

⑥ JS-60 高强混凝土, 短柱, 箍筋, 强度, 变形

箍筋约束高强砼短柱受力性能的试验研究

支运芳 牛绍仁 张义琢

(重庆建筑大学)

(焦作市建筑经济学校)

TU528.31

摘要 通过8根轴压, 6根小偏压箍筋约束高强砼短柱的试验, 研究了箍筋约束作用对单轴受压时应力—应变关系及相关参数的影响, 分析了箍筋形式、配箍率等参数对柱延性的作用。并对小偏压柱强度和变形性能进行了探索。在试验研究的基础上, 提出了约束高强砼的应力—应变关系全曲线及相关参数的计算表达式。

关键词 约束高强砼, 抗震性能, 应力—应变全曲线, 强度, 变形

中图分类号 TU502.6

高强砼的主要缺点是延性差, 脆性大。改善高强砼构件和结构的延性, 提高其抗震性能, 对高强砼的广泛应用具有十分重要的意义。历次震害调查表明, 配置较多箍筋的普通钢筋砼柱的延性得到显著提高, 抗震能力增强。用同样方式增强高强砼柱的延性和抗震性能的效果一直为工程师们所关注, 为此曾开展了一系列的研究工作。

用箍筋约束砼使其延性增大的实质是改变约束砼较非约束砼具有较好的应力—应变关系。本文从研究箍筋量约束高强砼(以下称高强约束砼)在轴压时的应力—应变关系着手, 通过分析箍筋形式, 配箍量等因素对高强约束砼应力—应变关系曲线的影响, 提出了高强约束砼的应力—应变全曲线方程及相关参数(峰值应力、峰值应变等)的定量表达式。

实际工程中的高强砼柱大多处于小偏心受压状态, 因此对小偏压柱受力性能和延性的研究, 有十分重要的意义。但这方面的研究国内外还少有人涉足。本次根据6根小偏压短柱的试验, 进行了这方面的探索。

1 试件及试验方法

本次试验共进行轴心受压试件8根, 偏心受压试件6根。试件尺寸 $310 \times 310 \times 900$ mm, 采用图1所示A、B两种形式复合箍筋(均为焊接箍), 试件参数详见表1。

砼配合比详见表2。其中水泥为重庆水泥厂生产的525#矿渣水泥, 砂为长江特细砂, $M_x = 0.9$ 。石子为破碎卵石, 最大粒径25 mm。砼中掺入水泥用量1.1%的FDN高效减水剂(清华华迪公司生产)。砼用强制式砼搅拌机拌合, 木模成型。共留了21组 $150 \times 150 \times 150$ mm的试块, 与试件同条件养护。经试压, 21组试块立方抗压强度平均值77.03 MPa, 标准差5.44 MPa。

收稿日期: 1995-09-19

支运芳, 女, 1952年生, 讲师, 重庆建筑大学建筑工程学院(630045)

教育部博士点专项基金和重庆市科研基金资助项目。

试件纵筋采用 II 级钢筋, 箍筋采用 I 级钢筋, 实测屈服强度及屈服应变见表 3。

试验在本校大型结构实验室 10 MN 电液伺服式长柱试验机上进行。为测定纵筋与箍筋应变, 在钢筋上粘贴了应变片, 对角两根纵筋各贴一片。钢筋上应变值用 7V08 系统采集。为得到试件破坏时砼的应变值, 在试件中部预埋了 $\Phi 10$ 钢筋(图 1), 对称布置了二只位移计, 在另一方向也布置了位移计。位移计数据用 7V08 采集, 并同时用 X-Y 函数记录仪绘出 P- Δ 曲线。

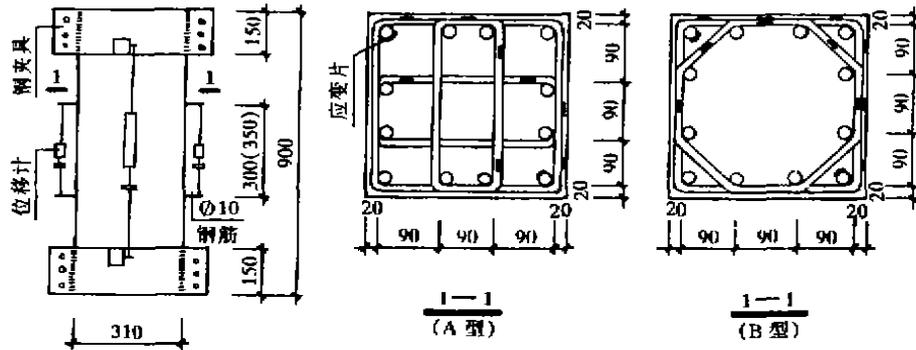


图 1 试件尺寸及测点布置

表 1 试件参数

| 试件编号 | 砼立方强度 f_{cu} (MPa) | 箍筋直径 d_s (mm) | 箍筋间距 S (mm) | 体积配箍率 ρ_v (%) | 纵筋直径 d (mm) | s/d | 纵筋配筋率 ρ (%) |
|--------|-------------------------|--------------------|------------------|-----------------------|------------------|-------|---------------------|
| CA-1Z | 78.7 | $\Phi 6.5$ | 60 | 1.91 | 12 $\Phi 12$ | 5 | 1.41 |
| CA-2Z | 78.7 | $\Phi 8$ | 60 | 2.90 | 12 $\Phi 12$ | 5 | 1.41 |
| CA-3Z | 78.7 | $\Phi 10$ | 60 | 4.52 | 12 $\Phi 12$ | 5 | 1.41 |
| CB-4Z | 73.2 | $\Phi 6.5$ | 50 | 1.77 | 12 $\Phi 12$ | 4.2 | 1.41 |
| CB-5Z | 76.7 | $\Phi 8$ | 50 | 2.69 | 12 $\Phi 12$ | 4.2 | 1.41 |
| CB-6Z | 84.6 | $\Phi 10$ | 50 | 4.20 | 12 $\Phi 12$ | 4.2 | 1.41 |
| CB-5Z1 | 76.7 | $\Phi 8$ | 50 | 2.69 | 12 $\Phi 12$ | 4.2 | 1.41 |
| CB-6Z1 | 77.5 | $\Phi 10$ | 50 | 4.20 | 12 $\Phi 12$ | 4.2 | 1.41 |
| CB-4P3 | 73.3 | $\Phi 6.5$ | 50 | 1.77 | 12 $\Phi 12$ | 4.2 | 1.41 |
| CB-5P3 | 79.1 | $\Phi 8$ | 50 | 2.69 | 12 $\Phi 12$ | 4.2 | 1.41 |
| CB-6P3 | 77.5 | $\Phi 10$ | 50 | 4.20 | 12 $\Phi 12$ | 4.2 | 1.41 |
| CB-4P6 | 71.4 | $\Phi 6.5$ | 50 | 1.77 | 12 $\Phi 12$ | 4.2 | 1.41 |
| CB-5P6 | 79.1 | $\Phi 8$ | 50 | 2.69 | 12 $\Phi 12$ | 4.2 | 1.41 |
| CB-6P6 | 84.6 | $\Phi 10$ | 50 | 4.20 | 12 $\Phi 12$ | 4.2 | 1.41 |

表2 砼配合比

| 设计强度 | 水泥 | 水 | 砂 | 碎石 | 减水剂 | 砂率 | 塌落度(cm) |
|--------|----|------|------|------|------|-------|---------|
| 65 MPa | 1 | 0.28 | 0.52 | 2.57 | 1.1% | 0.168 | 13 |

加载采用位移控制,每级荷载为预估破坏荷载的 1/15。在接近峰值应力时按半级荷载增加。每级荷载加足后持荷 2~3 分钟,再量测数据。

表3 钢筋实测屈服强度及屈服应变

| ϵ_s, f_s | 钢筋 | | | |
|-------------------------------|------|-----|-----|-----|
| | Ø6.5 | Ø8 | Ø10 | Ø12 |
| f_s (MPa) | 400 | 276 | 292 | 495 |
| $\epsilon_s (\times 10^{-3})$ | 245 | 208 | 186 | 240 |

2 轴压试件试验结果及相关因素分析

2.1 $\sigma-\epsilon$ 关系曲线特点及破坏特征

图2为具有代表性的实测 $\sigma-\epsilon$ 关系曲线,该曲线可分段描述如下:

1) OA段为弹性阶段,纵筋及箍筋对试件受力影响很小。试件外观无异常变化。该阶段末A点处应力 σ_a 与峰值应力 f_{0c} 之比 σ_a/f_{0c} 较高,8个轴压试件 σ_a/f_{0c} 平均值在0.6左右。

2) AB段为弹塑性阶段,由于内部微裂缝的发展,纵向应变发展较快,砼保护层开始出现可见竖向裂缝, $\sigma-\epsilon$ 曲线明显弯曲。在该阶段后期,试件角部出现明显竖向裂缝,B点处应力 σ_b 约为 $0.9 f_{0c}$ 。

3) BC段为保护层剥落阶段,随荷载增加,试件表面出现许多明显的竖向裂缝,砼保护层开始起层并部分剥落。此阶段箍筋应力急剧增大,约束效应逐渐增强,纵向应变增加很快, $\sigma-\epsilon$ 曲线呈平缓的上升曲线。该阶段末C点处,试件达其峰值应力 f_{0c} 。

4) CD段为平稳段,砼保护层已基本退出工作,核心区受压砼产生很大的横向变形,箍筋应力急剧增加。核心砼受到约束,使其强度和变形能力大大增加,在产生较大变形的同时,荷载基本保持不变, $\sigma-\epsilon$ 曲线上出现一段接近水平的直线。该直线段的长度与配箍特征值 λ_v ($\lambda_v = \rho_v f_{yv}/f_c$)的大小和复合箍筋形式有关[2]。

5) DE段为下降段,由于箍筋大部分已达屈服强度,部分纵筋压屈,荷载逐渐下降。直至部分箍筋拉断,失去对核心砼的约束作用,纵筋压屈,核心砼被压酥,试件沿约 45° 方向出现破坏裂缝,使试件丧失承载能力而破坏。

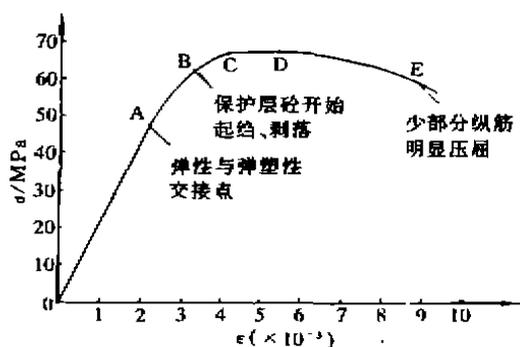


图2 实测CB-4Z应力应变曲线

本次试验结果,具有以下特点:

- (1) 由于采用焊接封闭箍且配箍量较多,箍筋约束作用明显, $\sigma-\epsilon$ 曲线下降段较平缓。
- (2) 至试件破坏,外观上保护层剥落并不严重,但从敲击试件表面及剥离保护层观察,保护层已与核心砼脱离,失去承载作用。

(3) 本次试验得出 $\sigma-\epsilon$ 曲线仅有一个峰值点,与以往有的试验得出 $\sigma-\epsilon$ 曲线有两个峰值点不同[1]。其原因在于本次试验的试件截面尺寸较大,砼保护层相对较薄,试件在保护层剥落过程中丧失的承载力将由核心砼受约束作用而提高的承载力得到及时“弥补”,故第一峰值点不出现,文献[3]也得到类似结果。

2.2 纵筋和箍筋的行为分析

这批试件箍筋间距 s 与纵筋直径 d 之比 s/d 较小,纵筋没出现过早压屈现象,均达到屈服强度。从实测纵筋应力可发现,在砼达到峰值应力 f_{cu} 前,部分纵筋已屈服。从应变变化分析,采用更高强度的钢筋仍能充分发挥作用。

箍筋应力在几个阶段发展速度不相同。在弹性阶段,箍筋应力很小,表明砼横向变形也很小。弹塑性阶段,箍筋应力明显加快,在砼保护层开始脱落后,箍筋应力急剧增加,箍筋对核心砼的约束作用也急剧增大。在下降段箍筋发生屈服。

图 3 为两种型式箍筋在不同 λ_v 时 $\sigma-\epsilon$ 关系曲线的对比(其中 σ 代表砼应力)。不难看出,

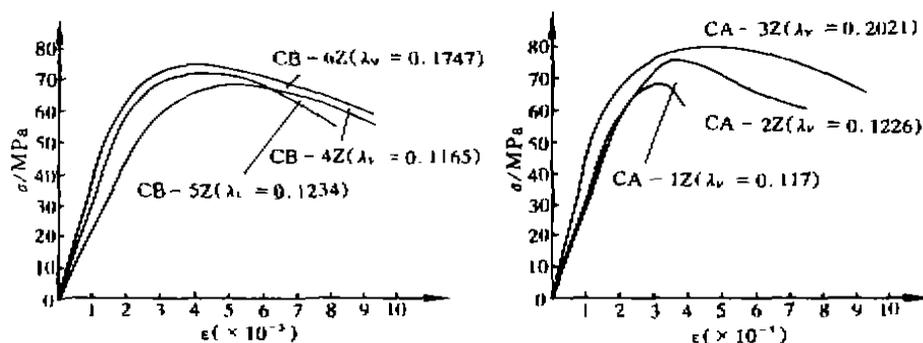


图 3

除试件 CB-4Z 外,随 λ_v 的增加,试件的强度及延性都明显提高,表明箍筋可产生很好的约束作用。而 CB-4Z 异常的原因与 CB-4Z 强度低(所有试件中最低者)或试验离散性有关。

图 4 为不同箍筋形式但 λ_v 相近时的 $\sigma-\epsilon$ 关系曲线的对比。从图中可以看出,在 λ_v 相近

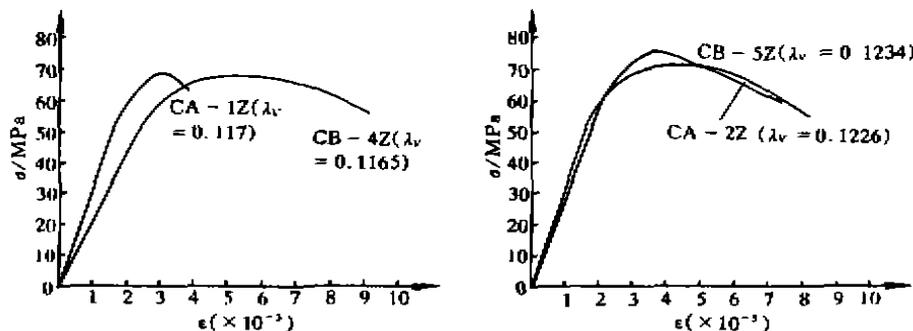


图 4

时, B 型箍筋的约束作用略高于 A 型箍筋。该现象可从分析内外箍筋的作用得到解释。B 型箍筋内箍为八角形, 受力接近于螺旋箍筋, 故可产生较好的约束作用。A 型箍筋中的井字形内箍的作用主要是减小了外箍的无支长度, 其约束作用要小一些。

3 高强约束砼应力—应变全曲线方程

国内外已提出数种高强砼应力—应变($\sigma-\epsilon$)全曲线方程建议式, 但都不十分理想。本文在文献 [3] 高强素砼 $\sigma-\epsilon$ 曲线方程基础上, 考虑箍筋约束作用, 提出高强约束砼 $\sigma-\epsilon$ 全曲线方程建议式为:

上升段曲线:
$$Y = A_v X + (3 - 2A_v) X^2 + (A_v - 2) X^3 \quad (0 \leq X \leq 1) \quad (1)$$

下降段曲线:
$$Y = \frac{X}{a_v (X - 1)^2 + X} \quad (X > 1) \quad (2)$$

上两式中:
$$X = \frac{\epsilon}{\epsilon_{\alpha}}; \quad Y = \frac{\sigma}{f_{\alpha}}$$

f_{α} 、 ϵ_{α} 分别为考虑箍筋约束后的峰值应力和峰值应变, A_v 、 a_v 分别为考虑箍筋约束后的上升段参数和下降参数。根据试验结果和有关资料数据, 采用统计回归方法, 可得出上述参数表达式。

$$f_{\alpha} = (1 + 1.085 \lambda_v \sqrt{1 - S/D}) f_c \quad (3)$$

$$\epsilon_{\alpha} = [1 + 1.96 \sqrt{\lambda_v (1 - S/D)}] \epsilon_c \quad (4)$$

$$A_v = (1 + 5.5 \lambda_v) A \quad (5)$$

$$a_v = (1.23 \times 10^{-7})^{A_v} \cdot a \quad (6)$$

上几式中:
$$f_c = 0.83 f_{cu}$$

ϵ_c 、 A 和 a 按文献 [3] 可表示为:

$$\epsilon_c = (1300 + 10 f_{cu}) \times 10^{-6} \quad A = 2.77 - 0.0285 f_c$$

$$a = 7.26 \times 10^{-4} \cdot f_c^2 \quad S - \text{箍筋间距 (mm);}$$

$$D - \text{柱短边尺寸 (mm).}$$

图 5 为高强约束砼实测 $\sigma-\epsilon$ 曲线与建议方程式的对比, 可以看出, 本文建议公式与试验结果符合较好。

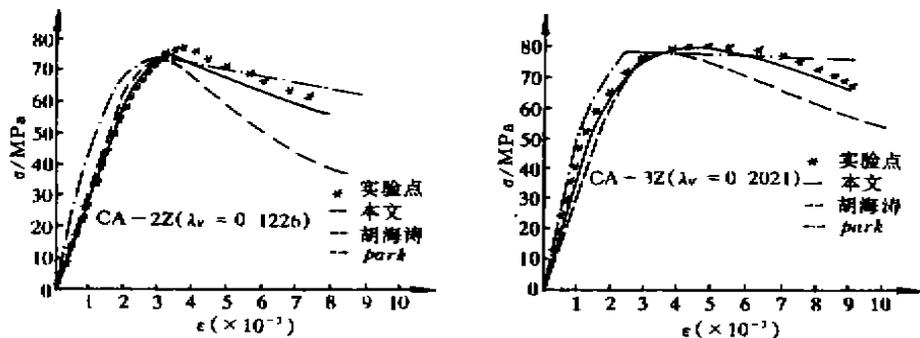


图 5

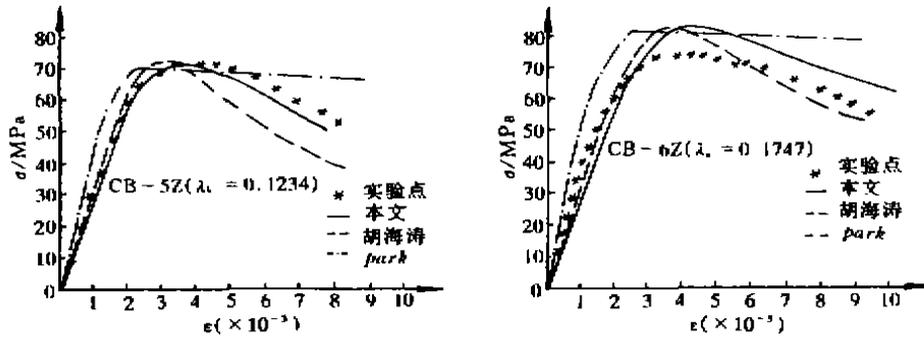


图 5

4 高强约束砼小偏压短柱受力性能

目前有关高强约束砼小偏压柱的研究报告极少。本次研究进行了 6 个试件的试验,进行了以下方面研究的探索。试验结果详表 4。

表 4 小偏压试验结果

| 试件编号 | 偏心距 e_s (mm) | f_c (MPa) | f_t (MPa) | ρ_s (%) | λ_s | ϵ_{c1} (%) | ϵ_{t1} (%) | P_u (kN) |
|--------|-------------------|----------------|----------------|-----------------|-------------|------------------------|------------------------|---------------|
| CB-4P3 | 30 | 73.22 | 60.77 | 1.77 | 0.1165 | 0.7168(+) | 0.1366(+) | 5530 |
| CB-5P3 | 30 | 79.10 | 65.65 | 2.69 | 0.1131 | 0.6585(+) | 0.1199(+) | 6010 |
| CB-6P3 | 30 | 77.46 | 64.29 | 4.20 | 0.1908 | 0.7395(+) | 0.1747(+) | 6000 |
| CB-4P6 | 60 | 71.36 | 59.23 | 1.77 | 0.1195 | 0.5745(+) | 0.0031(-) | 4900 |
| CB-5P6 | 60 | 79.10 | 65.65 | 2.69 | 0.1131 | 0.4515(+) | 0.0134(-) | 5500 |
| CB-6P6 | 60 | 84.60 | 70.22 | 4.20 | 0.1747 | 0.6994(+) | 0.0354(-) | 5140 |

说明： ϵ_{c1} —受压区边缘砼极限压应变， ϵ_{t1} —受拉区边缘相应 ϵ_{c1} 时砼应变值。其中“+”、“-”分别表示压或拉。 P_u —破坏纵向力。

4.1 破坏特征

从加载开始至 $0.6P_u$ (P_u 为极限荷载)，荷载和变形为线弹性关系， $P-\Delta$ 曲线基本为直线。荷载进一步增加，偏心距 30 mm 的试件无横向裂缝出现，而偏心距 60 mm 的试件在受拉一侧出现细小的横向裂缝。随荷载进一步增加，横向裂缝发展十分缓慢。当 P 接近 $0.95P_u$ 时，受压侧角部砼首先开裂，随后压区砼保护层起结并逐渐剥落。在达 P_u 后，变形继续增长，但荷载仍基本保持不变或略有下降， $P-\Delta$ 曲线呈近似水平段(图 6)。随砼被压酥部分向核心区延伸，截面物理偏心距增大，柱承载能力大幅度下降， $P-\Delta$ 曲线出现下降段，而后由于核心区砼大面积被压酥，导致柱突然破坏。检查破坏试件，发现受压侧砼保护层已大面积剥离离核心砼。

实测数据表明，在箍筋约束作用下，高强砼小偏压柱的强度及延性都得到了提高。受压侧

纵筋在荷载达 P_u 前已屈服, 然后被压屈。

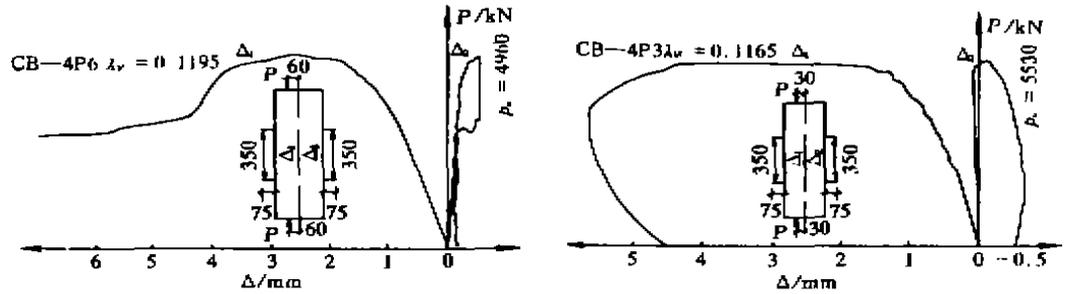


图 6 小偏压柱 $P-\Delta$ 曲线

4.2 受压边缘砼极限压应变 ϵ_{cu}

由于箍筋的约束作用, ϵ_{cu} 有了很大的增加(见表 4), 但试验结果分析发现, ϵ_{cu} 并不随 λ_0 增加单调上升。图 7 为 λ_0 一定时, ϵ_{cu} 随 e_0/h_0 变化的情况, 在 e_0/h_0 约为 0.11 时, ϵ_{cu} 达到

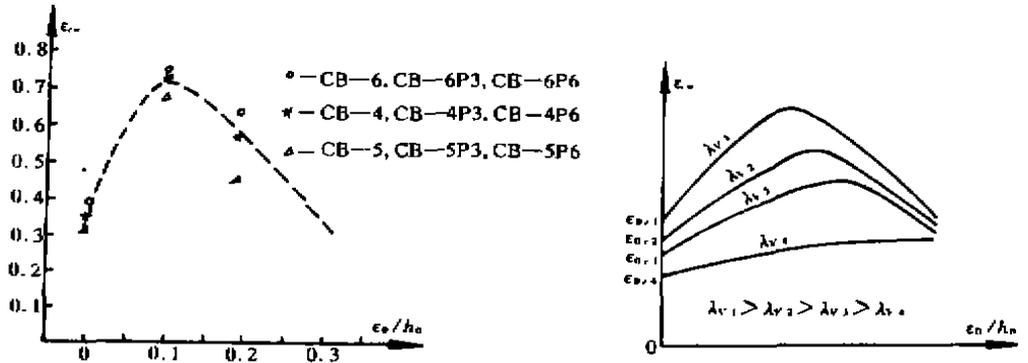


图 7

图 8

最大值, 然后 ϵ_{cu} 随 e_0/h_0 增大反而降低。图 8 区分出了不同 λ_0 时的情况, 当 λ_0 较小时, ϵ_{cu} 平缓单调增加, 但当 λ_0 较大时, ϵ_{cu} 出现峰值点, 并且, 出现峰值点的 e_0/h_0 值随 λ_0 增大而减小。产生这种现象的原因可能由于 λ_0 的增大, 使约束作用增强, 使 ϵ_{cu} 增大。但当 e_0/h_0 增大到某个值时, 受拉区面积增大, 致使约束作用降低, ϵ_{cu} 反而减小。这一现象的内在机理, 有待进一步的研究分析。

5 正截面强度计算

箍筋约束作用使高强约束砼正截面强度得到提高, 试验已证明了这一点, 但推导出相应的计算公式是一项比较复杂的工作, 涉及较多的影响因素, 且需有更多的试验数据来验证。仅用考虑箍筋约束作用而提高的砼轴压强度 f_{cc} 代替 f_{cm} 用普通砼小偏压正截面强度计算公式得出的结果不理想。鉴于试验数据较少, 还有待进一步研究。但从工程角度来考虑, 我们更关心高强约束砼偏压柱的延性的增大, 至于强度的提高部分, 可作为安全储备。

6 结论和建议

1) 配置一定量的箍筋, 能有效地约束砼, 显著地提高高强砼轴压及小偏压柱的延性, 强度也有一定程度的提高。

2) 在高强约束砼柱中, 若砼保护层面积与总截面面积之比较小时, 砼 $\sigma-\epsilon$ 曲线上仅出现一个峰值点。

3) B 型复合箍中的八角形内箍受力近似于环形箍, 对核心砼的约束作用高于 A 型复合箍中的井字形内箍。

4) 高强约束砼中, 宜用焊接封闭箍, 可采用较高强度的纵筋。

5) 本文建议高强约束砼 $\sigma-\epsilon$ 全曲线方程式 [式 (1) ~ (6)] 较好地描述了高强约束砼的应力—应变关系, 与试验结果吻合较好。

6) 在复合箍筋约束下, 高强砼小偏压柱受压边缘砼极限压应变 ϵ_{cu} 有所提高。但 ϵ_{cu} 并不随 λ_0 增大单调增长。当 e_0/h_0 大于某个值后, ϵ_{cu} 随 e_0/h_0 增大而减小。这一现象有待进一步研究。

7) 用箍筋约束能有效地提高高强砼的延性。配箍特征值 λ_0 越大, s/d 越小, 高强约束砼延性越好。为取得良好的约束效果和防止纵筋过早压屈, 建议 $\lambda_0 \geq 0.11$ 。

参 考 文 献

1 Daniel Cusson and Patrick Paultre. High-Strength Concrete Columns Confined by Rectangular Ties. ASCE Vol. 120, NO. 3, Mar 1994.

2 吴绮云, 龙明英等. 约束砼及其构件强度和变形的试验研究. 工程抗震研究报告. 中国建筑科学研究院抗震所, 1982. 9

3 胡海游, 叶知满. 高强约束砼应力应变全曲线性能的试验研究. 高强砼结构性能研究专题报告, 1990. 4

4 牛绍仁, 李立仁. 特细砂及 JK 高强砼力学性能. 第二届砼结构基本理论及应用学术讨论会论文集, 北京, 1990. 10

(编辑: 陈 蓉)

Experimental Research on Mechanical Behavior of High-strength Concrete Short Columns Confined with Stirrups

Zhi Yunfang Niu Shaoren

Zhang Yizuo

(Chongqing Jianzhu University)

(Jiaozuo Specialized School of Architecture and Economics)

Abstract Based on the test of high strength concrete (HSC) short columns confined with stirrups 8 under axial loads and 6 under small eccentric loads, the influence of stirrups confinement on stress-strain relationship and related parameter under monoaxial compression are studied, and the effect of the type of stirrups, stirrup ratio, etc on the HSC columns ductility is analysed. Besides, the strength and deformation behavior of HCS columns under small eccentric compression are explored. Based on the experimental study, the complete stress-strain curves of confined HSC and the formula for calculating the related parameter are presented in this paper.

Keywords confined high-strength concrete, aseismic behavior, complete stress-strain curves, strength, deformation