CDU 725.4:006.354(729.1) NORMA CUBANA

REPUBLICA DE CUBA

Elaboración de Proyectos de Construcción

OBRAS DE FABRICA

Método de cálculo

NC 53-115

1984

Construction Design Elaboration
Factory Works.
Calculating Method

Обработка проектов строительства.
Постройки фабрики. Метод расчета

Esta norma establece el método de cálculo que debe utilizarse en las estructuras de fábrica a fin de que puedan resistir con seguridad las cargas a que estén sometidas.

1. Generalidades

1.1 Las cargas a que están sometidos los elementos de las estructuras de fábrica son iguales a los que se relacionan en la NC 53-38:78 "Cargas características de uso en edificios".

1.2 Las propiedades y calidades de los diferentes materiales de construcción se establecen en sus normas específicas.

1.3 Para la unión de las piezas, ladrillos o bloques que integran la estructura de fábrica, se emplean generalmente morteros constituidos por arena o producto de trituración, cal hidratada, cemento y agua, de acuerdo a lo establecido en la NC 54-214:82 "Materiales y productos de la construcción. Morteros de cemento. Dosificaciones".

2. Términos y definiciones

2.1 Obra de fábrica. Construcción o parte de ella compuesta de sillares, mampuestos, piedras artificiales, ladrillo cerámico o de mortero de cemento, bloques de hormigón, y en general cualquier material petreo, que unido con mortero forma la parte resistente y sustentante.

2.2 Acción. Causa de la alteración del estado de una estructura y que induce deformaciones y solicitaciones. Provoca aparición de fuerzas reactivas (Ejemplo: Acción de las cargas, desplazamiento de apoyos, cambio de temperatura, contracción y otros fenómenos similares).

Nota. En el caso de estructuras de fábrica se considerarán las acciones transmitidas a una parte de ella por el tramo superior de la misma, por los techos que sustente, por los dinteles o vigas que se apoyen sobre ella, por el peso propio del elemento, por cargas horizontales directamente aplicadas, por empujes de arcos, bóvedas, cúpulas, por deformaciones impuestas, considerándose en cada caso la hipótesis de carga más desfavorable.

2.3 Solicitación. Conjunto de esfuerzos (axiales, tangenciales, de flexión y de tensión) que actúan sobre las caras de una sección.

Nota. Los componentes de la solicitación (tensiones normales N^*, cortantes T^*, momento flector $M^*_{\pm}$ y momento torsor M^*), en

Aprobada: Mayo 1984

ESTA NORMA ES OBLIGATORIA

Vigente a partir de: Mayo 1985

COMITE ESTATAL DE NORMALIZACION. Nivel Central. Egido No. 610 e/ Gloria y Apodaca. Municipio Habana Vieja

Armando Fuentes

una sección podrán obtenerse a partir de las acciones ponderadas, por los métodos generales del cálculo de resistencia de materiales. Cuando los elementos sustentados, sean hiperestáticos, deberán tenerse en cuenta las solicitaciones hiperestáticas que puedan transmitirse al elemento de la obra de fábrica, ya sean favorables o desfavorables.

3. Cálculo de obras de fábrica

Para el cálculo de las obras de fábrica se utilizará el método de estados límites y por tanto los elementos de la misma deberán satisfacer tanto los estados límites últimos, como los estados límites de utilización.

En las obras de fábrica se considerarán como estados límites últimos los siguientes:

- Estado límite último de capacidad resistente
- Estado límite último de estabilidad.

Y como estado límite de utilización se analizará el estado límite de deformación.

Para los estados límites últimos se usarán las solicitaciones de cálculo S^* determinadas con los factores de mayoración γ_s que se establecen en 3.2 y empleando las resistencias de cálculo R^* que se indican en 3.1 calculadas en base al coeficiente de minoración γ_m

Para los estados de utilización se usarán las solicitaciones características de servicios.

3.1 Resistencia de cálculo. La resistencia en las obras de fábrica quedará determinada por la expresión:

$$R^{*1} = \frac{R^1_k}{\gamma_m}$$

donde:

R^1_k valor característico de la resistencia de la obra de fábrica obtenida por el ensayo a compresión (kgf/cm^2)

γ_m coeficiente de minoración de resistencia cuyo valor será igual a 3,0.

La resistencia característica se expresará por la fórmula:

$$R^1_k = R^1_m \ (1 - \lambda \delta)$$

donde:

R^1_m resistencia media a la compresión del material ensayado

δ desviación típica

γ coeficiente que depende de la probabilidad deseada y del número de muestras utilizadas para el ensayo cuyas magnitudes se establecen en el apartado 3.3.2 de la NC 53-39:78 "Cálculo y ejecución de obras de hormigón".

A falta de ensayos se podrá aceptar como valor característico el calculado por las siguientes fórmulas:

- Para bloques:

$$R'_k = \left(\frac{100 + R'_{blk}}{100 + 2,5 R'_{blk}} \right) \left(1 - \frac{0,3}{\frac{0,6\ R'_{mk}}{R'_{blk}}} \right) 0,85\ R'_{blk}$$

- Para ladrillos:

$$R'_k = \left(\frac{100 + R'_{lk}}{100 + 3,3\ R'_{lk}} \right) \left(1 - \frac{0,4}{\frac{0,6 + R'_{mk}}{R'_{lk}}} \right) R'_{lk}$$

donde:

R'_k resistencia característica de la obra de fábrica

R'_{blk} resistencia característica del bloque

R'_{lk} resistencia característica del ladrillo

R'_{mk} resistencia característica del mortero

3.2 Acciones y solicitaciones del cálculo

3.2.1 Estados límites últimos debidos a las cargas. Las solicitaciones de cálculo se determinan a partir de los valores característicos Q_k teniendo en cuenta los coeficientes γ_s y γ_c mediante relaciones de las formas siguientes:

$$S^* = \gamma_c \quad \Sigma \left[\gamma_s \text{ (efectos de } Q_k) \right] ;$$

si los efectos de las acciones características son evaluados en régimen elástico o seudo elástico, o bien:

$$S^* = \gamma_c \left[\text{efectos de } \Sigma \left(\gamma_s \quad Q_k \right) \right] ;$$

si el conjunto de las acciones características y la evaluación de sus efectos se realiza por la teoría no lineal.

El coeficiente γ_s considera las variaciones desfavorables de las acciones, la calidad de la obra, la coincidencia entre las hipótesis de cálculo y la estructura real y la importancia del fallo y será el producto de los coeficientes parciales

γ_{s1} y γ_{s2} :

$$\gamma_s = \gamma_{s1} \cdot \gamma_{s2}$$

γ_{s1} tiene en cuenta las desviaciones desfavorables de las acciones con respecto a sus valores característicos y en ocasiones acciones anormales o imprevistas.

Los valores de γ_{s1} serán:

- carga permanente CP
  - 1,3
  - 0,9 - sólo para determinar el estado pésimo de estabilidad o cuando dicha carga constituye un factor favorable
- sobrecargas de uso CU
  - menores que 2 kN/m^2 ___ 1,5
  - de 2 a 5 kN/m^2 ___ 1,4
  - mayores que 5 kN/m^2 ___ 1,3
- sobrecargas ecológicas CE ___ 1,3

El coeficiente γ_{s2} tiene en cuenta básicamente las posibles variaciones de las solicitaciones a causa de la calidad y control en la ejecución de la obra, así como la seguridad conveniente de acuerdo con la importancia que el fallo al alcanzarse en estado límite de la estructura o de uno de sus elementos, represente para la obra y por el número de víctimas.

Igualmente considera la concordancia entre las hipótesis de cálculo y los resultados reales.

Para el control de la calidad de la obra, se tendrán en cuenta las tres condiciones siguientes:

- Control intenso: Se considera que la obra está bajo control intenso cuando están permanentemente en la misma uno o más técnicos de reconocida capacidad para comprobar sistemáticamente las prescripciones técnicas establecidas en cada una de las etapas del proceso constructivo.

- Control normal: Se considera que la obra está bajo control normal cuando se ejerce sobre la misma una inspección periódica de las etapas del proceso constructivo con verificación sistemática de las mismas según las prescripciones técnicas establecidas, sin la necesidad de la presencia permanente del técnico en la obra.

- Control reducido: Se considera que la obra está bajo control reducido cuando las inspecciones no son sistemáticas y sin la presencia permanente del técnico en la obra.

Para la importancia del fallo se establecen tres calificaciones que son:

- Fallo muy grave: Que puede ocasionar muchas víctimas o inutilización total de la obra.

- Fallo grave: Puede ocasionar pocas víctimas, no ocasiona gran deterioro de toda la obra.

- Fallo leve: Cuando la probabilidad de víctimas es muy escasa y el fallo de la obra no produzca daños o perjuicios graves, generalmente obras ubicadas en zonas no urbanas, obras provisionales, y otras.

De acuerdo con las condiciones señaladas, los valores del coeficiente γ_{s2} aparecen en la tabla 1.

Tabla 1 Coeficiente γ_{s2}

Tipo de Fallos	Controles		
	Intenso	Normal	Reducido
Muy grave	1,00	1,10	No se admite
grave	0,90	1,00	1,15
leve	0,80	0,90	1,00

Los valores anteriores han sido tomados en el supuesto de que el tipo de la estructura y las hipótesis de cálculo permitan una plena confianza de los resultados de éste. Si esto no se cumple y la concordancia entre las hipótesis y los resultados reales es dudosa y contraria a la seguridad, el valor de γ_{s2} será de 1,15 cualesquiera que sean las relaciones entre el control de ejecución y la importancia del fallo.

$_{c}$ tiene por objeto tener en cuenta la reducción de la probabilidad de que las diversas acciones actúen simultáneamente con sus valores de cálculo.

$$\gamma_c \begin{cases} 1,00 & \text{para combinaciones CP + CU} \\ 1,00 & \text{para combinaciones CP + CE} \\ 0,90 & \text{para combinaciones CP + CU + CE} \end{cases}$$

La solicitación final de cálculo S* no será nunca inferior a 1,40 de la solicitación de servicio:

$$S^* \geqslant 1,40\ S$$

3.2.2 Estados límites últimos debido a las deformaciones impuestas (acciones indirectas). En los casos en que sea necesario considerar las solicitaciones producidas por las deformaciones impuestas (retracción, fluencia, desplazamientos diferenciales y otros), éstas se mayorarán tomando los valores γ_{s1} adoptados para las sobrecargas ecológicas.

3.2.3 Estados límites de utilización. En general para los estados límites de utilización se tomarán las solicitaciones de cálculo de acuerdo con las magnitudes de las acciones características, o sea, tomando el coeficiente $\gamma_s = 1,00$.

Todo lo expuesto en el inciso 3.2 según la NC 53-38.

3.3 Deformabilidad de las estructuras de fábrica. Si no se realizan ensayos puede obtenerse el valor del módulo de deformación inicial de la fábrica ($E_o = t_g\ \delta o$) en función de la resistencia a compresión mediante la fórmula experimental:

$$E_o = \alpha \cdot \sigma_r$$

donde:

α es el coeficiente de deformabilidad de la obra de fábrica, cuyo valor puede tomarse de la tabla 2 en función de la clase de la obra de fábrica y del tipo de mortero.

El módulo de deformación $E = tg\ \delta$ correspondiente a otros valores de la tensión de trabajo, podrá determinarse a partir del valor E_o considerando que dicho módulo E se anula para un valor convencional de la tensión de trabajo que puede tomarse igual a 1,1 veces la tensión de rotura σ_r admitiendo una ley lineal de variación de dicho módulo (véase Fig. 1). Para cálculos de estabilidad de obras de fábrica bajo solicitaciones repetidas y alternadas o vibraciones, puede tomarse como valor del módulo de deformación E el inicial (E_o):

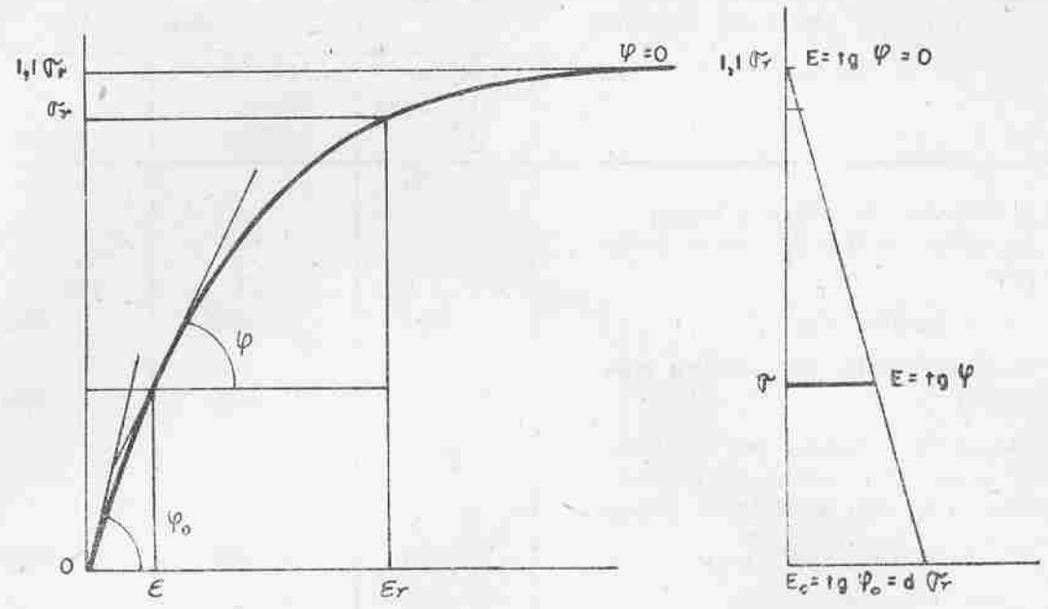
$$E = E_o = \alpha \cdot \sigma_r$$

Para los cálculos en el límite de la capacidad resistente, puede tomarse como valor de E el dado por la expresión:

$$E = 0,5\ E_o = 0,5\ \alpha\ \sigma_r$$

Para el cálculo de las deformaciones en sistemas hiperestáticos bajo la carga de servicio o para la determinación de las rigideces de los elementos de obra de fábrica, puede tomarse el siguiente valor:

$$E = 0,8\ E_o = 0,8\ \alpha\ \sigma_r$$



a) Diagrama Tensiones Deformaciones

b) Variación del Módulo E Según una ley lineal.

σ_r = Resistencia a compresión de la obra de fábrica

$1,1\ \sigma_r$ = Valor convencional de la tensión de trabajo para el que se anula el módulo E (tangente horizontal $\delta = 0$).

3.4 Cálculo de tensiones. El cálculo de las tensiones correspondientes a cada tipo de solicitación, podrá efectuarse teniendo en cuenta los casos que aparecen en la tabla 2.

Tabla 2

Clase de obra de fábrica	Tipo de mortero (*)		
	R^1 mk 31-16,0 MPa	R^1 mk 10-3,0 MPa	En seco
Sillería de piedra natural, bloques macizos de hormigón $\rho = 2,000$ kg/m^3	3 000	2 500	1 500
Mampostería de piedra natural	2 500	1 500	500
Bloques huecos cerámicos o conglomerados, bloques macizos de hormigón ligero, $\rho \leq 2,000$ kg/m^3	2 500	2 000	750
Ladrillos macizos	2 500	2 000	-
Ladrillos perforados y huecos	2 000	1 500	-

ρ = densidad aparente del material
(*) Véase Apéndice Z.

3.4.1 Compresión centrada. La tensión resultante σ en una sección en la que actúe un esfuerzo normal N*, en un punto G coincidente con el baricento de la sección, vendrá definida por la expresión:

$$\sigma = \frac{N^*}{A}$$

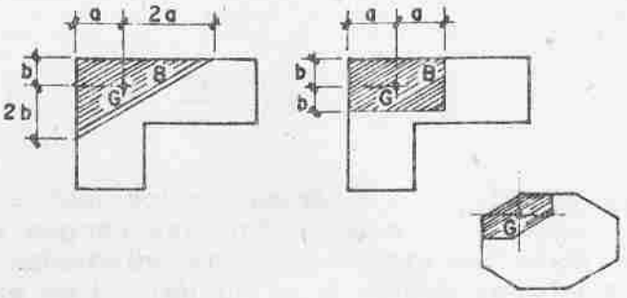
donde:

A el área efectiva de la sección del elemento. Cuando se emplean ladrillos o bloques huecos, se considerará la sección bruta, según la NC 53-39.

3.4.2 Compresión excéntrica. Si la resultante N* está aplicada en un punto G no coincidente con el baricento de la sección la tensión puede obtenerse por la expresión:

$$\sigma = \frac{N^*}{B}$$

Admitiendo una distribución uniforme de las tensiones en una parte B de la sección A denominada "sección eficaz" determinada de forma tal que su centroide coincida con el punto G y su área sea la máxima posible dentro del contorno del área A (Véase Fig. 2).



G = Punto de aplicación de la carga

B = Sección eficaz

En casos excepcionales podrá admitirse que el muro resista tensiones de tracción de valor no mayor que $0,1\ \sigma^*$, en valor absoluto, ni superior a la mitad de la tensión de adherencia por tracción, entre ladrillo, bloque o piedra y mortero.

En estos casos la tensión resultante σ debida a la solicitación podrá obtenerse por la expresión:

$$\sigma = \frac{N^*}{A} \pm \frac{M^*_I}{W_I} \pm \frac{M^*_{II}}{W_{II}}$$

donde:

A es la sección considerada en el caso de compresión centrada.

W_I y W_{II} son los módulos de sección de la misma sección respecto a sus ejes de inercia principales.

Para el caso de grandes excentricidades producidas por viento, empujes o sismos, el cálculo se hará analizando la flexión, según la NC 53-39.

3.4.3 Esfuerzo cortante. Si en la sección de un elemento actúa un esfuerzo cortante T^* simultáneamente con un esfuerzo normal N^*, la tensión máxima resultante podrá obtenerse por la expresión:

$$\sigma = \frac{N^* \pm N^{*2} + 4T^{*2}}{2B}$$

Siendo B el área de la sección eficaz definida anteriormente para el caso de compresión excéntrica. Si no actúa esfuerzo

normal simultáneamente, bastará comprobar la tensión de tracción por la expresión:

$$\sigma = \tau = \frac{T^*}{A} \leq 0,1 \quad \sigma^*$$

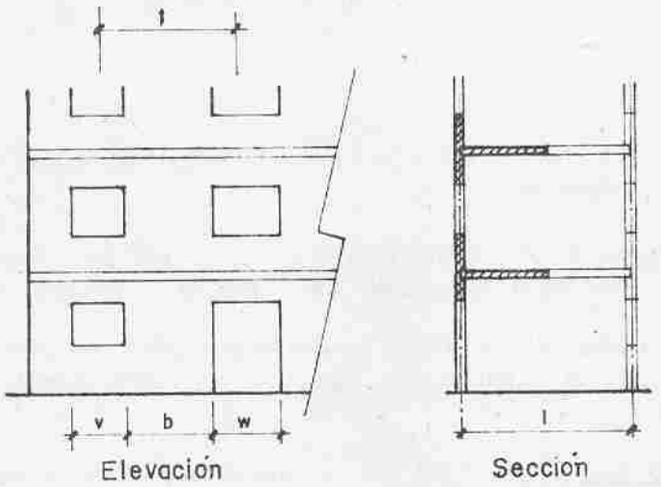
3.5 Acción de los techos. En el apoyo de los techos sobre los muros deberá tenerse en cuenta tanto las cargas transmitidas por dichos techos como las excentricidades originadas por la deformación de los mismos debido a la flexión. Las excentricidades de carga se determinarán según la disposición constructiva que se adopte.

3.5.1 Cargas transmitidas por los techos. Un techo de tramo aislado, de luz l, con carga q^*, apoyado en sus extremos sobre un elemento de muro de ancho b, con huecos contiguos de vanos v y w (Véase Fig. 3), transmite el elemento de muro la carga E^* dada por la expresión:

$$E^* = \frac{q^* \cdot l \cdot t}{2} \qquad (1)$$

correspondiente a un ancho t del techo:

$$t = b + \frac{V + W}{2}$$



Elevación Sección

Fig. 3 - Carga transmitida sobre un elemento de muro de ancho "b"

Si el techo es continuo, además de la solicitación isostática indicada anteriormente, deberán tenerse en cuenta las solicitaciones hiperestáticas debidas a la acción de los momentos de empotramiento elástico. Si el valor de estos momentos,

por metro de anchura del techo es: M_a^*, M_b^*, M_c^* ....., la carga dada por la expresión (1), deberá incrementarse o disminuirse, según el signo de la solicitación, en la originada por los momentos correspondientes al ancho del techo t dada por las expresiones:

$$\frac{M_a^* + M_b^*}{lab}\ t; \qquad \frac{M_b^* + M_c^*}{lbc}\ t; \ \ldots$$

Salvo excepciones, y cuando no exista tramo superior de muro se considerará el momento M_a^* en el extremo del techo, igual a cero.

3.5.2 Excentricidad de carga debida a la acción de los techos.

a) Techo sustentado en un elemento de muro extremo sin tramo superior de muro:

Un techo sustentado con entrega a en un elemento de muro de espesor d (Véase Fig. 4a), sin que exista tramo superior de muro de carga sobre el techo, transmite al muro la carga F^* obtenida según se indica en 3.5.1 y aplicada con la excentricidad:

$$e = \frac{d}{2} - \frac{a}{4}$$

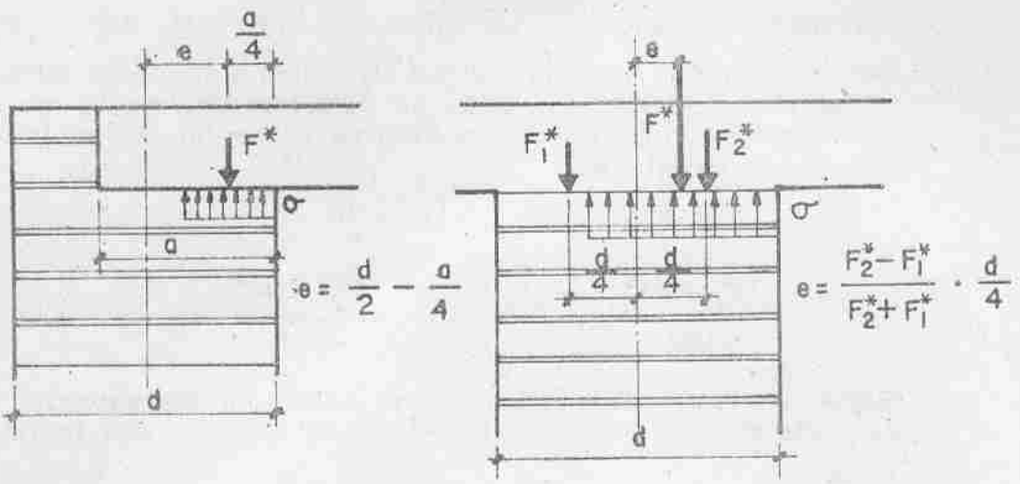
Si la entrega a es igual al espesor del muro d, la excentricidad es:

$$e = \frac{d}{4}$$

b) Techo continuo sustentado en un elemento de muro intermedio sin tramo superior de muro:

Un techo continuo (Véase Fig. 4b) sustentado en un elemento de muro intermedio, sin que exista tramo superior de muro de carga sobre el techo, transmite al muro la carga $F_1^* + F_2^*$, suma de la de ambos tramos, aplicada con la excentricidad:

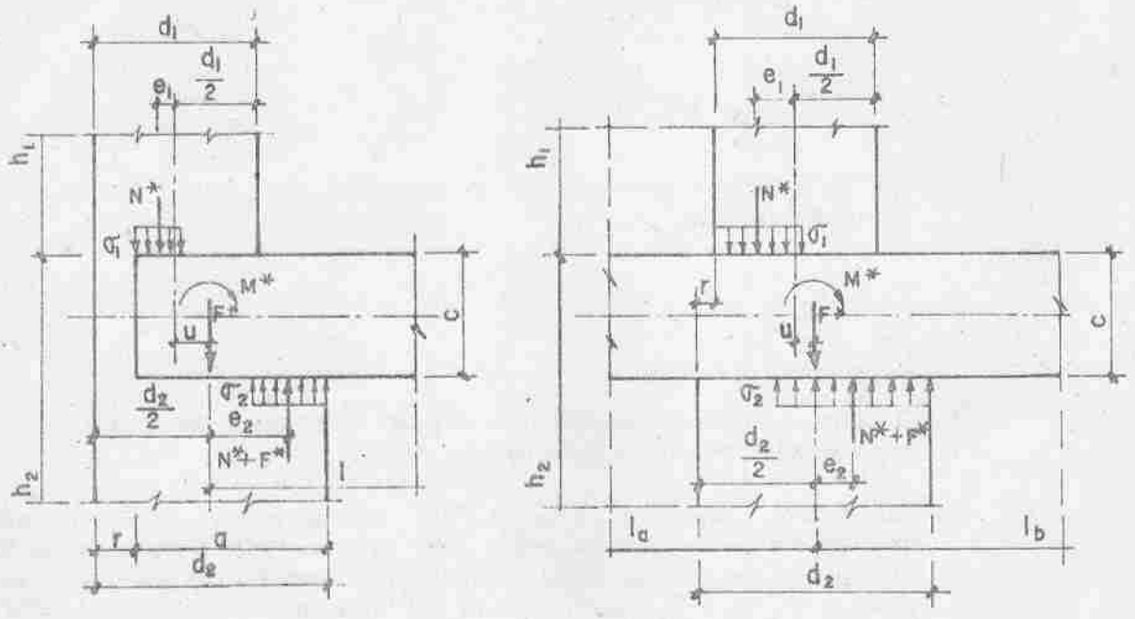
$$e = \frac{F_2^* - F_1^*}{F_2^* + F_1^*} \cdot \frac{d}{4}$$



a) Techo sustentado en un muro extremo

b) Techo sustentado en un muro intermedio

Fig. 4 Solicitaciones originadas por los techos sin tramo superior de muro.



a) Techo empotrado en un elemento de muro extremo

b) Techo sustentado en un elemento de muro intermedio

Fig. 5 Solicitaciones originadas por los techos y tramos superior de muro

c) Techo continuo sustentado en un elemento de muro intermedio con tramo de muro de carga en la parte superior.

Un techo continuo con tramos de luces l_a y l_b ($l_a > l_b$), sustentado en un elemento de muro intermedio (Véase Fig. 5b), de espesor d_2 y con tramo de muro de carga en la parte superior de espesor d_1 que actúa sobre su arranque con el esfuerzo normal N^*, transmite al muro la carga $F^* = F^* + F^*_b$ y un momento flector M^* dado por la expresión:

$$T\ M^* = \mu \cdot q^* \cdot b\ (l_a^2 - l_b^2);$$

donde:

μ es el factor de empotramiento.

d) Techo sustentado en un elemento de muro extremo con tramo superior de un muro.

Un techo sustentado (Véase Fig. 5a), con entrega a, en un elemento de muro extremo, con tramo de muro de carga en la parte superior de espesor d_1, anchura b y altura h, que actúa en su arranque con el esfuerzo normal N^* y tramo inferior de espesor d_2, anchura b y altura h_2, transmite al muro de carga F^* determinada en 3.5.1 y un momento flector M^* dado por la expresión:

$$M^* = \mu \cdot q^* \cdot b \cdot l^2$$

siendo μ el factor de empotramiento.

Determinación aproximada del factor de empotramiento de los techos.

El factor de empotramiento de los techos, puede obtenerse de modo aproximada, por la expresión:

$$\mu = \frac{1}{16} \quad \frac{2}{2 + m \frac{Et}{E} \left(\frac{c}{d}\right)^3 \frac{h}{l}}$$

donde:

h es la altura media de los dos tramos de muro.

l la luz del techo o luz media de las luces contiguas

c el canto del techo

d el espesor del muro inferior

Et el módulo de elasticidad del hormigón del techo.

E el módulo de deformación de la fábrica

m coeficiente que, según el caso, forma los valores, siguientes:

Caso I: apoyo de tramo aislado, m-0, 5

Caso II: apoyo extremo de techo continuo, m-1

Caso III: apoyo interno de techo continuo, m-2

El momento M^*, así determinado, se equilibra en el muro con los producidos por las fuerzas N^* y $N^* + F^*$, cumpliéndose la condición:

$$M^* = N^* (U + e_1) + (N^* + F^*) e_2$$

$$U = \frac{1}{2} (d_2 - d_1)$$

Los valores de μ se dan en la tabla 3 en función de:

$$\frac{h}{l}, \quad \frac{c}{d}, \quad \frac{Et}{E}$$

y del caso que corresponda.

Tabla 3 Valores de μ

Caso	E_1 / E					VALOR DE μ SIENDO $\frac{c}{d}$								
I			20	10	5									
II		20	10	5										
III	20	10	5			0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0	1,2	1,5	2,0
h/l	2					,018	,010	,006	,004	,003	,002	001	0	0
	1	2				,027	,018	,012	,008	,006	,003	,002	,001	0
	0,5	1	2			,036	,028	,020	,014	,010	,006	,003	,002	,001
	0,25	0,5	1	2		,047	,034	,080	,023	,018	,010	,006	,004	,002
		0,25	0,5	1	2	,054	,048	,041	,034	,027	,018	,012	,009	,003
			0,25	0,5	1	,058	,054	,049	,044	,038	,028	,020	,012	,006
				0,25	0,5	,060	,056	,055	,052	,047	,039	,030	,020	,010
					0,25	,061	,060	,059	,056	,054	,048	,041	,030	,018

3.6 Excentricidad en función de la esbeltez. Al actuar un esfuerzo normal deberá tenerse en cuenta el aumento de la excentricidad inicial originada por la deformación producida por el efecto de pandeo.

3.6.1 Esbeltez de un elemento. La esbeltez λ de un elemento de una estructura de fábrica de altura virtual h_v y de espesor virtual d_v, quedará definida por el coeficiente:

$$\lambda = \frac{h_v}{d_v}$$

Puede tomarse como altura virtual el valor:

$$h_v = \beta \cdot h,$$

en el que h es la altura del elemento y β un factor dado en la tabla 4 que depende de que el elemento tenga o no arriostramiento horizontal en la coronación, y de la relación s/h entre la separación s de los arriostramientos transversales y la altura del elemento.

Tabla 4 Valores del factor β

Arriostramientos transversales s/h	Factor β de altura virtual para elementos cuya coronación está horizontalmente	
	Arriostrada	No Arriostrada
1	0,5	1,0
2	0,8	1,6
4 ó más	1,0	2,0

Nota. Valores intermedios se interpolarán linealmente

El espesor virtual d_v en un muro, será el siguiente:

- sección rectangular, de espesor d y anchura $b \geq d$:

$$d_v = d$$

- sección centrosimétrica, mínima dimensión entre rectas paralelas aplicadas al perímetro;

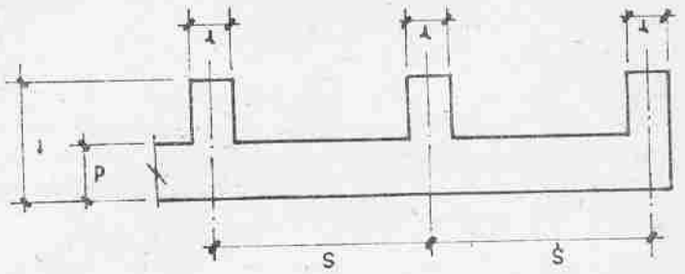
- sección asimétrica; el doble de la mínima distancia g, entre el baricentro G de la sección y una recta aplicada al perímetro.

En un muro apilastrado (Véase Fig. 6) el espesor virtual vale:

$d_v = \delta \cdot d$: el valor de δ se tomará de la tabla 5.

Tabla 5 Espesor virtual de muros apilastrados (m)

$\frac{t}{d}$	Valor de δ siendo s/r:						
	4	5	6	8	10	15	20
1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,5	1,17	1,14	1,11	1,09	1,07	1,05	1,04
2,0	1,40	1,33	1,29	1,22	1,18	1,13	1,09
2,5	1,68	1,58	1,50	1,39	1,33	1,23	1,18
3,0	2,00	1,86	1,75	1,60	1,50	1,35	1,27



3.7 Excentricidad producida por el efecto pandeo. Un elemento de muro con arriostramiento horizontal en coronación y base, sometido a un esfuerzo normal N* que actúan con excentricidad e, en su coronación y excentricidad e_z en su base, deberá calcularse con la excentricidad e_f que se produce por el efecto de pandeo.

Para determinar e_f se calcula previamente la excentricidad unitaria de pandeo η correspondiente a elementos de muros sometidos a una compresión axial, en función de su esbeltez λ y del coeficiente de deformabilidad α de obra de fábrica, mediante la tabla 6.

La excentricidad e_f tendrá el mismo sentido de la excentricidad de extremo e_m de mayor valor absoluto, o sea:

$e_m = e_1$ (véase Fig. 7a)

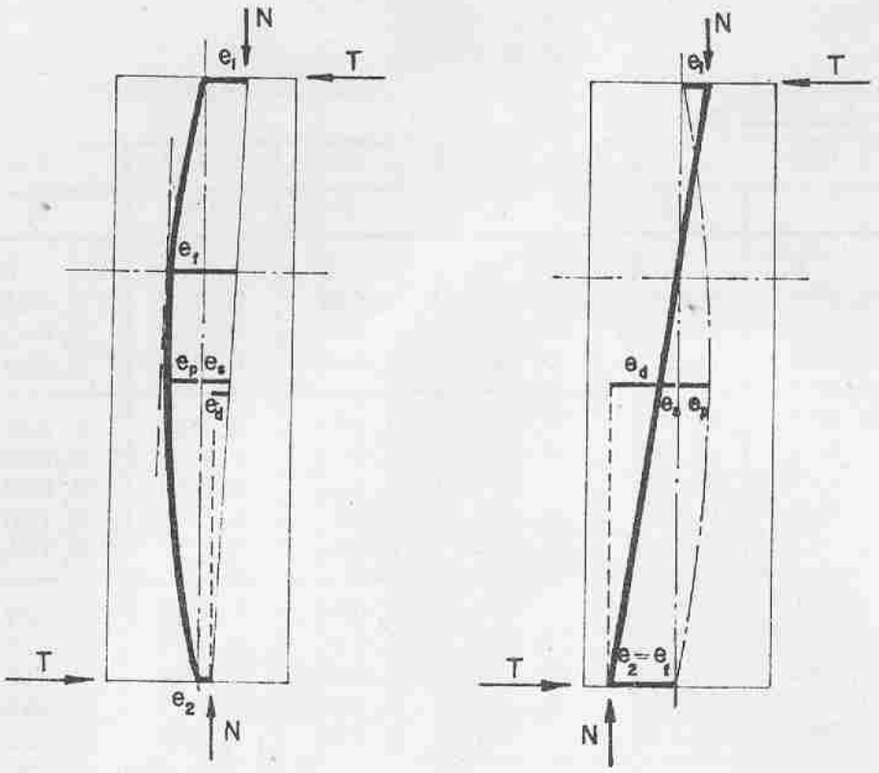
$e_m = e_2$ (véase Fig. 7b)

Tabla 6 Excentricidad unitaria de pandeo η en elementos sometidos a compresión simple.

λ \ α	3 000	2 500	2 000	1 500	1 125	750	500
1	2	3	4	5	6	7	8
2	0	0	0	0	0	0	0
3	0, 001	0, 001	0. 001	0, 001	0, 002	0, 005	0. 008
4	0, 003	0, 003	0, 003	0. 005	0, 007	0, 013	0, 023
5	0, 005	0, 006	0, 008	0, 010	0, 015	0, 026	0, 045
6	0, 007	0, 010	0, 014	0, 019	0, 027	0, 044	0, 076
7	0, 012	0, 016	0, 021	0, 029	0, 042	0, 066	0, 118
8	0, 017	0, 023	0, 031	0, 042	0, 060	0, 097	0, 161
9	0, 024	0, 032	0, 042	0, 057	0, 082	0, 130	0, 203
10	0, 032	0, 042	0, 054	0, 074	0, 107	0, 164	0, 247
11	0, 041	0, 053	0, 069	0, 094	0, 135	0, 197	0, 289
12	0, 050	0, 005	0, 085	0, 116	0, 167	0, 231	0, 332
13	0, 062	0, 080	0, 103	0, 140	0, 194	0, 265	0, 374
14	0, 073	0. 094	0, 123	0, 167	0, 222	0, 299	0, 417
15	0, 087	0, 110	0, 144	0, 190	0, 250	0, 333	0, 460
16	0, 101	0, 128	0, 167	0, 214	0, 278	0, 366	0, 500
17	0, 117	0, 146	0, 187	0, 238	0, 306	0, 400	
18	0, 132	0, 167	0, 208	0, 262	0, 333	0, 434	
19	0, 148	0, 185	0, 229	0, 286	0, 361	0, 473	
20	0, 166	0, 204	0, 250	0, 310	0, 389	0, 500	
21	0, 182	0, 222	0, 271	0, 333	0, 417		
22	0, 201	0, 241	0, 292	0, 357	0, 445		
23	0, 215	0, 259	0, 312	0, 381	0, 471		
24	0, 232	0, 278	0, 333	0, 405	0. 500		
25	0, 247	0, 296	0. 354	0, 428			
26	0, 265	0, 315	0, 375	0, 452			
27	0, 281	0. 333	0, 396	0. 476			
28	0, 297	0. 352	0, 417	0, 500			
29	0, 314	0, 370	0, 437				
30	0, 334	0, 389	0, 458				
31	0, 350	0, 407	0, 474				
32	0, 376	0, 426	0, 500				
33	0, 393	0. 445					
34	0, 410	0, 463					
35	0, 428	0, 482					
36	0, 446	0, 500					
37	0, 463						
38	0, 481						
39	0, 500						

α coeficiente de deformabilidad de la obra de fábrica

$$\lambda = \frac{h_v}{d_v}$$



a) e_1 y e_2 del mismo signo

$e_m = e_1$

$e_n = e_2$ (positiva)

b) e_1 y e_2 de distinto signo

$e_m = e_2$

$e_n = e_1$ (negativa)

Valoración de la excentricidad producida por el efecto de pandeo en un elemento de muro.

La excentricidad de extremo e_n de menor valor absoluto se considerará positiva si va en el sentido de e_m, y negativa si va en el sentido contrario.

Se obtienen los valores auxiliares:

$$e_s = \frac{e_m + e_n}{2} \qquad \text{y} \qquad e_d = \frac{e_m - e_n}{2},$$

introduciendo e_n con su signo.

Se calcula la excentricidad por deformación e_p mediante la fórmula:

$$e_p = \eta \, (d_v + 1{,}8 \, e_s),$$

teniendo en cuenta la excentricidad de cargas e_s en el centro de la pieza, y se obtiene el coeficiente ϵ dado por la expresión:

$$\epsilon = \frac{e_d}{2 \, e_p}$$

La excentricidad e_f que se busca tendrá el valor siguiente:

- Si $\epsilon \geq 1$, $e_f = e_m$;
- Si $\epsilon < 1$, $e_f = e_s + e_p (1 + \epsilon^2)$

En un elemento de muro sin arriostramiento horizontal en su coronación, la excentricidad e_f tiene el sentido e_2 y vale:

$$e_f = e_2 + \eta (d_v + 1,8\ e_2)$$

Para cargas centradas será en ambos casos:

$$e_1 = e_2 = 0 \quad y \quad e_f = \eta \cdot d_v$$

3.8 Tensiones locales. Los apoyos sobre un muro de estructura de fábrica de todo elemento estructural (viga, vigueta, cargadora, soporte, y otras) deberán estar previstas de tal forma que las tensiones locales de trabajo a compresión producidas sean inferiores a la resistencia a compresión de cálculo σ^*, y que las tensiones de tracción originadas como consecuencia de la aparición de componentes horizontales al producirse la distribución de tensiones de una superficie menor a otra mayor se mantienen asimismo por debajo de las máximas admisibles correspondientes a cada uno de los materiales que constituyen el muro de la obra de fábrica.

Si fuera necesario se dispondrán armaduras u otros elementos que sean capaces de tomar las compresiones y tracciones originadas.

3.9 Apoyo de techos. Los techos no deberán apoyarse directamente sobre los muros de estructuras de fábrica, sino que enlazarán con los muros en que sustentan y con los transversales mediante cerramentos de hormigón armado dispuestos en todo el perímetro de la estructura de fábrica de modo que repartan las cargas locales y sirvan al mismo tiempo de arriostramiento.

La altura del cerramento, será igual o superior al espesor del techo y su anchura igual al espesor del muro inferior. El cerramento de hormigón armado tendrá un refuerzo, como mínimo, igual al indicado en la Norma correspondiente a las Estructuras de Hormigón Armado para Vigas, no menor de 0,2% distribuido en una o dos barras en la parte superior e inferior de la sección y cercos no menores de 3 mm (1/8 pulg.) de diámetro separados a 45 cm.

3.10 Apoyo de dinteles. En el caso de dinteles no adovelados se distinguirán dos casos:

3.10.1 Cuando la entrega sea igual o menor que la altura del dintel $a \leq c$. En ningún caso el valor de la entrega a será menor que el espesor del muro y nunca menos de 15 cm.

En este caso el dintel se calculará como viga simplemente apoyada con la luz $l = v + a$, siendo v la luz vano y a la

entrega, y con la carga situada dentro de las verticales del vano.

La tensión en cada apoyo sobre la estructura de fábrica se obtendrá dividiendo la reacción R de las cargas por el área A = a. s, siendo s el ancho del dintel.

Si por encima y a los lados de un dintel de luz l existe un muro que permita producir efecto de arco, sin huecos que lo perturben, las cargas a considerar podrán ser: el peso del muro situado en una altura k = 0.6 l y las de los techos y cargas aisladas situadas hasta la altura l.

3.10.2 Cuando la entrega sea mayor que la altura de la viga de dintel $a > c$, puede considerarse empotramiento, calculado con la luz $l = v + r$, aplicando en la zona extrema, de longitud $a - r$, una reacción de empotramiento S^*, que estáticamente puede ser equilibrada en el muro y verificando las tensiones producidas en la estructura de fábrica por la reacción isostática R^* de la carga y la reacción S^*.

3.11 Antepechos. Cuando por su situación pueden estar sometidos a las reacciones del suelo hacia arriba, o en el caso de antepechos sobre elementos en voladizo, deberá construirse en la parte superior o coronamiento una viga de hormigón armado a modo de dintel invertido u otro elemento resistente capaz de soportar dichas reacciones, equilibrándolas con las cargas procedentes del muro a los lados del hueco. También se tendrá en cuenta la fuerza debida al viento o al sismo.

3.12 Barandas y pretiles. Las barandas y pretiles de ladrillos cerámicos, bloques de mortero, o piedras de sillería, deberán diseñarse para soportar una fuerza horizontal de 100 kg/m aplicada en su coronamiento.

Este diseño puede realizarse basado en algunas de las siguientes consideraciones o formas constructivas:

a) Teniendo en cuenta la resistencia a tracción de la obra de fábrica, que no debe ser mayor que el 10% de su resistencia a compresión.

b) Construyendo pilares de fábrica, hormigón armado o elementos metálicos empotrados en la estructura del piso.

c) Construyendo una viga de hormigón armado en su coronamiento debidamente fijada en sus extremos en elementos resistentes de la edificación diseñados para resistir esa reacción.

3.13 Muros aislados. Los muros aislados de obra de fábrica de cualquier clase incluyendo mampostería en seco, deberán resistir una fuerza de viento de 40 kgf/m^2 (400 Pa).

Cuando el fallo pueda producir daños a la vida o a la propiedad se tomará como fuerza del viento la establecida por la NC 53-41:83 "Elaboración de proyectos de construcción. Cargas de viento. Método de cálculo".

La resistencia y estabilidad de los muros aislados se obtendrá de manera análoga a la de las barandas y pretiles; empotrando

los pilares de hormigón armado o los elementos metálicos en la cimentación, cuyo peso y el de la tierra sobre ella se incluirá para el cálculo de la estabilidad.

3.14 Tabiques. Aunque los tabiques no son propiamente elementos estructurales de las obras de fábrica, a que se refiere esta Norma, pudieran tener además de su función específica de limitar espacios, la de arriostrar los muros de carga; por esto se incluyen en esta Norma.

3.14.1 Materiales. Para la construcción de los tabiques se emplearán: ladrillos cerámicos, o bloques de mortero macizos o huecos o materiales ligeros.

El espesor mínimo del tabique sin incluir el revoque, será de 5 cm.

El mortero que debe emplearse es el siguiente:

1 volumen de cemento + 3 volúmenes de árido + 5% de cal.

Cuando se empleen otros materiales, generalmente ligeros, para la construcción de tabiques, no se tendrá en cuenta su función de arriostramiento.

3.14.2 Resistencia. El tabique debe resistir, sin deterioro o fisuración apreciables, una fuerza lateral de 20 kgf/m^2 (200 Pa).

Debe tenerse en cuenta la deformación del elemento estructural que soporta el tabique para evitar la fisuración del mismo.

En general, los elementos que soportan tabiques no deben tener una flecha mayor de 1/300 de la luz.

3.14.3 Arriostramiento. Los tabiques construidos con ladrillos o bloques de cualquier clase deberán arriostrarse vertical, horizontalmente, o de ambas formas. La separación máxima entre dos arriostramientos paralelos debe ser la siguiente:

4 bordes restringidos = 60 veces el espesor del tabique
3 " " = 40 " " " " "
2 " paralelos restringidos = 40 veces el espesor del tabique.

Cuando la longitud sin arriostrar exceda a los valores indicados anteriormente se construirán pilares de ladrillos o bloques cuyo resalto en el tabique no será inferior a la dimensión a tizón del ladrillo o bloque.

También se podrá lograr el arriostramiento colocando perfiles I o U metálicos, o construyendo una columna o viga de hormigón armado con no menos de 2 barras de 12 mm, dentro del espesor del tabique, debidamente anclada al techo y al piso o a los muros laterales.

Cuando los tabiques tengan aberturas se construirán dinteles de hormigón armado o de ladrillos, adovelados.

3.14.4 Ranuras. Las ranuras en los tabiques no tendrán una profundidad mayor que la mitad del espesor del mismo, ni una longitud horizontal continua mayor que la tercera parte de su longitud entre apoyos laterales.

3.15 Columnas y pilares. El dimensionamiento de columnas y pilares es análogo al de los muros, con las limitaciones siguientes:

1) la resultante de las cargas debe coincidir con el baricentro de la sección

2) La esbeltez no debe exceder de 10

3) La base y el coronamiento o capital deben estar fijos horizontalmente.

3.16 Estabilidad y arriostramiento en general. Se deberá tener en cuenta la estabilidad de la estructura de fábrica, disponiendo muros o tabiques transversales, que sean permanentes, a los muros de carga que sirvan de arriostramiento para resistir las fuerzas horizontales producidas por el viento, los sismos y los empujes. En la comprobación de la estabilidad el coeficiente de ponderación de las cargas, γ_s, deberá ser igual a 0,9 para las acciones favorables.

3.16.1 En muros de carga que por su esbeltez precisen arriostramiento, podrá contarse con la colaboración de muros transversales o pilastras, siempre que el espesor de éstos no sea menor del doble del espesor del muro y que su anchura sea superior a 1/20 de la separación entre los ejes de las pilastras o muros.

3.16.2 En los edificios ubicados en zonas de grado sísmico VI o superior según la escala MSK, las estructuras de fábrica deben tener disposiciones simétricas, o lo más equilibradas posibles y cumplir con todos los requisitos establecidos en la Norma.

3.17 Juntas de dilatación. Para evitar fisuraciones debidas a variaciones termohigrométricas de los materiales de las estructuras de fábrica, deberán preverse juntas de dilatación de modo que no existan tramos de muros, sin juntas, de longitudes superiores a las indicadas en la tabla 7.

Se recomienda que la junta sea solapada y rellena con un material plástico e impermeable.

Tabla 7

Clase de material de la obra de fábrica.	Longitudes máximas, en metros de las obras de fábrica sin juntas de dilatación:
Material cerámico	50 m
Bloque de hormigón	30 m
Piedra natural	40 m

3.18 Arcos y bóvedas. La organización constructiva de estas obras de fábrica debe preverse, en función del tipo de carga, de tal

modo que sus distintas dovelas tomen fundamentalmente esfuerzos de compresión. Para ello se recomienda que la directriz se acomode lo más posible a la línea de presiones correspondientes a la ley de cargas y que las superficies laterales de las dovelas sean normales a los esfuerzos a que hayan de estar sometidas para evitar toda tendencia al deslizamiento de una dovela sobre otra.

3.18.1 Empujes. Los apoyos de los arcos, bóvedas y cúpulas tendrán las dimensiones suficientes para resistir el empuje y ofrecer la debida estabilidad del conjunto evitando todo movimiento que puede producir agrietamiento de los mismos.

Cuando los apoyos sean muros extremos éstos deberán tener la robustez necesaria para evitar todo desplazamiento o inclinación, construyéndose, si fuera necesario un contrafuerte o utilizando tensores anclados en los arranques del arco o de la bóveda.

3.18.2 Tensiones. La tensión de trabajo correspondiente a las acciones mayoradas en cualquier sección del arco o de la bóveda no deberán sobrepasar la resistencia a compresión de cálculo de la obra de fábrica, obtenida a partir de la resistencia característica de los materiales con que se constituyan.

3.19. Para ejemplos de cálculo véase Apéndice Y.

COMPLEMENTO

Normas estatales de referencia:

NC 53-38:78 Cargas características de uso en edificios

NC 53-39:78 Cálculo y ejecución de obras de hormigón

NC 53-41:83 Elaboración de proyectos de construcción. Cargas de viento. Método de cálculo

NC 54-214:83 Materiales y productos de la construcción. Morteros de cemento. Dosificaciones

Bibliografía consultada:

P. i. e. t. 70 - Prescripciones del Instituto de Eduardo Torroja. Obras de fábrica. España - 1970.

APENDICE Z

Z. 1 Ensayo de resistencia a compresión de obras de fábrica.

Z. 1. 1 Obras de fábrica de ladrillos y bloques. Este ensayo se realizará para determinar el valor característico σ_k, de la resistencia a compresión de la fábrica de ladrillos o bloques.

Se fabricarán 10 probetas-pilares con la clase de ladrillos o de bloques que haya de utilizarse y con el mortero confeccionado con los aglomerantes y áridos a emplear, en las proporciones volumétricas, plasticidad y espesor de junta especificados.

Las probetas-pilares serán prismáticas de sección cuadrada de lado igual a la longitud a soga del ladrillo o bloque y altura aproximadamente igual y no menor del doble del lado de la sección. Irán aparejados con hiladas alternadas de soga y tizón y con las caras superior e inferior acabadas en superficie lisa con el mismo mortero empleado en la fábrica.

Las probetas-pilares se conservarán tapadas con sacos húmedos 28 días y se ensayarán seguidamente a compresión.

La carga se aplicará, una vez centrada la probeta-pilar en los platos de la prensa con una velocidad de 3 a 7 kgf/cm^2 por segundo y hasta la rotura.

La tensión de rotura de cada probeta-pilar quedará definida por la carga de rotura en kgf dividida por la sección horizontal bruta en cm^2. El valor característico σ_k en kgf/cm^2 de resistencia a compresión de la fábrica quedará determinado por la expresión:

$$\sigma_k = \sigma_m \quad (1 - \lambda \delta)$$

En la que σ_m es el valor medio:

$$\sigma_m = \frac{\sum_1^n \sigma_i}{n}$$

y δ es la dispersión;

$$\delta = \frac{1}{\sigma_m} \sqrt{\frac{\sum_1^n (\sigma_i - \sigma_m)^2}{n}}$$

n es el número de probetas-pilares ensayadas = 10

λ es el coeficiente tomado del apartado 3.1 de la norma.

Z. 2 Obras de fábrica de cantería: El ensayo para determinar el valor característico λ_k de la resistencia a compresión de fábricas de

cantería es análogo al descrito para fábricas de ladrillos o bloques, diferenciándose solamente en lo siguiente:

El número mínimo de probetas-muros es 6. Las probetas-muro serán prismáticas del mismo espesor que haya de tener el muro en obra y en una longitud y altura mínimos de 50 cm. La disposición de las piedras será semejante a la prevista para la obra con no menos de dos piezas por hilada ni menos de cuatro hiladas.

APENDICE Y

EJEMPLO:

Comprobar la resistencia del muro en el eje B, que será construido con ladrillos en citara apilastrada.

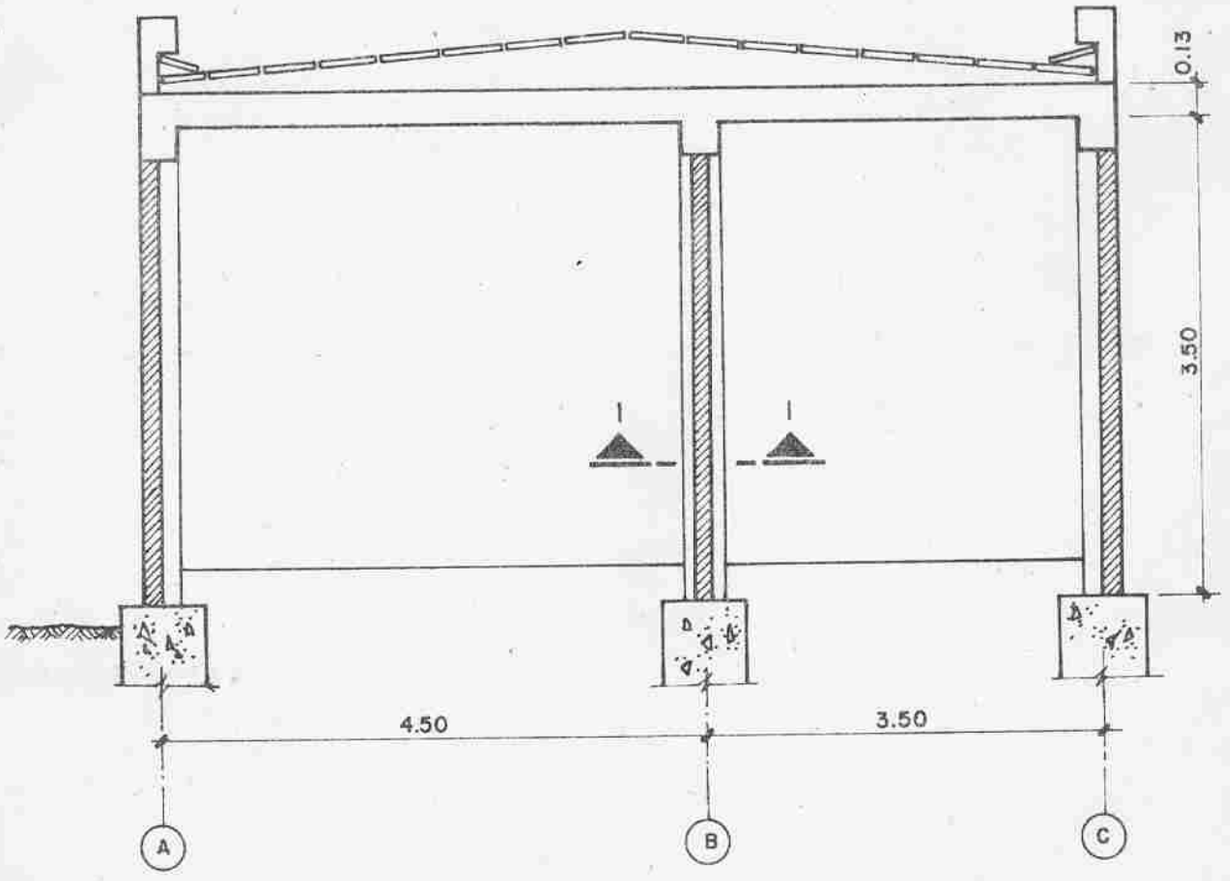
Los muros en dirección normal a los muros de carga están situados a 10,00 M y suministran rigidez y resistencia suficiente para resistir las fuerzas horizontales. No existen vanos en el muro.

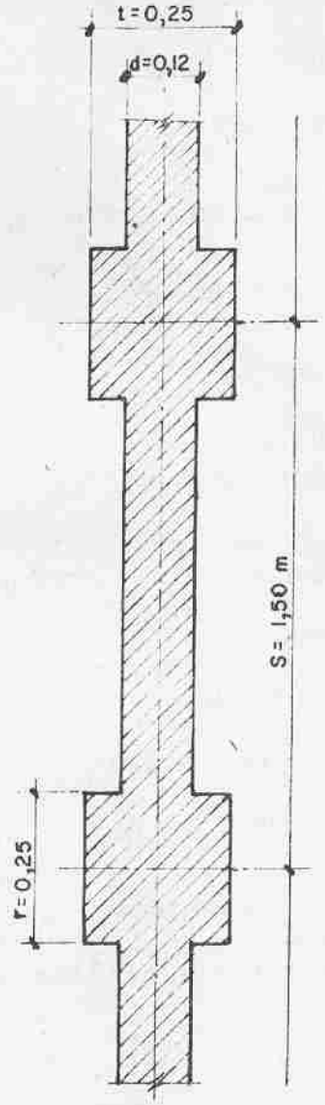
Las dimensiones del muro aparecen en la Fig. 1 y en la sección 1-1 Fig. 2 y el esquema de las cargas en la Fig. 3.

Las resistencias características de los materiales a utilizar son:

Ladrillo: $R'LK = 160$ kgf/cm^2 (16 MPa)

Mortero: $R'mk = 40$ kgf/cm^2 (40 MPa)





SECCION 1-1

Fig. 2

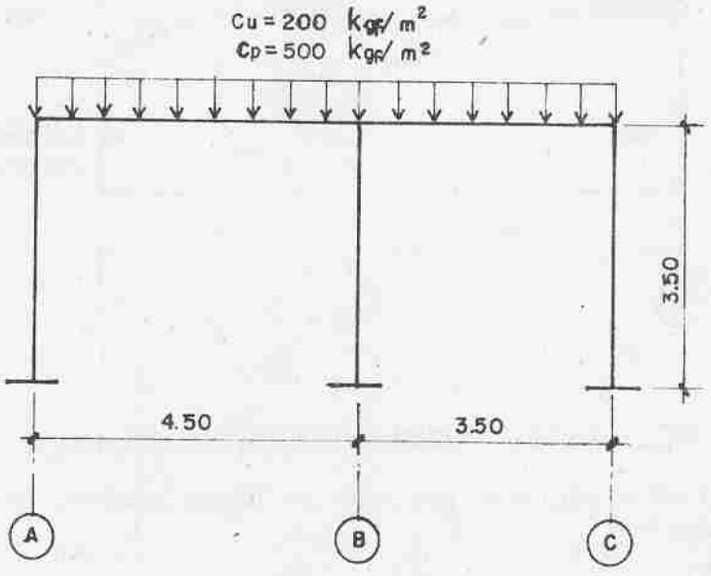


Fig. 3

Y.1 Cálculo de las cargas

Y.1.1 Carga por metro de muro

$q^* = 1.3\ Cp + 1.6\ Cu$

$q^* = 1.3 \times 500 + 1.6 \times 200 = 970\ kg/m$

$\frac{q^*}{q} = \frac{970}{700} = 1.386 < 1.4$

prevalece condición:

$q^* = 1.4\ (Cp + Cu)$

$Q^* = 1.4\ (500 + 200) = 980\ kg/m$

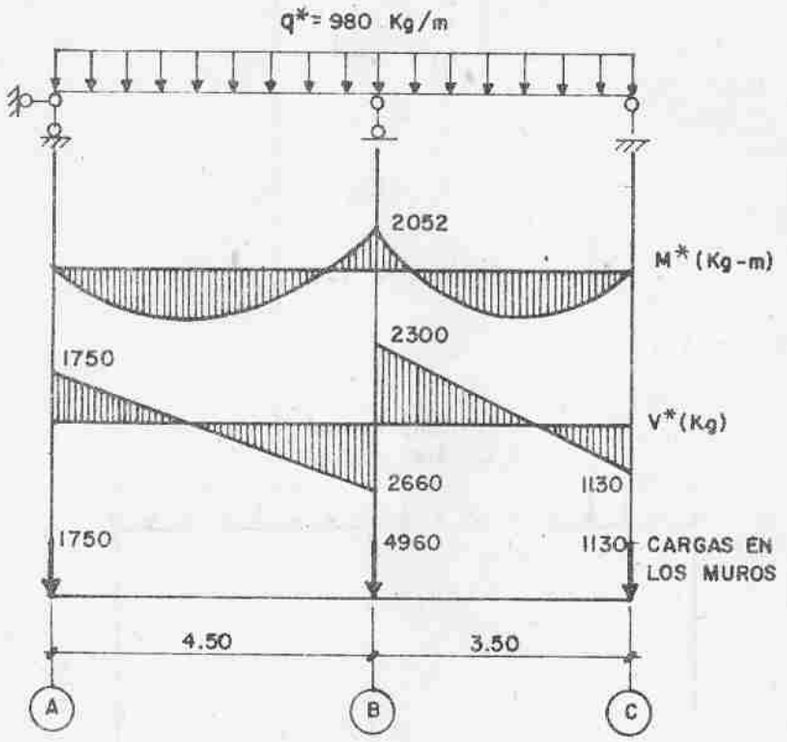
Adoptar $_s$ = 1.0 que corresponde a fallo grave y control normal.

Y.1.2 Peso propio del muro:

$q_{pp} = 300 \times 3,5 = 1050\ kg/m$

$g^*_{pp} = 1.4 \times 1050 = 1470\ kg/m$

Y.2 Acción del techo en el muro:



Y.3 Cálculo de la excentricidad de la carga del techo

Caso: Techo continuo apoyado en muro intermedio sin tramo superior.

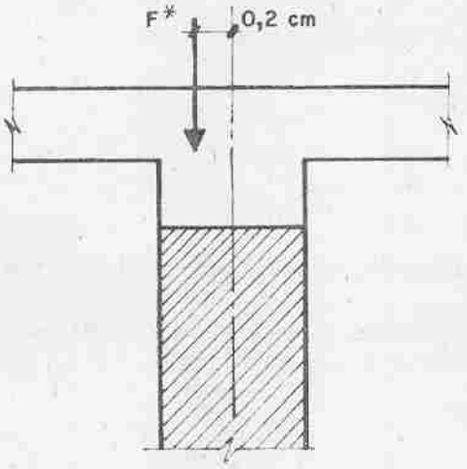
Efecto del tramo AB: $F_{BA^*} = 2660$ kg

Efecto del tramo BC: $F_{BC^*} = 2300$ kg

$F^* = F^*_{BA} + F_{BC^*} = 2660 + 2300 = 4960$ kg

$$e = \frac{F^*_{BA} - F_{BC^*}}{F^*_{BA} + F^*_{BC}} \cdot \frac{d}{4} \qquad d = \text{espesor del muro}$$

$$e = \frac{2660 - 2330}{4960} \cdot \frac{12}{4} = 0.20 \text{ cm}$$



Y.4 Efecto de la esbeltez

Y.4.1 Espesor virtual dv:

en este caso (Ver Sección 1-1)

t = 25 cm s = 150 cm

d = 12 cm T = 25 cm

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{t}{d} = \dfrac{25}{12} = 2.08 \sim 2 \\ \\ \dfrac{s}{T} = \dfrac{150}{25} = 6 \end{array}\right\} \quad \delta = 1,29$$

$\therefore$ dv = d = 1.29 × 12 = 15.5 cm

Y.4.2 Cálculo de la altura virtual hv:

La distancia entre arriostramiento transversales es en este caso

s = 10 m

la altura del muro h = 3.50 m

$S/h = \frac{10}{3.5} = 2.86$

Para muros arriostrados horizontalmente en su coronación y para S/h = 2.86 } tabla 4, interpolando $\beta = (0.8 + \frac{0.2}{2})$

0.86 0.886

hv = h = 0.886 x 350 = 310 cm

Y.4.3 Relación de esbeltez

$\lambda = \frac{hv}{du} = \frac{310}{15.5} = \underline{20}$

Y.4.4 Coeficiente de déformabilidad de la obra de fábrica α :

Para ladrillos macizos y mortero de R^1 mK = 40 Kgf/cm^2 (4 MPa) de la tabla 3 se obtiene:

$\alpha = 2500$

Y.4.5 Cálculo de la excentricidad unitaria de pandeo:

Para { $\lambda = 200$; $\alpha = 2500$ } Tabla 6 $\eta = 0.204$

Y.4.6 Excentricidad final de cálculo Cf:

Para el caso de muro arriostrado en la coronación y con giro restringido en su apoyo inferior, su deformación será como aparece en el esquema:

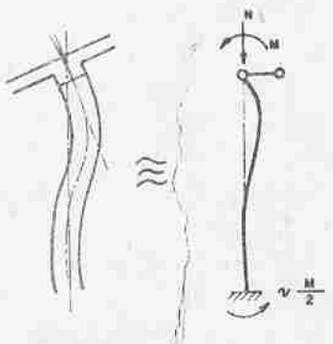


Fig. 6

A esta deformación corresponde el esquema de cálculo de la Figura 7 de la norma.

$$e_1 = e = 0,2 \text{ cm}$$

$$e_2 \simeq \frac{e_1}{2} = \frac{0,2}{2} = 0,1 \text{ cm}$$

$$/c_2/ < /c_1/ \longrightarrow \begin{cases} e_1 = e_m = 0,2 \text{ cm} \\ e_2 = e_n = 0,1 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e_s = \frac{e_m + e_n}{2} = \frac{0.2 - 0.1}{2} = 0.05 \text{ cm}$$

$$e_d = \frac{e_m - e_n}{2} = \frac{0.2 - (-0.1)}{2} = \frac{0.15 \text{ cm}}{}$$

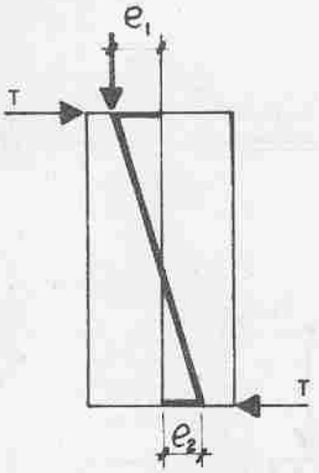


Fig. 7

$$e_p = \eta \, (dv + 1.8 \, e_s)$$

$$\therefore e_p = 0.0204 \, (15.5 + 1.8 \times 0.05) = 3.18$$

$$\epsilon = \frac{e_d}{2e_p} = \frac{0.15}{2 \times 3.18} = \frac{0.024}{} < 1,0$$

Si despreciamos el efecto del peso propio del muro en la excentricidad obtendremos:

para $\epsilon < 1$ $\qquad e_f = e_s + e_p \, (1 + \epsilon^2)$

$$\therefore\ e_f = 0.05 + 3.18\ (1 + 0.024^2) = 3.23 \sim 3.2\ \text{cm}$$

$$\underline{\underline{e_f = 3.2\ \text{cm}}}$$

Y. 5 Tensiones de compresión en el muro

$\epsilon < 1$ significa que la excentricidad máxima se produce en un punto intermedio de la altura del muro y no en alguno de sus extremos.

En esa sección actuará la carga del techo más aproximadamente la mitad del peso propio del muro, por lo tanto:

$$N^* \simeq F^* + \frac{q^*_{pp}}{2}$$

$$N^* \simeq 4960 + \frac{1470}{2} = \underline{5695\ \text{kg}}$$

$$\sigma^* = \frac{N^*}{B}$$

$$\sigma^* = \frac{5695}{5,6 \times 100} = \underline{\underline{10,2\ \text{kgf/cm}^2}} \quad (1,02\ \text{MPa})$$

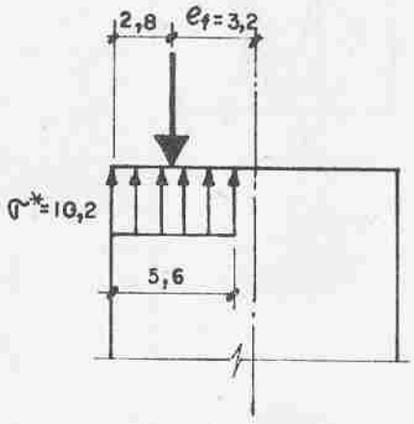


Fig. 8

Y. 6 Cálculo de la tensión resistente del muro R' K y la tensión de cálculo R'*.

Para muros de ladrillos:

$$R'_K = \frac{100 + R'_{LK}}{100 + 3,3\ R'_{LK}} \left(1 - \frac{0,4}{0,6 + \frac{R'_{mk}}{R'_{LK}}}\right) R'_{LK}$$

$$R'_K = \frac{100 + 160}{100 + 3,3 \times 160}\left(1 - \frac{0,4}{0,6 + \frac{40}{160}}\right) 160 = 35 \text{ kgf/cm}^2 \ (3,5 \text{ MPa})$$

$$R'^* = \frac{R'_K}{\gamma_m} = \frac{35}{3} = 11,7$$

Y.7 Conclusión:

$R'^* = 11,7 > \sigma^* = 10,2 \text{ kgf/cm}^2$ (1,02 MPa)

El muro resiste las cargas del techo.

Impreso: Unidad Impresora CEN Tirada: 2 000 ejemplares

Fecha Impresión: Noviembre 1984