

超限径厚比下高强薄壁钢管 混凝土柱抗震性能研究

王建涛^{1,2}, 伍晓红³, 孙清¹

(1. 西安交通大学土木工程系, 710054, 西安; 2. 清华大学土木工程系, 100084, 北京;
3. 西安交通大学航天航空学院, 710049, 西安)

摘要: 为了深入研究低周往复荷载下高强薄壁钢管混凝土柱抗震性能,对 8 根超限径厚比的 Q690 高强薄壁钢管混凝土柱开展拟静力加载试验,分析了该类柱破坏模式、滞回与骨架曲线、延性系数、滞回耗能、刚度退化与荷载衰减,揭示了轴压比、径厚比和混凝土强度对关键性能指标的影响程度,对横向受剪承载力进行分析,提出了基于桁架机制的抗剪承载力计算公式。结果表明:超限径厚比下高强薄壁钢管混凝土柱可分为耗能能力强的弯曲主导和耗能能力弱的剪切主导的两类破坏模式;该类柱延性系数介于 1.99~2.89 之间,侧移率为 1%~6%,加载时,荷载比维持在 0.9 以上,表现出良好的滞回性能与塑性变形能力;超限径厚比下高强薄壁钢管搭配高强混凝土时需适当提高轴压比增加试件延性、侧向刚度和耗能能力;基于桁架机制的抗剪承载力公式计算结果与试验值吻合良好。该方法可用于强度破坏控制下高强薄壁钢管混凝土柱横向受剪承载力的分析与评估。

关键词: 超限径厚比;高强薄壁;钢管混凝土柱;抗震性能;横向受剪承载力

中图分类号: TU398 **文献标志码:** A

DOI: 10.7652/xjtuxb202010019 **文章编号:** 0253-987X(2020)10-0151-09



OSID 码

Seismic Behavior of High-Strength Concrete-Filled Thin-Walled Steel Tubular Columns with Out-of-Code Diameter-to-Thickness Ratios

WANG Jiantao^{1,2}, WU Xiaohong³, SUN Qing¹

(1. Department of Civil Engineering, Xi'an Jiaotong University, Xi'an 710054, China; 2. Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 3. School of Aerospace, Xi'an Jiaotong University, Xi'an 710049, China)

Abstract: Aiming at the seismic behavior of high-strength concrete-filled thin-walled steel tubular (HCFTST) columns under low cycle reciprocating loading, a quasi-static test was conducted on eight Q690 HCFTST columns with out-of-code diameter-to-thickness (D/t) ratios. The failure mode, hysteretic and skeleton curves, ductility coefficients, energy dissipation, stiffness and load degradation were analyzed in detail to reflect the influences of axial compression ratios, D/t ratios and concrete strengths on the key performance indicators. Subsequently, the lateral shear-resistant capacity was examined to develop a simplified calculation formula based on the truss mechanism. The result indicates that: the failure modes of the tested Q690 HCFTST columns can be generally divided into flexure-dominated or shear-dominated failure, and the former performs a plumper hysteretic behavior than the latter; the ductility coefficients are in the range of 1.99-2.89 while the degradation ratios of bearing capacity maintain above 0.9 in the drifts of

1% - 6%, moreover, the tested out-of-code HCFTST columns exhibit a reasonable hysteretic performance and plastic deformation capacity; the axial compression ratio ought to be reasonably improved to heighten the ductility, lateral stiffness and energy dissipation; the prediction results of the proposed shear-resistant calculation model based on truss mechanism coincide well with the test values, implying this method can serve as a practical tool in evaluating the lateral shear-resistant capacity for the HCFTST columns suffered from the strength-controlled failure.

Keywords: out-of-code diameter-to-thickness ratio; high-strength thin-walled; concrete-filled steel tubular column; seismic performance; lateral shear-resistant capacity

“西电东送、南北互济”战略工程的实施促进电网不断升级,输电线路由高压逐步向超高压、特高压发展,大跨越等重型输电工程建设量逐渐增加^[1]。近年来,高强钢生产及焊接工艺不断改进,为满足大荷载杆塔的建设需求,构造简单、刚度大、气动性能优良的高强钢管塔逐渐被电力工程界采纳,用于特高压、大跨越等重型输电工程中^[2-3]。

当特高压或大跨越等重型输电塔采用高强钢管塔时,钢管壁厚减小,径厚比增大,塔身主材在塔身重力和水平荷载作用下易产生动力失稳现象,致使输电塔倒塌或者遭受倒塌威胁^[4-5]。借鉴钢管混凝土技术对高强钢管塔中的关键构件进行结构加强,是一种提高杆塔结构抗灾变性能的有益措施。由于特高压、大跨越等重型输电塔高度与体型不断增大,承受的地震作用不容忽视,内填混凝土后形成的高强薄壁钢管混凝土主材的抗震性能是否满足抗震设防要求,仍需进一步研究^[6-7]。

国内外学者针对传统的普通强度钢管混凝土柱抗震性能进行研究,并取得了奠基性的进展^[8-12]。Varma等试验研究了高强方钢管混凝土柱抗震性能,指出钢材强度对截面曲率影响程度较小,推荐采用美国ACI规范和改进的日本AIJ规范方法计算组合柱抗弯承载力^[13-14];林晓康等研究了火灾后高强圆钢管混凝土柱的抗震性能,提出了圆钢管混凝土柱火灾后滞回模型^[15];Inai等研究了圆形和方形高强钢管混凝土柱抗震性能,表明内填混凝土强度对试件延性影响较小^[16];Skalomenos等开展了圆形和方形高强钢管混凝土柱抗震性能试验表明,小径厚比下的高强钢管可提供较大的弹性变形能力和约束效应^[17]。然而,上述研究主要集中于常规径厚比下高强厚壁钢管混凝土柱抗震性能研究^[13-17]。采用高强钢管在相同承载力下往往使得构件具有超规范限值的径厚比,由于高强钢管脆断问题显著,钢管混凝土柱采用高强薄壁钢管时与核心混凝土的组合效应、高强材料的强度发挥和失效模式、和混凝土性

能最优化搭配等问题,都与普通强度、常规径厚比的钢管混凝土柱存在差别,并且对抗震性能等力学指标影响的显著性程度仍有待研究^[6]。另一方面,现行的结构设计规范,如美国的AISC 360-16^[18]和中国的GB 50936—2014^[19]尚未对高强薄壁钢管混凝土结构设计作具体规定,常规钢管混凝土柱抗震设计方法对此类超限径厚比的高强薄壁钢管混凝土柱的适用性仍待考察。

本文对超限径厚比下Q690高强薄壁圆钢管混凝土柱开展低周往复加载试验,分析该类柱的失效模式、滞回与骨架曲线、刚度退化、承载力衰减以及滞回耗能等变化规律,揭示关键因素对抗震性能的影响显著性,为高强薄壁钢管混凝土结构的抗震设计、推广应用及建筑结构轻量化提供有益借鉴。

1 试验概况

1.1 试件设计

以径厚比、混凝土强度和轴压比3个因素为研究对象,基于正交试验^[20]设计了两组三因素二水平的Q690高强薄壁钢管混凝土柱拟静力试验,试件参数如表1和图1所示。其中, D 为钢管外径, t 为钢管壁厚,轴压比(n)按照 $n = P / (A_s f_y + 0.85 A_c f_c)$ 确定, P 为试验施加轴力, A_s 和 A_c 分别为钢管和混凝土面积, f_y 为钢材屈服强度,混凝土圆柱体强度(f_c)由混凝土立方体抗压强度(f_{cu})换算得到^[21]。试验中所有钢管采用2 mm壁厚的

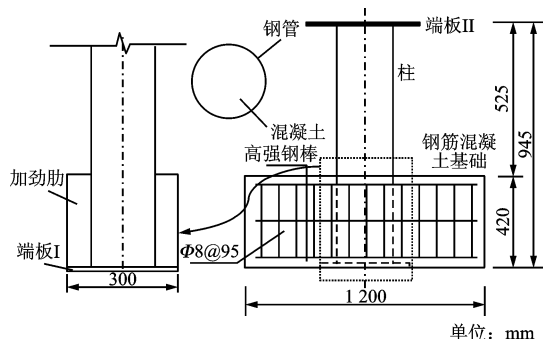


图1 Q690高强薄壁钢管混凝土试件详图

Q690 高强钢管,材性试验测得其屈服强度(f_y)为 722.6 MPa,极限强度(f_u)为 765.4 MPa,弹性模量(E_s)为 222 010 MPa,泊松比(ν)为 0.281。

表 1 Q690 高强薄壁钢管混凝土试件设计参数					
分组	编号	D/mm	$D \cdot t^{-1}$	f_{cu}/MPa	n
1	HCFTST-1-1-3	220	110	51.5	0.3
	HCFTST-1-2-4	220	110	57.1	0.4
	HCFTST-2-1-4	260	130	51.5	0.4
	HCFTST-2-2-3	260	130	57.1	0.3
2	HCFTST-1-3-1	220	110	86.6	0.1
	HCFTST-1-4-2	220	110	105.6	0.2
	HCFTST-2-3-2	260	130	86.6	0.2
	HCFTST-2-4-1	260	130	105.6	0.1

注:试件编号“HCFTST- $\otimes \oplus \odot$ ”中“ $\otimes$ ”代表径厚比(D/t)等级,“ $\oplus$ ”代表混凝土立方体强度(f_{cu})等级,“ $\odot$ ”代表轴压比(n)等级。

如图 1 所示的 Q690 高强薄壁钢管混凝土试件,径厚比超出现行规范 GB 50936—2014^[19]中($D/t \leq (31\,725/f_y) = 44$)的规定,柱净高为 525 mm,钢筋混凝土基础宽度为 500 mm,基础配筋采用直径为 9 mm、抗拉强度设计值为 1 000 MPa 的高强钢棒进行加强,试件两端端板厚为 20 mm,底部焊接 10 mm 厚的加劲肋加强柱与基础的连接,保证往复加载过程中的基础不破坏。

1.2 试验方案

通过液压千斤顶(2 000 kN 量程)对高强薄壁钢管混凝土柱施加竖向不变荷载,利用 MTS244.51 型作动器(1 000 kN 量程)施加往复水平荷载,作动器内置的传感器记录试验中水平荷载与位移的变化。按照《建筑抗震试验规程》JGJ/T101—2015^[22],通过对试件顶部按照柱端侧移率施加往复位移荷载,在侧移率分别为 0.10%、0.25%、0.50%和 0.75%时,对上述各侧移率下试件施加往复荷载各 1 周;在侧移率为 1%~8%时,在每级侧移率下对试件施加往复荷载 3 周;如果在侧移率为 8%时试件破坏不严重,施加 10%侧移率往复循环直至试件破坏。当试件破坏严重导致试件不能承受轴向荷载或者往复水平荷载下降超过加载最大值的 35%时停止加载,试验结束。

2 试验现象及破坏模式

Q690 高强薄壁钢管混凝土柱典型破坏模式如图 2 所示,柱脚钢管产生局部鼓曲,高强钢管断裂,核心混凝土被挤密压碎。

试件加载过程中,2%~3%侧移率时柱脚受压

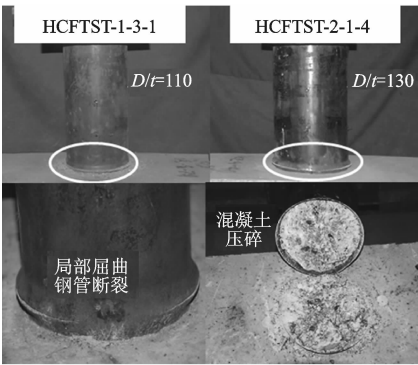


图 2 Q690 高强薄壁钢管混凝土柱破坏模式

侧 Q690 薄壁钢管产生局部鼓曲,继续加载,受压侧钢管局部鼓曲被拉平,另一侧受压产生凸起;5%~6%侧移率时局部鼓曲现象较明显,同时伴有混凝土被压碎的细微声响;7%侧移率时柱脚钢管受拉产生环向裂缝并不断发展延伸,核心混凝土被挤压成碎屑并不断透过钢管裂缝缓慢漏出;8%侧移率时试件产生较明显破坏现象,柱脚形成塑性铰,全截面破坏严重,试件承载力降低明显。

3 试验结果分析

3.1 滞回曲线

图 3 和图 4 分别给出了第 1 组和第 2 组试件的滞回曲线。超限径厚比下各试件的滞回曲线变化表明:该类柱局部屈曲发生于 2%~4%侧移率,7%~8%侧移率时钢管断裂;径厚比为 110 的各试件滞回环较饱满,径厚比为 130 时,轴压比小于等于 0.3 的试件,如 HCFTST-2-2-3 和 HCFTST-2-4-1 相比于轴压比 0.4 的试件 HCFTST-2-1-4 滞回环呈明显捏

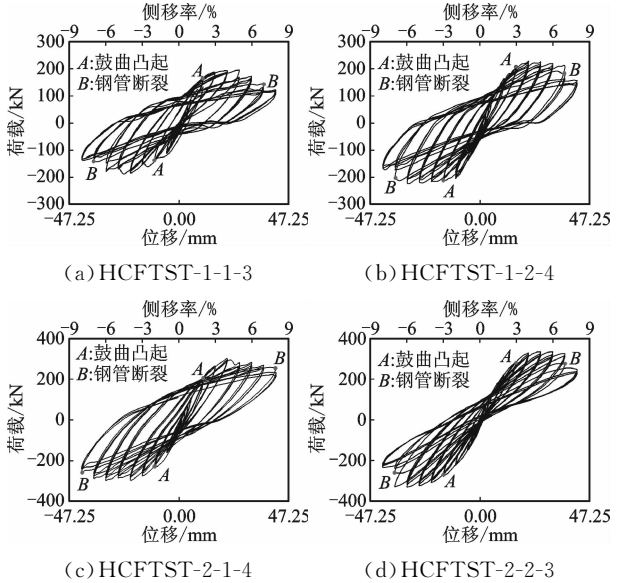


图 3 第 1 组试件滞回曲线

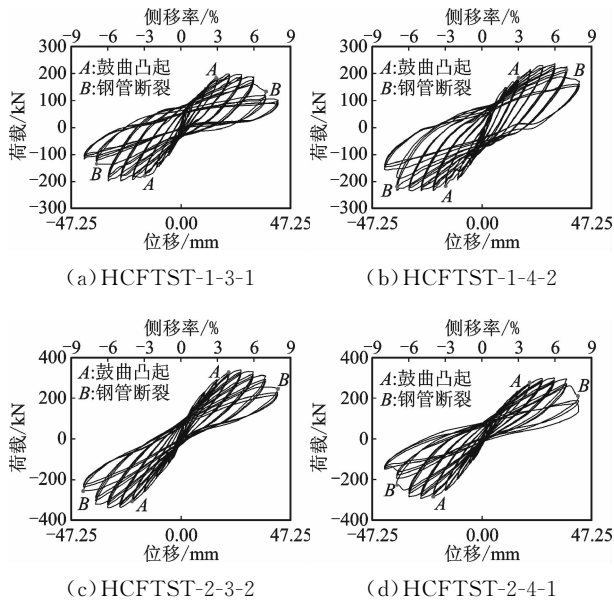


图 4 第 2 组试件滞回曲线

缩现象。这是因为在小轴压比与大径厚比下外包钢管对核心混凝土的约束效应降低,加之试件长径比($L/D=2.02$)较小,柱脚混凝土在弯矩及水平剪切荷载作用下,导致受拉区混凝土开裂滑移,耗能能力降低。各试件在同级加载位移下,尤其是产生局部屈曲后,随着循环次数增加每次加卸载的滞回曲线

并不完全重合,说明往复水平荷载下高强薄壁钢管混凝土的累积损伤导致刚度和承载力下降。超限径厚比下限制轴压比过低时(如 HCFTST-2-1-4 相比于 HCFTST-2-2-3),Q690 高强薄壁钢管混凝土柱具有良好的滞回性能。

3.2 骨架曲线与延性

连接滞回曲线同级荷载第 1 次循环峰值点的曲线是骨架曲线,可反映试件的弹塑性变形能力。各试件骨架曲线如图 5 所示,可以看出,超限径厚比下 Q690 高强薄壁钢管混凝土柱骨架曲线大致分为弹性段、弹塑性段和破坏段。结合骨架曲线,可计算出各试件屈服点(Δ_y, P_y)、峰值点(Δ_m, P_m)及破坏点(Δ_u, P_u)的位移和荷载。为避免单一方法求特征点的离散性,本文屈服点取通用屈服弯矩法、等能量法和 Park 法计算的均值^[22-23],峰值点为荷载最大处对应点,破坏点为骨架曲线上荷载降为峰值点荷载 85%时对应的点。其中,HCFTST-2-1-4 试件在 8%侧移率破坏时荷载未降低至 85%峰值荷载,取该试件最大位移处的荷载为破坏荷载,此外定义位移延性系数为 $\mu=\Delta_u/\Delta_y$ 。各试件位移延性系数及特征点数据汇总于表 2。

由表 2 可知,同等径厚比条件下,采用低强度混

表 2 骨架曲线特征点及位移延性系数

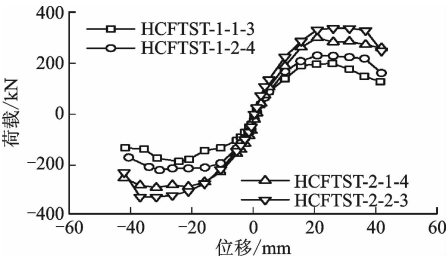
试件	屈服点		峰值点		破坏点		位移延性系数 μ
	Δ_y/mm	P_y/kN	Δ_m/mm	P_m/kN	Δ_u/mm	P_u/kN	
HCFTST-1-1-3	16.34	171.42	25.10	194.19	33.03	165.06	2.02
HCFTST-1-2-4	13.14	199.61	25.70	227.37	37.81	193.26	2.89
HCFTST-2-1-4	15.46	264.76	26.25	297.06	42.00	257.95	2.72
HCFTST-2-2-3	17.23	292.85	28.88	334.33	39.18	284.18	2.27
HCFTST-1-3-1	13.69	168.49	26.25	197.55	33.76	167.92	2.47
HCFTST-1-4-2	15.86	197.17	28.88	237.53	39.17	201.90	2.47
HCFTST-2-3-2	17.94	295.80	28.87	338.33	39.11	287.50	2.18
HCFTST-2-4-1	18.51	261.07	28.88	295.67	36.75	251.32	1.99

凝土并提高轴压比的试件可获得较高承载力,如 HCFTST-1-1-3 试件比采用高强混凝土和较低轴压比的试件 HCFTST-1-3-1 承载力仅低 1.7%,而 HCFTST-2-1-4 试件承载力相比于 HCFTST-2-4-1 提高约 0.5%,说明超限径厚比下适当提高轴压比可以有效发挥高强薄壁钢管对核心混凝土的高约束效应。径厚比 110 系列试件平均延性系数为 2.46,径厚比 130 系列试件平均延性系数为 2.29,其中滞回环欠饱满的 3 个试件,即 HCFTST-2-2-3、HCFTST-2-3-2 和 HCFTST-2-4-1 的平均延性系数

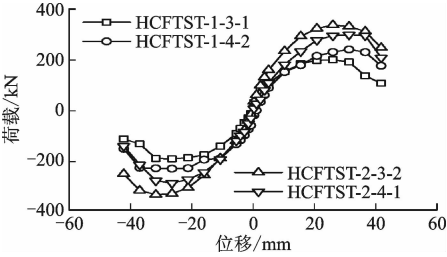
为 2.14,相比于同等径厚比下试件 HCFTST-2-1-4 延性系数降低了 21.3%。总体上,Q690 高强薄壁钢管混凝土柱延性系数介于 1.99~2.89 之间,超限径厚比下 Q690 高强薄壁钢管混凝土柱具有较高的承载力和塑性变形能力。

3.3 滞回耗能

结构在地震作用下的力学性能变化伴随着能量的耗散,耗能能力决定着结构抗震能力的强弱。对不同加载位移下滞回环进行积分,获得各试件累积耗能曲线如图 6 所示。Q690 高强薄壁钢管混凝土

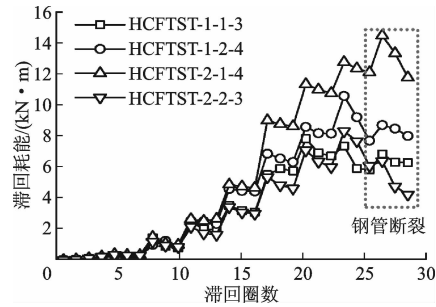


(a)第 1 组试件

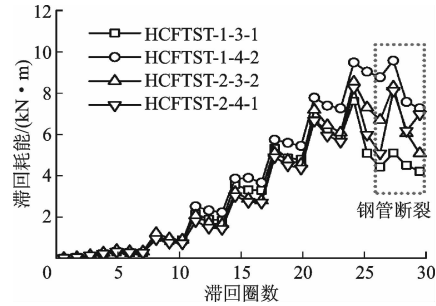


(b)第 2 组试件

图 5 各试件骨架曲线



(a)第 1 组



(b)第 2 组

图 6 各试件滞回耗能分析

柱伴随加载位移幅值增大,试件的滞回耗能逐渐增大,第 25 次循环(8%侧移率)后,高强钢管断裂严重,滞回耗能降低明显。在相同侧移率加载下,伴随循环次数的增加,试件滞回耗能近似线性降低,如 HCFTST-2-1-4 在 6%和 8%侧移率下第 3 圈滞回耗能比第 1 圈降低程度分别为 5.1%和 18.7%,说明在往复循环加载下,低周疲劳引发的累积损伤现象逐步降低试件的承载力控制界限。

为统一比较,定义归一化累积耗能(E_T)进行无量纲耗能的量化评价

$$E_T = \sum_{i=1}^n [E_i / (P_i \Delta_i)] \tag{1}$$

$$\Delta_i = (\Delta_i^+ - \Delta_i^-) / 2 \tag{2}$$

$$P_i = (P_i^+ - P_i^-) / 2 \tag{3}$$

式中: E_i 为第*i*次滞回下耗能; Δ_i^+ 和 Δ_i^- 分别为第*i*次滞回下正、负向最大位移; P_i^+ 和 P_i^- 为 Δ_i^+ 和 Δ_i^- 处的荷载。图 7 为各试件归一化累积耗能,当 $D/t=110$ 时,较低强度混凝土与高轴压比搭配下的试件(HCFTST-1-1-3 和 HCFTST-1-2-4),相比于较高混凝土强度与低轴压比搭配的试件(HCFTST-1-3-1 和 HCFTST-1-4-2),归一化累积耗能平均增加了 10.6%。当 $D/t=130$ 时,轴压比为 0.4 的试件 HCFTST-2-1-4 累积耗能最大,较小轴压比($n \leq 0.3$)下,试件 HCFTST-2-2-3、HCFTST-2-3-2 和 HCFTST-2-4-1 归一化耗能约为 HCFTST-2-1-4 耗能值的 54.5%、57.0%和 65.7%。这说明较高轴压比增强了外包高强钢管对核心混凝土剪切裂缝的约束作用,提高了塑性耗能能力。结合各试件滞回环饱满度及归一化耗能,超限径厚比下高强薄壁钢管混凝土柱总体上可分为耗能能力强的弯曲主导(如 HCFTST-1-1-3)和耗能能力弱的剪切主导(如 HCFTST-2-4-1)的两类破坏模式。

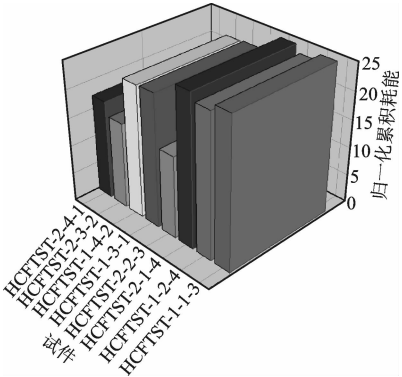


图 7 各试件归一化累积耗能

3.4 刚度退化

Q690 高强薄壁钢管混凝土柱在反复加载下,伴随位移幅值及循环圈数的递增,刚度不断退化,本节定义半循环平均割线刚度 $K_{sec}^i = (P_i^+ / \Delta_i^+ + P_i^- / \Delta_i^-) / 2$ 描述其损伤退化行为^[22]。图 8 为不同径厚比下各试件的刚度退化发展过程。

如图 8 所示,在第 5 次循环(1%侧移率)之前,各试件刚度衰减较快,此时试件无明显局部屈曲,钢管未屈服,之后随着加载的进行,各试件刚度退化渐

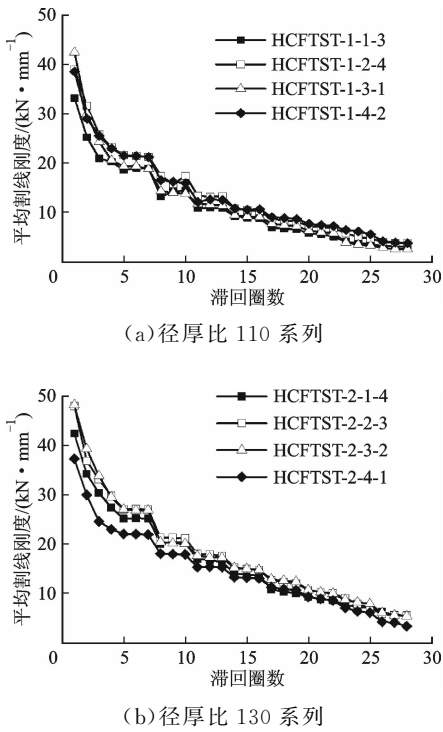


图 8 不同径厚比下各试件的刚度退化发展过程

趋稳定且呈缓慢下降趋势。这是因为在小幅值加载位移下,钢管与混凝土界面压力较小,高强钢管对核心混凝土约束效应较低,往复加载下混凝土初始微裂缝扩展迅速致刚度衰减较快。增大位移幅值,钢管与混凝土塑性发展,界面压力增加,混凝土骨料间的咬合力、钢管与混凝土约束效应渐趋稳定,刚度退化率降低,最终往复加载的低周疲劳效应使得半循环割线刚度逐渐降低直至试件破坏。径厚比为 110 时,低强度混凝土搭配较高轴压比的试件如 HCFTST-1-1-3 和 HCFTST-1-2-4,相比于高强混凝土搭配低轴压比的试件 HCFTST-1-3-1 和 HCFTST-1-4-2,初始刚度平均降低程度为 10.9%。径厚比为 130 时,最低轴压比下高强混凝土 $f_{cu}=105.6$ MPa 的试件 HCFTST-2-4-1 半循环刚度最小,相比于同直径其余试件,其初始割线刚度平均降低程度为 19.4%。超限径厚比下高强薄壁钢管内填高强混凝土时,需合理限制轴压比过低,以提高试件的侧向刚度。

3.5 荷载衰减

在同级侧移率加载下,伴随循环圈数的递增,循环退化导致材料性能劣化,反映到试件上为承受荷载逐步衰减,可以用每一级循环加载的第 i 圈循环最大荷载 $P_i=(P_i^+-P_i^-)/2$ 与该级荷载最大值 $P_1=(P_1^+-P_1^-)/2$ 之比 (P_i/P_1) ,反映荷载衰减规律^[22]。各试件的荷载衰减变化如图 9 所示。总体

上伴随加载位移幅值的增加荷载退化程度增大,1%~6%侧移率时伴随塑性变形的发展荷载比在 0.9 以上,7%~8%侧移率时试件局部鼓曲较严重,且外包钢管逐步产生断裂,故同级循环加载时荷载退比退化至 0.8~0.9,试件 HCFTST-1-2-4、HCFTST-2-2-3 和 HCFTST-2-4-1 荷载比分别降低至 0.808、0.782 和 0.784。

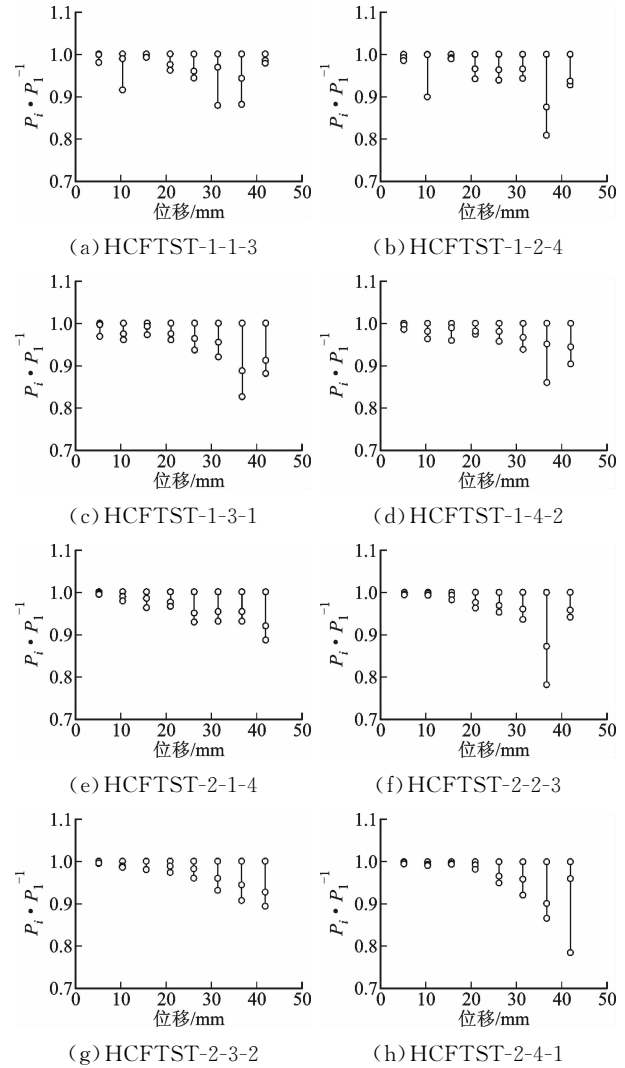


图 9 各试件的荷载衰减变化情况

3.6 影响因素分析

基于正交试验极差分析法^[20]研究径厚比(D/t)、混凝土强度(f_{cu})和轴压比(n)对关键性能参数的影响,结果如表 3 和表 4 所示。

如表 3 和表 4 所示的影响因素分析,对于极限承载力指标,径厚比从 110 增加至 130 时,第 1、2 组试件的分别增加了 49.8%和 45.7%;混凝土强度提高时第 1 组试件的极限承载力提高了 14.3%,第 2 组试件承载力降低了 0.5%,这是因为高强混凝土显著的脆性导致;轴压比由 0.3 增加至 0.4 时,第 1

组试件承载力略有降低,约为 0.8%,轴压比由 0.1 增加至 0.2 时,第 2 组试件承载力提高约 16.8%。对于位移延性系数,分别增加径厚比、混凝土强度和轴压比时,第 1 组试件延性分别增加了 1.6%、8.9%和 30.8%,第 2 组试件增加径厚比和混凝土强度时,延性系数降低约 15.6%和 4.1%,提高轴压比时,延性系数增加幅度为 4.3%。对于极限耗能指标,提高径厚比时,第 1 组试件耗能增加了 26.1%,第 2 组试件耗能降低约 6.8%,这是由于不同径厚比下混凝土强度不同时约束效应差异导致;提高混凝土强度增加了混凝土抗拉承载力,故两组试件耗能增幅为 35.0%和 13.0%;轴压比由 0.3 增至 0.4 时,第 1 组试件耗能降低约 9.4%,轴压比由 0.1 增至 0.2 时,第 2 组试件耗能增加了 19.7%。通过上述分析,超限径厚比下高强薄壁钢管搭配高强混凝土时,需适当提高轴压比,增加试件延性和耗能能力,在结构设计时,根据承载力、变形及耗能要求选择合理的参数组合方式。

表 3 第 1 组分析结果

条件	P_m/kN	μ	$E_u/(\text{kN}\cdot\text{m})$
$D/t=110$	210.78	2.46	107.20
$D/t=130$	315.70	2.50	135.13
$f_{cu}=51.5\text{ MPa}$	245.63	2.37	103.13
$f_{cu}=57.1\text{ MPa}$	280.85	2.58	139.20
$n=0.3$	264.26	2.15	127.12
$n=0.4$	262.22	2.81	115.22

注: P_m 、 μ 和 E_u 分别指极限承载力、位移延性系数和滞回耗能。

表 4 第 2 组分析结果

条件	P_m/kN	μ	$E_u/(\text{kN}\cdot\text{m})$
$D/t=110$	217.54	2.47	97.04
$D/t=130$	317.00	2.09	90.42
$f_{cu}=86.6\text{ MPa}$	267.49	2.33	88.02
$f_{cu}=105.6\text{ MPa}$	266.60	2.23	99.43
$n=0.1$	246.61	2.23	85.33
$n=0.2$	287.93	2.33	102.13

3.7 横向受剪承载力分析

水平荷载作用下试件受剪切荷载影响显著,现行设计规范对高强薄壁钢管混凝土柱抗剪承载力计算方法的适用性有待验证。因此,针对钢管混凝土组合柱抗剪承载力,本文基于效应叠加分别计算钢材、混凝土和轴力对抗剪承载力的贡献,如下式所示^[24]

$$V_A = V_s + V_c + V_p \tag{4}$$

式中: V_s 、 V_c 和 V_p 分别为钢管、核心混凝土和轴力

对承载力的贡献。组合柱中外包 Q690 薄壁高强钢管的作用实际上类同于钢筋混凝土柱中纵筋和箍筋所起的承载与约束作用,所以关于钢管混凝土柱中钢管对抗剪承载力的贡献可认为由直接剪切承载力(V_τ)和箍筋桁架机制贡献的抗剪承载力(V_{sh})组成。 V_τ 可由图 10 计算确定,即

$$\tau_{\max} = \frac{V_\tau S_z^*}{I_z(2\delta)} = \frac{V_\tau 2r_0^2\delta}{\pi r_0^3\delta 2\delta} = 2 \frac{V_\tau}{A_s} \tag{5}$$

钢管面积 $A_s = 2\pi r_0\delta$,在圆形钢管混凝土柱中最大剪切应力 $\tau_{\max}$ 可取 $0.19f_y$ ^[25],故直接剪切承载力为

$$V_\tau = 0.5A_s\tau_{\max} = 0.095A_sf_y \tag{6}$$

关于钢管桁架机制贡献的抗剪承载力 V_{sh} ,可由钢筋混凝土结构桁架理论计算的箍筋抗剪承载力类比推导得出,如图 11 所示,钢筋混凝土结构中,桁

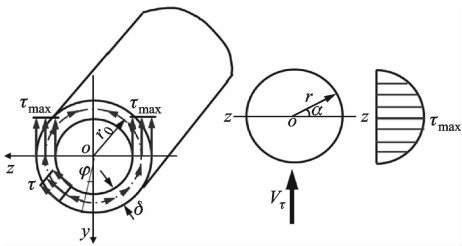


图 10 直接抗剪承载力计算简图

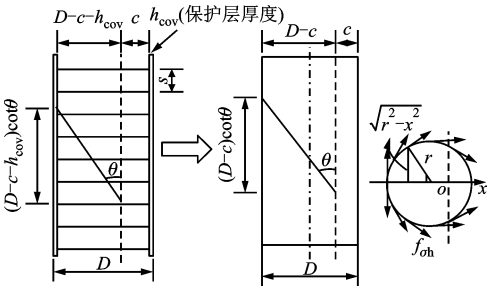


图 11 桁架机制贡献的抗剪承载力计算简图

架机制箍筋贡献的抗剪承载力 V_{sg} 为^[26]

$$V_{sg} = \left(\int_{x=-(r-c)}^r 2A_{sp}f_y \frac{\sqrt{r^2-x^2}}{r} dx / D_{eff} \right) \frac{D_{eff}}{s} \cot\theta \approx (\pi/2)A_{sp}f_y(D_{eff}/s)\cot\theta \tag{7}$$

$$D_{eff} = D - c - h_{cov} \tag{8}$$

式中: A_{sp} 为箍筋截面面积; c 为受压区高度^[6,19]; h_{cov} 为保护层厚度。故钢管桁架机制剪切承载力 V_{sh} 可由式(7)推导得出

$$V_{sh} = (\pi/2)\delta f_{sh}(D-c)\cot\theta \tag{9}$$

式中: $f_{sh} = 0.19f_y$; 剪切裂缝角度 θ 可由最小能量原理推导得到^[27]

$$1/\theta = 1/\tan\left(\frac{\rho_v A_c / [\rho_l(A_s + A_c)]}{0.61\Lambda}\right) \tag{10}$$

式中: $\rho_v = 2\delta/D$; $\rho_t = A_s/(A_s + A_c)$; 端部约束系数对柱取 $\Delta = 2$; A_c 为混凝土面积。

核心混凝土和轴向荷载贡献的抗剪承载力 V_c 和 V_p 参考相关文献计算如下^[19,26]

$$V_c = 0.29 \sqrt{f_c} (0.8A_c) \quad (11)$$

$$V_p = 0.1P(1 - 0.45 \sqrt{a/D}) \quad (12)$$

式中: f_c 为混凝土圆柱体强度; P 为轴压荷载; 剪跨高度 a 为水平力作用位置到柱底部的距离。综上, Q690 高强薄壁钢管混凝土柱横向受剪承载力可由下式计算确定

$$V_A = V_\tau + V_{sh} + V_c + V_p \quad (13)$$

为验证本节改进的高强薄壁钢管混凝土柱横向受剪承载力计算方法的准确性, 与现行规范 GB 50936—2014^[19] 和文献[28]中的抗剪承载力计算方法进行对比, 如图 12 所示。本文改进的桁架机制抗剪承载力模型计算值 (P_{mP}) 与试验值 (P_{mT}) 之比的均值为 1.02, 规范^[19] 计算结果 (P_{mG}) 均值为 1.67, 而文献[28]中的承载力计算值 (P_{mQ}) 均值为 2.16, 偏差较大。对比分析, 本文提出的桁架机制抗剪承载力计算公式在一定程度上具有较高的准确性, 可作为高强薄壁钢管混凝土柱由强度破坏控制而非稳定性控制的横向受剪承载力实用评估方法。

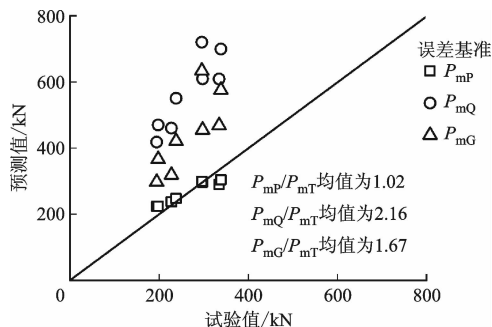


图 12 受剪承载力计算结果验证

4 结 论

(1) 低周往复荷载下 Q690 高强薄壁钢管混凝土柱破坏时钢管局部屈曲并断裂, 核心混凝土被挤压密压碎。按滞回环饱满度及归一化耗能大小, 超限径厚比下高强薄壁钢管混凝土柱总体上可分为耗能能力强的弯曲主导和耗能能力弱的剪切主导的两类破坏模式。

(2) Q690 高强薄壁钢管混凝土柱延性系数介于 1.99~2.89 之间, 在 1%~6% 侧移率时伴随塑性变形的发展, 荷载比维持在 0.9 以上。滞回与骨架曲线表明, 超限径厚比下该类柱仍可以表现出良好的

滞回性能与塑性变形能力。

(3) 分析了径厚比、混凝土强度和轴压比对关键性能指标如承载力、延性和累积极限耗能的影响。超限径厚比下, 高强薄壁钢管搭配高强混凝土时需适当提高轴压比, 以增加试件延性和耗能能力。

(4) 提出了高强薄壁钢管混凝土柱改进的桁架机制受剪承载力计算方法, 计算值与试验值之比的均值为 1.02, 本文方法可作为高强薄壁钢管柱由强度破坏控制而非稳定性控制的横向受剪承载力的实用评估方法。

参考文献:

- [1] 杨靖波, 李茂华, 杨风利, 等. 我国输电线路杆塔结构研究新进展 [J]. 电网技术, 2008, 32(22): 77-83. YANG Jingbo, LI Maohua, YANG Fengli, et al. New advances in the study of transmission tower structure of China [J]. Power System Technology, 2008, 32(22): 77-83.
- [2] 汪楚清, 郭咏华, 孙清, 等. Q690 钢管塔柔性法兰极限承载力试验研究及有限元分析 [J]. 工程力学, 2013, 30(3): 206-213, 238. WANG Chuqing, GUO Yonghua, SUN Qing, et al. Experimental and numerical analyses on the ultimate bearing capacity of Q690 flange joint used in steel tube towers [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(3): 206-213, 238.
- [3] 施刚, 班慧勇, 石永久. 高强度钢材钢结构研究进展综述 [J]. 工程力学, 2013, 30(1): 1-13. SHI Gang, BAN Huiyong, SHI Yongjiu. Overview of research progress for high strength steel structures [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(1): 1-13.
- [4] 魏言磊, 郭咏华, 孙清. Q690 高强钢管轴心受压局部稳定性研究 [J]. 土木工程学报, 2013, 46(5): 1-12. WEI Yanlei, GUO Yonghua, SUN Qing. Study on local stability of Q690 high-strength steel tube under axial compression [J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(5): 1-12.
- [5] 陈以一, 王伟, 周锋. 钢管结构: 新需求驱动的形式拓展和性能提升 [J]. 建筑结构学报, 2019, 40(3): 1-20. CHEN Yiyi, WANG Wei, ZHOU Feng. Steel tubular structures: configuration innovation and performance improvement driven by new requirements [J]. Journal of Building Structures, 2019, 40(3): 1-20.
- [6] HAN Linhai, LI Wei, BJORHOVDE R. Developments and advanced applications of concrete-filled steel tubular (CFST) structures: members [J]. Journal of

- Constructional Steel Research, 2014, 100: 211-228.
- [7] 张卓群, 李宏男, 李士锋, 等. 输电塔-线体系灾变分析与安全评估综述 [J]. 土木工程学报, 2016, 49(12): 75-88.
- ZHANG Zhuoqun, LI Hongnan, LI Shifeng, et al. Disaster analysis and safety assessment on transmission tower-line system: an overview [J]. China Civil Engineering Journal, 2016, 49(12): 75-88.
- [8] ELREMAILY A, AZIZINAMINI A. Behavior and strength of circular concrete-filled tube columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2002, 58(12): 1567-1591.
- [9] MARSON J, BRUNEAU M. Cyclic testing of concrete-filled circular steel bridge piers having encased fixed-based detail [J]. Journal of Bridge Engineering, 2004, 9(1): 14-23.
- [10] FAM A, QIE F S, RIZKALLA S H. Concrete-filled steel tubes subjected to axial compression and lateral cyclic loads [J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(4): 631-640.
- [11] ZHANG G W, XIAO Y, KUNNATH S K. Low-cycle fatigue damage of circular concrete-filled-tube columns [J]. ACI Structural Journal, 2009, 106(2): 151-159.
- [12] WU Bo, ZHAO Xinyu, ZHANG Jinsuo. Cyclic behavior of thin-walled square steel tubular columns filled with demolished concrete lumps and fresh concrete [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 77: 69-81.
- [13] VARMA A H, RICLES J M, SAUSE R, et al. Seismic behavior and modeling of high-strength composite concrete-filled steel tube (CFT) beam-columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2002, 58(5/6/7/8): 725-758.
- [14] VARMA A H, RICLES J M, SAUSE R, et al. Seismic behavior and design of high-strength square concrete-filled steel tube beam columns [J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(2): 169-179.
- [15] 林晓康, 韩林海. 火灾作用后圆钢管混凝土柱荷载-位移滞回性能研究 [J]. 建筑结构学报, 2005, 26(3): 19-29.
- LIN Xiaokang, HAN Linhai. Load-displacement hysteretic behavior of concrete filled CHS columns after exposure to ISO-834 standard fire [J]. Journal of Building Structures, 2005, 26(3): 19-29.
- [16] INAI E, MUKAI A, KAI M, et al. Behavior of concrete-filled steel tube beam columns [J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(2): 189-202.
- [17] SKALOMENOS K A, HAYASHI K, NISHI R, et al. Experimental behavior of concrete-filled steel tube columns using ultrahigh-strength steel [J]. Journal of Structural Engineering, 2016, 142(9): 04016057.
- [18] American National Standards Institute. ANSI/AISC 360-16 Specification for structural steel buildings [S]. Chicago, USA: American Institute of Steel Construction, 2016: 86-112.
- [19] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢管混凝土结构技术规范: GB 50936—2014[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014.
- [20] DENG L Y. Orthogonal arrays: theory and applications [J]. Technometrics, 2000, 42(4): 440.
- [21] 唐广青, 肖岩, 张倚天. 方钢管混凝土轴压短柱承载力与全曲线综述研究 [J]. 工程力学, 2015, 32(8): 103-111.
- TANG Guangqing, XIAO Yan, ZHANG Yitian. Study of bearing capacity and complete stress-strain curves for concrete filled square steel tube columns [J]. Engineering Mechanics, 2015, 32(8): 103-111.
- [22] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震试验方法规程: JGJ/T 101—2015 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015: 10-18.
- [23] ZHOU Ting, CHEN Zhihua, LIU Hongbo. Seismic behavior of special shaped column composed of concrete filled steel tubes [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 75: 131-141.
- [24] ZHOU Xuhong, LIU Jiepeng. Seismic behavior and shear strength of tubed RC short columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2010, 66(3): 385-397.
- [25] SAKINO K, NAKAHARA H, MORINO S, et al. Behavior of centrally loaded concrete-filled steel-tube short columns [J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(2): 180-188.
- [26] KOWALSKY M J, PRIESTLEY M J N. Improved analytical model for shear strength of circular reinforced concrete columns in seismic regions [J]. ACI Structural Journal, 2000, 97(3): 388-396.
- [27] KIM J H, MANDER J B. Influence of transverse reinforcement on elastic shear stiffness of cracked concrete elements [J]. Engineering Structures, 2007, 29(8): 1798-1807.
- [28] 钱稼茹, 崔瑶, 方小丹. 钢管混凝土柱受剪承载力试验 [J]. 土木工程学报, 2007, 40(5): 1-9.
- QIAN Jiaru, CUI Yao, FANG Xiaodan. Shear strength tests of concrete filled steel tube columns [J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(5): 1-9.

(编辑 杜秀杰)