

钢筋砼异形截面双向压弯柱 延性性能的理论研究*

16-21

赵艳静 陈云霞 王玲勇
(天津大学土木系 300072)

TU375.301

[摘要] 根据钢筋砼双向压弯柱的工作机理,提出了用全过程非线性分析来研究双向压弯柱截面延性的方法,并编制了相应的计算机程序。通过对 733 根 L 形柱、733 根 T 形柱和 243 根方形柱电算结果的分析,总结了 L 形、T 形、方形截面双向压弯柱的截面延性规律,提出了这三种截面双向压弯柱的截面延性计算公式,并在此基础上,对轴压比、箍筋间距等一系列构造要求提出了设计建议。

[关键词] 异形截面柱 双向压弯 非线性分析 轴压比 荷载角 配筋

A method for the nonlinear analysis of complete response process for ductility of R. C. columns subjected to biaxially eccentric loading is presented. According to analytical results of 733 sets of L-shaped columns, 733 sets of T-shaped columns and 243 sets of square columns, the ductile behavior of R. C. L-shaped, T-shaped and square columns are investigated. The calculation formulas for ductility analysis of R. C. columns with three kinds of sections are suggested. On the basis of analysis, a number of design suggestions related to axial compression ratio and the spacing of stirrup are also proposed.

Keywords: R. C. columns; L(T)-shaped sections; biaxially eccentric loading; nonlinear analysis; compression ratio; loading angles; curvature ductility ratio

一、前言

到目前为止,对于双向压弯柱特别是异形截面双向压弯柱的延性性能,规范没有涉及;国内外有关异形截面双向压弯柱的试验虽然做过一些,但对其延性性能的理论分析还未见到有关文献。因此,对异形截面双向压弯柱延性性能的研究很有必要。本文利用计算机模拟试验,对等肢 L 形、T 形截面双向压弯柱的截面延性作深入的理论分析和探讨,并在此基础上,提出这两类柱截面延性的计算公式及满足延性要求的设计建议。

二、钢筋砼双向压弯柱截面曲率延性的计算方法及程序框图

(一)基本假定

在编制钢筋砼异形截面双向压弯柱截面延性的非线性全过程分析程序时,采用如下基本假定:

1. 在整个受力过程中,截面的平均应变符合平截面假定。
2. 拉区砼的强度忽略不计;而压区砼的应力-应变关系则选用新西兰 Kent 和 Park 的模型^[5],考虑箍筋约束对下降段的影响(图 1),另外还考虑了压区

应变梯度的影响,其峰值应力及峰值应变分别提高 20% 和 50%。

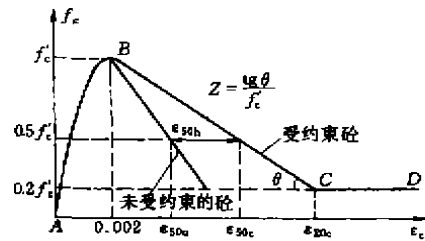


图 1

$$\sigma = \begin{cases} AB: 1.2\sigma_0[2\varepsilon_c/1.5\varepsilon_0 - (\varepsilon_c/1.5\varepsilon_0)^2] & (\varepsilon \leq 0.003) \\ BC: 1.2\sigma_0[1 - Z(\varepsilon_c - 0.003)] & (0.003 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c}) \\ CD: 0.24\sigma_0 & (\varepsilon_c \geq \varepsilon_{20c}) \end{cases}$$

式中 $Z = 0.5 / (\varepsilon_{s0h} + \varepsilon_{s0h} - 0.003)$
 $\varepsilon_{s0h} = (3 + 0.003 \times 1.2f'_c) / (1.2f'_c - 1000)$

* 本文系天津市科委重点科研项目(1992~1994)“大开间消能抗震轻型建筑新体系研究”的成果论文。

$$\epsilon_{50b} = 0.75 \rho_v \sqrt{b^*/s_b}$$

$$\sigma_0 = f'_c, \quad \epsilon_0 = 0.002$$

其中 ϵ_{50b} 为 50% 应力时对应的应变值, f'_c 为砼圆柱体抗压强度, ρ_v 为体积配箍率, b^* 为约束核心宽度, s_b 为箍筋间距, $\epsilon_{20\sigma}$ 为应力下降到 20% 应力时的应变值。

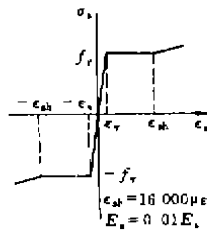


图 2

3. 纵向钢筋的应力-应变关系考虑了纵向钢筋的强化作用, 取三折线模型(图 2)。纵向钢筋的屈服强度 $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$, 箍筋用 I 级钢, 屈服强度取 $f_y = 293 \text{ N/mm}^2$, 具体表达式如下:

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \epsilon_s & |\epsilon_s| \leq \epsilon_y \\ f_y (\epsilon_s / |\epsilon_s|) & \epsilon_y < |\epsilon_s| \leq \epsilon_{sh} \\ E_s (\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + f_y (\epsilon_s / |\epsilon_s|) & |\epsilon_s| > \epsilon_{sh} \end{cases}$$

4. 假定以压区边缘应变达 0.004 时, 保护层砼开始剥落, 应变达 0.01 时, 保护层砼剥落完毕。

5. 假定以受压钢筋失稳或 M 下降到 $0.7 M_{max}$ 时的截面曲率作为极限曲率 φ_u , 受压钢筋失稳时的压应变值按下式计算^[1]

$$\epsilon_b = 42 200 (s/d)^{-0.412}$$

其中 ϵ_b 为受压纵筋的失稳应变, s 为箍筋间距, d 为受压纵筋的直径。

6. 将截面划分为若干个小矩形单元, 并近似认为单元上砼应力均匀分布, 其合力位于单元形心。

7. 压区砼的收缩、徐变影响不予考虑。

8. 忽略整个受力过程中截面抗扭刚度对变形的影响。

9. 箍筋配箍率按体积配箍率计算, 并且考虑其对砼约束的附加有利影响。

(二) 计算原理

采用逐级加曲率的方法求得钢筋砼双向压弯柱截面在轴力 N 和荷载角 α 作用下的 $M-\varphi$ 曲线, 进而求得截面的曲率延性比。具体做法如下:

1. 初步选定中和轴距坐标原点 O' (图 3) 的距离 R 以及中和轴法线角度 θ 。从而可求得截面上各钢筋以及各砼单元形心至中和轴的距离

$$r_i = R - (x'_i \cos \theta + y'_i \sin \theta)$$

其中, θ 为中和轴法线与 x 轴夹角; x'_i, y'_i 为 i 点坐标。

2. 确定初始截面曲率 φ_0

根据平截面假定, i 点的应变 $\epsilon_i = \varphi_0 r_i$, 以及基本假定中砼及钢筋的应力应变关系即可求得 i 点砼及 j 点钢筋应力 σ_{ci}, σ_{sj} , 进而由力的平衡条件可求得截

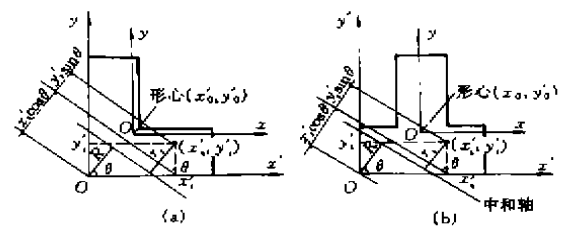


图 3

面内力分别为:

$$\begin{cases} N = \sum_{i=1}^{n_c} \sigma_{ci} A_{ci} + \sum_{j=1}^{n_s} \sigma_{sj} A_{sj} \\ M_x' = \sum_{i=1}^{n_c} \sigma_{ci} A_{ci} (y'_{ci} - y'_0) + \sum_{j=1}^{n_s} \sigma_{sj} A_{sj} (y'_{sj} - y'_0) \\ M_y' = \sum_{i=1}^{n_c} \sigma_{ci} A_{ci} (x'_{ci} - x'_0) + \sum_{j=1}^{n_s} \sigma_{sj} A_{sj} (x'_{sj} - x'_0) \end{cases}$$

其中 n_c 为砼截面划分的小单元数; n_s 为钢筋根数; σ_{ci}, A_{ci} 为第 i 个砼单元的应力和面积; σ_{sj}, A_{sj} 为第 j 根钢筋的应力和面积; M_x', M_y' 分别是关于 x, y 轴的弯矩。

3. 将由式 (1) 求得的 N' 与 N 比较, 抵抗荷载角 β ($\beta = \arctg(M_y'/M_x')$) 与给定荷载角 α 比较, 看是否满足误差要求, 若不满足上述两条件误差要求, 则分别改变中和轴位置参数 R 及法线角度 θ 重新计算, 直至满足条件要求, 则此时的 M' 即为双向压弯柱在 N 作用下, 当 φ 给定时相应的 M 值。

4. 判断受拉钢筋是否屈服或受压区砼的最大应变是否达到 0.0033, 若符合条件, 则此时的曲率 φ 即为屈服曲率 φ_y ; 若没有, 则按比例增加曲率 φ , 重复上述步骤, 求相应的 M 值, 直至当受压钢筋压曲或者 M 下降到 $0.7 M_{max}$, 此时的曲率即为极限曲率 φ_u 。

5. 计算曲率延性比并输出计算结果。

程序计算框图见图 4。

(三) 程序计算结果与试验结果的比较

运用本文程序对文献^[1,3,4]中的试验试件进行计算, 结果表明截面曲率延性的理论计算值与试验结果吻合较好, 如表 1 所示。

三、计算机模拟试验结果分析

(一) L 形截面双向压弯柱的截面曲率延性计算

理论计算值与试验结果的比较 表 1

截面形状	试件编号	实验值 μ_n	计算值 μ_n	误差(%)	荷载角($^\circ$)
L 形 ^[1]	Z-4	3.59	3.615	-0.694	135
矩形 ^[1]	L-1-2	7.83	8.178	-4.440	90
	L-4-2	10.40	9.642	7.290	90
T 形 ^[4]	No-10	3.12	2.730	12.490	0
	No-11	4.85	4.259	12.400	0

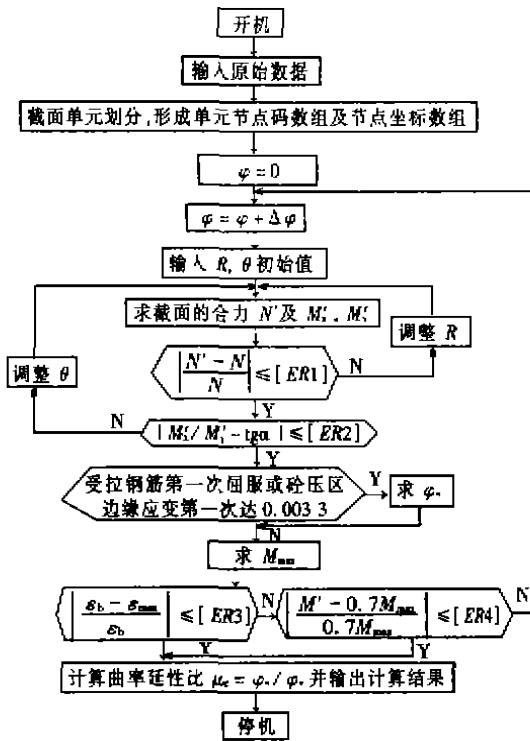


图4 钢筋砼双向压弯柱截面曲率延性的计算框图

注:1. [ER1], [ER2], [ER3], [ER4]为允许误差;

2. $\epsilon_{s,max}$ 为纵向受压钢筋中的最大应变。

及理论分析

1. 计算参数

对 733 根 L 形截面双向压弯柱在单调加载下的 $M-N-\varphi$ 曲线进行了电算。构件的计算参数: 荷载角: $\alpha = 45^\circ, 67.5^\circ, 90^\circ, 112.5^\circ, 135^\circ, 157.5^\circ, 180^\circ, 202.5^\circ, 225^\circ$; α 为截面作用一偏心力 N 时, 荷载作用点至形心的连线与形心轴 x 轴正向的夹角, 规定逆时针为正, 见图 5 所示; 当截面作用有轴向力 N 和双向弯矩 M_x, M_y 时, $\alpha = \arctg(M_x/M_y)$ 。箍筋: $\Phi 8@150, \Phi 8@100, \Phi 8@80, \Phi 8@60, \Phi 8@50, \Phi 10@100, \Phi 10@50, \Phi 10@80, \Phi 10@60$; 箍筋做法如图 5 所示。轴压比: $n = N_k/A_f c_k = 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.55, 0.6$ 。纵向钢筋直径: $d = 16, 20, 25$ 。砼强度等级: C20, C25, C30, C35。保护层 25mm。

在不同荷载角、轴压比及箍筋配置下, 电算所得部分 $M-N-\varphi$ 曲线如图 6, 7 所示。

2. 电算结果分析:

(1) 各参数对 L 形截面双向压弯柱截面曲率延性的影响

1) 荷载角的影响 图 8 是纵筋直径 $d = 20$, 箍筋

为 $\Phi 8@100$ 时荷载角 α 与截面曲率延性 μ_φ 的关系曲线。在单调加载情况下, 当轴压比、箍筋间距与纵筋直径比 (s/d)、砼强度等级相同时, 随荷载角不同 L 形截面双向压弯柱的截面曲率延性也不同, 有的差异很大。具体地讲, 荷载角 $\alpha = 157.5^\circ$ 时最好, 45°

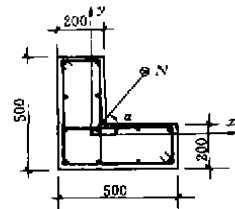


图 5

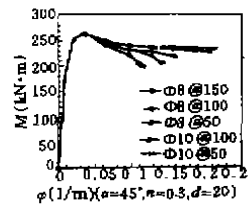


图 6

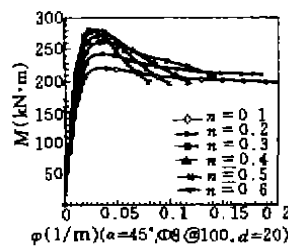


图 7

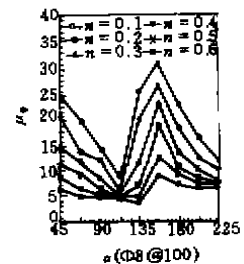


图 8

次之, $90^\circ, 225^\circ$ 荷载角作用时截面延性较差, 荷载角 $\alpha = 112.5^\circ$ 时延性最差。这是由于加荷角不同, L 形截面受压区形状及受拉纵筋数量也不同造成的。由图 9 可以看出, 在轴压比、砼强度等级、纵筋及箍筋配置都相同的情况下, 当沿 157.5° 方向加载时, 受压区宽度大, 受拉纵筋少, 受压区高度相对较小, 从而受压筋距离中和轴较近, 受拉筋距离中和轴较远。因此, 一方面, 在拉筋屈服应变相同的情况下, 屈服曲率 φ_y 就会偏小; 另一方面, 在压筋压曲应变 ϵ_s 相同的情况下, 则极限曲率 φ_u 就会偏大。当沿 112.5° 方向加载时, 中和轴正好处于近似与 x 轴平行的位置, 此时受拉纵筋较多 (图 9(c)) 且单纯翼缘受压, 受压区宽度是所有加荷角度中最小的, 从而导致受压区高度偏大, 造成极限曲率 φ_u 偏小, 屈服曲率 φ_y 较大, 截面曲率延性比 μ_φ 最小。

另外, 由图 8 还可看出, 荷载角 α 对 L 形截面曲率延性的影响程度随轴压比 n 的增大而减小, 到 $n = 0.6$ 时, α 对 L 形柱截面曲率延性的影响很小, 接近一条水平线。

2) 箍筋、纵筋直径的影响 保持其它条件不变, 单纯增大纵筋直径 d 或单纯增大箍筋直径、减小箍

筋间距都能提高 L 形截面双向压弯柱的截面曲率延性。但是箍筋间距对 L 形截面双向压弯柱截面延性的影响要远大于箍筋直径对它的影响，加密箍筋可以显著地提高截面延性。这是由于减小箍筋间距，不仅减小了纵筋的无支撑长度，延缓了纵筋的压曲，而且提高了配箍率，使砼压区应力应变曲线下降平缓，这二者都会导致极限曲率 φ_u 增大许多，从而曲率延性比显著提高(图 6)。

分析还表明，纵筋直径与箍筋间距对截面曲率延性的影响不是孤立的，而是相互影响。图 10 是在 45°荷载角下(其它荷载角时有类似的变化规律)，变换六种轴压比时，截面曲率延性比 μ_p 与 s/d 的关系图，L 形截面双向压弯柱的截面曲率延性 μ_p 随 s/d 的减小而增大。

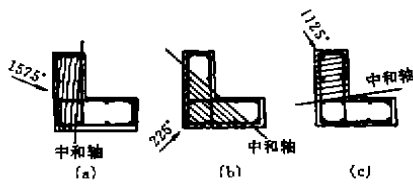


图 9

3) 轴压比的影响 轴压比的大小是决定 L 形截面双向压弯柱破坏特征的重要指标。随着轴压比的增大，L 形截面双向压弯柱的截面曲率延性呈下降趋势。而且延性好的荷载角(如 45°、135°、180°)随着轴压比的增大，截面延性下降幅度大，而延性差的荷载角的 μ_p 下降得却比较平稳(图 11)。这是由于荷载角不同，大小偏压的界限点也不同造成的。当荷载角为 45°、

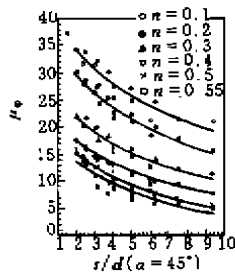


图 10

135°或 180°时，随着轴压比的增大，截面由受拉破坏(延性好)发展为界限破坏、受压破坏(延性差)，故下降幅度大；而沿 90°或 225°方向加载时，由于截面在轴压比为 0.1 附近时已属界限破坏，曲率延性不大，随轴压比的增大，截面进入受压破坏，曲率延性比减小但下降平缓。

4) 砼强度等级的影响 图 12 是荷载角为 45°时在保持纵筋、箍筋配置不变的情况下，变换砼强度等级所得到的截面曲率延性比 μ_p 与轴压比 n 的关系曲线图。当轴压比 n 大于 0.4 以后，随着轴压比的增大，砼强度对截面延性的影响稍有增大。另外，随荷

载角不同，砼强度等级对 L 形截面双向压弯柱截面曲率延性的影响程度也不同。实际上砼强度的影响主要反映在轴压比的变化中，当外力一定时，提高砼强度，则降低了柱截面的轴压比，无疑可以提高压弯柱的截面延性；当轴压比相同时，砼强度对截面曲率延性的影响很小。

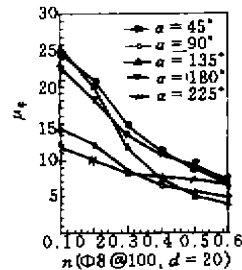


图 11

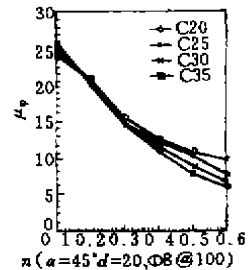


图 12

综合以上分析，可以认为荷载角 α 、轴压比 n 、箍筋直径 d_s 及其间距与纵筋直径之比 s/d 是影响 L 形截面双向压弯柱截面延性的主要因素。

(2) L 形截面双向压弯柱截面曲率延性的建议

上述计算是单调加载下双向压弯柱在某一荷载角时的截面曲率延性，而地震作用是任意方向的反复荷载作用，为此，本文取单调荷载作用下截面在正反两个荷载角方向的曲率延性比的平均值来近似表示地震荷载在这一方向反复作用时柱截面的曲率延性，此时柱截面的曲率延性比 μ_p 与荷载角 α 的关系曲线见图 13。

为保证柱在最不利荷载作用方向仍具有足够的延性，先根据 $\mu_p - n - \alpha$ 关系曲线图确定各种截面形状双向压弯柱在不同轴压比区域截面延性最差的荷载角，然后依据其 $\mu_p - n - s/d$ 关系图回归出 μ_p 的算式。

考虑到 L 形、T 形柱作为角柱或边柱，其受力并不是很大，箍筋用到 10mm 已足够了，通过对 90 个箍筋直径为 8mm、60 个箍筋直径为 10mm 的 L 形截面双向压弯柱截面曲率延性电算数据的回归分析可得到 μ_p 与轴压比 n 、 s/d 的关系方程：

当箍筋直径为 8mm 时

$$\mu_p = \begin{cases} m_1 [1 - (0.663 + 0.151n)(s/d)^{0.1}] & (0.1 \leq n \leq 0.3) \\ m_2 [1 - (0.626 + 0.271n)(s/d)^{0.1}] & (0.3 < n \leq 0.6) \end{cases} \quad (2a)$$

当箍筋直径为 10mm 时

$$\mu_{\varphi} = \begin{cases} m_3 [1 - (0.658 + 0.162n)(s/d)^{0.1}] & (0.1 \leq n \leq 0.3) \\ m_4 [1 - (0.658 + 0.231n)(s/d)^{0.1}] & (0.3 < n \leq 0.6) \end{cases} \quad (2b)$$

其中 m_1, m_2, m_3, m_4 为轴压比 n 的影响系数

$$m_1 = 222.872n^2 - 225.216n + 118.677$$

$$m_2 = 307.827n^2 - 340.518n + 146.074$$

$$m_3 = 19.376n^2 - 97.806n + 105.637$$

$$m_4 = 560.697n^2 - 532.567n + 192.398$$

按式(2)对90个 $d_k = 8\text{mm}$ 及60个 $d_k = 10\text{mm}$ 的L形截面双向压弯柱计算截面曲率延性 μ_{φ} 和电算 μ_{φ} 之比的平均值分别为1.038 074, 1.031 107, 均方差分别为0.095 547 83, 0.052 330 07。

为了保证建议计算公式在理论分析上具有95%的保证率;需将式(2)乘一个降低系数 β 。

$$\beta = 1.038 074 - 1.645 \times 0.095 547 82$$

$$= 0.881 \quad (d_k = 8\text{mm})$$

$$\beta = 1.031 107 - 1.645 \times 0.052 330 07$$

$$= 0.945 \quad (d_k = 10\text{mm})$$

L形截面双向压弯柱截面曲率延性的最终公式为:

当箍筋直径为8mm时

$$\mu_{\varphi} = \begin{cases} 0.881 m_1 [1 - (0.663 + 0.151n)(s/d)^{0.1}] & (0.1 \leq n \leq 0.3) \\ 0.881 m_2 [1 - (0.626 + 0.271n)(s/d)^{0.1}] & (0.3 < n \leq 0.6) \end{cases} \quad (3a)$$

当箍筋直径为10mm时

$$\mu_{\varphi} = \begin{cases} 0.945 m_3 [1 - (0.658 + 0.162n)(s/d)^{0.1}] & (0.1 \leq n \leq 0.3) \\ 0.945 m_4 [1 - (0.658 + 0.231n)(s/d)^{0.1}] & (0.3 < n \leq 0.6) \end{cases} \quad (3b)$$

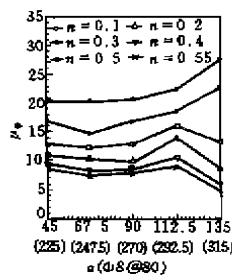


图 13

(二) T形截面双向压弯柱的截面曲率延性计算

1. 计算参数

同L形截面柱一样,我们对733根T形截面双向压弯柱截面在单调加载下的 $M-N-\varphi$ 曲线进行了电算。其计算参数除了截面尺寸及荷载角以外,其余皆与L形截面柱相同。荷载角: $\alpha = 90^\circ, 112.5^\circ, 135^\circ, 157.5^\circ, 180^\circ, 202.5^\circ, 225^\circ, 247.5^\circ, 270^\circ$; 截面尺寸及配筋见图14。

2. 电算结果分析

通过对电算结果的分析可知 $\alpha, n, d_k, s/d$ 对T形截面双向压弯柱截面延性的影响较大,其规律类似于L形截面柱。用同样的方法可得T形截面双向压弯柱截面曲率延性 μ_{φ} 的计算公式:

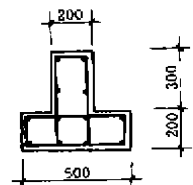


图 14

当箍筋直径为8mm时

$$\mu_{\varphi} = 0.910 m_1 [1 - (0.669 + 0.137n)(s/d)^{0.1}] \quad (0.1 \leq n \leq 0.6) \quad (4a)$$

当箍筋直径为10mm时

$$\mu_{\varphi} = 0.920 m_2 [1 - (0.657 + 0.190n)(s/d)^{0.1}] \quad (0.1 \leq n \leq 0.6) \quad (4b)$$

其中 $m_1 = 87.415n^2 - 166.575n + 114.036$

$$m_2 = 46.377n^2 - 116.384n + 108.426$$

(三) 方形截面双向压弯柱的截面延性计算

为了将等肢L形、T形截面双向压弯柱的截面延性与方形截面双向压弯柱的截面曲率延性作对比,应用程序对方形截面双向压弯柱(截面尺寸及配筋见图15)在三种不同荷载角($\alpha = 0^\circ, 22.5^\circ, 45^\circ$),变换六种轴压比、七种箍筋间距和直径以及三种纵筋直径分别进行了非线性全过程分析。经对比分析发现:方形柱截面延性也是随着轴压比 n 的增大而减小,随 s/d 值的减小而增大。但是,由于方形截面不像L形、T形截面那样存在翼缘,没有单纯翼缘受压的情况,因此,方形截面不存在延性特别差的荷载角,其总体延性要好于L形、T形截面柱。

通过对计算结果的回归分析,得出方形截面双向压弯柱截面延性的计算公式:

当箍筋直径为8mm时

$$\mu_{\varphi} = \begin{cases} 0.91 m_1 [1 - (0.665 + 0.10n)(s/d)^{0.1}] & (0.1 \leq n \leq 0.3) \\ 0.91 m_2 [1 - (0.660 + 0.197n)(s/d)^{0.1}] & (0.3 < n \leq 0.6) \end{cases} \quad (5a)$$

当箍筋直径为10mm时

$$\mu_{\varphi} = \begin{cases} 0.943 m_3 [1 - (0.659 + 0.138n)(s/d)^{0.1}] & (0.1 \leq n \leq 0.3) \\ 0.943 m_4 [1 - (0.683 + 0.097n)(s/d)^{0.1}] & (0.3 < n \leq 0.6) \end{cases} \quad (5b)$$

各符号含义同前。其中:

$$m_1 = 247.025n^2 - 237.691n + 110.892$$

$$m_2 = 66.630n^2 - 154.363n + 122.256$$

$$m_3 = 148.392n^2 - 155.032n + 99.518$$

$$m_4 = 103.496n^2 - 211.906n + 136.423$$

四、结论及设计建议

(一)结论

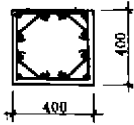


图 15

1. 等肢 L 形、T 形、方形截面双向压弯柱的截面延性 μ_n 变化特征:

- 1) 随轴压比的增大而减小; 2) 随 s/d 的减小而增大; 3) 随荷载角 α 的不同而不同, 而且差异较大, 单纯翼缘受压时延性最差, 但荷载角对截面延性的影响程度随着轴压比的增大而减小。

2. 当箍筋间距 s 与纵筋直径 d 的比值 s/d 相同时, 变化箍筋直径对双向压弯柱截面延性的影响较小。

3. 砼强度对 L 形、T 形截面双向压弯柱截面延性的影响主要反映在轴压比的变化中, 在相同的轴压比下, 砼强度对截面曲率延性的影响不大。

4. 等肢 L 形、T 形、方形截面双向压弯柱的截面曲率延性可分别按本文的式(3), (4), (5)进行计算。

5. 总体来讲, 方形截面双向压弯柱的截面延性要好于 L 形、T 形截面柱的截面延性。

(二)设计建议

根据前面电算结果的分析 and 轴压比限值的计算, 为了保证 L 形、T 形、方形截面双向压弯柱在地震荷载作用下具有足够的延性性能, 对可能产生塑性铰的区段提出下列建议:

1. 由于 L 形、T 形截面双向压弯柱都存在延性太差的荷载角区段, 即使箍筋直径采用 $\Phi 10$, s/d 减小至 4 时, 在轴压比较高的情况下 ($n_k > 0.3$) 仍不能满足曲率延性比 $\mu_n = 12$ 的要求, 因此建议抗震构造等级为 I 级的建筑物中不宜使用 L 形、T 形截面柱。

2. 柱中箍筋间距应 $\leq 100\text{mm}$, 且箍筋间距与纵筋直径之比 s/d 应 ≤ 7 。

3. 最大轴压比限值

(1) 若对抗震构造等级 I, II, III 级的钢筋砼双向压弯柱的截面曲率延性比 μ_n 分别取 12, 10, 8, 各种截面分别采用图 5, 14, 15 的配箍形式, 并取 $s/d = 6, 5, 4, 3, 5, 3$, 砼强度取 C30, 则依据本文前面提出的双向压弯柱截面曲率延性的建议公式(3), (4), (5)进行计算, 可反求得标准轴压比限值 n_k 。若采用设计轴力 N 和设计砼强度 f_c , 则设计轴压比限值可相应提高 ($n = N/f_c A = 1.2 N_k / (f_{ck} / 1.35) A = 1.62 n_k$),

具体数值见表 2 所示, 表 2 中的每一项数值都是根据轴压比的反算值并适当调整后得到的。

轴压比 n 的计算公式中, N 为考虑地震组合的最大设计轴力(N); f_c 为砼轴心抗压设计强度(N/mm²); A 为柱截面面积(mm²)。

(2) 对于框架剪力墙结构, 当剪力墙具有足够的强度和延性, 某些柱截面破坏不会导致结构倒塌时, 轴压比可适当放宽。

(3) 当砼强度等级为 C20, C25, C35 时, 表 2 中的设计轴压比限值 n 仍可采用。

最大轴压比 表 2

截面类型	箍筋直径	s/d	抗震构造等级			箍筋直径	s/d	抗震构造等级		
			I	II	III			I	II	III
L 形	Φ 8	7	-	0.40	0.50	Φ 10	7	-	0.45	0.55
		6	-	0.45	0.55		6	-	0.50	0.60
		5	-	0.50	0.60		5	-	0.55	0.65
		4	-	0.55	0.65		4	-	0.60	0.70
		3.5	-	0.60	0.70		3.5	-	0.65	0.80
		3	-	0.65	0.75		3	-	0.70	0.85
T 形	Φ 8	7	-	0.40	0.55	Φ 10	7	-	0.45	0.60
		6	-	0.45	0.60		6	-	0.50	0.65
		5	-	0.50	0.65		5	-	0.60	0.70
		4	-	0.60	0.75		4	-	0.65	0.80
		3.5	-	0.65	0.80		3.5	-	0.70	0.85
		3	-	0.70	0.85		3	-	0.75	0.90
方形	Φ 8	8	0.30	0.40	0.50	Φ 10	8	0.35	0.45	0.60
		6	0.40	0.50	0.65		6	0.45	0.55	0.70
		5	0.45	0.55	0.70		5	0.50	0.65	0.75
		4	0.50	0.65	0.80		4	0.60	0.70	0.85
		3.5	0.55	0.70	0.85		3.5	0.65	0.65	0.90
		3	0.60	0.75	0.90		3	0.70	0.80	0.90*

注: 带 * 者是大于 0.9 的数值。

参 考 文 献

1. 曹祖同, 陈云霞, 王玲勇等. 钢筋陶粒砼压弯构件强度、延性和滞回特性的研究. 建筑结构学报, 1988(6).
2. 朱伯龙, 董振祥. 钢筋混凝土非线性分析. 1984.
3. 刘超. 钢筋混凝土 L 形截面双向压弯构件正载面强度、延性的试验及理论研究. 天津大学硕士论文, 1994.
4. 高云海. 钢筋混凝土 T 形截面双向压弯构件正载面强度、延性及滞回特性的试验研究. 天津大学硕士论文, 1993.
5. Park R, Pualay T. Reinforced Concrete Structures. 1975.
6. Dundar C, Sahin B. Arbitrarily Shaped Reinforced Concrete Members Subject to Biaxial Bending and Axial Load. Computer and Structures, 1993, 49(4)