

摘 要

混凝土自锚式悬索桥以其优美的外观,材料的高利用率和其它一些显著的优点受到了越来越多的欢迎,其常采用混凝土箱梁或混凝土边主梁代替钢主梁。本文中以霍林郭勒市 4 号桥为工程背景,通过有限元程序进行计算分析,研究了主跨在 130m 左右的自锚式悬索桥的主梁结构形式以及矢跨比对自锚式悬索桥的受力影响。本文主要工作如下:

(1)详细阐述了悬索桥尤其是自锚式悬索桥的发展概况,归纳总结了自锚式悬索桥的构造功能和优缺点,以及计算分析理论。

(2)基于有限元理论以及考虑多种非线性因素的影响,利用大型通用软件 ANSYS 分别建立了混凝土箱梁和混凝土边主梁三种不同主梁形式的有限元模型,计算主梁应力并给出了应力包络图。对结果进行了分析比较及结合经济性指标,得出混凝土箱梁为较优主梁选择形式。

(3)在选定混凝土箱梁作为主梁的基础上,进一步对主缆矢跨比进行了比选。分别建立了不同矢跨比的有限元模型,最终选定该桥的主跨矢跨比为 1/5.5,主跨跨度为 130m,矢高为 23.5m。

关键词: 自锚式悬索桥; 主梁结构比选; 矢跨比; ANSYS

ABSTRACT

Self-anchored suspension bridge, having a beautiful appearance, higher using ratio of material and some other outstanding advantages, is being more used. Concrete box girder or edge girder are often adopted in self-anchored suspension bridge to replace steel girder. A spatial finite method analysis model was built for a self-anchored suspension bridge with a span of about 130 m—The Huolinguole number 4 Bridge Neimenggu Province. With the aids of a FEA programs, the influence of main girder style and rise-span ratio to the self-anchored suspension bridge are studied. Major public are as follows:

(1) Has consulted the domestic and foreign related data and summarized to it, this article elaborates detailed the development survey of Suspension Bridge, especially Self-anchored Suspension Bridge. This article also elaborates the structure function and the good and bad points of Self-anchored Suspension Bridge.

(2) The first step of project optimization mainly aims on the girder structural style. Based on the finite element theory and considered the influences of many kinds of nonlinear factors, using large-scale general finite element software ANSYS, this article establishes concrete box girder, steel box girder and composite girder three different girder material of finite element model, then calculates girder's stress and has given the stress envelope chart. Carried on the comparison with the results, the concrete box girder's stress has been worst. This also explains the concrete box girder's limitation in great span bridge design. Finally has compared the three plans' efficiencies, obtained the conclusion that box girder is the most superior main girder structural style .

(3) The main cable rise-span ratio is a very important parameter in suspension bridge. Based on using box girder, this article has further carried on the optimization to this parameter. This article respectively establishes finite element model of different main cable rise-span ratio, then analyses the results. Finally has compared the economy efficiency, artistry and so on, this bridge's main span arrow steps compared to is 1/5.5. Span for the main span 130m, the high vector is 23.5m.

英 文 摘 要

Key Words: Self-anchored Suspension Bridge; Structural Style; High vector;Ansys

大连海事大学学位论文原创性声明和使用授权说明

原创性声明

本人郑重声明：本论文是在导师的指导下，独立进行研究工作所取得的成果，撰写成硕士学位论文 “雲林郭勒因能成素案析方案”。除论文中已经注明引用的内容外，对论文的研究做出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本论文中不包含任何未加明确注明的其他个人或集体已经公开发表或未公开发表的成果。

本声明的法律责任由本人承担。

学位论文版权使用授权书

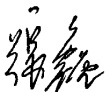
本学位论文作者及指导教师完全了解“大连海事大学研究生学位论文提交、版权使用管理办法”，同意大连海事大学保留并向国家有关部门或机构送交学位论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权大连海事大学可以将本学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，也可采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编学位论文。同意学校有权将本学位论文加入全国优秀博硕士学位论文共建单位数据库。保密的论文在解密后遵守此规定。

保密 ☐，在 _____ 年解密后适用本授权书。

本学位论文属于： 保密 ☐

不保密 ☒（请在以上方框内打“√”）

论文作者签名：



导师签名：



日期：09 年 7 月 3 日

第1章 绪论

1.1 自锚式悬索桥分类及受力特点

自锚式悬索桥区别传统的悬索桥就在于它是把主缆锚固到桥面板或加劲梁的两端而不需要庞大的锚旋,由它们来承担主缆中的水平力和上拔力,使得不易建造锚旋的地方修建悬索桥成为了一种可能。

自锚式悬索桥保持了传统地锚式悬索桥桥型优美轻便的优点,又具有其主缆直接锚固在加劲梁梁端的特点,节省了庞大的锚旋结构,使加劲梁直接承受主缆传来的水平分力,是一个相对独立的结构受力体系。这十分适用于城市以及跨地质条件较差的公路桥梁,加之其新颖的造型,是中小跨桥梁十分有竞争力的桥型。另外,自锚式悬索桥外形简洁,可结合地形取得自锚式悬索桥结构与环境的协调一致,其独特的悬吊受力体系给人深刻印象。当今,工程建设追求人与自然的和谐、强调以人为本,城市桥梁则多要求一桥一景、利用同一河流上不同的桥式促进景观文化建设,为自锚式悬索桥的发展提供难得的历史机遇^[1]。

1.1.1 自锚式悬索桥的分类

自锚式悬索桥的形式主要可分为:

(1) 美式自锚式悬索桥

美式的现代悬索桥形式应用广泛,大多地锚式悬索桥都采用美式的,如美国的金门大桥、维拉扎诺海峡大桥、日本的明石海峡大桥等。而美式自锚式悬索桥其基本特征是采用竖直吊杆,并采用钢桁架作为加劲梁。采用钢桁架的自锚式悬索桥的加劲梁是连续的,以承受主缆传递的压力。加劲梁可做成双层的,供公铁两用,如韩国的永宗悬索桥。采用钢桁架可通过增加加劲梁的高度来保证桥梁有足够的刚度^[1]。

(2) 英式自锚式悬索桥

20世纪60年代英国提出的新型悬索桥突破了悬索桥的传统形式,这种新型悬索桥的基本特征是采用三角形的斜吊杆和刚度较小的流线形扁平翼状钢箱梁作为加劲梁,桥塔处没有伸缩缝,用钢筋混凝土代替钢桥塔,有的还将主缆和加劲梁在跨中固结。其优

点是钢箱梁可减轻恒载，因而减小了主缆截面，降低了钢材用量。钢箱梁抗扭刚度大，受到横向的风力小，有利于抗风，并大大减小了桥塔所承受的横向力，缺点是三角形布置的斜吊杆在吊点处的结构复杂。在自锚式悬索桥中，日本的此花大桥是世界上唯一一座英式自锚式悬索桥^[1]。

(3)其他类型自锚式悬索桥

其他类型自锚式悬索桥采用了竖直吊杆和流线形箱梁作为加劲梁，加劲梁的材料可采用钢材或钢筋混凝土材料。现在的钢筋混凝土自锚式悬索桥都采用这种形式，如中国抚顺万新大桥等。钢结构的自锚式悬索桥除有双层通车要求的采用较多外，还有很多桥梁也采用这种形式，如美国旧金山—奥克兰海湾新桥。在国内，根据国情一般采用钢筋混凝土材料更经济。采用钢筋混凝土材料的加劲梁和钢材的相比有独特的优点：钢结构由于要承受主缆传递的压力，为防止钢结构的压屈，必须在关键部位增加构件或加大尺寸，这就使造价增加，而采用钢筋混凝土材料则较经济，由于混凝土是抗压能力强的材料，所以比钢结构更适于承压。钢筋混凝土材料一般做成箱梁截面，使其有足够的抗扭刚度^[1]。

1.1.2 自锚式悬索桥的特点

自锚式悬索桥的结构体系，与地锚式悬索桥一样，兼有索和梁的受力特点，在外荷载的作用下，主缆和主梁共同受力。主缆是这种组合体系的主要承重构件，承受恒载和活载，其在荷载作用下的变形直接影响到这个组合体系的受力分配和变形。而自锚式的主缆是直接锚固于加劲梁而非锚碇体上，则体系中的主梁不仅要承担活载作用，还要承受由主缆传递给主梁的巨大水平轴向分力。因此主梁受力较地锚式的加劲梁复杂，类似于一个偏心受压构件，弯、压、扭等复合受力。这就对主梁的构造和材料性质要求很高。结构体系内任何一个参数的变化都会对整个体系产生很大的影响^[2]。

自锚式悬索桥和地锚式悬索桥具有以下共同特点：

(1) 悬索桥的平衡应建立在变形后的状态上，因为悬索桥的主缆是一个值承受拉力作用的几何可变体。影响体系的平衡通过主缆自身的弹性变形和几何形状的改变来。

(2)主缆在初始恒载作用下, 具有较大的初拉力, 使主缆保持着一定的几何形状。当外荷载作用时, 缆索发生几何形状的改变。初拉力对在外荷载作用下产生的位移存在着抗力, 它和位移有关, 反映缆索的几何非线性特性。

(3)主缆的垂跨比是影响结构的受力和刚度的条件之一。自锚式悬索桥垂跨比增大, 则主缆的拉力增大, 刚度增大, 恒、活载作用产生的挠度减小;地锚式悬索桥则相反。

(4)悬索桥的跨度越大, 则加劲梁所受的竖向活载的影响越小, 竖向活载引起的变形也越小。

(5)跨径增大时, 增大加劲梁的抗弯刚度对减小悬索桥竖向变形的作用不大, 这是因为竖向变形是悬索桥整体变形的结果。加劲梁的挠度受到主缆变形的影响, 跨度增大时加劲梁在承受竖向荷载方面的功能逐渐减小到只能将活载传递给主缆, 其自身刚度的贡献较小。这一点和其他桥型中主要构件截面面积总是随着跨径的增大而显著增大不同^[2]。

(6)边跨与中跨的跨径比例对悬索桥有很大的影响, 通常悬索桥边跨与中跨跨径之比对悬索桥的挠度和内力有影响, 当边跨与中跨跨径比减小时, 其中跨的跨中和 $L/4$ 处的挠度和弯矩值减小, 而主缆拉力有所增加。

1.2 自锚式悬索桥的发展历史

1.2.1 自锚式悬索桥的发展历史

19 世纪后半叶, 奥地利工程师约瑟夫·朗金和美国工程师查理斯·本德分别独立的构思出自锚式悬索桥的造型。朗金首先在 1859 年写出了这种设想, 本德在 1867 年申请了专利。他们都没用锚固在梁两端的连续缆索, 而是把主缆锚固到主梁的跨中位置。1870 年朗金在波兰建造了一座小型的铁路自锚式悬索桥, 而本德则从没有建造过这种桥梁。尽管他们都没有直接影响未来的设计, 但 20 世纪初期自锚式悬索桥已经在德国兴起^[3]。

1915 年, 德国设计师在科隆的莱茵河上建造了第一座大型自锚式悬索桥, 如图 1.1 所示。这座科隆-迪兹桥主跨 185m, 用临时木脚手架支撑钢梁直到主缆就位。当时主要是因为地质条件的限制不允许修建巨大的锚碇从而使工程师们选择了这种桥型, 但世界各国的设计师都认为这是一种创新。在它建成后的一段时间里影响了其它桥梁的设计, 特别是在宾夕法尼亚的匹兹堡跨越阿勒格尼河的 3 座桥和在日本东京修建的清洲桥都与

科隆-迪兹桥具有相似的外型。科隆-迪兹桥在 1945 年被毁，而原来桥台上的钢箱梁仍保存至今^{[4][5]}。

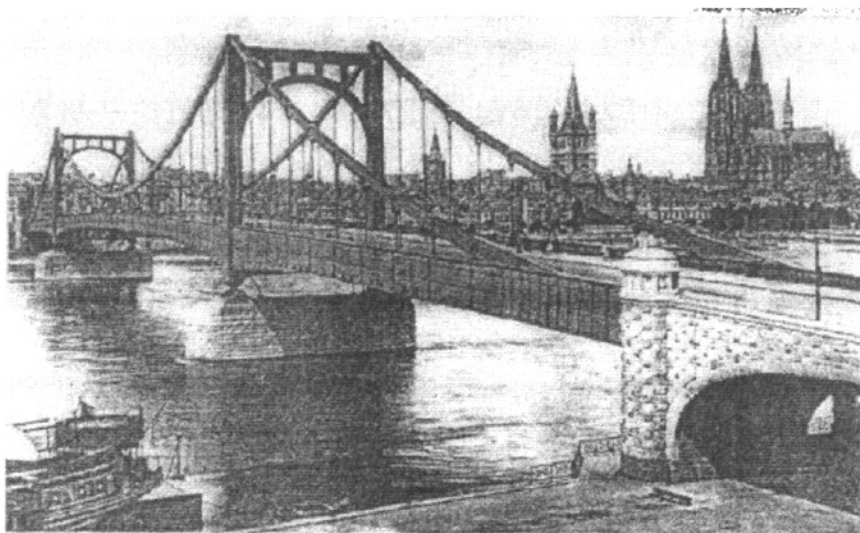


图 1.1 德国科隆-迪兹桥

Fig. 1.1 Cologne-Zi bridge in Germany

20 世纪 30 年代，一些工程师开始热衷于研究自锚式悬索桥，并不是因为它没有锚碇，而是因为计算理论简单。美国和法国的一些刊物都提倡用弹性理论来计算自锚式悬索桥。那时人们已经知道挠度理论是悬索桥精确的计算方法，但是工程师们认为自锚式悬索桥加劲梁的轴力将使该种桥梁的受力性能接近于更简单的弹性理论。基于弹性理论，由于力学分析简单，20 世纪 30 年代美国和德国修建了许多座自锚式悬索桥^[3-5]。

1.2.2 国外自锚式悬索桥

(1) 日本此花大桥

日本此花大桥建成于 1990 年，又名大阪北港桥，是 1954 年以来修建的第一座大型自锚式公路悬索桥，也是世界上唯一一座英国式自锚式悬索桥，该桥跨径布置为 120m+300m+120m，是一座单索面大跨度悬索桥，主缆和吊杆沿车道中心线在同一个竖直面内，如图 1.2 所示。加劲梁为单箱三室钢箱梁，梁高 3.17m，高跨比 1: 95，桥外形非常轻巧， 8.7 KN/m^2 的自重与 300m 跨度相比非常小，加大矢跨比到 1: 6，比一般悬

索桥矢跨比要大，这样可以减小主梁的轴力，同时吊索做成倾斜状，桥塔为 A 字形^{[4][6]}。

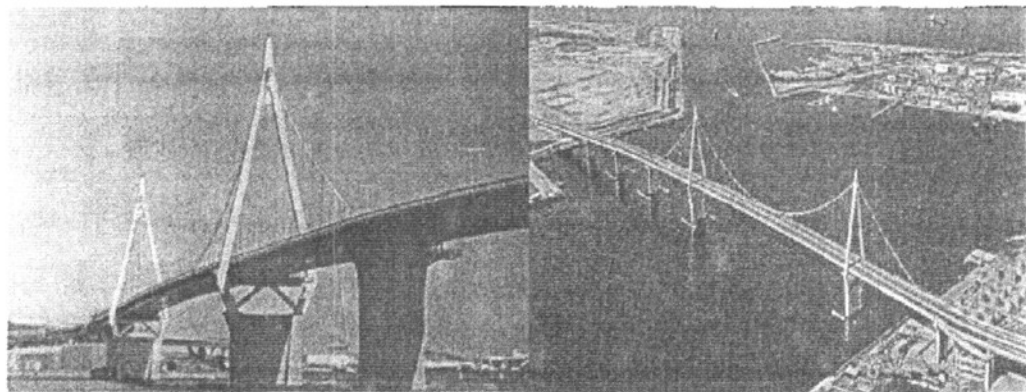


图 1.2 日本此花大桥

Fig. 1.2 Konohana Bridge in Japan

(2) 韩国永宗大桥

就像 1915 年科隆-迪兹桥的里程碑作用一样，此花大桥对其它桥梁的设计影响也很大。著名的韩国永宗大桥，结构造型和尺寸都与此花大桥非常相似，如图 1.3 所示。韩国永宗大桥位于韩国汉城仁川国际机场通往汉城区的高速公路上，是世界上第一座双层行车的公铁两用自锚式悬索桥，300m 的主跨和 A 形桥塔与此花大桥几乎完全相同，但永宗大桥和此花大桥有三个主要不同之处：①为了减小加劲梁中主缆产生的轴向力，主缆的垂度加大到 60m，矢跨比为 1: 5；②永宗大桥采用 2 根主缆，从塔顶到加劲梁跨中呈空间三维曲线，加大了桥梁的横向稳定性；③加劲梁为 7m 高的桁架，上层为公路，下层为铁路，在没有主缆的情况下容易施工^[7]。

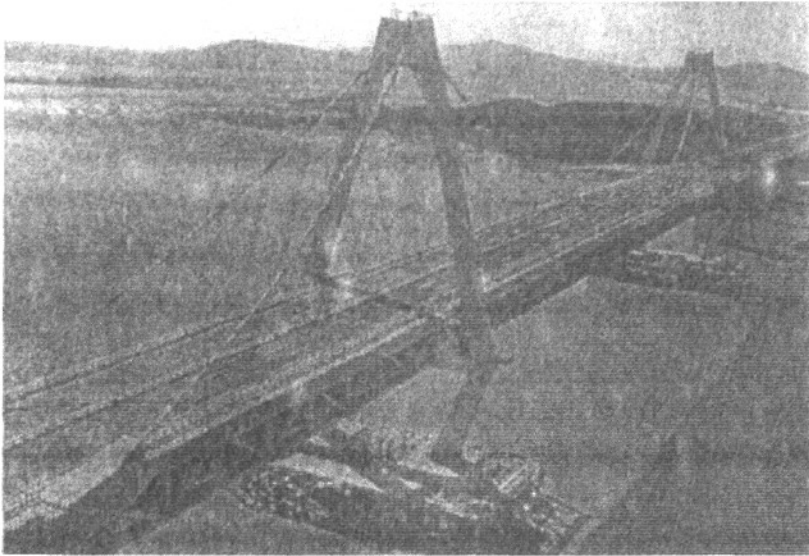


图 1.3 韩国永宗大桥

Fig. 1.3 Yongzong Bridge in Korea

(3) 美国旧金山—奥克兰海湾新桥主桥

原旧金山-奥克兰海湾桥东桥(钢桁架桥)在 1989 年由于里氏 7.1 级地震时局部坍塌,因此决定重建,新桥有宽 25m 的桥面,各包括 5 个车道和 1 条轻轨铁路。南侧还有宽 4.8m 的人行道,考虑 1500 年回归期的地震作用。重建计划主航道为单塔自锚式悬索桥,跨度为 385m+180m,建成后将为世界上跨度最大的自锚式悬索桥,如图 1.4 所示。两根主缆直径 0.78m,东侧(385m 侧)将主缆锚固在东墩处的梁上,其索鞍由箱梁支承,并设计成可移动的,以平衡两主缆索力差。西侧(180m 侧)主缆通过两分离的索鞍环绕在西墩上,这两个分离索鞍固定在西墩上,在施工期间两主缆索力差异采用一项进的座板来平衡。西墩上设计一个预应力帽梁,其重量可以平衡桥梁跨度不对称而在西墩产生的恒载拔力,也用以承受西墩两主缆在运营荷载和地震荷载作用时其索鞍产生的不同应力。塔高 160m,主缆不跨越而是固定在单一的索鞍上,塔由 4 柱组成,沿高度用剪力杆连接,塔柱为钢箱,柱间有间距 3m 的横隔梁连接。承台高 6.5m,支承在 13 根直径 2.5m 的钢管桩上,桩内填灌混凝土,桩净长 20m,嵌入岩石。上部结构为两个空心的各向异性钢箱,箱内横隔板间距 5m,支承各向异性板,并将吊杆荷载分布在箱梁上,箱梁间用宽 10m、高 2.5m、间距 30m 的横梁连接。该横梁承受吊杆横向 72m 跨的荷载,保证

两箱在荷载特别是风和地震荷载时的整体作用。吊杆设在两箱的外侧，形成两空间索面，十分美观^{[4][6]}。

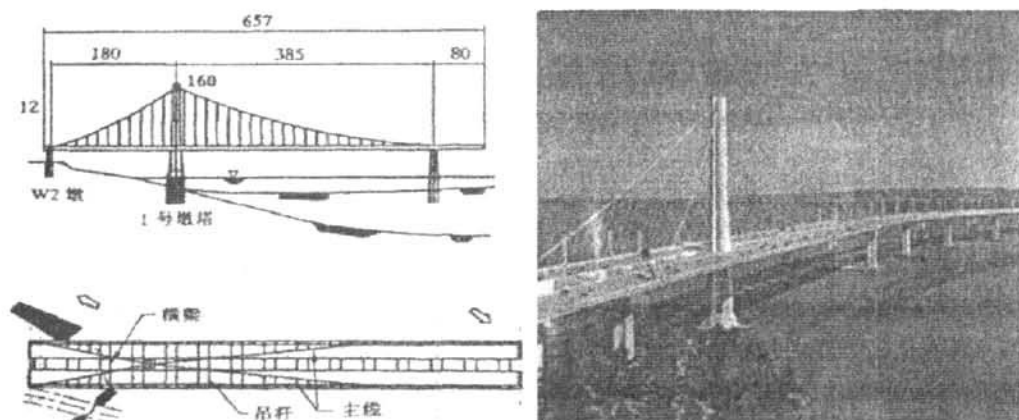


图 1.4 美国旧金山—奥克兰海湾桥
Fig. 1.4 San Francisco-Auckland Gulf Bridge

(4) 其它自锚式悬索桥

Sorok 岛桥是韩国 Geogeum 岛连接本土的桥梁，跨径布置为 110m+250m+110m，矢跨比为 1:5，塔为花瓶型，采用单索面，此桥已开工。爱沙尼亚 Muhu 岛桥(推荐方案)跨径布置为 200m+480m+200m，矢跨比为 1:8，加劲梁为钢箱梁，高跨比 1:400，桥塔为 H 型。1996 年哥本哈根的国际桥梁和结构协会(IABSE)学术会议论文集中，J. F. Klein 介绍了一种自锚式悬索桥的比较方案，跨径布置为 303m+950m+303m，采用单主缆，主跨跨中约 200m 长的主缆在梁体内部，与梁固结，使结构具有很高的刚度，索夹处设有锚固装置，所以主缆截面沿桥梁是可变化的，这样可大大节省主缆造价^[8]。

1.2.3 我国自锚式悬索桥的发展

自锚式悬索桥在国外产生发展较早，在国内却是最近几年才开始建造，相关文献也很少，使这种桥型在国内的发展远远落后于国外，但混凝土自锚式悬索桥是首先在国内设计成功并建造的。在 1998 年的徐州黄河故道复兴路桥设计中，大连理工大学的张哲教授首次提出了采用混凝土主梁的自锚式悬索桥方案，并进行了技术设计。同时，我们

也看到,由于自锚式悬索桥独特的优越性,我国越来越多的学者和工程师开始关注这种桥梁类型,近年来在理论和实践上都取得了一定的成就。其中,大连理工大学桥梁研究所的张哲教授就较为系统的研究了混凝土自锚式悬索桥体系^[9-13]。

大连市金石滩金湾桥已建成,是世界上第一座钢筋混凝土结构的自锚式悬索桥,位于大连金石滩旅游度假区的滨海路上,横跨帆船港池入海口,已成为当地的一处景观,如图 1.5 所示。金湾桥总长 198m,其中主桥长 108m,引桥长 90m,主桥跨径为 24m+60m+24m,桥宽 12m,矢跨比为 1:8,双塔双索面结构。主桥的主梁采用钢筋混凝土边主梁形式,梁高 1 米,梁段中间浇注横隔梁。索塔为钢筋混凝土门式塔架,塔高 27m,塔柱为圆柱形,直径 1.5m。主桥主梁及横梁采用 50 号混凝土,主缆跨过桥塔索鞍,不散开,两端锚固在主梁上,在端部主索套筒内设减震器,主梁上吊杆间距为 3m。金湾桥还将加劲梁做成拱形(吊拱体系),用主缆的水平分力来抵抗拱脚的推力,起到了系杆拱桥中系杆的作用。这样既满足了跨中通航的净空要求,同时也使主桥两端的高度降低,大大减少了引桥的长度,节省了投资。金石滩悬索桥采用混凝土自锚式这一新的结构形式,不但取得了良好的经济效益,同时也为该桥型的建造提供了宝贵的经验^[1] [9-13]。

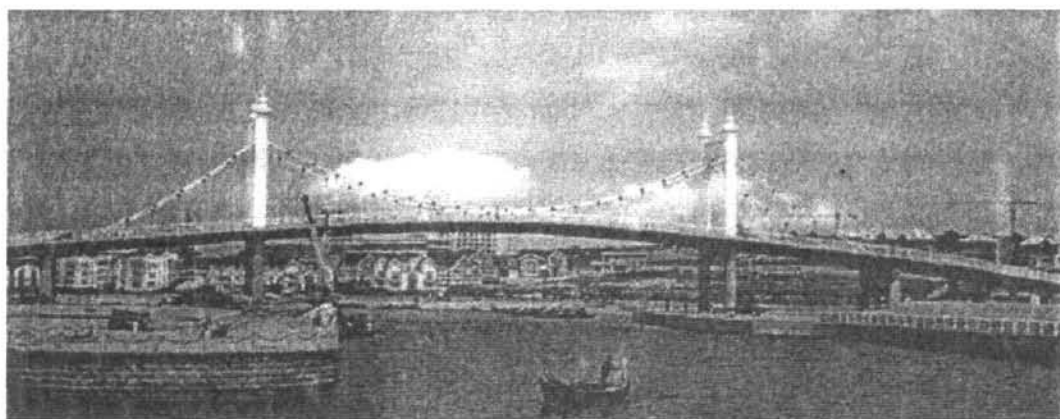


图 1.5 大连市金石滩金湾悬索桥

Fig. 1.5 Dalian JinShiTan Jinwan suspension bridge

浙江平湖海盐塘桥为一座主桥跨度为 30m+72m+30m 自锚式悬索桥,上部结构采用

钢筋混凝土箱梁，主缆锚固在主梁端部和主梁跨中，塔梁固结，设计构思独特。主梁采用钢筋混凝土箱梁，利用主缆水平分力为主梁施加免费预应力，主梁在纵向不再配置预应力钢束，塔顶不设置鞍座，主缆直接锚固在塔顶上^[9-13]。

抚顺万新大桥位于抚顺市区东部，跨越浑河，道路等级为城市主干路，如图 1.6 所示。万新大桥车道布置为双向 6 车道，两侧均布置人行道和非机动车道，桥面宽 41m。该桥全长 476.15m，其中主桥为双塔双索面的混凝土自锚式悬索桥，主跨跨径为 160m，边跨为 70m，锚固跨为 15m，形成了 15m+70m+160m+70m+15m 的跨径组合，是目前世界上混凝土自锚式悬索桥的最大跨径。万新大桥的主缆中心距为 26.5m，吊索沿顺桥向的间距为 5m。主梁采用钢筋混凝土箱梁，箱梁的标准断面为单箱五室，梁宽 41m，梁中心高度为 2.5m，主梁的高跨比为 1: 64，设双向 1. 5%横坡，桥梁在纵桥向的坡度为 2%。万新大桥主梁采用贝雷桁架现浇施工，先浇注两边锚固跨，在架设主缆的同时浇注主梁的其它部分，以缩短工期^[9-13]。

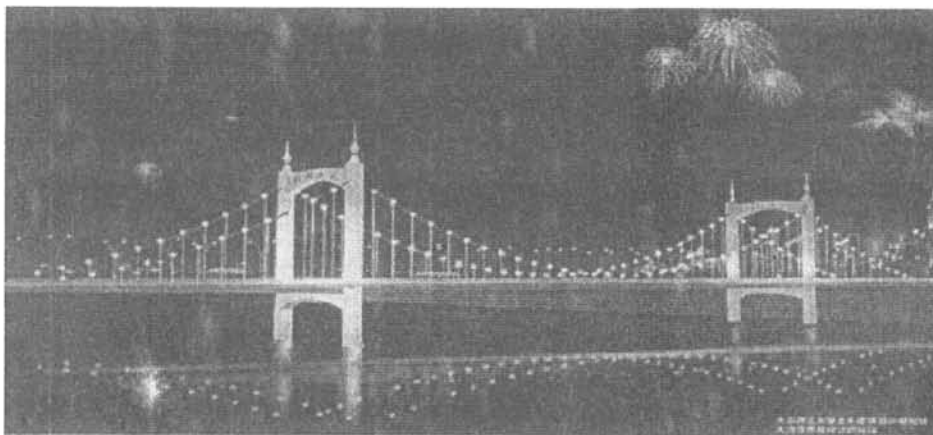


图 1.6 抚顺市万新大桥效果图

Fig. 1.6 Panorama of Wanxin Bridge (Fushun,China)

兰旗松花江大桥方案为自锚式混凝土悬索桥，该方案主跨为 240m，边跨 90m，锚固跨 25m，主桥全长 $25\text{m}+90\text{m}+240\text{m}+90\text{m}+25\text{m}=470\text{m}$ ，吊索间距为 6m。主梁采用混凝土箱梁，梁宽 28m，梁中心高度 2.75m，每 6m 设一道横梁。主梁纵向受主缆水平力作用，在各种工况荷载作用下均不出现拉应力，为全预应力结构。索塔采用富于变化且

显得高而挺拔的 H 型塔。塔柱采用变厚度矩形实体截面，横梁采用两条共扼曲线组成的变截面梁。经过经济比较，综合考虑主缆矢跨比对索塔高度、主缆长度和截面、吊杆长度、主梁截面及其压应力的影响，主缆中跨矢跨比采用 1: 7。单根主缆直径 49.43cm，全部钢丝分成 61 束索股，采用冷铸锚锚于锚固跨主梁的锚固块上。61 束索股分别架设、锚固，架设完毕后用挤圆机将全部索股挤成圆形。锚固墩处主梁内设散索鞍，散索鞍下设置板式橡胶支座，利用支座的剪切变形实现散索鞍与主梁之间的相对滑动。苏州市竹园大桥东接劳动路，西连竹园路，北侧不远处为狮山大桥及新建成的苏州体育中心，桥梁跨越京杭大运河，是连接苏州中心城区和新区的城市桥梁，如图 1.7 所示。该桥的建成，大大改善了苏州城西的交通状况，加强了中心城区和新区的联系，进一步优化了苏州的投资环境。竹园大桥主桥采用的是三跨自锚式悬索桥体系，跨径布置为 33m+90m+33m。该桥为三跨连续结构，主梁除边跨端锚固段采用混凝土截面形式外，其余均为叠合截面，全桥叠合梁梁高 2.45m，宽 37.0m，由二根箱形钢主梁和钢横梁、小纵梁组成的钢构架与 0.25 米厚的混凝土桥面板形成整体叠合截面。主塔采用扁平的半弓形环状双塔，双塔间不设横梁，为钢筋混凝土结构。塔直立部分作为主体受力构件，主要承担主缆传递过来竖向力及不平衡水平力。弯曲弧形部分作为辅助构件，保证索塔侧向稳定，两部分在塔顶、底部联成整体。该桥的两根主缆横向间距为 29.5m，矢跨比约为 1/8，总索力约为 3000 吨/根。主缆采用冷铸锚锚固体系，冷铸锚头现场铸造，在主缆散索鞍后，主缆呈辐射形散开，每根主给分成 19 股，分别锚固在端锚梁上^[9-13]。

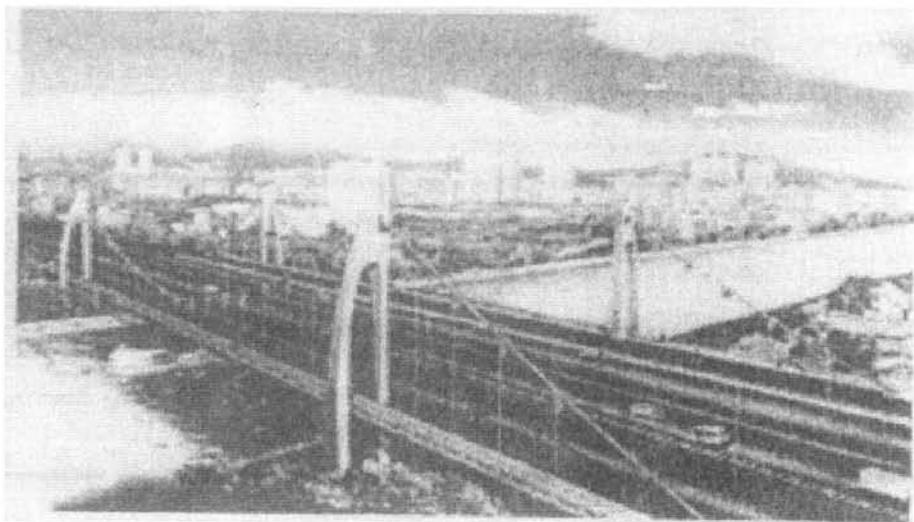


图 1.7 苏州市竹园大桥效果图

Fig. 1.7 Panorama of Zhuyuan Bridge (Suzhou, China)

正在设计的猎德大桥位于广州市新光快速路,比选方案之一为主桥采用独塔两跨自锚式悬索桥,跨度布置为 $47\text{m}+167\text{m}+219\text{m}+47\text{m}$,如图 1.8 所示。主塔塔身外观似两个贝壳状弧形壳体相扣,高 131m ,顶部装饰高 25m ,塔柱截面为单箱单室预应力混凝土结构。主桥采用扁平钢箱梁,两端设置风嘴,箱梁顶宽 36.1m ,底板直线段 12m ,梁高 3.5m ,其 47m 的两锚固跨和毗邻的主、边跨各一段采用混凝土梁。混凝土梁段外形同钢箱梁,在主缆锚固区(即桥墩处)将梁高增加为 4.5m 和 5m 。全桥共设两根主缆,吊索采用空间布置,其与铅垂线成 7° 左右夹角^[1]。

此外,我国已建和即将建设的自锚式悬索桥还有永康市溪心桥($37\text{m}+90\text{m}+37\text{m}$)、佛山平胜大桥($5\times 40\text{m}+30\text{m}+350\text{m}+30\text{m}+29.6\text{m}$) (图 1.9)、长沙三汊矶湘江大桥($70\text{m}+132\text{m}+328\text{m}+132\text{m}+70\text{m}$) (图 1.10)、金华康济桥($33\text{m}+100\text{m}+33\text{m}$)、北关大桥($40\text{m}+118\text{m}+40\text{m}$)和青岛海湾大沽河桥($80\text{m}+190\text{m}+260\text{m}+80\text{m}$)等。总之,自锚式悬索桥以其外形美观,结构新颖等优越性,正在中华大地上雨后春笋般的出现。尽管自锚式悬索桥有着自身的缺点和局限,但在中小跨径上是一种很有竞争力的方案,它会越来越受到人们的重视和欢迎。这种在 20 世纪曾被忽视很长一段时间的桥型随着社会的进步又得到了人们的重新认识,随着实践经验的积累,自锚式悬索桥的设计理论

和施工方法也将趋于完善，跨越能力也会不断提高，相信在以后会有越来越多的方案倾向于这种桥型^[1]。



图 1.8 广州市猎德大桥白锚式悬索桥效果图

Fig. 1.8 Panorama of Liede Self-Suspension Bridge (Guangzhou,China)



图 1.9 佛山平胜大桥

Fig. 1.9 Ping Sheng Bridge (Foshan,China)

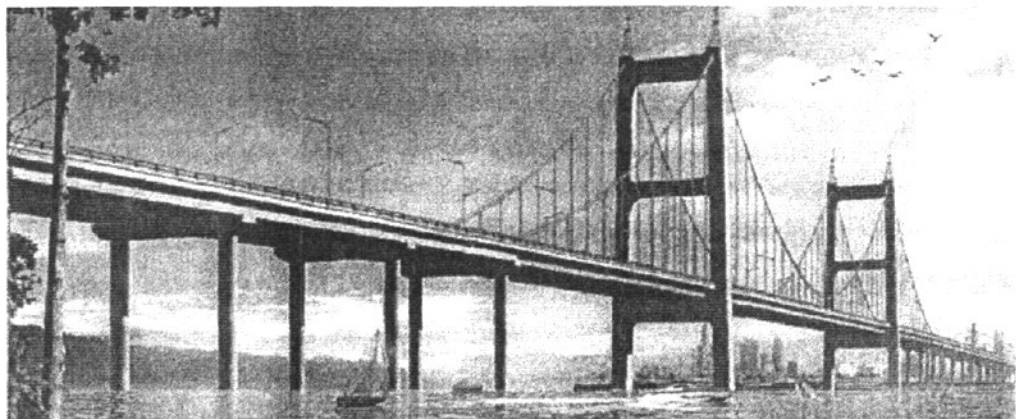


图 1.10 长沙三汊矶湘江大桥

Fig. 1.10 Sanchaji Bridge in Xiangjiang river (Changsha, China)

1.3 自锚式悬索桥主要构造及应用前景

1.3.1 自锚式悬索桥的主要构造及功能

自锚式悬索桥与地锚式悬索桥相同,由主缆、吊索、加劲梁、主塔、鞍座及锚固构造等部分构成。

主缆:主缆是悬索桥的主要承重构件,除承受自身恒载外,缆索本身通过索夹和吊索承受活载和加劲梁(包括桥面系)的恒载。除此以外主缆还承担一部分横向风荷载,并将它传递到桥塔顶部。主缆材料大多采用平行钢丝绳或高强钢丝。主缆不仅可以通过自身弹性变形,而且可以通过其几何形状的改变引起结构刚度的变化,从而影响体系的平衡,表现出大位移非线性的力学特征。主缆在恒载作用下具有很大的初始张拉力,对结构形状的潜在变化提供强大的初应力刚度^[1]。

吊索:吊索也称吊杆,是主缆与加劲梁之间的纽带,将活载和加劲梁的恒载传递到主缆的构件。吊索的布置形式有垂直和倾斜两种,上端通过索夹和主缆相连,下端锚固在加劲梁上。吊索内恒载轴力的大小,既决定了主缆在成桥状态的真实索形,也决定了加劲梁的恒载弯矩^[1]。

加劲梁:加劲梁的主要功能是提供桥面和防止桥面发生过的挠曲变形和扭曲变形,同时承受主缆的水平分力和竖向分力。加劲梁是承受风荷载和其它横向水平力的主

要构件。大跨度悬索桥由于加劲梁自重的限制一般采用钢桁架形式主梁和钢箱梁形式主梁。对于钢筋混凝土材料的加劲梁由于自重大，所以就限制了跨度的大小^[1]。

主塔：主塔是支承主缆的重要构件。悬索桥的活载和恒载(包括桥面、加劲梁、吊索、主缆及其附属构件如鞍座和索夹等的重量)以及加劲梁支承在塔身上的反力，都将通过桥塔传递到下部的塔墩和基础。桥塔同时还受到风力和地震力的作用，桥塔的高度主要由矢跨比确定。桥塔可采用钢结构，也可采用混凝土结构^[1]。

鞍座：根据鞍座所处的位置及功能不同可分为主索鞍、散索鞍及转索鞍。主索鞍在主塔上，用来支撑和固定主缆，通过它可以使主缆的拉力以垂直力和不平衡力的方式均匀的传递到塔顶；散索鞍位于主缆锚固处，作用是将主缆的索股分开，分别进行锚固，一般应用在跨度较大的自锚式悬索桥中，由于跨度较大的悬索桥其主缆传递到主梁上的压力很大，所以必须将主缆散开分别锚固；转索鞍用于改变主缆的方向，当采用通长的主缆，在梁端环绕通过时，通过转索鞍来实现，采用这种索鞍时，不需要锚固构造，加劲梁端部尺寸也相对较小^[1]。

锚固构造：自锚式悬索桥的主缆锚固在加劲梁端部，因此强大的端横梁即为锚固构造^[1]。

1.3.2 自锚式悬索桥的优缺点

自锚式悬索桥由于其自身的受力特点，形成以下几方面的优缺点。

自锚式悬索桥的优点：

(1) 不需要修建大体积的锚碇，所以特别适用于地质条件很差的地区，同时又不仅局限于在地基很差、锚碇修建困难的地区修建^[1]。

(2) 受地形限制小，可结合地形灵活布置，既可做成双塔三跨式悬索桥，也可做成单塔双跨式悬索桥等不同的结构形式^[1]。

(3) 由于自锚式悬索桥是由主梁的受弯、受压及主缆受拉来承受荷载，受力比连续梁更为合理。由于它不需要巨大的锚碇，对于中、小跨度桥梁，可以和斜拉桥方案相竞争。受力性能与系杆拱桥类似，但吊杆长度普遍比系杆拱桥的吊杆短，其矢跨比选择的余地比系杆拱大^[9]。

(4) 对于混凝土材料加劲梁的自锚式悬索桥, 加劲梁由于承受主缆传递的压力, 刚度会提高, 可以节省大量的预应力构造。因此较以往钢加劲梁的自锚式悬索桥用钢量明显降低, 建造和后期维护费用也大幅度降低^{[9][10]}。

(5) 自锚式悬索桥由于保留了传统悬索桥美观的外形, 在中、小跨度上是很有竞争力的方案。自锚式悬索桥用于小跨度也是一种很好的桥型, 如人行桥, 在过去的 20 多年里, 德国工程师 Jorg-Schlaich 及其同伴在德国设计出了很多著名的自锚式人行桥^{[9][10]}。

自锚式悬索桥的缺点:

(1) 由于主缆直接锚固在加劲梁上, 梁承受了很大的轴向力, 主梁应力增加, 同时还要考虑失稳的问题, 为此需要加大梁的截面。对于钢加劲梁和混凝土加劲梁都明显增加了造价和自重, 同时使主缆钢材用量增加, 所以采用这两种材料跨度都会受到限制^[1]。

(2) 施工步骤受到了限制, 自锚式悬索桥必须在主梁、主塔做好之后再吊装主缆, 安装吊索, 因此需要搭建大量临时支架以安装主梁。所以自锚式悬索桥若跨度增大, 其额外的施工费用就会增多, 同时还会影响到桥下的通航或通车^{[1][8]}。

(3) 锚固区局部受力复杂, 需要进行详细分析。自锚式悬索桥的特点是把主缆直接锚固于加劲梁上, 将主缆的力直接传递给加劲梁, 体系中的主梁受力较地锚式悬索桥的加劲梁复杂, 尤其是主缆锚固区不仅要承担活载作用, 还要承受由主缆传递的巨大水平轴向分力和上拔力, 这就使得自锚式悬索桥的主缆锚固构造很复杂, 锚固体系应力分布难以准确把握^{[9][10]}。

(4) 相对地锚式而言, 由于主缆非线性的影响, 使得吊杆张拉时施工控制更加复杂^[1]。

(5) 由于加劲梁除承受主缆传递的压力外, 还承受主缆拉力的竖向分力, 所以应尽量减小主缆锚固处与主梁的夹角, 必要时需要设置较大的锚块或者采用引桥进行压重^[1]。

1.4 本课题主要研究内容

本文主要工作包括以下几个方面:

首先详细的阐述了悬索桥尤其是自锚式悬索桥的发展概况，并归纳总结了自锚式悬索桥的构造功能和优缺点。综述了自锚式悬索桥各种计算理论和分析方法，包括最初的弹性理论乃至现在的有限元方法。

其次，以霍林郭勒自锚式悬索桥为例，对其方案进行了比选及优化。第一步主要针对主梁的结构形式。基于有限元理论，考虑多种非线性因素，分别建立了三种不同主梁形式的有限元模型，对其结果进行了分析比较并结合经济性考虑，建议主梁采用箱梁。

最后，在选定箱梁的基础上，建立了不同矢跨比的有限元模型，对自锚式悬索桥进行了矢跨比的优化。

第 2 章 自锚式悬索桥的计算理论

悬索桥静力分析方法的目的是以分析悬索桥结构工作时受力情况,人们对悬索桥受力特点的研究越来越正确及数值方法与计算机的发展,根据年代和内容的不同,悬索桥的计算理论可以分为三类:弹性理论、挠度理论和有限位移理论及非线性理论。

2.1 弹性计算理论

大约在 1880 年前后,在美国以 Levy 为代表的一批学者曾尝试使用 Navier 以及 Castigliano 建立的结构分析理论来分析悬索桥的内力,在欧洲 Navier 及 Castigliano 本人也尝试将分析拱的力学理论来分析悬索桥的内力,这就逐渐建立了最初的悬索桥弹性理论。弹性理论是最早出现的悬索桥计算理论,属于微小变形理论。它是一种将悬索桥看作为主缆与加劲梁结合体的最早期的计算理论,是建立于超静定结构分析方法基础上的一种方法。它只考虑由荷载产生的新的截面内力之间的平衡,没有考虑结构体系变形对内力的影响。其特点是对恒载和活载的作用没有本质上的区别。以当时世界上跨度最大的布鲁克林桥为首的许多美国悬索桥都是用这个理论作的分析计算^{[12][14-16]}。

用弹性理论作悬索桥结构分析时,作了如下假定:

(1) 主缆只受拉力,其本身不承受弯矩,水平均布的恒载使主缆的几何形状为二次抛物线,而且,恒载完全由主缆承担。活载作用在桥上时,主缆的几何形状及长度假定保持不变。

(2) 假定梁的抗弯刚度 EI 沿梁长不变。

(3) 将布置很密的吊索,按形成“膜”来考虑,并假定吊索长度不因活载而伸长。这样,在活载作用下,沿主缆各点的竖向挠度就和沿梁长各相应点的挠度一样。

按照上述假定,悬索桥就是缆和加劲梁的简单组合体系,用普通结构力学即可求解,计算方便,而且用弹性理论简化的结构具有线弹性性质,叠加原理对它适用。在进行设计时,可以为其沿梁各点绘制弯矩和剪力的影响线,然后让活载布置在最不利位置,进行梁的弯矩和剪力值计算,并按照这些值对梁进行验算。在这种情况下,加劲梁是承重结构体系的重要组成部分,而结构在活载下的挠度则是与加劲梁抗弯刚度 EI 密切相关的。当悬索桥的跨度不大且加劲梁的高度取为跨径的 $1/40$ 左右时,采用弹性理论分析是

合适的。而对于大跨径悬索桥设计计算时，由于弹性理论是在不考虑结构体系变形对内力影响的前提下推导出来的方法，所以有两个非常明显的缺点：一是没有考虑恒载对悬索桥刚度的贡献；二是没有考虑悬索桥结构非线性大位移影响，使按弹性理论计算出的加劲梁弯矩值偏大，结构太保守，偏于安全，浪费材料。因此当设计 200m 以上大跨度悬索桥时，应采用计入体系变形对内力影响的挠度理论方法计算或有限位移理论计算^[12] [14-16]。

2.2 挠度计算理论

在 19 世纪上半叶，人类在用弹性理论设计悬索桥时，已经意识到受均布荷载的悬索当再承受一集中荷载时，其行为是非线性的。1888 年，奥地利 Melan 教授等人提出了考虑缆索竖向位移影响的“挠度理论”，后在 1906 年作了改进。挠度理论的特点是：当悬索桥因活载产生竖向变形时。原有恒载已产生的主缆轴力由于变形的关系将产生新的抗力，也就是说必须考虑结构体系变形对内力的影响，即主要计算分析缆索的非线性变形，是二次内力影响。应用这个理论进行设计时，主梁的作用就退化为桥面系力的局部传递，跟以前相比，主梁高度的迅速降低和跨度的迅速增加是这一时期悬索桥的变革。这个认识随即改变了悬索桥的跨度，使其一下就进入了 1000 米以上的大跨度。此理论最早应用于美国曼哈顿桥，而以 1937 年 5 月建成的美国金门大桥最为突出^[12]。

用挠度理论对悬索桥结构分析计算时，应基于以下的假定：

- (1) 假定恒载为沿跨度均布，在无活载状态下，主缆为抛物线型，加劲梁内无应力。
- (2) 吊索为竖直，沿桥跨密布，不考虑在活载作用下的拉伸和倾斜，当作仅在竖向有抗力的薄膜。
- (3) 在每一跨内加劲梁为等直截面梁，即截面惯性矩在一跨内为常量。
- (4) 主缆及加劲梁都只有竖向位移，不考虑其在纵向的位移。

挠度理论的基本微分方程如下：

$$EI \frac{d^4 v}{dx^4} - H \frac{d^2 v}{dx^2} = p(x) + H_p \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (2.1)$$

其中， $H = H_g + H_p$ ；

H_g 为恒载作用下主缆索的水平拉力, $H_g = \frac{gl^2}{8f}$;

H_p 为活载作用下主缆索的水平拉力;

v 为活载作用下主缆的挠度, y 为主缆索的线形, $p(x)$ 为活载;

主缆的相容条件为:

$$H_p = \frac{A_c E_c}{L_p} \left(\frac{8f}{l^2} \int_0^L v dx - \alpha t L_t \right) \quad (2.2)$$

其中: $L_p = \int_0^L \frac{dx}{\cos^3 \varphi}$; $L_t = \int_0^L \frac{dx}{\cos^2 \varphi}$

可用傅里叶级数求解基本方程。

为了简化挠度理论的计算工作, 国内外曾经提出了一些简化的近似方法, 常用的几种近似方法有: 线性挠度理论、图表法、代换梁法、重力刚度法^[12]。

一般来说, 用挠度理论来分析计算悬索桥结构已经有了相当高的精度, 可以满足工程设计精度的要求, 所以现在许多大跨度悬索桥也还用挠度理论进行设计计算。但是, 挠度理论因采用了若干理想化假定, 因此严格说来就包含一些近似性。在挠度理论的假定中, 没有考虑以下因素: 吊杆的倾斜与拉伸, 缆索和加劲梁的纵向位移, 另外在缆索相容方程中还忽略了二阶非线性项, 并隐含了缆索倾角及倾角变化为小量的假定, 这些假定会使分析结果受到影响^{[12][14-17]}。

2.3 有限位移理论和非线性理论

随着桥梁跨度不断增大的同时, 以及加劲梁相对刚度的不断减小, 线性挠度理论引起的误差已不容忽略, 这就使 1980 年以后发展了以使用计算机为前提的有限位移理论。因为考虑吊索的离散状态, 以有限位移理论为基础的矩阵结构分析较为适用, 它不仅收敛迅速和分析严谨, 并且特别适合电算。有限位移理论还可以较全面的考虑大位移引起的悬索桥几何非线性的因素, 这些因素主要有: 荷载作用下的结构大位移; 缆索自重垂度的影响; 恒载初始内力对主缆刚度的影响。有限位移理论是目前大跨度悬索桥分析计算中普遍采用的方法^[12]。

另外, 弹性理论和挠度理论一般只适用于结构面内分析, 而有限位移理论的应用范

围要广泛得多，除了结构面内分析之外，还可用作结构的空分析。当悬索桥同时承受多个方向的荷载，或由于结构上的变化使得悬索桥不能分为多个力学系统单独分析再迭加得总效的方式进行结构分析时，就需用有限位移理论进行空分析^[12]。

用有限位移理论对悬索桥结构分析计算时，应基于以下的假定：

- (1) 全部应力在比例极限以下；
- (2) 各杆件为等截面；
- (3) 材料性能服从虎克定律；
- (4) 防止了结构面外的屈曲，认为结构无面外屈曲；
- (5) 缆索和吊索弯曲为柔性的；
- (6) 荷载集中于节点。

这个解法中，可计入吊杆及塔的伸缩对主缆以及加劲梁的影响，对有斜吊杆的悬索桥也可以适用。

现在，可在结构刚度方程中，用对刚度矩阵的修正内容来表示各种计算理论的实质。

弹性理论： $[K] = [K_E]$

线性挠度理论： $[K] = [K_E] + [K_g(N_g)]$

有限位移理论： $[K] = [K_E] + [K_g(N)] + [K_d(\delta)]$

其中： $[K_E]$ 、 $[K_g]$ 、 $[K_d]$ 分别为弹性刚度矩阵，几何刚度矩阵和大位移刚度矩阵；

N 、 N_g 、 δ 分别为恒活载轴力、恒载轴力和位移。

2.4 小结

作为本章总结，自锚式悬索桥计算理论比较如表 2.1 所示

表 2.1 三种计算理论
Tab. 2.1 Three computational theories

静力计算理论	适用的悬索桥范围	理论区别	主缆的分析
弹性理论	小跨度悬索桥梁的 刚度较大时	微小变形理论	不考虑主缆的初期轴力
挠度理论	大跨度悬索桥 竖直吊索	有限变形理论	主缆拉力的水平分力为定值
有限位移理论和 非线性理论	大跨度悬索桥 任意形状	有限变形理论 大变形理论	主缆拉力在水平方向也有变化

第 3 章 霍林郭勒 4 号桥主梁结构方案比选

3.1 霍林郭勒 4 号自锚式悬索桥的方案设计

霍林郭勒 4 号桥为自锚式悬索桥是霍林郭勒市公路建设的重要组成部分之一。在满足适用、经济、安全、美观等条件的同时充分考虑与周围环境的协调性。并且在局部设计上反映出了霍林郭勒这个具有民族特色城市的风采。

霍林郭勒 4 号桥主桥为混凝土自锚式悬索桥，全桥长为 224m，主跨为 130m，两边跨各为 47m。

主要技术指标如下：

- ◆ 道路等级：I 级
- ◆ 计算行车道速度：60 公里/小时。
- ◆ 行车道数：双向六车道。
- ◆ 行车道宽度：11.75+11.75 米。
- ◆ 桥梁宽度：主桥 40 米
- ◆ 纵坡：3%
- ◆ 桥面横坡：1.5%
- ◆ 设计荷载：城市-A 级，人行道活载 3KN/m²。
- ◆ 地震基本烈度：VI 度
- ◆ 凸形竖曲线最小半径：3700 米。

3.1.1 霍林郭勒 4 号自锚式悬索桥方案一概述

方案一主梁采用混凝土边箱梁，具体介绍如下：

(1) 总体布置

霍林郭勒 4 号桥主桥是混凝土自锚式悬索桥，塔墩固结，塔梁分离。桥梁跨径设计为 47+130+47m，桥梁设计长度为 224m。主梁立面轴线在中跨范围内设置半径为 3700m 竖曲线，两端纵坡为 3%。线路设计桥面宽为 40m，双向为六车道，车道宽度为 3.75m，非机动车道为 3.0m，人行道宽为 2.0m。总体布置如图 3.1。

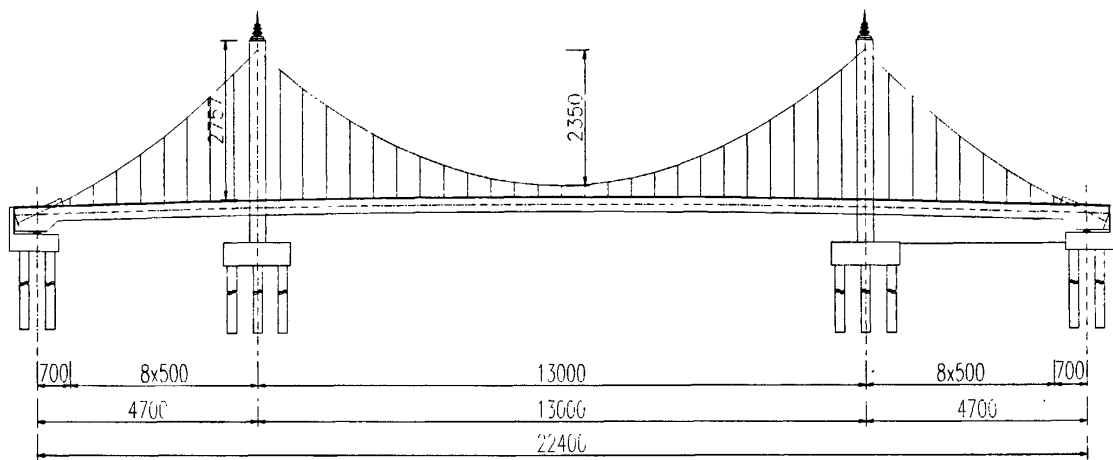


图 3.1 总体布置图 (单位: cm)

Fig.3.1 General layout (Unit:cm)

(2) 主梁

加劲梁为混凝土边主梁截面。梁中心高度为 2m，双向横坡为 1.5%。桥面总宽度为 40m，采用混凝土标号为 C50。梁高与主跨跨比为 1/65，梁高与梁宽比为 1/20。方案一主梁截面形式如图 3.2。

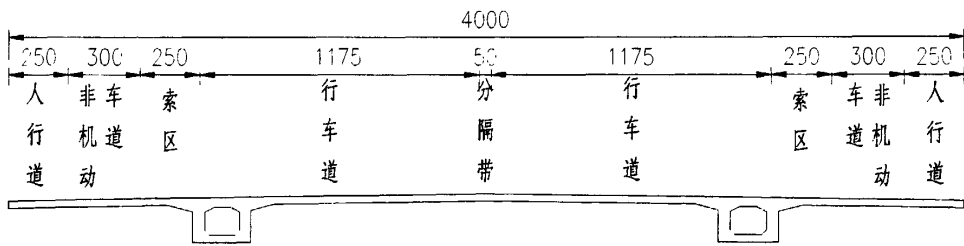


图 3.2 混凝土边主梁梁截面 (单位:cm)

Fig.3.2 Cross of concrete girder (Unit: cm)

(3) 主缆

全桥主缆共有两根,主缆强度等级为 1670MPa 的镀锌高强钢丝,主缆为每束 91 ϕ 5mm

的钢丝绳，共 37 束。主缆的施工方法采用预制平行钢丝绳逐根架设同时在缠丝区设置由专业厂家生产的防腐。主缆采用对称布置，成桥状态下主跨跨度 130m，理论矢高 23.5m，矢跨比 1:5.5。

(4) 吊杆

全桥共有间距 5m 的吊杆 83 根。吊杆采用强度为 1670MPa 镀锌高强平行钢丝（73 ϕ 7mm），钢丝束外设由专业厂家生产的 PE 护套，两端配冷铸锚。吊杆上端通过索夹固定于主缆，下端锚固于加劲梁上。

(5) 索塔及墩桩基础

索塔的结构形式采用“门”式钢筋混凝土框架，桥面以上高 27.56m，全高 35.04m，为尺寸由 350cm $\times$ 250cm 横向渐变到 350cm $\times$ 320cm 的矩形混凝土实心截面，上横梁为内配 4 根 15- ϕ 15.2 的预应力钢绞线，高度 350cm 矩形截面。下横梁为内配 6 根 19- ϕ 15.2 的预应力钢绞线宽 330cm，是跨中高度 2.6m 的矩形截面。

每根塔柱下设 12.3m $\times$ 12.3m $\times$ 4.0m 的承台，每个承台下设 9 根 ϕ 1.8m 的钻孔灌注桩，桩长 45m。

桥台下设 8 根 ϕ 1.8m 的钻孔灌注桩，桩长 35m。构造如图 3.3。

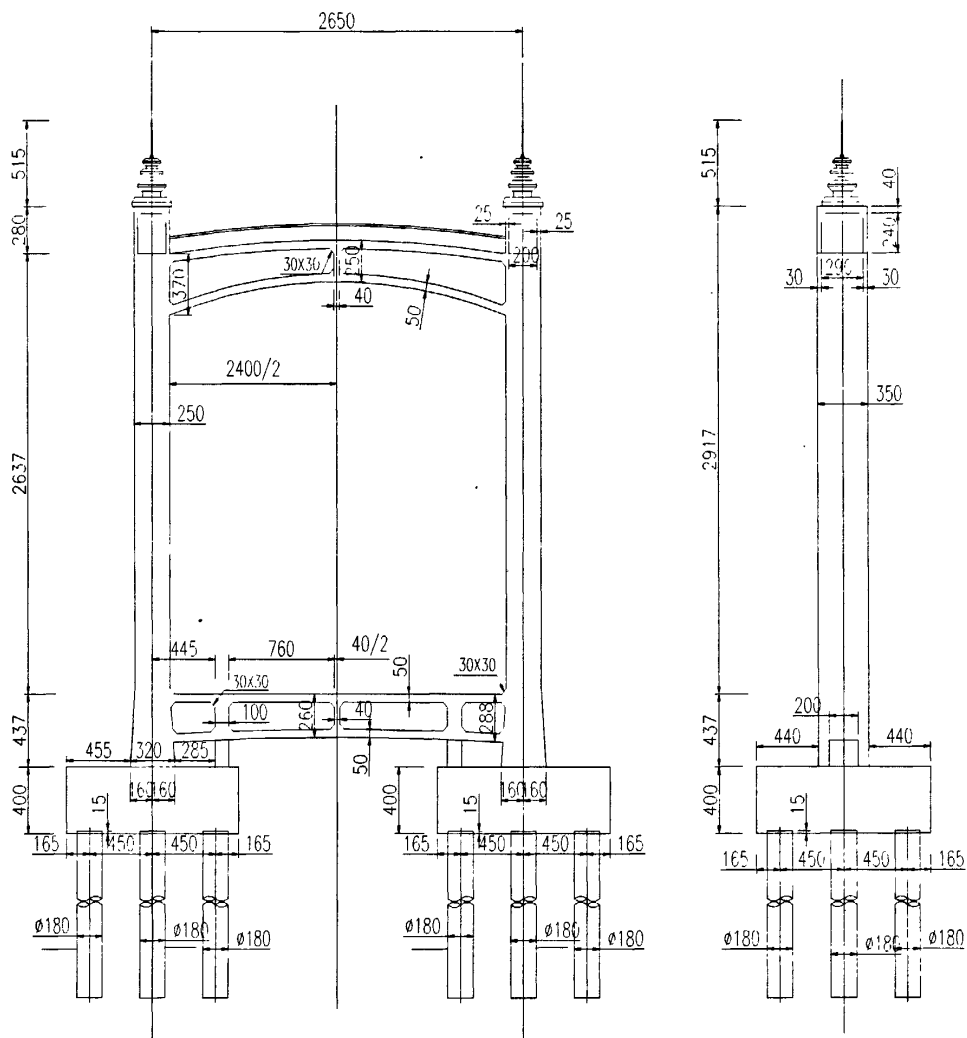


图 3.3 主塔构造图 (单位:cm)

Fig.3.3 Diagram of tower structure (Unit: cm)

3.1.2 霍林郭勒 4 号自锚式悬索桥方案二概述

方案二主梁采用混凝土边主梁，具体介绍如下：

(1) 总体布置

同方案一。

(2) 主梁

加劲梁为混凝土边主梁截面形式。梁中心高度 2.6m，设双向 1.5%横坡。桥面宽度 40m，采用标号为 C50 的混凝土。梁高与主跨跨比为 1/50，梁高与梁宽比为 1/15.4。方案二主梁截面形式如图 3.4。

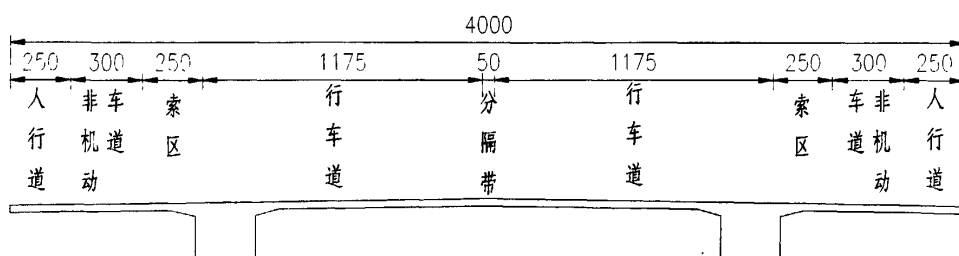


图 3.4 混凝土边主梁梁截面 (单位:cm)

Fig.3.4 Cross of concrete girder (Unit: cm)

(3) 主缆

全桥主缆共有两根，主缆强度等级为 1670MPa 的镀锌高强钢丝，主缆为每束 127 ϕ 5mm 的钢丝索，共 37 束。主缆的施工方法采用预制平行钢丝索逐根架设同时在缠丝区设置由专业厂家生产的防腐。主缆采用对称布置，成桥状态下主跨跨度 130m，理论矢高 23.5m，矢跨比 1:5.5。

(4) 吊杆

全桥共有间距 5m 的吊杆 83 根。吊杆采用强度为 1670MPa 镀锌高强平行钢丝 (109 ϕ 7mm)，钢丝束外设由专业厂家生产的 PE 护套，两端配冷铸锚。吊杆上端通过索夹固定于主缆，下端锚固于加劲梁上。

(5) 索塔及墩桩基础

同方案一。

3.1.3 霍林郭勒 4 号自锚式悬索桥方案三概述

方案三主梁采用混凝土箱梁，具体介绍如下：

(1) 总体布置

同方案一。

(2) 主梁

加劲梁为混凝土单箱五室箱梁截面。梁中心高度 2.5m，设双向 1.5%横坡。桥面宽度 40m，采用标号为 C50 的混凝土。梁高与主跨跨比为 1/52，梁高与梁宽比为 1/16。方案三主梁截面形式如图 3.5 所示。

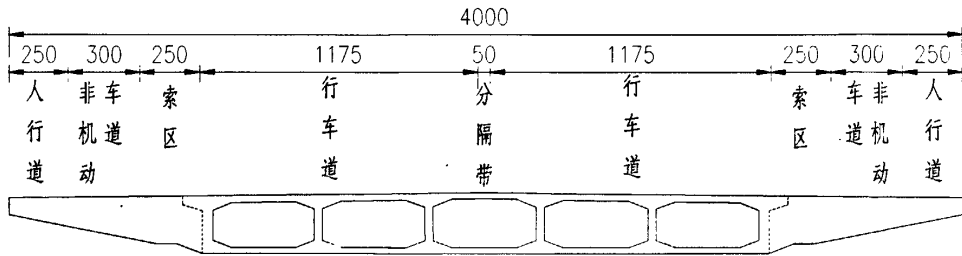


图 3.5 混凝土箱梁截面 (单位:cm)

Fig.3.5 Cross of concrete girder (Unit: cm)

(3) 主缆

全桥主缆共有两根，主缆强度等级为 1670MPa 的镀锌高强钢丝，主缆为每束 127 ϕ 5mm 的钢丝绳索，共 37 束。主缆的施工方法采用预制平行钢丝索逐根架设同时在缠丝区设置由专业厂家生产的防腐。主缆采用对称布置，成桥状态下主跨跨度 130m，理论矢高 23.5m，矢跨比 1:5.5。

(4) 吊杆

全桥共有间距 5m 的吊杆 83 根。吊杆采用强度为 1670MPa 镀锌高强平行钢丝 (109 ϕ 7mm)，钢丝束外设由专业厂家生产的 PE 护套，两端配冷铸锚。吊杆上端通过索夹固定于主缆，下端锚固于加劲梁上。

(5) 索塔及墩桩基础

同方案一。

3.2 三种方案主梁应力分析比较

3.2.1 建立有限元模型

通过大型通用软件 Ansys 建立该桥有限元模型, 全桥共有单元 243 个, 节点 206 个。

本桥有限元模型共选用了 4 种单元类型, 主缆以及吊杆使用只受拉(或只受压)空间链杆单元 link10 来模拟; 主梁和索塔空间通过等截面梁单元 beam4 和空间可变截面梁单元 beam44 来模拟; 散索鞍处的主缆和主梁使用空间链杆单元 link8 来连接; 主缆锚固点采用空间等截面梁单元 beam4 将主缆锚固在主梁上, 主梁与索塔交点处节点采用竖向耦合约束, 用铺装与栏杆以附加质量的形式沿纵向均布。建立的有限元模型, 如图 3.6。

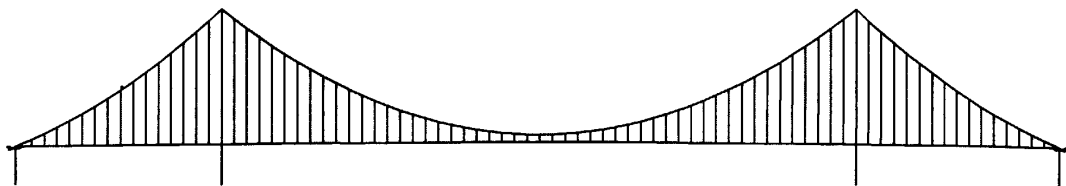


图 3.6 全桥有限元模型

Fig.3.6 Finite element model of bridge

3.2.2 主梁应力计算

悬索桥是以主缆为主要承重构件的柔性结构体系, 在竖向荷载作用下, 加劲梁随主缆的竖向变位而受弯, 所引发的结构几何大变形必须考虑与结构受力的平衡条件相协调, 故求解时需考虑结构大变形对结构总体刚度的影响。因而求解时打开 ANSYS 的大变形开关, 并采用瞬态非线性求解器提高求解收敛性^[18]。求解时使用通过 ANSYS 二次开发生成的结构计算程序考虑多工况最不利组合, 共考虑恒载(即结构自重), 汽车荷载, 人群荷载, 温度荷载, 混凝土收缩徐变等荷载工况, 对三种方案分别进行了求解, 得到了各个方案的主梁应力, 如下图 3.7~3.12 所示:

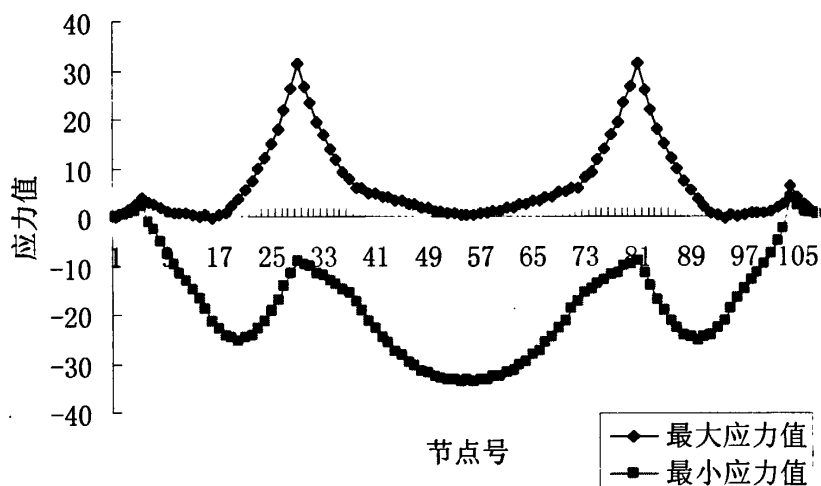


图3.7 混凝土梁方案一主梁上缘应力包络图 (单位:MPa)

Fig.3.7 Envelope of girder upper limb stress of concrete girder project No.1 (Unit: MPa)

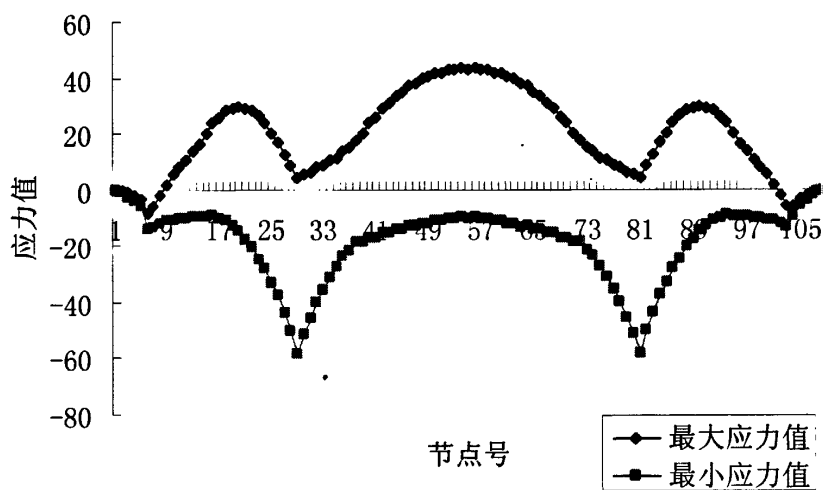


图3.8 混凝土梁方案一主梁下缘应力包络图 (单位:MPa)

Fig.3.8 Envelope of girder lower margin stress of concrete girder project No.1 (Unit: MPa)

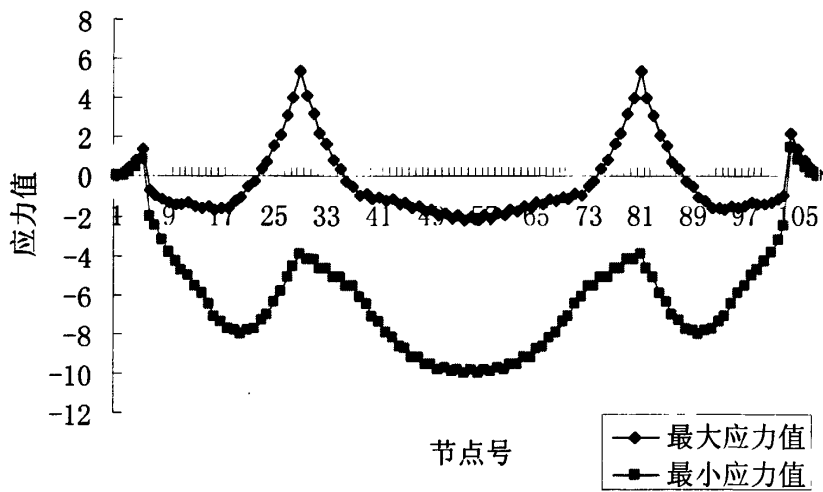


图3.9 混凝土梁方案二主梁上缘应力包络图 (单位:MPa)

Fig.3.9 Envelope of girder upper limb stress of concrete girder project No.2 (Unit: MPa)

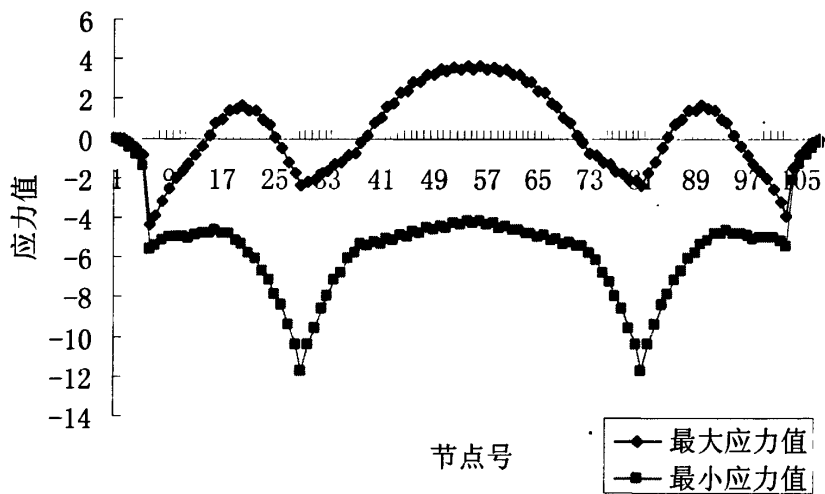


图3.10 混凝土梁方案二主梁下缘应力包络图 (单位:MPa)

Fig.3.10 Envelope of girder lower margin stress of concrete girder project No.2 (Unit: MPa)

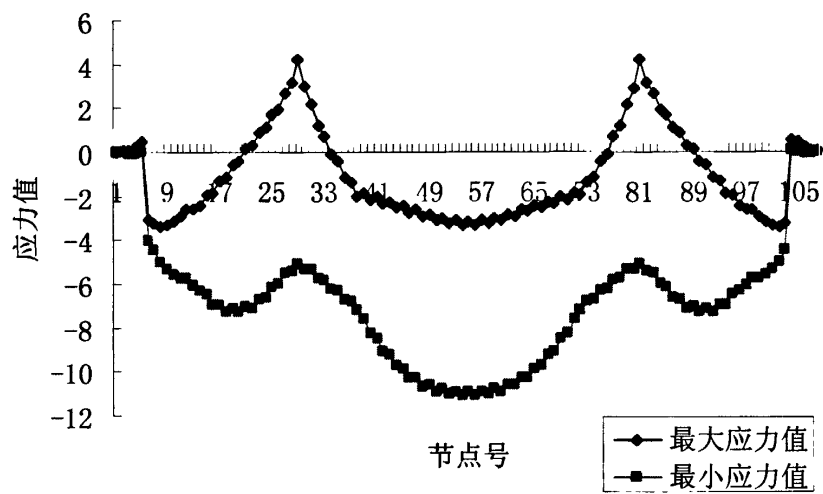


图3.11 混凝土梁方案三主梁上缘应力包络图 (单位:MPa)

Fig.3.11 Envelope of girder upper limb stress of concrete girder project No.3 (Unit: MPa)

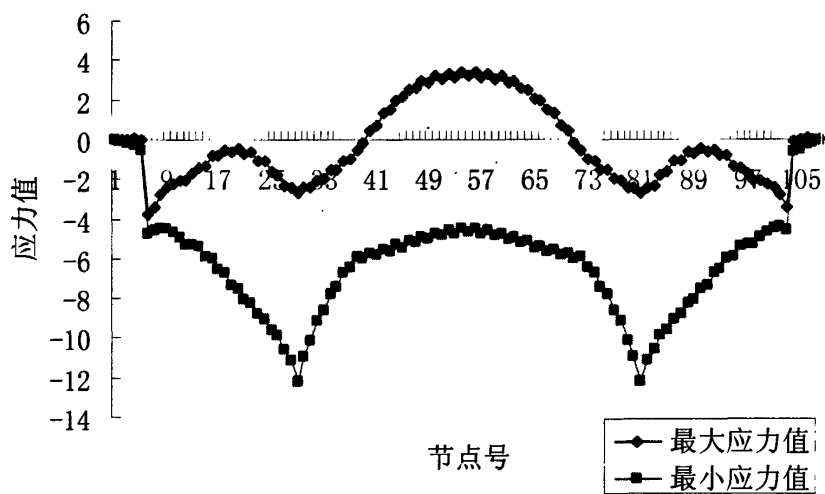


图3.12 混凝土梁方案三主梁下缘应力包络图 (单位:MPa)

Fig.3.12 Envelope of girder lower margin stress of concrete girder project No.3 (Unit: MPa)

从图 3.7~3.12 可以看出, 方案二和三主梁方案的结果可以满足承载力要求。这说明采用方案二、三任何一种形式的主梁, 在构造合理的情况下, 在受力方面都是具有可

行性的。但是相对于方案三中的箱梁，方案二中的边主梁则需要较大的梁高，而且塔梁交接处下缘应力比较大，已经接近规范规定的容许值，方案二应力状况相对较差。

3.3 方案优化设计

3.3.1 方案经济性比较分析

经济性是桥梁设计的基本原则之一，工程造价是桥梁方案能否实施的重要因素之一。因此，桥梁设计不仅满足实用的基本条件，还必须是一种经济合理的结构型式。为了便于经济性比较，对满足设计要求的两种方案的主要材料，包括加劲梁、主缆、吊杆的工程造价进行了粗略的比较，如下表 3.1 所示：

表3.1 二种方案主要材料经济性比较
Tab.3.1 Efficiency comparison of two different major materials of main girder

材料	方案二	方案三
混凝土加劲梁 (立方米)	6167.7	5991.1
主缆(吨)	375	375
吊杆(吨)	43.7	39.4

从表 3.1 可以看出，方案二的造价明显高于方案三，这是由于方案二中混凝土主梁自重较大，从而加大了主缆和吊杆的直径，这就大大增加了主梁、主缆和吊杆的造价，因此从经济性指标上出发，方案三为最优方案。

3.4 小结

本文首先介绍了霍林郭勒 4 号自锚式悬索桥基本情况，并对三种不同截面的主梁方案进行了设计，分别建立了有限元模型，在考虑几何非线性基础上，对其进行了恒载作用、活载作用、整体升降温影响、收缩徐变、温度梯度、索梁温差等各种荷载组合作用下的分析，得到了在最不利荷载组合作用下加劲梁的应力数据，对其进行分析比较。然后又从满足应力条件的两种方案的经济性方面进行了对比分析，得出了以下结论：跨径在 130m 的自锚式悬索桥从受力方面来看，在构造合理的情况下，方案二和方案三

两种方案均能满足要求；从经济性考虑，方案三要优于方案二；从美观性考虑，箱梁显得更加轻盈，给人视觉上以美的享受；从使用性能方面考虑，箱梁方案比边主梁方案有比较明显的优势。

综合以上诸多因素考虑，跨径在 130m 范围内的自锚式悬索桥的主梁采用方案三即混凝土箱梁截面是最为合适的。

第 4 章 霍林郭勒 4 号自锚式悬索桥主缆矢跨比

通过第三章的计算和分析,霍林郭勒 4 号自锚式悬索桥的加劲梁采用混凝土箱梁截面。由于主缆的矢跨比与边跨跨度的改变将会引起主缆的粗细与主梁受力的变化。因此必须对方案进行进一步地优化,即对主缆的矢跨比与悬索桥的边跨比进行优化设计。

4.1 主缆矢跨比的影响

对于地锚式悬索桥,当跨径和主梁自重一定时,主缆矢跨比越小,主缆拉力越大,结构的整体刚度越大,矢跨比一般取 1: 9~1: 12,当满足刚度要求的情况下,可取较大值,以节省主缆用量。然而,结构分析表明自锚式悬索桥恰好相反,主缆矢跨比越小,结构的整体刚度反而越小。因此对于钢梁为加劲梁的自锚式悬索桥应采用较大的矢跨比,可同时减小轴向压力和弯矩,达到节省钢材的目的,如日本的此花大桥采用了 1: 5 的矢跨比。

但是,对于采用混凝土加劲梁的自锚式悬索桥,主梁需要必要的压应力来抵消弯矩产生的拉应力,以减小主梁尺寸,节省预应力筋。因此,在设计时应综合考虑主梁尺寸和主缆矢跨比,进行优化,选择合适的矢跨比,达到经济指标和满足刚度要求。

4.1.1 主缆的估算

本章选用了三种不同的主缆矢跨比,分别为 $\frac{f}{l} = \frac{1}{5}$, $\frac{f}{l} = \frac{1}{5.5}$, $\frac{f}{l} = \frac{1}{6}$, 即矢高分别为 26m, 23.5m, 21.67m。在矢跨比变化的同时对主缆的直径进行了优化。

下面以矢跨比为 1/5 的方案为例来估算主缆的直径, $f = 25m$, $l = 130m$,

主缆在恒载和活载作用下的水平拉力 H_g 为:

$$H_g = \frac{\omega l^2}{8f} = \frac{\omega l}{8\lambda} \quad (4.1)$$

式中: ω — 主缆所受的均布荷载; $\lambda = \frac{f}{l}$ — 主缆的矢跨比

$$q = q_{\text{恒}} + q_{\text{活}} \quad (4.2)$$

$q_{\text{恒}}$ 包括主梁、铺装、人行道以及栏杆的重量:

$$q_{\text{恒}} = (76811.92 + 8640 + 400) \times 10 \div 1000 = 858.52 \text{ kN/m}$$

$q_{\text{活}}$ 包括汽车荷载和人群荷载:

$$q_{\text{活}} = 10.5 \times 6 \times 0.55 \times 1.1 \times 1.15 + 2.5 \times 6 \times 1.15 = 61.1 \text{ kN/m}$$

$$q = q_{\text{恒}} + q_{\text{活}} = 858.52 + 61.1 = 919.62 \text{ kN/m}$$

由式 4.1 可得:

$$H_g = \frac{ql^2}{8f} = \frac{919.62 \times 130^2}{8 \times 26} = 74719 \text{ kN}$$

主缆在恒载和活载作用下的安全系数取为 2.5, 主缆与水平方向的夹角为 38° , 则每根主缆的缆力 F 为:

$$F = \frac{2.5 \times H_g}{\cos 38^\circ \times 2} = 118526 \text{ kN}$$

根据计算结果, 选用强度等级为 1670MPa 的镀锌高强钢丝 35 束, 规格为每束 127 ϕ 5mm。

按照上述方法分别估算矢跨比为 1/5.5 和 1/6 的主缆, 结果如表 4.1 所示:

表4.1 不同矢跨比的主缆规格

Tab.4.1 Main cable specification of different rise-span

矢跨比	矢高f (m)	缆力F (kN)	主缆规格
1/5	26	118526	127 ϕ 5mm 35束
1/5.5	23.5	131136	127 ϕ 5mm 37束
1/6	21.67	142209	127 ϕ 5mm 39束

4.2 主梁应力分析

4.2.1 恒载作用下

主缆的水平拉力随着矢跨比的变小而逐渐增大,这就使得主缆施加给加劲梁的预压力也随之不断增大。根据公式 $H_g = \frac{\omega l^2}{8f} = \frac{\omega l}{8\lambda}$, 分别对三种不同矢跨比的方案在恒载作用下进行计算分析,得出各个方案的主梁应力,结果如图4.1~图4.6所示。

矢跨比为 1/5 的方案:

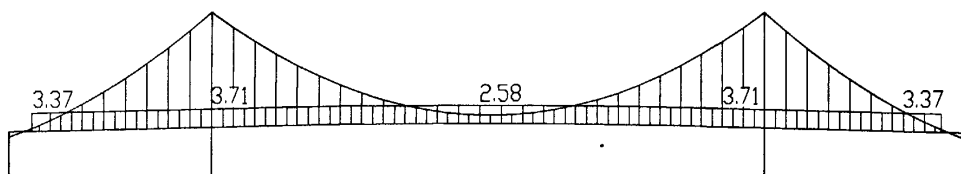


图4.1 主梁下缘应力图 (单位:MPa)

Fig.4.4 Figure of girder lower margin stress (Unit: MPa)

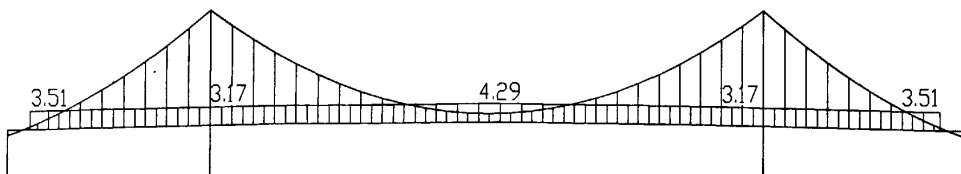


图4.2 主梁上缘应力图 (单位:MPa)

Fig.4.5 Figure of girder upper limb stress (Unit: MPa)

矢跨比为 1/5.5 的方案:

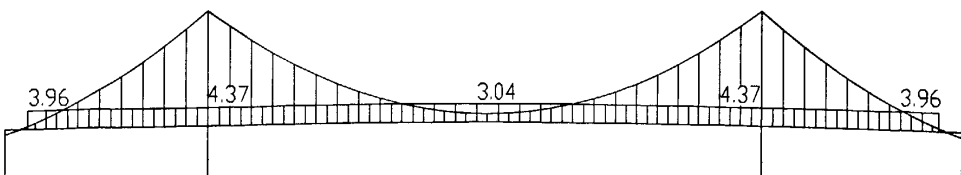


图4.3 主梁下缘应力图 (单位:MPa)

Fig.4.6 Figure of girder lower margin stress (Unit: MPa)

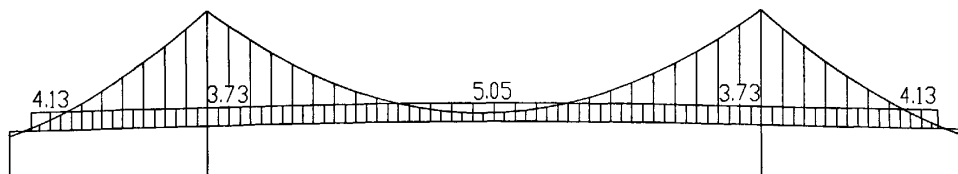


图4.4 主梁上缘应力图 (单位:MPa)

Fig.4.7 Figure of girder upper limb stress (Unit: MPa)

矢跨比为 1/6 的方案:

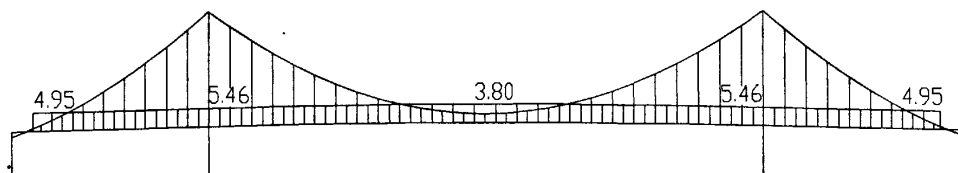


图4.5 主梁下缘应力图 (单位:MPa)

Fig.4.8 Figure of girder lower margin stress (Unit: MPa)

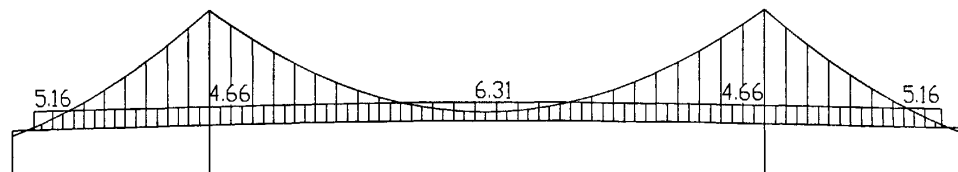


图4.6 主梁上缘应力图 (单位:MPa)

Fig.4.9 Figure of girder upper limb stress (Unit: MPa)

由图 4.1~图 4.6 可以看出,主梁的应力在恒载作用下随着矢跨比的减小而逐渐增大。矢跨比由 1/5 减小到 1/5.5、1/6 时,主梁应力值变化的趋势基本上呈线性关系,分别增加了 15%与 25%左右,同时可以得出在恒载作用下矢跨比的变化对主梁应力有较大的影响。

4.2.2 活载作用下

活载在荷载组合中占有较大的比重。下面分别对三种不同矢跨比的方案在活载作用下进行了求解,得到了各个方案的主梁应力,结果如图 4.7~4.12 所示。

矢跨比为 1/5 的方案:

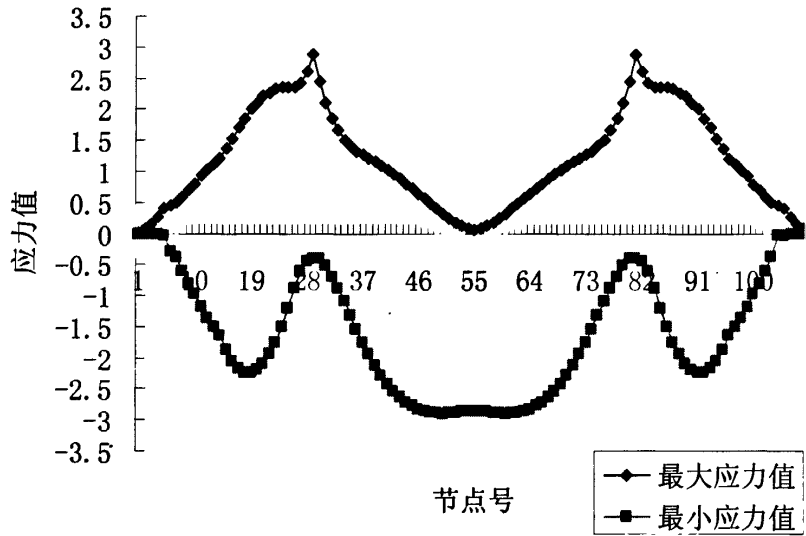


图4.7 主梁上缘应力包络图 (单位:MPa)

Fig.4.7 Envelope of girder upper limb stress (Unit: MPa)

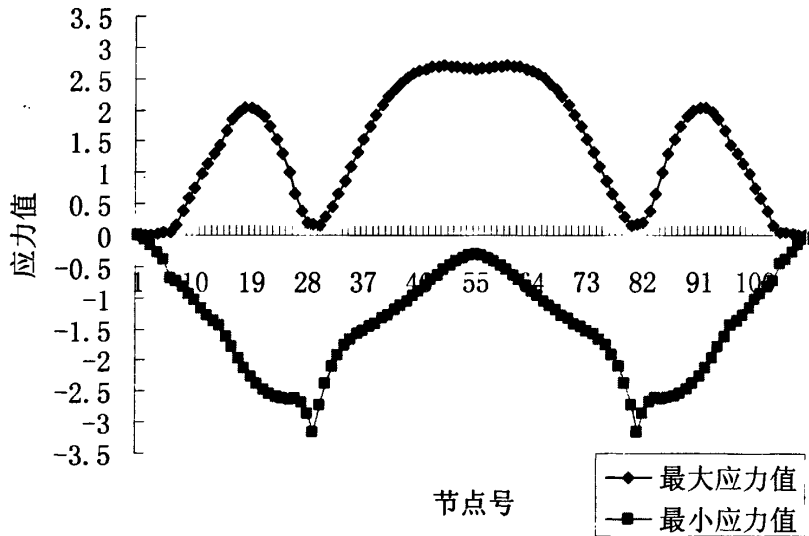


图4.8 主梁下缘应力包络图 (单位:MPa)

Fig.4.8 Envelope of girder lower margin stress (Unit: MPa)

矢跨比为 1/5.5 的方案：

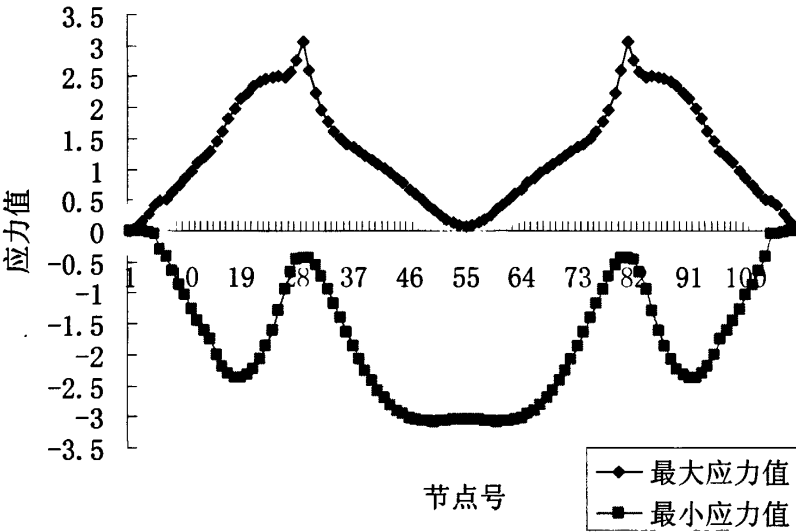


图4.9 主梁上缘应力包络图（单位:MPa）

Fig.4.9 Envelope of girder upper limb stress (Unit: MPa)

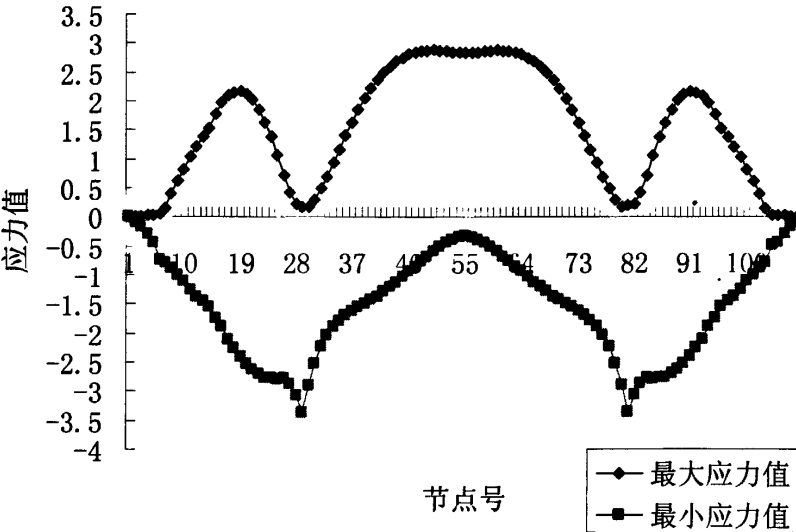


图4.10 主梁下缘应力包络图（单位:MPa）

Fig.4.10 Envelope of girder lower margin stress (Unit: MPa)

矢跨比为 1/6 的方案:

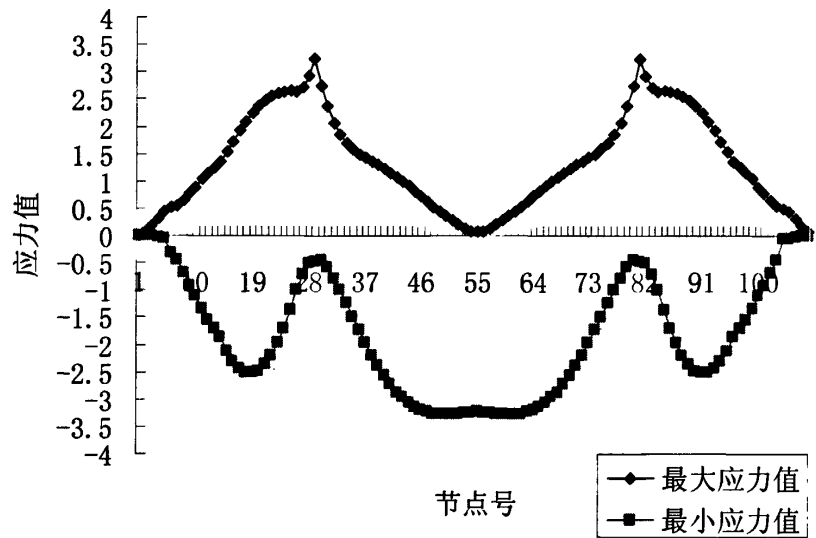


图4.11 主梁上缘应力包络图 (单位:MPa)

Fig.4.11 Envelope of girder upper limb stress (Unit: MPa)

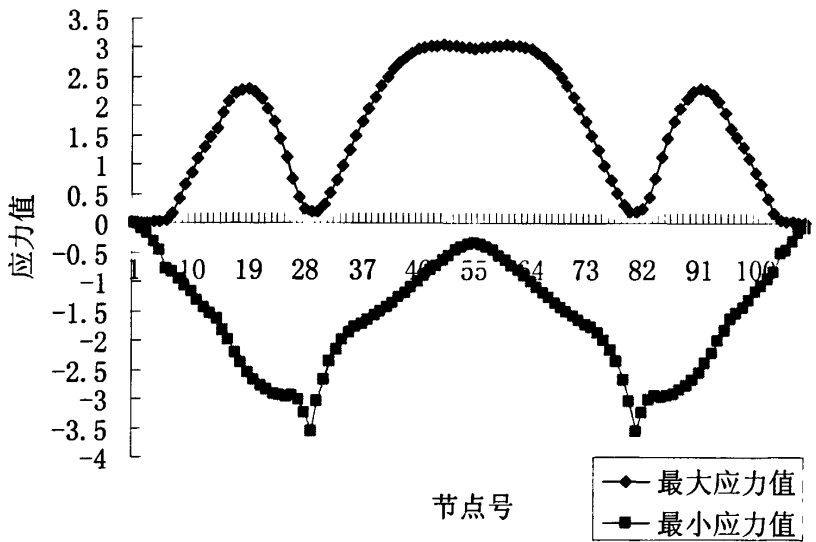


图4.12 主梁下缘应力包络图 (单位:MPa)

Fig.4.12 Envelope of girder lower margin stress (Unit: MPa)

因为在矢跨比变化的同时也对主缆进行了优化,矢跨比变小,主缆加粗提高了主缆的承载力,进而提高了对活载作用的承受,所有由图 4.7~图 4.12 可以看出,在不同矢跨比的情况下,加劲梁应力值的变化最大在 5%左右,基本上没有什么变化。

4.2.3 混凝土收缩徐变作用下

混凝土收缩徐变的作用在荷载组合中占有较大的比重,下面分别对三种不同矢跨比的方案在活载作用下进行了求解,得到了各个方案的主梁应力,结果如图 4.13~4.18 所示。

矢跨比为 1/5 的方案:

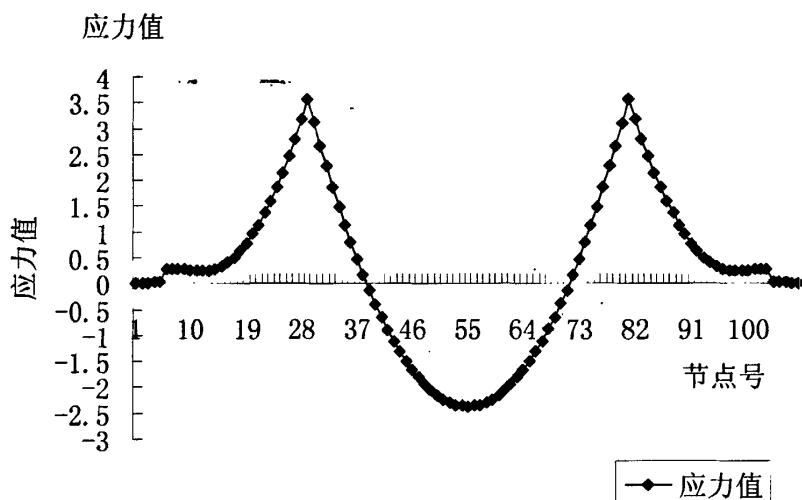


图4.13 主梁上缘应力包络图 (单位:MPa)

Fig.4.13 Envelope of girder upper limb stress (Unit: MPa)

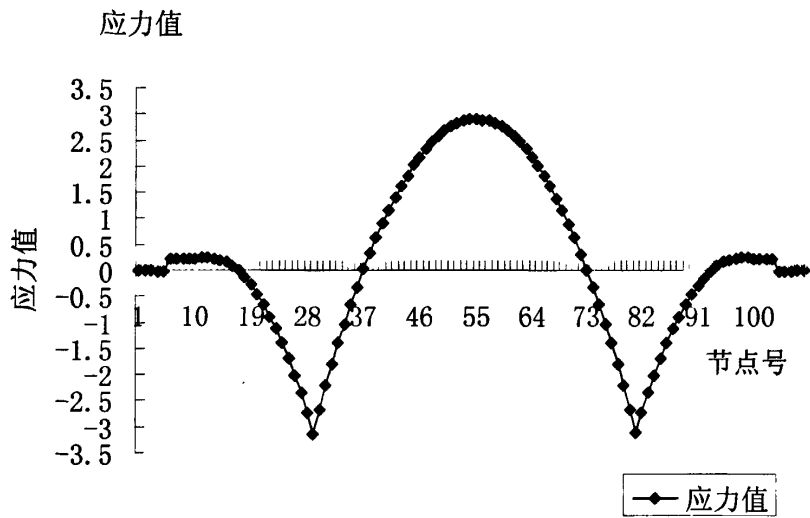


图4.14 主梁下缘应力包络图 (单位:MPa)

Fig.4.14 Envelope of girder lower margin stress (Unit: MPa)

矢跨比为 1/5.5 的方案:

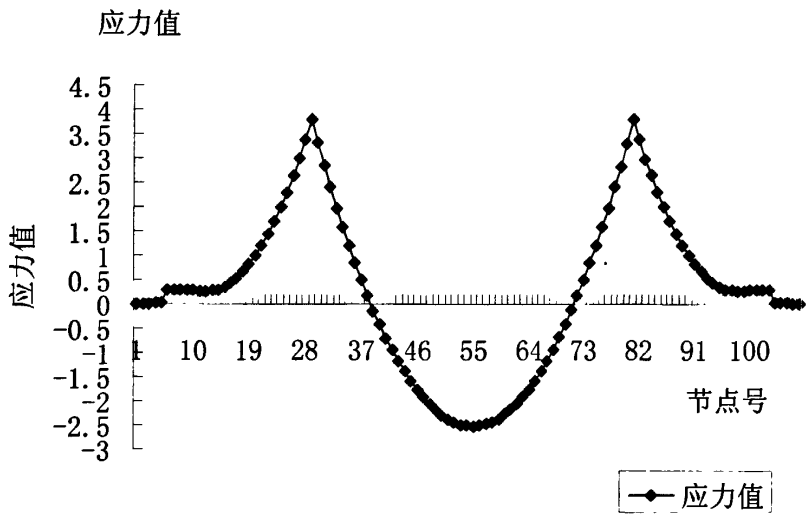


图4.15 主梁上缘应力包络图 (单位:MPa)

Fig.4.15 Envelope of girder upper limb stress (Unit: MPa)

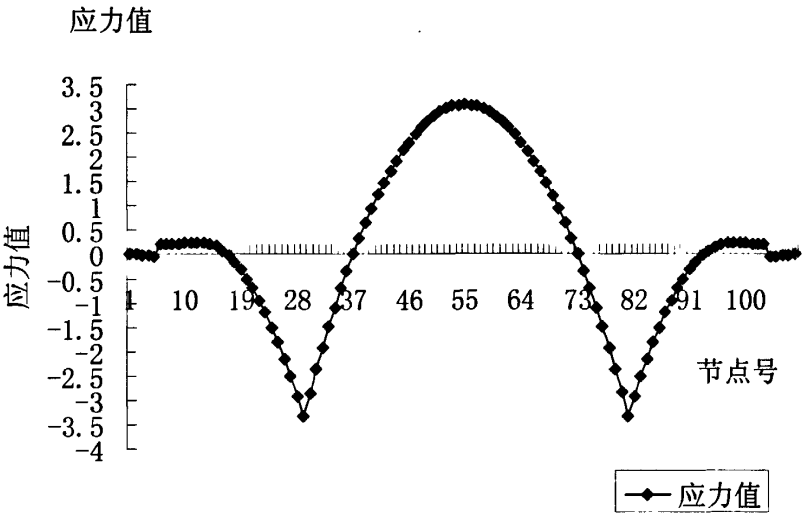


图4.16 主梁下缘应力包络图 (单位:MPa)

Fig.4.16 Envelope of girder lower margin stress (Unit: MPa)

矢跨比为 1/6 的方案:

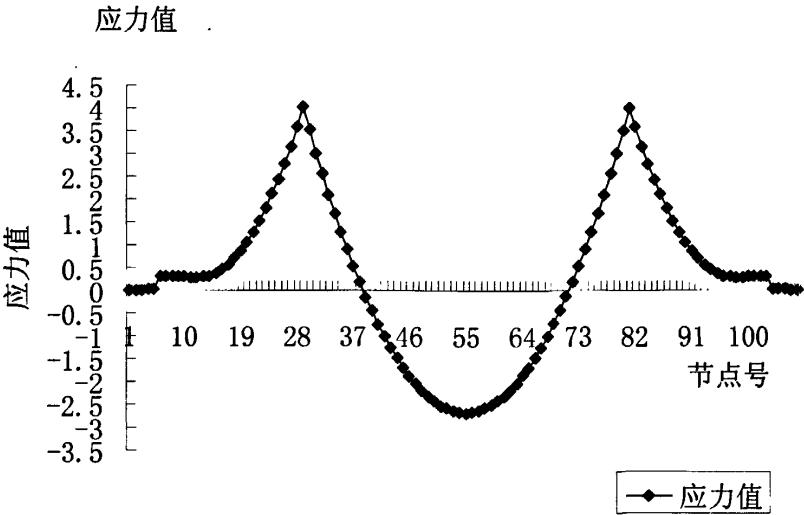


图4.17 主梁上缘应力包络图 (单位:MPa)

Fig.4.17 Envelope of girder upper limb stress (Unit: MPa)

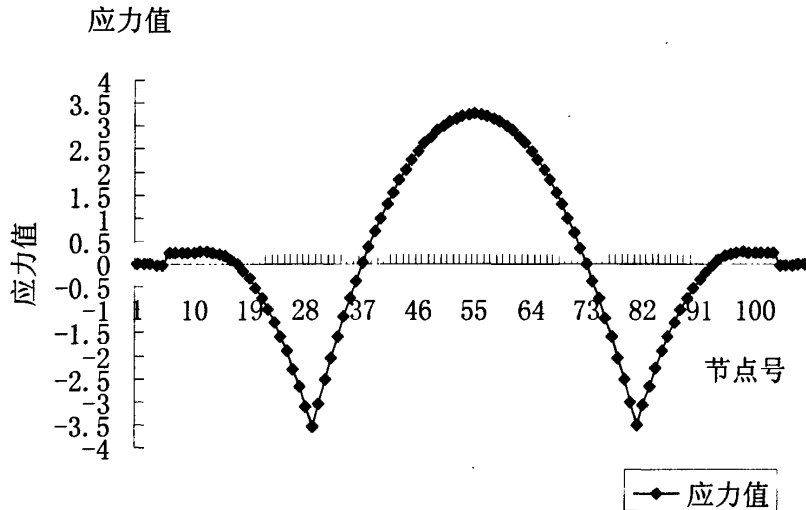


图4.18 主梁下缘应力包络图 (单位:MPa)

Fig.4.18 Envelope of girder lower margin stress (Unit: MPa)

由图 4.13~图 4.18 可以看出,主梁的应力在混凝土收缩徐变的作用下随着矢跨比的减小而逐渐增大。矢跨比由 1/5 减小到 1/5.532、1/6 时,主梁应力值变化的趋势基本上呈线性关系,平均增加了 10%左右,同时可以得出在混凝土收缩徐变作用下矢跨比的变化对主梁应力有较大的影响。

4.2.4 最不利组合荷载作用下

通过对各主要荷载对悬索桥的分析,在此列出本桥的主梁在最不利组合荷载作用下主梁的应力图并给出相应数值。其中应力单位为 MPa。

工况组合为:恒载+活载+混凝土收缩徐变+整体升或降温+温度梯度力+索梁温差。

采用应力组合,荷载取其标准值,各分项系数均为 1.0。

矢跨比为 1/5 的方案:

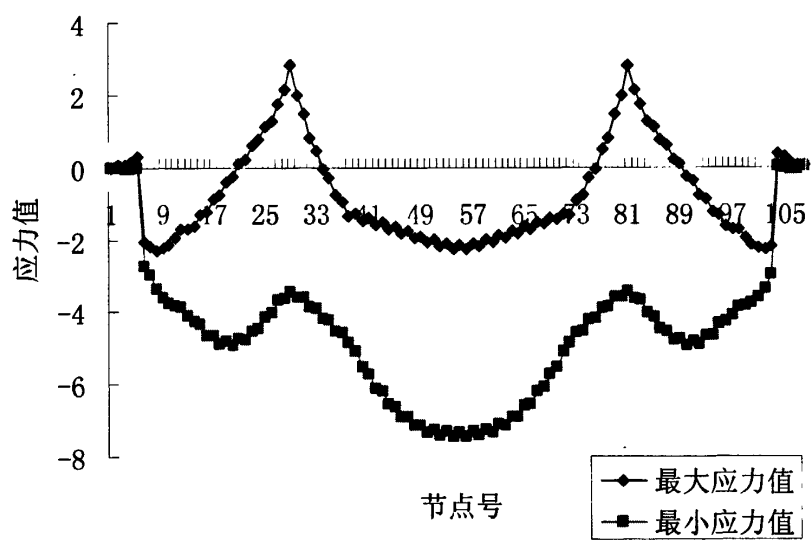


图4.19 主梁上缘应力包络图 (单位:MPa)

Fig.4.19 Envelope of girder upper limb stress (Unit: MPa)

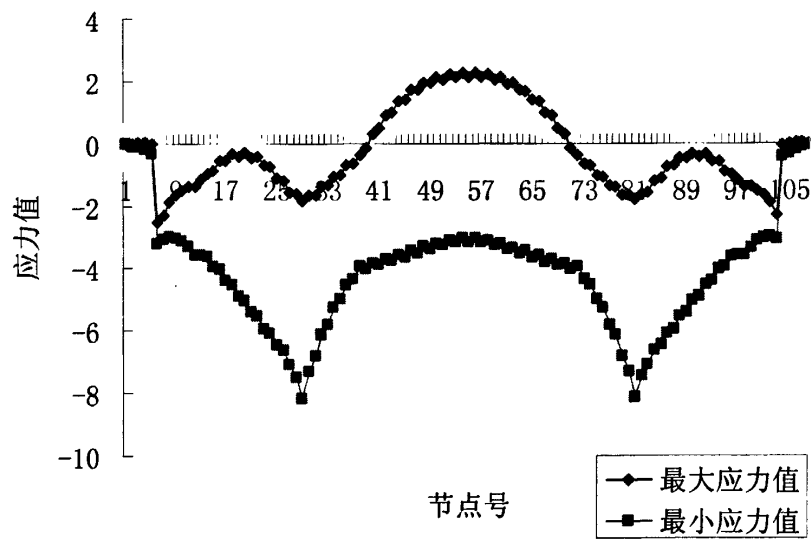


图4.20 主梁下缘应力包络图 (单位:MPa)

Fig.4.20 Envelope of girder lower margin stress (Unit: MPa)

矢跨比为 1/5.5 的方案:

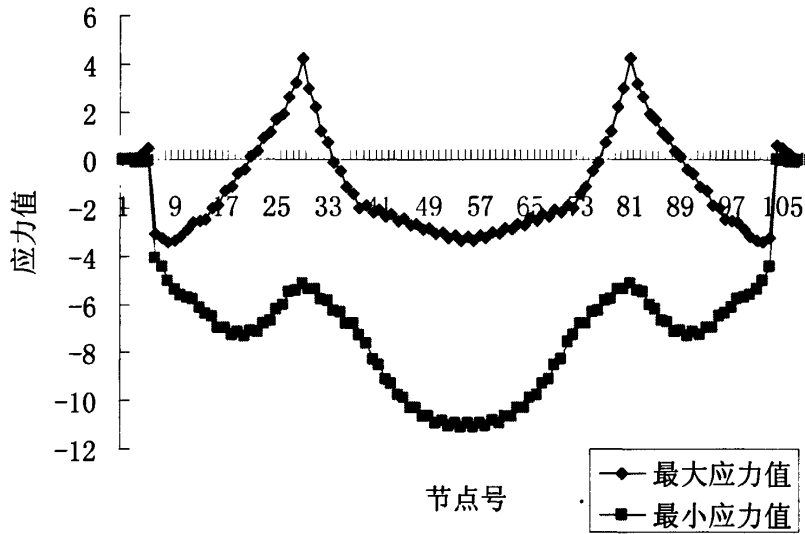


图4.21 主梁上缘应力包络图 (单位:MPa)

Fig.4.21 Envelope of girder upper limb stress (Unit: MPa)

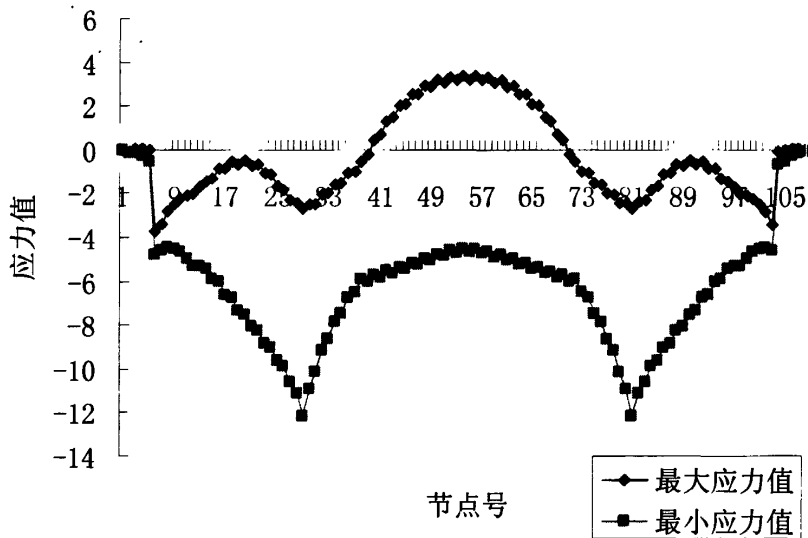


图4.22 主梁下缘应力包络图 (单位:MPa)

Fig.4.22 Envelope of girder lower margin stress (Unit: MPa)

矢跨比为 1/6 的方案:

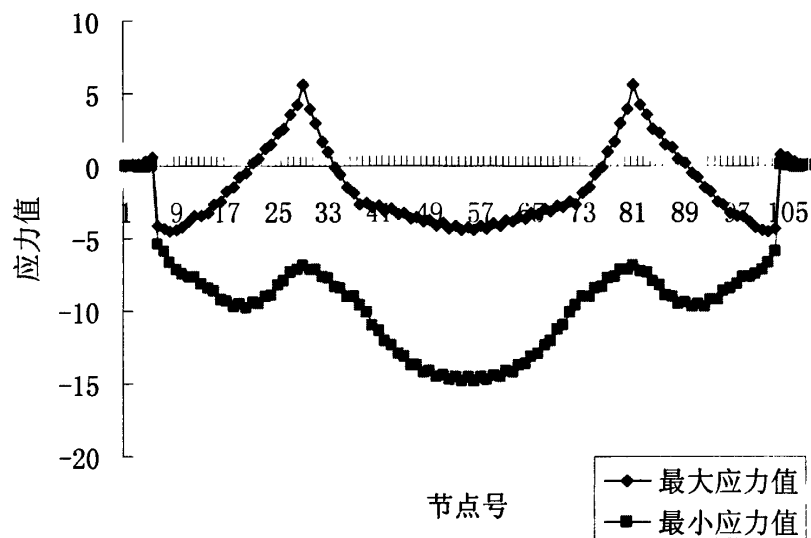


图4.23 主梁上缘应力包络图 (单位:MPa)
Fig.4.23 Envelope of girder upper limb stress (Unit: MPa)

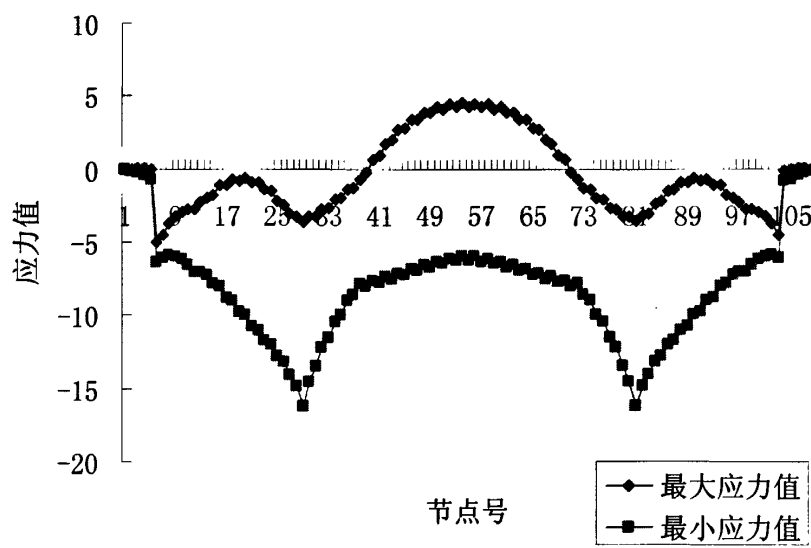


图4.24 主梁下缘应力包络图 (单位:MPa)
Fig.4.24 Envelope of girder lower margin stress (Unit: MPa)

由图 4. 19～图 4. 24 可以看出, 在最不利组合荷载作用下, 随着主缆矢跨比的减小,

加劲梁应力逐渐增大。综合前面的应力图分析可得加劲梁应力的增大主要是在恒载与混凝土的收缩徐变作用下引起的，能占到总变化的 90%左右，而活载以及整体升降温、索梁温差、温度梯度、塔和桥墩的收缩徐变等引起的应力变化很小。综合考虑受力性，本文采用矢跨比为 1/5.5 的方案。

4.2 小结

主缆矢跨比是悬索桥设计中的重要参数之一，因此本章在决定采用箱梁的基础上，对霍林郭勒自锚式悬索桥主缆矢跨比进行了优化，分别选取了三种不同的方案，采用大型通用 ANSYS 有限元软件对其进行了计算，分析比较了参数变化对加劲梁应力的影响，并在此基础对各种方案的经济性以及美观性进行了对比分析，得出了以下结论：霍林郭勒自锚式悬索桥主缆矢跨比为 1/5.5，矢高 23.5m，主跨为 130m；在恒载作用下，主缆矢跨比的变化对加劲梁的影响很大，加劲梁的应力随着主缆矢跨比的减小而增大；在活载作用下，主缆矢跨比的变化对主梁应力的影响很小；在收缩徐变荷载组合作用下，矢跨比的变化对主梁应力的影响较大；在最不利组合荷载作用下，随着主缆矢跨比的减小，加劲梁应力逐渐增大。加劲梁应力的增大主要是在恒载作用与混凝土收缩徐变引起的，能占到总变化的 90%左右，而活载以及整体升降温、索梁温差、温度梯度、塔和桥墩的收缩徐变等引起的应力变化很小。因此当恒载在总荷载中所占的比例较大时，矢跨比应该在合理的范围内取大值。

结 论

悬索桥是跨越能力最强的桥型之一。传统的悬索桥一般跨度较大，其主要承重构件主缆都锚固在锚碇上，当跨度逐渐减小时，主缆锚固占全桥总造价的比例将不断加大，这样在某种情况下，传统的悬索桥的工程造价相应于其他其他形式的桥梁要高得多。如果将主缆直接锚固在加劲梁上，这样就取消了庞大的锚碇，从而变成了自锚式悬索桥，这为不方便建造锚碇的地方修建悬索桥提供了一种解决方法。同时，由于不再需要庞大的锚碇，使得自锚式悬索桥造型更简洁、更美观，更适合在城市修建。从受力角度讲，自锚式悬索桥的主梁要承受较大的轴力，主缆对主梁施加了强大的免费预应力，使主梁受力大为改善。自锚式悬索桥所具有的这些特点，使其越来越受到国内外桥梁界的青睐，在桥梁建设中具有越来越大的竞争力。

本文以霍林郭勒自锚式悬索桥为例，对自锚式悬索桥结构优化做了相应的研究，希望得到的结论能够在类似的自锚式悬索桥设计中起到一定的指导作用。主要结论总结如下：

(1) 在自锚式悬索桥设计中，主梁结构形式的选取是很重要的。本文以霍林郭勒自锚式悬索桥为例，利用有限元软件 ANSYS 分别对三种不同结构形式的主梁方案进行了分析比较，得出无论是在受力方面还是在经济性方面，箱梁方案都是较优的方案。在跨度 130m 及 130m 以上的中小跨度自锚式悬索桥中比较合适。

(2) 主缆矢跨比是悬索桥设计中的重要参数之一，因此本章在决定采用箱梁的基础上，对霍林郭勒自锚式悬索桥主缆矢跨比进行了优化，分别选取了三种不同的方案，采用大型通用 ANSYS 有限元软件对其进行了计算，分析比较了参数变化对加劲梁应力的影响，并在此基础对各种方案的经济性以及美观性进行了对比分析，在恒载作用下，主缆矢跨比的变化对加劲梁的影响很大，加劲梁的应力随着主缆矢跨比的减小而增大；在活载作用下，主缆矢跨比的变化对主梁应力的影响很小；在收缩徐变荷载组合作用下，矢跨比的变化对主梁应力的影响较大；在最不利组合荷载作用下，随着主缆矢跨比的减小，加劲梁应力逐渐增大。加劲梁应力的增大主要是在恒载作用与混凝土收缩徐变引起的，能占到总变化的 90%左右，而活载以及整体升降温、索梁温差、温度梯度、塔和桥

墩的收缩徐变等引起的应力变化很小。因此当恒载在总荷载中所占的比例较大时，矢跨比应该在合理的范围内取大值。

(3)最后建议了霍林郭勒 4 号自锚式悬索桥设计方案：主梁采用五室箱梁，主缆矢跨比为 $1/5.5$ ，主跨为 130m，矢高 23.5m。

本文仅是初步的设计方案研究，相关细节乃有待工程进展进一步完善。

参 考 文 献

- [1] 张哲. 混凝土自锚式悬索桥. 北京: 人民交通出版社, 2005
- [2] 谢卓君. 自锚式悬索桥主缆锚固部位分析研究. [硕士学位论文]. 西南交通大学, 2008
- [3] 李建本, 贾军政. 自锚式悬索桥发展综述. 城市道桥与防洪, 2005
- [4] John A.Ochsendorf, David P.Billington. SELF-ANCHORED SUSPENSION BRIDGES Journal of Bridge Engineering, Vol.4, No.3, August, 1999
- [5] 张哲, 窦鹏, 石磊, 刘春城. 混凝土自锚式悬索桥的发展综述. 世界桥梁. 2003, 1(1-4)
- [6] 楼庄鸿. 自锚式悬索桥. 中外公路, 2002
- [7] 谢红兵. 韩国桥梁建设的一个顶峰. 国外桥梁, 2000
- [8] 文曙东, 郑凯锋, 黄军. “先缆后梁”施工建造自锚式悬索桥的研究. 西南交通大学学报, 2005
- [9] 肖海波. 自锚式悬索桥的力学特性分析. 浙江大学硕士学位论文, 2004
- [10] 张元凯, 肖汝诚, 金成棣. 白锚式悬索桥的概念设计. 公路, 2002
- [11] 乔东祥. 自锚式悬索桥建造概况介绍. 公路工程与运输, 2004
- [12] 颜娟. 自锚式悬索桥. 国外桥梁, 2002
- [13] 李峰, 程利平, 漆群. 浅析自锚式悬索桥. 中国水运(理论版)
- [14] 雷俊卿, 郑明珠, 徐恭义. 悬索桥设计. 北京: 人民交通出版, 2002
- [15] 李峰, 程利平, 漆群. 浅析自锚式悬索桥. 中国水运(理论版)
- [16] 张哲, 滕启杰, 邱文亮, 王会利. 一种新型自锚式悬索桥锚固构造设计与受力分析. 大连理工大学学报
- [17] 孙立刚. 抚顺万新大桥设计计算与锚固跨分析研究. 大连理工硕士学位论文. 2004
- [18] 柳青月. 金州湾自锚式悬索桥方案优化. [硕士学位论文]. 大连理工大学, 2008
- [19] 钱冬生, 陈仁福. 大跨悬索桥的设计与施工. 成都: 西南交通大学出版社, 1999.
- [20] 严国敏. 现代悬索桥. 北京: 人民交通出版社, 2002.

- [21] 徐芝伦. 弹性力学(下册). 北京: 高等教育出版社, 1994, 133-163.
- [22] Timoshenko S.P. and Gere, J.M. 弹性稳定理论. 张福范. 北京: 科学出版社, 1965, 418-434.
- [23] Bleich.F. 金属结构的屈曲强度. 同济大学钢木结构教研室译. 北京: 科学出版社, 1965, 335-336.
- [24] Sukhen Chattrjee. The Design of Modern Steel Bridge. London: Blackwell Publishing Company, 2003, 121-123.
- [25] Massonnet, C. Recent Research in Western Europe and Developments in the European Codes, Third Int.Coll., Stability of Metal Structures, Toronto, 1983, 207-211.
- [26] Jiang, W., Bao, G. and Roberts, J. C. Finite Element Modeling of Stiffened and Unstiffened Orthotropic Plates, Computers & Structures, 1997, 63(1): 105-117.
- [27] Sadao Komatsu and Toshiyuki Kitada. Statistical Study on Compression Butt-Welded Plate. Journal of Structural Engineering, 1983, 109(2): 386-403.
- [28] Max A. M. and Herzog. Simplified Design of Unstiffened and Stiffened Plates. Journal of Structural Engineering, 1987, 113(10): 2111-2124.
- [29] Osama Bedair and Archibald Sherbourne. Unified Approach to Local Stability of Plate/Stiffener Assemblies. Journal of Engineering Mechanics, 1995, 121(2): 214-229.
- [30] Hughes, O. and Ma, M. Elastic Tripping Analysis of Asymmetrical Stiffened. Computers & Structures, 1996, 60(3): 369-389.
- [31] Hughes, O. F. and Ma, M. Inelastic Analysis of Panel Collapse by Stiffener Buckling. Computer & Structures, 1996, 61(1): 107-117.
- [32] Ichizou Mikami and Kazuhisa Niwa. Ultimate Compressive Strength of Orthogonally Stiffened Steel Plates. Journal of Structural Engineering, 1996, 122(6): 674-682.
- [33] Osama, K. B. Stability, Free Vibration, and Bending Behavior of Multistiffened Plates. Journal of Engineering Mechanics, 1997, 123(4): 328-337.

- [34] Grondin, G. Y., Elwi, A. E. and Cheng, J. J. R. Buckling of Stiffened Steel Plates-A Parametric Study. *Journal of Constructional Steel Research*, 50(1999): 151 — 175.
- [35] Graham, L. L. and Siragy. Stochastic Finite-Element Analysis for Elastic Buckling of Stiffened Panels. *Journal of Engineering Mechanics*, 2001, 127(1): 91-97.
- [36] Chai H. Y., Byung H. C. and Elizabeth M. F. Stiffness Requirements for Longitudinally Stiffened Box-Girder Flanges. *Journal of Structural Engineering*, 2001, 127(6): 705-711.

致 谢

首先感谢我的导师王东升教授。攻读硕士学位期间，无论是科研生活方面还是人生成长方面，两位老师都给予我悉心的教导，师恩如海，永生难忘！

同时，深深感谢赵颖华教授，其深厚的学术修养、严谨的治学态度是我学习的榜样，其母亲般的温暖更感动着我们每一个孩子。

学校生活期间，有幸得到杨刚，孙宗光教授的谆谆教诲，易南概副教授、孙治国老师也对论文的前期工作给予了细致的指导，在此致以深深的谢意！感谢郭乃胜老师、李晓莉老师、房军老师在试验设备调试和研究思路等方面的悉心指导。感谢伍雪男师兄、钮鹏师姐、岳茂光师兄在本篇论文中的具体指导，为论文研究工作的开展提供的必要条件。感谢苏健师兄、白杨师弟与我严寒酷暑奋战在试验第一线。感谢刘江林、宫本奇、吴轶雄等同门在试验中给予的帮助。感谢大连海事大学道路与桥梁试验室、辽宁省教育厅与大连市交通局等单位在科研过程中的大力协助。

衷心感谢道桥所的每一位老师，研究生阶段学业的顺利完成离不开你们的教诲和关爱，在此深表谢意！

父母的艰辛和汗水哺育我成长，家人的期待和支持让我在窘境中奋起前行。感谢父母对我的养育之恩和研究工作的支持，谢谢你们！