 resulta en:

$$a = \frac{\rho d f_y}{0.80 f'_m} \quad \text{(Ecuación 20-4)}$$

$$M_u = \phi \rho b d f_y \left(d - \frac{\rho d f_y}{1.60 f'_m} \right) = \phi f_y b d^2 \rho \left(1 - \frac{\rho f_y}{1.60 f'_m} \right) \quad \text{(Ecuación 20-5)}$$

Despejando ρ de la ecuación 20-5,

$$\rho = \frac{0.80 f'_m}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.80 \phi f'_m b d^2}} \right) \quad \text{(Ecuación 20-6)}$$

Y despejando el parámetro bd^2 de la ecuación 20-5,

$$bd^2 = \frac{M_u}{\phi f_y \rho \left(1 - \frac{\rho f_y}{1.60 f'_m} \right)} \quad \text{(Ecuación 20-7)}$$

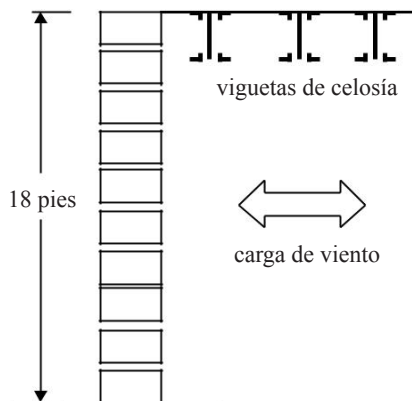
La aplicación de las ecuaciones anteriores se ilustra en los siguientes ejemplos.

Al seleccionar el tamaño de la varilla y el espaciado, basado en el cálculo de A_s , normalmente se supone que hay un espaciamiento de 8 pulgadas de centro a centro de cada celda. Por lo tanto, al seleccionar la separación de las varillas, elija un valor que sea un múltiplo de 8 pulgadas. Por ejemplo, si se calcula un espaciamiento teórico de 35.4 pulgadas, se seleccionará una separación de 32 pulgadas.

Ejemplo 20.1

Diseño de un muro que no es de carga-reforzado con cargas fuera del plano

Diseñe el muro exterior de un entrepiso mostrado, usando las provisiones de diseño de la resistencia del Código ACI 530. La presión y la succión del viento son 32 psf. No hay más carga axial que el peso propio del muro. Use acero de refuerzo de Grado 60, una resistencia unitaria de 1900 psi y mortero tipo cemento para mampostería tipo S. Especifique que el muro está totalmente lechareado (es decir, todas las celdas, incluyendo aquellas que están entre las que contienen varillas de refuerzo, están lechareadas).



Solución

Tratando el muro como simplemente apoyado, el momento a media altura debido a la presión del viento o la succión es

$$M_w = \frac{wh^2}{8} = \frac{(32 \text{ psf})(18 \text{ pie})^2}{8} = 1296 \text{ pie-lb/pie}$$

$$= 15,552 \text{ plg-lb/pie}$$

El factor de carga para el viento en el Código ACI 530 de 2013 (tomado de ASCE 7-10) es 1.0, por lo tanto $M_u = 1.0M_w = 15,552 \text{ lb-pulgada/pie}$. El valor de f'_m de la tabla 20.1 para una resistencia unitaria de 1900 psi y mortero Tipo S es de 1900 psi.

Suponga un espesor nominal de muro de 8 pulgadas (7 5/8 pulgadas en realidad) resultando en $d=7.625/2=3.81$ pulgadas. Suponga también una anchura de franja de diseño de 1 pie, como lo hicimos al diseñar losas en una dirección hechas de concreto reforzado. Entonces $b=12$ pulgadas y el momento $M_u=15,552$ libras-pulgadas. Entonces, de acuerdo con la ecuación 20-6,

$$\rho = \frac{0.80f'_m}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.80\phi f'_m b d^2}} \right)$$

$$= \frac{(0.80)(1900 \text{ psi})}{60000 \text{ psi}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(15552 \text{ pie-lb})}{(0.80)(0.90)(1900 \text{ psi})(12 \text{ plg})(3.81 \text{ plg})^2}} \right)$$

$$= 0.00171$$

$$A_s = \rho b d = (0.00171)(12 \text{ plg})(3.81 \text{ plg}) = 0.0782 \text{ plg}^2/\text{pie}$$

Ésta es el área de acero de refuerzo por pie de anchura de muro, al igual que en el diseño de losas en un sentido en el Capítulo 4.

Esta área por pie de ancho de muro se puede satisfacer con varios tamaños de varilla, utilizando relación y proporción:

$$\frac{s}{A_b} = \frac{12}{A_s}$$

donde A_b es el área de la varilla seleccionada, s es la separación entre varillas y A_s es el área teórica por pie de anchura de muro (0.0789 pulgada²/pie) calculada en el paso anterior.

Designación del tamaño de la varilla	#3	#4	#5	#6
A_b (plg ²)	0.11	0.20	0.31	0.44
Separación teórica, $s = 12A_b/A_s$ (plg)	16.9	30.7	47.6	67.5
Redondeado a múltiplos de 8 plg	16	24	40	64

Seleccione varillas del # 5 a 40 pulgadas centro a centro. Coloque estas varillas en sentido vertical en cada quinta celda.

Comprobar la provisión máxima de refuerzo:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.80 f'_m b} = \frac{(0.31 \text{ plg}^2)(60000 \text{ lb/plg}^2)}{0.80(1900 \text{ lb/plg}^2)(40 \text{ plg})} = 0.3059 \text{ plg}$$

$$c = \frac{a}{0.8} = \frac{0.3059}{0.8} = 0.382 \text{ plg}$$

De la figura 20.2 (a) y empleando triángulos semejantes,

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} \epsilon_{mu} = \frac{3.81 - 0.382}{0.382} (0.0025) = 0.0224$$

La deformación unitaria de fluencia para una varilla de Grado 60 es

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{60,000 \text{ psi}}{29,000,000 \text{ psi}} = 0.00207$$

Debido a que la deformación unitaria en el acero de refuerzo de tensión por flexión es más de 10 veces ϵ_y (tiene que ser sólo una vez y media ϵ_y), el muro es bastante dúctil y se cumplen las disposiciones de ACI 530, Sección 9.3.3.5. Esta disposición se vuelve más compleja con los muros de carga debido al efecto de la carga axial sobre la deformación unitaria en el acero de tensión. Se estudiará más adelante cuando se vean muros de carga.

Observe que no es necesario un muro de 8 pulgadas para este problema. En lugar de sólo estimar un espesor de muro, se dispone de un enfoque racional. Este enfoque es muy similar al que se utiliza en vigas de concreto reforzado y en el diseño de losas en un sentido. Sin embargo, este método todavía requiere formular una hipótesis -en este caso, ρ . Por lo general, los muros de mampostería tienen un valor de ρ entre 0.001 y 0.004. Por lo tanto, suponga $\rho=0.002$. Sustituyendo este valor en la Ecuación 20-7,

$$bd^2 = \frac{M_u}{\phi f_y \rho \left(1 - \frac{\rho f_y}{1.6 f'_m}\right)} = \frac{15,552 \text{ plg-lb}}{(0.9)(60,000 \text{ psi})(0.002) \left[1 - \frac{(0.002)(60,000 \text{ psi})}{(1.6)(1900 \text{ psi})}\right]} = 149.9 \text{ plg}^3$$

Si el acero se coloca en el centro del muro de modo tal que $d=t/2$,

$$d = \sqrt{\frac{151.6 \text{ plg}^3}{12 \text{ plg}}} = 3.53 \text{ plg}$$

Entonces se necesita un espesor de muro de dos veces el valor teórico de d . Por lo tanto, $t \geq 2 \times 3.53 \text{ plg} = 7.06 \text{ plg}$. El proyectista entonces seleccionaría el siguiente espesor disponible mayor que 7.06 plg, u 8 pulgadas. Este método se da sólo para mostrar al estudiante cómo seleccionar racionalmente los espesores de muro. Sin embargo, ya que es igualmente fácil simplemente estimar el espesor, en lugar de ρ , los autores prefieren suponer el espesor del muro al principio.

Si se hubiera seleccionado un muro de 6 pulgadas, el área resultante de acero de refuerzo, A_s , habría sido 0.109 plg²/pie (comparado con 0.0789 plg²/pie para el muro de 8 pulgadas). Esta área se puede satisfacer usando varillas del #5 a 34.1 pulgadas, que se redondea a 32 pulgadas. La deformación unitaria resultante en el acero, ϵ_s , es 0.0122, que excede una y media veces ϵ_y , así que el muro es dúctil, aunque no tan dúctil como el muro de 8 pulgadas. Los autores prefieren utilizar el espesor de muro de 8 pulgadas simplemente porque las unidades de 6 pulgadas tienen celdas algo más pequeñas y son más difíciles de reforzar y lecharear. Cualquiera de las dos soluciones satisface el código.

La capacidad de cortante de los muros con carga fuera del plano casi nunca es un problema. En términos generales, la capacidad de cortante muchas veces es la demanda. Por esta razón, sólo se diseñan por cortante los muros de este tipo y los dinteles, los cuales se estudian más adelante en este capítulo.

Se supone que el muro que se acaba de diseñar está completamente lechareado. Si hubiera sido *lechareado parcialmente* se utilizarían ecuaciones mucho más complicadas que implican zonas de compresión no rectangulares. Sin embargo, al igual que en el caso del diseño de vigas T en el capítulo 5, estas ecuaciones más complejas sólo se aplican si el eje neutro es lo suficientemente profundo como para entrar en las almas. En el diseño de mampostería, si la profundidad del eje neutro, c , no excede el espesor de la pieza de fachada (1 ¼ pulgadas para un espesor de muro de 8 pulgadas y mayor), entonces las ecuaciones para muros completamente lechareados se aplican también a muros parcialmente lechareados. En la solución anterior, en la cual se seleccionó un muro de 8 pulgadas con varillas del #5 a 40 pulgadas, el valor de c fue 0.484 pulgadas, mucho menor que el espesor de la pieza de fachada. Por lo tanto, esta solución también se aplicaría a un muro parcialmente lechareado. La lechada parcial significa que sólo se lecharean las celdas reforzadas, no las intermedias. En la práctica, con el fin de contener la lechada dentro de la celda reforzada, debe aplicarse mortero a las almas a cada lado de cada celda lechareada. Esto significa que el uso de la capa de piezas de fachada debe modificarse en consecuencia, si se especifica lechada parcial.

20.6 Dinteles de mampostería

La mayoría de los muros de mampostería contienen vanos tales como puertas y ventanas. Las cargas por encima de estos vanos deben abarcar estas aberturas para ser soportadas por la mampostería adyacente.

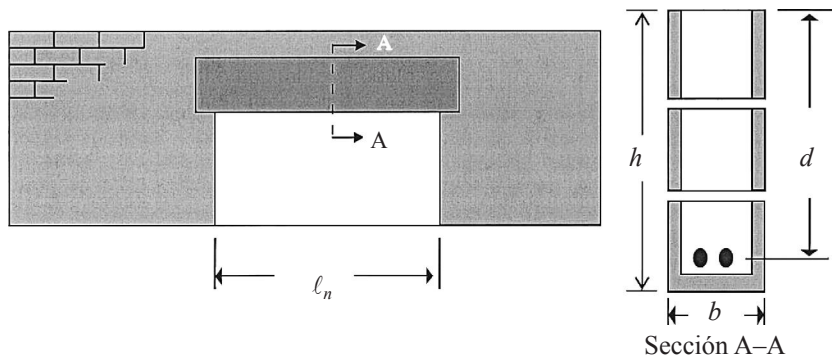


Figura 20.3 Elevación y sección transversal de un dintel de mampostería

La viga que cubre un vano de este tipo, independientemente de qué esté hecha, se denomina dintel. Los dinteles pueden hacerse de acero estructural, concreto precolado o mampostería. Esta sección estudia el diseño y construcción de los dinteles de mampostería. Muchos proyectistas optan por usar dinteles de acero estructural o de concreto precolado simplemente porque no están familiarizados con el diseño de los dinteles de mampostería. En la figura 20.3 se muestra una ilustración de un dintel de mampostería. El vano grande de la puerta mostrada podría ser una puerta de garaje, así que el claro puede ser bastante grande. Esta ilustración muestra un dintel de tres hiladas, pero el número de hiladas puede variar de uno al número total de hiladas disponibles por encima del vano de la puerta. El dintel debe lecharearse completamente (ACI 530, Sección 9.3.4.2.4), pero la mampostería por encima no tiene que serlo. Se observa que el dintel tiene un claro más grande que el vano libre, ℓ_n . El tramo adicional representa la longitud de asiento, que el Código ACI 530 (Sección 5.2.1.3) requiere que sea por lo menos de 4 pulgadas. En la mayoría de los casos, la longitud de asiento es de 8 pulgadas para la construcción con UMC. El dintel debe soportar su propio peso, el peso de la mampostería sobre él, y cualquier carga encima del muro. Por ejemplo, sería ciertamente posible tener viguetas de celosía asentadas sobre la parte superior del muro en toda su longitud. El dintel tendría entonces que soportar la carga que imponen sobre la parte superior del muro.

Los dinteles deben diseñarse para resistir la flexión y el cortante y, a menudo, su deflexión debe calcularse y compararse con el límite de $\ell/600$ bajo carga muerta + carga viva sin factorizar (ACI 530, Sección 5.2.1.4.1).

Todas las ecuaciones desarrolladas para muros que no son de carga (Ecuaciones 20-1-20-7) se aplican igualmente a los dinteles. La principal diferencia es que el valor de d para los dinteles no es la mitad del peralte del dintel, sino más bien es más del orden de las vigas de concreto reforzado. El acero se coloca generalmente tan cerca de la parte inferior de un dintel como lo permitan los requisitos del recubrimiento. Sin embargo, a veces, en lugar de usar la unidad en forma de U mostrada en la hilada inferior de la figura 20.3, Sección A-A, el diseñador puede usar unidades con almas que tengan la mitad del peralte como se describió anteriormente al estudiar las vigas de unión. Estas unidades no permiten físicamente que el acero se coloque cerca de la parte inferior del dintel porque las almas están en el camino. En este caso, el acero tiene aproximadamente un recubrimiento de 4 pulgadas de mampostería por debajo. Además, estos tipos de unidades tienen celdas verticales que tienen que “represarse” para contener la lechada que se coloca en ellas. A menudo se suministra este hueco utilizando una cimbra de madera de 2×8 que también está allí para soportar el dintel durante la construcción. Si se invierten las unidades con almas de medio peralte, entonces el acero de refuerzo puede colocarse lo más cerca posible de la parte inferior como lo permita el límite del recubrimiento.

Diseño por cortante de dinteles

El diseño por cortante de los dinteles de mampostería mediante el diseño por resistencia es muy similar al de las vigas de concreto reforzado que se estudian en el Capítulo 7 de este libro. Aunque es posible

colocar estribos en los dinteles de mampostería, es difícil y los autores no lo recomiendan. Por lo general, si se aumenta el peralte del dintel, no se requieren estribos. Por este motivo, y por razones de limitación de espacio, no se profundiza en el diseño de estribos para dinteles. El factor de reducción de resistencia para el cortante para mampostería reforzada es $\phi = 0.8$.

Si no se suministra refuerzo para el cortante, entonces la mampostería debe resistir la fuerza cortante de diseño, V_u . La capacidad por cortante de la mampostería está dada por la Ecuación 9-24 del ACI 530,

$$V_{nm} = \left[4.0 - 1.75 \left(\frac{M_u}{V_u d} \right) \right] A_n \sqrt{f'_m} + 0.25 P_u$$

No es necesario que el valor de $M_u/V_u d$ sea tomado como mayor que uno, y generalmente los dinteles no soportan cargas axiales, así que el valor para el caso más desfavorable (y más común) para V_{nm} es

$$V_{nm} = 2.25 A_n \sqrt{f'_m} \quad (\text{Ecuación 20-8})$$

donde A_n para los dinteles sólidamente lechareados es simplemente el ancho del dintel multiplicado por su altura, $b \times h$. El cortante de diseño se obtiene a partir del análisis estructural usando cargas factorizadas y un claro que se mide de centro a centro de las longitudes de asiento. Con referencia a la figura 20.3, el claro sería ℓ_n más la mitad de la longitud de asiento en cada extremo. Así que si la longitud de asiento es de 8 pulgadas, como normalmente es para la construcción con UM C, entonces $\ell = \ell_n + 8$ pulgadas. Este mismo claro se usa para calcular momentos flexionantes en el dintel también. Aunque la mampostería que rodea a los apoyos proporciona cierta fijación en los extremos al dintel, se suele diseñar los dinteles de un solo claro como simplemente apoyados.

Se permite que el cortante de diseño se reduzca al valor que ocurre a una distancia $d/2$ desde la cara del apoyo (ACI 530, Sección 8.3.5.4). En el diseño de concreto reforzado, esta distancia correspondiente es d en lugar de $d/2$, y se aplican las mismas limitaciones que para el concreto reforzado. El valor de V_{nm} varía a lo largo del claro para dinteles típicos, y el término $M_u/V_u d$ cerca de los apoyos es generalmente pequeño donde el cortante de diseño, V_u , es grande. Por lo tanto, si el proyectista está dispuesto a realizar el esfuerzo, el valor de V_{nm} de la Ecuación 9-24 del ACI se puede evaluar en incrementos a lo largo de la viga, resultando en un valor mayor que el que se obtiene de la Ecuación 20-8.

Momento de agrietamiento

La sección 9.3.4.2.2.2 del Código ACI 530 establece: “La resistencia nominal a la flexión de una viga no será inferior a 1.3 multiplicada por el momento de agrietamiento nominal de la viga, M_{cr} . El módulo de rotura, f_r , para este cálculo se determinará de acuerdo con la Sección 9.1.9.2 del ACI 530.” Para las secciones rectangulares sólidamente lechareadas,

$$I_g = \frac{bh^3}{12} \quad \text{y} \quad M_{cr} = \frac{\left[f_r + \frac{P}{A_n} \right] I_g}{y_t} \quad \text{donde } y_t \text{ es la mitad de la profundidad total, } h,$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{donde } a = \frac{A_s f_y}{0.8 f'_m b}$$

La capacidad de momento nominal, M_n , se determina a partir de las varillas reales seleccionadas, no del valor teóricamente requerido. El Comentario 9.3.5.4.4 del ACI 530 permite incluir la fuerza axial aplicada en el cálculo del momento de agrietamiento.

Deflexiones

El código limita las deflexiones de las vigas (un dintel es un tipo de viga) que soportan mampostería sin refuerzo a $\ell/600$ bajo carga muerta más carga viva sin factorizar (ACI 530, Sección 5.2.1.4.1). Este límite se omite si la longitud del claro no excede de ocho multiplicado por el peralte efectivo, d , en

la viga de mampostería. En el cálculo de las deflexiones, se permite el uso de un momento de inercia efectivo, casi idéntico al utilizado para los cálculos de deflexión de elementos de concreto reforzado, I_{cr} :

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_n + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_n \quad (\text{ACI 530 Ecuación 5-1})$$

donde M_a es el momento máximo en el miembro a partir de la carga aplicada para la que se calcula la deflexión, que está bajo carga muerta más carga viva sin factorizar.

El momento de inercia agrietado y transformado, I_{cr} , en la Ecuación 5-1 se calcula como sigue:

$$I_{cr} = n \left(A_s + \frac{P_u t_{sp}}{f_y 2d} \right) (d - c)^2 + \frac{bc^3}{3} \quad (\text{ACI 530 Ecuación 9-34})$$

$$\text{donde } c = \frac{A_s f_y + P_u}{0.64 f'_m b} \quad (\text{ACI 530 Ecuación 9-35})$$

t_{sp} es el espesor especificado del muro, y n es la relación modular definida como la relación del módulo elástico de acero de refuerzo (29,000,000 psi) dividido por el módulo elástico de la mampostería ($900f'_m$) de la Sección 4.2.2.2 del ACI 530).

En el ejemplo 20.2 se ilustra el diseño de un dintel de mampostería de concreto reforzado para flexión y cortante.

Ejemplo 20.1

Diseño de un dintel de mampostería de concreto reforzado mediante el diseño por resistencia (ACI 530-13)

El dintel mostrado en la figura 20.3 tiene un claro libre de 15 pies 4 pulgadas (horizontal). El claro tiene una altura de 10 pies y la distancia desde la parte inferior del dintel a la parte superior del muro es de 4 pies. El dintel debe sustentar una carga viva uniforme de 300 plf (libras por pie lineal) y una carga muerta uniforme de 320 plf, además del peso propio de la mampostería. El muro se construye con UMC con un espesor (nominal) de 8 pulgadas, suponga apoyos simples, y suministre una longitud de apoyo de 8 pulgadas en cada extremo. El dintel y la mampostería por encima de ella están completamente lechareados. Seleccione las varillas de refuerzo. *Resistencia unitaria = 1900 psi, densidad = 115 pcf, mortero de cemento para mampostería Tipo S, acero de refuerzo de grado 60. Se supone que el peso de la mampostería completamente lechareada es de 80 psf. (Por lo general, el peso del muro se expresa en unidades de lb /pie² de área superficial del muro).*

Solución

El claro utilizado en los cálculos estructurales es $\ell = \ell_n + \text{longitud de apoyo} = 15 \text{ pies} - 4 \text{ pulgadas} + 8 \text{ pulgadas} = 16.0 \text{ pies}$. Aplicando los factores de carga de ACI 530, que hace referencia a ASCE 7-10, $w_u = 1.2w_D + 1.6w_L = 1.2 \times (320 \text{ plf} + 80 \text{ psf} \times 4 \text{ pies}) + 1.6 \times 300 \text{ plf} = 1248 \text{ plf}$

$$w_u = 1.2w_D + 1.6w_L = 1.2 \times (320 \text{ plf} + 80 \text{ psf} \times 4 \text{ pies}) + 1.6 \times 300 \text{ plf} = 1248 \text{ plf}$$

$$M_n = \frac{w_u \ell^2}{8} = \frac{1248 \times 16^2}{8} = 39,936 \text{ pie-lb} = 479.2 \text{ plg-klb}$$

El valor de f'_m de la Tabla 20.1 para una resistencia unitaria de 1900 psi y mortero Tipo S es 1900 psi o 1.9 ksi. Hay muchos diseños que funcionarán. En este diseño, los autores consideran el dintel de menor peralte permitido por las disposiciones máximas de refuerzo y trabajan a partir de allí. Este enfoque asegura que este límite no sea violado, pero puede conducir a diseños con más refuerzo en el dintel de lo que es práctico. De acuerdo con las disposiciones de la Sección 9.3.3.5 del Código ACI 530, la deformación unitaria en el acero de tensión debe ser de al menos $1.5\epsilon_y$. Entonces, a partir de la figura 20.2 (b), el valor correspondiente de la profundidad del eje neutro permitido, c_{max} , viene dado por:

$$c_{\max} = \frac{0.0025 d}{0.0025 + 1.5c_y} \frac{E_s}{E_s} = \frac{72.5d}{72.5 + 1.5f_y} \quad \text{para la construcción con UMC}$$

Para acero reforzado de grado 60 $c_{\max} = 0.446d$. Como $a = 0.80c$, $a_{\max} = 0.8c_{\max}$. Usar $a = a_{\max}$ en La Ecuación 20-1,

$$A_{s \max} f_y = 0.80 f'_m a_{\max} b$$

$$\rho_{\max} = \frac{A_{s \max}}{bd} = \frac{0.80 f'_m a_{\max}}{f_y d} = \frac{0.64 f'_m c_{\max}}{f_y d} = \frac{0.64 \times 1.9 \text{ ksi} \times 0.446 d}{60 \text{ ksi} \times d} = 0.00904$$

La ecuación anterior se limita a miembros que tienen zonas de compresión rectangulares y una sola capa de refuerzo de tensión. Este es el valor máximo absoluto de ρ que se permite, y no es aconsejable utilizar un valor tan grande o incluso cercano a esta magnitud. Intente $\rho = 0.005$.

$$bd^2 = \frac{M_u}{\phi f_y \rho \left(1 - \frac{\rho f_y}{1.6 f'_m}\right)} = \frac{479.2 \text{ plg-klb}}{0.9 \times 60 \text{ ksi} \times 0.005 \left(1 - \frac{0.005 \times 60 \text{ ksi}}{1.6 \times 1.9 \text{ ksi}}\right)} = 1969 \text{ plg}^3$$

$$\text{para } b = 7.625 \text{ plg}, \quad d = 16.07 \text{ plg}$$

selecciona $d = 20.625 \text{ plg}$ (3 cursos).

Esto supone que hay una distancia de 3 pulgadas desde el centro del acero de refuerzo hasta la parte inferior del dintel. Esta distancia incluiría el paño inferior de la UMC (si se usan unidades en forma de U), un espacio libre de $\frac{1}{2}$ pulgada entre la varilla de refuerzo y el paño inferior (ACI 530.1, Sección 3.4B.3) y la mitad del diámetro de la varilla. Luego de la ecuación 20-6, y usando el valor de $d = 20.625$ pulgadas,

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0.80 f'_m}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.80 \phi f'_m b d^2}}\right) \\ &= \frac{0.80 \times 1.9 \text{ ksi}}{60 \text{ ksi}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 479.2 \text{ plg-klb}}{0.80 \times 0.9 \times 1.9 \text{ ksi} \times 7.625 \text{ plg} (20.625 \text{ plg})^2}}\right] = 0.0029 \end{aligned}$$

$$A_s = \rho b d = 0.0029 \times 7.625 \text{ plg} \times 20.625 \text{ plg} = 0.456 \text{ plg}^2$$

Seleccione dos varillas del #5, $A_s = 0.62 \text{ plg}^2$.

No es difícil colocar dos varillas del #5 dentro de la anchura proporcionada por un espesor de muro de 8 pulgadas. La cantidad de anchura disponible es aproximadamente $7 \frac{5}{8} \text{ plg} - 2 \times 1 \frac{1}{4} \text{ plg} = 5 \frac{1}{8} \text{ plg}$.

Ahora compare la capacidad, ϕV_{nm} , con el cortante de diseño, V_u , a una distancia $d/2$ desde la cara del apoyo. De la ecuación 20-8,

$$V_{nm} = 2.25 A_n \sqrt{f'_m} = (2.25 \times 7.625 \text{ plg} \times 23.625 \text{ plg}) \sqrt{1900} \text{ psi} = 17 \ 667 \text{ lb} = 17.7 \text{ k}$$

$$V_u = w_u \left(\frac{l_n}{2} - \frac{d}{2}\right) = 1.248 \left(\frac{15.33 \text{ pie} - 20.625 \text{ plg}/12 \text{ plg/pie}}{2}\right) = 8.50 \text{ k}$$

$$\phi V_{nm} = 0.8 \times 17.7 \text{ k} = 14.1 \text{ k} > V_u = 8.50 \text{ k} \quad \underline{\text{OK}}$$

Si la cantidad de acero requerida hubiera sido excesiva, o si se hubieran necesitado estribos para el cortante, entonces el peralte del dintel se incrementaría a cuatro o aún más hiladas.

Como cuestión práctica, hay seis hiladas de mampostería por encima del vano. La hilada superior se lecharea para formar una viga de unión para trabar la mampostería. Si las tres hiladas inferiores también se lecharean sólidamente, se dejan dos hiladas sin lecharear a la mitad. La mayoría de los proyectistas simplemente usarían las seis hiladas en sus cálculos. Sin embargo, el uso de una viga muy peraltada puede resultar en tener que cumplir con las disposiciones de vigas de gran peralte en ACI 530, Sección 5.2.2. Estas disposiciones se aplican cuando el claro efectivo es inferior a tres veces d para claros continuos. Para claros simples, se aplican cuando el claro efectivo es menos de dos veces d . En este caso, si se usan las seis hiladas, entonces $d = 48$ pulgadas - 3 pulgadas = 45 pulgadas y $3 \times d = 135$

pulgadas. El claro efectivo es el menor del claro centro a centro entre los apoyos, o 1.15 veces el claro libre. En este caso, el claro efectivo es de 184 pulgadas, y las disposiciones de vigas de gran peralte no se aplican.

Deflexiones

El código limita las deflexiones de las vigas que soportan mampostería sin refuerzo a $\ell/600$ bajo carga muerta más carga viva sin factorizar, pero el límite se omite si la longitud del claro no excede de $8d$. En este caso, $8 \times d = (8)(20.625 \text{ plg.}) = 165 \text{ plg.}$ El claro es de 16 pies o 192 pulgadas, lo que excede a la omisión. Las deflexiones deben calcularse.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_n + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_n \quad (\text{ACI 530 Ecuación 5-1})$$

donde

$$M_{cr} = \frac{f_r I_n}{c} = \frac{120 \text{ psi} \times 8379 \text{ plg}^4}{11.8 \text{ plg}} = 85,116 \text{ plg-lb}$$

$$f_r = 120 \text{ psi (ACI 530 Código Tabla 9.1.9.2)}$$

$$I_n = \frac{bh^3}{12} = \frac{(7.625 \text{ plg})(23.625 \text{ plg})^3}{12} = 8379 \text{ plg}^4$$

M_a es el momento causado por muerte no factorizada y carga viva, w .

$$w = w_D + w_L = (320 \text{ plf} + 80 \text{ psf} \times 4 \text{ pie}) + 300 \text{ plf} = 940 \text{ plf}$$

$$M_a = \frac{w\ell^2}{8} = \frac{(940 \text{ plf})(16 \text{ pie})^2}{8} \times 12 \text{ plg/pie} = 360,960 \text{ plg-lb}$$

y desde ACI 530 Ecuaciones 9-34 y 9-35 con $P_u = 0$,

$$I_{cr} = nA_s(d-c)^2 + \frac{bc^3}{3} = (16.96)(0.62 \text{ plg}^2)(20.625 \text{ plg} - 4.02 \text{ plg})^2 + \frac{(7.625 \text{ plg})(4.02 \text{ plg})^3}{3} = 3066 \text{ plg}^4$$

donde

$$c = \frac{A_s f_y}{0.64 f'_c b} = \frac{(0.62 \text{ plg}^2)(60 \text{ ksi})}{(0.64)(1.9 \text{ ksi})(7.625 \text{ plg})} = 4.02 \text{ plg}$$

$$n = \frac{E_s}{E_m} = \frac{29,000,000 \text{ psi}}{900 f'_m} = \frac{29,000,000 \text{ psi}}{900(1900 \text{ psi})} = 16.96$$

$$I_e = \left(\frac{85.1 \text{ plg-klb}}{361.0 \text{ plg-klb}} \right)^3 8379 \text{ plg}^4 + \left[1 - \left(\frac{85.1 \text{ plg-klb}}{361.0 \text{ plg-klb}} \right)^3 \right] 3066 \text{ plg}^4 = 3136 \text{ plg}^4 < I_n = 8379 \text{ plg}^4$$

$$\Delta = \frac{5w\ell^4}{384EI} = \frac{(5 \times 940 \text{ plf})(16 \text{ pie})^4}{384 \times 1,710,000 \text{ psi} \times 3136 \text{ plg}^4} \times 1728 \text{ plg}^3/\text{pie}^3 = 0.259 \text{ plg} < \frac{\ell}{600}$$

$$\frac{\ell}{600} = \frac{(16 \text{ pie})(12 \text{ plg/pie})}{600} = 0.327 \text{ plg} \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

Momento de agrietamiento

M_n debe exceder de $1.3M_{cr}$. A partir del Código MSJC 3.1.8.2, utilizando mortero de cemento de mampostería tipo S con el esfuerzo paralelo a las juntas del lecho y lechada completa, se encuentra que f_r es 120 psi. M_n se determina a partir de las varillas reales seleccionadas, no el valor teóricamente requerido. Por lo tanto, se basa en el área de dos varillas del # 5 ($A_s = 0.62 \text{ plg}^2$), no en $A_s = 0.464 \text{ plg}^2$.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.8 f'_m b} = \frac{(0.62 \text{ plg}^2)(60 \text{ ksi})}{(0.8)(1.9 \text{ ksi})(7.625 \text{ plg})} = 3.21 \text{ plg}$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = (0.62 \text{ plg}^2)(60 \text{ ksi}) \left(20.625 \text{ plg} - \frac{3.21 \text{ plg}}{2} \right) = 707.6 \text{ plg-klb}$$

Como $M_n > 1.3M_{cr} = (1.3)(85.1 \text{ k-plg}) = 110.6\text{k-plg}$, la disposición del momento de agrietamiento se satisface.

20.7 Muros con cargas fuera del plano-Muros de carga

El diseño de muros de carga para carga axial y flexión es muy similar al diseño de muros que no son de carga. El efecto de la carga axial debe añadirse a las ecuaciones desarrolladas previamente para muros que no son de carga. Por lo general, la presencia de compresión axial aumenta la capacidad de

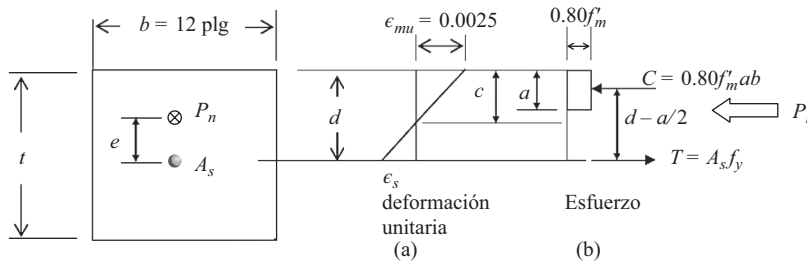


Figura 20.4 Anchura de un pie de un muro de carga que muestra el bloque de esfuerzos de la mampostería

momento de los muros de carga. Si la carga axial es excéntrica, y generalmente lo es, entonces el momento también se incrementa, pero generalmente no es mucho en comparación con el momento de carga lateral. Sin embargo, la compresión axial también se añade al momento de diseño debido al efecto P-Δ, por lo que el efecto benéfico puede reducirse o incluso anularse.

Al igual que con los muros que no son de carga, se extrae una anchura de 12 pulgadas del muro de la figura 20.1 y se muestra en la figura 20.4. Esta figura difiere de la 20.2 solamente en que tiene una carga axial, P_n , aplicada con una excentricidad, e , con respecto al centro del espesor del muro.

Observando la figura 20.4 (b), se pueden desarrollar las siguientes ecuaciones. Primero, sumando las fuerzas axialmente, $P_n = C - T$

$$P_n = 0.80 f'_m ab - A_s f_y \tag{Ecuación 20-9}$$

$$a = \frac{A_s f_y + P_n}{0.80 f'_m b} \tag{Ecuación 20-10}$$

Se supone que P_n es positiva si es compresiva. Entonces, sumando momentos alrededor de la fuerza de compresión, C ,

$$M_n = 0.80 f'_m ab \left(d - \frac{a}{2} \right) = (A_s f_y + P_n) \left(d - \frac{a}{2} \right) \tag{Ecuación 20-11}$$

Estas ecuaciones se limitan a mampostería sólidamente lechareada o a mampostería con un valor de $a \leq t_{fs}$, donde t_{fs} es el espesor de la cara de fachada (generalmente 1.25 pulgadas). El acero también se supone que se encuentra en el centro del muro. Al igual que con los muros que no son de carga, $M_u \leq \phi M_n$. Por lo tanto,

$$M_u \leq \phi M_n = \phi \left(A_s f_y + \frac{P_u}{\phi} \right) \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ecuación 20-12})$$

Una manera fácil de usar esta ecuación es pensar en un área efectiva de refuerzo de tensión definida como

$$A_{se} = \frac{A_s f_y + (P_u / \phi)}{f_y} = A_s + \frac{P_u}{\phi f_y} \quad (\text{Ecuación 20-13})$$

$$a = \frac{A_{se} f_y}{0.80 f'_m b} \quad (\text{Ecuación 20-14})$$

$$M_u = \phi M_n = \phi (A_{se} f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ecuación 20-15})$$

A_{se} se calcula como si el muro no estuviera cargado axialmente, y luego se modifica para el efecto de la carga axial por $A_s = A_{se} - P_u / \phi f_y$. Por lo tanto, todas las ecuaciones desarrolladas para muros que no son de carga pueden usarse para muros de carga, reemplazando A_s con A_{se} . A continuación, al final, corrija para tener en cuenta la carga axial. Si se está analizando un muro en lugar de diseñarlo, simplemente use A_{se} en lugar de A_s para determinar su capacidad de momento. La capacidad de momento variará con la cantidad de carga axial.

Área máxima de refuerzo

Las disposiciones del área máxima de refuerzo de ACI 530, Sección 9.3.3.5, deben incluir los efectos de la carga axial sobre la ductilidad. Una manera fácil de hacer esto para muros de carga es calcular c_{max} como se derivó antes y asegurarse de que el valor de c para su diseño no lo exceda.

$$c_{max} = \frac{0.0025d}{0.0025 + 1.5\epsilon_y} \frac{E_s}{E_s} = \frac{72.5d}{72.5 + 1.5f_y} \quad \text{para la construcción con CMU}$$

Calcule el valor de diseño de c a partir de la profundidad del bloque de esfuerzos, a , usando $c = a/0.80$. Sin embargo, el valor de a debe basarse en el área real de acero escogida, no en el área teóricamente requerida. Asegúrese de usar A_{se} para calcular a para que el efecto de la carga axial esté incluido.

Momentos de flexión secundarios en muros con carga fuera del plano: El efecto P- δ

El Código ACI 530 (Sección 9.3.5) suministra un método aproximado para considerar momentos secundarios en muros que están cargados tanto axialmente como fuera del plano. La carga lateral produce deflexiones que son amplificadas por la carga axial. Este efecto se toma en cuenta en columnas de concreto reforzado por el amplificador de momentos (Capítulo 11), pero el código de mampostería utiliza un enfoque diferente llamado el efecto P- δ . Para cumplir con las limitaciones del método, la carga axial está limitada a $P_u \leq 0.20 f'_m A_g$. Para muros esbeltos que tienen h/t que excede a 30, $P_u \leq 0.05 f'_m A_g$ (el coeficiente se reduce de 0.20 a 0.05). El código no proporciona orientación sobre cómo diseñar muros fuera de este rango, por lo que los autores recomiendan limitar los diseños de muros al rango permitido. La investigación disponible no incluye muros fuera de este rango.

$$M_u = \frac{w_u h^2}{8} + \frac{P_{uf} e_u}{2} + P_u \delta_u \quad (\text{ACI 530 Ecuación 9-27})$$

donde $P_u = P_{uw} + P_{uf}$.

Los dos primeros términos de la ecuación anterior son el momento por la carga lateral (por ejemplo, viento o terremoto) y el momento a media altura por la carga axial excéntrica superpuesta en la parte superior del muro de un piso o de un sistema de techo. El tercer término es el momento secundario causado por la deflexión lateral del muro que es solicitado por la carga axial, P_u . En este caso, P_u es

mayor que P_{uf} porque incluye el peso del muro, P_{inv} . Observe que el peso del muro no causa flexión sobre el muro porque es concéntrico.

El término δ_u en la ecuación 9-27 se calcula a partir de la ecuación 9-29 o 9-30. En la mayoría de los casos, $M_u > M_{cr}$ y la Ecuación 9-30 es la única ecuación que se aplica.

$$\delta_u = \frac{5M_{cr}h^2}{48E_m I_g} \quad \text{para } M_u \leq M_{cr} \quad (\text{ACI 530 Ecuación 9-29})$$

$$\delta_u = \frac{5M_{cr}h^2}{48E_m I_g} + \frac{5(M_u - M_{cr})h^2}{48E_m I_{cr}} \quad \text{para } M_{cr} \leq M_u \leq M_n \quad (\text{ACI 530 Ecuación 9-30})$$

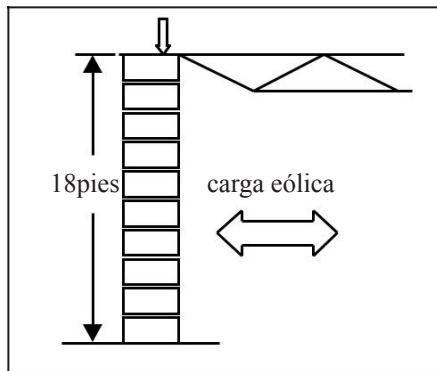
Al usar la ecuación de Código 9-29 o 9-30 conjuntamente con la ecuación 9-26, el cálculo de δ_u es iterativo. El primer cálculo produce un valor de δ_u que luego se sustituye en la ecuación de código 9-26. Entonces, este nuevo valor de M_u se sustituye en la ecuación de Código 9-30, y se obtiene un nuevo valor mayor de δ_u . Este nuevo valor se sustituye ahora en la ecuación de Código 9-26, y se obtiene un nuevo M_u más grande. Este proceso se repite hasta que los cálculos sucesivos muestran poca diferencia, indicando así la convergencia. En el caso de que no converjan, el muro no es estable, y debe rediseñarse. Un nuevo diseño puede involucrar varillas más grandes, una separación menor de las varillas, un muro más grueso o un valor mayor de f'_m .

Algunos de los términos de la ecuación de código 9-30 requieren que se conozca el diseño final del muro. Por ejemplo, I_{cr} es el momento de inercia de agrietamiento, el que requiere conocer el espesor del muro, la separación de la lechada (si es que se lecharea parcialmente) y el tamaño y la separación de las varillas. El proyectista debe hacer una muy buena suposición inicial o enfrentarse con desechar el diseño de prueba después de una o dos iteraciones.

Ejemplo 20.3

Muro de carga exterior

El muro diseñado en el ejemplo 20.1 se repite ahora; sin embargo, se añaden cargas excéntricas axiales muertas y vivas. La *excentricidad* de las cargas muertas y vivas es de 2 pulgadas a la derecha del centro del muro. Por simplicidad, también se especifica que el muro se lecharee completamente. Las cargas y las combinaciones de carga de la ASCE 7-10 se dan en la siguiente tabla:



Cargas y combinaciones de carga	Carga axial, lb		Fuerza cortante, lb		Momento, lb-pulgada	
	parte superior	altura media ¹	parte superior	parte inferior	parte superior	altura media
Muerta, <i>D</i>	850	850	-7.87	7.87	1700	850
Viva, <i>L</i>	280	280	-2.59	2.59	560	280
Viento, <i>W</i> (del Ejemplo 20.1)	0	0	-288	288	0	15,552
(1) 1.4 <i>D</i>	1190	1190	-11.02	11.02	2380	1190
(2) 1.2 <i>D</i> + 1.6 <i>L</i> + 0.5(<i>L_r</i> o <i>S</i> o <i>R</i>)	1468	1468	-13.59	13.59	2936	1468
(3a) 1.2 <i>D</i> + (<i>f_i</i> <i>L</i> or 0.5 <i>W</i>) + 1.6(<i>L_r</i> o <i>S</i> o <i>R</i>)	1160	1160	-10.74	10.74	2320	1160
(3b) 1.2 <i>D</i> + (<i>f_i</i> <i>L</i> or 0.5 <i>W</i>) + 1.6(<i>L_r</i> o <i>S</i> o <i>R</i>)	1160	1160	-153.4	153.4	2040	8796
(4) 1.2 <i>D</i> + 1.0 <i>W</i> + <i>f_i</i> <i>L</i> + 0.5(<i>L_r</i> o <i>S</i> o <i>R</i>)	1160	1160	-298.7	298.7	2040	16,712
(5) 1.2 <i>D</i> + 1.0 <i>E</i> + <i>f_i</i> <i>L</i> + 0.2 <i>S</i>	1160	1160	-10.74	10.74	2320	1160
(6) 0.9 <i>D</i> + 1.0 <i>W</i>	765	765	-295.1	295.1	1530	16,317
(7) 0.9 <i>D</i> + 1.0 <i>E</i>	765	765	-7.08	7.08	1530	0

¹ Más el peso propio del muro en la sección crítica.

$f_i = 0.5$ puesto que la carga viva es menor que 100 psf, el edificio no es un garaje y no es para reuniones públicas. (ASCE 7-10 Sección 2.3.2, excepción 1)

Las cargas L_r (techo carga viva), S (nieve) y R (lluvia) son todas cero en este ejemplo. Es probable que el caso 4 o el caso 6 controlen el diseño, ya que el momento es muy grande. Suponga que el caso 4 es el que controla 4 ($P_u=1160$ lb/pie, $M_u=16,712$ lb-pulgada/pie) y verifique más tarde. Sin embargo, ambos casos deben revisarse. Pruebe con un muro de 6 pulgadas $d = 5.625$ pulgada./2 = 2.8125 plg

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{0.8f'_m}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.8\phi f'_m b d^2}} \right) \\ &= \frac{0.8 \times 1900 \text{ psi}}{60,000 \text{ psi}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,712 \text{ plg-lb}}{(0.8 \times 0.9 \times 1900 \text{ psi} \times 12 \text{ plg}) (2.8125 \text{ plg})^2}} \right] \\ &= 0.00350\end{aligned}$$

$$A_s = \rho b d - \frac{P_u}{\phi f_y} = 0.00350 \times 12 \text{ plg} \times 2.8125 \text{ plg} - \frac{1160}{(0.9)(60,000 \text{ psi})} = 0.0966 \text{ plg}^2/\text{pie}$$

Pruebe varillas del #5 a 24 pulgadas ($A_s=0.31$ pulg² × 12 pulgadas/24 pulgadas = 0.155 plg²/pie > 0.0966 plg²/pie OK)

El código ACI 530, Sección 9.3.5.4.2 requiere para $h/t > 30$ que el esfuerzo axial bajo carga factorizada no exceda a $0.05f'_m$. En este caso, $h/t = 18$ pies × 12 plg /pie / 6 plg = 36, por lo que el esfuerzo axial no puede exceder 0.05×1900 psi = 95 psi. La carga máxima axial factorizada es de 1468 lb. Si se agrega el peso propio del muro, basándose en un muro parcialmente lechareado con varillas del #5 a centros de 24 pulgadas, la carga muerta se incrementa con la altura del muro multiplicada por el peso del muro de 37 psf. Por lo tanto, el valor de P_u usando un factor de carga muerta de 1.2 es $P_u=1468$ lb/pie + 1.2 × 18 pies × 37 psf = 2267 lb/pie. El área de la sección transversal de un muro de 6 pulgadas con lechareada completa es de 12×5.625 plg = 67.5 plg² /pie (NCMA TEK 14-13B). El esfuerzo es de $(2267 \text{ lb/pie}) / (67.5 \text{ plg}^2/\text{pie}) = 33.6$ psi < 75 psi. Esta condición está satisfecha. Probablemente estaría bien usar el peso del muro a media altura aquí, pero los autores decidieron ser conservadores. La disposición del código no está clara sobre este punto.

Este es un diseño preliminar en el que los momentos $P-\delta$ todavía no se incluyen. Intencionalmente ha sido un poco conservador al probar una selección de varillas con $A_s=0.155$ plg²/pie cuando sólo se necesita 0.102 plg²/pie. Un diseño similar para el caso de carga 6 resulta en $A_s=0.105$ pulg²/pie, que es más que 0.102 pulg², por lo tanto, el caso de carga 6 controla sin el efecto $P-\delta$. Sin embargo, el caso 4 tendrá un término $P-\delta$ mayor, por lo que no es posible decir cuál es más crítico sin realmente hacer los cálculos $P-\delta$. El valor de ensayo de A_s (0.155 plg²/pie) excede tanto a 0.102 plg²/pie como a 0.105 plg²/pie.

Análisis P-δ para el caso de carga 4 (Pu = 1160 lb/pie, Mu = 16,712 lb-pulgada/pie)

La carga muerta para el caso de carga 4 se incrementa por el peso propio del muro por encima de la sección crítica (9 pies × 37 psf = 333 lb/pie). El nuevo valor de $P_u = 1160 \text{ lb/pie} + 1.2 \times 333 \text{ lb/pie} = 1560 \text{ plf}$.

$$n = \frac{29,000,000}{(900)(1900)} = 16.96$$

$$c = \frac{A_s f_y + P_u}{0.64 f'_m b} = \frac{(0.155 \text{ plg}^2/\text{pie})(60,000 \text{ psi}) + 1560 \text{ lb}}{(0.64)(1900 \text{ psi})(12 \text{ plg})} = 0.744 \text{ plg}$$

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{bc^3}{3} + n \left(A_s + \frac{P_u}{f_y} \right) (d - c)^2 \\ &= \frac{(12 \text{ plg})(0.744 \text{ plg})^3}{3} + (16.96) \left(0.155 \text{ plg}^2 + \frac{1560 \text{ lb}}{60,000 \text{ psi}} \right) (2.8125 \text{ plg} - 0.744 \text{ plg})^2 \\ &= 14.78 \text{ plg}^4/\text{pie} \end{aligned}$$

$$I_g = \frac{bt_{sp}^3}{12} = \frac{12 \times 5.625^3}{12} = 178 \text{ plg}^4/\text{pie} \quad (\text{NCMA TEK 14.1B})$$

$$f_r = 153 \text{ psi} \quad (\text{ACI 530 Tabla 9.1.9.2 para lechareada completa})$$

El valor de f_r puede incrementarse por la tensión axial, P_u/A_n , asociada con el caso de carga considerado ya que la compresión axial compensa la tensión de flexión.

$$f_r = 153 \text{ psi} + \frac{1560 \text{ lb}}{(12 \text{ plg})(5.625 \text{ plg})} = 176.1 \text{ psi}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = 176.1 \text{ psi} \times \frac{178 \text{ plg}^4}{2.8125 \text{ plg}} = 11,145 \text{ plg-lb/pie} \quad \underline{\text{OK}}$$

Como $M_u > M_{cr}$, lo controla la Ecuación 9-30

$$\delta_u = \frac{5M_{cr}h^2}{48E_m I_g} + \frac{5(M_u - M_{cr})h^2}{48E_m I_{cr}} \quad \text{for } M_{cr} \leq M_u$$

$$\delta_u = \frac{(5)(11,145 \text{ plg-lb})(216 \text{ plg})^2}{(48)(1,710,000 \text{ psi})(178 \text{ plg}^4)} + \frac{(5)(16,712 \text{ plg-lb} - 11,145 \text{ plg-lb})(216 \text{ plg})^2}{(48)(1,710,000 \text{ psi})(14.78 \text{ plg}^4)} = 1.249 \text{ plg}$$

$$M_u = \frac{w_u h^2}{8} + \frac{P_u e}{2} + P_u \delta_u = 16,712 + 1560 \times 1.249 = 18,660 \text{ plg-lb}$$

Repita el cálculo de δ_u , usando el nuevo valor de M_u (18.660 pulgadas-libras en lugar de 16.712 pulgadas-libras). El nuevo valor de δ_u es 1.623 pulgadas. Después de tres iteraciones, el momento es 19.419 pulgadas-lb y δ_u es 1.74 pulgadas. Si se lleva a cabo a la convergencia (cinco o seis iteraciones), el momento es 19.494 pulgadas-k/pie y δ_u es 1,78 pulg. Estos cálculos son adecuados para hojas de cálculo.

Ahora que se ha determinado el momento de diseño, incluyendo el momento secundario (efecto P-δ), se debe determinar la resistencia requerida para este momento con una carga axial de 1560 libras. Las ecuaciones 20-12 a 20-15 son aplicables para esta solución ya que la pared está solidamente lechareada y el acero no está descentrado. Sigue una solución iterativa, pero las ecuaciones pueden resolverse de varias maneras, como lo hicimos en el capítulo 4

$$A_s f_y + \frac{P_u}{\phi} = \frac{M_u}{\phi [d - (a' / 2)]}$$

Iterando estas dos ecuaciones hasta

$$a = \frac{[A_s f_y + (P_u / \phi)]}{0.8 f'_m b}$$

Asumiendo el valor para a , empezando con $a = 1$ plg

$$A_s f_y + \frac{P_u}{\phi} = \frac{19,494 \text{ plg lb}}{0.9 \left(2.8125 \text{ plg} - \frac{1 \text{ plg}}{2} \right)} = 9366 \text{ lb}$$

$$a = \frac{9366 \text{ lb}}{(0.8)(1900 \text{ psi})(12 \text{ plg})} = 0.513 \text{ plg}$$

Este valor para a es cerrado para el actual valor, y ahora es usado en lugar de $a = 1$ plg

$$A_s f_y + \frac{P_u}{\phi} = \frac{19,494 \text{ plg lb}}{0.9 \left(2.8125 \text{ plg} - \frac{0.513 \text{ plg}}{2} \right)} = 8476 \text{ lb}$$

$$a = \frac{8476 \text{ lb}}{(0.8)(1900 \text{ psi})(12 \text{ plg})} = 0.465 \text{ plg}$$

Iterando de nuevo,

$$A_s f_y + \frac{P_u}{\phi} = \frac{19,494 \text{ plg lb}}{0.9 \left(2.8125 \text{ plg} - \frac{0.465 \text{ plg}}{2} \right)} = 8395 \text{ lb}$$

$$a = \frac{8395 \text{ lb}}{(0.8)(1900 \text{ psi})(12 \text{ plg})} = 0.460 \text{ plg}$$

Las dos últimas iteraciones están lo suficientemente cerca como para que se considere que han convergido. Así que el valor de A_s puede calcularse sobre la base del último valor, $A_s f_y + P_u / \phi = 8395$ lb.

$$A_s = \frac{8395 \text{ lb} - (P_u / \phi)}{f_y} = \frac{8395 \text{ lb} - (1560 \text{ lb} / 0.9)}{60,000 \text{ psi}} = 0.111 \text{ plg}^2$$

Dado que este valor de A_s es menor que el valor de ensayo de 0.155 plg^2 , el *valor de ensayo* es suficiente. Obsérvese que esto no significa que un valor de A_s de 0.111 plg^2 sea suficiente porque las propiedades de deflexión del muro se basaron en el valor de ensayo de 0.155 plg^2 , no 0.111 plg^2 .

Análisis P- δ para el caso de carga 6 (Pu = 765 lb/pie, Mu = 16,317 pulgada.-lb/pie)

La carga muerta para el caso de carga 6 también se incrementa por el peso propio del muro por encima de la sección crítica ($9 \text{ pies} \times 37 \text{ psf} = 333 \text{ lb/pie}$). El nuevo valor de $P_u = 765 \text{ lb/pie} + 0.9 \times 333 \text{ lb/pie} = 1065 \text{ plf}$. La corrección para f_c para carga axial es $f_c = 153 \text{ psi} + 1065 \text{ lb/pie} / (12 \text{ plg}) = 168.8 \text{ psi}$. El valor corregido de $M_{cr} = (168.8 \text{ psi})(178 \text{ plg}^4) / (2.8125 \text{ plg}) = 10,683 \text{ pulgada.-lb/pie}$.

Utilice el mismo método iterativo para encontrar δ_u tal como se usó para el caso 4, pero para una carga axial de 1065 lb/pie y un momento (antes de aplicar P- δ) de $16,317 \text{ pulg.-lb/pie}$.

Después de todos los pasos tediosos utilizados para el caso 4, el valor final de $\delta_u = 1.627 \text{ pulg}$ y el momento, M_u , es $18.050 \text{ pulg.-lb/pie}$. En lugar de usar el método iterativo, se utiliza la solución directa de la ecuación cuadrática (ecuación 20-6) para encontrar la A_s requerida, sólo para mostrar otra técnica.

$$\rho = \frac{0.80 f'_m}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.80 \phi f'_m b d^2}} \right)$$

$$= \frac{(0.80)(1900 \text{ psi})}{60,000 \text{ psi}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(18,050 \text{ plg.-lb})}{0.80(0.90)(1900 \text{ psi})(12 \text{ plg})(2.8125 \text{ plg}^2)}} \right]$$

$$= 0.00381$$

$$A_{se} = \rho b d = (0.00381)(12 \text{ plg})(2.8125 \text{ plg}) = 0.1286 \text{ plg}^2/\text{pie}$$

$$A_s = A_{se} - \frac{P_u}{\phi f_y} = 0.1286 \text{ plg}^2/\text{pie} - \frac{1065 \text{ lb/pie}}{(0.9)(60,000 \text{ psi})} = 0.109 \text{ plg}^2/\text{pie}$$

Debido a que esta área es menor que 0.119 plg^2 determinada para el caso 4, el caso 4 es más crítico.

Comprobar el cumplimiento de las disposiciones de refuerzo máximo

Ahora debe verificarse que el diseño final de varillas del # 5 a 24 pulgadas centro a centro cumpla con la Sección 9.3.3.5.1 de ACI 530. Una forma de comprobar esta disposición es confirmar que el valor real de c es menor que c_{max} .

$$c_{max} = \frac{0.0025d}{0.0025 + \mu \epsilon_y} \frac{E_s}{E_s} = \frac{72.5d}{72.5 + \mu f_y} = \frac{72.5d}{72.5 + \mu \times 60} \quad \text{para construcción CMU}$$

$$c_{max} = 0.446d \quad \text{para } \mu = 1.5$$

$$a_{max} = 0.8c_{max} = 0.8(0.446)(2.8125 \text{ plg}) = 1.00 \text{ plg}$$

$$a = \frac{A_s f_y + (P_u / \phi)}{0.80 f'_m b} = \frac{(0.155 \text{ plg}^2)(60,000) + (1560 \text{ lb} / 0.9)}{(0.8)(1900 \text{ psi})(12 \text{ plg})} = 0.605 \text{ plg} < a_{max} \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

El valor de a usado aquí (0,605 pulgadas) es el valor real utilizado en el muro, no el valor teórico necesario.

Este ejemplo muestra que el diseño por resistencia no es adecuado para cálculos manuales debido al efecto $P-\delta$. Se eligió aquí un espesor nominal de muro de 6 pulgadas para ilustrar los cálculos de $P-\delta$ en un ejemplo con deflexiones significativas. No se pretende que sea un diseño recomendado.

Utilice un muro de UMC de 6 pulgadas con varillas del # 5 separadas 24 pulgadas centro a centro, completamente lechareado.

20.8 Muros con carga coplanar- muros de cortante

Un muro de cortante de mampostería es uno cargado en su propio plano. Los muros de cortante de concreto reforzado se trataron en la Sección 18.5 de este libro. Refiérase a esa sección para entender la fuente de las cargas para los muros de cortante. Las hipótesis que se usan para desarrollar ecuaciones para muros con cargas fuera del plano se aplican a la geometría de los muros de cortante para obtener las ecuaciones necesarias para su análisis y diseño. La mayoría de los muros de cortante contienen capas múltiples de refuerzo (por ejemplo, la figura 18.8 en el Capítulo 18). Cada una de estas capas se somete a una deformación unitaria diferente, por lo tanto potencialmente un esfuerzo diferente. El bloque rectangular de esfuerzos que se utiliza para dinteles y muros también se aplica a la mampostería en compresión en los muros de cortante.

La figura 20.5 muestra un muro de cortante sujeto a una deformación unitaria de compresión de ϵ_{mu} en el lado derecho y una deformación unitaria de tensión en el izquierdo. La fuerza axial y el momento de flexión que causan esta deformación unitaria se calculan de la misma manera que para las columnas de concreto reforzado en la Sección 10.3 de este libro. Cada varilla de refuerzo tiene una deformación unitaria diferente, por lo tanto, potencialmente un esfuerzo diferente. Sin embargo, si la deformación unitaria en cualquier varilla es f_y o más, el esfuerzo es f_y . Si la deformación unitaria en una varilla es de compresión, el esfuerzo se toma como cero. Sin embargo, cuando se calcula el refuerzo de tensión máximo por flexión que se describe en la Sección 20.4, se permite la utilización de la fuerza de compresión en el acero de refuerzo.

A partir del diagrama de deformaciones unitarias de la figura 20.5 usando triángulos semejantes, la deformación unitaria en cualquier posición del muro, ϵ_i , puede relacionarse con ϵ_{mu} , c , y la distancia a esa posición desde la fibra de compresión extrema, ϵ_i . Para la construcción con UMC, $\epsilon_{mu} = 0.0025$.

$$\frac{\epsilon_{mu}}{c} = \frac{\epsilon_{tu}}{d_v - c} = \frac{\epsilon_i}{d_i - c}$$

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

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

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

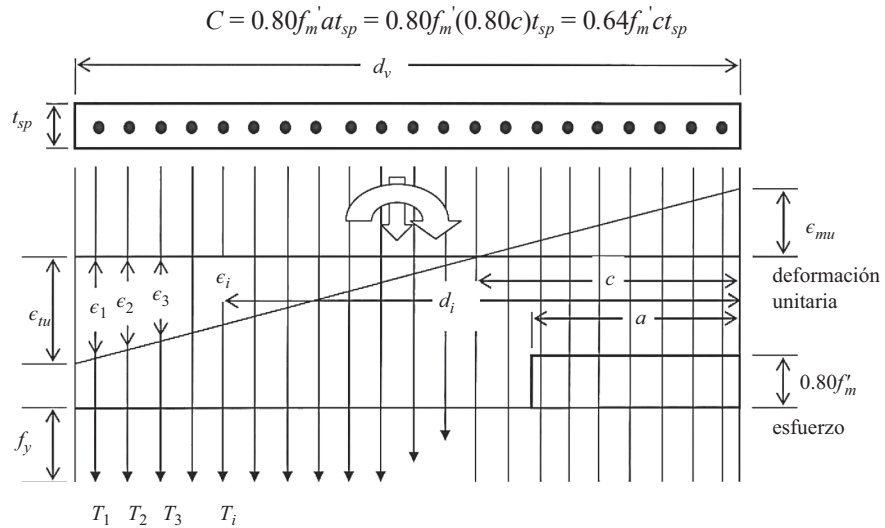


Figura 20.5 Deformación unitaria y esfuerzo en un muro de cortante

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

$$P_n = C - \sum T_i = 0.64f'_m ct_{sp} - \sum A_{si}f_{si}$$

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

$$M_n = C \frac{d_v - a}{2} + \sum T_i \left(d_i - \frac{d_v}{2} \right)$$

Las coordenadas de los pares P_n , M_n para cualquier valor supuesto de la profundidad del eje neutro, c , pueden trazarse para formar un diagrama de interacción. Este es el mismo proceso usado para desarrollar el diagrama de interacción para columnas de concreto reforzado en el Capítulo 10.

Ejemplo 20.4

Desarrolle el diagrama de interacción para un muro de cortante que tiene las siguientes propiedades:

$d_v = 24$ pies 8 plg = 296 plg, altura = $h = 14$ pies 0 pulg., $t_{sp} = 7.625$ plg, varillas del #5 a 48 pulgadas centro a centro

$$f'_m = 1500 \text{ psi}, \quad f_y = 60 \text{ ksi}$$

Aunque los valores de f_m' de 1500 psi no aparecen en la Tabla 20.1, el ACI 530 (Sección 9.1.9.1.1) limita f_m' a valores que van desde 1500 psi a 4000 psi.

Solución

Este muro tendrá siete varillas, igualmente espaciadas, con la primera varilla a 4 pulgadas de cada extremo. Por lo tanto, de acuerdo con la notación de la figura 20.5,

$$d_1 = d_v - 4 \text{ plg} = 296 \text{ plg} - 4 \text{ plg} = 292 \text{ plg}$$

$$d_2 = d_1 - 48 \text{ plg} = 292 \text{ plg} - 48 \text{ plg} = 244 \text{ plg}$$

$$d_3 = 196 \text{ plg}, d_4 = 148 \text{ plg}, d_5 = 100 \text{ plg}, d_6 = 52 \text{ plg}, d_7 = 4 \text{ plg}$$

$$\text{Suponer } c = 146 \text{ plg}$$

$$\text{Luego } a = 0.8(146 \text{ plg}) = 116.8 \text{ plg}$$

$$C = 0.64f_m'ct_{sp} = 0.64(1500 \text{ psi})(146 \text{ plg})(7.625 \text{ plg})$$

$$= 1,068,720 \text{ lb} = 1069 \text{ k}$$

$$\frac{\epsilon_i}{d_i - c} = \frac{\epsilon_{mu}}{c}, \epsilon_1 = \frac{(d_1 - c)\epsilon_{mu}}{c} = \frac{(292 - 146)(0.0025)}{146} = 0.0025 > \epsilon_y$$

$$\therefore f_{s1} = f_y = 60 \text{ ksi}$$

$$\epsilon_2 = \frac{(d_2 - c)\epsilon_{mu}}{c} = \frac{(244 - 146)(0.0025)}{146} = 0.001678 < \epsilon_y$$

$$\therefore f_{s2} = \epsilon_2 E_s = (0.001678)(29,000 \text{ ksi}) = 48.66 \text{ ksi}$$

$$\epsilon_3 = \frac{(d_3 - c)\epsilon_{mu}}{c} = \frac{(196 - 146)(0.0025)}{146} = 0.00086 < \epsilon_y$$

$$\therefore f_{s3} = \epsilon_3 E_s = (0.00086)(29,000 \text{ ksi}) = 24.83 \text{ ksi}$$

$$\epsilon_4 = \frac{(d_4 - c)\epsilon_{mu}}{c} = \frac{(148 - 146)(0.0025)}{146} = 0.000034 < \epsilon_y$$

$$\therefore f_{s4} = \epsilon_4 E_s = (0.000034)(29,000 \text{ ksi}) = 0.99 \text{ ksi}$$

Las varillas restantes están en compresión, y por lo tanto su contribución a las fuerzas en la sección debe despreciarse. La fuerza de tensión en cada varilla es $T_i = A_{si}f_{si}$. Como todas las varillas son del mismo tamaño (por lo general están en un muro de cortante), A_{si} es constante para todas las varillas, y las ecuaciones se simplifican de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} P_n &= C - \sum T_i = 0.64f_m'ct_{sp} - A_{si} \sum f_{si} \\ &= (0.64)(1500 \text{ ksi})(146 \text{ plg})(7.625 \text{ plg}) - (0.31 \text{ plg}^2)(60 \text{ k} + 48.66 \text{ k} + 24.83 \text{ k} + 0.99 \text{ k}) \\ &= 1027 \text{ k} \end{aligned}$$

$$\phi P_n = 0.9(1027 \text{ k}) = 924 \text{ k}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C \frac{d_v - a}{2} + \sum T_i \left(d_i - \frac{d_v}{2} \right) = C \frac{d_v - a}{2} + A_{si} \sum f_{si} \left(d_i - \frac{d_v}{2} \right) \\ &= (1069 \text{ k}) \frac{296 \text{ plg} - 116.8 \text{ plg}}{2} \\ &\quad + (0.31) \left[\begin{aligned} &(60 \text{ ksi}) \left(292 \text{ plg} - \frac{296}{2} \text{ plg} \right) + (48.66 \text{ ksi}) \left(244 \text{ plg} - \frac{296}{2} \text{ plg} \right) \\ &+ (24.83 \text{ ksi}) \left(196 \text{ plg} - \frac{296}{2} \text{ plg} \right) + (0.99 \text{ ksi}) \left(148 \text{ plg} - \frac{296}{2} \text{ plg} \right) \end{aligned} \right] \end{aligned}$$

$$= 100,253 \text{ plg-k} = 8354 \text{ pie-k}$$

$$\phi M_n = 0.9(8354 \text{ pie-k}) = 7519 \text{ pie-k}$$

Las coordenadas de un punto del diagrama de interacción ϕP_n , ϕM_n son (924 k, 7521 pie-k). Este punto único se muestra en la tabla 20.3, junto con muchos otros puntos. Los puntos se calculan a partir de valores supuestos de c/d_t que dan un amplio rango de valores para este parámetro. También se incluye la carga axial asociada con las Ecuaciones 9 - 19 y 9 - 20 del Código ACI 530. Esta es la línea horizontal mostrada para un valor de 1232 k. Este valor es el único que depende del factor de reducción de esbeltez. El valor de $\phi P_{n \max}$ asociado a la provisión de refuerzo máximo permitido también se incluye en la tabla. Se obtiene utilizando

Tabla 20.3 Desarrollo del diagrama de interacción para muro de corte de mampostería para el ejemplo 20.4

c/d_t	c	$C_{\text{mampostería}}$	f_{s7}	f_{s6}	f_{s5}	f_{s4}	f_{s3}	f_{s2}	f_{s1}	ϕM_n , pie-k Momento	ϕP_n , k Fuerza axial
										0	2435
1.0137	296.00	2166.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4810	1950
0.9	262.80	1923.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-8.06	6214	1729
0.8	233.60	1709.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-3.23	-18.13	7065	1533
0.7	204.40	1496.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-14.05	-31.07	7569	1334
0.6	175.20	1282.46	0.00	0.00	0.00	0.00	-8.61	-28.47	-48.33	7730	1130
0.5472	159.77	1169.54	0.00	0.00	0.00	0.00	-16.44	-38.22	-60.00	7681	1021
0.5472	159.77	1169.54	0.00	0.00	0.00	0.00	-16.44	-38.22	-60.00	7681	1021
0.5	146.00	1068.72	0.00	0.00	0.00	-0.99	-24.83	-48.66	-60.00	7519	924
0.4	116.80	854.98	0.00	0.00	0.00	-19.37	-49.16	-60.00	-60.00	6884	717
0.3	87.60	641.23	0.00	0.00	-10.26	-49.99	-60.00	-60.00	-60.00	5823	510
0.2	58.40	427.49	0.00	0.00	-51.64	-60.00	-60.00	-60.00	-60.00	4340	303
0.1	29.20	213.74	0.00	-56.61	-60.00	-60.00	-60.00	-60.00	-60.00	2394	93
0.01	2.92	21.37	-26.82	-60.00	-60.00	-60.00	-60.00	-60.00	-60.00	346	-89
	ϕ^* Tensión pura = - suma ($A_{si} f_y$)									0	-117
$c = c_{\max}$	130.28	953.63	60.00	43.56	16.85	-9.86	-36.58	-60.00	-60.00	$\phi P_{n \max} =$	845.4
	ϕ^* Ecuación código 9-19 o 9-20									0	1232

$c = c_{\max}$ Y, en este caso, se basa en un factor de ductilidad de = 4 (muro de cortante reforzado especial). Obsérvese que en el cálculo de $\phi P_{n \max}$ se incluyó la fuerza de compresión en el acero de refuerzo, a diferencia de todos los demás casos. El caso de tensión pura ($P_n = A_s f_y$, $M_n = 0$), también se incluye para completar el diagrama.

Las coordenadas de las dos últimas columnas de la tabla 20.3 se representan gráficamente en la figura 20.6.

Al igual que con las columnas de concreto reforzado, todos los conjuntos de valores de P_u y M_u asociados con las combinaciones de cargas dadas en el Capítulo 4 deben estar dentro del diagrama. Por ejemplo, si un muro de cortante tiene $M_u = 6000$ pie-k, la carga axial debe estar dentro del rango $550 \text{ k} < P_u < 1750 \text{ k}$. Sin embargo, la carga axial máxima de la ecuación 9-19 es 1252 k, por lo que este valor controlaría en lugar de 1750 k. Estos límites son aproximados ya que simplemente se leyeron del gráfico.

Capacidad de cortante de muros de cortante de mampostería reforzada

El diseño por cortante de los muros de corte de mampostería reforzada por diseño por resistencia es muy similar al de los muros de cortante de concreto reforzado estudiados en la Sección 18.6 de este libro.

La capacidad de cortante de la mampostería está dada por ACI 530 ecuación 9-24 en la Sección 9.3.4.1.2.1,

$$V_{nm} = \left[4.0 - 1.75 \left(\frac{M_u}{V_u d_v} \right) \right] A_n \sqrt{f'_m} + 0.25P_u \quad (\text{ACI 530 Ecuación 9-24})$$

El valor de $M_u/V_u d_v$ suele ser menor que la unidad, pero no debe tomarse mayor que la unidad. El término de fricción, $0.25f'_m$, reconoce que la compresión axial aumenta la capacidad de cortante debida a los efectos de fricción. El coeficiente de 0.25 implica un coeficiente de fricción de 0.25. En los muros de cortante, la mampostería por sí sola a menudo no puede resistir la fuerza de cortante de diseño, V_u . Puede obtenerse una capacidad adicional de cortante por refuerzo de cortante en forma de varillas de refuerzo en vigas de unión horizontales. Mediante el uso de unidades con almas que no tienen la altura completa, se proporciona un espacio horizontal para la colocación de varillas horizontales. A menudo se colocan dos varillas en una viga de unión, pero no siempre.

La capacidad combinada de la mampostería y del refuerzo de cortante está dada por

$$V_n = (V_{nm} + V_{ns}) \gamma_g \quad (\text{ACI 530 Ecuación 9-21})$$

Los límites superiores se colocan en V_n como sigue:

(a) Donde $M_u/V_u d_v \leq 0.25$:

$$V_n \leq 6\gamma_g A_{nv} f'_m \quad (\text{ACI 530 Ecuación 9-22})$$

(b) Donde $M_u/V_u d_v > 1.0$

$$V_n \leq 4\gamma_g A_{nv} f'_m \quad (\text{ACI 530 Ecuación 9-23})$$

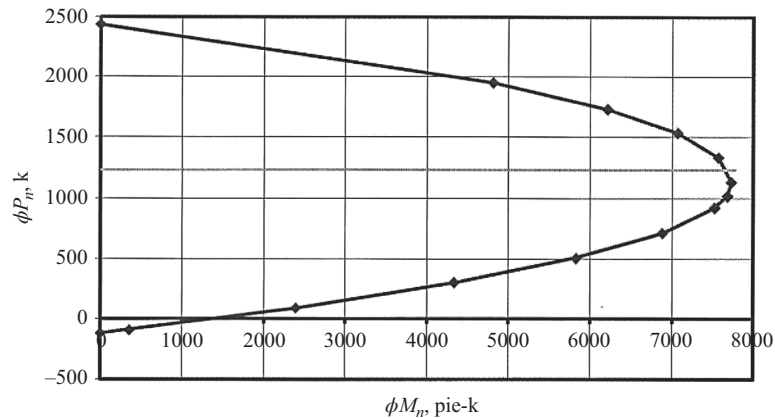
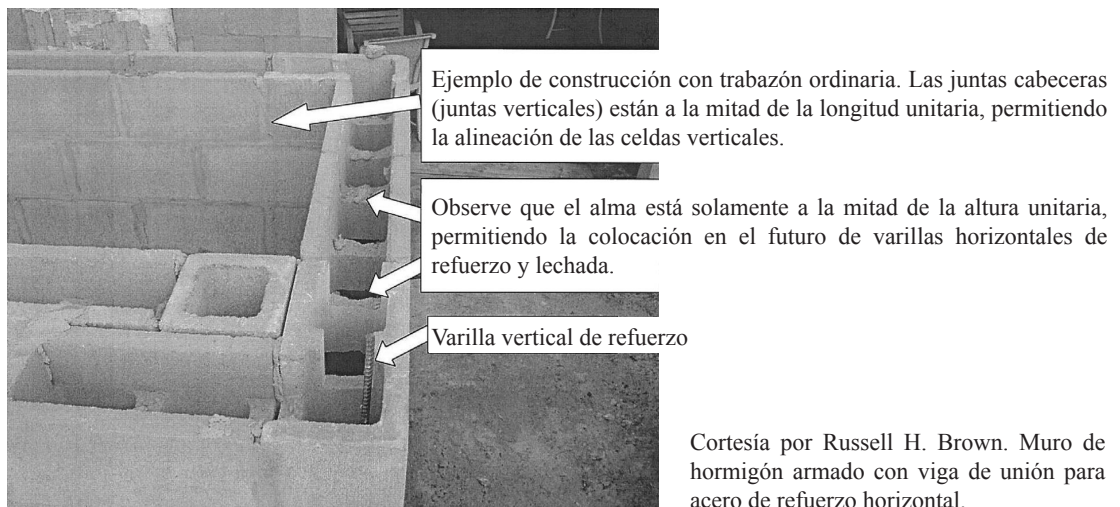


Figura 20.6 Diagrama de interacción para el muro de cortante de mampostería reforzada



- (c) El valor máximo de V_n para $M_u/V_u d_v$ entre 0.25 y 1.0 puede obtenerse a partir de la interpolación lineal entre las dos ecuaciones.

Las paredes con lechareado parcial pueden producir resistencias más bajas que las predichas por las ecuaciones de resistencia al cortante usando sólo la reducción del área neta. El factor de muro de cortante lechareado, γ_g , se utiliza para compensar esta resistencia reducida hasta que se puedan desarrollar métodos para predecir con mayor exactitud el comportamiento de estos elementos. γ_g es 0.75 para muros de cortante parcialmente lechareados y 1.0 en caso contrario.

Finalmente, la capacidad de cortante suministrada por el refuerzo de cortante colocado con una separación, s , que tiene un área de acero, A_v , es

$$V_{ns} = 0.5 \frac{A_v f_y d_v}{s} \quad (\text{ACI 530 Ecuación 9-25})$$

donde f_y es la resistencia a la fluencia especificada para el refuerzo de cortante. Por ejemplo, si se coloca una varilla del #5 en una viga de un solo enlace, $A_v = (1) (0.31 \text{ pulg.}^2) = 0.31 \text{ pulg.}^2$.

La separación máxima entre las varillas de refuerzo de cortante es la menor de $d_v/2$ o 48 pulgadas. Esta disposición se encuentra en el Código ACI 530, Sección 9.3.4.2.3, que se aplica sólo a vigas. Sin embargo, los autores sienten que deben aplicarse también a los muros de cortante. Además, el extremo de las varillas de refuerzo de cortante debe engancharse alrededor del refuerzo longitudinal (vertical).

Diseño de muros de cortante de mampostería reforzada

El diseño de los muros de cortante de mampostería reforzada implica los mismos aspectos que encontramos al diseñar columnas. Hay demasiadas variables para resolver las ecuaciones en una forma cerrada. Se necesita una plantilla gráfica o una hoja de cálculo (u otro *software* de computadora) para diseñar para una combinación de carga axial y momento flexionante. No hay suficiente espacio en este capítulo individual sobre mampostería para desarrollarlas. En este capítulo se suministra una hoja de cálculo simple para ayudar en el proceso de diseño. El diseño por cortante se puede hacer a mano aplicando las ecuaciones de la Sección 9.3.4.1.2 del Código ACI.

Diseñe el muro de cortante completamente lechareado para las siguientes especificaciones.

$$d_v = 288 \text{ plg}, \quad t_{sp} = 7.625 \text{ plg}, \quad h = 192 \text{ plg}, \quad f'_m = 1500 \text{ psi}, \quad f_y = 60 \text{ ksi}$$

$$P_u = 86 \text{ k}, \quad M_u = 33,880 \text{ plg-k}, \quad V_u = 280 \text{ k}$$

Solución

$$\frac{M_u}{V_u d_v} = \frac{33,880 \text{ plg-k}}{280 \text{ k} \times 288 \text{ plg}} = 0.42 < 1$$

$$V_{nm} = \left(4 - 1.75 \frac{M_u}{V_u d} \right) \sqrt{f'_m} A_n + 0.25 P_u$$

$$= [4 - 1.75(0.42)] \sqrt{1500} \text{ psi} \times 7.625 \text{ plg} \times 288 \text{ plg} + 0.25(86,000 \text{ lb}) = 299 \text{ 170 k}$$

$$V_u = 28 \text{ k} > \phi \gamma_g V_{nm} = 0.80 \times 1.0 \times 299.17 \text{ k} = 239.3 \text{ k} \quad \text{Se requiere refuerzo de cortante.}$$

$$\gamma_g V_{ns} = \frac{V_u}{\phi_{\text{shear}}} - V_{nm} = \frac{280 \text{ k}}{0.8} - (1.0)(299.17 \text{ k}) = 50.83 \text{ k}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_{ns}}{0.5 f_y d_v} = \frac{50.83 \text{ k}}{(0.5)(60 \text{ ksi})(288 \text{ plg})} = 0.00588 \text{ plg}$$

Si se suministran vigas de unión en cada tercer hilada, $s = 24 \text{ plg}$. Entonces $A_v \geq (0.00588 \text{ pulgadas})(24 \text{ pulgadas}) = 0.141 \text{ plg}^2$. Si las vigas de unión están espaciadas a 48 pulgadas, entonces $A_v \geq (0.00588 \text{ pulgadas})(48 \text{ pulgadas}) = 0.282 \text{ plg}^2$. Utilice dos varillas del #4 en vigas de unión horizontales con $s = 48 \text{ pulgadas}$ (espaciamiento vertical). El valor real de $A_v/s = 2 (0.20 \text{ plg}^2)/48 \text{ plg} = 0.00833 \text{ plg}$.

El Código ACI 530, Sección 9.3.6.2 requiere que el refuerzo que tenga un área al menos igual a un tercio de A_v , se suministre perpendicular al refuerzo de cortante. Este refuerzo vertical debe estar distribuido uniformemente y no debe exceder una separación de 8 pies. Esta provisión se satisface al suministrar $A_v/s = 0.00833 \text{ pulg./3} = 0.00278 \text{ pulg.}$ Si se elige un espaciamiento horizontal de 48 pulgadas, entonces el área de acero que se requiere es $(0.00278 \text{ pulgadas}) (48 \text{ pulgadas}) = 0.133 \text{ pulgadas}^2$. Esto se satisface usando una varilla del #4 ($A_s = 0.20 \text{ pulg}^2$). Sin embargo, el diseño para la combinación de flexión y carga axial puede requerir más acero de refuerzo vertical que éste.

Resumen del diseño por cortante: Utilice dos varillas del #4 en las vigas horizontales de enlace a una distancia vertical de 48 pulgadas. Utilice al menos una varilla del #4 en sentido vertical con una separación horizontal de 48 pulgadas.

20.9 Ejemplo de computadora

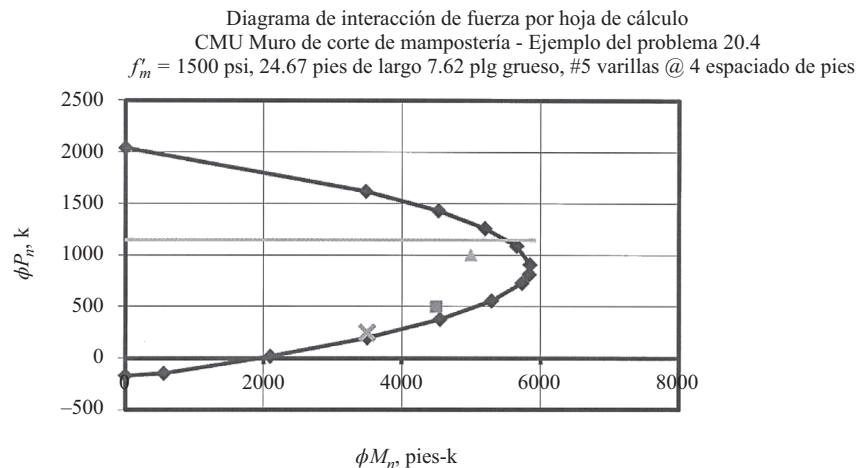
Utilizando las hojas de cálculo Excel suministradas para el Capítulo 20, diseñe un muro de cortante de mampostería reforzada (muro de cortante reforzado intermedio) para las siguientes tres combinaciones de carga y momento.

1. $P_u = 500 \text{ k}$ y $M_u = 4500 \text{ pie-k}$
2. $P_u = 1000 \text{ k}$ y $M_u = 5000 \text{ pie-k}$
3. $P_u = 250 \text{ k}$ y $M_u = 3500 \text{ pie-k}$

El muro tiene 248 pulgadas de largo y 144 pulgadas de alto. Las propiedades del material son las mismas que las del ejemplo 20.5.

Solución

Abra la hoja de cálculo llamada Shearwall. Introduzca valores en todas las celdas sombreadas en amarillo (sólo en las hojas de cálculo de Excel, no en el ejemplo impreso). Debido a que el muro es más corto que aquel de la hoja de cálculo, deben modificarse el número y la posición de las varillas. Debido a que la separación de las varillas en la hoja de cálculo original es de 48 pulgadas, sería sencillo simplemente eliminar una de las varillas (la más alejada de la fibra de compresión extrema). Simplemente cambie el valor de A_{s1} del valor mostrado a cero (celda C27), y la varilla se ha eliminado. Introduzca un espesor de muro de prueba (intente 7.625 pulgadas en la celda B10) y el área de la varilla (intente 0.31 pulg^2 en la celda C21). Introduzca las combinaciones de carga en la tabla de Cargas (celdas I9 a N11). Ahora seleccione la pestaña Diagrama de interacción y observe si todas las cargas (representadas con una X, un cuadrado y un triángulo) se sitúan dentro del diagrama. La X no lo está. Intente aumentar el tamaño de la varilla de 0.31 pulg^2 a 0.44 pulg^2 . Ahora todos encajan. Se muestra que el valor de $P_{n \max}$ es 385 k, que debe exceder la combinación de carga de $D + 0.75L + 0.525Q_E$.



Hoja de cálculo para calcular el diagrama de interacción de fuerza axial-momento resistente para el muro de cortante de mampostería de concreto del ejemplo 2.5

peralte, d_v	248	plg	$h =$	144	plg	altura
ϵ_{mu}	0.0025		$t =$	7.625	plg	espesor
f'_m	2.0	ksi	$s =$	48.00	plg	separación de varillas
f_y	60	ksi	$h/r =$	65.42		relación de esbeltez
E_s	29000	ksi				
d_l	60	plg				
(c/d) balanceada	0.5472					Ingrese los pares de carga axial y momento de todas las combinaciones de carga
ancho (espesor de muro), t_{sp}	7.625	plg	$P_u =$	500	1000	250 k
ϕ	0.9		$M_u =$	4500	5000	3500 pie-k
$\phi =$	3					
$c_{max}/d =$	70.05940594	plg	$c_{max}/d =$	0.2871		

las capas de acero se cuentan desde la fibra de compresión extrema hasta la fibra de tensión extrema
 las distancias se miden a partir de la fibra de compresión extrema
 se supone que el refuerzo se coloca a intervalos de 4 pies
 la compresión en la mampostería y el refuerzo se toman como positivos
 la tensión en el refuerzo de compresión se hace igual a cero, porque el refuerzo no está soportado lateralmente (excepto en la determinación de P_{max})

Capa de refuerzo	Distancia desde la fibra de compresión extrema, d_i		Factor de esbeltez $R = 0.7816$											ϕM_n , k-pie Momento	ϕP_n , k Fuerza axial	
	Área			c/d	c	$M_{mampostería}$	f_{s7}	f_{s6}	f_{s5}	f_{s4}	f_{s3}	f_{s2}	f_{s1}			
7	4.00	0.44													0	2435
6	52.00	0.44														
5	100.00	0.44														
4	148.00	0.44														
3	196.00	0.44														
2	244.00	0.44														
1	292.00	0.44														
Carga axial pura																
Puntos controlados por la mampostería	1.0137	296.00	2166.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4810	1950	
	0.9	262.80	1923.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-3.23	-8.06	6214	1729			
	0.8	233.60	1709.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-14.05	-18.13	7065	1533			
	0.7	204.40	1496.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-8.61	-28.47	-31.07	7569	1334			
	0.6	175.20	1282.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-16.44	-38.22	-48.33	7730	1130			
	0.5472	159.77	1169.54	0.00	0.00	0.00	0.00	-16.44	-38.22	-60.00	-60.00	7681	1021			
	0.5472	159.77	1169.54	0.00	0.00	0.00	0.00	-24.83	-48.66	-60.00	-60.00	7681	1021			
	0.5	146.00	1068.72	0.00	0.00	0.00	-0.99	-49.16	-60.00	-60.00	-60.00	7519	924			
	0.4	116.80	854.98	0.00	0.00	0.00	-19.37	-60.00	-60.00	-60.00	-60.00	6884	717			
	0.3	87.60	641.23	0.00	0.00	-10.26	-49.99	-60.00	-60.00	-60.00	-60.00	5823	510			
	0.2	58.40	427.49	0.00	0.00	-51.64	-60.00	-60.00	-60.00	-60.00	-60.00	4340	303			
	0.1	29.20	213.74	0.00	-26.82	-60.00	-60.00	-60.00	-60.00	-60.00	-60.00	2394	93			
	0.01	2.92	21.37	-26.82	-60.00	-60.00	-60.00	-60.00	-60.00	-60.00	-60.00	346	-89			
Tensión pura = -suma ($A_{si}f_y$)				ϕ^* Tensión pura = - suma ($A_{si}f_y$)								0	-117			
$\phi P_{nmax} =$ (ACI 530, Sección 9.3.3.5.2)	$c =$	130.28	953.63	60.00	43.56	16.85	-9.86	-36.58	-60.00	-60.00	-60.00	$\phi P_{nmax} =$	845.4			
Ecuación del código 9-19 o 9-20	c_{max}			ϕ^* Ecuación del código 9-19 o 9-20								0	1232			

Problemas

Problema 20.1 Determine el refuerzo requerido para un muro de 12 pulgadas de espesor que tiene una altura de 36 pies. El muro debe diseñarse como simplemente apoyado. Desprecie el peso propio del muro. El muro está sujeto a una carga de viento lateral fuera del plano de 32 psf. La resistencia unitaria a la compresión es de 2500 psi y se especifica mortero de cemento tipo S de mampostería. (Una respuesta varillas # 7 @ 32 pulgadas entre centros, lechada completa)

Problema 20.2 Determine el refuerzo requerido para un muro de 8 pulgadas de espesor que tiene una altura de 24 pies. El muro debe diseñarse como simplemente apoyado. Desprecie el peso propio del muro. El muro está sujeto a una carga de viento lateral fuera del plano de 40 psf. La resistencia unitaria a la compresión es de 2500 psi y se especifica mortero de cemento de mampostería tipo S.

Problema 20.3 Diseñe un dintel de mampostería para un claro libre de 18 pies 4 pulg. La longitud de apoyo es de 8 pulgadas, la altura de la puerta es de 12 pies y la altura de la mampostería por encima del vano es de 56 pulg. $f_m' = 1500$ psi y el refuerzo es de grado 60. El muro por encima del vano está completamente lechareado con un espesor de 8 pulgadas (nominal) y pesa 80 psf. El muro está sujeto a cargas uniformemente distribuidas de $w_D = 300$ plf (más el peso de la mampostería) y $w_L = 280$ plf. (Una respuesta 3 hiladas, $d = 20.625$ pulgadas con dos varillas del # 6)

Problema 20.4 Diseñe un dintel de mampostería para un claro libre de 12 pies. La longitud de apoyo es de 8 pulgadas, la altura de la puerta es de 8 pies y la altura de la mampostería por encima del vano es de 40 pulg. El muro por encima del vano está completamente lechareado con un espesor de 8 pulgadas (nominal) y pesa 80 psf. El muro está sujeto a cargas uniformemente distribuidas de $w_D = 320$ plf (más el peso de la mampostería) y $w_L = 220$ plf.

Problema 20.5 Determine el refuerzo requerido para un muro de 8 pulgadas de espesor que tiene una altura de 24 pies. El muro debe diseñarse como simplemente apoyado. Desprecie el peso propio del muro.

El muro está sujeto a una carga de viento lateral fuera del plano de 32 psf. El muro está sujeto a cargas axiales excéntricas, $P_d = 850$ plf para $e = 2$ pulgadas, y $P_L = 280$ plf también para $e = 2$ pulgadas $f_m' = 2500$ psi y se especifica mortero de cemento de mampostería tipo S. (Una respuesta varillas del # 5 @ 24 pulgadas entre centros, lechada completa)

Problema 20.6 Determine el refuerzo requerido para un muro de 12 pulgadas de espesor que tiene una altura de 28 pies. El muro debe diseñarse como simplemente apoyado. Desprecie el peso propio del muro. El muro está sujeto a una carga de viento lateral fuera del plano de 40 psf. El muro está sujeto a cargas axiales excéntricas, $P_d = 1850$ plf para $e = 2$ pulgadas, y $P_L = 1280$ plf también para $e = 2$ pulgadas $f_m' = 2500$ psi y se especifica mortero de cemento de mampostería tipo S.

Problema 20.7 Desarrolle el diagrama de interacción para un muro de cortante de 8 pulgadas que mide 20 pies 8 pulgadas de largo, 16 pies de alto, y tiene seis varillas del # 6 uniformemente distribuidas a lo largo de su longitud. La primera varilla se encuentra a 4 pulgadas de cada extremo. $f_m' = 2500$ psi y se especifica mortero de cemento de mampostería tipo S. Se especifica acero de refuerzo de grado 60. (Respuesta un punto: el punto de equilibrio, $c = 133.51$ pulgadas, $\phi P_n = 1426$ k, $\phi M_n = 8949$ pie-k)

Problema 20.8 Diseñe el muro de cortante del problema 20.7 para cortante.

Está sujeto a $P_u = 50$ k, $M_u = 120.000$ pulgadas-k, y $V_u = 300$ k.

Problema 20.9 Utilizando la hoja de cálculo de Excel del Capítulo 20, diseñe un muro de cortante de 12 pies 8 pulgadas de largo, 14 pies de alto y sujeto a $M_u = 1600$ pies-k y $P_u = 200$ k. $f_m' = 1500$ psi y refuerzo de grado 60. (Una respuesta muro de 8 pulgadas con varillas del # 6 @ 24 pulgadas entre centros, lechareada completa)

Problema 20.10 Utilizando la hoja de cálculo de Excel del Capítulo 20, diseñe un muro de cortante de 18 pies de largo, 15 pies de alto y sujeto a $M_u = 96,000$ pulgada-k y $P_u = 800$ k. $f_m' = 2500$ psi y refuerzo de grado 60.