

文章编号:1001-4888(2005)03-0328-07

轴心受压 H 型截面钢柱火灾行为的试验研究^{*}

李晓东¹, 董毓利^{1,2}, 吕俊利¹

(1. 青岛理工大学 土木工程学院, 青岛 266033; 2. 山东省建设厅, 济南 250001)

摘要: 本文对 4 根 H 型截面钢柱进行了火灾行为的试验研究。全部火灾试验采用自行研制的火灾试验炉, 试验结果表明炉子性能稳定, 使用方便。试验采用足尺试验形式, 柱长 3300mm。钢柱轴心受压, 其中两个限制轴向变形, 另两个不限制轴向变形。柱两端采用单向刀口支座, 允许钢柱绕强轴转动。钢柱试验中考虑荷载大小和是否限制轴向变形两个因素。通过试验, 得出了钢柱在火灾下的侧向变形和轴向变形随温度变化情况。试验证明: 钢柱受火时, 轴向变形明显的分为膨胀阶段和压缩阶段。压缩阶段很短, 一旦进入压缩阶段, 钢柱很快破坏。钢柱受到的外加荷载越大, 其极限温度越低。限制轴向变形的钢柱极限温度降低。试验研究为今后钢结构火灾行为研究提供了依据。

关键词: 火灾; H 型截面; 钢柱; 轴心受压; 变形

中图分类号: TU391

文献标识码: A

1 引言

钢结构具有自重轻、施工快、构件截面积小从而可获得更大的使用面积等优点, 在工业与民用建筑中得到了广泛应用。然而, 钢结构抗火性能差早已为人们所熟知, 其强度、弹性模量等力学性能指标在高温下急剧下降, 承载力也随之下降^[1~8]。特别自美国“9.11”事件以后, 人们对钢结构建筑的抗火性能产生了不少怀疑, 甚至有人持否定的态度。以致有些原来拟用钢结构的工程改用其他的结构形式, 未改用其他结构形式的也因过多地使用防火涂料或保护盖板而导致建设费用大大增加, 与使用钢结构的初衷和发挥其优点背道而驰, 因此研究钢结构在火灾下的抗火行为和力学性能变化就显得尤为重要和势在必行。

目前国外已进行了许多钢结构火灾试验, 特别是整体钢结构建筑火灾试验, 如 Cardington 的火灾试验、Broadgate 的 14 层办公楼火灾试验等均表明: 钢框架结构的整体结构行为与未受约束的标准试验炉的单个构件的受力性能是完全不同的, 构件间的相互作用也是标准火灾试验所不能模拟的, 特别是钢梁、柱与混凝土板等的组合结构的相互作用是无法用标准试验来模拟估算的。

钢柱是钢结构的主要承重构件, 如果柱子在火灾中倒塌, 将会引起结构的整体毁坏, 造成不可估计的损失。所以研究钢柱的抗火能力、在火灾中的反应及破坏形式很有必要。H 型截面钢柱由于截面两个方向上的惯性距相差较大, 其火灾下的破坏形式和一般钢柱有显著的不同。所以, 本文以足尺试验形式, 研究轴心受压 H 型截面钢柱的火灾行为。

^{*} 收稿日期: 2004-08-10; 修订日期: 2005-06-25

基金项目: 国家重点基础研究专项经费(973 项目)(2001CB409603); 国家自然科学基金重大国际合作研究项目(50320120156); 山东省优秀中青年科学家科研奖励基金

通讯作者: 李晓东(1976-), 男, 博士研究生, 讲师。主要从事建筑结构火灾行为及灾后处理方面的研究, 现在青岛理工大学土木工程学院工作。E-mail: lixiaodong@qtech.edu.cn

2 试验概况

2.1 加热装置

室内火灾的发展一般可分为火灾的初期增长、充分发展和衰减熄灭三个阶段。火灾充分发展阶段升温速率很快,为了近似模拟快速升温阶段,设计了燃油用火试验炉(见图 1)。通过喷嘴将轻柴油雾化,点燃后在炉体内产生高温。

2.2 试验装置和试件情况

图 1 是整个试验装置照片,图 2 是整个试验装置示意图。本次试验共计 4 个试件,采用莱芜钢铁股份有限公司生产的 H 型钢。H 型钢型号 $H244 \times 175 \times 7 \times 11$,钢材屈服强度 285MPa,抗拉强度 420MPa。试验采用足尺试验形式,柱长 3300mm。试验钢柱放置在火灾试验炉内,钢柱柱脚和柱顶部分在试验炉外,钢柱实际的受火长度为 3000mm。试件的基本情况见表 1。

在常温下先加载至试验要求荷载,稳定 15 分钟后点火开始试验。由于钢柱在火灾下变形不断变化,所以采用油压千斤顶,通过油泵控制千斤顶使力满足试验要求。4 个试件的施加荷载见表 1。



图 1 整个试验装置照片
Fig. 1 Test set-up photo

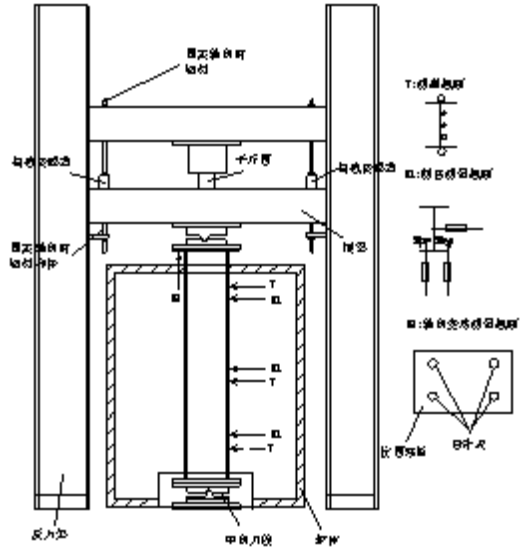


图 2 整个试验装置示意图
Fig. 2 Test set-up diagram

表 1 试件编号及其基本数据
Tab. 1 Numbering schedule and details of specimens

名称	编号	高度(mm)	施加荷载(kN)	说明
柱 1	Z1	3300	308	不限制轴向变形
柱 2	Z2	3300	513	不限制轴向变形
柱 3	Z3	3300	308	限制轴向变形
柱 4	Z4	3300	513	限制轴向变形

试验过程中主要测量以下内容:① 钢柱温度。通过自制的 K 型热电偶进行测量,热电偶分布截面沿钢柱高度分别为 610mm, 1410mm, 2800mm,每一截面放置 5 个测点(见图 2);② 钢柱侧向变形。钢柱侧向变形测量三个截面,沿钢柱高度分别为 710mm,1510mm,2300mm。由于钢柱四面受火,温度很高,仪表不能放置在炉内,通过和钢柱连接的高温瓷管引出测量。受火后钢柱侧向变形较大同时伴随有扭转发生,采用图 2 所示布置的差动式位移传感器即能测出侧向变形又能测出平面内的转动;③ 钢柱轴向变形。钢柱轴向变形通过柱顶端的机电百分表测量,测试装置见图 2;④ 钢柱轴向约束情况。

由图 2 中的荷载传感器测量。测量所有数据均由惠普数据采集仪 Agilent34970A 采集并通过 R-232 线接入计算机中存储。

钢柱 Z1、Z2 试验时,图 2 中固定轴向的螺母拧松,使千斤顶下的横梁能上下自由移动。钢柱 Z3、Z4 试验时,图 2 中固定轴向的螺母拧紧,使千斤顶下的横梁不能上下自由移动,从而限制钢柱轴向变形的发生。

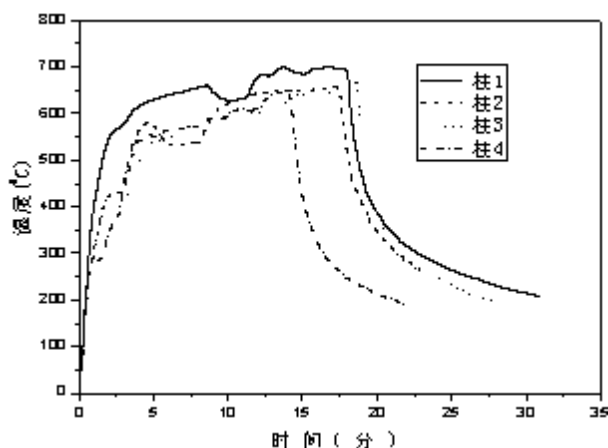


图 3 炉温曲线

Fig. 3 Temperature-time curves of specimens

炉内温度采用 K 型热电偶测量。图 3 为炉温和时间关系曲线,其中炉温为热电偶的平均温度。

3 试验结果及分析

3.1 温度分析

试验过程中传递给钢柱热量主要靠热辐射。由于在柱炉上安装了四个喷嘴,其中两个在 1400mm 和 2100mm 高度上,而钢柱中间温度测点在 1500mm(沿地面高度)处,火焰热量直接辐射给钢柱中部测点处较多,而柱子上部的温度测点是 2890mm(沿地面高度),火焰直接辐射给钢柱上部测点处热量减少,导致柱子中部的温度比上部高一些。下部温度测点在 700mm(沿地面高度)处,靠近烟道,加上空气对流,热量向上运动,柱子下边温度最低(见图 4)。

由于钢柱四面受火,同一个截面五个温度测点温度基本一致(见图 5)。

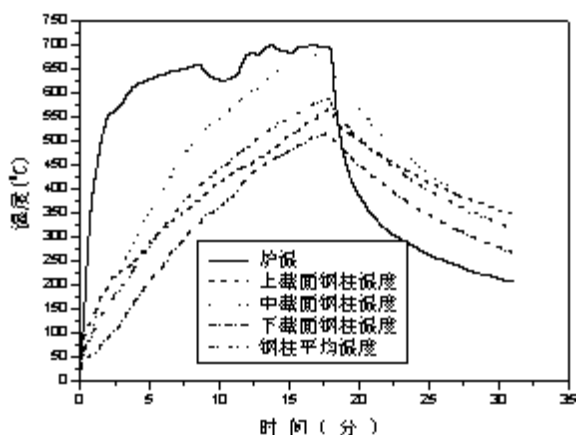


图 4 钢柱 Z1 温度与时间关系曲线

Fig. 4 Typical temperature distribution

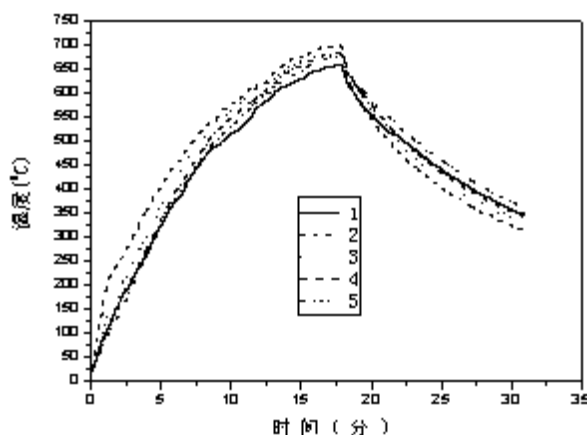


图 5 钢柱 Z1 中截面测点温度与时间关系曲线

Fig. 5 Temperature distribution in section

钢柱破坏后,立即关闭喷嘴,火焰熄灭,炉温和钢柱温度迅速降低。此后,炉温随炉内外空气的对流

逐渐降低,而钢柱温度主要靠和炉内空气的传导作用而逐渐降低,所以降温阶段钢柱温度高于炉温。

3.2 变形

(一)侧向变形

从图 6、图 7 可以看出,虽然钢柱破坏时温度不同,但侧向变形总体趋势基本一致。在火灾下,轴心受压钢柱侧向变形大体可分为三个阶段:第一阶段:钢柱侧向变形基本不变;第二阶段:钢柱侧向变形快速增大,但不剧烈;第三阶段:钢柱侧向变形变化剧烈,钢柱整体失稳。

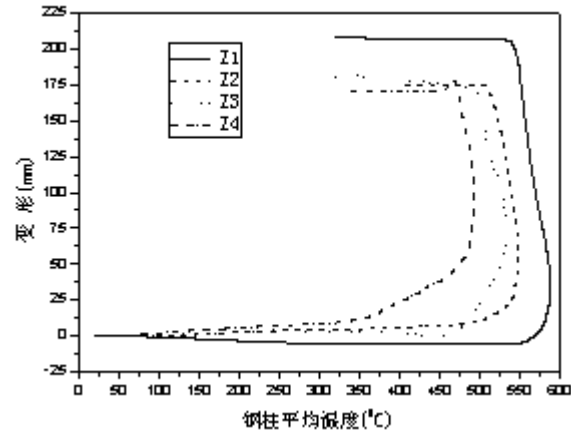


图 6 钢柱沿强轴侧向变形和温度关系曲线
Fig. 6 Temperature-lateral deflection about major axis curves

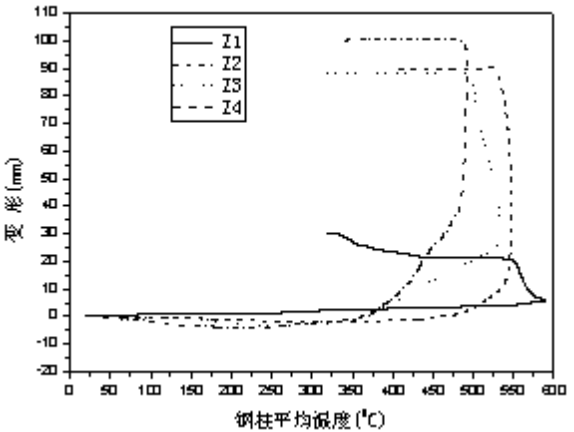


图 7 钢柱沿弱轴侧向变形和温度关系曲线
Fig. 7 Temperature-lateral deflection about minor axis curves

侧向变形变化的主要原因:第一阶段:虽然钢柱温度升高,钢材的力学性能下降,钢柱整体失稳的极限承载力减小,但还大于钢柱的外加荷载;第二阶段:钢材力学性能继续下降,钢柱整体失稳的极限承载力继续减小并接近钢柱所受外荷载,钢柱侧移开始加大,并且使得附加弯矩加大(图 8、图 9);第三阶段:温度继续升高,钢材力学性能继续下降,钢柱整体失稳的极限承载力等于钢柱的外加荷载,钢柱侧移急剧增大,钢柱产生整体失稳破坏。

从图 6、图 7、图 10 可得,火灾下轴心受压 H 型截面钢柱整体失稳的破坏形式为弯扭失稳。

由于 Z1 沿弱轴方向的测点位置不再在弱轴最大变形位置处,所以导致图 7 的 Z1 曲线和其它曲线有所区别。

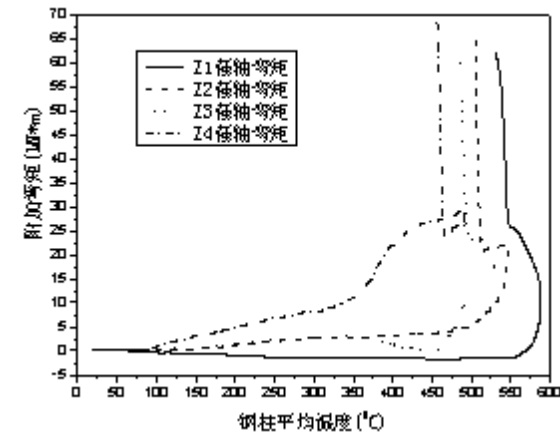


图 8 钢柱沿强轴附加弯矩和温度关系曲线
Fig. 8 Temperature-moment about major axis curves

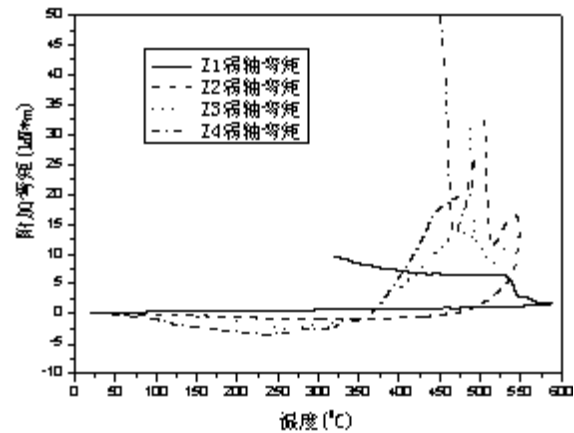


图 9 钢柱沿弱轴附加弯矩和温度关系曲线
Fig. 9 Temperature-moment about minor axis curves



图 10 钢梁受火后照片

Fig. 10 Steel columns after fire

(二)轴向变形

热胀冷缩,发生火灾时,钢柱温度升高,当钢柱没有限制轴向变形时,不可避免地要产生热膨胀。从图 11 可见,钢柱开始受火后立刻产生轴向膨胀,而且不论外荷载大小,轴向膨胀随温度关系一致且为线性变化。当钢柱平均温度为 540°C , Z1 轴向膨胀达到最大值 19.8mm ;当钢柱平均温度为 510°C , Z2 轴向膨胀达到最大值 17.4mm 。

从图 6、图 11 比较可以看出,钢柱达到最大轴向变形后,钢柱的侧向变形开始急剧增加。此时虽然钢柱随温度的增加,轴向继续有膨胀的趋势,但侧向变形的增加导致轴向的缩短大于了轴向的热膨胀,钢柱轴向变形开始快速减小,很快发生整体失稳破坏。也可以说,钢柱受火时,轴向变形明显的分为膨胀阶段和收缩阶段。收缩阶段很短,一旦进入收缩阶段,钢柱很快破坏。

3.3 外加荷载大小对钢柱火灾行为的影响

比较钢柱 Z1 和 Z2,两者所受外加荷载分别为 308kN 和 513kN 。从图 6、图 7 可以看出, Z1、Z2 分别在 590°C 、 550°C 侧向变形显著增大,钢柱发生整体失稳破坏。即 Z1 极限温度为 590°C , Z2 极限温度为 550°C 。所以,适当减小外加荷载可以提高钢柱的极限温度。

3.4 限制轴向变形对钢柱火灾行为的影响

钢柱受火后产生轴向热膨胀,当热膨胀受到限制时,产生轴向约束力。轴向约束力的存在势必影响钢柱在火灾下的反应。

从图 12 中可以看出,钢柱 Z3 和 Z4 在升温过程中轴向约束力的增长速率是一致的。原因是两个试件的升温速率基本一致,在火灾下的热膨胀速率基本一致,受到约束后,产生的轴向约束力一致。Z4 产生的最大约束力小于 Z3,主要是由于在施加荷载和轴向约束力的共同作用下, Z4 提前破坏。

从图12中也可以看出,Z3、Z4的最大轴向约束力分别为560kN、460kN,而两者所受施加荷载分别为308kN和513kN,使得钢柱在受火过程中实际所受的最大轴向力为868kN和973kN,远大于钢柱的施加荷载。

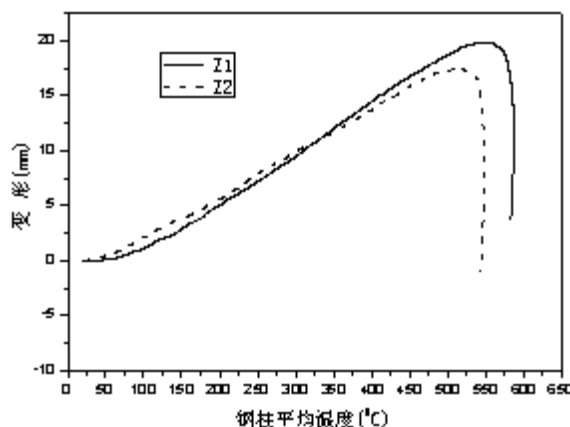


图11 钢柱轴向变形和温度关系曲线

Fig. 11 Temperature-axial deflection curves

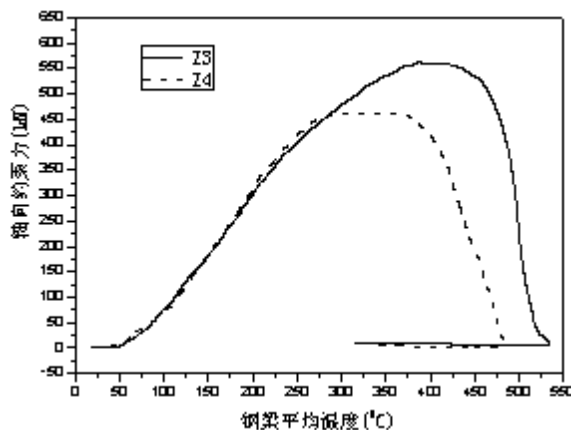


图12 钢柱轴向约束力和温度关系曲线

Fig. 12 Temperature-axial restraint force curves

从图12可以看出,Z3、Z4在340℃、370℃时达到最大轴向约束力而此时正是试件沿弱轴侧向变形增大的时刻(图7)。随温度的升高,试件侧向变形逐渐加大,侧向变形引起的试件轴向缩短量逐渐大于温度引起钢柱的轴向膨胀量,从而使得钢柱轴向约束力快速减小。这一阶段,试件的侧向变形发展较快但不剧烈,说明此时并没有产生失稳破坏,但试件已经相当危险,处于临界状态。试件温度继续升高(Z3大于530℃,Z4大于480℃),虽然轴向约束力消失,但此时由于试件已经产生了很大的侧向位移和附加弯矩,同时火灾下钢材力学性能下降,二者共同作用导致钢柱发生整体失稳破坏。

从图6、图7可以看出,限制轴向变形试件的侧向变形变化有一个明显的过渡阶段,原因是侧向变形的加大,导致轴向约束力的减小,从而使钢柱所受轴向力减小,二者共同作用使附加弯矩(沿强轴、沿弱轴)不如Z1、Z2变化剧烈(见图8、图9)。

从图6、图7可以看出,限制轴向变形钢柱的极限温度Z4为480℃,Z3为530℃;不限制轴向变形钢柱的极限温度Z2为550℃,Z1为590℃。所以,限制轴向变形使钢柱极限温度降低。但限制轴向变形产生了轴向约束力,增加了钢柱所受总荷载值,实际上还是由于荷载增大引起钢柱极限温度降低,只是这里所指的荷载是随温度变化的荷载。

4 结论

本文对4根轴心受压钢柱进行足尺火灾试验研究,通过分析得出以下结论:

1) 在火灾下,轴心受压钢柱侧向变形大体可分为三个阶段:第一阶段,虽然钢柱温度升高,钢材的力学性能下降,钢柱整体失稳的极限承载力减小,但还大于钢柱的外加荷载,此时钢柱侧向变形基本不变;第二阶段,钢材力学性能继续下降,钢柱整体失稳的极限承载力继续减小并接近钢柱所受外荷载,此时钢柱侧向变形快速增大,但不剧烈;第三阶段,温度继续升高,钢材力学性能继续下降,钢柱整体失稳的极限承载力等于钢柱的外加荷载,钢柱侧向变形变化剧烈,钢柱整体失稳,其整体失稳的破坏形式是弯扭失稳。

2) 钢柱受火时,轴向变形明显地分为膨胀阶段和收缩阶段。收缩阶段很短,一旦进入收缩阶段,钢柱很快破坏。

3) 钢柱受到的外加荷载越大,其极限温度越低。

4) 限制轴向变形的钢柱极限温度降低。钢柱受火后产生轴向热膨胀,当热膨胀受到限制时,产生轴向约束力,增加了钢柱所受总荷载值,实际上还是由于荷载增大引起的钢柱极限温度的降低,只是这

里的荷载是随温度变化的荷载。

参考文献:

- [1] Faris Ali, David O'Conner. Structural performance of rotationally restrained steel columns in fire [J]. Fire Safety Journal, 2001, 36: 679~691
- [2] 陈绍藩. 钢结构设计原理(第二版)[M]. 北京:科学出版社, 2001 (Chen Shaofan. Principles of Steel Structure Design(2nd Edition). Beijing: Science Press, 2001 (in Chinese))
- [3] 陈骥. 钢结构稳定理论与设计(第二版)[M]. 北京:科学出版社, 2003 (Chen Ji. Stability of Steel Structures Theory and Design(2nd Edition). Beijing: Science Press, 2003 (in Chinese))
- [4] 沈祖炎, 陈扬骥, 陈以一. 钢结构基本原理 [M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2000 (Shen Zuyan, Chen Yangyi, Chen Yiyi. Elementary Principles of Steel Structure. Beijing: China Construction Industry Press, 2000 (in Chinese))
- [5] 魏明钟. 钢结构(第二版) [M]. 武汉:武汉理工大学出版社, 2002 (Wei Mingzhong. Steel Structure(2nd Edition). Wuhan: Wuhan University of Technology Press, 2002 (in Chinese))
- [6] 李国强, 贺军利, 蒋首超. 钢柱的抗火试验与验算[J]. 建筑结构, 2000, 30(9): 12~15 (Li Guoqing, He Junli, Jiang Shouchao. Fire-resistant experiment of steel column. Building Structure, 2000, 30(9): 12~15 (in Chinese))
- [7] Franssen J M, Talamona D, Kruppa J, *et al.* Stability of steel columns in case of fire: experimental evaluation[J]. Journal of structural engineering, 1998, 2: 158~163
- [8] Toh W S, Tan K H, Fung T C. Compressive resistance of steel columns in fire: rankine approach[J]. Journal of structural engineering, 2000: 398~405

Experimental Investigation of the Behaviors of Axially Loaded H-Section Steel Column under Fire

LI Xiao-dong¹, DONG Yu-li^{1,2}, LV Jun-li¹

(1. School of Civil Engineering, Qingdao Technological University, Qingdao 266033, China; 2. Shandong Provincial Construction Bureau, Jinan 250001, China)

Abstract: Behaviors of four H-section steel columns under fire were investigated in this paper. The tests were performed with the self-developed fire-test furnace which is reliable and convenient. All the columns were full scale with 3300mm length and suffered axial force. Two columns were axially restrained and the other two were freely expansive. Two ends of the columns were supported with knife-edges and permitted to rotate around strong axes. Effects of axial restraint and loading level on behavior of steel columns exposed to fire were investigated. From the test results, the regularities of lateral deflection and axial deformation are presented. The test results show that axial deformation of the steel columns can be divided into two stages: expansive stage and compressive stage. The compressive stage is very short and steel columns quickly happen to destroy. Increasing the loading level causes a drop in the failure temperature of steel columns. Failure temperature of axial restrained columns is lower than that of free expansive columns. The conclusions of this paper provide a basis for further research to explore fire behaviors of steel structures.

Key words: fire; H-section; steel column; axially loaded; deflection