

开孔薄壁钢梁-轻骨料混凝土组合楼板火灾后受力性能研究

王 琪, 王新堂*, 任鹏飞

(宁波大学 建筑工程与环境学院, 浙江 宁波 315211)

摘要: 针对一种由冷弯卷边 H 型开孔薄壁钢梁和轻骨料混凝土预制板装配而成的新型轻质组合楼板, 对一组两端简支的组合楼板试件开展了烃类火灾作用后的力学性能试验研究。结果表明, 承担 $2 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ 均布荷载的组合楼板试件在遭受 600°C 烃类火灾作用后, 仍具有较高的承载能力和整体刚度。在 $4 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ 的均布荷载作用下, 火灾后损伤最严重的组合楼板试件的跨中挠度仍小于 $L/400$, 且未见混凝土的进一步开裂。试验结果表明, 薄壁钢梁腹板开孔形式及抗剪键的数量对火灾后组合楼板的整体刚度和受力性能有明显影响, 从提高组合楼板整体刚度的角度考虑, 对主钢梁腹板的开孔宜首选孔径大、数量少的分布形态, 同时适当增加抗剪键数量。

关键词: 开孔薄壁钢梁; 组合楼板; 火灾后力学性能

中图分类号: TU398

文献标志码: A

文章编号: 1001-5132 (2017) 05-0064-07

楼承板是建筑结构重要的受力部件之一, 且对一般钢框架结构而言, 楼板自重又占结构自重总量 50% 以上。因此, 在满足承载力条件下, 减轻楼板自重并改进施工工艺, 降低现场湿作业量对于改善建筑结构的整体受力性能, 缩短结构的施工周期, 具有十分重要的理论意义和工程应用价值, 并对各种新型轻质组合楼板的研究意义重大。

目前压型钢板-混凝土组合楼板在钢框架结构和住宅建筑中的使用占有很大比例^[1], 有关于此类组合楼板的研究也相对成熟。陈一欧、韩金生等^[2-3]对 5 块不同规格的压型钢板-组合楼盖进行了耐火试验。杨秀萍等^[4]运用有限元分析了组合楼板连续板的火灾响应。白力更等^[5]在对压型钢板-组合楼盖进行了耐火试验后, 进一步探讨了其破坏模式。Huang 等^[6]对室内火灾作用下普通混凝土组合楼盖的防火性能进行了研究。Guo 等^[7]开展了普通骨料组合楼盖在火灾升温及冷却阶段全过程的火灾行为试验研究。虽然该楼板已在建筑结构的被广泛使用, 但也有比如现场施工带来的环境污染以及材料的浪费等弱点。为满足建设需求的同时, 克服此类板缺点, 研究人员开始研究新的替代楼板, 如

用轻骨料混凝土取代普通的混凝土^[8], 并且采用装配的施工形式。王新堂等^[9-10]采用陶粒混凝土与压型钢板结合的形式, 虽然耐火性能得到了满足, 但也同样存在施工工艺上的不足。

本文采用开孔薄壁钢梁上放置轻骨料混凝土板块, 并采用一定的构造措施使两者结合, 形成一种全新的轻质组合楼板; 这种轻质组合楼板具有施工方便(小型预制板块、湿作业量少、无需支模)、用钢量少、轻质高强的特点^[11]。对于这种全新的轻质组合楼板, 需要了解其火灾下的变形情况及火灾后的承载能力, 从而来判断它是否具有实际的应用价值。因此, 设计了一组针对该类型轻质组合楼板的试验, 来探索该种组合楼板的火灾后受力性能, 并且基于试验结果对该类组合楼板的火灾后位移进行了重点分析, 讨论了混凝土板和薄壁钢梁的组合效应, 所得结论可作为进一步开展该组合楼板火灾行为研究的参考依据。

1 试验概况

1.1 试件设计与制作

表 1 为试验的 6 个组合楼板试件的主要参数。

收稿日期: 2017-03-03.

宁波大学学报(理工版) 网址: <http://journalg.nbu.edu.cn/>

基金项目: 国家自然科学基金项目(51678312, 51278254); 浙江省科技计划项目(2017C33013)。

第一作者: 王琪(1994-), 男, 山西运城人, 在读硕士研究生, 主要研究方向: 结构防火。E-mail: 742119834@qq.com

*通信作者: 王新堂(1963-), 男, 陕西凤翔人, 博士/教授, 主要研究方向: 结构防火。E-mail: wxt196322@126.com

组合楼板试件的跨度均为 3.5 m, 受火时, 试件上表面承担的模拟均布荷载为 $2\text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$.

表 1 组合楼板试件的主要参数

编号	钢梁	预制板型	抗剪键分布	开孔率	受火时间/min
CB1	GL1	PSB-1	I 型	0.167	60
CB2	GL2	PSB-1	I 型	0.093	60
CB3	GL2	PSB-2	I 型	0.093	60
CB4	GL3	PSB-2	I 型	0.083	60
CB5	GL3	PSB-3	II 型	0.083	90
CB6	GL4	PSB-2	I 型	0.083	60

每个组合楼板试件分别以 3 个沿纵向分布的 H 型薄壁组合钢梁(由 2 个卷边槽钢焊接而成)为下部主要受力部件, 钢梁采用与徐金灿实验中相同的形式^[12].

试验中采用的 3 种轻骨料预制板板型及布置采用顾海松试验中的形式^[13], 其中, 预制板厚度为 40 mm(压槽处厚 25 mm).

本组试验所采用的抗剪键由壁厚为 2 mm 的薄壁钢加工而成, 其几何尺寸与构造如图 1 所示.

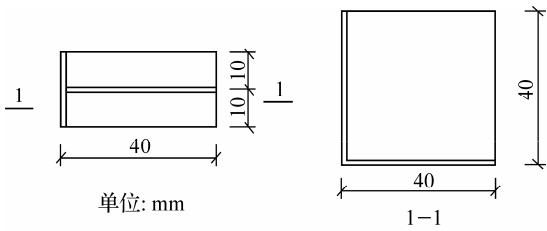


图 1 抗剪键几何尺寸与构造

另外, 在 2 块预制板间设置宽 15 mm, 厚 2 mm 的薄壁钢板槽型钢条, 钢条两端的弯折长度为 40 mm. 采用这样的措施一方面用来保证组合楼板的整体性, 另一方面也保证了预制板结合处的后浇带不发生破坏.

预制板在拼接完成后, 需要浇筑一层 20 mm 厚的后浇带. 为保证预制板之间的间隙能够填充密实, 采用水泥砂浆进行后浇带的浇筑. 在砂浆中添加一定量的早强剂来节省试验时间, 并且根据《建筑砂浆基本性能试验方法》(JGJ/T70-2009)中的相关规定, 测得该水泥砂浆制成的立方体试块在养护 4 d 后的抗压强度为 23.1 MPa, 满足试验的基本要求.

高强性能陶粒的技术指标见表 2, 陶粒混凝土的配合比见表 3. 根据《普通混凝土力学性能试验

方法标准》(GB/T50081-2002)和《轻骨料混凝土技术规程》(JGJ51-2002)的试验方法测得轴心抗压强度平均值为 32.5 MPa, 抗拉强度平均值为 3.6 MPa, 弹性模量为 $2.17\times 10^4\text{ MPa}$.

表 2 高强陶粒技术指标

堆积密度/ ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	含水率/%	吸水率/%	表观密度/ ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)
850	0.24	4.78	1 632

表 3 陶粒混凝土配合比

水灰比/ %	砂率/ %	水泥/ ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	水/ ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	中砂/ ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	陶粒/ ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)
0.53	0.41	380	200	525	769

注: 采用 C32.5 普通硅酸盐水泥.

主钢梁和横梁所用板材的力学性能试验取样及尺寸按照《金属材料室温拉伸试验方法》(GB/T 28-2002)和《钢及钢产品力学性能试验取样位置和试样制备》(GB/T 2975-1998)的规定, 试验所得相关力学性能指标见表 4.

表 4 钢材力学性能

厚度/mm	屈服强度/MPa	抗拉强度/MPa	弹性模量/MPa
1.6	217	312	1.81×10^5
1.0	218	313	1.82×10^5

1.2 试验过程

将组合楼板放置在火灾炉上后, 其中, 使用的火灾实验炉净空尺寸为 $3.6\text{ m}\times 1.5\text{ m}\times 3.4\text{ m}$, 在每块组合楼板上放置荷重块, 荷重块的作用等效于 $2\text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 的均布荷载作用. 之后对试验楼板进行受火试验, 试验结束后, 在场地不变情况下, 在板上进行组合楼板火灾后受力性能的研究. 试验中采用烃类气体燃烧, 升温试验炉温平均值变化曲线如图 2 所示.

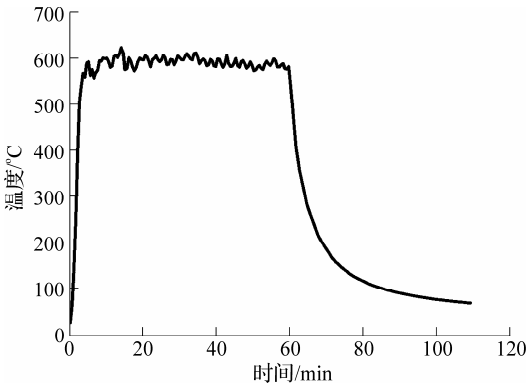


图 2 炉温变化曲线

各个组合楼板的主要温度测试结果见表 5。表中, T_{SS} 和 T_{SX} 分别表示中间钢梁上翼缘最高响应温度和下翼缘最高响应温度; T_{BS} 和 T_{HJS} 分别为混凝土预制板上表面最高温度及试件上表面最高温度; ΔT_S 为钢梁上、下翼缘温差; ΔT_B 为试件表面与混凝土预制板表面温差。

表 5 各组合楼板的响应温度测试结果 $^{\circ}\text{C}$

试件	T_{SS}	T_{SX}	T_{BS}	T_{HJS}	ΔT_S	ΔT_B
CB1	326	550	96	110	224	14
CB2	310	570	100	125	260	25
CB3	310	565	80	95	255	15
CB4	330	575	105	120	245	15
CB5	350	595	105	130	245	25
CB6	286	555	85	99	269	14

从表 5 数据可以看出, 钢梁上翼缘和钢梁下翼缘的温差较大, 温差在 $224\sim 269^{\circ}\text{C}$ 之间。钢梁下翼缘的最高平均温度在 568°C 左右, 因此钢梁下翼缘需要采取一定的防火措施来改善。由于钢梁上翼缘的最高温度并不会对其性能产生很大影响, 同时还可以看出, 轻骨料混凝土预制板上表面的温度在 $95\sim 130^{\circ}\text{C}$ 之间, 也不会对混凝土预制板的性能造成不良影响。

火灾后的力学性能通过对火灾后冷却并且在卸载了的试验板上通过堆载法加载进行研究, 试验场景如图 10 所示。开始时在中间位置放置 200 kg 的荷重块, 其后逐渐在周边 12 个板块的中心放置 20 kg 的荷重块, 之后以 10 kg 或 5 kg 的步长来增加荷载块, 直至组合楼板破坏。



图 3 受火试验后均布加载场景

1.3 位移及应变测点布置

加载过程中, 竖向位移测点①~⑤和其他应变测点分布如图 4 所示。其中, 1~6 号为钢梁应变测点编号, 7~9 号为混凝土板下表面测点, 10~12 则为

混凝土板上表面测点。

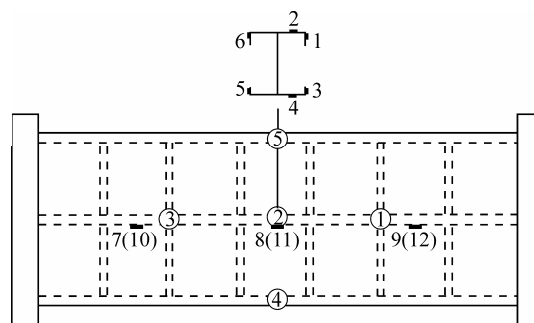


图 4 位移与应变测点布置

2 位移分析

在火灾后的加载试验过程中, 组合楼板试件一直保持良好的稳定状态, 位于组合楼板试件下面的主梁及横梁均没有发生进一步的变形和破坏, 火灾下出现在混凝土板表面的裂纹也未见进一步的发展。图 5 为典型试件卸载后的形态。



图 5 加载并卸载后的形态

在整个加载过程中, 位移与所施加荷载基本成线性关系。6 个组合楼板试件的火灾后荷载(等效均布荷载 q)—位移(Δ)曲线如图 6 所示。

为便于分析, 表 6 列出了各试件的等效均布荷载值及相关位移。初始位移值是在火灾完成后,

表 6 火灾后承载特征值

试件	承载值/ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$)	初始位移/ mm	加载位移/ mm	平均刚度/ ($\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1}$)	残余位移/ mm
CB1	4.0	17.7	7.2	1.94	1.70
CB2	4.0	14.9	7.1	1.97	1.80
CB3	4.0	15.4	7.2	1.94	2.24
CB4	4.0	40.4	8.0	1.75	2.04
CB5	4.0	18.6	6.3	2.22	0.99
CB6	4.0	11.7	6.5	2.15	1.14

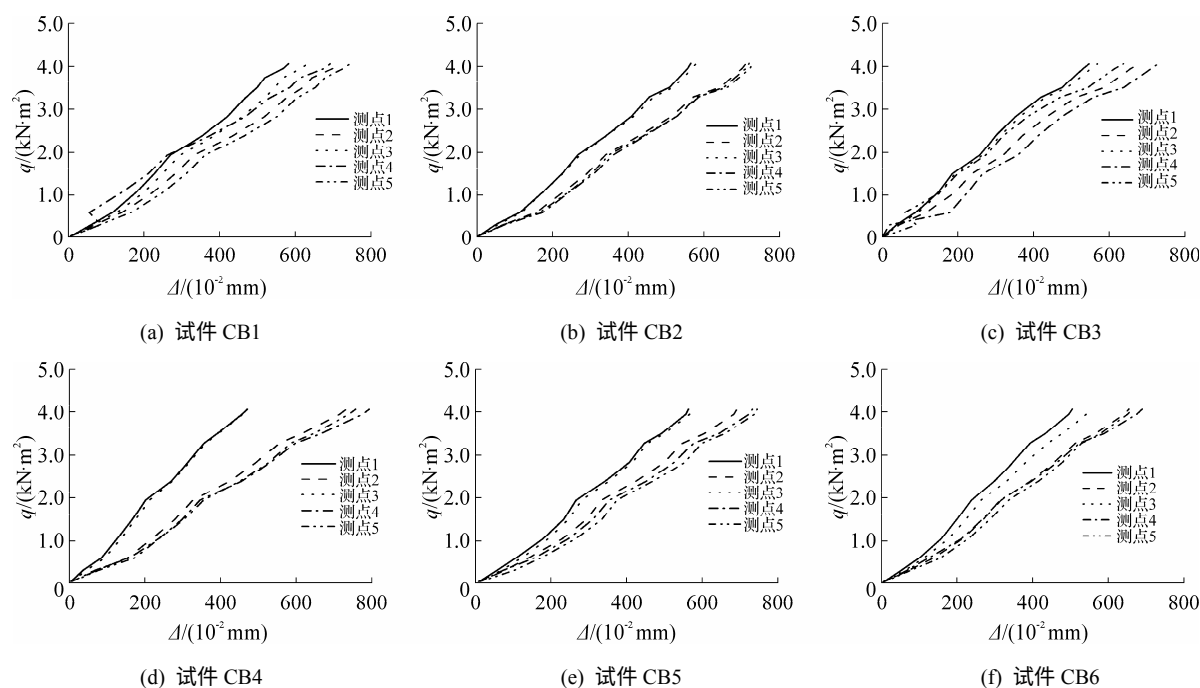


图6 火灾后各组合楼板的荷载—位移曲线

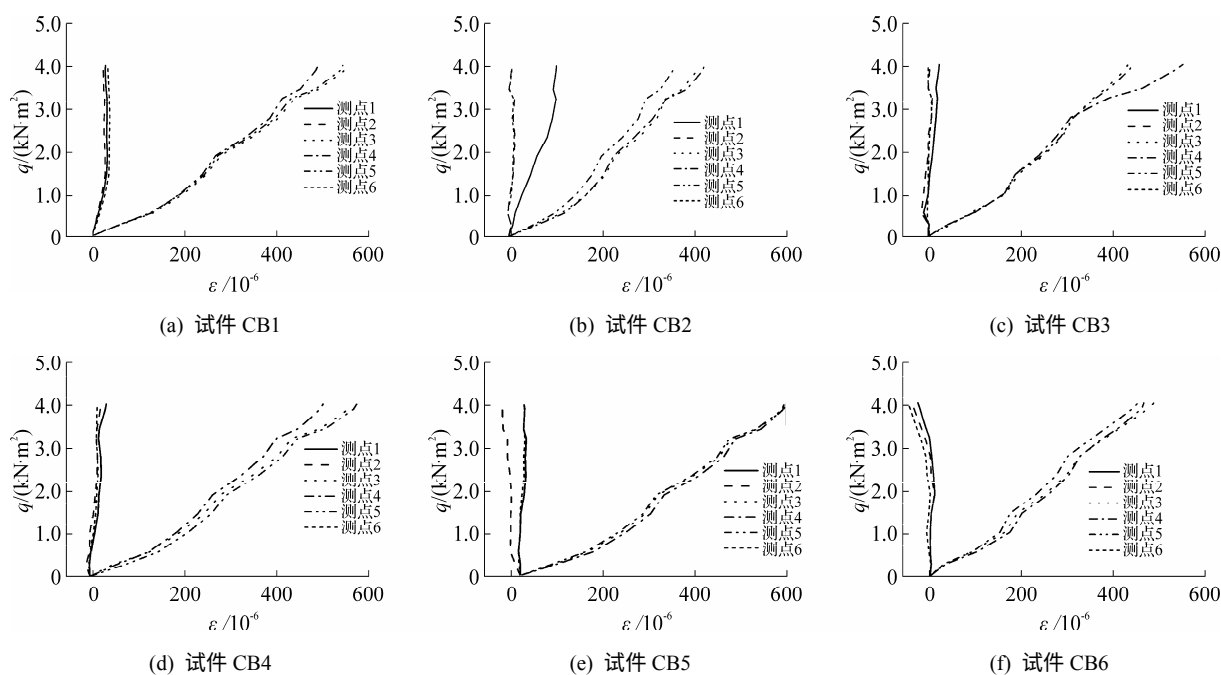


图7 钢梁跨中断面荷载—应变曲线

且完全冷却和完全卸载的情况下试件的残余位移; 加载位移则是承载值达到 $4.0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ 时的位移增量; 平均刚度为荷载值和加载位移的比值; 残余位移则是在受火试验后, 加载完成且完全卸载之后测得的位移值。

由图6结合表6可以看出, 尽管熄火冷却并卸

载后的组合楼板试件已产生了较大的残余变形(分别为 $L/200$ 、 $L/235$ 、 $L/230$ 、 $L/86$ 、 $L/190$ 、 $L/295$), 但仍有较大的承载能力和变形刚度。

上述结果进一步说明, 主钢梁腹板开孔性态(分布形式)及相应抗剪键分布形态(包括抗剪键数量)的变化均对该类型组合楼板的火灾后受力性能

产生一定的影响,具体影响表现如下:

(1)比较试件CB4和试件CB6的试验结果可知,当主梁腹板开孔率相同,孔洞的分布形态对该组合楼板试件的火灾后刚度有明显影响.试件CB4较腹板开孔形式为GL4的试件CB6,同样荷载下的跨中位移增大23%(刚度下降23%),该对比说明孔洞的分布形式接近桁架时具有较高的火灾后刚度,同时残余位移也相对较小.

(2)对比试件CB4和试件CB5的试验结果,抗剪键数量对于试验结果具有显著影响.考虑预制板类型的影响,试件CB5较试件CB4位移减小约19%,并且整体刚度调高约25%.产生这种结果的主要原因在于试件CB5较之CB4,其抗剪键数量增加了50%,从而使CB5的混凝土板与钢梁的结合更为有效.

3 应变分析

图7为图4中主钢梁跨中截面的上、下翼缘测点应变随等效均布荷载的变化曲线.

根据图7的应变结果可以看出,火灾作用后的6个组合楼板试件的冷弯薄壁卷边钢梁上翼缘测点应变在整个加载过程中均保持较小的数值.且近似为零或极小的压应变,最大压应变为 4.8×10^{-5} ,

而下翼缘应变则始终为拉应变,且最大值为 5.8×10^{-4} ,为上翼缘最大压应变的12倍以上.该结果说明,组合楼板试件在受火灾作用后,下部薄壁钢梁仍然受到上部混凝土板较大的约束作用,使得钢梁截面中性轴明显上移至靠近混凝土板的位置,表明薄壁钢梁与上部混凝土板仍保持良好的协同作用.

由图7还可得到,6个组合楼板试件的钢梁测点应变与所承担荷载为近似线性关系.当荷载大于 $3 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ 时,试件CB3的下翼缘测点应变发生一定的离散性,说明钢梁在后期出现弯扭变形的特征.对应于荷载 $4 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$,6个组合楼板试件的钢梁跨中截面下翼缘平均应变分别为 5.0×10^{-4} , 3.8×10^{-4} , 4.8×10^{-4} , 5.4×10^{-4} , 4.7×10^{-4} , 4.6×10^{-4} .

由此可见:(1)钢梁腹板的开孔率(孔径不变)对火灾后组合楼板试件主钢梁的跨中截面应变有显著影响,其中,开孔率较高试件CB1的拉应变较之开孔率较小试件CB2增大31.6%.(2)当开孔率相同时,预制板板型的变化(PSB-1之于PSB-2,PSB-2之于PSB-3)对钢梁应变产生一定影响.分别比较试件CB2和CB3以及CB4和CB5可知,采用PSB-2型预制板均产生较大的应变,因此从提高整体刚度的角度,应选用PSB-1和PSB-3型预制板.(3)比

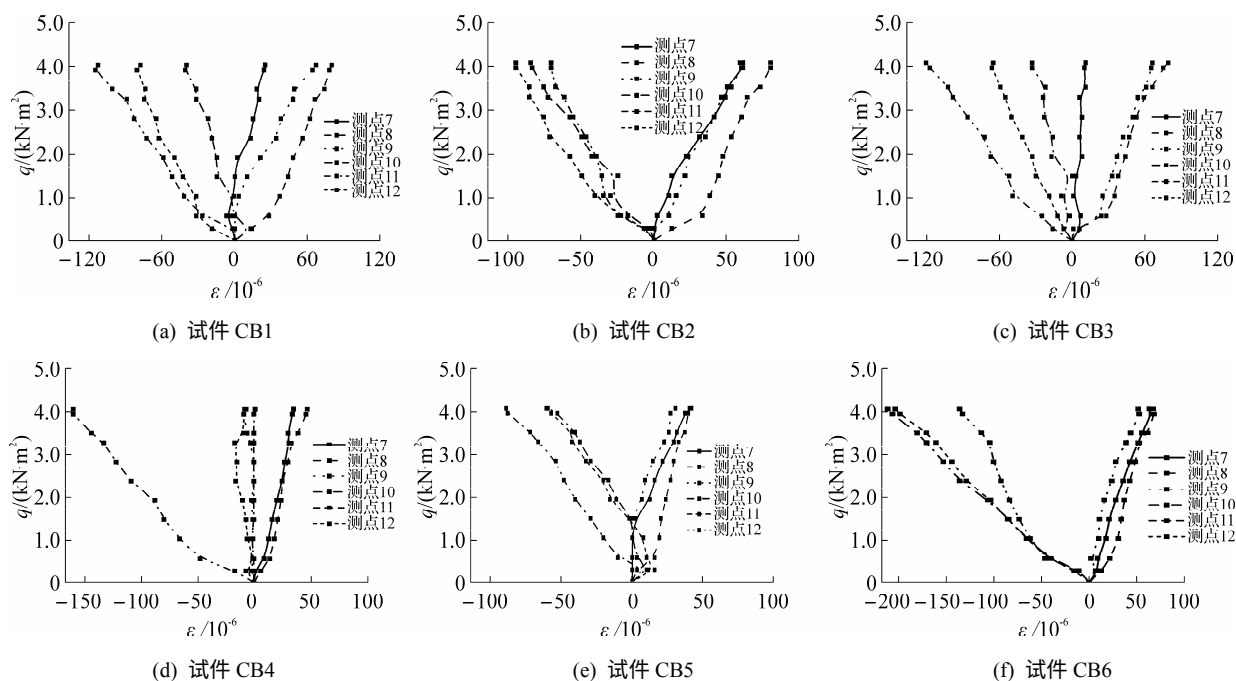


图8 各试件混凝土板测点应变

较试件 CB4 和 CB6 可知, 钢梁腹板孔洞分布形态的变化对钢梁翼缘应变产生显著影响, 其中前者应变为后者的 1.17 倍。可以看出, 由此得出的结论与上述通过位移分析所得结论基本一致, 证明了试验结果的可靠性。

图 8 进一步给出了图 4 中混凝土板上下表面测点应变随等效均布荷载值的变化。

由图 8 可以看出, 各试件的混凝土板上表面测点 10、11、12 的应变值均为负值(试件 CB6 测点 10 的应变为零), 即为压应变, 而下表面测点应变为拉应变(试件 CB3 和 CB6 的 7 测点应变接近零)。而且上表面的压应变总体大于下表面的拉应变, 说明混凝土板的弯曲中性轴下移。各试件测点 8、11 的应变见表 7。

表 7 各试件的测点应变

应变	试件					
	CB1	CB2	CB3	CB4	CB5	CB6
$\varepsilon_c/10^{-4}$	1.17	0.68	1.17	1.65	0.78	1.35
$\varepsilon_t/10^{-4}$	0.81	0.80	0.80	0.51	0.36	0.67
$\varepsilon_t/\varepsilon_c$	0.69	1.18	0.68	0.31	0.46	0.50

该结果说明:

(1)火灾后的组合楼板试件中, 其上部混凝土板与下部钢梁仍具有良好的协同作用, 且混凝土板的中性轴与钢梁截面中性轴较为靠近。

(2)由试件 CB1 和 CB2 结果可知, GL2 的开孔形式可明显降低混凝土板的应变, 最大压应变仅为 0.68×10^{-4} 。

(3)对于同样的荷载, 试件 CB4 的压应变最大, 而且上下表面测点应变的比值达到 0.31, 该结果与上述得到的试件 CB4 整体刚度最小的结论相一致。由此可见, 钢梁开孔形式的变化对火灾后组合楼板试件的混凝土板变形性能产生明显影响, 并且 GL3 的开孔形式对火灾后混凝土板的刚度将有明显的降低。

(4)对于同样的荷载, 试件 CB5 的混凝土测点压应变仅为试件 CB4 的 47%, 说明抗剪键数量的增加对火灾后组合楼板整体刚度的影响较为明显, 且 PSB-3 板型及抗剪键分布有利于提高火灾后组合楼板的变形刚度。

(5)由表 6 所示结果也进一步验证了上述所得结论, 即从提高组合楼板整体刚度的角度, 宜首选

PSB-1 和 PSB-3 型预制板。

(6)由表 6 所示结果所得到的关于钢梁腹板开孔形式对组合楼板变形刚度的影响结论与上述结论也完全一致。

4 结论

基于试验结果及上述分析得到如下结论:

(1)试验采用的轻质组合楼板在火灾试验后仍然具有较强的承载能力和整体刚度, 虽然本试验的轻质组合楼板在 600°C 的烃类火灾作用后, 最大的累计位移达到了 $L/86$, 但在火灾后的试验中仍可以承受相当大荷载。受火后的试验中, 均布荷载达到 $4\text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 楼板试件的最大挠度仍然小于 $L/400$, 并且没有再产生新的可见破坏。

(2)试验中采用的 PSB-3 型预制板火灾后的整体刚度明显优于其他 2 种形式, 因此建议对组合楼板首选 PSB-3 型预制板。

(3)对试验中的组合楼板而言, 当开孔率不变时, 对薄壁钢梁腹板的开孔应首选孔径大、数量少的分布形态。

参考文献:

- [1] 陈世鸣. 压型钢板-混凝土组合楼板的承载力研究[J]. 建筑结构学报, 2002, 23(3):19-26.
- [2] 陈一欧, 程懋, 刘季康. 压型钢板组合楼板耐火性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 1998, 19(5): 22-27.
- [3] 韩金生, 程文, 徐赵东, 等. 压型钢板-混凝土组合楼板火灾行为试验分析[J]. 工业建筑, 2006, 36(3):87-90.
- [4] 杨秀萍, 张怀章, 蔡凯武. 组合楼板连续板不同受火工况的有限元分析[J]. 天津理工大学学报, 2009, 25(6): 5-9.
- [5] 白力更, 马德志. 压型钢板-组合楼板耐火试验和破坏模式的探讨[J]. 钢结构, 2006, 84(21):78-81.
- [6] HUANG Z H, BURGESS I W, PLANK R J. Fire resistance of composite floors subject to compartment fires[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2004, 60:339-360.
- [7] GUO S, BAILEY C G. Experimental behaviour of composite slabs during the heating and cooling fire stages[J]. Engineering Structures, 2011, 33:563-571.
- [8] 张燕坤, 刘阳花, 宋小软. 压型钢板-轻骨料混凝土组合楼板受弯承载力试验研究[J]. 工业建筑, 2008, 38(8): 83-85.
- [9] 王新堂, 周明, 王万祯. 压型钢板-陶粒混凝土组合楼

- 板火灾响应及火灾后受力性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(2):10-17.
- [10] 王新堂, 周明, 王万祯. 轻骨料混凝土组合楼板的火灾响应及火灾后性能研究[J]. 自然灾害学报, 2012, 21(2): 200-206.
- [11] SHAO B, HUANG Z J, WANG X T. Experimental study of mechanical property of a new lightweight composite floor[J]. Applied Mechanics and Materials, 2013, 501/504: 555-558.
- [12] 徐金灿. 开孔薄壁钢梁-轻骨料混凝土组合楼板的抗火性能研究[D]. 宁波: 宁波大学, 2014.
- [13] 顾海松, 王新堂, 徐金灿. 开孔薄壁钢梁-轻骨料混凝土装配式组合楼板受火试验研究[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(5):39-47.
- [14] 黄正觉. 薄壁钢梁-轻骨料混凝土组合楼板的抗火性能试验研究[D]. 宁波: 宁波大学, 2014.
- [15] 陈建锋, 曹平周. 高温后结构钢力学性能试验[J]. 解放军理工大学学报, 2010, 11(3):328-332.
- [16] 丁兴发, 应小勇, 余志武. 轻骨料混凝土单轴力学性能统一计算方法[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2010, 41(5):1973-1979.

Study of post-fire mechanical property of composite slabs of lightweight concrete and thin-walled steel beams with openings in web member

WANG Qi, WANG Xin-tang^{*}, REN Peng-fei

(Faculty of Architectural, Civil Engineering and Environment, Ningbo University, Ningbo 315211, China)

Abstract: This paper addresses a new type of composite slab assembled with precast lightweight aggregate concrete panels and thin-walled H-steel beam with openings in web member. Experimental study is conducted on the post-fire mechanical performance of the composite slabs simply supported at two ends. The results show that the composite slabs under uniform load with value of $2 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ and after exposure to hydrocarbon fire with maximum temperature of 600°C remain higher bearing capacity and post-fire integral rigidity. It is found that the composite slab which suffers the most serious damage in fire still keeps the deflection less than $L/400$ under uniform load of $4 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$, and there is no more crack found in concrete of the slab specimen. It can be concluded based on the test results that the form of openings in web member of the thin-walled steel beam of the composite slabs and the number of the shear connector have obvious effect on the post-fire integral rigidity and mechanical property of the composite slabs. Also suggested is that the form of the openings with larger diameter and smaller number and properly increasing the shear connector's number should be used with first priority for enhancing integral stiffness of the composite slabs.

Key words: thin-walled steel beam with openings; composite slab; post-fire mechanical properties

(责任编辑 章践立)