

斜拉桥钢箱梁横隔板 U 肋槽口整改方案研究

张勇

(佛山市交通运输工程质量监督站, 广东 佛山 528041)

摘要: 针对某斜拉桥钢箱梁纵向 U 肋与横隔板槽口两边间隙不一的问题, 根据 U 肋槽口间隙焊缝间隙的大小制订 3 种处治方案; 考虑到槽口改变对近处轮载应力影响较大, 利用 ABAQUS 建立空间实体有限元模型, 分析了在轮载效应下 3 种处治方案的弧形切口位置处及横隔板切割处的应力分布状况。结果表明, 按处治方案进行槽口整改, 对整改区域附近横隔板轮载应力的影响稍大, 且使主拉应力有所减少(减少约 10%), 对稍远处轮载应力的影响较小(小于 1%), 对疲劳寿命的影响可忽略不计; 横隔板整改切割线处的应力水平较低(小于 10 MPa), 且垂直于切割线方向的正应力大部分为压应力, 该处焊缝的疲劳强度满足规范要求。

关键词: 桥梁; 钢箱梁; 横隔板; U 肋; 疲劳验算

中图分类号: U445.7

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2017)04-0141-04

正交异性钢桥面板主要由钢桥面板、纵向 U 肋和横隔板等组成, 其中纵向 U 肋起连续梁的作用, 横隔板在横向支撑各纵肋。正交异性结构细节能分散作用在面板上的负荷, 故正交异性钢桥面板大量应用在需要减轻自重的大跨度桥梁上。

纵向 U 肋在与横梁相交处的横梁腹板开口处穿过, 横梁腹板在 U 肋底缘部位需多切除一点。为避免 U 肋底部与横梁腹板焊接时出现高应力集中, 减少横梁因负荷造成的约束, U 肋底缘部位与横梁腹板开口处不焊接。纵向 U 肋和横梁的其他连接部位都沿着 U 肋采用双面角焊缝焊接。要求横梁腹板的开口与 U 肋的横断面形状相适配。该文就某斜拉桥工程施工中出现的纵向 U 肋质量问题的处理进行分析。

1 工程概况

该桥为独塔钢箱梁斜拉桥, 双向八车道, 跨径布置为 135m+260m。主梁采用双边箱正交异性板

箱梁, 共划分为 A、B、C、D、E 5 种类型 22 个节段。主梁的主要轮廓尺寸为: 含风嘴全宽 40.5 m, 中央分隔带宽度 1 m, 道路中心线处梁高 3.6 m, 顶板设 2% 横坡。顶板为正交异性桥面板, 厚度为 16~25 mm, 顶板 U 形加劲肋厚度为 8~10 mm、高度为 280 mm、间距为 600 mm。底板厚度为 14~25 mm, 与横梁相交处加厚至 20~25 mm, 底板 U 形加劲肋厚度为 6~10 mm、高度为 260 mm、间距为 800 mm(见图 1、图 2)。

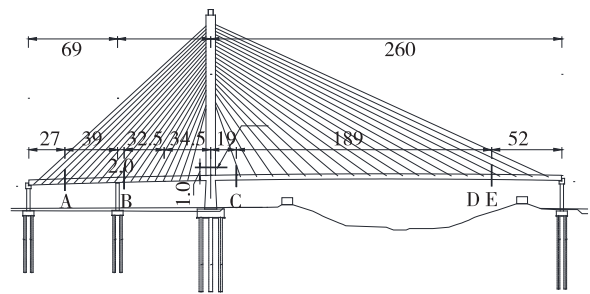


图 1 桥梁布置示意图(单位:m)

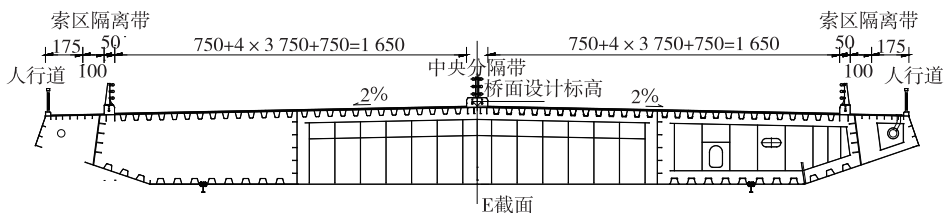


图 2 桥梁标准截面图(E截面, 单位:cm)

施工过程中发现该桥部分节段钢箱梁横梁弧形切口和 U 肋距离与设计距离的偏差超过规范允许范围

(1 mm), 同时 U 肋与横梁两侧焊缝不对称, 且存在单侧焊缝过长的情况(见图 3)。



图3 横梁U形槽口左右两边间隙不对称

分析产生上述质量问题的原因,主要为:1)对钢箱梁的组装工艺不合理,箱梁分成几个分段在车间制作,然后到室外胎架上总拼,无法保证分段的精度,使累积误差放大;2)施工过程中桥面板U肋定位存在误差;3)板单元件纵向对接缝在焊接过程中的横向收缩变形控制较差。

根据U肋槽口宽间隙焊缝间隙的大小,制订3种处治方案:1)间隙大于2 mm、小于等于3 mm时,焊接时角焊缝焊脚尺寸适当加大(7 mm+间隙)。2)间隙大于3 mm、小于等于5 mm时,施焊前将横梁与U肋焊接处磨出V形坡口,坡口焊满后均顺施焊至设计焊高。3)当间隙大于5 mm时,将U肋与横梁上槽口存在偏差的位置在横梁上从顶板往下750 mm割开,进行局部隔板上U肋槽口更换,划线切割长度为1.8 m(见图4)。



图4 横梁切割

由于槽口改变对近处轮载应力影响较大,需对处治后弧形切口位置处及横梁切割处的应力分布状况进行分析。

2 有限元模拟分析

2.1 计算内容

考虑到U肋轧制、U肋与顶板单元的拼装和焊接,横梁下料、拼装和焊接、安装定位等多种综合误差的影响,工艺上考虑将横梁槽口两侧各放大2

mm,建立下列3种有限元模型进行分析:1)设计状态。2)偏差3 mm,不进行横梁切割更换,间隙过小侧切掉多余母材后焊接,间隙过大侧通过焊缝焊满后再与U肋焊接,间隙较大侧弧形切口按同一半径延顺至U肋。3)偏差5 mm,不进行横梁切割更换,间隙过小侧切掉多余母材后焊接,间隙过大侧通过焊缝焊满后再与U肋焊接,间隙较大侧弧形切口按同一半径延顺至U肋。上述3种状态在模型中反映为:同一U肋处弧形切口左、右侧切口形状改变(见图5,以偏差5 mm为例)。

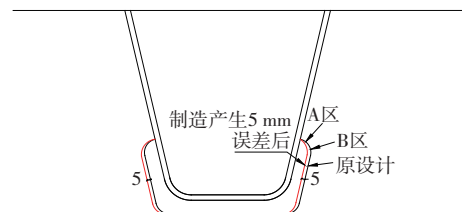


图5 U肋与槽口位置偏差带来的弧形切口轮廓变化(单位:mm)

2.2 有限元模型及加载方式

以D类钢箱梁(这类钢箱梁全桥最多,且板厚最小)为基准,应用ABAQUS6.14,采用S4R壳单元对钢箱梁节段(长15 m)进行数值模拟。边界条件为约束钢箱梁两端,一端约束节点DX、DY、DZ 3个方向平动自由度,另一端仅约束节点竖向位移。基准模型共划分为215 838个单元(见图6)。

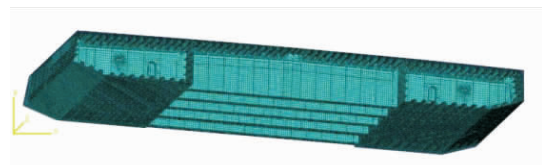


图6 钢箱梁有限元模型

计算荷载根据JTG D64—2015《公路钢结构桥梁设计规范》中的疲劳车辆荷载模型Ⅲ确定,轴重120 kN,单轮重60 kN,按45°扩散角考虑铺装层荷载扩散效应,轮载作用范围为0.7 m×0.3 m,横向轮距1.2 m。车轮加载方式见图7。单轮载作用效应范围纵向一般不超过2个横梁间距,横向不超过3~4倍U肋开口间距,故计算模型考虑两轴、4个轮载的作用即可。U肋开口间距为300 mm,车轮荷载每次沿横向移动150 mm(即半个U肋开口间距),得到4种横向加载工况(横向位置1~4);纵向以300 mm为间距进行移动,共5种工况(纵向位置1~5);以左前轮为参考轮。

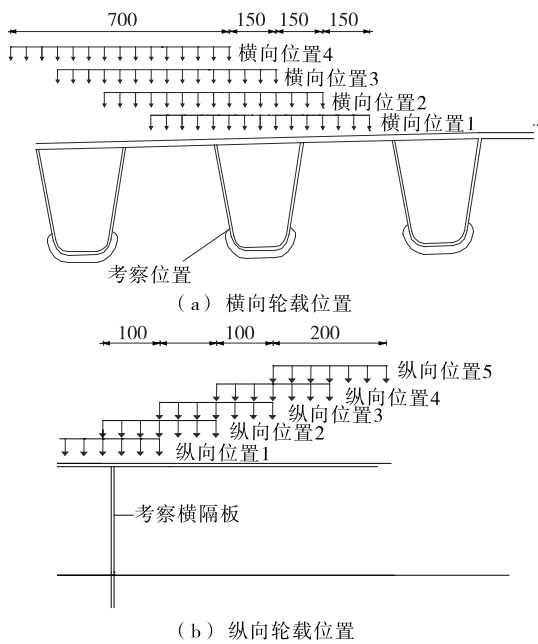


图 7 加载方式(单位:mm)

经计算,靠近腹板的横梁 U 肋槽口和顶板 U 肋焊缝应力均小于远离腹板的对应位置应力,故选择距离中腹板均较远的 8# U 肋(横向从左至右第 8 个

U 肋)作为目标 U 肋,经试算得到目标位置疲劳应力最不利工况。

3 槽口整改对疲劳应力幅的影响

如图 5 所示,弧形切口处有主要受拉区(设为 A 区)和主要受压区(设为 B 区)。下面通过整改方案槽口尺寸与设计槽口尺寸下轮载应力幅比较,分析槽口整改对横梁 A、B 区疲劳性能的影响。

根据计算结果,A 区应力最不利工况为纵向位置 4、横向位置 4;B 区压应力最不利工况为纵向位置 4、横向位置 2。最不利载位时上述 3 种状况横梁关注弧形切口处 B 区主压应力云图见图 8~10(限于篇幅,未列出 A 区主拉应力云图),3 种计算状态下关注弧形切口处横梁 A、B 区应力峰值变化情况见表 1。

图 8~10 和表 1 表明:随着横梁槽口位置偏差值的变化,横梁过焊孔左缺口(间隙过大侧)和右缺口(间隙过小而需切割侧)周边主拉应力、主压应力峰值均有所下降,但变化不大。可见,在不考虑切割和焊接残余应力影响的条件下,只要弧形切口半径

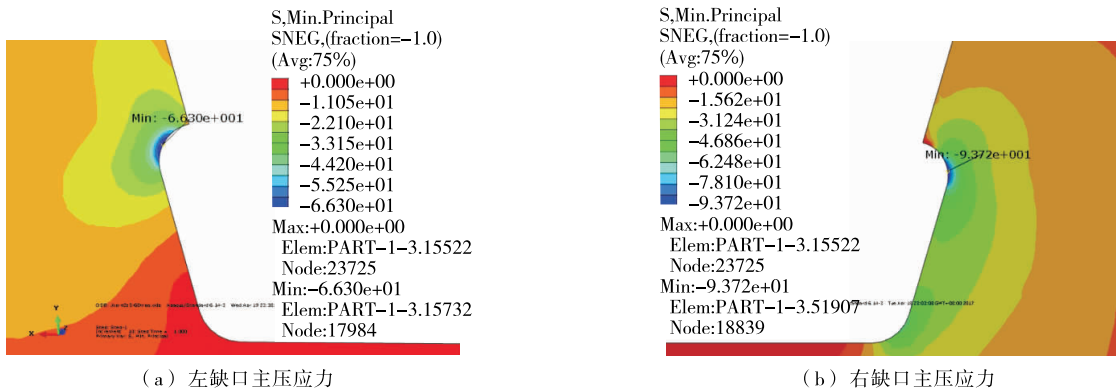


图 8 基准模型弧形切口 B 区主压应力云图(单位:MPa)

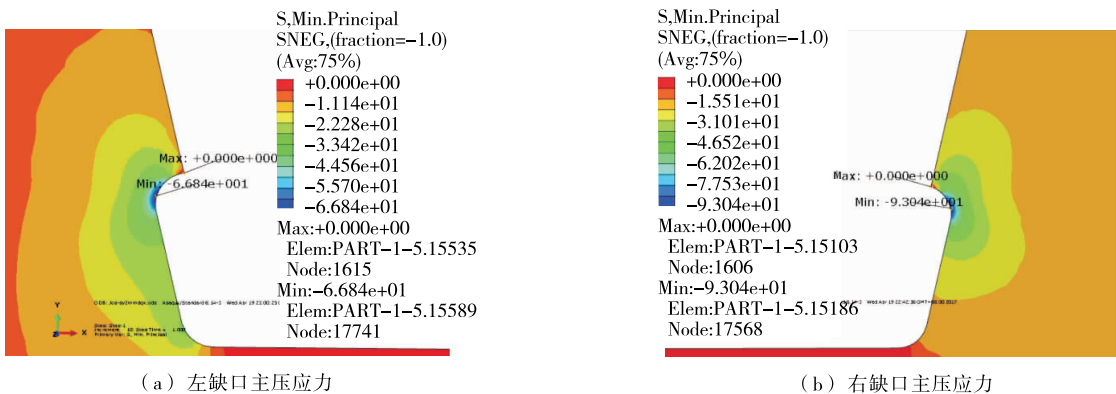


图 9 偏差 3 mm 时弧形切口 B 区主压应力云图(单位:MPa)

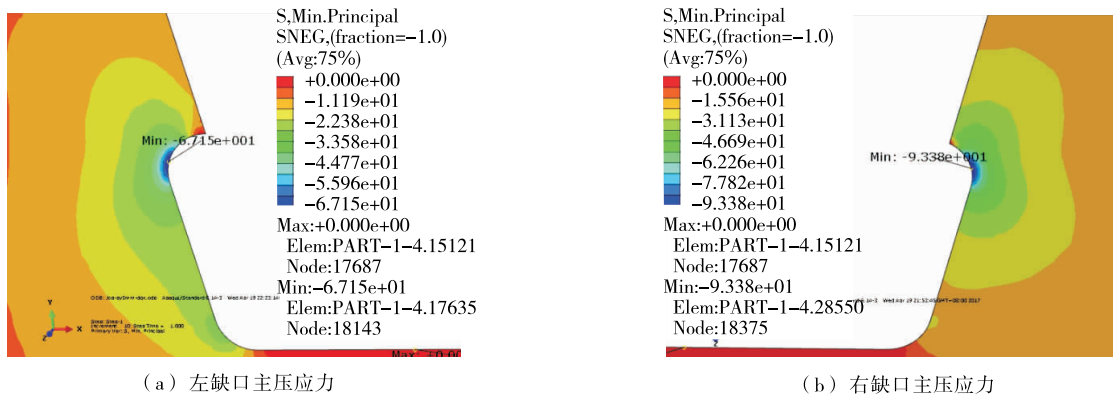


图 10 偏差 5 mm 时弧形切口 B 区主压应力云图(单位:MPa)

表 1 3 种计算状态下横梁 A、B 区峰值应力变化情况

计算状态	A 区峰值应力				B 区峰值应力			
	左缺口		右缺口		左缺口		右缺口	
	应力/ MPa	相对变 化量/%	应力/ MPa	相对变 化量/%	应力/ MPa	相对变 化量/%	应力/ MPa	相对变 化量/%
设计状态	0	0	16.2	0.0	-66.3	0.0	-93.7	0.0
偏差 3 mm	0	0	15.0	-7.4	-66.8	0.8	-93.0	-0.8
偏差 5 mm	0	0	14.3	-11.7	-67.2	1.3	-93.4	-0.3

不变,U 肋槽口位置偏差对切口本身疲劳应力的影响不大。

4 横梁切割线处疲劳应力及其疲劳性能

以基准模型为基础,计算左前轮作用于横向位置 1、纵向位置 4 时处治方案中横梁切割线位置的应力状态(切割线位置和轮载位置见图 4、图 7),分别得到横梁水平切割线处竖向正应力和竖向切割线处横向正应力分布情况:隔板水平切割线处的竖向正应力主要为压应力,轮载下方应力峰值为-3.46 MPa,距轮载较远处竖向应力接近于 4.6 MPa;竖向切割线处横向正应力主要为压应力,峰值应力出现在轮载下方,为-5.4 MPa,竖向切应力最值为-4.2 MPa。水平和竖向切割线处应力水平均较低,远小于规范规定的疲劳强度参考值,说明在该处进行切割和焊接,疲劳风险较低。

5 结论

(1) 按处治方案进行槽口整改,对整改区域附近横梁轮载应力的影响稍大,且使主拉应力减少约 10%,对稍远处轮载应力的影响较小(小于 1%),对疲劳寿命的影响可忽略不计。

(2) 按处治方案进行槽口整改,横梁整改切割线处的应力水平较低(小于 10 MPa),且垂直于切割线方向的正应力大部分为压应力,该处焊缝的疲劳强度性能满足规范要求。

(3) U 肋槽口整改处理必须确保间隙过小侧切掉多余母材后的弧形切口形状和尺寸大小与设计一致,间隙较大侧弧形切口须按同一设计半径延顺至 U 肋,焊接和切口质量必须符合相关规范要求。

参考文献:

- [1] 王问笔.U 肋构造及横梁开孔形式对正交异性钢桥面板疲劳性能的影响[D].成都:西南交通大学,2015.
- [2] 唐亮,黄李骥,王秀伟.钢桥面板 U 肋—横梁连接接头应力分析[J].公路交通科技,2014,31(5).
- [3] 唐亮,黄李骥,刘高.正交异性钢桥面板横梁弧形切口周边应力分析[J].公路交通科技,2011,28(6).
- [4] 田洋,李运生,张德莹.正交异性板 U 肋与桥面板焊缝连接的静力及疲劳试验研究[J].铁道科学与工程学报,2011,8(2).
- [5] 吉伯海,朱伟,傅中秋.正交异性钢桥面板 U 肋对接焊缝疲劳寿命评估[J].重庆交通大学学报:自然科学版,2015,34(1).

(下转第 148 页)

点为新增承台与桩基的连接、计反力装置的设置。

2.4 扩大基础方加固方案

2.4.1 扩大基础加固原理

在原桩基顶增设承台,通过新增承台形成扩大基础与原桩基共同承受上部荷载。

2.4.2 扩大基础加固设计

在桥台及桥墩处增设 16 m×3 m×2 m 承台扩大基础,承台上下层钢筋通过植筋与桩基连接,同时对承台段的桩基设置钢抱箍,在钢抱箍上焊接抗剪栓钉。

2.4.3 扩大基础加固计算

(1) 承载力计算。以 0# 台为例,单根桩基承载力至少需提高 794.2 kN,按照 JGJ 94-2008《建筑桩基技术规范》,考虑承台效应的复合桩基承载力按下式计算:

$$R = R_a + \eta_c f_{ak} A_c \tag{1}$$

式中: R_a 为单桩容许承载力; η_c 为承台效应系数,该项目考虑在桥台处增设 16 m×3 m×2 m 承台扩大基础,该系数取 0.25; f_{ak} 为承台下 1/2 承台宽度且不超过 5 m 深度范围内各层土地基承载力特征值按厚度加权的平均值; A_c 为扣除桩基截面的承台底净面积。

0# 台单根桩基承载力需提高 794.2 kN,所需地基承载力为:

$$f_{ak} = (R - R_a) / (\eta_c A_c) = (F + G) / (\eta_c A_c) = (794.2 + 25 \times 42.7) / (0.25 \times 42.7) = 174.40 \text{ kPa}$$

式中: $F = 794.2 \text{ kN}$; G 为承台自重。

(2) 地基沉降计算。按分层总和法计算地基沉降,公式为:

$$s = \varphi_s s_0 = \varphi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{a}_i - z_{i-1} \bar{a}_{i-1}) \tag{2}$$

式中: φ_s 为沉降计算经验系数,根据《建筑地基基础设计规范》表 5.3.5,取 0.2; p_0 为准永久组合时承台底面处的附加压力,取 $174.4 - 25 \times 2 = 124.4 \text{ kPa}$;

E_{si} 为承台底面第 i 层土的压缩模量,该项目加固后土层均取 20 MPa; z_i 、 z_{i-1} 分别为承台底面至第 i 、第 $i-1$ 层土底面的距离; \bar{a}_i 、 \bar{a}_{i-1} 分别为承台底面计算点至第 i 、第 $i-1$ 层土底面范围内平均附加应力系数。

分层计算深度 $Z_n = b(2.5 - 0.4 \ln b) = 6.18 \text{ m}$,按 6 m 计算,得 $z_1 = 0$, $\bar{a}_1 = 1.0$, $z_2 = 6$, $\bar{a}_2 = 4 \times 0.391 = 1.564$,代入式(2),得: $s = 11.55 \text{ mm}$ 。

2.4.4 扩大基础加固适用条件

根据变形协调理论,承台扩大基础承载能力发挥的前提是允许桩基发生较大沉降。经计算,该桥如要全部发挥承台的承载力,将产生 11.55 mm 沉降,则桥面存在开裂的风险。因此,扩大基础加固方案要求地质条件较好、无软弱下卧层。同时,为保证扩大基础尽早参与受力,可采用承台底后注浆加固。

3 结语

上述 4 种桩基加固方案均具有较强的操作性及可行性,综合对比,该项目地层存在较厚的细砂与卵石层,注浆条件较好,同时注浆加固对周围环境影响小,且造价低廉,故推荐采用注浆加固方案。

参考文献:

- [1] 胡建春.灌注桩后压浆技术的加固机理及在铁路桥梁桩基上的应用[J].铁道标准设计,2009(4).
- [2] 郑庆平.锚杆静压桩在桥梁桩基加固中的应用[J].公路交通技术,2004(5).
- [3] JTG D63-2007,公路桥涵地基与基础设计规范[S].
- [4] JGJ 94-2008,建筑桩基技术规范[S].
- [5] 陈文.某危桥加固设计研究[J].公路与汽运,2016(3).
- [6] 岳学林.考虑桩-土相互作用的桩基础桥墩抗震性能研究[D].兰州:兰州交通大学,2014.
- [7] 于哲.城市高架桥梁基础约束刚度识别及桥墩抗震性能评估研究[D].长沙:中南大学,2010.

收稿日期:2017-02-17

(上接第 144 页)

- [6] 顾萍,颜兆福,盛博.正交异性钢桥面板栓焊接头疲劳性能[J].同济大学学报:自然科学版,2013,41(6).
- [7] 宋永生,丁幼亮,王高新.正交异性钢桥面板疲劳性能的局部构造效应[J].东南大学学报:自然科学版,2013,43(2).
- [8] 赵佃龙,方兴,白玲.正交异性钢桥面板构造细节改进

- 的探讨[J].铁道建设,2011(2).
- [9] 陶晓燕.正交异性钢桥面板开口肋空孔形式疲劳优化分析[J].铁道建筑,2008(1).
- [10] JTG D64-2015,公路钢结构桥梁设计规范[S].

收稿日期:2017-04-07