

# 3 Estudio de la formulación expuesta en la instrucción EHE2008 que define el grado de traslacionalidad global de una estructura aporticada

Jordi Maristany Carreras, Lucrecia Calderón Valdiviezo y Albert Albareda Valls  
(Dibujos por Raimon Vaquer)

## INTRODUCCIÓN: RELEVANCIA DEL TRABAJO Y OBJETIVOS

Una de las decisiones menos claras, más problemáticas y que más subjetividad pide al proyectista de una estructura de un edificio, en el momento de abordar el cálculo de la estructura de un edificio cualquiera, es la de definir su grado de «traslacionalidad global».

El comportamiento deformacional de las estructuras porticadas de hormigón armado es extraordinariamente complejo debido a la multitud de factores que intervienen en ella: concreción de los coeficientes de seguridad, definición precisa del módulo elástico del hormigón, proceso de fisuración y plastificación del material, comportamiento del terreno sobre el que se asienta el edificio, interrelación entre construcción (léase cerramientos, etc.) con la propia estructura, etc., lo que hace muy difícil realizar un cálculo de precisión del conjunto.

La actual instrucción española EHE-08 tampoco nos ayuda demasiado y la única orientación que nos da se encuentra en la inecuación del artículo 43.1.1 que tiene un grado de ambigüedad notable, lo que finalmente obliga muchas veces al proyectista a «mojar-se» con un alto grado de subjetividad en un campo en el que su decisión puede comportar un encarecimiento notable de la obra o incluso la propia desestimación de la solución adoptada. Así la formulación planteada por la propia instrucción es de un alcance muy limitado y ofrece serias lagunas de interpretación de las variables que la componen o preconizan límites de intraslacionalidad excesivamente del lado de la seguridad en algunos casos según el ponente.

En el presente estudio se analiza el significado y valor de las variables de la fórmula anterior y su posterior aplicación. Esto nos va a permitir comprender

mejor el problema, proporcionándonos conocimientos y herramientas para luego poder operar mejor en estructuras de edificios con una cierta esbeltez.

## FORMULACIÓN ANALIZADA

La instrucción 2008 en su articulado 43.1.1 propone la inecuación para edificios porticados con muros o núcleo de contraviento:

$$N_d \leq k_1 \frac{n}{n + 1,6} \cdot \frac{\sum EI}{h^2} = \alpha \frac{\sum EI}{h^2} \quad (1)$$

y que nos permite conocer, utilizando las mismas palabras que la instrucción, si la estructura se puede considerar como «claramente intraslacional» o no, donde:

- *E* Se supone que representa el módulo instantáneo de deformación longitudinal secante del hormigón a los 28 días de edad para cargas permanentes, y que de acuerdo con el apartado 39.6. de la misma instrucción, para un hormigón HA-25 se puede tomar igual a<sup>a</sup>:

$$E_c = E_{28} = 8.500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}} = 8.500 \cdot \sqrt[3]{25 + 8} \approx 27.300 \text{ N/mm}^2$$

- *I* Momento de inercia de la sección bruta de hormigón, que para el caso concreto de secciones rectangulares, sería igual a  $b \cdot h^3/12^b$

<sup>a</sup> Curiosamente, y a diferencia del Eurocode 2, la actual instrucción EHE2008 no especifica en concreto qué módulo elástico se tiene que utilizar.

<sup>b</sup> Creemos que, aunque la actual instrucción habla de sección bruta, sería más preciso para los casos habituales en edificación considerar el comportamiento elástico-plástico del hormigón y reducir algo este valor.

- $N_d$  Carga total mayorada que «pesa» el edificio.
- $n$  Número de plantas.
- $H$  Altura total de la estructura
- $k_1$  0,62 o 0,31, en función del grado de fisuración del elemento contra-ventado.

### ESTADO DE LA CUESTIÓN. DISCUSIÓN SOBRE EL CONCEPTO DE «ELEMENTO CONTRAVENTEADO»

A continuación se estudia como, «desde un punto de vista global  $P\Delta$ »<sup>c</sup>, los edificios con estructuras porticadas, sin muros o núcleos, también pueden tener un cierto grado de traslacionalidad reducido (fig. 1):

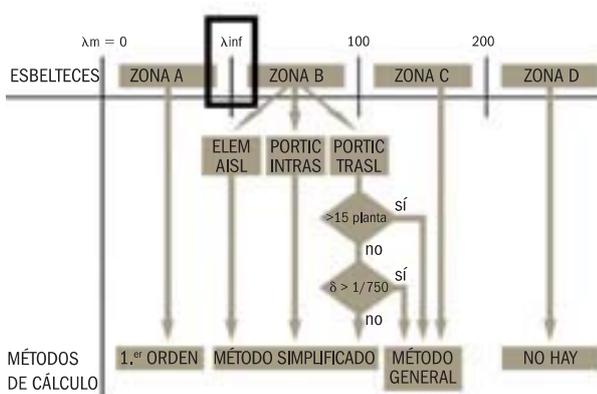


Figura 1. Campo de aplicación de la fórmula (1).

Dado que la norma limita el uso de esta expresión a edificios en «elementos contraventeados», a continuación analizaremos este término, con la ayuda de otras instrucciones internacionales u opiniones de estudiosos del tema.

En principio la frase «elemento contraventeado» que utiliza la instrucción americana ACI parece que se debería referir a todo aquel elemento que se oponga a la acción del viento y por tanto abarcaría tanto a muros y núcleos macizos de escaleras como también a pórticos y pilares (fig. 2).

Distintos autores y normativas así lo confirman en sus publicaciones pero siempre ha quedado en terreno de nadie su exacta interpretación.

En el Eurocode [2] y otros autores [3] se decantan por considerar  $E_{cm} I_c$  como la «suma de la rigidez a

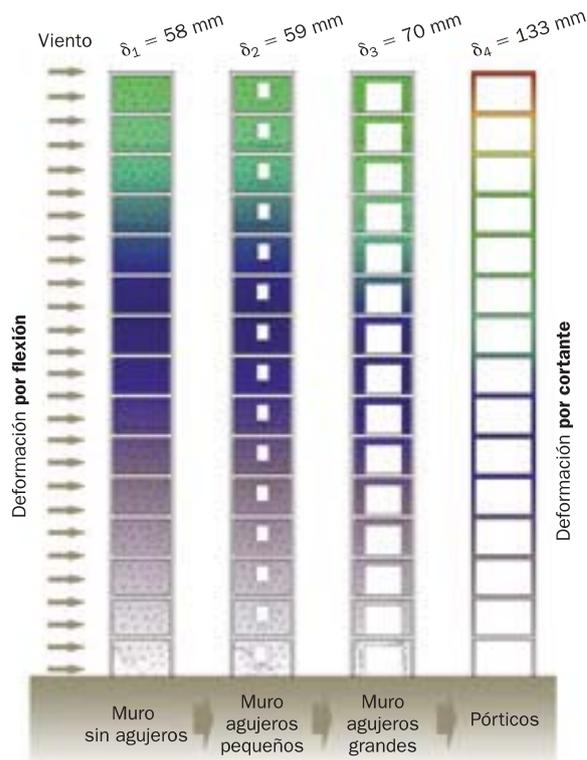


Figura 2. Evolución pantalla → pórtico.

flexión nominal de todos los elementos de arriostramiento vertical».

Incluso la misma norma Brasileña [4], claramente se decanta por aprovechar la rigidez de los pórticos como elementos contraventeados utilizando una llamada «rigidez equivalente»<sup>d</sup>.

En cambio nuestra instrucción EHE-08 [5] traduce los anteriores conceptos de forma claramente restrictiva a los casos de muros o núcleos de contraviento, que cumplan la fórmula antes indicada, dejando fuera de aplicación los conceptos de pórticos y pilares.

Afortunadamente el sentido común de Calavera [6] propone: «ninguna de las dos normas EHE y MODEL-CODE se define explícitamente sobre si la rigidez de los pilares puede ser tenida en cuenta. En nuestra opinión puede serlo pero...», volviendo a recuperar la implicación de estos elementos en la rigidez de los elementos transversales.

Lo que sí parece claro es que el redactor está pensando en pilas de puentes o en edificios esbeltos de una cierta altura<sup>e</sup>, pero obviando los edificios de viviendas con menor entidad y esbeltez, pero que también deben demostrar su intraslacionalidad a los organismos competentes y controles de seguridad.

<sup>c</sup> El efecto  $P\Delta$  global es el producido por el pandeo global de la estructura. En cambio el efecto local  $P\delta$ , que aquí no se estudia, es el producido por el pandeo local de cada uno de los elementos de que se compone la estructura [1].

<sup>d</sup> Utilizada más adelante.

<sup>e</sup> Que atribuyen a los muros toda la función de absorción de las cargas horizontales.

dad correspondientes. Edificios que solo tienen «pórticos» de hormigón armado para oponerse a los esfuerzos horizontales de viento.

En los apartados siguientes se analizan primero el significado y consecuencia de los efectos de segundo orden para enlazar con el estudio del significado de la fórmula en cuatro supuestos distintos para luego realizar un estudio comparativo con instrucciones españolas anteriores.

## EVALUANDO EL SIGNIFICADO DE LA FÓRMULA

La deformación real de un pórtico de hormigón armado es tal como el de la figura adjunta (fig. 3).

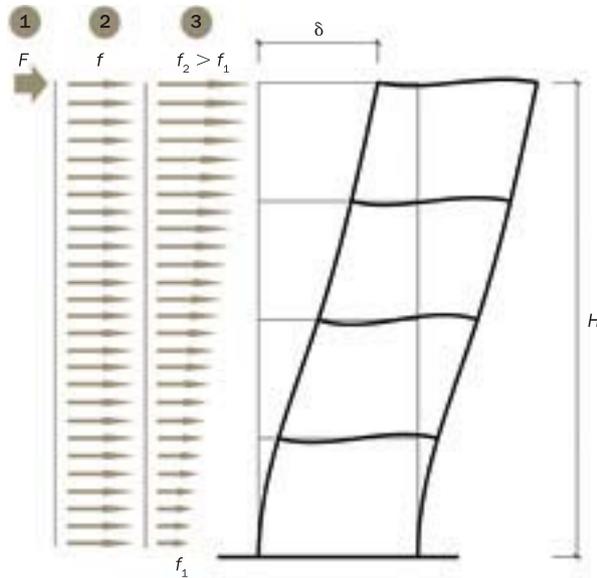


Figura 3. Esquema de deformación de un pórtico.

Si analizamos los efectos de primer y segundo orden en un edificio de varios pisos sometidos a una carga horizontal uniforme podemos ver como:

$$F = q \cdot H = q \cdot n \cdot h$$

$$M_I = F \cdot \frac{H}{2} =$$

$$= (q \cdot n \cdot h) \cdot \frac{n \cdot h}{2} = \frac{q}{2} \cdot (n \cdot h)^2 = f[(n \cdot h)^2] = f(H^2)$$

$$M_{II} = N \cdot \delta_x = \frac{1}{2} N \cdot \frac{q(nh)^4}{8 \Sigma EI} = f[(n \cdot h)^4] = f(H^4)$$

Y si observamos la figura 5, donde en las abcisas se sitúan las alturas de los edificios y en el eje de las ordenadas representamos los momentos flectores de primer y segundo orden que se producen en su base tendremos:

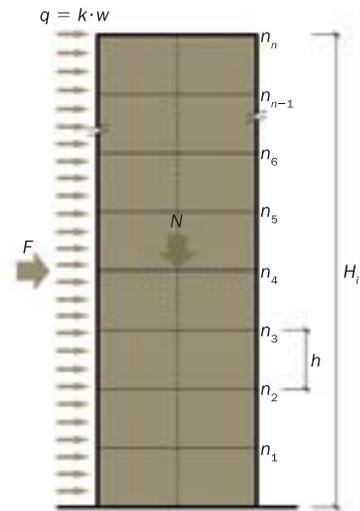


Figura 4. Esquema resistente.

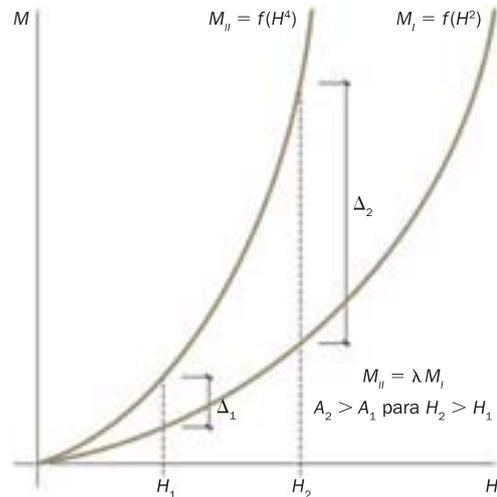


Figura 5. Gráfico momentos-alturas del edificio.

En el gráfico anterior podemos lógicamente comprobar cómo a mayor altura del edificio mayores son los efectos de primer y de segundo orden pero también cómo estos segundos aumentan a más velocidad que los primeros.

Para la obtención y comparación de la fórmula original (1) tomaremos las siguientes hipótesis de partida:

1. Los momentos de primer orden  $M_I$  en el empotramiento, reflejan el producto de las fuerzas horizontales  $F$  por su altura  $h$ .
2. Los momentos de segundo orden  $M_{II}$ , según el método pe-delta (segundo orden geométrico), se computan como el producto de la resultante de las cargas verticales  $N$  por su desplazamiento horizontal  $\delta^f$ .

<sup>f</sup> A partir de ahora, nos referiremos a  $\delta$  minúscula, aunque en propiedad y tal como vimos se trataría de  $\Delta$ .

0. La resultante de las cargas verticales se puede considerar que se encuentra aplicada aproximadamente en el centro del edificio.
1. El incremento que supone tener en cuenta los efectos de segundo orden puede ser ignorado si es más pequeño que un 10,0% del valor de los esfuerzos de primer orden [2] [5].

Y estudiaremos la estructura sometida a dos tipos de carga: una carga puntual en borde del voladizo (figs. 6 y 7), por ser el caso más sencillo de carga, o uniformemente repartida a lo largo de toda la fachada (figs. 8 y 9) y consideraremos dos tipos de deformaciones de forma simplificada: lineal y constante a lo largo de toda su altura (figs. 6 y 8) o elástica en primer orden<sup>g</sup> (figs. 7 y 9).

**1.ª HIPÓTESIS. Carga en punta del voladizo y distribución lineal de deformaciones**

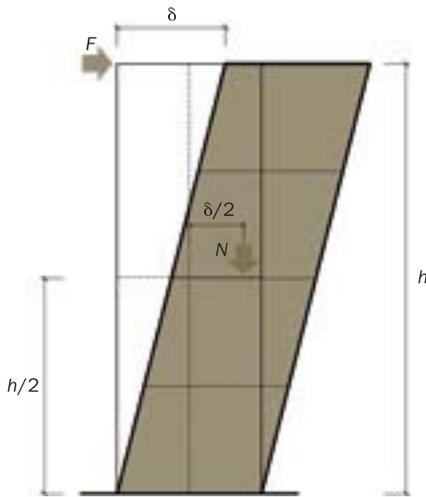


Figura 6. Esquema carga puntual y deformación lineal.

Considerando una carga horizontal en punta del voladizo, el desplazamiento elástico horizontal vendría dado por<sup>h</sup>:

$$\delta_r = \frac{F \cdot h^3}{3 \sum EI_z} \quad (2)$$

Y, considerando que la flecha media se produce aproximadamente en el centro, queda:

$$M_I = F \cdot h \quad ; \quad M_{II} \approx N_d \cdot \frac{\delta_x}{2}$$

$$\frac{M_{II}}{M_I} \leq \lambda \approx 0,1 \quad ; \quad N_d \cdot \frac{\delta_r}{2} \leq \lambda \cdot F \cdot h \quad (3)$$

$$\frac{N_d \cdot F \cdot h^3}{6 \sum EI_z} \leq \lambda \cdot F \cdot h \quad ; \quad N_d \leq 6 \lambda \cdot \frac{\sum EI_z}{h^2}$$

<sup>g</sup> Sin considerar el efecto de deformaciones por cortante.

<sup>h</sup> Siendo  $\sum EI$  la rigidez a flexión del pórtico.

Y, comparando con (1):

$$6 \lambda \leq k_1 \frac{n}{n + 1,6} \quad (4)$$

Que para valores de  $k_1 = 0,62$  y  $n =$  de 4 a 15<sup>i</sup>,  $\lambda$  adoptaría un valor comprendido entre 0,074 a 0,093 próximo al valor teórico que va de 0,05 [7] a 0,10 [2] [5].

**2.ª HIPÓTESIS. Carga en punta del voladizo y distribución no lineal de deformaciones**

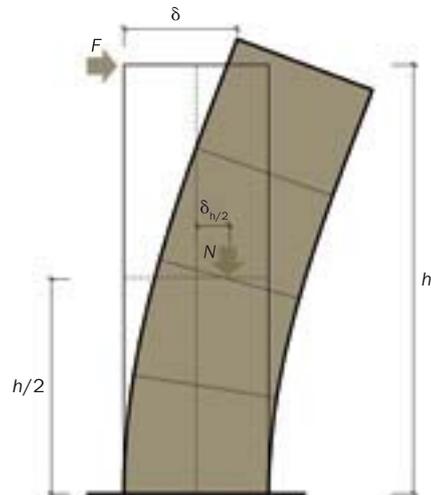


Figura 7. Esquema carga puntual y deformación no lineal.

En una segunda aproximación consideraremos la deformación como si se tratara de un voladizo (sin la aportación de los momentos de los vanos). En este supuesto y utilizando los teoremas de Mohr podemos obtener la deformación horizontal en el centro de la altura  $\delta_{h/2}$ :

$$\delta_{h/2} = \left( \frac{F \cdot h}{2} \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{4} + \frac{1}{2} \cdot \frac{F \cdot h}{2} \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{2} \right) \cdot \frac{1}{EI_z} =$$

$$= \frac{5 F \cdot h^3}{48 EI_z}$$

Y entonces será:

$$M_I = F \cdot h \quad ; \quad M_{II} \approx N_d \cdot \delta_{h/2}$$

$$\frac{M_{II}}{M_I} \leq \lambda \approx 0,1 \quad ; \quad N_d \cdot \delta_{h/2} \leq \lambda \cdot F \cdot h$$

$$\frac{5 N_d \cdot F \cdot h^4}{2 \cdot 48 \sum EI_z} \leq \lambda \cdot F \cdot h \quad ; \quad N_d \leq \frac{48 \lambda}{5} \cdot \frac{\sum EI_z}{h^2}$$

<sup>i</sup> Para valores de  $n$  superiores a 15 se considera que existen otros métodos más afinados que el de la fórmula de referencia.

Que, comparando con la fórmula original (1) queda:

$$\frac{48 \lambda}{5} = k_1 \frac{n}{n + 1,6}$$

que para valores de  $k_1 = 0,62$  y  $n =$  de 4 a 15,  $\lambda$  adoptaría un valor que varía de 0,046 a 0,058 menor que el teórico de 0,05-0,1.

**3.ª HIPÓTESIS. Carga distribuida y distribución lineal de deformaciones**

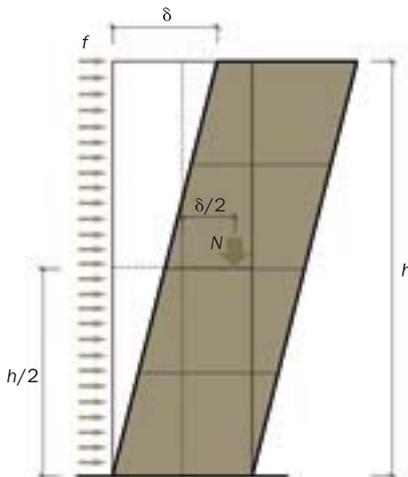


Figura 8. Esquema carga distribuida y distribución lineal de deformación.

En cambio, si consideramos que la carga horizontal está uniformemente repartida a lo largo de toda la fachada, el desplazamiento elástico horizontal de una viga cantilever debido a una carga  $F$  aplicada en su extremo es:

$$\delta_{l=h} = \frac{f \cdot h^4}{8 \sum EI_z}$$

Y, considerando que la flecha media se produce aproximadamente en el centro, queda:

$$M_I = f \cdot \frac{h^2}{2} ; M_{II} \approx N_d \cdot \frac{\delta}{2}$$

$$\frac{M_{II}}{M_I} \leq \lambda ; N_d \cdot \frac{\delta}{2} \leq \lambda \cdot f \cdot \frac{h^2}{2}$$

$$\frac{N_d \cdot f \cdot h^4}{16 \sum EI_z} \leq \lambda \cdot f \cdot \frac{h^2}{2} ; N_d \leq 8 \lambda \cdot \frac{\sum EI_z}{h^2}$$

Y, comparando con (1):

$$8 \lambda = k_1 \frac{n}{n + 1,6}$$

Que para valores de  $k_1 = 0,62$  y  $n =$  de 4 a 15,  $\lambda$  adoptaría un valor comprendido entre 0,055 a 0,070 próximo al valor teórico de 0,05-0,10.

**ENCOFRADOS  
CASTELL, S.L.**

**ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN**

Camí de Can Ferran, 13-15  
Pol. Ind. Coll de la Manyà  
08403 GRANOLLERS  
Tel. 902 88 40 99 - Fax. 902 88 45 65  
e-mail: encofradoscastell@ecastell.com



Realització de tot tipus d'estructura de formigó, la nostra prioritat és la qualitat del nostre treball i l'atenció als nostres clients.

[www.ecastell.com](http://www.ecastell.com)

#### 4.ª HIPÓTESIS. Carga distribuida y distribución no lineal de deformaciones

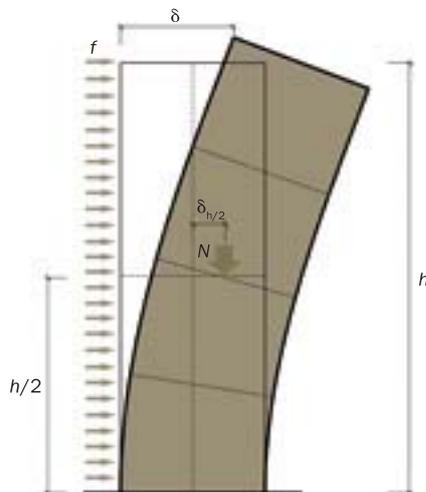


Figura 9. Esquema carga distribuida y deformación no lineal.

Finalmente, si consideramos la deformación como del pórtico como si estuviera en voladizo, según Ensidesa el valor de la flecha en el centro de la altura sería:

$$\begin{aligned} \delta_{x=h/2} &= \frac{f}{24EI} \cdot (h-x)^2 \cdot (3h^2 + 2hx + x^2) = \\ &= \frac{f}{24EI} \cdot \frac{h^2}{4} \cdot \left( 3h^2 + h^2 + \frac{h^2}{4} \right) = \\ &= \frac{17}{384} \cdot \frac{f \cdot h^4}{EI} \end{aligned}$$

Y, operando de la misma forma tendríamos que:

$$\begin{aligned} M_I &= f \cdot \frac{h^2}{2} \quad ; \quad M_{II} = N_d \cdot \delta_{h/2} \\ \frac{M_{II}}{M_I} &\leq \lambda \quad ; \quad N_d \cdot \delta_{h/2} \leq \lambda \cdot f \cdot \frac{h^2}{2} \\ \frac{17 N_d \cdot f \cdot h^4}{384 \Sigma EI} &\leq \lambda \cdot f \cdot \frac{h^2}{2} \quad ; \quad N_d \leq 11,29 \lambda \cdot \frac{\Sigma EI}{h^2} \end{aligned}$$

O lo que es lo mismo:

$$11,29 \lambda = k_1 \frac{n}{n+1,6}$$

que, finalmente, para valores de  $k_1 = 0,62$  y  $n$  entre 4 y 15,  $\lambda$  adoptaría unos valores de entre 0,039 a 0,049 inferiores al teórico de 0,05-0,10.

Así, en los ejemplos anteriores, hemos podido comprobar cómo el valor de  $\lambda$  se encontraría dentro de unos límites razonables, próximos a los preconizados por la teoría.

Veamos ahora el significado de la relación « $n/(n+1,6)$ » de la inequación inicial (1).

#### ESTUDIANDO SU ORIGEN. COMPARACIÓN CON LA FORMULACIÓN DE INSTRUCCIONES ESPAÑOLAS ANTERIORES

Por otra parte la antigua instrucción EH-98, al igual como ocurría en las antiguas instrucciones EH88 y EH80, en su articulado 43.3. ya proponía la siguiente formulación para conocer si una estructura era claramente intraslacional:

$$h \cdot \sqrt{\frac{N}{\Sigma EI}} \leq \alpha \quad (5)$$

Para el caso de que el edificio tenga más de cuatro plantas  $\alpha$  adoptaría el valor de 0,6 y en caso contrario  $\alpha$  adoptaría el valor de  $0,2 + 0,1n$  siendo  $n$  el número de plantas.

Y operando la fórmula anterior (5) tendríamos:

$$h^2 \cdot \frac{N}{\Sigma EI} \leq \alpha^2 \Rightarrow N \leq \alpha^2 \cdot \frac{\Sigma EI}{h^2} \quad (6)$$

$$N_d \leq k_1 \frac{n}{n+1,6} \cdot \frac{\Sigma EI}{h^2} = \alpha \frac{\Sigma EI}{h^2} \quad (1)$$

Comparando la formulación de la antigua instrucción (6) con la inequación actual (1) observamos que coinciden siempre que: por un lado, el axil en servicio « $N$ » de la primera norma se iguale al mayorado « $N_d$ » que utiliza la nueva instrucción<sup>j</sup>; y por otro, que en el segundo término se iguale:

$$\alpha^2 = k_1 \cdot \frac{n}{n+1,6}$$

Para comprender mejor este segundo término, en la figura 10 se incluye un gráfico que nos relaciona el número de pisos  $n$  con el valor de  $\alpha$  en el caso de las dos normativas mencionadas.

Por otro lado también podemos comprobar de una forma gráfica intuitiva como en la figura 11 al aumentar el número de plantas de un edificio aumenta su rigidez y por tanto disminuye su deformabilidad a flexión de acuerdo con la relación « $n/(n+1,6)$ » de la ecuación original (1).

<sup>j</sup> Sigue el mismo criterio de los Eurocódigos, aunque la diferencia de resultados es notable —del orden de un 40% para los casos habituales en edificación—. Nosotros creemos que con la nueva reforma los resultados se pueden encontrar en muchos casos bastante por el lado de la seguridad al operar la traslacionalidad de estructuras como si se tratara de unos cálculos en estados límites últimos.

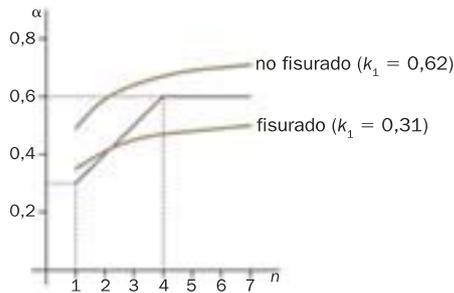


Figura 10. Relación del número de pisos en el valor de  $\alpha$ .

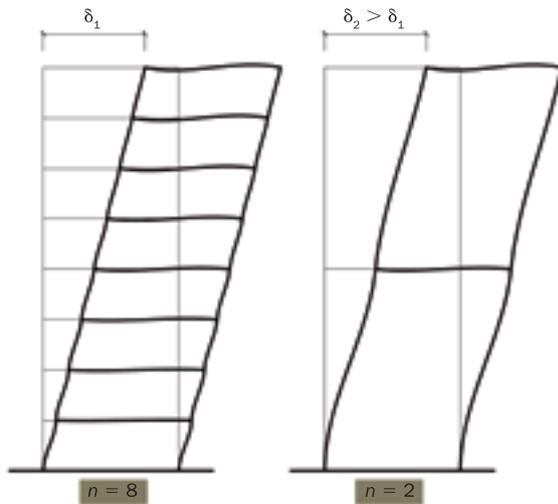


Figura 11. Influencia del número de plantas en la deformación del pórtico.

En el mismo sentido, si se observa la figura 12, vemos como no coincide la altura del punto de aplicación de la resultante de las fuerzas horizontales  $y_1$  (que se situaría a una altura de « $H/2$ »), con el centro de gravedad de todas las plantas  $y_2$  (que se situaría a una altura mayor de « $(H - h_1)/2 + h_1$ »)<sup>k</sup>. Tal como se puede comprobar este efecto es menor cuando aumenta el número de plantas, por lo que se ve mejor la necesidad de colocar un coeficiente corrector  $\alpha$ , en la fórmula original, tal como se muestra en la tabla 1.

A	B	C	D	E
$n$	$n/(n + 1,6)$	$y_1$ c.d.g. (carga)	$y_2$ c.d.g. (pisos)	Relación C/D
1,00	0,38	1,50	3,00	0,50
3,00	0,65	4,50	6,00	0,75
5,00	0,76	7,50	9,00	0,83
10,00	0,86	15,00	16,50	0,91
100,00	0,98	150,00	151,50	0,99

Tabla 1. Relación c.d.g. ordenada fuerza horizontal resultante con c.d.g. pisos.

<sup>k</sup> Siendo « $h_1$ » la altura de una planta tipo.

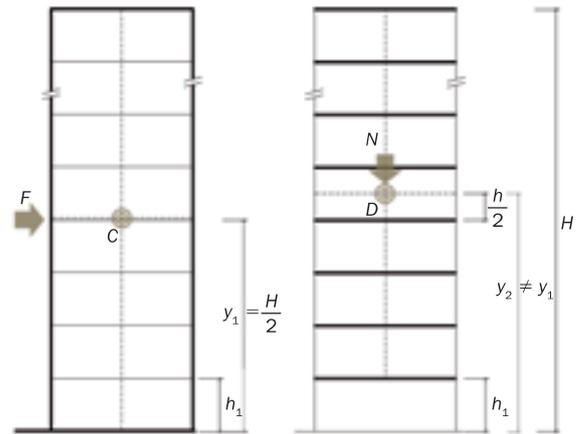


Figura 12. Diferencia c.d.g. cargas y forjados.

## BIBLIOGRAFÍA

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. «ABNT NBR 6118 Design of Structural Concrete-Procedure». ICS 91.080.40. Brasil (2004). Art. 15.5.2. y 15.7.3.
- [2] BUNGALE S. TARANATH. «Steel, concrete, & Composite design of tall buildings», 2nd Edition. McGraw-Hill. U.S.A. (1998). ISBN 0-07-062914-5.
- [3] CALAVERA, J. «Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón». INTEMAC Instituto Téc. de Materiales de Construcción. Tomo II. 2.ª edición. (2008). ISBN 84 88764 25 6. Art. 45.1.
- [4] CALDERÓN VALDIVIEZO L.; MARISTANY CARRERAS J. «Determinación del Grado de Traslacionalidad Global de una estructura porticada, tomando como referencia la formulación expuesta en la Instrucción EHE2008». Ponencia en el «V Congreso de Estructuras». Organiza: Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural ACHE. Barcelona, 25-27/10/2011. Libro resúmenes y actas. ISBN libro: 978-84-89670-73-0.
- [5] CEN. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. «Eurocode 2. Design of Concrete Structures». Part 1-1. ENV1992-1-1. (2004). ICS 91 010 30; 91 080 40. Anexo A.3.2., Art. 5.8.2. (6) y Art. 5.8.3.3.
- [6] COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. «EHE-08 Instrucción de hormigón estructural». 1.ª edición. Ministerio de Fomento. Madrid. (2008). ISBN 978 84 498 0825 8. Art. 43.1.
- [7] COMITÉ ACI 318. «Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y Co-

- mentario». U.S.A. (2008). ISBN 978-0-87031-274-8. Art. 10.11.4.
- [8] EISELE, J, KLOFT, E. «High-Rise Manual. Tipology and Design, Construction and Technology». *Birkhäuser*, (2002). Germany. ISBN 3-7643-0274-7. Cap. 6.2. Fig. 6.11.
- [9] ESCRIG PALLARÉS, F. «Tipologías Estructurales de edificios en altura». Revista num 3: *STAR Structural Architecture*. Grupo de investigación de tecnología arquitectónica de la Universidad de Sevilla. (1998). ISSN 1137-201 X.
- [10] GÓMEZ BERNABÉ, P. GÓMEZ SERRANO J. «Estructuras de formigó armat». Colección «Aula de Arquitectura». Ediciones UPC. Art. 5.1. Barcelona (2002). ISBN 84-8301-586-2.
- [11] MARISTANY CARRERAS J. «Pandeo de estructuras de hormigón armado». Tomo n.º 1. Colección «Aula de Arquitectura». Ediciones UPC. Barcelona (1996). ISBN 84-89636-11-7. Art. 7.2.
- [12] NATIONAL RESEARCH COUNCIL OF CANADA. «NBC 2010 National Building Code of Canada». Federal Publications Inc. (1998-2010). cap. Structural Loads. Toronto, Ontario, Canadá M5G1T6. NRCC53301B.
- [13] PORTLAND CEMENT ASSOCIATION «Interacción Estructural en marcos y muros de cortante» *Limusa*. México (1977). p. 28, Fig. 14.
- [14] REESE, R. «Planning and Design of Tall Buildings». Vol III. *Structural Design of Tall Concrete and Masonry Proceedings of the International Conference. Buildings*. U.S. National Foundation. Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania (1972).
- [15] RECUERO, A. «Análisis de edificios en altura sometidos a acciones horizontales: sistemas a planos». Monografía n.º 338 del Instituto Eduardo Torroja. Madrid (1976). ISBN 84-7292-262-6.
- [16] MARTORANO, L. D. «Sistemas de rigidización de edificios en altura frente a acciones de viento y sismo». Monografía n.º 342 del Instituto Eduardo Torroja. Madrid (1977).
- [17] SCRUTON, C. «An introduction to wind effects on structures». Engineering Design Guides n.º 40. Oxford University Press British Standards Institution. P. W. Watts, 1981. ISBN 0-19-8591780.



**Ellos construyen,  
nosotros protegemos**

**PERLITA**  
Y VERMICULITA

**GRUPO  
PV**

**EXPERTOS EN AISLAMIENTO NATURAL**

Fabricación y aplicación de sistemas para la protección pasiva contra el fuego, la absorción acústica y el aislamiento térmico.

Tel. 93 209 60 19 • Fax. 93 240 50 51 [www.perlitayvermiculita.com](http://www.perlitayvermiculita.com)