

正交异性组合桥面板合理构造设计研究

林伟南,于东民

(中交第一公路勘察设计研究院有限公司,陕西 西安 710075)

摘要:为了研究正交异性组合桥面板的经济性和合理构造,设计4种活载作用下正负弯矩区最不利位置的加载模式,对4种工况采用有限元分析手段进行U肋高度、U肋中心距、混凝土层厚度3个影响参数对正交异性组合桥面板混凝土应力和经济性能的影响分析,得到一种较为合理的新型钢混组合桥面板的构造尺寸建议。

关键词:桥梁工程;正交异性组合桥面板;合理设计;构造尺寸

中图分类号:U443.31

文献标志码:A

正交异性钢桥面板在国内外的现代公路桥梁中得到广泛应用^[1]。由于钢桥面板直接承受车辆的局部作用,应力影响线短,一辆车驶过将产生多次应力循环,而且钢桥面板中存在焊接节点的应力集中和不可避免的焊接缺陷^[2],致使钢桥面板易于疲劳开裂。中国的交通量大、超载现象严重,一些桥梁的正交异性钢桥面板已经出现了疲劳损伤现象^[3]。从根本上讲,由于钢桥面板柔度大,局部变形大,柔性沥青铺装无法有效地提高桥面体系整体刚度,从而造成结构在车辆荷载下应力集中严重,疲劳问题突出。正交异性钢混凝土组合桥面板,能降低传统正交异性钢桥面板的顶板厚度,在上方增加一定厚度的混凝土层,并采用剪力连接键进行可靠连接^[4]。正交异性钢混凝土组合桥面板与钢桥面板相比,由于具有更大的桥面刚度以及与沥青铺装更好的结合能力,大大降低了车辆荷载下桥面系的动力响应及疲劳风险。与混凝土桥面板相比,自重较轻,在大跨径桥梁中具有一定优势。施工方式也灵活多样,当混凝土桥面板现场浇筑时,钢板可以起到永久模板的作用,当组合桥面板钢混整体预制时,施工质量能得到更好的保证。因此,正交异性钢混组合桥面板构造简单,在受力和施工上均有优势,是一种极具潜力的桥面板结构形式。目前,金正凯等^[5]对正交异性钢桥面板的焊缝抗疲劳性能进行了基于Kriging方法的优化设计,改善了正交异性钢桥面板的疲劳性能;周细辉^[6]也对正交异性钢桥面板的焊缝疲劳裂纹扩展和加固进行了研究。目前正交异性钢混凝土组合桥面板作为一种新型结构,其受力性能和经济性能均较优的合理构造尚未明确。因此,该文的主要目的就是针对提

出的组合桥面板基本形式,通过调整组合桥面板的结构参数进行计算对比分析,在综合考虑受力性能和经济性的条件下,得到一种较为合理的新型钢混组合桥面板的构造尺寸。

1 有限元模型

为了模拟桥面板在桥梁结构中的真实受力情况,并综合考虑计算模型的规模和计算精度,组合桥面板的计算分析对象选取为:纵桥向建立4个标准跨径节段,包含5块横隔板,其中第3跨是计算关注的部位;横桥向建立11个标准U形纵肋,其中第5~8道U肋是计算关注的部位。采用有限元程序建立组合桥面板的三维空间有限元模型,如图1所示。

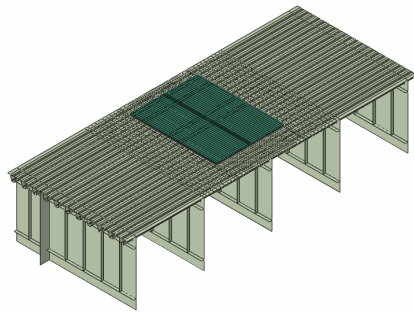


图1 有限元模型

计算中完全按照弹性计算,不考虑沥青铺装、混凝土桥面板及钢板之间的滑移,即认为连接是完全刚性的。从计算机的性能和计算模型的规模考虑,计算关注部位的单元尺寸大小为50 mm×50 mm,其他部位的单元尺寸大小为100 mm×100 mm~200 mm×200 mm

不等,计算模型包括约 26 万个单元。模型中,X 方向为顺桥向,Z 方向为横桥向,Y 方向为竖向。为了模拟桥面板在桥梁结构中的真实受力情况,边界条件按如下处理:横隔板底部完全约束竖向位移,横桥向单端约束横向水平位移,纵桥向单端约束纵向水平位移。

顶板、U 肋和横隔板,采用 Q345 钢材,弹性模量为 2.1×10^5 MPa,泊松比为 0.3。桥面板采用 C60 混凝土,弹性模量为 3.6×10^4 MPa,泊松比为 0.2,桥面铺装采用浇注式沥青混凝土,弹性模量取 1.50×10^3 MPa,泊松比为 0.25。

2 计算荷载

主要考察活载作用下桥面板的受力,计算车辆取规范要求的 55 t 标准车,车辆的轴重、间距、车轮着地面积参照 JTG D60—2015《公路桥梁设计通用规范》^[7]。

活载作用下的结构纵向受力性能分析需要确定纵向正弯矩最不利状态、负弯矩最不利状态两种加载模式,如图 2 所示。

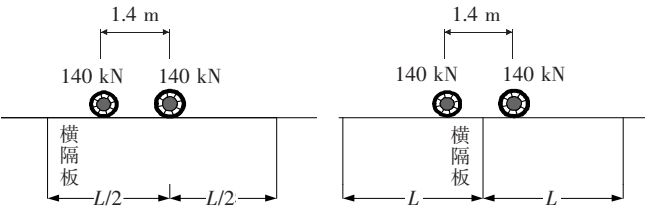


图 2 纵向正弯矩和负弯矩最不利位置

进行横向受力特性计算时,车轮荷载纵向作用于相邻两块横隔板之间的中心位置,横向分别作用于如

表 1 所示的 4 种位置进行计算。为了便于区别,将它们记为横向工况 1~4,下文中横向应力均为该 4 个横向工况下的包络应力。

表 1 横向计算工况

横向工况	荷载横向位置	详细内容
1		车轮荷载中心作用在 U 肋中心的正上方
2		车轮荷载中心作用在 U 肋左腹板顶正上方
3		车轮荷载左侧边缘作用在 U 肋右腹板顶正上方
4		车轮荷载中心作用在两个 U 肋之间中心正上方

3 参数分析

该文取 U 肋高度、U 肋中心距、混凝土层厚度为可变参数,通过参数分析确定合理取值,其他参数取定值。该文钢顶板、U 肋厚度取值均为 6 mm,旨在研究最小板厚条件下组合桥面板的受力性能及安全性。实际斜拉桥特别是大跨斜拉桥工程应用中,可适当增加钢顶板及 U 肋厚度,由于其仍可参与主梁纵向总体受力,并不会对其经济性有较大影响。计算时,横隔板纵向间隔取 4.5 m。组合桥面板构造参数见表 2。

表 2 结构几何参数

U 肋高度	U 肋上宽	U 肋下宽	U 肋水平倾	U 肋中心	顶板厚度	U 肋厚度	混凝土层
h_s	A	B/mm	移数值 C/mm	间距 S_u	t_d /mm	t_u /mm	厚度 h_c
参数分析	$S_u/2$	250	$S_u/4\sim125$	参数分析	6	6	参数分析

单位桥面面积用钢量(kg/m^2 ,含顶板及 U 肋)可由式(1)计算:

$$M=7.85[t_d+(2\sqrt{h_s^2+C^2}+B)t_u/S_u]$$
 (1)

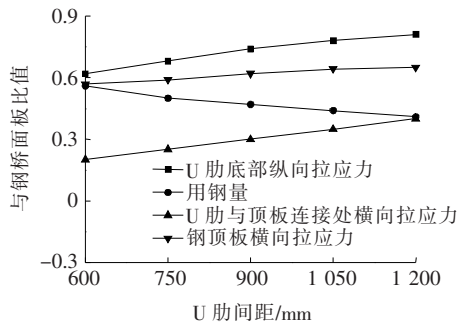
计算参数:钢主梁横隔板间距 4.0 m,横隔板厚度 12 mm,顶板厚度 14 mm,U 肋厚度 8 mm,肋高 300 mm,肋中心间距 600 mm,桥面沥青混凝土铺装层厚度 55 mm。计算得到 U 肋与顶板连接处横向拉应力最大值为 21.3 MPa,钢顶板横向拉应力最大值为 186

MPa,U 肋底纵向拉应力最大值为 374 MPa,单位面积用钢量为 $199.1\text{ kg}/\text{m}^2$ 。下文组合桥面板相关计算结果为与钢桥面板对应计算结果的比值。

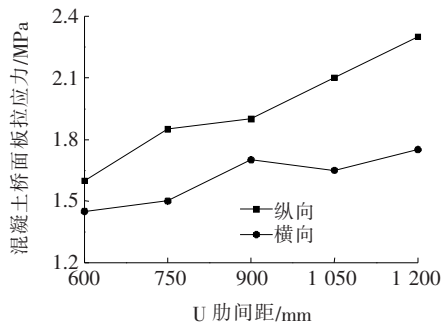
3.1 U 肋间距

鉴于组合桥面板的受力整体性较好,多根 U 肋能同时承担车辆荷载,因此试图通过增大 U 肋间距来减少钢材用量。假定混凝土板厚 120 mm、U 肋高度 280 mm 不变,将相邻 U 肋中心距分别取 1 200 mm、1 050

mm、900 mm、750 mm、600 mm,观察结构关键部位横向及纵向应力随间距变化关系,计算结果见图 3。



(a) 组合板经济指标



(b) 混凝土板拉应力

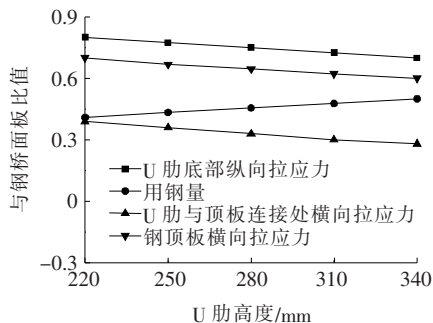
图 3 U 肋间距影响

由图 3 可以发现:随着 U 肋中心距的减小,组合桥面板中钢、混两部分的纵、横向应力,都是减小的。这是因为当 U 肋间距减小时,意味着由顶板和混凝土板构成的组合桥面板的横向跨度减小,因此横向应力减小;同时 U 肋间距减小时,共同分担荷载的 U 肋个数增多,因此纵向应力减小。

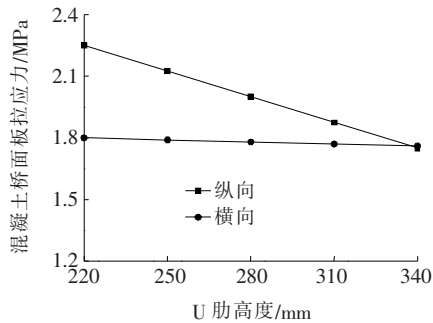
3.2 U 肋高度

假定混凝土板厚 120 mm、相邻 U 肋中心间距 900 mm 不变,将 U 肋高度分别取 220 mm、250 mm、280 mm、310 mm、340 mm,观察结构关键部位横向及纵向应力随间距的变化关系,计算结果见图 4。

由图 4 可以发现:随着 U 肋高度的增大,组合桥面板中钢、混两部分的纵、横向应力,都是减小的。当 U 肋高度增大时,闭口 U 肋的抗扭刚度增大,使组合桥面板横向整体抗弯刚度变大,此时顶板的转角变形会减小;另一方面,肋高增加时,U 肋腹板自身面内局部抗弯线刚度降低,这两方面的因素均造成 U 肋与顶板连接处的横向应力减小。同时 U 肋高度增大,U 肋纵向受弯时的截面抵抗矩增大,因此 U 肋的纵向应力减小。



(a) 组合板经济指标



(b) 混凝土板拉应力

图 4 U 肋高度影响

由图 3(a)、4(a)可知:随着 U 肋间距的减小、U 肋高度的增加,5 种组合桥面板钢结构关键部位应力与钢桥面板对应结果比值均小于 0.8,特别是 U 肋与顶板连接处横向拉应力有较大幅度的降低,结果均令人满意。另外发现,随着 U 肋高度增大,组合桥面板单位面积用钢量指标呈线性增大趋势。

3.3 混凝土桥面板厚度

假定相邻 U 肋中心间距 900 mm、U 肋高度 280 mm 不变,将混凝土桥面板厚分别取 80 mm、100 mm、120 mm、140 mm,观察结构关键部位横向及纵向应力随混凝土桥面板厚度的变化,计算结果见图 5。

由图 5 可以发现:随着混凝土桥面板厚度的增加,无论是横向应力还是纵向应力,都有较大幅度的降低。除混凝土板厚为 80 mm、100 mm 时,U 肋底部纵向拉应力较大外,其他应力结果相对较好。

3.4 合理构造参数初选

该文所考虑混凝土层厚 120 mm 的 9 种组合桥面板,各项受力均较理想。但 U 肋间距为 600 mm、750 mm 时,钢材用量指标偏高;U 肋高度为 310 mm、340 mm 时,腹板高厚比分别为 52、57,超过规范对闭口加劲肋的要求较多,存在局部失稳风险。4 种组合桥面

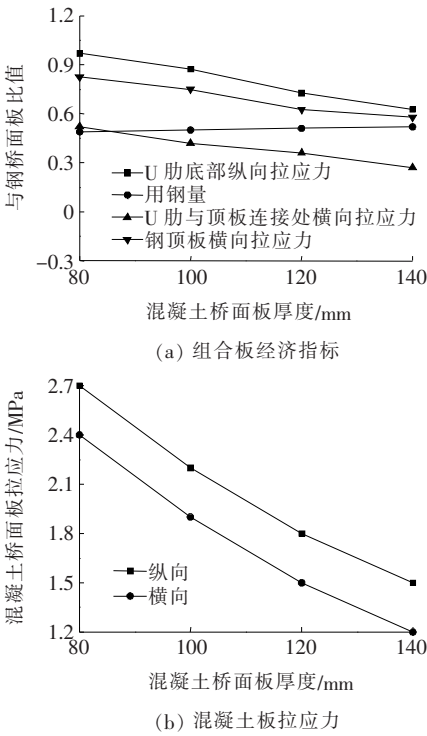


图5 混凝土板厚度影响

板中,混凝土层厚分别为80 mm、100 mm时,钢、混两部分的纵、横向应力,均较混凝土层厚为120 mm组合桥面板的对应值有明显的增大,且已接近钢桥面板对应值,改善桥面钢结构受力的程度有限;组合桥面板混凝土层厚140 mm时,虽受力性能良好,但自重相对较大。U肋中心间距900 mm、U肋高280 mm、混凝土厚120 mm的组合桥面板与钢桥面板对比结果见表3。

表3 钢桥面板和组合桥面板经济性能对比

桥面板类型	U肋底部纵向拉应力/MPa	单位面积用钢量/(kg·m ⁻²)	U肋与顶板连接处横向拉应力/MPa	钢顶板横向拉应力/MPa
组合桥	26.7	91.3	6.24	11.7
钢桥	37.4	199.1	21.3	18.6

由表3可知:组合桥面板关键部位各项应力、钢材用量,较钢桥面板均有较大幅度下降,各项技术、经济

指标均较理想。

4 结论

通过有限元分析模型,在对组合桥面板参数分析并与钢桥面板对比的基础上,开展了组合桥面板合理构造研究,得出以下结论:

(1) 组合桥面板中钢、混两部分的纵、横向应力,随着U肋横向间距的减小而减小,随着U肋高度的增大而减小,随着混凝土层厚度的增加而减小。

(2) 组合桥面板单位面积用钢量指标,随着U肋间距减小呈非线性增大趋势,随着U肋高度增大呈线性增大趋势。

(3) U肋中心间距900 mm、U肋高280 mm、混凝土厚120 mm的组合桥面板综合表现较优,关键部位各项应力、钢材用量均较钢桥面板有较大幅度的下降,具有经济、疲劳性能好的优点。

参考文献:

[1] 童乐为,沈祖炎.正交异性钢桥面板疲劳验算[J].土木工程学报,2000,33(3):16-21.

[2] 杨欣然.小半径曲线大跨度正交异性桥面系双线筒支钢桁梁设计研究[J].铁道设计标准,2009,53(11):84-87.

[3] 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(2):9-15.

[4] 刘荣,冯志强,刘玉擎,等.组合U肋钢桥面板受力性能研究[J].武汉理工大学学报(交通科学与工程版),2019,43(1):47-51.

[5] 金正凯,卜一之,李俊,等.基于Kriging方法的正交异性钢桥面板大焊脚焊缝抗疲劳构造参数设计[J].中外公路,2017,37(6):166-170.

[6] 周细辉,黄坤.钢桥面板纵肋对接焊缝疲劳裂纹扩展特性及加固方法研究[J].中外公路,2019,39(3):129-134.

[7] 中交公路规划设计院有限公司.公路桥梁设计通用规范:JTG D60—2015[S].北京:人民交通出版社股份有限公司,2015.