

# 考虑车轮横向分布的钢桥面板顶板—U 肋 连接处疲劳损伤分析<sup>\*</sup>

李行, 潘军, 唐雪松

(长沙理工大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410114)

**摘要:** 为研究车轮横向分布对钢桥面板顶板—U 肋连接处疲劳损伤的影响, 以佛山平胜大桥为研究对象, 通过数值模拟, 计算各车型车轮荷载不同横向位置下顶板—U 肋连接处的应力, 采用英国规范 BS5400 计算该处的疲劳损伤度; 建立车轮分布模型, 计算车轮在车道不同位置的分布概率, 提出考虑车轮横向分布的疲劳损伤计算方法。结果表明, 顶板—U 肋连接处的应力幅受车轮横向分布的影响范围较小, 约为 1.5 m, 不必考虑多车效应; U 肋损伤分布差异较大, U 肋底板损伤比腹板损伤更严重; 考虑车轮横向分布效应后, 顶板—U 肋连接处的疲劳寿命计算值提高 69%, 钢桥面板疲劳损伤分析中应考虑车轮的横向分布效应。

**关键词:** 桥梁; 钢桥面板; 车轮横向分布; 疲劳损伤; 顶板—U 肋连接处; 应力幅

**中图分类号:** U445.7

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1671-2668(2020)01-0106-04

正交异性钢桥面板由桥面板、U 肋和横隔板焊接而成, 是大跨度桥梁桥面系的首选结构形式。由于其特殊的结构体系、受力特性及焊接残余应力等缺陷, 在车辆荷载长期反复作用下, 顶板—U 肋连接处易产生疲劳损伤。顶板—U 肋在桥面板体系中是重要的受力部位, 如果发生疲劳失效, 不仅修复困难、费用高昂, 而且严重影响结构的正常运行, 显著降低结构的使用寿命和安全性能。尤其是萌生于焊根位置的顶板裂纹, 前期裂纹未贯穿时难以发现, 贯穿后则已大大降低了顶板—U 肋连接处的正常工作性能。目前国内关于轮载的横向位置对顶板—U 肋连接处的影响研究较少, 有必要研究一种考虑轮载横向位置的有限元疲劳寿命评估方法。英国 BS5400 规范通过大量实验研究对构造细节进行疲劳等级评定, 给出了各疲劳等级参数, 理论成熟可靠, 可为顶板—U 肋连接处疲劳损伤计算提供依据。该文以广东佛山平胜大桥为研究背景, 通过有限元分析找出全桥恒载作用下最不利节段, 以该节段模型顶板—U 肋连接处局部区域为研究对象, 采用有限元方法, 分析该区域在二轴和四轴货车加载下的应力分布, 结合英国 BS5400 规范得到该细节的疲劳损伤; 建立车辆轮迹分布模型, 分析考虑轮迹横向分布概率后的疲劳损伤, 为改善顶板—U 肋连接处的抗疲劳性能提供理论依据。

## 1 有限元模型

### 1.1 全桥有限元模型

佛山平胜大桥是世界上跨度最大的单跨单塔双幅四索面自锚式悬索桥, 主跨跨径为 350 m, 主梁采用钢加劲梁, 闭口 U 肋的正交异性钢桥面板构造。

采用通用有限元软件 ANSYS 建立全桥有限元模型, 模型共 810 个节点、937 个单元。主梁、主塔和横梁采用具有承受拉、压、扭和弯曲性能的单轴梁单元 Beam44 模拟; 吊杆和拉索选择仅轴向受拉或受压的杆单元 Link10 模拟; 主梁和吊杆通过钢臂连接, 采用 Beam44 单元模拟(见图 1)。

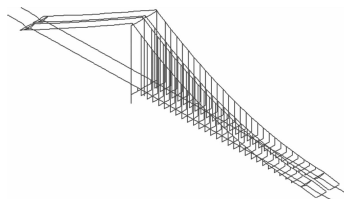


图 1 全桥有限元模型

根据李爱群等的研究结果, 行车荷载对节段应力的影响不大, 可不予考虑。通过 ANSYS 对该桥进行受力分析, 得到恒载作用下全桥的内力分布(见图 2)。根据材料力学公式  $\sigma = M_y / I_z$  ( $M$  为横截面上的弯矩;  $y$  为所求应力点的纵坐标;  $I_z$  为横截面对

<sup>\*</sup> 基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51578078)

中性轴的惯性矩),对于等截面的钢箱梁, $I_z$ 和 $y$ 相同,弯矩 $M$ 最大处即为截面最大应力处。根据 ANSYS 计算结果,该桥 129 号单元的弯矩最大,据此确定由 128、129、130、131 号单元组成的共 12 m 长节段为危险节段。

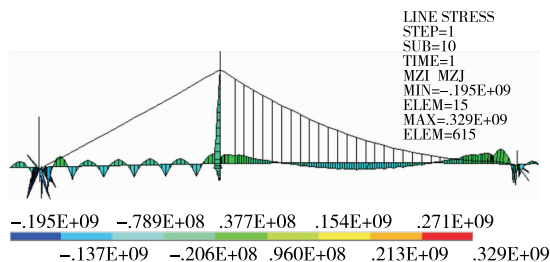


图 2 恒载作用下弯矩云图(单位:kN·m)

### 1.2 节段模型

建立该桥危险节段有限元模型,分析车轮不同横向位置下钢桥面板顶板—U 肋处的应力幅。取纵桥向 4 个横隔板 12 m 长节段,顶板厚度为 16 mm,底板厚度为 14 mm,纵隔板厚度为 12 mm,横隔板厚度为 10 mm,U 肋的长度×高度×厚度为 300 mm×280 mm×10 mm,顶板与 U 肋的夹角为 78°,横隔板间距为 3 m,U 肋间距为 300 mm。模型均采用 Shell63 壳单元,面板网格尺寸为 300 mm×250 mm,弹性模量为 210 GPa,泊松比为 0.3。对胎压作用的 5 个 U 肋局部进行网格加密(见图 3)。

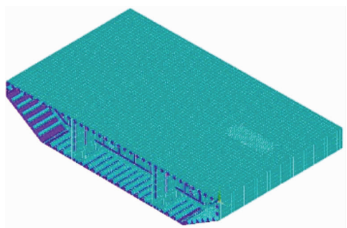


图 3 危险节段模型

为模拟节段模型在全桥中的受力特点,按节段模型在全桥中的实际受力进行加载:先约束一个端面所有节点的自由度,在另一端面附加一块钢板,将节段在该截面承受的弯矩、剪力与轴力作用在钢板形心位置,求得端面节点反力;撤掉钢板,约束该端面所有节点的自由度,将求得的节点反力作用于另一端面,将求得的节点反力作为力的边界条件加载至节点。 $e$  为轮载中心线距待测 U 肋中心线的距离,以轮载中心线每移动 100 mm 作为一个加载工况,在 5 个 U 肋横桥向宽度范围内加载,共 30 种工况,分析车轮不同横向位置对顶板—U 肋连接处疲

劳损伤的影响。实测发现 U 肋腹板与底板相交的角点处应力较大,有必要分析该处的疲劳损伤。因此,布置  $C_1$ 、 $C_2$ 、 $C_3$  3 个测点,分析 U 肋的疲劳损伤分布情况(见图 4)。

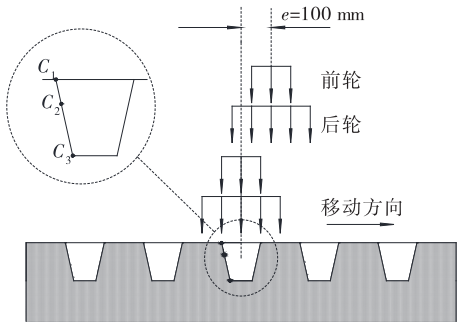


图 4 荷载工况

## 2 轮载不同横向位置对疲劳应力的影响

### 2.1 疲劳荷载模型

根据王益逊的研究成果,二轴货车占货车总数的 35%,四轴货车占货车总数的 41%,对顶板—U 肋处的疲劳影响较大。按照疲劳损伤等效原理求出货车的车辆荷载模型(见表 1)。单轮着地面积为 200 mm×300 mm,双轮着地面积为 200 mm×600 mm。考虑铺装层厚度对车轮着地面积的影响,铺装层厚度为 50 mm,车轮呈 45°扩展至钢桥面板,修正后的单轮着地面积为 300 mm×400 mm,双轮着地面积为 300 mm×700 mm。

表 1 疲劳车等效轴重

车型	车辆轴重/kN						轴距/m
	一轴	二轴	三轴	四轴	五轴	六轴	
二轴	50	105	—	—	—	—	5.0
三轴	55	110	135	—	—	—	4.0,3.0
四轴	40	80	80	80	—	—	3.3,6.6,1.3
五轴	60	115	90	80	80	—	3.2,6.9,1.6,1.3
六轴	60	110	115	120	120	125	2.9,1.5,6.9,1.3,1.3

### 2.2 应力分析

在二轴车和四轴车不同横向位置下,测点  $C_1$  的等效应力分布见图 5。由图 5 可知:随着轴重的增加,顶板—U 肋连接处的应力增大;车轮逐渐靠近被测 U 肋时,顶板—U 肋连接处的应力逐渐增大;车轮作用于被测 U 肋的正上方时,应力达到最大值;随后随着车轮的逐步偏离,应力逐渐降低;在前轮作用下, $e$  为 1 000~2 000 mm 时,测点应力变化明显,该范围之外应力无明显变化。由此可知单

轮对顶板—U肋连接处的应力横向影响范围为1 m,双轮对顶板—U肋连接处的应力横向影响范围为1.5 m。由于日常车流中车辆间距通常大于1.5 m,中国规范给出的车辆荷载同轴轮距为1.8 m,在横桥向可忽略多车效应及轴重间的相互作用对顶板—U肋连接处的影响。

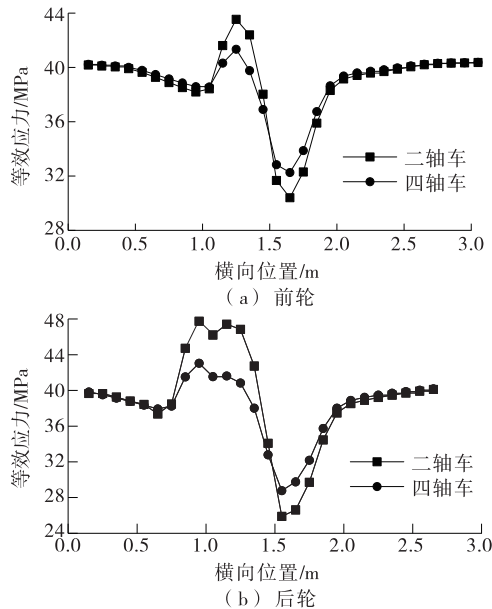


图5 不同横向位置下 $C_1$ 测点的等效应力分布

图6为二轴车作用在不同横向位置时各测点的等效应力分布。由图6可知:不管是前轮还是后轮, $C_1$ 、 $C_2$ 、 $C_3$ 测点的应力变化规律不同。车轮作用在目标U肋左侧相邻U肋上时, $C_1$ 测点承受较小的拉应力。随着车轮的移动,该处逐渐由拉应力变为压应力,当车轮移动到目标处时,应力变化显著。主要是由于顶板与U肋腹板的相互约束,使车轮作用下局部受压。 $C_2$ 与 $C_3$ 测点的变化规律相同,但在相同荷载作用下, $C_3$ 点的应力比 $C_2$ 点的大很多。

### 3 顶板—U肋连接处局部疲劳损伤分析

根据Miner线性累积损伤理论,结合英国桥梁规范BS5400,计算各类疲劳车各测点的日损伤度,了解顶板—U肋连接处在不同横向位置下的疲劳损伤情况。疲劳累积损伤采用Miner公式估算:

$$D = \sum \frac{n_i}{N_i}$$

式中: $n_i$ 为第*i*个应力幅的循环数; $N_i$ 为对应于第*i*个应力幅的疲劳寿命。

根据BS5400中 $\sigma_r - N(S - N)$ 关系规定进行计算:

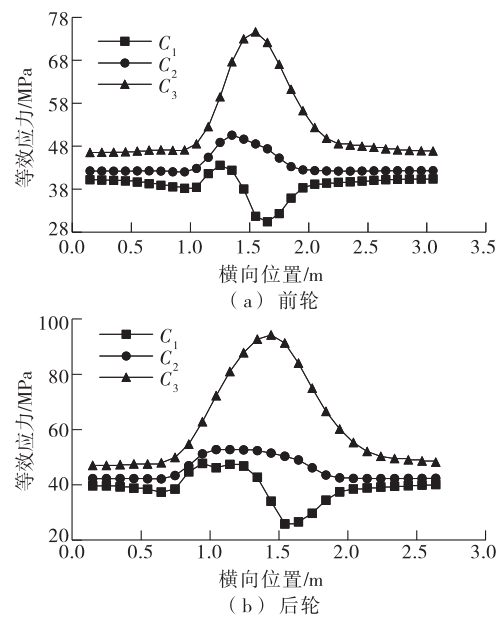


图6 不同横向位置下各测点的等效应力分布

$$N \times \sigma_r^m = K_2$$

式中: $N$ 为在应力幅 $\sigma_r$ 作用下构件发生破坏所需次数; $K_2$ 、 $m$ 根据构件的疲劳等级查规范得到。

对于低于疲劳极限 $\sigma_0$ 的 $\sigma_r$ ,根据规范中低值应力循环的处理办法,按下式处理:

$$\frac{n}{N} = \frac{n}{10^7} \left( \frac{\sigma_r}{\sigma_0} \right)^{m+2}$$

采用上述方法进行计算,得到二轴车、四轴车作用在最不利位置时各测点的疲劳损伤度(见表2)。由表2可知:轴重对顶板—U肋连接处日损伤影响较大,二轴车前轮相较于四轴车前轮重20%,而造成的日损伤约为四轴车的2倍,重车所引起的疲劳损伤危害更大,应加强对超载车的管理;U肋损伤分布差异巨大,如在四轴车后轮作用下, $C_3$ 测点的损伤度约为 $C_2$ 测点的1000倍,说明U类腹板处疲劳损伤较小,而腹板与底板相交处和U肋底板损伤较大; $C_1$ 测点的疲劳损伤比 $C_3$ 测点的小,是由于未考虑焊缝的影响,应在该处加一初始损伤,考虑焊缝和由结构自身缺陷带来的影响。

表2 二轴、四轴车最不利位置下各测点的日损伤度

车型	测点	前轮作用下日损伤度	后轮作用下日损伤度
二轴	$C_1$	$3.069\ 77 \times 10^{-7}$	$1.975\ 47 \times 10^{-6}$
	$C_2$	$1.257\ 22 \times 10^{-7}$	$2.154\ 11 \times 10^{-7}$
	$C_3$	$4.294\ 71 \times 10^{-5}$	$2.074\ 61 \times 10^{-4}$
四轴	$C_1$	$1.630\ 84 \times 10^{-7}$	$9.698\ 67 \times 10^{-7}$
	$C_2$	$4.223\ 44 \times 10^{-8}$	$1.360\ 77 \times 10^{-7}$
	$C_3$	$2.757\ 01 \times 10^{-5}$	$1.360\ 56 \times 10^{-4}$

## 4 考虑车轮横向分布的疲劳损伤评估方法

### 4.1 车轮横向分布概率模型

根据已有研究成果,车辆的横向分布受到诸多因素的影响,但仍具有一定的分布规律。为求得车轮横向分布对该桥顶板—U 肋连接处的影响,作如下假设:各车道间车流相互独立,不受干扰;各车道车轮的横向分布服从正太分布。车轮分布模型为:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x}{\sigma}\right)^2\right]$$

将车轮分布模型沿车道进行积分,得:

$$\int_{-3.750/2}^{3.750/2} f(x) dx = \int_{-3.750/2}^{3.750/2} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x}{\sigma}\right)^2\right] dx = 1$$

计算得  $\sigma = 539$  MPa,则车轮分布模型为:

$$f(x) = \frac{1}{539\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x}{\sigma}\right)^2\right]$$

实际上,车辆轮迹有一定宽度,车辆通过时只能覆盖一小部分车道宽度。因此,在车道上车轮的横向位置分布并不均匀。将该模型进行分段积分,求得车轮经过不同横向位置的概率(见图 7)。

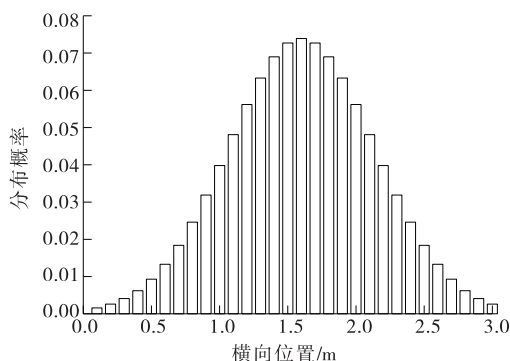


图 7 车轮横向概率分布

### 4.2 考虑车轮横向分布的疲劳损伤评估

先计算车道的日交通量,根据车型占有率得到各轴车的日通行数,考虑车轮横向分布概率得到各轴车在不同横向位置的作用次数:

$$n_{ij} = V_d P_i P_j$$

式中: $n_{ij}$ 为第*i*种车在第*j*个横向位置的作用次数; $V_d$ 为日交通量; $P_i$ 为第*i*种车型的占有率; $P_j$ 为车轮横向分布概率。

根据上述方法进行计算,得到考虑轮载横向分布的各测点日疲劳损伤度(见表 3)。由表 3 可知:在二轴车后轮作用下,考虑车轮横向分布时  $C_1$  测点

的日损伤度为  $2.995\ 73 \times 10^{-7}$ ,相较于最不利位置下的日损伤度,  $C_1$  测点的损伤度下降约 85%;在四轴车后轮作用下,考虑车轮横向分布时  $C_2$  测点的日损伤度为  $4.493\ 02 \times 10^{-8}$ ,相较于最不利位置下的日损伤度,  $C_2$  测点的损伤度下降约 63%。综合各测点在前后轮作用下的损伤度,损伤度平均下降约 69%,疲劳寿命得到大幅提升。可见,车轮横向分布对顶板—U 肋连接处疲劳损伤的影响显著,研究该处疲劳损伤时应重视车轮横向分布概率的影响。

表 3 考虑车轮横向分布时各测点的日损伤度

车型	测点	前轮作用下日损伤度	后轮作用下日损伤度
二轴	$C_1$	$4.226\ 02 \times 10^{-8}$	$2.995\ 73 \times 10^{-7}$
	$C_2$	$1.827\ 67 \times 10^{-8}$	$1.247\ 98 \times 10^{-7}$
	$C_3$	$1.020\ 07 \times 10^{-8}$	$6.835\ 23 \times 10^{-5}$
四轴	$C_1$	$1.656\ 13 \times 10^{-8}$	$8.727\ 49 \times 10^{-7}$
	$C_2$	$7.126\ 37 \times 10^{-9}$	$4.493\ 02 \times 10^{-8}$
	$C_3$	$1.711\ 85 \times 10^{-5}$	$4.372\ 53 \times 10^{-5}$

## 5 结论

(1) 顶板—U 肋连接处的应力对车轮横向位置较敏感,但影响范围较小,单轮的横向影响范围约为 1 m,双轮的横向影响范围约为 1.5 m,故不必考虑多车效应。

(2) U 肋的疲劳损伤分布差异较大,U 肋底板与腹板连接处及 U 肋底板的损伤较严重,而 U 肋腹板处的损伤较小。

(3) 考虑车轮横向分布概率,计算所得损伤度相较于最不利位置加载下的损伤度下降 69% 以上,行车荷载的横向分布效应不可忽略。

## 参考文献:

- [1] 王春生,冯亚成.正交异性钢桥面板的疲劳研究综述[J].钢结构,2009,24(9).
- [2] 曾志斌.正交异性钢桥面板典型疲劳裂纹分类及其原因分析[J].钢结构,2011,26(2).
- [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).
- [4] Roman Wolchuk. Lessons from weld cracks in orthotropic decks on three european bridges[J]. Journal of Structural Engineering, 1990, 116(1).
- [5] Paul A Tsakopoulos, John W Fisher. Full-scale fatigue tests of steel orthotropic decks for the Williamsburg Bridge[J]. Journal of Bridge Engineering, 2003, 8(5).

(下转第 138 页)

“被平均”而遗漏。

## 6 结语

针对公路隧道设计阶段安全风险评估中存在的问题,结合大量风险评估体会,提出一些对策措施,如严格化风险事故后果的判断标准,将各种风险后果折算成经济损失并将总损失作为风险等级评价标准;在洞口稳定性、塌方、岩爆等风险事件评估中将数值分析结果作为风险发生概率评估依据;细化和完善模糊综合评价法的指标体系;将交通事故和火灾发生率、运行速度差作为评价交通事故和火灾风险的依据;将评估单位和专家调查结果分别按60%、40%的权重比例汇总成最终风险等级值。这些对策措施尚属个人浅见,还需收集更多的工程案例进行验证,并开展多种评估方案之间的平行、对比研究,提高研究结论的客观性和在背靠背情况下评估结果的一致性,为《指南》的修订提供参考。

## 参考文献:

- [1] Directive 2004/54/EC, Minimum safety requirements for tunnels in the Trans-European Road Network[S].
- [2] Alan N Beard. Tunnel safety, risk assessment and decision-making[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2010, 25(1).
- [3] Rita L Sousa, Herbert H Einstein. Risk analysis during tunnel construction using Bayesian Networks: Porto metro case study [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2012, 27(1).
- [4] Audun Borg, Henrik Bjelland, Ove Nja. Reflections on Bayesian Network models for road tunnel safety design: A case study from Norway[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2014, 43.
- [5] Ondrej Nyvlt, Samuel Privara, Lukas Ferkl. Probabilistic risk assessment of highway tunnels[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2011, 26(1).
- [6] 王立军. 高速公路山岭隧道设计阶段安全风险评估[J]. 交通运输研究, 2012(24).
- [7] 白文琦, TIONG L K R. 隧道开挖中地质风险评估的敏感性分析[J]. 中国公路学报, 2016, 29(8).
- [8] 何美丽, 刘霖, 刘浪, 等. 隧道坍方风险评价的未确知测度模型及工程应用[J]. 中南大学学报: 自然科学版, 2012, 43(9).
- [9] 秦胜伍, 吕江峰, 陈剑平, 等. 基于最大熵一属性区间识别的隧道坍方风险评价[J]. 人民长江, 2017, 48(19).
- [10] 侯东赛, 张霄, 王磊. 基于综合赋权-TOPSIS法隧道突涌水风险评价及应用[J]. 隧道建设, 2017, 37(6).
- [11] 杨卓, 马超. 基于BP神经网络方法的岩溶隧道突涌水风险预测[J]. 隧道建设, 2016, 36(11).
- [12] 黄宏伟, 彭铭, 胡群芳. 上海长江隧道工程风险评估研究[J]. 地下空间与工程学报, 2009, 5(1).
- [13] 孙昕. 铁路隧道风险评估指标体系及方法研究[J]. 铁道工程学报, 2012(9).
- [14] 周庆昕, 薛亚东. 公路隧道施工风险评估若干问题的探讨[J]. 三峡大学学报: 自然科学版, 2014, 36(4).
- [15] 何发亮. 铁路隧道风险评估若干问题探讨[J]. 现代隧道技术, 2011, 48(1).
- [6] Shigenobu Kainuma, Muye Yang, Young-Soo Jeong, et al. Experiment on fatigue behavior of rib-to-deck weld root in orthotropic steel decks[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2016, 119(11).
- [7] 吉伯海. 我国缆索支承桥梁钢箱梁疲劳损伤研究现状[J]. 河海大学学报: 自然科学版, 2014, 42(5).
- [8] 唐亮, 黄李骥, 刘高, 等. 正交异性钢桥面板顶板贯穿型疲劳裂纹研究[J]. 公路交通科技, 2012, 29(2).
- [9] 李爱群, 王浩. 子模型法在超大跨悬索桥钢箱梁应力分析中的应用[J]. 工程力学, 2007, 24(2).
- [10] 周绪红, 朋茜, 秦凤江, 等. 钢桥面板顶板与纵肋连接焊根位置疲劳损伤特征[J]. 交通运输工程学报, 2018, 18(1).
- [11] 王益逊, 傅中秋, 孙童, 等. 钢桥面板 U 肋对接焊缝疲劳寿命研究[J]. 武汉理工大学学报: 交通科学与工程版, 2016, 40(2).
- [12] JTG D64-2015, 公路钢结构桥梁设计规范[S].
- [13] 卜一之, 杨绍林, 崔闯, 等. 轮迹横向分布对钢桥面板疲劳应力幅的影响[J]. 桥梁建设, 2015, 45(2).
- [14] 王涛. 高速公路桥梁交通荷载调查分析及仿真模拟[D]. 西安: 长安大学, 2010.
- [15] 刘黎萍, 孙立军. 高速公路不同车道车型组成分析[J]. 中外公路, 2004, 24(1).
- [16] 赵锋军, 杨鑫. 水泥砼桥面沥青铺装受力特性研究[J]. 公路与汽运, 2017(2).
- [17] 邹小魁. 钢筋混凝土桥桥面铺装层应力分析与计算[D]. 西安: 长安大学, 2009.

收稿日期: 2019-07-02

收稿日期: 2019-03-15