

文章编号:1007-9629(2021)05-1073-09

钢筋混凝土 T 梁 HB-FRP 抗剪加固试验和数值模拟

马 莹¹, 高 磊², 张 峰²

(1. 南京工程学院 土木工程与智慧管理研究所, 江苏 南京 211167;

2. 山东大学 岩土与结构工程研究中心, 山东 济南 250061)

摘要:基于室内模型试验,开展了混合黏结纤维增强复合材料(HB-FRP)抗剪加固钢筋混凝土 T 梁的受力性能研究.对未加固、外贴纤维增强复合材料(EB-FRP)加固及 HB-FRP 加固 T 梁进行了破坏性对比试验,并采用 Abaqus 软件建立了精细化有限元模型,对比分析了试验和数值计算结果,验证了有限元模型的准确性;在此基础上进行参数分析,研究了混凝土强度、箍筋间距、FRP 条带数量及 FRP 厚度对加固梁抗剪承载能力的影响.结果显示:HB-FRP 抗剪加固梁的剪切裂缝间距要小于 EB-FRP 加固梁的裂缝间距;EB-FRP 加固梁发生黏贴区域大面积剥离,而 HB-FRP 加固梁仅在相邻钢扣件间有裂缝的区域出现了剥离,钢扣件有效抑制了裂缝剥离扩展;HB-FRP 抗剪加固梁的 FRP 应变水平为 EB-FRP 抗剪加固梁的 2 倍,表现出了较好的延性.综合考虑未加固梁、EB-FRP 加固梁及 HB-FRP 加固梁的参数分析结果,对钢筋混凝土 T 梁抗剪承载能力的影响因素按照重要性降序为:混凝土强度、箍筋间距、FRP 间距、FRP 厚度.

关键词:加固;钢筋混凝土 T 梁;抗剪;有限元;塑性损伤模型

中图分类号:TU528.01

文献标志码:A

doi:10.3969/j.issn.1007-9629.2021.05.024

Experiment and Numerical Simulation of HB-FRP Shear Strengthening Concrete T Beam

MA Ying¹, GAO Lei², ZHANG Feng²

(1. Institute of Civil Engineering and Intelligent Management, Nanjing Institute of Technology, Nanjing 211167, China; 2. Geotechnical and Structural Engineering Research Center, Shandong University, Jinan 250061, China)

Abstract: Based on model tests, the shear strengthening mechanism of hybrid-bonded fiber-reinforced polymer (HB-FRP) reinforced concrete T beams was studied. Destructive tests of unreinforced, externally-bonded fiber-reinforced polymer (EB-FRP) and HB-FRP reinforced T beams were also carried out. Based on Abaqus software, a refined finite element model was established, and the results of model tests and numerical calculations were compared and analyzed to verify the accuracy of the finite element model. A parameter analysis test was carried out to study the effects of concrete strength, stirrup spacing, FRP strip number and FRP thickness on the shear resistance capacity of reinforced beams. The results show that the shear crack spacing of HB-FRP shear strengthening beams is smaller than that of EB-FRP strengthening beams; EB-FRP strengthening beams has a large area of debonding, while the HB-FRP reinforced beams only has debonding in areas where there are cracks between adjacent mechanical fastener, and the mechanical fasteners effectively suppresses the spread of debonding. The FRP strain level of the HB-FRP shear strengthening beam is twice that of the EB-FRP shear strengthening beam, which shows good ductility. Considering the parameter analysis results of unreinforced

收稿日期:2020-06-12; 修订日期:2020-09-04

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51108249);山东省自然科学基金资助项目(ZR2016EEM21)

第一作者:马 莹(1983—),女,黑龙江齐齐哈尔人,南京工程学院讲师,博士.E-mail: myingseu@163.com

beams, EB-FRP reinforced beams and HB-FRP reinforced beams, the influencing factors of shear resistance capacity in descending order of importance are: concrete strength, stirrup spacing, FRP spacing and FRP thickness.

Key words: reinforcement; reinforced concrete T beam; shear resistance; finite element; plastic damage model

纤维增强复合材料(FRP)因其良好的高比强度和耐腐蚀性,被广泛应用于混凝土结构的加固和修复技术中.外贴FRP(EB-FRP)是解决已有混凝土结构及构件承载力不足问题的常用加固方法之一^[1-2],自1970年该技术被提出以来,相关学者对其加固效果和影响因素进行了大量研究^[3-6].外贴FRP是将FRP粘贴在结构表面,两者之间的界面黏结性能势必影响其加固效率.研究发现,过早剥离是影响FRP材料性能发挥的关键因素,这限制了其更大规模的推广应用.

为了解决这个问题,Wu等^[7]提出了一种新的黏贴技术—Hybrid bonding FRP(HB-FRP)黏贴技术,该技术结合FRP外贴法和机械锚固法,发挥了化学黏结、摩擦和销栓3种作用.HB-FRP加固试验和理论研究显示,与传统的EB-FRP相比,HB-FRP黏贴技术的界面黏结强度要高许多(6~7倍),表明此方法可以使FRP的加固效果显著提高,解决了FRP易剥离的工程难题.

另外,相关学者对HB-FRP的界面黏结特性也展开了相关研究,提出了简化的楔形体黏结-滑移计算模型^[8],以及完整的黏结-滑移曲线^[9],推导出了较为合理的扣件间距估算公式^[10]和剥离荷载计算公式^[11-12].在抗弯加固方面,研究人员通过试验研究证明了HB-FRP对抗弯承载力的良好提升效果^[13-15],提出了抗弯承载力计算模型^[13, 16].

在工程实践中,有很多桥梁的钢筋混凝土梁需要进行抗剪加固,然而有关HB-FRP抗剪加固方面的研究目前还不充分,仅Zhou等^[17]开展了FRP-U型带抗剪加固全尺寸矩形钢筋混凝土梁的抗剪性能试验研究,结果表明:通过HB-CFRP U型带抗剪加固的钢筋混凝土梁延展性可以得到大幅提高;抗剪强度的增加主要来自于混凝土和FRP的贡献.

综上所述,HB-FRP的抗剪加固机理有待进一步深入研究.因此,本文开展了HB-FRP抗剪加固钢筋混凝土T形截面梁的室内模型试验和精细化数值模拟,研究了混凝土强度、箍筋间距、FRP条带数量及FRP厚度对加固梁抗剪承载力的影响,以期对HB-FRP在混凝土梁抗剪加固设计中的应用提供参考.

1 模型试验

1.1 试验材料

混凝土所用水泥为强度等级42.5 MPa的P·I硅

酸盐水泥,其实测抗压强度平均值为45.4 MPa,弹性模量为33.3 GPa.钢筋混凝土T梁所用的受拉主筋为公称直径16 mm的HPB235级光圆钢筋;腹板箍筋和架立钢筋为公称直径8 mm的HPB235级光圆钢筋,钢筋实测力学指标见表1.FRP采用南京海拓生产的CU12K-300型高性能碳纤维增强复合材料,宽50 mm,公称厚度0.167 mm,抗拉强度2 980 MPa,弹性模量235 GPa.界面黏结胶采用南京曼卡特生产的西科系列碳纤维浸渍胶、碳纤维找平胶和粘钢胶.钢扣件所使用的螺杆材料为4.8级碳钢,钢板材质为Q235热轧钢板.

表1 钢筋材料力学性能
Table 1 Mechanical properties of reinforcement materials

Nominal diameter/mm	f_u /MPa	f_y /MPa	E_s /GPa
8	307	458	210
16	284	436	208

Note: f_u —Compressive strength; f_y —Tensile strength; E_s —Elastic modulus.

1.2 钢筋混凝土T梁的设计和制作

考虑试验T梁的几何相似性以及试验室加载条件,钢筋混凝土试验T梁设计长度为2 600 mm,计算跨径为2 400 mm;梁高为380 mm,翼缘板高度为70 mm,宽度为350 mm,腹板高度为310 mm,宽度为120 mm(见图1).为保证在HB-FRP加固前后,试验T梁剪跨区侧面的正截面抗弯承载力所对应的荷载大于斜截面抗剪承载力所对应的荷载,并且具有足够的安全度,以保证试件破坏时不会发生弯曲破坏,钢筋混凝土试验T梁的纵向受拉钢筋采用6根 $\phi 16$ 光圆钢筋,分3排放置,正截面配筋率 $\rho_v = 3.17\%$,满足最小配筋率的要求,同时吊装开裂验算也符合要求;箍筋采用11根 $\phi 8$ 的光圆钢筋,布置间距均为250 mm,箍筋配筋率 $\rho_{sv} = 0.335\%$;架立筋采用4根 $\phi 8$ 的光圆钢筋.

根据试验加载方式及加固方式的不同,将钢筋混凝土T梁斜截面抗剪模型分为以下几组:V1(未加固试件)、V2(EB-FRP加固试件)、V3(HB-FRP加固试件,钢扣件间距280 mm)、V4(HB-FRP加固试件,钢扣件间距140 mm),见图1(b);V2~V4试件均粘贴1层FRP,其中V3和V4试件钢板长75 mm、宽30 mm、厚3 mm,钢板间距依次

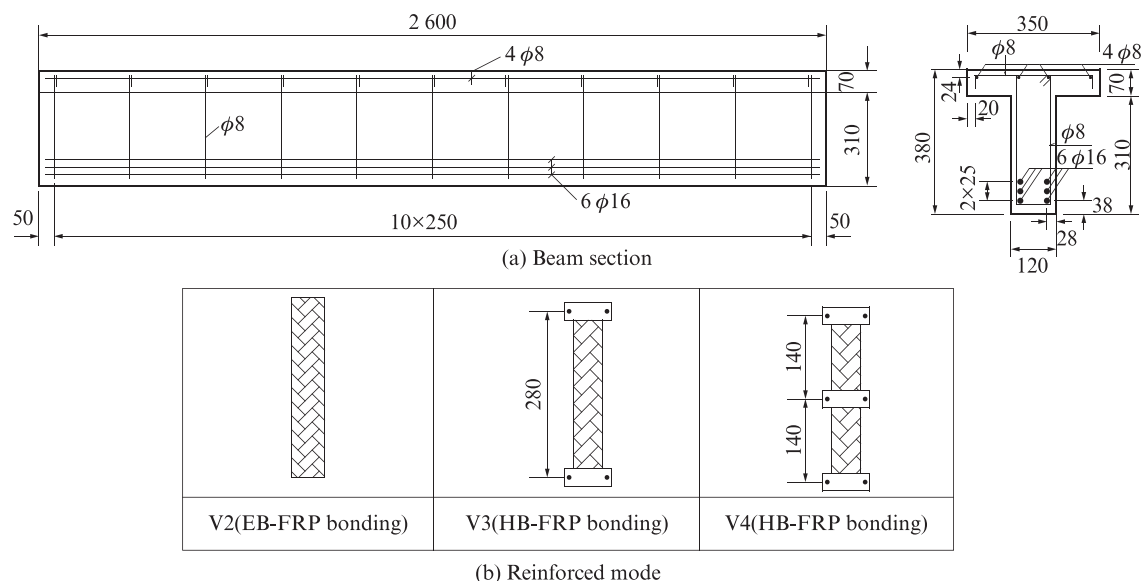


图1 试验T梁的规格和加固模式

Fig. 1 Specification and reinforcement mode of test T beam (size:mm)

为280 mm和140 mm.

粘贴EB-FRP之前,在腹板剪跨区画线放样,使用电动凿毛工具进行人工凿毛,凿毛深度2~3 mm;然后依次涂抹底胶、找平胶和浸渍胶,将FRP条粘贴在剪跨区侧面,按规定养护条件进行养护.

粘贴HB-FRP之前,需在FRP粘贴位置和钢板位置画线放样,在螺栓位置钻孔,并将孔内沙尘清除干净.粘贴FRP后在螺栓钻孔位置植入螺杆,将钢板表面涂

胶并粘贴在FRP布表面,采用螺母锚固并用扭矩扳手施加15 N·m的扭矩,按规定养护条件进行养护.

1.3 加载模式及测试

试验设计采用两点加载,从支座到加载点之间的剪跨区长度为600 mm,剪跨比为1.893,弯曲段长度为1200 mm,分配梁长度为1400 mm.使用50 t油压千斤顶加载,支座使用钢板铰支座,支座中心线距离梁端100 mm,如图2所示.

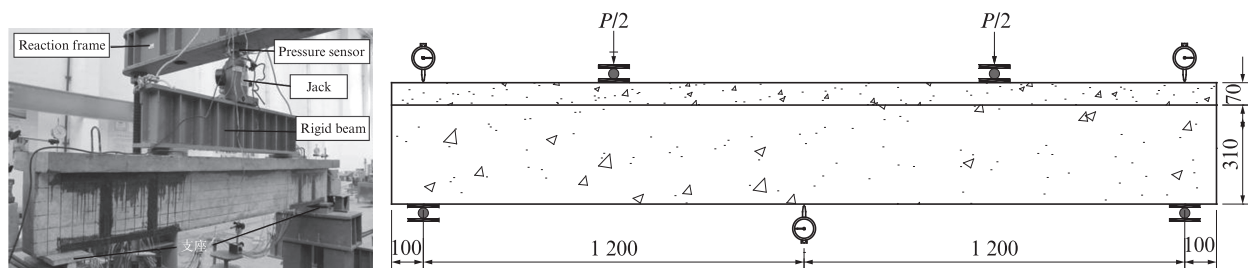


图2 钢筋混凝土试验T梁加载图

Fig. 2 Loading diagram of reinforced concrete T beam (size:mm)

将加载装置安装完毕,锁死油压千斤顶回油阀,缓慢加载使得千斤顶、压力传感器和反力架紧密贴合,调整试验数据采集仪读数归零.按每级5 kN逐级加载至20 kN,待荷载(P)稳定后读取数据.打开油压千斤顶回油阀,卸载压力至读数为零后静置试验装置.正式加载阶段仍按每级5 kN逐级加载,待荷载稳定后读取每级试验数据.

试验梁钢筋应变、FRP表面应变测点如图3所示.

2 数值模拟

2.1 有限元模型

利用Abaqus软件建立试验梁的三维有限元模型(FEM),考虑对称性,仅建立1/4模型.有限元模型如图4所示,施加位移荷载直至破坏.

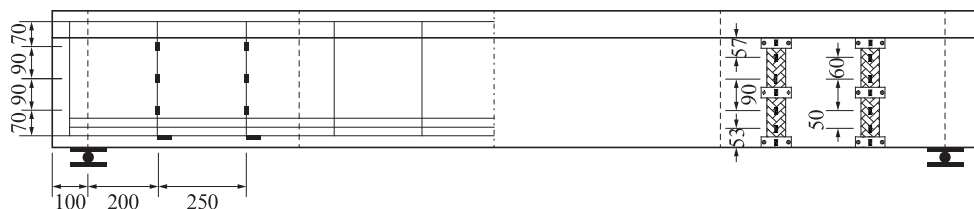


图3 试验T梁应变测点布置

Fig. 3 Strain measure points of T beam (size: mm)

混凝土的建模使用Abaqus软件中的C3D8R单元;钢筋为T2D2杆单元,内嵌到混凝土单元中.FRP与混凝土的黏结可以通过单元共用节点,直接以混凝土单元的破坏揭示界面剥离过程^[18],一般需要网格单

元足够小,计算工作量大;另外一种方式是在FRP和混凝土界面引入黏结单元,以黏结单元的剥离破坏反映界面黏结特性.本文选用后者建立有厚度COH3D8黏结单元来模拟FRP和混凝土之间的相互作用.

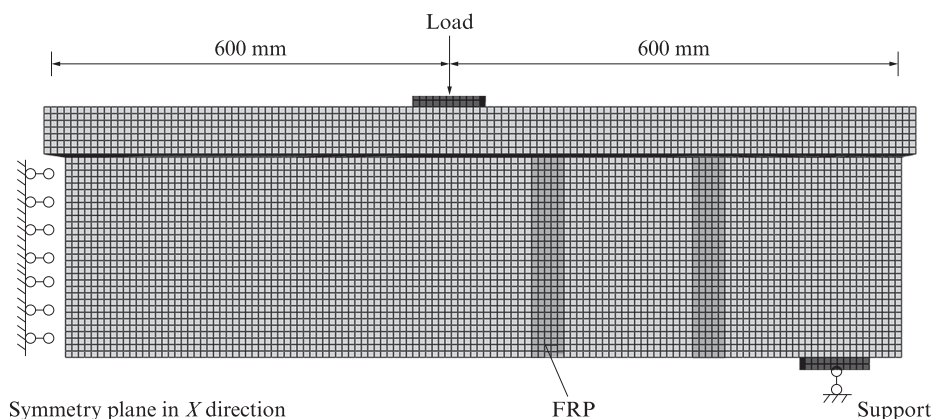


图4 有限元模型

Fig. 4 Finite element model

2.2 混凝土塑性损伤本构关系

混凝土受压本构采用Popovics模型^[19].在单轴受拉情况下,传统建模方法采用与单元尺寸大小相关的应力-应变模型.本文根据裂缝开口和断裂能得到拉应力和裂缝位移的关系^[20-22],其与单元尺寸无关.当混凝土单元被完全拉开后,裂缝长度将取决于裂缝开口的大小.

在Abaqus中,损伤通常以刚度退化为特征:

$$\sigma = (1 - d)E_c(\epsilon - \epsilon^{pl}) \quad (1)$$

式中: σ 、 ϵ^{pl} 、 d 、 E_c 分别为混凝土应力、塑性应变、损伤因子、弹性模量.

单轴受拉情况下,混凝土受压损伤因子 d_c 和受拉损伤因子 d_t 有不同的表达式^[23-25],本文采用的计算公式为:

$$d_c = 1 - \sigma_c / f_{c0} \quad (2)$$

$$d_t = \frac{w_t}{w_t + (h_c \sigma_t) / E_c} \quad (3)$$

式中: σ_c 为单轴受压混凝土受压应力-应变曲线下降段的轴向应力; f_{c0} 为混凝土峰值应力; σ_t 为混凝土受

拉应力; w_t 为混凝土裂缝张开位移; h_c 为混凝土裂缝带宽度.

钢筋采用理想弹塑性模型.

2.3 黏结-滑移模型

基于牵引分离准则定义黏结单元的黏结-滑移(τ - s)曲线,该曲线包括线弹性和损伤2个阶段.

对于EB-FRP,采用双折线本构模型,其黏结单元以控制刚度 K_0 、黏结强度 τ_{te} 和断裂能 $G_{te}^{\parallel}$ 来确定模型形状(图5(a)).

对于HB-FRP,其黏结-滑移关系的弹性段定义与EB-FRP相同,损伤阶段的界面本构通过其相对于弹性段的刚度损伤定义,可以表示为:

$$D = 1 - \frac{k_i}{k_1}, i \in (1, n) \quad (4)$$

式中: D 为相对刚度损伤系数; k_i 为损伤阶段 i 点的刚度, $k_i = \frac{\tau_i}{s_i}$,其中 τ_i 和 s_i 分别为 i 点的黏性强度和位移; k_1 为弹性阶段终点的刚度.当 $k_i = k_1$ 时,相对刚度损伤系数为0;当黏结应力位于残余摩擦段时,相对刚度损伤系数接近1.

基于Wu等^[26]的研究,采用四折线黏结-滑移模型进行计算,其表达式见式(5),线型和式中各项参数的物理意义如图5(b)所示.

$$\tau=f(s)=\begin{cases} \frac{\tau_{\text{FH}}}{\delta_1}s, & 0\leq s<\delta_1 \\ \tau_{\text{FH}}, & \delta_1\leq s<\delta_{12} \\ \frac{\tau_{\text{FH}}-\tau_{\text{res}}}{\delta_2-\delta_{12}}(\delta_2-s)+\tau_{\text{res}}, & \delta_{12}\leq s<\delta_2 \\ \tau_{\text{res}}, & s\geq\delta_2 \end{cases} \quad (5)$$

在黏结单元中,当应力、应变满足初始临界损伤准则时,即进入损伤阶段.一般复合材料可通过二次名义应变或应力准则、最大名义应变或应力准则来判定黏结的损伤、失效.本文采用最大名义应力准则,对于三维单元,其基本表达式为:

$$\max\left\{\frac{\langle t_n \rangle}{t_n^0}, \frac{t_s}{t_s^0}, \frac{t_t}{t_t^0}\right\}=1 \quad (6)$$

式中: t_n 、 t_s 、 t_t 分别代表法向和2个剪应力方向的名义主应力; t_n^0 、 t_s^0 、 t_t^0 依次代表法向和2个剪应力方向名义主应力的最大值.

当任一名义应力的比值达到1,即当应力达到黏结强度时,损伤开始.在损伤阶段,黏结单元发生损伤演化,表示为能量释放的形式^[27]:

$$\frac{G_n}{G_{nc}} + \frac{G_s}{G_{sc}} + \frac{G_t}{G_{tc}} - 1 = 0 \quad (7)$$

式中: G_i 、 G_{ic} ($i=n, s, t$)相当于能量释放率和临界能量释放率.

EB-FRP黏结中,当黏结单元完全失效后即被删除;而HB-FRP黏结由于其未达到完全损伤(此时 $D=1$),故还有残余黏结应力,但其相对刚度损伤系数会逐渐增大.

基于Gao等^[28]开展的FRP单剪模型试验确定本文采用的黏结-滑移关系曲线特征点数值:

对于EB-FRP: $\tau_{\text{fe}}=5\text{ MPa}$, $\delta_0=0.1\text{ mm}$, $\delta_{\text{f}}=0.45\text{ mm}$.

对于HB-FRP: $\tau_{\text{FH}}=15\text{ MPa}$, $\tau_{\text{res}}=5\text{ MPa}$, $\delta_1=0.1\text{ mm}$, $\delta_{12}=0.2\text{ mm}$, $\delta_2=0.7\text{ mm}$.

3 试验和数值模拟对比分析

3.1 荷载-挠度曲线

试验和数值模拟得到的荷载-挠度曲线如图6所示;试验结果与数值计算结果的对比见表2.

分析图6和表2可以看出,进行FRP抗剪加固后,试验梁的抗剪承载力均有提高,EB-FRP加固和HB-FRP加固分别提高约15%和23%.V2试件采用普通外贴加固,破坏是脆性的;V3和V4试件由于钢扣件良好的抑制剥离作用,改善了FRP加固的脆性破坏,荷载缓慢降低.数值计算抗剪承载力与试验结果的最大偏差约8%(如表2所示),较好地预测了试件的抗剪承载力.分析HB-FRP加固后的延性特征,定义极限挠度和屈服挠度的比值为延性系数 μ ,即:

$$\mu = \frac{\gamma_u}{\gamma_r} \quad (8)$$

式中: γ_u 为极限挠度; γ_r 为屈服挠度.

EB-FRP加固V2算例在钢筋屈服后不久即发生抗剪承载力下降,延性系数为1.02,而HB-FRP加固V3和V4算例的延性系数大于1.54,呈现出较好的延性,与试验结果一致.

3.2 破坏模式

V2和V4试件采用数值模拟得到的裂缝分布和破坏模式如图7所示.

分析图7可以看出:

(1)V2试件和V4试件破坏时,斜裂缝均为加载点和支座之间的直线分布.V2试件跨越FRP的斜裂缝表现为2条,数值模拟结果亦表现出同样的规律.最后破坏时由于FRP的剥离失效,1条主裂缝的张开量不断增大,承载能力丧失.加固后的V4试件由于钢扣件部位的黏结强度提高,在破坏阶段斜裂缝的

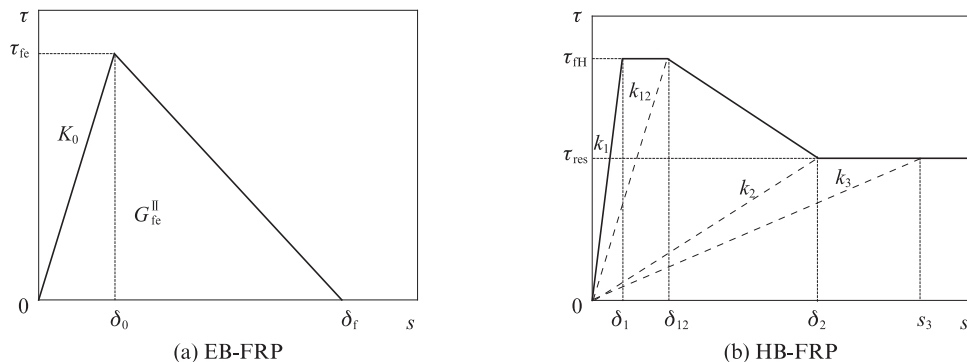


图5 黏结-滑移关系的定义

Fig. 5 Definition of bond-slip relationship

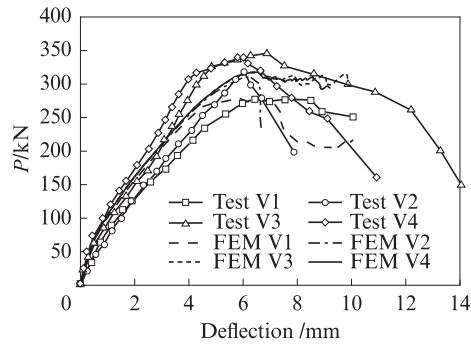


图6 荷载-挠度曲线

Fig. 6 Load-deflection curve

数量增加到3条,裂缝间距更小,最终破坏时弯剪区呈现2条主裂缝.因此,HB-FRP加固对梁体斜裂缝

的抑制能力要强于EB-FRP加固.

(2)对比V2和V4试件的界面剥离损伤区域,通过黏结单元来模拟FRP与混凝土黏结界面,相对刚度损伤系数 D 从0到1,即界面不断发生软化至剥离.通过比较可以看出,试验和数值模拟中HB-FRP加固梁的界面剥离损伤区域均小于EB-FRP加固梁.V2试件中,斜裂缝与FRP条带相交,剥离不断扩展,甚至在竖向FRP顶底部的压条部位亦发生剥离.相比而言,V4试件的抑制剥离性能更为优越,仅相邻钢扣件间裂缝穿过的区域出现了FRP剥离,钢扣件位置未发生剥离,说明钢扣件有效抑制了裂缝剥离的扩展.数值模拟亦预测了相同的剥离现象.

表2 试验结果与计算结果比较

Table 2 Comparison of test and calculating result

No.	Specimen code	t_f /mm	L_{sp} /mm	Shear resistance capacity/kN	Increase ratio of shear resistance capacity/%	Calculated shear resistance capacity/kN	Deviation/%
1	V1			278		277	-0.4
2	V2	0.167		319	14.7	316	-0.9
3	V3	0.167	280	346	24.5	318	-8.1
4	V4	0.167	140	338	21.6	318	-5.9

Note: t_f —FRP thickness; L_{sp} —Anchor spacing.

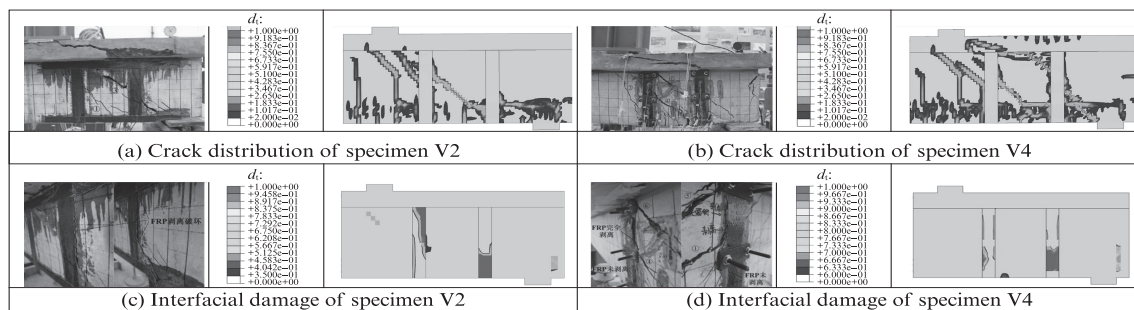


图7 V2和V4试件的裂缝分布和界面破坏模式

Fig. 7 Crack distribution and interfacial failure modes of specimen V2 and V4

进一步分析钢扣件间距对裂缝分布的影响(见图8),通过图8(a)~(d)可以看出,V3试件(钢扣件间距280 mm)和V4试件(钢扣件间距140 mm)的2条主裂缝分布模式类似,这是由于钢扣件位置的黏结强度较高,不易发生开裂,因此2个试件的主裂缝均从普通外贴区域穿过.2种钢扣件间距下加固梁的荷载-挠度曲线基本一致(如图6所示).但是,如图8(e)所示,若进一步减小钢扣件间距,增加钢扣件的约束区域,限制裂缝的扩展方向,则裂缝的分布和张开程度将受影响,进而改变FRP的使用效率和结构的抗剪承载力.

3.3 箍筋应变对比

图9为各试件箍筋应变最大位置的试验结果与数值计算结果的比较.

分析图9可以看出,试验结果与数值计算结果具有较好的一致性.梁体开裂前箍筋应变基本呈现线性增加;梁体出现斜裂缝后,箍筋应变增加幅度提高;当箍筋屈服时,EB-FRP加固梁发生破坏,而HB-FRP加固梁的箍筋应变还能继续增加.不同方式加固梁破坏阶段的箍筋应变均达到屈服应变.

3.4 FRP表面应变对比

图10为各试件高度范围内,FRP表面应变分布的试验结果与数值计算结果的比较.图例后的数值0.4、0.6、0.8、1.0表示荷载等级,即试验中某一级荷载值与极限荷载.

分析图10可以看出:

(1)斜裂缝出现后,当FRP条带跨过主裂缝时,

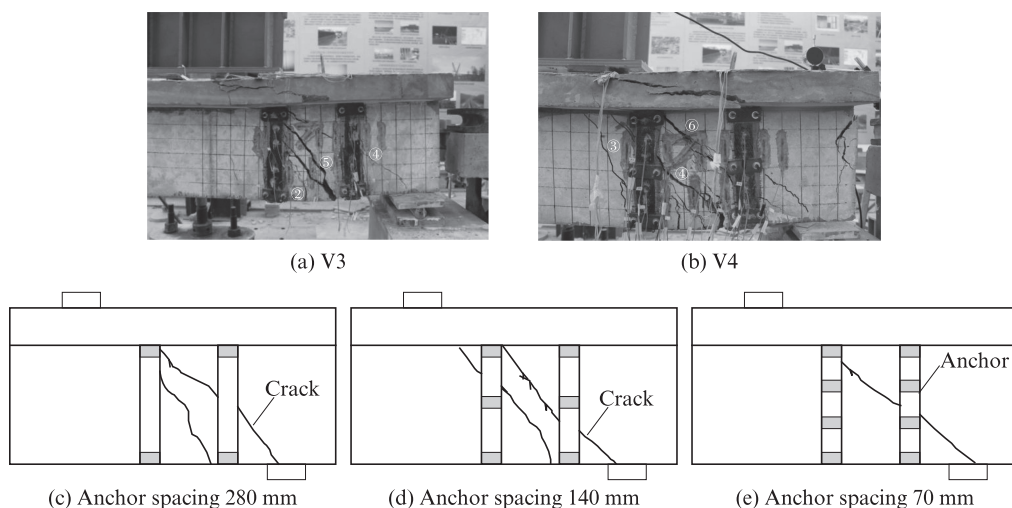


图8 钢扣件间距对裂缝分布的影响

Fig. 8 Influence of anchor spacing to crack distribution

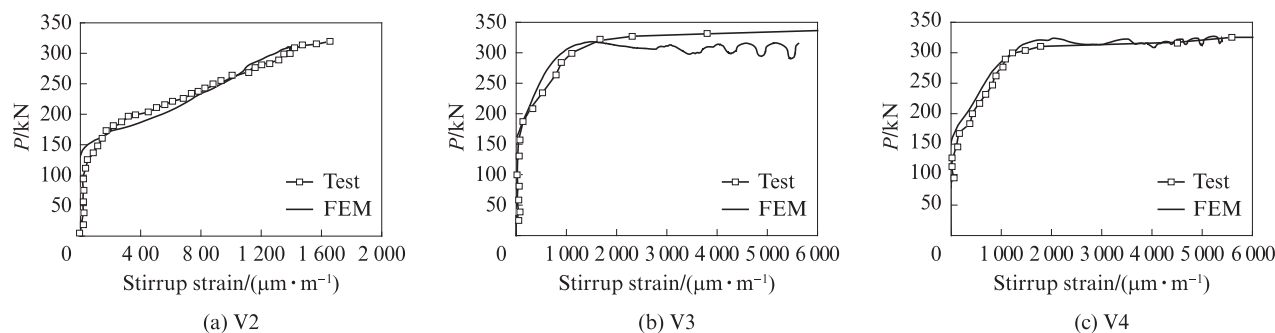


图9 箍筋应变试验结果与数值计算结果比较

Fig. 9 Comparison of test and calculating results of stirrup strain

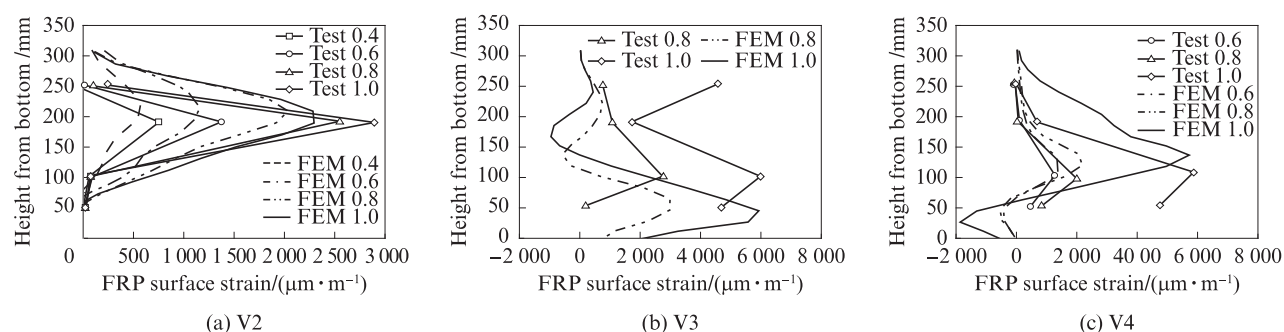


图10 FRP表面应变试验结果与数值计算结果比较

Fig. 10 Comparison of test and calculating results of FRP surface strain

在与裂缝交叉位置产生了较大应变,故FRP应变呈现裂缝穿过区域应变较大、向两侧逐渐减小的分布规律。

(2)分析加固梁破坏时不同加固方法的FRP最大应变可以看出:V2试件最大应变约为 $3\,000\ \mu\text{m}/\text{m}$,而V3和V4试件的最大应变约为 $6\,000\ \mu\text{m}/\text{m}$,表明HB-FRP抗剪加固梁的FRP应变水平为EB-FRP抗剪加固梁的2倍,FRP的利用率得到提高,表现出较好的延性;同时进一步验证了280 mm和140 mm这2

种钢扣件间距(分别对应V3和V4试件)对FRP利用率的影响较小。

4 参数分析

Park等^[29]认为剪跨比、混凝土强度、配箍率是影响结构抗剪性能的重要因素,箍筋的作用主要体现在以下几个方面:(1)有效支撑与剪弯裂缝相交的纵向钢筋;(2)组成桁架体系,通过斜压力抵消悬臂梁端内的弯曲拉应力;(3)限制裂缝张开,维持骨料咬合传递

的剪力;(4)对混凝土提供约束,在受拱部位增强混凝土抗压强度;(5)防止因劈裂裂缝导致的黏结破坏.因此,提高配箍率可以增强结构的抗剪能力.

相较箍筋在钢筋混凝土梁中的抗剪作用,弯剪区外贴FRP通过上述(2)、(3)、(5)方面来进一步增强桁

架机构提供的剪力,从而提高结构的抗剪承载力.

本文对混凝土强度、箍筋间距、FRP间距、FRP厚度4个参数进行研究,分析这4个参数对混凝土梁抗剪承载力的影响.计算得到的抗剪承载力结果如表3所示.

表3 数值模拟分析结果
Table 3 Numerical simulation results

No.	Parameter	f_{cu} /MPa	D_s /mm	D_f /mm	t_f /mm	L_{sp} /mm	P_u /kN
1	f_{cu}	35	250.0				277
2		45	250.0				382
3		55	250.0				388
4		35	250.0	250	0.167	140	318
5		45	250.0	250	0.167	140	382
6		55	250.0	250	0.167	140	388
7	D_s	35	125.0				302
8		35	62.5				368
9	D_f	35	250.0		0.167	140	301
10		35	250.0	125	0.167	140	323
11		35	250.0		2.000	140	323
12		35	250.0	250	2.000	140	340
13		35	250.0	125	2.000	140	352
14	t_f	35	250.0	250	0.334	140	327
15		35	250.0	250	2.000	140	340

Note: f_{cu} —Concrete strength; D_s —Stirrup spacing; D_f —FRP spacing; P_u —Load capacity.

将每种影响因素及相应的破坏荷载 P_u 单独归一化,未加固梁以 V1 模型作为参考,加固梁以 V4 模型作为参考,处理各个影响因素列与 P_u 结果列对应的最大差值.将 P_u 列最大差值除以各影响因素列的差值,即可得到每种影响因素归一化后的最大影响程度.影响参数比较如图 11 所示.综合考虑未加固梁、EB-FRP 加固梁和 HB-FRP 加固梁的参数分析结果,对钢筋混凝土 T 梁抗剪承载能力的影响因素按照重要性降序为:混凝土强度、箍筋间距、FRP 间距、FRP 厚度.

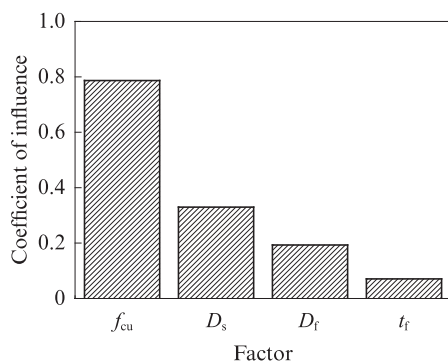


图 11 影响因数分析

Fig. 11 Analysis of influence factors

5 结论

(1) HB-FRP 加固混凝土梁提升抗剪承载能力约 23%, EB-FRP 加固梁提升抗剪承载能力约 15%.

(2) HB-FRP 加固后的混凝土梁体斜裂缝抑制能力要强于 EB-FRP 加固梁,裂缝间距更小.

(3) EB-FRP 加固混凝土梁发生黏贴区域大面积剥离,而 HB-FRP 加固梁仅在相邻钢扣件间有裂缝穿过的区域出现 FRP 剥离,即钢扣件有效抑制了裂缝剥离扩展.

(4) HB-FRP 抗剪加固混凝土梁的 FRP 应变水平为 EB-FRP 抗剪加固梁的 2 倍,有效提升了 FRP 利用率,表现了较好的延性.

(5) 综合考虑未加固梁、EB-FRP 加固梁和 HB-FRP 加固梁的参数分析结果,对钢筋混凝土 T 梁抗剪承载能力的影响因素按照重要性降序为:混凝土强度、箍筋间距、FRP 间距、FRP 厚度.

参考文献:

- [1] GHAFARI E, AREZOU MANDI M, COSTA H, et al. Influence of nano-silica addition on durability of UHPC[J]. Construction and Building Materials, 2015, 94: 181-188.

- [2] RAVINDRA P, NAGARAJA P. Effect of external posttensioning on member forces of determinate pratt pattern bridge truss[J]. International Journal of Emerging Science and Engineering, 2013, 2(2): 31-35.
- [3] BISCAIA H C, SILVA M A, CHASTRE C. Factors influencing the performance of externally bonded reinforcement systems of GFRP-to-concrete interfaces[J]. Materials and Structures, 2015, 48(9): 2961-2981.
- [4] BISCAIA H C, BORBA I S, SILVA C, et al. A nonlinear analytical model to predict the full-range debonding process of FRP-to-parent material interfaces free of any mechanical anchorage devices[J]. Composite Structures, 2016, 138: 52-63.
- [5] BARBIERI G, BIOLZI L, BOCCIARELLI M, et al. Size and shape effect in the pull-out of FRP reinforcement from concrete[J]. Composite Structures, 2016, 143: 395-417.
- [6] TAO Y, CHEN J F. Concrete damage plasticity model for modeling FRP-to-concrete bond behavior[J]. Journal of Composites for Construction, 2014, 19(1): 04014026.
- [7] WU Y F, HUANG Y. Hybrid bonding of FRP to reinforced concrete structures[J]. Journal of Composites for Construction, 2008, 12(3): 266-273.
- [8] 张峰,徐向峰,李术才.HB-FRP加固混凝土结构的粘结滑移模型[J].中国公路学报,2015,28(1):38-44,53.
ZHANG Feng, XU Xiangfeng, LI Shucai. Bond-slip model for HB-FRP system bonded to concrete [J]. China Journal of Highway and Transport, 2015, 28(1): 38-44, 53.(in Chinese)
- [9] GUAN Y H, JIANG B S, SONG X G. Experimental study and numerical simulation on bonding behavior of the new HB-FRP strengthening technology[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2011, 26(2): 220-227.
- [10] 高磊,张峰.HB-FRP加固混凝土结构组合界面黏结特性[J].建筑材料学报,2018,21(6):969-976.
GAO Lei, ZHANG Feng. Composite interfacial bonding characteristics of HB-FRP to concrete structures [J]. Journal of Building Materials, 2018, 21(6): 969-976. (in Chinese)
- [11] ZHOU Y W, WANG X W, SUI L L, et al. Effect of mechanical fastening pressure on the bond behaviors of hybrid-bonded FRP to concrete interface[J]. Composite Structures, 2018, 204: 731-744.
- [12] 付一小,叶见曙,马莹.CFRP布混合粘贴形式界面剪切性能试验[J].哈尔滨工业大学学报,2017,49(9):97-102.
FU Yixiao, YE Jianshu, MA Ying. Test on the interfacial shear performance of hybrid bonding CFRP [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2017, 49(9): 97-102. (in Chinese)
- [13] CHEN C, WANG X W, SUI L L, et al. Influence of FRP thickness and confining effect on flexural performance of HB-strengthened RC beams[J]. Composites Part B: Engineering, 2019, 161: 55-67.
- [14] WU Y F, YAN J H, ZHOU Y W, et al. Ultimate strength of reinforced concrete beams retrofitted with hybrid bonded fiber-reinforced polymer[J]. ACI Structural Journal, 2010, 107(4): 451-460.
- [15] WU Z M, HU C H, WU Y F, et al. Improved hybrid bonding technique for attaching FRP to reinforced concrete beams [J]. Magazine of Concrete Research, 2011, 63(11): 861-869.
- [16] WU Z M, HU C H, WU Y F, et al. Application of improved hybrid bonded FRP technique to FRP debonding prevention [J]. Construction and Building Materials, 2011, 25(6): 2898-2905.
- [17] ZHOU Y W, GUO M H, SUI L L, et al. Shear strength components of adjustable hybrid bonded CFRP shear-strengthened RC beams[J]. Composites Part B: Engineering, 2019, 163: 36-51.
- [18] 陆新征,叶列平,滕锦光,等.FRP片材与混凝土粘结性能的精细有限元分析[J].工程力学,2006,23(5):74-82.
LU Xinzhen, YE Lieping, TENG Jinguang, et al. Meso-scale finite element analysis of FRP-to-concrete bond behavior [J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(5): 74-82. (in Chinese)
- [19] POPOVICS S. A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete[J]. Cement and Concrete Research, 1973, 3(5): 583-599.
- [20] HORDIJK D A. Local approach to fatigue of concrete [M]. TU Delft: Delft University of Technology, 1991.
- [21] HILLERBORG A, MODÉER M, PETERSSON P E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements[J]. Cement and Concrete Research, 1976, 6(6): 773-781.
- [22] LIN J P, WU Y F. Numerical analysis of interfacial bond behavior of externally bonded FRP-to-concrete joints[J]. Journal of Composites for Construction, 2016, 20(5): 04016028.
- [23] WU Y F, YUN Y C, WEI Y Y, et al. Effect of predamage on the stress-strain relationship of confined concrete under monotonic loading [J]. Journal of Structural Engineering, 2014, 140(12): 04014093.
- [24] YU T, TENG J, WONG Y, et al. Finite element modeling of confined concrete-II: Plastic-damage model [J]. Engineering Structures, 2010, 32(3): 680-691.
- [25] CHEN G M, TENG J G, CHEN J F. Finite-element modeling of intermediate crack debonding in FRP-plated RC beams [J]. Journal of Composites for Construction, 2010, 15(3): 339-353.
- [26] WU Y F, LIU K. Characterization of mechanically enhanced FRP bonding system[J]. Journal of Composites for Construction, 2013, 17(1): 34-49.
- [27] 陈瑛,乔丕忠,姜弘道,等.FRP-混凝土三点受弯梁损伤粘结模型有限元分析[J].工程力学,2008,25(3):120-125,131.
CHEN Ying, QIAO Pizhong, JIANG Hongdao, et al. Numerical modeling for cohesive fracture of FRP-concrete bonded interfaces in three-point bend beams [J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(3): 120-125, 131. (in Chinese)
- [28] GAO L, ZHANG F, LIU J Q, et al. Experimental and numerical study on the interfacial bonding characteristics of FRP-to-concrete joints with mechanical fastening [J]. Construction and Building Materials, 2019, 199: 456-470.
- [29] PARK R, PAULAY T. Reinforced concrete structures [M]. [S.l.]: John Wiley & Sons, 1975.