

PREDIMENSIONADO DE COLUMNAS

Introducción

La columna es el elemento estructural vertical empleado para sostener la carga de la edificación. Es utilizado ampliamente en arquitectura por la libertad que proporciona para distribuir espacios al tiempo que cumple con la función de soportar el peso de la construcción; es un elemento fundamental en el esquema de una estructura y la adecuada selección de su tamaño, forma, espaciamiento y composición influyen de manera directa en su capacidad de carga.

Para la columna se indica las características que la definen así como el comportamiento para definir los aspectos a tomar en cuenta en el diseño de las columnas de madera, acero y concreto armado.

Concepto

La columna es un elemento sometido principalmente a compresión, por lo tanto el diseño está basado en la fuerza interna, conjuntamente debido a las condiciones propias de las columnas, también se diseñan para flexión de tal forma que la combinación así generada se denomina *flexocompresión*.

Según el uso actual de la columna como elemento de un pórtico, no necesariamente es un elemento recto vertical, sino es el elemento donde la compresión es el principal factor que determina el comportamiento del elemento. Es por ello que el predimensionado de columnas consiste en determinar las dimensiones que sean capaces de resistir la compresión que se aplica sobre el elemento así como una flexión que aparece en el diseño debido a diversos factores¹. Cabe destacar que la resistencia de la columna disminuye debido a efectos de geometría, lo cuales influyen en el tipo de falla.

El efecto geométrico de la columna se denominan esbeltez² y es un factor importante, ya que la forma de fallar depende de la esbeltez, para la columna poco esbelta la falla es por aplastamiento y este tipo se denomina *columna corta*, los elemento más esbeltos se denominan *columna larga* y la falla es por pandeo. La *columna intermedia* es donde la falla es por una combinación de aplastamiento y pandeo. Además, los momentos flectores que forman parte del diseño de columna disminuyen la resistencia del elemento tipo columna (Galambos, Lin y Johnston, 1999; Singer y Pytel, 1982).

Comportamiento

Dentro de los requisitos fundamentales de una estructura o elemento estructural están: equilibrio, resistencia, funcionalidad y estabilidad. En una columna se puede llegar a una condición inestable antes de alcanzar la deformación máxima permitida o el esfuerzo máximo. El fenómeno de inestabilidad se refiere al pandeo lateral, el cual es una deflexión que ocurre en la columna (véase Figura 3); cuando aparece incrementa el momento flector aplicado sobre el elemento, el aumento de la deflexión agranda la magnitud del momento flector, creciendo así la curvatura de la columna hasta la falla; este caso se considera inestable. Por ello la resistencia de la columna sometida a compresión tiene dos límites, el de resistencia para columnas cortas y el de estabilidad para columnas largas (véase Figura 1). La estabilidad es así el nuevo parámetro que define además de la resistencia y la rigidez, las dimensiones de la columna (Beer y Johnston 1993; Popov, 1996; Timoshenko y Young, 2000).

¹ Imperfecciones iniciales en la línea vertical de la columna o imperfecciones en el material, también la continuidad de la columna con la viga hace que los momentos aplicados en la viga se transmitan a la columna.

² Relación entre el tamaño de la sección transversal y la longitud del elemento.

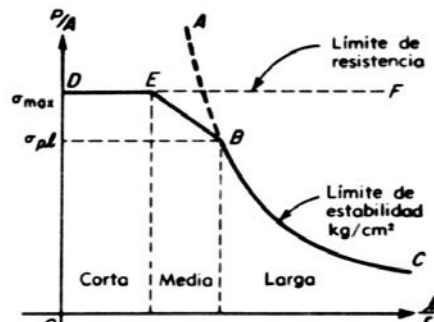


Figura 1. Disminución del esfuerzo de trabajo a compresión según la esbeltez de la columna. (Timoshenko y Young, 2000, p. 282)

Carga crítica

La deformación de la columna varía según ciertas magnitudes de cargas, para valores de P bajos se acorta la columna, al aumentar la magnitud cesa el acortamiento y aparece la deflexión lateral. Existe una carga límite que separa estos dos tipos de configuraciones y se conoce como *carga crítica* P_{cr} (véase Figura 2).

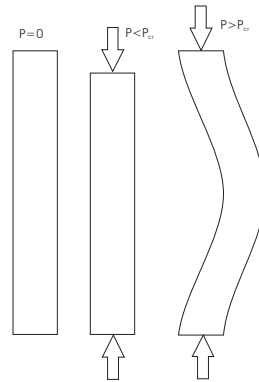


Figura 2. Carga crítica P_{cr} .

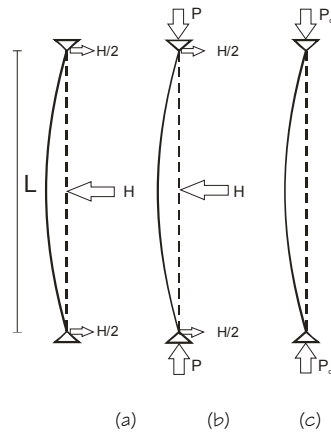


Figura 3. Elemento vertical sometido a carga H y P .

Supongamos un elemento recto vertical sometido una carga H , esta carga produce una deflexión (véase Figura 3a). Si se aplica una fuerza vertical P que va aumentando y se disminuye el valor de H , de tal forma que la deflexión sea la misma al caso de la Figura 3a (véase Figura 3b), el valor de P_{cr} es la carga necesaria para

mantener la columna deformada sin empuje lateral H . Para valores mayores a la carga crítica aumentan la deflexión hasta que falla por pandeo, limitando la capacidad de la columna.

Los factores que influyen en la magnitud de la carga crítica son la longitud de la columna, las condiciones de los extremos y la sección transversal de la columna. Estos factores se conjugan en la relación de esbeltez o *coeficiente de esbeltez* (véase Ecuación 1), el cual es el parámetro que mide la resistencia de la columna. De esta forma para aumentar la resistencia de la columna se debe buscar la sección que tenga el radio de giro más grande posible, o una longitud que sea menor, ya que de ambas formas se reduce la esbeltez y aumenta el esfuerzo crítico (Beer y Johnston 1993; Galambos, Lin y Johnston, 1999; Popov, 1996; Singer y Pytel, 1982; Timoshenko y Young, 2000).

$$\frac{kL}{r_{\min}} \quad (\text{Ec. 1})$$

Donde: k \equiv Coeficiente relacionado con el tipo de apoyo;
 L \equiv Longitud de la columna;
 r_{\min} \equiv Radio de giro mínimo de la sección.

Excentricidad

Cuando la carga no se aplica directamente en el centroide de la columna, se dice que la carga es excéntrica y genera un momento adicional que disminuye la resistencia del elemento, de igual forma, al aparecer un momento en los extremos de la columna debido a varios factores, hace que la carga no actúe en el centroide de la columna (véase Figura 4). Esta relación del momento respecto a la carga axial se puede expresar en unidades de distancia según la propiedad del momento³, la distancia se denomina *excentricidad*. Cuando la excentricidad es pequeña la flexión es despreciable y cuando la excentricidad es grande aumenta los efectos de flexión sobre la columna (Singer y Pytel, 1982).

$$e = \frac{M}{P} \quad (\text{Ec. 2})$$

Donde: e \equiv excentricidad,
 M \equiv Momento en el extremo;
 P \equiv Carga axial.

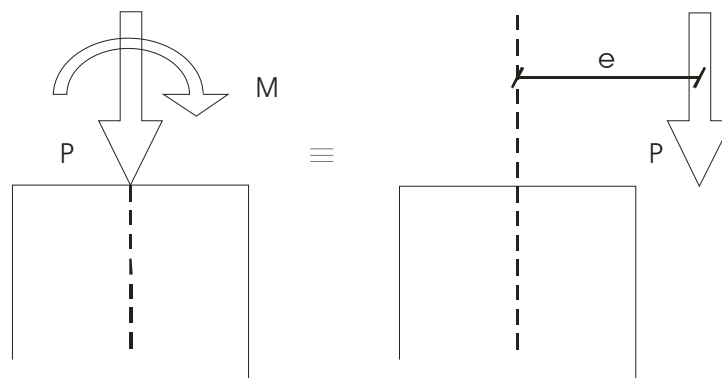


Figura 4. Excentricidad de la columna.

³ El momento es igual a una fuerza multiplicada por la distancia.

Predimensionado de columna

Columna de madera

Las columnas de madera pueden ser de varios tipos: maciza, ensamblada, compuesta y laminadas unidas con pegamento. De este tipo de columnas la maciza es la más empleada, las demás son formadas por varios elementos.

Método para predimensionar columna de madera

La ecuación de análisis se realiza según los esfuerzos y se expresa de forma simple tal como lo indica la Ecuación 3 (Parker y Ambrose, 1995).

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 \quad (\text{Ec. 3})$$

Donde $f_a \equiv$ esfuerzo de trabajo axial, $f_a = P/A$;
 $F_a \equiv$ esfuerzo admisible a compresión, $F_a = F_c^* c_p$;
 $f_b \equiv$ esfuerzo de trabajo a flexión, $f_b = M/S$;
 $F_b \equiv$ esfuerzo admisible a flexión.
 $F_c \equiv$ esfuerzo admisible para compresión paralela a la veta;
 $c_p \equiv$ factor de estabilidad de la columna según Ecuación 4.

$$c_p = m - \sqrt{m^2 - n} \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde: $m = \frac{1 + F_{cE}/F_c^*}{2c}$;
 $n = \frac{F_{cE}/F_c^*}{c}$;

$F_{cE} \equiv$ esfuerzo de pandeo de Euler según Ecuación 5;
 $c \equiv$ 0,8 madera aserrada; 0,85 secciones circulares; 0,9 madera laminada unida con pegamento;

$$F_{cE} = \frac{K_{cE} E}{(L/d)^2} \quad (\text{Ec. 5})$$

Donde: $K_{cE} \equiv$ 0,3 madera clasificada, 0,418 madera unida con pegamento;
 $E \equiv$ módulo de elasticidad;
 $L \equiv$ longitud sin arnostrar;
 $d \equiv$ menor dimensión de la sección transversal.

Columna de acero

El diseño de las columnas de acero se basa en la desigualdad de la ecuación del diseño por estados límites y se presenta en la forma indicada en la Ecuación 6. La esencia de la ecuación es que la suma de los efectos de las cargas divididas entre la resistencia minorada debe ser menor o igual a la unidad (Segui, 2000).

$$\frac{\sum \gamma_i Q_i}{\phi R_n} \leq 1 \quad (\text{Ec. 6})$$

Donde: $\sum \gamma_i Q_i \equiv$ Suma de los efectos de las cargas;
 $\phi R_n \equiv$ Resistencia disminuida de la columna.

Perfiles usados para columnas

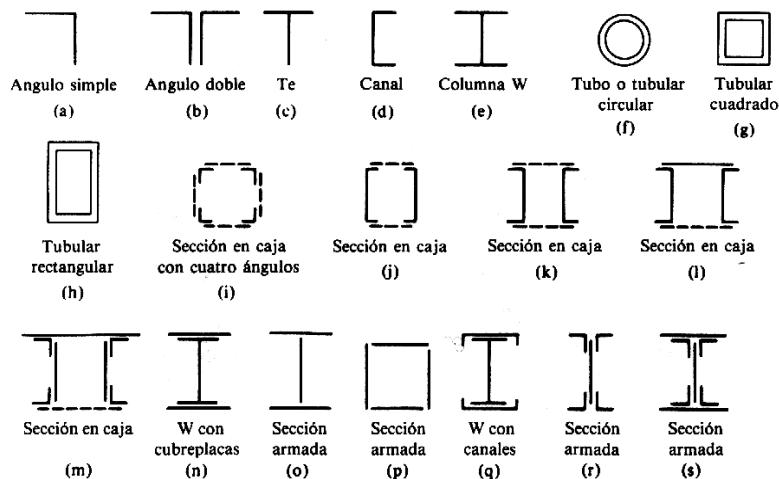


Figura 5. Secciones transversales típicas de columnas de acero (McCormac, 1996, p.99).

Sección de la columna

La resistencia correspondiente a cualquier modo de pandeo no puede desarrollarse si los elementos de la sección transversal son tan delgados que se presenta un pandeo local. Por lo tanto existe una clasificación de las secciones transversales según los valores límite de las razones ancho-espesor y se clasifican como compactas, no compactas o esbeltas.

En general, dentro de los límites de los márgenes disponibles y teniendo en cuenta las limitaciones por espesor, el diseñador usa una sección con el radio de giro más grande posible, reduciendo así la relación de esbeltez e incrementando el esfuerzo crítico. (Galambos, Lin, y Johnston, 1999; Segui, 2000)

Método para predimensionar la columna de acero

Para perfiles que no se encuentren en las tablas de cargas para columnas debe usarse un procedimiento de tanteos. El procedimiento general es suponer un perfil y luego calcular su resistencia de diseño. Si la resistencia es muy pequeña (insegura) o demasiado grande (antieconómica), deberá hacerse otro tanteo. Un enfoque sistemático para hacer la selección de tanteo es como sigue:

- Seleccione un perfil de tanteo.
- Calcule F_{cr} y $\phi_c P_n$ para el perfil de tanteo.
- Revíselo con la fórmula de interacción (véase Ecuación 4), si la resistencia de diseño es muy cercana al valor requerido puede ensayarse el siguiente tamaño tabulado. De otra manera, repita todo el procedimiento. (Segui, 2000)

$$\text{si } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0,2 \Rightarrow \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi_b M_n} \leq 1 \quad (\text{Ec. 4.a})$$

$$\text{si } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0,2 \Rightarrow \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \leq 1$$

(Ec. 4.b)

Donde: P_u ≡ Carga axial de compresión mayorada;

P_n ≡ Carga axial de pandeo, $\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A$;

M_u ≡ Momento flector mayorado;

M_n ≡ Momento flector resistente, $\phi_b M_n = \phi_b F_y Z$;

F_y ≡ Esfuerzo de cedencia del acero;

F_{cr} ≡ Esfuerzo crítico de pandeo;

ϕ ≡ Factores de minoración, $\phi_c = 0,85$; $\phi_b = 0,90$

Columna de concreto armado

Las columnas de concreto armado pueden ser de tres tipos que son:

- Elemento reforzados con barras longitudinales y zunchos (véase Figura 6.a),
- elementos reforzados con barras longitudinales y estribos (véase Figura 6.b),
- elementos reforzados con tubos de acero estructural, con o sin barras longitudinales, además de diferentes tipos de refuerzo transversal (véase Figura 6.c).

Para las columnas de concreto armado, la cuantía de acero⁴ oscila entre 1 y 8% con un mínimo de 4 barras longitudinales (Nilson y Winter, 1994).

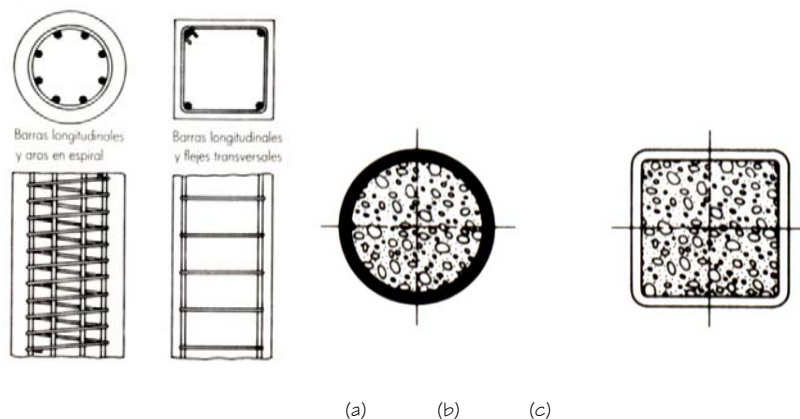


Figura 6. Tipos de columnas de concreto armado. (Nilson y Winter, 1994, p.20; McCormac, 1996, p.479).

Método para predimensionar columnas de concreto armado

Existen dos tipos de métodos para predimensionar las columnas de concreto armado, el primero es una aproximación, ya que se basa en la carga axial únicamente, debido a que esta carga es fácil de obtener por métodos aproximados para cálculos preliminares de pórticos. El segundo método es más preciso y está basado en la carga axial y el momento flector conocido, valores que son los necesarios para diseñar una columna.

Conocido P_u

Existen una gran variedad de fórmulas para predimensionar columnas con P_u conocido, solo se presenta dos tipos.

⁴ Relación entre el área de acero (A_s) y el área de concreto (A_g) y se define por ρ .

Método sugerido por Nilson y Winter

Las dimensiones de las columnas se controlan principalmente por cargas axiales, aunque la presencia de momento incrementa el área necesaria. Para columnas interiores, donde el incremento de momento no es apreciable un aumento del 10% puede ser suficiente, mientras que para columnas exteriores un incremento del 50% del área sería apropiado (Nilson y Winter, 1994).

Método sugerido por Arnal y Epelboim

El área de concreto armado puede estimarse por la fórmula (Arnal, y Epelboim, 1985)

$$A_c = \frac{P_u}{\alpha \phi_c f'_c} \quad (\text{Ec. 5})$$

Donde: A_c ≡ Área de la columna,
 α ≡ Factor según la posición de la columna indicado en la Tabla 1.

Tabla 1. Factores α según la ubicación de la columna

Tipo de columna	α
Esquina	0,20
Borde	0,25
Central	0,28

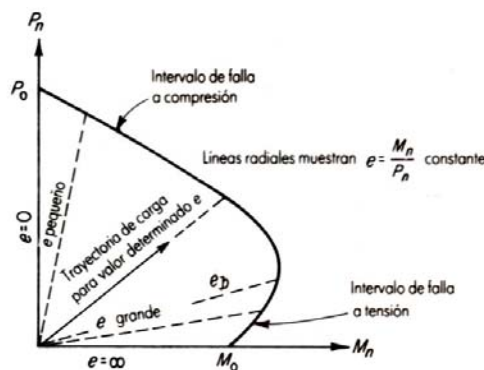


Figura 7. Diagrama de interacción para la resistencia nominal de una columna (Nilson y Winter, 1994, p.244).

Conocido P_u y M_u

Este método está basado en el empleo de ábacos basados en diagramas de interacción de resistencia que definen la combinación de carga axial y momento flector de falla para una columna determinada, con un intervalo completo de excentricidades desde cero hasta infinito (véase Figura 7). Los pasos para obtener las dimensiones son:

a) Calcular la excentricidad e $e = \frac{M_u}{P_u}$;

b) seleccionar la cuantía de acero $\rho = [0,02; 0,03]$ y calcular $\omega = \frac{\rho f_y}{0.85 f'_c}$;

- c) escoger un valor tentativo para h o D y escoger el ábaco con $\gamma = \frac{h-2r}{h}$ o $\gamma = \frac{D-2r}{D}$;
- d) calcular el valor e/h o e/D con el valor de h o D del paso anterior y trazar una línea radial que represente este valor $\frac{e}{h}$ o $\frac{e}{D} = \frac{\mu}{\nu}$;
- e) donde corta la línea radial e/h o e/D con la curva ω leer el correspondiente ν ;
- f) calcular el área requerida A_g con $A_g = \frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c \nu}$;

g) Calcular $b = \frac{A_g}{h}$ o $D = \sqrt{\frac{4A_g}{\pi}}$;

- h) Si es necesario revisar el valor tentativo de h para obtener una sección bien proporcionada

$$\frac{b}{h} = [0,6;1] \text{ o si es el mismo valor para } D \text{ (Nilson y Winter, 1994).}$$

Dimensiones mínimas de una columna de concreto armado

20x20 o 30x30 para zona sísmica.

Referencias

- Arnal, E. y Epelboim S. (1985). Manual para el proyecto de estructuras de concreto armado para edificaciones. Caracas, Venezuela: Fundación “Juan José Aguerrevere”, Fondo Editorial del Colegio de Ingenieros de Venezuela.
- Beer, F. y Johnston, E. (1993). Mecánica de materiales. Santafé de Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Interamericana, S.A.
- Galambos, T., Lin, F.J. y Johnston, B. (1999). Diseño de estructuras de acero con LRFD. Naucalpan de Juárez, México: Prentice Hall Hispanoamericana, S.A.
- McCormac, J. (1996). Diseño de estructuras de acero (Método LRFD). México D.F., México: Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V.
- Nilson, A. y Winter, G. (1994). Diseño de estructuras de concreto. Santafé de Bogota, Colombia: McGraw-Hill Interamericana S.A.
- Parker, H. y Ambrose, J. (1995). Ingeniería simplificada para Arquitectos y Constructores. México D.F., México: Editorial Limusa, S.A. de C.V. Grupo Noriega Editores.
- Popov, E. (1996). Introducción a la mecánica de sólidos. México D.F., México: Editorial Limusa, S.A. de C.V. Grupo Noriega Editores.
- Segui, W. (2000). Diseño de estructuras de acero con LRFD. México D.F., México: Internacional Thomson Editores, S.A. de C.V.
- Singer, F. y Pytel, A. (1982). Resistencia de materiales. México D.F., México: Editorial Harla, S.A. de C.V.
- Timoshenko, S. y Young, D. (2000). Elementos de resistencia de materiales. México D.F., México: Editorial Limusa, S.A. de C.V. Grupo Noriega Editores