

高温效应对钢筋-混凝土动态黏结性能的影响： 精细化模拟

李潇雅¹, 张仁波^{1,2}, 金 浏¹, 邓小芳¹, 杜修力¹

(1. 北京工业大学城市与工程安全减灾教育部重点实验室, 北京 100124; 2. 清华大学土木工程系, 北京 100084)

摘要: 为研究高温效应对钢筋-混凝土动态黏结性能的影响, 建立了考虑带肋钢筋表面特征和混凝土材料非均质性的三维细观模型, 与试验的破坏模式和黏结应力-滑移曲线进行对比, 验证了细观模型的合理性。在此基础上, 分析了高温下和冷却后钢筋-混凝土动态黏结应力-滑移行为的变化规律。结合数值模拟结果, 建立了考虑高温效应的动态黏结强度预测公式。结果表明: 细观模型能够反映变形钢筋与混凝土界面的开裂过程和黏结破坏机理; 随着应变率的增加, 高温下或冷却后的混凝土损伤区域逐渐减小; 应变率相同时, 高温下混凝土的损伤区域明显大于冷却后; 随着温度的升高, 高温下或冷却后试件的极限黏结强度均线性下降; 相同温度环境下, 应变率增加使得极限黏结强度非线性提高; 预测结果与试验结果的良好吻合, 说明本文提出的经验公式可以合理反映钢筋-混凝土动态极限黏结强度的高温效应。

关键词: 混凝土; 动态黏结性能; 变形钢筋; 高温效应; 精细化模拟

中图分类号: TU528; TV431 **文献标志码:** A **文章编号:** 1004-4523(2023)04-1062-11

DOI: 10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2023.04.020

引 言

钢筋和混凝土之间的有效黏结是保证钢筋-混凝土建筑或结构安全性和耐久性的重要因素之一。目前, 部分规范建议了静态荷载下钢筋与混凝土在室温下的黏结应力-滑移行为本构关系^[1-2]。然而, 钢筋-混凝土建筑在服役期间可能会遭受极端荷载作用。例如: 地震可能导致火灾和爆炸等次生灾害发生, 且次生灾害发生后的几天内仍有可能发生余震; 一些建筑物经历火灾后仍继续使用, 在其服役期内可能遭受地震、车辆撞击(冲击)或爆炸等荷载; 部分建筑(餐馆、化工厂等)遭遇火灾时, 由于存在易爆物质且空气中的温度较高, 会导致爆炸事故发生。火灾高温或动态荷载作用下, 材料的力学行为与室温或静态荷载下存在差异^[2-3], 进而影响钢筋与混凝土之间的黏结性能, 使得工程结构无法达到设计使用寿命, 可能对人类的生命财产安全造成威胁。因此, 探讨高温对钢筋-混凝土动态黏结性能的影响对保证钢筋-混凝土结构的安全性具有十分重要的科学价值与工程意义。

混凝土和钢筋在火灾情况下力学性能劣化^[3-7], 导致两者之间的黏结性能减弱。一般认为, 试件暴

露于火灾中的温度越高, 黏结强度降低越显著^[8-9]。当钢筋-混凝土试件经历的最高温度达到 600 °C 时, 其冷却后的黏结强度仅为原有强度的 26%^[8]。同时, 高温导致试件的初始黏结刚度和耗能能力降低^[9]。周子健等^[10]通过试验发现温度升高使得试件由劈裂破坏转变为拔出破坏, 且试件冷却后的黏结强度与混凝土抗拉强度密切相关。陈俊等^[11]的试验结果表明, 冷却后的黏结强度受混凝土抗压强度影响。此外, 部分学者讨论了自然冷却和洒水冷却对钢筋-混凝土黏结性能的影响^[12-14]。魏晓^[14]发现温度增高使极限滑移增大, 但杨海峰等^[13]认为温度对极限滑移的影响不大。

由于试验条件的限制, 对于钢筋-混凝土试件高温下黏结性能的研究较少。王朝阳等^[15]对不同温度下的钢筋-混凝土试件开展拉拔试验, 发现随着温度的升高, 试件外部的劈裂裂缝数量减少。刘长青等^[16]发现高温下植筋的黏结力仅为常温下的 4%。杨鸥等^[17]的试验结果表明, 箍筋的存在有助于提高高温下试件的黏结强度。

混凝土和钢筋在动态荷载作用下表现出较为明显的应变率敏感性, 即随着应变率的增加, 材料的力学性能显著提高^[2, 18]。因此, 部分学者研究了加载速率对钢筋-混凝土黏结性能的影响。张伟平等^[19]通

过试验发现,随着应变率增大,试件的破坏模式由劈裂破坏向拔出破坏过渡,然而,付应乾等^[20]的试验结果与之相反。SALEM^[21]认为侧向压力的存在使得黏结强度表现出应变率效应。此外,有少量研究讨论了火灾高温和加载速率综合影响下钢筋与混凝土间黏结性能的变化^[21-22]。

上述研究促进了对不同加载速率或温度下钢筋-混凝土黏结性能的认识。然而,受到试验条件的限制,试验中涉及的应变率范围大致在 $1 \times 10^{-6} \sim 1 \times 10^{-2} \text{ s}^{-1}$ 之间^[19,21],范围较小。试件破坏模式随应变率的变化规律没有较为统一的结论^[19-20],且仅从宏观上进行了分析,不能很好地深入揭示试件内部的黏结损伤机理;同时,关于火灾高温和动力加载同时作用对钢筋-混凝土黏结-滑移行为影响的研究较少^[21-22],缺乏黏结强度随温度或应变率变化的定量认识。

本文作者在前期工作中^[23-24],利用细观数值模型探讨了常温^[24]和高温^[23]对静态荷载下变形钢筋和混凝土之间黏结-滑移行为的影响,分析了混凝土强度^[24]、钢筋直径和肋高^[24]、混凝土保护层厚度^[24]、温度和冷却方式^[23]等因素对黏结强度和滑移的影响规律,发现细观数值模型能够反映钢筋-混凝土界面的黏结破坏过程。本文采用该细观数值模型,考虑带肋钢筋表面特征和混凝土材料的非均质性,以及材料力学性能的温度退化效应和应变率效应,进一步研究火灾条件下混凝土与钢筋之间的动态黏结性能,分析高温效应对钢筋-混凝土试件黏结破坏机理、试件破坏模式、钢筋应力分布、黏结应力-滑移曲线和极限黏结强度的影响。最后,提出了考虑温度和应变率综合影响的动态极限黏结强度计算公式。

1 细观数值模型

为了研究高温效应对变形钢筋和混凝土之间动态黏结性能的影响,采用“顺序耦合”方法^[23]对高温下和冷却后的钢筋-混凝土试件进行拉拔模拟,模拟过程分为两步:(1)热传导行为分析:模拟钢筋-混凝土试件的热传导行为,确定试件内部的温度场分布;(2)力学性能分析:将温度场分布结果作为力学反应的初始条件,根据试件的温度场分布,确定高温下或冷却后混凝土和钢筋的力学参数,并在钢筋的一端施加荷载,探究钢筋-混凝土试件的动态黏结-滑移行为。

1.1 试件几何模型

张伟平等^[19]对室温下的钢筋-混凝土试件开展

了拉拔试验,获得了试件的破坏模式和黏结应力-滑移曲线。本文参照该试验中编号为“VJN5”的试件建立了三维细观数值模型,其几何尺寸如图1所示。立方体混凝土试件的边长为150 mm,保护层厚度为25 mm。纵向钢筋的直径为12 mm,其与混凝土之间的有效黏结长度为60 mm。纵向钢筋与混凝土之间有长度为90 mm的无黏结区域。

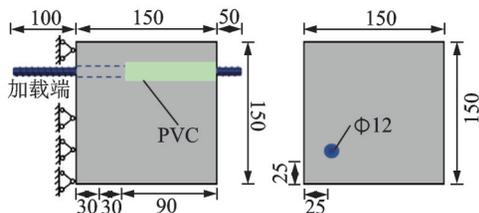


图1 试件几何尺寸(单位: mm)

Fig. 1 Geometric dimension of specimen (Unit: mm)

在三维细观数值模型中,混凝土被视为包含砂浆基质、骨料和界面过渡区的三相复合材料^[23]。其中,粗骨料的粒径范围和体积分数分别为5~15 mm和35%^[19]。在模拟中,粗骨料被假定为球形,其数量根据实际的混凝土配合比和 Fuller 曲线^[23]确定,利用 Monto Carlo^[23]方法将粗骨料颗粒随机分布到砂浆基质中。实际上,界面过渡区的厚度通常为15~55 μm ^[25]。然而,在三维细观模型中设置如此小的厚度会使得计算效率严重下降。为了保证计算结果的准确性并提高计算效率,本文将界面过渡区的厚度设置为1 mm^[23]。

钢筋与混凝土之间的黏结性能受钢筋表面形状的影响^[14,21]。为了接近实际,在精细化模拟中考虑了纵筋表面的螺纹肋。螺纹钢的直径为12 mm,内径为11.5 mm,肋间距为8 mm。螺纹肋的高度和宽度分别为1.2 mm和0.7 mm^[26],其与钢筋表面的角度为60°。按照上述方法建立的三维细观数值模型如图2所示。

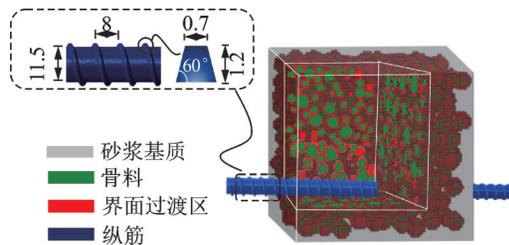


图2 试件三维细观数值模型(单位: mm)

Fig. 2 Three dimensional mesoscale numerical model of specimen (Unit: mm)

在热传导行为模拟中,采用八节点六面体单元对混凝土和钢筋进行离散。在拉拔模拟中,采用缩减积分单元划分网格。根据网格敏感性分析结果,

三维细观模型中的平均网格尺寸设定为 3 mm。

1.2 热工参数

根据《建筑钢结构防火技术规范》(CECS 200: 2006)^[27], 钢筋的比热容、导热系数和密度分别为 600 J/(kg·°C), 45 W/(m·°C) 和 7850 kg/m³, 且不随温度而变化。

如前所述, 在细观模型中将混凝土视作三相复合材料, 不同组分具有不同的热工参数。根据文献[28-31]的试验结果, 室温下混凝土细观组分的热工参数如表 1 所示。温度升高会影响材料的密度、比热容和导热系数。文献[32]通过大量试验确定了不同温度下砂浆基质的热工参数。界面过渡区是骨料周围一层含较高孔隙率的近场砂浆材料^[25]。因此, 这里认为界面过渡区的热工参数随温度的变化与砂浆基质相同。骨料在高温下的质量损失很小^[29], 暂不考虑骨料密度随温度的变化^[29]。随着温度的升高, 骨料的导热系数和比热容逐渐减小, 本文按照文献[31]的建议来描述。最终采用的混凝土细观组分热工参数与温度的关系如图 3 所示。

表 1 室温下混凝土各组分热工参数

Tab. 1 Thermal parameters of each concrete component at room temperature

组分	导热系数 $k/[W \cdot (m \cdot K)^{-1}]$	比热容 $c/[J \cdot (kg \cdot K)^{-1}]$	密度 $\rho/$ $(kg \cdot m^{-3})$
骨料	3.15 ^a	810 ^b	2702.9 ^d
砂浆基质	1.9 ^a	813 ^c	2400
界面过渡区	0.7	906	2200

注: 上标“a”为文献[28]实测值, 上标“b”为文献[29]实测值, 上标“c”为文献[30]实测值, 上标“d”为文献[31]实测值。

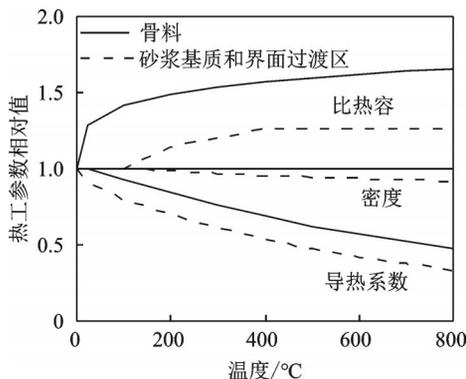


图 3 混凝土各细观组分热工参数

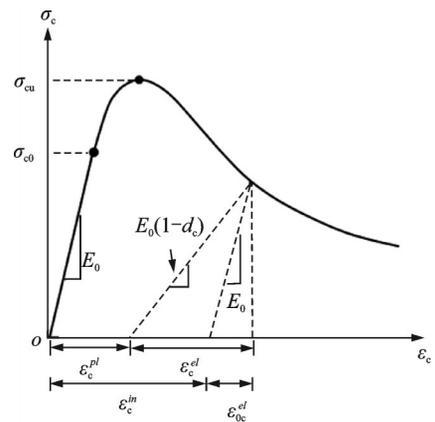
Fig. 3 Thermal parameters of each mesoscale component of concrete

1.3 本构模型和力学参数

1.3.1 本构模型

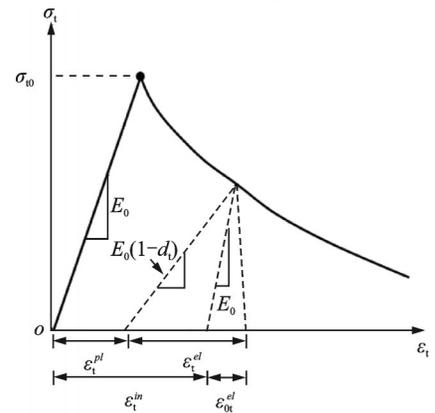
试验结果表明, 常温静载下砂浆的力学行为与

混凝土的相似^[33-34]。界面过渡区作为一种类似于砂浆基质的薄弱区域, 在外部荷载作用下其力学行为与砂浆基质类似^[25]。因此, 本文采用塑性损伤模型^[35]来描述砂浆基质和界面过渡区在荷载作用下的力学行为, 其在单轴压缩或拉伸荷载作用下的应力-应变曲线如图 4 所示, 关于该模型中各参数的物理意义参考文献[23, 36]。在塑性损伤本构模型中, 混凝土的破坏主要为拉伸开裂和压缩破坏, 并由压缩损伤因子 d 来表征其破坏行为^[36]。损伤因子 d 的计算方法详见文献[1]。



(a) 单轴压缩

(a) Uniaxial compression



(b) 单轴拉伸

(b) Uniaxial tension

图 4 单轴应力-应变曲线

Fig. 4 Uniaxial stress-strain curve

为减弱网格敏感性, 使用考虑断裂能准则的应力-位移曲线替代应力-应变曲线来描述砂浆基质和界面过渡区的拉伸软化行为, 该处理方法与文献[37]相同。受静态或冲击荷载作用的普通混凝土内部通常不会出现骨料破坏^[38], 且温度小于 600 °C, 骨料不会发生爆裂^[3], 因此, 假定骨料为弹性体, 这与文献[39]的处理方法相同。采用双线性弹塑性模型表征钢筋的力学行为, 其硬化阶段的模量为初始弹性模量的 1%^[40]。

1.3.2 室温静载力学参数

根据试验结果^[19], 确定了常温静态荷载下砂浆

基质和骨料的力学参数,如表2所示。其中,砂浆基质的强度约为混凝土强度的75%^[41]。界面过渡区的力学参数通过反复进行数值试验获得。当采用表2中的参数时,模拟得到的立方体混凝土单轴抗压强度为31.3 MPa,与试验结果^[19]的31.1 MPa非常接近。因此,在后续模拟中均采用表2的力学参数。钢筋在室温下的屈服强度和弹性模量分别为303.3 MPa和198 GPa^[19]。

表2 室温下混凝土各组分力学参数

Tab.2 Mechanical parameters of each component of concrete at room temperature

组分	压缩屈服强度 f_c /MPa	拉伸屈服强度 f_t /MPa	弹性模量 E_c /GPa	泊松比 ν
骨料	-	-	73.14	0.2
砂浆基质	23	2.1	27.5	0.2
界面过渡区	18	1.5	25.5	0.2

1.3.3 温度退化效应

开展高温下和冷却后钢筋-混凝土黏结行为的数值模拟,需要考虑材料力学性能的温度退化效应。这里假定砂浆基质和界面过渡力学性能的高温效应退化规律与混凝土相同,采用文献[3-5]的建议来描述,如图5(a)所示。

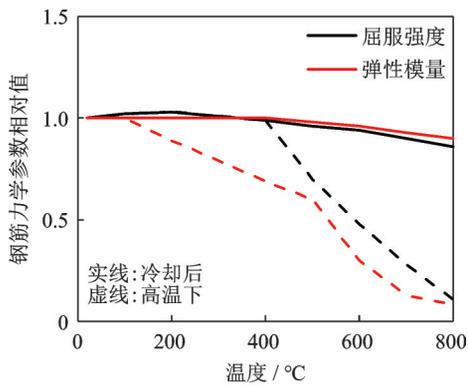
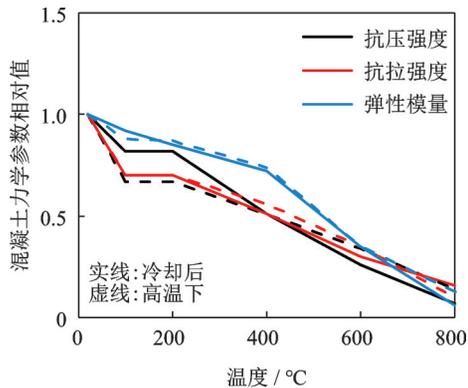


图5 钢筋和混凝土力学性能随温度退化规律

Fig.5 Degradation of mechanical performance of concrete and steel bar at different temperatures

相较于高温下,冷却后钢筋的力学性能有所恢复,这里采用文献[6-7]的公式反映温度对钢筋力学性能的影响,如图5(b)所示。

1.3.4 应变率效应

钢筋和混凝土的应变率效应主要体现为强度和弹性模量随应变率的增加而提高^[2,18],本文采用Fib Model Code^[2]的建议,考虑了不同应变率下的混凝土抗压强度动态增强因子(CDIF)、抗拉强度动态增强因子(TDIF)和弹性模量动态增强因子(MDIF),即为:

$$CDIF = \frac{f_c}{f_{c0}} = \begin{cases} (\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_{c0})^{0.014}, & \dot{\epsilon} \leq 30 \text{ s}^{-1} \\ 0.012(\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_{c0})^{\frac{1}{3}}, & \dot{\epsilon} > 30 \text{ s}^{-1} \end{cases} \quad (1)$$

$$TDIF = \frac{f_t}{f_{t0}} = \begin{cases} (\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_0)^{0.018}, & \dot{\epsilon} \leq 10 \text{ s}^{-1} \\ 0.0062(\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_0)^{\frac{1}{3}}, & \dot{\epsilon} > 10 \text{ s}^{-1} \end{cases} \quad (2)$$

$$MDIF = E/E_0 = (\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_0)^{0.026} \quad (3)$$

式中 f_{c0}, f_{t0} 和 E_0 分别表示静态载荷下混凝土的抗压强度、抗拉强度和弹性模量; f_c, f_t 和 E 分别代表混凝土在某一应变率下的抗压强度、抗拉强度和弹性模量; $\dot{\epsilon}$ 为应变率; $\dot{\epsilon}_{c0}$ 和 $\dot{\epsilon}_0$ 分别为 $30 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ 和 $1 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ 。

此外,文献[18]还给出了钢筋屈服强度和极限强度的动态放大系数,其计算公式如下:

$$YDIF = \frac{f_y}{f_{y0}} = 1.0 + \frac{6.0}{f_{y0}} \ln \frac{\dot{\epsilon}_s}{\dot{\epsilon}_{s0}} \quad (4)$$

$$UDIF = \frac{f_u}{f_{u0}} = 1.0 + \frac{7.0}{f_{u0}} \ln \frac{\dot{\epsilon}_s}{\dot{\epsilon}_{s0}} \quad (5)$$

式中 f_y 和 f_u 分别表示应变率为 $\dot{\epsilon}_s$ 时钢筋的屈服强度和极限强度; f_{y0} 和 f_{u0} 则分别表示应变率 $\dot{\epsilon}_{s0} = 50 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ 时钢筋的屈服强度和极限强度,单位为MPa。

材料在火灾条件下仍表现出应变率效应^[40],但相关试验较少,且能够充分表达温度和应变率同时对材料力学性能影响的关系式较为缺乏。因此,本文暂不考虑温度对砂浆基质、界面过渡区和骨料应变率效应的影响。

1.4 相互作用

钢筋与混凝土之间的化学胶结力通常为0.4~0.8 MPa^[42],且仅存在于未滑移的部分区域,因此,这里忽略化学胶结力的影响。采用“硬接触”方法描述钢筋与混凝土在法向的接触行为^[23]。当两个表面接触时,它们之间可以传递任意大小的接触压力,如果接触压力降至零,则两个接触面分离。在切向上,库仑摩擦被用来描述主表面和从表面之间的相互作用

用。根据试验结果^[43],假设变形钢筋和混凝土之间的摩擦系数 $\mu=0.3$ 。有关接触特性的其他细节参见文献[23,42-43]。

1.5 荷载和边界条件

当温度高于 $600\text{ }^{\circ}\text{C}$ 时,钢筋的力学性能退化到室温下的10%左右^[6],因此,传热分析的温度范围设定为 $20\sim 600\text{ }^{\circ}\text{C}$ 。本文讨论高温下和冷却后两种温度条件对钢筋-混凝土动态黏结性能的影响,如图6所示。

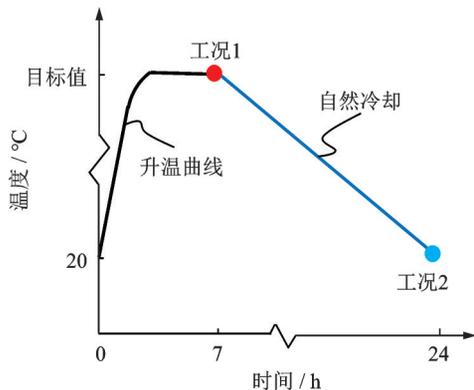


图6 试件工况示意图

Fig. 6 Working conditions of the specimens

工况1:试件在1 h内加热至温度目标值,并将试件保持在目标温度下6 h,使试件内外温度一致。随后,对试件进行拉拔试验以获取高温下钢筋-混凝土的动态黏结性能。

工况2:试件的升温过程与工况1保持一致。然后,使试件自然冷却至室温,24 h后开展拉拔试验,得到冷却后钢筋-混凝土试件的动态黏结-滑移行为。

在进行拉拔试验时,固定试件的一端,在同一侧钢筋端部施加沿长度方向的位移荷载,如图1所示。应变率为加载速度与加载端到黏结区钢筋长度的比值,这里设定其变化范围为 $1\times 10^{-5}\sim 1\times 10^2\text{ s}^{-1}$ 。

2 有限元模型验证

2.1 网格敏感性分析

模拟结果的准确性受网格大小的影响^[23,25],本文以 $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ 时的试验为参照,进行了网格敏感性分析。这里将变形钢筋与混凝土界面间的网格尺寸分别设定为2,3和4 mm。不同网格尺寸下得到的黏结应力-滑移曲线如图7所示。网格尺寸从3 mm减小到2 mm,黏结-滑移曲线不再随网格尺寸的减小而显著变化。当网格尺寸设置为3 mm时,数值模拟得到的极限黏结强度和残余黏结强度与试验结果^[19]之间的差异仅为0.19 MPa和

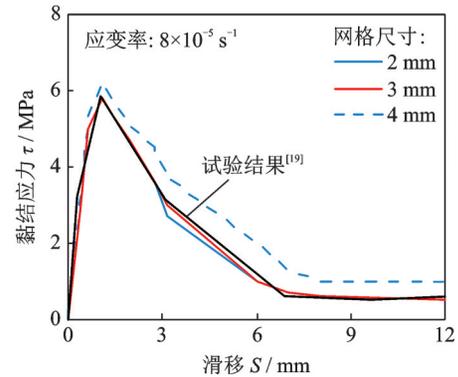


图7 不同网格尺寸下黏结应力-滑移曲线

Fig. 7 Curve of bond stress-slip with different mesh sizes

0.04 MPa。

由图8可知,当网格尺寸不大于3 mm时,变形钢筋与混凝土界面间的损伤几乎一致;而当网格尺寸为4 mm时,损伤面积明显增加。因此,为了保证模拟结果的准确性和节省计算时间,这里将变形钢筋与混凝土界面间的网格尺寸设定为3 mm。

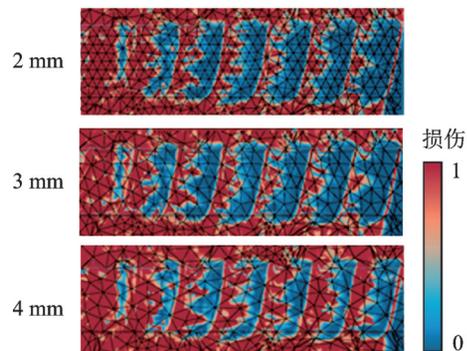


图8 室温下钢筋-混凝土界面间损伤

Fig. 8 Damage of steelbar-concrete interface at room temperature

2.2 数值模型验证

张伟平等^[19]在室温下对边长为150 mm的立方体试件开展了不同加载速率下的偏心拉拔试验。试验中,受拉钢筋的直径为12 mm,实测屈服强度和弹性模量分别为303.3 MPa和198 GPa,实测立方体混凝土的抗压强度为31.1 MPa,受拉钢筋与混凝土之间的黏结长度为60 mm。

以张伟平等^[19]对室温 $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ 下应变率分别为 $8\times 10^{-5}\text{ s}^{-1}$ 和 $8\times 10^{-2}\text{ s}^{-1}$ 时的拉拔试验为参照开展数值模拟,获得的黏结应力-滑移曲线与试验结果非常一致,如图9所示。应变率对黏结应力和滑移有显著影响。模拟得到的不同应变率下的极限黏结强度与试验结果^[19]的误差仅为3%。

准静态应变率下($8\times 10^{-5}\text{ s}^{-1}$)试件的破坏模式如图10所示,试件外表面出现明显的劈裂裂缝,并

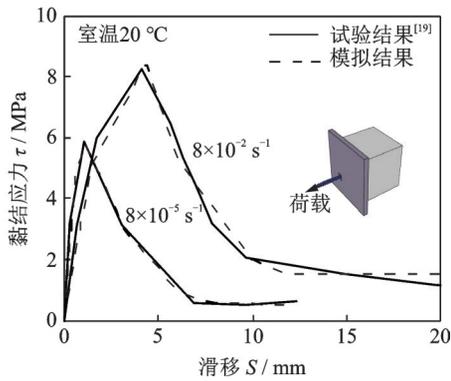


图 9 细观模拟与试验黏结应力-滑移曲线对比

Fig. 9 Bond stress-slip curve of numerical and test results with different strain rates

沿钢筋长度方向延伸, 试件整体呈劈裂破坏模式, 模拟得到的破坏模式与试验结果^[19]吻合良好。

综上所述, 考虑带肋钢筋表面特征和混凝土非均质性的三维细观数值模型能合理反映变形钢筋与混凝土之间的动态黏结-滑移行为。因此, 利用该模型进一步讨论高温下和冷却后钢筋-混凝土黏结性能的变化规律。

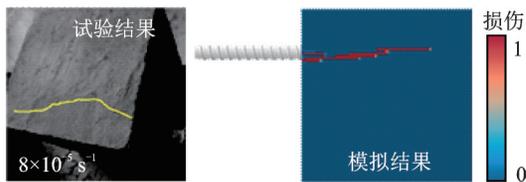


图 10 试件破坏模式

Fig. 10 Failure pattern of specimen

3 高温效应对动态黏结性能的影响

本节主要讨论高温下和冷却后钢筋-混凝土试件动态黏结性能的差异, 分析温度和应变率对黏结破坏机理、试件破坏模式、钢筋应力分布、黏结-滑移曲线和极限黏结强度的影响。

3.1 黏结破坏机理

图 11 为混凝土截面处的损伤变化趋势。随着

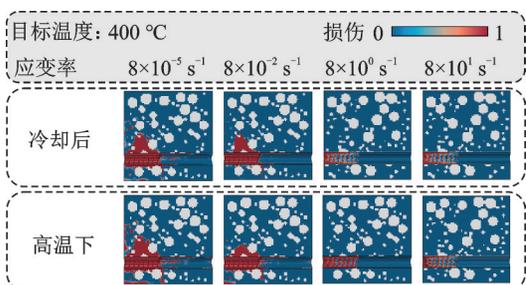


图 11 不同应变率下混凝土截面处损伤

Fig. 11 Damage of the concrete cross-section with different strain rates

应变率增大, 高温下试件的损伤变化与冷却后基本相同。当应变率小于 $8 \times 10^{-2} \text{ s}^{-1}$ 时, 同一温度条件下混凝土截面处的损伤面积随着应变率的增加而减小。应变率超过 8 s^{-1} , 试件的损伤面积不再随应变率增加而显著变化, 且损伤主要集中在钢筋-混凝土界面区域。

在相同应变率下, 高温下试件的损伤面积相较于冷却后有所增加。这是因为高温下混凝土的强度下降比冷却后更显著, 在钢筋拔出过程中, 强度较低的混凝土在荷载作用下迅速被破坏。当应变率较小时, 可以观察到一些裂缝出现在靠近试件加载端的外表面, 并向试件内部扩展延伸, 直到与钢筋-混凝土接触区域的内部裂缝相互连接, 形成宏观损伤区, 试件整体呈现劈裂破坏模式。应变率增加至 $8 \times 10^{-2} \text{ s}^{-1}$ 后, 由于加载速率较快, 混凝土内部的裂缝来不及充分扩展延伸, 靠近试件加载端的混凝土外表面不再出现裂缝。

3.2 试件破坏模式

由图 12 可以看出, 不同应变率下试件外表面均出现明显的裂缝, 呈劈裂破坏模式。在加载速率较低时, 钢筋与混凝土界面间的裂缝可以充分扩展延伸。随着应变率增大, 特别是达到 $8 \times 10^1 \text{ s}^{-1}$ 时, 钢筋在极短的时间内被拔出, 使得混凝土内部的裂缝无法充分发展。因此, 应变率增加使得试件外表面的裂缝数量减少。在相同应变率下, 高温下试件外表面的损伤区域大于冷却后, 这与图 11 观测到的混凝土截面处损伤基本一致。

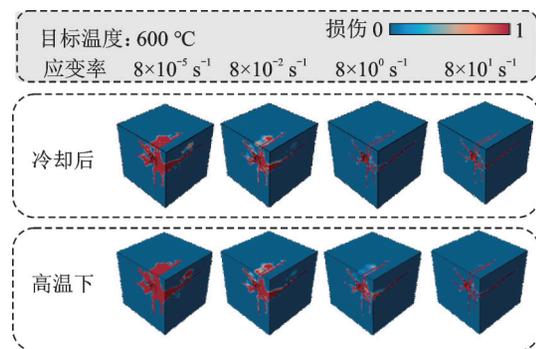


图 12 不同应变率下试件破坏模式

Fig. 12 Failure patterns of the specimens with different strain rates

3.3 钢筋应力分布

图 13 展示了黏结区域内达到极限滑移时, 不同位置处钢筋的应力分布。可以看出, 相同位置处高温下及冷却后试件的钢筋应力均随应变率增加而增大。在相同的温度条件和应变率下, 越靠近加载端, 钢筋的应力越大。当应变率一定时, 冷却后钢筋的

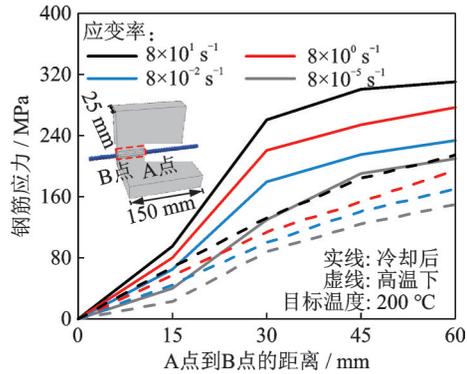


图13 试件达到极限滑移时钢筋应力分布

Fig. 13 Stress distribution of steel bar when the specimen reaches the ultimate slip

力学性能有所恢复,其应力明显高于高温下。随着应变率增加,相同位置处高温下和冷却后钢筋的应力差值逐渐增大,表明温度退化效应比应变率增强效应对钢筋应力的影响更为显著。

3.4 黏结应力-滑移曲线

高温下或冷却后试件的黏结应力-滑移曲线如图14所示。在曲线的上升阶段,混凝土对钢筋的约束能力较好,黏结应力随滑移增大几乎呈线性增长。达到极限滑移后,由于混凝土内部出现裂缝,对钢筋的约束能力变弱,因此,滑移继续增加,黏结应力非线性减小。在相同温度条件下,应变率为 $8 \times 10^1 \text{ s}^{-1}$ 时获得的极限黏结强度和极限滑移分别约为准静态应变率下($8 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$)的2倍和9倍,且残余黏结强度和残余滑移均随应变率的增加而增大。这是因为随着应变率增大,混凝土内部的裂缝无法充分发展,混凝土对钢筋的约束能力增强。

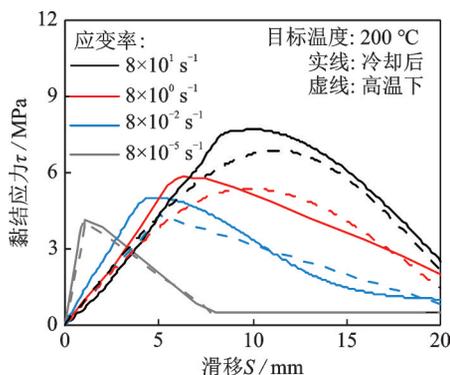


图14 黏结应力-滑移曲线

Fig. 14 Bond stress-slip curve of specimen

对于高温下的试件,由于材料力学性能的温度退化效应使得钢筋与混凝土间的相互作用被削弱。冷却后材料的力学性能相较于高温下有所恢复,因此,在极限黏结强度附近维持一段时间后才随滑移增加逐渐减小。应变率相同时,混凝土在高温下呈

现软化特性,导致高温下的极限滑移明显大于冷却后的。随着应变率的增大,高温下和冷却后得到的最大黏结应力差增大,表明温度退化效应比应变率增强效应对最大黏结应力的影响更为显著。

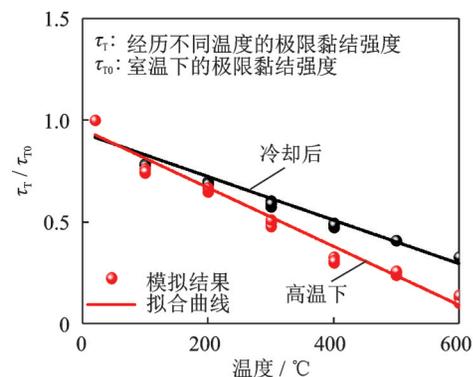
3.5 极限黏结强度

高温下或冷却后试件极限黏结强度随温度及应变率的变化如图15所示。由图15(a)可知,试件经历的最高温度为 $600 \text{ }^\circ\text{C}$ 时,高温下或冷却后试件极限黏结强度分别仅为室温下的14%和33%。当应变率为 $8 \times 10 \text{ s}^{-1}$ 时,不同温度下的极限黏结强度大约增长至准静态加载的180%,如图15(b)所示。这里假设不同温度下动态极限黏结强度的计算公式为:

$$\tau_{di} = \tau_i \alpha_i \beta_i \quad (6)$$

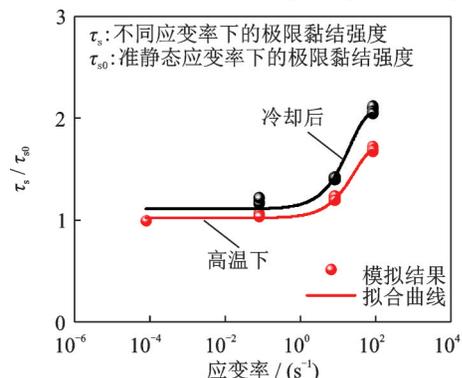
式中 τ_{di} 表示动态极限黏结强度; τ_i 表示室温时准静态荷载下的极限黏结强度; α_i 表示温度影响系数; β_i 表示动态放大系数; 下标“i”代表不同温度条件,在后续分析中高温下和冷却后分别用下标“a”和“c”表示。

通过对模拟结果进行回归分析,高温下或冷却后极限黏结强度的温度影响系数 α_i 和动态放大系数



(a) 极限黏结强度随温度变化规律

(a) Variation of ultimate bonding strength with temperature



(b) 极限黏结强度随应变率变化规律

(b) Variation of ultimate bonding strength with strain rate

图15 动态极限黏结强度与温度或应变率变化关系

Fig. 15 Relationship between dynamic ultimate bond strength and temperature or strain rate

β_i 的计算公式分别如下式所示:

$$\alpha_a = 0.8 - 0.001T, R^2=0.97 \quad (7)$$

$$\alpha_c = 1.0 - 0.001T, R^2=0.95 \quad (8)$$

$$\beta_a = 2.07 - 0.96 \times 0.95^i, R^2=0.96 \quad (9)$$

$$\beta_c = 1.73 - 0.70 \times 0.96^i, R^2=0.99 \quad (10)$$

式中 T 为试件经历的最高温度, $20^\circ\text{C} \leq T \leq 600^\circ\text{C}$; $\dot{\epsilon}$ 代表应变率, 且 $8 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1} \leq \dot{\epsilon} \leq 8 \times 10^1 \text{ s}^{-1}$ 。

由于高温下和冷却后极限黏结强度的计算结果较为接近, 在应用时为求简便, 可不区分高温下与冷却后的温度状态, 统一采用式(7)和(9)表征温度和应变率对极限黏结强度的影响。

将式(7)和(9)的计算结果与部分学者的试验结果^[9,12-14,19-20]进行对比, 如图16所示。由图16(a)可知, 极限黏结强度随温度变化的试验结果^[9,12-14]差异较大, 但随着温度升高, 极限黏结强度整体上呈下降趋势; 由式(7)得到的计算结果处在试验结果的范围内。由于试验^[19-20]中采用的混凝土强度、试件形状和配筋形式不同, 因此, 试验结果之间存在一定的差异, 如图16(b)所示。随着应变率的增加, 动态极限黏结强度最终可提高至原有强度的2倍左右^[19-20], 式(9)的计算结果与试验结果的变化趋势基本一致,

且没有过高估计应变率对钢筋与混凝土之间黏结强度的影响。综上所述, 本文提出的动态极限黏结强度经验公式能合理地描述应变率范围在 $1 \times 10^{-5} \sim 1 \times 10^2 \text{ s}^{-1}$ 之间, 且试件经历的温度为 $20 \sim 600^\circ\text{C}$ 时, 变形钢筋与普通强度混凝土之间黏结强度的变化。

4 结 论

本文采用三维细观数值模型研究了高温效应对变形钢筋-混凝土动态黏结性能的影响。该模型考虑了变形钢筋表面的几何特征和混凝土的细观非均质性。在验证了细观数值方法的合理性后, 讨论了钢筋-混凝土试件动态黏结-滑移行为的高温效应。基于数值试验结果, 建立了考虑温度和应变率影响的变形钢筋与混凝土极限黏结强度经验公式, 得出以下结论:

(1) 考虑带肋钢筋表面特征和混凝土非均质性的精细化数值模型能合理反映变形钢筋与混凝土之间的动态黏结-滑移行为。

(2) 高温下或冷却后试件的黏结破坏过程基本一致; 当试件经历的最高温度相同时, 混凝土截面处的损伤随应变率提高而逐渐减少。

(3) 在相同温度条件下, 应变率增大到 $8 \times 10^1 \text{ s}^{-1}$, 极限黏结强度增长至准静态的200%; 温度升高导致黏结强度线性下降; 与应变率相比, 温度对黏结性能的影响更为显著。

(4) 当试件经历的最高温度相同时, 高温下钢筋与混凝土的极限黏结强度低于冷却后的, 极限滑移明显大于冷却后的。

(5) 本文提出的经验公式能合理地描述应变率和温度对变形钢筋与混凝土之间极限黏结强度的影响, 为火灾下钢筋-混凝土结构的动态力学响应计算分析提供参考。

本文讨论了高温下和冷却后变形钢筋与混凝土之间动态黏结性能的变化规律。然而, 在实际火灾中, 钢筋-混凝土构件或建筑物横截面的内部温度通常不是恒定的, 在后续工作中有必要讨论实际火灾情况对动态黏结性能的影响。此外, 将考虑火灾与冲击荷载联合作用的多种情况, 结合实际工程背景, 分析混凝土保护层厚度、钢筋直径和黏结长度等重要因素对动态黏结应力-滑移关系的影响。

参考文献:

- [1] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社

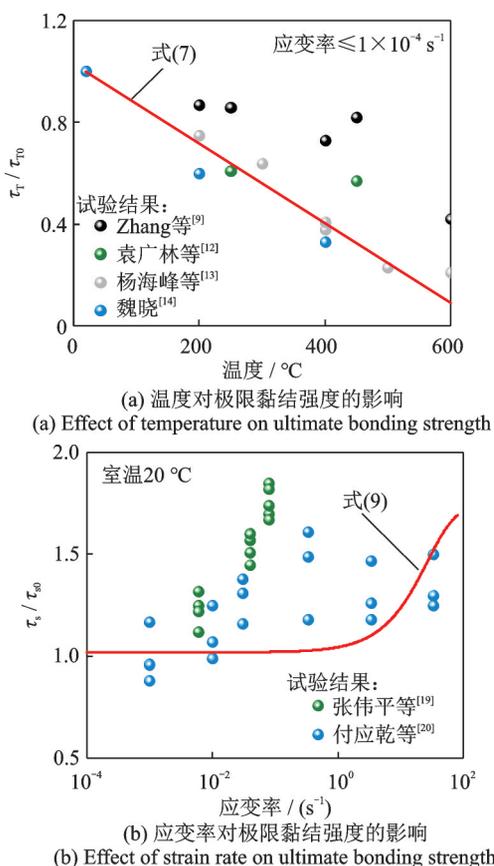


图16 计算结果与试验结果对比

Fig. 16 Comparison between calculation and experimental results

- 社, 2010.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for design of concrete structures: GB 50010—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [2] Fédération Internationale du Béton/International Federation for Structural Concrete (fib). Fib Model Code for Concrete Structures 2010[M]. Wiley-VCH Verlag GmbH, 2013.
- [3] Husem M. The effect of high temperature on compressive and flexural strengths of ordinary and high-performance concrete[J]. Fire Safety Journal, 2006, 41(2): 155-163.
- [4] 路春森, 屈立军, 薛武平, 等. 建筑结构耐火设计[M]. 北京: 中国建材工业出版社, 1995: 34-39.
- LU Chunsen, QU Lijun, XUE Wuping, et al. The Design of Building Structure Fire Resistance[M]. Beijing: China Building Material Industry Publishing House, 1995: 34-39.
- [5] Khaliq W, Taimur. Mechanical and physical response of recycled aggregates high-strength concrete at elevated temperatures [J]. Fire Safety Journal, 2018, 96: 203-214.
- [6] 吴波. 火灾后钢筋混凝土结构的力学性能[M]. 北京: 科学出版社, 2003: 59-61.
- WU Bo. Mechanical Properties of Reinforced Concrete Structures after Fire[M]. Beijing: Science Press, 2003: 59-61.
- [7] Elghazouli A Y, Cashell K A, Izzuddin B A. Experimental evaluation of the mechanical properties of steel reinforcement at elevated temperature[J]. Fire Safety Journal, 2009, 44(6): 909-919.
- [8] 肖建庄, 黄均亮, 赵勇. 高温后高性能混凝土和细晶粒钢筋间粘结性能[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2009, 37(10): 1296-1301.
- XIAO Jianzhuang, HUANG Junliang, ZHAO Yong. On bond behavior between HPC and fine grain steel bar after elevated temperatures [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2009, 37(10): 1296-1301.
- [9] Zhang B, Zhu H, Chen J, et al. Evaluation of bond performance of corroded steel bars in concrete after high temperature exposure[J]. Engineering Structures, 2019, 198: 109479.
- [10] 周子健, 霍静思, 金宝. 高温后钢筋与混凝土粘结性能试验与损伤机理分析[J]. 实验力学, 2018, 33(2): 209-218.
- ZHOU Zijian, HUO Jingsi, JIN Bao. Experimental study on bond behavior and damage mechanism analysis of reinforcing steel to concrete interface after elevated temperature [J]. Journal of Experimental Mechanics, 2018, 33(2): 209-218.
- [11] 陈俊, 张白, 杨鸥, 等. 微锈蚀钢筋混凝土高温后粘结锚固性能试验研究[J]. 工程力学, 2018, 35(10): 92-100.
- CHEN Jun, ZHANG Bai, YANG Ou, et al. Bond performance between slightly corroded steel bars and concrete after exposed to high temperatures [J]. Engineering Mechanics, 2018, 35(10): 92-100.
- [12] 袁广林, 郭操, 李庆涛, 等. 高温后冷却环境对钢筋混凝土黏结性能的损伤[J]. 中国矿业大学学报, 2005, 34(5): 605-608.
- YUAN Guanglin, GUO Cao, LI Qingtao, et al. Bond damage in reinforced concrete caused by cooling after high temperature [J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2005, 34(5): 605-608.
- [13] 杨海峰, 马仙娣, 肖建庄, 等. 高温后单向侧压作用下混凝土与钢筋黏结-滑移性能研究[J]. 工程力学, 2021, 38(12): 118-124.
- YANG Haifeng, MA Xiandi, XIAO Jianzhuang, et al. Research on bond slip behavior between concrete and steel rebar under uniaxial lateral pressure after high temperatures [J]. Engineering Mechanics, 2021, 38(12): 118-124.
- [14] 魏晓. 高温环境 500 MPa 级钢筋与混凝土粘结性能试验研究[D]. 青岛: 青岛理工大学, 2018: 23-38.
- WEI Xiao. Experimental study on bond performance of steel bar and concrete in high temperature environment of 500 MPa [D]. Qingdao: Qingdao Technology University, 2018: 23-38.
- [15] 王朝阳, 杨鸥, 霍静思. 高温下钢筋与混凝土粘结锚固性能试验研究[J]. 硅酸盐通报, 2017, 36(12): 3984-3992.
- WANG Zhaoyang, YANG Ou, HUO Jingsi. Experimental study on bond performance between steel bar and concrete under high temperature [J]. Bulletin of the Chinese Ceramic Society, 2017, 36(12): 3984-3992.
- [16] 刘长青, 余江滔, 陆洲导, 等. 高温下植筋黏结-滑移性能试验研究[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2010, 38(11): 1579-1585.
- LIU Changqing, YU Jiangtao, LU Zhoudao, et al. Experimental study on bond-slip behavior of post-installed rebar at high temperature [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2010, 38(11): 1579-1585.
- [17] 杨鸥, 王朝阳, 霍静思. 高温下钢筋与混凝土的黏结性能试验与分析[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2018, 45(9): 10-19.
- YANG Ou, WANG Zhaoyang, HUO Jingsi. Experimental study and analysis on bond performance between reinforcing bar and concrete under high temperature [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2018, 45(9): 10-19.
- [18] Comité Euro-International Du Béton. Concrete structures under impact and impulsive loading[R]. CEB Bul-

- letin No. 187. Lausanne, Switzerland, 1988.
- [19] 张伟平, 罗丹羽, 陈辉, 等. 不同加载速率下钢筋与混凝土间粘结性能试验[J]. 中国公路学报, 2014, 27(12): 58-64.
ZHANG Weiping, LUO Danyu, CHEN Hui, et al. Experiments on bond behavior between steel bar and concrete under different loading rates[J]. China Journal of Highway and Transport, 2014, 27(12): 58-64.
- [20] 付应乾, 余效儒, 董新龙, 等. 应变率对光圆钢筋与混凝土“粘结-滑移”行为影响的实验研究[J]. 爆炸与冲击, 2019, 39(6): 85-93.
FU Yingqian, YU Xiaoru, DONG Xinlong, et al. An experimental study of dynamic bond-slip behaviors of plain steel bars in concrete at different strain rates[J]. Explosion and Shock Waves, 2019, 39(6): 85-93.
- [21] SALEM A A A. 加载速率对钢筋与混凝土粘结性能的影响[D]. 大连: 大连理工大学, 2015: 34-38.
SALEM A A A. Effect of loading rate on bond behavior of reinforcing bars embedded in concrete [D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2015: 34-38.
- [22] 周子健. 高温下和高温后钢筋与混凝土动态粘结性能试验研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2017: 42-58.
ZHOU Zijian. Experimental study on dynamic bond properties between steel reinforcement and concrete at and after elevated temperature [D]. Changsha: Hunan University, 2017: 42-58.
- [23] 李潇雅, 张仁波, 金浏, 等. 不同高温工况对变形钢筋-混凝土黏结性能影响的细观数值分析[J]. 建筑结构学报, 2022, 43(12): 300-310.
LI Xiaoya, ZHANG Renbo, JIN Liu, et al. Mesoscale modelling on effect of temperature conditions on bond behavior between deformed rebar and concrete[J]. Journal of Building Structures, 2022, 43(12): 300-310.
- [24] 金浏, 刘梦佳, 黄景琦, 等. 带肋钢筋-混凝土界面黏结破坏行为细观模拟[J]. 中国科学: 技术科学, 2019, 49(4): 445-454.
JIN Liu, LIU Mengjia, HUANG Jingqi, et al. Mesoscale modelling of bond failure behavior of ribbed steel bar and concrete interface [J]. Scientia Sinica Technologica, 2019, 49(4): 445-454.
- [25] Ollivier J P, Maso J C, Bourdette B. Interfacial transition zone in concrete[J]. Advanced Cement Based Materials, 1995, 2(1): 30-38.
- [26] 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局, 中国国家标准化管理委员会. 钢筋混凝土用钢 第2部分: 热轧带肋钢筋: GB/T 1499.2—2018[S]. 北京: 中国标准出版社, 2018.
General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China, Standardization Administration of the People's Republic of China. Steel for the reinforcement of concrete—Part 2: hot rolled ribbed bars: GB/T 1499.2—2018 [S]. Beijing: Standards Press of China, 2018.
- [27] 同济大学, 中国钢结构协会防火与防腐分会. 建筑钢结构防火技术规范: CECS 200:2006[S]. 北京: 中国计划出版社, 2006.
Tongji University, CSCS-FPCP. Technical code for fire safety of steel structure in buildings: CECS 200: 2006[S]. Beijing: China Planning Press, 2006.
- [28] Khan M I. Factors affecting the thermal properties of concrete and applicability of its prediction models [J]. Building and Environment, 2002, 37(6): 607-614.
- [29] Vosteen H D, Schellschmidt R. Influence of temperature on thermal conductivity, thermal capacity and thermal diffusivity for different types of rock [J]. Physics and Chemistry of the Earth, 2003, 28(9-11): 499-509.
- [30] Černý R, Maděra J, Podebradská J, et al. The effect of compressive stress on thermal and hygric properties of Portland cement mortar in wide temperature and moisture ranges [J]. Cement and Concrete Research, 2000, 30(8): 1267-1276.
- [31] Haenel R, Rybach L, Stegena L. Handbook of Terrestrial Heat-Flow Density Determination [M]. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers, 1988: 449-466.
- [32] European Committee for Standardization. Eurocode 2: design of concrete structures—part 1.2: general rules—structural fire design: EN 1992-1-2:2004[S]. 2004.
- [33] Park S W, Xia Q, Zhou M. Dynamic behavior of concrete at high strain rates and pressures: II. numerical simulation [J]. International Journal of Impact Engineering, 2001, 25(9): 887-910.
- [34] Grote D L, Park S W, Zhou M. Dynamic behavior of concrete at high strain rates and pressures: I. experimental characterization [J]. International Journal of Impact Engineering, 2001, 25(9): 869-886.
- [35] Lee J H, Fenves G L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures [J]. Journal of Engineering Mechanics, 1998, 124(8): 892-900.
- [36] ABAQUS Theory Manual. 4.5.2 Damaged Plasticity Model for Concrete and Other Quasi-Brittle Materials [M]. 2016: 893-894.
- [37] 金浏, 雷宇霜, 杜修力. BFRP筋混凝土深梁动态剪切破坏尺寸效应模拟[J]. 振动工程学报, 2023, 36(1): 196-206.
JIN Liu, LEI Yushuang, DU Xiuli. Simulation of size effect on dynamic shear failure of BFRP-reinforced concrete deep beam [J]. Journal of Vibration Engineering, 2023, 36(1): 196-206.
- [38] Xiao J Z, Li L, Shen L M, et al. Compressive behaviour of recycled aggregate concrete under impact loading [J]. Cement and Concrete Research, 2015, 71: 46-55.
- [39] Pham D T, Vu M N, Trieu H T, et al. A thermo-me-

- chanical meso-scale lattice model to describe the transient thermal strain and to predict the attenuation of thermo-mechanical properties at elevated temperature up to 800 °C of concrete[J]. *Fire Safety Journal*, 2020, 114: 103011.
- [40] 张仁波, 金浏, 杜修力, 等. 冲击荷载与火灾联合作用下 SFRC 梁的力学行为[J]. *爆炸与冲击*, 2019, 39(9): 63-75.
ZHANG Renbo, JIN Liu, DU Xiuli, et al. Mechanical behavior of SFRC beams subjected to both impact and fire loadings[J]. *Explosion and Shock Waves*, 2019, 39(9): 63-75.
- [41] Lu Y, Tu Z G. Mesoscale modelling of concrete for static and dynamic response analysis Part 2: numerical investigations[J]. *Structural and Engineering Mechanics*, 2011, 37(2): 215-231.
- [42] 徐有邻, 沈文都, 汪洪. 钢筋砼黏结锚固性能的试验研究[J]. *建筑结构学报*, 1994, 15(3): 26-37.
XU Youlin, SHEN Wendu, WANG Hong. An experimental study of bond-anchorage properties of bars in concrete [J]. *Journal of Building Structures*, 1994, 15(3): 26-37.
- [43] Zhao W P, Zhu B R. Theoretical model for the bond-slip relationship between ribbed steel bars and confined concrete [J]. *Structural Concrete*, 2018, 19(2): 548-558.

Effect of high temperature on the dynamic bonding performance of reinforced concrete: a refined simulation

LI Xiao-ya¹, ZHANG Ren-bo^{1,2}, JIN Liu¹, DENG Xiao-fang¹, DU Xiu-li¹

(1. The Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering of Ministry of Education, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China; 2. Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: To study the effect of high temperature on the dynamic bonding performance of reinforcement concrete, a three-dimensional mesoscale model considering the surface characteristics of deformed reinforcement and the heterogeneity of concrete was established. Compared with the experimental failure pattern and bond stress-slip curve, the rationality of the mesoscale model was verified. On this basis, the variation of dynamic bond-slip behavior of reinforcement concrete at a high temperature or after cooling down was analyzed. Combined with the numerical simulation results, a dynamic bond strength prediction equation considering the high temperature effect was developed. The results show that: the mesoscopic model can reflect the cracking process and bonding failure mechanism of the interface between deformed reinforcement and concrete; with the increase of strain rate, the damaged area of concrete at high temperature or after cooling down decreases gradually. At the strain rate, the damaged area of concrete at high temperature is significantly larger than that after cooling down; with the increase of temperature, the ultimate bond strength decreases linearly at a high temperature or after cooling down; at the same temperature, the increase in strain rate makes the ultimate bond strength increase nonlinearly; the good agreement between the predicted results and the experimental results indicates that the empirical formulae presented in this work can reasonably reflect the high temperature effect on the dynamic ultimate bond strength between reinforcement and concrete.

Key words: concrete; dynamic bonding performance; deformed reinforcement; high temperature effect; refined simulation

作者简介: 李潇雅(1993—),女,博士研究生。电话: 17812051956; E-mail: lixioaya0510@163.com。

通讯作者: 金 浏(1985—),男,博士,教授。电话: 15811171018; E-mail: kinglew2007@163.com。