

DOI: 10.11830/ISSN.1000-5013.202212012



钢管混凝土组合柱耐火性能对比分析

王卫华^{1,2}, 鲁亚彪^{1,2}, 左帅^{1,3}, 张智勇^{1,2}, 高献⁴

(1. 华侨大学 土木工程学院, 福建 厦门 361021;

2. 华侨大学 厦门市抗火综合防灾工程技术研究中心, 福建 厦门 361021;

3. 恒超建工集团有限公司, 福建 厦门 361111;

4. 国网福建省电力有限公司经济技术研究院, 福建 福州 350013)

摘要: 采用非线性有限元软件 ABAQUS 对方钢管混凝土柱、复式钢管混凝土柱、内嵌十字型钢钢管混凝土柱和 4 腔钢管混凝土柱 4 种钢管混凝土组合柱开展火灾下的力学分析, 并采用相关实验数据进行验证. 分析不同荷载比下钢管混凝土组合柱的温度场、位移-时间曲线、截面内力重分布等. 结果表明: 内嵌型钢(钢管)有助于提升柱体的轴向刚度, 钢管混凝土组合柱的破坏模式表现为压缩鼓曲破坏; 低荷载比下内嵌钢管允许方钢管发生更高的温度材料劣化, 进而提升了柱体的耐火性能, 火灾荷载比越小, 提升效果越显著.

关键词: 钢管混凝土; 组合柱; 内力重分布; 耐火极限

中图分类号: TU 357.01; TU 317.1 文献标志码: A 文章编号: 1000-5013(2023)03-0319-09

Comparative Analysis of Fire Resistance of Concrete-Filled Steel Tubular Composite Columns

WANG Weihua^{1,2}, LU Yabiao^{1,2}, ZUO Shuai^{1,3},
ZHANG Zhiyong^{1,2}, GAO Xian⁴

(1. College of Civil Engineering, Huaqiao University, Xiamen 361021, China;

2. Xiamen Engineering Technology Research Center for Fire Resistance and
Disaster Prevention, Huaqiao University, Xiamen 361021, China;

3. Hengchao Construction Engineering Group Limited Company, Xiamen 361111, China;

4. Economic and Technical Research Institute of State Grid Fujian Electric Power Limited Company, Fzhou 350013, China)

Abstract: 4 kinds of concrete-filled steel tubular (CFST) composite columns are analyzed by the nonlinear finite element software ABAQUS, and are verified by the relevant experimental data, including square CFST columns, composite CFST columns, embedded cross-shaped steel CFST columns and 4-cavity CFST columns. The temperature field, displacement-time curves and redistribution of internal force in the section of CFST composite columns under different load ratios are investigated. The results show that the embedded section steel (steel tube) is conducive to improve the axial stiffness of the column, and the failure mode of CFST composite columns is compressive drumming. Under the low load ratios, the embedded steel tube allows the higher temperature material deterioration of square steel tube, thus improving the fire resistance of the columns. As

收稿日期: 2022-12-11

通信作者: 王卫华(1980-), 男, 副教授, 博士, 主要从事组合结构与抗火性能的研究. E-mail: whwang@hqu.edu.cn.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51208217, 51678256); 国家电网有限公司科技项目(5200-202156074A-0-0-00)

the fire load ratio reduces, the effect improvement becomes more significant.

Keywords: concrete-filled steel tubular; composite column; internal force redistribution; fire endurance

方钢管混凝土柱截面刚度大、无需支模,应用较广泛.韩林海^[1]分析方钢管混凝土柱在常温下、火灾下(后)等的力学性能.复式钢管混凝土柱(在方钢管内配置圆钢管)既可以较好地发挥圆钢管的约束效应,又能提高延性、耐火性能和抗冲击性能^[2].内嵌十字型钢钢管混凝土柱可以提高承载力和抗震性能,史艳莉等^[3]分析内嵌十字型钢钢管混凝土柱在常温下的力学性能.刘艳芝等^[4]研究火灾下外钢管(不锈钢)的力学性能.以上研究主要集中在轴压、偏压和抗震性能方面^[5],而多腔钢管混凝土柱(通过隔板将大尺寸矩形、多边形等截面分割成多个内腔)耐火性能的研究尚未报道.

钢管混凝土组合承载力高、延性好、抗火性能好,适合应用于高层、桥梁等厂房柱中,在工程实践中发展前景良好.王卫华等^[2]发现复式钢管混凝土短柱耐火极限比普通钢管混凝土柱提高 2 倍以上,火灾下大部分荷载由内部圆钢管混凝土截面承担.程卫红等^[6]发现多腔异形钢管混凝土短柱轴压承载力计算公式可采用矩形钢管混凝土柱的轴压承载力计算公式.艾心荧等^[7]对天津 117 座大厦主体结构的多腔体异形钢管混凝土巨型柱进行了足尺温度场试验.文献[8-10]提出双(圆)钢管混凝土轴压柱耐火极限的简化计算方法和抗火设计建议.基于此,本文对比分析钢管混凝土组合柱耐火性能.

1 有限元模型的建立

1.1 钢管混凝土组合柱

钢管混凝土组合柱截面形式和受火示意图,如图 1 所示.图 1 中:CF 截面为方钢管混凝土柱截面;CS 截面为复式钢管混凝土柱截面;SR 截面为内嵌十字型钢钢管混凝土柱截面;MC 截面为 4 腔钢管混凝土柱.各钢管混凝土组合柱的截面的钢质量分数均为 10.8%.采用非线性有限元软件 ABAQUS 建立 Heat transfer 传热学模型,4 面均匀受火,受火曲线采用文献[11]的火灾升温曲线.

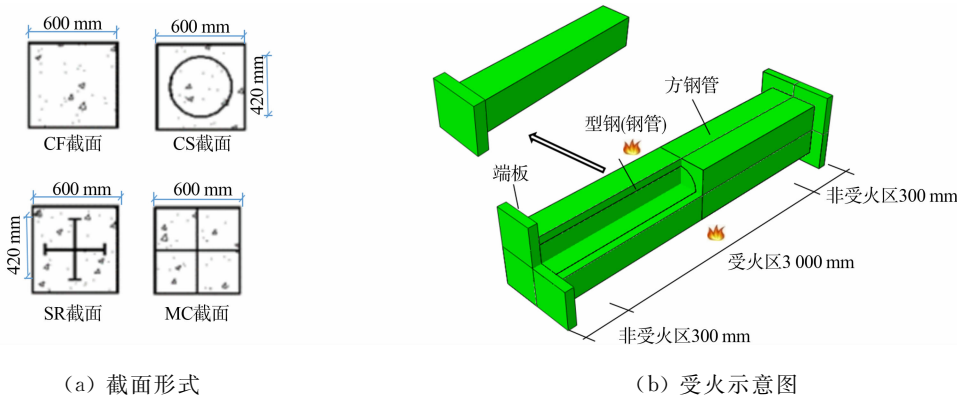


图 1 钢管混凝土组合柱截面形式和受火示意图
Fig. 1 Section form and fire diagram of CFST composite column

钢管混凝土组合柱参数,如表 1 所示.表 1 中: R 为火灾荷载比; P_u 为极限承载力.

表 1 钢管混凝土组合柱参数

Tab. 1 CFST composite column parameters

截面	规格		钢材强度	混凝土强度	R	P_u/kN
	方钢管	圆钢管/型钢				
CF 截面	600×15	—	Q355	C40	0.3,0.4,0.6,0.8	23 892.8
CS 截面	600 mm×10 mm	420 mm×9 mm	Q355	C40	0.3,0.4,0.6,0.8	23 198.6
SR 截面	600 mm×10 mm	580 mm×420 mm×10 mm×10 mm	Q355	C40	0.3,0.4,0.6,0.8	23 330.7
MC 截面	600 mm×10 mm	580 mm×10 mm	Q355	C40	0.3,0.4,0.6,0.8	24 238.7

1.2 钢管和混凝土的热工参数

钢管和混凝土高温下选用 Lie^[12]推荐的热工性能参数;柱外表面未采用防火保护措施,与火场直接

接触(第 3 类边界条件);对流传热系数为 $25\text{ W}\cdot(\text{m}^2\cdot\text{K})^{-1}$;辐射传热系数为 0.7;不考虑钢管与混凝土之间的接触热阻,接触采用 tie 绑定;模型单元采用结构化网格划分方法;Heat transfer 传热学模型中核心混凝土选用 DC3D8 单元;内、外钢管选用 DS4 单元。

1.3 热力-耦合有限元模型

钢管和混凝土在常温和高温下均采用韩林海^[1]建议的本构模型,混凝土和钢管分别采用 C3D8R 单元和 S4R 单元,盖板采用 Rigid body 进行模拟,钢管与混凝土之间的接触关系采用库伦摩擦模型,硬接触采用增广拉格朗日方法进行法向设置,接触面允许分离.根据韩林海^[1]建议,切向摩擦系数取为 0.6.在试件的两端设置参考点 A 和 B,并将上、下端面分别耦合在点 A 和 B 上.点 A 约束除 UR1,U3 以外的其他自由度;点 B 约束除 UR1 以外的其他自由度,并在点 A 施加恒定轴力。

1.4 模型验证

对韩林海^[1]研究的钢管混凝土柱进行模拟计算,位移-时间模拟值与韩林海^[1]试验值对比,如图 2 所示.图 2 中: δ 为位移; L 为试件边长; D 为试件直径; h 为钢管厚度.由图 2 可知:构件的耐火极限试验值与模拟值分别相差 1,1,4,3 min,结果吻合较好。

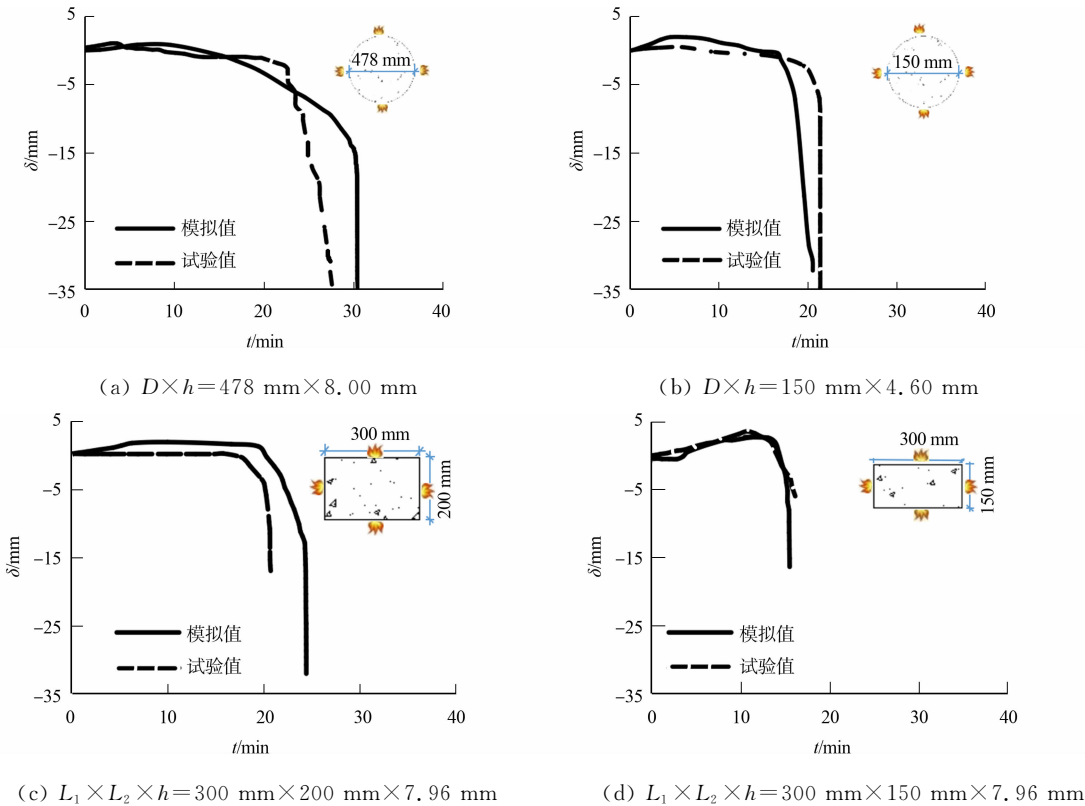


图 2 位移-时间模拟值与韩林海^[1]试验值对比

Fig. 2 Comparison of displacement- time between data and HAN Linhai's^[1] test data

对吕学涛等^[13]研究的方钢管混凝土柱试件 S1(外钢管)进行模拟;对张玉琢等^[14]研究的方中空夹层钢管混凝土短柱试件 SS 进行模拟计算.位移-时间模拟值与试验值对比^[13-14],如图 3 所示.图 3 中:试件 S1 截面尺寸($L\times h$)为 $300\text{ mm}\times 5.8\text{ mm}$;试件 SS 外方钢管截面尺寸($L\times h$)为 $400\text{ mm}\times 6.0\text{ mm}$;内方钢管截面尺寸($L\times h$)为 $160\text{ mm}\times 3.0\text{ mm}$ 。

由图 3(a)可知:模拟得到位移-时间曲线与试验曲线整体趋势相似,试件 S1 的耐火极限时间的试验值与模拟值相差 1 min,结果吻合较好。

由图 3(b)可知:模拟得到位移-时间曲线与试验曲线整体趋势相似,试件 SS 的耐火极限时间的试验值与模拟值相差 4 min,结果吻合较好。

对叶文杰^[15]研究的内置高强钢管的圆钢管混凝土柱中试件 T7-Y345-a40 和 T7-Y690-a40 进行模拟计算,位移-时间模拟值与叶文杰^[15]试验值对比,如图 4 所示.由图 4 可知:模拟得到构件的耐火极限时间的试验值与模拟值分别相差 1,6 min,结果吻合较好。

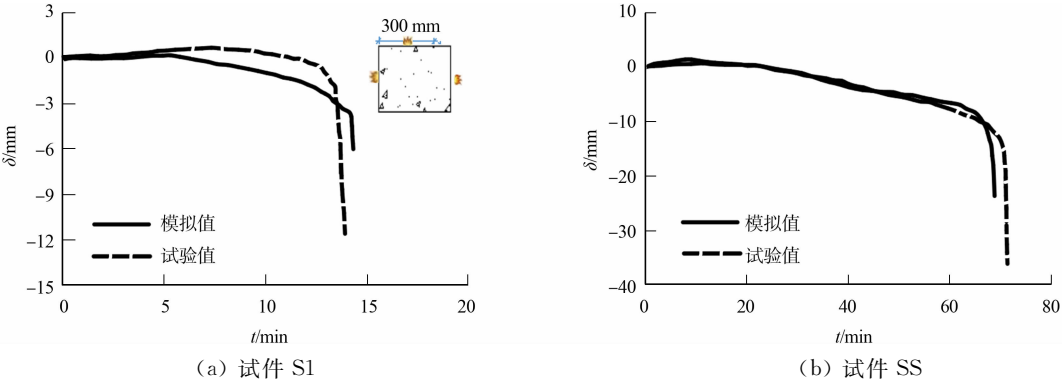


图 3 位移-时间模拟值与试验值对比^[13-14]

Fig. 3 Comparison of displacement-time between simulation data and test data^[13-14]

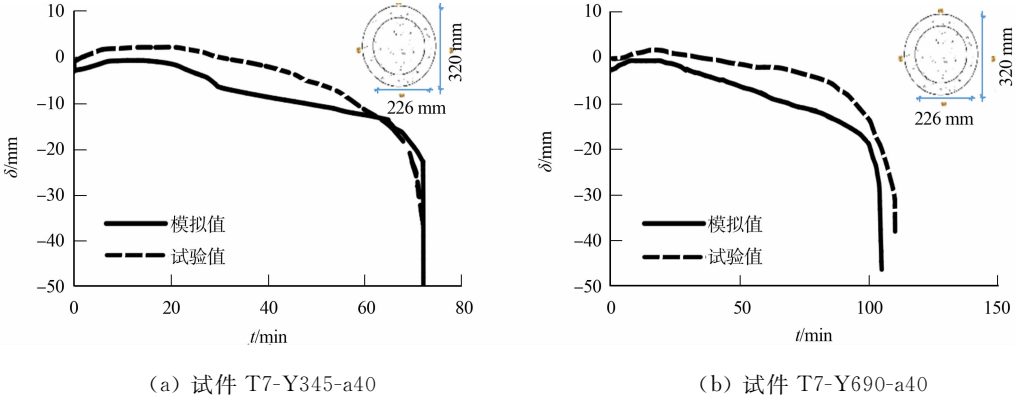


图 4 位移-时间模拟值与叶文杰^[15]试验值对比

Fig. 4 Comparison of displacement-time between simulation data and YE Wenjie's^[15] test data

对张伟^[16]研究的复式钢管混凝土柱试件 C2 进行模拟计算,模拟值与张伟^[16]试验值对比,如图 5 所示.图 5 中: $L \times D \times h_1 \times h_2 = 400 \text{ mm} \times 260 \text{ mm} \times 4 \text{ mm} \times 8 \text{ mm}$.由图 5 可知:模拟得到的破坏云图与试验破坏形态一致,且模拟得到的复式钢管混凝土柱在火灾下的位移-时间曲线数据与实验数据仅相差 2 min,结果吻合较好.耐火极限时间模拟值与试验值对比,如图 6 所示.图 6 中: t_c 为耐火极限时间模拟值; t_t 为耐火极限时间试验值.由图 6 可知:耐火极限时间模拟值与试验值偏差均在 10% 以内.

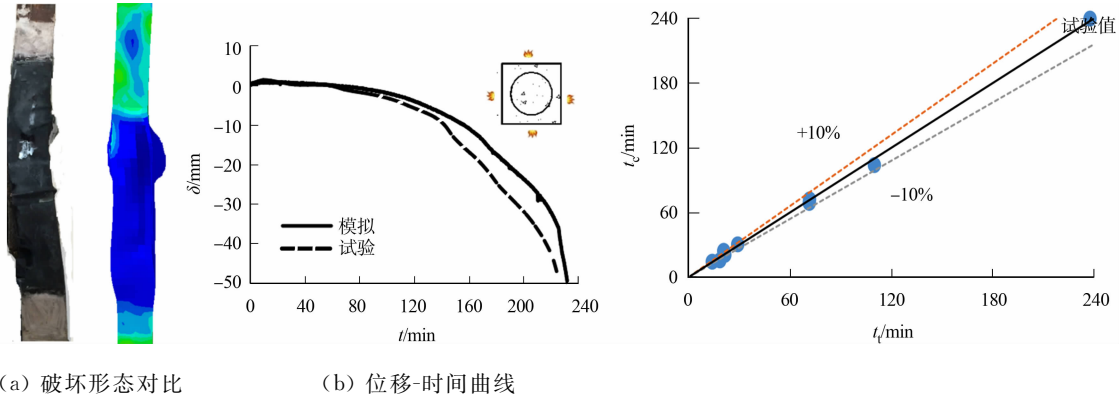


图 5 位移-时间模拟计算值与张伟^[16]试验值对比

Fig. 5 Comparison displacement-time between simulation data and ZHANG Wei's^[16] test data

图 6 耐火极限时间模拟值与试验值对比

Fig. 6 Comparison of fire resistance time simulated data and test data

2 温度场分析

2.1 温度场云图

在受火时长 $t_h = 180 \text{ min}$ (停火时刻)下,钢管混凝土组合柱截面温度场分布云图,如图 7 所示.

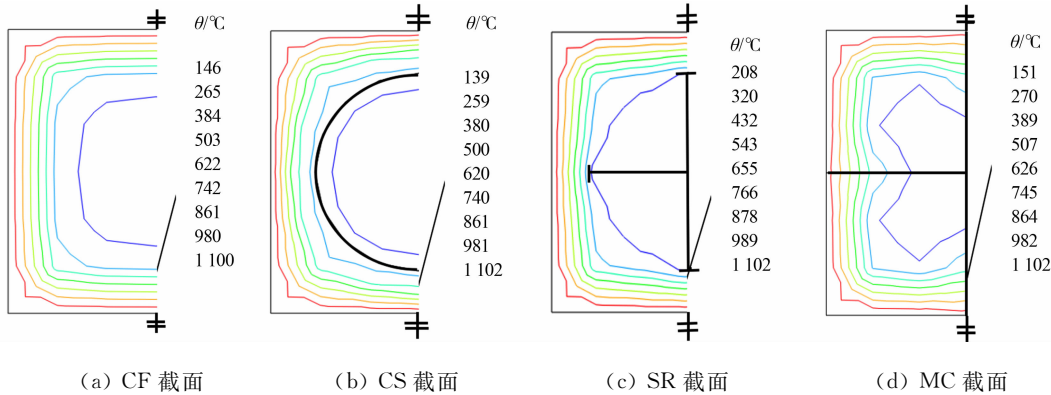


图 7 钢管混凝土组合柱截面温度场分布云图

Fig. 7 Nephogram of temperature field distribution in section of CFST composite column

由图 7(a)可知:CF 截面外边缘等温线与截面形状近似,大致呈不规则的方形,CF 截面外边缘等温线随受火时间的增加,方形的棱角呈现出一定的弧度,内部方形越来越不规则.由图 7(b)可知:随构件截面向内深入,CS 截面外等温线逐渐近似圆形,圆钢管内等温线形成一个个同心圆.由图 7(c)可知:SR 截面以外等温圈仍均呈不规则的方形,由于钢管的导热性大于混凝土,SR 截面以内等温圈呈不规则圆形.由图 7(d)可知:MC 截面外表面靠近高温气流,温度梯度较大,MC 截面随构件截面向内深入,温度差变化减小,腔体部分混凝土温度略高于其他部分,随着受火时间的增加,MC 截面的温度场差异愈发明显,腔体内等温线呈花瓣状,温度梯度变化增大.

由图 7 可知:当受火时长 $t_h=180\text{ min}$ (停火时刻)时,CF 截面的方钢管壁厚(15 mm)大于其他 3 种内嵌型钢(钢管)方钢管壁厚(10 mm),CF 截面中钢管的最外层温度为 $1\ 100\text{ }^{\circ}\text{C}$,略低于其他 3 种内嵌型钢(钢管)的最外层温度($1\ 102\text{ }^{\circ}\text{C}$);由于内嵌型钢(钢管)温度梯度随着构件向内深入变化,平缓程度不同,MC 截面温度梯度变化最大,CS 截面温度梯度变化最小.

2.2 温度-时间曲线

钢管混凝土组合柱的中部截面 3 个测点到外钢管的距离分别为 $d_1=0\text{ mm}$, $d_2=100\text{ mm}$, $d_3=300\text{ mm}$,测点位置,如图 8 所示.

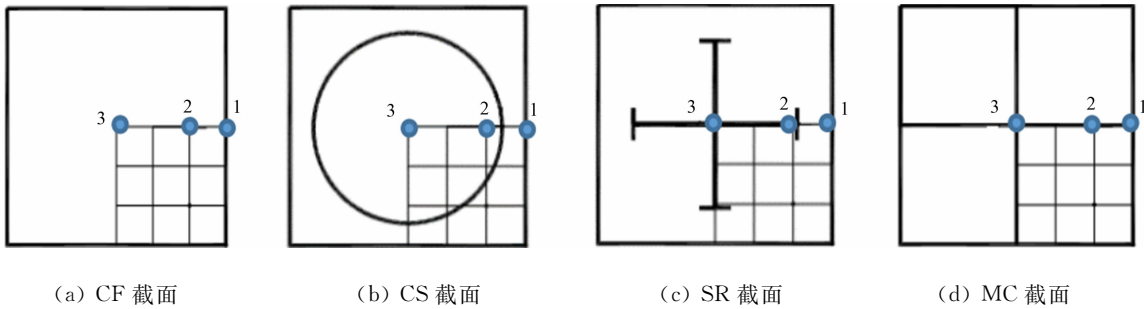


图 8 测点位置

Fig. 8 Location of measured points

4 类截面(图 8)在 $t_h=180\text{ min}$ 时的温度-时间曲线,如图 9 所示.由图 9 可知:沿测点 1,2,3 方向,随着深度 d 的增加,4 种截面的温度依次递减,温度梯度变化较大;由于混凝土的比热容在 $600\text{ }^{\circ}\text{C}$ 左右时激增,测点 1 在约 $600\text{ }^{\circ}\text{C}$ 时存在升温变缓的现象.

3 个测点的温度-时间曲线对比,如图 10 所示.图 10 中:CF,SR 的方钢管厚度分别为 15,10 mm.由图 10(a)可知:对于测点 1,CF 截面温度小于 SR 截面,CS 截面,在 75 min 左右温度差值达到最大值 $171\text{ }^{\circ}\text{C}$,此后,温度差值不断减小,直到趋于一致,这说明方钢管厚度主要影响火灾中前期混凝土外表面温度.

由图 10(b)可知:由于方钢管及外围混凝土的保护作用,SR 截面和 CS 截面在 $t_h=180\text{ min}$ 时,测点 2 的温度分别为 $191\text{ }^{\circ}\text{C}$ 和 $194\text{ }^{\circ}\text{C}$,说明在传热过程中,十字型钢和圆钢管内部区域的温度均较低,其力学性能接近常温下的钢材力学性能;而 MC 截面的测点 2 温度为 $463\text{ }^{\circ}\text{C}$,这是因为钢材的导热性大于混

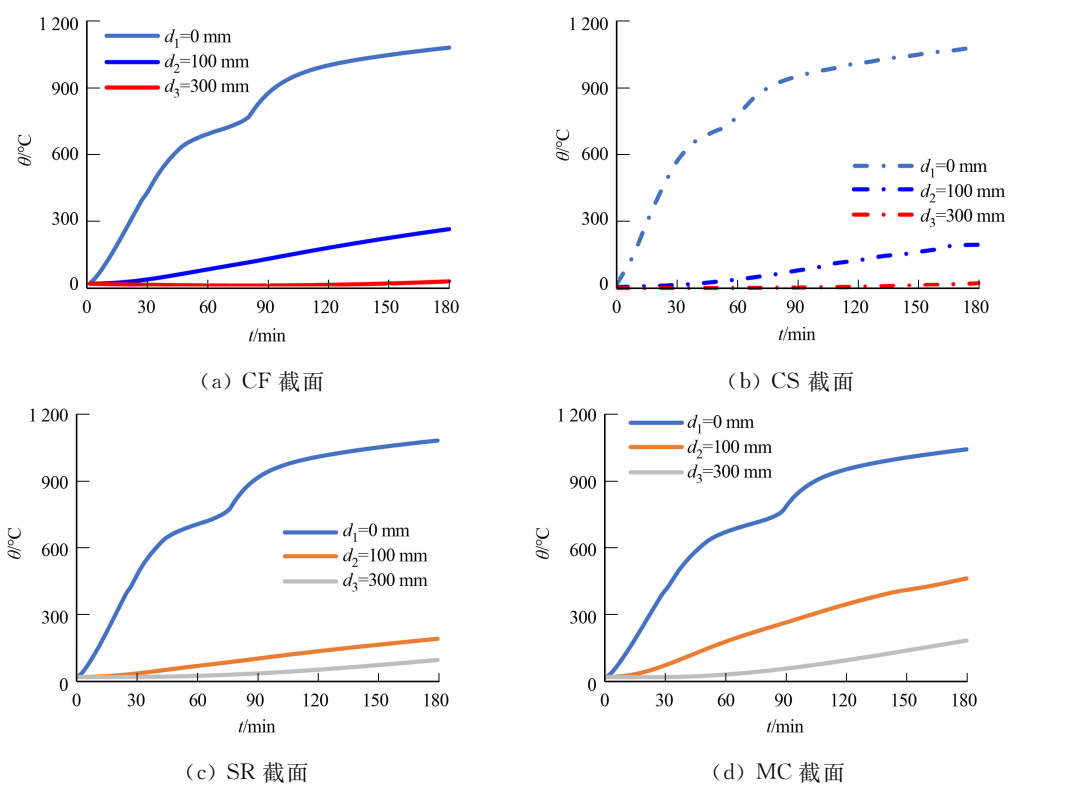


图 9 $t_h=180\text{ min}$ 时的温度-时间曲线

Fig. 9 Temperature time curves when $t_h=180\text{ min}$

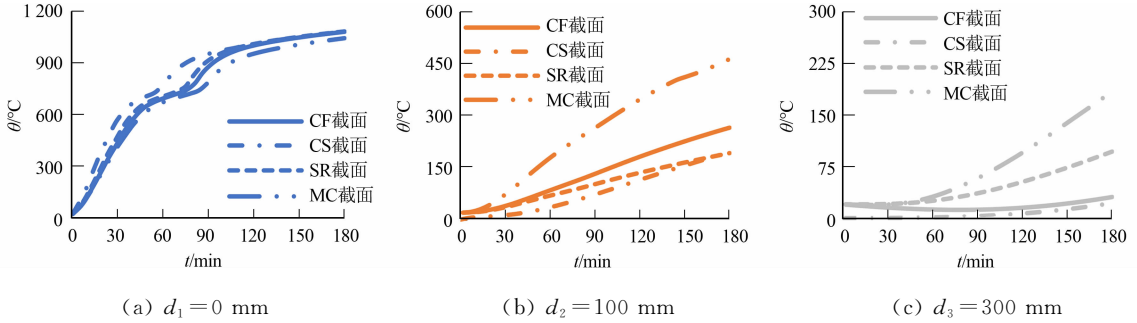


图 10 3 个测点的温度-时间曲线对比

Fig. 10 Comparison of temperature-time curves at 3 measured points

凝土,热量沿钢板向混凝土内部快速传递.

由图 10(c)可知:各截面的测点 3 温度皆存在先略微下降、再回升的过程.

3 耐火极限

3.1 试件轴向变形

钢管混凝土组合柱受火方式为 4 面均匀受火,受火曲线为 ISO-834 标准升温曲线,试件两端铰接.当火灾荷载比 R 分别为 0.3,0.4,0.6 时,不同试件的轴向变形曲线,如图 11 所示.

由图 11(a)可知:在受火 10 min 后,CF 截面的轴向膨胀达到峰值,此后,随着钢管和混凝土高温劣化,CF 截面的轴向位移由膨胀转为压缩;由于内置钢管、CS 截面、SR 截面和 MC 截面的轴向压缩发展较为缓慢,其中,CS 截面和 SR 截面的耐火极限时间均超过了 300 min.

由图 11(b)可知:当火灾荷载比 $R=0.4$ 时,CS 截面、SR 截面和 MC 截面在受火初期,外钢管受热发生膨胀,而内部钢管的温度尚未升高,试件轴向变形受到内部配置的钢管拉结作用,故柱顶盖板的轴向膨胀位移小于 CF 截面;当火灾荷载 $R>0.4$ 时,外钢管的承载力不足以顶起柱的轴向荷载,钢管混凝土组合柱的轴向膨胀幅度均变得不明显.

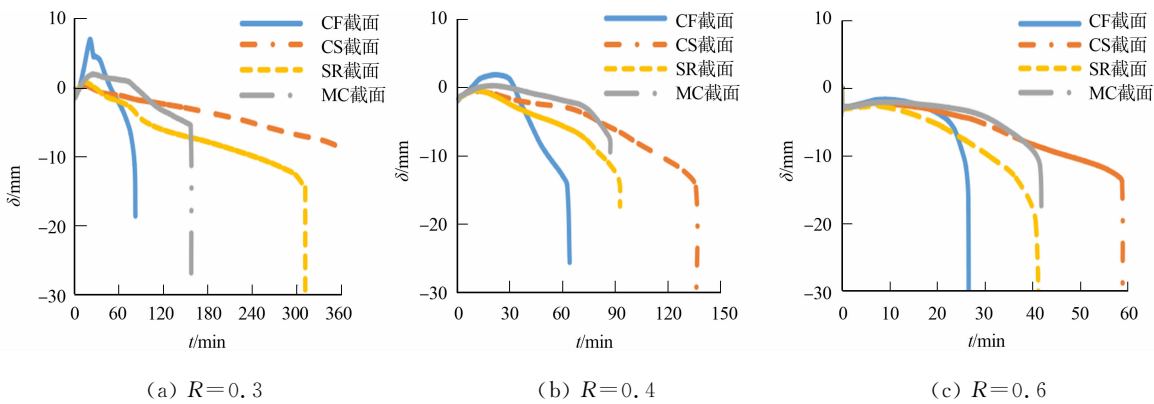


图 11 不同试件轴向变形曲线

Fig. 11 Axial deformation curves of different specimens

由图 11 可知如下 3 点结论。

1) CS 截面、SR 截面和 MC 截面整体变化趋势(3 个阶段)相似,受火初期存在轴向位移膨胀阶段;随着内部温度的升高,轴向位移缓慢压缩;最后,当内部混凝土和钢管无法承担外荷载,轴向位移呈现急速下降。

2) CF 截面变化趋势存在两个阶段,在受火初期,CF 截面轴向位移保持在外钢管膨胀与荷载压缩之间,待温度热量传递到混凝土内部后,材性发生高温劣化,承载力降低,CF 截面轴向位移在很短时间内急速增加,达到耐火极限。

3) 当火灾荷载比 $R=0.4$, 且 CS 截面的径宽比为 0.7 时,CS 截面耐火极限时间相对于 CF 截面可提升 110.90%;SR 截面在径宽比为 0.7 时,SR 截面耐火极限时间相对于 CF 截面可以提升 43.75%,相对于 MC 截面可提升 35.90%。

当钢管混凝土柱的压缩变形或变形速率达到了 ISO-834-1^[11] 规定时,即认为钢管混凝土柱破坏并达到了耐火极限时间^[12]。

3.2 耐火极限时间-荷载比曲线

不同截面形式钢管混凝土组合柱的耐火极限-荷载比曲线,如图 12 所示。图 12 中: t_R 为耐火极限时间。由图 12 可知:在阶段 I,即低荷载比($R<0.4$)作用下,内嵌型钢(钢管)可以显著提高柱体的耐火极限时间,可以使得耐火极限时间提升 110%以上,因此,在合理搭配圆钢管直径与壁厚的情况下,内嵌型钢(钢管)可大幅度提高普通方钢管混凝土柱的耐火极限时间;而 SR 截面和 MC 截面在荷载比 $R=0.4$ 时,耐火极限时间也可提升 35%以上;在阶段 III,即高荷载比($R>0.8$)时,内嵌型钢(钢管)对钢管混凝土组合柱耐火极限时间的提升不明显。

3.3 截面内力重分布

火灾荷载比 $R=0.4$ 时,受火过程试件的荷载分配比例,如图 13 所示。图 13 中: β 为荷载分配比;试件 S2 为内钢管;试件 C1 为外层混凝土;试件 C2 为内层混凝土。

当常温加载结束时,CF 截面中试件 S1,C1 分别承担外荷载的 54.9%,45.4%;受火 14 min 时,试件 S1 膨胀变形达到最大,开始转为轴向压缩,此时,试件 S1 承担外荷载的 97%,试件 C1 承担外荷载的 3.0%;受火 35 min 时,CF 截面的轴向位移为零,此时,试件 S1 承担外荷载的 58.8%,试件 C1 承担外荷载的 41.2%;达到耐火极限时,试件 S1,C1 分别承担外荷载的 33.0%,67.0%(图 13(a))。

受火 0~8 min 时,CS 截面在持荷阶段膨胀,试件 S1 由于受热产生竖直向上膨胀,内部混凝土截面升温缓慢,轴向膨胀较小,试件 S1 承担的荷载大幅度上升,夹层混凝土的隔热性能好,试件 C2 的温度

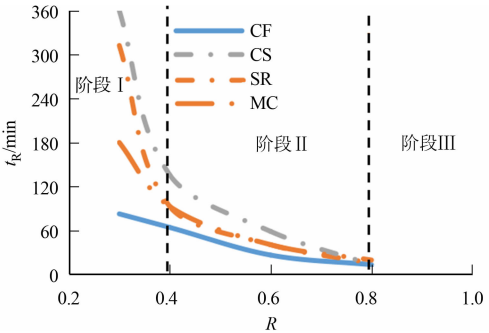


图 12 不同截面形状钢管混凝土组合柱的耐火极限-荷载比曲线

Fig. 12 Fire resistance limit and load ratio curves of CFST composite columns with different section shapes

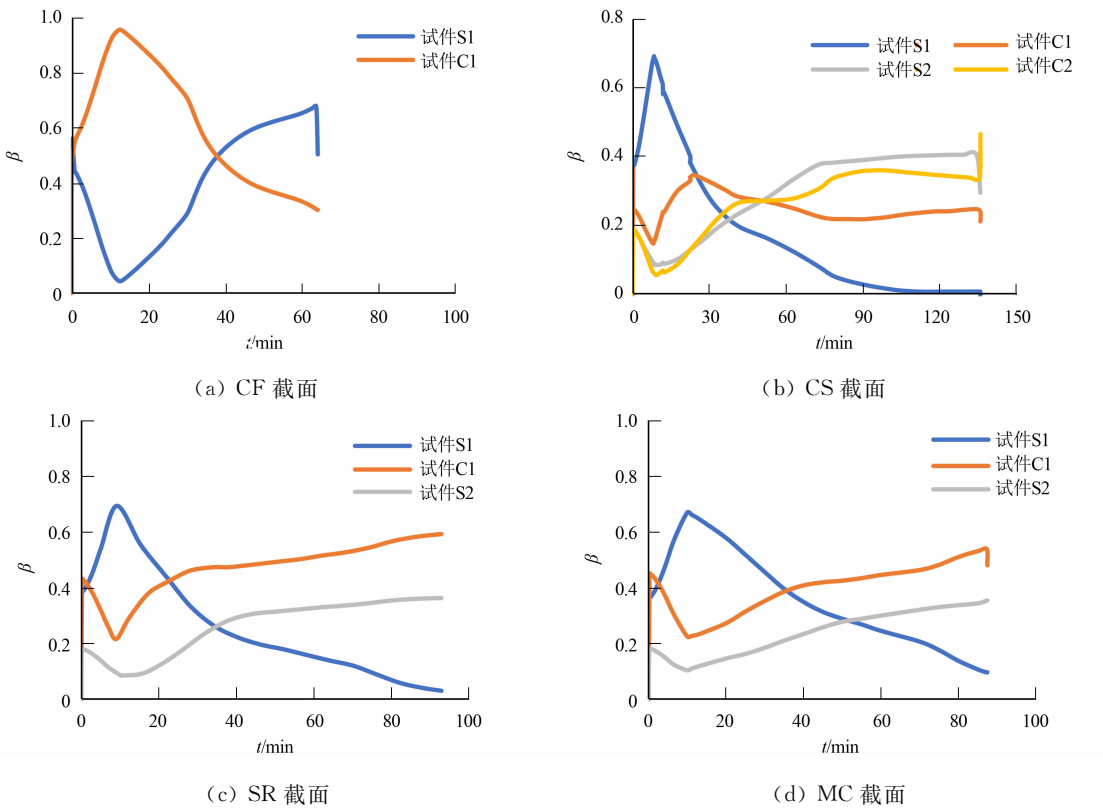


图 13 受火过程试件的荷载分配比例

Fig. 13 Load distribution ratios of specimens during fire

几乎未上升;受火 8~9 min 时,试件 S1 轴向膨胀达最大,由轴向膨胀阶段转变为轴向压缩;受火 9~31 min 时,CS 截面随试件 S1 的温度升高、钢材性能劣化,试件 S1 承担荷载的比例逐渐下降,试件 C1 受热后产生膨胀,承担的荷载比例开始增大,试件 S2,C2 承担荷载比例先基本持平,当构件压缩到一定程度后,试件 C2 承担的荷载比例逐渐增大;受火 31 min 时,轴向压缩与受热膨胀量相等,CS 截面的轴向位移为零;受火 31~83 min 时,CS 截面进入承载力持续下降阶段,试件 C1 在 66 min 左右进入持平阶段,随着试件 S1 承载力持续减低,试件 S2 和 C2 承担荷载比例逐渐增大;在受火 83 min 时,夹层混凝土发生破坏,试件 S2,C2 承担的荷载迅速增大,直至 CS 截面的承载力无法维持轴压荷载而达到耐火极限(图 13(b)).

常温结束时,SR 截面的 S1,C1 和 S2 分别承担外荷载的比例为 36.0%,47.0%和 17.0%;受火 9 min 时,试件 S1 膨胀变形达到最大,SR 截面轴向位移由膨胀转为压缩,试件 S1,C1 和 S2 分别承担外荷载的 71.0%,21.0%,8.0%;受火 26 min 时,试件 S1 受热膨胀量与荷载作用的压缩量基本相等,试件 S1,C1 和 S2 分别承担外荷载的比例为 28.2%,46.6%和 25.2%;在达到耐火极限时间时,试件 S1,C1 和 S2 分别承担外荷载的 3.1%,56.3%和 40.6%(图 13(c)).

当常温结束时,MC 截面中的试件 S1,C1,S2 分别承担外荷载的 37.3%,18.4%,44.3%;受火约 10 min 时,试件 S1 膨胀变形达到最大,之后,试件 S1 由膨胀转为压缩,试件 S1,C1 和 S2 分别承担外荷载的 67.5%,10.2%和 22.3%;受火 65 min 时,MC 截面受热膨胀量与荷载作用下的压缩量基本相等,试件 S1,C1 和 S2 分别承担外荷载的 23.6%,30.9%和 45.5%;达到耐火极限时间时,试件 S1,C1 和 S2 分别承担外荷载的比例为 8.3%,35.5%和 56.2%(图 13(d)).

4 结论

1) CF 截面、CS 截面、SR 截面和 MC 截面的火灾下力学性能数值模型可靠,温度场和耐火极限模拟值与试验值吻合较好.

2) CF 截面温度场等温线形状与截面形状相似,呈现出由规则方形到不规则的方形转化的趋势;CS

截面接近内置圆钢管外混凝土等温线趋向于圆形,圆钢管内混凝土等温线呈同心圆形;MC 截面随构件截面向内深入,温度差变化减小,腔体部分混凝土温度略高于其他部分,随着受火时间的增加,MC 截面的温度场差异愈发明显,腔体内等温线呈花瓣状,温度梯度变化增大;SR 截面与 4 腔方形温度场相似。

3) 当 $R < 0.4$ 时,内嵌钢管可以显著提高柱体的耐火极限,在合理搭配圆钢管直径与壁厚的前提下,内嵌圆钢管可大幅提升方钢管混凝土柱的耐火极限;SR 截面和 MC 截面的耐火极限也可提升 35% 以上;随着荷载比 R 的增加,提高作用逐渐减弱,当 $R > 0.8$ 时,内嵌钢管对火灾下钢管混凝土组合柱耐火极限的提升作用不明显。

4) 当 $R = 0.4$ 时,MC 截面与 CF 截面相似,受火阶段贡献最大的是外钢管,混凝土次之;而 CS 截面在受火阶段,试件 S1 贡献最大、试件 C1 次之,试件 C2, S2 最少;在受火后期,试件 C2, S2 的贡献逐渐增加;在受火阶段 SR 截面的混凝土贡献最大,方钢管次之,内嵌钢管最少。

参考文献:

- [1] 韩林海. 钢管混凝土结构-理论与实践[M]. 2 版. 北京:科学出版社,2007.
- [2] 王卫华,张伟,白杨,等. 高温下内配圆管的方钢管混凝土柱轴压力学性能[J]. 工程力学,2018,35(3):141-150. DOI:10.6052/j.issn.1000-4750.2016.11.0884.
- [3] 史艳莉,王文达,王亚伟,等. 内配型钢方钢管混凝土轴压短柱力学性能及参数分析[J]. 工程力学,2014,31(增刊1):201-206. DOI:10.6052/j.issn.1000-4750.2013.03.S010.
- [4] 刘艳芝,邓集钱,谭清华,等. 内嵌十字型钢的方形劲性不锈钢管混凝土柱耐火性能[J]. 建筑科学与工程学报,2019,36(3):66-73. DOI:10.3969/j.issn.1673-2049.2019.03.007.
- [5] 曹万林,王如伟,殷飞,等. 异形截面多腔钢管混凝土巨型柱偏压性能[J]. 哈尔滨工业大学学报,2020,52(6):149-159. DOI:10.11918/202003036.
- [6] 程卫红,姜宇鑫,申朝旭,等. 多腔异形钢管混凝土短柱轴压性能试验研究[J]. 建筑科学,2022,38(9):89-96. DOI:10.13614/j.cnki.11-1962/tu.2022.09.011.
- [7] 艾心荧,侯玉杰,余地华,等. 天津高银 117 大厦多腔体异形钢管混凝土巨型柱 C70 大体积自密实混凝土温度场试验研究[J]. 混凝土,2015(10):151-160. DOI:10.3969/j.issn.1002-3550.2015.10.037.
- [8] ROMERO M L, ESPINOS A, PORTOLÉS J M, *et al.* Slender double-tube ultra-high strength concrete-filled tubular columns under ambient temperature and fire[J]. Engineering Structures, 2015, 99(15):536-545. DOI:10.1016/j.engstruct.2015.05.026.
- [9] IMANI R, BRUNEAU M, MOSQUEDA G. Simplified analytical solution for axial load capacity of concrete-filled double-skin tube (CFDST) columns subjected to fire[J]. Engineering Structures, 2015, 102:156-175. DOI:10.1016/j.engstruct.2015.08.007.
- [10] WAN Chengyong, ZHA Xiaoxiong, JEAN-BAPTISTE M D. Analysis of axially loaded concrete filled circular hollow double steel tubular columns exposed to fire[J]. Fire Safety Journal, 2017, 88:1-12. DOI:10.1016/j.firesaf.2016.12.007.
- [11] ISO-834-1. Fire-resistance tests-elements of building construction: Part 1: General requirements[S]. Geneva: International Standard Organization for Standardization, 1999.
- [12] LIE T T. Fire resistance of circular steel columns filled withbar: Reinforced concrete [J]. Journal of Structural Engineering, 1994, 120(5):1489-1500. DOI:10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:5(1489).
- [13] 吕学涛,杨华,张素梅. 非均匀火灾作用下方钢管混凝土柱受力机理研究[J]. 建筑结构学报,2013,34(3):35-44. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2013.03.019.
- [14] 张玉琢,吕学涛,刘发起,等. 三面受火的方中空夹层钢管混凝土柱耐火极限分析[J]. 建筑结构学报,2019,40:(增刊1)156-162. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2019.S1.020.
- [15] 叶文杰. 内置高强钢管的圆钢管混凝土柱的轴压及耐火性能研究[D]. 广州:华南理工大学,2020.
- [16] 张伟. 外方内圆复合钢管混凝土柱耐火性能实验研究[D]. 厦门:华侨大学,2017.

(责任编辑: 陈志贤 英文审校: 方德平)