

FRP 片材加固混凝土梁剥离承载力计算及设计*

叶列平¹⁾ 陆新征¹⁾ 滕锦光²⁾ 陈建飞³⁾

[提要] 粘贴 FRP 片材加固混凝土结构的界面剥离是该加固技术的关键问题。根据近年来对 FRP 片材加固混凝土的界面粘结性能、FRP 片材加固混凝土梁的受弯和受剪剥离性能的试验和理论研究,介绍了 FRP 片材加固混凝土梁的抗弯和抗剪剥离承载力的计算和设计方法,及其有关保证剥离承载力的构造要求。

[关键词] 混凝土结构 FRP 片材 结构加固 剥离 界面

Design Models for Debonding Strength of RC Beams Strengthened with FRP Sheets or Plates/Ye Lieping¹, Lu Xinzhen¹, Teng Jinguang², Chen Jianfei³ (1 Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 2 Department of Civil and Structural Engineering, The Hong Kong Polytechnic University, China; 3 Institute for Infrastructure and Environment, The University of Edinburgh, UK)

Abstract: The FRP-to-concrete interfacial debonding is a fundamental key problem for the strengthening of RC structures with externally bonded FRP sheets/plates. It presents the design models and detail designs on the flexural or shear debonding of RC beams strengthened with FRP sheets/plates, which is based on the latest experimental and theoretical researches on the FRP-to-concrete interfacial constitutive behavior, flexural and shear strengthening.

Keywords: RC Structure; FRP sheets/plates; strengthening; debonding; interface

0 引言

国际上关于 FRP 片材加固混凝土结构剥离承载力的计算很多^[2-5]。基于近年来的试验研究和分析,介绍粘贴 FRP 片材加固混凝土结构应用最多的混凝土梁的抗弯和抗剪加固两种形式中剥离承载力的设计计算方法。讨论的剥离破坏只针对粘贴质量可靠的加固,剥离破坏通常发生于 FRP 片材以下厚约 2~10mm 的混凝土层中。

1 抗弯加固剥离破坏

大量试验研究表明^[2-5],FRP 片材粘贴于混凝土梁底进行抗弯加固时,当未采取任何额外锚固措施时,其剥离破坏主要有 3 种类型(图 1):FRP 片材端部剥离破坏、关键斜裂缝剥离破坏、中部弯曲裂缝剥离破坏。

1.1 FRP 片材端部剥离破坏

FRP 片材端部剥离破坏是由于在 FRP 片材端部截断位置截面抗弯刚度发生突变,导致该截面处产生很大的界面应力集中所引起的^[6-8]。该应力集中区仅在距 FRP 片材端部几倍片材厚度的范围内,而一般加固中使用的 FRP 片材的厚度只有几个 mm。FRP 片材端部剥离破坏一般可以通过在 FRP 片材端部布置一定的附加锚固措施予以避免,如 FRP-U 型箍、铆钉等。根据大量试验研究^[2,9,10],建议 FRP 片材宜延伸至支座边缘,在 FRP 片材端部应设置构造 FRP-U 型箍,U 型箍的宽度和厚度分别不宜小于梁底 FRP 片材宽度和厚度的 1/2。

1.2 关键斜裂缝剥离破坏

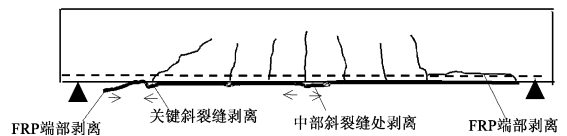


图 1 抗弯加固剥离破坏的类型

梁受剪承载力不足时,斜裂缝的张开不仅使梁底 FRP 片材与混凝土界面之间产生切向粘结应力,而且斜裂缝两侧的相对剪切错动还会使梁底 FRP 片材与混凝土界面产生法向拉应力,导致切向粘结强度降低,显著降低斜裂缝附近界面的剥离承载力,同时还伴随梁的受剪破坏。这种剥离破坏称为关键斜裂缝引起的剥离破坏,具有较大的脆性^[11-13]。在对混凝土梁进行抗弯加固时,应同时保证加固后梁的抗剪承载力不低于其抗弯承载力。因此,即使在实施 FRP 片材抗弯加固后,原梁的抗剪承载力足够的情况下,也应在梁底 FRP 片材延伸长度范围内按构造要求设置 FRP-U 型箍。

1.3 中部裂缝剥离破坏

梁底粘贴 FRP 片材加固梁受弯裂缝的张开,势必在裂缝两侧引起 FRP 片材与混凝土界面间产生很大的界面粘结剪应力,导致的剥离破坏,称为中部裂缝引起的剥离破坏^[6]。目前对这种剥离破坏是还没有很好的

1) 清华大学土木工程系,北京,100084; 2) 香港理工大学土木工程系; 3) 英国爱丁堡大学工程与环境研究院。

* 国家自然科学基金重点项目(50238030); 国家自然科学基金-英国皇家学会国际合作项目(IS 16657)资助。

构造措施予以避免^[2]。国内外的研究都表明^[2-4],即便采用各种附加锚固手段,在 FRP 片材粘贴厚度较大的情况下,仍然不能完全避免中部裂缝剥离破坏。

根据清华大学和香港理工大学的研究^[2,3],基于对 FRP 片材-混凝土界面剥离性能和对国内外 80 根未布置任何附加锚固措施、并最终产生中部裂缝剥离破坏的试验梁的研究,提出中部裂缝剥离破坏的 FRP 片材的控制应变计算公式如下:

$$f_{,IC} = (0.492 / \sqrt{E_f t_f} - 0.086 / L_d) \max \quad (1a)$$

$$\max = 1.5 w f_t \quad (1b)$$

$$w = \sqrt{(2.25 - b_f / b_c) / (1.25 + b_f / b_c)} \quad (1c)$$

式中: E_f 为 FRP 片材的弹性模量,按名义厚度或截面面积所测定的弹性模量确定; t_f 为 FRP 片材的总有效厚度(mm); L_d 为 FRP 片材从其充分利用截面到截断位置的长度(mm); w 为 FRP 片材宽度影响系数; b_f 为 FRP 片材的宽度; b_c 为混凝土梁底宽度; f_t 为混凝土抗拉强度平均值(MPa)。

需要说明的是,考虑到式(1)中所使用的混凝土材料强度为强度平均值,当采用混凝土材料强度设计值时,计算结果会过于保守。因此,实用工程设计计算可基于试验结果对式(1)中参数加以适当调整和简化,并兼顾安全性和经济性。

另外,尽管采取 FRP-U 型箍无法避免中部裂缝剥离破坏的发生,但其可显著改善中部裂缝剥离破坏的剥离破坏过程的延性,并在一定程度上可以提高 FRP 片材-混凝土界面的剪切粘结强度。文[14]分析回归结果表明:在适当布置 FRP-U 型箍的情况下,FRP 片材的剥离应变可以在式(1)的基础上提高大约 30%。如果不能满足相关构造要求,又没有足够试验依据的情况下,则不应考虑附加锚固措施的提高作用。

基于以上研究,建议中部裂缝剥离承载力的 FRP 片材设计应变如下:

$$f_{,m2} = (1.0 / \sqrt{E_f t_f} - 0.2 / L_d) w f_{td} \quad (2)$$

式中: w 为受弯加固 FRP 片材锚固条件系数,当满足前述 U 型箍设置的构造要求时,取 1.3,其它情况取 1.0; w 同式(1c); f_{td} 为混凝土抗拉强度设计值,按混凝土规范取值。

由于产生中部裂缝剥离破坏时,并未达到截面受弯承载力极限状态,也即受压边缘未达到混凝土的极限压应变 ϵ_{cu} ,因此此时受压区混凝土塑性变形并未得到充分发展,相应受压区应力图形并不丰满,故剥离破坏时的受弯承载力会小于按材料强度得到充分发挥情况时的受弯承载力,建议中部裂缝剥离破坏时的受弯承载力按下式计算(矩形截面):

$$M = f_c b x \left[h_0 - \frac{x}{2} \right] + f_{,md} A_f (h - h_0) \quad (3a)$$

$$f_c b x = f_y A_s + f_{,md} A_f \quad (3b)$$

$$f_{,md} = \min \{ f_{fd}, E_f \epsilon_{fe,m1}, E_f \epsilon_{fe,m2} \} \quad (3c)$$

$$= 0.7 + 0.3 \epsilon_{fe,m2} / \epsilon_{fe,m1} \quad (3d)$$

式中: b, h 为截面宽度和高度; h_0 为截面的有效高度; x 为等效矩形应力图混凝土受压区高度; A_s 为受拉钢筋截面面积; A_f 为受拉 FRP 片材的截面面积; f_c 为混凝土轴心抗压强度设计值; f_y 为受拉钢筋和受压钢筋的抗拉、抗压强度设计值; $f_{,md}$ 为达到受弯承载力极限状态时,受拉 FRP 片材的拉应力设计值; f_{fd} 为 FRP 片材的抗拉强度设计值; $\epsilon_{fe,m1}$ 为受压边缘混凝土达到极限压应变时 FRP 片材的有效拉应变,按式(4)计算。

$$f_c b x = f_y A_s + E_f \epsilon_{fe,m1} A_f \quad (4a)$$

$$x = \frac{0.8 \epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{fe,m1}} h \quad (4b)$$

式中, $\epsilon_{fe,m2}$ 为 FRP 片材与混凝土界面产生剥离或粘结破坏时 FRP 片材的有效拉应变,对于 FRP 片材,按式(2)计算,且不应小于 $0.5 \epsilon_{fe,m1}$; $\epsilon_{fe,m1}$ 为发生中部弯曲裂缝剥离破坏时,受压区混凝土等效力图形的折减系数,根据计算分析,可近似按式(3d)确定。与国内外 80 个中部弯曲裂缝剥离破坏的试验结果对比(见图 2)表明,该公式计算结果具有较高的精度,且安全可靠。

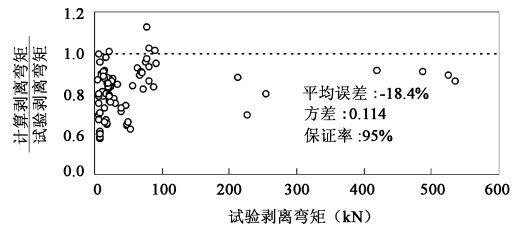


图2 建议受弯剥离公式和试验结果的对比

2 抗剪加固剥离破坏

粘贴 FRP 片材对混凝土梁进行抗剪加固的形式有包裹粘贴、U 型粘贴和仅侧面粘贴 3 种情况。包裹粘贴加固在实际应用上有一些难度,除非在楼板上开洞,否则无法形成包裹。因此,梁的抗剪加固多采用 U 型粘贴和侧面粘贴。

大量试验研究表明^[2,4,15],当钢筋混凝土梁出现斜裂缝以后,斜裂缝两侧的 FRP 片材同样会随着斜裂缝张开而发生界面剥离破坏,除非采用包裹粘贴,或者有非常可靠的附加锚固措施,否则对于 U 型粘贴和侧面粘贴而言,其抗剪承载力主要取决于 FRP 片材-混凝土界面的剥离承载力,即所谓的受剪剥离承载力。

目前国际上比较通行是认为粘贴 FRP 片材加固后构件的抗剪承载力由钢筋混凝土提供的抗剪承载力

V_{RC} 和由 FRP 片材提供的抗剪承载力 V_{FRP} 相加得到:

$$V_u = V_{RC} + V_{FRP} \quad (5)$$

其中 V_{RC} 一般直接根据现行混凝土规范计算。虽然有研究表明^[16], V_{RC} 和 V_{FRP} 并非同时达到最大,但为便于工程应用,目前各国规范有关 FRP 片材加固混凝土构件抗剪承载力的计算均采用以上叠加公式。因此,确定 FRP 片材加固梁抗剪承载力的关键就是确定 FRP 片材抗剪贡献 V_{FRP} 。根据达到受剪剥离承载力极限状态时穿过斜裂缝的所有 FRP 片材受力之和(图 3),可得 V_{FRP} 表达式:

$$V_{FRP} = f_t E_f A_f \sin \alpha = f_{te} E_f A_f \sin \alpha \quad (6)$$

式中 A_f 为穿过斜裂缝的所有 FRP 片材截面面积之和, α 为 FRP 片材纤维方向和梁轴线的夹角, f_{te} 为受剪剥离破坏时穿过斜裂缝 FRP 片材的平均应变。

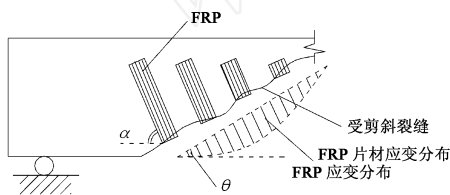


图3 穿过斜裂缝 FRP 片材应力分布

如果已知斜裂缝角度为 α , FRP 片材的宽度为 w_f , 片材中心间距为 s_f , 则式(6)可进一步写为:

$$V_{FRP} = 2 f_{te} E_f t_f w_f \frac{h_{fe} (\cot \alpha + \cot \beta) \sin \alpha}{s_f} \quad (7)$$

式中系数 2 表示两面粘结, h_{fe} 为 FRP 片材的有效粘贴高度, 见图 4。

试验研究和分析表明,对于 FRP 片材受剪剥离破坏时,穿过斜裂缝 FRP 片材的平均应变 f_{te} 主要与界面剥离强度、FRP 片材粘贴加固形式、FRP 片材粘贴长度和刚度以及斜裂缝开展状况有关。根据基于 FRP 片材-混凝土界面本构模型^[17]对 U 型粘贴和侧面粘贴两种加固方式在 4 种典型斜裂缝宽度分布情况下的分析^[2,18,19],建议 f_{te} 按下列公式确定:

$$f_{te} = K_v f_{t,inf} \quad (8)$$

$$K_v = \begin{cases} 0.77(1 - e^{-l_e/0.79}) & \text{(侧面粘贴)} \\ 0.96(1 - e^{-l_e/0.62}) & \text{(U型粘贴)} \end{cases} \quad (9)$$

式中: K_v 为 FRP 片材粘贴长度影响系数; $l_e = h_{fe}/2L_e \sin \alpha$, 为相对锚固长度,即 FRP 片材有效粘贴高度 h_{fe} 与有效锚固长度 L_e 之比,其中有效锚固长度 $L_e = 1.33 \sqrt{E_f t_f / f_t}$; $f_{t,inf}$ 为当粘贴长度为无限长时, FRP 片材的达到极限剥离承载力时的应变值,由文^[17]所建议的 FRP 片材-混凝土界面剥离承载力模型

可得:

$$f_{t,inf} = w \frac{0.616 \sqrt{f_t}}{\sqrt{E_f t_f}}, \quad w = \frac{2.25 - w_f/s_f}{\sqrt{1.25 + w_f/s_f}} \quad (10)$$

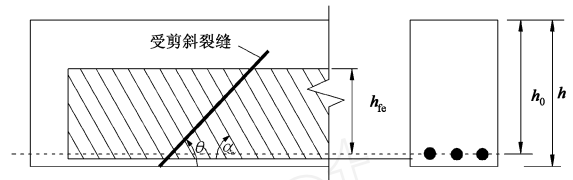


图4 FRP 片材有效粘贴高度 h_{fe}

基于上述公式,为便于工程应用,并考虑到当斜裂缝角度取 45° 是偏于安全的结果,建议 FRP 片材加固混凝土梁的抗剪剥离承载力计算公式如下:

$$V = V_{RC} + V_f \quad (11)$$

式中 FRP 片材承担的剪力 V_f ,按以下公式确定:

$$V_f = K_f \text{ave} w_f h_{fe}^2 (\sin \alpha + \cos \alpha) / s_f \quad (12)$$

$$K_f = \frac{\sin \alpha \sqrt{E_f t_f}}{\sin \alpha \sqrt{E_f t_f} + 0.3 h_{fe} f_t} \quad (13)$$

$$\text{ave} = 1.2 w_f f_{td} \quad (14)$$

$$w = \sqrt{(2.25 - w_f/s_f)/(1.25 + w_f/s_f)} \quad (15)$$

其中: w 为受剪加固形式系数,对于侧面粘贴加固 $w = 1.0$,对于 U 型粘贴加固 $w = 1.3$; ave 为 FRP 片材与混凝土的平均粘结强度设计值; K_f 为 FRP 片材相对粘贴长度影响系数; f_{td} 为混凝土抗拉强度设计值,按混凝土规范取值。

按式(12)得到的 FRP 片材的剥离承载力 V_{FRP} 计算值与收集到的 35 个 U 型粘贴加固和 34 个侧面粘贴加固受剪剥离破坏试验结果的对比如图 5 所示,可见该公式预测结果和试验结果吻合良好且形式简单、偏于安全。

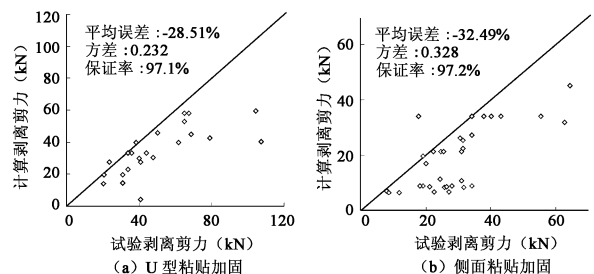


图5 受剪剥离承载力计算结果和试验结果对比

3 结语

基于近年来对 FRP 片材加固混凝土的界面粘结性能、FRP 片材加固混凝土梁的受弯和受剪剥离性能的试验和理论研究成果,进一步考虑实际工程应用简便的需要,又进行了偏于安全的简化,建议了 FRP 片材加

固混凝土梁的抗弯和抗剪剥离承载力的计算和设计方法。所建议的设计方法与目前所收集到的国内外试验结果对比表明,计算结果合理,且偏于安全。

参 考 文 献

[1] 碳纤维片材加固混凝土结构技术规程(CECS146:2003) [S]. 北京:中国计划出版社.

[2] 陆新征. FRP-混凝土界面行为研究[D]. 北京:清华大学土木水利学院,2004.

[3] LU X Z, YE L P, TENG J G, et al. Recent research on interfacial behavior of FRP sheets externally bonded to RC structures. Proc. 2nd International Conference on FRP Composites in Civil Engineering[C]. Adelaide, Australia, 2004. 389-398.

[4] TENG J G, CHEN J F, SMITH S T, et al. FRP-strengthened RC structures[M]. UK: John Wiley & Sons, 2002.

[5] TENG J G, CHEN J F, SMITH S T, et al. Behavior and strength of FRP-strengthened RC structures: a state-of-the-art review, Proc. The Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings[C]. 2003, 156(1):51-62.

[6] TENG J G, ZHANG J W, SMITH S T. Interfacial stresses in reinforced concrete beams bonded with a soffit plate: a finite element study[J]. Construction and Building Materials, 2002, 16(1):1-14.

[7] SMITH S T, TENG J G. FRP-strengthened RC structures, : review of debonding strength models[J]. Engineering Structures, 2002, 24(4): 385-395.

[8] SMITH S T, TENG J G. FRP-strengthened RC structures, : assessment of debonding strength models[J]. Engineering Structures, 2002, 24(4):397-417.

[9] GARDEN H N, HOLLOWAY L C. An experimental study of the influence of plate end anchorage of carbon fibre composite plates used to strengthen reinforced concrete beams [J]. Composite Structures, 1998, 42: 175-188.

[10] BENCARDINO F, SPADEA G, SWAMY R. N. Strength and ductility of reinforced concrete beams externally reinforced with carbon fiber fabric[J]. ACI Structural Journal, 2002, 99(2): 163-171.

[11] MOHAMED ALI M S, OEHLERS D J, BRADFORD M A. Shear peeling of steel plates bonded to the tension faces of RC beams[J]. ASCE Journal of Structural Engineering, 2001, 127(12): 1453-1460.

[12] MOHAMED ALI M S, OEHLERS D J, BRADFORD M A. Interaction between flexure and shear on the debonding of RC beams retrofitted with compression face plates[J]. Advances in Structural Engineering, 2002, 5(4): 223-230.

[13] OEHLER D J, PARK S M, MOHAMED ALI M S. A structural engineering approach to adhesive bonding longitudinal plates to RC beams and slabs[J]. Composites: Part A, 2003, 34(12): 887-897.

[14] 庄江波. 预应力 CFRP 布加固钢筋混凝土梁的试验研究与分析 [D]. 北京:清华大学土木水利学院,2005.

[15] 张子潇, 叶列平, 陆新征. U 型 FRP 加固钢筋混凝土梁受剪剥离性能的有限元分析[J]. 工程力学, 2005, 22(4): 155-162.

[16] YEL P, YUE Q R, ZHAO S H, et al. Shear strength of reinforced concrete columns strengthened with carbon-fiber-reinforced plastic sheet [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2002, 128(12): 1527-1534.

[17] 陆新征, 叶列平, 滕锦光, 庄江波. FRP-混凝土界面粘结滑移本构模型[J]. 建筑结构学报, 2005, 26(4): 10-18.

[18] LU X Z, CHEN J F, YEL P, et al. Theoretical analysis of FRP stress distribution in U-jacketed RC beams. Proc. 3rd Int. Conference on Composites in Construction (CCC2005) [C], 2005. July, Lyon, France, 541-548.

[19] LU X Z, CHEN J F, YE L P, et al. Theoretical analysis of stress distributions in FRP side-bonded to RC beams for shear strengthening, Proc. International Symposium on Bond Behavior of FRP in Structures (BBFS 2005) [C], Hong Kong, China, 2005. 363-370.

(上接第 63 页)

均在 0.2mm 以下,即使乘以考虑长期作用效应的扩大系数 1.5,也不会超过规范规定允许值 $[w_{max}] = 0.3(0.4)mm$ 。可见,钢骨轻骨料混凝土受弯构件在裂缝控制方面满足使用要求。

构件各参数的计算值与实测值 表 3

编号	荷载 (kN)	σ_s (MPa)		σ_{cr} (mm)		w_{max} (mm)			
		计算	实测	计算	实测	计算	实测		
SRLCB-1	60	248.37	237.40	0.696	0.713	126.07	113.75	0.125	0.10
SRLCB-2	70	289.74	236.60	0.693	0.704	126.07	114.50	0.125	0.10
SRLCB-3	50	215.97	237.60	0.595	0.644	131.10	124.81	0.139	0.13
SRLCB-4	60	201.15	229.40	0.792	0.715	128.38	120.07	0.113	0.10
SRLCB-5	60	248.37	234.00	0.696	0.689	126.07	118.34	0.125	0.08
SRLCB-6	80	257.14	231.60	0.744	0.701	108.01	105.81	0.179	0.18
SRLCB-7	80	269.97	249.00	0.744	0.723	108.01	105.81	0.179	0.16
SRLCB-8	90	289.78	250.80	0.784	0.797	103.83	102.50	0.112	0.10
SRLCB-9	60	205.51	247.20	0.626	0.679	111.21	114.09	0.118	0.10
SRLCB-10	90	283.21	232.20	0.701	0.822	101.76	99.76	0.109	0.09

4 结 论

(1) 试验表明,在正常使用极限状态下,钢骨轻骨

料混凝土受弯构件的最大裂缝宽度符合使用要求。与钢骨普通混凝土受弯构件相比,其裂缝宽度稍大,但裂缝宽度变异系数较小。

(2) 实测表明,受拉纵筋应力是影响裂缝宽度的最重要因素,二者近似呈线性关系。而由于型钢对混凝土具有约束作用,在保护层厚度与有效配筋率两个变量中应考虑型钢的影响。

(3) 在试验数据和理论分析的基础上,提出了钢骨轻骨料混凝土受弯构件最大裂缝宽度计算公式,计算值与实测值基本吻合。

参 考 文 献

[1] 孙慧中,沈文都,等. 劲性钢筋混凝土结构性能及设计方法综合报告[R]. 中国建筑科学研究院,1991.

[2] 刘维亚,姜维山,等. 型钢混凝土构造与计算手册[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2003.

[3] 混凝土结构设计规范(CB50010—2002) [S]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.