

钢骨超高强混凝土短柱抗震性能试验研究

徐世烺^{*1}, 姜睿^{1,2}, 贾金青¹, 孙根勤³, 厚童⁴

(1.大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024;
2.鲁东大学 土木工程学院, 山东 烟台 264025;
3.大连市建筑设计院, 辽宁 大连 116000;
4.中建国际(深圳)设计顾问有限公司, 广东 深圳 518000)

摘要: 对12根钢骨超高强混凝土短柱($\lambda \leq 2.0$)在低周反复荷载下抗震性能进行了试验.发现其压缩强度为92.9~108.1 MPa,柱主要破坏形态为剪切破坏.并且分析了剪跨比、轴压比及配箍率对延性的影响,最后根据试验结果,提出了满足一定延性要求($\lambda_{\Delta} \geq 3.0$)钢骨超高强混凝土短柱的轴压比限值和箍筋加密区的最小体积配箍率的建议值.该值要比现行规程的相关规定更为严格.同时进一步提出了箍筋加密区的最小配箍特征值,可为规程的修订及工程应用提供参考.

关键词: 钢骨超高强混凝土;短柱;延性;抗震性能
中图分类号: TU528.31; TU375.3 **文献标识码:** A

0 引言

钢骨混凝土组合结构(SRC)具有优良的抗震性能,在地震多发国家已得到广泛的应用.随着现代建筑向高层、超高强混凝土方向发展,以及混凝土技术向高强、高性能方向发展,钢骨超高强混凝土组合结构在实际工程中已有应用.

国内外对SRC结构进行了大量的研究,但所用混凝土强度相对较低,因而对钢骨超高强混凝土结构的研究甚少.欧洲钢与混凝土组合结构规范^[1]规定钢骨混凝土强度 $f_{ck} \leq 50$ MPa, f_{ek} 为圆柱体的抗压强度,相当于我国的C60;美国钢结构学会标准规定^[2]钢骨混凝土的强度为20.7 MPa $\leq f' \leq 55$ MPa, f'_c 仍为混凝土圆柱体的抗压强度,其强度范围大致相当于我国C25~C65;我国现行规范《型钢混凝土结构技术规程》JGJ 138-2001^[3]和《钢骨混凝土结构设计规程》YB 9082-97^[4]中混凝土强度等级最高为C60,因此实际工程中应用超过C60的钢骨混凝土结构存在超限问题. Hajjar^[5]、Xiao等^[6]对 $f'_c = 70$ MPa(相当于我国的C80)的钢骨高强混凝土柱进行了研究,表明其有良好的抗震性能,并且其延性比相应的混凝土试件有较大提高.李俊华等^[7]对C80

的钢骨混凝土柱进行了研究,分析了轴压比、体积配箍率对构件延性的影响,给出了C80钢骨高强混凝土柱满足一定延性要求的轴压比限值,并就配箍率对轴压比限值的影响进行了探讨.目前国内、外研究的混凝土强度大多局限在C80以下,还缺乏针对型钢超高强混凝土框架柱的研究.

超高强混凝土的高脆性,使其同普通混凝土相比,在力学性能上存在着明显的差异.以上规程和相关研究对于钢骨超高强混凝土结构是否适用,还需要进行试验研究才能得出结论.柱的抗震性能是关系到建筑物在地震作用下是否倒塌的关键,短柱的延性更差,且在高层及超高层建筑中的出现不可避免.因此本文对钢骨超高强混凝土框架短柱的抗震延性进行试验研究,分析剪跨比、轴压力系数及配箍率对钢骨超高强混凝土短柱延性的影响;并基于试验分析,提出钢骨超高强混凝土短柱的轴压力系数限值和箍筋加密区的最小配箍特征值.

1 试验概况

1.1 主要试件参数

试件剪跨比 $\lambda = 1.5$ 、2.0两种,截面尺寸200 mm×200 mm,超高强混凝土抗压强度实测值

收稿日期: 2006-02-15; 修回日期: 2007-07-31.
基金项目: 国家自然科学基金资助项目(重点项目 50438010).
作者简介: 徐世烺^{*}(1953-),男,博士,长江学者奖励计划特聘教授,博士生导师.
©1994-2015 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. <http://www.cnki.net>

范围为 92.9~108.1 MPa,其配合比及性能指标见表 1;试件中钢筋为热轧 I₁₂,实测截面面积为 1 476 mm²,含钢率为 3.7%;纵筋配筋率 $\rho = 1.54\%$,为 4 ϕ 14 螺纹钢。箍筋采用直径为 8 mm 的 HRB400 级热轧钢筋,采用该种箍筋的目的是因为钢筋超高强混凝土短柱在压、弯、剪的复合

作用下,为获得一定的抗震延性,柱核芯混凝土需要更强的约束以限制横向变形,HRB400 级热轧钢筋强度高、延伸率较好以及质量可靠,故能够起到有效的约束作用。钢筋及钢材的力学性能指标见表 2。

表 1 超高强混凝土的配合比及性能指标
Tab. 1 Mix design and properties of very high-strength concrete

材料用量 /(kg·m ⁻³)							坍落度 /mm	$f_{cu,m}$ /MPa
水泥	硅灰	粉煤灰	水	石子	砂	减水剂		
552.4	63.6	84	145	1 166.7	443.3	21	75	109.6

表 2 钢筋及型钢力学指标
Tab. 2 Measured properties for steel bar and steel shape

型钢	f_y /MPa	f_u /MPa	W_{10} %
ϕ 14	318.0	446.6	27.4
I ₁₂	264.0	352.1	33.3
ϕ 8	457.1	620.3	23.8

1.2 试验装置及加载制度

试件采用简支梁式加载,试验简图如图 1 所示。试验的加载装置如图 2 所示。首先用电液伺

服作动器施加轴向荷载并保持为定值,然后施加往复水平荷载。在试验过程中,随着水平荷载发生变化,轴压力也会随之发生波动,通过专人随时调整压力机油阀,以保证轴压力的稳定。加载采用变幅变位移混合加载制度,第一循环以开裂荷载控制,正反向各加载 1 次;随后按屈服位移控制,每一控制位移下水平荷载循环 3 次,直至水平荷载显著降低或试件不能稳定地承受预加的轴向荷载时,停止试验,加载制度如图 3 所示。试验轴压比 n_1 分别为 0.57、0.35、0.29、0.23。

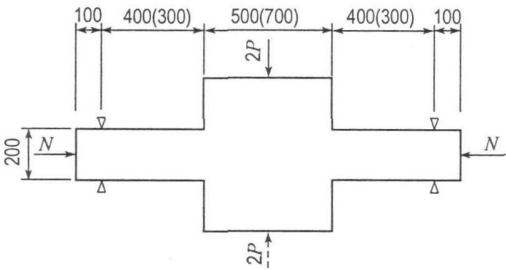
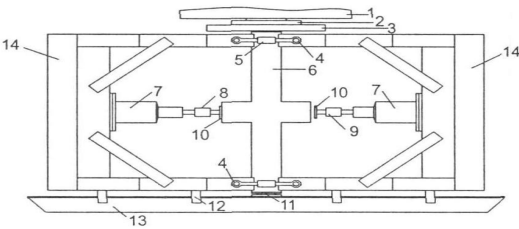


图 1 试验简图(单位为 mm)
Fig. 1 Experimental diagram (unit mm)



1 试验机横梁; 2 试验机球铰; 3 试验机上加压板;
4 辊轴(支座); 5 丝杠; 6 试件; 7 液压千斤顶; 8
2000 kN 荷载传感; 9 加力头; 10 垫板; 11 球铰;
12 滚轴; 13 试验机活动平台; 14 加固梁
1 试验机横梁; 2 试验机球铰; 3 试验机上加压板;
4 辊轴(支座); 5 丝杠; 6 试件; 7 液压千斤顶; 8
2000 kN 荷载传感; 9 加力头; 10 垫板; 11 球铰;
12 滚轴; 13 试验机活动平台; 14 加固梁

图 2 加载装置简图

Fig. 2 Loading instrument diagram

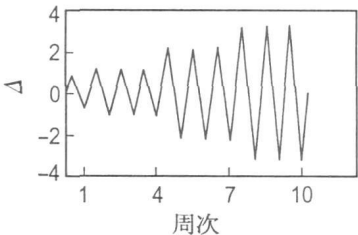


图 3 加载制度
Fig. 3 Loading program

试件数据用动静态应变(应力)测试分析系统采集。考虑到超高强混凝土显著脆性,试件破坏突然,每个测点的采样速率设为 20 Hz。利用计算机的海量存储硬盘,长时间实时、无间断记录多通道信号,试件的滞回曲线实时显示在计算机上。

2 试验分析

2.1 破坏特征

本次试验旨在研究较高轴压力作用下钢筋超高强混凝土短柱的抗震延性问题,所用试件的剪跨比 $1.5 \leq \lambda \leq 2.0$ 。试验表明,由于短柱处于压、弯、剪复合应力状态作用下,受力极其不利,破坏一般比较突然,试件均表现为剪切破坏或以剪切破坏为主。具体破坏形态可分为剪切斜压破坏和剪切粘结破坏两类。

(1) 剪切斜压破坏

本次试验剪跨比 $\lambda = 1.5$ 的试件和大多数剪跨比 $\lambda = 2.0$ 的试件发生了这类形式的破坏。在横向荷载作用下,在柱的受剪平面上首先出现沿加载点至试件支点的微细斜裂缝,继而在反向荷载作用下,反向亦出现斜裂裂缝,形成交叉裂缝。随着荷载的增加和反复,斜裂缝进一步发展并将试件分隔成许多斜压小柱体;达到极限承载力之后,混凝土保护层剥落,破坏面上的石子被击穿,导致试件破坏,其破坏形态如图 4(a) 所示。

(2) 剪切粘结破坏

本次试验少部分剪跨比 $\lambda = 2.0$ 的试件发生了这类形式的破坏,且有时与剪切斜压破坏同时发生。这种破坏形态主要是由于钢骨两侧混凝土产生纵向劈裂所致。在反复荷载作用下,首先出现沿加载点至试件支座的微细斜裂缝,沿着柱两侧型钢翼缘位置的混凝土表面出现纵向劈裂粘结裂缝,随着荷载的增加和往复,这些裂缝逐渐扩展、贯通,最后由于竖向劈裂粘结裂缝处混凝土被压溃,试件抗剪承载力下降,导致试件破坏,如图 4(b) 所示。发生剪切粘结破坏的试件一般配箍率

较小,且处于高轴压的作用下。

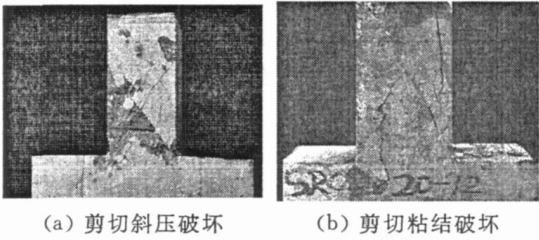


图 4 试件的破坏形态
Fig. 4 Failure patterns of specimens

2.2 滞回特性性态分析

本文对 12 根钢骨超高强混凝土短柱在低周反复荷载作用下进行了试验,图 5 为部分试件的实测荷载-位移滞回曲线,从图中可以看出如下特点:

(1) 构件的初始刚度随轴压比的增大而增大,刚度随着循环次数的增加而降低。水平荷载未达到峰值荷载前,每一位移幅值控制下的 3 次循环加、卸载曲线基本重合,表明此时刚度变化不大;水平荷载超过峰值后,出现明显的刚度退化现象。

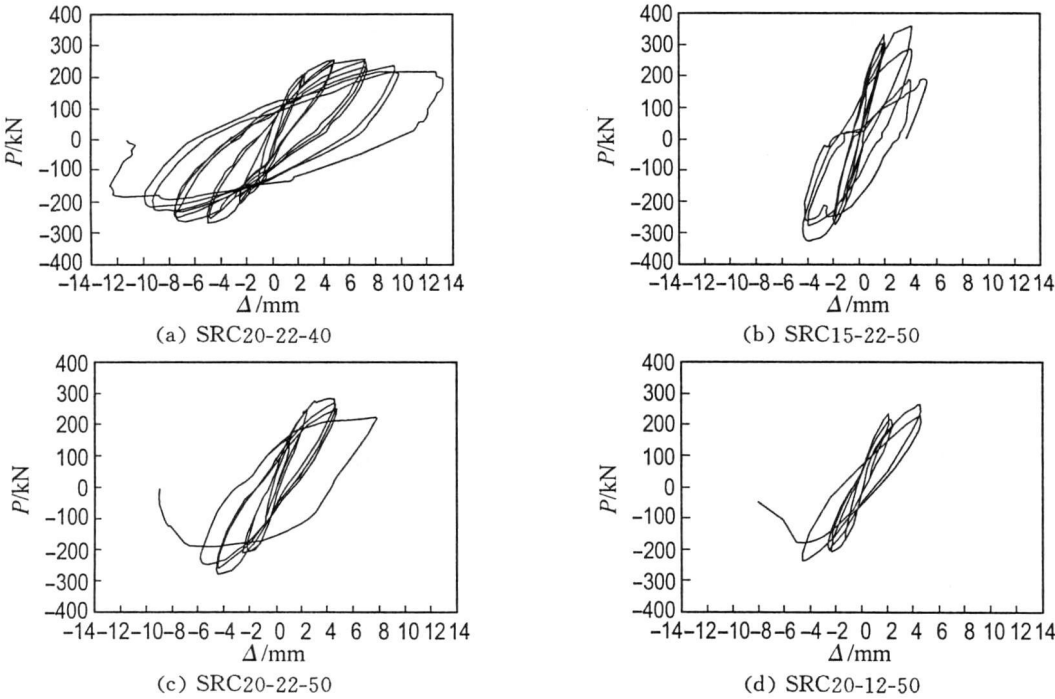


图 5 部分试件的荷载-位移滞回曲线
Fig. 5 Shear force-displacement hysteretic curves of some specimens

(2) 在相同条件下,低轴压比试件的滞回曲线形状较为饱满呈梭形,承受反复荷载的循环次数较多,有较大的塑性变形和耗能能力,如图 5 试件 SRC20-22-40;而高轴压比的试件滞回曲线形状则相对狭窄,循环次数也相对较少,塑性变形和

耗能能力也相应降低,如图 5 试件 SRC20-22-50。

(3) 在相同条件下,随着剪跨比的增大,试件的滞回曲线更加平缓,滞回环的形状趋于饱满,极限变形能力也明显随之增加,表明耗能能力更强;反之亦然,如图 5 试件 SRC15-22-50 和

SRC20-22-50 所示。

(4) 在相同条件下,配箍率越高,试件的滞回曲线形状越饱满;过峰值荷载后,曲线退化缓慢,塑性变形和耗能能力相对较大,如图 5 试件 SRC20-22-50 和 SRC20-12-50 所示。

2.3 P-Δ 骨架曲线及位移延性

将第一次加载曲线和各峰值点进行连线可得到滞回曲线的骨架曲线(包络线)。根据骨架曲线,用能量等效法求其屈服位移 Δ_y ,再按通常规定取峰值荷载下降到 85% 时对应的位移作为极限位移 Δ_u ,极限位移 Δ_u 和屈服位移 Δ_y 之比为位移延性系数,所以,位移延性系数定义为

$$\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y \tag{1}$$

按上述方法得出的试件位移延性系数如表 3 所示。

表 3 钢筋超高强混凝土短柱试件参数及位移延性

Tab. 3 Parameters of specimens and displacement ductility

试件编号	$f_{cu,m} / \text{MPa}$	λ	$\eta_f / \%$	n_t	n_d	μ_{Δ}
SRC15-12-60	103.7	1.5	1.2	0.35	0.60	2.30
SRC15-08-50	101.0	1.5	0.8	0.29	0.50	2.42
SRC15-22-50	102.1	1.5	2.2	0.29	0.50	3.09
SRC20-22-95	94.1	2.0	2.2	0.57	0.95	2.25
SRC20-12-95	107.6	2.0	1.2	0.57	0.95	2.00
SRC20-30-60	98.5	2.0	3.0	0.35	0.60	3.73
SRC20-16-60	95.4	2.0	1.6	0.35	0.60	2.55
SRC20-12-60	92.9	2.0	1.2	0.35	0.60	2.40
SRC20-22-50	100.3	2.0	2.2	0.29	0.50	3.23
SRC20-16-50	98.3	2.0	1.6	0.29	0.50	3.08
SRC20-12-50	108.1	2.0	1.2	0.29	0.50	2.89
SRC20-22-40	98.6	2.0	2.2	0.23	0.40	4.16

注:试件编号规则为如试件 SRC20-22-50 前面字母 SRC 代表钢筋超高强混凝土,第一组数字(20)代表试件剪跨比,第二组数字(22)表示该试件的体积配箍率 $\eta_f = 2.2\%$,第三组数字(50)表示该试件的设计轴压比 $n_d = 0.5$; 其余依次类推

2.4 影响钢筋超高强混凝土短柱延性主要因素

影响钢筋框架柱抗震延性的因素有轴压比、配箍率、剪跨比、混凝土强度、配箍形式、含钢率、纵筋配筋率以及加载速率等。本文重点研究了剪跨比、配箍率和轴压比对超高强混凝土框架短柱延性的影响,并且与文献 [7] 的试验结果进行比较,分析混凝土强度变化对延性的影响。

(1) 剪跨比对延性的影响

混凝土柱在地震作用下,依据剪跨比的不同,分为长柱($\lambda > 2.0$)、短柱($2.0 \leq \lambda \leq 1.5$)和极短柱($\lambda < 1.5$)。剪跨比是影响延性的主要因素,剪跨比较小的短柱一般发生脆性特征明显的剪切破坏。

图 6 为相同配箍率和轴压比条件下,剪跨比不同的试件的骨架曲线比较。由图可见,随着剪跨比的提高,试件的刚度和峰值荷载均明显降低,而且骨架曲线的下降段也变得更加平缓,试件的极限变形却大大提高了。这表明试件的延性随着剪跨比的增大而有显著的改善。试件的延性系数与剪跨比的关系如图 7 所示。

(2) 轴压比对延性的影响

轴压比是影响混凝土柱抗震延性的主要因素之一。它不仅能够影响超高强混凝土短柱的破坏形态,而且能够影响其变形能力、耗能能力及承载能力。

图 8 为根据试验绘制的在相同配箍率条件下、不同轴压比试件的骨架曲线比较。从图中可以清楚地看到,随着轴压比的提高,横向荷载达到峰值以后,钢筋超高强混凝土框架短柱的延性逐渐降低,强度衰减的速率加快,极限变形能力也相应降低,且骨架曲线的下降段逐渐变得愈发陡峭。

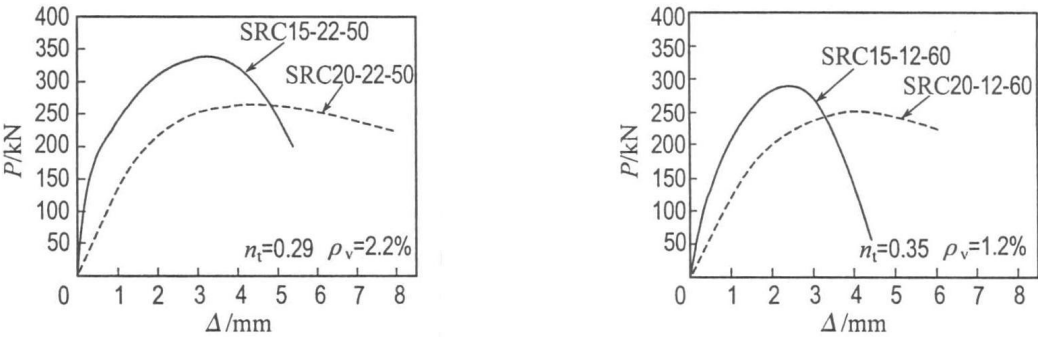


图 6 不同剪跨比试件的骨架曲线比较

Fig. 6 Comparison of skeleton curves of different shear span ratio

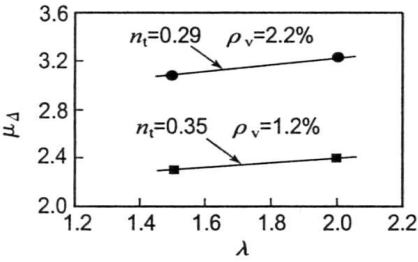


图 7 μ_{Δ} 与 λ 的关系
Fig. 7 Relations of μ_{Δ} and λ

试件的延性系数 μ_{Δ} 和试验轴压比 n_1 的关系如图 9 所示. 从 $n_1-\mu_{\Delta}$ 曲线可以更清晰地看出, 试件的延性随轴压比的降低而增大, 随轴压比的增大而降低. 同时可以看出, 在高轴压比的情况下, 延性系数随配箍率的增加而增加的幅度较小; 在低轴压比的情况下, 延性系数随配箍率的增加而增加的幅度较大.

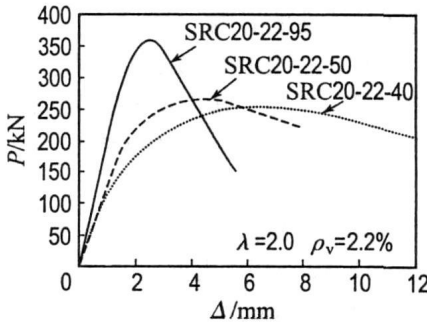
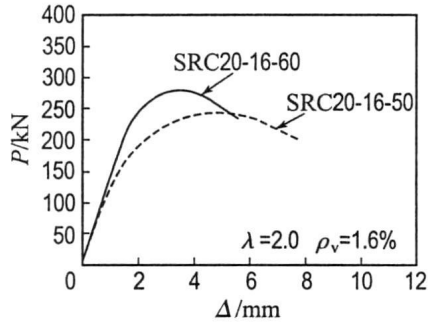


图 8 不同轴压比试件的骨架曲线比较
Fig. 8 Comparison of skeleton curves of different axial compression ratio

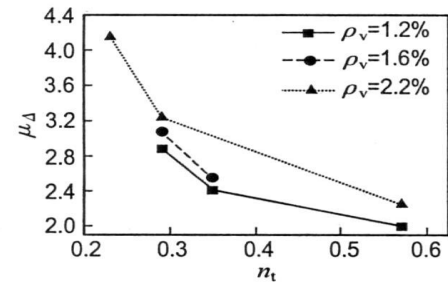


图 9 $\lambda = 2.0$ 试件 μ_{Δ} 与 n_1 的关系
Fig. 9 $\mu_{\Delta}-n_1$ relations of $\lambda = 2.0$ specimens

(3) 配箍率对延性的影响
配箍率也是影响混凝土柱抗震延性的主要因素之一. 相同条件下, 提高配箍率可以明显改善钢骨超高强混凝土短柱的滞回特性和抗震延性. 图 10 为根据试验绘制的在相同轴压比条件下、不同配箍率试件的骨架曲线. 从中可以看出, 随着配箍率的提高, 试件的变形能力和延性有了明显改善; 同时试件的受剪承载力也有不同程度的提高.

配箍率 ρ_v 和延性系数 μ_{Δ} 的关系如图 11 所示. 从图中可以更清楚地看到, 试件的延性随体积配箍率的提高而增大, 随体积配箍率的减小而降低.

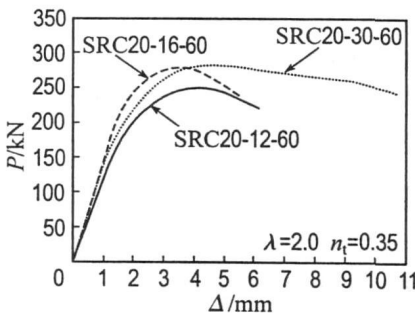
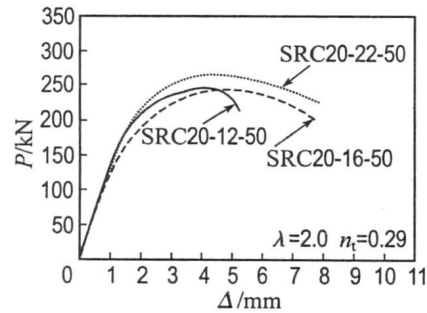


图 10 不同配箍率试件的骨架曲线比较
Fig. 10 Comparison of skeleton curves of different volumetric stirrup ratio

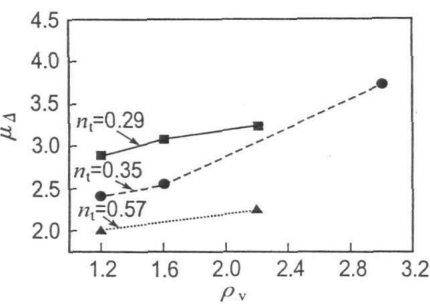


图 11 $\lambda = 2.0$ 的试件 μ_{Δ} 与 d_v 的关系
Fig. 11 μ_{Δ} - d_v relations of $\lambda = 2.0$ specimens

(4) 强度对延性的影响

混凝土强度的变化能够显著影响柱的抗震延性。相同条件下,混凝土强度的提高可以明显降低钢筋超高强混凝土短柱的滞回特性和抗震延性。

表 4 为本文和文献 [7] 的剪跨比 $\lambda = 2.0$ 的试件位移延性的比较分析。由此可以看出,在轴压比基本相同的情况下,随着混凝土强度的提高,试件的延性大大降低,4 组试件的平均延性降低了 20.9%。

表 4 强度对试件延性影响的比较
Tab. 4 Comparison of different concrete strength for ductility

组别	试件编号	f_{cu} /MPa	n_t	μ_{Δ}	延性降低 /%
1	SRC20-16-60	95.4	0.35	2.55	29.4
	SRC-9	84.4	0.36	3.62	
2	SRC20-12-60	92.9	0.35	2.40	18.4
	SRC-8	84.4	0.36	2.94	
3	SRC20-16-50	98.3	0.29	3.08	20.6
	SRC-6	84.4	0.28	3.88	
4	SRC20-12-50	108.1	0.29	2.89	15.2
	SRC-5	81.8	0.28	3.41	

3 抗震设计轴压比限值及最小体积配箍率和最小配箍特征值

3.1 轴压比限值

在我国现行规范体系中,试验轴压比和设计轴压比存在一定的换算关系。

试验轴压比 $n_t = \frac{N_k}{f_{ck}A_c + f_{ak}A_a}$, 其中 N_k 为试验轴压力标准值, f_{ck} 为混凝土抗压强度标准值, f_{ak} 为钢筋抗压强度标准值, A_c 为柱截面混凝土净面积, A_a 为钢筋截面面积。设计轴压比 $n_d = \frac{N_d}{f_c A_c + f_a A_a}$, 其中 N_d 为考虑地震作用组合的柱

设计轴力,可近似地取为 $N_d = V_c N_{Gk} + V_E N_{Ek} \approx 1.23N_k$; f_c 为混凝土抗压设计强度,按照现行规范 GB 50010-2002^[8] 规定取 $f_c = f_{ck} N_c = f_{ck} / 1.4$; f_a 为钢筋抗压强度设计值,且 $f_a = f_{ak} N_s$ 。

一方面,混凝土材料分项系数 V_c 和钢材的材料分项系数 V_s 取值并不一致;另一方面,混凝土和钢筋还存在轴力分配问题^[9],故有别于钢筋混凝土的是,钢筋混凝土设计轴压比和试验轴压比之比为一变值。为实际应用的方便,可偏于安全地取钢材的材料分项系数与混凝土的材料分项系数相同。

则

$$n_d = \frac{N_d}{f_c A_c + f_a A_a} = \frac{N_d}{\frac{f_{ck} A_c}{V_c} + \frac{f_{ak} A_a}{V_s}} = \frac{1.23 \times 1.4 N_k}{\frac{f_{ck} A_c}{V_c} + \frac{f_{ak} A_a}{V_s}} = \frac{1.722 N_k}{f_{ck} A_c + f_{ak} A_a}$$

由此,可以得到两者的换算关系为

$$n_d = 1.722 n_t \tag{2}$$

国内外的研究表明,柱的位移延性随轴压比的增加而减小。为满足一定的抗震延性要求,必须对轴压比的取值进行限制^[10-11]。一般认为,满足有限延性要求的位移延性系数取 $\mu_{\Delta} \geq 3.0$ 较为适宜。按此原则,根据试验结果,对于 $\lambda = 2.0$ 的试件,当配箍率在 1.6%, 试验轴压力系数 $n_t = 0.29$ 时,延性可得到满足,此时对应的设计轴压力系数 $n_d = 0.50$ 。将此系数作为框架柱二级抗震时设计轴压力系数限值,一、三级抗震时的设计轴压力系数限值分别减增 0.1,即 0.4 和 0.6,则一、二、三级抗震的设计轴压力系数限值分别为 0.4 0.5 0.6。对于框架-剪力墙结构、筒体结构,在上述轴压比基础上,分别增加 0.05;对于框支剪力墙结构则分别减小 0.05。据此得出的钢筋超高强混凝土框架短柱的轴压比限值见表 5。

表 5 钢筋超高强混凝土 (C95~ C100) 框架短柱的轴压比限值

Tab. 5 Limited values on axial compression ratio of steel reinforced very high-strength concrete (C95~ C100) short columns

结构类型	箍筋形式	抗震等级		
		一级	二级	三级
框架结构	复合箍筋	0.40	0.50	0.60
框架-剪力墙结构	复合箍筋	0.45	0.55	0.65
框架-筒体结构	复合箍筋	0.35	0.45	0.55

将本次试验所得结论同《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ 138-2001^[11] 中的相关条款 (见

表 6) 对比,同时注意到,规程的规定只适用于 C60以下混凝土,为此,可参照《混凝土结构设计规范》GB 50010- 2002中的有关规定,当混凝土强度等级为 C65~ C70时,轴压比限值宜按表中数值减小 0. 05;混凝土强度等级为 C75~ C80时,轴压比限值宜按表中数值减小 0. 10. 按以上规定递推,混凝土强度等级为 C95~ C100的框架柱在抗震等级分别为一、二、三级时,对应的轴压比限值分别为 0. 45 0. 55 0. 65. 并且对于剪跨比 $\lambda \leq 2$ 的柱,其轴压比限值宜按表中数值再减小 0. 05,则混凝土强度等级为 C95~ C100的框架钢骨短柱在抗震等级分别为一、二、三级时,对应的轴压比限值应分别为 0. 40 0. 50 0. 60. 可以看出,与本文的分析基本一致.

表 6 JGJ 138- 2001框架柱轴压比限值
Tab. 6 Limited values on axial compression ratio of frame columns for JGJ 138- 2001

结构类型	箍筋形式	抗震等级		
		一级	二级	三级
框架结构	复合箍筋	0. 65	0. 75	0. 85
框架 -剪力墙结构	复合箍筋	0. 70	0. 80	0. 90
框架 -筒体结构				
框支结构	复合箍筋	0. 60	0. 70	0. 80

注:剪跨比不大于 2的框架柱,其轴压比限值应比表中数值减小 0. 05

必须指出的是,本文的轴压比限值是在钢骨超高强混凝土短柱采用了 HRB400级高强箍筋的前提下得到的,而 JGJ 138- 2001规定的轴压比限值选用低强度钢筋即可满足要求. 因此,从这个角度上讲,本文给出的建议值要更为严格.

3. 2 最小体积配箍率 ρ_v 和最小配箍特征值 λ_v

根据试验可以得出,在满足有限延性 $\Delta \geq 3. 0$ 条件下,钢骨超高强混凝土短柱箍筋加密区的最小体积配箍率,此值可作为二级抗震时的最小体积配箍率. 当抗震等级为一、三级时,可在二级的基础上 $\pm 0. 2\%$,如表 7所示.

表 7 钢骨超高强混凝土 (C95~ C100)短柱箍筋加密区的箍筋最小体积配箍率 (%)

Tab. 7 Minimum values on volumetric ratio of steel reinforced very high-strength concrete (C95~ C100)short columns (%)

抗震等级	箍筋形式	轴压比			
		$\leq 0. 3$	0. 4	0. 5	0. 6
一级	复合箍筋	1. 4	1. 6	1. 8	2. 4
二级	复合箍筋	1. 2	1. 4	1. 6	2. 2
三级	复合箍筋	1. 0	1. 2	1. 4	2. 0

将本次试验得到的柱箍筋加密区的箍筋最小体积配箍率与《型钢混凝土组合结构技术规范》JGJ 138- 2001中的规定 (见表 8) 相比,可以看出本文的建议值要更大一些,同时必须值得注意的是,本文采用了高强度箍筋 (III 级钢),而规程的箍筋采用的是 I 级钢,因此,规程的规定如用于钢骨超高强混凝土短柱将偏于不安全. 其主要决定因素是超高强混凝土的脆性大、延性差和本次试验研究的对象为短柱.

表 8 JGJ 138- 2001柱箍筋加密区的箍筋最小体积配箍率 (%)

Tab. 8 Minimum values on volumetric ratio of columns for JGJ 138- 2001 (%)

抗震等级	箍筋形式	轴压比		
		$< 0. 4$	0. 4~ 0. 5	$> 0. 5$
一级	复合箍筋	0. 8	1. 0	1. 2
二级	复合箍筋	0. 6~ 0. 8	0. 8~ 1. 0	1. 0~ 1. 2
三级	复合箍筋	0. 4~ 0. 6	0. 6~ 0. 8	0. 8~ 1. 0

在一定轴压力作用下,柱延性的提高主要通过箍筋对柱核芯混凝土的约束作用来实现. 而提高这种约束作用的途径有二:一是通过提高箍筋的体积配箍率来实现;二是通过提高箍筋的强度来实现,因此,用配箍特征值 λ_v 可比配箍率 ρ_v 能更好地反映箍筋的约束作用. 根据式 $\rho_v = \lambda_v f_c / f_{yv}$,可以得到钢骨超高强混凝土短柱箍筋加密区的箍筋最小配箍特征值 λ_v ,如表 9所示,表中为配箍特征值的设计值.

表 9 钢骨超高强混凝土 (C95~ C100)短柱箍筋加密区的箍筋最小配箍特征值

Tab. 9 Minimum values on stirrup characteristics value of steel reinforced very high-strength concrete short columns

抗震等级	箍筋形式	轴压比			
		$\leq 0. 3$	0. 4	0. 5	0. 6
一级	复合箍筋	0. 11	0. 13	0. 15	0. 19
二级	复合箍筋	0. 10	0. 11	0. 13	0. 18
三级	复合箍筋	0. 08	0. 10	0. 11	0. 16

4 结 论

(1) 剪跨比 $\lambda = 1. 5$ 及 2. 0的钢骨超高强混凝土短柱在低周反复荷载作用下,其主要的破坏形态为剪切破坏,脆性特征较为明显.

(2) 在相同的条件下,构件的轴压比越高,其位移延性越差;而剪跨比和体积配箍率越高,其延性越好.

(3) 根据试验结果,本文提出了满足一定延性要求 ($\lambda \geq 3.0$) 的钢骨超高强混凝土框架短柱的轴压比限值和箍筋加密区的最小体积配箍率的建议值,该值要比现行规程的相关规定更为严格,并且还进一步提出了箍筋加密区的最小配箍特征值的建议值. 它们可为钢骨超高强混凝土短柱的工程应用及规程的修订提供参考.

参考文献:

[1] Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures, Part 1.1 General rules and rules for buildings [S]. Brussels: Commission of European Communities, 1992

[2] AISC. Load and resistance factor design specification for structural steel buildings [S]. Chicago: American Institution of Steel Construction (AISC), 1993

[3] 中华人民共和国行业标准. 型钢混凝土组合结构技术规程 JGJ 138-2001 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002

[4] 中华人民共和国行业标准. 钢骨混凝土结构设计规程 YB 9082-97 [S]. 北京: 冶金工业出版社, 1998

[5] HAJJAR J F. Composite steel and concrete structural systems for seismic engineering [J]. J Constr Steel Res, 2002, 58: 703-723

[6] XIAO Y, ANDERSON J C, YAPRAK T T. Seismic behavior of high-strength steel reinforced concrete composite columns [C] // XIAO Y, MAHIN S A, ed. Composite and Hybrid Structures. Los Angeles: Association for International Cooperation and Research in Steel-Concrete Composite Structures, 2000: 383-392

[7] 李俊华, 赵鸿铁, 薛建阳. 型钢高强混凝土柱延性的试验研究 [J]. 西安建筑科技大学学报, 2004, 36(4): 383-386

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

[9] 叶列平, 方鄂华, 周正海, 等. 钢骨混凝土柱的轴压力限值 [J]. 建筑结构学报, 1997, 18(5): 43-50

[10] 贾金青, 徐世烜. 钢骨高强混凝土短柱轴压力系数限值的试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2003, 24(1): 14-18

[11] 贾金青, 孙洪梅, 李大永. 钢骨高强混凝土短柱轴压力系数限值 [J]. 大连理工大学学报, 2002, 42(2): 218-222

(JIA Jin-qing, SUN Hong-mei, LI Da-yong. Limited values on axial compression ratio of steel reinforced high-strength concrete short columns [J]. J Dalian Univ Technol, 2002, 42(2): 218-222)

Experimental research on steel reinforced ultra high-strength concrete short columns in seismic performance

XU Shi-lang^{* 1}, JIANG Rui^{1,2}, JIA Jin-qing¹, SUN Gen-qin³, HOU Tong⁴

(1.State Key Lab. of Coastal and Offshore Eng., Dalian Univ. of Technol., Dalian 116024, China;
2.College of Civil Eng., Ludong Univ., Yantai 264025, China;
3.Dalian Archit. Inst. Co., Ltd., Dalian 116000, China;
4.China State Constr. Int. (Shenzhen) Des. Consult. Co., Ltd., Shenzhen 518000, China)

Abstract The experimental research on 12 steel reinforced ultra high-strength concrete short columns ($\lambda \leq 2.0$) subjected to low cyclic reversed lateral loads in seismic performance was carried out. The value of ultra high-strength concrete compressive strength ranged from 92.9 to 108.1 MPa. The experimental results show that the main failure pattern of the specimens is shear failure. Then, the affecting factors of ductility such as shear span ratio, axial compression and stirrup ratio were analyzed. Finally, the suggested values of the axial compression ratio and minimum stirrup characteristics value, which satisfy the certain requirements of ductility ($\lambda \geq 3.0$), are obtained through the experimental results. The suggested values could provide the reference for engineering application and amend the current Chinese design code of steel reinforced concrete composite structures.

Key words steel reinforced ultra high-strength concrete; short columns; ductility; seismic performance