

# 悬索桥施工中鞍座顶推的研究

齐东春<sup>1</sup>, 王昌将<sup>2</sup>, 沈锐利<sup>1</sup>, 林 怡<sup>1</sup>

(1. 西南交通大学, 成都 610031; 2. 浙江省舟山连岛工程建设指挥部, 浙江舟山 316000)

**[摘要]** 对悬索桥鞍座顶推中预偏量计算控制原则、塔顶位移与塔底应力的关系、顶推量和顶推时间的确定等几个问题进行了探讨, 阐明了鞍座平衡条件的合理模式及预偏量的计算方法。结合坝陵河大桥鞍座的顶推计算分析, 得出超量顶推可增加顶推时间间隔, 减少顶推次数, 顶推后的工况是主缆抗滑移验算的不利工况等结论。

**[关键词]** 悬索桥; 鞍座顶推; 鞍座平衡条件; 塔顶偏位; 塔底应力

**[中图分类号]** U448.25 **[文献标识码]** A **[文章编号]** 1009-1742(2010)07-0068-06

## 1 前言

在悬索桥的施工中, 对于混凝土桥塔, 鞍座顶推是一项重要内容, 鞍座顶推量和顶推时间是否合理是关系桥塔安危的重要因素<sup>[1]</sup>。由于悬索桥主缆的空缆线形与成桥线形有较大差别, 因此, 在主索鞍安装时其位置一般要向边跨侧预偏一个距离。对于钢桥塔, 主索鞍安装时相对桥塔并不预偏, 而是通过桥塔向边跨预拉, 使塔顶向边跨有预偏, 在架梁过程中, 逐步减小预拉力, 最终使桥塔位置恢复到设计位置, 因此钢桥塔主索鞍一般不需要顶推<sup>[2]</sup>。首先对鞍座顶推中预偏量计算控制原则、塔顶位移与塔底应力的关系、鞍座顶推量和顶推时间的确定方法等几个问题进行了分析, 然后对鞍座平衡条件的选取、预偏量的计算原理进行了探讨, 最后结合坝陵河大桥, 详细计算和分析了顶推中的相关控制参数。

## 2 鞍座顶推的几个问题

### 2.1 索鞍预偏的原因

悬索桥设计的理论成桥状态是主索塔两侧主缆水平分力相等, 桥塔不承受索鞍的剪力, 塔顶没有偏

位, 塔底没有弯矩。悬索桥空缆状态的主缆内力相当于成桥状态的主缆内力减去外荷载(索夹、吊索及通过吊索传递的加劲梁的重量)所产生的内力, 显然中跨主缆内力减少的多, 边跨主缆内力减少的少, 特别是单跨悬吊的悬索体系。如果空缆状态索鞍仍保持为成桥状态的位置, 索鞍两侧主缆势必产生强大的不平衡水平力, 该不平衡力将不得不由桥塔向边跨的偏移即通过改变两侧主缆的跨度来予以减小。由此产生以下几个问题<sup>[3]</sup>: a. 不平衡水平力将引起桥塔塔顶很大偏位和塔底巨大的弯矩, 导致塔底混凝土受拉开裂; b. 主缆索股将克服与鞍槽的摩擦力而在槽内滑动, 造成施工困难, 无法保证索股垂度的架设精度; c. 需要提供与成桥状态相当的强大张力来调整索股到成桥位置, 调索十分困难, 需要特殊设备。因此靠桥塔的变形来改变主缆的跨度以减小不平衡力是不现实的。在悬索桥施工中, 通常在主索鞍安装时向边跨设置一定的预偏量, 在加劲梁的架设过程中对主索鞍进行人工的、可控的多次顶推, 成桥时索鞍中心和桥塔中心线重合。

### 2.2 索鞍预偏量的计算控制原则

对悬索桥鞍座顶推量与顶推时间是否选择恰

**[收稿日期]** 2010-04-02

**[基金项目]** 国家科技支撑计划项目资助(2008BAG07B05)

**[作者简介]** 齐东春(1978-), 男, 湖北宜昌市人, 西南交通大学博士研究生, 主要从事现代桥式及桥梁结构设计理论研究; E-mail: qidongchun@163.com

当,主要应验算桥塔塔底的应力以及主缆在鞍槽内的抗滑移安全系数。

对于混凝土桥塔塔底应力验算,文献[4]指出:对于混凝土桥塔塔底应力的控制,一般采用截面不出现拉应力且压应力小于0.5倍的轴心抗压强度标准值;但对于施工短暂状况,可考虑将不出现拉应力的条件放宽到拉应力不大于0.7倍的轴心抗拉强度标准值。文献[5]指出:在控制塔底应力时,采用混凝土截面不出现拉应力且压应力小于抗压设计强度;但考虑到施工临时荷载作用是短暂的,可考虑将不出现拉应力放宽到不大于设计强度值。而文献[6]指出桥塔截面应保持一定的压应力,以避免施工过程中因偶然荷载或突发情况导致应力减少至0,甚至出现较大拉应力。可见目前对塔底应力的控制没有统一的标准。严格控制塔底不出现拉应力,必将增加顶推次数,施工较繁琐;若放宽限制容许塔底出现较大拉应力,则在风荷载、温度梯度、施工临时荷载等不确定性荷载的作用下,可能危及桥塔的安全。从施工方便和安全性综合考虑,混凝土桥塔塔底应力按照不出现大于0.5 MPa的拉应力且压应力小于0.5倍的轴心抗压强度来控制为宜。

对主缆在鞍槽内的抗滑移验算,可按照规范给出的抗滑移验算公式来验算整个上部结构施工过程中主缆的抗滑移安全系数。事实上,主缆在鞍槽内最易出现滑移的工况是在鞍座顶推后,顶推使紧边拉力进一步增大而松边拉力减小,主缆可能向边跨滑移。

### 2.3 塔顶偏位与塔底应力的关系

塔底应力是确定顶推方案是否可行的主要控制指标,但在实际施工中,应力的测试精度较低,难以根据塔底实测应力来判断桥塔的安全性,因此往往需要将塔底应力转换为塔顶位移,给出塔顶的允许位移值,根据塔顶位移来判定桥塔的受力状态。塔顶位移主要与两侧主缆不平衡水平力(鞍座传递给塔顶的纵向剪力)有关,而塔底应力则与塔顶主缆提供的偏心竖向压力、不平衡水平力产生的塔底弯矩有关,是竖向压力和弯矩产生的应力的迭加。在上部结构的施工过程中,鞍座传递给桥塔的竖向压力是在不断变化的,因此在各个施工阶段根据塔底的容许拉应力计算出来的塔顶最大容许水平力和相应的容许偏位也是不同的。

### 2.4 鞍座顶推量和顶推时间的确定方法

在鞍座顶推计算中,首先可让鞍座处于自由滑

移状态(鞍座与塔顶不固结且与塔顶间无摩擦),计算出空缆状态下鞍座总的预偏量,索鞍即按这一预偏量安装就位。如果鞍座保持自由滑移状态,随着上部结构的架设,鞍座将逐渐向中跨方向滑移,达到成桥时鞍座中心与桥塔中心线重合的状态,此过程中桥塔基本是竖直的。但在实际施工中,为防止鞍座克服摩擦力后,突然产生大量的滑移,鞍座安装就位后就应将其与塔顶临时固结。随着上部结构的架设,中跨荷载越来越大大于边跨荷载,索鞍两侧的不平衡水平力不断增大,使索鞍和桥塔一起向中跨偏移,塔底靠中跨侧的压应力不断增加,而靠边跨侧的压应力不断减小甚至出现拉应力,在拉应力超限前需对鞍座向中跨方向顶推,顶推量即为这一间隔鞍座在自由滑移状态下向中跨的滑移量。同时还应验算主缆与鞍槽的抗滑移安全系数。以此类推,确定鞍座的顶推量和顶推时间,即可保证在整个上部结构架设过程,桥塔塔底拉、压应力不超限,主缆不滑移,鞍座和桥塔在成桥时达到设计状态。

### 2.5 鞍座顶推的实质

鞍座顶推的实质是通过主缆跨度的改变来改变索塔两侧主缆的内力以及主缆的水平倾角,从而消除或减小两侧主缆的不平衡水平力。由于桥塔的纵向抗推刚度远小于索鞍滑移刚度(定义为索鞍沿滑移面移动单位距离时所需的力),鞍座顶推时,鞍座向跨中移动量是很小的,主要是桥塔从前面施工的累计偏位中恢复回来,如果顶推合适,桥塔可重新回到竖直状态。虽然顶推时鞍座的移动量很小,但主缆跨度的改变将引起主缆内力的显著改变,同时也会引起鞍座两侧主缆的水平倾角发生改变,尽管角度变化量较小,但由于主缆的内力很大,也会较大幅度地减小不平衡水平力。

## 3 鞍座预偏量计算理论<sup>[3,7,8]</sup>

### 3.1 鞍座平衡条件的选取

在成桥状态下,设计上要求主索鞍两侧主缆的水平力分力相等,不平衡水平力为零;散索鞍支撑于边跨主缆和锚跨主缆的角平分线上,两侧主缆拉力相等,沿支承滑移面的分力也是相等的。成桥状态索鞍的平衡条件是明确的,那么索股架设时索鞍两侧主缆要保持何种平衡条件才是合理的呢?

考虑如图1所示的一般情况, $T_1$ , $T_2$ 是索鞍两侧主缆张力, $F_1$ , $F_2$ 是索鞍两侧主缆张力沿鞍座滑移面的分力, $H_1$ , $H_2$ 是索鞍两侧主缆张力的水平分力。假设鞍槽完全光滑,那么施工中主缆不在鞍槽

内滑动的条件是  $T_1 = T_2$  ;鞍底无摩擦且鞍座沿索鞍滑移面不滑动的条件是  $F_1 = F_2$  (见图 1(a));桥塔不偏位的条件是  $H_1 = H_2$  (见图 1(b))。对于桥塔的主索鞍,滑移面是水平的,此时主缆沿滑移面的分力就是水平分力,条件  $F_1 = F_2$  和条件  $H_1 = H_2$  是等价的。考虑到主索鞍两侧主缆的水平倾角大约在  $20^\circ \sim 30^\circ$  之间,水平分力约为主缆张力的  $0.87 \sim 0.94$  倍,故  $F_1 = F_2$  或  $H_1 = H_2$  成立则索鞍两侧主缆张力也不会相差太大,加上索股架设时向边跨预偏,索股张力较小,可通过索股与鞍槽间的摩擦力来限制索股在鞍槽内的滑动。若利用平衡条件  $T_1 = T_2$ ,保证索股架设时两侧主缆张力相等,尽管调索容易,但随着索股的架设,索鞍两侧的不平衡水平力增加,桥塔偏位不断增大,桥塔跨度不固定,降低了索股架设精度。利用平衡条件  $F_1 = F_2$  或  $H_1 = H_2$  可以保证在给定的温度下架设索股时跨度基本不变(桥塔不偏位),架设精度较高,调索时不平衡力也不大,所以利用索鞍两侧主缆水平分力相等这一条件架设索股较好。

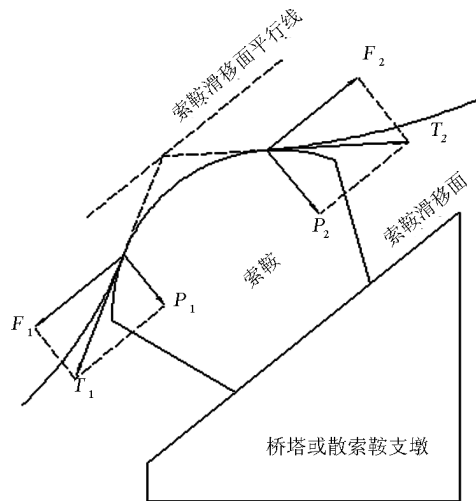
对于散索鞍,其支承构件抗弯、抗剪刚度都很大,基本可以忽略其偏位,所以只需考虑索股在鞍槽内不滑动,两侧主缆张力沿滑移面的分力相等即可。成桥时散索鞍支撑于边跨主缆和锚跨主缆的角平分线上,即  $\alpha = \beta$ ,尽管索股架设阶段索鞍需向锚跨预偏,但预偏量一般很小,  $\alpha, \beta$  仍近似相等,如果保证散索鞍两侧主缆沿支承滑移面的分力相等,则两侧主缆张力相差就不会太大,依靠索股与鞍槽的摩擦力可以保证索股不滑动。

综上所述,无论主索鞍还是散索鞍,索股最理想的平衡条件为索鞍两侧主缆沿支承滑移面的分力相等。

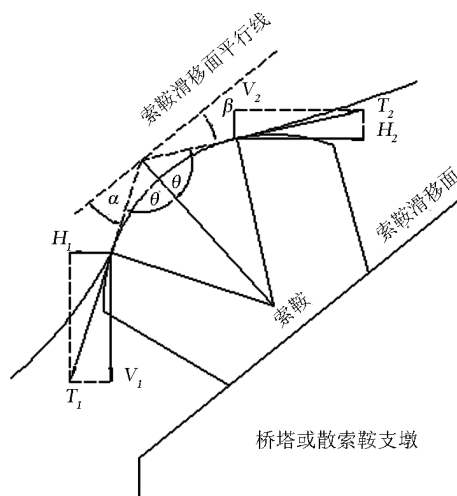
### 3.2 预偏量的计算原理

通过设置预偏量改变主缆跨度,从而调整主缆内力,使索鞍处于预定的平衡状态。预偏量的计算要采用以下变形相容条件及力平衡条件<sup>[9]</sup>:

- 1) 锚固点与散索鞍、散索鞍与塔顶鞍座、塔顶两索鞍间的无应力长度等于成桥时相应的无应力长度;
- 2) 主索鞍、散索鞍两侧主缆张力沿支承滑移面的分力相等,支承面对索鞍只有支承刚度没有沿滑移面抗剪刚度;
- 3) 两锚碇主缆锚固点的位置和标高已知,并保持不变;
- 4) 索鞍的位置为成桥设计位置加上偏移值。



(a) 鞍座不滑动, 即  $F_1 = F_2$



(b) 塔顶不偏位, 即  $H_1 = H_2$

图 1 鞍座平衡条件示意图

Fig. 1 Saddle equilibrium condition schematic diagram

先假定各索鞍预偏值,根据第 3 条、第 4 条及第 1 条主缆具有完备的几何、边界约束条件,主缆的线形完全确定,如果索鞍没有偏移到正确的位置,在空缆线形下索鞍两侧主缆将存在沿支承滑移面的不平衡力,计算出该不平衡力,而在第 2 个条件下索鞍沿滑移面没有抗剪刚度,此不平衡力只能靠索鞍两侧主缆承担,根据索鞍滑移刚度求出该不平衡力下索鞍偏移位置的修正量,根据修正量改变主缆的几何、边界约束条件,重新计算索鞍两侧沿滑移面的不平衡力,再次获得索鞍偏移位置的修正量,反复进行这个过程,最终可求出精确的预偏量。

## 4 坝陵河大桥鞍座顶推计算<sup>[10]</sup>

### 4.1 工程概况

坝陵河大桥是沪瑞国道主干线贵州境镇宁至胜境关高速公路上跨越坝陵河大峡谷的一座特大桥,是国内最大的简支钢桁架加劲梁悬索桥。主缆分跨为(248+1 088+228) m,矢跨比为1/10.3。索塔是钢筋混凝土门式框架结构,东塔高185.8 m,西塔高201.3 m。钢桁梁由主桁、主横桁及上下平联组成,桁高10 m,标准节间长10.8 m。由于大桥所处桥位施工场地受地形限制,因此采用桥面吊机架设钢桁梁,这一架设方法在国内首次采用。具体的架梁过程是:首节段和次节段采用整体吊装,剩余节段采用平面结构悬臂拼装法由两侧索塔向跨中推进,正交异性钢桥面板每节段沿横向划分为4块,在节段悬臂施工时安装吊索后铺设中间两块桥面板,待全桥合龙后,利用桥面吊机由跨中向桥塔逐节段安装剩余的两块边桥面板。根据施工方案,计算共划分206个工况,工况划分见表1。

表1 主要的计算工况

Table 1 Main calculation cases

工况	施工内容	工况	施工内容
1	施工桥塔	90~161	架设 B13~B21 梁段
2	空缆状态	162	第3次顶推
3	安装索夹	163~202	架设 B22~B26 梁段
4~23	架设 B1~B4 梁段	203	临时铰变刚接
24	第1次顶推	204	安装两边桥面板
25~88	架设 B5~B12 梁段	205	第4次顶推
89	第2次顶推	206	成桥状态

### 4.2 计算模型

采用西南交通大学开发的大跨度桥梁结构空间非线性计算软件BNLAS进行计算,该程序中的斜拉索杆单元可以十分方便的改变杆件的无应力长度以实现鞍座的顶推模拟。根据情况,采用倒拆的计算方法模拟加劲梁从两桥塔向跨中对称逐段吊装的施工过程。对于主索鞍处顶推装置的模拟见图2。从塔顶伸出刚性梁形成顶推支架,用刚性杆将顶推支架与塔顶主缆联系起来,刚性杆是拉压杆,顶推是通过减小刚性杆的无应力长度来实现的,在其他非顶推工况刚性杆保证了塔顶主缆与桥塔之间固结。若要分析鞍座自由滑移状态下的结构力学行为,可去掉刚性杆,同时将塔顶主缆与桥塔通过主从约束联系起来,主从节点要约束除纵向外的其余各自由度,这样塔顶主缆和鞍座就可以相对桥塔自由滑移了。

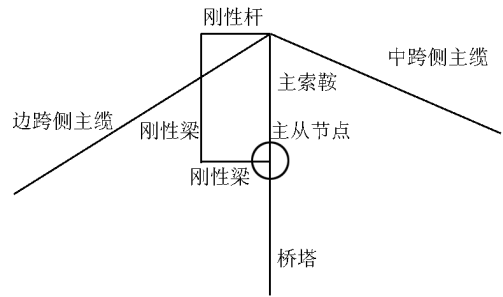


图2 主索鞍处顶推装置模拟示意

Fig. 2 Main cable saddle pushing simulation

### 4.3 鞍座顶推方案

坝陵河大桥采用的顶推方案见表2。在空缆状态下,东岸散索鞍的预偏角为1.23°,西岸散索鞍的预偏角为1.41°,东岸主索鞍的预偏量为1.068 m,西岸主索鞍的预偏量为0.972 m。分4次向中跨顶推主索鞍,成桥时鞍座中心和桥塔中心线重合。整个架梁过程中,散索鞍可绕支承中心自由转动,可自动移动到成桥的设计位置。

表2 坝陵河大桥顶推方案

Table 2 Saddle pushing scheme of Baling River Bridge

顶推阶段	东塔鞍座		西塔鞍座		顶推时间
	顶推量/mm	预估顶推力/t	顶推量/mm	预估顶推力/t	
第1次顶推	230	309	200	285	B4 梁段完成,吊机已移至前端
第2次顶推	290	428	260	403	B12 梁段完成,吊机已移至前端
第3次顶推	300	579	300	571	B21 梁段完成,吊机已移至前端
第4次顶推	248	721	212	705	两边桥面板安装完成后上桥面铺装前

### 4.4 顶推计算结果分析

#### 4.4.1 塔底应力

图3架梁过程中东塔塔底截面边、中跨侧应力的变化情况,按照表2的顶推方案,整个架梁过程中,塔底截面始终保持1.6 MPa以上的压应力,边跨侧塔底压应力的变化趋势是减小的,中跨侧是增加的,而顶推工况使得边跨侧压应力大幅度增加,中跨侧压应力大幅度减小,保证了塔底边、中跨侧的拉、压应力在一个合适的范围之内。成桥时桥塔两侧应力相等,桥塔回到了竖直状态。

#### 4.4.2 塔顶位移

图4中示出了在实际顶推方案、索鞍与桥塔固结且不顶推方案中东塔塔顶的纵向偏位,同时给出

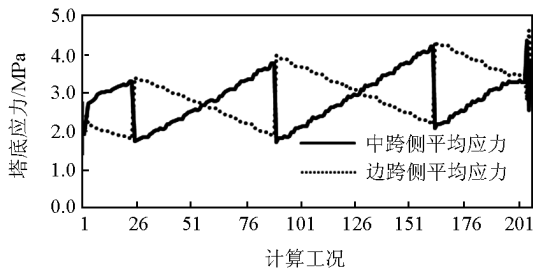


图3 施工过程中塔底应力变化曲线  
Fig. 3 Change curve of tower bottom stress in construction

$P - \Delta$ 效应比不考虑  $P - \Delta$ 效应塔顶的偏位相差不到2%”这一结论,在计算塔顶容许偏位时没有考虑  $P - \Delta$ 效应。

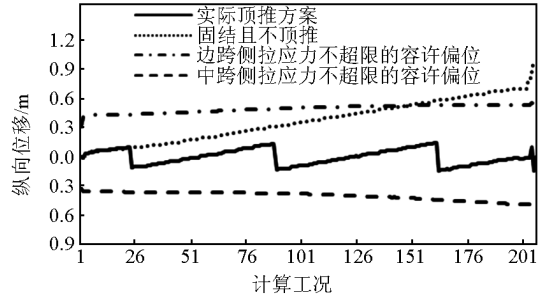


图4 各施工工况塔顶纵向偏位  
Fig. 4 Longitudinal displacement of tower top in construction

#### 4.4.3 顶推时鞍座和塔顶的移动量

表3是东塔鞍座顶推前后索鞍、塔顶的偏位和移动量,可以看出,每次向中跨方向顶推鞍座,鞍座的移动量很小,主要是塔顶向竖直状态的恢复,由于采用超量顶推的方法,塔顶没有回到竖直状态而是偏向边跨侧,顶推前后塔顶偏位的绝对值很接近,这保证了塔底截面两侧的应力变化范围大致相当(见图3),以充分利用材料。由于塔顶主缆的滑移刚度空缆时为146 239 kN/m,成桥时为203 839 kN/m,而塔顶的抗推刚度为8 751 kN/m,塔顶主缆的滑移刚度是远大于塔顶抗推刚度的,因此鞍座顶推实际上不是鞍座的移动而主要是塔顶向鞍座方向移动,顶推量等于顶推后两者距离的减小值。

了塔底截面不出现0.5 MPa拉应力时塔顶的容许偏位,正值表示塔顶向中跨侧偏移,负值表示向边跨侧偏移(下同)。在实际顶推方案中,塔顶的纵向偏位控制在  $-14 \sim 14$  cm 之间,每次顶推后塔顶由向中跨方向的偏位变为向边跨方向的偏位,也就是说每次顶推鞍座都向跨中方向多顶了一些,这样可以增加顶推的时间间隔,减少顶推次数。在索鞍与桥塔固结且不顶推的方案中,随着上部梁段的架设,中跨侧主缆张力不断增加,塔顶向中跨方向的偏位逐渐加大,最终会超过容许偏位使桥塔处于危险状态,因此必须对鞍座适时地进行顶推。对于图4中塔顶容许偏位的计算,先根据鞍座处于自由滑移状态得出每个施工阶段时桥塔所受的竖向偏心压力,然后以单独的桥塔为对象,按塔底截面两侧不出现0.5 MPa拉应力的控制条件分别计算塔顶的容许不平衡水平力和相应的容许偏位,根据文献[4]“考虑

表3 顶推工况索鞍与塔顶的移动量

Table 3 Saddle and tower top motion quantity in pushing case

顶推工况	顶推量	索鞍			塔顶		
		顶推前偏位	顶推后偏位	移动量	顶推前偏位	顶推后偏位	移动量
第1次顶推	230	-978.7	-959.7	19.0	99.5	-105.2	-204.7
第2次顶推	290	-711.5	-697.2	14.4	135.5	-132.0	-267.5
第3次顶推	300	-416.2	-404.8	11.4	140.7	-139.4	-280.0
第4次顶推	248	-156.3	-154.8	1.5	101.8	-137.4	-239.2

#### 4.4.4 主缆在鞍槽内抗滑移验算

表4是顶推前后东塔塔顶主缆在鞍槽内抗滑移安全系数的验算,抗滑安全系数  $k = \frac{\mu \alpha_s}{\ln(F_{cl}/F_{cl})}$ ,可以看出顶推后抗滑安全系数减小了,原因是顶推会

使主缆紧边(边跨侧)拉力增加,松边(中跨侧)拉力减小,主缆包角顶推前后变化不大。所以主缆抗滑安全系数的不利工况是顶推后而不是顶推前,顶推后随着架梁的继续,中跨侧主缆拉力的增加幅度大于边跨侧主缆,会使得抗滑安全系数相应提高。

表4 顶推前后主缆的抗滑移验算

Table 4 Main cables anti-sliding checking before and after saddle pushing

顶推工况	摩擦系数	紧边拉力/kN	松边拉力/kN	主缆包角(弧度)	安全系数	容许值
第1次顶推前	0.15	67 482.1	65 030.1	0.940	3.8	2.0

顶推工况	摩擦系数	紧边拉力/kN	松边拉力/kN	主缆包角(弧度)	安全系数	容许值
第1次顶推后	0.15	69 236.4	64 988.8	0.938	2.2	2.0
第2次顶推前	0.15	100 012.2	97 933.0	0.931	6.6	2.0
第2次顶推后	0.15	102 255.1	97 887.0	0.930	3.2	2.0
第3次顶推前	0.15	152 860.6	148 344.5	0.885	4.4	2.0
第3次顶推后	0.15	155 123.3	148 297.8	0.885	2.9	2.0
第4次顶推前	0.15	206 045.3	199 241.3	0.868	3.9	2.0
第4次顶推后	0.15	205 907.0	197 328.2	0.867	3.1	2.0

## 5 结语

结合坝陵河大桥的顶推方案,对悬索桥的鞍座顶推进行了较为细致的研究,得出以下结论:

1)混凝土桥塔塔底应力以不出现大于0.5 MPa的拉应力来控制为宜。

2)索鞍最理想的平衡条件为索鞍两侧主缆沿支承滑移面的分力相等。

3)鞍座顶推的实质是通过改变主缆的跨度和主缆的水平倾角来减小两侧的不平衡水平力。

4)顶推时鞍座的移动量很小,主要是塔顶向鞍座的移动,顶推量是两者距离的减小量。

5)顶推后的工况是主缆抗滑移验算的不利工况。

6)采用超额顶推的方案,可以增加顶推的时间间隔,减少顶推次数。

7)坝陵河大桥的顶推方案实践证明是合理、高效的。

## 参考文献

- [1] 钱冬生,陈仁福.大跨径悬索桥的设计与施工[M].成都:西南交通大学出版社,1999
- [2] 中华人民共和国交通部.JTJ xxx—2002公路悬索桥设计规范(报批稿)条文说明[S].北京:人民交通出版社,2002
- [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
- [4] 孙胜江,姜军.悬索桥索塔容许偏位及主索鞍顶推分析[J].公路,2007,10:54-57
- [5] 王喜良,岳振民.大跨度悬索桥塔顶位移控制分析[J].桥梁建设,2003,6:38-40
- [6] 何为,项贻强,徐兴.悬索桥施工中索鞍顶推的小步快跑原则[J].浙江大学学报(工学版),2007,41(1):134-138
- [7] 罗喜恒.鞍座对悬索桥主缆线形的影响及确定鞍座顶推时间的合理方法研究[A].第十六届全国桥梁学术会议论文集[C].北京:人民交通出版社,2004.424-431
- [8] 唐茂林,沈锐利,强士中.悬索桥索鞍位置设计[J].公路交通科技,2003,18(4):54-58
- [9] 沈锐利.悬索桥主缆系统设计及架设计计算方法研究[J].土木工程学报,1996,29(2):3-9
- [10] 西南交通大学桥梁工程系.贵州坝陵河大桥总体复核计算报告[R].成都:西南交通大学,2008

## Saddle pushing analysis in suspension bridge construction

Qi Dongchun<sup>1</sup>, Wang Changjiang<sup>2</sup>, Shen Ruili<sup>1</sup>, Lin Qia<sup>1</sup>

(1. Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China; 2. Zhejiang Provincial Construction Headquarters of Zhoushan Islands Link Project, Zhoushan, Zhejiang 316000, China)

**[Abstract]** Some problems existing in saddle pushing, such as the pre-displacement control principle, the relation of tower top displacement and tower bottom stress, the method of determining saddle pushing stages and pushing values, are discussed. The reasonable model of saddle equilibrium condition and the pre-displacement calculation method are expounded. Combining with saddle pushing analysis of Baling River Bridge, the conclusion that the excess pushing scheme can increase the interval of each pushing and reduce pushing times is obtained. The cases following saddle pushing are the unfavorable conditions for main cables anti-sliding checking.

**[Key words]** suspension bridge; saddle pushing; saddle equilibrium condition; tower top displacement; tower bottom stress