

双塔单跨悬索桥构件协作受力特性

陈海浪¹, 蔡金标², 徐 勇³, 郭建勋³, 何庭国³

(1. 上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 上海 200092; 2. 浙江大学 建筑工程学院, 浙江 杭州 310058; 3. 中国中铁二院工程集团有限责任公司, 四川 成都 610036)

摘 要:基于双塔单跨自锚式悬索桥构件协作受力的特性,引入吊杆力相等、等效膜张力等假定,用力学方法推导了该桥型在中跨均布荷载作用时主缆荷载分担比 t 、主梁跨中挠度 f_b 和主缆跨中挠度 f_c 的计算公式。假定主梁压缩量和吊杆伸长量为 0 对公式进行了简化。通过改变结构参数,建立了多个桥梁模型,并将各模型下公式计算结果与有限元计算结果进行对比,验证了计算公式的正确性。通过参数分析讨论了缆梁等代刚度比 k_{cb} 、塔梁抗弯刚度比 k_{tb} 、吊杆主梁等代刚度比 k_{sb} 、主缆矢跨比 k_f 、边跨与中跨跨径比 η 这 5 项结构参数对 t 的影响。研究结果表明: t 计算误差为 $-6.00\% \sim 8.73\%$, f_b 计算误差为 $-16.02\% \sim 11.60\%$, f_c 计算误差为 $-12.74\% \sim 12.46\%$, 且这 3 项的计算误差大部分都在 $\pm 4\%$ 以内; t 值均随 5 项结构参数的增大而增大,其中参数 k_{cb} 、 k_f 、 k_{sb} 影响更明显,当 k_{sb} 较小时 t 变化很大,但当吊杆达到较大刚度后 t 变化极小;研究表明该解析法简便可信,对工程设计具有一定实用性。

关键词:桥梁工程;受力特性;双塔单跨悬索桥;荷载分担比;挠度

中图分类号:U441.2

文献标志码:A

Mechanical characteristics of two-tower single-span suspension bridge

CHEN Hai-lang¹, CAI Jin-biao², XU Yong³, GUO Jian-xun³, HE Ting-guo³

(1. Shanghai Municipal Engineering Design Institute (Group) Limited Liability Company, Shanghai 200092, China;
2. School of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310058, Zhejiang, China;
3. China Railway Eryuan Engineering Group Limited Liability Company, Chengdu 610036, Sichuan, China)

Abstract: Based on the mechanical characteristics of two-tower single-span self-anchored suspension bridge, some formulae were developed for this bridge style subjected to a uniformly distributed load on the middle span, to calculate the load shared ratio of cable (t) and mid-span deflections of beam (f_b) and cable (f_c). Several were made in the derivation, including uniform suspension forces, and equivalent membrane tensions. The formulae were simplified under the assumption that the beam compression and suspender elongation were 0. For a series of bridges with varying structural parameters, the results obtained by the proposed method were generally in accord with those by finite element analysis. A parametric study was conducted to investigate the influences on the load shared ratio of five cable structural parameters including k_{cb} , k_{tb} , k_{sb} , k_f , η . The results indicate that the relative calculation error of the simplified formulae is between $-6.00\% \sim 8.73\%$ for t , $-16.02\% \sim 11.60\%$ for f_b , $-12.74\% \sim 12.46\%$ for f_c ; all of them are normally less than 4% . t all increases while the five parameters increase, and more obviously

with k_{cb} , k_f and k_{sb} ; when the value of k_{sb} is small, t increases very obviously; when k_{cb} is large, t increases a little. The study above proved that the method is easy and correct, which provides a useful guidance for engineering design. 4 tabs, 8 figs, 11 refs.

Key words: bridge engineering; mechanical characteristic; two-tower single-span suspension bridge; load shared ratio; deflection

0 引言

悬索桥为缆、梁、塔、吊杆的协作受力体系,作用荷载由各构件协作承担。作用在桥面板上的竖向均布荷载 q 可分为 q_1 和 q_2 , q_1 由吊杆传递到主缆,由主缆承担, q_2 直接由主梁承担,可定义 q_1/q_2 为主缆荷载分担比。这里所说的荷载主要是指桥梁结构整体体系建立后(即缆、吊杆、梁、塔形成整体后)加载上去的活载部分。悬索桥分为自锚式和地锚式。自锚式悬索桥主梁承担主缆水平分力,因而主梁刚度较大,跨度不宜太大;地锚式悬索桥跨度则可以很大,对于跨度较大、主梁较柔的地锚式悬索桥,竖向荷载基本由主缆承担。而对于自锚式悬索桥或跨度较小、主梁刚度较大的地锚式悬索桥,缆、梁都分担了相当一部分荷载。现有文献大多是对悬索桥进行有限元计算或模型试验,通过数据分析得到桥梁受力与结构参数的关系,缺乏理论的简化计算公式,因此难以明晰构件受力与刚度间的关系^[1-7]。也有文献基于能量法、迭代法、重力刚度法等分析了悬索桥的受力特性,但未能得出直观的显式方程,实际运用不方便^[8-10]。因此,通过解析法得出悬索桥的显式的简化计算方程十分必要。

双塔单跨悬索桥为悬索桥中采用较多的一种形式,即只在中跨布置吊杆,边跨不布置吊杆,本文针对这种桥型进行分析。对于现行规范中的荷载,均布荷载是一种主要的荷载形式。中跨作用均布活载的情况为双塔单跨悬索桥受力变形最不利工况之一,故本文以这一工况推导计算公式。悬索桥形式多种多样,本文计算方法未能涵盖所有悬索桥形式,存在一定局限性。此外,由于引入简化假定,公式存在一定误差,不适用于精确设计计算,但可通过公式分析对桥梁整体受力有一定把握,对初步设计有一定意义。

1 公式推导

基本假定:①结构处于弹性工作阶段;②吊杆力大小相等;③吊杆力符合膜张力假定。

索鞍布置分为固定和滑动(成桥后)2种。本文

将从固定索鞍自锚式双塔单跨悬索桥入手分析。以某自锚式悬索桥为背景,并对其进行一定简化后建立基本模型:跨径布置为(30+100+30)m;主塔桥面以上高25m,桥面以下高15m;主缆线形为二次抛物线,矢跨比为1/5,主缆跨中距桥面5m;主梁采用C50混凝土,弹性模量 $E_b=3.45\times10^4$ MPa;主塔C40混凝土,弹性模量 $E_t=3.25\times10^4$ MPa;主缆、吊杆采用高强钢丝拉索,弹性模量 $E_c=E_s=1.90\times10^5$ MPa。吊杆间距 $a=5$ m,共19根。主梁、吊杆、主塔的截面参数见表1。边界条件:塔底完全固接,主梁为3跨连续梁,梁左端限制 x,y,z 这3个方向位移,梁右端限制 y,z 这2个方向位移,梁与塔交接处节点采用 y,z 这2个方向位移主从连接,所有梁支点都不约束转角。对中跨施加 $q=1$ kN/m的均布荷载,采用二维模型,如图1所示。

表1 截面几何特性

Tab.1 Geometric properties of sections

构件	主梁	主塔	主缆	吊杆
截面面积 A/m^2	10.612 8	15.00	$4.908\ 7\times10^{-2}$	$5.674\ 5\times10^{-3}$
惯性矩 I/m^4	4.818 2	31.25	0	0

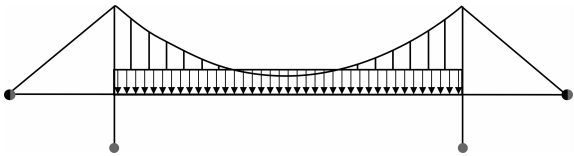


图1 计算模型

Fig.1 Calculation model

由有限元计算可知,除边吊杆外,其余吊杆力分布都很均匀。而边吊杆力对桥梁跨中位移影响较小。因此可假定:均布荷载作用下的吊杆力大小相等。将吊杆截断,代之与吊杆力相等的一对集中力 F ,并进一步等效成膜张力 $t=F/a$,可得到桥梁的等效计算图,如图2所示。

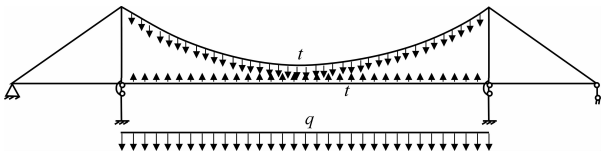


图2 等效计算

Fig.2 Equivalent calculation

为便于公式推导,令 $q=1$ kN/m(单位均布荷载),此时求得的吊杆等效膜张力 t 实际上就是主缆

承担竖向荷载的比例(以下出现的 t 均指主缆荷载分担比),则主梁承担的荷载比就是 $1-t$ 。悬索桥变形可分解为主缆体系变形和主梁体系变形 2 部分,变形图如图 3 所示。

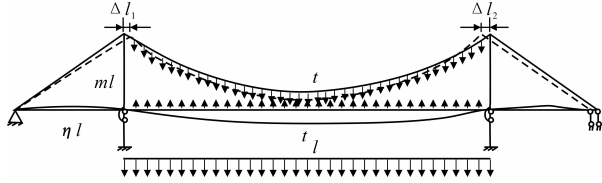


图 3 变形

Fig. 3 Deflections

注: l 为中跨跨径; η 为边跨与中跨跨径比; m 为桥面以上主塔高度与中跨跨径的比; a 为吊杆间距; Δl_1 为左塔位移; Δl_2 为右塔位移 l 为单位均布荷载。

主缆线形为二次抛物线, $y = \frac{4f}{l^2}x^2$ (主缆跨中垂点为原点, x 坐标为顺桥方向, y 坐标为竖直向上)。

塔间缆长 L_z 为

$$L_z = l(1 + \frac{8k_f^2}{3} - \frac{32k_f^4}{5}) \quad (1)$$

塔间主缆水平分力 H 为

$$H = \frac{tl^2}{8f} \quad (2)$$

式中: k_f 为主缆矢跨比; f 为主缆矢高。

对式(1)进行偏微分,有

$$dL_z = l(\frac{16k_f}{3} - \frac{128k_f^3}{5})dk_f + (1 + \frac{8k_f^2}{3} - \frac{32k_f^4}{5})dl \quad (3)$$

由主缆张力 T 引起的塔间缆长伸长量 ΔL_z (令主缆微分段长度为 ds 对主缆进行积分) 为

$$\Delta L_z = \int_0^l \frac{T}{E_c A_c} ds = 2 \int_0^{l/2} \frac{H}{E_c A_c} (1 + y'^2) dx = \frac{Hl}{E_c A_c} (1 + \frac{16k_f^2}{3}) \quad (4)$$

式中: E_c 、 A_c 分别为主缆的弹性模量和截面面积。

$$t = \frac{1}{1 + 384(3 + 2\eta)(m - k_f)/k_{sb}(3 + 10\eta) + 3(3 + 2\eta)[5(3 + 16k_f^2)/k_{cb} + (15 + 40k_f^2 - 96k_f^4)\alpha_2]/(3 + 10\eta)k_f^2(5 - 24k_f^2)} \quad (10)$$

式中: $\alpha_2 = \frac{1}{3k_{tb}/k^3 + k_{cb}\eta^2/(\eta^2 + m^2)^{3/2} +}$

$\frac{1}{3k_{tb}/k^3 + 1/[(\eta^2 + m^2)^{3/2}/k_{cb}\eta^2 + (1 + 2\eta)/k_b]}$;

$k_{sb} = \frac{ea_s l^3}{E_b I_b}$ 为吊杆主梁等代刚度比; $k_{cb} = \frac{E_c A_c l^2}{E_b I_b}$ 为

缆梁等代刚度比; $k_{tb} = \frac{E_t I_t}{E_b I_b}$ 为塔梁抗弯刚度比;

主缆水平分力 H 会引起主塔顶部往跨中方向的挠曲,令左塔位移为 Δl_1 ,右塔位移为 Δl_2 。左边跨主缆伸长量为 $\Delta l_1 \cos(\theta)$, θ 为边跨主缆与水平线的夹角。左边跨主缆张力 $T_1 = \frac{E_c A_c \Delta l_1 \cos(\theta)}{\sqrt{\eta^2 + m^2} l}$ 。由塔顶

水平分力平衡方程 $T_1 \cos(\theta) + \frac{3E_t I_t}{(kl)^3} \Delta l_1 = H$ 可求得 Δl_1 , E_t 、 I_t 分别为主塔的弹性模量和截面抗弯惯性矩; k 为主塔高度与中跨跨径比。右边跨主缆水平分力使主梁产生压缩, Δl_2 会稍大。两塔顶间距变化量 Δl 为

$$\Delta l = -(\Delta l_1 + \Delta l_2) = -H\alpha_1 \quad (5)$$

式中: $\alpha_1 = \frac{1}{3E_t I_t/(kl)^3 + E_c A_c \eta^2/(\eta^2 + m^2)^{3/2} l} + \frac{1}{3E_t I_t/(kl)^3 + 1/[(\eta^2 + m^2)^{3/2} l/E_c A_c \eta^2 + (1 + 2\eta)l/E_b A_b]}$;
 E_b 、 A_b 分别为主梁的弹性模量和截面面积。

将式(4)、式(5)代入式(3),可求得主缆跨中挠度 f_c 为

$$f_c = l\Delta k_f = t \frac{(\frac{l^2}{8k_f E_c A_c})(1 + 16k_f^2/3) + (l/8k_f)(1 + 8k_f^2/3 - 32k_f^4/5)\alpha_1}{(16k_f/3 - 128k_f^3/5)} \quad (6)$$

3 跨连续梁跨中挠度 f_b 为

$$f_b = (1 - t) \frac{3 + 10\eta}{384(3 + 2\eta)} \frac{l^4}{E_b I_b} \quad (7)$$

式中: I_b 为主梁的截面抗弯惯性矩。

跨中吊杆伸长量 f_s 为

$$f_s = \frac{t(m - k_f)l}{ea_s} \quad (8)$$

式中: $ea_s = \frac{E_s A_s}{a}$, E_s 、 A_s 分别为吊杆的弹性模量和截面面积, a 为吊杆间距。

由跨中变形协调有

$$f_b = f_c + f_s \quad (9)$$

将式(6)、式(7)、式(8)代入式(9),可求得等效膜张力,即主缆荷载分担比 t 为

$k_b = \frac{E_b A_b l^2}{E_b I_b}$ 为主梁抗压抗弯等代刚度比。

2 公式简化

由于公式比较复杂,可进行简化。可以考虑简化的因素主要有 2 个:主梁压缩量和吊杆伸长量。

主梁压缩量相比主缆伸长量并不大,可令主梁

压缩量为 0。等同于主缆右侧锚固点是固定的,即地锚式悬索桥。令 $\Delta l_2 = \Delta l_1$, 对公式进行简化,具体不列出。 t 、 f_b 、 f_c 、 f_s 公式简化前后相差在 1% 以内。

$$t = \frac{1}{1 + 3(3 + 2\eta)\{5(3 + 16k_f^2)/k_{cb} + 2(15 + 40k_f^2 - 96k_f^4)/[(3k_{tb}/k^3 + k_{cb}\eta^2/(\eta^2 + m^2)^{3/2})]/(3 + 10\eta)k_f^2(5 - 24k_f^2)\}} \quad (11)$$

$$f_c = f_b = \frac{t^4}{128E_bI_b} \frac{5(3 + 16k_f^2)/k_{cb} + 2(15 + 40k_f^2 - 96k_f^4)/[(3k_{tb}/k^3) + k_{cb}\eta^2/(\eta^2 + m^2)^{3/2}]}{k_f^2(5 - 24k_f^2)} \quad (12)$$

表 2 列出了简化前后计算结果比较,差别在 2% 以内。式(11)、式(12)同时适用于自锚式和地锚式悬索桥。

以上讨论都是针对固定索鞍,移动式索鞍下主塔不参与抵抗中跨主缆水平分力,等同于固定索鞍下主塔抗弯刚度为 0 的情况。可令式(11)、式(12)中的 $k_{tb} = 0$ 求得,这里不列出。

表 2 简化前后计算结果比较

Tab. 2 Comparison of results between original formulae and simplified formulae

基本模型 1	未简化	简化	误差/%
t	0.588 1	0.593 7	0.95
f_b/m	$1.075\ 6 \times 10^{-3}$	$1.060\ 8 \times 10^{-3}$	-1.38
f_c/m	$1.062\ 0 \times 10^{-3}$	$1.060\ 8 \times 10^{-3}$	-0.11

3 公式验证

以基本模型 1 为例,表 3 列出了简化公式与有限元计算结果比较,误差在 2% 以内。

表 3 简化公式与有限元计算结果比较

Tab. 3 Comparison of results between simplified formulae and FEA

基本模型 1	有限元法	简化方法	误差/%
t	0.597 4	0.593 7	-0.62
f_b/m	$1.055\ 3 \times 10^{-3}$	$1.060\ 8 \times 10^{-3}$	0.52
f_c/m	$1.041\ 3 \times 10^{-3}$	$1.060\ 8 \times 10^{-3}$	1.87

注:有限元法对应的 t 为吊杆力平均值除以吊杆间距得到的值,以下皆同。

为进一步验证公式,在基本模型 1 基础上调整结构参数,得出不同 k_{cb} 、 k_{sb} 、 k_{tb} 、 η 、 k_f 、跨中吊杆长度下本文公式的计算误差,见表 4,具体计算结果不列出。

根据双塔单跨自锚式悬索桥常用结构参数范围,本文选取了 1/5、1/8 这 2 个矢跨比^[11]; η 分别取 0.3、0.4、0.5;吊杆间距分别取 5 m、10 m 进行计算。相比基本模型,模型 2 和 3 的 k_{cb} 调整到 4 倍和 1/4;模型 4 的 k_{sb} 增大为 10 倍;模型 5 吊杆间距增大一倍;模型 6 和 7 的 k_{tb} 调整为 8 倍和 1/8;模型 10 的 $k_f = 1/8$;模型 11 令跨中吊杆长度为 0,即主缆跨中直接固定在主梁侧边(表 4 中未列出)。

此外,只要吊杆截面不是极小,吊杆伸长量相对缆、梁挠度很小,如基本模型中只有 1.2%。故在跨中变形协调方程中,可以忽略。公式可进一步简化为

表 4 不同结构参数下本文公式计算误差

Tab. 4 Errors of simplified formulae with various structural parameters

模型序号	参 数	主缆荷载分担比 t /%	主梁跨中挠度 f_b /%	主缆跨中挠度 f_c /%
2	$A_c = 19.634\ 8 \times 10^{-1}\ m^2 (k_{cb} = 2\ 244)$	4.31	-16.02	-12.74
3	$A_c = 1.227\ 2 \times 10^{-3}\ m^2 (k_{cb} = 140.25)$	-6.00	1.75	2.21
4	$A_s = 5.674\ 5 \times 10^{-2}\ m^2 (k_{cb} = 12\ 970)$	-2.04	3.45	3.60
5	$\alpha = 10\ m (k_{sb} = 648.5)$	3.28	-3.22	-0.80
6	$I_t = 250\ m^4 (k_{tb} = 48.8)$	1.50	-3.74	-2.00
7	$I_t = 3.906\ 25\ m^4 (k_{tb} = 0.762\ 5)$	-0.93	0.59	1.78
8	$\eta l = 40\ m (\eta = 0.4)$	-0.72	1.92	3.31
9	$\eta l = 50\ m (\eta = 0.5)$	-1.02	3.07	4.46
10	$f = 12.5\ m^2 (k_f = 1/8)$	8.73	11.60	12.46

由表 4 可知,不同结构参数下, t 的计算误差在 -6.00%~8.73% 之间,大部分在 $\pm 4\%$ 以内; f_b 计算误差在 -16.02%~11.60% 之间,大部分在 $\pm 4\%$ 以内; f_c 计算误差在 -12.74%~12.46% 之间,大部分在 $\pm 4\%$ 以内。缆梁等代刚度越小,主缆矢跨比越大,误差越小。

公式和有限元是基于线性分析的,因为自锚式悬索桥施工顺序为先梁后缆,梁体自重等恒载的荷载分担主要是由吊杆张拉力决定。而活载相比恒载不大,因此自锚式悬索桥或跨度较小的地锚式悬索桥在活载作用下的非线性特征不太明显。对基本模型分别进行线性和非线性有限元分析,且将中跨均布活载值调大为 $q = 100\ kN/m$, 2 种分析模式下 t 值和缆、梁跨中挠度相差 0.4% 左右,非线性特性并不明显。当然对于跨径较大,结构较柔的悬索桥,非线性特性会表现明显一些。此外, t 仅与 k_{cb} 、 k_{tb} 、 k_{sb} 、 k_f 、 η 等相对参数比有关,与绝对参数 L 无关,在其他相对参数不变的情况下,增大桥梁跨径对 t 值无影响。虽然实际悬索桥跨度大多偏大,但只要保证用于验算的结构参数比包含了桥梁常用范围,本

文选用的主跨 100 m 悬索桥实例就具有代表性。

4 主缆荷载分担比影响因素分析

4.1 缆梁等代刚度比 k_{cb}

可将式(10)改写为如下形式

$$t=\frac{1}{C_1+C_2/k_{cb}+C_3/(C_4+k_{cb})+C_5/[C_6+1/(1/k_{cb}+C_7)]}\tag{13}$$

以基本模型的结构参数确定式(13)中系数 C_i ($i=1,2,\cdots,7$),绘出 t 随系数 k_{cb} 的变化曲线。以下各因素分析类同。如图 4 所示,主缆荷载分担比 t 随 k_{cb} 的增大而增大,且 k_{cb} 对 t 的影响比较明显。

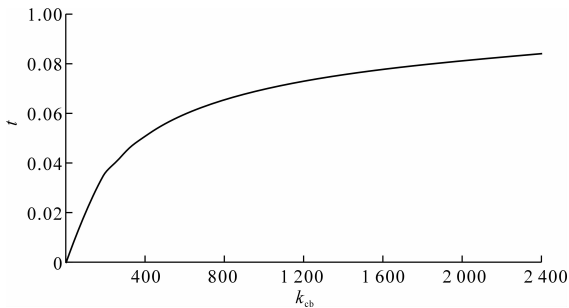


图 4 k_{cb} 对 t 的影响

Fig. 4 $t\sim k_{cb}$ curve

4.2 塔梁抗弯刚度比 k_{tb}

$$t=\frac{C_1}{C_2+1/(k_{tb}+C_3)+1/(k_{tb}+C_4)}\tag{14}$$

如图 5 所示, t 随 k_{tb} 的增大而增大。这是因为主塔抗弯刚度增加使主塔顶部挠度减小,从而减小主缆的下垂,等同于增大主缆刚度。另外,塔梁高度比(m,k)也对 t 有影响,增大塔梁高度比跟减小主塔抗弯刚度效果相同,因此塔梁高度比对 t 的影响不再做另外单独叙述。

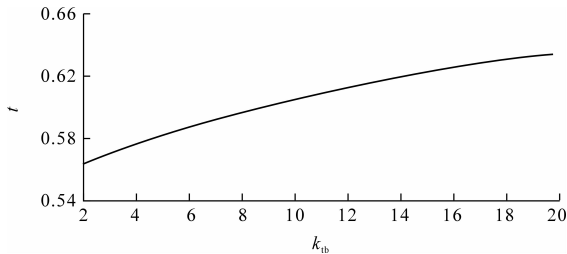


图 5 k_{tb} 对 t 的影响

Fig. 5 $t\sim k_{tb}$ curve

4.3 吊杆主梁等代刚度比 k_{sb}

$$t=\frac{1}{C_1+C_2/k_{sb}}\tag{15}$$

如图 6 所示, t 随 k_{sb} 的增大而增大。在 k_{sb} 值很

小时变化明显,当 k_{sb} 趋近于 0 时,荷载完全由主梁承担,因此一定要保证吊杆具有一定的刚度。当 k_{sb} 达到一定值后,变化趋于缓和。

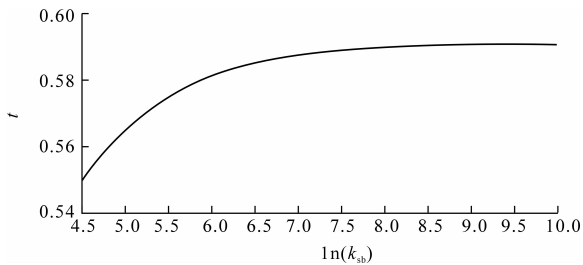


图 6 k_{sb} 对 t 的影响

Fig. 6 $t\sim k_{sb}$ curve

4.4 边中跨跨径比 η

如图 7 所示,主缆荷载分担比 t 随边中跨跨径比 η 的增大而增大。

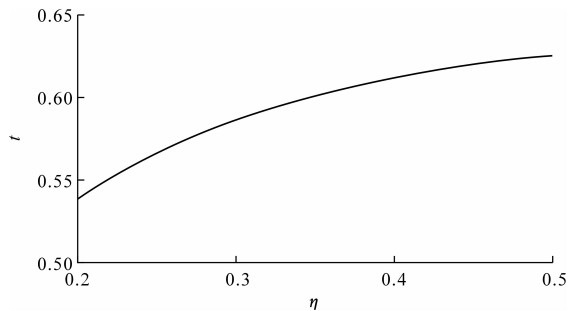


图 7 η 对 t 的影响

Fig. 7 $t\sim \eta$ curve

4.5 主缆矢跨比 k_f

如图 8 所示, t 随 k_f 的增大而增大,即主缆的垂度越大,主缆分担到的荷载越多。 t 随 k_f 几乎是呈线性递增的,变化较明显。

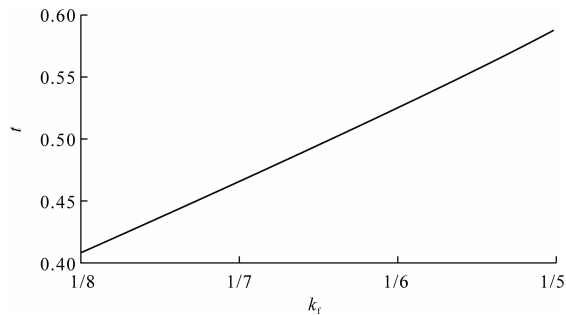


图 8 k_f 对 t 的影响

Fig. 8 $t\sim k_f$ curve

5 结 语

(1) t 与 k_{cb} 、 k_{tb} 、 k_{sb} 、 k_f 、 η 、塔梁高度比(m,k)等结构参数有关。

(2)假定主梁压缩量和吊杆伸长量为 0,对计算公式进行简化。简化后的公式在不同结构参数下的计算误差: t 的计算误差在 $-6.00\% \sim 8.73\%$ 之间,大部分在 4% 以内; f_b 的计算误差在 $-16.02\% \sim 11.60\%$ 之间,大部分在 $\pm 4\%$ 以内; f_c 的计算误差在 $-12.74\% \sim 12.46\%$ 之间,大部分在 $\pm 4\%$ 以内。

(3) t 随 k_{cb} 的增大而增大,且 k_{cb} 对 t 的影响比较明显; t 随 k_{tb} 的增大而增大。增大塔梁高度比(m/k)与减小 k_{tb} 效果相同; t 随 k_{sb} 的增大而增大, k_{sb} 较小时变化明显,但当吊杆刚度达到一定刚度后,变化极小; t 随 η 的增大而增大; t 随 k_f 的增大而增大,且变化较为明显。

(4)本文仅对中跨作用均布荷载这一荷载工况下的双塔单跨悬索桥这一桥型进行了研究,对于其他荷载工况(如集中荷载或其他布载位置)和除双塔单跨之外的悬索桥类型尚未探讨,可从这些方面做进一步的研究。

参考文献:

References:

- [1] 韩万水,王涛,李永庆,等.大跨钢桁架悬索桥有限元模型实用修正方法[J].交通运输工程学报,2011,11(5):18-27.
HAN Wan-shui, WANG Tao, LI Yong-qing, et al. Practical updating method of finite element model for long-span steel truss suspension bridge[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2011, 11(5): 18-27. (in Chinese)
- [2] 沈锐利,王志诚.自锚式悬索桥力学特性挠度理论研究[J].公路交通科技,2008,25(4):94-102.
SHEN Rui-li, WANG Zhi-cheng. Study on mechanical property of self-anchored suspension bridge based upon deflection theory [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2008, 25(4): 94-102. (in Chinese)
- [3] 沈锐利,齐东春,唐茂林.杭州江东大桥静力特性全桥模型试验研究[J].土木工程学报,2011,44(1):74-80.
SHEN Rui-li, QI Dong-chun, TANG Mao-lin. Model test study of the static property of the Jiangdong Bridge in Hangzhou [J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44(1): 74-80. (in Chinese)
- [4] 李永乐,蔡宪棠,安伟胜,等.大跨度铁路悬索桥结构刚度敏感性研究[J].中国铁道科学,2011,32(4):

24-30.

- LI Yong-le, CAI Xia-tang, AN We-sheng, et al. Study on the sensitivity of the structural stiffness of long-span railway suspension bridge [J]. China Railway Science, 2011, 32(4): 24-30. (in Chinese)
- [5] 徐恭义.千米级跨度铁路桥梁的受力性能研究[J].中国铁道科学,2011,32(2):56-60.
XU Gong-yi. Research on the mechanical performance of railway bridges with spans over 1 000 m [J]. China Railway Science, 2011, 32(2): 56-60. (in Chinese)
- [6] 房贞政,陈永健,张超.三塔自锚式悬索桥模型试验研究[J].福州大学学报:自然科学版,2011,39(4):568-574.
FANG Zhen-zheng, CHEN Yong-jian, ZHANG Chao. Model study on self-anchored suspension bridge with three towers [J]. Journal of Fuzhou University: Natural Science Edition, 2011, 39(4): 568-574. (in Chinese)
- [7] Yoshida O, Okuda M, Moriya T. Structural characteristics and applicability of four-span suspension bridge [J]. Journal of Bridge Engineering, 2004, 9(5): 453-463.
- [8] 黄琼,叶梅新.自锚式悬索桥简化计算方法研究[J].铁道学报,2008,30(1):122-126.
HUANG Qiong, YE Mei-xin. Study on simplified calculation method of self-anchored suspension bridge [J]. Journal of the China Railway Society, 2008, 30(1): 122-126. (in Chinese)
- [9] 赵晓阳,徐华.悬索桥的精确计算方法及应用[J].工业建筑,2011,41(增1):278-282.
ZHAO Xiao-yang, XU Hua. The precise computing method and use of suspension bridges [J]. Industrial Construction, 2011, 41(S1): 278-282. (in Chinese)
- [10] 郑凯锋,栗怀广,胥润东.连续超大跨悬索桥的刚度特征[J].西南交通大学学报,2009,44(3):342-346.
ZHENG Kai-feng, LI Huai-guang, XU Run-dong. Rigidity characteristics of multi-span suspension bridges [J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2009, 44(3): 342-346. (in Chinese)
- [11] 胡建华.现代自锚式悬索桥理论与应用[M].北京:人民交通出版社,2008.
HU Jian-hua. Theory and practice of modern self-anchored suspension bridge [M]. Beijing: China Communications Press, 2008. (in Chinese)