

文章编号: 1674-599X(2021)03-0091-07

悬索桥钢箱梁吊装阶段主缆索力计算方法

张晨星, 田仲初

(长沙理工大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410114)

摘 要: 基于分段悬链线理论, 使用分段叠加的方法对悬索桥钢箱梁吊装阶段主缆索力的计算公式进行推导, 得到吊装阶段主缆索力与两塔间跨度和高差的关系式。以长寿长江二桥为例, 建立了单跨简支钢箱梁悬索桥的 Midas 模型进行验证, 并对顶推工况主索鞍底部摩擦系数进行了计算, 间接验证推导公式的正确性。研究结果表明: 一般润滑条件下, 摩擦系数可达 0.07, 通过在主索鞍与滑板的接触面上补充润滑剂, 可以使摩擦系数降低到 0.05 左右。为了减少顶推次数, 可以使用该计算方法对顶推数值进行放大修正, 可为同类型悬索桥吊装过程的主索鞍顶推数值的确定提供依据。

关键词: 悬索桥; 分段悬链线; 有限元; 主索鞍; 摩擦系数

中图分类号: TU31

文献标志码: A

DOI: 10.16544/j.cnki.cn43-1494/u.2021.03.014

Calculation method of main cable force in hoisting stage of steel box girder of suspension bridge

ZHANG Chen-xing, TIAN Zhong-chu

(School of Civil Engineering, Changsha University of Science & Technology, Changsha 410114, China)

Abstract: The formula of the calculation of the main cable force in the hoisting stage of steel box girder of suspension bridge was derived using the method of piecewise superposition, based on the theory of segmented catenary. The relationship between the main cable force and the span and height of the two towers was obtained. Then the Midas model of the single span simply supported steel box girder suspension bridge was established according to the condition of the Changshou Yangtze River second Bridge. The proposed formula was then verified by calculating the friction coefficient at the bottom of the main cable saddle under the pushing condition. The results show that the friction coefficient can reach 0.07 under general lubrication conditions. However, the friction coefficient can decrease to 0.05 by adding the lubricant on the contact surface between the main cable saddle and the slide plate. In order to reduce the number of pushing, the calculation method can be used to enlarge and correct the push value, which can provide the basis for the determination of the push value of the main cable in the hoisting process of the same type suspension bridge.

Key words: suspension bridge; segmental catenary; finite element; main cable saddle; friction coefficient

近些年, 许多学者对悬索桥空缆状态和成桥状态的上部结构计算理论进行了完善, 但是对施工中吊装阶段的计算相对较少, 且吊装阶段不能以垂度为已知条件进行迭代, 因而成为计算的难点之一。为了保证钢箱梁吊装中主塔处于安全状

态, 需要分阶段进行主索鞍的顶推, 但主索鞍顶推量与主塔偏位回位量往往会因为主缆水平向不平衡力的作用而出现数值不匹配现象, 这样会使顶推不充分, 费时费力。主索鞍底部摩擦系数的大小决定主索鞍顶推需要的最大顶推力, 若数值

收稿日期: 2020-12-16

作者简介: 张晨星(1995—), 男, 长沙理工大学硕士生。

过大可能造成主索鞍反力架损坏^[1-2]。

1 公式推导

悬索柔性索段如图1所示。沿索段自重作用下的均匀荷载为 w ，缆索横截面积为 A ，弹性模量为 E 。索段跨度为 l ，高差为 h ，无应力长度 S_0 。以图1中左侧端点为原点，右侧和图上侧分别建立 x 、 y 轴，左端水平分力为 H ，竖向分力为 V 。右端水平分力为 H 与左端相等，竖向分力为 $V(s)$ ，索力为 $T(s)$ ，索段上任一点在索段变形前、后的无应力长度轮廓线的拉格朗日坐标分别为 s 和 p ^[3-4]。

索段满足的几何约束条件为：

$$\left(\frac{dx}{dp}\right)^2 + \left(\frac{dy}{dp}\right)^2 = 1. \quad (1)$$

且有边界条件：

$$s = 0 \text{ 时, } x = 0, y = 0, p = 0;$$

$$s = s_0 \text{ 时, } x = l, y = h, p = s_0. \quad (2)$$

根据索段某点受力情况进行力的分解及竖向力平衡条件得：

$$T \frac{dx}{dp} = H. \quad (3)$$

$$T \left(-\frac{dy}{dp} \right) = V - ws = V(s). \quad (4)$$

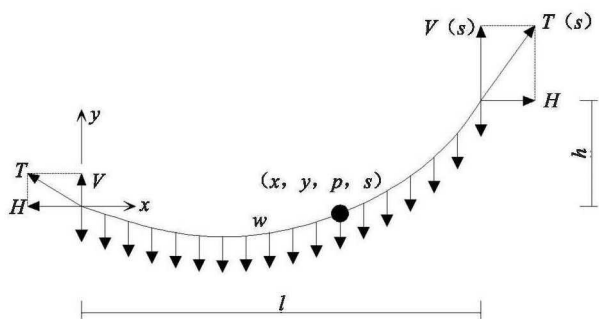


图1 均布荷载作用索段受力示意

Fig. 1 Force of cable segment under uniform load

由胡克定律得到张力 T 与应变 ε 的关系式为：

$$T = EA\varepsilon = EA \frac{dp - ds}{ds} = EA \left(\frac{dp}{ds} - 1 \right),$$

$$\frac{dp}{ds} = \left(\frac{T}{EA} + 1 \right). \quad (5)$$

则索段上任一点的张力为：

$$T(s) = [H^2 + V^2(s)]^{0.5} = [H^2 + (V - ws)^2]^{0.5}. \quad (6)$$

根据式(3)和(5)得到索段上某点 x 坐标与拉格朗日坐标的关系为：

$$\frac{dx}{ds} = \frac{dx}{dp} \frac{dp}{ds} = \frac{H}{T} \left(\frac{T}{EA} + 1 \right) = \frac{H}{EA} + \frac{H}{T}$$

$$= \frac{H}{EA} + \frac{H}{\sqrt{H^2 + (V - ws)^2}}. \quad (7)$$

$$x(s) = \int_0^s \frac{dx}{ds} ds$$

$$= \frac{Hs}{EA} + \frac{H}{w} \{ \ln [V + \sqrt{V^2 + H^2}] - \ln [V - ws + \sqrt{(V - ws)^2 + H^2}] \}. \quad (8)$$

$$\frac{dy}{ds} = \frac{dy}{dp} \frac{dp}{ds} = -\frac{V - ws}{EA} - \frac{V - ws}{\sqrt{H^2 + (V - ws)^2}}. \quad (9)$$

$$y(s) = \int_0^s \frac{dy}{ds} ds = \frac{ws^2 - 2Vs}{2EA} - \frac{1}{w} [\sqrt{H^2 + V^2} - \sqrt{H^2 + (V - ws)^2}]. \quad (10)$$

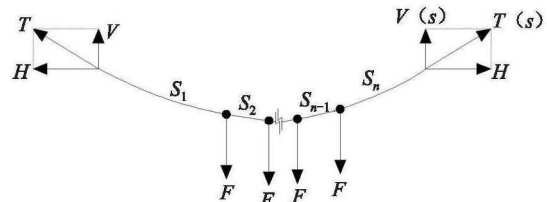


图2 集中荷载作用索段划分示意

Fig. 2 Cable segment division diagrammatic under concentrated load

式(10)为只受自重作用悬索索段的表达式。当索段受到集中力作用时，索段以集中力作用位置为节点，划分成若干段，如图2所示。由图3推导出第 m 段索段表达式，竖向力 $V(s)$ 和 $T(s)$ 表达式为：

$$V_m(s) = V - ws - (m - 1)F. \quad (11)$$

$$T_m(s) = [H^2 + (V - ws - (m - 1)F)^2]^{0.5}. \quad (12)$$

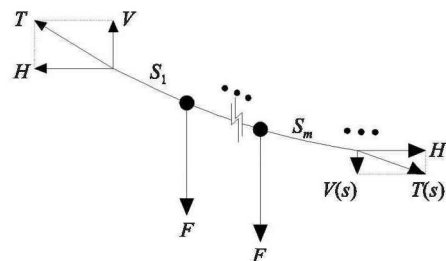


图3 公式推导演力学图示意

Fig. 3 Mechanical diagrammatic for formula derivation

则由式(7)~(8)和(12)分段索段， x 坐标与拉格朗日坐标关系：

$$\begin{aligned}
 x(s) &= \int_0^s \frac{dx}{ds} ds = \int_0^s \left(\frac{H}{EA} + \frac{H}{T} \right) ds \\
 &= \int_0^{s_1} \left(\frac{H}{EA} + \frac{H}{T_1} \right) ds + \int_{s_1}^{s_2} \left(\frac{H}{EA} + \frac{H}{T_2} \right) ds + \\
 &\quad \dots + \int_{s_{n-1}}^s \left(\frac{H}{EA} + \frac{H}{T_n} \right) ds. \quad (13)
 \end{aligned}$$

每一段积分结果为:

$$\begin{aligned}
 \int_{s_{n-1}}^s \left(\frac{H}{EA} + \frac{H}{T_n} \right) ds &= \\
 \frac{H(s - s_{n-1})}{EA} + \frac{H}{w} \{ \ln [V - ws_{n-1} - (n-1)F + \\
 \sqrt{[V - ws_{n-1} - (n-1)F]^2 + H^2}] - \\
 \ln [V - ws - (n-1)F + \\
 \sqrt{(V - ws - (n-1)F)^2 + H^2}] \}. \quad (14)
 \end{aligned}$$

分段索段y坐标与拉格朗日坐标关系为:

$$\begin{aligned}
 y(s) &= \int_0^s \frac{dy}{ds} ds = \\
 \int_0^{s_1} \left(-\frac{V - ws}{EA} + \frac{V - ws}{T_1} \right) ds + \\
 \int_{s_1}^{s_2} \left(-\frac{V - F - ws}{EA} + \frac{V - F - ws}{T_2} \right) ds + \dots + \\
 \int_{s_{n-1}}^s \left(-\frac{V - (n-1)F - ws}{EA} + \frac{V - (n-1)F - ws}{T_n} \right) ds. \quad (15)
 \end{aligned}$$

同理有:

$$\begin{aligned}
 \int_{s_{n-1}}^s \left(-\frac{V - (n-1)F - ws}{EA} + \frac{V - (n-1)F - ws}{T_n} \right) ds \\
 = \frac{w(s^2 - s_{n-1}^2) - 2[V - (n-1)F](s - s_{n-1})}{2EA} - \\
 \frac{1}{w} [\sqrt{H^2 + (V - ws_{n-1} - (n-1)F)^2} - \\
 \sqrt{H^2 + (V - ws - (n-1)F)^2}]. \quad (16)
 \end{aligned}$$

分别以集中力作用点和两头端点为分点, 已知整跨所有分点间索段的无应力长度。当已知跨度 l 和两端点高差 h 时, 令式 (13)、式 (15) 中 $x(s) = l$, $y(s) = h$, 可求得端点水平力和竖向力, 反之亦然。

2 工程概况

长寿长江二桥为单跨简支钢箱梁悬索桥, 跨度布置为 205 m+739 m+221 m, 桥型布置如图 4 所示。在设计成桥状态下, 中跨理论垂度为 81.113 m, 垂跨比 1:9.11。全桥共两根主缆, 主缆中心距 32.5 m。标准吊索间距 12 m, 近塔吊索距中心线 15.5 m。每根主缆采用预制平行钢丝索股法施工。每根主缆为 75 股, 每股含 127 根 $\phi 5.1$ mm 镀锌高强钢丝, 钢丝抗拉强度 1 770 MPa。

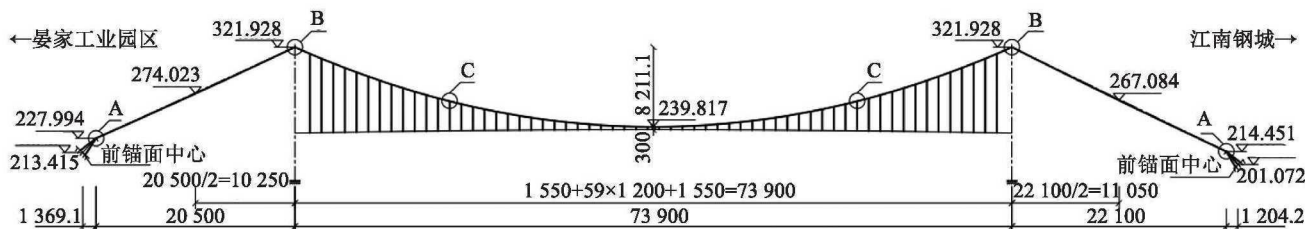


图4 长寿长江二桥立面布置图 (单位: cm)

Fig. 4 Layout Plan of the Changshou No.2 Bridge (unit: cm)

两岸桥塔塔身采用钢筋混凝土门形框架, 塔柱采用梯形空心截面。主跨加劲梁为扁平流线形封闭加劲梁, 梁高 3.5 m, 桥面板与桥底板均采用正交异性板结构。全桥主跨划分成 62 个梁段, 南北半桥呈对称分布, 梁段长度 12 m (标准段)、12.5 m (中央段)、8.34 m (端梁段), 单元梁段最大重量为 197 t (中央段)。

3 有限元软件模拟

采用有限元软件 Midas 对长寿长江二桥进行

正装建模分析, 如图 5 所示, 全桥共计 503 的节点和 496 单元, 主缆及吊杆均使用索单元进行模拟。主索鞍先使用一个刚度无穷大的单元模拟。然后, 在“主索鞍”底部建立 1 个 a、b、c 3 个长度均为 1 cm 的单元, 如图 6 所示, 并设置其温度膨胀系数为 $1/^\circ\text{C}$ 。通过在 a 单元上施加单元温度荷载, 对其长度进行控制, 以此模拟施工过程中的主索鞍预偏和主索鞍顶推^[5]。

这种模拟方式的优势在于每片钢箱梁吊装完成后, 可以清晰直观地从模型中看到主塔偏位, 且主索鞍顶推的模拟方便。但是在实际工程主索

鞍顶推过程中,存在主塔与主缆相对刚度不匹配的问题,主索鞍顶推示意如图 7 所示。从图 7 中可以看出,在每次主索鞍顶推刚开始时,主索鞍两侧主缆水平分力相差不大,这就导致主索鞍由于受到顶推力作用而向中跨运动,即千斤顶顶推 $N\text{ cm}$,主塔只能回位 $(l_1-l_2)\text{ cm}$ 。在主索鞍位移一段距离后,两侧主缆不平衡力迅速增大,主索鞍停止运动,该现象导致主塔回位不充分。



图 5 长寿二桥 Midas 模型

Fig. 5 Midas Model of the Changshou No.2 Bridge

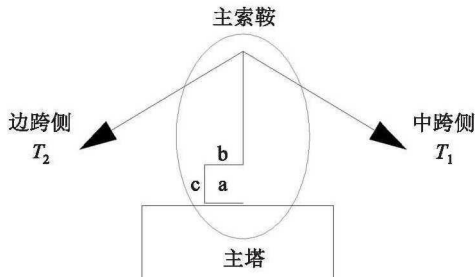


图 6 索鞍模拟示意

Fig. 6 Diagrammatic sketch of main cable saddle

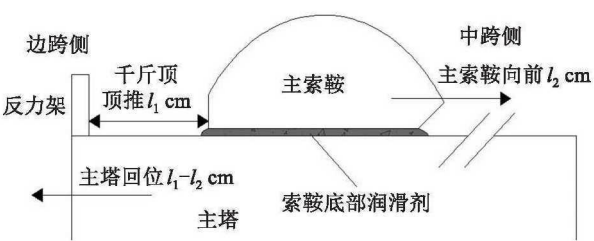


图 7 主索鞍顶推示意

Fig. 7 Simulation diagram of main cable saddle pushing

在计算过程中发现南、北边跨计算结果几乎镜像,反映规律一致,本研究只列出北边跨和中跨前 6 次顶推,使用式 (16) 计算出索力结果,并与 Midas 数据进行对比,结果见下表 1~2。

根据表 1~2 的结果,绘制中跨及北边跨偏差折线图,如图 8 所示,可知中跨最大偏差 3.61%,北边跨最大偏差 2.89%,且各位置偏差变化曲线趋势一致,表明推导公式与有限元法的计算结果十分接近,存在一定系统误差,但对于主缆拉力的计算,认为这种偏差可以接受。由于主缆索力实际测量存在一定难度,故采用主索鞍底摩擦系数的计算结果对该两种计算方法进行验证。

表 1 顶推工况中跨数据对比结果

Table 1 Comparative results of midspan in push-up phase

顶推次号	公式/kN		Midas/kN		偏差绝对值/%	
	V	H	V	H	V	H
1	6 584.5	16 938.1	6 671.1	17 345.8	1.30	2.35
2	7 554.9	20 395.6	7 631.5	20 905.1	1.00	2.44
3	8 962.0	26 508.6	9 011.4	26 237.6	0.55	1.03
4	11 530.1	34 832.1	11 534.2	34 594.8	0.03	0.69
5	17 632.9	53 185.3	17 541.4	52 054.9	0.52	2.17
6	27 311.2	73 938.2	26 998.9	71 364.0	1.16	3.61

表 2 顶推工况北边跨数据对比结果

Table 2 Comparative results of sidespan in push-up phase

顶推次号	公式/kN		Midas/kN		偏差绝对值/%	
	V	H	V	H	V	H
1	9 948.3	16 520.1	9 683.9	16 781.9	2.73	1.56
2	11 576.7	21 079.3	11 316.5	20 818.9	2.30	1.25
3	14 012.2	26 397.5	13 770.4	26 176.3	1.76	0.84
4	17 792.9	34 648.5	17 608.7	34 552.4	1.05	0.28
5	25 674.7	51 851.9	25 615.2	52 027.1	0.23	0.34
6	34 154.6	70 375.7	34 973.3	72 471.3	2.34	2.89

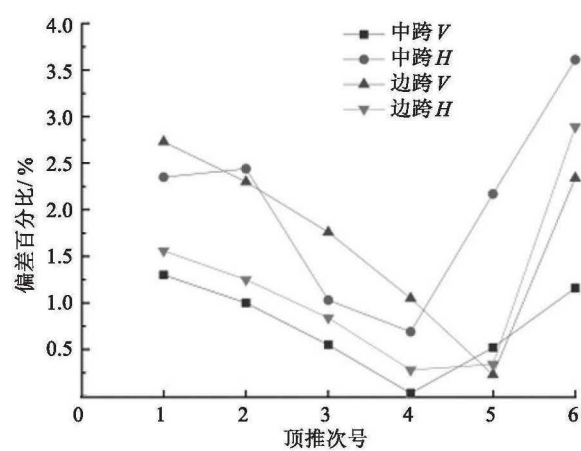


图8 索力结果
Fig. 8 The result of cable force

4 主索鞍底摩擦系数计算

主索鞍底摩擦系数计算公式为:

$$\mu = (T_1 \sin \theta_1 + T_2 \sin \theta_2 + m) / F。$$
 (17)

式中: μ 为主索鞍底摩擦系数; θ_1 为中跨侧主缆与水平夹角; θ_2 为边跨侧主缆与水平夹角; F 为千斤顶顶推力; m 为主索鞍自重。

顶推力数值的获取是通过千斤顶油表读数经换算获取的, 长寿长江二桥所使用的油压表量程对应为 50 MPa-6 500 kN, 每个主索鞍装配 2 个千斤顶。北塔前 6 次顶推过程中记录千斤顶油表读数, 并通过理论计算的竖向力得到摩擦系数, 见表 3。两塔摩擦系数结果如图 9 所示。

长寿长江二桥所使用的承板滑面为聚四氟乙烯材料, 依据《公路悬索桥设计规范》(JTG/T D65-05-2015) 的规定, 其与不锈钢的摩擦系数在 0.04~0.1 之间, 具体视润滑情况而定, 润滑方式采用在主索鞍和承板间涂抹黄油的方法。从图 9 中可以看出, 前 6 次顶推过程摩擦系数均处于规范限值范围内, 因前期润滑剂保护不善, 导致前几次摩擦系数较大, 之后在每次顶推前, 均重新在主索鞍前进方向的承板上涂抹超过 20 cm (每次顶推距离一般不大于 20 cm) 的黄油, 这一措施使得两岸摩擦系数从最大 0.07 逐渐降至理想值 0.05 附近, 并且均呈递减趋势 (北岸数值略有波动), 表明此法可改善主索鞍底部润滑条件^[6-8]。另外, 摩擦系数的计算结果也可反映推导公式计算竖向力数值的准确性。因此, 该计算理念和计算方法真实有效。

表3 摩擦系数计算结果汇总表

Table 3 Summary of calculation results of friction coefficient

顶推次号	油表读数 /MPa	换算顶推力/kN	理论竖向力/ kN	摩擦系数
1	4.0	1 040.0	16 355.0	0.064
2	4.6	1 188.0	18 948.0	0.063
3	5.1	1 321.3	22 781.8	0.058
4	6.7	1 742.0	29 142.9	0.060
5	8.3	2 158.0	43 156.6	0.050
6	12.8	3 340.0	61 972.2	0.054

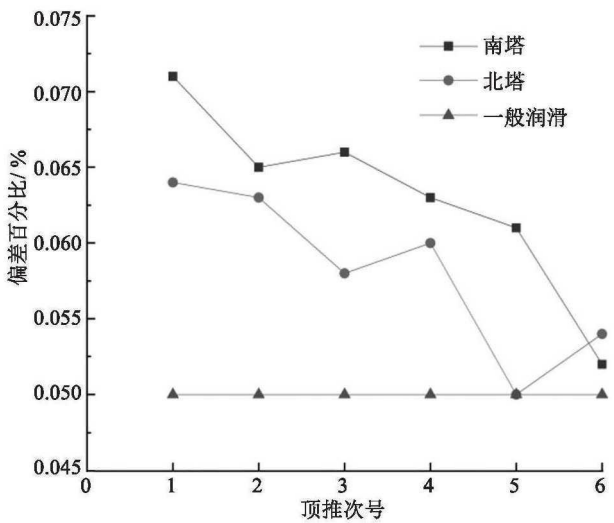


图9 摩擦系数结果
Fig. 9 The result of friction coefficient

5 钢箱梁吊装过程数据分析

吊装阶段的顶推数据见表 4。由表 4 可知, 在吊装第一片钢箱梁后, 完成了第 1 次顶推。南塔偏位为 11.1 cm, 实际顶推 12 cm; 北塔偏位 8.5 cm, 实际顶推 9 cm。顶推完成后, 南塔和北塔分别还有 4.6 cm、4.4 cm 的塔偏, 南、北塔主索鞍分别向中跨方向位移 5.5 cm、4.6 cm, 其主索鞍位移分别占实际顶推量的 46% 和 54%。

因整个顶推过程非常缓慢, 所以将主塔回位的运动视为匀速。分析时, 取稳定顶推力与摩擦力时时相等, 即 $F = f$ 。但随着主索鞍位置发生变化, 不仅水平向的不平衡力会逐渐加剧, 竖向分力也会发生改变。由于油压表显示读数精度有限, 因此, 计算摩擦系数时使用的油表读数为一段时间内的平均值。

表 4 吊装阶段顶推数据
Table 4 Push data in hoisting stage

顶推 次号	位置	主塔偏位/ cm		顶推量/ cm	主塔回位 数值/ cm	主索鞍向 位移/ cm	主索鞍位移占 顶推总量比例/ %	累计吊装梁段数	已吊装梁段数 与总数占比/ %
		顶推前	顶推后						
1	南塔	11.0	3.0	12.5	8.0	4.5	36	1	1.6
	北塔	9.0	3.0	10.5	6.0	4.5	43		
2	南塔	13.5	3.0	12.6	10.5	2.1	17	3	4.8
	北塔	11.6	3.3	13.2	8.3	5.9	37		
3	南塔	15.1	3.2	14.0	11.9	2.1	15	6	9.7
	北塔	15.5	4.4	15.1	11.1	3.0	26		
4	南塔	14.8	0.9	15.3	13.9	1.4	9	11	17.7
	北塔	10.4	0.1	13.0	10.3	2.7	21		
5	南塔	18.5	0.2	19.0	18.3	0.7	4	23	37.1
	北塔	15.5	0.3	15.7	15.2	0.5	3		
6	南塔	22.4	1.0	21.6	21.4	0.2	1	41	66.1
	北塔	16.8	1.5	16.1	15.3	0.8	5		

依据能量守恒对主索鞍的运动进行分析，以主索鞍位移较大、最具代表性的第 1 次顶推为例，列出北塔主索鞍向中跨方向前进 5 cm 情况，两侧主缆索力计算结果见表 5。

表 5 两侧主缆索力计算结果表
Table 5 Results table of main cable force

位移距离/ cm	边跨侧索力 平分量/ kN	中跨侧索力 平分量/ kN	差值/ kN
1	16 520.1	16 938.1	- 418.0
2	16 757.7	16 928.9	- 171.2
3	17 003.4	16 919.6	83.8
4	17 257.7	16 910.4	347.3
5	17 521.0	16 901.2	619.8

由表 5 可知，在主索鞍顶推前，中跨侧与边跨侧的主缆水平分力大致相等，这时千斤顶提供一个可以使主索鞍和主塔发生相对滑动的摩擦力，则主索鞍由于不平衡力作用加速向中跨方向运动，之后随着主索鞍位置改变，边跨侧主缆水平分力会逐渐大于中跨侧分力，这时主索鞍产生一个加速度 a ，其计算式为：

$$a = \frac{H_2 - H_1}{m} \tag{17}$$

式中： m 为主索鞍自重； H_1 为中跨侧主缆水平分力； H_2 为边跨侧主缆水平分力。

加速度的方向指向边跨侧，之后主索鞍停止运动，可知主索鞍的运动是一个先加速再减速的过程。当速度减到 0 后，主索鞍就会有一个向边跨侧运动的趋势，由于千斤顶还在向外延伸，会阻

止主索鞍向反方向运动，但千斤顶顶推力会略有增加来抵消这一部分不平衡力，即 $F=H_2-H_1+f$ 。不过这种情况下数值的改变不用于计算摩擦系数。

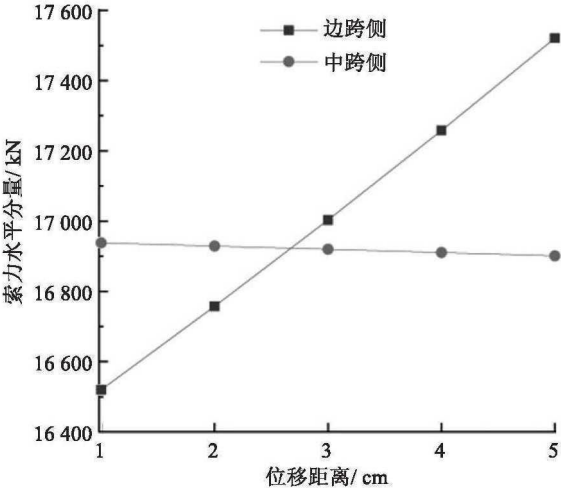


图 10 边、中跨索力变化曲线
Fig. 10 Variation curve of side and middle span

主索鞍两侧主缆水平分力变化折线图如图 10 所示。从图 10 中可以看出，两侧索力变化随主索鞍位移几乎成线形关系，且边跨侧索力变化较中跨变化更加显著。考虑顶推时，使主索鞍能够开始运动的初始顶推力一般略大于滑动摩擦力，第一次顶推时，该数值为 1 300 kN，位移约 1 cm 后，顶推力稳定在 1 040 kN。则由能量守恒可得方程：

$$\int_0^x (H_2 - H_1) dx = (F - f) x_0 \tag{18}$$

式中： x 为主索鞍理论位移距离。

根据式 (18) 解得 $x=4.57$ cm，与表 4 第一次

顶推主索鞍位移结果一致。计算结果显示,为使主塔每次顶推后回位充分,可在设置顶推量时,对数值进行适当放大。本试验将长寿长江二桥在第1次顶推时,顶推量定为塔偏数值的1.5倍,其他同类型桥梁的顶推量设置可依据本研究对该放大系数进行估算,以便减少顶推次数,省时省力。

6 结论

以长寿长江二桥为工程背景,对钢箱梁吊装过程前6次顶推工况的主索鞍及主缆进行计算分析,得到结论为:

1) 以分段悬链线理论为基础,使用分段叠加的方法对悬索桥钢箱梁吊装工况下主缆索力方程进行公式推导,得到有集中力作用下的索段两端索力与两端之间跨径和高差的关系式,该方程无需以垂度为已知条件,即可精准算出各吊装工况下的主缆索力。

2) 使用Midas有限元软件,对长寿长江二桥钢箱梁吊装阶段进行建模分析,所得理论数值与公式推导结果吻合,2种方法的计算结果能很好解释主索鞍顶推行程与主塔偏位回位数值不匹配的现象。使用推导公式对主索鞍各位置两侧索力数值进行拟合,得到结果可用于推算每次顶推过程主索鞍的位移量。

3) 通过主索鞍底部摩擦系数的计算结果,对推导公式和有限元法算得索力结果进行验证,结果表明:本推导公式计算结果与有限元法均正确。

4) 在实际施工中,为防止顶推过程中顶推力过大,导致主索鞍反力架被破坏,应尽可能减小摩擦系数。由于主索鞍底部用于润滑的黄油会略有损耗,使得顶推时摩擦系数较大,达到0.07。通过在主索鞍运动方向上,重新铺设黄油,使该系数回到理想值0.05附近。

参考文献(References):

- [1] 孙胜江,王雷刚.悬索桥主索鞍可控状态自由滑移控制[J].桥梁建设,2010,40(1):67-70.(SUN Sheng-jiang, WANG Lei-gang. Controllable state control of free movement of tower saddle of suspension bridge [J]. Bridge Construction, 2010,40(1):67-70. (in Chinese))
- [2] 姜宏维,郭建明.大跨度悬索桥鞍座顶推研究[J].中外公路,2018,38(6):127-130.(JIANG Hong-wei, Guo Jian-ming. Research on saddle pushing of a long-span suspension bridge[J]. Journal of China & Foreign Highway, 2018,38(6):127-130. (in Chinese))
- [3] 唐茂林.大跨度悬索桥空间几何非线性分析与软件开发[D].成都:西南交通大学,2003.(TANG Mao-lin. 3D geometry nonlinear analysis and its software development [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2003. (in Chinese))
- [4] 董福民,宁晓骏,熊云睿,等.基于节线法的地锚式悬索桥缆形计算分析[J].交通科学与工程,2020,36(1):56-62.(DONG Fu-min, NING Xiao-jun, XIONG Yun-rui, et al. Calculation and analysis of the cable shape of the ground-anchored suspension bridge based on the nodal method [J]. Journal of Transport Science and Engineering, 2020, 36(1):56-62. (in Chinese))
- [5] 杨坤.大跨径悬索桥主缆缆形分析[D].西安:长安大学,2016.(YANG Kun. Analysis on main cable shape of long-span suspension bridge[D]. Xi'an: Changan University, 2016.(in Chinese))
- [6] 何为.大跨径悬索桥施工监控中若干问题的研究[D].杭州:浙江大学,2006.(HE Wei. Study of construction control of long-span suspension bridge[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2006. (in Chinese))
- [7] 王达,汪威,王磊.悬索桥主索鞍超量顶推施工控制分析[J].交通科学与工程,2019,35(1):32-37.(WANG Da, WANG Wei, WANG Lei. Analysis of the construction monitoring during the main cable saddle over pushing for the suspension bridge[J]. Journal of Transport Science and Engineering, 2019,35(1):32-37. (in Chinese))
- [8] 李传习,周群,柯红军,等.双塔单跨混合梁自锚式悬索桥缆梁同步施工方案[J].长沙理工大学学报:自然科学版,2017,14(2):41-48.(LI Chuan-xi, ZHOU Qun, KE Hong-jun, et al. Cable-girder synchronous construction scheme of self-anchored suspension bridge with double-tower single-span hybrid beam[J]. Journal of Changsha University of Science & Technology: Natural Science, 2017,14(2):41-48. (in Chinese))