



配筋圆钢管自密实混凝土柱抗震性能 试验研究

龚田牛^{1,2}, 秦丽¹, 潘洪科¹

(1. 湖北文理学院 土木工程与建筑学院, 湖北 襄阳 441053; 2. 武汉大学 土木建筑工程学院, 武汉 430072)

摘 要:通过 7 根配筋圆钢管自密实混凝土柱和 1 根圆钢管自密实混凝土对比柱的低周反复荷载试验,研究了纵筋配筋率、轴压比和钢管壁厚对配筋圆钢管自密实混凝土柱的承载力、延性、耗能能力和性能退化规律的影响。试验结果表明:配筋圆钢管自密实混凝土试件的滞回曲线饱满,表现出良好的抗震性能,在加载中后期,配筋试件的纵筋屈服,强度得到发挥,配筋圆钢管自密实混凝土试件的承载力和延性较普通圆钢管自密实混凝土试件均有不同程度提高,同时,耗能性能提高,且纵筋配筋率越大,配筋圆钢管自密实混凝土试件的承载力和延性也越大。轴压比和钢管壁厚对配筋圆钢管自密实混凝土柱抗震性能的影响规律与普通圆钢管混凝土柱相同。

关键词:钢管混凝土;抗震性能;低周反复荷载;试验研究

中图分类号:TU398.9 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2018)04-0159-09

Experimental study on seismic behaviors of reinforced self compacting concrete filled circular steel tube columns

Gong Tianniu^{1,2}, Qin Li¹, Pan Hongke¹

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Hubei University of Arts and Science, Xiangyang 430072, Hubei, P. R. China; 2. School of Civil Engineering, Wuhan University, Wuhan 430072, P. R. China)

Abstract: The behavior of reinforced self compacting concrete filled circular steel tube (RCFST) columns under seismic load was investigated by testing 1 concrete filled circular steel tube (CFST) column and 7 RCFST columns which were subjected to a constant axial loading and a cyclic lateral loading. The effects of the reinforcement ratio, the axial loading level and the steel ratio on the strength, ductility and energy dissipation of the RCFST columns were studied. The experimental results indicate that the hysteretic curves of RCFST columns were plump, and they demonstrated good seismic performance. In the following loading periods, the longitudinal reinforcement of RCFST columns yield, and their strength was efficiently mobilized. RCFST columns display an obvious increase in the strength, ductility and energy dissipation with the increase of reinforcement ratio. The effects of the axial loading level and the steel ratio on the seismic performance of RCFST column were similar to CFST column.

Keywords: concrete filled steel tube; seismic performance; low-frequency cyclic load; experimental study

收稿日期:2017-08-09

基金项目:湖北省教育厅科学技术研究项目(Q20162602)

作者简介:龚田牛(1984-),男,博士,主要从事组合结构与工程加固研究,E-mail:gongtn301@126.com。

Received:2017-08-09

Foundation item:Scientific Research Project in Hubei Province Department of Education (No. Q20162602)

Author brief:Gong Tianniu (1984-), PhD, main research interests: composite structure and engineering strengthening, E-mail:gongtn301@126.com.

钢管混凝土结构充分发挥钢管和混凝土两种材料的优点,具有强度高、延性好、耐疲劳和耐冲击等特点^[1-2],普遍应用于高层建筑、铁路桥墩柱、车站承重柱等。对于钢管混凝土柱抗震性能的研究,学者们主要进行了钢管混凝土柱的拟静力试验。研究表明,钢管混凝土柱的滞回曲线饱满,承载力、变形能力、延性和耗能能力均高于相同轴压比下的普通混凝土柱。但在加载后期,在轴压和反复水平荷载作用下,塑性铰区的钢管和核心混凝土发生剥离^[3],当柱的套箍指标较低时,核心混凝土在柱达到极限荷载时的破坏呈现脆性,柱的延性较低^[4-5],试验结束后剖开钢管发现,塑性铰区混凝土已经酥裂^[6],这也导致钢管混凝土柱后期承载力下降较快,1995 年日本 Nanbu 地震中,大部分钢管混凝土结构由于延性不足导致严重破坏就很好地说明了这一点。因此,提高钢管混凝土柱的延性,尤其是钢管屈服后构件的承载力,对结构抗震尤为重要。

配筋钢管自密实混凝土是在普通钢管混凝土中配置钢筋的新型组合结构,同时,采用自密实混凝土代替普通混凝土,解决了配置钢筋后混凝土浇筑困难的问题。配筋钢管自密实混凝土柱不仅具有普通钢管混凝土柱的优点,还很好地解决了普通钢管混凝土柱截面尺寸过大和抗火问题^[7-9],具有广阔的应用前景。在遭受火灾时,即使钢管退出工作,钢筋笼也可以和混凝土继续承受荷载^[10-11]。同时,钢筋抑制了核心混凝土的变形发展,防止混凝土出现整体的剪切破坏,箍筋和钢管对核心混凝土提供双重约束,有效的提高了试件的承载力和延性^[12]。

最近几年,对配筋钢管混凝土构件的研究主要集中在静力方面,通过试验研究和数值模拟分析了配筋钢管混凝土柱的受压工作机理,研究表明,配筋可以有效抑制核心混凝土剪切破坏面的形成,根据配筋率的不同,配筋钢管混凝土柱的轴压承载力比普通钢管混凝土柱有不同程度的提高,混凝土强度越低提高程度越明显,最高可达 32%^[13-18]。但在工程实际中,结构还受到地震荷载、风荷载等动荷载的影响。为了推广配筋钢管自密实混凝土结构的应用,有必要对其动力性能进行深入研究。本文进行了 7 根配筋圆钢管自密实混凝土柱和 1 根普通圆钢管自密实混凝土柱的拟静力试验,研究了纵筋配筋率、轴压比、钢管壁厚对试件水平荷载-侧移率滞回曲线、骨架曲线、承载力退化和刚度退化等的影响,揭示其工作机理。

1 试验概况

1.1 试件设计

试验共设计 8 根试件,包括 7 根配筋圆钢管自

密实混凝土试件和 1 根普通圆钢管自密实混凝土试件,试件截面外径为 273 mm,试件高度为 850 mm。试件采用倒 T 型模型,每根试件设置钢筋混凝土底座,同时为了加载方便,采用方形扩大柱头,纵筋在底座和柱头内均有足够的锚固长度,试件尺寸及配筋如图 1 所示。

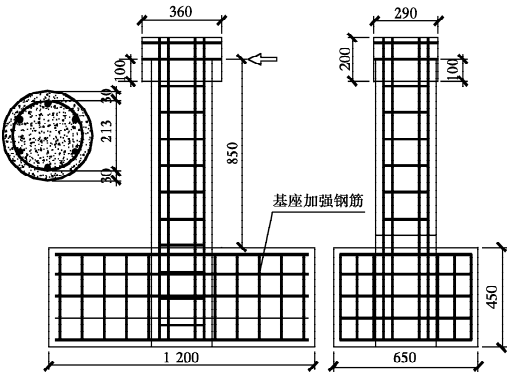


图 1 试件制作示意

Fig. 1 Specimen details

试验参数为纵筋配筋率、轴压比和钢管壁厚。试件的轴压比 $n=N_0/N_u$ (N_0 为施加于柱头的竖向轴力, N_u 为按文献[15]计算的试件受压承载力), 取为 0.15、0.3 和 0.45。钢管采用直缝圆钢管, 通过不同壁厚来改变套箍系数, 钢管壁厚实测值为 2.10、3.16、4.14 mm, 相应的套箍系数 $\theta=A_t f_{yt}/A_c f_c$ (A_t 、 f_{yt} 为钢管的截面面积和强度, A_c 、 f_c 为自密实混凝土的截面面积和强度) 为 0.313、0.474 和 0.617。钢筋为 HRB335 级, 纵筋沿环向均匀布置 6 根, 直径分别为 12、18、22 mm, 相应的纵筋配筋率 $\rho=A_s/A_c$ (A_s 为纵筋的截面面积) 为 0.313、0.474 和 0.617。箍筋直径为 6 mm, 间距均为 100 mm, 以箍筋套箍系数 $\theta_s=\frac{A_{ss1} f_{yv}}{d_s s f_c}$ (A_{ss1} 、 f_{yv} 为箍筋的截面面积和强度; d_s 、 s 为箍筋包围混凝土柱的直径和箍筋间距) 表征箍筋对混凝土的约束作用。试件具体参数见表 1。

表 1 试件参数

Table 1 Parameters of the specimens

试件编号	<i>t</i> /mm	ρ /%	θ	θ_s	<i>n</i>
S3-0.30	3.16		0.471	0.014	0.30
S3D18-0.15	3.16	2.6	0.471	0.014	0.15
S3D18-0.30	3.16	2.6	0.471	0.014	0.30
S3D18-0.45	3.16	2.6	0.471	0.014	0.45
S2D18-0.30	2.10	2.6	0.313	0.014	0.30
S4D18-0.30	4.14	2.6	0.617	0.014	0.30
S3D12-0.30	3.16	1.2	0.471	0.014	0.30
S3D22-0.30	3.16	3.9	0.471	0.014	0.30

注:试件编号中,S表示钢管;2、3、4表示钢管壁厚为2.10、3.16、4.14 mm;D表示纵筋;12、18、22表示纵筋直径毫米数;0.15、0.30、0.45表示试件的试验轴压比。

1.2 材料特性

1.2.1 钢筋 纵筋和箍筋均为 HRB335,钢筋试件从相同批次钢筋上随机截取,取 3 组试件进行材性试验^[19],测得的屈服强度、抗拉强度、延伸率、弹性模量等指标见表 2。

表 2 钢筋的力学性能
Table 2 Properties of the steel bar

钢筋直径/ mm	屈服强度/ MPa	极限强度/ MPa	延伸率/ %	弹性模量/ GPa
6	340	396	25.0	198
12	385	485	22.9	203
18	378	465	21.9	203
22	365	455	21.5	203

1.2.2 钢管 钢管为 Q235 钢,将钢管剖开,做成标准试件,进行拉伸试验^[20],测得的性能指标见表 3。

表 3 钢管的力学性能
Table 3 Properties of the steel tube

钢管壁厚/ mm	屈服强度/ MPa	极限强度/ MPa	延伸率/ %	弹性模量/ GPa
2.10	365	458	25.4	208
3.16	356	445	27.3	207
4.14	345	440	23.2	206

1.2.3 自密实混凝土 混凝土为微膨胀自密实混凝土,设计强度为 C40。水泥采用华新 42.5 普通硅酸盐水泥;粉煤灰为 1 级粉煤灰;细骨料为天然河沙,级配良好,细度模数为 2.4;粗骨料最大粒径不超过 15 mm;减水剂为 FDN-1 高效减水剂;膨胀剂为 UEA 型高效膨胀剂;水为普通自来水。相应的配合比为:水泥:细骨料:粗骨料:水:减水剂:膨胀剂:粉煤灰=1.000:2.385:2.238:0.510:0.425:0.015:0.002。

在配置自密实混凝土时,均进行了混凝土和易性试验,测得其坍落度为 275 mm,扩展度为 680 mm。标准成型的标准立方体试块测得 28 d 混凝土立方体抗压强度 $f_{cu}=44.92\text{ MPa}$ ^[21]。

1.3 试验装置和数据测量

试件加载装置如图 2 所示。基座位移由反力墙及固定于试验台座的刚性垫块限制,竖向荷载由 2 000 kN 液压千斤顶通过压力传感器控制。千斤顶上端设置一滑动小车,用以消除其上部反力梁和试件柱端之间的摩擦。低周反复水平荷载由固定于反力墙的 600 kN 的高精度拉压千斤顶通过静态液压伺服控制台控制。

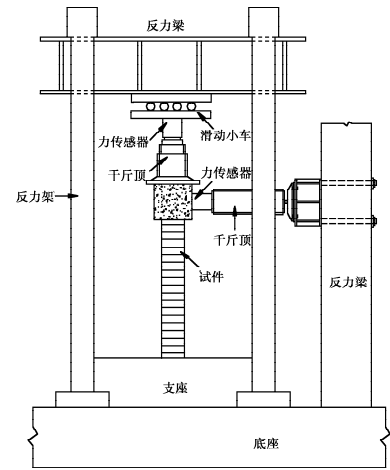


图 2 试验装置示意图

Fig. 2 General view of test setup

试验主要量测内容包括:

- 1)柱端加载位置的水平位移由大量程位移计实时测得,位移计固定在柱墩上,测点位置和水平力加载位置相同。
- 2)竖向荷载值由竖向力传感器测得,低周反复水平荷载由水平力传感器实时测得。
- 3)为了量测钢管和纵筋的应力变化,在相应位置粘贴应变片。应变片测点布置如图 3 所示,在距离基座 40 mm 的钢管推拉作用线和垂直于推拉作用线处粘贴横纵 4 对应变片,分别以后缀“L”表征纵向应变片,后缀“C”表征环向应变片,编号为 1L、1C、2L、2C、3L、3C、4L、4C。在距离基座 40 mm 的纵筋上粘贴 6 片应变片,编号为 5~10。各个位移传感器、力传感器及应变片数据均由 DH3815N 静态应变测试系统实时采集。

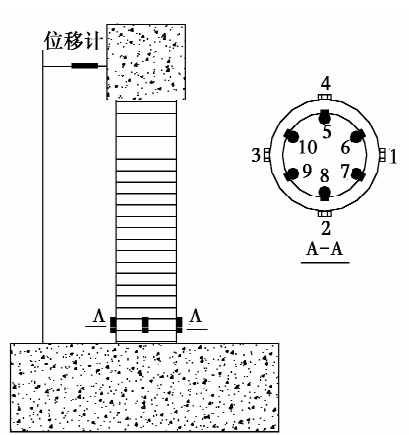


图 3 测点布置图

Fig. 3 Location of measurement points

1.4 加载制度

试验选用变幅位移控制加载法。采用侧移率 θ 表征位移的大小,其大小为试件柱端加载点处水平

位移与加载点到柱底距离的比值。加载前期,进行单循环加载,每个循环侧移率 θ 小幅增长,增长幅度为 0.25%。当侧移率达到 1% 之后,增幅为 0.5%,每级循环两次,直到试件破坏为止。具体加载制度如图 4 所示,试件加载程序为:

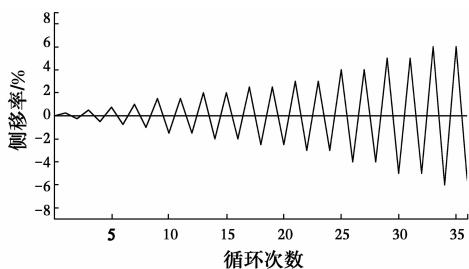


图 4 水平荷载加载制度

Fig. 4 Typical pattern of lateral loading

1)施加竖向荷载。反复预载 2~3 次,预载大小不超过预估竖向极限承载力的 20%,分 3 级对试件进行加载,2 级卸载,以消除试件的不均匀性,进行物理对中。在水平荷载正式加载过程中,通过对竖向千斤顶的加卸载保持竖向荷载不变。

2)施加水平反复荷载。预加反复荷载 2~3 次,最大值不超过预估水平极限承载力的 30%,以便调整仪器设备。正式加载时,按预定的位移控制加载制度进行,加载过程中保持反复加载的连续性和均匀性。当荷载下降至峰值荷载的 85% 时,对应的荷载和位移称为极限荷载和极限位移,虽然可以认为此时试件已经破坏,但是,为了得到其破坏形态,应继续加载,直至试件水平荷载明显退化,或试件产生直观的明显的破坏特征为止。

2 试验现象

对于配筋圆钢管自密实混凝土柱,不同参数试件的破坏过程呈现一定规律性:在施加水平荷载前,试件处于轴向受压状态,各应变片都有相应的读数,但环向应变片读数都很小,表明在试验采用的轴压比下,不至于产生钢管和核心混凝土的套箍作用。施加水平荷载后,在加载初期,试件处于弹性阶段,外观无明显变化,当侧移率达到 0.75% 左右时,受压区纵向应变片 1 L 和 3 L 的读数都超过了 2 000,说明钢管的端部开始进入塑性,但纵筋的应变均未达到 2 000,说明此时纵筋还处于弹性阶段。随着水平位移的不断增大,钢管的屈服高度上升,同时,底部环向应变片的读数开始迅速增加,表明底部受压区核心混凝土的变形超过了钢管的变形,钢管开始对核心混凝土提供约束力。当侧移率为 1%~2% 时,水平荷载达到最大值,轴压比越大的试件水平荷载达到最大值时的侧移率越小。继续加载,水平荷

载逐渐降低,当侧移率为 2.5% 左右时,钢管受压侧出现微弱鼓曲,鼓曲位置位于柱底距基座约 30 mm 处,但在随后的反向过程中鼓曲又被拉平,同时,处于受压另一侧钢管也出现了鼓曲。当侧移率为 1% 左右时,纵筋的应变超过 2 000,表明纵筋强度得到发挥。随着水平位移的进一步增加,柱底钢管鼓曲向截面四周发展,同时,传出混凝土被压碎的声音。试件在达到极限荷载之后,破坏发展迅速,当侧移率超过 4% 时,2、4 位置钢管鼓曲,1、3 位置钢管被拉断。试件呈现出典型的压弯破坏特征,配筋圆钢管自密实混凝土柱的外部破坏形态如图 5(a)、(b) 所示。

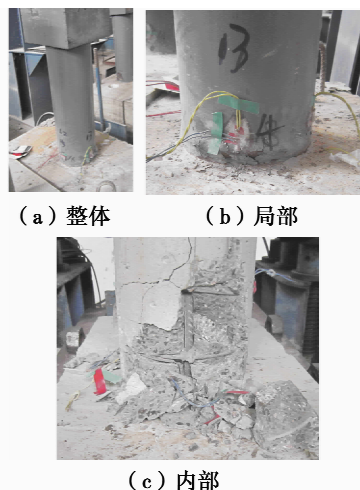


图 5 试件典型破坏形态

Fig. 5 Typical failure mode of specimens

试验结束后,用氧割将试件 S3D18-0.30 的钢管剖开,发现柱脚塑性铰部位自密实混凝土在往复荷载作用下酥裂,轻轻敲击自密实混凝土便掉落,内部自密实混凝土和钢筋的破坏形态如图 5(c) 所示,可见,塑性铰区的钢筋发生塑性屈曲,其强度得到发挥。

3 试验结果及分析

3.1 水平荷载(P)—侧移率(Δ)滞回曲线

试件的水平荷载(P)—侧移率(Δ)滞回曲线如图 6 所示。从图中可以看出:加载初期的几个循环中滞回环狭窄,钢管和钢筋均处于弹性阶段,水平荷载—侧移率曲线呈线性关系,残余变形很小,刚度无明显变化;随着荷载增加和反复加—卸载,滞回曲线不再保持线性变化,卸载时残余变形变大,加载和卸载刚度亦逐渐退化,试件塑性性能越来越明显,耗能能力逐渐增强;达到峰值荷载以后,承载力随着侧移率的增大逐渐下降,钢管屈服后对混凝土的约束作用减弱,但是由于纵筋的存在,配筋圆钢管自密实混凝土试件在钢管屈服后仍具有一定的水平承载能力,

表现出良好的耗能能力。

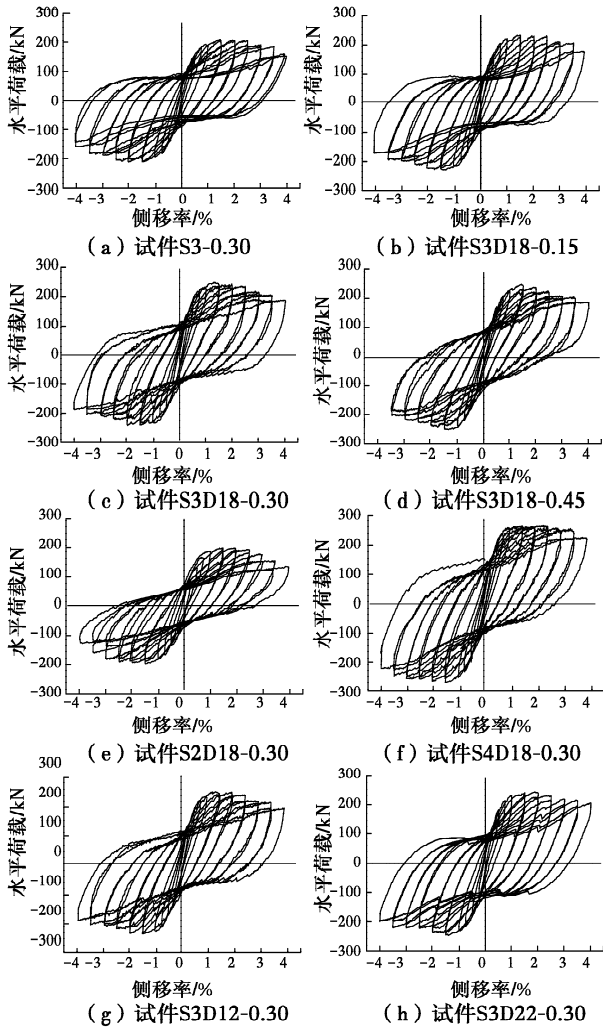


图6 水平荷载(P)—侧移率(Δ)滞回曲线

Fig. 6 P - Δ hysteretic curves of specimens

3.2 水平荷载(P)—侧移率(Δ)骨架曲线

试件的水平荷载(P)—侧移率(Δ)骨架曲线如图7所示,表5列出了所有试件的试验结果。分析不同参数下试件的骨架曲线,可以得出如下结论:

1) 配筋的影响。试件 S3-0.30、S3D12-0.30、S3D18-0.30 和 S3D22-0.30 的配筋率分别为 0%、1.2%、2.6%、3.9%,同时,后 3 个试件配有箍筋,其骨架曲线如图 7(a)所示。由图 7(a)可知,配筋圆钢管自密实混凝土试件极限水平承载力较普通圆钢管自密实混凝土试件有所提高,配筋率越大提高程度也越大。说明配筋不仅能提高钢管混凝土柱的抗火能力,其抗震性能也得到一定程度的提高。合理的配筋可以避免钢管厚度过大,减小钢管的焊接难度。在钢管壁厚和轴压比相同的情况下,当配筋率由 0% 提高到 1.2%、2.6%、3.9% 时,试件的极限水平承载力分别提高了 5.8%、10.6%、15.3%。其原因是钢筋的强度比混凝土高,钢筋阻碍了混凝土裂缝

的开展,同时,箍筋能对混凝土提供约束,使试件的水平承载力得到提高。

2) 轴压比的影响。试件 S3D18-0.15、S3D18-0.30 和 S3D18-0.45 的轴压比分别为 0.15、0.30、0.45,其他参数相同,其骨架曲线如图 7(b)所示。由图 7(b)可知,在试验采取的轴压比范围内,水平极限承载力随着轴压比的增大而增大。在钢管壁厚和配筋率相同的情况下,当轴压比由 0.15 提高到 0.30、0.45 时,试件的极限水平承载力分别提高了 11.2%、13.7%。其原因是轴压力越大,受压混凝土面积也越大,试件的极限水平承载力越高。

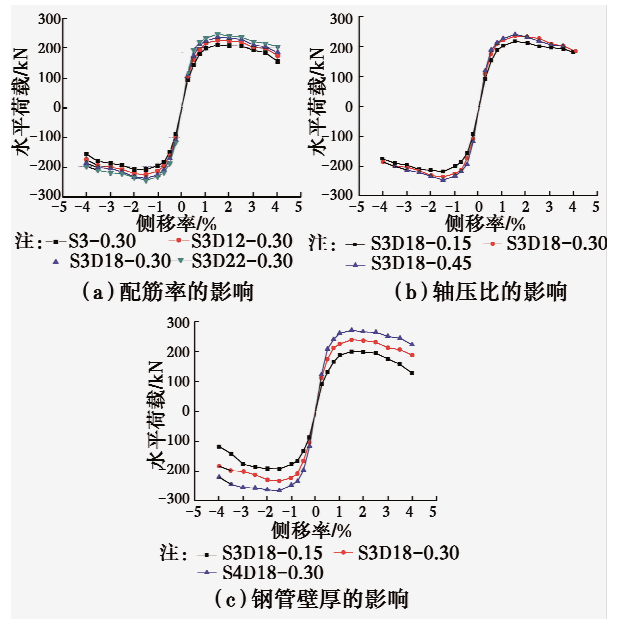


图7 水平荷载(P)—侧移率(Δ)骨架曲线

Fig. 7 P - Δ skeleton curves of specimens

3) 钢管壁厚的影响。试件 S2D18-0.30、S3D18-0.30 和 S4D18-0.30 的钢管壁厚分别为 2.10、3.16、4.14 mm,其他参数相同,其骨架曲线如图 7(c)所示。由图 7(c)可知,随着钢管壁厚的增大,试件的极限水平承载力显著提高。在轴压比和配筋率相同的情况下,当钢管壁厚由 2.10 mm 提高到 3.16、4.14 mm 时,试件的极限水平承载力分别提高了 19.8%、36.5%。其原因是随着钢管壁厚的增大,钢管能对核心混凝土提供更好的约束,同时,钢管的强度远大于混凝土的强度,壁厚较大的钢管也不易鼓屈,试件的极限水平承载力提高。

3.3 延性分析

采用位移延性系数来量化延性,即极限位移与屈服位移之比,其计算式为

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1)$$

式中: Δ_y 为屈服位移,采用 R. Park 作图法取得; Δ_u 为极限位移,取为水平承载力降为极限水平承载力

85%时对应的加载点位移。按照式(1)计算的延性系数见表 4。

表 4 试验结果
Table 4 Test results of the specimens

试件编号	P_{\max} /kN	Δ_y /%	Δ_u /%	μ_Δ	$\sum W_{3.5}$ / (kN·m)
S3-0.30	212.89	0.62	3.59	5.79	34.68
	(210.36	(0.63	(3.51	(5.57	
	−215.42)	−0.61)	−3.67)	6.02)	
S3D18-0.15	211.63	0.60	3.86	6.43	35.34
	(214.58	(0.62	(3.91	(6.31	
	−208.68)	−0.58)	−3.81)	6.57)	
S3D18-0.30	235.43	0.58	3.62	6.24	38.86
	(239.32	(0.61	(3.65	(5.98	
	−231.54)	−0.55)	−3.59)	6.53)	
S3D18-0.45	240.71	0.55	3.34	6.07	36.87
	(238.62	(0.54	(3.30	(6.11	
	−242.80)	−0.56)	−3.38)	6.04)	
S2D18-0.30	196.56	0.59	3.24	5.49	28.96
	(193.65	(0.58	(3.22	(5.55	
	−199.47)	−0.61)	−3.26)	5.34)	
S4D18-0.30	268.24	0.60	3.89	6.48	42.48
	(265.38	(0.59	(3.82	(6.47	
	−271.10)	−0.61)	−3.96)	6.49)	
S3D12-0.30	225.18	0.61	3.74	6.13	36.56
	(220.64	(0.60	(3.70	(6.17	
	−229.72)	−0.62)	−3.78)	6.09)	
S3D22-0.30	245.44	0.62	3.92	6.32	40.27
	(240.09	(0.61	(3.90	(6.39	
	−250.79)	−0.63)	−3.94)	6.25)	

注： P_{\max} 为试件正、反方向加载的最大水平承载力的平均值，括号内为正反加载方向试验结果，下同； Δ_y 表示试件的屈服位移； Δ_u 表示试件的极限位移； μ_Δ 表示试件的位移延性系数； $\sum W_{3.5}$ 表示侧移率为 3.5%时的累积耗能。

分析表 4 数据可知，配筋后，试件的延性得到提高，在钢管壁厚和轴压比相同的情况下，当配筋率由 0% 提高到 1.2%、2.6%、3.9% 时，试件的位移延性系数分别提高了 5.9%、7.8%、9.2%。其原因是钢筋本身具有良好的延性，配置钢筋后，在箍筋的约束下，混凝土的脆性得到改善。随着轴压比的增大，试件的位移延性系数变小。这是因为轴压比的大小决定了混凝土受压面的大小，在相同的水平荷载作用下，轴压比大的试件其混凝土受压面积也越大，截面中性轴距离受压区边缘较远，截面的延性系数较小，同时，在轴压比较大时，由轴向力引起的二阶弯矩也较大，试件的骨架曲线下降段就越陡峭。当轴压比由 0.15 提高到 0.30、0.45 时，试件的位移延性系数分别降低了 3.0%、5.6%。钢管壁厚对试件延性系数的影响较为显著，钢管越厚对核心混凝土的约束作用越强，试件的位移延性系数也越大，在轴压比和

配筋率相同的情况下，当钢管壁厚由 2.10 mm 提高到 3.16、4.14 mm 时，试件的位移延性系数分别提高了 13.7%、18.0%。

试验中所有配筋圆钢管自密实混凝土试件的极限位移均大于(接近)弹塑性层间位移角限值，位移延性系数均大于 5，满足延性结构位移延性系数大于 3 的要求，表明配筋圆钢管自密实混凝土具有良好的塑性变形能力。

3.4 刚度退化

从图 7 的骨架曲线可以看出，试件的刚度一直处于变化之中，随着水平侧移率的增加，由于钢材的屈服、混凝土裂缝的发生和发展、钢材和混凝土之间的滑移等，试件的刚度不断的退化。

采用环线刚度分析不同侧移率和循环次数对试件刚度退化的影响，环线刚度计算式为

$$K_{hj} = \sum_{i=1}^n P_{j,i} / \sum_{i=1}^n \Delta_{j,i} \tag{2}$$

式中： K_{hj} 为第 j 级加载时对应的环线刚度； n 为每级循环对应的循环次数； $P_{j,i}$ 为第 j 级加载时的对应的峰值荷载； $\Delta_{j,i}$ 为第 j 级加载时的对应的峰值位移。

图 8 反映了不同试验参数对试件环线刚度退化的影响，当侧移率增大时，混凝土产生新的裂缝，同时，钢管鼓曲导致对核心混凝土的约束作用减弱，所有试件的环线刚度随着侧移率的增大而减小。在加载后期，试件的刚度已经很小，同时，由于骨料之间的咬合力导致环线刚度减缓速率不断减小。轴压比大的试件混凝土受压面积增大，同时，钢管能更早的对核心混凝土提供约束，试件的环线刚度也越大，当轴压比过大时，加速了钢管的局部屈曲，对混凝土的

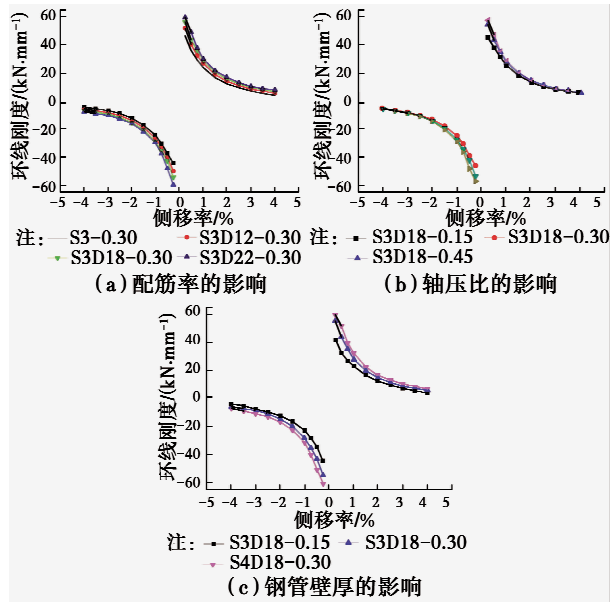


图 8 试件刚度退化曲线
Fig. 8 Ductility degradation curves of specimens

约束效果降低,试件环线刚度的退化加剧,在加载后期侧移率为 4% 时,当其他参数相同时,不同轴压比下试件的环线刚度趋于相同。由于钢材的弹性模量大于混凝土的弹性模量,导致钢管壁厚大的试件早期刚度较大,纵筋配筋率大的试件早期刚度也较大,但在加载后期由于钢材屈服,试件刚度差异不大。

3.5 承载力退化

从图 7 可以看出,试件在侧移率达到 1.5% 左右时,水平荷载达到最大值,随后逐渐下降。选用承载力退化系数反映试件在整个加载过程中的承载力退化特征,承载力退化系数 α_j 定义为

$$\alpha_j = P_j / P_u \tag{3}$$

式中: α_j 为第 j 次循环对应的承载力退化系数; P_j 为第 j 次循环峰值位移对应的承载力; P_u 为加载过程中各个峰值点承载力最大值,即试件的极限水平承载力。

图 9 为典型试件 S3D18-0.30 的承载力退化系数-侧移率关系曲线,具体可以分为 3 个阶段:

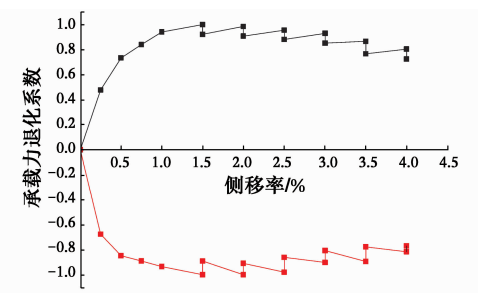


图 9 典型试件承载力退化曲线

Fig. 9 Strength degradation curves of specimens

1)在侧移率达到 1% 之前。此阶段每级侧移率仅循环 1 次,水平承载力随着侧移率的增加而增大,但增幅有所减小,这主要是由于混凝土在反复拉压下产生的损伤导致;2)在侧移率为 1%~2% 之间,钢管和钢筋皆已屈服,在受压区产生套箍作用,试件达到极限水平承载力;3)在侧移率超过 2.5% 以后,钢管鼓曲,对核心混凝土的约束作用减弱,同时混凝土裂缝不断开展,宽度增大,混凝土受压区有效面积减小,混凝土的承载力降低,同时,反复拉压使裂缝被磨平,骨料咬合力降低,这些因素均使配筋圆钢管自密实混凝土试件的承载力不断退化。

承载力退化曲线的另一个特征是,每级侧移率下第 1 次循环的承载力要大于上一级侧移率的第 2 次循环的承载力,而刚度则随着循环次数的增加不断减小。这与刚度退化系数随循环次数增加而持续减小规律不同,也说明承载力的退化并不全取决于刚度的退化。在试件进入屈服阶段以后,由于往复作用在试件底部区域形成塑性铰,在水平往复荷载作用下塑性铰区域的混凝土裂缝反复开裂和闭合,

裂缝表面粗糙度有逐渐被抹平的趋势,引起试件刚度退化。但在进入下级加载循环时,原有的混凝土裂缝持续发展,形成新的骨料咬合在一定程度上弥补了前期往复循环带来的刚度退化,但也带来了在这一加载级别下一循环承载力退化幅值增大。混凝土在钢管和钢筋的约束作用下,这一开裂补偿刚度退化现象表现得更为明显。

3.6 耗能能力

不同试验参数下试件的累积耗能见表 5, $\Sigma W_{3.5}$ 表示侧移率为 3.5% 时的累积耗能。由表 5 可知,配筋圆钢管自密实混凝土试件的累积耗能较普通钢管自密实混凝土试件有所提高,且配筋率越大,提高程度也越大,其他试验参数对试件耗能性能的影响规律和普通钢管混凝土试件相同。

3.7 应变分析

根据环向粘贴在钢管塑性铰处应变片读数的变化可以分析钢管的约束作用。典型试件 S3D18-0.30 不同测点实测应变-侧移率滞回曲线如图 10 所示,图中水平线表示屈服应变。测点 1C 布置在加载方向的塑性铰处,在侧移率很小时,应变片 1C 的读数较小,钢管还未发挥约束作用。在侧移率为

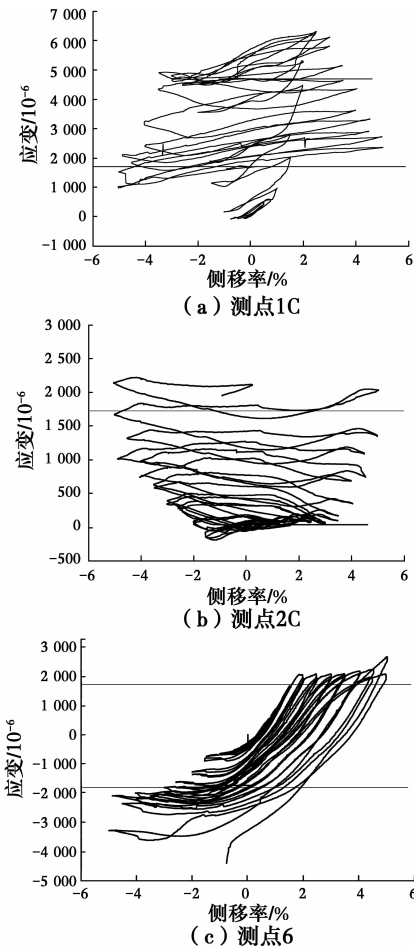


图 10 典型试件实测应变-侧移率滞回曲线

Fig. 10 Strain- Drift ratio hysteretic curves of S3D18-0.30

1%左右时,应变片 1C 的读数达到 1 800,钢管已经对混凝土提供约束力。随着侧移率的增加,钢管进入强化阶段,混凝土的横向膨胀导致钢管的环向变形越来越大,而环向变形的增大又导致对混凝土约束作用的减弱,最后,应变片读数维持在 6 000 左右。

测点 2C 布置在垂直加载方向的塑性铰处,刚开始加载时,测点 2 处由弯矩产生的应力较小,环向应变由轴压力产生,应变很小,由于中性轴移向受压侧甚至出现负值。随着往复推拉的进行,残余应变累积,测点 2 处混凝土的横向变形大于钢管,钢管的横向变形增加,在侧移率为 4% 时,应变片 2C 读数达到 1 720,钢管屈服,这与试验后期柱脚处鼓曲呈环状一致。

测点 6 布置在纵筋塑性铰处,在钢管和箍筋的约束下,钢筋始终处于单向拉压状态,在侧移率较大时,应变片的读数超过 1 860,钢筋的强度得以发挥。

4 结论

在配筋圆钢管自密实混凝土柱低周反复试验基础上,对其抗震性能进行分析,得出以下结论:

1)在低周反复荷载作用下,配筋圆钢管自密实混凝土柱根部出现明显鼓屈,在加载中后期钢筋屈服,纵筋和箍筋的强度得到发挥。试件的滞回曲线饱满,位移延性系数在 5.0 以上,配筋圆钢管自密实混凝土柱表现出良好的抗震性能。

2)配筋圆钢管自密实混凝土试件的承载力、延性和耗能能力较普通圆钢管自密实混凝土试件均有不同程度的提高,纵筋配筋率越大,提高程度越明显,同时,试件的刚度退化和承载力退化得到改善。说明配筋不仅能提高钢管混凝土柱的抗火能力,其抗震性能也得到一定程度的提高。

3)轴压比和含钢率对配筋圆钢管自密实混凝土柱抗震性能的影响规律与普通圆钢管自密实混凝土相同。

参考文献:

- [1] YANG Y F, HAN L H. Behavior of concrete filled steel tubular (CFST) stub columns under eccentric partial compression [J]. *Thin-Walled Structures*, 2011, 49(2): 379-395.
- [2] PORTOLES J M, ROMER J L, BONET F C, et al. Experimental study of high strength concrete-filled circular tubular columns under eccentric loading [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2011, 67(1): 623-633.
- [3] JULIA M, MICHEL B. Cyclic testing of concrete-filled circular steel bridge piers having encased fixed-based detail [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2004, 9(1): 14-23.
- [4] DENAVIT M D. Nonlinear seismic analysis of circular concrete-filled steel tube members and frames [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2012, 138(9): 1089-1098.
- [5] AMIT H V, JAMES M R. Seismic behavior and design of high-strength square concrete-filled steel tube beam columns [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2004, 130(2): 169-179.
- [6] 韩林海. 钢管混凝土结构——理论与实践[M]. 北京: 科学出版社, 2007.
HAN L H. Concrete filled steel tubular structures-theory and practice [M]. Beijing: Science Press, 2007. (in Chinese)
- [7] LEI T T, IRWIN R J. Fire resistance of rectangular steel columns filled with bar-reinforced concrete [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1995, 121(5): 797-805.
- [8] LEI T T, IRWIN R J. Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1994, 120(5): 1489-1509.
- [9] ROMERO M L, MOLINER V, ESPINOS A, et al. Fire behavior of axially loaded slender high strength concrete-filled tubular columns [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2011, 67(12): 1953-1965.
- [10] LIE T T, KODUR V K R. Fire resistance of steel columns filled with bar-reinforced concrete [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1996, 122(1): 30-36.
- [11] WANG Q X, ZHAO D Z, GUAN P. Experimental study on the strength and ductility of steel tubular columns filled with steel reinforced concrete [J]. *Engineering Structures*, 2004, 26(7): 907-915.
- [12] 张晓伟. 配筋钢管混凝土柱力学性能试验和理论研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2012.
ZHANG X W. Experimental and theoretical research on the mechanical property of reinforced concrete filled steel tubular columns [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2012. (in Chinese)
- [13] 韩金生, 董毓利, 徐赵东, 等. 配筋钢管混凝土柱的抗压性能[J]. *土木建筑与环境工程*, 2009, 31(3): 11-17.
HAN J S, DONG Y L, XU Z D, et al. Analysis of axial compression performance for reinforcement concrete-filled tubular steel [J]. *Journal of Civil Architectural & Environmental Engineering*, 2009, 31(3): 11-17. (in Chinese)
- [14] 舒赣平, 刘小莹, 缪巍. 配筋圆钢管混凝土轴心受压短柱试验研究与承载力分析[J]. *工业建筑*, 2010, 40(4): 100-106.
SHU G P, LIU X Y, MIAO W. Experimental research

- and bearing capacity analysis of axially Compressive reinforced concrete-filled steel tube short column [J]. Industrial Construction, 2010, 40 (4): 100-106. (in Chinese)
- [15] 刘朝, 赵均海, 王娟, 等. 配筋圆钢管混凝土短柱轴压承载力分析[J]. 建筑科学与工程学报, 2011, 28(4): 92-96.
- LIU Z, ZHAO J H, WANG J, et al. Analysis of axial bearing capacity of reinforced concrete-filled circular steel tube short columns [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2011, 28 (4): 92-96. (in Chinese)
- [16] 魏华, 王海军. 圆形配筋钢管混凝土柱桥柱受压力学性能的试验研究 [J]. 铁道学报, 2015, 37 (1): 105-110.
- WEI H, WANG H J. Experimental study on compression performance of reinforced concrete filled circular steel tubular bridge columns [J]. Journal of the China Railway Society, 2015, 37 (1): 105-110. (in Chinese)
- [17] HAN J S, CONG S P. Experimental and numerical study on bar-reinforced concrete filled steel tubular columns under axial compression [J]. Open Civil Engineering Journal, 2011, 5(1): 109-115.
- [18] LIU Z, ZHAO J H. Ultimate bearing capacity analysis of axially compressive circular steel tube columns filled with bar-reinforced concrete [J]. Applied Mechanics and Materials, 2011, 94: 1205-1210.
- [19] 金属材料—室温拉伸试验方法: GB/T 228.1 — 2010 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2010.
- Metallic materials - tensile testing at ambient temperature: GB/T 228.1-2010 [S]. Beijing: Standard Press of China, 2010. (in Chinese)
- [20] 钢及钢产品力学性能试验取样位置及试样制备: GB/T 2975 — 1998 [S]. 北京: 中国标准出版社, 1999.
- Steel and steel products-location and preparation of test pieces for mechanical testing: GB/T 2975-1998 [S]. Beijing: Standard Press of China, 1999. (in Chinese)
- [21] 普通混凝土力学性能试验方法标准: GB/T 50081 — 2002 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- Standard for test method of mechanical properties on ordinary concrete: GB/T 50081-2002 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2003. (in Chinese)

(编辑 王秀玲)