

Diferencias fundamentales entre los códigos colombiano y norteamericano en el diseño de columnas de hormigón reforzado

Elkin A. Castrillón Oberndorfer *

*I.C. , Dr. -Ing.

Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín
Facultad de Minas
Ingeniería Civil.

1. PRESENTACION

La indiscutible importancia de las columnas en todos los sistemas estructurales obliga a aplicar los más refinados conocimientos en su diseño, a fin de lograr seguridad y economía.

En nuestro medio ha sido tradicional la aplicación de métodos extranjeros en el diseño de estructuras y, también, su adopción al establecer los códigos de construcción.

El Código Colombiano de Construcciones Sismo-Resistentes en general se basa en esta práctica y, por lo tanto, se le tiene confianza por tener su respaldo general en el código norteamericano ACI 318-83.

En el diseño de columnas, especialmente, al considerar los efectos de esbeltez o la teoría de 2º Orden, se especifica un método diferente al especificado en la norma norteamericana, cuya completa justificación, tal como se indica en este trabajo, aún está pendiente.

Desde la misma adopción de este método se han dado a conocer observaciones, por ejemplo por Arango [1] y Castrillón [3].

Aquí se consideran los siguientes tres aspectos, tratados de manera diferente en ambos códigos, como fundamentales:

- Los límites especificados para las esbelteces.
- La rigidez EI de las secciones al determinar las cargas críticas y
- La excentricidad mínima de la fuerza normal.

Este último aspecto no se trata más detalladamente aquí y, por lo tanto, solo se aprovecha para llamar la atención sobre este criterio, considerado en el código norteamericano, pero ausente totalmente del colombiano. Como es fácil imaginar que en algunos casos este factor puede ser determinante, es conveniente analizarlo mejor.

2. INCIDENCIA DE LA TEORIA DE 2º ORDEN

A fin de aclarar si la teoría de 2º Orden realmente tiene una incidencia representativa en el diseño, Calle y Marín [2] en su Trabajo Dirigido de Grado, analizan y diseñan pórticos de seis, nueve y doce pisos por los cinco métodos siguientes:

- Teoría de 1er. Orden.

- Teoría de 2º Orden según el código colombiano.
- Teoría de 2º Orden según el código norteamericano con la rigidez especificada de las columnas.
- Teoría de 2º Orden según el código norteamericano con la rigidez de la sección bruta de las columnas y
- Teoría de 2º Orden para sistemas elásticos con la misma rigidez anterior de las columnas.

Sus resultados están anotados en la figura 1 para los pisos 1, 2, 5 y 6 del pórtico de seis pisos. Debe destacarse aquí que el modelo asumido se ajusta a las demás especificaciones del código colombiano, aún en el control de deriva. Además, en el análisis estructural, toman la mitad del momento de inercia de la sección bruta de las vigas y la inercia de la sección bruta de las columnas. El riesgo sísmico considerado es el correspondiente a Medellín.

Al diseñar con la rigidez EI especificada en el código norteamericano utilizan la expresión más correcta, que implica un proceso iterativo hasta hacer converger la cantidad de acero asumida con la determinada en el diseño.

Se observa en esta figura, que en general se determinan mayores cantidades de acero al diseñar según el

código norteamericano con la rigidez especificada para las columnas.

La diferencia en el piso 1 es superior al 100% que difícilmente puede estar cubierta por los demás factores de seguridad.

En los demás casos en los que se toma como rigidez EI de las columnas la de su sección bruta, se obtienen valores prácticamente iguales. Es decir, esta rigidez es realmente determinante en el problema. Hasta la aplicación, del análisis elástico correcto según la teoría de 2º Orden es en este sentido discutible.

3. CONFRONTACION DE LOS DOS CODIGOS

En la tabla 1 se confrontan las especificaciones pertinentes al considerar los efectos de 2º Orden.

En la parte superior de la tabla se anotan las definiciones de índice de estabilidad, esbeltez y carga crítica, esta última según las dos formas para determinarla en consideración, a saber: La utilizada en general en el código norteamericano y la utilizada en el código colombiano para pisos no arriostrados.

En este contexto es importante insistir aquí en que el índice de estabilidad es la relación entre la fuerza

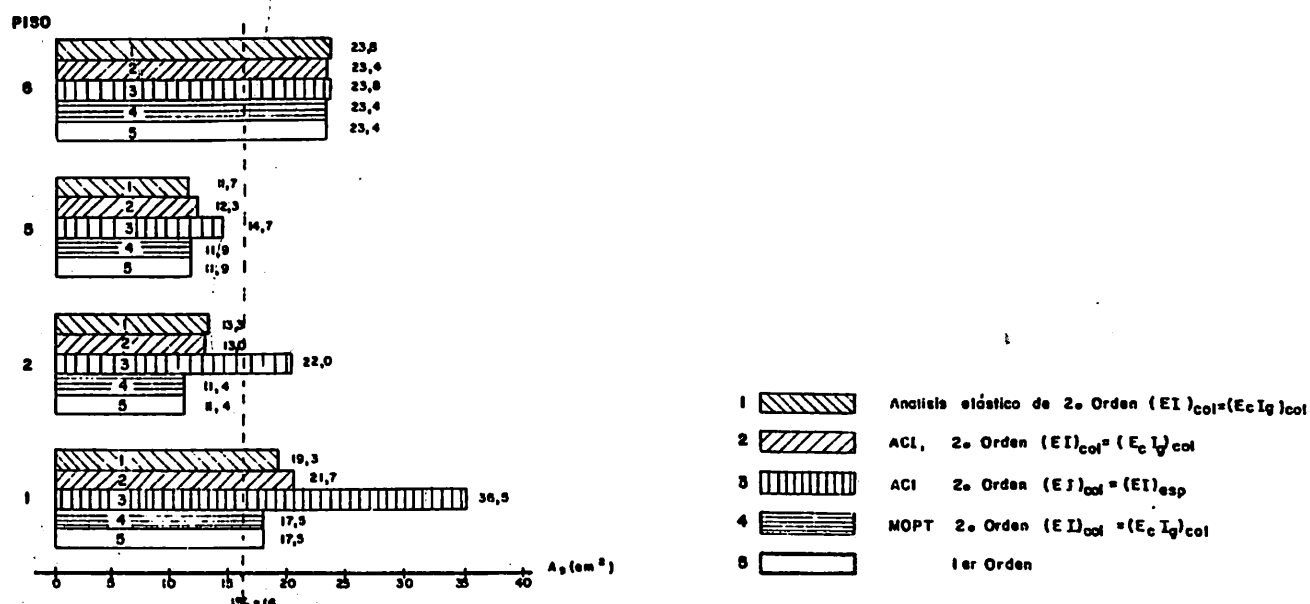


Figura 1. Cantidades de acero en las columnas de un pórtico de seis pisos determinadas según Teorías de 1ª y 2ª Orden (Marín y Calle)

normal en el sistema y su carga crítica, independientemente de la determinación de esta última.

Se observa en el numeral 1 de la tabla que en el código colombiano no se establecen límites como en el código norteamericano para la aplicación de la teoría de 2º Orden por el método de amplificación de momentos. Esto tiene, entonces, las siguientes dos consecuencias:

- siempre se deben amplificar las solicitaciones y
- no se aplica el método correcto cuando se debe.

La primera consecuencia es conservadora y la segunda está por el lado de la inseguridad.

Sobre este aspecto llama la atención Castrillón [3] en 1982, sin haber merecido consideración por los responsables del código.

En el numeral 2 de la tabla se observa la diferencia fundamental entre ambos códigos, ya que el norteamericano establece los criterios en base a la esbeltez, λ , y el colombiano en base al índice de estabilidad, Q , determinado por el método de la afinidad de los desplazamientos.

4. DETERMINACION DE LAS CARGAS CRITICAS

Para aplicar el método de amplificación de momentos es indispensable conocer la carga crítica del elemento. Aquí están a consideración los dos métodos siguientes:

- el tradicional de la Resistencia de Materiales y
- el método de la afinidad de los desplazamientos.

Para determinar la carga crítica según la Resistencia de Materiales se requieren la longitud equivalente del elemento y la rigidez de su sección EI. Como existen medios para determinar la longitud equivalente con una buena aproximación, la mayor dificultad y a la vez el factor de mayor importancia en elementos de hormigón reforzado es, como se insiste en el mismo código norteamericano y en la amplia literatura al respecto, la rigidez EI que se debe asumir para la sección.

En el método de la afinidad de los desplazamientos, la carga crítica se determina, en general aproximadamente, a partir de los desplazamientos relativos o derivas de 1er. Orden ocasionadas por unas cargas transversales.

TABLA 1. Criterios para la aplicación de las teorías de Primer o Segundo Orden según el código ACI 318 - 89 y el Decreto MOPT 1400 - 84

$Q = \frac{P}{P_0} \cdot \frac{\sum P_u \Delta_n}{\sum M_u \Delta_n}$	$\lambda = \frac{L_0}{r}$	$P_u \left(\frac{M_u}{L_0} \right)^2 \cdot EI$	$\frac{\sum M_u \Delta_n}{\Delta_H}$
ESPECIFICACIONES	ACI 318 - 89	MOPT 1400 - 84	
MODULO DE ELASTICIDAD, E_s (kgf/cm ²)	$15,1 \times 10^3 \sqrt{f'_c}$	$13,0 \times 10^3 \sqrt{f'_c}$	
1. PISO ARRIOSTRADO - CARGAS VERTICALES			
1.1 Deriva (límite Δ_v)	$\leq h/1500$	$\leq h/1000$	
1.2 Esbeltez (límite λ_1)	$34 - 12 M_{10} / M_{20}$	—	
1.3 Criterios			
1er Orden	$\lambda \leq \lambda_1$	—	
2o Orden aproximado	$\lambda_1 < \lambda \leq 100$	—	
2o Orden correcto	$\lambda > 100$	—	
1.4 Factor de amplificación	$\delta_s = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{cr}}}$	$\delta_s = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{cr}}}$	
2. PISO NO ARRIOSTRADO - CARGAS VERTICALES Y HORIZONTALES			
2.1 Cargas verticales			
Deriva Δ_v	$> h/1500$	$> h/1000$	
2.2 Criterios			
1er Orden	$\lambda \leq 22$	$Q \leq 0,10$	
2o Orden aproximado	$22 < \lambda \leq 100$	$0,10 < Q \leq 0,30$	
2o Orden correcto	$\lambda > 100$	$0,30 < Q \leq 0,5$	
2.3 Factor de amplificación	$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_{cr}}}$	$\delta_s = \frac{1}{1 - Q}$	
3. SOLICITACIONES (S, M, V, N) DE SEGUNDO ORDEN			
3.1 Vigas	Equilibrio	$S_u = 0,75 S_v + \delta_s S_L$	
3.2 Columnas	$M_u = \delta_s M_{10} + \delta_s M_{20}$	$S_u = 0,75 S_v + \delta_s S_L$	

Conocida la rigidez EI de los elementos, se podría mediante este método determinar, por ejemplo, la longitud equivalente. El problema, sin embargo, es diferente, ya que aquí la que se debe especificar es precisamente la rigidez EI.

Realmente el método de la afinidad de los desplazamientos es apropiado para considerar, por ejemplo, pisos no arriostrados, ya que la deformación de todo el conjunto, debida a las cargas horizontales, se puede asumir semejante a la primera forma crítica del mismo sistema. Esto es naturalmente muy útil, ya que se aprovechan los desplazamientos determinados mediante un análisis elástico de 1er. Orden.

Como orientación en este sentido Mac Gregor [4, p. 486] propone para aplicar este método, asumir el 40 y el 80% de las inercias brutas de vigas y columnas respectivamente. Los momentos que determina en un ejemplo son, sin embargo, de un 6 a un 10% menores que los determinados según el método especificado en el código norteamericano. Los porcentajes correspondientes permitidos según el artículo C.10.11.1. del código colombiano son el 50 y el 100%.

Según el mismo Mac Gregor [4, p. 487], en las Notas Explicativas del Código Canadiense se recomienda, tanto para vigas como para columnas, tomar el 50% de su inercia bruta.

Estas diferencias sirven para indicar donde está el meollo del problema y, que para aplicación del método debe ser precisado, ojalá que más científicamente.

5. LA RIGIDEZ EL ESPECIFICADA

En el literal a de la tabla 2 se anotan las dos expresiones especificadas en el código norteamericano para la rigidez EI al determinar las cargas críticas de un elemento de hormigón reforzado. Aquí se insiste en la aplicación de la expresión más correcta, que considera explícitamente el refuerzo en la sección, mediante el momento de inercia Is.

Es importante observar que según la expresión aproximada, cuando no se consideran los efectos del flujo plástico, el momento de inercia de la sección bruta de la columna queda dividido por 2,5.

TABLA 2. Rigideces de la sección de la columna especificadas para la determinación de la carga crítica Pc

a) ACI 318 - 89

$$(1 + \beta_d) EI = \frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s \quad \text{ó} \quad (1 + \beta_d) EI = \frac{E_c I_g}{2,5}$$

ANÁLISIS PARA CARGAS VERTICALES SOLAMENTE:

$$\beta_d = \beta_{db} = \frac{\text{Máxima fuerza axial permanente mayorada}}{\text{Máxima fuerza axial total mayorada}}$$

ANÁLISIS PARA CARGAS HORIZONTALES SOLAMENTE

$$\beta_d = \beta_{ds} = \frac{\text{Máxima fuerza horizontal permanente mayorada}}{\text{Máxima fuerza horizontal total mayorada}}$$

b) Rigideces EI según ACI 318 - 89 y MOPT 1400 - 84 en el análisis para cargas verticales y horizontales

CODIGO	CARGAS	
	VERTICALES	VERTICALES Y HORIZONTALES
ACI 318 - 89	$(1 + \beta_{db}) EI$	$(1 + \beta_{ds}) EI$
MOPT 1400 - 84	$(1 + \beta_{db}) EI$	$E_c I_g / (1 + \beta_{ds})$

En general el MOPT 1400 - 84 contradice fundamentalmente, especialmente, para las más desfavorables cargas horizontales al ACI 318 - 89

Según la última versión del código norteamericano, se puede discriminar el efecto del flujo plástico para cargas verticales permanentes y cargas horizontales. Esto se indica en el literal b de la tabla mediante las variables βdb y βds .

En este literal se anotan las rigideces especificadas en ambos códigos para el análisis de 2º Orden, por el método de amplificación de momentos, discriminado para cargas verticales, y cargas verticales y horizontales.

Para cargas verticales coinciden ambos códigos, en cambio para cargas verticales y horizontales, el código colombiano especifica la inercia de la sección bruta de las columnas.

Como en general se considera, que el caso de cargas verticales y horizontales, especialmente en los casos de viento y sismo, es determinante, es por lo menos contradictorio tomar aquí el momento de inercia de la sección bruta y para las cargas verticales considerar la rigidez EI especificada.

6. EVALUACION DE LA RIGIDEZ EI ESPECIFICADA

La evaluación de la rigidez EI especificada, según la expresión más correcta, es manualmente un poco

tediosa. A fin de simplificar el procedimiento se elaboran unos diagramas que permiten, mediante un módulo de elasticidad equivalente E , determinar fácilmente la rigidez EI de secciones rectangulares doble y simétricamente reforzadas.

Este módulo de elasticidad equivalente se determina simplemente de la especificación. En las figuras 2a y 2b se representan diferentes curvas para:

- relaciones d'/h desde 0.05 hasta 0.20,
- resistencias especificadas del hormigón desde 100 hasta 500 kgf/cm^2 y
- cuantías geométricas desde 0 hasta 0,08

Para cada relación d'/h la resistencia especificada del hormigón se lee sobre el eje de abscisas y, según la cuantía geométrica, el módulo de elasticidad equivalente, E , sobre el eje de ordenadas. Con este módulo de elasticidad equivalente se determina la rigidez EI en la forma indicada.

A trazos se representa para cada relación d'/h , el módulo de elasticidad equivalente que se obtiene al asumir como rigidez EI la de la sección bruta.

Es conveniente, tal como se hace a continuación, comparar los módulos de elasticidad equivalentes que se obtienen al considerar las dos rigideces.

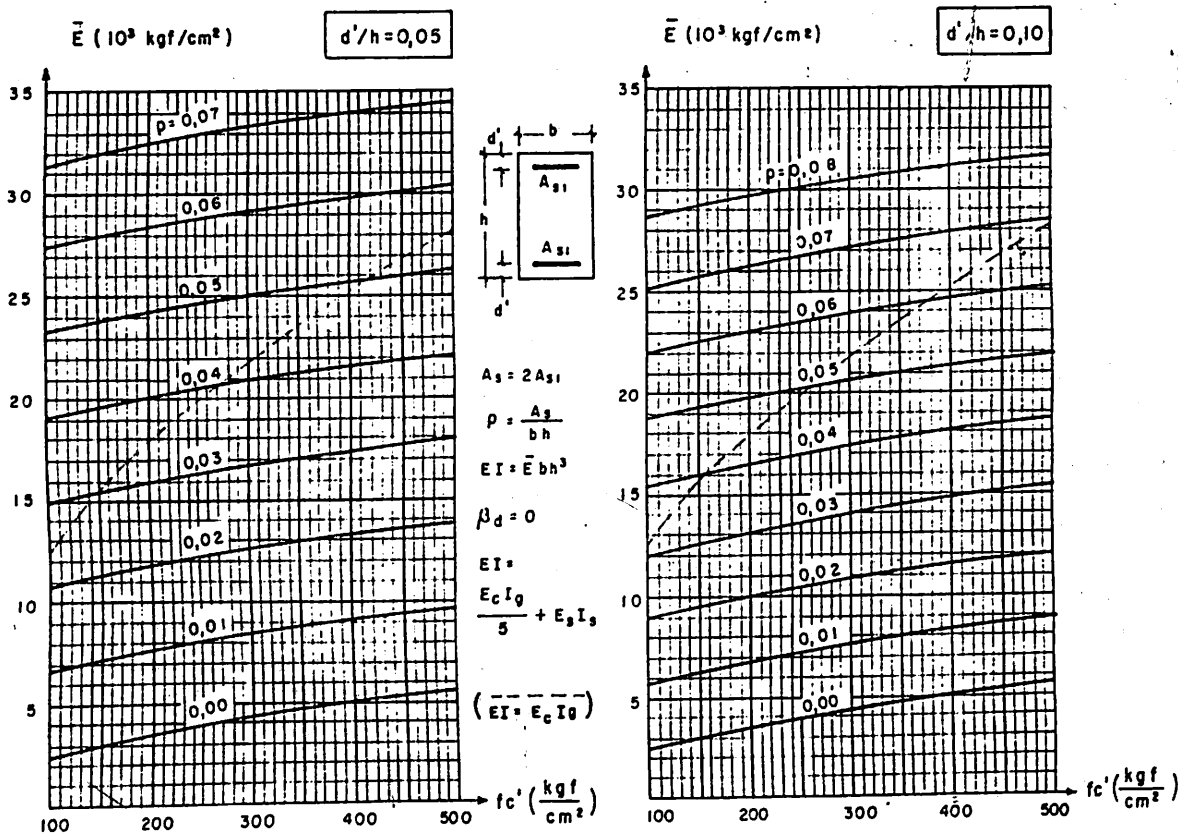


Figura 2a. Gráficas para determinar EI en secciones a compresión (ACI 318 - 89)

UNIVERSIDAD
Dr. E. I. K. Co.

N
- 9 -
Hormigón Reforzado

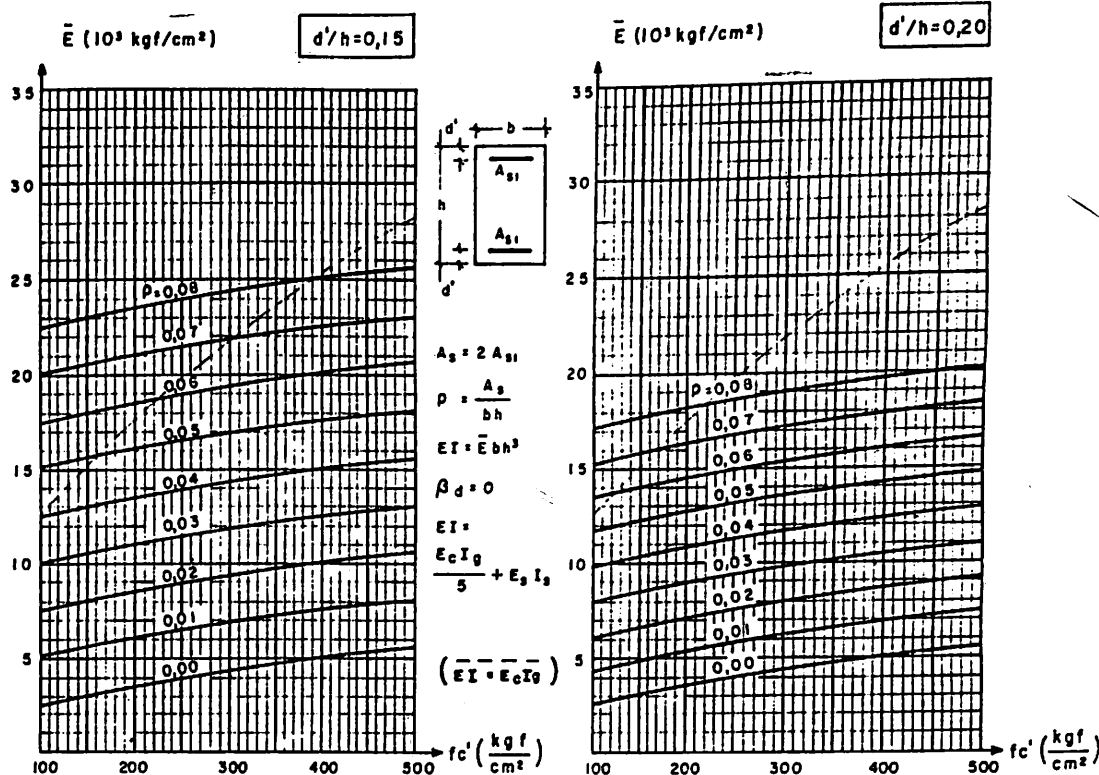


Figura 2b. Gráficas para determinar EI en secciones a compresión (ACI 318 - 89)

Para la relación $d'/h=0.15$ y una resistencia especificada del hormigón de 200 kgf/cm^2 se observa en la figura 2b, que los módulos de elasticidad equivalentes son iguales para cuantías del 5.5%, esto es, para cuantías mucho más altas que las utilizadas en la práctica. En este mismo caso el módulo de elasticidad equivalente, correspondiente a la sección bruta es aproximadamente tres veces mayor que el determinado mediante la expresión especificada para $p=0.01$.

8. INCIDENCIA DE LA RIGIDEZ EI EN EL FACTOR DE AMPLIFICACION

A menos que la aplicación de una especificación se limite para excluir los casos más simples, ésta debe ser aplicable también en estos últimos casos. La columna empotrada en su base y libre en el extremo superior, es precisamente uno de estos casos. Tiene, además, la ventaja de que su longitud equivalente es conocida y, por lo tanto, no está sometida a discusión.

Se puede, entonces, utilizar este modelo para observar lo que sucede con el factor de amplificación, cuando se consideran diferentes rigideces EI de la sección.

Como referencia se toma una rigidez EI igual a la de la sección bruta, tal como se hace en el código colom-

biano. La curva correspondiente está representada en la figura 3. Y a fin de considerar de manera aproximada la rigidez EI especificada, se toma, tal como se anota en el numeral anterior, la tercera parte de la rigidez bruta para evaluar los correspondientes factores de amplificación y representarlos también en la figura 3.

En el límite especificado en el código colombiano para la aplicación del método de amplificación de momentos, $Q=0.3$, se obtienen factores de amplificación de 1.43 y 10.00 respectivamente.

Esta enorme diferencia, aunque en un caso tan simple, es la que causa inquietud y preocupación por el procedimiento establecido en el código colombiano.

9. CONCLUSIONES

Se ha llamado la atención sobre algunas diferencias, especialmente, sobre la rigidez EI de la sección de las columnas a considerar en el análisis de 2º Orden. Para la nueva versión del código colombiano se debe aclarar y justificar mejor el procedimiento especificado en este sentido.

Naturalmente se deben aclarar, corregir y completar otros aspectos como los anotados.

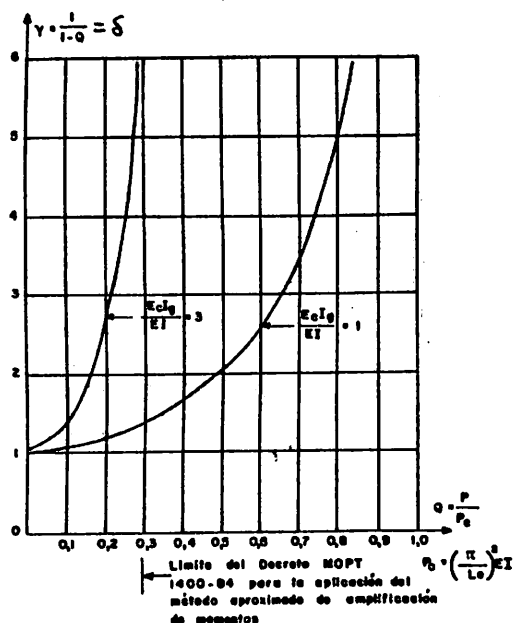


Figura 3. Influencia de la rigidez EI de las secciones de columnas en el factor de amplificación de momentos, Y

10. BIBLIOGRAFIA

- [1] ARANGO DE FEX Gerardo
Discusión del Capítulo 10 del Código Colombiano de Estructuras de Hormigón Reforzado. Norma ICONTEC 2000 Revista técnica del Hormigón. El Ingeniero Latinoamericano, Vol. 6, No. 12, p. 31-40, 1984
- [2] CALLE ROJAS Juan Carlos y MARIN URIBE Juan Mauricio: Necesidad «práctica» de la teoría de 2º Orden en el diseño de pórticos de hormigón reforzado. Trabajo Dirigido de Grado. Facultad de Minas, Universidad Nacional de Colombia. Medellín, 1991
- [3] CASTRILLON ELKIN:
Comentarios al Proyecto del Código Colombiano de Estructuras (parte II). Dyna, No. 101, Sept. , 1982, p. 85 - 87 Medellín, Colombia
- [4] MAC GREGOR James M.
Reinforced Concrete Mechanics and Design
Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 1988