



预应力混凝土斜张桥

设计构思

同济大学 周念先

中南地区公路科技情报网

一九七九年六月



预应力混凝土斜张桥

设计构思

同济大学 周念先

中南地区公路科技情报网

一九七九年六月

前 言.....	(1)	4.7 施工问题.....	(25)
第一章 我国斜张桥的特点.....	(3)	4.8 小结.....	(25)
1.1 材料.....	(3)	第五章 斜缆(索).....	(26)
1.2 机具.....	(4)	5.1 重要性.....	(26)
1.3 地形与施工方案.....	(4)	5.2 索上面.....	(26)
1.4 荷载.....	(4)	5.3 索型与索距.....	(23)
1.5 桥宽.....	(4)	5.4 索的类别与防锈.....	(31)
第二章 变量分析.....	(4)	5.4.1 索的类别.....	(31)
2.1 主孔跨度 l 与跨度比 m	(6)	5.4.2 钢索防锈.....	(32)
2.2 桥宽 B	(6)	5.5 索的疲劳与非线性问题.....	(32)
2.3 塔高 H	(7)	5.6 索的张拉与锚固.....	(34)
2.4 梁高 h	(7)	第六章 塔与墩及其风动稳定性.....	(36)
2.5 主梁自重 G 及其横截面 A	(7)	6.1 重要性.....	(36)
2.6 主梁惯性矩 I	(7)	6.2 塔的侧面形式.....	(36)
2.7 塔的截面积 S	(8)	6.2.1 独柱塔.....	(36)
2.8 塔的惯性矩 J_x 与 J_y	(8)	6.2.2 π 柱塔.....	(37)
2.9 索的间距 λ_i 截面积 a_i 与倾角 α_i	(8)	6.2.3 门式塔.....	(38)
2.10 钢索的表观弹性模量 Ea' 与 混凝土的弹性模量 E_b	(9)	6.2.4 斜腿门式塔和H形塔.....	(39)
2.11 支点反力系数 K	(10)	6.2.5 倒V式塔和倒Y式塔.....	(40)
2.12 小结.....	(10)	6.3 塔的立面.....	(41)
第三章 分孔、体系与辅助墩.....	(12)	6.4 塔、梁、墩之间的结合.....	(41)
3.1 分孔.....	(12)	6.4.1 塔梁墩结合在一起.....	(41)
3.2 体系.....	(13)	6.4.2 塔梁结合, 墩铰支.....	(42)
3.3 辅助墩.....	(14)	6.4.3 塔墩结合, 梁铰支或 悬浮.....	(42)
第四章 主梁及其风振问题.....	(17)	6.5 塔的截面 S 、刚度 $E_b J$ 和稳定 性.....	(42)
4.1 重要性.....	(17)	6.5.1 塔的截面积 S	(42)
4.2 怎样考虑空气动力稳定性.....	(17)	6.5.2 塔的刚度 $E_b J$	(43)
4.3 截面形式.....	(18)	6.5.3 塔的稳定性的.....	(43)
4.4 截面选择与尺寸拟定.....	(21)	6.6 塔墩基础.....	(46)
4.4.1 桥宽 B	(21)	6.6.1 地质.....	(46)
4.4.2 梁高 h	(21)	6.6.2 塔位.....	(46)
4.4.3 截面积 A	(21)	6.6.3 基础形式.....	(46)
4.4.4 恒载最大挠度 a_{st}	(21)	第七章 施工.....	(48)
4.4.5 桥面纵坡.....	(21)	7.1 重要性.....	(48)
4.5 主梁中的徐变与日照以及预 应力配筋问题.....	(23)	7.2 各种施工方案.....	(48)

7.2.1 悬臂施工法.....	(48)	8.2.2 体系选择与抗震措施	(76)
7.2.2 平转法.....	(52)	8.2.3 模型试验特点.....	(76)
7.2.3 顶推纵移.....	(54)	8.2.4 斜张桥在地震分析中 的非线性问题与阻尼 问题.....	(77)
7.2.4 顶推横移.....	(57)	8.3 动载振幅测试.....	(78)
7.2.5 在临时墩上架设拼装	(58)	8.4 按照振动要求进行设计.....	(79)
7.2.6 在支架上就地浇筑...	(58)	附录.....	(80)
7.2.7 各种施工方案的对比 与选择.....	(59)	第九章 回顾与展望.....	(81)
7.3 塔的施工.....	(59)	9.1 回顾.....	(81)
7.4 索的安装.....	(60)	9.1.1 悬索桥.....	(81)
7.4.1 准备工作.....	(60)	9.1.2 其他体系的桥梁.....	(81)
7.4.2 安装工作.....	(60)	9.1.3 斜张桥本身.....	(81)
7.4.3 铰接装置.....	(62)	9.2 展望.....	(82)
第八章 振动.....	(64)	9.2.1 跨度.....	(82)
8.1 风振.....	(64)	9.2.2 山谷中的曲线斜张桥	(83)
8.1.1 风的静力作用.....	(64)	9.2.3 曲线斜张桥在平原区 的推广应用.....	(86)
8.1.2 风的动力作用.....	(65)	9.2.4 新施工方法.....	(88)
8.1.3 风洞模型试验.....	(70)	9.3 当前的课题主要.....	(89)
8.1.4 减小风振的措施.....	(72)	主要参考文献	(91)
8.2 地震.....	(76)		
8.2.1 抗震原则.....	(76)		

预应力混凝土斜张桥设计构思

同济大学教授 周念先

前 言

原始斜张桥的发展史已有三百多年。它虽具有比其它钢桥节省钢材的优点,但因以往人们对材料的性能与其变形的非线性理论认识不足,以及对抵抗风振的计算方法与测试手段都很缺乏,乃致屡遭失败,终于停止采用这种体系好多年。

直至二次世界大战以后,由于钢材短少而不得不重新研究这种比其他桥型经济的体系,并用新的理论设计、新的方法施工,乃致第一座现代化的斯托姆松得(Strömsund)钢斜张桥于1954年在瑞典建成,此后便如雨后春笋般陆续在世界上建成了数十座。

预应力混凝土斜张桥起步稍晚。是从1962年马拉凯波(Maracaibo)桥(图0—1)(0—1)在委内瑞拉建成以后相继建造的,直至1975年止仅有20座。可是近几年来预应力混凝土斜张桥的发展较为迅速,三、四年间已建成十几座,还有好几座正在施工。单在我国就已有四座建成,六座在施工,其中最大的中孔已超出200米。在国外最大跨度已有伯劳东纳(Brotonne)桥(0—2)的320米(图0—2),堪与目前最大跨度的圣纳赛尔(St. Nazaire)桥(0—3)a、b、404米的钢斜张桥比美(图0—3)。由于钢比混凝土轻便,所以一座中孔520米的钢斜张桥不久将在法国开工(0—4),但另一座中孔396米的预应力混凝土

大桥已在美国设计完成等待招标[0—5]。由此看来,钢的与混凝土的斜张桥分别达到甚至超过600米与400米的跨度是不会有多大的困难的。

这种桥型的经济性不仅在200米~600米跨度是其他体系难以竞争的,即使在80米~200米的跨度,它也有很多的适用场合,所以越来越受欢迎。直到1978年底为止,大大小小的钢的与预应力混凝土的斜张桥已有百余座,它的座数虽还不算多,但在有些国家里斜张桥的建桥费用已占到全国新建桥梁费用的首位。

这种蓬勃发展的现状与趋势已证明斜张桥在世界大跨桥梁领域中占有领先的地位。我国应当如何对已经初步引进而有待发展的这种新体系作进一步的研究,已成为当前一个急待商讨和解决的问题。

例如在某一桥位上经过各种桥型的方案比较之后,一旦选用了斜张桥时,固然还要在此桥型范围内做不少较细致的方案比较,即使在最初与其它桥型作方案对比时也要能提出一个或几个比较优良的轮廓设计才能显示其优越性。而这种方案是要从周密的设计构思中产生的。这种设计构思必须是对经济与安全、设计与施工、材料与机具、时间与空间等问题,经过相当深入的综合考虑后才能提出的。因为只有设计构思考虑得全面、轮廓设计拟订得正确,才不会在选定方案之后还要作重大的修改和繁重的返工。



图 0—1 马拉凯波桥全景

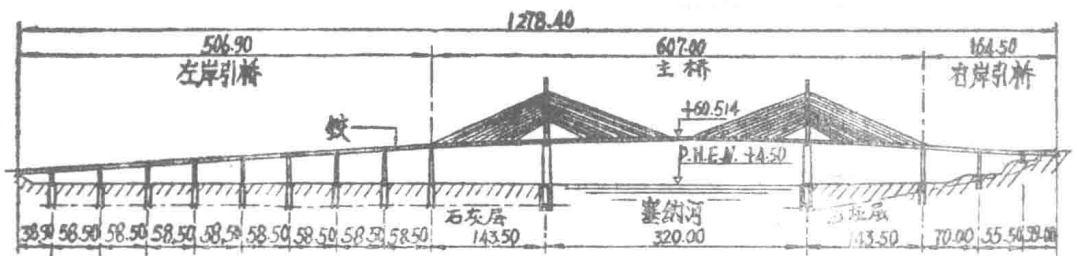


图 0—2 伯劳东纳预应力混凝土桥（主孔320米）

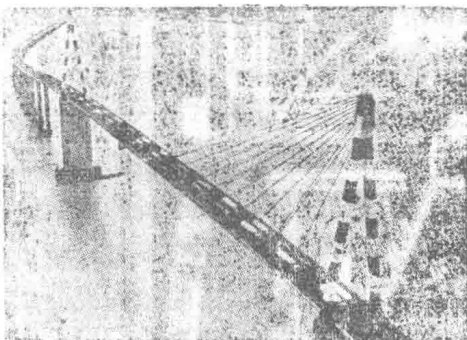


图 0—3 钢斜张桥（主孔404米）

由此可见，设计构思是决策性的极为重要的工作，这个问题在其他桥型中已须重视，在斜张桥中更被认为必不可少，因为斜

张桥比其它体系的桥梁包含着多得多的变量，例如：

①在桥的主跨 l 决定后、有边孔比例 m 的问题，其中独塔和双塔的 m 就不同，它们的对比就有许多内容和变化；

②当车行道与人行道的要求提出后，桥面的总宽 $B = 2b$ 又会随着1个或两个索平面及其锚固方式有出入；

③塔的形式、截面积 S 与高度 H 会随着索的布置而大有不同，尤其是增加刚度 E, J 对全桥变形究有多大的影响；

④梁的高度 h 不仅与主孔跨度 l 有关，还跟着桥面宽 B 、主梁横截面积 A 与形式变化；必须服从风动稳定性的要求加以研究和拟

定。主梁的刚度 $E_b I$ 对主孔弯矩影响更大,它还要配合索和塔的刚度加以比较与选定;

⑤索的距离 λ 要配合梁高 h 及其刚度 $E_b I$ 随着材料及其自重 G 的大小而选择。索的截面积 a_i 还随着它的倾角 α_i 与位置有所不同。索的非线性弹性模量 E' 除决定它本身的刚度之外还影响全桥的刚度(注:关于脚标问题,请看p.5注②)。

⑥此外墩台尤其是塔、墩、梁的连接方式,和支点是否悬浮(悬浮体系是斜张桥所特有的,它是抗震的好措施),以及支点的反力系数 K 等等都是变量;

⑦活载的等级虽是给定的,但也要看加载长度中的等代荷载 p 有多大及它与恒载 g 的比例如何来选定 σ_1 。

上列变量为数已很多,由它们交叉组合的方案就更是千变万化,作者才疏识浅,原无水平提供完整的看法,但由于本人在去年发表的“从国外动态展望我国桥梁”^[0-6]一文里,已在各种桥型中对斜张桥作了初步的分析与介绍,引起了不少同志的兴趣,尤其是在我国已经建成了几座公路斜张桥和正在建造一座铁路斜张桥的基础上还将向更多数量和更大跨度方面发展之际,有好多同志希望我对此新体系参考国内外的新发展作进一步的探讨,并结合我国具体情况提出一些建议。为此,本人抱着抛砖引玉之目的。提出一些看法供大家参考与讨论,在同志们的帮助与指正下再加以修改,并在实践中逐渐完善,使其能对四个现代化作出一点贡献。

第一章 我国斜张桥的特点

1.1 材料

从国外近几年新建斜张桥的统计资料来看,混凝土桥的比例在上升而钢桥的比重在下降,就连产钢量较多的美国与日本也呈现出同样的发展趋势。根据我国目前产钢量还供不应求的情况,近年更宜多采用混凝土斜张桥,并仅在特殊情况下考虑主梁用一部分钢材;将来随着我国产钢量的增加,可在三、四百米的大跨斜张桥中主孔用钢、边孔仍用混凝土。

用混凝土不仅取材方便,而且养护简单,在抗风振方面更由于它每平方米的自重较钢的约大3~4倍,故稳定性较好。但从起重要求、施工方法与施工进度等方面看却比钢桥困难。为此,除采用高强轻质混凝土来减轻重量是一个途径外,将来还有可能利用少量钢材与混凝土做成组合截面,使在施工架设阶段重量较轻,而在安装混凝土桥面板完工以后,既较稳重又可减小养护费用。

在我国华东沿海地区,往往会遇到通航要求较高而地质沿河两岸均不好的情况。若使塔墩远离河岸逼近山脚则地质较好而跨度放大,有时需做到400米左右的中跨才能得到良好的基岩。这种塔基与跨度的矛盾可在中孔里用上述组合截面(即在吊好的钢梁上用钢筋混凝土桥面板组合)来解决,而边孔仍用预应力混凝土梁来平衡,由于边孔重,边跨可缩短。这虽是将来要研究的课题,但先将这种构思提出来以供参考。

至于在主梁内是否配预应力筋的问题,有人认为斜索的水平分力已可免费地对主梁加了预应力,似无另加配筋的必要。事实上为了运营荷载、徐变影响、日照温差和支座沉降等因素总要加配预应力筋。有时为了施工要求更要配置预应力筋。根据已成桥的资料看来,梁内配筋量与梁外缆索用钢量是互有补偿的,而梁内预应力筋的比重相对斜缆用钢量虽不大,但如梁内预应力筋用得不

附注:本文中少量插图是借用钢斜张桥的,因为它们可供借鉴或更便于说清问题。

足, 则梁内普通钢筋的用量会大得惊人, 故仍应以在梁内配预应力筋为主, 以免后来在强度或抗裂性方面遇到较多困难。尤其将斜缆做成预应力混凝土的刚性索具有特出的优点, 故在此侧重讨论预应力混凝土斜张桥, 而对钢斜张桥仅介绍其可借鉴之处及其在我国发展的远景, 并以公路桥为主兼谈铁路桥。

1.2 机具

目前我国桥梁工地上的起吊能力除个别大的施工单位外, 一般都不超过60吨。今后大型起重设备虽可增添一部分, 但为数毕竟不会很多, 尤其是地方单位难以添置。故在施工方法上要尽先考虑不用大吊机的方法。同时在施工工艺方面也要配合起吊能力采用保证质量的措施。将来如主孔用钢梁, 则对起重能力的要求可较低。

1.3 地形与施工方案

除海口与特大河流上通航净空要求高之外, 我国内河与运河以及排洪道都不要求很高的通航净空, 因此, 在许多渡口都可采用在桥头滩地或岸上预制和拼组很长的梁段, 然后在临时墩上顶推就位, 这比用悬臂拼装的效果好得多。如河流湍急或有流冰, 则可沿岸边立支架整体浇筑, 然后待张拉与调整索力后再平转就位。这虽是因地制宜的构思, 但它会影响主梁的截面和塔墩或塔梁的连接方式, 故须及早考虑。

1.4 荷载

在我国除须考虑车辆与人行道上的人群荷载以外, 还要考虑全桥满布人群荷载的重载和少数人在桥上行走的不适之感的问题。

对风荷载固然必须到处考虑, 地震荷载也在不少地区须加考虑。斜张桥由于可以做成悬浮体系, 故特别具有抗震的条件, 这在开始拟定设计构思时即应考虑。例如用悬浮体系与用平转法施工的矛盾要用宝石形的塔墩在沉井顶面上或桩基承台上转动, 还要有临时固结和转换体系的问题 (详见第七章)。

1.5 桥宽

在我国目前的一般公路上、山区中和市郊道路上绝大多数的桥梁都只有双车道 (净7), 人行道也只在 2×1 米与 2×1.5 米之间, 乃致桥总宽 B 往往不到10米, 而梁高 h 在 $l = 200$ 米左右的跨度里若按以往的统计资料 $l/70 \sim l/100$ 在2~3米之间。这就使 $B/h \leq 5$ 。这样小的比例对风的阻力大而且难以做成流线型。

对于铁路桥近期内也多数只造单线桥, 其宽度包括养路的人行道在内也只不过7米左右, 其 B/h 就更小, 抗风处理就更难。

在国外这种大桥的总宽常在20米以上, 还有不少是大于30米的, 他们的风动稳定性就较易处理, 因此我国在参照国外资料时首先要注意桥宽的问题。

单从上述5个特点来看, 在我国设计斜张桥的困难比国外大, 电子计算机所能提供的帮助也比较少 (因尚未十分普及和储存量较小), 所以对设计构思的要求就更感迫切。作者虽参加过几座斜张桥的设计研究工作, 但毕竟尚未有计算或施工的具体经验, 有些地方可能还体会不深, 姑就所知初拟分析如下和同志们商榷。

第二章 变 量 分 析

在斜张桥中 (由于预应力混凝土斜张桥自重大和有抗裂性要求, 为节省材料计, 近年来多用密索体系, 故以下按索距比较小

的密索连续体系讨论。至于带挂孔的悬臂体系仅附带讨论), 如前言所述, 要考虑的设计变量很多, 初步只按 l 、 m 、 B 、 H 、 h 、 A 、

I、S、J、 λ 、 a_i 、 α_i ①、E、E'②、K 15个计

算, 如果对每个变量只选两个估计认为合理的数据代入比较并进行搭配组合, 则 $2^{15} = 32768$ 。如在选择孔径时还要在独塔与双塔方案中进行比较, 则不仅方案多出一套, 而且各孔之间的比例 m 更可随地形与地质条件采用不同的 $m_1 = \frac{l_1}{l_2}$ 、 $m_3 = \frac{l_3}{l_2}$, 再将引桥连续在一起的比值计入, 则变化之多更难估计。

因此, 手算固不可能, 即使用电算并辅以优化正交设计, 对如此多的变量系统, 工作量也非常之大, 费用也是很贵的, 所以, 我们必须先认清以下正交设计的功能并掌握好运用的原则:

正交设计只是一种工具, 它可在设计者的正确构思指导下用简化的方法较快地帮助设计者进行设计 (而不是进行计算), 在设计者指定的因素与水平下反映出各种矛盾的主次和指出应进行改善的途径。在斜张桥设计中我们往往发现目标函数选得对不对是首要问题, 其次, 所选因素是否必要或主要, 再次所假定的水平是否合理都会大大影响计算结果, 其中人为因素非常之大。如要上述三项都选得正确, 设计者就必须有相当丰富的经验与良好的设计构思 (经验有直接的和间接的, 其中大量是间接的, 即来自国内外其他类似桥型中的各项资料和总结)。如具有这样的条件, 就能区别对待各种因素, 只将少数难以判断的选出来进行优选, 而将其余可以按照成熟的经验固定下来的尽量定在适当的状态下。否则, 如因素太多反会造成很大误差。接着对水平的假定也要根据发展趋势将合理的而又比较先进的数据填进去加

以考察, 才能得出较优的结果。否则矛盾的主次反会颠倒。

根据1978年6月T.Y.林教授在北京作桥梁报告后的解答与1979年4月P.莫罗先生 (法国修建伯劳东纳桥的C.B.公司科学经理) 在北京介绍伯劳东纳桥之后的解答和M.C.邓博士1979年5月在上海介绍了美国的预应力混凝土桥梁之后所作的解答都对优化设计兴趣不大。他们都认为优化设计需作一些假定, 在这些假定中, 最好的假定是符合实践经验的。所以他们往往依照各方面的经验教训加上改进的构思作出少数方案来对比, 而不借助于优化设计。因为从中获得好处有限, 而为优化电算还须支付费用。更何况施工中的许多问题都不能从优化设计中反映出来, 而它所占造价的比例往往比用料的影响大得多。这些意见值得我们参考。当国内经验不多时, 优化设计可能有帮助, 但还宜汲取国内外经验加以比较与分析, 然后作出客观的决定。

至于目标函数那是更重要的了, 如单按某一既定方案根据算出的材料用量估算全桥造价那是远远不够的。例如四家营造公司对法国伯劳东纳桥按照政府拟定的方案投标时分别为 (以百万法郎为单位) 63.0, 63.9, 60.5, 64.7^[2-1], 其中差别最大的为4.2, 合60.5的6.9%; 同时各自按其自行设计的方案投标价分别为56.2, 54.6, 53.6, 51.75, 其中最大差额为4.45, 合51.75的8.6%。由此看来, 四家相对同一设计的差别有限, 相对各自改进的设计的方案相差也不太悬殊, 而各自改进设计却比按政府设计的投标价分别节约10.8%, 14.5%, 11.5%和20%。

这就说明设计方案的好坏出入很大, 而相对同一设计比较, 出入最小。所以, 如果设

注① α_i 只有在平行索中才只有一个角度, 此时塔两侧的 α_i 还不一定相同, 若在其他索型中则变化更多。

② 脚标用 g 表示钢时往往与表示自重混淆, 为便于区分计, 故仍采用 a 表示钢, b 表示混凝土。

计构思不佳,在既定方案中进行优化设计时造价上下是有限的。

另外一个更新的例子是对西德的莱茵河上的一座新桥杜塞尔多夫—弗来悉(Düsseldorf—Flehe) [2-2] 四家营造公司的方案中三个是独塔的,它们的投标价分别为(按百万马克计) 91.5, 95.9, 107.3, 最大差额是15.8合91.5的17.3%,而第四方案是双塔的,其投标价为116.4比91.5高24.9合91.5的27.2%。

此例说明大家都用独塔方案时虽然差别大达17.3%,但还不及双塔方案的差别27.2%大得如此悬殊,这个实例说明大轮廓方面的设计构思是何等的重要。

总而言之,设计构思是最主要的,它不能靠优化正交设计来产生。正交设计只能在良好的设计构思下做一些辅助性的工作,而且还要善于很经济地运用它,不让太多的或者一些不确当的变量来加重优化设计的负担,更不能让它来主宰设计,否则花了许多人力与费用还得不到最好的结果。

根据上述原则,我们试将上列许多变量分成三类:

一是由具体条件或可靠的经验数据所能确定的应及早固定下来;

二是通过逻辑推理或简化分析比较就能得出结果的也不作为优化设计的考察对象,并将它们固定下来;

三是不属上述两类的变量,即:一下子不能作出判断的和一些不能单独固定而须与其它变量组成一个综合变量的少数几项列入正交设计进行优化。

只有这样才能经济地运用正交设计和迅速地得出不受一些假象模糊的正确结果。今试行分析如下:

2.1 主孔跨度 l 与跨度比 m

在双塔方案中,主孔 l 用 l_2 表示,两边孔用 l_1 与 l_3 表示。当桥是对称时 $l_1 = l_3$,

并且他们大体上采用 $m_1 = m_3 = \frac{l_1}{l_2} = 0.4$ 的

比值是合理的,于是正桥总长 $L = 1.8l_2$ 。因此只要 l_2 由河床水面或山谷边坡决定后 L 就定了。至于 $m = 0.4$ 是否最好还可在初步方案成立以后再进行推敲(如将正桥两端的第一跨引桥 l_0 与 l_4 和主孔连续在一起,则 l_1 与 l_3 均可缩短,使 m_1 与 m_3 均可降低到 $0.3 \sim 0.35$,使 l_2 两侧各有 $l_0 + l_1 = l_3 + l_4 = 0.6l_2$ 便足以平衡中孔的恒载与活载)。

在独塔方案中, $L' = l'_1 + l'_2$,它们之间的

比例 $m'_1 = l'_1/l'_2 = 0.75 \sim 0.50$,随通航净空与塔墩基础的条件而异。如有引桥往往将 l'_0 与 l'_1 连在一起使 $l'_0 + l'_1 = l'_2$ 这样,在恒载作用下塔的前后斜索就可对称布置,并相互平衡,导致塔内徐变影响的较易消除。(详见4.5节与6.5.1节)。

在双塔与独塔方案之中,如能按照地形、地质、水文、通航以及施工方案等条件及早予以选定,则只需按照一种方案进行设计构思。此时 l_2 与 m 基本上已成为已知数。

但如双塔独塔的两种方案均有优缺点值得比较,则必须作为两套设计分组进行,在各组中将 l_2 与 m 先定下来。

如初步认为 $m = 0.4$ 是合适的,则 l_2 的大小对主梁弯矩有直接关系,尚待谨慎选择(详见第三章)。

2.2 桥宽 B

桥宽 B 原是路线等级决定的车道宽与人行道宽之和,但人行道的宽度往往可以有些上下。在此,首先要考虑到索平面是一个还是两个。一个索平面只能用于4车道以上的桥梁,因在中间设分车带(宽约2~3米)后,两边至少要有双车道才能允许超车。在窄的人行桥中可用单平面索,我国目前还未采用过。对于较窄的桥总用二个索平面,它们如是竖直的,就可以放在人行道外或内;如用A字塔双斜面索则宜放在人行道外,如图2—1。这对桥的总宽有些影响,但从风动稳

定性方面看,宽些较为有利,而全桥造价并不随此加宽值成正比比例增长。对7米的双车道和 2×1.50 米的人行道,若将索放到人行道内侧,可取 $B = 12$ 米以便将缆索防护垛所占地位计算在内;对3车道则取 $B = 14 \sim 15$ 米,对4车道则宜用 $B = 15 \text{米} + 2 \times (2 \sim 2.50) = 19 \sim 20$ 米;如将索放在人行道外,即可比上列各项宽度里减小 $1 \sim 1.5$ 米,对更宽的桥则另行考虑。所以一般说来 B 是可以确定的。

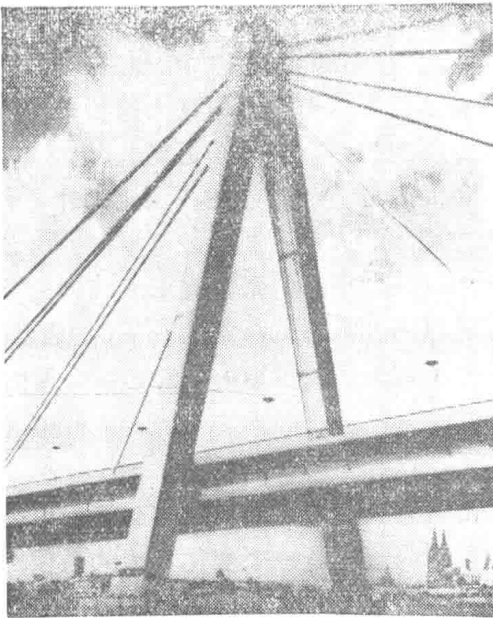


图 2—1 A 字塔

2.3 塔高 H

按照经济分析与习用比例,对双塔取 $H = (0.16 \sim 2.0) l_2$ 是好的。只要塔的高度不会带来施工困难, H 宜偏高取用,因可节约钢索,故一般皆取 0.2 。因此 H 可以定下来,在特大跨度中可考虑较小的比值,例如 $l_2 = 520$ 米, $H = 86$ 米, $H/l_2 = 0.165$ 。

2.4 梁高 h

常用的 $h = 0.007 \sim 0.014) l_2$ (在独塔方案中 $l_2 = l_1 + l_2$)。但从风动稳定性看,宜乎再从 B/h 来考虑,此值宜大于 3 或至少 ≥ 6 ,

故当 $B = 12$ 米时, h 宜在 $1.50 \sim 2.0$ 米之间选择。当 $B = 20$ 米时, h 则可取在 $2 \sim 3$ 米之间,同时用 h/l_2 的比值范围作双重控制。

此外还要考虑到施工方法与横截面形式,这将在下面介绍。总之, h 宜在双控范围内偏小取值。(近年的趋势是 $h \leq \frac{l_2}{100}$,在钢斜张桥中有小到 $h = l_2/150$ 左右的)。

只有在用单面索时对箱梁的抗扭刚度要求特别高,乃致 B/h 会小到 5 左右。总之, h 将反映到惯性矩 I 中去。

2.5 主梁自重 G 及其横截面 A

预应力混凝土主梁的平均厚度约合 $0.5 \sim 0.6$ 米,随 B 的宽窄与混凝土工艺的高低而异(铁路桥用料较多)。在我国由于一般桥宽不大和预应力混凝土工艺尚未能普遍达到很高的水平,可按 $0.60 \text{米} \times 2.5 \text{吨/米}^3 = 1.5 \text{吨/米}^2$ 计算,其中包括未计入横截面几何特征 A 之内的横隔梁、支点截面加厚加粗、与锚固块的主梁本身各部,但不包括桥面铺装与人行道板等桥面结构。

横截面面积 A 的大小原应随其是单箱或双箱以及封闭与否等条件计算。但在初期可暂按 $0.4 \sim 0.5$ 米的平均厚度计算(对宽桥取低值,对窄桥重载取高值),并在可能范围内偏小取用。支点断面的 A 有时虽较大,但它只影响支点的 I 而对通常截面无影响,在此可不考虑。

A 的影响也要反映到 I 中去。

2.6 主梁惯性矩 I

众所周知 $I = Ar^2 = Ajh^2$,当 A 与 h 已选定时,只须知道 j 值大小即可算出 I 。在初期可满足于一个近似的但有代表性的 j 值。

根据截面的效率指标分析可用 $I = \frac{Ah^2}{4} \rho$ 来表达,从纯理想的观点出发 ρ 最好等于 1 ,这就意味着将所有材料都推向截面的上下边缘,即 $I = 2 \frac{A}{2} \left(\frac{h}{2} \right)^2$ 。但这是不可能的,所以 ρ 总是小于 1 。 ρ 值对工字形型钢约为 $\frac{2}{3}$,

对□槽钢约为0.6,对矩形为 $\frac{1}{3}$,对圆形为 $\frac{1}{4}$ 。对预应力混凝土斜张桥的常用截面,当中和轴距上缘0.4左右和腹板总厚度占全桥宽约6%左右时, $\rho \approx 0.5$,因此,在初步设计中可按 $I = 0.125 A h^2$ 计算,对接近对称的截面, $I \approx 0.15 A h^2$ 。

I 值如此算出后,要看它与塔的 J 对比如何。更要和索的刚度比较,因为按照无量纲系数(详p.10) $b' = \frac{E I}{E_s l^3}$ 算中跨跨中正弯矩

M^+ 时会发现 b' 越大时 m^+ 也越大,而且正弯矩区段的长度 l^+ 也越大,这对布置很长的预应力筋是不利的,尤其这些正弯矩预应力筋对悬臂施工的负弯矩更不利(当然对带挂梁的体系就不同了),这将在后面讨论。

2.7 塔的截面积 S

S 由缆索传给塔的竖向分力总和除以容许应力 $[\sigma_t]$ 来决定,但 S 不宜过大,因为当 S 加大一倍时,梁内跨中弯矩 M^+ 仅减小

(1~2)%,好处很有限,而塔的自重加大既费料也增大基础的负担,故仍以采用小的 S 为宜,并须用减水剂来提高混凝土的强度和使收缩与徐变均减小,塔内的配筋率宜达3%,一方面抵抗风力弯矩,另一方面减小混凝土的收缩与徐变。

2.8 塔的惯性矩 J_x 与 J_y

在常用的折中式或竖琴式斜缆中为了配合塔柱受力自上而下逐渐加大和减小高处迎风面计,塔在下端固结时往往用变截面(对不高的塔,为了便于滑模施工,也用等截面),它的 J 就比较难算。但若用塔顶在单位力作用下的挠度相等的当量 S 按等截面计算时,其误差很小(法国伯劳东纳桥独柱塔的 $S_{下} = 7S_{上}$,算得的误差仅为3.5%)故可取当量 S 来求出 J_x 。有了 S 与 J_x 之后自不难配合斜缆的锚固需要定出矩形的大小边长(或用矩形挖空削角或工字形等截面)。

塔的 J_y 比梁的 I 小对中跨有利,但对边跨不利, $J_y > I$ 对活载好处也有限,对震动、在非悬浮体系中反而不利,不如先取 $J_y \approx I$ 并在边跨加辅助墩有利,这将在第三章中介绍。

2.9 索的间距 λ_i 截面积 a_i 与倾角 α_i

这三者是相互关联的,为了减少变量数目,须找出它们之间的内在联系,每根索的截面积 a_i 是与 $\sin \alpha_i$ 成反比而与 λ 成正比的。每根索所受的张力 $T_i = a_i \sigma_i = (g + p) \lambda_i / \sin \alpha_i$, g 是每延米的恒载 $= (G + G') B$, G 为自重, G' 为桥面铺装、人行道板、栏杆等的平均值,均按公斤/米²计。

p 为按弯矩影响线2个0点之间的加载长度查出的等代荷载,但在大跨桥梁中, p 往往合不到1.4吨/米即车道宽3.5米 $\times$ 400公斤/米²的人群荷载,而在我国比国外更有必要考虑满载的人群荷载,故可取 $p = 400$ 公斤/米² $\times B$ (对小跨斜张桥宜取 $p \geq 500$ 公斤/米²以代汽—20荷载),据此, $g + p$ 均成已知。

按钢索的材性取 $\sigma_i = 0.4 \sigma_R$ (σ_R 为出厂保证的极限强度),当 σ_i 被选定后, $\frac{a_i \sin \alpha_i}{\lambda_i} = u$ 可

以被认为在除支点区段及其邻近索以外的全桥范围内基本是一个变化不大的数值。当然有时为了构造的需要与斜缆规格的统一,此值有些上下,但在仔细的设计中相对许多索的平均值 u 来说,最大偏离值很小。在法国伯劳东纳桥上为4%,在美国哥伦比亚河上的Pasco—Kenneurck桥(简称P—K桥)为8%[2-1]。于是可按 $g + p$ 算出 $\frac{a_i \sin \alpha_i}{\lambda_i} = u$ 这个

平均比值。并假定偏离系数 $\gamma_i = \frac{a_i \sin \alpha_i}{\lambda_i u}$ 为接近1的常数,如此 u 与 γ 均成已知数了,以后再按施工要求选定 λ ,当用悬拼时 λ 即按起吊能力算出的每个节段的长度或其 n 倍。在密索体系中 $n = 2 \sim 3$ 。

用其他方法施工时可取 $\lambda = 8 \sim 24$ 米,随桥宽 B 的大小与活载的标准而异,对单平面索则取 $\lambda = 4 \sim 8$ 米(对钢斜张桥,由于其自

重较轻, λ 可放大)。 λ 决定后便可根据索型(辐射形或折中形)以及塔上各锚固点之间的距离定出 α_i (对竖琴形 α_i 为常数更易决定), 最后定出各个 a_i 。 a 大 u 也大, 能使主梁弯矩小, 这是好的一面; 但如太费钢材则不经济, 故 u 值宜及早试好, 并在调整 γ_i 系数后, 便可确定 u 值。 为偏安全起见, 可对 u 乘以 1.1~1.2 的加权系数, 然后用电算小程序试算, 再根据电算结果略加调整主梁截面或索力便能通过 (在主梁中往往在塔下的几个断面应力有点紧张, 故宜对此负弯矩区加大底板厚度, 最好在两侧箱梁之间将底板连成闭合箱, 并宜在一开始就这样做)。

附注: 在悬臂体系中, 支承挂梁处也算支点区段, 其邻近索即为最外索, 与最内索同样不包括在全桥的通常范围内, 上海 $\times \times$ 桥用平行索, α 为常数, λ_i 与 a_i 在内外索之间均相等, 则 $\gamma = 1$ 。

2.10 钢索的表现弹性模量 E'_s 与混凝土的弹性模量 E_b

钢索的非线性反映在材料性能与几何形状两方面, 材性的问题将在以后讨论, 几何形状的问题则可用下列公式 [2-3] 来表达:

$$E'_s = \frac{E_a}{1 + \frac{(\gamma l)^2}{12\sigma_m^3} \cdot \frac{(1+\mu)^4}{16\mu^2} E_a} \quad (2-1)$$

在此 E_a 为缆索的原始弹性模量, 其数值随其是由平行钢丝、平行钢绞线、封闭索或缆绳组成的而有所不同, 按吨/米²计; (详见 5.4 节)

γ 为包括保护层在内的混合比重, 按吨/米³计;

l 为斜缆的水平投影长度, 按米计;

σ_m 为平均应力, 即 $\frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2}$, 按吨/米²

计;

$\mu = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$ 为应力变化系数。

此公式比之一般不考虑 μ 的公式更精确一些, 通过下列演算可知 μ 的影响:

$$\begin{aligned} \text{由于 } \sigma_m^3 &= \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \right)^3 \\ &= \frac{(1+\mu)^3}{8} \sigma_{\max}^3 \quad (2-2) \end{aligned}$$

于是:

$$\frac{(1+\mu)^4}{\sigma_m^3 \times 16\mu^2} = \frac{1+\mu}{2\mu^2 \sigma_{\max}^3} \quad (2-3)$$

这比单纯用 $\frac{1}{\sigma_{\max}^3}$ 多出 $\frac{1+\mu}{2\mu^2}$ 一个修正项。如

$\sigma_{\max} = \sigma_{\min}$ 即 $\mu = 1$, 则此修正项也为 1。事

实上这是不可能的, 如 $\mu = 0.8$ 则 $\frac{1+\mu}{2\mu^2} = \frac{1.8}{1.28}$

$= 1.4$ 这就加大了分母, 使 E'_s 变小。如 $\mu =$

0.7, 则 $\frac{1+\mu}{2\mu^2} = \frac{1.7}{0.98} = 1.73$, 比 1.4 还要大, 这

就说明应力变化幅度愈大, 也就是恒载应力不够将斜缆张得相当紧时, 非线性影响会更

大。如果 $\mu = 0.6$, 则 $\frac{1+\mu}{2\mu^2} = 2.22$, 那就更加危

险了。所以在钢斜张桥中由于自重较轻, 非线性影响要大得多, 而在预应力混凝土公路斜张桥, μ 常在 0.8 左右, 所以影响较小。

E'_s 的数值是可以按 $\frac{g}{g+p} = \mu$ 算出; 但在铁路斜张桥中 μ 会较小, 这个问题就更值得注意。不过, 当铁路斜张桥的跨度不大时, E'_s 的折减还有限。

至于混凝土的弹性模量用 E_b 表示可从规范中查得, 同时可算出它们的比值

$$\begin{aligned} n &= \frac{E'_s}{E_b} \text{ 如 } E'_s = 1,600,000 \text{ 公斤/米}^2, E_b \\ &= 380,000 \text{ 则 } n = 4.21. \end{aligned}$$

2.11 支点反力系数K

K按吨/米计,如各支点均属简支或均属固结(包括弹性固结)时可不计入;如性质不一,就须将K计入内力计算中,但在初期仍可不予考虑。

2.12 小结

综观上述各项变量分析,可知 l 、 m 、 B 、 H 这前四项均属全桥几何特征问题,可按当地具体条件予以决定,其中 l 是最值得考虑的。 h 既是几何特征,也是强度与刚度的特征,它与主梁刚度成平方比($I \approx Ah^3/8$),还要结合施工对它的强度要求予以选定。根据力学分析和近年来的趋势,除用单平面索体系外, h 宜偏小取用,约为 $0.01l_2$ 或更小。

至于 A 也是与 I 有关,但可从经验统计指标求得,故有了 A 以后, h 可按 I 的要求来确定。

塔的 S 影响不大,而 J_y 的大小对 J_I 是有关的,因为它对主梁弯矩有影响,对全桥刚度也有影响。

索的 a_i 、 α_i 与 λ 均综合用 u 来显示其影响。

E_s 是在混凝土的等级选定以后即可查得的,

故可用 $n = \frac{E_s}{E_c}$ 来表示 E_s 的影响。

所以最后只剩下五个变量即 l 、 I 、 J_y 、 u 和 n 有待综合分析,因为梁、索、塔三者是相互影响的,不能单从一个变量中考虑全桥的经济与安全。(以下用 J 表示 J_y)

法国G. 佩依安(Payen)氏在对伯劳东纳桥进行的分析中观察到预应力混凝土斜张桥的挠度相当小,在弹性计算中用一

次理论已够,并用塔与梁的刚度比 $\frac{EI}{EI} = \frac{J}{I}$

和梁与索的刚度比 $b' = \frac{n_0 E_b I}{E u l^3} = \frac{n_0 I}{n u l^3}$ 这两个

无量纲系数之间的变化绘出跨中正弯矩系数

$\frac{m^+}{l^2}$ 与加载长度系数 $\frac{l_c^+}{l}$ 曲线如图2—2。 n_0

$= 4.76$ 是该设计用的比值,如 $n = n_0$ 则 b'

$= \frac{I}{u l^3}$ 如 $n \neq n_0$ 则乘 $\lambda(n_0/n)$ 便可利用原图。

此图是按照伯劳东纳桥的五跨比例制订出的,可供类似桥型查得跨中正弯矩区段长度 l^+ 及其跨中最大正弯矩影响线面积的系

数 $\frac{m^+}{l^2}$ 的曲线图。据介绍伯劳东纳桥的 $\log \frac{J}{I}$

$= -0.145$ 和 $b' = 7.42 \times 10^{-4}$,据此从图2—2

中查得 $l^+ = 0.475l = 0.475 \times 320 \text{米} = 152 \text{米}$,

用按此加载长度的 p 与从 m^+ 图中查得的930

相乘,便得 $m^+ = 930 \times p$ (152米的) = 4752

吨-米(p 为5.11吨/米,按该桥2个6.50米双车道计合393公斤/米²,与作者建议用400公斤/米²估算很接近)。然后计及支点反力系数 K 和跨中吊点之间的距离 $0.04l$ (不同于按编制此图所假定的 $0.10l$)用手算进

行了修正,得 $m^+ = 4437$ 吨-米与该桥精确

算得的4323吨-米仅差2.7%(即使与未加修正之值相比,误差也不到10%)。故认为在初期考虑方案时足敷应用。

图2—2及图0—2所示的伯劳东纳桥型若与我们所要设计的并不相同,例如三跨连续而不是五跨连续,则所得结果在定量上会有出入,但从定性上看,我们可以认识到改动变量中的哪一个会产生什么样的结果。从而对设计构思可以提供正确的思路。

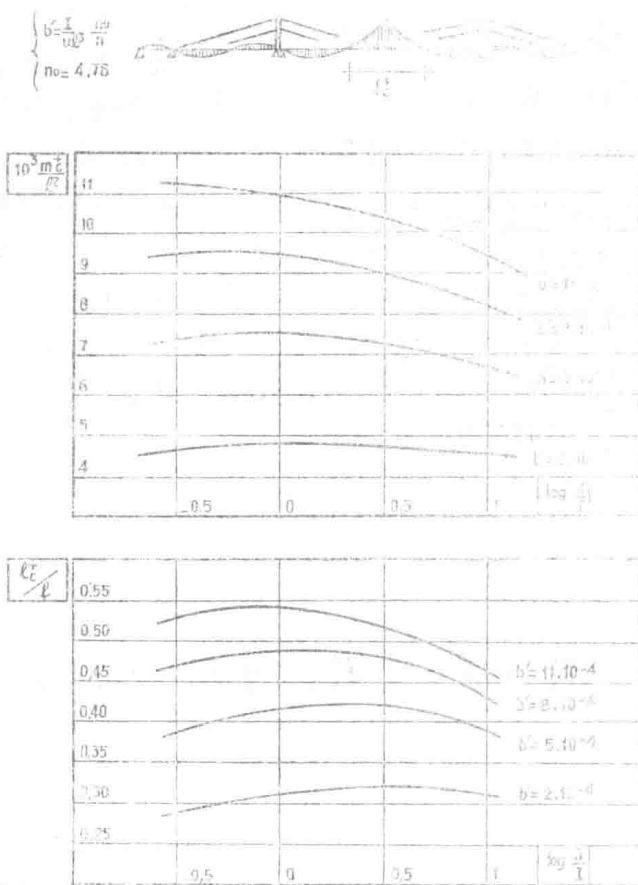


图 2—2 塔、梁、索刚度比对跨中弯矩的影响

例如加大 J/I 使其从 1 到 3.2, 即使 $\log J/I$ 从 0 到 0.5, 对 $b' \leq 8 \times 10^{-4}$ 来说 m^+ 无多大变化。相反地减小 J/I 并不坏。对更大的 b' 加大 J/I 的好处也有限, 因为 m^+ 是小了一些, 但同时 l^+ 也减小了, 所以等代荷载 p 反而加大, 乃至最终 M^+ 的变化并不显著, 而加大 J 要付出不少代价。因此在一般情况下宜取 $J < I$ (悬浮体系例外塔的 J 要足够大, 才能抵抗地震的剪力与弯矩, 尤其在下部要多配粗钢筋, 最好配置部分预应力筋以增强塔的抗震能力与韧性)。

另外, b' 越大, m^+ 就越大, l^+ 也就越长, 从而要布置较长正弯矩区的预应力筋, 尤其对用悬臂施工很不利, 所以要尽可能选用较小的 b' 。

若将主梁的惯性矩写成 $I = CBh^3$ (C 为截面形状系数) 则可看出 $\left(\frac{h}{l}\right)^3$ 在 b' 中的影响是很大的。因此在预应力密索斜张桥中只要构造与施工允许应尽可能选用较小的 $\frac{h}{l}$, 例如 $\frac{h}{l} < 0.01$ 。

至于 u 值则宜加大, 即 $\frac{a_i \sin \alpha_i}{\lambda_i}$ 要大, 其中 $\frac{a_i}{\lambda_i}$ 反映出每延米桥长上的用钢指标能大就大些, 这会联系到经济代价问题, 但若将 $a_i \sigma_i$ 连在一起看, 则不多花钢而提高应力 σ 就能收到有利的效果。所以国外的趋势是将钢索的安全系数 k 从 3 降到 2.5, 甚至于降到 2.38

$= \frac{1}{0.42}$, 当 σ 大时 E' 也会提高。另外 α_i 如能大些, 使其平均值接近 45° 也有好处。

最后 $n = E' / E_h$ 也要大些, 这就要求 E' 大。首先要缆索本身由其材性决定的 E_s 大, 其次要使应力 σ 的变化系数 $\mu \geq 0.8$, 至少 $\mu > 0.75$, 这对预应力混凝土桥来说并不困难, 在美国的斜张桥建议规范中也要求活载应力不超过总荷载应力的25% [2-5]。

通过上述变量分析, 我们可以初步掌握

梁、索、塔三者之间的刚度辩证关系, 从而对建立良好的设计构思找到一些依据。不过除中跨之外还要考虑边跨的问题, 其中边跨弯矩变化比中跨还大, 但影响范围较小, 而且还有其它方法可以使之减小。下面将对边孔问题和上述若干变量的取值及其影响作进一步的讨论。

注: 尚无设计斜张桥经验的同志请看完三至七章后, 重读本章以利应用。

第三章 分孔、体系与辅助墩

3.1 分孔

根据上节分析, 应先选定正桥跨度 $l_1 + l_2 + l_3 = L$, 并配以引桥或路堤。在全桥经济与施工方便的思想指导下, 尽量选取较短的主孔总长 L , 并尽先考虑独塔方案 (如图3—1此时 $L' = l'_1 + l'_2$)。如有困难, 例如不能满足通航、排洪或流冰的要求时再考虑用双塔方案 (如图0—2), 因为双塔方案的边孔总比引桥贵, 比路堤更贵, 故宜用独塔方案来缩短主孔总长。

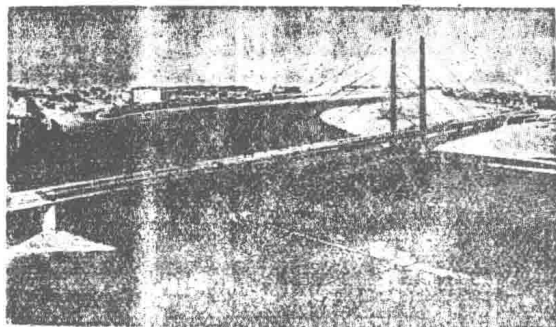


图 3—1 独塔式钢斜张桥 (主孔301米)

当用独塔两孔时, 大孔的跨度约占两孔全长 L 的 $\frac{2}{3}$, 并在小孔一边将约 $L/3$ 的引桥归纳到主孔来使成为三孔连续体系。若原来岸上梁底距地面不高, 未用引桥, 则须加长边孔或用锚固桥台来平衡, 这要通过方案比较来定。

对于大江或海口则可用多个独塔体系相连接的方案如图3—2: 为马拉凯波桥、主孔 5×235 米; 或如印度的刚加(Ganga)桥、主孔为 9×159 米。

当用双塔三孔时, 中孔 l_2 宜 $\geq$ 三孔全长 L 的56%, 边孔 $l_1 = l_3$ 宜 $\leq L$ 的22%, 使 $l_1 / l_2 \leq 0.4$ (图0—3所示之圣纳赛钢斜张桥主孔为158米+404米+158米就是一个范例)。法国伯劳东纳桥 (如图0—2), 虽用了 $l_1 / l_2 \approx 0.45$, 但完工后回顾总结时感到 l_1 太大, 悔未取在0.4以下 [3-1]。如将边孔缩短, 靠其自重平衡主孔有困难, 则可将缩短部分与引桥连成一体 (该桥原已连续 $m_0 = m_4 = 0.15$, $m_1 = m_3 = 0.45$, $m_0 + m_1 = 0.60$) 再调整孔径则可获较经济的方案。

在用2孔或3孔连续的良好地基上改用3

孔至5孔连续,可收到很好的效果,因为将正桥两端第一孔引桥与正桥连结后可以:

①无须另加压重就能防止边孔翘起越是 $m_1 = \frac{l_1}{l_2}$ 小时越有此需要;

②如此连续后,在连续点上就有了固端弯矩,它可大大减小边孔的弯矩变化,不象在边孔端部做个牛腿让引桥第一孔压在牛腿上那样只起压重作用而没有产生固端弯矩;

③由于这样连续后,便有可能将边孔缩短从而更减小了边孔的正负弯矩,其影响是按跨度比的2~3次方计的;

④在用悬臂施工时还可从引桥第一孔开始向边孔进展,这就大大减小了单从塔墩向边孔悬出的长度,从而避免了塔受不平衡弯矩的危险,待边孔将从塔和从引桥伸出的悬臂合拢后再向中孔继续悬拼或悬浇出去就安全得多(详见第七章)。

采用上述连续方法带来的缺点是:原来引桥第一孔的造价可能比正桥低,而改用正桥截面后,其造价会有所提高,但是权衡得失,还是连成4孔(独塔)或5孔(双塔)有利。当边孔离地面不高时,加设辅助墩将主孔分成几个小孔可使边孔和塔的弯矩大大减小,且能提高全桥刚度,也是很好的构思(详见3.3节)。

⑤将引桥与边孔连接后,就容易将塔的前后索按对称布置。这样,落在第1和第5跨内的几对外索虽未锚固在桥墩或桥台上,但当中跨受荷时,邻近荷载的塔原应向跨中侧倾,但由于第1或第5跨的挠度方向和中跨一致,故反能减小塔的侧倾(参见图3—3)。

3.2 体系

1962年开始造第一座混凝土斜张桥——马拉凯波桥时,由于是在宽阔的港口,须做五大孔235米,加上当时对混凝土收缩徐变在斜张桥中的影响虽有研究但还缺乏实践验证,故采用了双悬臂带挂梁的体系(如图0—1与图3—2)。

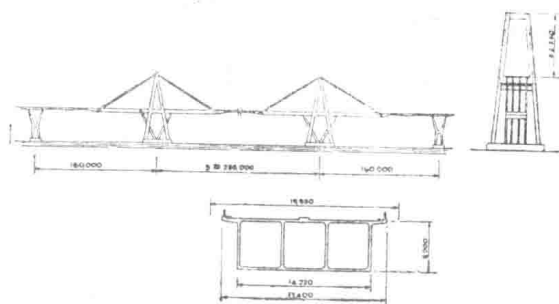


图 3—2 马拉凯波桥

后来好几座桥用双塔方案时,也沿用了中孔带挂梁的悬臂梁体系,其实,这并不是最好的方案,因为它有活载挠度大、行车不和顺、抗振性能不好、用钢量多和施工设备多等缺点,故近年来已多趋向钢斜张桥所习用的连续体系发展。图3—3表示在某独塔方案中两种体系的斜缆轴力影响线对比图,显然是带挂梁的不利。

在双塔方案中,由于中孔的跨中受到混凝土徐变影响,在两边上索之间存着拉弯的问题,所以采用挂梁来避免受拉,改用连续体系时仍须注意减小拉弯的不良影响,其措施有:

a) 尽可能采用预制段以减小收缩与徐变,如不用全预制段也要在悬臂分段浇筑时采用预制腹板;

b) 待两个悬臂完工一段时期后再做连续段,若有可能在放进混凝土合拢预制段后对两悬臂施加对顶推力,使其空出几厘米的缝,并用混凝土填充作为徐变缩短的预储量。这会使双塔受到临时强迫位移与弯矩,但它们会日渐减小,并趋向于0,用悬浮体系时,这项临时内力变化会很小。

c) 设计时将两上索之间的距离取短些,约为 $(0.04 \sim 0.08) l_2$,以减小弯矩,过短时上索太长太费也不好。

在独塔方案中,两端都可自由伸缩,无纵向拉力问题,故更不宜用悬臂体系,只有