doi:10.11918/j.issn.0367-6234.2016.09.003

U形肋正交异性组合桥面板力学性能

苏庆田[1], 韩 旭[1], 姜 旭[1], 邵长宇[2], 陈 亮[2]

(1.同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 上海市政工程研究总院(集团)有限公司, 上海 200092)

摘 要: 为验证桥面板在局部车轮荷载作用下的受力特性及桥面板在桥梁第二体系中的受力性能,提出新型U形肋正交异性组合桥面板系统,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形肋正交异性组合桥面板. 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等. 试验结果表明:U形肋正交异性组合桥面板在车轮荷载作用下其局部应力水平显著低于正交异性钢桥面板,具有较强的抗疲劳性能; U形肋正交异性组合板在桥梁第二体系的承载能力分别是混凝土桥面板和钢桥面板的1.37倍和0.93倍.

关键词: 组合桥面板;正交异性;U形肋;受力性能;足尺试验

中图分类号: TU398 **文献标志码**: A **文章编号**: 0367-6234(2016)09-0014-06

Performance of the orthotropic composite bridge deck with U-shape stiffener

SU Qingtian[1], HAN Xu[1], JIANG Xu[1], SHAO Changyu[2], CHEN Liang[2]

(1.College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;
2.Shanghai Municipal Engineering Design Institute (Group) Co., Ltd., 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 its performance in the second system of the bridge deck, also to compare it with the performance of the normal bridge deck, 3 different types of bridge deck are designed and fabricated. One is concrete bridge deck, another is orthotropic steel bridge deck, and another is composite bridge deck with concrete slab and orthotropic steel plate with U-shape stiffener. Static load test is conducted on these specimens to reveal 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 burdened 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 bearing capacity of orthotropic composite deck in the second system of the bridge deck is 1.37 times and 0.93 times of that of the concrete deck and orthotropic deck respectively.

Keywords: composite bridge; orthotropic deck; U-shape stiffener; mechanical behavior; full-scale experiment

在目前使用的桥面板中,混凝土桥面板因其整体性好、造价低在中小跨径桥梁中广泛使用,而正交异性钢桥面板因其自重轻、强度高在大跨度桥梁中成为首选. 文献[1-2]的病害调查表明由于混凝土抗拉强度低,混凝土桥面板容易开裂,腐蚀介质易侵入,导致钢筋锈蚀和混凝土剥落,文献[3]指出随着车辆交通量的增长以及车辆荷载水平的提高,公路混凝土桥梁的疲劳问题也不容回避. 而文献[4-7]指出钢桥面板的疲劳破坏现象和桥面板铺装损坏,都极大地影响了桥梁的安全性、耐久性以及正常使用. 为了能够充分发挥钢与混凝土的材料优势,在桥面系中采用组合结构成为了近几年工程界中探索发展的一个重要方向. 国外学者提出了采用压型钢板与混凝土结合的组合桥面板形式,一方面压型钢板充当混凝土的模板,另一方面压型钢板代替混凝土中的受拉钢筋,研究表明这种新式的桥面板具有良好的力学性能. 由于我国的组合结构桥梁建设处于初始发展阶段,钢桥相对于混凝土桥而言数量较少,目前桥梁中采用组合桥面板的实例则更少. 佛山东平大桥采用了10 mm平钢板与12 cm混凝土相组合的组合桥面板. 根据文献[8],平钢板-混凝土组合桥面板相对钢筋混凝土桥面板具有较好的耐

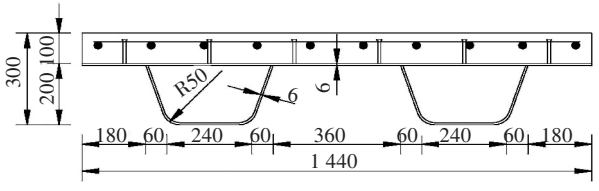
收稿日期: 2015-06-17
基金项目: 国家重点基础研究发展计划(2013CB036303);
国家自然科学基金(51408424)
作者简介: 苏庆田(1974—),男,教授,博士生导师
通信作者: 姜 旭, jiangxu@tongji.edu.cn

久性能，能有效减缓桥面板耐久损坏现象. 文献[9]提出一种正交异性钢-RPC 组合桥面板，并对其进行了纵向足尺阶段试验和横向受拉试验，试验表明新桥面体系的抗拉强度远大于设计荷载下的拉应力. 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[10-13]，本文提出了一种 U 形肋+平钢板+混凝土的组合桥面板，总体上形成正交异性组合桥面板，为跨度介于中等跨度与大跨度之间的桥梁提供一种桥面板选择形式. 为了检验这种带 U 形肋正交异性组合桥面板的受力性能、优缺点及其适用范围，特别是桥面板在第二体系下的力学性能，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，通过试验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.

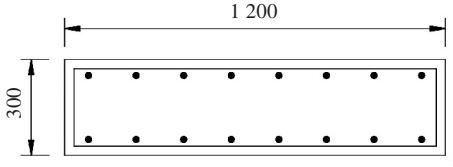
1 试　验

1.1　试件设计

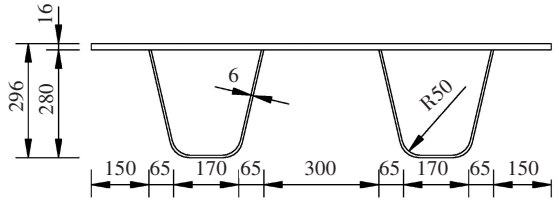
本次静力试验共设计了 1 个 U 形肋钢-混凝土组合桥面板试件(编号 S-1)、1 个钢筋混凝土桥面板试件(编号 S-2)和 1 个正交异性钢桥面板试件(编号 S-3)，各个桥面板的总长度同为 10.5 m. 桥面板的截面形状如图 1 所示.



(a)S-1 横截面



(b) S-2 横截面



(c)S-3 横截面

图 1　试件尺寸(mm)

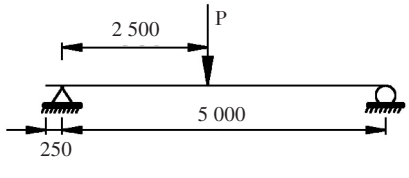
Fig.1　Dimension of the specimens (mm)

混凝土中纵向钢筋直径为 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为13 mm、高度为 80 mm 的焊钉，焊钉沿试件宽度和长度方向的间距分别为 240、200 mm. 试件 S-2 的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，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，两个 U 肋中心相距为 600 mm.

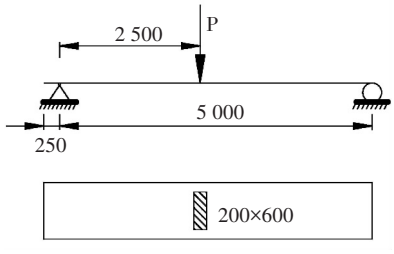
1.2　试验加载装置

对试件 S-1 和试件 S-3 的一个 5 m 单跨测试车轮荷载作用时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面积为 600 mm×200 mm，荷载值和接触面积与规范[14]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，一般情况下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 2(a)所示，如果桥面板的加劲肋的长度沿横桥向放置时，车轮着地长边平行于加劲肋长度方向，如图 2(b)所示.

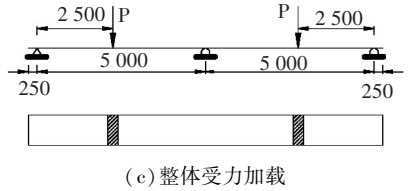
另外，对所有试件的每一跨跨中施加竖向力，如图 2(c)所示，测试桥面板在桥梁第二体系中正、负弯矩区的整体受力性能. 试验测试装置如图 3 所示.



(a)局部受力加载 1



(b)局部受力加载 2



(c)整体受力加载

图 2　试件加载示意(mm)

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

1.3　测试内容及测点布置

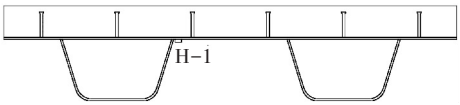
根据正交异性钢桥面板容易产生疲劳裂纹的部位布设应变计. 在测试车轮局部荷载作用时仅在车轮作用位置的纵桥向跨中截面顶板与 U 肋的腹板交界处沿桥面板宽度方向布置了一个应变计，如

图4(a)、4(b)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4(c)、4(d)所示.

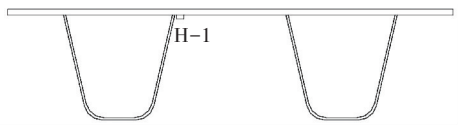


图3　试件加载测试装置

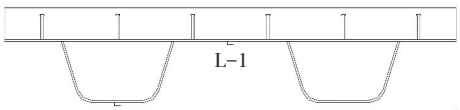
Fig.3　Test device of the loading system



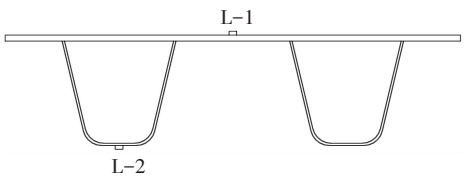
(a)试件S-1钢板横向受力测点



(b)试件S-3钢板横向受力测点



(c)试件S-1钢板纵向受力测点



(d)试件S-3钢板纵向受力测点

图4　应变测点布置

Fig.4　Layout of strain measured points

1.4　材性试验

对本次试验中的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指标如表1所示,混凝土的主要力学性能指标:抗压强度65.27 MPa、抗拉强度4.91 MPa、弹性模量41 556 MPa.

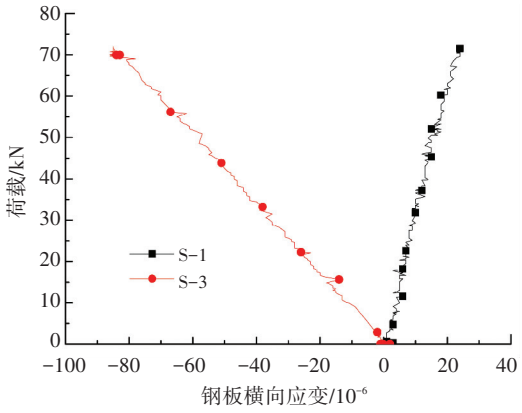
表1　钢材的力学性能指标

Tab.1　Material properties of steel

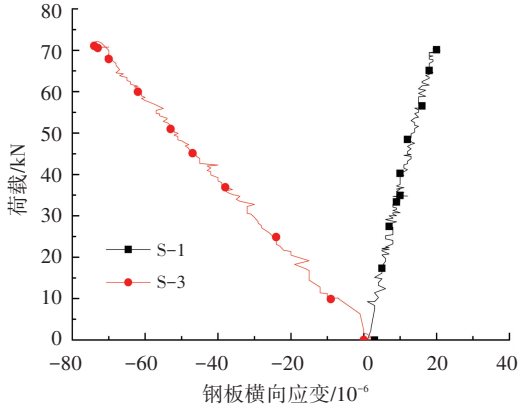
构件	直径(板厚)/mm		屈服强度/MPa	抗拉强度/MPa
	设计值	实测值		
钢筋	20	—	477.23	625.21
钢板	6	5.67	377.83	543.64
钢板	16	15.89	355.64	540.21

2　车轮荷载作用下的桥面板局部受力

在车轮局部加载方式1和局部加载方式2作用下,测得试件S-1和试件S-3桥面板的H-1测点(见图4)的横向应变分布如图5所示.



(a) 加载方式1



(b) 加载方式2

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(a)、5(b)可以看出,在车轮局部加载方式1或方式2作用下,试件S-1在H-1处的横向应变要远小于S-3在H-1处的横向应变. 对比试件S-1和试件S-3桥面板在车轮局部荷载作用下的应力水平可以看出:组合桥面板的应力水平比较低,均在5 MPa以内,而正交异性钢桥面板的应力水平最大可达17 MPa. 根据文献[14]中给出的应力幅与损伤度成三次方关系,组合桥面板的钢板比正交异性桥面板的钢板发生疲劳的可能性大大降低,在正常使用情况下组合桥面板中钢板自身基本上无疲劳问题.

3　竖向荷载作用下桥面板的整体受力

采用图2(c)所示的加载方式测试桥面板在桥梁第二结构体系的受力,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

试件 S-1 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 40 kN 时，中支点截面附近出现第一条裂缝. 当荷载达到 120 kN 时，裂缝深度为 33 mm. 此后，裂缝数目和深度随荷载的增加而逐渐增多. 当荷载达到约 150 kN 时，试件端部混凝土和钢板产生剥离. 当荷载达到约 220 kN 时，裂缝宽度达到 0.2 mm，裂缝深度为 39 mm. 当荷载达到约 450 kN 时，出现较大声响，此时最大裂缝深度已达 84 mm. 当荷载达到 700 kN 时，左侧跨中截面附近混凝土被局部压坏，如图 6(a)所示. 当荷载达到约 750 kN 时，试件达到极限承载力.

试件 S-2 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 6(b)所示，结构无法继续承载.

试件 S-3 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，结构因位移过大无法继续承载，如图 6(c)所示，此时中支点附近 U 肋底板处已经出现局部屈曲.



(a)试件 S-1　　(b)试件 S-2　　(c)试件 S-3

图 6　试件破坏形态

Fig.6　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

由于本文的 3 个试件横截面高度几乎一致，但宽度不同，为了对比分析 3 个试件在竖向荷载下的整体受力性能，把 3 个试件均换算成单位板宽的承载力进行比较分析. 根据每个试件的实际截面宽度和所承受的竖向荷载，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 7 所示. 图中跨中竖向位移取左右两跨的平均值.

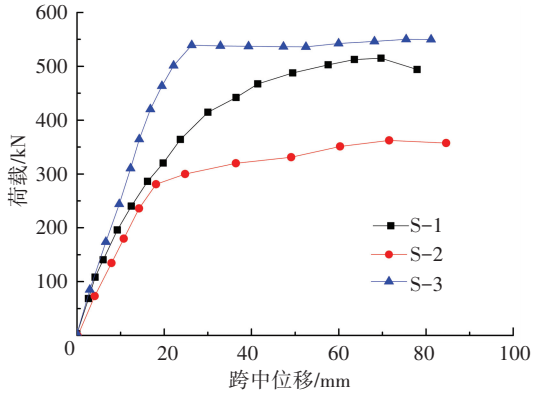


图 7　试件荷载-跨中挠度关系

Fig.7　Load versus mid-span deflection curves of specimens

由上图看出，3 个试件均经历了近似线弹性和明显塑性两个阶段. 在弹性阶段试件 S-1 刚度大于试件 S-2，略小于试件 S-3，表明 T 形肋正交异性组合桥面板的结构刚度介于钢桥面板和混凝土桥面板之间. 当荷载达到 280 kN 时，由于中支点截面附近混凝土开裂，结构刚度降低，试件 S-1 的荷载位移曲线斜率开始逐渐变缓，最终结构的单位宽度极限承载力为 515.2 kN. 当荷载达到 280 kN 时，试件 S-2 的荷载-位移曲线斜率明显变化，表明结构从弹性状态到部分塑性转变，试件单位宽度的极限荷载为 376.4 kN；试件 S-3 从弹性状态向塑性状态转变的荷载为 500 kN，试件单位宽度的极限荷载为 551.3 kN. 试验结果表明 U 形肋正交异性组合桥面板的极限荷载是混凝土桥面板的 1.37 倍. 由于试件 S-1 存在负弯矩区混凝土开裂导致其刚度减弱，其整体结构刚度要低于钢桥面板试件，但其极限承载力与钢桥面板基本持平，为钢桥面板的 0.93 倍，而试件 S-1 的钢材用量为每平方米 88.1 kg，钢筋用量为每平方米 17.0 kg，每平方米钢材钢筋总用量为 105.1 kg，试件 S-3 的钢材用量为 195.3 kg，组合桥面板试件的每平米钢材钢筋总用量比钢桥面板降低

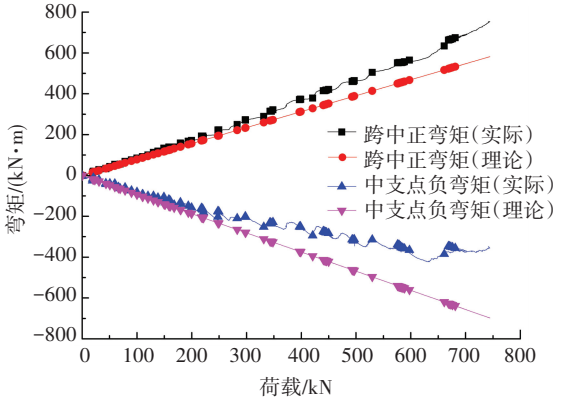
了 46%.

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，U 形肋正交异性组合桥面板相对混凝土桥面板和钢桥面板有一定的优势. 在重量比混凝土桥面板轻 50%的情况下，组合桥面板的承载力是混凝土桥面板的 1.37 倍；在用钢量约为钢桥面板一半的情况下，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正交异性组合桥面板可以适用于中等跨度与大跨度之间的桥梁中.

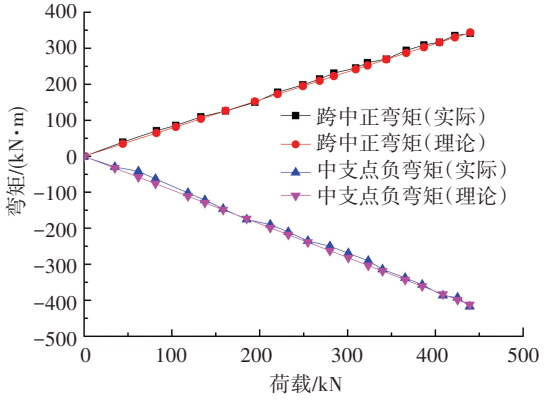
3.2.2 弯矩重分布特性

根据每个试件实际承受的竖向荷载及测得的支座反力，可以得到每个试件跨中及中支点截面的弯矩，进一步得到竖向荷载变化情况下的截面弯矩变化情况，具体如图 8(a)~8(c)所示. 图中，横坐标为作用在跨中的千斤顶的荷载，纵坐标为试件的最大正(负)弯矩值. 最大正弯矩为千斤顶作用位置处的跨中截面弯矩，根据测得的边支座反力计算得到；最大负弯矩为中支点截面处弯矩，由边支座反力和千斤顶荷载计算得到. 此外按照线弹性理论不计混凝土开裂和钢材屈服影响计算了每个试件的正负最大弯矩与跨中荷载的关系.

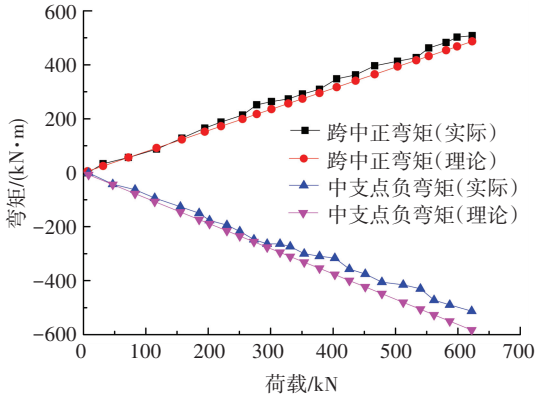
按照线弹性理论计算的正负最大弯矩与施加的荷载呈现严格的线性关系，但对比不同试件的正负最大弯矩与施加荷载的关系可以看出，试验测试和理论计算的结果有所不同. 这种不同是由于实际结构中随着荷载的增大，试件中有些部位的材料进入非弹性而引起的构件内力重分布. 对于试件 S-1，中支点处的顶板混凝土随着荷载增加逐渐开裂，导致中支点处的最大负弯矩比理论计算值小，而跨中处的最大正弯矩比理论值大. 图 8(d)为试件 S-1 最大正负弯矩之比随荷载增加而变化的曲线，可以看出随着荷载增加，比值明显增大. 尽管试件 S-2 的理论测试值与测试结果较近，实际上该试件在中支点和跨中截面的混凝土基本同时在开裂，结构内力在两个截面同时发生重分布. 对比每个试件中的最大正(负)弯矩-荷载曲线可以看出，组合桥面板试件 S-1 随着荷载的增大，弯矩重分布效应显著，最大正负弯矩之比显著增加，而试件 S-2 和试件 S-3 在不同荷载作用下发生截面弯矩重分布的程度基本不变.



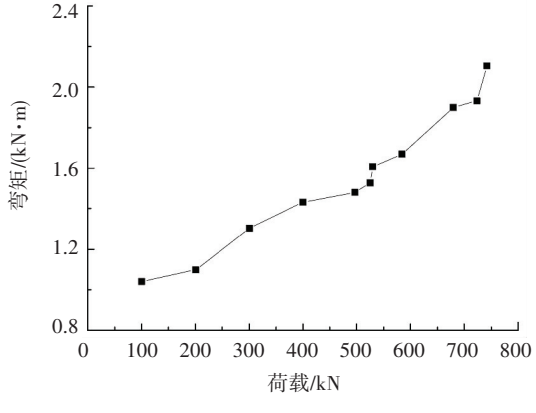
(a)试件 S-1 正负最大弯矩-荷载曲线



(b)试件 S-2 正负最大弯矩-荷载曲线



(c)试件 S-3 正负最大弯矩-荷载曲线



(d)试件 S-1 正负最大弯矩比值-荷载曲线

图 8 试件荷载-弯矩关系

Fig.8 Relation between load and max/min moment of specimens

3.2.3　跨中下翼缘钢板荷载-应变曲线对比

将整体加载工况下试件 S-1 和 S-3 跨中下缘的荷载-钢板纵向应变曲线进行对比，结果见图 9.

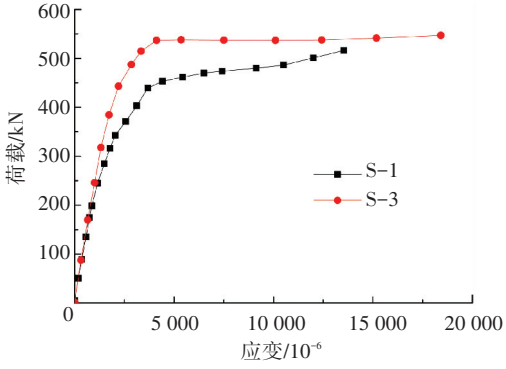


图 9　试件荷载-跨中钢底板应变关系

Fig.9　Load versus longitudinal strains of the bottom of steel plate curves in the mid-span of specimens

从图 9 可以看出，当荷载在 200 kN 以下时，两个试件的荷载-应变曲线均为直线，当荷载达到 200 kN时，试件 S-1 由于中支点截面附近混凝土开裂，试件发生内力重分布，试件 S-1 的荷载-应变曲线的斜率开始变缓，钢板应变随荷载增加的速率要大于钢桥面板试件；当荷载达到 320 kN 时，试件 S-1跨中底部钢板达到屈服应变；当荷载达到 400 kN时，试件 S-3 跨中底部钢板达到屈服应变. 从两个试件的荷载-跨中应变曲线中，可以看出构件内力重分布对于荷载-应变曲线的影响.

4　结　论

1）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，发现在车轮荷载作用下，所提的 U 形肋正交异性组合桥面板具有良好的受力性能，其最不利位置的横向应力要远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，所提到的 U 形肋组合桥面板的单位宽度抗弯承载力是混凝土桥面板和正交异性钢桥面板的 1.37 倍和 0.93 倍，这种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）连续组合桥面板由于在中支点截面处混凝土开裂会引起桥面板弯矩的重分布，组合桥面板试件 S-1 由于截面宽度较大，重分布效应较为明显.

参考文献

[1] LACHEMI M，HOSSAIN K M A，RAMCHARITAR M，et al. Bridge deck rehabilitation practices in North America[J]. Journal of Infrastructure Systems，2007，13(3)：225-234.

[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)：847-856.

[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)：50-55
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)：5-55.

[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，2009，4：26-29.
AN Qunhui. Characteristic of stress in the joint between longitudinal U-rib and cross beam in orthotropic steel bridge deck[J]. World Bridge，2009，4：6-29.

[5] LIZ 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)：81-91.

[6] BATTISTA R C，PFEIL M S，CARVALHO E M L. Fatiguelife estimates for a slender orthotropic steel deck[J]. Journal of Constructional Steel Research，2008，64(1)：134-143.

[7] 黄卫，林广平，钱振东，等. 正交异性钢桥面铺装层疲劳寿命的断裂力学分析[J]. 土木工程学报，2006，39(9)：112-116，122.
HUANG Wei，LIN Guangping，QIAN Zhendong，et al. Fracture-mechanics analysis of the fatigue life of the pavement on orthotropic steel bridge decks[J]. China Civil Engineering Journal，2006(9)：112-116，122.

[8] 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.

[9] 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)：7-13.
SHAO Xudong，ZHANG Zhe，LIU Menglin，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)：7-13.

[10] OLLGAARD J W，SLUTTER R G，FISHER J W. Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete[J]. AISC Engineering Journal，1971，8(2)：55-64.

[11] 钢-混凝土组合桥梁设计规范：GB 50917—2013[S]. 北京：中华人民共和国住房和城乡建设部，2013.
Code for design of steel and concrete composite bridges：GB 50917—2013[S]. Beijing：Ministry of Housing and Urban-rural Development of the People's Republic of China，2013.

[12] KIM J S，KWARK J，JOH C，et al. Headed stud shear connector for thin ultrahigh-performance concrete bridge deck[J]. Journal of Constructional Steel Research，2015，108：23-30. DOI：10.1016/j.jcsr.2015.02.001.

[13] SALEEM M，MIRMIRAN A，XIA J，et al. Ultra high performance concrete bridge decks reinforced with high-strength steel or fiber reinforced polymers[C]//Structures Congress. Chicago：American Society of Civil Engineers，2012：718-734. DOI：10.1061/9780784412367.065.

[14] 公路桥涵设计通用规范：JTG D60—2004[S]. 北京：中华人民共和国交通部，2004.
General specifications for design of highway bridges and culverts：JTG D60—2004[S]. Beijing：Ministry of Transport of the People's Republic of China，2004.

（编辑　魏希柱）