

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2024.035



开放科学(资源服务)标识码 OSID:



锈蚀 H 型钢混凝土界面黏结滑移性能试验 及本构模型

林拥军, 余国菲, 钟水云, 孙俪文, 张晶
(西南交通大学土木工程学院, 成都 610031)

摘要: 针对以 H 型钢作为骨架的无筋混凝土结构, 制作锈蚀率分别为 0%、5%、10%、15% 和 20% 的 H 型钢混凝土试件, 开展推出试验, 分析不同锈蚀程度下 H 型钢-混凝土界面的黏结应力-滑移关系, 并提出一种通过测试混凝土表面的压缩位移获得钢-混凝土界面黏结应力分布的试验方法。基于试验观察提出化学黏结、微观机械黏结、宏观机械黏结和铁锈界面黏结 4 种微观机制, 以解释锈蚀对 H 型钢混凝土黏结性能的影响。构建考虑锈蚀率影响的黏结应力-滑移本构关系模型, 引入界面损伤参数, 对不同锈蚀率下的界面损伤演化过程进行分析。结果表明: H 型钢-混凝土界面的初始黏结刚度随着锈蚀率的增加而提高, 但在达到峰值应力后, 界面刚度的下降速率随锈蚀率的增加而加快; 当 H 型钢锈蚀率较高 ($\geq 15\%$) 时, 界面黏结滑移曲线呈双峰值特征, 即先上升后下降, 然后再次上升, 最终趋于下降; 随着锈蚀率的增加, 化学黏结和微观机械黏结的作用逐渐增强, 而宏观机械黏结和铁锈界面黏结的作用则逐渐减弱; 所建立的考虑锈蚀率影响的黏结应力-滑移本构关系表达式能较好地描述锈蚀 H 型钢-混凝土界面的黏结特性; 尽管锈蚀率的增加会加速界面刚度的减退, 但对试件破坏时损伤程度的影响较为有限。

关键词: 锈蚀; H 型钢混凝土; 黏结滑移行为; 推出试验; 本构模型

中图分类号: TU398 **文献标志码:** A **文章编号:** 2096-6717(2026)02-0212-14

Experimental and constitutive modeling of bond-slip behavior at the interface of corroded H-shaped steel and concrete

LIN Yongjun, YU Guofei, ZHONG Shuiyun, SUN Liwen, ZHANG Jing

(School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, P. R. China)

Abstract: In the case of unreinforced concrete structures that utilise H-shaped steel as a skeletal framework, concrete specimens integrated with H-shaped steel were prepared to represent varying degrees of corrosion, specifically rates of 0%, 5%, 10%, 15%, and 20%. Push-out tests were conducted to analyze the bond stress-slip relationship between H-shaped steel and concrete under different corrosion levels at the interface. This paper sets out an experimental method to derive the distribution of bond stress across the steel-concrete interface. The

收稿日期: 2024-01-18

基金项目: 四川省自然科学基金(2022NSFSC0430)

作者简介: 林拥军(1974-), 男, 博士, 副教授, 主要从事结构工程抗震减震研究, E-mail: scsmith@126.com。

张晶(通信作者), 女, 博士, E-mail: zhj1974@swjtu.edu.cn。

Received: 2024-01-18

Foundation item: Sichuan Provincial Natural Science Foundation (No. 2022NSFSC0430)

Author brief: LIN Yongjun (1974-), PhD, associate professor, main research interests: earthquake resistance and damping in structural engineering, E-mail: scsmith@126.com.

ZHANG Jing (corresponding author), PhD, E-mail: zhj1974@swjtu.edu.cn.

method involves measuring the compressive displacement on the surface of the concrete. It is evident from the observations derived from the experimental tests that four microscopic mechanisms are postulated to elucidate the impact of corrosion on the bond performance of H-shaped steel in concrete. A constitutive relationship was constructed, incorporating the effect of the corrosion rate on bond stress-slip, and an interface damage parameter was introduced to analyze the evolution of interface damage under varying corrosion rates. The research results indicate that the initial bond stiffness at the H-shaped steel-concrete interface increases with the corrosion rate. Nonetheless, upon attaining peak stress levels, the rate of decline in interface stiffness is observed to accelerate concomitantly with an increase in corrosion rate. It is noteworthy that at elevated corrosion rates ($\geq 15\%$), the bond-slip curve manifests a dual-peak feature, initially ascending, then descending, followed by an additional rise, and ultimately a decline. As the corrosion rate increases, the roles of chemical bonding and microscopic mechanical bonding become more dominant, while the contributions of macroscopic mechanical bonding and rust interface bonding diminish. The developed constitutive relationship, validated through comparative analysis with existing models, accurately describes the bond characteristics at the corroded H-shaped steel-concrete interface. Although an increase in corrosion rate hastens the reduction of interface stiffness, its influence on the extent of damage observed upon specimen failure is relatively limited.

Keywords: corrosion; H-shaped steel-concrete; bond-slip behavior; pull-out tests; constitutive relationship

型钢混凝土结构(SRC)以其优异的工作性能广泛应用于重大工程。在需要承受较大竖向荷载的大跨度桥梁墩柱、铁路站房柱等场景中,往往优先采用型钢混凝土柱。型钢混凝土结构可分为两大类:无筋型钢混凝土结构和有筋型钢混凝土结构^[1]。

影响混凝土结构劣化的主要因素按重要性递减顺序依次为钢筋锈蚀、寒冷气候下的冻害、侵蚀环境中的物理化学作用^[2]。据统计,世界各国的腐蚀损失平均占其国内生产总值的2%~4%,其中与钢筋锈蚀有关的比例高达40%^[3]。钢筋锈蚀后,钢筋与混凝土的黏结性能将发生变化^[4],进而导致混凝土构件破坏模式改变、承载能力下降及延性降低^[5-6]。同样地,钢材锈蚀后,钢与混凝土间的黏结性能也将发生变化。型钢与混凝土间的黏结机制类似于光圆钢筋与混凝土间的黏结,主要由化学胶结力、摩阻力和机械咬合力3部分组成^[7]。钢材与混凝土的共同作用依赖于二者之间的黏结作用。锈蚀程度较低时,钢材表面的锈蚀会稍微增加其粗糙度,从而小幅提高钢材与混凝土间的黏结强度;但锈蚀程度较大时,钢材锈蚀将破坏黏结作用,导致钢材与混凝土的相对滑移增加,进而降低二者的黏结强度^[8]。

自20世纪50年代起,土木工程领域研究者便开展了钢与混凝土黏结滑移特性的研究,早期研究多集中于未经锈蚀的钢材,且该方向的研究体系已相对成熟。Bryson等^[9]率先开展了钢材表面状况对型钢混凝土黏结强度影响的试验研究。Hawkins^[10]深入探讨了混凝土浇筑位置、型钢截面尺寸及横向配箍率对型钢混凝土黏结强度的影响。Roeder^[11]通

过在型钢翼缘布置电阻应变片的方法,考虑黏结应力沿型钢锚固长度的变化规律,完成了对黏结应力分布特征的分析。Hamdan等^[12]则研究了混凝土强度、型钢表面状况及横向配箍对型钢混凝土黏结强度的影响。Wium等^[13]通过推出试验和短柱试验系统研究了保护层厚度、横向配箍率、型钢截面尺寸及混凝土收缩等因素对型钢混凝土黏结强度的影响。马付彪^[14]研究了型钢混凝土异形柱的黏结滑移性能,分析了不同荷载级别下滑移沿柱高的分布规律。李俊华等^[15]构建了适用于型钢混凝土柱任意位置的黏结滑移本构模型。柯晓军等^[16]建立了适用于型钢混凝土异形柱任意位置的黏结滑移本构关系。尹玉光^[17]对型钢与再生混凝土的黏结滑移性能进行了试验研究,并建立了相应的黏结滑移本构模型。明铭等^[18]对10个型钢混凝土试件进行推出试验,提出了特征黏结强度计算式。Hu等^[19]在高地热隧道施工环境下研究了型钢混凝土的黏结滑移性能,通过回归试验数据,得到了湿度和温度耦合作用下的黏结滑移特征强度公式及分段本构方程。张华军^[20]考察了标准火灾后型钢混凝土的黏结滑移性能,并分析了各种影响因素对黏结滑移性能的影响规律。

然而,关于锈蚀钢-混凝土黏结滑移性能的研究目前主要集中于锈蚀工字钢。卢元鹏^[21]运用弹性理论,构建了锈蚀钢-混凝土梁界面滑移的解析计算式。王明年等^[22]针对配置工字钢的型钢混凝土试件开展了锈蚀钢-混凝土黏结滑移试验,建立了仅考虑上升段的黏结滑移本构模型。Wang等^[23]以海底隧道内的型钢混凝土试件为研究对象,通过加速锈蚀试验和推出试验,获取了试件加载端荷载-滑移曲线

的上升段,建立了相应的黏结滑移本构模型。Zhang等^[24]建立了基于三阶段形式的锈蚀钢-混凝土黏结滑移本构模型,运用能量原理分析了锈蚀引发的黏结滑移退化过程,进而建立了特征黏结强度和特征滑移的损伤演化模型。王明年等^[25]对配置工字钢的型钢混凝土试件开展了加速锈蚀试验和推出试验,获得了试件的黏结滑移曲线。

总体而言,目前关于未锈蚀钢-混凝土黏结滑移性能的研究已相对较多,锈蚀对钢筋混凝土的影响研究也较为充分,但锈蚀钢-混凝土领域的相关研究主要集中在锈蚀工字钢,对于锈蚀H型钢与混凝土界面的研究仍然缺乏。值得注意的是,锈蚀工字钢与锈蚀H型钢在黏结性能上的差异主要源于二者几何形状和尺寸特征的不同;H型钢具有较宽翼缘,为其与混凝土的黏结提供了更大的接触面积,在未锈蚀条件下,可能有利于增强黏结效果。然而,一旦发生锈蚀,二者的黏结性能则可能显著下降,原因在于锈蚀作用会在较大的接触面积上削弱钢材与混凝土间的界面黏结强度。而锈蚀H型钢与混凝土之间的黏结滑移退化特性与钢筋存在较大的差异。H型钢呈现出3个显著特点:一是与混凝土的接触面积较大;二是几何形状特殊,致使其力学性能存在差异;三是翼缘锈蚀程度通常大于腹板。在含有H型钢与混凝土的组合结构中,与钢筋混凝土结构相比,H型钢表面光滑,与混凝土的黏结强度较低,荷载作用下易在二者界面产生相对滑移。这种界面滑移会影响构件的承载性能^[25]。鉴于黏结滑移问题的复杂性,目前提出的计算方法往往对其进行简化,因此有必要对此问题开展深入研究。为此,笔者对5个无筋锈蚀H型钢混凝土试件进行推出试验,获取相关性能指标。旨在通过分析试验结果,揭示锈蚀H型钢与混凝土界面的黏结滑移机

制,构建黏结应力-滑移本构关系表达式,并明确不同锈蚀阶段H型钢混凝土界面的损伤程度。

1 试验概况

1.1 试件设计

推出试验试件采用380 mm×380 mm的方形截面,试件高度为400 mm。沿截面中轴线对称嵌入热轧H型钢,其规格为200 mm×200 mm×8 mm×12 mm。试件的详细构造和截面尺寸见图1。试件分为加载端和自由端,其中加载端突出柱端20 mm,自由端突出柱端100 mm,如图2所示。H型钢的强度等级为Q235,混凝土的设计强度等级为C35。试件设计未配置横向钢筋和纵筋,型钢的保护层厚度为90 mm^[26]。具体参数见表1。

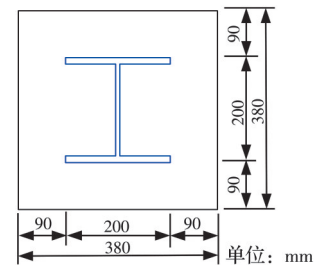


图1 试件截面

Fig. 1 Cross-section of the specimen

表1 试件详细信息

Table 1 Details of the specimens

试件	H型钢高度 h_s /mm	腹板厚度 t_w /mm	翼缘厚度 t_f /mm	含钢率 ρ_s /%	目标锈蚀率 ρ /%
SPC-0	200	8	12	4.4	0
SPC-5	200	8	12	4.4	5
SPC-10	200	8	12	4.4	10
SPC-15	200	8	12	4.4	15
SPC-20	200	8	12	4.4	20

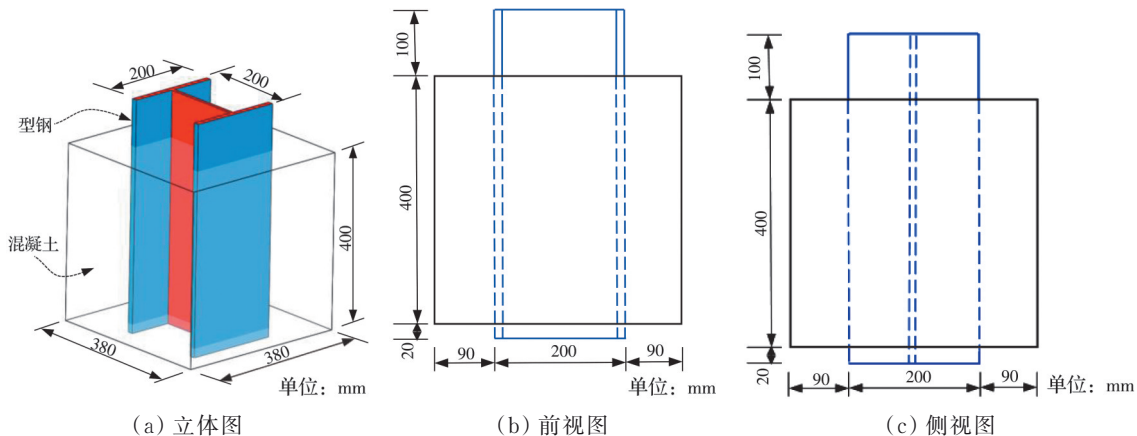


图2 试样示意图

Fig. 2 Schematic diagram of the specimen

1.2 材料性能

为获取混凝土的抗压强度和弹性模量,制备 6 个边长为 150 mm 的混凝土立方体试样和 6 个直径为 150 mm、高度为 300 mm 的混凝土圆柱体试样,所有试样均置于标准条件下养护 28 d。依据《混凝土物理力学性能试验方法标准》(GB/T 50081—2019)的相关规定,开展混凝土立方体抗压强度和弹性模量的测定工作;同时根据《金属材料 拉伸试验 第 1 部分:室温试验方法》(GB/T 228.1—2021)对试件内部型钢的材料特性进行测试。混凝土的各项材料特性如表 2 所示,H 型钢的力学特性如表 3 所示。其中,水泥选用都江堰拉法基牌 P·O42.5 普通硅酸盐水泥,细骨料采用中等粗细的机制砂,细度模数为 2.7;粗骨料采用粒径为 5~40 mm 的连续级配碎石,堆积质量密度为 1 480 kg/m³;掺入 1.7% 聚羧酸高效减水剂和 15% F 类 II 级粉煤灰。

表 2 混凝土的材料特性

Table 2 Material properties of the concrete

设计强度/MPa	立方体强度 $f_{c,cube}$ /MPa	弹性模量 E_c /GPa
35	36.8	34.0

表 3 H 型钢的材料特性

Table 3 Material properties of the H-shaped steel

试件	厚度/mm	屈服强度 f_y /MPa	弹性模量 E_s /GPa
H 型钢	8	271	206

1.3 加速锈蚀试验

混凝土内部钢材的自然氧化是一个缓慢的电化学过程,需要数年甚至更长时间才能显现,在实验室模拟该过程十分困难。因此,在实验室进行 H 型钢锈蚀试验时通常采用电解加速锈蚀法。电解加速试验的基础原理为法拉第定律^[22]。

$$\Delta m = \frac{M \cdot I \cdot t}{F \cdot |Z|} \quad (1)$$

式中: Δm 为锈蚀钢的目标质量损失,g; M 为铁的摩尔质量,56 g/mol; I 为锈蚀电流,A; t 为锈蚀通电时间,s; F 为法拉第常数,96 500 C/mol; $|Z|$ 为铁离子的电荷数($|Z|=2$)。

根据式(1),通过保持腐蚀电流 I 恒定,即可依据设定的目标锈蚀率计算通电时间。

$$t = \frac{\rho \cdot m \cdot F \cdot |Z|}{M \cdot I} \quad (2)$$

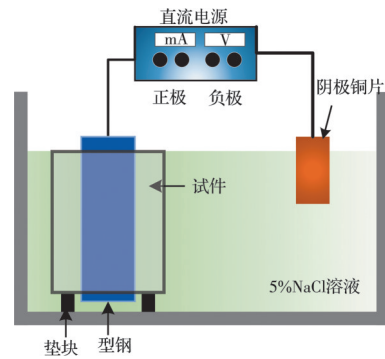
式中: ρ 为目标锈蚀率, $\rho = \frac{\Delta m}{m} \times 100\%$; m 为未锈蚀 H 型钢的总质量,g。

室内加速锈蚀试验装置由电解槽、直流电源、导线、5% NaCl 溶液和阴极铜片组成,如图 3 所示。在电解槽中制备 5% 的 NaCl 溶液,控制溶液液面至

混凝土顶面位置,将试样浸泡 8~9 d,使盐水充分渗入试样内部并与内置型钢接触。随后连接电路并打开电源,将电流强度控制为 5 A,按设定的目标锈蚀率对试件进行锈蚀;5 个试件的目标锈蚀率分别为 0.5%、5%、10%、15%、20%,锈蚀试验完成后试件的外部形态如图 4 所示。



(a) 室内加速锈蚀试验



(b) 电解槽示意

图 3 加速锈蚀试验

Fig. 3 Accelerated corrosion test



(a) 试件 SPC-0 (b) 试件 SPC-5 (c) 试件 SPC-10



(d) 试件 SPC-15 (e) 试件 SPC-20

图 4 锈蚀试验后试件外部形态

Fig. 4 External appearance of the specimens after corrosion test

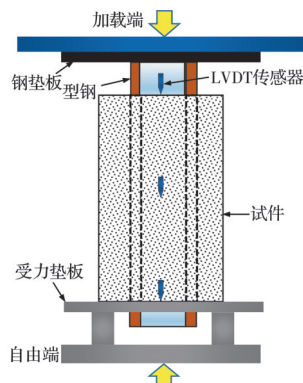
1.4 加载方案与量测内容

试验在西南交通大学结构工程试验中心完成。为便于 H 型钢顺利推出,在型钢自由端放置一块定制钢板。试验加载装置如图 5 所示,固定端型钢受

压,自由端作为加载端,混凝土处于受压状态,压力机由下至上进行加载,将型钢从混凝土中推出。为消除不完全接触造成的测量误差,试验开始前对所有试件均施加 10 kN 的轴向预压力。采用 6 台精度为 0.01 mm 的 LVDT 位移传感器,对称布置于 H 型钢腹板两侧混凝土的加载端、中部及固定端。采用 10 kN/min 恒定加载速度进行加载;当荷载接近极限值时,改为位移控制模式,位移速率保持 0.12 mm/min;当荷载下降至极限荷载的 70% 时,停止加载。



(a) 试件加载现场



(b) 位移器布置图

图 5 试验装置和仪器

Fig. 5 Test setup and instrumentation

1.5 实际锈蚀率

推出试验完成后,对 H 型钢进行后续处理。将 H 型钢从混凝土中凿出,采用 12% 的盐酸溶液清除其表面锈迹;处理完成后,将试件晾干并进行称重。结合锈蚀前称得的型钢重量,即可计算得到 H 型钢的实际锈蚀率。目标锈蚀率与实际锈蚀率的对比情况如表 4 所示。从表 4 可知,实际锈蚀率与目标锈蚀率吻合程度较好。

2 试验结果

2.1 试件破坏形态

图 6 展示了各试件的裂缝形态。所有试件均呈推出破坏模式,即 H 型钢从混凝土中被直接推出,

表 4 目标锈蚀率与实际锈蚀率对比

Table 4 Target versus actual corrosion rates

试件编号	目标锈蚀率 $\rho_t/\%$	实际锈蚀率 $\rho_c/\%$	相对误差 $/\%$
SPC-0	0	0.00	0.00
SPC-5	5	5.21	4.15
SPC-10	10	10.06	0.58
SPC-15	15	14.43	3.83
SPC-20	20	19.12	4.40

且均观察到沿型钢嵌入长度方向分布的混凝土裂缝。图中黑色线条表示锈蚀试验引发的裂缝,红色线条则代表推出试验中形成的裂缝。具体情况如下:

SPC-0 为无锈蚀试件,在达到极限荷载前,未观察到混凝土表面出现开裂现象;但在黏结应力-滑移曲线进入下降段时,混凝土表面开始出现裂缝。这类裂缝首先出现在型钢翼缘的中部位置,随着相对滑移的增大,裂缝逐渐由内部向外部扩展,并沿加载端向自由端延伸,最终形成连接加载端和自由端的通缝,如图 6(a) 所示。

SPC-5 的实际锈蚀率为 5.21%,钢材锈蚀未引起试件表面出现裂缝。在达到极限荷载前,型钢翼缘侧出现细小裂缝;随着荷载的增大,裂缝由内向外扩展。当达到极限荷载时,试件发出脆性响声,裂缝迅速扩展,最终形成两条贯通加载端和自由端的裂缝,分别位于翼缘侧中部及单侧翼缘边缘处,裂缝宽度约 1.5 mm,如图 6(b) 所示。

SPC-10 的实际锈蚀率为 10.06%,锈蚀试验完成后,未发现试件表面有开裂现象。在达到极限荷载前,型钢的翼缘侧出现微小裂缝。随着荷载的逐渐增大,这些裂缝由内部逐渐扩展至外部。当达到极限荷载时,试件发出脆性响声,裂缝迅速扩展,最终形成两条贯穿加载端和自由端的裂缝,分别位于翼缘中部及单侧翼缘边缘,裂缝宽度约 1.5 mm,如图 6(c) 所示。

SPC-15 试件的实际锈蚀率为 14.43%。锈蚀试验后,在试件端部截面的型钢翼缘附近观察到两条宽度约 1 mm 的裂缝,且裂缝未完全贯穿翼缘。加载初期,混凝土表面无明显变化;当加载至 $0.96P_u$ (P_u 为极限荷载) 时,既有裂缝开始扩展;达到极限荷载后,荷载迅速降至 $0.85P_u$,裂缝宽度逐渐扩大至 5 mm。加载至 $0.71P_u$ 时,试件顶部和 E 面裂缝开始扩展;加载至 $0.99P_u$ 时,试件发出响声,荷载降至 $0.90P_u$ 时, E 面裂缝完全贯穿,而 W 面裂缝与 H 型钢翼缘离得很近。值得注意的是,加载至

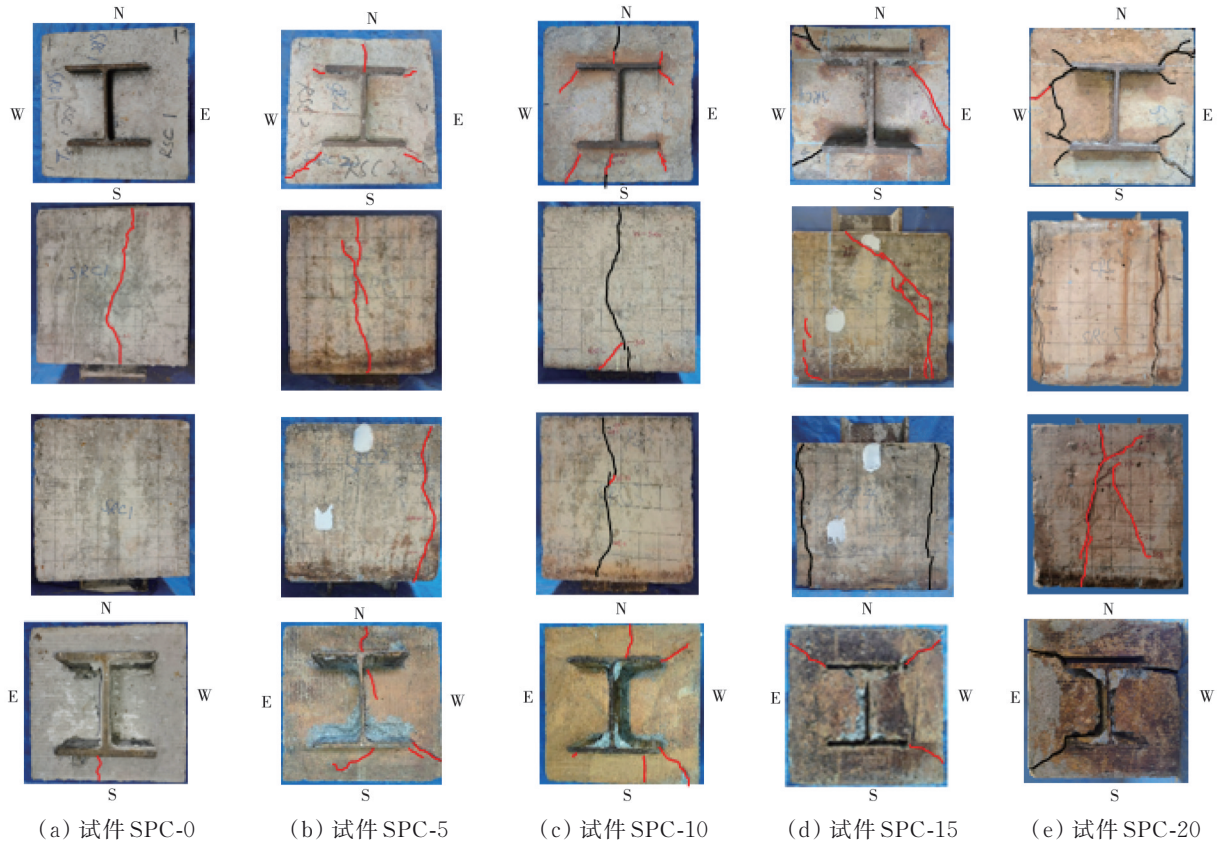


图 6 试件裂缝形态

Fig. 6 Crack morphology of the specimens

0.80P_u时,荷载短暂回升,达到最大值322.7 kN后再次下降。荷载降至0.65P_u时,试件顶部裂缝宽度约增至3 mm,如图6(d)所示。

SPC-20试件的实际锈蚀率为19.12%。锈蚀试验后,E面出现两条贯穿端部的裂缝,宽度分别为5、3 mm,其中5 mm宽的裂缝已延伸至翼缘。加载至0.18P_u时,混凝土局部压溃;加载至0.26P_u时,W面裂纹出现并逐渐扩展;加载至0.68P_u时,W面裂缝与自由端翼缘裂缝相连;当荷载达0.83P_u时,试件出现崩裂声,荷载下降至0.74P_u后发生反弹;加载至0.94P_u时,W面裂缝完全贯穿。达到极限荷载540.6 kN后,试件裂缝加深,荷载再次下降,最后W面与混凝土接触处完全脱落,裂缝遍布整个试件,如图6(e)所示。

观察所有试件后可以发现,除SPC-0试件仅在侧面出现一条小裂缝外,其他试件的H型钢翼缘侧均有多条裂缝。这些裂缝主要沿着翼缘四个角落45°方向扩展,而少数裂缝则沿着腹板方向扩展。由于SPC-0试件未经锈蚀处理,在H型钢被推出时,混凝土受力较小。然而,因锈蚀率存在差异,不同试件裂缝的宽度和破坏程度也存在显著差异,主要原因在于锈蚀率的不同。锈蚀率越高,所引起的膨

胀力就越大,这可能在早期阶段引发更多的内部潜在裂缝和缺陷。内部缺陷在试件受到荷载作用时可能会迅速扩大,导致破坏更为突然。因此,试件的锈蚀率直接决定了裂缝扩展的方式和严重程度以及试件的破坏模式。

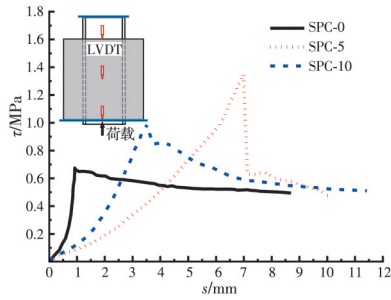
2.2 黏结应力-滑移曲线

钢-混凝土界面的平均黏结应力定义为^[27]

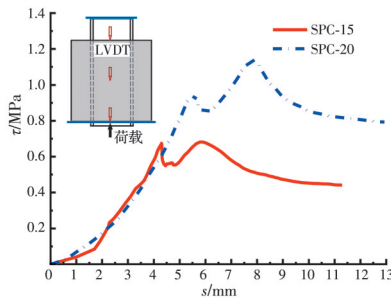
$$\tau = \frac{P}{CL} \quad (3)$$

式中: τ 为界面平均黏结应力; P 为在受力端施加的荷载; C 为H型钢截面周长; L 为型钢在混凝土中的锚固长度。

试件的黏结应力-滑移曲线如图7所示。图8为典型黏结应力-滑移曲线在加载期间的若干特征点。滑移值取加载端布置的两个位移传感器所测平均值。其中,初始滑移 s_s 、极限滑移 s_u 和残余滑移 s_r 分别为 τ_s 、 τ_u 和 τ_r 对应的滑移值。初始滑移 s_s 定义为大约10%极限黏结应力所对应的滑移,该点根据滑移刚度的明显减小来确定;极限滑移 s_u 为极限黏结应力对应的滑移;残余滑移 s_r 定义为黏结应力降至极限黏结应力的85%时所对应的滑移。典型黏结应力-滑移曲线可分为4个阶段,包括线性上升阶段、非线性上升阶段、峰后软化阶段和黏结残余阶段。



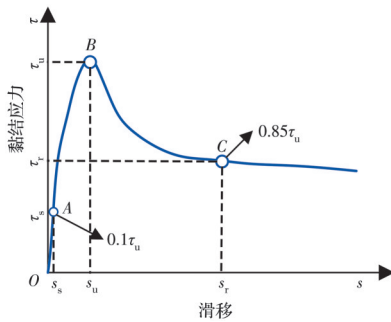
(a) 低锈蚀率($\rho < 15\%$)



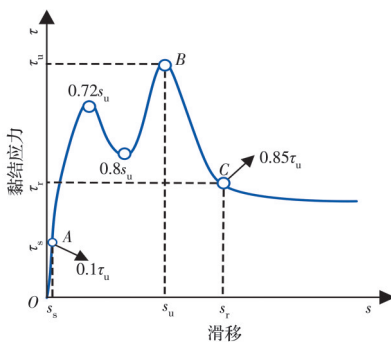
(b) 高锈蚀率($\rho \geq 15\%$)

图 7 试件黏结应力-滑移曲线

Fig. 7 Bond stress-slip curves of the specimens



(a) 低锈蚀率($\rho < 15\%$)



(b) 高锈蚀率($\rho \geq 15\%$)

图 8 典型黏结应力-滑移曲线

Fig. 8 Typical bond stress-slip curves

从加载起始点 O 到约 10% 极限黏结应力对应的 A 点,加载端的滑移较小,此阶段黏结应力近似线性增加,且斜率较陡。需要强调的是,型钢与混凝土之间的相对位移是基于未受干扰的混凝土进行测量的。此位移包括界面滑移、型钢的压缩变形及混

凝土的压缩变形。因此,即使无型钢滑移,靠近界面的混凝土产生局部应变时,也会产生位移。实际上,此阶段钢-混凝土界面未出现明显滑移。线性上升阶段的终点定义为初始滑移点,对应的黏结应力为 τ_s 。 A 点之后,随着滑移的增加,黏结应力在达到极限黏结应力 τ_u 前呈非线性增长。 B 点后进入下降阶段(BC 段),随着型钢与混凝土之间相对滑移的增大,黏结应力迅速降低。最终,试件的黏结应力趋于稳定(定义为残余黏结应力 τ_r),滑移表现出稳定增长,直到型钢最终被完全推出。上述观察及分析揭示了加载过程中钢-混凝土界面黏结性能的变化规律,为深入理解界面行为提供了有力支持。

通过分析试件 SPC-0、SPC-5、SPC-10、SPC-15 和 SPC-20 的黏结应力-滑移曲线,可清楚观察到不同锈蚀率试件在黏结滑移行为上的差异。从黏结应力-滑移曲线来看,锈蚀率较低时($\rho < 15\%$),曲线呈先上升后下降的趋势;而锈蚀率较高时($\rho \geq 15\%$),曲线则表现出双峰特性。具体而言,加载初期曲线先上升至滑移值约 $0.72s_u$ 处,随后进入下降阶段,继而在滑移值约 $0.8s_u$ 附近再次上升,最后呈现下降趋势。对于黏结应力-滑移曲线的线性和非线性上升阶段,锈蚀率较大的试件在相同滑移范围内表现出较小的黏结应力增量。因此,随着锈蚀率的增加,黏结应力的非线性变化更为明显。此外,从曲线下降部分还可观察到,随着锈蚀率的增加,黏结应力的下降速率加快,这种趋势进一步证实了锈蚀对试件黏结性能的不利影响。试验结果汇总于表 5,其中 P_s 为初始荷载, P_u 为极限荷载, P_r 为残余荷载。初始荷载 P_s 通过综合考虑试件的黏结应力-滑移曲线和黏结应力-刚度曲线确定。

表 5 试验结果

Table 5 Tests results

试件 编号	P_s / kN	τ_s / MPa	P_u / kN	τ_u / MPa	P_r / kN	τ_r / MPa	s_s / mm	s_u / mm	s_r / mm
SPC-0	31.9	0.06	319.4	0.67	272.2	0.57	0.29	0.93	3.30
SPC-5	64.0	0.14	640.0	1.35	298.2	0.63	1.53	6.99	7.13
SPC-10	47.0	0.10	470.0	0.99	401.9	0.85	0.81	3.51	4.22
SPC-15	32.3	0.06	322.7	0.68	276.0	0.58	1.44	5.91	6.97
SPC-20	54.1	0.12	540.6	1.14	461.8	0.98	1.48	7.82	8.73

3 界面应力分布及黏结滑移机制

3.1 界面应力分布

钢与混凝土之间的黏结作用是一种复杂的相互作用,主要起到传递应力的作用,以确保钢材与混凝土之间的协同作用。测定钢-混凝土界面切向

黏结应力分布时,常采用推出试验,即通过计算相邻两点间钢材应力的差值,再除以接触面积来估算黏结应力。为了不损坏钢材与混凝土之间的黏结作用,在测量应力时通常需要在钢材表面开槽并嵌入应变片,这一过程繁琐且复杂。因此,目前测试钢-混凝土界面黏结应力时主要采用测定截面平均应力的方法,即通过施加的载荷除以截面面积计算得出,同时假定截面应力呈均匀分布。然而,该方法可能无法精确反映实际的应力分布情况。此外,虽然通过在钢材内部开槽并安装应变片能较为准确地测量内部应变,但也存在一些问题,例如,对钢材表面进行开槽可能导致其结构损伤,进而影响试验结果的准确性。

为了分析钢-混凝土界面的应力分布情况,提出一种测量钢-混凝土黏结应力的试验方法。与常见的在钢板表面开槽的方法不同,该方法基于以下基本假设:型钢与混凝土处于弹性状态;型钢与混凝土发生压缩变形后,其截面仍保持平截面状态。通过理论推导,得出界面应力与混凝土表面压缩位移间的关系表达式。通过测试混凝土表面的压缩位移并进行适当的计算转换,便可获得钢-混凝土界面黏结应力分布信息。界面应力与混凝土压缩变形的关系如图9所示。根据轴向压力平衡条件得出

$$N(x) = \int_x^L \tau(x) C dx \quad (4)$$

式中: $N(x)$ 为距离混凝土底部 x 处的竖向压力; $\tau(x)$ 为距离混凝土底部 x 处的界面应力。

距离混凝土底部 x 处混凝土微元体竖向压缩应变

$$\epsilon_c(x) = \frac{N(x)}{E_c A_c} = \frac{C}{E_c A_c} \int_x^L \tau(x) dx \quad (5)$$

式中: $\epsilon_c(x)$ 为距离混凝土底部 x 处混凝土竖向压缩应变; E_c 为混凝土弹性模量; A_c 为混凝土截面面积。

距离混凝土底部 x 处混凝土微元体竖向压缩

变形

$$d\delta_c(x) = \epsilon_c(x) \cdot dx = \frac{C}{E_c A_c} \left(\int_x^L \tau(x) dx \right) dx \quad (6)$$

根据式(4)可得混凝土的压缩变形

$$\delta_c(x) = \frac{C}{E_c A_c} \int_0^x \int_x^L \tau(x) dx dx \quad (7)$$

已有试验表明,钢-混凝土界面应力分布沿嵌入长度呈指数分布,且由加载端向自由端递减,即^[23]

$$\tau(x) = A e^{Bx} \quad (8)$$

式中: A 、 B 为待定系数,且 B 为负数,表示应力随位置变化的衰减率。

则可得到

$$\delta_c(x) = \frac{AC}{B^2 E_c A_c} (B e^{BL} x + 1 - e^{Bx}) \quad (9)$$

$$\text{令 } \delta_c(L) = \delta_L, \delta_c(L/2) = \delta_{L/2}, \lambda = \frac{\delta_L}{\delta_{L/2}}, \text{ 即}$$

$$\lambda = \frac{B e^{BL} L + 1 - e^{BL}}{B e^{BL} L/2 + 1 - e^{BL/2}} \quad (10)$$

式中: λ 为无量纲参数,表示距离混凝土底部 L 处混凝土的压缩应变与混凝土中部($L/2$ 处)压缩应变的比值。

另外,根据界面平均黏结应力和应力黏结分布的关系可得

$$\tau = \frac{\int_0^L \tau(x) dx}{L} \quad (11)$$

将式(8)代入式(11),则可得到

$$A = \frac{BL\tau}{e^{BL} - 1} \quad (12)$$

将试件嵌入长度 $L=400$ mm代入式(10),可得 λ 与 B 的关系表达式。具体来说,根据试验获得的 λ 值,结合式(10)进行计算,可得 B 的值。然后,根据式(12)能够求解得到 A 的值,从而得到钢-混凝土界面应力分布情况。该方法基于试验数据与数学公式的结合,充分利用了实际测量的信息,经过合理

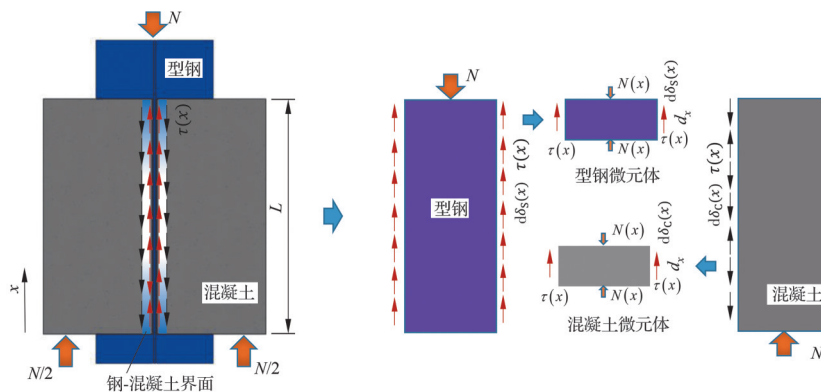


图9 界面应力与混凝土压缩变形关系示意图

Fig. 9 Schematic illustration of the relationship between interface stress and concrete compression deformation

的推导和计算,得到钢-混凝土界面应力分布表达式。图 10 为不同 λ 时界面应力分布情况。从图中可知,当 λ 为 1.32 时,界面应力呈近似均匀分布,且随着 λ 的降低,界面应力分布的均匀性变差。

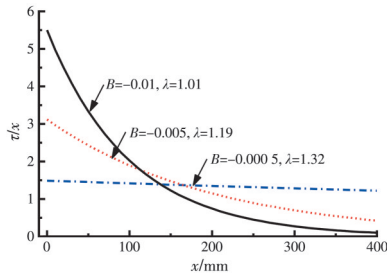


图 10 不同 λ 时界面应力分布

Fig. 10 Interface stress distribution for different values of λ

3.2 锈蚀钢-混凝土界面黏结滑移机制

锈蚀钢-混凝土界面黏结机理与非锈蚀钢-混凝土界面黏结机理的主要差异在于,其钢材表面存在锈蚀层。通过对锈蚀钢-混凝土界面试验现象的观察以及对黏结应力-滑移曲线的分析,提出锈蚀钢-混凝土黏结机制由以下 4 个部分构成:化学黏结作用、微观机械黏结作用、宏观机械黏结作用及铁锈界面黏结作用。

化学黏结作用是锈蚀钢-混凝土界面黏结中至关重要的机制。当钢材表面发生锈蚀时,生成的氧化铁等锈蚀产物与混凝土中的水化产物发生化学反应,形成全新的化合物。此类新化合物在锈蚀钢-混凝土界面形成稳固的化学键,进而使钢材与混凝土之间实现牢固结合,此过程如图 11(a)所示。试验结果表明,界面黏结的初期阶段(图 8 中 O 点到 A 点)很可能由化学黏结作用主导。试验观测到的线性上升趋势很可能反映了化学黏结的强度。较低锈蚀率试件在这个阶段往往表现出更高的黏结强度,这是由于该条件下化学黏结作用的发挥更为充分。

微观机械黏结作用的产生是因为锈蚀层的存在使钢材表面具有较高的粗糙度,这些微观凸起结构能够更好地与混凝土基材嵌合,增强二者之间的物理吸附作用,类似于齿状结构的锚固效应。随着锈蚀率的增加,钢材表面粗糙度也会增加,因此微观机械黏结作用在一定范围内变得更强,锈蚀钢-混凝土界面的极限黏结应力随之上升,如图 11(b)所示。试验结果表明,线性上升之后的阶段(图 8 中 A 点到 B 点)可能主要以微观机械黏结作用为主导。低锈蚀率试件在这一阶段可能表现出较大的黏结

强度增量,这是因为微观凸起结构与混凝土基材的嵌套作用更为有效。随着锈蚀率的增加,试件表面的粗糙度增加,微观机械黏结作用的效果随之提高。因此,在一定范围内,锈蚀率的增加可能会增强界面的微观机械黏结作用,进而提高界面的极限黏结应力。

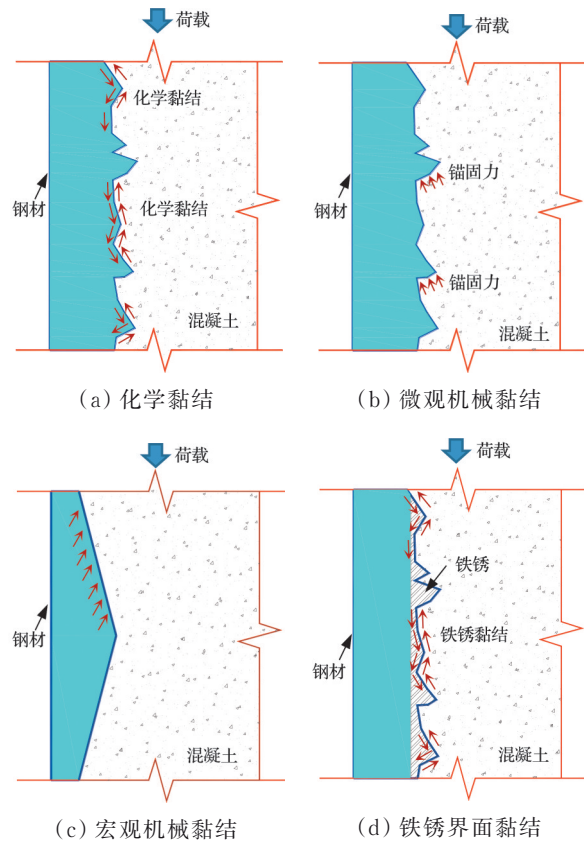


图 11 锈蚀钢-混凝土黏结作用组成

Fig. 11 Components of the bond mechanism at the corroded steel-concrete interface

宏观机械黏结作用是指在锈蚀钢-混凝土界面出现的宏观结合效应。由于锈蚀的存在,钢材表面可能会出现局部的凹凸不平,形成一种类似于机械锚固的效应。这些凹凸结构能够增加界面的摩擦力,使得混凝土与锈蚀钢表面能够更好地相互锁定。然而,随着锈蚀率的进一步增加,锈蚀层可能变得过于不均匀,从而导致宏观机械黏结作用逐渐减弱。这种减弱可能会导致锈蚀钢-混凝土界面的极限黏结应力随锈蚀率的增加而降低,如图 11(c)所示。试验结果显示,图 8 中 B 点到 C 点为下降阶段,这可能与宏观机械黏结作用的减弱有关。在这个阶段,高锈蚀率试件表现出更快的黏结应力下降,原因在于不均匀的锈蚀削弱了宏观结合效应。这一趋势进一步表明了锈蚀率对于宏观机械黏结作用的影响,尤其是在锈蚀程度较高时,界面宏观

机械黏结作用可能会减弱,进而造成极限黏结应力降低。

铁锈界面黏结作用是在锈蚀钢-混凝土界面特有的黏结机制。随着钢材表面发生锈蚀,形成的锈蚀层构成了特殊的边界区域,即铁锈界面。虽然锈蚀产物的力学性能不及原始钢材,但它们可通过物理和化学作用提供额外的黏结能力。在低锈蚀率情况下,铁锈层的形成增加了表面粗糙度,因此铁锈界面会增强钢材与混凝土间的黏结强度。然而,当锈蚀率较高时,锈蚀层的不均匀膨胀和疏松可能会导致其黏结作用减弱,进而使锈蚀钢-混凝土界面的极限黏结应力随锈蚀率的增加而降低,如图 11(d)所示。试验结果显示,高锈蚀率试件的黏结应力呈现出双峰值特征,这一现象与铁锈界面黏结作用的动态变化密切相关。低锈蚀率时,铁锈界面通过增加表面粗糙度提高黏结强度;但随着锈蚀程度增加,锈蚀层会变得更加不均匀,引起黏结强度下降;而随着锈蚀率的进一步增加及界面的滑移与调整,黏结力会再次提升。因此,上述试验结果反映了锈蚀率对铁锈界面黏结作用影响的复杂性,也体现了钢-混凝土界面黏结行为随锈蚀程度的演变规律。

总体来说,在不同锈蚀率下,黏结应力-滑移曲线的行为发生了变化,这可以解释为不同黏结机制相对贡献的结果。低锈蚀率下,化学黏结与微观机械黏结作用占主导;而高锈蚀率下,宏观机械黏结与铁锈界面黏结作用的影响更为显著,从而导致了不同的黏结应力-滑移关系。

4 黏结应力-滑移本构关系

为消除各变化参数的影响,同时方便后续理论分析,对黏结应力-滑移曲线进行无量纲化处理,引入两个无量纲参数 η 、 ξ , 定义为^[27]

$$\begin{cases} \eta = \tau/\tau_u \\ \xi = s/s_u \end{cases} \quad (13)$$

基于试验数据进行多项式回归分析,可得到 τ_u 、 s_u 与锈蚀率 ρ 的关系

$$\tau_u = 1\,380.3\rho^3 - 411.33\rho^2 + 30.647\rho + 0.6708 \quad (14)$$

$$s_u = 7\,122.5\rho^3 - 2\,128.7\rho^2 + 183.01\rho + 1.1673 \quad (15)$$

4.1 低锈蚀率($\rho < 15\%$)本构关系

试验结果显示,低锈蚀率($\rho < 15\%$)试件界面

黏结滑移曲线呈先上升后下降的趋势,无量纲黏结应力-滑移本构关系可表示为

$$\eta = \begin{cases} \alpha\xi^2 + (1 - \alpha)\xi, 0 \leq \xi \leq 1 \\ \frac{\xi}{m(\xi - 1) + 1}, \xi > 1 \end{cases} \quad (16)$$

结合低锈蚀率($\rho < 15\%$)试件界面黏结滑移试验实测曲线,分别得出各试件 α 、 m 值,对 α 、 m 进行回归统计分析,其计算式分别为

$$\alpha = 25.36\rho^2 - 8.62\rho + 1.34 \quad (17)$$

$$m = -2\,290.2\rho^2 + 240.43\rho + 1.32 \quad (18)$$

将锈蚀率代入式(17)、式(18),并结合式(16),可得低锈蚀率试件无量纲黏结应力-滑移本构关系的数学表达式。

4.2 高锈蚀率($\rho \geq 15\%$)本构关系

高锈蚀率($\rho \geq 15\%$)试件界面黏结滑移曲线表现出双峰值特性,即先上升,后下降,接着再次上升,最后再次下降。此外,第 1 个峰值点出现在 $\xi = 0.72$ 附近,而第 1 个波谷在 $\xi = 0.80$ 附近。基于此,无量纲黏结应力-滑移本构关系可表示为

$$\eta = \begin{cases} 1.93\alpha_1\xi^2 + 1.39(1 - \alpha_1)\xi, 0 \leq \xi \leq 0.72 \\ \frac{1.39\xi}{4.56\xi - 2.3}, 0.72 < \xi \leq 0.8 \\ \alpha_2\xi, 0.8 < \xi \leq 1.0 \\ \frac{\xi}{m_1(\xi - 1) + 1}, \xi > 1.0 \end{cases} \quad (19)$$

结合高锈蚀率($\rho \geq 15\%$)试件界面黏结滑移试验实测曲线,分别得出各试件 α_1 、 α_2 、 m_1 值,对 α_1 、 α_2 、 m_1 进行回归统计分析,其计算式分别为

$$\alpha_1 = -2.77\rho + 1.53 \quad (20)$$

$$\alpha_2 = -0.64\rho + 1.09 \quad (21)$$

$$m_1 = 5.33\rho + 1.38 \quad (22)$$

将锈蚀率代入式(20)、式(21)、式(22),并结合式(19),可得高锈蚀率试件无量纲黏结应力-滑移本构关系的数学表达式。

图 12 为试验实测曲线与拟合曲线的比较。从图 12 可知,低锈蚀率($\rho < 15\%$)试件的拟合曲线与实测曲线在上升段和下降段均表现出良好的一致性;对于高锈蚀率($\rho \geq 15\%$)试件,除试件 SPC-20 在第 1 峰值点存在一定差异外,拟合曲线和实测曲线非常接近,整体吻合度较高。因此,式(16)、式(19)可以表示锈蚀 H 型钢-混凝土界面黏结应力-滑移本构关系。

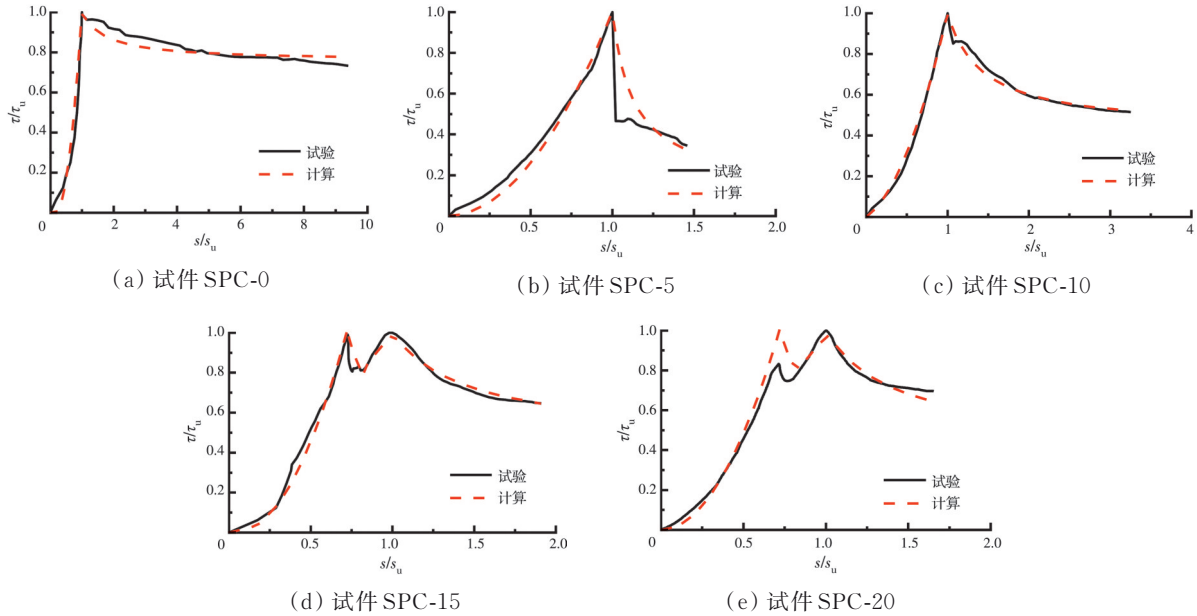


图 12 试验和计算的 $\tau/\tau_u-s/s_u$ 曲线的比较

Fig. 12 Comparison of the experimental and calculated $\tau/\tau_u-s/s_u$ curves

5 黏结滑移界面损伤分析

5.1 界面损伤变量

将黏结应力与相应滑移之比定义为界面黏结刚度,即^[26]

$$\kappa = \frac{\tau}{s} \quad (23)$$

式中: κ 为界面刚度。

根据试验结果,在峰值应力前,锈蚀 H 型钢-混凝土黏结界面的滑移刚度呈逐渐增加趋势(图 13);然而,在峰值应力后,滑移刚度开始逐渐减小。为了对锈蚀 H 型钢-混凝土界面的损伤进行深入分析,引入损伤变量 D ,基于界面黏结刚度的定义式为

$$D = \frac{\kappa_u - \kappa}{\kappa_u} \quad (24)$$

式中: κ 为黏结应力-滑移曲线的割线模量,为损伤状态下的黏结参数,其物理意义为抵抗单位滑移所需的黏结应力; κ_u 为峰值应力点的割线模量。

根据损伤变量的定义,在峰值应力前,即 $\xi \leq$

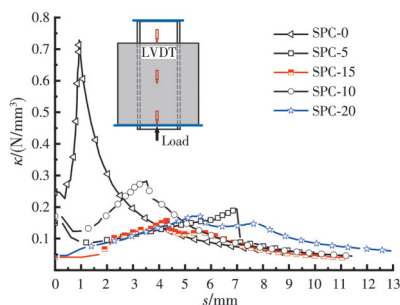


图 13 试件界面黏结刚度-滑移曲线

Fig. 13 Interface bond stiffness-slip curves of the specimens

1.0 时, D 越小,界面刚度越大,反之亦然。在峰值应力后,即 $\xi > 1.0$ 时, $D=0$ 表明界面无损伤; $D=1$ 则表示界面损伤充分发展,处于完全损伤状态; D 值越大表示界面材料损伤越严重。

低锈蚀率($\rho < 15\%$)试件:

$$D = \begin{cases} \alpha(1 - \xi), & 0 \leq \xi \leq 1 \\ \frac{m(\xi - 1)}{m(\xi - 1) + 1}, & \xi > 1 \end{cases} \quad (25)$$

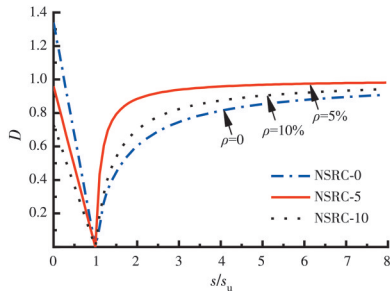
高锈蚀率($\rho \geq 15\%$)试件:

$$D = \begin{cases} (1.39 - 1.93\xi)\alpha_1 - 0.39, & 0 \leq \xi \leq 0.72 \\ \frac{4.56\xi - 3.69}{4.56\xi - 2.3}, & 0.72 < \xi \leq 0.8 \\ 1 - \alpha_2, & 0.8 < \xi \leq 1.0 \\ \frac{m_1(\xi - 1)}{m_1(\xi - 1) + 1}, & \xi > 1.0 \end{cases} \quad (26)$$

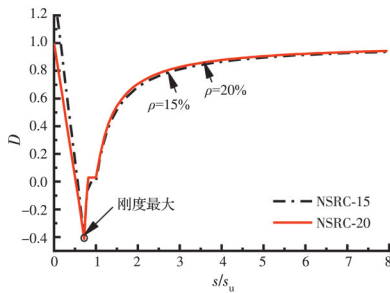
5.2 锈蚀率的影响

在不同锈蚀率条件下,H 型钢与混凝土界面的损伤呈现出多阶段演化特征,锈蚀率与损伤变量的关系如图 14 所示。在低锈蚀率($\rho < 15\%$)条件下,锈蚀率对界面损伤发展的影响较为显著;而当锈蚀率达到或超过 15% 时,其对界面损伤的影响开始减弱。具体而言,在低锈蚀率阶段,随着锈蚀率的增加,界面初始刚度显著增加。这种趋势表明,锈蚀率的提高在界面的初始阶段引发了刚度的增加。这可能是因为锈蚀产物填充了界面的原有缺陷,从而增强了界面刚度。然而,当应力超过峰值后,5%

锈蚀率试件的界面刚度迅速降低,其次为10%锈蚀率试件,而未经锈蚀试样的刚度降低速度最缓慢。这种现象可能源于锈蚀产物的增加破坏了界面的完整性,从而导致界面刚度减小。而在高锈蚀率($\rho \geq 15\%$)情况下,与低锈蚀率试件相似,锈蚀率的增加同样会导致界面初始刚度的提高。然而,界面刚度最大值出现在第1峰值应力下降段的末端,且随着锈蚀率的增加,界面刚度下降速度逐渐加快。与低锈蚀率试件相比,高锈蚀率试件中锈蚀率对界面损伤的影响相对较小,可能是由于严重的锈蚀大幅降低了界面刚度。值得注意的是,在试件破坏阶段,不同锈蚀率试件的损伤变量值基本相同,均约0.8,表明无论锈蚀率高低,当试件发生破坏时,界面损伤程度基本一致,这与试件破坏机制及界面特性的变化有关。



(a) 低锈蚀率($\rho < 15\%$)试件



(b) 高锈蚀率($\rho \geq 15\%$)试件

图14 锈蚀率与损伤变量的关系

Fig. 14 Relationship between corrosion rate and damage variable

6 结论

1)通过推出试验获得了不同锈蚀率H型钢-混凝土界面的黏结应力-滑移曲线。结果显示,锈蚀H型钢-混凝土界面的初始黏结刚度随着锈蚀率的增加而提高;而峰值应力后,界面刚度的下降速率随着锈蚀率的增加而加快。当H型钢锈蚀率较高($\geq 15\%$)时,界面黏结滑移曲线呈现出双峰特征,即曲线先上升至第1个峰值后下降,随后再次上升并最终下降。

2)锈蚀H型钢-混凝土界面的黏结行为具有复杂性,受多种因素共同影响,包括化学黏结、微观机械黏结、宏观机械黏结及铁锈界面黏结。其中,化学黏结和微观机械黏结随着锈蚀率的增加而逐渐增强,而宏观机械黏结和铁锈界面黏结则随锈蚀率的增加而减弱。

3)建立了考虑锈蚀率影响的黏结应力-滑移本构模型,分别给出低锈蚀率($\rho < 15\%$)和高锈蚀率($\rho \geq 15\%$)对应的计算公式。结果表明,所建模型能够较好地描述锈蚀H型钢-混凝土界面的黏结特性。

4)引入界面损伤变量,分析了不同锈蚀率下界面的损伤演化过程。当锈蚀率低于15%时,锈蚀导致H型钢的表面粗糙度增加,使其与混凝土界面接触更为紧密,从而提高了初始刚度;但当锈蚀率超过15%后,其对界面损伤的影响逐渐减弱。无论锈蚀率高低,试件在破坏时的界面损伤程度均相似。

参考文献

- [1] ZHANG Y T, WANG M N, YU L, et al. Bond-slip behavior between corroded I-shaped steel and concrete in a subsea tunnel [J]. *Engineering Failure Analysis*, 2021, 120: 105061.
- [2] 刘才玮, 闫良泰, 巴光忠, 等. 锈蚀钢筋与混凝土高温后黏结性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2023, 44(3): 257-267.
LIU C W, YAN L T, BA G Z, et al. Experimental investigation on bond performance of corroded reinforced concrete after exposure to high temperature [J]. *Journal of Building Structures*, 2023, 44(3): 257-267. (in Chinese)
- [3] 钱春香, 徐亦冬. 混凝土结构材料的损伤特性及其本构模型[M]. 南京: 东南大学出版社, 2015.
QIAN C X, XU Y D. Damage characteristics of materials for concrete structure and their constitutive models [M]. Nanjing: Southeast University Press, 2015. (in Chinese)
- [4] ZOU D J, LIU T J, QIAO G F. Experimental investigation on the dynamic properties of RC structures affected by the reinforcement corrosion [J]. *Advances in Structural Engineering*, 2014, 17(6): 851-860.
- [5] OU Y C, TSAI L L, CHEN H H. Cyclic performance of large-scale corroded reinforced concrete beams [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2012, 41(4): 593-604.
- [6] WILLIAMSON S J, CLARK L A. Pressure required to

- cause cover cracking of concrete due to reinforcement corrosion [J]. Magazine of Concrete Research, 2000, 52(6): 455-467.
- [7] ALONSO C, ANDRADE C, RODRIGUEZ J, et al. Factors controlling cracking of concrete affected by reinforcement corrosion [J]. Materials and Structures, 1998, 31(7): 435-441.
- [8] 刘维亚, 钟善桐, 姜维山, 等. 钢与混凝土组合结构理论与实践[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
LIU W Y, ZHONG S T, JIANG W S, et al. Theory and practice of steel and concrete composite structures [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008. (in Chinese)
- [9] BRYSON J O, MATHEY R G. Surface condition effect on bond strength of steel beams embedded in concrete [J]. ACI Journal Proceedings, 1962, 59(3): 397-406.
- [10] HAWKINS N M. Strength of concrete encased steel beams [J]. Engineering Transaction of the Institution of Australia Engineer, 1973, CE15(1/2): 39-46.
- [11] ROEDER C W. Bond stress of embedded steel shapes in concrete [C]// FRANGOPOL D M. Effects of Damage and Redundancy on Structural Performance, American Society of Civil Engineers, New York, NY, 1987.
- [12] HAMDAN M, HUNAITI Y. Factors affecting bond Strength in Composite Columns [C]//Proceedings of the third Steel-Concrete Composite Structures, 1991: 213-218.
- [13] WIUM J A, LEBET J P. Simplified calculation method for force transfer in composite columns [J]. Journal of Structural Engineering, 1994, 120(3): 728-746.
- [14] 马付彪. 型钢混凝土异形柱的粘结滑移性能研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2006.
MA F B. Study on the bond-slip properties in steel reinforced concrete special-shaped columns [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2006. (in Chinese)
- [15] 李俊华, 李玉顺, 王建民, 等. 型钢混凝土柱粘结滑移本构关系与粘结滑移恢复力模型[J]. 土木工程学报, 2010, 43(3): 46-52.
LI J H, LI Y S, WANG J M, et al. Bond-slip constitutive relation and bond-slip resilience model of shape-steel reinforced concrete columns [J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(3): 46-52. (in Chinese)
- [16] 柯晓军, 陈宗平, 薛建阳, 等. 反复荷载下型钢混凝土异形柱粘结滑移性能研究[J]. 工程力学, 2013, 30(2): 211-218.
KE X J, CHEN Z P, XUE J Y, et al. Study on bond slip behavior of src special-shaped columns under cyclic reversed loading [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(2): 211-218. (in Chinese)
- [17] 尹玉光. 型钢与再生混凝土粘结滑移性能试验研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2017.
YIN Y G. Experimental study on bond-slip behavior between steel shape and concrete in steel reinforced recycled concrete structure [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2017. (in Chinese)
- [18] 明铭, 郑山锁, 郑昊, 等. 型钢高性能纤维混凝土粘结滑移性能试验研究[J]. 工程力学, 2020, 37(8): 148-157.
MING M, ZHENG S S, ZHENG H, et al. Experimental study on bond-slip behavior between encased steel and high-performance-fiber concrete [J]. Engineering Mechanics, 2020, 37(8): 148-157. (in Chinese)
- [19] HU Y P, WANG M N, ZHAO D M, et al. Heat damage and bond-slip performance of steel arch frame-concrete in high-geothermal tunnels [J]. Engineering Failure Analysis, 2021, 130: 105514.
- [20] 张华军. 标准火灾作用后型钢混凝土构件的粘结滑移性能试验研究[J]. 建筑结构, 2022, 52(6): 111-118, 110.
ZHANG H J. Experimental study on bond-slip behavior of steel reinforced concrete members after standard fire [J]. Building Structure, 2022, 52(6): 111-118, 110. (in Chinese)
- [21] 卢元鹏. 锈蚀 SRC 梁界面滑移量计算[J]. 西安科技大学学报, 2011, 31(4): 420-424, 432.
LU Y P. Calculation of interface slip in corroded SRC beam [J]. Journal of Xi'an University of Science and Technology, 2011, 31(4): 420-424, 432. (in Chinese)
- [22] 王明年, 童建军, 周国军. 海底隧道锈蚀工字钢与喷射混凝土的粘结滑移试验研究[J]. 工程力学, 2013, 30(4): 310-315, 330.
WANG M N, TONG J J, ZHOU G J. Test research on the bond-slip between I-beam and shotcrete in undersea tunnel [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(4): 310-315, 330. (in Chinese)
- [23] WANG M N, ZHANG Y T, YU L, et al. Experimental study on bond-slip behavior between corroded I-shaped steel and concrete in subsea tunnel [J]. Materials, 2019, 12(18): 2863.
- [24] ZHANG Y T, WANG M N, YU L, et al. Experimental research and mechanical analysis on the bond-slip behavior between concrete and corroded I-shaped steel [J]. Structural Concrete, 2021, 22(4): 2358-2372.
- [25] 王明年, 张艺腾, 于丽, 等. 锈蚀工字形型钢与混凝土黏结滑移特性及损伤本构模型研究[J]. 土木工程学报, 2022, 55(1): 64-74.

- WANG M N, ZHANG Y T, YU L, et al. Study on bond-slip characteristics and damage constitutive model for interface between corroded I-shaped steel and concrete [J]. China Civil Engineering Journal, 2022, 55 (1): 64-74. (in Chinese)
- [26] WANG X L, LIU Y Q, YANG F, et al. Effect of concrete cover on the bond-slip behavior between steel section and concrete in SRC structures [J]. Construction and Building Materials, 2019, 229: 116855.
- [27] 陈宗平, 应武挡. 型钢高强混凝土界面黏结滑移推出试验及其本构关系研究[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(2): 150-157.
- CHEN Z P, YING W D. Push-out test on interface bond behavior between shape steel and high-strength concrete and interfacial bond-slip constitutive relation [J]. Journal of Building Structures, 2016, 37(2): 150-157. (in Chinese)

(编辑 朱备)