# 内置十字型钢高强混凝土巨型圆柱的抗震性能

董宏英1、梁 旭1、曹万林1、郭华镇1、周建龙2

(1.北京工业大学城市建设学部,北京 100124; 2.华东建筑设计研究院有限公司,上海 200011)

**摘 要:**为研究含钢率对其抗震性能的影响,对2个大尺寸内置十字型钢高强混凝土圆柱进行低周反复荷载试验. 分析破坏特征、滞回曲线、承载力、变形、刚度退化过程及耗能,并采用 ABAQUS 软件对试件抗震性能进行有限元模 拟,分析轴压比、混凝土强度、配筋率、翼缘厚度和加载方向等参数对试件抗震性能的影响.结果表明:2个试件的 破坏以弯曲为主,滞回曲线饱满,承载力下降缓慢;提高含钢率,试件承载力增大,刚度退化较慢,抗震性能好.提高 轴压比和混凝土强度,峰值位移变小,峰值荷载提高,峰值荷载后,承载力衰减变快,延性较差;提高配筋率和改变 加载方向,峰值荷载提高不明显,峰值荷载后,承载力衰减速度相似,对延性影响不大;提高十字型钢翼缘厚度,峰 值荷载和延性提高,表现出更好的抗震性能.本文研究可为内置十字型钢高强混凝土圆柱的工程应用提供参考.

关键词:内置十字型钢;圆柱;高强混凝土;抗震性能;有限元模拟;工程应用
 中图分类号:TU 398
 文献标志码:A
 文章编号:0254-0037(2021)04-0383-11
 doi: 10.11936/bjutxb2020110003

## Seismic Performance of Encased Cross-section Steel Reinforced High-strength Concrete Circular Column

DONG Hongying<sup>1</sup>, LIANG Xu<sup>1</sup>, CAO Wanlin<sup>1</sup>, GUO Huazhen<sup>1</sup>, ZHOU Jianlong<sup>2</sup>

(1. Faculty of Architecture Civil and Transportation Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China;
 2. East China Architectural Design & Research Institute Co., Ltd., Shanghai 200011, China)

Abstract: SRC columns are widely used in high-rise buildings because of their good seismic performance. To investigate the influence of steel ratio on its seismic performance, low-cyclic loading test was conducted on two big sized encased cross-section steel reinforced high-strength concrete circular columns. The failure characteristics, hysteresis curves, bearing capacity, deformation, stiffness degradation process and energy dissipation of the two specimens were analyzed. ABAQUS software was used to simulate the seismic performance of the specimens, and the influence of parameters such as axial compression ratio, concrete strength, reinforcement ratio, flange thickness and loading direction on the seismic performance of the specimen was analyzed. Results show that the failure of the two specimens is mainly bending, the hysteresis curves are full and the bearing capacity decreases slowly, and seismic performance is good. With the increase of the axial compression ratio and concrete strength, the peak displacement gets smaller and the peak load increases. After the peak load, the bearing capacity decreases and the loading direction is changed, the increase of peak load is not obvious. After the peak load, the decay rate of

作者简介: 董宏英(1966—), 女, 教授, 主要从事结构抗震方面的研究, E-mail: donghy@ bjut. edu. cn

收稿日期: 2020-11-02

基金项目:国家自然科学基金资助项目(52078014)

通信作者:曹万林(1954—),男,教授,主要从事结构抗震方面的研究, E-mail: wlcao@ bjut.edu.cn

bearing capacity remains unchanged, which has little impact on ductility. By increasing the thickness of the cross-section steel flange, the peak load and ductility are improved, and the seismic performance is better. This study provides a reference for the engineering application of the encased cross-section steel reinforced high-strength concrete circular column.

Key words: encased cross-section steel; circular column; high-strength concrete; seismic performance; finite element simulation; engineering application

随着高层建筑和超高层建筑的发展,在建筑中采 用型钢混凝土柱能极大地减小构件截面面积和质量. 可以较好实现建筑使用功能、结构抗震性能和经济三 者之间的协调统一. 内置型钢混凝土柱将一定结构 形式的型钢内置于钢筋混凝土柱中,钢筋混凝土柱和 型钢共同变形、受力,其作为型钢混凝土柱的一种主 要类型被广泛研究[15].相比于普通钢筋混凝土结 构,具有更加优越的变形能力和抗震性能<sup>[25]</sup>. 随着 建筑材料的发展,高强度混凝土的使用使受压构件的 截面尺寸更小,耐久性更好<sup>[6]</sup>. 高强混凝土应用到型 钢混凝土柱中形成的型钢高强混凝土柱表现出更好 的抗震性能. 殷小溦等<sup>[78]</sup>和王海生等<sup>[9]</sup>对高含钢率 大比尺十字型钢混凝土柱进行水平低周反复加载试 验,结果表明配钢率对柱的抗震性能影响显著. Zhu 等<sup>[10]</sup>对H型、I型、十字型钢共21个型钢高强混凝土 柱进行低周反复荷载试验,结果表明箍筋对试件初始 刚度影响不大,随着位移角增大,箍筋约束作用对试 件刚度影响逐渐明显. Lai 等<sup>[11]</sup>对 H 型钢、十字型钢 混凝土柱共14个试件进行轴压试验,结果分析表明 钢的贡献率对延性有显著影响,而提高箍筋配筋率和 添加钢纤维对延性的影响不显著.

目前,国内外对型钢高强混凝土柱的抗震特性 研究仍然很少,特别是十字型钢混凝土圆柱.鉴于 研究缺乏,为了探索高强混凝土和十字型钢组合形 成的型钢高强混凝土巨柱抗震性能,本研究利用 40000 kN 加载装置,对2个大尺寸内置十字型钢高 强混凝土圆柱进行低周反复荷载试验,分析含钢率 对内置十字型钢高强混凝土圆柱抗震性能影响.依 据试验模型建立有限元模型,进而分析轴压比、混凝 土强度、配筋率、翼缘厚度和加载方向对内置十字型 钢混凝土柱的抗震性能的影响.

## 1 试验概况

### 1.1 试件设计

设计了2个圆形截面型钢高强混凝土巨型柱试件,试件的外轮廓尺寸及配筋均相同,混凝土等级为 C70,见图1. 柱截面为圆形,直径为700 mm,柱高

1800 mm. 截面外周均匀分布 12 根 4 20 钢筋, 配筋 率为1.5%,箍筋为单12@75,配箍率为0.98%.为 了防止柱顶被压坏,在柱顶上方 300 mm 范围内箍 筋加密为 12@50. 混凝土保护层厚度为 25 mm. 十字型钢采用钢板焊接而成,试件含钢率分别为 5.90%和4.21%,对应的十字型钢截面高分别为 458 mm 和450 mm. 翼缘宽 190 mm. 翼缘和腹板厚度 均为14 mm. 2 个试件的剪跨比 λ = H/(1.6r) = 3.66 (其中:H = h + 250, H 为基础顶面至球铰转动中心 的距离,mm;h 为柱身高度,取值1800 mm;250 mm 为试验装置球铰中心到柱身顶面的距离;r为柱身 截面半径,取值 350 mm). 试验轴压比  $n = N/(f_{et}A_e +$  $f_{s}A_{a}$ )(其中,混凝土轴心抗压强度标准值 $f_{ek}$ = 0.88 $\alpha_{c1}\alpha_{c2}f_{cu}$ , 棱柱体强度与立方体强度比值  $\alpha_{c1}$  =  $0.8,考虑脆性的折减系数 \alpha_{c2} = 0.89, f_{cu}$ 为混凝土立 方体抗压强度;A。为截面混凝土的面积;f。为型钢的 屈服强度;A,为截面型钢的面积). 试件的主要设计 参数见表 1. 为便于加载,在试件顶部 200 mm 范围



385

内制作方形柱帽,由边长700 mm、厚6 mm 钢板焊接 而成. 基础为长方体,长1 800 mm、宽900 mm、高 600 mm,由8 mm 厚钢板焊接后,在盖板上预留2个 灌浆孔浇筑 C70 混凝土. 柱内配置的十字型钢及纵 筋嵌入基础并与底部钢板焊接. 在基础开设 8 个无 缝钢管孔洞,将高强螺杆穿孔,以固定基础与试验装 置底部的水平滑动刚性底座. 柱身采用木模板支设 并进行直立式浇筑混凝土,见图 2.

			1 24	ᄦᄪᆂ	<b>T</b>					
		Ta	ble 1 Ma	ain specir	nen parar	neters				
试件编号	D∕ mm	型钢尺寸 $(b \times h \times t_w \times t_f)/$ $(mm \times mm \times mm \times mm)$	混凝土 等级	$f_{ m cu}/$ MPa	n	试验轴 力/kN	剪跨比	配筋 率/%	配箍 率/%	含钢 率/%
CHSRC1	700	$190\times458\times14\times14$	C70	74.8	0.54	13 500	3.66	1.5	0.98	5.90
CHSRC2	700	$190\times450\times10\times10$	C70	74.8	0.54	12 000	3.66	1.5	0. 98	4.21

试件士更会粉

#### 1.2 钢材力学性能

十字型钢采用为 Q345 级钢板焊接,纵筋箍筋 采用热轧 HRB400 级钢筋. 实测型钢及钢筋的屈服 强度  $f_y$ 、极限强度  $f_u$ 、弹性模量  $E_s$ 、屈服应变  $\varepsilon$  及最 大总伸长率  $\delta$  见表 2.

### 1.3 加载方案

试验在北京工业大学结构实验室进行,采用 40 000 kN 多功能电液伺服加载系统通过球铰向试 件施加竖向荷载.将柱顶通过钢板夹具与球铰固 定,柱顶可绕球铰转动而不发生水平移动.竖向加



图 2 混凝土浇筑 Fig. 2 Concrete pouring

			1 1		
钢材类型	f <sub>y</sub> /MPa	$f_{\rm u}$ /MPa	$E_{\rm s}/10^5$ MPa	$\varepsilon/10^{-6}$	δ/%
	352	499	2.05	1 717	16.4
14 mm 钢板	349	492	2.06	1 813	15.7
盘 20 纵筋	522	645	2.04	2 582	18.3
⊕ 12 箍筋	465	639	2.10	2 214	21.0

表 2 钢材材料性能 Table 2 Material properties of steel

载端头与柱顶紧密均匀接触,以在整个柱顶截面施加竖向荷载.通过高强螺栓将柱试件固定于加载装置下部可以水平滑动的刚性底座上(底座滑动摩擦因数非常小,可以忽略摩擦力),水平加载系统与刚性底座连接,实现对试件施加反复荷载.

在水平滑动底座、基础底部、基础顶面柱脚位 置、不同柱高(50、350、650 mm)及柱顶处分别布置 拉线位移计,以测定相应水平位移,监测是否存在相 对滑移及滑移值.另外,为了直观、准确地获得试件 基础相对球铰中心的水平位移,在地面与试件基础 上表面之间布置1个水平拉线位移计.加载装置见 图 3. 试验前先进行预加载,调试试验仪器及仪表. 由轴压比算得轴力值施加竖向荷载,将竖向轴力加 到指定值后保持整个试验过程中不变,水平方向通 过水平执行器施加反复荷载.本次试验1%位移角 前位移角加载步距 $\Delta_{\theta} = 0.25\%$ ,1%位移角后位移 角加载步距 $\Delta_{\theta} = 0.5\%$ (其中位移角 $\theta = \Delta/H$ ,  $\Delta$  为 柱底的水平位移; H = 1 800 mm + 250 mm = 2 050 mm),采用变幅位移角加载控制,2% 位移角前每级 循环2次,2% 位移角后每级循环1次,加载制度见 图4.由于型钢高强混凝土柱承载力下降段较为缓 慢,达到试验机允许的最大位移角时承载力下降幅 度较小,规定试件加载至试验机允许的最大位移角



(a) 现场照片



图 3 试验装置 Fig. 3 Test set-up



5% 或水平承载力下降到峰值荷载的 85% 时停止 试验.

## 2 试验结果及分析

#### 2.1 加载破坏过程

2个试件的最终破坏形态相似,均以弯曲破坏 为主,见图 5. 在达到各自预定轴力后,开始施加 水平荷载,进行循环往复加载,刚开始位移较小, 试件未见明显开裂现象,当加到位移角为 1/200 时,2个试件开始出现细小水平裂缝. 继续加载, 水平裂缝逐渐变宽并延伸,延伸一段后转为斜向 下发展,形成少量斜裂缝,此时试件柱脚部被压 碎,出现几条竖向裂缝. 位移角继续增大,柱根水 平弯曲裂缝迅速增多,原弯曲裂缝继续延伸变宽 且基本贯通,斜裂缝也延伸变宽,但发展较缓慢, 未形成较宽的交叉主斜裂缝,此外,柱根四脚部竖 向裂缝逐渐向上延伸. 当位移角为 1/102 ~ 1/99 时,试件屈服. 继续加载,原裂缝继续延伸变宽,柱 根混凝土保护层被压碎剥落. 当位移角为 1/56 ~ 1/55 时,试件水平荷载逐渐下降,柱下部水平裂缝 间的混凝土保护层大面积剥离,可见柱底部箍筋 外露,纵筋压屈,试件丧失承载力,停止试验. 试件 最终破坏见图 5.



(a)试件CHSRC1最终破坏图



图 5 试件破坏图 Fig. 5 Photo of specimen failure

## 2.2 滞回性能和骨架曲线

各试件的水平荷载 *F*-水平位移 Δ 滞回曲线见 图 6,其中,*F* 为施加到与试件基础连接的试验机滑 板的水平荷载. 各试件 *F*-Δ 滞回曲线各级加载的 峰值点连成的外包络线为试件的骨架曲线. 实测所 得 2 个试件骨架对比曲线见图 7.

分析图 6 可知:高轴压比下的 2 个型钢混凝土 柱的滞回曲线相比较,试件 CHSRC1 滞回曲线更加 饱满,表现出较好的耗能能力.试件开裂前,水平荷 载和位移近似呈线性关系,滞回曲线包围的面积小,







试件刚度退化不明显,试件基本处于弹性工作阶段. 随着位移角的增大,滞回环呈梭形,滞回曲线包围面 积不断增大,试件的刚度退化较为明显,变形不能够 完全恢复,试件出现残余变形,表明试件进入弹塑性 工作阶段.在同一位移循环中,后一循环的荷载峰值 及曲线斜率均较前一次有所降低,表明试件在循环加 载下存在累积损伤现象. 配钢率较大的试件 CHSRC1 与配钢率较小的试件 CHSRC2 相比,承载力提高,滞回环的面积增大,试件的耗能性能有所提高.

分析图 7 可知:2 个试件的骨架曲线形状相似, 均大致由 3 个发展阶段组成.在加载初期,骨架曲 线呈线性增长,斜率降低较少,试件在此阶段基本呈 弹性,水平荷载较快增长.试件屈服后至水平荷载 达到峰值点阶段,斜率逐级减小,骨架曲线由直线段 变为曲线段,试件处于弹塑性阶段,水平荷载缓慢增 长.加载达到峰值点后,水平荷载随水平位移的增 大而逐渐降低,此阶段为水平荷载下降段.由于试 件的截面、配钢和配筋不对称,两试件的骨架曲线均 不对称,表明试件正向和负向的刚度和承载力不对 称.2 个试件的位移角分别达到 1/56、1/55 时,试件 荷载达到峰值,试件 CHSRC2 比试件 CHSRC1 峰值 荷载高 2.9%,表明在高轴压比下,含钢率提高试件 承载力有所提高.

## 2.3 耗能

由于各试件的加载历程不完全相同,采用累积 耗能易引入误差并放大误差,故采用等效黏滞阻尼 系数 h。描述耗能能力强弱,参照图 8 计算公式



图 8  $h_e$  计算示意图 Fig. 8 Schematic diagram of  $h_e$  calculation

2 个试件"等效黏滞阻尼系数 h<sub>e</sub> - 水平位移角 θ"关系曲线比较见图 9;采用每级荷载下的耗能 E 描述耗能能量的大小,计算所得每级荷载下正负两 向平均 E-θ关系见图 10.

分析图 9 可知,2 个试件的曲线相似,基本经 历了 3 个阶段:第 1 阶段,在试件屈服前,试件水 平裂缝迅速出现并发展,等效黏滞阻尼系数 h<sub>e</sub>迅 速增长;第 2 阶段,在试件屈服后,试件出现较少 的新裂缝,屈服前产生的裂缝稳定发展,h<sub>e</sub>变化幅 度不大;第 3 阶段,荷载逼近峰值,混凝土出现明 显的挤碎、剥落和脱落,钢筋逐渐屈服,2 个试件累



Fig. 9  $h_e - \theta$  relationship curves

计损伤明显, h。继续增长至加载结束. 在试件变形 全过程中, 试件 CHSRC1 等效黏滞阻尼系数绝大 多数高于试件 CHSRC2, 表明含钢率较高的试件耗 能能力更高.

分析图 10 可知:试件 CHSRC1 累积耗能值大于 CHSRC2,且差距逐级增大,当位移角达到 4% 时,累 积耗能增至 5.7%,表明含钢率较大的试件耗能能 力较强.



### 2.4 承载力及变形能力

延性及变形能力的大小可以通过延性系数、屈服位移角、峰值位移角及极限位移角来综合衡量. 各试件主要特征点的荷载与对应特征位移角见表 3.  $F_y$ 为屈服荷载, $F_p$ 为峰值荷载, $F_u$ 为极限荷载(取 试验机允许的最大位移角5%对应的水平荷载或水 平荷载下降到峰值荷载的85%时对应的水平荷 载),对应特征位移角分别为 $\theta_y$ 、 $\theta_p$ 、 $\theta_u$ ,延性系数 $\mu = \theta_u/\theta_y$ .

试件编号		屈服点				峰值点			极限点		
		$F_y/kN$	$\Delta_{ m y}/ m mm$	$ heta_{y}$ /%	$F_{\rm p}/{ m kN}$	$\Delta_{ m p}/ m mm$	$ heta_{ m p}/\%$	$F_{\rm u}/{\rm kN}$	$\Delta_{ m u}/ m mm$	$ heta_{ m u}$ /%	$-\mu$
CHSRC1	正向	1 217	20.9	1.02	1 327	36. 29	1.77	1 128	64.46	3.14	3.08
	负向	1 203	20.5	1.00	1 286	36. 70	1.79	1 093	60.30	2.94	2.94
	均值	1 210	20.71	1.01	1 306	36. 49	1.78	1 110	62.38	3.04	3.01
CHSRC2	正向	1 099	20. 91	1.02	1 267	37.72	1.84	1 077	68.30	3.33	3.26
	负向	1 130	19. 27	0.94	1 273	37.11	1.81	1 082	66. 92	3.26	3.47
	均值	1 114	20.09	0. 98	1 270	37.52	1.83	1 080	67.61	3.30	3.37

表 3 特征点荷载与位移角 Table 3 Load and drift angle

分析表 3 可知: 配钢率较大的试件 CHSRC1 与 配钢率较小的试件 CHSRC2 相比, 正向峰值荷载提 高 4.7%、负向峰值荷载提高 1%, 正、负两向峰值荷 载提高的均值为 2.8%.随着配钢率的提高, 试件的 水平荷载特征值  $F_y$ 、 $F_p$ 及  $F_u$ 均有所提高, 水平位移  $\Delta_y$ 、 $\Delta_p$ 也有所增大, 表明提高含钢率可提高试件承 载力.

#### 2.5 刚度退化

刚度退化是指试件在低周反复荷载作用下产生 累积损伤后刚度随着加载位移角的增加而逐渐降低 的现象.这里的刚度 *K* 为割线刚度,即取每级加载 形成的滞回环正负向峰值荷载与对应水平位移之 比. 实测所得 2 个试件的 *K*-θ 对比曲线见图 11.

分析图 11 可知:试件的刚度退化主要经历了 3 个阶段.第1阶段为快速退化阶段,这是由于试件 屈服前,随着混凝土开裂,试件的损伤现象主要为水 平裂缝迅速增多,受拉侧混凝土退出工作的面积增 长较快,试件损伤累积较快.试件屈服后,进入较快 退化阶段(第2阶段),损伤现象主要为水平裂缝的 张合和斜裂缝的发展,受拉侧混凝土退出工作的速 度减缓,试件截面塑性逐渐发挥出来,损伤累积速度 相对前期减缓,刚度退化速度放缓.第3阶段为缓





慢退化阶段,峰值荷载后,试件进入塑性阶段,此阶段新裂缝不再产生,裂缝发展较慢,累积损伤已经达到一定程度,试件的刚度退化趋于平稳.在相同位移角下,含钢率5.90%的试件刚度略高于含钢率为4.21%的试件,可见含钢率的提高对试件刚度退化影响不大.

## 3 有限元分析

ABAQUS 软件单元模型、材料模型、分析过程、 约束及接触方式以及加载方式等丰富完备,在计算模 拟方面的功能强大,可以解决较复杂的非线性问题, 通过准确定义相关参数就能得到很好的模拟结果.

## 3.1 本构关系

钢筋和型钢均采用双折线弹性强化模型,混凝 土采用塑性损伤本构模型,塑性损伤模型用受拉、受 压损伤因子将刚度加以折减来模拟弹性刚度退化, 适用于反复加卸载的情况,单轴受拉、受压本构关系 依据 GB50010—2010《混凝土结构设计规范》<sup>[12]</sup> 确 定,混凝土单轴受拉、受压本构关系曲线见图 12,其中 *f*<sub>e,r</sub>,*f*<sub>t,r</sub>分别为混凝土抗压、抗拉强度实测值;*ε*<sub>e,r</sub>、*ε*<sub>t,r</sub> 是与单轴抗压、抗拉强度相应的混凝土峰值压应变.

## 3.2 有限元模型建立

内置十字型钢混凝土柱有限元模型包括:混凝 土柱身、基础、内置十字型钢、钢筋.其中,内置十字 型钢和混凝土采用八节点减缩积分格式的三维实体 单元(C3D8R);组成钢筋笼的纵筋和箍筋采用2节 点线性三维杆单元T3D2;型钢及钢筋以嵌入的方式 内置于混凝土中,忽略型钢、钢筋笼与混凝土柱的黏 结滑移作用,柱底与基础采用绑定相互作用方式且 基础为主平面.

## 3.3 边界条件及荷载

柱顶可沿水平加载方向的平面内自由转动,基



图 12 混凝土单轴应力-应变关系曲线 Fig. 12 Uniaxial stress-strain curve of concrete

础下端仅允许加载方向的平动.为了防止集中力对 柱顶破坏,将点1与柱顶耦合,并在点1施加竖向集 中力.在与基础侧面耦合的点2采用位移控制加 载,施加规定幅值的位移以模拟试验机水平作动器 对试件位移加载,边界条件及荷载分布见图13.



Fig. 13 Boundary conditions and load application diagram

## 3.4 网格划分

钢筋、型钢网格划分较为细密,以提高计算精度,单元格尺寸设置为50mm.基础作为定义边界条件,不作为重点研究对象,为提高运算速度,网格划分相对较为稀疏,取柱单元格尺寸为80mm,基础单元格尺寸为150mm.网格划分情况见图14.

## 3.5 有限元模型验证

将试验处理后得到的骨架曲线与有限元模拟所 得内置十字型钢混凝土圆柱骨架曲线、未配型钢其 他参数相同的混凝土圆柱进行对比,见图 15.

由图 15 可知, ABAQUS 模拟与试验结果吻合较 好, 表明 ABAQUS 中使用的混凝土和钢材的本构参 数以及边界条件的设定对于模拟内置十字型钢高强 混凝土柱在低周往复荷载作用下的抗震性能是合理



图 14 网格划分 Fig. 14 Grid division diagram

的,并且配置型钢能极大程度地提高柱的承载力和 延性.但由于试验中的混凝土为具有一定初始缺陷 的非匀质材料,而有限元软件中采用的是理想材料, 因此 ABAQUS 分析得到的试件刚度会大于试验所 得,并且在 ABAQUS 建模中忽略了钢和混凝土 2 种 材料间的黏结滑移,有限元软件得到的峰值荷载对 应的位移会小于试验时对应的位移.

## 4 有限元分析

在吻合较好的基础上进行轴压比、配筋率、混凝 土等级、翼缘厚度和加载方向对内置十字型钢混凝 土柱的抗震性能的分析,具体模拟参数见表4.

组	试件名称	轴压比	配筋率/%	混凝土 等级	混凝土抗压强 度/MPa	$t_{\rm f}/D^{\odot}$	含钢率/%
G1	C1	0.36	1.5	C70	74. 8	2.0%	5.9
	C2	0.42	1.5	C70	74.8	2.0%	5.9
	C3	0.48	1.5	C70	74.8	2.0%	5.9
	C4	0.54	1.5	C70	74. 8	2.0%	5.9
	C5	0. 54	1.5	C70	74. 8	1.4%	4.21
	C6	0.54	1.5	C70	74.8	1.7%	4.6
G2	C7	0.54	1.5	C70	74.8	2.0%	5.0
	C8	0.54	1.5	C70	74.8	2.3%	5.3
G3	С9	0.36	1.5	C50	55.0	2.0%	5.9
	C10	0.36	1.5	C60	65.0	2.0%	5.9
	C11	0.36	1.5	C70	74. 8	2.0%	5.9
	C12	0.36	1.5	C80	85.0	2.0%	5.9
G4	C13	0.36	1.0	C70	74. 8	2.0%	5.9
	C11	0.36	1.5	C70	74.8	2.0%	5.9
	C14	0.36	2.3	C70	74. 8	2.0%	5.9
	C15	0.36	2.9	C70	74.8	2.0%	5.9

	表4	有限元模拟具体参数					
Table 4	Finite	e element simulation parameters					

① t<sub>f</sub>为型钢翼缘厚度,D 为圆柱直径.

## 4.1 轴压比的影响分析

为探究轴压比对内置十字型钢混凝土柱的抗震性能的影响,以试验试件的构造尺寸为基础设计有限元模型,采用验证过的模型本构,取含钢率为5.9%,混凝土等级为C70,配筋率为1.5%,轴压比分别为0.29、0.34、0.39、0.45的模型进行循环往复的加载模拟.有限元模拟得到的不同轴压比下内置十字型钢混凝土柱的骨架曲线见图16.

由图 16 可知,随着轴压比的增加,构件的初始 刚度会提升,且峰值荷载会上升,峰值位移提前,表 明随着轴压比的增大,截面承载力会不断提高.轴 压比越大,曲线的下降段越陡,表明峰值荷载后,强 度衰减越快,延性越差,越不利于抗震.

#### 4.2 配筋率的影响分析

为研究截面配筋率对型钢混凝土柱受力性能的 影响,取含钢率为 5.9%,轴压比为 0.45,混凝土等











级为 C50,通过改变纵筋的直径来调整配筋率,纵筋 的直径依次变化为 16、20、25、28 mm,配筋率依次变 化为 1.0%、1.5%、2.3%、2.9%的模型进行循环往 复的加载模拟.有限元模拟得到的不同配筋率下内 置十字型钢混凝土柱的骨架曲线见图 17. 由图 17 可知,提高配筋率对柱的初始刚度几乎 没有影响,随着配筋率的增加,峰值荷载略微增大, 趋势并不明显,在曲线的下降段斜率变化不大,在较 大尺寸的型钢混凝土柱中,纵筋主要起到支撑钢筋 骨架,包裹混凝土的作用,对于承载力的贡献较少, 纵筋对构件抗震性能的影响并不显著.



different reinforcement ratios

## 4.3 混凝土等级的影响分析

为研究混凝土强度对型钢混凝土柱的受力性能 的影响,取含钢率为 5.9%,轴压比为 0.45,配筋率 为 1.5%,混凝土的等级分别为 C50、C60、C70、C80 的模型进行循环往复加载模拟.有限元模拟得到的 不同混凝土等级下内置十字型钢混凝土柱的骨架曲 线见图 18.



Fig. 18 Finite element simulation of skeleton curves for different concrete grades

由图 18 可知,随着混凝土等级的提高,达到峰 值荷载前的初始刚度也随着增加,峰值荷载也随之 增加,峰值位移和位移角随之减小. 混凝土等级提 高会导致曲线下降段越来越陡,极限荷载与峰值荷 载比值越来越大,表明混凝土等级越高,构件的延性 越差.

## 4.4 翼缘厚度的影响分析

研究表明<sup>[10]</sup>,钢结构对型钢高强混凝土柱的抗 震性能有良好的影响.当有效约束指数较大时,结 构钢的效益更明显,当 SRHC 柱承受较大的轴向载 荷时,结构钢的使用效益更明显.因此,当施加较大 的轴向载荷时,应采用更多的结构钢.为了研究型 钢翼缘厚度的增加对型钢混凝土柱抗震性能的影 响,取轴压比为 0.45%,配筋率为 1.5%,混凝土等 级为 C70,*t*<sub>f</sub>/D 分别为 1.4%、1.7%、2%、2.3% 的模 型进行循环往复的加载模拟.有限元模拟得到的型 钢翼缘厚度与界面直径不同比值的内置十字型钢混 凝土柱的骨架曲线见图 19.







由图 19 可知,随着翼缘厚度的增加,峰值荷载 前的刚度提高,峰值荷载增大,峰值荷载后承载力衰 减速度缓慢.表明增大翼缘厚度,提高试件承载力 和延性,表现出更好的抗震性能.

## 4.5 加载方向的影响分析

由于在实际地震中,构件和结构会受到随机方向的地震作用,内置十字型钢的受力方向会有所不同,为研究加载方向对型钢混凝土柱抗震性能的影响,试件的加载方向见图 20,取轴压比为 0.45,混凝 土等级为 C70,含钢率为 5.9%,配筋率为 1.5%,加 载角度分别为 0°、22.5°、45°的模型进行循环往复加 载模拟,有限元模拟得到不同加载方向下的内置十 字型钢高强混凝土柱的骨架曲线见图 21.

由图 21 可知,随着加载方向的改变,峰值荷载 提高不大,峰值荷载后,试件的强度衰减几乎不变, 由于圆柱的配筋对称,没有型钢的钢筋混凝土圆柱



的承载力各向基本相同,十字型钢又各向对称,因 此,型钢柱不同方向的性能接近.表明对于内置十 字型钢高强混凝土柱,加载方向对其耗能、承载力、 延性等力学性能影响不大,抗震性能较为均衡.

## 5 结论

通过对内置十字型钢混凝土圆柱进行低周往复 试验和多个参数的有限元模拟分析,得到一下主要 结论:

 2个试件的最终破坏形态相似,均以弯曲破 坏为主.含钢率为5.9%的试件的滞回曲线比含钢 率为4.21%的滞回曲线均更加饱满,表明含钢率较 高的试件具有更好的抗震耗能能力.

2) 2 个试件的位移角分别达到 1/56、1/55 时, 试件荷载达到峰值,含钢率为 5.9% 的试件的峰值 荷载比含钢率为 4.21% 的峰值荷载提高,表明含钢 率增大,试件承载力有所提高.

3)内置十字型钢混凝土圆柱,随着轴压比增 大,试件的峰值荷载提高,达到峰值荷载后,承载力 衰减变快,延性变差.

4) 随着配筋率的增大,峰值荷载提高不大,峰

值荷载后,强度衰减程度相差不大.表明在大尺寸 型钢混凝土柱中纵筋对构件抗震性能的影响并不 显著.

5)随着混凝土等级的增大,峰值荷载和峰值荷 载前的刚度提高,峰值位移提前,达到峰值荷载后, 强度衰减变快,延性变差.

6)随着翼缘厚度的提高,峰值荷载提高,峰值 荷载后,试件的承载力衰减变慢,表明提高翼缘厚度 能提高试件承载力,并能提高试件的延性,表现出较 好的抗震性能.

7)随着加载方向的改变,峰值荷载变化不明显,峰值荷载后,试件的强度衰减几乎不变.表明加载方向对试件承载力、延性等力学性能影响不大,抗震性能较为均衡.

### 参考文献:

[1] 曹万林,惠存,董宏英,等.工字形截面内藏双钢板混 凝土组合柱抗震试验[J].自然灾害学报,2014,23 (2):85-93.

CAO W L, HUI C, DONG H Y, et al. Experimental study on seismic behavior of I section steel reinforced concrete columns with concealed double steel plates [J]. Journal of Natural Disasters, 2014, 23(2): 85-93. (in Chinese)

 [2] 曹万林,叶涛萍,张建伟,等.钢-再生混凝土组合柱 抗灾性能研究与发展[J].北京工业大学学报,2020, 46(6):604-620.

CAO W L, YE T P, ZHANG J W, et al. State-of-the-art disaster resistance performance of steel-recycled concrete composite columns [J]. Journal of Beijing University of Technology, 2020, 46(6): 604-620. (in Chinese)

[3] 李俊华,赵鸿铁,薛建阳,等.型钢高强混凝土柱若干 问题的探讨[J].西安建筑科技大学学报(自然科学 版),2004,36(1):44-47.

LI J H, ZHAO H T, XUE J Y, et al. Research on the problems of intensified SRC columns[J]. Journal of Xi'an University of Architecture and Technology(Natural Science Edition), 2004, 36(1): 44-47. (in Chinese)

- [4] NAITO H, AKIYAMA M. Ductility evaluation of concreteencased steel bridge piers subjected to lateral cyclic loading[J]. Journal of Bridge Engineering, 2011, 16(1): 72-81.
- [5] CRISTINA C, ZSOLT N, MARIA P. Behavior of fully

encased steel-concrete composite columns subjected to monotonic and cyclic loading [J]. Journal of Procedia Engineering, 2015, 117(8): 439-451.

[6] 孙海林, 叶列平, 丁建彤. 高强轻骨料混凝土收缩和徐 变试验[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2007, 47
(6): 765-767.
SUN H L, YE L P, DING J T. Shrinkage and creep test of

high-strength lightweight aggregate concrete [J]. Journal of Tsinghua University (Science and Technology), 2007, 47 (6): 765-767. (in Chinese)

[7] 殷小溦,吕西林,卢文胜.大比尺高含钢率型钢混凝土 柱滞回性能试验[J].土木工程学报,2012,45(12): 91-98.
YIN X W, LÜ X L, LU W S. Experimental study on

hysteretic properties of large-size SRC columns with high ratio of encased steel [J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(12): 91-98. (in Chinese)

- [8] 殷小溦,吕西林,卢文胜. 配置十字型钢的型钢混凝土 柱恢复力模型[J]. 工程力学,2014,31(1):97-103.
  YIN X W,LÜ X L,LU W S. Resilience model of SRC columns with cross-shaped encased steel[J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(1):97-103. (in Chinese)
- [9] 王海生,陈以一,赵宪忠,等.高含钢率钢骨混凝土柱 试验和恢复力模型[J].地震工程与工程振动,2010, 30(4):57-65.
  WANG H S, CHEN Y Y, ZHAO X Z, et al. Experimental study on SRC columns with high rate of encased steel and their restoring force model [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2010, 30(4): 57-65. (in
- [10] ZHU W Q, JIA J Q, GAO J C, et al. Experimental study on steel reinforced high-strength concrete columns under cyclic lateral force and constant axial load[J]. Journal of Engineering Structures, 2016, 125(10): 191-204.

Chinese)

- [11] LAI B L, RICHARD L, HOANG A L. Behavior of high strength concrete encased steel composite stub columns with C130 concrete and S690 steel [J]. Engineering Structure, 2019, 200: 1-20.
- [12] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计 规范:GB50010—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版 社, 2010.

(责任编辑 郑筱梅)