

地震区框架结构梁、柱截面尺寸的合理确定

王树茂

(陕西省农业工程勘察设计院)

梁兴文

(西安建筑科技大学)

TU375.4

摘要 根据《建筑抗震设计规范》(GBJ11-89)的有关规定,分析了影响钢筋混凝土框架结构梁、柱截面尺寸的主要因素,并依据水平位移约束条件导出了地震区框架结构梁、柱截面尺寸的计算公式。

关键词 地震区, 框架结构, 截面尺寸, 水平位移约束条件, 轴压比

中图分类号 TU323.5

钢筋混凝土框架结构在多、高层建筑中应用广泛,但在初步设计阶段,如何确定梁、柱截面尺寸,尚缺乏简便而有效的办法。一般做法是先参照类似结构或根据经验拟定梁、柱截面尺寸,然后根据变形、轴压比和剪压比等条件验算。这种方法不但费时,而且所得结果不一定合理。文献[1]根据轴压比、剪压比、稳定和变形约束等条件,对高层建筑主体结构截面数量的合理确定提出了一套计算办法,但公式尚不够简洁具体。本文从分析框架结构内力和变形出发,根据水平位移约束条件,导出了简明而具体的计算公式,供初步设计阶段确定梁、柱截面尺寸时参考使用。

1 框架结构的水平位移和水平地震力分析

框架结构的质量和刚度一般沿高度分布比较均匀。在水平力作用下,可假定其为竖向等截面悬臂杆件。由于框架总体变形为剪切型,故此等截面杆件可视为剪切杆,如图1所示。

由剪切悬臂杆微元体的平衡条件 $\sum Y = 0$, 得

$$\frac{\partial V}{\partial x} = -q(x)$$

将剪切悬臂杆的剪力与剪切变形的关系式 $V = C_f \frac{\partial y}{\partial x}$ 代入上式,可得

$$C_f \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = -q(x) \tag{1}$$

其中 C_f 为框架的剪切刚度。

1.1 水平地震力作用下的侧移分析

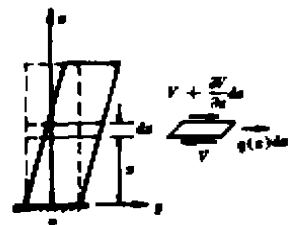


图1 框架计算简图

* 收稿日期:1993-12-07

王树茂,男,1950年生,高级工程师,陕西农业工程勘察设计院(710068)。

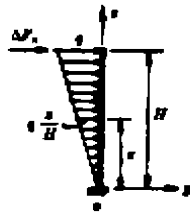


图 2 水平地震力分布

根据文献[2], 框架结构的水平地震力分布如图 2 所示, 其中 ΔF 为顶部附加水平地震力。任意截面 x 处的水平力集度为 $q(x) = q \frac{x}{H}$, 将其代入(1)式后得

$$C_f \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = -q \frac{x}{H} \quad (2)$$

对(2)式积分两次后得

$$y = -\frac{q}{6C_f} \cdot \frac{x^3}{H} + C_1 x + C_2$$

将边界条件 $x=0, y=0$ 以及 $x=H, V=C_f \frac{dy}{dx} = \Delta F$, 代入上式后得

$$C_2 = 0, \quad C_1 = \frac{qH}{2C_f} + \frac{\Delta F}{C_f}$$

由此得

$$y = \frac{qH^2}{2C_f} \left[\frac{x}{H} - \frac{1}{3} \left(\frac{x}{H} \right)^3 \right] + \frac{\Delta F}{C_f} x \quad (3)$$

1.2 剪切悬臂杆的自振周期

设杆件单位长度上的分布质量为 \bar{m} , 则微元体上的惯性力为 $-\bar{m} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} dx$, 这即公式(1)中的 $q(x)$ 。由公式(1)得

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} - \frac{\bar{m}}{C_f} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0$$

令 $C_f/\bar{m} = a^2$, 则上式变为

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} - \frac{1}{a^2} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0 \quad (4)$$

设微分方程(4)的解为

$$y = Y(x)e^{i\omega t}$$

代入(4)式得

$$\frac{d^2 Y}{dx^2} + \frac{\omega^2}{a^2} Y = 0 \quad (5)$$

方程(5)的解为

$$Y(x) = A \cos \frac{\omega}{a} x + B \sin \frac{\omega}{a} x$$

其中待定参数 A 和 B 由下列边界条件确定: $x=0, Y(0)=0; x=H, Y'(H)=0$ 。由此可得 $A=0, B \frac{\omega}{a} \cos \frac{\omega}{a} H = 0$, 由于 $B \neq 0$, 故有 $\cos \frac{\omega}{a} H = 0$ 。于是

$$\frac{\omega}{a} H = \frac{(2j-1)}{2} \pi \quad (j=1, 2, \dots, n)$$

将 $a^2 = C_f/\bar{m}$ 代入上式则得第 j 振型的自振频率

$$\omega_j = \frac{2j-1}{2H} \pi \sqrt{\frac{C_f}{\bar{m}}} \quad (j=1, 2, \dots, n)$$

由此可得基本周期($j=1$):

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 4H \sqrt{\frac{\bar{m}}{C_f}}$$

当框架中有砖填充墙时,框架的实际刚度将因填充墙的存在而增大,因而自振周期将减小,故应将其乘以折减系数 ψ_T 。同时将 $\bar{m} = G_E/gH$ 代入上式得

$$T_1 = 4\psi_T \sqrt{\frac{HG_E}{gC_f}} \quad (6)$$

式中: ψ_T ——砖填充墙影响系数,可取 0.6 ~ 0.7^[3];

g ——重力加速度;

G_E ——房屋的总重力荷载代表值,若设房屋 n 层的建筑面积为 A_i ,单位面积上的折算重力荷载值为 γ ,则 G_E 为

$$G_E = \gamma \sum_{i=1}^n A_i \quad (7)$$

其中 n 为房屋总层数, γ 可近似取 (12 ~ 14) kN/m²。

1.3 水平地震力

根据文献[2],作用于建筑物上的总水平地震作用标准值为

$$F_{EK} = \alpha_1 G_E \quad (8)$$

式中: G_E ——房屋的等效总重力荷载,对多质点取 0.85 G_E ;

α_1 ——相应于结构基本自振周期的水平地震影响系数。

根据文献[2], α_1 取值如下:

$$\left. \begin{aligned} T_1 &\leq 0.1 & \alpha_1 &= (0.45 + 5.5T_1)\alpha_{max} \\ 0.1 &\leq T_1 \leq T_g & \alpha_1 &= \alpha_{max} \\ T_g &\leq T_1 \leq T_g/(0.2)^{\frac{10}{9}} & \alpha_1 &= \left(\frac{T_g}{T_1}\right)^{0.9} \alpha_{max} \\ T_1 &> T_g/(0.2)^{\frac{10}{9}} & \alpha_1 &= 0.2\alpha_{max} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

式中: α_{max} ——多遇地震作用的水平地震影响系数最大值;

T_g ——特征周期,根据场地类别和近震、远震按文献[2]确定。

将(9)式代入(8)式,并考虑到(6)式,则得总水平地震作用标准值:

$$\left. \begin{aligned} T_1 &\leq 0.1 & F_{EK} &= 0.85\alpha_{max}G_E \left[0.45 + 22\psi_T \sqrt{\frac{HG_E}{gC_f}} \right] \\ 0.1 &\leq T_1 \leq T_g & F_{EK} &= 0.85\alpha_{max}G_E \\ T_g &\leq T_1 \leq T_g/(0.2)^{\frac{10}{9}} & F_{EK} &= 0.85\alpha_{max}G_E \left(\frac{T_g}{4\psi_T} \right)^{0.9} \left(\frac{gC_f}{HG_E} \right)^{\frac{0.9}{2}} \\ T_1 &> T_g/(0.2)^{\frac{10}{9}} & F_{EK} &= 0.17\alpha_{max}G_E \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

2 影响柱截面尺寸的因素分析

2.1 水平位移约束条件

为了保证框架结构有足够的刚度,须控制房屋侧移的大小。文献[2]规定,框架结构在多遇地震作用下的层间弹性位移应符合下列要求:

$$\Delta u_e \leq [\theta_e]H \quad (11)$$

式中: Δu_e ——多遇地震作用标准值产生的层间弹性位移;

$[\theta_e]$ ——层间弹性位移角限值,按文献[2]取值;

H ——层高。

由公式(3)可得框架结构任意截面处的弹性转角 θ_e :

$$\theta_e = \frac{dy}{dx} = \frac{qH}{2C_{F1}} \left[1 - \left(\frac{x}{H} \right)^2 \right] + \frac{\Delta F_s}{C_{F1}} \quad (12)$$

最大弹性位移角的位置可由 $d\theta_e/dx = 0$ 确定。经分析得 $x = 0$,即在框架结构下端层间弹性位移角最大。设框架底层的剪切刚度为 C_{F1} ,将 $C_{F1} = C_{F1}$ 及 $x = 0$ 代入公式(12),并使其满足公式(11),则有

$$\frac{qH}{2C_{F1}} + \frac{\Delta F_s}{C_{F1}} \leq [\theta_e]$$

由图 2 可知, $\frac{qH}{2} + \Delta F_s = F_{EK}$,将其代入上式得

$$C_{F1} \geq F_{EK}/[\theta_e] \quad (13)$$

将公式(10)代入公式(13),并利用公式(6)的基本周期 T_1 代换公式(10)中的 T_1 ,则得由水平位移约束条件所需要的剪切刚度 $[C_{F1}]$ 以及与基本周期 T_1 区间(见式(10))相应的建筑物高度区间:

$$\left. \begin{aligned} H &\leq \frac{0.85\alpha_{\max}g}{[\theta_e]} \left(\frac{0.1}{4\psi_r} \right)^2 \\ [C_{F1}] &\geq \frac{0.85\alpha_{\max}G_E}{[\theta_e]} \left\{ 0.45 + 22\psi_r \sqrt{\frac{HG_E}{gC_{F1}}} \right\} \end{aligned} \right\} \quad (14a)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{0.85\alpha_{\max}g}{[\theta_e]} \left(\frac{0.1}{4\psi_r} \right)^2 &\leq H \leq \frac{0.85\alpha_{\max}g}{[\theta_e]} \left(\frac{T_1}{4\psi_r} \right)^2 \\ [C_{F1}] &\geq \frac{0.85\alpha_{\max}G_E}{[\theta_e]} \end{aligned} \right\} \quad (14b)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{0.85\alpha_{\max}g}{[\theta_e]} \left(\frac{T_1}{4\psi_r} \right)^2 &\leq H \leq 7.15 \left(\frac{0.85\alpha_{\max}g}{[\theta_e]} \right) \left(\frac{T_2}{4\psi_r} \right)^2 \\ [C_{F1}] &\geq \left(\frac{0.85\alpha_{\max}}{[\theta_e]} \right)^{\frac{20}{11}} \left(\frac{T_2}{4\psi_r} \right)^{\frac{18}{11}} \left(\frac{g}{H} \right)^{\frac{1}{11}} G_E \end{aligned} \right\} \quad (14c)$$

$$\left. \begin{aligned} H &> 7.15 \left(\frac{0.85\alpha_{\max}g}{[\theta_e]} \right) \left(\frac{T_2}{4\psi_r} \right)^2 \\ [C_{F1}] &\geq \frac{0.17\alpha_{\max}G_E}{[\theta_e]} \end{aligned} \right\} \quad (14d)$$

由上式可见,只要已知地震烈度、场地类别、建筑物的平面面积和高度,除公式(14a)一种情况外,其余均可直接求出所需要的框架底层的剪切刚度。对公式(14a)的情况,即 $T_1 \leq 0.1$ 秒或房屋总高度 $H \leq (0.52 \sim 2.08)$ m(相应于地震烈度为 7 度至 9 度),在实际的房屋结构中是很少见的。即使出现这种情况,也不难用迭代法求出 $[C_{F1}]$ 。

2.2 轴压比约束条件

为了保证框架的抗震能力和延性,框架柱的轴压比宜满足下列条件:

$$\frac{N_{ij}}{A_{ij}f_c} \leq [n] \quad (15)$$

式中: $[n]$ ——轴压比限值,根据建筑物的抗震等级按文献[2]取值;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值;

A_{ij} —— i 层 j 框架柱的全截面面积;

N_{ij} —— i 层 j 框架柱组合的轴压力设计值,根据设计经验,一般可按下列式计算:

$$N_{ij} = (1.3 \sim 1.5) \sum_{k=1}^i F_{k,j} = (1.3 \sim 1.5) G_{k,j} \quad (16)$$

式中: $F_{k,j}$ ——按简支状态划分的 k 层 j 框架柱竖向荷载负面积;

$G_{k,j}$ —— i 层 j 框架柱负担的重力荷载代表值;

n ——房屋总层数。

由公式(15)可得

$$A_{ij} \geq \frac{N_{ij}}{[n]f_c} \quad (15a)$$

上式表示由轴压比约束条件所需的柱截面面积。

2.3 剪压比约束条件

为了保证框架结构不发生剪切破坏,框架柱的剪压比应符合下列条件

$$\frac{\gamma_{RE}V}{bh_0f_c} \leq 0.2 \quad (17)$$

式中: V ——框架柱端部截面组合的剪力设计值;

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数,取0.85;

b, h_0 ——分别表示柱截面宽度和有效高度。

为了便于分析,近似取 $h_0 = 0.9h$ (h 表示柱截面高度),则由公式(17)得

$$A_v \geq \frac{\gamma_{RE}V}{0.18f_c} \quad (18)$$

其中 $A_v = bh$,表示由剪压比约束条件所需的柱截面面积。

将公式(15a)与公式(18)相比,并取 $\gamma_{RE} = 0.85$,则

$$\frac{A_{ij}}{A_v} = \frac{0.18N_{ij}}{0.85[n]V}$$

根据对不同的地震烈度和不同抗震等级的框架结构的分析计算, $A_{ij}/A_v = 1.1 \sim 8.9$,也即一般情况下剪压比所需的柱截面不起控制作用。因此,在初步设计阶段,可仅考虑用水平位移约束条件(即公式(14))和轴压比约束条件(公式(15a))控制柱截面尺寸。

3 框架结构剪切刚度的确定

用轴压比约束条件选择柱截面时,可简捷地用公式(15a)直接求出。用水平位移约束条件求柱截面时,则须根据框架结构的平面布置进行具体分析。现对几种常遇的情况分析如下:

3.1 两跨框架

两跨框架可布置为不对称(图 3) 或对称(图 4)。设一个计算区段内柱总柱数为 m , 则每列边柱和中柱各为 $m/3$ 。

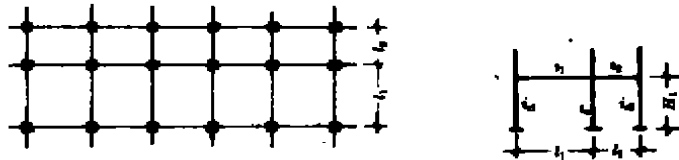


图 3 两跨框架(不对称布置)

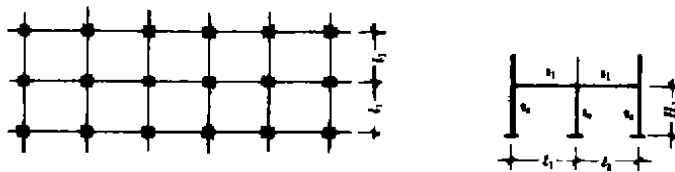


图 4 两跨框架(对称布置)

3.1.1 边柱与中柱截面尺寸不同

对于图 3 所示的不对称布置情况, 设两边柱的抗侧移刚度分别为 D_{s1} 和 D_{s2} , 中柱为 D_c , 则整个计算区段内框架底层的剪切刚度为

$$C_{F1} = \frac{1}{3} m H_1 (D_{s1} + D_{s2} + D_c) = \frac{1}{3} m D_{s1} H_1 \left(1 + \frac{\alpha_{s2}}{\alpha_{s1}} \cdot \frac{I_{s2}}{I_{s1}} + \frac{\alpha_c}{\alpha_{s1}} \cdot \frac{I_c}{I_{s1}} \right)$$

式中: $\alpha_{s1}, \alpha_{s2}, \alpha_c$ —— 分别是梁柱线刚度比对两边柱和中柱侧移刚度的影响系数;

I_{s1}, I_{s2}, I_c —— 分别是两边柱和中柱的截面惯性矩;

H_1 —— 框架底层层高。

将上式中一些符号用梁柱的截面尺寸表示后, 可得

$$C_{F1} = \frac{1}{3} m D_{s1} H_1 \xi_1 \quad (19)$$

其中:

$$\xi_1 = 1 + \left[\left(\frac{h_{s2}}{h_{s1}} \right)^4 \left(\frac{0.5 + k_{s2}}{2 + k_{s2}} \right) + \left(\frac{h_c}{h_{s1}} \right)^4 \left(\frac{0.5 + \alpha k_c}{2 + \alpha k_c} \right) \right] \left(\frac{2 + k_{s1}}{0.5 + k_{s1}} \right) \quad (20)$$

$$k_{s1} = \frac{I_1 H_1}{I_{s1} l_1}, \quad k_{s2} = \frac{I_2 H_1}{I_{s2} l_2}, \quad k_c = \frac{I_c H_1}{I_c l_1}, \quad \alpha = 1 + \frac{l_1}{l_2} \left(\frac{h_{s2}}{h_{s1}} \right)^3$$

h_{s1}, h_{s2}, h_c —— 分别是两边柱和中柱的截面高度;

$l_1, l_2, h_{s1}, h_{s2}, I_1, I_2$ —— 分别表示两跨梁的跨长、截面高度和截面惯性矩。

对于图 4 所示的对称布置情况, $D_{s2} = D_{s1}$, 则公式(19)变为

$$C_{F1} = \frac{1}{3} m D_{s1} H_1 \xi_2 \quad (21)$$

其中:

$$\xi_2 = 2 + \left(\frac{h_c}{h_{s1}} \right)^4 \frac{(0.5 + \alpha k_c)(2 + k_{s1})}{(2 + \alpha k_c)(0.5 + k_{s1})} \quad (22)$$

3.1.2 边柱与中柱截面尺寸相同

对于不对称布置情况(图3),此时

$$k_{a1} = \frac{I_1 H_1}{I_{a1} l_1}, \quad k_{a2} = \frac{I_2 H_1}{I_{a1} l_2}, \quad k_c = k_{a1}, \quad \frac{h_{a2}}{h_{a1}} = \frac{h_1}{h_{a1}} = 1$$

则公式(19)变为

$$C_{j1} = \frac{1}{3} m D_{a1} H_1 \xi_3 \quad (23)$$

其中:

$$\xi_3 = 1 + \left(\frac{0.5 + k_{a2}}{2 + k_{a2}} + \frac{0.5 + ak_{a1}}{2 + ak_{a1}} \right) \left(\frac{2 + k_{a1}}{0.5 + k_{a1}} \right) \quad (24)$$

对于对称布置情况(图4), (21)式成为

$$C_{j1} = \frac{1}{3} m D_{a1} H_1 \xi_4 \quad (25)$$

其中:

$$\xi_4 = 2 + \left(\frac{(0.5 + ak_{a1})(2 + k_{a1})}{(2 + ak_{a1})(0.5 + k_{a1})} \right) \quad (26)$$

3.2 三跨框架

三跨框架一般呈对称布置(图5),若一个计算区段内柱总根数为 m ,则每列边柱和中柱根数各为 $m/4$.

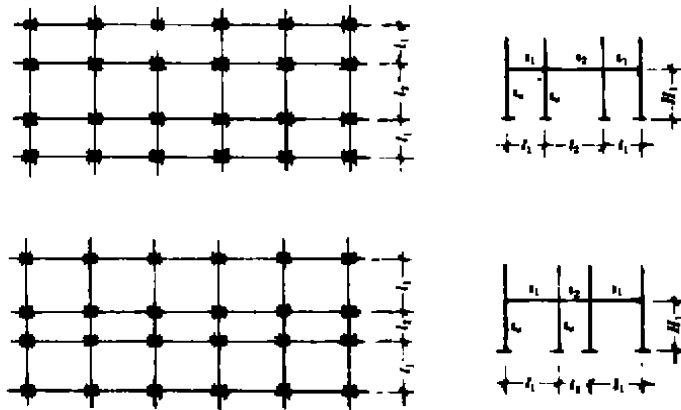


图5 三跨框架

3.2.1 边柱与中柱截面尺寸不同

对于图5所示的两种情况,整个计算区段内框架底层的剪切刚度 C_{j1} 均可表示为

$$C_{j1} = \frac{1}{4} m D_s H_1 \xi_5 \quad (27)$$

其中:

$$\xi_5 = 2 \left[1 + \left(\frac{h_c}{h_r} \right)^4 \cdot \frac{(0.5 + ak_c)(2 + k_c)}{(2 + ak_c)(0.5 + k_c)} \right] \quad (28)$$

$$k_s = \frac{I_1 H_1}{I_s l_1}, \quad k_c = \frac{I_1 H_1}{I_c l_1}$$

k_s, k_c, I_s, I_c ——分别表示边柱和中柱的截面高度和惯性矩。

其余符号意义同前。

3.2.2 边柱与中柱截面尺寸相同

此时 $k_c = k_s = \frac{I_1 H_1}{I_s l_1}$, $\frac{h_c}{h_s} = 1$, 故公式(27)成为

$$C_{D1} = \frac{1}{4} m D_s H_1 \xi_6 \quad (29)$$

式中:

$$\xi_6 = 2 \left[1 + \frac{(0.5 + \alpha k_s)(2 + k_s)}{(2 + \alpha k_s)(0.5 + k_s)} \right] \quad (30)$$

3.3 多跨框架(图 6)

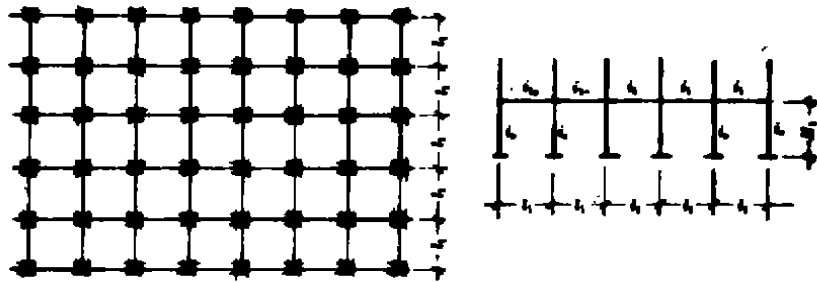


图 6 多跨框架

多跨框架一般沿横向等跨度布置。设横向总跨数为 s , 一个计算区段内柱总根数为 m , 并取中柱与边柱截面尺寸相同, 则框架底层总剪切刚度为

$$C_{D1} = \frac{1}{s+1} m D_s H_1 \xi_7 \quad (31)$$

式中:

$$\xi_7 = 2 + (s-1) \frac{(0.5 + 2k_s)(2 + k_s)}{(2 + 2k_s)(0.5 + k_s)} \quad (32)$$

综上所述, 对各种类型的规则框架, 框架底层剪切刚度的计算公式(19)、(21)、(23)、(25)、(27)、(29)和(31)可合写为一个公式:

$$C_{D1} = \frac{1}{s+1} m D_s H_1 \xi_i \quad (33)$$

式中: s ——框架横向总跨数;

m ——一个计算区段内框架柱总数;

D_s ——一根边柱的抗侧移刚度;

H_1 ——框架底层层高;

ξ_i ——梁柱线刚度比对框架剪切刚度的影响系数, 根据不同结构布置情况分别按公式(20)、(22)、(24)、(26)、(28)、(30)和(32)计算。

4 梁、柱截面尺寸的确定

4.1 梁截面尺寸

根据刚度要求, 梁截面高度 $h_b = \left(\frac{1}{8} \sim \frac{1}{12} \right) l$, 宽度 $b = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2} \right) h_b$, 其中 l 为跨长。根据延性要求, 梁净跨与截面高度之比应大于 4; 梁宽度 b 宜大于 $\frac{1}{2}$ 柱宽, 且不小于 200 mm。

对于中间跨为走道的三跨框架(图 5), 中间跨梁的截面高度不宜取得太大。否则, 中柱分配到的地震剪力将比边柱大很多, 中间跨梁的弯矩和剪力也比较大, 使框架梁柱受力很不均匀。但也不能取得太小, 否则将使框架横向刚度减小很多。同理, 对于两跨框架的较短跨梁(图 3), 其截面高度也要取得合适。根据对实例的分析计算, 比较合适的较短跨梁或中间跨梁的截面高度宜按下式计算:

$$h_{b2} = \sqrt[3]{\frac{l_2}{l_1} \cdot h_{b1}} \quad (34)$$

式中 l_1, l_2, h_{b1}, h_{b2} 分别表示较长跨和较短跨梁(或中间跨走道梁)的跨长和截面高度。上式是根据相邻两跨梁线刚度相等和梁宽度相等的条件求得的。

4.2 柱截面尺寸

柱截面尺寸应满足轴压比和水平位移约束条件。前者可由公式(15a)直接确定; 后者应根据由公式(33)所确定的 C_{D1} 应大于或等于由公式(14)所确定的 $[C_{D1}]$ 的条件来确定。为简洁起见, 将式(33)中的 D_s 表示为

$$D_s = \alpha_s \frac{12E_c I_r}{H_1^3} = \frac{\alpha_s E_c b_s h_s^3}{H_1^3} = \frac{\alpha_s E_c \eta h_s^4}{H_1^3}$$

于是由上述条件可得边柱的截面高度 h_s :

$$h_s = \sqrt[4]{\frac{(s+1)[C_{D1}]H_1^3}{mE_c \alpha_s \eta \xi_s}} \quad (35)$$

式中: $[C_{D1}]$ ——水平位移约束条件所需的框架底层剪切刚度, 按公式(14)计算;

E_c ——混凝土弹性模量;

η ——柱截面宽度与高度之比, 矩形柱一般取 $\left(\frac{2}{3} \sim \frac{3}{4} \right)$;

α_s ——边梁与边柱的线刚度比对边柱抗侧移刚度的影响系数, 按下式计算:

$$\alpha_s = \frac{0.5 + k_s}{2 + k_s} \quad (36)$$

其中 $k_s = \frac{I_1 H_1}{I_s h_s}$,

由式(35)可求出不同结构布置情况下框架底层边柱的截面高度, 中柱截面高度可取 $h_c = (1.1 \sim 1.3)h_s$ 或 $h_c = h_s$ (边柱与中柱截面相同时), 视具体设计而定; 其它各层柱的截面高度可适当减小。

5 计算步骤及算例

5.1 计算步骤

首先确定梁截面尺寸,然后按下述步骤计算柱截面尺寸:

1) 根据场地类别、设防烈度、近震或远震等,按公式(14c)确定建筑物的高度区间,如果拟设计建筑物的高度位于该区间,则按相应的公式计算 $[C_{F1}]$;否则近按公式(14b)或(14d)计算,其中 G_e 按公式(7)确定;

2) 初步拟定底层柱截面尺寸,计算 k_1 、 α_1 和 ξ_1 ,进而按公式(35)求柱截面高度 h_1 ;

3) 如果计算的 h_1 与初步拟定的相等或接近,则计算结束;否则按计算的 h_1 重新求 k_1 、 α_1 、 ξ_1 和新的 h_1 ;

4) 重复第(2)、(3)步,直到满足为止;

5) 根据轴压比约束条件(公式(15a))确定柱截面尺寸,并与上述结果比较,取大者作为最后的柱截面尺寸;

6) 确定中柱的截面高度以及其它各层柱的截面尺寸。

5.2 算例

建筑物为 8 层框架结构,设防烈度 9 度,近震,Ⅱ类场地,梁、柱以及楼板均采用现浇。1~4 层混凝土强度等级为 C30,5~8 层为 C25;建筑物的结构平面图及剖面图见图 7。要求确定梁柱截面尺寸。

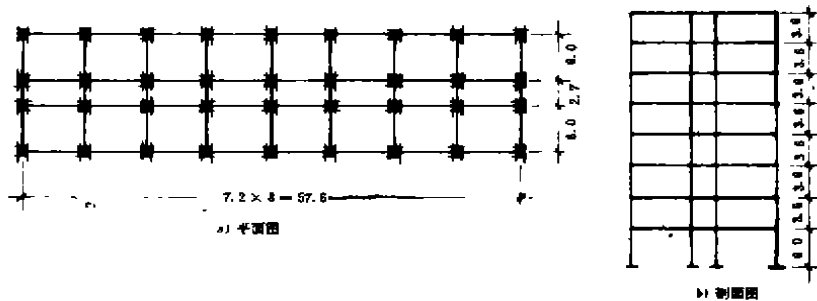


图 7 结构平、剖面图

1) 梁截面尺寸

两边跨梁截面高度取 $h_{b1} = \frac{1}{10} \times 6000 = 600 \text{ mm}$;中间走道梁由公式(34)确定,即

$$h_{b2} = \sqrt[3]{\frac{2700}{6000}} \times 600 = 460 \text{ mm}$$

取 $h_{b2} = 450 \text{ mm}$;梁截面宽度统一取 300 mm。

2) 柱截面尺寸

由文献[2]得 $T_1 = 0.3$ 秒, $\alpha_{max} = 0.32$, $[\theta_r] = 1/450$,由文献[4]得 $E_c = 3 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$;取 $\psi_r = 0.6$ 。

(1) 由公式(14c)第一式得

$$\left(\frac{0.85 \times 0.32 \times 9.8}{1/450} \right) \left(\frac{0.3}{4 \times 0.6} \right)^2 \leq H \leq 7.15 \times \left(\frac{0.85 \times 0.32 \times 9.8}{1/450} \right) \left(\frac{0.3}{4 \times 0.6} \right)^2$$

即 $18.7 \leq H \leq 134.0 \text{ m}$,该建筑物高度为 29.2 m,位于该区间,故由公式(14c)第二式计算 $[C_{F1}]$,其中

$$G_s = 13 \times (57.6 \times 14.7) \times 8 = 88059 \text{ kN}$$

$$[C_{F1}] = \left(\frac{0.85 \times 0.32}{1/450} \right)^{20} \left(\frac{0.3}{4 \times 0.6} \right)^{11} \left(\frac{9.8}{29.2} \right)^9 \times 88059 = 749913 \text{ kN}$$

(2) 设 $h_s = 600 \text{ mm}$, 并取中柱与边柱截面尺寸相同, 由于梁板均为现浇, 故计算梁截面惯性矩时应乘以 2, 以考虑翼缘作用^[3], 从而有

$$k_s = \frac{I_2 H_2}{I_1 l_1} = \frac{2 \times 0.3 \times 0.6^3 \times 4}{0.6^4 \times 6} = 0.667$$

$$\alpha_s = \frac{0.5 + k_s}{2 + k_s} = \frac{0.5 + 0.667}{2 + 0.667} = 0.438$$

$$\alpha = 1 + \frac{l_2}{l_1} \left(\frac{h_{b2}}{h_{b1}} \right)^3 = 1 + \frac{6}{2.7} \left(\frac{0.45}{0.6} \right)^3 = 1.9375$$

由公式(30)得

$$\xi_s = 2 \left[1 + \frac{(0.5 + 1.9375 \times 0.667)(2 + 0.667)}{(2 + 1.9375 \times 0.667)(0.5 + 0.667)} \right] = 4.488$$

在本例中, $m = 36$, $s = 3$, $\eta = 1$, 则由(35)式得

$$h_s \geq \sqrt[4]{\frac{1 \times 749913 \times 4^2}{36 \times 3 \times 10^7 \times 0.438 \times 4.488}} = 0.690 \text{ m}$$

(3) 取 $h_s = 700 \text{ mm}$, 据此可算得 $k_s = 0.360$, $\alpha_s = 0.364$, $\xi_s = 4.436$, 并由公式(35)得 $h_s = 0.721 \text{ m}$.

(4) 取 $h_s = 730 \text{ mm}$, 再次算得 $k_s = 0.304$, $\alpha_s = 0.349$, $\xi_s = 4.411$, $h_s = 0.733 \text{ m}$, 由于该 h_s 值已与 730 mm 接近, 所以由水平位移约束条件所得的边柱截面高度可取 750 mm. 本例中柱与边柱取相同截面高度.

(5) 根据轴压比约束条件确定柱截面尺寸, 由公式(16)得中柱的设计轴力

$$N = 1.4 \times \left(\frac{6 + 2.7}{2} \times 7.2 \right) \times 8 \times 13 = 4560 \text{ kN}$$

根据文献[2], 二级抗震等级时 $[\eta] = 0.8$, 则由式(15a)得

$$A \geq \frac{4560}{0.8 \times 15000} = 0.38 \text{ m}^2$$

即中柱截面高度 $h_s = \sqrt{0.38} = 0.62 \text{ m}$, 同理对边柱得 $h_s = 0.51 \text{ m}$.

由上述结果可见, 本例是水平位移约束条件控制柱截面尺寸, 故边柱与中柱的最终截面可取 750 mm × 750 mm. 1~4 层柱取相同截面, 5~8 层柱取相同截面, 可取 700 mm × 700 mm.

在本例中, 如果将设防烈度改为 8 度, 其余条件不变, 则由水平位移约束条件可得柱截面高度 $h_s = 460 \text{ mm}$, 可见此时柱截面尺寸是由轴压比约束条件控制. 但若仍取设防烈度为 8 度, 而将场地类别改为 IV 类, 其余条件不变, 此时由水平位移约束条件得 $h_s = 734 \text{ mm}$, 可见仍是水平位移约束条件控制柱截面尺寸.

综上所述, 框架结构柱截面尺寸的确定, 一般应同时考虑水平位移约束条件和轴压比约束条件, 然后取大者作为最终的截面尺寸. 只有当设防烈度较低、场地类别较好时, 可仅由轴压比约束条件确定.

6 结语

本文分析了影响地震区钢筋混凝土框架结构梁柱截面尺寸的主要因素,指出一般应由水平位移约束条件和轴压比约束条件共同确定柱截面尺寸。根据水平位移约束条件导出的柱截面高度计算公式(35),计及了设防烈度、场地类别、近震、远震以及不同的结构平面布置等因素,公式简洁,便于实用,可供设计时参考使用。

参 考 文 献

- 1 傅学怡. 高层建筑主体结构断面数量的合理确定. 建筑结构学报, 1987, 8(5): 28~41
- 2 中华人民共和国国家标准. 建筑抗震设计规范(GBJ 11-89). 北京: 中国建筑工业出版社, 1989
- 3 钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规定(JGJ 3-91). 北京: 中国建筑工业出版社, 1991
- 4 中华人民共和国标准. 混凝土结构设计规范(GBJ 11-89). 北京: 中国建筑工业出版社, 1989

(编辑: 刘家凯)

RATIONAL DETERMINATION OF THE BEAM AND COLUMN CROSS-SECTIONAL SIZES OF THE FRAME STRUCTURE IN A EARTHQUAKE ZONE

Wang Shumao

(Shanxi Province Agricultural Engineering Reconnaissance and Designing Institute)

Liang Xiangwen

(Xian University of Architecture and Technology)

ABSTRACT At the preliminary design stage of a building, it is necessary to determine the beam and column cross-sectional sizes of frame structures. According to some provisions of the "Building Aseismatic Design Code" (GBJ 11-89), main factors having influence on the beam and column cross-sectional sizes are analyzed, and calculating formulas for the determination of the beam and column cross-sectional sizes which are satisfied the restrained condition of horizontal displacement of a building are derived in this paper.

KEY WORDS earthquake zone, frame structure, cross-sectional sizes, the restrained condition of horizontal displacement, axial compressive stress-to-uniaxial strength of concrete ratio