

钢筋混凝土柱塑性铰长度尺寸效应研究

李振宝¹, 张岩¹, 解咏平^{1,2}, 杜修力¹

(1. 北京工业大学 城市与工程安全减灾教育部重点实验室, 北京 100124;

2. 石家庄经济学院 勘查技术与工程学院, 石家庄 050031)

摘要: 为了研究钢筋混凝土柱塑性铰长度的尺寸效应, 依据 12 根不同截面尺寸的钢筋混凝土柱单调和低周反复加载试验结果, 分别采用纵筋屈服法、“纵筋应变-截面曲率”法、“百分表-截面曲率”法、等效塑性铰长度 4 种方法确定了试件的塑性铰长度, 研究了截面尺寸对塑性铰长度的影响. 结果表明: 4 种确定塑性铰长度的方法有一定的差别, 等效塑性铰长度所得结果最小, “百分表-截面曲率”法所得结果最大; 塑性铰长度随截面尺寸的增大相对减小, 呈现出一定的尺寸效应, 在此基础上, 提出了塑性铰长度的截面尺寸影响系数.

关键词: 钢筋混凝土柱; 大尺寸构件; 塑性铰长度; 尺寸效应; 截面尺寸影响系数

中图分类号: TU 375.3

文献标志码: A

文章编号: 0254-0037(2014)09-1334-07

Size Effect on Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Columns

LI Zhen-bao¹, ZHANG Yan¹, XIE Yong-ping^{1,2}, DU Xiu-li¹

(1. The Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering, Ministry of Education,

Beijing University of Technology, Beijing 100124, China;

2. College of Exploration Technology and Engineering, Shijiazhuang University of Economics, Shijiazhuang 050031, China)

Abstract: This paper was based on the test results of 12 different section size columns under monotonic loading and low reversed cyclic loading. In order to study the effect of section size on plastic hinge length, four methods were used to determine the plastic hinge length of the specimens: longitudinal rebar yield, “longitudinal rebar strain-section curvature”, “dial gage-section curvature”, equivalent plastic hinge length. The analysis results show that the four methods used to determine the plastic hinge length have certain differences. Result of equivalent plastic hinge length is the minimum; result of method “dial gage-section curvature” is the maximum. Plastic hinge length relatively decreases with increasing of cross section size. Then, on the basis of experiment, the section size effect coefficient of plastic hinge length was proposed.

Key words: reinforced concrete column; large size component; plastic hinge length; size effect; section size effect coefficient

强烈地震作用下, 钢筋混凝土柱两端易进入塑性状态, 形成“塑性铰”^[1]. 塑性铰长度是进行结构延性计算和塑性设计的一个重要参数. 最初的塑性铰研究主要集中在钢筋混凝土梁, 在强烈地震作用下, 大量的建筑由于柱端出现塑性铰而破坏, 使一些

学者开始对钢筋混凝土柱塑性铰进行研究^[2-8], 并得到了一些钢筋混凝土柱塑性铰长度的计算方法, 由于试验条件的限制, 这些结论都是基于小尺寸构件试验结果的总结. 然而, 随着我国城市进程的加快, 高层、超高层建筑越来越多, 柱子截面尺寸越来越

收稿日期: 2014-02-27

基金项目: 国家自然科学基金项目资助(50838001); 国家自然科学基金项目资助(51078011)

作者简介: 李振宝(1962—), 男, 教授, 主要从事结构与工程抗震方面的研究, E-mail: lizb@bjut.edu.cn

越大,对于大尺寸构件塑性铰长度的计算只能采用外推方式,随着试验条件的改善,有必要对大尺寸构件的塑性铰长度进行确认,并研究其是否存在尺寸效应.为此,作者依据12根钢筋混凝土柱单调和低周反复加载试验结果,研究大尺寸钢筋混凝土柱塑性铰长度及其尺寸效应.

1 试验概况

共进行了12根钢筋混凝土悬臂柱的单调和低周反复加载试验,试验参数如下:剪跨比为4,试验轴压比为0.4和0.6,截面尺寸为300 mm × 300 mm、500 mm × 500 mm、700 mm × 700 mm,纵筋配筋率、纵筋布置形式、配箍率、配箍形式等试验参数保持不变,纵筋直径、纵筋间距、箍筋直径、箍筋间距、混凝土保护层厚度按3:5:7的原则进行设计.试件编号分别为WD-4-3-0.4、WD-4-3-0.6、WD-4-5-0.4、WD-4-5-0.6、WD-4-7-0.4、WD-4-7-0.6、WF-4-3-0.4、WF-4-3-0.6、WF-4-5-0.4、WF-4-5-0.6、WF-4-7-0.4、WF-4-7-0.6.详细试件参数、试件编号含义、配筋详图、材料力学性能、加载设备、加载方式、试验现象等详见文献[9-10].

加载过程中主要测试的内容有:水平荷载、水平位移、纵筋应变、塑性铰区的变形.具体方法为:在柱顶处安装位移计,测量在水平荷载作用下柱顶处的水平位移;在柱根部约1.5h高度范围内的纵筋上布置应变片测量纵筋应变,如图1所示,其中h为试件截面高度,s为箍筋间距;在柱底部安装10个百分表测量塑性铰区的弯曲变形、剪切变形和黏结滑移变形,测点布置如图2所示.

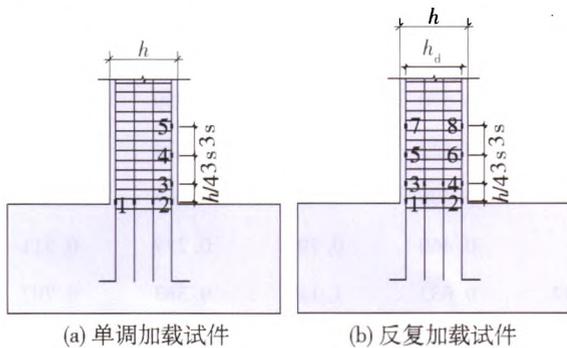


图1 钢筋应变片布置

Fig.1 Reinforcement strain gage arrangement

2 试验结果及分析

为了得到试件的塑性铰长度,选取4种方法分别进行分析,方法1为通过纵筋屈服确定塑性铰长

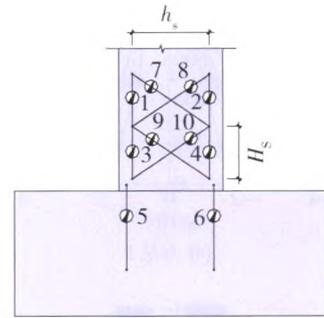


图2 百分表布置

Fig.2 Installation position of dial gages

度,方法2和方法3分别是基于纵筋的拉压应变和百分表变形计算截面曲率得到塑性铰长度,方法4是试件的等效塑性铰长度.

2.1 方法1:基于纵筋屈服的塑性铰长度

塑性铰最初是针对理想弹塑性材料提出的,它是非弹性变形集中产生的点,但是对于钢筋混凝土构件而言,塑性铰不是一点而是一定的区域.随着荷载和变形的增加,纵筋应变测点由柱根部沿柱高方向陆续屈服,根据塑性铰长度的定义,纵筋的屈服长度即为塑性铰长度.为了分析塑性铰长度的发展过程,作者提取了从屈服点 P_y 到峰值荷载点 P_m 再到极限位移点 $0.85P_m$,柱根部约 $1.5h$ 范围内受拉纵筋应变的测量结果,其中每个阶段按水平荷载等分成3个荷载阶段.由于不同试件在水平荷载作用下的纵筋应变沿柱高的变化规律相似,以下仅给出试件WF-4-7-0.4纵筋应变沿柱高的变化曲线,如图3(a)所示,图中横坐标为受拉纵筋应变,纵坐标为测点距柱根部的距离 H .

由图3(a)可以看出,随着水平荷载的增加,纵筋应变逐渐增大,其增加幅度沿柱高的增加而减小.柱根部第1个应变片(编号为1和2)的值增加幅度最大,且首先屈服,达到极限位移点时,大部分编号为1和2的应变片失效,说明应变片被拉坏.从整个变化趋势看,屈服荷载前纵筋应变沿纵向基本呈线性分布,屈服荷载后柱根部纵筋的应变迅速增大,屈服范围逐渐增大.过纵筋屈服应变作直线垂直于横轴,与 $P = P_m$ 和 $P = 0.85P_m$ 时纵筋应变分别相交与A点和B点,这2点的纵坐标即为荷载 $P = P_m$ 和 $P = 0.85P_m$ 时的塑性铰长度,结果见表1.

2.2 基于截面曲率的塑性铰长度

2.2.1 方法2:纵筋拉压应变计算截面曲率

试件WF-4-7-0.4从屈服点到极限位移点各个荷载阶段截面曲率沿柱高的变化曲线如图3(b)所

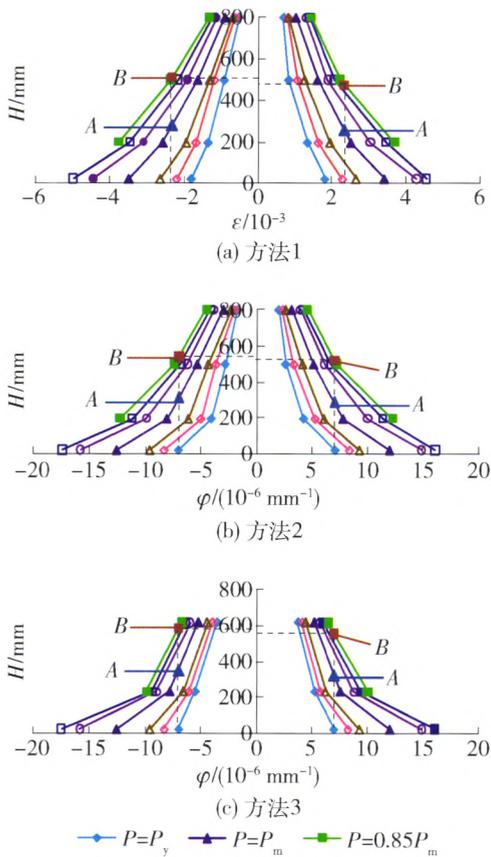


图3 试件 WF-4-7-0.4 纵筋应变沿柱高的变化曲线
Fig.3 Longitudinal rebar strain along column high of WF-4-7-0.4

示,其他试件的变化规律与试件 WF-4-7-0.4 相似. 截面曲率由 $\varphi = (|\varepsilon_1| + |\varepsilon_2|)/h_d$ 求得,其中 $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ 分别为纵筋的拉、压应变, h_d 为拉压纵筋的间距,如图 1(b)所示. 由于单调加载试件未在受压一侧布置足够的纵筋应变片,因此未获得方法 2 的试验值.

由图 3(b)可以看出,截面曲率沿柱高逐渐减小,随着水平荷载的增大截面曲率增加,其增加幅度随柱高的增加而减小且在峰值荷载前后增加最快,说明此时塑性铰长度发展最快. 取屈服荷载时刻每根试件柱根部最下面一组应变片计算所得的截面曲率为截面屈服曲率,过此点作直线垂直于横轴,与 $P = P_m$ 和 $P = 0.85P_m$ 时截面曲率分别相交于 A 点和 B 点,如图 3(b)所示,这 2 点的纵坐标即为 $P = P_m$ 和 $P = 0.85P_m$ 时的塑性铰长度,结果见表 1.

2.2.2 方法 3:百分表变形计算截面曲率

根据百分表 1、2、3、4 的测试值计算试件的截面平均曲率,绘出各个荷载阶段截面曲率沿柱高的变化曲线,如图 3(c)所示. 其中,柱根部起第 1 个截面曲率与方法 2 对应位置的曲率相同. 第 2 个截面曲率由 $\varphi = (|S_3| + |S_4|)/(h_s \times H_s)$ 求得,其中: S_3, S_4 分别为百分表 3、4 的测试值; h_s 和 H_s 分别为试验中实际测量的百分表 3、4 的水平间距和它们的竖向标距,如图 2 所示.

表 1 塑性铰长度与截面高度的比值 (l_p/h)

Table 1 Ratio of plastic hinge length and cross section height (l_p/h)

试件编号	方法 1		方法 2		方法 3		方法 4	
	峰值	破坏	峰值	破坏	峰值	破坏	峰值	破坏
WD-4-3-0.4	0.567	1.030			0.653	1.153	0.403	0.753
WD-4-3-0.6	0.503	0.940			0.610	1.073	0.353	0.690
WD-4-5-0.4	0.474	0.854			0.570	0.958	0.350	0.608
WD-4-5-0.6	0.432	0.786			0.532	0.882	0.314	0.576
WD-4-7-0.4	0.424	0.773			0.506	0.851	0.303	0.553
WD-4-7-0.6	0.387	0.719			0.460	0.796	0.279	0.511
WF-4-3-0.4	0.497	0.963	0.570	1.037	0.633	1.117	0.363	0.707
WF-4-3-0.6	0.450	0.907	0.517	0.960	0.560	1.047	0.303	0.610
WF-4-5-0.4	0.444	0.766	0.488	0.820	0.534	0.886	0.306	0.556
WF-4-5-0.6	0.392	0.714	0.438	0.770	0.472	0.824	0.274	0.508
WF-4-7-0.4	0.384	0.703	0.431	0.760	0.484	0.814	0.257	0.487
WF-4-7-0.6	0.364	0.644	0.401	0.697	0.433	0.759	0.236	0.461

注:反复加载试件的计算结果取推、拉两侧的平均值.

第 3 个截面曲率计算方法与第 2 个相同, 取百分表 1、2 的值. 由于不同试件截面曲率沿柱高的变化规律相似, 仅给出试件 WF-4-7-0.4 截面曲率沿柱高的变化曲线.

由图 3(c) 可知, 截面曲率随水平荷载的增大逐渐增加, 其增加幅度随柱高的增加而减小, 且在峰值荷载前后增加最快, 表现出与图 3(b) 类似的发展趋势. 截面屈服曲率的取法、塑性铰长度的确定方法与方法 2 相同, 如图 3(c) 所示, $P = P_m$ 和 $P = 0.85P_m$ 时的塑性铰长度结果见表 1.

2.3 方法 4: 等效塑性铰长度

Priestley 等^[11] 提出了“等效塑性铰区长度” l_p 的概念. 将图 4(b) 中柱的实际曲率分布模式简化为图 4(c) 所示的沿柱高 H 线性分布的屈服曲率 φ_y 和等效塑性铰区 l_p 内均匀分布的塑性曲率 φ_p , 即假设在此范围内截面的塑性曲率 φ_p 为一常数. 因此, 塑性铰区的塑性转角为 $\varphi_p l_p$, 柱顶总变形 Δ 由屈服位移 Δ_y 和塑性位移 Δ_p 组成, 其表达式为

$$\Delta = \Delta_y + \Delta_p = \Delta_y + \varphi_p l_p (H - l_p / 2) = \Delta_y + (\varphi_u - \varphi_y) l_p (H - l_p / 2) \quad (1)$$

其中, 屈服位移为

$$\Delta_y = \int_0^H x \varphi(x) dx = \int_0^H x \frac{\varphi_y x}{H} dx = \frac{1}{3} \varphi_y H^2 \quad (2)$$

将式(2)代入式(1), 可得

$$\Delta = \varphi_y H^2 / 3 + (\varphi_u - \varphi_y) l_p (H - l_p / 2) \quad (3)$$

由式(3)可得等效塑性铰长度

$$l_p = H - \sqrt{H^2 - \frac{2\Delta_p}{\varphi_p}} = H - \sqrt{H^2 - \frac{2(\Delta - \varphi_y H^2 / 3)}{\varphi_u - \varphi_y}} \quad (4)$$

其中

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_y}{(1 - \xi_y) h_0} \quad (5)$$

$$\xi_y = (3\varepsilon_y n + \varepsilon_0) / (3\varepsilon_y + \varepsilon_0) \quad (6)$$

式中: φ_y 为受拉纵筋屈服时的曲率; ε_y 为纵筋的屈服应变; ξ_y 为相对受压区高度系数; h_0 为截面的有效高度; n 为试件的轴压比; ε_0 为混凝土压应力达到 f_c 时混凝土的压应变, $\varepsilon_0 = 0.002 + 0.5(f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5}$, 当计算值小于 0.002 时, 取 0.002.

试验结果表明, 对于有箍筋约束的钢筋混凝土柱, 当外层混凝土达到极限压应变后, 随着荷载的增大, 约束混凝土开始发挥主要作用, 即使混凝土的受压面积减小, 但约束后的混凝土强度有很大提高, 从而保证承载力不变甚至增加. 因此, 笔者认为, 把承

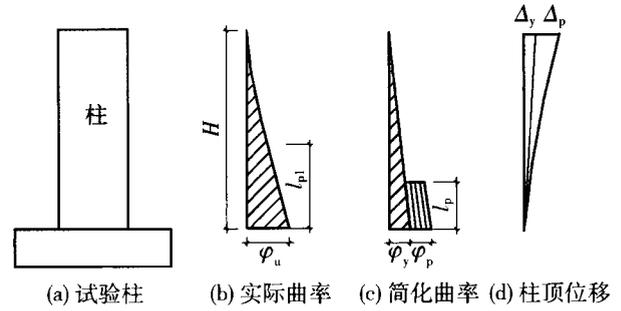


图 4 等效塑性铰长度模型

Fig. 4 Model of equivalent plastic hinge length

载力下降 15% 的曲率定义为极限曲率较为合理, 并认为此时受压区核心混凝土的边缘达到了极限压应变. 研究表明, 当采用 Mander^[12] 模型计算约束混凝土的极限压应变时, 约束混凝土极限压应变比试验结果约保守了 50%^[13], 本文研究中取核心混凝土边缘达到极限压应变来规定极限位移状态, 因此, 取 Mander 计算约束混凝土极限压应变的 1.5 倍作为极限位移时受压区核心混凝土边缘极限压应变 ε_{cu} , 则

$$\varepsilon_{cu} = 1.5 [0.004 + (1.4\rho_{f_{yh}} \varepsilon_{su} / f_{cc})] \quad (7)$$

式中: ε_{cu} 为受压区核心混凝土边缘极限压应变; ρ_s 为体积配箍率; f_{yh} 为箍筋屈服强度; ε_{su} 为箍筋极限应变, 取 0.001.

另外, 周定松^[14] 对截面尺寸为 300 mm × 700 mm、3 种配筋的约束和无约束梁截面进行比较后发现, 约束截面的相对受压区高度在屈服后变化比较平缓, 外围混凝土剥落后随曲率的增加略有上升, 但总的来看, 这种变化并不明显. 从混凝土受力分析来看, 虽然混凝土剥落后受压面积减小, 但由于核心混凝土处于三轴受压状态, 强度得到提高, 从而剩余部分混凝土能够平衡钢筋的拉力, 因此可以认为, 采用无约束截面在极限状态下的受压区高度可以近似代替约束截面在任意指定延性下的受压区高度, 即 $x_u = x_m$, 其中 x_m 按外层(保护层)混凝土达到极限压应变 0.003 3 计算. 因此, 极限位移点时的曲率为

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_u / 0.8 - c} \quad (8)$$

式中: x_u 为极限状态时混凝土受压区高度; c 为混凝土保护层厚度.

峰值荷载和极限位移点时的等效塑性铰长度结果见表 1.

2.4 4 种方法确定塑性铰长度的比较

极限位移点时 4 种方法的计算结果与试件破坏

区域的对比如图5所示.可以看出,按等效塑性铰长度计算的结果最小,主要由于此方法认为等效塑性铰区内的塑性曲率相同,且均为最大曲率(如图4所示).方法3所得结果最大,主要是由于第2、3个截面曲率取得是 H_s 段的平均曲率,因此截面曲率值

偏大导致结果偏大.方法1和方法2的计算结果居于中间,而方法2的计算结果稍大,主要是由于其截面屈服曲率为屈服荷载时刻的曲率,而此时大多构件的纵筋并未屈服,导致所选截面屈服曲率偏小,从而使结果偏大.

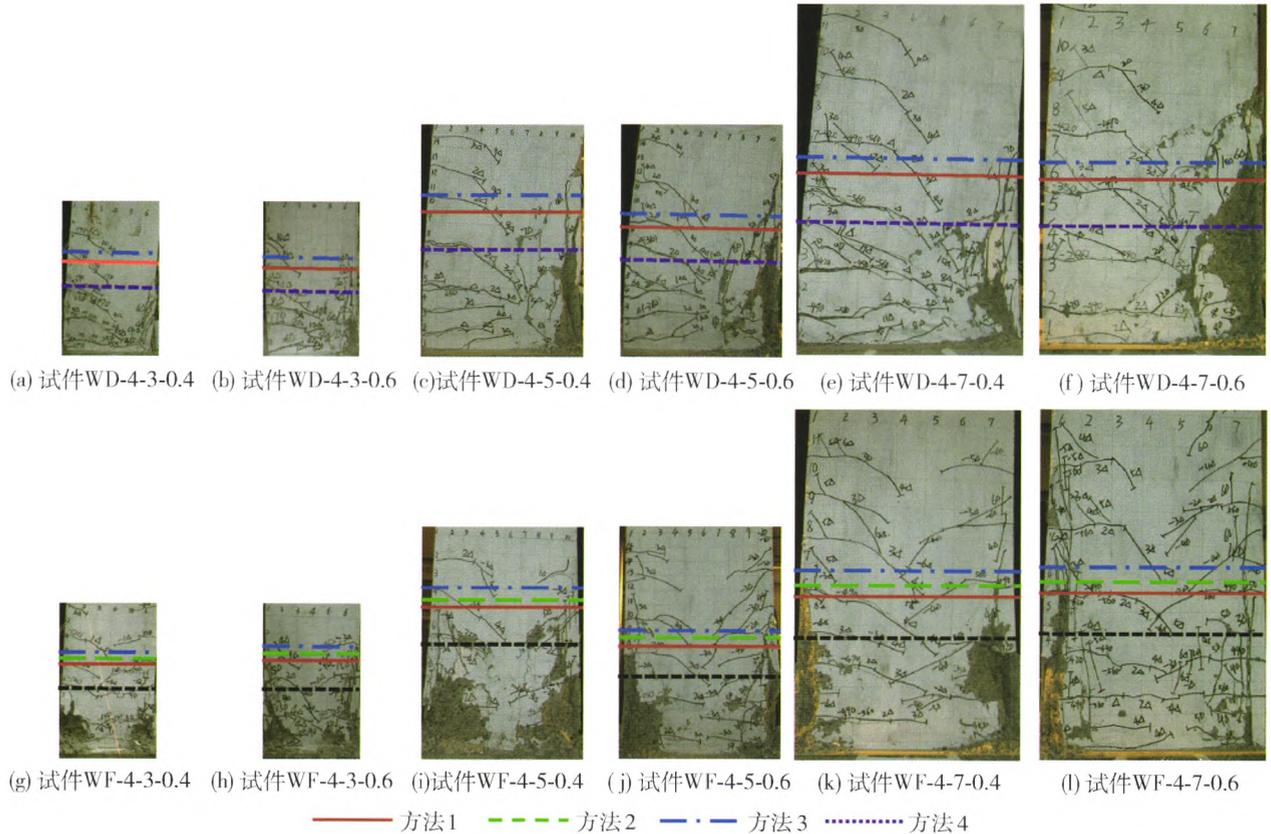


图5 4种方法确定塑性铰长度的比较

Fig. 5 Comparison of four methods to determine the plastic hinge length

4种方法确定的塑性铰长度 l_p 与截面高度 h 的比值 l_p/h 如表1所示,可知,其他试验参数相同而轴压比不同的试件, $n=0.6$ 试件的塑性铰长度均小于 $n=0.4$ 试件的塑性铰长度;其他试验参数相同而加载方式不同的试件,反复加载试件的塑性铰长度比单调加载试件略小.从总体来看,在峰值荷载时钢筋混凝土柱按前3种方法计算的塑性铰长度约为 $(0.364 \sim 0.653)h$,等效塑性铰长度约为 $(0.236 \sim 0.403)h$;在破坏时相应值分别约为 $(0.644 \sim 1.153)h$ 和 $(0.461 \sim 0.753)h$.

3 截面尺寸对塑性铰长度的影响

3.1 等效塑性铰长度的尺寸效应

图6为各试件的等效塑性铰长度与截面高度的比值 l_p/h 随截面高度的变化曲线,其中图6(a)为单调加载试件,图6(b)为反复加载试件.图6(a)(b)

的4条曲线分别为轴压比为0.4和0.6的试件在峰值荷载和极限位移点时的计算结果.由图6可以看出,等效塑性铰长度随截面尺寸的增加相对减小,且极限位移点时的尺寸效应比峰值荷载时更明显;随轴压比的增大等效塑性铰长度有所减小.与截面边长为300 mm的试件相比,峰值荷载时,截面边长500 mm的试件等效塑性铰长度相对减小13%(取轴压比0.4和轴压比0.6试件的平均值),截面边长700 mm的试件等效塑性铰长度相对减小25%;极限位移点时,分别相对减小19%和28%.

3.2 截面尺寸影响系数

按照以往等效塑性铰长度的取值方法,通常取 l_p 值与截面高度成正比例关系,例如文献[2]中建议等效塑性铰长度取 $(0.2 \sim 0.5)h_0$,平均值为 $h_0/3$.若以300 mm的试件为基准,仍用此方法,则过大地估计了大尺寸试件的塑性铰长度,与实际结果不符.

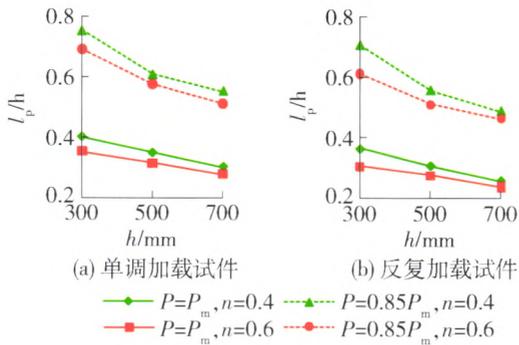


图6 等效塑性铰长度与截面尺寸的关系
Fig. 6 Relationship between plastic hinge length and cross section size

因此,为反映不同截面尺寸试件的塑性铰长度,引入截面尺寸影响系数的概念. Banzant^[15]认为,混凝土材料的尺寸效应是由于裂缝的存在导致能量逐渐释放而引起的,并基于钝裂纹带模型提出了名义应力的尺寸效应公式. 据此理论,可设等效塑性铰长度的尺寸效应公式为

$$\alpha_h = \frac{l_{pt}}{l_{p0}} = \frac{B}{\sqrt{1 + h/D_0}} \quad (9)$$

式中: α_h 为截面尺寸影响系数; l_{pt} 为各试件等效塑性铰长度的试验值; l_{p0} 为截面边长 300 mm 试件的等效塑性铰长度试验值; B 、 D_0 为常数; h 为构件的截面高度.

将前述试验值 l_{pt} 全部除以相同轴压比、相同加载方式、边长 300 mm 试件的试验值 l_{p0} , 可求得各试件的截面尺寸影响系数 α_h . 通过试验结果拟合式(9)求得峰值荷载时 $B = 1.57$ 和 $D_0 = 215$, 极限位移点时分别为 1.67 和 163. 因此, α_h 的计算式为

$$\alpha_h = \frac{1.57}{\sqrt{1 + h/215}} \quad (\text{峰值荷载时}) \quad (10)$$

$$\alpha_h = \frac{1.67}{\sqrt{1 + h/163}} \quad (\text{极限位移点时}) \quad (11)$$

考虑到 α_h 的性质和小尺寸试件实际情况, 从式(10)和(11)可以得到分别在 $h = 315$ mm 和 $h = 292$ mm 时, $\alpha_h = 1.0$, 因此, 建议 $h \leq 300$ mm 时,

$$\alpha_h = 1.0 \quad (h \leq 300 \text{ mm}) \quad (12)$$

由式(10)(11)(12)得到 α_h 与截面高度 h 关系曲线见图7.

3.3 截面尺寸影响系数的验证

将各个试件由式(10)(11)(12)求得的截面尺寸影响系数乘以相应边长 300 mm 试件的塑性铰长度试验值, 作为各个试件 4 种方法塑性铰长度的计算值 l_{pc} , 将其与 4 种方法塑性铰长度的试验值 l_{pt} 进

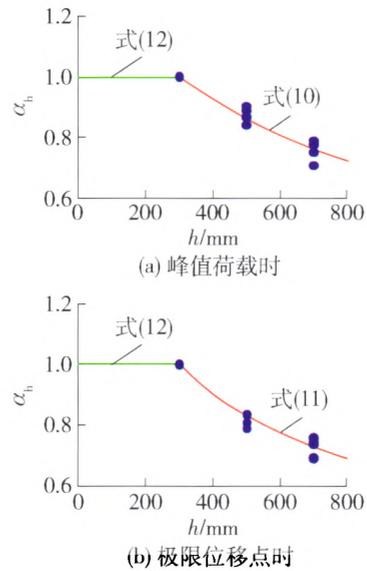


图7 截面尺寸影响系数与截面尺寸的关系
Fig. 7 Relationship between section size effect coefficient and cross section size

行比较, 如图8所示. 由图可知, 使用前述截面尺寸影响系数公式计算的塑性铰长度与4种方法的试验值吻合较好, 表明前3种方法确定的塑性铰长度表现出与方法4类似的尺寸效应.

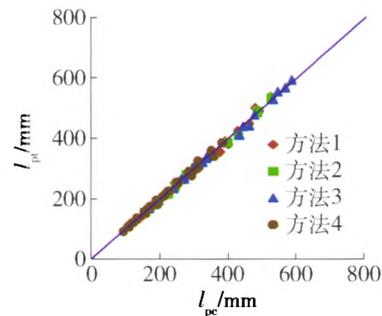


图8 塑性铰长度试验值与计算值的比较
Fig. 8 Comparison between calculation and test results of plastic hinge length

4 结论

1) 在峰值荷载时钢筋混凝土柱由前3种方法确定的塑性铰长度约为 $(0.364 \sim 0.653)h$, 等效塑性铰长度约为 $(0.236 \sim 0.403)h$; 在破坏时相应值分别约为 $(0.644 \sim 1.153)h$ 和 $(0.461 \sim 0.753)h$.

2) 塑性铰长度随试件截面尺寸的增大相对减小, 表现出较为明显的尺寸效应, 提出的截面尺寸影响系数公式(10)(11)(12)较好地描述了这一现象.

3) 塑性铰长度随试件轴压比的增大有所减小,

低周反复荷载作用比单调荷载作用下塑性铰长度略小.

参考文献:

- [1] 孙治国,王东升,郭迅,等. 钢筋混凝土墩柱等效塑性铰长度研究[J]. 中国公路学报. 2011, 24(5): 56-64.
SUN Zhi-guo, WANG Dong-sheng, GUO Xun, et al. Research on equivalent plastic hinge length of reinforced concrete bridge column[J]. China Journal of Highway and Transport, 2011, 24(5): 56-64. (in Chinese)
- [2] 沈聚敏,翁义军. 钢筋混凝土构件的变形和延性[J]. 建筑结构学报, 1980, 1(2): 47-58.
SHEN Ju-min, WENG Yi-jun. The deformation and ductility of the reinforced concrete members[J]. Journal of Building Structures, 1980, 1(2): 47-58. (in Chinese)
- [3] 沈聚敏,翁义军,冯世平. 周期反复荷载下钢筋混凝土压弯构件的性能[J]. 土木工程学报, 1982, 15(2): 53-64.
SHEN Ju-min, WENG Yi-jun, FENG Shi-ping. Behavior of RC compression-flexure members under cyclic loading [J]. China Civil Engineering Journal, 1982, 15(2): 53-64. (in Chinese)
- [4] 王福明,曾建民,段炼. 钢筋混凝土压弯构件塑性铰的试验研究[J]. 太原工业大学学报. 1989, 20(4): 20-29.
WANG Fu-ming, ZENG Jian-min, DUAN Lian. An experimental study of plastic hinge for reinforced concrete members with flexure and axial force [J]. Journal of Taiyuan University of Technology, 1989, 20(4): 20-29. (in Chinese)
- [5] BAE S, BAYRAK O. Plastic hinge length of reinforced concrete columns[J]. ACI Structural Journal, 2008, 105(3): 290-300.
- [6] ELMENSHAWI A, BROWN T, LOOV T. Behavior of flexural plastic hinges under high seismic shear with consideration of concrete strength [J]. The Canadian Journal of Civil Engineering, 2009, 36(11): 1711-1721.
- [7] MENDIS P. Plastic hinge lengths of normal and high-strength concrete in flexure[J]. Advances in Structural Engineering, 2001, 4(4): 189-195.
- [8] ELMENSHAWI A, BROWN T, EL-METWALLY S. Plastic hinge length considering shear reversal in reinforced concrete elements[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2012, 16(2): 188-210.
- [9] 李振宝,解咏平,杜修力,等. 单调水平荷载作用下钢筋混凝土柱受弯性能尺寸效应研究[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(12): 77-85.
LI Zhen-bao, XIE Yong-ping, DU Xiu-li, et al. Experimental study on size effect of flexural behavior for reinforced concrete columns subjected to monotonic horizontal loading [J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(12): 77-85. (in Chinese)
- [10] 解咏平,李振宝,杜修力,等. 低周反复荷载作用下钢筋混凝土柱抗震性能尺寸效应研究[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(12): 86-93.
XIE Yong-ping, LI Zhen-bao, DU Xiu-li, et al. Experimental study on size effect of seismic behavior for reinforced concrete columns under low cycle reversed loading [J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(12): 86-93. (in Chinese)
- [11] PRIESTLEY M J N, PARK R. Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading[J]. ACI Structural Journal, 1987, 84(1): 61-76.
- [12] MANDER J B, PRIESTLEY M J N, PARK R. Theoretical stress-strain model for confined concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114(8): 1804-1826.
- [13] LU Yong, GU Xiao-ming. Probability analysis of RC member deformation limits of different performance levels and reliability of their deterministic calculations [J]. Structural Safety, 2004, 26(4): 367-389.
- [14] 周定松,吕西林,蒋欢军. 钢筋混凝土框架梁的变形能力及基于性能的抗震设计方法[J]. 地震工程与工程振动, 2005, 25(4): 60-66.
ZHOU Ding-song, LÜ Xi-lin, JIANG Huan-jun. Deformation capacity and performance-based seismic design method for RC frame beams [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2005, 25(4): 60-66. (in Chinese)
- [15] BAZANT, ZDENEK P. Size effect in blunt fracture: concrete, rock, metal [J]. Journal of Engineering Mechanics, 1984, 110(4): 518-535.

(责任编辑 郑筱梅)