

Verificación de la seguridad estructural en las cargas verticales

JOSEP LLUÍS GONZÁLEZ
MORENO-NAVARRO
DR. ARQUITECTO

Aplicación de las PIET-70 y la NBE-FL-90. Comparación con la EC-6

El objetivo del presente artículo es el de analizar las posibilidades de aplicación de la NBE-FL-90 a la verificación estructural de los edificios ya construidos, para valorar la vigencia de sus criterios en relación a las nuevas normas europeas, este estudio incluye la comparación con el Eurocódigo 6. Los planteamientos generales de las dos normas no son demasiado diferentes, primero establecen los métodos de cálculo que permiten establecer la resistencia de la obra, y segundo determinan la capacidad portante efectiva de los elementos resistentes.

The aim of this paper is to examine the application of the code NBE-FL-90 in the analysis of existing buildings. In order to compare with the new European codes, the criteria set forth by the above code is also checked against the Eurocode 6. Both codes agree in the general guidelines that specify the analysis methods and the determination of the structural resistance of the different elements.

El objetivo del presente capítulo es analizar las posibilidades de aplicación de la NBE-FL-90 a la verificación estructural de los edificios ya construidos¹. Se consideran sólo las acciones verticales y en el capítulo siguiente, las horizontales.

Para valorar la vigencia de los criterios de la NBE en relación a las nuevas normas europeas, este estudio incluye la comparación con el Eurocódigo 6², pero los comentarios que haremos no pretenden exponer la totalidad de sus métodos, sino servir sólo de referencia. El orden de exposición no sigue ninguna de las dos normas, sino que pretende la máxima claridad expositiva.

Como veremos, los planteamientos generales de las dos normas no son demasiado diferentes. Primero, establecen los métodos de cálculo que permiten determinar la resistencia de la obra en función a las características de los ladrillos y de los morteros. Segundo, por métodos aparentemente diferentes, determinan la capacidad portante efectiva de los elementos resistentes, menguada por la esbeltez y las excentricidades de carga, y reforzada por las pilastras o las paredes de traba.

DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS RESISTENTES DE LA OBRA

Resistencia a compresión

Las variables que inciden en la resistencia a compresión de la obra son la resistencia a compresión de la pieza básica, sea ladrillo o piedra, la resis-

tencia a compresión del mortero y, en el caso del ladrillo, además, el grueso de las juntas y la plasticidad del mortero. La tabla de la figura 1 recoge las posibles resistencias características a compresión, f_k , para las obras de piedra, sean sillares o de mampostería. Las tablas de las figuras 2, 3, 4 y 5 recogen los valores según los ladrillos sean macizos, calados o huecos.

Se han incluido valores extraídos de las PIET-70, ya que a la NBE-FL se han suprimido los morteros de más baja resistencia, que son los más probables de encontrar en las obras antiguas³. Desgraciadamente, no hay estudios que puedan determinar la situación en esta tabla de los morteros de cal mucho más habituales en el pasado. Es razonable asimilarlos a M-5 ó M-10.

La valoración de la resistencia a compresión hecha por la EC-6 no tiene en cuenta dos de las variables de la NBE, el grueso de la junta y la plasticidad del mortero, y depende únicamente de la resistencia del ladrillo y la resistencia del mortero según la siguiente expresión:

$$f_k = K \times f_b^\alpha \times f_m^\beta$$

siendo f_b la resistencia media del ladrillo, f_m la del mortero (en N/mm²) y K , α y β los coeficientes correctores. Sin entrar en muchos detalles se puede decir que los valores de estos parámetros son: $K = 0,6$, $\alpha = 0,65$ y $\beta = 0,25$.

Se puede comprobar que los valores finales que da esta expresión son parecidos a los valores medios de las tablas de la NBE.

RESISTENCIA A COMPRESIÓN CARACTERÍSTICA f_k SEGÚN EL TIPO DE FÁBRICA

Tipos de piedra	Resistencia de la piedra (Kg/cm ²)	OBRA DE SILLARES			MAMPOSTERÍA		
		Juntas sin mortero y con caras desbastadas	Sillares h < 30 cm con mortero tipo mínimo M-80	Sillares h < 30 cm con mortero tipo mínimo M-40	Escuadrada con mortero tipo mínimo M-40 (Kg/cm ²)	Concertada con mortero tipo mínimo M-5 (Kg/cm ²)	En seco (Kg/cm ²)
Granito Sienita Basalto	>1000	200	150	100	62	25	14
Piedra de gres cuarzoso Calcareá dura Mármol	>300	100	75	50	30	20	15
Piedra de gres calcáreo Calcareá blanda	>100	50	37	25	20	15	12

Figura 1

1. Ha sido un tema poco tratado. Es de gran interés Lahuerta, J. Rehabilitación de obras de fábrica, en "Curso de Rehabilitación. Tomo 5. La estructura", COAM, Madrid, 1985.
2. Se ha consultado el Eurocode-6, Common unified rules for masonry structures, Commission of the European Communities i Modena, C (coord.), Esame comparativo della normativa europea e della normativa italiana sulle strutture in murature portante, Lambda., Verona, 1992.
3. Las tablas de las figuras 1, 2, 3, 4 y 5 son diferentes de las PIET 70 y de la NBE-FL-90 por dos razones. En primer lugar, dan resistencias características en lugar de las de cálculo (sobre esta cuestión ver el apartado final del presente capítulo Verificación de la Seguridad). En segundo lugar de las tablas de ladrillo se ha suprimido la variable plasticidad del mortero ya que es imposible conocerla en una obra hecha hace años. Se ha supuesto un valor intermedio de los tres que proponen las normas, la plasticidad sogrosa, que además es la que corresponde con la manera tradicional de hacer los morteros. Sobre éstos se ha de recordar que las denominaciones M-5, M-10 etc. están basadas en sus resistencias y son consecuencia de la dosificación según las tablas correspondientes de las normativas cuando los morteros se hacían con cemento P-250.
4. La tabla 6 está compuesta a partir de la tabla de la página 41 de las PIET-70 y de la 5.4 de la NBE-FL-90.

Por ejemplo, una obra hecha de ladrillo de 300 kg/cm² (30 N/mm²) y un mortero M-10 tiene la resistencia siguiente:

$$f_k = 0,6 \times 30^{0,65} \times 1^{0,25} = 5,5 \text{ N/mm}^2 = 55 \text{ kg/cm}^2$$

equivalente a las previsiones de la NBE.

Igual que la NBE, el Eurocódigo no incluye en sus previsiones morteros con resistencias inferiores a 20 kg/cm².

Los ensayos realizados mediante probetas dan valores, en principio, más fiables que los anteriores; ahora bien, las enormes dificultades operativas y económicas que supones hacer una campaña realmente efectiva y fiable de ensayo aconseja, de momento y mientras no haya estudios efectivos al respecto, mantener la vigencia de las tablas anteriores fruto de una extensa experimentación previa a su publicación. Y además, como ya se ha visto, no se diferencian mucho de los valores dados por los estudios más recientes contenidos en el Eurocódigo 6.

En cuanto a la resistencia a cortante, se ha de decir que los planteamientos de las dos normas son bien diferenciados. En general, parece bastante más adecuado el procedimiento propuesto por el Eurocódigo. Ya que el esfuerzo cortante sólo se ha

DOSIFICACIÓN DE MORTEROS TIPO

Mortero	Tipo	Partes en volumen total de			
		Cemento P-250	Cal aérea	Cal hidráulica	Arena
M-5	a	1	—	—	12
	b	1	2	—	15
M-10	a	1	—	—	10
	b	1	2	—	12
M-20	a	1	—	—	8
	b	1	2	—	10
	c	—	—	1	3
M-40	a	1	—	—	6
	b	1	1	—	7
M-80	a	1	—	—	4
	b	1	1/2	—	4
M-160	a	1	—	—	3
	b	1	1/4	—	3

Figura 2

de considerar en el caso de presencia efectiva de acciones horizontales, no nos extenderemos más sobre la cuestión en este capítulo.

Deformabilidad

Según la NBE, la deformabilidad es una variable de gran transcendencia para el cálculo, ya que influye directamente sobre el pandeo y, en consecuencia, sobre la capacidad portante final. Justo al contrario que la EC-6, que no considera en absoluto esta variable.

La NBE define la deformación unitaria (que denominaremos aquí ϵ_u) como los acortamientos unitarios debidos a una compresión igual a la resistencia de cálculo f_d ($f_d = f_k/2,5$). Para no utilizar unas cantidades tan pequeñas, la norma recoge este valor multiplicado por mil, y lo denomina ϵ .

En la tabla de la figura 6, se recogen las deformidades de las diferentes obras en función a dos variables fundamentales: la resistencia de la pieza y la resistencia del mortero¹.

Estas cantidades corresponden a los acortamientos en milímetros por metro que se producen a largo plazo cuando la obra está sometida a una compresión equivalente a la resistencia de cálculo; cuanto más grande sea el número, más deformable es la obra y más le afectarán los fenómenos de pandeo, como veremos en el punto siguiente.

El cociente entre resistencia característica minorada por 2,5 (la resistencia de cálculo f_d) y deformación unitaria ϵ_u se denomina módulo de deformación E.

Por ejemplo, consideramos una obra de ladrillo macizo, con resistencia 150 y un mortero M-10. Según la NBE, le corresponde una deformabilidad de 0,80, una f_d aproximada de 18 kg/cm² y, en consecuencia, un módulo de deformación de 22.500 kg/cm².

No hay estudios que puedan establecer claramente la relación de este módulo de deformación E con el obtenido mediante ensayos de gatos planos o probetas analizadas en laboratorios. Si se quiere aplicar la NBE, de momento la única manera de valorar la ϵ es la tabla anterior.

Como hemos dicho al principio, en este aspecto la EC-6 es bien distinta. Sólo define el módulo secante de la elasticidad bajo condiciones de servicio, para cualquier obra, y se valora en $1000 \times f_k$, sin que influya ni el tipo de mortero, ni el tipo de ladrillo, ni el tipo de pieza.

RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DE LAS OBRAS DE LADRILLO MACIZO

R. ladrillo (kp/cm ²)	Grosor de las juntas	Mortero						Grosor de las juntas	R. ladrillo (kp/cm ²)
		M-5	M-10	M-20	M-40	M-80	M-160		
70	> 1,5	22	25	27	30	35		> 1,5 1,5 a 1 < 1	100
	1,5 a 1	25	27	30	35	40			
	< 1	27	30	35	40	45			
150	> 1,5	30	35	40	45	50		> 1,5 1,5 a 1 < 1	200
	1,5 a 1	35	40	45	50	55	62		
	< 1	40	45	50	55	62	70		
300	> 1,5	45	50	55	62	70	80	> 1,5 1,5 a 1 < 1	200
	1,5 a 1	50	55	62	70	80	90		
	< 1	55	62	70	80	90	100		
	> 1,5	62	70	80	90	100	112	> 1,5 1,5 a 1 < 1	200
	1,5 a 1	70	80	90	100	112	125		
	< 1								

RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DE LAS OBRAS DE LADRILLO CALADO?

R. ladrillo (kp/cm ²)	Grosor de las juntas	Mortero						Grosor de las juntas	R. ladrillo (kp/cm ²)
		M-5	M-10	M-20	M-40	M-80	M-160		
100	> 1,5	25	27	30	35	40		> 1,5 1,5 a 1 < 1	150
	1,5 a 1	27	30	35	40	45			
	< 1	30	35	40	45	50	55		
200	> 1,5	35	40	45	50	55	62	> 1,5 1,5 a 1 < 1	300
	1,5 a 1	40	45	50	55	62	70		
	< 1	45	50	55	62	70	80		
	> 1,5	50	55	62	70	80	90	> 1,5 1,5 a 1 < 1	300
	1,5 a 1	55	62	70	80	90	100		
	< 1	62	70	80	90	100	112		

RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DE LAS OBRAS DE LADRILLO HUECO DE 6 AGUJEROS

R. ladrillo (kp/cm ²)	Grosor de las juntas	Mortero						Grosor de las juntas	R. ladrillo (kp/cm ²)
		M-5	M-10	M-20	M-40	M-80	M-160		
30	> 1,5	11	12	14	15			> 1,5 1,5 a 1 < 1	50
	1,5 a 1	12	14	15	18				
	< 1	14	15	18	20				
70	> 1,5	15	18	20	22			> 1,5 1,5 a 1 < 1	100
	1,5 a 1	18	20	22	25	27			
	< 1	20	22	25	27	30			
150	> 1,5	22	25	27	30	35		> 1,5 1,5 a 1 < 1	200
	1,5 a 1	25	27	30	35	40			
	< 1	27	30	35	40	45	50		
	> 1,5	30	35	40	45	50	55	> 1,5 1,5 a 1 < 1	200
	1,5 a 1	35	40	45	50	55	62		
	< 1	40	45	50	55	62	70		
	> 1,5	45	50	55	62	70	80	> 1,5 1,5 a 1 < 1	200
	< 1								

Figuras 3, 4 y 5

DEFORMABILIDAD

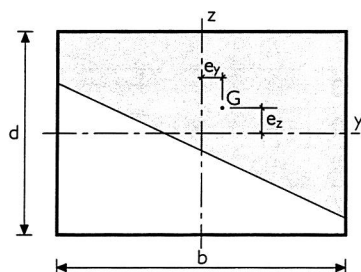
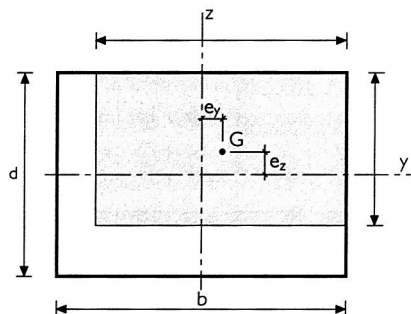
Tipo de obra	Tipo de mortero			
	M-160 a M-40	M-20 y M-10	M-5	En seco
Obra de sillar de piedra natural Bloques macizos de hormigón $P_e > 2000 \text{ Kg/cm}^2$	0,52	0,63	0,80	1
Mampostería de piedra natural	0,63	1	1,25	3
Bloques cerámicos o de mortero Bloques macizos o de mortero $P_e > 2000 \text{ Kg/cm}^2$	0,63	0,80	1	2
Ladrillo macizo grueso	0,63	0,80	1	
Ladrillo calado y hueco	0,80	1	1,25	

P_e : Peso específico aparente del material

Figura 6

$e_a = h_v/300$ categoría C
$e_a = h_v/450$ categoría B
$e_a = h_v/600$ categoría A

Figura 7

Figura 8
Sección eficaz de área BFigura 9
Sección eficaz aproximada de área B

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS ELEMENTOS

La excentricidad inevitable. La sección eficaz

Los esfuerzos normales que afectan a los elementos de obra, en general, actúan siempre con excentricidades producidas por muy diversas causas, soportes no centrados de los forjados, vigas, dinteles, paredes de diferente grosor de ejes no coincidentes, etc. Además un esfuerzo normal teóricamente centrado actúa siempre, a la práctica, con excentricidad variable a lo largo del eje de deformaciones irregulares por diferencias del módulo de deformación de la obra en sus diferentes puntos. Así lo considera la EC-6 cuando impone en cualquier caso una denominada excentricidad, debida a la deformación lateral producida por flexopandeo (figura 7).

La NBE, para reducir la complejidad del cálculo que esto comporta, propone el concepto de sección eficaz de la manera siguiente: en una sección de un elemento de obra, de área total A, en que actúa un esfuerzo normal N_d en un punto G no coincidente con el baricentro O de la sección, la tensión resultante σ se calcula admitiendo una distribución uniforme de tensiones en una parte de la

sección, denominada sección eficaz, de área B, delimitada por una recta secante y con un baricentro coincidente con el punto de aplicación del esfuerzo normal y considera inactivo el resto de la sección (figura 8). Si la sección eficaz es de difícil determinación geométrica, se puede sustituir por otra sección eficaz aproximada comprendida en la sección total y con un baricentro coincidente con el punto G (figura 9).

En el cálculo de paredes, habitualmente, tendremos cargas repartidas y, más que puntos de actuación de las cargas, consideraremos ejes que generen una sección eficaz a lo largo de la pared de una manera equivalente a las cargas puntuales. Así, por ejemplo, una pared de $d = 28 \text{ cm}$ de grosor, que recibe una carga repartida de una forjado apoyado a 5 cm de uno de los paramentos, tiene una excentricidad de carga de 9 cm y una sección eficaz de anchura igual a $d_e = 10 \text{ cm}$ (figura 10).

Está claro que la capacidad portante del elemento vendrá dada por el producto de su resistencia característica por la sección eficaz. En definitiva, depende de las excentricidades producidas por los elementos o las acciones que lo cargan y por las deformaciones propias.

El cociente entre d_e/d nos da un coeficiente de reducción de la capacidad portante que denominaremos ϕ , tal como hace la EC-6. Este no define directamente el concepto de sección eficaz, pero los métodos de cálculo de la reducción de la capacidad portante debida a la excentricidad, y por tanto el coeficiente ϕ , lo utilizan.

Cargas centradas

Análisis en alzado

Según la NBE (figura 11) y también la EC-6, las paredes resistentes de un edificio de diversas plantas se descom-

ponen verticalmente en tramos comprendidos entre dos forjados consecutivos. Cuando el tramo que se considera está constituido por machones separados por vacíos como por ejemplo puertas o ventanas, cada elemento constituye un machón. Un elemento se define geométricamente por su sección horizontal y su altura entre base y coronamiento. La base del elemento está en el arranque de la cimentación o bien en el supradós del forjado superior, en el plano de soporte de la cubierta o en su plano superior si es un elemento libre. Si el tramo no tiene vacíos se puede considerar como un elemento cada parte comprendida entre paredes transversales o la zona de un metro de anchura que tenga las cargas más desfavorables.

Cada machón recoge la mitad de la carga que actúa sobre los dinteles de los vacíos, que se distribuyen según ángulos de 45° .

Análisis de la sección vertical de la pared aislada

Para ir exponiendo los conceptos ordenadamente, primero consideramos el caso teórico de una pared aislada sin arriostramientos laterales y con unos forjados que le permiten girar libremente.

Como ya se ha dicho, a pesar de que la carga esté centrada, el pandeo produce una excentricidad que disminuye la capacidad portante del tramo de pared (figura 12). El método desarrollado por la NBE para evaluar este pandeo se basa en un coeficiente de excentricidad unitaria η función de la esbeltez de la pared λ ($\lambda = \text{altura/grosor}$) y de la deformabilidad ϵ definida antes.

La excentricidad debida al pandeo es $e_f = \eta \times d$. Los valores de η se encuentran en la tabla de la figura 13⁵.

Por ejemplo, una pared de altura $h = 308$ cm y de grosor $d = 14$ cm, tiene una esbeltez de 22. Si la obra es la que hemos visto anteriormente

($\epsilon = 0,80$), el coeficiente η es 0,292 y la excentricidad producida por esta deformación $14 \times 0,292 = 4,08$ cm. Esto quiere decir que la sección eficaz en la sección horizontal central de la pieza es en realidad bastante más pequeña que el grueso de la pared. La anchura de la sección eficaz es $d_e = 2 \times (14/2 - 4) = 6$ cm de manera que, por efecto del pandeo la pared puede cargar como máximo un $6/14$ o dicho de otra forma un 42,8% del que habría podido cargar sin el pandeo. En este caso $\phi = 0,428$.

Pero, evidentemente, la pared puede estar ajustada por otros elementos, como por ejemplo las paredes de traba y los mismos forjados, que reducen mucho esta esbeltez, veámoslo a continuación.

Análisis en planta y sección

La configuración real geométrica y constructiva de las paredes permite reducir la esbeltez de los elementos.

El método de la NBE para calibrar estos efectos define dos nuevos conceptos: al altura virtual y el grosor virtual, denominados por la EC-6 altura y grosor efectivos.

La altura virtual de un elemento h_v es la distancia entre los puntos de inflexión de la deformada del eje del elemento sometido a flexopandeo. La determinación exacta de la altura virtual es difícil, porque el fenómeno de flexopandeo de los elementos de obra es complejo a causa de la variación del módulo de elasticidad en las tensiones y la reducción de la sección por la aparición de grietas. Por esta razón, se toma en el cálculo el valor de $h_v = \alpha \times h$, siendo α un factor dado en la tabla de la figura 14 que depende del hecho que el elemento tenga o no arriostramiento horizontal en su coronamiento y de la relación entre la separación s entre arriostramientos transversales y la altura h del elemento (figura 15).

Para determinar el grosor virtual de un elemento de pared se conside-

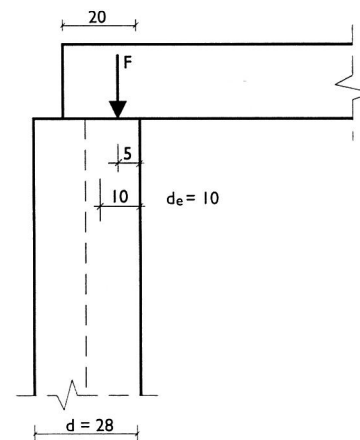


Figura 10
Ejemplo de la excentricidad de carga de una pared

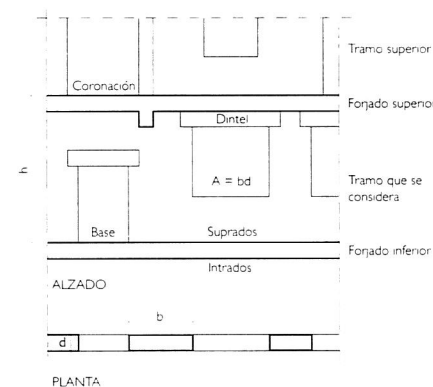


Figura 11
Análisis en alzado según la NBE-FL-90

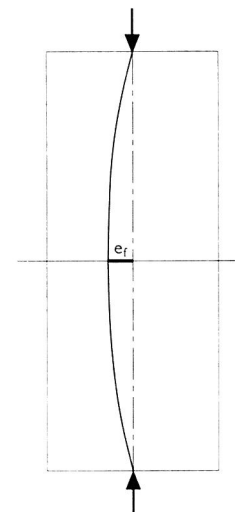


Figura 12
Excentricidad producida por pandeo en una sección de pared

5. La tabla de la figura 8 es equivalente a la 5.9 de la NBE-FL-90 y a la de la página 51 de las PIET-70.

EXCENTRICIDAD UNITARIA DE PANDEO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN SIMPLE

Esbeltez λ	Excentricidad unitaria η , siendo ε la deformabilidad de la obra						
	0,52	0,63	0,80	1	1,25	2	3
2	0	0	0	0	0	0	0
3	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,002	0,005
4	0,003	0,003	0,003	0,003	0,005	0,007	0,013
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	0,065	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	0,472		
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						

Figura 13

FACTOR DE ALTURA VIRTUAL

Arriostamiento transversal $s:h$	Factor α para elementos con cornamiento horizontal	
	Arriestrada	No arriestrada
1	0,5	1
2	0,81	1,6
4 ó más	11	2
Los valores intermedios se interpolan linealmente		

Figura 14

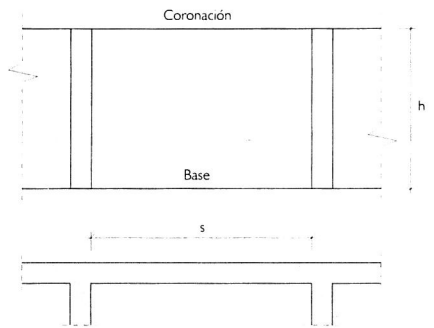


Figura 15
Elemento de pared y arriostamiento transversal

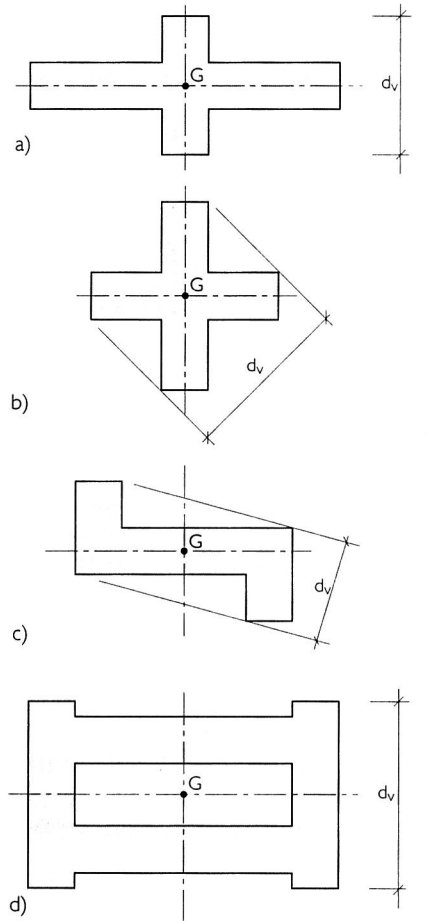


Figura 16
Espesor virtual de secciones centrosimétricas

ra su sección rectangular $b \times d$, donde $b > d$, el grosor virtual es $d_v = d$. La NBE recoge otras configuraciones e indica el valor de los grosores virtuales d_v :

- Sección centrosimétrica (figura 16); la mínima dimensión entre rectas paralelas aplicadas al perímetro.

- Sección asimétrica (figura 17); el doble de la mínima distancia g entre el baricentro g de la sección y una recta aplicada al perímetro.

- Muro apilastrado (figura 18); el grosor virtual $d_v = \delta \times d$ según los valores de δ de la tabla de la figura 19.

En las líneas siguientes se considera sólo el caso de las paredes rectas habituales, en las que el grosor d coincide con el d_v .

Extrapolación de edificios históricos

La consideración del efecto de las paredes de traba en edificios con luces y dimensiones relativamente pequeñas, con condiciones de ligaduras en los forjados no demasiado seguras, permite entender algunos casos extremos de estabilidad de paredes. Así, por ejemplo, una pared de 7 m de altura arriostrada por dos paredes separadas entre sí 4 m, se puede considerar con una altura virtual reducida por el factor α , máximo de 0,5 y se convierte en una pared de 3,5 m de altura con una esbeltez dentro de un orden razonable.

Por supuesto que la correcta construcción de paredes entrecruzadas poco distantes y bien arriostradas entre sí es uno de los factores más favorables para reducir la esbeltez de los elementos de las estructuras de ladrillo tradicionales.

Acciones no centradas

Consideraremos dos casos y dentro de cada uno algunos subcasos.

En el primer caso general, la carga está descentrada en el corona-

miento de la pared, que apoya, pero en el elemento inferior a través de su eje, de manera que no se produce un apoyo descentrado. Este es el caso más usual y el que consideran más probable muchos códigos, entre los cuáles está la EC-6. El segundo caso considera que el apoyo inferior genera una reacción descentrada de la base.

Con apoyo inferior centrado

La NBE considera la excentricidad como una suma de la del pandeo y la de la misma carga. Se pueden dar dos casos.

- Pared poco esbelta o muy rígida y excentricidad de carga grande; el efecto de la deformación propia es más pequeño que el efecto de la excentricidad de la carga (figura 20).

- Pared poco rígida o muy esbelta y excentricidad de carga pequeña; la situación es inversa y domina la excentricidad de la deformación sobre la de la carga (figura 21).

Para distinguir entre los dos casos, la norma define nuevas variables e_p , e_d y e_m , siendo:

$$e_p = \eta \times d_v + \eta \times 1,8 \times e_d$$

$$e_d = e_l/2 = e_m$$

e_p es la excentricidad producida a media altura (figura 22) que incluye la deformación propia de la pieza (primer sumando) incrementada por la excentricidad de la carga en el centro de la pieza (segundo sumando).

La diferenciación entre los dos cuerpos se realiza mediante los valores relativos de e_p y e_d . Si e_p es menor o igual que $e_d/2$, la pieza se deforma poco y domina la excentricidad de la carga, entonces la excentricidad máxima $e_r = e_l$ (figura 20). Si e_p es más grande que $e_d/2$, la pieza se deforma mucho y la excentricidad es mayor, (figura 21)⁶.

$$e_r = e_l + e_p \times (1 - e_d/2e_p)^2$$

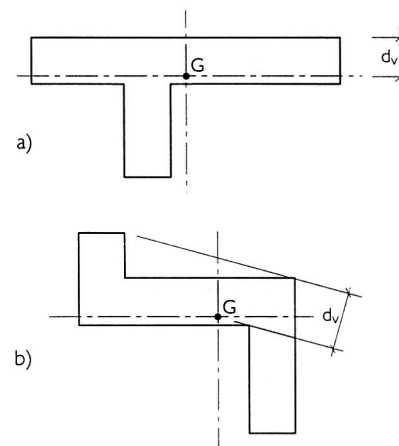


Figura 17
Espesor virtual de secciones asimétricas

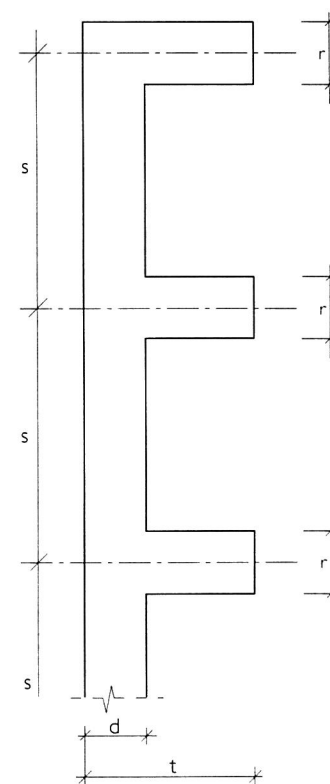
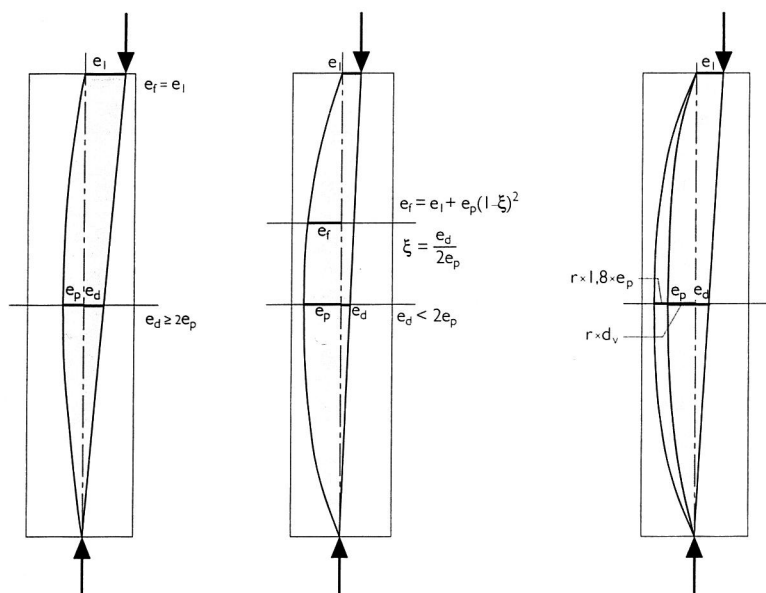


Figura 18
Espesor virtual de una pared apilastrada

GROSOR VIRTUAL. PAREDES APILASTRADAS

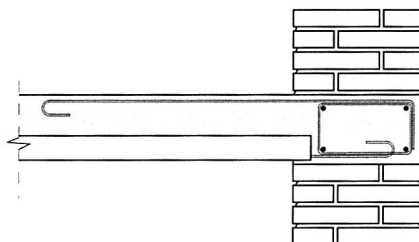
t:d	Valor de δ siendo s:r				
	4	5	6	8	10
1	1	1	1	1	1
1,5	1,17	1,14	1,11	1,09	1,07
2	1,40	1,33	1,29	1,22	1,18
2,5	1,68	1,58	1,50	1,39	1,33
3	2	1,86	1,75	1,60	1,50

Figura 19



Figuras 20, 21 y 22

6. La NBE introduce una nueva expresión ϵ por el cociente $e_d / 2e_p$ sin ningún interés, que aquí se ha suprimido para simplificar.

Figuras 23
Forjado tipo de hormigón armado definido por la normativa vigente

Carga descentrada y apoyo descentrado

Es un caso poco frecuente en los edificios históricos. En realidad, sólo se puede presentar cuando los forjados son de hormigón armado, según quedan definidos en las normativas actuales desde el PIET-70 y MV-201 hasta la EC-6 (figura 23).

Se pueden considerar cuatro casos posibles combinando las dimensiones y los signos de estos descentramientos.

En primer lugar, suponemos que el descentramiento superior es más grande que el inferior, $e_1 > e_2$, y los dos subcasos en que los dos tengan el mismo signo o tengan signo diferente (figuras 24 y 25).

En los dos casos siguientes es más pequeño el descentramiento de arriba que el inferior y sus signos se combinan (figuras 26 y 27).

Para todos los casos, la norma define unos nuevos valores complementario: e_m , que es el más grande de e_1 y e_2 ; en, el menor de los dos; es, la semisuma; e_d , la semiresta (equivalente a los e_d y es vistos antes), y a partir de aquí ya continúa prácticamente el mismo criterio citado anteriormente.

Como casos extremos, merece la pena considerar el caso en que las dos excentricidades son iguales, del mismo o de diferente signo. En el primer caso lógicamente, las excentricidades se suman (figura 28) y, en el segundo, se contrarrestan en gran parte (figura 29).

En las figuras se ven todos los casos y los valores que hay que atribuir a e_f , que es la excentricidad máxima que no tiene porqué estar en el centro de la pieza.

En este centro, la excentricidad siempre es $e_p + e_s$.

Recordad que en cualquiera de los casos anteriores el efecto de la excentricidad e_f en la reducción de la capacidad portante de la pared viene dado por la relación entre la sección eficaz y la sección total d_e/d (llamado ϕ), siendo:

$$d_e = 2 \times (d/2 - e_f) = d - 2e_f$$

y, en consecuencia,

$$\phi = d_e/d = 1 - 2e_f/d$$

Acciones de los forjados

Forjados tipo PIET-70

Bajo esta denominación incluimos a los forjados ya nombrados, que se definieron por primera vez en este documento y que después pasaron a ser obligatorios en la construcción de paredes de obra a partir del año 1972 en nuestro país, y con posterioridad en otros países, como Italia, y que son también obligatorios según la EC-6 (figura 23).

Como ya se ha dicho, supusieron una novedad muy importante en la construcción de edificios de paredes portantes.

Son forjados que intentan conseguir al máximo el monolitismo de una losa de hormigón armado mediante la chapa de compresión encima de las vigas y el zunchado que une todos los extremos.

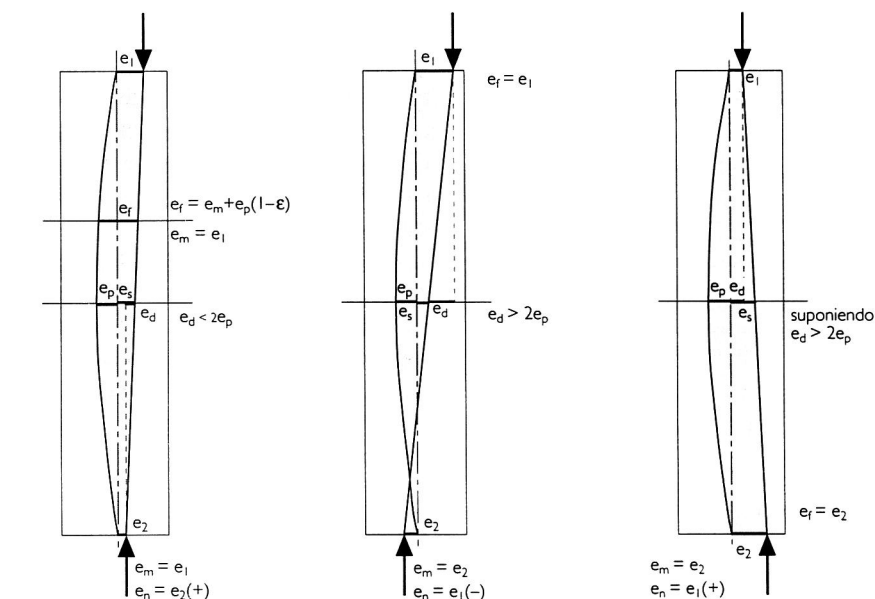
En el caso de asientos diferenciales de la obra, actúan como elementos de repartición y, en el caso de las acciones horizontales, como elementos transmisores entre las paredes que las reciben y las transversales.

Pero, junto con las ventajas, presentan ciertos inconvenientes como por ejemplo la excentricidad de carga tanto en el coronamiento como en la base, potencialmente peligrosas, del tipo de las figuras 25, 27 y 29.

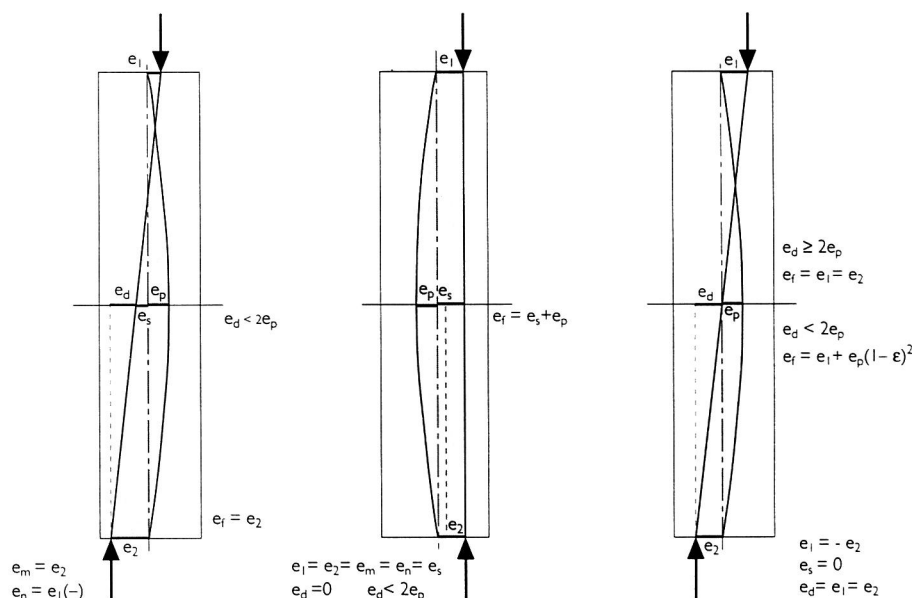
Éste es un efecto que nunca han producido los forjados tradicionales; por esta razón, el estudio del nudo pared-forjado de hormigón toma tanta importancia en la NBE, tanta que desorientó a muchos técnicos, que supusieron que la norma proponía un sistema de estabilidad a las acciones horizontales basado en la indeformabilidad de los nudos, como si fuera una estructura porticada.

Este sistema no lo ha propuesto nunca la NBE ni ninguna otra norma de otro país; tal como queda bien claro en el punto de la NBE ya destacado anteriormente, la estabilidad a las acciones horizontales se consigue mediante las paredes de arriostramiento, que con las portantes han de formar una clara estructura de cajas más o menos cerradas.

Todas las consideraciones hechas en la NBE respecto a las acciones del forjado (excepto las correspondientes a la última planta del edificio) parten de este modelo de forjado que, en realidad, se aleja mucho de los considerados históricos. Recordad que la NBE y también la EC-6 regulan la construcción de edi-



Figuras 24, 25 y 26



Figuras 27, 28 y 29

ficios nuevos y, lógicamente, propone un tipo de forjado que supera algunos de los inconvenientes que presentaban los antiguos.

Como la práctica constructiva real siempre es lenta en reaccionar frente a los cambios normativos, no se han construido forjados de este tipo hasta bien entrados los años ochenta.

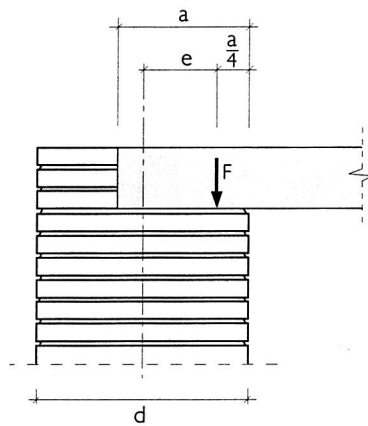


Figura 30
Modelo representativo de la acción de los techos tradicionales

7. Información facilitada por J.R. Rosell

Es poco probable, por lo tanto, que los estudios actuales sobre el parqué de edificios hayan de analizar casos de este tipo. Por eso, y atendiendo a su complejidad, parece que su estudio aquí no sea de una rentabilidad razonable.

Pero sí que consideramos la acción del forjado de la última planta, ya que lo tomaremos como modelo representativo de la acción de los techos tradicionales. Sus características y su excentricidad quedan expresadas en la figura 30.

Forjados históricos

Los forjados que habitualmente nos podemos encontrar son los de vigas de madera, de IPN de acero, de vigas pretensadas o de cerámica sin ningún zuncho perimetral, con unas condiciones de enlace entre las paredes y los forjados bien diferentes de las propuestas por la NBE, ya que las paredes son continuas y sin cortar por ningún zuncho de hormigón embebido en el forjado.

Las vigas, en realidad, no actúan empotradas, sino que, como se puede comprobar con ensayos realizados últimamente in situ, sólo llegan a cargar la pared superior si al hacer las pruebas de carga se deforma extraordinariamente el forjado⁷. Por eso es razonable considerar su acción como una carga descentrada $1/4$ desde el lado (figura 30).

Ahora bien, en realidad la carga dominante en las plantas bajas (que son las que más nos preocupan) es la proveniente de la pared superior que la transmite, no a través del forjado, sino cargando directamente en la pared inferior ya que las vigas sólo están apoyadas en sus vacíos. Como la carga proveniente del resto del edificio es muy superior, es razonable suponer que el efecto de esta excentricidad de las vigas tenga muy poca influencia.

Si se trata de una pared interior cargada a dos bandas, esta excentri-

cidad aún será menor ya que irán compensadas las de unas vigas con las otras.

En conclusión, en los edificios históricos o tradicionales, la mayoría de las veces nos encontraremos con situaciones relativamente favorables porque los elementos más críticos están cargados por las paredes superiores sin excentricidades importantes, que sólo podrán aparecer bajo el efecto de las acciones horizontales, caso que no se analiza en este capítulo.

Comparación con la EC-6

Para llegar a determinar el valor ϕ de reducción de la capacidad portante, las variables que considera la EC-6 son la esbeltez y la excentricidad de las cargas; no considera ninguna variable que dependa de las características del material. La esbeltez se define prácticamente igual con una limitación de 25.

La evaluación de la altura virtual o efectiva introduce algunos cambios respecto al planteamiento de la NBE. En el caso de una pared que no esté en el último piso, unida a dos forjados, arriba y abajo, de hormigón, el coeficiente de reducción es de 0,75. Por contra, si está en la última planta o bien si los forjados son de madera, este coeficiente es 1. Otros factores son de difícil ejemplificación y poca aplicación en nuestro caso.

Cuando la excentricidad de carga, considera sólo dos localizaciones: en el coronamiento o la base de la pared y en el centro; como causas de excentricidad, además del pandeo de la misma pieza considera las siguientes:

- La excentricidad accidental que se da en cualquier caso según el sistema de control de construcción, como ya se ha comentado
- Las fuerzas horizontales
- Las cargas verticales descentradas
- Los momentos que pueden transmitirse a los forjados

En este último aspecto es parecida a la NBE, ya que el forjado anteriormente descrito como PIET-70 es el que ya hace tiempo que han impuesto todas las normas europeas y también la EC-6.

La EC-6 ordena todas estas variables a la sección central horizontal de la pieza según la expresión siguiente:

$$\phi = 1,14 \cdot \left[\frac{1 - 2 \cdot e_m}{d} \right] - 0,02 \cdot \frac{h_v}{d_v} \quad (1)$$

El segundo sumando es el efecto del pandeo, donde h_v y d_v son la altura y el grosor virtuales o efectivos. El primer sumando es la disminución de capacidad portante en la sección central debida a la excentricidad e_m , suma de las producidas por las cargas, las acciones horizontales o los momentos debidos a los forjados. Aunque parezca un planteamiento muy diferente al de la NBE, no lo es tanto. Veámoslo.

El coeficiente reductor de la NBE ya hemos dicho que era

$$\phi = 1 - e_f/d$$

Si ϕ en el centro de la pieza es:

$$\phi = \left[1 - \frac{2 \cdot e_m}{t} \right] - \left[2 \cdot \eta + \frac{2 \cdot \eta \cdot 1,8 \cdot e_s}{d} \right] \quad (2)$$

Si comparamos (2) con la expresión anterior (1), veremos las similitudes: los dos primeros sumandos de cada uno son casi iguales (la EC-6 da un valor un 14% mayor). Veamos los segundos: los dos son consecuencia de la esbeltez, el de la NBE a través del coeficiente η , que tiene en cuenta la deformabilidad del material, cosa que no hace la EC-6. El término $2 \times \eta \times 1,8 \times e_s / d$ es del orden de la décima parte de $2 \times \eta$. Si lo dejamos de lado, vemos que el valor de $0,02 \times h_v / d_v$ de la EC-6 es equivalente al $2 \times \eta$ de la NBE. Es decir, los valores de reducción debidos a la

esbeltez de las dos normas coinciden si $0,02 h_v / d_v = 2 \times \eta$ o bien si $\eta = 0,01 \times h_v / t_v$.

En la tabla de la figura 31 se señala en qué casos se da esta relación.

A igualdad de esbeltez y de otras causas de excentricidad, es decir en cada línea horizontal, todas las paredes con valores de ϵ a la derecha de la línea marcada, según la EC-6 tienen el mismo coeficiente reductor, aunque sean más deformables. Es decir, la EC-6 es más optimista que la NBE. Justo lo contrario con las que están en la izquierda.

Por ejemplo, una pared de ladrillo hueco con mortero pobre de $\epsilon = 1,25$ y esbeltez 24, sin ninguna capacidad portante según la NBE, según la EC-6 es igual de capaz que la misma pared hecha de sillares.

En realidad, esto no se puede considerar como un error de la EC-6, sino una clara consecuencia de su exclusivo ámbito de aplicación, que es la construcción nueva del siglo XXI, con unas obras de calidad, y por tanto, con un estrecho margen de variación de la deformabilidad, que se puede considerar de 0,63 a 0,80. Parece lógico que el legislador reduzca la complejidad de las operaciones de cálculo suprimiendo esta variable, en este caso poco relevante.

De lo que hemos dicho hasta ahora, podemos concluir que, en todo aquello que hace referencia a la estructura conceptual, las dos normas son muy parecidas y que sólo se diferencian en el hecho que la EC-6 sólo prevee un tipo de obra de alta calidad.

Pero está claro que no es éste el caso de los edificios históricos, para los cuáles parece razonable decir que continuará siendo necesaria la veterana, pero rigurosa y eficaz, como se ha demostrado, NBE-FL-90, complementada con los valores de las PIET-70 tal como se han expuesto en este capítulo.

Una vez conocida la capacidad portante de nuestro elemento, sólo

8. Como ya se ha visto la excentricidad en el centro de la pieza es; $e_f = e_s + e_p$; e_s es debida a las excentricidades de las cargas o forjados y e_p al pandeo de la propia pieza. Aplicando la anterior expresión de:

$$\phi = 1 - \frac{2 \cdot e_f}{d}$$

tendremos:

$$\phi = 1 - \frac{2 \cdot (e_s + e_p)}{d} = 1 - \frac{2 \cdot e_s}{d} - \frac{2 \cdot e_p}{d}$$

si recordamos que $e_p = \eta \cdot (d + 1,8 \cdot e_s)$ llegaremos a la expresión final (2).

EXCENTRICIDAD UNITARIA DE PANDEO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN SIMPLE

Esbeltez λ	Excentricidad unitaria η , siendo ϵ la deformabilidad de la obra						
	0,52	0,63	0,80	1	1,25	2	3
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	0,065	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	0,472		
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						

Figura 31

queda para averiguar qué márgenes de seguridad tenemos en función de las cargas existentes.

VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD

Tanto en una norma como en la otra, la expresión básica que con todas las operaciones anteriores se pretende comprobar es que $N_d < R_d$, donde N_d es el esfuerzo normal de cálculo debido a las acciones que actúan sobre el elemento y R_d es la capacidad portante de cálculo de este elemento.

El grado de seguridad dependerá de la certeza con que podamos asegurar que realmente $N_d < R_d$. Habremos de determinar las acciones y las resistencias características y de su comparación deduciremos si nuestra seguridad es como la que exigen las normativas para los edificios nuevos o es inferior".

Veamos qué prescriben las dos normas sobre esto.

N_d se obtiene a partir de las acciones ponderadas según unos coeficientes que son diferentes a las dos normas. La NBE considera tres hipótesis según el grado de finura en el cálculo, mientras que la EC-6 considera algunas hipótesis más con una complejidad que no tiene cabida en estas páginas.

En realidad, obliga siempre a considerar las acciones horizontales del viento con un coeficiente similar, a grandes rasgos, al de la segunda hipótesis de la NBE. Para el cálculo de las acciones horizontales debidas a los seísmos, es necesario referirse al código EC-8, con unos procedimientos de mayoración de cargas parecidas a los propuestos por la NBE en su tercera hipótesis en combinación con la norma de sismo.

En definitiva, y sin entrar en muchos detalles, podemos afirmar que el cálculo de las acciones no da valores demasiado diferentes entre los dos conjuntos de normativas.

En cuanto a la capacidad portan-

te del elemento, la EC-6 directamente y la NBE indirectamente, dan la expresión siguiente:

$$R_d = \phi \times d \times f_k / \gamma_m$$

donde ϕ es el coeficiente reductor ya comentado para las dos normas, d el grosor del elemento, f_k su resistencia característica y γ_m el coeficiente reductor de ésta.

Para γ_m , la NBE da un valor, 2,5. Por contra, la EC-6 incluye más posibilidades según se ve en la tabla de la figura 32 (y aún valores más bajos en las últimas versiones), y esto nos lleva a la última consideración.

Volviendo al principio, ya hemos dicho que todos estos márgenes de seguridad son consecuencia de la aleatoriedad de la construcción de los edificios nuevos que obliga a los legisladores a, utilizando términos cotidianos, curarse en salud.

Pero si nuestro caso es un edificio existente del cual podemos conocer a fondo una gran cantidad de variables que reducen considerablemente este grado de incertidumbre, parece que no es exagerado aplicar este coeficiente 2 de la EC-6 e, incluso, si el conocimiento es efectivo, reducirlo hasta un valor que podemos proponer hasta 1,5.

Si añadimos a este conocimiento del edificio un procedimiento de cálculo que incluya las acciones del viento y especialmente las sísmicas, podemos reducir los coeficientes de mayoración de cargas también y, co-

mo consecuencia de todo ello, considerar como edificios seguros los que con otros coeficientes mucho más altos no lo serían.

Es evidente que quedan muchos estudios para hacer, desde afinar mucho mejor los valores de estos coeficientes mayoradores o reductores¹⁰ hasta aplicar a nuestros edificios los conocimientos existentes sobre comportamientos al sismo¹¹, para el cual no podemos aplicar la NBE, pero tampoco la EC-6 ni la EC-8, ya que no se incluye ningún procedimiento de cálculo simplificado.

CONCLUSIÓN

La conclusión ha de ser necesariamente que la NBE-FL-90, complementada con las PIET-70, a pesar de los años que han transcurrido desde su primera publicación, es hoy la única herramienta, aún bastante útil, incluso con un grado de finura en el conocimiento del comportamiento de la obra superior al del estudio más moderno, que es el de la EC-6. Claro que éste tiene su punto de mira en una Europa del siglo XXI; en que las condiciones de construcción de los edificios de ladrillo son bastante mejores que los de hace 50 ó 100 años.

Mientras no se desarrolle una campaña prioritariamente de campo y experimental que consiga incrementar nuestro conocimiento sobre la cuestión no tendremos ninguna otra alternativa.

γ_m		Categoría control de la construcción		
		a	b	c
Categoría control producción	A	2,0	2,3	
	B		2,5	3,5

Figura 32

9. Sobre esta cuestión es de gran interés Calavera, J. Concepto de seguridad, en "Curso de Rehabilitación. Tomo 5 La estructura", COAM, Madrid, 1985.

10. Sobre este tema es muy interesante Lewicki, B. Evaluación de estructuras de muros resistentes, en Informes de la Construcción, núm. 398, noviembre/diciembre de 1988.

11. Ver Hendry, A.W. Structural Masonry, Macmillan, Londres, 1990.