

文章编号:1671-1637(2012)05-0028-09

## 高速铁路系杆拱桥先拱后梁施工仿真与监测

任文峰<sup>1,2</sup>, 王星华<sup>1</sup>, 涂 鹏<sup>1</sup>

(1. 中南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410075; 2. 中交路桥建设有限公司, 北京 100027)

**摘 要:**以京沪高铁青阳港系杆拱桥为研究对象,通过有限元仿真分析及现场监测,计算了高速铁路先拱后梁系杆拱桥不同施工工序下拱肋、吊杆的应力、应变,分析了施工过程中拱肋、吊索的变化规律及施工控制要点。计算结果表明:有限元模拟得出拱肋最大变形为37 mm,拱肋压应力最大值出现在系梁合拢后临时固结解除前;拱肋各点标高的实际测量值和理论计算值的变化规律完全一致,测量值和理论值的差值均不大于10 mm;主拱架各点所受压应力比较均匀,均小于80 MPa。可见,采用整体抬吊拱肋及先拱后梁的施工方法可行。

**关键词:**桥梁工程;高速铁路;系杆拱桥;先拱后梁施工;仿真与监测

**中图分类号:**U445.4 **文献标志码:**A

## Simulation and monitoring of high-speed railway tied-arch bridge construction with arch first and beam late method

REN Wen-feng<sup>1,2</sup>, WANG Xing-hua<sup>1</sup>, TU Peng<sup>1</sup>

(1. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, Hunan, China;  
2. CCCC Road and Bridge International Co., Ltd., Beijing 100027, China)

**Abstract:** The tied-arch bridge of Qingyang Harbour for Beijing-Shanghai High-Speed Railway was taken as research object, finite element simulation analysis and field monitoring were used, the stresses and strains of arch ribs and suspenders for high-speed railway tied-arch bridge with arch first and beam late construction method were calculated under different construction processes, and the change laws and control essentials of arch rib and suspender cable in construction process were analyzed. Calculation result shows that the maximal resilience deformation of arch rib is 37 mm by using finite element simulation, and the maximal compressive stress appears in the time between the closure of tied beams and the removing of temporary consolidation. The calculated elevations of arch rib points are identical with actual measurement values, and all the differences are less than 10 mm. The compressive stresses in main arch show a uniform distribution and are less than 80 MPa. So the construction method of arch rib integral hoisting and arch first and beam late is feasible. 3 tabs, 7 figs, 18 refs.

**Key words:** bridge engineering; high-speed railway; tied-arch bridge; arch first and beam late construction; simulation and monitoring

**Author resumes:** REN Wen-feng (1976-), male, senior engineer, doctoral student, +86-731-82565715, wenfeng\_ren@hotmail.com; WANG Xing-hua (1957-), male, professor, PhD, +86-731-82655489, xhwang@mail.csu.edu.cn.

收稿日期:2012-05-06

基金项目:国家自然科学基金项目(59979001);湖南省科技厅重点项目(04SK2008)

作者简介:任文峰(1976-),男,江苏丰县人,中交路桥建设有限公司高级工程师,中南大学工学博士研究生,从事高速铁路设计与施工研究。

导师简介:王星华(1957-),男,湖南长沙人,中南大学教授,工学博士。

## 0 引言

提篮式钢管混凝土系杆拱桥是一种自平衡的简支结构,它克服了拱桥需要抵抗拱座处较大水平力的缺点,对地基承载能力要求不高,同时具备较大的跨越能力,其梁高较低,能有效降低线路标高。系杆拱桥后期徐变小,结构刚度大,能适应高速铁路对线路高平顺性要求<sup>[1-9]</sup>。中国高速铁路大跨度桥梁多采用刚性梁、刚性拱形式的尼尔森体系提篮系杆拱桥。系杆拱桥施工时有先搭设支架浇筑梁体再安装拱部体系(先梁后拱)及先安装拱部后浇筑梁部(先拱后梁)两种方法。先梁后拱施工方法拱部受力明确,体系转换少,作业空间大,施工安全较易控制,现场多采用此方法。但部分跨越繁忙铁路、航道或重要建筑物的拱桥不具备搭设支架的条件,需采用先拱后梁施工方法。先拱后梁施工方法在高速铁路施工中运用较少,先期修建通车的武广、郑西、福厦等高速铁路的系杆拱桥均采用先梁后拱施工方法。京沪高铁青阳港系杆拱桥是首次在高速铁路施工中采用先拱后梁施工方法。先拱后梁施工时,系梁分次浇筑,吊杆分次张拉,拱肋受力体系多次转换。为确保拱桥在施工过程中结构受力和变形始终处于安全状态,且成桥后主拱圈的拱轴线和桥面的线形符合设计要求,结构恒载受力状态满足设计期望,在拱桥施工过程中必须进行严格的施工控制<sup>[10-12]</sup>。

国内外学者对系杆拱桥的受力特性及施工监测与控制进行了大量研究。周德等通过模型对高速铁路下承式系杆拱结合桥运营时各种工况下结构受力特性进行了研究,得出在半桥均布荷载状态下拱肋、系梁和纵梁的受力最为不利<sup>[13]</sup>;郝超对大跨度钢斜拉桥的施工监测要点及目标精度进行了研究,得出大跨度钢斜拉桥在施工阶段应以线性控制为主,内力监测为辅,在成桥后再对内力进行调整<sup>[14]</sup>;余钱华采用AFM三角化方法对桥梁结构材料进行网格划分,求出了初应变参数,并进一步得出应力应变和非应力应变,通过此计算方法对大跨桥梁施工中应力变化规律进行了分析<sup>[15]</sup>;李小和等对系杆拱桥先梁后拱施工方法中墩顶现浇段施工、挂篮适应性改造、安全防护、连续梁合拢及体系转换、钢管拱的制作与安装、拱内混凝土的顶升、施工监测及全桥线形控制等关键工序进行了详细的分析并应用于实际工程<sup>[16]</sup>;丁岩等研究了高速铁路尼尔森体系系杆拱桥吊杆布置形式、拱肋内倾角等设计参数变化对结构受力特性的影响,探讨了系杆拱拱肋内倾角度、吊杆

布置形式等参数变化对结构自振频率的影响,并对桥梁徐变进行了研究<sup>[17-18]</sup>。然而由于高速铁路系杆拱桥修建较少,尤其采用先拱后梁施工方法修建高速铁路系杆拱在国内还没有先例,对系杆拱桥采用先拱后梁施工的监测方法及施工控制要点的研究较少。本文以京沪高铁青阳港系杆拱桥为研究对象,通过施工过程中有限元模拟分析及现场监测,分析高速铁路先拱后梁系杆拱桥施工过程中拱肋、吊索的变化规律及施工控制要点,以为同类工程的设计及施工提供参考。

## 1 系杆拱桥监测方案

拱桥施工控制主要有桥梁的几何状态、受力及稳定性等方面的内容,本桥在施工时主要监测拱肋几何状态、拱肋应力变化及吊杆拉力变化规律,通过过程控制实时调整受力状态,使实际受力状态符合理论设计值。

### 1.1 拱肋几何状态监测

对拱肋几何状态监测时,拱肋标高和平面位置均需要监测。由于拱架高度较高不方便采用水准仪测量标高,采用全站仪对设置在拱肋上监测点的三维坐标进行测量,从而计算出拱肋的平面及高程偏差,监测方案如下。

(1)施工前,在河流两岸增设控制点对CPII控制点进行加密,并将加密点和CPII控制点进行联测、平差,形成青阳港拱桥控制网。

(2)观测点布置:根据施工方案以及施工现场的情况,为保证全桥轴线的准确性,在两侧拱肋上弦管顶部各布置11个测点,在全拱肋纵向贯通,在系梁的每个节段上布置2个测点。

(3)观测仪器为徕卡全站仪,仪器精度为测角 $\pm 1''$ ,测距为 $\pm (1+2 \times 10^{-16})$  mm,量程为3.5 km。测量时间选择在早晨或在温度较为稳定的时段进行,以避免日照的影响,同时应尽量在较短的时段里完成外业测试(量)工作。

(4)每个主墩墩身两侧各设置一个沉降观测标,利用电子水准仪进行桥梁沉降观测。监测拱肋竖向变形时,考虑施工期间桥梁沉降对拱肋标高的影响。

### 1.2 受力监测

#### 1.2.1 拱肋应力、应变监测

(1)测试仪器及性能:采用振弦检测仪,测量量程为 $\pm 1\,500\,\mu\epsilon$ ,应变精度为 $\pm 2\,\mu\epsilon$ 。

(2)应力、应变测点布置:根据施工控制理论计

算及设计要求,应力测点布置在拱脚、1/4 跨处、3/4 跨处及拱顶。

(3)测试方法:在施工过程中,拱肋截面产生应力并发生应变,通过振弦检测仪读出在拱肋上安装的弦式应变计的应变值,再由应力、应变关系即可得到拱肋截面的应力值。

拱肋结构应变与钢弦丝自振频率的关系可近似看作自振频率的三次多项式函数,即

$$\epsilon = Af^3 + Bf^2 + Cf + D \quad (1)$$

式中: $\epsilon$  为钢弦应变; $f$  为自振频率(100 Hz); $A$ 、 $B$ 、 $C$ 、 $D$  为待定系数。

分别将各钢弦应变传感器的标定数据通过最小二乘原理,确定系数  $A$ 、 $B$ 、 $C$ 、 $D$  后,就可拟合为三次多项式函数式(1)的具体表达形式。应力与应变关系为

$$\sigma = E\epsilon \quad (2)$$

式中: $E$  为弹性模量; $\sigma$  为钢弦应力。

### 1.2.2 吊杆索力监测

拱桥吊杆是在浇筑系梁时分批张拉的,吊杆张拉力是否张拉到位以及是否在可控范围之内将直接影响到桥梁结构安全、拱肋受力、桥面标高及后期收缩徐变。拱桥吊杆张拉时,采用动测仪测试索力,同时采用经过标定的千斤顶压力表及光纤光栅压力环同步控制张拉力,施工过程中索力由动测仪与压力环共同测试。

索力测试仪是利用索力与索的振动频率之间存在对应关系,在已知索的长度、分布质量等参数后,通过测量索的振动频率,修正弯曲刚度后得到索的拉力。索力计算式为

$$T = 4\pi^2 ml^2 \frac{f_n^2}{y_n^2} - \frac{EI}{l^2} y_n^2 \quad (3)$$

$$y_n = n\pi + P\Psi_n + Q\Psi_n^2 \quad (4)$$

$$P = -18.9 + 26.2n + 15.1n^2 \quad (5)$$

$$Q = \begin{cases} 290 & n = 1 \\ 0 & n > 1 \end{cases} \quad (6)$$

$$\Psi_n = \sqrt{\frac{EI}{4m\pi^2 f_n^2 l^4}} \quad (7)$$

式中: $T$  为吊杆索力; $m$  为吊杆单位长度质量; $l$  为吊杆自由振动长度; $f_n$  为测试的第  $n$  阶频率; $n$  为振动的阶数; $I$  为惯性矩。

## 2 考虑施工过程的模拟仿真方法

在桥梁已经设计确定的情况下,如何确保桥梁的顺利建成达到设计目的将成为问题的关键,而施

工监测过程中仿真分析就是模拟真实的施工过程,确保施工过程的安全,并最终确保成桥状态满足设计要求。仿真模型的合理性是保证对施工过程仿真的真实有效前提,根据系杆拱桥结构设计特点和施工过程控制要点,采用有限元软件 MIDAS/Civil 作为仿真程序。MIDAS 的空间梁单元考虑了截面剪切变形对结构受力影响,计算时主拱圈、横梁和系梁都采用该单元模拟计算,吊杆与系杆采用直索单元模拟。

### 2.1 空间梁单元

空间梁单元模型见图 1,任意取一个空间梁单元,单元的结点为  $i$  和  $j$ 。采用右手坐标系,使  $x$  轴与单元的轴线重合, $y$  轴和  $z$  轴作为梁横截面的主惯性轴。梁单元每个结点的位移具有 6 个自由度,对应 6 个结点力。将单元结点位移列阵表示为

$$\delta^e = [\delta_i^T \delta_j^T]^T \quad (8)$$

$$\delta_i = [u_i \ v_i \ w_i \ \theta_{xi} \ \theta_{yi} \ \theta_{zi}]^T$$

$$\delta_j = [u_j \ v_j \ w_j \ \theta_{xj} \ \theta_{yj} \ \theta_{zj}]^T$$

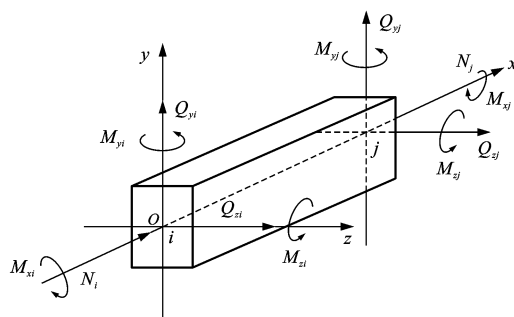


图 1 空间梁单元

Fig. 1 Spatial beam element

在整体坐标系下,对应的结点力列阵为

$$\mathbf{F}^e = [\mathbf{F}_i^T \ \mathbf{F}_j^T]^T \quad (9)$$

$$\mathbf{F}_i = [N_i \ Q_{yi} \ Q_{zi} \ M_{xi} \ M_{yi} \ M_{zi}]^T$$

$$\mathbf{F}_j = [N_j \ Q_{yj} \ Q_{zj} \ M_{xj} \ M_{yj} \ M_{zj}]^T$$

式中: $u_i$ 、 $v_i$ 、 $w_i$ 、 $u_j$ 、 $v_j$ 、 $w_j$  分别为结点  $i$ 、 $j$  处沿  $x$ 、 $y$ 、 $z$  方向的结点位移; $\theta_{xi}$ 、 $\theta_{yi}$ 、 $\theta_{zi}$ 、 $\theta_{xj}$ 、 $\theta_{yj}$ 、 $\theta_{zj}$  分别为结点  $i$ 、 $j$  处沿  $x$ 、 $y$ 、 $z$  方向的转角; $N_i$ 、 $N_j$  分别为作用于结点  $i$ 、 $j$  的轴向力; $Q_{yi}$ 、 $Q_{zi}$ 、 $Q_{yj}$ 、 $Q_{zj}$  分别为  $y$  与  $z$  方向的剪力; $M_{xi}$ 、 $M_{xj}$ 、 $M_{yi}$ 、 $M_{yj}$ 、 $M_{zi}$ 、 $M_{zj}$  分别为绕  $x$ 、 $y$ 、 $z$  轴的弯矩。图 1 中所表示的结点力方向均为正方向。

### 2.2 空间直索单元

空间直索单元模型见图 2,设空间直索单元梁端结点  $i$ 、 $j$  坐标分别为  $x_i$ 、 $y_i$ 、 $z_i$  和  $x_j$ 、 $y_j$ 、 $z_j$ ,结点的位移列阵为

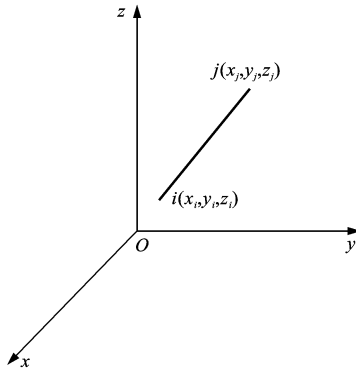


图2 空间直索单元

Fig. 2 Spatial straight cable element

$$\delta = [u_i \quad v_i \quad w_i \quad u_j \quad v_j \quad w_j]^T \quad (10)$$

对应的结点力阵为

$$P = [U_i \quad V_i \quad W_i \quad U_j \quad V_j \quad W_j]^T \quad (11)$$

式中:  $U_i$ 、 $V_i$ 、 $W_i$ 、 $U_j$ 、 $V_j$ 、 $W_j$  分别为结点  $i$ 、 $j$  处沿  $x$ 、 $y$ 、 $z$  方向的结点力。

空间直索单元的刚度矩阵与铰支单元的刚度矩阵对应一致,刚度矩阵为

$$K = \begin{bmatrix} k_{ii} & k_{ij} \\ k_{ji} & k_{jj} \end{bmatrix} \quad (12)$$

$$k_{ii} = -k_{ij} = k_{ji} = k_{jj}$$

$$k_{ij} = \frac{EA'}{L} \begin{bmatrix} l'^2 & m'l' & n'l' \\ m'l' & m'^2 & m'n' \\ n'l' & m'n' & n'^2 \end{bmatrix} \quad (13)$$

$$l' = \cos(\alpha) = \frac{x_j - x_i}{L}$$

$$m' = \cos(\beta) = \frac{y_j - y_i}{L}$$

$$n' = \cos(\gamma) = \frac{z_j - z_i}{L}$$

式中:  $A'$  为钢索截面积;  $L$  为计算跨径;  $\alpha$ 、 $\beta$ 、 $\gamma$  分别为钢索与  $x$ 、 $y$ 、 $z$  方向的夹角。

高速铁路系杆拱桥在进行有限元仿真计算时将

桥梁结构离散为 533 个结点、524 个单元、15 种截面与 27 个施工步骤。采用了施工阶段联合截面的方法处理管内混凝土的灌注工序,即在施工过程中通过修改截面刚度的方式模拟,准确度高。

### 3 实例分析

#### 3.1 京沪高铁青阳港系杆拱桥概况

京沪高铁青阳港拱桥为提篮式钢管混凝土系杆拱桥,桥梁全长为 100 m,计算跨径为 96 m,梁面总宽度为 17.1 m,拱肋矢跨比为 1/5,矢高为 19.2 m。主拱肋采用悬链线线型,计算跨径  $L$  为 96 m,计算矢高  $f'$  为 19.2 m,钢管混凝土拱肋截面采用哑铃型,拱肋截面总高度为 3 m,钢管规格为  $\Phi 1\,000 \times 16$  mm,拱肋腹板为 16 mm 钢板。采用尼尔森体系吊杆,全桥共有 40 根吊杆,横桥向垂直于桥面,纵桥向夹角位于  $50.978^\circ \sim 65.348^\circ$  之间。图 3 为青阳港系杆拱桥吊杆及拱肋标高监测点编号布置。拱桥系梁采用单箱三室预应力钢筋混凝土箱体结构,拱脚顺桥向 8 m 范围内为实体段,截面渐变处设置倒角或过渡段。实体段内设横向预应力钢筋,分上下两排设置,分批张拉完成。桥面宽度为 17.1 m,梁高为 2.5 m,顶板、底板及中腹板厚度均为 30 cm,边腹板厚度为 35 cm,底板在 2.8 m 范围内上抬 0.5 m 以减小风阻力,梁端 6 m 为实体段,截面尺寸为  $17.1 \text{ m} \times 2.5 \text{ m}$ 。拱桥上部结构见图 4。桥梁设计荷载为 ZK 活载,列车的设计速度为  $380 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ ,桥面二期恒载为  $114.4 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ ,合拢时温度采用年平均温度  $15^\circ \text{C} \pm 3^\circ \text{C}$ 。

拱轴线方程为

$$y = \frac{f' [\cosh(k\xi) - 1]}{\eta - 1}$$

$$k = \ln(\eta + \sqrt{\eta^2 - 1})$$

$$\xi = 2x/L$$

式中:  $\eta$  为拱轴系数,其值为 1.167。

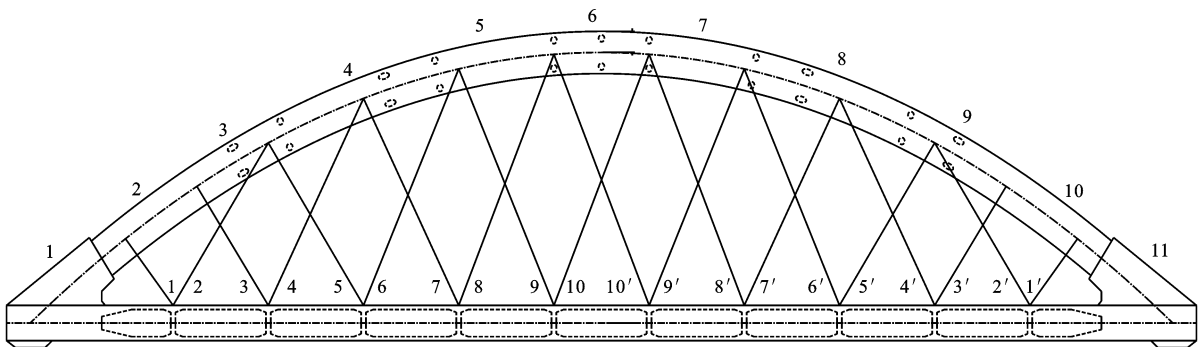


图3 拱桥吊杆与拱肋标高监测点编号

Fig. 3 Serial numbers of suspenders and arch rib elevation monitoring points for arch bridge

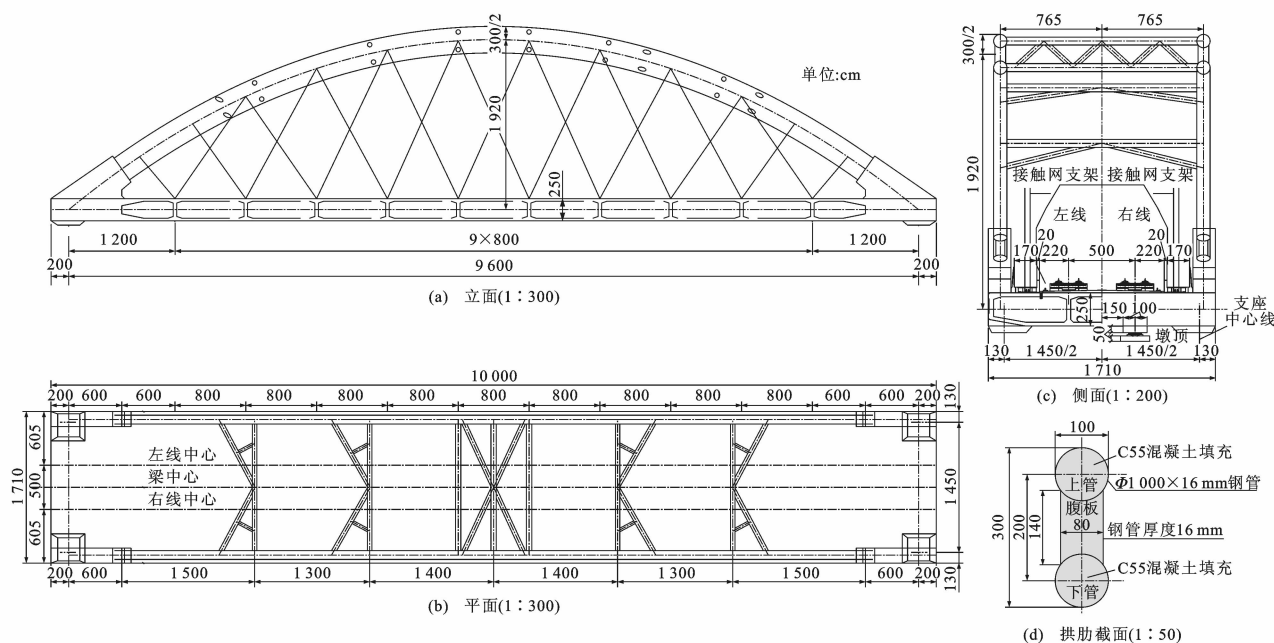


图 4 拱桥上部结构

Fig. 4 Upper structure of arch bridge

青阳港系杆拱桥采用先拱后梁的施工方法,即先浇注拱脚系梁现浇段并在系梁两端拱座位置处预埋拱脚钢管,同时在桥梁所处河道位置上游平行河堤分 7 阶段进行拱肋竖拼,采用两台浮吊整体抬吊已拼接好拱肋,实现拱肋合拢。随后采用泵送顶升法灌注拱肋钢管内 C55 自密实混凝土,灌注顺序为先灌注上弦管,再下弦管,最后灌注腹板。系梁采用前吊点挂蓝分节段浇注的方式施工,全桥共 8 个悬浇段,1 个合拢段,每个节段长度为 8 m,合拢段长 5 m。采用前吊索挂篮施工,前横梁用四束预应力钢筋锚固在拱肋扁担梁上,中横梁及后横梁分别通过 4 根精轧螺纹钢锚固在已浇筑梁端混凝土中。

### 3.2 仿真计算结果

根据青阳港系杆拱桥的施工工序将计算过程进行划分,结果见表 1。系杆拱拱肋由上下两根钢管及中间腹板组合而成,实际施工时,管内混凝土为逐根连续顶升灌注,即先灌注上管混凝土,等上管混凝土强度达到设计强度的 80% 时再灌注下管混凝土,等下管混凝土达到设计强度的 80% 时,再灌注腹板混凝土,因此,施工时,钢管内混凝土刚度的取值不但影响到钢管与管内混凝土的应力分配,也影响到施工时的桥梁线性控制和稳定计算。在桥梁建成后,拱肋钢管内混凝土及钢管作为组合材料,刚度的取值对结构的变形和桥梁稳定计算有较大影响,并且简支尼尔森体系系杆拱桥为超静定结构,拱肋的刚度取值对内力计算结果也有较大影响,因此,对钢管混凝土,作如

下参数规定:钢管的截面积为  $A_s$ ,混凝土截面积为  $A_c$ ;钢管弹性模量为  $E_s$ ,混凝土弹性模量为  $E_c$ ;钢管抗弯惯性距为  $I_s$ ,混凝土抗弯惯性距为  $I_c$ ;钢管混凝土弹性模量为  $E_{sc}$ ,面积为  $A_{sc}$ ,对应的抗弯惯性距为  $I_{sc}$ 。本桥中  $A_s$ 、 $A_c$  分别为  $143\,064$ 、 $2\,324\,085\text{ mm}^2$ ,  $E_s$ 、 $E_c$  分别为  $206\,000$ 、 $36\,000\text{ MPa}$ ,  $I_s$ 、 $I_c$  分别为  $1.18 \times 10^{11}$ 、 $1.65 \times 10^{12}\text{ mm}^4$ 。

根据《钢管混凝土结构设计施工规程》(CECS 28:90)的规定

$$E_{sc}A_{sc} = E_sA_s + E_cA_c \quad (14)$$

$$E_{sc}I_{sc} = E_sI_s + E_cI_c \quad (15)$$

可得  $E_{sc}A_{sc}$  为  $1.13 \times 10^{11}\text{ N}$ ,  $E_{sc}I_{sc}$  为  $8.37 \times 10^{16}\text{ N} \cdot \text{mm}$ 。挂篮质量及混凝土湿重使用集中力方式加载模拟,二期恒载为  $114.4\text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$  [4]。

利用仿真分析模拟桥梁施工的全过程,计算出每一个施工阶段桥梁的几何状态、拱肋的空间位移、拱肋应力、吊杆张力等作为桥梁的理论计算值。以有限元计算值为监测目标值,通过施工过程中的应力及位移监测保证实测值接近理论值,确保施工过程安全及成桥后的线形。施工步骤如下。

- (1) 架设支架,并浇筑 1、1' 号节段。
- (2) 架设主拱架,拱肋合拢,安装拱肋横撑。
- (3) 张拉 3、10 号系杆,灌注拱肋混凝土。
- (4) 张拉 7、14 号系杆,灌注腹板混凝土。
- (5) 张拉  $W_3$ 、 $W_4$ 、 $G_1$  应力索。
- (6) 安装 2、2' 号吊杆,拆除系梁临时支架。

(7)张拉 2、11 号系杆,安装挂篮,浇注 2、2'号混凝土。

(8)安装 3、3'、4、4'号吊杆,张拉 6、15 号系杆。

(9~23)依次浇筑 3、3'、4、4'、5、5' 段系梁,依次安装 5、5'、6、6'、7、7'、8、8'、9、9'、10、10'号吊杆,依次张拉 4、9、8、13、1、12、5、16 号系杆。

(24)浇筑合拢段混凝土。

(25)张拉 4 根顶板通长预应力索,张拉 8 根底板通长预应力索。

(26)拆除临时固结,张拉其余预应力索。

(27)桥面二期恒载加载,计算 1~3 年的收缩

徐变。

图 5 为桥梁上部结构的空有限元计算模型,拱桥各施工阶段拱肋空间位置及应力仿真结果的计算值和现场监控结果见表 1~3。

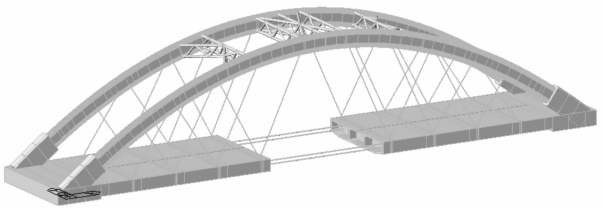


图 5 空间有限元计算模型

Fig. 5 Space finite element calculation model

表 1 左幅拱肋标高监测结果

Tab. 1 Monitoring results of left rib elevations

m

点号	主拱架设完毕		拱肋砼浇筑完毕		2 号系梁完成		4 号系梁完成		合拢后		主体结束后	
	计算值	实测值	计算值	实测值	计算值	实测值	计算值	实测值	计算值	实测值	计算值	实测值
1(拱脚)	20.904	20.908	20.904	20.905	20.904	20.903	20.904	20.906	20.904	20.908	20.903	20.905
2	25.599	25.604	25.595	25.601	25.590	25.591	25.585	25.588	25.585	25.589	25.587	25.591
3	29.206	29.211	29.198	29.204	29.194	29.199	29.188	29.190	29.185	29.182	29.190	29.188
4	31.764	31.766	31.755	31.758	31.751	31.748	31.742	31.748	31.737	31.744	31.740	31.745
5	33.266	33.268	33.253	33.257	33.252	33.254	33.242	33.248	33.232	33.238	33.244	33.248
6(跨中)	33.757	33.762	33.742	33.746	33.743	33.739	33.732	33.728	33.720	33.715	33.733	33.727
7	33.231	33.236	33.218	33.223	33.217	33.220	33.207	33.212	33.197	33.191	33.209	33.204
8	31.694	31.699	31.685	31.687	31.681	31.687	31.672	31.678	31.667	31.668	31.670	31.668
9	29.100	29.103	29.092	29.095	29.088	29.089	29.082	29.085	29.079	29.082	29.084	29.087
10	25.458	25.461	25.454	25.457	25.449	25.447	25.444	25.440	25.444	25.440	25.446	25.447
11(拱脚)	20.728	20.732	20.728	20.727	20.728	20.727	20.728	20.732	20.728	20.732	20.727	20.730

表 2 左幅拱肋内力监测结果

Tab. 2 Monitoring results of left rib forces

MPa

位置	拱肋架设完毕		拱肋砼浇筑完毕		2 号系梁完成后		4 号系梁完成后		合拢后		主体结构完毕	
	实测	理论	实测	理论	实测	理论	实测	理论	实测	理论	实测	理论
东拱脚上	-5.88	-5.25	-30.24	-27.51	-12.29	-10	-22.34	-15	-35.21	-26	-49.98	-56
东拱脚下	-6.51	-6.30	-26.88	-27.51	-63.37	-72	-93.52	-95	-98.18	-100	-88.11	-80
3/4 截面上	-5.25	-4.83	-24.78	-27.30	-33.18	-47	-40.95	-56	-55.09	-61	-55.77	-62
3/4 截面下	-4.20	-5.04	-26.04	-24.36	-23.52	-20	-38.22	-38	-49.81	-55	-51.64	-61
拱顶上	-5.46	-5.04	-24.15	-24.15	-33.39	-28	-62.37	-46	-73.49	-67	-72.19	-65
拱顶下	-4.20	-5.04	-23.10	-24.15	-33.12	-31	-39.98	-36	-45.04	-38	-49.06	-45
西拱脚上	-6.09	-5.25	-25.62	-27.51	-9.20	-10	-17.33	-15	-23.23	-26	-53.75	-56
西拱脚下	-5.88	-6.30	-28.98	-27.51	-75.10	-72	-91.82	-95	-98.04	-100	-87.33	-80

3.3 现场监测成果及与仿真结果对比

3.3.1 桥梁几何状态监测结果

系杆拱桥的施工步骤较多,从主拱架焊接到系梁合拢,墩梁临时固结解除及预应力张拉完毕共有 40 多道工序。每进行一个施工步骤,拱肋都会因受

力的不同而发生几何变形,一直到主体结构施工完毕后,桥梁的线形及内力才趋于稳定,因此,为便于分析,选取主拱架架设焊接完毕,拱肋混凝土浇筑完毕,2、4 号系梁浇筑完毕,合拢段混凝土浇筑完毕及主体结构完成后拱肋检测点的实际测量坐标值与设

计坐标值进行对比分析。测量时采用 WGS-84 坐标系与 85 黄海高程系。以左幅拱肋为例,拱标高计算值和监测值见表 1、2,合拢和主体结构完成后这 2 个施工阶段坐标偏差比较结果见图 6、7。

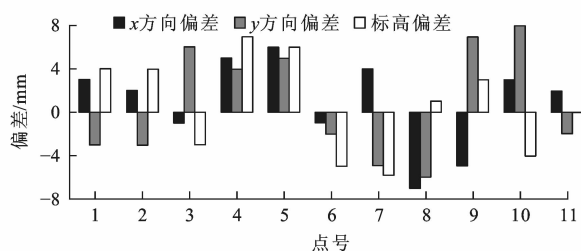


图 6 合拢后左幅拱肋坐标偏差

Fig. 6 Coordinate deviations of left ribs after being closed

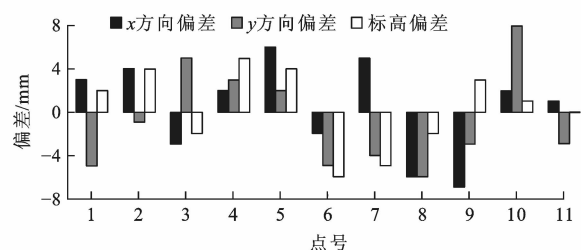


图 7 主体结构完成后左幅拱肋坐标偏差

Fig. 7 Coordinate deviations of left ribs after completion of main structure

从拱肋变形监测结果来看,拱肋整体吊装后的标高误差不大于 5 mm,整体线形平顺流畅,满足设计要求。随着各施工工序的进行,拱肋的内力发生变化,拱肋的理论位置和实际位置均发生变化。通过仿真计算得出的变化规律是:随着系梁逐段浇筑,从拱脚向跨中的标高降低量逐渐加大,最大变化处在主拱架的跨中;左幅拱肋混凝土浇筑完毕后拱肋跨中下降 15 mm,沿拱肋跨中向拱脚方向下降量逐渐减少,到拱脚下下降为 0;随着各系梁段混凝土逐段浇筑,拱肋跨中高度下降量逐渐加大,系梁合拢后主拱架跨中高度比拱肋架设焊接完毕后下降 37 mm,此时的拱肋高度为各施工工序中拱肋的最低高度;解除临时固结及系杆张拉完毕后,拱肋应力重新分配,跨中高度又上升 13 mm,比拱架架设完毕后下降 24 mm。拱肋高度变化的实际测量值和理论计算值的变化规律基本一致,施工过程中及最终成桥拱肋线形和理论线形吻合良好,实测值和理论值的差值均不大于 10 mm,满足设计要求。拱肋混凝土浇筑完毕后,左幅拱肋跨中高度下降 16 mm;随着各系梁段混凝土的逐段浇筑,拱肋高度的实测值也同计算值一样,下降高度逐渐加大;系梁合拢后

左幅拱肋的下降高度为 37 mm,与计算值完全吻合;解除墩顶临时固结后,左幅拱肋跨中上抬 12 mm,上抬量比计算值少 1 mm。

通过仿真计算得出拱肋平面位置的变化幅度远远小于拱肋高度的变化幅度,在各施工阶段平面位置的变化均小于 1 mm,因此,本文没有列出仿真计算所得的拱肋平面位置变化值,仅通过图 6、7 列出合拢和主体结构完成后这 2 个不同施工阶段拱肋平面坐标监控结果与理论计算值的差。从理论值与实测值的差值来分析,总体规律是:在拱脚位置变化幅度较小,变化幅度不大于 3 mm;靠近跨中位置处偏差变化幅度偏大,尤其在主体结构完成解除临时约束后,跨中的偏差幅度达到最大,其中跨中位置处最大偏差值为 8 mm,这是由于拱肋作为柔性结构,拱脚的刚度较大,对应力变化的影响不明显,跨中刚度较小,对应力变化的反应较明显,因此,系杆拱施工监测时,拱肋跨中位置是现场施工和监测的重点。

### 3.3.2 拱肋应力监测结果

同变形监测一样,选取主拱焊接完毕,拱肋混凝土浇筑完毕,2、4 号系梁浇筑完毕,合拢段混凝土浇筑完毕及主体结构完成后拱肋理论应力与实测应力进行比较。左幅拱肋内力监测结果见表 2。

从拱肋应力仿真计算及监测结果显示,主拱架上下拱圈承受的均为压应力,但随着施工工序的变化,拱肋应力变化较大。拱肋架设完毕后,拱肋应力的最大计算值为 6.3 MPa,位于拱脚的下缘,应力的最大实测值为 6.51 MPa,位置与计算值位置相同;拱肋混凝土浇筑完毕后最大计算应力为 27.51 MPa,最大实测值为 30.24 MPa,位置未变;拱肋架设完毕及拱肋混凝土浇筑后,拱肋上各点的应力理论值差异不大,并且主拱架截面上拱圈的应力和下拱圈的应力基本一致。随着系梁的逐段施工,拱脚处下拱圈、1/4 拱脚处上拱圈的压应力逐渐增大,拱顶处上下拱圈的压应力同时增大;系梁合拢后,拱圈的压应力出现极值,最大计算值为 100 MPa,最大实测值为 97.47 MPa,位置仍然在拱脚的下拱圈处;临时固结去除,系杆张拉后,拱圈应力重新调整,总体出现拱脚处下拱圈应力大于上拱圈应力,拱顶处上拱圈应力大于下拱圈应力。系杆张拉后,拱圈各部分压应力值比较均匀,均小于 80 MPa。实际监测时,拱肋的应力变化规律和理论计算值基本一致,但测量值和理论值的差值随着施工工序的变化差异较大。左幅最大偏差发生在 4 号段系梁完成后拱顶位置处,偏差值为 16 MPa,偏差值在设计允许误差范围内。从

拱肋内力仿真计算和现场监测分析可知,桥梁在施加二期荷载前,系梁合拢后拱脚解除临时约束前拱肋内力最大,解除临时约束时拱肋内力变化最大,因此,在系梁合拢后及解除内力时要加强观测,制定合理的解除约束方案,确保桥梁施工安全。

### 3.3.3 吊杆索力监测结果

桥梁荷载先通过系梁传递给吊杆,再传递给拱肋,最后传递到桥墩上。吊杆的安装及张拉是根据系梁的施工顺序进行,每浇筑 1 段系梁都要安装相对应的吊杆并按要求进行第 1 次张拉。系梁合拢且混凝土达到设计强度,纵向索张拉完毕并拆除墩梁临时锚固装置后,对吊杆进行第 2 次张拉。表 3 列出了吊杆两次张拉的仿真设计值、实测值和偏差值。

表 3 左幅吊杆索力监测结果

Tab. 3 Monitoring results of left suspender cable forces

吊杆编号	第 1 次张拉			第 2 次张拉		
	设计值/ kN	实测值/ kN	差值/ kN	设计值/ kN	实测值/ kN	差值/ kN
1	1 000	965	-35	910	1 010	100
2	1 300	1 315	15	1 080	1 174	94
3	800	821	21	1 020	1 071	51
4	1 100	1 107	7	980	1 060	80
5	600	628	28	1 050	1 150	100
6	1 000	1 017	17	1 070	1 088	18
7	550	576	26	950	964	14
8	750	770	20	950	987	37
9	550	575	25	660	720	60
10	450	455	5	590	642	52
10'	450	435	-15	590	642	52
9'	550	575	25	660	720	60
8'	750	762	12	950	987	37
7'	550	575	25	950	964	14
6'	1 000	1 033	33	1 070	1 088	18
5'	600	628	28	1 050	1 150	100
4'	1 100	1 132	32	980	1 060	80
3'	800	766	-34	1 020	1 071	51
2'	1 300	1 322	22	1 080	1 174	94
1'	1 000	992	-8	910	1 010	100

由于系杆拱桥吊杆布置采用尼尔森体系,吊杆位置及角度的不同导致各条吊杆的拉力呈现较大差异。吊杆第 1 次张拉主要承受系梁浇筑时的施工荷载,系梁逐段施工时,已张拉过的吊杆拉力也同时发生变化,合拢后需要对吊杆索力进行重新调整。从吊杆的设计值来看,系梁施工时,总体规律是靠近拱脚位置吊杆的拉力要远大于靠近拱顶处系杆的拉力,2 号吊杆承受的拉力最大为 1 300 kN,10 号吊

杆承受的拉力最小为 450 kN,2 号吊杆的拉力约为 10 号吊杆的 2.9 倍。系梁合拢进行第 2 次张拉时,各条吊杆的拉力分布较第 1 次均衡,但总体仍呈现拱脚大拱顶小的规律。从对两次张拉值的监测结果看,实测值和设计值的差值较小,左幅 1、1'、4、5' 号吊杆在二次张拉时偏差值为 100 kN,其余偏差值均小于 100 kN,满足设计要求。从实测结果看出,系杆的张拉力多数大于设计值,各阶段各系杆的拉力之和大于设计值之和,这是由于施工荷载大于仿真计算时采用的施工荷载所致<sup>[10-13]</sup>,因此,在进行仿真计算时,合理选用施工荷载十分关键,在进行现场施工时,有效控制施工荷载是保证系杆拱线形和内力满足设计要求的重要措施之一。

## 4 结 语

(1)根据对京沪高铁青阳港系杆拱桥施工过程中的变形、受力的仿真分析及监测结果得出,采用整体抬吊拱肋,先拱后梁的方式施工,方法可行,监测措施得当,施工过程中及成桥状态结构的内力、位移及线形基本达到了既定目标,满足设计要求。

(2)通过仿真分析得出,拱肋跨中标高在系梁合拢后比拱脚架设焊接完毕时下降 37 mm,去除临时固结及系杆张拉完毕后拱跨中高度又抬升 13 mm,拱肋各点标高的实际测量值和理论计算值的变化规律完全一致,测量值和理论值的差值均不大于 10 mm。

(3)主拱架在不同的施工状态下均承受压应力,压应力的最大值出现在系梁合拢后系杆张拉前。临时固结解除,系杆张拉后,主拱架各点压应力值比较均匀,均小于 80 MPa。系梁施工时,靠近拱脚位置吊杆的拉力要远大于靠近拱顶处吊杆的拉力,拉力最大的 2 号吊杆约为拉力最小 10 号吊杆的 2.9 倍。系梁合拢进行第二次张拉时,各条吊杆的拉力分布较第一次均衡些,但仍是拱脚处吊杆拉力大于拱顶处吊杆拉力。

(4)本文仅分析了系杆拱在桥梁主体施工过程中,拱肋和吊杆的位移及内力变化,还应对桥梁施加二期恒载后和通过列车时,拱肋和吊杆的位移及内力变化规律进一步观测及分析。

### 参考文献:

### References:

- [1] 彭桂瀚,董桔灿,陈宝春. 钢管混凝土系杆拱斜吊杆试设计研究[J]. 福州大学学报:自然科学版,2009,37(4):560-566.  
PENG Gui-han, DONG Ju-can, CHEN Bao-chun. Trial design research on inclined hangers in CFST bow string arch



- bridge[J]. Journal of Fuzhou University: Natural Science Edition, 2009, 37(4): 560-566. (in Chinese)
- [2] 贺拴海, 李春风, 吕 婷, 等. 钢筋混凝土系杆拱桥稳定性影响参数[J]. 长安大学学报: 自然科学版, 2008, 28(4): 43-46.  
HE Shuan-hai, LI Chun-feng, LU Ting, et al. Influencing parameters of stability for reinforced concrete tied-arch bridge[J]. Journal of Chang'an University: Natural Science Edition, 2008, 28(4): 43-46. (in Chinese)
- [3] 刘 钊. 基于能量法的系杆拱桥最优吊杆内力的确定[J]. 工程力学, 2009, 26(8): 168-173.  
LIU Zhao. Determination of the optimal hanger forces for tied-arch bridges based on energy methods[J]. Engineering Mechanics, 2009, 26(8): 168-173. (in Chinese)
- [4] GHOLIPOUR A, ARAABI B N, LUCAS C. Predicting chaotic time series using neural and neurofuzzy models: a comparative study[J]. Neural Processing Letters, 2006, 24(3): 217-239.
- [5] 陶慕轩, 聂建国. 预应力钢-混凝土连续组合梁的非线性有限元分析[J]. 土木工程学报, 2011, 44(2): 8-20.  
TAO Mu-xuan, NIE Jian-guo. Nonlinear finite element analysis of prestressed continuous steel-concrete composite beams [J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44(2): 8-20. (in Chinese)
- [6] 张 华. 兰新铁路大跨度系杆拱桥施工[J]. 筑路机械与施工机械化, 2012, 29(3): 67-69.  
ZHANG Hua. Construction of long-span tied arch bridge of Lanxin Railway[J]. Road Machinery and Construction Mechanization, 2012, 29(3): 67-69. (in Chinese)
- [7] 窦 超, 郭彦林. 单轴对称截面圆弧拱弹性弯扭屈曲临界荷载[J]. 建筑科学与工程学报, 2011, 28(4): 69-74.  
DOU Chao, GUO Yan-lin. Elastic flexural-torsional buckling load of monosymmetric circular arches[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2011, 28(4): 69-74. (in Chinese)
- [8] 郝建强, 米皓洁. 乌鲁木齐河特大桥简支系杆拱施工监控方案[J]. 筑路机械与施工机械化, 2012, 29(4): 72-75.  
HAO Jian-qiang, MI Hao-jie. Construction monitoring of simply supported tied arch of Urumqi Large Bridge[J]. Road Machinery and Construction Mechanization, 2012, 29(4): 72-75. (in Chinese)
- [9] 张望喜, 易伟建, 王力力, 等. 连续梁桥拓展多跨双曲拱桥的分析与控制[J]. 建筑科学与工程学报, 2010, 27(1): 25-30.  
ZHANG Wang-xi, YI Wei-jian, WANG Li-li, et al. Analysis and control of multi-span double arch bridge expanded by continuous bridge[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2010, 27(1): 25-30. (in Chinese)
- [10] 刘 钊, 吕志涛. 竖吊杆与斜吊杆系杆拱结构的桥式研究[J]. 土木工程学报, 2000, 33(5): 63-67.  
LIU Zhao, LU Zhi-tao. Comparative study on the tied-arch bridges with vertical and inclined hangers[J]. China Civil Engineering Journal, 2000, 33(5): 63-67. (in Chinese)
- [11] 吴建武. 刚构-单肋系杆拱组合桥梁空间非线性稳定分析[J]. 武汉理工大学学报, 2008, 30(8): 139-142, 177.  
WU Jian-wu. Three dimension nonlinear stability analysis of the combinational bridges with rigid frame and single-ribbed tied arch[J]. Journal of Wuhan University of Technology, 2008, 30(8): 139-142, 177. (in Chinese)
- [12] 陈 淮, 吴红升, 唐 军. 蒲山系杆拱桥吊杆张拉力的空间计算分析[J]. 铁道科学与工程学报, 2008, 5(2): 12-16.  
CHEN Huai, WU Hong-sheng, TANG Jun. Spatial analysis of suspender tensile force for the Pushan CFST through arch bridge[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2008, 5(2): 12-16. (in Chinese)
- [13] 周 德, 叶梅新, 罗如登. 高速铁路下承式钢箱系杆拱结合桥的受力分析[J]. 中南大学学报: 自然科学版, 2009, 40(5): 1457-1464.  
ZHOU De, YE Mei-xin, LUO Ru-deng. Mechanical analysis of through tied-arch composite bridge on high-speed railway[J]. Journal of Central South University: Science and Technology, 2009, 40(5): 1457-1464. (in Chinese)
- [14] 郝 超. 大跨度钢斜拉桥的施工监控及其目标精度值[J]. 中国公路学报, 2003, 16(1): 54-57.  
HAO Chao. Construction control and control precision goal of long-span steel cable-stayed bridge[J]. China Journal of Highway and Transport, 2003, 16(1): 54-57. (in Chinese)
- [15] 余钱华. 大跨混凝土桥梁施工监控中的应力分析与测试[J]. 中国公路学报, 2008, 21(2): 68-73.  
YU Qian-hua. Stress analysis and measurement of long-span concrete bridge in process of construction supervisory control[J]. China Journal of Highway and Transport, 2008, 21(2): 68-73. (in Chinese)
- [16] 李小和, 孙新锋, 王民焕. 铁路(60+128+60)m 系杆拱连续梁施工技术[J]. 桥梁建设, 2009(5): 53-56.  
LI Xiao-he, SUN Xin-feng, WANG Min-huan. Construction techniques for a (60+128+60)m tied arch and continuous girder bridge[J]. Bridge Construction, 2009(5): 53-56. (in Chinese)
- [17] 丁 岩. 高速铁路尼尔森体系系杆拱桥设计参数分析及调索研究[D]. 长沙: 长沙理工大学, 2010.  
DIN Yan. Analysis of structural parameters cable tension optimization of tied-arch bridge of Nielsen system in high-speed railway[D]. Changsha: Changsha University of Science and Technology, 2010. (in Chinese)
- [18] 田仲初, 丁 岩, 蒋田勇. 高速铁路尼尔森体系系杆拱桥徐变变形影响因素[J]. 长沙理工大学学报: 自然科学版, 2010, 7(2): 25-32.  
TIAN Zhong-chu, DIN Yan, JIANG Tian-yong. Influencing factors on creep deformation of tied-arch bridge of Nielsen system in high-speed railway[J]. Journal of Changsha University of Science and Technology: Natural Science, 2010, 7(2): 25-32. (in Chinese)