

梁侧锚固钢板加固火后混凝土梁受弯试验研究

姜常玖^{1,2}, 陆洲导¹, 李凌志¹, 苏磊¹

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 同济大学 基建处, 上海 200092)

摘要: 按照 ISO834 国际标准升温曲线对 6 根钢筋混凝土梁进行受火试验, 并用梁侧锚固钢板法对其中 5 根受损梁进行加固, 然后进行四点弯曲试验. 分析了锚栓间距、角钢加劲肋、梁侧钢板的高度与厚度等因素对加固梁受弯承载力、刚度及延性的影响. 结果表明: 火灾后受损梁采用梁侧锚固钢板加固后, 峰值荷载和刚度均得到显著提高, 但其延性变化各异; 受弯性能的加固效果随钢板厚度增大及锚栓间距减小而增强, 而角钢加劲肋可有效限制钢板屈曲. 通过限制钢板与混凝土连接界面上的相对滑移以及梁侧钢板的屈曲, 可显著提高钢板与混凝土梁之间协同工作的程度.

关键词: 钢筋混凝土梁; 梁侧锚固钢板; 受弯性能; 延性; 火灾后

中图分类号: TU375.102; TU317.1

文献标志码: A

Experimental Study on Flexural Performance of Fire-damaged RC Beams Strengthened by Bolted Side-plating

JIANG Changjiu^{1,2}, LU Zhoudao¹, LI Lingzhi¹, SU Lei¹

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Division of Capital Construction, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Six reinforced concrete (RC) beams were fabricated and exposed to fire in accordance with the international standards ISO834 temperature curve, and five of which were retrofitted employing the bolted side-plating (BSP) technique, then all the specimens were tested under four-point bending. The influence of the plate depth and thickness, the bolt spacing, and the arrangement of steel-angle stiffeners on the strength, stiffness and ductility of the specimens was investigated. The results indicate that the flexural bearing capacity and the stiffness of all the fire-damaged specimens were significantly improved by the BSP technique, but the variation of ductility was highly dependent

on the arrangement of strengthening. The strengthening effect increased with the increase of plate thickness and the decrease of bolt spacing, and the local buckling of the bolted steel plates could be restrained effectively by the implementation of the steel-angle stiffeners. The degree of partial interaction between the bolted steel plates and the RC beam could be enhanced considerably by limiting the relative slips on the steel-concrete interface and the local buckling of the bolted steel plates.

Key words: reinforced concrete (RC) beam; bolted side-plating; flexural performance; ductility; after fire

与其他结构形式相比, 钢筋混凝土结构虽然具有较好的抗火性能^[1], 但是历经火灾高温后其承载能力下降、耐久性降低, 从而产生各种失效风险, 许多受损结构的安全性令人担忧^[2]. 火灾后混凝土梁的性能退化、变形增大, 在安全性降低的同时也无法满足正常使用的要求^[3]. 徐玉野等^[4]对比分析了受火时间、剪跨比、配箍率、楼板翼缘等因素对钢筋混凝土简支梁火灾后剩余受剪和受弯性能的影响, 研究表明高温作用使梁的受弯和受剪承载力降低、挠度增大. 为避免事故发生, 延长结构使用寿命, 需要对火灾后受损混凝土梁进行修复加固.

目前, 对火灾后受损混凝土梁进行修复加固主要采用碳纤维增强复合材料(CFRP)加固法^[5-7]. 徐志胜等^[5]对比了火灾后 6 根混凝土梁在 CFRP 加固前后的力学性能, 提出了火灾后 CFRP 加固的设计方法. 余江滔等^[6]采用置换受损混凝土且粘贴 CFRP 加固火灾后受损的连续梁, 试验表明加固后其承载力得到恢复甚至提高, 而初始刚度并未见明显提高. 徐玉野等^[7]对比分析了剪跨比、CFRP 布加固量和楼板翼缘等因素对 CFRP 加固火灾后受损梁

收稿日期: 2017-03-21

基金项目: 国家自然科学基金(51378397, 51408436)

第一作者: 姜常玖 (1987—), 男, 博士生, 主要研究方向为结构抗火、检测与加固. E-mail: 99jchj@tongji.edu.cn

通讯作者: 李凌志 (1980—), 男, 工学博士, 主要研究方向为混凝土结构加固方法及抗火性能、高性能材料.

E-mail: lilinzhi@tongji.edu.cn

受剪性能的影响,并提出了 CFRP 加固受火后钢筋混凝土梁受剪承载力的计算公式。

梁侧锚固钢板(BSP)法是指通过锚栓将钢板固定在混凝土梁两侧,使钢板与原有钢筋混凝土梁协同受力的加固方法。与 CFRP 加固法相比,BSP 法在梁侧锚固钢板,等效于同时增加受拉及受压钢筋,从而避免单独加固梁底时因超筋出现的延性降低^[8]以及连接界面上结构胶的剥离破坏^[9-10]。

目前国内外学者已对锚固钢板等相关领域开展了系统研究,但主要集中于该加固方法在常温下的应用,对于 BSP 法加固火灾后受损梁的研究成果较少。Oehlers 等^[11]通过试验和理论分析建立了钢板-混凝土梁协同工作程度与锚栓抗剪性能之间的关系。谢丽丽等^[12]通过对 6 根铆粘钢板加固梁和 1 根对照梁的受弯性能试验,分析了其承载能力、刚度变化等,提出了铆粘钢板加固梁的受弯承载力计算方法。廖明进^[13]对采用不同锚杆布置形式的锚固钢板加固梁进行了试验研究,探讨了加固梁中钢板与混凝土协同工作的受力性能,并与 Abaqus 模拟结果进行了比对分析。高剑平等^[14]通过试验研究了钢板高度、锚栓间距、卸荷/非卸荷等因素对加固效果的影响,并对钢板高度和锚栓间距提出了具体建议。邓燕华^[15]对梁侧锚贴钢板加固梁受弯性能进行了对比试验,分析了加固梁受弯性能的加固效果,提出了合理的设计构造及施工要求,给出了加固梁受弯设计公式。Siu^[8]引入 2 个基于变形的参数,以量化钢板-混凝土梁协同工作程度,提出了针对梁侧钢板纵向和横向滑移的理论模型。Li 等^[16]通过试验研究了钢板高度和锚栓间距 2 种影响因素,分析了相对滑移对加固效果的影响。李凌志等^[17]将 BSP 法加固梁中横向剪力传递类比于 Winkler 弹性地基梁模型,并提出了可用于计算横向滑移的简化模型。Su 等^[18]通过试验研究证明钢板-混凝土梁之间的相对滑移会显著影响 BSP 法加固连梁的整体受力性能。

考虑到建筑火灾的频发以及火灾后钢筋混凝土梁良好的可修复性,有必要对 BSP 法加固火灾后混凝土梁的适用性及其加固效果进行系统研究。因此,本文通过对数根 BSP 法加固火灾后受损梁进行四点弯曲静力试验,系统考察钢板高度和厚度、锚栓间距、角钢加劲肋等影响因素对加固梁破坏形态、受弯承载力、刚度等方面的影响,为 BSP 法的进一步研究和工程应用提供参考。

1 试验概况

1.1 试件设计

共设计 6 根钢筋混凝土梁试件,其中 1 根火灾后未加固的对比试件编号为 CTRL,其余 5 根为火灾后采用 BSP 法加固的试件,编号分别为 P41B03、P43B13、P43B33、P43B33L、P63B33。在设计试件时,主要控制参数为钢板高度、钢板厚度和是否限制钢板屈曲,其中屈曲限制措施为增设角钢加劲肋或锚栓加密等。通过不同参数组合来分析其对火灾后混凝土梁受弯加固效果的影响。

6 根混凝土梁的尺寸及配筋均相同,截面尺寸为 200 mm × 350 mm,长度为 2 600 mm,净跨为 2 300 mm。考虑到混凝土梁的防火保护,其梁底和梁侧的保护层厚度取 30 mm,梁顶取 20 mm。试件的具体尺寸及配筋如图 1a 所示。采用商品混凝土,其设计强度等级为 C45,实测立方体抗压强度平均值为 61.5 MPa,混凝土立方体抗压强度标准值 $f_{cu,k}$ 为 52.5 MPa。梁内箍筋和纵向钢筋为 HRB400 级,钢筋或钢板材料特性如表 1 所示。试件在养护完成后,进行火灾试验;之后采用 BSP 法对火灾后受损梁进行加固;加固完成后,统一对所有试件进行静载试验。

1.2 火灾试验

火灾试验在同济大学工程结构抗火实验室的大型水平火灾试验炉中进行,炉膛尺寸为 4.50 m × 3.00 m × 1.70 m。所有试件在同一炉中进行 3 面受火的明火试验,其顶面暴露在炉外,炉膛盖板与试件之间的空隙用防火棉密封以防止火焰窜出。试件在水平试验炉内的安装情况和受火方式如图 2 所示。试验过程中,对试件施加静载 50 kN,并在试验中保持恒定不变。炉膛按照 ISO834 国际标准升温曲线进行升温,炉膛和试件内部的实时温度均由预埋热电偶进行采集。当燃烧至 2 h 后熄火并卸载,试件在炉内自然冷却;冷却至常温后,将试件取出并采用 BSP 法对其进行加固。

1.3 火灾后受损试件 BSP 法加固

采用 BSP 法对火灾后受损混凝土梁进行加固。所有加固钢板均采用 Q235B,厚度为 4 mm 或 6 mm,钢板上锚栓孔直径均为 14 mm,由工厂订制加工,具体尺寸如表 2 所示,材料性能如表 1 所示。试验中梁侧钢板的锚固通过由锚栓、螺帽和注胶垫片组成的植筋式后锚固连接来实现。锚栓强度等级为

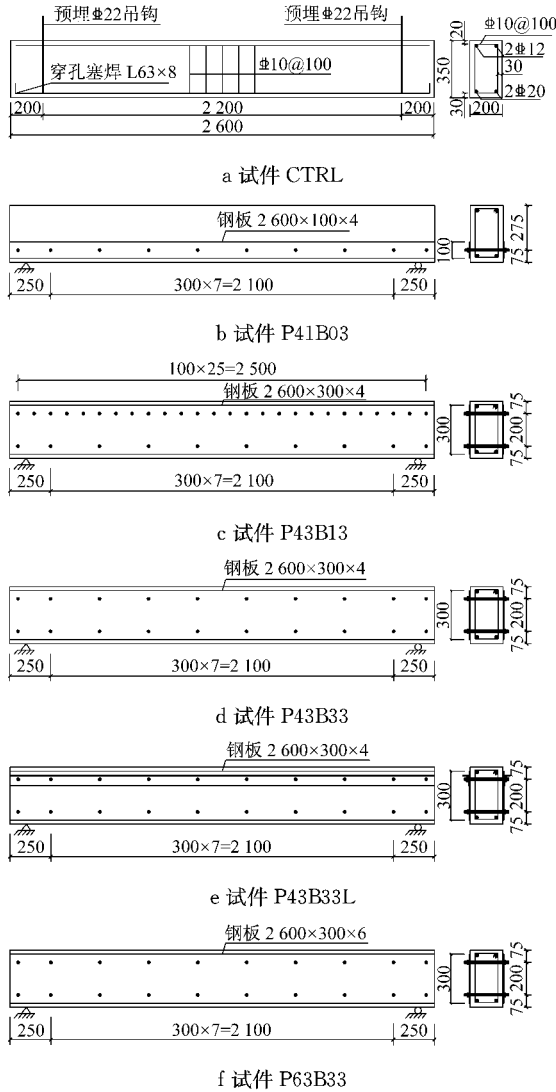


图 1 试件几何尺寸、配筋及加固方式(单位:mm)

Fig.1 Geometries, reinforcement and strengthening of the specimens(unit: mm)

表 1 钢材力学性能

Tab.1 Mechanical properties of the steel

钢材种类	直径或板厚/mm	f_y /MPa	f_u /MPa	E_s /MPa
箍筋	10	452	615	1.92×10^5
受压纵筋	12	463	591	1.93×10^5
受拉纵筋	20	477	690	1.91×10^5
4 mm 厚钢板	4	327	460	1.98×10^5
6 mm 厚钢板	6	319	465	2.01×10^5
角钢	5	369	487	1.95×10^5
锚栓	12	689	810	2.11×10^5

注: f_y 、 f_u 和 E_s 分别为屈服强度、抗拉强度和弹性模量。

8.8 级, 螺帽和注胶垫片采用喜利得公司生产的 Dynamic/filling set M12. 锚栓布置情况参见火灾受损试件加固方案(见图 1), BSP 法具体施工工艺流程如图 3 所示。

1.4 加固后静力试验

采用量程为 500 kN 的液压伺服试验机对试件

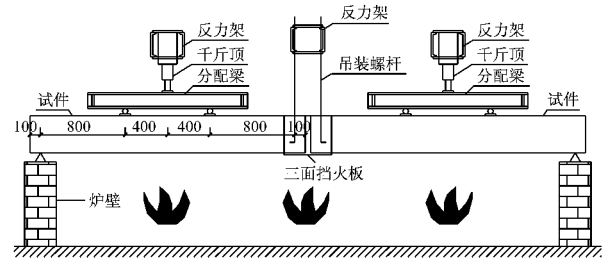


图 2 试件在试验炉内的安装情况(单位:mm)

Fig.2 General view of the specimens under fire exposure(unit: mm)

表 2 试件基本参数

Tab.2 Parameters of the specimens

试件编号	t /mm	h /mm	B_1 /mm	B_2 /mm	角钢
CTRL					
P41B03	4	100		300	
P43B13	4	300	100	300	
P43B33	4	300	300	300	
P43B33L	4	300	300	300	L63×40×5
P63B33	6	300	300	300	

注: t 为钢板厚度; h 为钢板高度; B_1 为上排锚栓间距; B_2 为下排锚栓间距。

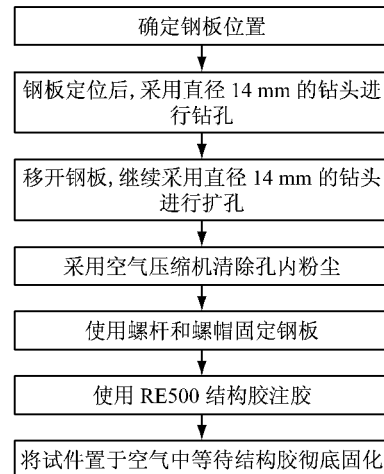


图 3 BSP 加固法施工工艺

Fig.3 Construction technology of BSP

进行加载, 通过分配梁将试验机施加的荷载传至试件. 采用两点加载, 剪跨比 $\lambda = 2.9$, 所对应的剪跨为 900 mm, 加载方式如图 4a 所示. 静力试验采用位移控制的加载方式, 试验初期的加载速度为 $0.6 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$, 位移加载的速度增量为 $0.3 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$, 后期加载速度为 $2.4 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$, 直至发生破坏。

1.5 测点布置及量测

在试验过程中, 主要采集的数据包括火灾试验中炉膛和试件的温度, 静力试验中各试件跨中、支座及加载点处位移, 钢筋及钢板的应变等. 采用 WRNK-162S 型热电偶测量温度, 使用位移计和应

变片测量关键位置的变形和应变. 位移计和应变片的测点布置如图 4 所示, 图 4a 中位移计 L1~L3 分别测量试件加载点及跨中的位移; 图 4b 中应变片 T1~T3 测量梁底纵筋各处应变, 应变片 T4 测量梁顶受压区混凝土应变; 图 4c 中应变片 S1~S10 测量钢板各处应变; 图 4d 中位移计 L4~L11 测量钢板相对于混凝土梁的滑移(滑移的具体测量方法为: 位移计基座固定于混凝土梁上, 将其撞针与钢板测点处接触, 通过读取位移计读数即可得混凝土梁与钢板的相对滑移值). 由于试件 P41B03 的加固方式与其他试件差异较大, 其测点布置如图 4e 所示. 混凝土截面内热电偶测点的布置情况如图 5 所示.

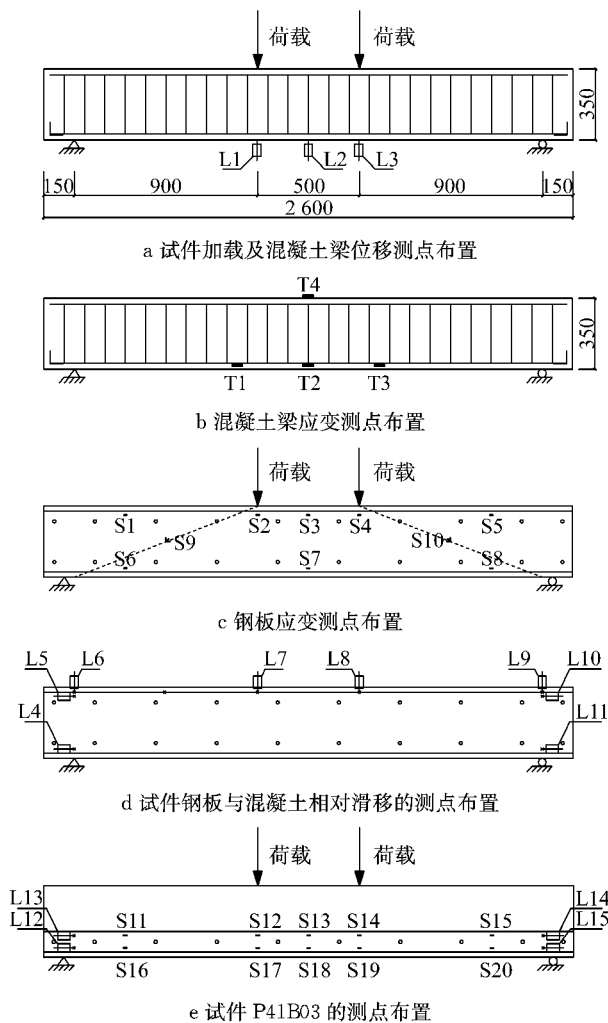


图 4 加载和测量方案(单位:mm)

Fig.4 Loading and measurement solutions(unit: mm)

2 试验结果及分析

2.1 火灾试验

2.1.1 试验炉及试件内部温度场

图 6 为实测火灾试验炉的炉温随时间的变化曲

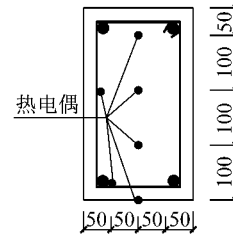


图 5 热电偶布置(单位:mm)

Fig.5 Layout of thermocouple(unit: mm)

线, 由于燃烧喷嘴数量和排烟系统性能等方面存在差异, 图 6 中实测的炉温曲线与 ISO834 国际标准升温曲线存在轻微差异.

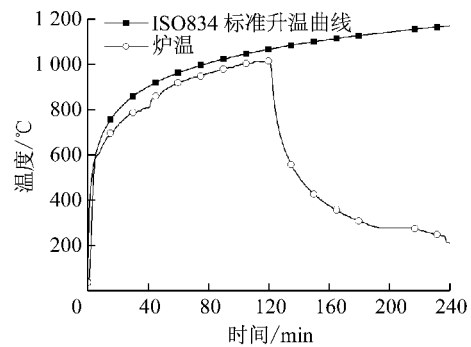


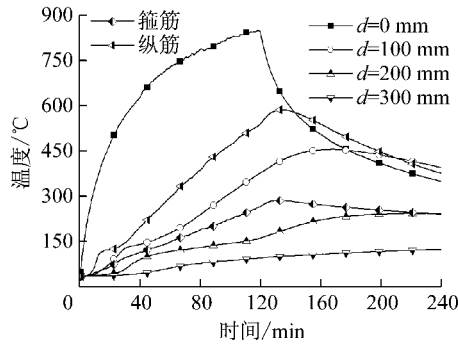
图 6 试验炉的实测炉温

Fig.6 Measured temperature-time curves inside the furnace

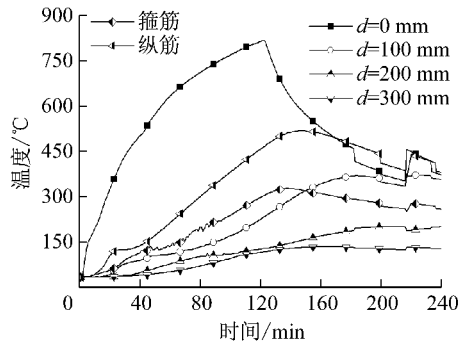
由于各受火试件实测温度场分布规律类似, 为此仅给出其中 2 个试件跨中截面预埋热电偶处的混凝土实测温度(见图 7), 图中 d 表示热电偶测点距梁底面(受火面)的距离. 由于混凝土为热的不良导体, 不同测点位置的热电偶实测温度呈现明显的温度梯度, 距离受火面越近, 温度越高. 以图 7b 为例, 混凝土梁底部测点($d=0$ mm)温度最高, 其最高温度出现在熄火时, 为 816.9 $^{\circ}\text{C}$; 距离混凝土受火面最远处测点($d=300$ mm)温度最低, 其最高温度出现在熄火后 168 min, 为 133.6 $^{\circ}\text{C}$; 试件中箍筋温度低于纵筋温度, 最高温度出现在熄火后, 分别为 326.7 $^{\circ}\text{C}$ 和 517.5 $^{\circ}\text{C}$. 这种温度峰值滞后现象是由于混凝土导热性能差并且熄火后其外部与内部热传递共同作用的结果. 所有试件中梁底纵筋的实测温度如图 8 所示. 从图 8 中可以发现, 由于混凝土中水分的蒸发, 混凝土热量交换出现短暂的平衡阶段, 纵筋的温度出现了平台段, 各梁纵筋受火情况类似.

2.1.2 火灾试验中试件跨中位移

火灾试验中混凝土梁跨中位移的发展趋势如图 9 所示, 图中受火混凝土梁的编号采用与之对应的



a 试件 P41B03 跨中混凝土截面实测温度



b 试件 P63B33 跨中混凝土截面实测温度

图 7 混凝土梁实测温度

Fig. 7 Temperature-time curves of concrete beams

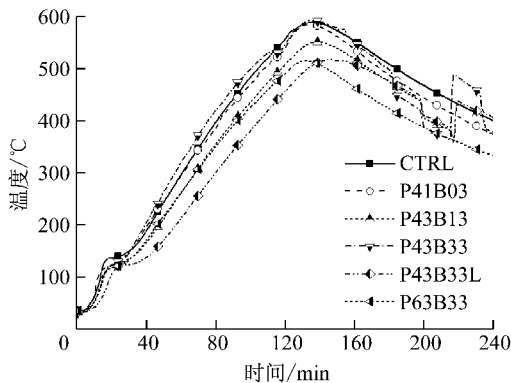


图 8 混凝土梁底纵筋实测温度

Fig. 8 Temperature-time curves of longitudinal reinforcement in the beams

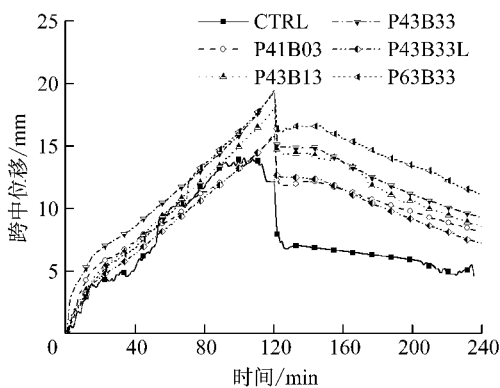


图 9 高温中混凝土梁的跨中位移

Fig. 9 Mid-span displacement of the beams at elevated temperature

加固梁编号. 从图 9 中可以发现, 当在受火梁上施加恒定荷载时, 初始跨中位移约为 0~1 mm; 随着温度的升高, 混凝土梁刚度下降, 变形量逐渐增加. 当熄火并卸载后, 约 3~4 mm 的变形瞬间恢复, 这意味着由外荷载引起的初始变形随着外荷载的撤除在短时间内基本得到恢复. 此后, 由于温度引起的变形也开始缓慢恢复, 至熄火后 120 min 约恢复 5~6 mm, 残余变形量为 8~12 mm. 24 h 后的残余变形预计远小于 10 mm(梁跨度的 1/230), 因此随后的加固和静载试验中可忽略火灾后残余变形的影响.

2.2 破坏过程及形态

试件 CTRL 为未加固的高温对比梁, 在静力试验中, 当加载至 76 kN 时, 试件跨中纯弯段出现第一条垂直裂缝, 随着荷载的增加, 陆续出现新的垂直裂缝; 当加载至 180 kN 以后, 未再出现新的垂直裂缝, 但裂缝逐渐扩展、宽度不断增大; 当荷载达到 200 kN 时, 纯弯段上部混凝土被压溃, 随后试件达到峰值荷载 236 kN, 试验梁发生弯曲破坏(如图 10a 所示).

采用 BSP 法加固的受损试件, 在静力试验中, 裂缝发展过程类似, 试件均发生弯曲破坏. 具体过程为: 当加载至 $0.20P_u \sim 0.40P_u$ (P_u 为峰值荷载) 时, 首先在跨中出现垂直裂缝, 随着荷载的增加, 陆续出现新的垂直裂缝; 当加载至 $0.50P_u \sim 0.75P_u$ 时, 不再产生新的垂直裂缝, 但加载过程中纯弯段钢板受压区逐步发生局部屈曲, 裂缝不断扩展且宽度逐渐增大; 当荷载达到 $0.85P_u \sim 1.00P_u$ 时, 纯弯段上部混凝土被压溃, 受压纵筋屈服; 继续采用位移控制加载时, 跨中位移继续发展而荷载逐渐下降, 下降至 $0.85P_u$ 时停止加载. 试验中由于梁侧钢板的遮挡, 无法全面观察混凝土梁侧面裂缝的发展. 由于梁侧钢板对混凝土的约束, 试验过程中 BSP 法加固试件表现出良好的变形能力. 加固试件破坏形态见图 10b~f.

2.3 荷载-跨中挠度曲线

图 11 为实测的试件荷载-跨中挠度 ($P-f$) 曲线, 图中 $P-f$ 曲线基本分为直线、上升曲线、缓慢下降曲线 3 个阶段. 曲线变化规律符合混凝土梁受弯破坏的特征, 试件均经历了加载初期的弹性阶段、开裂后的弹塑性阶段、超过峰值荷载后的破坏阶段. 由图 11 可见, 试件 CTRL 的 $P-f$ 曲线斜率最小, 表明其刚度最低, 加固后各试件刚度明显提高; 火灾后受损混凝土梁经 BSP 法加固后, 其峰值荷载得

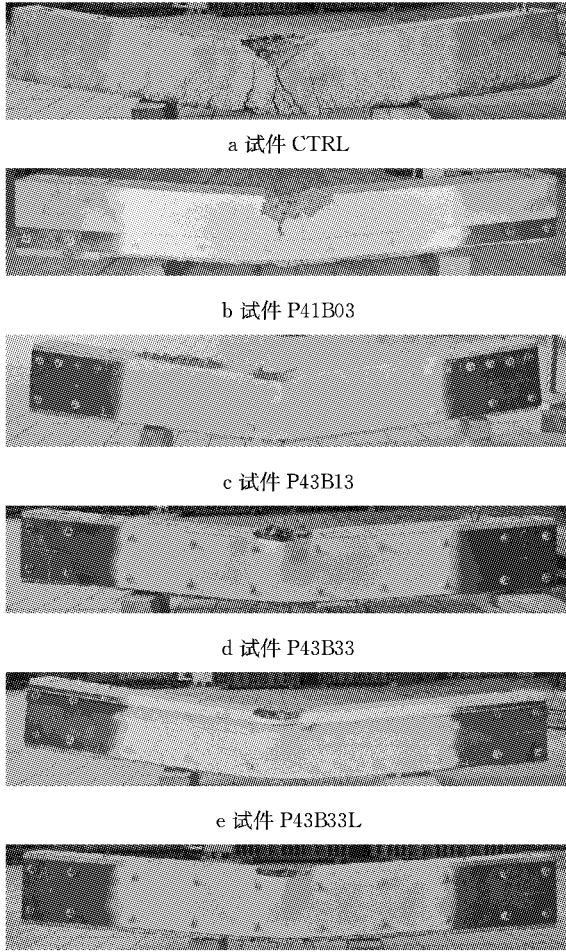


图 10 试件的破坏形态

Fig.10 Failure modes of the specimens

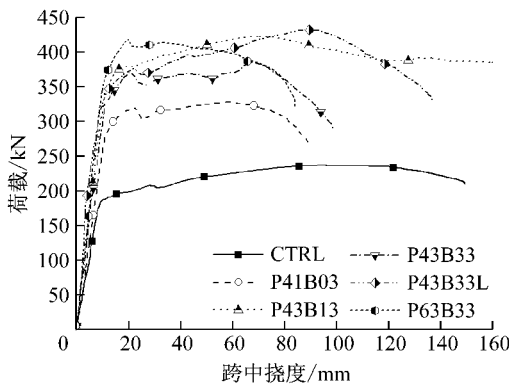


图 11 试件荷载-跨中挠度曲线

Fig.11 Load-deformation curves at mid-span of the specimens

到了明显提高; $P-f$ 曲线均有缓慢下降段, 表明加固后试件具有较好的变形能力.

2.4 应变分布

2.4.1 梁顶跨中混凝土压应变

图 12 为各梁测点 T4 处的荷载-混凝土应变曲

线,可以看出混凝土应变的发展趋势大致相同. 在加载初期,混凝土压应变呈稳步增长趋势;当荷载增大到约 $0.75P_u \sim 0.85P_u$ 时,应变迅速增加;当荷载大于 $0.85P_u$ 时,混凝土压应变增长趋势停止,即混凝土被压溃. 试验中,试件跨中混凝土被压溃的先后顺序依次为 CTRL、P41B03、P43B33、P43B13、P43B33L、P63B33. 这表明当钢板或角钢加劲肋位于受压区域时,等效于增加受压纵筋面积,可有效延缓混凝土被压溃;锚栓间距加密或增设角钢加劲肋也可以限制钢板受压区的局部屈曲,从而延缓混凝土压溃.

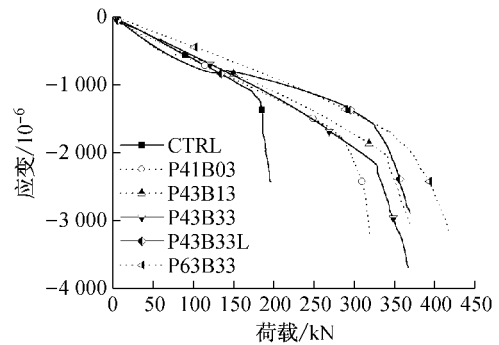


图 12 T4 处荷载-混凝土应变曲线

Fig.12 Load-stirrup strain curves of the concrete at T4

2.4.2 纵筋应变

图 13 为各试件跨中梁底纵筋应变的发展曲线. 由图 13 可见,试件跨中梁底纵筋屈服的先后顺序依次为 CTRL、P41B03、P43B33L、P43B33、P43B13、P63B33, 这表明钢板厚度越大、锚栓间距越小,其纵筋应变值越小. 试验前期,在相同荷载作用下,试件 CTRL 纵筋应变最大,试件 P63B33 纵筋应变最小. 试件跨中梁底纵筋应变越小,说明原混凝土梁需要承担的荷载越少,梁侧钢板承担的荷载越多,原混凝土梁受力就越安全,加固效果就越好.

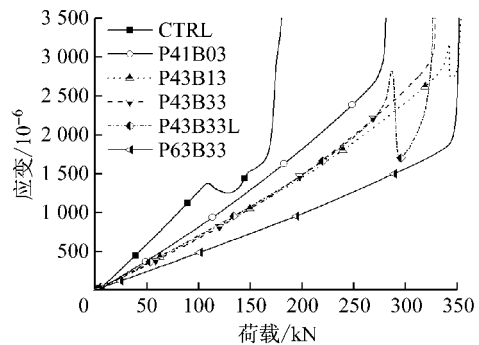


图 13 纵筋荷载-应变发展曲线

Fig.13 Load-reinforcement strain curves of the beams

2.4.3 钢板应变

图 14 为加固试件中梁侧钢板不同测点位置的

应变发展,图 14a~d 分别为加固试件 P43B13、P43B33、P43B33L、P63B33 钢板上沿各测点的应变发展,图 14e 为各加固试件在钢板上沿(测点 S3 处)的应变发展,图 14f 为各加固试件在钢板下沿(测点 S7 或 S18 处)的应变发展。

从图 14a~d 可以看出,钢板上沿测点处应变发展呈现梯度变化,即距离梁端部越近应变越小。钢板上沿位于受压区,试验后期钢板应力较大时将发生局部屈曲,该处应变片的应变值也随之变号,如图 14a 中测点 S3。通过对比图 14a~d 中各测点处钢板是否屈曲可以发现,试件 P43B33 多处(S2、S3、S4)发生屈曲,且屈曲发生时外荷载较低,而试件 P43B13(锚栓加密)、试件 P43B33L(增设角钢加劲肋)、试件 P63B33(增加钢板厚度)均只有 S3 处发生

屈曲,表明上述方式均不同程度地限制了钢板受压区局部屈曲的发生。

从图 14e 可以看出,试件 P43B33L 的 S3 处在钢板屈曲时,压应变数值最大,表明增设角钢加劲肋限制梁侧钢板屈曲的效果最显著;以钢板屈曲时压应变数值为指标,可以得出本次试验各屈曲限制措施的效果由小到大依次为 P63B33、P43B13、P43B33L。

从图 14f 可以看出,试件 P63B33 在钢板下沿(测点 S7 处)屈服时,对应的外荷载最大。这表明当钢板位于受拉区域时,等效于增加受拉纵筋的面积,而试件 P63B33 钢板厚度最大,因此屈服时其对应的外荷载最大。

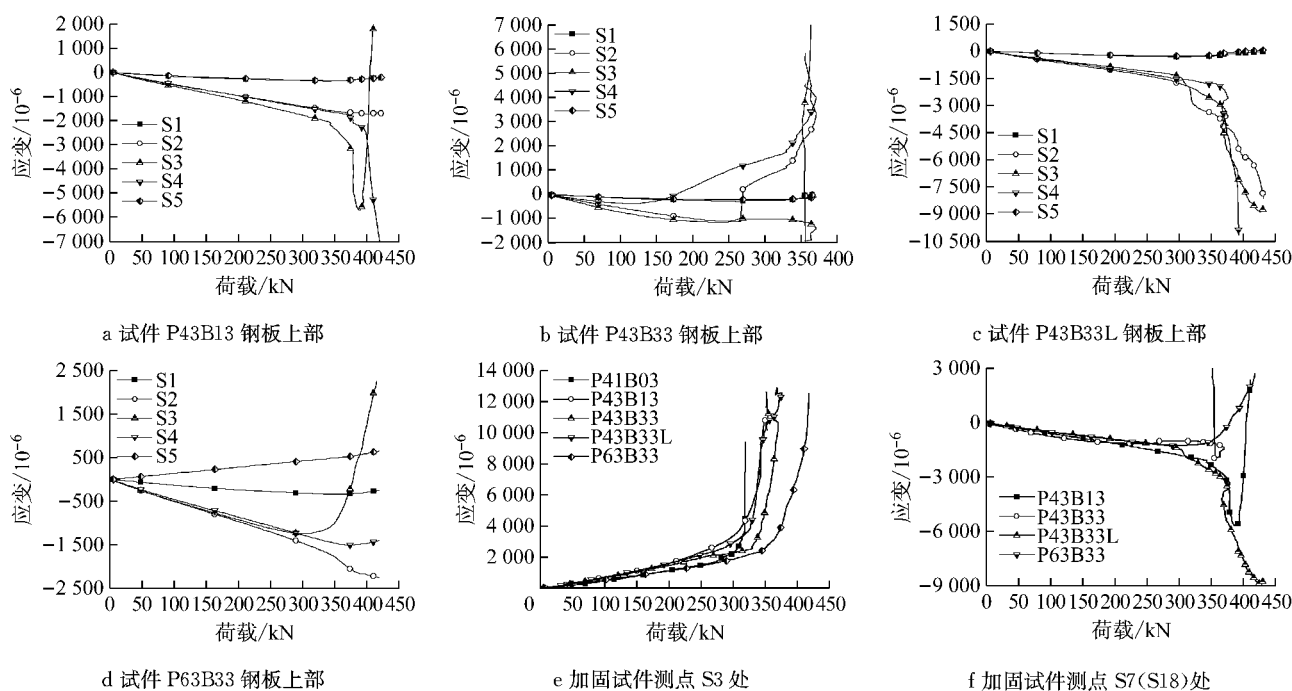


图 14 加固梁侧钢板各处应变发展曲线

Fig. 14 Load-plate strain curves of the specimens

2.5 钢板与混凝土相对滑移

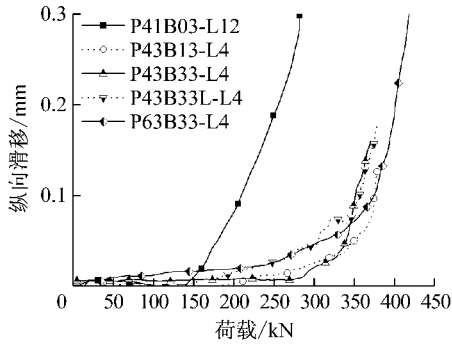
图 15a 为 5 根加固梁中测点 L4 (L12) 处钢板与混凝土梁之间的纵向滑移(S_l)情况,图 15b 为 4 根加固梁中测点 L7 处钢板与混凝土梁之间的横向滑移(S_r)情况。由图 15 可见, S_l 与 S_r 随荷载增加均存在增大的趋势,这反映出试验中钢板变形滞后于混凝土梁。在加载前期($P < (1/3)P_u$),钢板与混凝土梁之间基本上没有纵向滑移;在加载中后期($P \geq (1/3)P_u$),出现了明显的纵向和横向滑移,且越接近峰值荷载,相对滑移增长越快。由此可知,在 BSP 法加固梁中,梁侧钢板变形滞后于混凝土梁,

两者变形不协调,不符合平截面假定。

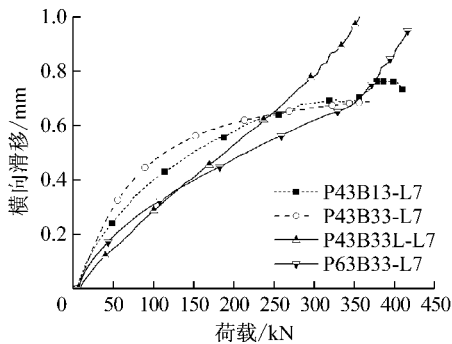
3 影响因素分析

3.1 峰值荷载

表 3 给出了静力试验中各试件的峰值荷载 P_u 。由表 3 可见,试件按 P_u 由小到大排序为 CTRL < P41B03 < P43B33 < P63B33 < P43B13 < P43B33L,且加固试件峰值荷载的提高率 η_{P_u} 最大为 82.8% (试件 P43B33L);与其他加固试件相比,P41B03 试件的 η_{P_u} 最小,这表明仅仅在梁侧下部受



a 各试件测点 L4(L12)处纵向滑移



b 各试件测点 L7 处横向滑移

图 15 钢板荷载-滑移曲线

Fig. 15 Load-slip curves of the beams

拉区域锚固钢板, 将导致梁超筋而使受压区混凝土过早破坏, 峰值荷载的提高幅度并不理想; 与试件 P43B33 相比, 试件 P43B13、P43B33L、P63B33 的峰值荷载均有所提高, 这表明通过加密锚栓、增设角钢加劲肋、增加钢板厚度, 可以提高加固试件的峰值荷载, 从而提高加固效果; 与试件 P43B13 和 P43B33L 相比, 试件 P63B33 峰值荷载的提高率较低, 这是由于锚栓数量对钢板与混凝土之间协同工作程度的影响较大, 当增加钢板厚度而未加密锚栓时, 其与混凝土协同工作程度并没有同步增加, 故峰值荷载并没有显著变化. 在加固设计中, 应充分考虑锚栓数量与钢板厚度的相对关系, 即增加钢板厚度时, 锚栓数量应相应增加.

3.2 刚度

为了对试件刚度和延性进行量化分析, 根据荷载-挠度曲线引入如图 16 所示的等效弹塑性体系. 该体系采用二折线模型, 二折线分别经过 O 点(0, 0)、A 点($d_{0.75}$, $0.75P_u$)、B 点(d_u , P_u)、C 点($d_{0.85}$, P_u), 且 C 点为二折线终点.

根据荷载-挠度曲线, 采用 O 点与 A 点连线的割线斜率作为等效刚度 K_e , 如图 16 所示. 静力试验中各试件 K_e 及其提高率 η_{K_e} 如表 3 所示. 由表 3 可知, 试件按 K_e 由小到大排序为 CTRL < P41B03

< P43B33 < P43B13 < P43B33L < P63B33, 且加固试件 K_e 的提高率 η_{K_e} 最大为 80.4% (试件 P63B33). 这表明火灾后受损混凝土梁通过 BSP 法加固后, 均可以提高其 K_e , 且增加钢板厚度对 K_e 的提高最为显著; 与其他加固试件相比, P41B03 试件的 η_{K_e} 最小, 这表明仅仅在梁侧下部受拉区域锚固钢板, 对 K_e 的提高幅度并不显著.

表 3 各试件的强度、刚度和延性

Tab. 3 Strength, stiffness and ductility of the beams

试件编号	$P_u /$ kN	$\eta_{P_u} /$ %	$K_e /$ (kN · mm ⁻¹)	$\eta_{K_e} /$ %	$U_t /$ (kN · mm)	$\eta_{U_t} /$ %
CTRL	236.0		19.7		33 797.0	
P41B03	327.6	38.8	24.7	25.4	26 422.4	-21.8
P43B13	422.2	78.9	31.0	57.2	66 779.5	97.6
P43B33	384.4	62.9	29.3	48.5	32 388.0	-4.2
P43B33L	431.3	82.8	32.7	65.9	51 414.2	52.1
P63B33	418.6	77.4	35.5	80.4	31 202.4	-7.7

注: K_e 为试件等效刚度系数; U_t 为延性指标; η_{P_u} 、 η_{K_e} 、 η_{U_t} 分别为与试件 CTRL 相比, 其他各试件峰值荷载、等效刚度系数、延性指标的提高率.

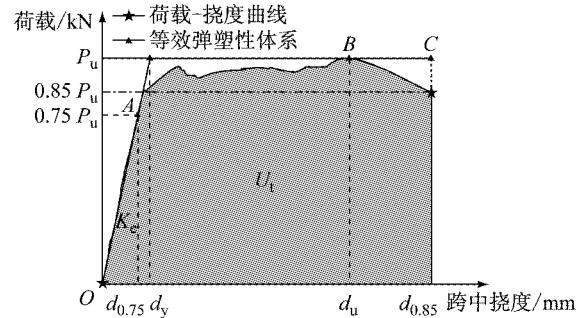


图 16 荷载-挠度曲线的等效弹塑性体系

Fig. 16 Equivalent elasto-plastic system of the load-displacement curve

3.3 延性

根据荷载-挠度曲线, 采用等效弹塑性体系的二折线梯形所包围的面积作为延性指标 U_t , U_t 也反映了试件吸收和耗散能量的能力, 如图 16 所示. 静力试验中各试件延性指标 U_t 及其提高率 η_{U_t} 如表 3 所示. 由表 3 可知, 试件按 U_t 由小到大排序为 P41B03 < P63B33 < P43B33 < CTRL < P43B33L < P43B13, 且加固试件 U_t 的提高率 η_{U_t} 最大为 97.6% (试件 P43B13); 试件 P41B03 的 η_{U_t} 最小, 与未加固试件 CTRL 相比, 其延性不但没有提高反而降低, 这表明仅仅在梁侧下部受拉区域锚固钢板, 将产生与梁底粘贴 CFRP 类似的缺点, 即降低试件延性; 与试件 P43B33 相比, 试件 P63B33 的 η_{U_t} 出现轻微降低, 而试件 P43B33L 与 P43B13 的 η_{U_t} 则显著升高, 这表明仅仅增加钢板厚度并不能增加梁的延

性,但增设角钢加劲肋和加密锚栓则可有效增加梁的延性;增设角钢加劲肋可以限制钢板屈曲,故 η_{u_i} 达到52.1%(试件 P43B33L);加密锚栓既限制钢板屈曲又增加钢板与混凝土的协同工作性能,故试件 P43B13 的 η_{u_i} 最大。

4 结论

(1) 火灾试验中,混凝土梁不同位置的实测温度呈现出明显的温度梯度;在熄火后,由于混凝土导热性能差以及周围环境的热传递,试件内部出现温度峰值滞后的现象。

(2) 静载试验中,试件跨中混凝土被压溃的先后顺序依次为 CTRL、P41B03、P43B33、P43B13、P43B33L、P63B33,这表明增加钢板厚度或增设角钢加劲肋可有效延缓混凝土压溃。试件跨中梁底纵筋屈服的先后顺序依次为 CTRL、P41B03、P43B33L、P43B33、P43B13、P63B33,这表明钢板厚度越大、锚栓间距越小,加固效果越好。

(3) 钢板上沿位于受压区,试验后期钢板应力较大时发生局部屈曲,本次试验钢板屈曲限制效果由小到大依次为 P63B33、P43B13、P43B33L,这表明增设角钢加劲肋可有效限制钢板屈曲。

(4) 在 BSP 法加固梁中,钢板与混凝土存在纵向与横向相对滑移。相对滑移随外荷载的增大而增大,且外部荷载越接近峰值荷载,相对滑移越显著。

(5) 火灾后受损梁经加固后,所有试件的峰值荷载和刚度均得到提高,其中试件 P43B33L 的峰值荷载提高最大(82.8%),试件 P63B33 的刚度提高最大(80.4%)。然而,受损梁经加固后,其延性变化各异,其中试件 P41B03 降低最多(-21.8%),试件 P43B33 与 P63B33 有所降低但基本持平,试件 P43B13 升高最多(97.6%)。这表明为防止加固后延性降低,不宜仅在梁侧下部受拉区域锚固钢板,并且建议考虑通过限制钢板屈曲使受压钢板发挥更大作用。

(6) 锚栓数量对钢板与混凝土之间协同工作程度的影响显著,故在 BSP 法加固设计中首先应充分考虑锚栓数量与钢板厚度的相对关系,即钢板厚度越大,锚栓需相应加密;其次当外部荷载较大时,应综合运用多种方式来限制梁侧钢板的滑移及其受压区的局部屈曲,从而增加钢板与混凝土梁的协同工作程度。

参考文献:

- [1] 闵明保,李延和,高本立,等. 建筑物火灾后诊断与处理[M]. 南京:江苏科学技术出版社,1994.
MIN Mingbao, LI Yanhe, GAO Benli, *et al.* The diagnoses and treatments of structures after fire[M]. Nanjing: Jiangsu Science and Technology Press, 1994.
- [2] 陆洲导,苏磊. 我国混凝土结构火灾(高温)后损伤机理与评估方法的研究进展和发展趋势[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(增刊2): 202.
LU Zhoudao, SU Lei. The Chinese research progress on damage mechanism and evaluation method of concrete structure after fire in China[J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(S2): 202.
- [3] LEE J, XI Y P, WILLAM K. Properties of concrete after high-temperature heating and cooling[J]. ACI Materials Journal, 2008, 105(4): 334.
- [4] 徐玉野,吴波,王荣辉,等. 高温后钢筋混凝土梁剩余承载性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(8): 20.
XU Yuyue, WU Bo, WANG Ronghui, *et al.* Experimental study on residual performance of reinforced concrete beams after fire [J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(8): 20.
- [5] 徐志胜,冯凯,张威振,等. CFRP 加固钢筋混凝土梁火灾后的试验研究[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2005, 37(1): 98.
XU Zhisheng, FENG Kai, ZHANG Weizhen, *et al.* Experimental analysis of CFRP used to strengthen RC beam after fire[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2005, 37(1): 98.
- [6] 余江滔,刘媛,陆洲导,等. 火灾后混凝土连续构件的损伤与加固试验研究[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2012, 40(4): 508.
YU Jiangtao, LIU Yuan, LU Zhoudao, *et al.* Experimental study on damage and rehabilitation of reinforced concrete continuous member after fire[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2012, 40(4): 508.
- [7] 徐玉野,彭小丽,董毓利,等. 受火后 CFRP 布加固钢筋混凝土梁受剪性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(2): 123.
XU Yuyue, PENG Xiaoli, DONG Yuli, *et al.* Experimental study on shear behavior of reinforced concrete beams strengthened with CFRP sheet after fire [J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(2): 123.
- [8] SIU W H. Flexural strengthening of reinforced concrete beams by bolted side plates[D]. Hong Kong: The University of Hong Kong, 2009.
- [9] HAMOUSH S A, AHMAD S H. Debonding of steel plate-strengthened concrete beams [J]. Journal of Structural Engineering, 1990, 116(2): 356.
- [10] TENG J G, CHEN J F, SMITH S T, *et al.* Behaviour and strength of FRP-strengthened RC structures: a state-of-the-art review[J]. Structures & Buildings, 2003, 156(1): 51.
- [11] OEHLERS D J, NGUYEN N T, AHMED M, *et al.* Transverse and longitudinal partial interaction in composite bolted side-plated reinforced-concrete beams[J]. Structural Engineering, 1997, 5(5): 553.

- [12] 谢丽丽,余术刚,刘立新,等. 铆粘钢板加固钢筋混凝土梁的抗弯性能试验研究[J]. 郑州大学学报(工学版), 2008, 29(2): 31.
XIE Lili, YU Shugang, LIU Lixin, *et al.* Experimental study on flexural properties of R. C. beams strengthened with externally bonded steel plate anchored by rivets or screw[J]. Journal of Zhengzhou University(Engineering Science), 2008, 29(2): 31.
- [13] 廖明进. 锚固钢板加固钢筋混凝土梁的弯曲性能研究[D]. 武汉: 武汉大学, 2005.
LIAO Mingjin. Research on flexural performance of reinforced concrete beams strengthened by bolting steel plate [D]. Wuhan: Wuhan University, 2005.
- [14] 高剑平,吴章勇,任乐,等. 梁侧锚贴钢板加固钢筋混凝土梁抗弯性能试验研究[J]. 工程抗震与加固改造, 2012, 34(2): 13.
GAO Jianping, WU Zhangyong, REN Le, *et al.* Experimental study on bending behavior of reinforced concrete beam strengthened with bolted side steel plate [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2012, 34(2): 13.
- [15] 邓燕华. 梁侧锚贴钢板加固钢筋混凝土梁抗弯性能实验与设计计算方法研究[D]. 南昌: 华东交通大学, 2009.
DENG Yanhua. Experimental study on the flexural behavior of reinforced concrete beam strengthened with bolted side steel plate and its design methods [D]. Nanchang: East China Jiaotong University, 2009.
- [16] LI L Z, LO S H, SU R K L. Experimental study of moderately reinforced concrete beams strengthened with bolted-side steel plates [J]. Advances in Structural Engineering, 2013, 16(3): 499.
- [17] 李凌志,姜常玖,陆洲导,等. 梁侧锚固钢板加固混凝土梁的横向剪力传递模型[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2016, 43(3): 113.
LI Lingzhi, JIANG Changjiu, LU Zhoudao, *et al.* Transfer model of transverse shear in bolted side-plated reinforced concrete beams [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2016, 43(3): 113.
- [18] SU R K L, ZHU Y. Experimental and numerical studies of external steel plate strengthened reinforced concrete coupling beams[J]. Engineering Structures, 2005, 27(10): 1537.

~~~~~

(上接第 1738 页)

- [10] CHEN J, SUN W, LI J, *et al.* Stochastic harmonic function representation of stochastic processes[J]. Journal of Applied Mechanics, 2013, 80(1): 011001.
- [11] “公路桥梁车辆荷载研究”课题组. 公路桥梁车辆荷载研究[J]. 公路, 1997(3): 8.  
“The Research of Vehicle Load of Highway and Bridge” Research Team. The research of vehicle load of highway and bridge[J]. Highway, 1997(3): 8.
- [12] 郭彤,李爱群,赵大亮. 用于公路桥梁可靠性评估的车辆荷载多峰分布概率模型[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2008, 38(5): 763.  
GUO Tong, LI Aiqun, ZHAO Daliang. Multiple-peaked probabilistic vehicle load model for highway bridge reliability assessment [J]. Journal of Southeast University (Natural Science), 2008, 38(5): 763.
- [13] HIAI F, PETZ D. The proper formula for relative entropy and its asymptotics in quantum probability[J]. Communications in Mathematical Physics, 1991, 143(1): 99.