

doi: 10.12068/j.issn.1005-3026.2018.06.029

内嵌 CFRP 板条加固超载损伤钢筋 混凝土梁试验研究

杨佳^{1,2}, 王连广¹

(1. 东北大学 资源与土木工程学院, 辽宁 沈阳 110819; 2. 沈阳大学 建筑工程学院, 辽宁 沈阳 110044)

摘 要: 为研究超载情况下内嵌 CFRP 板条加固损伤混凝土梁的抗弯性能,进行了 5 根钢筋混凝土梁的抗弯试验,模拟了超载损伤状态,研究了加固梁的破坏形态、承载能力和刚度,分析了超载重复次数和超载幅值对加固梁抗弯性能的影响. 试验结果表明:内嵌 CFRP 板条加固损伤混凝土梁可以提高梁的承载能力,提高幅度在 16% ~ 27%. 超载重复次数和超载幅值影响加固梁的屈服荷载、极限荷载和刚度,屈服荷载和极限荷载随着超载重复次数和超载幅值增加而降低,刚度随超载重复次数的增加而减小. 建立了承载力计算公式,理论计算结果与试验结果吻合良好.

关 键 词: CFRP 板条;加固;钢筋混凝土;超载;承载力

中图分类号: TU 398 **文献标志码:** A **文章编号:** 1005-3026(2018)06-0907-06

Experimental Research on Overloaded Damaged Reinforced Concrete Beams Strengthened with Near Surface Mounted CFRP Strips

YANG Jia^{1,2}, WANG Lian-guang¹

(1. School of Resources & Civil Engineering, Northeastern University, Shenyang 110819, China; 2. College of Architectural and Civil Engineering, Shenyang University, Shenyang 110044, China. Corresponding author: WANG Lian-guang, E-mail: wanglianguang@mail.neu.edu.cn)

Abstract: In order to investigate the performance of damaged reinforced concrete beams strengthened with near surface mounted (NSM) carbon fiber reinforced polymer (CFRP) strips under overloading, the bending test of five reinforced concrete beams was carried out. The overloading state was simulated, and the failure mode, capacity and stiffness were studied. The influences of the overload cycle number and overload amplitude on the performance of reinforced concrete beams were also evaluated. The results show that embedding CFRP strips can enhance the capacity of overloaded damaged reinforced concrete beams to about 16% to 27%. The cycle number and overload amplitude affect the yield and ultimate load and stiffness in different ways. The yield and ultimate load decrease with the increase of cycle number and overload amplitude. The stiffness decreases with the increase of cycle number. The formula of ultimate bearing capacity is established, and the calculated results agree well with the experimental results.

Key words: CFRP strips; strengthening; reinforced concrete beams; overloading; bending bearing capacity

随着社会经济高速发展,我国公路桥梁上车辆超载情况日益严重. 由于超载超限车辆增多,部分在役桥梁设计荷载偏低以及超年限服役使用等问题突出,导致超载现象在桥梁中普遍存在. 美国公路运输部规定^[1],正常使用极限状态下桥梁构件内部钢筋应力不超过钢筋屈服应力的 0.6,超

过这一限值则视为超载运营。超载可能使桥梁过早开裂、承载力降低、刚度退化、耐久性降低,甚至在远低于设计承载力条件下发生破坏,导致整体失效^[2]。重视超载引起的桥梁安全问题,并进行必要的加固,可以提高桥梁的承载能力和刚度,延长桥梁使用寿命^[3-4]。纤维增强复合材料由于轻质、高强、耐腐蚀而广泛应用于桥梁加固修复工程^[4-5]。

近年已有碳纤维增强复合材料(carbon fiber reinforced polymer,简称 CFRP)加固钢筋混凝土梁的力学性能方面的研究^[6-9]。孙晓燕等^[9]开展了 CFRP 布加固桥梁构件疲劳试验,研究表明,超载运营影响结构的承载力和刚度。尚守平等^[10]研究了超载情况下高性能水泥复合砂浆钢筋网薄层加固钢筋混凝土梁的疲劳性能,试验表明,超载降低桥梁的疲劳寿命,加固后疲劳寿命提高。已有研

究主要围绕材料外贴加固完好梁或损伤梁,而对内嵌 CFRP 板条加固超载损伤梁的力学研究甚少。本文模拟混凝土梁不同超载开裂损伤情况,对损伤梁进行内嵌 CFRP 板条加固,进行了不同超载次数和超载幅值的抗弯试验研究。

1 试验概况

1.1 试件设计

本试验共设计了 5 根钢筋混凝土 T 形梁,其中 1 根对比梁,4 根损伤加固梁。梁长 2 900 mm,净跨 2 700 mm,混凝土设计强度为 C40,保护层厚度为 20 mm,腹板内纵向受拉钢筋采用 HRB335 $\phi 12$ 钢筋,配置箍筋 $\phi 6@75$ 。试件截面尺寸及配筋见图 1。

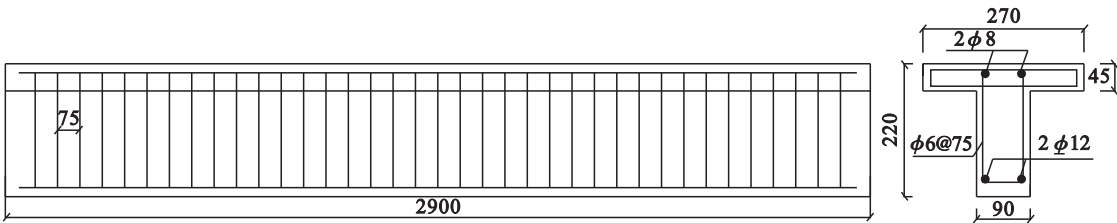


图 1 试件截面尺寸及配筋 (mm)
Fig. 1 Sectional dimensions and reinforcement of specimens (mm)

1.2 材料性能

混凝土立方体抗压强度的实测平均值为 42.31 MPa。HRB335 $\phi 12$ 钢筋实测屈服强度 $f_y = 375.1$ MPa, 极限强度 $f_u = 534.8$ MPa, $E_s = 210$ GPa。CFRP 板和黏结剂由上海华征材料公司提供。CFRP 板和黏结剂的力学性能见表 1。

表 1 CFRP 板和黏结剂的力学性能				
Table 1 Mechanical properties of CFRP plate and adhesive agent				
材料	型号规格	抗拉强度 MPa	弹性模量 MPa	延伸率 %
CFRP 板	1.2mm × 50 mm	2 540	1.65×10^5	1.73
黏结剂	E380	> 30	$> 4.0 \times 10^3$	> 1.3

1.3 试验方案

试验梁的设计参数见表 2。
首先进行对比梁 CB0 的静载试验,单次加载至梁破坏,得到 CB0 的极限承载力 P_{u0} ;然后对试件 MFCB1 ~ MFCB4 进行超载预裂,其中试件 MFCB1、MFCB2、MFCB4 加载上限拟定为 $0.7P_{u0}$,分别反复加载 1 次、50 次、200 次,MFCB3 加载上限拟定为 $0.8P_{u0}$,反复加载 50 次;完全卸

载后,在超载损伤梁底面中心位置开槽,开槽长度 2 000 mm,宽度 10 mm,深度 20 mm;在槽内注入黏结剂,嵌入 2 条 $10\text{ mm} \times 1.2\text{ mm}$ CFRP 板条;养护 7 d 后,对加固梁再进行静载试验,单次加载至试验梁破坏,得到加固梁的极限承载力。

表 2 试验梁的设计参数				
Table 2 Design parameters of tested beams				
试件 编号	加固 方式	超载 程度	超载 次数	加载 方案
CB0	—	—	—	直接加载
MFCB1	嵌入 CFRP 板条	$0.7P_{u0}$	1	损伤后卸载 加固再加载
MFCB2	嵌入 CFRP 板条	$0.7P_{u0}$	50	损伤后卸载 加固再加载
MFCB3	嵌入 CFRP 板条	$0.8P_{u0}$	50	损伤后卸载 加固再加载
MFCB4	嵌入 CFRP 板条	$0.7P_{u0}$	200	损伤后卸载 加固再加载

1.4 加载方案

本次试验加固前超载预裂加载装置采用电液伺服控制系统,加固后试验梁加载装置采用 5 000 kN 压力机。采用三分点两点对称加载,梁上

的2个集中力通过设置分配梁施加,试验梁和分配梁均采用简支支座,荷载作用间距900 mm. 加载试验通过液压控制台控制,变形采用位移计测量,在试验梁的跨中、四分之一处分别布置位移计,在支座截面梁顶中线处布置百分表测量支座沉降,在混凝土、钢筋以及CFRP板条上分别设置了电阻应变片测量各部位的材料应变,应变通过DH3816静态应变测试系统记录. 静力加载装置见图2. 应变片的布置及测点位置见图3.



图2 试验加载装置
Fig. 2 Loading device of experiment

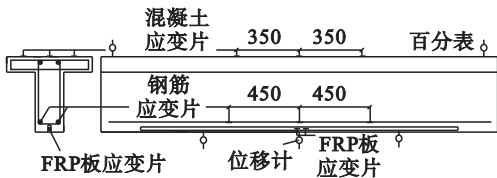


图3 应变片及测点布置 (mm)
Fig. 3 Arrangement of strain gauges and testing points (mm)

2 试验结果及分析

2.1 试验现象及破坏形态

对比梁CB0:在加载初期,试件变形较小,梁处于弹性受力阶段,当加载至 $0.26P_u$ (P_u 为各试验梁实测极限荷载)时,跨中截面附近出现第一条微小裂缝,随着荷载增加,裂缝不断出现,裂缝高度不断向上延伸.当荷载达到 $0.7P_u$ 时,主裂缝加宽,变形也不断加大.当荷载达到极限荷载38.8 kN时,试件破坏.

加固梁MFCB1 – MFCB4:在荷载作用开始阶段,试件变形均很小,梁均处于弹性受力阶段,随着荷载增加,超载预裂阶段产生的裂缝首先开裂,当加载至 $(0.23 \sim 0.31)P_u$ (试件MFCB1为 $0.28P_u$,MFCB2为 $0.23P_u$,MFCB3为 $0.23P_u$,试件MFCB4为 $0.31P_u$)时,梁跨中或加载点附近出现微小新裂缝,随着荷载不断增加,纯弯段相继出现新裂缝,新旧裂缝不断向上延伸.当加载至 $(0.51 \sim 0.63)P_u$ (试件MFCB1为 $0.63P_u$,MFCB2为 $0.63P_u$,MFCB3为 $0.51P_u$,MFCB4为 $0.6P_u$)时,裂缝进一步发展并变宽.荷载继续增加,变形明显增加,当荷载达到极限荷载时,随着

变形的增加,伴随着噼啪的响声,CFRP板条端部混凝土保护层沿着纵向受拉钢筋剥离并向内侧扩展,梁破坏.试件破坏形态见图4.

内嵌CFRP板条加固梁主要以CFRP板条端部混凝土保护层剥离破坏为标志,由于CFRP板条与黏结剂和混凝土形成整体,混凝土、CFRP板条及黏结剂之间的黏结力大于混凝土和钢筋之间的黏结力;CFRP板条受拉,端部弯剪裂缝到达纵向受拉钢筋处转为沿水平方向扩展,导致CFRP板条端部附近混凝土保护层沿纵筋部分剥离.根据对加固梁跨中位置CFRP板条应变数据统计,CFRP板条最终应变介于 $11\,000 \times 10^{-6} \sim 21\,000 \times 10^{-6}$,说明加固梁在混凝土保护层剥离破坏之前CFRP板条的加固作用得到了充分发挥.

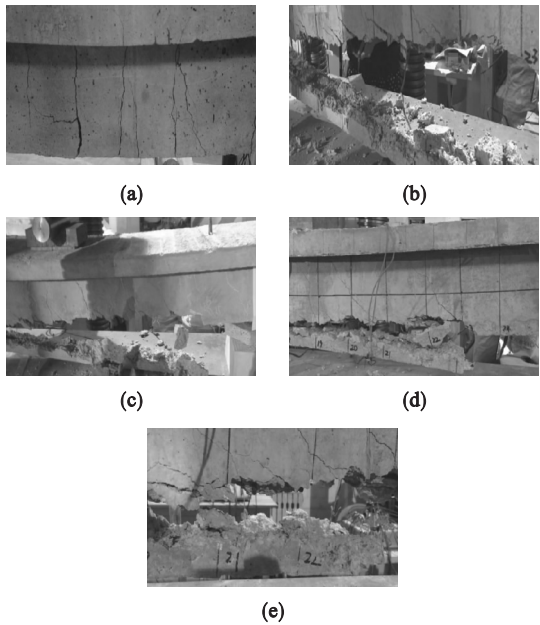


图4 试件破坏形态
Fig. 4 Failure patterns of specimens
(a)—CB0; (b)—MFCB1; (c)—MFCB2;
(d)—MFCB3; (e)—MFCB4.

2.2 荷载与应变分析

通过试验得到各试件跨中混凝土、受拉钢筋和CFRP板条应变随荷载发展的曲线,见图5.

1) 混凝土应变.在荷载作用初期,荷载与应变的关系呈线性增长;当荷载达到 $(0.21 \sim 0.29)P_u$ (试件CB0为 $0.29P_u$,MFCB1为 $0.24P_u$,MFCB2为 $0.21P_u$,MFCB3为 $0.26P_u$,MFCB4为 $0.22P_u$)时,荷载与混凝土应变关系曲线出现转折点,混凝土应变增加速度较弹性阶段加快;当荷载达到 $(0.57 \sim 0.75)P_u$ (试件CB0为 $0.75P_u$,MFCB1为 $0.61P_u$,MFCB2为 $0.57P_u$,MFCB3为

0.68 P_u , MFCB4 为 0.6 P_u)时,荷载与混凝土应变关系曲线出现明显的转折点,混凝土应变增加速度高于荷载增加速度.当荷载达到极限荷载时,混凝土应变值在 $2\,500 \times 10^{-6} \sim 3\,000 \times 10^{-6}$ 之间,混凝土压应变基本接近混凝土的极限压应变.

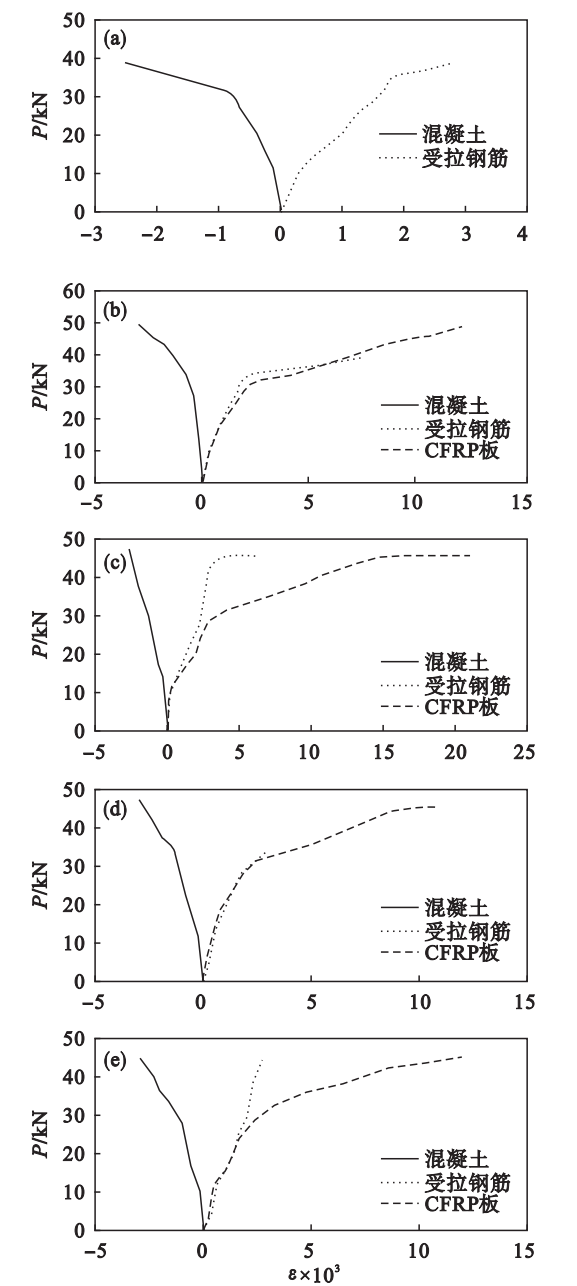


图 5 荷载-应变关系曲线
Fig. 5 Load-strain curves

(a)—CB0; (b)—MFCB1; (c)—MFCB2;
(d)—MFCB3; (e)—MFCB4.

2) 受拉钢筋应变.在荷载作用初期,荷载与钢筋应变关系呈线性;当荷载达到混凝土开裂荷载后,钢筋应变增长速度加快,当荷载达到(0.65 ~ 0.95) P_u (试件 CB0 为 0.88 P_u , MFCB1 为 0.65 P_u , MFCB2 为 0.95 P_u)时,钢筋的荷载与应变关系曲线出现拐点,应变增长速度明显大于荷

载增长速度,受拉钢筋屈服.其中试件 MFCB3 中当荷载达到 35 kN 时,钢筋尚未屈服,应变数据溢出.试件 MFCB4 直到试件破坏,钢筋尚未屈服.由图 5 分析可知,随着超载损伤次数和超载幅值增加,钢筋的屈服点有所提高,主要是因为钢筋在重复荷载作用下产生冷拉效应,发生了应力强化,使钢筋屈服点提高.

3) CFRP 板条应变.在荷载作用初期,CFRP 板条应变与钢筋相差不大,数值接近;当荷载达到(0.59 ~ 0.67) P_u (试件 MFCB1 为 0.63 P_u , MFCB2 为 0.59 P_u , MFCB3 为 0.66 P_u , MFCB4 为 0.67 P_u)时,CFRP 板条的荷载与应变关系曲线出现拐点,CFRP 板条应变增加速度高于钢筋应变增加速度.分析认为,嵌入的 CFRP 板条相当于混凝土中的受拉钢筋,在同级荷载作用下,CFRP 板条受力先于受拉钢筋;直到极限荷载,应变又呈线性增长趋势.内嵌 CFRP 板条应变在 $11\,000 \times 10^{-6} \sim 21\,100 \times 10^{-6}$ 之间,说明加固梁在混凝土保护层剥离破坏之前,CFRP 板条的加固作用得到了体现,高强特性得到了充分利用.

2.3 设计参数对刚度的影响

由试验得到的加固梁荷载与变形关系曲线见图 6.可见,试件的荷载与变形关系曲线可以划分为三个阶段.在第一阶段,即荷载作用初期,试件的荷载与变形关系曲线呈线性,加固梁处于弹性工作阶段;在第二阶段,一经开裂,荷载与变形曲线随即转折,曲线出现微弯曲段,加固梁进入弹塑性受力状态;在第三阶段,变形曲线再次转折且程度较大,变形增加速度相对荷载加快,刚度降低较多,直到极限荷载,曲线又呈线性增加趋势,直至试验梁破坏,其变形相对于荷载增加较大.

1) 超载重复次数的影响.试验梁 MFCB1、MFCB2、MFCB4 的荷载与变形曲线见图 6.可以看出,在开裂之前,试件 MFCB1 和 MFCB2 刚度相差不大,试件 MFCB4 的刚度明显低于 MFCB1 和 MFCB2,因为超载损伤程度随着超载重复次数增加而增加,试件 MFCB4 初始裂缝损伤程度重,且此时 CFRP 板条的加固作用不明显,MFCB4 刚度最低.开裂后,试件 MFCB1 刚度最大,MFCB2 刚度次之,MFCB4 刚度最小.可见,超载重复次数对加固梁刚度有不利影响,加固梁开裂之后的刚度随超载重复次数增加而明显降低.

2) 超载幅值的影响.试验梁 MFCB2、MFCB3 的荷载与变形关系曲线,见图 6.可以看出,试件 MFCB3 变形曲线的第一、二阶段划分并不明显,主要是由于试件 MFCB3 超载幅值增加,超载损

伤程度加剧,梁的刚度下降,因此荷载与变形曲线只有一个转折点.在初始阶段,试件 MFCB3 刚度明显低于 MFCB2,主要是由于 MFCB3 超载幅值较 MFCB2 大,导致初始裂缝损伤程度大,而此时 CFRP 板条还没有完全发挥作用,所以试件 MFCB3 刚度较 MFCB2 低.后期试件 MFCB3 和 MFCB2 刚度接近,主要是试件 MFCB3 初始裂缝损伤严重,CFRP 板条的有效抑制作用更明显,所以试件 MFCB3 刚度接近 MFCB2.可见,超载幅值对加固梁的刚度有影响,超载幅值越大,损伤程度越重,前期刚度降低越多,但对后期刚度影响并不明显,主要是因为混凝土离散性的影响,以及本试验超载幅值参数变化程度小、参数少,未得出明显规律,有待于试验研究.

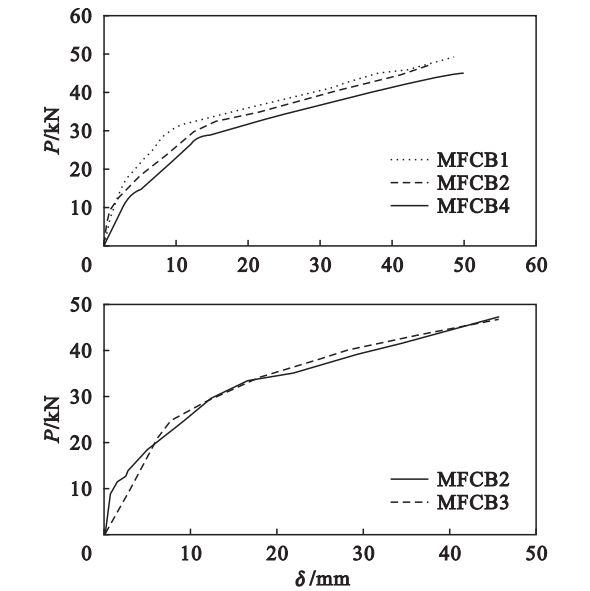


图6 荷载与变形曲线对比图

Fig. 6 Comparison of load-deformation curves

2.4 特征荷载

各试验梁的开裂荷载、屈服荷载和极限荷载的实测值见表3.

表3 试验梁的承载力结果						
Table 3 Bearing capacity of tested beams						
试件 编号	开裂 荷载 kN	提高 幅度 %	屈服 荷载 kN	提高 幅度 %	极限 荷载 kN	提高 幅度 %
CB0	10	-	27	-	38.8	-
MFCB1	14	40	31	15	49.3	27
MFCB2	11	10	30	11	47.3	22
MFCB3	11	10	24	-11	46.9	21
MFCB4	14	40	27	0	45.1	16

1) 开裂荷载.由表3可见,加固梁的开裂荷载均高于对比梁,提高范围在10%~40%,说明

CFRP板条对裂缝开展有一定抑制作用.超载重复次数和超载幅值对加固梁的开裂荷载影响不明显,规律性不强,主要是因为钢筋混凝土梁开裂荷载小,此时CFRP板条的应变都很小;另外,开裂荷载受混凝土强度影响较大,混凝土强度不均导致离散性很大,所以规律性不明显.

2) 屈服荷载.加固后,试件MFCB1~MFCB4比CB0屈服荷载分别提高15%,11%,-11%,0%.其中,试件MFCB3较对比梁屈服荷载低,分析认为是由于MFCB3超载损伤严重,即使加固材料能提高梁的屈服荷载,但是超载损伤占主导作用,导致其屈服荷载低于对比梁.超载重复次数对加固梁的屈服荷载有不同程度的影响,MFCB2比MFCB1屈服荷载降低3%,MFCB4比MFCB1屈服荷载降低13%,MFCB4比MFCB2屈服荷载降低10%,说明随着超载次数的增加,加固梁的屈服荷载降低,降低程度与超载次数成正比.试件MFCB3比MFCB2的屈服荷载降低20%,说明其他条件相同情况下,超载幅值越大,屈服荷载降低越多,主要是因为超载幅值引起的裂缝损伤影响了加固梁的受力性能.

3) 极限荷载.加固后,与对比梁相比,可以有效提高极限荷载,提高幅度在16%~27%(试件MFCB1提高27%,MFCB2提高22%,MFCB3提高21%,MFCB4提高16%).超载次数和超载幅值降低加固梁的极限荷载提高率,随着超载次数的增加,加固梁的极限荷载下降,降低程度与超载损伤程度成正比.试件MFCB3的极限荷载稍低于MFCB2,说明其他条件相同情况下,超载幅值增加,极限荷载降低,降低幅度不大.

综上分析可知,超载重复次数越多、超载幅值越大,对梁的受力性能越不利.

3 承载力计算

根据内嵌CFRP板条加固混凝土梁的试验研究,以及力的平衡,可得内嵌CFRP板条加固混凝土梁的抗弯承载力 M_u 为

$$M_u = 0.4f_c b_c x^2 + f_y' A_s' (x - a_s') + f_y A_s (h - x - a_s) + E_f A_f [\epsilon_{fu}] (h - x - a_f).$$

式中: f_c 为混凝土轴心抗压强度; b_c 为混凝土翼缘板宽度; h 为混凝土梁高度; x 为混凝土受压区高度; f_y, f_y' 为受拉钢筋和受压钢筋的抗拉、抗压强度设计值; A_s, A_s', A_f 分别为受拉钢筋、受压钢筋和CFRP板条的截面面积; a_s, a_s', a_f 分别为受拉钢筋、受压钢筋和CFRP板合力点至截面近边的

距离; E_f 为 CFRP 板的弹性模量; $[\varepsilon_{fu}]$ 为 CFRP 板的允许拉应变,取极限拉应变的 2/3 和 0.01 中的较小值.

根据上述承载力计算公式,得到极限荷载的理论值和试验值对比结果,见表 4.

表 4 理论结果和试验结果

Table 4 Theoretical and experimental results

荷载	CB0	MFCB1	MFCB2	MFCB3	MFCB4
P_u^e/kN	34.1	48.1	48.1	48.1	48.1
P_u^e/kN	38.8	49.3	47.3	46.9	45.1
P_u^e/P_u^e	0.879	0.976	1.017	1.026	1.067

注: P_u^e 和 P_u^e 分别为极限荷载理论计算值和试验值.

由表 4 可见,内嵌 CFRP 板条加固混凝土梁承载力的理论值和试验值符合较好,其中试件 CB0 和试件 MFCB1 理论值比试验值稍低,而试件 MFCB2 ~ MFCB4 理论值比试验值稍大,其原因主要是在未加固前多次重复超载预裂,混凝土梁已出现裂缝,初始损伤程度大;另一方面,加固试件破坏均为 CFRP 板条端部混凝土保护层剥离破坏,CFRP 板条并未拉断,因此试验值比理论值稍低.理论值与试验值之比的平均值、标准差、变异系数分别为 0.993,0.064,0.065,说明承载力计算公式是合理的,可以应用于实际工程计算.

4 结 论

1) 内嵌 CFRP 板条加固超载损伤混凝土梁的破坏模式均为 CFRP 板条端部混凝土保护层剥离破坏.加固梁的荷载与变形关系曲线基本可以划分为三阶段,均由受荷初期的线性段、弹塑性受力阶段的弯曲段和斜直线段组成.

2) 内嵌 CFRP 板条加固超载损伤混凝土梁可以有效提高梁的承载能力,提高幅度在 16% ~ 27%.超载重复次数、超载幅值对加固梁承载能力和刚度有不利影响.加固梁承载能力随着超载重复次数和超载幅值增加而降低,加固梁后期刚度随超载重复次数的增加而减小.

3) 建立了内嵌 CFRP 板条加固混凝土梁的抗弯承载力公式,计算结果与试验结果吻合良好,计算公式是合理的,可以应用于实际工程计算.

参考文献:

[1] AASHTO LRFD. Bridge design specifications LRFDUS-6 [S]. Washington, DC: AASHTO, 2012.

[2] 孙晓燕,王海龙,黄承逵. 超载运营对服役桥梁受弯性能影响的试验研究[J]. 浙江大学学报(工学版), 2008, 42(1): 152 – 156, 163.
(Sun Xiao-yan, Wang Hai-long, Huang Cheng-kui. Experimental investigation on flexural performance of bridge members under overloading [J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2008, 42(1): 152 – 156, 163.)

[3] Peng H, Zhang J R, Cai C S, et al. An experimental study on reinforced concrete beams strengthened with prestressed near surface mounted CFRP strips [J]. Engineering Structures, 2014, 79: 222 – 233.

[4] Rami A H, Hayder A R, Jamal A A, et al. Behavior of reinforced concrete beams strengthened with externally bonded hybrid fiber reinforced polymer systems [J]. Materials and Design, 2014, 53: 972 – 982.

[5] Ahmed M K. Flexural performance of RC beams strengthened with near surface mounted CFRP strips [J]. Alexandria Engineering Journal, 2016, 55(2): 1497 – 1505.

[6] Kesavan K, Ravisankar K, Senthil R, et al. Experimental studies on performance of reinforced concrete beam strengthened with CFRP under cyclic loading using FBG array [J]. Engineering Structures, 2016, 127: 62 – 72.

[7] Tomas S, Juozas V. Design method for calculating load-carrying capacity of reinforced concrete beams strengthened with external FRP [J]. Construction and Building Materials, 2014, 50: 577 – 583.

[8] Moatasem M F, Hashim A R. Assessment of effectiveness of CFRP repaired RC beams under different damage levels based on flexural stiffness [J]. Construction and Building Materials, 2012, 37: 125 – 134.

[9] 孙晓燕,徐冲,王海龙,等. CFRP 加固前后桥梁构件超载疲劳试验研究[J]. 浙江大学学报(工学版), 2012, 46(9): 1585 – 1591.
(Sun Xiao-yan, Xu Chong, Wang Hai-long, et al. Overloading simulation fatigue experiment of bridge member with and without CFRP reinforcement [J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2012, 46(9): 1585 – 1591.)

[10] 尚守平,刘湧,高法启,等. 超载情况下 HPFL 加固钢筋混凝土梁疲劳性能试验研究[J]. 公路交通科技, 2009, 26(6): 74 – 78.
(Shang Shou-ping, Liu Wei, Gao Fa-qi, et al. Experimental research on fatigue behavior of reinforced concrete beams strengthened with HPFL under overloading condition [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2009, 26(6): 74 – 78.)