

DOI: 10.20035/j.issn.1671-2668.2023.06.020

带内隔板的大 U 肋钢—UHPC 组合桥面板力学性能分析

蔡鑫, 余洋

(南京理工大学 土木工程系, 江苏 南京 210094)

摘要: 为优化钢—超高性能混凝土(UHPC)正交异性组合桥面板中 U 肋截面形式, 分析传统 U 肋与大 U 肋截面形式下正交异性钢桥面板中 U 肋与顶板相交处、横隔板与 U 肋相交处、横隔板弧形切口处 3 个典型疲劳细节处的应力历程和应力幅, 引入内隔板增强大 U 肋钢—UHPC 组合桥面板的疲劳薄弱细节。结果表明, 相较于传统 U 肋截面, 采用大 U 肋钢—UHPC 正交异性组合桥面板, 横隔板与 U 肋相交处、横隔板弧形切口处的应力幅降低, U 肋与顶板相交处的应力幅增大, 但引入内隔板构造能较好地降低该处的应力幅, 使 3 个典型疲劳细节处的疲劳强度都能满足规范要求, 带内隔板的大 U 肋钢—UHPC 组合桥面板具有较好的抗疲劳性能。

关键词: 桥梁; 正交异性桥面板; 超高性能混凝土(UHPC); 组合桥面板; 大 U 肋; 内隔板; 典型疲劳细节; 力学性能

中图分类号: U441

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2023)06-0101-05

钢—超高性能混凝土(UHPC)正交异性组合桥面板有望从根本上解决传统正交异性钢桥面板疲劳开裂及铺装层耐久性问题^[1]。钢—UHPC 正交异性组合桥面板中大多采用传统的 U 肋截面形式, 从目前的研究来看, 传统桥面结构中某些合理参数取值如 U 肋宽度在钢—UHPC 组合桥面体系中未必是最优解^[2]。本文结合某中承式钢桁架拱桥的钢—UHPC 正交异性组合桥面板, 对传统 U 肋截面、大 U 肋截面及带内隔板的大 U 肋钢—UHPC 组合桥面板的 U 肋与顶板连接处、U 肋与横隔板连接处、横隔板弧形切口处的应力历程和应力幅进行分析, 提出带内隔板的大 U 肋钢—UHPC 组合桥面板方案, 为钢—UHPC 正交异性组合桥面板的 U 肋构造形式提供更多选择。

1 工程背景及 U 肋构造形式

某中承式钢桁架拱桥跨径布置为(46+160+46) m, 主桥全长 252 m。主梁采用纵横梁体系, 半幅桥宽主梁截面见图 1。桥面采用正交异性钢—UHPC 组合桥面板, 顶板厚 14 mm, 铺装层为 50 mm 厚 UHPC+30 mm 厚 SMA-10 沥青玛蹄脂碎石混合料, 加劲肋为传统闭口 U 肋[见图 2(a)], 尺寸为 280 mm×300 mm×8 mm。

赵欣欣、曲宛桐认为正交异性钢桥面板的构造

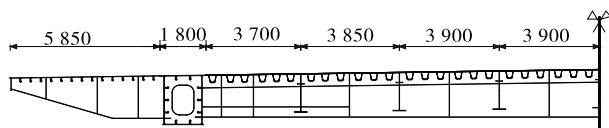


图 1 1/2 主梁截面图(单位: m)

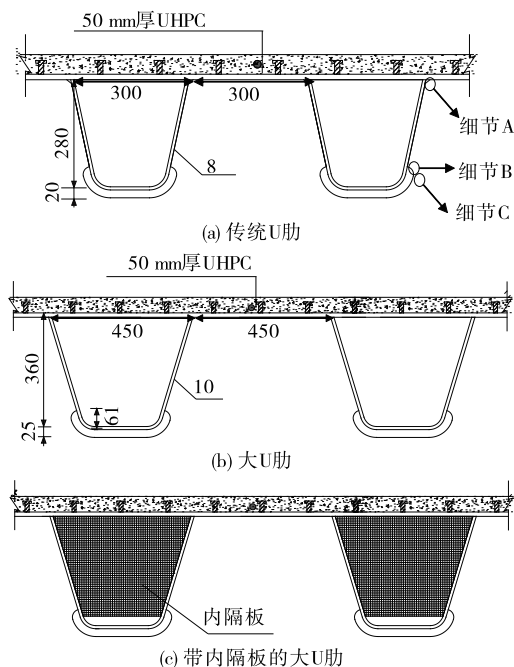


图 2 钢—UHPC 正交异性组合桥面板 U 肋构造形式(单位: mm)

可能会向大纵肋、较大间距横隔板方向发展,采用大U肋截面能加快施工速度,减少焊缝数量,降低焊缝缺陷带来的质量问题^[3-4]。结合文献[5-6]提出图2(b)所示较大尺寸的U肋截面形式,但研究发现,由于U肋开口及间距变大,顶板与U肋相交处的应力峰值变大。为此,引入内隔板以进一步提升大U肋钢-UHPC组合桥面板典型疲劳细节处的疲劳性能[见图2(c)]。典型疲劳细节包括U肋与顶板相交处(细节A)、横隔板与U肋相交处(细节B)、横隔板弧形切口处(细节C)。

2 钢-UHPC组合桥面板有限元分析

2.1 有限元模型验证

文献[7]对传统U肋截面的UHPC-正交异性钢桥面板进行了轮压作用下局部试验研究。本文所研究的结构与该文献中结构相似,故建立半幅桥宽节段有限元模型,将模型模拟数据与该文献中已有试验数据进行对比,结果显示模型中各构件取值与该文献中条件相同。有限元验证模型见图3,坐标系中 y 方向为顺桥向,纵横梁、顶板及U肋采用四节点弹性壳单元Shell 63模拟,UHPC层采用八节点实体单元Solid 45单元模拟,单元总数为1 867 285个,节点总数为1 719 312个。UHPC弹性模量取4.26 GPa,泊松比取0.2;钢材弹性模量取206 GPa,泊松比取0.3。UHPC层与钢桥面顶板采用共节点的方式连接,边界条件结合结构实际受力状态进行模拟,其余条件均与文献[7]相同。

对文献[7]中12辆三轴30 t自卸卡车对称加载于跨中 $L/2$ 处的工况进行模拟(见图4),有限元模拟加载见图5。按照有限元模型与文献[7]中实桥试验车辆加载位置获得相应应力,并对模拟结果与文献[7]中试验结果进行对比,结果见图6。由图6可知:有限元模型模拟值与文献[7]中试验实测值基本吻合,跨中截面处U肋附近纵向应力为 $-15\sim 20$ MPa,纵向应力模拟值随横向位置变化的规律与文献[7]中实测值的变化规律也基本相同,采用该模拟方法所得数据可靠。

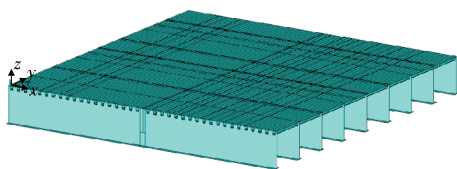


图3 有限元验证模型

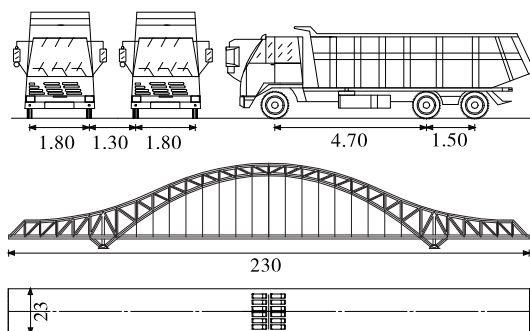


图4 文献[7]中试验加载车辆示意图(单位:m)

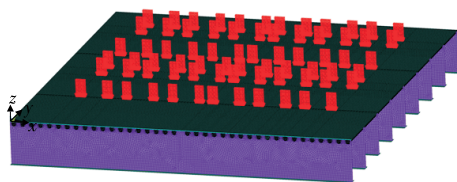


图5 车辆荷载加载位置

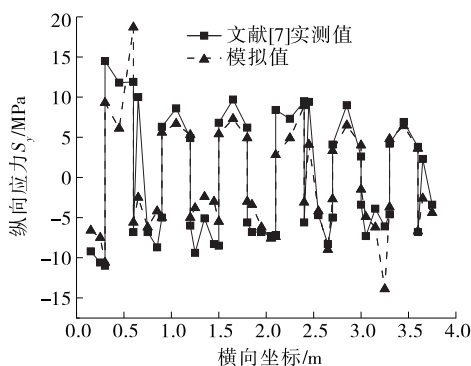


图6 有限元模型模拟值与文献[7]中实测值对比

2.2 局部有限元计算模型

以上述中承式钢桁架拱桥的钢-UHPC正交异性组合桥面板为研究对象,通过ANSYS建立局部有限元模型。由于在轮载作用下钢桥的局部效应明显^[8],纵横向影响线范围较小^[9],通过几个不同尺度模型对比,参考文献[10],建立纵桥向由5块横隔板、横桥向由6个U形加劲肋构成的四跨结构,总体坐标系中 y 方向为顺桥向,横隔板间距为2 m(见图7)。建模方式与验证模型相同。UHPC弹性模量取40.7 GPa,泊松比取0.2;钢材弹性模量取206 GPa,泊松比取0.3。采用图2(b)所示大U肋截面形式时,横桥向由4个大U肋截面组成(见图8)。考虑到分析计算结果时需要较精确的位置,对所关注的横隔板及桥面细节处进行细化。不考虑UHPC层与钢桥面板的相对滑移,与钢桥面板采用共节点的方式连接。结合结构的受力特性,边界条

件设为:桥面顶板长度方向边缘约束竖向及横向平动位移;横梁纵向、下翼缘纵向边缘固结。

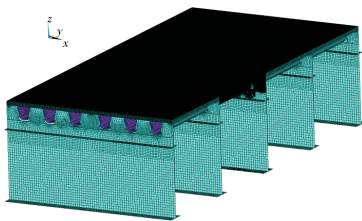


图 7 传统 U 肋钢—UHPC 组合桥面局部分有限元模型

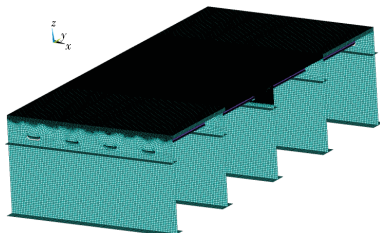
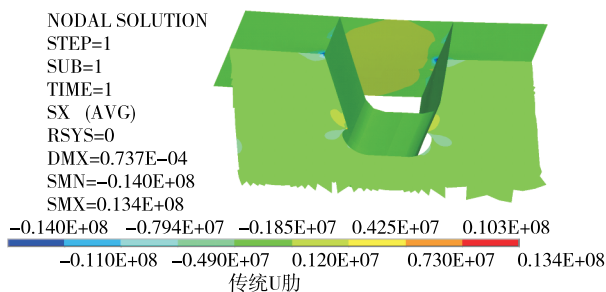


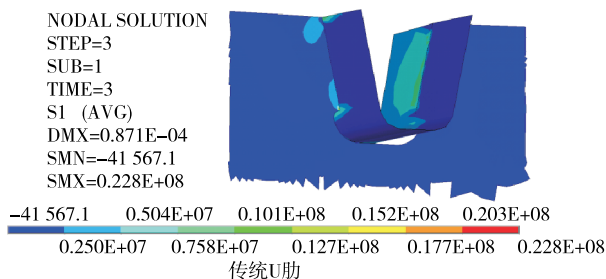
图 8 大 U 肋钢—UHPC 组合桥面局部分有限元模型

2.3 加载方式

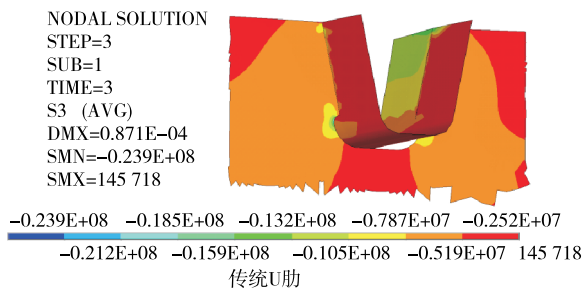
如图 9(a)所示,在所关注的 U 肋横向作用 3 种工况,找出典型疲劳细节处的横向最不利位置。如



(a) 细节A处横向应力



(b) 细节B处第一主应力 S_1



(c) 细节C处第三主应力 S_3

图 9(b)所示,在纵向每隔 0.25 m 布置一个轮位,纵向共设置 17 种工况,确定所关注部位的荷载最不利位置。根据钢桥面板的受力特点,选用 140 kN 轴载车辆模型的单个车轮荷载进行加载,轮载作用面积为 $0.2 \text{ m} \times 0.6 \text{ m}$,所施加的荷载集度为均布面荷载 0.583 MPa 。

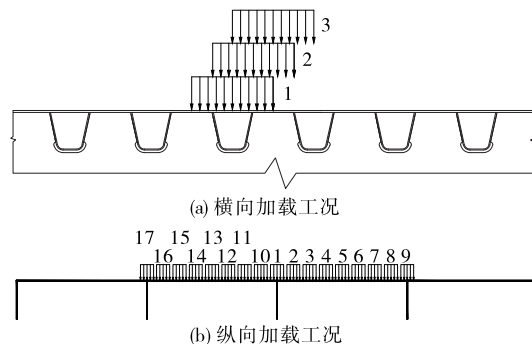


图 9 轮载作用位置

2.4 计算结果分析

图 10 为传统 U 肋截面与大 U 肋截面钢—UHPC 正交异性组合桥面板最不利荷载位置的应

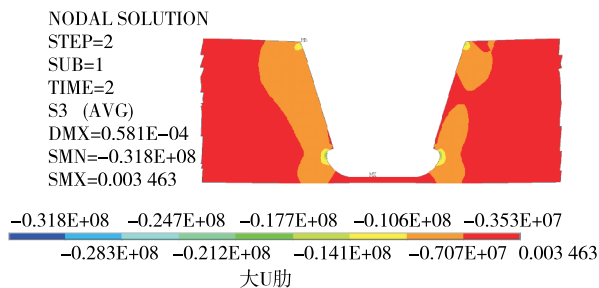
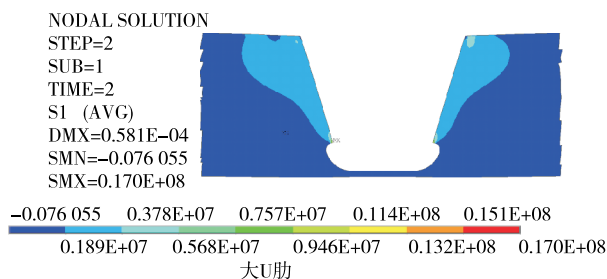
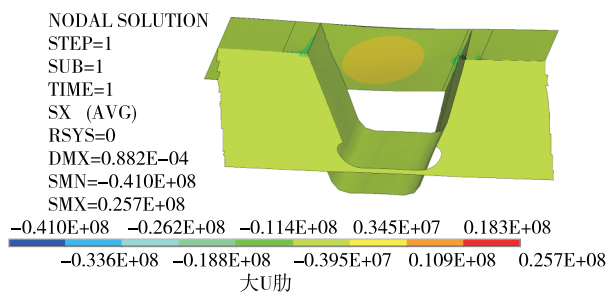


图 10 传统 U 肋截面与大 U 肋截面钢—UHPC 组合桥面板典型疲劳细节处的应力(单位:Pa)

力云图。按照较保守的方式取典型疲劳细节处的应力幅 $\Delta\sigma = \Delta\sigma_{\max} - \Delta\sigma_{\min}$, 两种 U 肋截面形式钢—

UHPC 正交异性组合桥面板典型疲劳细节处的应力幅见表 1。

表 1 传统 U 肋截面与大 U 肋截面钢—UHPC 组合桥面板各典型疲劳细节处的应力幅 单位: MPa

桥面方案	细节 A 处应力		细节 B 处主应力 S_1		细节 C 处主应力 S_3
	面板 S_x	U 肋 S_z	横隔板	U 肋	横隔板
传统 U 肋钢—UHPC 组合桥面板	14.0	21.6	22.8	11.7	23.9
大 U 肋钢—UHPC 组合桥面板	41.0	39.7	17.0	14.5	20.6

由图 10、表 1 可知:采用传统 U 肋截面与大 U 肋截面,钢桥面板中细节 A 处均在横向工况 1 与纵向工况 1 下取得横向最大压应力,分别为 14 MPa、41 MPa,相较于传统 U 肋截面,大 U 肋钢—UHPC 组合桥面板在细节 A 处由于 U 肋开口及间距变大,桥面刚度减弱,横向应力有所增加;在细节 B 及细节 C 处,采用传统 U 肋截面与大 U 肋截面,最不利主应力分别在横向工况 1、纵向工况 3 及横向工况 1、纵向工况 2 下取得,相较于传统 U 肋截面,大 U 肋截面的应力幅分别降低 25.4%、13.8%。在钢—UHPC 组合桥面板中,采用图 2(b)所示大 U 肋截面形式能使细节 B 与细节 C 处的应力幅降低,且能减少 U 肋数量和焊缝数量,降低现场焊接施工焊缝缺陷导致的质量问题风险。但细节 A 处应力幅有所增加,需采取措施改善该位置的应力幅。

3 带内隔板的大 U 肋构造形式

3.1 带内隔板的大 U 肋

为了改善细节 A 处的应力幅,在大 U 肋的基础上引入内隔板构造形式。该构造形式是为改善传统 U 肋中横隔板与 U 肋连接处应力幅而提出的^[11],本文将该构造结合大尺寸 U 肋截面形式组成带内隔板的大 U 肋钢—UHPC 组合桥面板,内隔板布置在与横隔板相交的大 U 肋中,每隔 2 m 布置一个。横桥向按图 9(a)所示横向最不利位置(工

况 1)进行加载,纵桥向按图 9(b)所示 17 种工况进行加载,对比分析有无内隔板的大 U 肋钢—UHPC 正交异性组合桥面板 3 个疲劳细节处的应力历程和应力幅。

3.2 典型疲劳细节处应力历程

分别计算有无内隔板大 U 肋的横向应力、3 个典型疲劳细节处应力随纵桥向位置的变化及两种桥面方案下 3 个典型疲劳细节处的应力幅,纵桥向方向与图 7 中坐标 y 方向相同。内隔板对大 U 肋横向最大应力的改善情况见图 11,横向工况 1(正 U)时 3 个典型疲劳细节处应力随纵桥向位置的变化见图 12,应力幅见表 2。

由图 11、图 12、表 2 可知:在轮载作用下,相较于大 U 肋,采用带内隔板的大 U 肋截面时细节 A 处横向最大压应力由 -41.0 MPa 降至 -28.7 MPa,下降 30%,带内隔板的大 U 肋能改善由于大 U 肋开口宽度较大导致细节 A 处刚度不足的问题;与细节 A 处不同,大 U 肋截面与带内隔板的大 U 肋截面在细节 B 与细节 C 处都出现波峰和波谷,随着轮载的纵向移动,细节 B 处最大主压应力出现在纵向工况 3、距离中间横隔板 0.50 m 处,大 U 肋的最大主压应力为 -17.0 MPa,带内隔板的大 U 肋的最大主压应力为 -9.2 MPa,降幅为 45.9%;细节 C 处的最大主压应力出现在纵向工况 2、距离中间横隔板 0.25 m 处,大 U 肋的最大主压应力为 -20.6 MPa,

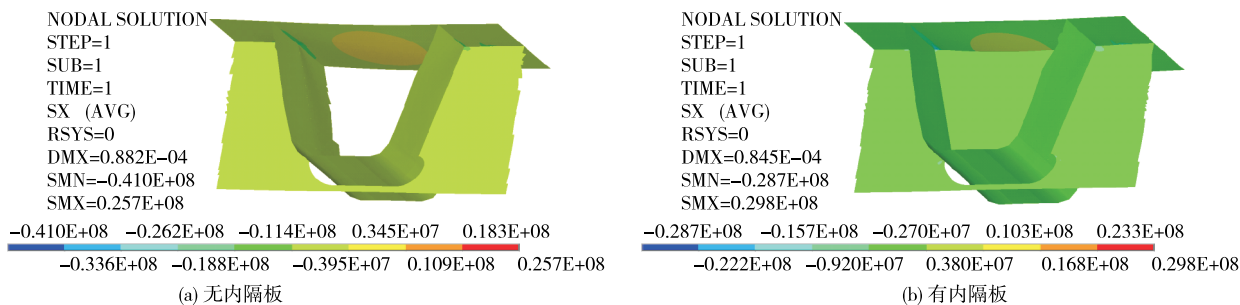


图 11 有无内隔板大 U 肋的横向应力(单位: Pa)

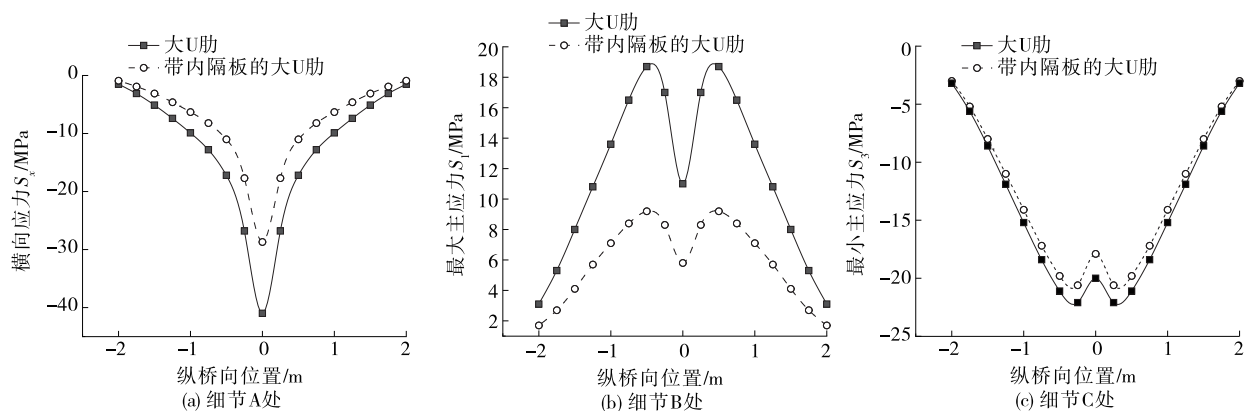


图 12 关键构造细节处的应力历程

表 2 大 U 肋与带内隔板的大 U 肋钢—UHPC 组合桥面板各典型疲劳细节处的应力幅 单位:MPa

桥面方案	细节 A 处应力		细节 B 处主应力 S_1		细节 C 处主应力 S_3
	面板 S_x	U 肋 S_z	横隔板	U 肋	横隔板
大 U 肋钢—UHPC 组合桥面板	-41.0	39.7	-17.0	14.5	-20.6
带内隔板的大 U 肋钢—UHPC 组合桥面板	-28.7	25.3	-9.2	13.1	-22.1

带内隔板的大 U 肋的最大主压应力为-22.1 MPa, 应力略有增大,但仍较小。带内隔板的大 U 肋钢—UHPC 正交异性组合桥面板在 3 个典型疲劳细节处均具有良好的抗疲劳性能。

3.3 疲劳性能评估

根据 JTG D64—2015《公路钢结构桥梁设计规范》对带内隔板的大 U 肋钢—UHPC 组合桥面板进行疲劳性能评估,公式如下:

$$\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E2} \leq \frac{k_s \Delta \sigma_x}{\gamma_{mf}} \quad (1)$$

$$\Delta \sigma_{E2} = (1 + \Delta \varphi) \gamma \Delta \sigma_p \quad (2)$$

式中: γ_{Ff} 为疲劳荷载分项系数,取 1.0; $\Delta \sigma_{E2}$ 为按 2.0×10^6 次常幅疲劳循环换算得到的等效常值应力幅(MPa); k_s 为尺寸效应折减系数,取 1.0; $\Delta \sigma_x$ 为疲劳细节对应于 2.0×10^6 次常幅疲劳循环的疲劳应

力强度; γ_{mf} 为疲劳抗力分项系数,取 1.15; $\Delta \varphi$ 为放大系数,取零; γ 为损伤等效系数,该桥跨中取 1.85; $\Delta \sigma_p$ 为疲劳荷载按最不利情况加载在影响线所得最大最小正应力之差,可通过 $\Delta \sigma$ 根据加载车轴质量与疲劳车轴质量按比例折算得出。

3 个典型疲劳细节处疲劳评估结果见表 3。由表 3 可知:大 U 肋钢—UHPC 组合桥面板在细节 B、细节 C 处的疲劳强度均满足规范要求,但细节 A 处不满足规范要求;引入内隔板后,细节 A 处应力幅过大的问题得到解决,3 个典型疲劳细节处的应力幅均满足规范要求。

4 结论

(1) 有限元模型模拟结果与文献[7]中试验实测结果基本吻合,模型计算所得结果值得参考,建模

表 3 3 个典型疲劳细节处的疲劳性能评估 单位:MPa

U 肋截面形式	疲劳细节编号	疲劳性能评估				是否满足规范要求
		$\Delta \sigma$	$\Delta \sigma_p$	$\Delta \sigma_{E2}$	$k_s \Delta \sigma_x / \gamma_{mf}$	
大 U 肋	A	41.0	35.1	64.9	60.87	否
	B	17.0	14.5	26.8	69.57	是
	C	20.6	17.6	32.6	60.87	是
带内隔板的大 U 肋	A	28.7	24.5	45.3	60.87	是
	B	9.2	7.9	14.6	69.57	是
	C	22.1	18.9	34.9	60.87	是

根据图9,350 t折臂随车吊在全配重、作业半径为5.6 m时的最小起重能力为122 t(臂高9.8 m)。根据图8、图5,折臂随车吊的作业范围为A区。取最不利情况70%计算,最小起重能力为 $122 \times 0.7 = 85.4 \text{ t} > 80 \text{ t}$,满足最小起重质量要求;在该工况下,实际所需起升高度为 $8 \text{ m} < \text{吊机最大起吊高度 } 9.8 \text{ m}$,满足吊装高度要求;实际所需起升高度为 $8 \text{ m} < 10.5 \text{ m}$ (最大工作高度),满足高压线下吊装要求(见图10)。

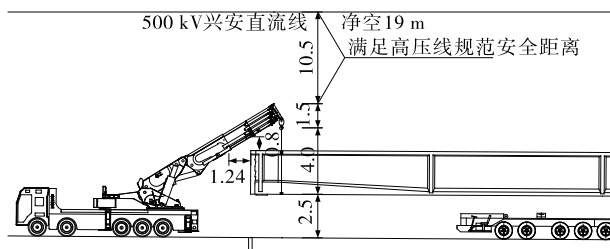


图10 折臂随车吊与高压线的相对位置(单位:m)

6 结语

受高压线、时间等因素制约,湛江特大桥施工中无法使用汽车吊或架桥机进行T梁安装,故采用折臂随车吊进行安装。通过总结折臂随车吊安装预制

T梁的关键技术并进行安全稳定性验算,验证了该方法的可行性、合理性。折臂随车吊的架梁方案有效解决了汽车吊无法在低空高压线下起吊的难题,达到了双机抬吊法安装预制T梁的预期效果,可为类似工程提供参考。

参考文献:

- [1] 甘春华,周远见,邓永攀.双机抬吊法在桥梁板吊装施工中的应用[J].建筑技术开发,2012,39(1):46—47+63.
- [2] 杜向南.大体积箱梁双机抬吊施工技术分析[J].江西建材,2021(11):185—186.
- [3] 夏顺俊,王志华,姚志浩.预制板梁双机抬吊施工研究[J].工程技术研究,2019,4(22):119—120.
- [4] 和寒露.浅谈泛婆罗洲大道10标立交桥项目双机抬吊架梁安全控制措施[J].工程质量,2020,38(10):35—38.
- [5] 全国钢标准化技术委员会.重要用途钢丝绳:GB 8918—2006[S].北京:中国标准出版社,2006.
- [6] 刘奎成.T型箱梁双机抬吊验算分析[J].价值工程,2012,31(27):104—105.

收稿日期:2022-05-22

(上接第105页)

方法可用于类似结构。

(2) 相较于传统U肋截面,采用大U肋截面能减少U肋数量和焊缝数量,进而降低现场焊接施工焊缝缺陷带来的质量问题风险,在横隔板与U肋相交处及横隔板弧形切口处应力幅降低。

(3) 在大U肋截面中引入内隔板的构造形式,能改善由于大U肋开口宽度较大导致顶板与U肋相交处刚度不足的问题,进一步降低横隔板与U肋相交处、横隔板弧形切口处的应力幅,所关注的3个疲劳细节处的抗疲劳强度均满足规范要求。

参考文献:

- [1] 邵旭东,胡建华.钢—超高性能混凝土轻型组合桥梁结构[M].北京:人民交通出版社,2015.
- [2] 夏嵩,陈柳,杨旭.超高性能混凝土(UHPC)在桥面板体系中的应用2020年度研究进展[J].土木与环境工程学报(中英文),2021,43(增刊1):175—184.
- [3] 赵欣欣.正交异性钢桥面板疲劳设计参数和构造细节研究[D].北京:中国铁道科学研究院,2011.

- [4] 曲宛桐.带大U肋的轻型组合桥面板基本性能研究[D].长沙:湖南大学,2017.
- [5] 张清华,郭伟峰,崔闯,等.新型大纵肋正交异性钢—混凝土组合桥面板疲劳特性研究[J].公路,2015,60(12):71—77.
- [6] 中交公路规划设计院有限公司.公路钢结构桥梁设计规范:JTG D64—2015[S].北京:人民交通出版社股份有限公司,2015.
- [7] 蔡诚.STC—正交异性钢桥面板轮压局部受力分析与试验研究[D].西安:长安大学,2021.
- [8] 张清华,张鹏,刘益铭,等.新型大纵肋正交异性组合桥面板力学性能研究[J].桥梁建设,2017,47(3):30—35.
- [9] 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+70.
- [10] 李昶,顾兴宇.大跨径钢桥桥面铺装力学分析与结构设计[M].南京:东南大学出版社,2007.
- [11] 朱爱珠,李牧,田杨,等.设内隔板正交异性钢桥面板足尺模型疲劳试验[J].钢结构,2017,32(1):45—50.

收稿日期:2022-10-17