

文章编号: 1000-4750(2008)03-0120-06

FRP-混凝土三点受弯梁损伤粘结模型有限元分析

*陈 瑛^{1,2}, 乔丕忠^{1,3}, 姜弘道¹, 任青文¹

(1. 河海大学工程力学系, 南京 210098; 2. 山东大学土木系, 济南 250061;

3. 华盛顿州立大学土木与环境工程系, Pullman, WA 99164-2901, 美国)

摘 要: 该文采用双线性损伤粘结模型研究带切口 FRP-混凝土三点受弯梁(3PBB) I 型加载下的界面断裂性能。通过有限元参数分析, 详细讨论了界面粘结强度、界面粘结能、混凝土抗拉强度、混凝土断裂能对 3PBB 受力性能的影响。数值模拟表明, FRP-混凝土界面有两种破坏形式, 包括 FRP-混凝土界面的损伤脱粘和界面混凝土的损伤脱粘破坏, 与实验所观察到的现象一致。两种破坏形式尽管在宏观上均表现为界面脱粘, 但破坏机制却不同。FRP-混凝土界面的损伤粘结模型与混凝土的拉伸塑性损伤模型相结合, 不但再现了 3PBB 的宏观力学性能, 数值分析得到的荷载-位移曲线接近实验结果, 而且还能详细展示 FRP-混凝土界面的损伤、断裂破坏过程以及损伤在 FRP-混凝土界面和界面混凝土之间的转移, 能够预测构件的承载力, 有助于界面优化设计, 这是单纯以能量判据预测裂纹发展的经典断裂力学方法所无法做到的。

关键词: 断裂; 有限元; 3PBB; 损伤粘结模型; FRP; 混凝土; 界面

中图分类号: O346.1; TV313 **文献标识码:** A

NUMERICAL MODELING FOR COHESIVE FRACTURE OF FRP-CONCRETE BONDED INTERFACES IN THREE-POINT BEND BEAMS

*CHEN Ying^{1,2}, QIAO Pi-zhong^{1,3}, JIANG Hong-dao¹, REN Qing-wen¹

(1. Department of Engineering Mechanics, Hohai University, Nanjing 210098, China; 2. Department of Civil Engineering, Shandong University, Jinan 250061, China; 3. Department of Civil and Environmental Engineering, Washington State University, Pullman, WA 99164-2910, USA)

Abstract: A bilinear damage cohesive zone model is used to simulate Mode-I fracture of FRP-concrete bonded interfaces in three-point bending beam (3PBB) specimens. The relationships among the interface cohesive strength, the concrete tensile strength and the fracture energy are discussed in detail through a numerical finite element (FE) parametric study. The results of FE simulations show that there is a transition in the failure mechanism between the debonding of the FRP-concrete interface and the cracking in the interfacial concrete layer near the interface. Such a transition cannot be explained by a fracture-mechanics approach to the crack propagation which only uses an energy criterion for fracture. By combining a damage cohesive law model for the interface and a plastic-damage model for the concrete, the essential features of the transition in failure mechanism are captured. The cohesive damage models for the interface and the concrete combined with the numerical finite element simulation presented in this study can be used to analyze the interface fracture process, predict the load-carrying capacity and ductility, and optimize the interface design.

Key words: fracture; finite element; 3PBB; cohesive zone model; FRP; concrete; interface

收稿日期: 2006-07-24; 修改日期: 2006-12-13

基金项目: 美国国家科学基金项目(NSF: EHR-0090472)

作者简介: *陈 瑛(1970—), 女, 山东诸城人, 讲师, 博士, 从事结构工程和工程力学研究(E-mail: chenying@sdu.edu.cn);

乔丕忠(1968—), 男, 辽宁沈阳人, 特聘教授, 博士, 博导, 美国华盛顿州立大学副教授, 从事结构工程、工程力学和高等复合及智能材料研究(E-mail: qiao@wsu.edu);

姜弘道(1940—), 男, 浙江湖州人, 教授, 博导, 从事水工结构和工程力学研究(E-mail: hdjiang@hhu.edu.cn);

任青文(1943—), 男, 浙江宁海人, 教授, 博导, 从事水工结构和工程力学的研究(E-mail: renqw@hhu.edu.cn).

随着 FRP 在混凝土结构中应用的增加, FRP-混凝土界面的断裂分析变得日趋重要。虽然 FRP 抗拉强度很高, 但由于 FRP-混凝土胶结界面易发生脱粘破坏, 影响了其强度的发挥。根据实验观察, FRP-混凝土构件的破坏主要有以下几种形式: 1) 混凝土基体开裂, 包括界面混凝土破坏; 2) FRP-混凝土界面破坏, 裂纹的张开和滑移是混凝土和胶层内裂纹共同作用的结果; 3) 胶层破坏。FRP-混凝土粘结能取决于胶结系统(如胶结剂的类型和养护时间)、FRP 和混凝土的性质^[1]。这种由 FRP-混凝土界面到基体的破坏机制转换很难用单参数(能量判据)断裂力学方法解释。

最近发展起来的粘结模型(Cohesive Zone Model, CZM)是模拟不同断裂机制之间转换的有效手段^[2-4]。应用 CZM 模拟裂纹扩展是在裂纹可能的扩展路径上布置粘结单元, 其断裂过程用粘结法则来描述。粘结法则有两个参数: 粘结能 G_{coh} 和粘结强度 f_b 。但目前能由试验测出来的只有断裂能 G 。断裂能定义为裂纹稳定扩展单位面积所做的功^[4], 实验测出的断裂能由两部分组成: 一部分是 FRP-混凝土界面消耗的功 G_0 , 另一部分为基体材料的非弹性变形所消耗的功。对 FRP-混凝土:

$$G = G_0 + G_{con} + G_f \quad (1)$$

式(1)中 G_{con} 、 G_f 分别为混凝土、FRP 非弹性变形所做的功。

本文的目的是借助于有限元进行参数分析, 研究粘结强度、粘结能、混凝土抗拉强度、混凝土断裂能对 FRP-混凝土三点弯试验(3PBB)受力性能的影响。3PBB 是由 Qiao 和 Xu^[1]提出来的(图 1), 用于研究双材料界面的 I 型断裂破坏。据实验观察, 无论 GFRP-混凝土还是 CFRP-混凝土, 界面破坏均发生在 FRP-混凝土界面或界面混凝土内^[1]。

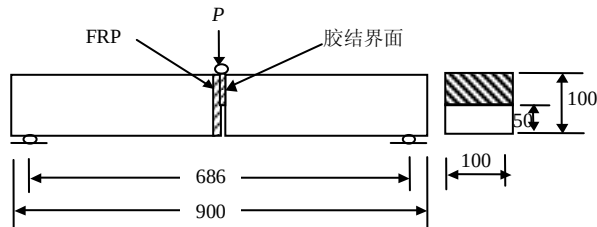


图 1 FRP-混凝土 3PBB 尺寸与加载^[1] /mm

Fig.1 Dimensions of FRP-concrete 3PBB^[1]

1 有限元分析本构模型

1.1 FRP-混凝土界面的损伤粘结模型

损伤粘结模型是基于连续损伤力学发展起来

的^[5]。本文基于 Tvergaard^[6]等的粘结模型得到了剪应力 T_t 和法向应力 T_n 耦合的双线形损伤粘结法则(图 2)。图 2 中的上升段是为了避免粘结单元与相邻实体单元差异过大而造成非线性有限元分析计算收敛困难, 下降段代表界面微裂纹积累和扩展造成的软化。

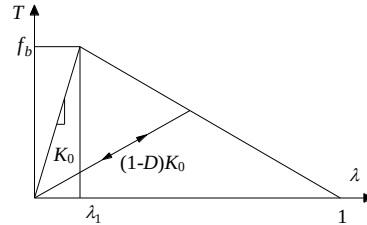


图 2 损伤粘结法则

Fig.2 Damage cohesive law model

若 δ_n 、 δ_t 为裂纹面法向和切向的相对位移, δ_n^c 、 δ_t^c 为裂纹面法向和切向的临界相对位移, 定义以下无量纲参数:

$$\lambda = \sqrt{(\delta_n / \delta_n^c)^2 + (\delta_t / \delta_t^c)^2} \quad (2)$$

粘结法则取决于势函数 $\phi(\delta)$, $\phi(\delta)$ 代表由界面连接的两平面产生相对位移 δ 所消耗的功, 表达式为:

$$\phi(\delta_n, \delta_t) = \delta_n^c \int_0^\lambda \sigma(\lambda') d\lambda' \quad (3)$$

$\sigma(\lambda)$ 为双线形函数:

$$\sigma(\lambda) = \begin{cases} f_b \lambda / \lambda_1, & 0 < \lambda \leq \lambda_1 \\ f_b (1 - \lambda) / (1 - \lambda_1), & \lambda_1 < \lambda \leq 1 \end{cases} \quad (4)$$

式(4)中 λ_1 为与 f_b 对应的界面特征长度。

对式(3)求导得粘结法则为:

$$\mathbf{T} = \frac{\partial \phi}{\partial \delta} = \mathbf{K}_0 \delta, \quad 0 < \lambda \leq \lambda_1 \quad (5)$$

$$\mathbf{T} = \frac{\partial \phi}{\partial \delta} = (1 - D) \mathbf{K}_0 \delta, \quad \lambda_1 < \lambda \leq 1 \quad (6)$$

标量刚度降低变量 D 为:

$$D = \frac{\lambda - \lambda_1}{\lambda(1 - \lambda_1)} \quad (7)$$

K_0 为界面初始刚度:

$$\mathbf{K}_0 = \begin{bmatrix} K_{0n} & \\ & K_{0t} \end{bmatrix}, \quad K_{0n} = \frac{f_b}{\lambda_1} \frac{1}{\delta_n^c}, \quad K_{0t} = \frac{f_b}{\lambda_1} \frac{1}{\delta_t^c} \quad (8)$$

式中: K_{0n} 、 K_{0t} 为界面初始法向和切向刚度(罚值); K_0 的选择影响分析的精度, 较大的 K_0 可避免

接触面穿透, 但会带来收敛困难。文献中 K_0 的取值有 10^7N/mm^3 ^[7]、 $5.7 \times 10^7 \text{N/mm}^3$ ^[8]、 10^8N/mm^3 ^[9]。也有文献取罚值为界面性质的函数, 如 Daudeville^[10]等将界面视为一微小厚度 t 的胶层并定义罚值为:

$$K_{0n} = \frac{E_{0n}}{t}, \quad K_{0t} = \frac{E_{0t}}{t} \quad (9)$$

式(9)中 E_{0n} 、 E_{0t} 为胶层的法向和切向弹性模量。本文采用这种方法。

采用应力判据, 当应力达到粘结强度时, 损伤起始, 其表达式如下:

$$\left(\frac{T_n}{T_n^0}\right)^2 + \left(\frac{T_t}{T_t^0}\right)^2 - 1 = 0, \quad T_n \geq 0 \quad (10)$$

$$T_t = T_t^0, \quad T_n \leq 0 \quad (11)$$

以上判据认为界面压应力不产生损伤。

界面的损伤演化可表达为能量释放率的形式^[11]:

$$\frac{G_n}{G_{nc}} + \frac{G_t}{G_{tc}} - 1 = 0 \quad (12)$$

式(12)中 G_i 、 G_{ic} ($i=n, t$) 相应于 I 型、II 型能量释放率和临界能量释放率。

1.2 混凝土拉伸塑性损伤模型

1.2.1 混凝土的拉伸性能

本文采用能量法分析混凝土拉伸软化。考虑到刚度退化, 软化本构方程采用应力-裂纹张开位移关系和拉伸标量刚度退化变量 D_t 表达, 应力-裂纹张开位移关系曲线下面所包围的面积为混凝土的断裂能 G_C 。混凝土开裂前的本构方程为线性的应力-应变关系(图 3)。因而:

$$\sigma_t = E_c \varepsilon_c \quad (\text{开裂前}) \quad (13)$$

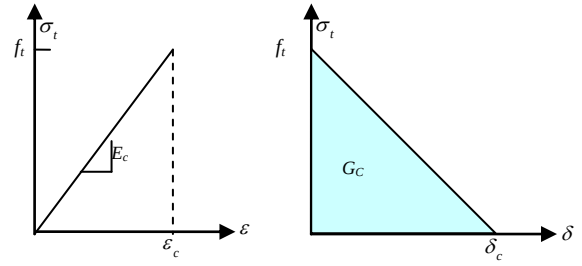
$$\sigma_t = \frac{1}{h} (1 - D_t) E_c (\delta - \delta^{pl}) \quad (\text{开裂后}) \quad (14)$$

式中: δ 为总的裂纹张开位移; δ^{pl} 为塑性相对位移; E_c 、 ε_c 分别为混凝土的初始弹性模量和应变; h 为特征长度。定义 D_t 为裂纹张开位移的函数^[12]:

$$D_t = 1 - \frac{\delta_0}{\delta} e^{-5[(\delta - \delta_0)/(\delta_c - \delta_0)]}, \quad \delta > \delta_0$$

$$D_t = 0, \quad \delta \leq \delta_0 \quad (15)$$

式(15)中: $\delta_0 = h f_t / E_c$ 为混凝土弹性阶段的变形; δ_c 为混凝土强度完全丧失时的裂纹张开位移。式(15)以 1 为渐近线, 为避免数值分析困难, 取与 δ_c 对应的 D_t 为 0.9999。



(a) 开裂前应力-应变关系 (b) 开裂后应力-裂纹张开位移关系

图 3 混凝土开裂前后的本构模型

Fig.3 Constitutive model of concrete

1.2.2 混凝土压缩性能

由于 FRP-混凝土三点弯梁不可能发生混凝土压缩塑性损伤, 故取压缩标量刚度退化变量 $D_c = 0$ 。混凝土受压应力-应变关系为:

$$\sigma_c = \bar{\sigma}_c = E_c (\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (16)$$

式(16)中 ε_c^{pl} 为混凝土塑性压应变。

1.3 FRP 本构模型

FRP 的拉伸性能视为正交线弹性。在数值模拟中采用线性应力-应变关系。

2 有限元分析

有限元分析采用 ABAQUS 6.5。混凝土和 FRP 采用四节点平面应力单元, FRP-混凝土界面为 ABAQUS 6.5 中的粘结单元。粘结单元与混凝土和 FRP 实体单元共用节点, 粘结单元的损伤过程与主体材料的变形相耦合。此外, 在切口处的两个相邻面之间定义了接触以防止两个面相互穿透。接近界面的部分单元网格较细, 粘结单元和纤维布单元厚度为 0.5mm, 混凝土单元厚度在 0.5mm—5mm 之间。

三点受弯梁的加载采用位移控制, 根据试验^[1]所得到的荷载-位移曲线数据, 在跨中梁顶部施加 1.5mm 的横向位移。

采用两种纤维布: 碳纤维(CFRP)CF130 和玻璃纤维(GFRP)C1800。纤维布性质见表 1, 环氧树脂胶的性质见表 2。

表 1 FRP 力学性质

Table 1 Property of FRP

纤维	拉伸弹性模量/GPa	剪切模量/GPa	泊松比	厚度/mm
玻璃纤维	72.4	28.8	0.25	0.6
碳纤维	227.0	90.4	0.25	0.2

表 2 胶层的力学性质

Table 2 Property of adhesive layer

法向刚度/MPa	剪切刚度/MPa	抗拉强度/MPa	泊松比
3102.6	1123.9	75.8	0.38

数值模拟中混凝土的抗拉强度 f_t 分别取 3.67 MPa、4.42 MPa 和 4.95 MPa。弹性模量和抗压强度分别按下式计算:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad (17)$$

$$f_t = 0.7\sqrt{f'_c} \quad (18)$$

根据试验^[1]数据,混凝土的 I 型断裂能 G_C 分别取 0.168 N/mm 和 0.109 N/mm, CFRP-混凝土和 GFRP-混凝土 3PBB 的 I 型粘结能 G_{nc} 分别为 0.108 N/mm、0.0969 N/mm。

图 4 为试验得到的 CFRP-混凝土 3PBB 典型的荷载-位移曲线^[1]与有限元分析结果^[1]的比较。有限元分析取 $f_t = f_b = 4.42$ MPa, $G_{nc} = 0.0969$ N/mm, $G_C = 0.168$ N/mm。FE 分析能较好反映试验现象,

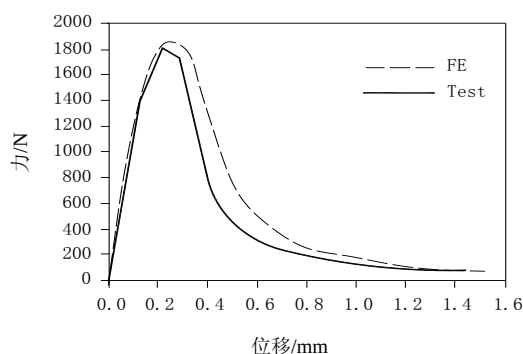


图 4 CFRP-混凝土 3PBB 荷载-位移曲线有限元分析结果与试验结果的比较

Fig.4 Comparison of load-displacement curve of 3PBB between FE and testing result

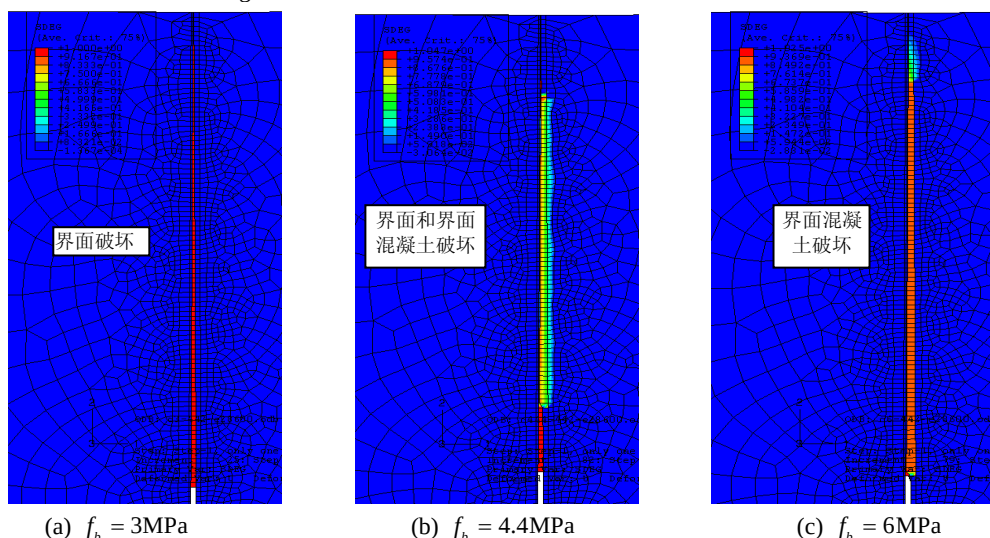


图 5 不同粘结强度的 CFRP-混凝土 3PBB 破坏时标量刚度降低变量分布比较

Fig.5 Comparison of the final state of scalar stiffness degradation distribution of CFRP-concrete beam with $f_t = 4.42$ MPa

说明了粘结模型和混凝土拉伸塑性损伤模型分析 FRP-混凝土界面的合理性。

3 有限元参数分析和讨论

3.1 混凝土强度 f_t 和粘结强度 f_b 的相对大小对 3PBB 的影响

以下分析中取 $G_{nc} = 0.0969$ N/mm, $G_C = 0.168$ N/mm。

1) 保持 CFRP-混凝土 3PBB 的粘结强度 $f_b = 3$ MPa, 4 MPa, 6 MPa, 8 MPa, 依次改变混凝土的强度为 $f_t = 3.67$ MPa, 4.42 MPa, 4.95 MPa。

2) 保持混凝土的强度 $f_t = 4.42$ MPa, 分别取 $f_b = 3$ MPa, 4 MPa, 4.42 MPa, 6 MPa, 8 MPa, 10 MPa。

图 5 为 f_t 固定时不同粘结强度对 3PBB 标量刚度降低变量分布的影响。图 6 为 f_b 固定时不同混凝土强度对 3PBB 荷载-位移曲线的影响; 图 7 为 f_t 固定时不同粘结强度对 3PBB 荷载-位移曲线的影响; 图 8 为粘结强度接近混凝土强度时 3PBB 的能量比; 图 9 为 3PBB 混凝土所消耗能量 G_{con} 与断裂能 G 的比值(G_{con}/G)与 f_b/f_t 的关系。

3.1.1 较低粘结强度

若界面粘结强度 f_b 很小, 特别是当 $f_b < f_t$, 如 $f_b = 3$ MPa 时, 当混凝土强度由 3.67 MPa 提高到 4.95 MPa, 3PBB 的极限荷载提高很小(图(6a)); 破坏发生在 FRP-混凝土界面(图 5(a)); FRP-混凝土界面所消耗能量 G_0 占断裂能 G 的 99%(图 9); 所有粘结单元均达到粘结强度, 标量刚度降低变量 $D = 1$ 。

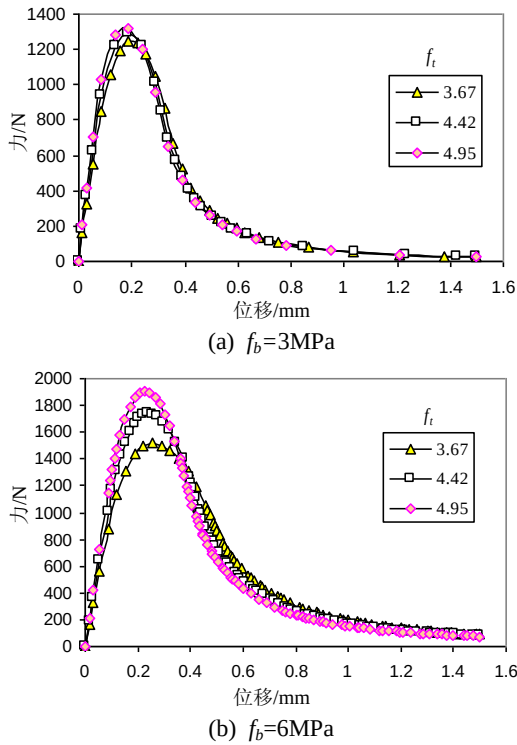


图6 不同混凝土强度对CFRP-混凝土3PBB荷载-位移曲线的影响(f_b 固定)

Fig.6 Load-displacement curves of CFRP-concrete beam with a fixed f_b

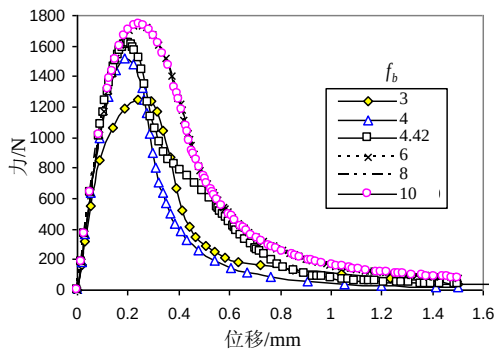


图7 不同粘结强度对CFRP-混凝土3PBB荷载-位移曲线的影响($f_t = 4.42\text{MPa}$)

Fig.7 Load-displacement curves of CFRP-concrete beam with $f_t = 4.42\text{MPa}$

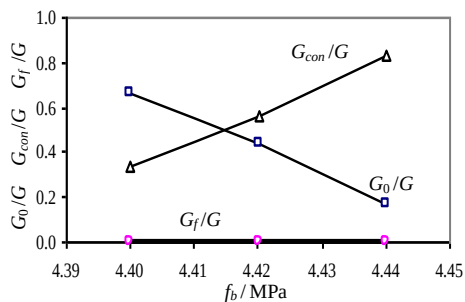


图8 粘结强度接近混凝土强度时CFRP-混凝土3PBB能量比($f_t = 4.42\text{MPa}$)

Fig.8 Internal energy ratio of CFRP-beam when the cohesive strength is close to the concrete strength

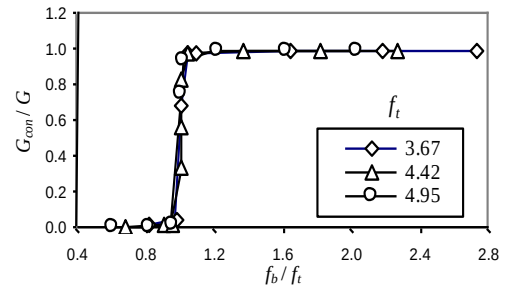


图9 CFRP-混凝土3PBB G_{con}/G 与 f_b/f_t 的关系

Fig.9 G_{con}/G vs. f_b/f_t of CFRP-concrete 3PBB

图7中,当固定混凝土强度 f_t 粘结强度由 $f_b = 3\text{MPa}$ 提高到 $f_b = f_t$, 3PBB 的极限荷载也相应提高。这是因为破坏发生在 FRP-混凝土界面, 极限荷载受粘结强度和粘结能控制。

3.1.2 混凝土强度 f_t 接近粘结强度 f_b

若粘结强度 f_b 接近混凝土强度, 损伤同时在 FRP-混凝土界面和界面混凝土内扩展(图 5(b))。粘结单元和混凝土均发生软化、卸载, 粘结强度的微小变化也会影响到内能的分配。图 8 中, 混凝土强度保持为 4.42MPa , 当粘结强度由 4.4MPa 增加到 4.44MPa , FRP-混凝土界面所消耗的能量与断裂能之比 G_0/G 由 66% 降低到 16.98%, 而混凝土消耗的能量与断裂能之比 G_{con}/G 由 33.9% 提高到 83%, 界面混凝土的损伤面积逐渐增加, FRP-混凝土界面的损伤面积逐渐减小。FRP 的能量消耗甚微。

3.1.3 较高粘结强度

若粘结强度远远高于混凝土的强度, 极限荷载取决于混凝土强度的大小(图 6(b))。若固定混凝土的强度不变, 且 $f_t < f_b$, 裂纹沿界面混凝土扩展(图 5(c)), $D_t = 1$ 。荷载位移曲线类似(图 7), 梁的极限承载力不随粘结强度的提高而增加。 G_{con}/G 约占 98%, 混凝土消耗的能量约等于断裂能(图 9)。

3.2 粘结能和混凝土断裂能相对大小对 3PBB 的影响

保持 $f_b = 3\text{MPa}$ 、 3.67MPa 、 6MPa , 混凝土的强度为 3.67MPa , 断裂能 $G_c = 0.109\text{N/mm}$, 分别取 $G_n = 0.05\text{N/mm}$ 、 0.108N/mm 、 0.158N/mm 、 0.2N/mm 。图 10 为 GFRP-混凝土 3PBB G_0/G 和粘结能的关系。图 11 为 GFRP-混凝土 3PBB 各种情况下的荷载-位移曲线。

当 $f_b = 3\text{MPa}$ 且 $f_b < f_t$, 若固定混凝土的断裂能 G_c , 提高粘结能可提高梁的承载力和峰后延性

(图 11(a)), G_0/G 接近 1(图 10), FRP-混凝土界面所消耗的能量接近断裂能。

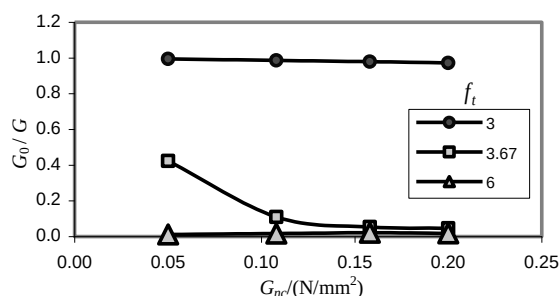
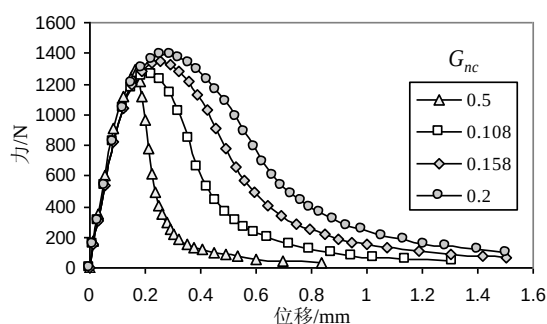
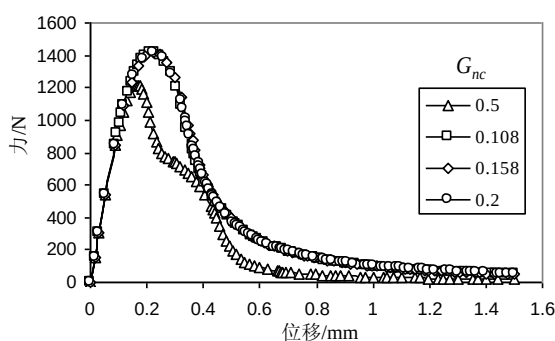


图 10 GFRP-混凝土 3PBB G_0/G 与 G_{nc} 的关系

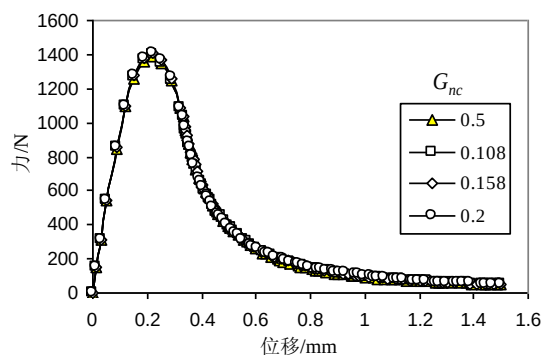
Fig.10 G_0/G vs. G_n of GFRP-concrete beam with fixed ($f_t = 3.67\text{MPa}$)



(a) $f_b = 3.0\text{MPa}$



(b) $f_b = 3.67\text{MPa}$



(c) $f_b = 6.0\text{MPa}$

图 11 不同粘结能对 GFRP-混凝土 3PBB 荷载-位移关系曲线的影响

Fig.11 Load-displacement curves of 3PBB with different cohesive energy ($G_c = 0.109\text{N/mm}$, $f_t = 3.67\text{MPa}$)

当 $f_b = 3.67\text{MPa}$ 且 $f_b = f_t$, 由图 11(b), 若(1) $G_{nc} > G_c$, 提高粘结能不能提高梁的承载力和延性, 损伤主要发生在界面混凝土中。若(2) $G_{nc} < G_c$ 且粘结能很低, 如 $G_{nc} = 0.05\text{N/mm}$, FRP-混凝土界面很弱, 裂纹在 FRP-混凝土界面和界面混凝土之间转移, 粘结单元所消耗的能量约为 41% (图 10)。当提高粘结能, 使 $G_{nc} = 0.108\text{N/mm}$, 裂纹的扩展方式与 $G_{nc} = 0.05\text{N/mm}$ 的情况相似, 但裂纹在界面混凝土内扩展长度增加, 在界面混凝土内消耗的能量大于在 FRP-混凝土界面内消耗的能量(图 10)。

当 $f_b = 6\text{MPa}$ 且 $f_b > f_t$, 由图 11(c), 由于界面混凝土比 FRP-混凝土界面弱, 损伤集中于界面混凝土, 构件极限承载力和峰后延性不随粘结能的增加而提高, 由图 10, 对 $G_c = 0.109\text{N/mm}$ 的情况, 当 G_{nc} 分别为 0.05N/mm 、 0.108N/mm 、 0.158N/mm 和 0.2N/mm , G_0/G 分别为 1.21%、1.72%、2.1% 和 1.81%, 断裂能以界面混凝土消耗的能量为主。

4 结论

本文采用双线形损伤粘结模型研究带切口 FRP-混凝土三点受弯梁(3PBB) I 型加载下的界面断裂性能。通过有限元参数分析, 详细讨论了粘结强度、粘结能、混凝土抗拉强度、混凝土断裂能对 3PBB 受力性能的影响。数值模拟表明, FRP-混凝土界面有两种破坏形式, 包括 FRP-混凝土界面的损伤脱粘和界面混凝土的损伤脱粘破坏, 与实验所观察到的现象一致。两种破坏形式尽管在宏观上均表现为界面脱粘, 但破坏机制却不同。FRP-混凝土界面的损伤粘结模型与混凝土的拉伸塑性损伤模型相结合, 能够揭示这两种破坏形式之间的转换机制, 数值分析得到的荷载-位移曲线接近实验结果, 因而能够预测构件的承载力, 有助于界面优化设计, 这是单纯以能量判据预测裂纹发展的经典断裂力学方法所无法做到的。