

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2014.02.003

有弱界面的CFRP抗弯加固中U型箍防剥离研究

王晓刚, 李森, 周新刚

(烟台大学土木工程学院, 山东烟台264005)

摘要: 锈蚀钢筋混凝土梁置换保护层或直接粘贴CFRP加固时, 可能因新老混凝土结合面或锈胀裂缝产生水平削弱面。设计了9根加固梁, 研究弱界面对CFRP剥离的影响及传统U型箍约束的有效性。结果发现, 2种弱界面均使加固梁的整体受力性能受到削弱, 局部剥离破坏更易发生, 且界面越弱, 剪切传递能力越差。U型箍约束能够防止纵向CFRP发生脆性剥离破坏, 保证其有效参与受力。然而弱界面仍有可能导致局部保护层剥离, 纵向CFRP易过早拉断。实际应用中, 宜适度降低纵向CFRP的容许拉应变, 并采取更为严格的约束和锚固措施。

关键词: 锈蚀; 钢筋混凝土; 弱界面; 碳纤维复合材料; 剥离; U型箍

中图分类号: TU375 **文献标志码:** A **文章编号:** 1674-4764(2014)02-0014-07

Effectiveness of U-Strips to Prevent CFRP Debonding in Strengthened RC Beams with Weak Interfaces

Wang Xiaogang, Li Sen, Zhou Xingang

(School of Civil Engineering, Yantai University, Yantai 264005, Shandong, P. R. China)

Abstract: Weak interfaces may be induced during the process of substituting the damaged cover by corroded RC beams or strengthening directly with CFRP. The two possible causes are the combination between the new-old concrete and expansive cracks. In this study, nine strengthened beams were designed to investigate the effects of weak interface on CFRP debonding along with the effectiveness of conventional confinement provided by U-strips. The test results showed the structural integrity of strengthening system was impaired considerably by both types of weak interfaces. Furthermore, it easily led to CFRP debonding failure. Weaker the interface was, the less ability transfer shear forces are. Debonding failure could be effectively prevented by U-strips. Meanwhile, consequently flexural CFRP sheets performed mainly well. However, local cover delamination and premature rupture of flexural CFRP may still occur due to the effects of the weak interface. Therefore, the allowable tensile strain of flexural CFRP must be reduced, and stricter measures of confinement and anchorage must be taken in application.

Key words: corrosion; reinforced concrete; weak interface; CFRP; debonding; U-strip

外贴纤维布复合材料(Fiber reinforced polymer, FRP)是加固锈蚀钢筋混凝土(Reinforced concrete, RC)梁的一种有效方式^[1-5]。加固后, 锈蚀构件的承载能力得到有效提高, 且涂刷的树脂及外贴FRP在

一定程度上能对侵蚀介质起到隔断作用, 有效提高构件的剩余使用寿命^[6-8]。

对于FRP加固钢筋混凝土梁, 剥离破坏是一种其特有的破坏方式。通常情况下, FRP材料刚度不大, 剥

收稿日期: 2013-06-03

基金项目: 国家自然科学基金(51108400); 山东省优秀中青年科学家科研奖励基金(BS2010SF027)

作者简介: 王晓刚(1980-), 男, 博士, 副教授, 主要从事混凝土结构耐久性、结构加固等研究, (E-mail) wxgnet@163.com。

离破坏往往发生在毗邻混凝土-树脂界面的混凝土中,破坏时 FRP 附带薄层混凝土从梁体上脱离^[9-11]。实际应用中,常在端部及弯剪段设置 U 型箍来提供横向约束,以有效防止此种脆性剥离破坏的发生^[12-14]。

FRP 用于加固锈蚀钢筋混凝土梁时,为防止加固后钢筋继续锈蚀,通常做法是去除混凝土保护层,对钢筋进行除锈处理,而后重新浇筑混凝土并粘贴 FRP^[1-2]。此时可能因施工或材料等原因导致新旧混凝土粘结不良,形成一水平薄弱界面。或者作为一种临时加固措施,在原保护层上直接粘贴 FRP 以提高承载力^[3-4]。此时仍可能因锈胀裂缝形成类似薄弱界面。此弱界面在很大程度上提高了潜在的保护层剥离破坏发生的风险,而通常所用的 U 型箍加固能否提供有效的横向约束,防止脆性剥离破坏的发生也有待研究证实。

本文通过试验方法,针对上述 2 种加固情况,通过后浇混凝土保护层和预设裂缝的方式获得带有薄弱界面的梁试件,而后粘贴碳纤维布复合材料(Carbon fiber reinforced polymer, CFRP)加固并进行受弯试验,以此研究薄弱界面对 CFRP 剥离破坏的影响及此时 U 型箍约束的有效性。

1 剥离试验研究

1.1 试件设计

共设计 9 根钢筋混凝土试验梁,截面 150 mm×200 mm,梁长 2 200 mm,配筋及尺寸见图 1。按薄弱界面设置方式不同,试件分 2 组。A 组试件模拟置换保护层情况,浇筑混凝土时底面朝上,预留一半保护层不浇筑混凝土,如图 2 所示。养护 28 d 后,对预留界面进行相应处理,后采用细石混凝土补全保护层,新混凝土硬化后粘贴 CFRP 布进行加固。B 组试件模拟直接粘贴加固情况,在梁底两侧纵筋位置对称预埋 2 条等宽度油布条,以此在梁中预设位置形成预设裂缝,如图 3 所示,同样待混凝土硬化后粘贴 CFRP 加固。

各试件的具体参数列于表 1,变化试验参数包括界面强弱、预设裂缝宽度以及是否附加 U 型箍锚固。试件编号中 Refer 代表对比梁;A、B 代表组别;25 和 40 分别代表形成裂缝的单条油布条宽度为 25、40 mm;L、M 和 H 分别代表低等、中等和高等界面强度,详见 1.2 节;U 代表梁预设剥离端附加 U 型箍锚固。试件编号中未注明的参数均为缺省值,即 25 mm 保护层厚度、140 mm 宽 CFRP、中等界面强度、未设置 U 型箍。

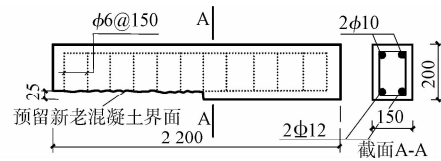


图 1 梁试件配筋及尺寸(mm)



图 2 A 组待修补保护层的梁试件



图 3 硬化后待粘贴 CFRP 的 B 组试件

表 1 试验梁基本参数

编号	界面强度	预设裂缝宽度/mm	剥离端是否设 U 型箍约束
Refer			无
A-L	低		无
A-M	中		无
A-H	高		无
A-L-U	中		设置
A-M-U	中		设置
B-25		50	无
B-40		80	无
B-40-U		80	设置

1.2 界面处理

低等级界面处理方式为旧混凝土表面用钢丝刷清理后直接浇筑混凝土,中等级界面为旧混凝土表面凿毛后浇筑混凝土,高等级界面为凿毛后刷涂同配比水泥浆后浇筑混凝土。凿毛后界面的粗糙程度采用灌砂法控制,平均灌砂深度为 2.6 mm。

为获得不同等级界面的材性数据,试验设计 150 mm×150 mm×150 mm 的立方体劈裂试件以获取粘结界面劈裂抗拉强度,设计 150 mm×150 mm×300 mm 的 Z 型剪切试件以获取粘结界面剪切强度,如图 4 所示。每一强度等级制作劈裂与剪切试

件各 3 块。

界面材性试件与梁同期浇筑一半,混凝土硬化后进行相应界面处理,然后与后浇保护层一起用细石混凝土浇筑另一半。试件养护达到龄期后,进行测试并计算各等级新旧混凝土界面的劈裂抗拉强度及剪切强度^[15]。

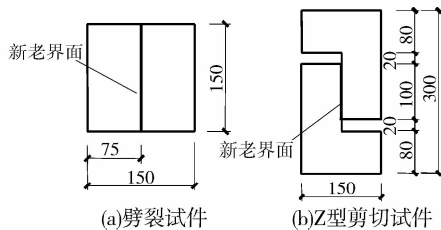


图 4 界面特性试件示意图

1.3 CFRP 加固方案及受弯加载装置

混凝土达到龄期后,根据设计方案粘贴 CFRP。图 5 所示为剥离端无 U 型箍约束的典型加固方案,锚固端隔 100 mm 附加 100 mm 宽 U 型箍约束,确保破坏在设置削弱界面的半跨发生。剥离端纵向 CFRP 距离支座 50 mm 截断。对于 A-L-U、A-M-U 和 B-40-U 试件,在剥离端对称设 3 道 U 型箍锚固,其余参数相同。

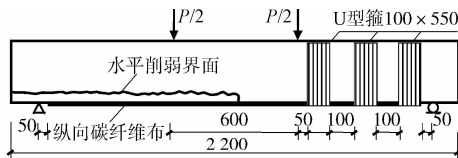


图 5 典型 CFRP 加固方案(mm)

试验梁简支,三分点加载,采用位移计监测跨中和加载点挠度变化,应变片测量跨中梁截面不同高度的应变,梁底 CFRP 上间隔 30~50 mm 不等粘贴应变片测量其应变变化。钢筋屈服前采用分级加载方式加载,每级荷载 3 kN;钢筋屈服后采用连续加载位移方式加载至破坏。试验中所有数据由电脑同步采集。

2 试验结果

2.1 材性试验结果

梁中受拉钢筋采用直径 12 mm 的变形钢筋,屈服强度 425 MPa,极限强度 610 MPa,弹性模量 210 GPa。碳纤维布采用宜昌碳纤维布公司生产的 UT70-20 型碳纤维布(300 g/0.167 mm)和配套环氧树脂胶。其抗拉强度、弹性模量和极限延伸率分别为 4 208 MPa、245 GPa 和 0.017 1。

梁主体混凝土采用标号 42.5 的普通硅酸盐水

泥、河砂以及最大粒径约为 25 mm 的石子,配合比为水 180 kg/m³、水泥 400 kg/m³、砂 570 kg/m³、石子 1 250 kg/m³。通过预留立方体试件测得混凝土立方体抗压强度为 32.8 MPa。二次浇筑的混凝土保护层采用细石混凝土,石子最大粒径约为 10 mm,配合比为水 190 kg/m³、水泥 430 kg/m³、砂 660 kg/m³、石子 1 120 kg/m³,另掺 3% 的高效减水剂,实测立方抗压强度为 42.8 MPa。

根据劈裂试验结果,低等级、中等级和高等级界面劈裂抗拉强度分别为 0.96、1.06 和 1.16 MPa。根据剪切试验结果,低等级、中等级和高等级界面剪切强度分别为 3.8、3.8 和 4.0 MPa。

2.2 受弯试验结果

试验梁的破坏试验结果汇总于表 2。其中截面尺寸和有效高度因试件制作与设计值略有偏差。另外,CFRP 应变为跨中位置在极限荷载下的应变值。

表 2 梁的受弯破坏特征参数

编号	截面尺寸/ (mm×mm)	有效高度 h_0 /mm	屈服荷载 P_y /kN	极限荷载 P_u /kN	CFRP 极限应变
Refer	159×203	167	53.5	68.4	0.007 04
A-L	155×204	167	54.5	71.9	0.007 32
A-M	159×205	171	53.9	76.7	0.008 95
A-H	153×210	189	57.0	84.2	0.009 02
A-L-U	155×205	183	55.4	86.4	0.011 06
A-M-U	163×207	170	56.8	90.2	0.011 30
B-25	153×203	166	52.0	69.3	0.009 71
B-40	155×206	170	51.0	68.8	0.006 93
B-40-U	160×208	175	55.2	91.5	0.012 79

3 试验结果分析

3.1 粘结应力计算

为获得纵向 CFRP 与梁主体混凝土间的剪切粘结应力分布,深入探析剥离破坏发生发展的过程与机理,试验中在 CFRP 上间隔 30~50 mm 粘贴应变片,并自端部起标记为 1~n 号,以此监测不同位置 CFRP 的应变变化,并通过式(1)计算粘结应力。

$$\tau_k = \frac{(\epsilon_{k+1} - \epsilon_k) \cdot E_{cf} b_{cf} t_{cf}}{b_m l_k} \quad (1)$$

式中, τ_k 为第 k 号和 $k+1$ 号应变片中间位置的粘结应力($k=1, 2, \dots, n-1$), ϵ_k 和 ϵ_{k+1} 分别为第 k 号与 $k+1$ 号应变片的应变值, E_{cf} 、 b_{cf} 和 t_{cf} 分别为 CFRP 的弹性模量、粘贴宽度和厚度, b_m 粘结区域宽度, l_k 为第 k 号和 $k+1$ 号应变片的间距。

3.2 剥离破坏特征参数计算

任一时刻,由式(1)计算出离散点的粘结应力后,通过 3 次样条函数插值,可最终获得 CFRP 与混凝土间粘结应力的分布曲线,如图 6 所示为典型的局部区段内应力曲线。

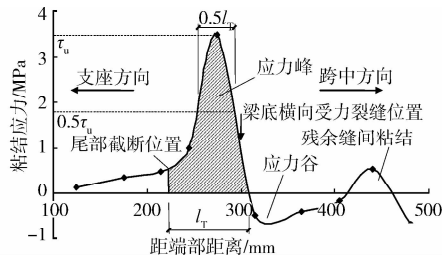


图 6 剥离破坏特征参数示意图

CFRP 与混凝土间的粘结应力主要由两种作用形成:抵抗弯矩变化和开裂后混凝土回缩。在此,将两种作用形成的粘结分别称为剪切粘结和开裂粘结。理论上,在本文试验加载方式下,梁弯剪段的剪切粘结应力恒为正值;开裂粘结应力在裂缝两侧方向相反,分布形状和大小近似相同。实际粘结应力为两种作用叠加,如此在弯剪裂缝靠支座侧产生应力峰;另一侧产生应力谷,如果开裂粘结应力值大于剪切粘结应力值,粘结应力出现负值,应力谷底落于 X 轴下方。加载过程中如无新裂缝产生,粘结应力分布曲线形状基本保持不变,数值逐步升高,直至峰值粘结应力达到粘结强度,发生局部剥离。局部破坏后,或粘结应力重分布、在靠近支座部分形成新的应力峰或不稳定扩展导致整体剥离发生。

剥离临界状态的应力峰大小决定了 CFRP 剥离或锚固承载力。本文采用 3 个参数对其进行描述:极限粘结强度 τ_u ;粘结传递长度 l_T ,即应力峰两零点之间的距离,如尾部较长,则传递长度取一半极限粘结强度位置的应力峰宽度的 2 倍(参见图 6);应力峰面积 A_T ,即传递长度范围内的应力曲线包络面积,见图 6 中的阴影部分。

开裂粘结应力的分布在裂缝两侧可近似认为形状大小相同,方向相反。因此,实测粘结应力分布曲线与 X 轴间的数值积分面积 A_{sh} 为区域内的剪切粘结力之和,此面积与区域长度的比值为平均剪切粘结应力,标记为 τ_{av} 。

对于各梁试件,根据试验结果绘出不同荷载水平下的粘结应力分布曲线,对比筛选出所有临界状态,即曲线形状发生突变的点,然后在所有临界曲线上对比找出最大粘结应力峰,计算上述特征参数,汇总于表 3。同时对比找出同一试件各剥离临界状态的平均剪切粘结应力最大值,同列于表 3。

表 3 梁的剥离破坏特征参数

编号	粘结强度/ ($N \cdot mm^{-2}$)	传递长度 l_T/mm	应力峰面积 A_T / ($N \cdot mm^{-1}$)	平均剪切应力 $\tau_{av}/(N \cdot mm^{-2})$
Refer	3.41	75.1	264.2	0.51
A-L	3.49	38.8	144.1	0.28
A-M	3.47	56.4	179.4	0.38
A-H	3.16	71.5	244.0	0.54
A-L-U	2.80			0.54
A-M-U	3.89			0.64
B-25	4.02	82.0	178.2	0.69
B-40	4.73	49.0	148.0	0.38
B-40-U	3.97			1.24

3.3 新老混凝土弱界面对 CFRP 剥离的影响

A 组试件因新老混凝土结合面形成弱界面。参照梁的破坏模式为 CFRP 沿胶层-混凝土界面发生整体剥离。与之相比,A 组未设 U 型箍约束的试件均在较低荷载水平下沿削弱界面发生局部保护层剥离,并随加载向端部扩展,接近端部后,剥离破坏转而沿胶-混凝土界面破坏,最终纵向 CFRP 附带大面积混凝土保护层整体剥落,如图 7 所示。图 8 为此 3 根不同弱界面梁试件与参照梁的荷载-挠度曲线对比。梁 A-H 因浇筑原因有效高度较大(见表 2),承载力和刚度明显偏高。其余 3 根梁截面尺寸参数基本一致,相应荷载-挠度曲线亦差别不大。



图 7 A 组未设 U 型箍试件的典型破坏模式(A-L)

图 9~12 分别为 4 根梁局部剥离临界状态对应的粘结应力分布曲线。参照梁在 66.7 kN 荷载水平下,距端部约 300 mm 位置弯剪裂缝处发生初始剥离,局部剥离荷载与极限荷载非常接近,破坏突然。存在削弱界面情况下,尤其界面较弱时,较低荷载水平下,甚至钢筋屈服前便可能达到剥离临界状态,沿削弱界面发生局部保护层剥离,并随加载范围逐步扩大直至整体剥离。

梁 A-L、A-M 和 A-H 的极限粘结强度均在 3.4 MPa 左右,与参照梁基本一致,削弱界面强度对极限粘结强度未见有明显影响。然而随界面变弱,

表 3 中的特征参数均随之减小,低强度界面试件 A-L 的粘结传递长度、应力峰面积及平均剪切粘应力仅为参照梁的 0.5 倍左右,界面削弱作用非常显著。高强界面试件 A-H 的各项参数基本达到了参照梁水平,但可以观察到 A-H 仍在低于屈服荷载的 50.6 kN 发生局部剥离。可以看出,后补保护层形成的削弱界面,对低荷载水平下构件的使用性能有着潜在的不利影响。

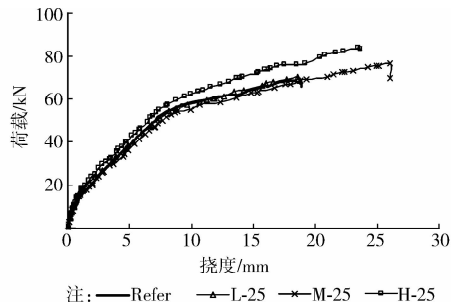


图 8 不同界面强度的梁的荷载挠度曲线对比

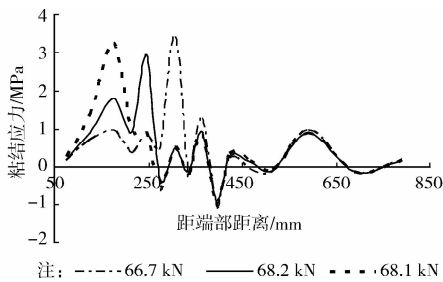


图 9 临界状态下梁 Refer 的粘结应力分布

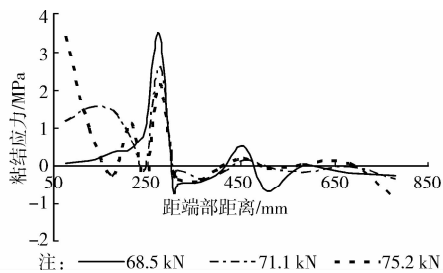


图 10 临界状态下梁 A-L 的粘结应力分布

3.4 预设裂缝弱界面对 CFRP 剥离的影响

B 组试件通过预设裂缝形成弱界面。对于无 U 型箍约束的梁 B-25 与 B-40,破坏模式基本相同。加载过程中弯剪段局部区域内有水平预设裂缝的张开迹象,但加固梁在外观上保持完整,最终在极限荷载下,沿薄弱界面发生整体剥离,如图 13 所示。破坏过程较为突然,保护层与 CFRP 完整的从梁主体剥落。与 A 组试件相比,B 组两根梁的剥离始终沿预设薄弱界面发展,破坏过程更为突然,破坏后剥离的混凝土保护层与 CFRP 基本保持整体性。这说明锈

胀裂缝形成的弱界面会比不良新老混凝土粘结面带来更为不利的影

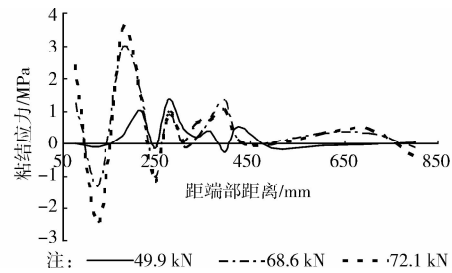


图 11 临界状态下梁 A-M 的粘结应力分布

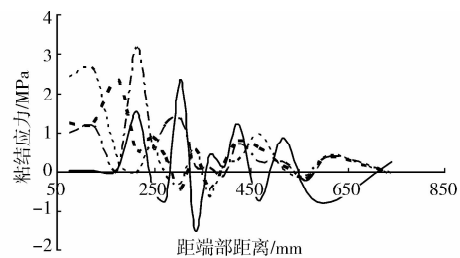


图 12 临界状态下梁 A-H 的粘结应力分布



图 13 预设裂缝存在下的典型破坏模式(B-40)

图 14 为 B 组无 U 型箍试件的荷载-挠度曲线,预设裂缝的存在使加载过程中试件整体受力性能逐步削弱,受弯刚度逐渐降低,曲线趋于平滑。预设裂缝较宽的 B-40 的削弱效应相比更为明显。

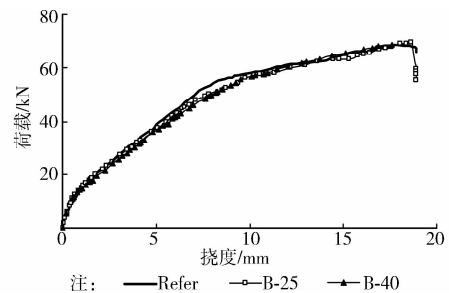


图 14 B 组梁的荷载-挠度曲线

图 15 与图 16 分别为梁 B-25 与梁 B-40 的临界状态粘结应力分布曲线,相应破坏参数见表 3。由于 B 组试件通过预设裂缝形成薄弱界面,计算区域

内并无削弱,只因区域外 CFRP 剪切应力在此集中传递带来不利影响。在此情况下,极限粘结强度虽有提高,单个剥离应力峰面积相比却显著降低,参见表 3。且随粘结面积的相对减小,应力峰趋于陡峭,平均剪切粘结应力亦呈明显减小趋势。这充分表明保护层开裂程度越高,剥离破坏越容易发生,相应对约束和锚固要求也越高。

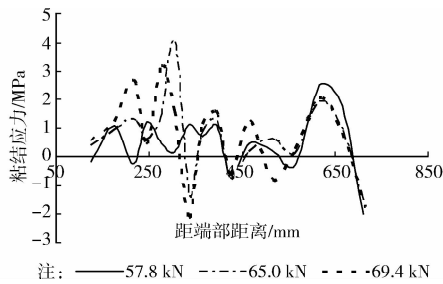


图 15 临界状态下梁 B-25 的粘结应力分布

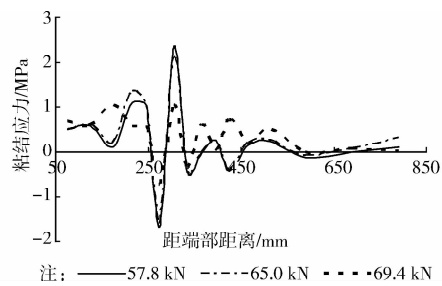


图 16 临界状态下梁 B-40 的粘结应力分布

3.5 U 型箍约束 CFRP 剥离的有效性

图 17 为 A 组 U 型箍约束试件与相应对比试件的荷载-挠度曲线。梁 A-L 与梁 A-L-U 的曲线几乎完全重合,未加 U 型箍时,梁 A-L 破坏时跨中挠度约 19 mm,承载力约 70 kN,梁 A-L-U 破坏时挠度达到 31 mm,承载力约 86 kN,提高 23%。中等界面强度下,A-M 破坏时的挠度和承载力分别为 26 mm 和 77 kN,加 U 型箍后提高至 32 mm 和 90 kN,承载力仍有 17% 的提高。更为重要的是,在 U 型箍约束下,未发生整体剥离,加固梁最终因纵向 CFRP 丝束逐渐拉断而破坏,并伴有中部 U 型箍剥离,如图 18 所示。破坏过程中加固梁变形持续增大,荷载逐步降低,见图 17,破坏模式表现较为延性。

试件 B-40-U 相比 B-40 试件承载力提高 33%,极限荷载下的跨中挠度提高近一倍,且最终破坏形式亦为纵向 CFRP 拉断。另外,加 U 型箍锚固后,试件荷载-挠度曲线的屈服拐点变得明显,如图 19 所示,表明 U 型箍在加载过程中很大程度上维持了加固体系的整体受力,起到较好的效果。

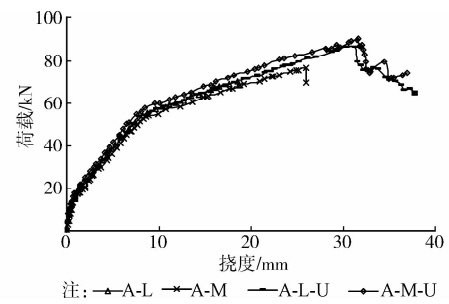


图 17 U 型箍约束下的 A 组试件荷载-挠度曲线对比

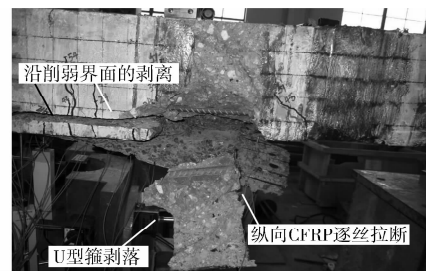


图 18 U 型箍约束下的典型破坏模式 (A-M-U)

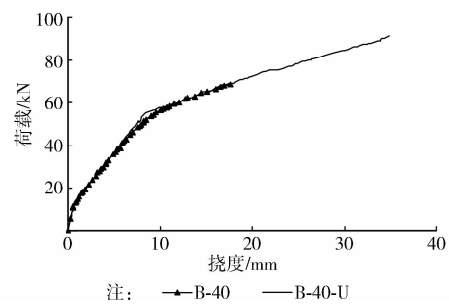


图 19 U 型箍约束下的 B 组试件荷载-挠度曲线对比

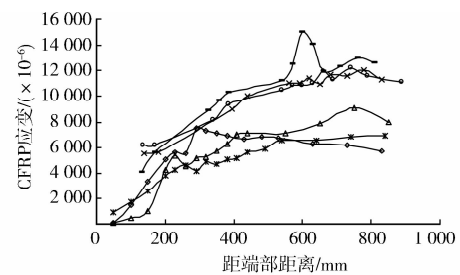


图 20 极限状态下纵向 CFRP 应变分布对比

增设 U 型箍的梁试件由于粘贴的应变片间距增大,由式(1)计算得到的粘结应力为较大范围内的均值,所得粘结应力分布曲线上无较大粘结应力峰出现,所以表 3 中未给出剥离应力峰相关特征参数。尽管如此,对于极限状态的平均剪切粘结应力,在剥离端附加 U 型箍约束后,梁 A-L-U、A-M-U 和 B-40-U 比相应无约束梁分别提高约 93%、68% 和

226%,对剪切传递能力的提高极为显著。U型箍约束下,纵向CFRP能够较好的发挥作用,极限状态下其应变均能够达到 $11\ 000\ \mu\epsilon$ 以上,如图20所示,加固梁受力性能基本能够得到保证。

然而,相比普通CFRP加固梁,薄弱界面仍会带来多方面的不利影响,需引起足够重视。首先,3根附加U型箍约束的梁试件两端CFRP加固方式完全一致,加载亦对称,但未设削弱界面的一端在加载破坏过程中保持完好,未见任何破坏迹象,所有破坏均发生在设置削弱界面端,说明U型箍约束条件并不能完全消除薄弱界面的不利影响。极限状态下虽未发生CFRP的整体剥离破坏,但通过图20中CFRP应变分布曲线可见,此时在端部最后一个U型箍靠内侧位置,纵向CFRP应变已高达 $4\ 000\sim 6\ 000\ \mu\epsilon$ 水平,安全裕度较低,存在很高的端部锚固破坏风险。

3根U型箍约束试件的纵向CFRP均在应变低于 $12\ 000\ \mu\epsilon$ 时发生生丝束拉断,远低于其材料极限应变,也明显低于无薄弱界面的加固情况。结合试验现象分析,在沿薄弱界面发展的水平裂缝及横向弯曲/弯剪裂缝共同分割下,形成的保护层块体与梁主体脱离,后继加载中不能协同变形,使纵向CFRP处于复杂受力状态,这可能是导致其过早拉断的主要原因。另外,试件A-L-U与A-M-U的中部均有U型箍剥落现象发生,表明中部U型箍受荷较大,实际应用时应对其采取更为充分的锚固措施。

4 结语

通过试验方式研究了两种不同薄弱界面对加固梁中CFRP剥离的影响,在此基础上对比分析传统U型箍约束的有效性,得到如下结论:

1)后补混凝土弱界面易导致较低荷载水平下发生中部保护层局部剥离,无约束情况下,剥离向端部发展并最终导致纵向CFRP附带大面积保护层整体剥落。界面越弱,其剥离破坏特征参数值越低,中部保护层剥离越容易发生和发展,极限状态下CFRP能够发挥的应力水平也越低。

2)锈胀裂缝形成的弱界面对纵向CFRP的受力更为不利,剥离破坏更为脆性,且随残余粘结面积的相对减小,破坏的各项特征参数急剧降低。

3)对两种弱界面加固梁,U型箍约束均能防止纵向CFRP发生整体剥离,使其充分发挥作用,加固梁的承载力和变形性能大幅提高,且最终破坏模式较为延性。

4)对于后补混凝土弱界面,U型箍约束不能完全防止局部保护层剥离在较低荷载水平下发生,可能给构件使用性能造成潜在不利影响。相比之下,U型箍约束对开裂弱界面梁的性能提高更为显著。

5)两种弱界面的存在均对加固梁的整体性造成较大削弱,使纵向CFRP处于复杂受力状态,因此在设计时应降低其容许极限应变,并采取更为严格的锚固构造措施。

参考文献:

- [1] ACI Committee 546. Concrete repair guide(ACI546R-04)[S]. 2004.
- [2] Malumbeia G, Alexander M, Moyo P. Load-bearing capacity of corroded patched and FRP-repaired RC beams [J]. Magazine of Concrete Research, 2011, 63(11): 797-812.
- [3] 张伟平, 王晓刚, 顾祥林. 碳纤维布加固锈蚀钢筋混凝土梁抗弯性能研究[J]. 土木工程学报, 2010, 43(6): 34-41.
Zhang W P, Wang X G, Gu X L. Flexural behavior of corroded reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber composite sheets [J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(6): 34-41.
- [4] Davalos F J, Chen A, Ray I, et al. Rehabilitation of reinforced concrete T-beam structures using externally bonded FRP composites [C]//Proceedings of the 12th International Conference on Engineering, Science, Construction, and Operations in Challenging Environments-Earth and Space, 2010: 649-663.
- [5] Xie J H, Hu R L. Experimental study on rehabilitation of corrosion-damaged reinforced concrete beams with carbon fiber reinforced polymer [J]. Construction and Building Materials, 2013, 38: 708-716.
- [6] Moataz B, Khaled S. Control of corrosion-induced damage in reinforced concrete beams using carbon fiber-reinforced polymer laminates [J]. Journal of Composites for Construction, 2005, 9(2): 195-201.
- [7] Belarbi A, Wang H Z. Ductility characteristics of fiber-reinforced-concrete beams reinforced with FRP rebars [J]. Construction and Building Materials, 2011, 25(5): 2391-2401.
- [8] 邓宗才, 李朋. FRP加固钢筋混凝土结构阻锈性能的研究[J]. 北京工业大学学报, 2011, 37(6): 836-840.
Deng Z C, Li P. Anticorrosion performances of reinforced concrete structure retrofitted with FRP [J]. Journal of Beijing University of Technology, 2011, 37(6): 836-840.

- girder [J]. *Engineering Mechanics*, 2004, 21(6):84-90.
- [6] 曾勇. 大跨度悬索桥设计寿命期内的监测、维护与管理策略研究[D]. 上海: 同济大学, 2009.
- [7] 邓扬, 丁幼亮, 李爱群, 等. 钢箱梁桥焊接细节的疲劳断裂可靠性分析[J]. *工程力学*, 2012, 29(10):122-128.
Deng Y, Ding Y L, Li A Q, et al. Fracture fatigue reliability of welded details in bridge steel box girders [J]. *Engineering Mechanics*, [J], 2004, 21(6):84-90.
- [8] 李庆芬, 胡胜海, 朱世范. 断裂力学及其工程应用[M]. 哈尔滨: 哈尔滨工程大学出版社, 2008.
- [9] 彭洋, 童乐为, Zhao Xiao-ling, 等. 焊接接头应力强度因子计算公式的改进[J]. *工程力学*, 2012, 29(10):225-231.
Peng Y, Tong L W, Zhao X L, etc. Improved formulae for stress intensity factors of welded joints [J]. *Engineering Mechanics*, 2012, 29(10):225-231.
- [10] Chryssanthopoulos M K, Righiniotis T D. Fatigue reliability of welded steel structures [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2006, 62(11): 1199-1209.
- [11] 吴世伟. 结构可靠度分析[M]. 北京: 人民交通出版社, 1990.
- [12] 曾勇, 谭红梅, 孙士成, 等. 基于概率的钢桥焊接构件疲劳养护策略优化方法[J]. *中国铁道科学*, 2013, 34(1):29-34.
Zeng Y, Tan H M, Sun S C, et al. Probabilistic-based of optimization fatigue maintenance of weld components in steel bridges [J]. *China Railway Science*, 2013, 34(1):29-34.
- [13] Lukic M, Cremona C. Probabilistic assessment of welded joints versus fatigue and fracture [J]. *Structure Engineering*, 2001, 72(3):253-264.
- [14] Estes A C, Frangopol D M. Minimum expected cost-oriented optimal maintenance planning for deteriorating structures: applications to concrete bridge deck [J]. *Reliability Engineering & System Safety*, 2001, 73(3):281-291.
- [15] 曾勇, 渠昱, 顾安邦. 青草背长江大桥吊杆锚固系统力学性能试验研究及安全性能评估研究[R]. 重庆: 重庆交通大学, 2012.
- [16] Righiniotis T D. Effects of increasing traffic loads on the fatigue reliability of a typical welded bridge detail [J]. *International Journal of Fatigue*, 2006, 28(3):873-880.

(编辑 胡玲)

(上接第20页)

- [9] 滕锦光, 陈建飞, 史密斯 S T, 等. FRP 加固混凝土结构[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.
- [10] Kang H K T, Joe H, Kim, S, et al. A state-of-the-Art review on debonding failures of FRP laminates externally adhered to concrete [J]. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 2012, 6(2): 123-134.
- [11] Ollera E, Cobob D, Mar R A. Laminate debonding process of FRP-strengthened beams [J]. *Structure and Infrastructure Engineering*, 2011, 7(1/2): 131-146.
- [12] 叶列平, 方团卿, 杨勇新. 碳纤维布在混凝土梁受弯加固中抗剥离性能的试验研究[J]. *建筑结构*, 2003, 33(2): 61-65.
Ye L P, Fang T Q, Yang Y X. Experimental study on debonding prevention of CFRP strengthened RC beams under bending [J]. *Building Structure*, 2003, 33(2): 61-65.
- [13] 王文炜, 叶见曙, 赵国藩. 玻璃纤维布加固的钢筋混凝土梁端部锚固试验研究[J]. *东南大学学报*, 2004, 34(5): 656-660.
Wang W W, Ye J S, Zhao G F. Experimental study on anchorage schemes of RC beams strengthened with GFRP sheets [J]. *Journal of Southeast University: Natural Science Edition*, 2004, 34(5): 656-660.
- [14] Cao S Y, Chen J F, Teng J G, et al. Debonding in RC beams shear strengthened with complete FRP wraps [J]. *Journal of Composites for Construction*, 2005, 9(5): 417-428.
- [15] GB/T 50081—2002 普通混凝土力学性能试验方法标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.

(编辑 王秀玲)