

文章编号: 1674—8247(2019)03—0078—05
DOI:10.12098/j.issn.1674-8247.2019.03.017

高速铁路下承式拱桥吊索张拉力研究与应用

鲁 昭

(中铁第六勘察设计院集团有限公司, 天津 300308)

摘 要:鉴于高速铁路对桥梁的受力状态、线型、刚度等要求非常高,本文对下承式拱桥在成桥状态下吊索合理内力的确定和施工阶段张拉控制力的计算进行了分析研究,并以国内某高速铁路系杆拱桥的设计、施工过程为例,重点介绍了刚性吊杆法、影响矩阵法的计算原理及过程,并将影响矩阵法的计算结果与正装法、倒装法、无应力状态法进行了对比,可为类似桥梁的设计、施工提供借鉴。

关键词:下承式拱桥;吊索;张拉力

中图分类号:U443.38 文献标志码:A

Research and Application of Sling Tension Force of Through Arch Bridge on High Speed Railway

LU Zhao

(China Railway Liuyuan Group Co., Ltd., Tianjin 300308, China)

Abstract: In view of the high demand of the high speed railway for the bridge's stress state, Linetype and stiffness, the determination of the reasonable internal force of the sling cable and the calculation of the tension control during the construction stage are analyzed and studied in this paper. Taking the design and construction process of a high-speed railway arch bridge as an example, the calculation principle and process of the rigid suspension rod method and the influence matrix method are mainly introduced, and the calculation results of the influence matrix method are compared with the formal method, the reverse method, and the stress-free state method, which can provide reference for the design and construction of similar bridges.

Key words: through arch bridge; sling; tension force

高速铁路桥梁对成桥后的受力状态、线型、刚度等要求均非常高,同时高速铁路下承式拱桥属于内部高次超静定结构,任何一根吊杆张拉索力或张拉顺序的改变都会影响全桥结构的受力。因此,如何确定高速铁路下承式拱桥吊杆初张拉或者多次调整时千斤顶的张拉力是设计和施工面临的关键问题。目前常用的成桥状态下吊杆内力的确定方法主要有刚性支承连续梁

法、最小弯曲能量法、刚性吊杆法等。已知成桥状态下吊索内力推求张拉过程力的方法主要有正装法、倒装法、影响矩阵法、无应力状态法等^[1-2]。

1 成桥状态吊索合理内力的确定

刚性支承连续梁法是探求一组成桥索力,使得主梁在恒载作用下的弯矩和将主梁、吊杆相交的地方设

收稿日期:2018-12-05

作者简介:鲁昭(1980-),男,高级工程师。

引文格式:鲁昭. 高速铁路下承式拱桥吊索张拉力研究与应用[J]. 高速铁路技术, 2019, 10(3): 78-82.

LU Zhao. Research and Application of Suspension Tension Force of Through Arch Bridge on High Speed Railway [J]. High Speed Railway Technology, 2019, 10(3): 78-82.

置为刚性支承的连续梁结构的弯矩相同,并以梁和吊杆交叉处位移为零作为目标受力状态的计算方法,计算结构示意图如图1所示。本方法重点在于控制结构的线形,当吊杆间距分布均匀时,计算出的成桥吊杆索力一般较均匀。

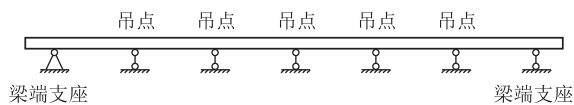


图1 刚性支撑连续梁法计算结构示意图

最小弯曲能量法是以结构(包括主梁和拱肋)弯曲应变能作为目标函数,假定主梁、拱肋、吊杆的轴向刚度无限大,主梁和拱肋的弯曲刚度、容重保持不变,经计算求得成桥吊杆内力。本方法的特点是跨中部分计算的成桥吊杆内力比较均匀,靠近拱脚附件的吊杆内力值偏小。因此,计算出的主梁和拱部的应力很难直接满足设计的目标要求。

刚性吊杆法与最小弯曲能量法类似,只是在进行有限元模拟计算时只假定吊杆刚度无限大,两端点之间的竖向相对位移值为零,其余部分按照正常结构刚度进行模拟。刚性吊杆法是弯矩能量最小法的特例,其缺点与最小弯曲能量法相同。

以上吊杆在成桥状态下索力的确定方法都只能作为设计参考,实际桥梁最终的受力应以桥梁在恒载、活载、吊杆张力等荷载作用下主梁关键受力部位的应力达到指定应力值或将关键部位应力控制在某一范围为主要控制目标,并且需综合考虑吊杆在成桥状态下内力分布的均匀性,以及梁体和拱肋的线形等因素。

2 吊索施工张拉力的计算方法

正装法是先假定吊杆的初始张拉索力为成桥后的吊索内力,但吊杆张拉后由于拱肋和系杆的变形,后张拉吊杆对前面吊杆内力存在影响,使得成桥后的吊杆内力与目标值不符,因此需进行反复多次迭代直至计算结果与目标值基本相符。正装法适用于各类线性与非线性结构的调索计算,适用范围广,但由于迭代次数较多,收敛速度慢,当吊杆单元数量较多时,耗时较长。

倒装法是将吊杆内力值满足正装计算时的状态作为初始状态,按照正装分析的逆过程顺序,对结构进行倒拆,这样可以快速求出各张拉吊杆的初始张拉力。

影响矩阵法是给吊杆施加单位力,利用桥梁有限元程序求出在单位力作用下各吊杆的内力矩阵 $[A]$,从而建立典型方程式,根据成桥后预定的吊杆内力

$\{P\}$ 然后通过求解线性方程得到每根吊杆的张拉力增加值 ΔT 。如果结构的边界条件不变,并且忽略结构收缩徐变的影响,则梁拱组合结构满足线性叠加原理,根据文献[3-4]则有影响矩阵的基本计算公式如下:

$$\{P_0\} + [A] \times \{\Delta T\} = \{P\} \quad (1)$$

式中: $\{P_0\}$ ——前一施工阶段各吊杆的内力值向量;

P ——张拉后吊杆的目标内力值向量;

$\{\Delta T\}$ ——吊杆张拉力增加值向量。

$[A]$ ——吊杆张拉力影响矩阵,即:

$$A = \begin{pmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \cdots & \delta_{1n} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \cdots & \delta_{2n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \delta_{i1} & \delta_{i2} & \cdots & \delta_{in} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \delta_{n1} & \delta_{n2} & \cdots & \delta_{nn} \end{pmatrix} \quad (2)$$

从式(1)可以看出,吊杆的目标内力与张拉力增加值 $\{\Delta T\}$ 有关,而与施工张拉顺序无关。

无应力状态法理论是最早由我国工程院院士秦顺全创建的一种用于斜拉桥设计和施工的理论体系,其基本原理是利用结构单元的无应力长度和无应力曲率只有在结构单元安装时进行调整,而吊杆的无应力长度只有通过张拉才能改变,则吊杆单元的无应力状态不会随结构体系、荷载的变化而发生变化,因此,所有吊杆的施工张拉过程都是吊杆拉索无应力长度的变化过程^[5-6]。所以可以根据成桥状态下的线形和内力计算出对应的无应力索长,并根据该无应力索长来控制吊杆张拉过程中的锚头拔出量。无应力状态法的优点为按照无应力索长作为施工控制的依据时,与吊杆的张拉顺序无关。

3 施工过程中吊索张拉力的确定

施工过程中吊索张拉等于上一施工阶段吊索的内力 P 与本张拉阶段增加的张拉力 ΔT 之和,用计算公式表达第 i 个施工张拉阶段的千斤顶张拉控制力如下:

$$P_i = P_{i-1} + \Delta T_i \quad (3)$$

式中: P_i ——第 i 个施工张段吊索张拉力;

P_{i-1} ——第 $i-1$ 个施工阶段完成后的吊索内力;

ΔT_i ——第 i 个施工张拉阶段增加的张拉力。

虽然根据影响矩阵法的计算理论 ΔT_i 与施工过程无关,但是由于不同的张拉顺序会导致同一根吊杆在上一阶段的内力 P_{i-1} 不同,因此吊杆的张拉控制力与施工过程有关。从无应力状态法的理论来看同样是可

以得出虽然不同的张拉顺序下吊杆张拉过程中锚头拔出量相同,即影响矩阵法中张拉力增量 ΔT_i 相同,但由于上一阶段的吊杆内力不同,要达到相同的锚头拔出量需要增加的张拉力相同,而张拉力的绝对值不同。因此无应力状态法与影响矩阵法在理论本质上是互通和一致的。

4 工程应用实例

4.1 工程概况

为详细介绍下承式拱桥吊杆张拉力的计算问题,以1座小跨度系杆拱桥为例进行说明。国内某高速铁路系杆拱桥主跨为68 m,梁部采用预应力混凝土结构,拱采用钢筋混凝土结构,全桥纵向设置N1~N9共9对吊杆,吊杆纵向间距为6.2 m,拱肋设置3道横撑,系杆拱桥梁拱部分的立面布置,如图2所示。

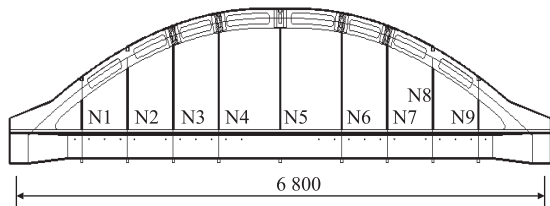


图2 系杆拱桥梁拱部分立面示意图(cm)

本桥施工方法及顺序为:①在满堂支架上浇筑梁部,张拉部分梁体纵向预应力钢束;②在桥面上搭设拱支架安装拱肋;③补充张拉剩余梁体纵向预应力钢束和梁体竖向预应力钢束;④拆除拱肋支架,按照N2-N3-N4-N5-N1的顺序对吊杆进行初张拉;⑤拆除梁底部满堂支架,安装轨道板等二期恒载;⑥按照N2-N3-N4-N5-N1顺序对吊杆进行补充张拉达到成桥状态;⑦校核并调整无砟轨道板顶面高程后完成铺轨。

4.2 结构分析与计算

本桥采用大型通用有限元计算软件 Midas Civil 进行全桥建模,梁部、横撑采用单排直线梁单元,拱肋采用空间2排曲线梁单元,吊杆采用空间2排桁架单元,吊杆与梁体采用刚性连接,计算模型如图3所示。



图3 系杆拱桥全桥 Midas 模型图

(1)采用刚性吊杆法计算求得成桥状态下的吊杆的内力值 $P^T = [257 \ 824 \ 783 \ 978 \ 997 \ 978 \ 783 \ 824 \ 257]$,其中 P^T 为式(1)中 P 的转置矩阵。查看在运营阶段、主力和主力+附加力作用下梁和拱的应力情况,发现梁和拱的应力控制不理想。因此,刚性吊杆法计算得出的成桥状态下吊杆内力只能作为参考,另外本方法计算得出的成桥吊杆内力分布不均匀,最大值是最小值的3.88倍,需进一步对成桥状态下吊杆的内力进行调整。

(2)结合在运营荷载,主力和主力+附加力组合工况下的应力情况,为将梁和拱的目标应力控制在一个合理的数值范围。通过多次反复调整成桥状态下的吊杆力可得成桥态下吊杆的内力: $P^T = [880 \ 880 \ 950 \ 1050 \ 1050 \ 1050 \ 950 \ 880 \ 880]$,此时梁和拱的各项指标均达到设计需要的理想状态。

(3)已知成桥状态的吊索力,计算过程张力,此时可采用倒装法,也可采用影响矩阵法。本桥采用影响矩阵法计算式(1)中的 $[A]$ 值,由于纵向9组吊杆对称布置,因此以N5吊杆为对称点将本桥N1~N9吊杆的9(行)×9(列)列矩形方阵简化为N1~N5的5(行)×5(列)方阵,计算结果如下:

$$[A] = \begin{bmatrix} 1 & -0.14 & 0.10 & -0.05 & -0.01 \\ -0.09 & 1 & -0.22 & -0.18 & -0.06 \\ -0.05 & -0.18 & 1 & -0.38 & -0.15 \\ -0.02 & -0.12 & -0.30 & 1 & -0.26 \\ -0.02 & -0.09 & -0.27 & -0.58 & 1 \end{bmatrix} \quad (4)$$

由式(1)可得式(5),将 A 、 P_0 、 P 代入下式:

$$[A] \times \{\Delta T\} = \{P\} - \{P_0\} \quad (5)$$

利用商业数学计算软件 MATLAB 解方程组,可求出 ΔT 。采用正装法计算,得出第6施工阶段吊杆的内力值向量为: $P = [879 \ 876 \ 950 \ 1 \ 053 \ 1 \ 053 \ 1 \ 053 \ 950 \ 876 \ 879]$ 与原来拟定的 $P^T = [880 \ 880 \ 950 \ 1 \ 050 \ 1 \ 050 \ 1 \ 050 \ 950 \ 880 \ 880]$ 两者比较最大误差是N2吊杆,绝对值只有4 kN,误差百分比为0.45%,主要是由于求解线性方程时保留小数点后的位数有关。因此,可认为影响矩阵法计算过程中的 δ_{ij} 值以及求解结果准确可靠。

4.3 吊杆张拉力的确定及

根据式(3),在第6施工阶段采用影响矩阵法的计算可求出 P_i 值。将采用影响矩阵法计算的吊索张拉力与采用倒装法计算得出的吊索张拉力进行对比,如表1所示。

表 1 吊索张拉控制力比较表

吊杆编号		N1	N2	N3	N4	N5
张拉顺序		5	1	2	3	4
吊索张拉 控制力/kN	影响矩阵法	879	1 103	1 179	1 170	1 059
	倒装法	880	1 107	1 179	1 167	1 056
误差绝对值		-1	-4	0	3	3
误差百分比/%		-0.11	-0.36	0.00	0.26	0.28

从表 1 可以看出,采用影响矩阵计算的张拉控制力与采用倒装法计算的结果基本完全吻合,两者比较最大误差是 N2 吊杆,绝对值只有 4 kN,误差百分比为 0.5%,主要也是由于求解线性方程时保留小数点的位数有限导致的。需特别说明的是由于从施工阶段 5 至施工阶段 6,梁拱组合结构的结构体系不变且处于线性弹性阶段,因此此时无论采用正装法、倒装法、还是影响矩阵法在忽略收缩徐变的情况下均能完全闭合。但本桥在第 4 至第 5 施工阶段之间,由于梁体下方有满堂支架支承,在吊杆张拉过程中随着梁体的上拱,边界条件不断变化,结构受力体系呈非线性变化,因此只能用正装法进行计算,倒装法无法精确模拟支架的支承变化过程,且这种非线性状态的变化也不能采用影响矩阵法。

实际设计时张拉力可取 10 或 50 的整数倍,这样对成桥及运营阶段的应力结果影响甚小,完全可以将应力控制在较合理的范围内。本桥取第 2 次千斤顶张拉控制力数值为 N1 ~ N5: $P=[880\ 1100\ 1180\ 1170\ 1060]$ 。据此计算得出梁拱组合结构主要应力情况,如表 2 所示。

表 2 梁拱组合体系最不利工况下应力情况(MPa)

部位	主力		主力+附加力	
	最小值	最大值	最小值	最大值
梁体上缘正应力	-8.21	-1.50	-8.77	-1.33
梁体下缘正应力	-7.07	-1.41	-7.21	-1.39
梁体主应力	-8.65	0.21	-8.93	0.23
拱肋上缘正应力	-8.81	-4.39	-9.57	-3.31
拱肋下缘正应力	-9.44	-1.61	-10.86	-1.96
拱肋主应力	-11.45	0.01	-11.96	0.36

注:“-”号表示为压应力,其余表示为拉应力

从表 2 可知,本桥应力指标比较理想,均满足设计规范的相关规定。

4.4 现场施工与无应力状态法索长值对比

按照本桥设计采用的张拉力实施,并将施工现场实测记录的无应力索长值与按照无应力状态法计算的理论无应力索长值进行对比。在实测无应力索长须精确测出锚头的拔出量,理论计算无应力索长时应考虑梁和拱部设置预拱度的影响^[7],实测值与理论值对比,如表 3 所示。

表 3 吊索张拉控制力比较表

吊杆按从小到大里程顺序编号	现场实测无应力索长值/cm	理论计算无应力索长值/cm	误差/mm
N1	919.36	919.28	0.8
N2	1 226.73	1 226.60	1.3
N3	1 444.43	1 444.59	-1.6
N4	1 573.64	1 573.81	-1.7
N5	1 615.26	1 615.01	2.5
N4	1 573.67	1 573.81	-1.4
N3	1 444.75	1 444.59	1.6
N2	1 226.56	1 226.60	-0.4
N1	919.44	919.28	1.6

从表 3 中数据可知,实测无应力索长与理论计算值吻合较好,最大误差为 N5 吊杆,绝对值只有 2.5 mm,主要为施工测量精度导致的误差。如果施工现场按照无应力状态法指定的无应力索长去张拉,2.5 mm 的施工误差会引起 N5 吊杆的张拉力误差值为 50.7 kN。因此,对于中小跨度拱桥由于索长较短现场施工建议以吊杆张拉力控制为主,无应力索长控制为辅;而对于大跨度拱桥中跨部分的长拉索以及斜拉桥的长拉索,应以无应力索长控制为主,张拉力为辅,将两者的数值进行相互校核。

4.5 桥梁竖向变形计算与控制

由于高速铁路桥梁对于结构的刚度和变形要求较高,对于自重和二期恒载作用线的变形可通过在施工立模时设置一定的预拱度进行调整,确保成桥线形与设计线形一致。对于活载作用下的线形控制则应通过提高梁拱组合结构的整体竖向刚度进行控制,因此设计时还需检算结构的活载变形。按照上述第 2 次千斤顶张拉控制力取整后的数值进行计算 N1 ~ N5: $P=[880\ 1\ 100\ 1\ 180\ 1\ 170\ 1\ 060]$ 。查得梁体在竖向静活载作用下跨中挠度为 -10.9 mm,最大梁端转角为 -0.464‰。最不利温度荷载作用下跨中竖向挠度为 -7.1 mm,无砟轨道铺设完毕后梁体的残余变形为 -9.8 mm。根据高速铁路设计规范^[8]有关规定,无砟轨道桥梁竖向变形应满足如下要求:

(1)在 ZK 竖向静活载作用下,3 跨及以上的双线简支梁梁体的竖向挠度不应大于 $L/1\ 900$,2 跨及以下的双线简支梁梁体竖向挠度可以在 3 跨的基础上提高 1.4 倍。

(2)拱桥、刚架及连续梁桥的竖向挠度,除应考虑列车竖向静活载的作用外,尚应计入温度的影响。梁体的竖向挠度应按照下列情况取最不利数值。

①列车竖向静活载作用下产生的挠度值与 0.5 倍温度引起的挠度值之和。

②0.63 倍列车竖向静活载作用下产生挠度值与全部温度引起的挠度值之和。

(3)轨道铺设完成后梁体的竖向残余徐变变形对于跨度大于 50 m 的无砟桥面竖向变形不应大于 $L/5\ 000$ 且不应大于 20 mm。

(4)竖向静荷载作用下最大梁端转角限值为 1‰。
根据高速铁路设计规范有关要求,本桥梁竖向静荷载作用下最大梁端转角显然能满足要求,其它竖向变形有关计算,如表 4 所示。

表 4 各荷载工况下梁体竖向位移及挠跨比检算			
荷载工况	竖向变形/mm	挠跨比	最大容许挠跨比
列车竖向静活载挠度值	-10.9	1/6 238	1/1 357
温度荷载挠度值	-7.1	1/9 577	
列车竖向静活载+0.5倍温度荷载挠度值	-14.5	1/4 689	
0.63倍列车竖向静活载+温度活载	-14.0	1/4857	
铺轨完成后竖向残余变形	-9.8	1/6 938	1/5 000

从表 4 可知,在本张拉控制力作用下,桥梁竖向变形均能满足设计规范要求。

5 结论

(1)以刚性支承连续梁法、弯矩能量最小法、刚性吊杆法计算出的成桥索力仅供参考,设计时还应根据运营状态下梁和拱各部位的应力、线形等指标以及吊杆在成桥状态下内力的均匀性等因素进行综合调整。

(2)将影响矩阵法的计算结果与其它计算方法结果进行了对比发现误差非常小,结果基本一致,误差的原因主要是影响矩阵法解线路方程组时小数点后的位数取值有限导致的。因此本文计算出的影响矩阵各项影响系数均正确无误。

(3)通过以上计算对比可知,桥梁结构在线弹性状态下采用正装法、倒装法、影响矩阵法、无应力状态法计算的结果吻合度较高,说明这几种计算方法在力学上的理论本质是互通和一致的。但对于初张拉阶段,由于结构的边界条件在不断的变化,结构处于非线性状态,此时推荐采用正装法或者无应力状态法,不能使用影响矩阵法或者倒装法,否则计算出的结果误差较大。

(4)本文详细介绍了影响矩阵法的计算原理和过程,可供设计时需分两批次或多批次张拉的同类桥梁

参考。

(5)本文所介绍的设计理念和计算方法不仅适用于下承式拱桥,对于中承式拱桥,斜拉桥等带索的结构同样适用。

参考文献:

[1] 杨俊. 基于影响矩阵的大跨桥梁合理成桥状态与施工控制研究[D]. 武汉:武汉理工大学,2008.
YANG Jun. Research on Reasonable Completion State and Construction Control of Long-span Bridges Based on Impact Matrix [D]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2008.

[2] 朱敏,王玉珏,杨咏漪,等. 高速铁路系杆拱桥设计研究[J]. 高速铁路技术,2010,1(3): 21-26.
ZHU Min, WANG Yujue, YANG Yongyi, et al. Design of Tie-arch Bridge for High-speed Railway[J]. High Speed Railway Technology, 2010, 1(3): 21-26.

[3] 贺栓海. 桥梁结构理论与计算方法[M]. 北京:人民交通出版社, 2003.
HE Shuanhai. Theory of Bridges Structures and Method of Computation [M]. Beijing: China Communications Press, 2003.

[4] 肖汝诚,项海帆. 斜拉桥索力优化及其工程应用[J]. 计算力学学报,1998,15(1):118-126.
XIAO Rucheng, XIANG Haifan. Optimization Method of Cable Prestresses of Cable-stayed Bridge and its Engineering Application [J]. Chinese Journal of Computational Mechanics, 1998, 15(1): 118-126.

[5] 秦顺全. 斜拉桥安装无应力状态控制法[J]. 桥梁建设,2003, 33(2): 31-34.
QIN Shunquan. Control Method of Stress-free Status for Erection of Cable-stayed Bridges [J]. Bridge Construction, 2003, 33(2): 31-34.

[6] 秦顺全. 桥梁施工控制—无应力状态法理论与实践[M]. 北京:人民交通出版社,2007.
QIN Shunquan. Bridge Construction Control-Theory and Practice of Stress-free State Method[M]. Beijing: China Communications Press, 2007.

[7] 胡步毛,鲁昭,王江浩,等. 高速铁路大跨径混凝土系杆拱桥设计研究[J]. 高速铁路技术,2018,9(2): 67-71.
HU Bumao, LU Zhao, WANG Jianghao, et al. Research of Long-span Concrete Tied-Arch Bridge on High Speed Railway [J]. High Speed Railway Technology, 2018, 9(2): 67-71.

[8] TB 10621-2014 高速铁路设计规范[S].
TB 10621-2014 Code for High-speed Railway Design [S].

(编辑:车晓娟 白雪)