

[文章编号] 1003—4684(2020)04-0099-05

BIM 技术在新桥大桥拱圈转体施工中的应用

周 权¹, 石峻峰^{1,2}

(1 湖北工业大学土木建筑与环境学院, 湖北 武汉 430068; 2 中煤三建机电安装工程有限公司, 安徽 宿州 234000)

[摘 要] 工程利用 TeklaStructures 软件,建立了钢箱拱施工用门式桅杆模型,并利用该模型模拟了拱圈的转体施工方案。Tekla 模型建立后利用自带接口直接导入 MIDAS Civil 中进行设计及验算,最终确定桅杆搭设的方案,并以此来指导现场施工。计算分析结果表明,通过 Tekla 建立的 BIM 模型(建筑信息化模型),能直接用于 MIDAS 的有限元分析计算,同时还减少了 MIDAS 建模所需的时间。由于分析模型的精度较高,所得结论为该方案的安全实施提供了保证,同时也为类似方案的实施提供了参考。

[关键词] 桥梁工程; BIM; Tekla; 门式桅杆; MIDAS

[中图分类号] TU997 [文献标识码] A

1 工程概况

新桥大桥位于淮南市寿县,路线呈东西走向,是新桥国际产业园西向的出城口道路,设计车速为 80 km/h。新桥大桥全长 726 m,桥跨布置为:3.0 m(桥台)+10×30 m(预制箱梁)+150 m(斜跨拱)+9×30 m(预制箱梁)+3.0 m(桥台),其中主桥跨越规划江淮运河河道。主桥道路中心线水平面投影为直线,纵断面的变坡点位于通航净空中心处,两侧分别为 2.4%和 2.476%的纵坡。

主桥为斜跨钢箱拱桥,主梁跨径为 150 m;钢箱拱跨径 170 m,矢跨比为 0.3819,拱肋轴线与桥梁纵向水平面夹角为 25°,拱肋高达 68 m。主梁法线方向与规划江淮运河中心线夹角为 18.69°。全桥共设 12 对吊索,使拱肋与桥面连接形成稳定体系^[1]。

2 门式桅杆设计说明

根据新桥大桥周围地理环境、现场实际情况、施工成本及施工技术水平,新桥大桥拱肋的施工方案采取工厂分节段拼装,然后运至现场完成拱肋整体拼装。拱肋的现场施工顺序为:拱肋左右端水平拼装、门式桅杆竖立、滑轮组穿绳、通过牵引稳车完成左右两端拱肋转体到预定位置、中段拱肋现场组装并竖向提升至理论位置、下放两端拱肋到理论位置并完成拱肋合拢施工。

门式桅杆底部通过铰链与地面连接,桅杆整体

的固定工作由桅杆顶部的揽风绳连接地面来完成。

2.1 验算主要内容

按照现场施工过程及前期受力计算书中提出的危险状态,选择边拱起吊和中拱起吊两个状态为最不利工况,对横梁、支座传力箱体、桁架及桅杆整体的位移及强度进行分析。

2.2 门式桅杆布置说明

门式桅杆布置具体如下:

1)桅杆底部 0~10 m 范围内的钢桁架结构采用变截面设计,所选材质均为 Q345。主支撑间距由 700 mm×1000 mm 变为 2200 mm×2700 mm。变截面部分四角主支撑采用 300 mm×300 mm×20 mm 方管。底部高度 0~960 mm 范围内方管外围焊接 20 mm 厚钢板进行加强。960~10000 mm 节段变截面部分横向布置间距为:1@1 m,4@2 m;规格为 100 mm×100 mm×6 mm 方管。变截面部分斜撑规格为 100 mm×100 mm×6 mm 方管;

2)中间部分等截面桁架由 15 节标准节段拼装组成,所选材质均为 Q345。单节标准节段高度为 4 m,主支撑间距为 2200 mm×2700 mm。四角主支撑采用 300 mm×300 mm×12 mm 方管。交叉撑中部横撑采用 140 mm×140 mm×6 mm 方管。交叉撑及其它横撑采用 100 mm×100 mm×6 mm 方管;

3)横梁及下部传力箱模型采用 Q345 和 Q420q 的板单元构成。门式桅杆如图 1 所示。

[收稿日期] 2019—11—08

[第一作者] 周 权(1994—),男,湖北武汉人,湖北工业大学硕士研究生,研究方向为结构工程

[通信作者] 石峻峰(1974—),男,吉林辽源人,工学博士,湖北工业大学讲师,研究方向为混凝土材料损伤断裂

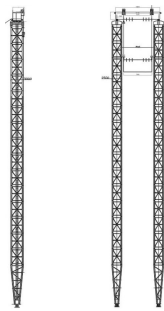


图 1 门式桅杆模型

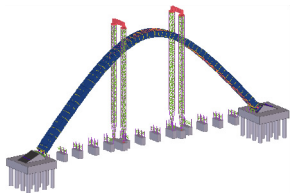


图 2 拱圈及支架 BIM 模型

3 结构计算

采用 Tekla 作为新桥大桥 BIM 信息化模型^[2]建模软件,依据设计图纸,建立主桥部分 BIM 模型,模型精度达到 LOD300。该等级的模型单元等同于传统施工图和深化施工图层次^[3]。此模型已经能很好地用于成本估算以及施工协调包括碰撞检查,施工进度计划以及可视化。BIM 模型如图 2 所示。

3.1 计算模型及边界条件

利用 Tekla 建立的门式桅杆 BIM 模型,导出 dxf 线模,再导入 Midas 中进行前处理,得到门式桅杆的计算模型,大大减少了建立计算模型所需的时间和不必要的重复工作。计算模型如图 3、图 4 所示。

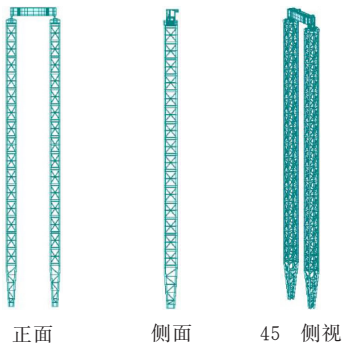


图 3 桅杆整体计算模型

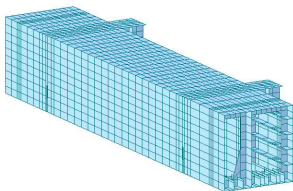


图 4 横梁 45 度侧视图

计算模型的边界条件设置如下:1)桅杆底部在横梁长边方向为铰支;2)横梁底部在横梁短边方向为铰支。

3.2 荷载计算

利用 Tekla 建立的拱圈模型,得到起吊时边拱和中拱的重量,来确定拱圈提升时门式桅杆所受到的荷载。

3.2.1 边拱起吊状态 所受荷载及荷载方向如表 1 所示。

表 1 边拱起吊荷载		
	荷载大小/kN	方向
横梁总重	300	竖直向下
滑车总重	300	竖直向下
边拱提升力	5281.7	竖向夹角 18.23°
主牵力 F1	1984.1	竖向夹角 42.95°
主牵力 F2	440.8	竖向夹角 42.95°

3.2.2 中拱起吊状态 待边拱起吊到位后,开始提升中拱,此时横梁受力最大,且受弯剪扭复杂应力组合,处于最不利状态。所受荷载及荷载方向如表 2 所示。

表 2 中拱起吊荷载		
	荷载大小/kN	方向
横梁总重	300	竖直向下
滑车总重	300	竖直向下
边拱提升力	3486	竖直向下
中拱提升力	3718.4	竖向夹角 4.97°
主牵力 F1	1116.2	竖向夹角 42.95°
主牵力 F2	438.4	水平方向

3.2.3 其他细节说明

1)横梁部分:由于横梁受力复杂,桅杆的重要性极高,故考虑重力荷载外所有荷载乘以 2.0,以便达到 2.0 的安全系数储备。

2)支座下传力箱体:支座下传力箱体位于横梁两端正下方,承受来自于铰链从横梁传递下来的竖向力和水平力。同时,将竖向力和水平力传递到下部桁架。和横梁一起计算,自动考虑横梁传递下来的水平力和竖向力,不再列出。

3)桁架:桁架位于支座下传力箱体正下方,承受来自于支座下传力箱体传递下来的竖向力、水平力及弯矩。与横梁、支座下传力箱体一起计算,自动考虑支座下传力箱体传递下来的所有荷载,此处不再列出。

4)桅杆整体:考虑桅杆整体变形及应力分布情况。整体计算,使用横梁所受外部荷载,此处不再列出。

3.3 结构计算

考虑到该门式桅杆的高度较大,且底部采用铰

接释放了 Y 方向的弯矩,所以桅杆顶部容易产生水平位移。为此,需提前进行桅杆变形及稳定性的计算。通过计算变形得出桅杆在各工况下可能出现的位移,为后期实际施工中利用钢索控制位移提供理论依据和帮助。

1)模型整体变形情况(图 5、图 6)

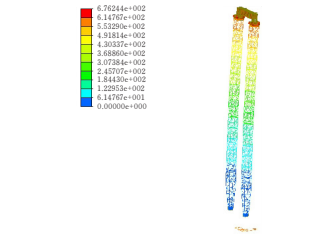


图 5 中拱起吊时整体变形情况

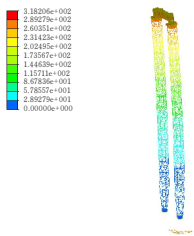


图 6 边拱起吊时整体变形情况

2)变形结果统计

选取横梁四条边线上的节点为特征点,求得各特征点的位移,以此来统计横梁各部分的位移,横梁边线编号如图 7 所示。分别计算边拱起吊和中拱起吊两种工况下的位移。

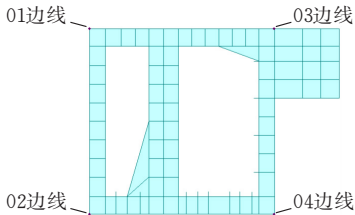


图 7 横梁边线编号

选取横梁边线上的控制点,算得其在两种工况下的位移。

位移主要为水平位移,横梁各边线上控制点的 X 方向位移如图 8 所示,中拱起吊时 X 方向最大位移为 674.86 mm,边拱起吊时 X 方向最大位移为 -296.04 mm。

特征点 Y 方向位移如图 9 所示,中拱起吊时 Y 方向最大位移为 1.02 mm,边拱起吊时 Y 方向最大位移为 1.31 mm。

特征点 Z 方向位移如图 10 所示,中拱起吊时 Z 方向最大位移为 -37.74 mm,边拱起吊时 Z 方向最大位移为 -37.09 mm。

由于桁架采用底部铰链释放了 Y 方向的弯矩,在边拱起吊时,横梁扭矩最大,在桁架顶部产生了较

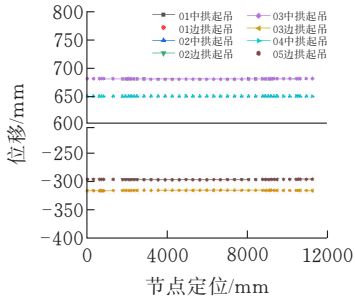


图 8 横梁控制点 X 方向位移

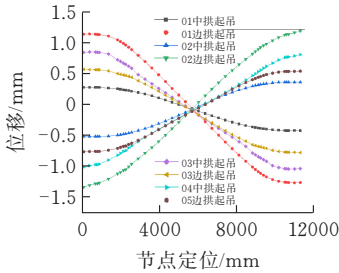


图 9 横梁控制点 Y 方向位移

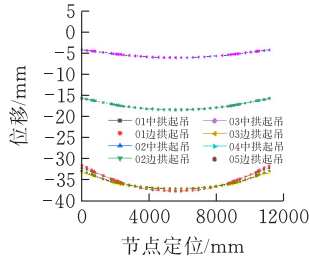


图 10 横梁控制点 Z 方向位移

大水平位移。在边拱起吊时,最大总位移位于横梁处,为 318 mm;在中拱起吊时,最大总位移位于横梁处,为 672 mm。

在实际施工过程中,扭矩会传递到桁架上,由桁架承担,缆风可以控制水平位移,控制横梁的水平位置,不会出现计算中出现的水平位移。但计算中较大水平位移提醒我们,由于桁架采用底部铰链释放了 Y 方向的弯矩,一点很小的不平衡水平力会引起较大的变形,所以要严格控制水平力平衡。

3)应力结果统计

表 3 横梁应力分布			MPa
有效应力	边拱起吊	中拱起吊	
横梁隔板	195.01	195.82	
横梁整体	195.01	195.82	

表 4 支座下传力箱体应力分布			MPa
有效应力	边拱起吊	中拱起吊	
内部	158.7	158.5	
整体	158.7	158.5	

在所有工况下,横梁其余各处的最大等效应力均小于 250 MPa,没有屈服区,所以边拱和中拱吊装过程中,横梁的强度符合稳定性的要求^[4]。

4 桅杆稳定性分析

4.1 长细比

根据《起重机设计规范》GB/T3811—2008 附录 J.1,桅杆底部铰支,顶部自由,由于变截面长度较小,且位于底部,做了局部加强,不考虑变截面系数^[5]。根据《起重机设计规范》GB/T3811—2008 表 J-1,长度系数值取 2.00。

计算长度: $l_{cx}=l_{cy}=144\text{ m}$;毛截面惯性矩: $I_x=I_y=0.4383$ (假定二者相对,按不利方向取其中较小值);毛截面回转半径: $r_x=r_y=2.207$;根据《起重机设计规范》GB/T3811—2008 第 6.5.1.2 条,结构构件长细比 $\lambda_x=\lambda_y=\frac{l_{cy}}{r_x}=65.3$ 。

桁架为格构式构件,采用换算长细比,根据《起重机设计规范》GB3811—2008 附录 J.5 得: $A=0.36$ (4 个方管毛面积总和); $A_{1x}=A_{1y}=0.056$ (4 个斜撑的毛面积总和,一节内的斜撑,约 45°); $\frac{40\times A}{A_{1x}}=257.2$; $\lambda_{hx}=\lambda_{hy}=67$ 。

根据《起重机设计规范》GB/T3811—2008 第 6.6.1.1 条,主要受压承载结构件 $[\lambda]=120\sim150$;桅杆桁架为受压的主要承载结构件,长细比 $\lambda_{hx}=\lambda_{hy}=67<120$,长细比满足要求。

4.2 稳定系数

桁架的截面类型对 x 、 y 轴均为 b 类。Q345 表示屈服点为 345 MPa,抗拉强度约 490~620 MPa, $\sigma_b=490\text{ MPa}$, $\sigma_s=345\text{ MPa}$ 。根据《起重机设计规范》GB/T3811—2008 第 6.6.1.1 条得假想细长比 $\lambda_F=81.2$ 。

根据《起重机设计规范》GB/T3811—2008 附录表 K-2,查得 b 类截面轴心受压构件的稳定系数 $\varphi=0.678$ 。

4.3 抗弯模量

毛截面惯性矩 $I_x=I_y=0.4383$;净截面惯性矩 $I_x=I_y=0.0677$;抗弯模量 $W_x=W_y=\frac{2 I_x}{d}=0.1231$ 。

4.4 许用应力

Q345 表示屈服点为 345 MPa,抗拉强度约 490~620 MPa,所以有: $\sigma_b=490$; $\sigma_s=345$; $\frac{\sigma_s}{\sigma_b}=0.701>0.7$;根据《起重机设计规范》GB/T3811—2008 第 6.3.1.2.1 条,属高强度钢材。取 $n=1.48$ 得许用应力: $[\sigma]=232.4\text{ MPa}$ 。

4.5 整体稳定性分析

根据《起重机设计规范》GB/T3811—2008 第 6.6.3 条得压弯构件的整体稳定性。由横梁传递到单边桁架顶部轴心的轴向压力(取中拱加 2 倍荷载时的轴力,边拱时为 14000 kN)和弯矩(取边拱加 2 倍荷载时的弯矩)分别为: $F=8500\text{ kN}$; $M_y=2550\text{ kN}\cdot\text{m}$;桁架的截面类型对 x 、 y 轴均为 b 类: $M_x=0$,为单向压弯构件。

根据前两小节长细比与其他参数计算结果知: $\varphi=0.678$; $W_x=W_y=0.1231$, $A=0.36$; $[\sigma]=232.4\text{ MPa}$;整体稳定性为: $\frac{N}{A\varphi}+\frac{M_y}{W_y}=55.54\text{ MPa}<[\sigma]=232.4\text{ MPa}$,整体稳定性满足要求。

5 结束语

1)运用 Midas civil 对新桥大桥的临时桅杆支架进行了力学验算,通过使用 Tekla 建立的三维模型,大大减少了有限元软件的建模时间,也避免了重复建模的浪费,对之后的 BIM 软件在实际工程中的充分利用提供了一定的思路和帮助。

2)通过 Midas 的结构计算,在考虑了横梁及滑车重力、边拱提升力、中拱提升力、缆风拉力等荷载的情况下,确保支架整体的稳定性及安全性满足规范的要求,保证了整个门式桅杆体系的安全。

3)全桥拱圈的起吊工程于 2019 年 6 月全部完成,现场通过缆风对桅杆的水平位移起到了很好的控制,实际工程中变形及位移也均满足工程要求。因此,该案例的分析结果也能为其他临时支护结构的设计提供参考依据。

[参 考 文 献]

[1] 吴向东,江昊,卢应发.济祁高速连接线新大桥拱肋吊装过程分析[J].湖北工业大学学报,2019,34(4):94-98.

[2] 刘爽.建筑信息模型(BIM)技术的应用[J].建筑学报,2008(2):106-107.

[3] 中华人民共和国住房和城乡建设部.建筑信息模型应用统一标准:GB 51212T—2016[S].北京:中国建筑工业出版社,2016.

[4] 中华人民共和国住房和城乡建设部.钢结构设计标准:GB 50017—2017[S].北京:中国建筑工业出版社,2018.

[5] 国家质量监督检验检疫总局.起重机设计规范:GB/T 3811—2008[S].北京:中国标准出版社,2018.

Application of BIM Technology in the New Bridge Arch Ring Turning Construction

ZHOU Quan¹, SHI Junfeng^{1,2}

(1 School of Civil Engin.,Architecture and Environment ,Hubei Univ.of Tech.,Wuhan 430068,China ;
2 China Coal Third Construction Group Mechanical and Electrical Installation Projects Ltd ,Suzhou 234000,China)

Abstract: In this project, the portal mast model for steel box arch construction is established by using Tekla structures software,and the swivel construction scheme of arch ring is simulated by using this model. The Tekla model, after being established, is directly imported into Midas civil with its own interface for designing and checking calculation, and finally the scheme of mast erection is determined,which can guide the field construction.The results show that the BIM model established by Tekla (building information model) can be directly used in the finite element analysis and calculation of Midas. It can also reduce the time required for Midas modeling. The high accuracy of the analysis model can ensure safe implementation of the scheme,and also provide a reference for the implementation of similar schemes.

Keywords: bridge engineering; BIM; Tekla; Dool-like Mast; Midas

[责任编辑：裴 琴]

(上接第 98 页)

Application of Steel Reinforced Cement Soil Mixing Wall(Pile) in a Ffoundation Pit

SU Linlin,GONG Shaofei,WANG Cuiying

(School of Civil Engin.,Architecture and Environment ,Hubei Univ.of Tech.,Wuhan 430068,China)

Abstract: According to the analysis of the function mechanism of the composite structure of steel cement-soil wall, the stiffness of shaped steel and cement-soil wall is the sum of shaped steel’s and cement-soil’s. The bending test of the shaped steel cement-soil wall reveals that the stiffness contribution of the cement soil to the composite structure reached to 20% and over. Moreover, the result of the relationship between the standard value of shear strength and the value of 28d unconfined compressive strength shows the contribution of cement-soil cannot be neglected. This essay is based on foundation pit support of Quintai Art Museum. The foundation retaining scheme is “double row piles inserted with H shaped steel.”The bearing capacity and the stability of the retaining structure are calculated respectively, and the calculation with Tianhan software is checked. All the results meet the specification requirements.

Keywords: shaped steel cement-soil wall; shear strength; compressive strength; monolithic stability

[责任编辑：裴 琴]