

文章编号:1001-4888(2017)04-0580-13

火灾后 T 形型钢混凝土柱 偏心受压力学性能试验研究*

高立堂, 蔡维沛, 王都

(青岛理工大学 土木工程学院, 青岛 266033)

摘要: 对 7 根 T 形型钢混凝土柱进行了火灾后的力学性能试验研究。火灾试验按照 ISO834 标准升温过程进行控制, 1 根未受火试件作为对比。T 形型钢混凝土柱采用空腹式配钢形式, 横向腹杆间距为 200mm, 试件通过偏心受压试验, 考虑加载角和偏心距的影响。通过试验得到异形柱极限承载力、截面应变分布、荷载—挠度曲线以及截面特性。试验结果表明: (1) 受火 1h 后, T 形型钢混凝土柱仍然具有比较高的竖向承载力; (2) 桁架式配钢方式以及合理的腹杆、箍筋布置保证了型钢与混凝土之间能够较好的协同工作, 平截面假定对火灾后的 T 形型钢混凝土柱仍然适用; (3) 荷载角和偏心距对试件的延性和变形能力影响显著。

关键词: T 形型钢混凝土柱; 火灾后; 偏心受压; 力学性能; 截面特性

中图分类号: TU398.9 **文献标识码:** A **DOI:** 10.7520/1001-4888-16-062

0 引言

型钢混凝土异形柱是指截面形状为 L 形、T 形、十字形或 Z 形的结构柱。异形柱截面中主要配置型钢并配有适量的纵向钢筋和箍筋, 然后浇注混凝土把型钢包裹在里面。型钢混凝土异形柱不但具备普通钢筋混凝土异形柱结构中房间不露出柱楞、实际利用率高、布置灵活等优点, 而且其承载能力高、刚度大、延性和变形能力好, 扩大了异形柱结构的适用范围。

型钢混凝土异形柱相对于同截面面积矩形柱来说, 火灾损伤程度更为严重^[1,2]。另外, 型钢的热传导系数大于混凝土, 型钢与混凝土两种材料在火灾下的温度不同, 造成两者损伤程度不同^[3]。因此, 对于型钢混凝土异形柱的火灾研究具有重要意义。文献[4-6]对钢筋混凝土异形柱的耐火极限进行过数值模拟和试验研究, 分析了不同的影响因素, 并给出定量的计算方法。文献[7,8]也分别对型钢混凝土结构中的柱、梁构件在火灾后的力学性能进行了试验研究。目前关于火灾后型钢混凝土结构力学性能的研究仍然较少。

T 形型钢混凝土柱截面特性不同于传统矩形、圆形柱。虽然对称 T 形柱有一工程轴为对称轴, 但在实际情况中也会发生双向弯曲现象。目前异形柱规定的钢筋保护层厚度直接套用《混凝土结构设计规范》的规定, 受火灾影响, 型钢与混凝土能否协同工作成为亟待研究的问题。本文以空腹式配钢方式以及合理的腹杆布置方式设计试件, 并通过等肢 T 字形型钢混凝土柱火灾后的偏心受压试验, 分析其截面特性、正截面承载力影响因素以及火灾对于型钢混凝土异形柱承载力、延性和协同工作性能的影响, 为火灾后型钢混凝土异形柱结构体系承载力验算、检测加固等相关方面提供依据。

* 收稿日期: 2016-04-09; 修回日期: 2016-06-02

基金项目: 国家自然科学基金项目(51178232)

通讯作者: 高立堂(1972-), 男, 博士, 教授, 从事火灾安全设计及灾后处理的研究。Email: gaolitang@qtech.edu.cn

1 试验概况

1.1 试件设计

试验制作的 8 根型钢混凝土异形柱截面形式均为 T 形。构件的设计依据为《混凝土结构设计规范》(GB50010—2010)、《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010) 和行业标准《混凝土异形柱结构技术规程》(JGJ138—2001)。试件肢长肢厚都采用 120mm, 肢长肢厚比为 1, 满足《混凝土异形柱结构技术规程》中异形柱肢长与肢厚之比不应大于 4 的规定。柱高选为 3m。型钢采用 Q235 级的 6.3 号槽钢, 每根柱配有 4 根槽钢, 截面配钢率为 5.8%。异形柱采用桁架式配钢方式, 截面配钢形式如图 1(a), 在各槽钢之间用电弧焊焊接方式设置横向、斜向腹杆, 腹杆采用 B12 钢筋, 横向腹杆间距为 200mm。腹杆的布置图如图 1(b) 所示。为了满足构造要求, 沿柱高还配置了一定数量的箍筋, 见图 1(c)。箍筋对混凝土具有一定的约束作用, 并且能够保证混凝土与型钢的协同工作能力, 避免保护层剥落导致承载力衰减过大^[9]。设计箍筋为 B10@200(100)。设计箍筋为 B10@200(100)。

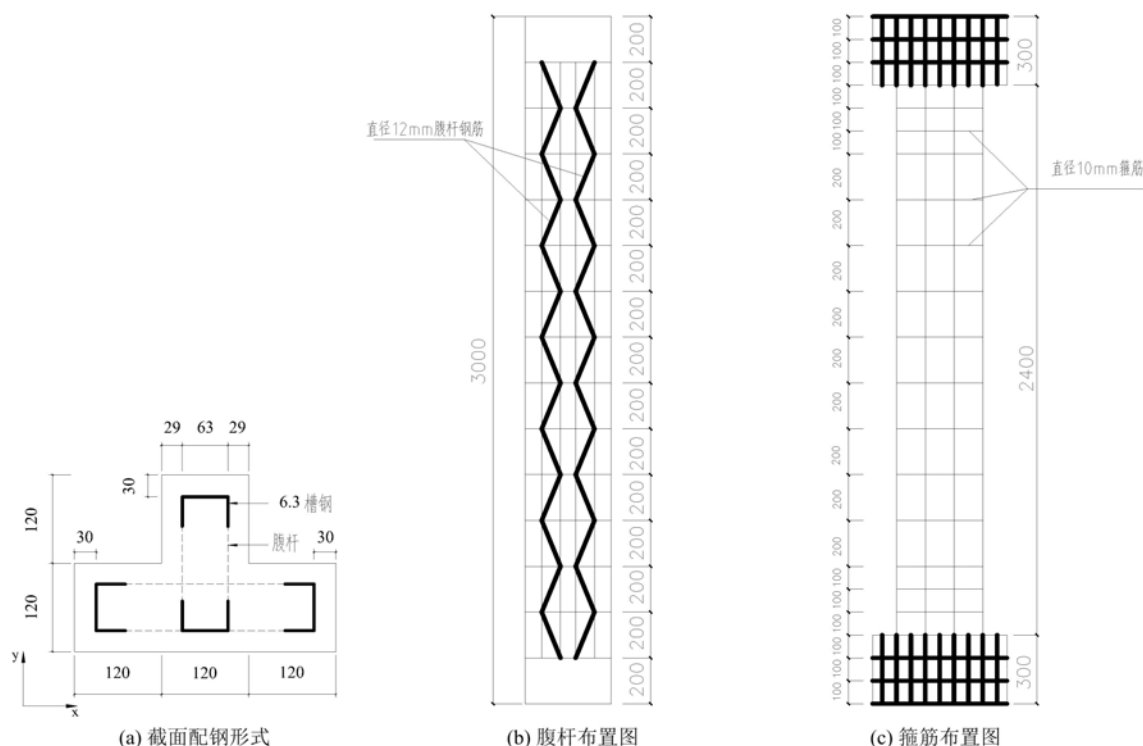


图 1 试件立面及横截面

Fig. 1 Outline and steel details of specimens

为避免异形柱在端部连接处产生由应力集中引起的混凝土局部破坏, 各异形柱的上下两端均设置了扩大头。根据偏心距大小不同的试验要求, 分别对 5 根异形柱设计了 240mm×360mm、高 300mm 的扩大头和 3 根异形柱 440mm×560mm、高 300mm 的扩大头。在上下扩大头预定的加载区域采用两块尺寸均为宽 118.5mm、长 210mm、厚 10mm 的角钢板与槽钢进行平齐的焊接连接。然后采用尺寸为宽 180mm、长 300mm、厚 10mm 及尺寸为宽 380mm、长 500mm、厚 10mm 的钢板与槽钢骨架的两端进行焊接连接, 使槽钢、角钢板、端面钢板两两相连, 形成钢骨架整体。扩大头受力钢筋采用直径 12mm 的 HRB335 级钢筋, 双层双向布置。扩大头端面钢板、角钢板平面布置示意图见图 2。

经标准试验方法测得混凝土立方体抗压强度 $f_{cu} = 35.5\text{MPa}$, 槽钢的屈服强度为 300MPa, 钢筋的屈服强度为 420MPa。

1.2 试验方案

1.2.1 试验装置

本次试验在青岛理工大学结构实验室进行, 试验装置采用垂直火灾试验炉(图 3), 火灾试验过程中

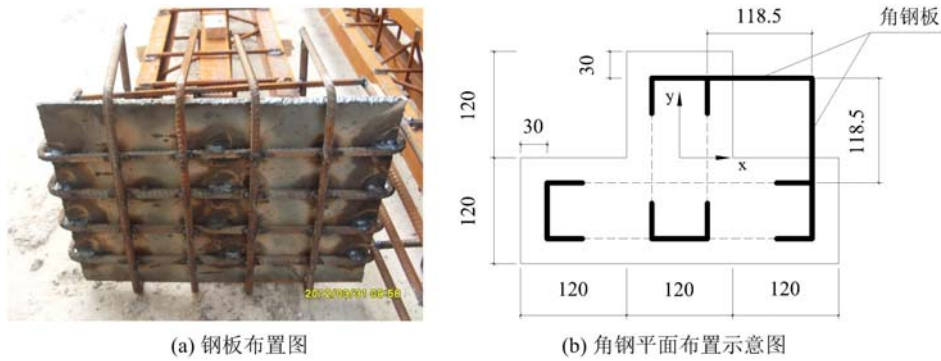


图2 异形柱端部扩大头(单位:mm)

Fig.2 Head-expanding of specimens (unit: mm)

量测柱中截面温度场以及炉温曲线。试验设备包括垂直燃烧炉系统、2000kN油压千斤顶和 Agilent34980A 数据采集仪。火灾试验采用恒载升温,模拟两面受火情况,对于不受火面采用轻质耐火板覆盖,并用耐高温线进行绑扎严实。温度通过连接至 Agilent34980A 的 K 型热电偶作为传感器每分钟采集一次。测温截面选为柱中,热电偶的平面布置如图 4 所示。在炉内布置了 5 个测量炉温的 N 型热电偶,试件受火时间均为 1h,火灾试验炉温按照 ISO834 标准升温曲线进行升温控制。

竖向荷载的加载速度控制在 3kN/s 左右,达到预定荷载后,保载 10min 再进行点火。在火灾试验过程中,由于温度的升高,试件膨胀导致千斤顶对其施加的反压力增大,所以需随时调整千斤顶的压力,保持恒载。

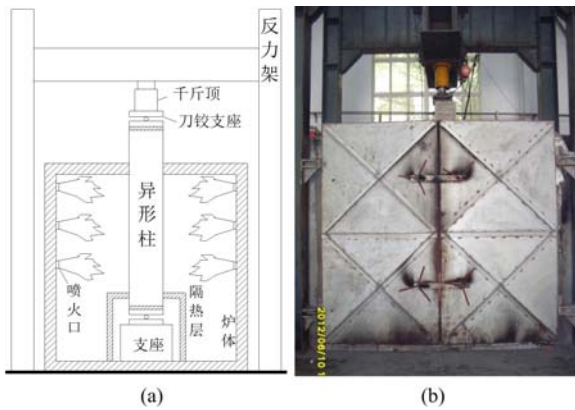


图3 垂直火灾实验炉

Fig.3 Vertical fire test furnace

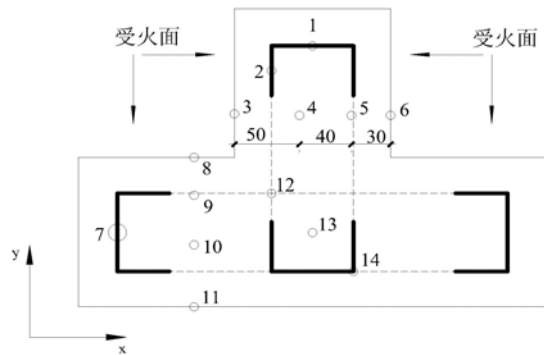


图4 热电偶平面布置图

Fig.4 Thermocouple layout

图 5 为火灾试验过程中炉内 5 个热电偶实测平均升温曲线与 ISO834 升温曲线的对比。

从实测的炉温曲线来看,其升温曲线走势与国际标准升温曲线 ISO834 基本一致,其中 T2 炉温较其他炉温曲线偏低,是由于火灾炉内潮湿、燃烧不充分所导致的。各异形柱炉温曲线之间有一定的差距,是由喷嘴使用时不稳定容易反复所造成的。

1.2.2 火灾后异形柱加载方案

加载试验通过火灾炉内的千斤顶加载装置进行,安装试件之前先在试件上下两个扩大头端面定出加载点,然后安放刀铰支座,使上下刀铰支座的中心、千斤顶中心和加载点在同一直线上,并在刀铰支座和柱端接触面抹上砂浆,防止加载时刀铰与柱端受力不均匀。将试件置于加载装置上后,对混凝土的预定位置进行打磨并用稀料去灰,贴上电阻应变片。同时安装位移测量装置,应变片导线和百分表导线连接到 DH3815 静态应变测量系统。加载方案采用分级加载,加载速率为 3kN/s,每级荷载为 69kN,在 690kN 之前保载 5min,加载至 690kN 之后,保载 10min。具体的加载方式见表 1。荷载作用角指的是加载点至柱形心的连线与形心轴 X 轴之间的夹角,0°和 45°加载点见图 6。

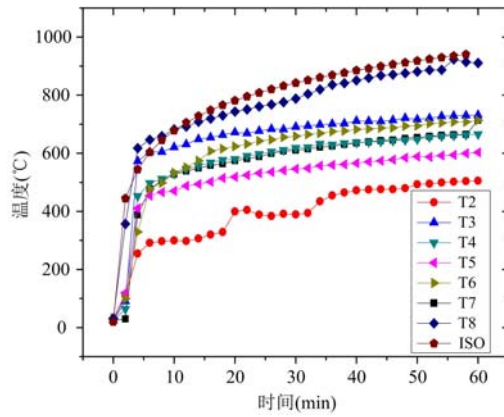


图 5 炉温曲线

Fig. 5 Temperature curves

表 1 试件一览表

Tab. 1 Details of specimens

编号	受火时间(h)	荷载角(°)	偏心距(mm)	腹杆间距(mm)	破坏形态	极限承载力(kN)
T1	0	0	0	200	轴压破坏	1552
T2	1	0	0	200	轴压破坏	1380
T3	1	0	50	200	受压破坏	1276
T4	1	0	200	200	受拉破坏	448
T5	1	45	50	200	受压破坏	931
T6	1	45	100	200	受压破坏	759
T7	1	45	160	200	受压破坏	483
T8	1	45	200	200	受拉破坏	345

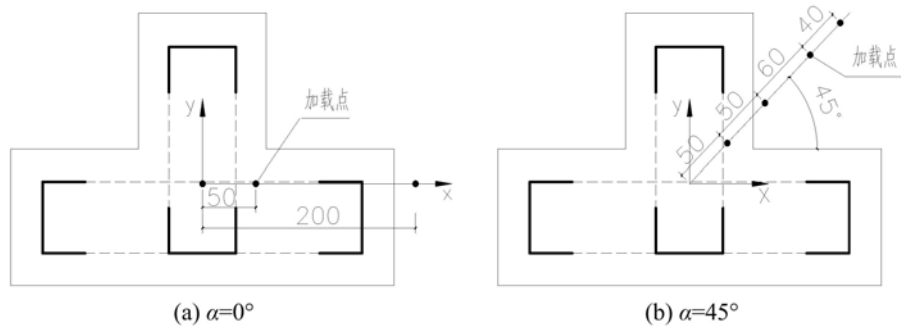


图 6 加载示意图

Fig. 6 Loading method

试验测量的主要内容有极限承载力、混凝土与型钢的应变、侧向位移以及混凝土与型钢的滑移。滑移值及位移值通过机电百分表来测量,其数值通过 DH3815 静态应变测量系统采集。

型钢与混凝土的粘结滑移的测量通过测得型钢和相邻混凝土各自产生的竖向位移,求得两者位移的绝对差值来进行判断,测量装置设在柱底槽孔截面的肢端处,每根柱设 2 个,分别设在 T 形柱的 X 轴方向左右两肢上,侧向位移通过设置在柱肢的机电百分表来测量。在柱的 X 轴上两肢沿柱高设置了 6 个机电百分表,左右两侧各 3 个,分别设置在各肢的柱顶、柱中、柱底,在 T 形柱背面亦设了 3 个机电百分表,最后的数值通过 DH3815 静态应变测量系统采集。滑移及应变测量装置见图 7。

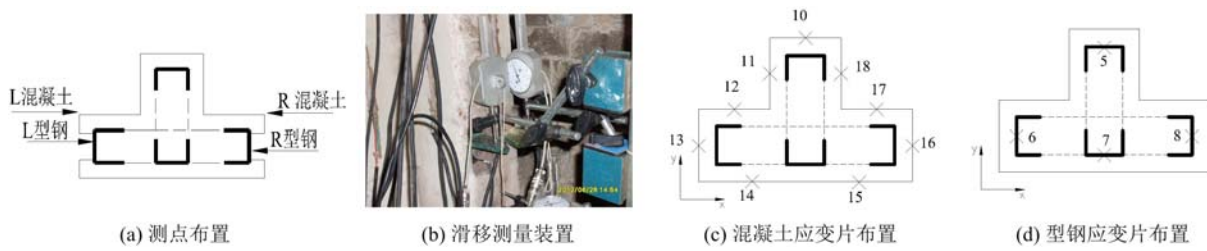


图7 应变测量布置图

Fig. 7 Arrangement of strain gauge



图8 火灾后试件破坏现象

Fig. 8 Damage conditions of specimens after fire

2 火灾试验结果分析

图8列出了各个试件受火以后的试验现象。试件受火面多呈白色或灰白色,并布满微裂缝,周围有白色粉末状物质析出,柱肢锤击声多响脆。在柱身中、下部有明显裂缝,裂缝呈横向等间距平行状,间距在10cm左右,裂缝最大宽度0.4mm。另外在整个火灾试验过程中,异形柱的竖向变形均呈线性增长,

所测得的轴向变形位移很小,各异形柱均未达到耐火极限。

柱中截面位置预埋热电偶实测温度随时间变化的曲线如图 9 所示。

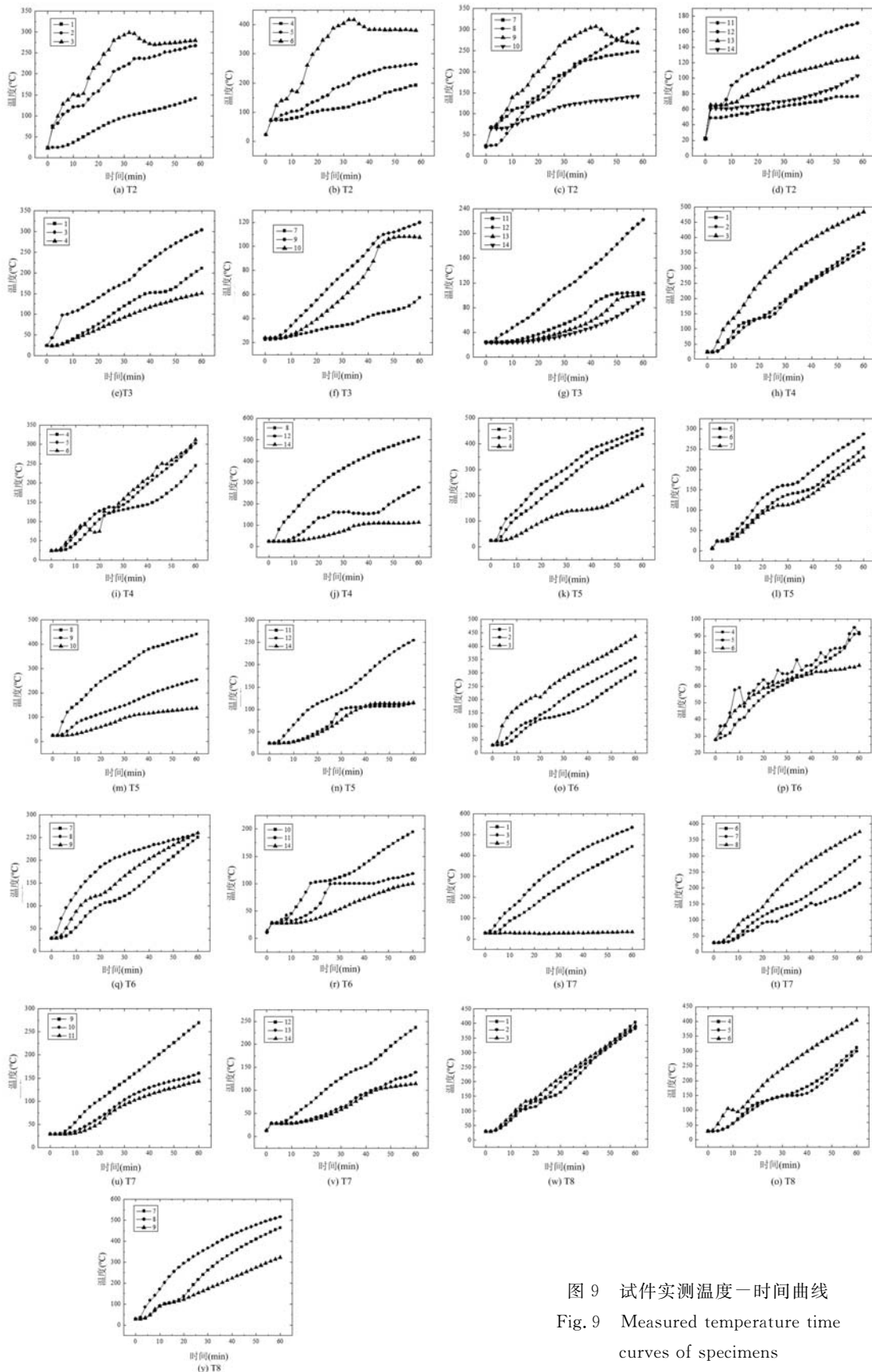


图 9 试件实测温度—时间曲线
Fig.9 Measured temperature time curves of specimens

由于 T2 的炉温曲线较低,其截面温度场整体偏低。另外由于混凝土浇筑振捣的原因,部分温度测点会偏离正常值。从温度场曲线可以看出:

(1) 距离受火面越近的测点温度越高,从位于受火面的测点 3 和测点 8 来看,最高温度在 400°C 至 550°C 。随着受火距离的增加,测点 2、测点 9 温度降低了 100°C 左右。位于柱肢截面核心区的温度更要比受火面温度低 200°C ,具体温度在 250°C 左右。这是由于混凝土属于热惰性材料,热传导系数很小,所以随着受火距离的增加,混凝土的温度增长缓慢,温度变化梯度大。

(2) 通过异形柱腹板核心区测点 4、测点 5 与翼缘核心区测点 10 的温度对比可以看出,测点 4、测点 5 的温度在 250°C 左右,而测点 10 的温度基本在 150°C 左右。由于腹板两面受火,异形柱翼缘损伤要小于腹板的损伤。

(3) 整体来看,大部分温度测点在 $20\sim 100^{\circ}\text{C}$ 之间均有长或短的温度平台,且测点离受火面越远,温度平台越明显,这是由于混凝土内部水分蒸发和水蒸气向混凝土内部转移所导致的。

3 火灾后的加载试验结果与分析

各柱的极限承载力及破坏形态见表 1。从开始加载到试件破坏,8 根型钢混凝土异形柱在轴压或偏压作用下,破坏过程大体一致,都经历了弹性阶段、带裂缝工作阶段和破坏阶段。

(1) 弹性阶段: 加载开始时,荷载较小,混凝土、型钢的应力和应变及试件的变形均大致呈线性关系。

(2) 带裂缝工作阶段: 随着荷载增大,应力与应变不再呈线性关系,混凝土开裂,在接近破坏时,试件的裂缝明显发展。

(3) 破坏阶段: 随着荷载的继续增大,混凝土达到了极限压应变,混凝土被压碎、剥落,露出被压屈服的纵向型钢,试件破坏。

通过表 1 的试验结果对比来看,T2 相对于未受火的 T1 竖向极限承载力降低了 11.1%。通过图 9 可以看出,T2 受火面混凝土保护层温度最高并达到 410°C 。受保护层包裹型钢最高温度达到 260°C ,但柱腹板内混凝土温度最高为 200°C ,其中 10 号热电偶温度为 150°C 。柱中混凝土核心区温度仅为 130°C 。试件 T2 混凝土保护层受损较严重,其核心区混凝土及型钢损伤并不大^[10]。受火 1h 后的 T 形型钢混凝土柱仍然具有比较高的竖向承载能力。

偏心距和加载角度对受火后 T 形型钢混凝土柱的承载能力和破坏形态也有着重要的影响。在相同的加载角度下,异形柱的极限承载力随着偏心距的增大而不断降低,试件的破坏形态也由受压破坏逐渐转变为受拉破坏。另外在相同偏心距下,试件在 45° 加载时承载力要低于 0° 加载时的承载力。

3.1 截面应变分布规律

图 10 为各试件加载时的应变在横截面上的分布。

由截面应变分布可以看出,T3、T4、T7、T8 从加载到破坏,各截面平均应变沿截面高度的变化基本符合平截面假定。而 T1、T2、T5 和 T6 在荷载达到极限荷载的 71%~86% 时,受到受压区混凝土开裂以及型钢与混凝土之间滑移的影响,平均应变沿截面高度分布明显偏离平面。将其应用于平截面假定后进行数值分析,计算结果见表 2。由表 2 可知计算结果与试验结果基本上吻合,因此平均应变平截面假定仍适用于火灾后 T 形型钢混凝土柱的分析中。

3.2 荷载—滑移曲线

各试件柱中型钢与混凝土的滑移曲线见图 11。滑移值为截面上混凝土竖向位移与型钢竖向位移的差值。各图中 1 为 X 正轴方向一侧的滑移,2 为 X 负轴方向一侧滑移。

荷载—滑移曲线基本可以划分为四个阶段:无滑移段、弹性变化阶段、弹塑性变化阶段和破坏阶段。

(1) 无滑移阶段出现在加载初期,施加的荷载还没有达到滑移的极限荷载,型钢与混凝土之间没有发生滑移。

(2) 当荷载接近发生滑移的极限荷载时,滑移与荷载呈线性增长关系。

(3) 到达弹塑性变化阶段后,随着荷载的继续增大,滑移增长曲线的斜率逐渐减小。

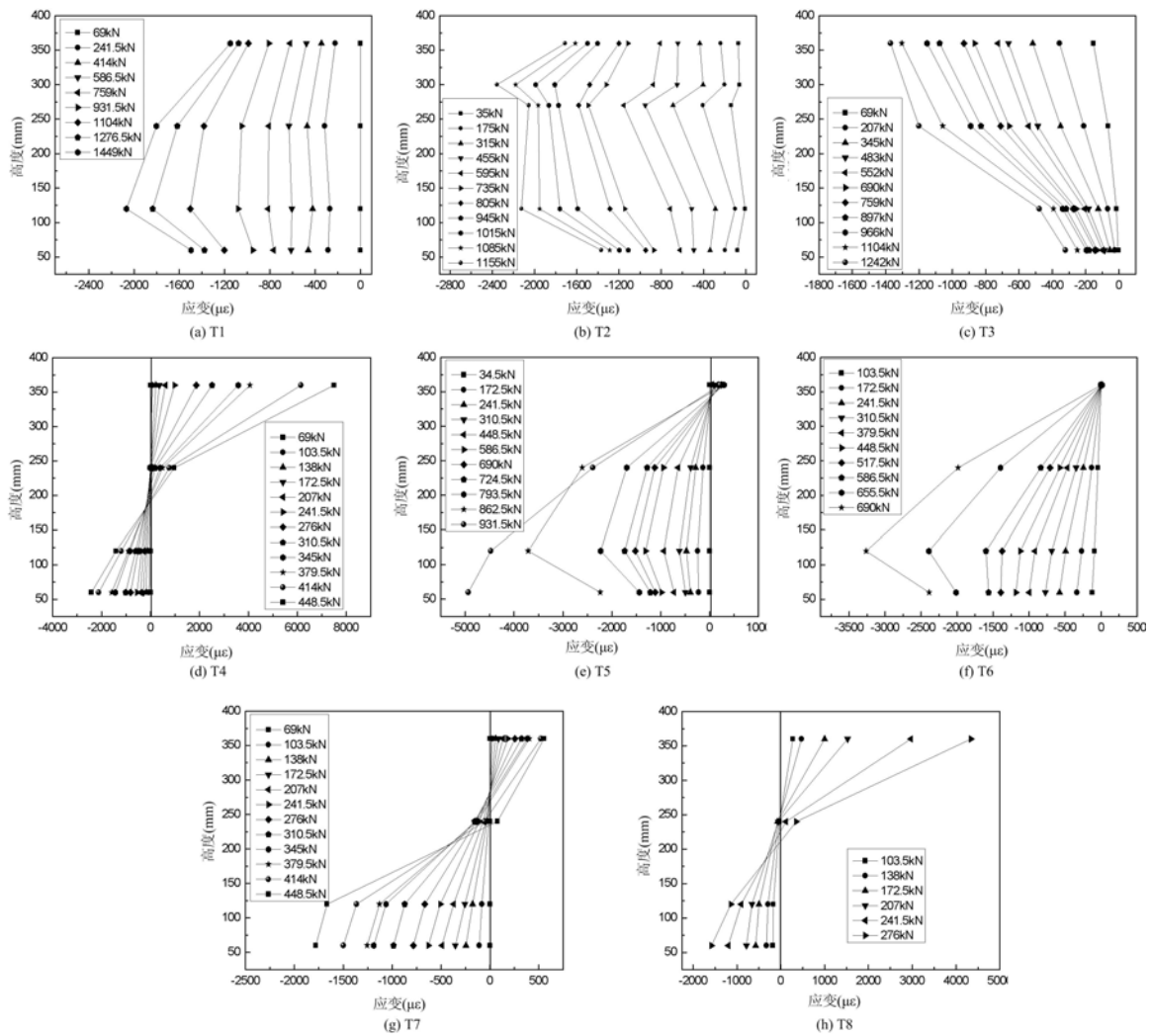


图 10 实测截面应变分布

Fig. 10 Strain analysis section diagram

(4) 在即将达到柱的破坏极限荷载时,荷载-滑移曲线进入破坏段,在荷载增长不大的情况下,滑移增加得非常快,肢端混凝土出现严重开裂,包裹槽钢的外层混凝土即将剥落。

试件接近破坏荷载后,进入破坏阶段,此时混凝土型钢的最大滑移值不超过 7mm,其中大部分滑移值没有超过 3mm。通过图 9 可以看出,测点 7 的温度保持在 200~250℃左右,其中 T2、T6 测点 7 的温度在 250℃左右, X 轴方向柱肢两端混凝土弹性模量损失较多^[11],开裂较早,滑移值相对较大,在 2.5mm 左右。其余大部分试件滑移值不超过 2mm。通过应变沿截面的分布可以看出滑移值在 2~7mm 时,由于试件采用空腹式配钢方式并以 200mm 间距在槽钢之间布置腹杆与箍筋,型钢与混凝土仍然具有较好的协同工作的能力。

3.3 侧向位移曲线

试件侧向最大挠度曲线如图 12 所示。

由图 12 可以看出各异形柱的变形规律基本相似。加载初期,荷载与变形呈线性关系;第二阶段,荷载与侧向变形呈非线性增长,变形的速率开始增大,曲线呈外凸状;第三阶段,试件即将进入破坏阶段,荷载-侧向位移进入平直段。45°相对于 0°更容易进入第三阶段;荷载角相同时,偏心距越大试件变形能力越强。

T 形型钢混凝土柱受到单向偏心受压作用,Y 轴方向位移并不明显,并没有发生双向弯曲;双向偏心受压时,相同荷载下,Y 轴方向位移大于 X 轴方向位移,X 轴方向刚度大于 Y 轴方向刚度。一方面 Y 轴短肢受压面积小于 X 轴长肢的受压面积,另一方面在火灾的影响下,短肢截面面积相对长肢截面面

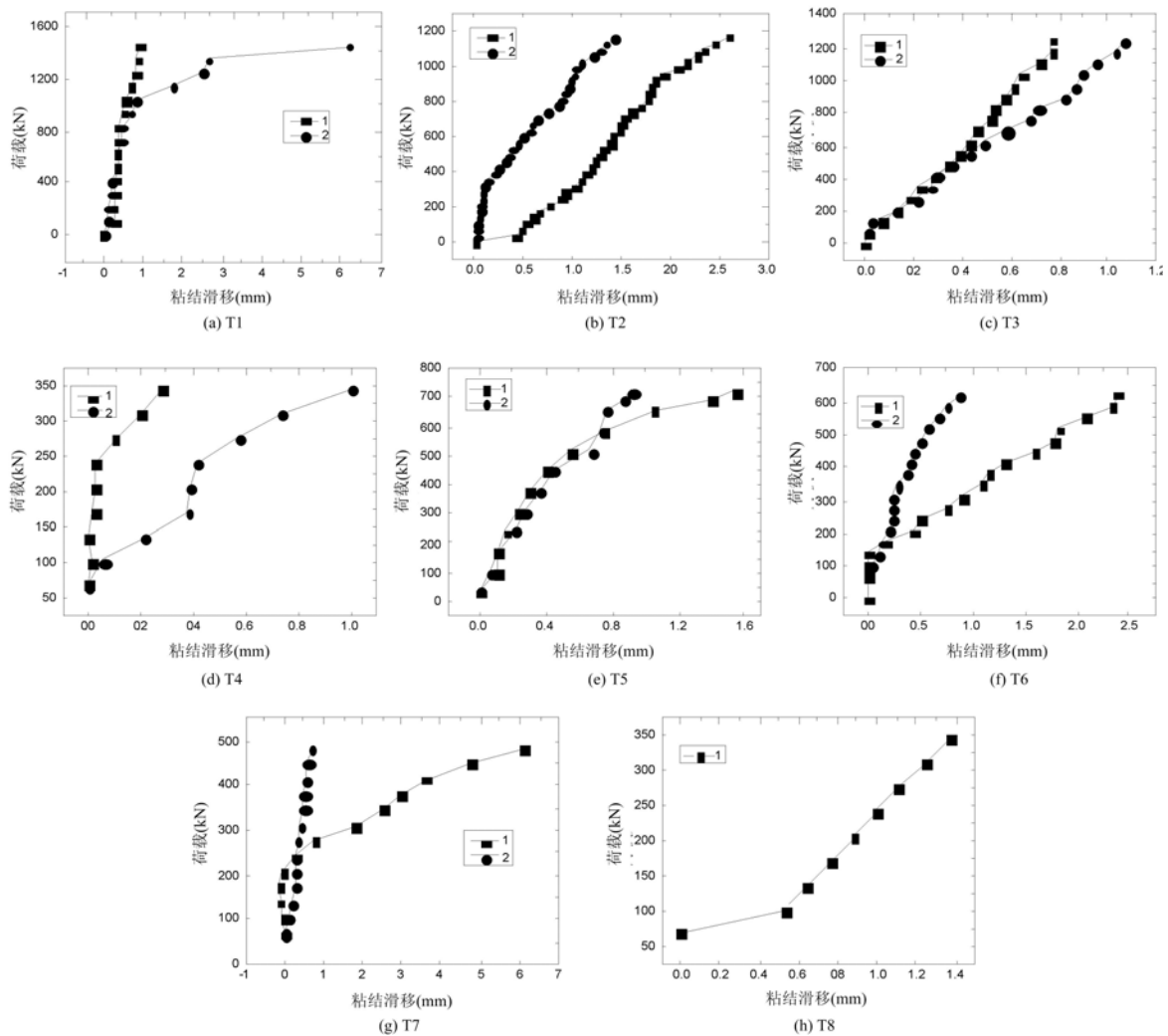


图 11 荷载—滑移曲线

Fig. 11 Loading-slippage curves

积较小, 传热速率相对较大, 受火灾影响较大。

4 截面特性

4.1 中性轴位置

通过建立基于平截面假定和材料模型的数值分析模型, 利用 MATLAB 数值积分法编制了适用于计算型钢混凝土异形柱火灾后正截面承载力的非线性程序, 运用该程序可得到异形柱极限破坏时的中性轴的位置。用 MATLAB 进行型钢混凝土异形柱正截面承载力非线性分析时, 通过温度场近似取混凝土损伤深度为 20mm。程序具体内容详见文献^[12], 本文不再赘述。

极限承载力的试验值和电算值见表 2, 可以看出电算程序的计算结果总体上与试验结果吻合较好。

由表 2 可见, 加载试件的试验实测值与程序计算值之比的平均值 $\mu=0.955$, 均方差 $\sigma=0.090326$, 变异系数 $C_v=0.09$ 。程序计算结果与试验结果基本吻合, 校验了编制程序的可靠性。

图 13 中斜线部分表示受压区, 虚线为加载轴线, 实心圆点为加载点, R 表示原点 O 到中性轴的距离, θ 为中性轴与加载轴线的夹角。从图中可以看出:

(1) 随着加载偏心距的不断增大, 中性轴的位置不断由受拉区向受压区偏移, 构件的破坏形态发生了变化, 由受压破坏过渡到受拉破坏。

(2) 随着偏心距的增大, 中性轴与弯矩作用平面的夹角也随之变化。在单向偏心受压情况下, 中性

轴与加载轴线的夹角越来越大,有逐渐接近垂直的趋势,最大夹角为 86.5° ;在双向偏心受压情况下,中性轴与加载轴线的夹角均在 60° 到 70° 之间。

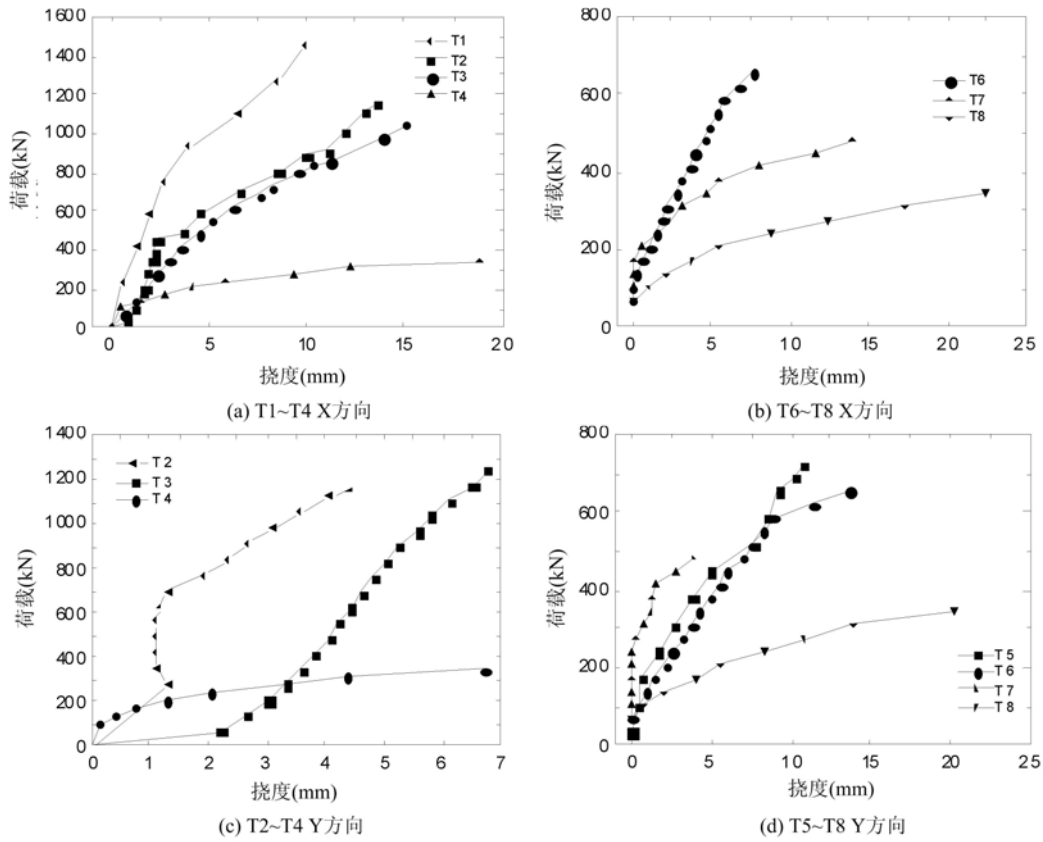


图 12 荷载—挠度曲线

Fig. 12 Loading-deflection curves

表 2 试件的计算结果与试验结果比较

Tab. 2 Comparison of calculation and test results of specimens

试件	受火时间 (h)	加载角 ($^\circ$)	偏心距 (mm)	极限承载力(kN)		$\frac{N_{\text{试}}}{N_{\text{计}}}$
				$N_{\text{试}}$	$N_{\text{计}}$	
T1	0	0	0	1552	1500	1.035
T2	1	0	0	1380	1380	1
T3	1	0	50	1276	1250	1.021
T4	1	0	200	448	534	0.839
T5	1	45	50	931	1100	0.846
T6	1	45	100	759	720	1.054
T7	1	45	160	483	492	0.982
T8	1	45	200	345	400	0.863

4.2 N—M 相关曲线

N、M 分别指试件的轴力及弯矩,通过 N—M 相关曲线可以快速地截面设计和判断偏心类型。

将轴力 N 和弯矩 M 进行无量纲化处理,根据计算结果绘制出 $\frac{N}{f_c A} - \frac{M}{f_c A h}$ 曲线,如图 14 所示。

(1) 随着构件轴力的增大,截面抗弯能力先增大后减小。荷载角为 0° 时,由于试验设计的构件数量

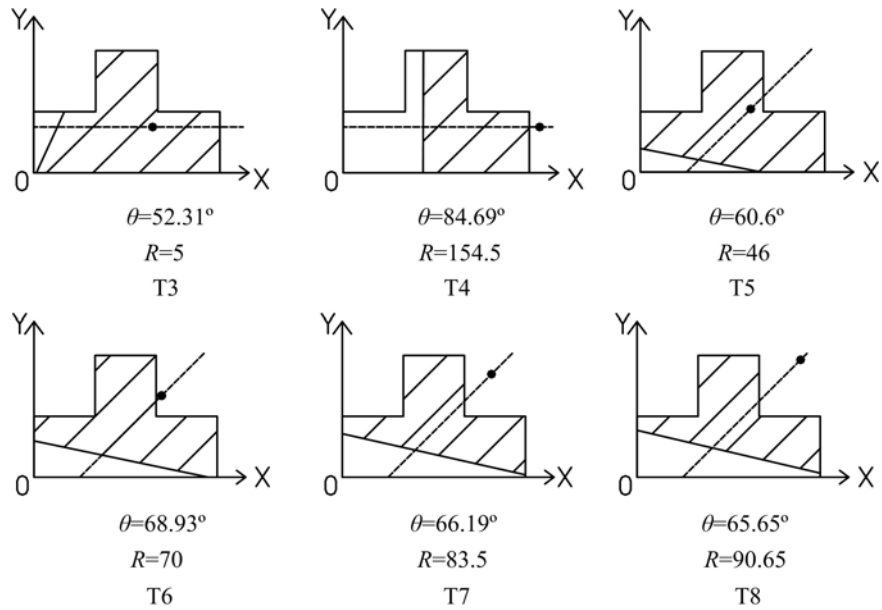


图 13 T形截面柱广义中性轴位置

Fig. 13 Location of the neutral axis

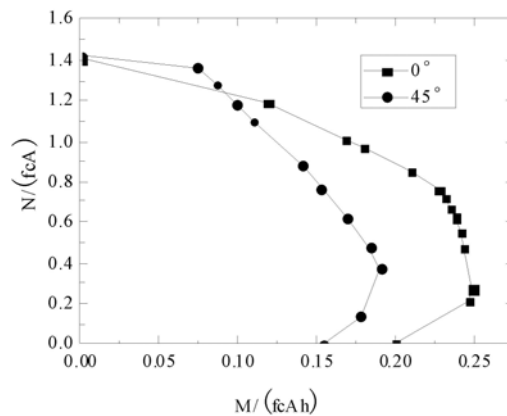


图 14 试验结果对比

Fig. 14 Comparisons of the results

有限,界限偏心距体现的不明显, MATLAB 计算值为 $0.55h_0$ 左右;荷载角为 45° 时,界限偏心距的试验值在 $0.505h_0$ 左右,而 MATLAB 的计算值在 $0.53h_0$ 左右,还算吻合。

(2) 对于 T 形型钢混凝土柱的大小偏心界限破坏点, 45° 要高于 0° , 表明在 45° 加载的情况下更易发生受拉破坏。

(3) T 形柱截面的 $N_u - M_u$ 曲线变化特征大体相似, 并且 0° 加载时相关曲线与坐标轴之间的包络面积大于 45° 角的包络面积, 表明沿 0° 加载时的极限承载力大于沿 45° 加载时的极限承载力。

5 结论

(1) 火灾后 T 形型钢混凝土柱偏心受压破坏过程经历了弹性阶段、带裂缝阶段和破坏阶段三个阶段。

(2) 受火 1h 后, T 形型钢混凝土柱仍然具有比较高的竖向极限承载力。

(3) 桁架式配钢方式以及腹杆、箍筋布置保证了型钢与混凝土之间能够较好地协同工作, 平截面假定对火灾后的 T 形型钢混凝土柱仍然适用。

(4) 受火 1h 后 T 形型钢混凝土异形柱在进行单向偏心受压时, 试件没有发生双向弯曲; 在双向偏心受压时, Y 轴方向位移大于 X 轴方向位移, 表明 X 轴方向刚度大于 Y 轴方向刚度。双向偏心受压下

更容易进入塑性阶段,荷载角相同时,偏心距越大试件变形能力越强。

(5) 对于受火 1h 后 T 形型钢混凝土柱的大小偏心界限破坏点, 45° 要高于 0° , 表明在 45° 加载的情况下更易发生受拉破坏。 0° 相关曲线包络面积大于 45° 包络面积, 表明沿 0° 加载时的极限承载力大于沿 45° 加载时的极限承载力。

参考文献:

- [1] 吴波. 火灾后钢筋混凝土结构的力学性能[M]. 北京: 科学出版社, 2003 (WU Bo. Mechanical properties of reinforced concrete structures after fire[M]. Beijing: Science Press, 2003 (in Chinese))
- [2] 吴波, 徐玉野. 钢筋混凝土异形柱高温下力学性能的数值模拟[J]. 土木工程学报, 2006, 39(12):48-53 (WU Bo, XU Yuye. Numerical simulation of the mechanical behaviors of RC columns of specially-shaped cross section subjected to high temperature [J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39(12):48-53 (in Chinese))
- [3] 单齐云, 高立堂. 火灾下型钢混凝土异形柱温度场分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2012, 32:99-102 (SHAN Qiyun, GAO Litang. Temperature field analysis of steel reinforced concrete special-shaped columns [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2012, 32:99-102 (in Chinese))
- [4] 吴波, 徐玉野. 钢筋混凝土 T 形柱的耐火极限研究[J]. 土木工程学报, 2007, 40(3):32-39 (WU Bo, XU Yuye. Fire resistance of reinforced concrete columns of T-shaped cross section [J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(3):32-39 (in Chinese))
- [5] 吴波, 徐玉野. 钢筋砼十字形柱的耐火极限研究[J]. 工程力学, 2008, 25(3):167-173 (WU Bo, XU Yuye. Fire resistance of reinforced concrete columns with +-shaped cross section [J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(3):167-173 (in Chinese))
- [6] 吴波, 徐玉野. 高温下钢筋混凝土异形柱的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2007, 28(5):24-31 (WU Bo, XU Yuye. Experimental study on reinforced concrete columns with special shaped cross section subjected to high temperature [J]. Journal of Building Structures, 2007, 28(5):24-31 (in Chinese))
- [7] 李俊华, 唐跃峰, 刘明哲. 火灾后型钢混凝土柱受力性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(2):56-63 (LI Junhua, TANG Yuefeng, LIU Mingzhe. Experimental study on mechanical properties of steel reinforced concrete columns after exposure to fire[J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(2):56-63(in Chinese))
- [8] 李俊华, 唐跃峰, 刘明哲, 等. 火灾后型钢混凝土梁受力性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2011, 44(4):84-90 (LI Junhua, TANG Yuefeng, LIU Mingzhe, et al. Experimental study on the mechanical properties of steel reinforced concrete beams after exposure to fire[J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44(4):84-90 (in Chinese))
- [9] 赵永宏. 型钢混凝土异形框架柱正截面承载力研究[D]. 西安建筑科技大学, 2007 (ZHAO Yonghong. Study on bearing capacity for SRC special shaped columns[D]. Xi'an University of Architecture and Technology, 2007 (in Chinese))
- [10] 逢靖华, 陆洲导, 袁廷朋, 等. 混凝土高温试验及高温后抗压残余强度研究[J]. 四川建筑科学研究, 2007, 33(3):71-73 (PANG Jinghua, LU Zhoudao, YUAN Tingpeng, et al. Test of concrete under high temperature and the study of residual compressive strength after high temperature[J]. Sichuan Building Science, 2007, 33(3):71-73(in Chinese))
- [11] 阎慧群. 高温(火灾)作用后混凝土材料力学性能研究[D]. 四川大学, 2004 (YAN Huiqun. Mechanical properties of concrete after high temperature exposure[D]. Sichuan University, 2004(in Chinese))
- [12] 史春辉. 型钢混凝土异形柱抗火性能研究及简化计算公式[D]. 青岛理工大学, 2013 (SHI Chunhui. Experimental study on fire resistance of steel reinforced concrete special-shaped columns and simplified calculation formula [D]. Qingdao University of Technology, 2013(in Chinese))

Experimental Investigation on Mechanical Properties of T-Shaped Steel Reinforced Concrete Column Subjected to Eccentric Compression after the Fire

GAO Li-tang, CAI Wei-pei, WANG Du

(School of Civil Engineering, Qingdao Technological University, Qingdao 266033, China)

Abstract: Experimental investigation on mechanical properties of 7 T-shaped steel reinforced concrete (SRC) columns after the fire was carried out, its results is presented in this paper. The fire experiment was controlled by ISO834 standard heating process. One specimen no subjected to fire experiment was selected for comparison. T-shaped SRC specimens adopts the hollow steel form; the transverse rod spacing is 200mm; taking into account the influence of loading angle and eccentricity, specimens were subjected to eccentric compression. The ultimate bearing capacity, the section strain distribution, the load-deflection curve and the section characteristics of special shaped column specimens were obtained by experiment, respectively. Experimental results show (1) after 1 hour fire experiment, T-shaped SRC columns still have relatively high vertical bearing capacity; (2) truss type steel and reasonable web rod and stirrup layout ensure steel and concrete work together well; the plane section assumption is still applicable to T-shaped SRC columns after the fire; (3) The influence of load angle and eccentricity on the ductility and deformation capacity of the specimen is significant.

Keywords: T-shaped steel reinforced concrete (SRC) column; after the fire; eccentric compression; mechanical properties; section properties