

文章编号:1671-6833(2007)02-0030-05

500 MPa 级钢筋混凝土偏心受压柱受力性能的试验研究

刘立新, 李洪彦, 张艳丽, 李 千

(郑州大学 土木工程学院,河南 郑州 450001)

摘 要:通过对 9 根 350 mm×200 mm×2200 mm 500 MPa 级钢筋混凝土偏心受压柱受力性能的试验,分析了偏心受压柱荷载—挠度曲线、荷载—钢筋应变曲线、荷载—混凝土压应变曲线以及破坏形态的特点.试验研究结果表明,500 MPa 级钢筋在柱中与混凝土协同工作性能较好,其强度得到了充分发挥.在试验和理论分析的基础上,提出了 500 MPa 级钢筋在混凝土柱中的强度设计取值 $f_y=450$ MPa 和受压承载力计算公式的建议.

关键词:500 MPa 级钢筋; 偏心受压柱; 试验研究

中图分类号: TU375.3 文献标识码: A

0 引言

目前,一些发达国家 500 MPa 级的钢筋已被普遍使用,成为非预应力混凝土结构的主导钢筋,应用高强钢筋的经济效益、社会效益明显.然而在我国主要是以低强度钢筋为主,由此造成国家资源极大浪费,500 MPa 级钢筋已经列入我国国家标准《钢筋混凝土用热轧带肋钢筋》(GB1499-1998),但因缺乏相应钢筋混凝土构件的试验资料而尚未列入我国现行《混凝土结构设计规范》(50010-2002)(以下简称《规范》).为尽快使我国的混凝土结构用钢筋与发达国家接轨,推广 500 MPa 级钢筋在工程中的应用,对 500 MPa 级钢筋混凝土构件的性能进行系统的试验已迫在眉睫^[1].目前,我国尚缺乏对 500 MPa 级钢筋在偏压构件中工作性能的研究,笔者通过对 9 根柱试件作偏压试验,研究 500 MPa 级钢筋在柱试件中的受力性能,为 500 MPa 级钢筋的在相应新规范编制和实际工程应用提供建议.

1 试件的制作与试验过程

1.1 试件设计与制作

根据试验的要求,试件共分 3 组,9 个试件,分别考虑了混凝土强度等级、偏心率和配筋率等因素的影响.长细比均为 $\lambda=l/h=6.28$, $b\times h=350\text{ mm}\times200\text{ mm}$, $l=2\,200\text{ mm}$.试件采用对称配

筋,同时为了防止构件端部局部承压破坏,在构件端部设钢筋网片 4 排,间距 45 mm.试件的示意图见图 1,各组试件的具体情况见表 1.

表 1 各偏压柱的参数明细表
Tab.1 Test parameters of the eccentrically loaded R. C. columns

试件编号	混凝土强度	偏心距 /mm	纵向钢筋 /mm ²	横向钢筋	配筋率 /%
PZ—1	C40	205	324.3	6@150	0.97
PZ—2		230	589.8	6@150	1.7
PZ—3		95	954.4	8@150	2.8
PZ—4	C60	215	589.8	6@150	1.7
PZ—5		205	954.4	8@150	2.8
PZ—6		65	324.3	6@150	0.97
PZ—7	C80	220	954.4	6@150	2.8
PZ—8		130	324.3	6@150	0.97
PZ—9		70	589.8	6@150	1.7

试验所用的纵向钢筋为 500 MPa 级钢筋,由标准拉伸试验得到的钢筋屈服强度 f_y 、极限强度 σ_b 等指标见表 2.

收稿日期:2006-12-01;修订日期:2007-02-28
基金项目:国家“863”计划项目(2004AA33G050);国家自然科学基金资助项目(50578148)
作者简介:刘立新(1947-),男,湖北汉川人,郑州大学教授,博士生导师,主要从事钢筋混凝土结构、砌体结构基本理论及应用研究.

表 2 500MPa 级钢筋的性能指标

Tab.2 Mechanical capacity of 500 MPa steel bar

钢筋直径 d/mm	f_y/MPa	σ_b/MPa	σ_b/f_y	备注
12	520.5	659.8	1.26	HRB500
16	500.6	652.3	1.3	HRB500
25	512.0	665.6	1.3	超细晶粒

说明: f_y 、 σ_b 分别为实测的屈服强度、极限强度。

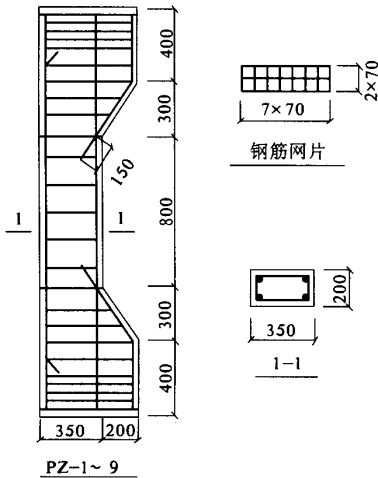


图 1 偏压柱详图

Fig.1 Details of eccentrically loaded columns

为了量测 500 MPa 级钢筋在构件中的受力性能和受压区混凝土的受压性能及验证构件正截面的平截面假定,每根纵向钢筋设 3 个测点,在构件的距荷载近端及平行受弯平面的一侧布置混凝土应变片,同时在构件的距离荷载远端上下共设 5 块位移计,以量测构件的挠度。具体见试验装置图 2。

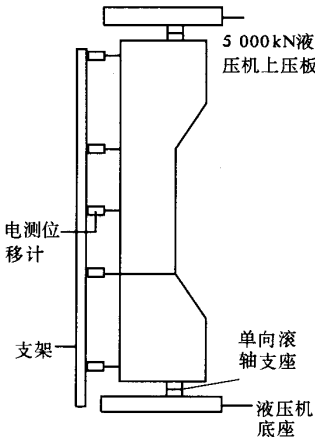


图 2 加载装置及仪表布置图

Fig.2 Loading fixture and instruments layout

1.2 试验加载方法

本试验是在郑州大学结构实验室 5 000 kN 液压机上进行。数据采集由 EIC—02C IMP 数据采集系统自动采集。本试验对所有试件采用正位单调加载静力试验,以保证构件受力与实际工作状态一致。构件的两端设置滚轴支座作为铰支座。滚轴中心线到构件形心的距离即为荷载偏心距 e_0 。在正式加载前,先进行预加载,使构件进入正常状态,使变形和荷载的关系趋于稳定。每级荷载持续时间不少于 2 min,只有在某级荷载作用下变形稳定的情况下,才继续加下一级荷载^[2]。

2 试验的结果与分析

2.1 试验现象

本试验主要分大偏心受压、小偏心受压等 2 种情况。大偏心受压破坏:PZ1、PZ2、PZ4、PZ5、PZ7 等为大偏压构件。当纵向压力 N 较小时,首先在受拉边出现 3~5 条水平裂缝,在裂缝处的受拉钢筋的应变和跨中挠度都有较大增长。 N 继续增大时,受拉边的裂缝随着荷载的增大而数目增多,裂缝基本等间距出现,并且形成一条或几条主要水平裂缝,随着纵向压力的逐渐增加主要水平裂缝扩展较快,裂缝宽度增大,并且裂缝的深度逐渐向受压区方向延伸,受压区高度减小。当 N 达到 $0.9N_u$ 左右时,受拉钢筋屈服,并进入流幅阶段,受压区高度进一步减小,混凝土压应变增大,受压区混凝土出现纵向裂缝。当 N 达到破坏荷载时,受压边缘的混凝土达到极限压应变而破坏,混凝土压碎脱落,构件的挠度有较大幅度的增长。构件有明显的破坏过程和特征,大偏压构件的破坏属于塑性破坏。

小偏压破坏:PZ3、PZ6、PZ8、PZ9 等小偏压构件。构件受拉边缘出现水平裂缝的荷载较大,且水平裂缝的开展与延伸并不显著,未形成明显的主裂缝,受压区边缘混凝土的压应变增长较快,临近破坏时受压边出现纵向裂缝;破坏较突然,无明显预兆,压碎区段较长,并形成较为明显的三角破坏区,挠度增长不多。PZ6 在加载过程中没有出现水平裂缝,构件破坏很突然。破坏时受压钢筋应力一般能达到屈服强度,距加载点远端的受力钢筋并不屈服。小偏压构件的破坏属于脆性破坏^[3-4]。

2.2 荷载—位移曲线的分析

大、小偏压构件的荷载—挠度曲线如图 3 所示:由图 3 (a) 可知,在大偏压的情况下,荷载—位移曲线大致分为三段:①线性增长阶段,在荷载

较小时,构件尚处于弹性状态,挠度与荷载之间接近线性关系。②非线性增长阶段,随着荷载的增大构件受拉侧开始出现水平裂缝,构件的塑性越来越明显,挠度增加快于荷载的增加。③接近破坏荷载时,荷载增加很小,挠度增加较多。柱 PZ5、PZ7 的配筋率超出了我国规范规定的最大值,这主要是考虑到欧洲规范对构件的配筋率无具体要求,有图 3 可知曲线的前两阶段与柱 PZ1、PZ2、PZ4 较为相似,只是曲线的水平段不明显。由图 3 (b)可知,小偏压构件的荷载—挠度曲线在开裂荷载之前基本为线性的,之后由于构件的塑性增加,所以曲线显示了非线性。有图 3 可知,大偏压构件破坏荷载时的挠度均大于小偏压构件破坏荷载时的挠度。

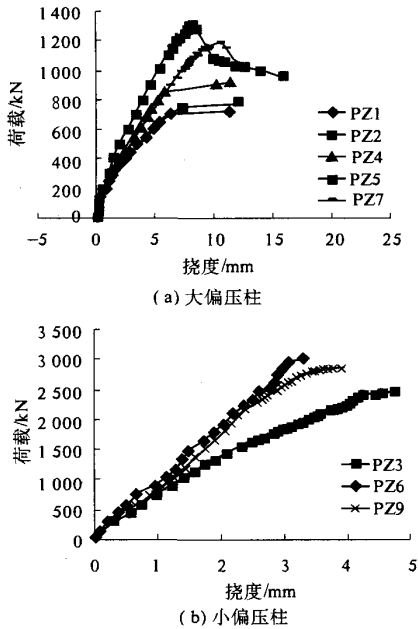


图3 荷载—挠度曲线
Fig.3 Load—deflection curve

2.3 荷载—钢筋应变曲线分析

构件的荷载—钢筋应变曲线以 PZ3、PZ7 为例说明,如图 4(a)、(b)所示。图(a)为大偏压情况 PZ7 的受拉钢筋荷载—应变曲线,与荷载—挠度曲线有较强一致性,大致分 3 阶段:线性增长阶段、非线性增长阶段、近似水平发展阶段, PZ7 受压钢筋的荷载—应变曲线的发展过程与受拉钢筋的应变发展过程基本相似,只是应变变化较小,最后的水平阶段不明显。图(b)为小偏压情况 PZ3 的受压钢筋荷载—应变曲线,发展情况与大偏压

受拉钢筋的荷载—应变曲线基本相同,受拉钢筋的荷载—应变曲线与大偏压的受压钢筋的荷载—应变曲线基本相同。

偏心距较大时,受拉钢筋的强度得到利用,对于混凝土强度较高的 PZ7,其拉压钢筋的性能得到了发挥;偏心距较小时,距加载点近端钢筋的性能得到了利用。

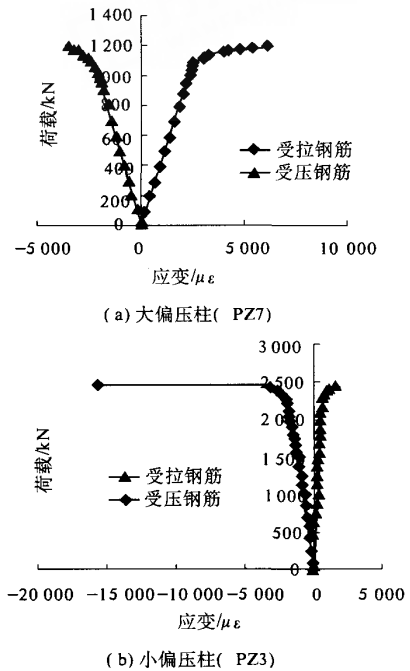


图4 荷载—钢筋应变曲线
Fig.4 Load—strain curve of the steel bar

2.4 荷载—混凝土受压应变曲线分析

受压应变曲线如图 5 所示。由图 5(a)、(b)可知,荷载—混凝土应变曲线在荷载较小时,几乎为线性关系。随着荷载增加,构件受拉侧的混凝土裂缝出现并发展,曲线的斜率随之变小,表现出明显的非线性。在构件达到破坏荷载时,距离加载点近端混凝土的压应变基本达到并超过 0.003。只有当偏心距很大且配筋率适中或当配筋率适当且偏心距很小时,构件破坏时的混凝土压应变较小,但也均超出轴压时的应变。

偏压柱加载过程中,构件的跨中截面应变近似符合平截面假定。构件截面的中性轴随着荷载的增加,逐渐向受压较大侧移动。PZ5 的跨中截面应变分布见图 6。

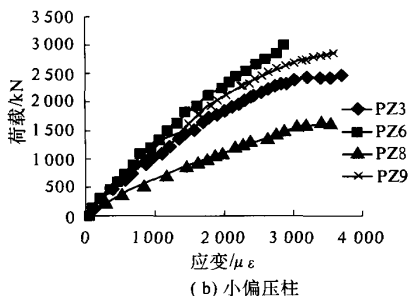
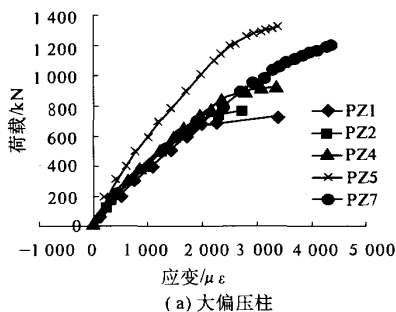


图5 荷载—混凝土应变曲线

Fig. 5 Load—compression strain curve of concrete

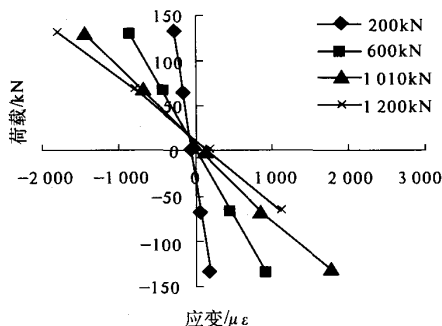


图6 PZ5 截面应变分布

Fig. 6 Strain distributions across section of PZ5

3 500 MPa 钢筋混凝土偏心受压构件承载力实用计算方法的探讨

构件的正截面极限承载力的计算中,均采用《规范》有关正截面承载力计算的基本假定^[5],其中混凝土的应力图采用《规范》规定的简化为等效的矩形应力图。

根据《规范》规定的钢筋的材料分项系数值,500 MPa 级钢筋的材料分项系数建议取 $\gamma_s = 1.1$ 。钢筋的应力与应变曲线建议采用理想的弹塑性模型,并认为受拉和受压时的本构关系相同,取钢筋的屈服强度为 $f_y = 450$ MPa,弹性模量 $E_s = 2.10 \times 10^5$ N/mm²。

500 MPa 级钢筋混凝土偏压柱的构件正截面极限承载力的计算公式可根据《规范》所提供的

公式进行计算。在进行计算之前要先判别构件为大、小偏压破坏,由于 N 未知,假定偏心受压构件的截面曲率修正系数 $\zeta_1 = 1$,然后利用《规范》给定的大偏压公式取 $\xi = \xi_b$,得到界限状态时得偏心距 ηe_{ib} ^[3]:

$$\eta e_{ib} = \frac{\alpha_1 f_c b h_0^2 \xi_b (1 - 0.5 \xi_b) + f_y A'_s (h_0 - \alpha'_s)}{\alpha_1 f_c b h_0} \left(\frac{h}{2} - \alpha_s \right) \quad (1)$$

当 $\eta e_{ib} \geq \eta e_i$ 时,为大偏压; $\eta e_{ib} < \eta e_i$ 时,为小偏压。其中对于大偏压构件,当计算的受压区高度 x 小于 $2\alpha_s$ 时,则近似取 $x = 2\alpha_s$,并对受压钢筋的合力点取力矩则有, $Ne' \leq N_u e' = f_y A (h_0 - \alpha'_s)$ ^[2]。对于小偏压构件,同普通钢筋混凝土偏压柱一样可以认为:构件破坏时,受压土边缘混凝土达到极限应变,收压钢筋也达到屈服,但距离荷载远端的钢筋无论受压还是受拉均没有达到屈服强度。可采用《规范》中给出的近似计算公式^[5]:

$$\sigma_s = \frac{\xi_b - \xi}{\xi_b - \beta_1} f_y \quad (2)$$

式中: $\xi_b = \frac{x_b}{h_0} = \frac{\beta_1}{1 + f_y / \varepsilon_{cu} E_s}$ 为截面混凝土界限相对受压区高度; $\xi = \frac{x}{h_0}$ 为截面混凝土受压区高度。

用求出的 N_u 值验算 ζ_1 ,如果 $\zeta_1 \geq 1$,则证明所取 $\zeta_1 = 1$ 正确;如果 $\zeta_1 < 1$,则以此 ζ_1 重新计算,直到两次得到的 N_u 相差小于 5% 为止^[3,6]。

表 3 列出实测的各偏压柱的极限承载力以及采用规范公式所计算得出的极限承载力。由计算结果可看出:实测值均较大于计算值,在实际工程中作出这样的简化,能在较经济合理的情况下,使结构达到一定的可靠度,另外,在实验中实测到的受压区混凝土极限压应变已经超过 0.003 3,极限压应变的增大将增大混凝土的界限受压区高度,这也将进一步增大柱的极限承载力。但由于缺乏足够数量的数据,本文取混凝土的极限压应变为 0.003 3。

4 结论

(1) 500 MPa 级钢筋在混凝土偏柱中的受力性能较好,钢筋的强度得到了较好发挥。

(2) 500 MPa 级钢筋混凝土柱中,钢筋与混凝土的协同工作性能也较好,混凝土受压性能有所提高,几乎所有的构件的受压混凝土的极限应变都超过 0.003 3。

表 3 计算值与试验值的比较

Tab.3 Comparison between experimental results and theoretical values

项目	PZ1	PZ2	PZ3	PZ4	PZ5	PZ6	PZ7	PZ8	PZ9
f_{cu}/MP	72.9	71.3	67.3	72.4	73.8	74.8	76.6	75.2	70.9
f_c/MPa	46.4	45.3	43.0	46.0	46.9	47.6	48.4	47.5	45.1
N_{ul} 计算值/kN	428.1	597.0	1 747.9	678.5	997.7	1 836.8	920.0	1301.1	1 864.7
N_u 实测值/kN	730	770	2 460	920	1 315	3 000	1 185	1 620	2 860
N_{ul}/N_{ul}	1.70	1.29	1.41	1.36	1.32	1.63	1.29	1.25	1.53

说明: f_{cu} 为同条件养护 100mm×100mm 试块实测值, f_c 混凝土的轴心抗压强度, f_c 是根据《规范》的规定公式 $f_c = 0.88\alpha_{c1}\alpha_{c2}f_{cu,k}$ 进行计算, α_{c1} 、 α_{c2} 根据《规范》规定进行取值。 N_{ul} 为 $f_y = 450$ MPa 的承载力计算值, N_u 为承载力实测值。

(3)根据《规范》的有关规定,建议 500 MPa 级高强钢筋在偏压柱中的设计值 $f_y = 450$ MPa,材料分项系数 $\gamma_s = 1.1$ 。这与《规范》有较好的一致性。

(4)500 MPa 级钢筋混凝土偏压柱的正截面受压承载力的计算可按现行的《规范》规定的受压承载力计算公式计算,取 $f_y = 450$ MPa 时有较大的安全储备。

参考文献:

[1] 刘立新,张艳丽.500MPa 级钢筋混凝土轴心受压短柱受力性能研究[J]. 郑州大学学报(工学版), 2006,27(4):1-5

[2] 中华人民共和国原城乡及建设环境保护部. GB 50152—92 混凝土结构试验方法标准[S]. 北京:中国建筑工业出版社,1992.

[3] 梁兴文,王社良,李晓文. 混凝土结构设计原理[M]. 北京:科学出版社,2003:164-198.

[4] 过镇海. 混凝土的强度和本构关系-原理与应用[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2004:119-134

[5] 中华人民共和国建设部. GB 50010-2002 混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.

[6] 侯晓英,李天,王华. 钢管混凝土柱偏心受压承载力计算方法的探讨[J]. 郑州大学学报(理学报), 2002,34(3):91-93.

Experimental Study on Behavior of Eccentrically Loaded R. C. Columns with 500 MPa Steel Bars

LIU Li-xin ,LI Hong-yan, ZHANG Yan-li, LI Qian

(School of Civil Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou 450001, China)

Abstract: By experiment of nine eccentrically loaded columns with 500 MPa steel bars, the load—deflection curves, the load—strain curves of the steel bar, the load—compression strain curves of concrete and failure modes were analyzed. The experiment shows that 500 MPa steel bar works harmonically with concrete. Finally, the design value of 500 MPa steel bar is 450 MPa in column and the formula of calculating the ultimate strength are proposed based on the experiment and the comprehensive theoretical analysis.

Key words: 500 MPa steel bar; eccentrically loaded reinforced concrete column; experimental study