

开口 U 形肋组合桥面板基本力学性能

苏庆田, 薛智波, 韩旭, 姜旭

(同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

摘要: 为了检验所提出的开口 U 形肋组合桥面板在桥梁使用中的受力性能,并区分其与常规桥面板的受力性能,设计制作了 3 个不同桥面板试件,其中包括 1 个混凝土桥面板、1 个正交异性钢桥面板、1 个带 U 形肋组合桥面板. 通过静力试验测试了不同桥面板在荷载作用下负弯矩区混凝土开裂情况、桥面板不同部位的结构应变和变形、极限承载力等. 试验结果表明,在车轮荷载作用下,开口 U 形肋组合桥面板的应力远远低于正交异性钢桥面板的应力,避免了桥面板钢结构疲劳的发生;在重量比混凝土桥面板小 57% 的情况下,组合桥面板的承载力是混凝土桥面板的 1.42 倍;在用钢量约为钢桥面板 1/2 的情况下,二者的承载力相当.

关键词: 组合桥面板; U 形肋; 正交异性; 受力性能; 试验
中图分类号: TU398 **文献标志码:** A

Performance of the Orthotropic Composite Bridge Deck with U-shape Stiffener

SU Qingtian, XUE Zhibo, HAN Xu, JIANG Xu

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

Abstract: In order to check the performance of the new type of composite bridge deck proposed in this paper under the wheel load and test its performance in the second system of the bridge deck, and also to compare it with the performance of the common bridge deck, 3 different types of bridge decks are designed and fabricated. One was concrete bridge deck, another was orthotropic steel bridge deck, and the third was composite bridge deck with concrete slab and orthotropic steel plate with U-shape stiffener. Static load test was conducted on these specimens to investigate the cracking behavior of concrete in the negative moment zone and measure the deformation and the strains in different locations on the decks. The result proves that the local stress level of the composite bridge deck acted by the vehicle load is lower than that of the orthotropic steel bridge deck. The composite

bridge deck has a high fatigue strength and wheel-load resisting strength. The weight of composite deck is 57 percent lighter than that of the concrete deck, while the bearing capacity of the composite deck is 1.42 times that of the concrete deck. The bearing capacity of composite is almost equal to that of orthotropic steel bridge deck with half the amount of steel.

Key words: composite bridge; U-shape stiffener; orthotropic deck; mechanical behavior; experiment

桥面板是桥梁结构中的重要构件,除了参与桥梁结构的整体受力外,更主要的是直接承受桥面车辆荷载作用,把桥梁上的车辆荷载传递到其他结构构件中^[1]. 目前桥梁中的桥面板主要有混凝土桥面板和钢桥面板. 由于混凝土的强度较低,桥面板的厚度通常在 20~30 cm 之间,桥面板的重量较大,通常应用于中小跨径桥梁中;由于钢材的强度高,桥梁中常用的正交异性钢桥面板显著降低桥面结构自重,是大跨度桥梁中首选的桥面结构形式. 从桥梁长期运营情况中桥面板病害情况看,混凝土桥面板的病害主要表现为混凝土开裂,而钢桥面板的病害表现为钢板的疲劳开裂和桥面铺装的破坏^[2-3]. 针对不同病害分析其成因,混凝土的开裂主要是由于混凝土材料的抗拉强度低,难以抵抗车辆荷载作用下的局部受力;而钢桥面板的疲劳开裂主要是由于桥面板结构中的面板刚度小、焊接应力影响、重复交变的车轮荷载局部产生高应力、结构局部缺陷所致;钢桥面板的铺装破损严重,主要是钢桥面板的刚度小、局部变形大使得钢面板与铺装易分离^[4-6].

仅依靠单一材料的桥面板难以完全发挥材料的优势,采用钢与混凝土组合结构,通过合理设置钢与混凝土的结构尺寸,可以充分发挥 2 种材料的强度优势,在桥面系中采用组合结构成为近几年工程界

收稿日期: 2016-07-05

基金项目: 国家“九七三”重点基础研究发展计划(2013CB036303)

第一作者: 苏庆田(1974—),男,教授,博士生导师,工学博士,主要研究方向为钢与组合结构桥梁. E-mail: sqt@tongji.edu.cn

通讯作者: 姜旭(1982—),男,助理教授,硕士生导师,工学博士,主要研究方向为钢与组合结构桥梁. E-mail: jiangxu@tongji.edu.cn

中探索发展的一个重要方向^[7-8]. 国外常采用压型钢板与混凝土组合的桥面板, 国内的佛山东平大桥采用了平钢板与混凝土相组合的组合桥面板, 这 2 种桥面板中均充分利用底层钢板既作为现场浇筑混凝土的模板又作为常规混凝土桥面板中的底层受力钢筋, 起到了良好的效果. 另外针对现有正交异性钢桥面板的病害, 在修复时有采用高性能混凝土如 UHPC, RPC, STC 等与钢桥面板组合的形式, 起到了良好的修复效果^[9-11].

根据目前组合结构桥面板发展情况和国内正交异性钢桥面广泛应用的现实, 提出一种 U 形肋加混凝土的组合桥面板, 总体上形成正交异性组合桥面板. 这种新型组合桥面板采用钢板冷弯形成连续波形截面, 得到开口的 U 形, 再在钢板上浇筑一层混凝土, 形成组合截面. 这种组合截面中的钢结构通过冷弯成型, 没有焊接, 工厂加工效率高, 无焊接残余应力, 减少了钢结构疲劳裂缝的风险; 同时采用混凝土桥面可以与钢结构形成刚度更大的组合桥面系, 增强了车轮荷载作用下的抗变形能力, 增加了桥面与铺装材料之间的黏结强度, 提高了桥面铺装的耐久性, 降低桥面铺装造价. 另外这种新型组合结构桥面系板的重量介于混凝土桥面板和钢桥面板之间, 可用于跨度介于中等跨度与大跨度之间的桥梁.

为了检验这种开口 U 形肋组合桥面板的受力性能、优缺点及其适用范围, 特别是桥面板在车辆荷载下的力学性能, 并进一步与常规桥面板的受力性能进行比较, 本文设计制作了 3 个不同截面形式的桥面板, 测试了桥面板在不同荷载作用下的受力和变形, 并对 3 个桥面板的受力性能进行比较分析.

1 试验方案

1.1 试件设计

静力试验共设计了 1 个开口 U 形肋组合桥面板试件(编号 S-1)、1 个钢筋混凝土桥面板试件(编号 S-2)和 1 个正交异性钢桥面板试件(编号 S-3), 各个桥面板的总长度同为 10.5 m. 桥面板的截面形状如图 1a 至 1c 所示. 试件 S-1 混凝土板中纵向钢筋直径为 20 mm, 横向间距为 150 mm, 横向钢筋直径为 12 mm, 纵向间距为 150 mm; 混凝土和钢结构之间布置了直径 13 mm、高度 80 mm 的焊钉, 焊钉沿试件宽度方向布置 4 排, 沿长度方向的间距为 200 mm. 试件 S-2 的混凝土板中上、下层纵向钢筋直径为 20 mm, 横向间距为 150 mm, 横向钢筋直径为 12 mm,

纵向间距为 150 mm, 上、下层纵向钢筋保护层厚度为 50 mm. 试件 S-3 截面宽度为 1 200 mm, U 肋中心相距 600 mm. 另外试件 S-1 中根据桥面板支承在桥梁横隔板的受力情况, 在正弯矩区的 U 肋内填充泡沫以减轻结构的重量, 在负弯矩区的 U 肋内浇筑混凝土, 发挥混凝土抗压性能好的优点, 并提高 U 肋受压部位的局部稳定性能, 其中在中支点左右各 0.5 m 范围的 U 肋内浇筑混凝土, 如图 1d 所示. 试件 S-1 的钢结构和完整的试件如图 1e, 1f 所示.

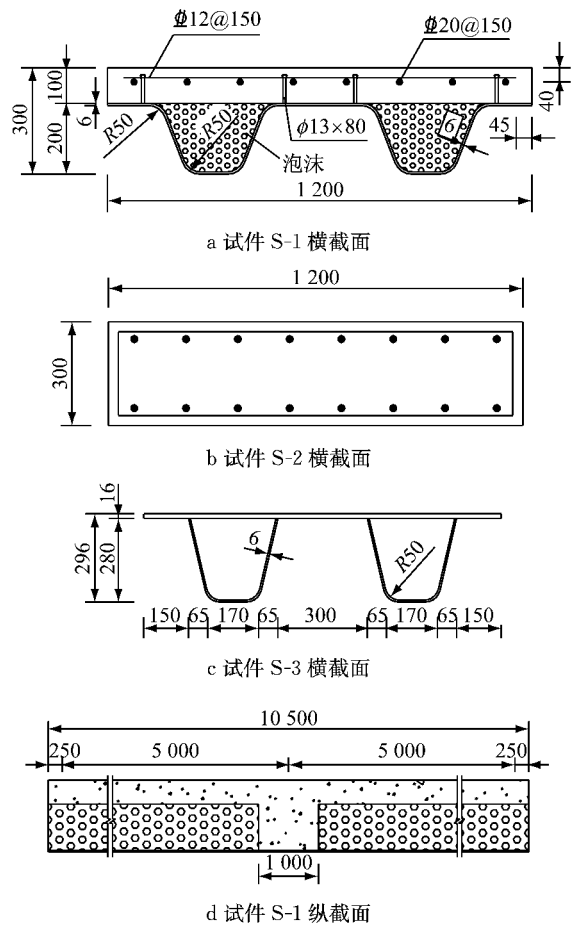


图 1 试件尺寸与实物图(单位:mm)

Fig.1 Dimension of the specimens (Unit:mm)

1.2 试验加载装置

对试件 S-1 和试件 S-3 先进行 5 m 单跨试验,测试车轮荷载作用下相邻两肋间的桥面板局部受力. 在跨中施加 70 kN 的车轮荷载,车轮与桥面板的接触尺寸分别为 600 mm,200 mm,荷载值和接触面积与规范^[12]规定相同. 由于试件 S-1、试件 S-3 在纵桥向和横桥向的刚度不同,在实桥应用中,桥面板加劲肋的长度沿桥纵向放置,这时车轮着地长边(600 mm)垂直于加劲肋长度方向,如图 2a 所示.

另外,对所有试件的每一跨跨中施加竖向力,如图 2b 所示,测试桥面板在桥梁第 2 体系中正、负弯矩区的整体受力性能. 试验测试装置如图 3 所示.

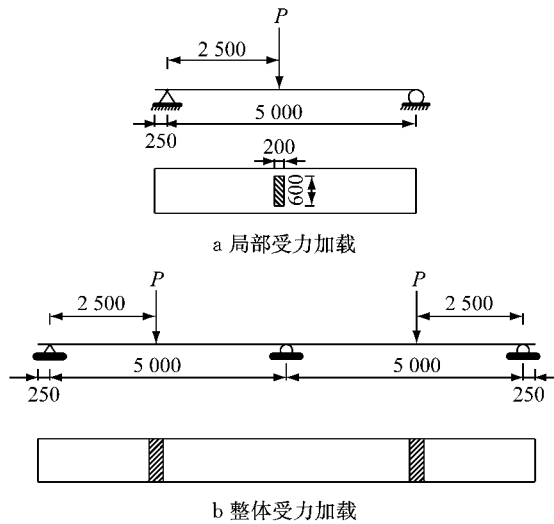


图 2 试件加载示意(单位:mm)

Fig.2 Schematic diagram of the loading system(Unit: mm)

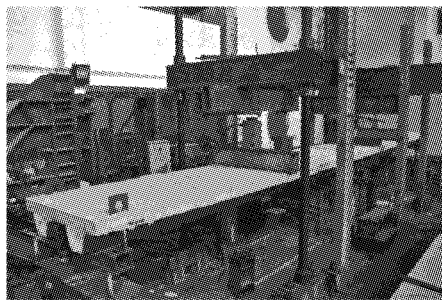


图 3 试件加载测试装置

Fig.3 Setup of the loading system

1.3 测试内容及测点布置

正交异性钢桥面板中的加劲肋与桥面板连接处容易产生疲劳裂纹,该部位的裂纹是由于桥面板横向拉压应力交替变化产生的. 在测试车轮局部荷载作用时仅在车轮作用位置的纵桥向跨中截面顶板与 U 肋的腹板交界处沿桥面板宽度方向布置了 1 个应变计,如图 4a 和 4b 所示. 在测试桥面板整体受力行

为时,在中支点、跨中截面处的桥面板混凝土上表面、钢板和 U 形肋上布置了应变计,在支点、跨中布置了位移计,在梁端设置了千分表测试钢板与混凝土间的相对滑移. 具体应变测点布置如图 4c,4d 所示.

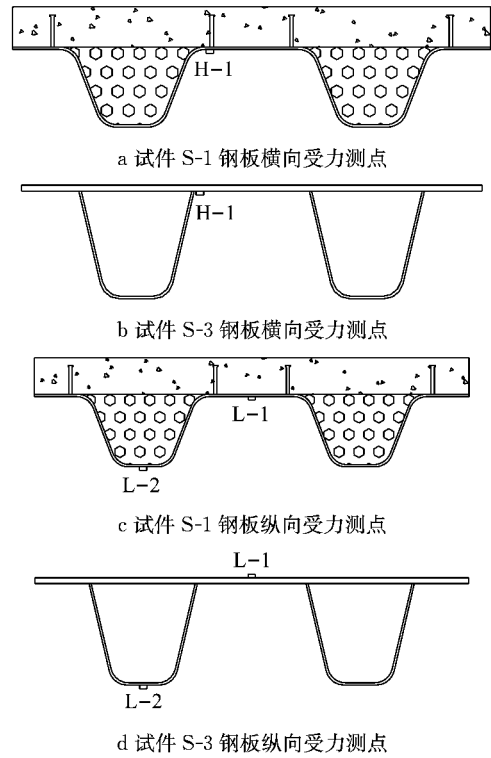


图 4 应变测点布置

Fig.4 Layout of strain measured position

1.4 材性试验

对主要受力构件的材性进行了测试,其中钢材的主要力学性能如表 1 所示,混凝土的主要力学性能指标如表 2 所示.

表 1 钢材力学性能

Tab.1 Material properties of steel

| 名称 | 直径(板厚)/mm | | 屈服强度/ MPa | 抗拉强度/ MPa |
|----|-----------|-------|--------------|--------------|
| | 设计 | 实测 | | |
| 钢筋 | 20 | | 477.23 | 625.21 |
| 钢板 | 6 | 5.67 | 377.83 | 543.64 |
| 钢板 | 16 | 15.89 | 355.64 | 540.21 |

表 2 混凝土力学性能

Tab.2 Material properties of concrete

| 抗压强度 | 抗拉强度/MPa | 弹性模量/MPa |
|-------|----------|----------|
| 65.27 | 4.91 | 41 556 |

2 车轮荷载作用下桥面板的局部受力

在车轮局部加载方式 1 作用下,测得试件 S-1 和试件 S-3 桥面板的 H-1 测点(如图 4a 所示)的横

向应变分布如图 5 所示。

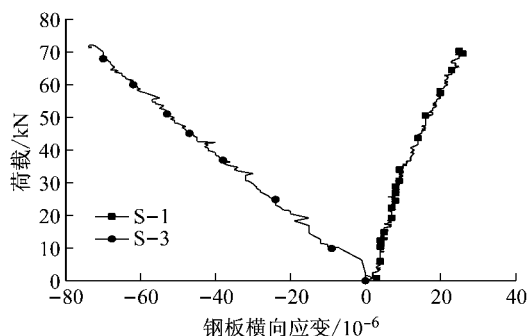


图 5 车轮局部加载下试件的横向应变

Fig. 5 Transverse strains of specimens under local wheel load

由图 5 可以看出,在车轮局部荷载作用下试件 S-1 和试件 S-3 中横向测点 H-1 的应变结果出现了明显的不同.其中试件 S-1 的应变均为拉应变,而试件 S-3 的应变均为压应变.出现 2 种应变符号完全相反的结果是由于桥面板的刚度不同造成的.在 2 个试件中桥面板均与 U 形肋的腹板相连,桥面板支承在 U 肋的腹板上,试件 S-3 中 16 mm 厚度的钢顶板相比于试件 S-1 中的组合板(6 mm 钢板加 100 mm 混凝土)的刚度要小很多.受到车轮荷载局部作用后,试件 S-3 的桥面板在 U 肋的腹板间发生局部弯曲变形(即第 3 体系的受力特点);而试件 S-1 的桥面板在 U 肋的腹板间基本没有局部弯曲变形(即第 2 体系的受力特点),而是通过桥面板把荷载扩散到相邻的 U 肋上,使得桥面板的受力成为局部的整体变形(即第 2 体系的受力特点).由于试件 S-1 和试件 S-3 的桥面刚度不同,使得桥面系中 U 肋与钢顶板相交处的应力发生了本质的改变,如图 6 所示的桥面板变形示意图也能说明该问题.该交界处试件 S-3 的应力水平比试件 S-1 的大,前者约为后者的 2.5 倍.尽管在试件 S-3 中 U 肋与钢顶板交界处的应力为压应力,但是该部位是焊接连接形式,焊接残余应力的峰值接近钢材的屈服强度.在车轮荷载作用下的压应力幅值也会使得该部位的钢结构产生疲劳裂纹,该裂纹在工程中已被大量发现.相反,在试

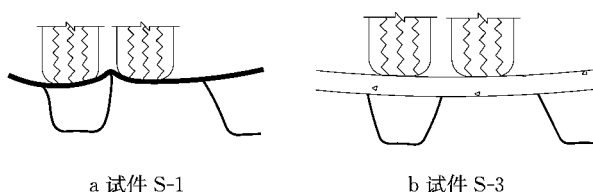


图 6 车轮局部加载下桥面板的变形

Fig. 6 Deflection of the deck under local wheel load

件 S-1 中 U 肋腹板与钢顶板交界处的横向应力较低,在 70 kN 车轮荷载作用下测得的应力约为 6 MPa,远远低于钢桥规范中无限寿命的应力截止限值 22.5 MPa,所以,在正常使用情况下组合桥面板中钢板自身无疲劳问题。

3 竖向荷载作用下桥面板的整体受力

采用图 2b 所示的加载方式测试桥面板在桥梁第 2 结构体系的受力,持续增加外荷载而得到不同种类桥面板的受力性能及破坏发展变化过程。

3.1 试验过程及破坏特征

(1) 试件 S-1. 在加载初期,试件处于弹性工作状态,混凝土和钢板的应变都随荷载增加而线性增加.当荷载达到 50 kN 时,中支点截面附近出现第 1 条裂缝.当荷载达到 140 kN 时,裂缝宽度达到 0.2 mm,最大裂缝深度已达 85 mm.荷载在 200~300 kN 之间时,试件内部开始出现响声.荷载达到 400 kN 时,响声较大.荷载达到 400 kN 左右时,跨中截面钢底板受拉屈服.此时中支点截面钢底板也达到受压屈服.此后,钢板应变和试件跨中位移随荷载增加而迅速增加.当荷载达到 640 kN 左右时,跨中截面顶板混凝土被压碎,试件破坏(如图 7a 所示)。

(2) 试件 S-2. 在加载初期,试件处于弹性工作状态.当荷载达到 20 kN 时,跨中截面底板混凝土受拉开裂.当荷载达到 70 kN 时,中支点截面顶板混凝土受拉开裂.当荷载达到 180 kN 时,中支点负弯矩区顶板混凝土裂缝达到 0.2 mm.当荷载达到 250 kN 时,跨中底板混凝土受拉区裂缝达到 0.2 mm,此时跨中截面附近混凝土最大裂缝深度达到 118 mm.此后,跨中正弯矩区和中支点负弯矩区的混凝土裂缝数目均随荷载增加而增加.当荷载达到 418 kN 时,跨中截面下层受拉钢筋屈服.当荷载接近 432 kN 时,中支点截面处上层受拉钢筋屈服.当荷载达到 450 kN 时,跨中截面混凝土顶板被压碎(如图 7b 所示),结构无法继续承载。

(3) 试件 S-3. 在加载初期,试件处于弹性工作状态.当荷载达到 272 kN 时,中支点截面 U 肋底板达到受压屈服.当荷载达到 430 kN 时,跨中截面 U 肋底板达到受拉屈服.当荷载达到 644 kN 时,中支点截面钢顶板上缘达到屈服应变.当荷载达到 660 kN 时,跨中位移已经达到 80 mm,结构因位移过大而无法继续承载(如图 7c 所示),此时中支点附近 U 肋底板处已经出现局部屈曲。

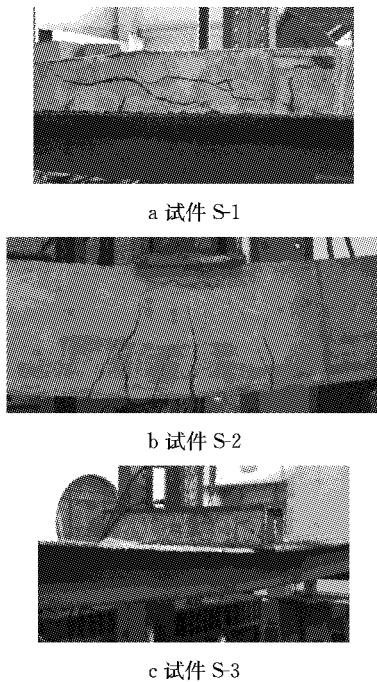


图7 试件破坏形态

Fig.7 Failure mode of specimens

3.2 试验结果和分析

3.2.1 跨中挠度与荷载关系

由于3个试件横截面高度几乎一致,且宽度相同,为了对比分析3个试件在竖向荷载下的整体受力性能,根据每个试件所承受的竖向荷载,得到3个试件单位宽度的跨中挠度与竖向荷载的关系曲线如图8所示.图中跨中位移取左右两跨的平均值.

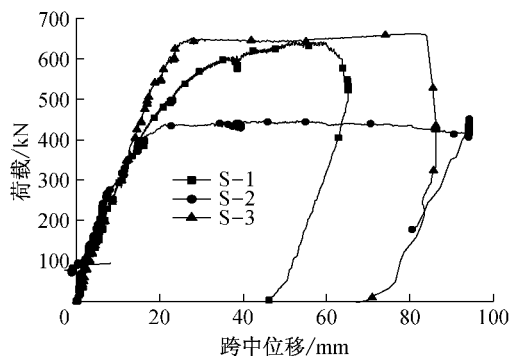


图8 试件荷载-跨中位移关系

Fig.8 Load versus mid-span deflection curves of specimens

由图8看出,3个试件均经历了近似线弹性和明显塑性2个阶段.在弹性阶段试件S-1,S-2和S-3的整体刚度大致相同,表明开口U形肋组合桥面板的结构整体刚度与钢桥面板和混凝土桥面板相当.当荷载达到400 kN左右时,混凝土桥面板试件S-2的荷载-位移曲线进入水平段,组合桥面板试件S-1的

荷载-位移曲线斜率也逐渐变缓.试件S-1的极限承载力与正交异性钢桥面板试件S-3十分接近,均大于混凝土桥面板试件S-2.最终试件S-1的极限承载力为642.7 kN,是试件S-2最大承载力451.7 kN的1.42倍,是试件S-3最大承载力661.5 kN的0.97倍.

从图8看出,在桥梁正常荷载使用范围内,开口U形肋组合桥面板的力学性能与钢桥面板基本一致,由于试件S-1存在负弯矩区混凝土开裂导致其刚度减弱,在桥面板出现严重开裂后其整体结构刚度低于钢桥面板试件,但其极限承载力与钢桥面板基本持平.

3.2.2 应力与应变分析

跨中截面和中支点截面为两跨受力连续组合桥面板的关键受力截面,因其分别代表组合桥面板承受最大正负弯矩的截面.对比3个试件在这2个关键截面处的上下缘钢板(钢筋)应变,可以更好地比较3个试件的受力情况.选取跨中截面钢板上下缘(上下层钢筋)应变和中支点截面钢板上缘(上层钢筋)作为代表,提取3个试件的荷载-应变曲线进行对比.

如图9所示,3个试件的跨中钢板上缘(上层钢筋)受力均较小,直至试件破坏均未达到屈服应力,表明此位置并不对试件破坏起控制作用.

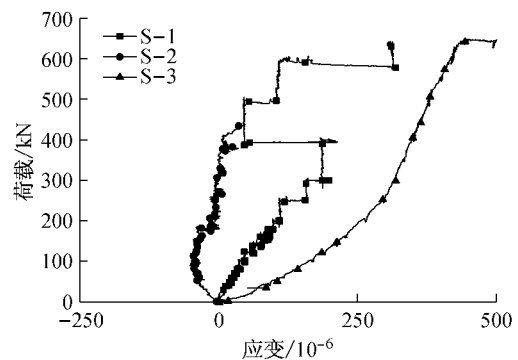


图9 试件跨中钢板(钢筋)上缘荷载-应变关系

Fig.9 Load versus strain of uppermost fiber of steel (top layer of bars) at mid-span section curves of specimens

跨中截面钢板下缘(下层钢筋)的荷载-应变曲线对比如图10所示,跨中下部钢板(钢筋)是局部受力较大的位置.当荷载接近400 kN时,试件S-1的跨中钢板下缘率先达到屈服,屈服后钢板应变随荷载增加而急剧增加;荷载达到约430 kN时,试件S-2下层钢筋达到屈服;试件S-3的屈服荷载约为530 kN.试件S-1的跨中钢板下缘屈服荷载略低于试件

S-2 和 S-3,但试件 S-1 跨中钢板下缘屈服后强度发展较好,表明试件具有很好的延性。

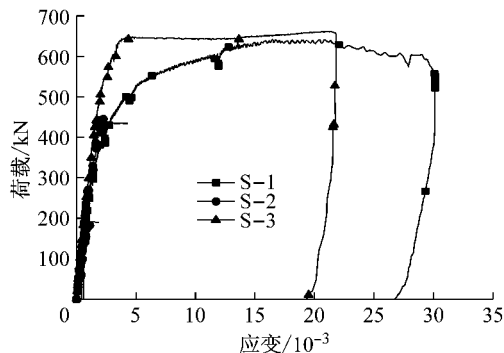


图 10 试件跨中钢板(钢筋)下缘荷载-应变关系

Fig.10 Load versus strain of bottom fiber of steel (bottom layer of bars) at mid-span section curves of specimens

中支点截面钢板上缘(上层钢筋)的荷载-应变曲线如图 11 所示,可以看出,当荷载达到 270 kN 左右时,试件 S-2 的荷载-应变曲线发生明显变化,钢筋应变在整个加载过程中相对于试件 S-1 和 S-3 的对应钢板应变始终较小,试件 S-1 的荷载-应变曲线在 530 kN 左右时斜率开始变小,表明此时钢板开始屈服;试件 S-3 的最大钢板上缘在相当长一段时间内保持弹性状态,直至加载至极限荷载时才达到屈服。

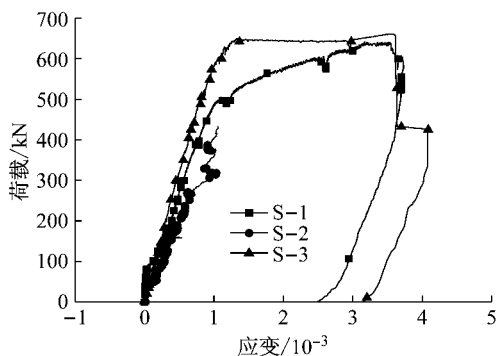


图 11 试件中支点截面钢板(钢筋)上缘荷载-应变关系

Fig.11 Load versus strain of uppermost fiber of steel (bottom layer of bars) at mid-support section curves of specimens

综合比较 3 个位置的荷载-应变曲线,可以看出试件 S-1 的跨中钢板下缘屈服荷载略低于试件 S-2,中支点截面上缘屈服荷载大大高于试件 S-2;尽管试件 S-1 的跨中和中支点截面的钢板屈服荷载均低于试件 S-3,但由于钢板具有较强的屈服后强化阶段,因此试件 S-1 可以在钢板屈服后继续承载,其最终的极限承载力与试件 S-3 基本一致。

4 组合桥面板的性能分析

4.1 经济性能

试件 S-1 的钢材用量为每平方米 74.7 kg,钢筋用量为每平方米 21.8 kg,每平方米钢材钢筋总用量为 96.5 kg,试件 S-3 的钢材用量为 190.0 kg,开口 U 形肋组合桥面板的每平方米钢材钢筋用量为钢桥面板用量的 50.8%。试件 S-1 的重量为每平方米 3.47 kN,试件 S-2 的重量为每平方米 8.00 kN,开口 U 形肋组合桥面板的每平方米钢筋用量为混凝土桥面板用量的 44.1%。

综合考虑结构受力性能、钢材用量和结构抗疲劳性能的因素,在重量比混凝土桥面板轻 57% 的情况下,组合桥面板的承载力是混凝土桥面板的 1.42 倍;在用钢量不到钢桥面板 50% 的情况下,二者的承载力相当,但组合桥面板避免了钢桥面板疲劳开裂和桥面铺装易损的问题。不可否认,本文所提的正交异性组合桥面板的造价介于混凝土桥面板和钢桥面板之间,但综合考虑自重和承载力等因素,本文所提的开口 U 形肋组合桥面板可以适用于中等跨度与大跨度之间的桥梁中。

4.2 安全性能

规范[12]中规定单个车轴的最大荷载为 140 kN。在纵向考虑 7 个横隔板间距的长度,每个横隔板处视为竖向支座约束,根据规范[12]中车辆荷载的立面布置,将 2 个轴重为 140 kN 的重轴按照中间跨的跨中和支点弯矩影响线的最不利布置布载,计算出横隔板在 3 m,4 m 和 5 m 间距下跨中和中支点承受的最不利弯矩,得到单位宽度桥面板承担的最大正、负弯矩,如表 3 所示。

表 3 车辆荷载下单位宽度组合桥面板安全储备系数

Tab.3 Safety factor of unit width of wave deck under vehicle load

| 跨径/m | 正弯矩 | | | 负弯矩 | | |
|------|-------------|---------------|--------|-------------|---------------|--------|
| | 试验结果/(kN·m) | 规范计算结果/(kN·m) | 安全储备系数 | 试验结果/(kN·m) | 规范计算结果/(kN·m) | 安全储备系数 |
| 3 | | 11.96 | 23.59 | | 9.70 | 24.46 |
| 4 | 282.2 | 20.50 | 13.78 | 237.1 | 14.75 | 16.02 |
| 5 | | 29.26 | 9.64 | | 19.51 | 12.23 |

在前文提出的静力加载试验中,传感器可以读出荷载和支座反力的大小,根据荷载和支座反力值可以算出单位波长组合桥面板截面实际能够承受的最大正、负弯矩。经计算,单位波长组合桥面板承担的最大正负弯矩分别为 283.2 kN·m 和 237.1 kN·m。将该最大弯矩除以规范计算结果,得到不同跨径下组合桥面板截面的安全储备系数如表 3 所示。从表中可以看出,组合桥面板截面在规范规定的车辆荷载下具有充足的安全系数,可以承担日常交通中的车辆荷载作用,能够应用于实际桥梁中。

5 结论

对 1 个 U 形肋正交异性组合桥面板、1 个混凝土桥面板和 1 个正交异性钢桥面板进行了静载试验研究,得到以下主要结论:

(1) 所提的 U 形肋正交异性组合桥面板具有良好的受力性能,在车轮荷载作用下其最不利位置的横向应力低于正交异性钢桥面板,大大降低了桥面板中钢板发生疲劳破坏的可能性。

(2) 在两跨跨中集中荷载作用下,U 形肋组合桥面板的抗弯承载力是混凝土桥面板和正交异性钢桥面板的 1.42 倍和 0.97 倍,该桥面板可以应用于跨度介于中等跨度与大跨度之间的桥梁。

(3) 在规范规定的车辆荷载作用下,本文所提的组合桥面板截面在用于横隔板间距为 3~5 m 时,其安全系数均在 9.6 以上。

参考文献:

- [1] 范立础. 桥梁工程[M]. 北京:人民交通出版社,2001.
FAN Lichu. Bridge engineering [M]. Beijing: China Communication Press,2001.
- [2] SHIOTANI T, OHTSU H, MOMOKI S, *et al.* Damage evaluation for concrete bridge deck by means of stress wave techniques. [J]. Journal of Bridge Engineering (ASCE),2012, 17(6): 847.
- [3] 王春生,吴全友,缪文辉. 钢筋混凝土桥面板疲劳寿命评估[J]. 长安大学学报(自然科学版),2006,33(2):50.
WANG Chunsheng, WU Quanyou, MIAO Wenhui. Fatigue life estimation of reinforced concrete bridge deck[J]. Journal of Chang'an University (Scientific Edition), 2006, 33(2):50.
- [4] 安群慧. 正交异性钢桥面板纵向 U 肋与横梁接缝的应力特点和疲劳裂纹特性[J]. 世界桥梁,2009(4):26.
AN Qunhui. Characteristic of stress in the joint between longitudinal U-rib and cross beam in orthotropic steel bridge deck [J]. World Bridge, 2009(4):26.
- [5] LI Z X, CHAN T H T, KO J M. Fatigue damage model for bridge under traffic loading: Application made to Tsing Ma Bridge[J]. Theoretical and Applied Fracture Mechanics, 2001, 35(1): 81.
- [6] BATTISTA R C, PFEIL M S, CARVALHO E M L. Fatigue life estimates for a slender orthotropic steel deck[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2008, 64(1): 134.
- [7] KIM H Y, JEONG Y J. Experimental investigation on behaviour of steel-concrete composite bridge decks with perfbond ribs[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62(5): 463.
- [8] KIM H Y, JEONG Y J. Steel-concrete composite bridge deck slab with profiled sheeting[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(8): 1751.
- [9] 任剑. 钢-混凝土组合结构疲劳性能试验研究[D]. 成都:西南交通大学,2006.
REN Jian. Preliminary study of design method of steel-concrete composite slab [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2006.
- [10] 邵旭东,张哲,刘梦麟,等. 正交异性钢-RPC 组合桥面板弯拉强度的实验研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版),2012,39(10):7.
SHAO Xudong, ZHANG Zhe, LIU Mengling, *et al.* Research on bending tensile strength for composite bridge deck system composed of orthotropic steel deck and thin RPC topping[J]. Journal of Hunan University (Scientific Edition), 2012, 39(10):7.
- [11] SALEEM M A, MIRMIRAN A, XIA J, *et al.* Ultra high performance concrete bridge decks reinforced with high-strength steel or fiber reinforced polymers[J]. ACI Structural Journal, 2011,105(8): 601.
- [12] 中华人民共和国交通运输部. 公路桥涵设计通用规范: JTG D60—2015 [S]. 北京:人民交通出版社,2015.
Ministry of Transport of the People's Republic of China. General specifications for design of highway bridges and culverts: JTG D60 — 2015 [S]. Beijing: China Communications Press, 2015.