

文章编号:1671-8879(2018)06-0117-10

# 钢-UHPFRC 组合加固足尺混凝土 T 梁 抗弯承载性能试验

王春生<sup>1</sup>,王世超<sup>1</sup>,赵 涛<sup>2</sup>,段 兰<sup>1</sup>,王 茜<sup>1</sup>

(1. 长安大学 陕西省公路桥梁与隧道重点实验室,陕西 西安 710064;

2. 宁夏公路工程有限公司,宁夏 银川 750002)

**摘 要:**为恢复地震、爆炸、火灾等极端荷载作用后混凝土 T 梁桥上部结构的抗弯性能,利用超高性能纤维混凝土(UHPFRC)材料的良好抗弯拉性能改进钢-混凝土组合加固技术,提出钢-UHPFRC 组合加固方法。以带损伤的足尺混凝土 T 梁为试验研究对象,通过抗弯承载性能试验,分析钢-混凝土组合加固和钢-UHPFRC 组合加固 T 梁在正常使用阶段的受力性能和承载能力极限状态下的弯曲破坏模式;基于足尺试验弯曲破坏形态,建立钢-UHPFRC 组合加固足尺混凝土 T 梁抗弯承载力计算图示和简化公式。研究结果表明:钢-UHPFRC 组合加固试验梁发生塑性弯曲破坏;跨中横截面变形符合平截面假定,加固部分与原结构之间纵向相对滑移小于 0.35 mm,加固后试验梁整体工作性能较好,与未加固梁相比,钢-混凝土组合加固 T 梁抗弯极限承载能力可提高 71%;在加固材料质量减轻 50%的条件下,钢-UHPFRC 组合加固 T 梁抗弯极限承载能力可提高 30%,正常使用阶段其抗弯刚度与钢-混凝土组合加固 T 梁相近,因此钢-UHPFRC 组合加固可提升或恢复混凝土 T 梁的抗弯承载性能,同时降低加固材料对结构自重的增加;抗弯承载力简化公式计算值与钢-混凝土组合加固 T 梁和钢-UHPFRC 组合加固 T 梁试验值的比值分别为 0.97 和 0.95,简化公式计算可靠,可用于组合加固后混凝土 T 梁桥的设计计算。

**关键词:**桥梁工程;钢-混凝土组合加固;钢-UHPFRC 组合加固;抗弯性能;足尺试验

**中图分类号:**U446.1

**文献标志码:**A

## Flexural behavior tests of full-scale concrete T girders with steel-UHPFRC composite strengthening

WANG Chun-sheng<sup>1</sup>, WANG Shi-chao<sup>1</sup>, ZHAO Tao<sup>2</sup>, DUAN Lan<sup>1</sup>, WANG Qian<sup>1</sup>

(1. Shaanxi Provincial Major Laboratory for Highway Bridge and Tunnel, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China; 2. Ningxia Highway Engineering Co., Ltd., Yinchuan 750002, Ningxia, China)

**Abstract:** To recover the flexural behavior of the superstructure in concrete T-girder bridges after damage under extreme loads such as earthquake, explosion, and fire, the steel-UHPFRC composite reinforcement method, which improves the steel-concrete composite reinforcement technology by using the excellent flexural performance of the UHPFRC material, was proposed. The experimental research was conducted on damaged full-scale concrete T-girders. The flexural

收稿日期:2018-08-11

基金项目:宁夏回族自治区交通运输厅科技项目(2016-3)

作者简介:王春生(1972-),男,黑龙江绥化人,教授,博士研究生导师,E-mail:wcs2000wcs@163.com。

behavior under the normal performance stage and the bending failure mode at the bearing capacity limit state of both steel-concrete composite strengthened T-girder and steel-UHPFRC composite strengthened T-girder were experimentally analyzed by bending tests. Based on the bending failure mode of full-scale T-girders, the bending capacity calculation diagram and simplified formula of steel-UHPFRC composite strengthened concrete T-girders were established. The results show that plastic bending failure of the steel-UHPFRC composite strengthened test girders. The cross-section deformation of the girders conforms to the flat section assumption. The longitudinal relative slip between the reinforcement and the original structure is less than 0.35 mm. Compared to the unstrengthened girders, the strengthened test girders demonstrate an overall improvement in the working performance. It is observed that the ultimate flexural capacity of the girder increases by 71% after strengthening with steel-concrete composite. Under the condition that the weight of the reinforcing material is reduced by 50%, the ultimate flexural capacity of girder strengthened with steel-UHPFRC composite can be increased by 30%. Further, the flexural behavior of the steel-UHPFRC composite reinforced concrete T-girder is similar to that of the steel-concrete composite reinforced concrete T-girder under the normal performance stage. Therefore, the steel-UHPFRC composite reinforcement can improve or restore the flexural capacity of the concrete T-girder and reduce the weight of the reinforcement, which contributes to the self-weight of the structure. The values of simplified bending capacity obtained from the theoretical analysis and the experimental results are compared for both the steel-concrete composite reinforced girder and steel-UHPFRC composite reinforced girder, and the ratios of the values for the girders are found to be 0.97 and 0.95, respectively. Thus, the simplified calculation formula is reliable and can be used in the design calculations of composite reinforced concrete T-girder bridges. 4 tabs, 19 figs, 21 refs.

**Key words:** bridge engineering; steel-concrete composite strengthening girder; steel-UHPFRC composite strengthening girder; flexural behavior; full-scale test

## 0 引言

混凝土 T 梁桥具有自重轻和材料用量少的优点,在中国公路桥梁中应用广泛。混凝土 T 梁桥在地震、爆炸、火灾等极端荷载作用后,桥梁的承载力和刚度退化严重,耐久性降低,威胁桥梁结构的安全。为使混凝土 T 梁桥在极端荷载作用后仍能满足交通荷载的需求,需要有效恢复桥梁的承载力、刚度和耐久性。

现有的加固方法可以很好满足中国大部分公路桥梁的加固维修,但受制于加固形式或材料特性的影响,单一的加固方法很难恢复地震、爆炸、火灾等极端荷载作用后结构的承载性能。钢-混凝土组合加固运用了增大截面法和粘贴钢板加固法,能够有效提高桥梁上部结构的承载力和刚度<sup>[1-2]</sup>。Casilas 等对钢-混凝土组合板进行了试验研究,结果表明,钢板对混凝土梁的加固效果等同于增加混凝土截面内的钢筋<sup>[3]</sup>。Smith 等对 U 形钢板外包混凝土矩形

梁的抗弯和抗剪性能进行了试验研究,明确了钢-混凝土组合结构的单侧屈曲模式和抗剪破坏模式<sup>[4-5]</sup>。聂建国等对钢-混凝土组合加固矩形梁进行了大量试验,研究结果表明,钢-混凝土组合加固梁后,试验梁的刚度和承载力提高明显,栓钉数量不足将导致界面发生剥离破坏<sup>[6-7]</sup>。王春生等对钢-混凝土组合在桥梁工程中的应用进行了系列模型试验、足尺试验和工程实践,明确了不同设计参数对混凝土梁加固效果的影响,建立简化公式计算试验梁的极限承载力,成功应用钢-混凝土组合加固法加固火灾后的预应力混凝土箱梁桥<sup>[8-12]</sup>。

相比于传统混凝土,超高性能纤维混凝土(UHPFRC)的优势较多,Maca 等对 UHPFRC 的材料性能和配比进行了系列试验研究,表明 UHPFRC 具有更好的抗压强度(150~200 MPa)、更高的抗拉强度(7~11 MPa)以及优越的密实性和流动性<sup>[13-16]</sup>。法国、瑞士、韩国、荷兰、美国等已成功将 UHPFRC 应用于新建桥梁和既有桥梁的加固与改

造之中。Yang 等对 UHPFRC 梁的抗弯性能进行了模型试验研究<sup>[17]</sup>。Lampropoulos 等对 UHPFRC 加固混凝土矩形梁进行了模型试验,研究结果表明,应用 UHPFRC 修复混凝土矩形梁可提高结构的刚度,推迟裂缝的开裂时间,从而达到提高加固梁耐久性的作用<sup>[17-19]</sup>。Bastien-masse 等将 UHPFRC 材料推广应用于桥梁工程中,建造出新型 UHPFRC 预制构件,将 UHPFRC 作为铺装层应用于正交异性钢桥面板的加固和修复,建造新型钢-UHPFRC 组合桥梁以及 UHPFRC 梁桥,并应用钢筋 UHPFRC 铺装层加固混凝土空心板梁桥以改善混凝土梁桥的受力状态,取得了良好的工程效益<sup>[20-21]</sup>。

桥梁工程中的 UHPFRC 已有研究成果主要集中在通过 UHPFRC 桥面铺装改善结构的受力状态,未见应用 UHPFRC 加固主梁结构的工程实例。由于 UHPFR 的抗弯拉强度超过 20 MPa,将 UHPFRC 应用在混凝土梁的受拉区参与受力,在车辆荷载和温度荷载作用下受拉区 UHPFRC 不发生开裂,可以保证加固后混凝土梁全截面工作,提高混凝土梁在正常使用阶段的刚度;将 UHPFRC 代替普通混凝土用于钢-混凝土组合加固工程,可用于控制结构在正常使用状态下裂缝的发展以及增强混凝土梁的耐久性;在相同的加固目标下,UHPFRC 具有更高的抗压强度,所用加固材料的质量比普通混凝土能减轻一半,梁底 UHPFRC 与加固钢板共同受力,可降低加固钢板的厚度;UHPFRC 具有良好的流动性,施工方便,不需要振捣过程。

已有混凝土桥梁的加固方法主要是基于缩尺试验结果建立的。由于尺寸效应的影响,通过缩尺模型试验得出的加固效果通常好于实桥应用的加固效果,缩尺试验结果可作为实桥加固应用的技术参考,但通过足尺试验验证加固方法的有效性也十分必要。因此,通过足尺试验获得的实测数据和技术积累,对完善混凝土梁桥的加固技术具有不可替代的支撑作用。为此,本文针对混凝土 T 梁桥承载性能的恢复与提升目标,开展了钢-混凝土组合加固和钢-UHPFRC 组合加固混凝土 T 梁的足尺试验与理论分析。通过足尺试验研究钢-混凝土组合加固和钢-UHPFRC 组合加固足尺混凝土 T 梁的真实受力状态,分析其在正常使用阶段的受力性能和承载极限状态下的破坏模式,建立组合足尺混凝土 T 梁抗弯承载力简化计算方法。

# 1 试验方案

## 1.1 试验梁设计

试验从某旧桥拆除 20 m 足尺钢筋混凝土 T 梁作为研究对象,试验梁高 1.3 m,梁长 19.96 m,翼缘板边缘厚度为 8 cm,翼缘板中心厚度为 14 cm,腹板厚 18 cm。钢筋混凝土 T 梁采用 C40 混凝土,纵向受拉钢筋为 8Φ28 和 4Φ16,上翼缘受压纵筋为 16Φ12。

对 2 片试验梁分别采用钢-混凝土组合加固和钢-UHPFRC 组合加固,加固后试验梁对应编号分别为 T1、T2;将 1 片未加固足尺试验梁加载至极限状态,未加固梁编号为 NT,作为对比梁,为评价其加固效果提供依据。足尺试验梁梁长 19.96 m,计算跨径 19.4 m。试验采用两点加载试验荷载  $F$ ,剪跨段长度 8.45 m,纯弯段长度 1.6 m,加载方案如图 1 所示。

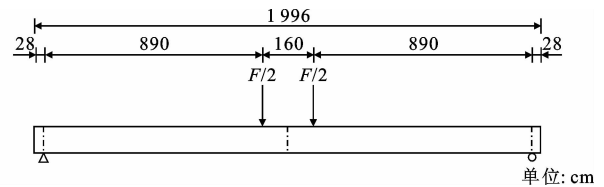


图 1 加载方案  
Fig. 1 Loading plan

组合加固试验梁的加固方式为:在顶板加铺 80 mm 厚 C40 混凝土或 50 mm 厚 UHPFRC 进行补强层加固,加固长度为 19.96 m,通过在顶板补强层内设 1 层钢筋网,并在原结构顶板植入钢筋使顶板补强层和原结构形成整体共同工作。腹板及腹板底面采用钢-混凝土(UHPFRC)组合加固,钢板与原结构通过锚栓连接,并在原结构与加固钢板之间浇筑 C40 混凝土或 UHPFRC 使结构形成整体共同工作。其中,试验梁 T1 腹板加固层均采用 6 mm 厚钢板+8 cm 厚 C40 混凝土,顶板铺设 8 cm 厚 C40 混凝土;试验梁 T2 腹板加固层均采用 3 mm 厚钢板+4 cm 厚 UHPFRC,顶板铺 5 cm 厚 UHPFRC。试验梁 T2 加固构造如图 2 所示,试验梁原梁以及加固材料性能试验结果见表 1。

## 1.2 加载装置

为完成 20 m 足尺钢筋混凝土 T 梁的加载,设计加载装置如图 3、图 4 所示,其工作原理为:精轧螺纹钢的一端固定在大体积混凝土锚固承台内,一端用螺栓固定在加载横梁上,在千斤顶上布设传感器,利用千斤顶顶升的反作用力向试验梁施加荷载。

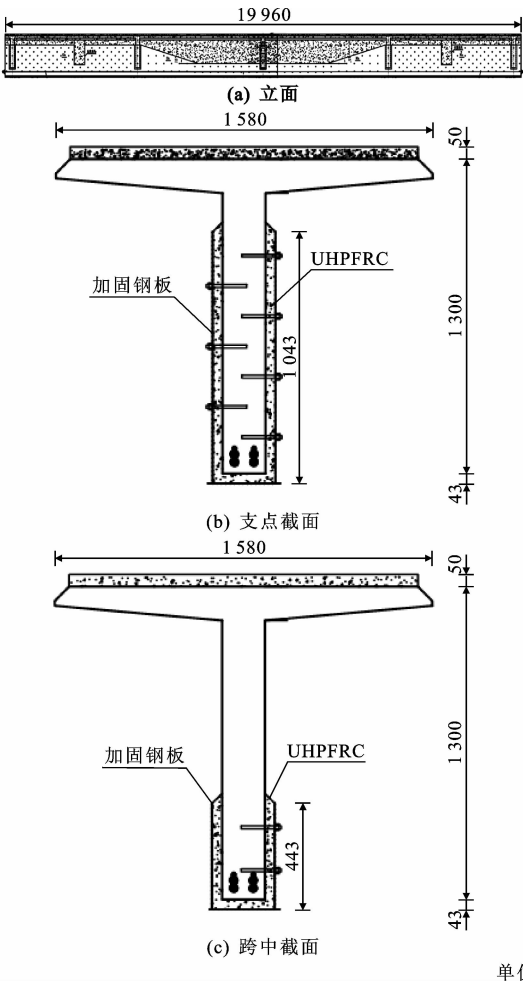


图2 试验梁 T2 构造

Fig. 2 Structures of test girder T2

表 1 材料性能参数

Tab. 1 Material performance parameters

MPa

材料规格		屈服强度	极限强度	弹性模量
Q235 钢板		309	458	$2.0 \times 10^5$
HRB335(Φ12)		400	560	$2.0 \times 10^5$
HRB335(Φ16)		422	565	$2.0 \times 10^5$
HRB335(Φ28)		410	580	$2.0 \times 10^5$
C40 混凝土轴心抗压强度		31.4		
UHPFRC 轴心抗压强度		98.6		
钢绞线 (Φ15.2)	张拉控制应力	1 395		
	有效预应力	860		

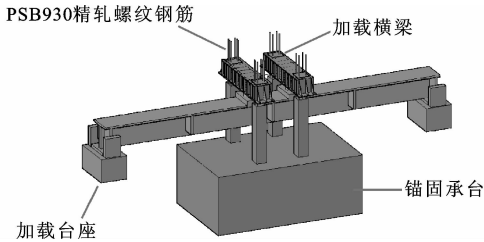


图3 加载装置三维模型

Fig. 3 3D model of loading device



图4 实际加载装置

Fig. 4 Actual loading device

1.3 测点布置

试验梁外加荷载由压力传感器测量,跨中挠度与关键位置应变通过位移和应变传感器测量,采用滑移计测量加固混凝土与原混凝土之间、组合加固混凝土与加固钢板之间的相对滑移,如图 5 所示。

2 试验结果分析

2.1 承载性能分析

2.1.1 荷载-挠度关系

图 6 为试验梁跨中荷载-挠度曲线。由图 6 可知,相比于未加固 NT 梁,钢-混凝土组合加固 T1 梁、钢-UHPFRC 组合加固 T2 梁的极限承载力均有大幅提升,如表 2 所示。其中, $F_u$  为试验梁极限荷载, $F_{sy}$  为主筋屈服荷载, $F_{spy}$  为加固钢板屈服荷载。T1 梁腹板加固层采用 6 mm 厚钢板+8 cm 厚 C40 混凝土组合加固,极限承载力提高了 71%;T2 梁采用 3 mm 厚钢板+4 cm 厚 UHPFRC 组合加固,极

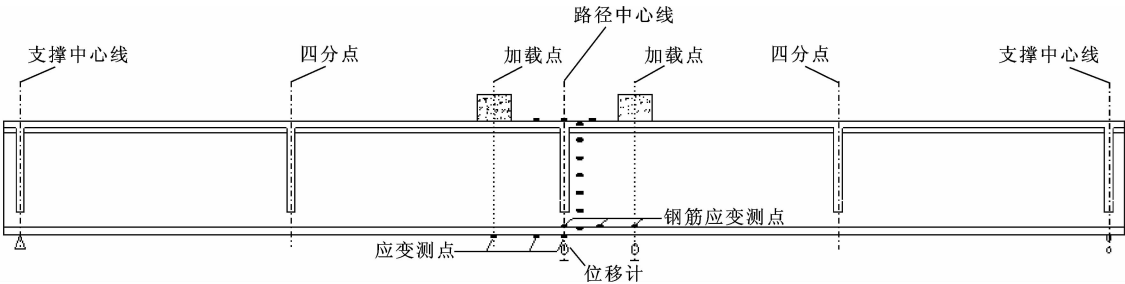


图5 测点布置

Fig. 5 Arrangement of measuring points

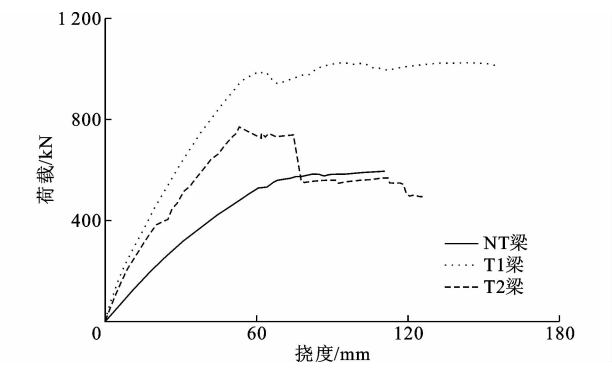


图 6 跨中荷载-挠度曲线

Fig. 6 Mid-span loading-deflection curves

表 2 承载力试验结果

Tab. 2 Test results of bearing capacity kN			
试验梁编号	$F_u$	$F_{sy}$	$F_{spy}$
NT	595	595	
T1	1 020	994	947
T2	770	745	725

限承载力提高了 30%。在加载过程中,当荷载小于 200 kN 时,试验梁处于弹性工作状态,T1 梁与 T2 梁的荷载-挠度曲线接近;当荷载大于 200 kN 后,腹板底面加固层混凝土(UHPFRC)逐渐开裂,其裂缝逐渐延伸至腹板加固钢板高度,腹板底面钢筋和钢板应变增长很快;试验梁 T2 在荷载达到 760 kN 时,主筋和钢板应力接近屈服平台,随后加固层 UHPFRC 不断发出响声,加固钢板的裂纹进一步扩展,刚度不断降低直至腹板底部加固钢板拉断,试验梁达到极限状态。试验梁 T1 荷载达到 980 kN 时,跨中隔板处钢板焊缝开裂,梁刚度降低;跨中挠度达到 144 mm 时,T 梁内部受拉主筋进入屈服阶段;当荷载增长值为 996 kN 时,跨中截面腹板底部加固钢板断裂,挠度为 60 mm;随后进入持荷阶段,极限状态时原梁腹板底部钢筋断裂,最大挠度为 160 mm。试验梁破坏形态如图 7~图 9 所示。

对比 T1、T2 梁的荷载-挠度曲线可知,在正常使用阶段,钢筋与钢板未发生屈服,二者荷载-挠度曲线基本重合;加固钢板开裂后,UHPFRC 和加固钢板对腹板的组合加固作用减弱。因此,应用 80 mm 厚 C40 混凝土+6 mm 厚钢板组合加固,在提高抗弯极限承载力方面优于 40 mm 厚 UHPFRC +3 mm 厚钢板组合加固。

2.1.2 刚 度

根据试验中观察到的现象和混凝土梁的荷载-挠度曲线可以看出:加固后的混凝土 T 梁的刚度均有较大幅度提高,并且在不同阶段、不同加固情况下



图 7 NT 梁弯曲破坏形态

Fig. 7 Flexural failure mode of girder NT



图 8 T1 梁弯曲破坏形态

Fig. 8 Flexural failure mode of girder T1



图 9 T2 梁弯曲破坏形态

Fig. 9 Flexural failure mode of girder T2

提高程度不同。由挠度计算式

$$f=sM_sI_0^2/B_s \tag{1}$$

可得到刚度表达式,即

$$B_s=sM_sI_0^2/f \tag{2}$$

式中: $f$ 为梁的挠度; $s$ 为与荷载形式、支承条件有关的系数; $M_s$ 为作用于梁上的荷载; $I_0$ 为梁的计算跨度; $B_s$ 为梁的开裂刚度,在  $s$ 、 $I_0$  一定条件下, $B_s$  值

只与  $M_s/f$  有关,二者成正比关系。

结合试验梁荷载-挠度曲线,计算得到:当荷载为 200 kN 时,相比于未加固混凝土 NT 梁,钢-混凝土组合加固 T1 梁加固后刚度提高了 156%;由于 UHPFRC 良好的抗弯拉性能,腹板底部加固层 UHPFRC 在正常使用阶段不发生开裂,加固钢板和加固层厚度减薄 50%后,钢-UHPFRC 组合加固 T2 梁开裂刚度提高了 122%,说明钢-UHPFRC 组合加固可以明显提高结构正常使用阶段的抗弯刚度。

2.1.3 延性

通过位移延性系数分析试验梁的延性,位移延性系数为结构极限挠度与屈服挠度的比值,其中屈服挠度的取值对应于钢筋屈服时的挠度。表 3 为试验梁加固前后位移延性系数试验结果。其中,  $\mu$  为延性系数,  $\delta_u$  为极限挠度,  $\delta_y$  为屈服挠度。由表 3 可见:试验梁加固后延性得到一定程度的改善;UHPFRC 抗压强度远高于普通混凝土,使极限受压区高度减小,从而使极限曲率增大,进而使塑性转动能力提高,因此 T1、T2 梁结构延性均提高。

表 3 延性试验结果

Tab. 3 Test results of ductility

试验梁编号	$\delta_y/mm$	$\delta_u/mm$	$\mu$
NT	108.00	118.04	1.07
T1	88.42	199.04	1.25
T2	74.57	209.54	1.81

2.2 整体工作性能分析

2.2.1 跨中截面应变沿梁高分布

图 10、图 11 为加固后试验梁跨中截面纵向应变在不同  $F_u$  下沿梁高分布曲线。坐标纵轴 0 点为腹板底缘或腹板加固钢板底缘,纵向应变沿梁高的分布近似呈直线分布,试验梁跨中截面基本符合平截面假定,说明无论是腹板加固钢板还是顶板补强层都表现出与原结构良好的整体性。

2.2.2 应变分析

图 12 为试验梁加固前后跨中荷载-顶板混凝土应变曲线。由图 12 可见:试验梁 NT 顶板混凝土在加载至 550 kN 前,应变变化并不明显;试验梁临近破坏时上翼缘混凝土增长开始加快,破坏时其挠度急剧增加过程中,上翼缘混凝土的应变接近  $1\,000\times 10^{-6}$ ,腹板底部钢筋断裂导致试验梁 NT 达到极限状态。

对于试验梁 T1,荷载小于 190 kN 时,裂缝开展所损失的能量主要转化为钢板和钢筋的应变能,结构表现为弹性状态;荷载达到 980 kN 时,加固钢板

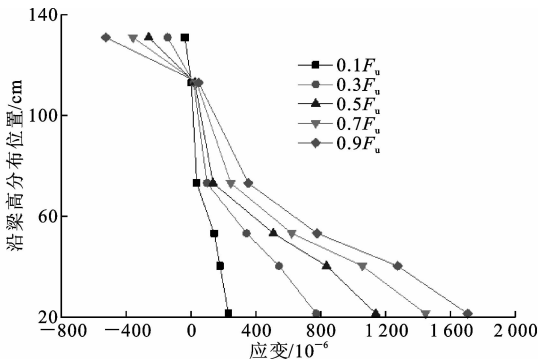


图 10 T1 梁跨中截面应变曲线

Fig. 10 Mid-span longitudinal strain curves of girder T1

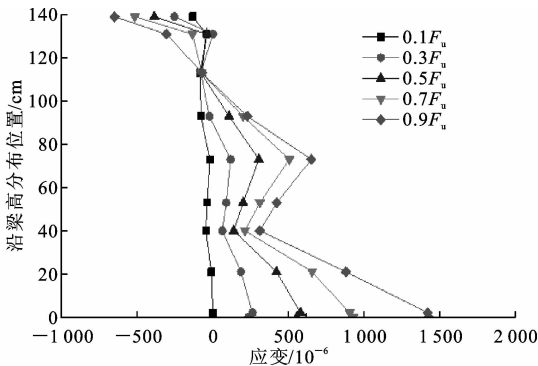


图 11 T2 梁跨中截面应变曲线

Fig. 11 Mid-span longitudinal strain curves of girder T2

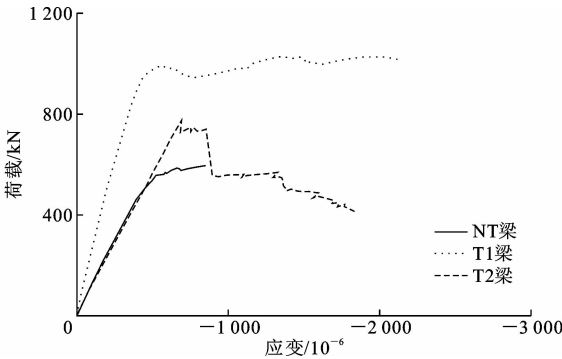


图 12 跨中荷载-顶板混凝土应变曲线

Fig. 12 Mid-span curves of load and strain of top flange concrete

拼接处焊缝开裂,随后顶板混凝土屈服,由于腹板底面钢板、钢筋的先后断裂,试验梁达到极限状态。试验梁 T2 顶板采用 5 cm 厚 UHPFRC,当荷载达到 200 kN 时,顶板 UHPFRC 应变接近  $200\times 10^{-6}$ ;达到极限荷载 760 kN 前,腹板底部钢板和钢筋先后进入屈服状态,腹板底部钢筋断裂,试验梁达到极限状态,顶板混凝土应变超过  $2\,000\times 10^{-6}$ 。

图 13、图 14 分别为试验梁加固前后跨中腹板底面钢筋、腹板底面加固钢板的荷载-应变曲线。由图可见:相比于未加固梁,当荷载小于 200 kN 时,2 片试验梁腹板底面钢筋应变均下降 50%以上,试验

梁 T2 加固钢板与 UHPFRC 共同受力,使得 2 片梁腹板跨中底面加固钢板应变变化基本一致;当荷载达到 550 kN 时,未加固梁达到极限状态,2 片试验梁腹板底面钢筋应变小于  $1\,000\times 10^{-6}$ ,T2 梁加固钢板应变超过  $1\,000\times 10^{-6}$ ,其荷载-加固钢板应变曲线呈非线性增长;T2 梁荷载达到 750 kN 时,钢板应变达到  $2\,053\times 10^{-6}$ ,表明加固钢板已经进入屈服状态,腹板底面钢筋的断裂使荷载从 750 kN 降至 550 kN,腹板底面钢筋断裂的应变能由剩余的钢筋和加固钢板增加自身的应变来弥补,所以加固钢板的应变呈跳跃式增长,最后加固钢板和腹板底面钢筋被拉断,试验梁达到极限状态;T1 梁荷载接近 1 000 kN 时,腹板底面钢筋应变和加固钢板应变接近  $1\,700\times 10^{-6}$ ,随着荷载缓慢增长,加固钢板应变持续增长,腹板底面钢板先断裂,主筋迅速进入屈服阶段并发生断裂,试验梁刚度突然下降,达到极限状态。

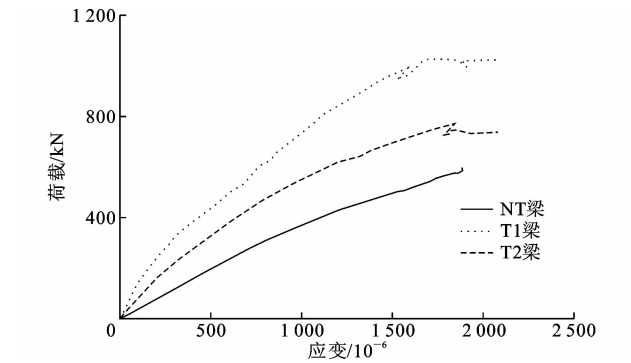


图 13 跨中腹板底面钢筋荷载-应变曲线  
Fig. 13 Curves of load and strain of mid-span bottom steel bar

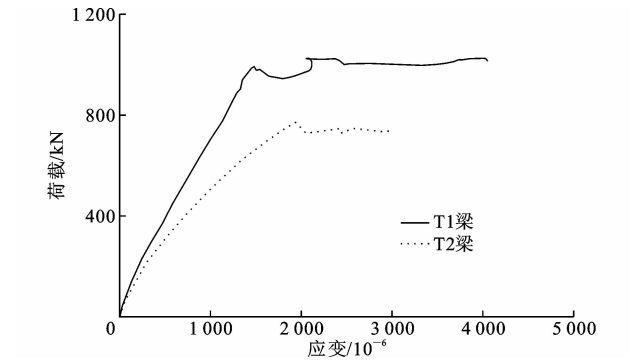


图 14 跨中腹板底面加固钢板荷载-应变曲线  
Fig. 14 Curves of load and strain of mid-span steel plate

图 15 为试验梁 T1、T2 腹板底部钢板应变沿纵向分布曲线。加固后试验梁腹板底部钢板纵向应变总体上从跨中到四分点呈递减趋势,且跨中两侧应变总体上呈对称分布。随着荷载的增加,跨中纯弯段底板钢板应变明显高于两侧,加固层混凝土开裂,

腹板底部混凝土逐渐退出工作,纵向不均匀系数  $\lambda$  逐渐增加;当荷载达到  $0.9F_u$  时,试验梁 T1 纵向不均匀系数  $\lambda$  增长为 1.83;而试验梁 T2 加固层 UHPFRC 开裂后仍未完全退出工作,纵向不均匀系数  $\lambda$  增长速度缓于 T1 梁, $0.9F_u$  时其  $\lambda$  为 1.23。

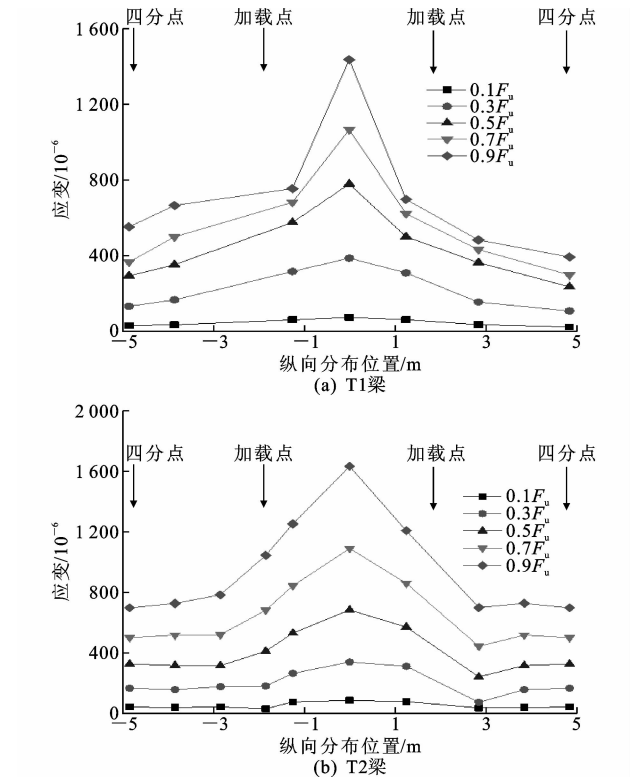


图 15 试验梁腹板底部钢板应变沿纵向分布曲线  
Fig. 15 Longitudinal strain distributions along bottom plate of test girders

### 2.2.3 滑 移

图 16 为新老混凝土之间荷载-相对滑移曲线。由图 16 可见:2 片加固试验梁达到极限状态前,新老混凝土之间相对滑移量基本为 0;达到极限状态时,由于试验梁发生破坏而引起刚度发生突变,其相对滑移量会产生突变,但整个加载过程中,最大相对滑移量小于 0.35 mm,说明新老混凝土之间连接可靠。

图 17 为钢板与加固混凝土之间荷载-相对滑移曲线。由图 17 可见:加固钢板与加固混凝土之间相对滑移曲线与新老混凝土之间相对滑移曲线相似,达到最大荷载时,其相对滑移量小于 0.02 mm,在持荷过程中,相对滑移量随试验梁发生破坏呈突变式增长;在整个加载过程中,最大相对滑移量小于 0.3 mm,说明钢板与加固混凝土共同工作性能良好。

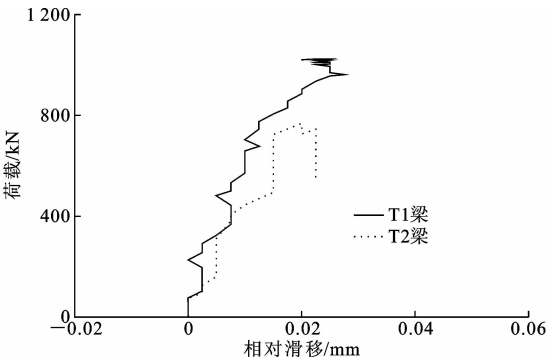


图 16 新老混凝土之间荷载-相对滑移曲线  
Fig. 16 Curves of load and relative slip between new and old concrete

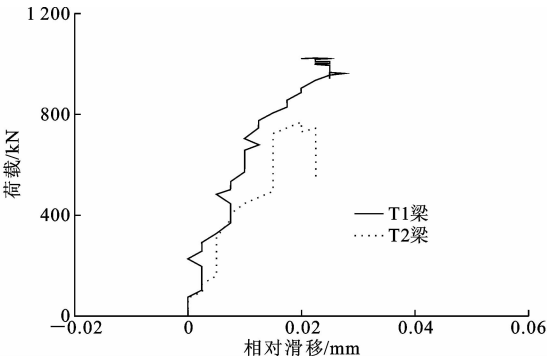


图 17 钢板与加固混凝土之间荷载-相对滑移曲线  
Fig. 17 Curves of load and relative slip between steel plate and strengthening concrete

### 3 极限承载力理论计算

一期荷载(构件自重和不拆除的恒载)由原梁截面承担,二期荷载(车辆荷载和后加荷载)由加固后的组合截面承受。原结构钢筋与混凝土应力在加固计算中应为一期荷载作用下,按开裂后的钢筋混凝土弹性理论计算其各自的初应力。

钢-混凝土组合加固足尺钢筋混凝土 T 梁的正截面承载力计算满足以下基本假定:(1)加固部分与原结构共同工作良好,无相对滑移,截面变形符合平截面假定;(2)极限状态下不考虑腹板加固混凝土或 UHPFRC 的受弯作用。钢-UHPFRC(混凝土)组合加固钢筋混凝土 T 梁抗弯承载力计算见图 18、图 19。图中: $\epsilon_{sp}$ 、 $\epsilon_{hc}$  分别为加固钢板应变和加固梁上翼缘 UHPFRC(混凝土)表面应变; $\epsilon_{spi}$ 、 $\epsilon_{hcl}$  分别为加固钢板和顶板 UHPFRC(混凝土)表面滞后应变; $\epsilon'_s$ 、 $\epsilon_s$  分别为原梁受压钢筋和受拉钢筋应变; $h$  为加固后梁高; $\epsilon_{cu}$  为原梁上翼缘混凝土极限应变; $A_{sp}$  为加固后钢板截面计算面积,根据足尺试验分析结果,腹板加固钢板面积的 0.5 倍计入加固钢板截面计算

面积; $a_s$  为原梁受拉钢筋合力点至加固钢板受拉边缘的距离; $h_0$  为加固后原梁受拉钢筋合力点至翼缘表面的距离; $a_t$  为顶板 UHPFRC(混凝土)补强层高度; $a'_{s1}$ 、 $a'_{s1}$  分别为原梁顶板钢筋网合力点和加固梁顶板补强层钢筋网合力点至截面受压边缘的距离; $A'_s$ 、 $A'_{s1}$  分别为原梁顶板受拉钢筋截面面积和加固层顶板加固层受压钢筋截面面积; $b'_t$ 、 $b$  分别为上翼缘截面宽度和腹板底部加固钢板宽度; $x$  为受压区高度; $h_1$  为试验梁顶板厚度。

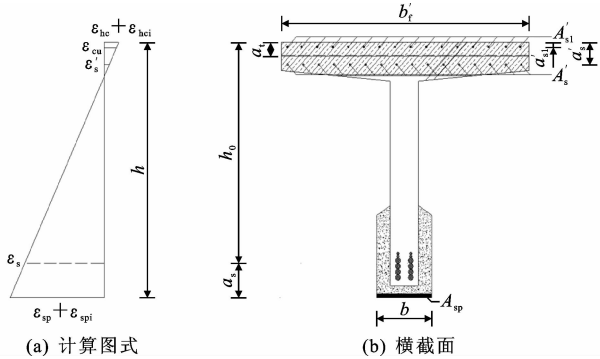


图 18  $x \leq h_1$  时抗弯极限承载力计算图式  
Fig. 18 Calculation diagrams of bending ultimate bearing capacity when  $x \leq h_1$

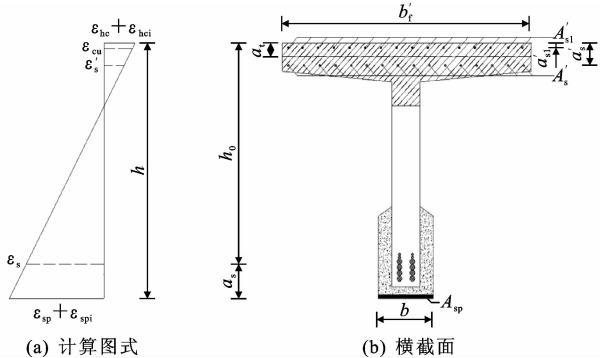


图 19  $x > h_1$  时抗弯极限承载力计算图式  
Fig. 19 Calculation diagrams of bending capacity when  $x > h_1$

(1)受压区高度  $x \leq h_1$  时,依据截面平衡条件建立的抗弯极限承载力计算公式为

$$\frac{1}{2} E_c \epsilon_c x b'_t + E_s (\epsilon'_{s1} A'_{s1} + \epsilon'_s A'_s) = E_s (\epsilon_s A_s + \epsilon_{sp} A_{sp}) \quad (3)$$

$$M_u = \frac{1}{2} E_c \epsilon_c x b'_t (h_0 - \frac{1}{3} x) + E_s \epsilon'_{s1} A'_{s1} \cdot (h_0 - a'_{s1}) + E_s \epsilon'_s A'_s (h_0 - a'_s) + E_s \epsilon_{sp} A_{sp} \quad (4)$$

$$\frac{\epsilon_s}{h_0 - x} = \frac{\epsilon'_{s1}}{x - a'_{s1}} = \frac{\epsilon'_s}{x - a'_s} = \frac{\epsilon_c}{x} \quad (5)$$

(2)受压区高度  $x > h_1$  时,依据截面平衡条件建立的抗弯极限承载力计算公式为



$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} E_c \epsilon_c \left(1 + \frac{x-h_1}{x}\right) h_1 b'_f + \frac{1}{2} E_c \epsilon_c (x-h_1) \cdot \\ & \frac{x-h_1}{x} b + E_s (\epsilon_{s1}' A_{s1}' + \epsilon_s' A_s') = \\ & E_s (\epsilon_s A_s + \epsilon_{sp} A_{sp}) \end{aligned} \tag{6}$$
$$\begin{aligned} M_u = & \frac{1}{2} E_c \epsilon_c \left(1 + \frac{x-h_1}{x}\right) h_1 b'_f \left[ h_0 - \frac{1}{3} h_1 \cdot \right. \\ & \left. \frac{2(x-h_1)/x+1}{(x-h_1)/x+1} \right] + \frac{1}{2} E_c \epsilon_c (x-h_1) \cdot \\ & \frac{x-h_1}{x} b \left[ \frac{2}{3} (x-h_1) + h_0 - x \right] + \\ & E_s \epsilon_{s1}' A_{s1}' (h_0 - a_{s1}') + E_s \epsilon_s' A_s' \cdot \\ & (h_0 - a_s') + E_s \epsilon_{sp} A_{sp} a_{sp} \end{aligned} \tag{7}$$

式中: $E_c$ 、 $E_s$  分别为原梁混凝土和钢筋的弹性模量; $M_u$  为极限抗弯承载力; $\epsilon_{s1}'$  为加固层受压钢筋应变; $\epsilon_c$  为极限荷载作用下原梁上翼缘混凝土应变; $a_{sp}$  为腹板加固钢板合力点至截面下缘的距离。

表 4 给出了试验梁加固前后抗弯极限承载力理论计算值与试验值比较。按平截面假定下受拉主筋先达到屈服应变来推算顶板混凝土和加固钢板的应变,根据各材料的本构关系计算钢-混凝土组合加固混凝土 T 梁的极限抗弯承载力结果与试验结果吻合较好,组合加固后结构可以运用简化式(3)~式(7)对抗弯极限承载力进行评估。从表 4 可以看出:基于弯曲塑性极限状态建立的理论公式能够有效反映结构的极限承载力,计算值与钢-混凝土组合加固 T 梁试验值的比值为 0.97,计算值与钢-UHPFRC 组合加固 T 梁试验值的比值为 0.95,因此,简化公式可为钢-UHPFRC 组合加固 T 梁桥的设计计算提供参考。

表 4 计算值与试验值对比

Tab. 4 Comparisons of calculated values and test values

试验梁编号	试验值 $K_1$ /kN	计算值 $K_2$ /kN	$K_2 \cdot K_1^{-1}$
NT	3 096	2 898	0.94
T1	5 206	5 057	0.97
T2	3 985	3 772	0.95

4 结 语

- (1)在加固材料用量和质量减少 50% 的条件下,钢-UHPFRC 组合加固 T 梁在正常使用阶段的抗弯刚度与钢-混凝土组合加固 T 梁接近。
- (2)采用钢-混凝土组合加固 T 梁抗弯极限承载能力可提高 71%;在加固材料用量和质量减少 50% 的条件下,采用钢-UHPFRC 组合加固 T 梁抗弯极限承载能力可提高 30%;钢-混凝土组合加固和钢-

UHPFRC 组合加固 T 梁的加固后延性分别提高了 17% 和 69%;因此,组合加固技术可以完成对性能退化的混凝土梁桥抗弯承载性能的恢复,提升原设计荷载等级不足的混凝土梁桥的抗弯承载性能。

(3)组合加固试验梁破坏时,加固钢板材料强度得到了充分发挥,加固后表现出优良的整体工作性能;通过在混凝土 T 梁上翼缘表面植筋、用锚栓连接加固部分混凝土 T 梁腹板等措施,使加固部分与原结构之间连接可靠,保证了组合加固试验梁的刚度、强度和整体性。

(4)根据足尺试验结果,假设混凝土 T 梁加固后发生塑性弯曲破坏,建立了钢-混凝土组合加固 T 梁的抗弯承载力计算图示和简化公式,计算值与钢-混凝土组合加固 T 梁试验值的比值为 0.97,计算值与钢-UHPFRC 组合加固 T 梁试验值的比值为 0.95,因此,简化公式可为组合加固后混凝土 T 梁桥的设计计算提供参考。

(5)本文对钢-混凝土组合加固足尺混凝土 T 梁的抗弯承载性能进行了研究,为将研究成果应用于实际工程,还需要对组合加固混凝土 T 梁桥的抗剪性能和疲劳性能进行深入研究。

参考文献:  
References:

[1] 聂建国,赵 洁,唐 亮. 钢板-凝土组合在钢筋混凝土梁加固中的应用[J]. 桥梁建设,2007,37(3): 76-79.  
NIE Jian-guo, ZHAO Jie, TANG Liang. Application of steel plate and concrete composite to strengthening of reinforced concrete girder[J]. Bridge Construction, 2007,37(3):76-79.

[2] 聂建国,陶慕轩,吴丽丽,等. 钢-混凝土组合结构桥梁研究新进展[J]. 土木工程学报,2012,45(6): 110-122.  
NIE Jian-guo, TAO Mu-xuan, WU Li-li, et al. Advances of research on steel-concrete composite bridges [J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(6): 110-122.

[3] CASILAS J, SIESS C P, KHACHATURIAN N. Studies of reinforced concrete girders and slabs reinforced with steel plates[J]. Civil Engineering Studies, 1957,134(7):56-62.

[4] SMITH S T, BRADFORD M A, OEHLERS D J. Elastic buckling of unilaterally constrained rectangular plates in pure shear[J]. Engineering Structures, 1999,21(5):443-453.

- [5] SMITH S T, BRADFORD M A, OEHLERS D J. Uni-lateral buckling of elastically restrained rectangular mild steel plates[J]. *Computational Mechanics*, 2000, 26(4): 317-324.
- [6] 聂建国, 赵 洁. 钢板-混凝土组合抗弯加固中滑移分布分析[J]. *清华大学学报: 自然科学版*, 2007, 47(12): 2085-2088, 2094.  
NIE Jian-guo, ZHAO Jie. Slip distribution analysis of steel plate-concrete composite flexural members[J]. *Journal of Tsinghua University: Science and Technology*, 2007, 47(12): 2085-2088, 2094.
- [7] 聂建国, 赵 洁. 钢板-混凝土组合加固钢筋混凝土简支梁试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2008, 29(5): 50-56.  
NIE Jian-guo, ZHAO Jie. Experimental study on simply supported RC girders strengthened by steel plate-concrete composite technique[J]. *Journal of Building Structures*, 2008, 29(5): 50-56.
- [8] 王春生, 袁卓亚, 高 珊, 等. 钢板-混凝土组合加固矩形梁的抗弯性能试验[J]. *中国公路学报*, 2011, 24(5): 65-73.  
WANG Chun-sheng, YUAN Zhuo-ya, GAO Shan, et al. Experimental study on flexural behavior of rectangular reinforced concrete girders strengthened by using steel plate and concrete composite technique[J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2011, 24(5): 65-73.
- [9] WANG Qian, LI Rui, LUO Qiao, et al. Study on full-scale bending experiment of concrete girder reinforced by steel plate and concrete composite strengthening method [C]//IABSE. IABSE Conference Geneva 2015: Structural Engineering: Providing Solutions to Global Challenges. Zürich: IABSE, 2015: 1-8.
- [10] 王世超, 王春生, 王 茜, 等. 组合加固足尺预应力混凝土空心板梁抗弯性能[J]. *交通运输工程学报*, 2018, 18(2): 31-41.  
WANG Shi-chao, WANG Chun-sheng, WANG Qian, et al. Flexural behavior experiment of full-scale prestressed concrete hollow slab girders with composite strengthening[J]. *Journal of Traffic and Transportation Engineering*, 2018, 18(2): 31-41.
- [11] 王世超, 王春生, 段 兰, 等. 组合加固足尺预应力混凝土箱梁抗弯性能试验[J]. *交通运输工程学报*, 2018, 18(5): 56-65.  
WANG Shi-chao, WANG Chun-sheng, DUAN Lan, et al. Flexural behavior experiment of full-scale PC box girder strengthened by composite technique[J]. *Journal of Traffic and Transportation Engineering*, 2018, 18(5): 56-65.
- [12] DUAN Lan, GUO Yun-fei, WEN Yi-ping, et al. Shear behaviour experimental study for full-scale PC box girder strengthened by composite strengthening method[C]//IABSE. IABSE Conference Guangzhou 2016: Bridges and Structures Sustainability-seeking Intelligent Solutions. Zürich: IABSE, 2016: 98-105.
- [13] MACA P, SOVJAK R, VAVRINIK T. Experimental investigation of mechanical properties of UHPFRC [J]. *Procedia Engineering*, 2013, 65: 14-19.
- [14] GRAYBEAL B A. Compressive behavior of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete[J]. *ACI Materials Journal*, 2007, 104(2): 146-152.
- [15] YU R, SPIESZ P, BROUWERS H J H. Mix design and properties assessment of ultra-high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC)[J]. *Cement and Concrete Research*, 2014, 56(2): 29-39.
- [16] HABEL K, VIVIANI M, DENARIE E, et al. Development of the mechanical properties of an ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) [J]. *Cement and Concrete Research*, 2006, 36(7): 1362-1370.
- [17] YANG I H, JOH C, KIM B S. Structural behavior of ultra high performance concrete girders subjected to bending[J]. *Engineering Structures*, 2010, 32(11): 3478-3487.
- [18] LAMPROPOULOS A P, PASCHALIS S A, TSILOU O T, et al. Strengthening of reinforced concrete girders using ultra high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC) [J]. *Engineering Structures*, 2016, 106: 370-384.
- [19] SAFDAR M, MATSUMOTO T, KAKUMA K. Flexural behavior of reinforced concrete girders repaired with ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) [J]. *Composite Structures*, 2016, 157: 448-460.
- [20] BASTIEN-MASSE M, BRUHWILER E. Concrete bridge deck slabs strengthened with UHPFRC [C]//IABSE. IABSE Symposium, Rotterdam 2013: Assessment, Upgrading and Refurbishment of Infrastructures. Zürich: IABSE, 2013: 654-661.
- [21] BRUHWILER E, DENARIE E. Rehabilitation and strengthening of concrete structures using ultra-high performance fibre reinforced concrete[J]. *Structural Engineering International*, 2013, 23(4): 450-457.