

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2020.188



开放科学(资源服务)标识码(OSID):



考虑粘结应力传递的抗弯加固锈蚀 RC 梁挠度计算方法

唐皇¹, 彭建新², 王晗³, 张建仁²

(1. 湖南城市学院 土木工程学院, 湖南 益阳 413000; 2. 长沙理工大学 土木工程学院, 长沙 410114;
3. 国家电网益阳供电公司, 湖南 益阳 413000)

摘要:基于微元法思想,考虑锈蚀钢筋与混凝土之间粘结应力的传递,以及粘结应力传递前后截面应变的相容性,建立了钢板和 FRP 抗弯加固锈蚀 RC 梁挠度计算模型。为了验证计算模型的正确性,对比分析了多组试验结果。结果表明:在不同荷载等级下,与不考虑粘结应力的传递模型相比,考虑粘结应力的传递模型对钢板抗弯加固锈蚀 RC 梁的挠度计算结果更接近试验值。考虑粘结应力传递模型的极限荷载和对应极限挠度的误差范围为 $-0.6\% \sim 1.8\%$ 和 $-10.5\% \sim 9.1\%$,不考虑粘结应力传递模型的极限荷载和对应极限挠度的误差范围为 $1.1\% \sim 6.1\%$ 和 $-11.4\% \sim -2.2\%$ 。该模型也能较精确地预测 FRP 材料(包括 CFRP 和 BFRP)抗弯加固锈蚀 RC 梁的荷载-挠度曲线,极限荷载值的误差范围为 $-3.6\% \sim 4.2\%$,极限挠度误差范围为 $-4.2\% \sim 8.3\%$ 。

关键词:钢筋混凝土梁;锈蚀;抗弯加固;挠度;粘结应力传递

中图分类号:TU375.1 **文献标志码:**A **文章编号:**2096-6717(2022)01-0094-11

Deflection calculation method for corroded RC beams strengthened by bending considering bond stress transfer

TANG Huang¹, PENG Jianxin², WANG Han³, ZHANG Jianren²

(1. School of Civil Engineering, Hunan City University, Yiyang 413000, Hunan, P. R. China; 2. School of Civil Engineering, Changsha University of Science and Technology, Changsha 410114, P. R. China; 3. State Grid Yiyang Power Supply Company, Yiyang 413000, Hunan, P. R. China)

Abstract: Based on the differential element method, considering transfer of bond stress between corroded steel bar and concrete, and the compatibility of cross-section strain before and after bond stress transfer is

收稿日期:2020-07-11

基金项目:国家重点基础研究发展计划(973项目)(2015CB057705);国家自然科学基金(52078056);湖南省自然科学基金(2019JJ50023);湖南省自然科学基金(2018JJ2438);湖南省教育厅科学研究项目(18A136);2020年益阳市银城科技人才托举工程项目

作者简介:唐皇(1988-),男,博士,主要从事桥梁结构耐久性研究,E-mail:tanghuang_123@163.com.

彭建新(通信作者),男,博士,教授,E-mail:jianxinpeng@csust.edu.cn.

Received:2020-07-11

Foundation items:National Basic Research Development Program (973 Program) of China (No. 2015CB057705); Natural Science Foundation of China (No. 52078056); Natural Science Young Foundation of Hunan Province (No. 2019JJ50023); Natural Science Foundation of Hunan Province (No. 2018JJ2438); Scientific Research Project of Education Department of Hunan Province (No. 18A136); 2020 Yiyang Yincheng Science and Technology Talents Supporting Project

Author brief:TANG Huang (1988-), PhD, main research interest: durability of bridge structure, E-mail: tanghuang_123@163.com.

PENG Jianxin (corresponding author), PhD, professor, E-mail: jianxinpeng@csust.edu.cn.

considered, the deflection calculation model of corroded RC beams strengthened by steel plates and FRP is proposed in this paper. To validate it, the testing results in existing literatures and this study, are compared and analyzed. The results show that under different loading levels, compared with the strengthened beam without considering bond stress transfer, the deflection calculation results via proposed model considered the bond stress transfer of corroded RC beam strengthened by bending is more closer to the testing values. The relative errors of the former ultimate loading and the corresponding ultimate deflection is $-0.6\% \sim 1.8\%$ and $-10.5\% \sim 9.1\%$, respectively, while the relative errors of the latter ultimate loading and the corresponding ultimate deflection is $1.1\% \sim 6.1\%$ and $-11.4\% \sim -2.2\%$, respectively. The proposed model can also accurately predict the load-deflection curve of corroded RC beams strengthened by FRP materials (including CFRP and BFRP). The improved relative error of ultimate loading value is $-3.6\% \sim 4.2\%$, and the that for ultimate deflection is $-4.2\% \sim 8.3\%$.

Keywords: reinforced concrete beam; corrosion; flexural strengthening; deflection; bond stress transfer

钢筋锈蚀引起的钢筋与混凝土粘结力退化是导致钢筋混凝土(RC)结构承载性能降低的主要因素之一。利用钢板和 FRP 加固锈蚀 RC 结构是两种运用广泛且有效的加固方法。由于钢板具有加固操作方便、成本低、对结构本身破坏小等优点,已广泛运用于加固工程中。学者们对于未锈蚀加固结构承载性能和变形性能等方面的研究取得了诸多成果^[1-3],但对于钢板加固锈蚀 RC 梁力学性能的研究较少。近年来,笔者通过对 30 片不同锈蚀程度的 RC 梁进行不同方式的钢板加固,通过试验研究得到了钢板抗弯加固锈蚀 RC 梁抗力退化、变形性能和破坏特征^[4-5],分析了二次锈蚀对于钢板加固锈蚀 RC 梁后的承载性能的后续影响^[6],建立了计算钢板加固锈蚀 RC 梁的短期挠度计算方法^[7],此方法并没有考虑不同锈蚀状态下粘结应力的有效传递,而把粘结力作为定值,最终极限荷载对应的挠度值比较合理,但不同荷载等级下的挠度值与试验值略有差异。

FRP 作为比较新型的加固材料,由于其刚度高、纵向拉伸强度大、抗腐蚀性好、热传递率低等优点,已经广泛运用于钢筋混凝土结构的加固工程中。粘贴 FRP 布加固 RC 结构是使用 FRP 材料增强 RC 结构性能的方法之一。学者们对 FRP 布加固锈蚀后的 RC 结构力学性能进行了一系列研究。Al-Saidy 等^[8-9]通过试验研究了不同锈蚀率下粘贴 CFRP 布加固 RC 梁的短期挠度、破坏模式和承载力等力学性能。Triantafyllou 等^[10]通过实验对比分析了轻度锈蚀、中度锈蚀和严重锈蚀对于粘贴 CFRP 加固 RC 梁的挠度、FRP 应变和承载力等性能指标的影响。王晓刚等^[11]研究了弱界面对 CFRP 剥离的影响及传统 U 型箍约束的有效性。以上学

者主要是通过试验研究 FRP 加固锈蚀 RC 梁的力学性能,没有具体分析从理论上计算不同粘贴方式下 FRP 加固锈蚀 RC 梁的变形和承载力的方法。

笔者结合现有钢板和 FRP 加固锈蚀 RC 梁的试验和理论成果,考虑不同锈蚀情况下锈蚀钢筋和混凝土粘结-滑移导致的粘结应力传递以及传递前后梁截面应变相容性,利用微元法思想,建立不同破坏模式下钢板和 FRP 抗弯加固锈蚀 RC 梁的理论分析模型,并利用笔者和其他学者的试验研究结果验证理论模型的正确性。

1 抗弯加固锈蚀 RC 梁变形计算模型

1.1 锈蚀钢筋与混凝土粘结-滑移模型

学者们对于未锈蚀钢筋与混凝土的粘结性能的研究已经较为成熟^[12-13]。对于变形钢筋,采用 Haskett 等^[12]提出的经典粘结-滑移模型,如图 1 所示。当滑移很小时,粘结力随着滑移增加而增加。粘结力起初是因为混凝土与钢筋之间的化学粘附形成的,当混凝土内部微裂缝出现时,化学粘附消失,随着滑移继续增加,此时粘结力主要由混凝土与钢筋之间的机械联锁产生。当滑移持续增大导致混凝土开始剪切破坏时,粘结力最大,之后粘结力迅速减小,直至混凝土剪切脱落,此时粘结力称为残余粘结力,并保持不变,由混凝土与混凝土摩擦产生。图 1 中,从滑移开始到混凝土剪切脱落前的粘结力称为有效粘结力。

采用双均匀模型来描述未锈蚀钢筋的粘结应力,这样可以简化计算,如图 2 所示。基于能量消散的等效性,图 2 中将粘结力分布简化为平均有效粘结力(矩形面积)和残余粘结力。无锈蚀钢筋与混凝

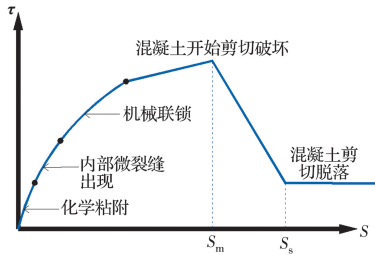


图 1 经典粘结-滑移模型
Fig. 1 Classical bond-slip model

土的平均有效粘结应力 τ_{ub} 由 Cairns 等^[14] 提出的模型计算, 见式(1)。

$$\tau_{ub} = \frac{nA_r f_{coh} [\cot \delta + \tan(\delta + \varphi)]}{\pi 2D s_r} + \frac{n C_r \tan(\delta + \varphi) P_m}{\pi}$$

$$P_m = 0.56 \frac{(b - n_{at} D)}{n_{st} D} \sqrt{f'_c} \quad (1)$$

式中: n 为钢筋截面横向肋的数量; A_r 为肋面积, mm^2 , $A_r = \pi D h_r$; D 为钢筋的直径, mm ; h_r 为肋高度, mm , $h_r = 0.07D$; f_{coh} 为粘附强度, 其值为 3.68 MPa; δ 为肋和钢筋纵向之间的角度, 其值为 45° ; φ 为摩擦角, $\tan \varphi = 0.3$; s_r 为肋的间距, $s_r = 0.6D$; P_m 为粘结破坏时的最大压力, N; b 为 RC 梁宽度, mm ; n_{st} 为受拉钢筋数量; f_{ct} 为混凝土抗拉强度, MPa; f'_c 为混凝土的抗压强度, MPa。另外, 对于月牙肋的钢筋, $C_r = 0.8$ 。

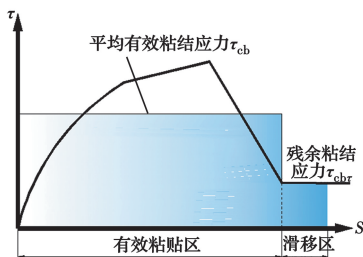


图 2 有效粘结应力
Fig. 2 Effective bond stress

目前, 对于锈蚀钢筋粘结性能的研究已经较成熟。有学者认为钢筋锈蚀将影响钢筋与混凝土之间的粘结力, 锈蚀将导致钢筋与混凝土之间的粘结力退化^[15-17]。采用 Bhargava 等^[15] 提出的较为简洁的经验模型来描述锈蚀钢筋粘结力与不锈蚀钢筋之间的关系。Bhargava 等^[15] 通过大量的锈蚀构件拉拔试验和锈蚀梁弯曲加载试验, 提出了锈蚀钢筋与不锈蚀钢筋平均粘结力之间的关系式

$$\tau_{cb} = R(\eta) \tau_{ub}$$

$$R(\eta) = \begin{cases} 1.0 & \eta \leq 1.5\% \\ 1.192e^{-0.117\eta} & \eta > 1.5\% (\text{拉拔构件}) \\ 1.346e^{-0.198\eta} & \eta > 1.5\% (\text{受弯构件}) \end{cases} \quad (2)$$

式中: R 为粘结强度系数; η 为钢筋的锈蚀损失, %。

对于 FRP 抗弯加固的锈蚀 RC 梁, 已有学者通过实验研究证明 FRP 材料有一定的阻锈作用^[18], 同时, 粘贴 FRP 布加固能提高锈蚀钢筋与混凝土的粘结强度。总结 Soudki 等^[19]、Zhou 等^[20]、Papakonstantinou 等^[21] 和 Wang 等^[22] 针对 FRP 材料加固锈蚀 RC 构件拉拔试验结果, 对比同一锈蚀率下构件加固前后的最大粘结应力或者拉拔力, 见表 1, 统计获得了加固后较加固前粘结应力增长率(图 3 中的红框点), 并且将增长率取均值(图 3 中黑色点), 获得了钢筋锈蚀率 η 和加固后粘结应力平均增长率 K 之间的关系曲线, 发现两者服从极值分布关系, 如图 3 所示。对于 FRP 加固锈蚀 RC 构件, 钢筋平均粘结应力在同一锈蚀率下有所增加, 见式(3)。

$$K = 58 + 119 \exp(-\exp(-z) - z + 1)$$

$$z = (\eta - 25) / 13.1$$

$$\tau_{cb} = KR(\eta) \tau_{cb} \quad (3)$$

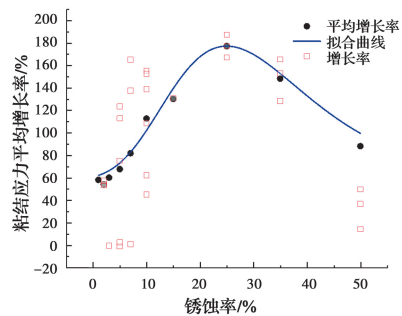


图 3 锈蚀率和粘结应力平均增长率的关系

Fig. 3 Relationship between corrosion rate and average growth rate of bond stress

表 1 FRP 加固构件拉拔试验结果

Table 1 Drawing test results of components strengthened by FRP

文献	试件编号	加固粘结力/拉拔力	不加固粘结力/拉拔力	锈蚀率/%	粘结力增加率
	15-W-1	65.8 kN	30.6 kN	1	1.15
	15-W-5	64.4 kN	52 kN	5	0.24
	15-W-10	67.3 kN	29.8 kN	10	1.26
	30-W-1	66.0 kN	65.3 kN	1	0.01
Soudki 等 ^[19]	30-W-3	66.2 kN	59.1 kN	3	0.12
	30-W-5	61.4 kN	64.3 kN	5	-0.05
	30-W-7	60.3 kN	48.6 kN	7	0.24
	30-U-10	57.4 kN	22.5 kN	10	1.55
	60-W-3	67.5 kN	68.0 kN	3	-0.01
	60-W-5	66.2 kN	67.1 kN	5	-0.01

续表 1

文献	试件编号	加固粘结力/拉拔力	不加固粘结力/拉拔力	锈蚀率/%	粘结力增加率
Wang 等 ^[22]	60-W-7	64 kN	63.5 kN	7	0.01
	60-W-10	62.1 kN	42.8 kN	10	0.45
	25-U3	6.39 MPa	7.21 MPa	3	-0.11
	25-S5	6.96 MPa	6.8 MPa	5	0.02
	25-S7	12.39 MPa	5.22 MPa	7	1.37
	25-S10	9.24 MPa	5.7 MPa	10	0.62
	25-S15	10.42 MPa	4.52 MPa	15	1.31
	25-P3	6.97 MPa	7.21 MPa	3	-0.03
	25-P5	11.9 MPa	6.8 MPa	5	0.75
	25-P7	13.83 MPa	5.22 MPa	7	1.65
Papakonstantinous 等 ^[21]	25-P10	11.89 MPa	5.7 MPa	10	1.09
	25-P15	16.54 MPa	4.52 MPa	15	2.66
	#3			5.27	2.55
				4.92	2.83
	#4			2.39	2.22
				2.39	2.45
	#6			4.14	5.6
				4.06	7.0
	#8			0.78	5.67
				0.94	6.8
Zhou 等 ^[20]	D20R2L1P0-1	15.91 MPa	10.34 MPa	2	0.54
	D20R2L1P0-2	15.96 MPa	10.42 MPa	2	0.53
	D20R2L1P0-3	15.82 MPa	10.06 MPa	2	0.57
	D20R5L1P0-1	17.85 MPa	7.99 MPa	5	1.23
	D20R5L1P0-2	18.2 MPa	8.55 MPa	5	1.13
	D20R10L1P0-1	17.15 MPa	6.8 MPa	10	1.52
	D20R10L1P0-2	16.48 MPa	6.9 MPa	10	1.39
	D20R25L1P0-1	11.22 MPa	4.05 MPa	25	1.77
	D20R25L1P0-2	11.29 MPa	4.23 MPa	25	1.67
	D20R25L1P0-3	11.11 MPa	3.87 MPa	25	1.87
D20R35L1P0-1	8.01 MPa	3.51 MPa	35	1.28	
D20R35L1P0-2	8.42 MPa	3.33 MPa	35	1.53	
D20R35L1P0-3	8.01 MPa	3.02 MPa	35	1.65	
D20R50L1P0-1	3.47 MPa	2.54 MPa	50	0.37	
D20R50L1P0-2	3.23 MPa	2.83 MPa	50	0.14	
D20R50L1P0-3	3.38 MPa	2.26 MPa	50	0.50	

残余粘结应力 τ_{cbr} 比有效粘结应力小, 根据 CEB-FIP 规范^[23], 残余粘结强度为平均有效粘结强度的 40%。

根据 ACI 规范^[24], RC 梁中变形钢筋的粘结锚

固长度为

$$l_d = 0.48 \frac{f_{sy}}{\sqrt{f'_c}} \quad (4)$$

式中: l_d 为有效粘结区长度, mm; f_{sy} 为钢筋的屈服强度, MPa。

结合式(3)和式(4)可以获得锈蚀梁的有效粘结力 F_{cb} 为

$$F_{cb} = \pi \times D \times l_d \times \tau_{cbr} \quad (5)$$

1.2 锈蚀 RC 梁加固后有效粘结力传递理论

从图 4(a)中可以分析得出, 钢筋的拉力 F_s 小于等于有效粘结力 F_{cb} 时滑移量很小, 可以忽略。当钢筋的拉力超过有效粘结力 F_{cb} 时, 有效粘结区将向梁端转移, 如图 4(b)所示, 此时, 拉力由有效和残余粘结力抵抗, 直到两者的和等于拉力时, 力传递结束。

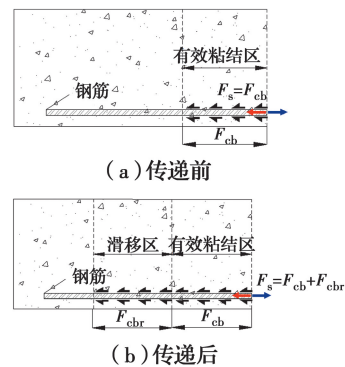


图 4 有效粘结力传递

Fig. 4 Transfer of effective bond stress

对于不锈蚀梁和轻微锈蚀的 RC 梁, 钢筋的拉力小于有效粘结力, 没有明显的滑移出现, 如图 5(a)所示。RC 梁的承载力和变形计算可以由传统应变相容的方法进行。

当钢筋的锈蚀程度不严重时, 粘结力出现退化。RC 梁加载过程中, 钢筋的拉力大于有效粘结力, 此时, 有效粘结力将传递到梁末端来抵消钢筋拉力, 当拉应力等于有效粘结力时, 传递停止, 如图 5(b)所示。同时, 钢筋与混凝土应变存在不相容的现象, 在计算承载力和变形时要考虑应变不相容。

当钢筋出现严重锈蚀时, 有效粘结力很小, 并且有效粘结区域很快向梁端传递, 如图 5(c)所示。当梁端锚固较好时, 梁还可以继续承载, 此种情况类似于无粘结后张预应力梁。

通过以上分析可以获得不同锈蚀情况下的锈蚀 RC 加固梁从加载到破坏过程中的应变和受力分析, 进而获得加载过程中的荷载-挠度曲线。

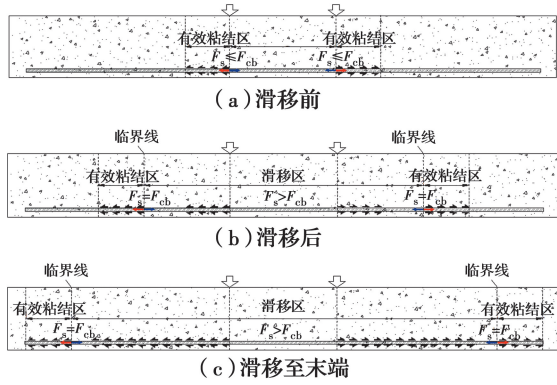


图 5 粘结滑移模型

Fig. 5 Model of bond-slip

1. 2. 1 有效粘结力传递前的应变相容分析 对于不锈蚀和轻微锈蚀梁抗弯加固后,梁各个部分的应变是相容的。应变分析图见图 6。对于任意截面 i ,纵向受拉钢筋、受压钢筋和加固钢板或 FRP 材料的应变可表示为

$$\begin{cases} \epsilon_{si} = \epsilon_{cti} + \frac{\epsilon_{cbi} - \epsilon_{cti}}{h} h_0 \\ \epsilon'_{si} = \epsilon_{cti} + \frac{\epsilon_{cbi} - \epsilon_{cti}}{h} a'_s \end{cases}$$

$$\epsilon_{pfi} = \epsilon_{cti} + \frac{\epsilon_{cbi} - \epsilon_{cti}}{h} (h + 0.5t) \quad (6)$$

式中: ϵ_{si} 和 ϵ'_{si} 分别为受拉和受压钢筋应变; h 为梁高,mm; ϵ_{cti} 和 ϵ_{cbi} 分别为梁顶面和底面的混凝土应变; h_0 和 a'_s 分别为受拉和受压钢筋到梁顶面的距离,mm; ϵ_{pfi} 为加固材料应变; t 为加固材料厚度,mm。

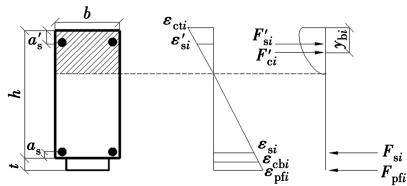


图 6 加固梁应变分布

Fig. 6 Strain analysis of strengthened beam

锈蚀钢筋的应力-应变关系采用张伟平等^[25]提出的模型,见式(7)。根据此模型和钢筋锈蚀率可以获得任意截面 i 纵向钢筋和受压钢筋拉力,见式(8)。

$$f_s = \begin{cases} \epsilon_s E_{s0} & \text{屈服前} (\epsilon_s \leq f_{sy}/E_{s0}) \\ f_{sy} & \text{屈服} (f_{sy}/E_{s0} < \epsilon_s \leq \epsilon_{shc}) \\ f_{sy} + \frac{\epsilon_s - \epsilon_{shc}}{\epsilon_{suc} - \epsilon_{shc}} (f_{uc} - f_{sy}) & \text{屈服后} (\epsilon_s \geq \epsilon_{shc}) \end{cases} \quad (7)$$

$$F_{si} = (1 - \eta) A_s f_{si} \quad (8)$$

式中: ϵ_{shc} 和 ϵ_{suc} 分别为屈服后的强化应变、极限应变; E_{s0} 为未锈蚀钢筋的弹性模量,MPa; f_{sy} 为锈蚀钢筋屈服时的钢筋应力,MPa; f_{uc} 为锈蚀钢筋极限应力,MPa; A_s 为不锈蚀钢筋横截面积,mm²。

图 7 为采用的混凝土受压应力-应变关系^[26]。图中 ϵ_c 为受压区顶部混凝土应变; ϵ_{c0} 为混凝土抗压强度对应的应变; ϵ_{cu} 为混凝土极限应变。

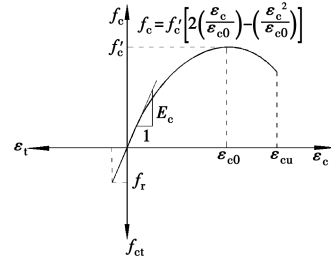


图 7 混凝土本构关系

Fig. 7 Constitutive relation of concrete

计算模型中忽略混凝土的抗拉强度。混凝土的压力 F_{ci} 可以采用对梁从底面到顶面的有限积分的方式进行计算,见式(9)。

$$F_{ci} = \int_0^h f_c b dy \quad (9)$$

式中: y 为梁顶面至截面任意位置的高度,mm。

加固材料的拉力 F_{pfi} 可以由式(10)计算。

$$F_{pfi} = \epsilon_{pfi} E_{pf} A_{pf} \quad (10)$$

式中: E_{pf} 为加固材料弹性模量,MPa; A_{pf} 为加固材料横截面积,mm²。

从梁顶面至混凝土等效合力点的位置高度 y_{bi} 为

$$y_{bi} = \frac{\int_0^h f_c b y dy}{F_{ci}} \quad (11)$$

根据力学平衡,可以获得受拉和受压纵向钢筋、混凝土以及加固材料之间的平衡关系为

$$F_{ci} + F'_{si} = F_{si} + F_{pfi}$$

$$F_{ci} (h_0 - y_{bi}) + F'_{si} (h_0 - a'_s) + 0.5 F_{pfi} (t + a_s) = M_i \quad (12)$$

式中: a_s 为梁底部中部至受拉钢筋截面中部的距离,mm; F'_{si} 为受压区钢筋压力,N。

1. 2. 2 有效粘结力传递发生后的应变不相容分析

当有效粘结力传递发生后,钢筋、混凝土和加固材料的应变便不服从平截面假定,但在滑移区纵向钢筋与混凝土的滑移总量相等。基于此原则,便可分析三者之间总的应变关系以及有效滑移区长度。将加固梁可能存在的最大滑移区划分为 1 到 g 段,如图 8。滑移区长度假设为 L_s ,滑移区内的梁节段从 m 到 n 。

纯弯段长度从 e 到 f 。对于给定的荷载 P , 假设出现了滑移, 在滑移区两个末端, 钢筋拉力 (F_{sm} 和 F_{si}) 应该与有效粘结应力相等, 根据此原理可以求得滑移区内部任意截面钢筋的拉力, 见式(13)。

$$F_{si} = \begin{cases} F_{sm} + \pi D l_{m} \tau_{cbr} \\ F_{sm} + \pi D l_{m} \tau_{cbr} \\ F_{sm} + \pi D l_{m} \tau_{cbr} \end{cases} \quad (13)$$

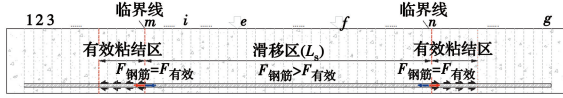


图 8 梁段单元划分

Fig. 8 Element division of beam

钢筋的应变可以由式(14)获得。

$$\epsilon_{si} = \begin{cases} \frac{F_{si}}{(1-\eta)A_s E_s} \\ \epsilon_{shc} + \frac{\epsilon_{suc} - \epsilon_{shc}}{f_{uc} - f_{yc}} \left(\frac{F_{si}}{(1-\eta)A_s} - f_{yc} - f_{yc} \right) \end{cases} \quad (14)$$

进而可以获得受拉钢筋的纵向总延伸为滑移区内部各节段延伸与两个锚固区内的延伸总和, 见式(15)。

$$\Delta L_s = 2s_s + \sum_{i=m}^n \epsilon_{si} l_i \quad (15)$$

式中: ΔL_s 为滑移区内纵向钢筋延伸率; l_i 为节段长度, mm; s_s 为有效粘贴区内纵向钢筋的滑移值, mm, 如图 1, 这个滑移值很小, 为简化计算可忽略。

每节段钢筋的拉力 F_{si} 已知, 通过式(12)可以获得混凝土顶部应变 ϵ_{cti} 、底部应变 ϵ_{cbi} 和加固材料的应变 ϵ_{pfi} , 钢筋周围混凝土应变 ϵ_{csi} 为

$$\epsilon_{csi} = \epsilon_{cti} + \frac{\epsilon_{cbi} - \epsilon_{cti}}{h} h_0 \quad (16)$$

滑移区内混凝土的总的延伸长度为

$$\Delta L_c = 2s_s + \sum_{i=m}^n l_i \epsilon_{csi} \quad (17)$$

式中: ΔL_c 为混凝土在滑移区的延伸值, mm。

1.3 计算加固梁荷载-挠度曲线

基于应变分析, 通过编制循环程序获得每一级荷载作用下加固梁段钢筋、混凝土和加固材料的应变, 进而获得梁的挠度。程序的具体可以分为 4 个阶段:

阶段 1: 计算有效粘结力 F_{cb} 、梁端锚固长度 l_d 、滑移区长度最大值 L_{max} 。

阶段 2: 有效粘结区域传递前。1) 设定较小荷载值 P , 计算每个梁段的弯矩 M_i ; 2) 计算钢筋的拉力 F_{si} , 当 F_{si} 大于有效粘结力 F_{cb} 时, 转到第 3 阶段。

阶段 3: 有效粘结区域传递中。1) 假设滑移区

长度 L_s ; 2) 计算滑移区内节段受拉钢筋拉力 F_{si} , 受拉钢筋和混凝土延伸长度 ΔL_s 和 ΔL_c ; 3) 修改 L_s 直到受拉钢筋与混凝土的总延伸长度相等, 输出 L_s 。

阶段 4: 粘结滑移区域传递完成后。1) L_s 已知, 其值为最大有效粘结长度 L_{max} ; 2) F_{si} 和 F_{sm} 未知, 重新设定两者数值, 再进行循环计算; 3) 以 $\Delta L_s = \Delta L_c$ 为判据停止循环, 同时, 根据加固梁破坏模式确定破坏荷载, 并给出挠度曲线。

模型中挠度曲线可以由式(18)、式(19)获得。

$$\Delta \sum_{i=1}^{0.5N} \frac{e_{spi}}{h_{sp} - y(i)} x_i \quad (18)$$

$$h_{sp} - \frac{f_{yc} A_s (h - a_s) + f_{pf} A_p (h + t/2)}{f_{yc} A_s + f_{pf} A_p},$$

$$e_{spi} = \epsilon_{spi} l_i \quad (19)$$

式中: x_i 为梁支座顶点到 i 单元的距离, mm; N 为单元总数; h_{sp} 为加固后梁截面的换算有效高度, mm, 即锈蚀后的受拉钢筋和加固材料合力作用点到梁顶的距离; ϵ_{spi} 为每一单元中 h_{sp} 所对应的截面有效平均应变, 即加固材料和钢筋的组合应变。

程序中考虑了钢板和 FRP 抗弯加固锈蚀 RC 梁的破坏模式。张建仁等^[4]通过试验研究发现抗弯加固锈蚀率为 5%、10% 和 15% 的 RC 梁破坏模式为斜截面斜拉破坏, 钢板端部混凝土拉裂。文献[9-10]中试验研究发现, FRP 加固锈蚀 RC 梁的破坏模式通常为钢筋抗弯屈服以后 FRP 材料在梁中部断裂或者 FRP 脱落, 因此, 当获取 FRP 加固梁的极限荷载时, 前者钢筋应变达到屈服应变并且 FRP 应变达到极限应变, 受压区混凝土压碎, 后者受拉钢筋屈服, FRP 不一定达到极限强度, 受压区混凝土压碎。

根据以上步骤, 具体的程序框图见图 9。

2 模型验证

为了验证提出的理论模型的正确性, 选取了唐皇^[27]、Al-Saidy 等^[8]、Triantafyllou 等^[10]、邓文明^[28]进行的锈蚀 RC 梁钢板和 FRP 抗弯加固试验数据, 利用其短期荷载-挠度曲线与理论计算结果进行对比, 并对比了理论模型和张建仁等^[7]提出的模型的精确性。图 10 为唐皇^[27]进行的钢板抗弯加固锈蚀 RC 梁试验与理论分析的对比结果, 图 11 为其他学者进行的 FRP 材料加固锈蚀 RC 梁试验与理论分析的对比结果。表 2 为理论值与试验值极限荷载和对应的挠度对比, 表 2 中 1 为模型理论值与试验值的误差, 2 为张建仁模型理论值与试验值的误差。

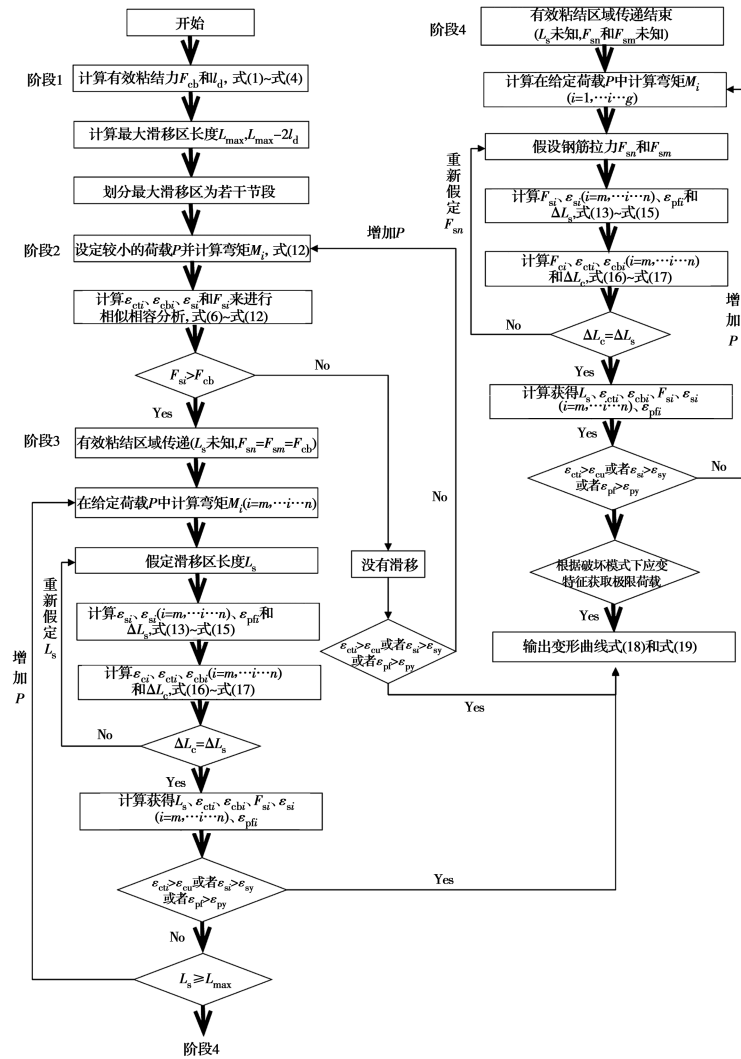


图 9 模型程序流程图

Fig. 9 Program flow chart of the model

表 2 锈蚀加固梁试验值与理论值对比

Table 2 Comparison of test and theoretical values of corroded strengthened beams

梁号	结果	P_u /kN	D_u /mm	破坏模式
S0C25-1	理论值	218	10.6	F
	试验值	210	9.3	DT
	误差 1/%	2.8	13.9	
S10C25-1	理论值	168.0	9.8	DT
	张建仁模型	175.0	10.4	DT
	试验值	165.0	10.8	DT
	误差 1/%	1.8	-9.3	
	误差 2/%	6.1	-3.7	
S10C25-2	理论值	172.0	9.9	DT
	张建仁模型	174.0	8.6	DT
	试验值	172.0	9.5	DT
	误差 1/%	0.0	4.2	
误差 2/%	1.2	-9.5		

续表 2

梁号	结果	P_u /kN	D_u /mm	破坏模式
S10C25-3	理论值	191.0	9.3	DT
	张建仁模型	194.0	8.8	DT
	试验值	190.0	9.0	DT
	误差 1/%	0.5	3.3	
	误差 2/%	2.1	-2.2	
S10C30-1	理论值	169.0	11.2	DT
	张建仁模型	173.0	10.7	DT
	试验值	170.0	11.0	DT
	误差 1/%	-0.6	1.8	
	误差 2/%	1.8	-2.7	
S10C30-2	理论值	176.0	10.2	DT
	张建仁模型	177.0	10.1	DT
	试验值	175.0	11.4	DT
	误差 1/%	0.6	-10.5	
误差 2/%	1.1	-11.4		

续表 2

梁号	结果	P_u /kN	D_u /mm	破坏模式
S10C30-3	理论值	185.0	10.2	DT
	张建仁模型	188.0	9.1	DT
	试验值	185.0	9.6	DT
	误差 1/%	0.0	6.3	
	误差 2/%	1.6	-5.2	
M5S2	理论值	74.0	23.9	FR
	试验值	71.0	24.1	FR
	误差/%	4.2	-0.8	
M10S2	理论值	63.0	18.4	FR
	试验值	64.0	18.3	FR
	误差/%	-1.6	0.5	
M15S2	理论值	59.0	16.0	DC
	试验值	57.0	16.4	DC
	误差/%	3.5	-2.4	
RC-COR1S1	理论值	192.0	18.2	DC
	试验值	191.0	16.8	DC
	误差/%	0.5	8.3	
RC-COR2S1	理论值	234.0	25.6	DC
	试验值	231.0	25.3	DC
	误差/%	1.3	1.2	

续表 2

梁号	结果	P_u /kN	D_u /mm	破坏模式
RC-COR3S1	理论值	249.0	28.2	FR
	试验值	246.0	26.7	FR
	误差/%	1.2	5.6	
S1-0	理论值	137.0	15.2	DC
	试验值	134.8	16.6	DC
	误差/%	1.6	8.4	
S1-3	理论值	105.0	16.0	DC
	试验值	108.0	15.8	DC
	误差/%	-2.8	1.3	
S1-5	理论值	104.0	11.5	DC
	试验值	107.0	12.0	DC
	误差/%	-2.8	-4.2	
S1-7	理论值	106.0	11.2	DC
	试验值	110.0	11.6	DC
	误差/%	-3.6	-3.4	

注:表中 F 表示受弯破坏;DT 表示斜拉破坏;FR 表示 FRP 材料脆断;DC 表示 FRP 材料剥离。

从表 2 可以看出,绝大多数试验梁理论破坏模式与试验破坏模式相同,钢板加固不锈蚀梁 S0C25-1 的

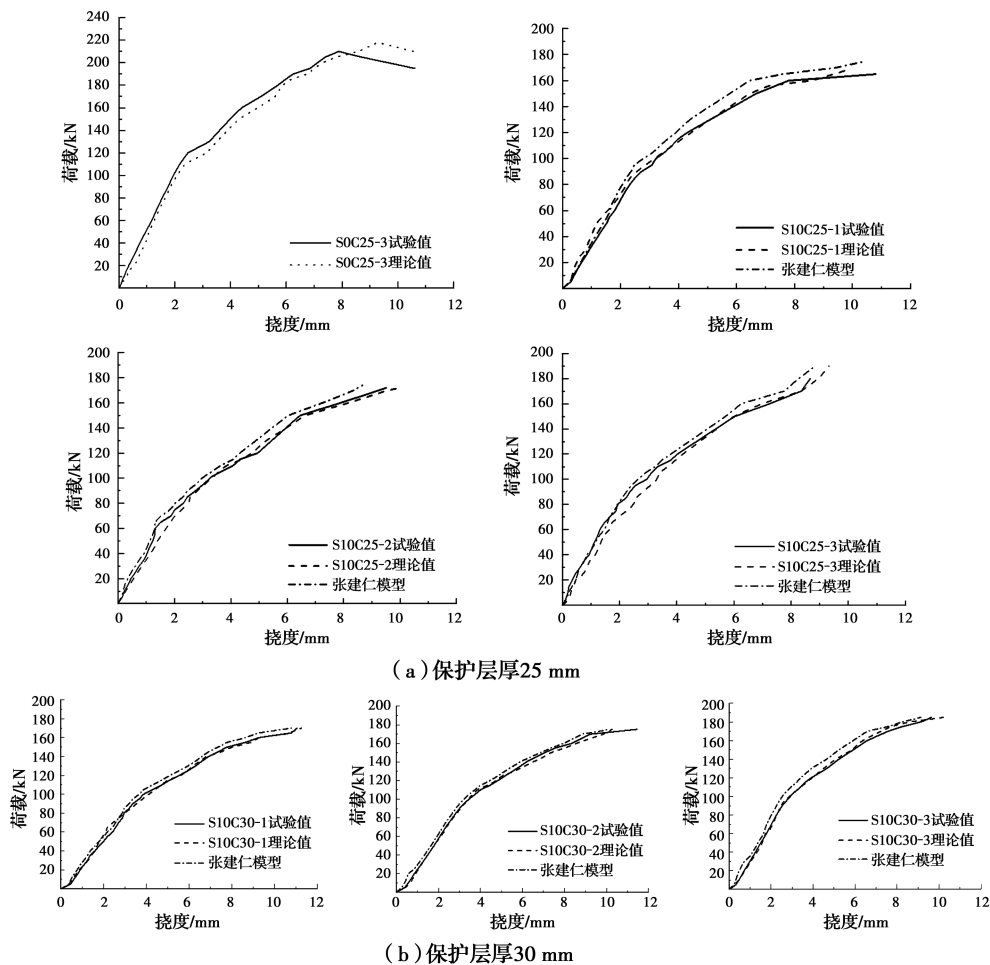


图 10 钢板抗弯加固不锈蚀和锈蚀 RC 梁荷载-挠度曲线

Fig. 10 Load-deflection curve of un-corroded and corroded RC beam strengthened by steel plate

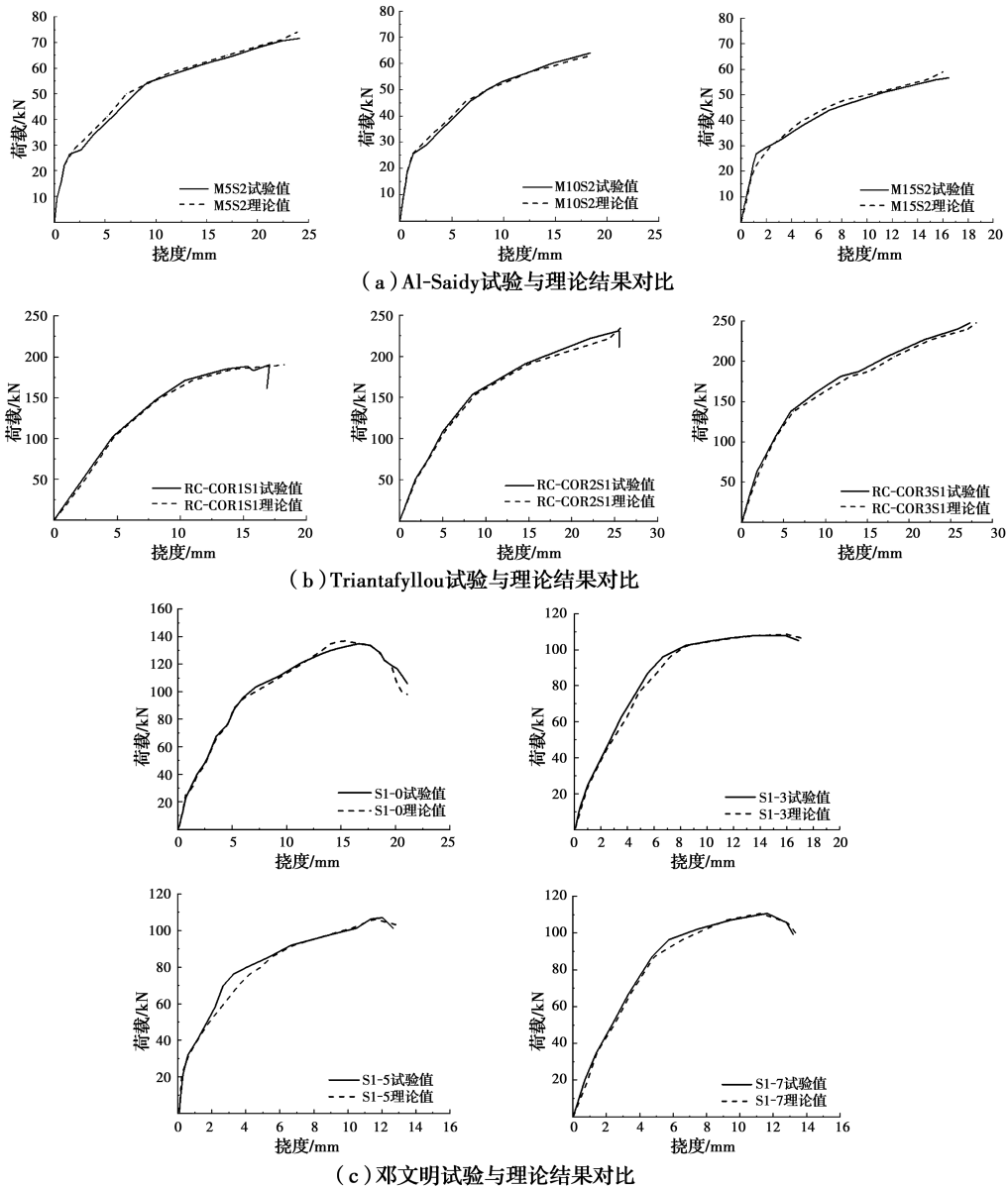


图 11 FRP 抗弯加固锈蚀 RC 梁荷载-挠度曲线

Fig. 11 Load-deflection curve of corroded RC beam strengthened by FRP

破坏模式却有差异,其极限挠度试验值与理论值较其他试验梁差别大,是由于试验梁的制作加工问题,试验出现了提前斜拉破坏的情况,导致挠度偏低。

从图 10 中也可以看出,理论计算值比张建仁模型计算值整体上更加接近试验值。张建仁等在试验中发现,钢板抗弯加固梁破坏时,锚钉与混凝土以及钢板之间没有出现滑移,因此,试验加固锈蚀梁的破坏多为钢板和受拉钢筋之间的混凝土拉裂破坏,与本文的加固梁假设相似。同时,锚钉位于保护层内,对钢筋与混凝土之间的粘结影响较小。张建仁等^[7]的计算结果中,在同一荷载作用下挠度值比试验值偏小,其原因可能是模型中虽然划分了若干单元,但纵向钢筋粘结力沿梁长每个单元为相同的定值,没有考虑粘结力的传递,因此,与该模型相比,缺少粘结应力

传递后的应变不相容分析,所有微梁段的应变分布相同。对比极限承载力和对应的挠度大小,理论模型与试验值的误差分别是 $-0.6\% \sim 1.8\%$ 、 $-10.5\% \sim 9.1\%$,张建仁模型理论值与试验值的误差分别是 $1.1\% \sim 6.1\%$ 、 $-11.4\% \sim -2.2\%$ 。

从图 11 中可以看出,无论是 CFRP (Al-Saidy 等^[8]、Triantafyllou 等^[10]) 和 BFRP (邓文明^[28]) 加固锈蚀 RC 梁,模型能较好地预测其荷载-挠度曲线。从表 1 中可以看出,极限荷载值的误差为 $-3.6\% \sim 4.2\%$,极限挠度误差为 $-4.2\% \sim 8.3\%$ 。

图 10(a) 和 11(c) 中还列出了钢板和 BFRP 加固不锈蚀梁的荷载-挠度曲线,其理论计算结果也可由该模型获得,程序只需计算阶段 1 和阶段 2,结合式(18)和式(19)便可获得理论的荷载-挠度曲线。

从图 10(a)和图 11(c)中可以看出,不锈钢加固试件 S0C25-3 和 S1-0 的理论荷载挠度-曲线与试验曲线都比较吻合。由表 2 中可以看出,钢板和 BFRP 加固不锈钢 RC 梁极限荷载和对应的挠度误差分别是:2.8%、13.9%、1.6%、8.4%。

从 Bhargava 等^[15]的粘结力模型中可以看出,当钢筋锈蚀率大于 1.5%时,构件粘结力就开始退化,但 Zhang 等^[29]指出,当钢筋的锈蚀率低于 7%时,钢筋与混凝土应变不相容现象不明显,因此,对于锈蚀率低于 7%时的试验梁将不考虑粘结力传递,循环计算只考虑阶段 1 和 2。图 10 和图 11 所选取的试验梁中,梁 M5S2 锈蚀率为 5%,其他梁均大于 7%。从图 11(b)中可以看出,梁 M5S2 的挠度在同一荷载下略大于理论值,这可能是由于其钢筋发生了轻微的粘结-滑移,粘结力传递发生了,但传递长度很小,导致同一荷载下的挠度稍微变大,但是增大的幅度很小,基本可以忽略不计。因此,从上述分析中可以看出,该理论模型也能较精确地预测不考虑粘结力传递的试验梁(不锈钢梁和微锈蚀梁)荷载-挠度曲线。

3 结论

考虑不同锈蚀情况下锈蚀钢筋和混凝土的粘结-滑移导致的粘结应力滑移,利用微元法思想,建立不同破坏模式下钢板和 FRP 抗弯加固锈蚀 RC 梁的理论分析模型,并且利用现有试验结果对比分析了该模型的精确度,获得了以下结论:

1)计算模型考虑了不同锈蚀状态下粘结应力传递,同时进行了应力传递前后应变相容性和不相容性分析,与现有模型相比,能更准确地模拟了抗弯加固锈蚀 RC 梁荷载作用下的变形过程,同时也可以较精确地预测不锈钢加固梁和微锈蚀加固梁的荷载-挠度曲线。

2)对于钢板抗弯加固锈蚀 RC 梁的挠度计算结果,在不同荷载等级下,考虑粘结应力传递模型的结果与不考虑粘结应力传递模型的计算结果相比,与试验值更接近。前者极限荷载和对应极限挠度的误差范围为-0.6%~1.8%和-10.5%~9.1%,后者极限荷载和对应极限挠度的误差范围为 1.1%~6.1%和-11.4%~-2.2%。

3)考虑粘结应力传递的计算模型同样能较为精确地预测 FRP 抗弯加固锈蚀 RC 梁的荷载-挠度曲线,极限荷载值的误差范围为-3.6%~4.2%,极限挠度误差范围为-4.2%~8.3%。

参考文献:

- [1] AYKAC S, KALKAN I, AYKAC B, et al. Strengthening and repair of reinforced concrete beams using external steel plates [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2013, 139(6): 929-939.
- [2] 任伟,贺拴海,赵小星,等.黏贴钢板加固持荷钢筋混凝土 T 型梁模型试验[J]. *中国公路学报*, 2008, 21(3): 64-68.
REN W, HE S H, ZHAO X X, et al. Model test on preloaded RC T-beam strengthened by bonded steel plates [J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2008, 21(3): 64-68. (in Chinese)
- [3] CHANG X, WU Y F. An analytical model for predicting the response of RC beams strengthened with strain localized steel plate [J]. *Construction and Building Materials*, 2015, 74: 140-150.
- [4] 张建仁,唐皇,彭建新,等.锚贴钢板加固 RC 锈蚀梁承载力计算方法与试验研究[J]. *工程力学*, 2015, 32(3): 97-103.
ZHANG J R, TANG H, PENG J X, et al. Calculation method and experimental study on corroded RC beams strengthened by steel plate anchored with stud [J]. *Engineering Mechanics*, 2015, 32(3): 97-103. (in Chinese)
- [5] PENG J X, TANG H, ZHANG J R. Structural behavior of corroded reinforced concrete beams strengthened with steel plate [J]. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2017, 31(4): 04017013.
- [6] TANG H, PENG J X, ZHANG J R. Influence of further corrosion on structural behavior of corroded reinforced-concrete beam strengthened with steel plate using different strengthening schemes [J]. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2020, 34(2): 04019117.
- [7] 张建仁,唐皇,彭建新,等.钢板加固锈蚀 RC 梁短期挠度计算方法和试验[J]. *中国公路学报*, 2015, 28(10): 41-50.
ZHANG J R, TANG H, PENG J X, et al. Calculating method and test research of short-term deflection of corroded RC beam strengthened by steel plate [J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2015, 28(10): 41-50. (in Chinese)
- [8] AL-SAYIDY A H, AL-HARTHY A S, AL-JABRI K S, et al. Structural performance of corroded RC beams repaired with CFRP sheets [J]. *Composite Structures*, 2010, 92(8): 1931-1938.
- [9] AL-SAYIDY A H, AL-JABRI K S. Effect of damaged concrete cover on the behavior of corroded concrete beams repaired with CFRP sheets [J]. *Composite Structures*, 2011, 93(7): 1775-1786.

- [10] TRIANTAFYLLOU G G, ROUSAKIS T C, KARABINIS A I. Effect of patch repair and strengthening with EBR and NSM CFRP laminates for RC beams with low, medium and heavy corrosion [J]. *Composites Part B: Engineering*, 2018, 133: 101-111.
- [11] 王晓刚, 李森, 周新刚. 有弱界面的CFRP抗弯加固中U型箍防剥离研究[J]. *土木建筑与环境工程*, 2014, 36(2): 14-20, 27.
WANG X G, LI S, ZHOU X G. Effectiveness of U-strips to prevent CFRP debonding in strengthened RC beams with weak interfaces [J]. *Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering*, 2014, 36(2): 14-20, 27. (in Chinese)
- [12] HASKETT M, OEHLERS D J, MOHAMED ALI M S. Local and global bond characteristics of steel reinforcing bars [J]. *Engineering Structures*, 2008, 30(2): 376-383.
- [13] LONG X, TAN K H, LEE C K. Bond stress-slip prediction under pullout and dowel action in reinforced concrete joints [J]. *ACI Structural Journal*, 2014, 111(4): 977-987.
- [14] CAIRNS J, ABDULLAH R B. Bond strength of black and epoxy-coated reinforcement-A theoretical approach [J]. *ACI Materials Journal*, 1996, 93(4): 362-369.
- [15] BHARGAVA K, GHOSH A K, MORI Y, et al. Suggested empirical models for corrosion-induced bond degradation in reinforced concrete [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2008, 134(2): 221-230.
- [16] WU Y Z, LV H L, ZHOU S C, et al. Degradation model of bond performance between deteriorated concrete and corroded deformed steel bars [J]. *Construction and Building Materials*, 2016, 119: 89-95.
- [17] LIN H W, ZHAO Y X, OŽBOLT J, et al. Bond strength evaluation of corroded steel bars via the surface crack width induced by reinforcement corrosion [J]. *Engineering Structures*, 2017, 152: 506-522.
- [18] 邓宗才, 李朋远. 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 Y. Anticorrosion performances of reinforced concrete structure retrofitted with FRP [J]. *Journal of Beijing University of Technology*, 2011, 37(6): 836-840. (in Chinese)
- [19] SOUDKI K, SHERWOOD T. Bond behavior of corroded steel reinforcement in concrete wrapped with carbon fiber reinforced polymer sheets [J]. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2003, 15(4): 358-370.
- [20] ZHOU Y W, DANG L J, SUI L L, et al. Experimental study on the bond behavior between corroded rebar and concrete under dual action of FRP confinement and sustained loading [J]. *Construction and Building Materials*, 2017, 155: 605-616.
- [21] PAPAKONSTANTINOUC G, BALAGURU P N, AUYEUNG Y. Influence of FRP confinement on bond behavior of corroded steel reinforcement [J]. *Cement and Concrete Composites*, 2011, 33(5): 611-621.
- [22] WANG X G, ZHANG W P, CUI W, et al. Bond strength of corroded steel bars in reinforced concrete structural elements strengthened with CFRP sheets [J]. *Cement and Concrete Composites*, 2011, 33(4): 513-519.
- [23] CEB-FIP. CEB-FIP model code-design code [M]. London, UK, Thomas Telford, 1991.
- [24] Building code requirements for structural concrete and commentary: ACI 318-05 [S]. Farmington Hills, USA, 2008.
- [25] 张伟平, 商登峰, 顾祥林. 锈蚀钢筋应力-应变关系研究[J]. *同济大学学报(自然科学版)*, 2006, 34(5): 586-592.
ZHANG W P, SHANG D F, GU X L. Stress-strain relationship of corroded steel bars [J]. *Journal of Tongji University (Natural Science)*, 2006, 34(5): 586-592. (in Chinese)
- [26] COLLINS M, MITCHELL D. Prestressed concrete structure [M]. Prentice Hall, NJ, , 1991.
- [27] 唐皇. 钢板加固锈蚀 RC 梁承载性能试验研究和理论分析[D]. 长沙: 长沙理工大学, 2017.
TANG H. Experimental research and theoretical analysis of bearing capacity of corroded RC beams strengthened by steel plate [D]. Changsha: Changsha University of Science and Technology, 2017. (in Chinese)
- [28] 邓文明. 氯盐环境下BFRP板加固钢筋混凝土梁受弯性能试验研究[D]. 南宁: 广西大学, 2016.
DENG W M. Experimental study on flexural performance of reinforced concrete beams strengthened with BFRP sheet under chloride condition [D]. Nanning: Guangxi University, 2016. (in Chinese)
- [29] ZHANG X H, WANG L, ZHANG J R, et al. Model for flexural strength calculation of corroded RC beams considering bond-slip behavior [J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2016, 142(7): 04016038.

(编辑 王秀玲)