

文章编号:1001-4888(2021)01-0091-14

新型格构式钢骨混凝土柱的轴压性能研究^{*}

邹昀¹, 丁杰¹, 王城泉¹, 夏雨¹, 封剑森², 张怡宁¹

(1. 江南大学 环境与土木工程学院, 江苏无锡 214122; 2. 江苏华江祥瑞现代建筑发展有限公司, 江苏扬州 225253)

摘要:提出了一种由格构式钢骨及钢筋混凝土所组成的新型 LSRC(latticed-steel-reinforced-concrete, 格构式钢骨约束混凝土)柱。通过对 4 个试件的轴压试验分析,对比 CFTEC(concrete-filled steel tube with encased concrete, 外包混凝土的钢管混凝土)柱与 LSRC 柱的力学性能,探究了不同缀板间距对 LSRC 柱跨中应变的影响。此外,利用有限元软件对试件建立三维模型,阐述了 LSRC 柱在压力荷载下的破坏过程和各部件间的相互作用。结果表明:与 CFTEC 柱相比,由于 LSRC 柱中的钢筋笼能够有效延缓柱外包混凝土的破坏,其具有更高的承载能力和强重比。同时,LSRC 柱对跨中角钢材料的抗压性能利用更为充分,但缀板间距的增大将会降低其跨中外包混凝土的约束作用。此外,利用有限元软件建立的模型能够准确模拟 LSRC 柱在弹塑性阶段的力学性能,柱中的钢筋笼及内侧角钢均具有良好的约束作用。基于试验和有限元结果,提出了 LSRC 柱的承载力计算公式,其预测值与有限元结果吻合良好。

关键词:有限元软件;带角钢组合柱;轴压性能;承载力;受力机理

中图分类号: TU375 **文献标识码:** A **DOI:** 10.7520/1001-4888-20-156

0 引言

SRC(steel reinforced concrete, 钢骨混凝土)柱是以钢结构为骨架,并外包钢筋混凝土的埋入式组合结构,它结合了钢材与混凝土的优点,具有良好的承载能力以及抗震性能,故而被广泛应用于桥梁、建筑等领域^[1,2]。然而,在传统 SRC 柱中(图 1(a)),由于钢骨被置于柱截面中心位置,其抗弯能力不能充分发挥。因此,部分学者提出用角钢代替钢骨并将之置于矩形柱四角,以提高柱整体的抗弯性能和经济效益。

姜绍飞等^[3]通过轴压试验研究了箍筋间距、混凝土抗压强度及截面含钢率对外包角钢组合柱承载能力的影响,并提出了外包角钢短柱轴心受压的强度计算公式。陈宗平等^[4]探究了角钢约束混凝土长柱在轴压作用下的力学性能,对比了不同理论计算公式与试验结果的差异。对于外包角钢的组合柱,角钢以及箍筋能够为核心混凝土提供较强的约束作用,但外露的角钢易发生早期屈曲,且易受腐蚀并降低柱子的耐火性能。

Eom 等^[5]提出了四角带角钢的 PSRC(prefabricated steel-reinforced concrete, 预制型钢-钢筋混凝土)柱,通过纯弯试验探究了柱的抗弯强度和延性,结果表明新型 PSRC 柱的抗弯强度和刚度均优于传统组合柱,且新型组合柱在整体屈服后具有较好的延性。Hwang 等^[6]进行了四角带角钢 PSRC 柱的轴压和低周往复试验,研究了角钢含钢率、箍筋间距以及不同构造形式对柱结构性能的影响,发现当箍筋的间距满足要求时,PSRC 柱的结构性能优于传统 SRC 柱;并且外包混凝土厚度和箍筋截面的增大也

^{*} 收稿日期: 2020-08-02; 修回日期: 2020-09-13

基金项目: 2018 年科技厅社会发展面上项目(BE2018625);国家自然科学基金项目(51378240)

通信作者: 王城泉(1989—),男,博士,副教授,主要从事无缝桥梁以及预制装配式结构研究。Email: drwcq@jiangnan.edu.cn

有利于提高新型柱在往复荷载下的延性。与外包角钢柱相比,以上带角钢的组合结构柱其外包混凝土能够防止或减缓角钢的局部屈曲,增强柱的耐久性和耐火性,但由于外包混凝土容易产生早期开裂,柱的承载力将会受到很大限制。

基于上述组合柱中存在的不足,本文设计了一种新型 LSRC(latticed-steel-reinforced-concrete, 格构式钢骨约束混凝土)柱(图 1(b)),将四肢角钢用缀板焊接形成格构式钢骨架,其外侧利用纵筋、箍筋和对拉钢筋绑扎形成钢筋笼,以期延缓外包混凝土的开裂。通过轴压试验探究了 CFTEC(concrete-filled steel tube with encased concrete, 外包混凝土的钢管混凝土)柱和 LSRC 柱的力学性能差异,并考察了缀板间距对 LSRC 柱跨中应变的影响;同时,利用非线性有限元软件 ABAQUS 建立了 LSRC 柱的数值模型,阐述了其各部件间的相互作用关系。此外,基于试验和有限元结果,提出了 LSRC 柱的轴压承载力计算公式,以期为实际工程的应用提供参考。

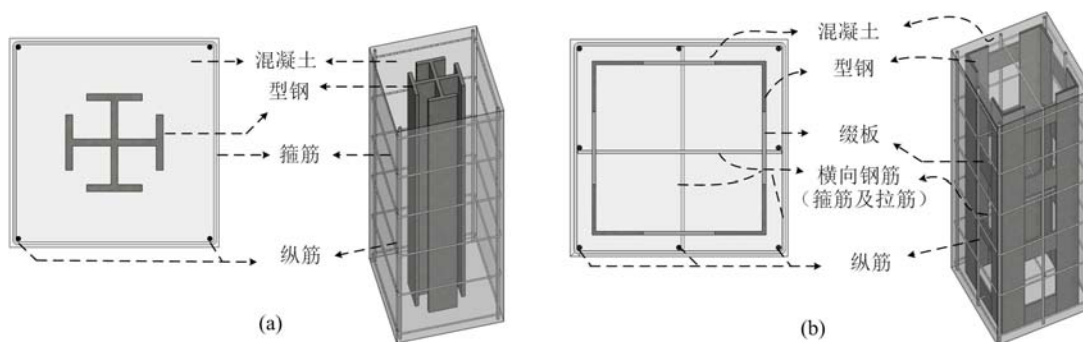


图 1 不同类型组合柱: (a) SRC 柱; (b) LSRC 柱

Fig. 1 Different composite columns: (a) SRC columns; (b) LSRC columns

1 试验介绍

1.1 试件的设计

本文共设计了 4 个试件,包括 1 个 CFTEC 试件(C1)和 3 个 LSRC 试件(C2~C4),各试件的几何特征见表 1。图 2 给出了各轴压试件的具体尺寸和细节描述。C1~C4 试件的主要设计参数为截面配置和缀板间距。各试件截面尺寸均为 $300\text{mm} \times 300\text{mm}$,净高为 3630mm 。为避免柱端发生局部破坏,在试件的两端用钢帽加以约束,钢帽的截面尺寸为 $320\text{mm} \times 320\text{mm} \times 10\text{mm}$ 。

表 1 试件的尺寸

Tab. 1 Dimensions of specimens

试件编号	钢管或角钢/mm	缀板/mm	纵筋/mm	横向钢筋/mm	缀板间距/mm	含钢率/%
C1	$240 \times 240 \times 5$	—	—	—	—	5.2
C2	$L-70 \times 70 \times 5$	$100 \times 90 \times 5$	8-D10	D6@150	200	3.7
C3	$L-70 \times 70 \times 5$	$100 \times 90 \times 5$	8-D10	D6@150	300	3.7
C4	$L-70 \times 70 \times 5$	$100 \times 90 \times 5$	8-D10	D6@150	500	3.7

对于 CFTEC 试件 C1,方钢管的截面尺寸为 $240\text{mm} \times 240\text{mm} \times 5\text{mm}$ (宽度 $\times$ 高度 $\times$ 厚度,截面面积为 4700mm^2),且钢管被置于截面四边。在 LSRC 试件 C2 中,4 个截面尺寸为 $L-70\text{mm} \times 70\text{mm} \times 5\text{mm}$ (肢长 $\times$ 肢长 $\times$ 厚度,单个截面面积为 675mm^2)的角钢被置于截面四角,其截面总面积等于 C1 试件中方钢管的面积减去 4 个缀板的截面面积。8 根 D10 的纵向钢筋(每根的横截面积为 78.5mm^2)被置于截面的四角和四边中心。对于横向约束,将间距为 200mm ($s=200\text{mm}$)的矩形缀板,与角钢焊接形成格构式钢骨架,且每个缀板的尺寸为 $100\text{mm} \times 90\text{mm} \times 5\text{mm}$ (宽度 $\times$ 高度 $\times$ 厚度)。采用传统的 D6 箍筋和拉筋(每根的截面面积为 28.3mm^2)与纵筋绑扎形成钢筋笼,其间距为 150mm 。对于 C3 和 C4

试件,矩形缀板的间距分别为 300mm 和 500mm,其余截面构造均与 C2 试件相同。

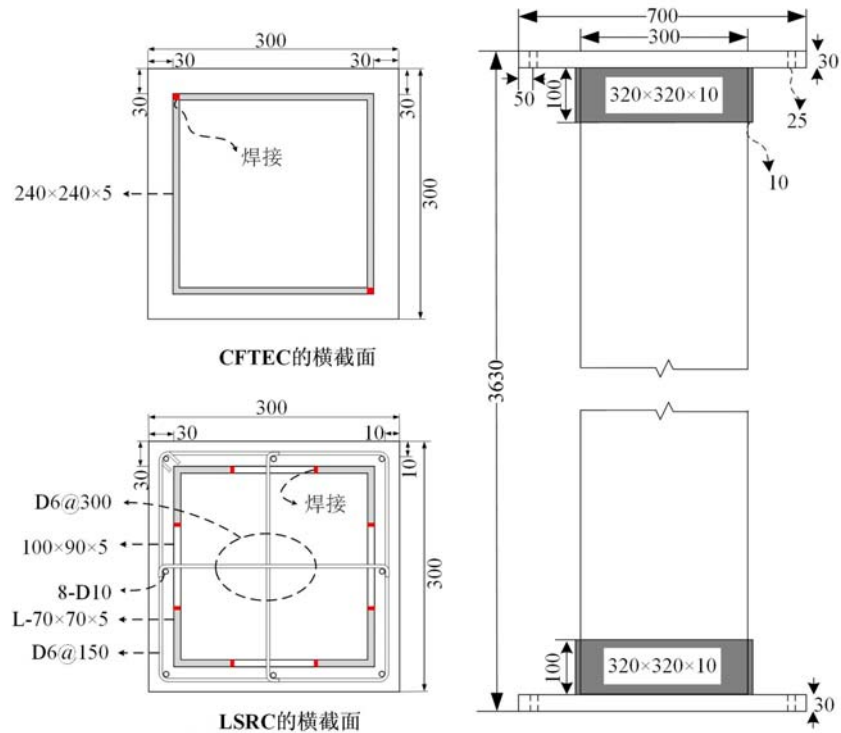


图 2 试件的细节构造(单位: mm)

Fig. 2 Details of test specimens(unit: mm)

1.2 材料

试验开始之前,按照标准方法分别对钢材和混凝土的力学性能进行测试。本文的角钢、缀板及钢筋均采用低碳钢,并按照规范 GB/T228—2002^[7]对 2 个试样进行了单轴拉伸试验,测得的各类钢材的屈服强度、弹性模量和泊松比如表 2 所示。此外,混凝土立方体试块的抗压强度也根据规范 GB/T50081—2002^[8]进行测量,其抗压强度平均值为 26.9MPa。

1.3 试验装置、设备及加载制度

各试件的轴压试验均于浙江大学结构试验中心进行,采用 1000t 大型试验压力机进行加载。为了准确测量跨中外包混凝土以及内部钢骨(钢管)的变形情况,在各试件 1/2 柱高位置贴置环向和纵向混凝土应变片。对于 CFTEC 柱,在浇筑混凝土之前于钢管外表面贴置轴向和环向钢应变片;对于 LSRC 柱,在角钢外侧贴置轴向应变片并在缀板外侧贴置环向应变片(图 3(a))。此外,在柱顶部安装一个竖向位移计,在柱底部相反两个面上也分别各安装一个位移计,用以监测试件的轴向变形。图 3(b)给出了试验的加载装置以及位移计的布置图。

为了检测加载系统及测点工作是否正常,对试件进行预加载,加载值为 200kN 并持载 3~5min。随后按照荷载控制模式对试件进行逐级加载,荷载增量为预期极限荷载的 1/22。从荷载达到 80%预期极限荷载直至试件的最终破坏,按照位移控制模式对试件逐级加载,每级增量为 0.3mm。每一级加载完成后,持载 3~5min,用以观测外包混凝土的破碎状况。

表 2 钢材的材料属性

Tab. 2 Material properties of steel

钢材	f_{ysr}/MPa	E_s/MPa	ν_s
角钢/缀板	357	2.1×10^5	0.297
钢筋	318	2.0×10^5	0.293

注: f_{ysr} 为钢材的屈服强度; E_s 为钢材的弹性模量; ν_s 为钢材的泊松比。

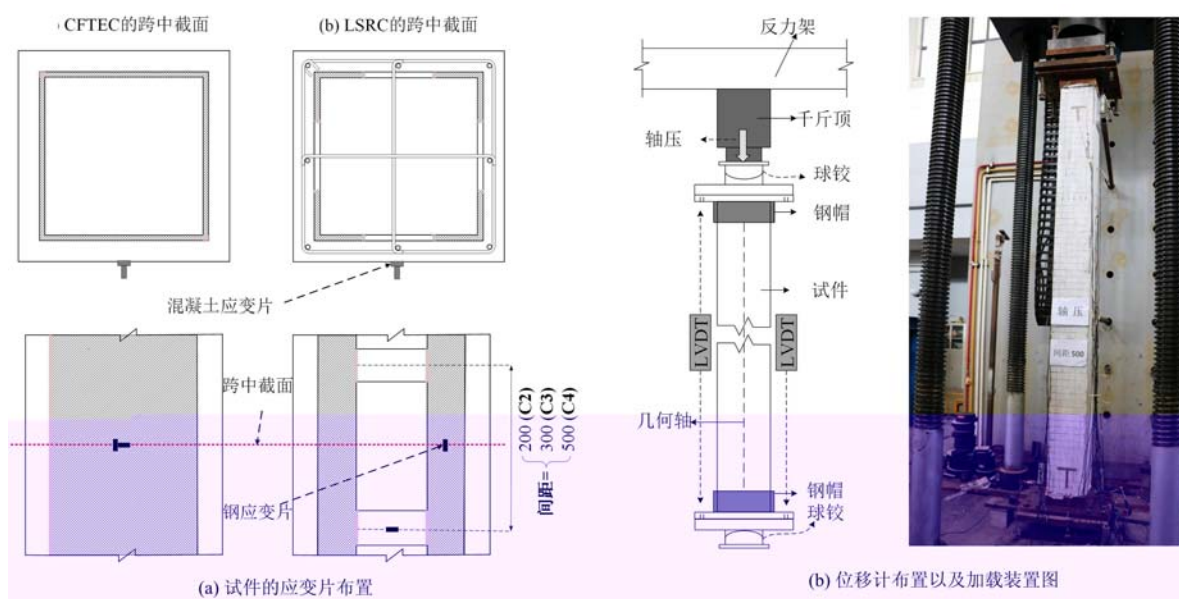


图 3 轴压试验设备

Fig. 3 Experimental instrumentation for compression tests

2 试验结果及分析

2.1 轴向荷载—位移曲线

基于试验观测结果绘制出了各试件的荷载—位移曲线,如图 4 所示。从开始加载直至破坏,试件在轴压下的位移变化可以分为如下 3 个阶段:

弹性阶段:在加载的早期阶段,各试件均产生弹性变形,荷载—位移的关系近似是一条直线。在此阶段内,试件的刚度以及所经历的轴向位移均大于其余各阶段,表明试件的弹性变形能力较强。

弹塑性阶段:当荷载加载至极限荷载的 80% 时,荷载—位移曲线趋于平缓,试件伴随着整体刚度的逐渐降低而进入弹塑性阶段。此阶段内,各试件加载时伴随着沉闷声响,但除 C4 试件外其余试件表面无明显现象。对于 C4 试件,当轴向荷载达到 4217 kN 时,伴随着脆响声柱底外包混凝土出现碎裂(图 4 (d)),其承载力下降,随后在应力重分布的作用下其承载力逐渐恢复并继续增大。

破坏阶段:当曲线达到峰值后,各试件在破坏区域的外包混凝土被压碎并产生大面积剥落,试件的承载能力快速下降,具体如图 4 所示。根据上述现象可知,试件的破坏是由外包混凝土的大面积碎裂所控制的。由图 4 可以看出,与 C2 和 C3 试件相比,C1 试件的承载力下降最快。对于 LSRC 试件,当缀板间距较小时,试件(C2 和 C3)的承载能力下降较缓并产生较大的轴向位移(塑性变形能力强),而缀板间距过大的试件(C4)其轴向位移很小(塑性变形能力差)。由此表明,缀板间距较小的 LSRC 试件具有良好且优于 CFTEC 柱的塑性变形能力。

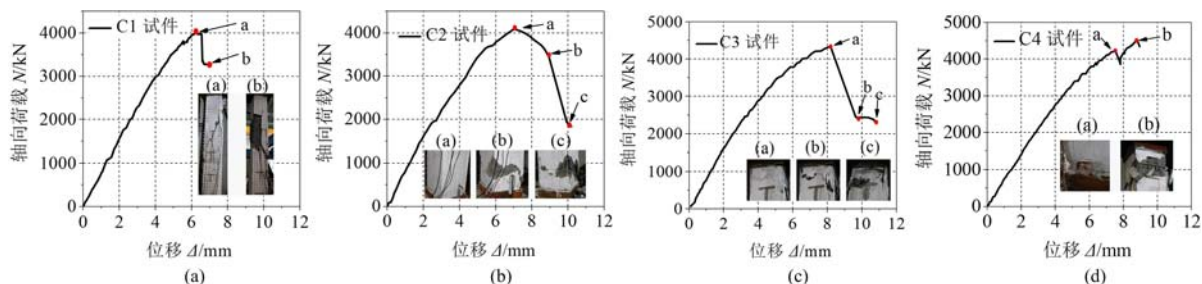


图 4 各试件的荷载—位移曲线

Fig. 4 Axial load-displacement curves of specimens

2.2 破坏形态

图5给出了各试件在轴压荷载下的破坏形态,可以观察到,CFTEC试件(C1)和LSRC试件(C2~C4)的破坏形态具有明显的差异。

对于CFTEC柱,可以看出当试件开始破坏时,柱外包混凝土出现自上部延伸至中部的剪切斜裂缝(图4(a))。试件完全破坏时,裂缝区外包混凝土大面积剥落,可以观察到内部钢管已产生局部屈曲(图5(a))。

对于LSRC试件C2,其最终破坏区域出现在柱底部,从图5(b)可以看出,外包混凝土被压溃并剥落,露出内部箍筋及纵筋。试验结束后,清除破坏区的外包混凝土,可以看出内部纵筋及角钢产生明显的屈曲变形,箍筋由于超出其约束极限而被崩开。此外,核心混凝土已被压碎,但由于格构式钢骨的约束作用,仍然保持其整体性。

C3和C4试件的最终破坏均发生在柱顶部,外包混凝土被压溃,且在破坏域内无剪切斜裂缝。剥开外包混凝土后可以看出,纵筋及角钢均产生局部屈曲,且C4试件的箍筋被崩开。由上述分析可得,在外包混凝土中嵌入钢筋笼可以有效防止外包混凝土剪切斜裂缝的出现,改变柱的破坏模式。同时根据图4可知,增设钢筋笼可以延缓外包混凝土的破坏,从而延缓柱整体的破坏。



图5 各试件的破坏形态

Fig. 5 Failure patterns of test specimens

2.3 承载能力

承载力作为一项重要的力学性能指标,已被广泛应用于力学研究之中。图6给出了各试件在轴压荷载下的极限承载力对比结果。从图中可以看出,与C1试件相比,C2、C3和C4试件的截面含钢率由5.2%降为3.7%,而其极限承载力平均值增长了6.37%,这是由于钢筋笼的存在增强了外包混凝土对格构式钢骨架以及核心混凝土的约束作用。此外,随着缀板间距的增大,LSRC柱的承载力呈现逐渐增大的趋势,这是由于端部支座的缺陷所致。由上述分析可知,LSRC柱的承载性能优于CFTEC柱。

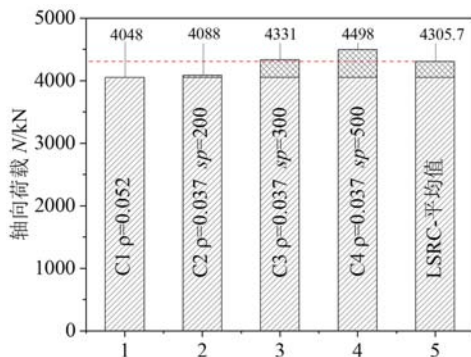


图6 各试件的承载能力对比

Fig. 6 Comparison of bearing capacity for specimens

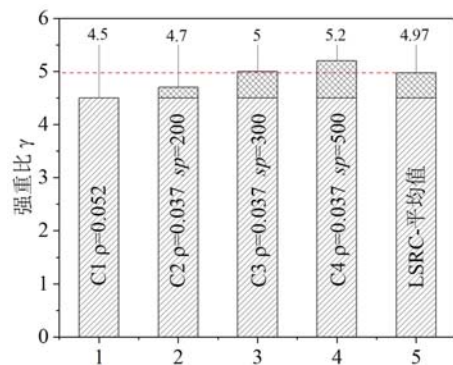


图7 各试件的强重比对比

Fig. 7 Comparison of strength-to-weight ratio for specimens

2.4 强重比

强重比(γ)是探究各试件在轴压下力学性能的另一重要指标,可由公式 $\gamma = N_u/G$ 得出。其中: N_u 为各试件柱的极限承载力; G 为试件的总重量。强重比越高,说明在承载力相同的情况下,试件的重量越小。图 7 为所有试件在轴压作用下的强重比对比结果,从图中可以看出,与 C1 试件相比, C2、C3 和 C4 试件的强重比平均值增长了 10.4%。由此可得,当极限承载力相同时,采用 LSRC 柱可以节约更多的材料;对于相同的截面尺寸, LSRC 柱的承载能力更高,在实际工程应用中可发挥更大的经济效益。

2.5 应变分析

图 8 给出了 CFTEC 和 LSRC 试件的荷载—应变曲线,以此分析在试件跨中的钢和外包混凝土的应变状态。图中 ϵ_h 和 ϵ_v 分别为跨中位置处各部件的横向与轴向应变,由应变片测得。此外,由于加载过程中应变片的故障, C1 试件钢管的轴向应变和 C2 试件中缀板的横向应变并未获得。每张图被划分为左右两部分:左侧给出了轴向应变与轴向荷载的关系曲线,右侧为横向应变与轴向荷载的关系曲线。

对于外包混凝土,到达峰值荷载时,所有试件在跨中位置外包混凝土的轴向应变均大于其横向应变。从图 8(b)~(d)可以看出,在峰值点处,随着缀板间距的增大, LSRC 柱跨中外包混凝土的轴向应变逐渐增大,横向应变逐渐减小,表明 LSRC 柱缀板间距的增大将导致跨中外包混凝土的约束效应降低,尤其对于缀板间距在 200mm 至 300mm 范围内的试件。对于内部钢材, CFTEC 试件跨中位置钢管在峰值荷载之后发生屈服,而 C3 和 C4 试件跨中角钢的屈服发生在峰值荷载之前,表明 LSRC 柱在峰值点处对跨中角钢材料的抗压性能利用更为充分。结合图 8(a)、(c)和(d)可以看出,与 C1 试件相比, C3 和 C4 试件在弹性阶段缀板和外包混凝土的横向应变差异更小,说明两者的协同变形能力更强。

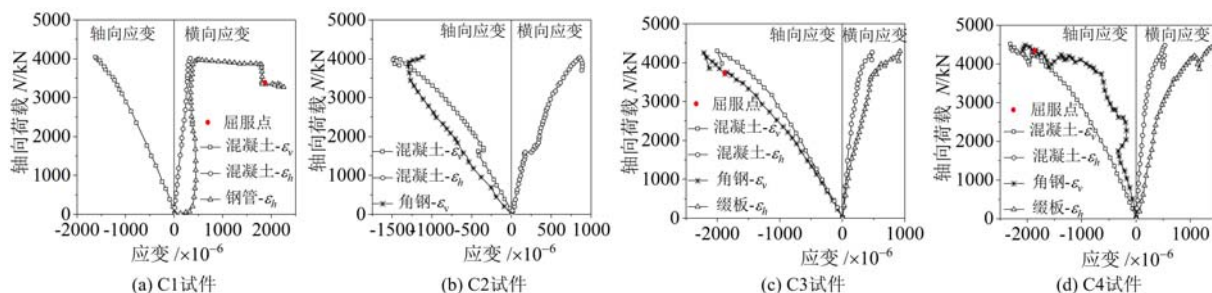


图 8 各试件的荷载—应变曲线

Fig. 8 Load-strain curves of specimens

3 有限元分析模型

基于 FEA(finite element analysis, 有限元分析)程序 ABAQUS 的 standard 模块,对 LSRC 柱进行数值分析,并考虑构件的几何非线性、材料非线性以及钢和混凝土之间的相互作用。图 9 给出了试件的有限元模型示意图,由核心混凝土、格构式钢骨、钢筋、外包混凝土以及钢套组成。

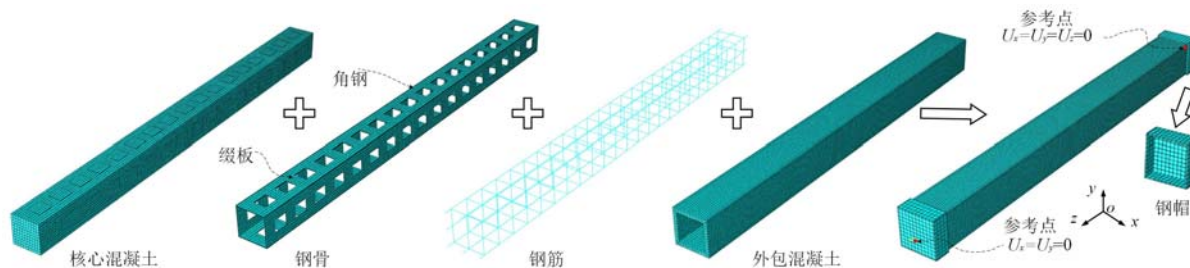


图 9 有限元模型

Fig. 9 Finite element model

3.1 单元、边界条件及加载方式

钢骨、核心混凝土、外包混凝土以及钢帽均采用 8 节点减缩积分格式的三维实体单元 C3D8R 进行模拟,并运用结构化网格划分技术进行网格划分。采用三维桁架单元 T3D2 模拟纵筋、箍筋及对拉钢筋,分别在柱端建立 2 个参考点,并与对应 2 个钢帽表面建立耦合约束。对于底部参考点,将其 3 个方向的平动自由度全部约束;对于顶部参考点,约束其 x 和 y 方向的平动自由度,并在该点上施加竖向位移荷载。为了提高运算效率并确保计算精度,本文对比了不同网格尺寸的数值模型计算结果,并确定了各部件网格划分后的单元尺寸,如图 9 所示。对于内外混凝土及格构式钢骨,C3D8R 的单元尺寸为 20mm;对于钢筋,T3D2 的单元尺寸为 30mm;此外,钢帽的单元尺寸也被设置为 30mm。

3.2 各部件的接触关系

格构式钢骨与内外部混凝土的接触关系在法相上定义为硬接触,在切向上产生的黏结滑移采用库伦摩擦准则进行模拟,其摩擦系数取 0.25^[1]。核心混凝土与外包混凝土之间采用 Tie 约束,以确保接触面的平动和转动自由度相一致。假定钢筋笼与混凝土之间的协同变形良好,采用 Embedded 约束将钢筋固嵌到混凝土当中。此外,柱端部各部件均与钢帽采用 Tie 约束进行绑定连接,钢帽与外包混凝土在柱侧面也被定义为绑定约束。

3.3 材料本构模型

在所有 FE(finite element, 有限元)模型中,角钢、缀板以及钢筋的本构均采用理想弹塑性模型,其应力—应变关系表达式为

$$\sigma = \begin{cases} E_s \epsilon, & \epsilon \leq \epsilon_y \\ f_{ysr}, & \epsilon > \epsilon_y \end{cases} \quad (1)$$

式中: σ 和 ϵ 分别为钢材的应力和应变; ϵ_y 为钢材达到屈服强度所对应的应变。

基于 Ellobody 和 Young^[1]的研究,LSRC 柱中的混凝土应被划分为 3 个部分:无约束混凝土、部分约束混凝土及核心区强约束混凝土,三者的分布区域如图 10 所示。本文中,将 Collins^[9]所给出的应力—应变关系用于模拟混凝土的受压行为,其表达式为

$$\sigma_c = \frac{f_c \lambda (\epsilon_c / \epsilon_0)}{\lambda - 1 + (\epsilon_c / \epsilon_0)^{\lambda d}} \quad (2)$$

$$\lambda = \frac{E_c}{E_c - (f_c / \epsilon_0)} \quad (3)$$

$$d = \begin{cases} 1, & \epsilon_c / \epsilon_0 \leq 1 \\ 0.67 + (f_c / 62), & \epsilon_c / \epsilon_0 > 1 \end{cases} \quad (4)$$

式中: σ_c 和 ϵ_c 分别为混凝土的应力和应变; f_c 为混凝土的峰值抗压强度; ϵ_0 为 σ_c 达到 f_c 时对应的应变; λ 为曲线拟合系数; d 为控制曲线斜率的参数; E_c 为混凝土的弹性模量,根据美国规范 ACI^[10],可由公式 $E_c = 4700 \sqrt{f_{c0}}$ 获得,其中 f_{c0} 为混凝土单轴抗压强度。

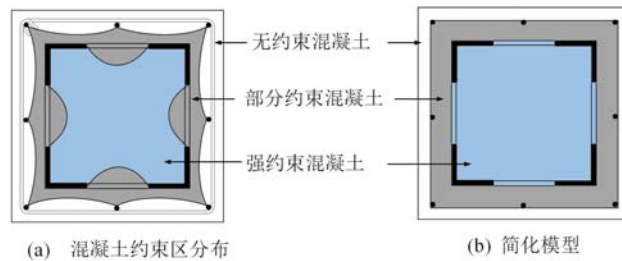


图 10 LSRC 柱中的混凝土约束区域

Fig. 10 Confinement zones of concrete in LSRC column

对于无约束混凝土区域, $f_c = f_{c0}$, 对应 $\epsilon_0 = \epsilon_{c0}$, 其中: ϵ_{c0} 为无约束混凝土抗压强度达到 f_{c0} 时对应的应变; $\epsilon_{c0} = (700 + 172 \sqrt{f_{c0}}) \times 10^{-6}$ 。

对于由箍筋约束的混凝土区域,根据 Mander^[11]提出的约束混凝土本构模型, f_c 及 ϵ_0 可分别由公式(5)和公式(6)得出:

$$f_c = f_{c0} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l}{f_{c0}}} - 2 \frac{f_l}{f_{c0}} \right) \quad (5)$$

$$\epsilon_0 = \epsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f_c}{f_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (6)$$

式中 f_l 为混凝土所受的环向有效约束应力。

依据王恺^[12]提出的约束本构模型,核心区混凝土的峰值抗压强度 f_c 及对应的应变 ϵ_0 可分别由公式(7)和公式(8)计算得出:

$$f_c = f_{c0} \left[0.9921 + 5.094 \left(\frac{\sigma_l}{f_{c0}} \right) \right] \quad (7)$$

$$\epsilon_0 = \epsilon_{c0} \left[1 + 22.63 \left(\frac{\sigma_l}{f_{c0}} \right) \right] \quad (8)$$

式中 σ_l 为核心混凝土所受的环向有效约束应力。

在 ABAQUS 中,无约束、部分约束及强约束混凝土均采用 CDP(concrete damaged plasticity, 混凝土损伤塑性)模型进行模拟。参照 ABAQUS 用户手册,混凝土塑性参数如表 3 所示。

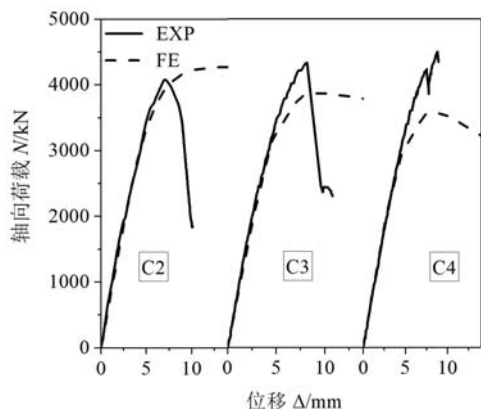


图 11 有限元与试验荷载—位移曲线的对比

Fig. 11 Comparison of load-displacement curves for tests and FE

表 3 混凝土塑性参数

Tab. 3 Plasticity parameter of concrete

φ	ϵ	σ_{l0}/σ_{c0}	K_c	ν
35°	0.1	1.16	0.667	0.005

注: φ 为混凝土膨胀角; ϵ 为偏心率; σ_{l0}/σ_{c0} 为初始等轴与单轴压缩屈服应力之比; K_c 为拉伸与压缩子午线上的第二应力不变量之比; ν 为黏滞系数。

3.4 有限元模拟与试验结果对比

图 11 给出了试验和有限元的荷载—位移曲线对比结果,可以看出,数值模拟与试验的曲线在弹塑性阶段具有较好的一致性。然而,由于试件端部支座的缺陷导致试验结果产生误差,因而试验与有限元的极限承载力存在较大差异。此外,在峰值荷载后数值模

拟曲线的下降趋势比试验结果更为缓慢,这可能是由于有限元模型未设置初始缺陷及混凝土本构模型未考虑损伤演化所致。图 12 给出了典型 LSRC 试件在轴压作用下有限元与试验的破坏形态对比图,可以看出试件内各个部件的破坏形态基本吻合。通过上述对比分析说明该有限元模型能够准确模拟 LSRC 柱弹塑性阶段的力学行为及其破坏形态。

4 工作机理分析

4.1 破坏过程

为了探究 LSRC 柱的破坏机理,图 13 给出了 C4 试件在破坏截面内各组成部件的破坏过程。由图可看出,竖向位移为 7.68mm 时,截面侧边中部的纵筋达到屈服强度,且在内外混凝土交界面处产生较大的塑性应变。当竖向位移达到 8.66mm 时,由于纵筋的屈曲削弱了其对内部混凝土的约束作用,在轴压作用下弱约束区混凝土横向膨胀,使其外侧的外包混凝土发生破碎。继续加载,在 8.98mm 时刻,弱约束区混凝土因其外侧纵筋屈曲及外包混凝土破碎而失去约束,在内侧混凝土的挤压下发生碎裂。同时,在破坏截面处角钢的角肢在核心混凝土的侧向变形作用下也发生屈服。竖向位移达到 9.10mm 时,截面角部的纵筋发生屈服,而角钢并未产生明显的横向变形,表明外侧的钢筋笼对内侧的角钢具有一定的约束作用。继续加载至 9.55mm,核心区混凝土基本碎裂,外包混凝土的破碎区域由侧边中部逐

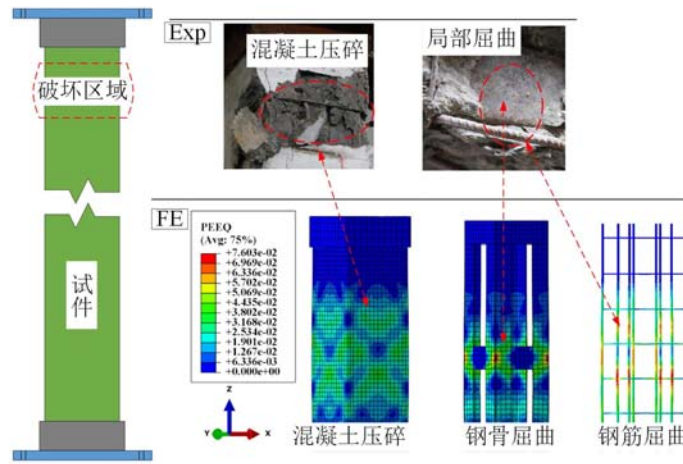


图 12 典型 LSRC 柱有限元与试验破坏形态的对比 (C4)

Fig. 12 Failure patterns comparison of typical LSRC column for tests and FE (C4)

渐向角部扩散,且角钢的屈服区也逐渐向角部延伸,随后试件全截面破坏。说明 LSRC 柱中钢筋笼的存在能够有效延缓内外混凝土的破碎,同时约束了内侧角钢的屈曲变形。

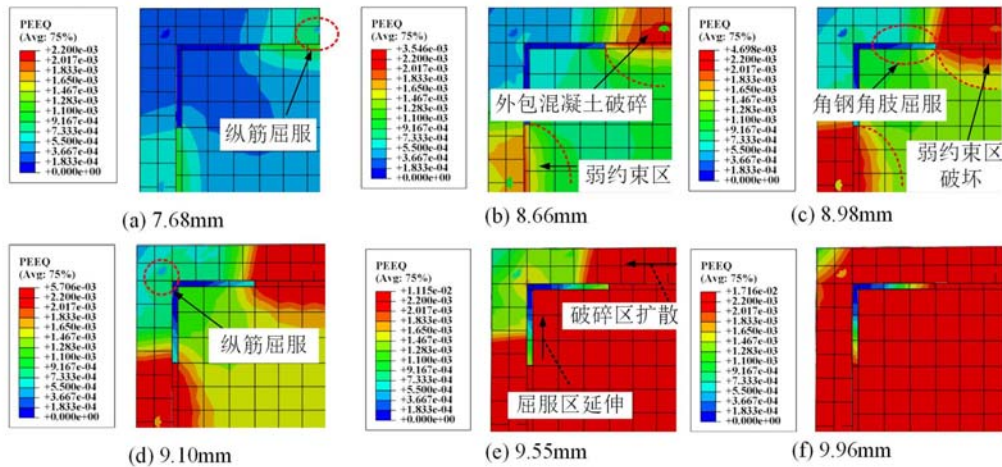


图 13 典型 LSRC 柱的破坏过程 (C4)

Fig. 13 Failure procedure of typical LSRC column (C4)

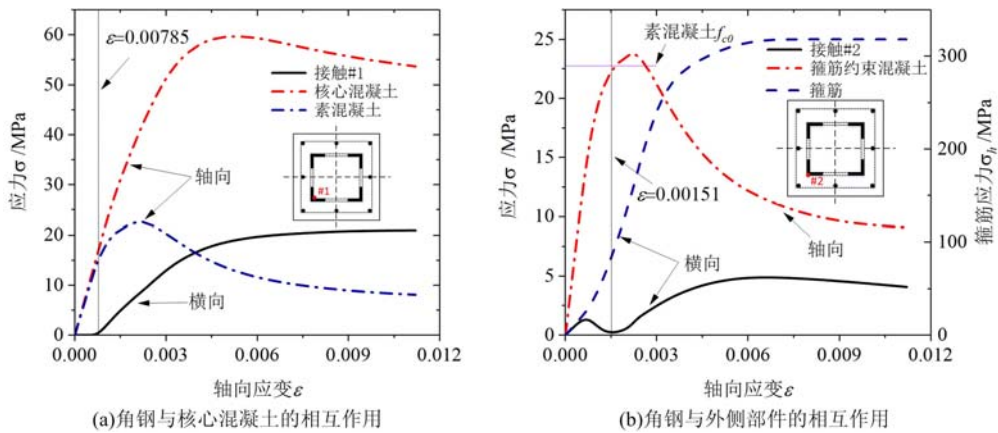


图 14 LSRC 柱中角钢与内外部件的相互作用

Fig. 14 Interactions of angle with internal and external components in LSRC columns

4.2 相互作用

图 14(a)和(b)分别给出了典型 LSRC(C4)试件在轴压下其角钢与内外混凝土之间的相互作用关

系。从图 14(a)可以看出,在#1 位置,当轴向应变达到 0.00785 时,由于核心混凝土的膨胀速率大于其外侧角钢,因而两者相接触,且接触应力迅速增大。同时,与素混凝土相比, #1 处核心混凝土的轴向抗压强度随轴向应变的增大也显著提升。由此表明,在轴压作用下 LSRC 柱的角钢对核心混凝土具有明显的约束作用。外部箍筋、混凝土及其与角钢的接触应力—应变关系曲线如图 14(b)所示。从图中可以看出,在弹塑性阶段内,当轴向应变达到 0.00151 后,箍筋所受的应力迅速提高,且内部包裹的混凝土其轴向应力高于素混凝土,表明箍筋能够有效提升内侧混凝土的抗压强度。此外,在#2 位置同一时刻角钢与混凝土的接触应力快速增大,表明外侧箍筋能够有效约束内部角钢,防止其过早产生局部屈曲。由上述分析可知 LSRC 柱内横向箍筋及角钢均能提供较强的约束作用。

5 承载力计算

5.1 轴压承载力计算

在现有规范 JGJ138—2016、ACI 318-05 及 Eurocode 4-2004 中,对于 LSRC 柱,混凝土强度均采用非约束混凝土的轴心抗压强度,未考虑外侧钢筋笼与内侧格构式钢骨对混凝土横向约束作用,因而导致规范公式的预测结果较为保守。基于此,本文提出了一种修正的计算公式,以预测 LSRC 柱在轴压作用下的极限承载能力。

LSRC 柱可被视为内部的 ARC(angle-reinforced concrete, 角钢混凝土)和外部的 RC(reinforced concrete, 钢筋混凝土)的叠加,如图 15 所示。在压力作用下,ARC 及 RC 部件中受约束的混凝土均处于三轴受力状态,各部分的约束应力平衡关系如图 16 所示。由图 16(b)可看出,外部 RC 中混凝土所受的约束主要由箍筋提供。基于截面内力平衡条件,箍筋所提供的环向约束应力 f_{le} 可由如下方程获得

$$f_{le} sb = f_{yh} A_{sh} \quad (9)$$

令 $\rho_{vl} = A_{sh} / sb$, 则环向有效约束应力 f'_{le} 为

$$f'_{le} = k_{el} \rho_{vl} f_{yh} \quad (10)$$

$$k_{el} = \frac{(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(\omega'_i)^2}{6b^2})(1 - \frac{s'}{2b})^2}{1 - \rho_{cr}} \quad (11)$$

式中: ρ_{vl} 为箍筋的体积配箍率; f_{yh} 为箍筋的屈服强度; k_{el} 为钢筋对混凝土的环向有效约束系数; ω'_i 为相邻纵筋之间的净距; n 为截面纵筋的个数; b 为箍筋宽度; A_{sh} 为一个单元体内沿 x 或 y 方向箍筋的总面积; s 为箍筋间距; s' 为箍筋净距; ρ_{cr} 为纵筋与受约束混凝土的面积比。

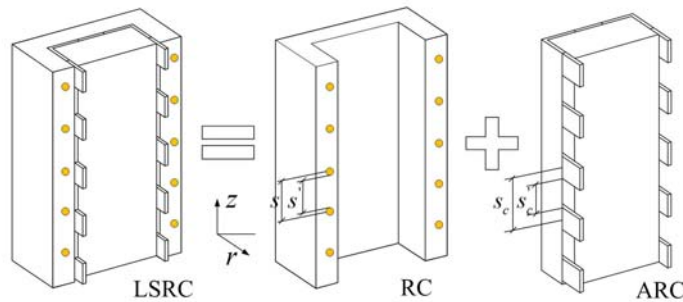


图 15 LSRC 柱的构成

Fig. 15 Composition of LSRC columns

对于内部的核心混凝土,其所受的约束应力 f_e 由箍筋和缀板两部分组成,即 $f_e = f_{le} + f_r$ (图 16(a))。其中 f_r 代表缀板提供的约束应力(图 16(c)),同理可得

$$f_r b_c s_c = f_{ys} A_b \quad (12)$$

令 $\rho_{le} = A_b / b_c s_c$, 则缀板的有效约束应力 f'_r 为

$$f'_r = k_{el} \rho_{le} f_{ys} \quad (13)$$

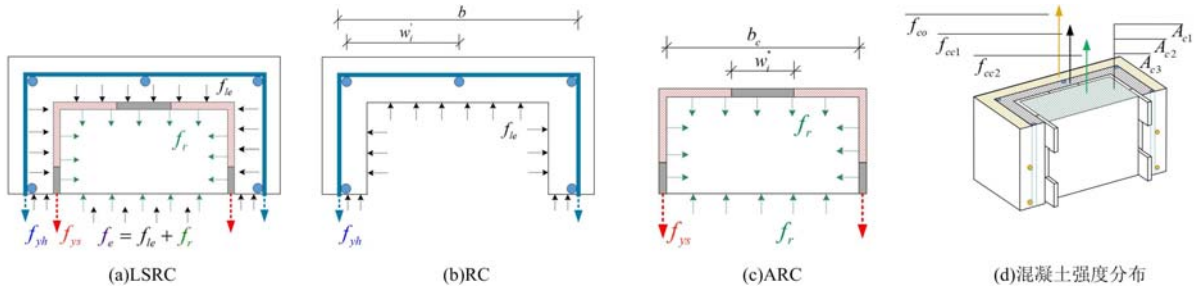


图 16 LSRC 柱及其各部分的约束应力平衡关系

Fig. 16 Confining stress equilibrium relationship of LSRC columns and their parts

$$k_{e2} = \frac{(1 - \sum_{i=1}^4 \frac{(\omega''_i)^2}{6b_c^2})(1 - \frac{s'_c}{2b_c})^2}{1 - \rho'_{cc}} \quad (14)$$

则核心混凝土所受的有效约束应力 f'_e 可被表述为

$$f'_e = f'_{le} + f'_r \quad (15)$$

式中: k_{e2} 为缀板对核心混凝土的有效约束系数; ρ_{e2} 为缀板的体积配钢率; f_{ys} 为缀板的抗拉强度; b_c 为缀板约束区域的边长; ω''_i 为相邻角钢之间的净距; A_{ab} 为一个单元体内沿 x 或 y 方向缀板的总面积; s_c 为缀板间距; s'_c 为缀板净距; ρ'_{cc} 为钢与核心混凝土的面积比。

将公式(10)和公式(15)分别引入公式(5),可以得到内外约束混凝土的强度。对于钢筋约束混凝土, $f_l = f'_{le}$; 对于内部核心混凝土, $f_l = f'_e$ 。

纵向钢筋由于混凝土的包裹,在峰值荷载时刻未发生屈曲。结合已求得的外侧约束混凝土强度,其 RC 部分的轴心受压承载力为

$$N_{RC} = f_{c0} A_{c1} + f_{c1} A_{e2} + f_{yt} A_t \quad (16)$$

式中: A_{c1} 为外包混凝土的截面面积; f_{c1} 为箍筋约束混凝土的强度; A_{e2} 为箍筋约束混凝土的截面面积; f_{yt} 为纵筋的抗压强度; A_t 为纵筋的截面总面积。

内部角钢在其外侧钢筋混凝土及缀板的约束下,在峰值时刻亦未发生屈曲。结合已求得的核心约束混凝土强度,ARC 部分的轴心受压承载力为

$$N_{ARC} = f_{e2} A_{c3} + f_{ya} A_a \quad (17)$$

式中: f_{e2} 为核心混凝土的强度; A_{c3} 为核心混凝土的截面面积; f_{ya} 为角钢的抗压强度; A_a 为角钢的截面总面积。

综合上述理论推导,LSRC 柱的承载能力由外部钢筋约束混凝土(RC)的承载力和内部角钢约束混凝土(ARC)的承载力组成。根据叠加原理,该新型格构式钢筋混凝土组合柱轴压承载力可根据公式(18)计算

$$N_{LSRC} = N_{RC} + N_{ARC} \quad (18)$$

5.2 公式的验证

以混凝土强度(f_{c0})、钢骨强度(f_{ya})、箍筋间距(s)、钢骨厚度(t)、角钢肢长(l_1)和缀板间距(s_c)为参数,对总计 25 个有限元模型进行数值分析,其设计参数及分析结果如表 4 所示。为了验证本文提出公式的准确性,图 17 给出了公式与有限元结果的对比,图中 N_{Eq} 和 N_{FE} 分别为 LSRC 柱承载力的公式和有限元计算结果。从图中可以看出,数值模拟结果

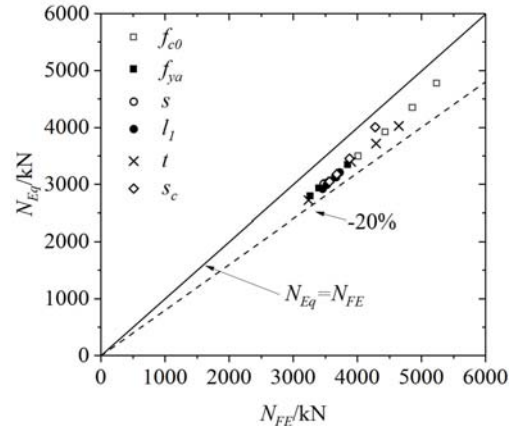


图 17 公式与有限元结果的对比

Fig. 17 Comparison of formulas value with FE results

略大于公式计算结果,这是由于在数值计算中黏滞系数的取值偏大所致。 N_{Eq}/N_{FE} 的值为 0.84~0.94,其均值 $\mu=0.87$,方差 $D=0.021$,变异系数 $C_v=0.023$,可见预测值与有限元结果吻合较好。

表 4 设计参数及有限元分析结果
Tab. 4 Design parameters and analysis results for FE

编号	f_{c0}/MPa	f_{cu}/MPa	s/mm	l_1/mm	t/mm	s_c/mm	N_{FE}/kN
S-b	21.3	357	150	70	5	500	3583
S-C2	26.3	357	150	70	5	500	4014
S-C3	31.3	357	150	70	5	500	4436
S-C4	36.3	357	150	70	5	500	4860
S-C5	41.3	357	150	70	5	500	5239
S-S2	21.3	257	150	70	5	500	3268
S-S3	21.3	307	150	70	5	500	3407
S-S4	21.3	407	150	70	5	500	3722
S-S5	21.3	457	150	70	5	500	3853
S-h2	21.3	357	100	70	5	500	3665
S-h3	21.3	357	200	70	5	500	3536
S-h4	21.3	357	250	70	5	500	3482
S-h5	21.3	357	300	70	5	500	3474
S-l2	21.3	357	150	60	5	500	3456
S-l3	21.3	357	150	65	5	500	3522
S-l4	21.3	357	150	75	5	500	3656
S-l5	21.3	357	150	80	5	500	3722
S-t2	21.3	357	150	70	3	500	3236
S-t3	21.3	357	150	70	7	500	3900
S-t4	21.3	357	150	70	9	500	4291
S-t5	21.3	357	150	70	11	500	4644
S-p2	21.3	357	150	70	5	200	4276
S-p3	21.3	357	150	70	5	300	3875
S-p4	21.3	357	150	70	5	400	3676
S-p5	21.3	357	150	70	5	600	3564

注: l_1 为角钢肢长; t 为钢骨厚度; N_{FE} 为 LSRC 柱承载力的有限元计算结果。

6 结 论

基于本文的研究结果,可以得出以下结论:

- (1) 与 CFTEC 柱相比,LSRC 柱能够有效防止外包混凝土剪切斜裂缝的出现,延缓柱整体的破坏。LSRC 柱的承载性能优于 CFTEC 柱,并且在相同极限承载力下,采用 LSRC 柱可以节约更多的材料。
- (2) LSRC 柱在缀板间距较小时其峰值荷载后的塑性变形能力更强。LSRC 柱缀板间距的增大将

导致跨中外包混凝土的约束效应降低,且对于缀板间距在 200mm 至 300mm 范围内的试件其降低幅度尤为显著。与 CFTEC 柱相比,LSRC 柱在峰值处对跨中角钢材料的抗压性能利用更为充分。

(3) 利用 ABAQUS 建立的有限元模型能够较为准确地模拟新型组合柱的弹塑性阶段力学行为及其破坏形态。LSRC 柱中的钢筋笼能够有效延缓内外混凝土的破碎及角钢的屈曲,同时内侧角钢对核心混凝土也具有良好的约束作用。

(4) 基于试验和有限元分析结果,提出了 LSRC 柱在轴压作用下的承载力计算公式,其计算结果与有限元值吻合较好。

参考文献:

- [1] Ellobody E, Young B. Numerical simulation of concrete encased steel composite columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67(2):211—222.
- [2] Soliman K Z, Arafa A I, Elrakib T M. Review of design codes of concrete encased steel short columns under axial compression[J]. HBRC Journal, 2013, 1016(10):134—143.
- [3] 姜绍飞, 张淑清, 刘之洋, 等. 外包钢轴压短柱的试验研究与性能分析[J]. 实验力学, 1997, 12(2):165—170 (JIANG Shaofei, ZHANG Shuqing, LIU Zhiyang, et al. Experimental research and performance analysis of stub columns with wrapped steel subjected to axial load[J]. Journal of Experimental Mechanics, 1997, 12(2):165—170 (in Chinese))
- [4] 陈宗平, 谭康豪, 徐金俊, 等. 角钢约束混凝土中长柱轴压力学性能试验及承载力计算[J]. 实验力学, 2016, 31(1):57—66 (CHEN Zongping, TAN Kanghao, XU Jinjun, et al. Mechanical performance experiment and bearing capacity calculation of middle long columns made of angle steel restrained concrete and subjected to axial compression[J]. Journal of Experimental Mechanics, 2016, 31(1):57—66 (in Chinese))
- [5] Eom T S, Hwang H J, Park H G, et al. Flexural test for steel-concrete composite members using precast steel angles[J]. Journal of Structural Engineering, 2014, 140(4):1—12.
- [6] Hwang H J, Eom T S, Park H G, et al. Axial load and cyclic lateral load tests for composite columns with steel angles[J]. Journal of Structural Engineering, 2016, 142(5):1—11.
- [7] GB/T228—2002, 金属材料室温拉伸试验方法[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002 (GB/T228—2002, Metallic materials-tensile testing at ambient temperatures[S]. Beijing: Standards Press of China, 2002 (in Chinese))
- [8] GB/T50081—2002, 普通混凝土力学性能试验方法标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002 (GB/T50081—2002, Standard for method of mechanical properties on ordinary concrete[S]. Beijing: China Building Industry Press, 2002 (in Chinese))
- [9] Collins M P, Mitchell D, MacGregor J G. Structural design considerations for high-strength concrete[J]. Concrete international, 1993, 15(5):27—34.
- [10] ACI Committee, building code requirements for structural concrete (ACI 318-11) and Commentary (ACI 318R-11) [S]. American Concrete Institute, 2011.
- [11] Mander J B, Priestley M J N, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114(8):1804—1826.
- [12] 王恺. 空间钢构架约束混凝土的本构关系及其轴压短柱的有限元分析[D]. 苏州科技学院, 2015 (WANG Kai. Constitutive relation model and finite element analysis on behavior of spatial steel frame confined concrete short column under axial compression[D]. Suzhou University of Science and Technology, 2015 (in Chinese))

Axial compression behavior of a novel lattice steel reinforced concrete column

ZOU Yun¹, DING Jie¹, WANG Chengquan¹, XIA Yu¹, FENG Jiansen², ZHANG Yining¹

(1. School of Environment and Civil Engineering, Jiangnan University, Wuxi 214122, Jiangsu, China;

2. Jiangsu Huajiang Xiangrui Modern Architecture Development Corporation, Yangzhou 225253, Jiangsu, China)

Abstract: This paper investigates the axial compression behavior of a novel lattice steel reinforced concrete (LSRC) column. Four specimens were subjected to axial compression to compare the mechanical properties of LSRC columns and concrete-filled steel tube columns with those of encased concrete (CFTEC columns). The effect of batten plate spacing in LSRC columns on mid-span strain was also investigated. Furthermore, three-dimensional models of the specimens were built in finite element (FE) software to understand the failure processes and interactions between the components of LSRC columns under compression. The results show that LSRC columns have higher bearing capacities and strength-to-weight ratios than CFTEC columns because the embedded reinforcement cages effectively delay the rapid crushing of the concrete covers. Also, the pressure resistance of the mid-span steel angle can be more fully utilized in LSRC columns; however, an increase in batten plate spacing reduces the effects of confinement of the mid-span concrete cover. Furthermore, models built in FE software can accurately simulate the mechanical behavior of LSRC columns in the elastic-plastic phase. The reinforcement cage and inner steel angle have good confining effects. Based on the results of experiments and FE analysis, a formula for calculating the ultimate bearing capacity of LSRC columns is proposed. The predicted ultimate bearing capacities agreed well with the results of FE analysis.

Keywords: finite element; composite column with angle; axial compression; bearing capacity; force mechanism