

组合桥面板疲劳荷载后剩余承载力试验研究

武 彧, 曾明根, 苏庆田

(同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

摘要: 为了研究高性能混凝土组合桥面板经历疲劳荷载后的剩余承载力, 设计制作了两个足尺的正交异性高性能混凝土组合桥面板, 通过疲劳和静力加载试验测试了正交异性组合桥面板的静力承载能力、破坏形态与疲劳后剩余极限承载力。试验结果表明: 正交异性高性能混凝土组合桥面板经历疲劳荷载后的静力破坏形态为受弯破坏, 试件达到极限状态时中支点截面 U 肋屈曲, 受拉钢筋屈服, 负弯矩区混凝土板开裂严重, 组合桥面板的受力性能发生退化。经过疲劳加载后的桥面板的剩余极限承载力较没有经过疲劳加载的桥面板承载力下降了约 11.6%。基于钢筋混凝土黏结滑移理论推导了适用于疲劳荷载作用后的高性能混凝土组合桥面板平均裂缝间距计算公式。对比试验结果, 所提出的平均裂缝间距计算公式具有良好的精度, 可为实际工程应用提供理论参考。

关键词: 组合桥面板; 高性能混凝土; 试验研究; 疲劳

中图分类号: TU398

文献标志码: A

Residual Static Load Bearing Capacity of Orthotropic Composite Bridge Deck After Fatigue Loading

WU Yu, ZENG Minggen, SU Qingtian

(College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The ultimate bending capacity of two full-scale steel-concrete composite bridge decks were tested to study the residual bearing capacity of the high-performance concrete composite bridge deck after fatigue loading. A full-scale static-loading test was carried out for researching the static behavior of the orthotropic composite bridge deck, including the strain of concrete and steel bars, the deformation of the structure and the development of cracks. The test results prove the failure mode of the orthotropic composite deck to be a flexural

failure. When the ultimate strength on the specimen reaches, the U-rib of the middle fulcrum section is buckling, and the tensile steel bars are yielding. The concrete in the negative bending moment area is seriously cracked, and the specimen has obvious deformation. Meanwhile, a flexural failure also appears on another bridge deck specimen after fatigue loading, and the residual bearing capacity decreases by about 11.6% in comparison with the specimen without fatigue loading. Based on the bond-slip theory of reinforced concrete, a formula for calculating the average crack spacing of orthotropic composite bridge decks after fatigue loading is deduced. Compared with the test results, the proposed formula for calculating the average crack spacing has good accuracy, and the relevant research results can provide theoretical reference for practical engineering applications.

Key words: composite bridge deck; high performance concrete; experimental study; fatigue

正交异性钢桥面板是由桥面板及纵、横向加劲肋通过焊接而成, 因其自重轻、刚度大、整体性强且施工快速等特点成为大跨度桥梁中较常使用的桥面板形式^[1-2]。但是近些年来, 大量工程实例发现正交异性钢桥面板在桥梁服役期存在钢结构疲劳开裂与铺装破坏两类典型的病害, 严重影响了桥梁结构的耐久性^[3]。

基于此问题, 国内外学者对正交异性组合桥面板开展了一系列研究, 将传统的带有纵、横向加劲肋的正交异性钢桥面板同混凝土板通过剪力连接件连接起来, 利用混凝土板提供一定的面板刚度以期共同抵抗车辆荷载。戴昌源^[4]通过开展相关试验, 分析了连接件形式、钢筋直径、混凝土强度等级及钢

收稿日期: 2022-03-21

基金项目: 江苏省交通运输厅科技项目(编号 2019Y08)

第一作者: 武彧(1998—), 男, 博士生, 主要研究方向为钢桥与组合结构桥梁。E-mail: NX_wuyu@outlook.com

通信作者: 苏庆田(1974—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为钢桥与组合结构桥梁。

E-mail: sqt@tongji.edu.cn



论文
拓展
介绍

桥面板加劲肋形式对于组合桥面板负弯矩区混凝土裂缝宽度的影响。邵旭东^[5]等提出利用超薄 UHPC 层代替普通混凝土形成轻型组合桥面板,可较好地解决正交异性钢桥面板铺装层破损与钢结构疲劳开裂的问题。徐晨^[6]等对短焊钉超高性能混凝土组合桥面板开展了试验研究,结果表明当短焊钉间距增大时,带有超高性能混凝土的组合桥面板的结构受力更为经济。贺欣怡^[7]等提出利用环氧胶代替常规的开孔板或焊钉等剪力连接件实现钢桥面板与混凝土板之间的刚性连接并开展了相关试验,结果表明采用环氧胶粘接的刚性铺装桥面板具有良好的延性与较高的承载力。

与普通混凝土桥相比,组合结构桥梁的活载效应远远大于桥面板恒载效应^[8],车辆荷载的反复作用下混凝土板易发生开裂现象导致结构刚度的降低,严重影响结构的行车舒适性。同时,当混凝土板开裂后,继续承受车辆荷载的反复作用会导致组合桥面板截面刚度的衰减与裂缝的扩张,进而引起结构整体承载能力的下降^[9]。目前,学界对于组合桥面板承受循环荷载后的剩余承载力及其刚度衰减规律的研究还不充分,过往的研究大多聚焦于组合桥面板的疲劳强度或正交异性钢桥面板连接细节处的疲劳性能分析^[10-15],关于疲劳后剩余承载力的试验研究则集中于重载铁路预应力混凝土梁及组合梁^[16-17],针对组合桥面板疲劳荷载作用下的承载力衰减研究相对较少。

为分析研究正交异性组合桥面板在疲劳荷载作

用下的受力性能退化,本文通过一块足尺正交异性组合桥面板试件的静载破坏试验与一块足尺正交异性组合桥面板试件的疲劳后静载试验,测试其在集中荷载作用下桥面板试件的应变、挠度、裂缝发展,得到其极限承载力与破坏形态,验证了车辆荷载反复作用后的结构承载力退化情况。最后,在现有规范的基础上,从钢筋混凝土黏结滑移理论出发,考虑疲劳荷载对钢筋混凝土之间黏结效应的削弱作用和纤维桥接作用,提出考虑钢筋与混凝土之间疲劳后黏结应力的平均裂缝间距计算公式和组合桥面板极限承载力简化计算方法,为分析了解组合桥面板开裂后行为提供参考。

1 试验研究

1.1 背景工程

背景工程为一大跨连续组合钢箱梁桥,跨径布置为 104m+165m+104m,其断面布置如图 1 所示。正交异性组合桥面板宽度为 54.02m~61.70m,桥面板采用闭口 U 形加劲肋,口宽 360mm,每间隔 4m 设置一道横隔板;混凝土桥面板采用现浇钢筋混凝土结构,钢梁与混凝土桥面板之间通过剪力钉连接,剪力钉直径为 16mm,高度为 90mm,纵横向间距 360mm;主梁钢箱截面在墩顶截面梁高 7.0m,跨中截面梁高 4.5m,梁高按二次抛物线规律变化。钢材为 Q345qD,混凝土为 C60 低收缩纤维混凝土。

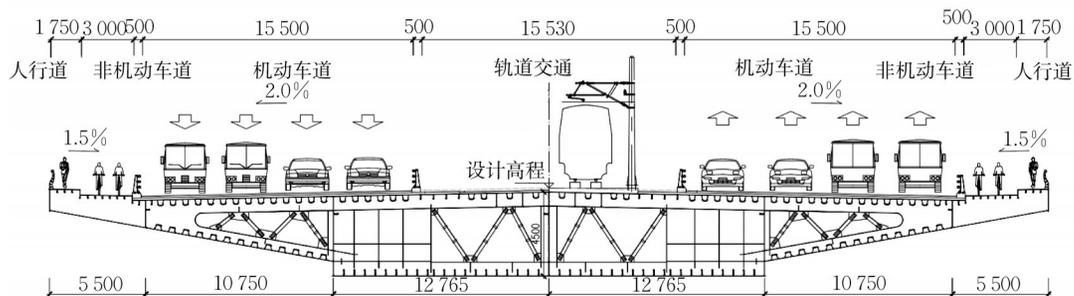


图 1 断面布置图(单位:mm)

Fig.1 Plan and cross section of prototype bridge structure (Unit: mm)

1.2 试件设计

设计制作 2 个正交异性组合桥面板试件,一个无疲劳荷载作用,一个有疲劳荷载作用,两个试件分别命名为 SCB-S 与 SCB-F,两个试件的混凝土板依据背景工程选择 120mm 厚钢纤维混凝土,试件尺寸横向取

两个 U 肋宽度(1 440mm),纵向包括两个完整横隔板间距(8.8m)。试件横隔板高为 450mm,U 肋高度为 300mm,顶板厚度为 12mm,U 肋厚度为 8mm。混凝土板内纵横向钢筋直径 16mm,间距均为 120mm,采用 HRB400 带肋钢筋。试件设计如图 2 所示。

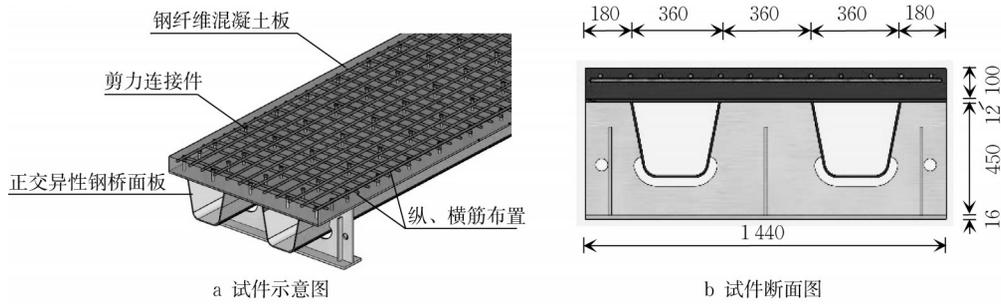


图 2 试件设计图 (单位:mm)

Fig.2 Schematic Diagram of Specimen (Unit: mm)

1.3 加载方案

试验加载方式及测点布置如图3~图4所示,其中静力加载采用在两侧跨中位置设置电液伺服作动器的方式施加竖向力,疲劳荷载加载则在一侧跨中布置脉动疲劳加载试验系统施加往复荷载。在试件SCB-S

和SCB-F两侧跨中加载点及中支点截面均布置位移计以测试试验过程中试件的变形;在试件SCB-S和SCB-F的两侧跨中与中支点截面的纵向钢筋、混凝土板上表面、钢梁顶板下表面、U肋1/2高度处及U肋底板下表面布置应变计以测量试件的应变。

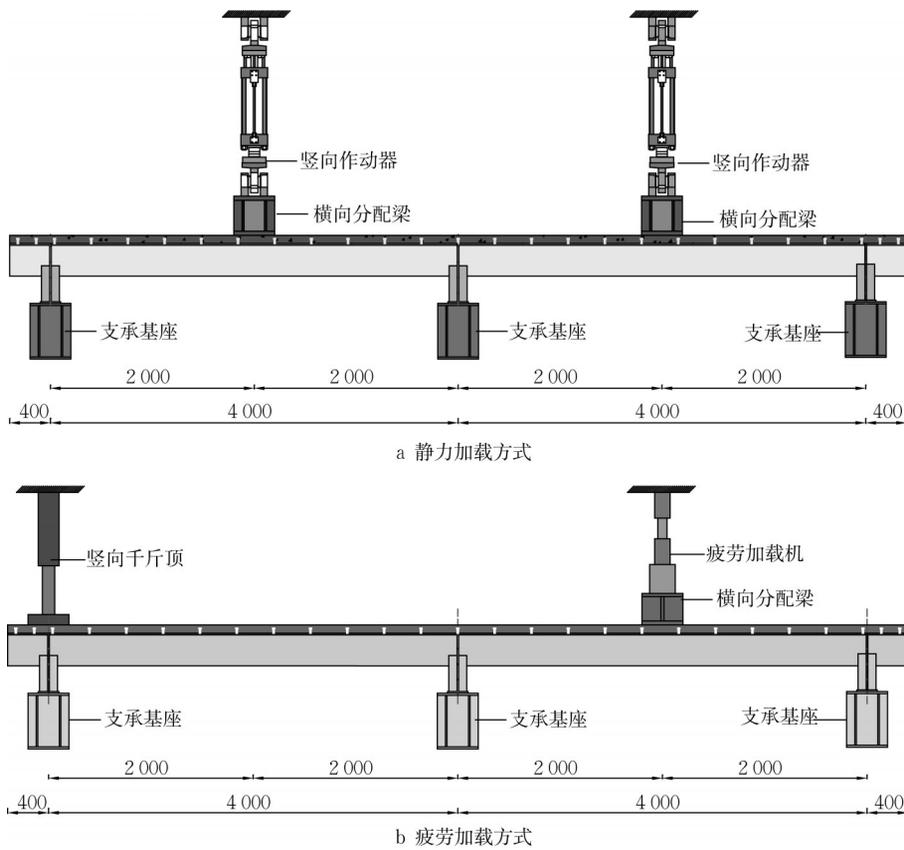


图 3 试件加载示意(单位:mm)

Fig.3 Loading setup (Unit: mm)

试件SCB-S仅经历静力破坏一个试验阶段,加载分为力控制加载与位移控制加载两部分,力控制加载分为预加载与正式加载,预加载是为了排除加载设备与采集设备可能出现的故障,正式加载首先以每级25kN加载至中支点负弯矩区混凝土层开

裂,之后以每级100kN加载至钢桥面板屈服,最后转为位移控制加载直至结构最终破坏。

试件SCB-F经历疲劳循环加载与静力破坏两个阶段,疲劳加载采用疲劳试验机进行200万次等幅荷载的疲劳试验,总共分为4个加载阶段,每个加

载阶段均进行 50 万次荷载循环,加载频率为 4Hz。疲劳加载的荷载上、下限及荷载幅值如表 1 所示。静力破坏加载方式与试件 SCB-S 相同。

1.4 材料性能

测试了与试验试件相关的主要受力材料的力学性能。其中厚度为 8mm 和 12mm 厚钢板的屈服强度分别为 411MPa 和 370MPa,抗拉强度分别为 554MPa 和 511MPa;直径 16mm 的钢筋屈服强度为 549MPa,抗拉强度为 664MPa。边长 150mm 的标准立方体钢纤维混凝土试块养护 28d 抗压强度为 85MPa。

2 试验结果

2.1 荷载—位移曲线

试件 SCB-S 跨中加载点截面的荷载—位移曲线如图 5 a 所示,试件经历了钢结构屈服前的线弹性

受力阶段和屈服后的非线性受力阶段。在线弹性阶段,试件的荷载—位移曲线基本呈现出线性的特征,两侧加载点跨中位移随荷载的增大而线性增大;在该阶段末,当荷载达到 $0.68P_u$ 时,中支点 U 肋下缘开始屈服,试件进入非线性阶段。随着荷载的增加,曲线斜率逐渐变小;当荷载达到 $0.72P_u$ 时,两侧跨中加载点截面 U 肋下缘受拉屈服;继续加载,中支点 U 肋下缘受压屈服面积增大,直至中支点处 U 肋发生屈曲变形,试件 SCB-S 的屈曲荷载为 $0.96P_u$;之后,随着中支点处 U 肋屈曲变形严重,结构到达承载力峰值 P_u (为 2 019kN)。此时荷载—位移曲线已近乎水平,试件跨中加载点处挠度不断增大,荷载的变化幅度较小;在非线性阶段末,构件两侧跨中加载点处混凝土压溃,中支点截面上层钢筋受拉屈服,结构无法继续承载,此时对应的剩余荷载值为 $0.86P_u$,试件破坏时的跨中截面挠度为 133.24mm。

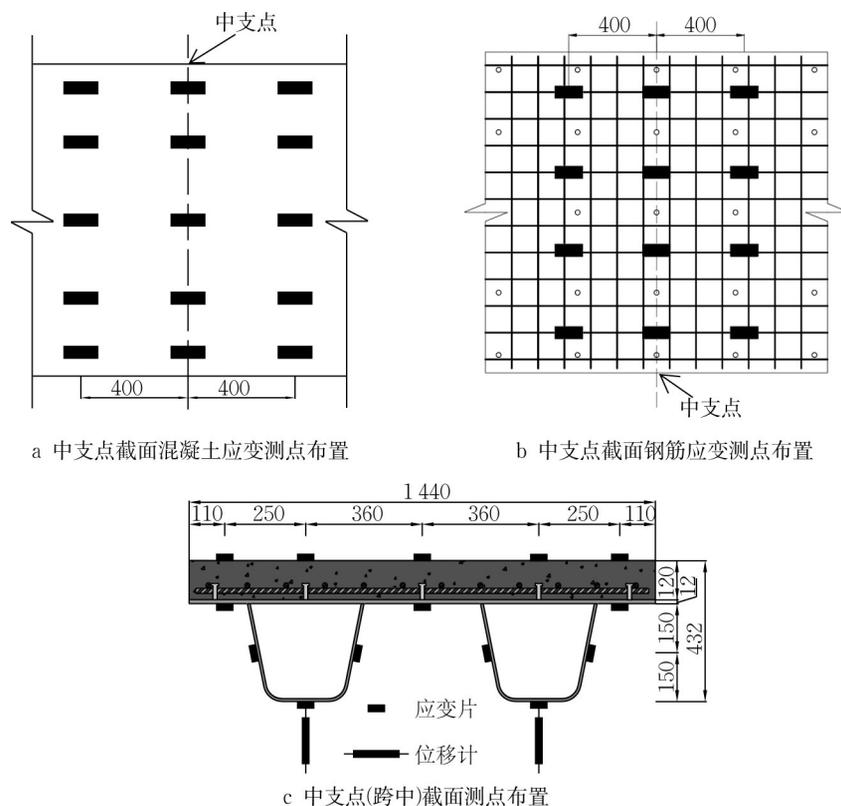


图 4 试件测点布置 (单位:mm)

Fig.4 Arrangement of measuring points of specimen (Unit: mm)

在完成试件 SCB-F 的疲劳加载后进行静力破坏试验,图 5 b 为试件 SCB-F 经历静力加载时跨中加载点截面的荷载—位移曲线。在加载的初期,试件跨中位移随荷载的增大而线性增大;当荷载达到 $0.67P_u$ 时,中支点截面 U 肋下缘受压屈服,曲线出现明显偏转;之后随着荷载等级的继续增大,荷载—

位移曲线的斜率逐渐减小,表明随着荷载的增加与中支点截面 U 肋受压屈服的发展,试件逐渐表现出非线性受力特征;当荷载达到 $0.97P_u$ 时,中支点截面 U 肋出现屈曲变形;不同于试件 SCB-S,试件 SCB-F 到达屈曲荷载后即变形严重,结构迅速到达承载力峰值 P_u (为 1 784kN),荷载—位移曲线趋近

表 1 疲劳加载历程

Tab.1 Load level for each loading period

荷载/kN			阶段加载次数/ 万次	累计加载次数/ 万次
上峰	下峰	幅值		
247	17	230	50	50
494	264	230	50	100
741	511	230	50	150
988	758	230	50	200

水平;继续加载直至构件两侧跨中加载点处混凝土压溃,中支点截面上层钢筋受拉屈服,结构无法继续承载,此时对应的剩余荷载值为 $0.98P_u$,试件破坏时的跨中截面挠度为 91.85mm 。

试件 SCB-F 的破坏形态如图 6 所示。

汇总两试件试验的主要荷载如表 2 所示。

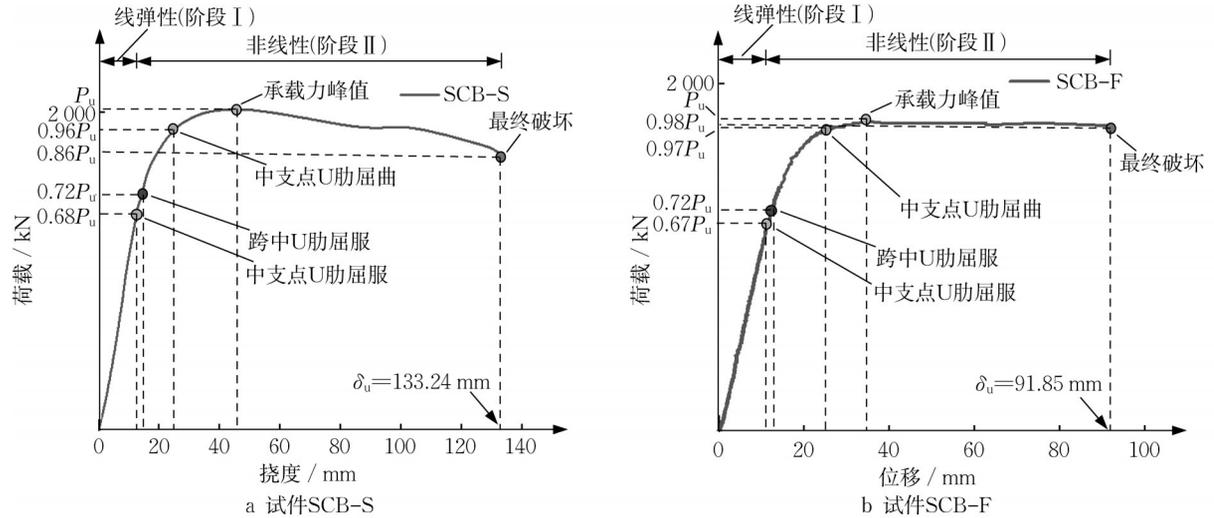


图 5 荷载—位移曲线

Fig.5 Load-deflection curves at midspan

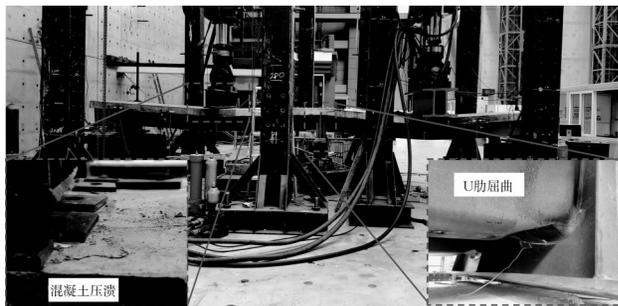


图 6 试件破坏形态

Fig.6 Failure modes of specimen

由图 5 荷载—位移曲线可以看出,试件 SCB-S 与 SCB-F 在线弹性阶段,即荷载水平达到约 $0.67P_u$ 时,切线刚度分别为 $115.25\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1}$ 和 $100.6\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1}$,试件经历疲劳荷载后刚度下降约 12.7% 。结合表中数据,试件 SCB-F 的中支点 U

肋下缘屈服荷载、跨中 U 肋下缘屈服荷载、中支点 U 肋屈服荷载和极限荷载均比试件 SCB-S 的小,说明桥面板受到反复荷载作用后其受力性能产生明显退化,本文试验试件经历疲劳荷载作用后的极限承载力下降了 11.6% 。然而,对比图 5 两试件的荷载—位移曲线,发现试件 SCB-S 的中支点 U 肋下缘屈服荷载、跨中 U 肋下缘屈服荷载、中支点 U 肋屈服荷载与极限荷载的比值分别为 0.68 、 0.72 和 0.96 ,试件 SCB-S 的上述 3 个数值分别是 0.67 、 0.72 和 0.97 ,且两试件的剩余荷载也非常接近,这说明受反复荷载作用桥面板的受力性能发生退化,且这种退化对试件的典型受力特性基本上产生同比例的影响。

2.2 裂缝特征

随着荷载等级的逐步提升,试件中支点负弯矩

表 2 试件测试结果

Tab.2 Bridge deck test results

试件编号	中支点 U 肋下缘屈服荷载/kN	跨中 U 肋下缘屈服荷载/kN	中支点 U 肋屈服荷载/kN	极限荷载 P_u /kN	剩余荷载/kN
SCB-S	1383	1453	1950	2019	1736
SCB-F	1203	1237	1737	1784	1757

区域混凝土产生裂缝,且裂缝的宽度随荷载的增大而不断扩张。在试件开裂后,每隔一定荷载等级进行一次裂缝观测,详细记录裂缝的分布情况并测量裂缝的最大宽度。

试件 SCB-S 的开裂荷载为 350kN,初始裂缝宽度为 0.04mm;之后,随着荷载的不断增大,试件中支点两侧区域开始对称出现裂缝。当荷载达到中支点 U 肋屈服荷载(1 383kN)时,中支点区域裂缝数量不再有明显增加,仅裂缝长度与宽度在既有裂缝的基础上继续发展,此时最大裂缝宽度为 0.14mm;当荷载增大到 1 600kN 时,最大裂缝宽度达到 0.20mm。

试件 SCB-F 在经历先期的疲劳荷载加载后,中支点负弯矩区域混凝土板上表面的裂缝已经初步

形成,裂缝主要分布于中支点靠近加载侧约 400mm 范围内,且经历疲劳加载时最大裂缝宽度维持在 0.09mm 左右,卸载后所有裂缝均闭合;在静力破坏加载过程中,随着荷载的逐步增大,试件中支点区域混凝土裂缝数量、长度均出现明显变化,裂缝宽度亦随着荷载的增大而逐渐增大,当荷载达到 1 600kN 时,最大裂缝宽度达到 0.21mm。

试件的裂缝分布对比如图 7 所示,试件 SCB-S 的裂缝较为集中的分布在中支点截面左右约 400mm 范围内;试件 SCB-F 的裂缝数量更多,贯通板宽的主裂缝数量亦更多,且裂缝分布范围更广,主要分布于中支点截面两侧约 500mm 范围内,且在局部区域除纵向裂缝外还有横向裂缝的产生,说明高周等幅疲劳荷载加速了混凝土板的裂缝发展。

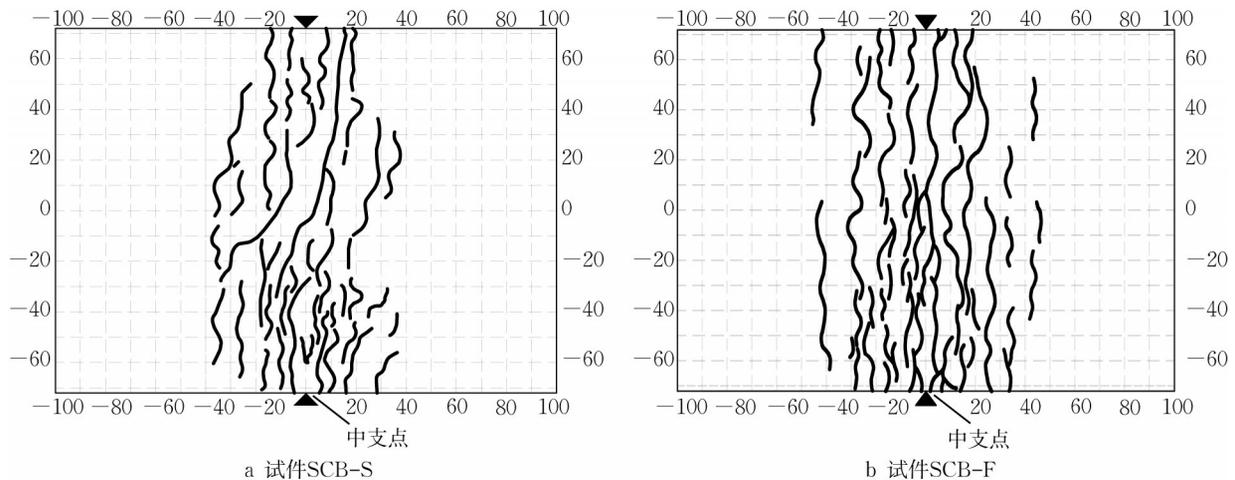


图 7 试件裂缝分布图(单位:cm)

Fig.7 The distribution of cracks(Unit:cm)

在主要的裂缝上选取多个测点,测量混凝土板裂缝宽度,得到两试件不同荷载等级下的最大裂缝宽度,如图 8 所示。从图 8 可以看出,在相同荷载等级下试件 SCB-F 的裂缝宽度始终大于试件 SCB-S,二者的最大裂缝宽度发展趋势大致相似,仅数值上相差 0.01~0.02mm,这是因为在疲劳荷载作用下,混凝土裂缝经历了多次的闭合与张开,使得混凝土板的裂缝宽度随疲劳荷载循环次数的增加而略有增大。

3 混凝土平均裂缝间距计算方法

对于钢纤维混凝土结构,当负弯矩区混凝土板开裂时,裂缝处的混凝土并未完全退出工作,钢纤维桥接作用使得开裂处混凝土仍有残余抗拉强度,这

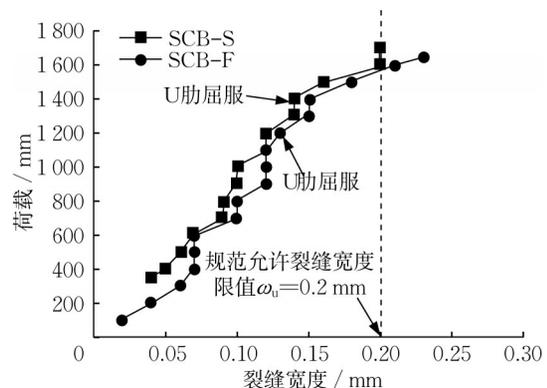


图 8 试件最大裂缝宽度曲线

Fig.8 Maximum Crack Width at Different Load

种残余强度减小了钢筋与混凝土之间所需的传递长度从而减少了平均裂缝间距。然而,对于疲劳荷载作用的混凝土板,高周疲劳荷载会导致混凝土与钢

筋之间黏结强度降低,造成钢筋与混凝土之间传递长度的增大进而引起平均裂缝间距的增大。因此,对于疲劳荷载作用后的高性能混凝土组合桥面板,其平均裂缝间距的计算不仅要考虑钢纤维的作用还要考虑高周等幅疲劳荷载导致的钢筋黏结强度降低。

3.1 基本假定

依据规范 GB 20010—2010^[18]提供的平均裂缝间距计算公式,参考钢筋混凝土黏结滑移理论,推导疲劳荷载作用后的钢纤维混凝土组合桥面板负弯矩区平均裂缝间距计算公式,并做出如下假设:

(1) 钢纤维混凝土桥面板出现裂缝后,并未直接退出工作,该处界面混凝土仍旧以残余抗拉强度值参与受力。

(2) 裂缝出现前瞬间,受拉区混凝土应力呈矩形分布,应力值为混凝土抗拉强度值。

(3) 裂缝出现前后,截面中和轴位置的移动忽略不计,即裂缝出现前后钢桥面板承受弯矩不变。

(4) 对于承受疲劳荷载的构件,考虑疲劳荷载对于钢筋与混凝土之间黏结效应的削弱作用。

(5) 黏结传递长度 l_{cr} 范围内钢筋的应力差与钢纤维混凝土应力差均由钢筋与混凝土之间的考虑疲劳荷载削弱作用的平均黏结强度 τ_m 承担。

3.2 等效残余抗拉强度值

依据欧洲材料与结构联合会关于纤维混凝土的标准^[19](RILEM TC 162—TDF)中有关钢纤维混凝土受拉开裂时的截面应力(如图9所示)可得:虽然桥面板负弯矩区混凝土抗拉强度随裂缝的出现而降低,但总体上钢纤维混凝土仍旧保持着一定的开裂后残余强度与变形能力。为确定钢纤维混凝土的抗拉残余强度,引入文献^[20]中的纤维增强混凝土轴拉本构模型(如图10所示),该模型的关键即是A点对应的应变值 ϵ_{tp} 、B点坐标 $(\alpha\epsilon_{tp}, \gamma f_t)$ 与C点对应的最终应变值 ϵ_u 的确定。根据文献^[20]与Marco^[21]等对于纤维增强混凝土的研究,结合实验分析与工程实例,取 ϵ_{tp} 为 f_t/E_c ,其中 f_t 为混凝土轴拉强度值, E_c 为混凝土弹性模量; α 为13.0; γ 为0.3; ϵ_u 可取为2%。

从A点到B点再到最后的C点,钢纤维混凝土始终保持着较高的残余抗拉强度,C点以后对应的强度由于应变过大可忽略不计,仅考虑从混凝土抗拉峰值点开始的ABC两段。依据能量等效原理进一步简化钢纤维混凝土残余抗拉强度值的计算,引入等效残余抗拉强度值 f_{tr} 概念,通过模型曲线包络面积 $S_{DABCF}=S_{GHFD}$ 求出混凝土开裂后的等效抗拉

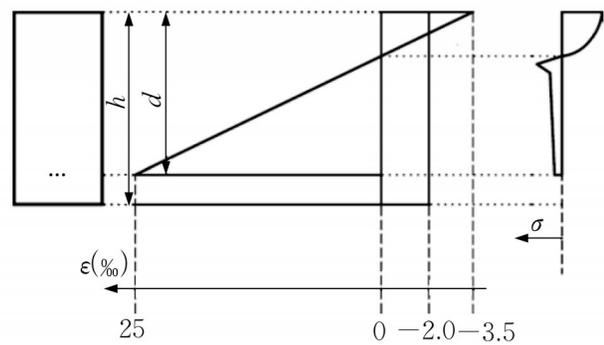


图9 钢纤维混凝土开裂截面应力分布

Fig.9 Stress distribution of cracked section of steel fiber reinforced concrete

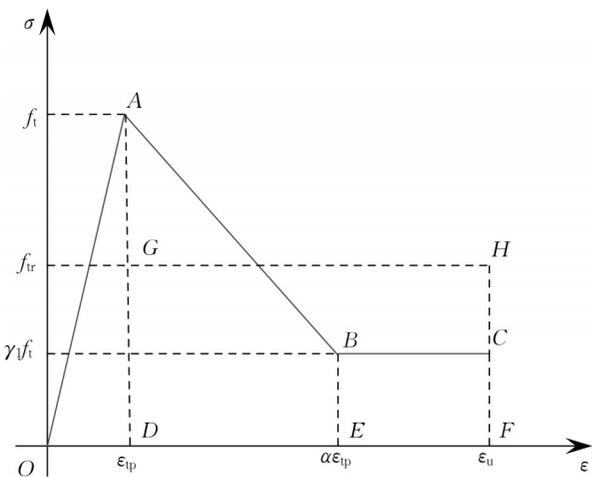


图10 纤维增强混凝土轴拉本构曲线

Fig.10 Axial tension constitutive curve of fiber reinforced concrete

强度值,可得 $f_{tr}=0.53f_t$ 。

3.3 计算公式

对于钢筋混凝土构件而言,一旦混凝土开裂,原本受拉的混凝土就会向开裂截面两侧收缩,此时混凝土与钢筋之间即产生相对滑移与黏结应力。当离开开裂截面的距离达到最小裂缝间距 l_{cr} 时,二者之间的相对滑移与黏结应力消失,结构易出现第二条裂缝。

基于此,正交异性组合桥面板负弯矩区混凝土最小裂缝间距 l_{cr} 可通过平衡条件求得,取ab段为隔离体(裂缝间距为 l_{cr}),该隔离体受力情况如图11所示。

第一条裂缝处的钢筋应力为 σ_{s1} ,即将出现第二条裂缝处的钢筋应力为 σ_{s2} 。两边的不平衡力由黏结力平衡,因此,由平衡条件可得

$$\Delta\sigma_s A_s = \sigma_{s1} A_s - \sigma_{s2} A_s = \tau_m \mu l_{cr} \quad (1)$$

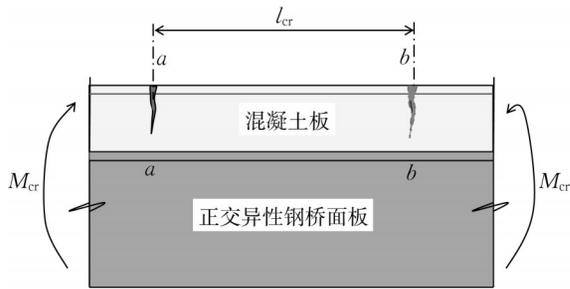


图 11 组合桥面板局部受力情况

Fig.11 Local stress situation of composite bridge deck

其中: $\Delta\sigma$ 为不平衡应力差; μ 为纵向受拉钢筋截面总周长。若截面a与截面b承担的弯矩均为 M_{cr} ,则可以得到截面a中的钢筋应力为

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{cr} - M_{c, re} - M_s}{\eta_a h_0 A_s} \quad (2)$$

其中: $M_{c, re}$ 为开裂截面混凝土残余强度提供的弯矩值; M_s 为正交异性钢桥面板承受弯矩值; η_a 为截面a钢筋内力臂系数; h_0 为截面有效高度; A_s 为纵向受拉钢筋截面面积。在截面b处, M_{cr} 可视为由三部分构成,一部分为混凝土承担的 M_c ,一部分为正交异性钢桥面板承担的 M_s ,另一部分为钢筋承担的 M_r 。

$$M_{cr} = M_c + M_s + M_r \quad (3)$$

$$\sigma_{s2} = \frac{M_r}{\eta_b h_0 A_s} = \frac{M_{cr} - M_c - M_s}{\eta_b h_0 A_s} \quad (4)$$

其中, η_b 为截面b钢筋内力臂系数,根据假设(3),由于截面开裂前后中性轴位置改变忽略不计,因此可以忽略a截面与b截面上钢筋所承担的内力臂间的差异,近似认为截面a与截面b钢筋内力臂系数 $\eta_a = \eta_b = \eta_0$ 。根据前述式(1)可得

$$\frac{M_{cr} - M_{c, re} - M_s}{\eta_0 h_0 A_s} A_s - \frac{M_{cr} - M_c - M_s}{\eta_0 h_0 A_s} A_s = \tau_m \mu l_{cr} \quad (5)$$

对式(5)进行简化处理,计算可得

$$\frac{M_c - M_{c, re}}{\eta h_0} = \tau_m \mu l_{cr} \quad (6)$$

如此,由式(6)可得疲劳荷载作用后混凝土桥面板理论最小裂缝间距计算公式为

$$l_{cr} = \frac{M_c - M_{c, re}}{\eta h_0 \tau_m \mu} \quad (7)$$

根据混凝土黏结滑移理论,理论上的最小裂缝间距为 l_{cr} ,最大裂缝间距为 $2l_{cr}$,则平均裂缝间距为 $l_m = 1.5 l_{cr}$ 。

最终,疲劳荷载作用后的正交异性钢混组合桥面板平均裂缝间距宽度表达式即为

$$l_m = 1.5 \frac{M_c - M_{c, re}}{\eta h_0 \tau_m \mu} \quad (8)$$

$$l_m = 1.5 \frac{h_c b_c (f_t - f_{tr}) \eta_c h_0}{\eta h_0 \tau_m \mu} \quad (9)$$

式中: h_c 、 b_c 分别为混凝土桥面板的高度及宽度; η_c 为截面混凝土内力臂系数。

3.4 钢筋黏结强度

上世纪80年代,为明确钢筋与混凝土之间的黏结机理及其黏结强度的变化规律,国内外学者针对不同锚固形式的钢筋混凝土构件开展了一系列拉拔试验^[22-24],试验结果表明,影响变形钢筋黏结性能的主要因素为混凝土强度、保护层厚度、配箍率与锚固长度,并给出了变形钢筋的平均黏结强度 τ_m 建议计算公式如下:

$$\tau_m = \left(0.82 + 0.9 \frac{d}{l_{ab}}\right) \times (1.6 + 0.7 \frac{c}{d}) f_t \quad (10)$$

其中: c 为钢筋保护层厚度, d 为钢筋直径; l_{ab} 为钢筋基本锚固长度; f_t 为混凝土抗拉强度值。

八十年代末,章文纲和程铁生^[25]针对钢纤维混凝土开展了一系列拉拔试验,研究表明在混凝土中掺入钢纤维并不改变黏结强度与混凝土之间的黏结性能,即在相对锚长、相对保护层厚度等条件相同的情况下,钢纤维混凝土与变形钢筋之间的黏结强度仍旧同钢纤维混凝土的抗拉强度成正比。并建议钢筋与钢纤维混凝土的锚固强度计算公式仍采用与式(10)相同的形式,仅用钢纤维混凝土抗拉强度值代替常规混凝土抗拉强度值,即

$$\tau_m = \left(0.82 + 0.9 \frac{d}{l_{ab}}\right) \times (1.6 + 0.7 \frac{c}{d} + 15.7 \frac{d_{sv}^s}{c S_{sv}}) f_{ft} \quad (11)$$

式中: d_{sv} 、 S_{sv} 为箍筋的直径和间距; f_{ft} 为钢纤维混凝土抗拉强度值。

为分析钢筋混凝土结构在高周疲劳荷载作用下的黏结锚固性能,Rehm和Eligehausen^[26]对锚固钢筋的疲劳性能作了详细的研究,结果表明:如果在疲劳荷载作用下黏结疲劳破坏没有发生,随后持续增加荷载,黏结-滑移曲线仍旧会沿着静载情况下的曲线变化规律发展。因此,当钢筋混凝土构件经历的峰值荷载小于其疲劳强度对应的荷载值时,先前施加的疲劳荷载仅影响其正常使用情况下的黏结性能而不会对极限承载力时的黏结性能造成影响,即对于接近破坏时的钢筋混凝土构件而言,其黏结强度仅与疲劳荷载作用后的混凝土剩余抗拉强度值相关。

基于此,对于承受疲劳荷载作用后的混凝土构件,可仍旧使用式(11)提供的钢筋与钢纤维混凝土间的平均黏结强度 τ_m ,仅对其中混凝土抗拉强度值进行修正,用混凝土疲劳后剩余强度 f_{tmax} 代替常规混凝土抗拉强度 f_t , $f_{tmax}=\gamma_p f_t$, γ_p 为疲劳荷载作用下的混凝土疲劳强度折减系数。此时,式(11)变为

$$\tau_m = \left(0.82 + 0.9 \frac{d}{l_{ab}} \right) \times \left(1.6 + 0.7 \frac{c}{d} + 15.7 \frac{d_{sv}^s}{c S_{sv}} \right) \gamma_p f_{rt} \quad (12)$$

我国《混凝土结构设计规范》(GB50010—2010)^[18]规定,疲劳强度折减系数可根据疲劳应力比值 $\rho_c = \frac{\sigma_{c,min}^f}{\sigma_{c,max}^f}$ 确定,其中 $\sigma_{c,min}^f$ 、 $\sigma_{c,max}^f$ 为截面同一纤维上的混凝土最大及最小应力,此规定同前苏联《铁路、公路和城市桥涵设计规程》(СНИП2/05/03/84)^[27]中规定的混凝土疲劳强度折减系数 $\gamma_p = 0.6\epsilon_0$ 相似, ϵ_0 为考虑不同疲劳应力比 ρ 的调整系数。

铁科院的姚明初^[28]则根据混凝土在等幅与变幅重复应力作用下的力学性能试验研究提出混凝土在

等幅或变幅重复应力作用下会出现相应的疲劳残余变形增量 $\Delta\epsilon$,并以此推导得出相对应的混凝土强度折减系数 $\gamma_p = f_{tmax}/f_t$ 估算公式为

$$\frac{f_{tmax}}{f_t} = \frac{\sigma_{min}}{f_t} + \left(1 - \frac{\sigma_{min}}{f_t} \right) (1.09 - 0.07 \lg N) \quad (13)$$

其中: N 为混凝土的疲劳循环次数。可以看到,该计算公式不仅引入了应力水平比值 σ_{min}/f_t ,还考虑了混凝土经受重复应力的循环次数。

而日本、欧洲与美国的规范^[29-31]及相关文献则以混凝土受疲劳荷载时的应力变程 $f_{cr} = \sigma_{max} - \sigma_{min}$ 表达混凝土的疲劳强度,其中 σ_{max} 与 σ_{min} 分别对应混凝土重复应力的上限和下限。此时,疲劳荷载作用下的混凝土强度折减系数 $\gamma_p = f_{tmax}/f_t$ 仅与应力水平比值 σ_{min}/f_t 相关。

3.5 结果对比

将各设计规范和文献中提出的混凝土疲劳强度折减系数带入式(12)求得对应的考虑疲劳荷载影响的钢筋黏结强度,进而得出承受疲劳荷载作用后的钢纤维混凝土组合桥面板的平均裂缝间距,并将其与试验结果相比较,具体结果见表3。

表3 平均裂缝间距试验值与计算值比较

Tab.3 Comparison of experimental and calculated average crack spacing

设计规范或文献	裂缝间距计算值/mm		裂缝间距实测值/mm			$l_{cr,th} / l_{cr,ex}$
	混凝土疲劳强度折减系数	理论值/ $l_{cr,th}$	最小值	最大值	平均值/ $l_{cr,ex}$	
GB50010—2010 ^[18]	0.86	86				0.88
СНИП2/05/03/84 ^[27]	0.76	97				0.99
美国AIC215委员 ^[31]	0.70	106				1.08
EC2 ^[30]	0.74	101	49	147	98	1.03
文献 ^[29] (日本)	0.83	89				0.91
铁科院建议值 ^[28]	0.88	84				0.86

由上表可得,采用不同设计规范或文献提供的混凝土疲劳折减系数带入本文建议的平均裂缝间距的计算公式均具有较好的精度,试件平均裂缝间距试验值同计算值吻合程度较好,二者比值在0.85~1.10之间,变异系数为0.092,计算结果可信。当然,为保证建议计算公式有更好的使用范围和计算精度,应在后续研究中扩大试验试件数量,以扩大样本空间。

4 极限承载力计算方法

基于前述分析可得,对于疲劳荷载作用的钢纤维混凝土组合桥面板,当计算其极限承载力时,不仅需要考虑到钢纤维混凝土材料的抗拉贡献,还需考虑疲劳荷载作用后的混凝土抗拉强度衰减问题。因

此,本文提出一种考虑疲劳荷载作用和纤维桥接作用的组合桥面板极限承载力计算方法,并作出如下假设:

(1)钢桥面板同混凝土板之间连接良好,不考虑二者之间的相对纵向滑移。

(2)考虑疲劳荷载作用,对混凝土轴拉强度值进行修正,用混凝土疲劳后剩余强度 f_{tmax} 代替常规混凝土抗拉强度 f_t , $f_{tmax}=\gamma_p f_t$ 。

(3)钢纤维混凝土板开裂后并未退出工作,受拉区混凝土以残余抗拉强度值参与受力,结合3.2节分析残余抗拉强度值为 $f_{tr}=0.53 f_{tmax}$, f_{tmax} 为混凝土疲劳后剩余轴拉强度值。

(4)受压区钢板均匀受压,受拉区钢板均匀受拉,且均达到其屈服强度 f_y 。

(5)受拉区钢筋均匀受拉,且均达到其屈服强

度 f_{st} 。

5 结论

通过开展静力破坏试验与疲劳荷载加载后的静力破坏试验研究了疲劳荷载作用后的正交异性组合桥面板受力性能退化的情况,得到了极限承载力、裂缝分布情况及最终破坏形态,具体研究结论如下:

(1)静力破坏试件SCB-S的破坏形态为受弯破坏,当达到极限承载状态时,中支点截面U肋屈曲变形严重,上表面混凝土开裂明显,两侧跨中加载点处混凝土压溃,整体结构出现明显的塑性变形;疲劳加载后的试件SCB-F静力破坏试验破坏形态同试件SCB-S一致,亦表现为受弯破坏。

(2)本文的试验结果表明在疲劳荷载作用下,正交异性组合桥面板的受力性能退化11.6%,而且对组合桥面板的典型受力特性产生同比例的退化影响;试件SCB-F在线弹性阶段的刚度较试件SCB-S下降了约12.7%。

(3)疲劳荷载会加速混凝土桥面板的裂缝发展,经历疲劳荷载作用后的试件SCB-F裂缝分布范围较静力破坏试件SCB-S扩大了25%,相同荷载等级下,试件SCB-F的最大裂缝宽度始终大于试件SCB-S。

(4)在考虑经历疲劳荷载作用后组合桥面板受拉区混凝土剩余抗拉强度的基础上,根据钢筋混凝土黏结滑移理论建立了适用于疲劳荷载作用后的钢纤维混凝土组合桥面板平均裂缝间距计算公式,并通过试验结果进行了验证;结果表明该平均裂缝间距计算公式计算值同本文试验值吻合程度良好,并以此提出一种考虑疲劳荷载作用和纤维桥接作用的组合桥面板极限承载力简化计算方法,可为实际工程的应用提供理论参考。

作者贡献声明:

武彧:试验设计、数据分析及论文写作与修改;

曾明根:论文选题、指导论文修改;

苏庆田:论文选题、指导试验设计及论文修改。

参考文献:

[1] 王春生,付炳宁,张芹,等.正交异性钢桥面板足尺疲劳试验[J].中国公路学报,2013,26(2):69.
WANG Chunsheng, FU Bingning, ZHANG Qin, *et al.* Fatigue test on full-scale orthotropic steel bridge deck [J]. China Journal of Highway and Transport, 2013, 26(2): 69.

[2] 史占崇,曾明辉,邱文东,等.正交异性钢-混凝土组合桥面板纵桥向的压弯性能[J].中国公路学报,2021,34(6):80.
SHI Zhanchong, ZENG Minghui, QIU Wendong, *et al.* Longitudinal compression-bending performance of orthotropic steel-concrete composite bridge deck [J]. China Journal of Highway and Transport, 2021, 34(6): 80.

[3] 张清华,卜一之,李乔.正交异性钢桥面板疲劳问题的研究进展[J].中国公路学报,2017,30(3):14.
ZHANG Qinghua, BU Yizhi, LI Qiao. Review on fatigue problems of orthotropic steel bridge deck [J]. China Journal of Highway and Transport, 2017, 30(3): 14.

[4] 戴昌源,苏庆田.钢-混凝土组合桥面板负弯矩区裂缝宽度计算[J].同济大学学报(自然科学版),2017,45(6):806.
DAI Changyuan, SU Qingtian. Crack width calculation of steel-concrete composite bridge deck in negative moment region [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2017, 45(6): 806.

[5] 邵旭东,罗军,曹君辉,等.钢-UHPC轻型组合桥面结构试验及裂缝宽度计算研究[J].土木工程学报,2019,52(3):61.
SHAO Xudong, LUO Jun, CAO Junhui, *et al.* Experimental study and crack width calculation of steel-uhpc lightweight composite deck structure [J]. China Civil Engineering Journal, 2019, 52(3): 61.

[6] 徐晨,张乐朋,江震,等.短焊钉布置对超高性能混凝土组合桥面板抗弯性能影响[J].同济大学学报(自然科学版),2021,49(8):1088.
XU Chen, ZHANG Lepeng, JIANG Zhen, *et al.* Effects of short stud arrangement on flexural behavior of ultra-high performance concrete composite bridge decks [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2021, 49(8): 1088.

[7] 贺欣怡,苏庆田,姜旭,等.环氧胶黏结刚性铺装的正交异性桥面板力学性能[J].哈尔滨工业大学学报,2020,52(9):25.
HE Xinyi, SU Qingtian, JIANG Xu, *et al.* Mechanical properties of orthotropic steel deck with epoxy adhesively bonded rigid pavement [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2020, 52(9): 25.

[8] 高璞,吴冲,苏庆田,等.连续宽箱组合梁桥混凝土桥面板的疲劳损伤度[J].江苏大学学报(自然科学版),2013,34(1):91.
GAO Pu, WU Chong, SU Qingtian, *et al.* Fatigue damage of concrete slabs in wide box continuous composite bridge [J]. Journal of Jiangsu University (Natural Science Edition), 2013, 34(1): 91.

[9] 刘扬,曾丹,曹磊,等.钢-UHPC组合结构桥梁研究进展[J].材料导报,2021,35(3):3104.
LIU Yang, ZENG Dan, CAO Lei, *et al.* Advances of steel-uhpc composite bridge [J]. Materials Reports, 2021, 35(3): 3104.

[10] HENG J, ZHOU Z, ZOU Y, *et al.* GPR-assisted evaluation of probabilistic fatigue crack growth in rib-to-deck joints in orthotropic steel decks considering mixed failure models [J]. Engineering Structures, 2022, 252: 113688.

[11] FANG H, IQBAL N, VAN STAEN G, *et al.* Structural optimization of rib-to-crossbeam joint in orthotropic steel decks [J]. Engineering Structures, 2021, 248: 113208.

- [12] 程斌,田亮,孙斌,等.超高性能混凝土铺层提升钢桥面板疲劳性能试验研究[J].同济大学学报(自然科学版),2021,49(8):1097.
CHENG Bin, TIAN Liang, SUN Bin, *et al.* Experimental study of fatigue behaviors of orthotropic steel bridge decks enhanced by the ultra-high performance concrete layer [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2021, 49(8): 1097.
- [13] 罗永传,刘红胜.铺装层温度效应对U肋与顶板构造疲劳损伤的影响[J].桥梁建设,2021,51(5):89.
LUO Yongchuan, LIU Hongsheng. Influence of pavement temperature on fatigue damage of u rib-to-deck details [J]. Bridge Construction, 2021, 51(5): 89.
- [14] 李传习,柯璐,陈卓异,等.正交异性钢桥面板弧形切口及其CFRP补强的疲劳性能[J].中国公路学报,2021,34(5):63.
LI Chuanxi, KE Lu, CHEN Zhuoyi, *et al.* Fatigue behavior and cfrp reinforcement of diaphragm cutouts in orthotropic steel bridge decks [J]. China Civil Engineering Journal, 2021, 34(5): 63.
- [15] 李游,李传习,陈卓异,等.基于监测数据的钢箱梁U肋细节疲劳可靠性分析[J].工程力学,2020,37(2):111.
LI You, LI Chuanxi, CHEN Zhuoyi, *et al.* Fatigue reliability analysis of u-rib detail of steel box girder based on monitoring data [J]. Engineering Mechanics, 2020, 37(2): 111.
- [16] 汪炳,黄侨,刘小玲.考虑多组件疲劳损伤的组合梁剩余承载力计算方法及试验验证[J].工程力学,2020,37(6):140.
WANG Bing, HUANG Qiao, LIU Xiaoling. Calculation method and experimental verification of the residual strength of composite beams considering the fatigue damage of multi-components [J]. Engineering Mechanics, 2020, 37(6): 140.
- [17] 卢朝辉,马义飞,宋力,等.重载铁路8m低高度钢筋混凝土板梁疲劳性能试验研究[J].中南大学学报(自然科学版),2017,48(9):2550.
LU Zhaohui, MA Yifei, SONG Li, *et al.* Experimental study on fatigue behavior of 8m low-height reinforced concrete plate-girder of heavy-haul railway [J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2017, 48(9): 2550.
- [18] 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,2015.
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, 2015.
- [19] RILEM TC 162-TDF. Test and design methods for steel fiber reinforced concrete: σ - ϵ design method: final recommendation [J]. Materials and Structures, 2003, 36(10): 560.
- [20] 原海燕.配筋活性粉末混凝土受拉性能试验研究及理论分析[D].北京:北京交通大学,2009.
YUAN Haiyan. Theoretical analysis and experimental research on tensile performance of reinforced reactive powder concrete [D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2009.
- [21] DI PRISCO M, PLIZZARI G, VANDEWALLE L. Fiber reinforced concrete: new design perspectives [J]. Materials and Structures, 2009, 42(9): 1261.
- [22] MIRZA S M, HOUDE J. Study of bond stress-slip relationships in reinforced concrete [J]. Journal Proceedings, 1979, 76(1): 19.
- [23] SOMAYAJI S, SHAH S P. Bond stress versus slip relationship and cracking response of tension members [J]. Journal Proceedings, 1981, 78(3): 217.
- [24] 徐有邻,邵卓民,沈文都.钢筋与混凝土的黏结锚固强度[J].建筑科学,1988(4):8.
XU Youlin, SHAO Zhuoming, SHEN Wendu. Bond strength between reinforcing bars and concrete [J]. Building Science, 1988(4): 8.
- [25] 章文纲,程铁生.钢纤维混凝土与钢筋黏结锚固性能的研究[J].工业建筑,1989(10):9.
ZHANG Wengang, CHEN Tiesheng. Research on bonding and anchorage properties of steel fiber reinforced concrete and reinforcing bars [J]. Industrial Construction, 1989(10): 9.
- [26] REHM G, ELIGEHAUSEN R. Bond of ribbed bars under high cycle repeated loads [J]. ACI Journal, 1979, 76(2): 297.
- [27] 苏联运输工程科学研究院.苏联铁路、公路和城市桥涵设计规程:CH200—62 [S].北京:人民交通出版社,1984.
Soviet Academy of Transportation Engineering. Technical Specifications for the design of railways, highways and urban roads in the former Soviet Union: CH200—62 [S]. Beijing: China Communication Press, 1984.
- [28] 姚明初.混凝土在等幅和变幅重复力疲劳性能的研究[D].北京:铁道科学院,1990.
YAO Mingchu. Study on fatigue properties of concrete under constant and variable amplitude repetitive force [D]. Beijing: Railway Academy of Sciences, 1990.
- [29] KAKUTA Y O, OKAMWA M, HOHNE M. New concepts for concrete fatigue design, design procedures in Japan [M]. Proceedings Fatigue of Steel and Concrete Structures. Collpquim Lausanne: IABSE, 1982.
- [30] European Committee for Standardization. Eurocode 2: Design of concrete structures part 1—1 general rules and rules for buildings: BS EN 1992—1—1:2014 [S]. London: Facsimile Publisher, 2004.
- [31] ACI Committee 215. Considerations for design of concrete structures subject fatigue loading [J]. ACI Journal, 1974, 71(3): 97.