

ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORESISTENTE DE ELEMENTOS DE FACHADAS Y MUROS INTERIORES EN MAMPOSTERÍA O DRYWALL DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO COLOMBIANO NSR-10

Luis Gonzalo Mejía C.
Ingeniero Consultor
lgm@une.net.co
www.lgm.com.co
Medellín

RESUMEN

Con el fin de evitar el gran número de daños reportados en los muros de fachada e interiores de las edificaciones durante los sismos ocurridos en los últimos años, en las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98, se incluyó por primera vez un capítulo con previsiones para el diseño y construcción de elementos no estructurales- E.N.E. en adelante- (Capítulo A.9 – Elementos No Estructurales), el cual se mantiene, con algunas modificaciones, en la nueva versión del reglamento NSR-10 (Ref. 1). No debe olvidarse que la respuesta de los elementos no estructurales tales como muros interiores y de fachada ante solicitaciones producidas por un evento sísmico puede conducir además de los daños del elemento mismo, a situaciones de peligro para los usuarios y transeúntes.

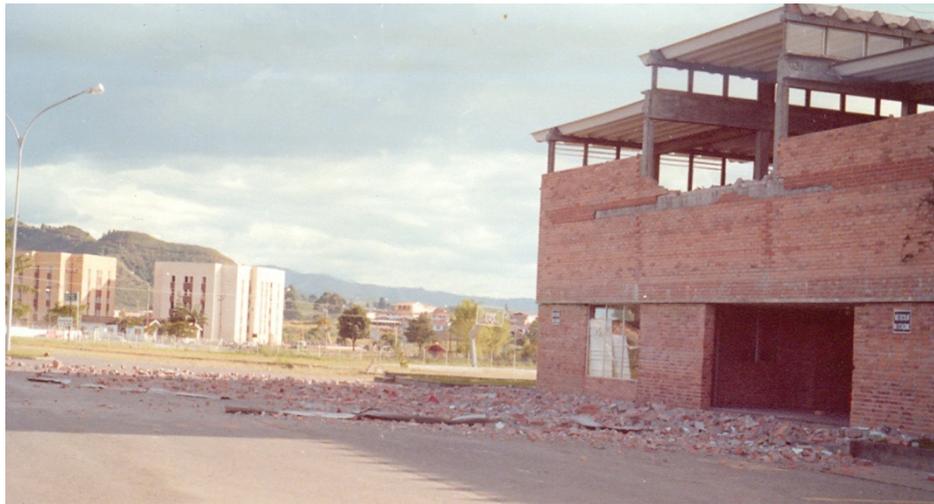


Foto 1. Caída de fachadas en un colegio en Popayán sismo de 1982 (Foto del autor)

Con el objeto de reducir el daño de los E.N.E. es necesario realizar un cambio en la práctica de construcción de elementos tales como muros divisorios y fachadas y además de una reducción de la flexibilidad de las estructuras ante fuerzas horizontales (Ref. 2). Usualmente pueden seguirse dos estrategias para la reducción de daños de estos elementos: la primera es separarlos de la estructura y la segunda es la disposición de elementos que admitan las deformaciones de la estructura (Ref. 3). Independientemente del camino a seguir, es de vital importancia la coordinación entre la arquitectura y el diseño estructural para generar soluciones viables y económicas, con un buen comportamiento sísmico.

Como se mencionó anteriormente, las consideraciones sísmicas que deben tenerse en cuenta en el análisis (determinación de solicitaciones) de éstos E.N.E. se encuentran contenidas en el Capítulo

A.9 de la NSR-10. Su diseño debe efectuarse de acuerdo con lo establecido en el título D Mampostería Estructural, capítulo D.5, teniendo claro que los E.N.E. son también estructurales pero no forman parte del sistema de resistencia sísmica y por lo tanto sólo están sometidos a su propio peso, a la carga sísmica impuesta por el sismo o el viento y ocasionalmente a cargas vivas debidas a mercancías adosadas, cuando se usan en edificios comerciales.

Vale la pena hacer una reflexión acerca del nombre “no estructurales” con el que se designan estos elementos, equivocado en mi opinión, pues conduce a creer que por su calidad de “no estructurales”, no requieren ningún refuerzo y en su construcción pueden utilizarse piezas o elementos de inferior calidad, sin ningún tipo de refuerzo. Para obviar esta situación, por ejemplo, en el caso de los muros, sería mas acertado llamarlos elementos “divisorios” (de fachada o interiores).

Los E.N.E. que deben ser diseñados para resistir los sismos incluyen: acabados y elementos arquitectónicos y decorativos, instalaciones hidráulicas y sanitarias, instalaciones eléctricas, instalaciones de gas, equipos mecánicos, estanterías e instalaciones especiales (A.9.1.2). Estos elementos requieren un diseño sísmico excepto si corresponden a edificaciones pertenecientes a los grupos de uso I y II (NSR-10 literal A.2.5.1) localizadas en zonas de amenaza sísmica baja. La responsabilidad del diseño sísmico de estos elementos, tal como lo señala el reglamento, recae en los profesionales bajo cuya dirección se elaboran los diferentes diseños particulares.

Este trabajo se enfoca en la categoría de E.N.E. tales como muros divisorios y de fachada, analizando diferentes condiciones de apoyo (biapoyados ó en voladizo). Se resalta la importancia de la masa del elemento, la ubicación del mismo en la estructura y su condición de apoyo y anclaje, lo cual se ilustra por medio de un ejemplo y se presentan detalles típicos de acuerdo con la práctica del autor. Finalmente vale la pena mencionar que la metodología de diseño indicada en el capítulo 6 para el diseño de muros actuados por sismos, es igualmente aplicable para el diseño de los muros actuados por viento, utilizando obviamente las solicitaciones determinadas de acuerdo con el capítulo B.6 del Reglamento NSR-10

1. INTRODUCCIÓN

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) tiene como objeto “establecer criterios y requisitos mínimos para el diseño, construcción y supervisión técnica de edificaciones..., con el fin de reducir a un mínimo el riesgo de la pérdida de vidas humanas y defender en lo posible el patrimonio del Estado y de los ciudadanos”.

Los daños en muros interiores de edificaciones, desprendimientos de fachadas y cielo rasos, fallas de áticos y antepechos, y caídas de otros E.N.E., son un peligro potencial para la vida humana y por lo tanto, debe darse un especial cuidado a su diseño. (Foto 1)

Dos aspectos importantes deben considerarse en el análisis y diseño de los E.N.E: a) Cómo afecta su presencia la respuesta de la estructura y b) El comportamiento en sí del elemento. Un ejemplo típico relacionado con la influencia de los elementos no estructurales en la estructura son las “columnas cortas”, caso en el cual el muro limita la capacidad de deformación de la columna haciendo que ésta falle en forma frágil, por cortante y no por flexión. Sin embargo, en un gran número de casos, la respuesta de los elementos no estructurales, aún sin influir en el comportamiento de la estructura, conduce a situaciones de peligro para las vidas humanas y daños en el patrimonio, como en el caso de desprendimientos de fachadas durante un sismo como ya se mencionó.

Los E.N.E. que se estudian en este artículo son los muros divisorios y de fachada en mampostería de bloque de arcilla o de concreto. Sin embargo, los pasos a seguir en el diseño de otros tipos de elementos son esencialmente los mismos y las diferencias importantes se encuentran en el detallado y otros parámetros de diseño establecidos en el capítulo A.9 de la NSR-10, los cuales pueden complementarse con las recomendaciones presentadas en la guía FEMA 74 (Ref. 3). Dado el creciente uso que han tenido las divisiones ligeras, ya sean en drywall, durapanel ó similares, se hará una breve mención a éstos sistemas en el numeral 7.

2. ESTRATEGIAS PARA LA PROTECCIÓN DE LOS E.N.E.

En principio, se han utilizado dos tipos de estrategias: a) Separarlos de la estructura ó b) Disponer elementos que admitan las deformaciones de la estructura.

2.1 SEPARACIÓN DE LOS E.N.E. DE LA ESTRUCTURA

La finalidad de ésta separación o aislamiento lateral de los muros es evitar que la estructura al deformarse como consecuencia del sismo, les transmita fuerzas, agrietándolos y dañándolos. La separación entre los E.N.E. y la estructura debe ser lo suficientemente amplia para garantizar que no entren en contacto cuando se produzcan los desplazamientos impuestos por el sismo a la estructura. Otra forma utilizada a menudo, consiste en colocar los muros por fuera de las columnas, alternativa que en nuestro concepto afecta en forma desfavorable el proyecto arquitectónico.

2.2 DISPOSICIÓN DE ELEMENTOS QUE ADMITAN LAS DEFORMACIONES DE LA ESTRUCTURA

En esta estrategia se permite que la estructura y los E.N.E. entren en contacto. Para que no se produzcan daños, los E.N.E. deben ser lo suficientemente flexibles para poder resistir las deformaciones que les impone la estructura sin sufrir un daño mayor al que admite el grado de desempeño requerido (NSR-10 literal A.9.2.3). Debido a que en este tipo de diseño se presenta una interacción entre los E.N.E. y la estructura, es necesario informar esta situación al ingeniero estructural para que él pueda considerar en el diseño estructural del edificio el efecto que puede tener dicha interacción en la estructura.

2.3 CONSIDERACIONES GENERALES

La alternativa de la separación de los E.N.E. de la estructura es la más ampliamente utilizada por su facilidad y economía, razón por la cual es la que recomendamos usualmente como la alternativa óptima.

En las zonas de amenaza sísmica baja, en edificaciones pertenecientes a los grupos de uso I y II, los elementos no estructurales no requieren de diseño sísmico y es suficiente con aislarlos de la estructura y colocarles el refuerzo mínimo que se indica en el párrafo siguiente, a no ser que las solicitaciones por viento requieran un refuerzo superior, por ejemplo en muros de fachada en zonas costeras. En el medio es común apartar el muro de la estructura mediante una junta que se puede dejar completamente libre o tapar mediante el uso de empaques de caucho u otros elementos. Otra alternativa es la propuesta de aislamiento sísmico realizada por Gallego *et al.* (Ref. 4), en la cual el muro se ancla lateralmente para evitar el volcamiento generado por las fuerzas sísmicas y adicionalmente permite que el muro esté libre de deformaciones en su plano causadas por el movimiento de la estructura.

Los muros se refuerzan colocando las varillas en las celdas de los bloques ó concentrando el refuerzo en columnetas colocada a espaciamientos definidos de acuerdo con las solicitaciones. Estos refuerzos, además de cumplir con su función estructural, proveen el anclaje del elemento a la

estructura. En este artículo se desarrollan varios ejemplos de diseño para muros parcialmente reforzados (MPR), colocando el refuerzo mínimo de acuerdo con el Capítulo D.8.

La NSR-10 establece unos requisitos mínimos de refuerzo en ambas direcciones para este tipo de mampostería (D.8.3), especificando una cuantía mínima vertical y horizontal de 0,00027 calculada con respecto al área bruta de la sección del muro. El refuerzo vertical debe ser mínimo una barra No.3 con un espaciamiento máximo de 2,40 m, y el refuerzo horizontal en las pegas, 2Ø4mm, no debe estar espaciado a más de 80 cm. Alternativamente, el refuerzo horizontal puede concentrarse en vigas horizontales, dispuestas a espaciamientos determinados por el diseño estructural.

Cabe resaltar que las tendencias mundiales de diseño están dirigidas hacia requisitos más severos en cuanto a reforzamiento de los muros. Este es el caso del último código de construcción de estructuras de mampostería del ACI (Ref. 5), el cual especifica en el numeral 1.14.5.2.3, que para categorías sísmicas de diseño D, E y F (equivalen a zonas de amenaza sísmica alta en la NSR-10), el refuerzo vertical mínimo debe ser una barra No.4 con un espaciamiento máximo de 1,20 m, y el refuerzo horizontal para todas las categorías debe estar espaciado máximo 40 cm.

3. GRADO DESEMPEÑO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

La norma, en el capítulo A.9, presenta tres grados de desempeño: superior, bueno y bajo, los cuales definen el nivel de daño admisible en los elementos no estructurales. Según el grupo de uso de la edificación se presenta el grado de desempeño mínimo requerido para los elementos no estructurales. Es importante anotar que el grado de desempeño especificado en la norma es un *mínimo*, y el propietario de la edificación puede exigir que los diseños se realicen para un grado de desempeño superior.

4. DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

El capítulo A.9 es muy claro en la especificación de las fuerzas sísmicas requeridas para el análisis y diseño de los elementos no estructurales. Los factores que afectan el valor de la fuerza sísmica de diseño son: la masa del elemento, M_p , la aceleración en el punto de soporte del elemento a_x que depende de las características dinámicas del sistema de resistencia sísmica de la edificación y de la localización del elemento dentro de ella; la amplificación dinámica del elemento no estructural, a_p que depende de la rigidez, distribución de su masa y características de apoyo sobre la estructura; y la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico del elemento no estructural, R_p que representa la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de respuesta del elemento en sí y de su sistema de anclaje o amarre a la estructura de la edificación. La fuerza sísmica se determina mediante la ecuación (1) en la cual se relacionan los factores anteriormente descritos.

$$F_p = \frac{a_x a_p}{R_p} g M_p \geq \frac{A a I}{2} g M_p \quad (\text{A.9.4-1}) \quad (1)$$

Después de la determinación de la fuerza sísmica que actúa en el elemento no estructural se procede a su diseño. A través de ejemplos se indica detenidamente como deben calcularse las fuerzas sísmicas y cuáles son los pasos requeridos para el diseño. Nótese que en la expresión (1), los valores de a_p y R_p están dados en las tablas A.9.5-1 y A.9.6-1 del reglamento y el peso de la mampostería $g M_p$, se calcula fácilmente y por lo tanto, sólo la determinación de a_x , es decir la aceleración en el elemento estructural localizado en el piso x , como porcentaje de la gravedad, puede representar alguna dificultad.

5. EJEMPLO DE ANALISIS Y DISEÑO

En el siguiente ejemplo se presenta detalladamente el análisis y diseño de dos tipos de muros de concreto construidos con piezas con dimensiones nominales de 15x20x40. Los muros considerados pertenecen a un edificio residencial con pórticos de concreto de seis pisos, cuyas masas se distribuyen de acuerdo con la figura 1. Se consideran dos alternativas con muros biapoyados (casos 1 y 2) e igualmente dos alternativas con muros en voladizo (casos 3 y 4), para poder comparar los resultados. Para ambos tipos de muros se siguen las especificaciones del reglamento NSR-10 y se presentan los diseños y detalles, basados en la práctica del autor. Es importante tener en cuenta que debido a que la fuerza sísmica que actúa en los elementos no estructurales depende de la ubicación del elemento en la estructura, para una misma edificación, los muros de diferentes pisos están sometidos a fuerzas de diferente magnitud.

Aunque el título D de la NSR-10, está basado en el método de diseño por Resistencia Última, el literal D.5.1.2 permite el diseño de la mampostería por el Método de los Esfuerzos de Trabajo Admisibles, siguiendo las prescripciones. Apéndice D-1 y utilizando las combinaciones de carga descritas en B.2.3. Cuando se diseña por el método de resistencia última el material se lleva al límite de su capacidad y su buen comportamiento sísmico depende en gran parte de factores externos al diseño tales como son la mano de obra calificada, la calidad de los materiales y el proceso constructivo. Actualmente en el medio no es fácil controlar estos factores, razón por la cual, encontramos conveniente, para las condiciones actuales del país, efectuar el diseño por este método alternativo de Esfuerzos de Trabajo Admisibles.

5.1 DETERMINACION DE a_x

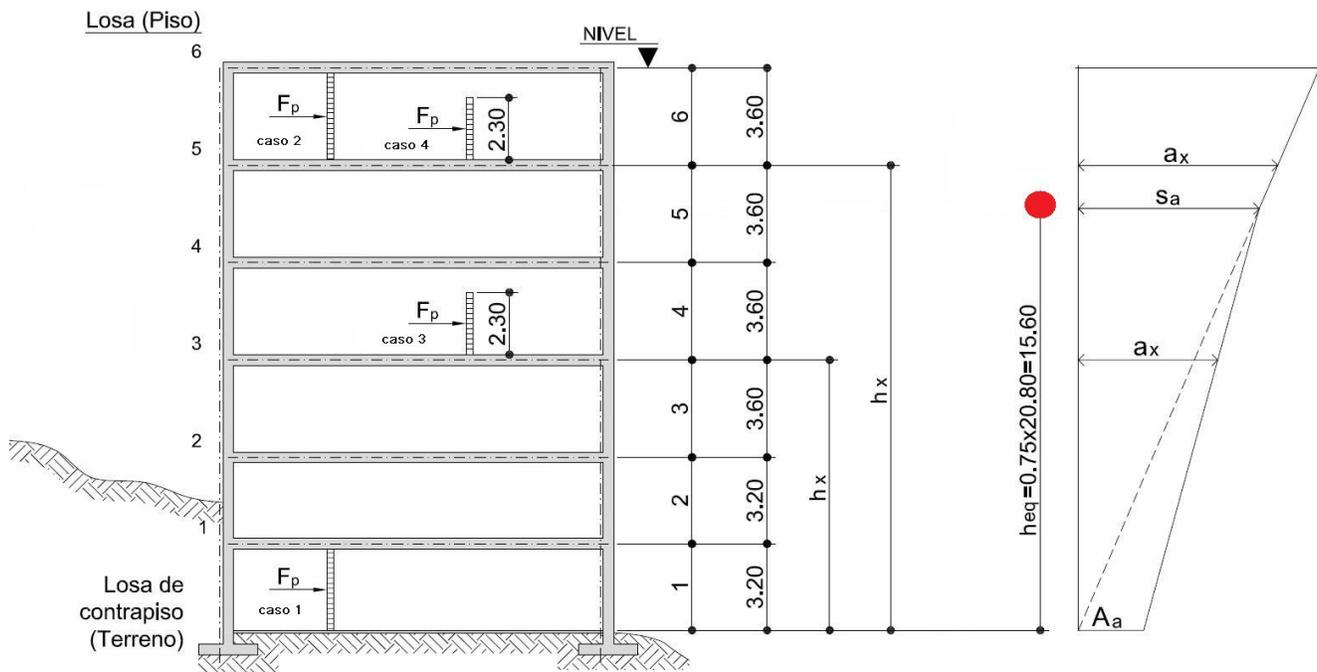


Figura 1. Esquema del edificio y diagrama de aceleraciones

Como se mencionó anteriormente, la aceleración a_x en el E.N.E., depende de la altura en la que se encuentre el elemento dentro de la estructura y su determinación se efectúa de acuerdo con las ecuaciones dadas en la tabla 1. (NSR-10 literal A.9.4.2)

Valor de la aceleración a_x		
Nivel	a_x	Ecuación
Entrepiso $h_x > h_{eq}$	$S_a \frac{h_x}{h_{eq}}$	c
Entrepiso $h_x \leq h_{eq}$	$\left[A_s + (S_a - A_s) \frac{h_x}{h_{eq}} \right]$	b
Losa de contrapiso	A_s	a

Tabla 1. Ecuaciones para determinar el valor de a_x

Entonces, con $I = 1$ y asumiendo $A_a = 0,2$ un perfil de suelo A y $S_a = 0,4$; se tiene:

Losa	h_x	h_x/h_{eq}	a_x	Controla la ecuación:
6	20.80	1.33	0.532	c
5	17.20	1.10	0.441	c
4	13.60	0.87	0.374	b
3	10.00	0.64	0.328	b
2	6.40	0.41	0.282	b
1	3.20	0.21	0.241	b
Contrapiso	0.00	0.00	0.200	a

Tabla 2. Determinación de la aceleración a_x

Ahora, de acuerdo con los requisitos del capítulo A.9 de la NSR-10, se definen los siguientes parámetros:

- **Amplificación dinámica** → Según A.9.4.2.2 y tabla A.9.5-1
 $a_p = 1,0$ (Muros biapoyados) y $a_p = 2,5$ (Muros en voladizo)
- **Grado de desempeño** → Bueno (A.9.2.3)
 $R_p = 3,0$ para anclaje dúctil y 1.5 para anclaje no dúctil (A.9.4.9.2)

El valor del coeficiente R_p representa la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico del anclaje. Según el grupo de uso, se exige un grado de desempeño mínimo y de acuerdo con éste se define el tipo de anclaje que se debe utilizar.

Siguiendo con el ejemplo, se estableció que el grado de desempeño mínimo debe ser bueno y por lo tanto, el anclaje puede ser dúctil o no dúctil. Un anclaje no dúctil es aquel que se realiza por medio de pernos de expansión, anclajes superficiales con epóxicos vaciados en el sitio o colocados por medio de tiros, en donde la relación entre la porción embebida y el diámetro del perno es menor a 8. Para éste tipo de anclaje el valor de $R_p = 1,5$. A su vez los anclajes dúctiles son aquellos anclajes profundos con epóxico, vaciados en el sitio que cumplan con los requisitos del capítulo C.21. Se llaman anclajes profundos cuando la relación entre la porción embebida y el diámetro del perno es mayor a 8. Para éste tipo de anclaje el valor de R_p es igual a 3,0.

De lo anterior se concluye que al especificar el anclaje como dúctil disminuyen las fuerzas en un 50%. Sin embargo, cuando la loseta superior (torta) está entre 5,0cm y 7,0cm, este anclaje dúctil no se puede realizar fácilmente, pues se requiere un elemento puente adicional, similar a la viga **(VS)** indicada en la fig. 12 ó un anclaje con tuerca y platina. En este caso es mejor utilizar anclajes no dúctiles, a no ser que el grado de desempeño requiera que sean dúctiles.

5.2 DETERMINACION DE LAS FUERZAS PARA EL DISEÑO DE LOS MUROS F_p

Como se mencionó anteriormente, las fuerzas sísmicas se calculan mediante la ecuación 1, en la cual M_p representa la masa del elemento. En el caso de un muro de 0,15 m de espesor, el valor gM_p se calcula así: Según B.3.2, la densidad de la mampostería hueca es $\gamma = 1,3 \text{ tf/m}^3$, entonces, para un muro de 0.15 m: $gM_p = 1,3 \text{ tf/m}^3 \times 0,15\text{m} \cong 0,20 \text{ tf/m}^2 \times 1.25 \cong 0,25 \text{ tf/m}^2$. En forma simplificada se incrementa el peso un 25% para considerar el peso del relleno y el revoque por una cara. En cada caso específico, debe determinarse este valor con precisión.

Para los muros en biapoyados la altura del muro h_m se considera igual a la altura de entrepiso menos 0,4m y para los muros en voladizo igual a la altura del muro.

Para condiciones de servicio y dividiendo por 1,4 según B.2.3.2, la ecuación 1 se convierte en:

$$F_p = \frac{1}{1.4} \frac{a_x a_p}{R_p} gM_p \quad (2)$$

A continuación se determinan las fuerzas (solicitaciones) que ocasionan los sismos en cada uno de los diferentes tipos de muros indicados en la figura 1 (casos 1 a 4). Estas solicitaciones serán utilizadas para el diseño de los muros en el numeral 6.

5.2.1 Muros Biapoyados

Las fuerzas de diseño, se obtienen de la suma de los 2 siguientes estados:

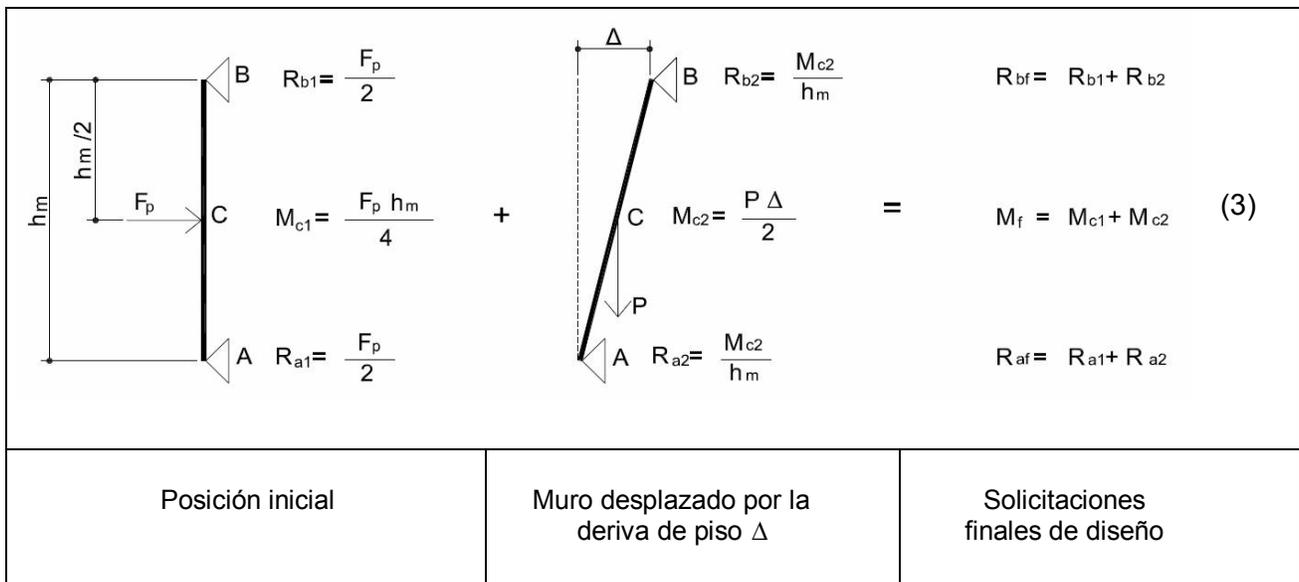


Figura 2. Solicitaciones en un muro biapoyado: Altura efectiva $h'=h_m$

Con base en las expresiones (3) de la figura 2, obtenemos las siguientes solicitaciones de diseño, en cada losa, para los muros biapoyados:

Losa	h_m (m)	a_x	F_p (kgf/m)	M_{c1} (kgf-m/m)	R_{a1} (kgf/m)	R_{b1} (kgf/m)	Deriva (cm)	P (kgf/m)	M_{c2} (kgf-m/m)	R_{a2} (kgf/m)	R_{b2} (kgf/m)	M_f (kgf-m/m)	R_{af} (kgf/m)	R_{bf} (kgf/m)
5	3.2	0.420	84	67	42	42	2.1	800	8	-3	3	75	39	45
4	3.2	0.374	71	57	36	36	2.9	800	12	-4	4	69	32	39
3	3.2	0.328	63	50	31	31	3.8	800	15	-5	5	65	27	36
2	3.2	0.282	54	43	27	27	4.2	800	17	-5	5	60	22	32
1	2.8	0.241	40	28	20	20	3.5	700	12	-4	4	40	16	24
Contrapiso	2.8	0.200	33	23	17	17	1.9	700	7	-2	2	30	14	19

Tabla 3. Solicitaciones finales de diseño para muros biapoyados

5.2.2 Muros en Voladizo

En el segundo y cuarto piso se presentan dos casos en donde los muros son de altura parcial con $H=2,3m$, y por lo tanto, se tiene la siguiente condición en voladizo:

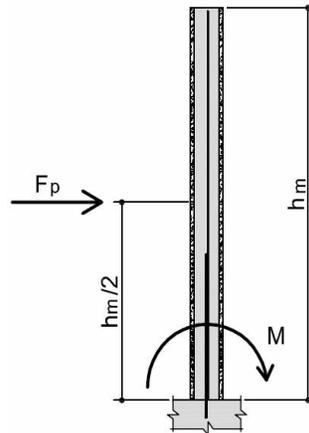


Figura 3. Solicitaciones en un muro en voladizo: Altura efectiva $h'=2 h_m$

Las solicitaciones de diseño para los muros en voladizo serían:

Losa	h_m (m)	a_x	F_p (kgf/m)	M_{c1} (kgf-m/m)	R_{a1} (kgf/m)	R_{b1} (kgf/m)	Deriva (cm)	P (kgf/m)	M_{c2} (kgf-m/m)	R_{a2} (kgf/m)	R_{b2} (kgf/m)	M_f (kgf-m/m)	R_{af} (kgf/m)	R_{bf} (kgf/m)
5	2.3	0.420	143	164	143	-----	-----	575	-----	-----	-----	164	143	-----
4	2.3	0.374	128	147	128	-----	-----	575	-----	-----	-----	147	128	-----
3	2.3	0.328	112	129	112	-----	-----	575	-----	-----	-----	129	112	-----
2	2.3	0.282	97	111	97	-----	-----	575	-----	-----	-----	111	97	-----
1	2.3	0.241	82	95	82	-----	-----	575	-----	-----	-----	95	82	-----
Contrapiso	2.3	0.200	68	79	68	-----	-----	575	-----	-----	-----	79	68	-----

Tabla 4. Solicitaciones finales de diseño para muros en voladizo

6 DISEÑO DE LOS CASOS 1 A 4 INDICADOS EN LA FIGURA # 1

6.1 METODOLOGIA

Una vez encontradas las solicitaciones que el sismo induce en los diferentes niveles, es necesario determinar el refuerzo requerido (diámetro y espaciamiento). Existen varias formas de determinar el refuerzo, de las cuales usaremos el llamado método 1 (Ref. 6) en el cual se calculan, independientemente, el esfuerzo debido a carga vertical y el esfuerzo a la flexión, basado en la sección fisurada. La suma de estos esfuerzos dividido por su respectivo esfuerzo admisible, debe cumplir la ecuación unitaria (NSR-10 D-1.5.5). Los esfuerzos admisibles determinados en el numeral 6.2, se pueden incrementar en un 33%, para las combinaciones de carga que consideren fuerzas transitorias como el sismo ó el viento.

Para el cortante admisible, se asume que la mampostería toma todo el cortante y si F_v es menor que el admisible se coloca el refuerzo mínimo indicado en el numeral 2.3, de lo contrario, debe siseñarse el muro a cortante.

6.2 DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS ADMISIBLES.

Asumiendo un $f'_m = 60 \text{ kgf/cm}^2$, y mortero tipo S se tienen los siguientes esfuerzos admisibles:

- Compresión axial: $F_a = 0.2 \cdot f'_m \cdot R_e$

a) Muro biapoyado: Con $h'=h_m$, se tiene que $h'/t = 320/15 = 21,3$, y por lo tanto,
 $R_e = 1 - (h'/42t)^2 = 0,75$ y $F_a = 0,2 \cdot 60 \cdot 0,75 = 9,0 \text{ kgf/cm}^2$.
 Si h'/t fuera mayor que 30, R_e se determinaría con la siguiente expresión
 $R_e = (21t/h')^2$

b) Muro en voladizo: Con $h'=2h_m$, se tiene que $h'/t = 2 \times 230/15 = 30,7$. Por ser este valor solo ligeramente superior a 30, se acepta para los muros en voladizo el mismo esfuerzo admisible determinado para los muros biapoyados ($F_a = 9,0 \text{ kgf/cm}^2$).

- Compresión por flexión: $F_b = 0,33 f'_m = 0,33 \cdot 60,0 = 19,8 \text{ kgf/cm}^2$. (Usar la mitad si no hay inspección).
- Tracción perpendicular a la junta: (Tabla D-1.5-1) $F_b = 2.4 \text{ kgf/cm}^2$
- Cortante: (D-1.5-7) $F_v = 0,26 (f'_m)^{1/2} = 0,26 (60)^{1/2} = 2,0 \text{ kgf/cm}^2$
- Para el acero: $F_s = 0,5F_y$, sin sobrepasar **1700,0 kgf/cm²**

6.3 TABLAS PARA EL DISEÑO A FLEXIÓN

Para determinar el refuerzo a flexión, se usará la tabla 5 (Ref. 7). Para cada caso, se determina si la excentricidad virtual $e = \frac{M}{P}$, es mayor o menor que $e_k = \frac{t}{6}$, la cual define el núcleo central. Si $e < e_k$ debe colocarse el refuerzo mínimo requerido por la NSR-10 en su título D "Mampostería Estructural" y si $e \geq e_k$ debe efectuarse el diseño a flexión para determinar el refuerzo requerido, el cual siempre debe ser mayor o igual al mínimo. Finalmente, para el diseño por esta metodología de Esfuerzos de Trabajo Admisibles, se requiere determinar la relación "n" entre los módulos de elasticidad del acero y de la mampostería: $n = \frac{2000000}{900 \cdot 60} = 37$

$n\rho$	k	j	$2/kj$	
0.010	0.132	0.956	15.87	
0.015	0.159	0.947	13.29	
0.020	0.181	0.940	11.76	
0.025	0.200	0.933	10.71	
0.030	0.217	0.928	9.94	
0.035	0.232	0.923	9.35	
0.040	0.246	0.918	8.87	
0.045	0.258	0.914	8.47	
0.050	0.270	0.910	8.14	
0.055	0.281	0.906	7.85	
0.060	0.292	0.903	7.60	
0.065	0.301	0.900	7.38	
0.070	0.311	0.896	7.18	
0.075	0.319	0.894	7.01	
0.080	0.328	0.891	6.85	
0.085	0.336	0.888	6.70	
0.090	0.344	0.885	6.57	
0.095	0.351	0.883	6.45	
0.100	0.358	0.881	6.34	
0.105	0.365	0.878	6.24	
0.110	0.372	0.876	6.14	

$$\rho = \frac{As}{b \cdot d}$$

$$n = \frac{E_s}{E_m}$$

$$k = \sqrt{2 \cdot n \cdot \rho + (n \cdot \rho)^2} - n \cdot \rho$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$f_b = \frac{M}{b \cdot d^2} \left(\frac{2}{k \cdot j} \right)$$

$$f_s = \frac{M}{As \cdot j \cdot d}$$

Tabla 5. Coeficientes para el diseño a flexión

6.4 DISEÑO

Tal como se indicó en el numeral 5, se estudiarán los casos, indicados en la figura 1:

Caso	CONDICIÓN	LOSA	M (kgf·m/m)	P (kgf/m)	e (cm)	e _k (cm)	ESTADO
1	Biapoyado	Contrapiso	30.00	700.00	4.29	2.50	Fisurado
2	Biapoyado	5	76.00	800.00	9.38	2.50	Fisurado
3	Voladizo	3	129.00	575.00	22.43	2.50	Fisurado
4	Voladizo	5	174.00	575.00	30.09	2.50	Fisurado

Tabla 6.1. Datos

Caso	f _a ⁽¹⁾ (kgf/cm ²)	f _b ⁽²⁾ (kgf/cm ²)	F _b ⁽³⁾ (kgf/cm ²)	DISEÑO REQUERIDO ⁽⁴⁾	F _a (kgf/cm ²)	f _a /F _a	F _b (kgf/cm ²)	f _{b-req.} ⁽⁵⁾ (kgf/cm ²)	bd ² (m·cm ²)	K=M/bd ² (kgf/cm ²)	K/F _b
1	0.74	0.92	2.40	Ref. mínimo	9.76	0.08	19.80	24.84	49.00	0.61	0.03
2	0.84	2.30	2.40	Si	9.76	0.09	19.80	24.63	49.00	1.53	0.08
3	0.61	3.95	2.40	Si	9.76	0.06	19.80	25.11	49.00	2.63	0.13
4	0.61	5.30	2.40	Si	9.76	0.06	19.80	25.11	49.00	3.53	0.18

Tabla 6.2. Revisión a Compresión

Caso	A _s ⁽⁴⁾ Asumido	A _s (cm ² /m)	ρ	np	j	$\frac{2}{kj}$	f _b ⁽⁶⁾ (kgf/cm ²)	f _s ⁽⁷⁾ (kgf/cm ²)	A _s Colocado	V=R _a (kgf/m)	f _v ⁽⁸⁾ (kgf/cm ² /m)
1	Mínimo	-	-	-	-	-	-	-	-	19.00	0.06 bien
2	φ3/8"a1.20	0.59	0.0008	0.031	0.927	9.814	15.02	1953.00	φ3/8"a1.20	45.00	0.13 bien
3	φ1/2"a1.40	0.91	0.0013	0.048	0.912	8.263	21.75	2227.87	φ1/2"a1.40	112.00	0.33 bien
4 Inicial	φ1/2"a1.00	1.27	0.0018	0.067	0.898	7.296	25.76	2167.05	No cumple	151.00	0.44 bien
4 Definitivo	φ1/2"a0.80	1.59	0.0023	0.084	0.889	6.731	23.76	1750.64	φ1/2"a0.80	151.00	0.44 bien

Para el caso #4 inicial, f_b > f_{breq} (25.76 > 25.11), o sea, no se cumple la ecuación unitaria y por lo tanto, se debe disminuir el espaciamiento a 0.80m

Tabla 6.3. Revisión a Tracción y a Cortante

6.5 COMENTARIO

De la tabla 6.3, es claro que un muro en voladizo en el nivel 6 del edificio requiere 1.74 veces más refuerzo que un muro biapoyado en ese mismo nivel (1.59/0.91) y 2.7 veces más refuerzo que el muro biapoyado en el primer nivel (1.59/0.59). Comparaciones como estas nos indican, que no solo por economía y seguridad es importante efectuar un diseño de los muros en todos los niveles, sino que puede ser conveniente cambiar la condición de los muros en voladizo por biapoyados, continuándolos hasta la losa. Un análisis económico comparativo entre el mayor costo del refuerzo y el costo del muro adicional, ayudará a tomar la decisión.

6.6 NOTAS PARA LAS TABLAS 6.1, 6.2 y 6.3:

- (1) $f_a = \frac{P}{t_{eq} L}$. Con $t_{eq} = 9.5$ cm. (Mampostería parcialmente llena con refuerzo cada 1.0 m)
 - (2) $f_b = \frac{My}{I} = 6 \frac{M}{bt^2}$. (Aplicable para mampostería homogénea, no fisurada)
 - (3) Para mampostería sin reforzar
 - (4) Ver NSR-10 D.8.3
 - (5) $f_{b req} = \left(1 - \frac{f_a}{F_a}\right) F_b$ ó $f_{b req} = \left(1.33 - \frac{f_a}{F_a}\right) F_b$. ($f_{b req}$ es el máximo f_b requerido para cumplir la ecuación unitaria)
 - (6) $f_b = \frac{M}{bd^2} \left(\frac{2}{kj}\right)$
 - (7) $f_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d}$
 - (8) $f_v = \frac{V}{\text{Área de cortante}}$. (Como la sección está fisurada, el área de cortante es la achurada en la figura 4)
- Área de cortante = $100 \times 2.5 + 2 \times 2.5 \times 4.5 + 15 \times 4.5 = 340$ cm²

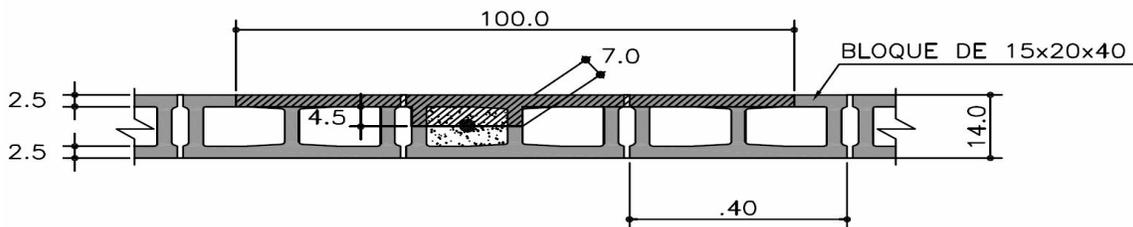


Figura 4. Detalle área de cortante.

7.SISTEMA DE CONSTRUCCIÓN LIVIANA EN SECO

Actualmente enfrentamos un dinámico cambio en las costumbres constructivas con la incorporación al mercado de nuevos materiales cuya particularidad es el montaje o colocación en seco, también conocido como sistema Drywall, claramente diferenciado del método de ejecución de muros en la construcción tradicional, que requiere agua para la preparación de los morteros de pega y de revoque y de ahí su nombre de construcción húmeda.

El sistema Drywall se basa en la utilización de una estructura de soporte elaborada con perfiles de lámina metálica, o elementos de madera, a la cual se adosan, por ambas caras, placas planas de cerramiento, dando como resultado paredes aligeradas de gran versatilidad. El sistema Drywall se divide, según el material de las placas, en tres grandes grupos o subsistemas, a saber:

- Sistema de placas de yeso, utilizadas para la elaboración de paredes interiores, cielos rasos y superficies decorativas.
- Sistema de placas de fibrocemento, ideales para superficies de alto impacto y humedad, tanto en superficies exteriores como interiores.
- Sistema de placas metálicas, consistentes en paneles inyectados con poliuretano expandido de alta densidad u otro material aislante y las caras en lámina de acero galvanizado, o lámina de aluminio o una combinación de las dos.

Entre las especificaciones que regulan los materiales de estos sistemas es importante mencionar la ASTM C 1396/C 1396M – 06a “Standard Specification for Gypsum Board”, para las placas de yeso, y las ASTM C 1325 (ANSI A 118.9) Y C 1186 (ANSI A 118.9), para las placas de fibrocemento. Finalmente, mencionamos el manual de construcción de la USG “The Gypsum Construction Handbook” (Ref. 8).

Para resaltar en la especificación ASTM C1396/C 1396M-06a el hecho de introducir los paneles tipo X, de especial resistencia al fuego, con resistencias al fuego para una y dos horas, dependiendo del espesor de las placas que componen el tablero. Por ejemplo, una división o cerramiento formado por una estructura de soporte de montantes metálicos galvanizados de 3-5/8” de ancho, cada 24” (0.61 m), con paneles de yeso tipo X de 5/8” de espesor en cada cara, tiene una resistencia al fuego de una hora, mientras que otro panel con montantes metálicos galvanizados de 2-1/2” de ancho, cada 24” (0.61 m), con dobles paneles de yeso tipo X de 1/2” en cada cara, tiene una resistencia al fuego de dos horas.

Para el diseño estructural de estos elementos es necesario contar con las hojas técnicas de los fabricantes que incluyan la información de las resistencias para diferentes condiciones de apoyos y luces y con la información de los perfiles estructurales metálicos que se consiguen en el mercado.

Es importante mencionar otro tipo de construcción para los muros, diferente a la tradicional y que no corresponde al sistema Drywall, como es el sistema Durapanel, consistente de paneles formados por un núcleo de poliestireno ondulado, al cual se le adosan por ambas caras mallas de acero galvanizado con elevada resistencia a la tensión y se le dan dos revoques con concreto lanzado, el primero de 10 a 15 mm como cobertura del acero y el segundo como acabado liso o corrugado.

7.1 EJEMPLOS DE DISEÑO

Trabajaremos los mismos muros diseñados en el numeral 6, considerando muros formados por placas de fibrocemento de 2.44 m x 1.22 m x 20 mm, por ambas caras, soportados por perfiles metálicos tipo MF de Industrias Ceno (Ver numeral 7.2), colocados verticalmente cada 0.61 m. El peso de cada uno de los muros es el siguiente (tabla 7.1):

h_m (m)	Peso Superboard (kgf/m)	Peso Perfiles (kgf/m)	Peso Total (kgf/m)
3.20	182	14	196
2.80	160	12	172
2.30	131	9	140

Tabla 7.1. Peso propio de los muros

En las tablas 7.2 y 7.3 se resumen las solicitaciones, para cargas debidas a peso propio mas sismo, para cada uno de los muros estudiados.

Losa	h_m (m)	a_x	F_p (kgf/m)	M_{c1} (kgf-m/m)	R_{a1} (kgf/m)	R_{b1} (kgf/m)	Deriva (cm)	P (kgf/m)	M_{c2} (kgf-m/m)	R_{a2} (kgf/m)	R_{b2} (kgf/m)	M_f (kgf-m/m)	R_{af} (kgf/m)	R_{bf} (kgf/m)
5	3.2	0.442	41	33	21	21	2.1	196	2	-1	1	35	20	21
4	3.2	0.374	35	28	17	17	2.9	196	3	-1	1	31	17	18
3	3.2	0.328	31	25	15	15	3.8	196	4	-1	1	28	14	16
2	3.2	0.282	26	21	13	13	4.2	196	4	-1	1	25	12	14
1	2.8	0.241	20	14	10	10	3.5	172	3	-1	1	17	9	11
Contrapiso	2.8	0.200	16	11	8	8	1.9	172	2	-1	1	13	8	9

Tabla 7.2. Solicitaciones finales de diseño para muros biapoyados livianos

Losa	h_m (m)	a_x	F_p (kgf/m)	M_{c1} (kgf-m/m)	R_{a1} (kgf/m)	R_{b1} (kgf/m)	Deriva (cm)	P (kgf/m)	M_{c2} (kgf-m/m)	R_{a2} (kgf/m)	R_{b2} (kgf/m)	M_f (kgf-m/m)	R_{af} (kgf/m)	R_{bf} (kgf/m)
5	2.3	0.441	74	85	74	-----	-----	140	-----	-----	-----	85	74	-----
4	2.3	0.374	62	72	62	-----	-----	140	-----	-----	-----	72	62	-----
3	2.3	0.328	55	63	55	-----	-----	140	-----	-----	-----	63	55	-----
2	2.3	0.282	47	54	47	-----	-----	140	-----	-----	-----	54	47	-----
1	2.3	0.241	40	46	40	-----	-----	140	-----	-----	-----	46	40	-----
Contrapiso	2.3	0.200	33	38	33	-----	-----	140	-----	-----	-----	38	33	-----

Tabla 7.3. Solicitaciones finales de diseño para muros en voladizo livianos

Para el diseño de los perfiles metálicos de soporte se usarán los siguientes perfiles tipo MF de Industrias Ceno, con las propiedades aproximadas determinadas a partir de la geometría indicada en los catálogos (tabla 7.4):

PERFIL	AREA (cm ²)	I_x (cm ⁴)	S_x (cm ³)	r_x (cm)	I_y (cm ⁴)	S_y (cm ³)	r_y (cm)
PCP8920	1.70	22.4	5.0	3.58	4.39	1.61	1.58
PCP14020	2.20	64.4	9.2	5.40	5.07	1.69	1.51

Tabla 7.4. Propiedades de los perfiles

Estos perfiles van acompañados de los siguientes perfiles para los elementos horizontales: PUL8920 y PUL14020.

En las tablas 7.5 y 7.6 se presenta un resumen de los perfiles requeridos para cada muro:

Losa	h_m (m)	F_p (kgf/m)	P (kgf/m)	M_t (kgf*m/m)	R_a (kgf/m)	PERFIL	f_a (kgf/cm ²)	f_b (kgf/cm ²)	$f_a/F_a+f_b/F_b$
5	3.20	41	196	35	20	PCP8920	69	427	0.41
4	3.20	35	196	31	17	PCP8920	69	376	0.37
3	3.20	31	196	28	14	PCP8920	69	344	0.34
2	3.20	26	196	25	12	PCP8920	69	307	0.31
1	2.80	20	172	17	9	PCP8920	60	205	0.22
Contrapiso	2.80	16	172	13	8	PCP8920	60	160	0.19
Nota: Para calcular F_a y F_b se supuso $L_{y(máx)} = 1.20$ m									

Tabla 7.5. Resumen de diseño de muros biapoyados

Losa	h_m (m)	F_p (kgf/m)	P (kgf/m)	M_t (kgf*m/m)	R_a (kgf/m)	PERFIL	f_a (kgf/cm ²)	f_b (kgf/cm ²)	$f_a/F_a+f_b/F_b$
5	2.30	74	140	85	74	PCP8920	49	1031	0.87
4	2.30	62	140	72	62	PCP8920	49	875	0.74
3	2.30	55	140	63	55	PCP8920	49	417	0.38
2	2.30	47	140	54	47	PCP8920	49	358	0.33
1	2.30	40	140	46	40	PCP8920	49	306	0.29
Contrapiso	2.30	33	140	38	33	PCP8920	49	254	0.25
Nota: Para calcular F_a y F_b se supuso $L_{y(máx)} = 1.20$ m									

Tabla 7.6. Resumen de diseño de muros en voladizo

El diseño de los muros livianos en seco se completa con los detalles de anclaje a la losa de contrapiso y/o entrepiso y con los detalles de fijación de los paneles a los perfiles, para lo cual son muy útiles los catálogos de montaje de los fabricantes y el manual “The Gypsum Construction Handbook” (Ref. 8).

7.2 COMENTARIOS

Es importante tener en cuenta que los muros construidos en Drywall con paneles estándar son muy poco resistentes al fuego, y por este motivo, recomendamos siempre utilizar paneles tipo **X**, los cuales son resistentes al fuego, combinados con una perfilaría que sea igualmente apta para resistir incendios de una ó dos horas según lo requiera el Reglamento. Estos paneles y perfilaría están regidos por la Norma ASTM C 1396/C 1396M “Standard Specification for Gypsum Board”.

El ejemplo se efectuó con perfilaría de la empresa Ceno de Medellín, pero en el mercado existen muchas otras firmas que suministran los materiales para este tipo de muros, por ejemplo Perfilamos del Cauca, Colombit, Gyplac, etc.

7.3 DETALLES TÍPICOS

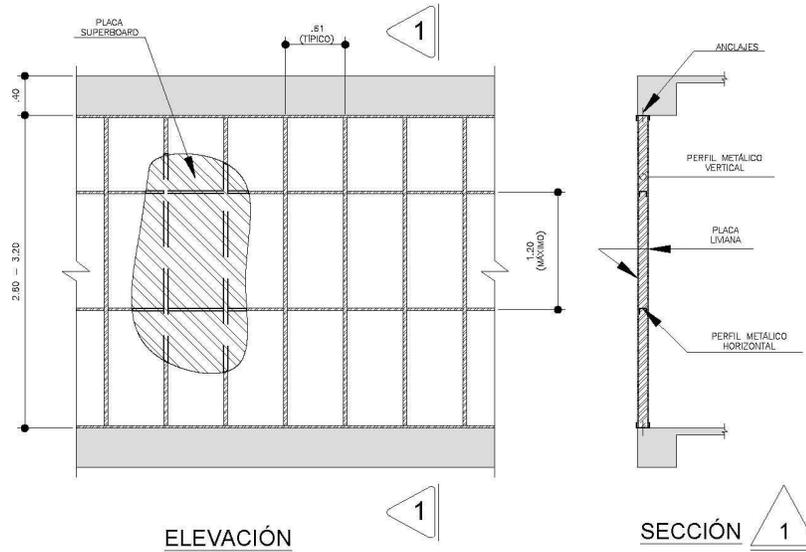


Figura 5. Muro biapoyado.

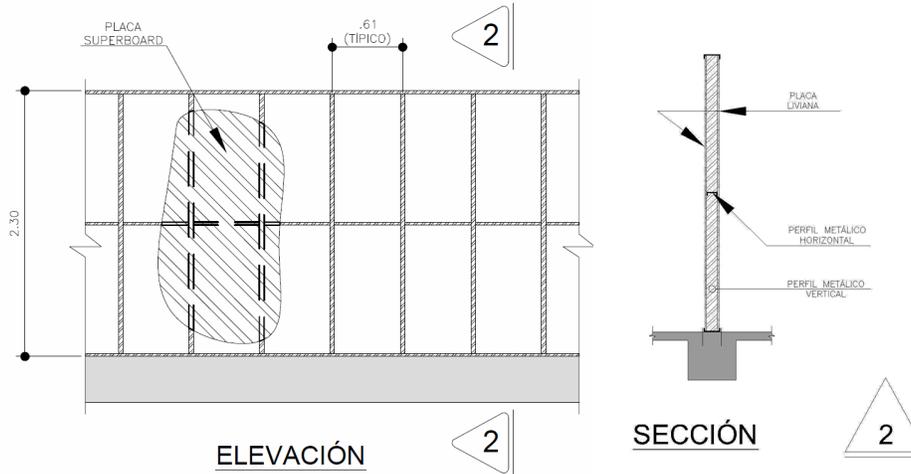


Figura 6. Muro en voladizo.

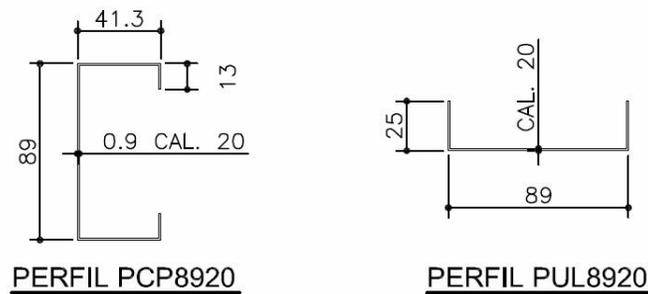


Figura 7 Perfiles

8.2 DETALLES DE COLOCACIÓN DEL REFUERZO EN MUROS DE FACHADA.

En los casos en que las fuerzas de viento controlan el diseño de los muros de fachadas, se puede lograr mayor eficiencia en el diseño si se coloca el refuerzo vertical excéntrico en la celda, respetando el recubrimiento mínimo y garantizando que el muro pueda resistir las solicitaciones sísmicas (ver figuras 9 y 10). Con el uso de mamposterías de 0,15m de espesor, que es la más usual, ésta disposición de refuerzo es muy difícil de lograr y, por esto, lo usual y más conveniente, es considerar el refuerzo centrado en la celda.

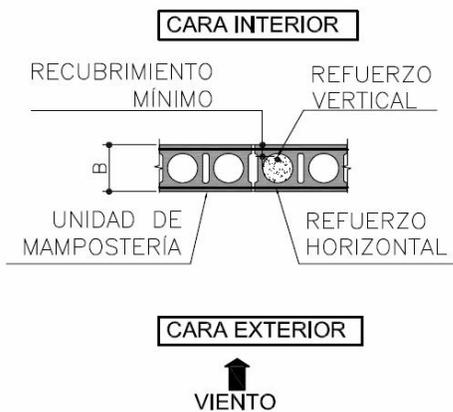


Figura 9 Muro Biapoyado.

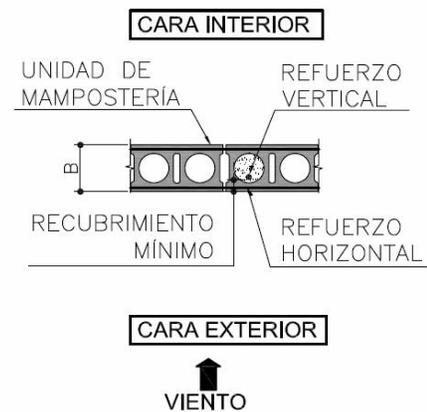


Figura 10. Muro en voladizo.

En caso de colocar el refuerzo excéntrico, debe garantizarse que las barras verticales queden rodeadas por el mortero de relleno, pues este aspecto constituye el requisito básico para el buen funcionamiento de la mampostería estructural. En el país son ampliamente conocidas las fallas producidas en edificios construidos con muros portantes en mampostería estructural y en E.N.E., por la mala colocación del refuerzo, el cual queda, por ejemplo en una esquina de una celda, disminuyéndose drásticamente sus propiedades de adherencia y con esto, perdiendo su capacidad para resistir los sismos ó el viento.

Como lo indicaba hace más de 30 años el comentario al ATC-3 "Disposiciones Tentativas para Desarrollar Códigos Sísmicos para Edificios": " Siempre debe tenerse en mente que la respuesta de un edificio a los movimientos sísmicos del terreno a menudo no refleja la concepción o modelaje que el diseñador o analista hizo en el papel. Lo que se refleja es la forma como se construyó el edificio en la realidad"

8.3 ELEVACIÓN TÍPICA PARA MUROS BIAPOYADOS

Es importante señalar que el anclaje inferior del muro es un anclaje fijo que se puede realizar bien sea con un epóxico a tracción o simplemente por adherencia de la varilla, respetando unas profundidades mínimas. El anclaje superior debe ser móvil, para lo cual es necesario hacer una perforación igual al diámetro de la barra más 1/8". Lo anterior con el fin de permitir la deformación del muro durante un sismo. En la figura 11 se especifican claramente los demás requisitos constructivos para un muro con esta condición de apoyo.

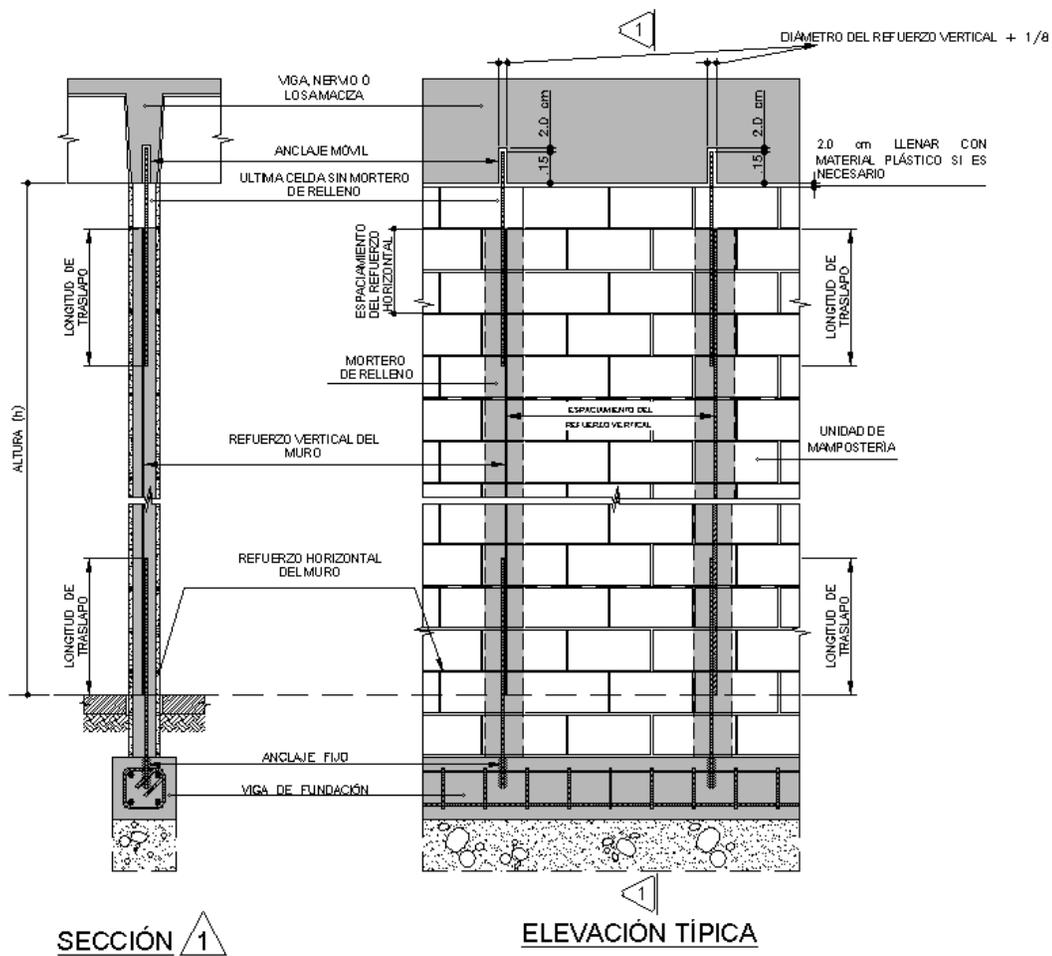


Figura 11. Elevación típica de muro biapoyado que nace de viga de fundación.

Durante el diseño, debe tratarse que el espaciamiento del refuerzo coincida con el espaciamiento de los nervios, pues de lo contrario, será necesario colocar un elemento puente -VS- que reciba el refuerzo del muro como se indica en la figura 12.

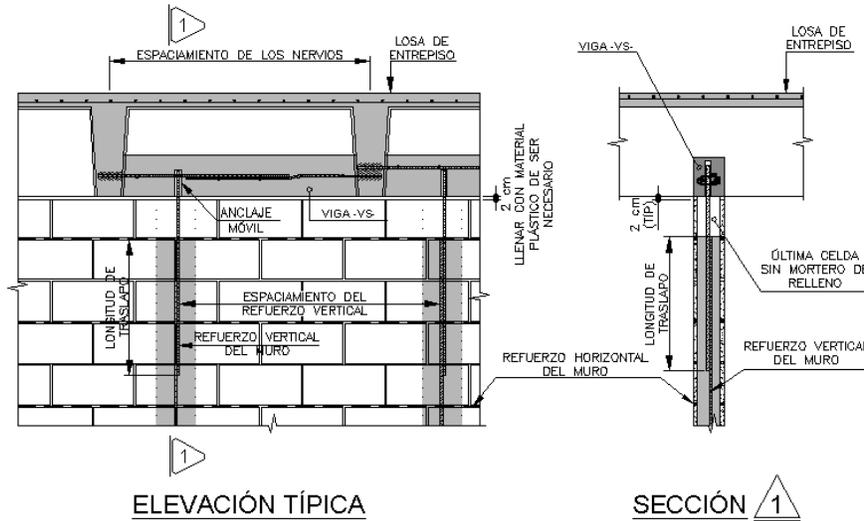


Figura 12. Elevación típica de muro biapoyado cuando no coincide con nervio

8.4 ELEVACIÓN TÍPICA PARA MUROS EN VOLADIZO

Mientras que el anclaje de un muro biapoyado se determina con base en el cortante que actúa en el apoyo, considerando que la tracción es cero, el anclaje del refuerzo de un muro en voladizo, tiene que ser calculado para resistir la tracción y el corte presentes, pues de lo contrario se presentará la falla del muro. (Figura 13)

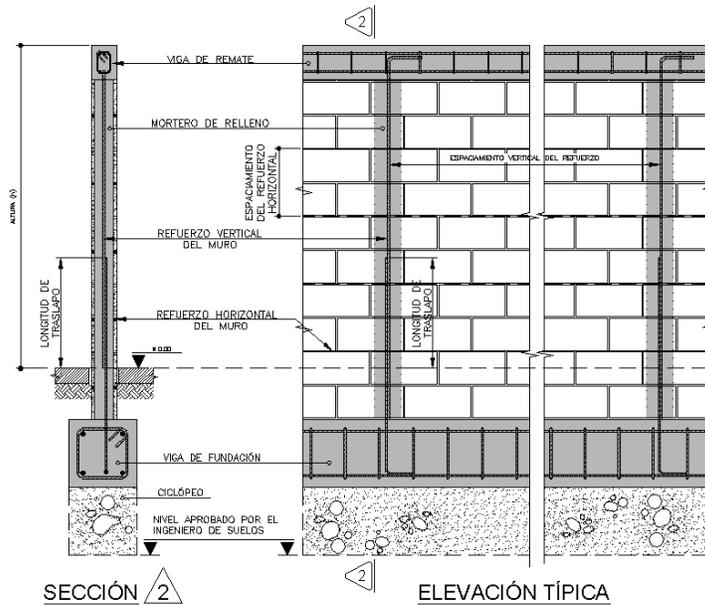


Figura 13. Elevación típica de muro en voladizo que nace de viga de fundación. (Alternativa con anclaje por adherencia)

8.5 ALTERNATIVAS PARA COLUMNAS DE AMARRE CA Y VIGAS DE REMATE VR

Cuando en construcciones de carácter comercial se tiene gran cantidad de muros en voladizo, apoyados en una losa de contrapiso ó de entrepiso, puede resultar más económico y eficiente desde el punto de vista estructural, crear un sistema de columnas -CA- y vigas aéreas -VR- que permitan darle la condición de biapoyo a los muros (Figura 14), obteniéndose una gran ventaja al no tener que multiplicar las fuerzas de diseño por el factor de amplificación dinámica de 2,5 (ver tabla A.9-2, NSR-10).

Debido a que las fuerzas son menores se requiere menos cantidad de refuerzo con mayor espaciamiento, lo que implica menos cantidad de celdas rellenas, aspecto importante desde el punto de vista económico y de velocidad de construcción. Por ejemplo, es más económico colocar barras de $\phi \frac{1}{2}$ " a 1,60 m ($A_s=0,79 \text{ cm}^2/\text{m}$) que barras de $\phi \frac{3}{8}$ " a 1,0 m ($A_s= 0,71 \text{ cm}^2/\text{m}$) aunque el refuerzo de $\phi \frac{1}{2}$ " sea un 10% mayor.

En la figura 15, se observan dos tipos de vigas: las V-R1 o principales que se apoyan entre columnas, y las V-R2 que son vigas secundarias que se apoyan en las vigas V-R1. El sistema de transmisión de fuerzas consiste en que las vigas V-R1 transmiten directamente su reacción a las columnas -CA-, y la viga V-R2 se comporta como una viga simplemente apoyada en las vigas V-R1. Cuando un sismo excita al muro ubicado bajo la viga V-R2, el apoyo superior que le proporciona esta viga al muro se asemeja a un resorte de rigidez R (ver figura16).

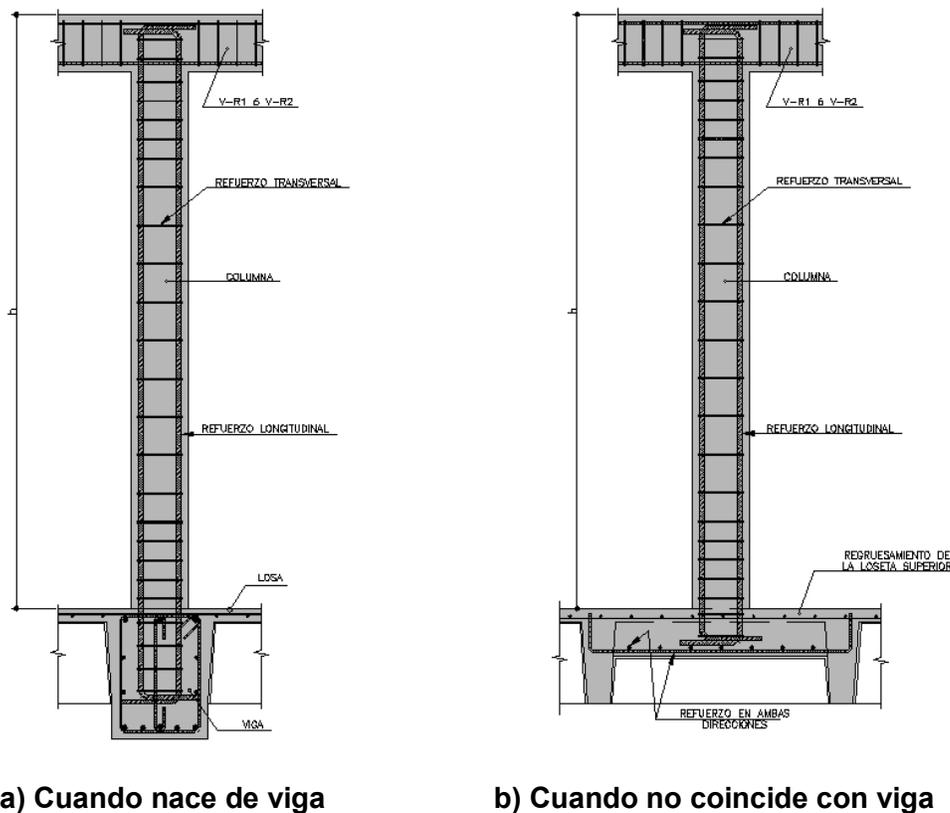


Figura 14. Elevación y detalles de apoyo de columnas -CA-.

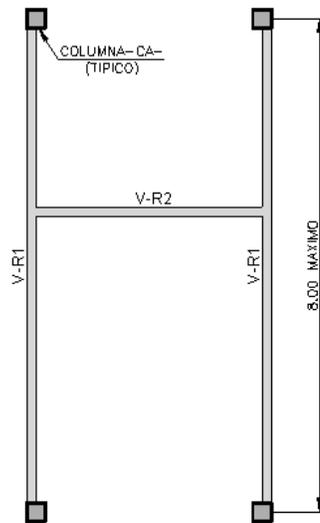


Figura 15. Planta típica de distribución de columnas -CA- y vigas VR.

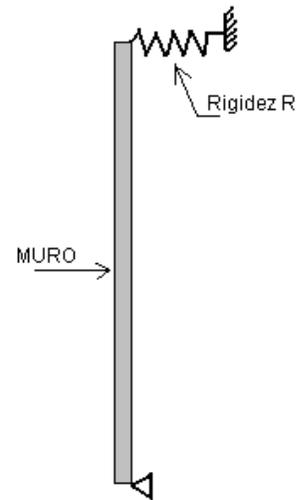


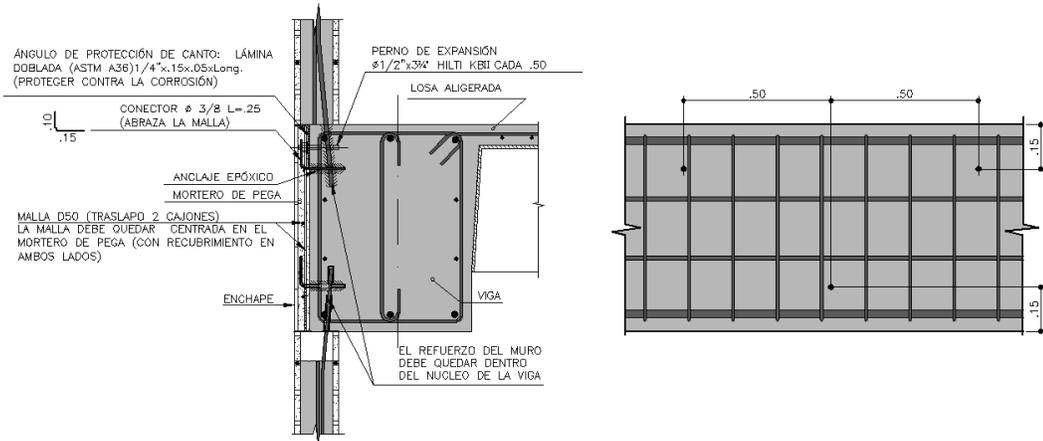
Figura 16. Modelo de análisis para muros con apoyo superior en viga V-R2

8.6 OTROS DETALLES TÍPICOS

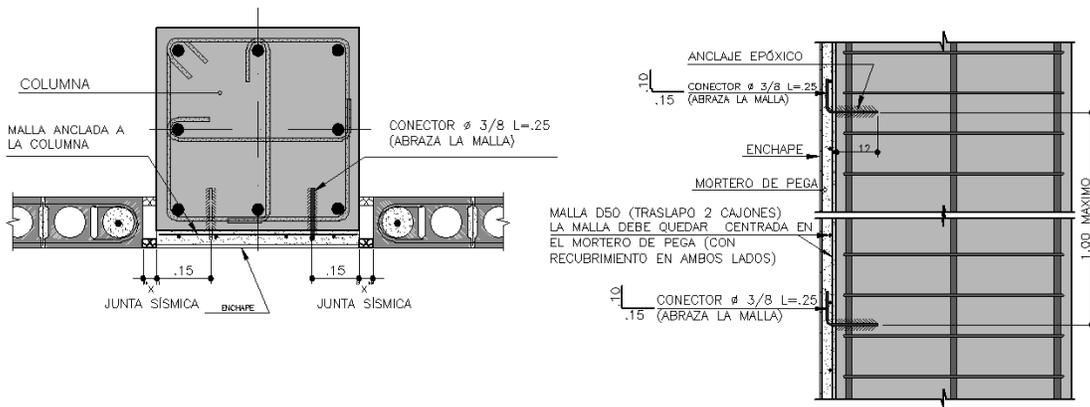
8.6.1 Anclajes de fachadas

Los anclajes del enchape de las fachada también son considerados como elementos no estructurales y la NSR-10 exige que éstos sean diseñados como tales siguiendo igualmente los requisitos establecidos en el capítulo A.9 dada la importancia de asegurar su buen comportamiento durante un evento sísmico y evitar que se desprendan poniendo en peligro la vida de los transeúntes. Cada vez con mayor frecuencia se presentan casos de fachadas con muros con un espesor nominal de 12,0cm. y real de 11,0cm, los cuales quedan con un apoyo en la losa de solo 5,0cm. ó 6,0 cm., siendo prácticamente inestables, especialmente porque los cantos de las vigas fallan fácilmente.

Cuando se presenten estas situaciones es recomendable soportar la fachada que sobresale de la viga exterior con una lámina doblada o con un ángulo fijados con pernos de expansión a la viga a lo largo de todo el muro, con espaciamentos de los anclajes definidos de acuerdo con el cálculo estructural. (Ver figura 17a).



a) Enchape en vigas

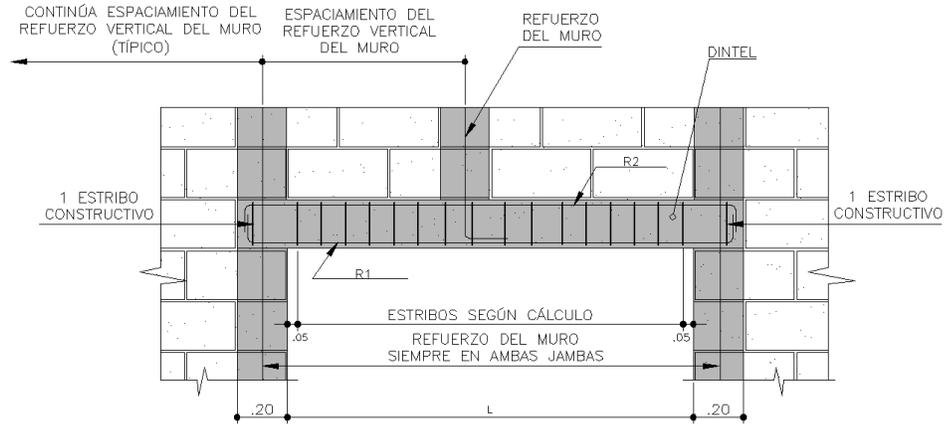


b) Enchape en columnas

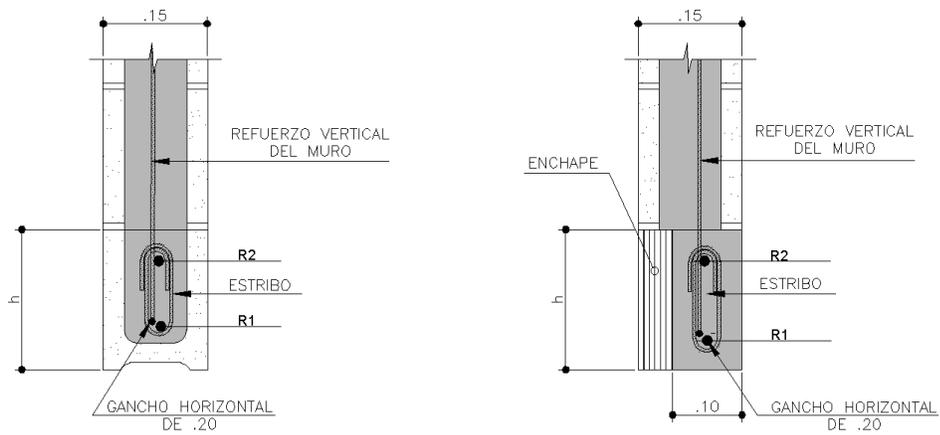
Figura 17. Detalles típicos de anclaje para chapa de ladrillo en estructuras de concreto.

8.6.2 DINTELES

Otros elementos complementarios son los dinteles (ver figura 18). Estos pueden construirse en bloque de perforación horizontal (figura 18b) ó en concreto prefabricado o vaciado *in situ* (figura 18c), el cual permite ser enchapado. Es necesario colocar refuerzo vertical en el muro en cada apoyo del dintel o jamba e igualmente, en dinteles con una luz importante, colocar el refuerzo requerido en el muro al espaciamiento requerido en los planos, naciendo del dintel, como se indica en la figura 18a.



a) Elevación de dinteles

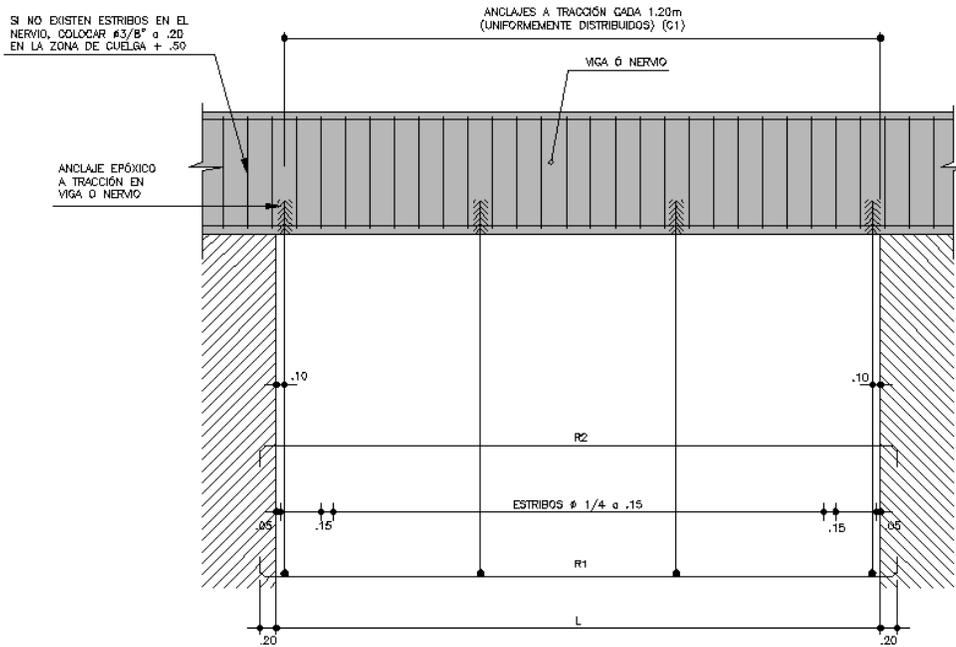


b) Dintel con bloque viga

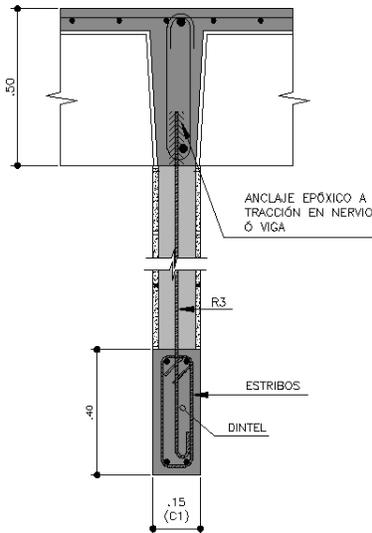
c) Dintel en concreto

Figura 18. Detalles para dinteles.

En proyectos comerciales es común que sean necesarios desde el punto de vista arquitectónico, dinteles de longitudes muy grandes. Para este caso se utilizan los dinteles colgados de la losa o viga superior como los mostrados en la figura 19.

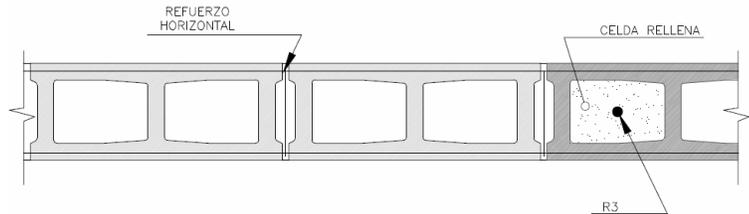


a) Elevación de cuelga



(C1) SE PUEDE REDUCIR LA SECCION 5.0 cm SI SE REQUIERE PARA ENCAPE

b) Sección típica de cuelga



c) Planta típica del muro de cuelga

Figura 19. Detalles de dintel tipo cuelga.

9. CONCLUSION

Cada evento sísmico que ocurre a nivel mundial, hace más evidente el cuidado que se debe proporcionar al diseño y construcción de los elementos no estructurales, buscando proteger la vida de las personas y evitar cuantiosas pérdidas ocasionadas por la falla de estos elementos. Esta es la razón por la cual los Reglamentos de Diseño y Construcción a nivel mundial se han vuelto más severos en este aspecto.

Este artículo busca contribuir no solo al entendimiento de esta realidad sino que plantea metodologías de análisis y diseño, al igual que detalles típicos de refuerzo, que permitan alcanzar de una manera económica el objetivo requerido.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, Bogotá, 2010.
2. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-98. Bogotá, 1998.
3. Federal Emergency Management Agency, FEMA 74 “Reducing the risk of nonstructural earthquake damage”. Third edition, 1994.
4. Gallego R., Mera N., Yamín E., “Sistema de Aislamiento Sísmico para Muros No Estructurales”. Sociedad Colombiana de Ingenieros y Asociación Colombiana de Ingeniería Estructural, XVI Jornadas Estructurales de Ingeniería de Colombia. Pág. 246 a 255. Bogotá, 2001.
5. ACI International, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, The Masonry Society. Building Code Requirements for Masonry Structures. ACI 530-05/ASCE 5-05/TMS 402-05.
6. Amrhein J., “Reinforced Masonry Engineering Handbook – Clay and Concrete Masonry”. Masonry Institute of America. Fifth Edition Updated, 1998.
7. Schneider Robert, Dickey Walter. “Reinforced Masonry Design”. Prentice-Hall New Jersey. 1980
8. USG Corporation. “The Gypsum Construction Handbook”. Centennial Edition 2000
9. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Guía para el Diseño Sismo Resistente de Elementos No Estructurales. Boletín Técnico No. 58. Bogotá, 2002.

NOMENCLATURA

- a_p : Coeficiente de amplificación dinámica del elemento no estructural.
 a_x : Aceleración horizontal, expresada como un porcentaje de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento no estructural, localizado en el piso (losa) x.
 A_a : Coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño.
 A_s : Área de refuerzo a flexión por metro lineal de muro [cm²/m].
 A_s : Aceleración máxima en la superficie del suelo estimada como la aceleración espectral correspondiente a un periodo de vibración igual a cero.
 b : Ancho efectivo de la sección [cm].
 C_t : Coeficiente utilizado para calcular el periodo de la estructura, definido en A.4.2.2 de la NSR-10.
 C_{vx} : Coeficiente definido en A.4.3 de la NSR-10.
 d : Profundidad efectiva de la sección [cm].
 E_m : Módulo de elasticidad de la mampostería [kgf/cm²].
 E_s : Módulo de elasticidad del acero [kgf/cm²].
 f_a : Esfuerzo causado por la fuerza axial calculado con el área efectiva [kgf/cm²].
 f_b : Esfuerzo de compresión de la mampostería debida a flexión calculado con el área efectiva [kgf/cm²].
 f'_m : Resistencia a la compresión de la mampostería [kgf/cm²].
 f_s : Esfuerzo a tracción del acero [kgf/cm²].
 f_v : Esfuerzo a cortante solicitado en la mampostería [kgf/cm²].
 F_a : Esfuerzo admisible de compresión debido a carga axial [kgf/cm²].
 F_b : Esfuerzo admisible de compresión debido a flexión [kgf/cm²].
 F_p : Fuerza sísmica horizontal sobre el elemento no estructural, aplicada en su centro de masa [t/m].
 F_s : Esfuerzo admisible en el acero [kgf/cm²].
 F_t : Esfuerzo admisible de tracción debida a flexión [kgf/cm²].
 F_v : Esfuerzo admisible de cortante [kgf/cm²].
 F_v : Valor del espectro de aceleraciones de diseño para un periodo de vibración dado, expresado como una fracción de la gravedad.
 g : Aceleración debida a la gravedad [g = 9.8 m/s²].
 h' : Altura efectiva del muro [m].
 h_{eq} : Altura equivalente del sistema de un grado de libertad que simula la edificación, véase A.9.4.2.y puede fijarse en forma simplificada como 0.75h_n [m].
 h_m : Altura del elemento no estructural
 h_n : Altura medida desde la base hasta el piso más alto de la edificación [m].
 h_p : H: Altura del elemento no estructural [m].
 h_x : Altura medida desde la base del nivel de apoyo del elemento no estructural [m].
 I : Inercia de la sección [m⁴].
 j : Factor del brazo de palanca tracción-compresión, adimensional.
 k : Factor adimensional para el diseño por el método de esfuerzos admisibles.
 k : Exponente relacionado con el periodo fundamental de la edificación.
 K : $\frac{M}{b \cdot d^2} \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$
 L : Longitud del muro [m].
 m_x : Parte de la masa total de la edificación que está en el nivel x.
 M, M_{C1}, M_{C2}, M_f : Momento a flexión de diseño [t-m/m].
 M_p : Masa del elemento no estructural.
 n : Relación modular de elasticidad.
 P : Peso del muro [kgf].
 R : Coeficiente de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico.
 R_{a1}, R_{a2}, R_{af} : Reacción en el apoyo inferior del muro [kgf].
 R_{b1}, R_{b2}, R_{bf} : Reacción en el apoyo superior del muro [kgf].
 R_e : Coeficiente utilizado para tener en cuenta los efectos de esbeltez en elementos a compresión.
 Si h'/t es menor o igual a 30 su valor esta dado por $1-(h'/42t)^2$
 Si h'/t es mayor que 30 su valor esta dado por $(21t/h')^2$

- R_p : Coeficiente de capacidad de disipación de energía del elemento no estructural y su anclaje
- S_a : Valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T . Está definido en A.2.6.
- t : Espesor efectivo para evaluar efectos de pandeo, correspondiente al espesor real según D.5.4.2
- T : Período [s].
- T_a : Período fundamental de vibración del edificio [s].
- t_{eq} : Espesor efectivo para evaluar esfuerzos de compresión [m].
- V_s : Cortante sísmico en la base, para las fuerzas sísmicas [t].
- w_p : Peso del elemento [t]
- W : Peso total de la estructura [t].
- W_i, W_x : Peso de cada nivel de la estructura [t].
- γ : Peso específico del material [t/m^3]
- Δ : Deriva [cm].
- ρ : Cuantía de refuerzo a flexión, adimensional.