

超宽钢箱梁横向应力与变形研究

陈克朋, 涂光亚, 裴山

(长沙理工大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410004)

摘要:以广东佛山平洲水道跨东平水道特大桥为背景,针对超宽幅钢箱梁运用空间有限元方法建立有限元板单元模型,对钢箱梁桥面板关键施工阶段及成桥后的横向应力与变形进行分析,揭示其横向应力与变形分布规律;与平面梁单元应力计算结果进行对比,分析超宽幅钢箱梁结构计算时采用平面梁单元与实体板单元的差异,建议采用空间有限元方法计算钢箱梁横向应力。

关键词:桥梁;钢箱梁;桥面板;横向应力;横向变形

中图分类号:U441

文献标志码:A

文章编号:1671-2668(2018)04-0097-04

钢结构箱形桥梁凭借其桥型优美、跨越能力强、抗扭性能好、施工迅速、整体性能优越、施工时对周围环境影响小等优点在市政桥梁工程建设中得到广泛应用,且多用于大跨度桥梁。随着经济的快速发展,桥梁跨径逐渐增大,桥面横向宽度也越来越大,钢箱梁截面宽度增大会导致其横向空间效应越来越明显。另外,受吊装、运输及施工环境等限制,钢箱梁常采用分步吊装施工,施工中会产生横向扭转变形,导致箱梁产生较大竖向变形。桥梁设计中通常采用平面梁单元进行结构计算,计算结果往往不能反映箱梁横向应力与变形及各部件(顶板、底板和腹板)的细部受力情况。该文运用空间有限元方法,结合工程实际情况建立有限元板单元模型,对钢箱梁桥面板的横向应力与变形进行分析,并与平面梁单元应力计算结果进行对比,分析两种计算方法计算结果的差异。

1 工程概况

广东佛山平洲水道跨东平水道特大桥为空间单索面混合梁独塔斜拉桥,采用塔、墩、梁固结体系,跨径布置为(35+260+50+64+66)m。主塔横桥向采用A字形,因新交通对桥梁刚度要求高,且拉索锚固处桥梁刚度相对较大,斜拉索布置在新交通和公路之间。主梁采用分离式箱形截面,边跨主梁为砼梁,主跨主梁为钢箱梁,钢—混结合段在主跨内距主塔中心线24m位置。

钢箱梁节段与节段之间采用焊接处理。钢箱梁选用Q345qD钢材,桥面板构造采用正交异性桥面板。钢箱梁中腹板高3.3m(内轮廓),桥面宽46.5m,箱宽39.64m,桥面设2%双向横坡。钢箱梁标

准段顶板厚16mm,底板厚14mm,在斜拉索附近顶、底板厚度增加至22mm。顶板U形肋板厚8mm,上口宽300mm,底宽170mm,高280mm,间距600mm;底板和外边腹板U形肋板厚6mm,下口宽400mm,底宽250mm,高260mm,间距800mm;中腹板至箱梁中心的距离为11.75m。主梁横隔板形式为板式,板厚10mm,在有拉索处横隔板厚14mm。钢箱梁截面构造见图1,钢箱梁桥面布置见图2。

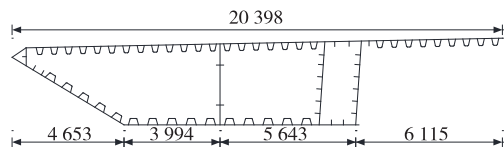


图1 钢箱梁1/2标准截面构造示意图(单位:mm)

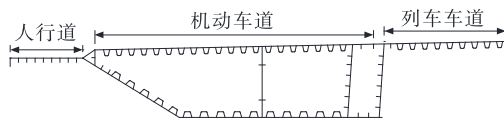


图2 钢箱梁1/2标准截面桥面布置

2 模型建立

2.1 有限元分析模型

通过MIDAS/Civil建立钢箱梁空间有限元分析模型。选取桥面吊机前移、起吊钢箱梁、张拉斜拉索3种典型施工工况及后期成桥状态进行对比分析。鉴于仅考虑钢箱梁受力建立钢箱梁部分节段模型会忽略钢箱梁整体工作条件,脱离真实工作状态,而建立全桥板壳和实体模型其运算十分复杂,且存在大部分不关心内容,造成资源浪费,考虑到荷载的对称性及桥塔刚度较大,模型中未建立桥塔,只建立

钢箱梁 1~10 节段模型,在斜拉索端部与桥塔锚固处与钢箱梁 M1 节段处建立约束(见图 3)。

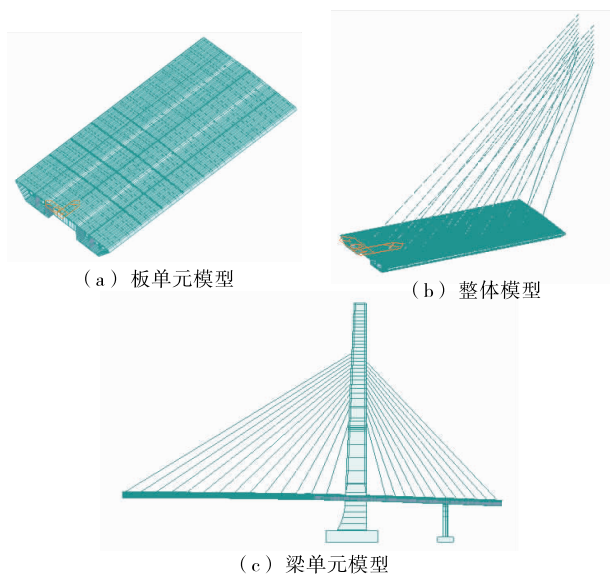


图 3 钢箱梁空间有限元分析模型

2.2 荷载施加

钢箱梁部分施工阶段荷载主要有桥面吊机荷载、斜拉索索力、钢箱梁自重及部分临时荷载,其中斜拉索索力在拉索单元中赋予单元初拉力荷载,桥面吊机荷载按面荷载施加在钢箱梁相应位置。成桥阶段荷载主要包括二期恒载、人群荷载、车道荷载和列车荷载等,其中:二期恒载包括桥面铺装、人行道、绿化带、防撞护栏和路缘石等,合计 135 kN/m,按面荷载施加在钢箱梁桥面板上;人群荷载、汽车荷载和列车荷载按线荷载施加在箱梁对应位置,车辆轴重按节点荷载施加,公路活载按城市 A 级荷载设计。双向六车道横向折减系数按 0.55 检算。列车采用低地板列车,近期采用 1 辆 5 模块车辆编组,荷载总长 24.3 m;远期采用 1 辆 5+2 模块车辆编组,荷载总长 35.6 m,重车轴重均为 125 kN。

3 钢箱梁桥面板横向应力与变形分析

3.1 施工阶段桥面板横向应力与变形

3.1.1 张拉拉索后桥面板横向应力与变形

图 4、图 5 分别为斜拉索张拉工况下 M10 梁段桥面板横向应力和位移云图,图 6、图 7 分别为该工况下桥面板典型截面横向应力和位移分布。

由图 4、图 6 可知:在斜拉索张拉工况下,M10 梁段桥面板横向应力沿桥面中心线到钢箱梁腹板位置逐渐增大(由桥面斜拉索对腹板处桥面板的作用

所引起),从钢箱梁腹板位置到桥面边缘逐渐减小,在斜拉索与桥面板接触位置出现部分应力集中,应力集中最大处应力为 6.5 MPa。

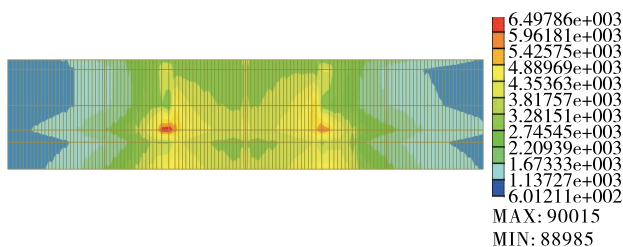


图 4 斜拉索张拉工况下 M10 梁段桥面板横向

应力云图(单位:kPa)

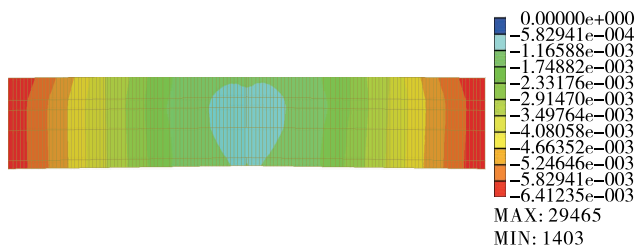


图 5 斜拉索张拉工况下 M10 梁段桥面板横向

位移云图(单位:m)

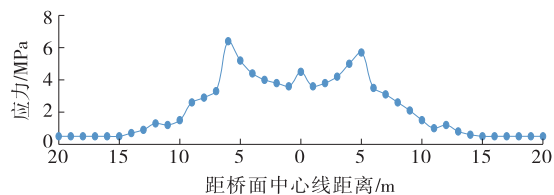


图 6 斜拉索张拉工况下桥面板应力横向分布曲线

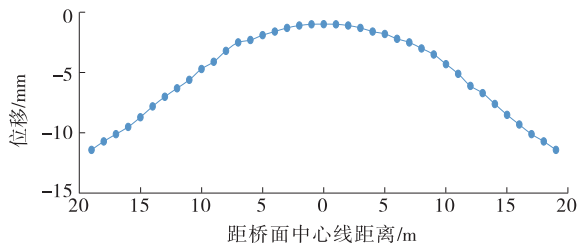


图 7 斜拉索张拉工况下桥面板位移横向分布曲线

由图 5、图 7 可知:在斜拉索张拉工况下,M10 梁段横向位移沿桥面中心线到桥面边缘逐渐增大,最大处位移为 11.4 mm。

3.1.2 移动桥面吊机后桥面板横向应力与变形

图 8、图 9 分别为桥面吊机前移工况下 M10 梁段桥面板横向应力和位移云图,图 10、图 11 分别为该工况下桥面板典型截面横向应力和位移分布。

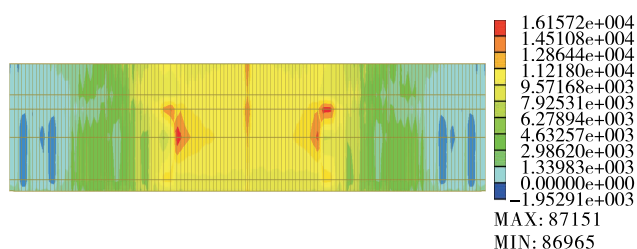


图8 桥面吊机前移工况下 M10 梁段桥面板横向应力云图(单位:kPa)

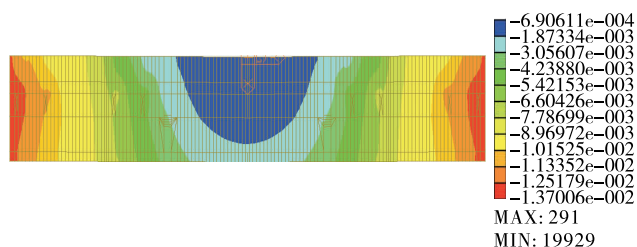


图9 桥面吊机前移工况下 M10 梁段桥面板横向位移云图(单位:m)

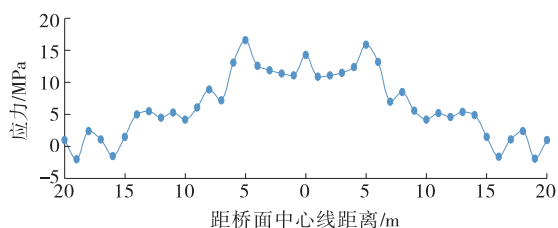


图10 桥面吊机前移工况下桥面板应力横向分布曲线

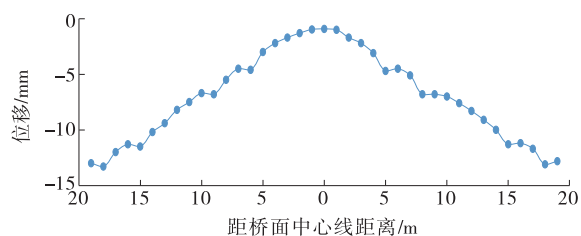


图11 桥面吊机前移工况下桥面板位移横向分布曲线

由图8、图10可知:在桥面吊机前移工况下, M10 梁段桥面板横向应力沿桥面中心线到钢箱梁腹板位置逐渐增大(由桥面斜拉索对腹板处桥面板的作用所引起),从钢箱梁腹板位置到桥面边缘逐渐减小;在桥面吊机前支点附近发生突变,主要原因是桥面吊机对前支点处桥面板的作用使该处桥面板局部凹陷,导致应力突变。

由图9、图11可知:在桥面吊机前移工况下, M10 梁段横向位移沿桥面中心线到桥面边缘逐渐增大,最大处位移为 13.1 mm;在桥面吊机前支点处桥面板出现凹陷,最大处桥面板下陷 1.3 mm。

3.1.3 起吊后桥面板横向应力与变形

图12、图13分别为起吊工况下 M10 梁段桥面板横向应力和位移云图,图14、图15分别为该工况下桥面板典型截面横向应力和位移分布。

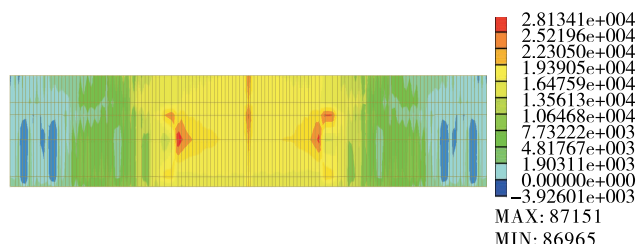


图12 起吊工况下 M10 梁段桥面板应力云图(单位:kPa)

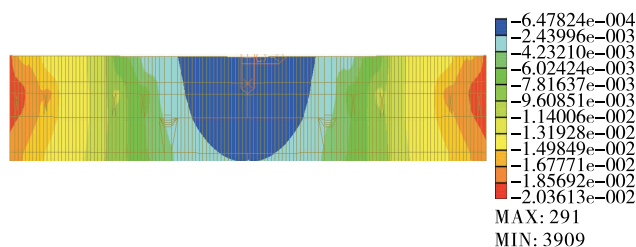


图13 起吊工况下 M10 梁段桥面板位移云图(单位:m)

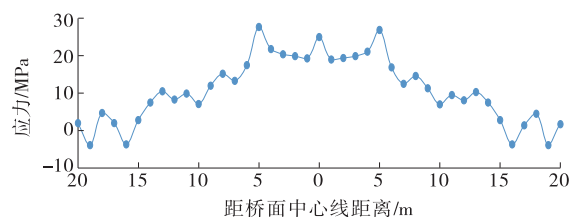


图14 起吊工况下桥面板应力横向分布曲线

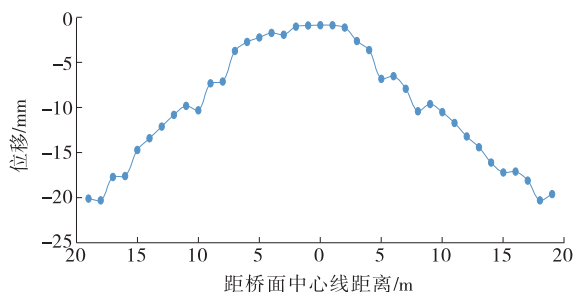


图15 起吊工况下桥面板位移横向分布曲线

由图12、图14可知:在起吊工况下, M10 梁段桥面板横向应力沿桥面中心线到钢箱梁腹板位置逐渐增大,在斜拉索锚固区附近达到最大;从钢箱梁腹板位置到桥面边缘应力逐渐减小;在桥面吊机前支点附近出现反复,产生部分压应力。起吊工况下桥面板整体应力较小,与 Q345qD 钢材的容许弯曲应力 210 MPa 相比具有较大安全储备。

由图13、图15可知:在起吊工况下, M10 梁段

横向位移沿桥面中心线到桥面边缘逐渐增大,最大处位移为 19.6 mm;在桥面吊机前支点处桥面板出现凹陷,最大处桥面板下陷 2.0 mm。

3.2 成桥阶段桥面板横向应力

图 16 为成桥状态下 M10 梁段桥面板横向应力云图,图 17 为该工况下桥面板典型截面横向应力分布曲线。

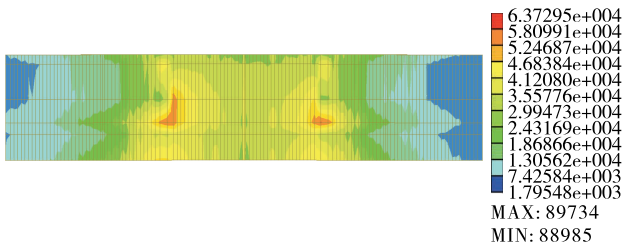


图 16 成桥阶段 M10 梁段桥面板横向应力云图(单位:kPa)

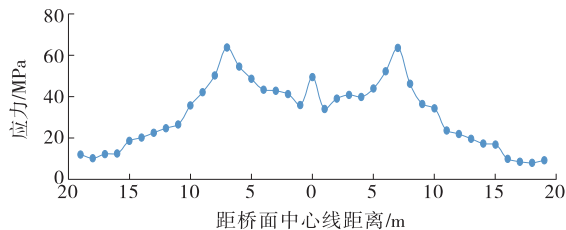


图 17 成桥阶段桥面板应力横向分布曲线(单位:m)

由图 16、图 17 可知:成桥状态下,M10 梁段桥面板横向应力沿桥面中心线到钢箱梁腹板位置逐渐增大,在斜拉索附近位置达到最大,由斜拉索对桥面板的作用所引起;桥面横向应力整体呈阶梯状分布,在最边缘位置稍有增大,主要原因是横隔板对桥面板的支撑作用使边缘位置形成悬臂状态,导致应力增大;在二期恒载、人群、汽车和列车荷载作用下,斜拉索锚固区附近出现最大应力,为 63.8 MPa,远小于 Q345qD 钢材的容许应力,具有较大安全储备。

3.3 桥面板单元与平面梁单元计算结果对比

各工况下钢箱梁采用平面梁单元(计算模型见图 3)计算的结果见图 18~21,与板单元应力计算结果对比见表 1。由表 1 可知:各工况下钢箱梁采用

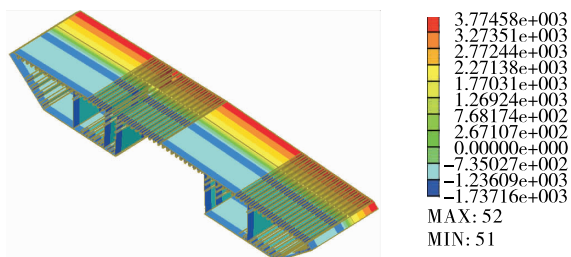


图 18 斜拉索张拉工况下梁单元应力(单位:kPa)

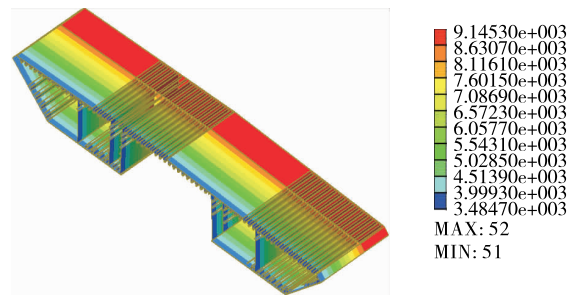


图 19 桥面吊机前移工况下梁单元应力(单位:m)

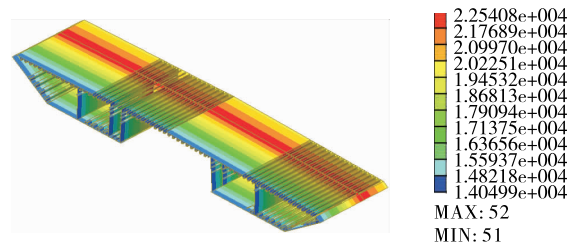


图 20 起吊工况下梁单元应力(单位:kPa)

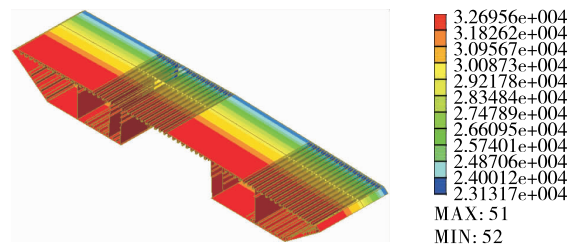


图 21 成桥阶段梁单元应力(单位:kPa)

表 1 梁单元和板单元应力计算结果对比

工况	最大应力/MPa		板单元应力 增量/%
	梁单元	板单元	
斜拉索张拉	3.77	6.49	72.1
桥面吊机前移	9.14	16.15	76.7
起吊	22.54	28.13	24.8
成桥阶段	32.69	63.73	94.9

梁单元计算的结果与板单元计算结果差距较大,两者最大相差 94.9%。其主要原因是桥面宽度较大,导致其横向空间效应显著,仅用梁单元计算无法得出合理的横向应力结果;且采用梁单元计算时,输出结果为整个截面的结果,无法得出桥面板的具体应力。因此,桥面宽度较大、空间效应显著时,桥面横向应力应采用空间有限元方法计算。

4 结论

- (1) 吊机前移及起吊工况下,桥面板由于桥面

(下转第 133 页)

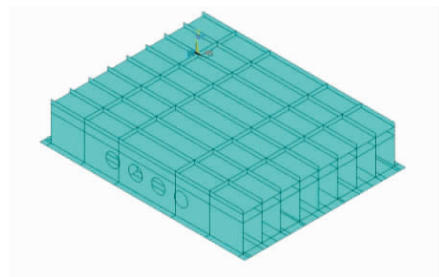


图 7 转向块计算模型

TWS3 的张拉力取为 2 968.6 kN,其中钢束的竖向弯起角度为 8.26° ,故体外预应力筋的竖向分力为 426.5 kN;TWS2 的横向弯起角度为 6.98° ,水平分力为 360.8 kN;TWS3 的横向弯起角度为 7.57° ,水平分力为 391.1 kN。

转向块的最大等效应力为 108.30 MPa(见图 8、图 9),小于 Q420 钢材的设计屈服强度 380 MPa;最大变形为 0.07 mm,结构变形较小。转向块局部验算结果满足规范要求。

5 结语

预应力砼连续梁桥一般在运营几年后会出现腹

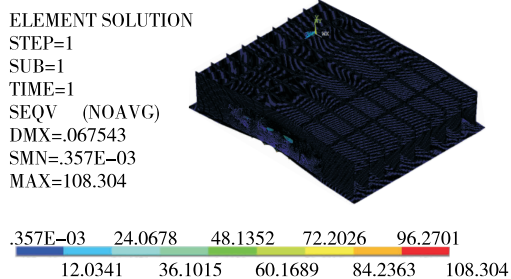


图 8 转向块模型等效应力(单位:MPa)

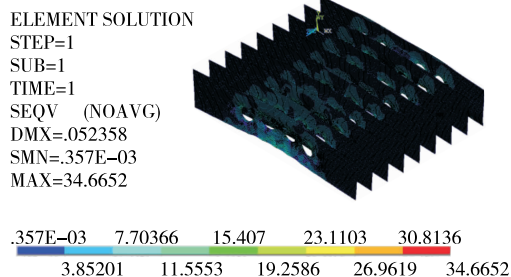


图 9 转向块钢板等效应力(单位:MPa)

板斜向裂缝、底板纵向裂缝、跨中下挠等病害,已成为桥梁维护管理中的典型问题。该文针对某连续箱梁的病害进行维修加固对策研究,提出了腹板增大截面结合粘钢和增设体外束的加固方案,可为相似桥梁的加固维修提供参考。

参考文献:

- [1] 章世祥,李波.悬臂浇筑 PC 连续箱梁桥顶板纵向裂缝成因综述[A].江苏省公路学会学术年会论文集(2015 年)[C].2015.
- [2] 余振,曹新垒,邢彩凤.某大跨度混凝土连续梁桥病害分析及加固处理[J].安徽建筑,2017(2).
- [3] 李邦映.预应力混凝土连续梁桥病害分析及维修加固设计[J].工程设计,2015,29(3).
- [4] 殷新锋,王成煜,黄屿,等.体外预应力桥梁转向块的受力性能分析[J].中外公路,2017,37(5).
- [5] 欧阳潮.预应力连续箱梁桥病害分析及加固方法研究[J].公路与汽运,2016(4).
- [6] 程健,田俊,尹晓文.悬臂浇筑连续箱梁的临时固结受力分析研究[J].重庆建筑,2013(10).

收稿日期:2017-12-25

(上接第 100 页)

吊机作用,在桥面吊机前支点处出现部分钢板凹陷现象,导致桥面板应力发生突变。施工时应对该处进行处理,避免发生应力集中现象。

(2) 起吊工况下,桥面板横向位移由桥面中心线到桥面边缘变化较大。进行桥面线形控制时应引起注意,应对其理论值进行适当修正。

(3) 在钢箱梁施工及成桥阶段,桥面板最大应力为 63.8 MPa,远小于设计所用钢材的容许应力,具有较大安全储备;桥面板最大应力均出现在斜拉索锚固区域,设计时应应对拉索附近钢板进行加强。

(4) 对于钢箱梁横向应力,尤其是单索面宽幅

箱箱梁,应采用空间有限元方法进行计算。

参考文献:

- [1] JTG/T D65-01-2007,公路斜拉桥设计细则[S].
- [2] TB 10002.1-2015,铁路桥涵设计基本规范[S].
- [3] 吴讯,董洁.超宽单索面组合梁斜拉桥桥面板横向应力研究[J].石家庄铁道学院学报:自然科学版,2009,22(4).
- [4] 万信华,冯鹏程,杨耀铨,等.鄂黄长江大桥主桥施工阶段横向应力研究[J].华中科技大学学报:城市科学版,2002,19(3).

收稿日期:2017-11-06