

## 序

本书是同济大学肖汝诚教授为博士研究生开设的专业课教材，定名为《桥梁结构体系》，也是我第一次见到的将力学和结构紧密地结合起来的一本专著。书中第一节开宗明义的标题“力学●构件●结构体系”独具匠心，表达出肖汝诚教授多年来的兴趣和追求。他希望桥梁专业的学子能从“体系”分析的高度和深度去理解各种不同类型桥梁的承载和传力特点，引导他们正确地进行结构设计和优化构造，以避免一些因缺乏力学概念而造成的结构缺陷、失误和隐患，并使今后所设计的桥梁结构更为安全、合理、经济和耐久，也更为美观，从而达到更高的概念设计境界。

肖汝诚教授在其本科和硕士研究生学习阶段均攻读力学专业。正是由于他的力学基础和背景，使他更习惯于从抽象的力学模型去剖析各类桥梁结构体系的力学性能，并从中判断结构的合理性、经济性，进而体验到其“力学美”的精髓。

肖汝诚教授作为同济大学桥梁工程系大跨度桥梁研究室主任，拱桥、斜拉桥和悬索桥的稳定分析、非线性分析以及三维空间应力分析是研究室成员及研究生们经常要面对的主要研究课题。此外，对于桥梁中可能出现的各种更复杂的组合体系、协作体系和混合结构体系的约束和平衡及其各部分构件和不同材料截面的相互连接等问题都必须给以妥善处理，以求得一个最优的解决方案。书中介绍的许多内容不仅是他们的研究心得，而且也从理论和实践的结合上为读者提供了很好的参考、借鉴和启迪。

我作为他的博士导师，很欣慰地看到最近十多年来他在桥梁结构体系领域不断探索所取得的收获。我相信，本书的出版对于国内从事大跨度桥梁和城市景观桥梁设计的工程师们会有所裨益，并能为进一步提高中国桥梁概念设计的水平作出贡献。

项海帆

2013年1月

## 前言

桥梁结构体系是桥梁结构抵抗外部作用的构件组成方式,是桥梁功能、外型、及其受力形态的统一。桥梁发展至今,其形式已呈千姿百态,究其内在,无非是四种基本桥式及其组合之集合。有人将桥梁比之于人,桥梁外形相应于人的容貌、体型和气质,结构相应于人的生命、骨骼与耐力,电气、排水等相当于人的脉络……人体之本在于生命与骨骼,桥之本则在于结构体系。

工程中常因桥梁结构体系选择不当导致结构缺陷,造成投资浪费或桥梁寿命缩短甚至倒塌等灾难性后果;缺乏桥梁结构体系理论指导,使体系缺少通过参数优化实现更好的结构性能;创新不足,导致结构形式单一,或者为了标新立异,做出画蛇添足之举……。为此,同济大学桥梁工程专业为桥梁专业研究生开设了“桥梁结构体系”课程,以增强他们在这方面的理论知识,使他们不仅知道什么是优秀的桥梁结构体系,而且掌握如何实现和创新之,激发他们对桥梁结构体系更深层次的思考,并在工作中灵活应用其精髓。

本书是同济大学大跨度桥梁研究室在桥梁结构体系研究和实践中十多年来的成果总结。全书共八章,以作者开设的博士生课“桥梁结构体系”讲义为基础。第一章绪论,回顾了力、构件、结构体系的关系,给出了桥梁结构体系的分类及其基本受力特点,明确了评判桥梁结构体系优劣的标准。第二章介绍了组成桥梁结构体系的主要构件和连接、约束的基本形式、受力性能及其工程应用。第三至六章分述了梁桥、拱桥、斜拉桥和悬索桥四种桥梁体系的发展历史、基本受力特点,通过理论分析和若干典型桥例,阐述了体系参数及设计参数对结构受力性能的影响,给出了改变结构体系性能的方法。第七章论述了桥梁结构体系合理受力状态及其确定方法。第八章在分析总结各种体系变化方法的基础上,揭示了体系创新的规律。

在本书撰写过程中,作者除负责全书的统稿、定稿外,还确定了全书大纲和各章节内容,撰写了第一章、第七章以及第八章的部分。我的博士生们承担了其余各章的撰写工作,其中第二章由张学义博士负责;第三章由李扬博士负责;第四章由吴霄、李莹博士负责;第五章由姜洋博士负责;第六章由张力文博士负责;第八章由卫璞博士负责;姜洋博士为全书各章提供了工程实例,张力文博士完成了全书的排版工作;庄冬利、谢亚洲、夏睿杰等在初稿编写过程中做了大量工作。书中部分内容来自苗家武、夏旻、易云焜、贾丽君、孙斌、陈从春、李晓莉、熊文、周云岗、魏乐永、柴生波等的博士学位论文。经过五年多时间的共同努力,终成此书。在此,作者对参加本书撰写工作同志表示衷心的感谢,同时,还要特别感谢我的老师项海帆院士的指导与支持,感谢我的家人的理解与帮助。

由于业务水平所限,书中难免会有错误与不足,恳请大家批评指正。

肖汝诚 2013年5月

# 目 录

第一章 绪论 .....	错误!未定义书签。
1.1 力、构件、结构体系.....	错误!未定义书签。
1.2 桥梁结构体系的分类.....	错误!未定义书签。
1.3 各种体系的受力特点.....	错误!未定义书签。
1.4 评判桥梁结构体系优劣的标准.....	错误!未定义书签。
1.4.1 桥型合理准则.....	错误!未定义书签。
1.4.2 受力合理准则.....	错误!未定义书签。
1.4.3 外部约束合理准则.....	错误!未定义书签。
1.4.4 内部连接方式合理准则.....	错误!未定义书签。
1.4.5 刚度配置合理准则.....	错误!未定义书签。
第二章 构件、连接与约束 .....	6
2.1 受弯构件.....	19
2.1.1 桥梁结构中的受弯构件.....	20
2.1.2 基本受力特点.....	24
2.2 拉压构件.....	30
2.2.1 桥梁结构中的拉压构件.....	31
2.2.2 基本受力特点.....	34
2.3 压弯构件.....	38
2.3.1 桥梁结构中的压弯构件.....	39
2.3.2 基本受力特点.....	46
2.4 连接与约束.....	49
2.4.1 连接.....	49
2.4.2 约束.....	55
2.5 构件与连接技术新发展.....	59
参考文献 .....	64
第三章 梁桥体系 .....	66
3.1 梁桥体系的发展.....	66
3.1.1 古代梁桥体系.....	66
3.1.2 近代梁桥体系.....	66
3.1.3 现代梁桥体系.....	67
3.2 体系组成与受力特性.....	71
3.2.1 梁桥体系的组成.....	71
3.2.2 梁桥的基本受力性能.....	71
3.3 体系参数及其对受力形态的影响.....	73
3.3.1 梁桥体系分类.....	73
3.3.2 梁桥的主要力学指标.....	74
3.3.3 内部连接.....	75
3.3.4 外部约束.....	81
3.3.5 主要构件受力分配.....	83
3.4 总体布置参数对受力性能的影响.....	88
3.4.1 梁的高跨比.....	88

3.4.2 边中跨比.....	92
3.4.3 连续刚构桥桥墩的高跨比与墩型.....	94
3.4.4 部分实桥总体布置参数.....	94
<b>3.5 梁桥实例.....</b>	<b>99</b>
3.5.1 无伸缩缝梁桥——益阳至常德高速公路上跨立交桥.....	99
3.5.2 连续梁桥——南京长江二桥北汊桥.....	100
3.5.2 T 形刚构桥——重庆长江大桥.....	101
3.5.3 连续刚构桥——云南红河大桥.....	102
3.5.4 边跨固结的连续刚构桥——四川泸州长江二桥.....	103
3.5.5 V 形刚构桥——广州琶洲珠江大桥.....	104
3.5.6 连续刚构—连续梁组合体系——重庆石板坡长江大桥复线桥.....	105
<b>参考文献.....</b>	<b>106</b>
<b>第四章 拱桥体系.....</b>	<b>107</b>
<b>4.1 体系的发展.....</b>	<b>107</b>
4.1.1 古代拱桥体系.....	107
4.1.2 近代拱桥体系.....	109
4.1.3 现代拱式体系.....	111
<b>4.2 体系组成与受力特性.....</b>	<b>118</b>
4.2.1 体系组成.....	118
4.2.2 体系受力特性.....	118
<b>4.3 体系参数及其对受力性能的影响.....</b>	<b>124</b>
4.3.1 拱桥体系分类.....	124
4.3.2 外部约束.....	125
4.3.3 内部连接方式.....	135
4.3.4 主要构件受力分配.....	142
<b>4.4 总体布置参数对受力性能的影响.....</b>	<b>150</b>
4.4.1 矢跨比.....	150
4.4.2 边中跨比.....	152
4.4.3 拱轴线.....	153
4.4.4 吊杆布置形式对系杆拱桥受力的影响.....	157
<b>4.5 实例.....</b>	<b>160</b>
4.5.1 软土地基条件下的上承式拱桥——昆山市跨娄江三座拱桥.....	160
4.5.2 中承式刚构与拱组合体系——重庆菜园坝大桥.....	161
4.5.3 多跨连续钢桁架拱梁组合体系——南京大胜关长江大桥.....	163
4.5.4 飞鸟式拱梁组合体系——上海卢浦大桥.....	164
4.5.5 尼尔森体系拱——日本新浜寺桥.....	165
4.5.6 无风撑系梁拱——温州南塘河大桥.....	166
4.5.7 斜靠式拱梁组合体系——昆山玉峰大桥.....	167
<b>参考文献.....</b>	<b>168</b>
<b>第五章 斜拉桥.....</b>	<b>170</b>
<b>5.1 体系的发展.....</b>	<b>170</b>
5.1.1 斜拉桥的雏形.....	170
5.1.2 近代斜拉桥体系.....	170
5.1.3 现代斜拉桥体系.....	171



5.2 体系组成与受力特性.....	177
5.2.1 体系组成.....	177
5.2.2 基本受力特性.....	178
5.3 体系参数及其对受力性能的影响.....	182
5.3.1 体系分类.....	182
5.3.2 外部约束.....	183
5.3.3 内部连接方式.....	194
5.3.4 主要构件受力分配.....	203
5.4 总体布置参数及其对受力性能的影响.....	211
5.4.1 总体布置参数.....	211
5.4.2 边中跨比.....	211
5.4.3 主梁宽跨比.....	213
5.4.4 索塔塔跨比.....	214
5.4.5 塔上锚索间距（拉索角度）.....	218
5.4.6 调整斜拉桥体系受力性能的方法.....	220
5.5 斜拉桥体系的特殊力学问题.....	231
5.5.1 CFRP 与钢组合拉索斜拉桥.....	232
5.5.2 多塔斜拉桥体系.....	233
5.5.3 部分斜拉桥.....	238
5.6 工程实例.....	243
5.6.1 双塔半漂浮体系——苏通大桥.....	243
5.6.2 双塔单索面斜拉桥体系的比较.....	244
5.6.3 双塔部分地锚斜拉桥——西班牙卢纳桥.....	245
5.6.4 独塔斜拉桥——法国塞塞勒桥.....	246
5.6.5 斜拉桥与连续梁组合体系——美国东亨廷顿桥.....	247
5.6.6 多柱斜拉桥——美国弗雷德·哈特曼桥.....	248
5.6.7 部分斜拉桥——日本日见桥.....	249
参考文献.....	251
第六章 悬索桥体系.....	252
6.1 体系的发展.....	252
6.1.1 古代悬索桥体系.....	252
6.1.2 近代悬索桥体系.....	253
6.1.3 现代悬索桥体系.....	257
6.2 体系组成与受力性能.....	258
6.2.1 体系组成.....	258
6.2.2 基本受力性能.....	259
6.3 体系参数及其对受力形态的影响.....	263
6.3.1 体系分类.....	263
6.3.2 外部约束.....	263
6.3.3 内部连接.....	269
6.3.4 主要构件受力分配.....	275
6.4 总体布置参数对受力性能的影响.....	280
6.4.1 总体布置参数.....	281
6.4.2 垂跨比.....	282

6.4.3 边中跨比.....	288
6.4.4 高跨比、高宽比和宽跨比.....	290
<b>6.5 多塔多跨悬索桥.....</b>	<b>295</b>
6.5.1 多跨悬索桥类型.....	295
6.5.2 传统连续多跨悬索桥.....	296
6.5.3 双缆多跨体系.....	307
<b>6.6 其它体系.....</b>	<b>314</b>
6.6.1 独塔悬索桥.....	314
6.6.2 单索面悬索桥.....	315
6.6.3 超大跨体系.....	316
6.5.5 潜浮式倒悬索体系.....	321
<b>6.7 工程实例.....</b>	<b>322</b>
6.7.1 三跨连续扁平钢箱梁悬索桥——丹麦大贝尔特东桥 .....	322
6.7.2 三跨简支钢桁梁悬索桥——日本明石海峡桥 .....	324
6.7.3 单跨塔梁分离式钢桁梁悬索桥——湖南吉首矮寨大桥 .....	327
6.7.4 双跨连续钢箱梁公铁两用悬索桥——香港青马大桥 .....	328
6.7.5 三塔两跨连续钢箱梁悬索桥——泰州长江公路大桥 .....	330
<b>参考文献 .....</b>	<b>332</b>
<b>第七章 桥梁结构合理设计状态 .....</b>	<b>334</b>
<b>7.1 概述.....</b>	<b>334</b>
7.1.1 桥梁结构的合理设计状态.....	334
7.1.2 桥梁受力状态的确定方法.....	335
<b>7.2 预应力混凝土梁桥的合理设计状态.....</b>	<b>335</b>
7.2.1 预应力混凝土连续梁桥的合理成桥状态 .....	335
7.2.2 基于合理成桥状态的预应力索设计方法 .....	339
7.2.3 预应力混凝土连续梁桥的合理施工状态 .....	341
7.2.4 算例.....	343
<b>7.3 拱桥结构合理设计状态的确定.....</b>	<b>343</b>
7.3.1 拱桥的合理成桥状态.....	343
7.3.2 合理拱轴线的确定.....	344
7.3.3 拱桥合理施工状态.....	347
7.3.4 算例.....	349
<b>7.4 斜拉桥结构合理设计状态的确定.....</b>	<b>351</b>
7.4.1 斜拉桥的合理成桥状态.....	351
7.4.2 索力优化计算方法.....	352
7.4.3 斜拉桥合理施工状态.....	356
7.4.4 部分斜拉桥的合理设计状态.....	360
7.4.5 算例.....	361
<b>7.5 悬索桥的合理设计状态.....</b>	<b>364</b>
7.5.1 缆索计算理论基础.....	364
7.5.2 悬索桥合理成桥设计状态.....	370
7.5.3 悬索桥合理施工状态.....	373
7.5.4 自锚式悬索桥的合理设计状态.....	374
7.5.5 算例.....	375

参考文献 .....	378
<b>第八章 桥梁结构体系的变化与创新 .....</b>	<b>379</b>
<b>8.1 概述.....</b>	<b>379</b>
<b>8.2 结构体系间的组合与协作.....</b>	<b>380</b>
8.2.1 斜拉桥与梁桥、刚构桥的组合协作.....	380
8.2.2 斜拉桥与悬索桥的组合协作 .....	382
8.2.3 斜拉桥与拱桥的组合协作.....	383
8.2.4 拱桥与梁桥、刚构桥的组合协作 .....	384
<b>8.3 主要受力构件的分合变化.....</b>	<b>384</b>
8.3.1 主梁的分与合 .....	385
8.3.2 主拱的分与合 .....	386
8.3.3 塔墩的分与合 .....	388
8.3.4 缆索的分与合 .....	390
<b>8.4 构件尺寸与约束连接的变化.....</b>	<b>392</b>
8.4.1 主要受力构件的尺寸变化.....	392
8.4.2 体系的约束改变.....	392
8.4.3 体系的内部连接变化.....	394
<b>8.5 桥梁发展的未来.....</b>	<b>397</b>
8.5.1 未来的桥梁工程.....	397
8.5.2 新材料、新体系、新技术.....	398
8.5.3 实现桥梁更好的跨越.....	401
参考文献 .....	401

# 第一章绪论

## 1.1 力、构件、结构体系

力是物体间的作用，受力物体将产生运动、变形和应力。荷载是力的特殊表现形式，是施加在结构上的各种直接作用，常见的有：结构自重、车辆荷载等。

构件是组成结构的基本元素，如果把结构看成一个产品，那构件就是这个产品当中的零件。构件根据其受力特性可分为：受压构件、受拉构件、受弯构件、压弯构件、受扭构件等。

结构是由构件组成的、能够承受外力且不产生刚体运动的系统。构件约束了刚体运动就是最简单的结构。

力学旨在研究力与物体之间的关系。研究结构的理论基础是三大力学：理论力学、材料力学和结构力学。三大力学的研究对象、研究内容和研究目的如表 1-1。

表 1-1 三大力学对比

力学	研究对象	研究内容	研究目的
理论力学	刚体	力与刚体运动的关系	揭示物体运动的规律
材料力学	构件	力与构件内应力、应变关系	建立评判构件安全与否的理论
结构力学	结构	力与结构变形、内力的关系	确定作用力引起结构变形和构件响应

结构的安全性是通过验算其强度、刚度和稳定性获得的。两阶段设计就是通过结构力学分析，确定结构在最不利荷载作用下的构件内力和结构刚度与稳定性，再由材料力学计算构件的强度与承载能力，让然后结合结构的连接、约束等的可靠性来判定结构的安全性。

可以通过改变结构参数来提高结构的承载能力。

结构体系是结构抵抗外部作用的构件组成方式，是结构功能、外形、及其受力形态的统一。相同的构件如果组成方式不同，形成结构的功能、外形、及其受力形态也会不同。结构体系可以通过三个层次来区分。

功能是第一层次。房屋结构的功能是为居住形成必要的空间，主要是围护结构体系；桥梁结构功能是实现人和物体跨越障碍物（河流、山谷等），主要为跨越结构体系。

外形是第二层次。外形是构件组成结构体系的形式，是结构体系抵抗外部作用的外部表现。根据结构形式，桥梁结构体系可以分为四种桥型体系：梁式体系、拱式体系、斜拉桥体系、悬索桥体系。每种桥型又可以根据其跨数、塔数、桥面系位置等结构形式作进一步细分。当各体系之间相互组合，还可以派生出协作体系，如斜拉—悬吊协作体系、斜拉—连续梁或连续刚构协作体系等。

受力形态是第三层次。受力形态是结构内部荷载的传递方式及其平衡时的内力状态，它是结构体系抵抗外部作用的的关键。以桥梁结构体系为例，同一桥型体系的结构受力形态仍是千差万别的，其最主要的影响因素可归纳为 3 个方面：外界对结构体系的约束，如结构体系是否静定将决定温度、支座沉降等作用对结构体系的影响；结构内部主要受力构件间的连接（传力）形式，如斜拉桥塔、梁、墩的连接形式，将影响结构体系内部荷载的传递；主要构件间的受力分配，如拱桥中有刚拱柔梁、刚拱刚梁及柔拱刚梁之分。

根据上述三个层次，可以将桥梁结构体系与其它结构体系区分开，并能系统地表述结构体系的轮廓及其基本的力学性能，同时也为系统研究结构体系奠定了基础。

谈到桥梁结构体系，我们马上会把关注点集中到这样一些问题：什么样的桥梁结构体

系最好？同一桥型可以有不同的结构体系吗？它们的受力形态是怎样的？如何通过设计来改善结构体系的力学性能？如何进行桥梁结构体系的创新？这些问题正是本书作者试图回答的。

## 1.2 桥梁结构体系的分类

桥梁可以根据其功能、体系、跨径、桥面位置、材料、跨越方式、施工方法等的不同进行分类。

按用途不同可分为公路桥、铁路桥、公铁两用桥、人行桥等。

按桥长或跨径不同可以分为：特大桥、大桥、中桥和小桥。

按桥面位置不同可以分为：上承式桥（桥面在桥跨结构上面）、下承式桥（桥面在桥跨结构下面）和中承式桥（桥面在桥跨结构中间）。

按材料不同可以分为：木桥、钢桥、圬工桥、钢筋混凝土桥、预应力钢筋混凝土桥、混合梁桥和组合梁桥。

按跨越方式不同可以分为：固定式桥梁、开启桥、浮桥、漫水桥等

按施工方法不同，混凝土桥梁可以分为：整体式施工桥梁和节段式施工桥梁等。

桥梁结构体系是桥梁功能、外形及其受力形态的统一。根据定义及其层次关系，按照三个层次进行分类的桥梁结构体系见表 1-2。

表 1-3 桥梁结构体系分类简表

第一层次	第二层次		第三层次
公路桥 铁路桥 公铁两用桥 人行桥 机耕桥 过水桥 开启桥 .....	梁式桥	单跨 多跨 .....	外部约束：（有、无伸缩缝梁；独柱、双柱墩梁等） 内部连接：（简支、悬臂、连续梁等） 刚度分配：（连续刚构墩、梁刚度）
	拱式桥	上、中、下承 单、多承重面 连拱 .....	外部约束：（有推力、无推力体系等） 内部连接：（有、无铰拱；拱梁固结、铰接或分离等） 刚度分配：（刚拱柔梁、刚拱刚梁、刚梁柔拱等）
	斜拉桥	独塔、多塔 独柱、多柱 .....	外部约束：（自锚、地锚、部分地锚斜拉桥等） 内部连接：（全飘浮、半飘浮（支承）、塔梁墩固结等） 刚度分配：（矮塔、一般斜拉桥）
	悬索桥	单塔、多塔 独柱、多柱 .....	外部约束：（自锚、地锚悬索桥等） 内部连接：（单跨简支、多跨简支、多跨连续等） 刚度分配：（刚性塔、柔性塔悬索桥等）
	组合体系	梁拱组合	.....
		斜拉—梁式 协作	.....
		斜拉—悬吊 协作	.....

## 1.3 各种体系的受力特点

桥梁结构不同体系结构的受力特点是各不相同的。

梁桥体系（图 1-1）是一种在竖向荷载作用下无水平反力的结构。荷载作用方向一般与

梁的轴线接近垂直,在这种荷载作用下,梁发生弯曲变形并产生竖向挠度,梁截面内产生弯矩和剪力,中性轴一侧材料受拉,另一侧材料受压。从受力角度看,梁桥体系抗弯能力与抗剪能力同样重要。在偏心荷载作用下,梁还将发生扭转变形,并产生扭矩。梁通过弯矩、剪力和扭矩,将荷载传到桥墩、桥台并最终传到基础。梁桥的跨度一般较其他桥型小,梁高较大,所以其体系刚度相对较大。梁桥通常用抗拉、压能力强的材料(钢、钢筋混凝土、钢—混凝土组合结构等)来建造。

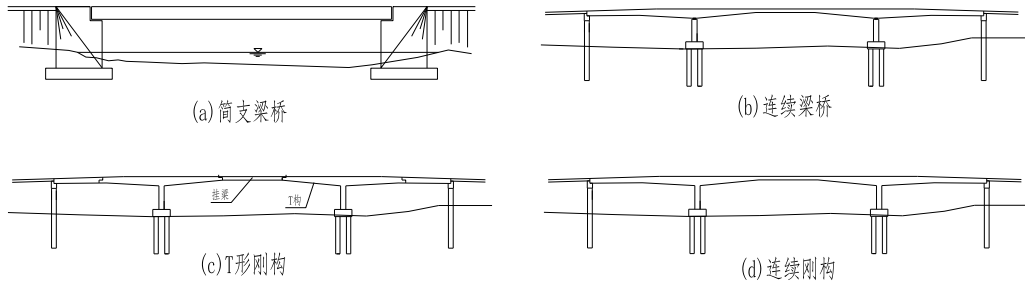


图 1-1 梁式桥

拱桥体系(图 1-2)的主要承重构件是拱圈或拱肋。传统拱桥体系在竖向荷载作用下,桥墩和桥台承受水平推力,同时墩台对拱有一对水平反力,水平反力在拱内产生的弯矩基本抵消了由竖向荷载引起的弯矩,因此拱是主要承受压力的构件。与同等跨径的梁相比,拱的弯矩、剪力和变形都要小得多,可以充分利用抗压性能好的圬工材料(石料、混凝土等)。但由于轴向力的存在,稳定问题成为拱桥中突出的问题之一。拱桥主要由弯曲和轴向压缩产生竖向挠度,由于拱的弯曲内力较小,轴向刚度很大,所以拱桥的刚度一般是所有桥梁中最大的。低高度梁桥刚度不足时,常用拱桥来加劲,形成拱梁组合体系。在地基条件不适合于修建有推力拱桥的情况下,也可以修建水平推力由受拉系杆承受的系杆拱桥。

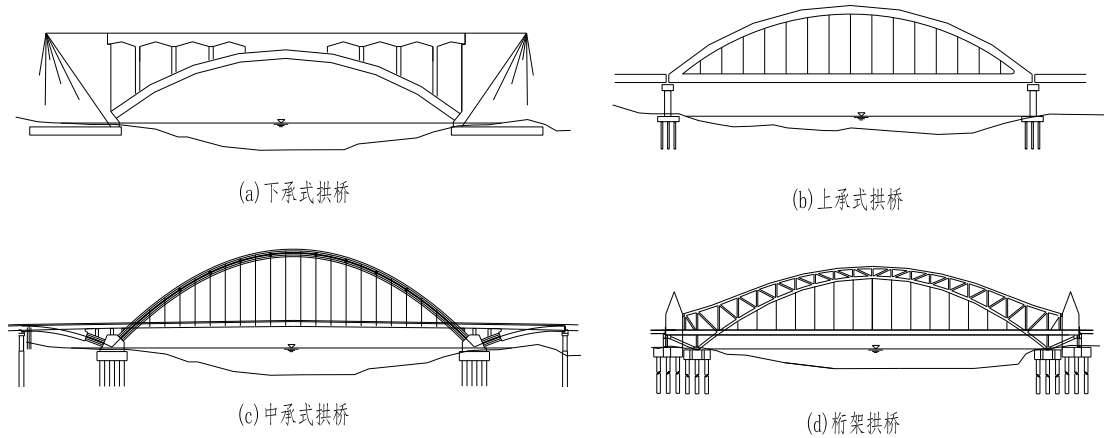


图 1-2 拱式桥

斜拉桥体系(图 1-3)主要由塔、梁和斜拉索等组成。受拉的斜拉索对主梁提供多点弹性支承,并将主梁承受的荷载传递至塔柱,再通过塔柱传至基础。大跨度的主梁在斜拉索的支承下,像多个弹性基础上的小跨度连续梁一样工作,使主梁内的弯矩大大减小。所以相对于梁式桥,其主梁尺寸大大减小,结构自重显著减轻,跨越能力大幅提高。主梁受到斜拉索水平分力的作用,其基本受力特征是偏心受压;塔柱在自重和拉索的作用下是受压为主的小偏心受压构件。斜拉桥体系是缆索体系与梁柱体系的组合,塔柱、拉索和主梁构成了稳定的三角形,为斜拉桥提供了结构刚度。但拉索的垂度效应和主梁的  $P-\Delta$  效应都会降低其结构刚度,大跨度斜拉桥属柔性结构。

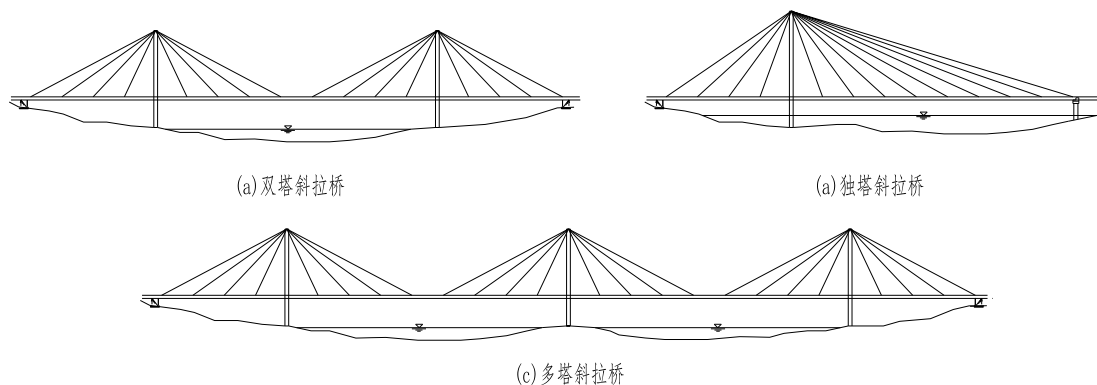


图 1-3 斜拉桥

悬索桥（图 1-4）是用悬挂在两边塔架之间的强大主缆作为主要承重构件的悬吊结构。在竖向荷载作用下，吊杆将荷载传递到主缆上，使主缆承受很大的拉力，主缆支承在桥塔上并最终锚固于悬索桥两端的锚碇中，将荷载通过桥塔和锚碇传至基础。有时也可将主缆直接锚固在主梁上，形成自锚式悬索桥。由于主缆是几何可变体，在外力作用下易发生几何变形，因此，相对于前几种体系，悬索桥的刚度最小，属柔性结构。

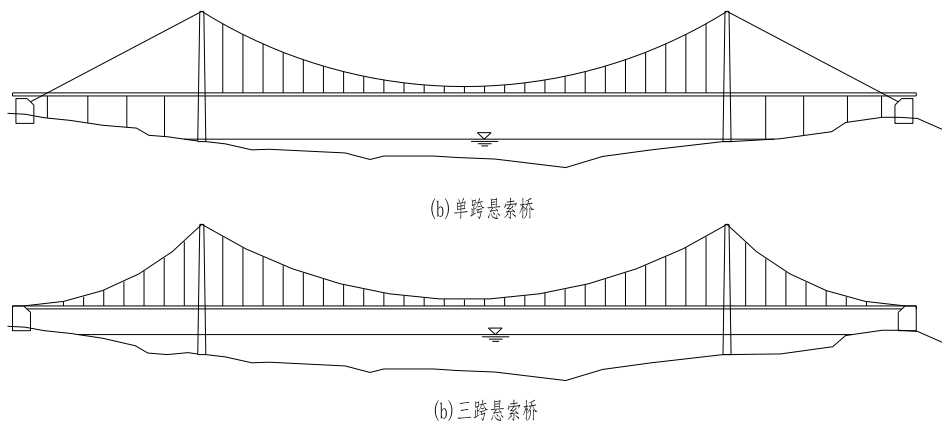


图 1-4 悬索桥

组合体系是两种或两种以上基本体系桥梁为充分发挥各自特长，组合而成的桥梁体系，如图 1-5。各种组合体系的受力特点继承了基本体系的受力特点。例如，斜拉—悬吊协作体系在结构的不同部分分别具有斜拉桥和悬索桥的受力特点。但组合体系中需要重点处理的是如何实现不同体系的“无缝连接”，即在不同体系的交界区，其受力性能具有特殊性，须进行专题研究并通过结构措施保证结构安全。

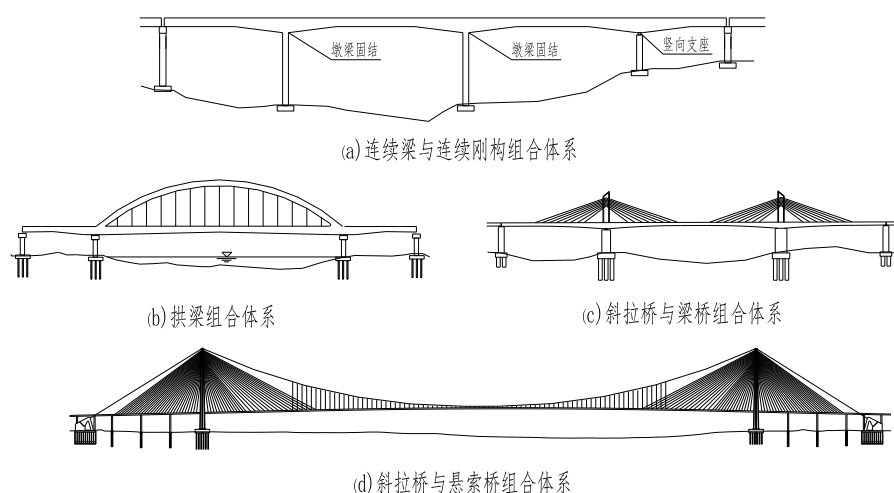


图 1.5 组合体系桥梁

## 1.4 评判桥梁结构体系优劣的标准

桥梁结构体系的性能是绝对的，一个确定的桥梁结构体系,对应着其独有的性能。而桥梁结构体系优劣是相对的，同一结构体系在不同的场合下使用，可能是优秀的，也可能是拙劣的。因此，明确评判桥梁结构体系优劣的标准尤为重要。

评判桥梁结构体系的优劣，至少要遵循五项基本准则：桥型合理准则；约束合理准则；受力合理准则；连接合理准则和刚度配置合理准则。

### 1.4.1 桥型合理准则

桥型反映了结构体系的跨越能力、力学与经济性能、可施工性等。

每种桥型体系有其经济、合理的跨径范围（表1-3）和适用条件，简支梁不可能做到超百米，否则就是不经济或是不可能的；反过来，除非出于景观等特殊需求，也很难想象跨度只有几十米的小桥采用悬索桥体系。同样，有推力拱桥适合在地质条件良好的区域建造，在软土地基上建造有推力拱桥就是不合理的。

表 1-4 常规材料各类桥型适用范围及极限跨径

桥型	经济适用范围(m)	极限跨度(m)
R.C.板桥	10~20	50
P.C.简支梁桥 (石拱桥)	20~50	100
P.C.连续梁桥 (R.C.拱桥)	50~150	200
P.C.连续刚架桥 (钢管砼拱桥)	150~300	400
钢连续梁桥 (结合梁桥)	200~300	400
P.C.斜拉桥 (钢箱拱桥)	200~500	600
结合梁斜拉桥 (钢桁架拱桥)	500~700	800
钢斜拉桥、混合桥面斜拉桥	700~1,200	1,500
悬索桥、协作体系	1,000~5,000	6,000
网索桥	>3,000	(由材料强度决定)

为了说明桥型、跨度、建桥条件与力学、经济性能的关系，不妨以斜拉桥与悬索桥为例进行定性对比分析。将对比内容分为三部分以方便比较：缆索系统、加劲梁和主塔+锚碇（包括基础）。

首先是缆索系统。考察图 1-6 所示跨径相同，承受均布荷载的纯缆索体系，当竖琴式斜



拉体系最高锚固点到荷载作用位置的距离为悬索体系的 2 倍时,可以证明两种体系具有相同的水平力且理论用钢量相等。悬索体系与实际工程中的悬索桥受力状态基本相同而斜拉体系中的水平索力在斜拉桥中是由加劲梁承担的,节约的水平索使斜拉桥拉索用钢量大大降低。一般情况下,斜拉桥拉索用钢量仅相当于同跨径悬索桥的 60% 左右。

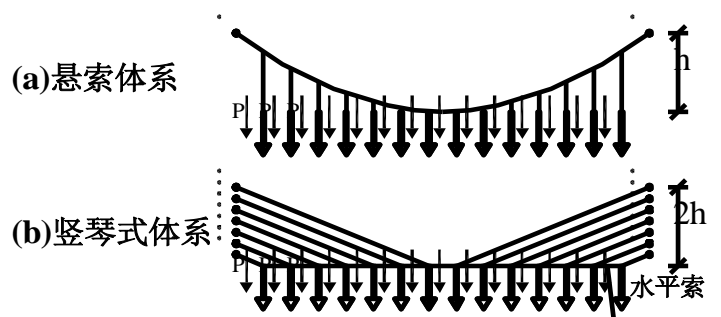


图 1-6 具有全部受拉构件的纯缆索体系的基本形式

其次是加劲梁。在工程中悬索桥加劲梁仅起结构加劲和传力作用,其强度不控制设计,在 800~2000m 跨度内其用钢量随跨径的变化不大。而斜拉桥的加劲梁还代替了纯缆索体系中的水平索受力,兼有锚碇和承受水平力的作用。跨径在 300~500m 时,主梁轴力对钢箱梁用钢量的影响不明显。而且,在小于 400m 的跨径范围内,加劲梁可以采用预应力混凝土箱梁,主梁轴力成为混凝土箱梁“免费”的预应力;在小于 700m 的跨径范围内,可以采用组合梁,更能提高加劲梁的经济性能,因此,这个跨度范围内,其加劲梁的经济性能优于悬索桥。随着跨径的增加,主梁轴力迅速增大,当轴力引起的应力成为加劲梁强度和稳定的控制因素时,主梁的用钢量随跨径的增加迅速增大,并快速超过悬索桥加劲梁的用钢量,从而降低了斜拉桥的经济性能。

最后是主塔+锚碇(包括基础)。桥塔是影响经济指标的重要构件。从受力上看,地锚悬索桥的塔上不平衡水平力是靠塔顶水平变位来实现平衡的。只要桥塔具有合适的柔度,便能主缆在塔顶水平方向发生充分变位后达到新的平衡,并使桥塔在较均匀的受压状态下工作。而斜拉桥则不然,塔上不平衡水平力主要由桥塔承担,水平力在塔内产生很大的弯矩,桥塔必须有很好的抗弯能力,因此其横断面尺寸肯定比悬索桥大。从桥塔的高度来看,悬索桥塔顶与跨中的高差由垂跨比确定,合理的垂跨比一般为 1/9~1/12。而斜拉桥的高差则由外索与主梁的夹角确定,一般最小取为 20° 左右,相当于垂跨比为 1/6~1/5。可见,斜拉桥的桥面以上塔高在相同跨度时为悬索桥塔高的 2 倍左右,加上其断面尺寸较悬索桥大,因此桥塔造价肯定高于悬索桥桥塔。但悬索桥主缆需由庞大的锚碇锚固,在陆地上重力式锚碇的造价一般占悬索桥造价的 25% 左右。如果锚碇建在水中,则造价还将大幅增加。一般情况下,悬索桥桥塔与锚碇的造价之和比斜拉桥桥塔造价高。

从结构体系的刚度来看,斜拉桥主梁由拉索支承,与桥塔形成三角形稳定体系,因此其刚度较大。但随着跨径的增大,长拉索的垂度效应增大,主梁因轴力增大而“软化”,斜拉桥的结构刚度快速下降。悬索桥是二阶稳定体系,不对称荷载作用下的变形较大,其刚度主要由主缆内的初应力提供,与矢跨比有关。随着桥梁跨径的增大,主缆初应力同步增加,因而结构刚度下降较缓慢。

从布跨上看,悬索桥边跨布置可变性大,除三跨悬索桥外,还可以布置成单跨和双跨,如图 1-7 所示。边中跨比一般在 0.2~0.5 之间。而斜拉桥边跨要平衡中跨,边中跨比一般在 0.35~0.5 之间。从对地质条件的适应性上看,悬索桥锚碇若建在软土地基上,可能会因软基蠕变造成安全隐患,而且造价很高。地质条件也是影响各自竞争力的因素。

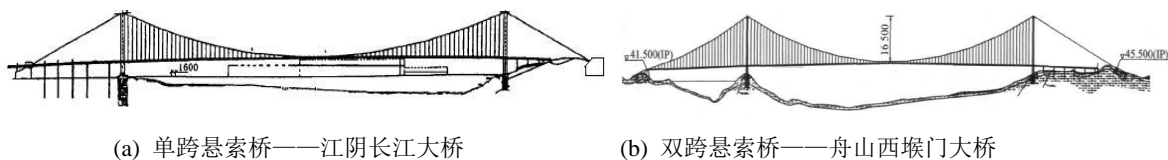


图 1-7 悬索桥的边跨布置形式

综上所述，当跨径不大时，斜拉桥力学、经济性能绝对占优；随着跨径增大，或布跨的差异，斜拉桥性能逐渐劣化，到达某一量值时，开始与悬索桥形成竞争。

随着跨度的增大，要充分利用斜拉桥经济性能有利的一面，就要在结构体系上作变化。这样的体系就是部分地锚斜拉桥和斜拉悬吊协作体系（图 1-8）。前者可有效降低主梁最大压力，后者不仅可降低主塔高度，改善主塔受力，同时可以减小主梁压力，改善总的力学、经济性能。

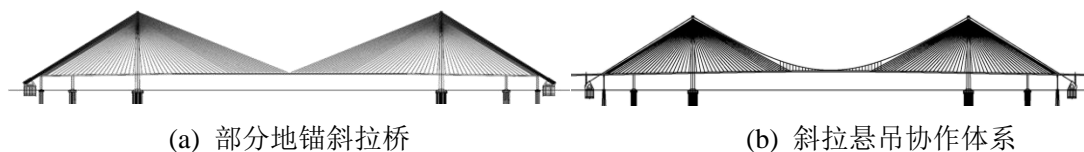


图 1-8 部分地锚斜拉桥和斜拉悬吊协作体系

根据我们的研究和估算，以长江下游水深和地质条件为背景，给出各种斜拉和悬索体系以及组合体系的单位桥面造价与跨径关系的估算（图 1-9）。由图 1-9 可以看出，主跨小于 1100m 时，斜拉桥具有优势。不同跨径范围内可采用有优势的加劲梁形式，其中钢梁的适用跨径为 700~1400m；跨度超过 900 后，岩石锚悬索桥始终占优，岸上锚碇悬索桥的适用跨径为 1100~2300m，在此跨度范围内，部分地锚斜拉桥和斜拉悬吊协作体系可以与之竞争，尤其部分地锚斜拉桥跨度在 1100~1600m、斜拉悬吊协作体系跨度在 1400~1800m 范围内更具优势，当跨度超过 1800m 后，悬索桥开始占据优势；跨度超过 3000m 后，与隧道相比，单一主跨桥梁方案已经不占优势。当然，桥位地质水文条件、桥跨布置形式以及新材料的发展和施工新技术的发明，都会改变上述结论。

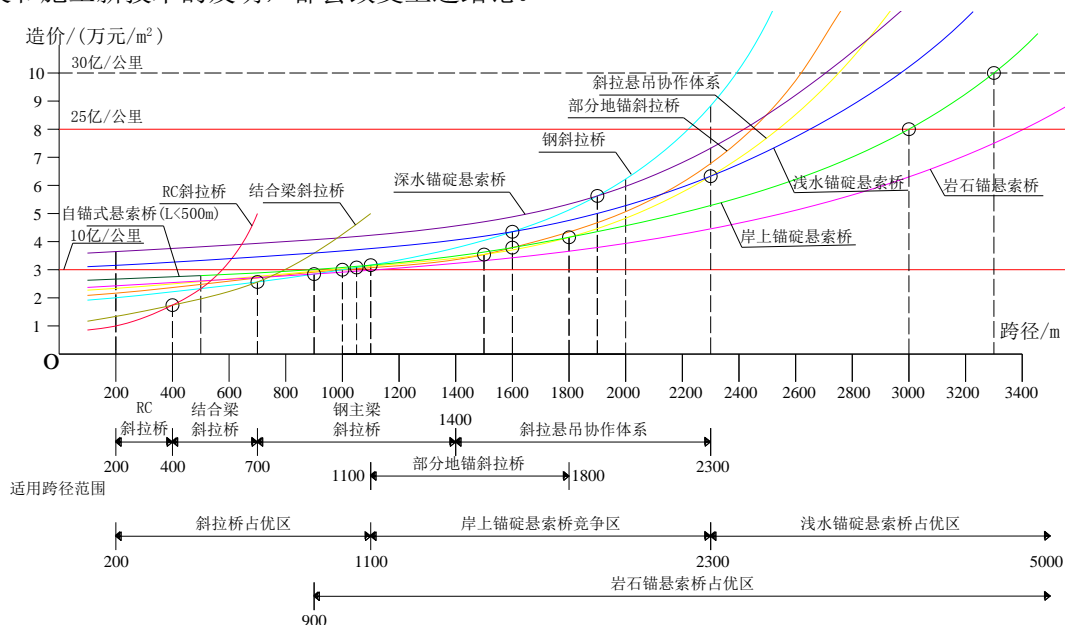


图 1-9 各种桥型单位面积造价与跨径关系估算图

从表 1-3 和上述分析可以看出，不同桥型随跨径和建桥条件的变化其竞争能力是不同的，同一跨径内不同桥型之间也有竞争，我们要综合考虑各种因素，用最合理的桥型来实现跨越。

1.4.2 受力合理准则

桥梁结构中，各主要受力构件受力是否合理是评价其优劣的又一标准。拱桥应当设有合理拱轴线，斜拉桥则应确定成桥索力使梁塔受力合理，这些都是追求构件受力合理的例子。

在桥梁构件中，梁以受弯为主，塔、柱、墩以受压为主，索以受拉为主，这是结构构件受力的基本特征。以斜拉桥桥塔为例，塔柱在转折处设有横梁，以便与塔上强大的轴力构成汇交力系，使塔柱保持受轴力为主（图1-10）。如果取消横梁，或将横梁设计在转折点之外，都将使塔柱构件内产生强大的弯矩，导致构件受力不合理。

此外，构件在结构中的作用是多样的，有的以提供结构刚度为主，有的以提供抗力为主，有的则两者兼而为之。在选用构件形式时，应根据需求，合理确定。如悬索桥的加劲梁，顾名思义是提供结构刚度（主要是抗扭刚度）的构件。低高度钢箱梁是合理的构件形式，而采用低高度桁梁一般不能提供足够的抗扭刚度，加大桁梁高度，将增加加劲梁弯矩，从而增加其用钢量。因此，除非用于双层通车，大跨度钢桁梁悬索桥用钢量一般大于钢箱梁。如某1480m 主跨悬索桥，采用钢箱梁做加劲梁比钢桁梁节约钢量 12%。再如连续梁主梁是以提供抗力为主的构件，钢桁梁可以在用钢量微增的情况下，通过提高梁高来提高构件的承载能力，所以是一种合理的连续梁主梁构件，相比之下，钢箱梁提高梁高后，腹板加劲增大，用钢量较桁梁大。以某工程主跨 110m 等截面连续梁为例，采用钢箱梁用钢量达 680kg/m<sup>2</sup>，若采用变截面钢桁梁，用钢量仅为 400kg/m<sup>2</sup>，可见，构件受力合理性是十分重要的。

有些工程为了标新立异，将斜拉桥桥塔做成曲线，导致塔内弯矩增大，便是不合理构件的例子。但如果能在空心塔柱内改变混凝土壁厚以使塔柱形心与压力线接近，也可改善桥塔受力。还有些工程为了美化结构，并与环境相协调，将桥塔做成船帆或海豚状，如图1-11的三塔斜拉桥体系。但是花式桥塔在恒活载作用下，曲线辅塔柱内会产生很大的弯矩，并在主塔柱内产生附加弯矩，成为不合理构件。为了改善桥塔受力，可释放辅塔内恒载内力，使其仅受成桥后荷载作用，这样既发挥了其美学效果，又增大了多塔斜拉桥桥塔刚度，并使桥塔受力处于合理状态。

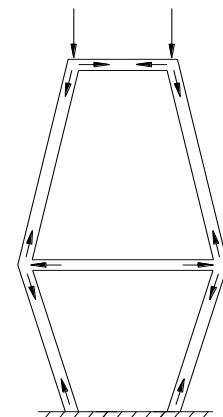


图 1-10 有横梁的斜拉桥索塔受力示意图



图 1-11 曲线形索塔

1.4.3 外部约束合理准则

外部约束是减少桥梁结构体系自由度的外部装置。桥型确定后，该桥型的外部约束设置是否合理关系到它能否适应桥位的地质水文条件，影响着它的技术经济指标。约束合理与否是评判其优劣的标准之一。

通过对结构体系的约束变化，可以改变体系适应桥位地质水文条件的能力。如：软土地基不适于承受水平力，因此有推力拱桥体系一般是拙劣的方案，而山区地基承载力高，有推

力拱桥往往成为最佳选择方案。

希腊里翁-安蒂里翁桥（Rion-Antirion Bridge，图 1-12）为斜拉桥体系，主桥为多塔结合梁斜拉桥，是桥面连续五跨全漂浮结构体系（图 1-13）。



图 1-12 里翁-安蒂里翁桥

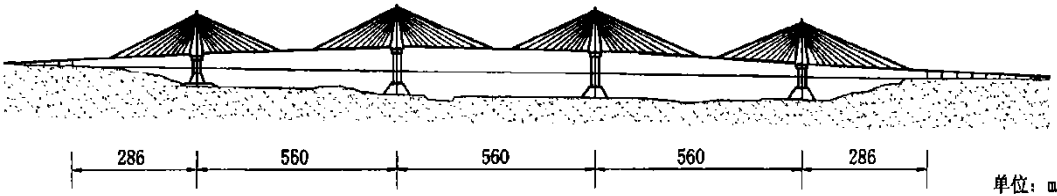


图 1-13 里翁-安蒂里翁桥总体布置图（m）

该桥桥位的建设条件非常复杂，要求大桥能够承受 2000 年一遇的地震，最大峰值加速度达到 1.2g；同时桥梁还要能承受竖向和横向最大 2m 的断层位移，以及 18 万吨级油轮以 8.2m/s 速度的撞击力和强风作用。必须采取特殊的桥墩基础约束。

斜拉桥桥墩基础设计中遇到了巨大挑战。最终构造如图 1-14 所示，采用了直径达 90m 的圆形钢筋混凝土箱筏基础。为提高土的性能，用长 25~30 m、直径 2m 的钢管以 7~8 m 的间距进行土体加固，每墩下约有 250 根钢管桩。为允许基础与地基之间的滑动，在钢管上铺设厚 50cm 的反滤沙层，其上铺设厚 2 m、直径为 10~80cm 的鹅卵石层，最上面铺设厚 50cm 的碎石层。这样，桥梁基础直接摆放在总厚 3m 的砂砾层上，基础和砂砾层间连接弱，可在地震时产生向上及左右的移动（但在运营期及小地震时不会滑动），起到了隔震的作用，从而形成了一种创新的基础形式——“加筋土隔震基础”（Reinforced Soil Foundation）。在体系中表现为在塔底设置了一个条件约束，当达到设定条件时，约束状态就发生改变。由此也说明，桥梁结构体系完全可以通过合理的约束形式来提高其力学和经济性能。

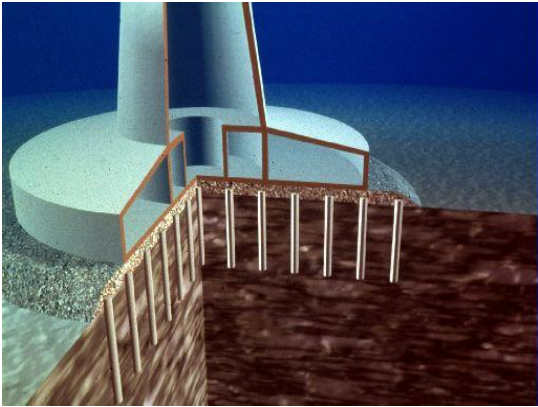


图 1-14 里翁-安蒂里翁桥隔震基础

（Reinforced Soil Foundation）。在体系中表现为在塔底设置了一个条件约束，当达到设定条件时，约束状态就发生改变。由此也说明，桥梁结构体系完全可以通过合理的约束形式来提高其力学和经济性能。

#### 1.4.4 内部连接方式合理准则



内部连接是桥梁结构体系中构件之间的相互约束,是减少桥梁结构体系内部自由度的装置,反映主要构件之间的传力方式,如弹簧、阻尼器等。

体系内部构件传力的合理性有效性十分重要。大跨径斜拉桥中,塔梁连接形式应根据控制设计的工况来确定,地震和温度效应作用下希望采用飘浮体系以释放结构内力和减小地震力,而在纵桥向静风荷载作用下需要采用固结体系以减小主塔受力,如果这几种工况都控制设计,就可以采用主梁限位装置,在给定的位移范围内允许自由移动,达到位移限值后成为固定体系,以合理解决各种荷载作用下受力需求的矛盾。

福建闽江某斜拉桥位处出海口,通航要求高,设计风速大,但地震烈度低。针对这种情况,采用塔梁墩固结体系是合理的。这种体系提高了结果刚度和抗风稳定性,通航高度要求很高的塔墩可以减小结构纵向抗推刚度,降低温度内力。还可以省去支座、阻尼器的费用,减小伸缩缝规格和价格,是因地制宜合理选择内部连接的示例。

在里翁桥设计中,主桥采用了五跨全飘浮体系的连续结构。由于拉索不能对主梁提供有效的横向支承,所以对飘浮体系施加一定的横向约束,并减少活载及温度引起的横向位移。最终在每个桥塔处安装1个中间连接件(Fuse Restrainer),容许力为10MN,可适应纵桥向1.6m的位移,在横桥向则几乎不动,因此当侧向荷载不超过设计能力时,主梁在横桥向保持与下部结构刚性连接。另外设置4个粘滞阻尼器(Viscous Damper),每个容许力为3500KN,可适应梁塔间1.3m的变位。当中间连接件在强震或者风暴作用下失效后,主梁将在粘滞阻尼器的控制下自由摆动,如图1-15所示,为该桥位创造了一个合理的构件连接形式。

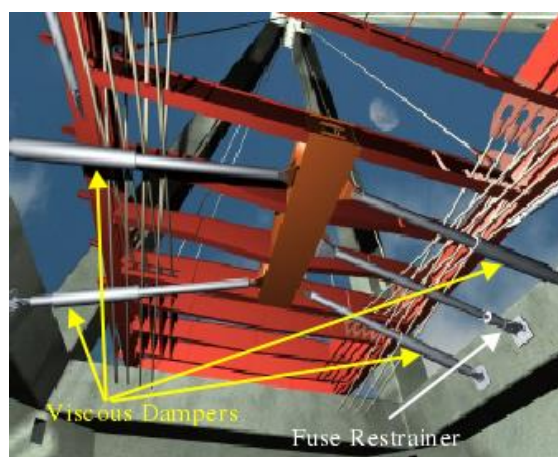


图 1-15 桥墩上阻尼系统布置示意图

### 1.4.5 刚度配置合理准则

桥梁结构成桥后的刚度以及各构件的受力状态与其构件刚度及其配置休戚相关,各构件刚度搭配合理与否也反应了结构体系的优劣。

一个好的结构体系中,各构件受力明确,并能充分表达体系的力学性能。拱梁组合体系中的刚拱柔梁和柔拱刚梁桥,常规斜拉桥与部分斜拉桥,就是用不同的构件刚度配置来提高各自独特的力学、经济性能的例子。

夏驾河桥(图1-16)位于昆山开发区,桥位处为休闲娱乐区,因此对桥梁的景观要求较高。该桥的跨径在60m左右,可供选择的桥型包括梁桥和系杆拱桥等。主跨60m的简支梁已超出合理跨径;主跨60m的连续梁还要配长度35m的边跨,不经济;业主拒绝采用系杆拱。因此,采用一跨过河的无背索斜拉桥可以改善区域景观,其经济性能成为方案优劣的关键。



图 1-16 昆山夏驾河桥图

1-17 西班牙 Alamillo 桥

传统的无背索斜拉桥（图 1-17），其受力示意图 1-18 所示。图中  $W_t$  为主塔重量， $l_t$  为主塔重心距塔梁固结点距离， $W_d$  为拉索区主梁重量， $l_d$  为拉索区主梁重心距塔梁固结点距离。

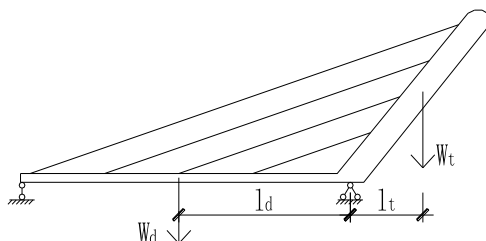


图 1-18 无背索斜拉桥整体平衡示意图

拉索区主梁对塔梁固结点的倾覆力矩  $M_d = W_d l_d$ ，主塔自重的抵抗力矩  $M_t = W_t l_t$ ，主塔根部承受的恒载弯矩  $M = M_t - M_d = W_t l_t - W_d l_d$ ，若要保证恒载状态主塔根部处于轴心受压状态，则  $W_t l_t = W_d l_d$ 。显然，这种无背索斜拉桥要求桥塔自重和刚度都很大；主梁要用自重较轻的钢梁，以减轻桥塔的负担。因此无背索斜拉桥的造价高，在实际工程中少有采用。

夏驾河桥采用了预应力混凝土主梁，并通过改变结构内部构件的受力分配，实现了具有良好经济性能的无背索部分斜拉桥体系。采用刚度较大的预应力主梁，所承受的荷载分为两部分： $W_d = W_{d1} + W_{d2}$ ，其中较小的  $W_{d1}$  由斜拉索传至斜塔，与塔自重平衡；较大的  $W_{d2}$  由主梁承担（图 1-19）。从而大大降低了对塔重的要求，使桥塔轻盈美观，便于施工，并充分利用了主梁的材性，降低了造价。

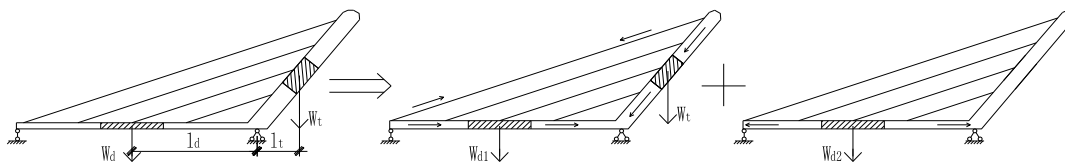


图 1-19 传统无背索斜拉桥与无背索部分斜拉桥受力示意图

夏驾河桥在中等跨度范围内通过对构件受力的配置优化，采用预应力混凝土主梁，用斜塔辅助受力，在保证美学效果的同时获得了良好的经济性能。

综上所述，一个优秀的桥梁结构体系，应该根据跨径和建桥条件，选取合理的桥型；根据结构受力特点，选取合理的外部约束形式；根据功能和力学性能要求，选择构件间合理的传力方式；根据功能和经济性需求，对主要受力构件进行刚度配置。除此之外，桥梁的功能性、经济性、耐久性等的好坏，也都是评判桥梁结构体系优劣不可或缺的标准。

最后以天津国泰桥为例说明如何根据评判体系优劣的准则来优化桥梁结构体系。

国泰桥为天津跨越海河的桥梁，4家国际知名设计企业参与竞争，桁架式拱桥（图1-20）中标，中标单位采用固端拱体系（图1-21），研究表明主要存在如下问题：



图 1-20 天津市国泰桥

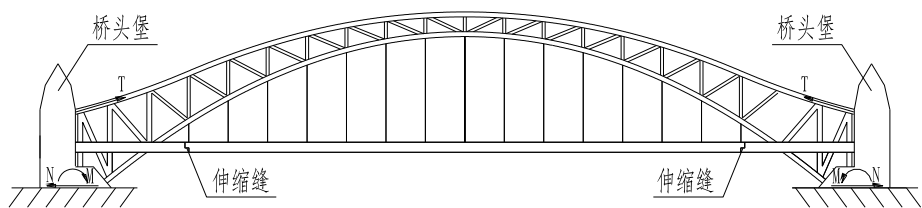


图 1-21 固端拱体系结构简图

1. 天津为软土地基，固端拱体系在基础上不仅产生水平推力，还有较大的弯矩，长期荷载作用下基础的稳定性不能保证，结构有隐患，这是体系与建桥条件的主要矛盾；
2. 为减小常年温差对结构受力的影响，需在拱梁连接处设置牛腿，水平推力依靠通长的水平拉索平衡，桥面需设置多道伸缩缝，使得结构构造复杂，并影响行车舒适度；
3. 桥头建筑是实现固端拱的关键构件，受力复杂，且体系的抗震性能较差。

作者在对该方案进行深入分析和研究的基础上，抓住主要矛盾，提出了中承式三跨无推力梁拱组合体系（图1-22）。该体系保留了原方案的功能、造型与景观，通过改变体系外部约束以及内部构件的连接方式，解决了上述问题：

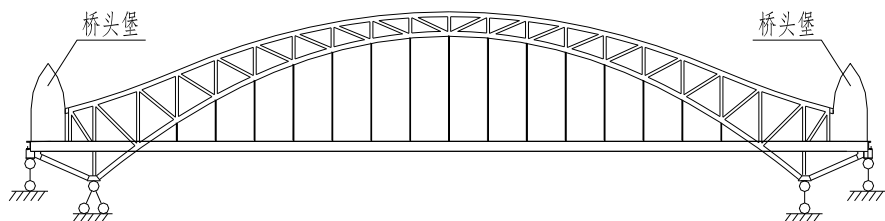


图 1-22 中承式三跨无推力梁拱组合体系结构简图

1. 改拱脚处固结为铰支，释放水平方向约束，基础只受竖向力，水平力由主梁承受，节约了水平拉索；
2. 结构水平方向自由伸缩，因此年温差对内力影响小，拱梁交界处采用固结，节约了该处桥面伸缩缝；
3. 桥头建筑与主结构分开，仅作边跨压重和景观用，体系抗震性能大大改善。

两结构体系对比如表1-4所示，经过体系优化，不仅结构受力性能和使用功能得到显著改善，且使整体工程造价降低。

表 1-5 结构体系对比

对比项目	固端拱体系	无推力梁拱组合体系
支承约束	拱脚固定，有推力	拱脚铰支，无推力
基础受力	竖向力+水平力+弯矩	竖向力
拱肋	传力路径不平顺	传力路径明确平顺
水平力平衡方式	基础与系梁内设置的水平拉索	系梁自身承担
桥面系	主桥伸缩缝影响行车舒适	主桥无伸缩缝
桥头建筑	工程量大，须设置竖向预应力	工程量小，无需设置竖向预应力
技术难度	大	小
安全性	有安全隐患	好
抗震性能	差	较好

## 参考文献

- 1、项海帆. 高等桥梁理论(第二版) [M]. 北京: 人民交通出版社, 2013.
- 2、肖汝诚, 陈红, 魏乐永. 桥梁结构体系及其优化[J]. 土木工程学报, 2008(6): 69.
- 3、肖汝诚, 姜洋. 缆索承重桥梁各种体系的比较[J]. 桥梁, 2011(40):7.
- 4、肖汝诚, 庄冬利, 贾丽君等. 天津海河国泰桥主桥结构与受力分析[C]//第十八届全国桥梁学术会议论文集. 北京: 中国土木工程学会, 2008: 276.
- 5、孙斌, 肖汝诚, 贾丽君, 等. 昆山市南浜路夏驾河桥设计研究[C]//第十六届全国桥梁学术会议论文集. 北京: 中国土木工程学会, 2004: 242



## 第二章 构件、连接与约束

构件是组成桥梁结构体系的基本单元，有完整约束的构件也是最简单的结构体系，对结构体系的认识与把握，应从构件开始。

组成桥梁结构体系的基本构件按其受力特点主要有三类：受弯构件——以梁、板的形式应用于各种体系；拉压构件——包括杆、索等；压弯构件——如拱圈、桥塔和墩柱等。壳和膜类构件也常被用于桥梁结构，但主要用于装饰美化，不展开讨论。此外，连接与约束在桥梁结构体系中也不可或缺，是构件之间相互约束与传力以及限制桥梁变位的主要装置。

本章涉及内容丰富繁杂，限于篇幅，将主要介绍最基本构件及其材料属性和受力特点，以及工程中常见的连接与约束。

### 2.1 受弯构件

受弯构件指截面上有弯矩和剪力共同作用而轴力可忽略不计的构件，主要有梁和板构件。该类构件以受弯为主，但在不同的结构体系中又有其不同的受力特点，有弯剪、拉弯、压弯、弯扭等多种组合受力形式，通过合理选取材料和截面形式，可优化构件的力学和经济性能。

梁是以截面受弯方式传递荷载的杆式构件。在受到垂直于轴线的外力或位于轴线所在平面内的力矩作用时，梁的轴线弯曲，一侧受拉另一侧受压。其传力方式是最间接的，传力路径最长（图 2-1）。

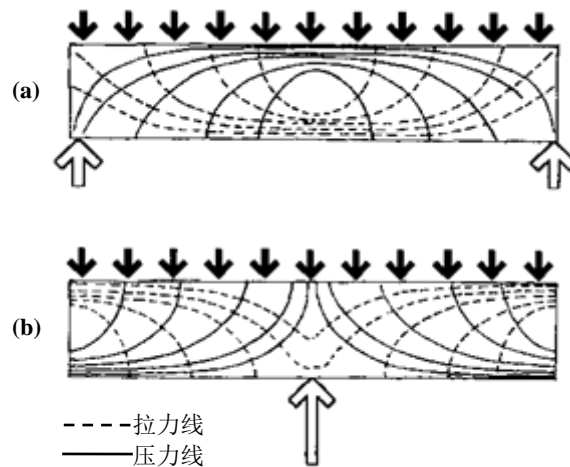


图 2-1 梁的传力路径示意

板是双向受弯传递荷载的构件，它与梁的区别在于：板在荷载作用下其附近的板块也会受到影响，荷载所引起的剪力会使得附近板块共同变形（图 2-2 示）。按材料可分为混凝土桥面板和正交异性钢桥面板。

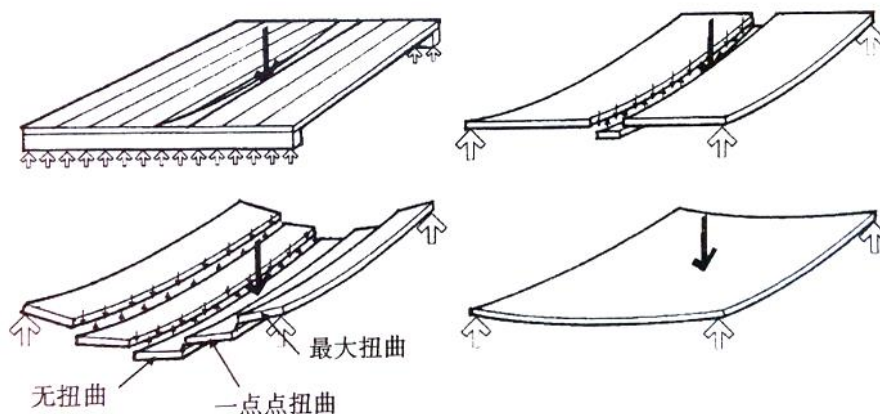


图 2-2 板的受力图示

早期的梁、板是用石材或木材制作。石材承压能力很强，承拉能力弱，自重较大，安装比较困难，并非受弯的理想材料。相比之下，木材自重小，承担拉、压力的能力几乎相等，是早期受弯构件主要用材。到 19 世纪才有熟铁、钢材、钢筋混凝土，构件跨度和承受的荷载越来越大。

### 2.1.1 桥梁结构中的受弯构件

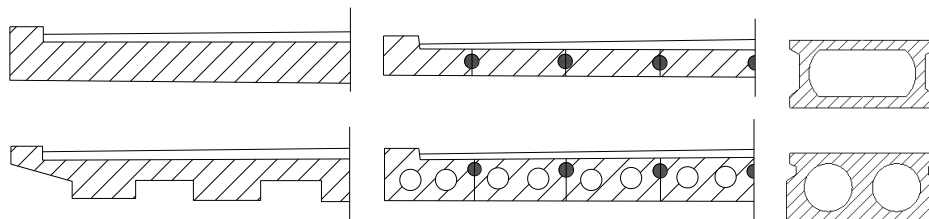
#### 1. 梁

在梁式体系桥梁中，主梁直接承担荷载。既有用一片梁承担所有荷载的单梁结构，也有通过纵、横梁共同承担荷载的梁格体系。

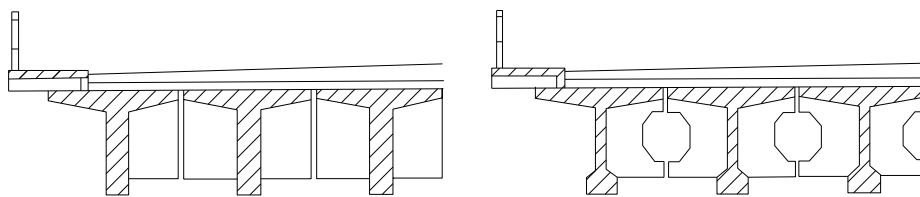
钢筋混凝土与预应力混凝土梁桥常用的横截面形式有板式、肋梁式和箱形等。板梁截面是最简单的梁截面形式（图 2-3a 示）。常用的有整体式矩形实心板、装配式实心板、空心板以及异形板。板梁截面一般用于小跨径的梁。

跨度稍大，应用肋式截面（图 2-3b 示）。肋式截面有三种基本类型： $\pi$  形、I 形和 T 形。通过合理布置材料，配合预制施工，能充分发挥材料性能。对于横向装配式梁桥而言，为了将各主梁相互连接成整体协同受力，通常需要设置横隔梁，横隔梁的刚度越大，桥梁的整体性越好，各主梁在荷载的作用下就能更好地共同工作。

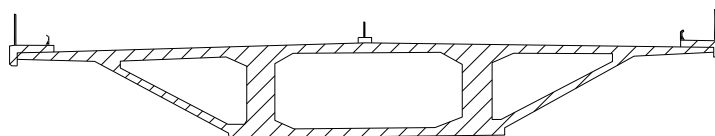
跨径更大的梁，多采用箱形截面（图 2-3c 示）。箱形截面能有效地承担正负弯矩，其抗弯、扭刚度和横向抗弯刚度大，跨越能力强，单梁在预施应力、运输、安装阶段的稳定性好。但箱形梁截面受力计算较为复杂，在偏心竖向荷载作用下不仅发生竖向弯曲，同时存在扭转、畸变、剪力滞现象，腹板间距较大时，还应考虑桥面板的横向受力问题。箱形截面适用于连续梁桥以及连续刚构等在中支座处有较大负弯矩的结构。同时，箱形截面整体性强，可以减少支座数量，从而减小桥墩体积，这在城市高架桥中有很大的优势。由于箱形截面抗扭刚度大，对于弯梁桥等在荷载下有较大扭矩的桥梁是首选截面形式。



(a) 板梁



(b) 肋梁



(c) 箱梁

图 2-3 混凝土梁常用截面形式

组装式钢梁桥的主梁由主纵梁、小纵梁、横梁和联系梁共同构成的组合形式(图 2-4 示),便于施工现场组装。纵、横梁截面多采用工字钢梁、小钢箱梁等。桁架梁是另一种常用的钢梁形式,它由不同规格的型钢或者焊接小截面构件组成,整体受弯,但组成构件则以轴心拉、压为主。桁式截面可以用较少的材料达到较大的截面抗弯刚度,在铁路桥梁中有较大优势。

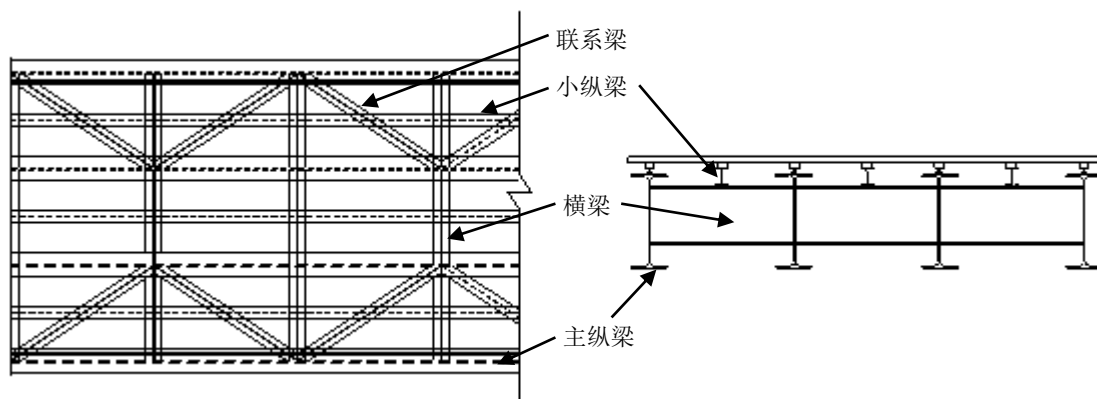


图 2-4 钢梁常用结构及截面形式

组合截面(图 2-5 示)也常用于梁式构件,如工字形钢主梁腹板与混凝土桥面板组合的开口肋式截面,也有用混凝土顶板代替钢箱梁顶板的组合箱式截面,充分利用了两种材料的拉、压特性。用折形钢腹板取代混凝土腹板,形成组合截面体系的新型箱式截面,既减轻结构的自重,提高预应力施加效率,又可降低箱梁腹板与顶底板的相互约束强度,减小温差、收缩、徐变的不利影响,提高结构的稳定性、强度及材料的使用效率。

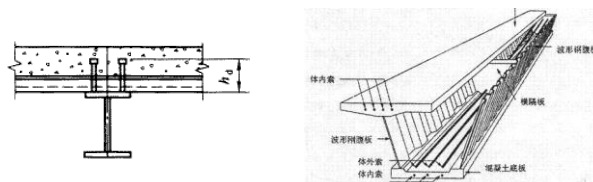


图 2-5 桁梁截面和组合截面

拱式体系中的梁构件,有承载车道荷载的主梁,也有拱肋间的横向风撑(图 2-6 示)。在有推力拱式体系中,主梁直接承担荷载并负责把部分恒载和活载的作用力传递给主拱圈,以受弯为主,但由于拱上吊杆(立柱)的间距一般较小,所以梁内弯矩不大;在部分有推力及无推力拱式体系中,主梁除了承受吊杆(立柱)间的梁体自重及活载弯矩外,还要承受比

较大的轴向力，为拉弯构件。

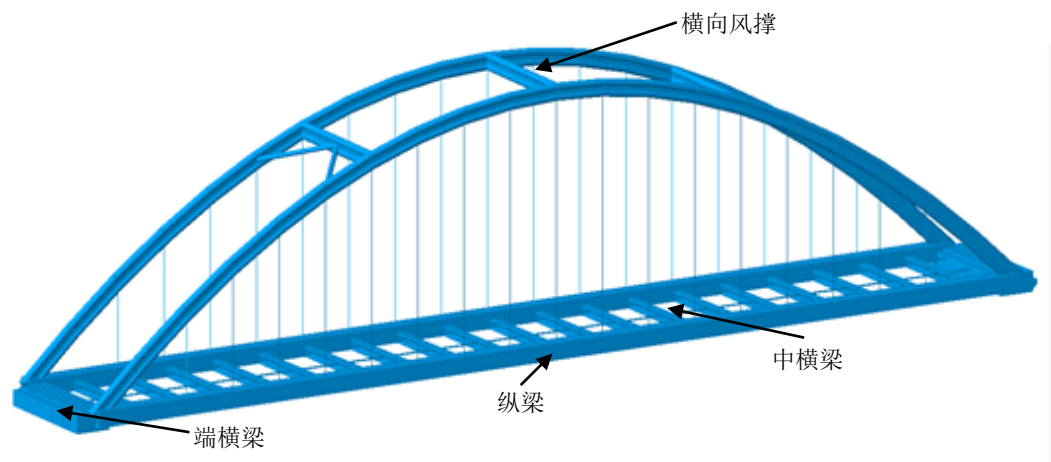


图 2-6 拱式结构中的梁构件

中、小跨径拱桥中的梁通常由纵、横梁组成。纵梁用于连接桥面系形成过桥通道。横梁负责荷载的横向传递。拱桥中的横梁可分为固定横梁、普通横梁及刚架横梁三类。桥面系与拱肋相交处的横梁一般与拱肋刚性联结，其截面尺寸与刚度远比其他横梁大，通常称为固定横梁（或端横梁）；通过吊杆悬挂在拱肋下的横梁称为普通横梁（或中横梁）；通过立柱支承在拱肋上的横梁称为刚架横梁。固定横梁由于所处的位置特殊，受力情况十分复杂。它既要传递垂直荷载，又要传递水平横向荷载和纵向制动力，承担从拱肋和桥面系传来的很大的弯矩、扭矩和剪力，还要约束拱圈的侧向变形。固定横梁的外形须与拱肋及桥面系相适应，常用的截面形式有对称箱形、工字形，不对称工字形及三角箱形，如图 2-7 示。

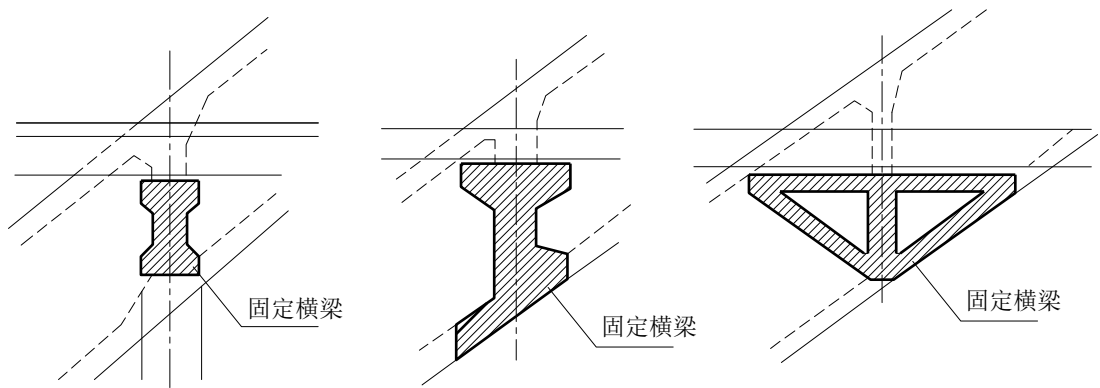


图 2-7 拱桥固定横梁常用截面形式

地锚悬索桥主梁以承受节间弯矩为主，随着跨径增大，横向风载和抗风振成为控制主梁截面设计的主要因素。

混凝土主梁在大跨悬索桥中应用不多，但在 400~800 米的跨度范围内，混凝土加劲梁可以向主缆提供强大的初应力刚度，大大减小加劲梁活载弯矩和挠度，提高加劲梁的抗风稳定性，一般采用流线型全封闭式整体箱梁。

跨度 800 米以上的悬索桥，几乎都采用钢主梁。悬索桥的钢主梁早期以钢桁梁为主（如图 2-8 示），个别中小跨度的悬索桥也有采用钢板梁的。美国被风毁的塔科马大桥，其加劲梁采用下承式钢板梁。由于钢板梁为开口截面，抗扭能力差，容易出现风致振动。在塔科马老桥断桥事故的经验教训后，世界各国在较大跨度的悬索桥中不再采用钢板梁，塔科马新桥也改用钢桁梁作加劲梁。

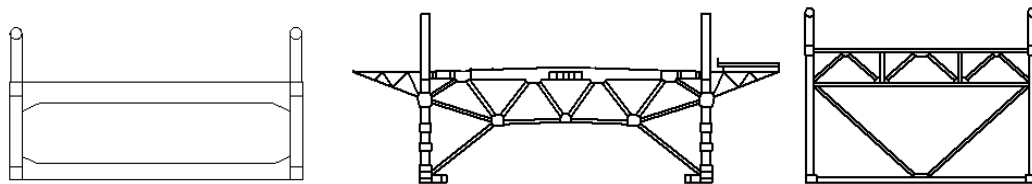


图 2-8 悬索桥用钢桁梁断面

现代悬索桥大都采用流线型扁平钢箱梁，其特点为：风阻系数仅为桁架式的  $1/2 \sim 1/4$ ；采用正交异性钢桥面板，可减轻恒载、节约用钢；结构的横向和抗扭刚度大。典型的钢箱梁断面见图 2-9。

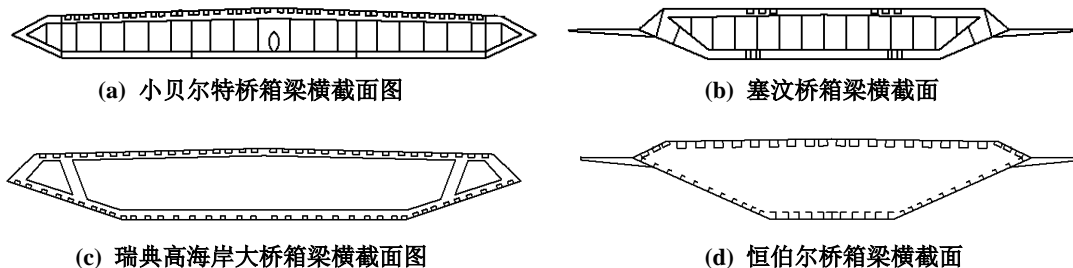


图 2-9 悬索桥用钢箱梁断面

对于一些有特殊使用功能要求或者超大跨经、对气动稳定性要求比较高的悬索桥，在扁平钢箱梁的基础上衍生出了一些构造独特的加劲梁，如箱桁组合梁和分体式钢箱加劲梁等，见图 2-10。

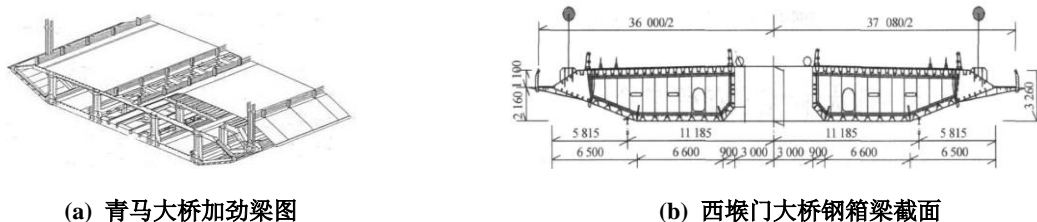


图 2-10 悬索桥箱桁组合及分体式钢箱加劲梁

## 2. 板

桥梁中的板构件主要为桥面板。桥面板（也称行车道板）是直接承受车辆轮压的承重结构，一般为钢筋混凝土板或钢桥面板。

目前梁桥设计的趋势是横隔板稀疏布置，因此主梁的间距往往比横隔板的间距小得多，桥面板属单向板的居多。对于跨度较大的混凝土桥面板可施加横向预应力，做成预应力混凝土板。

钢箱梁面板一般采用典型的正交异性桥面板。国内钢箱梁常用的正交异性桥面板结构如图 2-11 所示，这种正交异性桥面板由钢板、U 肋、横隔板（横梁结构）、小隔板等组焊而成。

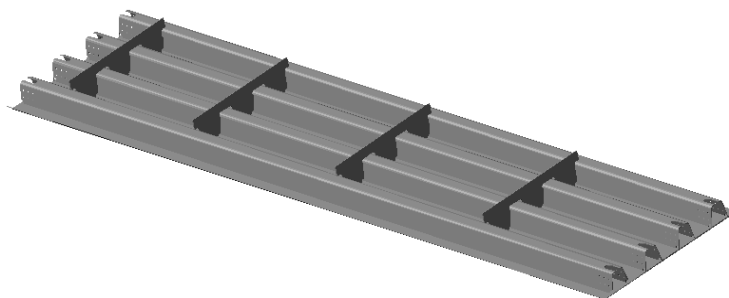


图 2-11 正交异性钢桥面板结构示意图

钢箱梁正交异性钢桥面板使用较多的是闭口 U 形纵肋（简称 U 肋），闭口式 U 形纵肋的特点是抗扭能力强，对车轮荷载在横向的分布能力比较强。目前主要使用钢板冷加工 U 肋，为了使 U 肋传力途径顺畅，在通过横隔板处开孔，让 U 肋穿过横隔板连续。为避免焊缝相交，在纵肋上缘和桥面板交叉处，在横隔板上设置弧角；为让纵肋下缘穿过横隔板。

正交异性钢桥面板既承受车轮局部荷载，又与纵、横隔板组成桥面结构，同时又形成钢箱梁的面板，因此构造细节和力学作用比较复杂（图 2-12）。正交异性板钢桥面结构是超静定结构，存在结构疲劳、钢箱梁局部应力集中等问题。在车轮作用位置的正交异性板桥面变形，局部地区受到约束，从而引起很局部的很高的应力；焊接时温度的变化，在受到约束的环境下，局部地区会产生很高的残余应力；焊接变形和应力的变化很难预测；有时甚至会比设计荷载引起的应力更高；焊接材料、焊接工艺等原因造成的焊缝裂纹在荷载作用下扩展；制造加工焊缝焊趾的不适当，形成应力集中引发点。这几种情况可能单独出现，也可能同时存在，使正交异性板的问题叠加起来，结果引起钢桥面结构上的裂缝。

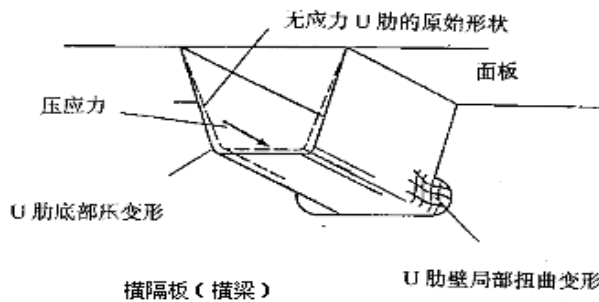


图 2-12 正交异性钢桥面板结构和受力示意图

正交异性钢桥面板也可能出现疲劳裂纹缺陷，裂纹主要产生在 U 肋与横隔板的连接区，具体部位有 U 肋与面板之间的肋角焊缝、纵横肋交叉的弧形缺口处，U 形肋钢衬垫板对接焊缝处等。因而在应用中需要重视实用组拼和焊接技术工艺改进提高，采取有效措施消除焊接残余应力、变形和缺陷的危害，使正交异性板钢桥面发挥安全可靠和经济耐用的功能。

### 2.1.2 基本受力特点

#### 1. 梁

简单梁分析理论有以下假定：1. 平截面假定：截面变形后仍是平面，转动一个角度后仍垂直于变形后的轴线；2. 中性层假定：梁内存在一个纵向层，变形时，层内的纵向纤维既不伸长也不缩短，称为中性层。

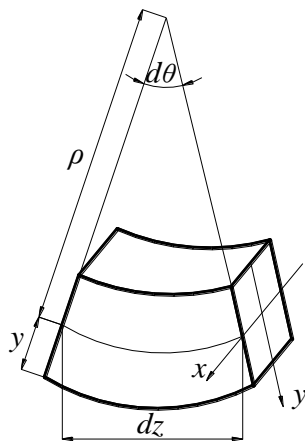


图 2-13 梁段分析图示

取图 2-13 所示长为  $dz$  的梁微段进行研究，设中性层的曲率半径为  $\rho$ ，微段左右两截面的相对转角为  $d\theta$ ，因中性层的长度不变，故有：

$$dz = \rho \cdot d\theta \quad (2.1)$$

距中性层为  $x$  处的纵向线，原长为  $dz$ ，变形后为  $(\rho + y)d\theta$ ，伸长量为  $yd\theta$ ，因此距中性层为  $y$  处的线应变  $\varepsilon$  为：

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{yd\theta}{\rho d\theta} = \frac{y}{\rho} \quad (2.2)$$

对于线弹性范围内拉压性质相同的匀质材料，虎克定律成立，则截面应力可表示为：

$$\sigma_m = E\varepsilon = \frac{Ey}{\rho} \quad (2.3)$$

由梁截面内力平衡条件：  $N=0$ ,  $M_y=0$ ,  $M_x \neq 0$ ，有：

$$\begin{aligned} N &= \int_A \sigma_m dA = \int_A \frac{E}{\rho} y dA = \frac{E}{\rho} \int_A y dA = \frac{E}{\rho} S_x = 0 \\ M_y &= \int_A x \sigma_m dA = \int_A \frac{E}{\rho} xy dA = \frac{E}{\rho} \int_A xy dA = \frac{E}{\rho} I_{xy} = 0 \\ M_x &= \int_A y \sigma_m dA = \int_A \frac{E}{\rho} y^2 dA = \frac{E}{\rho} \int_A y^2 dA = \frac{E}{\rho} I_x \end{aligned} \quad (2.4)$$

得：

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_x}{EI_x} \quad (2.5)$$

将式 2.5 代入式 2.3 得：

$$\sigma_m = \frac{M_x \cdot y}{I_x} \quad (2.6)$$

式中： $\sigma_m$  为弯曲正应力； $M_x$  为横截面上的弯矩； $y$  为所求应力点距中性轴的距离； $I_x$  为横截面对中性轴的惯性矩。式 2.6 表明梁横截面弯曲正应力  $\sigma_m$  随距中性层的截面高度  $y$  呈线性分布，正比于弯矩  $M_x$ ，反比于截面的形心主惯矩  $I_x$ 。在弹性范围内工作时，截面最外侧正应力最大，而中性层附近正应力很小。说明对于受弯构件，截面中部材料对受力贡献不大，应优先考虑采用 T 形，工字形以及箱形截面等。

同样，可以推导出一般梁理论中，弯曲剪应力的计算公式为：

$$\tau_m = \frac{Q_y \cdot S_x}{b I_x} \quad (2.7)$$

式中： $b$  是计算剪应力处的梁宽， $s_x$  是截面的自由表面至所求剪应力处的面积矩， $Q_y$  为截面处的剪力。

梁多为非圆截面，当发生扭转时，横截面会发生翘曲，平面假设不再成立。对实心矩形截面，受扭时截面最大剪切应力计算公式为：

$$\tau_{t\max} = \frac{T}{W_t} \quad (2.8)$$

式中： $T$  为截面上作用的扭矩， $W_t$  为截面受扭抵抗矩。对于实心矩形截面， $W_t = \alpha hb^2$ ， $\alpha$  为与截面尺寸比值  $h/b$  有关的系数。单独的狭长矩形截面构件，由于短边上剪应力很小，不能形成较大的扭矩，抗扭能力差，不宜作受扭构件。

工程中常用的 T 形及工字形截面等开口截面，可看成是若干狭长矩形组成的，整个截面的最大扭转剪应力发生在壁最厚的矩形的长边上，即：

$$\tau_{t\max} = \frac{T}{I_T} \delta_{\max} \quad (2.9)$$

式中： $I_T$  为开口截面的相当极惯性矩，等于各矩形的相当极惯性矩之和； $\delta_{\max}$  为各矩形中的最大壁厚。开口截面无法形成闭合的剪应力环流，截面抗扭能力较差。

对于箱梁等薄壁构件，在荷载作用时已不满足等截面假定，将产生四种变形：纵向弯曲、扭转、畸变和横向弯曲（图 2-14）。由于弯扭作用在横截面上将产生纵向正应力和剪应力，因横向弯曲和扭转变形将在箱梁各板中产生横向弯曲应力与剪应力。

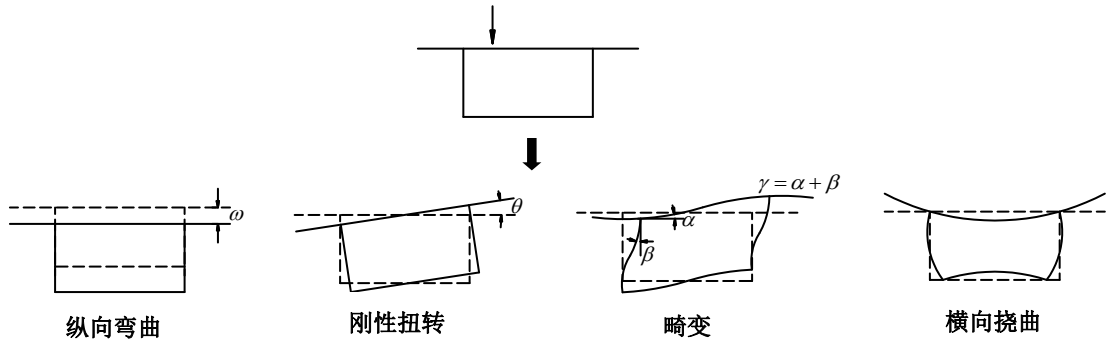
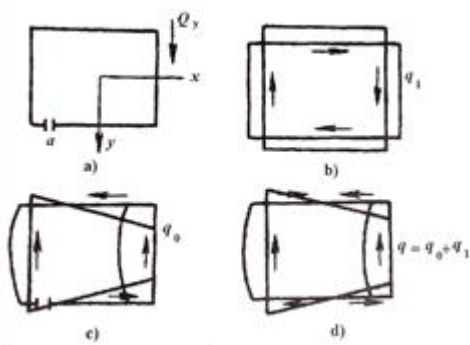


图 2-14 箱梁变形示意图

对图 2-15 示单箱截面，弯曲剪应力计算不能直接利用式 2.7，必须应用补充的变形协调条件才能求得。可在截面的任一点切开，假设一未知剪力流  $q_1$ ，对已切开的截面可利用式 2.7 计算截面各点上的剪力流  $q_0$ 。利用截面切开处相对剪切变形为零的变形协调条件，可求得：



$$q_1 = \frac{-\frac{Q_y}{I_x} \oint S_{x0} \frac{dS}{t}}{\oint \frac{dS}{t}} \quad (2.10)$$

则箱梁的弯曲剪应力为：

$$\tau_m = \frac{q}{t} = \frac{q_0 + q_1}{t} = \frac{Q_y \cdot S_{xb}}{t I_x} \quad (2.11)$$

图 2-15 单箱截面弯曲剪应力分析

式中：  $S_{xb} = S_{x0} - \bar{q}_1$ ，  $\bar{q}_1$  为  $Q_y / I_x = 1$  时的超

静定剪力流。单箱梁的弯曲剪应力计算公式在形式上与式 2.7 相似，但静矩计算方法不同。对于单箱多室截面，应将每个室都切开，按每个箱室分别建立变形协调方程，联立解出各室的超静定未知剪流。

产生弯曲的竖向剪力通过肋板传给翼缘板，使得顶板的剪切变形在横向是不均匀的，从而导致顶板的截面正应力沿横向不均匀分布。这种力学现象称为“剪力滞”效应。常用剪力滞系数  $\lambda$  来描述与讨论箱梁剪力滞效应的影响， $\lambda$  可表示为：

$$\lambda = \frac{\sigma}{\sigma_0} \quad (2.12)$$

式中：  $\sigma$  为考虑剪力滞效应的翼缘板中的正应力，  $\sigma_0$  为按初等梁理论计算得到的翼缘板中的正应力。当  $\lambda \geq 1$ ，为正剪力滞；当  $\lambda < 1$ ，为负剪力滞。如图 2-16 示。

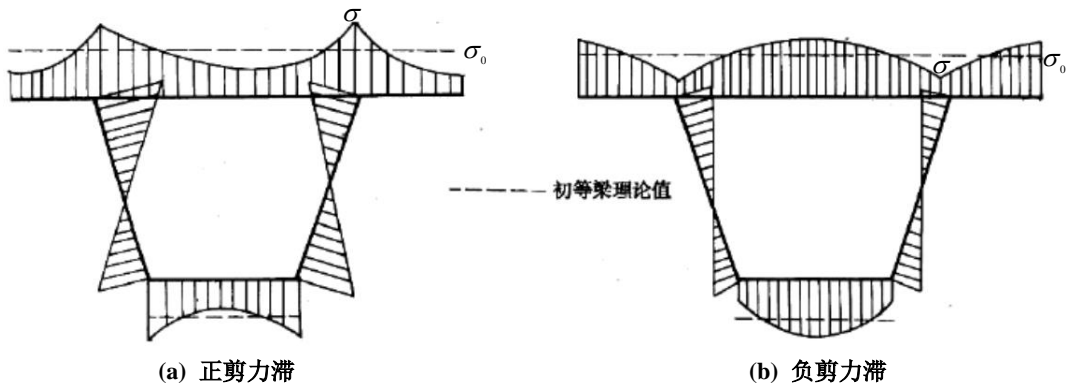


图 2-16 箱梁剪力滞示意



箱形截面为闭口截面,自由扭转时剪应力沿壁可在整个截面上构成环流,形成较大扭矩。截面最大扭转剪应力为:

$$\tau_{t\max} = \frac{T}{\delta_{\min} \Omega} \quad (2.13)$$

式中:  $\Omega$  称为扇形面积,是薄壁杆横截面中轴线包围面积的两倍,  $\delta_{\min}$  为截面最小壁厚。

因为剪力流沿壁构成回路,横截面中的空间都起到了增大扭矩的作用,因而闭口截面杆件抗扭性能好,可选作抗扭构件。

当箱梁端部有强大横隔板,扭转时截面自由变形受到约束,使纵向纤维受到拉伸或压缩,从而会产生约束扭转正应力与约束扭转剪应力。其计算公式如下:

$$\text{约束扭转正应力: } \sigma_{\omega}(z) = \frac{B_{\omega}(z)\bar{\omega}}{J_{\omega}} \quad (2.14)$$

式中:  $\bar{\omega}$  为广义扇性坐标;  $J_{\omega}$  为主扇性惯性矩,  $J_{\omega} = \oint_F \bar{\omega}^2 dF$ ;  $B_{\omega}(z)$  为约束扭转力矩,

$B_{\omega}(z) = -EJ_{\omega}\beta''(z)$ 。可见式 2.14 与一般梁的弯曲正应力计算式相似。

$$\text{约束扭转剪应力: } \tau_{\omega} = \frac{T}{\delta\Omega} + E\beta'''(z)\frac{\bar{S}_{\omega}}{\delta} \quad (2.15)$$

式中:  $\beta'(z)$  为代表截面凹凸程度的某个函数;  $\bar{S}_{\omega} = S_{\omega} - \frac{\oint S_{\omega}\rho ds}{\Omega}$ ,  $\rho$  为截面扭转中心至

箱壁任一点的切线垂直距离,  $S_{\omega}$  为扇性静力矩。与式 2.13 比较可见,约束扭转时截面上的剪应力自由扭转剪应力与由于约束扭转正应力沿纵向的变化而引起的剪应力之和。

前面计算扭转应力时假定截面周边不变,但在箱壁较薄,横隔板较稀时,截面就不再满足周边不变形的假定,在反对称荷载作用下,截面不但扭转而且要发生畸变,从而产生畸变翘曲正应力  $\sigma_{d\omega}$  和剪应力  $\tau_{d\omega}$ ,还会在箱壁上引起横向弯曲应力。畸变应力计算公式为:

$$\text{畸变翘曲正应力: } \sigma_{d\omega} = \frac{B_{d\omega}\hat{\omega}}{I_{d\omega}} \quad (2.16)$$

$$\text{相应翘曲剪应力: } \tau_{d\omega} = -\frac{B_{d\omega}'}{I_{d\omega}} S_{d\omega} \quad (2.17)$$

式中:  $\hat{\omega}$  为截面畸变翘曲率;  $I_{d\omega}$  为截面畸变翘曲惯矩;  $B_{d\omega}$  为畸变双力矩;  $B_{d\omega}'$  为畸变双力矩的一阶导数;  $S_{d\omega}$  为畸变静力矩。

综合箱梁在偏心荷载作用下,四种基本变形与位移状态引起的应力为:

纵向正应力:  $\sigma(z) = \sigma_m + \sigma_{\omega} + \sigma_{d\omega}$

剪应力:  $\tau = \tau_m + \tau_t + \tau_{\omega} + \tau_{d\omega}$

可见,薄壁构件梁的正应力与剪应力大小与分布与简单梁是不同的。

随梁高增大和弯曲内力的增加,梁构件也存在屈曲问题。对于受横向荷载的梁,其受压翼缘容易失稳而发生侧向弯曲,与此同时受拉翼缘力图保持其原来的挺直状态,于是就发生了梁的侧向弯曲和扭转屈曲,简称梁的侧向屈曲。钢箱梁截面还可能发生顶、底板或腹板的局部屈曲。

## 2. 板

### 1) 混凝土桥面板

从承受荷载的特点来看，对矩形的四边支承板，当板中央作用一竖向荷载  $P$  时，虽然荷载  $P$  要向相互垂直的两对支承边传递，但当支承跨径  $l_a$  和  $l_b$  不相同，由于板沿  $l_a$  和  $l_b$  跨径的相对刚度不同，将使向两个方向传递的荷载也不相等。根据弹性薄板理论，对于四边简支的板，只要板的长边与短边之比 ( $l_a/l_b$ ) 接近 2 时，荷载的绝大部分会沿短跨方向传递，沿长跨方向传布的荷载将不足 6%。 $l_a/l_b$  之值愈大，向  $l_a$  跨度方向传递的荷载就愈少。为了简明起见，只要应用一般的力学原理对图 2-17 所示十字形梁在荷载  $P$  作用下进行简单的受力分析，即求出  $P_a$  和  $P_b$ ，就不难领会这一概念的基本道理。

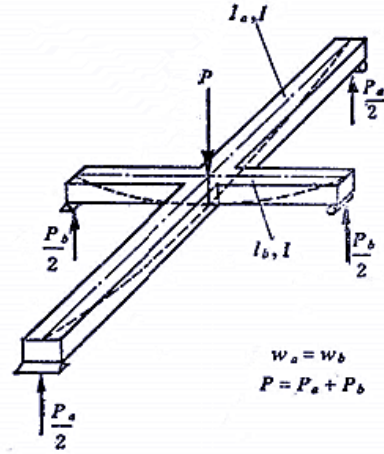


图 2-17 板荷载的双向传递示

通常把边长比或长宽比等于和大于 2 的周边支承板看作单由短跨承受荷载的单向受力板(简称单向板)来设计。对于长宽比小于 2 的板，则称为双向板，需按两个方向的内力分别配置受力钢筋。

双向桥面板的用钢量较大，构造也较复杂，宜尽量少用。对于常见  $l_a/l_b \geq 2$  的装配式 T 形梁桥，也可遇到两种情形。其一是当翼缘板的端边是自由边时是三边支承的板，可以作为沿短跨一端嵌固而另一端为自由端的悬臂板来分析；另一种是相邻翼缘板在端部互相做成铰接接缝的构造，在此情况下桥面板应按一端嵌固一端铰接的铰接悬臂板进行计算。

当对一块跨径为  $l$  的板作用局部分布荷载时，除了沿计算路径  $x$  方向产生挠曲变形  $w_x$  外，在  $y$  方向也发生挠曲变形  $w_y$ 。图 2-18 示出了沿  $y$  向板条所分担弯矩的分布图形，在荷载中心处板条负担的弯矩达到最大值，离荷载愈远的板条所承受的弯矩就愈小。

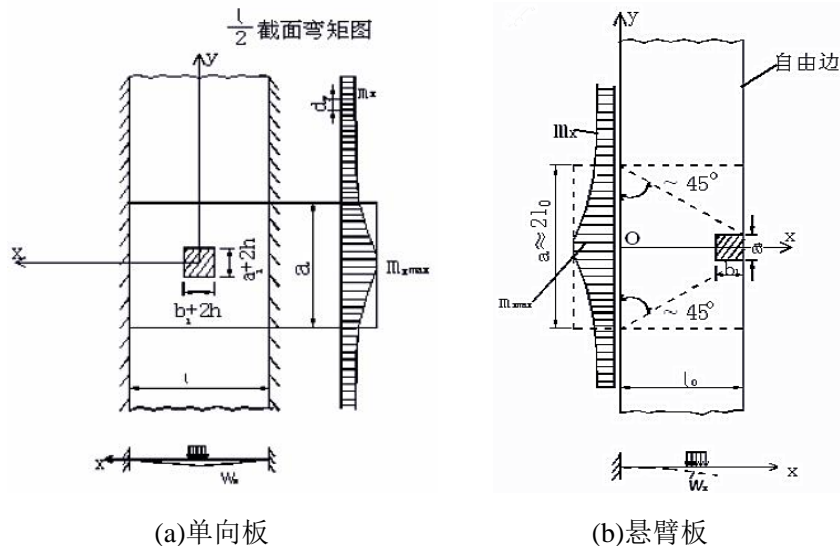


图 2-18 板在局部荷载下的受力状态

如果设想以  $a \times m_{max}$  的矩形来代替实际的曲线分布图形，也即：

$$a \times m_{max} = \int m_x dy = M \quad (2.18)$$

则得弯矩图形的换算宽度为：

$$a = \frac{M}{m_{\max}} \quad (2.19)$$

式中：M——车轮荷载产生的跨中总弯矩；

$m_{\max}$ ——荷载中心处的最大单宽弯矩值，可按弹性薄板理论求得。

上式的  $a$  定义为车轮传递到板上的荷载分布宽度，也称为板的有效工作宽度，以此板宽来承受车轮荷载产生的总弯矩，既满足了弯矩最大值的要求，计算起来也很方便。荷载分布宽度  $a$  的大小与板的支承条件、荷载性质以及荷载作用位置有关。两边固结的板的荷载分布宽度要比简支板小 30%~40%；全跨满面的条形荷载的有效分布宽度比局部分布荷载的小；荷载越靠近支承边，其有效工作宽度越小。

对于实体的矩截面桥面板，一般均由弯矩控制设计。在设计时，习惯上以每米宽的板条来进行计算。对于梁式单向板或悬臂板，只要借助板的荷载分布宽度，就不难得到作用在每米宽板条上的荷载及其引起的弯矩；对于双向板，除可按弹性理论进行分析外，在工程实践中常用简化的计算方法或现成的图表进行计算。

## 2) 正交异性钢桥面板

正交异性钢桥面板(Orthotropic steel deck)就是在桥面盖板下表面焊接相互正交的纵向加劲肋和横向加劲肋来共同承担车辆荷载的桥面结构，由于其刚度在互相垂直的两个方向上有所不同，故造成构造上的正交异性，如图 2-19 所示。沿桥轴方向的加劲叫纵肋，与之垂直的加劲叫横肋，截面较大的横肋称为横梁，在箱梁中横隔板也起到横向加劲的作用。

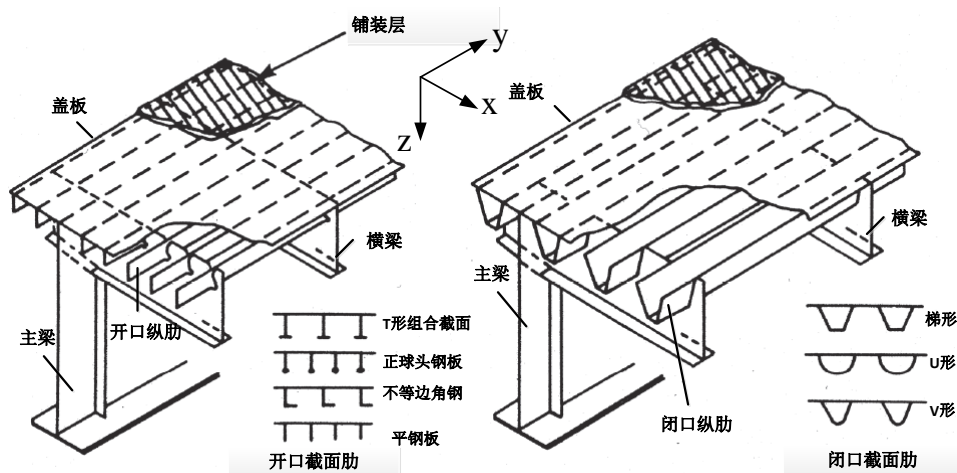


图 2-19 正交异性钢桥面板结构示意图

正交异性板的传统分析是关注车辆轮载到桥梁支承的传力路径，将整体结构系统分解为三个基本结构系进行逐层计算。一旦各个子系统的应力被计算出来，根据不同的设计极限状态，它们就可以按照线性叠加原理相应地组合起来。

结构系 I：将由顶板和纵肋组成的结构系看成是主梁的一个组成部分，参与主梁共同受力，称为主梁体系。如果把参与主梁共同工作的有效宽度范围内的加劲板看作主梁截面中的一部分，钢桥面板的内力计算与一般梁桥结构的内力计算相同，可利用影响线求出。因而，结构系 I 中要解决的仅仅是钢桥面板有效宽度如何确定的问题。

结构系 II：由纵肋、横肋和顶板组成的结构系。顶板被看成纵肋、横肋上翼缘的一部分。结构系 II 起到了桥面系结构的作用，把桥面上的荷载传递到主梁和刚度较大的横梁，称为桥面体系。结构系 II 的分析需要研究荷载作用下的钢桥面板双向荷载分配行为。

结构系 III：本结构系把设置在肋上的顶板看成是各向同性的连续板，这个板直接承受作用于肋间的轮荷载，同时把轮荷载传递到肋上，称为盖板体系。当顶板上的轮重逐渐加大时，顶板的弯曲应力便逐步地进入薄膜应力状态，平板的承载力变得比用一次弯曲理论求出

的计算值大得多。在设计钢桥面板时，结构系Ⅲ的应力可以忽略不计。

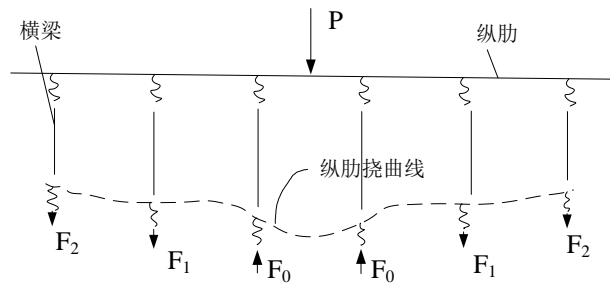


图 2-20 纵肋竖向弯曲变形---类似于支于弹性支承(弯曲横梁)上的连续梁

荷载横向分配给各个纵肋后，再由纵肋将荷载沿纵向传递给横梁。这时，纵肋可视为离散弹性支承上的连续梁（图 2-20）。结构系Ⅱ是将横梁当成刚性支承的理想状况下计算纵肋弯矩和剪力。但当横梁为弹性时，它将引起纵肋正弯矩增加和负弯矩减少，横梁正弯矩也同时减少。对于更复杂的情况，即在纵桥向纵肋连续通过横梁，横梁的柔性使其能跟纵肋相互作用，这时很难用简化方法去分析。因此，一般还是建议尽可能采用板壳有限元分析。

## 2.2 拉压构件

拉压构件是指以承受轴向拉力或压力为主而弯矩可忽略不计的构件，一般为二力杆（桁架杆件）和索类构件。

二力杆是既可受拉也可受压的轴心承力构件，轴线一般为直线。桥梁工程中的二力杆多存在于桁架式桥梁中（图 2-21 示）。

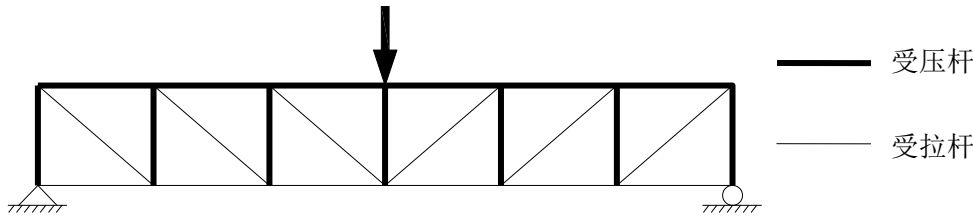


图 2-21 杆式构件受力示意

索是一种纤柔优美的承载构件，以纯拉的方式有效地传递荷载（图 2-22）。索可以通过改变自身形状来适应荷载变化，既可以承受轴向荷载也可以承受横向荷载。索构件一般均采用准圆形截面。



图 2-22 索受力示意图

拉压构件常用材料有木材、钢筋混凝土以及钢材。木材具有较好的抗压性能，但耐久性差。混凝土发明后，由于它良好的受力性能，非常适合建造桥墩等受压构件，而且混凝土可塑性好，可以进行各种美学设计，受到桥梁工程师青睐。此外，钢材受拉、压性能好，比强度高，适宜于工厂预制、现场装配施工，在桁架桥中应用广泛。

古代人们利用藤、竹、树茎等自然中易获取的植物纤维体作为索桥的拉索，但是这些天

然材料的抗拉强度不高，耐久性差。钢铁冶炼水平提高后，工程师曾经用钢制眼杆相互连接作为悬索桥的主缆或是斜拉桥中的斜拉索，其主要优点是可以适应缆力沿桥长变化而改变截面，但这种眼杆索的缺点在于连接处的可靠性差，施工不方便。从 19 世纪中叶开始，冶金业开始生产出高强度钢丝。现在桥梁工程中斜拉桥的拉索、悬索桥的主缆、吊杆等基本采用冷拔碳素钢丝制作，极大提高了索的承载能力，并带来了斜拉、悬索桥梁体系的快速发展。目前工程界已在尝试采用 FRP 材料制作悬索桥主缆及斜拉桥拉索，FRP 材料强度极高，耐腐蚀性好，质轻，可能成为未来拉索材料的主流。

2.2.1 桥梁结构中的拉压构件

1. 二力杆

桁梁桥是基本由二力杆所组成的受力体系，由主桁、联结系、桥道组成（图 2-23 示）。主桁是桁梁桥的主要承重结构，它由上、下弦杆和腹杆（两弦杆之间的斜杆、竖杆）组成。各杆件交汇处用节点板连接，形成节点。要使主桁架形成空间稳定的受力结构，必须设置水平桁架把两片或多片桁架连接成空间受力结构，称纵向联结系。为增加桁梁桥的抗扭刚度，以便各片主桁架共同受力，在主桁的竖杆平面内设置横向联结系。

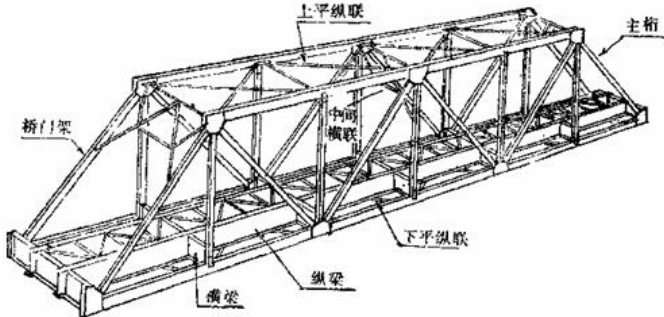


图 2-23 桁梁组成示意

桁梁桥的杆件截面分为单壁式和双壁式两种。单壁式（只有一个肢翼）截面只用于内力较少或次要杆件。主桁架杆件一般采用双壁式截面形式。双壁式截面主要分为 H 形截面和箱形截面（图 2-24）。焊接杆件截面均由钢板焊接而成，铆接杆件截面由角钢和钢板铆接组成。H 形截面制造简便，工地安装也较箱形截面方便。但箱形截面在承受纵向压力方向比 H 形截面好，通常用于内力较大和长度较大的压杆及拉-压杆，为保证板件的局部稳定性，杆件内必须设置横隔板。

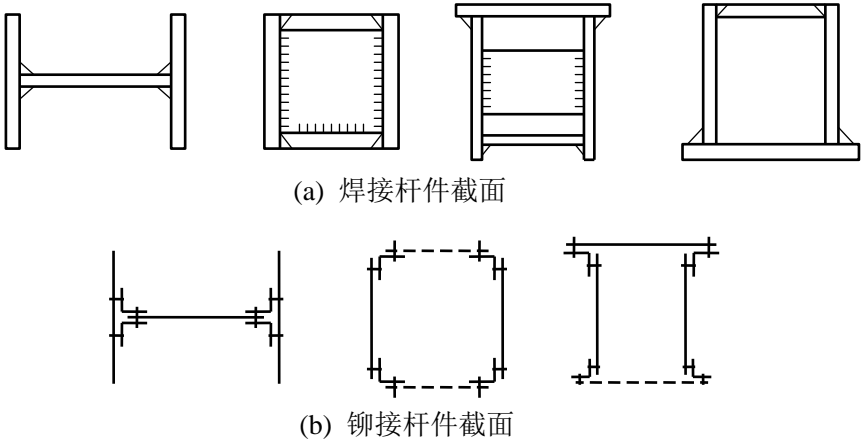


图 2-24 桁梁中二力杆常用截面

桁梁节点是桁架的重要部位，在设计时应注意以下几点：1.尽可能使同一节点各杆件截面重心交汇于一点，避免偏心影响；2.应有足够的联结铆钉或高强螺栓布置于节点板上，钉群的重心尽可能与杆件重心轴重合；3.各杆件端部尽量靠拢，减小节点板尺寸，并避免凹角；4.节点构造除了各杆件交汇联结外，还应注意纵横联结系及桥道横梁等的联结。

除了在桁梁桥中作为主要受力杆件外，桁架拱桥中的主拱圈以及桁式组合拱桥中的腹杆也是由二力杆件构成。在混凝土箱梁中，可以用混凝土空间腹杆、平面钢桁架或者钢管混凝土空间桁架取代混凝土腹板，形成替代腹板体系（图 2-25）。不仅可有效节省混凝土和预应力用量，大幅度减轻上部结构的自重，同时减轻了施工吊装重量及上部结构的自重，加快了施工速度。

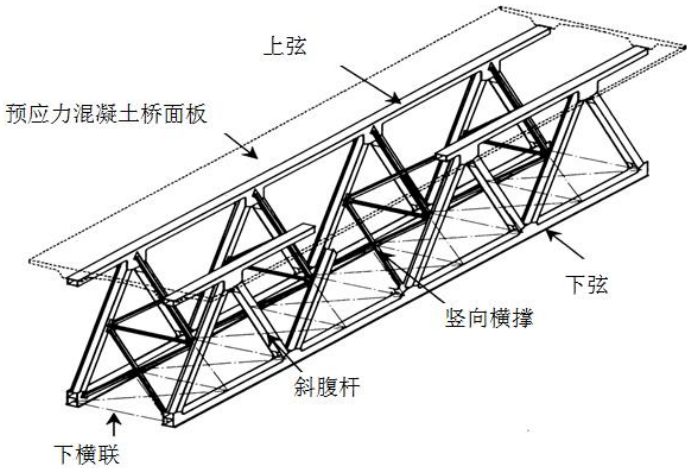


图 2-25 替代腹板体系示意

## 2. 索

预应力束是索在梁桥中的具体表现。预应力可分为体内预应力与体外预应力。体内预应力的施加方法，有先张法和后张法，如图 2-26 示。

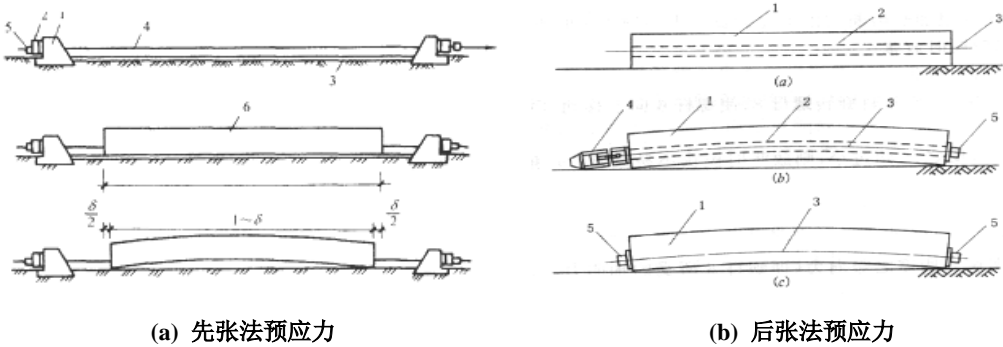


图 2-26 体内预应力施加方式示意

体外预应力是后张预应力体系的重要分支，和体内预应力结构在构造上的根本区别就是预应力筋位于混凝土的外部，仅在锚固及转向块处可能与结构相连（图 2-27），锚固体系的安全性十分重要。



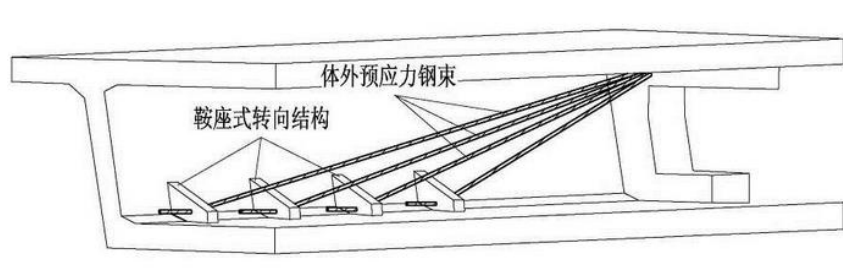
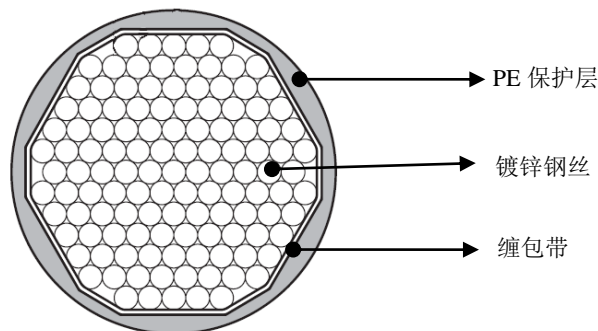


图 2-27 体外预应力施加方式示意

拱桥体系中的索构件包括吊杆和柔性系杆。吊杆分刚性吊杆和柔性吊杆两类。刚性吊杆可以增强拱肋的横向刚度，但用钢量大，施工程序多，工艺复杂，目前已很少采用。柔性吊杆是目前拱桥常用的吊杆类型，用高强度钢丝或钢绞线等钢材制作，截面一般为圆形。系杆拱桥中的柔性系杆用来承受拱脚水平推力。

拉索是斜拉桥的关键传力构件，斜拉桥的绝大部分自重和桥上活载通过斜拉索传递至桥塔。

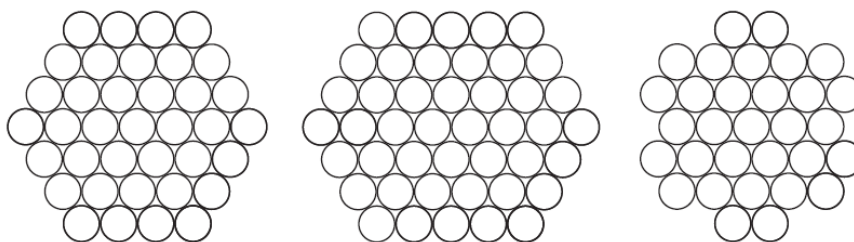
目前常用的斜拉索系统有下列两种：1.用热挤 PE 防腐的平行钢丝（SPWC）索配以环氧冷铸锚头锚系统；2.用热挤 PE 防腐的单股钢绞线组成平行的绞线索（PWS），两端用不同于一般预应力钢绞线的特殊的夹片形成群锚系统。两种类型索的性能各有利弊，应根据工程特点择优选用。图 2-28 表示了实际拉索截面的构成情况。



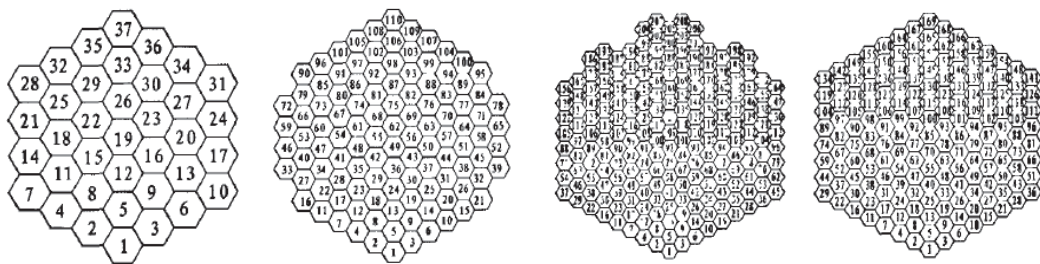
2-28 斜拉索截面构成

悬索桥中的索构件主要包括主缆和吊索。

主缆是悬索桥的主要受力构件，除承担自重外，通过索夹与吊索承受加劲梁的恒载和活载，分担一部分横向风荷载并将其传递至桥塔和锚碇；其截面一般是由平行钢丝组成束股，然后由若干束股组成一根主缆。钢丝束股的组成方法有空中编丝组缆的 AS 法和预制平行钢丝束股的 PWS 法。主缆丝股外形多为六角形，一般有尖顶型和平顶型两种，见图 2-29a。将多根索股按顺序排列，形成主缆截面，索股排列方式如图 2-29b 示。经紧缆与缠丝工艺，形成圆形截面，外包防腐涂层成为最终主缆，其截面构成如图 2-30 示。



(a) 单根索股钢丝排列形式



(b) 主缆索股排列图

图 2-29 索股钢丝及主缆索股排列方式

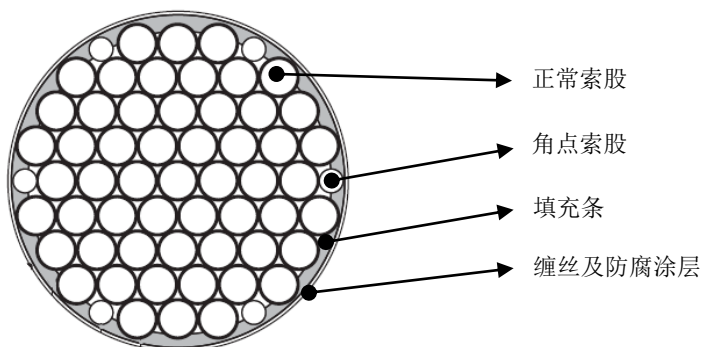
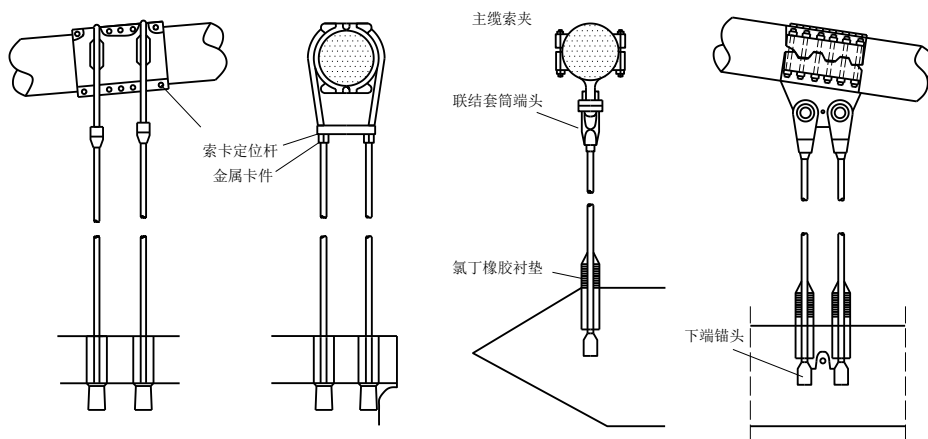


图 2-30 主缆截面构成

吊索是悬索桥中的主要传力构件，多采用柔性的钢丝绳、平行钢丝索制成，有钢丝绳索和平行钢丝索两种形式。

吊索通过索夹将恒载和部分活载传递给主缆，承受拉力作用。吊索一般为竖直布置。分为四股骑跨式和双股销铰式，见图 2-31。



(a) 四股骑跨式

(b) 双股销铰式

图 2-31 常用悬索桥吊索连接方式

## 2.2.2 基本受力特点

### 1. 二力杆

二力杆件一般仅受轴压力  $N$  作用，且轴向力偏心距  $e=0$ ，构件截面名义应力  $\sigma$  计算式为：

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (2.20)$$



式中：\$A\$ 为杆截面面积。对大截面拉压构件应注意，在力的作用点附近，名义应力不能代表实际应力，局部应力较大，必须对局部受力点进行加强设计。

## 2. 索

承受轴向荷载为主的索，其受力特性类似于桁架中的拉杆，有时也可用来替代桁架中的拉杆，如图 2-32 所示。

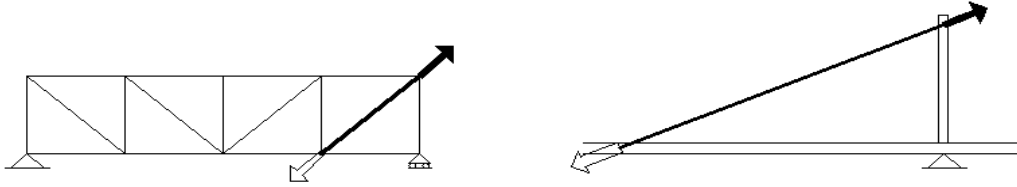


图 2-32 轴向承载拉索示意图

如果索的长度较短，轴向受拉的索可以忽略索垂度对于受力的影响，截面应力计算公式为：

$$\sigma = \frac{T}{A} \quad (2.21)$$

式中：\$T\$ 为索受的轴向拉力，\$A\$ 为索的截面积。

此外，拉索在可变荷载作用下，将产生应力变化幅，其值将影响钢索的疲劳性能。因此，活载应力幅的大小常常决定拉索设计安全系数的取值。

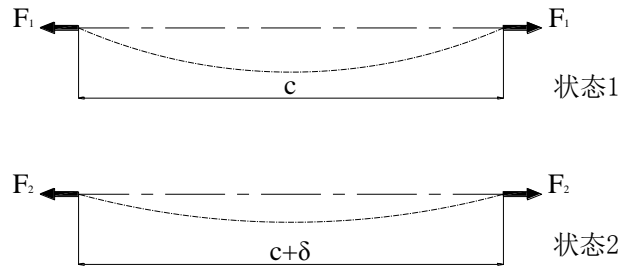


图 2-33 不同弦向力下的水平拉索状态

文献[1]研究了如图 2-33 示水平受弦向力的拉索在不同弦向力作用下的拉索垂度和长度比值与所受弦向力的解析关系，并比较了用悬链线外形与抛物线外形计算的不同，认为根据抛物线外形进行计算得到的解具有足够精度，且求解更为方便。见下式：

$$\frac{\delta}{c} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{E} + \frac{\gamma_{cb}^2 c^2}{24} \left( \frac{1}{\sigma_1^2} - \frac{1}{\sigma_2^2} \right) \quad (2.22)$$

式中 \$\sigma\_1\$、\$\sigma\_2\$ 为在弦向力 \$F\_1\$、\$F\_2\$ 作用下的拉索应力，\$\delta\$ 为拉索水平伸长量，\$c\$ 为拉索水平投影长，\$\gamma\_{cb}\$ 是缆索材料的密度（单位体积重量）。

对于如图 2-34 示倾斜的拉索，上式则变为：

$$\frac{\delta}{c} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{E} + \frac{\gamma_{cb}^2 L^2}{24} \left( \frac{1}{\sigma_1^2} - \frac{1}{\sigma_2^2} \right) \quad (2.23)$$

式中第一项代表缆索的弹性伸长，第二项是垂度变化效应。当 \$\sigma\_2\$ 远大于 \$\sigma\_1\$，则有：

$$\frac{\delta}{c} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{E} + \frac{\gamma_{cb}^2 L^2}{24\sigma_1^2} = \frac{\sigma_2}{E} \quad (2.24)$$

这就是长度与拉索相同的直杆的应力-应变关系式，与式 2.21 相同。考虑到垂度与应力成反比，不难理解随着 \$\sigma\_2\$ 的增大，垂度效应最终消失。表明拉索的张拉力可以改变荷载作用下索的变形，当 \$\sigma\_2 \rightarrow \infty\$ 时拉索的受力如同直杆。

在结构分析中，轴向受力为主的索一般采用直杆表示，以索的弦长作为杆长。这时索垂

度效应影响采用修正弹性模量来考虑。

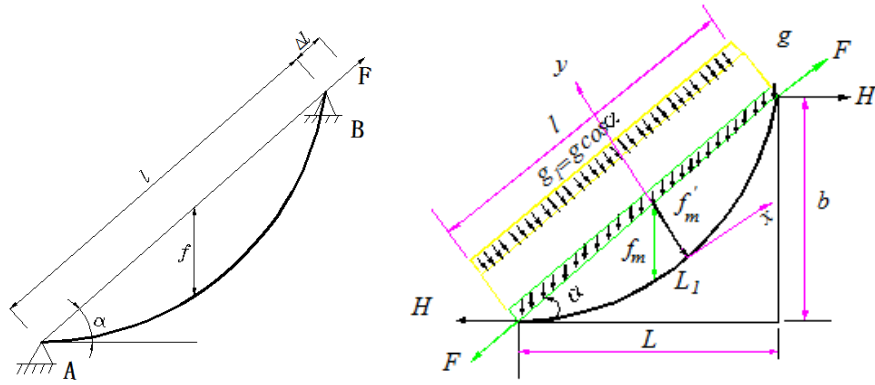


图 2-34 拉索垂度分析

图 2-34 示索构件，其等效弹性模量可表示为：

$$E_{eg} = \frac{\sigma}{\varepsilon_e + \varepsilon_f} = \frac{\sigma}{\frac{\sigma}{E_e} + \frac{\sigma}{E_f}} = \frac{E_f E_e}{E_e + E_f} = \frac{E_e}{1 + \frac{E_e}{E_f}} = \frac{E_e}{1 + \frac{(\gamma L)^2}{12\sigma^3} \times E_e} = \mu E_e \quad (2.25)$$

这就是 Ernst 公式。式中： $\gamma = g/A$ ， $\sigma = F/A$ ， $L$  为索的水平投影长度， $E_e$  为拉索的材料弹性模量。在拉索的直杆模型中，可以用式 2.25 来修正索的垂度效应。

垂度的存在，减少了荷载传递的效率，降低了索的轴向刚度。斜拉索的相对垂度  $f/l$  是与拉索的长度成正比的，垂度效应对长索将变得更为显著。

索构件在仅有竖向荷载作用时所需的约束条件与梁是不同的，梁端部只要求提供竖向约束，而索（对于水平索而言）在其两端必须同时有竖向和水平向的约束，酷似反向设置的拱，如图 2-35 示。

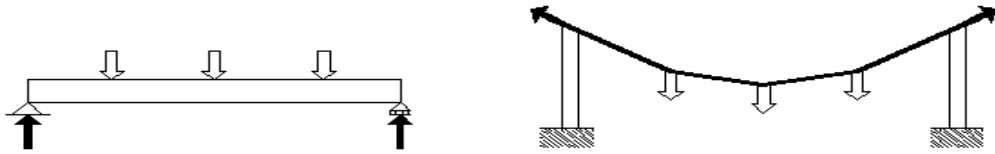


图 2-35 横向承载拉索示意图

索构件与梁构件最重要的不同体现在其变形特性上，在荷载作用下，梁只出现连续的弯曲弹性变形（忽略梁中剪力所引起的微小挠度）；而索为大变形、非线性构件，在集中力作用点会产生形状突变，在非均布、非对称的荷载作用下，索也将产生比梁更明显的几何变形。对于简支梁构件来说，最大挠度发生在活载满跨布置的情况下，若活载仅布置在跨中 40% 的长度上时，挠度将减小到最大活载挠度值的 70%；而对于索构件，在同样的自重下，此种活载布置产生的挠度将是满跨布载下的 1.9 倍，如下图 2-36 示。

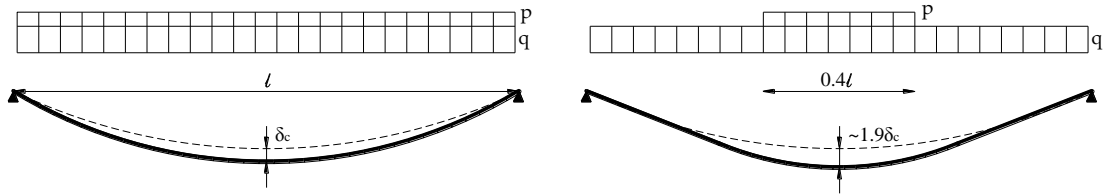


图 2-36 满跨活载与部分加载情况下索变形比较

另外，索的变形还与荷载形式以及索的初应力状态有关，如下图 2-37 示，在半跨加载

的情况下,当初应力变为原来的 2 倍时,索的最大活载挠度却减小将近一半,但对于梁构件,增加初应力产生的活载挠度变化很小。

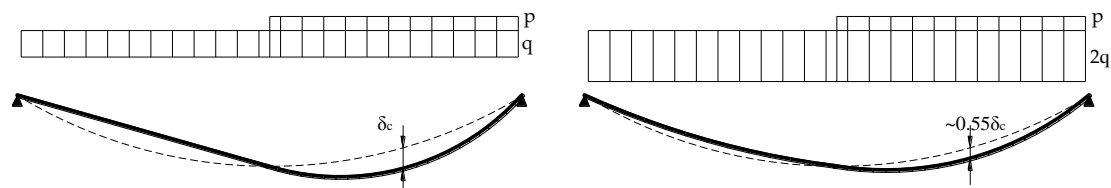


图 2-37 索的重力刚度效应

一般情况下,长索的抗弯刚度可以忽略。轴向受力的直线拉索相当于绷紧的弦,其自振的固有频率为:

$$n_i = i \sqrt{\frac{g_a T}{g_{cb} l^2}}, \quad i = 1, 2, 3 \dots \quad (2.26)$$

式中:  $g_a$  为重力加速度,  $T$  为索张力,  $g_{cb}$  为缆索单位长度上的重量,  $l$  为拉索直线长度。工程中利用该公式,通过测量拉索自振频率,可以反推得到拉索张力。图 2-38 列出了直弦前几阶的振型示意,可发现,当  $i$  为奇数时为对称振型,  $i$  为偶数时为反对称振型。

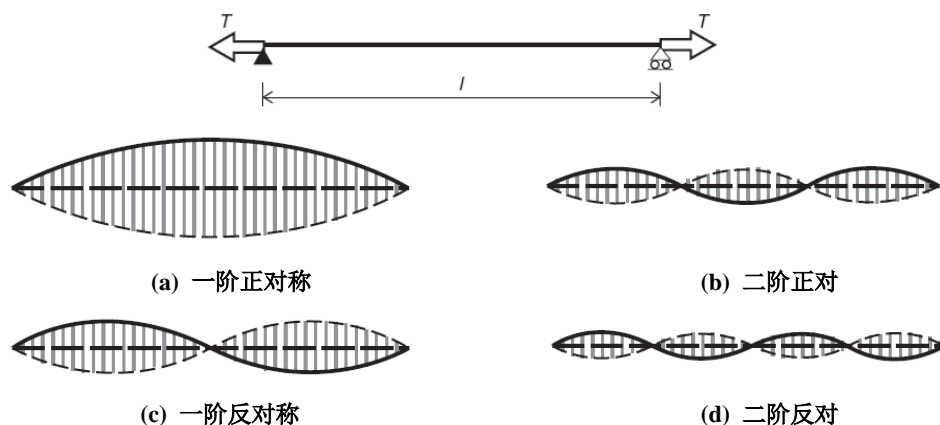


图 2-38 直索的自振振型示意

对于悬挂在两点之间具有竖向垂度为  $f$  的拉索,存在两种基本振动形式:垂直于索平面的摆振和索平面内的振动,如图 2-39 示。

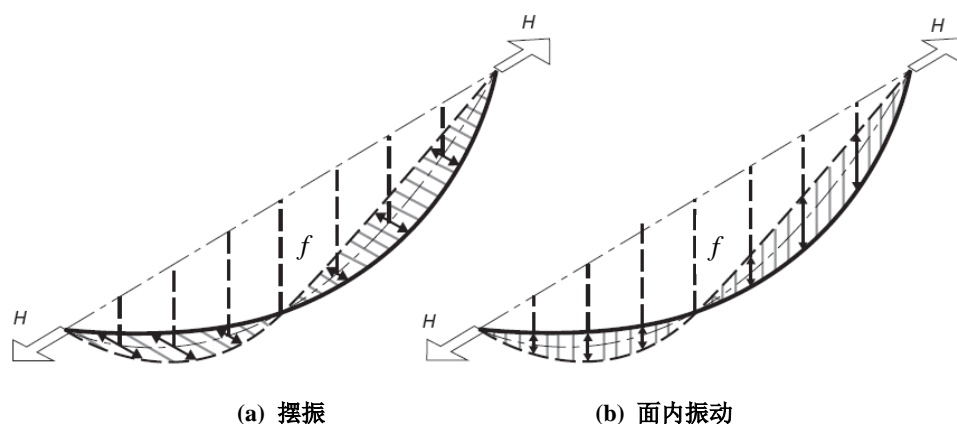


图 2-39 索的基本振动形式

有垂度水平索摆振的固有频率为:

$$n_i = i \sqrt{\frac{g_a H}{g_{cb} l^2}}, \quad i = 1, 2, 3 \dots \quad (2.27)$$

式中： $l$ 为索两端点之间的直线长度。比较式 2.26 与 2.27，可见对于有水平张力  $H$  的下垂缆索，其摆振的自振频率相当于张力  $T = H$  的绷紧弦。

对于一根不能伸长，悬挂于两固定点之间的水平缆索，其平面内的振动如图 2-40 示。与直弦振动相比较，可发现其最低频率发生在反对称振型。

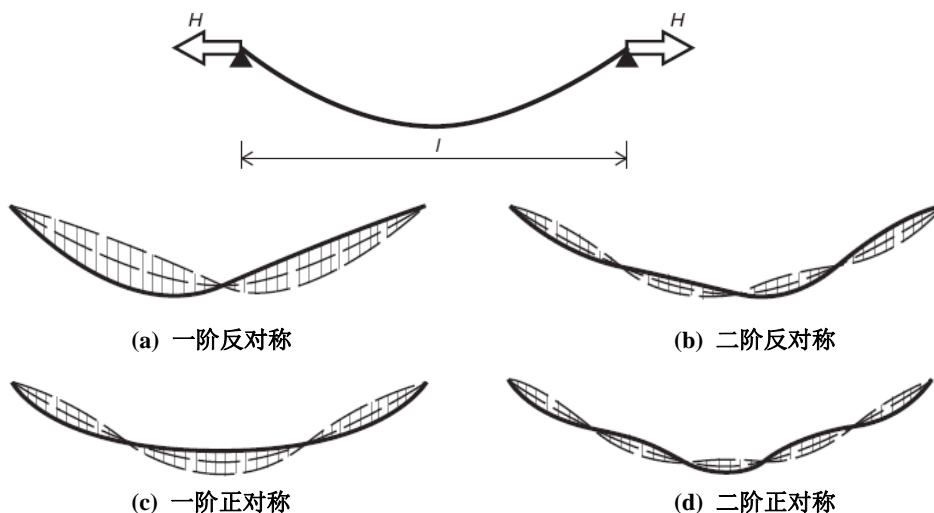


图 2-40 有垂度索平面内自振振型示意

## 2.3 压弯构件

压弯构件是指截面同时承受较大轴向压力和绕形心主轴弯矩的构件，弯矩多由轴力偏心引起。构件的整体和局部稳定性往往成为控制压弯构件承载力的主要因素，在设计时应特别重视。桥梁工程中，墩柱和桥塔、拱桥的拱圈以及自锚式斜拉桥的主梁都表现出压弯的受力特征。

墩柱和桥塔是以受压为主，同时承受一定弯矩，轴线一般为垂直的杆式构件。在桥梁工程中大多存在于承受或传递竖向荷载的部位。上承式拱桥中的立柱，以及各种类型的桥墩，都是墩柱的工程实例；斜拉桥、悬索桥的桥塔也是典型的压弯构件，主要承受其上锚固索的竖向分力，而索水平不平衡力往往在塔根处产生较大的弯矩（图 2-41 示）。

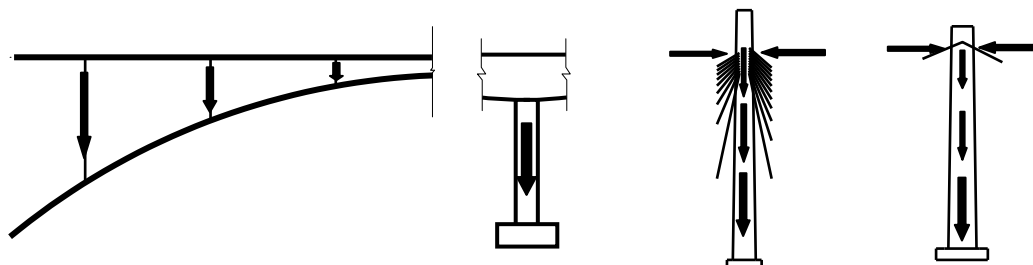


图 2-41 墩柱和桥塔构件的工程实例

拱是指轴线为圆弧线、抛物线或多段折线组成的曲线，在竖向荷载下支撑处产生竖向和水平推力，并使自身以受压为主的构件。拱轴线越坦，相应的水平推力越大。在支撑处有相应约束以承担推力。按材料，可分为木拱、砖石拱、混凝土拱、钢筋混凝土拱和钢拱等；按

拱轴的线型可分为圆弧拱、抛物线拱和悬链线拱等；按拱圈截面型式，又可以分为实体拱、箱形拱和桁架拱等。图 2-42 给出了拱的传力示意：

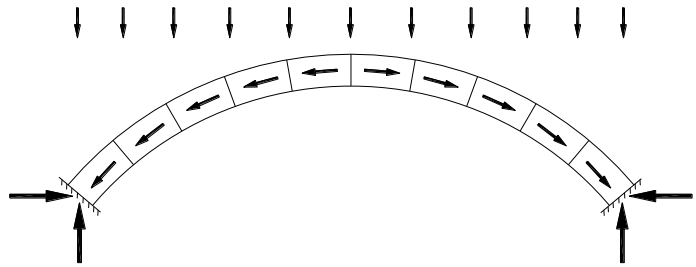


图 2-42 拱的传力路径示意

自锚斜拉桥主梁，在竖向荷载作用下，由于拉索的支承作用，其受力特征与多跨弹性支承连续梁相似；同时，主梁要把斜拉索索力的水平分力作为轴力传递。与其他体系的桥梁相比，斜拉桥的主梁不仅要承担自重及车道荷载引起的节点弯矩，还要传递斜拉索索力的水平分力引起的轴力。对于常见的自锚体系斜拉桥，梁将完全受压，是典型的压弯构件（图 2-43 示）。

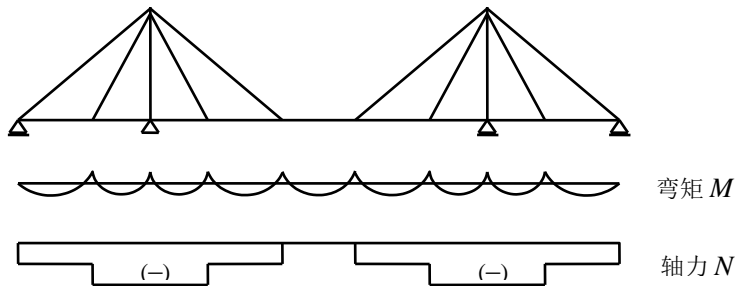


图 2-43 自锚式斜拉桥主梁受力示意

压弯构件同时承受较大的轴压力和弯矩，这要求其制作材料既要有良好的受压性能，还要具有一定的抗拉能力。常用的制作材料为钢筋混凝土、钢材或钢管混凝土等。对于普通墩柱及上承式拱桥的拱圈，由于弯矩一般较小，截面整体受压，也可以用圬工材料砌筑。

2.3.1 桥梁结构中的压弯构件

1. 墩柱与桥塔

桥墩是拉压构件在梁式体系中的主要存在形式。桥墩承担桥梁上部结构所产生的荷载，并将荷载有效地传递给地基基础，起着“承上启下”的作用。桥墩按受力特点分为重力式桥墩和轻型桥墩。重力式墩靠自身重量平衡外力而保持稳定，墩身比较厚实，用圬工材料建造，适用于地基良好的大、中桥梁或流冰、漂流物较多的河流；截面多采用实体截面，如实体矩形、菱形等，截面刚度大，具有较强的防撞能力，但阻水面积大，常将截面迎水面做成尖角或者流线弧形等。轻型墩刚度小、受力后允许发生一定弹性变形，主要用钢筋混凝土建造；多采用各种薄壁空心截面。常用的桥墩截面有矩形、圆形、圆端形、尖端形、矩形圆角、工字形和各形空心截面，如图 2-44 示。

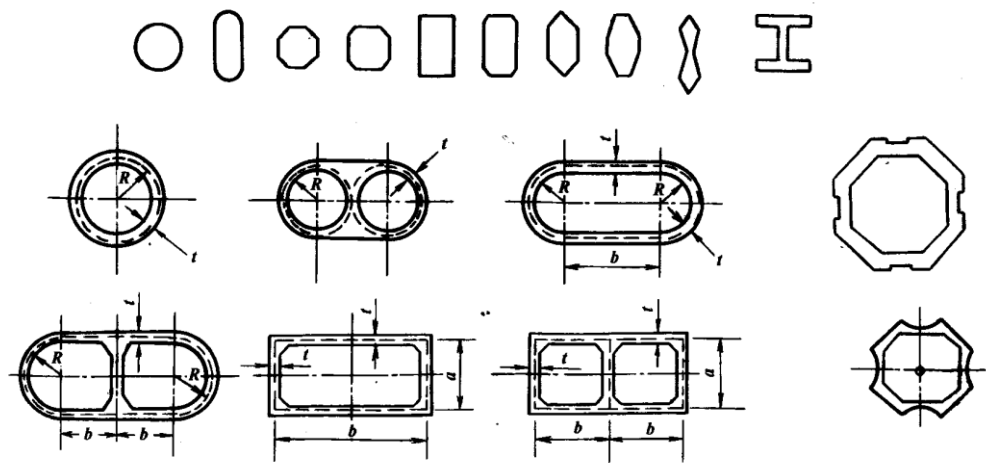


图 2-44 各种常用桥墩截面

按立面形式可将桥墩分为柱式桥墩和框架桥墩。柱式桥墩线条简捷、明快、美观，节省材料数量，施工方便，非常适用于桥梁宽度较大的城市桥梁和立交桥。框架式桥墩采用钢筋混凝土或预应力混凝土构件组成平面框架代替墩身，支承上部结构，使桥梁整体结构造型更加轻巧美观，缩短主梁的跨径，降低梁高，提高桥梁跨越能力。图 2-45 列举了一些城市桥梁桥墩常用的立面形式。

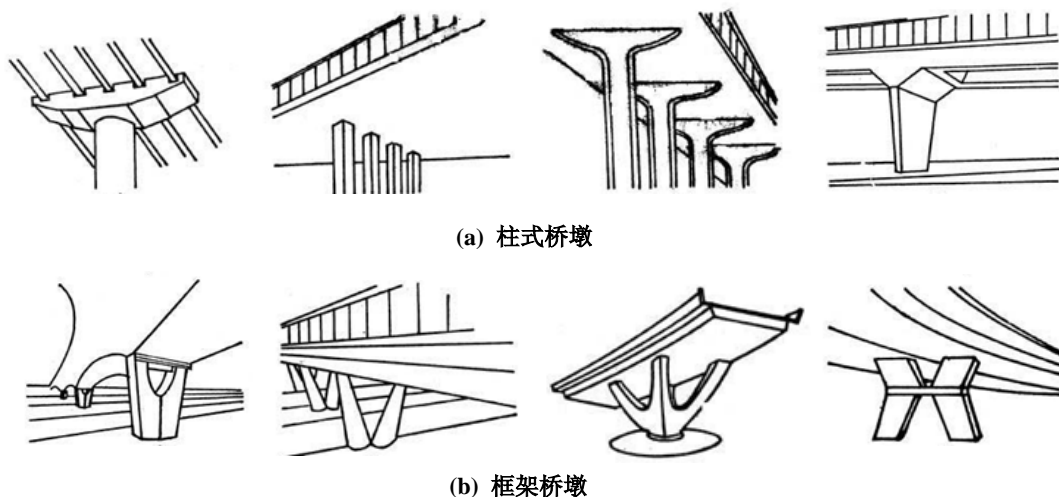


图 2-45 常用桥墩立面形式

拱桥中，拉压构件除了以桥墩形式出现外，也在上承式拱桥（空腹式）的拱上建筑中作为腹拱墩，以及在飞鸟式梁拱组合体系中用于连接拱和梁，将上部荷载传递给主拱圈，其受力与梁桥中的墩相比并没有什么大的区别，不作赘述。

斜拉桥的桥塔是典型的压弯构件，如图 2-46 示。桥塔直接支承拉索，且承担着锚固拉索、将斜拉索传来的竖向力传递给桥墩和基础的任务。

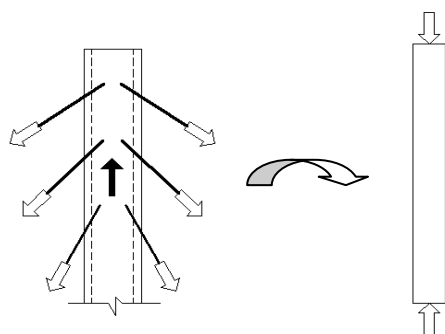


图 2-46 斜拉桥塔简化

由于结构的恒载自重以及活载都通过拉索传给桥塔,因而斜拉桥的桥塔将承受巨大的竖向荷载,实际工程中可以通过调整拉索索力以及拉索的对称布置来减少不平衡水平力引起的塔内弯矩和扭矩,使其以承压为主。桥塔作为压弯构件,由于所受内力沿塔高自上而下递增,通常采用上小下大的变截面(外形尺寸或者壁厚变化)。对于钢筋混凝土桥塔,随着塔柱增高,自重增加很快。钢桥塔强度高、重量轻,有利于结构抗震。

混凝土塔柱截面较多采用矩形,一般截面长边沿纵桥向,短边沿横桥向,如图 2-47 所示。小跨径斜拉桥桥塔多采用实心等截面;中等跨径斜拉桥塔柱可采用实心变截面;大跨径斜拉桥的索塔,一般采用空心变截面塔柱。为了增加线条改善外观或提高抗风性能,也采用五角形或六角形截面,如图 2-48 所示。

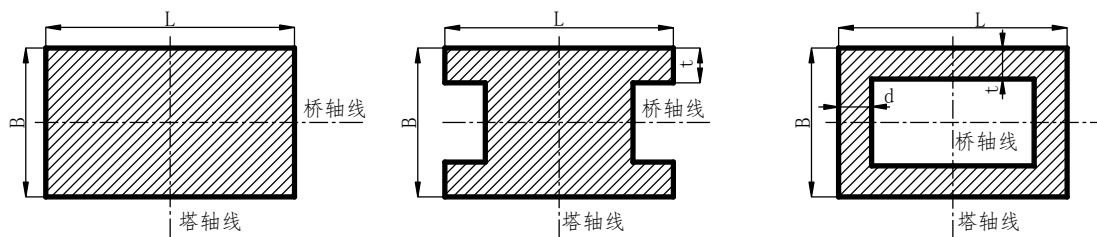


图 2-47 斜拉桥混凝土塔柱矩形截面示意

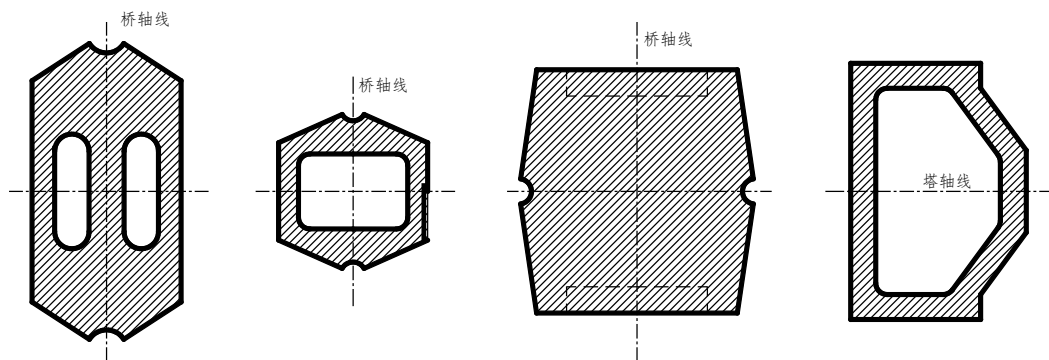


图 2-48 斜拉桥混凝土塔柱非矩形截面示意

桥塔多采用矩形空心箱截面,箱室四周各主壁板上设置竖向加劲肋,以防钢板局部失稳,箱室内隔一定间距设置横隔板。少数钢塔柱的截面做成 T 形或准十字形的空心箱式。钢箱的外壁及纵向隔板厚度一般大于 20mm,根据受力需要可在塔柱高度范围内采用不同型号的钢种。外壁板内侧及纵向隔板的一侧应设纵向加劲肋;塔身内应设横隔板。桥塔采用钢结构的实例以日本居多,中国的南京长江三桥,港珠澳水道桥等也采用了钢桥塔。图 2-49 为一些斜拉桥钢塔柱截面示意。

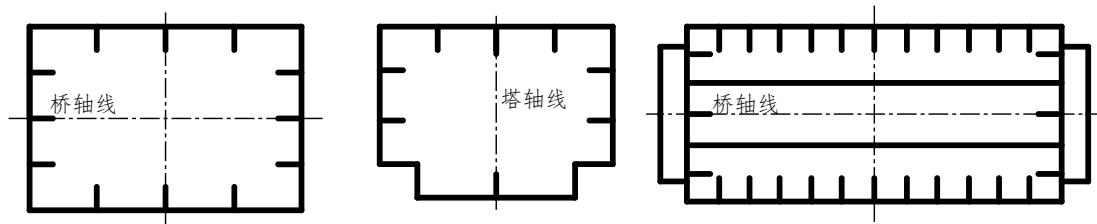


图 2-49 斜拉桥钢塔柱截面示意

斜拉桥桥塔结构形式应根据缆索的布置、桥面宽度以及主梁跨度等多种因素决定。在顺桥方向有单柱形和 A 字形刚架两种，在横桥方向，则有单柱形、双柱形、门形、倒 Y 形、A 形、钻石形等多种型式（图 2-50）。

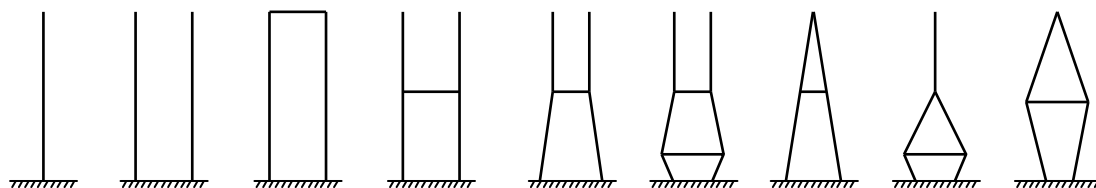
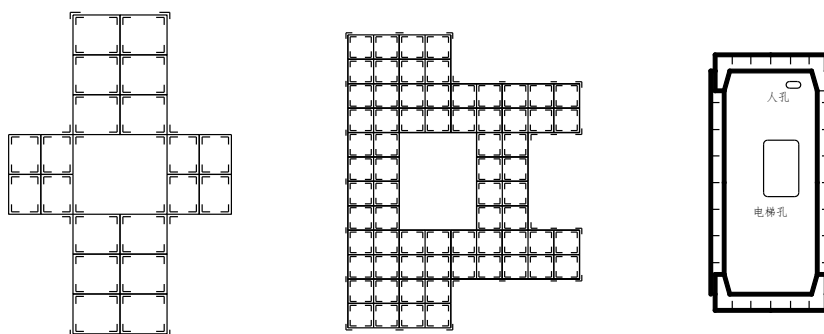


图 2-50 斜拉桥桥塔横桥向常用结构型式

在悬索体系中，桥塔是最先建成的主体结构。它最主要的功能就是提供主缆支承，承担主缆拉力的竖向分力，纵、横桥向风力作用以及在使用阶段由于荷载产生的塔顶位移引起的弯矩。

早期悬索桥的主塔采用铆接钢结构，将钢板和角钢连接成多格式的塔柱，每个格室的基本尺寸约 3.5~4.0 英尺(1~2m)。近年来由于栓接和焊接技术的发展，钢桥塔均改用带有加劲肋条的大钢板来组成大格室的截面，图 2-51 列举了几个典型的钢桥塔截面。混凝土桥塔的塔柱一般作成单室或双室空心截面，截面形式常从矩形出发，四边加以变化，四角加以修饰。常见的有 D 字形截面或削角的矩形截面，直线壁位于靠近桥梁中心线的一侧，曲线或削角的壁位于上下游侧，主要为了提高塔身，特别是裸塔的抗风性能。悬索桥桥塔截面细部尺寸的确定原则与斜拉桥类似，以满足强度、刚度和稳定性要求。桥塔截面的拟定应充分考虑制造、运输和施工的方便。与斜拉桥桥塔截面设计不同的是，悬索桥桥塔纵向抗弯刚度不宜太大，以避免在塔内出现过大弯矩。在全面考虑桥塔在竖向、横向及平行于桥中线的纵向荷载作用下，所拟定的截面应满足规范规定的应力及变形要求，对于钢桥塔，还应防止出现板件的局部屈曲。



(a) 旧金山-奥克兰海湾大桥截面

(b) 维拉扎诺桥塔典型截面

(c) 博斯普鲁斯一桥桥塔

图 2-51 典型悬索桥钢桥塔截面

悬索桥桥塔的横向结构形式，从发展来看，依次有桁架式、刚构式和混合式（图 2-52a），按桥塔的纵向结构形式，悬索桥的桥塔又可分为刚性塔、柔性塔和摇柱塔（图 2-52b）。



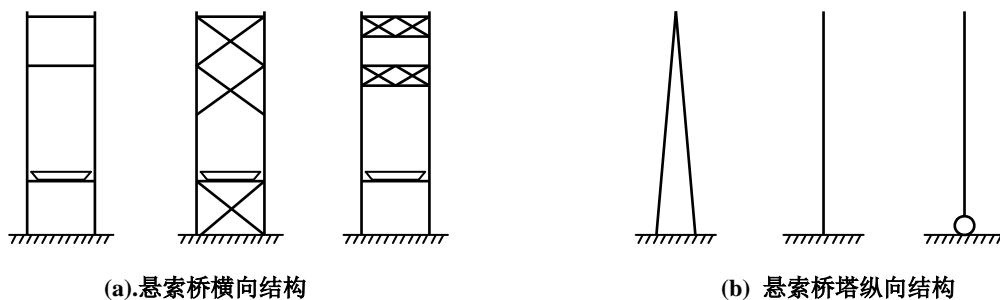


图 2-52 悬索桥桥塔结构简图

## 2. 拱

在拱桥体系中，主拱圈是主要承载构件，要承受桥上的全部荷载，并把荷载传递给墩台及基础，截面主要受压，也受一定弯矩。

按照主拱圈的截面形式，可分为板拱、肋拱、双曲拱、箱形拱和桁架拱等。

1) 板拱：拱圈横截面呈矩形实体截面，它横向整体性较好、拱圈截面高度小、构造简单，但刚度及抗弯能力较差。

2) 肋拱：拱圈是由一根、两根或多根拱肋组成，肋与肋之间用横系梁相联系，拱肋形状可以是矩形、工字形、箱形或圆管形，如图 2-53 示。肋式截面拱抗弯能力较板拱为优，用料较省，多用于钢筋混凝土拱桥或钢拱桥。

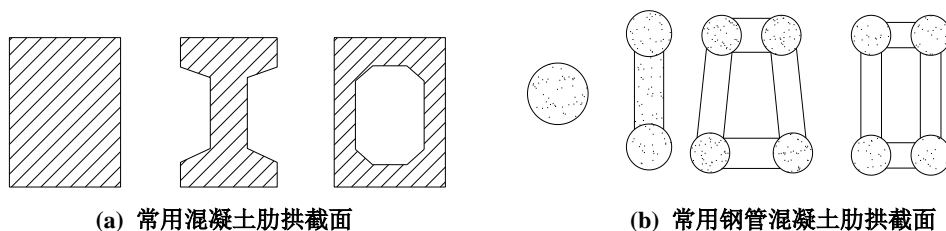


图 2-53 拱肋常用截面

3) 双曲拱：中国在 60~70 年代，经常采用的一种拱式桥梁。除纵向有拱肋外，横向还设有拱波、拱板等构成的小拱将整个拱圈联结成整体，如图 2-54 示。在施工时可以不用拱架，或只需用简单支架进行拼装，但需采取措施保证拱圈的整体性。

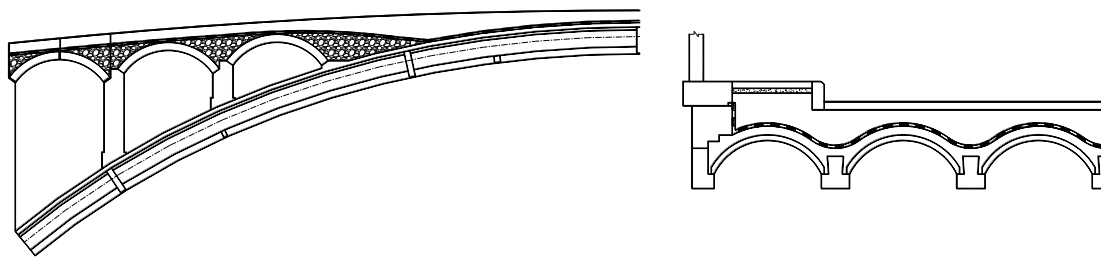


图 2-54 双曲拱桥截面图示

4) 箱形拱：对于上承式拱桥，其拱肋横截面可为整体多室箱形或分离箱形；而对中、下承式拱桥，拱肋多为独立的单箱截面（图 2-55）。箱形截面拱的整体性、横向稳定性和抗扭性能好，对于混凝土或钢筋混凝土箱形拱可采用无支架施工，对钢箱拱可采用节段拼装施工。

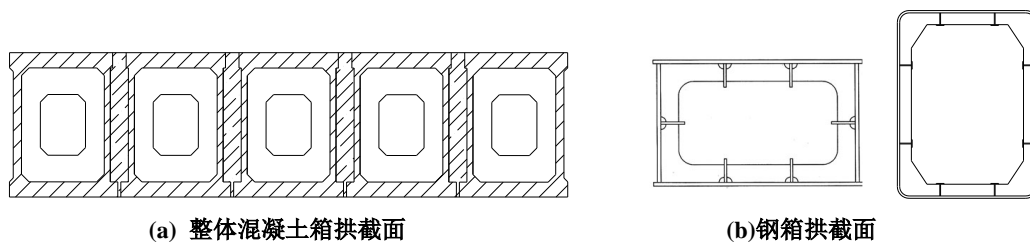


图 2-55 箱形拱截面图示

5) 桁架拱：桁架拱是一种组合式拱构件，在桥梁中常用的有两种形式，一种是主拱圈由桁架构成，可做成桁肋拱或肩拱形式，如图 2-56a 示，多用于中、下承式钢拱桥，如重庆朝天门大桥；另一种是在主拱圈与桥面梁间设桁架腹杆形成组合拱，按其腹杆的倾斜方向可分为斜拉杆式、斜压杆式和三角形形式，如图 2-56b 示，拱上建筑与主拱圈联合受力，整体性好，纵横向刚度大，稳定性也很好，多用于上承式混凝土拱桥，如贵州江界河大桥。

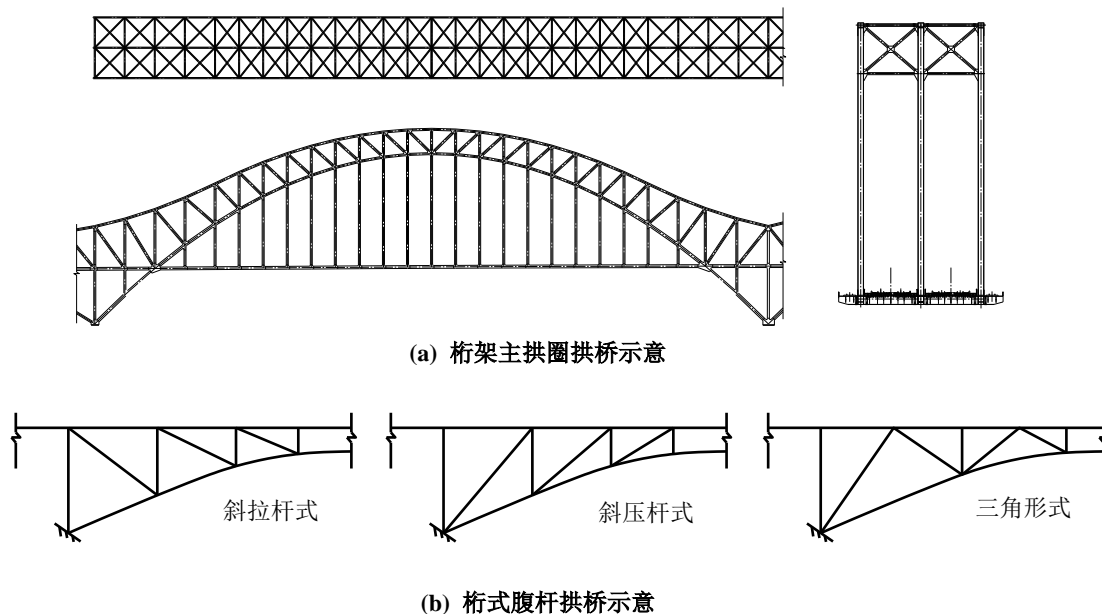


图 2-56 桁架拱桥结构形式图示

主拱构件沿桥跨方向可以做成横截面尺寸沿拱轴线不变的等截面拱，也可做成横截面尺寸由拱脚向拱顶逐渐变化的变截面拱。等截面拱构造简单、施工方便，因而应用较普遍；变截面拱能较好地适应拱圈内力的变化，用料较经济。

除拱桥外，其他桥型中的承压构件，均可以采用拱的形式。如悬索桥、斜拉桥的桥塔，作为以受压为主的构件，可以采用拱的外形，以取得独特的景观效果。如广东的猎德大桥(图 2-57 示)。但对于大跨度缆索体系桥，桥塔体量巨大，采用简洁的柱式结构受力明确且更具有经济性。



图 2-57 猎德大桥拱形桥塔

拱也可以作为其他受力构件出现。如昆山玉峰大桥，其端横梁采用拱式构件，不仅有效将主拱与斜靠拱连成一体，还在造型上与主体结构呼应，达到非常独特的美观效果，如图 2-58 示。

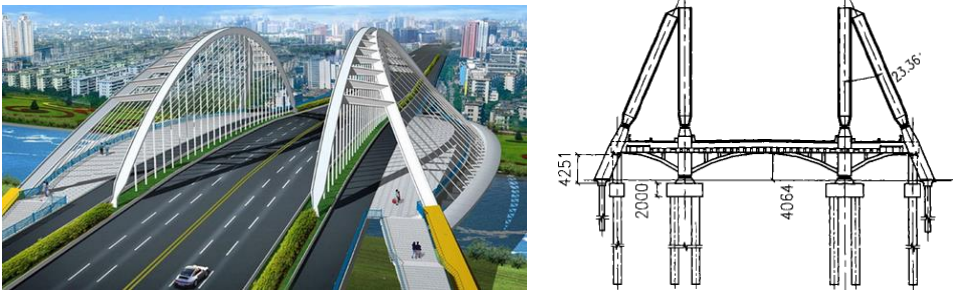


图 2-58 玉峰大桥拱式端横梁

### 3. 斜拉桥主梁

斜拉桥的主梁是该结构体系的主要受力构件之一，用以锚固拉索，起承担和传递荷载的作用，具体受力特性将在第 5 章中详述。对于不同跨度的斜拉桥，应采用与其跨度相应的主梁截面形式，以达到良好的力学与经济性能。

跨度在 400 米以下的斜拉桥，多采用混凝土主梁。混凝土主梁具有造价低、刚度大、抗风稳定性和耐久性好等优点；但由于混凝土自重较大，限制了结构的跨越能力，施工安装速度也比较慢。一般来说，适用于梁式桥的断面形式（除 T 形断面等分离式断面外）均可用于斜拉桥。斜拉桥主梁常用的混凝土截面形式包括梁板式截面、双三角形（或矩形）边箱截面、倒梯形（或矩形）箱式截面等（图 2-59 示）。

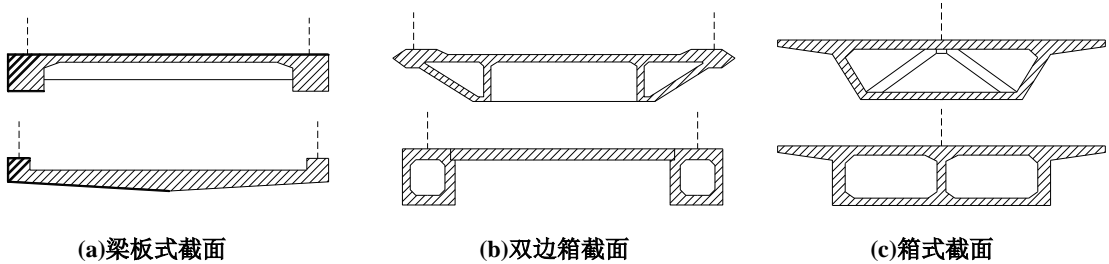


图 2-59 斜拉桥常用混凝土截面

跨度为 400~700 米的斜拉桥，采用钢-混凝土组合梁截面具有明显优势。组合截面采用混凝土桥面板，比正交异性钢桥面板经济；其钢主梁、横梁和预制板都可采用小构件，易于运输和安装；施工方便，同全混凝土主梁相比，起重设备小且没有干接头，同全钢主梁的斜拉桥相比，用钢量少、对运输条件要求较低。

斜拉桥常用的组合梁截面主要有 4 种类型：1. 行车道板采用混凝土板，主梁采用钢梁（两者共同受力）（图 2-60a）；2. 混凝土主梁，横隔板采用钢梁的组合梁（图 2-60b）；3. 在正交异性板桥面上铺设一层混凝土（图 2-60c）；4. 顶板和底板采用混凝土，腹板采用波纹钢腹板（图 2-60d）。

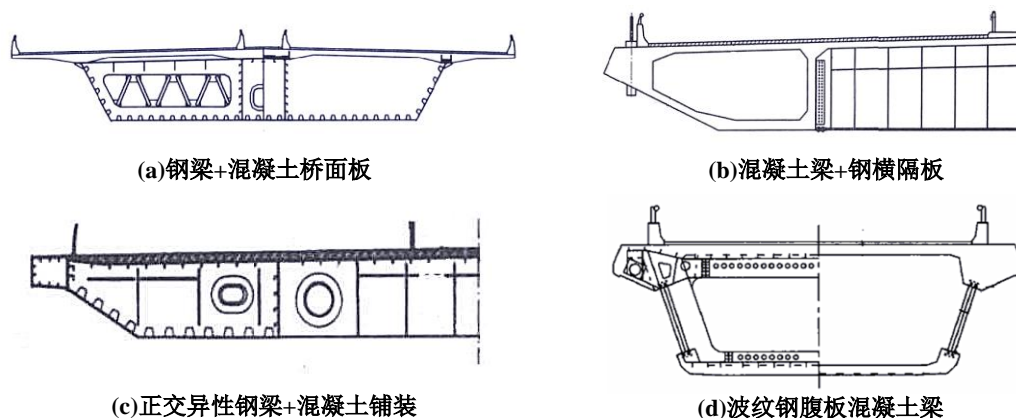


图 2-60 斜拉桥常用组合截面

钢主梁斜拉桥的适用跨度为 700~1400 米。主梁截面早期采用钢板梁（如图 2-61a），但是其中的横梁、桥面系中的小纵梁和桥面板等各个部分不参与主梁整体受力，截面的整体性能差且不经济。后来，正交异性钢桥面板替代了笨重的混凝土桥面板，现代大跨斜拉桥多采用扁平钢箱的截面形式（如图 2-61b）。扁平钢箱梁具有整体性强、强度高、自重轻、工厂化程度高等优点，特别是采用流线形的外形设计，抗风性能优越且抗扭刚度大。另外，还有一些斜拉桥采用了适应塔柱布置或抗风要求的分体式双箱梁截面。

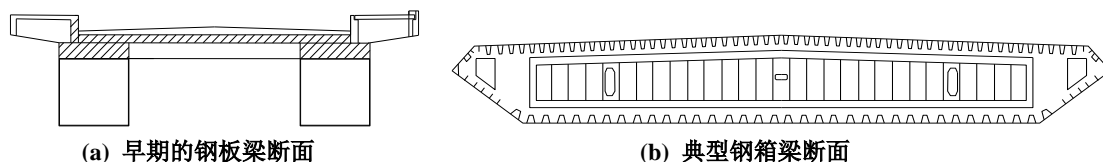


图 2-61 斜拉桥钢主梁典型截面

### 2.3.2 基本受力特点

#### 1. 墩柱和桥塔

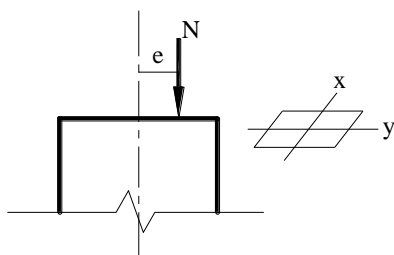


图 2-62 墩柱的受力简图

墩柱构件以承受轴向压力为主，但轴压力通常偏离截面形心，为偏心受压（图 2-62）。截面应力可由下式简单计算：

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{I_x} \cdot y \quad (2.28)$$

从式 2.28 中可以得出，偏心受压柱截面承载力与截面积  $A$  和截面惯性矩  $I_x$  有关。在没有偏心或偏心不大的情况下，截面整体受压，截面承载力主要影响参数为面积  $A$ ；当偏心增大，构件截面所受的弯矩增大，受力开始变得复杂，构件的一侧有可能出现拉应力，就需要在保证截面足够的受压面积时，提供足够的截面抗弯能力。钢筋混凝土受压构件，由于受力以及配筋情况的不同，会有大偏心受压和小偏心受压两种强度破坏形式。

对于细长的压弯构件，当其所受压力增大到一定程度时，在截面应力远未达到允许应力之前就丧失稳定性，出现失稳破坏。

以小位移理论为基础的第一类失稳，其临界承载力的欧拉公式为：

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(\mu l)^2} \quad (2.29)$$

式中  $\mu l$  称为计算长度， $\mu$  称为长度因数，其与压杆两端约束情况有关。从欧拉公式可以看出，截面的惯性矩  $I$  越大，临界力  $F_{cr}$  就越大。为了提高稳定性，在不改变截面面积的情况下，应尽可能把材料布置到离截面形心较远处，以得到较大的惯性矩。但也不能无限制地减小截面壁厚，以避免局部失稳。对于由型钢组成的组合受压截面，需要用足够强的缀条或缀板把相互独立的型钢连成整体。

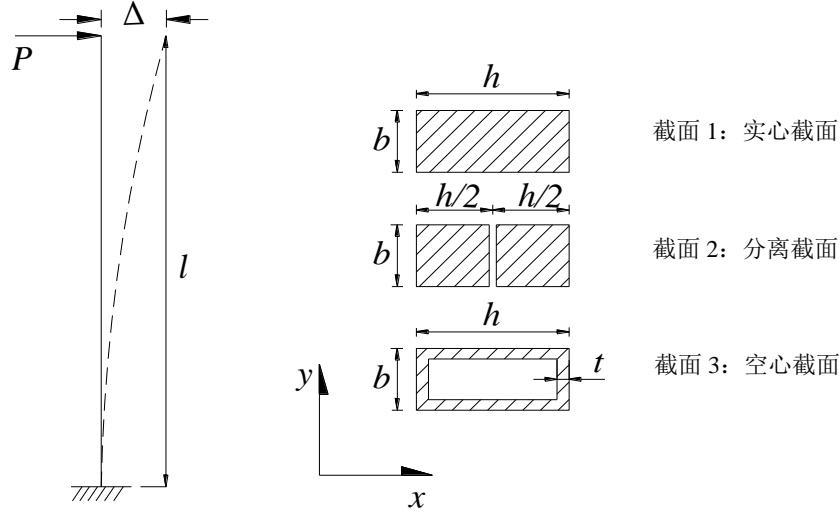


图 2-63 顶端受水平推力作用的柱

墩柱式构件在水平荷载作用下抵抗水平变位的能力，称为构件的抗推刚度，是一个十分重要的工程参数。在图 2-63 示水平荷载  $P$  作用下，墩柱的抗推刚度可由下式计算：

$$K_{\text{推}} = P / \Delta = \frac{3EI_y}{l^3} \quad (2.30)$$

式中： $\Delta$  为柱顶在水平力  $P$  作用下的水平位移。从式 2.35 中可以看出，在柱长及材料特性相同情况下，墩柱水平抗推刚度大小只与截面抗弯惯矩有关，对于图示的三种截面形式（ $b = h/2$ ， $t = h/10$ ），有：

$$I_{y1} = \frac{bh^3}{12} = \frac{h^4}{24}, \quad I_{y2} = 2 \times \frac{b \cdot (h/2)^3}{12} = \frac{h^4}{96}, \quad I_{y3} = \frac{bh^3}{12} - \frac{(b-2t)(h-2t)^3}{12} \approx \frac{h^4}{35} \quad (2.31)$$

结合式 2.30 和 2.31，可知： $F_{cr1} = 4F_{cr2} \approx 1.5F_{cr3}$ ， $K_{\text{推}1} = 4K_{\text{推}2} \approx 1.5K_{\text{推}3}$ 。工程中，大跨、矮墩连续刚构桥等，为了避免结构温变在桥墩中引起较大次内力，需降低桥墩的水平抗推刚度，采用分离式双矩形截面可取得良好效果；对于高墩，由于柱高较大，其临界承载力和水平抗推刚度显著降低，稳定性成为主要控制因素，因而多采用实心或空心截面。

索塔上作用的主要荷载有：自重、由索传至塔部的主梁的恒载和活载、拉索索力的垂直分力引起的塔柱轴向力和拉索索力的水平分力引起的塔柱弯矩和剪力；温度变化、日照影响、支座沉降位移、风荷载、地震力、混凝土收缩、徐变等都将对塔柱产生轴向力、水平力扭矩和顺桥向、横桥向弯矩。

一般的索塔结构，除本身的自重引起的轴压力外，控制设计的外力往往是由水平荷载（风力、地震力或索力的水平不平衡力）所引起的弯矩。为此，应考虑顺、横桥向双向弯矩的影响，在角点进行相应各类工况条件下的应力叠加。特别在大跨径的斜拉桥和悬索桥中，由于塔柱中巨大的轴向力和施工可能产生的累计念头，以及各类外力的作用下，塔水平位移又会造成附加弯矩，要保证塔的屈曲稳定性。

塔柱的内力和变形，通常采用小变形理论分析。一般情况下，对恒载、活载等垂直荷载，

将梁、索、塔用平面杆件有限元分析。对于风荷载等横向荷载作用，则可将塔作为一个平面框架分析。对于结构动力特性和结构抗风、抗震稳定计算，应通过结构空间有限元法，进行专门分析和计算。此外，对于斜拉桥的拉索锚固区、悬索桥的索鞍设置区以及塔和梁的连接区，应用有限元分析其结构应力集中、局部应力问题。

## 2. 拱

拱的基本静力特征是：在竖向荷载作用下，构件支撑处将产生水平推力，使截面总弯矩减小，甚至为零。

以两铰拱为例，取其节段（如图 2-64 所示）进行分析，在截面 K 处的内力为：

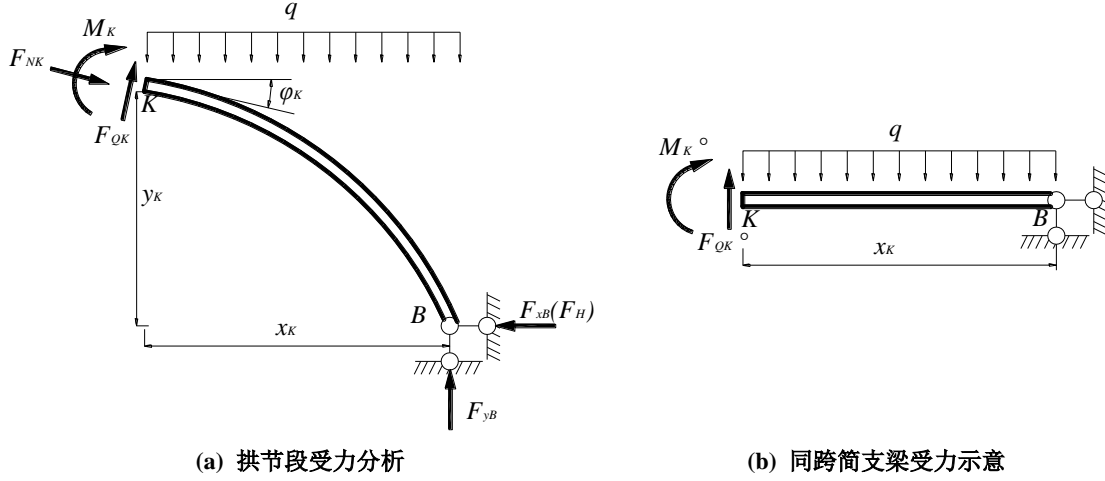


图 2-64 拱构件受力示意

$$\begin{aligned}
 M_K &= M_K^0 - F_H \times y_K \\
 F_{NK} &= F_H \times \cos \varphi_K - q \times x_K \times \sin \varphi_K + F_{yB} \times \sin \varphi_K \\
 F_{QK} &= F_H \times \sin \varphi_K + q \times x_K \times \cos \varphi_K - F_{yB} \times \cos \varphi_K
 \end{aligned} \tag{2.32}$$

式中： $M_K^0$ 为等跨径简支梁相应 K 截面的弯矩，其余参数意义见图 2-64。一般情况下，拱的截面弯矩比相应的简支梁要小得多，而且剪力几乎为零（ $\varphi_K$  较小， $F_{yB}$  和  $q \cdot x_K$  大小几乎相等），而轴力项较大。

当  $M_K(x) = M_K^0 - F_H \times f(x) = 0$  时，拱式构件内将不存在弯矩与剪力，只存在轴向压力的作用。此时应力分布均匀，材料能充分发挥其强度，此时：

$$f(x) = \frac{M_K^0}{F_H} \tag{2.33}$$

$f(x)$  为拱式构件的压力线方程。

拱式构件与荷载压力线重合时的轴线，称为该种荷载下的合理拱轴线。不计拱圈弹性压缩及其他因素的影响时，拱在均布荷载作用下的压力线为抛物线；在由拱顶向拱脚按拱轴线形状逐渐增大的分布荷载作用下，拱的压力线将为悬链线；三角均布荷载下的压力线为椭圆线；在多点集中荷载作用下则为多段折线。

一般情况下，拱式构件是小偏心受压曲杆，稳定性问题突出，包括平面内和平面外稳定问题。平面外失稳为弯扭失稳，可通过提高构件抗扭刚度、侧向刚度或增加平面外支撑来提高拱的稳定性；平面内失稳为弯曲失稳，和受压直杆的失稳有相似性。理论分析表明：均布荷载作用下，无铰拱和双铰拱面内屈曲时总以反对称形式失稳，在拱顶处有反弯点；三铰拱则以对称形式失稳，但当拱的矢跨比较大时，也可能出现反对称的失稳形式。

## 3. 斜拉桥主梁



加劲梁的作用可以分为以下几个部分：①在索锚点之间承担局部荷载；②协助缆索体系承担整体荷载；③分配集中荷载。加劲梁的作用①相当于桁架桥中的纵梁，将荷载传递给设在主桁架结点上的横梁，而作用③主要在具有大量缆索支承架劲梁的情况下体现。故在密索体系斜拉桥中，加劲梁主要体现作用①和③，仅在竖琴式拉索布置（此时缆索效率较低，塔、梁弯曲刚度对总体荷载传递影响较大）及部分斜拉桥等特殊情况下才考虑作用②，即参与承担整体荷载。

斜拉桥的主梁具有以下两个方面的受力特性，其一：恒载状态下通过斜拉索的“主动拖力”，使主梁恒载弯矩达到指定的内力状态（一般情况下以刚性支承连续梁内力状态为目标）；其二：活载作用下主梁也会发生挠曲，使斜拉索因“被动受力”而产生拉伸变形，当索距与刚性支点间的主梁长度的比值大于 10 时，主梁可近似比拟为弹性地基梁。

从特征一出发，可以通过减小索距来达到减小斜拉桥主梁恒载弯矩的目的。当索距减小时，主梁在恒载和索力共同作用下的局部弯矩也会减小，从而可以采用较柔的主梁；而特征二的活载弯矩与主梁的刚度的平方根成正比，通过减小主梁的刚度，也可以使得活载弯矩减小，从而使总体弯矩也随之减小。

在斜拉桥发展中出现密索体系下的主梁趋向柔性化的现象，但这并不意味着斜拉桥的主梁越柔越好，由于主梁在中间支墩处或支座附近通常需要承受较大的反力，加之桥面上堆放集中荷载（如挂篮支点反力，临时压重）等的需求，这就要求主梁必须具有一定的刚度，才可以将这类集中荷载向邻近梁段分配，避免主梁出现较大的局部挠曲，同时也可减小拉索的最大设计力，并且使结构具有抵御一事实上风险的能力（如意外的拉索断裂）。因此，控制斜拉桥梁高（即弯曲刚度）的有效因素是斜拉索的纵横向节间长度，而非跨径或者是桥长，所以即使主跨长度相差几倍时，梁高也可能相同甚至出现跨度较大、梁高反而更小的情况。

## 2.4 连接与约束

构件通过相互之间的连接和合理的约束方能形成完整的桥梁结构。构件连接保证了力在各构件之间的传递，并使各构件能够共同受力、协同变形。约束是限制（或阻碍）构件或结构全部或部分方向自由运动的装置。本节将对桥梁工程中的几种重要的构件连接和约束的特点作简要介绍。

### 2.4.1 连接

结构体系内部连接方式是指构件之间的相互约束关系，这种相应约束是由构造来实现的。因此，连接是一种传力构造。它包括同种构件之间的连接与不同构件之间连接。桥梁中的连接主要有牛腿、拱梁连接部位、斜拉桥拉索锚固、悬索桥鞍座、主缆与梁、锚碇以及吊杆的连接等。

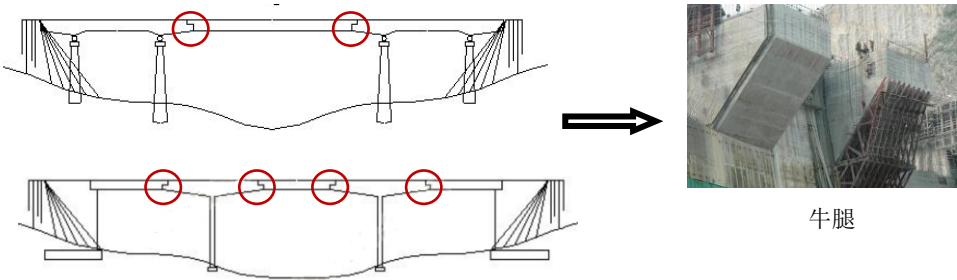


图 2-65 梁桥中的牛腿构造示意

牛腿常见于梁式桥中，当 T 形刚构桥采用悬臂梁与挂梁结合时需设置牛腿，在墩柱顶

或中部设置支撑桥梁上部结构时，也需要设置牛腿，见图 2-65。

悬臂梁和挂梁端结合部的局部构造称为梁牛腿（图 2-66 示）。挂梁的肋数与悬臂梁梁肋（或腹板）片数相同，且相互对齐设置时，各根挂梁的反力可直接传给悬臂梁承受。对多数悬臂体系梁桥，特别是 T 形刚构桥，其悬臂部分是由箱形梁形成的。一般情况下挂梁的肋数多于箱梁腹板数，此时由悬臂端部的端横梁和箱梁端横隔板组成 L 形牛腿横梁来传递挂梁支点反力。牛腿横梁将承受由挂梁支点反力引起的局部弯矩。

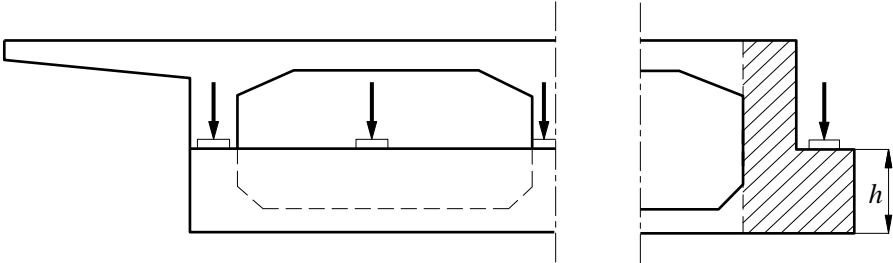


图 2-66 梁牛腿示意

在墩柱中间或顶部用于支撑上部结构的牛腿构造称为柱牛腿，根据其所受竖向力的作用点至下柱边缘的水平距离  $a$  和牛腿顶面至牛腿与下柱交接处的垂直截面有效高度  $h_0$  的比值不同，可将柱牛腿划分为长牛腿和短牛腿，其中  $a > h_0$  者为长牛腿， $a \leq h_0$  者为短牛腿，如图 2-67 示。长牛腿的工作和应力状态与一般悬臂梁相似，可按悬臂梁进行设计。短牛腿实质上就是一个变截面深梁，由于“短”且“深”，其应力分布复杂，受力性能与普通悬臂梁不同。

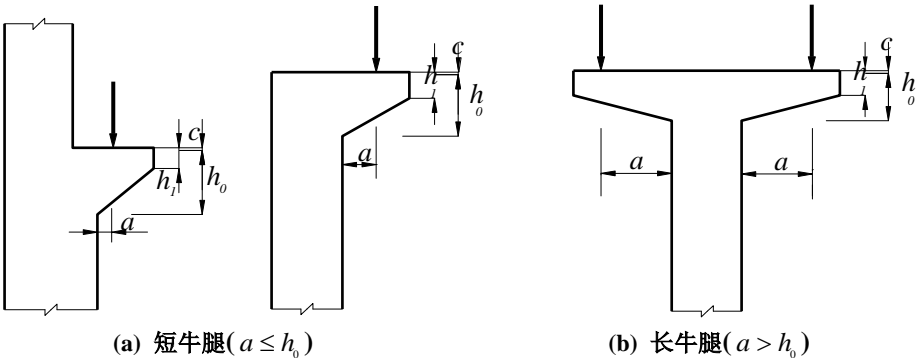


图 2-67 柱牛腿示意

近年来，牛腿也广泛用于连续梁、连续刚构及拱桥等的端横梁梁端，以方便主引桥过渡，同时也可缩小边墩下部结构尺寸。

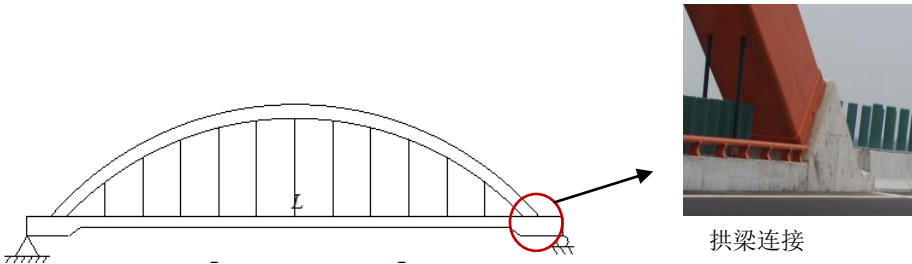


图 2-68 拱桥梁拱连接部位示意

拱式体系中，拱脚部位的连接构造，是该种桥型的关键（图 2-68）。在系杆拱桥中，它是梁拱的连接点，纵向预应力束的锚固点，同时也是确保拱肋空间稳定性、为主拱提供强大端横梁的嵌固点，部位重要，受力复杂，配筋量大。根据受力特点，钢筋混凝土节点要遵循以下配筋原则：拱肋主筋在连接点处宜上、下缘均衡配置，并将上下缘主筋沿拱脚的倾角向



支点方向延伸，直达加劲梁底部；系杆主筋不宜过小，上下缘主筋应尽量延伸到支点附近；拱肋与系杆结合部位，箍筋应适当加强，如图 2-69 示。对于钢拱、混凝土梁结构，应在该节点沿拱轴线伸出斜筋，焊牢于钢管连接板及一部分插入钢管内，顺拱轴线插入端节点。对于全钢结构，则应保证系杆与主拱的传力以及焊接可靠。

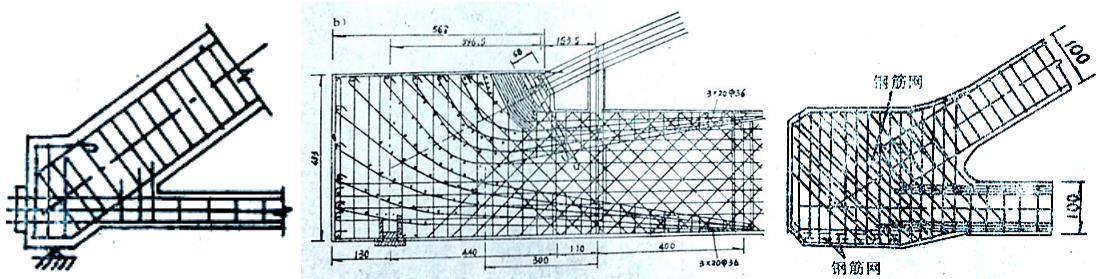


图 2-69 混凝土系杆拱桥连接部位配筋示意

斜拉桥中，塔和梁的连接以及拉索在塔、梁上的连接锚固是结构的受力关键，如图 2-70 所示。桥塔与主梁的连接方式不同，将直接影响到斜拉桥的受力，有塔梁分离的全漂浮体系、主梁通过支座支承于桥塔横梁的支承体系，以及梁塔固结的刚构体系等，其对体系受力特性的具体影响将在本书 5.3.3 节做详细介绍，此处不再赘述。

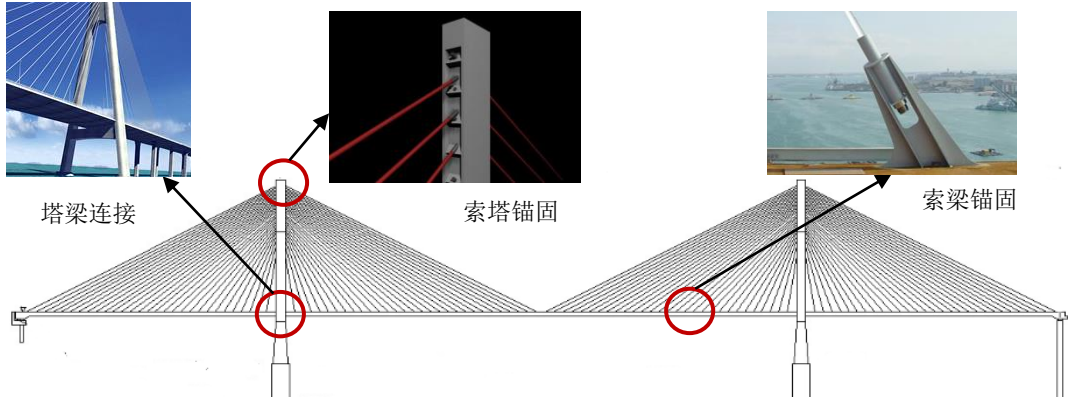


图 2-70 斜拉桥拉索锚固示意

主塔的拉索锚固部位，是将拉索的集中力安全、均匀地传递到塔柱的重要受力构造。拉索在索塔的锚固，目前多采用锚固钢梁或者钢锚箱，过去一般通过对桥塔施加环向预应力的方式实现。

锚固钢横梁支承于空心塔柱内部牛腿，直接承受拉索的水平拉力，拉索的垂直分力则传至两侧支承牛腿，拉索两侧的不平衡水平力通过横梁水平限位装置传至塔壁，如图 2-71a 示。一般要在塔壁内配置适量环向预应力，以抵抗断索时产生的不平衡力。牛腿可分为钢牛腿和钢筋混凝土牛腿，其安全性和耐久性十分关键。

环向预应力锚固多用于混凝土空心塔柱，采用塔壁平面布置环向预应力，以预应力钢束来平衡拉索索力在塔壁内产生的内力，防止混凝土塔在拉索锚固力作用下开裂，如图 2-71b 示。

近年来，钢锚箱由于受力方式明确等优点，在多座大跨度斜拉桥中得到应用，如图 2-71c 示。钢锚箱主要有三种形式：1. 内置式钢锚箱，设置在混凝土塔柱内部，在索塔外侧不能看到。由侧面拉板、端部承压板、腹板、锚板、锚垫板、横隔板、连接板和加劲肋等构件组成。其传力途径为：拉索力→锚垫板→拉板。2. 外露式钢锚箱，其受力与内置式基本相似，通过剪力键与两侧混凝土锚固区连接，为确保钢锚箱与混凝土塔壁间连接件的功能可靠，还需用水平环向预应力将钢锚箱紧夹在混凝土塔柱两个分肢之间。3. 钢锚箱+钢塔壁式，设置于钢塔柱截面腹板加劲肋之间，由于采用纯钢结构，传力合理，易于满足索塔锚固区受力要求。

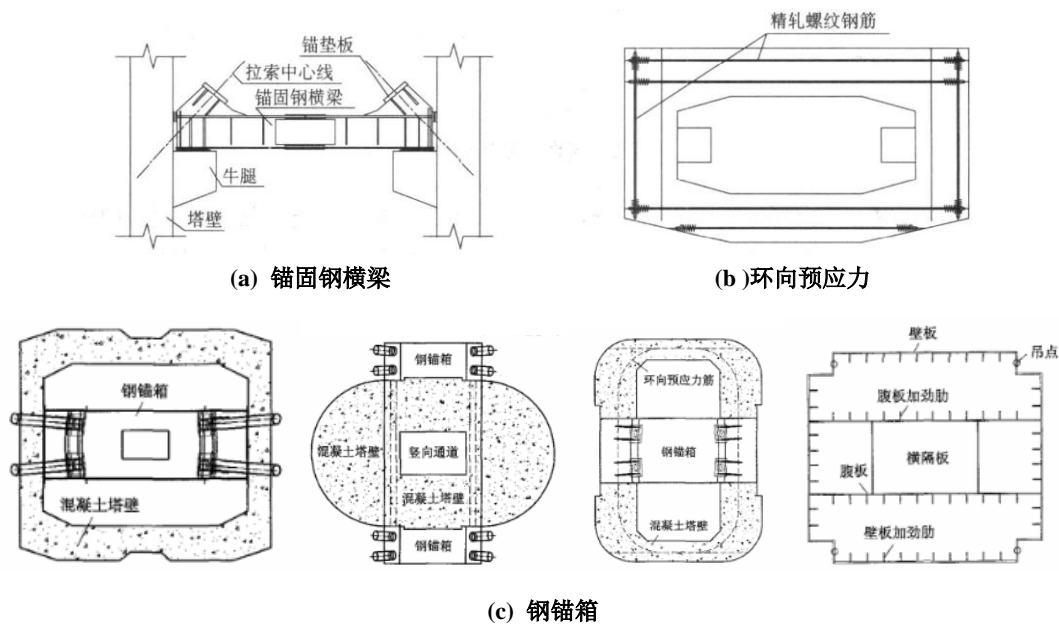


图 2-71 拉索在桥塔上的锚固方式

斜拉索与主梁的锚固点首先要确保连接可靠，能简捷均匀地将巨大的索力传给主梁；其次要有防锈蚀能力；另外，在梁上张拉的斜拉桥要提供拉索张拉操作空间，并便于拉索养护和更换。拉索在混凝土梁上的锚固，大体上分以下几种：1.在顶板设置锚固块，一般用于单索面整体箱的锚固；2.箱梁内设横隔板锚固，一般用于双索面分离双箱或单索面整体箱的锚固；3.在三角箱边缘箱固，拉索通过预埋于梁中的钢管锚固于梁底的突出面；4)在梁底锚固，拉索通过管道直接锚固在梁底。如图 2-72 示。由于锚固位置不同，在锚固区产生的局部弯矩也不同，由此对梁体局部受力的影响应加以考虑。

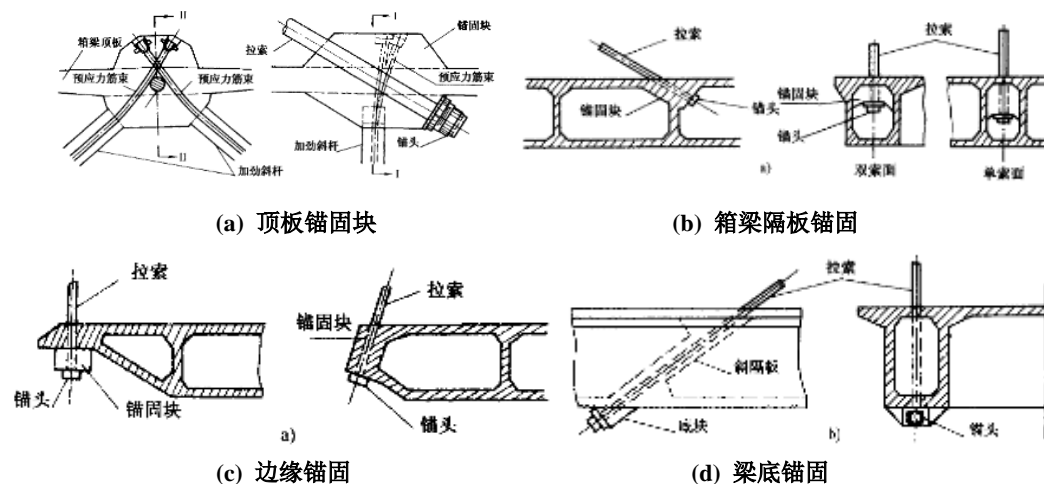


图 2-72 拉索在混凝土梁上的锚固方式

目前大跨斜拉桥大多采用钢主梁，拉索在钢主梁上的锚固，一般有四种方式：1) 锚管式：锚管从腹板中穿过并与腹板焊接，索力通过钢管与腹板之间的焊缝传递给主梁，索力和腹板的偏心距很小，无须考虑面外弯矩；2) 锚箱式：拉索通过焊接于腹板外侧的锚箱与箱梁连接，索力主要以剪力的形式传递到主梁腹板和顶板上，索力与腹板之间的偏心距使腹板受到一个面外的弯矩，这个弯矩由承压板和桥面板所组成的力偶或腹板内侧补强板来分担；3) 吊耳式：斜拉索通过特制的吊耳与腹板栓接，其中螺栓连接式是将索力通过销子以压应力的形式传递给耳板，再由高强螺栓以摩擦力的形式直接传递到主梁的腹板，腹板延伸式是将索力直接传递到腹板，传力都非常明确、顺畅、简洁；4) 锚拉板式：锚拉板一端与拉索

锚管焊接，一端与桥面板或延伸的腹板焊接，通过锚拉筒与拉板间的焊缝将索力传递给锚拉板，再通过拉板与钢梁顶缘的焊缝，将索力传递给钢梁；锚板与桥面板直接焊接时，要求桥面板有足够 Z 向强度。如图 2-73 示。

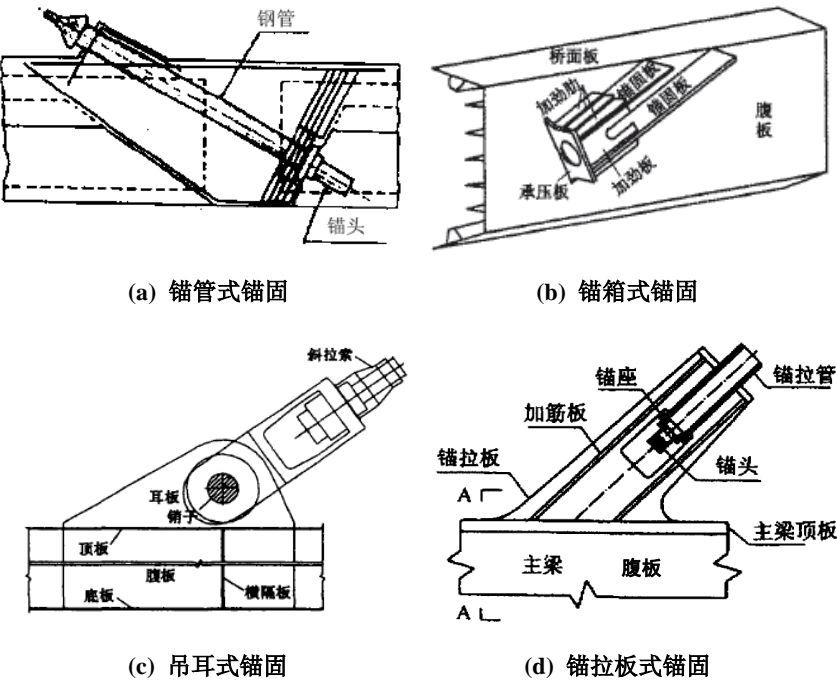


图 2-73 拉索在钢梁上的锚固方式

悬索桥中，主索鞍、散索鞍、索夹以及中央扣都是结构重要的连接，如图 2-74 示。索夹在本章第四节索构件中已经提到，下面主要介绍主索鞍、散索鞍、以及中央扣的结构构造及受力特征。

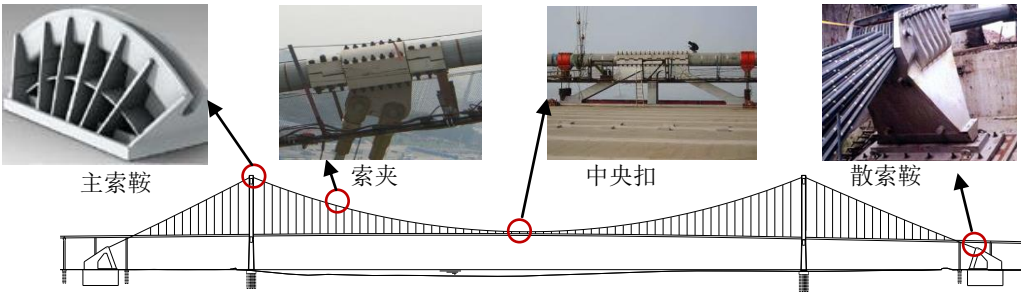


图 2-74 悬索桥中的主要连接结构

主索鞍是悬索桥用于支撑主缆并使之转向的永久性构件。主索鞍安装于索塔顶部，承受主缆的竖向压力，并将其均匀地传递到索塔，使主缆在塔顶处平缓弯曲过渡，减小主缆通过塔顶时的弯折应力，在主缆设计时应保证主缆在鞍槽内的抗滑移性能。主索鞍按传力方式可分为两类：斜肋板直接传力式和纵横肋间接传力式。按主索鞍的不同制作方式又可分为 4 种：全铸式、全焊式、铸-焊式和组合式。

斜肋板直接传力式主索鞍适用于柔性塔，如钢塔，主索鞍的纵肋与底板倾斜一定角度布置，主缆的压力通过鞍头、斜纵肋直接传递到钢塔的塔壁上，见图 2-75 示。

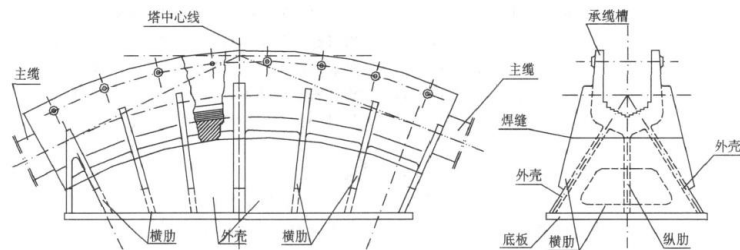


图 2-75 斜肋板直接传力式索鞍构造示意

纵横肋间接传力式主索鞍更适合于混凝土塔。鞍头下的纵横肋与底板垂直(或稍有倾斜)布置,主缆的压力通过纵横肋、底板传递到塔顶上,见图 2-76 示。

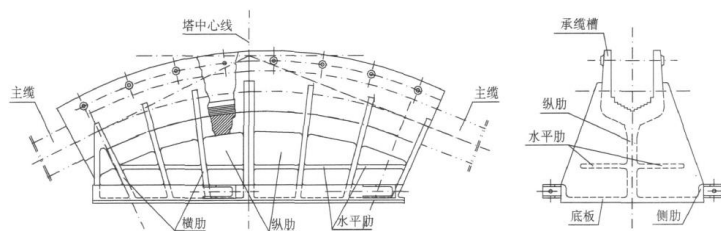


图 2-76 纵横肋间接传力式主索鞍构造示意

全铸式主索鞍是将鞍头、鞍体及底板作为一整体铸造出来的铸件,经过热处理和机械加工制作完成。全焊式主索鞍的制作材料均为厚钢板,无论是鞍头、鞍身和底板,均由厚钢板焊接而成。铸-焊式主索鞍吸取了全铸式和全焊式这两种制作方式的优点:鞍头部分形状复杂,采用铸钢铸造成形;鞍体、底板等结构比较简单的构造采用钢板焊接成型。组合式是近年来出现的一种主索鞍结构型式,主索鞍由多组厚钢板通过高强拉杆连接而成。

散索鞍座是主缆进入锚碇之前的最后一个支承主缆的构件。设置于锚碇前墙处,起支承转向和分散束股便于主缆锚固的作用。悬索桥散索鞍座有摆轴式散索鞍座和辊轴式散索鞍座两种。

摆轴式散索鞍座由鞍体、底座、上承板、下承板等部件组成,靠鞍体和底座之间的上、下承板的摆动来调整主缆锚跨束股的长度,从而协调边跨和锚跨主缆在各种荷载和作用下的变形,使之达到新的平衡。多采用铸-焊结合的混合结构,鞍头部分用铸钢铸造,鞍座由钢板焊成,如图 2-77 示。

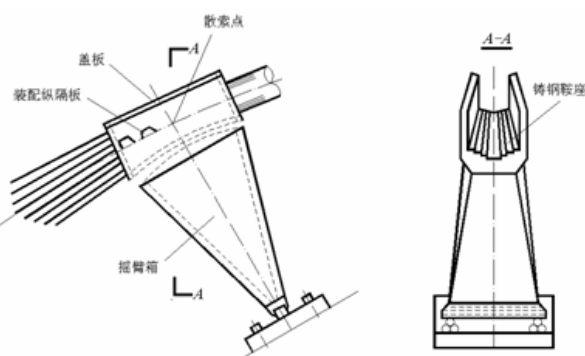


图 2-77 摆轴式散索鞍构造示意

辊轴式散索鞍座由鞍体、滚动连接件、底座等部件组成,靠辊轴系统的滚动来调整主缆锚跨束股的长度。因辊轴易生锈而产生较大的摩阻力,现已很少使用。当主缆在进入锚碇之前只有散索要求而无转向要求时,可以采用喇叭形散索套代替散索鞍座。

中央扣又称中央夹具，是设置在悬索桥跨中将主缆和加劲梁连接起来的构造。设置中央扣，是提高结构刚度的有效措施之一。中央扣有 3 种设置方式：1.用刚性三角架将主缆与加劲梁联结，使缆梁在跨中处相对固定，即刚性中央扣（图 2-78a）；2.在跨中加设一对或多对斜吊索来建立缆梁纵向约束，即柔性中央扣（图 2-78b）；3.将主缆直接与加劲梁相联结。

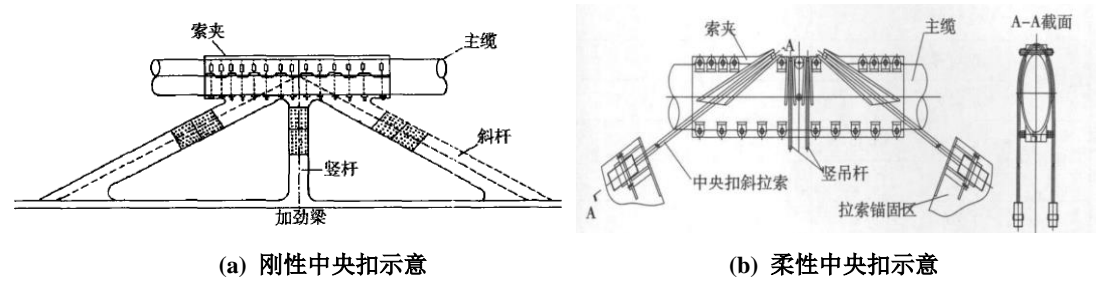


图 2-78 中央扣结构示意图

## 2.4.2 约束

### 1. 约束的分类

约束主要有柔索约束、光滑面约束、光滑铰链约束、固定约束四大类。

由绳索、链条等柔性物体所构成的约束称为柔索约束，如图 2-79 示。柔索约束只能限制物体沿柔索伸长方向的运动，而不能限制其他方向的运动，所以柔索约束反力的方向总是沿柔索中心线且背离被约束物体，只能承受拉力。

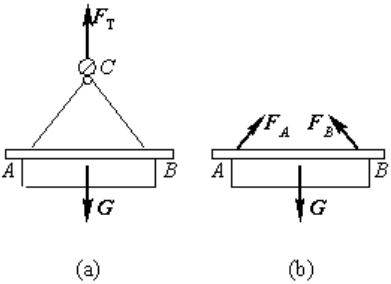


图 2-79 柔索约束

当物体在接触处的摩擦力很小而略去不计时，就构成了光滑接触面约束，如图 2-80 示。光滑接触面对被约束物体在过接触点处的公切面内任意方向的运动不加限制，同时也不限制物体沿接触面处的公法线脱离接触面，但阻碍物体沿该公法线方向进入约束内部，因此，光滑接触面约束的约束反力必沿接触面处的公法线指向被约束物体，即为压力。桥梁中所用的多向活动支座在忽略主梁与支座摩擦力的情况下其实就相当于光滑接触面约束，它约束主梁在竖向的运动，在其他方向并不产生约束。

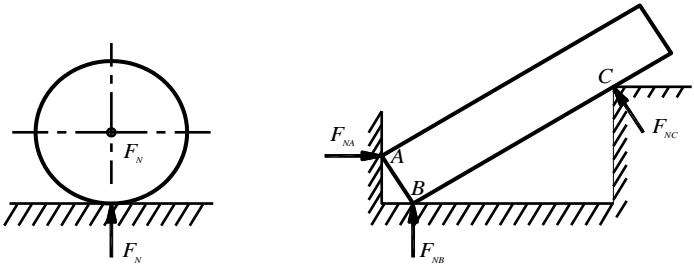


图 2-80 光滑面约束

光滑铰链约束包括活动铰约束、固定铰约束和滑动约束等。活动铰约束的特征是结构可绕铰作自由转动，并允许沿支承面有微量的移动，但限制了其沿支承方向的运动，如图 2-81

示。桥梁结构中所用的辊轴支座及摇轴支座都是活动铰支座的实例，还有工程中常用到的单向活动支座，如果略去它与主梁之间的摩擦及支座大小，可以简化为活动铰链约束。

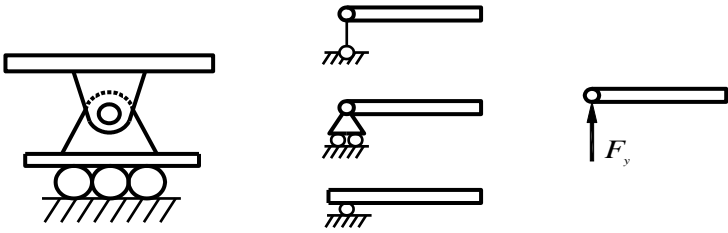


图 2-81 活动铰支座及其简化表示

固定铰支座的机动特征是结构仍可绕铰转动，但沿水平和竖向的移动受到限制，如图 2-82 示。桥梁工程中的固定支座可看作固定铰约束。

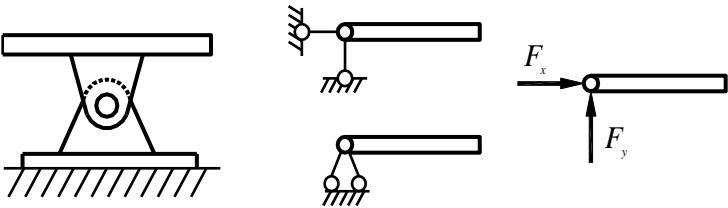


图 2-82 固定铰支座及其简化表示

滑动支座能限制结构的转动和沿一个方向上的移动，但允许结构在另一方向上滑动。如图 2-83 所示的结构在支座处的转动和竖向移动将受到限制，但可沿水平方向有微量滑动。在弯桥中，为了避免桥梁在活动端发生径向位移导致伸缩缝的破坏，同时又不影响其轴向移动，可在活动侧设置径向的滑动支座，使得桥梁只能沿切向位移。

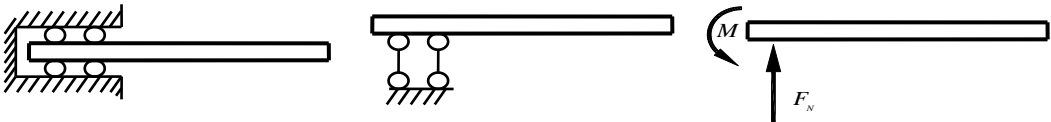


图 2-83 滑动支座及其简化表示

固定约束又称为插入约束，是工程实际中常见的一种约束类型，构件一端被固定，既不允许固定端的任意移动，又不允许绕固定端随意转动，如图 2-84 示。

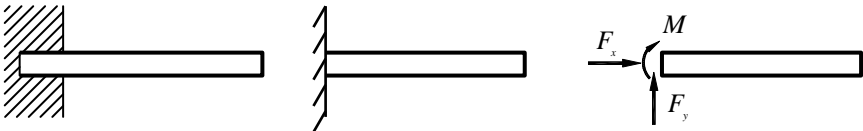


图 2-84 固定约束

## 2. 桥梁中的约束

支座是各种类型约束在桥梁中最基本的表现形式。桥梁支座主要用于约束桥梁上部结构构件与桥梁墩、台之间位移，按照支座的约束方向可简化为光滑面或光滑铰链约束。支座除起到限制位移的作用外，还要传递上部结构的各种荷载，并且要适应温度、收缩徐变所产生的位移。按受力的特性可以分为两大类：固定支座，能传递竖向力和水平力；活动支座，只能传递竖向力。



支座通常用钢、橡胶等材料制成。在小跨径桥中也可用简易支座，即采用几层油毛毡或石棉制成，压实后的厚度不小于 1cm，用于跨径小于 6m（铁路桥）或 10m（公路桥）的板梁桥。

钢支座的形式有平板支座、球形支座、摇轴支座、铰式固定支座和铰式辊轴支座等。

平板支座是桥梁支座最早而又最简单的一种支座形式。它由平面钢板组成，为了减少钢板接触面上的摩擦力以免阻碍纵向滑动，可将钢板的接触面在刨床上刨光并涂以石墨润滑剂。但是积垢与锈蚀常使这种支座“冻死”失效，一般用于小跨度梁，目前已逐渐被板式橡胶支座所取代。

球形支座（图 2-85a）主要由带有球面的底盆、球面聚四氟乙烯滑板、中间钢板、平面聚四氟乙烯滑板、不锈钢滑板、顶板和埋于梁体（墩台）的套筒螺栓等构成，其特性是：①传力可靠，转动灵活，承载力大，位移大，特别适应大转角桥梁的需要；②支座各向转动性能一致，适用于宽桥、曲线桥等；③支座无橡胶承压，不存在橡胶老化的影响，特别适用于低温地区。

摇轴支座（图 2-85b）是用铸造钢摇轴与上、下座板组成的活动支座。球形支座、摇轴支座主要用于中小跨度钢梁。铰式固定支座（图 2-85c）是由铸钢上、下摆组成，两摆之间嵌以摆卡，以控制横向滑动；铰式辊轴支座（图 2-85d）是在铰式固定支座的下摆下面加设辊轴和铸钢座板而成，这两种支座主要用于梁式桥。

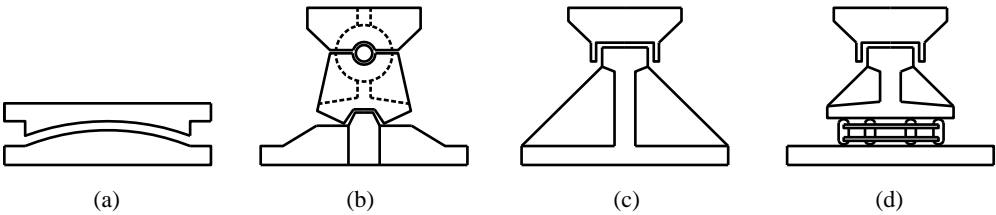


图 2-85 钢支座结构图

板式橡胶支座是由数层薄橡胶片与薄钢板或钢丝网镶嵌、黏合、压制而成，见图 2-86。具有足够的竖向刚度以承受垂直荷载，能将上部结构反力有效传递给墩台；通过不均匀压缩，可以实现结构的转动；通过自身的剪切变形来适应结构水平位移。具有构造简单、加工制造容易、用钢量少以及安装方便等优点。板式橡胶支座适用于中小跨径的公路、城市和铁路桥梁。

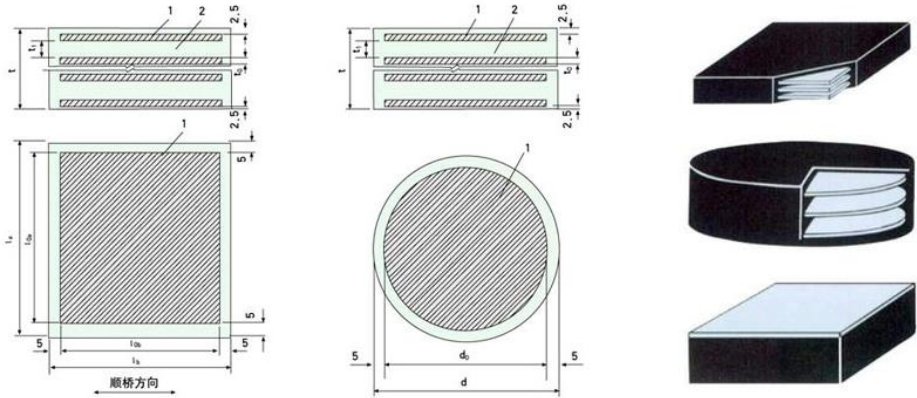


图 2-86 板式橡胶支座结构图

盆式橡胶支座是由钢构件与橡胶组合而成的支座，如图 2-87 示，主要构造有：承压橡胶板、聚四氟乙烯板、不锈钢板、中间衬板、钢紧箍圈、橡胶密封圈、上下支座板和支座锚

栓。它具有承载力大、水平位移量大、转动灵活等特点，而且构造简单、结构紧凑、滑动摩擦系数小。与一般的铸钢辊轴支座相比，重量轻、高度低、制作方便、造价便宜；与板式橡胶支座相比，承载力大、容许支座位移量大、转动更灵活。适应于支座承载力 1000kN 以上的大跨径桥梁，也适用于城市、铁路桥梁。



图 2-87 盆式橡胶支座结构图

除了上面介绍的几种常用支座，还有其他形式的桥梁支座：混凝土铰支座，多见于拱桥；铅芯橡胶支座，具有优良的减隔震性能；拉压支座，既能承担压力也可以克服上拔力；球形钢支座，承载力高、抗震性能好；抗风支座，多设置于大跨度斜拉桥或悬索桥主梁与桥塔连接处，除限制主梁在支座处的横向位移外，对主梁的其他自由度均无约束。支座的设计和选用，应根据支座反力的大小、支座处最大竖向及水平位移及转角、桥梁跨度、抗震等级等因素来确定。

滑动支座是一种满足特殊方向变形要求的约束构造，且一般只传递弯矩、剪力而不传递轴力。例如建造多塔斜拉桥以跨越宽阔水面时，为了提高结构的刚度，希望主梁是连续体系，且主梁与桥塔固结。但是，在长年温差效应作用下，主梁纵向自由伸缩受到塔柱的约束，因而在塔柱内将产生巨大的弯矩，同时主梁内产生额外的拉力或者压力。为解决这一问题，最好主梁能够自由伸缩。因此德国的 J.Schlaish 教授提出了图 2-88 所示滑动支座。

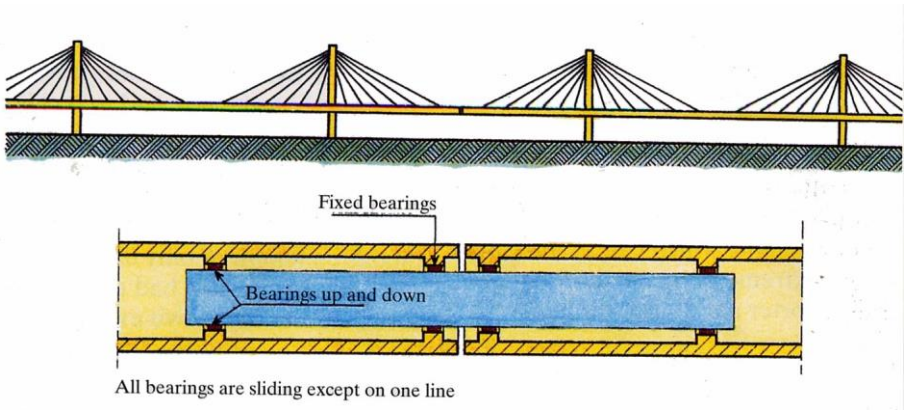


图 2-88 滑动约束示意

桥梁塔柱、桥墩与基础之间的约束，一般可作为固定约束。固定约束通过埋置于地基中的基础来实现。

地锚式悬索桥的锚碇也是一种约束，是主缆的锚固系统，是锚块、鞍部、缆索防护构造、散索鞍支承及其它附属构造的锚体和基础的总称，提供强大的主缆约束。根据传力机理的不同，锚碇可分为重力锚和隧道锚两种。重力锚主要以锚碇块自重来抵抗主缆张力的竖向分布，并通过基础与周边土的摩擦力保证索力水平分量的传递，因此重力锚的锚碇块一般都由尺寸巨大的混凝土构成。隧道锚则是将主缆的巨大拉力通过索股拉杆传力隧道锚室填充的混凝土



中，经锚碇与围岩的接触传递到岩体，一般要求有坚固的山体岩壁可供利用。

传统重力式锚碇，按主缆传力锚固构造的不同，又可分为钢框架后锚梁锚固系统和预应力锚固系统。钢框架后锚梁锚固系统由钢拉杆和后锚梁（或背梁）及施工用支承桁架组成，三者形成钢框架（图 2-89a）。钢拉杆将巨大的主缆索力传递到后锚梁；后锚梁则将传递来的拉杆力转换成锚体混凝土所受压力，并广泛地扩散到整个锚体。预应力锚固系统包括锚固预应力体系（主要有钢绞线和高强预应力拉杆两种），索股锚固连接构造，前、后锚锚具和预应力管道定位系统（图 2-89b）。主缆通过索股锚固连接构造与锚固预应力钢绞线相连，并将主缆拉力传递至预应力体系，通过预应力锚具分散到锚体混凝土中。

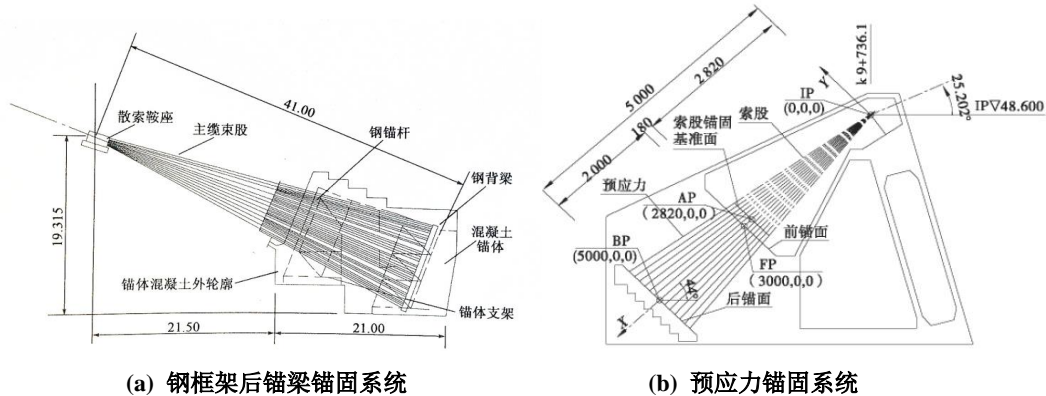


图 2-89 传统锚碇传力锚固系统构造

锚碇设计，应在悬索桥的结构形式及主缆拉力确定之后进行。首先应结合地形、地质、水文等条件确定锚碇形式；然后根据主缆的架设方法，以及结构造价、施工等各方面因素，确定主缆锚固系统结构类型。从整体上应保证结构的抗滑移和抗倾覆稳定性，其基础持力层应力及结构变位也要在允许范围之内；除此之外，还应对锚碇各构件进行分别验算，确保锚固传力系统的稳定性，防止锚体混凝土应力超标，并采取措施控制混凝土裂缝。

## 2.5 构件与连接技术发展

构件的发展首先与材料的发展密不可分。

高强、轻质是混凝土材料未来的主要发展方向，如果得到广泛应用，必将有效减轻结构自重，极大改善构件性能。未来的混凝土将普遍具有以下优点：易浇筑、易密实、不离析；高早强、韧性好、低徐变、耐疲劳；耐磨损、抗化学腐蚀；实用强度更高。目前国际上出现的活性粉混凝土，其强度范围在 200~800MPa，而实用强度一般可以达到 150MPa 以上，并且具有优良的韧性及抗疲劳性能，耐酸碱性良好，抗拉强度也较高，性能直逼钢材，作为板面铺装与钢桥面形成组合梁，可在不增加钢梁自重的前提下，大大提高主梁刚度和抗疲劳性能，应用前景非常广阔。轻质混凝土，虽然强度与一般混凝土相当，但是其骨料容重仅为 14~19kN/m<sup>3</sup>，采用高强轻质混凝土作为梁式结构的建筑材料，可以大大减轻构件自重，增大梁式构件的跨越能力。

FRP 材料的工程应用是构件在材料方面的另一大突破，其发展潜力相当大。常用的 FRP 材料有以下三种：碳纤维 CFRP、芳纶纤维 AFRP、玻璃纤维 GFRP。其中以 CFRP 使用最为广泛，其材料的强度-质量比是普通预应力筋的 5 倍，疲劳应力幅是钢材的 3 倍，抗腐蚀性能好、热膨胀系数小；但是它的极限延伸率较低，破坏呈脆性，而抗剪强度仅为钢材的 1/4~1/5，锚固方面也存在较多问题。

目前 CFRP 在桥梁工程中主要用于结构加固，恢复和提高既有桥梁的承载能力。另外，在混凝土梁桥中，利用 CFRP 筋替代传统的钢筋与钢绞线，可以很好解决钢筋的腐蚀问题。

对于此类复合构件，也可以通过合理的纤维布置，让纤维布置与结构应力方向相一致，从而制作出更为科学的构件。

传统缆索承重桥梁中的索材，主要采用高强钢丝与钢绞线，当用于超大跨桥梁时存在极限跨径有限、承载效率低、钢缆索易腐蚀和疲劳等局限性；而 CFRP 复合材料具有轻质、高强、抗振、耐疲劳、耐腐蚀等材料性能优势。如果用 CFRP 作为拉索或主缆材料，将极大的提升桥梁的极限跨径，有效改善结构的耐久性能，因此 CFRP 在超大跨桥梁具有广泛的应用前景。

组合构件将是未来构件发展的另一大趋势。组合包括两个方面：不同材料组合成新的截面、不同构件组合成新的构件。材料方面的组合已经非常常见，各种组合截面梁已经广泛地应用于工程实践中。如钢-砼组合梁构件（如图 2-90a），及多种组合箱梁。有槽形截面以及闭合截面，槽形截面结构简洁、受力明确，是常用的形式，闭合截面钢梁抗扭性能好，但需保证混凝土板完全无渗，可以充分发挥钢与混凝土各自的力学性能；钢管混凝土拱桥中的拱肋就是钢与混凝土组合受力；近年来出现的波纹钢腹板组合箱梁是另一种组合式截面（如图 2-90b），构件自重可以比钢筋混凝土箱梁减轻约 30%，波纹钢腹板轴向刚度小，主要用来抗剪，可以大大提高预加力的效率，减小收缩、徐变对于构件截面受力的影响。采用此类截面，需要注意两种材料联结处的处理，确保结构耐久性。在钢与混凝土的结合方法上，最常用的为栓钉连接件，还有方钢、槽钢、弯起钢筋连接件等。近年来许多工程采用了 PBL 剪力键，也称为开孔钢板连接件。这种连接件的基本形式是在钢板上开孔后浇筑混凝土，利用穿过孔中的混凝土榫来抵抗剪力流，在钢板孔中穿受力钢筋可以进一步提高其承载力。

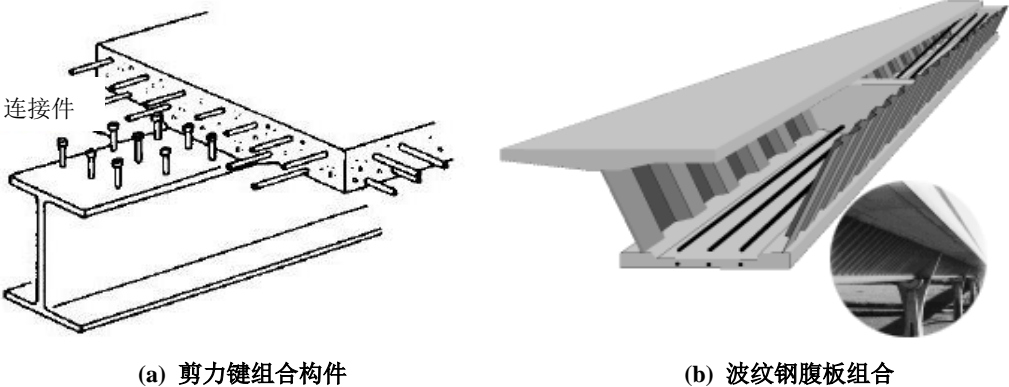


图 2-90 组合截面

材料的组合不局限于同一截面采用不同材料，也可以在构件的不同区段采用不同材料的形式。重庆石板坡长江复线桥，主跨 330 米，采用了主跨由跨中钢梁与两侧混凝土梁共同组成的方案（图 2-91 示）。由于中跨跨中重量的降低，恒载作用下 330 米跨度连续刚构的主梁弯矩只相当于 270 米跨度全预应力混凝土连续刚构。

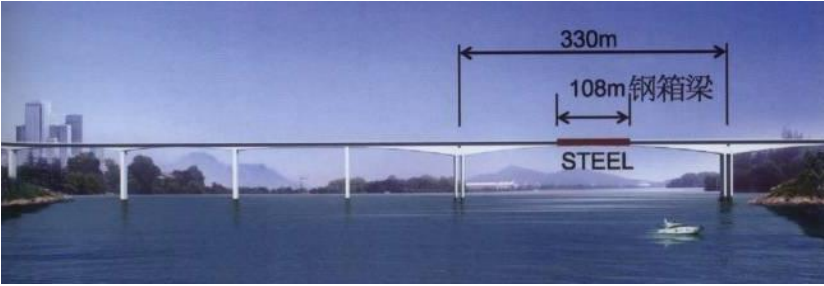


图 2-91 石板坡长江复线桥

斜拉桥的塔上拉索锚固区，也可以采用组合截面型式。图 2-92 为 Rion-Antirion Bridge 桥的塔柱锚固区构造，埋设在混凝土塔壁内的钢锚箱承担纵桥向的拉力，竖向力通过剪力钉

传递到塔柱混凝土上，塔柱混凝土在横桥向被钢锚箱分为两片，塔柱混凝土内仍然配置环向预应力以承担钢锚箱通过剪力钉传递过来的纵向拉力。

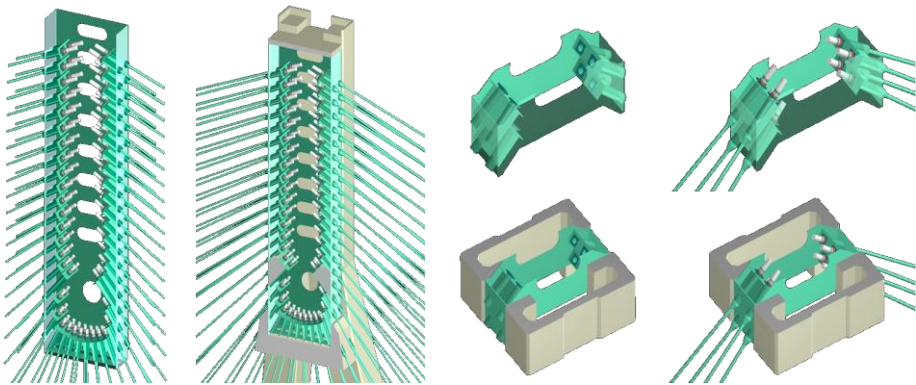


图 2-92 Rion-Antirion 桥索塔锚固区构造

不同构件组合成新的构件，则是采用多种简单构件进行组合，形成以某一构件受力特点为主的新构件。以汀九桥桥塔为例（图 2-93），桥面系分居独柱式桥塔两侧，设计师巧妙地对桥塔进行了改进，使得整个桥塔成为由受压柱、受弯梁以及受拉索三者组成的受力体系。桥面以上桥塔只有 5.5m 宽，为加强桥塔侧向稳定，于桥面下伸出两道空心钢梁，在桥塔横向以钢索自塔顶至横梁然后到塔下部予以连接。

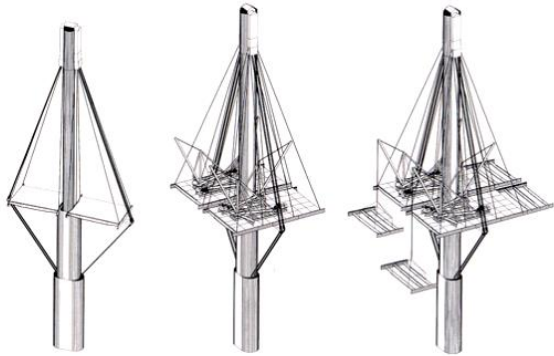
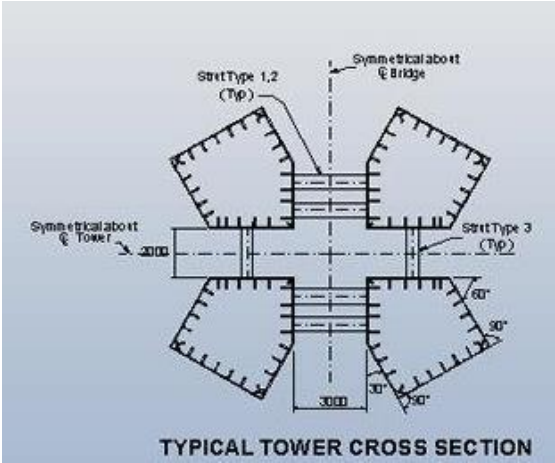
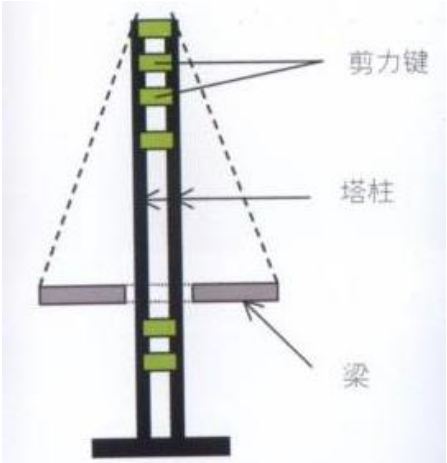


图 2-93 汀九桥桥塔结构

新旧金山湾东桥桥塔，塔柱分成四个分支，彼此之间通过抗剪的缀板连接（图 2-94 示）。这些缀板平时将塔柱的四肢连成整体，使它们共同工作以抵抗活载弯矩。而在强地震力作用下，这些缀板将屈服，起到消能的作用，保护全桥主体结构不被破坏。



(a) 塔柱横截面



(b) 塔柱立面



图 2-94 新旧金山湾东桥桥塔

构件连接与约束方面，主要在于抗震支座及阻尼约束的开发应用。

目前桥梁工程中常用的抗震支座有三种：分层橡胶支座、铅芯橡胶支座和滑动支座体系。

分层橡胶支座是最简便的用于桥梁上部结构的隔震装置，通过在橡胶块内分层设置承载钢板和加劲钢板构成，如图 2-95a 示。因主要由橡胶控制特性，这种支座的反应大致呈线性，如果所用橡胶不具有很高的内阻尼，通常还需其他构件来提高其阻尼和非地震荷载下的稳定性，已经很少采用。

铅芯橡胶支座（LRB）是在普通分层橡胶支座中插入铅芯形成（如图 2-95b 示）。由于铅芯可以耗散地震响应时的能量和增加静载下的支座刚度，从而起到良好的隔震作用。该种抗震支座在桥梁中已经得到了广泛应用。

滑动支座与其他制动装置，如钢板阻尼器或橡胶支座合用，可产生良好的抗震效果。滑动支座的观念和摆锤式响应的概念相结合，可产生另一种有效的隔震体系——摩擦摆锤体系（FPS），如图 2-95c 示。

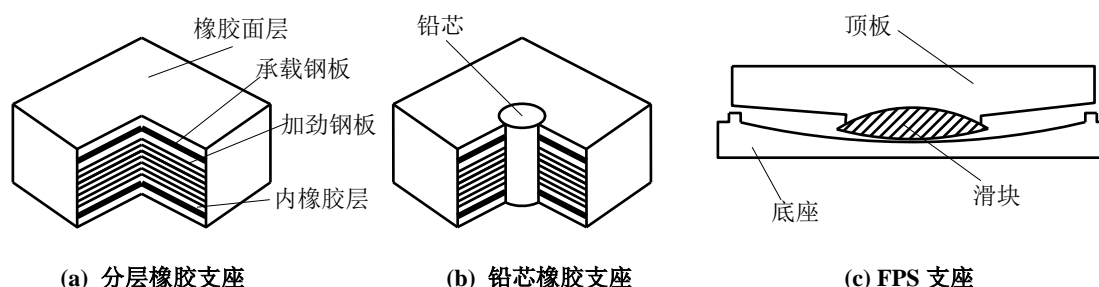


图 2-95 桥梁抗震支座

此外介绍一种新型抗震支座——速度锁定支座（LUB），如图 2-96 示，是支座与速度锁定器（LUD）的结合体，在保留支座所有功能的基础上增加了速度锁定功能。LUB 在正常情况下发挥一般支座的功能，在制动力、风载或地震载荷作用下，LUB 便会自动锁定，发挥固定支座的功能，结构由正常状况下的一个固定墩变成两个或更多的固定墩，将上部结构的载荷有效地分布到多个墩子上去，使得结构的受力更均匀，性能更稳定，适用于高震区大型多跨桥梁。

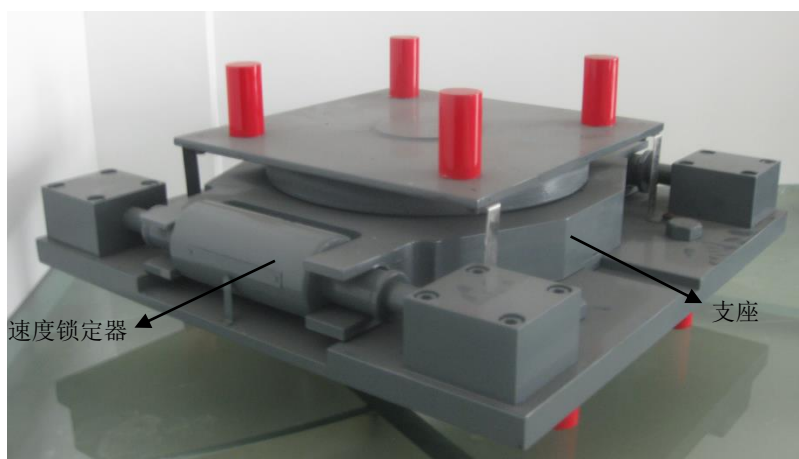


图 2-96 速度锁定支座

阻尼约束利用阻尼器的减振消能原理，以减少结构在动力荷载作用下的结构响应。已广泛应用于地震区（如设计 8 度区以上）、大风地区、车辆振动显著以及斜拉桥与悬索桥等位移较大的大跨度桥梁。

目前应用于工程中的阻尼器主要的有以下几种类型：1.摩擦阻尼器——利用金属(或非

金属)之间的摩擦产生阻尼; 2.粘弹性阻尼器——利用粘弹性材料产生阻尼; 3.液体粘滞阻尼器——利用液体在运动中的粘滞特性产生阻尼; 4.金属屈服阻尼器——利用金属的屈服产生阻尼。

阻尼器常设置于结构最大位移处, 如梁的两端、梁墩之间和塔梁之间, 如图 2-97 示。合理设置阻尼器, 可以同时达到消能减振, 约束构件纵、横向位移, 以及使结构构件整体协调变形的目的。



图 2-97 桥梁中的阻尼器

希腊的 Rion-Antirion Bridge 为了保证抗风稳定和减少运营中活载和温度引起的纵横向位移, 每个塔柱处设有一个四连杆机构的中间阻尼器。大地震发生时, 中间阻尼破坏, 梁的运动能在连接到塔柱上的四个阻尼器的作用下得到很大缓解。在主梁两端与引桥连接处设置了能承受竖向荷载和主梁纵向位移的钢架, 并在钢架与主梁之间同样设置了阻尼器。该桥的阻尼器设置见下图 2-98 示。

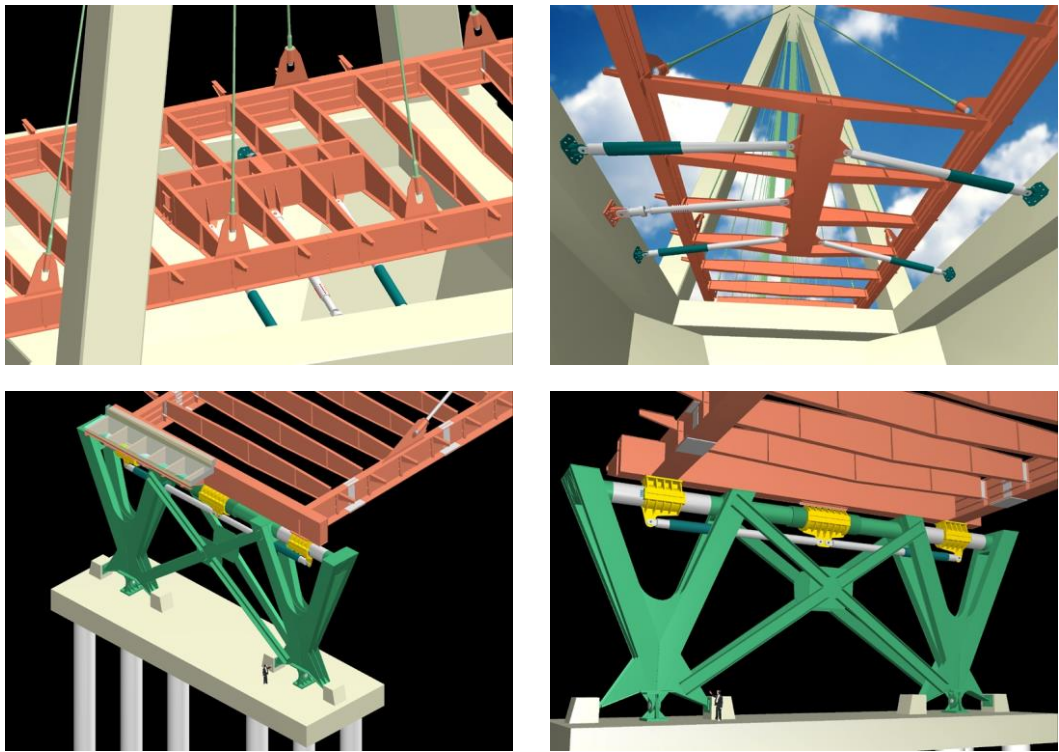


图 2-98 Rion-Antirion Bridge 中的阻尼器布置

我国目前应用比较成熟的是液体粘滞阻尼器。苏通长江大桥就在桥塔与主梁连接处设置了阻尼器, 如图 2-99 示; 而江阴大桥在建成后的运营过程中, 也在主梁两端伸缩缝处设置 4 个液体粘滞阻尼器以对大桥动位移进行控制; 新建成的西堠门大桥也设置了阻尼器。

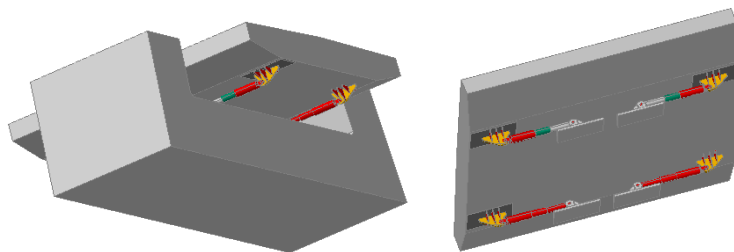


图 2-99 苏通大桥阻尼器设置示意图

悬索桥锚碇的主缆传力方面，提出了一种新型的锚碇结构——主缆分布传力锚固构造。传统的钢框架后锚梁及预应力锚固系统采用集中传力方式，其传力途径为：索股连接构造→钢拉杆（或预应力束）→后锚梁（图 2-100a），最后由后锚梁以局部承压的方式将主缆拉力传递至锚体。分布传力锚固系统由四部分构成：索股连接构造、钢拉杆、锚固板和末端承压板。在后锚梁前布置了由多排传剪器构成的传剪器群，则其传力途径变为：索股连接构造→钢拉杆→传剪器群→承压板（图 2-100b），并由传剪器传递部分甚至全部主缆拉力。由于传剪器有一定的柔性，将集中传递的主缆拉力由各排传剪器分散传递到锚体混凝土，从而扩大主缆拉力的传递区域，实现分布传力的理念。

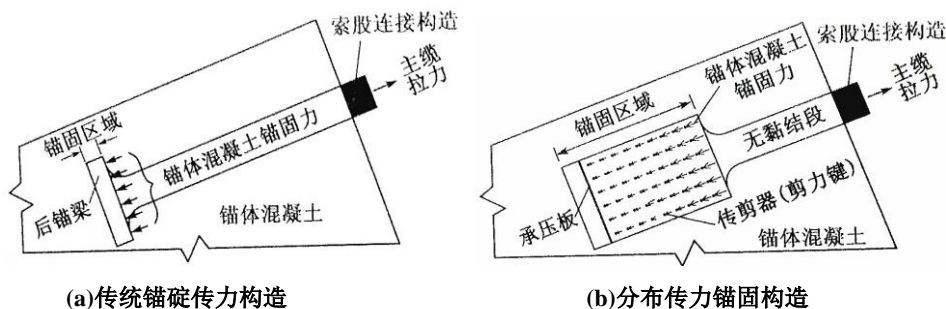


图 2-100 锚碇主缆锚固传力机理及基本构造图示

构件与连接技术在未来的发展并不只有以上几个方面，设计理念的改变、材料科学的发展和施工技术的改进都将引领构件的发展改进。而通过构件与连接技术的改进，又可以使体系受力更优，结构更为安全，甚至创造出更加有效的桥梁结构体系。

## 参考文献

- [1] 尼尔斯·J.吉姆辛. 缆索支承桥梁——概念与设计[M]. 北京：人民交通出版社，2002
- [2] 项海帆. 高等桥梁结构理论[M]. 北京：人民交通出版社，2001
- [3] 项海帆. 桥梁概念设计[M]. 北京：人民交通出版社，2011
- [4] 范立础. 桥梁工程（上册）[M]. 北京：人民交通出版社，2001
- [5] 林元培. 斜拉桥[M]. 北京：人民交通出版社，1994
- [6] 顾安邦，孙国柱. 公路桥涵设计手册——拱桥（下册）[M]. 北京：人民交通出版社，1994
- [7] 刘光栋，罗汉朱. 杆系结构稳定[M]. 北京：人民交通出版社，1988
- [8] 周远棣，徐君兰. 钢桥[M]. 北京：人民交通出版社，1990
- [9] 金成棣. 预应力混凝土梁拱组合桥梁——设计研究与实践[M]. 北京：人民交通出版社，2001
- [10] 严国敏. 现代悬索桥[M]. 北京：人民交通出版社，2002
- [11] Fuller Moore. 结构体系概论[M]. 沈阳：辽宁科学技术出版社，2001
- [12] 陈天本. 桁式组合拱桥[M]. 北京：人民交通出版社，2001
- [13] 刘玉擎. 组合结构桥梁 [M]. 北京：人民交通出版社，2005

- [14] 宋子康, 蔡文安. 材料力学[M]. 上海: 同济大学出版社, 2001
- [15] 施惠生, 郭晓潞. 土木工程材料[M]. 重庆: 重庆大学出版社, 2011
- [16] 娄学全, 武焕陵等. 悬索桥主缆分布传力锚固系统设计与施工[M]. 国外桥梁, 1996
- [17] 薛福林. 梁截面形状经济合理性的合理衡量法[J]. 力学与实践, 1995
- [18] 古屋信明, 佐野幸洋等. 薄壁箱形桥墩与桥塔设计的建议[J]. 国外桥梁, 1996
- [19] 杨义东, 胡定成(译). 美国的混凝土斜拉桥桥塔设计[J]. 国外桥梁, 1999
- [20] 常志军, 张克. 西堠门大桥主索鞍设计[J]. 公路, 2009(1)
- [21] M.J.N.普瑞斯特雷, F.塞勃勒, G.M.卡尔维著, 袁万城等译. 桥梁抗震设计与加固[M]. 北京: 人民交通出版社, 1997
- [22] 马震, 乔立群, 郭楣. 浅谈高强轻质混凝土[J]. 黑龙江交通科技, 2008
- [23] 袁伦一. 关于箱形截面连续梁及连续刚构设计的两点刍议[J]. 公路, 2009
- [24] 王军, 金红亮. 柔性中央扣对大跨悬索桥动力特性的影响[J]. 上海公路, 2010(4)
- [25] Weichen Xue, Sheng Liu. Design optimization and experimental study on beam string structures [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009
- [26] 彭容. 牛腿的构造与计算[J]. 铁道勘测与设计, 2008(4)
- [27] 王浩. 浅谈桥梁支座[J]. 黑龙江交通科技, 2011
- [28] 胡建华, 侯文崎, 叶梅新. PBL 剪力键承载力影响因素和计算公式研究[J]. 铁道科学与工程学报, 2007, 4(6)
- [29] 吕志涛. 高性能材料 FRP 应用与结构工程创新[J]. 建筑科学与工程学报, 2005, 22(1)

## 第三章 梁桥体系

### 3.1 梁桥体系的发展

梁桥是所有桥梁体系中最基本的一类，按照受力特点的不同可以分为简支梁桥、悬臂梁桥、连续梁桥和刚构桥等几种桥型。梁桥的雏形在古代已经出现，然而近现代的新材料、新施工技术和新设计理论的出现，大大带动了梁桥体系的发展，赋予各种梁桥体系新的内涵。

#### 3.1.1 古代梁桥体系

据史料记载，我国在周代（公元前 11 世纪～前 256 年）已建有梁桥和浮桥。春秋战国时期（公元前 332 年）多孔桩柱式梁桥已遍布于黄河流域。从秦汉时期开始到以后的很长一段时期里，我国修建了大量石梁桥。中国陕西省西安附近的灞桥原为石梁桥，建于汉代，距今已有 2000 多年历史。公元 11～12 世纪南宋泉州地区先后建造了几十座较大型石梁桥，其中有洛阳桥、安平桥。其它国家历史上也都曾建造过木、石梁桥，如英国达特穆尔现存的石板桥，有的已有 2000 多年历史。古巴比伦王国在公元前 1800 年建造了许多单跨木桥，总桥长达 183 米。古罗马在公元前 621 年建造了跨越台伯河の木桥。这些都是简支梁桥的雏形。

古代的桥梁大多由木、石建造，跨径不大。为了增大跨径，古代的桥梁建造者们发明了伸臂木梁桥和八字支承木梁桥，其结构体系示意如图 3-1~3.2 所示，它们的受力模式与后来出现的悬臂梁、连续梁非常相近，利用了“变截面”的概念。中国 3 世纪在甘肃安西与新疆吐鲁番交界处建有伸臂木桥，“长一百五十步”。公元 405～418 年在甘肃临夏附近河宽达 40 丈处建悬臂木桥，桥高达 50 丈。16 世纪意大利的巴萨诺桥为八字支承木桥。虽然伸臂木桥和八字支承木桥可视为现代悬臂梁桥和连续梁桥的雏形，但也只是工匠们的经验积累和传承，并没有真正意义上的理论指导。

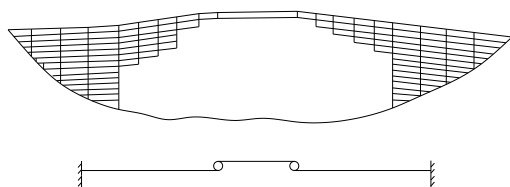


图 3-1 伸臂木梁桥示意图

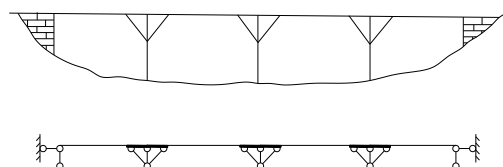


图 3-2 八字支承木梁桥示意图

#### 3.1.2 近代梁桥体系

18 世纪铁和水泥的发明，为桥梁提供了新的建筑材料。19 世纪 50 年代以后，出现了混凝土和钢材。于 19 世纪 70 年代建成了钢筋混凝土桥。随着桥梁建设经验的不断充实，桥梁理论也得到了促进和发展。1857 年圣文南在前人对静力学和材料力学研究的基础上，提出了较完整的梁理论。在这个时期连续梁和悬臂梁的理论也逐步建立起来。桁架梁的分析问题(如华伦桁架和豪氏桁架的分析方法)得到了解决。19 世纪 70 年代后经德国人 K.库尔曼、英国人 W.J.M.兰金和 J.C.麦克斯韦等人的努力,结构力学获得很大的发展,能够对桥梁在荷载作用下发生的力学行为进行分析。正是由于新型建筑材料的相继出现和力学理论不断发展,才推动了连续梁和悬臂梁等梁桥体系的发展。

19 世纪中期出现了根据力学理论设计的真正意义上的悬臂梁桥。英国人根据中国西藏木悬臂桥式，提出锚跨、悬臂和悬跨三部分的组合设想，并于 1882～1890 年在英国爱丁堡



福斯河口建造了铁路悬臂梁桥。这座桥共有 6 个悬臂,悬臂长为 206 米,悬跨长为 107 米,主跨跨径达到 519 米,如图 3-3 所示。它由三个巨大的 T 字形悬臂钢桁梁组成,每两个悬臂梁之间还带有一根简支挂梁。20 世纪初期,悬臂梁桥曾风行一时,如 1901~1909 年美国建造的纽约昆斯堡桥,是一座锚跨为 190 米、悬臂为 150 和 180 米、主跨为 300 米和 360 米的悬臂梁桥。1900~1917 年加拿大建造的魁北克桥也是悬臂钢桥。1933 年建成的丹麦小海峡桥为五孔悬臂梁公路铁路两用桥,跨径为 137.50+165+200+165+137.5 米。

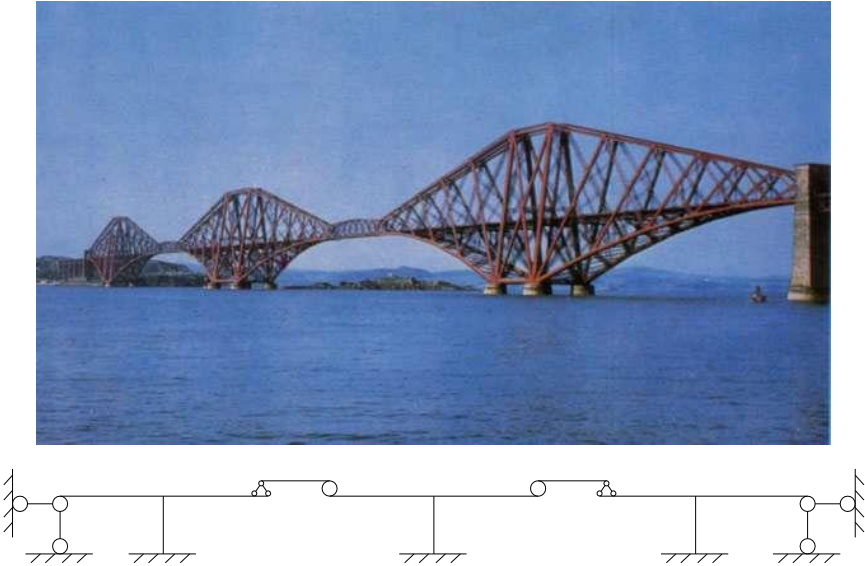
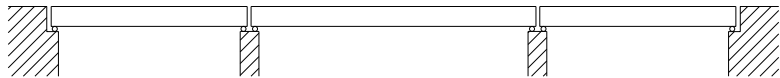


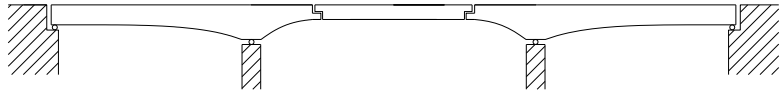
图 3-3 福斯悬臂梁桥

### 3.1.3 现代梁桥体系

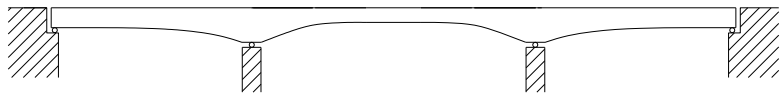
20 世纪 30 年代,预应力混凝土和高强度钢材相继出现,力学方面的研究取得了巨大的进展,使预应力混凝土桥和钢桥得以蓬勃发展。新材料和理论的发展也赋予梁桥体系新的内涵,不仅增大了简支梁、悬臂梁、连续梁等各种梁桥的跨径,还促使了刚构等新的梁式体系出现。工程中常见的梁式体系有简支梁、悬臂梁、连续梁、T 形刚构和连续刚构等,如下图所示。



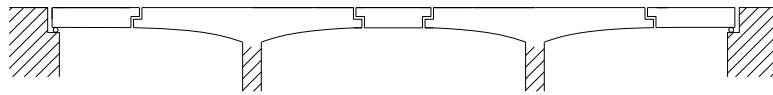
(a) 简支梁桥



(b) 悬臂梁桥



(c) 连续梁桥



(d) T 形刚构



(e) 连续刚构

图 3-4 各种梁桥体系

简支梁桥是最简单的结构体系，主梁搭设在两个桥墩之间，墩梁之间设有支座，如图 3-4(a)所示。20 世纪六七十年代建造的简支梁，多为钢筋混凝土简支 T 梁桥，其跨径通常为 20 米左右。随着预应力技术的广泛使用，简支梁桥的跨径得到大幅提升。上世纪八十年代在黄河上修建的几座预应力混凝土简支 T 梁桥，如洛阳黄河大桥、郑州黄河大桥和开封黄河大桥，跨径都在 50 米左右。1988 年建成的浙江瑞安飞云江大桥，跨径组合为  $(18 \times 51 + 6 \times 62 + 14 \times 35)$  米，是中国最著名的简支梁桥之一，如图 3-5 所示。但是，过大跨径的简支梁，其主梁过大，既增加了造价，又加大了吊装难度。简支梁的跨径一般在 40 米以内较为经济合理。

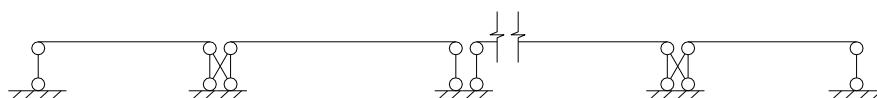


图 3-5 瑞安飞云江大桥

悬臂梁桥是由支点处向两边自由悬出的简支梁作为上部主要承重构件的梁桥，如图 3-4(b)所示。早在 1964 年联邦德国就在柯布伦茨建成了主跨为 209 米的本多夫桥；1972 年日本建成的港大桥为悬臂梁钢桥，由 235 米锚孔和 162 米悬臂、186 米悬孔所组成；1976 年日本又建成了滨名桥，主跨达到 240 米；而 1979 年巴拉圭建造了主跨为 270m 的三跨 T 构桥，至今为止仍为世界上跨度最大的预应力混凝土悬臂梁桥。1980 年中国建成的重庆长江桥，主跨为 174 米，也是一座公路预应力混凝土悬臂梁桥，如图 3-6 所示。悬臂梁桥的优点是结构静定，内力不受温度、地基沉降等作用的影响，然而由于其复杂的牛腿构造和过多的接缝影响了设计和通行，悬臂梁桥已经逐渐淡出人们的视野，被连续梁、刚构桥所取代，因为后两者的受力性能更好，构造更简单。

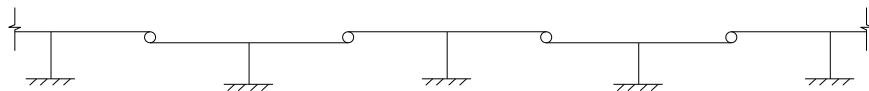


图 3-6 重庆长江桥

连续梁桥是主梁在桥墩上连续支承并与桥墩以铰的方式连接的梁式桥,属于超静定结构体系,如图 3-4(c)所示。1966 年建成的法国奥莱隆桥,是一座预应力混凝土连续梁高架桥,共有 26 孔,每孔跨径为 79 米。同年美国完工的俄勒冈州阿斯托里亚桥,是一座连续钢桁架梁桥,跨径达 376 米。日本、俄罗斯也于 1966 年分别建造了一些钢和预应力混凝土连续梁桥。1968 年我国建成的南京长江桥,是一座公路铁路两用的连续钢桁架桥,正桥为  $128+9\times 160+128$  米,全桥长 6 公里(见图 3-7)。后来的二三十年内,我国相继建造了多座大跨度预应力混凝土连续梁桥。1995 年,云南建成了主跨 154m 的六库怒江大桥,是当时国内同类桥梁中跨径最大的。而 1994 年在挪威建造的法罗德 2 号桥,主跨跨径 260m,是目前世界上跨径最大的预应力混凝土连续梁桥。

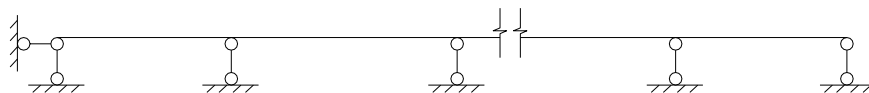


图 3-7 南京长江大桥

刚构桥是主梁与桥墩刚性连接并与桥墩一起形成刚架的梁桥,分为 T 形刚构和连续刚构,如图 3-4(d)和(e)所示。刚构桥结合了连续梁和悬臂梁的优点,因此得到了迅速推广。1974 年法国建成欢迎博诺姆桥,主跨径为 186.25 米;1985 年澳大利亚修建了门道桥,主跨跨径为 260m。我国于 1988 年建成的广东洛溪大桥(主跨 180 米),开创了我国修建大跨径连续

刚构桥的先例，十多年来，连续刚构梁桥在我国得到了迅猛的发展。1997 年建成的虎门大桥副航道桥（主跨 270 米）为当时 PC 连续刚构世界第一，如图 3-8 所示。1998 年挪威建成了后来主跨世界第一的 stolma 桥（主跨 301 米，如图 3-8 所示）和世界第二的拉夫特桥（主跨 298 米），将 PC 连续刚构桥跨径发展到顶点。2006 年我国在重庆修建的石板坡长江大桥复线桥又将连续刚构桥的跨径记录刷新到 330 米。



图 3-8 挪威 stolma 桥

随着理论技术的不断提升，除了上述常见的体系外，这一时期还出现了无伸缩缝梁桥、索辅梁桥等一些特殊的梁桥体系。

上世纪 90 年代以来，美国建造了大量的无伸缩缝梁桥，以节省伸缩缝的维护费用，保证行车平顺。1998 年在田纳西州 50 号公路上建成的 Happy Hollow 桥，是一座全长 358m 的无伸缩缝曲线梁桥，如图 3-9 所示。桥梁各跨长度从 39.3m 至 42.7m 不等，采用双柱式墩，墩高为 15.5~27.7m。

脊骨梁桥是以单个或多个小型主梁带大挑臂的板式结构，配以纤细的柱式桥墩，具有材料用量少、桥下空间大、施工进度快和外观轻盈美观等优点。1970 年美国旧金山建成的国际机场高架，是最早的脊骨梁桥。1980 年，美国华盛顿又建成了戴尼溪桥，标准主跨 57.3m，全长 1103m，如图 3-10 所示。随后这类桥型被各国引进并不断改进。



图 3-9 美国 Happy Hollow 桥



图 3-10 美国戴尼溪桥

此外，一些学者还提出了“索辅梁桥”的设计理念，即利用缆索协助梁体受力，梁、索各承担一定比例的荷载作用。本书第五章、第六章涉及的矮塔斜拉桥、自锚式悬索桥即是“索辅梁桥”的一些特例。



### 3.2 体系组成与受力特性

#### 3.2.1 梁桥体系的组成

梁桥通常是由桥面构造、主梁、支座、墩台和基础五部分组成的，其中桥面构造、主梁和支座统称为上部结构，而墩台和基础则统称为下部结构。上部结构的总体构造（以 T 梁为例）如图 3-11 所示。

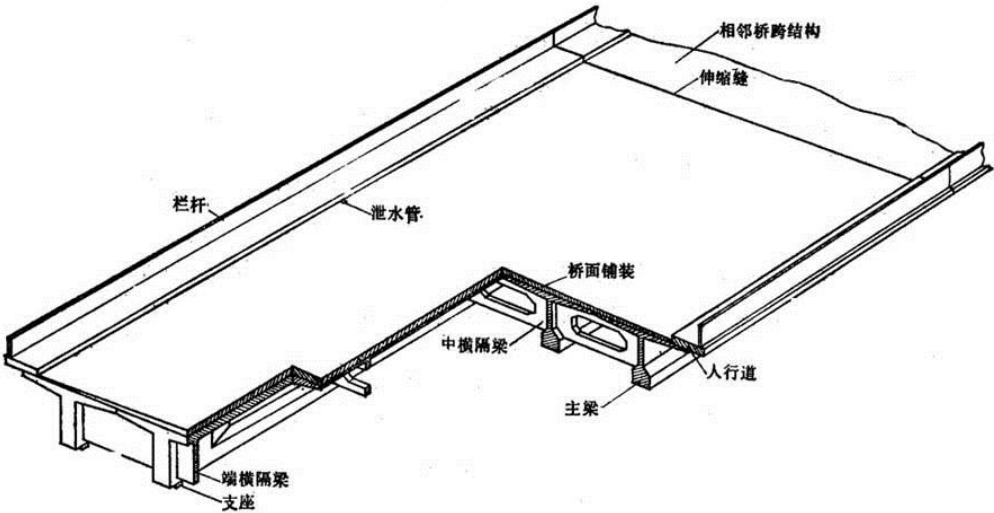


图 3-11 梁桥上部结构构造

桥面构造包括桥面铺装、栏杆、人行道、分隔带、排水防水系统和照明系统等，其对主体结构起保护作用，同时也是保障桥面通行的基本设施。主梁是梁桥实现跨越能力的主要构件，直接承受自重和车辆荷载，表现为弯曲受力状态。支座是连接桥梁上下部结构的重要构件，它能将主梁的反力和变形可靠地传递给桥梁下部结构。桥梁墩台的功能是抬高主梁，从而实现联通道路、桥下通航、通车等功能，它们承受上部结构传来的荷载，并通过基础又将此荷载及本身自重传递到地基上。基础是桥梁结构直接与地层（称为地基）接触的最下面部分，其作用是将主梁、墩台所传递的荷载及自重等传至地基。基础一般承担较大的竖向压力和弯矩。

#### 3.2.2 梁桥的基本受力性能

梁桥体系的形式多样，但传力机理是基本一致的。以最常见的简支梁桥为例，其传力途径是：车辆和行人荷载→桥面构造→主梁→支座→墩台→基础，如图 3-12 所示。

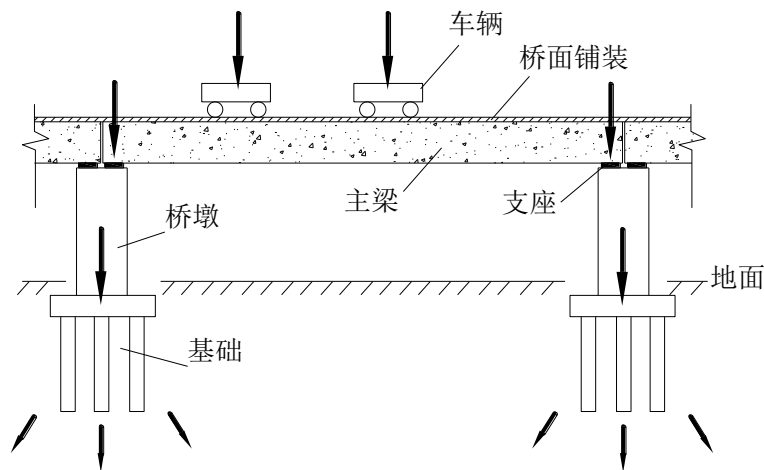


图 3-12 简支梁桥的传力示意图

桥面铺装桥梁恒载中占有相当的比重，特别是对于小跨径的梁桥尤为显著，故应尽量设法减轻铺装的自重。根据经验，高速公路和一级公路上的特大桥、大桥的桥面铺装宜采用沥青混凝土桥面铺装，厚度不小于 70mm；二级及以下公路桥梁的沥青混凝土桥面铺装厚度不宜小于 50mm，水泥混凝土桥面铺装层（不含整平层）的厚度不宜小于 80mm。

桥面铺装一般采用柔性材料，不能参与结构受力，因此主梁成为结构体系中的主要受力构件。梁桥的水平力通常较小，主梁主要承受弯矩作用，同时在端部还承受较大的剪力。主梁在跨中会产生较大的挠度，在端部则产生转角。

由于梁内弯矩较大，通常主梁需要用抗拉、压性能好的材料（如钢、木、钢筋混凝土等）来建造。木桥使用寿命不长，除了战备需要或临时性桥梁外，一般很少采用。目前在公路上应用最广的是混凝土梁桥。由于弯矩使主梁截面一侧受压一侧受拉，因此对于较大跨度的混凝土梁桥，应通过合理布置预应力束改善结构受力，提高跨越能力。当然对于大跨径或承受很大荷载的情况也可建造钢桥。混凝土梁桥常见的横截面有板式、肋梁式和箱形三大类型，而钢桥主梁除了工字梁、箱梁外，常见类型还有桁架梁。

随着交通流量的不断扩大，现代梁桥的桥面也越来越宽。对于装配式 T 形梁桥而言，为了将各根主梁相互连接成整体，通常需要设置横隔梁。横隔梁的刚度越大，桥梁的整体性越好，在荷载的作用下各主梁就能更好地共同工作。

桥梁支座应该满足以下功能要求：具有足够的承载能力，以保证安全可靠地传递竖向荷载；有恰当的变形能力以符合主梁的变形要求；便于安装、养护、维修和更换。支座的分类方法很多，就变位方式而言，梁桥的支座一般有固定支座和活动支座两种。固定支座既要固定主梁在墩台上的位置，并传递竖向压力和水平力，又要保证主梁发生挠曲时在支承处能自由转动。活动支座只传递竖向压力，但它要保证主梁在支承处既能自由转动又能水平移动。

桥墩一般是指多跨桥梁的中间支承结构物，它除了承受上部结构的竖向力、水平力和弯矩外，还要承受流水压力、风力，以及可能出现的地震力、冰压力，船只或漂浮物的撞击力。桥台除了支承桥跨结构外，它又是衔接两岸线路的构筑物；它既要挡土护岸，又要承受台背填土及填土上车辆荷载所产生的附加侧压力。因此，桥梁墩台不仅本身应具有足够的强度、刚度和稳定性，而且对地基的承载力、沉降量、地基与基础之间的摩阻力等也有一定要求，以避免在这些荷载的作用下有过大的水平位移、转动或沉降发生。

基础一般承担较大的竖向压力和弯矩。在梁桥体系中最常见的基础形式为浅基础和桩基。天然地基上的浅基础是最为常用的基础类型，包括刚性扩大基础、柱下独立基础等。浅基础造价便宜，设计简单并且施工方便，但当地基浅层土质不良时，采用浅基础可能无法满

足建筑物对地基强度、变形和稳定性方面的要求，此时往往采用桩基。桩基具有承载力高、稳定性好、沉降量小、施工方便等特点。

根据梁桥的基本受力性能，在梁桥的结构分析中，桥面铺装一般仅作为荷载考虑；主梁、桥墩可用梁单元模拟；而支座和基础则常常简化为梁端、墩底的约束。为了便于计算往往不计基础的柔度，将墩底作为固结边界考虑，同时将沉降量作为边界的强迫位移施加到墩底。但对于连续刚构等基础刚度对结构受力影响明显的梁式桥，必须明确地质条件，用弹簧单元来模拟基础刚度。图 3-13 是通常情况下的简支梁桥平面计算图式。

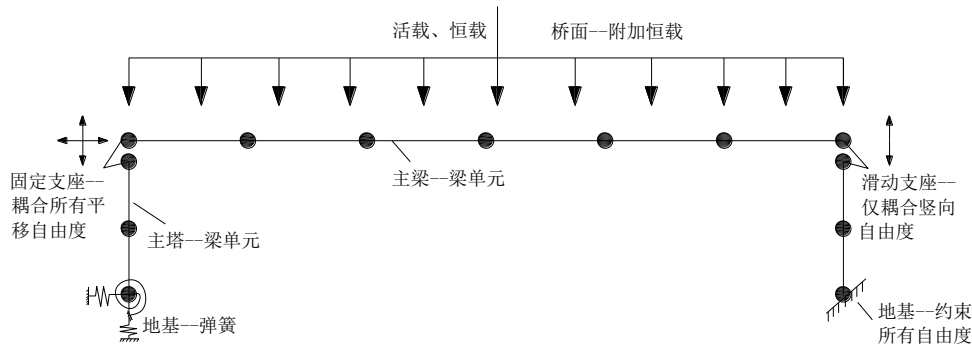


图 3-13 简支梁桥简化计算图式

在针对梁桥结构体系展开研究时，上部结构通常是讨论的重点。但这并不意味着下部结构不重要，有时候下部结构的造价比上部结构还要昂贵，因此桥墩的力学性能往往也需要格外关注。

### 3.3 体系参数及其对受力形态的影响

梁桥体系是所有桥梁结构中最简单，但同时也是工程使用最多的体系，尤其是在大规模的城际高速公路和城市高架桥中，梁桥占有相当多的份额。梁桥结构形式简单，其结构设计最易被设计成成套的标准图纸，被整条路线大范围采用。正因为这样，对梁桥体系参数的把握更是不容忽视，即使一些细微的改进就有可能带来很大的经济效益，而一个错误的方案则会导致一连串的安全隐患或浪费，日后的维修费用也会大大增加。

结构体系是结构功能、外形及其受力形态的统一。从结构体系的前两层次已经可以将讨论对象聚焦到梁桥，并且根据外形的不同可进一步细分为单跨、多跨、等截面、变截面梁桥。然而除此之外梁桥还存在很多不同的形式，它们的受力形态也各不相同。如何才能做到因地制宜地选择桥型，并设计成安全的、经济的、美观的梁桥方案，这就需要在结构体系的受力形态层次上来探讨各类梁桥的力学性能。

#### 3.3.1 梁桥体系分类

梁桥体系结构受力形态的最主要影响因素（称为体系参数）可归纳为以下三个方面。

首先是结构内部主要受力构件间的连接（或传力）形式。以下图所示的受四个桥墩支承的梁桥基本模型为例，当梁体之间在支承处相互铰接（或断开），且梁体与桥墩之间为滑动连接时，则是三跨简支梁（图 3-4a）；当梁体在跨内铰接，且梁体与桥墩之间为滑动连接时，则是三跨悬臂梁（图 3-4b）；当梁体在各处均为固接，且梁体与桥墩之间为滑动连接时，则是三跨连续梁（图 3-4c）；若梁体与桥墩在各处均为固接，则是三跨连续刚构（图 3-4e）；若梁体与桥墩固接，而梁体在各跨中间均为铰接，则是 T 形刚构（图 3-4d）。

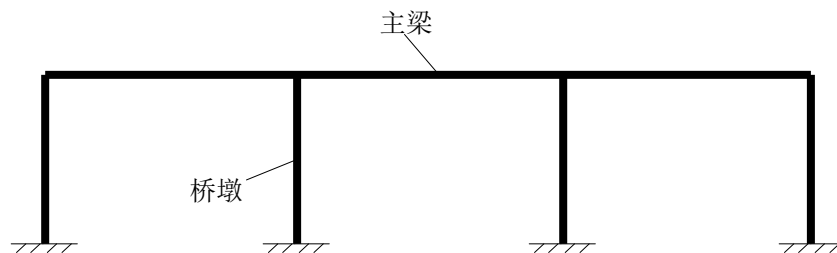


图 3-14 四个桥墩支承的梁桥基本模型

其次是外界对结构体系的约束。为了减小温度、收缩徐变等作用对梁体产生的不利影响，在梁体的一侧（或两侧）通常会设置滑动支座。而当上述附加作用相对较小时，亦可两端均设置纵向弹性约束成为无伸缩缝梁桥，此时结构的温度变形通过作为弹性约束的桥头搭板或路基来吸收。在竖向约束数量方面，同一位置设单个竖向约束时为独柱墩梁桥，横向设两个或两个以上竖向约束时则为多支座梁桥。约束数量对曲线梁桥的受力和直线桥梁的抗倾覆稳定性有显著影响，这一点将在 3.3.4 节阐述。

第三是结构内部主要受力构件之间的刚度分配，在梁桥体系中主要体现在主梁与桥墩之间的刚度分配上。对于连续刚构桥，常采用高墩、双壁墩等措施降低温度、收缩徐变等作用下的墩身弯矩。

据此，将梁桥体系的分类归纳于下表：

表 3-1 梁桥体系分类

结构外形	内部连接	外部约束	主要受力分配
单跨、多跨 等截面、变截面	支承处梁梁铰接、梁墩滑动（简支梁） 跨中梁梁铰接、梁墩滑动（悬臂梁） 梁梁固接、梁墩滑动（连续梁） 梁梁固接、梁墩固结（连续刚构） 跨中梁梁铰接、梁墩固结（T 形刚构）	梁端滑动（有伸缩缝梁） 梁端弹性约束（无伸缩缝梁） 单个横向约束（单支座梁） 多个横向约束（多支座梁）	柔性墩（高墩梁、双壁墩梁）

### 3.3.2 梁桥的主要力学指标

在讨论结构体系参数对梁桥受力形态的影响前，首先应该明确梁桥体系最重要的力学指标，即最关心的力学量是哪些。结构体系的力学指标非常多，找出对梁桥影响最大的一些指标将有助于我们剔除纷繁的次要因素，把握重点，理清思路。

主梁以受弯为主，受剪次之，几乎不受轴力。对于钢筋混凝土梁桥，当弯矩过大时会导致混凝土梁体开裂甚至钢筋屈服，影响使用性能、威胁结构安全。当梁体支点剪力过大时，会导致梁端主拉应力超标，引起斜向裂缝。同时为了保证行车舒适，结构的刚度即主梁的最大竖向挠度也需要加以控制。

桥墩主要承受着上部结构传来的轴力、弯矩和剪力。梁式桥的桥墩一般情况下多采用混凝土建造，其抗压能力较强，梁桥的跨径有限，轴力通常不是桥墩的控制因素；而弯矩过大时则可能导致墩体开裂或整体倾覆；此外，在地震作用下，桥墩还会承受较大的剪力作用。

综上，梁桥主要的力学指标可归为：主梁弯矩、剪力、挠度和桥墩弯矩、剪力。本书限于篇幅，将仅围绕主梁弯矩、挠度和桥墩弯矩展开讨论。对于不同的力学问题，重点关心的力学指标是不同的。例如在内部连接的问题上，仅重点关注主梁弯矩和挠度，对桥墩的受力可不予考虑；而在刚度分配的问题上，则除了对主梁受力的考虑外，还需要重点关注桥墩的弯矩。



### 3.3.3 内部连接

按照梁体与梁体、梁体与桥墩连接方式的不同，可以将梁桥分为：简支梁、悬臂梁、连续梁、连续刚构和  $T$  形刚构。

设一个三跨简支梁桥的主跨跨径为  $l$ ，其所受恒载集度为  $g$ ，线活载集度为  $q$ ，集中活载为  $P$ ，挂孔长度为  $l_e$ ，截面抗弯刚度为  $EI$ ，则结构在恒载作用下的主跨跨中弯矩为  $\frac{1}{8}gl^2$ ，跨中挠度为  $\frac{5gl^4}{384EI}$ ；活载作用下主跨跨中的最大弯矩为  $\frac{1}{8}ql^2 + \frac{1}{4}Pl$ ，跨中挠度为  $\frac{5ql^4}{384EI} + \frac{Pl^3}{48EI}$ 。其弯矩图如下图所示。

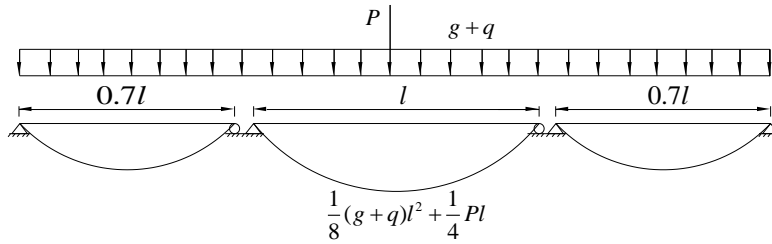


图 3-14 简支梁桥弯矩图

由上图可知简支梁只承受正弯矩作用，跨中弯矩值较大，通常控制设计。当跨径增大时，恒、活载作用下的跨中弯矩及支点剪力将急剧增大，当恒载弯矩所占比例相当大时，结构能承受活载的能力就减小。在钢筋混凝土简支梁桥中，常用的经济合理跨径在 20m 以下。为了提高简支梁桥的跨越能力，常采用预应力混凝土结构。我国预应力混凝土简支梁标准跨径在 40m 以下，通常简支梁跨径不宜大于 50m，否则桥形会显得过于笨重，并且给装配施工带来困难。

简支梁是静定结构，结构内力不受地基变形的影响，能适用于地基较差的桥址，此外体系温变、混凝土收缩徐变、张拉预应力等均不会在结构中产生附加内力。对多孔简支梁桥，相邻桥孔各自单独受力，便于预制、架设，简化施工管理，施工费用低。因此，简支梁在城市高架桥、跨河大桥的引桥中被广泛采用。

对于三跨悬臂梁，同样取上述结构参数，并且设悬臂长度为  $l/4$ ，则恒载作用下主跨跨中的正弯矩为  $\frac{3}{80}gl^2$ ，支点处负弯矩为  $\frac{7}{80}gl^2$ ，主跨跨中挠度为  $\frac{gl^4}{480EI}$ 。恒载作用下的弯矩图如下图所示。

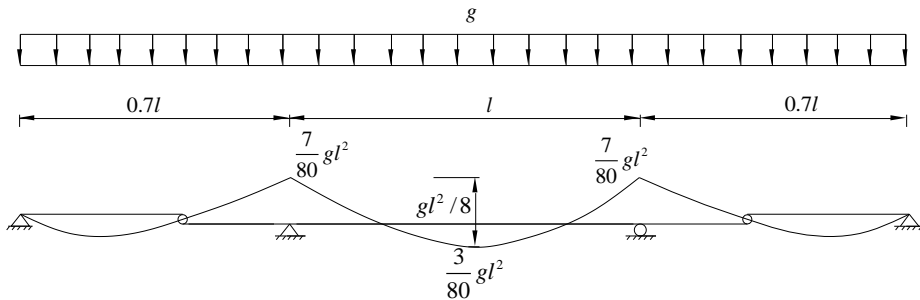


图 3-15 双悬臂梁的恒载弯矩图

活载布置按影响线加载。主跨跨中最大正弯矩对应的布置形式是线活载在主跨满布，集

中活载施加在跨中；支点负弯矩对应的布置形式是活载在边跨满布，集中力作用于悬臂端，如下图所示。从加载图式中可以发现双悬臂梁主跨跨中的最大正弯矩和挠度与简支梁相同。

在边跨满布活载时，支点处最大负弯矩为  $\frac{9}{160}ql^2 + \frac{1}{4}Pl$ 。

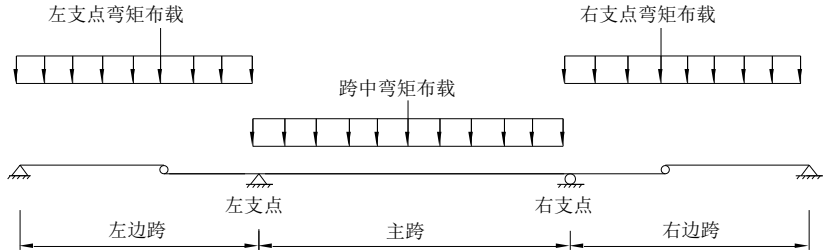


图 3-16 双悬臂梁桥的布载示意图

由上可知，恒载状态下由于边跨恒载的作用，对主跨弯矩起到了明显的卸载作用，悬臂梁桥主跨弯矩仅为简支梁桥的 30%。而原来简支梁支点处的弯矩为零，在悬臂梁桥中变为  $M_s = \frac{7}{80}gl^2$ 。可见，悬臂梁桥的恒载弯矩图相当于是在简支梁弯矩图基础上整体上移了一个

$M_s$ ，弯矩图形状未变，图形矢高仍为  $\frac{1}{8}gl^2$ 。这种变化将整个截面的弯矩分布调整得更为均匀，从标志材料用量的弯矩图面积大小（绝对值之和）来看，悬臂长度为主跨跨径的 1/4 时，悬臂梁主跨弯矩图面积仅为简支梁的 1/3.2。此外由于挂梁的跨径比简支梁边跨跨径大为减小，因此弯矩值也骤减。按照图 3-16 中的跨中弯矩布载工况容易知道，活载作用下双悬臂梁桥主跨跨中弯矩与简支梁的相同，并不因为存在悬臂端而减小。而带有挂梁的悬臂跨，弯矩值仅按挂梁跨径计算，因此其活载弯矩设计值也比简支梁小得多。由此可见，与简支梁相比，悬臂梁可以减小跨内主梁高度和减少材料用量，是比较经济的。

此外悬臂梁桥为静定结构，可在地基较差的条件下使用。在多孔桥中，墩上均只需设置一排支座，减小了桥墩尺寸。悬臂梁将结构的伸缩缝移至跨内，其变形挠曲线的转折角比简支梁变形挠曲线在支点上的转折角小，对平顺行车较有利。

但是，悬臂梁桥在实际桥梁工程中已很少采用。主要原因是桥梁结构体系的应用与施工方法有着较密切的关联，而判断体系的优劣同时还需顾及结构的使用性能。悬臂梁虽然在力学性能上优于简支梁，适用于更大跨径的桥型方案，但因跨径较大时，梁体重量过大不易装配化施工，而往往要在工费昂贵的支架上现浇。钢筋混凝土悬臂梁，还因支点负弯矩区段，不可避免地将产生裂缝，顶面虽有防护措施，也常因雨水侵蚀而降低使用年限。预应力混凝土悬臂梁桥虽无此患，并可采用节段悬臂法施工，但它同连续梁一样，支点因是简单支承，施工时必须采用临时固定措施。与连续梁相比，跨中还要增加悬臂与挂梁间的牛腿等构造，影响行车的平稳性。根据受力的需要，常用的牛腿构造有普通钢筋混凝土牛腿和预应力混凝土牛腿两种，如图 3-17 所示。从图中可见牛腿处梁高突变减小，截面凹折转角多，而要传递的集中力数值又非常大，所以牛腿受力非常复杂。

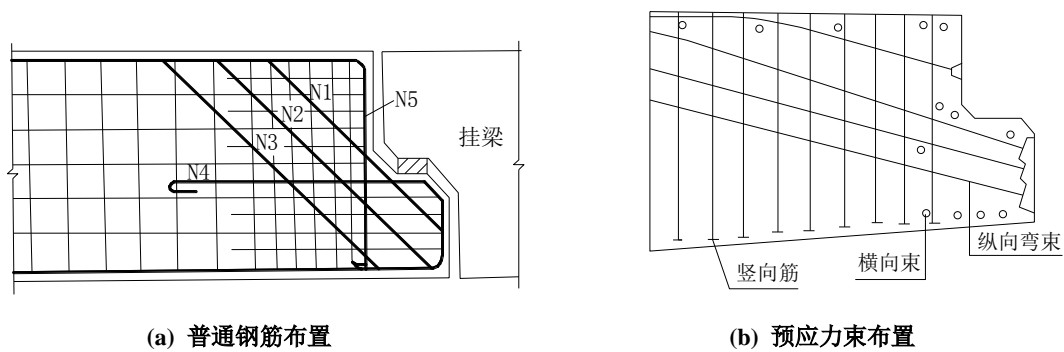


图 3-17 牛腿构造

随着悬臂梁桥逐渐淡出人们的视野，取而代之的是整体性能更优越的连续梁桥，尤其是预应力混凝土连续梁桥。悬臂施工法、顶推法、逐跨施工法运用在预应力混凝土连续梁桥的施工中，能充分利用预应力技术的优点使施工设备机械化，生产工厂化，从而提高了施工质量，降低了施工费用。

这里仍采用图 3-15 的跨径比例，即边跨为主跨的 0.7 倍。主梁在恒载作用下的受力情况与施工方法密不可分，若采用简支变连续的方法施工，则一期恒载（即主梁自重）作用下主梁的弯矩图与简支梁相同，二期恒载（如桥面铺装、防撞栏等）则由三跨连续梁承担。简支变连续方法较为复杂，不便于说明问题，这里讨论另一种施工方法——一次落架法。采用一次落架法施工时，恒载作用下连续梁主跨跨中的弯矩为  $0.0487gl^2$ ，跨中挠度为

$0.00348 \frac{ql^4}{EI}$ ，支点处负弯矩为  $0.0763gl^2$ 。连续梁恒载弯矩图如下图所示。

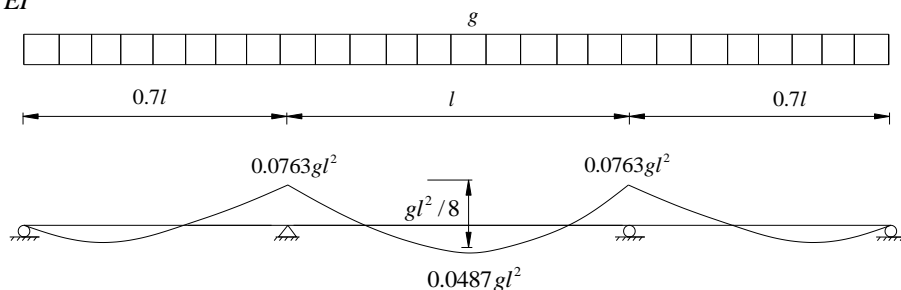


图 3-18 一次落架法施工时连续梁的恒载弯矩图

按照影响线加载，活载作用下的跨中弯矩为  $0.1648Pl + 0.0682ql^2$ ，跨中挠度为  $0.00592 \frac{ql^4}{EI} + 0.0102 \frac{Pl^3}{EI}$ 。在中跨和一个边跨同时布载时，支点最大负弯矩为  $0.0852Pl + 0.0844ql^2$ 。

从以上分析可以看出，连续梁在恒载作用下，由于支点负弯矩的卸载作用，跨中正弯矩显著减小，其弯矩图形与同跨悬臂梁相差不大。连续梁的跨中弯矩较悬臂梁有所增大，而支点负弯矩有所减少，从而使得截面弯矩更加均匀。如果悬臂梁的悬臂长度恰好与连续梁的弯矩零点相对应，则图 3-18 与图 3-15 的弯矩图就完全一样。需要指出，上面仅从一次落架的角度对比了两者的恒载弯矩，实际中的成桥弯矩是通过施工方法和支点反力调整来优化的，此处不再展开。在活载作用下，由于连续梁边跨的刚度贡献而使其对中跨弯矩效应仍然

有卸载作用，从这一点上讲连续梁比悬臂梁更优。连续梁由于结构刚度大，变形小，动力性能好，主梁变形的挠曲线平缓，有利于高速行车，因此得到了广泛的采用。

连续梁的跨数可根据实际需求进行调整，通常可以做成两跨或者三跨一联的，也可以做成多跨一联的。每联跨数增多，联长就要加大，受温度变化及混凝土收缩等影响产生的纵向位移也就越大，使伸缩缝及活动支座的构造复杂化；每联长度太短，则使伸缩缝的数目增加，不利于高速行车。连续梁较之简支梁桥的最大优点是边跨对主跨的卸载作用，图 3-19 分别给出了等跨径的简支梁、两跨、三跨、四跨、五跨和六跨连续梁，各跨跨径均为  $l$ ，主梁刚度均为  $EI$ ，主梁中跨均布活载  $q$  和中跨跨中集中活载  $P$  作用下的最大弯矩值。

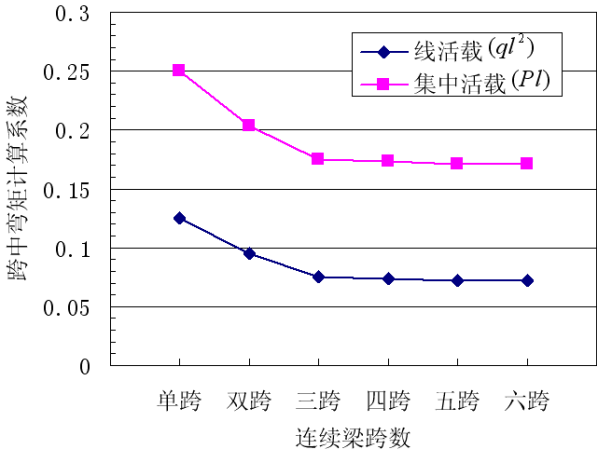


图 3-19 等跨径连续梁的边跨卸载作用

从上图可以看出，随着跨数的增加，边跨对中跨的卸载作用逐渐变大。从单跨简支梁变化到三跨连续梁，中跨最大正弯矩值减小很快，而四跨、五跨、六跨连续梁的最大正弯矩值则与三跨连续梁相近，虽仍有所减小但变化并不明显。三跨连续梁对伸缩缝的要求并不高，因此最常见的连续梁为三跨一联。当然有时需要考虑其它因素，例如在高速公路或铁路桥梁中为了充分发挥连续梁对高速行车平顺的优点，多采用多跨一联的连续梁。现代的伸缩缝及支座构造不断改进，梁体的连续长度已经达到 1000m 以上，如杭州钱塘江二桥公路桥为 18 孔一联预应力混凝土梁桥，跨径布置为 45m+65m+14×80m+65m+45m，连续长度为 1340m，如下图所示。



图 3-20 钱塘江二桥

连续梁是超静定结构，基础不均匀沉降将在结构中产生次内力，因此连续梁对地基沉降量的控制要求较为严格，通常宜用于地基土质较好或基础沉降均匀的场合。此外，箱梁截面局部温差，混凝土收缩、徐变及预应力均会在结构中产生次内力，增加了设计计算的复杂性。随着桥梁计算理论和计算机技术的迅速发展，这些设计上的问题已经不难解决，总的说来连续梁桥较之悬臂梁桥还是优点居多，因此才会逐步替代悬臂梁桥。

虽然由于一些显著的缺点使得悬臂梁桥往往不被采纳，但是它的一种衍生形式——T形刚构桥却应用较多，如图 3-4(d)。T形刚构是一种墩梁固结、具有悬臂受力特点的梁式桥，因墩上两侧伸出悬臂，形同“T”字，因而得名。由于悬臂梁承受负弯矩，T形刚构桥几乎都是预应力混凝土结构。20 世纪 50 年代至 70 年代期间发展了悬臂施工方法，这种方法与 T形刚构的受力特点十分吻合，使得预应力混凝土 T形刚构桥得以迅速发展。下图为带挂孔等截面 T形刚构悬臂施工方法的简化示意图。

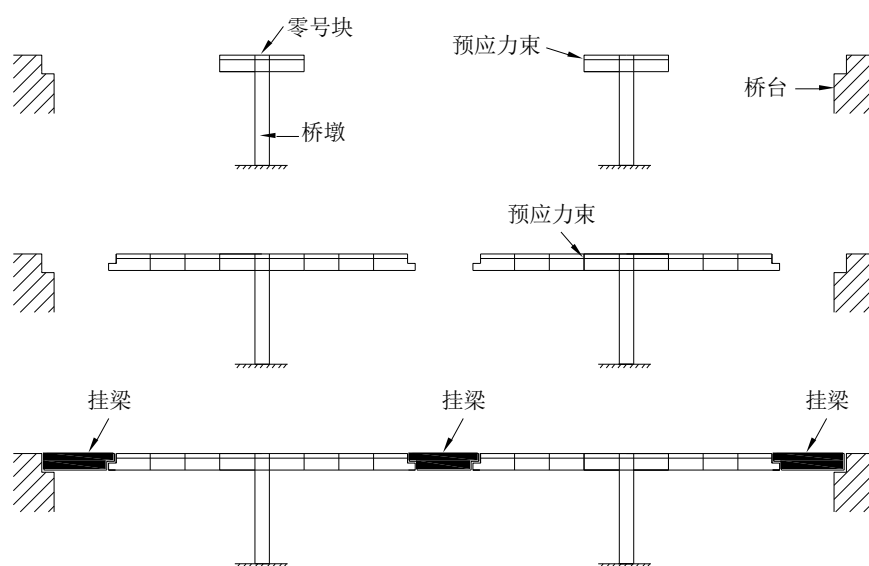


图 3-21 悬臂施工法施工的 T 形刚构

设主跨跨径为  $l$ ，边跨跨径为  $0.7l$ ，挂梁长度  $0.2l$ ，主梁刚度均为  $EI$ ，桥墩刚度为  $EI/5$ ，桥墩高度为  $0.5l$ ，为了保证施工时桥墩两侧弯矩平衡，应使两侧悬臂长度相等。荷载取值与上一节相同，并且均采用悬臂施工方法施工。在恒载作用下，带挂梁的 T形刚构桥的弯矩图如下图所示，其最大恒载弯矩为  $\frac{3gl^2}{25}$ ，跨中挠度为  $0.0058 \frac{ql^4}{EI}$ 。可以看出 T形刚构的受力特点是长悬臂体系，特别是在施工阶段全跨以承受负弯矩为主，预应力束可置于梁的顶面，这样就可与节段悬臂施工方法协调配合，为施工悬臂作业机械化、装配化提供了有利条件，尤其对跨越深水、深谷、大河、急流的大跨径 T形刚构更能获得满意的经济指标。预应力 T形刚构的常用跨径可在 60~200m，目前最大跨径已达 270m。

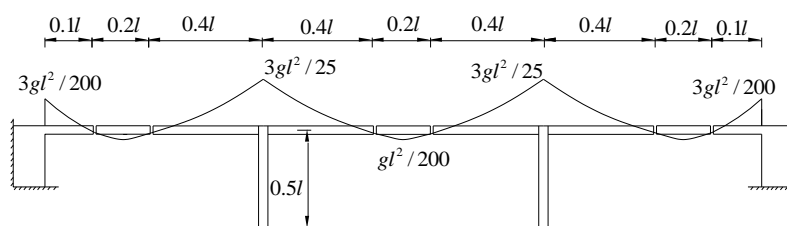


图 3-22 T 形刚构的恒载弯矩图

带挂孔的 T 形刚构是静定结构，虽由于各个 T 构单元单独作用而在受力和变形方面略差一些，但它受力明确，不受各种内外因素的影响，这方面性能优于带剪力铰的 T 构。因而，在国内主要采用带挂梁的 T 型刚构。此外 T 形刚构桥虽桥墩粗大，但在大跨径桥中省去了价格昂贵的大型支座。它在跨中有伸缩缝，行车条件虽不如连续梁，但由于上述各种因素，其综合的用材用量和施工费用却比连续梁经济。当然，在结构刚度、变形、动力性能方面 T 形刚构不如连续梁。

连续刚构桥结合了 T 形刚构和连续梁桥的特点，省去了挂梁、剪力铰、伸缩缝和支座等复杂构造，同时使得行车平顺。设跨径比例和截面特性不变，当连续刚构桥也用平衡悬臂施工方法施工时，其恒载内力图与上述 T 形刚构恒载内力图一致。在活载作用下，连续刚构的跨中最大弯矩为  $0.0627ql^2 + 0.1561Pl$ ，跨中最大挠度为  $0.0055 \frac{ql^4}{EI} + 0.0094 \frac{Pl^3}{EI}$ ，支点最大负弯矩为  $0.0717ql^2 + 0.0939Pl$ ，桥墩最大弯矩为  $0.0061ql^2 + 0.0091Pl$ 。为便于参考，表 3-2 列出了不同内部连接形式的梁桥的受力特性。

表 3-2 不同内部连接的梁桥受力性能

内部连接 力学指标		简支梁桥	悬臂梁桥	连续梁桥
恒载	跨中正弯矩	$0.125 gl^2$	$0.0375 gl^2$	$0.0487 gl^2$
	跨中挠度	$0.013 gl^4 / EI$	$0.0021 gl^4 / EI$	$0.0035 gl^4 / EI$
	支点负弯矩	0	$0.0875 gl^2$	$0.0763 gl^2$
活载	跨中正弯矩	$0.125ql^2 + 0.25Pl$	$0.125ql^2 + 0.25Pl$	$0.0682ql^2 + 0.1648Pl$
	跨中挠度	$0.013ql^4 / EI + 0.0208Pl^3 / EI$	$0.013ql^4 / EI + 0.0208Pl^3 / EI$	$0.0059ql^4 / EI + 0.0102Pl^3 / EI$
	支点负弯矩	0	$0.0563ql^2 + 0.25Pl$	$0.0844ql^2 + 0.0852Pl$
内部连接 力学指标		T 形刚构（带铰）	连续刚构	/
恒载	跨中正弯矩	0	0	/
	跨中挠度	$0.0083ql^4 / EI$	$0.0083ql^4 / EI$	/
	支点负弯矩	$0.125gl^2$	$0.125gl^2$	/
	桥墩弯矩	0	0	/
活载	跨中正弯矩	0	$0.0627ql^2 + 0.1561Pl$	/
	跨中挠度	$0.0189ql^4 / EI + 0.0425Pl^3 / EI$	$0.0055ql^4 / EI + 0.0094Pl^3 / EI$	/
	支点负弯矩	$0.125ql^2 + 0.25Pl$	$0.0717ql^2 + 0.0939Pl$	/

注：各计算模型的边中跨比例均为 0.7。

从上表可知，相同尺寸的连续刚构与连续梁相比，活载作用下的主梁跨中弯矩和挠度均有所降低，减小幅度约为 5%~9%。然而连续刚构的真正优势不仅在此，而是采用悬臂施工方法架设主梁，墩梁固结的构造可省去支座构造，可以节省桥梁造价和后续维护费用。

与 T 形刚构相比，连续刚构的结构刚度大为增加，活载作用下连续刚构的跨中挠度仅为 T 形刚构的 20%~30%。同时由于主梁刚度的增加，使得桥墩的弯矩值大为减小，从而可以减小桥墩的截面尺寸。主梁省去了剪力铰和挂梁等复杂构造，使得行车平顺，简化了设计

难度并节省了造价。

需要指出,连续刚构桥是前面介绍过的梁桥体系中超静定次数最多的桥型,在预应力、温度荷载、收缩徐变等作用下会产生较大的次内力,因此在设计时必须加以重视。但即便如此,连续刚构因其显著的力学和经济性能而在大跨梁桥中备受青睐。

近些年,一种受力性能介于连续梁和连续刚构桥之间的结构形式——连续梁-连续刚构组合体系桥逐步进入人们的视野。这类桥型在靠近中跨数孔采用墩梁固结的形式,而在靠近边跨数孔设置支座。这种结构特点使其既能增加联长又能适应矮墩等复杂桥位环境的限制,体现出较强的生命力。1993 年竣工通车的山东东明黄河公路大桥是我国首座连续梁-连续刚构组合体系桥,跨径组合为  $75\text{m}+7\times 120\text{m}+75\text{m}$ ,全联桥长达 990m。

以上是各种梁桥的综合受力性能,事实上不同体系的优劣还需要根据具体的结构用途、环境条件、施工方法和景观效果综合比较后进行评判。

### 3.3.4 外部约束

从纵向约束看,普通梁桥应至少在一侧设有纵向约束支座,其余为纵向活动支座,通过设置伸缩缝使梁体能够在纵桥向自由变形,以释放在整体温差、收缩等作用下的梁体轴向变形。无伸缩缝梁桥则是在主梁两侧端部均使用纵向弹性约束,梁体的轴向变形主要通过桥头搭板或路基来吸收。无伸缩缝梁桥立面如下图所示。

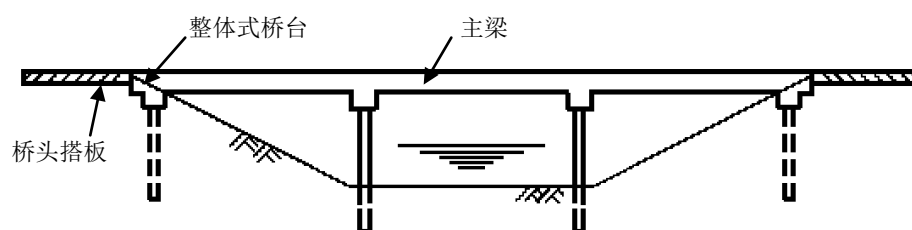


图 3-23 无伸缩缝梁桥立面图

这种桥梁虽然省去了伸缩缝装置,但梁体会承受由温度引起的轴力。因此,无伸缩缝桥梁的桥长不宜过大。

按照横桥向的竖向约束个数,可以分为单支座和多支座(包括双支座)等。普通直线梁桥常采用多支座,可同时限制竖向挠曲和扭转,受力方式明确。但对于一些建在市区的连续梁桥,为了达到桥下空旷、美观的目的,常常出现采用单支座的情况。由于在直线桥中单支座约束仅能限制竖向挠曲,不能限制扭转变形,因此相对于横向有多支座布置的梁桥,单支座直线梁桥的受力性能有很大的先天缺陷,主要体现在:

(1) 在偏心荷载作用下,由于扭转抗力的不足,单支座连续梁桥的边梁挠度远远大于普通连续梁桥,容易引起桥面开裂,结构整体性较差。

(2) 在车辆偏载作用下,独柱墩连续梁的梁体容易发生倾覆事故。目前执行的公路桥梁相关规范中,仅提及在偏载作用下内侧支座不得脱空,并未明确规定抗倾覆安全系数。然而目前我国载重车辆普遍存在超载现象,个别车辆超载甚至达到 200%~300%,且往往成队行驶。当这些超载车队沿桥梁边线行驶时,就极易致使梁体倾覆。2012 年 2 月的上虞春晖互通匝道桥(图 3-24a)、2012 年 8 月哈尔滨阳明滩大桥引桥上行匝道先后发生了倾覆事故(图 3-24b),再次警醒桥梁工程师们必须重视独柱墩单支座直线桥的抗倾覆问题。目前新版公路桥梁规范讨论稿中已经将抗倾覆安全系数明确为 2.5,但倾覆是稳定问题,这个系数仍显较小,所以桥梁工程师们仍然应该尽量避免在直线桥中采用横向单支座约束,尤其在多联长桥中应坚决避免。





(a) 上虞春晖互通匝道



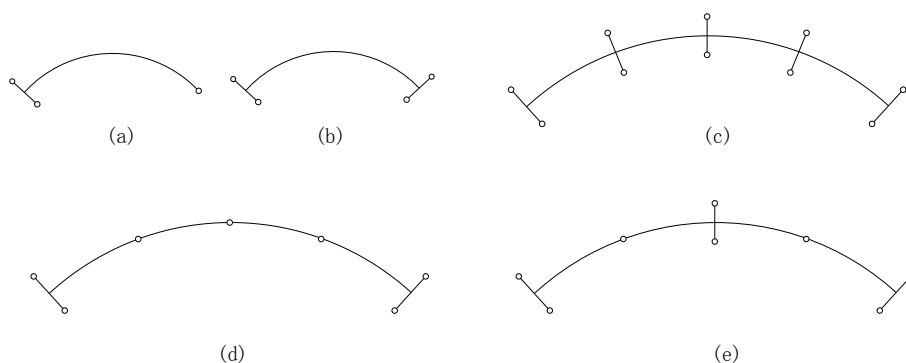
(b) 哈尔滨阳明滩大桥引桥匝道

图 3-24 梁桥的倾覆事故

与直线梁桥相比，曲线梁桥的竖向支承布置形式则较为灵活多样。

对于单跨曲线梁桥，可以采取的结构形式有简支静定结构、简支超静定结构（如图 3-22 所示）或者是采用两端均完全抗扭的支承。但在实际工程中静定形式的简支曲线梁桥是不可取的，因为不抗扭的梁端将产生扭转变形，这给设置伸缩缝带来了困难。采用何种支承形式，应根据具体设计条件而定。

对于连续曲线梁桥，从理论上讲所有支承均可采用点铰支承，但在荷载作用下梁端将产生扭转变形，从而在梁端与桥台墙背间产生上下相对变形，这将导致伸缩缝破坏。为了保证伸缩缝正常工作，一般在两端的桥台设置能够抵抗扭矩的支座，中间支承可以采用抗扭支承，或者点铰支承，或交替使用两种支承形式（如图 3-25 所示）。研究表明，对于曲线半径较小的梁桥，不论中间支承采用何种形式布置，对主梁弯矩和扭矩的分布和峰值影响均不大，仅对梁端扭矩分布有一些影响，此时中间桥墩采用独柱墩，可以在不大量增加上部结构造价的情况下节省下部结构的造价，同时还能改善桥下视野。但当曲率半径较大时，仍应尽量避免独柱墩的形式，否则，活载偏心所产生的扭矩大部分传递到相邻孔，所有中间孔的扭矩最终累积到梁端的抗扭支承上，梁端一侧支座可能产生上拔力，导致支座脱空引起梁体“蠕动”式倾覆。



(a)简支静定 (b)简支超静定 (c)全抗扭支承 (d)中间点铰支承 (e)抗扭与点铰支承交替

图 3-25 曲线桥的支承布置形式

在独柱墩较高的情况下，墩梁亦可采用“墩梁固结”的构造，充分利用桥墩的柔性来适应上部结构的变形要求，省去支座，也简化了桥墩连接处的施工。但在设计墩梁固结桥梁时必须考虑上部结构对桥墩受力的影响，保证桥墩有足够的强度。关于这一点，将在本章后续的

构件刚度分配的内容中讨论。

梁桥的横向约束也有固定和活动之分。对于直线梁桥，通常在一侧（如上游侧）均采用横向固定支座，而在另一侧（如下游侧）均采用活动支座。这样可以保证梁桥的横向稳定，同时又能释放掉因温差、收缩徐变等作用引起的横向应力。

对于曲线梁桥，其平面内变形可以分解为两个方向（如图 3-26 所示）：由温度变化和混凝土收缩引起的变形属于弧段膨胀或缩短性质，变形后圆心角不变，曲率半径由  $r_0$  变为  $r$ ；由预加力和混凝土徐变引起的属于切向变形，其曲率半径不变，圆心角由  $\varphi_0$  变为  $\varphi$ 。后者没有横桥向的变形，与通常的支座和伸缩缝布置不矛盾；但是温度变化和收缩在各活动支座处会同时引起纵桥向和横桥向的变形，给伸缩缝的活动带来困难。

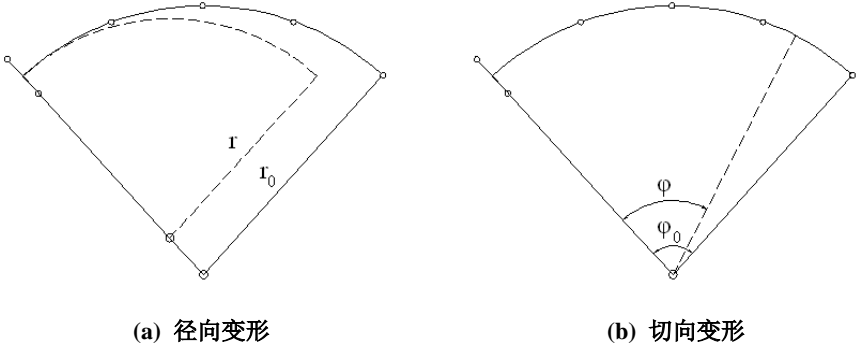


图 3-26 曲线梁桥的变形形式

为了限制曲线梁的横向变形，假如仍采用上述直线梁桥的支座布置，则桥墩和桥台将承受很大的横向水平力，必然增加下部结构的造价，同时主梁也要承担一定的横向弯矩。如果所有中间桥墩均设置多向活动支座（如图 3-27 所示），而在活动端仅限制径向位移，允许发生切向位移和平面扭转，径向约束力可显著减小，同时下部结构承担的横桥向弯矩也大大降低，而活动端的平面旋转角极小，保证伸缩缝的正常工作。

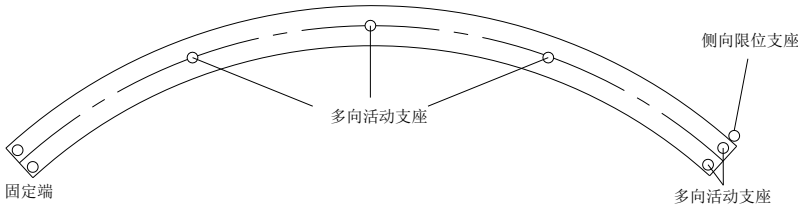


图 3-27 连续曲线梁横向支承布置

保证弯桥的纵向自由伸缩变形非常重要，因为，一旦纵向伸缩被限制，弯桥承受水平力，就像平面内的拱桥，桥墩也将在墩顶受水平力作用，导致梁、墩受力复杂。工程中有许多弯桥因此而导致破坏。所以，必须在设计中预留足够的伸缩缝变形量及支座允许变形量，在施工和使用过程中保证伸缩缝及支座的正常工作。

### 3.3.5 主要构件受力分配

梁体与桥墩固结的连续刚构桥，梁、墩二者的受力分配将由其相对刚度决定。

当墩柱较矮时常用双壁柔性墩，其双壁间保持一定的距离，构成较大的整体抗弯刚度，同时其纵向抗推刚度较小，可减小墩柱对中跨梁体的纵向约束，释放温度内力，同时双壁墩竖向提供的反力能削减梁体力矩的峰值。因此，在桥墩较矮的连续刚构中一般多采用双薄壁

墩柱的结构形式。与此相反，建造在山区峡谷中的高墩连续刚构，提高墩的刚度和稳定性应成为设计中关注的重点，此时桥墩常采用箱形截面。

下面分别从构件性能和全桥受力的角度讨论双壁墩和单壁墩的刚度。

#### 1. 单、双壁墩构件刚度对比

为了便于对比采用实心矩形截面，如下图所示，设单壁墩截面尺寸为  $B \times 2H$ ，双壁墩每支为  $B \times H$ ，墩高位  $L$ 。

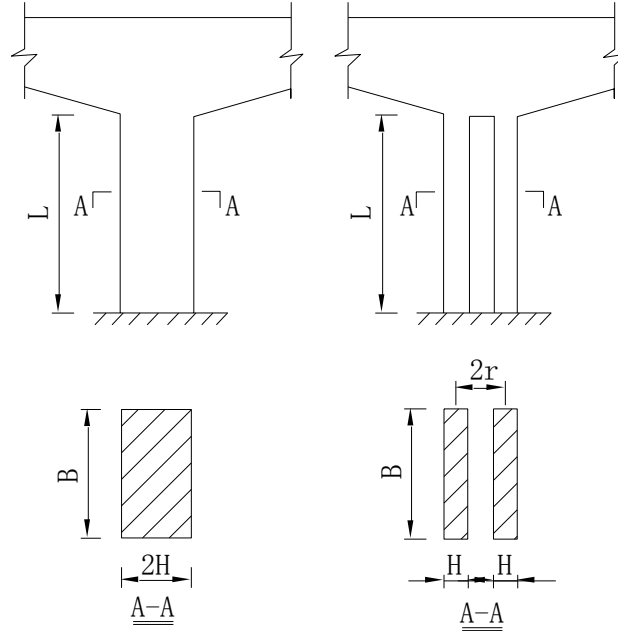


图 3-28 单壁墩与双壁墩的抗弯刚度对比

##### (1) 抗推刚度对比

单壁墩的顺桥向抗推刚度为：  $K_a = \frac{2EBH^3}{L^3}$

双壁墩的顺桥向抗推刚度为：  $K_b = \frac{EBH^3}{2L^3}$

由上两式可知双壁墩的抗推刚度仅为单壁墩的  $1/4$ ，因此采用双壁墩的连续刚构能有效地减小温度、混凝土收缩徐变和顺桥向位移对结构内力的影响。

##### (2) 抗弯刚度对比

单壁墩的顺桥向抗弯刚度为：  $I_a = B(2H)^3 / 12 = 0.667BH^3$

双壁墩的顺桥向抗弯刚度为：  $I_b = 2B(H)^3 / 12 + BH \cdot r^2$

令  $r=1H, 2H, 3H, 4H$  代入上式得  $I_b$  分别为  $1.167BH^3$ 、 $4.167BH^3$ 、 $9.167BH^3$ 、 $16.167BH^3$ ，

其中  $I_b$  分别为  $I_a$  的 1.75、6.25、13.75、24.2 倍，因此双壁墩能有效保证特大跨刚构桥在悬臂施工时的安全性。

##### (3) 抗扭刚度对比

设单壁墩和双壁墩在横桥向受到扭矩之后产生的扭角为  $\theta$ ，如图 3-28 所示。单壁墩受扭后产生扭角  $\theta$ ，则墩顶也将产生相应的扭角  $\theta$ ，从而产生抵抗扭矩  $M_{Ta}''$ 。

对双壁墩则不然，除了使各柱产生扭角外，同时还使各柱产生横桥向的相对位移，因此其抗扭能力由两部分组成，一是柱身扭转产生的抵抗扭矩  $M_{Tb}''$ ，二是由于墩身横桥向产生的横桥向水平力  $Q_b$ ，由此产生抵抗扭矩  $M_{Tb}' = Q_b \times 2r$ 。因此双壁墩抵抗扭矩的总和为： $M_{Tb} = M_{Tb}' + 2M_{Tb}'' = 2rQ_b + 2M_{Tb}''$ 。在图 3-27 设定的尺寸条件下，上式中  $2rQ_b$  的值显然大于单壁实心墩的抵抗扭矩  $M_{Ta}''$ ，它与  $r$  成正比。由此可见，双壁墩的抗扭能力比单壁墩更好。

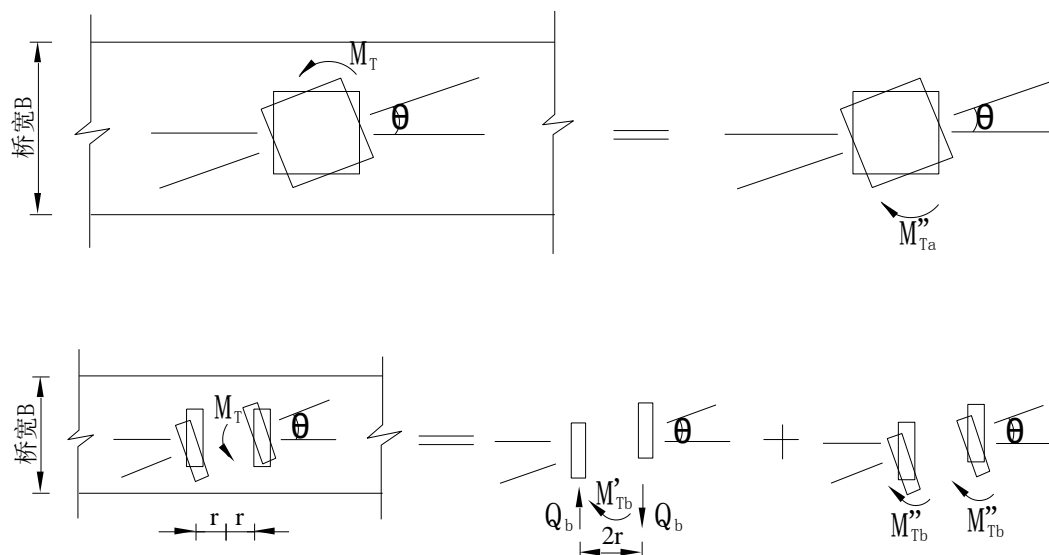


图 3-29 单壁墩与双壁墩的抗扭能力比较

## 2. 桥墩刚度对全桥受力性能的影响

决定桥墩刚度的参数主要有三个：墩壁数、壁厚和墩高。为了进一步说明双薄壁高墩的优点，下面给出一个具体算例。某连续刚构桥立面布置如图 3-29 所示，计算时设墩高  $h$  取 30m、50m、70m、90m 四种高度。主梁按变截面计算，根部梁高 5m，跨中梁高 2.2m，箱梁顶宽 12m，底宽 6m，顶板厚 22cm，腹板厚 32cm，底板厚 50~22cm。图 3-30 为墩身截面，壁厚采用 30cm、45cm 和 60cm 三种。

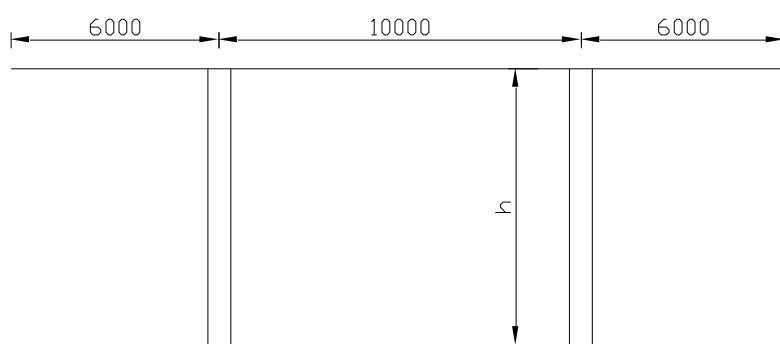


图 3-30 立面布置图(cm)

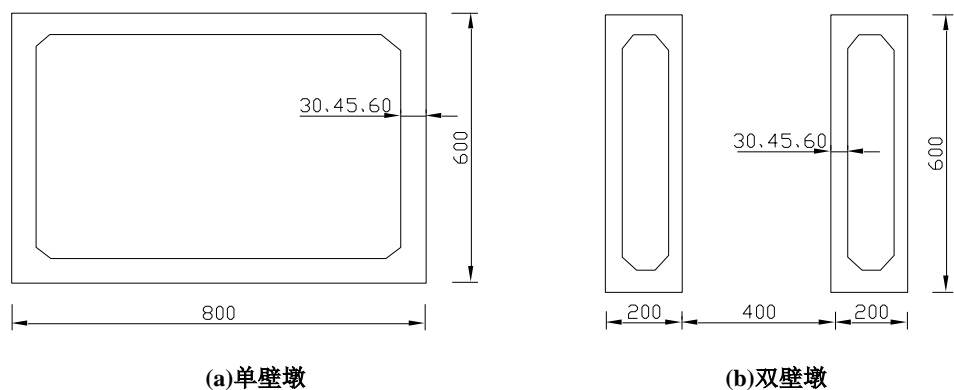


图 3-31 桥墩截面

### (1) 双壁墩与单壁墩的比较

表 3-3 列出了不同墩高情况下，采用单、双壁墩时上部结构成桥内力的变化情况（以壁厚 45cm 为例）。

表 3-3 单、双壁墩对上部结构成桥弯矩的影响(kN-m)

墩高(m) 受力部位	边跨最大弯矩		支点负弯矩		中跨最大弯矩	
	单壁墩	双壁墩	单壁墩	双壁墩	单壁墩	双壁墩
30	20591	21292	-182039	-137672	27674	26436
50	20281	20594	-181699	-136981	28041	27097
70	19927	20048	-181269	-136413	28460	27666
90	19599	19622	-180843	-135916	28885	28156

从上表可以看出，采用双薄壁墩的显著优点是墩顶的负弯矩较小，因为相对于单壁墩而言，双薄壁墩因其较大外缘尺寸而对墩顶负弯矩有更明显的“削峰”作用。表中数据显示可减小 25%左右。另外，随着墩身的加高，无论单薄壁墩还是双薄壁墩，除中跨正弯矩逐渐增加外，其余两处的弯矩都逐渐减小。可见，如果仅从减小上部结构内力出发，无疑应当采用双薄壁墩。

### (2) 墩身壁厚的影响

当下部墩身的壁厚变化时，即此处墩身壁厚取 30cm、45cm、60cm 时，计算出不同壁厚对上部结构的影响情况，列于下表。

表 3-4 壁厚对上部结构成桥弯矩的影响(kN-m)

壁厚(cm) 受力部位	边跨最大弯矩	支点负弯矩	中跨最大弯矩
30	19682.9	-136118.6	27974.1
45	20303.7	-136686.9	27393.6
60	20673.0	-137014.3	27065.2

从上表可以看出，随着下部墩身刚度的逐渐增大，边跨的峰值弯矩及墩顶负弯矩也逐渐增大，但中跨的正弯矩却逐渐减少。一般说来，连续刚构的控制弯矩多发生在墩顶负弯矩处，因而，从减少墩顶负弯矩出发，一般应选择较小的墩身刚度，这同时也减少了墩身的工程材料用量，降低工程造价。从以上计算结果中也发现，当墩身刚度变化时，上部结构的最大挠度变化甚少，分别为 0.114m、0.107m、0.104m。因而墩身壁厚变化对上部结构竖直位移的

影响甚微。

(3) 墩身高度的影响

墩高变化对上部结构的影响比较明显。假定墩身壁厚取 45cm，墩高取 30m、50m、70m 和 90m，计算出上部结构的弯矩变化情况，列于下表。

表 3-5 墩高对上部结构成桥弯矩的影响(kN-m)

受力部位 墩高(m)	边跨最大弯矩	支点负弯矩	中跨最大弯矩
30	21292.3	-137672.5	26436.5
50	20594.1	-136981.7	27097.7
70	20048.2	-136413.5	27666.0
90	19622.2	-135916.2	28156.7

可以看出，随着墩高的逐渐加大，边跨最大弯矩及墩顶负弯矩逐渐减小，而中跨跨中弯矩却逐渐增大。这也说明，当下部墩高较小时，不宜选用连续刚构桥。特别在附加荷载，如温度变化、混凝土徐变、收缩等作用下，更能说明这一点。以整体升温 15℃为例，下表分别列出了当壁厚为 45cm 时，单壁墩、双壁墩墩底由温度荷载引起的弯矩。

表 3-6 整体升温 15℃时的墩底附加弯矩(kN-m)

墩高(m)	单壁墩墩底弯矩	双壁墩墩底弯矩
10	217194	70490
30	94649	11414
50	36028	3932
70	17507	1780
90	9319	860

从上表可以看出，连续刚构在整体温度作用下，采用双壁墩时的墩底附加弯矩比采用单壁墩时减小很多，前者约占后者的 10%~30%。

实际工程中，双薄壁墩还有一些变形形式，如“V”形墩、“Y”形墩和“X”形墩等（图 3-32）。

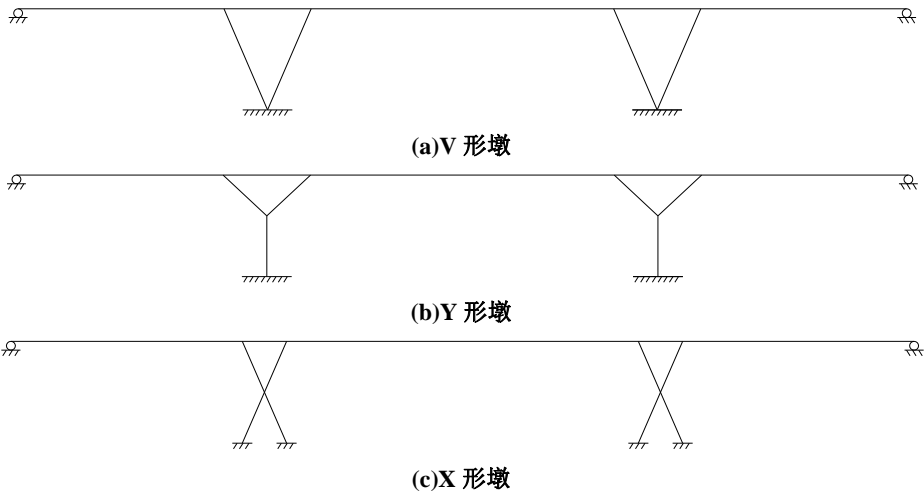


图 3-32 双臂墩的各种形式

其中“V”形墩具有以下特点：

- ①采用 V 形墩的梁式桥，缩短了计算跨径，可降低梁高，与竖直墩的连续梁桥或连续

刚构桥相比，减少了跨中和支点部位的弯矩峰值，节省了上部工程材料数量。

②由于主梁的建筑高度减少，可以降低桥面标高，使得纵坡平缓，对于城市桥梁来说，便于行人和非机动车辆通行。

③桥型外观上看，V形墩梁式桥上部结构轻巧，线条流畅，桥型美观。

④悬臂长度短，因而施工挠度较易控制。

⑤每个墩有两个相隔一定距离的支点，悬臂施工时无需为上部施工安全而增加下部支架和临时固结、解除约束等工序。

⑥V形墩同样具有双薄壁墩可以减小抗推刚度的优点，同时能够提供更大的抗弯刚度，使其不仅能用于连续刚构桥，同样可以用于连续梁桥。

⑦V形墩本身的施工较垂直薄壁墩复杂，费用较高，因此选用时应综合比选。

### 3.4 总体布置参数对受力性能的影响

梁式桥的设计参数，主要是指确定立面布置的参数。梁桥的设计参数取值是否合理，将直接影响桥梁的性能指标。设计参数的内容非常丰富，例如桥长及分跨布置、桥面标高、梁高选择、桥梁下部结构尺寸等。在此着重叙述梁高、跨径、墩高及其对梁桥体系受力性能的影响。

#### 3.4.1 梁的高跨比

梁的高跨比是梁桥中最重要的设计参数之一，其取值直接影响着结构的抗弯、抗剪能力以及刚度性能。以一个矩形截面素混凝土简支梁为例，介绍高跨比在上述几个方面的影响。设主跨跨径为 $l$ ，矩形截面的高度为 $h$ ，宽度为 $b$ ，恒载集度为 $g=\gamma A=\gamma bh$ ， $\gamma$ 是主梁材料重度，弹性模量为 $E$ ，线活载集度为 $q$ ，集中活载为 $P$ ，并记高跨比为 $\lambda=h/l$ 。

$$\text{跨中弯矩为: } M = \frac{g+q}{8}l^2 + \frac{Pl}{4} = \frac{\gamma bh+q}{8}l^2 + \frac{Pl}{4}$$

$$\text{支点剪力为: } V = \frac{\gamma bh+q}{2}l + \frac{P}{2}$$

$$\text{截面抵抗矩为: } W = \frac{I}{h/2} = \frac{bh^2/12}{h/2} = \frac{bh^2}{6}$$

$$\text{中性轴一侧面积对中性轴的静矩为: } S = \frac{bh}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{h}{2} = \frac{bh^2}{8}$$

$$\text{截面最大正应力为: } \sigma = \frac{M}{W} = \left( \frac{\gamma bh+q}{8}l^2 + \frac{Pl}{4} \right) / \left( \frac{bh^2}{6} \right) = \frac{3}{4} \left( \frac{\gamma l}{\lambda} + \frac{q}{b\lambda^2} + \frac{2p}{bl\lambda^2} \right)$$

$$\text{截面最大剪应力为: } \tau = \frac{VS}{Ib} = \frac{\left( \frac{\gamma bh+q}{2}l + \frac{P}{2} \right) \cdot \frac{bh^2}{8}}{\frac{bh^3}{12} \cdot b} = \frac{3}{4} \left( \gamma l + \frac{q}{b\lambda} + \frac{P}{bl\lambda} \right)$$

$$\text{跨中最大挠度为: } \delta = \frac{5ql^4}{384EI} + \frac{Pl^3}{48EI} = \frac{5ql}{32Eb\lambda^3} + \frac{P}{4Eb\lambda^3}$$

由以上公式可见，在某一跨径下，主梁的正应力、剪应力和挠度都随着高跨比 $\lambda$ 的增加而减小。因此为了满足结构强度、刚度的要求，高跨比取值不能过小。反之，若高跨比取值过大，则会增加结构自重，造成材料浪费，从而提高造价，有时还会出现腹板稳定问题。

以上从力学角度分析了主梁高跨比对结构受力的影响。但在实际工程中，主梁高跨比不仅与结构受力有关，往往还应结合经济性能、景观要求等方面综合考虑。下面针对不同的



梁桥结构体系，介绍一些高跨比的经验取值范围，以供设计时参考。

### 1. 简支梁桥

简支梁桥的梁高一般取  $h=(1/8\sim 1/16)l$ 。从主梁截面上看，简支体系的梁桥包括简支板桥和简支梁桥。两者由于截面形式的不同其高跨比也不尽相同。

简支板桥是小跨径桥梁最常用的桥型之一。由于它在建成后外形上像一块薄板，故习惯称之为板桥。板桥一般具有以下优点：①建筑高度小，适用于桥下净空受限制的桥梁。与其它类型的桥梁相比，可以降低桥头引道路堤高度和缩短引道长度。②外形简单，制作方便，既便于采用土模技术，又便于进行工厂化成批生产。③做成装配式板桥的预制构件时，重量不大，架设方便。

板桥的主要缺点是跨径不宜过大。跨径超过一定限制时，截面便要显著加高，从而导致自重过大，截面材料使用上的不经济，使上述的建筑高度小的优点也因之被抵消。板桥分成整体式板桥和装配式板桥。装配式板桥按截面形式来分又有实心板和空心板两种。

板桥一般都设计成等厚度的。整体式板板厚度与跨径之比一般为  $1/12\sim 1/16$ 。采用低预应力钢筋或钢绞线的装配式板桥，板厚可取  $(1/16\sim 1/22)l$ 。装配式板桥的设计参数可参照表 3-7。

表 3-7 装配式板桥梁高与跨径参考值

结构类型	截面形式	$l(m)$	$h(m)$
钢筋混凝土	实心	$<8$	0.16~0.38
	空心	6~13	0.4~0.8
预应力混凝土	实心		
	空心	8~20	0.5~0.95

对于简支梁桥，目前国内外所采用的钢筋混凝土和预应力混凝土简支梁，绝大部分均采用装配式结构。采用装配式的施工方法，节约大量模板支架，缩短了施工期限，显著加快建桥速度，所以广为采用。整体浇筑的简支梁，由于费工、费时、费料，所以只在少数场合下采用。

装配式钢筋混凝土简支 T 梁的常用跨径 8.0~20m。我国标准设计为 10、13、16、20m 四种，其梁高分别为 0.8~0.9m，0.9~1.0m，1.0~1.1m，1.1~1.3m。经分析比较，高跨比（梁高与跨径之比）的经济范围约在  $1/11\sim 1/18$ ，跨径大取用偏小的值。

当跨径超过 20m 时，一般采用预应力混凝土梁。我国后张法装配式预应力混凝土简支梁的标准设计有 20、25、30、35、40m 五种，其梁高分别为 1.5m，1.7m，2.0m，2.30m 和 2.5m。标准设计中高跨比值约为  $1/13\sim 1/16$ 。其主梁高度与活载标准、横截面型式、主梁片数及建筑高度要求有关，可在较大范围内变化，通常其高跨比在  $1/13\sim 1/25$  左右。

主梁梁高如不受建筑高度的限制，增大梁高可以节省钢筋用量。增大梁高，一般只是腹板加高，混凝土数量增加不多，所以增大梁高往往是比较经济的。简支梁一般都做成等截面，以便预制。个别大跨径的预应力混凝土简支梁为减小梁的自重，也有做成鱼腹式变截面梁的。

下表给出了部分简支梁的跨径和梁高。

表 3-8 简支等截面梁板梁高或板厚

跨径 (m)	截面形式	荷载	梁高或板厚 (cm)	备注	$h/L$
10	空心板	公路—I 级	60	预应力混凝土板	1/17
13	空心板	公路—I 级	70	预应力混凝土板	1/19

16	空心板	公路—I级	80	预应力混凝土板	1/20
20	空心板	公路—I级	95	预应力混凝土板	1/21
13	T型梁	公路—I级	110	钢筋混凝土	1/12
16	T型梁	公路—I级	130	钢筋混凝土	1/12
20	T型梁	公路—I级	150	预应力混凝土	1/13
25	T型梁	公路—I级	170	预应力混凝土	1/15
30	T型梁	公路—I级	200	预应力混凝土	1/15
35	T型梁	公路—I级	230	预应力混凝土	1/15
40	T型梁	公路—I级	250	预应力混凝土	1/16
50	T型梁	公路—I级	260	预应力混凝土	1/19

注：①厚度不含桥面铺装厚度。

②10~20m板梁和13~40mT型桥梁引用2008年标准图数据，50mT型梁引用实桥数据。

## 2. 悬臂梁桥

悬臂梁桥包括钢筋混凝土悬臂梁桥和预应力混凝土悬臂梁桥。前面讲过，由于悬臂梁桥具有一些明显的缺点，因此在现代梁桥中已经很少被采用，钢筋混凝土悬臂梁桥尤为如此，此处仅简单考虑预应力混凝土悬臂梁桥。一般情况下，预应力混凝土梁因全截面参与作用，

跨中梁高可取  $h = (\frac{1}{20} \sim \frac{1}{25})l$ ，支点梁高适当加大，可取  $H = (2 \sim 2.5)h$ 。

## 3. 连续梁桥

高跨比对连续梁受力性能的影响类似于简支梁，一方面影响正截面抗弯能力、斜截面抗剪能力、挠度，另一方面会提高自重和造价，因此其取值也有一个上下限。从截面形式上，连续体系桥包括连续板桥和连续梁桥。

连续板桥是板不间断地跨越几个桥孔而形成的一个超静定结构体系。桥梁全长较大时，可以几孔一联，做成多联式的连续板桥。连续板桥在支点处产生负弯矩，对跨中弯矩起到卸载作用，故可以比简支板桥的跨径做得大一些，或者其厚度比同跨径的简支板做得更薄一些。

连续板桥可以做成变厚度的。连续板跨中厚度一般为  $h = (\frac{1}{22} \sim \frac{1}{28})l$ ，比简支板显著为小。

支点截面的厚度较大，约为跨中截面板厚的1.2~1.5倍。这不但是为了使它能承受较大的负弯矩，而且也可进一步减小跨中的板厚。

对预应力混凝土连续梁桥而言，根据其受力特点判断，立面应采取变高度的布置为宜。连续梁在恒、活载作用下，支点截面将出现较大的负弯矩，从绝对值来看，支点截面的负弯矩往往大于跨中截面的正弯矩，因此采用变高度梁能较好地符合梁的内力分布规律。同时，采用悬臂法施工的连续梁，变高度梁又与施工的弯矩图相吻合。而且，变高度梁使梁体外形和谐，节省材料并增大桥下净空。所以从已建桥梁统计资料分析，跨径大于100m的预应力混凝土连续梁有90%以上是选用变高度梁。

变高度梁的截面变化规律可采用圆弧线、二次抛物线和直线等，通常以二次抛物线为最常用，因为二次抛物线的变化规律与连续梁的弯矩沿梁长的变化规律基本相近。采用直线形截面变化布置可使桥梁的构造简单，施工方便。

对采用顶推法、移动模架法、整孔架设法施工，跨径在40~60m的预应力混凝土连续梁，一般都采用等高梁。等高连续梁的缺点是梁在支点上不能利用增加梁高而只能增加预应力束筋用量来抵抗较大的负弯矩，材料用量较费，但是其结构构造简单。国外在一些跨径超过

100m 的多跨连续梁中，在采用悬臂施工方法时，仍采用等高度连续梁，以求达到构造简单，线型简洁美观的目的。

根据已建成桥梁的资料分析，梁高可按表 3-9 采用。

表 3-9 连续梁在支点和跨中梁高估算值

桥型	支点梁高(m)	跨中梁高(m)
等高度连续梁	$H = (\frac{1}{15} \sim \frac{1}{30})l$ 常用 $H = (\frac{1}{18} \sim \frac{1}{20})l$	
变高度（折线形）连续梁	$H = (\frac{1}{16} \sim \frac{1}{20})l$	$h = (\frac{1}{22} \sim \frac{1}{28})l$
变高度（曲线形）连续梁	$H = (\frac{1}{16} \sim \frac{1}{20})l$	$h = (\frac{1}{30} \sim \frac{1}{50})l$

#### 4. T 形刚构桥

采用悬臂施工方法的预应力混凝土 T 形刚构，由于施工阶段的受力与结构使用状态下受力的一致性，常是经济的方案。

T 形刚构的支点、跨中梁高与跨径的关系见表 3-10，设计时可参考选用。T 形刚构的墩宽一般取 (0.7~1.0) H。

表 3-10 T 形刚构支点、跨中梁高与跨径的关系

桥型	支点梁高	跨中梁高
带铰 T 形刚构	$L < 100m$ 时 $H = (\frac{1}{14} \sim \frac{1}{22})l$	$h = (0.2 \sim 0.4)H \leq 2.0m$
带挂梁 T 形刚构	$L > 100m$ 时 $H = (\frac{1}{17} \sim \frac{1}{21})l$	$h = (0.2 \sim 0.4)H \leq 1.5m$

梁高沿桥纵向的变化曲线可以是抛物线、正弦曲线，三次曲线，圆弧线以及折线；这些线型在国内已建成的桥梁中都曾用过，跨中设铰时采用正弦曲线的较多。带挂梁的 T 形刚构，跨径小于 100m 时，多数采用二次抛物线及半立方抛物线；跨径超过 100m 的，以三次曲线连接较多。梁高变化采用哪一种曲线对其内力影响都不大，但对各截面的应力验算影响较大，同时会影响预应力索张拉时在底板上产生的下崩力。从施工方便来看，则折线或圆弧为好。折线形底板，如果布置一横隔板通至梁顶，以平衡折线底板的向空推力，则可节省曲线底板作为曲杆受压而增设的钢筋。

#### 5. 连续刚构桥

连续刚构桥是墩梁固接的连续梁桥。因为这种体系利用主墩的柔性来适应桥梁的纵向变形，所以在跨高墩中比较适合。连续刚构桥一般均采用变高度梁。梁墩固接点多设置在大跨、高墩的桥墩上。为保证结构的水平稳定性，桥台处需设置控制水平位移的挡块。当跨径较大而墩的高度不高时，为增加墩的柔性，常采用双薄壁墩。此外双薄壁墩还具有削减墩顶负弯矩的作用。

这种桥型都采用平衡悬臂施工法，梁高选用与变高度连续梁相似。在通常情况下，公路多跨连续刚构桥，箱梁根部梁高可取用  $(1/17 \sim 1/20)l$ ，跨中取  $(1/50 \sim 1/60)l$ ，但为了施工方便一般不小于 1.8m；对铁路桥，因活载较大，箱梁根部梁高可取  $(1/15 \sim 1/16)l$ ，跨中可取  $(1/30 \sim 1/50)l$ 。

加大箱梁根部梁高，通常可使正弯矩减小，正弯矩区缩短，使主梁大部分承受负弯矩，

这样可使大多数预应力钢束布置在梁的顶部，构造与施工均较简单。

### 3.4.2 边中跨比

对于连续梁桥或连续刚构桥，边中跨比也是一个极其重要的设计参数。在概念设计中分孔布局时，就应采用较为合理的边中跨比值，否则将会给梁体的结构设计带来困难。

此处以一个等截面连续梁的简单例子来说明边中跨比的影响。假设主跨跨径为  $l$ ，边中跨比为  $\eta$ ，梁上承受的均布荷载为  $g$ ，则采用不同边中跨比  $\eta$  时，连续梁的弯矩分布图如下所示。

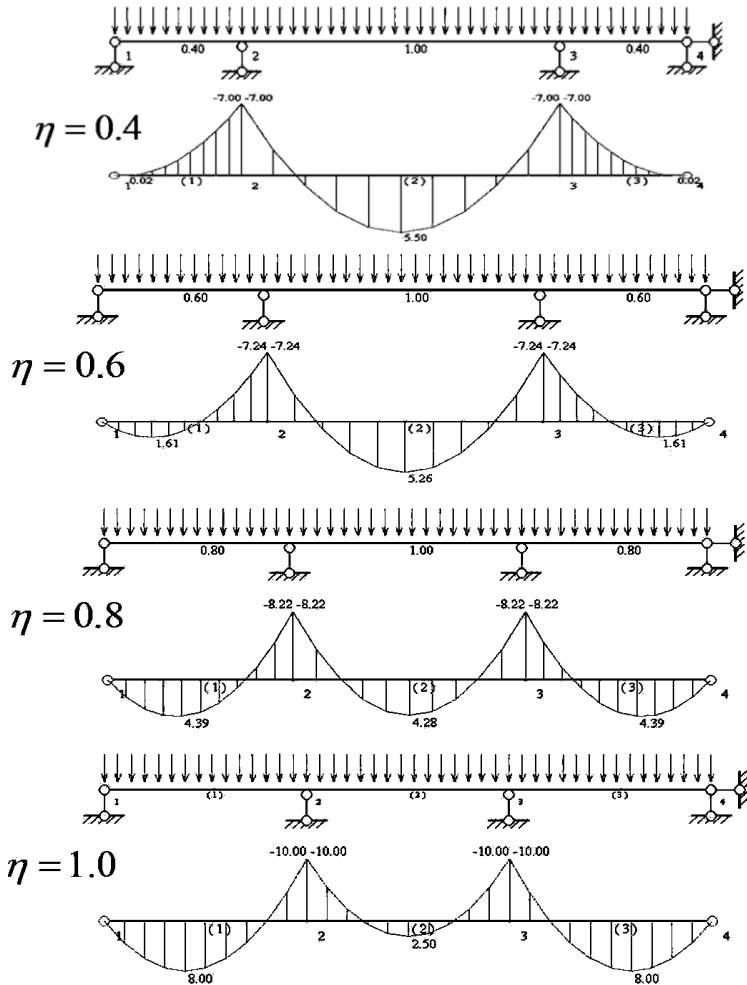


图 3-33 不同边中跨比  $\eta$  时的连续梁弯矩分布图 ( $ql^2/100$ )

由上图可知，连续梁由于边跨的存在，使得中跨跨中弯矩得以显著减小，远小于简支梁的  $0.125ql^2$ 。当  $\eta=0.4$  时，边跨主梁几乎全部承受负弯矩，当活载仅布置于中跨时，端支点势必会产生负反力，从而给支座的构造带来困难。当  $\eta=1$  时，边跨跨中弯矩和支点负弯矩过大，而主跨跨中弯矩很小，全桥受力不均匀，且边跨过长、弯矩增大，结构刚度下降。因此，对于各种连续体系梁桥而言，边中跨比一般限制在 0.5~0.8 之间。下面针对各种不同的梁桥体系分别进行讨论。

#### 1. 悬臂梁桥

预应力混凝土悬臂梁的悬臂长度一般可达  $(0.3 \sim 0.5)l$ ，当悬臂达到  $0.5l$  时，跨中应用剪力铰连接，否则要用挂梁连接。当采用悬臂施工法时，一般采用对称布置，边跨与中跨之比

在 0.5~0.8。

### 2. 连续梁桥

预应力混凝土连续梁桥的边跨与主跨比选用是否恰当直接影响到结构受力的合理性，若边跨太大，则边跨支架现浇梁段长度偏长，施工时要防止支架不均匀沉降，另外其整体刚度偏小，在恒载与活载作用下，现浇段会出现较大的主拉应力，容易发生混凝土开裂，边跨加载对中跨梁段的受力不利；若边跨与中跨之比过小，则边跨支点可能会出现负反力，使得边墩与边跨受力不合理。

连续梁桥的跨径布置一般宜采用不等跨的形式。如采用等跨布置，则边跨内力（包括边支墩处梁中的负弯矩）将控制全桥设计，这样是不经济的。此外，边跨过长将削弱边跨刚度，从而增大活载在中跨跨中截面处的弯矩变化幅值，增加预应力钢束数量。故一般边跨长度可取为中跨长度的 0.5~0.8 倍，对钢筋混凝土连续梁桥取偏大值，使边跨与中跨控制截面的内力基本相同；对预应力连续梁桥宜取偏小值，以增加边跨刚度，减小活载弯矩变化幅度，减小预应力筋数量。边跨长度过短，边跨桥台支座将会产生负反力，支座与桥台必须采用相应抗拔措施或边梁压重来解决。应该注意到，边跨的长度与连续梁的施工方法有关，若采用悬臂施工法，考虑到一部分边跨采用悬臂施工外，剩余的边跨部分还须另搭脚手架施工。为使脚手架长度最短，则边跨长度应取中跨长度的 0.60 倍为宜。

从结构受力性能看，等跨连续梁要比不等跨的连续梁差一些。但在某些条件下，例如，当桥梁总长度很大，设计者采用顶推或者先简支后连续的施工方法时，等跨所带来的欠缺完全可以从施工经济效益的提高中得到补偿。所以跨越海湾浅水区的长桥多采用中、小跨径的等跨连续梁桥。

### 3. T 形刚构桥

图 3-33 所示为常用的多跨预应力混凝土 T 形刚构桥。

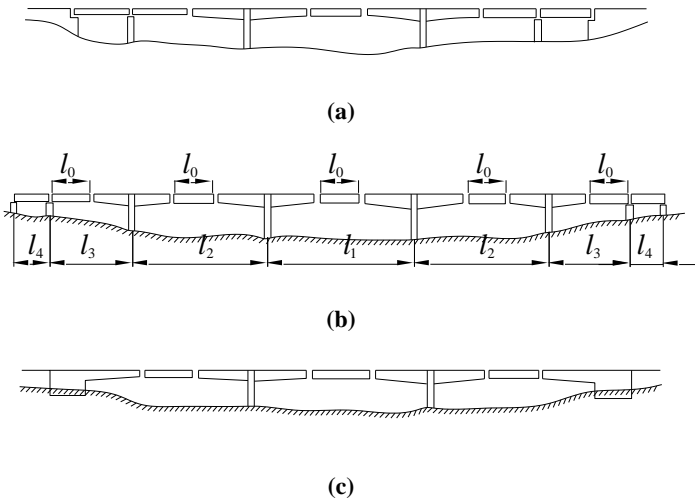


图 3-34 T 形刚构布置形式

除应注意一般桥型设计所遵循的共同原则外，对 T 形刚构桥的分跨选择和布置，尚应考虑以下几点：①全桥的 T 形单元尺寸尽可能相同，以简化设计与施工。②T 形刚构的布置应尽可能对称，以避免 T 形刚构的桥墩承受不平衡的恒载弯矩。

增大挂梁长度可使悬臂长度适当减小，从而相应地减少了悬臂施工的工作量。反之增大悬臂长度，可减挂梁长度，从而减小跨中建筑高度，减轻挂梁重量、便于运输安装。根据一些资料分析，挂梁长度与主孔长度之比在 0.25~0.50 之间时，工程数量较为经济。当主孔跨径大时，比值宜取小值。挂梁最大跨径由同类简支梁的最大跨径及施工运输安装能力决定，

一般预应力混凝土挂梁跨径不超过 35~40m。

#### 4. 连续刚构桥

连续刚构桥大都采用平衡悬臂施工法，其跨径布置与连续梁相似。需要额外提及的是，对多跨连续刚构桥，由于结构上墩梁固结，边中跨比例可取较小值。

### 3.4.3 连续刚构桥桥墩的高跨比与墩型

连续刚构桥桥墩的高跨比与桥墩选型有紧密的关系。假设某连续刚构桥的主跨跨径为  $l$ ，桥墩分别采用单壁墩和双壁墩，墩高为  $L$ ，桥墩截面尺寸如图 3-26 所示。若混凝土的线膨胀系数为  $\alpha$ ，当温度降低  $\Delta T$  时，单壁墩和双壁墩中产生的推力分别为：

$$Q_{\text{单}} = \frac{2EBH^3\alpha l\Delta T}{L^3}, \quad Q_{\text{双}} = \frac{EBH^3\alpha l\Delta T}{2L^3}$$

若忽略墩顶转角产生的弯矩，则单壁墩和双壁墩的墩底弯矩分别为：

$$M_{\text{单}} = \frac{2EBH^3\alpha l\Delta T}{L^2}, \quad M_{\text{双}} = \frac{EBH^3\alpha l\Delta T}{2L^2}$$

从上式可看出三点规律，一是温度作用下的墩底弯矩与主梁跨径呈正比；二是当跨径固定时，温度作用下的墩底弯矩与墩高的二次方呈反比；三是采用双壁墩可大幅降低墩底弯矩。可见，桥墩受力与跨径、墩高和桥墩形式密切相关，尤其是对大跨梁桥必须注意三者的合理搭配。

当跨度很大时，桥墩受力较大，墩柱还可采用空心截面，往往能够节省 40%左右的混凝土用量。从桥墩结构受力特性分析，结合我国桥梁的设计经验，连续刚构桥的桥墩形式和布置如下表所示。

表 3-11 连续刚构桥的桥墩形式和布置

桥墩形式及使用跨径	桥墩形式	实心式		空心式	
		单壁	双壁	单箱	双箱
	主孔跨径 $l$ (m)	$l < 60$	$l = 80 \sim 160$	$l = 100 \sim 200$	$l > 160$
墩高布置		最小墩高： $L > l/10$		墩高差：最低/最高 $> 0.2 \sim 0.4$	

### 3.4.4 部分实桥总体布置参数

表 3-12~3.14 分别列出了我国部分已建成的大跨径预应力连续梁桥、T 形刚构桥和连续刚构桥的相关资料，以方便读者参考。

表 3-12 我国部分已建成的大跨径预应力混凝土连续梁桥

桥名	主桥跨径组合(m)	桥址	截面形式	梁高(m)及高跨比				混凝土用量 (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	预应力钢筋用量 (kg/m <sup>2</sup> )	普通钢筋用量 (kg/m <sup>2</sup> )	施工方法
				H <sub>中</sub>	H <sub>中</sub> /l	h <sub>中</sub>	h <sub>中</sub> /l				
南京长江二桥北汊桥	90+3×165+90	江苏	双幅单箱单室	8.8	1/18.7	3	1/55	0.96	75.54	124	悬臂浇筑
六库怒江大桥	85+154+85	云南	单箱单室	8.53	1/18.1	2.83	1/54.4	1.73	67	109	
宜昌乐天溪大桥	85.8+2×125+85.8	四川	单箱单室	7.7	1/16.2	3.2	1/39.1				
黄浦江奉浦大桥	85+3×125+85	上海	单箱单室	7	1/17.9	2.8	1/44.6	0.91	69.2	102	悬臂浇筑
潭州大桥	75+125+75	广东	双幅单箱单室	7	1/17.9	2.75	1/45.5				
常德沅水大桥	84+3×120+84	湖南	单箱单室	6.8	1/17.6	3	1/40	0.85	65.7	89.5	悬臂浇筑
风陵渡黄河大桥	87+7×114+87	山西									
沙洋汉江大桥	63+6×111+63	湖北	单箱单室	6.0	1/18.5	2.5	1/44.4	0.88	49.4	75	悬臂浇筑
江门外滩桥	55+7×110+55	广东		5.8	1/19.0	2.5	1/44				
珠江三桥	80+110+80	广东	五箱单室	5.5	1/20	2.7	1/40.7	0.83	48.8	87.1	大型浮吊拼装
天津东堤头大桥	70+100+70	天津		6	1/16.7	3.3	1/30.3				
宜城汉江公路大桥	55+4×100+55	湖北	单箱单室	5	1/20	2.6	1/38.5	0.69	34.1	70.6	
顺德荣奇桥	73.5+3×90+73.5	广东	双箱单室	5.35	1/16.8	3.0	1/30	0.58	33.3	118	大型浮吊拼装
松花江大桥	59+7×90+59	黑龙江	双箱单室	5.4	1/16.7	3.0	1/30	0.83	49.3	92.6	悬臂浇筑
湘潭湘江桥	50+5×90+50	湖南									



表 3-13 我国部分已建成的大跨径预应力混凝土 T 形刚构桥

桥 名	跨 径 (m)			悬臂根部横截面尺寸(m)			悬臂端部横截面尺寸(m)						钢束组成	施工方法	其 他
	L	L <sub>b</sub>	L <sub>g</sub>	H <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>	底缘曲线	截面形式	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	B <sub>3</sub>	δ <sub>上</sub>	δ <sub>下</sub>			
重庆长江大桥	174	69.5	35	11.0	3.2	三次曲线	双箱单室	19.0	2~5.48	1.6	0.34	0.94~0.18	高强钢丝, 板束 242(232)×2, 肋束 88×24φ5	悬浇, 最大单元质量 100t (根部段质量 148.4t)	板束包括备用束, 括号内为实用数
泸州长江大桥	170	65	40	10.0	2.5		单箱双室	14.6	10.48	2.06	0.36~0.26	0.9~0.15	高强钢丝, 510 束, 肋束 24φ5	悬浇, 最大单元质量 210t	上承托 0.3m×0.9m 下承托 0.2m×0.4m
葛洲坝长江大桥	158														
乌龙江桥	144	55.5	33	8.5	2.0	圆弧线	单箱双室	10.5	8.0	1.25	0.18	0.85~0.15	高强钢丝, 板束 210 束, 肋束 102×24φ5	悬浇, 最大单元质量 119.3t; 悬拼, 最大单元质量 70t	上承托 0.8m×0.27m 下承托 0.2m×0.2m 牛腿高 0.98m, 宽 0.9m
柳州桥	120	47.5	25	7.5	2.0	圆弧线	双箱双室	19.6	2~6.68	1.66	0.23	0.65~0.14	高强钢丝, 610 束, 18φ5	悬浇, 最大单元质量 84t (根部段质量 132t)	上承托 0.75m×0.25m 下承托 0.2m×0.2m 牛腿高 0.98m, 宽 0.65m
佳木斯松花江桥	120	45	30												
闽江新洪山桥	110	42.25	25	10.1	9.2	圆弧线							高强钢丝, 24φ5	悬拼桁架和悬浇箱梁	桁架 T 构
青铜峡黄河大桥	90														
石嘴山黄河大桥	90														
安徽五河淮河桥	90	30.4	29.2	5.0	1.9	半立方抛物线	单箱双室	10.8	8.36	1.22	0.25	0.5~0.15	高强钢丝, 板束 86, 肋束 86×24φ5	悬浇, 最大单元质量 54t	

表 3-14 我国部分已建成的大跨径预应力混凝土连续刚构桥

桥名	主桥跨径组合(m)	边跨/ 主跨	截面形 式	梁高(m)		高跨比		梁宽(m)		板厚(cm)			最大底板 厚跨比	边跨合龙方法
				根部	跨中	根部	跨中	顶	底	顶板	底板	腹板		
虎门大桥辅航道桥	150+270+150	0.556	单室箱	14.8	5	1/18.2	1/54	15	7	25	32~130	40~60	1/220.7	
重庆黄花园大桥	137+3×250+137	0.548	单室箱	13.8	4.3	1/18.1	1/58.1	15	7	25	28~150	40~70	1/166.7	落地支架
马鞍山嘉陵江大桥	146+3×250+146	0.584	单室箱	13.7	4.2	1/18.2	1/59.5	11.5	5.5	25	32~150	40~60	1/166.7	落地支架
黄石长江大桥	162.5+3×245+162.5	0.663	单室箱	13	4.1	1/18.8	1/59.8	19.6	10	25	32~135	50~80	1/181.5	落地支架
江津长江大桥	140+240+140	0.583	单室箱	13.5	4	1/17.8	1/60	22	11.5	25	32~120	50~80	1/200	
重庆高家花园嘉陵江大桥	140+240+140	0.583	单室箱		3.6		1/66.7	15.36	8		32~120	40~60	1/200	落地支架
泸州长江二桥	140+240+55.5	0.583	单室箱	13.5	4	1/17.8	1/60	25	13					
南澳跨海大桥	12+221+122	0.552	单室箱	11	3	1/18.6	1/73.7	17.1	8	25	32~110	40~60	1/209	设计建议用导梁浇筑混凝土合龙边跨
华南大桥	110+190+110	0.579	单室箱	9.5	3	1/20	1/63.3	17.75	9.5	28	32~100	35~55	1/190	设计建议用接长的挂梁浇筑混凝土合龙边跨，实际支架上合龙
洛溪大桥	65+125+180+110	0.694	单室箱	10	3	1/18	1/60	15.14	8	28	32~120	50~70	1/150	落地支架
宁波大榭跨海大桥	123.6+170+123.6	0.727	单室箱											
攀钢专用线金沙江大桥	100+168+100	0.595	单室箱	10.5	4.5	1/16	1/37.3	12.6	7		75~120	70~90	1/140	落地支架
三峡门黄河大桥	105+4×160+105	0.656	单室箱	8	3	1/20	1/53.3	17.5	9	25	25~100	40~65	1/160	落地支架
附件平潭大桥	90+3×160+90	0.563	单室箱	8	3	1/20	1/53.3	17	9					
冷水滩湘江大桥	89.1+155+89.1	0.575	单室箱	9	3.2	1/17.2	1/48.4	18.5	9					

沅陵沅水大桥	85+140+85+42	0.607	单室箱	8	2.8	1/17.5	1/50	14	8	26	30~80	40~60	1/175	一侧支架，一侧与引桥丁顶推悬出 13.5m 合龙
厦门海沧大桥西航道桥	78+140+78+42+42	0.557	单室箱	7.5	2.5	1/18.7	1/56	15.25	7	28	32~85	50~65	1/164.7	
津市澧水大桥	88+135+88	0.652	单室箱	8	3.5	1/16.9	1/38.6	16.5						
广东石南大桥	75+135+75	0.556	单室箱	7.5	2.5	1/18	1/54	16.5	8					
福建刺桐大桥	90+130+90	0.692	单室箱	7	2.5	1/18.6	1/52	13.2	6.6	25	25~100	40~60	1/130	
南昆铁路清水河桥	72.8+128+72.8	0.569	单室箱	8.8	4.4	1/14.5	1/29.1	8.1	6.1	50	40~90	40~70	1/142.2	先合龙中跨，后边跨，搭架
珠海大桥	70+2×125+70	0.560	单室箱	6.8	2.5	1/18.4	1/50	13.3	7	28	~70	40~54	1/178.6	
广西六律邕江大桥	80+125+80	0.640	单室箱	6.8	2.5	1/18.4	1/50	13.5	7		32~80	40~55	1/156.3	
东明黄河大桥	75+7×120+75	0.625	单室箱	6.5	2.6	1/18.5	1/46.2	18.34	9	25	25~80	40~55	1/150	落地支架
南海金沙大桥	66+120+66	0.550	单室箱	6	2.5	1/20	1/48	21	11	28	32~60	40	1/200	用导梁浇筑混凝土合龙边跨

### 3.5 梁桥实例

#### 3.5.1 无伸缩缝梁桥——益阳至常德高速公路上跨立交桥

湖南省益阳市至常德市高速公路某段的上跨立交采用无伸缩缝三跨连续梁的结构形式，跨径布置为 11.4m+33.2m+11.4 m，如图 3-35 所示。

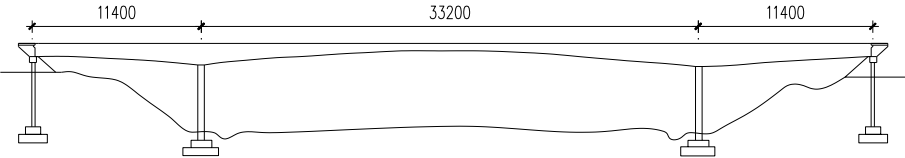


图 3-35 无伸缩缝梁桥立面布置图(mm)

该桥活载等级为单车道汽-10 级、履-50 验算。设计时考虑总体升温 20℃、降温-20℃和梁体顶底温差 5℃，桥墩桥台沉降按 0.5 cm 计算，并考虑收缩徐变效应的影响。

为确定桥台与梁及基础的连接方式，设计者选定了以下四种连接形式进行计算比较：

- (1) 桥台与梁和基础均固接。
- (2) 桥台与梁和基础均铰接。
- (3) 桥台与梁固接，桥台与基础铰接。
- (4) 桥台与梁铰接，桥台与基础固接。

在整体升温作用下弯矩包络值见下表。

表 3-15 各种连接方式下的弯矩包络值比较 (kN·m)

连接状态	桥台	梁端	边跨跨中	中墩支点	中跨跨中
1	4106	6757	6084	13720	4200
2	3105	0	4412	12190	4022
3	4126	6769	6094	13730	4202
4	3211	0	4407	12170	4016

从弯矩值看，桥台与梁固接的两种方式 and 桥台与梁铰接的两种方式相比，桥台弯矩大约大 30%，中跨跨中弯矩大 5%，中墩支点弯矩大 13%，而边跨弯矩则大很多。从桥台与梁铰接的两种方式看，弯矩基本相同，这说明桥台刚度在一定范围内时，桥台与基础固接与否对无缝桥梁内力影响不大。考虑到双铰桥台构造复杂，难以养护，最后选定桥台与梁铰接，桥台与基础固接方式。

采用无伸缩缝梁桥结构形式，有以下优点：

- (1) 可以较多地节省伸缩缝的养护和维修费用。据报道，日本城市高速公路伸缩缝的维修费用占公路管理费的 15%。同时也消除了伸缩缝的养护及维修对交通的影响。
- (2) 改善了桥头的行车平稳性。
- (3) 消除了由伸缩缝引起的噪音和结构振动所带来的环境影响。

无伸缩缝梁桥存在的主要问题，是由温度、收缩及徐变产生的台顶位移只能通过梁端桥头搭板或路基吸收，因此梁长受到限制。上述桥梁总长仅 56 m，台身配筋及裂缝宽度已接近极限。要推广无缝桥梁，桥台、搭板及梁端局部构造还待更深一步的研究。

### 3.5.2 连续梁桥——南京长江二桥北汊桥

南京长江二桥北汊桥主桥上部结构为  $90+3\times 165+90\text{m}$  的五跨变截面预应力混凝土连续箱梁，是目前国内跨径最大的预应力混凝土连续梁桥，如图 3-36 所示。桥宽 32m，箱梁由上下分离的单箱单室箱梁截面组成，箱梁根部高 8.8m，跨中梁高 3m，箱形梁高按二次抛物线变化。箱梁采用三向预应力体系，使用挂篮悬臂现浇法施工。

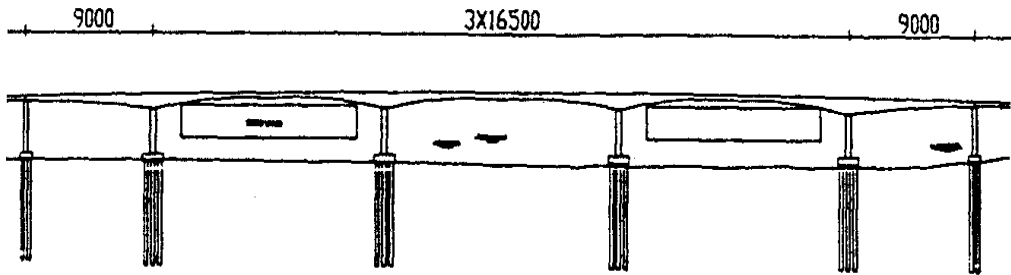


图 3-36 南京长江二桥北汊桥立面布置图(cm)

每个主墩墩顶设 100cm 宽的 C40 爆炸混凝土临时支座，以利于体系转换。在 0 号块两道横隔板及对应的墩壁内张拉预应力粗钢筋，以抵抗施工中可能出现的不平衡弯矩。进行体系转换时，先释放箱梁内预应力粗钢筋，再爆破临时支座混凝土，梁体自重传给已安装的永久支座。

以此桥为代表的连续梁桥体系有以下主要特点：

- 1、在恒载作用下，由于支点的卸载作用，跨中正弯矩显著减小；

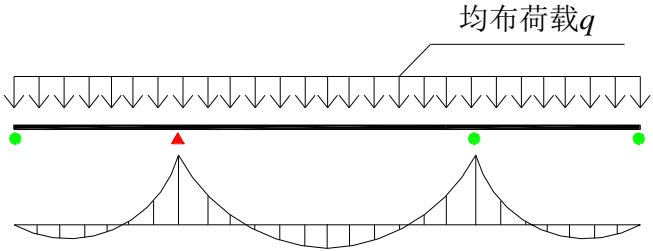


图 3-37 连续梁桥恒载弯矩示意图

- 2、在活载作用下，因主梁连续产生支点负弯矩对跨中正弯矩仍有卸载作用，其弯矩分布要比悬臂梁合理；

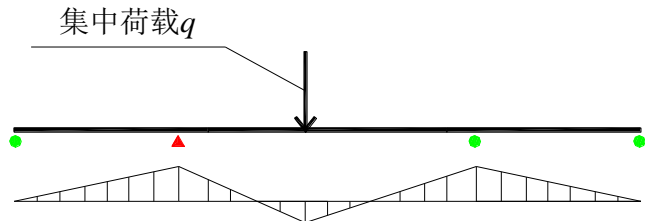


图 3-38 连续梁桥活载弯矩示意图

- 3、超静定结构，对基础变形及温差荷载较敏感，基础不均匀沉降、箱梁截面局部温差、混凝土收缩徐变及预应力均会在结构中产生附加内力；

- 4、最大跨径受支座的最大吨位和结构经济性限制。

连续梁桥的结构刚度大、变形小、动力性能好、主梁变形挠曲线平缓，有利于高速行驶。施工方法主要采用悬臂施工法、顶推法、逐跨施工法等，充分应用了预应力技术的优点使施工设备机械化，生产工厂化，从而提高了施工质量，降低了施工费用，因而预应力混凝土连续梁桥的应用非常广泛。

### 3.5.2 T 形刚构桥——重庆长江大桥

重庆长江大桥修建于 1981 年，为带挂梁的预应力混凝土 T 形刚构桥，其跨径组合为  $86.5+4\times 138+156+174+104.5\text{m}$ 。该桥组成主孔的两个 T 构悬臂长度为  $69.5\text{m}$ ，标准孔 T 构悬臂长度为  $51.5\text{m}$ ，挂梁的计算跨径均为  $35\text{m}$ ，如图 3-39 所示。

$174\text{m}$  主跨根部梁高  $11\text{m}$ ， $138\text{m}$  跨根部梁高  $8\text{m}$ ，高跨比为  $1/16\sim 1/17$ 。梁底变化曲线选用三次抛物线，使得梁根部附近梁高变化较大，跨中部分梁高变化较缓，符合主梁受力要求，并能节省材料。T 构采用三向预应力体系，挂篮悬臂浇筑施工。



图 3-37 重庆长江大桥

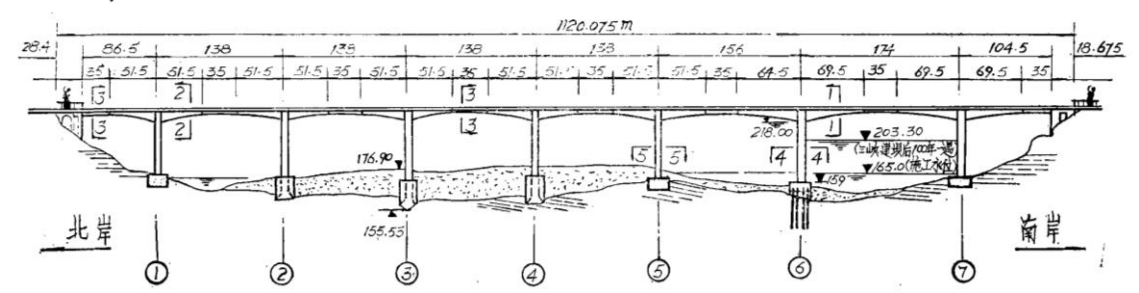


图 3-40 重庆长江大桥立面布置图(m)

- 以此桥为代表的带挂孔 T 形刚构桥体系有以下主要特点：
- 1、受力特点是长悬臂体系，全跨以承受负弯矩为主，预应力束筋布置于桥的顶面，与节段悬臂施工方法的协调相结合；
  - 2、带挂孔的 T 形刚构是静定结构，与带铰的 T 形刚构相比，虽由于各个 T 构单元单独作用而在受力和变形方面略差一些，但它受力明确，不受各种内外因素的影响，并且在跨内因有正负弯矩分布，其总弯矩图要比带铰的 T 形刚构要均匀一些，虽增加了牛腿构造，但免去了剪力铰的复杂结构；

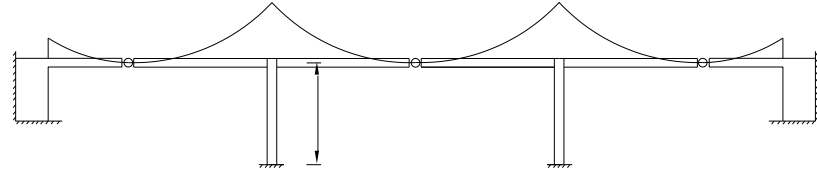


图 3-41 带铰的 T 形刚构的恒载弯矩图

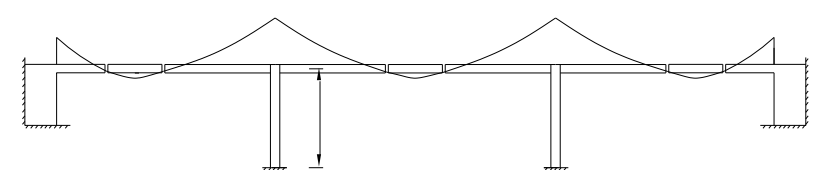


图 3-42 带挂孔的 T 形刚构的恒载弯矩图

- 3、T 形刚构桥桥墩粗大，但在大跨径桥中省去了价格昂贵的大型支座；
- 4、与连续梁相比，同样采用悬臂施工方法，连续梁要增加二道施工顺序，一是在墩上

临时固结以利于悬臂施工，二是在跨中要合拢，T 形刚构综合的用材用量和施工费用比连续梁经济。

但与连续梁相比，T 形刚构桥也存在以下主要缺点：

- 1、桥面上伸缩缝增多，对高速行驶不利；
- 2、在结构刚度、变形、动力性能方面 T 形刚构不如连续梁；
- 3、施工中增加了挂梁预制、安装工序及机具设备，T 构悬臂部分横截面布置受到挂梁的限制。

随着国内高速公路的迅猛发展，要求行车平顺舒适，T 形刚构桥的应用受到了限制。

3.5.3 连续刚构桥——云南红河大桥

云南红河大桥为五跨 58+182+265+194+70m 不等跨连续刚构桥，位于云南省元江县城西北，横跨元江深谷，于 2003 年建成通车，总体布置图见 3.42 所示。



图 3-43 云南红河大桥

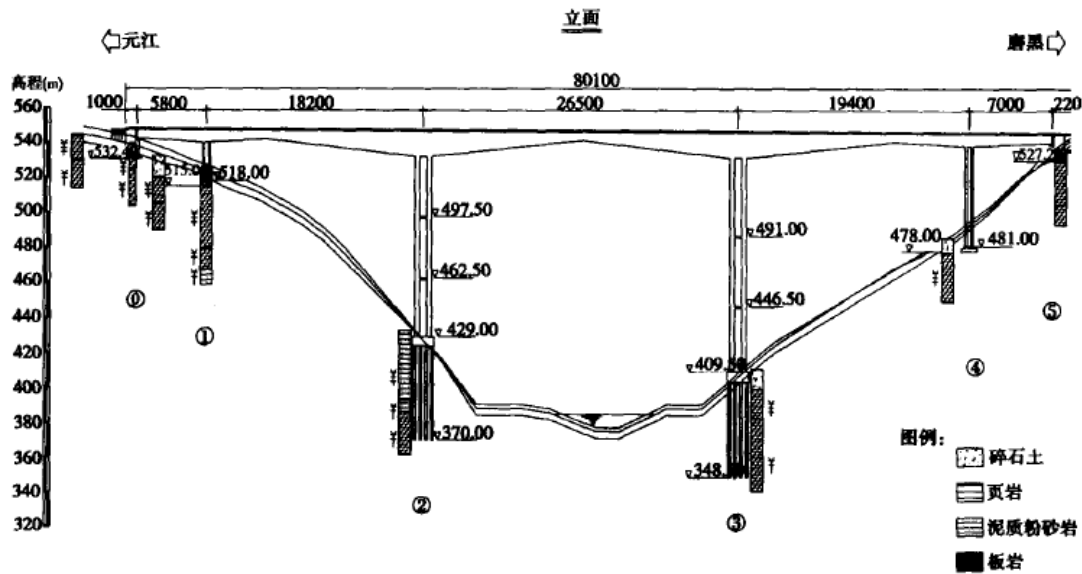


图 3-44 红河大桥总体布置图 (cm)

与 T 形刚构相比，连续刚构的结构刚度大为增加，活载作用下连续刚构的跨中挠度仅



为 T 形刚构的 20%~30%。同时由于主梁刚度的增加,使得桥墩的弯矩值大为减小,从而可以减小桥墩的截面尺寸。主梁省去了剪力铰和挂梁等复杂构造,使得行车平顺,简化了设计难度并节省了造价。

该桥有 4 个桥墩,最高 3 号墩高 121.5m,最矮 1 号墩高 21.85m,两墩刚度比很大。对于连续刚构桥来说,温度力和制动力是按照主墩抗推刚度来分配的,并与抗推刚度有关,所以矮墩得到的温度水平力和制动力比较大,使得矮墩靠近桥台侧受到比较大的弯矩,内、外侧两片墩的轴力相差也较大,使桥墩的设计变得比较困难。而决定桥墩抗推刚度的因素为截面大小和桥墩高度。为了使 1 号桥墩刚度减小,只能将 1 号桥墩的断面做小,桥墩断面同时受到桥墩抗弯的要求,墩身断面不能过小,所以 1 号墩的抗推刚度和 2 号、3 号桥墩的抗推刚度相差还是较大。从这个意义上看,②号、③号桥墩采用单薄壁墩可能对均匀受力更有利。该桥采取以下两种施工方法来改善桥墩的这种受力不均匀现象:

(1)边跨合拢前加载,合拢后卸载

当悬臂浇筑完成后,在悬臂端施加了 1000kN 的压重,然后浇筑边跨合拢段,张拉边跨底板钢束,最后拆除等量压重,这种办法可有效改善 1 号墩的墩顶轴力,使两墩墩顶轴力相差较小,达到预期的效果。

(2)次边跨、中跨合拢前对主梁进行顶推

在次边跨合拢前,对主梁施加 2000kN 的顶推力,焊接劲性骨架,然后次边跨合拢将顶推力永久保存在主梁里,最后张拉次边跨底板钢束。在中跨合拢前,对主梁施加 3000kN 的顶推力,中跨合拢。

这样,对改善 1 号桥墩的墩顶弯矩效果显著。

该桥考虑到美观问题和减少支座的后期养护、维修、更换的麻烦,1 号墩也做成墩、梁固接,使该桥成为五跨连续刚构桥。如果在 1 号墩顶上设置支座,释放掉温度力、混凝土收缩徐变、预应力产生的水平位移,形成连续梁—连续刚构组合体系,将避免对 1 号墩的受力调整,使得设计和施工难度大为降低。而采用组合体系后,桥梁的外形改变很小,仍是梁式结构,不会影响整体的景观效果。

3.5.4 边跨固结的连续刚构桥——四川泸州长江二桥



图 3-45 四川泸州长江二桥

因受地形限制,主桥设计为不对称结构,跨径组合为 145+252+54.75m,纳溪岸设一锚碇桥台以平衡梁体结构内力,主墩深水基础选择钢沉井基础,总体布置见图 3-46。

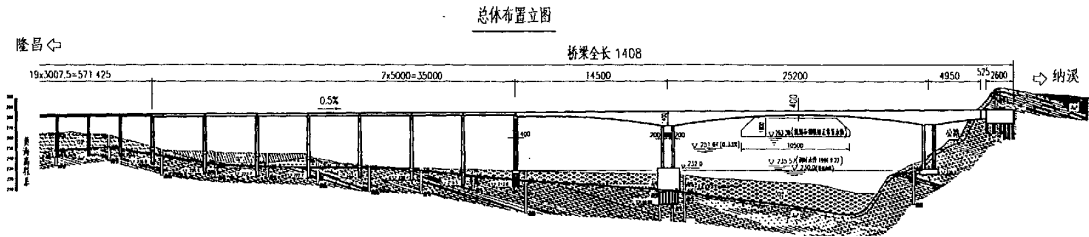


图 3-46 四川泸州长江二桥总体布置图(cm)

与其它同类型桥相比,该桥最大特点是连续刚构边跨极不对称。图 3-47 和 3.46 比较了

采用相同主梁和主墩，仅边跨长度不同的连续刚构桥恒载自重弯矩图。边跨不对称结构的主跨跨中和主墩弯矩都将增大，右侧边跨全部承受负弯矩，支撑处存在很大的上拔力。

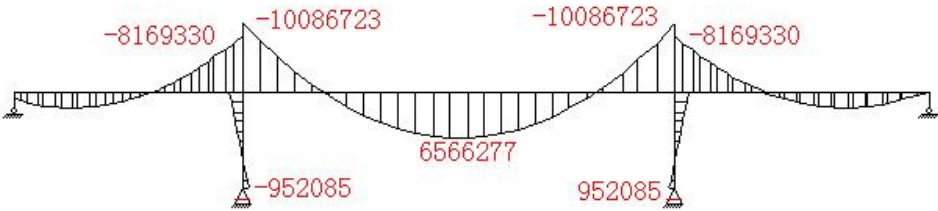


图 3-47 边跨对称连续刚构弯矩图(kN-m)

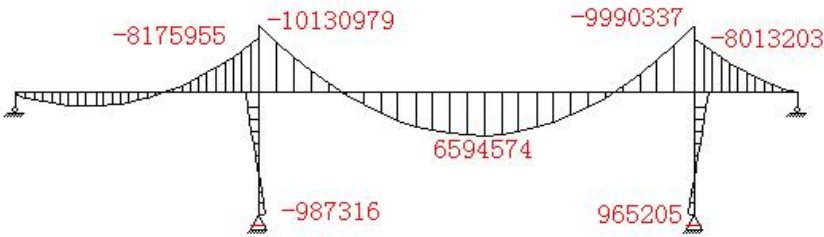


图 3-48 边跨不对称连续刚构弯矩图(kN-m)

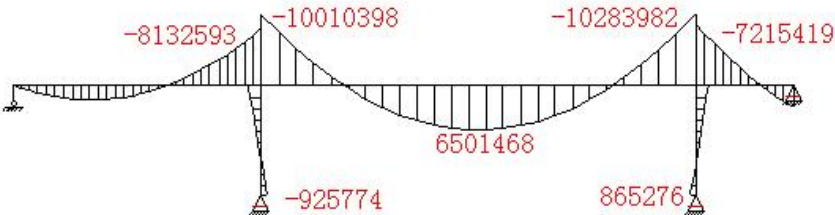


图 3-49 边跨固结连续刚构弯矩图(kN-m)

为保证主桥结构受力平衡，改变小边跨纳溪岸的约束条件，将锚碇桥台与边跨箱梁刚性连接，恒载自重弯矩见图 3-49 所示。与边跨不对称连续刚构体系相比，主跨跨中和主墩弯矩都将减小，主跨右侧墩顶负弯矩增大，改善了全桥的整体受力性能。

桥墩顶承受的水平力主要有温度影响力、预应力产生的水平力、上部结构混凝土收缩徐变影响力和汽车制动力。由于边跨与桥台固结，引起主桥结构的水平位移只能在另一端(隆昌侧)发生，经过水平力荷载组合，隆昌侧主墩承受水平力（纳溪方向）过大，钢沉井基础合力偏心距大，因此采取了以下两项措施：

- (1) 将沉井中心相对于桥墩中心向纳溪侧偏移 80cm，使恒载自重产生一反向抵抗弯矩；
- (2) 中跨合拢前，在合拢段施 8000KN 的顶推力。

为保证锚碇桥台锚固的可靠性，减小锚碇规模，布置 18 根方形抗拔锚桩，通过设在锚桩内竖向预应力束将桥台可靠地锚于基岩中。

### 3.5.5 V 形刚构桥——广州琶洲珠江大桥

广州琶洲大桥全长 570m，采用主跨 160m 的 V 形刚构—连续组合箱梁桥结构，是目前世界上最大的跨径 V 形刚构桥。V 形刚构桥墩高 20m，孔跨布置 70+135+160+135+70m，如图 3-51 所示。



图 3-50 广州琶洲珠江大桥

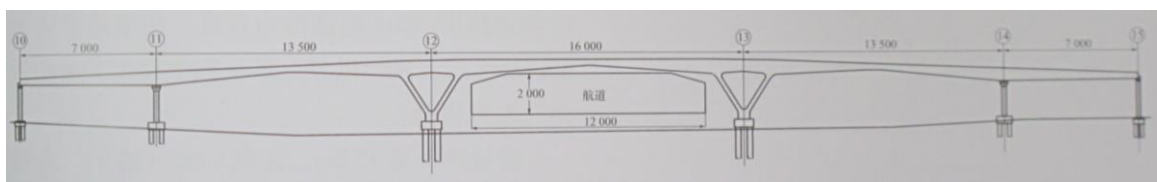


图 3-51 总体布置图(cm)

V 形支撑为钢筋混凝土结构，两斜肢夹角约为  $65.9^\circ$ 。V 形墩结构轻巧，撑体采用双箱单室钢筋混凝土空心箱型结构，内含由型钢组成的劲性骨架，施工荷载由劲性骨架承受。斜撑采用落地支架配合翻转模施工，每次浇筑高度为 3m，分 6 次完成。通过采用 V 形墩，减小了桥墩的抗推刚度，并且提供了更大的抗弯刚度；缩短了计算跨径，降低了梁高；减少了跨中和支点部位的弯矩峰值，节省了上部工程材料数量。

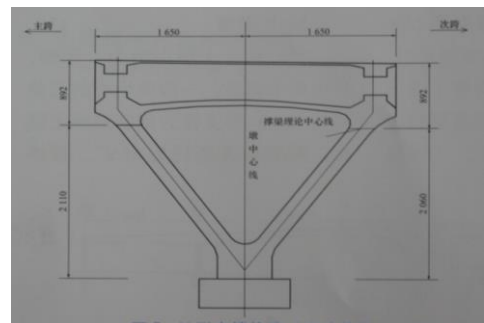


图 3-52 V 形墩一般构造图(cm)

主梁采用挂篮悬浇施工，三角挂篮由主桁架、底篮、模板系统、行走系统和锚固系统组成，自重 63t，具有自重轻、装拆简便、施工方便等优点。



图 3-53 箱梁施工

### 3.5.6 连续刚构—连续梁组合体系——重庆石板坡长江大桥复线桥

石板坡长江大桥（见 3.5.2 节）是按照每天 2 万辆的通行量设计的。

经过方案比选,最终采取的方案是在老桥旁修建一座新的连续刚构桥——石板坡长江大桥复线桥,这样能充分利用现有桥头两端的引道而不需要对道路和立交做较大的改动。该复线桥主跨跨径达到 330m。

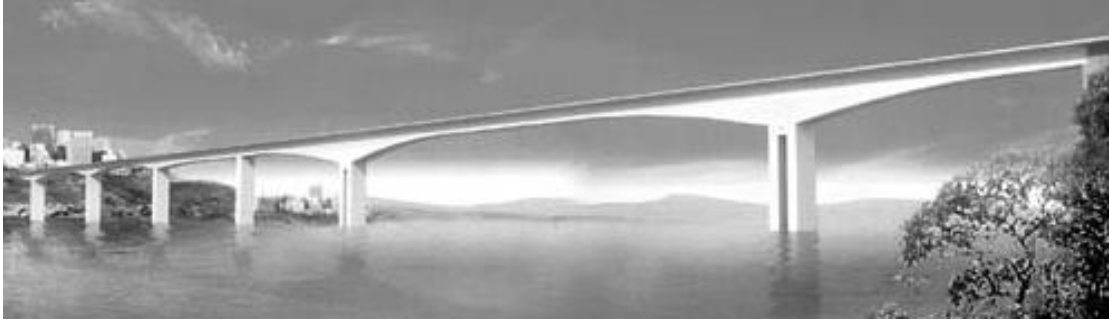


图 3-54 石板坡长江大桥复线桥

石板坡长江大桥复线桥的桥跨布置为  $87.75+4\times 138+330+133.75\text{m}$ , 总长 1103.5m, 如图 3-55 所示。由于全桥总长较长,边墩与主梁固结将承受过大的温度力,为改善边墩柱的受力,通过优化全桥内部连接,中间桥墩采用刚构,边墩采用连续梁的组合体系。钢箱梁和混凝土梁交接处,采用固结的方式,这样可以减少对徐变的敏感性。

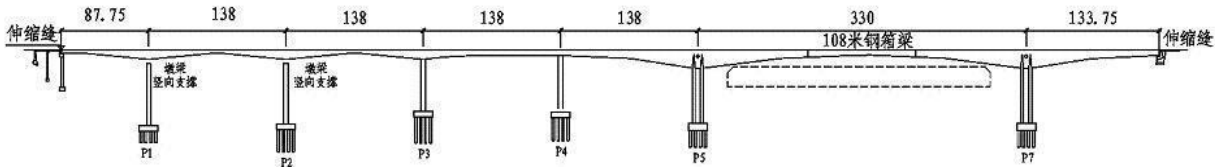


图 3-55 石板坡长江大桥复线桥总体布置图 (m)

重庆石板坡长江大桥复线桥在主跨跨中没有使用轻质混凝土材料,而是突破常规用钢梁替代了混凝土梁,通过对主梁材料组成的改变和内部连接的变化,开创了钢—预应力砼组合连续刚构梁式桥这种新桥型,从而在经济、安全、耐久性等方面均能满足的前提下,解决了连续刚构梁式桥跨径超过 300m 的难题,进一步推进了梁式桥的发展。

### 参考文献

- [1] 项海帆. 高等桥梁结构理论[M]. 北京: 人民交通出版社, 2001
- [2] 项海帆. 桥梁概念设计[M]. 北京: 人民交通出版社, 2011
- [3] 项海帆等. 中国桥梁史纲.上海: 同济大学出版社, 2009
- [4] 范立础. 桥梁工程(上册)[M]. 北京: 人民交通出版社, 2001
- [5] 邓文中. 造桥三十六年[M]. 北京: 清华大学出版社, 2003
- [6] Fuller Moore. 结构体系概论[M]. 沈阳: 辽宁科学技术出版社, 2001
- [7] 韩伯林. 世界桥梁发展史[M]. 上海: 知识出版社, 1984
- [8] 杨昀, 周列茅, 周勇军. 弯桥与高墩[M]. 北京: 人民交通出版社, 2011
- [9] 金晓勤, 邵旭东. 整体式无缝桥梁的研究与应用[J]. 重庆交通大学学报, 2002, 21(3), 7~10.
- [10] 张亮, 宁夏元. 设置小边跨的无缝连续梁桥设计[J]. 中南公路工程, 1998, 23(2), 18~20.

## 第四章 拱桥体系

### 4.1 体系的发展

拱桥是所有桥梁体系中变化最多的结构，拱形上分为圆弧拱、抛物线拱、悬链线拱、折线拱等；桥面与拱肋相对位置上分为上承式、中承式及下承式拱桥；按拱截面型式又可分为板拱、肋拱、箱拱、桁架拱、刚架拱；受力上可分为有推力与无推力体系拱桥、简单体系拱桥、组合体系拱桥等。新材料、新工艺和新理论的出现，大大推动了拱桥体系的发展，使拱桥形式千姿百态。

#### 4.1.1 古代拱桥体系

拱桥的受力特点是，将竖向荷载产生的轴力由拱顶向拱脚传递，转变为拱脚处的竖向力和水平推力。水平推力的存在大大减小了拱肋中的弯矩，使主拱截面材料强度得到充分发挥，跨越能力增大。公元前 6000—前 5000 年，苏美尔人在两河流域用泥土烧砖建造叠涩拱，将平砌拱改为竖砌拱，成为拱圈。公元前 600—前 500 年出现半圆形拱(图 4-1a)，后来成为罗马拱桥的标准式。在公元前 30 年至公元 476 年的罗马帝国全盛时期，其版图所及的今西班牙、意大利、法国、英国、德国、北非、土耳其和小亚细亚一带，修建过许多石拱桥，跨度在 6-24m，高度有达 50-60m 者，有的桥不用灰浆干砌，仅用铁箍相连，至今还保留有 60 座之多。最著名的是法国南部尼姆城(Nimes)的加尔德(Gard)石拱桥(图 4-2)。该桥建于公元前 18 年，全桥共分 3 层，最下层为 7 孔，跨径为 16~24 米。

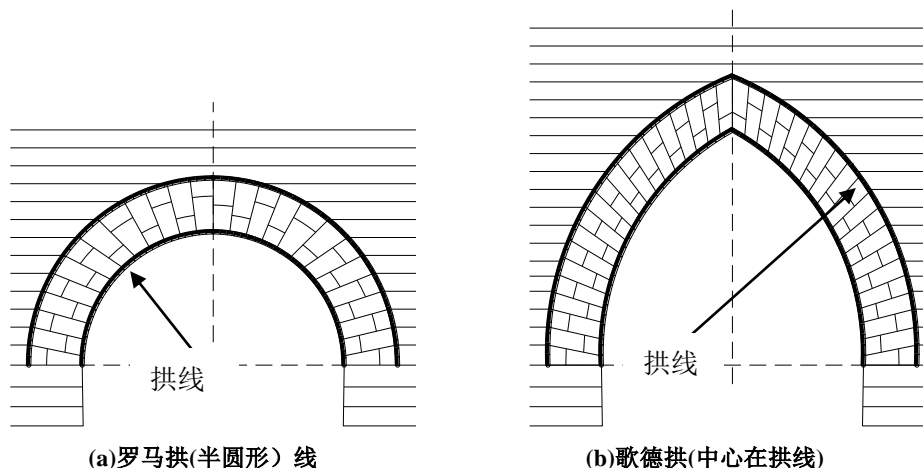


图 4-1 罗马拱与歌德拱

罗马帝国灭亡后数百年，欧洲拱桥发展不大。11 世纪以后，尖拱(图 4-1b)技术由中东和埃及传到欧洲，欧洲开始出现尖拱桥。法国在公元 1178~1188 年建成的阿维尼翁桥，为 20 孔跨径达 34 米尖拱桥。英国在公元 1176~1209 年建成的泰晤士河桥为 19 孔跨径约 7 米尖拱桥。西班牙在 13 世纪建了不少拱桥，如托莱多的圣马丁桥。

拱桥除圆拱、割圆拱外，还有椭圆拱和坦拱。扁平的大跨度圆弧拱桥在 14 世纪初在欧洲始露端倪。公元 1542~1632 年法国建造的皮埃尔桥为七孔不等跨椭圆拱，最大跨径约 32 米。当时椭圆拱曾盛行一时。1567~1569 在佛罗伦萨的圣特里尼塔建了三跨坦拱桥，其矢跨比为 1:7。11~17 世纪建造的拱桥，有的在桥面两侧设商店，如意大利威尼斯的里亚尔



托桥。



图 4-2 法国尼姆城加尔德石拱桥

中国的拱桥始建于东汉中晚期，要比以造拱桥著称的古罗马晚数百年。中国石拱桥由伸臂木石梁桥、撑架桥，三、五折边形石桥等逐步发展而成。虽然起步较晚，但在西方石拱桥建设几乎停滞的时期，中国石拱桥的建造技术已达到了当时世界的高峰。以赵县安济桥为代表的中国古代石拱桥在跨径、拱形和适应不同地区的需求上，均取得了长足的进展。建成的桥型有敞肩圆弧拱、厚墩厚拱和薄墩薄拱石拱桥。

完工于公元 605 年的河北省赵县安济桥又称赵州桥，是我国现存最早并保存良好的石拱桥。这座敞肩圆弧拱桥净跨 37.02 米，矢高 7.23 米，矢跨比为 1：5.12。拱上建筑由实腹演进为空腹，以一系列小拱叠于大拱之上，可减轻自重，且有利于泄洪。该桥结构受力合理、构造处理巧妙、造型优美独特，其技术成就为世人所公认，堪称建筑史上的奇迹。



图 4-3 赵州安济桥

我国古代石拱桥各部分尺寸得之于经验。地区不同、载重不同，其构造与结构尺寸也不一致。如在我国北方或南方山区河流上大多建造厚墩厚拱石拱桥。北方洪水流速大，冬季有流冰，要求桥墩厚重；交通以陆行为主，依靠车马，载重较大，要求桥道平坦，又增加了恒载重量，故拱圈做得较厚。多孔厚墩石拱桥(图 4-4)是单孔石拱桥的简单组合形式，每个桥墩都能承受单孔拱的水平推力，一孔破坏，不影响邻孔，施工时可逐孔进行。其缺点是未能充分利用邻孔相平衡的恒载推力和活载作用下的各孔共同作用，因此结构用材多显得较为笨重。现存的多孔厚墩厚拱石拱桥，多为明清两代所建造。比较有代表性的是北京的卢沟桥和十七孔桥，南方的江西南城万年桥和浙江金华通济桥等。

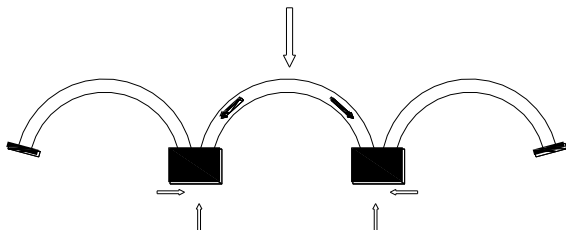


图 4-4 厚墩厚拱石拱桥

薄墩薄拱石拱桥多建于江浙冲积平原地带，河流水位稳定，交通以水运为主，桥上载重较轻而桥下净空要求高，一般都拱顶高耸以利通航。江南又多为软土地基，采用薄墩薄拱可以减轻重量、节约用料。对于多孔薄墩薄拱结构(图 4-5a)，如苏州宝带桥(图 4-5b)，当一孔的主拱上承受荷载，荷载通过拱传至两边的桥墩，由于桥墩的刚度较小，桥墩产生变形，从而把力和变形传至相邻孔，使邻孔协助承载，能减小承载孔的桥墩水平推力，产生连拱效应。最薄拱圈的石拱桥为元成宗年间（公元 1298~1300 年）建成的苏州灭（觅）渡桥。轻巧美丽的薄墩薄拱石拱桥在我国东南水网地区随处可见，为数众多，仅浙江一省尚存千余座。

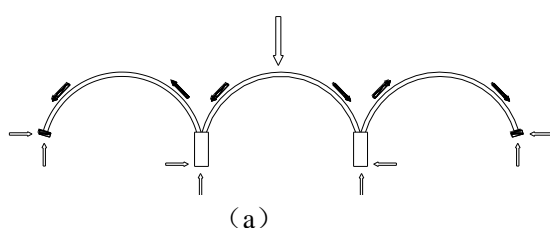


图 4-5 薄墩薄拱石拱桥

#### 4.1.2 近代拱桥体系

十八世纪中期至二十世纪中期拱桥技术的发展主要体现在四个方面，设计理论、制造材料、施工方法及体系改进。弹性拱理论的完善产生了两铰拱和三铰拱桥，随着工程师们对不同构件的共同作用的深入理解及简化计算的进步，出现了梁拱组合体系桥梁的设计思想。铸铁、锻铁、钢等金属材料和钢筋混凝土、钢管混凝土等新材料的应用使拱结构的实现有了多种可能，出现了肋拱、箱拱、桁架拱等。悬臂施工、劲性骨架施工（米兰法）、顶推改变压力线等施工方法的应用促进了大跨径拱桥的发展。

十八世纪，欧洲国家开始对石桥进行科学设计，对石桥结构作应力分析。法国的 Jean-Rodolphe Perronet 发现拱结构中压力线的连续作用，Perronet 所设计圆弧拱和英国伦尼所设计的半椭圆拱使跨度更大，路面更平，桥型更优美。1786 年，法国建成的圣马克桑斯桥共 3 孔，跨径各 21.8m，矢高 1.98m，为前所未有的坦拱，技术具有革命性。



图 4-6 Coalbrookdale Iron 桥

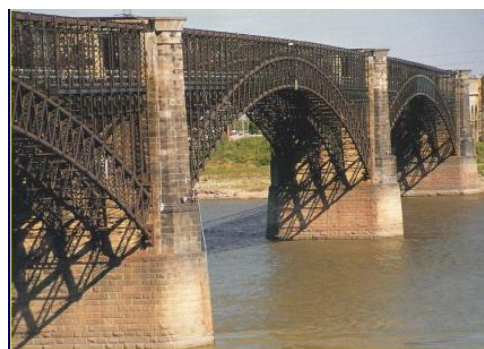


图 4-7 圣路易斯桥

工业革命初期生产了大量的铸铁，铸铁性脆耐腐蚀，受压性能好于受拉性能，适用于修建拱桥。1779 年，英国建成世界上第一座铸铁拱桥—Coalbrookdale Iron Bridge(图 4-6)。这座单跨拱桥跨度为 30.7m，矢高 13.7m，有 5 片半圆形拱肋，每肋有 3 个用横杆相连的同心环。该桥被誉为近代桥梁的开端。尽管该桥从结构上基本模仿以往的本拱桥，拱肋是格构而不是桁架，仍具有可贵的探索精神。此后，英国建成了克拉雷齐桥（Craigellachie



Bridge)等多座铸铁桁架拱桥,还陆续出现了中承和下承拱桥。

石拱桥和早期的铸铁拱桥多为无铰拱,随着弹性拱理论的发展以及锻铁、钢等新材料的应用,无铰拱桥的跨径有了很大提高。

第一座无铰钢拱桥是美国密西西比河的圣路易斯桥(图4-7)。该桥建于1874年,是一座三跨上承式钢桁拱桥,跨径布置为155.1m、158.6m及153.1m。每跨4肋,每片拱肋由2根上下平行的弧形钢管组成,用斜腹杆联系。此桥的建成开启了大跨径钢拱桥的新时代,肯定了计算理论、材料检验技术、悬臂安装及合龙技术。

第一座钢筋混凝土拱桥—夏泽莱(Chazelet)桥(图4-8)也是一座无铰拱桥,1877年建于法国。该桥跨径16m,宽4m,拱圈为椭圆形,配筋方法是在拱外缘加了一层钢筋网。1899年,Francois Hennebique设计建造了第一座多跨钢筋混凝土拱桥—Camille de Hogues Bridge(图4-9),该桥桥面和拱圈都采用钢筋混凝土,主跨为3×50m的无铰拱,矢高分别为4.0、4.8、4.0,采用支架法施工。该桥建成时非常轻盈,充分发挥了钢筋混凝土材料的表现力。



图 4-8 夏泽莱桥



图 4-9 Camille de Hogues Bridge

两拱脚处均设铰的拱为两铰拱,较之无铰拱可以减小因基础位移,温度变化以及混凝土收缩和徐变等引起的附加应力。两铰拱受力最不利的位置在拱顶,于是产生了截面由拱顶向拱脚逐渐变窄的月牙形拱。1877年葡萄牙建成的皮亚·马利亚桥(图4-10)是早期的锻铁月牙形拱桥,堪称拱桥结构艺术的典范。



图 4-10 皮亚·马利亚桥(双铰月牙形拱)



图 4-11 狱门桥

二十世纪二三十年代完成了几座著名的两铰中承式钢桁拱桥。1916年,美国纽约建成的狱门桥(图4-11)。该桥跨径298m,矢高93m。拱圈由两弦组成,下弦两端设铰,为主拱肋,上弦和腹杆主要起加劲作用。此后建成的贝永桥和悉尼港桥立面形式与狱门桥相似,跨径均超过了500m。



图 4-12 萨尔基那山谷桥图



图 4-13 纽卡斯尔高层桥

三铰拱一般在两拱脚和拱顶处设铰，为静定结构。但由于拱顶铰的构造复杂且不利于行车，较少采用该类桥型。二十世纪初法国修建了 Alexandre III 桥等三铰钢拱桥。1930 年瑞士建成的萨尔基那山谷桥（图 4-12）是钢筋混凝土三铰拱桥的代表。该桥主跨 90m，为箱形截面三铰拱。拱的边梁和桥面与箱形拱肋用钢筋相连参与总体受力。

除了以上三种简单体系拱桥以外，单铰拱桥理论上是可行的，但实际建造较少。法国的 I'artuby 桥是一座 110m 跨的单铰拱。

19 世纪中期，欧洲出现了梁拱组合体系桥梁，由于计算复杂，近代建成的实桥数量有限。梁拱组合体系是将拱和梁两种基本结构组合起来，共同承受荷载，充分发挥梁受弯、拱受压的结构特征及其组合作用，达到节省材料目的的结构体系。

在地基条件较差的情况下，拱的水平推力太大对桥墩不利。为了平衡水平推力，产生了在拱肋两端之间设置拉杆的拱结构，称为系杆拱。1849 年，英国的 Robert Stephenson 用这种方法在 Newcastle 建成  $6 \times 37.8\text{m}$  双层铸铁拱桥（图 4-13）。其中拱采用铸铁，系杆采用锻铁。



图 4-14 西万德巴赫桥

1858 年，奥地利人兰格尔（Josef Langer）申报了刚性梁柔性拱桥专利。他设想拱只受轴向压力，让梁承受拱推力和弯矩。1881 年，兰格尔设计建造了第一座刚梁柔拱组合体系桥梁。二十世纪二三十年代马拉尔设计建造了一系列钢筋混凝土桥面加劲拱桥。西万德巴赫桥（图 4-14）为其中最经济美观的，主跨 37m，拱结构由板组成，平面做成椭圆形弯道。

刚拱刚梁组合体系桥梁又称为洛泽拱。19 世纪末，德国易北河上建造了一座跨度为 96.35m 的 10 跨透镜形弦杆铁路桥，认为是洛泽拱的先驱。1909 年，法国建成麦斯纳桥。该桥主梁、拱圈和吊杆都是钢筋混凝土结构，采用钢筋混凝土吊杆，总长 75m，拱跨度 60m，是早期的钢筋混凝土刚拱刚梁组合体系拱桥。

1937 年钢管混凝土首次应用于桥梁结构，前苏联在列宁格勒用集束小直径钢管混凝土做拱肋建造了跨径为 101m 的跨越涅瓦河的拱梁组合体系桥梁。

在组合体系拱桥的设计中如果用斜吊杆代替竖直吊件，可以大幅度地提高结构刚度，并能减小拱肋和系梁的弯矩。这一设想最早是由尼尔森(O.E.Nielson)提出的，1929 年在瑞典获得专利权。当时只在在瑞典等斯堪的纳维亚地方当年设计了一两座桥，直到现代才得到应用。

桁架拱桥是组合体系拱桥的一种特殊形式，拱与上弦杆、腹杆共同受力。1907 年，法国建成普拉雷阿尔桥。该桥主跨 26m，为早期的钢筋混凝土桁架拱桥。

### 4.1.3 现代拱式体系

第二次世界大战结束后，计算机和信息技术的发展开创了现代桥梁工程的新纪元。现



代拱桥在技术方面有诸多更新，有限元方法和拱桥挠度理论的应用使拱桥设计更加安全合理，大跨度梁拱组合新体系桥梁不断涌现，拱桥的结构形式和体系不断创新。随着拱桥施工方法的进步，主要构件对不同材料和截面形式的选择，拱肋与行车道（或主梁）相对位置或角度的变化，结构受力体系的变化与组合，引出了很多形态各异的拱桥，如提篮式拱、飞鸟式拱、斜靠式拱、蝶形拱、单肋斜拱桥、空间异型拱、旋转开启拱桥及斜拉-拱协作体系等。

## 1 大跨径拱桥

二次世界大战以后，世界各国修建了多座大跨径的混凝土拱桥。1964 年澳大利亚悉尼建成的格莱兹维尔桥（Gladesville）（图 4-15），大桥全长 488m，主跨 305m，矢跨比 1/7.74，主拱圈为 4 根平行的混凝土箱肋，采用钢管支架架设，应用千斤顶调整拱圈内力。



图 4-15 格莱兹维尔桥

1964 年江苏省无锡县创建了具有我国特色的双曲拱桥。由于拱圈在纵横向均呈拱形而得名。主拱圈由拱肋、拱波、拱板及横向联系组成，施工中先化整为零，再集零为整，以适应无支架施工和无大型起吊设备的情况。因主拱圈分期形成，呈现组合结构的受力特征，整体性较差。1969 年建成的河南嵩县前河桥为单孔净跨 150m 上承式无铰空腹拱，是我国跨径最大的钢筋混凝土双曲拱桥。1972 年建成的湖南长沙橘子洲大桥，正桥 8 孔长 1250 米，最大跨径 76 米，是规模最大的双曲拱桥（图 4-16）。

1980 年前南斯拉夫在亚得里亚海边建成克尔克桥（图 4-17），该桥由两孔分开的上承式钢筋混凝土拱组成，主跨 390m，副跨 244m，矢高分别为 67m 和 47m，主拱为等截面三次抛物线无铰拱。拱圈为单箱三室截面，用预制构件从两端悬臂拼装，至跨中合龙。



图 4-16 湖南长沙橘子洲大桥



图 4-17 克尔克桥

早期的钢筋混凝土桁架拱桥在受拉、受弯部位及刚性节点处会出现裂缝，施加预应力可消除裂缝、改善受力、节省材料、增大跨径。1995 年我国建成的江界河大桥（图 4-18）主跨为预应力混凝土桁式组合拱，跨径 330 米，矢跨比 1/6。主孔分 108 个桁片预制，采用桁架伸臂法悬拼架设，两岸引孔为桁式刚构。



图 4-18 江界河大桥



图 4-19 重庆万州长江大桥

1997 年建成的重庆万州长江大桥（图 4-19）采用劲性骨架施工。桥梁全长约 820m，主拱 420m，矢高 67m。主拱圈采用钢管混凝土桁架结构作为劲性骨架，外包 C60 混凝土形成单箱三室箱形截面。该桥地处山区，基础可承担较大的推力，采用无铰拱体系，构造简单、传力明确。



图 4-20 丹河大桥



图 4-21 Silver Jubilee Bridge

2000 年建成的山西丹河大桥（图 4-20）主孔净跨径 146 米。大桥采用空腹变截面悬链线无铰石板拱结构体系。腹拱由 14 个等跨径腹拱组成空腹式断面，为减轻拱上建筑重力，增加结构的透视与美学效果，腹拱墩采用横向挖空形式。

现代钢拱桥在跨径上与近代相比没有大的进展，但在技术上有诸多革新，如正交异性板钢桥面、钢箱拱和钢桥连接技术等。随着计算能力的提高，出现了形式多样的大跨径梁拱组合体系桥梁。

1961 年，英国建成二十五周年纪念桥（Silver Jubilee Bridge）（图 4-21），桥型为钢桁拱和钢桁梁的组合体系，其公路桥跨径布置为（76.25+330.0+76.25）m，是欧洲当时跨度最大的梁拱组合体系桥梁。

1963 年原联邦德国建成费马恩海峡桥（图 4-22），主桥为早期的尼尔森体系提篮钢箱系杆拱。尼费马恩海峡桥跨径 248.5m，矢高 43.47m。拱肋截面宽 1.9 米、高 3~4 米，两片拱肋上方向内侧倾斜，用以提高桥梁整体的扭转刚度。拱的系杆部分，为两根钢箱梁。有固定支座和活动支座各一个，结构外部是静定的，内部是高次超静定。这种形式的空间结构有较高的抗弯及抗剪强度。

1976 年美国建成的新河谷桥（New River Gorge Bridge）（图 4-23）为上承式钢桁肋拱桥。桥面高出水面 267m，桁拱跨径 518.3m，桁梁弦杆为箱形截面。





图 4-22 德国费马恩海峡大桥



图 4-23 新河谷桥

2003 年建成的卢浦大桥（图 4-24）跨越上海市的黄埔江，为中承式变高度钢箱拱桥，跨径组合  $100\text{m}+550\text{m}+100\text{m}$ 。该桥结构体系为三跨中承式部分有推力梁拱组合体系，中跨主梁简支于拱梁交汇处的横梁上，边跨主梁与拱肋固结。主桥两边跨端横梁之间设置水平拉索，通过张拉水平索可使中墩基础在恒载作用下处于无水平反力状态，只承受温度荷载、活载等作用的水平推力，使结构更适应上海的软土地基。



图 4-24 卢浦大桥

2007 年合拢的湖北省宜万铁路宜昌长江特大桥（图 4-25）为连续刚构—柔性拱组合结构，主桥跨径为  $(130 + 2 \times 275 + 130)\text{m}$ 。该桥采用“先梁后拱”施工方法，因此主梁采用变截面，柔性拱用于提高结构刚度，具有施工方便的优点。刚构—拱组合体系桥梁是拱梁组合体系桥梁的特例，主要有连续刚构—拱组合体系桥、V 形或 Y 形刚构拱组合体系桥。由于结构刚度的优势，近年在铁路工程中得到广泛采用。



图 4-25 宜万铁路宜昌长江大桥主桥



图 4-26 重庆菜园坝长江大桥

2007 年建成的重庆菜园坝长江大桥（图 4-26）是钢混组合式刚构系杆拱桥，主桥由  $420\text{m}$  中跨、 $102\text{m}$  边跨和  $88\text{m}$  侧跨组成对称 5 跨布置。该桥主拱为高  $4\text{m}$  宽  $2\text{m}$  的提篮形钢箱拱肋，主梁为高  $11\text{m}$  的钢桁梁。由于主梁刚度较大，边跨采用预应力混凝土“Y”形刚构。该桥中跨系杆与边跨系杆分开设置，独立锚固，并在边墩增设了竖向系杆索。多套相对独立的拉索体系可分别张拉和调节，对大桥的主体结构进行内力与线型的调整和控制。



图 4-27 重庆朝天门大桥

2009年建成的朝天门大桥（图4-27）主桥为， $(190+552+190)$  m三跨连续中承式钢桁系杆拱，全宽36.5m，主梁采用两片主桁。中跨为钢桁系杆拱，采用二次抛物线拱轴，矢跨比为1/4.3，两侧边跨为变高度桁梁。中跨下层系杆内配置了体外预应力束，使上下水平系杆截面形式统一。主墩一侧采用固定支座，其余各墩均设活动铰支座以释放水平约束。



图 4-28 宁波明州大桥

2011年建成的宁波明州大桥（图4-28）主桥为中承式梁拱组合体系的双肢钢箱系杆拱桥。主桥跨径布置为 $(100+450+100)$ m，主拱和加劲梁均为钢箱结构。上下肢拱肋通过横撑和立柱相连形成稳定的结构体系，并提供强大的侧向抗弯刚度。中跨加劲梁支承于端横梁上，边跨加劲梁与主拱固结，中跨端横梁之间还布置水平拉索以平衡拱的推力。

2012年9月合龙的泸州合江长江一桥（图4-29）主桥为钢管混凝土中承式拱桥，全长529.1m，净跨径500m，净矢跨比1/4.5，拱轴线采用悬链线。拱圈由两道钢管混凝土桁架拱肋组成，上下弦杆钢管内填充C60混凝土，通过横联、竖向钢管构成桁架。桥面系由两道主纵梁、三道次纵梁及横梁组成，纵横梁均采用“工”形截面，桥面板为钢—混凝土组合桥面板。拱座采用分离式双座，基础埋置于弱风化岩层内。



图 4-29 泸州合江长江一桥

## 2 空间异形拱桥

### (1) 斜靠式拱桥

当拱桥桥宽很大时，出现了多片拱肋的中、下承式拱桥。若将四根肋拱中的边拱斜靠于主拱，斜拱与主拱组成空间稳定体系，形成斜靠式体系。第一座斜靠式拱桥是西班牙建筑师圣地亚哥·卡拉特拉瓦 1984 年设计的 Bacde Roda 桥(图 4-30)。该桥直立式主拱为双铰拱，其水平推力直接传至主梁，形成拱梁组合结构；斜拱为无铰拱，水平推力直接传至地基，是有推力结构。斜拱与主拱组成空间稳定体系，提供了结构的稳定性，而常规拱桥两主拱圈需要通过横向联系来解决其稳定性问题。国内代表性的斜靠式拱桥是昆山市玉峰大桥。



图 4-30 西班牙 Bacde Roda 桥

2007 年 3 月建成的德国莱茵河魏尔（Weil am Rhein）和法国于南格（Huningue）之间的三国桥（Tri-Countries Bridge）是只有两根拱肋的斜靠式钢拱桥。大桥全长 248 米，其中拱跨长 229.4 米，最大高度 24.25 米。桥梁体系是一个系杆拱和一个具有约束杆的拱的结合（图 4-31）。两侧拱脚其中有一侧允许有不超过 500mm 的水平位移。南拱圈向北侧倾斜，是空心圆断面。北拱圈是垂直的，为两个六边形钢箱断面，承担全桥约 2/3 的荷载。

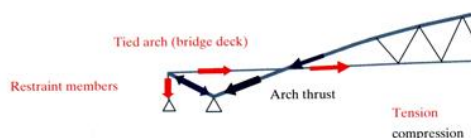


图 4-31 三国桥

### (2) 单肋斜拱桥

位于西班牙瓦伦西亚的阿拉麦达桥(图 4-32)桥面包括公路桥面和悬挑的人行道。拱圈采用倾角为 70° 的斜拱，拱顶距桥面 14m，主梁采用钢箱梁，主拱采用钢箱，主跨 130m，矢高 14m，总长 163m，桥面宽度 26.0m。在横剖面上，斜拱置于桥身一侧，悬吊人行道的同时通过自身的倾斜平衡桥身扭矩，拱内规律排列的钢吊杆在倾斜中给人以稳定感。



西班牙的瓦伦蒂诺步行桥（Campo Volantin Footbridge）（图 4-33）1997 年建成，为人行钢拱桥，主跨 75m，矢高 15.3m。拱圈采用钢管结构，倾斜布置，主梁也采用带有悬臂板的钢管结构，曲线布置。水平的弓形桥面和倾斜的支撑拱相对设置以产生平衡，拱与桥身两侧的拉索三维分布，既加强了拱身稳定又减弱了桥身扭曲，进而减轻拱的负荷。

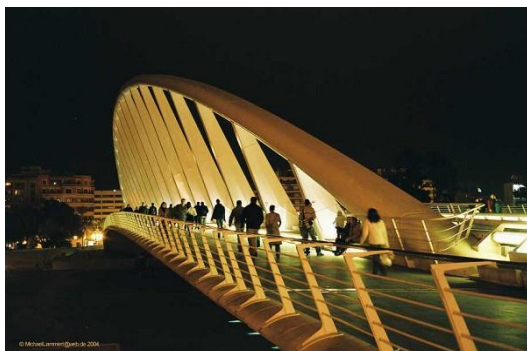


图 4-32 西班牙阿拉麦达桥图



图 4-33 西班牙的瓦伦蒂诺步行桥

### 3、蝴蝶拱、日月拱

1997 年英国贝德福德建成蝴蝶拱桥（Bedford Butterfly Bridge）（图 4-34），是一座人行桥。桥跨 32m，两个钢质的拱圈像蝴蝶的翅膀一样倾斜，使行人走在桥上有空间围合的感觉，同时又向天空敞开。

2005 年建成的天津大沽桥（图 4-35）为三跨连续倾斜式四索面钢箱系杆拱桥，主跨 106m，两边跨各 24m。在结构力学上，充分利用了桥面的横向刚度和拱的竖向刚度，受力新奇、合理；在景观上，两个倾斜的拱，一大一小，象征太阳和月亮，与桥位处环境相协调。



图 4-34 蝴蝶拱



图 4-35 天津大沽桥

### 4、旋转开启拱桥

2001 年英国在纽卡斯尔建成盖茨海德尔千禧桥（图 4-36）由两个优美的弧形组成一个作为行人的甲板，另一个起支持作用，它们横跨于两个新建的与岸边平行的岛。这两个弧形连接在可活动的铰点上转动，使得船能从桥下通过。



图 4-36 盖茨海德尔千禧桥



础，如图 4-39 所示。

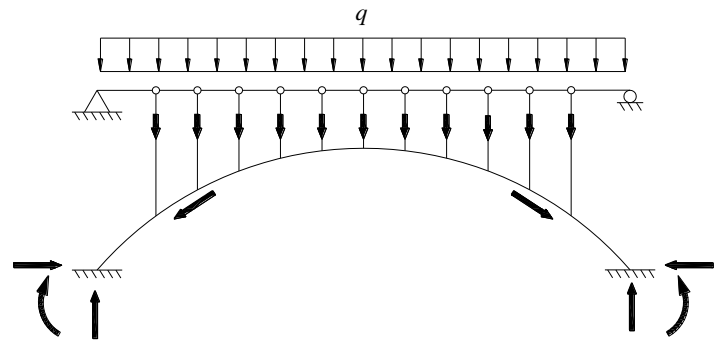


图 4-39 简单体系拱桥的传力路径

简单体系拱桥的全部荷载由主拱承受，在竖向荷载作用下拱脚处存在水平力是简单体系拱桥的重要特征，正是这个水平力，大大减小了拱圈的弯矩，使之成为偏心受压构件，截面上的应力分布(图 4-40a)与受弯梁的应力(图 4-40b)相比截然不同，可以充分利用主拱材料强度，使跨越能力增大。

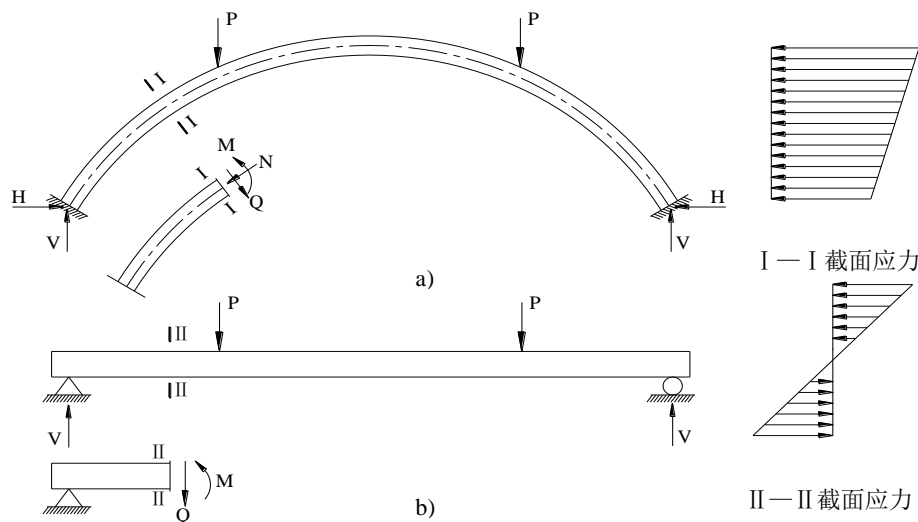


图 4-40 拱和梁的应力分布

## 2 组合体系拱桥

在拱式桥跨结构中，行车道梁与拱共同受力，称为组合体系拱桥或梁拱组合体系桥梁。它将拱和梁两种基本结构组合起来，共同承受荷载，充分发挥梁受弯、拱受压的结构特征及其组合作用，达到节省材料的目的。

由于行车系与主拱的组合方式不同，组合体系拱桥传力方式也不同。以下承式简支梁拱组合体系为例，拱的推力由系杆承受，墩台不承受水平推力。其传力路径为：车辆和行人荷载→桥面系→吊杆→主拱→墩台与系杆→基础，如图 4-41 所示。

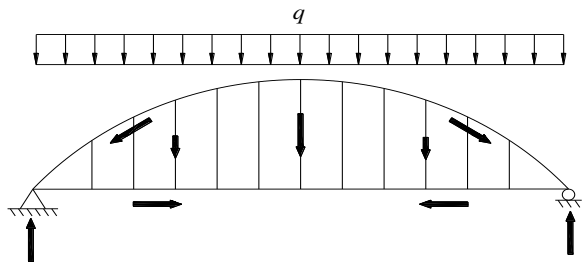


图 4-41 无推力组合体系拱桥传力路径

系杆拱之所以比简支梁有更大的跨越能力,可通过以下分析来加强理解。简支梁在均布荷载作用下的剪力和弯矩由梁的截面剪切和弯曲抗力承担,相应地在梁中产生剪应力和拉压正应力,如图 4-42 示。

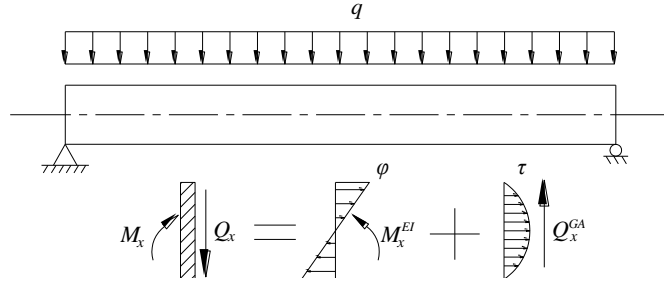


图 4-42 外力与梁内应力的关系

图 4.42 中,  $M_x$ 、 $Q_x$  表示  $x$  截面需要承担的弯矩和剪力;  $M_x^{EI}$ 、 $Q_x^{GA}$  表示材料的抗弯刚度和抗剪刚度实际承担的弯矩和剪力。显然,梁是被动受力的,必然有:

$$M_x = M_x^{EI} \quad (4-1)$$

$$Q_x = Q_x^{GA} \quad (4-2)$$

假设将组合体系拱桥的吊杆或立柱进行膜化,膜化后的膜轴向刚度为:

$$EA_f = EA_s / a \quad (4-3)$$

上式中,  $EA_f$  表示膜的轴向刚度,  $EA_s$  表示吊杆或立柱的轴向刚度,  $a$  表示吊杆或立柱间距。则膜化后的组合体系拱桥的外力和体系内应力关系见图 4-43。

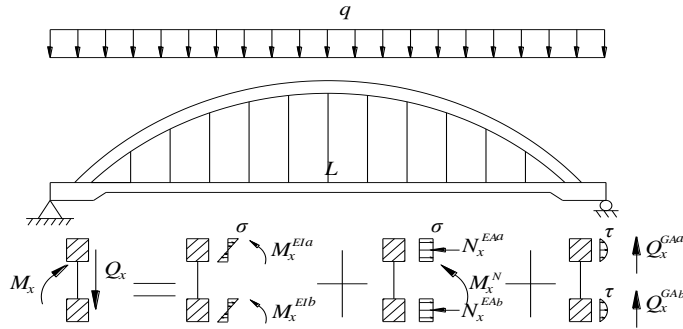


图 4-43 吊杆膜化后梁拱组合体系的外力与体系内应力关系

图 4-43 中,  $M_x$ 、 $Q_x$  表示与组合体系同跨径简支梁  $x$  截面需要承担的弯矩和剪力;

$M_x^{EIa}$ 、 $M_x^{EIb}$  表示拱肋和梁的材料抗弯刚度所实际承担的弯矩;  $N_x^{EAa}$ 、 $N_x^{EAb}$  表示拱肋和梁的材料抗拉压刚度所实际承担的轴力,是由于拱类结构的水平力而产生的;  $M_x^N$  表示拱肋的压力和主梁的拉力所产生的拉压力矩;  $Q_x^{GAa}$ 、 $Q_x^{GAb}$  表示拱肋和主梁的材料抗剪刚度所实际承担的剪力。根据力学知识不难得到如下方程式:

$$M_x = M_x^{EIa} + M_x^{EIb} + M_x^N \quad (4-4)$$

$$Q_x = Q_x^{GAa} + Q_x^{GA b} \quad (4-5)$$

由(4-4)式可知,外力所产生的弯矩不再仅仅依靠拱肋和主梁的截面承担,而是绝大部分由拱肋和主梁的拉压力矩所承担,从而大大提高了材料的利用率,减小桥梁的自重,增大桥梁的跨越能力。式(4-5)中的  $Q_x^{GAa}$ 、 $Q_x^{GA b}$  基本上由拱肋的轴向力竖向分量提供,拱肋和主梁截面材料的抗剪能力很容易满足体系的抗剪要求。因此,跨径范围内的外力在梁拱组合体系中的效应基本为轴力。

组合体系拱桥可以分成有推力和无推力两种。无推力的组合体系拱桥拱的推力由系杆承受,墩台不承受水平推力。有推力的组合体系拱桥的墩台仍承受拱的推力。

#### 1) 无推力组合体系拱桥

无推力组合体系拱桥根据结构的静定条件可分为简支梁拱组合体系、悬臂梁拱组合体系、连续梁拱组合体系三种,以下将分析研究这三种体系的受力性能。

##### ① 简支梁拱组合体系

简支梁拱组合体系为外部静定内部高次超静定结构,兼有拱桥的较大跨越能力和简支梁桥对地基适应能力强的两大特点,因此适用范围较广。当桥面高度受到限制而桥下又要求保证较大的净空,或当墩台基础地质条件不良,又要求保证较大的跨度时,该体系桥梁是可选的桥型。除拱肋外,体系主要承重构件还有加劲纵梁,它与横梁组成平面框架,由吊杆上下联系以达到共同受力的目的。拱肋结构一般为钢管混凝土或钢筋混凝土,两片拱肋间常设置风撑。

系梁拱是工程中应用最多的简支梁拱组合体系,它相当于在简支梁上设置加强拱,梁拱端联结点一般刚结,其间布置吊杆,恒载状态下的内力可通过吊杆内力调整,使纵梁的受力状态处于合理状态。按刚性吊杆法调整恒载内力可得到如图 4-44 所示的弯矩、剪力及轴力图。恒载作用下拱内主要承担轴压力,梁内主要承担轴力。吊杆对拱肋具有非保向力作用,显著地增加了拱肋的侧向稳定性。在设计风撑时,可计入吊杆的非保向力效应。

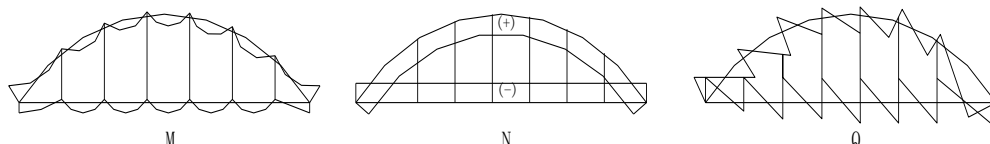


图 4-44 简支梁拱组合体系桥恒载状态的弯矩、剪力、轴力图

系梁拱中,拱、梁的受力分配较为复杂,不但与拱、梁的抗弯刚度有关,还与拱、梁轴向刚度及吊杆轴向刚度等有关,本章将在 4.3 节中对简支梁拱组合体系的受力分配作专门的讨论。

##### ② 悬臂梁拱组合体系

悬臂梁拱组合体系相当于将悬臂梁中墩附近腹板挖空,上弦用加劲梁,下弦用拱代替,中间辅以立柱,梁拱协作共同承载的结构。上弦为加劲梁,承受拉弯作用,下弦为拱,承受压弯作用,立柱主要传递竖向荷载(如图 4-45)。

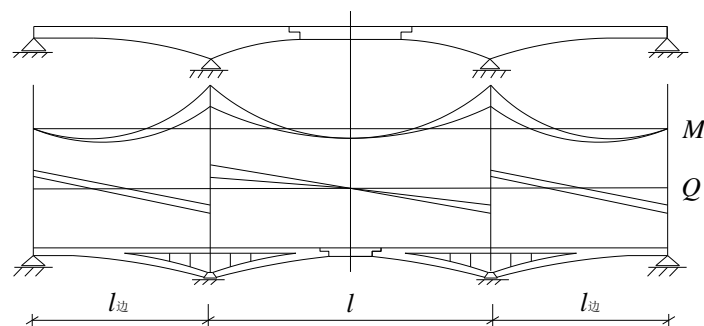


图 4-45 悬臂梁拱组合体系

该体系为多跨静定结构，可采用转体施工，施工时对航道影响不大，在软土地基地区应用广泛。

### ③ 连续梁拱组合体系

连续拱梁组合体系，从结构内部受力情况来看，可归纳为以下几点：

- a) 结构外部水平约束释放，系统温变等对结构受力的影响较小；
- b) 梁平衡拱产生的水平力，拱内水平力及加劲梁产生的拉力组成的力矩平衡截面内大部分弯矩，能充分发挥材料性能；
- c) 拱轴力的垂直分力分担剪力，一般情况下，结构中剪力不再控制设计，可显著提高结构的经济指标；
- d) 梁的纵向预应力束，主要是平衡拱传来的水平力，一般全桥统一部署，采取直索的形状，减少了预应力束的摩阻损失和锚固设施。

工程中已建连续梁拱组合式桥梁是多种多样的，根据桥道系所在位置，可分上承式、中承式及下承式。

上承式连续梁拱组合体系可以看成是变截面连续梁沿纵向由空腹与实腹两部分组成。实腹部分常设计成肋板式结构，梁与拱肋组合成为连续梁的主肋，与横梁组成梁格系，并以桥面板覆盖，成为两者的上翼缘。空腹部分上弦为加劲纵梁，下弦为拱肋，梁与拱肋间设立柱。

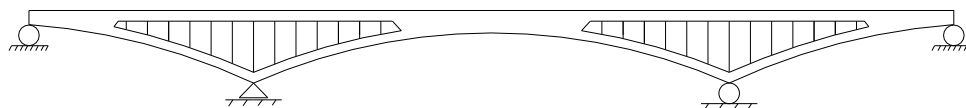


图 4-46 上承式连续梁拱组合体系

该体系空腹范围内加劲梁产生拉力，与拱内水平力组成为力矩以平衡截面内的弯矩；同时中墩附近的高度依靠空腹来加大，使跨中弯矩减少。图 4-46 所示为上承式连续梁拱体系的工程实例：图 4-47(a)江汉桥的拱肋与桥面系采用立柱连接；图 4-47(b)碧潭桥则将空腹范围内的立柱取消，形成斜腿刚构拱梁组合体系。



(a) 武汉市江汉桥

(b) 台湾省碧潭桥

图 4-47 上承式连续梁拱组合桥

中承式连续梁拱组合体系（图 4-48）是目前我国在梁拱组合式桥梁的设计与建造中用得较多的一种桥型，它的特点是结构布置合理，造型美观，施工方便。

中承式连续拱梁组合桥，从结构整体抗弯要求来看，与连续梁桥相比，它在弯矩较大的跨中和中支点处拱与梁的相对距离增大，此时拱受压、梁受拉成为该桥抗弯的最佳受力状态，

而在剪力最大的中支点处,拱轴线与水平线呈最大倾角,拱压力的竖向分力有效地平衡了剪力。中承式连续梁拱组合式桥梁一般由三跨组成,它包括二个准半拱及一个全拱与通长的加劲纵梁,其间设置立柱及吊杆。这类桥型一般用较大的矢跨比。桥上、桥下矢高的分配,从美观的角度,桥上约占 2/3,桥下约占 1/3。

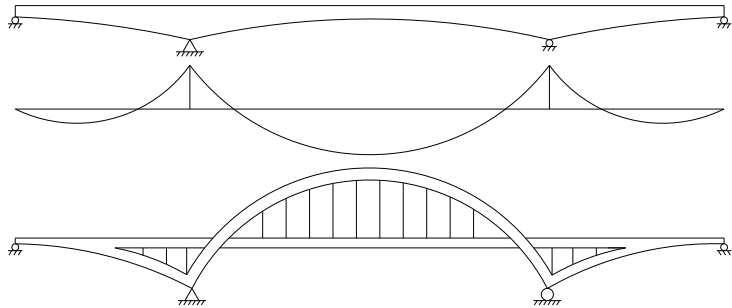


图 4-48 中承式连续梁拱组合桥结构简图

下承式连续梁拱组合体系（图 4-49）的拱对中跨强有力的加劲与梁拱组合的相对封闭作用,在很大程度上阻止了中跨与边跨之间荷载的相互传递,中支点几乎成了中跨与边跨的隔离点,所以中跨与边跨内力的相互影响大为减弱,边跨不容易出现负反力,使边跨跨度达到了最小值,经济性高,其受力主要取决跨内的荷载情况。中跨较大的剪力主要由拱压力的竖向分力抵抗,而边跨较小的剪力可由边跨梁承受。同时,由于拱加强了主跨,中跨刚度增大。两个边跨由于受到中跨拱的刚度影响,减小了正弯矩的负担,扩大了负弯矩的区域,这样有利于配置预应力索,减少了预应力损失,节省了材料,且施工更方便。这种桥梁若非先梁后拱的施工要求,梁一般可设计成等截面形式。

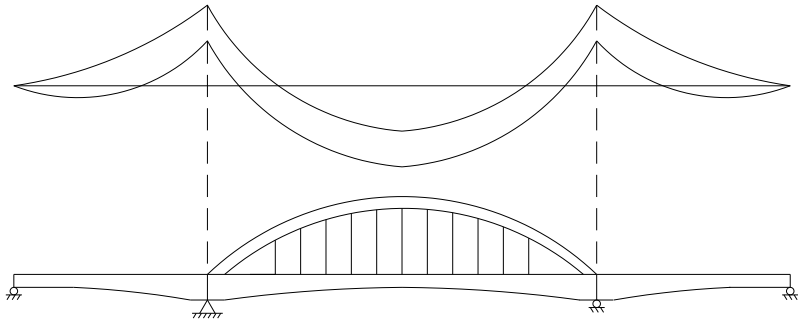


图 4-49 下承式连续梁拱组合桥结构及原理简图

2) 有推力组合体系拱桥

有推力组合体系拱桥可根据结构恒载活载下推力体系的不同,分为恒载、活载及附加荷载下均有推力的完全有推力体系,以及恒载下无推力、活载及附加荷载下有推力的部分有推力体系。两种体系受力性能将在 4.3 节中做详细分析。

3) 桁拱组合体系

桁拱组合体系的主要特点是:一般上弦在墩(台)顶与拱顶之间的适当位置断开,形成一个断缝,下弦仍保持连续,断点至墩(台)顶可视为悬臂桁架墩,支承着中部的桁架拱,形成拱、梁组合体系。依上弦断与不断,或断点位置的不同,可分成以下四种类型:一是上弦连续不断,在有边孔的情况下,即为连续桁架拱(图 4—50a);二是上弦在墩(台)顶部断开,即为一般桁架拱(图 4—50b);三是在拱顶区段断开(设铰或挂梁),即为拱桁梁(桁式 T 构)(图 4—50c);四是上弦在墩(台)顶与拱顶之间的适当位置断开,即为桁式组合拱(图 4—50d)。



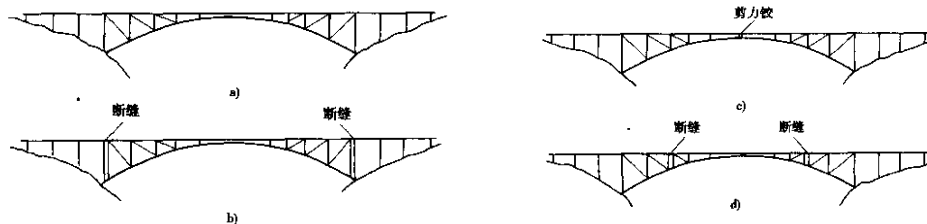


图 4-50 桁拱组合体系

桁拱组合体系在整体上,呈现出拱梁组合体系的受力特性,在构件上呈现出桁梁的受力特性,因施工中结构可以化整为零,在我国西部山区曾经得到过比较广泛的应用。

### 4.3 体系参数及其对受力性能的影响

随着设计理论的发展、新材料的应用以及施工技术的改进,拱桥已从传统的上承式体系发展为上、中、下承式体系共存,简单体系和拱梁组合体系同生的新格局。如何将这新颖繁多的拱式体系因地制宜地用于工程建设中,是体系选择时必须解决的问题,可通过分析体系参数及其对受力性能的影响来选择。

#### 4.3.1 拱桥体系分类

按照结构体系的定义,拱桥体系分类如表 4-1:

表 4-1 大跨度拱桥结构体系分类表

结构形式	结构受力性能		
	外部约束	内部连接方式	刚度分配
单跨拱桥 多跨拱桥 上、中、下承式拱桥 竖直吊杆拱桥 斜吊杆拱桥 网状吊杆拱桥 桁架拱桥 刚架拱桥 .....	有推力体系 无推力体系 无铰拱体系 双铰拱体系	三铰拱 拱梁固结 拱梁铰接 拱梁自由连接 简单体系拱桥 组合体系拱桥	刚梁柔拱 刚梁刚拱 柔梁刚拱

从结构体系第二层次——结构形式出发,拱桥体系按照跨数可分为单跨拱桥和多跨拱桥;按照桥面的位置可分为上承式拱桥、中承式拱桥和下承式拱桥;按照吊杆布置形式可分为竖直吊杆、斜吊杆和网状吊杆;按照构件形式可分为桁架拱桥、刚架拱桥等。如重庆朝天门大桥为三跨中承式桁架拱梁组合体系(图 4-27),而重庆万州长江大桥则为单跨上承式拱桥体系(图 4-19)。

从体系受力性能出发,拱式体系可按照外界约束条件、内部连接方式、受力分配这三个体系参数进行分类:

1 外界约束条件：按照外界水平约束的不同，拱式体系可分为有推力拱式体系和无推力拱式体系，有推力体系又可分为完全有推力体系与桥梁建成后水平多余约束才起作用的部分有推力体系；按照外界弯曲约束的不同，拱式体系又可分为无铰拱与双铰拱。

2 内部连接方式：主要是指拱桥各构件之间的连接方式。

拱式体系按拱与梁的连接条件可分为拱梁分离的简单拱体系以及拱梁结合、共同受力的梁拱组合体系；按拱与拱之间的连接条件又可分为三铰拱体系、两铰拱体系。

3 主要构件受力分配：荷载作用下，拱式体系中主要受力构件是通过刚度来分担荷载的。拱、梁和吊杆之间的刚度变化对体系整体的受力性能将产生很大的影响。根据拱肋和系杆(梁)相对刚度的大小可以分为：刚梁柔拱体系、刚梁刚拱体系以及柔梁刚拱体系。

### 4.3.2 外部约束

拱桥外界约束主要指拱脚处约束。对于单跨拱桥，拱脚处约束主要有三种形式：1、拱脚固结，成为无铰拱体系，竖向荷载作用下，基础承受竖向力、水平力及弯矩，如图 4-51(a)；2、释放拱脚弯矩约束，结构变为双铰拱体系，竖向荷载作用下，基础承受竖向力及水平力，如图 4-51(b)；3、取消外界对拱脚的弯矩约束及水平约束，拱脚水平力和弯矩在结构内部平衡，成为无推力的系杆拱或梁拱组合体系，竖向荷载作用下，基础仅承受竖向力，如图 4-51(c)，拱脚处转动及水平伸缩受系杆或系梁约束，其约束程度受系杆或系梁轴向刚度及弯曲刚度影响。

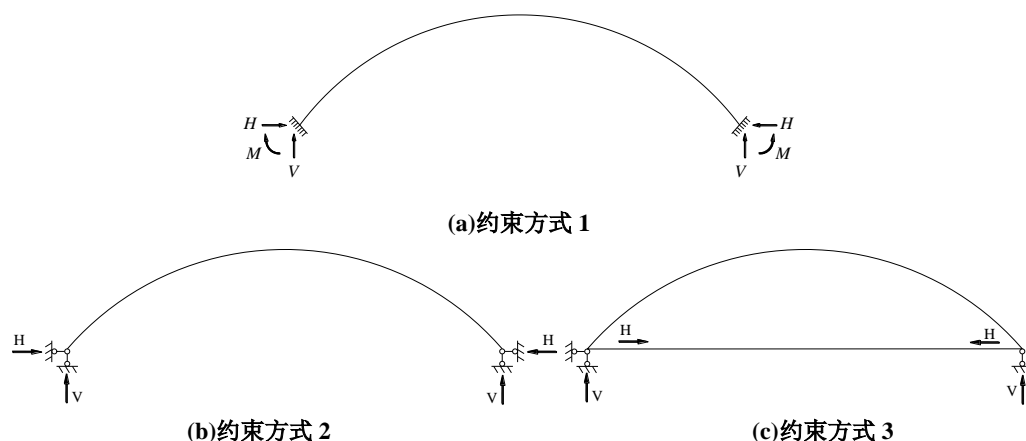


图 4-51 单跨拱桥拱脚约束方式

外界约束改变对体系静动力性能及稳定性产生的变化，可以通过拱的受力分析得以明确。设结构计算跨径为  $L$ ，矢高为  $f$ ，拱轴线方程为悬链线，拱肋抗弯刚度  $E_a I_a$ ，轴向刚度  $E_a A_a$ ，系梁轴向刚度  $E_b A_b$ 。

#### 1 基本方程

取三种约束下的基本结构如图 4-52 所示，无铰拱有水平及弯曲两个方向赘余力  $X_1$ 、 $X_2$ ，其余两体系只有一个水平向赘余力  $X_1$ 。

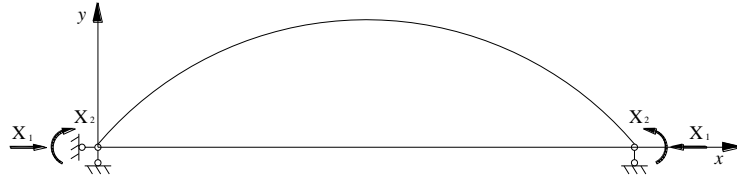


图 4-52 基本结构图

无铰拱体系，基本方程为：

$$\begin{cases} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \Delta_{1P} = 0 \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \Delta_{2P} = 0 \end{cases} \quad (4-6)$$

$$\begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} \\ \delta_{21} & \delta_{22} \end{Bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} \Delta_{1P} \\ \Delta_{2P} \end{Bmatrix}$$

$$N(x) = NP(x) + X_1 \times N_1 \quad (4-7)$$

$$M(x) = MP(x) + X_1 \times M_1 + X_2 \times M_2 \quad (4-8)$$

双铰拱体系：

$$X_1 = -\frac{\Delta_{1P}}{\delta_{11}}$$

$$X_2 = 0 \quad (4-9)$$

系杆拱体系：

$$\delta_{11}' = \delta_{11} + \frac{L}{E_b A_b}$$

$$X_1 = -\frac{\Delta_{1P}}{\delta_{11}'} \quad (4-10)$$

$$X_2 = 0 \quad (4-11)$$

式中： $\Delta_{1P}$ 、 $\Delta_{2P}$  分别为基本结构在外荷载下沿  $X_1$ 、 $X_2$  方向的变位； $\delta_{ij}$  为基本结构在  $X_j = 1$  作用下沿  $X_i$  方向的位移， $i, j = 1, 2$ ； $NP(x)$ 、 $MP(x)$  为外荷载作用在基本结构上产生的内力； $N$ 、 $M$  为  $X_1$ 、 $X_2$  等于 1 时在基本结构上产生的内力。

相同荷载作用下，基本结构相同，三种体系的  $NP(x)$ 、 $MP(x)$ 、 $\Delta_{1P}$  均相等，由式 4-6~式 4-11 可知：

无铰拱体系，拱脚既有竖向力，又有水平推力及弯矩，拱肋内力受拱脚水平力及弯矩的大小控制；双铰拱体系，拱肋内力只受水平推力影响，拱脚处不产生弯矩；系杆拱体系，基础只承受竖向力，受系杆轴向刚度的影响，水平向赘余力较双铰拱小。

## 2 活载

不同约束下活载内力大小可以用影响线来表示。以  $m=1.756$  的悬链线拱为例，当  $f/l=0.2$  时，根据《拱桥手册》，不考虑弹性压缩时， $L/4$  及拱顶处弯矩影响线如图 4-53 所示，由图可知活载下双铰拱在  $L/4$  及拱顶处弯矩均大于无铰拱，系杆拱由于水平向赘余力略小于双铰拱，其弯矩要略大于双铰拱。

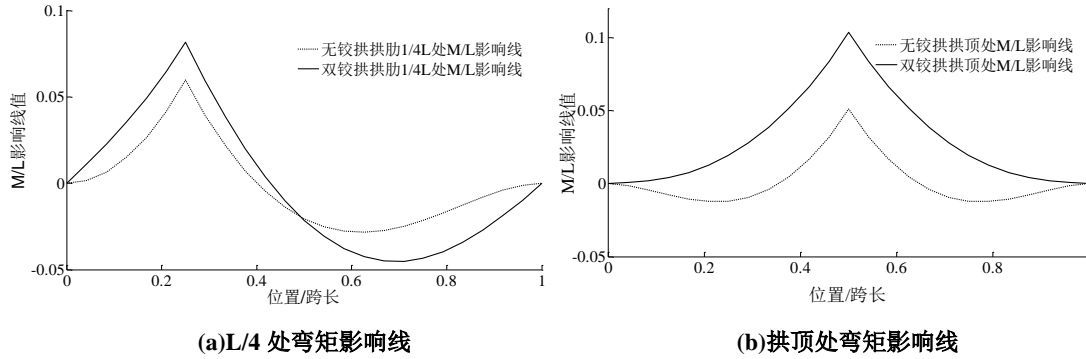


图 4-53 拱肋弯矩影响线

### 3 附加荷载

#### (1) 支座变位

支座变位作用下，系杆拱属于外部静定体系，不会引起附加内力。  
无铰拱体系，当发生不均匀沉降时

$$\Delta_{1P} = 0, \Delta_{2P} \neq 0$$

$X_1 \neq 0, X_2 \neq 0$ ，结构将产生附加内力。

当发生水平位移时

$$\Delta_{1P} \neq 0, \Delta_{2P} \neq 0$$

$X_1 \neq 0, X_2 \neq 0$ ，也引起结构内力变化。

双铰拱体系，当发生不均匀沉降时

$$\Delta_{1P} = 0$$

$$X_1 = \frac{\Delta_{1P}}{\delta_{11}} = 0, \text{ 结构不产生内力变化。}$$

当发生水平位移时

$$\Delta_{1P} \neq 0$$

$$X_1 = \frac{\Delta_{1P}}{\delta_{11}} \neq 0, \text{ 结构产生附加内力。}$$

由此可知，当基础发生沉降时，无推力拱桥不产生附加内力；双铰拱体系仅在基础发生水平侧移的产生内力变化；无铰拱体系在基础产生不均匀沉降及水平侧移时均引起内力变化。

#### (2) 温度荷载

考虑常年温差的影响时：

系杆拱桥

$$\Delta_{1P} = \sum \alpha \Delta t \int \overline{N}_k ds$$

$$= \alpha_1 \Delta t \int_0^l (-\cos \varphi) \frac{dx}{\cos \varphi} + \alpha_2 \Delta t \int_0^l dx$$

$$= -\alpha_1 \Delta t l + \alpha_2 \Delta t l$$

式中  $\alpha_1, \alpha_2$  分别为拱肋与系梁两种材料的温度伸缩系数, 对于常用的建筑材料混凝土、钢材, 两者温度伸缩系数相近, 因此  $\Delta_{1P} \approx 0, X_1 \approx 0$ , 几乎不产生内力。

双铰拱体系

$$\Delta_{1P} = \Sigma \alpha \Delta t \int \overline{N}_k ds$$

$$= \alpha_1 \Delta t \int_0^l (-\cos \varphi) \frac{dx}{\cos \varphi}$$

$$= -\alpha_1 \Delta t l$$

$$X_1 = \frac{\alpha_1 \Delta t L}{\delta_{11}}$$

整体温度影响将随着拱肋刚度的增大而增大。

无铰拱体系

$$\Delta_{1P} = -\alpha \Delta t l$$

$\Delta_{2P}$  由  $\Delta_{1P}$  引起, 这里不考虑转角变化,  $\Delta_{2P} = 0$ , 拱脚同时产生水平力及弯矩。

通过数值分析对外部约束对拱桥体系的受力影响进行进一步说明。

**例一.** 三种约束方式对应结构体系一、体系二及体系三。取基本结构计算跨度  $L=80\text{m}$ ,  $f/L=1/5$ , 拱轴线为抛物线, 拱肋截面为矩形截面  $b \times h = 1.6\text{m} \times 1.0\text{m}$ , 系梁为箱形截面  $b \times h = 1.6\text{m} \times 2.2\text{m}$ , 立柱  $EAs=4.0216 \text{e}+4(\text{t})$ , 间距  $3\text{m}$ 。计算中作如下假定:

1. 采用平面模型分析, 不考虑桥道系的作用;
2. 作整体刚度分析时布置一个车道, 荷载标准为公路—I级;
3. 不考虑系梁的抗弯刚度。

荷载工况

活载: 公路 I 级, 单车道

温度荷载: 整体升降温  $20^\circ\text{C}$

支座沉降: 不均匀沉降  $2\text{cm}$

表 4-2 拱肋截面几何参数

截面位置	面积( $\text{m}^2$ )	面内抗弯惯距( $\text{m}^4$ )	面外抗弯惯距( $\text{m}^4$ )	抗扭惯距( $\text{m}^4$ )
主拱	1.60	0.13	0.34	0.33

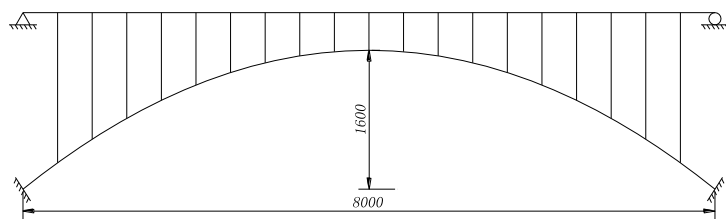
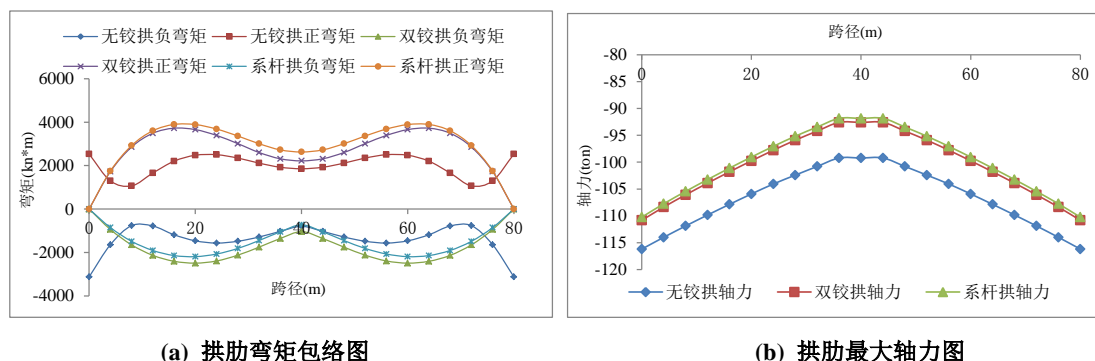


图 4-54 例一基本结构(cm)

## (1) 活载

三种体系在活载作用下拱肋的弯矩包络图及最大轴力如图 4-55 所示。



(a) 拱肋弯矩包络图

(b) 拱肋最大轴力图

图 4-55 三种体系拱肋活载内力图

体系一为无铰拱，拱脚约束程度最高，拱脚处承受较大的弯矩，拱脚弯矩对跨内弯矩有明显的卸载作用，对四分点处弯矩卸载作用最明显，使得结构弯矩分布均匀，总体水平最低，三种体系轴力相差不大，无铰拱体系跨中轴力略大。

体系二为双铰拱，释放了拱脚处的固端约束，拱脚处弯矩为零，四分点处弯矩最大，结构弯矩分布不均匀，总体水平较高。

体系三为系杆拱体系，梁的刚度对拱的内力分布影响明显，就本例而言，在忽略梁的抗弯刚度后，拱的弯矩较前两种体系有所提高。实际梁拱组合体系中根据拱梁刚度比主梁将分担部分荷载，拱的弯矩会有所下降，随着梁刚度的增大，弯矩将发生明显变化，具体分析将在 4.3.4 中展开。

## (2) 附加荷载

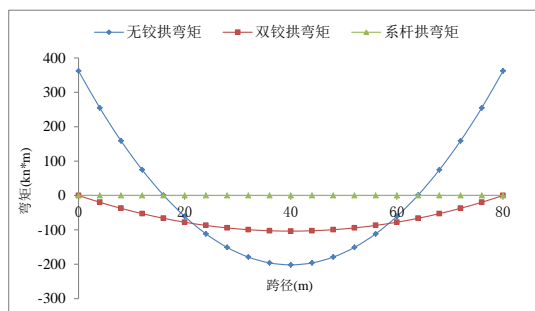
三种体系在温度荷载及支座水平变位下的拱肋内力如图(4-56)~(4-58)所示。

无铰拱为外部三次超静定结构，基础的水平及竖向变位均导致附加内力的产生，对地基沉降比较敏感，温度荷载及混凝土收缩徐变作用下结构也会产生次内力。因此，无铰拱体系一般建在地质良好的桥位处。随着跨度的增大，附加内力的影响相应减小。无铰拱是国内外拱桥上采用最多的形式。

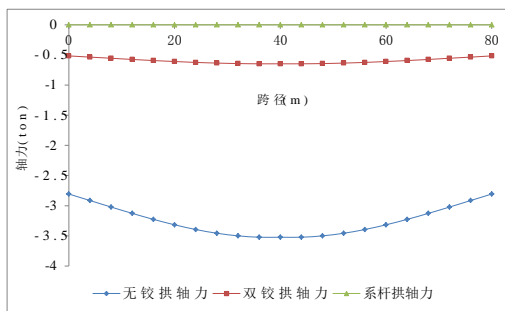
双铰拱为外部一次超静定结构，仅在基础水平变位及温度、收缩徐变作用下产生附加内力，并且其附加内力值要低于同等条件下的无铰拱体系；基础中不产生弯矩，降低了对地基的要求。但拱脚处铰的构造较难处理，由于钢拱桥中设铰较方便，钢拱桥采用二铰拱的较多，如澳大利亚悉尼港拱桥和美国新河谷拱桥。

系杆拱外部静定，内部超静定，基础变位下不产生附加内力，本例中主梁与主拱所用的材料相同，温度荷载及收缩徐变作用下也几乎不产生内力；基础只承受竖向力，对地基的要求最低。在 60~200m 跨度范围内，该体系造价低廉、施工难度小、对通航基本无阻碍，若能解决好吊杆耐久性问题，将是最具有竞争力的桥型之一。



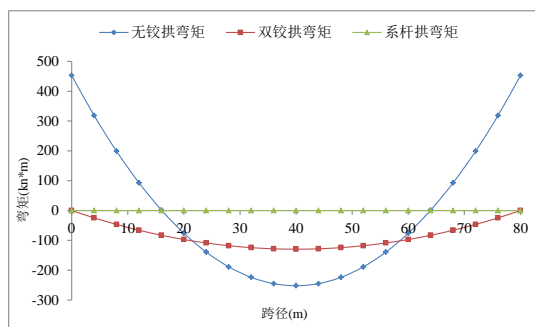


(a) 弯矩图

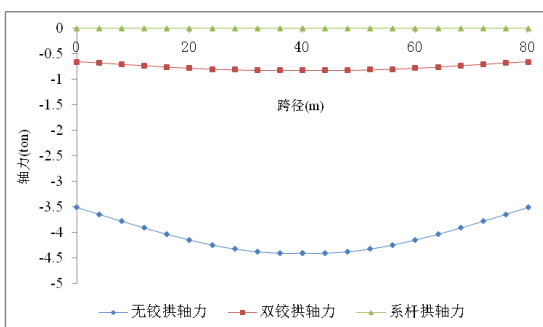


(b) 轴力图

图 4-56 三种体系温度荷载内力图

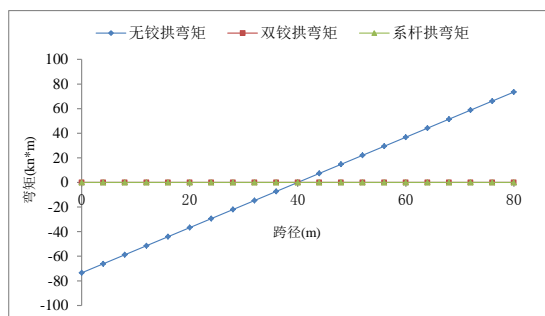


(a) 弯矩图

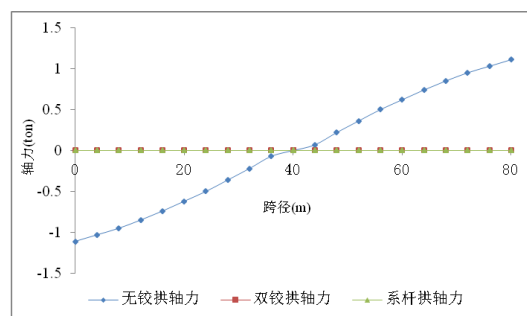


(b) 轴力图

图 4-57 三种体系支座水平变位内力图



(a) 弯矩图



(b) 轴力图

图 4-58 三种体系支座竖向变位内力图

拱脚约束的改变对结构整体刚度、稳定性及动力特性的影响不容小觑。

### (3) 整体刚度

结构的整体刚度可以由拱中各点活载作用下产生的向上及向下挠度之和的函数

$\left( \frac{1}{f_{\uparrow} + f_{\downarrow}} \right)$  来反应,  $(f_{\uparrow} + f_{\downarrow})$  越大, 结构整体刚度越小。图 4-59 为三种体系活载挠

度比较, 由图可知: 体系一由于约束最强, 结构的上下挠度都较小, 体系整体刚度最大; 体系二跨中挠度比无铰拱稍大, 四分点附近的挠度为无铰拱的 2 倍左右, 双铰拱主要影响四分点附近的刚度; 体系三由于拱脚的水平位移约束是弹性的, 其整体刚度最小。

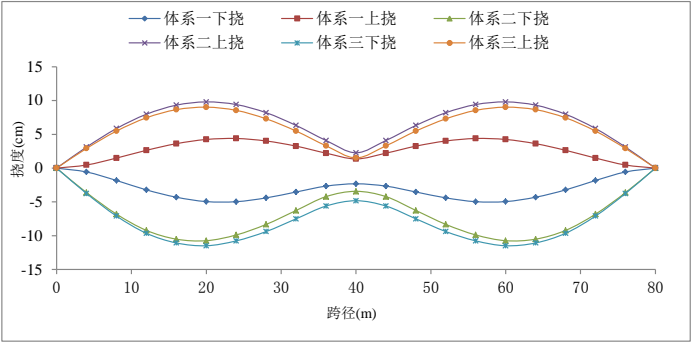


图 4-59 三种体系活载挠度比较

(4) 面内静力稳定性

三种体系的前三阶面内弹性屈曲失稳模态与特征值如表 4-3 所示。由表可知：体系一稳定系数最高，体系二、三稳定系数相差不大，可见弯曲约束对体系面内失稳模态影响较大，水平约束对稳定性的影响受系杆轴向刚度的影响，在常规设计范围内影响较小。

表 4-3 三种体系失稳模态比较表

模态	体系一		体系二		体系三	
	特征值	失稳模态	特征值	失稳模态	特征值	失稳模态
第一阶	38.0	一阶面内反对称	15.8	一阶面内反对称	16.0	一阶面内反对称
第二阶	74.8	一阶面内对称	47.2	一阶面内对称	48.0	一阶面内对称
第三阶	128.8	二阶面内对称	88.6	二阶面内反对称	89.9	二阶面内对称

(5) 动力特性

表4-4为三种体系前三阶振型，分析结果表明：不同的外界约束形式，对拱结构在竖平面的自振特性有显著的影响，体系三发生竖向弯曲振动(反对称形)的一阶频率最低，体系二(反对称形)次之，体系一(反对称形)最高，说明拱脚处约束特别是弯曲约束对面内自振频率影响较大。

表 4-4 三种体系拱桥的前 3 阶振型

模态	体系一		体系二		体系三	
	频率 Hz	振型特征描述	频率 Hz	振型特征描述	频率 Hz	振型特征描述
1	0.971	面内一阶反对称	0.620	面内一阶反对称	0.619	面内一阶反对称
2	1.720	面内一阶对称	1.308	面内一阶对称	0.783	面内一阶对称
3	3.033	面内二阶对称	2.404	面内二阶对称	1.395	面内二阶对称

三种体系的综合力学性能比较见表4-5。

表 4-5 三种体系受力综合比较表

结构体系		体系一	体系二	体系三
基础		有较大的水平推力及拱脚弯矩，对基础要求最高	有水平推力作用，对基础要求较高	只承受竖向力，对基础要求不高
恒、活载作用		轴力相差不大，拱脚弯矩较大，其他位置拱肋弯矩较小、较均匀	轴力相差不大，拱肋四分点弯矩较大，其他位置拱肋弯矩不均匀	轴力相差不大，拱肋四分点弯矩较大，其他位置拱肋弯矩不均匀
附加荷载	支座变位	不均匀沉降及水平位移均产生结构附加内力	仅水平位移引起结构内力变化	不产生结构内力

	常年 温差	产生结构内力，跨度越大， 影响越大	产生结构内力，拱肋刚度越 大，影响越大	不产生结构内力
整体刚度		整体刚度最大	整体刚度次之	整体刚度最小
整体稳定性		稳定性最高	稳定性最低	稳定性较高
动力特性		振动频率最高	振动频率次之	振动频率较小

多跨拱桥多为梁拱组合体系桥，在合理的中边跨布置及系杆水平张拉力作用下，拱脚一般不承受或仅承受成桥后各种荷载作用下的水平推力。以三跨拱桥为例，按拱脚约束方式的不同一般分为部分有推力体系及无推力体系。

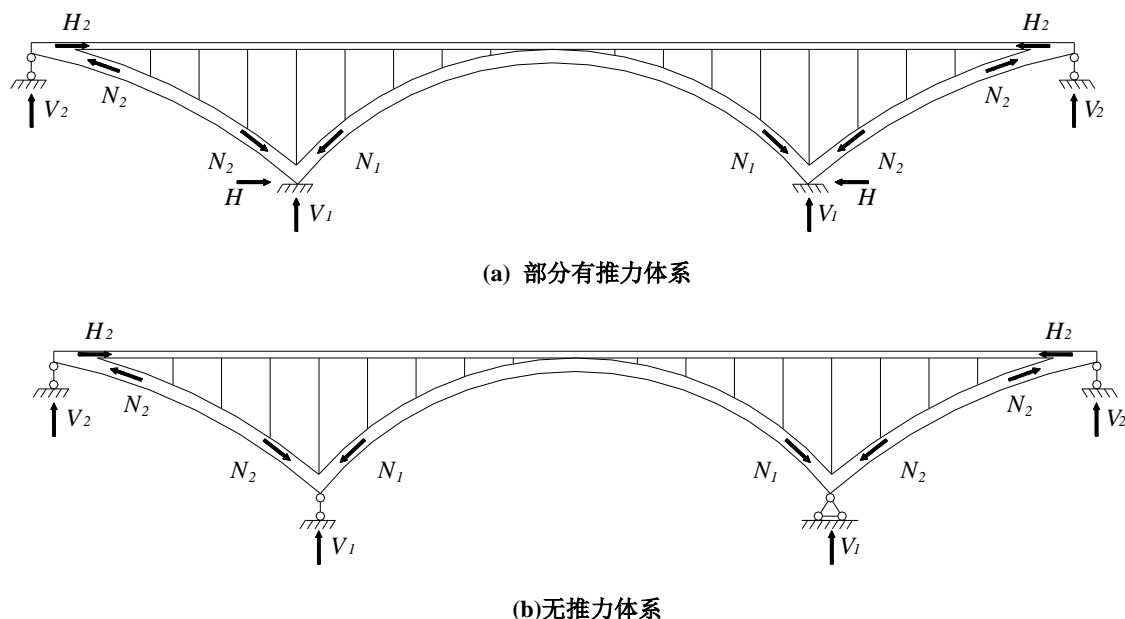


图 4-60 多跨拱桥拱脚约束方式

如图 4-60(a)所示，部分有推力拱梁组合体系，多为三跨或多跨拱桥，拱脚在中墩处固结，拱梁通过立柱连接共同承载。不同于完全有推力体系和无推力拱梁组合体系，部分有推力拱梁组合体系在恒载作用下，通过系杆主动张拉或副拱的平衡作用以平衡主拱的水平力，但在成桥后，结构的水平位移被约束，在活载及附加荷载作用下，水平推力将由基础和系梁共同承担。成桥后中墩拱脚处的固结约束，可显著提高结构的整体刚度与整体稳定性，又减少了设置大吨位支座的麻烦。因此，该种体系在大跨度拱桥中应用较广。

温度作用是引起拱桥水平推力的重要因素，为了减小温度作用，可通过减小水平索的轴向刚度来实现。因此，常将桥面断开，用面积较小的高强钢索来平衡水平力，以降低轴向刚度。

图 4-60(b)所示为无推力体系，这种体系从受力上可以看成是变截面连续梁：空腹范围内加劲梁产生拉力，与拱内水平力组成力矩以平衡截面内的弯矩。

**例二.** 取两种体系的立面布置如图 4-61，参考已建大跨度上承式拱桥资料，拱轴线选用  $m=2$  的悬链线。两种体系主拱和主梁均采用相同的横截面：主拱圈为单箱四室截面，顶底板厚 500mm，侧腹板和中箱腹板厚分别为 400mm 和 300mm，主拱圈截面为变宽度和变高度，宽度由拱脚段的 15m 变化到拱顶段的 10m，高度由拱脚段的 5m 变化到拱顶段的 3m；主梁采用单箱单室截面，梁宽 16m，按双向 4 车道布置；立柱采用矩形单立柱混凝土结构，截面尺寸为 5m×0.6m。典型截面几何参数见表 4-6。

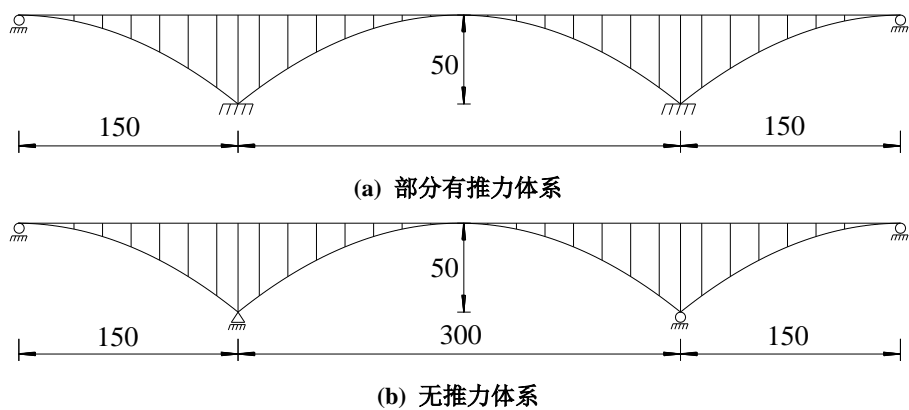


图 4-61 两种体系总体布置图（单位：m）

表 4-6 典型截面几何参数

截面位置	面积(m <sup>2</sup> )	面内抗弯惯距(m <sup>4</sup> )	面外抗弯惯距(m <sup>4</sup> )	抗扭惯距(m <sup>4</sup> )
主拱拱脚	22.66	87.55	494.55	233.27
主拱跨中	15.96	27.96	183.16	78.38
主梁	12.32	12.78	255.26	25.78
立柱	3.00	0.09	6.25	0.33

荷载工况

恒载：自重+二期恒载（桥面铺装、栏杆等附属设施）

活载：公路 I 级，双向 4 车道

温度荷载：整体升降温 20℃

支座沉降：不均匀沉降 2cm

按一次落架分析，两种体系成桥状态受力结果如表 4-7 所示(为使计算结果具有可比性，活载加载区域均在主跨范围内，荷载组合一为恒载+活载，组合二为恒载+活载+温度荷载+支座沉降)：

表 4-7 两种体系成桥状态受力结果

项目			部分有推力体系体系 1	无推力体系体系 2
结构刚度	活载	挠度	50.8	246
		挠跨比	1/5906	1/1220
水平支反力	拱脚	成桥恒载	-	-
		组合一	11996	-
		组合二	21344	-
墩顶弯矩	墩顶	成桥恒载	-	-
		组合一	52593(-11104)	-
		组合二	125934(-109438)	-
拱肋最大内力	轴力	成桥恒载	238303	236260
		组合一	251806	250331
		组合二	253451	250955
	弯矩	成桥恒载	213012	286012
		组合一	274968	361380
		组合二	282524	362559

静力稳定系数 (成桥恒载状态)	1 阶	431	237
	2 阶	443	277
	3 阶	558	514
	4 阶	751	520

注：各项指标单位为力，kN；弯矩，kN·m；长度，mm；时间，s。

由上表可看到：

### (1) 结构刚度

由于基础约束的部分释放，无推力体系的结构刚度远小于部分有推力体系，活载作用下跨中挠度最大。

### (2) 支座反力

拱脚水平反力：

体系 1 和体系 2 均不产生恒载水平力；在荷载组合一及荷载组合二中，体系 1 的水平反力响应较小，体系 2 完全不产生水平推力。

墩顶弯矩：

体系 1 采用先铰接后固结的方法，在施工过程中释放墩顶弯矩，因此恒载作用下两者墩顶弯矩均为零；在荷载组合一及荷载组合二中，体系一墩顶产生弯矩。

### (3) 拱肋最大内力

对两种体系的拱肋最大内力对比可发现，拱肋最大轴力差别不大，对拱肋的设计不起控制作用；拱肋产生的弯矩体系 2 较大，且其最大弯矩出现在主拱跨中位置，而体系 1 拱肋最大弯矩出现在主拱拱脚位置。

### (4) 静力稳定

当外界约束条件由固结变为铰结时，体系 2 在成桥恒载状态下的静力稳定系数为体系 1 的 0.55-0.92 倍，可见无推力体系的结构静力稳定性不如部分有推力体系。

综上，两种体系的成桥受力综合比较见表 4-8：

表 4-8 两种体系成桥受力综合比较表

体系		部分有推力体系	无推力体系
项目			
基础		在活载及附加荷载作用下，产生一定的水平推力和墩顶弯矩，其值较小	只承受竖向力，对基础要求不高
恒、活载		轴力相差不大，弯矩较小、较均匀	拱肋跨中弯矩较大，其他位置拱肋弯矩不均匀
附加荷载	常年温差	产生结构内力，跨度越大，影响越大	不产生结构内力
	支座沉降	不均匀沉降引起结构内力	不均匀沉降引起结构内力
结构刚度		较大	较小
静力稳定性		较大	较小

无论是单跨体系还是多跨体系，外界约束的改变对体系受力性能，特别是基础受力具有显著影响，在通过外界约束的改变进行体系优化时，往往是从改善基础的受力出发，使拱桥体系能够适用于地质不同的桥位，由此将会带来体系整体刚度、稳定性及动力特性的改变。在山区等基础条件较好的地区，拱脚水平推力将使整个基础处于受压状态，相比于悬索桥锚碇受到的拉力作用，压力对基础受力来讲是有利的，可见拱脚水平推力并不一定是基础设计中的不利因素，应视桥位处的地基情况因地制宜地选择合理的外界约束形式。

### 4.3.3 内部连接方式

拱桥内部连接方式主要指拱的连接及拱与梁的连接。

#### 1. 主拱的连接形式

按主拱的连接分为拱内无铰及拱内设单铰两种，如图所示 4-62 所示。

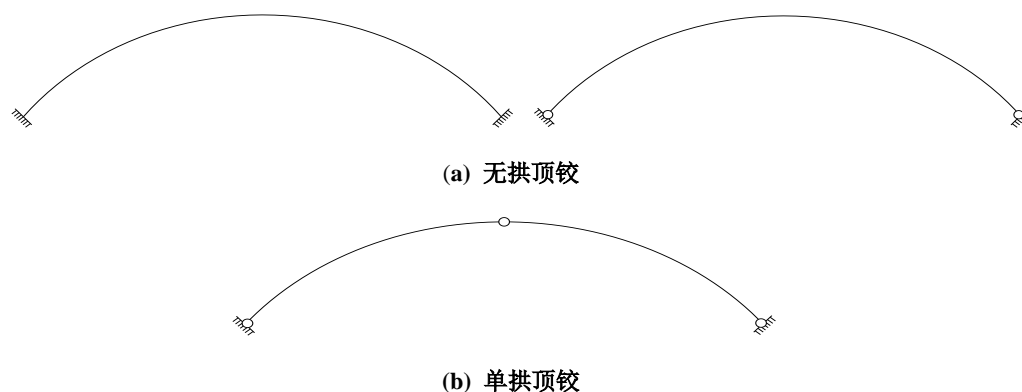


图 4-62 拱的连接方式

无拱顶铰的拱式体系为无铰拱或双铰拱体系；拱顶设铰后，一般为三铰拱体系。以双铰拱体系及三铰拱体系为例对比分析拱顶设铰的影响。

三铰拱体系外部静定，其受力如图 4-63 所示。

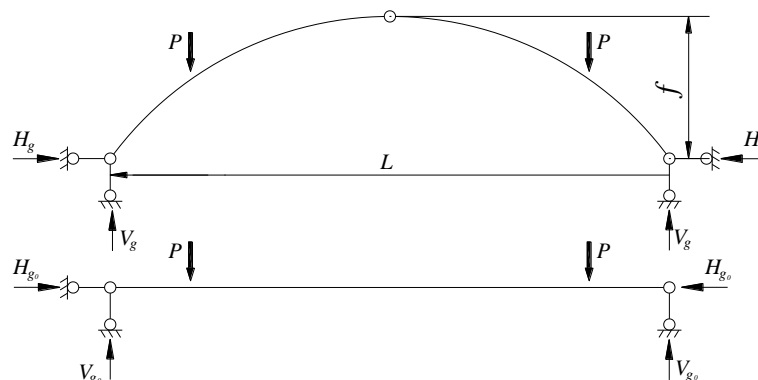


图 4-63 基本结构图

$$H_g = \frac{M_c}{f} \quad (4-12)$$

$$M(x) = MP(x) - H_g \times M_1 \quad (4-13)$$

$$N(x) = NP(x) - H_g \times N_1 \quad (4-14)$$

式中  $M_c$  表示相应简支梁跨中弯矩，其余参数参考式 4-7、4-8。

拱顶设铰后，对拱肋的弯曲约束降低，采用与 4.3.2 节相同的结构参数，拱肋四分点处双铰拱与三铰拱弯矩影响线如图 4-64 所示，活载作用下三铰拱四分点处弯矩较双铰拱高，总体弯矩分布不均匀。附加荷载作用下，由于结构静定，不产生内力。



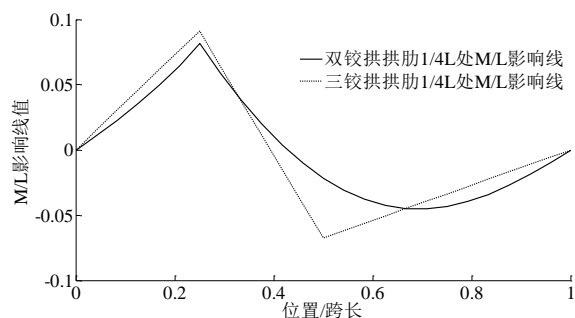
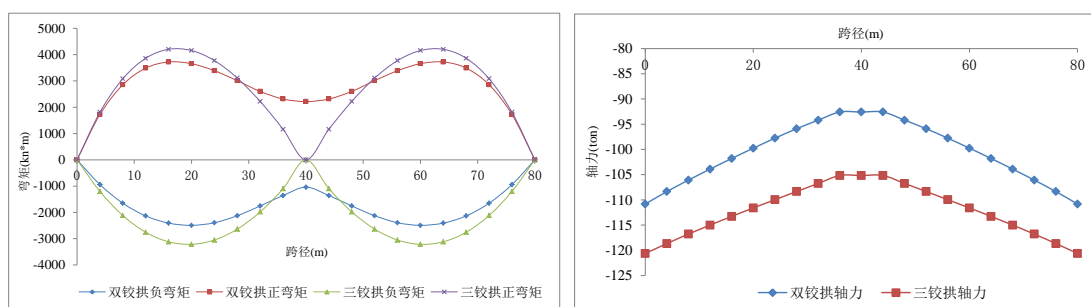


图 4-64 拱肋 1/4L 处弯矩影响线

取桥梁的基本参数如例一，改变拱顶的连接方式，对体系静动力及稳定性的变化进行分析。

### (1) 活载

两种体系在活载作用下的弯矩包络及最大轴力如图 4-65 所示。



(a) 弯矩包络图

(b) 最大轴力图

图 4-65 不同约束下活载内力图

拱顶设铰后，对拱肋的弯曲约束降低，在相同竖向荷载作用下，拱肋内总体弯矩较双铰拱大，而且分布不均匀，截面利用率较低；两者轴力相差不大，三铰拱轴力大 10% 左右。

### (2) 整体刚度

图 4-66 为两体系活载挠度比较，由图可知：三铰拱四分点附近的挠度与双铰拱接近，但由于拱顶设铰，跨中附近挠度明显增大，且在铰设置处挠曲线出现了转折。拱顶设铰不仅使得刚度降低，而且对行车不利。

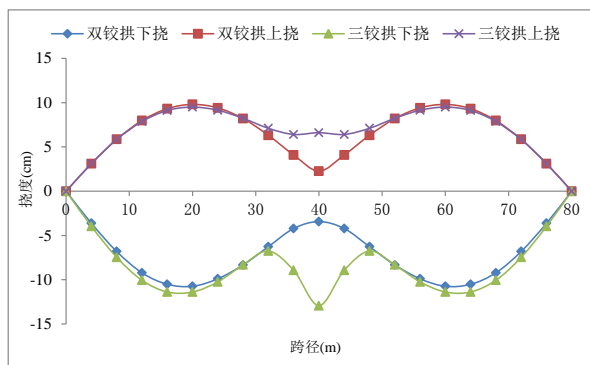


图 4-66 两种体系活载挠度比较

### (3) 面内静力稳定性

两种体系的前两阶面内弹性屈曲模态与特征值如表 4-9 所示，三铰拱与双铰拱面内反对称失稳模态的稳定系数相近，但正对称失稳模态稳定系数仅为双铰拱的 30%，这说明跨中铰的设置主要影响面内正对称失稳。

表 4-9 两种体系失稳模态表

模态	双铰拱		三铰拱	
	特征值	失稳模态	特征值	失稳模态
第一阶	15.8	一阶面内反对称	12.5	一阶面内正对称
第二阶	47.2	一阶面内正对称	15.5	一阶面内反对称

#### (4) 动力特性

表4-10为两体系前两阶振型和频率，分析结果表明：拱顶设铰对拱结构面内的反对称振型的自振特性影响不大，对面内对称振型影响较大。这是由于反对称振动时，拱顶点处于振型的反弯点，设不设铰对结构振动频率影响不大。

表 4-10 两种体系前 2 阶振型

模态	双铰拱结构		三铰拱结构	
	频率 Hz	振型特征描述	频率 Hz	振型特征描述
1	0.620	面内一阶反对称	0.620	面内一阶反对称
2	1.308	面内一阶对称	0.876	面内一阶对称

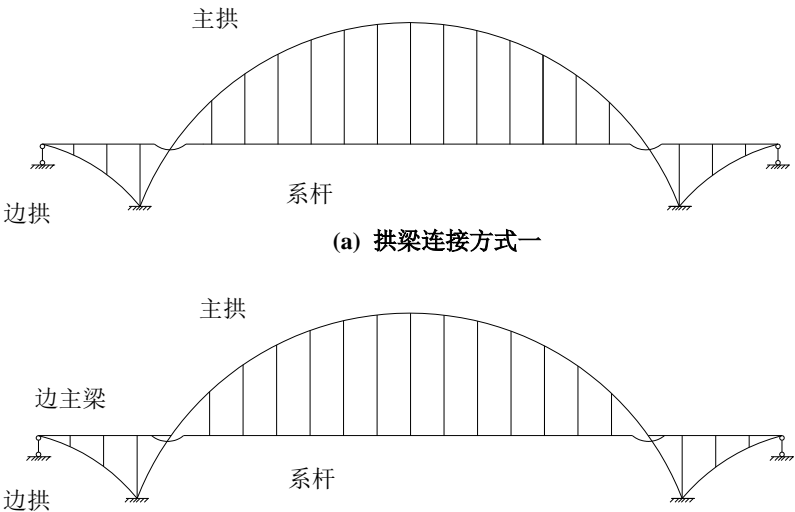
拱顶设铰后体系外部静定，系统温度变化、支座沉陷等原因引起的变形不会在拱内产生附加内力，计算时无须考虑体系的弹性变形。但是，由于铰的存在，使拱构造复杂，施工困难，维护费用高，而且减小了整体刚度与稳定性，另外拱的挠度曲线在顶铰上有转折，对行车不利，因此，拱顶设铰的拱式体系目前已很少采用。

#### 2. 拱与梁的连接形式

拱式体系主要构件包括拱、梁、吊杆(立柱)、桥道系等，这些构件相互结合形成拱梁组合体系共同承载。它们之间，尤其是主要构件拱与梁之间不同的连接方式决定了结构体系不同的受力性能。拱与梁之间连接方式主要有拱梁固结、拱梁铰接及拱梁自由连接三种，具体到上、中、下承式拱桥，其表现形式又有所差别。

上承式拱梁组合体系按照拱梁连接方式的不同分为连续梁拱组合体系及悬臂梁拱组合体系。两种体系的受力性能在 4.2 中已作详细介绍，在此不再赘述。

中承式拱桥主梁与拱连接方式有：(1) 中边跨梁断开，梁支承在拱肋上，水平力由通长水平索承担，主要受力构件为拱，梁为传力构件，其结构体系如图 4-67(a)所示；(2) 边跨梁与拱肋固结，形成稳定的三角形体系，中跨梁与边跨梁在拱肋连接处断开，支承在拱肋上，其结构体系如图 4-67(b)所示；(3) 拱与梁完全刚性连接，协作承载，其结构体系如图 4-67(c)所示。



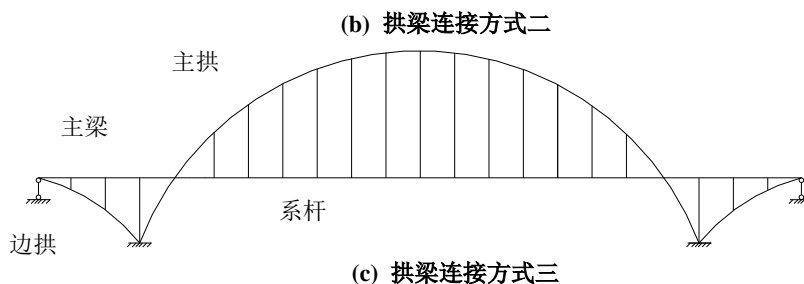


图 4-67 中承式拱桥拱梁连接方式

以卢浦大桥为例，分析不同拱梁连接形式对中承式拱桥受力性能的影响。

**例三.** 卢浦大桥跨度组合为 100m+550m+100m，矢跨比  $f/L=1/5.5$ ；设计荷载：汽—20 级，验算荷载：挂—100；双向六车道，两边各 2 米观光人行道，桥面总宽 36m；两边跨横梁之间布置强大的水平拉索，以平衡主跨拱肋的水平推力；拱肋采用陀螺形钢箱，系梁为闭口钢箱梁；拱梁连接采用方式二。

按图 4-67 所示，改变拱、梁的连接条件，可得到三种体系，分别为体系一、体系二及体系三，对比分析关键截面①~⑦的响应及受力性能。

#### (1) 均布荷载

满跨 100kN/m 的均布荷载作用下，考虑张拉系杆索，使得拱脚的水平推力趋近于 0。三种体系关键截面内力如图 4-69 所示，关键截面位置如图 4-68 所示。

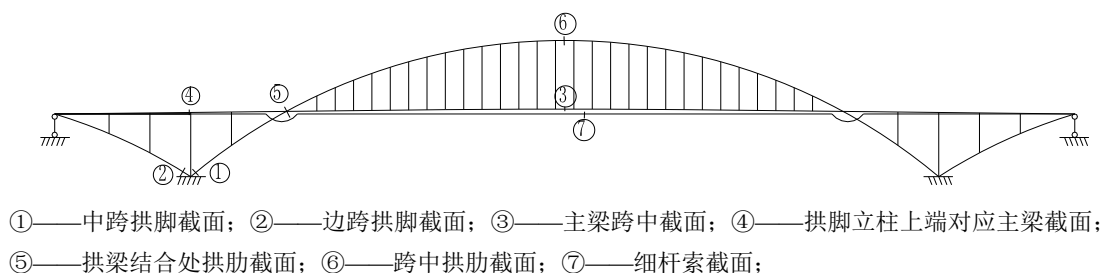


图 4-68 关键截面位置示意图

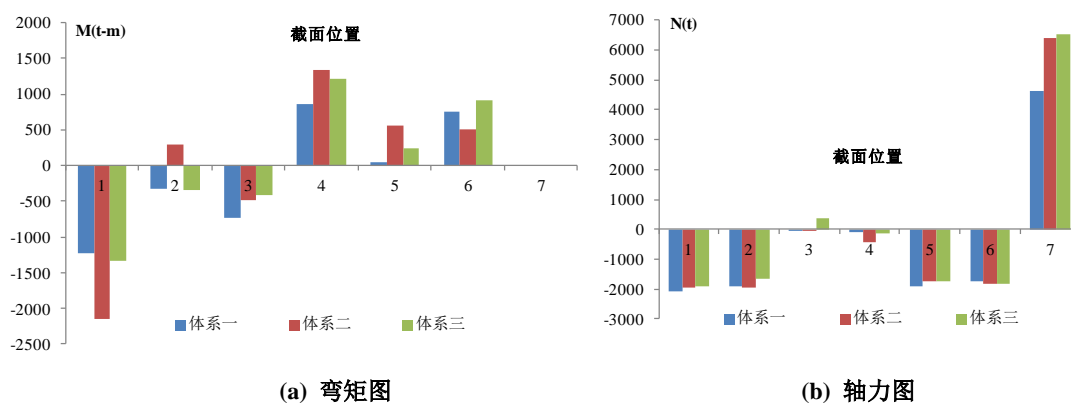


图 4-69 三种体系均布荷载作用下关键截面内力比较图

由图可知：

- 1) 三种体系拱肋轴力相差不大；
- 2) 体系一拱肋弯矩分配比较均匀，相对较小；体系二由于边跨梁与拱肋固结，形成了刚度较大的三角区域，致使拱脚附近的弯矩显著增大，分布最不均匀；体系三中跨梁也与拱肋固结，增大了跨中部分的刚度，因此相比于体系二拱脚弯矩减小，跨中弯矩增大。
- 3) 体系二由于三角区刚度较大，因此拱脚立柱上端对应主梁弯矩最大，体系三次之，体系一最小。

4)水平索张拉中，体系一需要张拉的系杆索力最小，体系二次之，体系三最大，这是因为体系二、体系三张拉的系杆索力一部分需传至结构，而体系一则全部传至拱脚。

(2)活载

三种体系在活载作用下主梁跨中的最大位移如表 4-11 所示。体系一跨中挠度最大，结构整体竖向刚度最小；体系二由于边跨梁与拱肋固结，形成了刚度较大的三角区域，给中拱提供了较强的弹性支承，显著提高了结构的竖向刚度；体系三拱梁固结，因此结构竖向刚度最大，但与体系二相比，相差并不大。

表 4-11 三种体系活载挠度比较表

项目		体系一	体系二	体系三
活载	跨中点(m)	0.216	0.154	0.149

(3)温度荷载作用

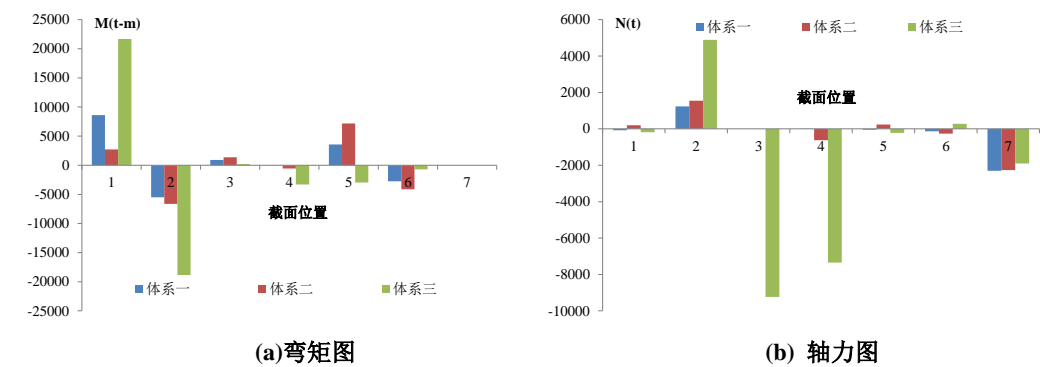
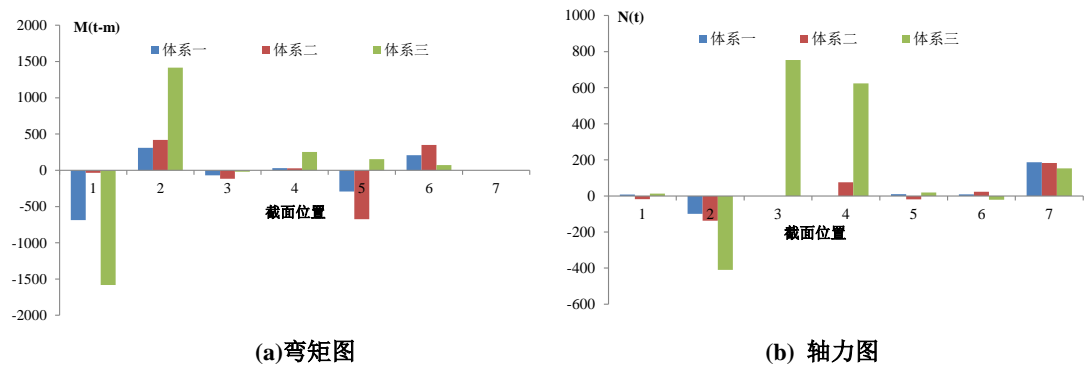


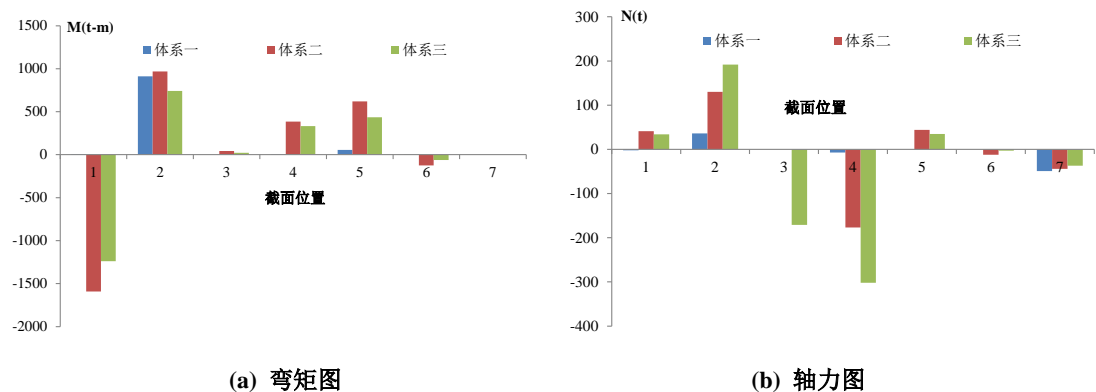
图 4-70 三种体系温度作用下关键截面内力比较图

图 4-70 为三种体系在升温 60℃时关键截面内力的比较，由图可知：体系三由于拱肋与主梁固结，致使轴向刚度较大的主梁伸缩被约束，因此在基础中产生了很大的推力与弯矩，并在主梁中产生了较大的轴向力，对基础及结构受力极为不利；而体系二由于主梁在拱梁连接处断开，中跨主梁的伸缩变形被释放，只有轴向刚度较小的系杆索的伸缩未被释放，因此温度效应显著减小；体系一与体系二相比，中墩基础推力与弯矩相差不大，但其中拱拱脚处弯矩相对较大，而边墩主梁的弯矩相对较小，这是由于体系二边跨主梁与拱肋固结，三角区域内，拱梁协作，结构内力进行了重新分配。

(4)支座变位作用



(1) 中墩水平位移 0.03m



(2) 中墩沉降 0.03m

图 4-71 三种体系支座变位作用下关键截面内力比较图

支座变位引起结构内力变化主要取决于边界条件及结构刚度。本例中拱脚处固结，中墩水平位移及沉降都将产生附加内力，但三种体系刚度不同，在相同的支座变位下，内力大小也各不相同。分析中墩水平位移 0.02m 及中墩沉降 0.03m 两种工况对结构的影响，由图 4-71 可知：

1)体系三拱肋与主梁固结，使得结构的整体水平刚度较大，因此结构中墩水平位移引起的结构响应最大；体系二由于中跨主梁的水平约束被释放，结构的整体轴向刚度减小，中墩水平位移引起的结构响应相应减小；与温度响应相同，体系一与体系二相比，中墩基础推力与弯矩相差不大，但其中拱脚处弯矩相对较大，而边墩主梁的弯矩相对较小。

2)由结构活载响应的分析可知，体系一结构竖向刚度最小，体系二与体系三结构竖向刚度接近，因此体系一中墩不均匀沉降引起的结构响应最小，体系二与体系三的结构响应较为相近。

### (5)整体稳定分析

对三种体系进行弹性屈曲稳定分析，得到三种体系的前三阶稳定系数与失稳模态如表 4-12 所示。

表 4-12 卢浦大桥三种体系失稳模态与稳定系数

项目	体系一		体系二		体系三	
	恒载+二期恒载	失稳模态	恒载+二期恒载	失稳模态	恒载+二期恒载	失稳模态
第一阶	4.682	面内反对称	6.415	面内反对称	5.492	面内反对称
第二阶	6.803	面内对称	9.557	面内对称	8.529	面内对称
第三阶	12.546	面内二阶反对称	13.005	面外对称	13.474	面外对称

从表中可知：(1)体系二刚度较大的边三角稳定区域给拱肋提供了强大的弹性支撑，因此其屈曲稳定性相比于体系一有较大的提高；(2)体系三稳定系数与失稳模态与体系一基本相同，略小于体系二，这是因为体系三恒载状态下，系杆索的张拉使得主梁出现了很大的轴压力，从而使得结构的整体稳定性降低。

以体系二为参照标准，三种体系的综合力学性能比较见表4-13。

表 4-13 三种体系受力综合比较表

结构体系	体系一	体系二	体系三
恒、活载作用	轴力相差不大，拱肋弯矩分配比较均匀，需张拉的系杆索力较小	轴力相差不大，弯矩分布最不均匀，需张拉的系杆索力较大	轴力相差不大，主拱拱肋弯矩分布不均匀，需张拉的系杆索力最大

附加荷载	常年温差	基础推力与弯矩相差不大，中拱拱脚处弯矩相对较大，边墩主梁弯矩相对较小	仅轴向刚度较小的系杆索中产生轴力，温度效应显著减小	基础中产生很大的推力与弯矩，并在主梁中产生较大的轴向力，温度效应最显著
	支座变位	引起的内力变化较小	引起的内力变化较大	引起的内力变化最大
整体刚度		整体刚度较小	整体刚度较大	整体刚度最大
整体稳定性		稳定性最低	稳定性最高	稳定性较低

下承式拱梁组合体系按照拱、梁连接方式不同，也可分为三种形式：1、拱、梁在连接处固结；2、拱、梁在连接处铰结；3、梁以体外索的形式锚固在拱的两端，桥道系通过横梁与吊杆连接，将桥面荷载传递到拱肋，如图 4-68 所示。

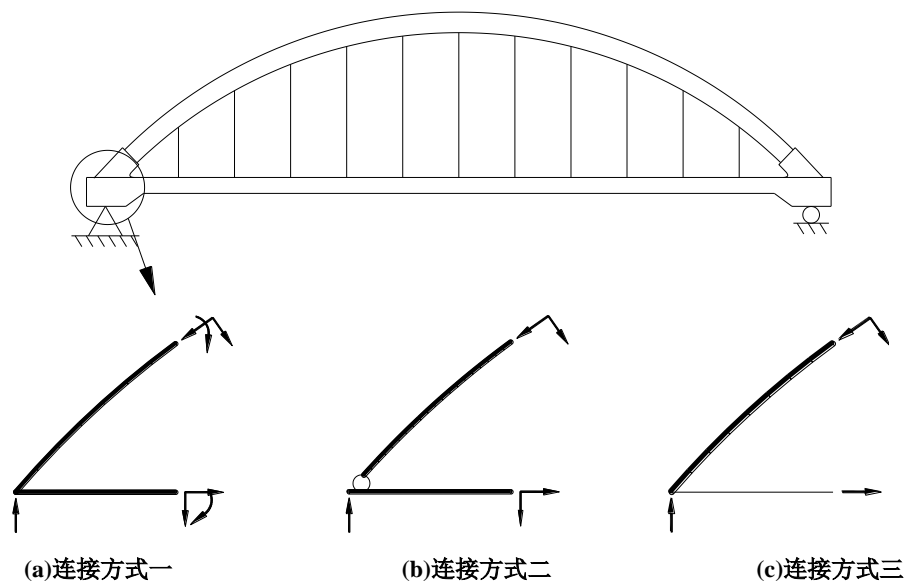


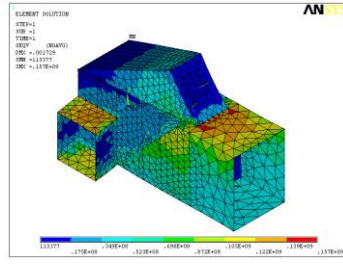
图 4-72 下承式拱梁组合桥梁连接方式

方式一(图 4-72a)为最常见的无推力拱梁组合体系，在工程中应用较广。但是在荷载作用下，拱梁连接处将产生较大的弯矩，同时此处还是强大端横梁的嵌固点，下设支座，承受较大的支座集中反力，这样使得该处受力复杂，必须处理好该处节点构造。

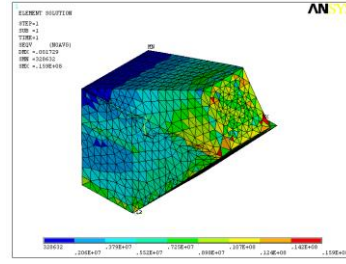
方式二(图 4-72b)在拱梁连接处设铰，可释放体系中梁在连接部位的负弯矩，对解决组合梁在该区域桥面板开裂问题十分有效。但是，设铰后将带来局部构造复杂化。

方式三(图 4-72c)为系杆拱体系，它的优点是结构受力明确，荷载全部通过拱这种更为高效的方式传递，系杆只承担拱脚的水平推力。缺点是刚度小，整体性差；在活载作用下所产生水平力全部由索承担，索伸长较大，容易造成拱竖向振动以及索的疲劳问题；系杆索是全桥的关键，一旦失效，将造成桥梁垮塌。

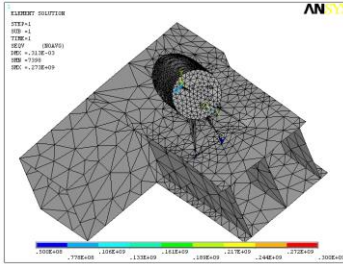
在设计昆山玉峰大桥时作者曾对该桥拱梁连接方式进行优化。该桥为无推力斜靠式拱桥（详见 4.5.7 节），设计中必须保证构件传力顺畅，主拱转角变形可以自由释放，以防桥面板开裂。传力件本身应力分布合理，不出现过大的应力集中现象。根据以上原则，经过反复优化，将主拱座设计成施工阶段固结，成桥前铰接，而斜靠拱拱座施工阶段铰接，成桥阶段固结的形式，各部分构造建模分析结果如图 4-73 所示。应力分析表明，拱梁连接区受力合理，钢板应力、混凝土应力都满足规范要求。



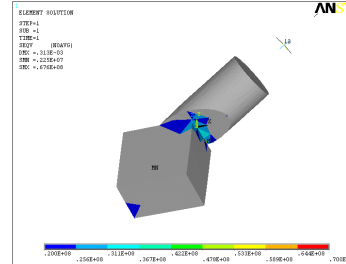
a)主拱座钢板应力图



b)主拱座混凝土应力图



c)斜拱座钢板应力图



d)斜拱座混凝土的应力图

图 4-73 玉峰大桥拱梁连接的受力分析(pa)

#### 4.3.4 主要构件受力分配

在 4.3.2 节分析外界约束对拱桥受力性能影响时，我们假定不考虑系杆拱桥系梁的抗弯刚度。实际上，梁拱组合体系拱梁刚度比是影响体系受力的重要参数。我们用拱梁荷载比的概念来研究主要构件刚度变化对其受力性能的影响。

拱梁荷载比定义为：

$$\eta = \frac{\text{拱肋分担竖直荷载}}{\text{竖直总荷载}} \quad (4-15)$$

$\eta$  体现了拱、梁、吊杆的刚度变化，以下承式简支梁拱组合体系为例，来考虑  $\eta$  的大小和变化规律。假设梁拱组合桥梁的跨度为  $L$ ，矢高为  $f$ ，吊杆间距为  $a$ ，根据拱梁之间变形协调可得<sup>[20]</sup>：

$$\eta = \frac{ea_s EI_a (EI_a + EI_b)(1 + k_a)L^4}{64EI_b EI_a f(EI_b + 6EI_a + 6k_a(EI_b + EI_a)) + ea_s(EI_b + EI_a)(EI_a + k_a(EI_b + EI_a))L^4} \quad (4-16)$$

式中  $EI_b$ 、 $EI_a$  ---- 主梁、拱肋的截面抗弯刚度；

$EA_b$ 、 $EA_a$ 、 $EA_s$  ---- 主梁、拱肋、吊杆的抗拉压轴向刚度；

$ea_s = \frac{EA_s}{a}$  ---- 吊杆轴向刚度在桥纵向的均摊，即吊杆的均布轴向刚度；

$k_a = \frac{15EI_a}{8f^2} \times \left| \frac{1}{EA_b} + \frac{1}{EA_a} \right|$  ---- 考虑拱肋、主梁轴向变形后的影响系数。

由式 4-16 可以看出， $\eta$  不仅与梁拱截面抗弯刚度比  $EI_b/EI_a$  有关，还与吊杆的均布轴向刚度  $ea_s$ 、拱肋的矢跨比  $f/L$ ，以及主梁、拱肋的轴向抗拉压刚度  $EA_a$ 、 $EA_b$  有关。可以认为，拱梁荷载比  $\eta$  是梁拱组合桥梁的一个受力特征指标。定义吊杆拱肋等代弯曲刚度比



$k_{sa} = (ea_s \times L^3) / EI_a$ 、梁拱截面抗弯刚度比  $k_{ba} = EI_b / EI_a$ 、矢跨比  $k_f = f/L$ 、轴向变形影响系数  $k_a$ ，上面 4 个影响因素与  $\eta$  的函数关系曲线见图 4-74(a)~4-74(d)。除图 4-74(c)外，其他自变量皆为相应结构参数之对数值。

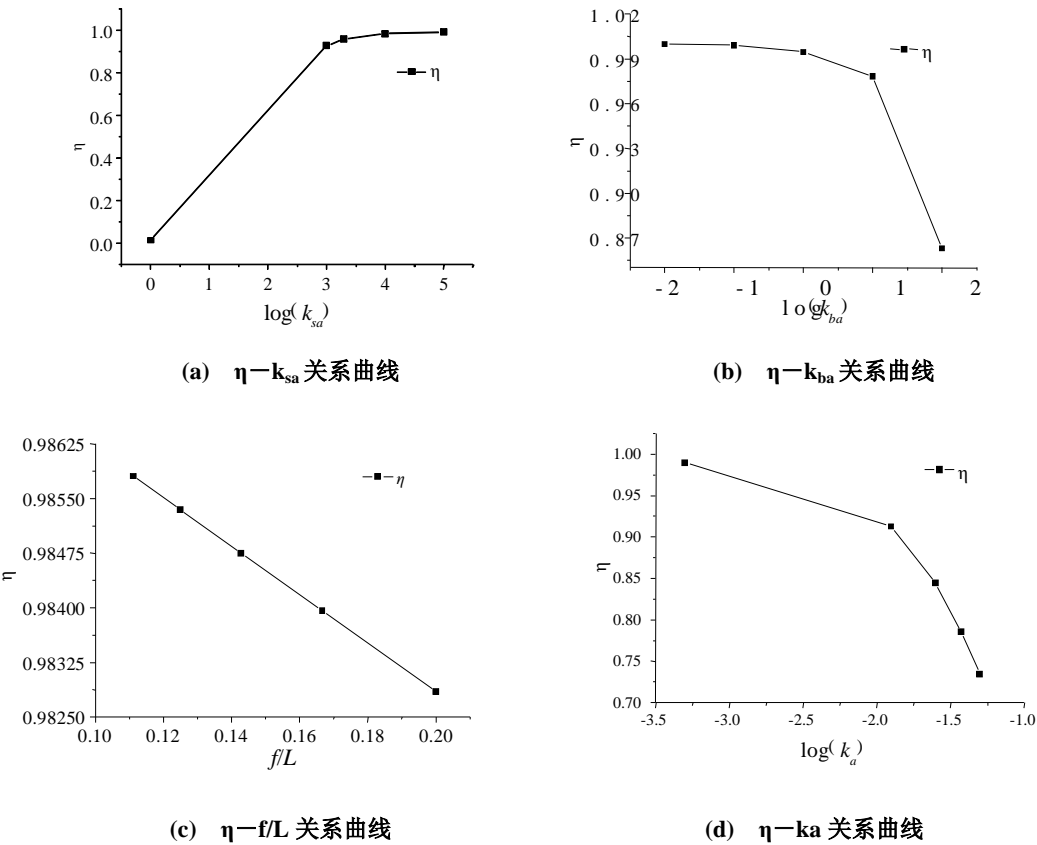


图 4-74 四个影响因素与  $\eta$  的函数关系曲线

由上面四图可以看出，吊杆均布轴向刚度  $ea_s$ 、梁拱抗弯刚度比  $k_{ba}$ 、轴向变形影响系数  $k_a$  对拱梁荷载比  $\eta$  的影响比较大；矢跨比  $f/L$  对拱梁荷载比  $\eta$  的影响比较小。实际工程中，吊杆均布轴向刚度  $ea_s$  的大小由梁拱组合桥梁的自重和活载决定，变化范围比较小。因此，拱梁荷载比  $\eta$  的主要影响因素是梁拱抗弯刚度比  $EI_b/EI_a$ 。据此，可将梁拱组合体系分为柔性系梁刚性拱体系、刚性系梁柔性拱体系以及刚性系梁刚性拱体系。

柔性系杆刚性拱体系(图 4-75)即传统意义上的系杆拱，可假设系杆和吊杆均为柔性杆件，只承受轴向拉力，不承受压力和弯矩。实际工程中，结构中的系杆总有一定的抗弯刚度，根据内力按刚度分配的原则，系杆也应分配到一定的弯矩。但若系杆的刚度较拱肋刚度小得多，由后面的算例讨论可知，当  $k_{ba} < \frac{1}{100}$  时，就可以忽略系杆承受弯矩的能力，认为组合体系中系杆只承受拉力，称为柔性系杆刚性拱。适用跨度为 20~90m，矢跨比一般 1/4~1/5，拱肋本身的高度可取为 1/25~1/50 跨度。刚拱柔梁的计算模型如图 4-76 所示。

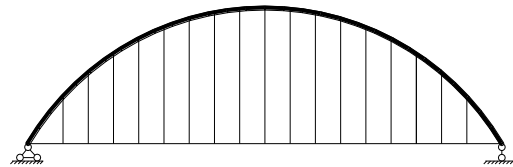


图 4-75 柔性系杆刚性拱

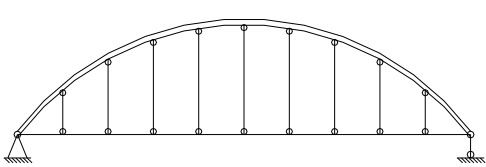


图 4-76 柔性系杆刚性拱计算模型

刚性系杆柔性拱组合体系(图 4-77)又称蓝格尔拱。这种体系拱肋与系杆的刚度比相对较小, 即当  $k_{ba} > 100$  时, 形成刚性的系梁和柔性的拱肋。由于内力按刚度分配, 可以认为拱肋中的弯矩远较系梁承受的弯矩小, 因而结构整体简化分析中可以忽略拱肋中的弯矩, 认为拱肋只承受轴向力; 系梁不仅承受拱的水平力, 还要承受弯矩, 为拉、弯组合的梁式构件, 其计算模型如图 4-78 所示。该体系以梁(系梁)为主要承重结构, 柔性拱肋对梁进行加劲, 所以称为刚性系梁柔性拱。刚性系梁柔性拱体系外形有粗大的系梁和纤细的拱肋, 没有柔性系梁刚性拱那样粗大拱肋的沉重压抑感, 又由于较大尺寸的刚性系梁使立面形状重心下移而给人安全和稳定的感觉, 在建筑艺术上具有较轻巧美观的造型, 适用于建造城市桥梁。

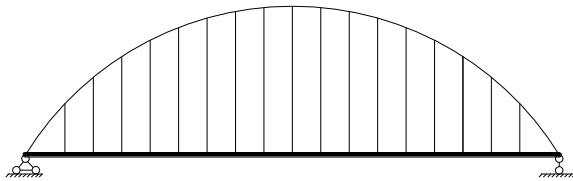


图 4-77 刚性系梁柔性拱

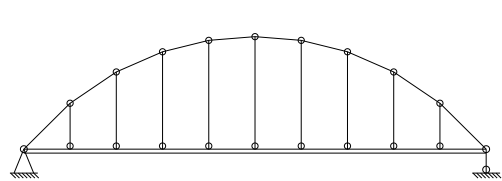


图 4-78 刚性系梁柔性拱计算模型

由于刚性梁在两端点简支, 而在各吊点为弹性支撑梁, 其跨度远远大于简支梁, 建筑高度又比同跨度的连续梁小得多, 系梁的高度一般取跨度的  $1/25 \sim 1/35$ 。柔性拱部分矢跨比常取  $1/5 \sim 1/7$ 。拱肋本身截面高度常取跨度的  $1/100 \sim 1/200$ 。

强大的刚性梁, 反过来说, 也通过吊杆对拱肋加劲, 因而虽然是柔性拱肋, 也不会发生截面内“S”形失稳变形, 一般跨度在  $100\text{m}$  以内时, 拱的稳定性有保证。

刚性系梁刚性拱(图 4-79)又称洛泽拱。这种体系构造和性能特点介于柔性系梁刚性拱和刚性系梁柔性拱之间。当刚度比  $k_{ba} = 1/100 \sim 100$  时, 系梁和拱肋均有一定的抗弯刚度, 荷载引起的弯矩在系梁和拱肋之间按刚度分配, 不能略去不计。它们共同承担轴力和弯矩, 系梁和拱肋的端部是刚性连接的, 体系的刚度较大, 适合于设计荷载较大的情况。由于拱肋和系梁的受力较均匀, 两者的尺寸可作适当比例的配合, 使之外形协调美观, 而且在构造上不致使钢筋过分集中于系梁, 克服了钢筋布置的困难, 连接部位的构造布筋也较容易。矢跨比通常取  $1/5 \sim 1/6$ 。

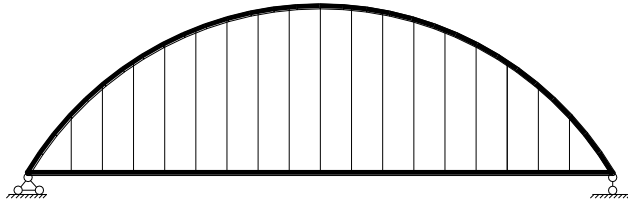


图 4-79 刚性系梁刚性拱

对于不同刚度配置下体系整体刚度及内力分布, 我们通过一例来说明。

**例五.** 改变例四相应的刚度参数, 对比分析各参数的影响。

计算中作如下假定:

- (1) 采用平面模型分析, 不考虑桥道系的作用;
- (2) 分析拱梁传力比与拱梁内力时荷载形式相同, 只分析系梁作用单位均布荷载下的结构响应;

(3) 分析整体刚度时, 布置一个车道, 荷载标准为公路—I 级;

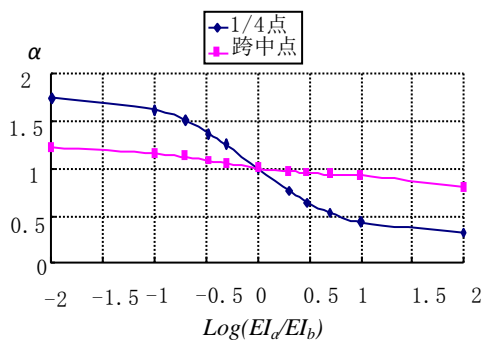
(4) 作参数分析时, 只改变研究的一个参数, 其余均与原桥保持一致。

### 1. 构件刚度变化对结构整体刚度的影响

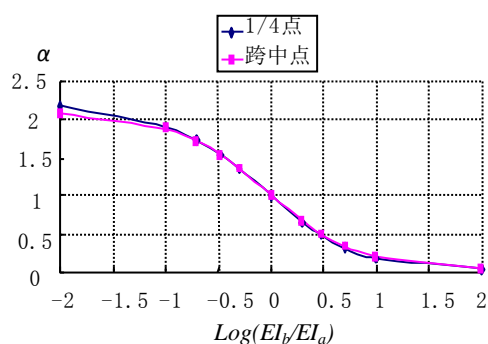
### (1) 拱肋、系梁抗弯刚度的影响

将拱梁组合体系在活载作用下，系梁跨中与四分点上下挠度之和  $\nu = (\nu_{\text{上}} + \nu_{\text{下}})$  的大小来反映结构的整体刚度。设  $k_b = 1$ ，系梁跨中与四分点上下挠度之和为  $\nu_0 = (\nu_{\text{上}} + \nu_{\text{下}})_0$ 。

分别改变拱肋抗弯刚度  $EI_a$  与系梁抗弯刚度  $EI_b$ ， $\alpha = \frac{\nu}{\nu_0}$  随  $EI_a$ 、 $EI_b$  变化规律如图 4-80 所示。



(a) 活载作用下  $\alpha$  随  $EI_a$  变化曲线



(b) 活载作用下  $\alpha$  随  $EI_b$  变化曲线

图 4-80 活载作用下  $\alpha$  随  $EI_a$ 、 $EI_b$  变化曲线

以上数据表明：随着拱肋、系梁抗弯刚度的增加，结构整体刚度都有所增加；当  $\frac{EI_a}{EI_b} = 0.1 \sim 10$  之间时，两者抗弯刚度对整体刚度的影响较大，超过这个范围以后，影响减小；在同一比例下系梁抗弯刚度对结构整体刚度的影响要较拱肋抗弯刚度大。

### (2) 吊杆轴向刚度的影响

体系在活载作用下，当改变结构吊杆刚度  $EA_s$ ，系梁跨中与四分点  $\nu$  随吊杆刚度影响参

数  $k_{s/b} = \frac{EA_s L^3}{EI_b f}$  变化曲线如图 4-81 所示。

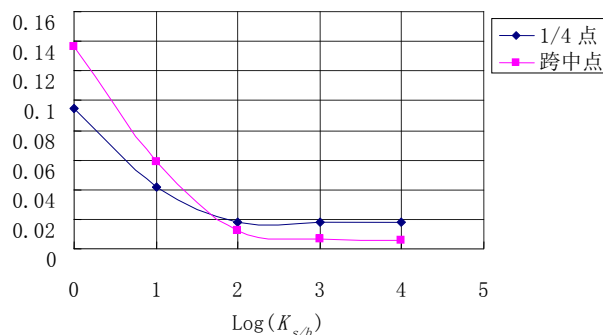


图 4-81 活载作用下  $\nu$  随  $k_{s/b}$  变化曲线

以上数据表明：随着吊杆刚度的增加，体系整体刚度增加；当  $k_{s/b}=1\sim 1000$  时，吊杆刚度影响较为明显，当  $k_{s/b}>1000$  之后，吊杆刚度变化的影响可以忽略。

### (3) 拱肋、系梁轴向刚度的影响

体系在公路-I级荷载下，分别改变拱肋与系梁的轴向刚度  $EA_a$ 、 $EA_b$ ，系梁跨中与四

分点  $\nu$  随  $k_{ax} = \frac{EA_a f^2}{EI_a}$ 、 $k_{bx} = \frac{EA_b f^2}{EI_a}$  变化曲线如图 4-82，图 4-83 所示。

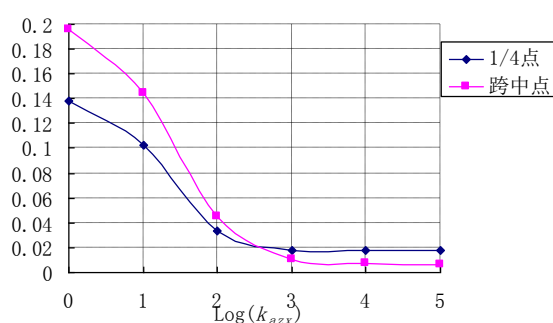


图 4-82  $\nu$  随  $k_{ax}$  变化曲线

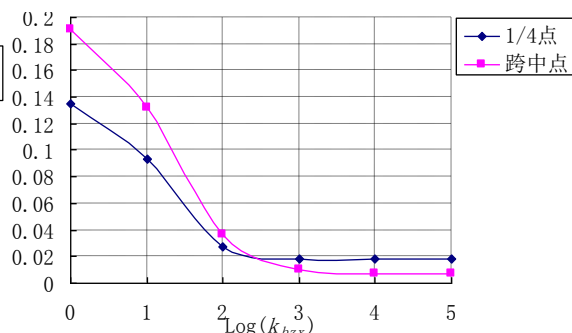


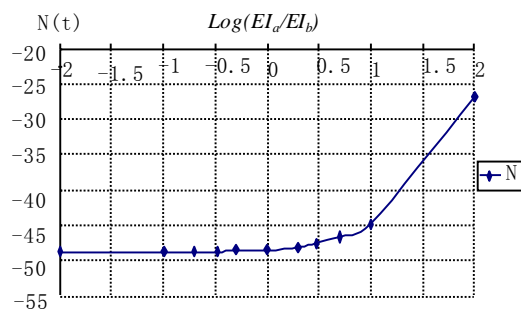
图 4-83  $\nu$  随  $k_{bx}$  变化曲线

以上数据表明：1) 随着拱肋、系梁轴向刚度的增加，结构整体刚度增大；2)  $k_{ax}=1\sim 100$ 、 $k_{bx}=1\sim 100$  时，轴向刚度的影响较大，当  $k_{ax}>100$ 、 $k_{bx}>100$  之后，轴向刚度变化的影响可以忽略。

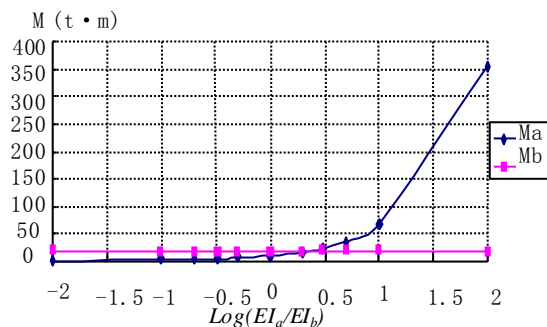
## 2. 构件刚度变化对结构内力的影响

### (1) 拱肋、系梁抗弯刚度的影响

体系在系梁作用单位均布荷载时，分别改变拱肋与系梁的抗弯刚度  $EI_a$ 、 $EI_b$ ，跨中轴力  $N$ 、拱肋与系梁跨中弯矩  $M_a$ 、 $M_b$  随  $EI_a$  变化曲线如图 4-84 所示，跨中轴力  $N$ 、拱肋与系梁跨中弯矩  $M_a$ 、 $M_b$  随  $EI_b$  变化曲线如图 4-85 所示。



(a) 单位均布荷载下跨中轴力  $N$  随  $EI_a$  变化曲线

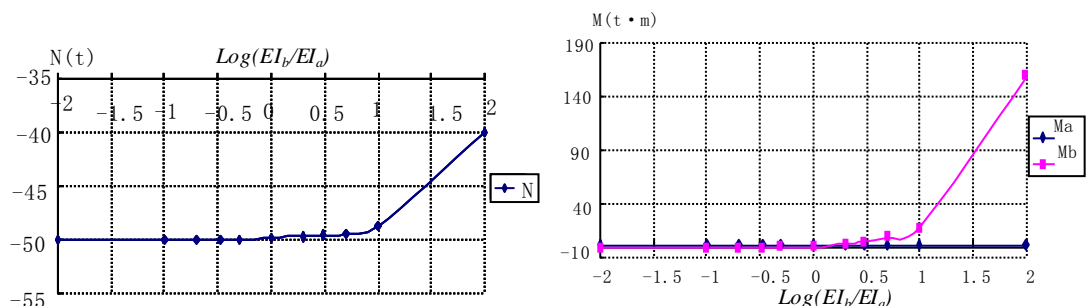


(b) 单位均布荷载下  $M_a$ 、 $M_b$  随  $EI_a$  变化曲线

图 4-84 单位均布荷载下  $N$ 、 $M_a$ 、 $M_b$  随  $EI_a$  变化曲线

以上数据表明：1)随着拱肋抗弯刚度的增加，跨中轴力减小，拱肋跨中弯矩增大，系梁弯矩减小；2)当  $\frac{EI_a}{EI_b} = 0.01 \sim 10$  之间时，结构内力变化较小，但当  $\frac{EI_a}{EI_b} > 10$  后，跨中轴力显著减小，拱肋跨中弯矩急剧增加。

当  $\frac{EI_a}{EI_b} = 0.01 \sim 10$  之间时，跨中轴力变化较小，跨中弯矩大部分由轴力形成的力矩平衡，拱肋与系梁的弯矩较小，变化也较小；当  $\frac{EI_a}{EI_b} > 10$  后跨中轴力显著减小，跨中弯矩大部分需由拱肋、系梁自身弯矩平衡，因此拱肋的弯矩急剧增大。



(a)单位均布荷载下跨中轴力  $N$  随  $EI_b$  变化曲线

(b)单位均布荷载下  $M_a$ 、 $M_b$  随  $EI_b$  变化曲线

图 4-85 单位均布荷载下  $N$ 、 $M_a$ 、 $M_b$  随  $EI_b$  变化曲线

以上数据表明：1)随着系梁抗弯刚度的增加，跨中轴力减小，系梁跨中弯矩增大，拱肋弯矩减小；2)当  $\frac{EI_b}{EI_a} = 0.01 \sim 10$  之间时，结构内力变化较小，但当  $\frac{EI_b}{EI_a} > 10$  后，跨中轴力显著减小，系梁跨中弯矩急剧增加。

## (2) 吊杆轴向刚度的影响

体系在系梁作用单位均布荷载时，当改变结构吊杆刚度  $EA_s$ ，跨中轴力  $N$ 、拱肋与系

梁跨中弯矩  $M_a$ 、 $M_b$  随吊杆刚度影响参数  $k_{s/b} = \frac{EA_s L^3}{EI_b f}$  变化曲线如图 4-86 所示。

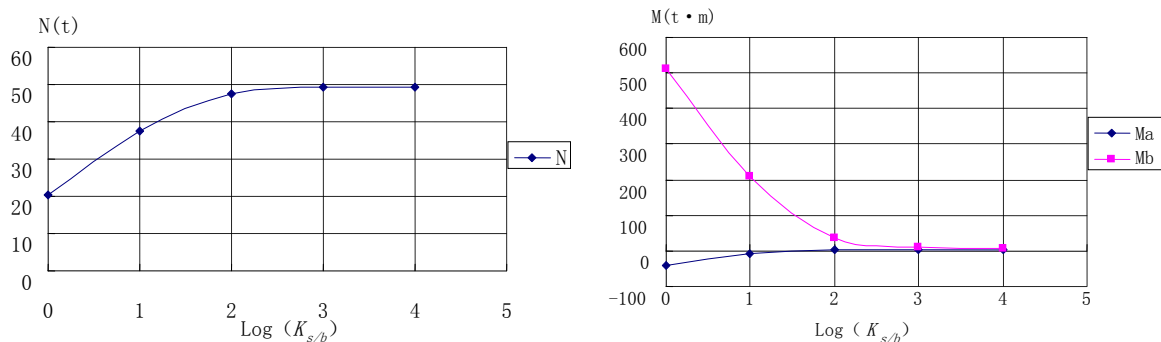


图 4-86 单位均布荷载下桥例  $M_a$ 、 $M_b$ 、跨中轴力  $N$  随  $k_{s/b}$  变化曲线

以上数据表明：随着吊杆刚度的增加，跨中轴力增加，拱肋与系梁的跨中弯矩减小；当

$$k_{s/b} = \frac{EA_s L^3}{EI_b f} = 1 \sim 1000 \text{ 时，吊杆刚度影响较为明显，当 } k_{s/b} = \frac{EA_s L^3}{EI_b f} > 1000 \text{ 之后，吊杆}$$

刚度变化的影响可以忽略。

由前面分析可知，当吊杆刚度非常小时，荷载基本由系梁传递，因此轴力较小，系梁跨中弯矩较大，拱肋跨中甚至出现了负弯矩，这是由于系梁传递的荷载远大于拱肋传递的荷载

造成的；当吊杆刚度影响参数  $k_{s/b} = \frac{EA_s L^3}{EI_b f} = 1 \sim 1000$  时，吊杆刚度变化影响较为明显，

拱肋传递荷载随吊杆刚度增加显著增大，因此轴力逐渐增大，系梁弯矩减小，拱肋跨中负弯

矩逐渐变为正弯矩，当  $k_{s/b} = \frac{EA_s L^3}{EI_b f} > 1000$  之后，吊杆刚度变化的对拱梁传力比影响可以

忽略，因此对内力的影响也可以忽略。

由图可知，当  $EA_s \rightarrow \infty$ ，跨中轴力达到最大，而拱肋与系梁弯矩达到最小，结构最为合理，因此常用刚性吊杆法来进行拱梁组合体系的索力优化。

### (3) 拱肋、系梁轴向刚度的影响

体系在公路-I级荷载下，分别改变拱肋与系梁的轴向刚度  $EA_a$ 、 $EA_b$ ，跨中轴力  $N$ 、

拱肋与系梁跨中弯矩  $M_a$ 、 $M_b$  随  $k_{ax}$ 、 $k_{bx}$  变化曲线如图 4-87，图 4-88 所示。

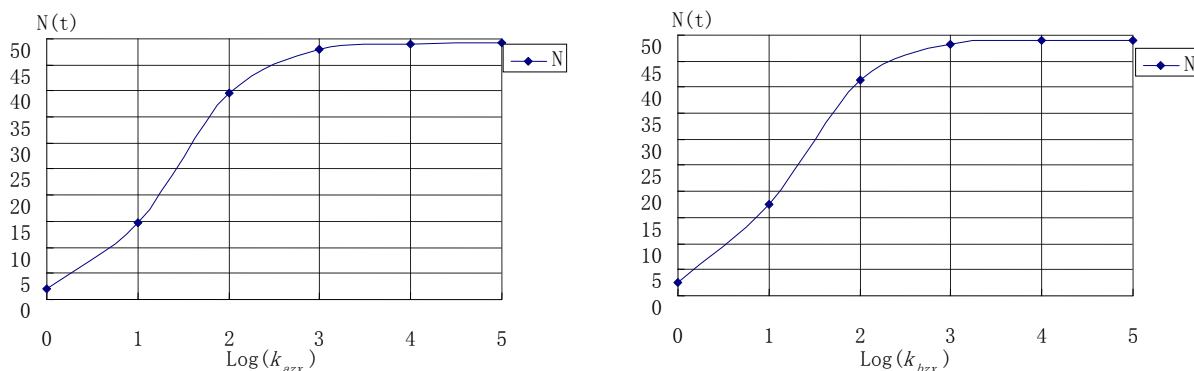


图 4-87 单位均布荷载下桥例跨中轴力  $N$  随  $k_{ax}$ 、 $k_{bx}$  变化曲线

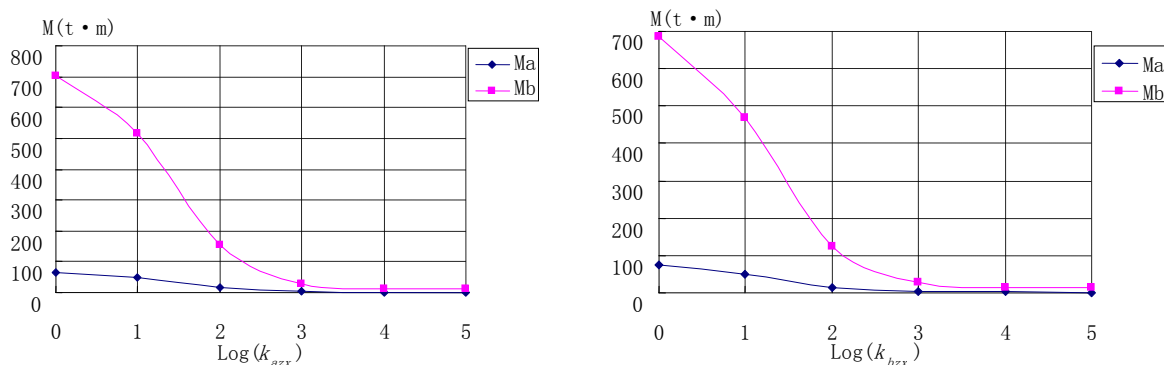


图 4-88 单位均布荷载下桥例  $M_a$ 、 $M_b$  随  $k_{ax}$ 、 $k_{bx}$  变化曲线

以上数据表明：(1) 拱肋和系梁轴向刚度变化对结构内力的影响规律基本相同，随着拱肋、系梁轴向刚度的增加，跨中轴力增大，轴力形成的内力矩增大，拱肋与系梁的弯矩就相应减小；(2) 当  $k_{ax}=1\sim100$ 、 $k_{bx}=1\sim100$  时，轴向刚度变化的影响较大，当  $k_{ax}>100$ 、 $k_{bx}>100$  之后，轴向刚度变化的影响可以忽略。

综上所述，拱梁组合体系主要受力构件的刚度变化对结构体系受力性能的影响可归纳为：

(1) 随着拱肋抗弯刚度的增加，吊杆力的不均匀性增加，拱肋抗弯刚度增加，跨中轴力减小，拱肋跨中弯矩增大，系梁弯矩减小，当  $\frac{EI_a}{EI_b}=0.1\sim10$  之间时，结构内力变化较小，

但当  $\frac{EI_a}{EI_b}>10$  后，跨中轴力显著减小，拱肋跨中弯矩急剧增加。

(2) 随着系梁抗弯刚度的增加，拱肋承担的荷载减小，系梁承担的荷载增加；系梁跨中弯矩增大，而拱肋跨中轴力、弯矩减小；当  $\frac{EI_b}{EI_a}=0.1\sim10$  之间时，结构内力变化较小，但

当  $\frac{EI_b}{EI_a}>10$  后，跨中轴力显著减小，拱肋跨中弯矩急剧增加。

(3) 吊杆轴向刚度对结构性能的影响可用吊杆刚度影响参数  $k_{s/b} = \frac{EA_s L^3}{EI_b f}$  来反映，当  $k_{s/b}=1\sim1000$  时，吊杆刚度变化影响明显，体系刚度随之增大，跨中轴力增大，而拱肋与系梁弯矩减小，当  $k_{s/b}>1000$  后，吊杆刚度变化影响减小，可忽略。

(4) 拱肋、系梁轴向刚度对结构性能的影响基本相同，可用轴线刚度影响参数  $k_{ax}$ 、 $k_{bx}$



来反映其对结构的影响，随着  $k_{ax}$ 、 $k_{bx}$  的增加，体系刚度随之增大，跨中轴力增大，轴力形成的内力矩增大，拱肋与系梁的弯矩就相应减小；当  $k_{ax}=1\sim 100$ 、 $k_{bx}=1\sim 100$  时，轴向刚度变化的影响较大，当  $k_{bx}>100$ 、 $k_{bx}>100$  之后，轴向刚度变化的影响可以基本忽略。

#### 4.4 总体布置参数对受力性能的影响

拱桥的总体布置参数取值是否合理，将直接影响到拱桥的安全性和经济性。拱桥总体布置参数主要包括：矢跨比、边中跨比、拱轴线和吊杆布置形式等。研究这些参数对拱桥受力性能的影响对于拱式体系的设计与优化具有重要意义。

##### 4.4.1 矢跨比

矢跨比是拱桥设计的主要参数之一。它不仅影响体系的内力，而且也影响到体系的稳定及动力特性等。

对于均布荷载作用下简单体系拱桥，取其拱轴线为二次抛物线，则拱脚水平推力  $H_g = ql^2/8f$ ，当矢跨比减小时，拱的推力增大，反之则推力减小。众所周知，推力增大，相应地在拱肋内产生的轴力也大，对于有推力拱来说，将增大墩台基础受力，对于无推力拱来说，则会增加系梁或水平拉索的用量。同时，拱肋受力后因其弹性压缩，或温度变化、混凝土收缩、墩台位移等原因，都会在无较拱的拱肋内产生附加内力。拱愈坦（即矢跨比愈小），附加内力越大，对主拱肋就越不利。

改变例一中矢高，通过拱肋跨中挠度的变化分析矢跨比对结构整体刚度的影响，跨中挠度的变化见表 4-14。

表 4-14 拱肋跨中挠度变化表

矢跨比	1/4.0	1/4.2	1/4.4	1/4.6	1/4.8	1/5.0	1/5.2	1/5.4	1/5.6	1/5.8	1/6.0
挠度(cm)	2.346	2.337	2.329	2.324	2.321	2.319	2.320	2.322	2.324	2.328	2.334

从表中看出，矢跨比为 1/5 左右时结构挠度最小，刚度最大，这是因为矢跨比小时，拱肋中轴力增大，轴向变形使挠度变大；矢跨比过大时拱肋长度增加，轴向变形同样引起挠度增加，若不计拱肋伸缩，体系刚度将随矢跨比增大而增大。矢跨比从 1/4~1/6 过程中，结构刚度的变化并不明显，因此在这一范围内进行拱桥设计时，可不考虑矢跨比对结构刚度的影响。

对于等截面抛物线拱，矢跨比对其面内屈曲稳定性有重要影响。均布竖向荷载作用下，抛物线拱临界荷载表达式为：

$$q_{cr} = K \frac{EI_x}{l^3} \tag{4-17}$$

其中 K 与矢跨比  $f/L$  及拱中铰数量有关，如表 4-15 所示。

表 4-15 圆弧拱临界荷载系数

$f/L$	无铰拱 K 值 (反对称屈曲)	双铰拱 K 值 (反对称屈曲)	三铰拱 K 值	
			对称屈曲	反对称屈曲
0.1	60.7	28.5	22.5	28.5

0.2	101.0	45.4	39.6	45.4
0.3	115.0	46.5	47.3	46.5
0.4	111.0	43.9	49.2	43.9
0.5	97.4	38.4	—	38.4

表 4-15 数据也可看出：拱的稳定性随着铰数量的增加而降低，各种拱的临界荷载都在矢跨比约为 0.3 时达到最大值，这是因为矢跨比小时弧长虽短但压力大，矢跨比大时压力虽小但弧长较长。三铰拱稳定系数  $K$  是按两种失稳形式给出的，在反对称失稳模态下，它的稳定系数与双铰拱相同，实际计算时，对于三铰拱，应选择较小的  $K$  值，即在  $\frac{f}{l} < 0.3$  时，

用对称失稳模态的  $K$  值，当  $\frac{f}{l} > 0.3$  时，用反对称失稳模态的  $K$  值。这也说明抛物线三铰拱在竖直均布荷载作用下，有两种丧失稳定的可能性，它的失稳情况与矢跨比有关。

一般拱桥的振型序列是第一振型为反对称的，而第二、三振型则是对称的。但理论研究和实验表明，随着矢跨比的减小，第一反对称振型的频率逐渐向第二振型（对称）靠拢。在矢跨比  $\frac{f}{l} = \frac{1}{12}$  附近存在着振型序列的转化点，它反映出拱向梁的转变。但常用的拱桥矢跨比都不会小于 1/10，因此其一阶振型总是反对称的。

参照我国公路桥涵设计通用规范，拱桥反对称基频可采用式 4-18 进行近似计算：

$$f_1 = \frac{\omega_1}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EI_c}{m_c}} \quad (4-18)$$

式中  $\omega_1$  为频率常数，对于等截面拱，

$$\omega_1 = 105 \times \frac{5.4 + 50\alpha^2}{16.45 + 334\alpha^2 + 1867\alpha^4}$$

式中  $\alpha$  —矢跨比；

$l$ —拱桥的计算跨径（m）；

$E$ —材料的弹性模量(N/m<sup>2</sup>)；

$I_c$ —跨中截面的截面惯矩(m<sup>4</sup>)；

$m_c$ —跨中处单位长度质量(kg/m)。

对于多跨梁拱组合体系，在一般情况下，上、中、下承式拱桥的矢跨比分别约为 1/8~1/12、1/4~1/6、1/5~1/7，在跨度较大的情况下不宜取较小的值。然而在某些特殊的条件下，往往不可避免的采用较小矢跨比，尤其在上承式拱桥结构中。这种不得以的选择可能会付出较大的代价：拱压力的急剧上升必须取用更大的截面，梁内巨大的拉力必须配以更多的预应力钢筋，而无法改变的是梁拱组合体系整体抗剪刚度的下降。实践表明，因矢跨比过小而引起拱内压应力过大，造成的混凝土徐变不利影响将明显扩大，增大截面减小压应力的效果不很显著，而混凝土的用量则大大上升，故只能通过拱截面的含钢量来改善受力，减小徐变；而拱梁整体抗剪刚度的下降，反映出结构几何形状的可变性，将造成拱内及拱梁各节点包括拱脚的弯矩上升。另外过小的矢跨比也将引起较大的附加内力。上述各种不利情况最易发生在上承式连续梁拱组合体系中，故其跨越能力往往小于其他两种型式，在预应力混凝土桁架拱的拱顶区域，出现的也是一小矢跨比拱，其力学行为和工程中出现的问题也是如此。

表 4-16 给出了 12 座跨度 400m 以上大跨度拱桥的矢跨比（桁架拱桥矢高为拱肋下弦杆至拱脚的垂直距离）。从表中各桥可以看出，大跨度拱桥矢跨比多在 1/4~1/7 之间，一般而言，矢跨比取大有利于节约材料。

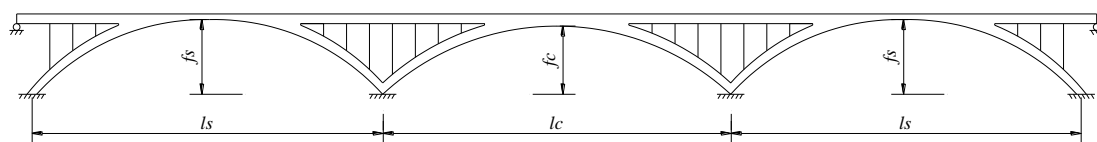
表 4-16 大跨度拱桥矢跨比表

桥名	跨度(m)	矢跨比
重庆朝天门长江大桥	552	1/4.3
上海卢浦大桥	550	1/5.5
新河谷桥	518	1/4.7
贝永桥	504	1/6.3
悉尼港桥	503	1/4.7
巫山长江大桥	460	1/3.8
明州大桥	450	1/5
湖北井支河大桥	430	1/5.5
广州新光大桥	428	1/4
重庆万县长江大桥	420	1/5
重庆菜园坝长江大桥	420	1/5.7
重庆大宁河大桥	400	1/5

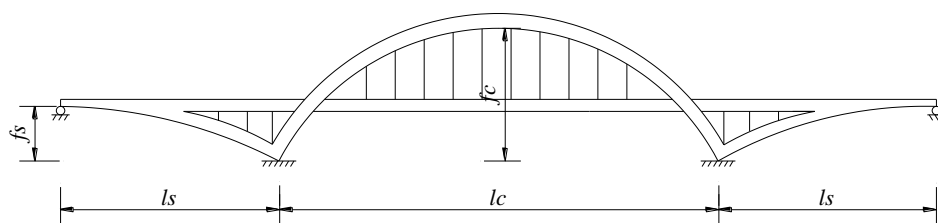
#### 4.4.2 边中跨比

大跨度拱桥中，除了有推力体系采用单跨布置外，多跨体系应用较多，对于两跨及以上的拱桥，边中跨比也是总体布置中的一个重要参数。边中跨比一般是在概念设计阶段结合桥址处的地形、地质、通航要求以及施工的方便性来确定，其取值同样影响着结构受力的合理性。讨论边中跨比对结构受力的影响，有助于分析在边中跨比确定的情况下如何采取措施保证结构受力的合理性。

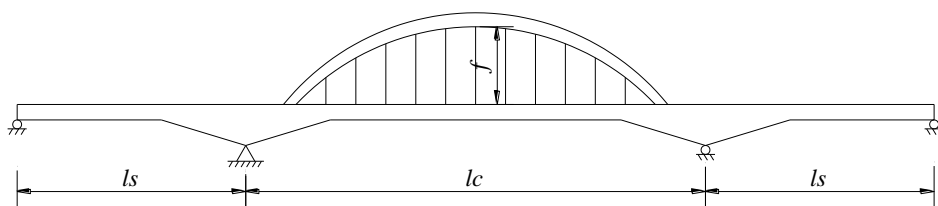
以三跨体系为例，跨度的典型布置有如下三种(图 4-89)：



(a) 三跨连拱桥



(b) 上承式或中承式连续梁拱组合体系



(c) 下承式三跨拱梁组合体系

图 4-89 三跨体系的典型布置

三种体系受力特点不同，边中跨比的取值也各不相同。

对于三跨连拱体系(图 4-89a)，合理的边中跨比取值应当使中边墩在恒载作用下的水平推力趋于平衡。假设中边跨恒载水平为  $q_c$ 、 $q_s$ ，根据  $H_g = ql^2/8f$ ，可得：

$$\frac{q_s l_s^2}{f_s} = \frac{q_c l_c^2}{f_c} \quad (4-19)$$

则边中跨比：

$$\frac{l_s}{l_c} = \sqrt{\frac{f_s q_c}{f_c q_s}} \quad (4-20)$$

当  $q_c = q_s$  时， $\frac{l_s}{l_c} = \sqrt{\frac{f_s}{f_c}}$ 。

实际工程中考虑到桥墩有一定的抗推刚度， $\frac{l_s}{l_c}$  的取值在此范围内可以有所变动，也可以通过调整中边孔恒载集度来改变中边跨比。

中上承式三跨体系多为飞鸟式部分有推力体系或无推力体系(图 4-89b)，尽管主拱推力可通过水平系梁的张拉来平衡，但对边孔而言，如若张拉的水平力过大，必将导致边拱出现正弯矩，因此中边孔的比例也十分重要。

假设中边跨恒载水平为  $q_c$ 、 $q_s$ ，边孔为一半拱，根据中边跨水平力相等可得：

$$\frac{4q_s l_s^2}{f_s} = \frac{q_c l_c^2}{f_c} \quad (4-21)$$

边中跨比  $\frac{l_s}{l_c} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{f_s q_c}{f_c q_s}} \quad (4-22)$

类似于三跨连拱体系，边中跨比的合理取值也可考虑桥墩的抗推刚度作适当变化。此外，从式 (4-20) 及 (4-22) 可知，在中边跨比例确定的情况下，也可通过改变中边跨荷载集度来调整结构的受力性能。若边跨并非一半拱，可采用同样的方式导得中边跨合理取值范围。

下承式三跨梁拱组合体系(图 4-89c)中拱对中跨强有力的加劲与拱梁组合的相对封闭作用，在很大程度上阻止了中跨与边跨之间荷载的相互传递，中支点几乎成了中跨与边跨的隔离点。因此边跨不容易出现负反力，其受力主要取决于跨内的荷载情况，但适当的边跨长度将有利于受力及构造布置包括预应力钢筋的布置。连续梁拱组合桥的边中跨比较小，下承式最小约为 0.3。

#### 4.4.3 拱轴线

目前，大跨度拱桥常用的拱轴线形有多段折线、抛物线（或高次抛物线）、悬链线以及悬索线，这些常用的拱轴线均是在给定荷载模式并不计弹性压缩的情况下推导出来的。

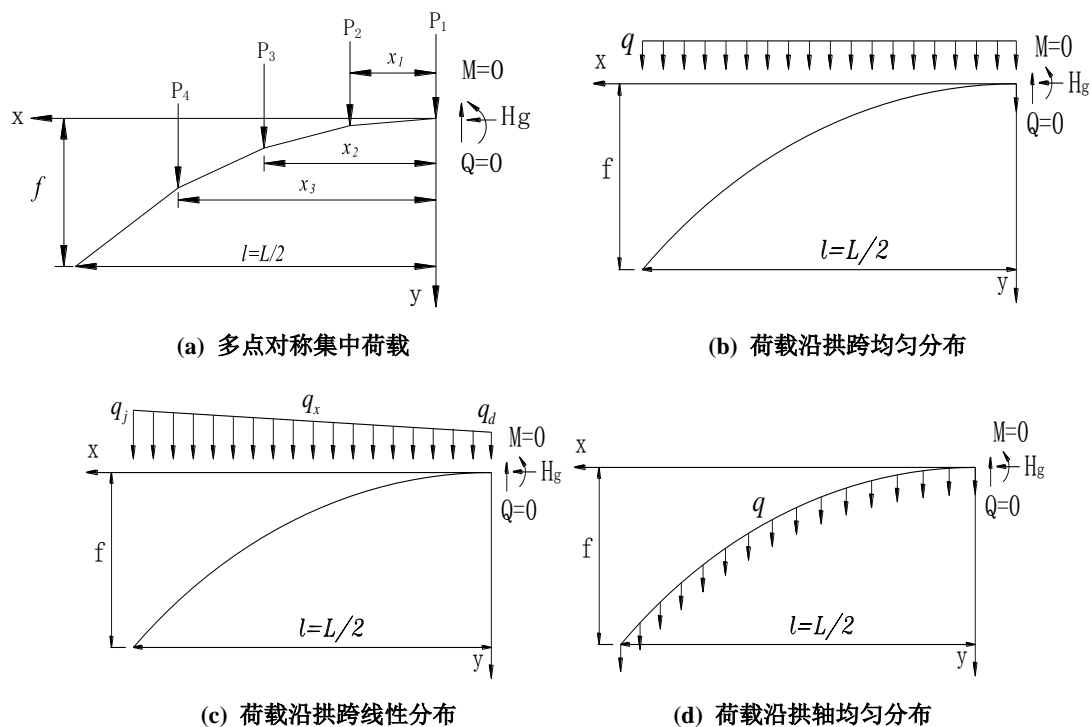


图 4-90 拱轴上不同荷载布置方式

### 1. 多段折线

如图 4-90(a)所示, 当拱桥结构所承受的荷载为沿拱跨分布的多点对称集中荷载时, 根据合理拱轴线的定义, 对拱轴任意截面取矩, 可得:

$$y = M_x / H_g \quad (4-23)$$

式中:  $H_g$  ——拱的恒载水平推力;

$M_x$  ——为  $x$  截面以右全部恒载对  $x$  截面的弯矩。

由图 4-90(a)可知: 
$$M_x = P_1 \cdot x + P_i \cdot (x - x_{i-1}) \quad (i=2, 3, \dots)$$

$M_x$  为关于  $x$  的一次分段函数, 可见在多点集中荷载作用下, 拱的合理拱轴线为多段折线。这种拱轴线多见于小型拱桥以及不设立柱的飞鸟式拱桥的边跨拱当中, 例如图 4-100 的重庆菜园坝大桥。

### 2. 二次抛物线

如图 4-90(b)所示, 当拱桥结构所承受的荷载集度沿拱跨均匀分布时, 对式 4-23 求二阶导数可得:

$$\frac{d^2 y}{d^2 x} = \frac{1}{H_g} \cdot \frac{d^2 M_x}{d^2 x} = \frac{q(x)}{H_g} = \frac{q}{H_g} \quad (4-24)$$

解微分方程 (4-24), 并利用边界条件:

$$y|_{x=0} = 0, \quad y|_{x=l} = f, \quad y'|_{x=0} = 0 \quad (4-25)$$

得: 
$$y = \frac{4f}{L^2} x^2 \quad (4-26)$$

可见在沿拱跨均布荷载作用下,拱的合理拱轴线是二次抛物线。故对于恒载分布比较均匀的拱桥,例如系梁拱或下承式拱梁组合体系,矢跨比较小的空腹式钢筋混凝土拱桥、钢筋混凝土桁架拱桥和刚架桥等,可以采用二次抛物线作为拱轴线。

### 3. 悬链线

如图 4-90(c)所示,当拱桥结构所承受的荷载集度沿拱跨连续分布,且与拱轴纵坐标呈线性关系时,任意截面上的荷载集度可表示为:

$$q_x = q_d + \gamma y \quad (4-27)$$

式中:  $q_d$ ——拱顶的荷载集度;  $\gamma$ —— $\frac{q_j - q_d}{l}$ 。

将(4-27)式带入(4-24)式得:

$$\frac{d^2 y}{d^2 x} = \frac{q(x)}{H_g} = \frac{1}{H_g} (q_d + \gamma y) \quad (4-28)$$

解微分方程(4-28),并利用边界条件(4-25)得:

$$y = \frac{f}{m-1} (\text{Cosh} \frac{2kx}{L} - 1) \quad (4-29)$$

式中:  $k = \text{Cosh}^{-1} m = \text{Ln}(m + \sqrt{m^2 - 1})$ ;  $m = q_j / q_d$ ——拱轴系数。

可见在沿拱跨线性分布荷载作用下,拱的合理拱轴线是悬链线。故对于恒载分布形式满足上述情况的拱桥,例如矢跨比较大的空腹式拱桥和实腹式拱桥等,均可以采用悬链线作为拱轴线。

### 4. 悬索线

如图 4-90(d)所示,当拱桥结构所承受的荷载集度沿拱轴均布分布时,任意截面上的荷载集度可表示为:

$$q(x) = q \sqrt{1 + (dy/dx)^2} \quad (4-30)$$

将(4-30)式带入(4-24)式得:

$$\frac{d^2 y}{d^2 x} = \frac{q(x)}{H_g} = \frac{q}{H_g} \sqrt{1 + (\frac{dy}{dx})^2} \quad (4-31)$$

解微分方程(4-31),并利用边界条件(4-25)的前两式可得:

$$y = \frac{H_g}{q} (\text{Cosh} \frac{qx}{H_g} - 1) \quad (4-32)$$

式(4-32)称为悬索线方程。它与一条两端支承的链索在自重作用下形成的曲线方程一致,因为柔性索在自重作用下各截面弯矩为零的特性恰好满足合理拱轴线的要求,但需要将悬索形成的曲线绕水平轴旋转 180°。

比较悬索线方程(4-32)与悬链线方程(4-29),两者形式相近。因此,对悬索线按悬链线拱轴系数的定义,可得:

$$m = \frac{q_j}{q_d} = \frac{q / \text{Cos} \varphi_k}{q} = \frac{1}{\text{Cos} \varphi_k} \quad (4-33)$$

式中：  $\varphi_k$ ——拱脚截面切线的水平倾角。

对于悬链线有：  $m = \text{Cosh}k$ ，将其带入（4-33）式可得：

$$\text{Sinh}k = \sqrt{\text{Cosh}^2k - 1} = \sqrt{(1/\text{Cos}\varphi_k)^2 - 1} = \text{Tan}\varphi_k \tag{4-34}$$

对（4-29）求导，引入边界条件  $y|_{x=l} = f$  后，将（4-34）代入得：

$$f/(m-1) = L/2k \tag{4-35}$$

再将（4-35）代入  $k^2 = \frac{L^2q_d}{4H_g} \frac{m-1}{f}$  得：

$$k^2 = \frac{L^2q_d}{4H_g} \frac{m-1}{f} = \frac{L^2q}{4H_g} \frac{2k}{L} \Leftrightarrow \frac{q}{H_g} = \frac{2k}{L} \tag{4-36}$$

将（4-35）、（4-36）式代入（4-29）式，得式（4-32）即悬索线方程。可见，悬索线实际上就是悬链线当  $m = 1/\text{Cos}\varphi_k$  时的一种特例。

二次抛物线、悬链线或悬索线，其本质区别在于对应的恒载分布形式的不同，导致拱轴系数  $m$  的取值不同（参见表 4-17）。

表 4-17 大跨度拱桥常用拱轴线对应的恒载分布形式

拱轴线形	二次抛物线	悬链线	悬索线
对应荷载形式	恒载集度沿拱跨 均匀分布	恒载集度沿拱跨连续分布 且与拱轴坐标呈线性关系	恒载集度沿拱轴 均匀分布
拱轴系数取值	$m=1$	$1.167 < m < 5.321$	$m = 1/\text{Cos}\varphi_k$

选择拱轴线的原则是尽量向压力线靠拢。根据混凝土拱恒载比重大且活载作用下拱桥弯矩包络基本对称的特点，一般采用恒载压力线作为拱轴线。恒载作用越大，这种选择就越合理。选择拱轴线时，除了考虑主拱受力有利以外，还应该考虑外形美观、施工简便等因素。表 4-18 列出了我国部分已建成的钢筋混凝土拱桥，表中各项参数可供设计参考。

表 4-18 我国部分已建钢筋混凝土拱桥

桥名	所在地	跨度(m)	矢高(m)	矢跨比	拱轴线
重庆万县长江大桥	重庆	420	84	1/5	悬链线
江界河桥	贵州	330	55	1/6	二次抛物线
宜宾金沙江大桥	四川	240	48	1/5	悬链线
涪陵乌江大桥	重庆	200	50	1/4	悬链线
3007 大桥	四川渡口	170	24	1/5	悬链线
丹东沙河口大桥	辽宁	156	26	1/6	悬链线
马鸣溪大桥	四川	150	21.4	1/7	悬链线
前河大桥	河南	150	15	1/10	悬链线
剑河大桥	贵州	150	18.75	1/8	二次抛物线



桥名	所在地	跨度(m)	矢高(m)	矢跨比	拱轴线
太白桥	江西	130	16.25	1/8	二次抛物线
长田水库桥	云南	130	16.25	1/8	悬链线
天鹅山大桥	湖南	125	20.8	1/6	悬链线
那桐大桥	广西	125	15.625	1/8	悬链线
巫山龙门大桥	重庆	122	17.14	1/4	悬链线
武胜嘉陵江桥	四川	130	21.67	1/6	悬链线

#### 4.4.4 吊杆布置形式对系杆拱桥受力的影响

系杆拱桥吊杆的典型布置主要有直吊杆、无交叉斜吊杆、网状斜吊杆三种形式。

直吊杆系杆拱桥起源于十九世纪末的欧洲。1958年奥地利人兰格尔（Josef Langer）申报了刚性梁柔性拱的系杆拱桥专利，这种体系采用直吊杆布置，称为兰格尔体系，如图4-91(a)所示。用斜吊杆代替兰格尔梁的竖吊杆，可以大幅度的提高结构刚度，这一设想最早是由尼尔森（O. F. Nielsen）提出的（图4-91b），称为尼尔森体系。

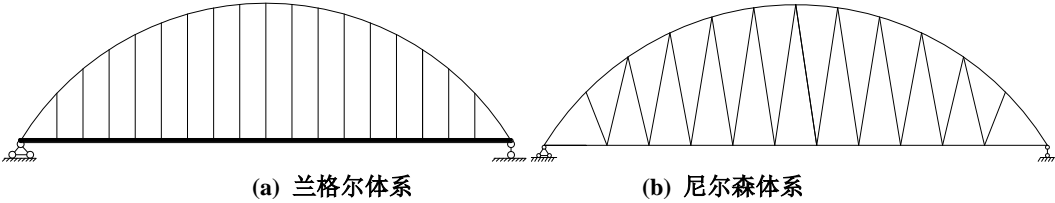


图 4-91 直吊杆与斜吊杆布置

1955年，Pertveit在尼尔森拱的基础上提出了网拱体系。一般而言，尼尔森拱桥中的斜吊杆不存在交叉或仅交叉一次，而网拱中部分斜吊杆至少交叉两次。同尼尔森拱相比，由于网拱采用了较多的吊杆，使得拱肋和系杆的截面更纤细，受力更合理。

随着吊杆倾斜角度的不同以及吊杆交叉次数的多少，斜吊杆和网状吊杆又可进行细分，为了便于分析可按照下面的原则对吊杆布置形式进行分类：

**1. 固定变化斜吊杆形式：**这类吊杆布置可由两个参数来决定，起始吊杆的倾角 $\alpha$ ，以及相邻两吊杆之间的倾角差 $\Delta\alpha$ ，并设吊杆上节点沿拱肋弧长等间距布置。如图4-92所示，当 $\alpha = 90^\circ$ ， $\Delta\alpha = 0$ 时为直吊杆布置；当 $\alpha \neq 90^\circ$ ， $\Delta\alpha = 0$ 时为无交叉等倾角尼尔森体系；当 $\alpha \neq 90^\circ$ ， $\Delta\alpha \neq 0$ 时为无交叉不等倾角尼尔森体系；当拱脚两端同时出现两个倾角 $\alpha$ 且对称时，则为网状吊杆体系。

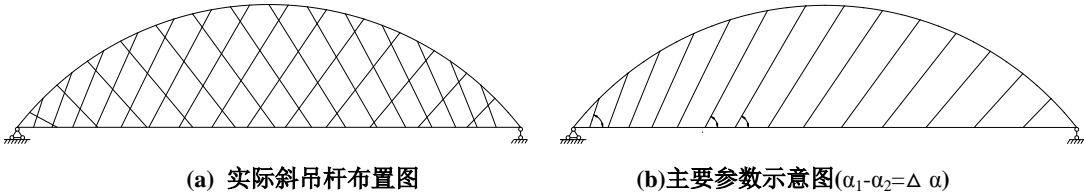


图 4-92 固定变化斜吊杆形式

**2. 径向布置形式：**这类布置吊杆倾角是个常数，吊杆在拱肋上的节点等距离布置，且任何相连两吊杆上节点中心与吊杆交叉点的所有连线交于系杆下一点。如图4-93所示，当 $\phi = 0$ 时为扇形布置，当 $\phi \neq 0$ 时为网状吊杆体系。

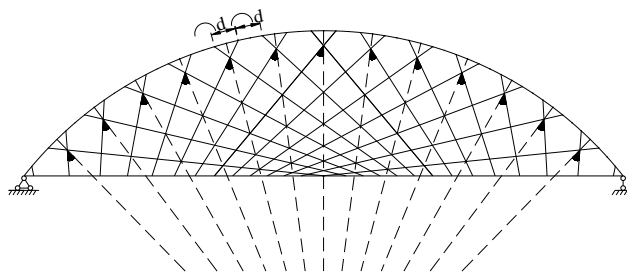


图 4-93 径向布置形式

**例六.**为分析不同吊杆布置形式下系杆拱桥的受力特征,参考某些既有桥梁设计,确定的桥例参数如下:桥跨 $L=120m$ ,矢高 $f=24m$ ,吊杆间距 $6m$ ,双拱面,拱上风撑有4道,桥梁全宽 $35m$ ,拱间距 $27.5m$ 。拱轴线为圆弧,拱肋与系杆刚度比 $(EI)_{拱肋} / (EI)_{系杆}=1/7$ ,属于刚性梁刚性拱构造。拱肋、系杆、横梁为钢筋混凝土或劲性混凝土截面,弹性模量 $E=3.5 \times 10^7 kPa$ ,平行高强钢丝拉索吊杆,弹性模量 $E=2.0 \times 10^8 kPa$ 。

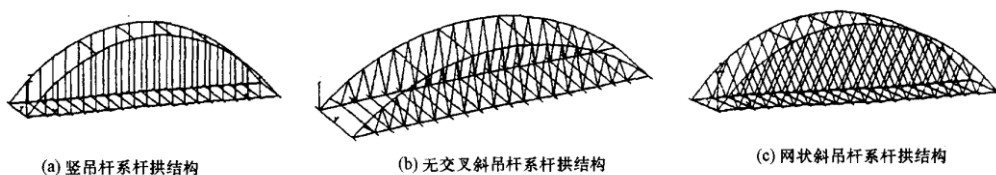
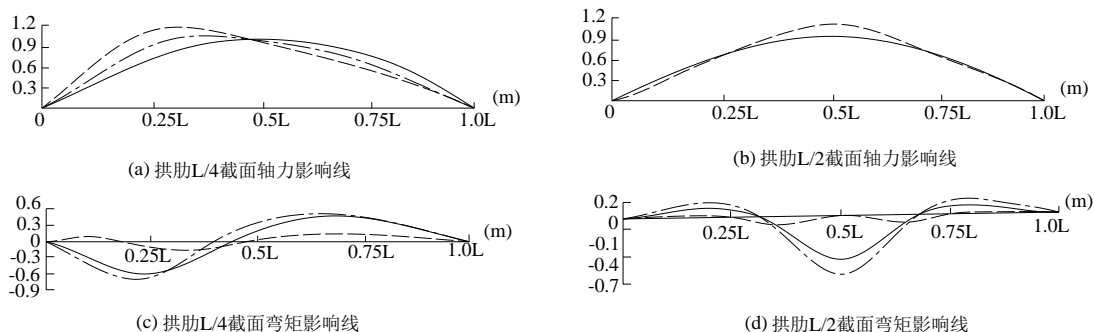


图 4-94 不同吊杆形式的系杆拱桥

分析时取活载作用下结构力学性能为比较依据,根据不同吊杆布置形式下拱肋影响线所围面积来判断结构力学响应的大小。

### 1. 拱肋的内力影响线

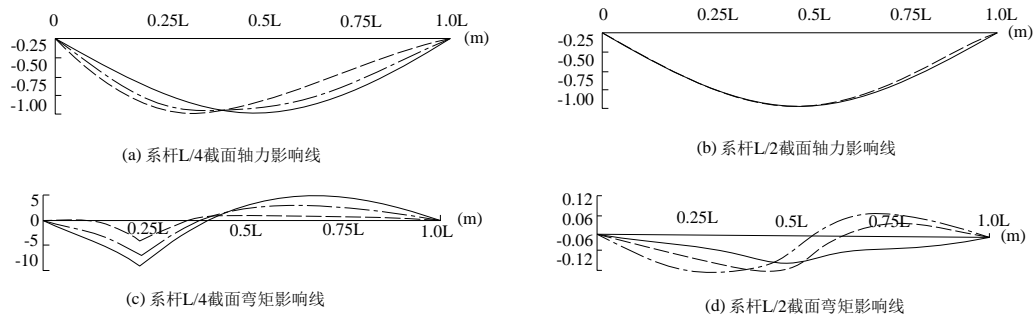


注:图中实线、点划线和虚线分别代表竖直、倾斜和网状吊杆体系

图 4-95 拱肋的内力影响线

影响线分析表明,在竖吊杆、无交叉斜吊杆和网状斜吊杆三种结构形式下,拱肋的轴向压力没有显著差异,但后两种结构非跨中截面的轴力影响线,不再关于跨中对称。就拱肋弯矩而言,无交叉斜吊杆结构比竖吊杆结构略大,而网状斜吊杆结构则非常小(图4-95)。

### 2. 系杆的内力影响线

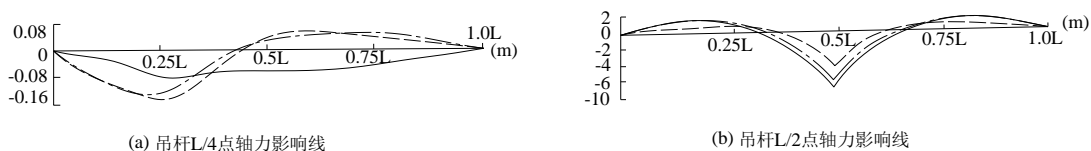


注:图中实线、点划线和虚线分别代表竖直、倾斜和网状吊杆体系

图 4-96 系杆的内力影响线

三种吊杆形式下,系杆的轴向拉力没有明显差异;从系杆弯矩来看,竖吊杆结构要大于斜吊杆结构,网状斜吊杆结构最小(图4-96)。

### 3. 吊杆的轴力影响线

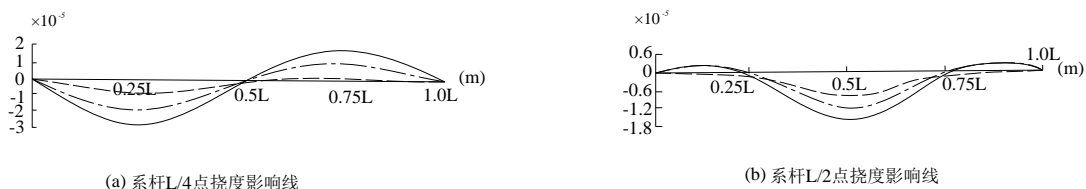


注:图中实线、点划线和虚线分别代表竖直、倾斜和网状吊杆体系

图 4-97 吊杆的内力影响线

竖吊杆结构的吊杆内力影响线均为拉应力,斜吊杆结构的吊杆内力影响线则有拉有压,同时,斜吊杆影响线的受拉面积要比受压面积大,且拉压抵消后的面积要小于竖吊杆影响线的面积。所以在实际桥梁中,由于恒载的作用,吊杆一般不会受压;但在车辆活载的比重较大时,斜吊杆的疲劳应力幅则比竖吊杆要大(图4-97)。

### 4. 系杆的挠度影响线



注:图中实线、点划线和虚线分别代表竖直、倾斜和网状吊杆体系

图 4-98 系杆的挠度影响线

斜吊杆结构的竖向挠度,要比竖吊杆结构小许多,从挠度影响线来看,竖吊杆结构与无交叉斜吊杆结构均有不同程度的正负面积,而网状斜吊杆结构则没有反向挠度影响线,因而是一种活载挠度变化极小的桥式(图4-98)。

### 5. 系杆拱桥的动力特征

针对竖吊杆、无交叉斜吊杆和网状斜吊杆三种吊杆布局形式,仍根据上述算例的结构参数,按空间结构进行模态分析,结果列于表4-19。

表 4-19 三种吊杆形式下系杆拱桥的前 5 阶振型

模态	竖吊杆系杆结构		无交叉斜吊杆系杆拱结构		网状斜吊杆系杆拱结构	
	频率 Hz	振型特征描述	频率 Hz	振型特征描述	频率 Hz	振型特征描述
1	0.320	拱肋侧倾振动	0.338	拱肋侧倾振动	0.325	拱肋侧倾振动
2	0.638	拱肋在竖平面内反对称弯曲振动	0.641	系杆横向弯曲振动	0.640	系杆横向弯曲振动

3	0.643	系杆横向弯曲振动	0.779	拱肋在竖平面内反对称弯曲振动	0.816	拱肋侧向弯扭振动
4	0.801	拱肋侧向弯扭振动	0.789	拱肋侧向弯扭振动	1.078	拱肋在竖平面内对称弯曲振动
5	0.981	拱肋在竖平面内对称弯曲振动	1.051	拱肋在竖平面内对称弯曲振动	1.300	拱肋在竖平面内反对称弯曲振动

分析结果表明：(1) 不同的吊杆布置形式，对系杆拱结构在竖平面的自振特性有显著的影响，竖吊杆体系发生竖向弯曲振动(反对称形)的一阶频率最低，无交叉斜吊杆(反对称形)次之，网状斜吊杆(对称形)最高。但不同的吊杆布置形式，对系杆拱结构的横向自振频率影响不大。(2) 由于斜吊杆体系比竖吊杆体系，提高了结构的竖向刚度和自振频率，因而在相同的行车条件下，斜吊杆体系的振幅一般较小，这对大跨度桥梁的设计具有重要意义。

综上所述，三种吊杆布置形式的系杆拱桥性能差异如下：

(1) 网状吊杆、斜吊杆系杆拱桥的拱肋、系杆弯矩很小，最能体现“拱肋受压，系杆受拉”的力学意图；网状斜吊杆系杆拱桥具有最大的竖向刚度和最高的竖向振动基频；无交叉斜吊杆体系的力学特性也要优于竖吊杆体系。

(2) 影响线分析表明，斜吊杆体系中同一节点左、右倾吊杆的内力相差很大，而且每一根吊杆均有正、负面积的影响线，因此可以对不同位置、不同倾角的吊杆选用不同截面面积，并进行疲劳验算。而竖吊杆体系的吊杆受力一般比较均匀，且只有同号影响线，每根吊杆可以有相同的截面面积。

(3) 在拱肋的实用稳定性分析中，有效自由长度的取值一般介于吊杆在拱肋上的锚点间距(拱肋面内)和拱肋侧向横撑间距(拱肋面外)的70%之间，由于网状吊杆在拱肋上的间距较密，这将有助于提高拱的面内稳定性，但拱的侧向稳定性，还应通过端横梁、桥面系及拱顶风撑等结构构造加以保证。

(4) 在节点构造上，倾斜或网状吊杆体系要比竖直吊杆体系复杂，故在跨度不大时，采用竖吊杆比较方便。鉴于网状吊杆体系的优越性，其节点构造值得进一步研究与开发。

## 4.5 实例

### 4.5.1 软土地基条件下的上承式拱桥——昆山市跨娄江三座拱桥

不同的地质条件是选择拱桥体系的主要依据，将决定下部基础的受力与造价，进而影响拱桥的经济性和安全性。

以昆山市中心娄江上相邻的三座新建的拱桥为例，说明软土地基条件下体系选择对上承式拱桥经济性的影响。如下图所示，三座拱桥主跨跨径均为 40m 左右，图 4-99(a)为有推力钢结构拱桥，矢跨比 1/10.3，主跨 44.87m；图 4-99(b)为恒载无推力预应力混凝土刚构拱梁组合体系桥，主跨 36m。图 4-99(c)为有推力钢筋混凝土拱桥，矢跨比为 1/9。

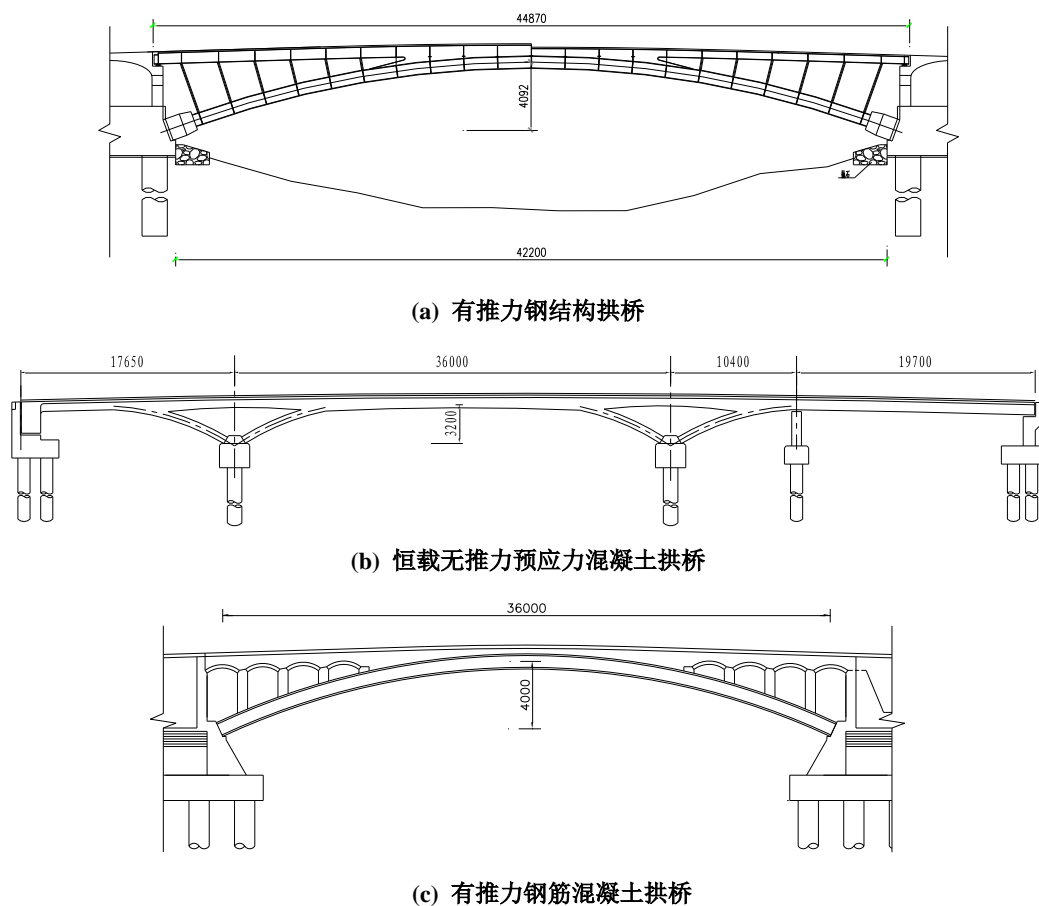


图 4-99 三座拱桥的立面布置图

三座桥的经济指标如表 4-20 所示：

表 4-20 三座拱桥的造价比较

方案	总造价/万元	平方造价/万元/m <sup>2</sup>	经济性
a	2000	1.029	一般
b	1700	0.602	优
c	2200	1.111	差

有推力基础价格高，因此，上表中恒载无推力的预应力混凝土拱桥经济性较优。由于软土地基对水平推力较为敏感，在外力作用下基础因蠕变而产生位移，导致拱桥出现开裂甚至倒塌。在本例桥位处原是上世纪 70 年代建造的钢筋混凝土拱桥，都因基础变位引起结构开裂而被拆除。可见，在软土地基上建造部分有推力和无推力体系更好。

#### 4.5.2 中承式刚构与拱组合体系——重庆菜园坝大桥

菜园坝长江大桥位于重庆渝中半岛南面，连接渝中的菜园坝和南岸，是国内首座特大公路、城市轨道两用的钢混组合式刚构系梁拱桥，见图 4-100。

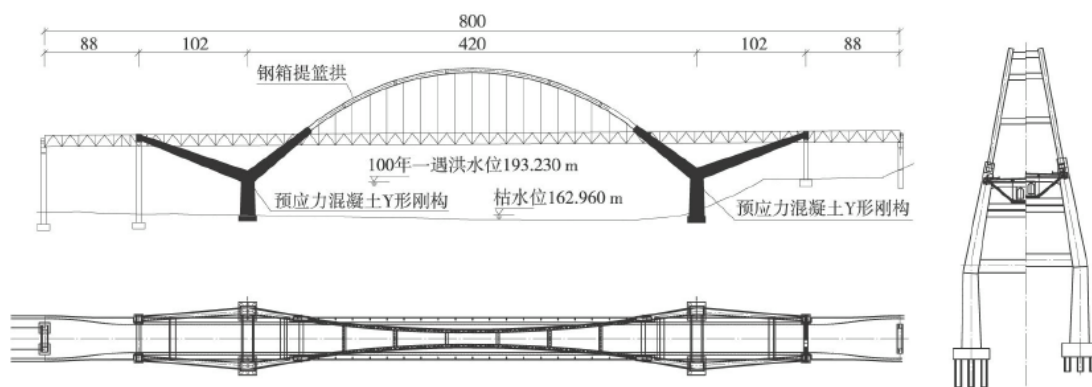


图 4-100 重庆菜园坝大桥总图布置图(m)

几乎所有中承式系梁拱桥的边跨都设有立柱以支承梁的重量。由于是压杆，本身也有稳定的要求，截面不能太小。尤其是提篮式的系梁拱，因为边跨的拱肋是倾斜的，使每根立柱的角度都不相同，看起来会很凌乱。菜园坝大桥的主梁高度要求是 11m，而边跨的跨度只有 102m，主梁可以跨越整个边跨而不需立柱的支撑。把边跨的立柱完全除去后，边跨变得十分开阔，全桥看来更特别轻巧。

除去立柱后，边跨的拱肋不再承受垂直的荷载，可改为直杆。拱桥的下半部结构是 Y 形的混凝土结构。在水位不断涨落的情况下不需要像钢结构一样进行特别养护。



图 4-101 中承式系梁拱桥边跨有无立杆设置对比

在结构体系上，菜园坝大桥由三个单元部分构成，在两端是一边一个预应力混凝土 Y 形刚构，中间则是一个钢箱拱，如图 4-101 所示。

与常用的钢桁架—混凝土桥面板结合梁及分离式钢桁架—正交异性桥面板叠合梁梁体相比，组合式正交异性桥面钢桁架梁使用“组合”的设计理念，让正交异性桥面板与钢桁架梁联合作用，进而使轻轨专用钢梁降到最轻，由于在主体承载结构设计中将预应力混凝土 Y 形刚构与提篮钢箱系梁拱进行组合，从而使系梁中拱的有效跨度从 420m 减少到 320m，系梁中拱矢高 50m，矢跨比为 1/6.4，极大地降低了大桥的水平推力，提高结构总体效率的同时降低了关键子结构的设计难度。

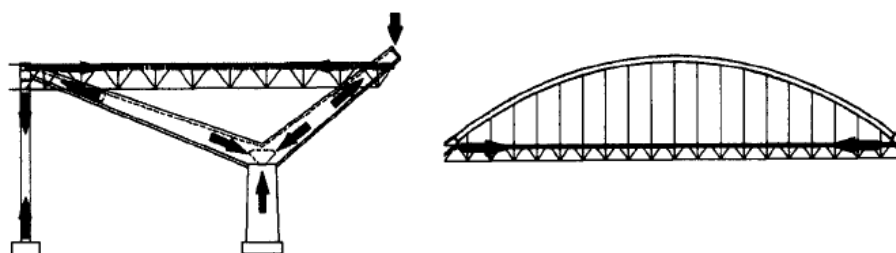


图 4-102 Y 形刚构及系梁中拱传力路径示意图

菜园坝大桥中，首次采用了特大系梁拱桥纵向系梁分离体系，即将纵向系梁分为中跨系梁与边跨系梁，并将其独立锚定。在此基础上，又在边墩增设了竖向系梁索。三套相对独立的系梁体系可在实施过程中对大桥的主体（刚构、主拱）进行内力与线形空间的调整与控制，如图 4-102 所示。

在恒载作用下，通过调节两边刚构上的系梁和尾端的垂直预应力索，使刚构内杆件的弯矩减少，同时可以通过调节中间拱的系梁索力，达到只将垂直力传递到两边的 Y 形刚构上的效果；在活载作用下，无法调整中间系梁的内力，系梁的内力根据结构各杆件的刚度分配。

### 4.5.3 多跨连续钢桁架拱梁组合体系——南京大胜关长江大桥

南京大胜关长江大桥主桥为主跨 336m 的六跨连续钢桁梁拱中承铁路桥，全桥孔跨布置为 108+192+336+336+192+108m，桥宽 40.4m，其中两孔 336m 的主跨为桁架拱式结构，其它孔跨为下承式连续桁梁式结构，基础为钻孔桩基础，主墩桩长 102—112m，设计活载为六线铁路，分别是两线高速铁路，两线快速客运专线，两线轻轨交通，相应设计车速为 300km/h、250km/h 和 80km/h。



图 4-103 南京大胜关长江大桥

大桥横桥向为三片平面主桁结构，主桁间距  $2 \times 15\text{m}$ 。高速铁路、客运专线分别位于三片桁架组成两个空间之中，轻轨则布置在两侧桁架外挑悬臂上。主跨桁拱拱顶处拱圈桁高 12m，拱脚处拱圈桁高 47.9m，桁拱矢跨比为 1/4。主拱吊杆采用八边形截面钢制构件吊杆，具有较好的气动外形。边跨连续梁结构为等高桁梁，桁高 16m，拱圈桁架与边跨连续桁梁均采用三角形桁式，节间均为 12m。行车桥面采用闭口纵肋的正交异性钢桥面板结构，钢桥面板和主桁下弦杆焊接形成板桁组合结构以增强主梁竖向刚度。桥面板上现浇有 150mm 厚混凝土道碴槽，上覆 6cm 防水层，道碴槽板宽 9.4m 及 9.8 m，用焊接栓钉与钢桥面板结合。



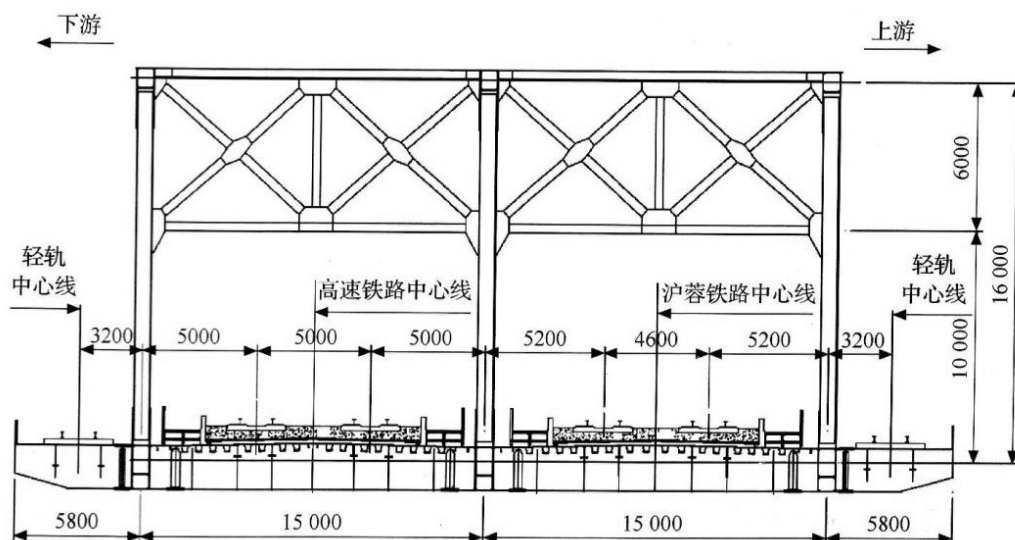


图 4-104 大桥横断面布置

南京大胜关长江大桥主桥在结构设计上具有高速、大跨、拱梁组合结构体系和多线荷载作用的特点。

#### 4.5.4 飞鸟式拱梁组合体系——上海卢浦大桥

上海卢浦大桥主桥为中承式拱梁组合全焊钢结构拱桥，主跨跨度 550m，矢跨比  $f/L=1/5.5$ ，孔跨布置为 100+550+100m，为当时世界上跨度最大的钢拱桥，主桥总体布置见图 4-105 所示。

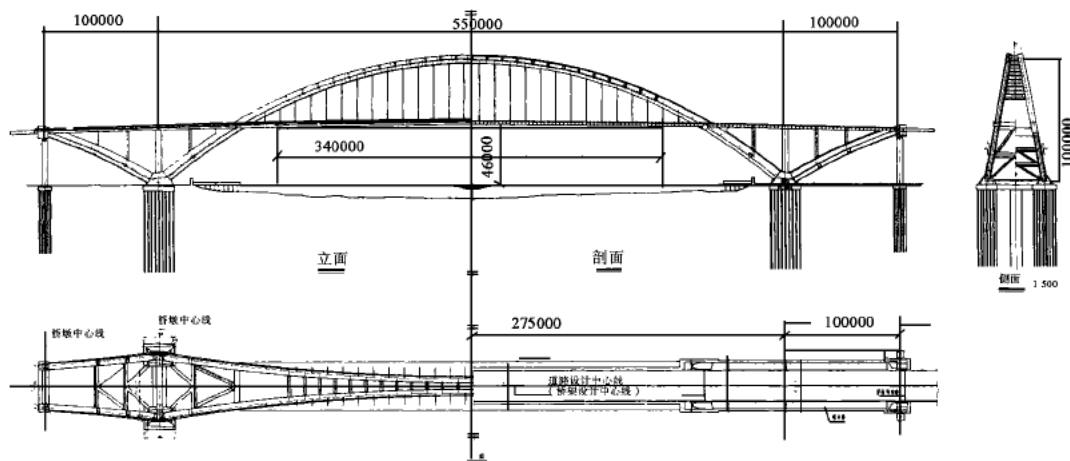


图 4-105 主桥总体布置图 (mm)

主桥桥型结构采用适合上海软土地基的中承式系梁拱桥。中承式拱式体系中，梁与拱肋一般有三种连接方式，详见 4.3.3 节所述。卢浦大桥所采用的连接形式为：边跨梁在中跨和边跨的拱梁连接处与拱肋固结，形成稳定的三角形体系，给中跨拱肋提供较大的弹性支撑；加劲梁通过吊杆或立柱支承于拱肋之上，且中跨梁与边跨梁在中跨拱肋连接处断开，中跨加劲梁的两端支承于中跨拱梁交汇处的横梁上；水平力由连通全桥的拉索平衡；端支承为纵向滑动支座，横向和纵向设置阻尼限位装置，卢浦大桥结构体系如图 4-106 所示。

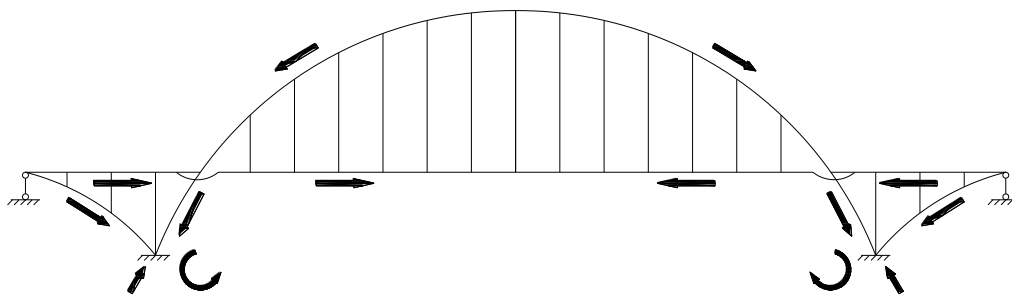


图 4-106 卢浦大桥结构体系简图



图 4-107 卢浦大桥施工图片

部分有推力拱桥的受力特点与连续刚构相似，在施工中主墩无推力。在成桥后，进行体系转换，成为拱式体系，温度改变、活载都将在主墩中产生水平推力。加劲梁的轴向刚度为  $k=EA/L$ ，在上海软土地基的情况下，用水平索代替加劲梁，大大减小了面积  $A$ ，从而降低了轴向刚度，减小了温度改变和活载在主墩中产生的水平推力。

#### 4.5.5 尼尔森体系拱——日本新浜寺桥

1991 竣工的日本新浜寺桥(图 4-108)，为提篮型拱肋的尼尔森体系，其 254m 的跨度，居世界同类桥梁首位。为了减小对主航道的干扰，主梁的高度应尽可能低。按照上述要求，并结合经济性、可操作性和美观等方面的考虑，最终选择了提篮形拱肋的尼尔森体系桥梁。



图 4-108 日本新浜寺桥

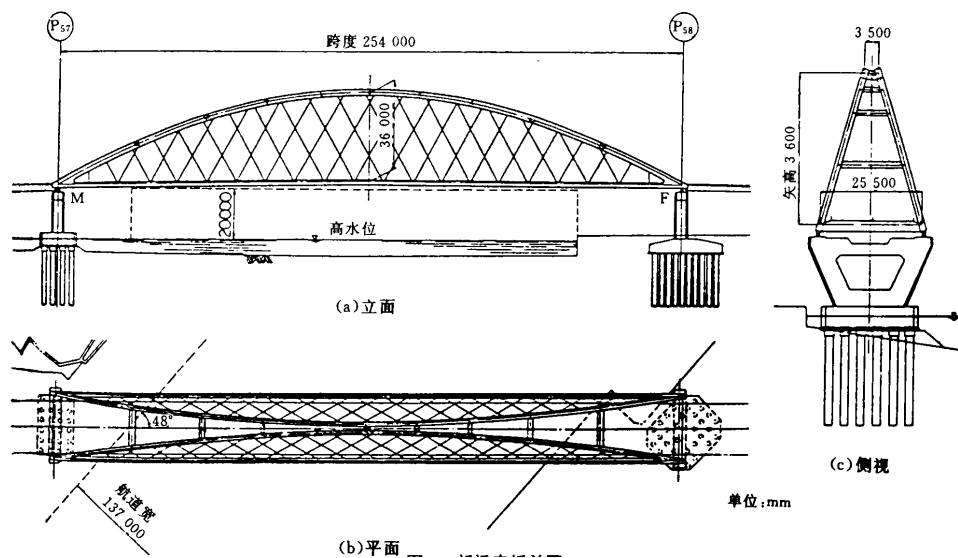


图 4-109 日本新浜寺桥总体布置图 (mm)

为增加桥梁刚度并减少拱肋的弯矩, 采用相同倾角为  $60^\circ$  的吊索可以增加全桥的刚度并减少索的固定长度, 由此还可以阻止索的振动。考虑到桥面的布置及索的拉力情况, 索的间距为 12m。

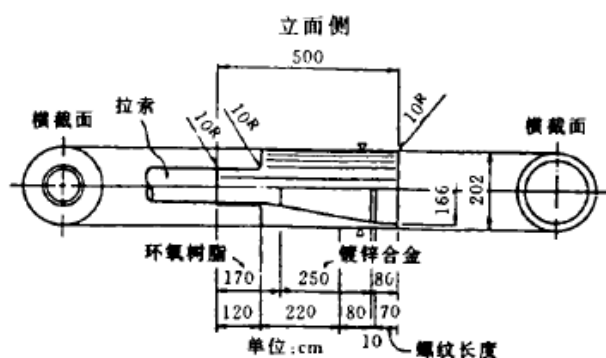


图 4-110 NS 锚具的构造 (cm)

斜吊索要比竖吊索经受的索力变化更大。在尼尔森体系桥梁中, 活载应力的比例比斜拉桥大。因此, 疲劳问题特别重要。参考 DIN 18809 对吊索高强钢丝的疲劳问题进行了研究, 该桥所采用的疲劳应力幅, 为设计活载包括冲击效应下吊索拉力的 50%。

索的疲劳强度一般取决于锚具, 而与 PWS 索配套的 NS 锚具有着极好的抗疲劳性能, 见图 4-110

所示。吊索及其锚具具有粘弹性特性, 足尺试验结果显示, 具有这种锚具形式的 PWS 索的徐变和松弛值均很小, 它们的作用可以忽略。

#### 4.5.6 无风撑系梁拱——温州南塘河大桥

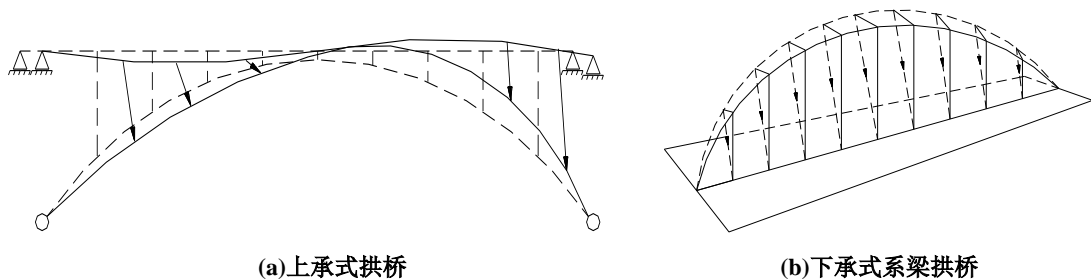
温州南塘河大桥位于温州市区内, 跨越温瑞塘河。该桥主跨结构为两跨下承式钢管混凝土无风撑系梁拱桥, 单跨净跨度为 76.5m, 矢跨比为 1/5, 拱轴线采用二次抛物线, 桥梁宽度为 32.5m。



图 4-111 温州南塘河大桥

如图 4-112(a)所示，由于桥面抗弯刚度较小，当上承式拱桥面内失稳时，立柱受到梁施加的水平约束而变成倾斜，有加速拱肋失稳的趋势；当发生侧倾失稳时，立柱受到梁施加的侧向约束而变成倾斜，产生的水平分力也有加速拱肋失稳的趋势。

如图 4-112(b)所示，系梁拱侧倾失稳时，拱倾斜时，吊杆产生的水平分力有减缓其发生失稳的趋势。本桥就是利用这一力系来保证其侧向稳定。



(a)上承式拱桥

(b)下承式系梁拱桥

图 4-112 非保向力系对拱稳定的影响

对于下承式系梁拱桥而言，在侧向稳定性保证的前提下可取消风撑。拱肋横向稳定性是控制无风撑系梁拱桥设计的关键。

为加强拱肋的横向刚度，拱肋钢管由 20mm 厚的 16Mn 钢板卷制焊接而成，断面形式为圆端形的扁钢管，高 1.2m，宽 2.0m，拱肋内灌注 C40 混凝土。



图 4-113 无风撑桥面效果图

#### 4.5.7 斜靠式拱梁组合体系——昆山玉峰大桥

玉峰大桥桥址位于昆山市前进西路，主桥采用无推力斜靠式拱梁组合体系，见图 4-114。



图 4-114 昆山玉峰大桥

昆山地区为典型的软土地基，处理好斜靠式拱桥的水平推力是本方案的关键。解决这一问题有三种方案，其优缺点比较见表 4-21。

表 4-21 玉峰桥结构体系对比

方案	缺点	优点
有强大基础的有推力体系	基础造价较高，且长期荷载作用引起的水平位移能否稳定不能保证，即结构有隐患	斜拱拱脚可一直延伸至地面，可作为下桥人行道的组成部分，整体性好、美观
地下张拉水平拉索的无推力体系	水平拉索埋深要足够大，大大增加斜靠拱跨度，增大造价，且水平索无法检查、更换，为今后留下隐患	同上
桥面下张拉水平拉索的无推力体系	桥梁在拱脚处可能产生不连续，影响美观	结构合理安全，造价经济，结构在长期荷载作用下无任何隐患，拱脚处经适当处理，仍可保证整体美

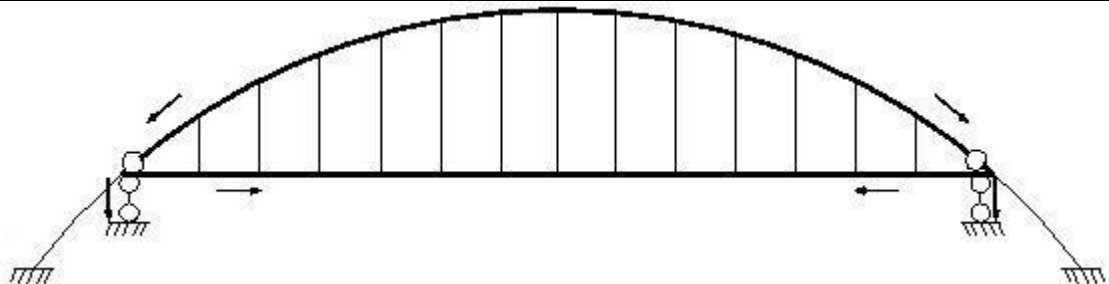


图 4-115 无推力斜靠拱体系传力路径示意图

通过设计优化，玉峰大桥的主拱和斜靠拱都采用了水平力自平衡的拱梁组合形式，主要受力结构为主拱、斜拱和主纵梁，其余都为二次结构。在恒载作用下，主拱承受机动车道与部分非机动车道和人行道的荷载，并将水平力传至主纵梁，形成一个外部无推力体系。斜拱承受部分非机动车道和人行道荷载，并将水平力传递至张拉于两根端横梁间的水平拉索，也形成一个外部无推力体系。两个无推力体系通过横向联系，组成一个具有强大侧向刚度的整体，满足结构的稳定性。水平索的调整还可以保持端横梁在与拱脚相交处的水平位移一致，保证受力合理。横向受力以两根端横梁和内部小横梁为主，端横梁还起到平衡斜拱传来的侧向水平分力。端横梁是将全桥横向连成整体的关键，为了保证其刚度和强度选用了上承式拱梁组合体系。为考虑到施工的安全合理，主拱采用施工中固结，成桥后铰接形式，以改善结合梁桥面板的局部受力，防止桥面开裂。

## 参考文献

- [1] 唐寰澄. 桥. 北京: 中国铁道出版社, 1981
- [2] 万明坤, 项海帆等. 桥梁漫笔. 北京: 中国铁道出版社, 1997

- [3] 韩伯林. 世界桥梁发展史. 上海: 知识出版社, 1984
- [4] 项海帆等, 中国桥梁史纲. 上海: 同济大学出版社, 2009
- [5] 王应良、高宗余, 欧美桥梁设计思想. 北京: 中国铁道出版社, 2008
- [6] 林同炎: 结构概念和体系 (第二版) 中国建筑工业出版社, 1999 年
- [7] 范立础: 桥梁工程 (上) 人民交通出版社, 2000.1
- [8] 顾安邦: 桥梁工程 (下) 人民交通出版社, 2000.1
- [9] 李国豪: 桥梁结构的稳定与振动 中国铁道出版社, 1992 年
- [10] 项海帆, 刘光栋: 拱结构的稳定与振动 人民交通出版社, 1999 年
- [11] 顾安邦, 孙国柱: 公路桥涵设计手册-拱桥 (上) 人民交通出版社, 1994 年 10 月
- [12] 顾安邦, 孙国柱: 公路桥涵设计手册-拱桥 (下) 人民交通出版社, 1994 年 10 月
- [13] 金成棣: 预应力混凝土梁拱组合桥梁 人民交通出版社, 2000 年 5 月
- [14] 陈天本. 桁式组合拱桥. 北京: 人民交通出版社, 2001
- [15] 项海帆等. 高等桥梁结构理论. 北京: 人民交通出版社, 2001
- [16] 项海帆等, 桥梁概念设计. 北京: 人民交通出版社, 2011
- [17] 中华人民共和国行业标准. 公路桥涵设计通用规范(JTG D60-2004) . 北京: 人民交通出版社, 2004
- [18] 陈宝春. 钢管混凝土拱桥设计与施工. 北京: 人民交通出版社, 1999
- [19] 李国平. 连续拱梁组合桥的性能与特点. 桥梁建设, 1999
- [20] 易云焜. 梁拱组合体系设计理论关键问题研究. 同济大学博士学位论文, 2007
- [21] 夏旻. 大跨径有推力无铰拱桥极限承载力研究. 同济大学博士学位论文, 2005
- [22] 孙海涛. 大跨度钢桁架拱桥关键问题研究. 同济大学博士学位论文, 2006
- [23] 魏乐永. 拱式结构体系研究. 同济大学硕士学位论文, 2007
- [24] 李莹. 斜靠式梁拱组合体系桥梁设计理论研究. 同济大学硕士论文, 2006.5
- [25] 曹赞干. 天津国泰桥——钢桁架拱桥体系优化及其性能研究. 同济大学硕士学位论文, 2009
- [26] 刘钊, 吕志涛. 竖吊杆与斜吊杆系杆拱结构的桥式研究[J]. 土木工程学报, 2000, Vol33(5): 63-6



## 第五章 斜拉桥

### 5.1 体系的发展

斜拉桥又名斜张桥，是由塔、梁、索和基础共同受力的结构体系。因其跨越能力大、受力明确、力学性能好，在过去半个多世纪里取得了快速发展。

#### 5.1.1 斜拉桥的雏形

古代人们习惯在桥梁下部增加斜撑或通过设置圆拱来扩大桥梁单跨跨径，鲜有采用上部拉索支承加劲梁的例子。主要原因是当时很难找到具有良好抗拉性能的材料，相反抗压性能出众的材料比比皆是。但在东南亚的一些地区，发现过用藤条和竹子架设的人行桥（图 5-1），其巧妙之处在于借以自然的粗大树干为“索塔”，韧性良好的藤条为“拉索”。这种外形的人行桥可视为斜拉桥的雏形。

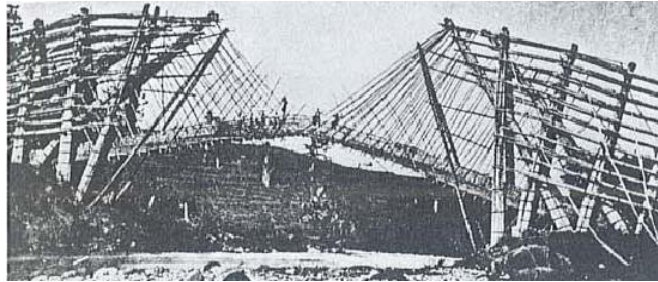


图 5-1 爪哇的竹斜拉桥

#### 5.1.2 近代斜拉桥体系

近代斜拉桥的构思可以追溯到 17 世纪，意大利人 Faustus Verantius 提出了一种由斜向眼杆悬吊木桥面的桥梁体系，但没有得到发展。后来，欧美国家尝试修建以木、铸铁或铁丝等材料作为拉索的斜拉桥。如 18 世纪，德国人 Immanuel 采用木塔架和木斜杆建成了跨径为 32m 的斜拉桥；1817 年，英国建成了一座跨径 34m 的人行木制斜拉桥，拉索采用铁丝制成；1821 年，法国建筑师 Poyet 推荐用锻铁杆件将梁吊到相当高的索塔上，并建议采用扇形布置的拉索（辐射型），所有拉索都锚固于索塔顶部。然而，该时期所有的尝试都没有本质上的突破，即斜拉索未引入预张力，这从根本上限制了斜拉桥的发展。

19 世纪初，两座斜拉桥的坍塌事故给该桥型的发展带来了致命打击。1818 年，苏格兰 Dryburgh Abbey 附近一座跨越特威德河长约 79m 的人行斜拉桥，因风的作用导致斜链在节点处发生折断而垮塌；1824 年，德国跨越 Saale 河长约 78m 的 Niemburg 桥（图 5-2）由于超载而倒塌，造成 50 人丧生。

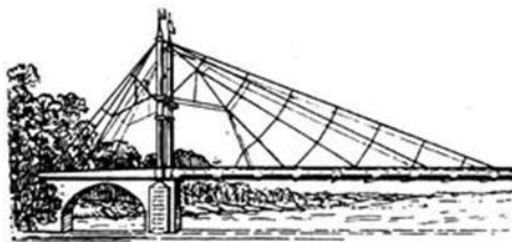


图 5-2 英国 Niemburg 桥



以 Navier、Roebing 为代表的工程师对斜拉桥事故进行了研究，在肯定缆索受拉承重体系比以压弯受力为特征的梁式桥具有明显优势、斜拉桥比悬索桥更具刚度的同时，却更倾向于采用传统的悬索桥或者以斜拉索加劲提高结构刚度的 Roebing 体系，如图 5-3 所示。这种体系在传统悬索桥基础上增设斜拉索以提高结构刚度，如 1855 年建成的 Niagara Falls 桥和 1883 年的纽约 Brooklyn 桥等。这种主观倾向在工程界影响甚广，导致 Roebing 混合体系盛行，而近代斜拉桥在近一个多世纪里几乎被遗弃。

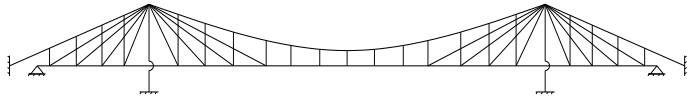


图 5-3 Roebing 体系

1938 年，Dischinger 认识到斜拉索的加劲效果，明确指出斜拉索应采用高强钢材，且必须施加足够的预张力。1949 年，Dischinger 首次完整地阐述了这种斜拉为主体系的优越性及斜拉索的力学特征，提出了仅主跨中部由悬索系统支承、而两侧部分由从塔柱顶辐射散开的斜拉索支承的新构思，称为 Dichinger 体系，如图 5-4 所示。该体系虽未被当时实际桥梁工程所采纳，却为现代斜拉桥的发展奠定了理论基础<sup>[1]</sup>。

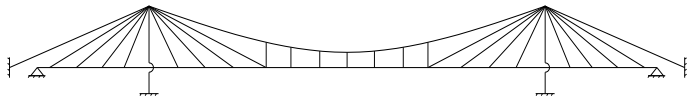


图 5-4 Dichinger 体系

- 17~20 世纪上半叶为斜拉桥的探索时期，其发展缓慢的客观原因是：
- (1) 建桥材料上，拉索多以木材、圆铁、各种铁链条为主，材料强度较低，没有进行预张拉，在非对称荷载作用下容易退出工作，从而使加劲梁在荷载作用下产生大的变形和内力，最终引起结构出现整体破坏；
  - (2) 理论上对这种斜拉结构还缺乏认识，特别是拉索在受载后的力学性能，而用当时的分析方法来计算高次超静定结构也十分困难；
  - (3) 构造处置欠妥当，索网布置不合理导致传力不畅，某些拉索无法参与受力等。
- 这期间，工程界开始注重拉索的材料以及构造、布置形式的研究，并在实际工程尝试的同时对斜拉桥体系进行了理论上的分析总结，为现代斜拉桥的出现及发展奠定了基础。

### 5.1.3 现代斜拉桥体系

20 世纪 50 年代后，欧洲（德、法）纷纷开始兴起了斜拉桥的建设热潮，60、70 年代后相继在日、美、中等世界范围内迅速推广，并呈现出不同的艺术或技术上的革新。斜拉桥建设实践不断地证实并突破着人类的认知和预言，成为最受工程界和研究者们关注的桥型。“斜拉桥的复兴”和“预应力技术”共同被称为“战后桥梁发展中的两项最伟大成就”。



图 5-5 瑞典 Strömsund 桥

1956 年，由 Dischinger 设计的主跨 183m 瑞典 Strömsund 桥（图 5-5）建成，拉开了现代斜拉桥发展的序幕。该桥为双塔三跨，采用门式索塔，两对高强钢丝拉索完全按纯扇形体系从塔顶放射散开布置，梁上索距 35m 左右，斜拉索锚具隐藏在板梁以内。加劲梁为钢板梁，中间用横梁连接，梁高 3.25m，塔高 28m。在 Strömsund 桥架设中第一次系统地进行了

与施工有关的计算，索力计算贯穿整个架设过程，因此保证全部拉索在该桥运营阶段能充分发挥作用。

Dischinger 关于斜拉索力学性能的论述和 Strömsund 桥的建成被视为现代斜拉桥分析理论和实践上的开端。通过拉索预拉来主动承担荷载而不是被动受力，是现代斜拉桥区别于近代斜拉桥力学行为的根本特征。



图 5-6 德国 Theodor-Heuss 桥



图 5-7 德国科隆 Severin 桥

1957 年建成的 Theodor-Heuss 桥（图 5-6）在缆索体系和索塔的设计中引进了新的元素。平行斜拉索在不同高度与索塔联结形成竖琴式外形，独立柱状索塔与加劲梁和横梁固结，竖琴式拉索相互平行。

1961 年建成的主跨 302m 德国科隆 Severin 桥（图 5-7），首次采用“A”形索塔结合斜索面和加劲梁飘浮体系，也是首座非对称、独塔双跨斜拉桥。



图 5-8 委内瑞拉 Maracaibo Lake 桥

1962 年建成的委内瑞拉 Maracaibo Lake 桥（图 5-8）是世界第一座现代预应力混凝土斜拉桥，由意大利结构专家 Riccardo Morandi 设计。全桥长 8687m，宽 17.4m，5 个通航孔的跨径均为 235m，是早期斜拉桥的典型代表。此桥的建成为大跨径预应力混凝土桥的发展开辟了新途径。

1956~1966 年被认为是斜拉桥稀索体系的发展阶段，Strömsund 桥、Theodor Heuss 桥和 Maracaibo 桥等均被认为是稀索体系的代表作。这些桥的特点是：多数为钢加劲梁，仅少数几座为预应力混凝土梁；拉索索距较大，在钢梁上一般为 30~65m，在预应力混凝土梁上一般为 15~30m；稀索体系要求较大的加劲梁刚度和额外的施工架设辅助设备；拉索数量少，导致单根索力大、加劲梁无索区长、梁体高，受力仍以弯曲为主；梁上锚固区的应力集中问题突出，构造复杂，此外还会带来换索困难等问题。该体系不能充分发挥斜拉桥的跨越能力和经济性能的优势。采用稀索体系，一方面反映当时对斜拉桥的认识和设计意图仅是用少量的拉索来代替梁式桥的中间支墩；另一方面则是受到所能求解的超静定结构赘余数的限制。

20 世纪 60 年代末以后，几乎所有斜拉桥均开始采用密索体系。密索体系斜拉桥可降低梁高、减轻上部结构和基础工程量，使锚固点的集中力减小，避免了加劲梁结构在锚固区的局部加强，使应力分布均匀、结构更加轻巧，且由于索距小，易于加劲梁的悬臂施工、方便成桥后换索。

1967 年，H.Homberg 首先在工程上采用较小索距的概念，在德国波恩建成了 Friedrich Ebert 桥（图 5-9）。该桥为钢加劲梁结构，主跨 280m、桥宽 36m、双塔单索面，塔的两侧各设置了 20 根斜拉索，标准索距 2.24m，开创了密索体系的先河。但该桥是单索面结构，为了保证足够的抗扭刚度，采用了梁高较大的箱梁，密索体系对梁的连续支承以减小加劲梁尺寸的优点并未凸显。



图 5-9 Friedrich Ebert 桥



图 5-10 Höchst Main 河二桥

Finster Walde 在 1972 年建成的法兰克福 Höchst Main 河二桥（图 5-10）上首次将密索体系与混凝土加劲梁相结合，该桥为独塔结构，主跨 148m，桥宽 31m，梁上索距 6.3m，梁高 2.6m。从此混凝土加劲梁密索体系斜拉桥逐渐得到发展，类似 Maracabo 桥的稀索刚性混凝土加劲梁体系被抛弃。

斜拉索材料和构造的进步也是斜拉桥复兴不可或缺的部分。在欧洲早期斜拉桥上使用的斜拉索多是钢丝互扣绞成的缆绳，抗疲劳性能及抗腐蚀能力差。1972 年德国跨越莱茵河 Mannheim-Ludwigshafen 桥首次使用平行钢丝索股。由于使用方便、抗疲劳性能及抗腐蚀能力强等优点，平行钢丝索成为斜拉桥日后发展的两大主流拉索类型。此外，该桥加劲梁中跨采用钢材，边跨则用混凝土材料，梁体重量的不同解决了边中跨比不合理的矛盾，杜绝了边墩出现支座负反力的可能。钢混结合的思路在日后的斜拉桥中亦被大量采用。

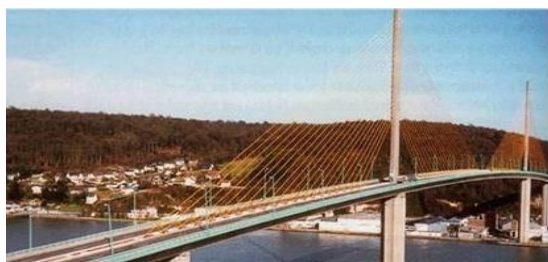


图 5-11 法国 Brotonne 桥



图 5-12 美国 Pasco Kennewick 桥

1977 年，Muller 设计的 Brotonne 桥（图 5-11），为密索单索面混凝土斜拉桥，断面采用箱形截面以保证抗扭需要。该索塔梁固结、塔墩分离，塔身纤细。上部结构的自重和活载反力均由支座传给桥墩，故对支座的吨位要求很高。

1978 年建成的主跨 299m 美国 Pasco Kennewick 桥（图 5-12），首创了双三角边箱加劲梁及预制节段悬臂拼装施工工艺，采用辐射式拉索形式。该桥是美国第一座使用直径为 7mm(0.25 英寸)的 ASTM A421 预应力钢丝和 HiAm 锚具的斜拉桥。组成拉索的钢丝束包在 HDPE 管中，注入水泥浆来防腐。



图 5-13 西班牙 Luna 桥

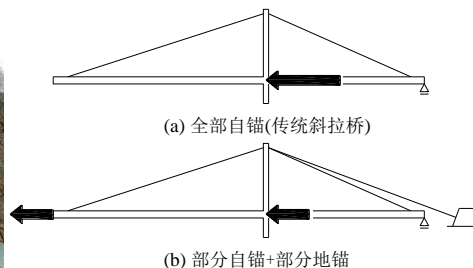


图 5-14 部分地锚斜拉桥跨中加劲梁产生拉力

1984 年建成的西班牙 Luna 桥（图 5-13）采用了混凝土加劲梁和部分地锚的形式，以 440m 的主跨刷新了当时的斜拉桥跨径记录。部分地锚斜拉桥适合地质条件较好的建桥环境，跨中加劲梁在恒载作用下承受拉应力（图 5-14），能缓解跨径增大导致塔根处加劲梁轴力过大的问题，在大跨径斜拉桥结构领域有一定的应用价值。



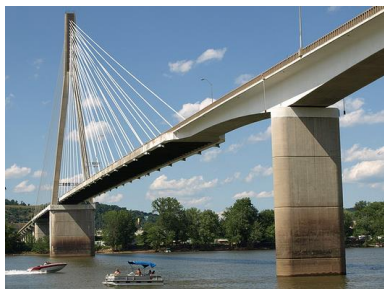


图 5-15 美国 East Huntington 桥 图 5-16 无背索斜拉桥——西班牙 Alamillo 桥

1985 年建成的主跨 274.3m 美国 East Huntington 桥（图 5-15），首创了斜拉—连续梁组合体系及梁板式加劲梁形式，而梁板式加劲梁亦在后来的双索面斜拉桥中广泛使用。此后，还演变出斜拉—连续刚构、斜拉—T 构等组合体系。

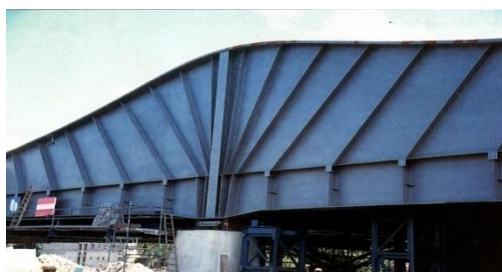
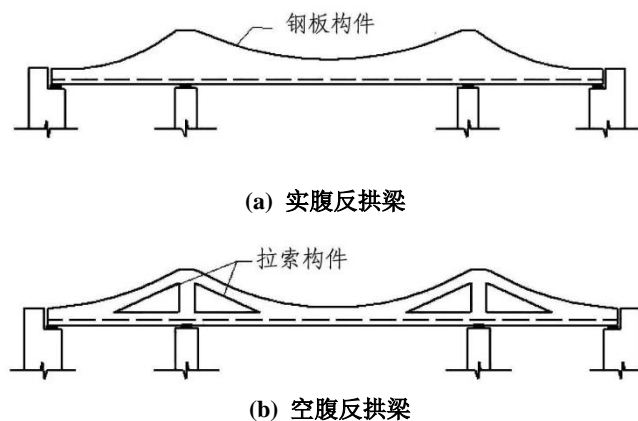
1986 年建成的主跨 465m 加拿大 Annacis 桥，主跨跨径为当时世界之最，加劲梁由两个“T”形钢梁及钢筋混凝土桥面板组成，是组合梁斜拉桥建造技术走向成熟的标志。

1991 年建成的主跨 530m 挪威 Skarnsundet 桥采用三角形混凝土箱梁，以混凝土加劲梁刷新了斜拉桥的跨径记录，至今仍保持世界单跨最大跨径混凝土斜拉桥的地位。

1992 年西班牙建成了 Alamillo 桥（图 5-16），长 200m 的钢梁由竖琴式斜拉索支承，斜拉索单侧锚固在混凝土斜索塔上，形成无背索斜拉桥体系。

1993 年建成的主跨 602m 中国上海杨浦大桥，两侧边孔 243m，是当时世界最大跨径组合梁斜拉桥，边跨设置辅助墩，主桥桥面总宽 30.35m。该索塔墩固结，上部结构为纵向漂浮体系，横向设置限位和抗震装置。

部分斜拉桥的雏形是反拱形梁，这种桥型的主要受力构件尺寸与结构弯矩图相似，是一种受力合理的桥型，如图 5-17 所示。



(c) 德国 HAVEL 河铁路桥

图 5-17 反拱形梁桥

建于 1980 年的瑞士甘特（Ganter）桥，其混凝土箱形梁由预应力混凝土斜拉板“悬挂”在非常矮的塔上，这种板可以看成是一种刚性的斜拉索，也称板拉桥，如图 5-18 所示。板拉桥与反拱形梁桥虽然在外形上相似，但其力学意义已出现质的变化。

1988 年，法国工程师 Jacques Mathivat 在设计位于法国西南的阿勒特·达雷（Arrêt Darré）高架桥的替代方案时，首次明确地提出了 Extradosed Prestressed Bridge（直译为超剂量预应力桥）的概念。他的主要设计构思为：预应力混凝土箱梁和较低的索塔固结，斜拉索穿过设置在索塔上的索鞍锚固在主梁上。从外形上，该方案与斜拉桥相似；而受力特性方面，斜拉索与预应力混凝土体外索相似，索鞍相当于体外索的转向块，拉索的竖向分力可以平衡梁体自重引起的竖向荷载以达到减小主梁高度的目的，水平分力为梁体提供了较大的轴向压力。在活载作用下，拉索的应力变化幅度小，可提高体外预应力索的允许应力值，节约用索量。



图 5-18 甘特桥

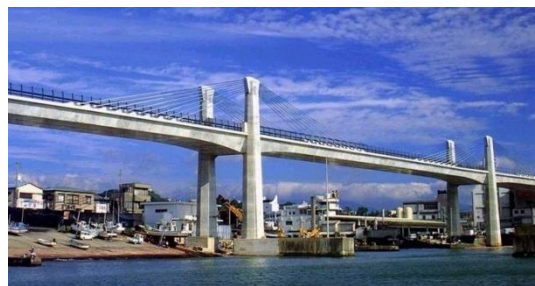


图 5-19 小田原港桥

部分斜拉桥在法国诞生之后，日本对此高度重视，通过深入研究，认为其在技术、经济 and 景观等方面有很多优点，并将其付诸实践。日本于 1994 年建成了第一座真正意义上的部分斜拉桥——小田原港（Odawara Blueway）桥（图 5-19），跨径布置为  $(74+122+74)$  m，桥面宽 13.0m，双塔双索面，塔、梁、墩固结，拉索通过塔顶的鞍座后锚固在主梁上。



图 5-20 芜湖长江大桥

我国于 2000 年建成的芜湖长江大桥（图 5-20）则为部分斜拉桥的另一种形式——结构受力以连续梁为主，斜拉索为辅的“索辅梁”体系。该桥主跨 312m，为双层桥面的公铁两用桥，钢桁梁梁高 14m，连续梁体系尚不能满足结构受力和竖向刚度要求，通过低塔、斜拉索对梁体的加劲，使得公铁同时加载下的中跨挠跨比控制在  $1/550$  以内。

1995 年，法国建成了主跨 856m 的混合梁斜拉桥——诺曼底大桥，该桥大幅度推进了斜拉桥的跨径。

1998 年建成的主跨 490m 瑞典 Öresund 海峡大桥是当时世界最大跨径的公铁两用斜拉桥，采用了 9000 吨巨型浮吊整孔架设技术。

1999 年，日本建成了当时世界最大跨径的斜拉桥——主跨 890m 的多多罗桥。

2004 年建成的希腊 Rion-Antirion 桥（图 5-21），跨径布置为  $(286+3\times 560+286)$  m，全长 2252m，创新性地采用了在特定条件下允许基础与地基之间有滑动的“加筋土隔震基础”。



图 5-21 希腊 Rion-Antirion 桥及索塔基础示意图

2004 年底，法国 Millau 桥（ $204+6\times 342+204$ m，全长 2460m）建成，是目前世界上最高和最长的斜拉桥，采用了加劲梁与索塔拼装后一起顶推的施工工艺。

2008 年，主跨 1088m 的苏通大桥建成通车，使得斜拉桥的跨径突破了千米级大关。

2009 年，主跨 1018m 的香港昂船洲大桥建成，首次采用钢和混凝土混合形式的索塔。

2012 年，目前世界上最大跨径的斜拉桥——主跨 1104m 的俄罗斯 Russky Island 桥（图

5-22) 建成。



图 5-22 俄罗斯 Russky Island 桥

在一些大跨径桥梁的方案设计中，出现了斜拉—悬吊组合体系的尝试，如 1997 年英国 Flint-Neil 公司在印度尼西亚巴厘（Bali）海峡大桥中提出的方案。

基于 Dichinger 体系，将斜拉桥部分改为连续性更好的密索形式，形成了“改进的 Dichinger 体系”，如图 5-23 所示。该体系因其独特的结构性能和清晰的力学概念，已多次成为超大跨径桥梁的设计方案。

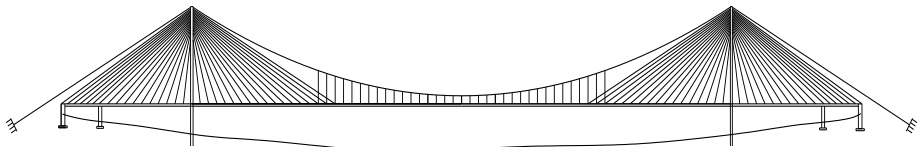


图 5-23 斜拉-悬吊组合体系

把部分地锚体系也吸收进斜拉—悬吊组合体系，则可形成部分地锚—斜拉—悬吊组合体系，如图 5-24 所示。在超千米级桥梁结构领域内，这种组合体系势必有其优越性能的一面。

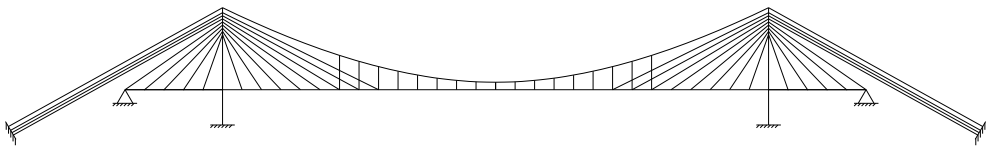


图 5-24 部分地锚—斜拉—悬吊组合体系

近几十年来，斜拉桥的蓬勃发展主要得益于两方面：硬件上，高强度、高弹模钢丝及其锚具系统的研发、改进和生产；软件上，有限单元法和计算机技术的发展，使得可靠地分析高次超静定结构的整体和局部内力成为可能。

在斜拉桥的发展过程中还呈现出三个趋势：

（1）梁的高跨比呈减小的趋势并向轻型化发展。随着密索体系的采用和跨径的增大，斜拉桥结构体系逐渐演变，加劲梁已由稀索时以受弯为主的压弯构件，演变为密索时以受压为主的压弯构件。结构的整体刚度主要由体系刚度提供，加劲梁或索塔的构件刚度对整体刚度贡献不大。早期加劲梁高跨比  $h/L$  一般为  $1/50 \sim 1/70$ ，现在则一般在  $1/100 \sim 1/300$  之间，甚至更低。如 Normandy 桥主跨 856m，梁高 3.05m，高跨比为  $1/285$ ，Tatara 桥主跨 890m，梁高 2.7m，高跨比为  $1/330$ 。

（2）跨径超大化。现代斜拉桥诞生初期，工程界普遍认为 250~500m 是该桥型的适用跨径。随着社会要求的不断提高和计算理论、施工方法、工程材料等的日益进步，斜拉桥的跨径早已超出了上述范围。图 5-25 记录了斜拉桥跨径的发展历程。从中我们不难看出，从 1956 年主跨 183m 的瑞典 Strömsund 桥问世，到 2012 年主跨 1104m 的俄罗斯 Russky Island 桥建成通车，只用了短短半个世纪的时间。

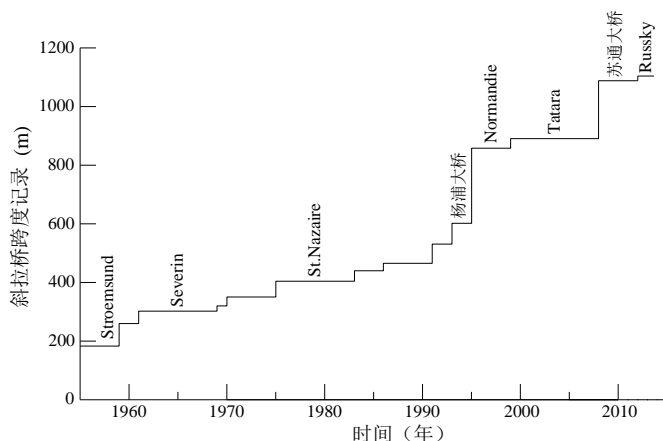


图 5-25 斜拉桥跨径记录的发展历程

现在，斜拉桥已跨入了千米级桥梁的行列，成为悬索桥强有力的竞争对手<sup>[6]</sup>。近 30 年来，围绕一些越江跨海工程，通过大量理论研究和实际设计工作，专家们提出了很多关于特大跨径斜拉桥的建设设想，以解决深水基础的难题。如 F.Leonhardt 曾提出 1800m 跨径的设想、丹麦大贝尔特斜拉桥方案（主跨 1204m，COWI A/s）、日本本四联络桥 1400m 跨斜拉桥方案，Gimsing 还提出了主跨达 8400m 甚至 15000m 的概念桥。

（3）结构创新化。近代斜拉桥经历了从稀索体系到密索体系的发展过程，双塔、独塔和多塔斜拉桥相继出现。塔、梁、墩之间的连接方式多样，主要有飘浮体系、支承体系、固结体系和刚构体系。除了传统斜拉桥体系，还出现了全地锚、部分地锚斜拉桥体系、斜拉桥和其他桥型合作的组合体系、部分斜拉桥等创新体系。

## 5.2 体系组成与受力特性

### 5.2.1 体系组成

斜拉桥主要由五部分组成——索塔、加劲梁、拉索、墩台和基础，有时在边跨还设置辅助墩，如图 5-26 所示。

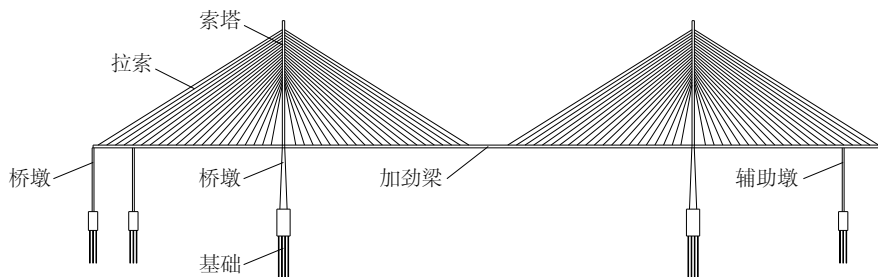


图 5-26 斜拉桥结构示意图

加劲梁是斜拉桥的主要受力构件之一，直接承受自重和车辆荷载，并将主要荷载通过斜拉索传递到索塔，表现为压弯受力状态。索塔也是斜拉桥的主要受力构件，除自重引起的轴力外，还要承受斜拉索传递来的轴向和水平分力，因此索塔同时承受巨大的轴力和较大的弯矩，属于压弯构件。主墩承受斜拉桥绝大部分荷载作用，并将此传给基础。上部结构的所有荷载由基础传至地基，基础一般承受较大的竖向力和弯矩。对于大跨径斜拉桥，在边跨设置一个或多个辅助墩，可改善成桥和施工状态下的静、动力性能。



5.2.2 基本受力特性

一般情况下，斜拉桥的传力路径为：荷载→加劲梁→拉索→索塔→墩台→基础，拉索与塔、梁之间构成了三角形结构来承受荷载，如图 5-27 所示。无论是施工阶段还是成桥运营阶段，通过拉索的索力调整，可改变结构的受力状态。

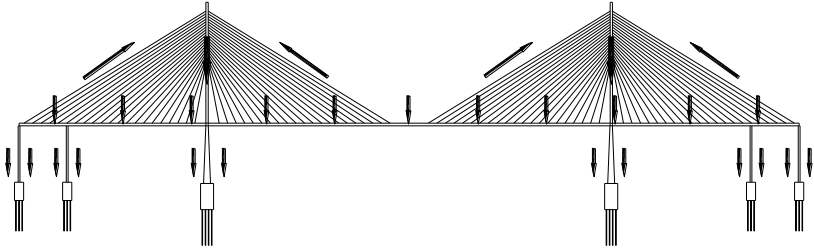


图 5-27 斜拉桥荷载传递路径示意图

加劲梁与和它连在一起的桥面系，直接承受活载作用，是斜拉桥主要承重构件之一，具有以下特点：

(1) 跨越能力大。加劲梁受拉索支承，像弹性支承连续梁那样工作。由于拉索的可调性、柔软性和单向性，对加劲梁的支承作用在恒载下最有效，活载次之，风荷载最差。图 5-28 是连续梁桥和斜拉桥的恒载弯矩比较图，从中可以看出，由于拉索的作用，加劲梁恒载弯矩很小。

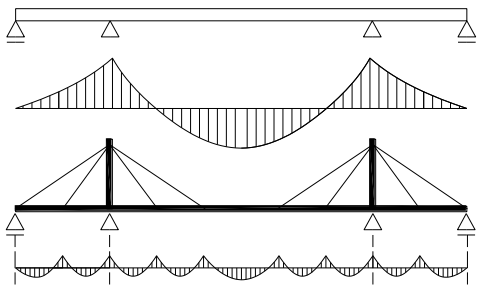


图 5-28 连续梁桥和斜拉桥恒载弯矩比较图

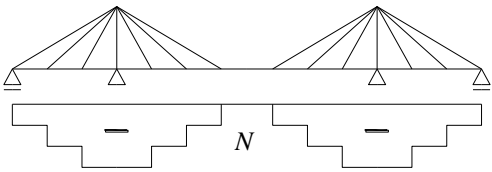


图 5-29 自锚式斜拉桥轴力图

(2) 梁高小。与连续梁相比，拉索的多点弹性支承使加劲梁的弯矩峰值急剧降低，因此加劲梁无需像连续梁那样，通过加大梁高来抵抗外力。斜拉桥的加劲梁梁高，常由横向受力、拉索间距和轴向受压稳定性确定。

(3) 拉索的水平分力由加劲梁的轴力平衡。图 5-29 是自锚斜拉桥的轴力图，由于斜拉索水平分力的作用，越靠近索塔，加劲梁轴力越大，拉索在砼主梁中提供了免费的预应力。但随着跨径的增大，梁体内强大的轴向压力成为设计的控制因素，阻碍了斜拉桥跨径进一步增大，从而出现了部分地锚斜拉桥体系。

(4) 斜拉索的索力可以进行人为调整，以优化恒载内力，消除混凝土收缩徐变产生的部分附加内力，使结构受力合理。

加劲梁从截面形式上，可以分成板式梁、实体梁、箱梁等，可根据桥宽、索面布置形式、结构的抗风要求和梁的材料等综合确定。超大跨径斜拉桥更多采用流线型扁平钢箱梁截面，两侧带有风嘴或导流板。为了提高加劲梁的侧向受力和抗风性能，有时还采用中央开槽的方式改善截面形状系数，形成分离式钢箱梁截面，主跨 1018m 的香港昂船洲大桥即为此种截面形式。

加劲梁从材料上，一般分为混凝土梁、钢梁和钢混组合梁。钢结构重量轻、抗拉强度高且施工方便，但价格昂贵，桥面铺装易损，正交异性板桥面还可能出现疲劳问题。混凝土结

构价格低、刚度大且稳定性较好，但结构自重大。在设计中往往根据建桥条件和布跨大小择优选择，两者结合、互补长短能收到较好的效果。

组合梁的概念最早由德国学者 Leonhardt 于 1980 年提出，其理念是用混凝土桥面板代替钢梁上缘受压的正交异性钢板，既节省了造价，又改善了桥面性能。加拿大 Annacis 桥、上海南浦、杨浦大桥均为此类。一般认为，组合梁斜拉桥合理跨径可达 800m。组合梁桥面存在钢梁与混凝土桥面板之间在长期收缩徐变效应下引起的应力重分布现象，以及负弯矩区桥面板的抗裂性问题，设计中要充分考虑混凝土和钢两种材料的应力传递与分配以及连接区的耐久性问题。

混合梁斜拉桥中跨采用钢梁、边跨采用较重的混凝土梁，最早在德国 Knie 桥（1969 年）上成功应用。武汉白沙洲桥、法国诺曼底桥、日本多多罗桥、香港昂船洲桥均为此类。这种桥型适用于特大跨径且边跨较小的斜拉桥。

超千米级斜拉桥主跨采用钢箱梁形式，似乎是必然的选择。钢斜拉桥的主要优点是跨越能力大，缺点是价格较贵、后期养护工作量大。而边跨在边中跨比较小的情况下可采用混凝土加劲梁，以改善其力学与经济性能。

索塔是受压为主的压弯构件，上部结构的荷载通过拉索传到索塔，再传递给墩台及下部基础。塔内的弯矩主要由索力的水平分量差引起。此外，温度变化、日照温差、支座沉降、风荷载、地震力、混凝土收缩徐变等都会对索塔的受力产生影响。

从材料上，斜拉桥索塔可以分为钢筋混凝土塔、钢塔和钢—混凝土混合塔等。塔与梁、墩既可固结，也可相互分离，其受力特点有所不同。

塔墩固结的混凝土索塔一般由基础、承台、塔柱、横梁及塔顶建筑等五大部分（或其中几部分）组成，如图 5-30 所示。塔柱是索塔的主要受力构件，塔柱之间设有横梁或其它连接构件以增强塔的整体性和稳定性。在索塔弯折处，横梁还起到平衡水平分力、与塔柱形成汇交力系的作用。塔顶横梁及竖直塔柱之间的中横梁主要承受自重和横向作用引起的内力，下横梁除承受自身重力作用外，还承受其它作用的轴向力和弯矩。所有的塔柱、横梁作为索塔面内的组成构件共同参与抵抗风力、地震力和偏心活载。

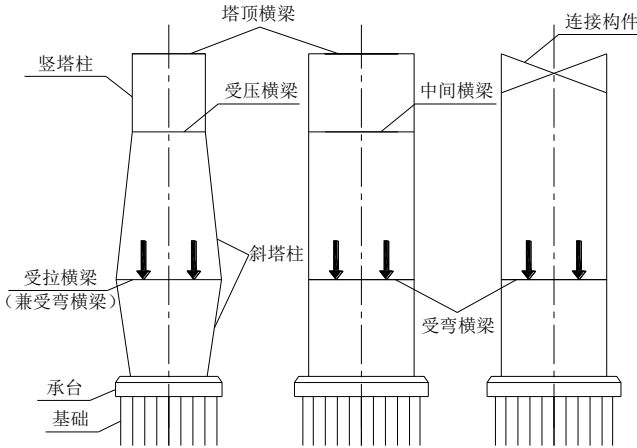


图 5-30 斜拉桥索塔的组成

索塔的拉索锚固区是将拉索的集中力安全、均匀地传递到塔柱的重要区域。锚固点作用着巨大的集中力，锚固区的受力状态复杂，应力集中明显。有限单元法是目目前锚固区应力分析广泛采用且行之有效的数值方法。采用平面有限单元法计算锚固区应力，难以全面反应锚固区应力的真实性，需按空间理论进行分析和计算。必要时，可采用模型试验和精细有限元分析相结合的方法来验证拉索锚固区结构设计的合理性并指导施工。

钢索塔造价较高，主要适用于强震区或者地质条件差的桥址区，以减小基础的规模。在结构设计中，重点要考虑局部稳定与加劲构造，以避免因板件局部失稳而引起的塔柱承载能

力折减。由于钢塔质量轻、阻尼较小，发生涡振的概率有所提高，为此要采取一定的抑振措施。若在桥面以上或仅上塔柱锚固区采用全钢结构，其它部分采用混凝土结构，形成钢—混凝土组合索塔，则既可充分发挥钢索塔锚箱与主体结构的一体化优势，确保索塔锚固区的安全耐久，又能适当控制下部结构重量和工程造价，但要做好钢、混凝土结合处的构造处理。香港昂船洲大桥的索塔上部为钢和混凝土组合结构，下部为混凝土结构，即是此例。

斜拉索是主要传力构件，将索塔、加劲梁连接在一起，使整个结构形成一种以自身对称稳定来维持平衡的内部高次超静定结构体系。加劲梁恒载和大部分活载都通过斜拉索传递到索塔。斜拉索只能承受拉力，在自重作用下会产生垂度效应，非线性问题比较突出。斜拉索的抗拉刚度不但和自身截面特性有关，还与其自重和所受拉力有关。

从大量设计实践及工程实例可知，在横向风荷载作用下，斜拉索引起的结构响应占结构总响应的比例较高，超过了主梁引起的响应，纵桥向风荷载要比横桥向小。根据表 5-1 苏通大桥等效静阵风分析结果可知，拉索风荷载约引起全桥顺桥风荷载响应的 50% 左右、横桥向风荷载响应的 65%~75%。因此，拉索风荷载相应的分析计算应更多地引起重视。

表 5-1 苏通大桥顺桥向等效静阵风单独作用在塔、梁、索上所引起的贡献率

结构体系	风载作用构件	梁端位移 (m)	贡献率 (%)	塔顶位移 (m)	贡献率 (%)	塔底弯矩 (NINm)	贡献率 (%)
漂浮体系	斜拉索	0.975	52	1.052	51.4	1219	45.1
	塔	0.616	32.8	0.691	33.6	1138	42.1
	梁	0.285	15.2	0.305	15	347	12.8
	三者之和	1.877	100	2.050	100	2707	100

拉索按其构造和受力性能大体可分三类，后两种在工程中已很少使用。

(1) 柔性索。包于高强钢丝外的索套作为防锈蚀材料，不参加索的受力。索在自重作用下有垂度，垂度大小受到索力影响，属于几何非线性构件，计算中可忽略索抗弯刚度的影响。分为平行钢丝配以冷铸墩头锚系统和钢绞线配以群锚系统两种类型。前者质量保证性较好，拉索锚固空间小；后者可较方便地进行单根钢绞线安装及张拉，张拉力小，对施工设备要求低，但拉索面积大，因此受风面积大，还需要较大的锚固空间。

(2) 半刚性索。高强钢丝的索套可以采用钢管。这样的索套在最不利荷载组合作用下可与高强钢丝共同工作。索在自重作用下仍有垂度影响，在计算中可按柔性索的相同图式来考虑，所不同者在于应把索套按其弹性模量等换成钢丝，作为索面积的一部分。

(3) 刚性索，实质上是拉杆。预应力混凝土斜拉杆（板）为拉弯构件，可提高结构整体刚度。混凝土包裹预应力索，可以解决其防腐问题。预应力索与混凝土相粘结，在活载作用下，其应力幅比钢拉索大幅减小。

斜拉索在梁上的布置，纵向上分为稀索和密索，横向上则可分为单索面、双索面、多索面和空间索面。

在纵向，早期斜拉桥采用的稀索体系现已基本被密索体系所取代，但在部分斜拉桥中仍可使用。

在横向，单索面斜拉桥的抗扭刚度主要由加劲梁提供；双索面拉索能分担加劲梁较大部分的扭矩，尤其是空间双索面对抵抗风致振动特别有利；空间索面斜拉桥往往是结合特定的建桥条件而定。Vejrum 等通过数值分析，研究了图 5-31 所示四种不同的空间索布置形式<sup>[8]</sup>，重点在于侧向风荷载响应。体系 a 被认为是“完全空间缆索体系”，侧向和竖向荷载由同一缆索体系承受，且侧向力可不需加劲梁的帮助；体系 b 中的加劲梁需要具有一定抗扭刚度，在侧向荷载作用下存在节间反向扭矩；体系 c 在侧向力作用下加劲梁中存在局部侧向弯矩；体

系 d 中，加劲梁需要具有相当的抗扭刚度，且侧向力会在加劲梁中引起全局扭矩和扭转角，有可能导致静风失稳。

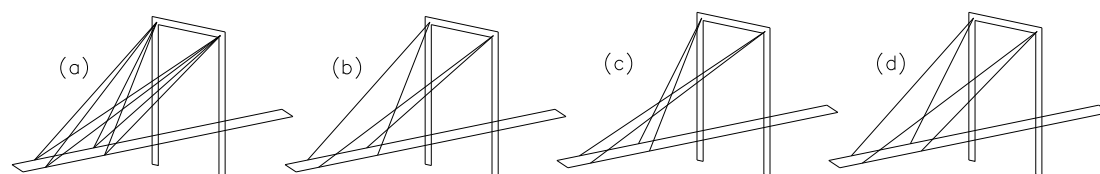


图 5-31 斜拉桥四种空间索体系布置

主墩承受斜拉桥绝大部分荷载作用，并将此传给下部基础。墩和塔、梁的不同结合方式直接影响到这个体系的受力特性，这点将在 5.3.3 节详述。

辅助墩对于斜拉桥的受力性能有着不可忽视的作用，尤其是对于大跨径斜拉桥，由于在活载作用下锚墩支座反力和端锚索应力幅变化较大，单靠调整边中跨比来协调上述二者之间的矛盾往往是很困难的。若在边跨适当位置处设置一个或多个辅助墩，可以改善成桥状态下的静、动力性能，同时还可使边跨提前合龙，提高最不利悬臂施工状态的风致稳定性，降低施工风险。

对于边跨在水中且基础覆盖层较厚的情况，必须考虑到下部结构的经济性和辅助墩的实际支承效率，并兼顾通航要求。工程经验表明，以单侧 1~3 个为宜，具体位置一般可根据挠度影响线和布跨孔径统一协调。

对于边跨布置在岸上或边跨区域水深较浅且无通航要求、基础覆盖层相对较薄的情况，根据 Normandy 桥、Tatara 桥和昂船洲大桥等特大桥的工程经验，此时辅助墩的基础费用相对较低，可在边跨内设若干个辅助墩，边跨加劲梁采用 PC 箱梁，使梁高满足施工阶段简支梁状态的受力要求，并和中跨的梁高协调一致。这种混合体系不仅比较经济，同时还能克服全钢箱梁体系在结构刚度、尾索疲劳和锚跨负反力方面的缺点。

斜拉桥体系的跨越能力不是无限的，以下几个方面限制了该体系跨径进一步的发展。

(1) 斜拉索自重引起的垂度效应。随着跨径的增大，拉索水平投影长度增加，自重增大、垂度效应逐渐明显，导致斜拉索等效刚度快速降低，从而引起主梁挠度和应力的增大。此外，远塔处拉索倾角的减小还会带来拉索竖向支承能力降低的问题。

(2) 主梁轴向压力。斜拉桥主梁内力以轴力为主，梁高几乎不受跨径影响，但必须保证有足够的刚度来限制集中力作用下的局部变形和拉索巨大压力产生的压屈。随着跨径的增大，斜拉索水平分力对主梁形成的轴向压力逐渐积累，在近塔处轴向力达到最大，可能导致梁体屈曲或强度问题。

(3) 结构非线性问题。随着斜拉桥跨径的增大，长索的垂度效应、强大的轴力将软化结构刚度，非线性对梁、塔的弯矩增大效应越来越明显。

(4) 风荷载是斜拉桥体系主要的控制荷载，极限静阵风作用下，存在主梁、索塔的侧向和纵向位移以及主梁、索塔的点应力超限等问题。

(5) 结构抗风稳定性问题。斜拉桥跨径超千米后，非线性导致结构刚度下降，从而使其抗风稳定性下降；当跨径超过 1400m 后，其抗风稳定性与悬索桥相比已不具优势。

(6) 经济性能。随着跨径的增加，斜拉桥的塔、梁用材指标快速上升，当双塔体系斜拉桥的主跨跨径超过 1200m 后，其单位桥面造价与有地锚的其他缆索体系桥梁相比已不占优势。斜拉桥跨径的适用范围不是由其极限跨径确定的，而是由其力学和经济性能确定的。

## 5.3 体系参数及其对受力性能的影响

体系参数的改变从整体上影响结构的受力性能，下面首先介绍斜拉桥体系的分类，然后对斜拉桥的三个体系参数——外部约束、内部连接方式和主要构件受力分配分别进行讨论。

### 5.3.1 体系分类

斜拉桥结构样式繁多，可根据结构体系的第二和第三层次进行分类。

从结构的第二层次出发，首先根据索塔在纵桥向的数量，可分为独塔、双塔和多塔斜拉桥（图 5-32）；根据索塔在横桥向的数量，可分为独柱、双柱、多柱斜拉桥（图 5-33）。



图 5-32 索塔纵桥向变化形式

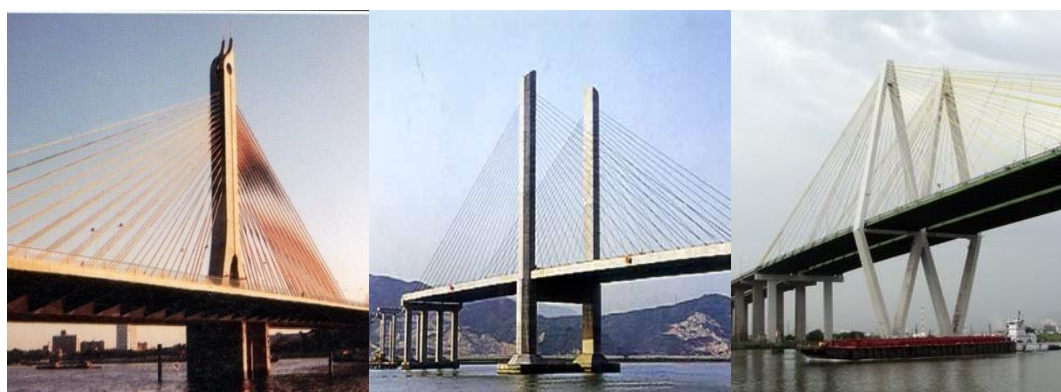


图 5-33 索塔横桥向变化形式

独塔斜拉桥主梁的恒载主要由索塔承担，边墩承受荷载较小，一般采用塔、梁、墩固结体系，以提高结构刚度，在两侧边墩上释放水平位移，减小温度内力。独塔若配以单索面，就要求主梁具有较高的抗扭刚度。独塔斜拉桥还可以分成两等跨的对称结构和边、中跨非对称结构。前者在外形上对称美观，在受力性能上却稍逊一筹。由于独塔斜拉桥仅有一座塔墩，其塔墩可选在地质条件好的一岸，也可根据实际情况来布置。

双塔斜拉桥是目前应用最为广泛的斜拉桥体系，当双塔斜拉桥还不能满足跨越需要，多塔斜拉桥便应运而生。其塔、索、梁构成连贯的多个三角结构，跨越大江河海，不乏气势。但它在活载作用下由中间塔顶偏位带来的主梁挠度和弯矩过大问题无法通过背锚索和辅助墩来解决。如何提高多塔斜拉桥的整体刚度成为该桥型需要解决的关键问题，工程上一般采用增大中间塔或主梁的刚度、设置辅助拉索或交叉索来控制中塔塔顶偏位等措施，但要付出一定的经济或美学代价。

拉索在空间的布置形式，可分为单索面、双索面、多索面和空间索面斜拉桥；拉索在索

面内的布置形式，可分为辐射形、竖琴形和扇形索面斜拉桥。

从结构的第三层次出发，可根据外部约束、内部连接方式和刚度分配分为不同的体系，如表 5-2 所示。

表 5-2 斜拉桥体系分类

外形		结构受力性能		
		外部约束	内部连接方式	刚度分配
斜拉桥体系	独、双、多塔斜拉桥	自锚斜拉桥	飘浮体系	常规斜拉桥
	独、双、多柱斜拉桥	地锚斜拉桥	支承体系（半飘浮体系）	刚梁柔塔斜拉桥（部分斜拉桥）
	单、双、多、空间索面斜拉桥	部分地锚斜拉桥	塔梁固结、塔墩铰接体系	刚塔柔梁斜拉桥（中塔为刚性塔的多塔斜拉桥）
	辐射形、竖琴形、扇形索面斜拉桥	无辅助墩斜拉桥	塔梁墩固结体系	.....
	.....	有辅助墩斜拉桥	.....	.....

### 5.3.2 外部约束

斜拉桥可按照外部约束的不同进行分类：根据边跨斜拉索锚固形式的不同，可分为地锚、自锚和部分地锚斜拉桥；根据设置辅助墩的数量，可分为无辅助墩和有辅助墩斜拉桥。

#### 1. 边跨斜拉索锚固形式的影响

已建成的地锚式独塔斜拉桥一般为单跨结构，塔后侧的拉索集中锚固在岩体或锚块上，拉索在梁体内的水平分力由梁体传递到基础。自锚式独塔斜拉桥索塔两侧的斜拉索均匀锚固在主梁上。图 5-34 为地锚式和自锚式斜拉桥的边索同锚块或锚墩的连结形式。

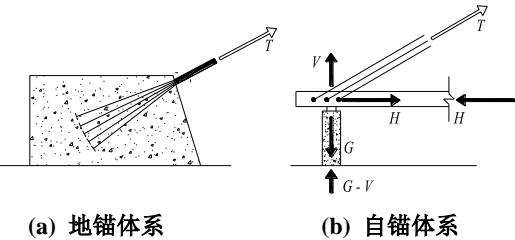


图 5-34 独塔斜拉桥边跨拉索和锚块(墩)的连结

日本的松ヶ山桥、秩父桥和西班牙的 Ebro 桥都是典型的单跨地锚体系独塔斜拉桥（图 5-35）。其中 Ebro 桥的塔身向岸侧倾斜，塔身后倾可以减少后锚索拉力，从而减少锚体规模。

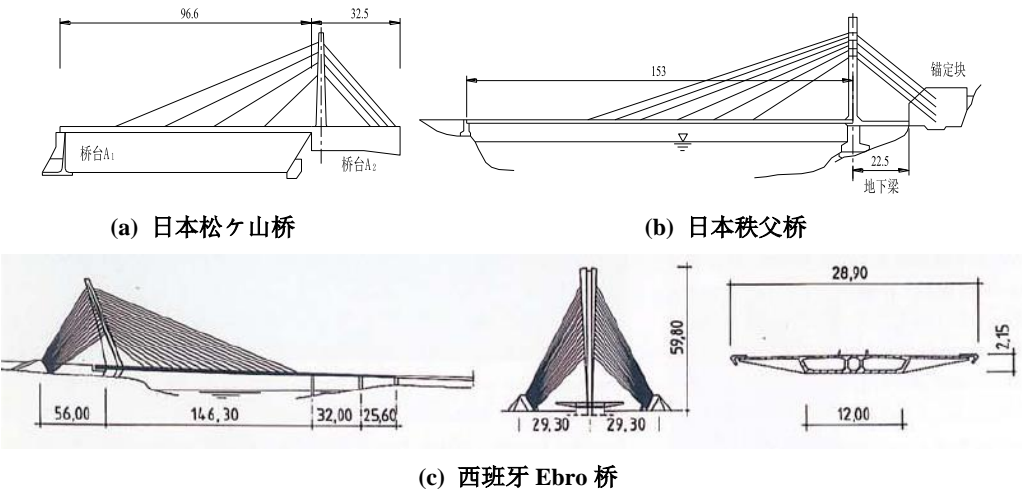


图 5-35 典型的独塔单跨地锚斜拉桥体系桥例(m)



独塔双跨斜拉桥，在特定的条件下，可以布置成部分地锚式，即一部分拉索锚固在边跨，其余的索锚固在重力式大体积桥台上。拉索的不平衡水平力一部分由边跨梁体传递给桥台或索塔，另一部分在梁体内平衡。

双塔地锚式斜拉桥在不同支承情况下的主梁轴力分布如图 5-36 所示。图 5-36(a)中，主梁两端固定，跨中设置伸缩铰，主梁受压；图 5-36(b)中，主梁两端可活动，主梁受拉。当然，介于这两者之间的体系也是成立的。地锚式斜拉桥体系现在已很少选用。

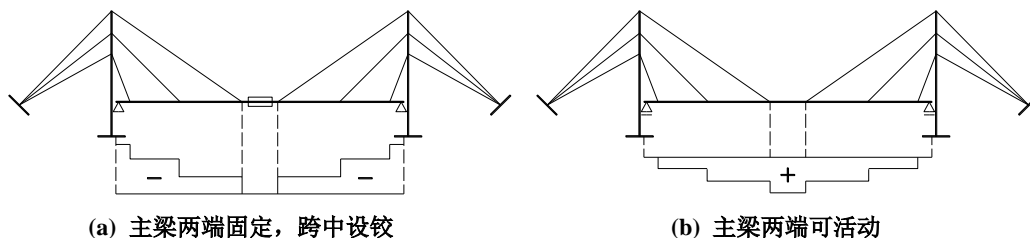


图 5-36 双塔地锚斜拉桥主梁轴力示意图

自锚式双塔斜拉桥体系在工程中最为常用，其主梁除跨中无索区外都承受轴向压力（图 5-37），施工方便且不需修建锚碇。

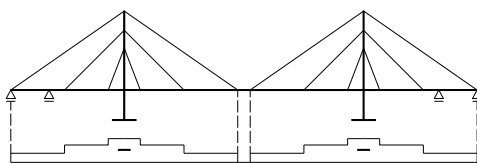


图 5-37 双塔自锚斜拉桥主梁轴力示意图

但随着跨径的增加，索塔处主梁轴力迅速增加，成为限制自锚式斜拉桥跨径进一步增大的主要原因。下面通过推导双塔自锚和部分地锚式斜拉桥主梁恒载轴力的简化计算公式，来比较这两种体系由强度控制的极限跨径差别。

将拉索近似看成一个竖直平面内的索膜，当作连续体进行分析，不改变拉索的索面布置形式，简化后的计算简图如图 5-38 所示，并提出以下基本假设：

- (1) 相对于主梁跨径而言，索塔和跨中处的主梁无索区长度很小，可以忽略；
- (2) 拉索在梁上和塔上均为等索距布置；
- (3) 忽略拉索自重，主梁中跨、边跨的恒载均匀分布；
- (4) 轴力边界条件：梁端和主跨跨中处的轴力为 0。

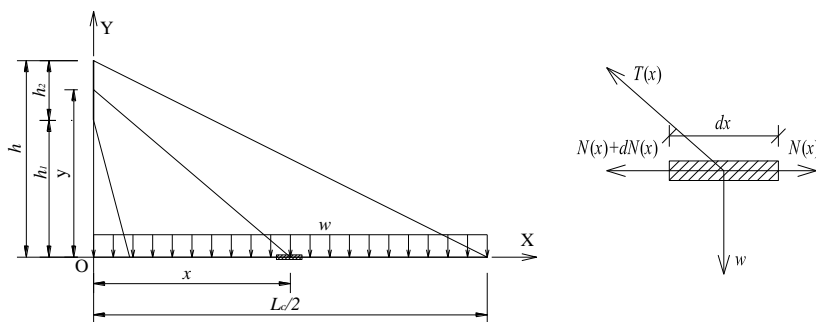


图 5-38 主梁轴力计算简图（均布恒载）

符号说明： $h$ 、 $h_2$ 、 $h_1$  分别为索塔的有效高度、锚固区长度、锚固区下缘的高度； $L_s$ 、 $L_c$  为主梁边跨跨径和中跨跨径； $\lambda_s$ 、 $\lambda_c$  分别为主梁的边跨和中跨的平均索距； $\lambda_h$  为拉索在索塔上的索距； $w$  为主梁上的均布荷载集度， $g_s$ 、 $g_c$  分别为主梁边跨和中跨的恒载集度。

建立的坐标系如图 5-38 所示，任一点处的索力为  $T(x)$ 、轴力为  $N(x)$ ，由平衡条件可得：

$$dN(x) = \frac{x}{y} w dx \quad (5.1)$$



根据等索距布置的假设，有：

$$\frac{h_2}{\lambda_h} = \frac{L_c/2}{\lambda_c} \quad (5.2)$$

由几何关系可得拉索的布置形式方程为：

$$y = h - \left( \frac{L_c}{2} - x \right) \frac{\lambda_h}{\lambda_c} \quad (5.3)$$

根据主梁轴力边界条件的假设，把上式代入式 5.1 并进行积分，可得任意点处主梁轴力：

$$\begin{aligned} N(x) &= \int_x^{L_c/2} \frac{wx}{y} dx = \int_x^{L_c/2} \frac{w\lambda_c x}{h\lambda_c - (L_c/2 - x)\lambda_h} dx \\ &= wk \left[ L_c/2 - x - (L_c/2 - hk) \ln \frac{hk - L_c/2 + x}{hk} \right] \end{aligned} \quad (5.4)$$

其中  $k = \lambda_c/\lambda_h$ ，为拉索的梁塔索距比。从上式可以看出，主梁轴力分布和拉索布置形式有关，经过化简可以得到拉索辐射式布置和竖琴式布置时的主梁轴力公式。

辐射式布置时 ( $k = \infty$ ):

$$N(x) = \frac{w}{2h} \left( \frac{L_c^2}{4} - x^2 \right) \quad (5.5)$$

竖琴式布置时 ( $k = L_c/2h$ ):

$$N(x) = \frac{wL_c}{2h} \left( \frac{L_c}{2} - x \right) \quad (5.6)$$

当主梁上的荷载为分段均布荷载时，对式 5.4 进行分段积分运算即可。

集中荷载作用下，斜拉桥主梁的受力如下图所示。

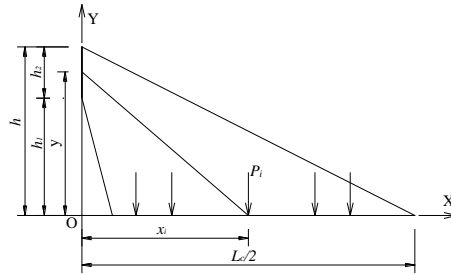


图 5-39 主梁轴力计算简图（集中荷载）

根据平衡条件和几何关系，可得集中荷载作用下任意点处的主梁轴力为：

$$N(x) = \sum_{i=m}^n \frac{x_i}{y_i} P_i = \sum_{i=m}^n \frac{x_i k}{hk + x_i - L_c/2} P_i \quad (x < x_i < L_c/2) \quad (5.7)$$

斜拉桥概念设计中，确定主梁恒载轴力时，可将拉索自重的一半分摊到主梁上，作为集中荷载处理，用式 5.7 进行计算。

随着斜拉桥跨径的增大，主梁将承受更大的轴向压力。为了减小主梁轴力，可以将一部分轴力转移出去，由单独设立的锚碇承担，减轻主梁的负担，从而形成了双塔部分地锚斜拉桥体系。部分地锚式斜拉桥的结构受力介于自锚和地锚结构体系之间，跨中一部分主梁受拉，其余均为受压（图 5-40）。

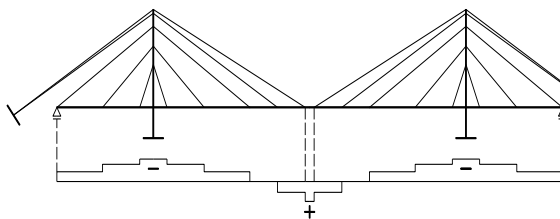


图 5-40 双塔部分地锚斜拉桥主梁轴力示意图

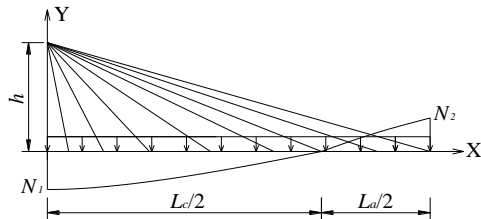


图 5-41 部分地锚体系斜拉桥计算简图

采用部分地锚体系可以显著地减小近塔处主梁所承受的轴力，改善斜拉桥的力学性能，增大由强度控制的斜拉桥极限跨径。假设部分地锚斜拉桥的索塔有效高度为  $h$ ，主梁中跨自锚段长度为  $L_c$ ，地锚段长度为  $L_a$ ，平均恒载集度为  $w$ ，如图 5-41 所示。

根据前文推导的自锚式斜拉桥主梁轴力的近似计算公式可得索塔处的最大压力  $N_1$  和跨中最大拉力  $N_2$  分别为：

$$\begin{cases} N_1 = \frac{w}{8h} L_c^2 \\ N_2 = \frac{w}{8h} L_a (L_a + 2L_c) \end{cases} \quad (5.8)$$

若主梁材料极限抗拉、抗压强度相等，为了充分利用材料，应该满足  $N_1=N_2$ ，从而可得：

$$L_a = (\sqrt{2} - 1) L_c \quad (5.9)$$

从这一点看，采用部分地锚体系，斜拉桥的极限跨径可增大到  $\sqrt{2}$  倍。反之，同等跨径条件下，自锚体系索塔处主梁最大轴力为  $N_{sa}$ ，则部分地锚体系相应位置处最大轴力  $N_{aa}$  为：

$$N_{aa} = \frac{w}{8h} \left( \frac{L_c}{\sqrt{2}} \right)^2 = \frac{1}{2} \frac{w}{8h} L_c^2 = \frac{1}{2} N_{sa} \quad (5.10)$$

即同等跨径条件下，部分地锚体系斜拉桥的主梁最大轴力可以减小 1/2。这是因为部分地锚体系中，中跨跨中的一部分主梁通过拉索锚固在地锚上，相应的斜拉索索力的水平分力与中跨加劲梁拉力平衡，从而有效地缓解了近塔处主梁巨大的轴向压力。轴向压力的减小，也使得主梁的稳定性得到了提高。

部分地锚斜拉桥体系还适用于边中跨比较小的情况，如主跨 440m 的西班牙 Luna 桥为避免索塔设置在水中，边跨仅为 67m，边中跨比只有 0.152，如图 5-42 所示。



图 5-42 西班牙 Luna 桥

部分地锚比自锚式斜拉桥的跨越能力强，且其锚碇规模一般比悬索桥要小很多，对地质条件的要求较之悬索桥要低。在自锚式斜拉桥跨径受限而地质条件适宜修建锚碇的情况下，部分地锚斜拉桥体系在 1100~1600m 的跨径范围内可以与自锚斜拉桥及悬索桥进行竞争。

在超大跨径斜拉桥领域内，对于部分地锚斜拉桥的研究仍然处于初级阶段，尚未见到完整的设计实例。下面给出主跨 1400m 的双塔部分地锚斜拉桥试设计成果<sup>[10]</sup>，从而对比分析不同地锚长度结构的受力特点。

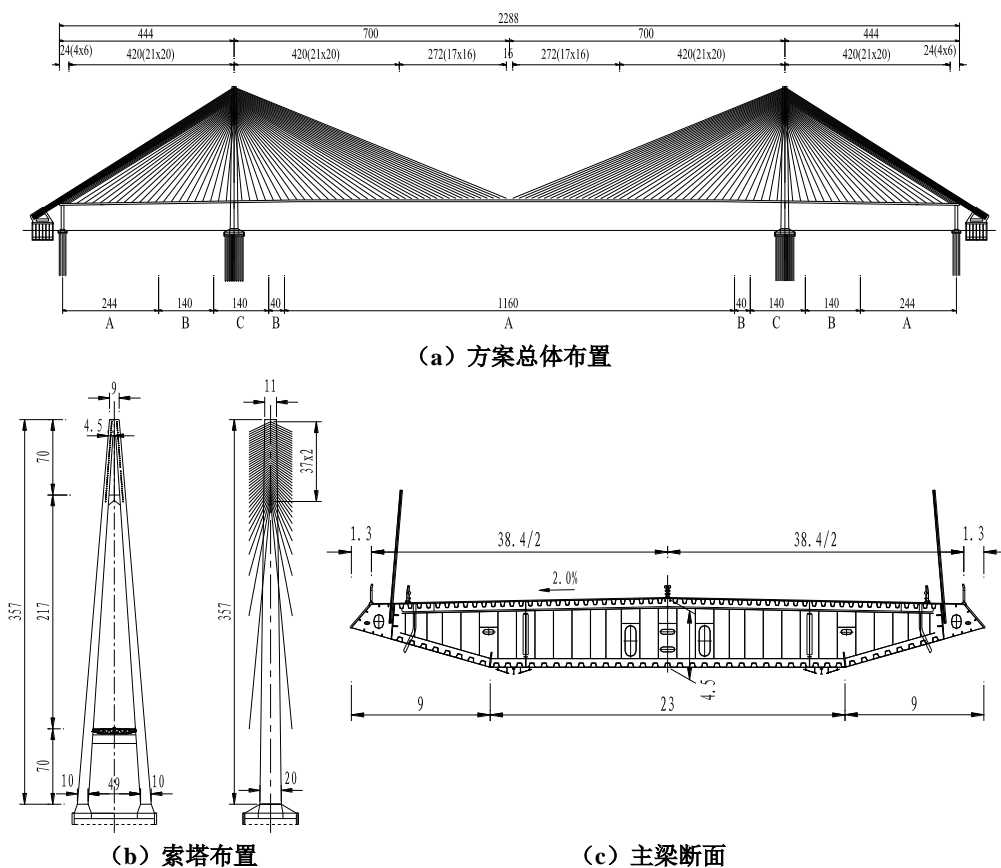


图 5-43 主跨 1400m 部分地锚斜拉桥方案总体布置(m)

基本体系方案总体布置图如图 5-43(a)所示，跨径组合为（444+1400+444）m，边中跨比为 0.317，采用全飘浮体系。主跨自锚梁段长度取为 1000m，相当于目前工程实践中做到的最大跨径；主跨跨中 400m 长度的梁段通过边跨拉索锚固在地锚上。索塔和主梁典型断面见图 5-43(b)和图 5-43(c)，索塔和主梁典型截面的几何参数见表 5-3，拉索面积见图 5-44。

表 5-3 典型截面几何参数

部位	面积(m <sup>2</sup> )	面内抗弯惯矩(m <sup>4</sup> )	面外抗弯惯矩(m <sup>4</sup> )	抗扭惯矩(m <sup>4</sup> )
主梁断面 A	1.7029	5.8241	220.8435	21.8092
主梁断面 B	1.8632	6.4452	242.1948	23.5394
主梁断面 C	1.9817	7.0609	248.0076	25.4121
塔顶	85.512	528.403	902.353	1090.466
索塔分叉处	25.458	68.340	400.500	212.310
索塔上横梁处	35.575	133.444	669.258	395.867
索塔下横梁处	57.343	664.348	2515.169	1774.659
索塔塔底	66.300	1155.722	3579.702	2892.310

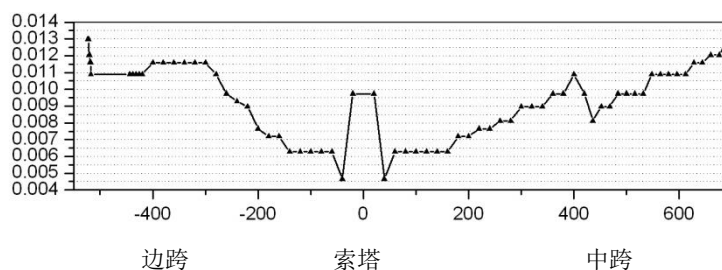


图 5-44 主跨 1400m 部分地锚斜拉桥方案斜拉索面积(m<sup>2</sup>)

为了全面考查地锚段主梁长度与结构性能之间的关系,成桥状态定为索力优化后的理想状态,令上述基本体系的地锚段主梁长度在 0~1400m 之间变化,取 0、200、400、600、800、1100、1400m 七种长度进行对比分析,边跨长度也随之做相应调整。当地锚段长度为 0 时,结构退化为自锚式斜拉桥;当地锚段长度为 1400m 时,结构退化为全地锚式斜拉桥。边跨均不设置辅助墩,以避免辅助墩数量、位置不同对计算结果带来的干扰。

改变地锚段主梁长度后,成桥恒载状态将发生明显改变,计算结果如图 5-45 所示。

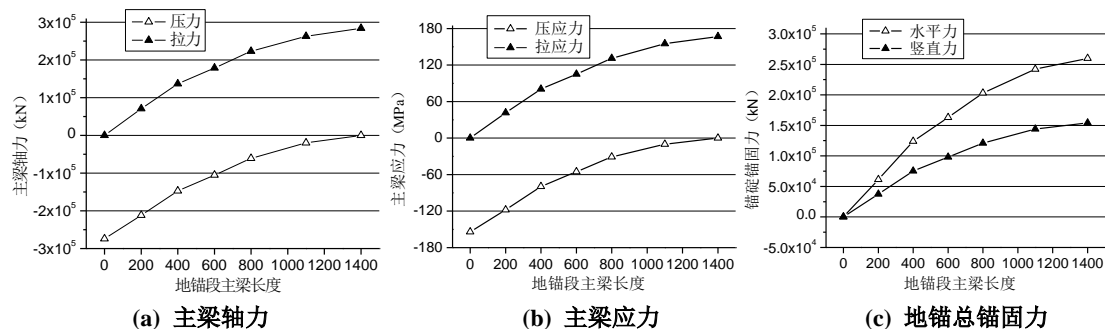


图 5-45 成桥恒载状态对比

可以得到以下主要结论:

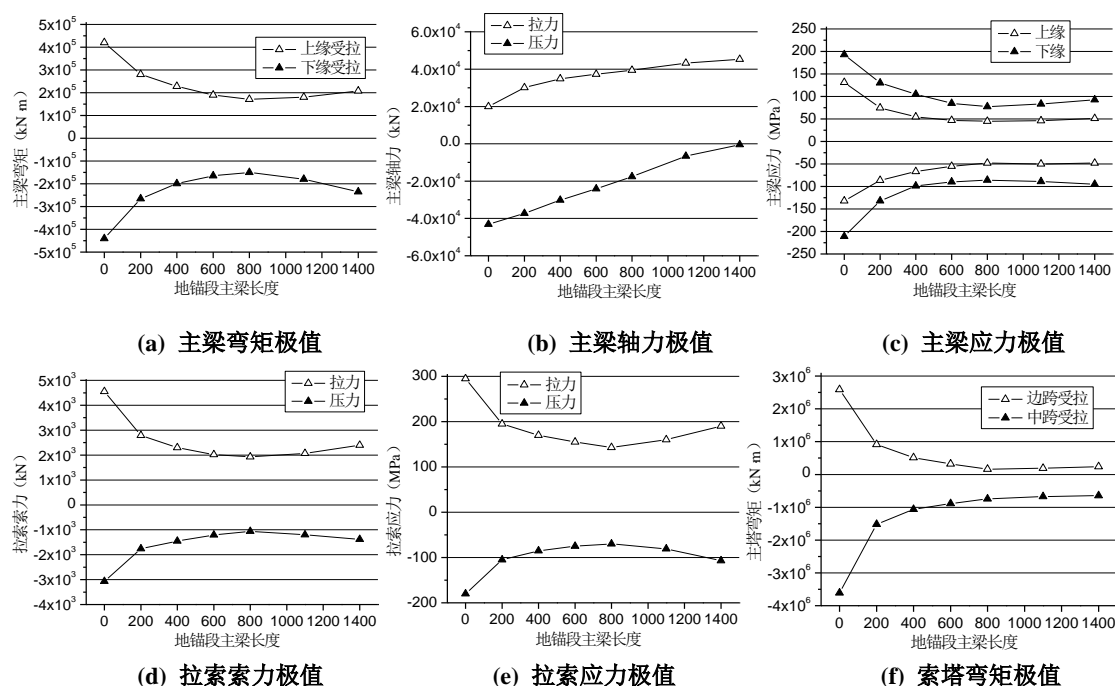
(1) 随着地锚段主梁长度增大,跨中主梁拉(应)力逐渐增大,索塔处主梁压(应)力逐渐减小,而最大拉(应)力与最大压(应)力之间的差值基本保持不变,清楚地表明了相同拉索水平力作用下主梁中拉、压力的转换过程;

(2) 当地锚段主梁长度为 400m 左右时,拉、压轴(应)力绝对值基本相当,可以认为该情况下主梁材料利用率较高;

(3) 随着地锚段主梁长度增大,地锚受力和规模也逐渐增大,因此地锚段主梁长度存在优化问题;

(4) 由跨中向索塔方向拉索倾角逐渐增大,拉索水平分力逐渐减小,随着地锚段主梁长度增加,上述各结果曲线的斜率逐渐减小,即地锚段主梁长度对恒载效应的影响逐渐减小。

对上述计算模型进行活载效应分析,主跨计算结果极值如图 5-46(a)~(k)所示。



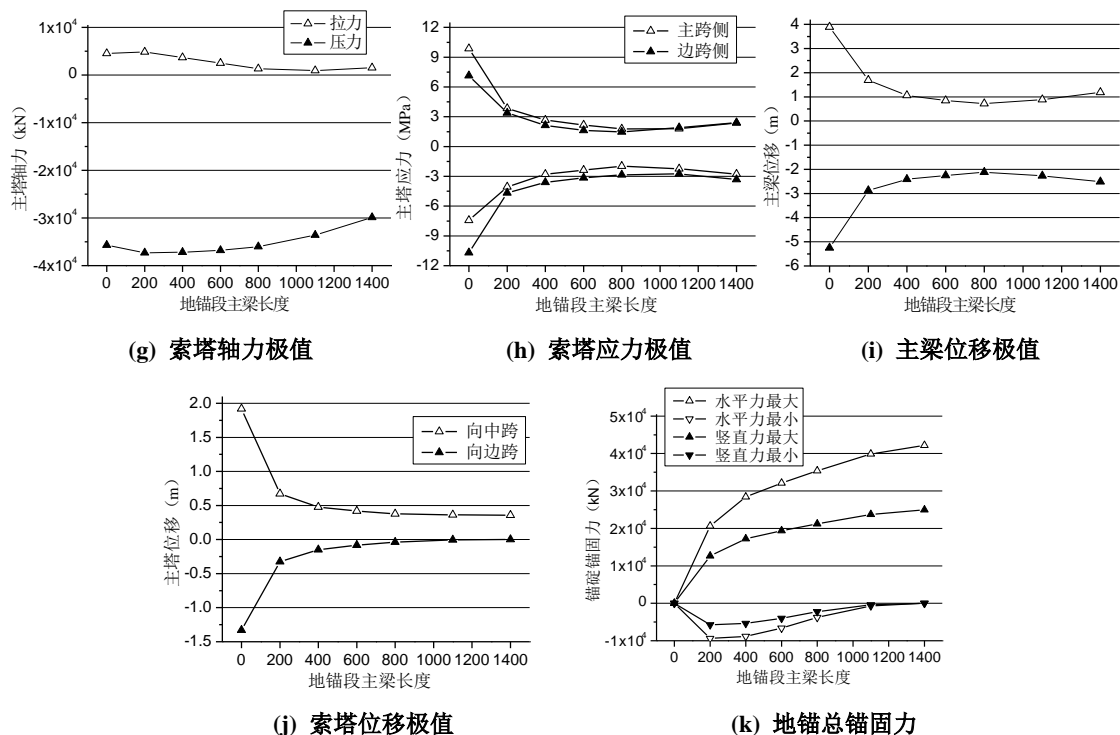


图 5-46 活载效应对比

地锚段主梁长度增大时,地锚拉索越来越多,对结构刚度的贡献也越来越大。但地锚段主梁长度超过 800m 后,自锚段主梁边跨长度已经很小,甚至在达到 1400m 时结构退化为全地锚结构,结构刚度逐渐降低。因此主梁弯矩及应力、拉索索力及应力、索塔应力、主梁位移等效应先降低后增大,最小值发生在地锚段主梁长度为 800m 时。

在纵向极限静阵风荷载作用下,与全自锚斜拉桥相比,部分地锚结构中索塔内力响应是不同的。由于地锚作用,增大了索塔纵向约束,塔顶位移减小后又限制了主梁的纵向位移,因此结构响应大为改善,如图 5-47 和图 5-48 所示。

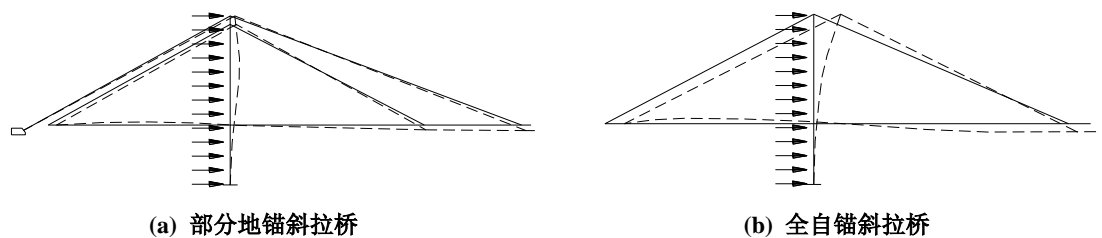


图 5-47 双塔斜拉桥纵风作用下结构响应示意图

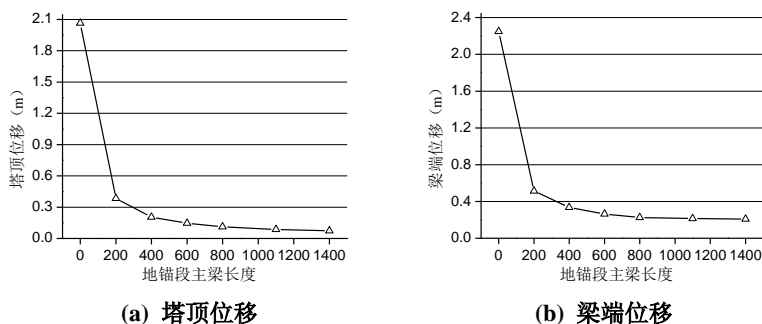


图 5-48 极限静纵风效应对比

侧向静风作用下,主梁的侧向弯矩和侧向位移很大,是超大跨径自锚式斜拉桥设计的控制工况之一。但对于部分地锚体系斜拉桥,中间受拉梁段的非线性效应能显著地减小主梁

的侧向位移,改善斜拉桥在横风作用下的受力状态。如图 5-49 所示,地锚段主梁长度在 200~1100m 范围内应力极值均不超过 300MPa。同时注意到,地锚段主梁长度为 1400m 时(全地锚结构),主梁在侧向由连续梁变为简支梁,因此结构响应有突变。

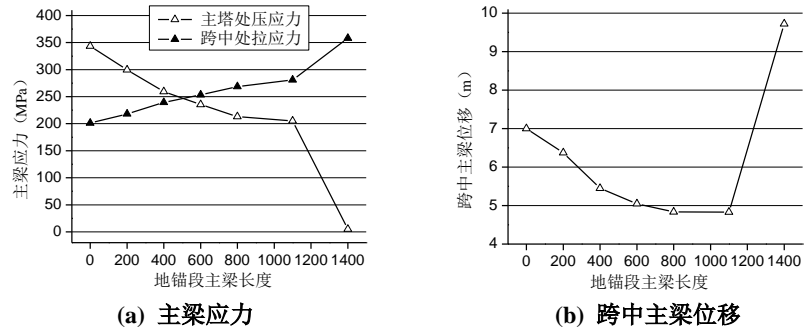


图 5-49 极限静侧风效应对比

静力稳定性方面,相对于全自锚斜拉桥,部分地锚斜拉桥主梁内压力大大减小,稳定性大幅提高,同时失稳模态发生改变,面外失稳先于面内失稳发生,如图 5-50 和图 5-51 所示。

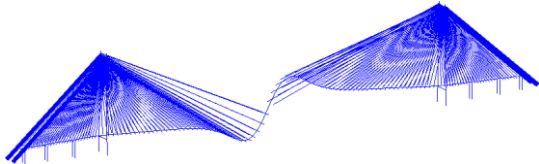


图 5-50 部分地锚斜拉桥成桥状态一阶失稳模态

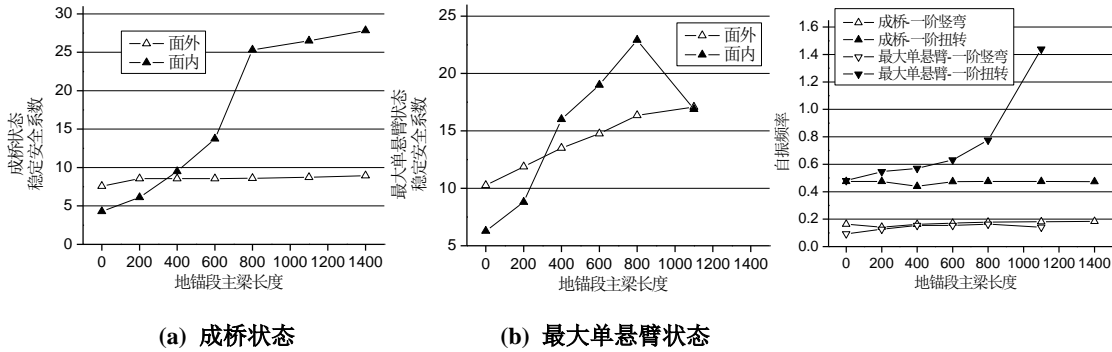


图 5-51 稳定安全系数对比

图 5-52 自振频率对比

地锚段主梁长度增大对结构自振频率影响较小,而施工状态悬臂长度逐渐缩短,扭转频率有较大幅度提高,如图 5-52 所示。

## 2. 设置辅助墩数量的影响

辅助墩的设置也体现了斜拉桥体系参数中外部约束的变化。辅助墩的主要作用表现为施工中加强结构的稳定性及增强成桥结构的刚度,而对恒载状态影响不大。

下面来讨论辅助墩数量对活载、静风、稳定等其它结构响应的影响。

图 5-43 所示的主跨 1400m 部分地锚斜拉桥试设计方案,取边跨辅助墩数量在 0~5 之间变化,对应的辅助墩位置如下表所示:

表 5-4 辅助墩间距(单位: m)

辅助墩个数	各墩间距(边墩→索塔)	辅助墩个数	各墩间距(边墩→索塔)
0	444(边跨长度)	3	104+120+120+100=444
1	144+300=444	4	84+80+100+100+80=444
2	144+160+140=444	5	64+80+80+80+80+60=444

对不同数量辅助墩计算模型进行活载效应分析,结果表明辅助墩数量和位置对边跨结构响应影响很大,图 5-53(j)给出的边跨主梁位移对比清楚地表示出了这一点。主跨结果极值对比如图 5-53(a)~(l)所示。

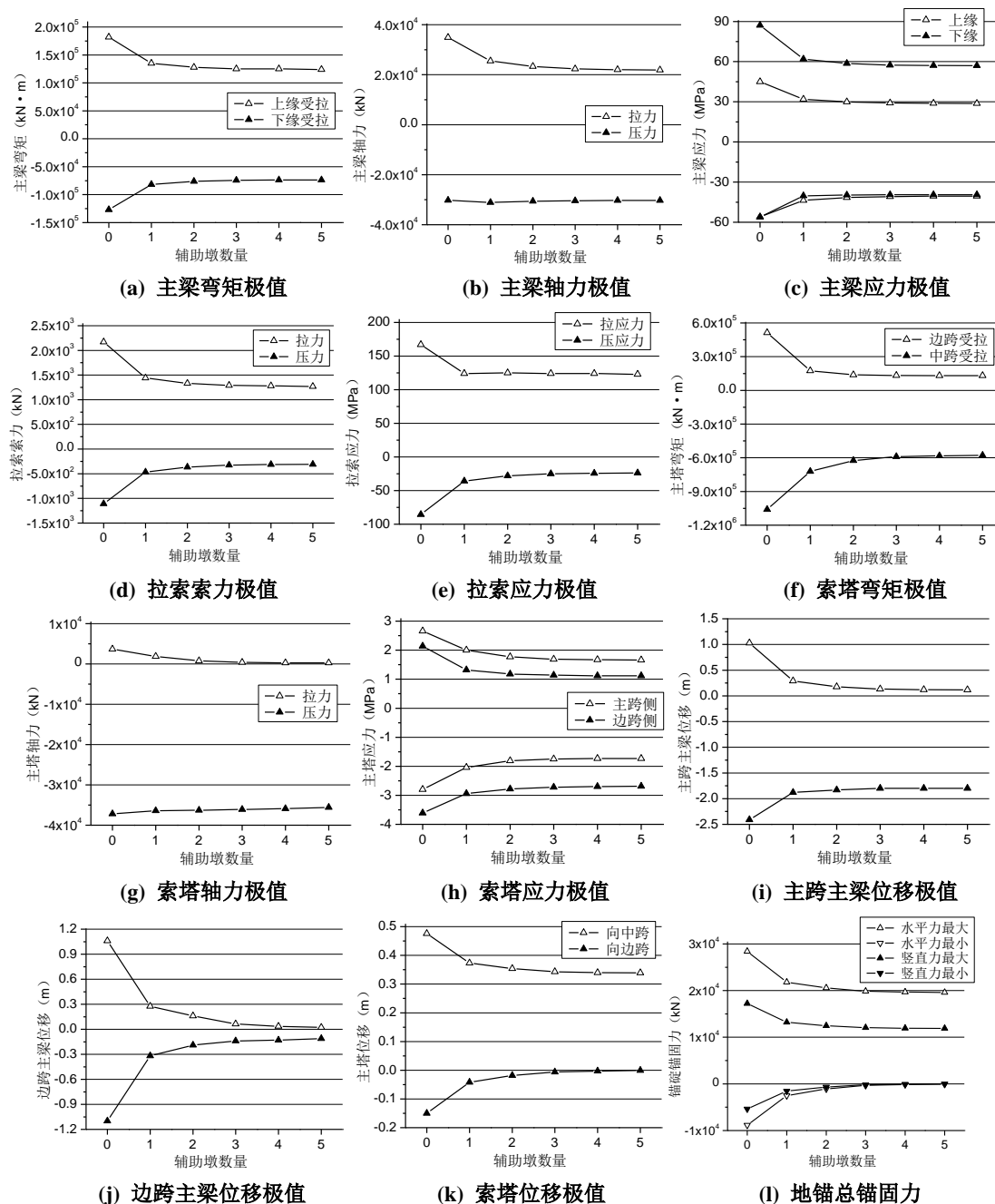


图 5-53 活载效应对比

计算结果表明:

- (1) 主梁弯矩及应力: 设置辅助墩可明显减小主梁弯矩和应力, 减小幅度约为 1/3, 但减小幅度与辅助墩数量关系较小;
- (2) 主梁轴力: 辅助墩数量增加可有效减小主梁拉力, 但对压力影响很小;
- (3) 拉索索力及应力: 设置辅助墩可明显减小单根拉索可能出现的活载索力及应力极值, 减小幅度可达到约 1/2, 但辅助墩数量超过 2 个后变化较小;
- (4) 索塔弯矩及应力: 增设辅助墩对减小索塔弯矩和应力非常有效, 减小幅度甚至可以达到约 2/3;



(5) 索塔轴力：变化不大；

(6) 主梁及索塔位移：主跨主梁向上变位降低到很小数值；向下变位可减小约 1/2；索塔位移方面，向主跨侧位移量减小约 1/2，而向边跨侧位移几乎减小到 0；

(7) 锚碇锚固力：减小约 1/3。

总之，增设辅助墩后，活载作用在边跨时活载中的很大部分直接传递到辅助墩，作用在主跨时也由于边跨的分跨跨径减小而产生较小结构响应，说明增设辅助墩可明显增加结构刚度，减小活载结构响应；但同时看到，辅助墩数量超过 2 个后，其效果不再明显。

对极限静侧风、纵风、稳定性、自振特性等结构响应及特性进行分析，计算结果如图 5-54~图 5-57 所示。

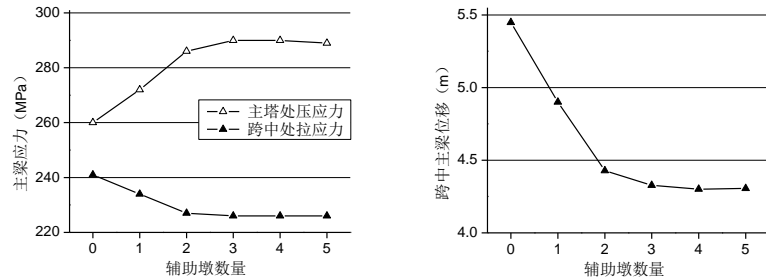


图 5-54 极限静侧风效应对比

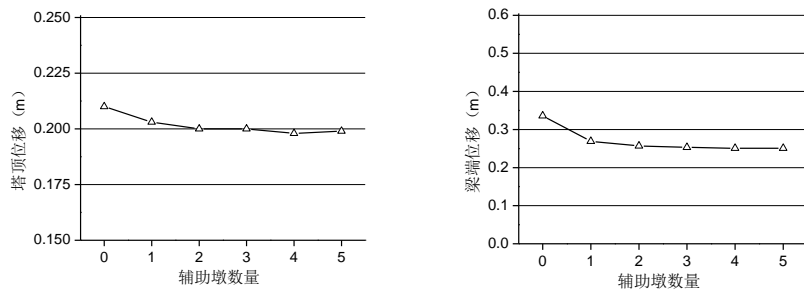
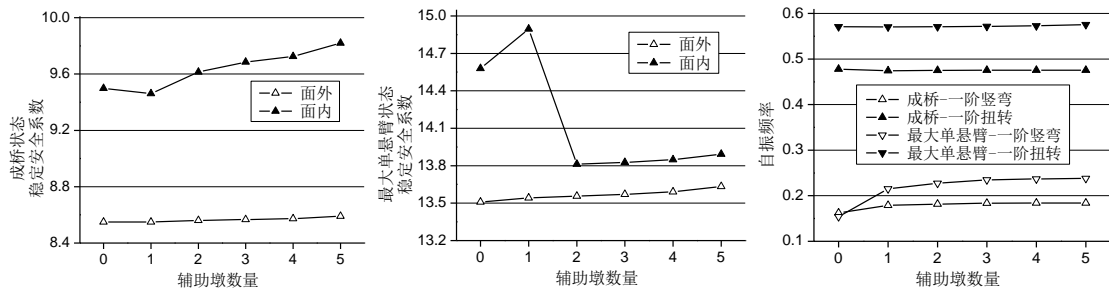


图 5-55 极限静纵风效应对比



(a) 成桥状态

(b) 最大单悬臂状态

图 5-56 稳定安全系数对比

图 5-57 自振频率对比

计算结果表明：

(1) 极限静侧风（已累加恒载效应）：辅助墩数量增加，主梁跨中水平位移减小，横向弯矩向索塔处转移，表现为跨中应力减小，索塔处应力增大，但变化幅度不大；

(2) 极限静纵风（已累加恒载效应）：塔顶及主梁位移减小，但幅度不大，表明辅助墩数量对结构纵向刚度影响较小；

(3) 稳定安全性：辅助墩数量增加后，稳定安全系数增大，但幅度不大；

(4) 结构自振频率：辅助墩数量增加增大了结构竖向刚度，因此竖弯频率增大，但对扭转频率基本没有影响。

苏通大桥在设计中也对是否设置辅助墩问题进行了研究。苏通大桥桥位处江面比较开阔，其辅助墩间最小跨径不小于 90m，边跨主梁采用全钢箱梁桥面时比混合梁更为合适。对于千米级超大跨径斜拉桥，边跨早日合龙将降低悬臂施工风险，若限制施工最大双悬臂长度在 300m 左右，并尽量避免在深水中设置临时墩，则有设置两个辅助墩或一个辅助墩两种体系可供选择，比较合理的结构布跨方案及其静力分析比较结果见表 5-5。

表 5-5 苏通大桥边跨长度与辅助墩设置静力比较

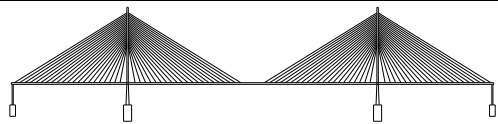
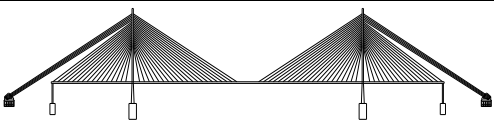
初设比较方案		两个辅助墩体系 2×100+278+1088+278+2×100	一个辅助墩体系 114+322+1088+322+114	差值
项 目				
活载位移(m)	塔顶水平位移	0.524/-0.170	0.591/-0.239	-16.4%
	中跨跨中挠度	0.113/-1.823	0.166/-1.895	-6.1%
	梁端水平位移	0.337/-0.294	0.434/-0.392	-23.6%
	边跨跨中挠度	0.240/-0.242	0.338/-0.319	-26.6%
塔底弯矩包络 (kN·m)		606732.9/-547935.4	749793.1/-635758.5	-19.1%
边跨/中跨外索索力 (kN)		7464.3/7625.4	7658.9/7758.2	-3.0%
单侧边跨压重总量 (kN)		41900	50320	-16.7%

由比较结果可知，两个辅助墩体系具有更高的整体刚度，同时也显著地改善了活载索塔弯矩、拉索应力幅以及对支座负反力和边跨压重的影响。虽然主桥长有所增加，但对全桥总造价的影响较小，最终选择两个辅助墩体系是比较合适的。

但在实际工程中，辅助墩设置与否或设置多少并非由力学性能唯一确定，还与主梁形式、施工方法和经济性能相关。

概括前面讨论，可将部分地锚斜拉桥和自锚式斜拉桥的特点汇总，如表 5-6 所示。

表 5-6 双塔部分地锚斜拉桥与自锚式斜拉桥区别

比较项	自锚式斜拉桥	部分地锚斜拉桥
布置形式		
受力特点	拉索受拉，塔梁受压的轴向受力体系，塔根部主梁压力过大限制跨径增长	跨中部分主梁受拉，缓解了塔根部主梁压力
边中跨比	0.40~0.45 左右	0~0.40 左右
适用条件	不需修建锚碇，对地质条件要求小	需要建锚碇，适用于地质条件较好的地区
结构刚度	结构整体刚度随跨径增大而减小	由于地锚的约束，结构整体刚度好
材料利用	为满足塔梁交界处主梁受压要求，需加大截面	主梁截面面积减小，材料利用效益高，但要增加地锚工程
控制工况	极限静阵风工况下结构响应较大	恒活载和温度等附加荷载共同作用的工况
施工方法	先施工索塔，然后施工塔墩处 0 号块主梁，以此为工作平台，顺序悬拼各段主梁，边跨合龙后，最后在中跨跨中主跨合龙	先施工索塔，自锚段主梁施工同自锚式斜拉桥，地锚段主梁独立施工，边跨合龙，最后在地（自）锚段主梁交界处主跨合龙
施工监控	技术较为成熟	相对较为复杂

可见，外部约束的不同导致各种斜拉桥体系的力学特性差别很大，桥型的选取需要根据所处桥位的水文地质等条件综合考虑。

### 5.3.3 内部连接方式

常规斜拉桥体系内部连接方式的不同主要体现在塔、墩、梁的连接方式上，即主梁与索塔及各个桥墩之间在竖、纵、横三个方向的连接方式。内部连接方式的改变对于斜拉桥体系的结构受力特性是有影响的。

独塔体系常用塔、梁、墩固结的连接方式，这种体系具有较大的结构刚度，如广东三水桥等。也有其他的塔、梁、墩连接方式，如采用漂浮体系的有美国 East Huntington 桥。

与独塔体系较为单一的连接方式相比，双塔体系主梁连接方式的不同主要体现在塔梁竖向和纵向连接方式上。下面讨论双塔体系的内部连接方式变化对受力特性的影响。

#### 1. 塔、墩、梁的连接方式

如图 5-58 所示，斜拉桥可按照塔、墩、梁的不同连接方式分为四种基本体系：塔墩固结、塔梁分离体系（根据主梁在索塔处有无竖向支承又可分为飘浮和支承两种体系）；塔墩分离、塔梁固结体系（固结体系）；塔、墩、梁固结体系（刚构体系）。

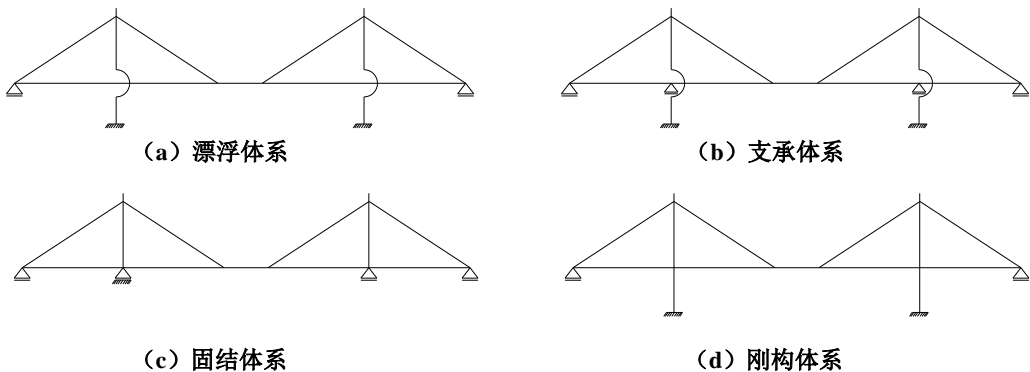


图 5-58 斜拉桥体系塔、墩、梁的四种基本连接方式

漂浮体系的主梁除两端有支承外，其余全部由拉索作为支承，成为在纵向可稍作浮动的一根具有多点弹性支承的梁。温度及混凝土收缩、徐变作用的响应均较小。地震时允许全梁纵向摆动，有时可减小地震响应。由于拉索不能对主梁提供有效的横向支承，因此须施加一定的横向约束，一般在塔柱和主梁之间设置支座以限制主梁的横向位移。

但对于大跨径斜拉桥，风载、制动力作用下的纵向位移较大，可在塔梁间设置水平连接装置来约束主梁的纵向位移，主要有弹性约束和限位约束两种体系，如图 5-59 所示。弹性约束体系采用水平弹性钢索（或其他弹性元件，必要时辅以附加阻尼装置）来提高结构刚度（与阻尼耗能）。限位约束装置对小于额定行程量的慢速位移不约束，如温度、活载等引起的位移；当由无交通荷载等引起的超出额定行程的位移发生时，装置起到限位锁定作用；当发生地震、脉动风和车辆振动等引起的不同振幅、不同速度、不同频率的动力响应时，装置起阻尼耗能、快速抑制振动的作用。

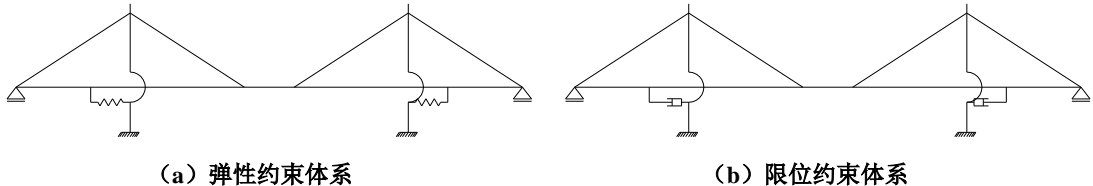


图 5-59 大跨径斜拉桥的塔梁纵向连接方式

支承体系在墩顶设置可调节高度的支座或弹簧支承来代替从塔柱中心悬吊下来的拉索（0#索）。纵向受到支承系统抗推刚度的弹性约束，温度及混凝土收缩、徐变内力也较大，通常须加强支承区段的主梁截面。

固结体系的塔梁支承在桥墩上，主梁相当于顶面用拉索加强、施加了体外预应力的连续

梁,主梁和塔柱的受力与塔梁弯曲刚度及其比值有关。取消了承受很大弯矩的梁下塔柱部分,代之以一般桥墩,使得塔柱和主梁的温度内力较小。随着跨径增大,上部结构反力迅速增加,支座的吨位可能达到万吨级,使得支座的构造复杂,制作困难。因此,这种体系不适合在大跨径桥梁中使用。

刚构体系在塔梁相交处无需设置支座,最适合悬臂法施工。温度、混凝土收缩徐变引起的次内力大,常常控制设计。该体系较适合于独塔双跨式斜拉桥。在塔墩较高的双塔三跨式斜拉桥中,可采用双薄壁柔性墩以减小温度等荷载的不利影响,如图 5-60 所示。

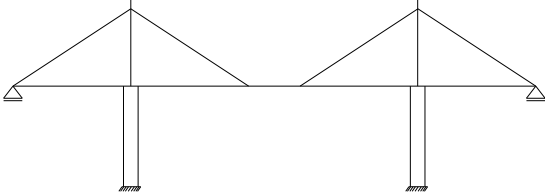


图 5-60 双薄壁柔性墩连续刚构体系

下面以主跨 330m,边跨 135m 的双塔双索面混凝土斜拉桥为例,采用相同的结构尺寸来讨论上述四种基本体系在活载作用下的受力特点<sup>[11]</sup>。

在中跨均布汽车活载情况下,其主梁的弯矩、挠度和轴力见图 5-61 所示。图中: I 表示漂浮体系; II 表示支承体系; III 表示固结体系; IV 表示刚构体系。

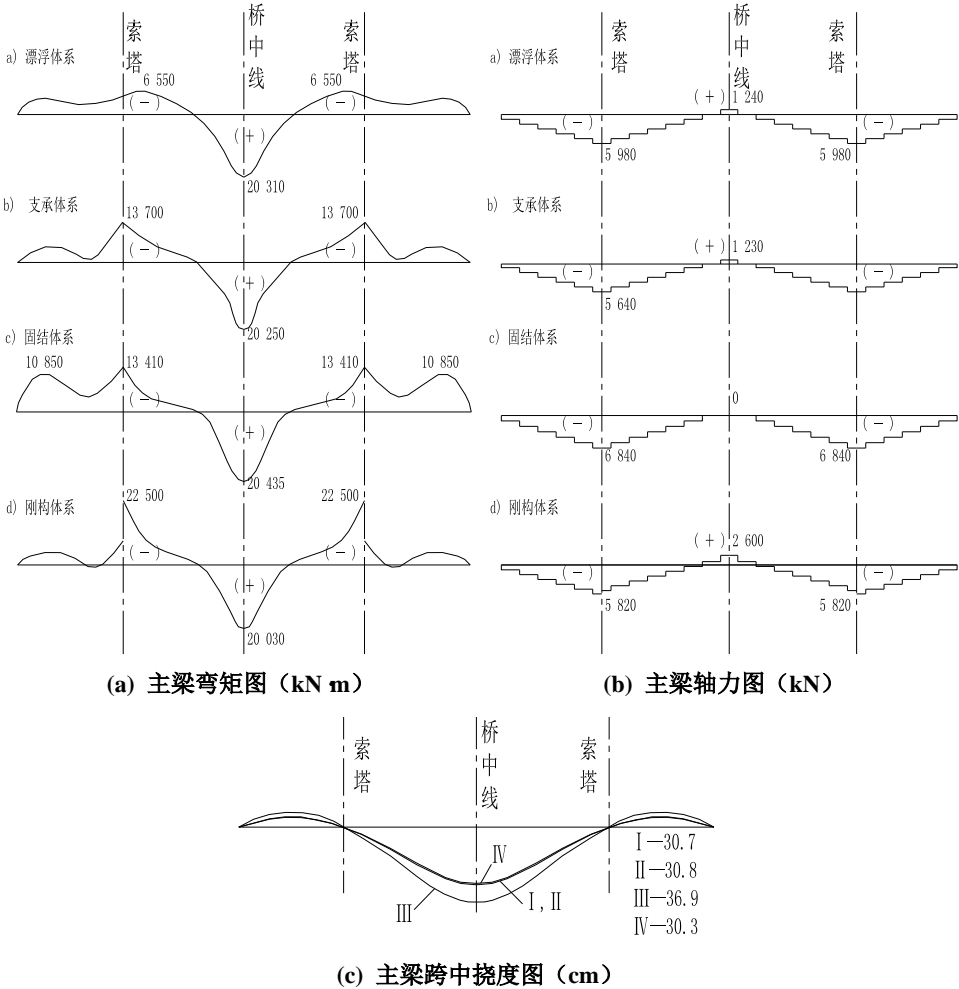


图 5-61 斜拉桥四种基本体系主梁受力图

漂浮体系的弯矩图比较均匀,塔墩处没有突变,当中跨均布活载时边跨负弯矩与支承、

刚构体系接近，明显小于固结体系。漂浮体系的整体刚度与支承体系接近，大于固结体系，但小于刚构体系。

支承体系在塔墩处由于增加了竖向支承，因此出现较大的负弯矩。但与漂浮体系相比，主梁跨中弯矩和挠度并未明显减小。上部结构恒载和活载仍然主要通过拉索传递到索塔和基础，在塔墩支承点的反力并不是很大，容易设置支座，有支承时施工主梁比漂浮体系方便。

固结体系的主梁轴力分布最为有利，跨中轴向拉力最小，接近于零，而塔墩处压力最大，这对于混凝土斜拉桥是十分有利的。但这种体系刚度小，在中跨均布活载时边跨的负弯矩特别大。

刚构体系的整体刚度大，这是由塔梁墩固结处巨大的负弯矩换来的。

表 5-7 对各种体系的主要受力特点进行了汇总。

表 5-7 斜拉桥不同竖向支承方式的比较

项目	漂浮体系	支承体系	固结体系	刚构体系
塔、墩、梁的组合关系	塔、墩固结 塔、梁分离	塔、墩固结 塔、梁分离	塔、墩分离 塔、梁固结	塔、墩、梁固结
支座情况	无，但必须设置横向约束	有，支座反力较小，设置可调高度的支座或弹簧支座	有，需设置大型支座	无
力学特点	加劲梁内力较均匀，温度及混凝土收缩、徐变内力较小，塔柱处加劲梁不会出现负弯矩峰值	温度及混凝土的收缩、徐变内力较大，塔柱处加劲梁会出现负弯矩峰值	塔梁的温度内力极小，但上部结构反力过大	结构整体刚度大，塔柱和加劲梁变形较小，但温度及混凝土收缩、徐变内力较大

除固结体系外，其余的连接方式都可应用在大跨径斜拉桥中，一些比较典型的斜拉桥工程实例见表 5-8 所示。

表 5-8 国内外典型大跨径斜拉桥的结构体系

桥 名	国家	时间	主跨 (m)	主 梁	结构体系和主梁约束方式
杨浦大桥	中国	1993	602	组合梁	索塔处设 0 号索，全漂浮
名港中大桥	日本	1996	590	钢 梁	索塔处设纵向钢绞线约束装置
昂船洲大桥	中国	2007	1018	混合梁	索塔处设液压缓冲限位约束装置
南京二桥	中国	2000	628	钢 梁	索塔处设钢支座（竖向支承，纵向滑动）
多多罗	日本	1998	890	混合梁	索塔处设橡胶支座（竖向支承，纵向弹性约束）
鹤见航道桥	日本	1995	510	钢 梁	索塔处设支座，水平拉索约束和螺旋桨式阻尼器
青洲闽江桥	中国	2001	605	组合梁	索塔处设橡胶支座，单侧索塔设水平拉索约束
诺曼底	法国	1998	856	混合梁	塔梁墩固结

从表 5-8 可知，结合结构特点和具体的建设条件，各种结构体系各有其适用范围。以诺曼底桥为例，尽管跨径达 856m，仍采用塔梁墩固结体系。究其原因，主要有三点：一是由于索塔上岸，基础地质较好，基础可承受较大水平力且地震力不控制设计；其二，桥面较窄，桥面纵坡高达 6%，故结构轴向刚度较小，而且边跨桥墩较高，纵向抗推刚度较小，能释放体系温度力的影响；其三，采用固结体系可显著提高结构的侧向稳定性，增强纵、横向抗风能力。

文献 12 以苏通大桥为例，对采用漂浮、支承和刚构三种基本结构体系进行分析，静力结果的比较见表 5-9 所示。

表 5-9 不同结构体系在各个静力工况下的结果比较

计算工况	结构响应	漂浮体系	支承体系	刚构体系
活载作用	索塔处主梁弯矩(kN·m)	5.5E4/-4.1E4	1.6E4/-7.6E4	7800/-1.1E5
	塔底弯矩(kN·m)	1.0E6/-2.8E5	1.0E6/-2.8E5	7.9E5/-3.2E5
	主跨跨中挠度(mm)	-2190/145	-2190/146	-2170/135
	梁端水平位移(mm)	-366/395	-367/394	-9/46
	塔顶水平位移(mm)	-188/603	-188/602	-66/502
整体温差 30°	索塔处主梁弯矩(kN·m)	755.4	3772	3.89E5
	塔底弯矩(kN·m)	3.82E5	3.82E5	4.93E6
	梁端水平位移(mm)	-365	-366	-249
	塔顶水平位移(mm)	-203	-203	-147
纵向风力	索塔处主梁弯矩(kN·m)	844.1	980	-1.69E3
	塔底弯矩(kN·m)	-8.62E5	-8.62E5	-4.61E5
	梁端水平位移(mm)	-268	-268	-9.5
	塔顶水平位移(mm)	-296	-296	-29
汽车制动力	索塔处主梁弯矩(kN·m)	1378	1499	-875.4
	塔底弯矩(kN·m)	-5.58E5	-5.58E5	-1.16E5
	梁端水平位移(mm)	-287	-287	-2.1
	塔顶水平位移(mm)	-298	-298	-3.0

从表 5-9 可得一些结论如下：

(1) 与漂浮体系相比，刚构体系对主梁跨中竖向刚度影响不大，但显著提高了结构纵向刚度，减小了梁端和塔顶水平位移，同时也导致体系温度下塔梁内力大大增加。

(2) 漂浮体系释放了体系温度引起的水平力；但纵向静风力和汽车制动力产生的塔底弯矩分别比刚构体系大 1.9 倍和 4.8 倍。

(3) 与漂浮体系相比，索塔处设竖向支座对结构总体刚度和静力反应影响不大，仅对支座位置主梁局部弯矩有一定影响。

在抗震方面，分析比较了漂浮体系、单侧索塔设固定支座的不对称支承体系和刚构体系在多点激励下的响应情况。表 5-10 和表 5-11 是这三种典型结构体系的地震位移、内力反应之间的比例关系。

表 5-10 三种结构体系的地震位移反应比较

地震位移		漂浮体系	不对称支承体系	刚构体系
梁端	左	1.0	0.03	0.03
	右	1.0	0.06	0.03
塔顶	左	1.0	0.07	0.06
	右	1.0	0.10	0.06

注：表中各数值是相对于漂浮体系反应的比值。

表 5-11 三种结构体系的塔底地震内力反应比较

地震内力		漂浮体系	不对称支承体系	刚构体系
左塔	轴力	1.0	1.02	1.02
	剪力	1.0	3.60	3.00

	弯矩	1.0	1.61	1.25
右塔	轴力	1.0	1.03	1.02
	剪力	1.0	0.94	3.00
	弯矩	1.0	0.53	1.25

注：表中各数值是相对于飘浮体系反应的比值。

上述千米级跨径斜拉桥的地震响应分析表明，一般情况下两个塔处固结约束或单侧索塔不对称约束都是不可行的。飘浮体系下索塔的地震内力较小，但梁端和塔顶的纵向位移很大，从而导致梁端伸缩缝以及墩顶滑动支座的允许位移量要求加大。因此，必须设法对飘浮体系的位移进行控制。

飘浮体系在塔梁间设置水平弹性约束后，两种结构体系在不同静力工况下的梁端水平位移见图 5-62 所示，地震作用下的位移和塔底内力见图 5-63 所示（图中各数值是相对于飘浮体系反应的比值）。从图中可以看出，索塔处设置一定刚度的纵向弹性约束，可减小由活载、纵向风力、汽车制动力和地震等作用产生的塔、梁水平位移和塔底弯矩。

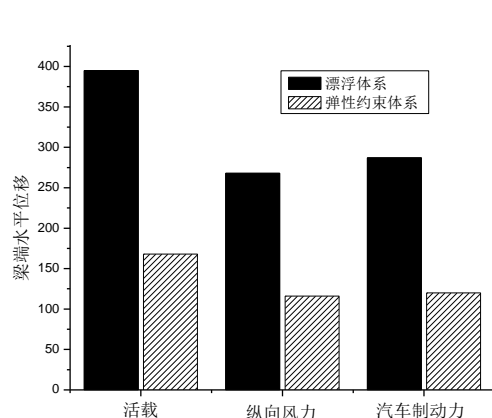


图 5-62 梁端水平位移图(mm)

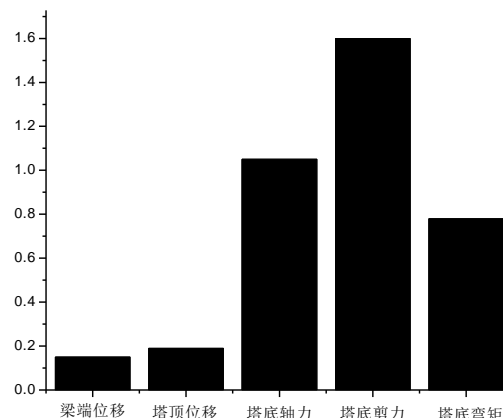


图 5-63 地震作用下结构位移和内力图

## 2. 塔、梁纵向连接方式

由上面的讨论可以得出，大跨径斜拉桥在纵向静阵风、活载、地震荷载等不对称荷载作用下，漂浮或支承体系的加劲梁会产生纵向位移、索塔塔顶会产生纵向水平位移，如果主梁纵向不加以约束，将不利于索塔受力。但采用纵向完全固定约束后，温度、地震等荷载又将在索塔内产生很大弯矩，并在近塔处加劲梁中产生负弯矩，对加劲梁受力不利。

对于超千米级斜拉桥，既不宜采用不加纵向约束的完全漂浮体系，也不宜采用纵向完全固定的刚构体系，而应采用具有一定刚度的弹性约束体系或限位约束体系。

弹性约束体系的弹性恢复力是塔梁相对位移的函数，弹性刚度参数 ( $K=EA/L$ ) 是调节结构反应的关键，取决于钢索的面积  $A$  和长度  $L$ ，如日本鹤见航道桥。

限位约束的主要性能参数包括：预留间隙大小（额定行程）、装置本身弹性刚度与锁定力大小，以及阻尼器耗能参数等。按是否考虑阻尼耗能作用又可进一步划分为阻尼限位约束和液压缓冲限位约束（锁定限位约束）两种类型。

下面以苏通大桥为例分别就这些约束体系进行参数分析和优化。

### (1) 弹性约束

不同弹簧刚度下，结构在静力和地震作用下塔顶位移与塔底弯矩反应变化分别如图 5-64~图 5-67 所示。当弹性刚度介于 0 到 20MN/m 时，结构反应变化均比较明显。随着弹性刚度的增加，达到 50MN/m 后，各关心响应量逐渐趋于稳定值。



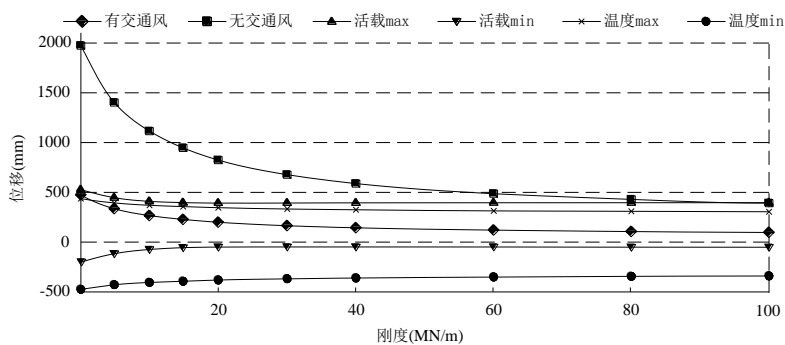


图 5-64 塔顶位移随弹性约束刚度变化曲线

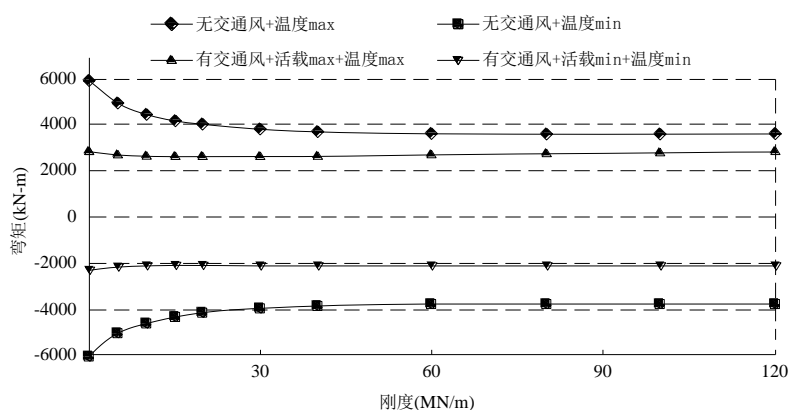


图 5-65 塔底弯矩组合随弹性约束刚度变化曲线

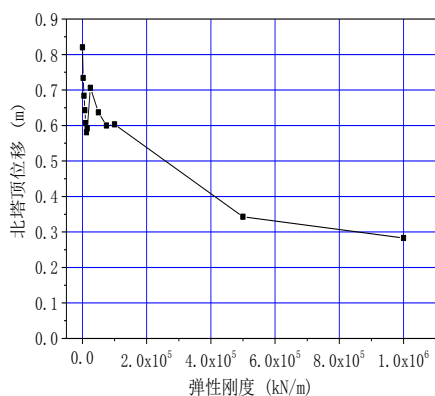


图 5-66 塔顶地震位移随刚度变化曲线

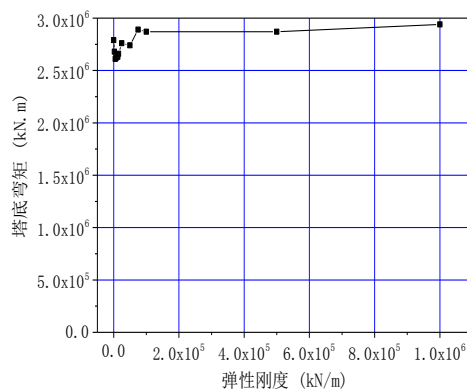


图 5-67 塔底地震弯矩随刚度变化曲线

## (2) 阻尼限位约束

纵桥向阻尼限位约束体系即动力阻尼和额定行程量的刚性限位两者组合的结构体系。结合构造布置，每个索塔处设置 4 套阻尼器，其性能指标可通过静力、地震反应参数分析确定。

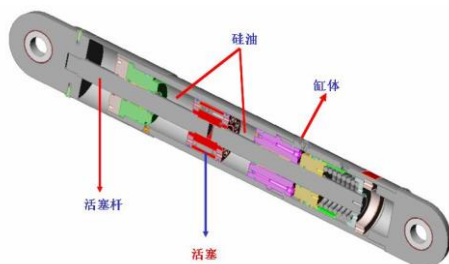


图 5-68 粘滞性限位阻尼器结构示意图

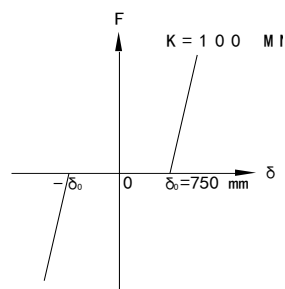


图 5-69 单个阻尼器力—位移关系

1) 额定行程（初始间隙）的确定

装置的额定行程是控制荷载组合的重要参数，装置的行程应满足两方面的考虑：一是保证在可能的运营荷载情况下发生地震时，阻尼器有足够的行程能正常工作，不发生限制振幅的情况；二是尽可能取得较小的阻尼器行程以有效的限制纵风作用下结构的反应，控制伸缩缝的位移量。控制装置的额定行程量的荷载组合及计算见表 5-12 所示。

表 5-12 装置的额定行程确定表

序号	各控制项的行程量(mm)	额定行程量(mm)
1	(±)334+(±)348=(±)682 (活载+温度)	±750
2	(±)348+(±)290=(±)638 (温度+地震)	
3	(±)195+(±)180+(±)92+(±)290=(±)757 (4 车道活载+整体升降温+日最大平均风+地震)	

2) 弹性刚度参数分析

极大风作用下，当塔梁相对位移达到额定行程后，出现刚性限位状态，并由自身弹性刚度约束塔梁的相对运动。该状态下，塔梁连接装置的作用相当于一个具有初始间隙的非线性弹簧，属于典型的状态非线性问题，其力学模型见图 5-69。

考虑到两个索塔与主梁之间相对运动的非同步性影响，单侧索塔发生作用时，塔根弯矩、塔顶位移以及单个索塔处 4 个阻尼器锁定力总和随连接装置弹性刚度变化曲线见图 5-70。塔梁连接装置弹性刚度取值介于 0~50MN/m 之间时，塔根弯矩、塔顶位移以及阻尼器锁定力变化非常剧烈，随后则趋于平坦。结合阻尼器构造要求，最终确定单个阻尼器弹性刚度为 100MN/m。

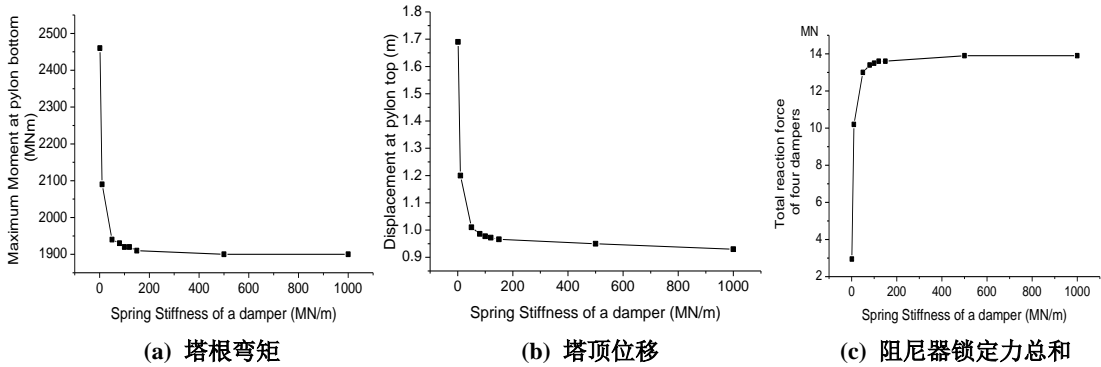
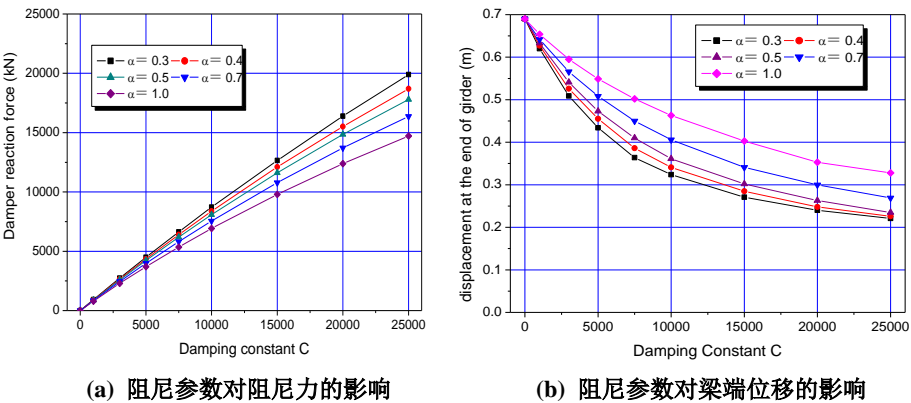
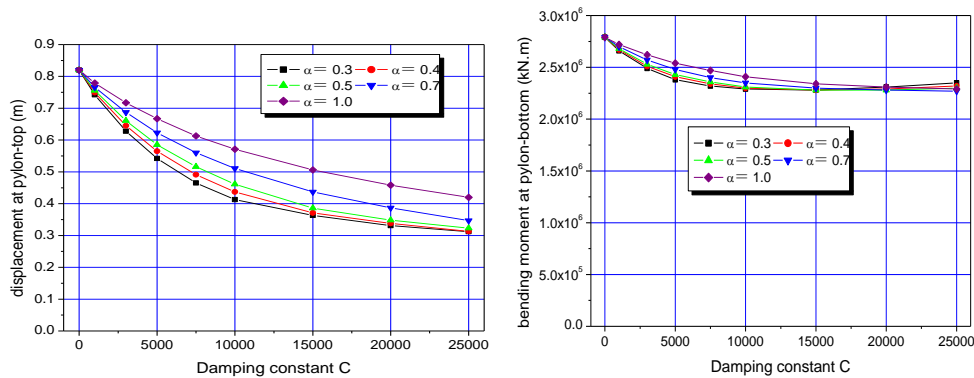


图 5-70 阻尼器弹性刚度参数取值对静力反应的影响（极大风）

3) 阻尼参数分析

粘滞型阻尼装置的输出方程为： $F=CV^\alpha$ 。其中， $F$ 为阻尼力， $C$ 是阻尼系数， $V$ 是速度， $\alpha$ 是指数（对于桥梁抗震，最常用的参数为 0.4~0.5）。地震反应参数分析结果见图 5-71 所示。





(c) 阻尼参数对塔顶位移的影响

(d) 阻尼参数对塔底弯矩的影响

图 5-71 阻尼器参数取值对地震反应的影响

最终确定单个阻尼器的动力设计参数为阻尼系数  $C=15000$ ，指数  $\alpha=0.4$ 。

### (3) 液压缓冲限位约束（锁定限位约束）

纵桥向液压缓冲限位约束体系即动力锁定和额定行程量的刚性限位两者组合的结构体系，其中静力部分额定行程及弹性刚度要求与阻尼约束体系相同，动力锁定约束下的地震反应近似等同于塔梁之间设置纵向大刚度的结构体系。

表 5-13 三种约束体系和飘浮体系的综合比较

约束类型		阻尼限位约束	锁定限位约束	弹性约束	飘浮体系
一个塔梁连接处约束系统主要参数		$C=15000$ $\alpha=0.4$ $\pm 750\text{mm}$ 限位	动力锁定 $\pm 750\text{mm}$ 限位	弹性刚度 50MN/m	/
静力反应	梁端水平位移 (m)	+1.160/-1.189	+1.160/-1.189	+0.857/-0.914	+2.151/-2.209
	塔顶水平位移 (m)	+1.044/-1.066	+1.044/-1.066	+0.848/-0.898	+2.211/-2.263
	塔跟弯矩 (MN.m)	+3940.4/-4011.3	+3940.4/-4011.3	+3653.0/-3810.2	+5400.4/-5516.5
	装置行程 (m)	+0.769/-0.767	+0.769/-0.767	+0.468/-0.489	+1.763/-1.789
	装置约束力 (MN)	20.621	20.621	22.809/-23.844	/
地震反应	梁端水平位移 (m)	0.285/0.272	0.190/0.170	0.483/0.470	0.690/0.673
	塔顶水平位移 (m)	0.371/0.368	0.237/0.227	0.637/0.625	0.820/0.818
	塔跟剪力 (MN)	31.7/34.3	46.9/50.4	35.6/39.6	36.8/39.6
	塔跟弯矩 (MN.m)	2280/1740	3160/2950	2740/2500	2790/2490
	装置行程 (m)	0.293/0.271	0	0.421/0.439	0.683/0.673
	装置约束力 (MN)	12.1/11.6	64.2/76.2	21.0/22.0	/

表 5-13 是上述三种体系与漂浮体系的静力、动力分析比较，其中静力作用为“体系温度+极限风”的控制性组合。可以得到以下主要结论：

1) 阻尼装置或锁定装置的静力限位功能是非常必须的，与漂浮体系相比，塔梁相对位移按  $\pm 750\text{mm}$  限制时，梁端位移幅减小了 46%，塔顶水平位移幅减小了 53%，塔跟弯矩幅减小了 27%，显著地改善了极端静力工况下的结构反应。

2) 刚性限位的额定行程量越小，或弹性约束的刚度越大，减小塔梁位移、塔跟弯矩和装置行程的效果越好，但装置的约束力会随之增大。额定行程量  $\pm 750\text{mm}$  的刚性限位与水平拉索弹性约束的结构静力反应比较接近。

3) 阻尼约束体系的纵向地震位移反应略大于锁定约束体系，远小于漂浮体系。阻尼约束体系的梁端纵向位移为漂浮体系的 40%，是锁定约束体系的 1.5 倍。

4) 在四种结构体系中，阻尼约束体系的纵桥向塔底剪力和弯矩最小，锁定约束体系最大。阻尼约束体系的纵桥向塔底剪力分别占飘浮或锁定体系反应的 86%、68%；纵桥向塔底

弯矩是飘浮体系的 76%，锁定约束体系的 66%。

5) 阻尼限位约束的静力刚性限位力是地震阻尼力的 1.7 倍，因此，当最大动力阻尼力起作用时，装置连接件有足够的安全度保证阻尼器工作。

根据以上多方面比较论证，苏通大桥纵桥向约束体系（即塔梁连接）最终采用  $\pm 750\text{mm}$  额定行程量的刚性限位和动力阻尼（ $C=15000$ ， $\alpha=0.4$ ）组合的装置系统，单个阻尼器构件弹性刚度为  $100\text{MN/m}$ ，每侧索塔设置 4 个阻尼器，考虑构件安装偏差等不确定性因素后，取结构安全系数 2.0，锁定力按  $10\text{MN}$  控制产品设计。

### 3. 墩、梁横向连接方式<sup>[13]</sup>

除固结和刚构体系外，主梁与索塔在横桥向一般采用抗风支座来制约两者间的相对运动，边墩和辅助墩的墩顶也往往设置主梁横向限位装置，这会导致地震时传到墩柱的惯性力过大。超大跨径斜拉桥的边墩和辅助墩往往很高，如苏通大桥的墩高接近  $60\text{m}$ ，边墩和辅助墩及其基础在横桥向是抗震的薄弱部位。在抗震设计中，需通过选择合理的约束体系来减小地震反应。

边墩和辅助墩与主梁在横桥向的连接方式主要有：滑动体系、全限位体系和采用黏滞阻尼器的减隔震体系。

下面以苏通大桥为例对上述三种体系进行分析，其跨径布置为  $(2 \times 100 + 300 + 1088 + 300 + 2 \times 100)\text{m}$ ，每边跨设 1 个边墩（1#墩）和 2 个辅助墩（从边墩到主墩方向分别为 2#墩和 3#墩），墩顶设纵向滑动球型钢支座。

主梁与边墩纵向采用滑动支座相连，横向考虑三种连接方式，即横向滑动体系（设滑动支座）、全限位体系（设固定支座）、减震体系（每个边墩墩柱上均设 1 个阻尼器，阻尼系数  $C=3000$ 、 $\alpha=0.5$ ）。

表 5-14 为 1#和 2#墩的内力反应、各支座的内力及变形反应，以及塔顶、梁端的位移反应。由于 3#墩和 2#墩的反应相似，因此不再加以比较。

表 5-14 三种约束体系地震反应最大值

位置	反应分量	横向滑动	全限位	减震
2#墩	墩底剪力/kN	$1.10 \times 10^4$	$1.03 \times 10^4$	$6.56 \times 10^3$
	墩底弯矩/(kN·m)	$4.44 \times 10^5$	$5.67 \times 10^5$	$3.11 \times 10^5$
	支座剪力/kN	$9.00 \times 10^3$	$7.34 \times 10^3$	$2.62 \times 10^3$
	支座滑动位移/m	0.586	0.000	0.228
1#墩	墩底剪力/kN	$1.20 \times 10^4$	$1.33 \times 10^4$	$9.47 \times 10^4$
	墩底弯矩/(kN·m)	$5.17 \times 10^5$	$6.70 \times 10^5$	$4.56 \times 10^5$
	支座剪力/kN	$5.00 \times 10^3$	$6.96 \times 10^3$	$2.95 \times 10^3$
	支座滑动位移/m	0.847	0.000	0.282
塔顶	横向位移/m	0.219	0.262	0.227
梁端	横向位移/m	0.766	0.251	0.303

从表中可以得到以下主要结论：

(1) 采用横向滑动体系后，各边墩墩底的弯矩显著减小，但梁端位移以及边墩、梁的相对位移很大，此外这种体系无法提供使用荷载和风荷载所需要的横向刚度；

(2) 全限位体系的墩底出现很大的弯矩，且限位支座要承受相当大的横向地震力，给支座的设计带来困难；

(3) 减震体系可以显著改善桥梁结构的横向抗震性能：与横向滑动体系相比，梁端位移和各墩、梁相对位移以及各边墩内力明显减小；与全限位体系相比，梁端位移差别不大，各边墩内力以及横向装置的地震力均显著减小。

综合本节关于塔、墩、梁不同连接方式对结构受力性能影响的讨论可以看出，选择恰当的结构体系可以调节结构在静力以及动力荷载作用下的主要矛盾，改善主梁和索塔在极限风、温度、地震等作用下的内力和位移反应，减小伸缩缝、支座等装置的位移量和动力磨损，增加桥梁结构在极限静力、动力荷载作用下的安全度。

5.3.4 主要构件受力分配

斜拉桥的主要受力构件为梁、塔、索。主要构件的受力分配与梁、塔、索的刚度和该结构的总体刚度特性有关。下面分别利用线性理论和数值方法进行参数分析，讨论自锚式斜拉桥梁、塔、索的刚度变化对于同一结构体系受力的影响。

采用线性理论对主要力学指标解析式的推导过程见 5.4.6 节，在本节中直接根据相关公式得到结论。采用数值方法进行参数分析的基本方案结构如图 5-72 所示，采用全漂浮体系，边跨内设三个辅助墩，全桥形成(100+100+100+336)+1400+(336+100+100+100)m 的七跨连续结构；索塔和主梁典型断面如图 5-43(b)和(c)所示，主梁几何参数见表 5-15 所示，左半跨斜拉索面积见图 5-73 所示（编号顺序为从左至右）。按双向八车道设计，假定桥址区设计基本风速  $V_{10}=40m/s$ 。

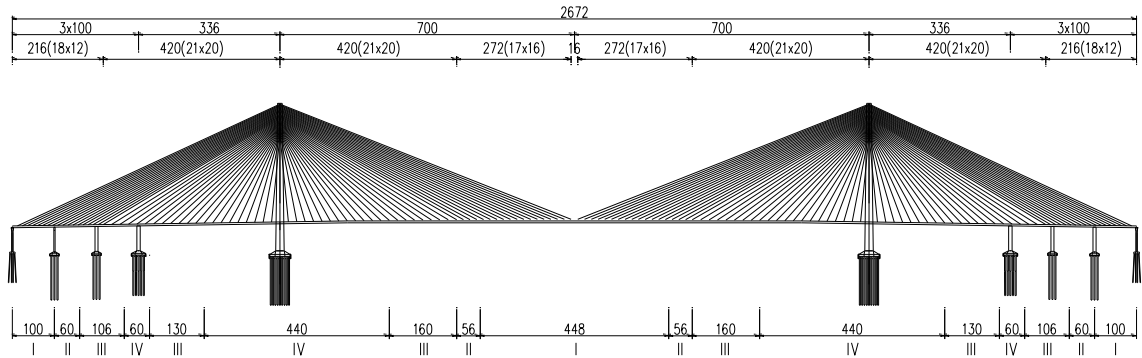


图 5-72 主跨 1400m 自锚式斜拉桥立面布置图(m)

表 5-15 主梁典型截面特性

截面类型	面积 $A(m^2)$	面内抗弯惯矩 $I_y(m^4)$	面外抗弯惯矩 $I_z(m^4)$	抗扭惯矩 $J(m^4)$
I	1.688	5.861	235.418	20.076
II	2.016	7.078	281.029	24.361
III	2.360	8.308	332.812	28.793
IV	2.947	10.433	417.841	36.327

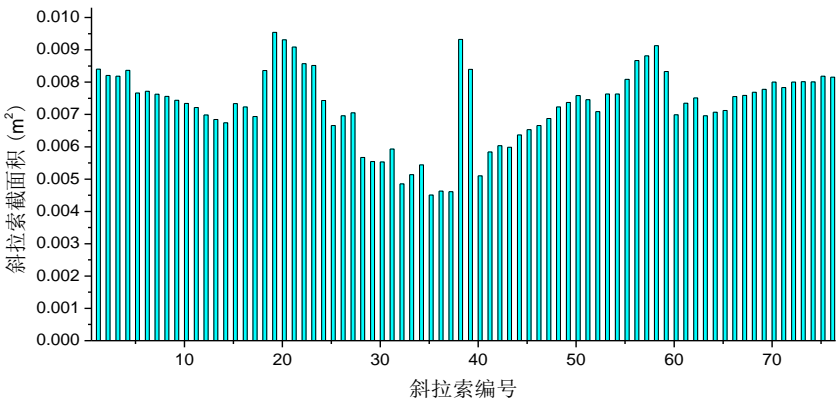


图 5-73 主跨 1400m 斜拉桥方案斜拉索面积( $m^2$ )

## 1. 主梁刚度变化的影响

对于大跨径斜拉桥，梁高的适宜区间为 3.0~5.0m，若假定板厚和其加劲布置不变，则主梁面内弯曲、扭转刚度随梁高变化如图 5-74 所示，即梁高每增加 0.5m，截面弯曲或扭转刚度递增约 30%。因此，主梁刚度变化对于斜拉桥体系的影响可通过改变梁高来体现。

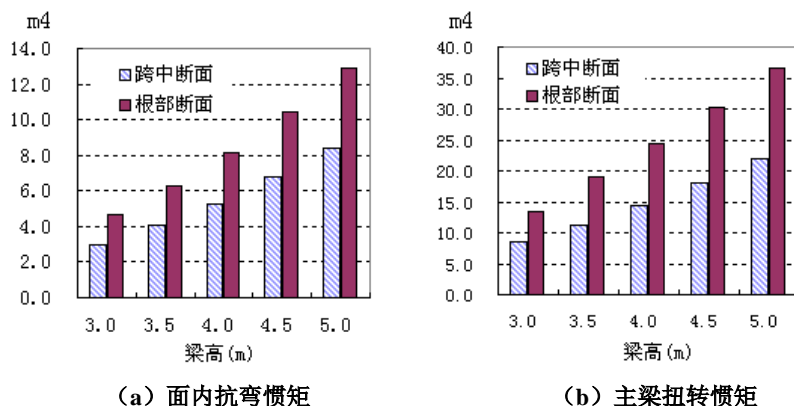


图 5-74 典型截面特性与梁高

斜拉桥的某项力学指标由多个结构参数共同决定，但每个参数对力学指标的影响程度是不同的。通过调整影响程度较大的参数，可以更有效的改变此项力学指标，使其满足要求。一般可通过以下方法求得结构参数对某项力学指标的影响程度：改变其中一个参数的取值（在相对其初始值的一定范围内），并保持其他参数不变，就可得到这项力学指标的相对变化量，其大小反映了此参数对该项力学指标的影响程度。以图 5-75 中主梁高度变化对中跨主梁竖向弯矩极值的影响为例，用  $y$  表示主梁竖向弯矩极值， $x$  表示主梁高度，有函数关系  $y=f(x)$ ，并且满足初值条件  $y_0=f(x_0)$ 。保持其他结构参数不变，改变后的主梁高度为  $x_1$ ，得到主梁竖向弯矩极值与主梁高度的关系式  $y_1=f(x_1)$ 。令纵坐标为  $Y=y_1/y_0$ ，横坐标为  $X=x_1/x_0$ ，绘制  $Y-X$  曲线即为主梁竖向弯矩极值与主梁高度的关系曲线。这里将讨论各项设计参数对力学指标影响程度的相对大小，不考虑设计参数变化的具体范围和难易程度。因此，假定所有设计参数相对其初始值的变化范围均为  $\pm 30\%$ 。

研究表明<sup>[16]</sup>，主梁高度变化对结构力学性能的影响如图 5-75 所示，主梁竖向刚度随主梁高度的增加而变大，从而增大了中跨主梁的活载弯矩极值和面内的弹性屈曲稳定性；在横向静阵风作用下，增加主梁高度增大了主梁的阻风面积，中跨主梁跨中处的侧向弯矩和侧向位移都由此变大。

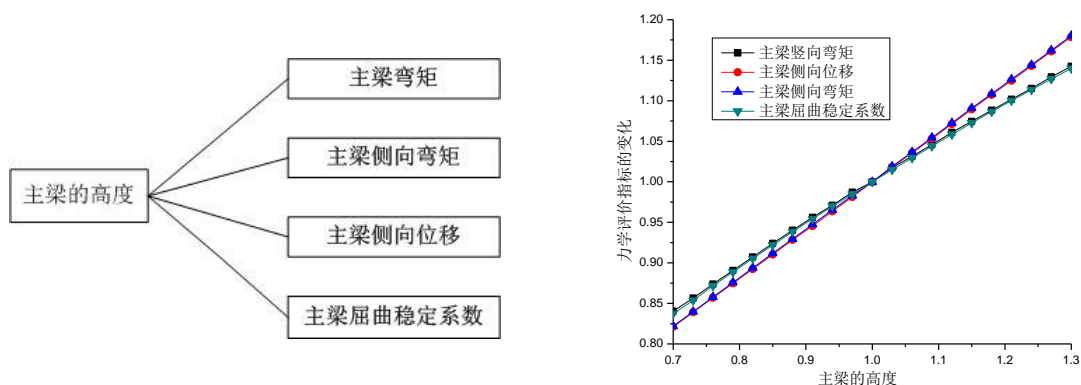
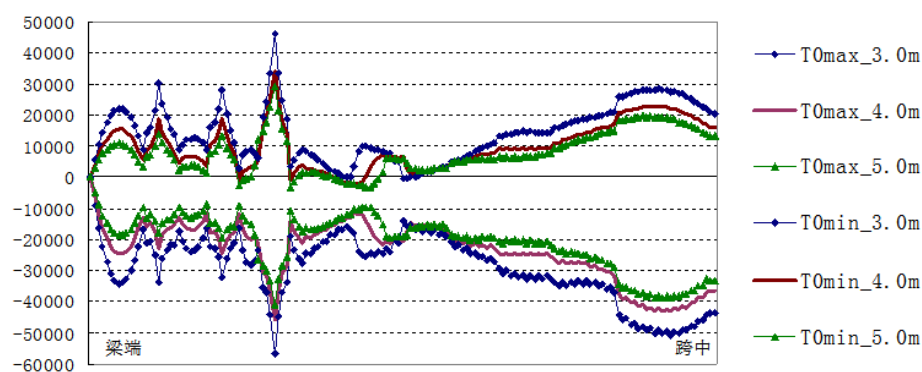


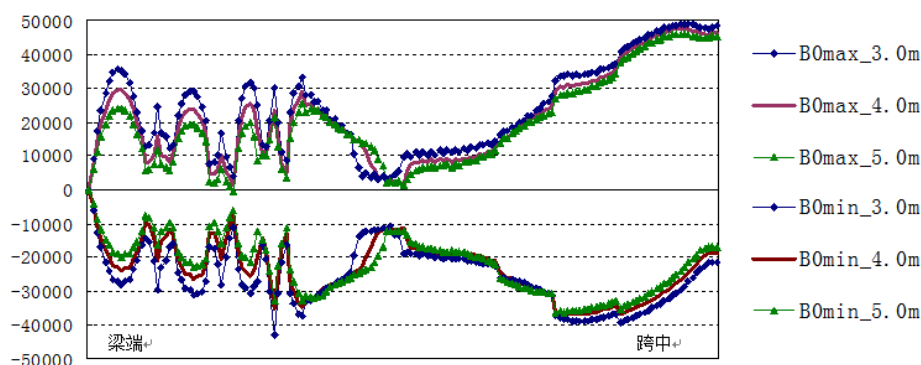
图 5-75 主梁高度变化对结构力学性能的影响

下面采用数值方法对图 5-72 所示的 1400m 斜拉桥方案进行参数分析，基本方案中的其它设计参数不变，不同梁高所对应的主梁活载单项应力、索塔弯矩与斜拉索应力幅包络图如图 5-76~图 5-78 所示，活载挠度和横向风作用时主梁的侧向应力见表 5-16 和表 5-17 所示。





(a) 主梁上缘应力包络图



(b) 主梁下缘应力包络图

图 5-76 不同梁高下活载单项作用主梁上、下缘应力 (kPa)

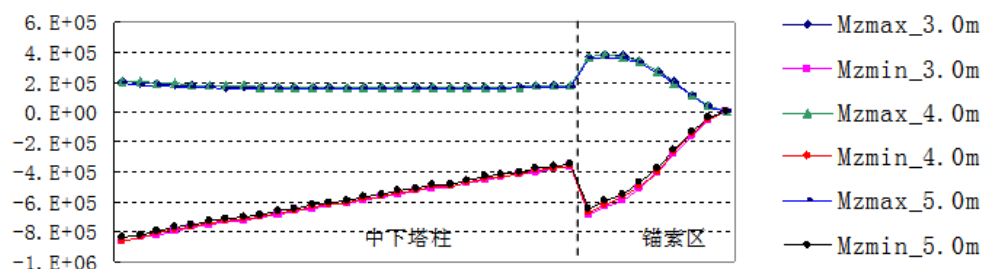


图 5-77 不同梁高下索塔活载弯矩包络图 (kN·m)

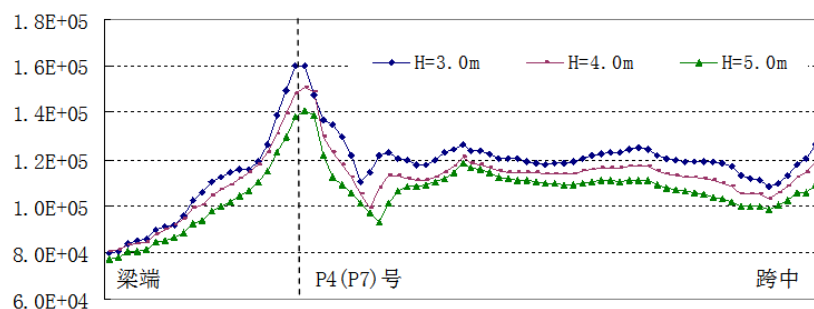


图 5-78 不同梁高下斜拉索应力幅比较 (kPa)

表 5-16 不同梁高下的活载位移比较 (m)

梁高	中跨跨中挠度 $V_y$	边跨跨中挠度 $V_y$	塔顶水平位移 $V_x$
3.0	1.92 / -0.12	0.30 / -0.30	0.47 / -0.13
4.0	1.88 / -0.12	0.28 / -0.28	0.47 / -0.13
5.0	1.82 / -0.11	0.24 / -0.24	0.45 / -0.13



表 5-17 不同梁高下横向风引起的主梁外缘角点控制应力

梁高(m)	中跨跨中 (MPa)		索塔区根部 (MPa)	
	Max	Min	Max	Min
3.0	127.1	-133.9	13.5	-228.3
4.0	145.4	-140.8	27.1	-243.6
5.0	163.4	-150.4	42.8	-259.8

注：假定不同梁高下主梁三分力系数相同。

从上述图表中可以得到以下结论：

(1) 增大梁高可减小加劲梁面内弯曲应力，梁高从 3.0 增加到 5.0m 时，导致加劲梁截面上、下缘活载应力最大值相差约 10~15MPa；

(2) 梁高变化对索塔顺桥向的内力影响相对较小，梁高从 3.0 增加到 5.0m 时，活载弯矩最大相差 5~10%，但一般不控制设计；

(3) 梁高介于 3.0~5.0m 时，斜拉索应力幅最大值发生在近塔辅助墩附近，增大梁高可降低斜拉索应力幅值，最大相差约 14%；

(4) 梁高变化对活载挠度影响较小，梁高介于 3.0~5.0m 时，跨中最大差异为 5.2%；

(5) 梁高增大时，加劲梁侧向受风面积增加，若假定加劲梁阻力系数相同，将导致加劲梁两侧外腹板角点应力最大增加约 13.6%，通常是控制加劲梁设计的主要工况。

由此可见，降低梁高有利于减小加劲梁在侧向风作用的横风响应。但在悬臂施工阶段，由于斜拉索张拉通常仅影响临近 3~5 个梁段，加劲梁本身的抗弯刚度对施工阶段的结构刚度贡献较大，增加梁高  $h$  不仅有利于降低悬臂端位移与弯曲应力增量，减小斜拉索的非线性影响和加劲梁二阶弯矩效应，还可减小吊机作用下梁段匹配时的桥面板横向马口变形差（该值与  $h^3$  呈反比例关系），从而减轻结构对误差的敏感程度，降低施工难度。因此，梁高的确定需综合考虑以上各个方面。

总的来讲，梁高虽然对结构静力行为（加劲梁应力、活载挠度、拉索疲劳应力幅等）具有一定的影响，但就设计来说，上述结构静力反应上的差异并非确定梁高的控制因素。

梁高对成桥状态以及施工最大单悬臂阶段结构整体静力弹性屈曲稳定性的影响见下表。

表 5-18 梁高对结构整体稳定性的影响

梁高(m)	成桥恒载状态		施工最大单悬臂	
	面内一阶	面外一阶	面外一阶	面内一阶
3.0	<u>3.340</u>	4.432	3.961	4.476
3.5	<u>3.495</u>	4.449	3.976	4.695
4.0	<u>4.074</u>	4.457	3.991	5.867
4.5	4.701	<u>4.471</u>	4.009	6.717
5.0	5.330	<u>4.491</u>	4.029	7.538

注：表中所列结果为主梁面内、面外弹性屈曲失稳系数最小值。

由表 5-18 可知，梁高是影响成桥运营阶段结构弹性屈曲稳定性的关键力学参数。梁高  $h < 4.0\text{m}$  时，结构一阶整体屈曲模态表现为面内加劲梁屈曲； $h > 4.5\text{m}$  时，由于加劲梁面内刚度的增加，加劲梁一阶屈曲表现为面外屈曲形式。梁高变化对加劲梁面外稳定性的影响较小，不宜用增加梁高来改善结构的面外稳定性。

结构一阶侧弯、竖弯以及扭频随梁高变化见表 5-19，梁高每增加 0.5m 时，加劲梁一阶扭转频率递增约 3~5%。

表 5-19 梁高对成桥动力特性的影响

梁高(m)	一阶侧弯 (Hz)	一阶竖弯 (Hz)	一阶扭频 (Hz)
3.0	0.061	0.146	<b>0.430</b>
3.5	0.061	0.148	<b>0.441</b>
4.0	0.061	0.150	<b>0.467</b>
4.5	0.063	0.151	<b>0.480</b>
5.0	0.062	0.152	<b>0.494</b>

2. 索塔刚度变化的影响

研究表明<sup>[16]</sup>，索塔刚度变化对结构力学性能的影响如图 5-79 所示，增加索塔刚度将减小塔顶水平位移，但索塔的纵向弯矩极值显著增大；索塔刚度变化对中跨主梁跨中挠度、主梁活载弯矩极值和屈曲稳定性的影响均不是很大。

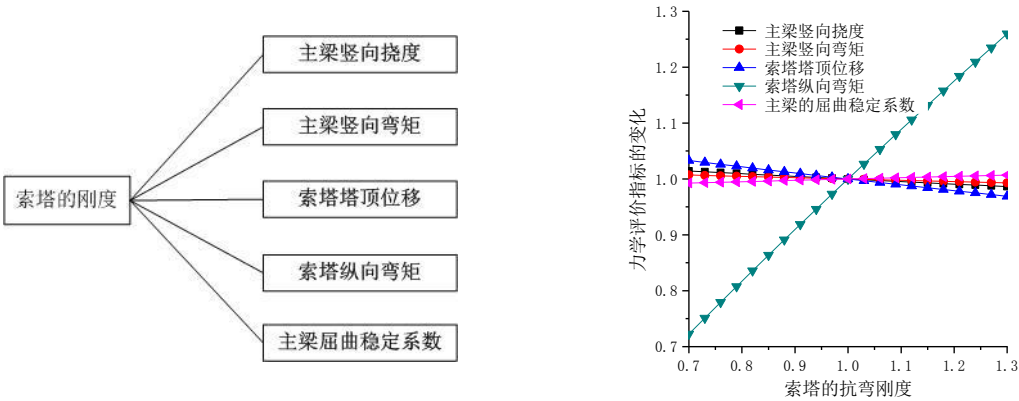


图 5-79 索塔刚度变化对结构力学性能的影响

下面采用数值方法对图 5-72 所示的 1400m 斜拉桥方案进行参数分析，索塔全高 357m，桥面以上塔高 287m。当主梁 ( $h=4.5\text{m}$ ) 和斜拉索等结构参数不变时，比较三种索塔顺桥向截面尺寸的影响（塔柱壁厚均为 1.2m）：

模型 A：塔顶顺桥向宽 9.0m，塔底 15.0m；

模型 B：塔顶顺桥向宽 10.0m，塔底 18.0m；

模型 C：塔顶顺桥向宽 11.0m，塔底 20.0m。

以上三种模型所对应的索塔典型截面特性比较如图 5-80 所示。以中塔柱均值为例，面积比 A:B:C=1.00:1.15:1.20，顺桥向抗弯刚度比 A:B:C=1.00:1.50:1.95。

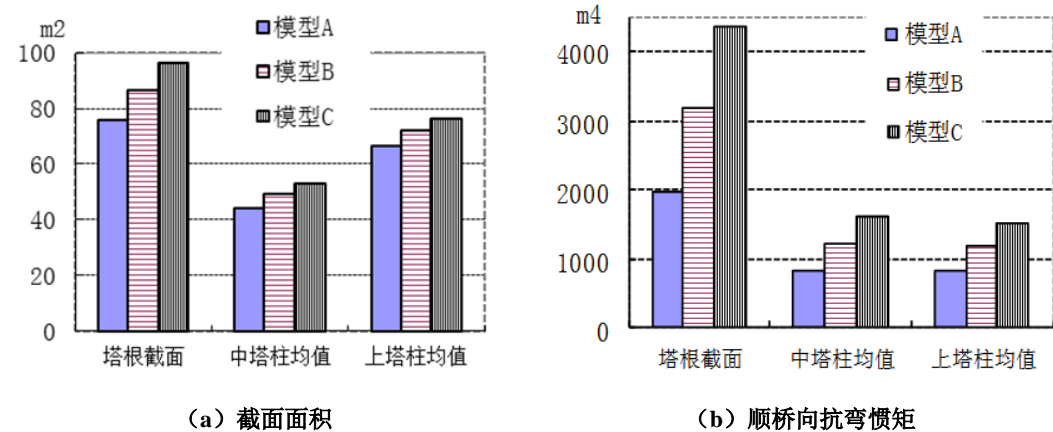


图 5-80 三种模型索塔典型截面参数比较

由于施工阶段（对称悬臂施工）以及恒载状态下索塔主要承受轴力，以上三种模型因素塔弯曲刚度不同所引起的各个施工状态差异较小，且成桥恒载阶段也可通过索力优化使得内力状态相一致，因此着重比较三种模型对活载效应和结构稳定性的影响。

(1) 活载效应

对应上述三种索塔，活载作用下结构位移包络值如表 5-20 所示。不同索塔截面参数（顺桥向抗弯刚度）对结构水平方向刚度影响较大，模型 A→B 时，塔顶、梁端水平位移减小约 24.5%~44.0%，模型 A→C 时，塔顶、梁端水平位移减小达 33.6%~58.6%。

而索塔刚度变化对整体结构竖向刚度的影响较小，模型 A→B→C（中塔柱顺桥向平均刚度比为 A:B:C=1.00:1.50:1.95）时，以跨中挠度为例，活载位移相差在 3% 以下。

表 5-20 不同索塔抗弯刚度的活载位移包络比较

位移	位置	方 向	模型 A	模型 B		模型 C	
				数值	相对差别	数值	相对差别
水平位移 (m)	梁端	岸侧	-0.4306	-0.3008	-30.14%	-0.2509	-41.73%
		江侧	0.4943	0.3623	-26.70%	0.3105	-37.18%
	塔顶	岸侧	-0.3526	-0.1974	-44.02%	-0.146	-58.59%
		江侧	0.7101	0.5363	-24.48%	0.4715	-33.60%
竖向位移 (m)	主跨跨中	向上	0.1141	0.1151	0.88%	0.1137	-0.35%
		向下	-1.899	-1.8702	-1.52%	-1.8449	-2.85%
	边跨极值	向上	0.2931	0.2713	-7.44%	0.2622	-10.54%
		向下	-0.2876	-0.2785	-3.16%	-0.2645	-8.03%

活载作用下索塔、主梁弯矩，以及斜拉索应力幅反应分别如下图所示。

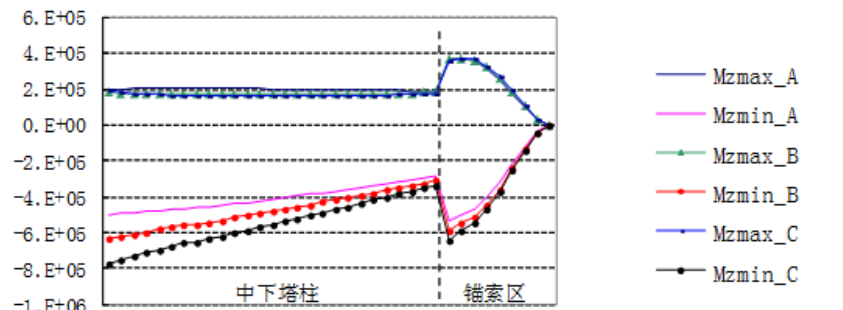


图 5-81 不同索塔截面参数下索塔活载弯矩包络比较 (kN·m)

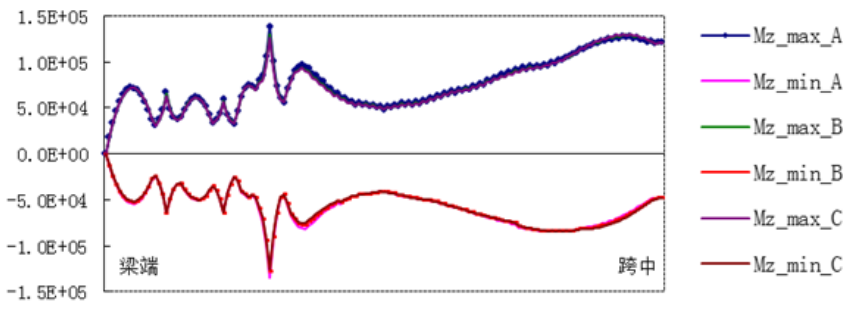


图 5-82 不同索塔截面参数下主梁活载弯矩包络比较 (kN·m)

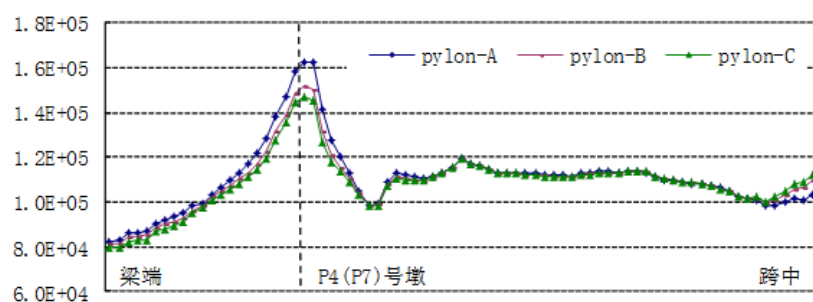


图 5-83 不同索塔截面参数下斜拉索活载应力幅比较 (kPa)

索塔刚度不同对中跨加载时（塔柱向中跨弯曲）的塔身面内弯矩影响较大；而边跨加载时，由于辅助墩的作用，影响较小。以索塔根部断面为例，模型由 A—>B、A—>C 时，塔根活载最大弯矩分别增大 27.1%，56.1%。索塔刚度的变化对主梁活载效应的影响可忽略不计，对斜拉索活载应力幅的影响最大值约 15MPa 左右，最大应力幅和最大相对差值出现在近塔辅助墩附近梁段。

## （2）结构静力稳定性

对应上述三种索塔截面参数，结构在成桥恒载状态以及荷载组合作用下的整体静力弹性屈曲稳定性分析结果如下表所示。

表 5-21 索塔刚度对结构整体弹性稳定性的影响

索塔参数	成桥恒载状态			恒+活+顺桥向有交通风		
	索塔一阶 顺桥向屈曲	主梁面外 一阶屈曲	主梁面内 一阶屈曲	索塔一阶 顺桥向屈曲	主梁面外 一阶屈曲	主梁面内 一阶屈曲
模型 A	<b>2.650</b>	4.475	4.711	<b>2.459</b>	4.065	4.188
模型 B	<b>3.676</b>	4.475	4.712	<b>3.411</b>	4.081	4.209
模型 C	4.509	<b>4.474</b>	4.714	4.143	<b>4.094</b>	4.229

注：表中所列结果分别为索塔顺桥向屈曲、主梁面内、面外弹性屈曲失稳系数最小值。

索塔刚度是影响成桥运营阶段结构弹性屈曲稳定性（以索塔顺桥向屈曲为特征时）的关键力学参数，但对主梁的屈曲（无论是面内还是面外）几乎没有影响。

索塔截面参数采用 A 或 B 时，索塔的顺桥向弯曲先于主梁屈曲发生，结构一阶整体屈曲模态表现为索塔的顺桥向弯曲；而在截面 C 情况下，由于索塔弯曲刚度增加，索塔抗屈曲性能提高，主梁抗屈曲性能不变，结构的一阶整体屈曲特征为主梁的面外屈曲模态所代替。

可见，对于超千米级斜拉桥方案，确定索塔截面参数不仅要考虑结构的静力行为，还要结合索塔在各种荷载工况下的静力稳定性进行比较论证。

## 3. 斜拉索刚度变化的影响

在斜拉桥成桥索力和安全系数一定的情况下，设计中可选择强度稍低的钢丝，从而增加了斜拉索所需截面积，以提高斜拉索等效刚度。图 5-73 为按安全系数等于 2.5 的常规设计方法所需的斜拉索截面积。按相同荷载条件，斜拉索截面面积增大一倍对 1400m 斜拉桥方案进行设计，其斜拉索截面积如图 5-84 所示。

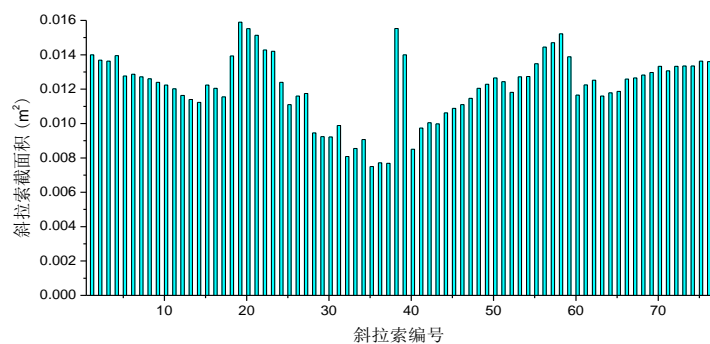
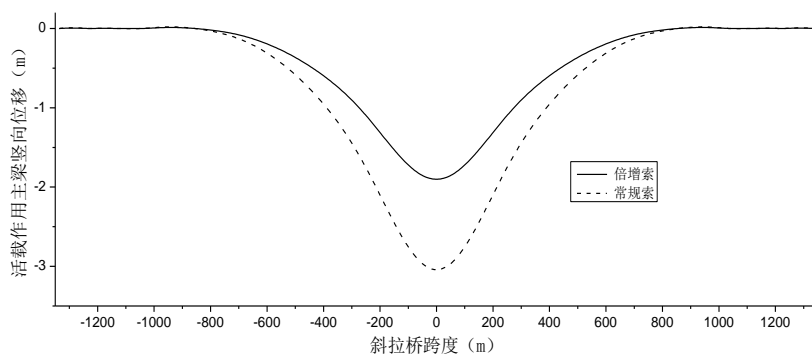
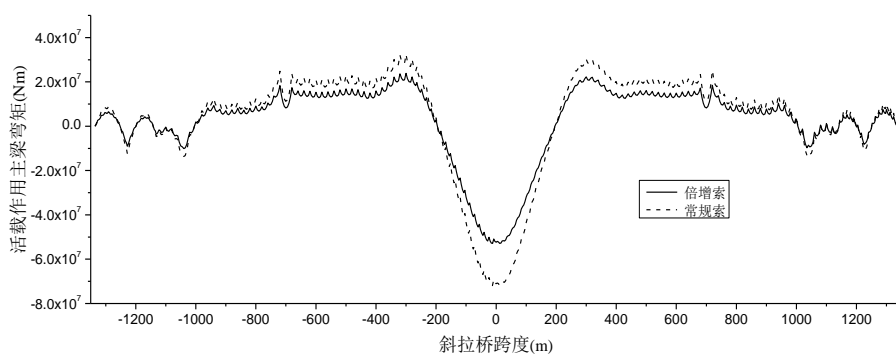


图 5-84 倍增后的斜拉索截面面积( $\text{m}^2$ )

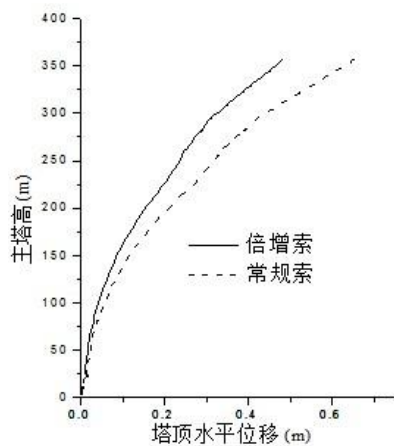
满跨均布活载作用时，两种拉索安全系数下的斜拉桥受力状态如图 5-85 所示。



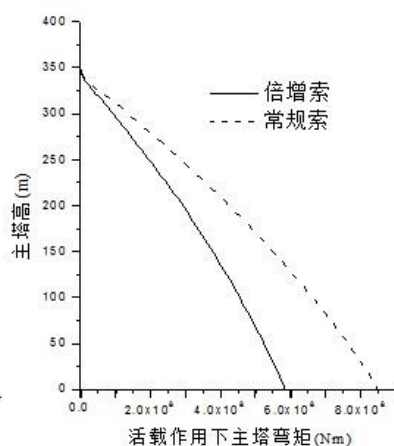
(a) 主梁竖向位移对比



(b) 主梁弯矩对比（仅在活载作用下）



(c) 索塔水平位移对比



(d) 索塔弯矩对比

图 5-85 活载作用下受力状态图

由图 5-85(a~d)可以看出，在活载作用下，拉索面积增加无论对体系刚度还是对梁、塔

受力都是有利的。

综上所述，斜拉桥主要受力构件的刚度变化对结构体系受力性能的影响可归纳为：

(1) 主梁高度的变化改变了主梁竖向刚度，增大梁高可减小主梁面内的弯曲应力、降低斜拉索应力幅值、增加主梁面内屈曲稳定系数和一阶扭转频率。横向静阵风作用下，主梁高度的增加改变了主梁的阻风面积，主梁的侧向弯矩和位移都将增加。

(2) 增加索塔刚度可以减小索塔水平方向位移，增大索塔的屈曲稳定性和在活载作用下的纵向弯矩，而对主梁的屈曲稳定性和活载效应影响很小。

(3) 增加斜拉索的轴向刚度可以减小索塔和主梁的活载变位，提高斜拉桥的整体刚度。

## 5.4 总体布置参数及其对受力性能的影响

本节以大跨径自锚式斜拉桥为对象，用解析法和有限元法分析斜拉桥总体布置参数对结构体系受力性能的影响。

### 5.4.1 总体布置参数

图 5-86 所示的双塔三跨自锚式斜拉桥，与总体布置有关的参数有：边中跨比—边跨跨径与主跨跨径的比值  $L_s/L_c$ ；高跨比—梁高与主跨跨径的比值；宽跨比—梁宽与主跨跨径的比值；塔跨比—桥面以上的索塔高度与主跨跨径的比值  $h/L_c$ 。这些参数就是影响斜拉桥受力性能的总体布置参数。

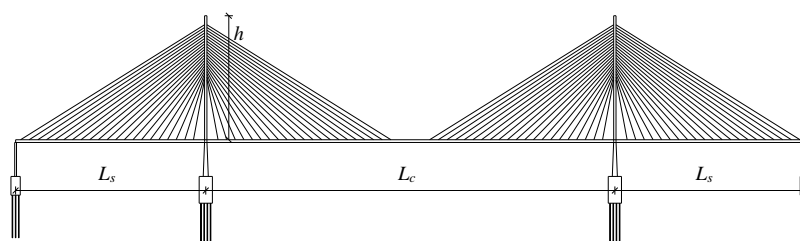


图 5-86 三跨式斜拉桥总体布置示意图

### 5.4.2 边中跨比

双塔斜拉桥体系的边中跨比是一个重要参数，其取值要根据实际桥位的地质条件和通航要求来确定，并要兼顾由此带来的对斜拉桥力学和经济性能影响。从美学角度看，为了在视觉上清楚地表现主跨，边中跨比一般小于 0.5。从力学性能角度看，边中跨比主要与边跨锚索应力比、桥面恒活载比例以及塔梁弯曲刚度有关，同时还和斜拉索的轴向刚度、结构体系（如塔与梁之间的连接方式——漂浮体系、支承体系、固结体系等），以及斜拉索的布置方式（如辐射形、竖琴形、扇形索面）等因素相关。边跨缩短时，结构整体刚度增大，边跨对索塔的锚固作用增大，但边跨平衡活载上拔力的能力也随之下降；边跨增大时，锚墩负反力随之减小，但结构整体刚度也随之降低；当边跨过长时，某些缆索甚至会退出工作。

Niles Gimsing 教授<sup>[1]</sup>把常规的扇形体系斜拉桥等效为锚固点在实际锚固区域 1/3 位置处的辐射体系斜拉桥，以边跨锚索的疲劳性能指标为控制条件，对斜拉桥边中跨比值问题进行了研究，并推导了相关公式，揭示了边中跨比与锚索应力比、恒活载比之间的关系。

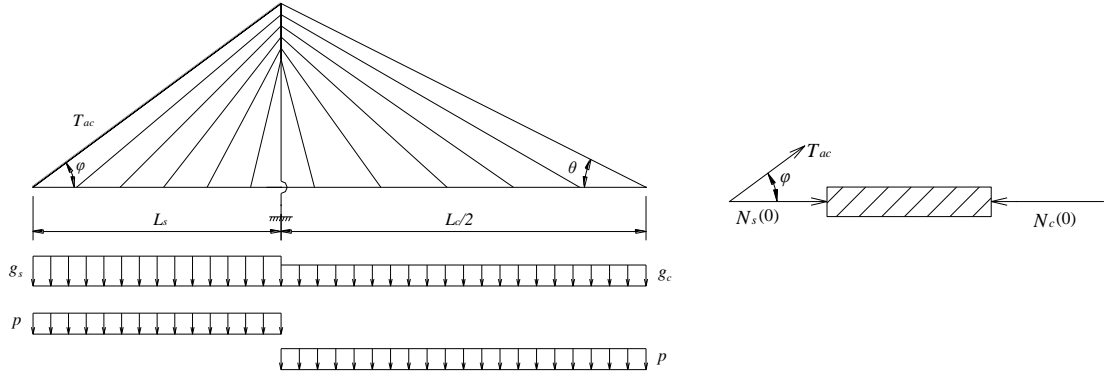


图 5-87 锚索索力与主梁加载情况

如图 5-87 所示，当活载仅作用在中跨时，锚索产生最大索力；当活载仅作用在边跨时，锚索产生最小索力。根据前面的式 5.4 可直接计算均布荷载作用下边跨和中跨主梁的最大轴力  $N_s(0)$ 、 $N_c(0)$ ，从而求得边跨锚索索力。

$p$ 、 $g_s$ 、 $g_c$  分别为主梁活载集度、边跨恒载集度和中跨的恒载集度，当拉索采用辐射形索面布置时，利用式 5.5 易得锚索索力以及应力比公式如下：

$$\begin{cases} T_{ac,max} = \frac{(p + g_c)L_c^2 - 4g_sL_s^2}{8h \cdot \cos \phi} \\ T_{ac,min} = \frac{g_cL_c^2 - 4(p + g_s)L_s^2}{8h \cdot \cos \phi} \\ \kappa_{ac} = \frac{T_{ac,min}}{T_{ac,max}} = \frac{g_cL_c^2 - 4(p + g_s)L_s^2}{(p + g_c)L_c^2 - 4g_sL_s^2} \end{cases} \quad (5.11)$$

假设边、中跨主梁恒载集度相同，根据式 5.11 可进一步推导边中跨比的计算公式：

$$\eta = \frac{L_s}{L_c} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1 - \kappa_{ac}(1 + p/g)}{(1 + p/g) - \kappa_{ac}}} \quad (5.12)$$

式中， $\eta$  为边中跨比； $g$  为主梁恒载集度； $\kappa_{ac}$  为边跨锚索在恒活载作用下的应力比。

在主跨跨径确定的情况下，边跨跨径  $L_s$  随  $p/g$  和  $\kappa_{ac}$  的值增大而减小。但值得注意的是，该公式是在忽略了梁的弯曲刚度的假设下推导出来的，由于梁的弯曲刚度通常倾向于降低锚索应力比  $\kappa_{ac}$ ，所以求得的边中跨比偏小，如图 5-88 (b) 所示，图中阴影部分的边线分别对应考虑梁弯曲刚度时的上、下限。

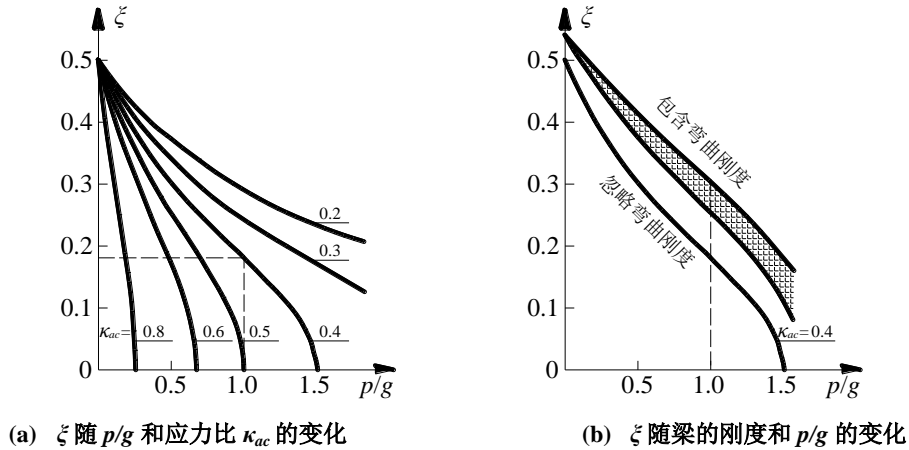


图 5-88 斜拉桥边中跨比的参数研究



在锚索应力比  $\kappa_{ac}=0.4$  时（相当于典型的公路桥梁情况），表 5-22 给出了不同材料主梁所对应的边中跨比取值<sup>[5]</sup>。表中数值对中小跨径斜拉桥有较大的参考价值，但不适用于超千米级斜拉桥。随着跨径的增大，桥面活载、恒载比明显减小，主跨 1088m 的苏通大桥采用钢桥面， $p/g$  仅为 0.22。对于超千米级斜拉桥的活载、恒载比可取 0.15~0.22，按式 5.12 计算边跨跨径。

表 5-22 常规斜拉桥边中跨比值参照表

桥面类型	桥面活载、恒载比 $p/g$	边跨和主跨跨径之比 $\xi$
钢桥面	0.4	0.35~0.39
组合梁桥面	0.2	0.40~0.45
PC 桥面	0.125	0.46~0.50

超大跨径斜拉桥一般采用边跨部分长度内分散锚固锚索的方式，以避免端锚索规格过大造成的施工难题。如苏通大桥中跨加载时，边跨靠外侧约半数的斜拉索参与抵抗索塔向中跨的侧向变形，已看不出明显的端锚索作用，拉索的应力幅不大，锚索的应力变化幅值不再是控制缆索设计的关键，边中跨比限值由此得以放宽。

《公路斜拉桥设计细则》提出按恒载平衡的设计原则确定边中跨比例，并结合已建桥梁的实际使用情况，认为双塔三跨斜拉桥的边中跨比宜为 0.33~0.5。其中，钢主梁宜为 0.3~0.4；组合梁宜为 0.4~0.5；混合梁宜为 0.3~0.45；混凝土主梁宜为 0.4~0.45。在特殊的地形条件下，可采用更小的比值或采用地锚式斜拉桥。但应该注意到，规范给出的这个比例未考虑设置辅助墩，且仅适用于主跨 800m 以下的公路斜拉桥。

大跨径斜拉桥在活载作用下，边跨梁端附近区域会产生较大的正弯矩，导致梁体转动，伸缩缝易受损，锚墩支座反力和锚索应力幅均较大，很难单靠调整边中跨比来协调，一般通过过渡跨或设置辅助墩的方法予以解决。

辅助墩在边跨内可均匀布置（如法国诺曼底桥），也可以不均匀布置，即以主跨向边跨方向逐步递减，以达到美学上的韵律感（如香港昂船洲桥）。大量的工程经验表明，每个边跨设置 1~3 个辅助墩较为适宜。辅助墩布设位置通常在边跨靠近锚墩 0.2~0.6 倍的边跨跨径处较好，具体位置应针对具体桥梁进行方案比选，综合考虑全桥整体刚度、结构受力、边孔通航要求、施工期安全以及经济等因素的影响。

### 5.4.3 主梁宽跨比

研究表明<sup>[16]</sup>，主梁宽度变化对结构力学性能的影响如图 5-89 所示，增加主梁宽度可增大主梁侧向刚度，从而有效地减小主梁在横向静阵风作用下的中跨跨中侧向位移，并能提高面外屈曲稳定性和抗风颤振稳定性，改善结构的抗风性能。

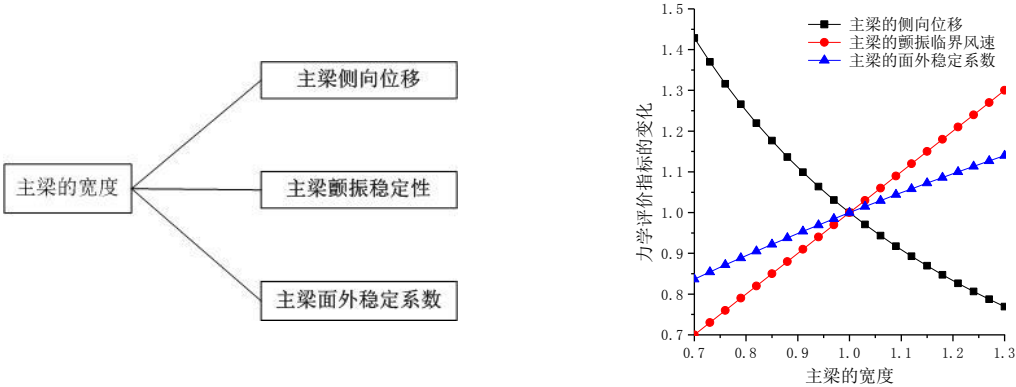


图 5-89 主梁宽度变化对结构力学性能的影响

下面采用数值方法对图 5-72 所示的 1400m 斜拉桥方案进行参数分析, 探讨不同主梁宽度下结构静力、稳定性以及动力性能的变化规律, 其中主梁宽度分别为 35m、40m、45m 时, 跨中典型截面特性变化见表 5-23 (梁高  $h=5.25\text{m}$ )。

表 5-23 典型截面特性比较表

比较项目	A (B=35m)	B (B=40m)	(B-A)/A	C (B=45m)	(C-A)/A
截面面积 ( $\text{m}^2$ )	1.915	2.175	13.6%	2.455	28.2%
扭转惯距 ( $\text{m}^4$ )	23.9	26.4	10.5%	31.6	32.2%
横向抗弯惯矩 ( $\text{m}^4$ )	242.2	345.9	42.8%	491.3	102.8%
附加质量惯矩 ( $\text{m}^4$ )	11230	16762	49.3%	23866	112.5%

注: 表中附加质量惯性矩是指由二期铺装及横隔板重量产生的每延米转动效应。

表 5-24 主梁宽跨比对结构静、动力性能的影响

梁宽 (m)	宽跨比	横向极限风	成桥恒载状态	成桥状态典型自振频率	
		跨中侧向位移 (m)	主梁面外一阶弹性屈曲系数	主梁一阶侧弯 (Hz)	主梁一阶扭转 (Hz)
B=30	1/46.7	7.05	3.719	0.0554	0.5059
B=35	1/40	5.12	4.474	0.0627	0.4783
B=40	1/35	3.61	5.523	0.0699	0.4518

主要分析结果见表 5-24 所示, 可以得到以下结论:

(1) 随着加劲梁宽度增大, 结构横向刚度明显增加。因此, 由横向风引起的加劲梁侧向位移和外腹板应力迅速降低, 而成桥恒载状态下加劲梁的面外稳定性显著提高。同时还表现在加劲梁一阶侧弯频率的变化上;

(2) 增加加劲梁宽度对提高一阶扭转频率是不利的。其原因在于, 桥面宽度增加虽然提高了截面的扭转刚度, 但同时增加了自身质量、桥面附加荷载以及横隔板等附加质量所引起的质量惯性矩, 导致结构扭转振型提前出现。其影响大致为, 加劲梁宽度每增加 5m 时, 一阶扭频降低约 5% 左右;

(3) 增加桥面宽度虽然对扭频不利, 但仍能显著提高结构的颤振稳定性。其原因在于, 根据“片条理论”, 结构的颤振临界风速可简单地认为与扭频和桥面宽度的乘积成正比, 而扭频受加劲梁宽度变化时的影响程度要滞后于桥宽自身的线性变化率。

由此可见, 加劲梁宽跨比是控制超大跨径斜拉桥设计的一个重要力学指标。主梁宽度的变化改变了主梁侧向刚度, 增加梁宽可以有效减小主梁在横向静阵风作用下的侧向位移和外腹板应力, 提高面外屈曲稳定性和抗风颤振稳定性, 但同时降低了一阶扭转频率。

#### 5.4.4 索塔塔跨比

索塔的高度 (索塔高跨比) 是影响斜拉桥结构体系力学性能的一个重要参数, 索塔高度的变化直接改变了拉索的水平倾角, 从而改变结构的竖向支承刚度, 影响塔、梁、索的内力状态和变形状况。研究表明<sup>[16]</sup>, 索塔高度变化对结构力学性能的影响如图 5-90 所示, 增加索塔高度可减小主梁的轴力和活载响应, 减小索塔的纵向最大位移和弯矩, 但同时也降低了主梁的屈曲稳定性。此外, 索塔高度的变化对横向静阵风作用下的中跨主梁跨中处的侧向弯矩和侧向位移影响较小。

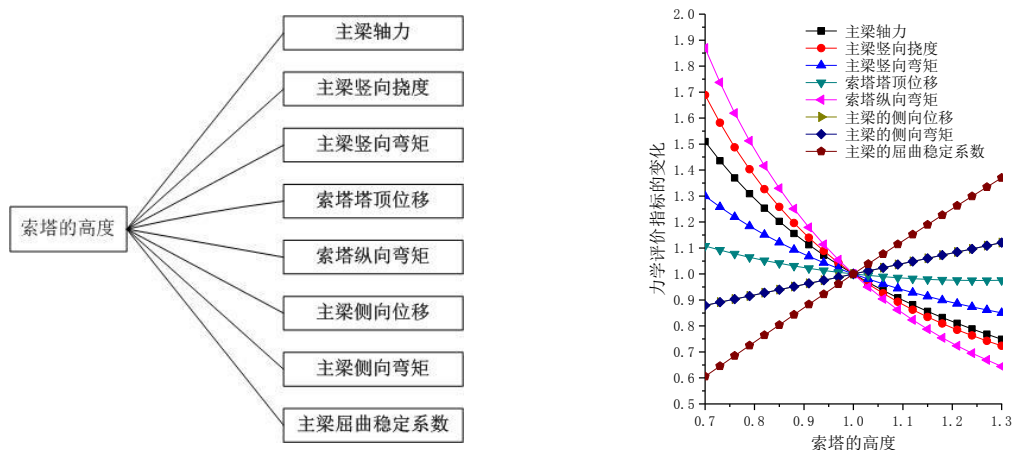


图 5-90 索塔高度变化对结构力学性能的影响

下面采用数值方法对图 5-72 所示的 1400m 斜拉桥方案进行参数分析，将桥面以上塔高变化为 229m（塔跨比 0.16）时（索塔截面参数、上塔柱锚索区长度及拉索间距不变，通过压缩中塔柱长度调整塔高），与原有方案（塔高 287m，塔跨比 0.20）在恒载状态、活载与风荷载下的响应，以及结构稳定性、经济性能等方面进行综合比较。

### 1. 恒载内力状态

利用索力优化使得塔、梁弯矩达到理想状态后，得到恒载状态下两种方案的斜拉索内力、拉索面积，以及主梁轴力比较分别如图 5-91~图 5-93 所示。

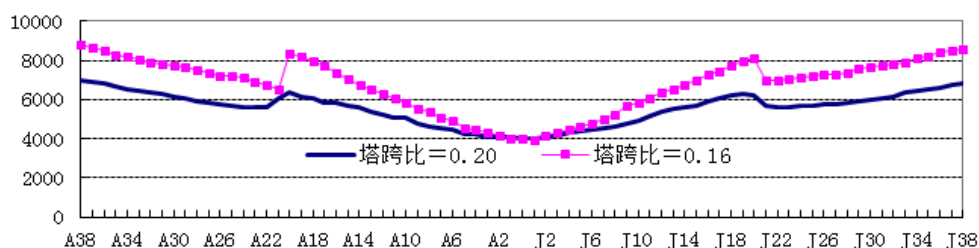


图 5-91 恒载索力比较 (kN)

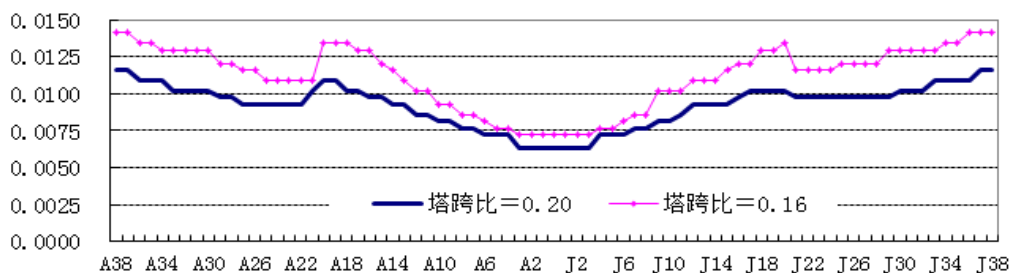


图 5-92 斜拉索面积比较 (m<sup>2</sup>)

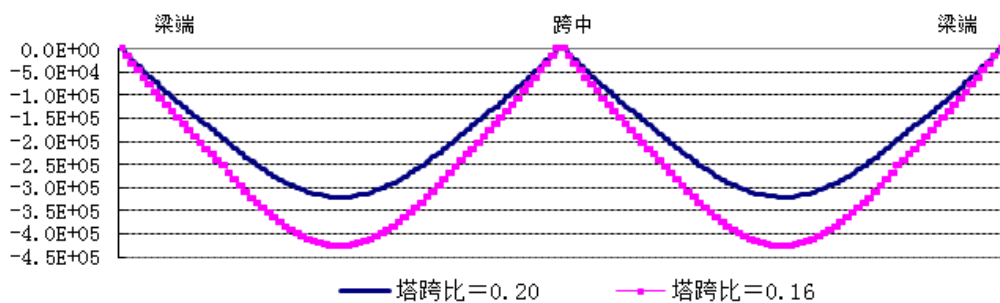


图 5-93 恒载主梁轴力比较 (kN)

塔跨比由 0.20 变化到 0.16 后，由于斜拉索与水平面角度的减小，在提供相同竖向分力以支承主梁重量的前提下，斜拉索索力也随之增大。以边、中跨外索为例，恒载索力增加约 26%。主梁在索塔位置最大轴力增加 34%，塔底恒载轴力减小约 12%。

### 2. 活载效应

对应上述两种塔跨比方案，活载作用下结构特征位移包络值如表 5-25 所示。

表 5-25 塔跨比对活载位移的影响

位 移	位置	方 向	塔跨比=0.20	塔跨比=0.16	
				数值	相差率
水平位移(m)	梁端	岸侧	-0.2509	-0.204	18.7%
		江侧	0.3105	0.279	10.1%
	塔顶	岸侧	-0.146	-0.115	21.2%
		江侧	0.4715	0.431	8.6%
竖向位移(m)	主跨跨中	向上	0.1137	0.119	-4.7%
		向下	-1.8449	-2.184	-18.4%
	边跨极值	向上	0.2622	0.320	-22.0%
		向下	-0.2645	-0.318	-20.2%

塔跨比减小后，活载作用下结构的水平位移（与索塔的挠曲性能相关）降低，而斜拉索与水平面夹角减小后，所能提供的竖向刚度也相应降低，导致主梁的竖向位移增大。塔跨比从 0.20 变化到 0.16 时，对活载位移的影响程度达 20% 左右。

两种塔跨比参数下，活载在各部位所引起的单项内力反应包络比较如表 5-26 所示。塔跨比由 0.20 变化到 0.16 后，活载作用下，塔、梁、索的单项内力反应均趋于不利，对一些关键内力反应的影响程度约介于 10%~40% 之间。

表 5-26 塔跨比对活载单项内力的影响

活载单项内力 (kN, kN m)		塔跨比=0.20	塔跨比=0.16	
			数值	相对差别
塔底面内弯矩	最大	191208	243313	-27.3%
	最小	-776657	-1071926	-38.0%
边跨外索索力	最大	801.7	947.0	-18.1%
	最小	-119.2	-138.7	-16.4%
中跨外索索力	最大	1041.2	1287.1	-23.6%
	最小	-262.1	-339.7	-29.6%
中跨跨中弯矩	最大	120665	133702	-10.8%
	最小	-47971	-54841	-14.3%
边跨跨中弯矩	最大	74555	83231	-11.6%
	最小	-59372	-66116	-11.4%

### 3. 静风响应

若假定结构体系在顺桥向塔梁之间为飘浮体系、索塔处设横向抗风支座，且塔、梁、索静阵风阻力系数不变，则 100 年重现期纵、横向极限等效静阵风作用下，上述两种塔跨比参数所对应的结构典型位移或内力反应比较如表 5-27 所示。

塔高（塔跨比）是影响超大跨径斜拉桥纵向风响应的一个重要参数。究其原因，是因为

纵风响应中索塔与斜拉索上的风荷载在贡献中占有绝对多的比例,降低塔高不仅可直接显著地降低索塔上的风荷载,而且由于索长以及斜拉索垂直投影长度减小,即使拉索外径有所增加,索上总效应也大大降低,从而导致纵向风响应随塔高降低而显著降低。

表 5-27 不同塔跨比参数下极限静风响应比较

计算工况	比较项目	单位	塔跨比=0.20	塔跨比=0.16	
				数值	相对差别
纵向风	梁端水平位移	m	1.676	0.658	60.7%
	塔顶水平位移	m	1.816	0.722	60.2%
	塔底面内弯矩	kN·m	4075609	2397409	41.2%
横向风	跨中侧向位移	m	5.429	5.579	-2.8%
	塔顶横向位移	m	0.219	0.117	46.6%
	抗风支座反力	kN	20574	19572	4.9%
	跨中主梁面外弯矩	kN·m	2004278	2081802	-3.9%
	塔处主梁面外弯矩	kN·m	-2890829	-2940012	-1.7%

塔高(塔跨比)变化对超大跨径斜拉桥横向风响应影响较小。这是因为,首先,横向风作用下索塔上风荷载在贡献中的比例很小(一般 $\leq 5\%$ ),主要是斜拉索上的风荷载,其次为主梁上的风载。降低塔高虽然减小了索长,但同时斜拉索外径(规格、面积)也相应增加,导致横向静风总效应变化不大。

#### 4. 结构静力稳定性

对应上述两种塔跨比参数,结构在成桥恒载状态以及荷载组合作用下的整体静力弹性屈曲稳定性分析结果如下表所示。

表 5-28 塔跨比对弹性屈曲稳定性的影响

计算工况	弹性屈曲模态	塔跨比=0.20	塔跨比=0.16
恒载状态	索塔纵向一阶屈曲	4.509	>5.948
	主梁面外一阶屈曲	4.474	2.694
	主梁面内一阶屈曲	4.714	3.456
恒载+活载	索塔纵向一阶屈曲	4.168	>5.353
	主梁面外一阶屈曲	4.117	2.416
	主梁面内一阶屈曲	4.26	3.098
恒载+活载+顺桥向有交通风	索塔纵向一阶屈曲	4.143	>5.313
	主梁面外一阶屈曲	4.094	2.397
	主梁面内一阶屈曲	4.229	3.074

注:表中所列结果分别为索塔顺桥向屈曲、主梁面内、面外弹性屈曲失稳系数最小值。

塔高(塔跨比)降低后,以索塔屈曲为标志的结构整体稳定性得到提高,但由于主梁的轴向力增加,无论是主梁的面外还是面内屈曲,其弹性稳定性均显著降低,按原主梁截面参数已不能满足结构稳定性要求。

由此可见,索塔的高度(塔跨比)是影响斜拉桥结构体系力学性能的一个重要参数。索塔高度的变化直接改变了拉索的水平倾角,从而改变结构的竖向支承刚度,影响塔、梁、索的内力状态和变形状况。增加索塔高度可以减小主梁的恒载轴力和竖向位移等活载响应,

但增加了索塔的纵向位移。纵向风响应随索塔高度的增加而显著增加，而索塔高度变化对主梁在横向风作用下的横向弯矩和侧向位移影响较小。增加索塔高度降低了索塔的屈曲稳定性，但增加了主梁的屈曲稳定性。

5.4.5 塔上锚索间距（拉索角度）

对于超大跨斜拉桥，即使塔跨比一定，塔上锚索间距仍有较大的选择空间，增大锚索间距后，拉索的水平倾角变小，与降低索塔高度对结构的影响相似。现以图 5-72 所示 1400m 方案为例（塔跨比 0.20），比较塔上锚索间距取值的影响。

模型 A：塔上锚索间距为 2.0m，锚索区长度自顶向下约 80m；

模型 B：塔上锚索间距为 3.5m，锚索区长度自顶向下约 140m。

1. 恒载内力状态

成桥合理恒载状态下，索力以及主梁轴力比较分别如图 5-94 和图 5-95 所示。从图中可以看出，塔跨比相同时，塔上拉索间距增大后，内侧短索上端锚固点位置降低，拉索与水平面的角度相应减小，从而使得部分索力增大，但对外侧长索的索力影响较小。恒载状态下，主梁靠近索塔区轴向力总效应增加约 13%。

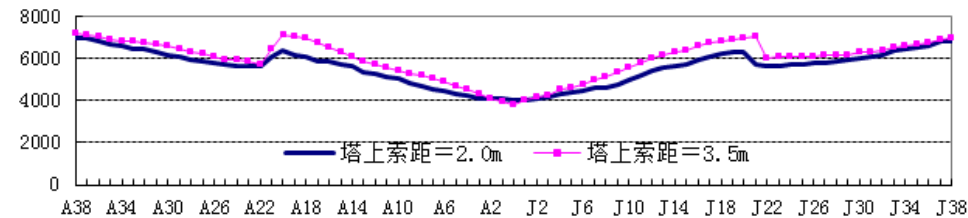


图 5-94 恒载索力比较 (kN)

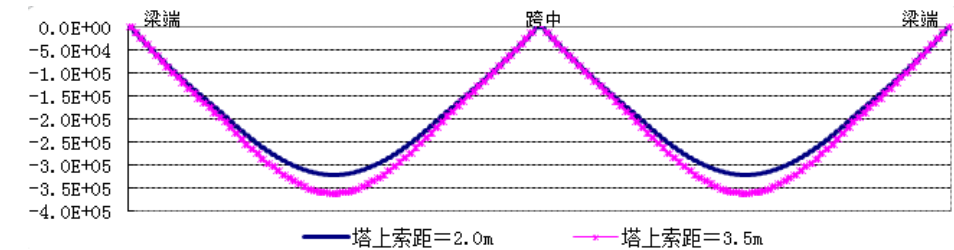


图 5-95 恒载主梁轴力比较 (kN)

2. 活载效应

对应上述两种塔上索距布置方案，活载作用下结构特征位移包络值如下表：

表 5-29 塔上锚索区长度对活载位移的影响

位 移	位置	方 向	塔上索距=2.0m	塔上索距=3.5m	
				数值	相对差别
水平位移(m)	梁端	岸侧	-0.2509	-0.322	-28.3%
		江侧	0.3105	0.385	-24.0%
	塔顶	岸侧	-0.146	-0.247	-69.2%
		江侧	0.4715	0.611	-29.6%
竖向位移(m)	主跨跨中	向上	0.1137	0.095	16.4%
		向下	-1.8449	-1.941	-5.2%
	边跨极值	向上	0.2622	0.342	-30.4%
		向下	-0.2645	-0.369	-39.5%

以上结果表明：塔跨比相同时，增大塔上索距，使得内侧部分斜拉索与水平面夹角减小后，边跨跨中区域竖向刚度迅速降低，活载位移明显增大，而中跨跨中部位竖向刚度主要受外侧长索控制，拉索角度变化较小，因此活载挠度影响也相对较小。梁端水平位移以及塔的侧向位移主要是边、中跨活载加载时斜拉索水平分力增量所致，对塔上锚固区变化相对比较敏感。

对应上述两种塔上锚索区参数，活载在各部位所引起的单项内力反应包络比较如表 5-30 所示。比较表 5-29 与表 5-30 不难发现，塔上索距变化主要影响由短索控制的内力或位移反应，而由长索控制的内力或位移（如跨中）影响较小。压缩塔上锚固区长度，提升锚固点位置，对总体静力反应是有利的。

表 5-30 塔上索距变化对活载单项内力的影响

活载单项内力 (kN,kN m)		塔上索距=2.0m	塔上索距=3.5m	
			数值	相对差别
塔底面内弯矩	最大	191208	301599	-57.7%
	最小	-776657	-991697	-27.7%
边跨 16#索索力	最大	1087	1286.5	-18.4%
	最小	-326	-556	-70.6%
中跨外索索力	最大	1041.2	1009.4	3.1%
	最小	-262.1	-208.7	20.4%
中跨跨中弯矩	最大	120665	121717	-0.9%
	最小	-47971	-50250	-4.8%
边跨跨中弯矩	最大	74555	93570	-25.5%
	最小	-59372	-70686	-19.1%

### 3. 静风响应

保持结构体系以及风荷载计算参数不变，上述两种锚固方案所对应的结构典型位移或内力反应比较如下表所示。

表 5-31 塔上索距变化对极限静风响应的影响

计算工况	比较项目	单位	塔上索距=2.0m	塔上索距=3.5m	
				数值	相对差别
纵向风	梁端水平位移	m	1.676	1.159	30.8%
	塔顶水平位移	m	1.816	1.358	25.2%
	塔根面内弯矩	kN m	4075609	3461844	15.1%
横向风	跨中侧向位移	m	5.429	5.334	1.7%
	塔顶横向位移	m	0.219	0.2	8.7%
	抗风支座反力	kN	20574	19573	4.9%
	跨中主梁面外弯矩	kN m	2004278	1976774	1.4%
	塔处主梁面外弯矩	kN m	-2890829	-2828014	2.2%

在塔跨比既定的条件下，塔上索距变化对超大跨径斜拉桥纵向静风响应影响较大，降低塔上拉索锚固点坐标可减小塔底顺桥向的弯矩响应，但对横向风响应影响较小。

### 4. 结构静力稳定性

对应上述两种塔上锚固区参数，结构的整体静力弹性屈曲稳定性分析结果如下表所示。



表 5-32 塔上索距变化对结构整体弹性稳定性的影响

计算工况	弹性屈曲模态	塔上索距=2.0m	塔上索距=3.5m
恒载状态	索塔纵向一阶屈曲	4.509	4.445
	主梁面外一阶屈曲	4.474	4.390
	主梁面内一阶屈曲	4.714	4.333
恒载+活载	索塔纵向一阶屈曲	4.168	4.147
	主梁面外一阶屈曲	4.117	4.016
	主梁面内一阶屈曲	4.26	3.898
恒载+活载+顺桥向有交通风	索塔纵向一阶屈曲	4.143	4.112
	主梁面外一阶屈曲	4.094	3.989
	主梁面内一阶屈曲	4.229	3.863

在塔跨比相同的条件下，塔上索距增大后，由于部分拉索角度的变化，导致主梁轴向力增加，使得主梁的弹性抗屈曲性能（特别是面内稳定性）降低，面内一阶屈曲开始先于面外屈曲发生。但总的来说，在塔跨比相同的条件下，提升塔上拉索锚固点位置有利于增强结构的整体稳定性。

由此可见，在塔跨比相同的条件下，塔上索距增大时，恒载下主梁靠近索塔区的轴力会增大；边跨跨中区域竖向刚度降低，对中跨跨中活载竖向挠度的影响相对较小，梁端水平及索塔侧向位移显著增大；可减小塔底顺桥向的弯矩响应，降低了结构整体稳定性。

#### 5.4.6 调整斜拉桥体系受力性能的方法

在斜拉桥设计时，各项力学指标都应控制在合理范围内。在结构体系确定后，某项指标不满足设计要求时，就需要通过结构参数的调整来使其满足要求。本节漂浮体系自锚式斜拉桥为例，用线性理论分析各主要力学指标与结构参数之间的关系<sup>[16]</sup>。

##### 1. 主梁轴力

根据 5.3.2 节的推导，均布荷载  $w$  作用下，主梁任意点处的轴力可用式 5.4 表达。在外部荷载、主跨跨径一定的情况下，影响主梁轴力的主要参数有：索塔有效高度  $h$ 、拉索的梁塔索距比  $k$ 。

各主要参数与主梁轴力之间的关系如图 5-96 所示。从图中可以看出，索塔有效高度对主梁轴力的影响最大，而拉索的梁塔索距比对主梁轴力的影响较小。因此，为降低主梁轴力，可以增加索塔有效高度。

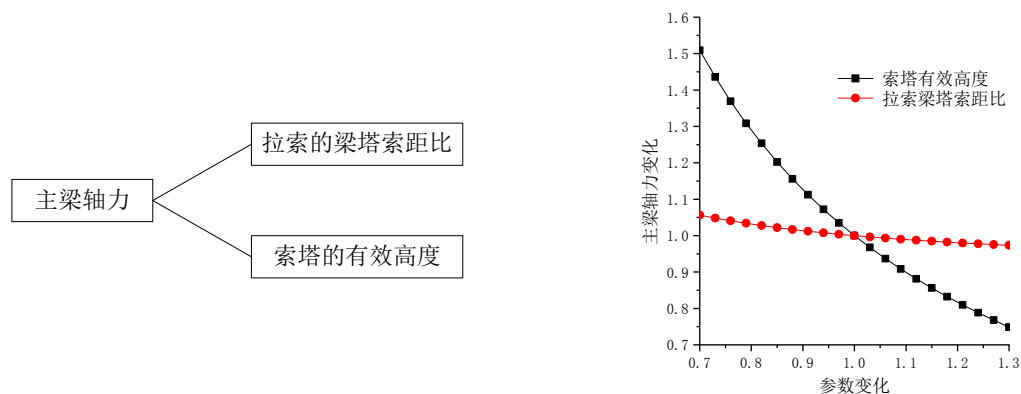


图 5-96 主梁轴力的参数研究

## 2. 主梁挠度

竖向活载作用下,如图 5-97 所示,若忽略主梁的轴向变形,加劲梁的挠度主要由以下三个方面的因素引起:斜拉索的伸长;考虑斜拉索和主梁为刚性时索塔的转动或挠曲;索塔的缩短。

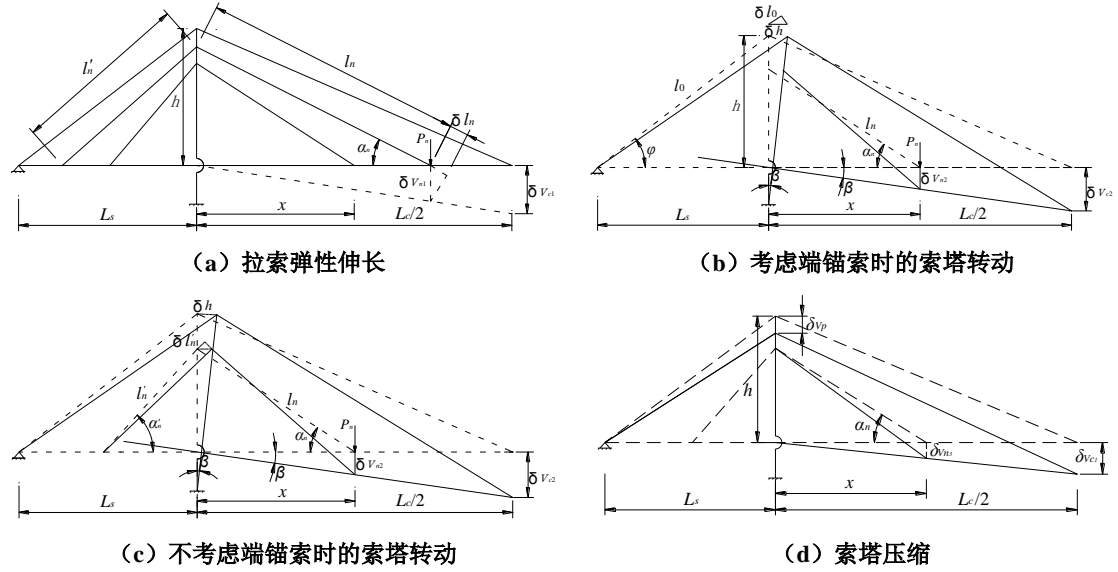


图 5-97 主梁挠度计算示意图

### (1) 斜拉索伸长引起的主梁挠度

竖向力  $P_n$  作用下相应的斜拉索  $n$  的弹性伸长量为:

$$\delta l_n = \frac{P_n l_n}{E_n A_n \sin \alpha_n} \quad (5.13)$$

其中,  $l_n$ 、 $\alpha_n$  分别为斜拉索  $n$  的长度和倾角,  $E_n$ 、 $A_n$  分别为斜拉索  $n$  的等效弹性模量和横截面面积。则由几何关系可得斜拉索弹性伸长引起的主梁相应节点处的挠度为:

$$\delta v_{n1} = \frac{\delta l_n}{\sin \alpha_n} = \frac{P_n l_n}{E_n A_n \sin^2 \alpha_n} \quad (5.14)$$

### (2) 索塔转动或挠曲引起的主梁挠度

端锚索作用明显时,斜拉索  $n$  传递给锚索的索力引起锚索伸长,而锚索伸长使索塔产生偏位,塔顶位移为  $\delta h$ ,如图 5-97(b)所示。则塔顶作用的水平力为:

$$P_H = P_n \cot \alpha_n \quad (5.15)$$

实际上,索塔相当于塔底固定的悬臂梁。塔顶的水平力可以分解为两部分:一部分作用在锚索上,使锚索伸长  $\delta l_0$ ; 另一部分作用在塔顶,使塔顶发生偏移  $\delta h$ ; 这两个部分位移的水平分量应该相等,则有:

$$\begin{cases} P_H = P_{H1} + P_{H2} \\ \frac{P_{H1} l_0}{E_0 A_0 \cos^2 \varphi} = \frac{P_{H2} h^3}{3 E_t I_t} \end{cases} \quad (5.16)$$

从而可得塔顶的水平位移为:

$$\delta h = \frac{P_n \cot \alpha_n}{\frac{3E_t I_t}{h^3} + \frac{E_0 A_0 \cos^2 \varphi}{l_0}} \quad (5.17)$$

塔顶水平位移引起的索塔和主梁的转角为  $\beta$ ，根据几何关系可得：

$$\sin \beta = \frac{\delta h}{h_0} = \frac{\delta v_{n2}}{x_n} \quad (5.18)$$

其中， $h_0$  为索塔的全高。一般情况下，与索塔有效高度  $h$  相比较，主梁以下索塔高度较小，且塔根附近刚度很大，变形极小，所以上式中可以近似地用  $h$  代替  $h_0$ 。为了计算的方便，进一步忽略索塔锚固区的长度，用斜拉索  $n$  处锚固点高度  $h_n$  代替  $h$ ，算得的结果亦是偏于安全的，从而有：

$$\delta v_{n2} = \delta h \frac{x_n}{h_0} = \delta h \frac{x_n}{h_n} = \frac{P_n \cot \alpha_n}{\frac{3E_t I_t}{h^3} + \frac{E_0 A_0 \cos^2 \varphi}{l_0}} \cot \alpha_n = \frac{P_n \cot^2 \alpha_n}{\frac{3E_t I_t}{h^3} + \frac{E_0 A_0 \cos^2 \varphi}{l_0}} \quad (5.19)$$

当端锚索作用不明显时，拉索  $n$  和对应的边跨拉索的水平分力相等，如图 5-97(c)所示，式 5.19 应改写为：

$$\delta v_{n2} = \frac{P_n \cot^2 \alpha_n}{\frac{3E_t I_t}{h'^3} + \frac{E_n' A_n' \cos^2 \alpha_n'}{l_n'}} \quad (5.20)$$

### (3) 索塔缩短引起的主梁挠度

竖向力  $P_n$  作用下相应的索塔塔顶处的压缩量  $\delta v_p$  为：

$$\delta v_p = \frac{P_n h}{E_t A_t} \quad (5.21)$$

其中， $E_t$ 、 $A_t$  分别为索塔的弹性模量和平均截面积。根据图 5-97(d)的几何关系得：

$$\frac{\delta v_{n3}}{\delta v_p} = \frac{x_n}{L_c/2} \quad (5.22)$$

为了计算的方便，进一步忽略索塔锚固区的长度，用斜拉索  $n$  处锚固点高度  $h_n$  代替  $h$ ，算得的结果亦是偏于安全的，从而有  $x_n = h \cot \alpha_n$ ，带入上式可得：

$$\delta v_{n3} = \frac{x_n}{L_c/2} \delta v_p = \frac{2P_n h^2 \cot \alpha_n}{E_t A_t L_c} \quad (5.23)$$

一般情况下，索塔缩短量很小，相对前两种影响因素而言，其引起的主梁挠度可忽略不计，从而可得加劲梁的挠度为：

$$\begin{aligned} \delta v &= \delta v_{n1} + \delta v_{n2} + \delta v_{n3} \approx \delta v_{n1} + \delta v_{n2} \\ &= \frac{P_n l_n}{E_n A_n \sin^2 \alpha_n} + \frac{P_n \cot^2 \alpha_n}{\frac{3E_t I_t}{h^3} + \frac{E_0 A_0 \cos^2 \varphi}{l_0}} \end{aligned} \quad (5.24)$$

从式 5.24 可以看出，在外部荷载、主跨跨径一定的情况下，影响中跨主梁跨中挠度的

主要参数有：边跨尾索的刚度、中跨外索的刚度以及索塔的刚度和高度。

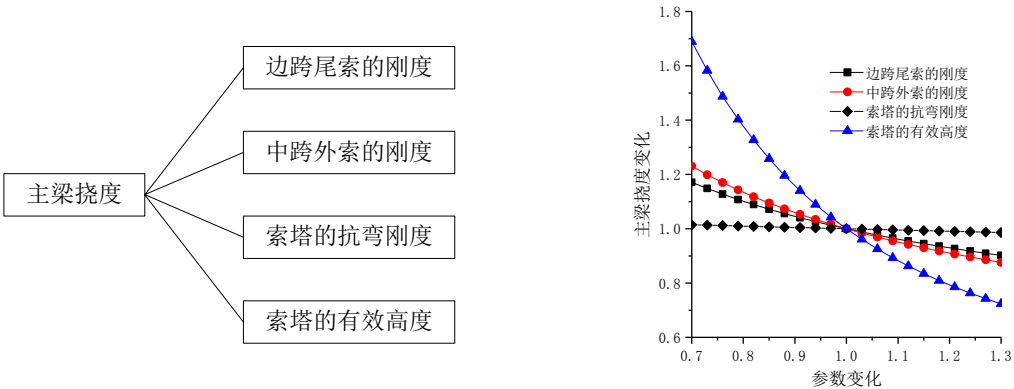


图 5-98 中跨主梁跨中挠度的参数研究

各主要参数与中跨主梁跨中挠度之间的关系如图 5-98 所示，从图中可以看出：索塔有效高度对主梁竖向挠度的影响最大；边跨尾索和中跨外索对主梁挠度也有较大，且两者影响程度接近；而索塔刚度的变化对主梁挠度影响很小。

因此，要减小斜拉桥体系中跨主梁跨中挠度，也就是增大整体刚度，可采取增加索塔高度和增大斜拉索（尤其是尾索）面积的方法。对于小跨径斜拉桥，也可采取增大加劲梁刚度的方法。

### 3. 主梁活载弯矩

将主梁比拟成弹性地基梁，其刚度系数可由式 5.25 表达， $\delta_v$  为加劲梁挠度， $\lambda$  为拉索的平均索距。

$$K = \frac{P_n}{\delta_v} \frac{1}{\lambda} \quad (5.25)$$

将式 5.24 代入上式，即可求得刚度系数  $K$ 。

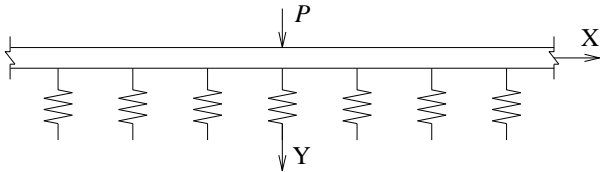
在弹性地基梁的解中，一般要引入两个参数  $\beta$  与  $L$  来表征梁和地基的弹性性能， $\beta$  称为特征系数， $L$  称为特征长度。

$$L = \frac{1}{\beta} = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K}} \quad (5.26)$$

当荷载作用位置距离梁端的距离大于  $3L$  时，弹性地基梁可采用无限长梁的模型进行计算。表 5-33 列出了一些双塔斜拉桥主跨最外侧斜拉索的特征长度，对于超大跨径斜拉桥，其值更大，此时主跨离索塔  $3L$  之外处主梁内力完全可以按照无限长梁进行计算。

表 5-33 双塔斜拉桥主梁的特征长度

名称	主跨长度 $L_c$ (m)	特征长度 $L$ (m)	比例系数 $L_c/L$
上海浏港桥	200	31.0	6.45
武汉长江公路桥	400	49.0	8.16
重庆长江二桥	444	61.4	7.23



(a) 结构图

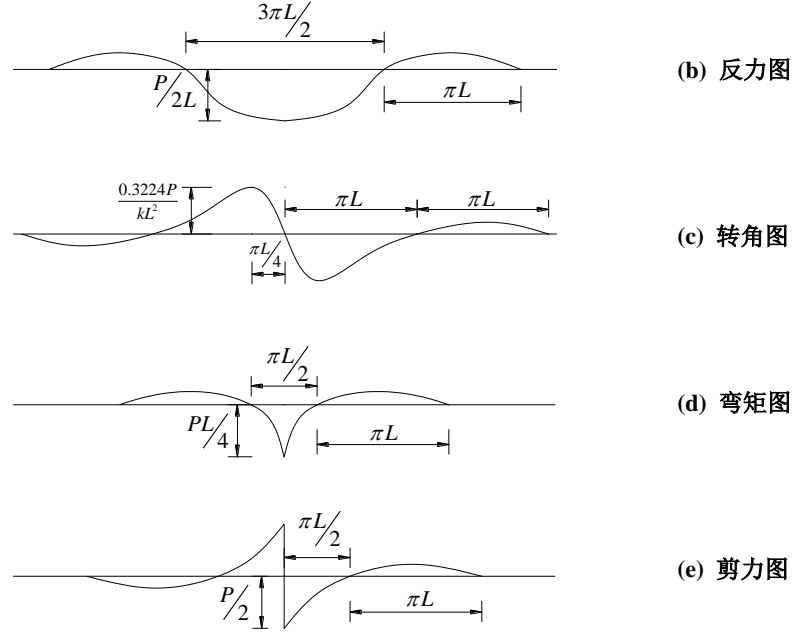


图 5-99 集中荷载作用下的地基梁

集中荷载作用下的弹性地基梁的内力状态如图 5-99 所示。设  $y$ 、 $r$ 、 $\theta$ 、 $M$ 、 $Q$  分别为地基梁的挠度、反力、转角、弯矩和剪力，则有<sup>[19]</sup>：

$$\begin{cases} r = Ky = \frac{P\beta}{2} e^{-\beta x} [\cos(\beta x) + \sin(\beta x)] = \frac{P\beta}{2} \cdot A_{\beta x} \\ \theta = -\frac{P\beta^2}{K} e^{-\beta x} \sin(\beta x) = -\frac{P\beta^2}{K} \cdot B_{\beta x} \\ M = \frac{P}{4\beta} e^{-\beta x} [\cos(\beta x) - \sin(\beta x)] = \frac{P}{4\beta} \cdot C_{\beta x} \\ Q = -\frac{P}{2} e^{-\beta x} \cos(\beta x) = -\frac{P}{2} \cdot D_{\beta x} \end{cases} \quad (5.27)$$

斜拉索  $n$  处的拉索间距为  $\lambda_n$ ，根据地基反力可反算得到活载引起的斜拉索  $n$  的索力为：

$$T_n = \frac{r \cdot \lambda_n}{\sin \alpha_n} = \frac{P\beta \lambda_n}{2 \sin \alpha_n} \cdot A_{\beta x} \quad (5.28)$$

均布荷载  $p$  作用下地基梁的变形和内力可利用式 5.27 在荷载作用范围内积分得到。根据图 5-99，在最不利位置加载后，可得均布荷载  $p$  作用下主梁断面的内力极值如下：

$$r_{\max} = 2 \int_0^{\frac{3\pi L}{4}} \frac{p\beta}{2} e^{-\beta x} [\cos(\beta x) + \sin(\beta x)] dx = p \left( 1 + \frac{\sqrt{2}}{2} e^{-\frac{3\pi}{4}} \right) \approx 1.0670p \quad (5.29)$$

$$r_{\min} = 2 \int_{\frac{3\pi L}{4}}^{\frac{7\pi L}{4}} \frac{p\beta}{2} e^{-\beta x} [\cos(\beta x) + \sin(\beta x)] dx = -\frac{\sqrt{2}}{2} \left( e^{-\frac{3\pi}{4}} + e^{-\frac{7\pi}{4}} \right) p \approx -0.0699p \quad (5.30)$$

$$\begin{aligned} \theta_{\max} = -\theta_{\min} &= \int_0^{\pi L} -\frac{p\beta^2}{K} e^{-\beta x} \sin(\beta x) dx - \int_{\pi L}^{2\pi L} -\frac{p\beta^2}{K} e^{-\beta x} \sin(\beta x) dx \\ &= -\frac{p\beta}{2K} (1 + 2e^{-\pi} + e^{-2\pi}) \approx -\frac{0.5441p}{KL} \end{aligned} \quad (5.31)$$

$$M_{\max} = 2 \int_0^{\frac{\pi L}{4}} \frac{P}{4\beta} e^{-\beta x} [\cos(\beta x) - \sin(\beta x)] dx = \frac{P}{\beta^2} \frac{\sqrt{2} e^{-\frac{\pi}{4}}}{4} \approx 0.1612 p L^2 \quad (5.32)$$

$$\begin{aligned} M_{\min} &= 2 \int_{\frac{\pi L}{4}}^{\frac{5\pi L}{4}} \frac{P}{4\beta} e^{-\beta x} [\cos(\beta x) - \sin(\beta x)] dx \\ &= -\frac{P}{\beta^2} \frac{\sqrt{2}}{4} \left( e^{-\frac{\pi}{4}} + e^{-\frac{5\pi}{4}} \right) \approx -0.1682 p L^2 \end{aligned} \quad (5.33)$$

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= -Q_{\min} = \int_0^{\frac{\pi L}{2}} -\frac{P}{2} e^{-\beta x} \cos(\beta x) dx - \int_{\frac{\pi L}{2}}^{\frac{3\pi L}{2}} -\frac{P}{2} e^{-\beta x} \cos(\beta x) dx \\ &= -\frac{P}{4\beta} \left( 1 + 2e^{-\frac{\pi}{2}} + e^{-\frac{3\pi}{2}} \right) \approx -0.3562 p L \end{aligned} \quad (5.34)$$

对于靠近支座处的部分主梁梁段的内力，不满足弹性地基无限长梁的假设条件，此时可按弹性地基有限长梁进行计算。

由式 5.28 和 5.32 可得，在均布荷载  $p$  和集中荷载  $P$  作用下，中跨主梁的最大弯矩为：

$$\begin{cases} M_{\max} = 0.3224 p \sqrt{\frac{EI}{K}} + 0.25 P \sqrt{\frac{4EI}{K}} \\ K = \frac{P_n}{\delta v} \frac{1}{\lambda} = \frac{\frac{1}{\lambda}}{\frac{l_n}{E_n A_n \sin^2 \alpha_n} + \frac{\cot^2 \alpha_n}{\frac{3E_t I_t}{h^3} + \frac{E_0 A_0 \cos^2 \varphi}{l_0}}} \end{cases} \quad (5.35)$$

从式 5.35 可以看出，在外部荷载一定的情况下，影响中跨主梁最大弯矩的主要参数有：主梁抗弯刚度、边跨尾索的刚度、中跨外索的刚度、主梁拉索的索距以及索塔的刚度和高度。

各主要参数与中跨主梁最大弯矩之间的关系如图 5-100 所示，从图中可以看出，索塔有效高度对主梁弯矩的影响最大；主梁的抗弯刚度和拉索在梁上的索距对主梁弯矩的影响次之；拉索的尾索刚度对主梁弯矩的影响较小；而索塔的抗弯刚度对主梁弯矩的影响最小。

因此，为减小中跨主梁最大弯矩，可以采取增加索塔有效高度、减小梁上拉索索距、减小主梁抗弯刚度的方法。

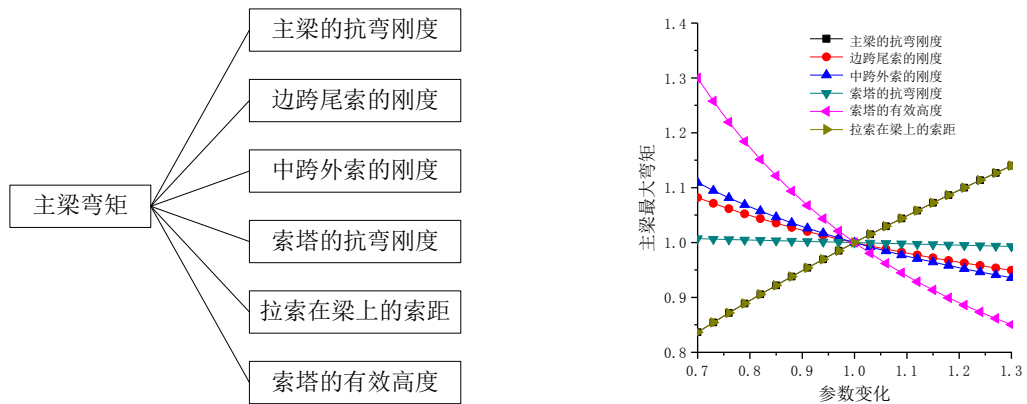


图 5-100 主梁弯矩的参数研究

#### 4. 主梁横向弯矩和位移

斜拉桥在横向静阵风作用下，主梁将发生侧向挠曲，如图 5-101 所示，此时斜拉索将产

生回复力，将主梁拉回原来的位置，这种作用效应称为“钟摆效应”。但同时应该注意到，主梁发生侧移后，轴向压力将引起侧向的二次弯矩，这个作用又加剧了主梁的侧向挠曲。对于常规的自锚体系斜拉桥，钟摆效应和二次力矩的作用相互平衡后，拉索几乎不提供横向支承，横向静阵风作用主要靠主梁自身来承担；而对于地锚体系斜拉桥，跨中受拉梁段的二次力矩作用和钟摆效应是同向的，都将产生回复作用，能够显著减小主梁的侧向位移，横向静阵风作用由斜拉索和主梁共同承担。两种体系在横向静阵风作用下的受力情况如图 5-102 所示，图中  $q$  为均布的横向风压力， $r(x)$ 、 $m(x)$  分别为拉索的回复力和主梁轴力产生的二次弯矩。

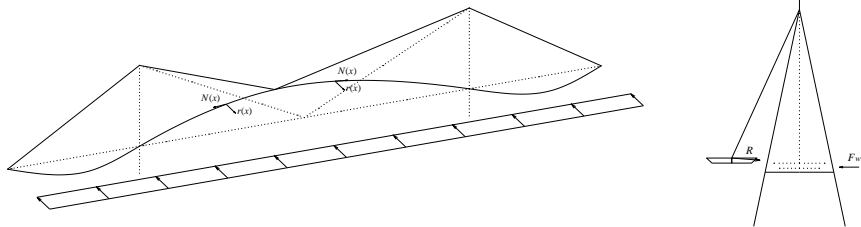


图 5-101 主梁的“钟摆效应”

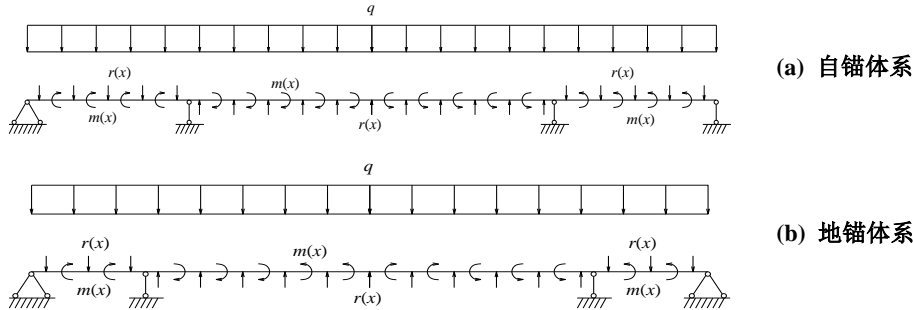


图 5-102 主梁侧向挠曲示意图

对于常规的两塔三跨自锚体系斜拉桥，横向静阵风作用下，斜拉桥的主梁可以简化为承受均布荷载的三跨连续梁，其计算简图如图 5-103 所示。对于这个简单的二次超静定问题，可以采用力法求解，很容易求得主梁的弯矩分布以及中跨跨中的位移。

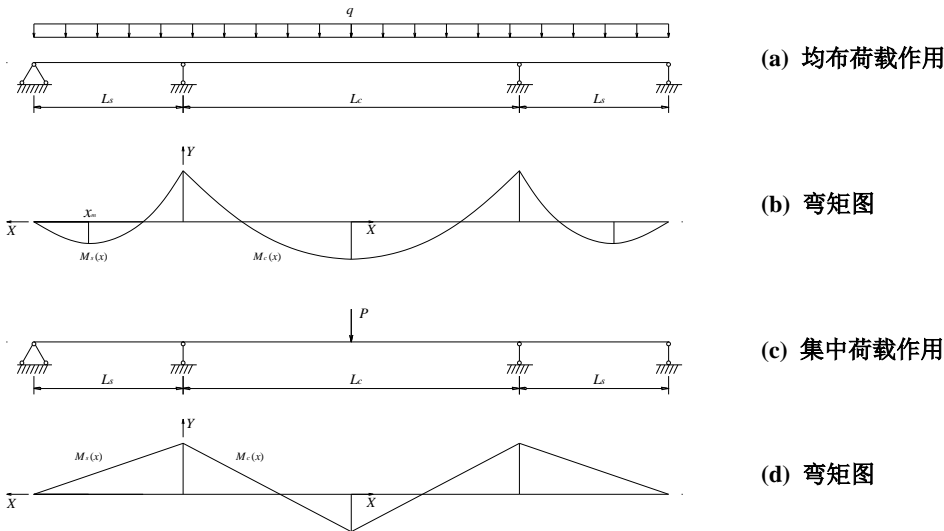


图 5-103 三跨连续梁弯矩分布图

均布荷载作用下，主梁弯矩分布为：



$$\begin{cases} M_s(x) = \frac{q(\eta L_c - x)}{4} \left[ 2x - \frac{1+\eta^3}{(3+2\eta)\eta} L_c \right] \\ M_c(x) = \frac{qx(L_c - x)}{2} - \frac{qL_c^2}{4} \cdot \frac{1+\eta^3}{3+2\eta} \end{cases} \quad (5.36)$$

式中：\$M\_s(x)\$、\$M\_c(x)\$ 分别为主梁边、主跨弯矩分布函数；\$q\$ 为作用在主梁上的横向静阵风荷载，可根据相关规范取值；\$L\_s\$、\$L\_c\$ 分别为主梁边、主跨跨径；\$\eta\$ 为主梁的边主跨跨径比。

中跨主梁最大侧向弯矩出现在跨中位置，由式 5.36 可得：

$$M_{\max} = \frac{qL_c^2}{4} \left( \frac{1}{2} - \frac{1+\eta^3}{3+2\eta} \right) \quad (5.37)$$

集中荷载作用下，主梁弯矩分布为：

$$\begin{cases} M_s(x) = -\frac{3P(\eta L_c - x)}{8\eta(3+2\eta)} \\ M_c(x) = \frac{Px}{2} - \frac{3PL_c}{8(3+2\eta)} \end{cases} \quad (5.38)$$

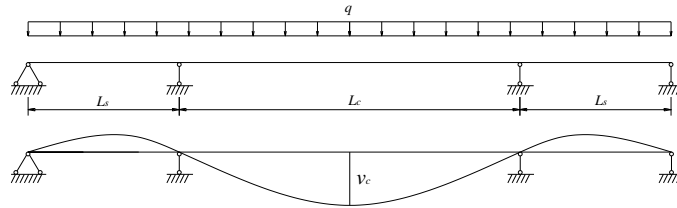


图 5-104 三跨连续梁挠曲变形图

如图 5-104 所示，根据变形体的虚功原理，利用单位荷载法求得均布荷载作用下主梁中跨的跨中挠度为：

$$v_{hc} = \frac{qL_c^4}{384EI_z} \cdot \frac{3+10\eta-12\eta^3}{3+2\eta} \quad (5.39)$$

式中：\$EI\_z\$ 为主梁的横向抗弯刚度。

从式 5.37 和式 5.39 可以看出，在外部荷载、中跨跨径一定的情况下，影响中跨主梁跨中处横向弯矩的主要参数有：主梁的边中跨比；影响中跨主梁跨中处横向位移的主要参数有：主梁的边中跨比和主梁的侧向刚度。

作用在主梁上的静阵风荷载由两部分组成：直接作用在主梁上的横风荷载、作用在拉索上的横风荷载通过拉索作用转化到主梁上的部分。一般情况下，可将拉索承受的横风荷载的一半等效到主梁上。依据《公路桥梁抗风设计规范》，主梁上承受的横风荷载主要与主梁高度、主梁形状、以及拉索阻风面积有关，其公式可表达为：

$$p = p_b + \frac{1}{2} p_c = \frac{1}{2} \rho V_g^2 C_{Hb} H + \frac{1}{4} \rho V_g^2 C_{Hc} \frac{A_n}{L} \quad (5.40)$$

式中，\$p\_b\$、\$p\_c\$ 分别为作用在主梁和拉索上的风荷载；\$\rho\$ 为空气密度；\$V\_g\$ 为静阵风风速；\$C\_{Hb}\$、\$C\_{Hc}\$ 分别为主梁和拉索的阻力系数；\$H\$ 为梁高；\$A\_n\$ 为拉索阻风面积；\$L\$ 为主梁长度。从上式可以看出，横风荷载随着梁高以及拉索的阻风面积的增大而增大。

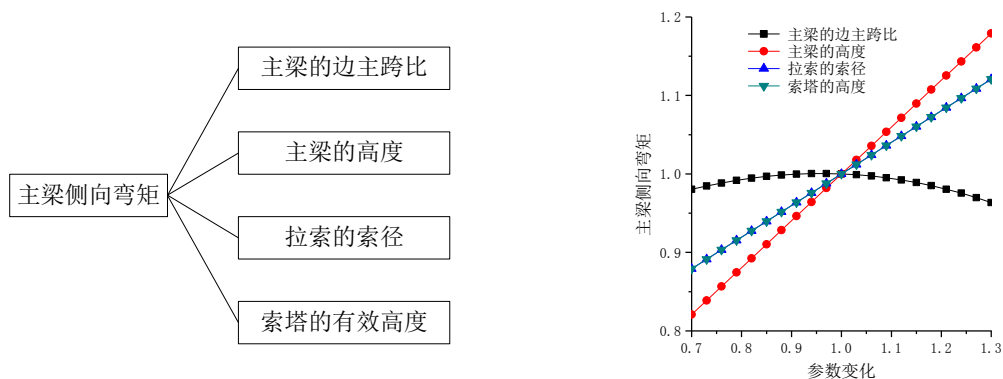


图 5-105 主梁横向弯矩的参数研究

各主要参数与中跨主梁跨中处横向弯矩之间的关系如图 5-105 所示，从图中可以看出，主梁的高度对主梁横向弯矩的影响最大，拉索的阻风面积对主梁横向弯矩的影响次之，而边中跨比对主梁横向弯矩的影响较小。

因此，为减小主梁横向弯矩，可以采取减小主梁高度、拉索面积和索塔有效高度的方法。

各主要参数与中跨主梁跨中处横向位移之间的关系如图 5-106 所示，从图中可以看出，主梁的侧向刚度对主梁横向位移的影响最大，主梁的高度对主梁横向位移的影响次之，拉索的阻风面积对主梁横向位移也有较大影响，而边中跨比对主梁横向位移的影响较小。

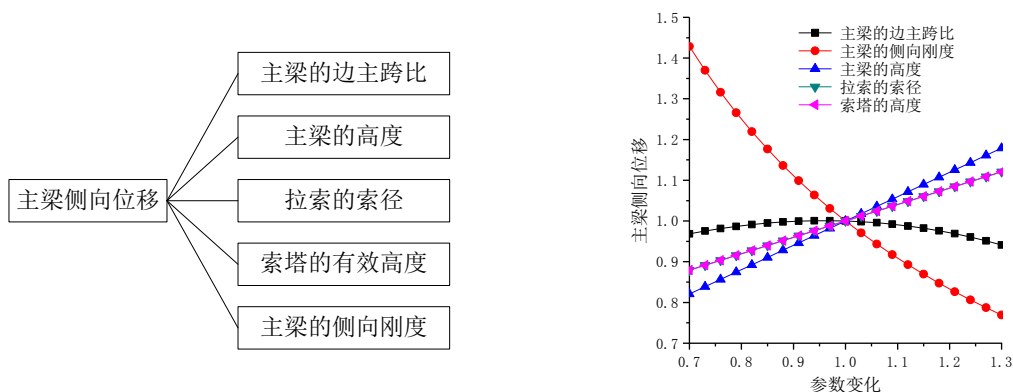


图 5-106 主梁横向位移的参数研究

因此，为减小主梁横向位移，可以采取增加主梁横向刚度、减小主梁高度以及减小拉索面积和索塔有效高度的方法。

## 5. 索塔塔顶位移

中跨满载时，其引起的塔顶水平位移最大，端锚索作用明显时，塔顶水平位移由式 5.17 确定。

从式 5.17 可以看出，在外部荷载一定的情况下，影响索塔塔顶水平位移的主要参数有：索塔的抗弯刚度、索塔的有效高度、边跨尾索的刚度。

各主要参数与索塔塔顶水平位移之间的关系如图 5-107 所示。从图中可以看出，边跨尾索刚度对索塔塔顶水平位移影响最大，索塔抗弯刚度和高度对塔顶水平位移影响较小。

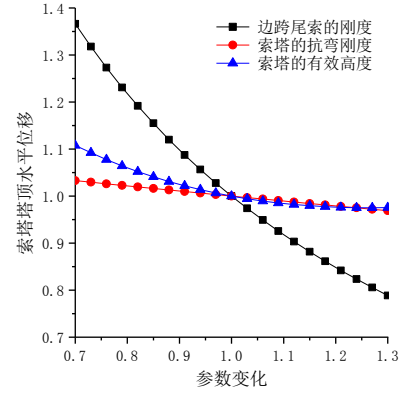
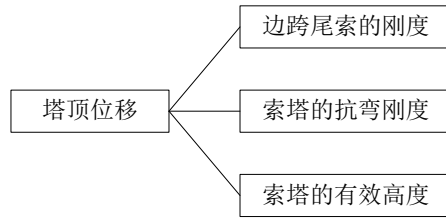


图 5-107 索塔塔顶水平位移的参数研究

因此，为减小塔顶位移，可以采取增加边跨尾索刚度的方法。

## 6. 索塔弯矩

活载作用下，索塔将产生纵向位移，此时索塔可简化为塔顶有弹性支承、塔底固定的悬臂梁，如图 5-108 所示。下面推导塔顶产生纵向位移  $\delta h$  时索塔的弯矩分布情况，推导时假设如下：索塔为等截面；自重对弯矩的影响可忽略；全部拉索的竖向分力集中于塔顶。

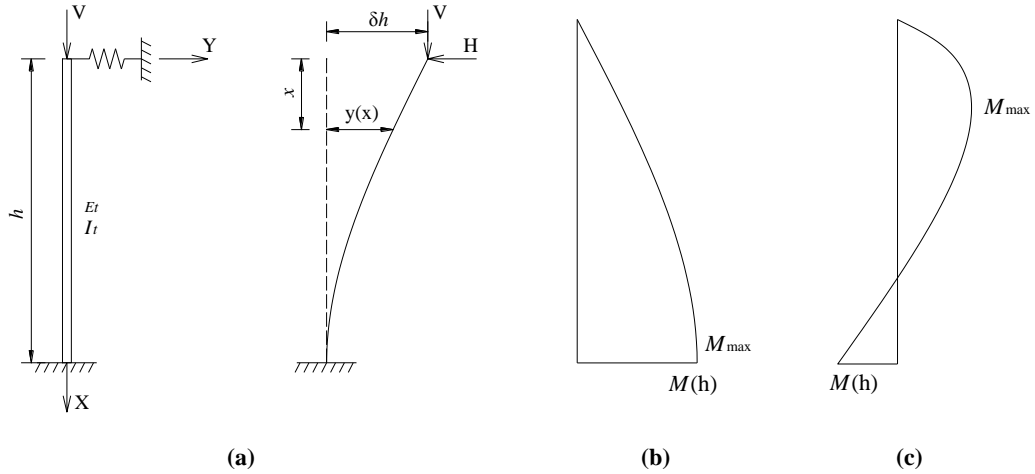


图 5-108 索塔弯矩计算简图

由力的平衡条件可知，任一位置  $x$  处的弯矩为：

$$M(x) = Hx - V(\delta h - y) \quad (5.41)$$

又由材料力学知识知：

$$M(x) = -E_t I_t \frac{d^2 y(x)}{dx^2} \quad (5.42)$$

带入式 5.41 可得微分方程：

$$E_t I_t y'' + Vy + Hx = V\delta h \quad (5.43)$$

令  $\frac{V}{E_t I_t} = \alpha^2$ ，该微分方程的通解为：

$$y(x) = C_1 \cos(\alpha x) + C_2 \sin(\alpha x) - \frac{H}{V} x + \delta h \quad (5.44)$$

根据边界条件  $y(0) = \delta h$   $y(h) = 0$   $y'(h) = 0$  可求得:

$$\begin{cases} C_1 = 0 \\ C_2 = \frac{1}{\sin(\alpha h)} \left( \frac{Hh}{V} - \delta h \right) \\ H = \frac{\alpha \cos(\alpha h) \delta h}{\alpha h \cos(\alpha h) - \sin(\alpha h)} V \end{cases} \quad (5.45)$$

从而得到弯矩分布为:

$$M(x) = -\frac{\sin(\alpha x)}{\sin(\alpha h) - \alpha h \cos(\alpha h)} V \delta h \quad (5.46)$$

令  $\frac{dM(x)}{dx} = 0$ , 可得最大弯矩为:

$$\begin{cases} M_{\max} = -\frac{1}{\sin(\alpha h) - \alpha h \cos(\alpha h)} V \delta h \\ x_M = \frac{\pi}{2\alpha} \end{cases} \quad (5.47)$$

一般情况下,  $\alpha$  值很小, 最大弯矩发生在索塔塔底, 如图 5-108(b)所示, 可由式 5.46 求出。当索塔刚度较小而塔顶集中力较大时, 索塔的最大弯矩不一定出现在塔底, 如图 5-108(c)所示, 可由式 5.47 求出。

因此, 在塔顶竖向力  $V$  作用下, 中跨主梁的最大弯矩可表达为:

$$\begin{cases} M_{\max} = M(h) = -\frac{\sin(\alpha h)}{\sin(\alpha h) - \alpha h \cos(\alpha h)} V \delta h & \frac{\pi}{2\alpha} \geq h \\ M_{\max} = M\left(\frac{\pi}{2\alpha}\right) = -\frac{1}{\sin(\alpha h) - \alpha h \cos(\alpha h)} V \delta h & \frac{\pi}{2\alpha} < h \end{cases} \quad (5.48)$$

从式 5.48 可以看出, 在外部荷载一定的情况下, 影响索塔最大弯矩的主要参数有: 边跨尾索的刚度、索塔的抗弯刚度、索塔的有效高度。

各主要参数与索塔最大弯矩之间的关系如图 5-109 所示。从图中可以看出, 索塔有效高度对索塔弯矩的影响最大, 索塔的抗弯刚度和边跨尾索的刚度对索塔弯矩也有较大影响。

因此, 为减小索塔最大弯矩, 可以采取增加索塔有效高度和边跨尾索刚度以及减小索塔抗弯刚度的方法。

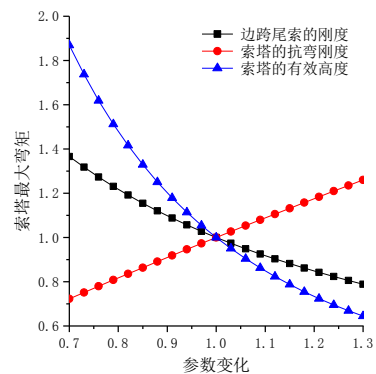
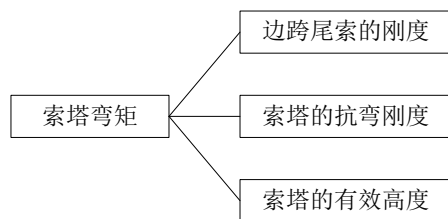


图 5-109 索塔弯矩的参数研究

## 7. 主梁屈曲稳定系数

主梁的平面内屈曲可以简化为一根两端铰支的弹性地基梁，支承刚度  $K$  可由式 5.35 求得，从而临界压力为：

$$\begin{cases} N_{cr}(x) = 2\sqrt{K(x)EI_y} & \text{或} & N_{cr}(x) = \frac{\pi^2 EI_y}{(l_e(x))^2} \\ \gamma_b = \min N_{cr}(x)/N(x) \end{cases} \quad (5.49)$$

其中： $l_e$  为主梁屈曲的有效长度， $l_e(x) = \pi L(x)/2$ ； $L(x)$  为按  $K(x)$  求得的弹性地基梁的特征长度； $\gamma_b$  为主梁的屈曲安全系数； $N(x)$  为  $x$  处的轴力，可按式 5.4 计算。每一个拉索处的地基系数都不一样，可按式 5.49 分别计算临界压力后，取其最小值作为屈曲荷载。取主跨 1/4 处的地基系数进行计算，具有较高的精度。

从式 5.35 和式 5.49 可以看出，在外部荷载一定的情况下，影响主梁线性屈曲稳定系数的主要参数有：索塔的有效高度、边跨尾索的刚度、中跨外索的刚度、主梁拉索的索距、索塔的抗弯刚度、主梁的抗弯刚度。

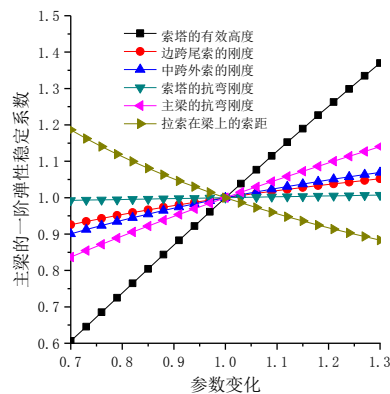
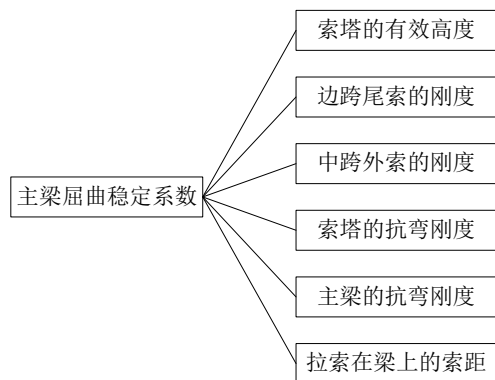


图 5-110 主梁屈曲稳定系数的参数研究

各主要参数与主梁轴力之间的关系如图 5-110 所示。从图中可以看出，索塔有效高度对主梁一阶线性屈曲稳定系数的影响最大，主梁的抗弯刚度和拉索在梁上的索距的影响次之，而拉索的刚度和索塔的抗弯刚度对主梁一阶线性屈曲稳定系数的影响较小。

因此，为提高主梁的屈曲稳定系数，可以采取增加索塔有效高度和主梁抗弯刚度以及减小梁上拉索索距的方法。

## 5.5 斜拉桥体系的特殊力学问题

随着斜拉桥跨径的不断增大，长拉索的垂度效应越来越显著，其承载效率大幅降低，为

克服钢拉索的弱点，CFRP 拉索在超大跨径斜拉桥中的应用研究越来越受到关注；多塔斜拉桥体系的中间索塔由于缺少锚索的约束，在活载作用下将产生很大的塔顶位移和塔身弯矩，同时主梁的竖向挠度也由此增加，如何改善中塔受力和增加结构竖向刚度成为多塔斜拉桥体系的关键力学问题；部分斜拉桥是介于连续梁桥和斜拉桥之间的一种组合结构体系，如何界定部分斜拉桥以及明确该体系的设计理念和受力特点成为研究该结构体系首先需要解决的问题。本节将对上述三种斜拉桥体系面对的特殊力学问题进行讨论。

5.5.1 CFRP 与钢组合拉索斜拉桥

钢斜拉索自重引起的垂度效应是限制斜拉桥跨径增长的因素之一。随着斜拉索水平投影长度的增大，垂度效应愈加明显，导致斜拉索等效刚度大幅降低。因此，寻找新材料或新形式以克服钢拉索的弱点显得十分重要。

具有轻质、高强、耐腐蚀、耐疲劳等优良性能的碳纤维增强非金属聚合物复合材料（CFRP）引起了桥梁工程研究学者的广泛重视。若将这两种材料以组合形式应用于超过 1400m 斜拉桥的拉索中，既能发挥钢斜拉索弹性模量高的特点，又能保留 CFRP 材料高强轻质的优异性能，充分提高斜拉索等效刚度，进而提高整桥刚度。CFRP 与钢组合截面斜拉索的恒载索力按强度分配，通过张拉实现，如图 5-111 所示。

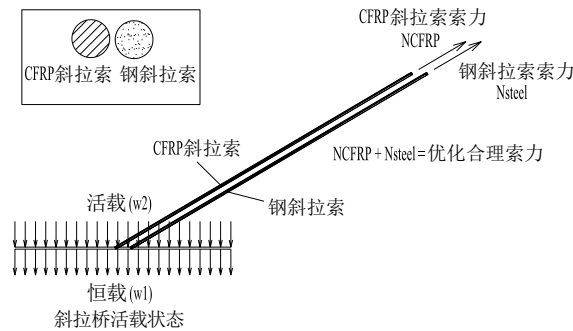


图 5-111 CFRP 与钢组合截面斜拉索结构形式

针对 1400~2800m 主跨斜拉桥，可以根据斜拉索实际受力情况进行设计，近塔按全钢斜拉索设计，远塔按全 CFRP 斜拉索设计，跨径介于两者之间的按 CFRP 与钢组合截面斜拉索设计，结构形式见图 5-112 所示。

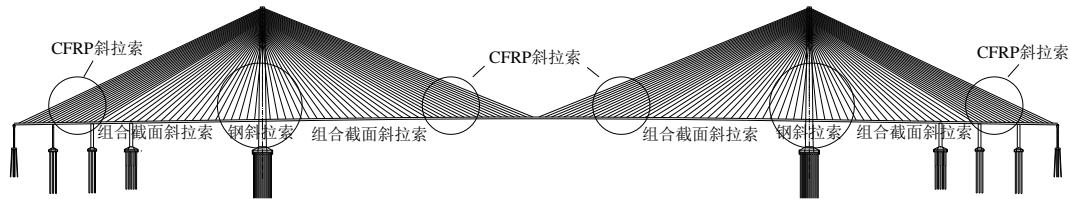


图 5-112 CFRP 与钢组合斜拉索综合设计方案

近塔采用钢斜拉索，远塔采用 CFRP 与钢组合截面斜拉索，对一主跨为 1400m 斜拉桥进行试设计<sup>[15]</sup>，按满跨均布荷载形式布置活载，活载作用下的位移如图 5-113 所示，并与全 CFRP（安全系数 5）、全钢拉索（安全系数 2.5）斜拉桥设计进行对比。

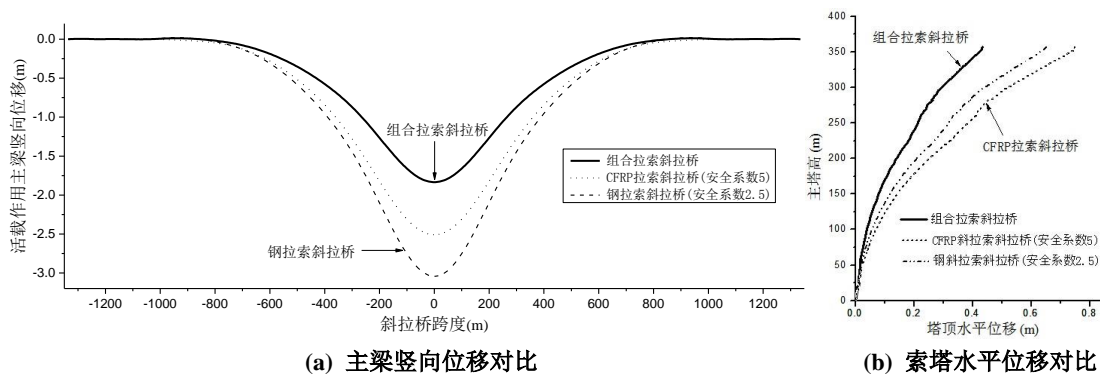


图 5-113 活载作用下受力状态对比

在活载作用下，无论主梁还是索塔的结构响应，CFRP 与钢组合拉索斜拉桥整体刚度均略优于全钢和全 CFRP 拉索斜拉桥。若斜拉桥跨径进一步增大（主跨大于或远大于 1400m），全面进入组合斜拉索适用范围，甚至部分跨径进入全 CFRP 斜拉索适用范围，组合拉索斜拉桥方案的刚度优势将更加明显。

### 5.5.2 多塔斜拉桥体系

在对多塔斜拉桥体系讨论之前，需要明确锚索对斜拉桥索塔受力和结构刚度的作用。

斜拉桥缆索体系可分为稳定体系和不稳定体系。以扇形体系为例（图 5-114），ADE 构成三角形结构，可以围绕支点 B 转动，形成不稳定体系。

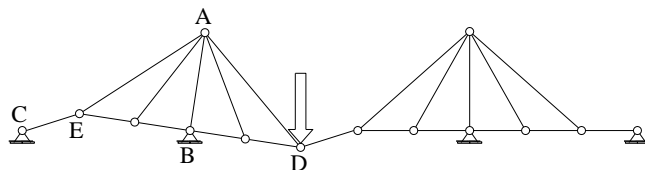


图 5-114 无锚索的不稳定体系

对于有锚索体系（图 5-115），当中跨作用荷载时，由于边跨锚索的存在，可以给塔顶提供水平约束，形成稳定体系。当荷载作用在边跨时，锚索的拉力有减小的趋势，如果锚索的拉力为 0 时，锚索将退出工作，结构变成不稳定体系。

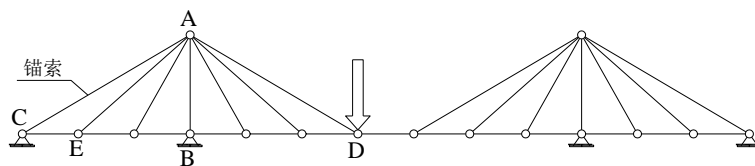


图 5-115 有锚索的稳定体系

在 5.2.4 节中，推导了边跨锚索索力和边中跨比、恒活载集度之间的关系，根据式 5.11，由最小锚索力大于 0 的条件，可得：

$$\eta < \frac{L_s}{L_c} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1}{1+p/g}} \quad (5.50)$$

式中， $\eta$  为边中跨比； $g$  为主梁恒载集度； $p$  为活载集度。

由式 5.50 可知，在工程设计中需要选取合适的边中跨比和恒活载集度，以保证锚索内始终存在拉力。

边跨锚索对塔顶水平变位的约束作用，可由锚索的水平等效刚度表示。当活载作用在中跨时，对称布置的两塔斜拉桥变形如图 5-116 所示，图中  $\delta a$  为塔顶水平位移， $a$  为锚索水平



倾角，锚索索长  $l$ 。

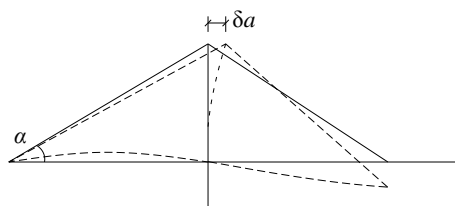


图 5-116 锚索对索塔的水平约束示意图

锚索的伸长量  $\delta l$  为：

$$\delta l = \frac{\delta T l}{EA} = \frac{\delta H l}{EA \cos \alpha} \quad (5.51)$$

式中， $\delta T$  为锚索索力变化量， $\delta H$  为锚索水平分力变化量， $E$ 、 $A$  分别为锚索的等效弹性模量和截面面积。

塔顶水平位移与锚索伸长量的关系为：

$$\delta a = \frac{\delta l}{\cos \alpha} \quad (5.52)$$

将式 5.51 代入式 5.52，得

$$\delta a = \frac{\delta H l}{EA \cos^2 \alpha} \quad (5.53)$$

锚索对塔顶的水平等效刚度  $K$  为：

$$K = \frac{\delta H}{\delta a} = \frac{EA \cos^2 \alpha}{l} \quad (5.54)$$

从式 5.54 可看出，增加锚索的截面面积，能有效提高塔顶水平刚度。

独塔和双塔斜拉桥因有边跨锚索的约束，塔的弯曲刚度变化对索、梁受力影响不大，但在多塔斜拉桥中，中间塔失去锚索约束，结构整体刚度明显下降，对应的缆索体系是不稳定体系，如图 5-117 所示。三塔斜拉桥在单跨加载时，索塔两侧拉索产生不平衡拉力，而中塔缺少有效的水平约束，其不平衡水平力主要由塔身来承受，所以中塔塔身将承受巨大弯矩，并产生很大的塔顶位移，主梁的挠度因此增大，中塔与主梁的受力恶化。

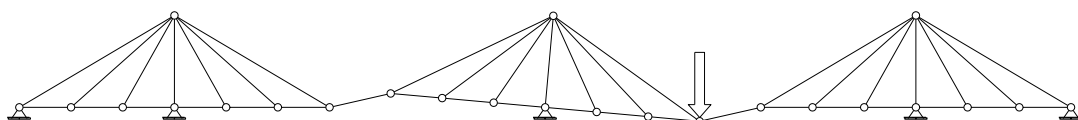


图 5-117 多塔斜拉体系变形示意图

为提高多塔斜拉桥的结构刚度，并使结构受力和变形趋于合理，可采取以下两种措施，即增大中塔刚度和改变缆索体系。

### (1) 增大中塔刚度

分析表明，增大加劲梁和拉索的截面尺寸，对提高多塔斜拉桥刚度的作用有限。设置边跨辅助墩在一定程度上能够增大结构刚度，但不如使用在双塔斜拉桥上明显。

增大中塔刚度，可以有效提高多塔斜拉桥的结构刚度。刚性塔一般采用空间构造形式，如纵桥向采用三角形索塔，这种索塔有两根斜的塔柱，可以获得足够的抗弯刚度，如图 5-118 所示。其缺点是倾斜的双塔柱和基础造价昂贵，施工难度大。

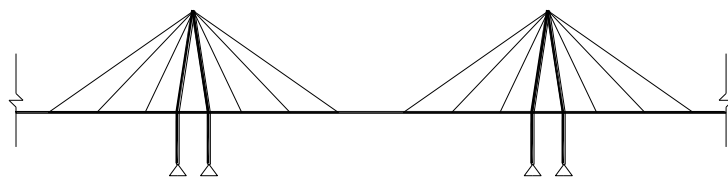
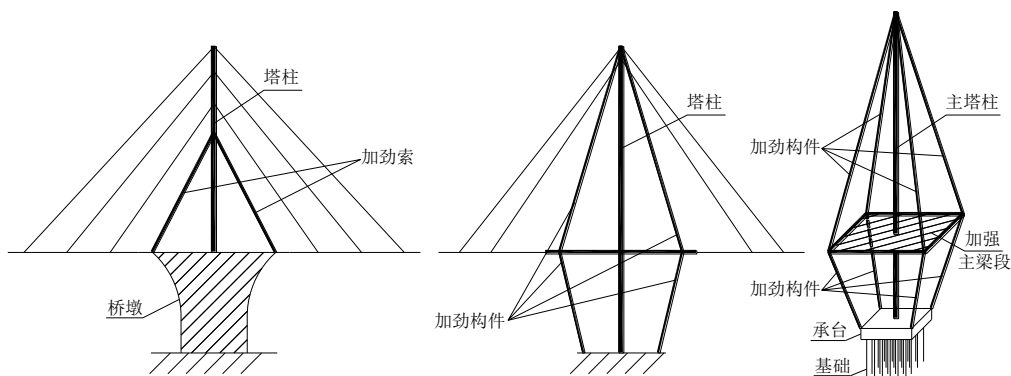


图 5-118 三角形索塔体系

为提高刚性塔的经济性，可考虑采用组合式刚性索塔。组合式刚性索塔在恒载作用下，以直塔柱受力，成桥后用加劲索锚固在桥墩或承台上，与直塔柱组成组合式索塔，如图 5-119(a)所示。加劲索也可做成钢、混组合断面如钢管砼构件，面积按刚度要求选取，索内张力以拉索在后期荷载组合作用下不退出工作为准。桥墩既可做成实体、柱式或空心结构，也可做成索、柱组合式桥墩，如图 5-119(b)所示。



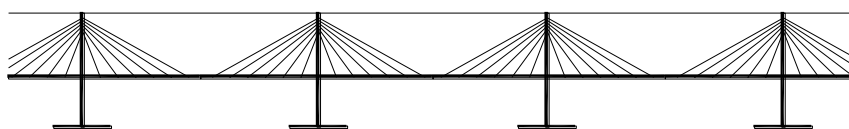
(a) 加劲索锚固在桥墩上

(b) 索、柱组合式桥墩

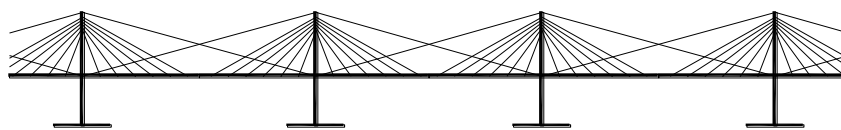
图 5-119 组合式刚性索塔

## (2) 改变缆索体系

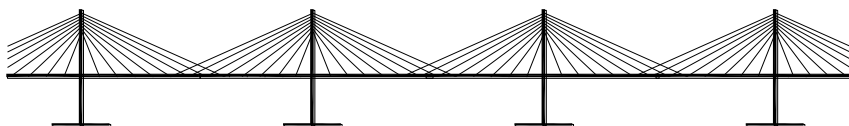
图 5-120 为多塔斜拉桥通过改变缆索体系来增大结构刚度的三种主要方式。



(a) 塔顶设置水平拉索



(b) 从塔顶设置拉索到相邻根部



(c) 相邻索塔的拉索在主梁跨中处交叉

图 5-120 多塔斜拉桥增大结构刚度的加劲索布置形式

图 5-120(a)采用柱形中间塔柱，将塔顶用纵向水平缆索连结起来，其对塔顶的约束刚度

即为水平索的轴向刚度  $K=EA/L$ 。在改善中塔塔顶位移和内力的同时，还能改善边塔塔顶和加劲梁的受力，并获得足够的体系刚度。但是在结构上显然打破了斜拉桥简洁的风格，增加了整体的压抑感，牺牲了景观效果。而且随着跨径的增大，水平索的垂度效应明显，降低了其约束效率。

图 5-120(b)采用由稳定索加劲的柔性塔，香港汀九桥（图 5-121）就是这种体系，每侧有两根稳定索。活载下，稳定索相当于双塔斜拉桥的边跨锚索，对中塔起到锚固作用，从而减小中塔塔顶水平位移。从美学角度，交叉布置的拉索给全桥整体景观效果带来了不利影响。



图 5-121 香港汀九大桥

图 5-120(c)在跨中梁段设置交叉斜拉索，当单跨加载时，可以通过交叉拉索将荷载传递给其它索塔共同受力，从而提高结构的整体竖向刚度。

下面对跨中交叉索体系对塔顶的水平约束刚度进行分析。不考虑索塔和加劲梁刚度以及交叉索区以外的拉索对索塔的约束作用，并作如下假定：(1) 不考虑索塔抗推刚度，塔底铰接；(2) 活载作用下索塔及拉索的变形较小，拉索的倾角无变化；(3) 考虑拉索的弹性伸长，拉索材料为线弹性；(4) 交叉索的设置关于跨中对称；(5) 主梁无纵向漂移。

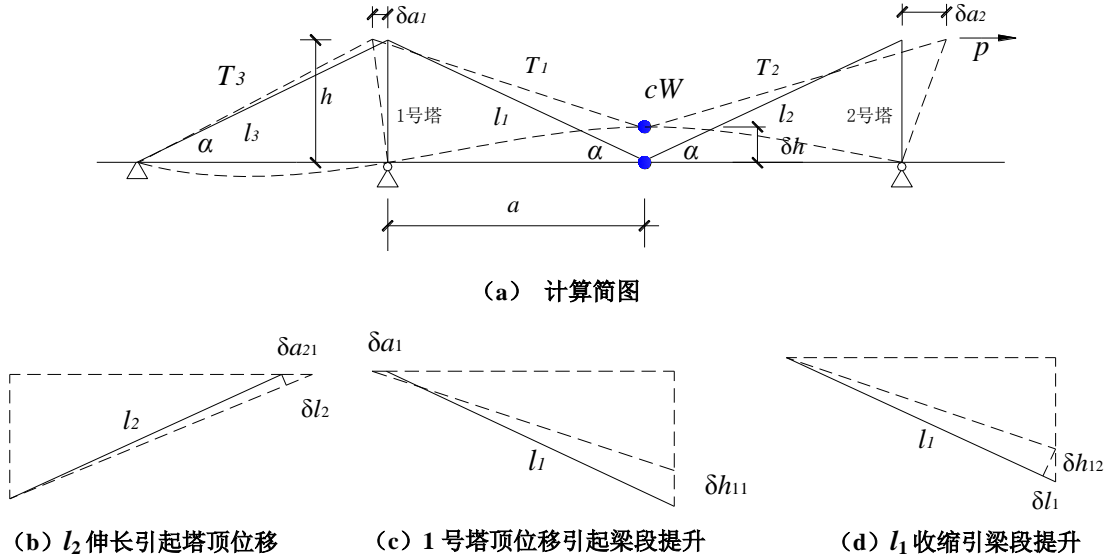


图 5-122 交叉索简化计算示意图

如图 5-122(a)所示，1 号塔左侧为边跨，由锚索连接锚固墩，2 号塔为中间索塔。设跨中交叉索区的长度为  $c$ ，单位桥长重量为  $W$ ，因交叉索一般在纵桥向关于跨中对称，且长度与跨长相比不会太大，为方便研究，将交叉索区的荷载集中于跨中一点，则交叉索区重量为  $cW$ 。同时，将与两侧索塔相邻的交叉索简化为  $l_1$ 、 $l_2$  两根拉索，恒载状态下索力分别为  $T_1$ 、 $T_2$ ，长度都为  $l$ ，拉索弹性模量为  $E$ ，面积为  $A$ ，索塔高度为  $h$ ，半跨长度为  $a$ 。

假定当 2 号索塔塔顶受到单位水平力  $P=1$  时，2 号塔顶发生顺桥向位移  $\delta a_2$ ，则  $K=1/\delta a_2$  即为交叉索提供的顺桥向约束刚度。

水平力  $P=1$  作用下，拉索  $l_1$ 、 $l_2$  中索力增量为  $\delta T_1$ 、 $\delta T_2$ ， $\delta T_2$  引起拉索的伸长为  $\delta l_2$ ，则

$$\delta l_2 = \frac{\delta T_2 l}{EA} = \frac{l}{EA \cos \alpha} \delta T_2 \quad (5.55)$$

如图 5-122(b)所示，此伸长引起的塔顶位移  $\delta a_{21}$  为，

$$\delta a_{21} = \frac{\delta l_2}{\cos \alpha} = \frac{l}{EA \cos^2 \alpha} \delta T_2 = \frac{l^3}{a^2 EA} \delta T_2 \quad (5.56)$$

恒载状态下，拉索  $l_1$ 、 $l_2$  竖向分力等于交叉区的梁段重量

$$cW = (T_1 + T_2) \sin \alpha \quad (5.57)$$

2 号塔塔顶受水平力，索力改变后，交叉区竖向分力为

$$cW = (T_1 + T_2 + \delta T_1 + \delta T_2) \sin \alpha \quad (5.58)$$

式 5.57 代入 5.58，可得

$$\delta T_1 = -\delta T_2 \quad (5.59)$$

研究 1 号塔塔顶可知

$$T_1 \cos \alpha = T_3 \cos \alpha \quad (5.60)$$

$T_1$ 、 $T_3$  索力改变后，其水平方向仍平衡，有

$$\delta T_1 = \delta T_3 = -\delta T_2 \quad (5.61)$$

$l_3$  中的索力减小量与  $l_2$  中的索力增量相同，即  $l_3$  的收缩量与  $l_2$  的伸长量相等，且  $l_3$  与  $l_2$  角度相同由此可知， $l_3$  的收缩引起的 1 号塔顶位移为：

$$\delta a_1 = \delta a_{21} = \frac{l^3}{a^2 EA} \delta T_2 \quad (5.62)$$

如图 5-122(c)所示，1 号塔塔顶位移将引起跨中梁段被提高，假设由塔顶位移引起的梁段竖向位移为  $\delta h_{11}$ 。

$$a = \sqrt{l_1^2 - h^2} \quad (5.63)$$

取变分可得，

$$\frac{\delta a_1}{\delta h_{11}} = \frac{-2h}{2\sqrt{l_1^2 - h^2}} = -\frac{h}{a} \quad (5.64)$$

$\delta h_{11}$  取减小为正值，并将式 (5.62) 带入式 (5.64) 得

$$\delta h_{11} = \frac{a}{h} \delta a_1 = \frac{l^3}{ahEA} \delta T_2 \quad (5.65)$$

如图 5-122(d)所示，令由  $l_1$  拉力改变而引起的梁段竖向位移为  $\delta h_2$ ， $l_1$  的长度改变量为

$$\delta l_1 = \frac{\delta T_1 l}{EA} = \frac{\delta T_2 l}{EA} = \frac{l}{EA \cos \alpha} \delta T_2 \quad (5.66)$$

$l_1$  的长度改变量与梁段的提升量之间关系为

$$\delta h_{12} = \delta l_1 / \sin \alpha \quad (5.67)$$

式 5.66 带入式 5.67，得

$$\delta h_{12} = \frac{l}{EA \sin \alpha \cos \alpha} = \frac{l^3}{EAah} \quad (5.68)$$

梁段被提升的高度为

$$\delta h = \delta h_{11} + \delta h_{12} = \frac{2l^3}{EAah} \quad (5.69)$$

梁段提升引起的 2 号塔顶位移为  $\delta a_{22}$ ， $\delta a_{22}$  与  $\delta h$  关系为

$$\frac{\delta a_{22}}{\delta h} = \frac{h}{a} \quad (5.70)$$

$$\delta a_{22} = \frac{h}{a} \delta h = \frac{2l^3}{a^2 EA} \quad (5.71)$$

由梁段提升及  $l_2$  伸长引起的的 2 号塔塔顶水平位移为

$$\delta a_2 = \delta a_{21} + \delta a_{22} = \frac{3l^3}{a^2 EA} \quad (5.72)$$

水平约束刚度可表示为

$$K = \frac{1}{\delta a_2} = \frac{a^2 EA}{3l} = \frac{EA}{3l} \cos^2 \alpha \quad (5.73)$$

因此，在跨径和塔高一定时，单边交叉索对索塔的水平约束刚度与截面面积成正比。将式 5.73 与式 5.54 比较可知，单边交叉索的水平约束刚度为边跨锚索刚度的 1/3。

交叉索对索塔的水平约束刚度与交叉索段的长度、拉索截面弹模、交叉索中应力水平  $\sigma$ 、塔高  $h$  及塔的高跨比都有关系。

### 5.5.3 部分斜拉桥

按通常比例设计的斜拉桥，其加劲梁梁高小，在大跨度斜拉桥中，结构的竖向刚度主要由缆索系统提供。但对于中小跨径可通过增大加劲梁梁高，使加劲梁承担更多的荷载，便可有效提高体系的竖向刚度，从而成为另一种结构形式——部分斜拉桥体系。常规斜拉桥的主梁是以受压为主的压弯构件，而部分斜拉桥主梁是以受弯为主、拉索辅助受力的压弯构件。

根据设计理念的不同，部分斜拉桥可分为两种体系：一种体系为普遍采用的矮塔斜拉桥，利用拉索的竖向分力平衡部分梁体自重，并将部分活载传递给索塔，由于主梁刚度大，拉索的应力幅小，可采用较低的安全系数以减少拉索用材；而拉索的水平分力在梁体内产生压应力，减小了索塔附近加劲梁段由负弯矩引起的拉应力，因此一般采用预应力混凝土主梁。另一种体系常被用于具有双层桥面的公铁两用桥，梁高很大的钢桁梁成为受力主体，拉索为辅助受力构件用以改善主梁的受力，从而降低造价，这种“索辅梁”部分斜拉桥体系可采用高塔以提高拉索效率。下面分别对上述两种部分斜拉桥体系的关键力学问题进行讨论。

## 1. 矮塔斜拉桥

与常规斜拉桥相比,该种结构体系一般采用较低的索塔高度,因此从桥梁外形的角度出发,常将此种体系称为“矮塔斜拉桥”,多采用预应力混凝土加劲梁。三种混凝土结构体系的加劲梁高跨比和索塔的塔跨比见表 5-34 所示。

表 5-34 三种预应力混凝土结构体系的梁、塔高度比较

桥型	$h/L$	$H/L$
变截面连续箱梁桥	1/15~1/17	/
矮塔斜拉桥	1/30~1/35	1/8~1/12
斜拉桥	1/100~1/130	1/4~1/5

注:  $h$  为中墩处梁高,  $H$  为桥面以上塔高,  $L$  为中跨跨径

矮塔是该种体系外形上的显著特点,但并不能作为区分斜拉桥和部分斜拉桥的界定依据。部分斜拉桥内部受力构件之间相对刚度的改变,使得主梁和拉索承受活载效应的内力分配发生了变化,因此可利用索梁荷载比的概念来研究其力学行为。

在满布均布荷载时,索梁荷载比体现了梁、塔、索刚度的相对关系,定义为:

$$\eta = \frac{\text{缆索分担竖直荷载}}{\text{主梁分担的竖直荷载}} \quad (5.74)$$

当均布荷载  $q$  作用在全桥时,  $q$  可分作两部分:  $q=q_c+q_G$ 。  $q_c$  由拉索承担,传递给索塔;  $q_G$  由主梁独自承担。斜拉桥的主梁可近似看作受均布荷载作用的梁。对于塔、梁固结和塔、墩固结的支承体系可以看作是多跨连续梁;塔、梁、墩固结的多跨体系,可以看作是多跨的连续刚构体系;塔、梁、墩固结的两跨体系,可以看作是一端固结、一端铰结的两跨梁。

现以三跨支承体系为例,不考虑结构非线性的影响,导出索梁活载比的计算公式<sup>[14]</sup>。主梁等效为三跨连续梁,受均布活载  $q_G$  的作用,主跨为  $l$ ,两边跨为  $l_1$ ,边中跨比为  $\eta$ ,  $l_1=\eta l$ ,如图 5-123 所示。

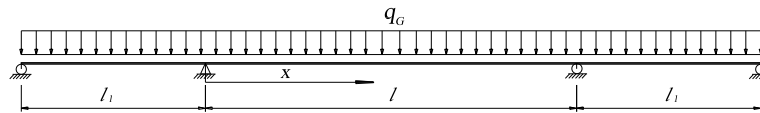


图 5-123 三跨支承体系计算简图

中跨在均布荷载  $q_G$  作用下任意一点的主梁挠度:

$$f_x = \frac{q_G x}{24EI} [(2lx^2 - x^3 - l^3) + \frac{3\eta^3 + 3}{3 + 2\eta} l^2 (l - x)] \quad (5.75)$$

中跨跨中处的最大挠度为:

$$f_{\max} = \frac{q_G l^4}{96EI} [(3\eta^3 + 3) / (3 + 2\eta) - 1.25] \quad (5.76)$$

主梁上任意一点的挠度与最大挠度之间的关系可以表示为:

$$f_x = \varsigma_x f_{\max} \quad (5.77)$$

$$\text{其中, } \varsigma_x = \frac{4x[(2lx^2 - x^3 - l^3) + \frac{3\eta^3 + 3}{3 + 2\eta} l^2 (l - x)]}{l^4 [(3\eta^3 + 3) / (3 + 2\eta) - 1.25]}$$

由式 5.76 可以得出主梁分担的活载:

$$q_G = \frac{96EI f_{\max}}{l^4 [(3\eta^3 + 3) / (3 + 2\eta) - 1.25]} \quad (5.78)$$

斜拉桥上作用均布荷载  $q$  时,第  $i$  号索的拉力为  $T_i$ , 则

$$\frac{T_i}{E_{ci}A_{ci}} = \frac{\Delta l}{L_{ci}} \quad (5.79)$$

若设该点主梁的挠度为  $f_i$ ，则  $\Delta l = f_i \sin \alpha_i$ ；索力  $T_i = E_{ci}A_{ci}f_i \sin \alpha_i / L_{ci}$ 。

所有拉索分担的竖向荷载： $T_y = \sum_i T_{iy} = \sum_i E_{ci}A_{ci}f_i \sin^2 \alpha_i / L_{ci}$

将所有竖向力在全桥跨  $l$  范围内等效为均布荷载，并将式 5.77 代入，则有：

$$q_c = \sum_i T_{iy} / l = \sum_i E_{ci}A_{ci}f_{i\max} \sin^2 \alpha_i / L_{ci} l \quad (5.80)$$

$$\text{索梁活载比的计算公式为: } \eta = \frac{q_c}{q_G} = \frac{\sum_i E_{ci}A_{ci}\beta_i \sin^2 \alpha \cos \alpha}{E_G I_G} \quad (5.81)$$

式中： $E_{ci}$ 、 $A_{ci}$ 、 $\alpha_i$ 、 $x_i$ ——为第  $i$  根索的弹性模量、截面积、角度、水平投影；

$E_G$ 、 $I_G$ ——分别为主梁的弹性模量、截面惯性距；

$\beta_i$ ——拉索在主梁上的布置参数，与跨径、支承条件和拉索锚固点到塔根的距离有关

$$\beta_i = \frac{[(2lx_i^2 - x_i^3 - l^3) + \frac{3\eta^3 + 3}{3 + 2\eta} l^2 (l - x_i)]}{24l}$$

各种体系斜拉桥的索梁活载比均可用式 5.18 计算，仅参数  $\beta_i$  有所不同。因此， $\beta_i$  反映了不同体系斜拉桥之间索梁活载比的区别。

对于塔梁墩固结的三跨或多跨体系斜拉桥， $\beta_i = \frac{(l - x_i)^2 x_i}{24l}$ 。

对于塔梁墩固结的单塔（一端固结、一端简支）体系斜拉桥， $\beta_i = \frac{(3l^2 - 5lx_i + 2x_i^2)x_i}{48l}$ 。

对于若干等跨的多塔（三塔以上）支承体系斜拉桥， $\beta_i = \frac{2lx_i^2 - 0.996l^2 x_i - x_i^3 - 0.004l^3}{24l}$ 。

图 5-124 为  $x_i=8\text{m}$  时，不同支承条件的  $\beta_i$  随跨径变化的关系。主跨相同时，固结体系与多塔（三塔以上）支承体系的索梁活载比相近，而三跨支承体系的索梁活载比则大很多。

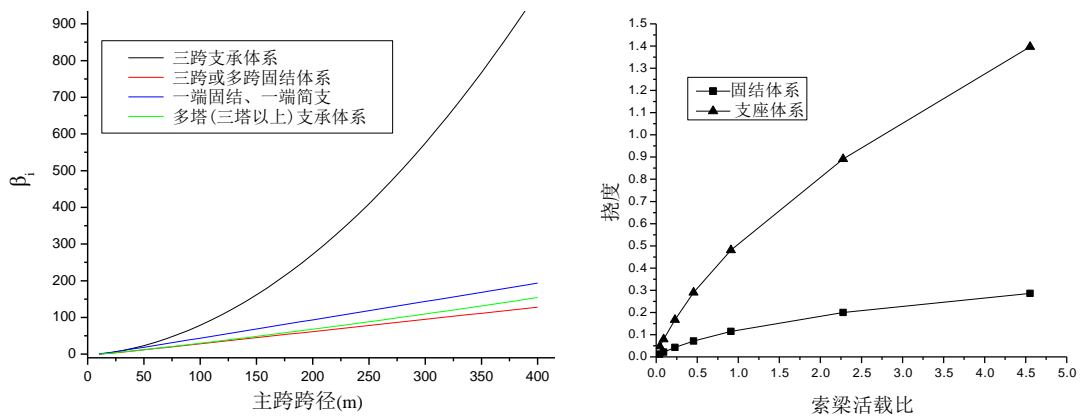


图 5-124 不同支承条件  $\beta_i$  随跨径变化的关系 图 5-125 索梁活载比对竖向刚度的影响(m)

索梁活载比与拉索倾角、拉索面积、主梁刚度都有密切关系。拉索的倾角或面积增加时，



索梁活载比变大；主梁刚度增加时，索梁活载比变小。

这些参数的变化都将带来结构体系性能的改变。以一座三跨支座体系部分斜拉桥（跨径布置为 92.5+180+92.5m）为例，对索梁活载比与结构受力性能之间的关系进行了研究<sup>[14]</sup>。随着索梁活载比的增加，主梁分担的活载减少，主梁跨中和支点处弯矩都随之减小；而拉索分担的活载增多，拉索的应力变幅增加，不平衡索力在塔根处产生的弯矩增大，并使塔顶的水平位移增大。主梁的竖向挠度与索梁活载比的关系如图 5-125 所示，随着索梁活载比的减小，结构的竖向刚度显著增加，而固结体系的竖向刚度要远大于支座体系。

索梁活载比反映了体系的力学性能，且只与结构体系有关，而与荷载无关，因此可用来区分部分斜拉桥和斜拉桥。

表 5-35 索梁活载比和拉索最大应力变幅统计表

类型	桥 名	支承类型	跨径布置 (m)	索梁活载比	$\Delta\sigma_{\max}$ (MPa)
部分斜拉桥	吴淞江大桥	固结+支座	100.1+100.1	0.154	34.7
	长兴港桥	支座+支座	39+88+39	0.113	45.2
	漳州战备大桥	支座+支座	80.8+132+80.8	0.281	42.0
	荷麻溪大桥	固结+固结	125+230+125	0.302	48.0
斜拉桥	红枫湖大桥	固结+支座	132+185	2.017	93.0
	昆山夏架河桥	固结+支座	70+70	1.469	61.0
	鞍山沙河大桥	固结+支座	120+120	2.94	53.0

注： $\Delta\sigma_{\max}$  是汽车+人群荷载工况下的结果。

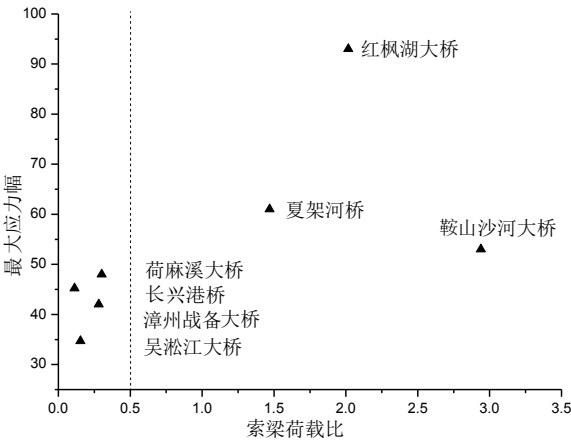


图 5-126 索梁活载比与应力变幅统计图

根据国内已有部分斜拉桥和常规斜拉桥的设计资料，其应力变幅和索梁荷载比见表 5-35 所示。将表中索梁活载比和最大应力变幅数据绘于图 5-126 中，可以看出，索梁活载比小于 0.5 时为部分斜拉桥，大于 0.5 时为常规斜拉桥。这一界限不是绝对的，但索梁活载比小于 0.5 可以看作为典型的部分斜拉桥。另外，部分斜拉桥拉索的应力变幅也较小，一般小于 50MPa，因而可以不考虑拉索的疲劳而提高容许拉力值，降低部分斜拉桥拉索的安全系数以减少拉索的用量。

常规斜拉桥的主梁较柔，只承受很少弯矩，可使用指定受力状态法、无约束优化法、有约束优化法和影响矩阵法等对成桥状态时的索力进行优化。而矮塔斜拉桥的主梁刚度较大，主梁承担相当一部分的弯矩，在进行索力优化时，需要考虑索力与主梁预应力间的耦合作用。因此，矮塔斜拉桥可采用以结构最大位移和控制断面应力为控制条件，以拉索和预应力筋总造价最小为目标函数的方法对成桥状态索力进行优化，具体步骤如下：

- (1) 初拟桥跨布置形式和构件尺寸；
- (2) 以弯曲能量最小法求出的初始索力和拉索截面面积作为初始状态，求得各控制截

面在活载、收缩徐变、温度等荷载作用下的最大和最小应力值；

(3) 将设计应力限值扣除活载、收缩徐变、温度等荷载作用下的应力值以及富余应力度，即可得到恒载应力可行域；

(4) 计算恒载作用下无索、无预应力筋主梁的各控制截面的应力值，以拉索和预应力筋的总造价最小为目标函数对索力和预应力进行调整，使得主梁的恒载应力处于可行域中；

(5) 将优化后的拉索面积代入步骤(2)中进行迭代计算，直到计算收敛；

(6) 如果计算不收敛，则返回步骤(1)修改构件尺寸，重新计算。

## 2. “索辅梁”部分斜拉桥

近年来，随着我国城市轨道交通的迅速发展，另一种“索辅梁”部分斜拉桥越来越多的应用于公铁两用桥梁中，其设计理念如图 5-127 所示。

由于双层交通的需要，主梁一般采用梁高很大的钢桁梁结构，并采用全跨等梁高布置以利于轻轨或铁路通行，且便于工厂预制和现场施工。主梁在恒活载作用下的弯矩包络图如图 5-127(a)所示，一般在支点处的负弯矩和主跨跨中正弯矩超出了主梁的承载能力，超出部分的弯矩如图 5-127(b)所示。利用少数几对斜拉索对主梁进行辅助受力，引起的弯矩如图 5-127(c)所示。将图 5-127(b)和(c)进行叠加，如图 5-127(d)所示，超出主梁承载能力的弯矩由拉索承担，因此该桥型充分利用了主梁和拉索的承载能力，具有较好的力学和经济性能。

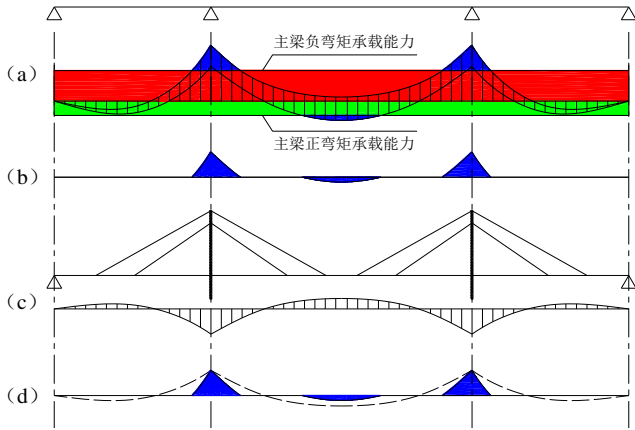


图 5-127 “索辅梁”部分斜拉桥的设计理念



图 5-128 重庆东水门大桥

根据“索辅梁”部分斜拉桥的设计理念，拉索为辅助受力构件，在满足主梁受力的前提下，拉索的布置形式和索力优化目标可以有多种选择，设计自由度较大。因此，在成桥状态索力优化时，还应考虑可施工性的影响，如可采用竖琴式索面，使得索塔上所有锚固点采用相同的设计，或采用一致的拉索索力，使得所有拉索截面相同以便于拉索的标准化生产。

为了提高拉索效率，“索辅梁”部分斜拉桥可采用较高的索塔，如 2013 年底建成的重庆东水门桥（图 5-128），主跨 445m，桥面以上塔高 109m，塔跨比为 1/4.08，与常规斜拉桥的塔跨比相近。另外，钢桁梁提供了足够的横桥向抗扭刚度，可采用单索面布置形式，既可减少所占用的桥面宽度和拉索用量，又能呈现通透的景观效果，避免了双索面给视觉带来的交叉凌乱感。

## 5.6 工程实例

### 5.6.1 双塔半漂浮体系——苏通大桥



图 5-129 苏通大桥

苏通大桥(图 5-129)位于江苏省东部的南通市和苏州(常熟)市之间,主桥为主跨 1088m 的双塔双索面钢箱梁斜拉桥,如图 5-130 所示。

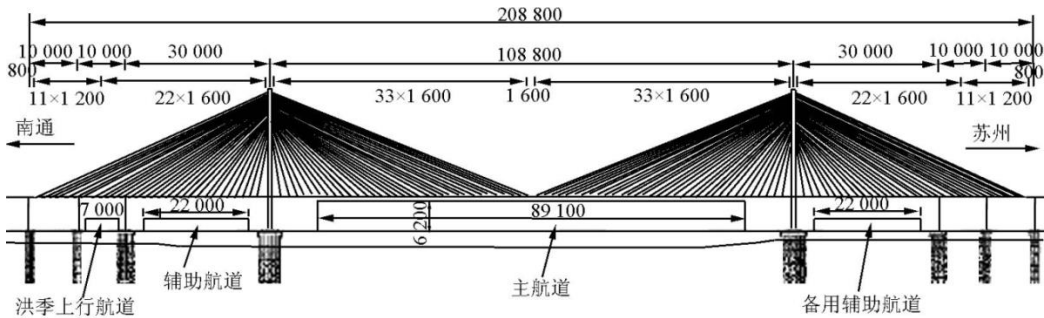


图 5-130 苏通大桥总体布置图 (cm)

该桥自身刚度小、阻尼比低。一方面,结构在静风、温度等静力作用下纵向变位很大,如采用飘浮体系则梁端水平位移可达+2.15~ -2.21m,塔顶水平位移可达+2.21~ -2.26m。另一方面,结构难以依靠构件自身的强度、弹性变形甚至局部塑性来消耗强大的地震、风致振动等动力反应能量。

为克服上述缺陷,改善结构静、动力内力和位移反应,减小伸缩缝、支座等装置的位移量和动力磨损,该桥采用了横桥向限位、纵桥向阻尼和限位约束的半漂浮体系。

苏通大桥在索塔与主梁之间仅设置横向抗风支座和纵向具有限位功能的粘滞阻尼器,不设竖向支座。粘滞阻尼器对脉动风、刹车和地震引起的动荷载具有阻尼耗能作用,不约束温度和汽车引起的缓慢位移。当静风、温度和汽车引起的塔梁相对纵向位移在阻尼器设计行程以内时,不约束主梁运动。粘滞阻尼器设置于塔、梁之间,每个索塔处设置四个,全桥共 8 个。主梁与过渡墩及辅助墩之间设置纵向滑动支座,并限制横向相对位移。

由于大桥整体结构和拉索构件较柔,在环境激励下斜拉索极易发生涡激振动、风雨激振以及参数振动和线性内部共振。因此采取了在索面上设置凹坑的措施(图 5-131)来改善斜拉索风雨激振影响,增设体外阻尼器来提高拉索阻尼,抑制拉索振动,并预留辅助索安装的综合减振方案。



图 5-131 苏通大桥斜拉索

### 5.6.2 双塔单索面斜拉桥体系的比较

布鲁东纳桥（Brotonne Bridge）跨越塞纳河，结构体系为单索面斜拉桥，塔梁固结、梁墩铰接。主桥孔跨布置为  $143.5+320.0+143.5\text{m}$ ，是当时世界上跨径最大的预应力混凝土桥，见图 5-132。美国阳光航线桥（图 5-133）于 1986 年建成，仍为单索面预应力混凝土斜拉桥。主桥孔跨布置为  $164.6+365.8+164.6\text{m}$ ，见图 5-134。



图 5-132 布鲁东纳桥



图 5-133 阳光航线桥

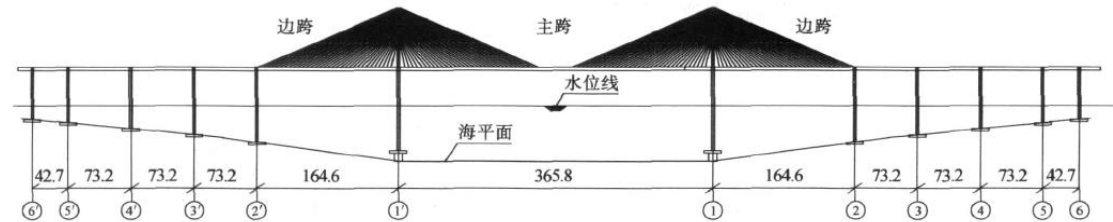


图 5-134 阳光大道桥立面布置图（m）

从施工、养护的角度考虑，拉索在主梁上的锚固点放在桥面宽度以内比放在两侧外缘要好。单索面布置在中央分隔带内简洁、美观，避免了双索面交叉凌乱的感觉。但拉索布置成单索面时，对抗扭不起作用，因此要求主梁应采用抗扭刚度较大的截面。而主梁的抗扭刚度与跨径成反比，因此单索面斜拉桥的跨径不宜过大。

塔梁固结体系（图 5-135），相当于配置了体外索的连续梁桥。主梁和塔柱的内力和挠度直接与主梁和塔柱的弯矩刚度及其比值有关。这种体系的主要优点是取消了承受很大弯矩的梁下塔柱部分，代之以一般桥墩，在索力较优的情况下，塔梁固结处弯矩很小，所以塔身可设计稍纤细，但不能过分减少塔的刚度使得主梁承受过多的负荷。此外，由于在塔墩处设置了支座，塔柱和主梁的温度内力极小，主梁中央段承受的轴向拉力显著减小，而梁上的轴向压力却较其他体系大，对于预应力混凝土结构来说非常有利。

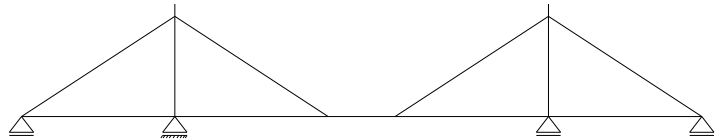


图 5-135 塔梁固结体系结构简图

但塔梁固结体系存在两个主要缺点：

（1）当主跨满载时，主梁在墩顶处的转角位移会使得塔柱倾斜，从而增加主跨跨中挠度和边跨的负弯矩；

（2）随着跨径的加大，其支座处的反力越来越大，超大跨径的混凝土斜拉桥需要设置高吨位的盆式支座，增加了成本和今后养护、维修的难度。

基于以上原因，塔梁固结体系不宜用于大跨径斜拉桥。

阳光航线桥的跨径较之布鲁东纳桥增长了 14%，若采用塔梁固结体系则上述缺点将更

为明显，因此将结构体系变为塔、梁、墩固结的刚构体系，主梁相当于在跨内有多点弹性支承的刚构。

刚构体系（图 5-136）的优点在于免除了大型支座，结构刚度大，主梁和塔柱的挠度均较小，最适合悬臂法施工。但刚构体系动力性能差，且固结处主梁负弯矩极大，因此对于阳光航线桥这种塔墩很高的双塔三跨斜拉桥而言，可以将布鲁东纳桥六边形的桥墩改为双薄壁柔性墩（图 5-137），依靠双薄壁墩的变形来适应温度变化、混凝土收缩、徐变和活载等使结构产生的水平位移，形成连续刚构体系，既能保持刚构体系的优点，又能使行车平顺舒适。

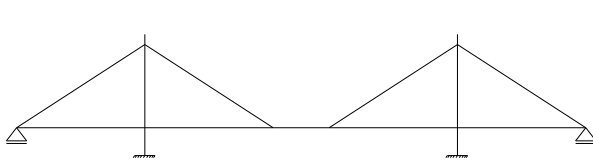


图 5-136 刚构体系结构简图

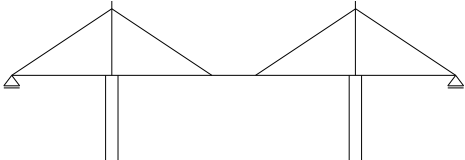


图 5-137 柔性墩连续刚构体系结构简图

### 5.6.3 双塔部分地锚斜拉桥——西班牙卢纳桥

卢纳·巴里奥斯桥（Barrios de Luna Bridge）位于西班牙西北部莱昂市近郊，跨越人工水库。该桥主跨 440m，是当时世界上最大跨径的斜拉桥，如图 5-13 所示。

选择创记录的主跨一跨越过水面，是由于在水库中有以下原因不允许设置桥墩基础：（1）水深达 50m；（2）卵石层厚达 17m；（3）水库北侧湖底地质被不能挖掘的石灰岩层所覆盖。受桥位地形影响，边跨为 98.74m，边中跨比仅为 0.224，如图 5-138 所示。因此，该桥选择了部分地锚预应力混凝土斜拉桥的结构体系。

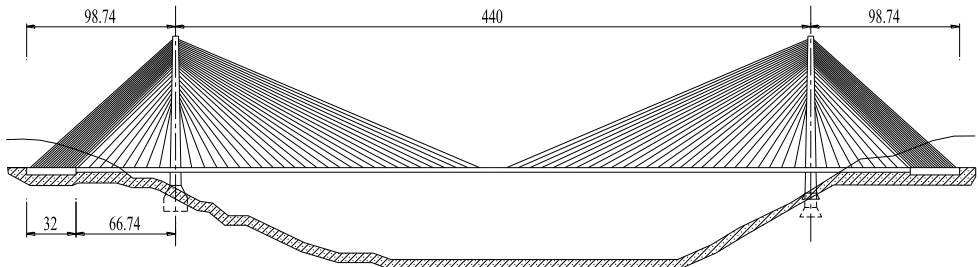


图 5-138 卢纳桥立面布置图 (m)

桥面以上索塔高 90.36m，两岸塔的基础形状因土质不同而不同。北岸塔基础为长 44 米，宽 15 米的空心结构，在长度方向施加预应力；南岸塔基础，高度不同，采用独立的一般基础，如图 5-139 所示。两侧桥端各设有一个长 32m 的重力锚固式混凝土桥台。为了对中对跨前部的拉索提供最大的刚度，边跨端部（即平衡重桥台部分）的拉索布置成 45° 倾角。

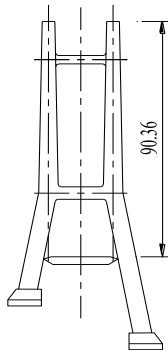


图 5-139 南岸索塔及其基础

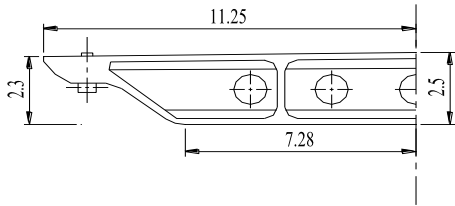


图 5-140 主梁标准节段断面图

从经济性考虑，选用了混凝土主梁，主梁上拉索间距为 8.16m，梁高 2.5m，为跨径的



1/176，如图 5-140 所示。由于斜拉索在中跨跨中处产生的轴力比较小，将主梁设计成下面开口的断面形式，以减轻自重。在中跨跨中设置剪力铰，仅能传递剪力和扭矩。剪力铰处的桥面不连续，主跨半跨布置活载时，形成 0.3 折角；主跨全跨布置活载时，形成 0.6 折角。

#### 5.6.4 独塔斜拉桥——法国塞塞勒桥



图 5-141 塞塞勒桥

法国塞塞勒桥（Seyssel Bridge）于 1987 年建成，位于法国隆河—阿尔卑斯山省，跨越隆河，为组合梁独塔双索面斜拉桥。如图 5-142 所示，两跨基本对称，主跨 115m，边跨 110m。倒 Y 型索塔，主跨和边跨各有 9 对斜拉索。主梁为组合梁，有两片钢纵梁，并由钢横梁承托钢筋混凝土桥面板。斜拉索上端用钢锚杆锚固在索塔上，下端借助焊接在腹板上的两块倾斜连接板锚固在主梁上。

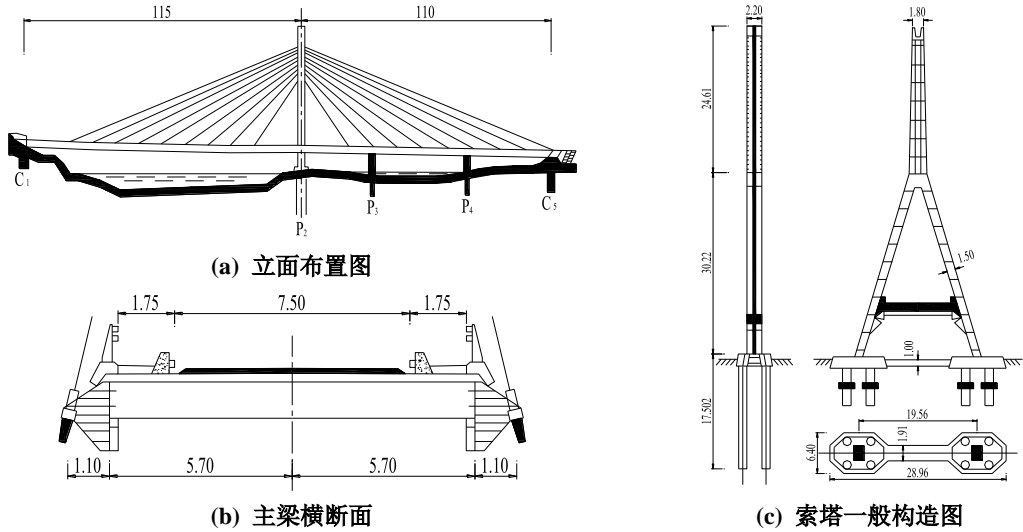


图 5-142 立面布置及主梁、索塔构造图 (m)

在索塔处，主梁支承在斜腿伸出的牛腿上，牛腿由钢横梁上伸出的两个三角钢托架构成，见图 5-143。虽然支承斜向设置，但主梁可以在纵向移动，这限制了氯丁橡胶支座的扭曲。支承反力与塔身中心线平行，因此支承附加弯矩很小。

主梁采用顶推法架设，分为三个阶段<sup>[25]</sup>，见图 5-144：

(1) 用短导梁顶推主梁至索塔，在索塔处有一临时排架；

(2) 在主梁上安装临时的吊索架，并备有锚固设备，在通航孔悬臂 65m 的主跨施工时使用，南岸的主梁钢结构架设就位后，可安装 5 号斜拉索，它可承受施工第一阶段的外力；

(3) 主梁钢结构其余部分在北岸的岸上安装，借助北岸的临时膺架，加以平衡重，在

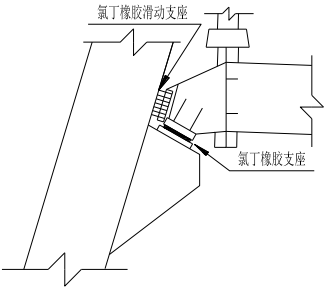


图 5-143 主梁竖向支座

悬臂状态平衡推动，将导梁同已架设好的钢结构合龙。

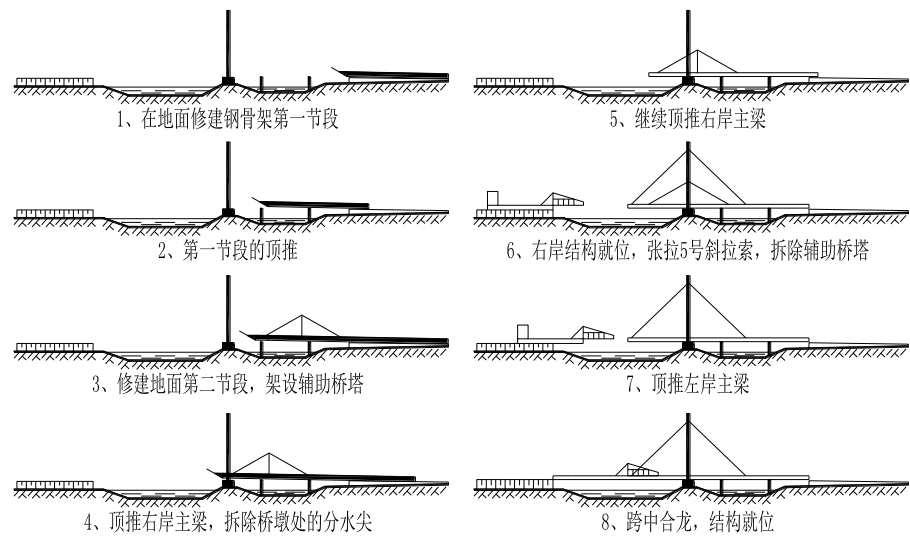


图 5-144 主梁顶推施工示意图

法国塞塞勒桥的设计，充分利用了桥址处的水文地形条件，选择了独塔斜拉桥体系，并与周围环境相得益彰。在斜拉桥建造过程中，采用了主梁顶推法进行施工，这对于后来建造的一些斜拉桥，如 Normandy 桥和 Millau 高架桥等都有借鉴意义。

### 5.6.5 斜拉桥与连续梁组合体系——美国东亨廷顿桥

东亨廷顿桥（East Huntington Bridge）于 1985 年建成，在美国西弗吉尼亚州与俄亥俄州之间的东亨廷顿跨越俄亥俄河（图 5-15）。原设计为双塔钢斜拉桥，两主墩已施工完成，上部结构招标时，首创的斜拉桥与连续梁组合体系以其结构新颖、造价低廉（比原方案节省造价 29%）而中标，其主跨 900 英尺（274.32m），边跨 608 英尺（185.32m），如图 5-145(a) 所示。

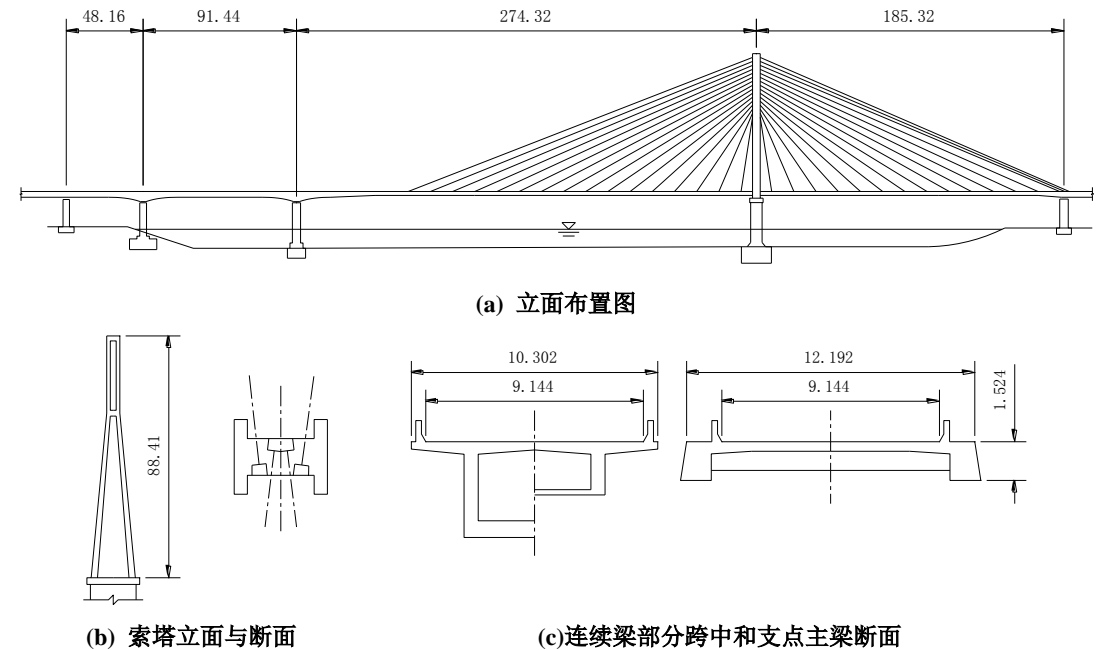


图 5-145 东亨廷顿桥总体布置图(m)

索塔呈倒 Y 形，塔高 290 英尺（88.41m），上塔柱为 H 断面，所有拉索均锚固在混凝土横隔板上，如图 5-145(b)所示。



如图 5-145(c)所示，连续梁部分采用单室混凝土箱梁，跨中和支点梁高分别为 2.134m 和 4.054m。斜拉部分混凝土桥面板由间距 9 英尺（2.74m）的钢横梁支承，横梁与两片混凝土主梁连结在一起，主梁的高跨比为 1/180，为当时的最小比例，此种主梁型式为其后的大跨径斜拉桥所广泛采用。斜拉与连续梁悬臂部分合龙段采用两边两个不同宽的现浇段中间加一个变宽的预制段，如图 5-146 所示。



图 5-146 斜拉与连续梁悬臂部分连接处构造图

### 5.6.6 多柱斜拉桥——美国弗雷德·哈特曼桥



图 5-147 弗雷德 哈特曼桥及其索塔

弗雷德·哈特曼桥（Fred Hartman Bridge）位于美国德克萨斯州，跨越休斯顿航道，为主跨 381m 组合梁斜拉桥，孔跨布置为 39.8+146.9+381+146.9+39.8m，见图 5-148。

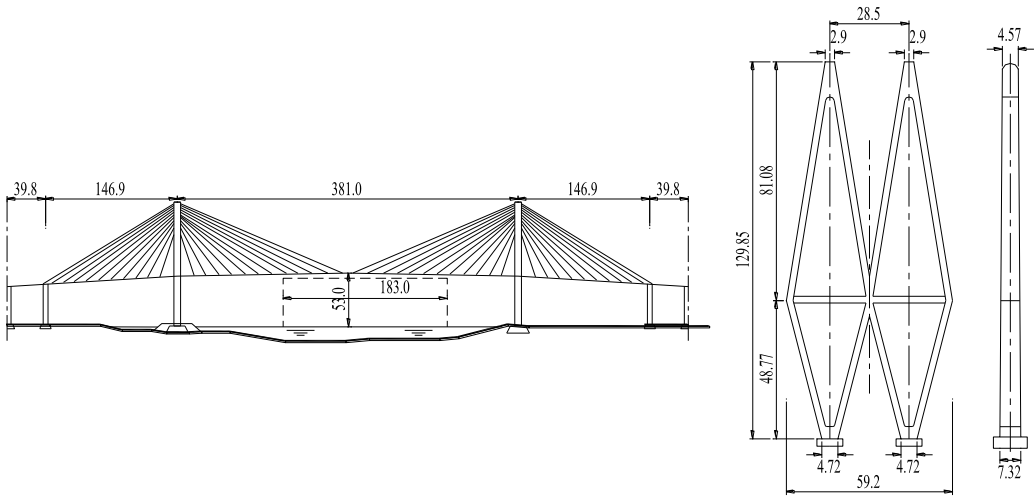


图 5-148 弗雷德 哈特曼桥立面布置图(m)

桥址位于墨西哥湾，交通流量要求设置 8 车道，宽桥面易受飓风袭击，而且常常出现抗流抖振现象。因此风荷载是该桥设计的关键因素，最大设计风速在桥面处是 71m/s，采用分

离式主梁能符合整个结构体系的空气动力学要求。四索面增加了索对主梁的横向支承，对减小主梁截面和恒载重量以及节约工程造价是有利的。

在塔柱和墩柱上，需要考虑附加 15% 的局部阵风荷载系数。双菱形索塔对于抵抗侧向风荷载非常有效，作用力主要沿轴向分布到索塔支柱中，不会弯曲支柱，较之传统“H”型索塔受力性能明显改善，如图 5-149 所示。索塔主要承受轴向力，基础承受的推力由后张全预应力系梁平衡。由于双菱形索塔的桁架式受力特点，使得下部塔柱设计成细长构件。

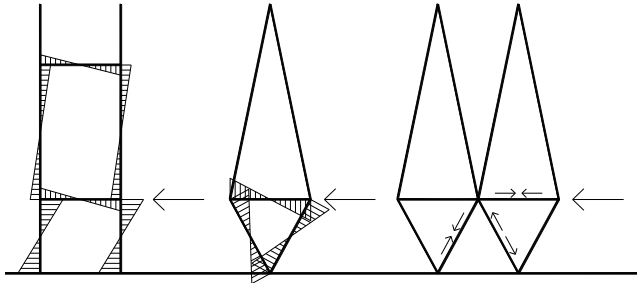
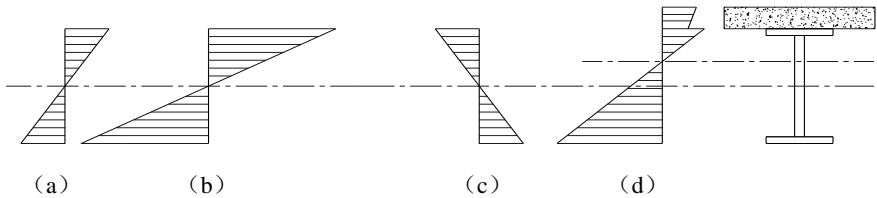


图 5-149 不同形式索塔在侧向荷载作用下受力简图

通过索塔内部连接方式的改变，克服了传统形式索塔在侧向风作用下弯矩较大的缺点，而且双塔柱四索面的结构形式也与分离式主梁相协调。

每个主梁采用双工字钢形式的组合梁，通过施工顺序和方法的变化，改变了钢梁与混凝土桥面板恒载的受力分配。施工过程中首先架设钢主梁，预制混凝土板作为永久性模板被固定后，用起重器将整个钢架稍稍顶起，然后浇筑混凝土桥面板。待混凝土达到强度后移开起重器，组合断面的自重将由钢和混凝土共同承担，最终应力状况有所改善，如图 5-150(c)和(d)所示。与在钢梁上直接浇筑混凝土桥面板的方法相比，应力分布如图 5-150(a)和(b)所示，采用此方法混凝土桥面板有一定的压应力储备，而钢梁下缘的拉应力也有一定程度的减小。混凝土桥面板还能够防止钢构件出现局部压曲，因此钢板截面可以非常薄，减少了焊接问题。



(a) 钢梁自重作用下 (b) 直接浇筑混凝土后  
(c) 用起重器顶升钢梁应力分布反转 (d) 待混凝土达到强度后，移开起重器

图 5-150 组合断面应力分布示意图

### 5.6.7 部分斜拉桥——日本日见桥



图 5-151 日见桥

日见桥（Himi Yume Bridge）位于日本长崎快速道路往南延伸线上，为三跨连续波形钢腹板部分斜拉桥，全桥孔跨布置为 91.75+180+91.75m，如图 5-152 所示。

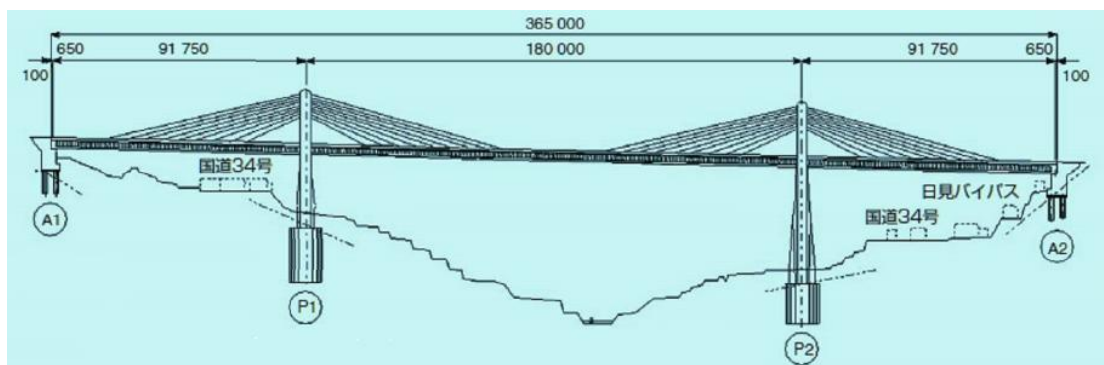


图 5-152 日见桥立面布置图(mm)

与常规的预应力混凝土部分斜拉桥相比，为了减轻结构重量，更好地发挥材料性能，日见桥首次将波形钢腹板主梁和体外预应力索应用在部分斜拉桥中，见图 5-153。

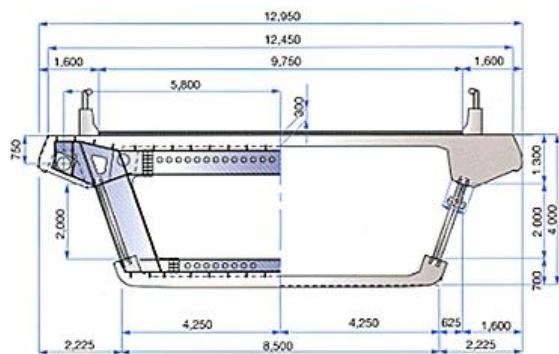


图 5-153 波形钢腹板主梁与体外预应力索(mm)

由于主梁采用了混凝土顶底板与波形钢腹板的组合结构形式，因此具有以下优点：

(1) 主梁重量大幅度减轻，尽管主跨达到 180m，但恒载效应仅相当于跨径约 100m 的预应力混凝土部分斜拉桥；

(2) 施工效率较高，可缩短施工时间及降低施工成本；

(3) 波形钢腹板不承受轴力，预应力更有效地传递至混凝土顶底板上；

(4) 钢腹板的应用，提高了主梁的抗剪强度。

日见桥的主梁内还设置了体外预应力索，具有以下优点：

(1) 因预应力钢束配置在混凝土外，故施工较容易；

(2) 预应力钢束维修较容易，品质较易掌握，并且可更换；

(3) 可以设置预应力钢束的空间较大。

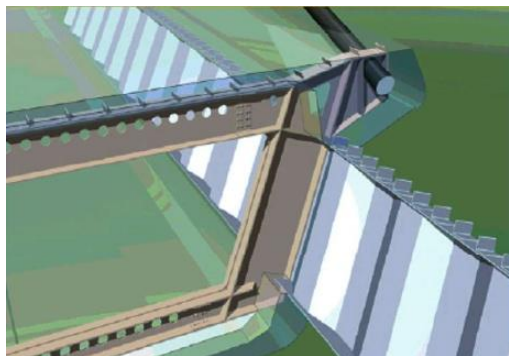


图 5-154 拉索锚固端及钢横梁构造



图 5-155 1/2 实体模型试验

主梁拉索锚固处的横隔板采用钢结构（图 5-154），除可减少工地现场作业外，亦可降低主梁自重。由于日见桥首次将波形钢腹板用于部分斜拉桥，因此在施工前先制作了 1/2 尺

寸之实体模型进行载重试验(图 5-155),对预应力锚固处的强度及其应力分布、波形钢腹板与混凝土顶底板接合处的应力状态、钢结构横隔板与波形钢腹板间的焊接强度等课题进行了试验研究。

## 参考文献

- [1] Gimsing N. CABLE SUPPORTED BRIDGES, CONCEPT & DESIGN (2ND Edition) [M]. JOHN WILEY & SONS Ltd. 1997.
- [2] Leonhardt F, Zellner W. Past, present and future of cable-stayed bridges [C]. Proceedings of the Seminar of Cable-Stayed Brides, Recent Developments and Their Future, Yokohama, Japan, 1991: 1-33.
- [3] H. Svensson. Cable-Stayed Bridges. 40 Years of Experience Worldwide [M]. Ernst & Sohn GmbH & Co. KG. 2012.
- [4] 项海帆.高等桥梁结构理论[M].北京:人民交通出版社.2007.
- [5] 项海帆.大跨径桥梁概念设计中的若干问题[C].第十六届全国桥梁学术会议论文集(上册). 2004:3-11.
- [6] 项海帆.世界大桥的未来趋势[C].第二十届全国桥梁学术会议论文集(上册).2012:10-17.
- [7] Walther R. Cable stayed bridge, Second edition [M]. American Society of Civil Engineers (Thomas Telford, Ltd.). 1999.
- [8] Vejrum T,Petersen A.Cable-Stayed Bridges-Past, Present and Future[C].Malm, Sweden: Bridges with Spatial Calbe Systems-Theoretical and Experimental Studies IABSE Conference.1999.
- [9] 肖汝诚,陈红,魏乐永.桥梁结构体系的研究、优化与创新[J].土木工程学报.2008,41(6):69-74.
- [10] 孙斌,肖汝诚,贾丽君.主跨 1400m 部分地锚式斜拉桥方案试设计[J].桥梁建设.2009(3):51-54.
- [11] 王伯惠.斜拉桥结构发展和中国经验(上册)[M].北京:人民交通出版社.2003,9.
- [12] 苗家武,裴岷山,肖汝诚等.苏通大桥主航道桥总体静力分析[J].公路交通科技.2006,23(2):64-67.
- [13] 叶爱君,范立础.超大跨径斜拉桥的横向约束体系[J].中国公路学报.2007,20(2):63-66.
- [14] 陈从春,肖汝诚.用索梁活载比界定部分斜拉桥的方法[J].同济大学学报(自然科学版).2007,35(6):724-727.
- [15] 熊文,肖汝诚. CFRP 与钢组合斜拉索斜拉桥方案研究[J].哈尔滨工业大学学报.2011,43(4):120-125.
- [16] 张杨永,斜拉桥近似计算与结构体系研究[D].同济大学博士论文,2010.
- [17] 邵旭东,桥梁工程[M].北京:人民交通出版社. 2004.
- [18] 肖汝诚,周念先.走向 21 世纪的斜张桥(二)——斜张桥的计算理论[J].铁道标准设计.1998(5).
- [19] 胡人礼,桥梁力学[M].北京:中国铁道出版社. 1999.
- [20] 华有恒,试论香港汀九斜拉桥设计构思的特色和探讨[J].桥梁建设.1997(3):27-33.
- [21] 陈艾荣,项海帆等.多跨斜拉桥概念设计[C].第十三届全国桥梁学术会议论文集.1998:171-177.
- [22] 肖汝诚,孙斌,周海智.千米级斜拉桥结构体系[J].桥梁.2009(1).
- [23] 姜维龙,侯引程,卢纳 巴里奥斯桥简介[J].中外公路.1984(1):44-47.
- [24] Juan B.Ripoll. Practical Experience in the Design of Anchorages for Cable Stayed Bridges [J]. PCI JOURNAL.July-August 1986.
- [25] Michel Virlogeur. Projet et construction du pont de Seyssel(Ain et Haute-Savoie) [J]. Travaux. 1988,10.
- [26] Man-Chung Tang. Construction of East Huntington Bridge [J].Journal prestressed Concrete Institute.1987(6).
- [27] H.Svensson, T.Lovett. The Twin Cable-Stayed Baytown Bridge [C]. Proceedings of the IABSE/FIP Conference on Cable-Stayed and Suspension Bridges, Deauville. 1994,1.
- [28] Sagawa,Sakai. The Design and the Construction of the Himi Bridge [J]. Bridge and Foundation. 2003,37(6):2-10.
- [29] Man-Chung Tang. Design Concept of the Twin River Bridges in Chongqing [C].IABSE WORKSHOP, Shanghai. 2009:126-132.



## 第六章 悬索桥体系

### 6.1 体系的发展

#### 6.1.1 古代悬索桥体系

中国古代的吊桥是悬索桥的雏形。公元前 250 年，李冰在都江堰修建了竹索吊桥；公元 1 世纪，汉朝出现了铁索吊桥<sup>[1,2]</sup>。相比之下，英国在 1741 年才出现铁索吊桥（Tees 河桥， $L=21.84\text{m}$ ）<sup>[3]</sup>。这主要由当时的社会、人文和地理条件所决定：一是中国古代王朝为保障西部疆域的安全，每年都要向西部输送大批的物资以安抚西部的游牧部族，而西部多山崖、沟涧，地势险要，梁桥与拱桥难以架设；二是在跨越能力上，采用石块和木材砌筑的梁桥与拱桥显然比不上抗拉能力极强的铁索甚至藤、竹架设的吊桥。同一时期，文明较发达的希腊半岛和波斯地区则极力发展了拱桥。这得益于古罗马人发明了混凝土和本土文化对拱的崇拜。

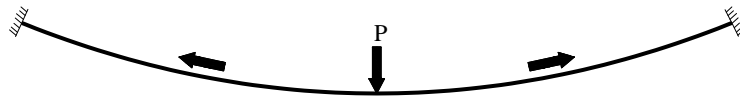


图 6-1 无桥面系吊桥

古代吊桥主要分为三类，无桥面系、有桥面系和网状结构。无桥面系的是索桥，构造非常简单，仅由一根或数根索构成。荷载直接或者通过某种机具施加在其中一根索上，其它索与承重索之间没有任何联系，只起到扶手作用。溜索桥、双索桥等都属此类。单根索的承载力有限，只能运送小件物体。因此，这种“桥”一般出现在人烟稀少的少数民族山区，供生活所用。

为满足大批量物资运输的需要，出现了有桥面系吊桥。有桥面系吊桥由四根以上的索组成，其中几根索水平布置于同一平面内，上铺木板组成桥面系；其余索布置在桥面两侧形成护栏，并通过竖向索与桥面索相连接，形成共同受力体系。这种吊桥通过桥面系将集中荷载分散给多根缆索承担，承载能力大，并且桥面系的存在扩展了吊桥的使用功能。

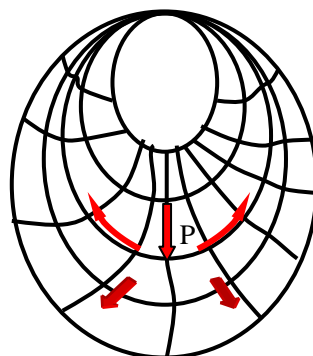


图 6-2 有桥面系吊桥受力图示

网桥是一种形式比较特殊的无桥面系吊桥，由多股纵向索和横向索相互交错编织成圆筒网状。整个网桥为空间结构，荷载通过横向索分散给各根纵向索，承载力高于一般无桥面系吊桥。但由于没有桥面系，网桥的使用功能受到很大限制。



(a) 墨脱网桥



(b) 网桥受力简图

图 6-3 网桥

古代吊桥的共同特点是：(1) 没有设计，是工匠们的经验之作；(2) 没有桥塔，纵向索直接锚于两岸山壁或桥头堡上；(3) 没有加劲梁，尽管大部分吊桥有桥面系，但没有刚度，只起到分散和传递荷载的作用，荷载依然靠索承受。因此，古代吊桥在承载能力、跨越能力、刚度和稳定性等方面存在不足。

### 6.1.2 近代悬索桥体系

近代悬索桥分为两个阶段，1883 年前属于奠基时期，1883 年~1945 年是发展时期。

奠基时期，悬索桥发展以欧洲为主。公元 14 世纪的文艺复兴为欧洲的桥梁发展奠定了丰富的自然科学理论和物质财富。其中，意大利天文学家、自然哲学家伽利略 (Galileo Galilei, 1564-1642) 建立的代数学和《关于两种新科学的对话》中对材料强度、杠杆原理等的描述使工程师们能够科学地建造桥梁。该时期，悬索桥的计算主要基于弹性理论。



图 6-4 康威城堡桥

康威城堡桥 (Conwy Castle Bridge, 1822 年, 图 6-4) 是最早的近代悬索桥之一，由托马斯·泰尔福特 (Thomas Telford) 设计。该桥的跨径只有 99.7m，但与古代吊桥相比，有了本质的变化，出现了桥塔、吊杆、加劲梁等重要构件。荷载通过加劲梁经吊索传递给主缆最后分配给桥塔和锚碇，体系内力按构件刚度分配，见图 6-5。之后，托马斯又于 1826 年修建了梅奈海峡桥 (Menai

Straits Bridge, 图 6-6)。该桥塔高 46.7m，跨径 176.6m，是当时英国第一座跨径位居世界之首的桥梁<sup>[4, 5]</sup>。

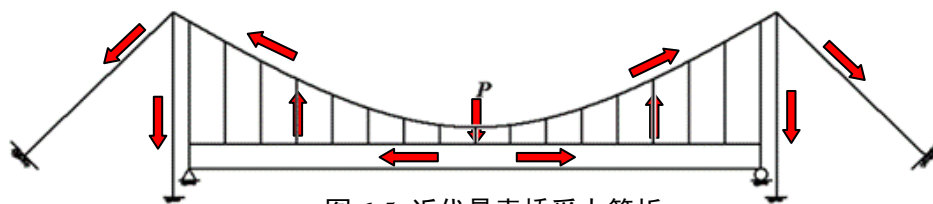


图 6-5 近代悬索桥受力简析



图 6-6 梅奈海峡桥

该时期悬索桥的特点是：主缆是索链，用铁眼杆做成，桥塔为圬工结构。由于眼杆链式体系杆件之间接触面小，会产生应力集中（图 6-7），而制成眼杆所用的锻铁又是脆性材料，眼杆索链容易在连接处破坏，并且跨径增大时索很难施工。这使悬索桥的跨径难以增大。

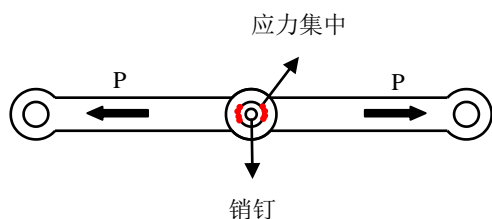


图 6-7 铁眼杆受力

打破这一格局的是 1883 年建成的美国布鲁克林大桥（Brooklyn Bridge,  $L=486\text{m}$ ）。德国工程师约翰·奥古斯塔斯·罗布林(John Augustus Roebling)在该桥中首次真正采用平行钢丝索制作主缆<sup>[4, 6, 8]</sup>。与链式体系比，平行钢丝索用空中纺线法（AS 法）施工，外荷载分散到每根钢丝上，克服了链式体系的缺点。

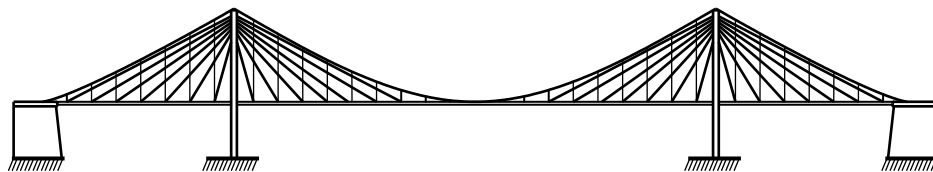
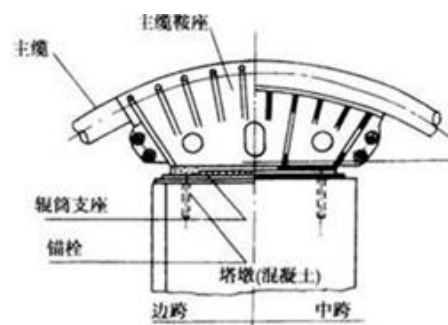
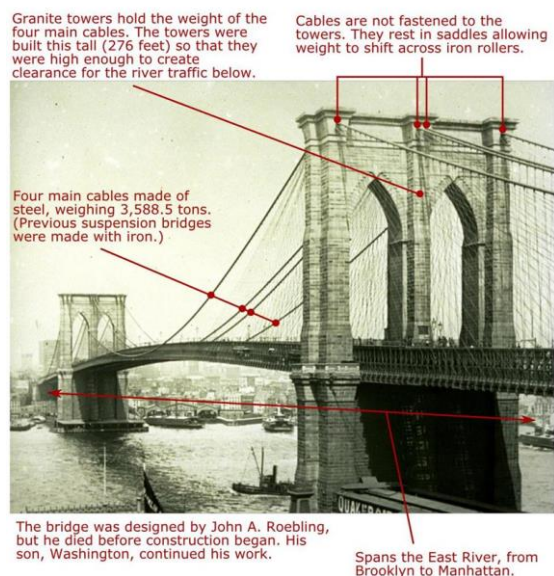


图 6-8 罗布林体系

除主缆材料和形式的创新外，罗布林在布鲁克林桥中还做出了其它重大创新：发明了“AS”法施工主缆；随主缆形式的改变，发明了塔顶鞍座、散索鞍等构件。但由于罗布林尚未认识到主缆的“重力刚度”作用，增添了多条斜拉索来加劲主梁并分担主缆荷载。桥塔仍采用圬工结构。





Construction began in 1869. It was opened for use in 1883. At the time it was the longest suspension bridge in the world.

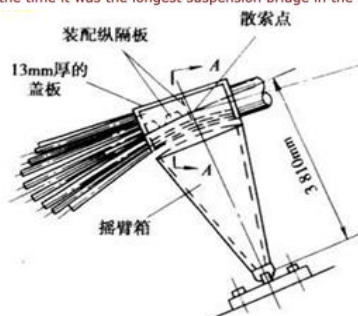


图 6-9 布鲁克林桥中的创新

1883 后进入发展时期。近代悬索桥的发展得益于两大成就：一是布鲁克林桥的建造，其主缆材料（平行钢丝）和施工方法（空中纺线）上作出了创新，并完善了近、现代悬索桥的体系和构造；二是挠度理论的出现，使悬索桥向轻型化发展，跨径有了质的飞跃。

“弹性理论”没有考虑初应力的刚度贡献，并将平衡建立在变形前的位置。根据“弹性理论”计算出的加劲梁需要很大的刚度，因而这一时期的悬索桥有很深的加劲梁和笨拙的桥塔，大大限制了悬索桥的跨径。1888 年，出生于维也纳的美国工程师约瑟夫·米兰提出了挠度理论，使人们认清了悬索桥的受力特性，悬索桥的跨径才有了发展。



图 6-10 曼哈顿大桥

里昂·所罗门·莫西夫（Leon Solomon Moisseiff）最早应用挠度理论设计了曼哈顿大桥（Manhattan Bridge, 1912 年）<sup>[4]</sup>。该桥主跨 448.1m，总长 2089m，主梁为双层钢桁梁，结构体系为三跨两铰式。曼哈顿大桥改变了传统悬索桥笨重的形象，用全钢桥塔代替圬工桥塔，是第一座用华伦式桁梁作为加劲梁，第一次采用骑跨式吊索的悬索桥，整座大桥纤细、美观。

1931 年由奥斯玛·赫尔曼·安曼（Othmar Herrmann Ammann）设计的乔治·华盛顿桥

(George Washington Bridge)主跨为 1067m，标志着悬索桥进入千米级<sup>[4, 6]</sup>。在该桥的设计中，安曼认识到：大跨悬索桥在活载下的刚度，加劲梁的贡献是很有限的，因此加劲梁的高度不必随跨径增大而增大。据此，华盛顿大桥在二期施工到二期工程尚未实现的 31 年间未设加劲梁，只安装了抗弯刚度极小的桥面系纵、横梁和平纵联（抗风桁架）。

由于挠度理论的应用，1885 年到 1945 年期间的悬索桥主梁向纤细化发展，钢桥塔代替了圬工桥塔，加劲梁由深桁梁变为浅桁梁，甚至出现了高跨比 1:350 的板梁。

但“挠度理论”的极端利用和对加劲梁作用的忽视导致了巨大灾难。1940 年，由莫西夫设计的塔科马大桥（Tacoma Narrows）在一场 68km/h 的持久风速下振毁。该桥主跨长 853m，加劲梁为钢板梁，高跨比只有 1/350，宽跨比 1/72，其值几乎比金门大桥（1/47）和华盛顿大桥（1/33）小一倍。塔科马大桥事件引起了工程师们对悬索桥加劲梁抗扭刚度的重视，并使人们开始关注大跨径桥梁的空气动力稳定问题。但是，塔科马事件也使悬索桥的发展停滞了近十年。

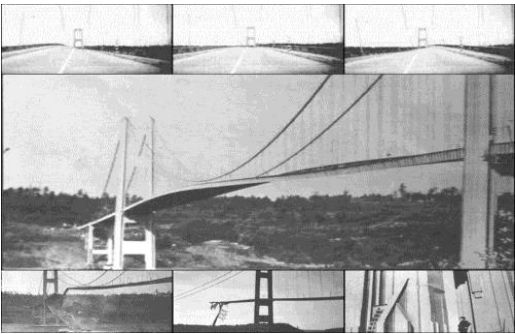


图 6-11 塔科马桥

除了传统双塔地锚悬索桥外，还出现了两种特殊体系的悬索桥：多塔地锚悬索桥和自锚式悬索桥。第一座多塔地锚式悬索桥是由马克·塞昆设计的卢瓦河夏托纳夫桥<sup>[4]</sup>，该桥 1940 年建成，孔跨布置为 49+3×59+49m。与双塔悬索桥比，多塔悬索桥的缺点是中塔缺少约束，结构刚度太小，在活载作用下会产生很大的变形。为了提高结构体系刚度，马克·塞昆在桥塔之间设置了水平拉索。这样，在中间桥塔变形时，水平拉索会产生抗力  $H$  将其拉回。这与中国古代出现的多墩吊桥有所不同，如图 6-12 (c)。

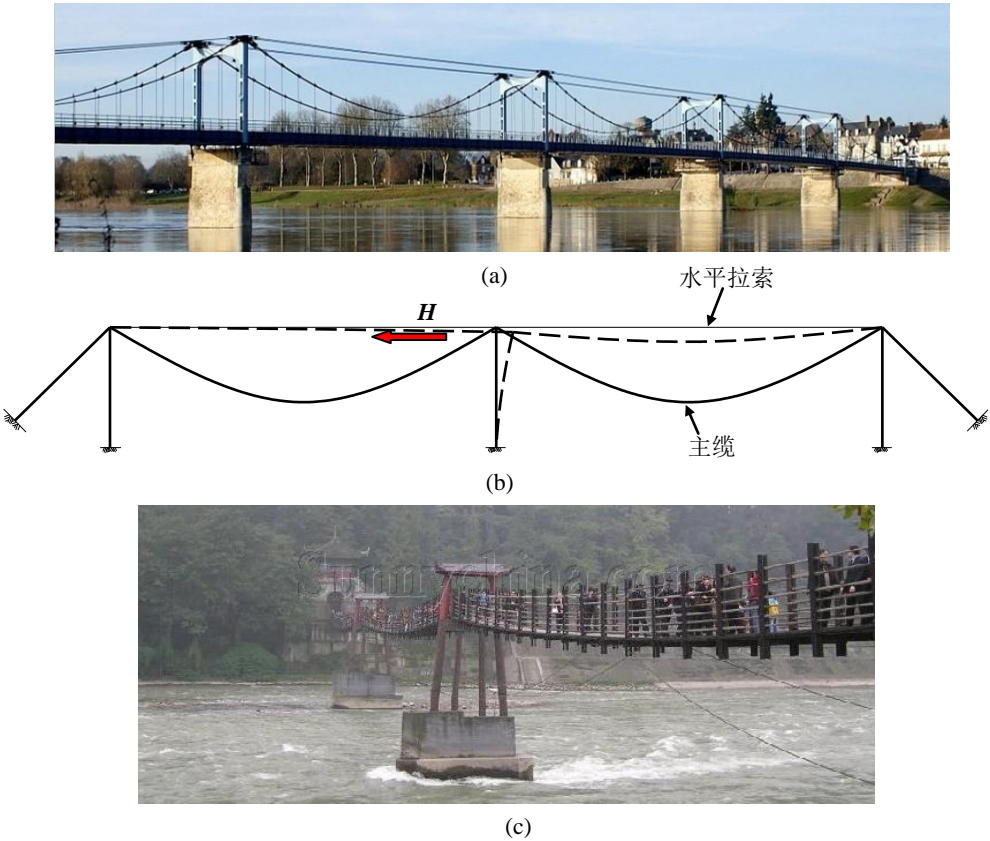


图 6-12 多塔悬索桥



自锚式悬索桥首先出现在德国莱茵河上（1915~1917）。与地锚式悬索桥相比，自锚式悬索桥省去了巨大的地锚，解决了悬索桥对地基要求甚高的问题。但考虑到加劲梁承受巨大压力需要大的截面（导致加劲梁的恒载大大增加）和施工问题（图 6-13，b 为猎德大桥），自锚式悬索桥不能成为合理的大跨径桥型，使用范围也有限。

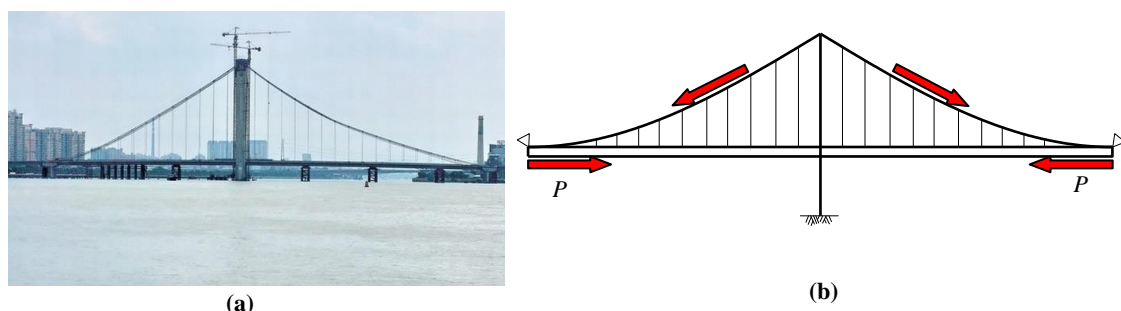


图 6-13 自锚式悬索桥受力

### 6.1.3 现代悬索桥体系

经历了塔科马桥风毁事件之后，悬索桥的发展停滞了近十年。1950 年，塔科马桥进行重建，抗风性能开始受到关注，悬索桥进入现代发展阶段。

1966 年，英国修建的赛汶桥首次采用扁平流线型钢箱梁代替桁架梁，通过改变加劲梁的抗扭刚度和外形来提高悬索桥的空气动力稳定性（图 6-14）。与美式悬索桥相比，扁平钢箱梁不仅有更好的空气动力稳定性，且梁高低，自重小，成为后期悬索桥的发展主流。

塞汶桥（Severn Bridge，1966 年，图 6-14）主跨 987.55m，边跨 304.8m，梁高 3m，高跨比 1：324，与塔科马桥的 1：350 非常接近。但塔科马桥的板梁锐利的边缘被流线形代替，开口截面很小的抗扭刚度被宽箱梁的大抗扭刚度所代替，这是一次世界桥梁史上公认的重大进步。

塞汶桥标志着悬索桥不再局限于桁架梁和钢桥塔的美式体系，开始以扁平钢箱梁为主流，并出现了混凝土桥塔。

为了提高结构刚度和阻尼，英国人在塞汶桥中作了另一改革：将传统的竖直吊杆改为斜吊杆。当发生风激振动时，倾斜吊杆将引起吊杆力循环变化，产生阻尼作用。但由于斜吊杆在汽车荷载作用下出现了很严重的疲劳问题<sup>[7]</sup>，因此第一博斯普鲁斯桥和亨伯尔桥之后就很少使用。



图 6-14 塞汶桥

为了满足城市景观要求，在大跨径悬索桥发展的同时还出现了一些造型新颖的悬索桥体系。如：1977 年建成的罗斯斯腾公园人行桥（Rosenstein Park Pedestrian Bridge），为面外斜吊杆自锚式人行悬索桥，主梁采用预应力混凝土结构，主缆采用空间曲线，总长 78.1m（图 6-16 a）；1989 年建成的麦克斯埃斯人行悬索桥（Max Eyth Pedstrain Suspension），主跨 144m，同样为空间斜吊索体系，但该桥的平面线形跟主缆的平面投影也是曲线的，其两个钢管桥塔位于桥梁的外侧，塔底和基础之间采用铰接，另外还添加了锚固在地面上的稳定索（图 6-16 b）；2000 年建成的美国罗格河人行预应力混凝土悬带桥（Rogue River Pedestrian Bridge），主跨 84.73m，垂度 1.54m（图 6-16 c）。这些结构体系主要是为了美化城市景观，在结构受力和经济上并不一定合理。

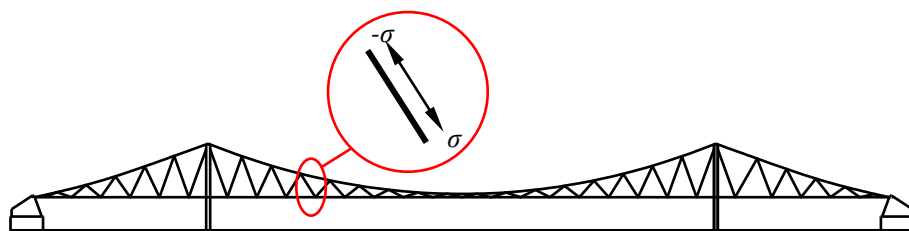


图 6-15 斜吊杆受力

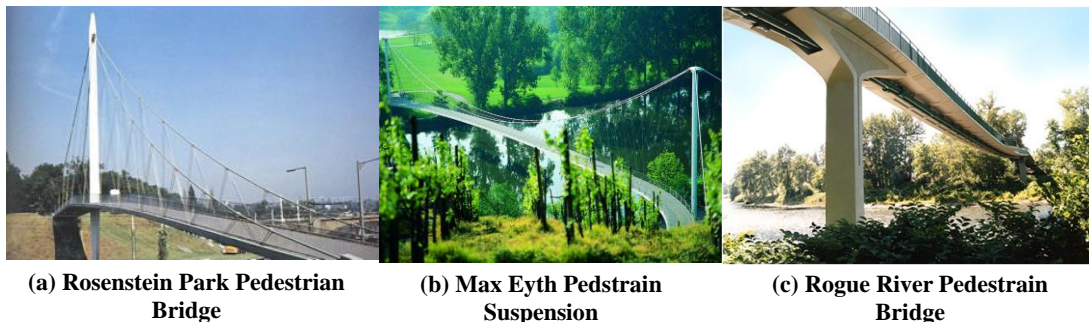


图 6-16 造型奇特的悬索桥

进入 21 世纪后，跨海工程兴起。世界上大多数海峡宽度都在 10km 以上，最大深度在 100~400m 之间。面对跨海峡工程的挑战，新世纪的悬索桥体系发展主要集中于三个方面。

1. 结构外形的改变。迄今为止，最大跨径的传统双塔地锚式悬索桥是明石海峡大桥（1991m）。为了达到能跨越宽达几十千米海峡的目的，需要对悬索桥的体系进行改进。目前的方案有：多塔多跨悬索桥；空间索网体系；斜拉悬索协作体系、连续共锚悬索斜拉桥等。

2. 结构受力形态的改变。悬索桥柔性结构的特征随跨径增加变得显著。以现在悬索桥所达到的跨径，面内强度要求已退居其次，取而代之的是刚度、抗风和侧向受力等问题。为此，悬索桥体系在外界约束、内部连接和构件受力分配方面作了重大改进。如：出现了分体式钢箱梁（西埃门大桥）、钢桁梁和箱梁的组合梁（青马大桥）；采用液压阻尼器限制主梁位移，改善支座和吊索的工作；在桥塔处改支座为弹性吊索；在跨中主缆处设置中央扣；锚固方式出现了共锚锚碇等；桥塔之间设置耗能剪力键（新奥克兰海湾东桥）；基于海洋平台技术的浮式基础等等。

3. 新材料的应用。主要是人工复合材料——FRP，该材料在桥梁上的应用目前还处于试用阶段，新材料的应用必然会带来新的结构体系。

## 6.2 体系组成与受力性能

### 6.2.1 体系组成

悬索桥主要由桥塔、主缆、加劲梁、吊索、鞍座、索夹、锚碇构成。自锚式悬索桥主缆锚于加劲梁上，没有锚碇。见图 6-17。

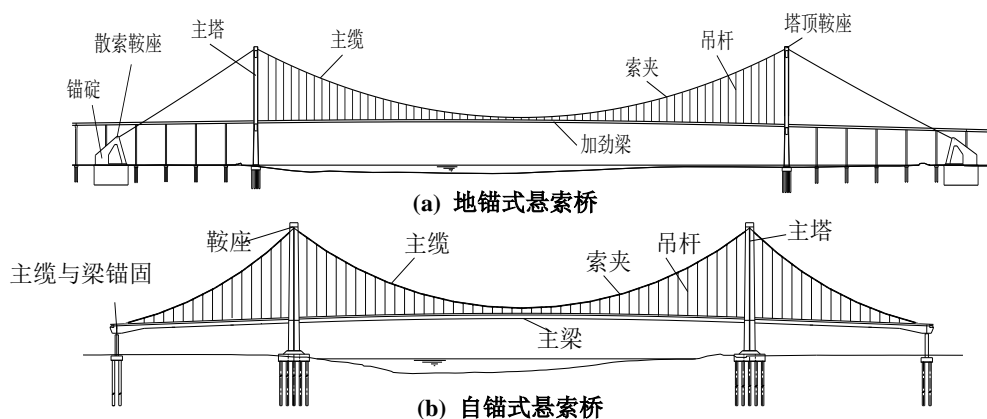


图 6-17 索桥结构示意图

加劲梁主要提供抗扭刚度和荷载作用面，并将荷载传递给吊杆。吊杆连接主缆和加劲梁，并将加劲梁传来的荷载传递给主缆。主缆是悬索桥的主要承重构件，承受活载和加劲梁、吊杆及自身的恒载等。塔顶鞍座是主缆转向装置，并将缆力的竖向分力传递给桥塔。桥塔起支承主缆的作用，承受缆力的竖向分力和不平衡水平力。散索鞍在主缆进入锚碇前起分散主缆和转向作用。锚碇（地锚式悬索桥）是锚固主缆的构造物，根据构造的不同以不同方式承担主缆缆力。

### 6.2.2 基本受力性能

悬索桥属柔性结构，是依靠主缆初应力刚度抵抗变形的二阶结构，整体受力表现出显著的几何非线性。成桥时，结构自重由主缆和主塔承担，加劲梁则由施工方法决定受力状态，成桥后作用的荷载由结构共同承担，受力按刚度分配。荷载传递路径为：加劲梁→吊索→主缆→桥塔→锚碇或加劲梁（自锚式悬索桥），如图 6-18 所示。

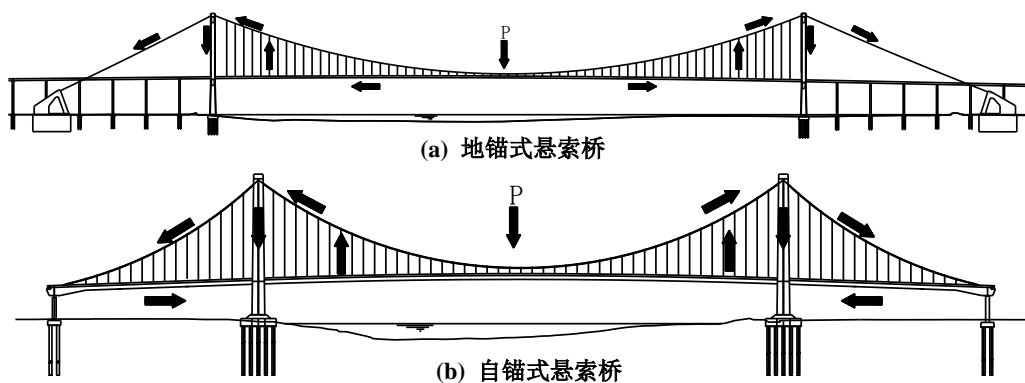


图 6-18 悬索桥传力路径示意图

加劲梁是保证车辆行驶的传力构件。地锚式悬索桥加劲梁在二期恒载作用下仅受梁段节间自重弯矩，在二期恒载和活载作用下主要承受整体弯曲内力，但由于主缆强大的“重力刚度”，大部分荷载都分配给了主缆承担。因此，大跨径悬索桥加劲梁的挠度从属于主缆，以致增大加劲梁截面尺寸会出现增大梁内应力现象。随着跨径的增大，加劲梁退化为传力构件。由于加劲梁在横桥向没有多点约束，因此需要足够的横向抗弯刚度和扭转刚度。

自锚式悬索桥的加劲梁受力与地锚式悬索桥不同，主缆不提供重力刚度，加劲梁通过弯曲承担很大部分荷载。除受弯外，还要承受锚固在主梁两端的主缆传递来的轴向压力。因此，自锚式悬索桥加劲梁的截面尺寸较大。

吊索是联系加劲梁和主缆的纽带，受轴向拉力。吊索内恒载轴力的大小，既决定了主缆

的成桥线形，也决定了加劲梁的恒载弯矩，是决定悬索桥受力状况的关键。

竖直布置的吊杆只承受拉力作用，但斜吊杆会因为汽车荷载或风荷载作用不断产生拉、压交变应力，存在严重的疲劳问题。

主缆是结构体系中的主要承重构件，属几何可变体，承受拉力。主缆在恒载作用下具有很大的初始张拉力，对后续结构提供“几何刚度”，不仅可以通过自身弹性变形，而且可以通过几何形状的改变影响体系平衡，表现出大位移非线性的力学特征。这是悬索桥区别于其它桥型的重要特征之一，也是悬索桥跨径不断增大、加劲梁高跨比减小的根本原因。

主缆分担活载的大小与“重力刚度”有关。悬索桥跨径越大，主缆的“重力刚度”越明显，分担的活载比例越大。大跨径悬索桥的主缆往往承担 80% 以上的活载；而中小跨径悬索桥的主缆分担活载较小。主缆的“重力刚度”使大跨悬索桥可以采用柔性加劲梁。一般悬索桥采用双主缆，但也有单主缆、多主缆或空间主缆的设计形式。如果主缆太粗会导致过鞍处缆中弯曲应力过大和架设困难，也可以一侧安置两根。

桥塔是压弯构件。在竖向，桥塔承担以恒载为主的主缆竖向分力（压力）。在纵桥向，成桥时，恒载引起的主缆水平力在桥塔两侧基本平衡，不对桥塔产生弯矩；使用阶段，活载使塔两侧产生不平衡拉力，塔顶会发生纵向水平位移。当位移量达到一定值时，桥塔两侧主缆水平力达到新的平衡。此时，桥塔相当于一根一端固结，一端弹性支承的梁，在支承端发生水平位移  $\delta$ ，塔底会产生弯矩（图 6-19）。由于主塔水平抗推刚度相对较小，塔顶水平位移主要由中、边跨主缆平衡条件决定。塔内弯矩大小取决于塔的弯曲刚度，增大主塔纵向尺寸反而会增加塔底应力。

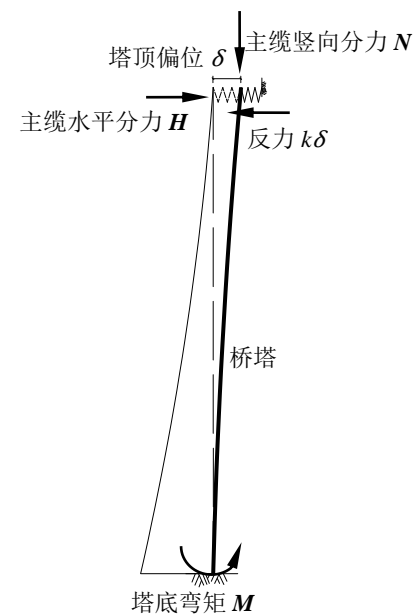


图 6-19 桥塔受力图

为了降低传统双塔三跨式悬索桥塔底弯矩，一般都采用柔性桥塔的方案。而多塔悬索桥为了提高结构刚度，中塔会采用较刚性的桥塔，立面上可以是单柱形或者 A 字形。刚性桥塔将承担大部分不平衡水平力，由此也可能带来中塔处因索与鞍座摩擦力不够引起的相对滑动问题。

横桥向，桥塔受风荷载、地震等作用。与平面内不同，桥塔失去了主缆对塔顶的约束作用；因此，桥塔横向有时要比纵向显得薄弱，可能发生面外失稳。为此，需要提高桥塔的横向刚度。一般的做法是在两根塔柱之间设置横向联系，根据横向联系设置方式分为：

1. 刚构式桥塔。具有单层横梁或者多层横梁的门架式桥塔，外观明快简洁，既能用于钢桥塔又能用于混凝土桥塔（图 6-20 a）；

2. 桁架式桥塔。除了有加强横向联系的横梁之外，在塔柱与塔柱之间还有若干组相互交叉的斜杆，形成桁架式结构。桁架式桥塔一般用于钢桥塔，有利于改善塔顶水平变位、塔架内力，减小用钢数量。对于混凝土桥塔而言，交叉斜杆施工比较麻烦（图 6-20 b）；

3. 混合式桥塔。由刚构式与桁架式组合成的混合式塔架，在桥面以上不设交叉斜杆，在桥面以下设置少量交叉斜杆以改善塔架内力和用钢量（图 6-20 c）。

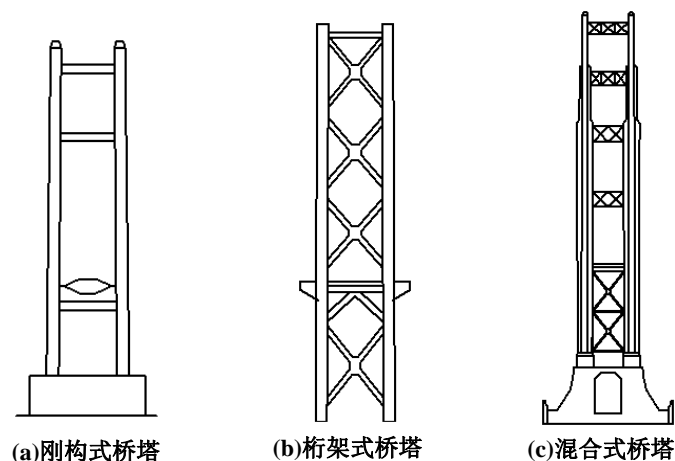


图 6-20 桥塔

锚碇承担主缆拉力。一般锚碇为重力式锚，主缆通过钢框架后锚梁直接锚于锚碇后部，锚碇内部受压力作用<sup>①</sup>。重力式锚碇在竖向依靠自身重力抵抗主缆上拔力；水平方向上依靠锚碇与地基之间的摩擦抵抗主缆水平力；靠自身重力抵抗主缆拉力产生的倾覆力矩，如图 6-21 (a)所示。因此，重力式锚碇对地基的要求比较高。当地基承载能力较差时，如软土地基，锚碇不仅会产生下沉、滑移、蠕变，还可能会发生倾覆。在软土地基上建锚碇需要对传统重力式锚碇进行改造。如：丹麦小贝尔特东桥将锚碇做成平板式扩大基础（图 6-21 b），利用土压力平衡主缆的水平分力。

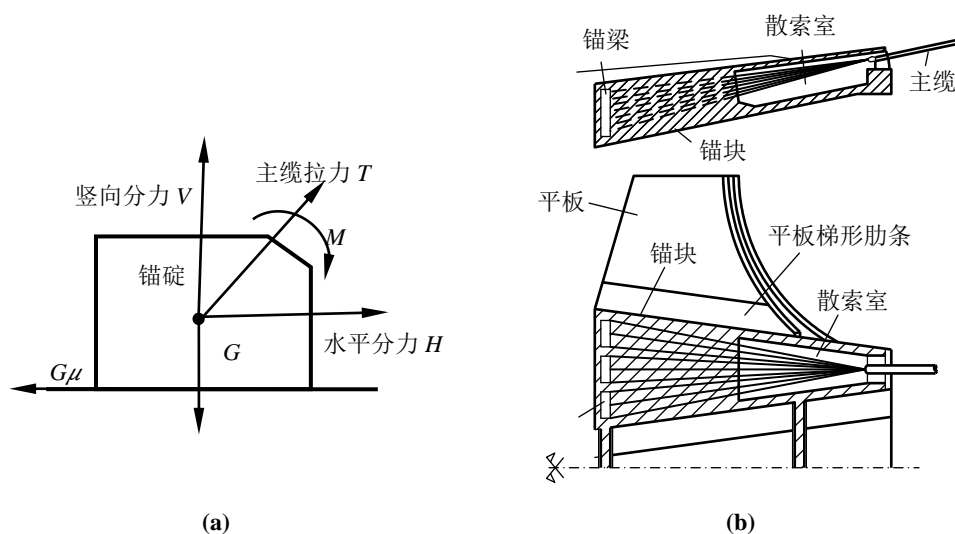


图 6-21 重力式锚碇整体受力图

当两岸有坚固的山体岩壁时可采用隧道锚。隧道锚主要利用锚具与山体之间的咬合力抵抗主缆拉力，如图 6-22 所示。

<sup>①</sup> 详见 2.5.2 节锚碇。



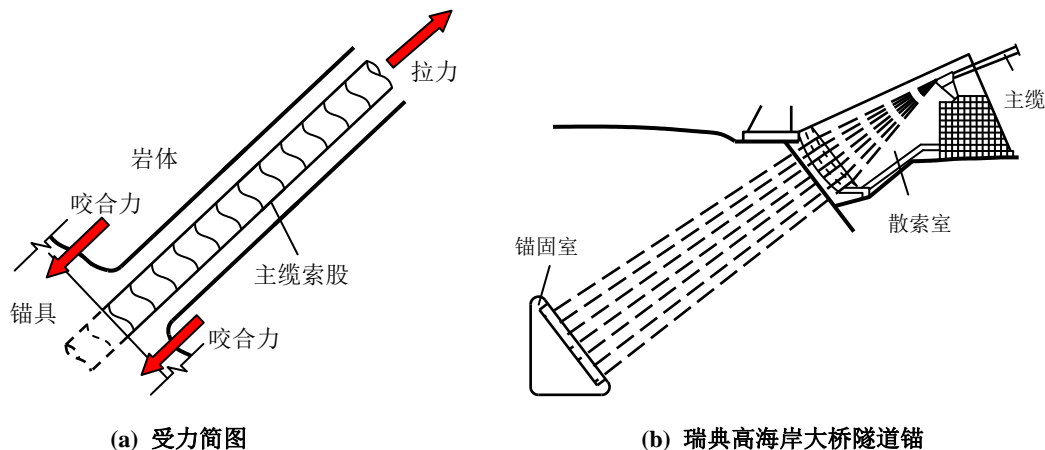
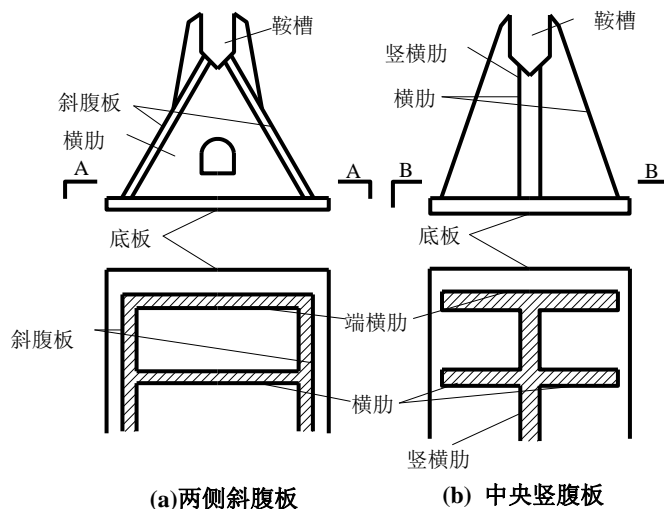


图 6-22 隧道锚

鞍座主要起到固定主缆，保证、改变主缆受力方向的作用。按照位置和功能的不同，分为塔顶主鞍座、转索鞍和散索鞍三种。塔顶主鞍座设置在塔顶，将主缆拉力的竖向分力传递给桥塔，承受压力。鞍槽的面积小、承受压力大，属于局部受压构件，鞍座钢板容易失稳，需要设置足够厚度的腹板和加劲肋。为了防止应力集中对塔顶造成局部破坏，还应在鞍座底部设置一定面积和厚度的底板。主缆与鞍座之间靠摩擦力抵抗主缆不平衡水平力，使索、鞍保持相对固定。当桥塔刚度增大时，主缆两侧的不平衡力也增大，有可能导致缆索在鞍槽内滑动。这是必须防止的！



(a) 两侧斜腹板

(b) 中央竖腹板

图 6-23 鞍座腹板的两种布置方式<sup>[4, 5]</sup>

转索鞍设在边跨靠岸端的墩架或钢排架顶部，用来改变主缆的方向，使主缆水平倾角变陡，以便进入锚碇。因此，转索鞍有时也可用定向拉索代替，如南京长江四桥。散索鞍是主缆进入锚碇前的最后一个支承主缆的构件，通过散索鞍将构成主缆的许多钢丝束索股在水平与竖直方向散开，然后引入锚碇。散索鞍主要起到分散主缆和对主缆转向的作用。为使鞍座上的绳股压力沿长度方向均匀分布，散索鞍在纵向的曲率半径应由大变小；另外，考虑到温度变化和主缆拉力因活载变化而引起鞍座纵移的情况，散索鞍应设置在辊轴、摇轴或摆柱上，以便散索鞍能就地转动来调节主缆的长度变化，见图 6-24<sup>[8, 9]</sup>。有些悬索桥的副鞍座与散索鞍是合二为一的，有些小跨径悬索桥进入锚室时无需改变竖直面方向，也可用散索套代之。

根据悬索桥的基本受力特性，整体计算时：桥塔、加劲梁和主缆、吊索均可简化成杆系结构，桥塔和加劲梁采用梁单元模拟，主缆吊索采用索单元；锚碇用边界条件代替，在需要进行局部分析时再视情况采用板壳单元或实体单元模拟。

### 6.3 体系参数及其对受力形态的影响

#### 6.3.1 体系分类

悬索桥体系按照外形分为：单塔、双塔、多塔和独柱、双柱、多柱悬索桥等。每种外形下根据外部约束、内部连接和刚度分配又分为不同体系，具体见表 6-1。

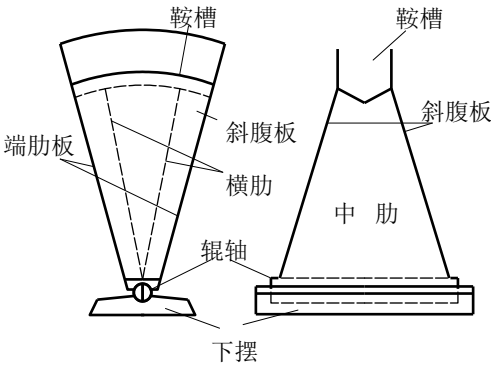


图 6-24 散索鞍座构造图

表 6-1 悬索桥体系分类

外形		结构受力形态		
		外部约束	内部连接	刚度分配
悬 索 桥 体 系	单塔悬索桥	地锚式悬索桥	单跨简支悬索桥	柔塔柔梁悬索桥
	双塔悬索桥	部分地锚悬索桥	双跨简支悬索桥	刚塔柔梁悬索桥
	多塔悬索桥	自锚式悬索桥	双跨连续悬索桥	柔塔刚梁悬索桥
	独柱悬索桥	塔底铰接悬索桥	三跨简支悬索桥	刚塔刚梁悬索桥
	双柱悬索桥	塔底固结悬索桥	三跨连续悬索桥	.....
	三柱悬索桥	.....	.....	.....
	.....	.....	.....	.....

鉴于工程中应用多为双塔悬索桥，本节以双塔悬索桥为例进行体系参数分析。

#### 6.3.2 外部约束

外部约束分为塔底约束和主缆约束。

##### 1. 塔底约束

按桥塔约束有塔底铰接和塔底固结两种方式。

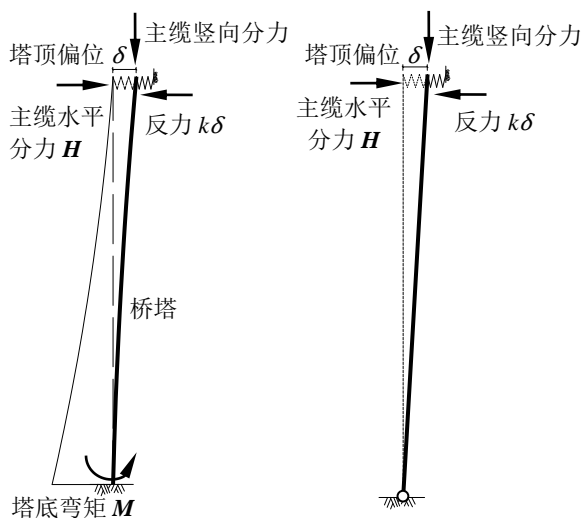


图 6-25 桥塔受力

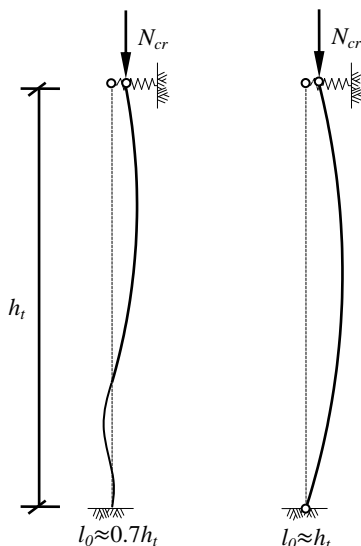


图 6-26 桥塔自由长度

两种约束条件下的桥塔受力简图如图 6-25，桥塔塔顶主缆作用视为弹簧约束，刚度设为  $k$ 。对于塔底固结的桥塔，当塔顶受到主缆水平力  $H$  作用或发生位移  $\delta$  时，塔底将产生  $M=Hh_t-kHh_t^4/(kh_t^3+3EI)$  或  $M=3\delta EI/h_t^2$  的弯矩。其中， $h_t$  是塔高， $E$  是桥塔材料弹性模量， $I$  是桥塔截面惯性矩。如将塔底约束转为铰接，塔顶位移就不会在塔底产生弯矩。

若考虑桥塔稳定性，则塔底固结体系具有优势。根据欧拉临界力，中心压杆的临界力  $N_{cr}$  与杆件的自由长度  $l_0$  平方成反比。塔底固结体系的自由长度大约是塔底铰接体系的 0.7 倍<sup>[10]</sup>，见图 6-26；因此，塔底铰接体系的临界荷载小于固结体系，比塔底固结体系容易失稳。

下面通过一例来讨论塔底约束形式对结构刚度的影响。

**例一。** 设某三跨连续悬索桥参数如下(见图 6-27)：主跨跨径  $l=1000\text{m}$ ，主缆垂度  $f=100\text{m}$ ，边跨跨径  $l_b=200\text{m}$ ，主缆截面积  $A_c=0.669\text{m}^2$ (双缆)，主缆弹性模量  $E_c=2.06\times 10^{11}\text{Pa}$ ，主缆容重  $\gamma_c=85\text{kN}$ ，恒载(一期和二期)  $q=2.65\times 10^5\text{N/m}$ ，桥塔弹性模量  $E_t=2.06\times 10^{11}\text{Pa}$ ，桥塔抗弯惯性矩  $I_t=13.7944\text{m}^4$ ，活载  $p=3.91\times 10^4\text{N/m}$ ，桥塔高度  $h_t=125\text{m}$ ，背索倾角余弦  $\cos\varphi=0.847$ 。

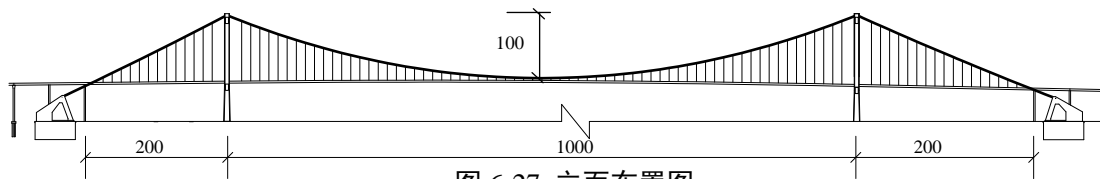


图 6-27 立面布置图

满跨加载时，跨中截面处两种塔底约束形式在不同垂跨比下的挠度如图 6-28 所示<sup>②</sup>。从图中可以看出，两种塔底约束形式在各垂跨比下的挠度曲线基本重合，这说明塔底约束形式对结构整体刚度影响不大。因此，塔底固结体系主要优势是提高了桥塔的安全性。

<sup>②</sup> 悬索桥挠度计算公式见 6.3.2 节

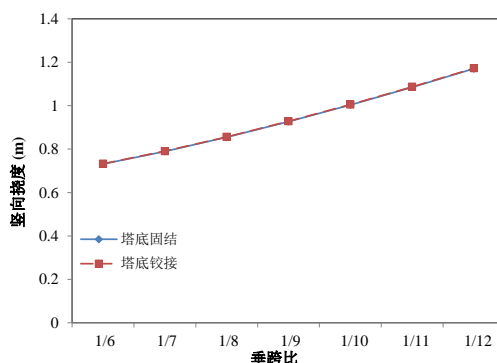


图 6-28 不同塔底约束形式的挠度曲线

工程中抛弃塔底铰接体系的主要原因是：跨径增大后，铰的造价和维修费用很高，施工阶段中还要采用特殊的构造措施使塔底暂时固结。这个问题随跨径的增加更加难以解决。

## 2. 主缆约束

按照主缆约束形式，可分为地锚式悬索桥和自锚式悬索桥。

三跨地锚式悬索桥中，主缆有四个支承点：两个锚碇处和两个桥塔塔顶。锚碇的支承点可以假设为固定的，塔顶的支承点可以近似为纵向滑动支座，见图 6-29(a)。

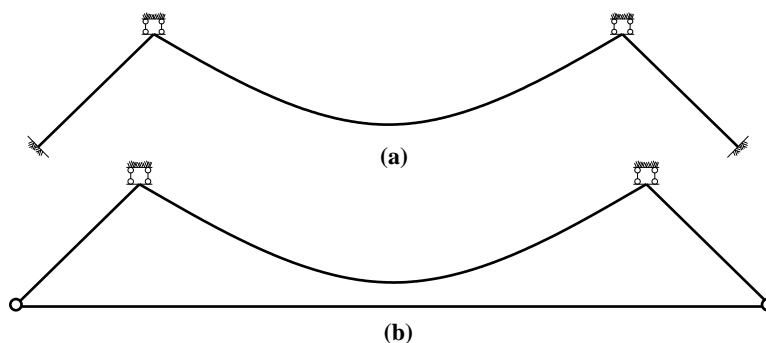


图 6-29 悬索桥主缆布置

恒载作用下，主缆承受全部荷载。二期恒载和活载作用下，主缆分摊大部分荷载。主缆拉力大小与垂跨比和位置有关。最小主缆拉力在跨中，与主缆水平力相等，即  $T=H \approx ql^2/8f$ ；最大主缆拉力在塔顶，等于主缆水平力除以主缆倾角余弦，即  $T=H/\cos[\arctan(4f/l)]$ ，见图 6-30。除了作为主要受力构件外，主缆依靠自身“重力刚度”限制结构变形，跨径越大，“重力刚度”效应越明显。

自锚式悬索桥将主缆固定在主梁两端。加劲梁除受弯矩作用外还受到很大的轴力作用，见图 6-31。为了抵抗梁中的轴力和防止主梁失稳，加劲梁的截面将增大，使自锚式悬索桥在跨径增大后变得不经济。如：1929 年修建的德国 kein-mulheim 莱茵河桥老桥为自锚式，其跨径为 91+315+91m，耗钢材 12800t；1951 年改建为地锚式悬索桥，跨径为 85+315+85m，耗钢仅 5800t。但若将加劲梁改为混凝土，主缆的水平分力可在梁体内提供免费的预应力。

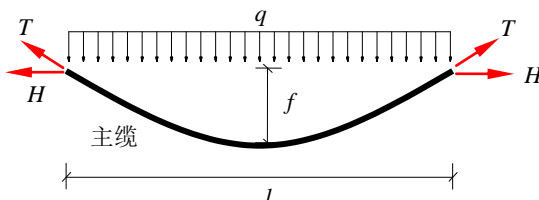


图 6-30 主缆受力

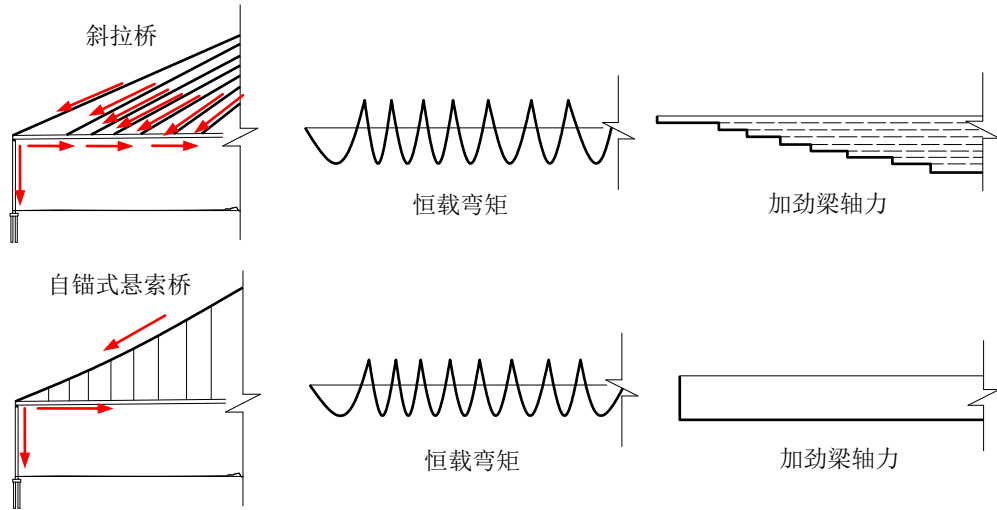


图 6-31 自锚式悬索桥与斜拉桥的受力对比

自锚式悬索桥另一特点是没有重力刚度。式(6.1)<sup>[11]</sup>、(6.2)分别是地锚式悬索桥、自锚式悬索桥加劲梁微分平衡方程：

$$EI \frac{d^4 \eta}{dx^4} - (H_q + H_p) \frac{d^2 \eta}{dx^2} = p(x) + H_p \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (6.1)$$

$$EI \frac{d^4 \eta}{dx^4} = p(x) + H_p \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (6.2)$$

其中： $\eta$ ——活载下加劲梁挠度；

$H_q$ ——恒载主缆水平力；

$H_p$ ——活载下主缆水平力；

$y$ ——恒载下主缆挠度。

由微分方程(6.1)、(6.2)可以看出，地锚式悬索桥相当于受轴向拉力  $H_q + H_p$  (考虑活载产生的水平力对主梁的作用)和竖向荷载  $p - qH_p/H_q$  作用下的简支梁 (图 6-32 a)；而自锚式悬索桥相当于只受竖向荷载  $p - qH_p/H_q$  作用下的简支梁 (图 6-32 b)，主缆初应力对刚度没有提高作用。因此，自锚式悬索桥的刚度主要依赖索、梁组合体系，这也是自锚式悬索桥跨径受限制的原因之一。

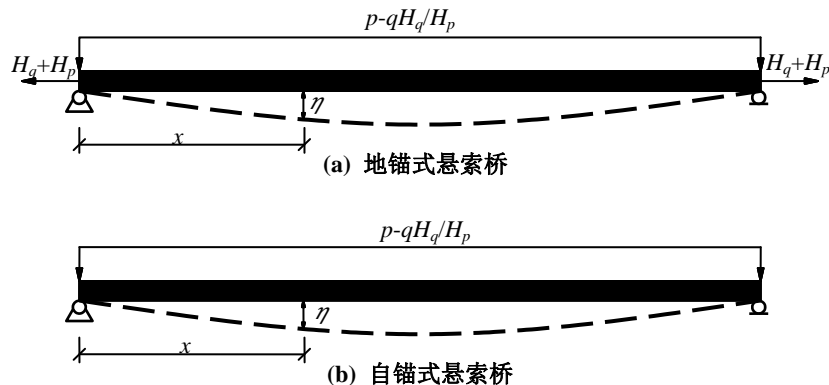


图 6-32 悬索桥计算等代图

为详细比较地锚式悬索桥和自锚式悬索桥的差异，以某座已建成的三跨连续自锚式悬索桥为基本体系<sup>[12]</sup> (图 6-33) 进行受力分析。

**例二.**某桥跨径组合为 108.5m+280m+108.85m，垂跨比 1/6，主缆中心距 34.5m，主缆直

径 0.52m，主梁抗弯惯性矩 2.709m<sup>4</sup>，恒载 27t/m，汽车荷载公路一级，六车道，均布活载 34.65kN/m，集中活载 1188kN。地锚体系通过修改该桥约束方式得到。

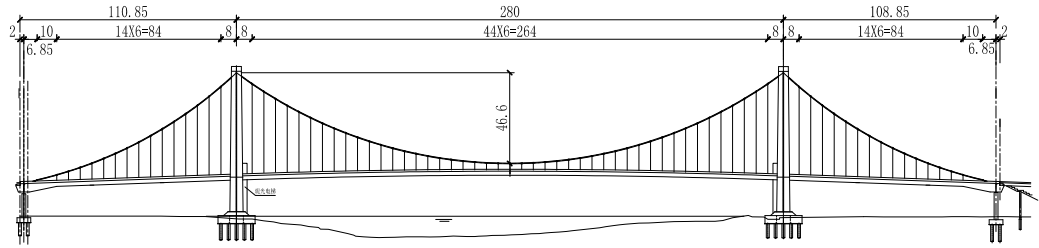


图 6-33 立面布置图

图 6-34 是二者在不同跨径下的受力响应，从中可以看出主缆约束形式变化对结构受力的影响。

- (1) 主缆约束的变化会影响结构刚度和主梁内力，而对主缆内力基本没有影响；
- (2) 不同跨径下，地锚式悬索桥的刚度都要大于自锚式悬索桥，并且随跨径加大，自锚式悬索桥刚度下降很快。如：主跨 300m 时，自锚式体系主梁活载挠度比地锚体系大 3.5%，塔顶水平位移大 8.9%；当主跨增大到 500m 时，自锚式体系比地锚体系主梁大 19%，塔顶水平位移大 22.6%；
- (3) 自锚式悬索桥主梁内力也明显大于同跨径的地锚式悬索桥，轴力的上升速度还随跨径增长不断加大。

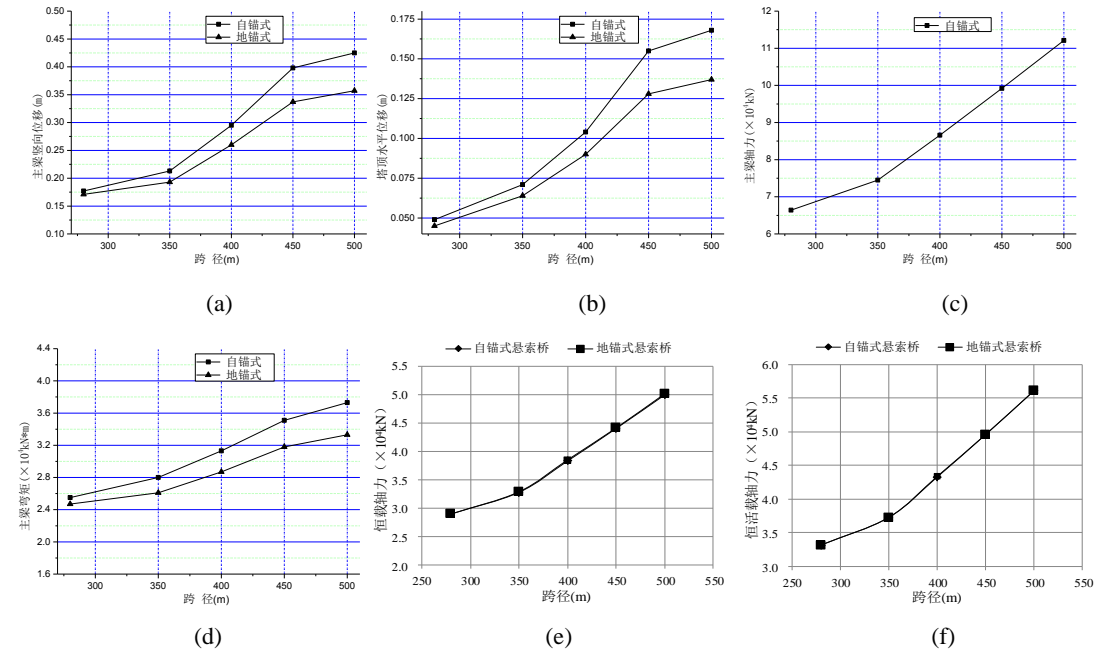


图 6-34 自锚式悬索桥与地锚式悬索桥的刚度比较。(a)跨中挠度；(b)塔顶位移；(c)加劲梁轴力；(d)加劲梁弯矩；(e)恒载主缆拉力；(f)恒活载主缆拉力。

下面是不同主缆约束形式下，结构动力特性的估算公式<sup>[13~15]</sup>：

$$f_{vsa} \approx 1.16/\sqrt{f} \quad (6.3)$$

$$f_{vss} \approx 2\sqrt{\frac{gEI}{q}}/l^2 \quad (6.4)$$

其中：f——主缆垂度；

$f_{vsa}$ ——地锚式悬索桥一阶反对称竖向频率；  
 $f_{vss}$ ——自锚式悬索桥一阶反对称竖向频率；  
 $g$ ——重力加速度；  
 $q$ ——恒载集度；  
 $l$ ——跨径；  
 $I$ ——加劲梁抗弯惯性矩。

由上得知，地锚式悬索桥竖向振动频率主要与主缆垂度有关，而自锚式悬索桥则与加劲梁截面特性和跨径有关。图 6-35 是例二中二者的一阶竖向反对称频率。可以看出地锚式悬索桥的振动频率大于自锚式悬索桥，且随跨径的增长，二者差距增大，自锚式悬索桥的自振频率下降速度增快。这说明自锚式悬索桥的刚度随跨径增长而降低很快。

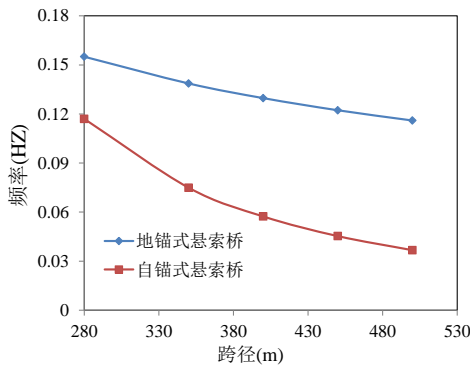


图 6-35 一阶竖向反对称频率

在抗震性能上，自锚式悬索桥由于主缆锚固方式的改变使得结构对纵向地震的耗能方式发生相应的变化，从而导致主塔和主梁在纵向地震输入下的各种反应均呈不同程度的增加，尤其是主塔弯矩和剪力，抗震性能要弱于地锚式悬索桥<sup>[16~21]</sup>。

总结自锚式悬索桥与地锚式悬索桥的特性见表 6-2。

表 6-2 自锚式和地锚式悬索桥对比

比较	自锚式悬索桥	地锚式悬索桥
适用条件	不需要修建大体积的锚碇，适用于地质条件较差的地区。	需要修建大体积的锚碇,适用于地质条件较好的地区
跨越能力	小	大
材料的利用	对于钢加劲梁，为防止在较大轴向力下压屈需加大截面和加劲；对于钢筋混凝土加劲梁，由于承受主缆传递的压力，可节省预应力材料。	地锚工程量大 主梁用量较自锚式省
受力特性	结构体系没有重力刚度，整体受力状况较为复杂	传力路径明确，简洁， 受力简单，有重力刚度
跨径限制因素	主梁承受较大的轴向力，为此需加大梁的截面,同时也会增大主缆轴力。随着跨径增大，造价增加明显	地质条件差的地区的锚碇问题， 超大跨径下的刚度和抗风性能
施工方法	需要搭建大量临时支架或临时锚碇以安装加劲梁。若跨径增大，其额外的施工费用就会增多	先架设主缆，后挂梁，对交通影响小，施工费用小



与跨越能力相近的拱桥和斜拉桥相比，自锚式悬索桥存在两方面不足。首先是刚度。自锚式悬索桥的刚度要远小于拱桥和斜拉桥。其次是施工方法。目前自锚式悬索桥的施工方法有两种，一种是先设临时锚碇，将主缆锚固，然后吊装主梁，最后拆除锚碇；另一种是先设支架架设主梁和主缆，然后张拉吊杆，最后拆除支架。无论哪种，与斜拉桥和拱桥的施工方法相比既困难，又不经济。

自锚式悬索桥的优点在于外形优美，塔高较斜拉桥稍低，适用于软土地基的桥位以及公园景观桥梁。但由于跨径较小、桥塔较低，作为城市宽桥，会失去比例美。因此，自锚式悬索桥在城市景观桥中应慎用。

### 6.3.3 内部连接

内部连接包括两部分：一是主缆与梁的连接，二是梁与梁的连接和塔与梁的连接。

#### 1. 主缆与梁在中跨的连接形式

中央扣连接和短吊杆连接是主缆与梁在中跨的主要连接形式。

中央扣是现代悬索桥中常用装置。图 6-36 为具有中央扣的三跨连续悬索桥体系示意图<sup>[7]</sup>：

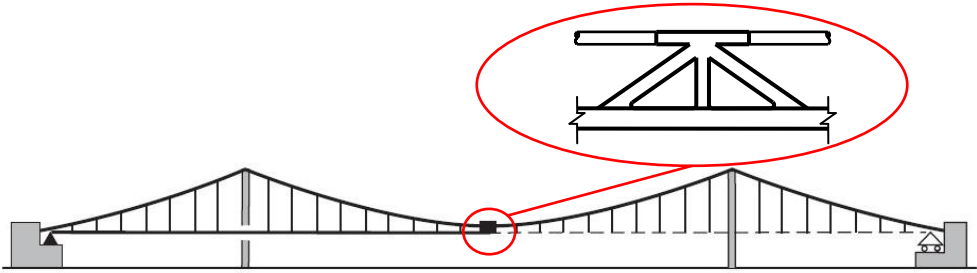


图 6-36 中央扣悬索桥<sup>[7]</sup>

图中，加劲梁纵向位移被端支座约束，主缆通过中央扣与加劲梁相连，将轴力传递给加劲梁。中央扣对主梁的作用可简化为图 6-37：缆索中心  $C$  与水平连杆  $C-E$  联结。在对称荷载作用下，主缆在跨中没有水平位移，所以连杆中没有应力。在不对称荷载下，车辆荷载半跨会在主缆中产生增大的水平力  $\Delta H$ ，并产生下挠和水平方向的位移  $\delta_x$ 。相应的，连杆  $C-E$  传递了增加的水平力  $\Delta H$ ，抵抗水平方向的位移  $\delta_x$ 。

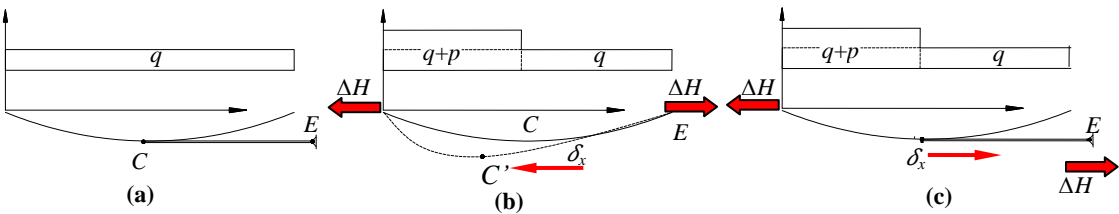


图 6-37 中央扣的受力. (a)对称荷载下; (b)非对称荷载下无中央扣; (c)非对称荷载下有中央扣.

显然，在这个超静定体系中，中央扣所能传递的  $\Delta H$  和产生的水平位移  $\delta_x$  与链杆  $C-E$  的刚度有很大关系。当刚度很小时就相当于自由索的情况， $\Delta H=0$ ；而在理想状态下， $C-E$  刚度很大，相当于中央扣在跨中水平方向被固定，即  $\delta_x=0$ <sup>③</sup>。但在实际结构中，中央扣具有相当于加劲梁的轴向刚度，因此中央扣的使用可以减少自由索情况下的纵桥向位移。

<sup>③</sup> 见《缆索支承桥梁》第 99 页。

虽然中央扣能提高悬索桥刚度,但中央扣的约束效率会受到主缆和加劲梁之间距离的影响。在不对称荷载作用下,加劲梁将围绕中心点  $C'$  发生转动,如图 6-38 所示。而缆的中心点  $C$  将沿水平方向朝不对称荷载作用下的加载跨移动。

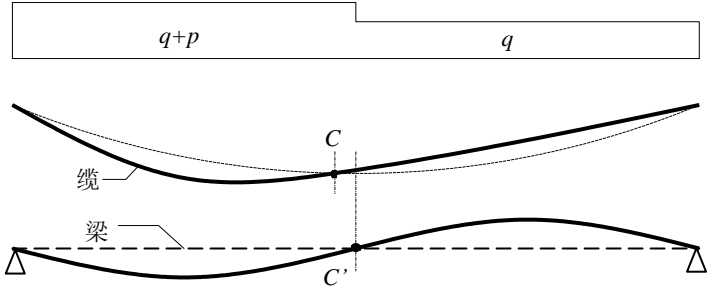


图 6-38 不对称荷载作用下梁和索的变形

由于加劲梁截面在跨中转动,中央扣被迫沿水平方向移动,大小与连接梁、缆的竖向构件长度成正比(图 6-39)。因此,若加劲梁到主缆的距离变大,中央扣的约束效力将变小。但实际工程中,从梁轴到主缆轴线竖向距离  $d_{c1}$  一般只有 3~10m,这对中央扣约束效率的影响不大<sup>[7]</sup>。

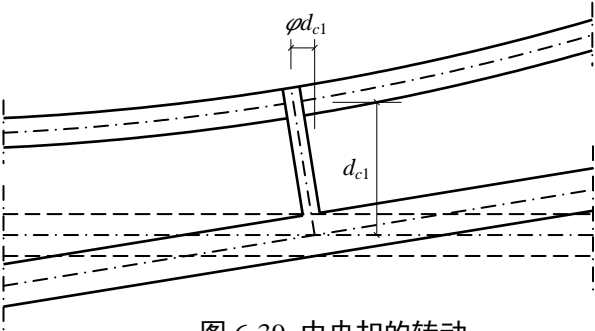


图 6-39 中央扣的转动

值得注意的是,由中央扣是依靠梁约束主缆几何变形来提高几何刚度的,因此,中央扣一般只在短边中跨比和约束了梁纵向位移的悬索桥中起作用。而边中跨比较大的悬索桥或者梁端纵向约束放松的悬索桥,会因为锚碇对桥塔约束的削弱、边跨缆索的垂度、主跨的大柔度和梁对主缆约束的减弱而大大降低中央扣的效用。

**例三.** 某地锚式悬索桥模型,跨径组合为 470m+1490m+470m,垂跨比 1/10,主缆中心距 34.3m,主缆直径 0.81m,恒载 25t/m,汽车荷载公路一级,六车道,均布活载 34.65kN/m,集中活载 1188kN,见图 6-40,比较有无中央扣的差别。

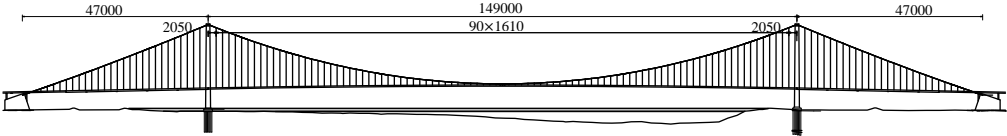
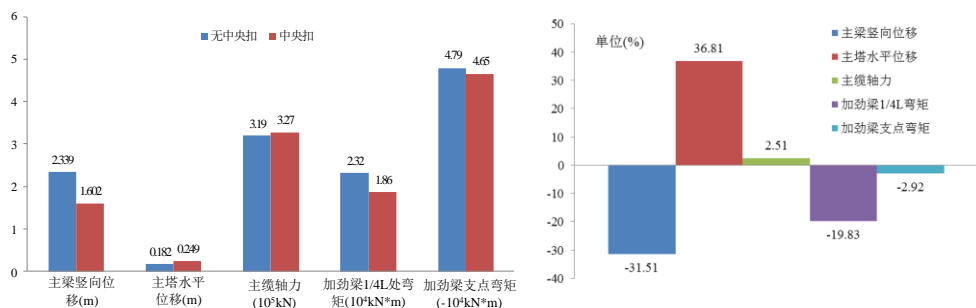
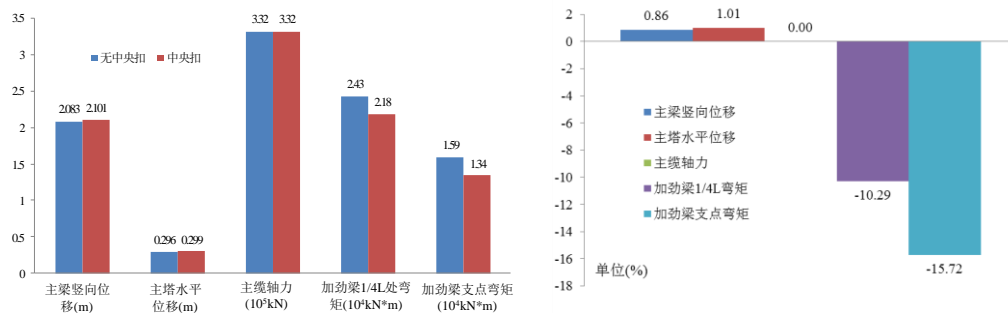


图 6-40 立面布置图

荷载布置:半跨均布荷载和  $1/4L$  处集中荷载;满跨均布荷载和跨中集中荷载。图 6-41 是有中央扣和无中央扣在两种荷载作用下的受力响应。



(a) 半桥均布荷载和 1/4L 处加集中荷载



(b) 中跨满布均布荷载和跨中加集中荷载

图 6-41 中央扣对结构受力影响

从图中可以看出，半跨荷载作用下，与无中央扣的结构相比，带中央扣的主梁挠度减少了 31.5%，加劲梁弯矩减少了 20%。而满跨荷载作用下，中央扣对结构受力基本没有影响，只有主梁 1/4L 处和支点处弯矩略微减少，分别为 10%和 15%。

另外，文献[22]以润扬长江大桥为参照比较了带中央扣和不带中央扣对动力特性的影响。表 6-3 是带中央扣和跨中吊索两种情况下该桥的主要频率值。从中可以看出，采用吊索代替中央扣后结构刚度下降，各相应频率有所下降。综合来看，中央扣比跨中短吊索更利于大跨悬索桥的抗风抗震。

表 6-3 两种情况下的主要频率值比较/Hz<sup>[15]</sup>

振型	一阶侧弯	一阶竖弯	一阶扭转	缆索振动
中央扣	0.04941	0.08795	0.22373	0.20731
跨中吊索	0.04915	0.08387	0.22142	0.19518

## 2. 梁与梁和塔与梁的连接方式

梁与梁的连接方式在塔梁结合处有连续和非连续两种；塔与梁的连接分为竖向、纵向和横向。

### (1) 塔与梁的竖向连接

塔与梁的竖向连接分为有支承和无支承两种。

- 有竖向支承体系按跨数、梁与梁的连接方式和支承布置形式有以下几种（图 6-42）：

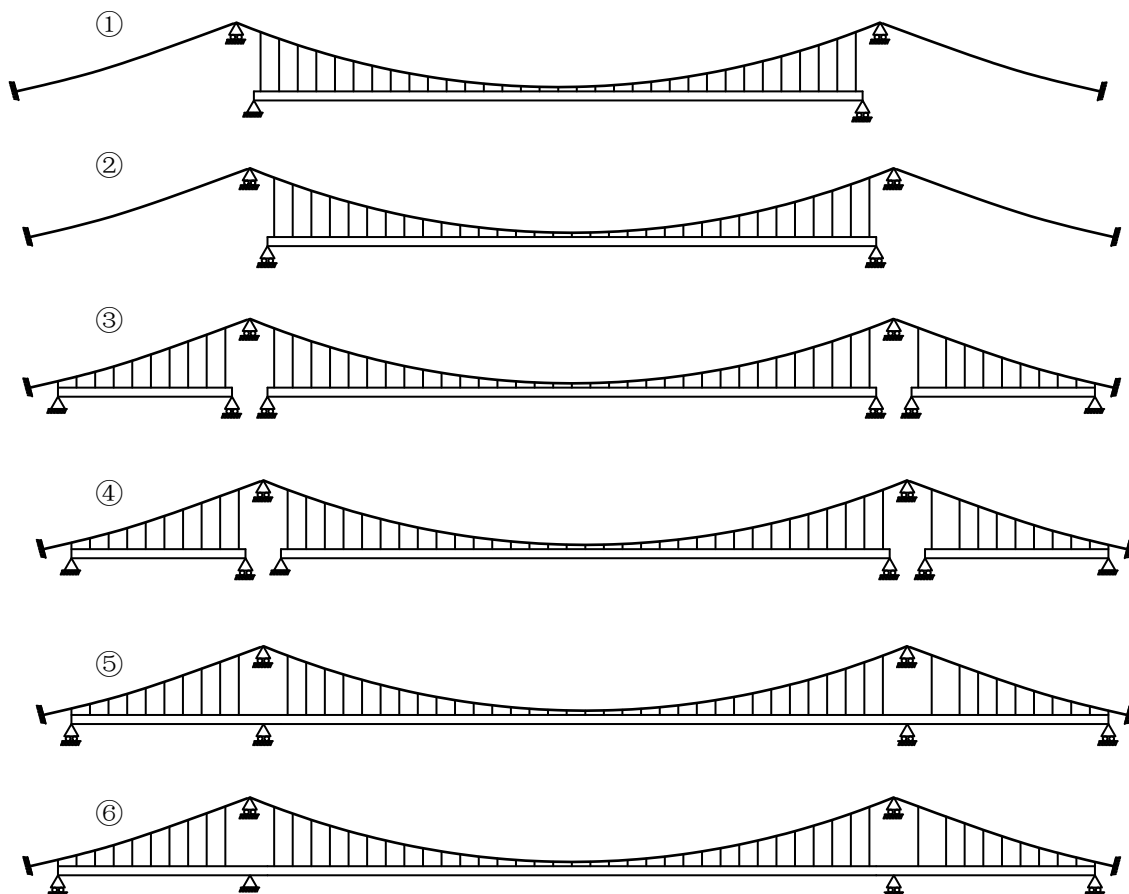


图 6-42 塔梁的竖向支承布置

实际工程中，一般常采用图 6-42 中②、③和⑤的布置形式，分别对应单跨简支、三跨简支和三跨连续体系。多数情况下桥塔处的竖向支承以端链杆的形式实现，链杆一端与加劲梁端部销结，一端与塔上的托架连接。

在三种体系，体系⑤的刚度要大于体系③，而与体系②比较要视边跨情况而定。体系⑤，其加劲梁在桥塔处的转角较小，具有比较平顺的线形，适合对路面线形要求很高的铁路桥。但是，由于加劲梁是连续的，会在桥塔支承处会产生很大的负弯矩（图 6-43）。这造成梁截面的高应力，使材料等级需求提高。而且，在温度荷载和不对称加载下，边跨端部会产生最大的纵向位移，使边跨端吊杆严重倾斜。另外，体系⑤的端支座也会发生很大的角位移，但可通过将加劲梁连续延伸到短梁跨解决。

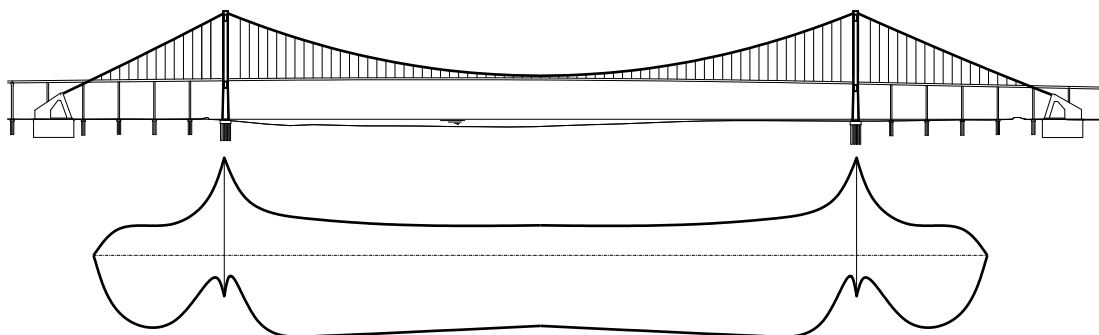


图 6-43 三跨连续体系主梁弯矩包络图

体系②和③具有相似的力学性能，但由于体系②的边缆约束较强，其刚度会大于体系③，

随边跨的增大或采用长背索的大桥，垂度效应会减小体系②中的边缆约束效力。另外，在施

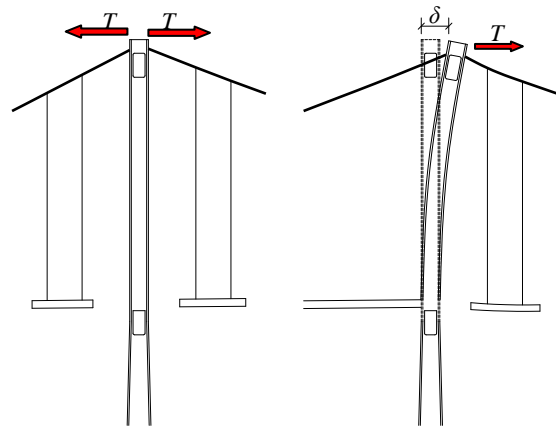


图 6-44 三跨与单跨施工受力

工时，体系②中的桥塔顶部鞍座需要比体系③更大的偏移量（偏向边跨方向）。这是因为：在三跨体系中，主跨恒载产生的主缆拉力可以由边跨的恒载平衡一部分；而单跨体系中，由于边跨没有荷载作用在主缆上，鞍座需要设置更大的预偏来平衡主跨主缆的拉力，如图 6-44 所示。

在体系②和③中，由于主梁是简支，因此支承处没有负弯矩。另外，由于梁端位移发生在最长吊杆区域，所以吊杆只产生很小的偏角。

为了能形象地说明这三种体系的区别，将例一作相应变化，对②、③和⑤进行对比

分析，计算得到半跨加载工况下各体系加载段内力、位移响应，如图 6-45 所示。

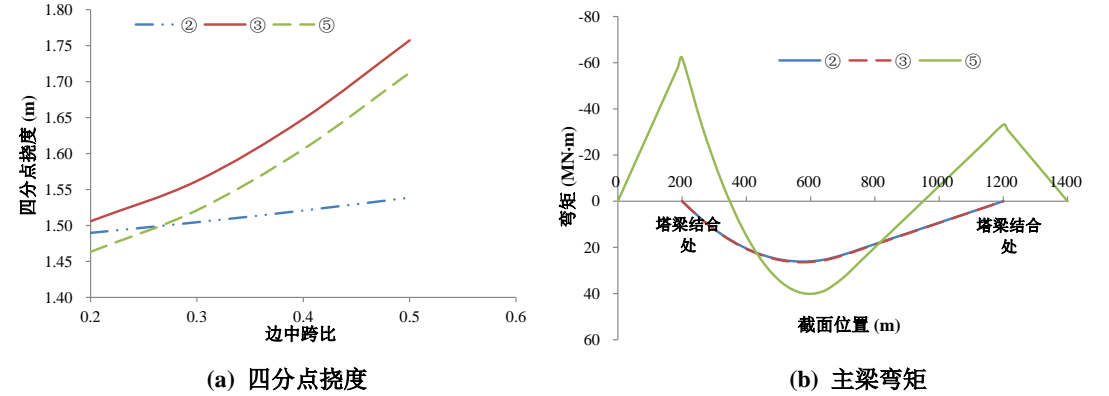


图 6-45 半跨加载下结构受力响应

图 6-45 (a)是不同边中跨比下，3 种体系的四分点挠度。从中可以看出，三种体系中，③的挠度始终最大；而在小边中跨比情况下，②的挠度略大于⑤，但随边跨的增大，⑤的挠度逐渐大于②。这说明随边跨约束的减弱，体系②的结构刚度要大于体系⑤。

图 6-45 (b)是三种体系的加劲梁弯矩图，体系③的弯矩略大于体系②，而体系⑤塔梁结合处产生很大的负弯矩。

- 无竖向支承体系

塔梁无竖向支承只存在于梁连续连接的情况。

如前所述，体系⑤的塔梁竖向支承处会产生很大的负弯矩，这样可以取消塔梁处的竖向支承，以弹性吊索代替，如图 6-46 所示。



图 6-46 塔梁无竖向支承

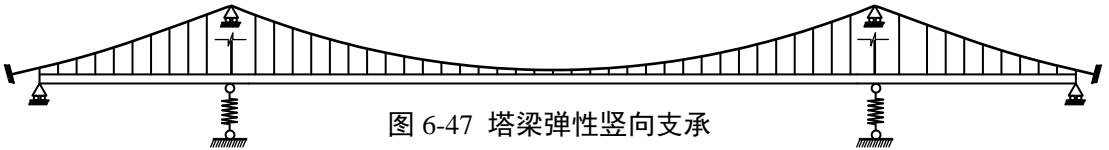


图 6-47 塔梁弹性竖向支承

这种体系第一次应用在大带东桥上，通过直接取消加劲梁下两塔柱间的传统横梁，在桥

塔上没有加劲梁的竖向支座。但这将给相邻端吊索带来很大负担，甚至影响其疲劳性能。因此，可在竖向设置一个合适的弹性支承（图 6-47），既减小了塔、梁支点负弯矩，又改善了相邻长吊索的受力。南京长江四桥就采用了这种连接。

除了图 6-42、图 6-46 和图 6-47 所示体系外，还有两跨悬索桥，例如中国香港的青马大桥和舟山西堠门大桥。两跨悬索体系在无吊杆支承的边跨，背索对桥塔有很好的约束作用；而在有吊杆支承的边跨，背索对桥塔的约束要弱些。因此，其在不同塔梁竖向支承布置下的力学性能介于三跨体系和单跨体系之间。



图 6-48 青马大桥



图 6-49 西堠门大桥

### 2. 塔与梁的纵向连接

无论是图 6-42 所示有竖向支承体系②、③、⑤，还是图 6-46 和 6-47 所示的无竖向支承和弹性竖向支承体系，都缺少纵向约束。这种支承布置虽然能释放加劲梁的温度变形，避免温度荷载在加劲梁中产生很大的轴力及其对桥塔产生的推力，但在风荷载和活荷载等作用下，加劲梁会产生纵向位移。为减小这种影响，可采用以下措施：

（1）桥塔处安装阻尼器和主梁限位装置，允许缓慢的温度位移，但约束活载、静风荷载等产生的位移，如图 6-50 中所示体系⑦。这种体系可以有效限制梁端动位移幅值，减小伸缩缝规模，提高伸缩缝寿命。

（2）仅在梁上设限位装置，只允许梁端发生温度荷载位移，超出时，位移被限制，如图 6-50 中所示体系⑧。

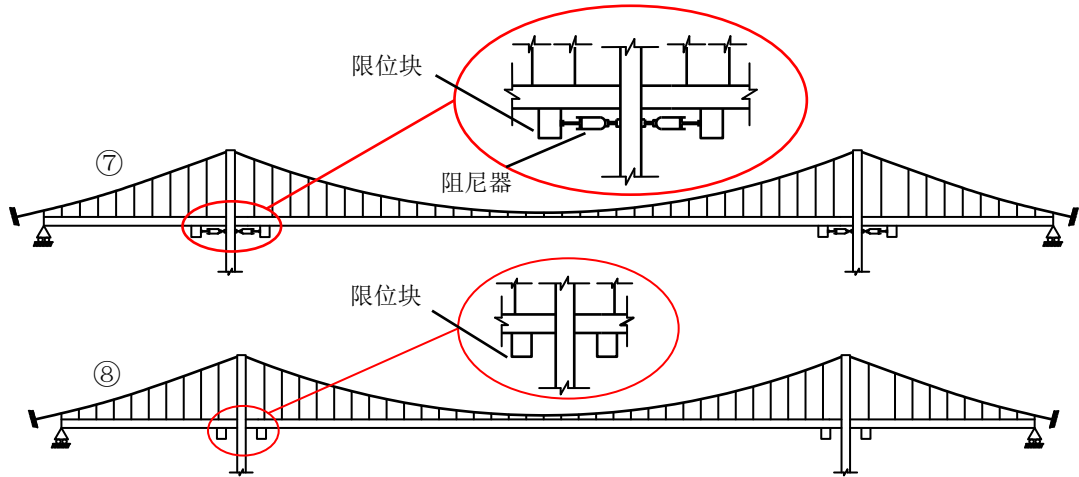


图 6-50 塔梁纵向连接

另外，对于具有图 6-42 中的体系⑤和图 6-46、6-47 所示竖向支承布置形式的三跨连续结构，也可改在梁端锚碇处设置阻尼器以限制梁的纵向位移，例如大海带东桥，如图 6-51 所示。

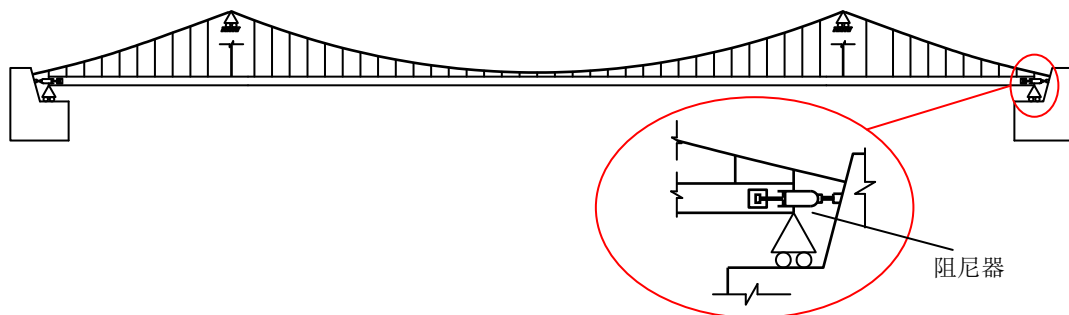


图 6-51 塔梁不设纵向约束

### 3. 塔梁横向连接

与竖向相比,主缆在横向对加劲梁的约束是明显不足的。这使悬索桥在横向荷载作用下,如风荷载,会产生严重的横向变形并可能会产生横向漂移造成对塔柱的撞击。对于此类情况,可以在塔梁之间设置横向支承,如抗风支座等,来限制梁的横向变形,如图 6-52 所示。其中, (a)只在加劲梁两侧设置了滑动支承;而(b)还设置了抗扭约束,可以提高结构的抗风稳定性。

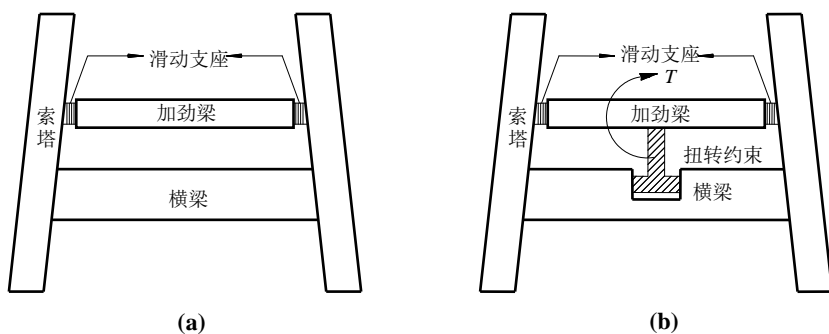


图 6-52 横向约束构造.(a)通过竖向滑动支座传递横向力构造; (b)能传递横向力和扭矩的连接构造.

### 6.3.4 主要构件受力分配

在悬索桥中,恒载由主缆全部承担,活载  $P$  由主缆和主梁共同承担。假设主缆分担  $\alpha \cdot P$  的荷载,加劲梁将分担  $(1-\alpha) \cdot P$  的荷载,  $0 < \alpha < 1$ 。

为了研究  $\alpha$  的大小和变化规律,先假设一吊杆和梁的组合体系,如图 6-53。拉杆弹性模量为  $E_p$ , 面积  $A_p$ , 长度  $l_p$ ; 梁弹性模量  $E_b$ , 抗弯惯性矩  $I_b$ , 跨径  $l_b$ ; 在跨中截面处作用荷载  $P$ , 铰点  $C$  内节点力  $x$ 。



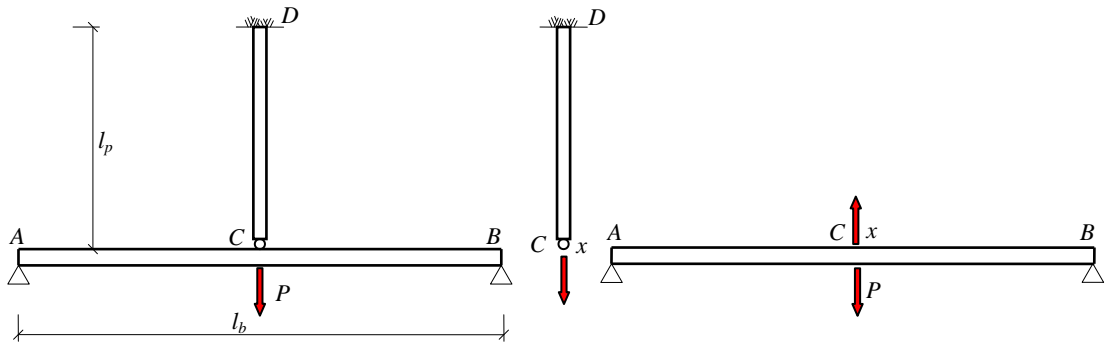


图 6-53  $P$  作用下的杆梁组合体系

通过简单的力法方程可以得到：

$$\frac{x}{P} = \frac{l_b^3}{48E_b I_b} \cdot \frac{1}{\frac{l_b^3}{48E_b I_b} + \frac{l_p}{E_p A_p}} \quad (6.5)$$

可以知道在图 6-53 的体系中， $x$  的大小与吊杆的弹性刚度  $E_p A_p / l_p$  成正比，与加劲梁抗弯刚度成反比。对于悬索桥，可将主缆系统看作图 6-53 中的拉杆，吊杆的弹性刚度  $E_p A_p / l_p$  在悬索桥中表现为主缆的竖向刚度  $k_h$ 。

下面求解  $k_h$ 。假设一根恒载状态下自由悬挂的缆，在作用集中荷载  $P_c$  后将产生如下变形：

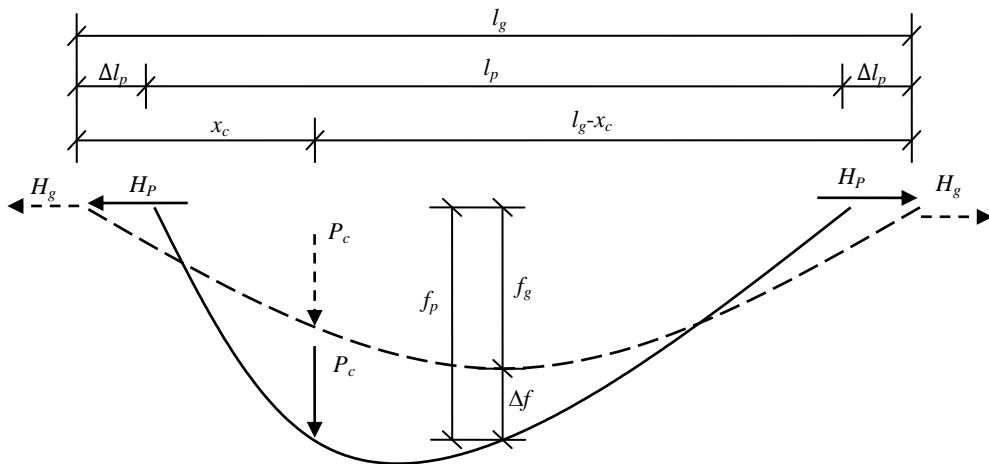


图 6-54 集中荷载  $P$  作用下的主缆

$l_g$ ——恒载状态下，主缆跨径； $l_p$ ——活载作用后，主缆跨径；  
 $\Delta l_p$ ——活载产生的主缆端部位移； $H_g$ ——恒载状态下，主缆水平力；  
 $H_p$ ——活载作用后，主缆水平力； $P_c$ ——作用在主缆上的集中活载； $x_c$ ——活载作用位置  
 $f_p$ ——活载作用后，主缆跨中垂度； $\Delta f$ ——跨中挠度； $f_g$ ——恒载状态，主缆垂度。

由于缆的线形等于荷载在相同跨径简支梁上产生的弯矩与水平力之比<sup>[7, 23-25]</sup>，可得到活载作用后的主缆线形方程：

$$y_p(x) \approx \begin{cases} \frac{1}{H_p} \left[ \frac{q}{2} x(l_p - x) + \frac{P_c(l_p - x_c)}{l_p} x \right] & 0 \leq x \leq x_c \\ \frac{1}{H_p} \left[ \frac{q}{2} x(l_p - x) + \frac{P_c(l_p - x)}{l_p} x_c \right] & x_c \leq x \leq l_p \end{cases} \quad (6.6)$$

式中,  $q$  是恒载。由于水平力沿跨长是不变的, 取  $y_p(l_g/2)=f_p$ , 可求出活载作用后的主缆水平力:

$$H_p \approx \begin{cases} \frac{ql_p^2}{8f_p} + \frac{P_c(l_p - x_c)}{2f_p} & l_p/2 \leq x_c \\ \frac{ql_p^2}{8f_p} + \frac{P_c x_c}{2f_p} & x_c \leq l_p/2 \end{cases} \quad (6.7)$$

设  $x_c/l_p=\beta$ ,  $(l_p - x_c)/l_p=\bar{\beta}$ , 式(6.7)减去恒载下主缆水平力, 可得到水平力增量 $\Delta H$ :

$$\Delta H \approx \begin{cases} \frac{ql_p^2}{8f_p} - \frac{ql_g^2}{8f_g} + \frac{P_c l_p \bar{\beta}}{2f_p} & l_p/2 \leq x_c \\ \frac{ql_p^2}{8f_p} - \frac{ql_g^2}{8f_g} + \frac{P_c l_p \beta}{2f_p} & x_c \leq l_p/2 \end{cases} = \begin{cases} \frac{q(l_g + \Delta l)^2}{8(f_g + \Delta f)} - \frac{ql_g^2}{8f_g} + \frac{P_c l_p \bar{\beta}}{2f_p} & l_p/2 \leq x_c \\ \frac{q(l_g + \Delta l)^2}{8(f_g + \Delta f)} - \frac{ql_g^2}{8f_g} + \frac{P_c l_p \beta}{2f_p} & x_c \leq l_p/2 \end{cases} \quad (6.8)$$

式中,  $\Delta l=2\Delta l_p$ 。设式中前两项是 $\Delta H_1$ , 后一项为 $\Delta H_2$ 。其中,  $\Delta H_1$  是活载作用后由恒载引起的水平力增量,  $\Delta H_2$  是活载作用后由活载引起的水平力增量。由于 $\Delta l$  和 $\Delta f$  相对于  $l_g$  和  $f_g$  是很小的值, 因此根据全微分的定义可求出:

$$\Delta H_1 = -\frac{ql_g^2}{8f_g^2} \Delta f + \frac{ql_g}{4f_g} \Delta l \quad (6.9)$$

设  $A = -ql_g^2/8f_g^2$ ,  $B = ql_g/4f_g$ ,  $C = P_c \bar{\beta}/2$  ( $l_p/2 \leq x_c$ ) 或  $C = P_c \beta/2$  ( $x_c \leq l_p/2$ ), 可建立关于  $\Delta f$  的一元二次方程:

$$A\Delta f^2 + (A f_g + B\Delta l - \Delta H)\Delta f + C l_g - \Delta H f_g + B f_g \Delta l = 0 \quad (6.10)$$

要求解方程(6.10), 还需要解出 $\Delta l$  和 $\Delta H$ 。由水平力变化引起的主缆纵向弹性伸长量可近似表达为:

$$\Delta l_1 \approx \frac{l_g}{E_c A_c} \Delta H \quad (6.11)$$

由主缆形状发生变化引起的主缆纵向伸长量可近似表达为:

$$\Delta l_2 = -y_g'' \int_0^{l_g} v(x) dx \quad (6.12)$$

式中,  $y_g''$  是主缆恒载状态下线形方程的二阶导数,  $y_g''=q/H_g$ ;  $v(x)$  是加载后的主缆挠度曲线方程, 为活载下的线形与恒载线形之差<sup>④</sup>:

<sup>④</sup> 求解  $\Delta l_2$  与  $v(x)$  时, 忽略了缆端位移以及其造成的坐标轴偏移的影响。

$$v(x) \approx \begin{cases} \frac{q}{2}x(l_g - x)\left(\frac{1}{H_p} - \frac{1}{H_g}\right) + \frac{P_c \bar{\beta}}{H_p}x & 0 \leq x \leq x_c \\ \frac{q}{2}x(l_g - x)\left(\frac{1}{H_p} - \frac{1}{H_g}\right) + \frac{P_c \bar{\beta}}{H_p}(l_g - x) & x_c \leq x \leq l_p \end{cases} \quad (6.13)$$

将式(6.13)代入式(6.12)后积分得出:

$$\Delta l_2 \approx -\Delta H \frac{q^2 l_g^3}{12 H_g^3} + \frac{q P_c \bar{\beta} l_g^2}{2 H_g H_p} \quad (6.14)$$

那么, 主缆纵向总位移  $\Delta l$  为:

$$\Delta l = \Delta l_1 - \Delta l_2 \approx \Delta H \frac{q^2 l_g^3}{12 H_g^3} - \frac{q P_c \bar{\beta} l_g^2}{2 H_g H_p} + \frac{l_g}{E_c A_c} \Delta H \quad (6.15)$$

令  $\Delta l = \delta \Delta H$ , 其中  $\delta$  是主缆的纵向约束柔度,  $C_1$  为  $q^2 l_g^3 / 12 H_g^3$ ,  $C_2$  为  $-q P_c \bar{\beta} l_g^2 / 2 H_g$ ,  $C_3$  为  $l_g / E_c A_c$ , 可导出关于  $\Delta H$  的一元二次方程:

$$\Delta H^2 (C_1 + C_3 - \delta) + \Delta H H_g (C_1 + C_3 - \delta) + C_2 = 0 \quad (6.16)$$

求解方程(6.16)仍需知道  $\delta$  的大小。

对于一座双塔三跨悬索桥, 假设与主缆每端相连的由边跨主缆与桥塔组成的纵向弹性约束刚度为  $K_s$ , 如图 6-55 所示, 有:

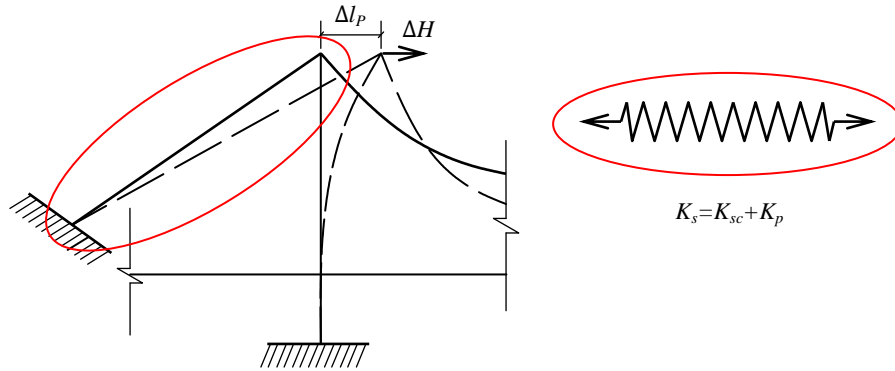


图 6-55 边跨约束系统

$$\begin{cases} \delta = -2/K_s \\ K_s = K_{sc} + K_t \\ K_t = 3E_t I_t / h_t^3 \end{cases} \quad (6.17)$$

式中,  $E_t$ ——桥塔弹性模量;

$I_t$ ——桥塔纵桥向抗弯惯性矩;

$h_t$ ——塔高;

$K_t$ ——桥塔抗推刚度;

$K_{sc}$ ——边跨主缆等效纵向弹簧刚度。

按照线性挠度理论, 忽略活载的非线性效应。因此, 边跨主缆在纵向可近似为由几何刚度和弹性刚度串联而成, 如图 6-56 所示。

$K_{sc}$  用式(6.18)计算:

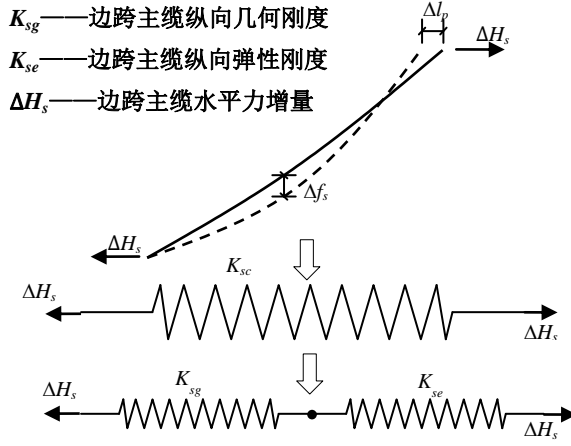


图 6-56 边跨主缆等效弹簧

可以求出  $K_{sg}$ :

$$K_{sg} = \frac{\Delta H_s}{\Delta l_p} = q_s \left( \frac{l_{sc}}{4f_s} - \frac{l_{sc}^2}{8f_s^2} \frac{\Delta f_s}{\Delta l_p} \right) \quad (6.20)$$

由于计算几何刚度中，主缆没有发生弹性变形，因此主缆的曲线长度变化为零，即：

$$\Delta S = S_p - S_q = 0 \quad (6.21)$$

式中， $S_p$  是主跨活载加载后，边跨主缆的曲线长度； $S_q$  是恒载状态下边跨主缆的曲线长度。

边缆曲线方程为：

$$\begin{cases} S_{sc} = \frac{l}{4n_s} \left\{ a\sqrt{a^2+1} - b\sqrt{b^2+1} + \ln \frac{a+\sqrt{a^2+1}}{b+\sqrt{b^2+1}} \right\} \\ n_s = \frac{4f_s}{l_{sc}}, a = \frac{h_{tc} + 4f_s}{l_{sc}}, b = \frac{h_{tc} - 4f_s}{l_{sc}}, f_s = \left( \frac{l_{sc}}{l_g} \right)^2 \left( \frac{q_s}{q} \right) f_g \end{cases} \quad (6.22)$$

式中： $h_{tc}$ ——桥塔顶端距锚点高度；

$f_s$ ——边缆垂度；

$q_s$ ——边跨恒载。

对式(6.22)微分后，可求出  $\Delta S$ :

$$\begin{cases} \Delta S_{sc} = \frac{\partial S_{sc}}{\partial f_s} \Delta f_s + \frac{\partial S_{sc}}{\partial l_{sc}} \Delta l_p \\ \frac{\partial S_{sc}}{\partial f_s} = \frac{2(\sqrt{a^2+1} + \sqrt{b^2+1})}{n_s} - \frac{a\sqrt{a^2+1} - b\sqrt{b^2+1}}{n_s^2} + \frac{\ln \frac{b+\sqrt{b^2+1}}{a+\sqrt{a^2+1}}}{n_s^2} \\ \frac{\partial S_{sc}}{\partial l_{sc}} = \frac{1}{2n_s} \ln \frac{a+\sqrt{a^2+1}}{b+\sqrt{b^2+1}} \end{cases} \quad (6.23)$$

联合式(6.23)和式(6.21)可求出  $\Delta f_{sc}$  和  $\Delta l_p$  的关系，代入式(6.20)后，即求出边跨主缆几何

$$\begin{cases} K_{sc} = \frac{K_{sg} K_{se}}{K_{sg} + K_{se}} \\ K_{se} \approx E_{sc} A_{sc} \cos \alpha / l_{sc} \end{cases} \quad (6.18)$$

式中： $\alpha$ ——边缆的弦倾角；

$l_{sc}$ ——边跨跨径；

$E_{sc}$ ——主缆弹性模量；

$A_{sc}$ ——主缆截面积。

根据悬索桥主缆水平力公式  $H = ql^2/8f$ ，可通过全微分定义求出边跨主缆水平力增量  $\Delta H_s$ :

$$\begin{aligned} \Delta H_s &= \frac{q_s l_{sc}}{4f_s} \Delta l_p - \frac{q_s l_{sc}^2}{8f_s^2} \Delta f_s \\ &= q_s \left( \frac{l_{sc}}{4f_s} - \frac{l_{sc}^2}{8f_s^2} \frac{\Delta f_s}{\Delta l_p} \right) \Delta l_p \end{aligned} \quad (6.19)$$

刚度:

$$\begin{cases} k_{sg} = q_s \left( \frac{l_{sc}}{4f_s} - \frac{l_{sc}^2}{8f_s^2} \frac{\Delta f_s}{\Delta l_p} \right) \\ \Delta f_s / \Delta l_p = \frac{-n_s \ln \frac{a + \sqrt{a^2 + 1}}{b + \sqrt{b^2 + 1}}}{4n_s \left( \sqrt{a^2 + 1} + \sqrt{b^2 + 1} \right) - 2a\sqrt{a^2 + 1} + 2b\sqrt{b^2 + 1} + 2 \ln \frac{b + \sqrt{b^2 + 1}}{a + \sqrt{a^2 + 1}}} \end{cases} \quad (6.24)$$

将式(6.24), 式(6.18)代入式(6.17)即能求出主跨主缆纵向约束柔度  $\delta$ 。至此, 联立方程(6.10)和方程(6.16)即可求出集中荷载  $P$  作用下, 主缆的纵向长度变化量  $\Delta l$ , 垂度变化量  $\Delta f$  以及水平力增量  $\Delta H$ 。

考虑  $P_c$  作用在跨中的特殊情况, 系数  $C$  变为  $P_c/4$ , 系数  $C_2$  变为  $-qP_c l_g^2 / 8H_g$ 。主缆的竖向刚度  $k_h$  即可表达为:

$$k_h = P_c / \Delta f \quad (6.25)$$

可以得到悬索桥主缆的荷载分配系数:

$$\alpha = \frac{x}{P} = \frac{l_b^3}{48E_b I_b} \cdot \frac{1}{\frac{l_b^3}{48E_b I_b} + \frac{1}{k_h}} \quad (6.26)$$

假设某三跨简支悬索桥, 恒载  $q=321.865\text{kN/m}$ ,  $\gamma_c=78.5\text{kN/m}^3$ ,  $\lambda=1/10$ ,  $E_c=2.1 \times 10^5 \text{MPa}$ ,  $E_b=2.1 \times 10^5 \text{MPa}$ ,  $I_b=3\text{m}^4$ ; 通过式(6.26)可以得到不同活恒载比下 ( $P/q$ ) 荷载分配系数  $\alpha$  的关系, 如图 6-57 所示。

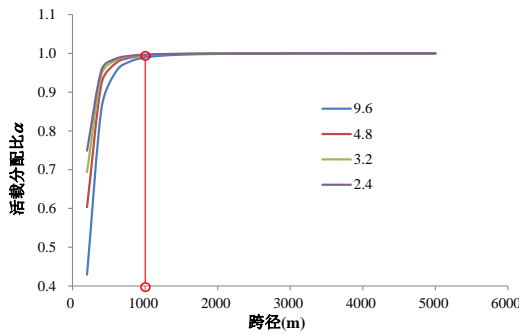


图 6-57 荷载分配系数  $\alpha$

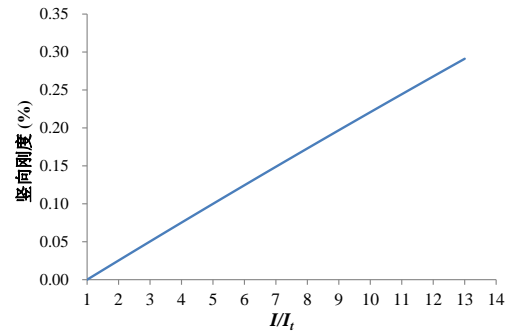


图 6-58 桥塔抗推刚度增大对刚度的影响

从图 6-57 中可以看出,  $\alpha$  随跨径或恒载的增加会快速增大, 在跨径  $l > 1000\text{m}$  后,  $\alpha$  基本为 1。这说明, 对于千米以上的悬索桥, 活载可以看成全部由主缆承担。另外还可以得出桥塔抗推刚度对结构竖向刚度的影响。

图 6-58 是桥塔纵向抗弯惯性矩增大不同倍数 ( $I/I_t$ ) 后, 对结构竖向刚度的影响。从图中可以看出, 桥塔纵向惯性矩增大 13 倍后, 结构竖向刚度只提高了 0.35%, 说明桥塔刚度对结构刚度的影响很小。因此, 加大桥塔刚度并不能有效提高结构刚度, 反而会显著加大主缆不平衡水平力对塔底产生的弯矩, 这对大跨径悬索桥来说是非常不利的。

## 6.4 总体布置参数对受力性能的影响

本节主要介绍总体布置参数对悬索桥受力的影响, 为悬索桥设计和优化提供途径。

### 6.4.1 总体布置参数

以三跨悬索桥为例，总体布置需要考虑的参数有：垂跨比、边中跨比、高跨比、高宽比和宽跨比。

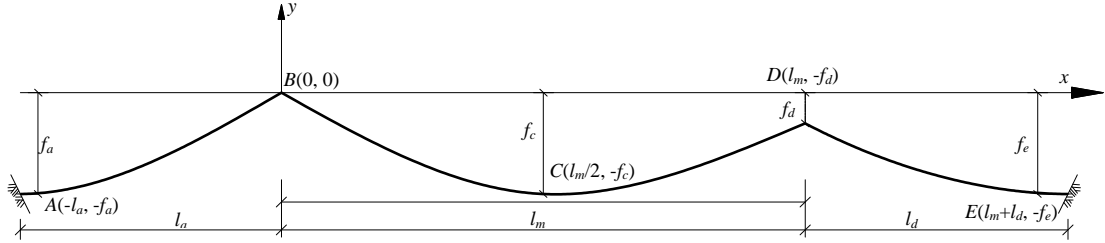


图 6-59 总体布置

图 6-59 是三跨悬索桥总体布置简图，其中  $B$ 、 $D$  两点为主缆理论交点（IP 点）， $A$ 、 $E$  两点为主缆理论锚固点， $C$  为主缆中心最低点，则垂跨比是指主缆在主孔内的垂度  $f_m$  与主孔跨径  $l_m$  的比值  $f_m/l_m$ 。边中跨比是边孔跨径与主跨跨径的比值  $l_a/l_m$  和  $l_d/l_m$ 。宽跨比是指梁宽（或主缆中心距）与主孔跨径的比值。高跨比是指梁高与主孔跨径的比值。高宽比是指梁高与梁宽的比值。

恒载下，主缆的几何形状一般按加劲梁和桥塔在平均温度下没有弯矩来选择的。因此，主缆曲线必须与全部恒载的索曲线一致。主缆的几何形状<sup>[7]</sup>：

$$y \approx \begin{cases} -\frac{M_a(x)}{H} + \frac{f_a}{l_a} \cdot x & -l_a < x < 0 \\ -\frac{M_m(x)}{H} - \frac{f_d}{l_m} \cdot x & 0 < x < l_m \\ -\frac{M_d(x)}{H} - \frac{f_d - f_e}{l_b} \cdot (x - l_m) - f_d & l_m < x < l_m + l_d \end{cases} \quad (6.27)$$

式中， $f_a$ ——左跨背索锚点竖向坐标；

$f_d$ ——右桥塔塔顶竖向坐标；

$f_e$ ——右跨背索锚点竖向坐标；

$H$ ——主缆水平力；

$l_a$ ——左跨跨径；

$l_m$ ——主跨跨径；

$l_b$ ——右跨跨径；

$M_a(x)$ 、 $M_m(x)$ 、 $M_d(x)$ 分别为具有三跨长度的简支梁承受主缆、吊杆和加劲梁全部恒载的弯矩方程。水平力  $H$  可从下面求出：

$$H \approx \frac{M_m(l_m/2)}{f_c - f_d/2} \quad (6.28)$$

$f_c$ ——主跨主缆垂度；

式中， $M_m(l_m/2)$  是主跨中心的简支弯矩， $f_c - f_d/2$  是主缆中心的垂度。当恒载条件已知时，可以确定主缆曲线。多数情况下，加劲梁自重桥纵向均匀分布；而缆索的恒载集度由于吊杆长度和主缆斜度越来越大，从主跨中心的最小值缓慢变化到塔顶的最大值。在中小跨径悬索桥中，由于加劲梁的恒载通常起支配作用，所以假设整体恒载是均匀分布<sup>⑤</sup>。

由式（6.28）可知，主跨内的主缆最大拉力  $T_m$  发生在整个主跨内作用加劲梁的恒载和满布活载以及跨中集中力时。如图 6-60：

<sup>⑤</sup> 大跨径悬索桥中，恒载由主缆控制，具体内容见合理成桥状态一章。

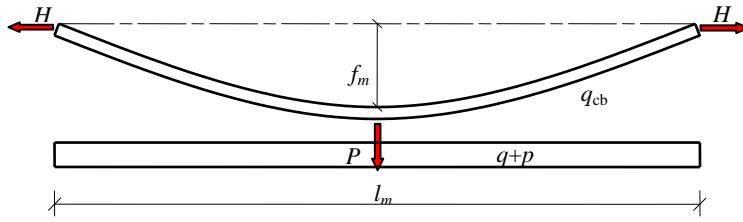


图 6-60 最大主缆内力

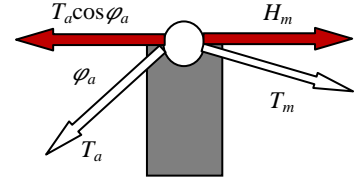


图 6-61 索塔顶部水平力平衡

最大水平力  $H_m$  为:

$$H_m \approx \frac{(q+p)l_m^2 + 2Pl_m}{8f_m} + \frac{q_{cb}l_m^2}{8f_m} \quad (6.29)$$

式中,  $q$ ——加劲梁恒载集度;

$p$ ——均布活载;

$P$ ——集中活载;

$q_{cb}$ ——主缆恒载集度;

$f_m$  是主缆的垂度, 为  $f_c - f_d / 2$ 。最大缆力  $T_m$  发生在塔顶:

$$T_m \approx H_m \cdot \frac{\sqrt{l_m^2 + 16f_m^2}}{l_m} = \left[ (q+p)l_m + 2P + q_{cb}l_m \right] \frac{\sqrt{l_m^2 + 16f_m^2}}{8f_m} \quad (6.30)$$

假设缆索的材料强度  $\sigma_c$ , 材料容重  $\gamma_c$ , 可以知道主缆横截面积:

$$A_m \approx \frac{\left[ (q+p)l_m + 2P \right] \sqrt{l_m^2 + 16f_m^2}}{8\sigma_c f_m - \gamma_c l_m \sqrt{l_m^2 + 16f_m^2}} \quad (6.31)$$

边跨主缆的最大内力  $T_a$  可由塔顶水平力的平衡求得:

$$T_a = H_m / \cos \varphi_a \quad (6.32)$$

$\varphi_a$ ——背索与水平线夹角;

边跨主缆的横截面积  $A_a$  为:

$$A_a = \frac{T_a}{\sigma_c} = \frac{H_m}{\sigma_c \cos \varphi_a} \quad (6.33)$$

## 6.4.2 垂跨比

多数情况下, 悬索桥是三跨对称的, 主跨加劲梁上作用均布荷载  $q_m+p_m$  和边跨  $g_a+p_a$ 。



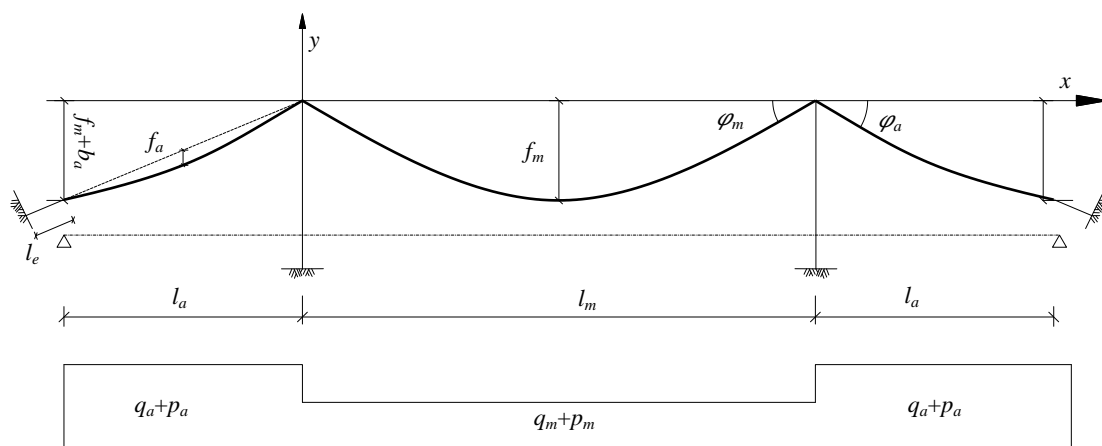


图 6-62 全跨满载的对称三跨悬索桥

主跨主缆曲线方程变为:

$$y \approx 4f_m \frac{x}{l_m} \left( \frac{x}{l_m} - 1 \right) \quad (6.35)$$

式中,  $f_m$ ——主跨主缆垂度;

$l_m$ ——主跨跨径;

边跨缆索曲线方程:

$$y \approx 4f_a \left( \frac{x}{l_a} \right)^2 + (4f_a + f_m + b_a) \frac{x}{l_a} \quad (6.36)$$

式中,  $f_a$ ——边跨主缆垂度;

$l_a$ ——边跨跨径。

从式(6.6)到式(6.24)可以导出悬索桥各个截面的挠度影响线, 由于一般三跨悬索桥是对称结构, 因此只需取半跨范围内的截面, 便可知荷载对各个位置挠度的影响情况。分别取跨径的  $1/8$ 、 $1/4$ 、 $3/8$  和  $1/2$  处, 得到例一所示结构在相应位置的挠度影响线, 如图 6-63 所示, 及其方程。

$$v\left(\frac{l}{8}\right) = \begin{cases} -\frac{7ql^2\Delta H}{128H_g^2} + \frac{Pl\bar{\beta}}{8H} & x_c > \frac{l}{8} \\ -\frac{7ql^2\Delta H}{128H_g^2} + \frac{7Pl\bar{\beta}}{8H} & x_c < \frac{l}{8} \end{cases} \quad v\left(\frac{l}{4}\right) = \begin{cases} -\frac{3ql^2\Delta H}{32H_g^2} + \frac{Pl\bar{\beta}}{4H} & x_c > \frac{l}{4} \\ -\frac{3ql^2\Delta H}{32H_g^2} + \frac{3Pl\bar{\beta}}{4H} & x_c < \frac{l}{4} \end{cases}$$

$$v\left(\frac{3l}{8}\right) = \begin{cases} -\frac{15ql^2\Delta H}{128H_g^2} + \frac{3Pl\bar{\beta}}{8H} & x_c > \frac{3l}{8} \\ -\frac{15ql^2\Delta H}{128H_g^2} + \frac{5Pl\bar{\beta}}{8H} & x_c < \frac{3l}{8} \end{cases} \quad v\left(\frac{l}{2}\right) = \begin{cases} -\frac{ql^2\Delta H}{8H_g^2} + \frac{Pl\bar{\beta}}{2H} & x_c > \frac{l}{2} \\ -\frac{ql^2\Delta H}{8H_g^2} + \frac{Pl\bar{\beta}}{2H} & x_c < \frac{l}{2} \end{cases}$$

式中:

$v(x)$ ——相应跨径  $1/8$ 、 $1/4$ 、 $3/8$  和  $1/2$  处的挠度;

$q$ ——恒载;

$x_c$ ——活载作用位置;

$H$ ——活载作用下主缆水平力;

$H_g$ ——恒载状态下主缆水平力;

$\Delta H$ ——水平力增量;  
 $l$ ——跨径。

从图 6-61 可以看出,当荷载布置半跨在  $l/4$  处产生的挠度是最大的,因此悬索桥一般用半跨布载,加载跨  $l/4$  处的竖向挠度来代表结构的竖向刚度。将图 6-63 中  $l/4$  处的挠度影响线值乘以均布活载  $p$ ,并在  $[0, l/2]$  区间积分,就可以得到  $l/4$  处在半跨活载  $p$  下的挠度。

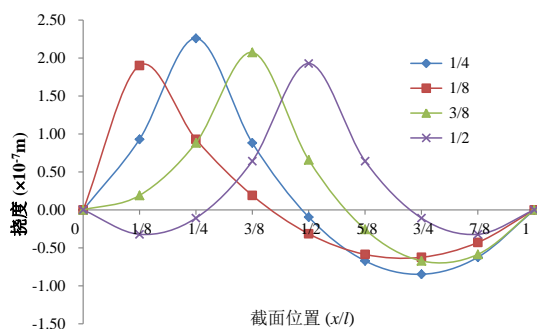


图 6-63 三跨悬索桥挠度影响线

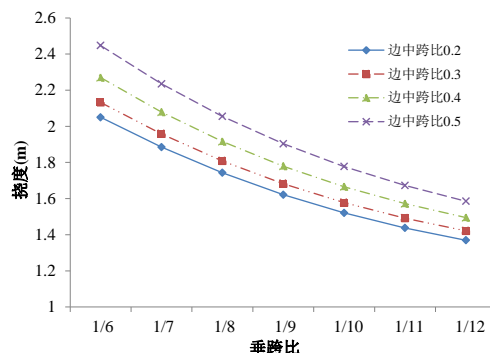


图 6-64 半跨加载下  $l/4$  处竖向挠度

图 6-64 是例一中体系在半跨加载时,不同边中跨比下垂跨比与  $l/4$  处竖向挠度的关系。从图中可以看出,结构的竖向挠度随垂跨比减小而减小,表明随着垂跨比减小,悬索桥的竖向刚度不断增大。

自锚式悬索桥则有不同表现。图 6-65 是例二中主梁、桥塔变位和垂跨比的关系。从中看出,垂跨比由  $1/9$  增大到  $1/5$ ,跨中挠度减小约 33%,塔顶水平位移约增大 37.5%。这说明,自锚式悬索桥的刚度随垂跨比的增大而上升。原因在于:自锚式悬索桥结构刚度与主缆初应力无关,主要依赖加劲梁<sup>⑥</sup>。增大矢跨增加了主缆支承效力可以提高结构刚度。

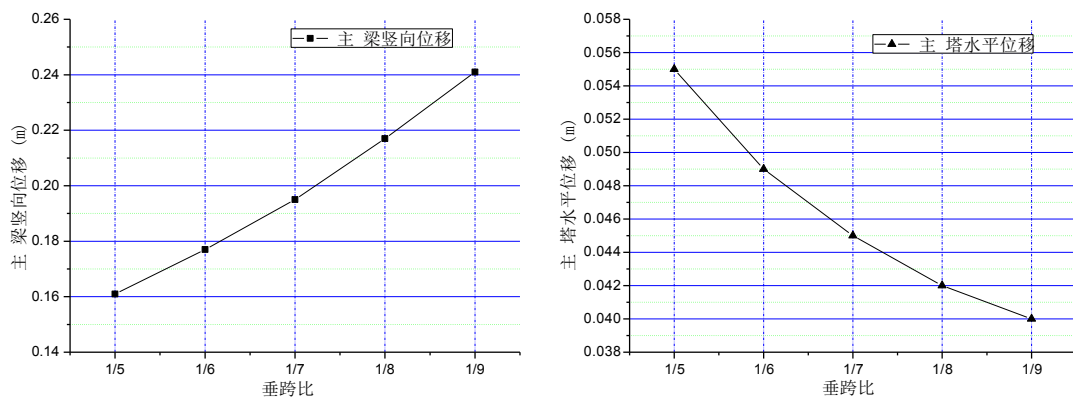


图 6-65 自锚式悬索桥主梁跨中挠度及塔顶水平位移与垂跨比关系图

由 6.4.1 节知道主跨满布活载时,是结构内力最不利状态。通过图 6-63 中  $l/2$  处的挠度影响线,可以求出满布活载时主缆垂度增量  $\Delta f$ ,代入方程(6.10)后可以求出主缆水平力增量  $\Delta H$ ,进而求出其它构件内力。

图 6-66 (a)是满跨活载作用时,不同边中跨比下垂跨比与桥塔塔底弯矩的关系。由图可知,在小边中跨比下 (0.2, 0.3),桥塔塔底弯矩随垂跨比减小而增大;但随边中跨比增大 (0.4, 0.5),桥塔塔底弯矩则随垂跨比减小而减小。原因在于:在小边中跨比时,桥塔抗推刚度在边跨约束体系 (桥塔与边缆) 中的比重随垂跨比减小而增大,如图 6-63 (b)所示,桥塔分担

<sup>⑥</sup> 详见第 6.3.2 节,图 6-32。

的主缆水平力逐渐增大，加大了塔底弯矩；当边中跨比增大到 0.4、0.5 时，这种比重呈下降趋势，桥塔分担的主缆水平力随垂跨比减小而减小，降低了塔底弯矩。

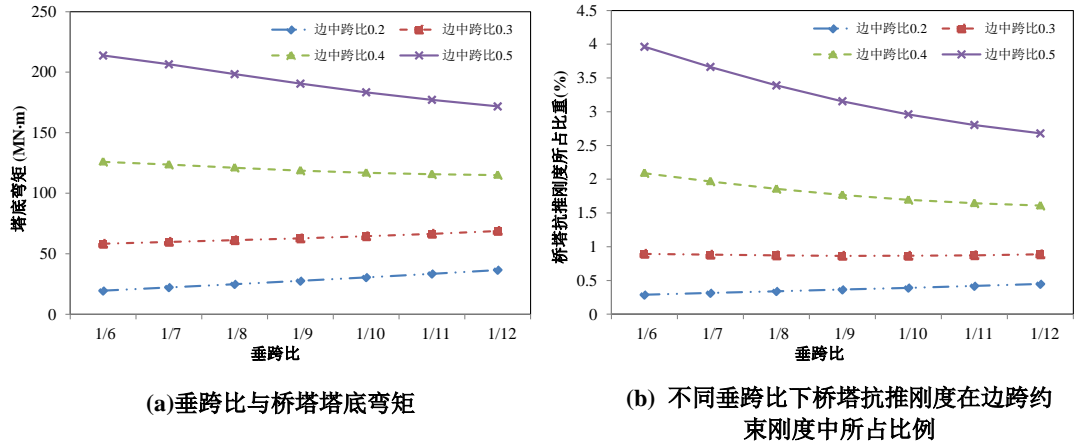


图 6-66 垂跨比对桥塔的影响

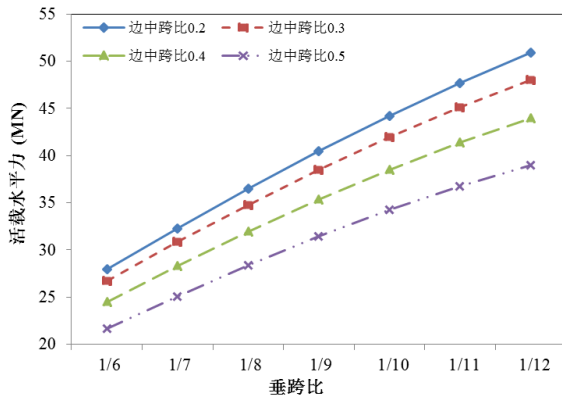


图 6-67 主缆活载水平力与垂跨比的关系

垂跨比对主缆内力的影响与桥塔不同。

图 6-67 是不同边中跨比下，主缆活载水平力与垂跨比的关系曲线。从图中可以看出，各边中跨比下的主缆活载水平力均随垂跨比的减小而增大。

垂跨比除了对结构刚度和内力有影响外，对结构的振动特性也有一定的影响。式 (6.24) 是悬索桥竖向振动与扭转基频估算公式<sup>[13]</sup>：

$$\begin{cases} f_v \approx 1.16/\sqrt{f} \\ f_n \approx 2.436/\sqrt{f} \text{ (闭口截面)} \\ f_n \approx 1.508/\sqrt{f} \text{ (开口截面)} \end{cases} \quad (6.37)$$

其中： $f_v$ ——竖向振动基频；

$f_n$ ——扭转基频；

$f$ ——垂度。

由此可见，悬索桥的竖向振动固有频率和扭转频率均随垂跨比增大而降低。

垂跨比的大小还影响到悬索桥的经济性能。通过式 (6.31) 和式 (6.33) 可分别导出主跨与边跨的缆索用钢量  $Q_{cm}$ 、 $Q_{ca}$ ：

$$Q_{cm} = \frac{\gamma_c}{\sigma_c} (q_m + p_m) l_m^2 \frac{\sqrt{1+16\left(\frac{f_m}{l_m}\right)^2}}{8\frac{f_m}{l_m} - \frac{\gamma_c}{\sigma_c} l_m \sqrt{1+16\left(\frac{f_m}{l_m}\right)^2}} \times \left[ 1 + \frac{8}{3} \left( \frac{f_m}{l_m} \right)^2 \right] \quad (6.38)$$

$$Q_{ca} = 2 \frac{\gamma_c}{\sigma_c} H l_a \sqrt{1 + \left( \frac{f_m}{l_a} + 4 \frac{f_a}{l_a} + \frac{b_a}{l_a} \right)^2} \times \left\{ 1 + \frac{8}{3} \left( \frac{f_a}{l_a} \right)^2 + \frac{1}{2} \left( \frac{f_m + b_a}{l_a} \right)^2 + \frac{l_e}{l_a} \right\} \quad (6.39)$$

式中， $\gamma_c$ ——主缆材料容重；

$\sigma_c$ ——主缆材料强度；

$b_a$ ——主跨主缆底部距加劲梁距离；  
 $l_e$ ——边跨支点距锚碇距离；  
 $H$  是边跨主缆的水平力，通过(6.29)得出：

$$H = H_m = \frac{(q_m + p_m)l_m^2 + Q_{cm}l_m}{8f_m} \quad (6.40)$$

$f_a$  是边跨主缆垂度，简化为：

$$f_a = \frac{q_a + p_a}{g_m + p_m} \left( \frac{l_a}{l_m} \right) f_m \quad (6.41)$$

因此，整个主缆的材料用量是：

$$Q = Q_{cm} + Q_{ca} \quad (6.42)$$

通过对式(6.42)的整合可以得到主缆用钢量和垂跨比变化的关系，如图 6-68 所示。图 6-68 是不同跨径下，主缆用钢量与垂跨比的关系曲线，从图中可以看出，随垂跨比的减小，主缆用钢量不断增大；并且，随跨径的增大，主缆用钢量的变化率不断加大。

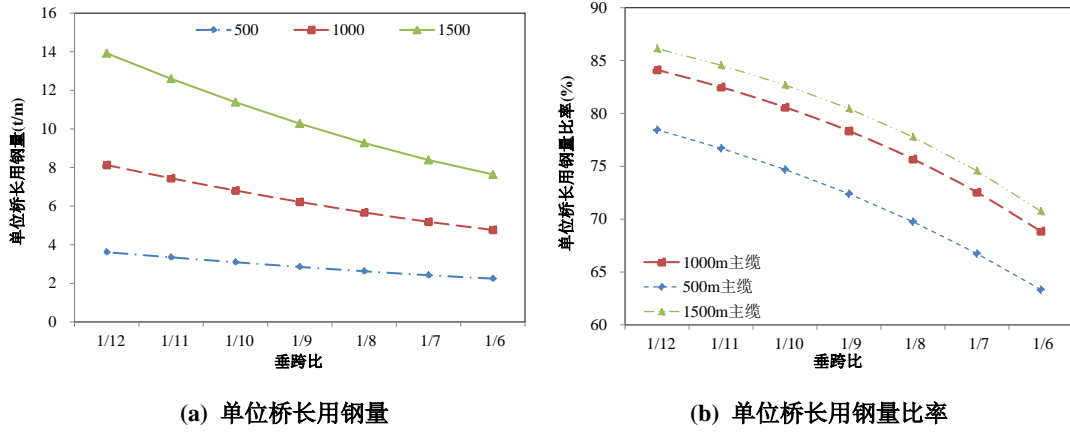


图 6-68 主缆用钢量与垂跨比的关系

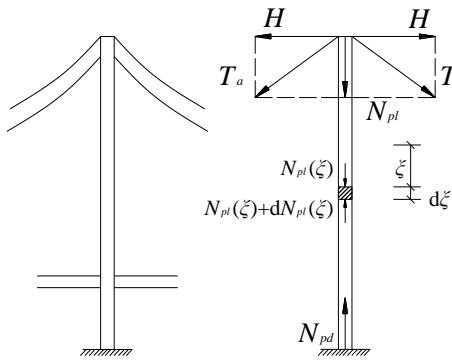


图 6-69 桥塔受力

若计入钢桥塔的用钢，结构用钢量与垂跨比的关系将有所变化。

对桥塔，沿竖向建立微分平衡方程：

$$N_{pl}(\xi) + dN_{pl}(\xi) = N_{pl}(\xi) + \frac{\gamma_t}{\sigma_t} N_{pl}(\xi) d\xi$$

其中， $\sigma_t$ ——桥塔材料强度；

$\gamma_t$ ——桥塔材料容重；

解出桥塔  $\xi$  截面处的轴向压力：

$$N_{pl}(\xi) = N_{pl} \exp\left(\frac{\gamma_t}{\sigma_t} \xi\right) \quad (6.43)$$

桥塔材料用量为：

$$\begin{cases} Q_{pl} = N_{pb} - N_{pt} = N_{pt} \left[ \exp\left(\frac{\gamma_t}{\sigma_t} h_t\right) - 1 \right] \\ N_{pt} = H (\tan \varphi_a + \tan \varphi_m) = \frac{(q_m + p_m)l_m + Q_{cm}}{8} \left( \frac{f_m + 4f_a + b_a}{f_m} \cdot \frac{l_m}{l_a} + 4 \right) \end{cases}$$

其中， $N_{pd}$  是桥塔基底反力，由式 (6.30) 计算； $N_{pt}$  是主缆对塔顶竖向压力，求出：

$$Q_{pl} = \frac{(q_m + p_m)l_m + Q_{cm}}{8} \left( \frac{f_m + 4f_a + b_a}{f_m} \cdot \frac{l_m}{l_a} + 4 \right) \left[ \exp \left( \frac{\gamma_t}{\sigma_t} h_t \right) - 1 \right] \quad (6.44)$$

式中， $h_t$  是桥塔高度。图 6-70 是不同跨径下，桥塔用钢量（Q345）与垂跨比的关系曲线。由图可知，随垂跨比增大，桥塔用钢量逐渐增大，并且随着跨径的增加，用钢量的增大速度在不断加快。

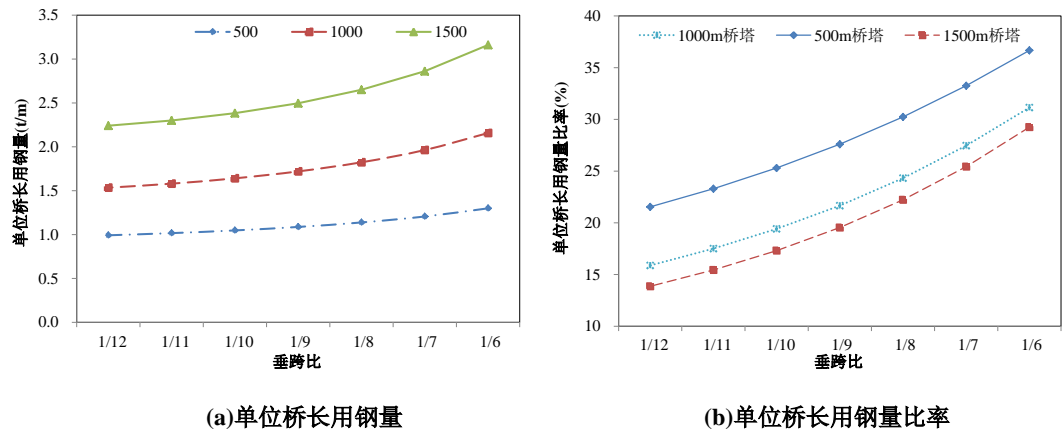


图 6-70 桥塔用钢量

由于主缆与桥塔用钢等级不同，需引入材料价格的影响。图 6-71 (a)给出了不同主缆、桥塔单价比下，单位桥长用钢造价（主缆+桥塔）与垂跨比的关系曲线。可以看出，用钢造价随垂跨比增加而减小，并且桥塔单位造价越低，曲线下降越快。原因在于，随桥塔单位造价的降低，桥塔用钢造价越低，随垂跨比增加上升的越慢；另外，从图 6-68 (b)和图 6-70 (b) 还可看出，桥塔用钢量始终低于主缆，并且随着跨径的增大，桥塔所占比重越来越小。

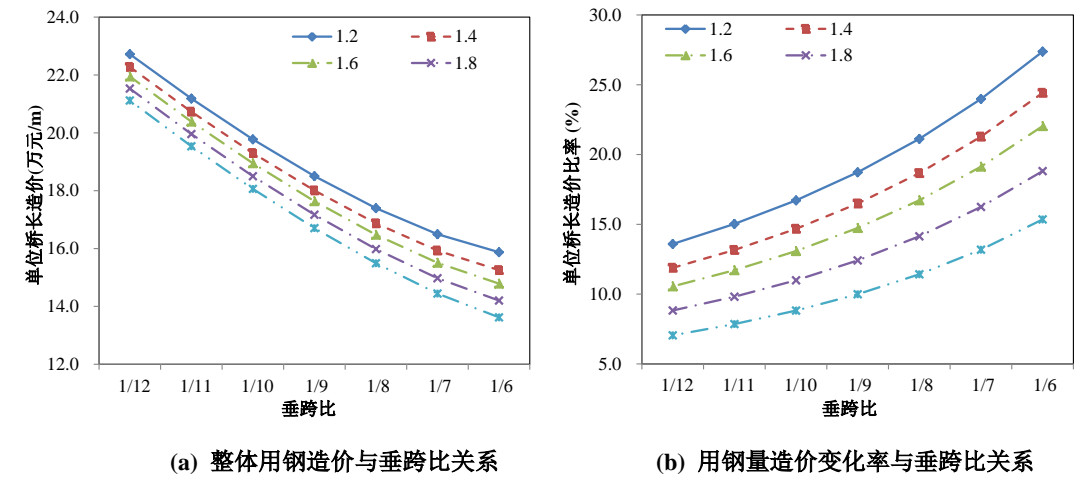


图 6-71 用钢量及变化率与垂跨比关系

由以上分析可知，减小垂跨比虽可提高结构刚度，但同时增加了结构造价；因此，垂跨比的选择视实际情况而定。悬索桥主缆的垂跨比大多在 1/11.4~1/9.3 之间，近年来修建的悬索桥多集中于 1/10 左右。表 6-4 是一些悬索桥选用的垂跨比，从表中可以看出公铁合用的悬索桥一般会选用比较小的垂跨比，这是因为铁路对悬索桥竖向刚度的要求较高。

表 6-4 世界大跨径悬索桥的垂跨比

桥名	垂跨比	附注	桥名	垂跨比	附注
明石海峡大桥	1/10	公路	下津井大桥	1/10	公路
大贝尔特桥	1/9	公路	虎门大桥	1/10.5	公路

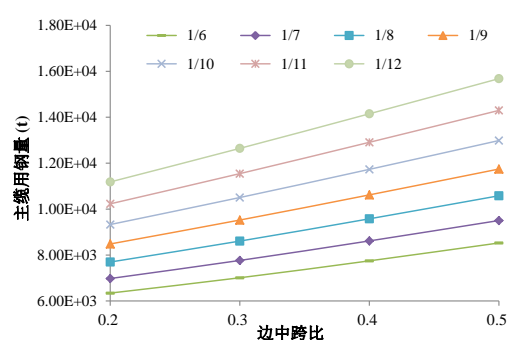
表 6-4 世界大跨径悬索桥的垂跨比

桥名	垂跨比	附注	桥名	垂跨比	附注
恒伯尔桥	1/12	公路	大鸣门大桥	1/10.5	公铁两用
江阴长江大桥	1/10.5	公路	因岛大桥	1/10	公路
青马大桥	1/11	公铁两用	金门大桥	1/8.94	公路
博斯普鲁斯二桥	1/12	公路	瑞典高海岸大桥	1/9.5	公路
博斯普鲁斯一桥	1/11	公路	西陵长江大桥	1/10.5	公路

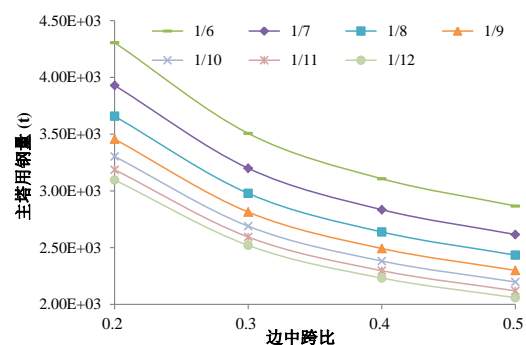
需要注意的是，以上的经济性能分析针对于一般建桥环境，没有考虑下部基础的影响。而对于跨海大桥等下部基础造价可能占到整体造价 50%以上的结构来讲，垂跨比对经济性能的影响应引起重视。

### 6.4.3 边中跨比

从上节的材料用量公式中同样可以计算出边中跨比对主缆和桥塔材料用量的影响，如图 6-72 所示。与垂跨比的影响相反，边中跨比越大，主缆用钢量越大，主塔用钢量越小。从图中还可以看出，桥塔用钢量仍旧远远小于主缆，并且对于三跨结构，边中跨比增大还会增加加劲梁的长度；因此，整体的用钢造价依然是随边中跨比增大而增大的。同样，若考虑到基础造价问题，则边中跨比对经济性能的影响更为复杂。



(a) 主缆用钢量



(b) 主塔用钢量

图 6-72 边中跨比对主缆和主塔材料的影响

但对于结构受力性能，边中跨比的影响则较有规律性。图 6-73 为加劲梁挠度与边跨比的关系曲线。可以看出，不同垂跨比下加劲梁活载挠度均随边中跨比增大而增大。

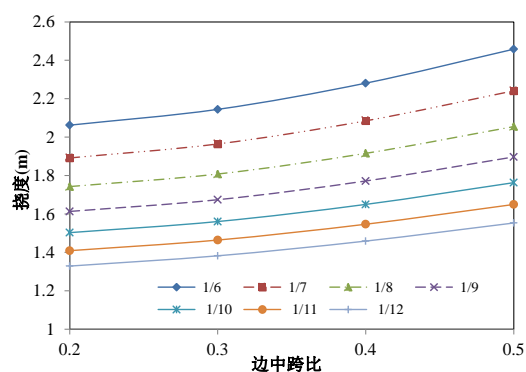


图 6-73 加劲梁 1/4 挠度与边中跨比关系

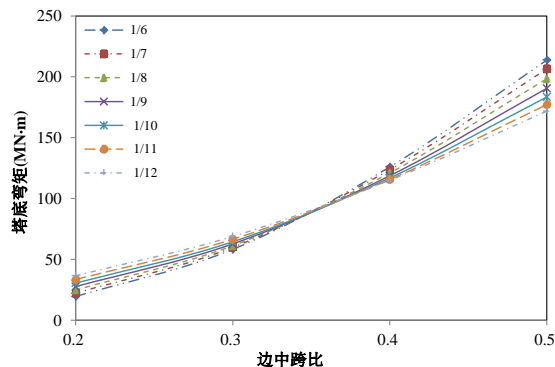


图 6-74 边中跨比对塔底弯矩的影响

图 6-74 和图 6-75 (a)、(b) 分别是塔底弯矩、边跨主缆和主跨主缆缆力与边中跨比的关系

曲线。由图可知，随边中跨比增大，塔底弯矩快速增大，而边跨和主跨主缆缆力均随之减小，并且边跨主缆受到的影响要大于主跨主缆。

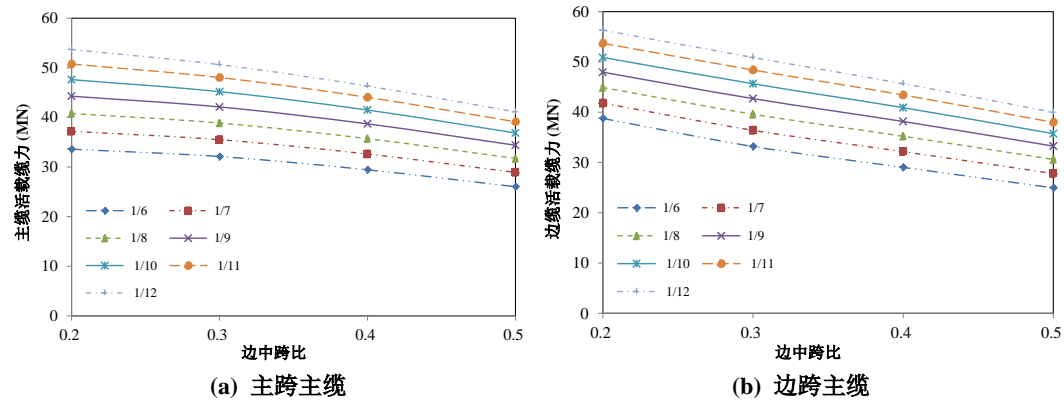


图 6-75 边中跨比对主缆缆力的影响

大多数悬索桥的边中跨比在 0.2~0.4 之间。由于地形、桥址要求，也有为了使锚碇位置设在深水区外采用 0.4~0.5 的长边中跨比。当边中跨比为 0.5 时，由于缆索体系相对于每个桥塔是对称的，外形优美。但大的边跨会导致整体刚度的下降。因此，具有长边跨的悬索桥在结构效率和美观上往往不能两全其美。

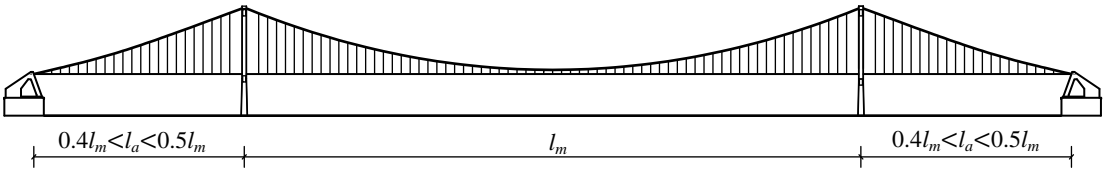


图 6-76 长边跨的悬索桥

里斯本的塔谷斯河桥与日本的明石海峡大桥都采用了边中跨比为 0.48 的长边跨。使用长边跨的主要原因是希望减小主跨长度并同时保证锚碇在岸上。

当边跨继续增大，将带来另外一个问题。具有超过主跨长度一半的超长边跨桥梁将产生如图 6-77 所示的结构外形。在边跨主缆上部的加劲梁必须用短柱支承在主缆上。对于柔性桥塔的传统悬索桥体系将导致非常不利的变形特征。

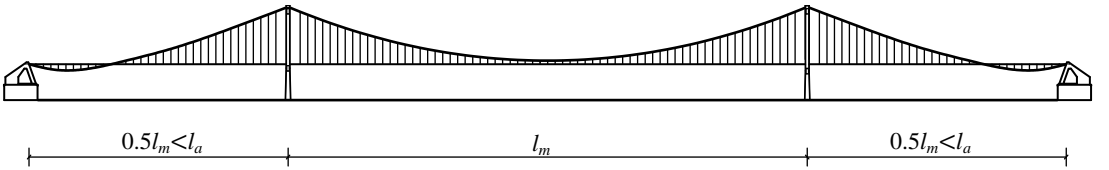


图 6-77 具有极大边跨的三跨悬索桥

布鲁克林大桥采用了 0.59 的超大边中跨比。因此，该桥在边跨的外侧区域布置了许多短柱用以支承主梁。但是，布鲁克林大桥通过刚度很大的桥塔和斜拉索克服了超长边跨导致的不利变形。





图 6-78 布鲁克林桥加劲梁下的支承短柱

表 6-5 给出了部分三跨对称式大跨径悬索桥的边中跨比。

表 6-5 世界三跨对称式大跨径悬索桥边中跨比( $L_a/L_m$ )

桥名	$L_a/\text{m}$	$L_m/\text{m}$	$L_a/L_m$	桥名	$L_a/\text{m}$	$L_m/\text{m}$	$L_a/L_m$
明石海峡大桥	960	1990	0.51	塞汶桥	305	988	0.31
大贝尔特桥	535	1624	0.33	小贝尔特桥	240	600	0.4
维拉扎诺桥	370	1298	0.29	大鸣门大桥	330	876	0.38
华盛顿大桥	186	1067	0.17	因岛大桥	250	770	0.32
关门大桥	178	712	0.25	塔科马桥	335	853	0.39
福斯公路桥	409	1006	0.41	北备赞桥	274	990	0.28
南备赞大桥	274	1100	0.25	金门大桥	343	1280	0.27

#### 6.4.4 高跨比、高宽比和宽跨比

悬索桥中，大部分外荷载都直接作用在加劲梁及其桥面板上，包括车辆荷载、风荷载等。

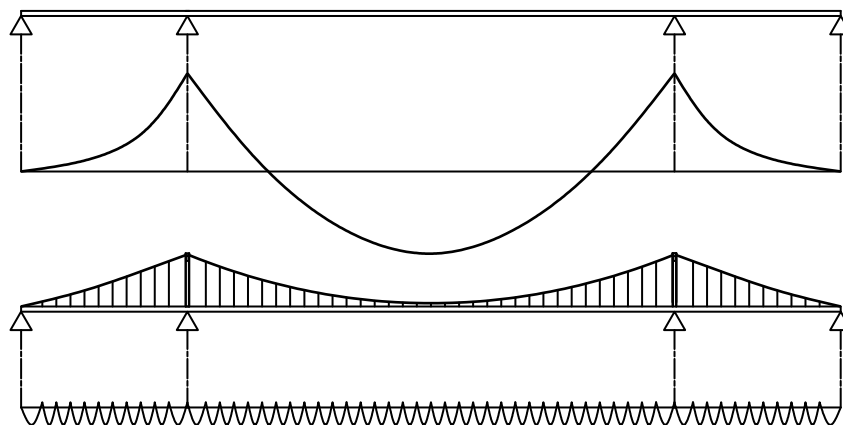


图 6-79 三跨连续梁和悬索桥加劲梁的恒载弯矩对比

图 6-79 是恒载下，同样跨径的三跨连续梁和悬索桥梁内弯矩对比。由于吊杆对加劲梁的多点支承，悬索桥加劲梁的恒载弯矩与相应连续梁完全不同。在悬索桥中，加劲梁的作用主要是在承担吊索之间的局部荷载、协助承担整体荷载以及分配集中荷载。

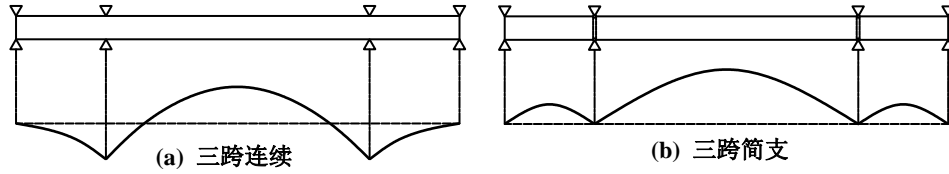


图 6-80 侧向力作用下悬索桥加劲梁弯矩

在横桥向，加劲梁和主缆要承受风载地震等作用。对于这些侧向力，主缆显然不能像竖向荷载作用时提供有效的多点约束。因此，在侧向力作用下，加劲梁会产生比较大的横向弯矩和位移。

这就需要加劲梁有一定的宽度保证梁体横向刚度来抵抗侧向力的作用。从文献[5]中可以看出，增大宽跨比可以非常有效地减小边孔梁体的横向最大挠度和挠角以及主孔梁体的横向最大挠角。梁宽的增加虽然对主孔梁体的横向最大挠度也能起到减小的作用，但效果相对较小<sup>[5]</sup>。

在偏心荷载作用下，加劲梁会产生扭转。图 6-81 是加劲梁受偏心活载  $p$  作用下的解析图，图中体系 A 可分解为受轴心荷载  $p$  作用的体系 B 和受扭矩  $T$  作用的体系 C。

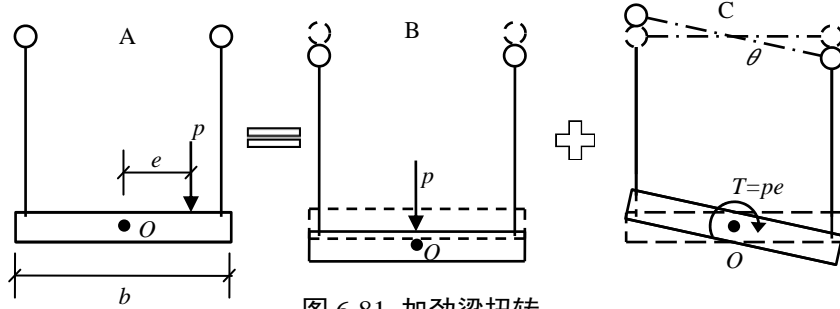


图 6-81 加劲梁扭转

对体系 C，很容易建立平衡方程：

$$T = -H_T y'' b + T_b \quad (6.45)$$

式中： $H_T$ ——由加劲梁扭转产生的主缆水平力；

$y$  ——主缆恒载挠度；

$b$  ——梁宽；

$T_b$  ——由加劲梁分担的扭矩。

假设不考虑翘曲和畸变应力的影响，由弹性力学可以得到  $T_b$  的大小：

$$T_b = C_T \theta'' \quad (6.46)$$

其中， $C_T$  是梁的扭转系数，与梁的截面特性有关。假设加劲梁为单室薄壁矩形箱梁，得到：

$$\begin{cases} C_T = JG \\ J = 4A_s^2 / \oint \frac{ds}{t} \end{cases} \quad (6.47)$$

其中， $A_s$  是壁厚中线所围面积， $s$  是壁厚中线， $G$  是剪切模量。

$H_T$  可通过主缆相容条件求解<sup>⑦</sup>，由  $H_T$  引起的主缆纵向伸长量  $\Delta l_1$  和由挠度变化引起的主缆伸长量  $\Delta l_2$  可由式(6.11)和式(6.12)近似计算，分别为：

$$\Delta l_1 = H_T \frac{l}{E_c A_c} \quad (6.48)$$

<sup>⑦</sup> 为简单运算，假设塔顶不发生纵向位移，因此只考虑主跨情况。

$$\Delta l_2 = -\int_0^l y'' v dx \quad (6.49)$$

其中,  $l$ ——主跨跨径;

$E_c$ ——主缆弹性模量;

$A_c$ ——主缆截面积。

$v$  是扭转引起的挠度,  $v=\pm\theta b/2$  (以向下为正)。由  $\Delta l_1+\Delta l_2=0$ , 得到  $H_T$ :

$$H_T = -\frac{E_c A_c}{l} \int_0^l y'' v dx \quad (6.50)$$

假设主缆线形是二次抛物线, 得到偏心荷载作用下, 加劲梁扭转角方程:

$$\theta \approx \frac{pe}{2C_T} \left( 1 - \frac{\psi l^3}{\psi l^3 - 12C_T} \right) (x^2 - lx) \quad (6.51)$$

式中,  $\psi=32E_c A_c b^2 \lambda^2 / l^3$ ,  $\lambda$  为主缆垂跨比。

最大扭转角发生在跨中位置, 为:

$$\theta_{\max} \approx -\frac{pe l^2}{8C_T} \left( 1 - \frac{\psi l^3}{\psi l^3 - 12C_T} \right) \quad (6.52)$$

假设梁高 3m, 梁厚 20mm, 偏心距  $e=b/2$ , 得到不同垂跨比下, 梁宽跨比变化对最大扭转角的影响, 如图 6-79 所示。

从图中可以看出, 随着宽跨比的减小, 最大扭转角是逐渐增大的。这表明固定跨径下, 梁越宽, 结构的扭转性能越好。同时还可以看出, 在一定梁宽下, 垂跨比越小, 梁的扭角越大。

然而, 如何选取大跨径悬索桥的宽跨比, 至今尚无合理且具有科学性的标准值。在进行设计时可根据实际交通要求以及参考已有的资料来选取, 并根据抗风设计进行理论分析和风洞实验来验证。目前, 大部分悬索桥的宽跨比值处于 1/60~1/40 之间。

表 6-6 世界大跨径悬索桥边宽跨比( $W/L_m$ )

桥名	W/m	$L_m$ /m	$W/L_m$	桥名	W/m	$L_m$ /m	$W/L_m$
明石海峡大桥	35.5	1990	1/56.1	塞汶桥	22	988	1/43.1
大贝尔特桥	27.3	1624	1/59.5	江阴长江大桥	32.5	1385	1、42.6
维拉扎诺桥	31.4	1298	1/41.3	麦基诺克桥	20.7	1158	1/55.9
华盛顿大桥	32.3	1067	1/33	恒伯尔桥	22	1410	1/64.1
高海岸桥	20.8	1210	1/58.2	青马大桥	36	1377	1/38.3
福斯公路桥	23.8	1006	1/42.3	4 月 25 日桥	23.5	1013	1/43.1
南备赞大桥	35	1100	1/31.4	金门大桥	27.4	1280	1/46.6

正如 6.3.2 节所述, 现代大跨径悬索桥中, 主缆是主要受力构件, 并为结构提供刚度, 加劲梁在结构受力中处于次要地位。所以, 从静力方面讲, 加劲梁的梁高一般与跨径关系不大。

在设计悬索桥时, 梁高主要由抗风要求和加劲梁形式确定。早期的中小跨径悬索桥都采用桁架梁, 梁高很大。在塞汶桥后, 出现了箱形加劲梁。现代大跨径悬索桥的加劲梁类型主

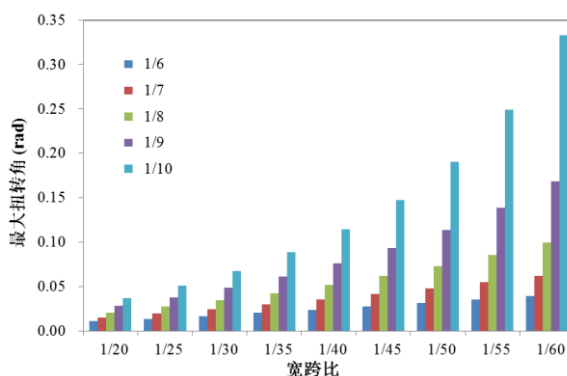


图 6-82 最大扭角与宽跨比的关系

要有桁架梁和箱型梁两种，根据交通类型确定。桁架式加劲梁可用于双层桥面，梁高一般在8~14m之间，高跨比在1/180~1/70之间；箱型加劲梁用于单层桥面，梁高一般为2.5~4.5m。高跨比大体上在1/400~1/300之间。

自锚式悬索桥由于其跨径较小，梁的刚度相对较大，因此梁式体系的特性较为明显。梁高对于整体刚度，尤其是内力在主缆和梁内的分配影响较为明显。

表 6-7 主梁抗弯刚度的影响

$I_d/m^4$	$I/m^4$	$I/I_d$	主梁竖向位移/m	主塔水平位移/m	主缆恒载轴力/ $10^4kN$	主缆恒活载轴力/ $10^4kN$	主梁弯矩/ $10^4kN\cdot m$
2.709	2.167	0.8	0.176	0.062	2.42	2.78	2.24
	2.709	1.0	0.163	0.056	2.42	2.78	2.42
	3.251	1.2	0.153	0.051	2.42	2.78	2.60
	3.792	1.4	0.146	0.048	2.42	2.77	2.78
	4.334	1.6	0.140	0.045	2.42	2.77	2.95

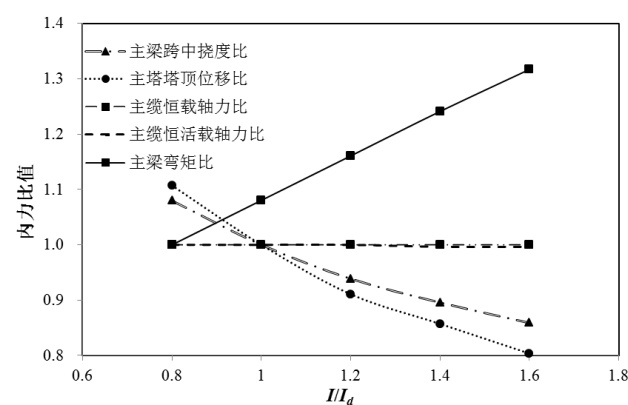


图 6-83 自锚式悬索桥加劲梁刚度变化对内力和变形的影响

表 6-7，图 6-83 是本章例二所给悬索桥随主梁刚度变化，相应的结构变形和内力值。加劲梁刚度分别取成原设计抗弯刚度的 0.8，1.2，1.4，1.6 倍。

（注：表中  $I_d$  表示原设计主梁抗弯惯性矩， $I$  表示调整后主梁抗弯惯性矩）

由此可知，加劲梁抗弯刚度提高到原设计刚度的 1.6 倍，跨中挠度减小 12% 左右，塔顶位移减小约 20%。在受力性能

方面，由于恒载和活载没有改变，主缆水平分力基本没有变化，但随着加劲梁抗弯刚度的提高，加劲梁分配到的弯矩大致呈线性增加，加劲梁弯矩最大增大 30% 左右。

由于自锚式悬索桥无重力刚度，为提高自锚式悬索桥的整体刚度以及主梁的稳定性，一般高跨比取为 1/100 以上。

在大跨径悬索桥中，箱型加劲梁一般采用梁高较小的流线型截面，有利于减小风阻。但高度太小会导致加劲梁的抗扭刚度削弱太多，容易导致涡振和抖振。为此，箱型梁悬索桥还要控制梁的高宽比。

梁的高宽比一般控制在 1/7~1/11，见表 6-8。设计中初选加劲梁断面方案后，对于特大桥箱梁断面应先做节段模型的风洞试验，测定各种参数，进行各类风振分析和截面优化。特别要注意风向带有一定攻角时，加劲梁断面的流线型会“钝化”。

表 6-8 箱型梁的高宽比

桥名	建成年代	跨径(m)	加劲梁		高宽比
			高度 (m)	宽度 (m)	
大贝尔特东桥（丹麦）	1998	535+1624+535	4.00	31.00	1/7.8
恒伯尔桥（英国）	1981	530+1410+280	4.50	22.00	1/4.9
江阴长江大桥（中国）	1999	369+1385+309	3.00	33.10	1/11
博斯普鲁斯二桥（土耳其）	1988	210+1090+210	3.00	33.80	1/11.3
博斯普鲁斯一桥（土耳其）	1973	231+1074+255	3.00	28.00	1/9.3

表 6-8 箱型梁的高宽比

桥名	建成年代	跨径(m)	加劲梁		高宽比
			高度 (m)	宽度 (m)	
来岛二桥 (日本)	1999	250+1020+245	4.30	30	1/7.3
来岛三桥 (日本)	1999	260+1030+280	4.30	30	1/7.3
赛汶桥 (英国)	1966	305+988+305	3.05	22.86	1/7.5
宜昌长江大桥 (中国)	2001	246+960+246	3.00	24.40	1/8.1
西陵长江大桥 (中国)	1995	225+900+255	3.00	20.60	1/6.9
虎门大桥 (中国)	1997	320+888+348.5	3.00	35.60	1/11.9
白鸟大桥 (日本)	1996	330+720+330	2.50	23.00	1/9.2
海沧大桥 (中国)	1999	230+648+230	3.00	36.60	1/12.2
小贝尔特桥 (丹麦)	1970	240+600+240	3.00	33.00	1/11
鹅公岩长江大桥 (中国)	2000	212+600+212	3.00	32.5	1/10.8

归结起来, 总体布置参数对悬索桥受力的影响有:

- (1) 减小垂跨比可提高地锚式悬索桥的竖向刚度, 但会降低自锚式悬索桥的竖向刚度;
- (2) 减小垂跨比会增大主缆缆力, 对桥塔弯矩的影响视边跨情况而定;
- (3) 增大边中跨比会降低塔顶水平刚度、结构的竖向刚度和主缆内力, 也会增大塔底弯矩;
- (4) 梁宽跨比对结构抗扭性能的影响比较明显, 宽跨比越大, 加劲梁的扭转角越小; 主缆垂跨比具有相似表现, 垂跨比越大, 加劲梁扭转角越小。
- (5) 主梁抗弯刚度对超大跨径地锚式悬索桥结构的竖向刚度和塔顶水平刚度几乎没有影响, 但对自锚式悬索桥的刚度和内力分配影响较为明显。

已建成的悬索桥中, 边中跨比多在 0.2~0.3 之间, 美国华盛顿桥的边中跨比最小为 0.174, 明石海峡桥的边中跨比最大为 0.482。垂跨比为 1/9~1/12, 自重大的悬索桥取较大的垂跨比, 以限制主缆拉力的增大, 如大带东桥, 垂跨比为 1/9; 塔高受限或者自重较小的箱梁可取较小的垂跨比, 以提高悬索桥的整体刚度。博斯普鲁斯一桥垂跨比为 1/12。

下表列出了一些悬索桥的主要布置参数。

表 6-9 悬桥实桥主要尺寸

跨径 (m)	塔高 (m)	梁高 (m)	边中跨比	主缆直径 (mm)	主缆垂跨比	桥型
570	119.0 和 117.37	8.90	0.20	762	1/9.85	日本, 三跨钢桁架钢塔, 上下层多种交通体系, 1993 年建成
770	135.85	9.00	0.325	626	1/10.14	日本, 三跨钢桁架钢塔, 1983 年建成
876	约 136	12.5	0.377	840	1/10.68	日本, 三跨钢桁架钢塔, 公铁两用, 1985 年建成
888	147.55	3.0	0.340、0.392	687	1/10.5	单跨钢箱梁混凝土塔, 虎门桥 1997 年建成
900	128	3.0	0.25、0.283	560	1/10.5	单跨钢箱梁混凝土塔, 1996 年建成
1280	210.41	7.62	0.268	924	1/8.94	美国, 三跨钢桁架钢塔, 1937 年建成
1385	183、186	3.02	0.223、0.243	864	1/10.5	单跨钢箱梁混凝土塔, 1999 年建成
1377	201.4	7.643	0.218	1100	1/11.0	单跨钢箱梁混凝土塔, 公铁两用桥, 1999 年
1991	282.8	14.0	0.482	1120	1/10.0	日本, 三跨钢桁架钢塔, 1998 年

注: ①主缆垂跨比均指中跨数据。

- ②塔高为基础顶面至塔顶高度。
- ③边中跨比有两个数据者表明两边跨跨径不同。

## 6.5 多塔多跨悬索桥

### 6.5.1 多跨悬索桥类型

绝大多数悬索桥是单跨、双跨或者三跨的，但在建设跨海工程时，有时需要建造多跨悬索桥。

共锚式悬索桥是多跨悬索桥的一种。共锚式悬索桥由多座悬索桥串联而成，相邻两座桥之间使用同一个锚碇。典型的共锚式悬索桥如奥克兰海湾西桥和日本的南北备赞桥。



图 6-84 共锚式悬索桥

共锚式悬索桥中，由于左右两幅桥梁主缆的恒载水平拉力互相平衡，中央锚墩在体积上可以远小于边跨的锚碇。由于共锚悬索桥的每一单体仍是传统三跨悬索体系，其受力性能没有变化。

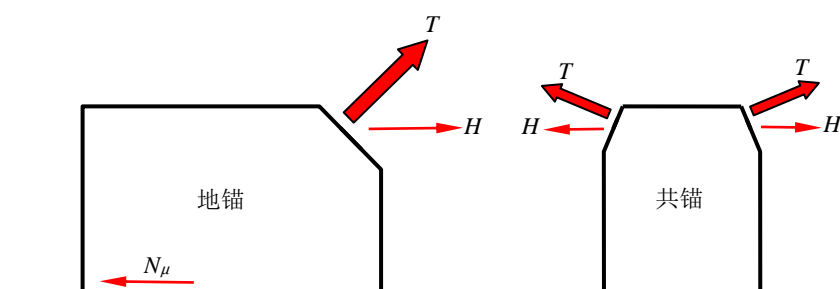


图 6-85 锚碇的整体受力

而另外两种多跨体系，传统连续多跨和双缆连续多跨悬索桥（图 6-86），其体系构成不同于三跨悬索桥。本节主要讨论这两种体系。

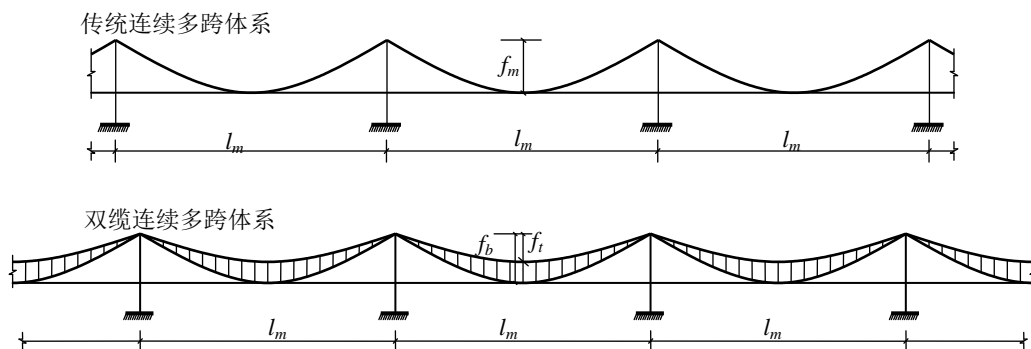


图 6-86 连续多跨悬索体系

## 6.5.2 传统连续多跨悬索桥

### 1. 受力分析

连续多跨悬索桥最不利荷载情况是一主跨满布活载<sup>[40]</sup>，如图 6-87 所示。

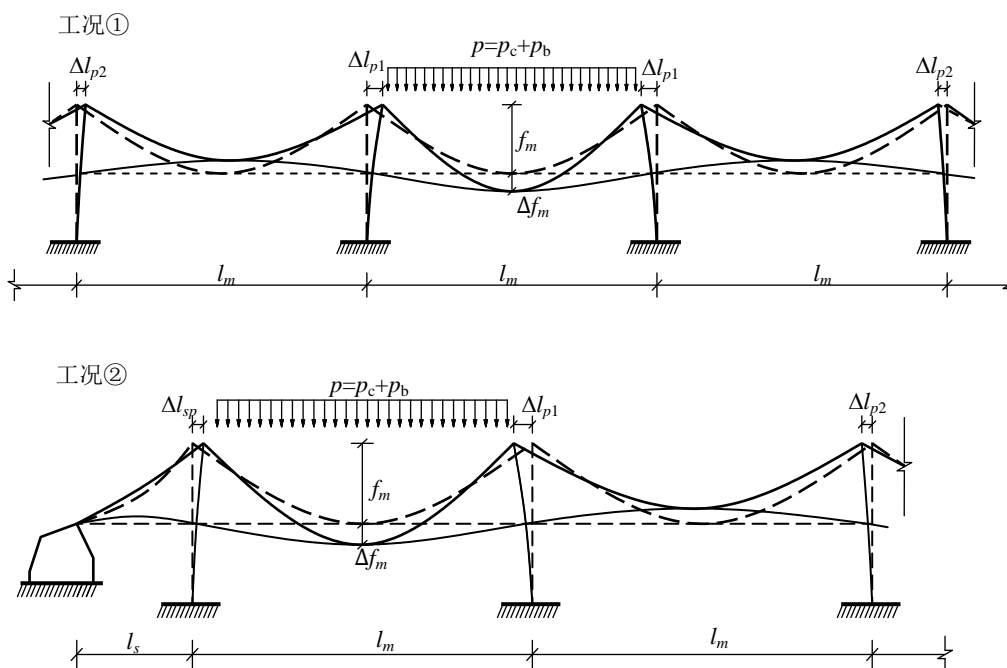


图 6-87 多跨悬索桥加载情况

$\Delta l_{sp}$ —一边跨桥塔纵向位移； $\Delta l_{p1}$ ,  $\Delta l_{p2}$ —对应主跨桥塔纵桥向位移； $p$ —活载；  
 $p_c$ —主缆分担活载； $p_b$ —主梁分担活载； $f_m$ —主跨主缆垂度；  
 $\Delta f_m$ —主跨加劲梁、主缆竖向位移； $l_m$ —主跨跨度； $l_s$ —一边跨跨度。

分析表明，加载跨相邻跨桥塔位移 $\Delta l_{p2}$ 一般较小<sup>[41]</sup>，忽略其影响，令 $\Delta l_{p2}=0$ 。因此，图 6-88 可作进一步简化，如图 6-88 所示。



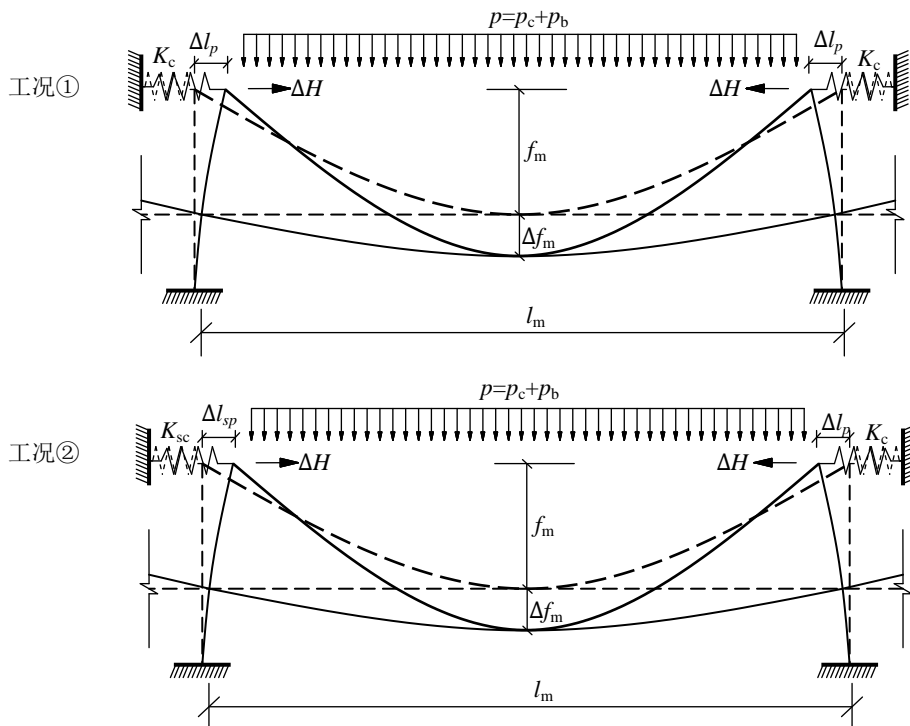


图 6-88 简化示意图

$\Delta l_p$ —加载主跨靠主跨侧桥塔纵桥向位移;  $\Delta H$ —加载跨主缆水平力增量  
 $K_c$ —主跨主缆等效弹簧刚度;  $K_{sc}$ —一边跨主缆等效弹簧刚度.

$K_{sc}$ 可由 6.3.4 节中公式 (6.18) 算出。按线性挠度理论,  $K_c$ 可以等效为由主缆弹性刚度  $k_e$ 和几何刚度  $k_g$ 串联组成:

$$\begin{cases} K_c \approx \frac{k_g k_e}{k_g + k_e} \\ k_e \approx E_c A_c / l_m \end{cases} \quad (6.53)$$

式中,  $q$ ——恒载;

$E_c$ ——主缆弹性模量;

$A_c$ ——主缆横截面积。

$K_g$ 可通过求  $K_{sg}$  (式 6.20) 的方式求解, 邻跨主缆曲线长度和由线形改变产生的缆长变量为:

$$\left\{ \begin{aligned} s &\approx \frac{l}{2} \left\{ \left[ 1+n^2 \right]^{\frac{1}{2}} + \frac{\ln \left[ n + \left[ 1+n^2 \right]^{\frac{1}{2}} \right]}{n} \right\}, \text{其中, } n = \frac{4f}{l} \\ \Delta S &\approx \frac{\partial S(f, l)}{\partial l} \bigg|_{l=l_j, f=f_j} \Delta l_j + \frac{\partial S(f, l)}{\partial f} \bigg|_{l=l_j, f=f_j} \Delta f_j = 0 \\ \frac{\partial S(f, l)}{\partial l} \bigg|_{l=l_j, f=f_j} &= \frac{\ln \left[ n_j + (1+n_j^2)^{1/2} \right]}{n_j}, \text{其中, } n_j = \frac{4f_j}{l_j} \\ \frac{\partial S(f, l)}{\partial f} \bigg|_{l=l_j, f=f_j} &= 2 \frac{n_j (1+n_j^2)^{1/2} - \ln \left[ n_j + (1+n_j^2)^{1/2} \right]}{n_j^2} \end{aligned} \right. \quad (6.54)$$

可以求出  $k_g$ :

$$k_g \approx q_j \left( \frac{l_j}{4f_j} - \frac{l_j^2}{8f_j^2} \frac{\Delta f_j}{\Delta l_j} \right) = \frac{q_j (1+n_j^2)^{1/2}}{n_j (1+n_j^2)^{1/2} - \ln \left[ n_j + (1+n_j^2)^{1/2} \right]} \quad (6.55)$$

式中:

- $q_j$ ——加载跨邻跨恒载;
- $f_j$ ——加载跨邻跨主缆垂度;
- $l_j$ ——加载跨邻跨跨径;
- $\Delta l_j$ ——加载跨邻跨主缆纵向位移;
- $\Delta f_j$ ——加载跨邻跨主缆垂度增量。

针对加载跨, 可以得到:

$$\left\{ \begin{aligned} \Delta H &\approx \Delta l_1 \cdot K_s \\ \Delta H &\approx \Delta l_p \cdot K_a \\ K_s &= K_t + K_1, K_a = K_t + K_c \\ K_t &= 3E_t I_t / h_t^3 \end{aligned} \right. \quad (6.56)$$

式中:

- $E_t$ ——桥塔弹性模量;
- $I_t$ ——桥塔纵桥向抗弯惯性矩;
- $h_t$ ——桥塔高度;
- $K_1$ —— $K_c$  (工况①),  $K_{sc}$  (工况②);
- $\Delta l_1$ —— $\Delta l_p$  (工况①),  $\Delta l_{sp}$  (工况②);
- $K_t$ ——桥塔抗推刚度。

令  $\Delta l_m = -(\Delta l_1 + \Delta l_p)$  为主缆长度纵向变化量, 可以得到主缆水平力改变量  $\Delta H$ :

$$\left\{ \begin{aligned} \Delta H &\approx K \Delta l_m \\ K &= -\frac{K_s K_a}{K_s + K_a} \end{aligned} \right. \quad (6.57)$$

通过均布荷载下主缆水平力  $H \approx ql^2/8f$  在点  $(q_m, l_m, f_m)$  的全微分, 又可以得到:

$$\Delta H \approx 2 \frac{q_m l_m}{8 f_m} \Delta l_m + \frac{l_m^2}{8 f_m} p_c - \frac{q_m l_m^2}{8 f_m^2} \Delta f_m \quad (6.58)$$

式中,  $q_m$  是加载跨恒载。

求解方程(6.57)和方程(6.58)还需要知道  $\Delta l_m$  和  $\Delta f_m$  的关系。通过主缆线形计算的主缆长度增量  $\Delta S_m$  可由式(6.54)的方法得到:

$$\begin{cases} \Delta S_m = \frac{\ln \left[ n_m + (1 + n_m^2)^{1/2} \right]}{n_m} \Delta l_m + 2 \frac{n_m (1 + n_m^2)^{1/2} - \ln \left[ n_m + (1 + n_m^2)^{1/2} \right]}{n_m^2} \Delta f_m \\ n_m = \frac{4 f_m}{l_m} \end{cases} \quad (6.59)$$

主缆长度增量  $\Delta S_m$  还可由主缆弹性伸缩量方程得到:

$$\begin{cases} s_q = \frac{q l^2}{16 f E_c A_c} \left( l + \frac{l^2}{8 f} \operatorname{sh} \frac{8 f}{l} \right) \\ \Delta S_m = \frac{\partial S(q, l, f)}{\partial q} \bigg|_{q=q_m, l=l_m, f=f_m} p + \frac{\partial S(q, l, f)}{\partial l} \bigg|_{q=q_m, l=l_m, f=f_m} \Delta l_m + \frac{\partial S(q, l, f)}{\partial f} \bigg|_{q=q_m, l=l_m, f=f_m} \Delta f_m \\ \frac{\partial S(q, l, f)}{\partial q} \bigg|_{q=q_m, l=l_m, f=f_m} = \frac{l_m^2}{4 n E_c A_c} \left( 1 + \frac{1}{2 n_m} \sinh 2 n_m \right) \\ \frac{\partial S(q, l, f)}{\partial l} \bigg|_{q=q_m, l=l_m, f=f_m} = \frac{q_m l_m}{2 n E_c A_c} \left( \frac{3}{2} + \frac{1}{n_m} \sinh 2 n_m - \cosh 2 n_m \right) \\ \frac{\partial S(q, l, f)}{\partial f} \bigg|_{q=q_m, l=l_m, f=f_m} = \frac{q_m l_m}{n^2 E_c A_c} \left\{ \cosh 2 n_m - \frac{1}{n_m} \sinh 2 n_m - 1 \right\} \end{cases} \quad (6.60)$$

联立式(6.59)和式(6.60), 得到:

$$\begin{cases} \Delta l_m = A \Delta f_m + B p \\ A = \frac{2 q_m l_m \left\{ \cosh 2 n_m - \frac{1}{n_m} \sinh 2 n_m - 1 \right\} - 4 E_c A_c \left\{ n_m (1 + n_m^2)^{1/2} - \ln \left[ n_m + (1 + n_m^2)^{1/2} \right] \right\}}{2 E_c A_c n_m \ln \left[ n_m + (1 + n_m^2)^{1/2} \right] - q_m l_m n_m \left[ \frac{3}{2} + \frac{1}{n_m} \sinh 2 n_m - \frac{1}{2} \cosh 2 n_m \right]} \\ B = \frac{\frac{1}{2} l_m^2 \left( 1 + \frac{1}{2 n_m} \sinh 2 n_m \right)}{2 E_c A_c \ln \left[ n_m + (1 + n_m^2)^{1/2} \right] - q_m l_m \left[ \frac{3}{2} + \frac{1}{n_m} \sinh 2 n_m - \frac{1}{2} \cosh 2 n_m \right]} \end{cases} \quad (6.61)$$

联立式(6.57)、(6.58)和(6.61), 可以求出工况①和工况②下桥塔变形和主缆挠度:

(1) 工况①

$$\begin{cases} \Delta f_m = \frac{-8p_c BKf_m^2 - 2Bq_m l_m p_c f_m + l_m^2 p_c f_m}{8AKf_m^2 - 2Aq_m l_m f_m + q_m l_m^2} \\ \Delta l_m = \frac{-8BKf_m^2 - 2Bq_m l_m p_c f_m + l_m^2 p_c f_m}{8Kf_m^2 - 2q_m l_m f_m + q_m l_m^2 / A} + Bp_c \\ \Delta l_p = -\frac{-4BKf_m^2 - Bq_m l_m p_c f_m + \frac{l_m^2}{2} p_c f_m}{8Kf_m^2 - 2q_m l_m f_m + q_m l_m^2 / A} - \frac{Bp_c}{2} \end{cases} \quad (6.62)$$

(2) 工况②

$$\begin{cases} \Delta f_m = \frac{-8p_c BKf_m^2 - 2Bq_m l_m p_c f_m + l_m^2 p_c f_m}{8AKf_m^2 - 2Aq_m l_m f_m + q_m l_m^2} \\ \Delta l_{sp} = -\frac{K_a}{K_s + K_a} \Delta l_m, \Delta l_p = -\frac{K_s}{K_a + K_s} \Delta l_m \\ \Delta l_m = \frac{-8p_c BKf_m^2 - 2Bq_m l_m p_c f_m + l_m^2 p_c f_m}{8Kf_m^2 - 2q_m l_m f_m + q_m l_m^2 / A} + Bp_c \end{cases} \quad (6.63)$$

在求得主缆变形后，可以得到活载作用后的主缆内力：

$$\begin{cases} H_q = \frac{q_m (l_m + \Delta l_m)^2}{8(f_m + \Delta f_m)} \\ H_p = \frac{f_m (q_m + p_c)(\Delta l_m + l_m)^2 - q_m l_m^2 (f_m + \Delta f_m)}{8f_m (f_m + \Delta f_m)} \\ H = \frac{(q_m + p_c)(l_m + \Delta l_m)^2}{8(f_m + \Delta f_m)} \end{cases} \quad (6.64)$$

式中， $H_q$ 、 $H_p$ 和 $H$ 分别为活载作用后，主缆的恒载、活载和总水平力。

要使用式(6.62)和式(6.63)求解，需要知道主缆分担活载 $p_c$ 的大小。对主梁系统，相当于 $p_b$ 作用下的多跨连续梁。假设 $p_b=34.65\text{kN/m}$ ，主跨 $l_m=1000\text{m}$ ，边跨 $l_s=200\text{m}$ ，主梁弹性模量 $E_b=2.1 \times 10^5 \text{MPa}$ ，主梁抗弯惯性矩 $I_b=3\text{m}^4$ ，得到两种工况下主跨跨数对加载跨跨中挠度 $\Delta f_m$ 的影响，如图 6-89 所示。

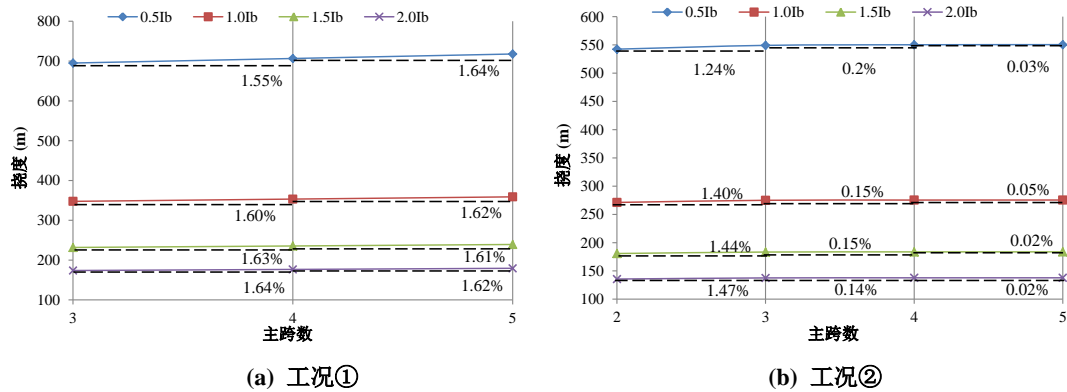


图 6-89 主跨数量与加劲梁挠度关系

从上图中可以看出，在主跨数量分别大于 3 跨和 2 跨后，主跨数对挠度影响很小。因此，加劲梁只研究 3 个主跨（工况①）和 2 个主跨（工况②）的情况。由结构力学知识很容易得到多跨连续梁加载跨跨中挠度：

(1) 工况①

$$\Delta f_m = \frac{p_b l_m^4 (21 + 26\beta)}{384 E_b I_b (9 + 10\beta)} \quad (6.65)$$

(2) 工况②

$$\Delta f_m = \frac{p_b l_m^4}{768 E_b I_b} \left( \frac{9 + 34\beta + 28\beta^2}{3 + 7\beta + 4\beta^2} \right) \quad (6.66)$$

式中,  $\beta = l_s/l_m$  为边中跨比。

将式 (6.49) 和式 (6.50) 代入式 (6.46) 和式 (6.47), 可以求出两种工况下的活载分配:

(1) 工况①

$$\frac{p_c}{p_b} = \left( \frac{l_m^4 (21 + 26\beta)}{384 E_b I_b (9 + 10\beta)} \right) \bigg/ \left( \frac{-8BKf_m^2 - 2Bql_m f_m + l_m^2 f_m}{8AKf_m^2 - 2Aql_m f_m + ql_m^2} \right) \quad (6.67)$$

(2) 工况②

$$\frac{p_c}{p_b} = \left( \frac{l_m^4}{768 E_b I_b} \left( \frac{9 + 34\beta + 28\beta^2}{3 + 7\beta + 4\beta^2} \right) \right) \bigg/ \left( \frac{-8BKf_m^2 - 2Bql_m f_m + l_m^2 f_m}{8AKf_m^2 - 2Aql_m f_m + ql_m^2} \right) \quad (6.68)$$

## 2. 体系参数对受力性能的影响

基于上节所推公式, 对多跨体系进行受力分析。取例一中所示参数构成基本体系。

(1) 加劲梁抗弯惯性矩对活载分配的影响

由式 (6.67) 和式 (6.68) 可得到活载分配系数  $p_c/p_b$ 。图 6-90 是活载分担比  $p_c/p_b$  与加劲梁抗弯惯性矩的关系曲线, 图中  $II_b$  是加劲梁抗弯惯性矩与基本值的比例。

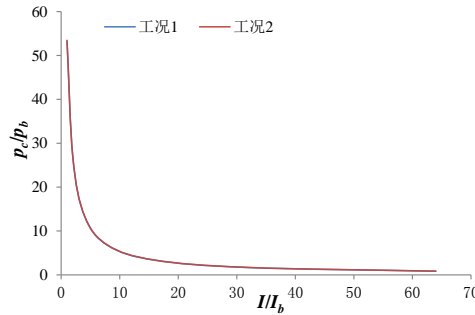


图 6-90 活载分担比  $p_c/p_b$

从图中可以看出, 虽然主梁分担到的活载是随加劲梁抗弯惯性矩的增大不断提高的, 但主缆仍承担绝大部分的活载。只有到加劲梁抗弯惯性矩提高到很大值, 比如基本值的 60 多倍, 才分担到与主缆相当的活载。而且, 两种工况下的主缆、主梁活载分担情况基本相同。由于一般情况下, 加劲梁不具有如此大的抗弯惯性矩, 因此分析时可认为活载全部由主缆承担。

(2) 桥塔刚度

由式 (6.62) 和式 (6.63) 可得到结构竖向挠度和活载作用后的塔顶纵向位移  $\Delta l_{sp}$  和  $\Delta l_p$ , 进而可求出边塔和中塔的塔底弯矩  $M_{sp} = \Delta l_{sp} K_t h_t$  和  $M_p = \Delta l_p K_t h_t$ 。

图 6-91 (a)、(b) 和 (c) 分别提供了桥塔刚度与结构竖向挠度、主缆活载水平力和主塔塔底弯矩的关系。可以知道, 随桥塔刚度的增加, 两种工况下的结构竖向挠度不断下降, 而主缆

活载水平力和塔底弯矩不断上升。

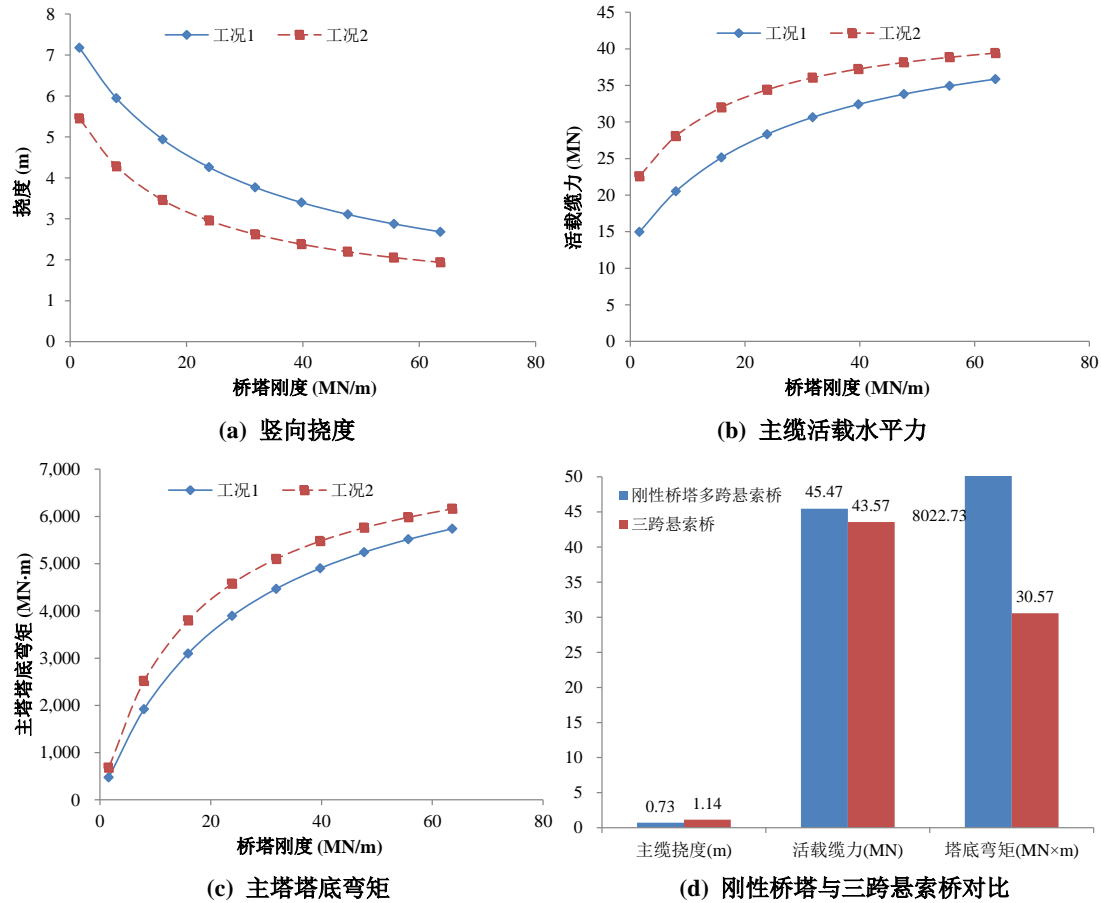


图 6-91 桥塔刚度的影响

另外，图 6-91 (d)还提供了多跨体系在刚性桥塔条件下的受力响应与三跨体系的对比。结果表明，刚性桥塔条件下，多跨体系具有与三跨体系相当的结构刚度，且主缆活载水平力增大不多，但主塔塔底弯矩要远远大于三跨体系的桥塔。

### (3) 垂跨比和边中跨比的影响

实际上，从图 6-91(a)还可以看出，与传统悬索桥不同，多跨悬索桥的桥塔刚度对结构竖向刚度的影响是很明显的，这是因为多跨体系中邻跨主缆的纵向约束要远远弱于传统悬索桥中的边缆。因此，在分析其它参量对结构刚度影响时，要考虑桥塔刚度的变化。

图 6-92 (a)和(b)两种工况下，桥塔抗弯惯性矩分别取基本体系的 1~64 倍以及刚性桥塔时，主缆垂跨比对结构竖向刚度的影响。从图中可以看出，两种工况中，结构的竖向挠度在桥塔刚度较小时 ( $I_t$  和  $4I_t$ )，均随垂跨比减小而减小；而随着桥塔惯性矩加大，结构竖向挠度开始随垂跨比减小而增大。

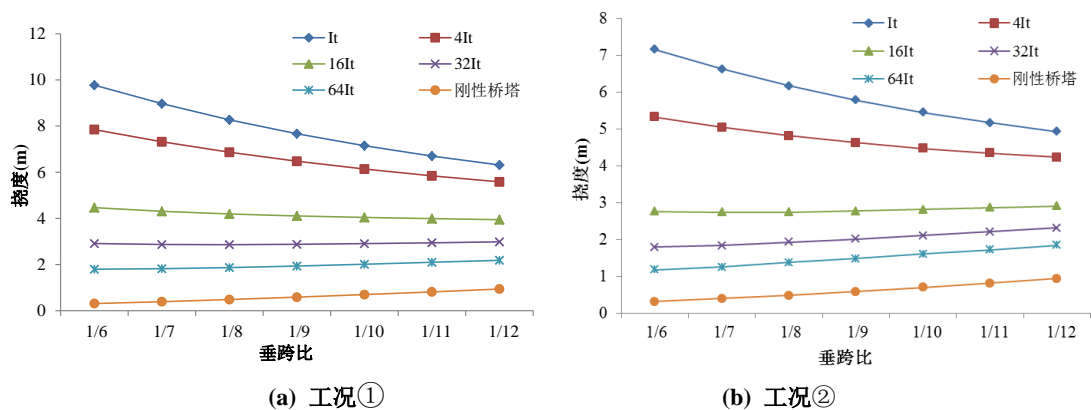


图 6-92 垂跨比对结构刚度的影响

这主要因为：多跨体系中，主缆两端约束弱（与大边中跨比的三跨悬索桥相同），挠度以主缆几何变形为主，垂跨比越小，几何刚度越大，挠度就越小；但随桥塔刚度的加大，几何变形减小，挠度以主缆弹性变形为主，垂跨比越小，主缆力越大，产生的弹性伸缩越大，挠度也就越大。

图 6-93 提供了桥塔刚度为  $I_t$  和刚性桥塔条件下，垂跨比对主缆水平力的影响。从图中可以看出桥塔刚度对垂跨比和主缆内力之间的关系并无影响，主缆活载水平力均随垂跨比减小而增大。

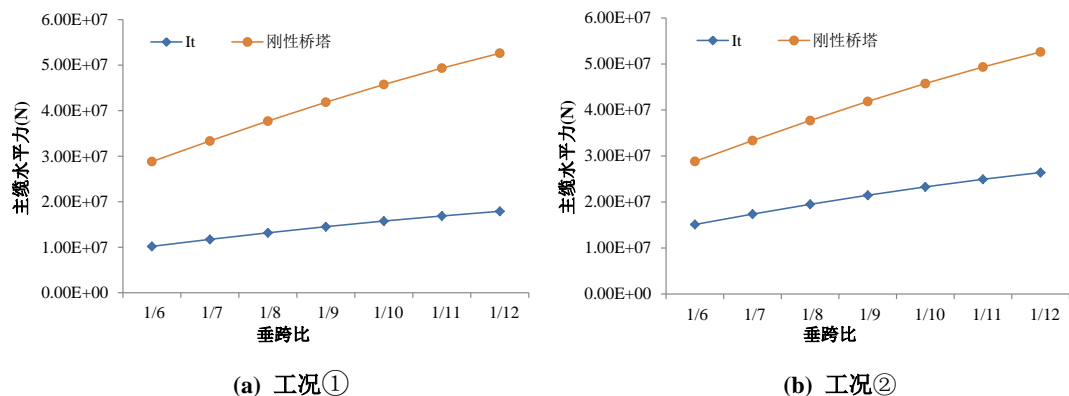


图 6-93 垂跨比对主缆活载水平力的影响

图 6-94 提供了桥塔刚度为  $I_t$  和刚性桥塔条件下，垂跨比变化对桥塔塔根弯矩的影响。可以知道，桥塔刚度为  $I_t$  时，中塔的塔根弯矩均随矢跨比减小而减小，边塔的塔根弯矩则随垂跨比减小而增大，但边塔塔根弯矩要远远小于中塔；而在刚性桥塔条件下，三者均随垂跨比增大而增大，并且数值相等。

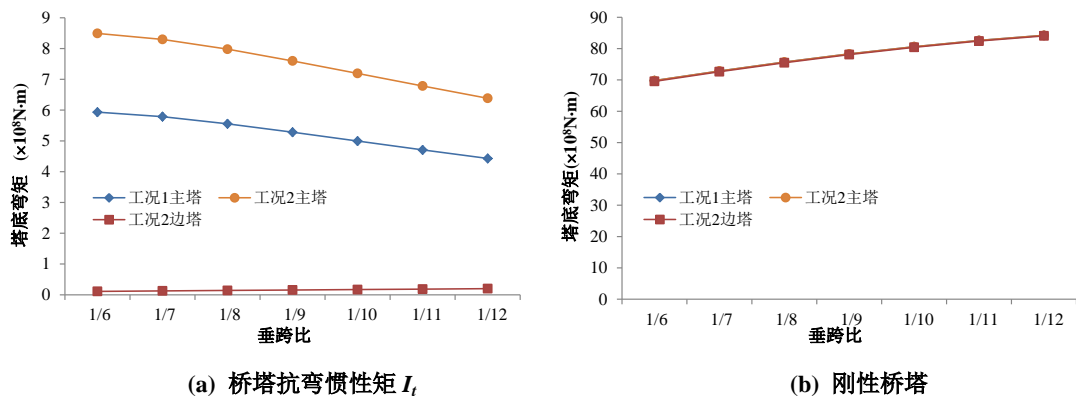


图 6-94 垂跨比对桥塔弯矩的影响



另外,通过图 6-92~图 6-94 还可以发现,随桥塔刚度增大,两种工况下的受力响应逐渐接近,当桥塔为刚性时,两种工况的受力响应相同,说明刚性桥塔下,结构仅有单跨效应,与边跨、邻跨情况无关。

而对于一般刚度的桥塔,工况②下的结构受力响应还会受到边中跨比大小的影响。图 6-95 (a)、(b)、(c)、(d)和(e)分别给出了桥塔刚度为  $I_t$  时,不同边中跨比下,结构受力响应与垂跨比的关系。从图中可以看出,边跨变化对结构受力响应的影响与传统悬索桥相似,除了对边塔塔根弯矩与垂跨比的关系以及塔根弯矩影响较大外,对其它各项和垂跨比的关系几乎没有影响,而且对各项数值也影响较小。

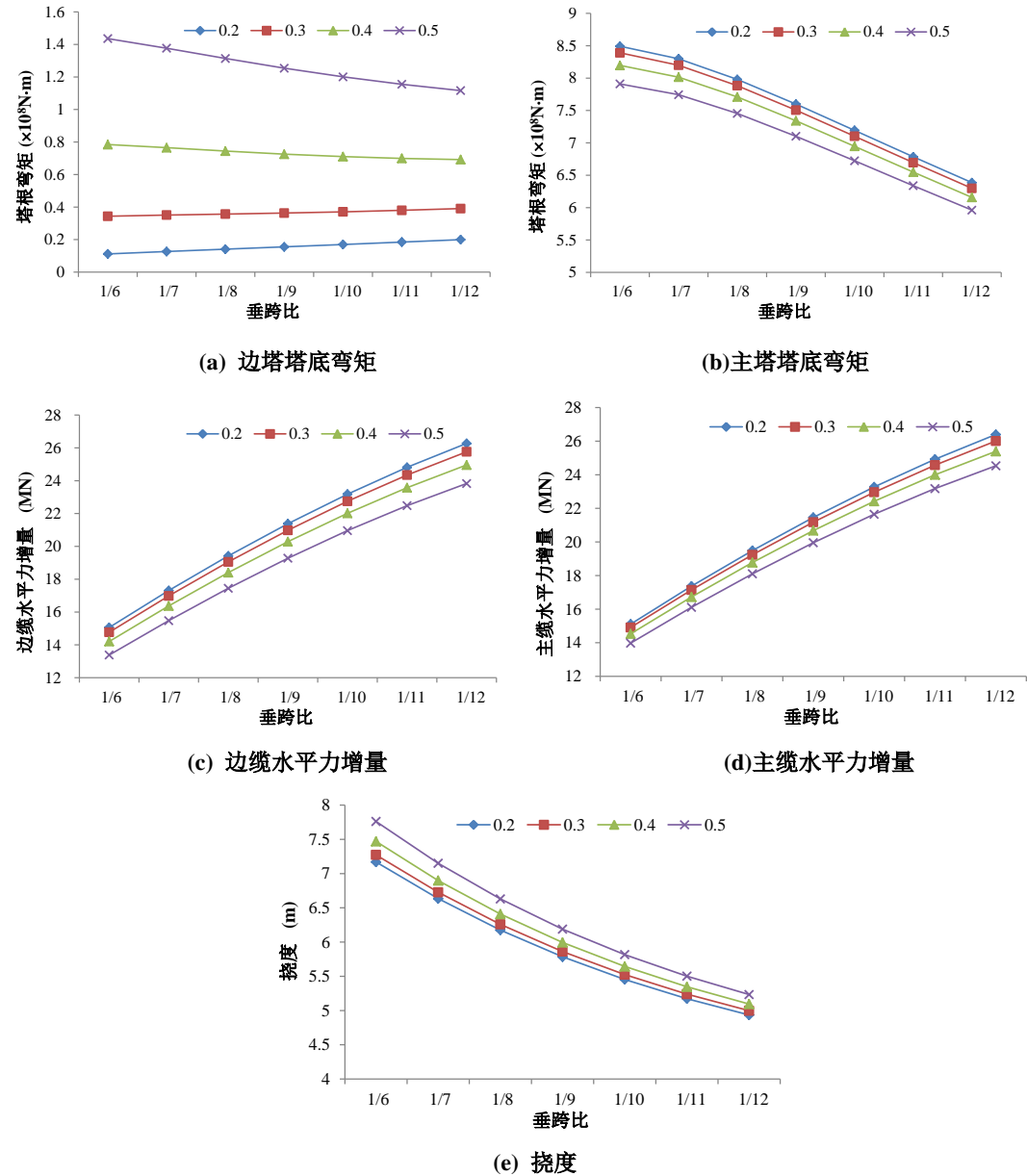


图 6-95 边中跨比对工况②下结构受力响应的影响

### 3. 结构刚度的改善

虽然连续多跨体系节省掉了共锚体系中的锚碇,但连续多跨悬索桥的竖向刚度要远小于

三跨悬索桥。由上节参数分析中可以知道，减小主缆垂跨比和提高桥塔刚度均可减小结构竖向挠度。但是，减小主缆垂跨比对提高结构竖向刚度的效果并不大，而且会大幅度增加主缆的恒载缆力。

提高桥塔刚度可以明显减小竖向挠度，且不增大恒载主缆内力，如图 6-91 所示。虽然活载主缆内力有所增大，但仍在可接受范围之内。当采用刚性桥塔时，结构竖向挠度甚至会小于传统三跨悬索桥；然而，采用刚性桥塔将产生非常大的塔底弯矩。为了抵抗这个塔底弯矩以及向桥塔提供足够的抗推刚度，塔身将需要很大的截面。这意味着刚性桥塔将采用更多的材料和更大的下部基础，会增加相当的费用。例如福田曾提出的三角形桥塔，如图 6-100 所示，其虽然给体系提供了卓越的刚性特性，但材料用量是常规桥塔的一倍多。

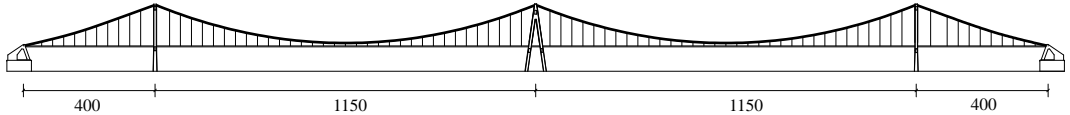


图 6-96 福田研究的三角形桥塔

为了解决采用刚性桥塔所带来的桥塔受力和造价问题，可采用作者在多跨斜拉桥中所提出的新型组合式刚性桥塔，如图 6-97 (a)所示。组合式刚性桥塔在恒载作用下，以直塔柱受力，成桥后用加劲索锚固在承台上，与直塔柱组成组合式桥塔。加劲索可做成钢、混组合断面如钢管砼构件，面积按刚度要求选取，索内张力以拉索在后期荷载组合作用下不退出工作为准。

除了提高桥塔刚度外，也可在主缆中央扣处增添锚索，通过吸力锚与地基相连，起到共锚体系中共锚锚碇的作用，如图 6-97 (b)所示。

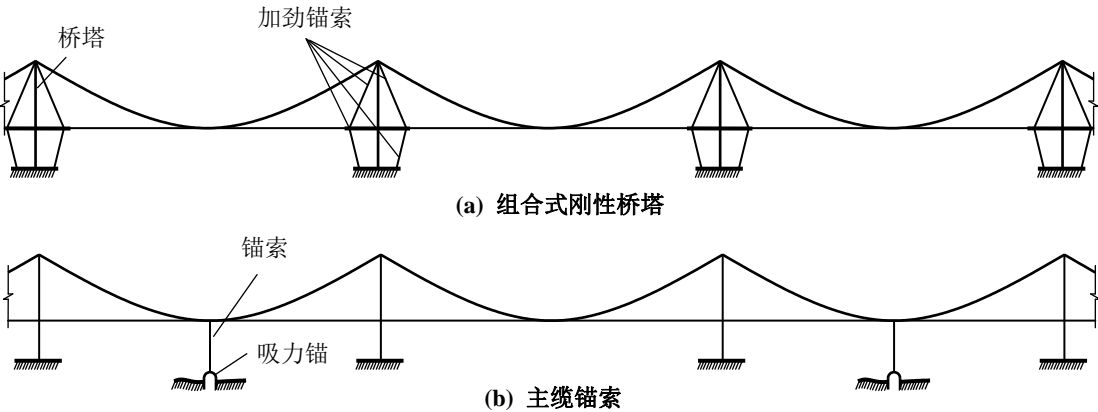


图 6-97 改进后的多跨悬索体系

#### 4. 中塔塔顶鞍座与主缆的滑移问题

桥塔刚度增大带来的另外一个问题是中塔塔顶鞍座与主缆之间可能出现滑移。由于桥塔顶部主缆承受很大的不平衡力，鞍座与主缆之间是否有足够的摩擦力限制主缆的滑动是桥梁安全的关键。

图 6-102 是塔顶索鞍受力图，取悬索桥跨径  $l$ ，垂度  $f$ ，垂跨比  $\lambda$ ，主缆自重集度  $q_c$ ，加劲梁、吊杆、二期恒载  $q_b$ ，活载  $p$ 。抗滑最不利工况为一跨空载，另一跨满布活载，如图 6-103 所示。

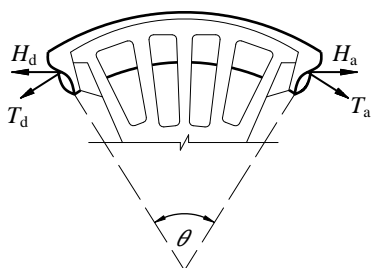


图 6-98 索鞍受力

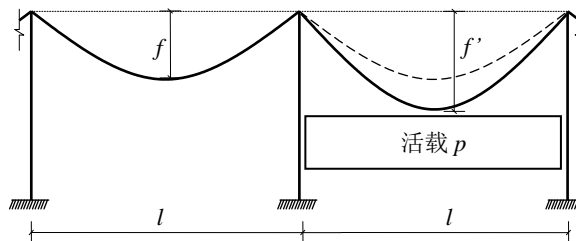


图 6-99 基本体系

鞍缆抗滑系数  $K$  为<sup>[26, 27]</sup>:

$$K = \frac{\mu\theta}{\ln(T_a/T_d)} = \frac{\mu\theta}{\ln(H_a/H_d)} \quad (6.69)$$

式中,  $\mu$ ——摩擦系数

$\theta$ ——索鞍两侧主缆切点间圆心角;

$H_a$ ——活载一跨主缆水平力;

$T_a$ ——活载一跨主缆索力;

$H_b$ ——空载一跨主缆水平力;

$T_b$ ——空载一跨主缆索力;

设主缆线形为抛物线, 可得:

$$H_a = \frac{(C \cdot q_c + q_b + p)l}{8\lambda} \quad (6.70)$$

$$H_d = \frac{(C \cdot q_c + q_b)l}{8\lambda} \quad (6.71)$$

$$\theta = 2 \arctan \frac{4f}{l} = 2 \arctan(4\lambda) \quad (6.72)$$

其中,  $C$  是主缆荷载修正系数, 见表 6-10。

表 6-10 主缆等效荷载修正系数  $C$

垂跨比	1/8	1/9	1/10	1/11	1/12
$C$	1.020	1.016	1.013	1.011	1.009

对于刚性桥塔, 可以得到鞍索抗滑系数  $K$ :

$$K = \frac{2\mu \arctan(4\lambda)}{\ln(1 + \frac{p}{Cq_c + q_b})} \quad (6.73)$$

$$q_c = \frac{\gamma_c \sqrt{1+16\lambda^2} (q_b + p)l}{8\lambda\sigma_c - C\gamma_c \sqrt{1+16\lambda^2}l} = \frac{\gamma_c \sqrt{1+16\lambda^2} (q_b + p)}{\frac{8\lambda\sigma_c}{l} - C\gamma_c \sqrt{1+16\lambda^2}} \quad (6.74)$$

$\gamma_c$ ——主缆材料容重;

$\sigma_c$ ——主缆强度;

图 6-100 是通过公式 (6.70) ~ (6.74) 得出的不同摩擦系数  $\mu$  下 (0.15 和 0.20)<sup>[28]</sup>, 抗滑安全系数  $K$  与跨径  $l$  的关系。其中, 跨海大桥通常会设双层桥面, 主梁自重一般 30t/m, 吊杆、索夹和二期等恒载 7.23t/m, 活载  $p=40\text{kN/m}$ 。

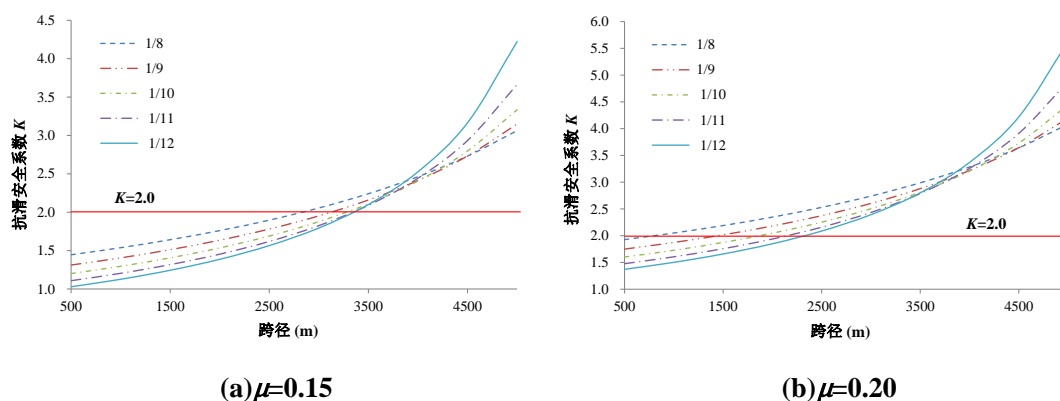


图 6-100 抗滑安全系数  $K$  与跨径的关系曲线

从图 6-100 可以看出，抗滑安全系数是随跨径的加大和矢跨比的减小而不断上升的。取抗滑系数  $K=2.0$  时的跨径为临界跨径，对于垂跨比在  $1/9 \sim 1/11$  之间的多跨体系，其临界跨径至少要达到 1500 米。因此，需要采取一定的措施防止主缆滑移<sup>[39]</sup>。

而从图表中还可以看出，当摩擦系数增加时，抗滑安全系数的临界跨径会降低很快，说明增加主缆和塔顶鞍座之间的摩擦力是很有效的方法。因此，可以通过在主缆和塔顶鞍座之间增加竖向锚固装置或者提高主缆和塔顶之间的摩擦系数来防止主缆滑移。

### 6.5.3 双缆多跨体系

悬索桥体系的刚度是缆索体系刚度与梁塔体系刚度的组合。而双缆多跨体系悬索桥是用缆索体系提高结构刚度的。

#### 1. 受力分析

由 6.5.2 节知，大跨径多跨体系悬索桥加劲梁的影响可以忽略，故双缆多跨体系只研究工况①下主缆的受力。假设两缆之间的吊杆不可伸缩，双缆多跨体系主跨满布活载可简化为图 6-101 的情况。

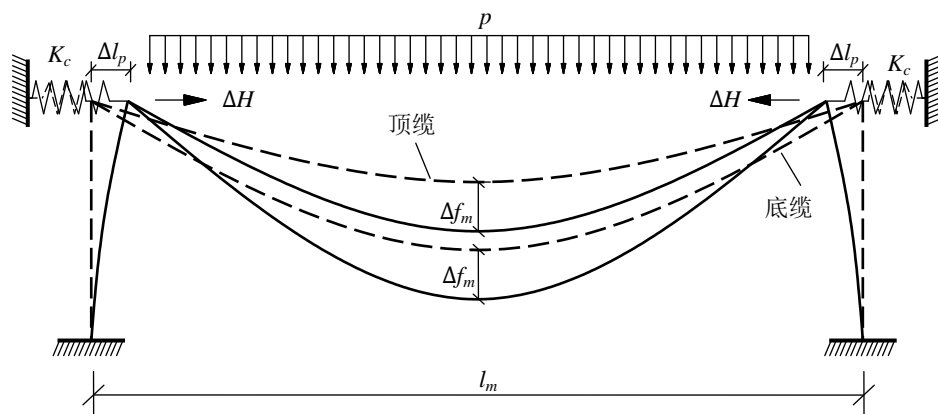


图 6-101 双缆受力简化图

图 6-101 中,  $K_c$  是两根主缆的总纵向刚度, 相当于两根主缆等效弹簧并联的情况, 如图 6-102 所示, 可得到  $K_c$  为:

$$K_c = K_{ct} + K_{cb} \quad (6.75)$$

式中:

$K_{ct}$ ——顶缆等效弹簧刚度;

$K_{cb}$ ——底缆等效弹簧刚度;。

由于双缆体系中, 加载跨的邻跨顶、底缆在活载作用后会产生恒载重分配, 这是产生双缆体系主缆约束刚度的主要原因, 其受力状态可简化为:

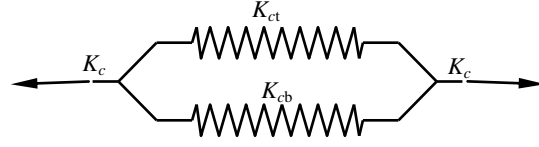


图 6-102  $K_c$  简化图

$K_{ct}$ ——顶缆等效弹簧刚度

$K_{cb}$ ——底缆等效弹簧刚度

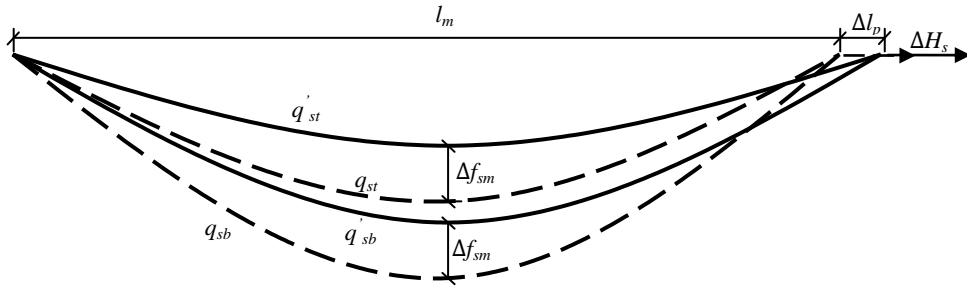


图 6-103 加载邻跨受力简化

$\Delta H_s$ ——邻跨双缆总水平力变量;  $\Delta f_{sm}$ ——邻跨主缆垂度变化量;

$q_{st}$ ——邻跨顶缆恒载;  $q_{sb}$ ——邻跨底缆恒载。

$q'_{st}$ ——加载后邻跨顶缆恒载;  $q'_{sb}$ ——加载后邻跨底缆恒载。

假设加载后, 邻跨底缆向顶缆传递了  $\Delta q$  的恒载, 那么顶、底缆的荷载状态由  $q_{st}$ 、 $q_{sb}$  变为:

$$\begin{cases} q'_{st} = q_{st} + \Delta q \\ q'_{sb} = q_{sb} - \Delta q \end{cases} \quad (6.76)$$

通过式 (6.61) 可以知道当一根主缆荷载变化  $p$  时, 主缆垂度、水平长度和荷载变量的关系。将加载邻跨顶、底缆参数代入, 可以得到顶、底缆在加载后的状态方程:

$$\begin{cases} \Delta l_p = A_{st} \Delta f_{sm} + B_{st} \Delta q \\ \Delta l_p = A_{sb} \Delta f_{sm} - B_{sb} \Delta q \end{cases} \quad (6.77)$$

式中,  $A_{st}$ 、 $A_{sb}$ 、 $B_{st}$  和  $B_{sb}$  分别是将顶、底缆参数代入式(6.61)得到的对应项。

由式 (6.77) 可以得到  $\Delta l_p$  和  $\Delta f_{sm}$ ,  $\Delta q$  和  $\Delta l_p$  的关系:

$$\begin{cases} \Delta f_{sm} = \frac{B_{sb} + B_{st}}{B_{st} A_{sb} + A_{st} B_{sb}} \Delta l_p \\ \Delta q = \frac{A_{sb} - A_{st}}{B_{st} A_{sb} + B_{sb} A_{st}} \Delta l_p \end{cases} \quad (6.78)$$

由式 (6.58), 又可以得到加载邻跨顶、底缆水平力增量  $\Delta H_{st}$  和  $\Delta H_{sb}$ :

$$\begin{cases} \Delta H_{st} \approx 2 \frac{q_{st} l_m}{8 f_{st}} \Delta l_p + \frac{l_m^2}{8 f_{st}} \Delta q - \frac{q_{st} l_m^2}{8 f_{st}^2} \Delta f_{sm} \\ \Delta H_{sb} \approx 2 \frac{q_{sb} l_m}{8 f_{sb}} \Delta l_p + \frac{l_m^2}{8 f_{sb}} \Delta q - \frac{q_{sb} l_m^2}{8 f_{sb}^2} \Delta f_{sm} \end{cases} \quad (6.79)$$

联立式 (6.78) 和 (6.79), 可以求出顶、底缆的几何刚度  $K_{ct}$  和  $K_{cb}$ :

$$\begin{cases} K_{ct} \approx \frac{\Delta H_{st}}{\Delta l_p} \approx 2 \frac{q_{st} l_m}{8 f_{st}} + \frac{l_m^2}{8 f_{st}} \frac{\Delta q}{\Delta l_p} - \frac{q_{st} l_m^2}{8 f_{st}^2} \frac{\Delta f_{sm}}{\Delta l_p} \\ K_{cb} \approx \frac{\Delta H_{sb}}{\Delta l_p} \approx 2 \frac{q_{sb} l_m}{8 f_{sb}} + \frac{l_m^2}{8 f_{sb}} \frac{\Delta q}{\Delta l_p} - \frac{q_{sb} l_m^2}{8 f_{sb}^2} \frac{\Delta f_{sm}}{\Delta l_p} \end{cases} \quad (6.80)$$

对于加载跨, 可建立如下方程:

$$\begin{cases} \Delta H_t + \Delta H_b = \Delta H = K \Delta l_m \\ K = \frac{1}{2} (K_c + K_t) \\ \Delta l_m = -2 \Delta l_p \end{cases} \quad (6.81)$$

式中:

$\Delta H_t$ ——顶缆水平力变化;

$\Delta H_b$ ——底缆水平力变化;

$K_t$ ——桥塔抗推刚度, 用式(6.56)计算。

设底缆恒载与顶缆恒载比  $q_b/q_t=\alpha$ ; 底缆垂度与顶缆垂度比  $f_b/f_t=\gamma$ ; 加载后, 底缆荷载变化量与顶缆荷载变化量  $\Delta p_b/\Delta p_t=\beta$ 。按照式 (6.58) 的求解方法, 可分别求出顶、底缆水平力变化量与主缆水平长度、垂度以及各自荷载变化量的关系:

$$\begin{cases} \Delta H_t = \frac{2 H_{qt}}{l_m} \Delta l_m + \frac{H_{qt}}{q_t} \Delta p_t - \frac{H_{qt}}{f_t} \Delta f_m \\ \Delta H_b = \frac{2 H_{qb}}{l_m} \Delta l_m + \frac{H_{qb}}{q_b} \Delta p_b - \frac{H_{qb}}{f_b} \Delta f_m \\ H_{qt} = \frac{q_t l_m^2}{8 f_t}, H_{qb} = \frac{q_b l_m^2}{8 f_b} \end{cases} \quad (6.82)$$

式中:

$H_{qt}$ ——顶缆恒载水平力;

$H_{qb}$ ——底缆恒载水平力;

$f_t$ ——顶缆垂度;

$f_b$ ——底缆垂度。

联立式(6.76)、(6.80)、(6.81)和(6.82)得出方程:

$$\begin{cases} (A + D - G) \Delta l_m + (B + E \beta) \Delta q_t + (C + F) \Delta f_m = 0 \\ A = 2 \gamma^2 q_t f_t, B = l_m f_t \gamma^2, C = -q_t l_m \gamma^2, D = 2 \alpha \gamma q_t f_t, E = \gamma f_t l_m, F = -\alpha q_t l_m, G = \frac{K \gamma^2 q_t f_t l_m}{H_{qt}} \end{cases} \quad (6.83)$$

根据式(6.61), 分别对于顶缆和底缆, 还可以得到各自的挠度、荷载增量和主缆长度纵向变量关系方程:

$$\begin{cases} \Delta l_m = A_t \Delta f_m + B_t \Delta p_t \\ \Delta l_m = A_b \Delta f_m + B_b \Delta p_b \end{cases} \quad (6.84)$$

式中,  $A_t$ 、 $A_b$ 、 $B_t$ 和 $B_b$ 是将顶、底缆参数代入式(6.61)得到的相应系数。

联立方程(6.83)和方程(6.84), 可以求出主缆垂度变量 $\Delta f_m$ , 底缆分担活载 $\Delta p_b$ 、顶缆分担活载 $\Delta p_t$ 以及二者比值  $\beta$ :

$$\begin{cases} \beta = \frac{B_t(C_2 + A_b C_1) - B(A_t - A_b)}{E(A_t - A_b) + B_b(C_2 + A_t C_1)} \\ \Delta f_m = \frac{(\beta B_b - B_t)}{A_t - A_b} \Delta p_t \\ \Delta p_t = \frac{1}{1 + \beta} p \end{cases} \quad (6.85)$$

将式(6.85)代入式(6.81)和(6.84)后, 可求出桥塔偏位和主缆纵向伸长量 $\Delta l_p$ 和 $\Delta l_m$ 。再将 $\Delta l_p$ 和 $\Delta l_m$ 代入式(6.78), 可求出邻跨顶、底缆垂度变量和恒载变化量:

$$\begin{cases} \Delta f_{sm} = \frac{B_{sb} + B_{st}}{B_{st} A_{sb} + A_{st} B_{sb}} \Delta l_p \\ \Delta q = \frac{A_{sb} - A_{st}}{B_{st} A_{sb} + B_{sb} A_{st}} \Delta l_p \end{cases} \quad (6.86)$$

即可通过主缆水平力公式求出加载后, 加载跨和邻跨的顶、底缆水平力:

$$\begin{cases} H_t = \frac{(q_t + \Delta p_t)(l_m + \Delta l_m)^2}{8(f_t + \Delta f_m)} \\ H_b = \frac{(q_b + \Delta p_b)(l_m + \Delta l_m)^2}{8(f_b + \Delta f_m)} \\ H_{st} = \frac{(q_{st} + \Delta q)(l_m + \Delta l_p)^2}{8(f_{st} + \Delta f_m)} \\ H_{sb} = \frac{(q_{sb} - \Delta q)(l_m + \Delta l_p)^2}{8(f_{sb} + \Delta f_m)} \end{cases} \quad (6.87)$$

## 2.体系参数对结构性能的影响

从公式 (6.85)可以看出, 双缆多跨体系的结构性能在很大程度上是受顶、底两缆的恒载比、垂度等参数影响的。

### (1) 顶、底缆恒载分配影响

图 6-104 是由式(6.85)得到的, 底缆恒载与顶缆恒载分配比  $\alpha$  对结构竖向挠度的影响。随底缆恒载的增加, 结构挠度不断增大。这是因为, 随底缆分配恒载的增大, 邻跨主缆提供的约束刚度减小。

由  $M_p = \Delta l_p K_t h_t$  可以得到桥塔塔底弯矩。图 6-105 是  $\alpha$  对桥塔塔底弯矩的影响, 从图中可以看出, 随  $\alpha$  增大, 塔底弯矩增大。这说明, 邻跨主缆的约束刚度降低, 导致其分配到水平力减小, 而桥塔分配到的水平力在增大。



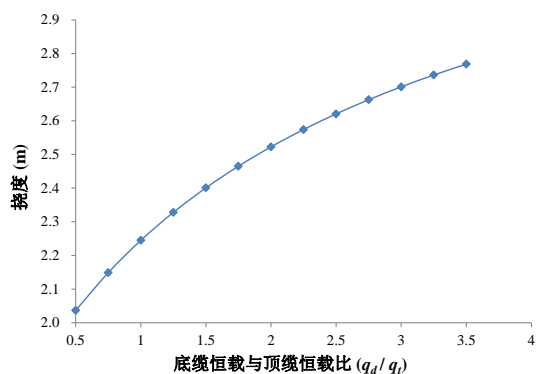


图 6-104 挠度

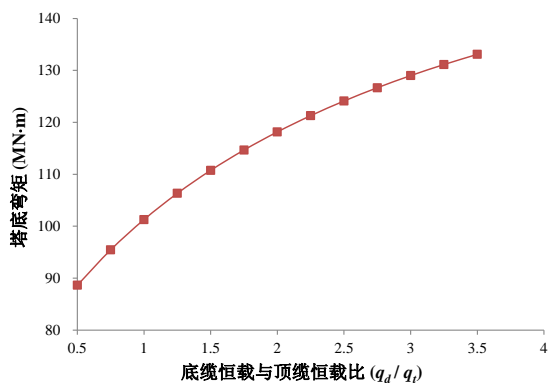
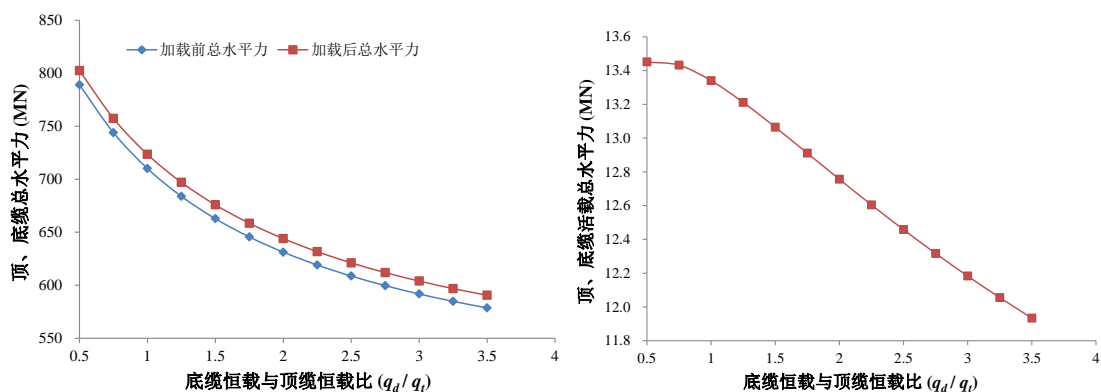


图 6-105 塔底弯矩

由式 (6.87) 可得到顶、底缆水平力。图 6-106 (a) 是底、顶缆恒载分配对加载前和加载后双缆总水平力的影响。从图中可以看出，两缆恒载下和加载后的总水平力均随底缆恒载的增大而减小。另外，恒载下和加载后的两条水平力曲线几乎是平行的，这说明恒载分配对活载水平力影响不大。如图 6-106 (b) 所示，尽管活载水平随底缆恒载的增大而减小，但变化幅度很小。当  $\alpha$  从 0.5 变化到 3.5 时，活载水平力只减低了 10% 左右。



(a) 总荷载水平力

(b) 活载水平力

图 6-106 恒载分配对双缆总水平力的影响

## (2) 顶、底缆垂度影响

为了分析顶、底缆垂度变化，以及二者垂度差的影响，增大底缆与顶缆垂度比，分别考虑底缆不变减小顶缆，顶缆不变增大底缆两种情况。图 6-107 是底缆垂度与顶缆垂度比和竖向挠度的关系。由图可知，两种情况下的结构竖向挠度均随垂度比增大而减小。这说明，结构竖向刚度的变化只与两缆垂度差有关，增大垂度差提高结构刚度，减小垂度差降低挠度差。

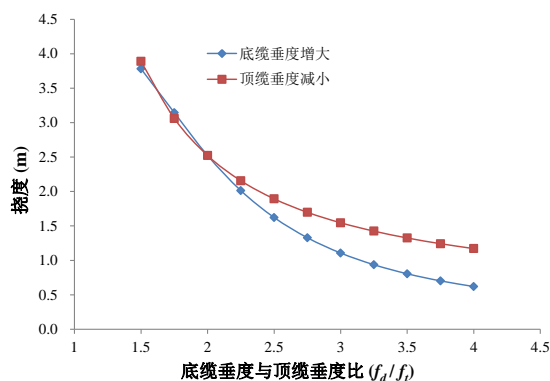


图 6-107 挠度

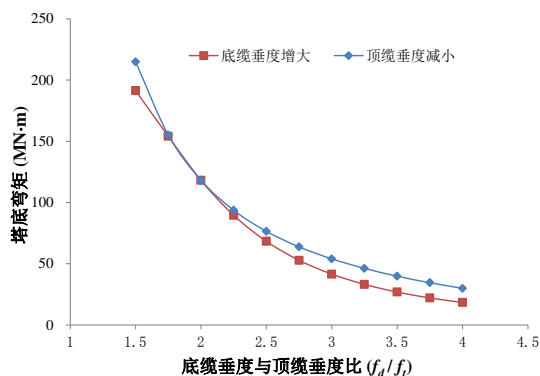
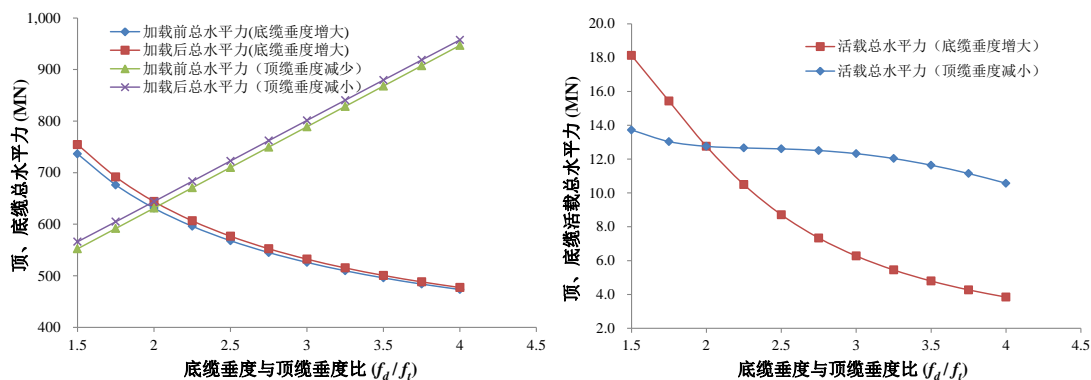


图 6-108 塔底弯矩

顶、底缆垂度对塔底弯矩有与挠度相似的影响，随垂度差增大，塔底弯矩不断减小，如图 6-108 所示。图 6-109 (a)是两种主缆垂度变化情况下，主缆垂度比与加载前后总水平力的关系。从图中可以看出，两种主缆垂度变化情况对恒载和总荷载水平力有不同影响。底缆垂度增大时，恒载总水平力和总荷载总水平力均不断减小；而顶缆垂度减小时，恒载总水平力和总荷载总水平力不断增大。而两种主缆垂度变化对活载总水平力有相似的影响，活载总水平力均随垂度差增大而减小。但是，顶缆垂度减小引起的活载总水平力变化要远远小于底缆垂度增大的影响。



(a) 加载前与加载后总水平力

(b) 活载总水平力

图 6-109 顶、底缆垂度对总水平力的影响

### (3) 桥塔刚度的影响

图 6-110 (a)、(b)分别是桥塔刚度对竖向挠度，活载总水平力和塔底弯矩的影响。从图中可以看出，挠度随桥塔刚度增大而不断降低，活载总水平力和塔底弯矩则不断增大。但是，挠度变化幅度并不大，桥塔刚度提高 10 倍，挠度降幅不足 20%。

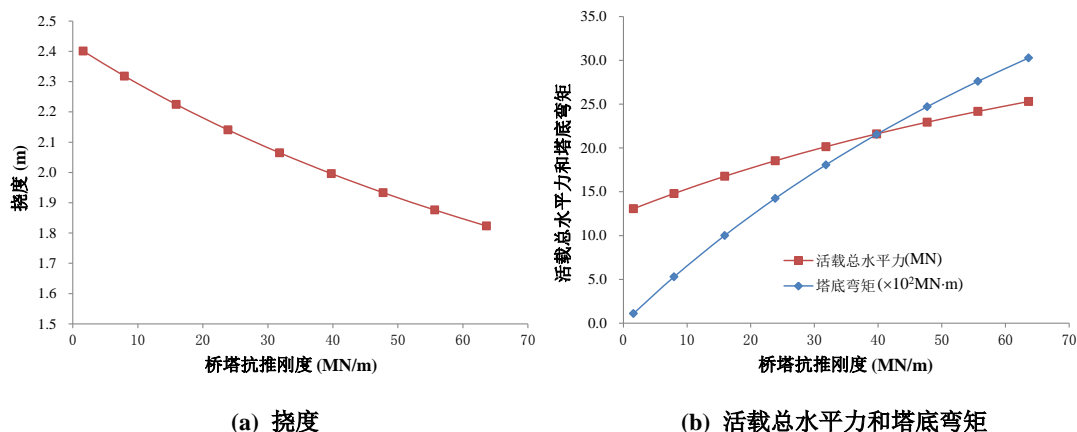
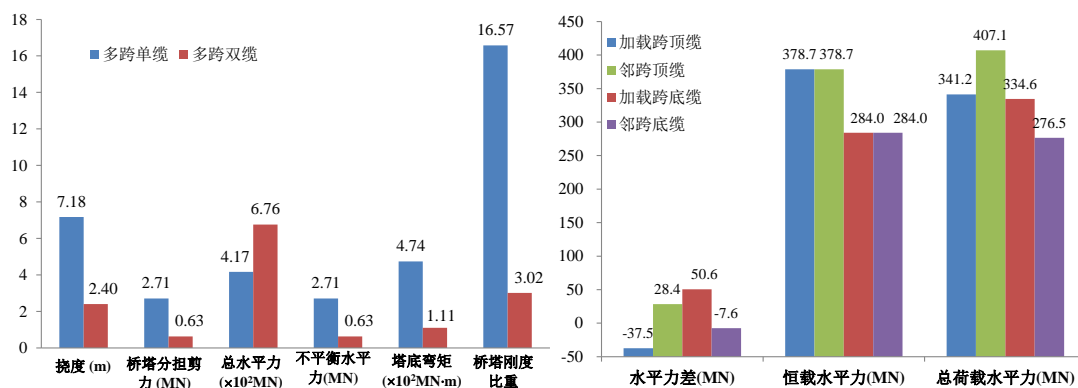


图 6-110 桥塔刚度的影响

### 3. 与一般多跨体系的比较

图 6-111 是跨径 1000m 时,多跨单缆与多跨双缆体系的受力响应对比。从图中可以看出,双缆体系的挠度比多跨单缆体系小很多。这是因为在双缆体系中,主缆的纵向约束刚度要比单缆体系的主缆约束刚度大,从图 6-111 中可以看出,双缆体系中桥塔分担的剪力和塔底弯矩都要远小于单缆体系。而双缆体系主缆具有较强的约束刚度主要是因为,双缆体系在加载后,邻跨各自主缆之间会产生内力重分配,顶缆缆力增大,底缆缆力减小,如图 6-112 所示。这样,邻跨顶、底缆除了自身的抗力外,两缆之间还产生了一个背向加载跨的附加水平力。因此,双缆体系产生的缆索纵向约束刚度要大于单缆体系。



尽管双缆体系具有较高的刚度,但由于加载跨和邻跨顶、底缆的索力变化是相反的(图 6-112),因此都会产生很大的不平衡水平力。图 6-113 提供了双缆体系和单缆体系塔顶主缆不平衡水平力的情况。从图中可以看出,双缆体系中顶、底缆的不平衡水平力比单缆体系刚性桥塔条件下的不平衡水平力还要大 30%~45%。这会对塔顶鞍座主缆抗滑移产生非常不利的影响。

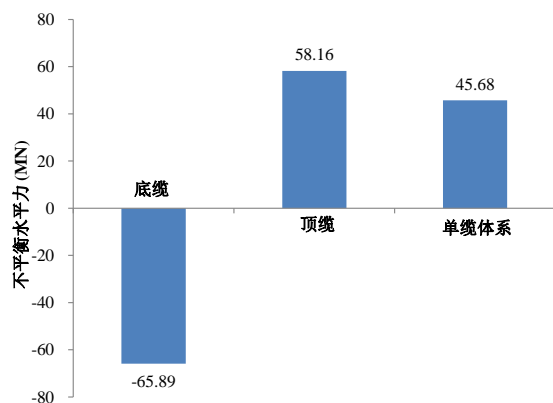


图 6-113 顶、底缆不平衡水平力

由以上分析得知，虽然双缆体系可以提高多跨体系的结构刚度，但主塔塔顶鞍座与主缆之间存在相对的滑动问题。而且，双缆体系要达到刚性桥塔多跨体系的效率，需要很大的顶、底缆垂度差，这使双缆体系的桥塔要高于单缆体系，造成桥塔及其基础费用的上升。

另外，双缆体系的缆索材料用量也要多于传统体系。在产生相同跨中挠度的情况下，一座无限连续多跨、跨径 1500m、顶缆垂度 75m、底缆垂度 225m 的双缆体系单位长度缆索用钢量要比一座跨径 750m+1500m+750m、垂度 150m 的传统三跨体系多出 20%<sup>[7]</sup>。

因此，多跨双缆悬索桥与刚性桥塔单缆悬索桥孰优孰劣还有待进一步研究。

## 6.6 其它体系

除了传统外形的双塔双柱悬索桥外，还出现了应景观要求的独塔单柱、多柱、单索面等新体系。

### 6.6.1 独塔悬索桥

独塔悬索桥和双塔悬索桥的受力区别可以通过简单的分析来说明。

图 6-114 是跨径、塔高等相同的独塔和双塔悬索桥，假设主缆线形是二次抛物线，经简单的数学推导可以得到恒载下各自的主缆线形和索力。

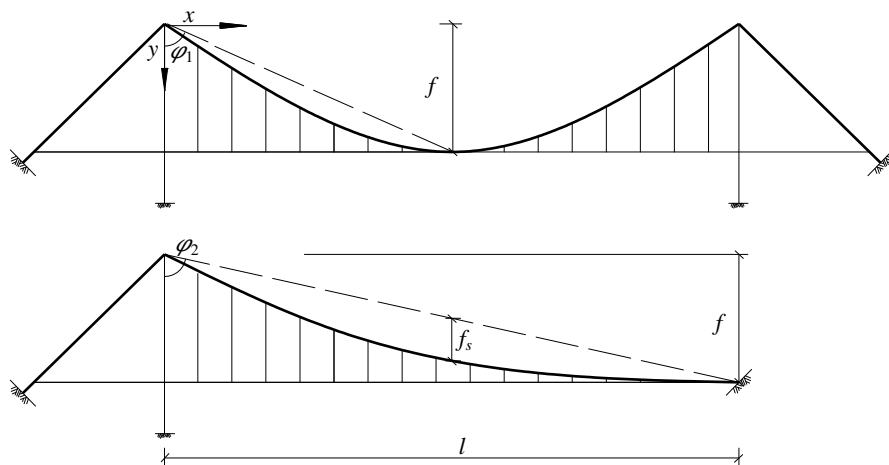


图 6-114 双塔与单塔的比较

## 1. 双塔悬索桥

$$y \approx \frac{4f}{l^2} \cdot x \cdot (l-x) \quad (6.88)$$

$$H_1 \approx \frac{ql^2}{8f} \quad (6.89)$$

$$V_1 = H_2 / \tan \varphi_1 \quad (6.90)$$

式中,  $H_1$ ——主缆水平力;

$f$ ——双塔悬索桥主缆垂度;

$l$ ——跨径;

$V_1$ ——双塔悬索桥主缆竖向力;

## 2. 单塔悬索桥

$$y \approx -\frac{4f_s}{l^2} \cdot x^2 + (f + 4f_s) \frac{x}{l} \quad (6.91)$$

$$H_2 \approx \frac{ql^2}{8f_s} \quad (6.92)$$

$$V_2 = H_2 / \tan \varphi_2 \quad (6.93)$$

式中,  $f_s$ ——单塔悬索桥主缆垂度;

$V_2$ ——单塔悬索桥主缆竖向力;

与双塔悬索桥相比,在同样跨径和荷载作用下,独塔悬索桥主缆的垂度远小于双塔悬索桥 ( $f_s \ll f$ ),主缆水平力要远大于双塔悬索桥;而主缆倾角的减小,使独塔体系主缆的支撑效率低于双塔体系(承受同样大小的竖向荷载,单塔体系需要 2~4 倍的双塔体系主缆索力),其结构刚度也小于双塔体系。因此,独塔悬索桥适用在小跨径悬索桥。

广东佛山平胜大桥是世界首座独塔自锚式悬索桥 ( $L=350\text{m}$ )<sup>[17]</sup>,采用了三柱门式桥塔,有四个索面。我国另外两座独塔自锚式悬索桥分别是青岛海湾大桥大沽河航道桥<sup>[12]</sup>和广东猎德大桥。



图 6-115 广东平胜大桥

### 6.6.2 单索面悬索桥

日本此花大桥原名大阪北港连络桥,是现有修建最早的大跨径自锚式悬索桥。1990 年通车。跨径布置为 (120+300+120) m。为了减小主缆索力,采用了 1/6 的垂跨比。



图 6-116 此花大桥

虽然此花桥采用斜吊杆获得了很好的竖向刚度,但在横桥向只有一根中心主缆通过唯一的竖向吊杆平面与梁连结。因此,此花桥是没有缆索扭转约束的体系,横向和扭转刚度很小。在不对称荷载和横向荷载作用下,会发生大的横向位移和扭转变形。除了优美外形外,这种自锚式悬索桥体系并没有受力方面的优势。

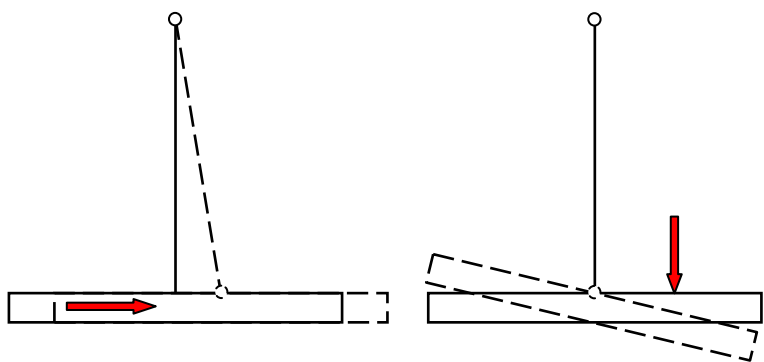


图 6-117 单索面悬索桥在横向荷载和不对称荷载作用下的变形

### 6.6.3 超大跨体系

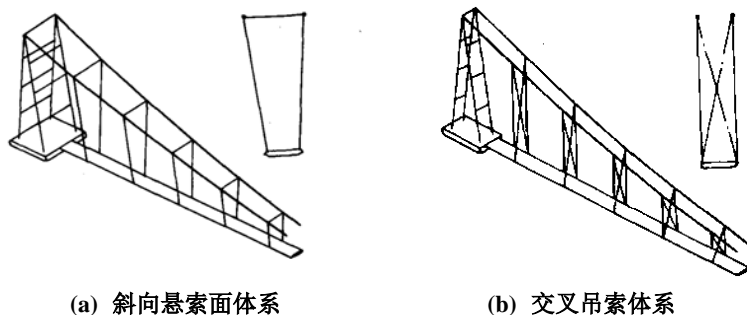
当遇到海沟时,多跨悬索体系已不能解决跨越问题,必须通过增大跨径来实现跨越,有多种方案可以选择。

#### 1. 空间多主缆体系

空间体系包括改进后的双主缆体系和三主缆、四主缆体系。

双主缆体系随着跨径的增大,挠振频率与扭振频率都下降,且相互靠近,导致颤振临界风速下降。为了避免这个问题,有三种方案可改善其扭转频率。

方案一(图 6-118(a)):将两根主缆的间距从跨中到桥塔逐渐拉大以增大抗扭效果,主缆位于斜面内。两根主缆之间用横向水平索来连结,这种体系从设计和施工上来看都是可取的。



(a) 斜向悬索面体系

(b) 交叉吊索体系

图 6-118 双主缆体系方案

方案二（图 6-118(b)）：采用传统的悬索体系（两个竖向悬索面），但增加交叉吊索。这种体系的整个横截面（包括梁体与缆索）变得较为刚性。为了避免侵犯交通净空，在跨中附近的区段可不设交叉吊索。

另一种构思（图 6-119）是减小两根主缆的横向间距来削弱扭曲运动的产生。这就是所谓由单变双的主缆体系，依靠吊索的横向分力使两根主缆各自独立。

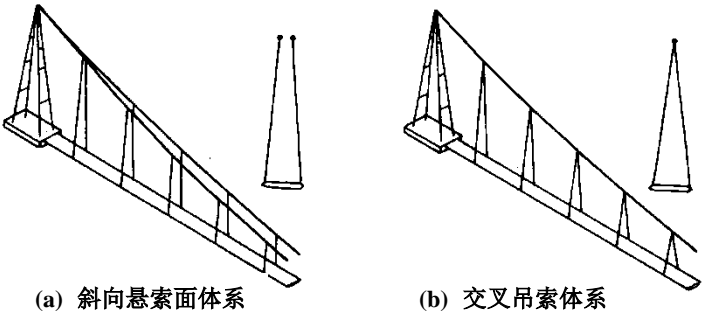


图 6-119 单变双主缆体系方案

三主缆体系（图 6-120）是由单主缆体系的发展而得，它是单主缆体系与双主缆体系的结合。位于两侧的主缆悬索面既可是竖向的，也可是斜向的。这样布置后，在三根主缆没有移动和没有同时产生横向水平振动时梁体不易作转动。

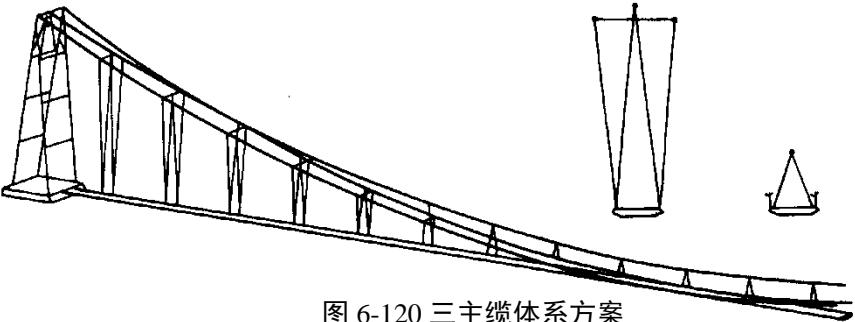


图 6-120 三主缆体系方案

还有三种四缆体系（图 6-121），这些体系都是将风力更直接地传递给主缆以减少梁体侧向位移。每种体系都有两根主要的承重缆索。这两根主缆位于斜向的悬索面内，并用横向辅助拉索来将它们保持在设计位置。

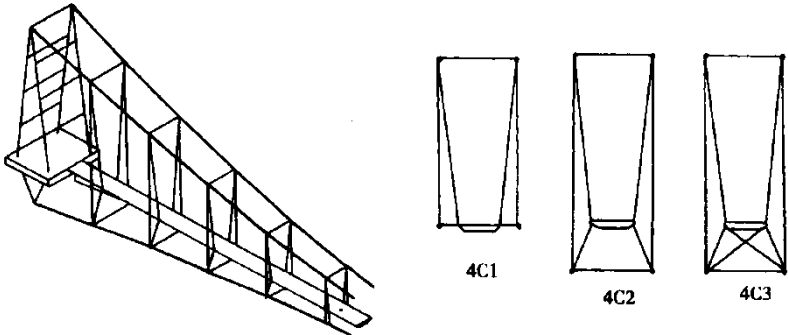


图 6-121 四主缆体系方案

上述三种四主缆体系也存在一些问题：

- (1) 施工虽然是可能做到的，但十分复杂；
- (2) 下面的两根风缆会妨碍通航；
- (3) 两主缆要增加负重与应力。初步估计，缆索总重量和传统悬索桥相比要增加 120%（相对的与跨径无关）。这种非常高的造价是四缆体系的缺点。



## 2. 空间索网体系

将空间多主缆体系进行演化，可得到空间索网体系。

实际上，空间索网悬索桥的雏形在我国早已存在，被称为藤网桥。环状藤网桥多见于西藏，在洛瑜、墨脱等处，横跨雅鲁藏布江，为门巴族人所建。现保存比较好的是墨脱县地东区的一座藤网桥（公元前 9 世纪，见图 6-3）。由于藤索比较容易腐蚀，因此大部分藤网桥已换成钢丝绳索桥。

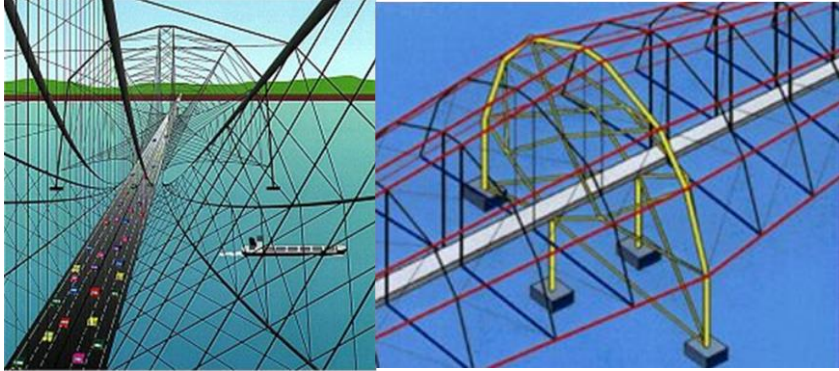


图 6-122 索网悬索桥

英国工程师 Gordon Rose 曾提出一种空间索网体系以跨越白令海峡。该体系共有 8 根主缆，其中竖向布置两根，每侧以不同角度布置三根。各主缆通过附属缆索相互连接，形成网状结构，桥面从中间穿过。索网和三维主塔对各个方向都能提供有效支承，可提高桥梁的气动性能和抗震性能。另外，由于桥塔呈三维拱形，因此降低了桥塔高度<sup>[33]</sup>。

该体系实际上是将大主缆分割为小主缆，在空间布索。这种变化带来的问题是：相比于传统垂跨比的大主缆体系，采用了小垂跨比的空间索系后，缆索的承载力将更多用来承受主缆自重。另外，各主缆，各索系的协同工作问题值得研究。

2008 年，意大利工程师 M. Peroni 和 P. Casadei 针对直布罗陀海峡提出了另一种索网体系<sup>[31]</sup>，如图 6-123 所示。

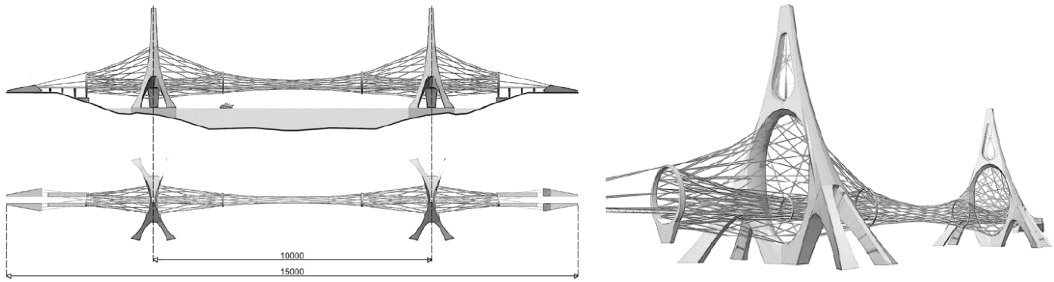


图 6-123 直布罗陀海峡索网桥概念图

该体系由内外两层主缆构成：外层大缆支承桥塔两侧环形框架，框架之间连接第二层主缆构成较小跨径的多跨索网体系；加劲梁从第二层主缆内穿过，分为三层，上层运行城市轻轨，中层运行机动车辆，下层运行列车，三层均通过拉索与主缆相连。与 Rose 提出的单层主缆索网体系相比，由于双层主缆的组合缩短了内层索网的跨径，减小了小垂跨比主缆恒载内力过大的问题。并且，为了进一步减小自重，该体系的主缆可采用 CFRP 材料。

为了解决缆索不均匀受力的问题，M. Peroni 和 P. Casadei 在 2009 年对该网索体系进行了改进<sup>[32]</sup>，如图 6-124 所示。图中所示体系将主梁的支承方式改进为从第二层索面中穿过的连续多跨斜拉桥，桥塔建于环形框架上。由于主梁恒载和活载通过桥塔传递给环形框架，再由环形框架传递给各缆索；因此，各缆索工作的协同性高于前两种索网体系。

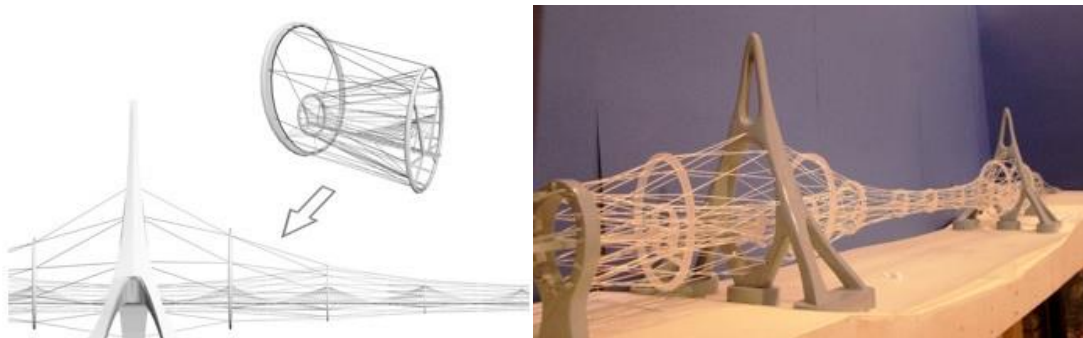


图 6-124 改进后的双索面网索体系

### 3. 混合双悬臂斜拉—悬索体系

除了上面提到的索网体系，为跨越直布罗陀海峡，林同炎提出了混合双悬臂斜拉—悬索体系的方案（图 6-125）。

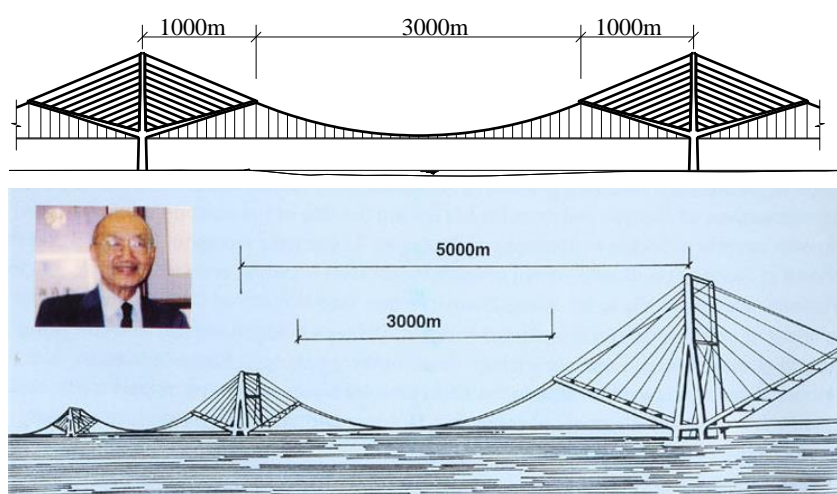


图 6-125 混合双悬臂斜拉—悬索体系结构

该方案特点是用每边长 1000m 的双悬臂支承距桥墩 1000m 距离内的桥面，进一步降低主缆的荷载，悬臂由与桥塔相连的斜拉索支承。由于悬臂在 1000m 点起到 3000m 中跨支承点的作用，因此从受力上来讲，5000m 跨径的悬跨被缩短到 3000m。

该体系的提出是为了解决当时主缆材料强度不高的问题，但从体系上来讲，该方案相当于在两端支承处分别修建了跨径 1000m 的独塔斜拉桥，这在结构受力上是不利的。在主缆强度不断提高的今天，建造主跨 5000m 的悬索桥在体系上可作新的探讨。

### 4. “负斜拉索”体系

罗布林曾提出“正斜拉索”悬索桥<sup>®</sup>，并应用在布鲁克林桥上（图 6-8）。该体系通过桥塔和主梁之间的斜拉索与主缆共同承担荷载，如图 6-126，以提高悬索桥的刚度<sup>[4,5]</sup>。

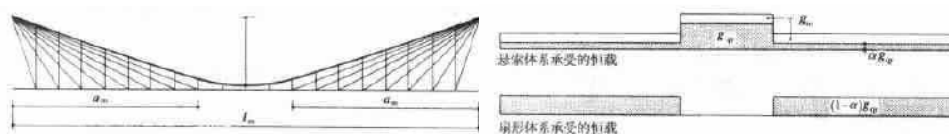


图 6-126 罗布林体系受力

<sup>®</sup> 罗布林在 1855 年修建尼亚格拉河悬索桥应用了斜拉索提高悬索桥刚度，并在 1883 年的布鲁克林桥中成熟。迪辛格 1887 年出生，其修建的第一座现代斜拉桥——斯特姆桑特桥，1955 年建成。

但由于桥塔刚度小或大边中跨比会使桥塔发生很大的纵桥向位移,降低斜拉索的使用效率,“罗布林”体系适用于桥塔刚度比较大的情况。另外,“罗布林”体系存在与斜拉桥相同的问题,当跨径增大时,拉索的竖向支承效率会显著下降,并且会在加劲梁中累积大量的轴向压力,因此“罗布林”体系不适用于超大跨体系。

针对这种情况,1950 斯坦曼设计的墨西拿海峡桥(边中跨比达到了 0.5,主跨 1524m,边跨 732m)中提出了“负斜拉索”的概念。相对于罗布林的“正斜拉索”,“负斜拉索”从桁架梁和桥塔的交叉点到主缆的若干点上采用放射式斜拉索,如图 6-127 所示。与“罗布林体系”减小主缆荷载相反,“负斜拉索”通过增加主缆荷载的方式提高桥梁的刚度。当桥塔向一跨发生变形时,另一跨的斜拉索对主缆产生约束,使主缆产生拉力迫使桥塔回位。“负斜拉索”不存在“罗布林体系”中对桥塔刚度和边中跨比的要求以及斜拉索支承效率降低和加劲梁轴向压力问题。

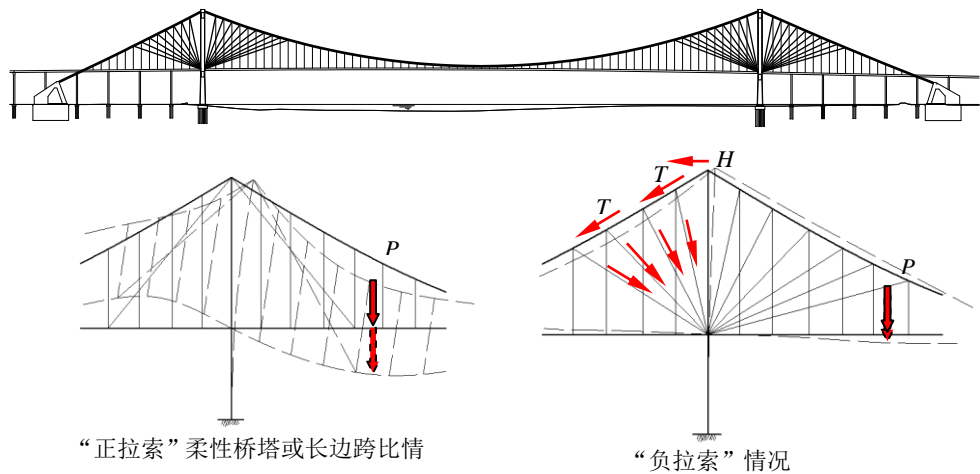


图 6-127 “负斜拉索”组合索面

但是“负斜拉索”体系的受力性能和构造细节目前还未研究清楚,而且施工复杂。因此,从布鲁克林桥以后鲜有选用组合体系建设桥梁的实际工程。

### 5. 斜拉——悬索协作体系

与“罗布林”有所区别的是,“罗布林”体系中,斜拉索主要作用是提高结构的刚度。而斜拉——悬索协作体系是在不同区域布置不同形式的缆索,各自承担相应区域内的荷载,如图 6-128。

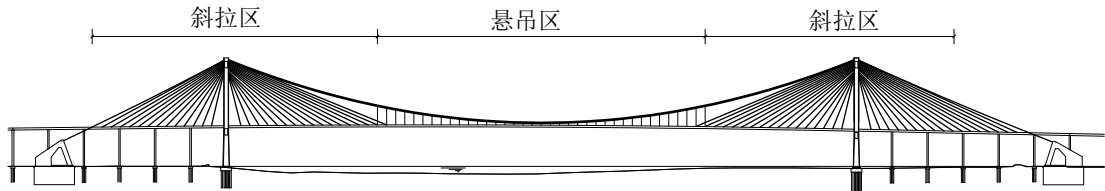


图 6-128 斜拉——悬索协作体系

该体系相当于两端两座独塔斜拉桥与中段一座悬索桥的组合。由于中间悬吊段的存在,该体系的桥塔高度和主梁轴向压力要远小于同跨径下斜拉桥,其跨越能力大于斜拉桥。而与悬索桥相比,由于斜拉段减小了悬吊区的长度,其锚碇体积也远小于同跨径的悬索桥。因此,该体系适用于地质条件较差或需要修建水中锚碇的超大跨径桥梁。



## 6. 空间索面管道箱梁三跨悬索桥

图 6-129 为 COWI 公司曾提出的直布罗陀海峡通道的桥梁方案之一，竖向荷载由竖直平面内的单索承受，而水平荷载由位于主梁平面的水平索体系承受，行车道位于椭圆形管内。

## 7. 空间斜拉索面斜拉—悬索体系

由瑞士 Christian Menn 教授和美国 David P. Billington 教授共同提出的一种适用于超大跨径桥梁或小宽跨比桥梁的新结构体系构思，如图 6-130 所示：传统框架式塔柱由带面外斜拉桥塔的倒 Y 型塔柱代替，中央塔柱通过斜拉索支撑面外斜拉桥塔，面外斜拉桥塔再通过斜拉索支撑加劲梁，同时提高加劲梁的侧向承载能力和刚度。



图 6-129 COWI 公司的三跨  
3550m 连续方案

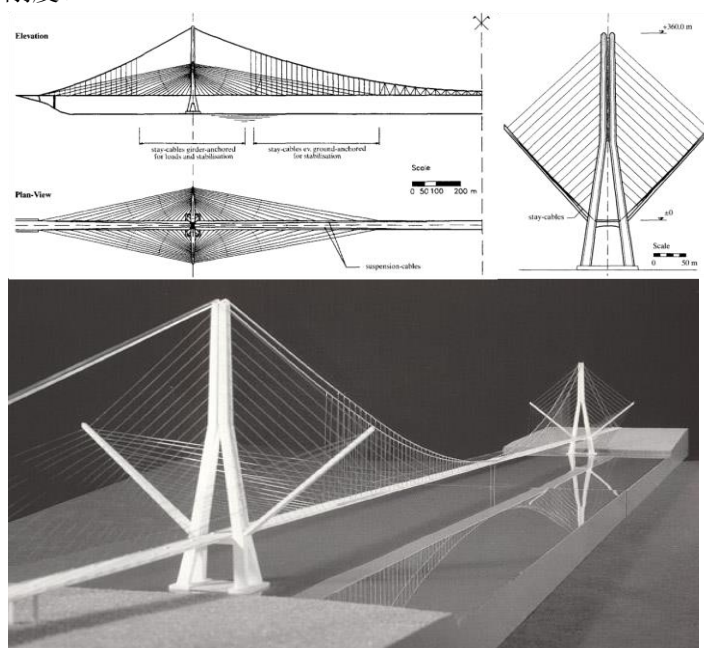


图 6-130 空间斜拉索面斜拉—悬索体系

## 6.5.5 潜浮式倒悬索体系

除了在水面以上修建悬索桥外，近年来，有学者提出了水下潜浮式倒悬索桥体系<sup>[33-37]</sup>。倒潜浮体系的构思来自悬浮隧道（Submerged Floating Tunnel），简称“SFT”，在意大利又称“阿基米德桥”，简称“PDA”桥。一般由浮在水中一定深度的管状结构(该结构的内部空间很大，足以适应道路和铁道交通的要求)、锚固在水下基础的锚缆杆(或水上的浮箱)装置及与两岸相连的构筑物组成，如图 6-131。

潜浮式倒悬索桥体系的主梁是位于水下的水密舱，置于索承系统之上，形成倒悬索结构形式，如图 6-132 所示。行车道位于水密舱内，两侧设置副锚，副锚可位于两岸，也可位于海中，视情况而定，副锚下连桩基；在副锚和水密舱即主梁之间

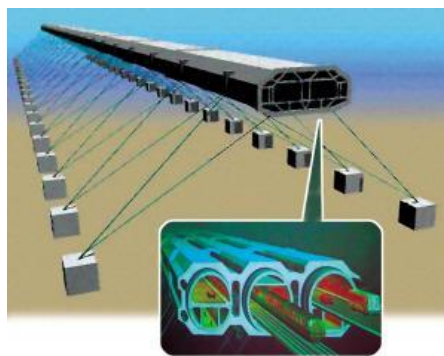


图 6-131 悬浮隧道

布设斜拉索。

成桥状态下，倒悬索体系在密封主梁的浮力作用下产生预张力，用以抵抗后期荷载的作用；副锚与主缆之间斜拉索的索力，平衡作用在主梁上的横向荷载，防止桥梁在水流作用下(特别是地震时)出现横向飘移。

与水上结构相比，该体系的优势在于：

(1) 充分利用了海水的浮力，使结构承受的荷载大大减小。因此，桥梁跨径可建得非常大；

(2) 行车道位于水下数十米，处于海浪波动区以下，可确保通车不受台风等恶劣气候的影响，并对通航、环境等无影响；

(3) 不需像大跨悬空桥梁那样建造很高的主塔；

(4) 因桥梁主要荷载已由海水浮力平衡，桩基、索系、水密舱等用料较少，故相对于深水海峡修建带深水基础的连续多跨悬索桥，可能具有较好的经济性能。但水下拉索或悬索施工会有一定的困难，并且失效风险较大。目前，该体系仍在研究当中。

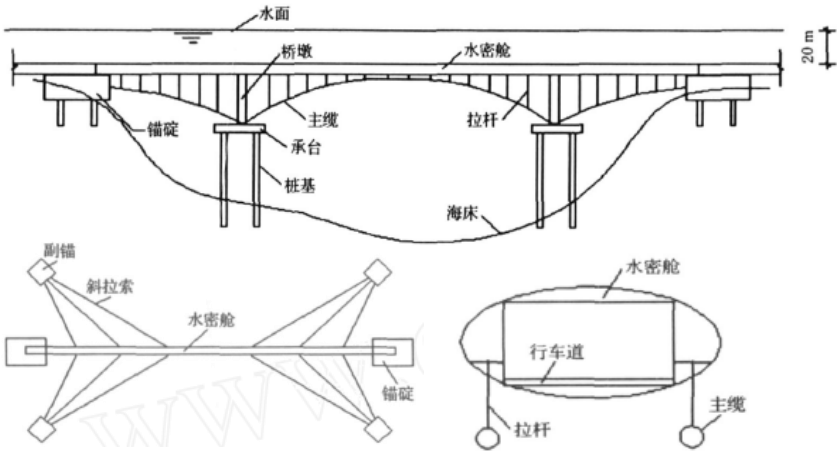


图 6-132 潜浮式倒悬索体系基本构造

## 6.7 工程实例

### 6.7.1 三跨连续扁平钢箱梁悬索桥——丹麦大贝尔特东桥

大贝尔特海峡东桥（Great Belt East Bridge，图 6-133）是欧式悬索桥的杰出代表，此工程连结丹麦与瑞典，以及丹麦与德国的公路和铁道，同时将斯堪的纳维亚与欧洲本土连成整体，促进了整个地区的交流与经济发展。



图 6-133 大贝尔特东桥

该桥选用了传统的抛物线主缆和竖直吊杆体系，其孔跨布置为 535+1624+535m，见图 6-134。根据初步设计中的研究，从经济上考虑将主缆的垂跨比定为较大的 1/9。

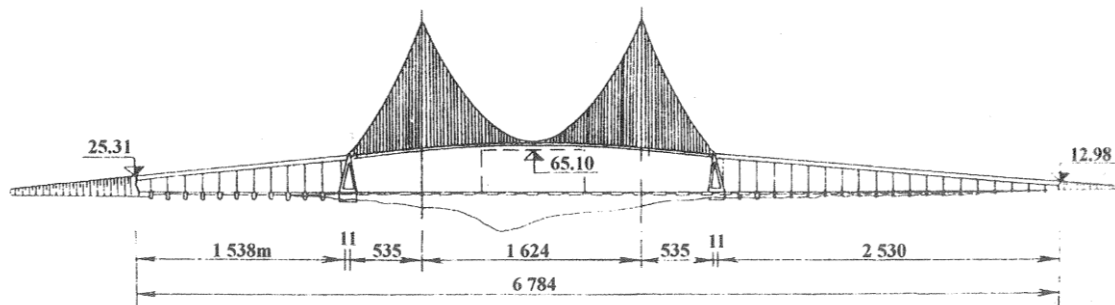


图 6-134 大贝尔特桥立面布置图 (m)

风荷载作用下若采用三跨双铰加劲梁，则会产生很大的横向水平变位，因此决定采用三跨连续加劲梁。这样做可减少道路伸缩装置，并且方便养护管理。加劲梁连续后还可省去主塔上为支承加劲梁而设置的横梁，加劲梁在桥塔处仅横向固定。这对悬索桥的空气动力稳定性并无影响。但三跨连续加劲梁的弯矩变化很大，设计中通过改变吊索间距、变更主梁截面以及主塔处的主梁内预置正弯矩等方法来解决。

为了满足抗风与构造上的要求，加劲梁的截面采用扁平钢箱梁，梁高 4m，宽 31m，如图 6-135 所示。由于该桥截面具有较大的抗扭刚度以及主缆较大的垂跨比，临界颤振风速达 60m/s。

为了减轻上部结构的重量，将横隔板改为桁架式，间距为 4m，这是根据类似的已有桥梁中实际测定结果所反映的钢桥面板的疲劳所决定的，设计疲劳寿命为 100 年。

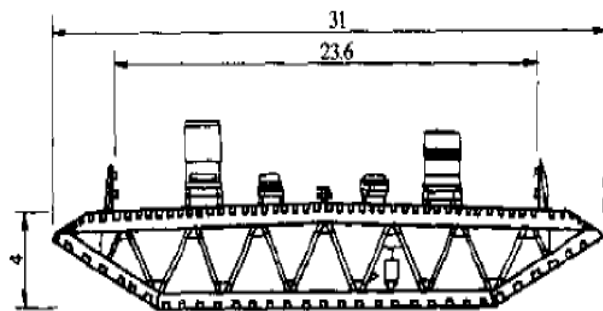


图 6-135 加劲梁断面 (m)

为了控制活载等荷载作用下的加劲梁纵向急速变位，采用了中央扣，并在梁端设了纵向限位装置——油压阻尼器，见图 6-136。此种阻尼器可容许加劲梁由于温度等荷载引起的小于 1m 的缓慢变位，但对急速的变位则给予抵抗并将抗力传递给锚锭。还可以减小主缆与加劲梁之间的纵向相对变位，这对主跨跨中附近竖直短吊索的疲劳问题可起到缓解的作用。

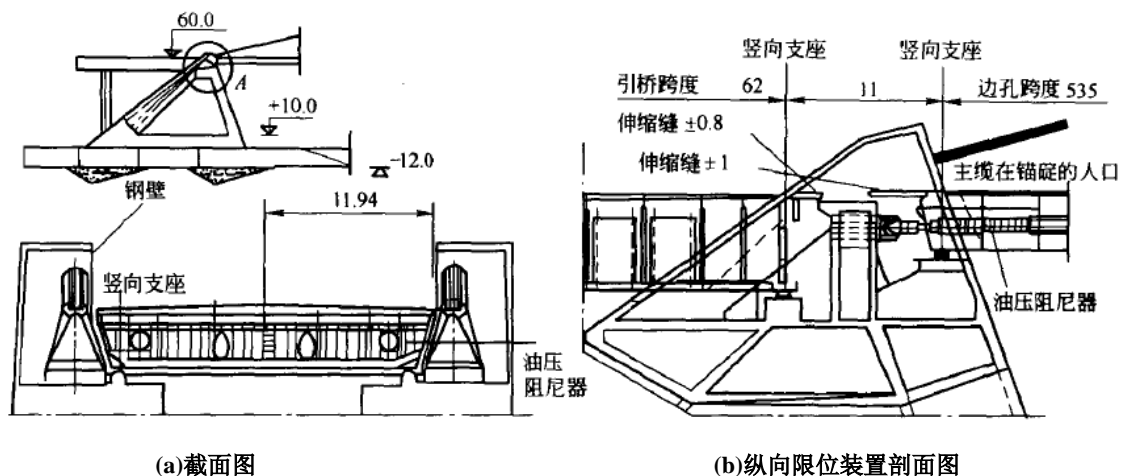


图 6-136 梁段纵向限位装置布置图 (m)

纵向限位装置通过改变体系的内部连接方式,解决了漂浮体系悬索桥和斜拉桥在活载作用下纵桥向变位较大的问题,提高了伸缩缝的耐久性。

该桥锚碇设计采用了新的外形型式,因为一般悬索桥所用重力桥台式锚碇具有巨大的体积,这和悬索桥其余的细长构件形成不协调的对比。所以在该桥锚碇设计中,经过仔细的研究,决定将锚碇设计成由锚固主缆的混凝土三角形构架和一个支承引桥的垂直墩组成,受力体系简洁而明确,见图 6-137。锚碇在约 10m 深的水中建造,为了防止船舶撞击,在锚碇两边筑两个人工岛。

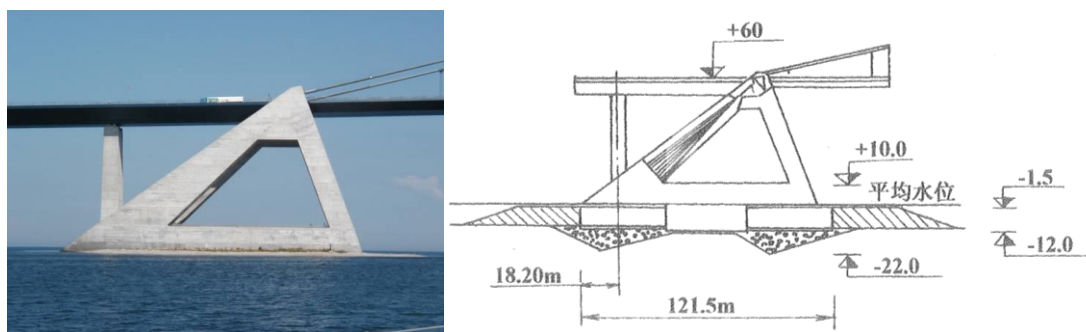


图 6-137 三角形混凝土锚碇 (m)

## 6.7.2 三跨简支钢桁梁悬索桥——日本明石海峡桥



图 6-138 明石海峡桥

明石海峡桥 (Akashi Kaikyo Bridge, 图 6-138) 在神户市垂水区舞子与淡路岛淡路町松帆之间,横跨明石海峡,桥长 3910m,跨径布置为 960+1990+960m,为三跨双铰简支加劲钢桁梁悬索桥,见图 6-139。该桥实际跨度由于 1995 年发生的阪神大地震,使锚碇和塔墩



的基础出现变位，跨径变为 960+1990.8+960.3m。当时由于主缆已架设完毕，经验算后继续施工，并将加劲梁适当作以局部调整，故现今的主跨有的资料以 1991 m 计。1988 年 5 月开工，历时十年于 1998 年建成，是目前世界上跨度最大的桥梁，见图 6-139。

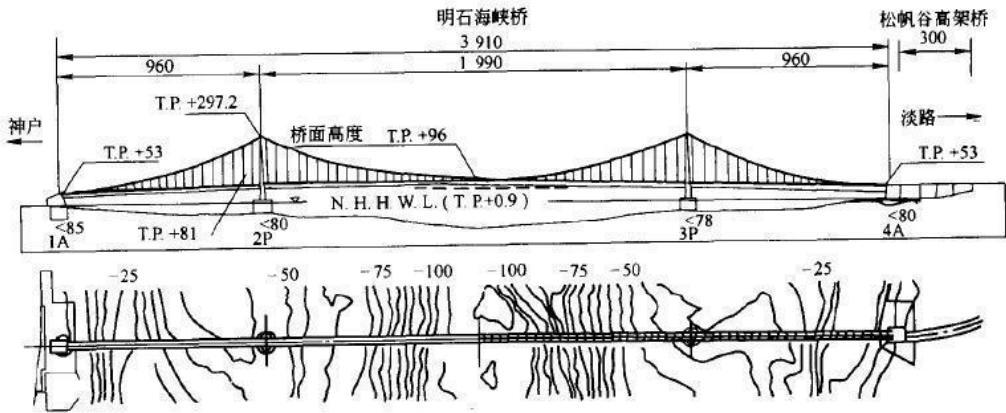


图 6-139 明石海峡桥总体布置图 (m)

设计采用的基本风速为 46m/s，加劲钢桁梁的设计风速为 60m/s，桥塔的设计风速为 67m/s，最大水深达 110m，最大潮流速度为 4.5m/s。

三跨简支体系对承受温度荷载的作用是非常有利的。该桥主跨近两千米，这种长度级别的主梁产生的温度变形是一个很大的值；而桥塔处的约束条件给了加劲梁变形的空间，使加劲梁和桥塔避免了因约束加劲梁轴向变形所产生的巨大推力；同时，因加劲梁最大纵向位移发生在最长吊杆的区域内，所以吊杆只引起很小的偏角。

悬索桥的边中跨比中常规在 0.2~0.4 之间，但结合桥址的实际地形情况，通过对各种不同跨度划分的比较，边中跨比采用 0.5 时，上部和下部结构的总造价最经济，对通航的影响也最小。

由于主缆的质量与跨径成平方的关系增长，因此如此大的跨度必然需要更大直径的主缆。在初步设计中曾考虑每侧各采用一对主缆，即全桥共采用 4 根主缆，以避免主缆直径的过大。但 4 主缆体系不仅施工时要有较宽的猫道，还会加大锚碇中的散索室与锚固部分的空间尺寸以及成倍地增加鞍座、索夹与吊索的数量。

当时新开发的钢丝强度已经从 1580MPa 提高到 1800Pa，考虑到超大跨径悬索桥主缆的钢丝应力中，恒载应力占绝大部分比例，而活载所占比例非常小(仅 8%左右)，而恒载应力是比较稳定可靠的，所以将其安全系数从过去惯用的 2.5 降低到 2.2。因此，最终以提高主缆的钢丝强度并适当降低其安全系数，使采用传统的每侧一根主缆的方案得以成立。

矢跨比也由 1/8.5 降到了 1/10，使得钢桥塔降低了约 30m，但塔高仍然有约 283m。由于桥塔高度特别大，在抗风方面采取了一些措施。塔柱的截面外形从矩形切去四角形成十字形，每个塔柱还设置了质量为 84t 及 114t 的 TMD(调质阻尼器)各一个。

该桥最初规划为公铁两用桥，主跨为 1780m，因此加劲钢桁梁是对双层桥面最适宜的形式。主跨改为 1990m，并取消在桥上双线铁道后，对加劲梁的结构形式进行了比较研究。

美国和日本修建了大量的钢桁梁悬索桥，钢桁梁具有刚度大、抗风性能好、适合双层交通等优点。自 1966 年英国塞文桥第一次采用翼型箱梁断面以后，欧洲悬索桥基本上采用正交异性板钢箱梁作为悬索桥的加劲梁，梁高和横向阻力小，空气动力性能好，可大大减小塔的横向力。而且抗扭刚度大，顶板直接作桥面板，恒载轻，主缆截面可以减小，从而降低用钢量和造价。

经研究发现，采用类似英国塞文桥的扁平箱梁截面，在 55~61m/s 时即发生弯曲扭转振动，不能满足日本相应抗风设计标准的要求。进而提出了既能满足振动限界风速标准，又有

实施可能性的 3 种方案，并进行了详细的分析。

1. 双箱梁方案：中央部分设置过风孔的两箱并列加劲梁形式，如需满足既定振动限界风速标准的要求，就必须增加用钢量，见图 6-140 (a)；

2. 桁架箱梁结合梁方案：在桁架外罩以箱梁形式的有孔扁平梁形式，在较低风速条件下就会发生涡流激振，为抑制该种激振，会产生抗振性降低的问题，见图 6-140 (b)；

3. 变截面箱梁：沿桥轴方向布置两种截面的变截面箱梁形式，在主塔附近采用刚度大的非流线形截面(B 截面)，见图 6-140 (c)；在跨中部位采用流线形的、空气动力性能良好的扁平截面(F 截面)，研究证明其抗风性能良好，见图 6-140 (d)。

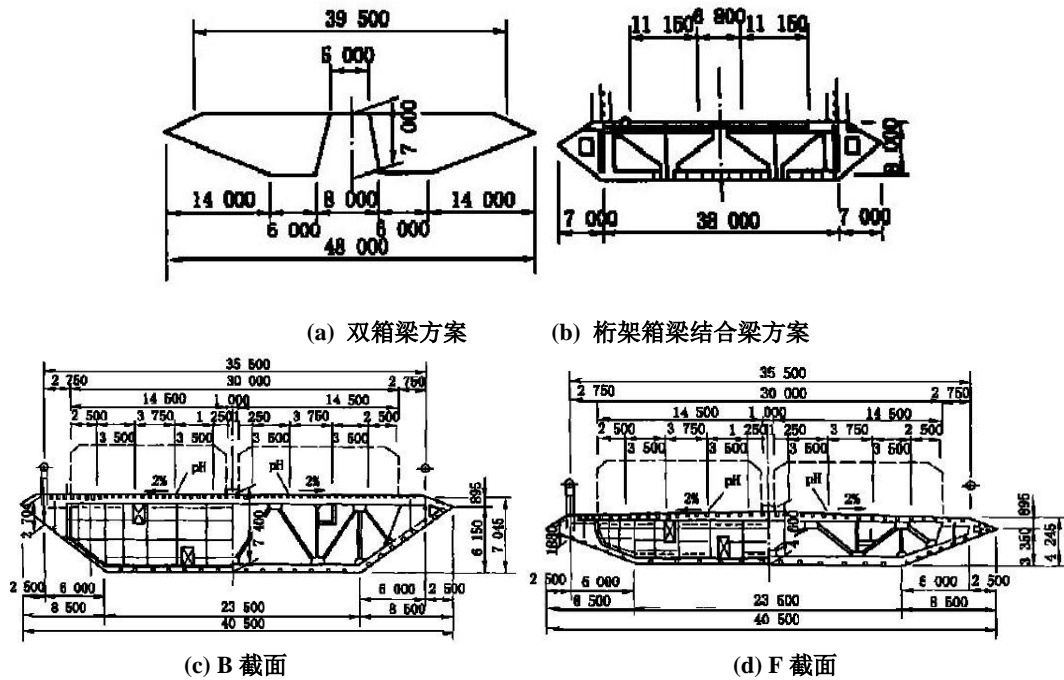


图 6-140 钢箱梁方案比较 (mm)

经过风洞试验对桁架和箱梁形式进行研究比较，抗风设计上以何种方案没有致命弱点为标准判断，两种加劲梁形式各有利弊。明石海峡大桥最终采用了桁架作为加劲梁形式（见图 6-141），主要基于以下原因：

1. 箱梁形式为确保其抗风稳定性，就有比桁架形式增大用钢量的倾向；

2. 桁架形式确保抗风稳定性的自由度相对要大一些；

3. 桁架形式在架设时的抗风对应措施容易做到；

4. 箱梁形式在架设时占用海面的范围大。

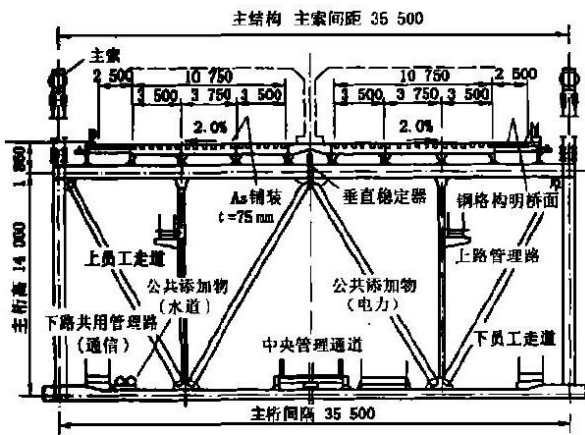


图 6-141 加劲钢桁梁断面 (mm)

6.7.3 单跨塔梁分离式钢桁梁悬索桥——湖南吉首矮寨大桥



图 6-142 吉首矮寨大桥全景效果

2012 年建成通车的矮寨大桥（图 6-142）距湖南省吉首市区约 20km，跨越矮寨大峡谷，桥面设计标高与地面高差达 330 m 左右，山谷两侧悬崖距离为 900 ~1 300m。

主桥采用单跨简支塔梁分离式钢桁梁悬索桥，跨径布置为 242+1176+116m，主缆的矢跨比为 1/9.6，两根主缆横桥向间距为 27m。桥台处设竖向支座及横向抗风支座，跨中设弹性中央扣。吉首岸采用重力式锚锭，茶洞岸采用隧道式锚锭，隧道锚的锚塞体长 43m，倾角为  $38^{\circ}$ ，矮寨大桥总体布置如图 6-143 所示。

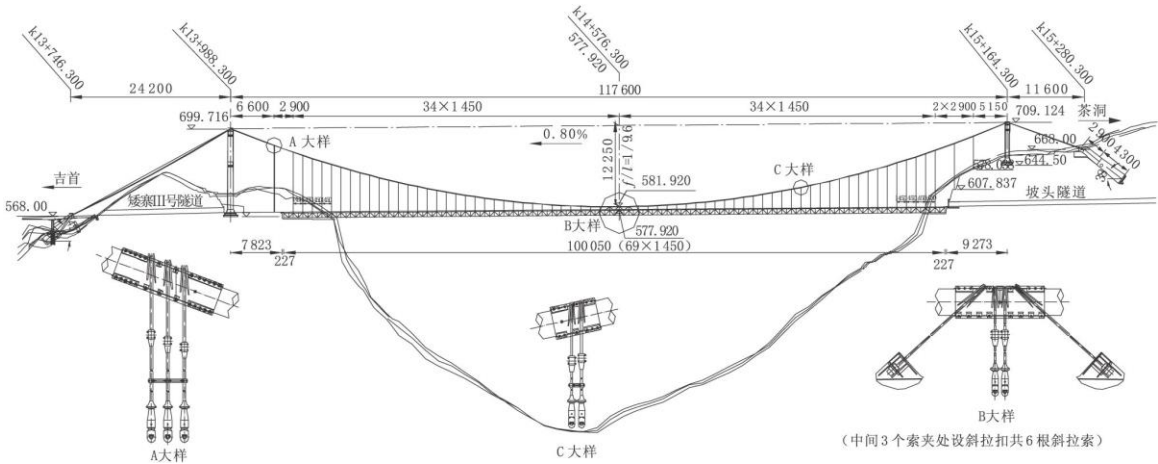


图 6-143 吉首矮寨大桥总体布置图 (cm)

由于地形和线路走向的因素，悬索桥位于 0.8% 的单向纵坡上。主桥主缆的理论顶点受纵坡影响，茶洞岸比吉首岸高 9.408m，这样设计可降低吉首岸边跨主缆的水平倾角，茶洞岸塔高和边跨主缆布置更合理，全桥主缆受力更均匀。

鉴于地形、地质条件复杂，主跨主缆两端各约 100m 范围内无吊索布置，为克服由此带来的对吊索应力幅、主缆刚度及折角、钢桁梁端部应力等的不利影响，首次在悬索桥上设置锚固于基岩的吊索。

因矮寨桥地处湖南西部山区，跨越峡谷，地形条件极其复杂，其对外联系的公路线型较差，无法将单一节段的钢箱梁运至现场。钢桁加劲梁虽然用钢量略高于钢箱加劲梁，但其主要杆件、节点在工厂加工完成并进行试拼装后，可拆分运到施工现场，现有的运输条件能够满足要求。同时，场地及设备要求均能实现。钢桁加劲梁（图 6-144）由主桁架、上下平联、横向桁架组成。桁高 7.5m，宽 27m，小节间长度 7.25m，大节间（即一个标准节段）

长度 14.5 m，在每小节处均设横向桁架。

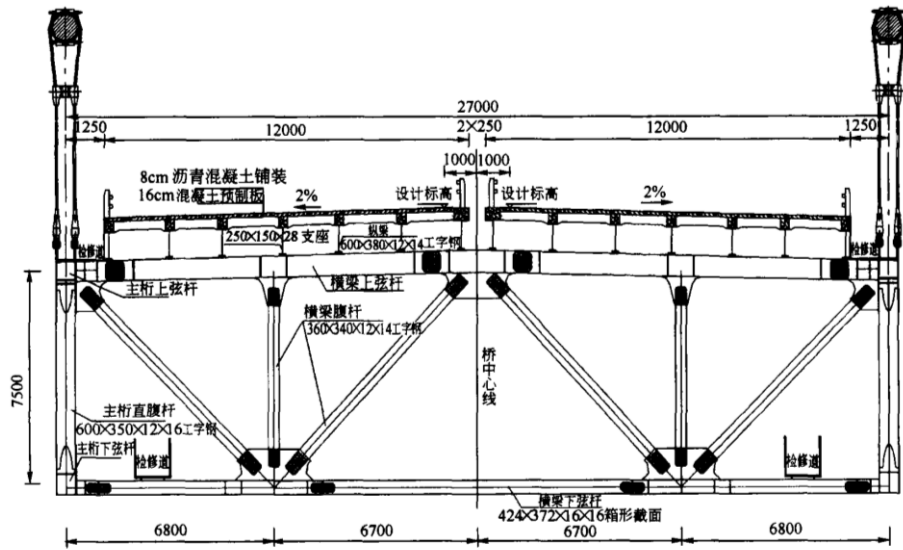


图 6-144 钢桁加劲梁断面图 (mm)

### 6.7.4 双跨连续钢箱梁公铁两用悬索桥——香港青马大桥



图 6-145 香港青马大桥

青马大桥（图 6-145）位于香港新机场附近，是连接香港市区与机场的重要通道，由跨越青衣岛与马湾岛而得“青马”桥名。主桥为两跨连续钢箱梁公铁两用悬索桥，三孔跨径布置为 300+1377+455m，是世界上跨径最大的公铁两用桥梁，见图 6-146 所示。香港的气候条件，尤其是台风的发生和腐蚀性大气，以及铁路通往机场的要求是设计的主要影响因素。

马湾塔建在离岸 350m 左右的一个海底大陆架附近，大约 12m 深的沉箱上，塔四周还建造一个防船撞击的防护岛(见图 6-145)。这个方案决定了 1377m 的中跨和 359m 的马湾一侧悬索边跨。而青衣岸边的水深，要求桥塔建在岸上。

青衣一侧，地形陡峭，严重限制了新建 3 号高速公路的立体交叉。由于靠岸的水很深，公路线型方案要求引道从桥塔处的主线开始分道（见图 6-147）。公路立交定线妨碍了悬跨方案的采用，因此引桥由 4 个支承在空心钢筋混凝土桥墩上的 72m 跨径组成，从而形成了双跨悬索体系。

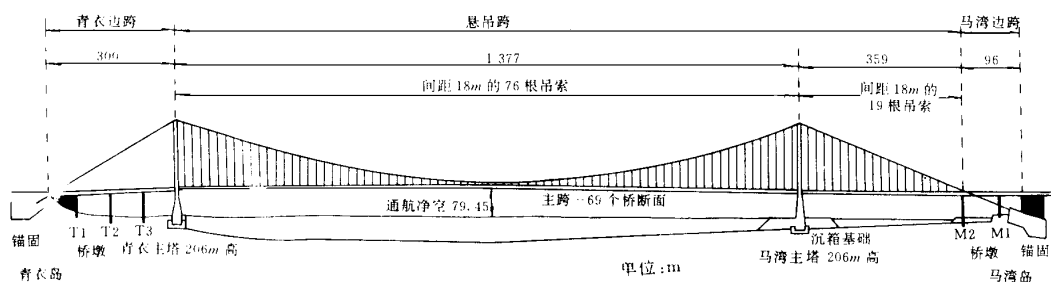


图 6-146 青马大桥总体布置图 (m)



图 6-147 青马大桥青衣侧

由于是公铁两用桥，而铁路对于桥梁整体刚度和行车条件要求较高，因此在锚碇之间桥面做成连续的，特别设计的轨道活动节点设在桥面的端部以适应所有纵向和角位移。此外，靠近锚碇处的主梁截面是被支承而不是被悬吊，这有利于减小和控制桥面竖向角位移的变化率。在桥塔、桥台和桥墩处提供侧向支承以控制水平位移。

由于恶劣的大风气候，因此该桥截面采用桁架加劲的双层箱形结构，并设有非结构边缘流线型外观的桥面，提供上下层的纵向通风设施，可增大抗风稳定性(见图 6-148)。

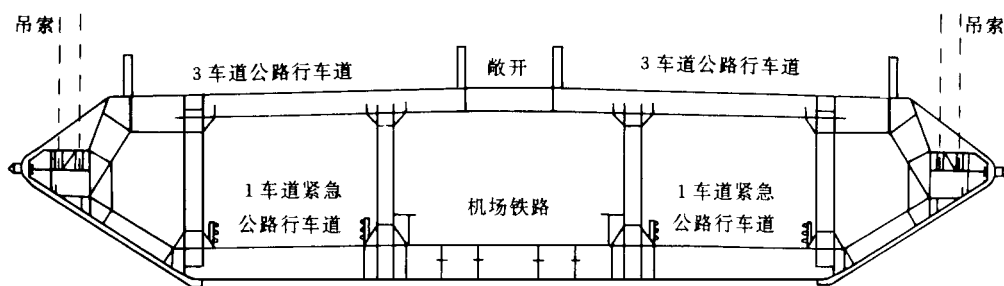


图 6-148 主梁横断面示意图

对桥面模型进行空气动力试验以监测不同布置通风设施的尺寸、位置和导向边缘细部时桥面的性能。对改变上部和下部通风设施的效果分开研究，发现当上部通风口宽度从 9.4m 减小到 2m 时，保持满意的临界风速，同时涡流发散振幅减小。当下部通风宽度改变时，发现涡流发散振幅减小需要在铁轨两边有一段短的封闭长度。在两种情况下，得出完全封闭的通风可以导致临界风速的急剧下降。



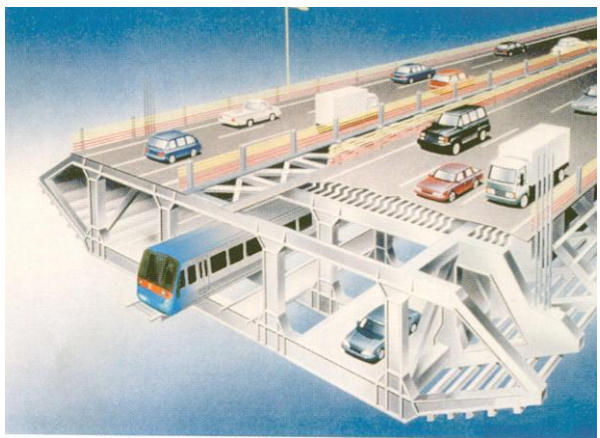


图 6-149 主梁立体构造示意

主梁截面包括两樘 6.3m 高的纵向桁架，间距 30m，它们与支承行车道的正交异性桥面板共同作用提供抗弯刚度。空腹横向框架支承在纵向斜撑式桁架之上，与加劲板行车道构件共同作用。非结构的 1.5mm 厚不锈钢挡板构成了边缘外壳面层，上层桥面两条车道之间采用 3.5m 宽纵向通风口分隔开，铁路在箱内，位于 12m 宽中央纵向通风口上，两边是两个隐蔽的公路线(见图 6-149)。

### 6.7.5 三塔两跨连续钢箱梁悬索桥——泰州长江公路大桥

泰州长江公路大桥位于江苏省，北接泰州市，南联镇江和常州市。桥址两岸地势平坦开阔，河道常水位水面宽度约 2km，两岸堤防相距约 2.5 km。河床断面呈“ω”形状，中心带的水深比两侧水深相对较浅，典型的跨径布置见图 6-150。

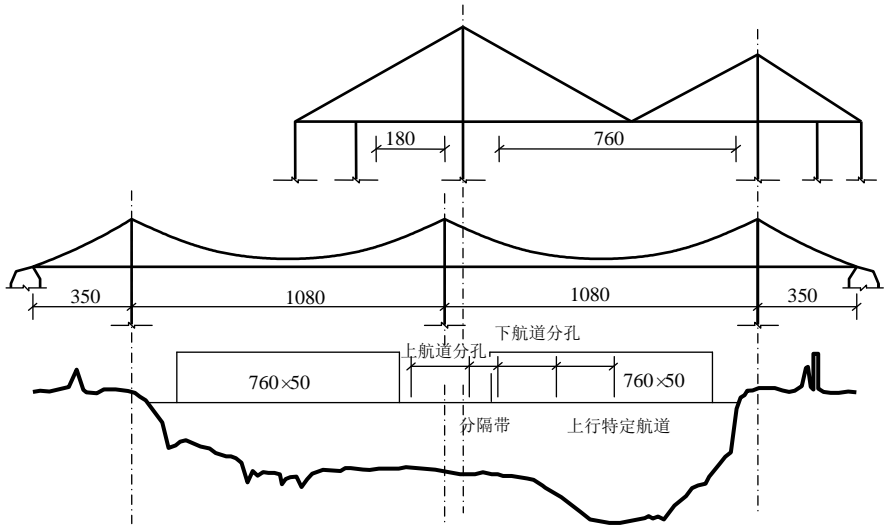


图 6-150 河床断面与典型布跨

泰州长江大桥初步设计阶段曾提出六个设计方案，并进行了经济评估，见表 6-10：

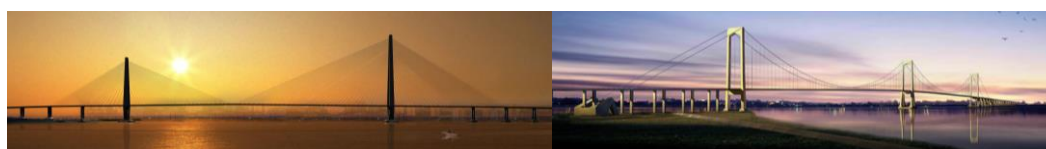
表 6-10 泰州长江大桥方案

工程方案	项目	长度 (m)	建安费 (万元)	指标 (元/m <sup>2</sup> )	大江桥造价 (万元)	同等长度范 围造价(万 元)
主跨 980m 的双塔斜拉桥	主桥	1 860	213 864	33 818	334 638	347 922
	引桥	3 580	52 180	4 485		

表 6-10 泰州长江大桥方案

工程方案	项目	长度 (m)	建安费 (万元)	指标 (元/m <sup>2</sup> )	大江桥造价 (万元)	同等长度范围 造价(万元)
主跨 900m 的高低塔斜拉桥	主桥	1 690	198 131	34 481	321 295	333 841
	引桥	3 840	57 057	4 572		
主跨 1 328m 的三跨悬索桥	主桥	2 400	232 476	28 490	355 544	365 466
	引桥	3 450	50 576	4 511		
主跨 1 280m 的三跨悬索桥	主桥	2 350	226 795	28 385	349 359	359 117
	引桥	3 520	51 240	4 479		
主跨 2×1 080m 的三塔悬索桥	主桥	2 160	213 410	29 059	359 887	360 051
	引桥	4 880	73 175	4 614		
主跨 2×950m 的三塔悬索桥	主桥	1 900	198 561	30 737	348 354	348 354
	引桥	5 160	78 646	4 690		

从表 6-10 中可以看出, 总体上讲, 高低塔斜拉桥更具有竞争力 (图 6-151a)。但是, 最后选择了对行洪影响较小的三塔双主跨悬索桥方案 (图 6-151b)。



(a)高低塔斜拉桥方案

(b)三塔两跨悬索桥方案

图 6-151 泰州长江公路大桥方案效果图

主桥为三塔两跨连续钢箱梁悬索桥, 孔跨布置 390+1080+1080+390m, 见图 6-152。

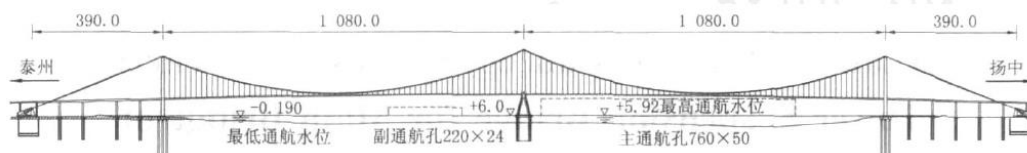


图 6-152 主桥立面布置图 (m)

中主塔位于枯水施工期水深约为 15 m 的江心位置, 左、右两座边主塔位于可以采用旱地施工的岸边位置, 采用中塔高出边塔 20 m 的三塔不等高方案。两端锚碇处在两岸堤防的后方, 其净距足以保持锚碇基础在施工作业过程中, 不致危及堤防安全。

边塔基础采用群桩, 塔身采用混凝土塔柱; 中塔基础为沉井, 塔身采用纵向呈人字形的钢结构。南、北锚旋基础采用沉井, 锚体为大体积混凝土结构。

### 1. 结构体系特点

在不弱化全桥气动特性的条件下, 为减少主缆拉力和锚碇工程数量, 两主跨的主缆垂跨比均采用 1/9。

塔梁连接方面, 在竖向, 钢箱加劲梁在两边塔上设仅约束竖向的拉压式支承, 中塔处不设竖向支承, 仍由吊杆索悬吊, 以保持其全弹性连续支承的结构特征; 在纵向, 中主塔下横梁上设水平弹性索与加劲梁的两侧相连接, 以控制其在车辆荷载及纵向风力作用下所形成的纵桥向位移。在两座边主塔的下横梁上设有纵向液压阻尼装置, 以部分分担由地震等偶然荷载引发的纵向水平力, 使中主塔承受的水平荷载得到一定的缓解。横桥向的侧向风力, 通过梁下位于各塔处的侧向抗风支座传到各个主塔。在中主塔处还设有抗加劲梁空间扭转的限制装置, 对 2000 余米的扁平箱长梁在中心点截面可能出现的扭转发散进行预控。



## 2. 三塔悬索桥关键力学性能及解决方案

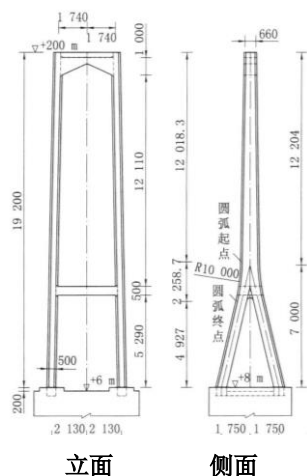


图 6-153 中塔一般构造图 (cm)

### (1) 中塔塔型及其刚度选择

中塔在顺桥向的结构刚度，应是既有恰当的可挠曲性，以减小中塔两侧主缆的不平衡力；又有足够的抗弯刚度，以提高结构体系的竖向刚度。而中塔本身的强度和稳定性也要有充分保障。因此该桥选择了柔性中塔——纵向“人”字形塔形，采用弹性和均匀性好的钢材作为中塔材料，见图 6-153。

### (2) 桥跨竖向刚度

三塔悬索桥体系较两塔更柔，在确定泰州长江公路大桥刚度指标时，不得不采用《公路悬索桥设计规范》中的最大允许挠跨比 1/250。为满足使用要求，还规定主梁由汽车荷载引起的最大梁端竖向转角不大于 0.02 rad，通过同时规定挠跨比和梁端转角保障三塔两跨悬索桥必要的竖向刚度和行车条件。计算结果

表明，最大挠度发生在靠近跨中位置，距中塔 420 m 处，最大向下挠度为 4.17 m，挠跨比为 1/259。

### (3) 中塔主鞍座与主缆间的抗滑移问题

该桥设计中进行了主缆与中主鞍座间抗滑移试验研究，不仅模拟束股与鞍槽间的接触，还模拟了束股间的接触情况，采用了与实桥相近的接触应力。该桥主缆与中主鞍座鞍槽间的摩擦系数  $\mu$  取用 0.20，抗滑移安全系数  $K \geq 2.0$ 。

## 参考文献

- [1] 唐寰澄. 中国科学技术史(桥梁卷)[M]. 北京: 科学出版社, 2000 年 1 月第一版.
- [2] 项海帆等. 中国桥梁史纲[M]. 上海: 同济大学出版社, 2009 年 9 月第一版.
- [3] 小西一郎. 钢桥(第五分册)[M]. 北京: 人民铁道出版社, 1981 年 6 月第一版.
- [4] 王应良, 高宗余. 欧美桥梁设计思想[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2008 年 5 月第一版.
- [5] 马修·韦尔斯. 世界著名桥梁设计[M]. 北京: 建筑工业出版社, 2003 年 3 月第一版.
- [6] 项海帆等. 桥梁概念设计[M]. 背景: 人民交通出版社, 2011 年 3 月第一版.
- [7] Niels J. Giming et al. Cable Supported Bridges: Concept and Design (Third Edition) [M]. A John Wiley and Sons, Ltd., 2012.
- [8] 周孟波. 悬索桥手册[M]. 北京: 人民交通出版社, 2003 年 9 月第一版.
- [9] 严国敏. 现代悬索桥[M]. 北京: 人民交通出版社, 2002 年 4 月第一版.
- [10] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1996 年第二版.
- [11] 项海帆. 高等桥梁结构理论[M]. 北京: 人民交通出版社, 2001 年 4 月第一版.
- [12] 贾丽君. 大跨径悬索桥体系及其性能研究[D]. 同济大学, 2009 年 1 月.
- [13] 盛善定, 袁万城, 范立础. 悬索桥振动基频的适用估算公式[J]. 东北公路, 1996, 1, 71~76.
- [14] 李杰, 李娜. 自锚式悬索桥自由振动研究[J]. 郑州大学学报(工学版), 2008, 29(1), 61~65.
- [15] 刘春城, 张哲, 石磊, 杜蓬娟. 混凝土自锚式悬索桥竖向自由振动的理论研究[J]. 工程力学, 2005, 22(4), 126~130.
- [16] 唐冕. 大跨径自锚式悬索桥的静动力性能研究与参数敏感性分析[D]. 中南大学, 2007 年 3 月.
- [17] 胡建华. 大跨径自锚式悬索桥结构体系及静动力性能研究[D]. 湖南大学, 2006 年 3 月.

- [18] 彭大文, 黄朝光, 王忠. 单塔悬索桥的地震响应研究[J]. 中国公路学报, 1997, 10(4), 55~63.
- [19] 黄朝光, 彭大文. 单塔悬索桥的结构参数对动力特性的影响分析[J]. 福州大学学报, 1996, 24(增刊), 279~287.
- [20] 庄奕忠. 独塔自锚式悬索桥新型结构体系研究[D]. 长沙理工大学, 2008 年 5 月.
- [21] 乔永强. 自锚式独塔悬索桥静态分析[D]. 大连海事大学, 2008 年 2 月.
- [22] 王浩, 李爱群, 杨玉冬, 李建慧. 中央扣对大跨悬索桥动力特性的影响[J]. 中国公路学报, 2006 年, 19(6), 49~53.
- [23] 吴恒立. 关于悬索桥的重力刚度一文的讨论[J]. 重庆交通学院学报, 20(1), 118~119.
- [24] 刘钊, 刘厚军. 悬索桥主缆变形及重力刚度新算法[J]. 工程力学, 2009, 26(6), 127~132.
- [25] 徐君兰, 向中富. 关于悬索桥的重力刚度[J]. 重庆交通学院学报, 2000, 19(2), 71~74.
- [26] 万田保. 悬索桥主鞍座的几何位移特征及与总体布置的关系[J]. 桥梁建设. 2003, (03), 28~31.
- [27] 姜洋, 肖汝诚, 李扬, 项海帆. 多塔悬索桥主缆与鞍座滑动失稳临界跨径[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2012, 40 (3), 331~337.
- [28] 吉林, 陈策, 冯兆祥. 三塔悬索桥中塔主缆与鞍座间抗滑移试验研究[J]. 公路. 2007, (06), 1~6.
- [29] Zhang Li-wen, Xiao Ru-cheng, Jiang Yang and Chai Sheng-bo. The characteristics of the multi-span suspension bridge with double main cables in the vertical plane [J]. Structural Engineering and Mechanics, 2012.05, 42(3), 291~311.
- [30] 边吉. 空间蛛网式桥打破悬索桥跨长二英里界限[J]. 西南公路, 1996, 2, 52~53.
- [31] Peroni, M. and Casadei, P. An innovative type of suspension bridge structure [C]. Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, 2008, Zurich, Switzerland.
- [32] [http://www.marcoperoni.it/marco\\_peroni\\_ingegneria/Ponte\\_di\\_Gibilterra.html](http://www.marcoperoni.it/marco_peroni_ingegneria/Ponte_di_Gibilterra.html).
- [33] 贺效强. 潜浮式倒悬索跨海大桥的结构分析[D]. 武汉理工大学, 2008 年 11 月.
- [34] 张可. 潜浮式索张桥的设计研究[D]. 武汉理工大学, 2008 年 11 月.
- [35] 杨吉新. 潜浮式倒悬索跨海大桥设计[J]. 武汉理工大学学报, 2008, 32(2), 287~289.
- [36] 杨吉新, 刘素云, 张可. 潜浮式倒悬索跨海大桥施工技术[J]. 交通科技, 2008, 2, 1~3.
- [37] Long Xu, Ge Fei & Wang Lei et al. Effects of fundamental structure parameters on dynamic responses of submerged floating tunnel under hydrodynamic loads. Acta Mechanica Sinica/Lixue Xuebao, 2009, 25(3), 335-344.
- [38] Di Pilato M, Feriani A & Perotti F. Numerical models for the dynamic response of submerged floating tunnels under seismic loading. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2008, 37 (9), 1203-1222.
- [39] 李扬, 肖汝诚, 周云岗. 三塔悬索桥刚性中塔的鞍缆防滑技术[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2011, 43(2), 129~133.
- [40] Osamu Yoshida, Motoi Okuda and Takeo Moriya. Structural Characteristics and Applicability of Four-span Suspension Bridge [J]. Journal of Bridge Engineering, 2004, 19(5), 453~463.
- [41] 柴生波. 多塔缆索承重桥静力解析理论[D]. 同济大学, 2013 年.

## 第七章 桥梁结构合理设计状态

### 7.1 概述

#### 7.1.1 桥梁结构的合理设计状态

前面各章讨论的是不同体系桥梁的力学性能,可以作为设计中选择和优化桥梁结构体系的依据。一旦选定了体系,如何合理确定其在恒载作用下的受力状态,成了桥梁设计中一项极其重要的工作。

桥梁结构体系的合理设计状态是指桥梁从施工开始一直到成桥结束的全过程中,满足规范 and 设计要求,且结构状态以某种目标达到最优条件下,结构构形及受力状态的集合。

这里所讲的“合理设计状态”包括两层意思:一是相对于不合理设计状态而言的,在合理设计状态下,结构受力均衡、变形协调,并能通过相应的施工方法实现这种结构状态。以悬索桥为例,指定中跨主缆线形为抛物线的设计状态为不合理设计状态。因为成桥主缆在抛物线状态下不能平衡,也无法通过任何一种施工方法使主缆成桥线形成为抛物线,其合理设计状态要通过计算才能得到。二是指结构的构形和受力状态是合理的,它不仅满足规范 and 设计要求,而且可以使某种目标达到指定状态或最优。比如,斜拉桥在成桥时构件弯矩平方和最小,这里弯矩平方和是目标,使这一目标最小且满足规范 and 设计要求的结构受力状态,就是合理受力状态。

“合理设计状态”与一般设计给出的结构状态不一定是同一状态。对同样的结构与构件参数,设计给出的结构受力状态可以有多种,“合理设计状态”是其中满足指定目标最优的那一种。“合理设计状态”与一般桥梁施工控制中提及的理想状态也是有区别的。施控中的“理想状态”是相对于设计状态而言的,是施控的目标。仅当设计给出的成桥状态就是合理设计状态时,两者才是统一的。

桥梁结构体系合理设计状态可以分为成桥时的合理设计状态和施工阶段的合理设计状态两种。成桥时的合理设计状态是指桥梁结构体系满足规范 and 设计要求,且结构以某种目标达到最优的成桥状态,施工阶段的合理设计状态是指按照拟定的施工方法施工,最终,使桥梁成桥后达到成桥合理设计状态条件下各施工阶段已建结构的构形与内力状态。

成桥状态下,结构的构形一般有两种可能情况:一种是可以完全由设计者指定并通过施工来实现的。比如连续梁桥的成桥构形,可根据工程要求设定,并在施工过程中设以合理的预拱度来消除由施工阶段结构变形产生的构形变化,这种情况下,构件的无应力尺寸是已知的。另一种情况是构形必须由力的平衡与位移协调条件来确定,比如大跨径悬索桥的主缆线形。

施工阶段的合理状态是以成桥合理设计状态为目标确定的。不同材料和不同结构形式的桥梁,确定其施工阶段合理状态的方法不同。对成桥合理设计状态已知的钢桥,施工阶段合理状态可以通过逆施工的倒退分析来确定;而对于分阶段施工的预应力砼桥,因其受力过程中应力历史未知,就无法一次性找到施工阶段的合理状态。

确定桥梁结构体系合理状态涉及的理论方法主要有结构分析、结构优化、施工仿真计算等。确定桥梁结构体系合理设计状态,首先要确定结构在荷载作用下的平衡状态,因此,桥梁结构体系分析理论是确定合理设计状态的理论基础;其次,为了使结构受力合理,即利用结构中部分构件内力的可调性,使全桥结构受力在某种目标下达到最优,就要用到结构优化理论;最后,由于桥梁结构体系的受力、变形状态都与结构的施工步骤及方法密切相关,因

此必须应用施工仿真计算方法。这三方面是确定桥梁结构体系合理设计状态的基础。

确定好桥梁结构体系的合理状态,具有十分重要的工程意义,具体体现在以下几个方面:

1、优化设计,充分发挥结构和材料性能,减少工程造价。以斜拉桥为例,合理优化其成桥索力,可以充分发挥梁、索、塔的材性,减少结构用材量。同时,它还能在使用等量材料的情况下,增加结构安全度。

2、为桥梁施工控制提供合理的目标,方便结构施工、缩短工期。以悬索桥为例,当主缆成桥线形无法精确确定时,只能通过调整吊索长度来消除桥面标高误差,既增加了吊索加工的难度,又延长了工期。还使结构中留下由于主缆矢跨比误差带来的永久内力误差。如广东汕头海湾大桥,在吊索上设有 $\pm 20\text{cm}$ 可调量,用以克服主缆线形误差对加劲梁线形的影响。有了准确的合理状态,就可使构件施工一步到位。

## 7.1.2 桥梁受力状态的确定方法

桥梁结构体系受力状态包括桥梁在静载作用下的内力状态和构形。

早期桥梁跨径较小,又以支架施工为主,用一次落架的分析就可以确定其受力状态。随着施工方法的改变,一次落架确定的受力状态出现失真,开始计入施工方法对受力状态的影响,如分析悬索桥的弹性理论,假定主缆承受自重及全部桥面恒载,就是早期考虑施工对结构内力影响的一个典型的例子。

随着桥跨的发展,新材料、新施工工艺和方法在建桥工程中的应用,使得桥梁结构体系的受力状态不仅与施工方法休戚相关,而且与构件的形成方式及施工周期等也有密切联系。施工仿真计算成了确定现代桥梁静力状态的主要手段。

上世纪八十年代初,Leonhardt 教授提出了两种用于确定桥梁受力状态的仿真计算方法:前进分析法和倒退分析法。

前进分析就是仿照实际施工顺序,进行逐阶段的结构分析,以确定已建结构在施工过程中的累计静力响应。解决的是一个已知各阶段荷载和新拼构件安装位置求各阶段静力状态的正问题。

倒退分析就是按实际施工的逆过程,对结构进行倒退分析,它解决的是一个已知成桥静力状态,确定各施工阶段静力状态的反问题。

为了弥补倒退分析中无法计入砼徐变、收缩引起的前进、倒退分析结果不闭合的不足,可以采用前进、倒退交互迭代法。

此外,悬索桥等柔性结构成桥阶段结构的几何形状是未知的,因此,必须有新的方法确定这类结构的受力状态。

## 7.2 预应力混凝土梁桥的合理设计状态

长期以来预应力混凝土梁桥的设计一般用试算法,通过不断改进,找出一个满足规范要求的设计方案,作为设计的实施方案。这种方法带有“验算通过则设计成功”的思想,设计者往往忽略了桥梁内力状态的合理性。本节主要讲述连续梁桥(含连续刚构)体系的合理设计状态确定方法,包括合理成桥状态和合理施工状态。

### 7.2.1 预应力混凝土连续梁桥的合理成桥状态

混凝土梁式桥中跨长期下挠的现象,已成为限制混凝土梁桥向大跨度发展的一个棘手问题。研究表明,梁桥开裂与下挠之间存在明显的相关性,主梁的持续下挠会使某些区域的拉应变超限,从而导致开裂;同时,裂缝导致的刚度退化和结构内力重分布又将加剧跨中下挠。

为从根源上避免这些问题，可以通过控制成桥弯曲状态来实现预定的初始曲率状态，进而抑制长期徐变下挠。所以将控制长期时效变形为目的的成桥状态作为合理成桥状态，具有工程意义。合理成桥状态可以分成三个方面，即合理受弯状态、合理受剪状态和合理应力状态。合理成桥设计状态是一种理想化的设计目标，在实际工程中虽应尽量向该目标靠拢，但亦应顾及经济、美观等其它方面的因素，综合考虑。

### 1. 合理受弯状态

在合理受弯状态下，要求梁体支点区域储备一定量的正弯矩，用以抵抗活载(包括超载)、温度等在支点截面产生的负弯矩；跨中部位储备一定量的负弯矩，用以抵抗在长期运营中因活载、温度等可变荷载效应造成的不利影响。

以三跨连续梁桥为例，说明合理成桥状态下的弯矩分布。在成桥时，预应力平衡恒载效应后的弯矩分布，应该与活载及其它可变荷载的弯曲效应相反。即要求在成桥状态下：梁体支点区域承受正弯矩，跨中区域承受负弯矩，如图 7-1 所示。反之，则为不合理的受弯状态。

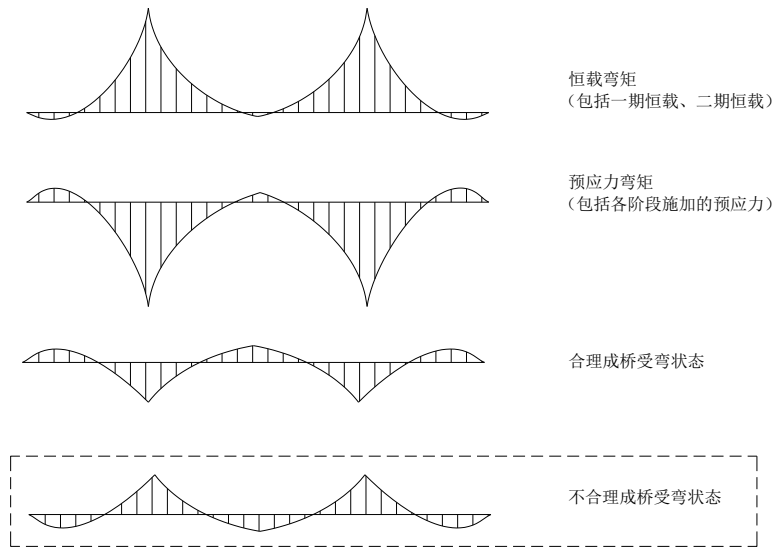


图 7-1 成桥合理受弯状态

有效预应力引起的弯矩与其它荷载下的弯矩平衡关系如下：

$$\overset{\text{平衡}}{M_P} \leftrightarrow k_D M_D + k_L M_L + k_T M_T + \dots + k_{UN} M_{UN} \quad (7-1)$$

式中， $M_P$ 为有效预应力引起的弯矩； $M_D$ 为恒载弯矩； $M_L$ 为活载弯矩； $M_T$ 为温度作用引起的弯矩； $M_{UN}$ 为其他需要考虑的荷载弯曲效应； $k_D$ 、 $k_L$ 、 $k_T$ 分别为恒载、活载及温度的荷载效应平衡系数； $k_{UN}$ 为考虑其他因素时的荷载效应平衡系数，如支座沉降、连续刚构桥的整体升降温等。

根据式(7-1)，若取  $k_L=0.5$ ，并不考虑温度等其他荷载效应，则预应力配束的目标应该是平衡“恒载+1/2 活载”。在预应力连续梁桥中，就是用预应力来平衡“一期恒载+二期恒载+活载包络中值”，这一做法如图 7-2 所示，图中用下标 1、2、3 分别表示主梁支点、中跨跨中和边跨跨中截面；DI 和 DII 分别表示一期恒载和二期恒载。

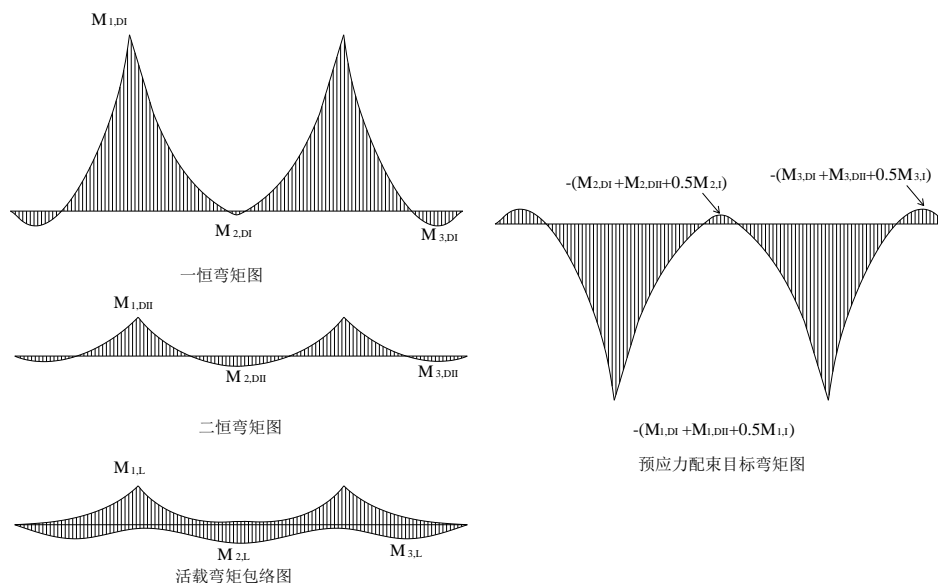


图 7-2 预应力配束的目标弯矩

换句话说，预应力在平衡“一期恒载+二期恒载”后的剩余弯矩图，应该等于“反号后的活载包络图中值线”。于是，在合理成桥时，跨中截面储备了一定的负弯矩，在主梁支点截面储备了一定的正弯矩，以抵消活载的作用。

## 2. 合理受剪状态

与斜拉桥等不同，梁桥是所有桥梁结构体系中受剪力最大，且对结构状态影响最明显的结构体系。明确梁式桥合理受剪状态与明确其合理受弯状态具有相似的意义。在合理受剪状态下，有效预应力引起的剪力应该能够抵消恒载产生的剪力，抵消后的剩余剪力分布图，应该与活载产生的剪力包络图大致相反，可以抑制桥梁运营期因活载、温度等产生的剪力。反之，如果抵消后的剩余剪力分布图与活载剪力包络图形状相似，则为不合理的受剪状态，如图 7-3 所示。

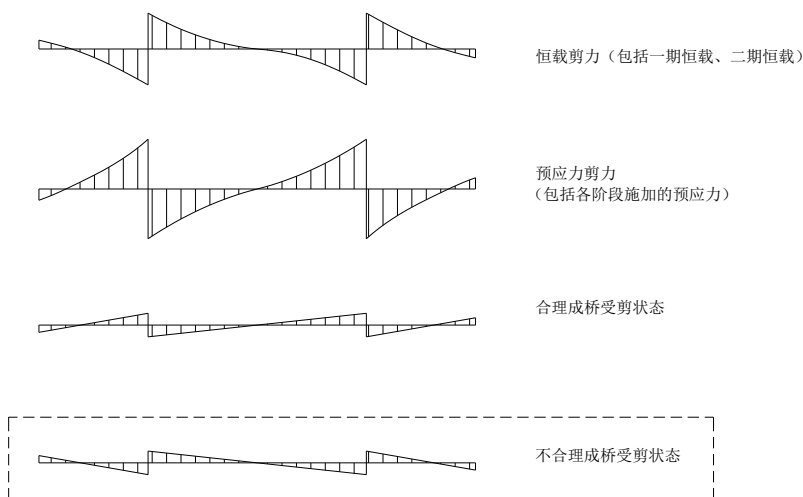


图 7-3 合理受剪状态

剪切变形对大跨度箱梁桥的挠度是有贡献的，尽管在数值上远小于弯曲变形对挠度的贡献。之所以关注合理受剪状态，就是要让预应力产生的剪力去抵消恒载作用效应，最大限度消除后期剪切徐变的不利影响。

有效预应力引起的剪力与其它荷载下的剪力平衡关系如下：

$$Q_P \leftrightarrow k_D Q_D + k_L Q_L + k_T Q_T + \dots + k_{UN} Q_{UN} \quad (7-2)$$

式中,  $Q_P$  为有效预应力引起的剪力;  $Q_D$  为恒载弯矩;  $Q_L$  活载弯矩;  $Q_T$  为温度作用引起的弯矩;  $Q_{UN}$  为其他需要考虑的荷载弯曲效应; 荷载效应平衡系数的意义与式(7-1)相同。

### 3. 合理应力状态

在合理应力状态下, 要求梁体全截面保持一定的压应力, 且梁体支点截面上缘压应力要不小于下缘压应力, 跨中截面下缘压应力不小于上缘压应力, 这种应力状态可以避免在长期运营及最不利荷载下出现拉应力。

以三跨连续梁为例, 对于支点截面, 若竣工时上缘压应力稍大于下缘压应力, 并在设计使用期内, 上缘压应力始终不小于下缘压应力, 则这样的应力状态不仅可以抵消活载产生的跨中正弯矩, 还可以防止徐变的持续下挠, 因此被认为是合理的。从正应力的变化趋势角度, 对于支点截面和跨中截面合理应力状态的判定原则, 列于表 7-1, 在图 7-4 中有形象表达。

表 7-1 三跨连续梁的支点截面和跨中截面的合理应力状态

截面	合 理	较合理	不合理
支点截面	竣工时上缘压应力稍大于下缘压应力, 并在设计使用期内, 上缘压应力仍不小于下缘压应力	竣工时上缘压应力稍大于下缘压应力, 但若干年后, 下缘压应力大于上缘压应力, 与活载组合后仍不出现拉应力	竣工时上缘压应力小于下缘压应力, 在使用期若干年后, 上缘出现拉应力
跨中截面	竣工时下缘压应力稍大于上缘压应力, 并在设计使用期内, 下缘压应力仍服不小于上缘压应力	竣工时下缘压应力稍大于上缘压应力, 但在设计使用期若干年后, 上缘压应力不小于下缘压应力, 与活载组合后仍不出现拉应力	竣工时下缘压应力小于上缘压应力, 在使用期若干年后, 下缘出现拉应力

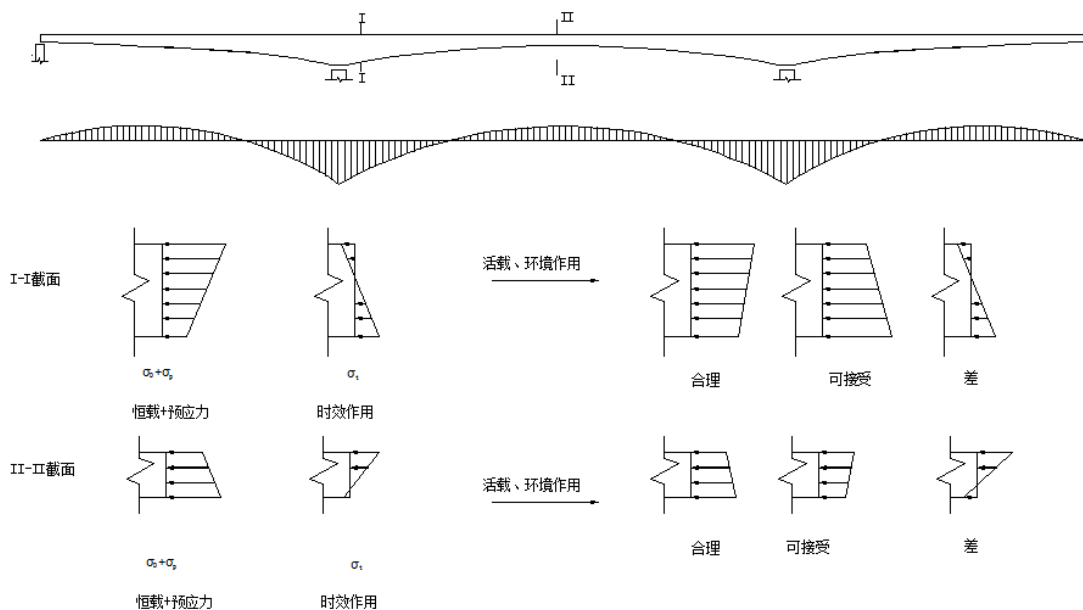


图 7-4 合理应力状态

考虑时变和疲劳因素后, 桥梁的内力  $N(t)$ 、 $M(t)$  和  $Q(t)$  是一个随时间变化的量, 由其产



生的截面应力  $\sigma$  和  $\tau$  亦是随时间变化而变化的；同时，在环境反复作用下，裂缝的出现、表面碳化使箱梁几何特性也发生着变化。换句话说，桥梁初竣工时，在活载作用下的受拉边缘（如连续梁的跨中截面下缘或支点截面上缘），预应力产生的轴向压应力  $\sigma_{xN}(t)$  一般都比该截面的弯曲拉应力  $\sigma_{xM}(t)$  大。随时间推移，若这些截面上的  $\sigma_{xN}(t)$  与  $\sigma_{xM}(t)$  的应力差值  $\sigma'_x(t)$  在后期趋于稳定，且恒大于 0，那么该设计是合理的。反之，则是欠合理的，如图 7-5 所示，其中， $\sigma_{xN}(t) = N(t) / A(t)$ ， $\sigma_{xM}(t) = M(t) / W(t)$ ， $\sigma'_x(t) = N(t) / A - M(t) / W(t)$ 。

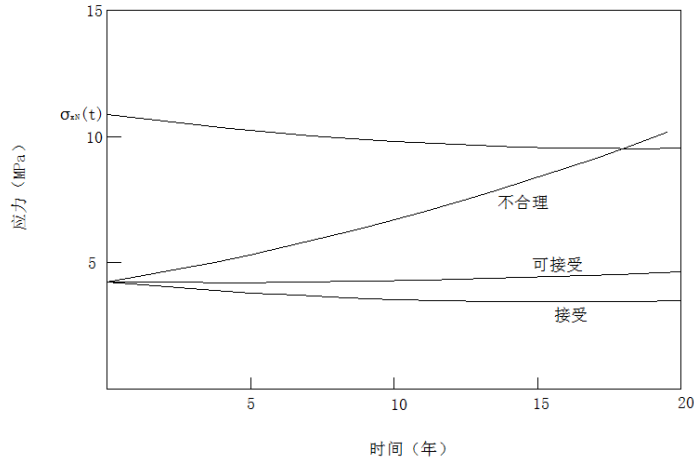


图 7-5 在外荷载下载面受拉边缘应力状态走向

## 7.2.2 基于合理成桥状态的预应力索设计方法

### 1 荷载效应平衡系数取值

#### (1) 恒载效应平衡系数 $k_D$

在合理成桥状态设计法中，恒载效应也存在变异(如来自梁体超重、铺装超厚)，在节段悬臂施工桥梁中，一期恒载在梁体支点截面产生很大的负弯矩，而在跨中截面几乎不产生弯矩；二期恒载对支点截面的弯矩贡献比一期恒载小，但对跨中截面弯矩影响大，如图 7-6 所示。一期恒载与二期恒载的变异对不同部位影响程度不一致，故采用预应力平衡恒载时，一期恒载与二期恒载需区别对待，针对不同部位选取不同的平衡系数。

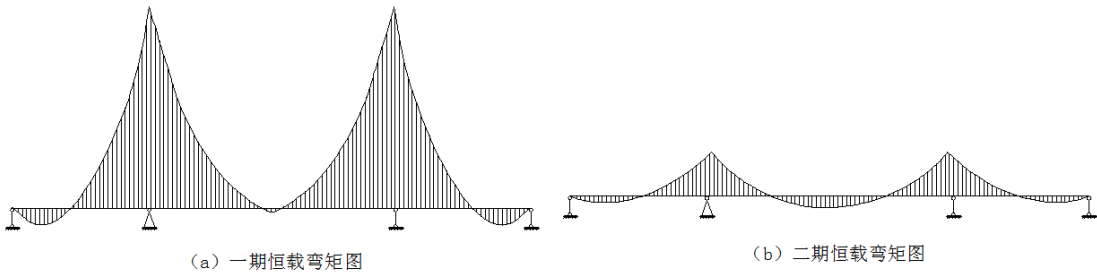


图 7-6 一期恒载与二期恒载弯矩图

#### (2) 活载效应平衡系数 $k_L$

对于大跨度混凝土梁桥，普遍认为恒载远大于活载，但是，仔细分析活载的作用，会发现这一认识并不完全正确。实际上活载与恒载效应的比值，沿桥跨分布是不一样的。以三跨连续梁为例，支点活载弯矩与恒载弯矩相比很小，在大跨度时有时不足 10%。但在跨中区段活载比例很大，在恒载零弯矩处，梁体只承受活载的作用，在跨中  $(0.2 \sim 0.4)L$  范围内，活载弯矩也接近或大于恒载弯矩，如图 7-7(a)所示；同时在跨中  $(0.2 \sim 0.5)L$  范围内的活载应力幅度，已经达到或超过恒载与预应力引起的梁体应力水平的一半，如图 7-7(b)所示。

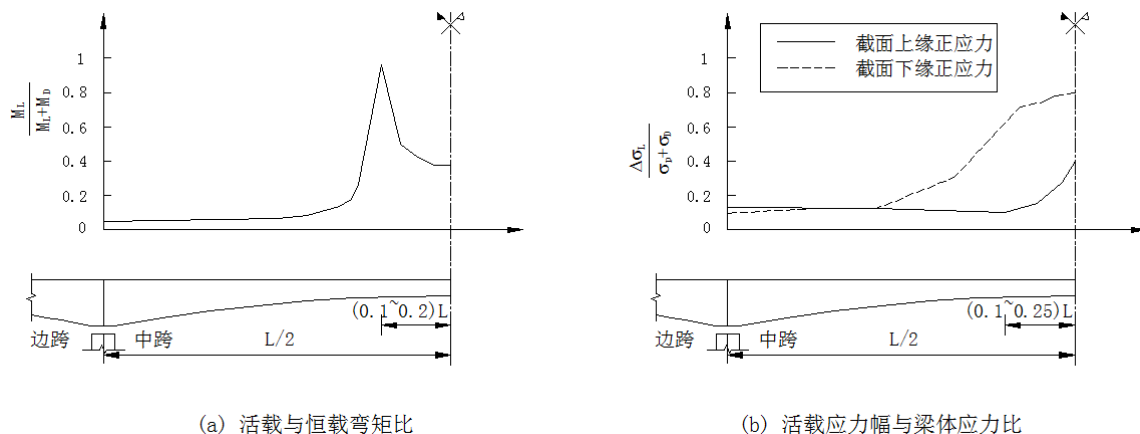


图 7-7 中跨范围的活载效应比例分布图

可见，活载与恒载的效应比值沿桥跨分布不均匀，在跨中区段，活载效应较大，而这一区段的梁体刚度又小于支点，对活载比较敏感。故在预应力设计中，必须针对不同的部位，选取不同的活载效应平衡系数。在跨中区段，预应力应该平衡更多比例的活载。

### (3) 温度效应平衡系数 $k_T$

温度作用对于大跨度混凝土梁桥不可忽略，在梯度温度作用下三跨连续梁的次弯矩见图 7-8 所示。梯度升温在跨中区段产生的正弯矩与活载弯矩相近，需用跨中合龙束去平衡。梯度降温产生的负弯矩值是梯度升温产生正弯矩值的一半，对梁体支点不利，需用悬臂束去平衡。所以，采用预应力平衡温度荷载时，应针对不同部位选取不同的平衡系数。

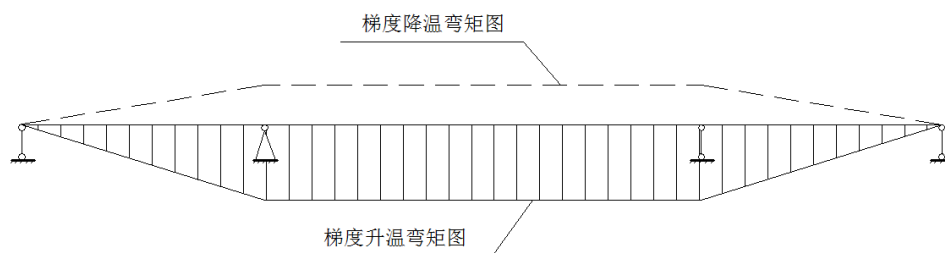


图 7-8 梯度温度作用下三跨连续梁的弯矩分布

### (4) 荷载效应平衡系数取值建议

基于合理成桥状态设计思想并结合以上分析，对于节段悬臂施工的大跨度混凝土梁桥，对各控制截面的荷载平衡系数，建议按表 7-2 取值。

表 7-2 荷载效应平衡系数取值建议

平衡系数	支点截面	跨中截面
$k_D$	1.1~1.2(一期恒载) 1.0~1.2(二期恒载)	1.0(一期恒载) 1.0~1.2(二期恒载)
$k_L$	0.2~0.5	0.5~0.8
$k_T$	0.2~0.5(梯度降温)	0.5~0.8(梯度升温)

## 2 预应力筋的定量设计方法

在计算出截面的设计弯矩之后，根据表达合理成桥状态的公式(7-1)，可得到跨中和梁体支点截面所需施加的预应力大小，从而得到预应力筋的配置数量。

梁体支点悬臂预应力束的预加力  $N_1$ ，应满足下式：

$$N_1 > (k_D M_{1,D} + k_L M_{1,L} + k_T M_{1,T} - M_c) / e_1 \quad (7-3)$$

式中， $M_{1,D}$ 、 $M_{1,L}$ 、 $M_{1,T}$  分别为恒载、活载、温度在支点截面产生的弯矩； $e_1$  为支点截面预应力偏心距； $M_c$  为合龙束在支点截面产生的次弯矩。

跨中合龙预应力束的有效预加力  $N_2$  应满足下式：

$$\eta' N_2 > (k_D M_{2,D} + k_L M_{2,L} + k_T M_{2,T}) / e_2 \quad (7-4)$$

式中， $\eta'$  为合龙束的效率系数； $M_{2,D}$ 、 $M_{2,L}$ 、 $M_{2,T}$  分别为恒载、活载、温度在跨中截面产生的弯矩； $e_2$  为跨中截面预应力偏心距。

跨中合龙束在张拉时桥梁已成为超静定结构，因此，张拉合龙束会产生次弯矩，次弯矩对于梁体支点截面有利，但在跨中截面与其初弯矩方向相反(图 7-9)，即降低了合龙束的使用效率。对于边跨合龙束可大致取 0.95，中跨合龙束可大致取 0.25 ~ 0.50。

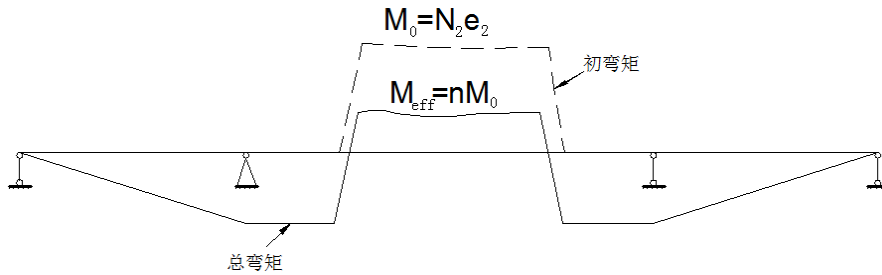


图 7-9 跨中合龙束弯矩效率示意图

在得到满足合理成桥状态的预应力用量后，再结合运营阶段和施工阶段的控制条件，以及局部应力的验算，即可完成预应力配筋设计。

### 7.2.3 预应力混凝土连续梁桥的合理施工状态

前面的讨论确定了预应力混凝土连续梁桥的成桥合理受力状态及其预应力钢束的设计方法。为了使成桥后的结构线形也满足设计要求，就必须在施工阶段设置预拱度。计算施工阶段结构预拱度，是确定施工阶段合理状态的主要任务。

#### 1 一次落架的预应力连续梁桥

根据试验可以确定非弹性因素对支架挠度的总影响，记为  $\{f_0\}$ 。将支架看成一弹性结构，用程序算出浇筑结构作用下的弹性变形向量记为  $\{f_1\}$ ，结构自重、预应力、徐变、收缩及支座压缩、沉降及其它附加荷载作用下的变形向量记为  $\{f_2\}$ ，活载挠度记为  $\{f_3\}$ ，活载挠度消除系数记为  $\alpha$ ，则施工预拱度  $\{f\}$  可表述为：

$$\{f\} = -\{f_0\} - \{f_1\} - \{f_2\} - \alpha \{f_3\} \quad (7-5)$$

式中：负号表示与计算挠度方向相反。

#### 2 悬臂浇筑的预应力连续梁桥

在满足强度条件的前提下，悬臂浇筑施工的预应力连续梁桥施工阶段最关心的是新安装构件的就位标高。只有根据实际施工方案，合理计算出每一构件安装时的就位标高，才能使成桥后结构在这些点处的标高满足设计要求。

理想标高是由结构在施工过程中的挠曲轨迹决定的，挠曲轨迹主要由以下因素确定：

荷载方面：

(1) 结构梁段自重

- (2) 挂蓝及梁上其它施工荷载
- (3) 预应力索张拉和临时索的放张
- (4) 砼徐变、收缩预应力索松弛等时效影响

附加变形:

- (1) 支座压缩;
- (2) 挂蓝等施工机具的自变形;
- (3) 基础沉降。

因此,在计算结构施工过程中的挠曲轨迹时,必须将挂蓝、支座等作为结构可以装拆的一部分,进行结构模拟。由桥梁结构施工仿真计算可以得到整个施工过程中的挠曲轨迹。考察图 7-10 所示连续梁桥的三个典型施工阶段,可以找出施工挠曲轨迹与理想标高的关系。

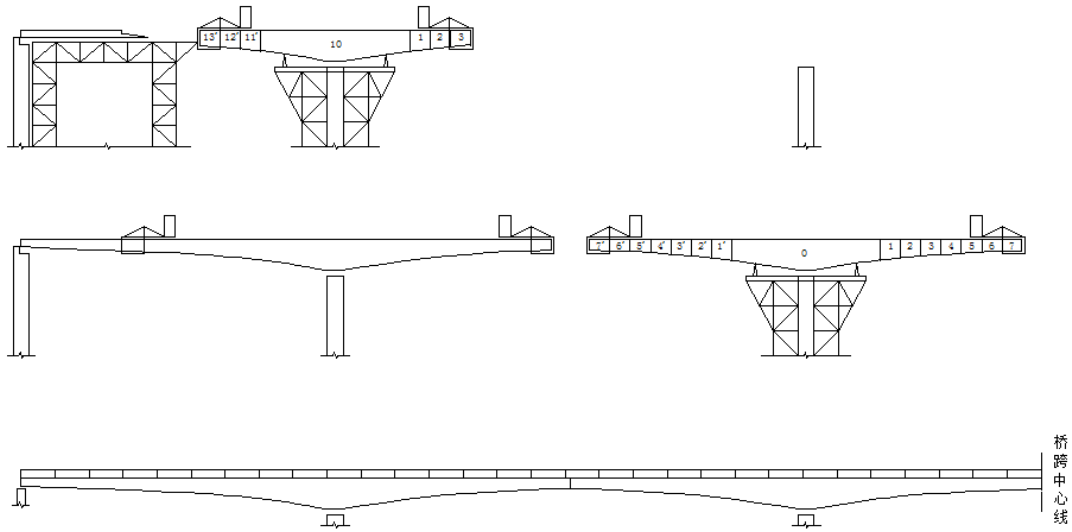


图 7-10 悬臂浇筑连续梁桥的三个施工状态

设施工状态 1 最后一块构件浇筑引起该块件端部产生的挠度为  $f_1$ , 体系转换引起该块件端部的挠度为  $f_2$ , 成桥后由于连续索二期恒载作用引起该点的挠度为  $f_3$ , 徐变、收缩后在该端部引起的挠度为  $f_4$ , 施工状态 1 最后一块件的理想抛高  $f_0$  (浇筑该块件前的挠度)。

为了在施工完成后结构达到设计轴线, 必须使该点总挠度为零, 即:

$$f = \sum_{i=0}^4 f_i = 0 \quad (7-6)$$

或

$$f_0 = -\sum_{i=1}^4 f_i \quad (7-7)$$

因此, 理想标高的确定, 必须在完成前进分析后逆施工过程进行反向计算。

一般情况下, 仿真施工的前进分析, 得到的是各施工阶段的累加位移曲线, 设  $n$  个施工阶段的预应力梁式桥, 第  $S$  阶段的位移曲线为  $x_s(i)$ ,  $y_s(i)$  ( $i=1, 2, 3, \dots, n_{p0}$ )。

其中:  $i$  ——节点号

$n_{p0}$  ——节点总数

为了使成桥时结构预拱度正好抵消施工位移,  $i$  节点第  $S$  阶段的预拱度必须满足:

$$f_{sx}(i) = \sum_{j=n}^{s+1} (x_{j-1}(i) - x_j(i)) \quad (7-8)$$

$$f_{sy}(i) = \sum_{j=n}^{s+1} (y_{j-1}(i) - y_j(i)) \quad (7-9)$$

式中： $f_{sx}(i)$ —— $i$  节点  $x$  方向的预拱度；

$f_{sy}(i)$ —— $i$  节点  $y$  方向的预拱度。

有了施工全过程的位移曲线，就可由式(7-8)、(7-9)方便地计算出各个施工阶段的理想标高。

#### 7.2.4 算例

【例1】 三跨连续刚构桥。

某三跨连续刚构桥的跨度布置为：150m+270m+150m，为单箱单室截面，顶宽 15m，底宽 7m；支点梁高 14.8m，跨中梁高 5m。梁体混凝土采用 C55 混凝土。采用悬臂灌注法施工，1997 年大桥建成通车。2003 年 11 月左幅跨中下挠达 22.2cm，右幅跨中下挠达 20.7cm，均超过了设计预期。

分析计算表明，预应力未能平衡所有的恒荷载效应，长期徐变变形趋势为下挠，该桥成桥弯矩分布不满足合理成桥弯曲状态（图 7-11），关键截面的应力分布（表 7-3）也不满足合理成桥应力状态。

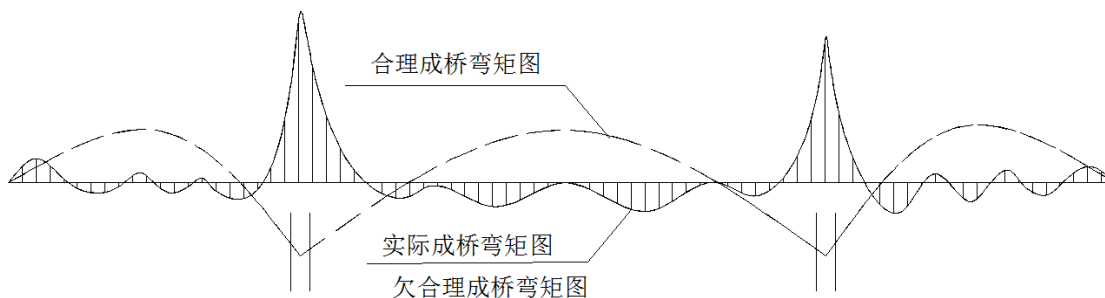


图 7-11 例 1 中桥梁实际成桥弯矩图与合理成桥弯矩图比较

表 7-3 关键截面法向应力分布（单位：MPa）

关键截面	中跨跨中	边跨跨中	箱梁支点
梁顶	-13.00	-14.13	-14.17
梁底	-6.4	-13.65	-14.59

### 7.3 拱桥结构合理设计状态的确定

拱桥结构形式多样，不同形式的拱桥有其特有的合理成桥状态和合理施工状态。本节就常见拱桥形式，阐述其合理设计状态。

#### 7.3.1 拱桥的合理成桥状态

拱桥根据主要受力构件的不同，分为简单拱和拱梁组合体系。拱桥合理的成桥状态，就是要使组成拱桥的主要受力构件主拱和主梁受力合理，而相应的传力构件立柱和吊索，则必须据此发挥传力功能。

简单体系拱桥中主拱为主要受力构件，受压弯作用，实际设计中为提高其材料强度的利用率，截面应力应尽量均匀，这就要求拱肋弯矩应尽可能的小。另外稳定问题也是拱桥设计中经常遇到的问题，与强度问题同等重要。拱桥第二类稳定与面内恒载初始弯矩有重要关系，

面内恒载初始弯矩越小其稳定系数越高。对于梁拱组合体系，除主拱外，作为拉弯构件的系梁，为节约梁的用材，一般情况下应当以恒载作用下弯矩最小为合理受力状态，梁截面的剪力由于吊杆与主拱的平衡作用，一般不控制设计。

不失一般性，以带吊杆的拱梁组合体系为例来讨论拱桥的合理成桥状态。

1. 主梁合理成桥状态

对于梁拱组合体系的主梁，可以看做多点支撑的简支梁或连续梁，其合理成桥状态与斜拉桥主梁类似，恒载作用下一般要求主梁弯矩应尽可能的小，对于具有刚性梁的拱桥(如双层交通的拱桥)，则应以合理、充分发挥主梁承载力为设计目标。

2. 主拱合理成桥状态

主拱在合理受力状态下，要求各种荷载组合中，截面弯矩最值尽量减小，保持主拱全截面均匀受压。拱桥设计中，拱轴线的好坏直接关系到拱肋截面内力的分布与大小。因此，可通过选择合理的拱轴线，来尽可能降低由荷载产生的弯矩值。在大跨度拱桥的设计中，考虑到恒载作用占总荷载作用比重大以及活载作用下弯矩包络图上下基本对称的特点，一般以恒载下的压力线作为合理拱轴线。

3. 合理成桥吊杆力

吊杆力是拱桥合理成桥状态设计的重要内容，它既决定了主梁的内力状态，又是主拱合理拱轴线确定的重要依据，其大小与分布影响着整个体系的受力。合理成桥吊杆力应当使成桥下主梁某种反映受力性能的目标达到最优，除边吊杆外，各吊杆内力大致相等，分布均匀。

确定拱桥合理成桥状态的总体思路是：先确定拱桥主梁的合理受力状态，由此确定出拱上结构对拱肋的作用；将拱肋自重，吊杆、立柱的内力作用在主拱上，计算主拱的合理拱轴线，设计流程如图 7-12 所示。

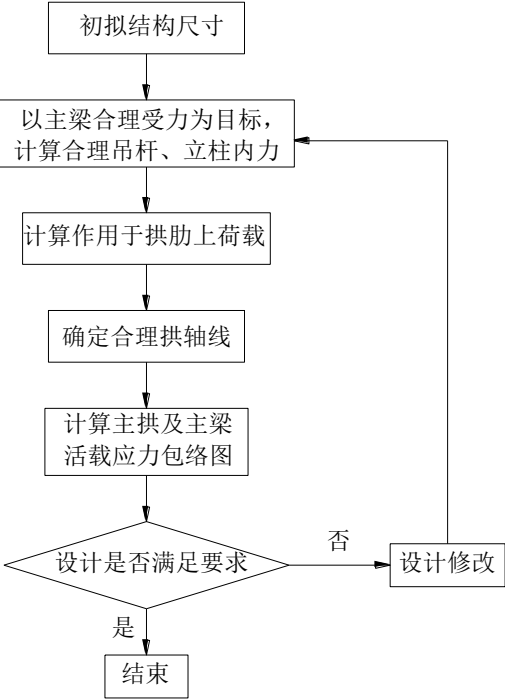


图 7-12 主拱合理成桥状态的确定

7.3.2 合理拱轴线的确定

由上节总体思路可以看出，拱桥合理成桥状态确定的内容主要包括合理吊杆、立柱力的确定和合理拱轴线的拟合，合理吊杆力的确定方法可以参考本章斜拉桥合理设计状态部分，下面重点介绍主拱合理拱轴线的确定方法。

对于常用的二次抛物线、悬链线等拱轴线，均对应于特定的荷载分布模式，而实际工程中的荷载分布复杂，其压力线也比较复杂，一般很难用函数来描述。按照通常的做法，拱轴线的确定是只通过主拱上极为少数的几个截面，来逼近恒载压力线，这就可能存在主拱在荷载作用下远离控制截面的某些截面压力线与拱轴线偏差较大的情况，从而引起主拱过大的弯矩。随着拱桥跨径的不断增大，拱轴线合理性对结构受力越来越重要。

为了寻找合理拱轴线，可以样条拟合的方法来实现。设在节点  $a \leq x_0 < x_1 \cdots < x_n \leq b$  上， $m_i = S'(x_i) (i=0,1,\dots,n)$ ，由三次样条插值函数的定义可知，插值函数  $S(x)$  在每个小区间  $[x_i, x_{i+1}]$  上是一个不超过三次的多项式，若记为  $S_i(x)$ ，则可设：

$$S_i(x) = a_i x^3 + b_i x^2 + c_i x + d_i, \quad (i=0,1,\dots,n-1) \quad (7-10)$$

从而有：

$$S(x) = \{S_0(x) \quad S_1(x) \quad \cdots \quad S_{n-1}(x)\}^T \quad (7-11)$$

其中  $S_i(x)$  由  $a_i, b_i, c_i, d_i$  四个系数唯一确定，因此要确定整个  $[a, b]$  上的三次样条插值函数  $S(x)$ ，需要确定  $4n$  个未知系数  $\{a_i, b_i, c_i, d_i\} (i=0,1,\dots,n-1)$ 。求解这  $4n$  个未知系数的方法有很多，下面介绍三转角法。

由三次分段 Hermit 插值多项式知，在区间  $[x_i, x_{i+1}]$  上， $S_i(x)$  可表示为：

$$\begin{aligned} S_i(x) = & \frac{(x-x_{i+1})^2(x-x_i)}{h_i^2} m_i + \frac{(x-x_i)^2(x-x_{i+1})}{h_i^2} m_{i+1} + \\ & \frac{(x-x_{i+1})^2[2(x-x_i)+h_i]}{h_i^3} y_i + \frac{(x-x_i)^2[2(x_{i+1}-x)+h_i]}{h_i^3} y_{i+1} \\ & (i=0,1,\dots,n-1) \end{aligned} \quad (7-12)$$

其中  $h_i = x_{i+1} - x_i (i=0,1,\dots,n-1)$ ，对  $S_i(x)$  求二阶导数得：

$$\begin{aligned} S_i'' = & (6x - 2x_i - 4x_{i+1}) \frac{m_i}{h_i^2} + (6x - 4x_i - 2x_{i+1}) \frac{m_{i+1}}{h_i^2} + \\ & 6(x_i + x_{i+1} - 2x) \frac{y_{i+1} - y_i}{h_i^3} \end{aligned} \quad (7-13)$$

利用函数  $S(x)$  在插值区间  $[a, b]$  上的各内节点  $x_i (i=1,2,\dots,n-1)$  处有二阶连续导数的条件： $S''(x_i - 0) = S''(x_i + 0)$ ，经整理就得到关于参数  $m_{i-1}, m_i, m_{i+1}$  的一个方程：

$$\lambda_i m_{i-1} + 2m_i + \mu_i m_{i+1} = d_i, \quad (i=1,2,\dots,n-1) \quad (7-14)$$



其中：

$$\lambda_i = \frac{h_i}{h_{i-1} + h_i}, \quad \mu_i = \frac{h_{i-1}}{h_{i-1} + h_i}, \quad d_i = 3(\lambda_i \frac{y_{i+1} - y_i}{h_i} + \mu_i \frac{y_i - y_{i-1}}{h_{i-1}}) \quad (7-15)$$

式 (7-14) 是关于  $n+1$  个待定参数  $m_0, m_1, \dots, m_n$  的  $n-1$  个方程，所以有无穷多组解，

要完全确定  $m_i$  ( $i=0,1,2,\dots,n$ ) 的值还需要补充两个条件：

$$S'(x_0) = m_0, \quad S'(x_n) = m_n \quad (7-16)$$

通过式 (7-14) 和式 (7-16)， $m_0, m_1, \dots, m_n$  可被唯一确定，将其带入式 (7-12)，区间  $[a, b]$  上的三次样条插值函数  $S(x)$  也被唯一确定。

根据桥跨布置方案，可知主拱肋的跨径  $L$  和矢高  $f$ ，以及拱肋以上的构造。将半跨拱分为若干节点  $0 = x_0 < x_1 < \dots < x_n = L/2$ ，以悬链线拟合拱顶、拱脚及四分点五个控制点（或以二次抛物线拟合拱顶和拱脚三个控制点）作为初始拱轴线，并依次计算各个节点  $x_i$  ( $i=0,1,\dots,n$ ) 的纵坐标值  $y_i^0$  (上标 0 表示初始值)。此外，根据拱轴线的特性，在两端节点处有以下几何边界条件：

$$m_0 = S'(x_0) = (y_1 - y_0)/(x_1 - x_0), \quad m_n = S'(x_n) = 0$$

将上式带入式 (7-16)，结合式 (7-14) 并写成矩阵形式有：

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ \lambda_1 & 2 & \mu_1 & & & \\ & \lambda_2 & 2 & \mu_2 & & \\ & & \ddots & \ddots & \ddots & \\ & & & \lambda_{n-1} & 2 & \mu_{n-1} \\ 0 & & & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} m_0 \\ m_1 \\ m_2 \\ \vdots \\ m_{n-1} \\ m_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} (y_1 - y_0)/(x_1 - x_0) \\ d_1 \\ d_2 \\ \vdots \\ d_{n-1} \\ 0 \end{bmatrix} \quad (7-17)$$

求得  $m_0, m_1, \dots, m_n$  后，利用有限元计算各单元在节点处的弯矩  $M_i$  及轴力  $N_i$  ( $i=0, 1, \dots, n$ )，同时结合式 (7-17) 对内节点坐标做如下修正：

$$\Delta x_i = \frac{M_i}{N_i} \frac{m_i}{\sqrt{1+m_i^2}}, \quad \Delta y_i = \frac{M_i}{N_i} \frac{1}{\sqrt{1+m_i^2}} \quad (i=1,2,\dots,n-1) \quad (7-18)$$

重新计算控制点纵坐标，将修正后控制点  $(x_i, y_i^k)$  (上标  $k$  表示第  $k$  此迭代后的值) 以三次样条曲线重新拟合后，再进行新一轮的有限元分析，直至  $\sqrt{\sum_0^n (M_i/N_i)^2}$  ( $i=0,1,\dots,n$ ) 达到最小。整个计算流程如图 7-13 所示。

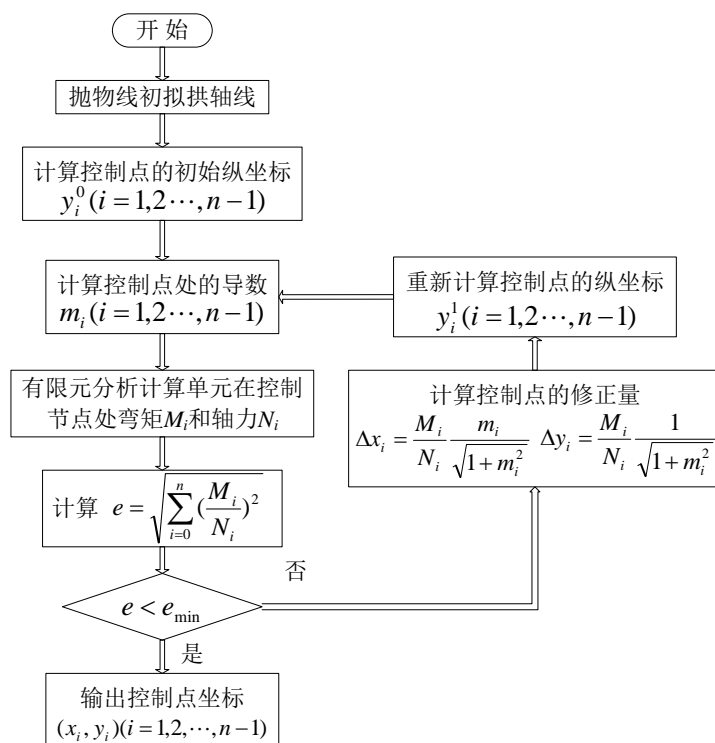


图 7-13 合理拱轴线确定流程图

对于一次落架拱桥，拱圈上的外荷载比较容易确定。对于无支架施工的拱桥，尤其是拱上建筑与拱圈同时承担外荷载的组合体系拱桥，自重并不完全等效于作用在拱圈上的外荷载，拱圈分担的荷载与架设过程有关，应按照架设过程进行正装模拟计算，确定控制点处的弯矩和轴力，按上述流程进行拱轴线拟合。

### 7.3.3 拱桥合理施工状态

中小跨径拱桥施工方法简单，合理施工状态的确定也相对容易，大跨径拱桥的合理施工状态确定的过程要复杂得多。首先是大跨度拱桥的施工一般依赖于特殊施工方法，合理施工状态的确定与施工方法的选择密切相关；其次是跨度增大后，结构体系变柔、拱肋轴力增大，结构几何非线性表现突出，其贯穿整个施工过程仿真计算中；再者，组成拱肋与主梁构件截面的复杂性，例如钢管混凝土拱肋，也为计算带来了困难。

拱桥常用施工方法可分为有支架法和无支架法两种。早期的石拱桥及混凝土拱桥基本上都采用有支架施工工艺，施工过程中变形小，不太会因为误差累计造成很大的成桥误差。而大跨度拱桥，多采用无支架的悬臂施工工艺，在设计中应充分考虑拱圈施工状态转换过程中的内力和线形变化，保证拱圈合拢后线形达到设计拱轴线，内力接近于合理成桥状态。

#### 1 施工阶段的状态参数

大跨度拱桥设计中，必须给出满足成桥合理状态前提下各施工阶段的结构状态以及构件无应力尺寸和形状。对于无支架施工的钢筋混凝土拱桥，必须确定每一拱肋段在标准温度下的无应力形状和尺寸，这种形状在拱肋合拢并作用后期恒载后，达到设计拱轴线。对于无支架施工的钢管混凝土拱桥，必须给出劲性骨架各吊装段在标准温度下的无应力形状和尺寸，以便工厂加工。以此尺寸拼装成的劲性骨架，经过钢管混凝土拱肋形成、加劲梁安装、桥面铺装等工序后，成桥拱轴线必须保证为设计轴线。

对于中下承式拱桥，还须确定吊杆的无应力尺寸以及施工阶段的吊杆张力，以便施工过程中的标高控制。确定以上施工阶段状态参数的实质，就是形成拱桥施工阶段的合理设计状态。

## 2 拱肋无应力尺寸和初始位置

以成桥恒载状态作为确定结构无应力尺寸和初始位置的初始状态：

- 1) 按吊杆恒载拉力和吊杆有应力长度，计算吊杆无应力长度；
- 2) 释放吊杆与拱梁的联系，将断开处内力用外力代替，并以合理成桥状态为初态做拆除吊杆的倒退分析，即可得吊梁前拱肋线形。
- 3) 按施工逆过程分阶段剥除拱肋组合截面混凝土，去除混凝土自重，并将混凝土与钢结构之间的粘结力等效成外力，作用于劲性骨架得到劲性骨架成拱时的几何线形和内力状态。
- 4) 逐次释放劲性骨架段之间的连系，得到各劲性肋段的无应力尺寸和形状。值得一提的是，按照倒退分析计算出的各吊装段连接处弯矩与实际施工时连接处弯矩不完全一致，这是一种不闭合现象，必须通过后面的前进分析进行消除。

## 3 结构实际受力状态

将上述四步得到的构件无应力尺寸和安装位置为已知条件，按施工步骤进行前进分析，同时计入混凝土徐变、收缩影响。

- 1) 仿真计算吊装拱肋及合龙成桥的结构内力和线形；
- 2) 根据实际分层施工次序仿真计算形成拱肋后的内力与线形；
- 3) 仿真计算加劲梁安装与连接；
- 4) 计算二期恒载效应；
- 5) 优化吊杆内力。

通过以上计算，可以得到符合实际施工步骤的成桥合理受力状态。由于初始结构内力状态与实际结构内力状态不一致，不但两种内力状态有一定的偏离，而且成桥后的几何线形也有一定偏差。由于后者得出的是与施工一致的真实内力状态，所以可作为设计内力。几何线形必须通过下面的施工标高调整进行修正，以满足设计状态。

## 4 施工标高调整

通过施工仿真计算，得到了大跨径拱桥施工阶段结构位置轨迹，用倒退分析方法，可以求出满足设计几何线形的构件初始安装位置调整量（预拱度）。严格地讲，这一调整又会引起结构状态的变化，但由于它是二阶微量，对一般大跨度拱桥，这一影响可以忽略不计。对于特大跨径拱桥，可用修正的结构状态重新进行结构实际受力状态的计算，直到收敛为止。

## 5 施工阶段吊杆力的确定

通过吊杆力优化计算，得到恒载状态下的合理成桥吊杆力，即设计吊杆力后，还必须通过一定的施工过程来实现。根据施工过程确定了施工中吊杆的张拉顺序之后，在张拉吊杆的各施工阶段，寻找一组吊杆张拉力，使该吊杆力既能满足施工过程结构受力、机具承载力要求，又能满足成桥后的吊杆力和标高要求，这就是施工阶段吊杆力的计算内容。

计算施工阶段的索力目前用的方法主要有前进分析方法、倒退分析方法、前进-倒退迭代法。前进分析是根据施工工序，首先假定一组索力，进行正装计算，通过最小二乘法确定下一轮计算所需要调整的索力大小，这样反复计算，直到满足收敛准则为止，该方法会出现某些施工状态无法满足的情况；倒退分析方法是成桥状态为初态，按照施工工序的逆过程，对结构进行倒拆，确定施工阶段的受力和变形状态，该方法会引起结构状态不闭合及无法考虑混凝土徐变问题；在实际操作中，采用前进、倒退分析交互迭代的方法来消除各种不闭合因素的影响，以所得的成桥索力作为第一轮倒退分析求施工阶段吊杆张拉力的依据，如多次张拉，需逐段计入它们的影响，然后将倒退分析求得的吊杆张拉力代入下一轮前进分析中，求得成桥吊杆力，如与设计值不符再作调整，如此反复，多次试算直至收敛。

7.3.4 算例

【例2】 以六圭河大桥为研究对象，初拟拱轴线为悬链线，采用三次样条差值函数对拱轴线坐标进行优化，比较拱轴线为悬链线和拟合样条曲线时的拱肋内力情况。

六圭河大桥位于贵州省织金县与大方县交界处的六圭河上。桥跨组合为 20m+11.453m+197.0943m+11.453m，全长 255.76m。主桥为上承式钢筋混凝土箱形肋拱桥。主桥净跨径 195m，拱轴线为  $m=1.543$  的悬链线，净矢高 39m，矢跨比 1/5。

主拱肋截面采用宽 8.0m，高 3.2m 的单箱三室断面形式。其中标准段边箱宽 2.5m，竖腹板厚度为 35cm，顶、底板厚度均为 25cm。拱脚根部段设置拱箱内加厚过渡段。拱上设置立柱（或整体式盖梁）共 19 道，根据不同的立柱高度分别设置一道或两道横系梁，拱顶附近处不设立柱，直接由整体式盖梁连接。全桥结构布置图如图 7-14 所示。

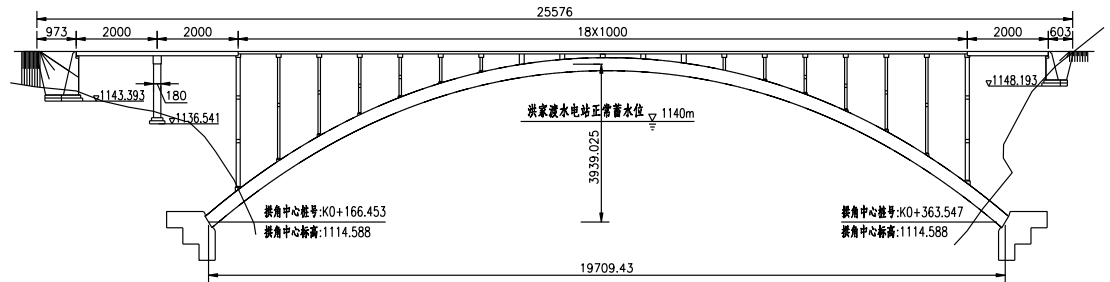


图 7-14 六圭河大桥立面图

取拱脚处为坐标原点，则悬链线拱轴方程：

$$y = -\frac{f}{m-1} \text{Cosh} \frac{k(2x-L)}{L} + f = 111.931 - 72.541 \text{Cosh}(0.0101467x - 1)$$

恒载下拱轴线的合理与否，除了要看拱轴线与恒载压力线的偏离是否尽可能小外，还要从拱肋截面的经济性能出发，使得拱轴线与压力线的最大正偏离值与最大负偏离值近似，这样设计的拱肋截面可以做到上下缘对称布筋，截面性能也能发挥最佳。表 7-4 给出了拱轴纵坐标值随迭代过程的变化情况以及最终拱轴纵坐标相对初始值的累积修正量。由结果可看出，整个计算过程迭代次数较少，仅通过二至三次迭代即可收敛到较为理想的结果（如图 7-15 所示），由此也说明计算模型的精度较高。

表 7-4 恒载下等截面空腹拱轴线确定(单位：m)

节点号	横坐标	纵坐标				最终调整量
		初值	迭代一次	迭代二次	迭代三次	
1	8.547	6.981	7.169	7.219	7.235	0.254
2	18.547	14.149	14.254	14.275	14.281	0.132
3	28.547	20.310	20.321	20.330	20.332	0.022
4	38.547	25.526	25.476	25.481	25.483	-0.043
5	48.547	29.852	29.775	29.778	29.779	-0.073
6	58.547	33.333	33.253	33.256	33.256	-0.077
7	68.547	36.003	35.956	35.957	35.958	-0.045
8	78.547	37.891	37.902	37.903	37.903	0.012
9	88.547	39.016	39.024	39.024	39.024	0.008

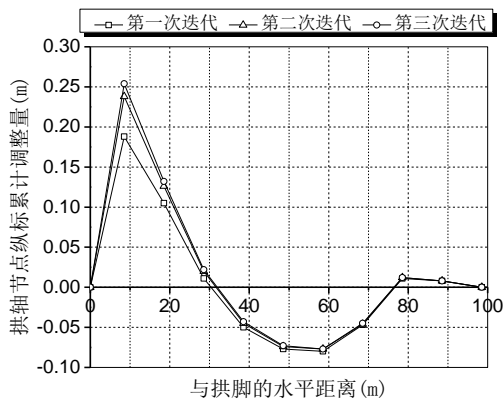


图 7-15 迭代过程拱轴纵坐标调整量

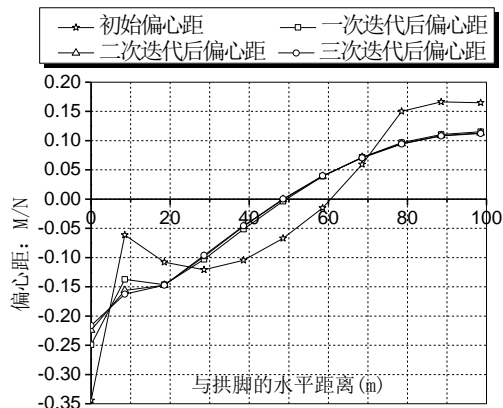


图 7-16 迭代过程偏心距比较

表 7-5 和图 7-16 给出了拱肋指定截面的偏心距随迭代过程的变化情况。从图中可看出，随着迭代次数的增加，截面偏心距逐渐减小并呈均匀化趋势，迭代终止时  $\sqrt{\sum_0^n (M_i / N_i)^2}$  较之前的初值减小了 41%。

表 7-5 恒载下等截面空腹拱轴截面偏心距(单位: m)

节点号	横坐标	偏心距			
		初值	迭代一次	迭代二次	迭代三次
拱脚	0.000	-0.344	-0.249	-0.224	-0.216
1	8.547	-0.061	-0.137	-0.156	-0.162
2	18.547	-0.108	-0.146	-0.147	-0.147
3	28.547	-0.121	-0.103	-0.098	-0.096
4	38.547	-0.105	-0.051	-0.047	-0.046
5	48.547	-0.067	-0.004	-0.001	0.000
6	58.547	-0.015	0.039	0.039	0.040
7	68.547	0.060	0.071	0.071	0.071
8	78.547	0.150	0.097	0.095	0.094
9	88.547	0.166	0.110	0.109	0.108
拱顶	98.547	0.165	0.115	0.113	0.112

图 7-17 和图 7-18 给出了拱肋内截面轴力和弯矩随迭代过程的变化情况，图中显示，在整个迭代过程中拱肋轴力几乎保持不变；而弯矩则变化相对明显，与偏心距变化规律相同，随着迭代次数的增加，截面弯矩逐渐减小并趋于均匀化，拱肋的受力状态得到了较大的改善。

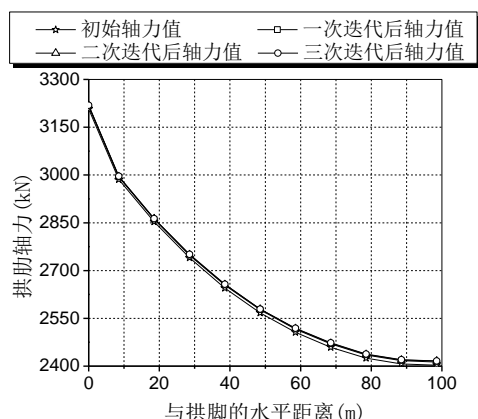


图 7-17 迭代过程轴力比较

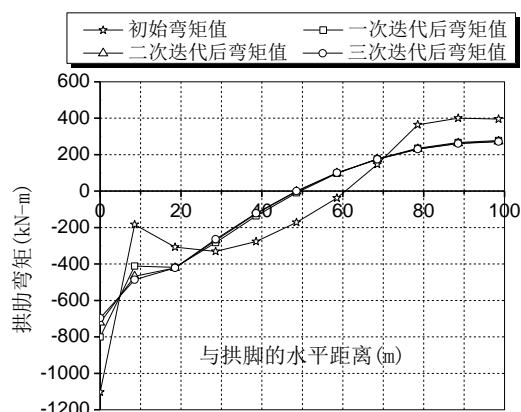


图 7-18 迭代过程弯矩比较

## 7.4 斜拉桥结构合理设计状态的确定

### 7.4.1 斜拉桥的合理成桥状态

斜拉桥的合理成桥状态包括成桥内力状态和成桥线型状态两个方面。由于成桥线型可以通过施工过程中调整预拱度或钢梁制造构型来满足，因此，通常提到的斜拉桥合理成桥状态仅指成桥内力状态。对于采用分段施工架设的斜拉桥，以合理成桥内力状态为目标，进行施工过程中分析，计算出各个施工阶段的斜拉索张拉控制值（索力或索长调整量）以及对应的立模标高，进而确定施工受力与线型状态即理想施工状态。理论上，按照理想施工状态施工，成桥后的受力状态即可满足或逼近既定的成桥合理状态的要求。

评判斜拉桥合理成桥状态存在着两种观点，一种观点认为合理的成桥状态应使斜拉桥在各种荷载组合作用下，构件的应力包络合理，这种状态可充分发挥构件材料性能（以下简称“观点一”）；另一种观点认为合理的成桥状态当属塔、梁在恒载作用下无弯曲或只受局部弯曲。这种状态既可减少徐变、收缩影响，方便设计，又可在成桥状态发挥各种材料的性能（以下简称“观点二”）。结合这两种观点，还可以形成一种综合标准。对应上述观点，评定斜拉桥合理成桥内力状态的基本原则如表 7-6。

表 7-6 确定斜拉桥合理成桥内力状态的原则

项目 \ 原则	观点一	观点二	综合观点
主塔弯矩	在各种荷载组合作用下，主塔构件截面应力包络合理	恒载状态下，主塔上不产生弯矩或接近为 0	恒载下的弯矩不应太大，兼顾活载影响，塔以向岸侧有一定的预偏为宜
主梁弯矩	在各种荷载组合作用下，主梁构件截面应力包络合理	恒载状态下，主梁上的弯矩接近为 0 且分布均匀	恒载状态下，主梁弯矩控制在“可行域”范围内
索力分布	不产生拉索的张力松弛现象	不产生拉索的张力松弛现象	不产生拉索的张力松弛现象，索力分布要相对均匀
支承反力	尽量保证适当的压力储备	尽量保证适当的压力储备	边墩和辅助墩顶支座反力应有一定的压力储备，在活载作用下不出现负反力

可以看出,观点一对合理成桥内力状态的要求比较宽松,隐含着“域”的概念,可实施性强,很多大桥的设计也与该观点基本一致。观点二只适用于常规斜拉桥,对混凝土斜拉桥而言,更加强调“稳定张力”的重要性,因此对主梁控制断面弯矩约束的范围相对较窄,从而对索力优化计算的收敛性要求也较高。

一些工程实例表明,对于特大跨度斜拉桥,活载与恒载相比虽然比例不大,但活载却决定了弯矩正负包络极值,特别是在边墩或辅助墩顶附近梁段局部区域。斜拉桥结构体系确定之后,局部索力的调整或恒载内力状态的改变,不会影响到活载单项作用下主梁弯矩响应的正负值。所以,在确定恒载受力状态时,可以预先调整主梁局部区域恒载弯矩,来改善恒载、活载组合作用下主梁的局部受力,即通过控制恒载弯矩“可行域”的大小,达到兼顾活载受力和主梁设计经济合理的目的。另外,单靠调索方法来大幅度地调整支座反力比较困难。因此,利用适当数量的边跨配重(如在该处主梁内设置大体量砣横梁)结合索力调整来限制边墩或辅助墩支座反力的变化范围,既保证恒、活载作用下不出现过大的支座反力,又避免最不利情况下支座发生脱空现象,是确定特大跨度斜拉桥合理成桥状态的必要环节。

## 7.4.2 索力优化计算方法

成桥状态下,斜拉桥作为超静定结构,其内力状态是由结构自重、斜拉索的索力和边界支承反力共同确定的。换句话说,结构体系确定后,有一组索力和支承反力,就有一个相应的成桥内力状态。由于支承反力可以通过支点调整,所以,在不改变结构参数的前提下,合理成桥状态确定的核心是确定合理的恒载索力。

斜拉桥合理恒载索力的优化是由优化目标确定的,常用的方法主要有:刚性支承连续梁法、相对刚度变化法、影响矩阵法等。优化计算结果一般对应于相应目标的成桥合理状态,而影响矩阵法和相对刚度变化法是针对多目标的。下面对这两种实用性较强的方法进行介绍。

### 1 影响矩阵法

基于结构调值计算原理,利用单位荷载或虚拟单位变形导出结构的影响矩阵 $[A]$ ,建立施调向量 $\{x\}$ (指定可调的索力及其范围)与受调向量 $[D]$ (关心截面的内力、应力或位移)之间的关系 $[A]\{x\}=[D]$ ,通过选择恰当的受调向量与施调向量,可实现上述多种目标(弯曲能量最小、弯矩最小、部分构件受力优化、不同受力构件加权优化等)的斜拉桥索力优化。从而将这些问题归结为同一种方法中的不同调值计算问题,力学概念明确,实现程序化计算方便,可以使设计者同时获得多种目标的最优索力及其结构内力状态,方便设计者对多种方案进行比选。该法既可用于分析线性问题,还可通过广义影响矩阵实现非线性问题的调值计算。是目前理论上较为完备的索力优化方法。

#### (1) 成桥态的索力优化

这里我们要讨论的是多种目标函数对成桥态索力优化的统一形式。但为了方便,仍以弯曲能量最小为目标函数进行推导。

结构的弯曲应变能可写成:

$$U = \int_s \frac{M^2(s)}{2EI} ds \quad (7-19)$$

对于离散的杆系结构可写成:



$$U = \sum_{i=1}^m \frac{l_i}{4E_i I_i} (M_{L_i}^2 + M_{R_i}^2) \quad (7-20)$$

式中:  $m$  — 结构单元总数;

$l_i$ 、 $E_i$ 、 $I_i$  — 分别表示  $i$  号单元的杆件长度、材料弹性模量和截面

抗弯惯矩;

$M_{L_i}$ 、 $M_{R_i}$  — 分别表示  $i$  号单元左右端弯矩。

将 (7-20) 式改写成矩阵形式:

$$U = \{M_L\}^T [B] \{M_L\} + \{M_R\}^T [B] \{M_R\} \quad (7-21)$$

式中:  $\{M_L\}$ 、 $\{M_R\}$  — 分别是单元左右端弯矩向量;

$[B]$  — 为系数矩阵, 表示单元柔度对单元弯矩的加权矩阵。 $[B]$  是

对角阵。 $[B] = \text{diag}[b_{11} \quad b_{22} \quad \cdots \quad b_{mm}]$ ,  $b_{ii} = \frac{l_i}{4E_i I_i}$ ,  $i = 1, 2, 3 \cdots m$  (7-22)

令调索前单元左右端弯矩向量分别为  $\{M_{L_0}\}$ 、 $\{M_{R_0}\}$ , 索力改变量即施调向量为  $\{T\}$ ,

则调索后弯矩向量为:

$$\begin{cases} \{M_L\} = \{M_{L_0}\} + [C_L] \{T\} \\ \{M_R\} = \{M_{R_0}\} + [C_R] \{T\} \end{cases} \quad (7-23)$$

式中:  $[C_L]$ 、 $[C_R]$  — 分别为索力对左右端弯矩的影响矩阵。

将 (7-23) 式代入 (7-21) 式得:

$$\begin{aligned} U = C_0 + \{M_{L_0}\}^T [B][C_L] \{T\} + \{T\}^T [C_L]^T [B] \{M_{L_0}\} + \{T\}^T [C_L]^T [B][C_L] \{T\} \\ + \{M_{R_0}\}^T [B][C_R] \{T\} + \{T\}^T [C_R]^T [B] \{M_{R_0}\} + \{T\}^T [C_R]^T [B][C_R] \{T\} \end{aligned} \quad (7-24)$$

式中:  $C_0$  — 与  $\{T\}$  无关的常数。

要使索力调整后结构弯曲应变能最小, 则:

$$\frac{\partial U}{\partial T_i} = 0 \quad (i = 1, 2, 3 \cdots l) \quad (7-25)$$

将 (7-24) 式代入 (7-25) 式并写成矩阵形式:

$$([C_L]^T [B][C_L] + [C_R]^T [B][C_R]) \{T\} + ([C_L]^T [B] \{M_{L_0}\} + [C_R]^T [B] \{M_{R_0}\}) = 0 \quad (7-26)$$

至此索力优化问题就转化为 (7-26) 式的  $l$  阶线性代数方程组求解问题。式(7-26)给出了使整个结构弯曲能量最小时最优索力与弯矩影响矩阵的关系。

用同样的方法进行讨论, 容易得到如下结论:

① 如果取弯曲应变能与拉压应变能之和为目标函数, 则只要在式 (7-26) 左、右端增加构件拉压力与索力影响矩阵的关系项, 就可方便地得出相应的最优索力方程。

② 如果索力优化时只将结构中一部分关心截面上的内力应变能作为目标函数, 则式

(7-26) 左、右端的影响矩阵用索力相应于这些关心截面内力的影响矩阵取代就可得出相应的最优索力方程。用相似的方法还可定义许多有实际工程意义的目标函数，并通过变换得到与式 (7-26) 相似的索力优化方程。

③ 式 (7-26) 中的[B]矩阵可以看成单元柔度对单元弯矩的加权矩阵，对于变截面的斜拉桥，优化结果意味着刚度大的截面可适当多分担些弯矩。如果[B]矩阵可由用户任意调整，则可根据构件的重要性和自身特点，人为给出各构件在优化时的加权量。当[B]为单位阵时，优化目标函数就变成了弯矩平方和。显然，弯矩平方和作为目标函数，没有考虑到构件柔度对弯曲能量吸收的权，一般来说，优化结果不如用弯曲能量为目标函数的结果合理。

④ 用恒、活载共同作用下的弯曲能量作为目标函数进行索力优化，只需将内力组合后的结果替代式 (7-21) 中的  $\{M_{L_0}\}$  和  $\{M_{R_0}\}$  便可。

⑤ 在形成影响矩阵时，如果结构中已张拉了预应力索，则计算影响矩阵时，就包含了预应力影响项，因此，用本文方法进行索力优化时能自动将预应力索影响计入优化结果。

⑥ 在优化整体内力的同时，如果还需指定某些关心截面上的内力值，则索力优化问题变成了求条件极值问题。

令  $k$  个断面 ( $k < L$ ) 的内力指定值向量  $\{P\}$ ，调索前为  $\{P_0\}$ ，施调索力向量为  $\{T\}$ ，则：

$$\{P\} = \{P_0\} + [C_k]\{T\} \quad (7-27)$$

式中： $[C_k]$ ——索力对应于内力指定值向量  $\{P\}$  的影响矩阵。

$$\{\psi\} = \{P\} - \{P_0\} - [C_k]\{T\} \quad (7-28)$$

用拉格朗日乘数法，易将式 (7-25) 改写成：

$$\begin{cases} \frac{\partial U}{\partial T_i} + \sum_{j=1}^k 2\lambda_j \frac{\partial \psi_j}{\partial T_i} = 0 \\ \{\psi\} = 0 \end{cases} \quad (7-29)$$

将式(7-24)，(7-28)代入(7-29)，令  $\{\lambda\} = (\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_k)^T$ ，易得：

$$\begin{cases} ([C_L]^T [B][C_L] + [C_R]^T [B][C_R])\{T\} - [C_k]^T \{\lambda\} = -[C_R]^T [B]\{M_{R_0}\} - [C_L]^T [B]\{M_{L_0}\} \\ \{P\} = \{P_0\} + [C_k]\{T\} \end{cases} \quad (7-30)$$

求解  $k+m$  阶方程，便可得到相应的最优索力向量  $\{T\}$ 。

⑦ 对于要求一些控制变量限制在某一范围内的不等式约束问题，可先将这些控制变量用施调索力向量与影响矩阵表示，再引入松弛变量，参照 6)的方法，也能得到最优化索力方程。

前面①～⑤的结论对约束优化问题同样成立。

## (2) 施工阶段的索力优化

根据施工逆过程，可以确定满足成桥理想状态条件下，各施工阶段的内力状态和位形，即施工阶段的合理设计状态。

实际施工时，由于构件自重、刚度、施工精度、索力误差、温差等诸方面因素影响，可使施工阶段结构实际状态严重偏离理想状态。对索力的优化调整是施工阶段纠偏的重要手段。

应该指出的是，斜拉索力在结构状态变量中是一个中间变量，其初始变量是索的无应力索长。满足成桥理想状态的索长在某一施工阶段要达到相应的理想索力，则结构位形必须也是理想的。调索纠偏只可调整由于无应力索长度引起的那部分索力误差。而由于构件自重，刚度等因素引起的位形改变和索力偏差，原则上无法通过索力调整来纠正。要真正消除这些

偏差, 要么对引起误差的诸因素逐个调整消除 (一般是做不到的) 要么承认已测到的确定性误差, 并在新的参量下重新优化成桥状态和施工理想状态。

工程中常用的方法是适当调整索力, 使关心截面上控制变量的偏差最大限度地减小。施工过程中控制变量以位移为主, 成桥状态下控制变量以内力和索力为主。

设关心截面上  $n$  个控制变量的误差向量为  $\{\chi_0\}$ , 通过  $l$  根索的索力施调向量  $\{T\}$  作用, 使误差向量变为  $\{\chi\}$ , 则:

$$\{\chi\} = \{\chi_0\} + [C]\{T\} \quad (7-31)$$

式中:  $[C]$  为索力对控制变量  $\{\chi\}$  的影响矩阵。

控制变量可能是由关心截面上的内力、位移、支反力等混合控制变量组成的向量。这些变量的量纲各异, 如果直接选用误差向量模的平方作为目标函数, 可能导致优化失败。为此, 引入相应的权矩阵来体现各控制变量的量纲和其自身的重要性。

设权矩阵为  $[B] = \text{Diag}(b_{11}, b_{22}, \dots, b_{nn})$ , 取目标函数为

$$U = \{\chi\}^T [B] \{\chi\} \quad (7-32)$$

则问题变成了式 (7-26) 的一个特例, 索力优化方程为

$$([C]^T [B] [C]) \{T\} = -[C]^T [B] \{\chi_0\} \quad (7-33)$$

在实际工程中, 也可能要将一些控制变量的误差控制为指定值或落入某一范围, 则无约束问题又变成了有约束优化问题, 实现优化的方法与成桥态有约束索力优化相仿, 本节不再赘述。

## 2. 相对刚度变化法

相对刚度变化法原理是在一次落架计算时, 随着拉索与梁刚度的相对比例的变化, 索力会相应地改变, 塔、梁的应力状态也会相应地改变。因此, 通过将拉索的截面积增大到原来的 100 倍或更多, 或者将主梁的截面惯性矩减小到实际值的 1/100 或更小的情况下, 对恒载作用下的整体模型进行一次落架分析, 拉索将分担更多的恒载, 该状态下对应的索力分布即接近于理想索力优化状态。通过变化不同的比率, 可以达到不同的分配目的, 从而可相应地调整塔、梁的内力状态。刚度变化量在适当范围时, 拉索及梁的力平衡就可自由控制, 这对于设计者来说是很方便的。如果在计算模型中附加一些额外的约束条件, 还可达到局部优化的目的。例如: ①将索塔连接节点处的塔的抗弯刚度释放, 即将索塔锚固区段模拟成铰接, 可自动达到主塔弯矩为零的目标; ②对于指定索力的情况, 可将拉索解除, 代之以一对集中力。③某些情况下为限制主梁弯矩的范围, 可在主梁指定弯矩点插入铰, 释放相应的弯矩约束, 同时在相对两部件的端部施加以一对弯矩荷载。

相对刚度法可借助通用分析程序, 释放支座约束, 代之以给定力, 实现给定支反力下的受力状态。相对刚度法既可确定出较理想的恒载状态和预拉力, 也可适用于曲线斜拉桥等空间结构的索力初估。

## 3. 实用的索力优化方法

综合上述两种方法, 给出一种实用的索力优化方法, 其主要计算步骤如下:

(1) 确定斜拉桥结构布置、压重分布等;

(2) 建立杆系结构有限元模型: 节点坐标取用斜拉桥设计坐标; 斜拉索用杆单元模

拟; 单元拉压刚度取为实际值, 弯曲刚度人为缩小  $\zeta_1$  倍, 即将各单元抗弯刚度改为

$E_i I_i / \zeta_1$ , 一般可取  $\zeta_1 = 1000$ ;

(3) 施加结构自重和压重等外荷载, 作一次落架线性计算;

(4) 调整压重等参数, 计算结构整体受力直至满足。所得索力就是最优索力, 所得

内力就是成桥内力。计算得到的位移结果没有任何意义；

(5) 局部调整单元抗弯刚度、支撑刚度和拉索拉压刚度，进一步优化结构内力，直至满足其作为斜拉桥成桥合理状态。

### 7.4.3 斜拉桥合理施工状态

#### 1、合理施工状态

斜拉桥索力的重复可调性，使得用多种施工方案实现成桥合理状态成为可能。但是，如果在施工中通过反复调整索力来控制结构的内力及位移，无疑会使施工工期延长，施工工艺变复杂。评价施工方案的合理与否，主要从方便施工和结构安全性方面考虑。设想一种理想施工过程，各施工阶段只需一次性张拉本阶段安装的斜拉索力，就能实现成桥合理内力状态。且施工过程中不出现超应力现象，则相应的施工状态就是合理的。

总之，一个既方便施工，又安全可靠且能使成桥后结构受力满足合理设计状态，构形满足设计线型要求的施工状态，就是合理施工态。确定合理施工态，必须配合施工方案进行。

#### 2、计算状态不闭合问题

从力的平衡条件可知，任何斜拉桥，只要支反力与索力已知，结构就成为静定。两跨塔梁固结和多跨漂浮体系的斜拉桥，塔、梁内力状态可由边支座反力与斜拉索力唯一确定。这种情况下，斜拉桥的受力状态，由斜拉索力唯一确定。

斜拉桥内力状态可由斜拉索力唯一确定的体系，只要保证其成桥索力与优化索力一致，则相应内力状态就是成桥态合理受力状态。但要达到这一索力状态，单靠索力一次张拉一般是无法实现的。因为，成桥合理受力状态在合拢截面处一般都有一定的弯矩和轴力，而自由合拢时该截面弯矩轴力为零。要改变这种状态至少要张拉尾索以外的一根索。

斜拉桥内力状态须由支反力与索力两者共同确定的结构体系，要达到成桥合理受力状态，必须增加支反力与优化结果一致的条件。在实际工程中斜拉桥支反力是随施工过程被动形成的，要使成桥支反力与优化结果一致，必须至少多调整一对索力。

以上分析表明，用一次张拉法施工，一般不能完全达到斜拉桥成桥合理状态，这是按一次张拉法确定合理施工态时出现前进、倒退分析结果不闭合的主要原因之一，称为计算状态不闭合。

在实际工程中，如果自由合拢条件和支反力值的不一致导致结构受力状态偏离合理受力状态较小，采用这一施工方案又能减少施工麻烦，则可用后者代替成桥内力状态，如果偏离合理受力状态较大，则必须在结构合拢后实施索力调整，这一步工作必须作为一个施工步骤反映在确定合理施工态的分析过程中。

#### 3、确定合理施工状态的计算方法

现有确定斜拉桥施工张拉力的方法主要有三种：倒退分析法，前进、倒退迭代法和无应力状态控制法。

(1) 倒退分析法：假定  $t=t_0$  时，斜拉桥为成桥设计内力状态，线型满足设计要求。以此为初始状态，按照施工步骤的逆过程，对结构进行倒拆，分析每次卸除一个施工阶段对剩余结构的影响，从而算得各施工阶段的拉索施工张拉力和结构状态。

(2) 前进、倒退分析迭代法：为了克服非线性问题带来的计算困难，在倒退分析法基础上增加了如下内容：

① 合理处理索垂度引起的非线性效应。第一轮计算斜拉索的弹性模量用  $i-1$  阶段的索力对索弹性模量进行 Ernst 公式修正后作为第  $i$  阶段的模量，以后各轮迭代，利用上一轮相应阶段索力，用于为本阶段 Ernst 公式修正计算中。

② 徐变迭代计算。

混凝土徐变与结构形成过程中构件应力历史有关，因此，倒退分析在理论上无法计算徐

变。但在前进、倒退交互叠代计算中，第一轮分析可不计徐变收缩，然后以第一轮前进分析记录的应力历史作为第二轮倒退分析时徐变收缩计算的依据，逐阶段计入它们的影响，如此反复直至收敛。

(3) 无应力状态控制法：在线性状态下对一座已建桥梁进行解体，只要各单元长度与曲率不变，则无论按什么程序恢复，还原后的结构内力和线型将与原结构一致。应用这一原理建立斜拉桥施工阶段与成桥状态之间的联系。

倒退分析法为确定斜拉桥施工张拉力开创了先河，在许多斜拉桥工程中发挥过作用。但是，由于这种方法既不能解决倒拆过程结构状态参数未知现象，也无法计入砼收缩、徐变引起的逆向时效，使得其工程应用受到限制。

前进、倒退分析迭代法以索力为主线，把施工过程与成桥状态串联起来，从理论上初步解决了倒退分析法无法计入砼收缩、徐变引起的逆向时效问题。但是，这种方法计算工作量大，仍然未解决由于倒拆过程结构状态参数未知现象引起的前进、倒退分析结果不闭合的问题。而且，实际计算表明，迭代过程中常常会出现索力振荡，无法收敛的现象，导致计算失败。

无应力状态法可以理解为倒退分析法的特例。因此，倒退分析法中存在的问题，在无应力状态法中同样无法避免。

#### 4、确定斜拉桥施工张拉力的影响矩阵法

##### (1) 线性问题的影响矩阵法

假定结构满足线弹性，考察斜拉桥第  $i$  号索的索力随施工阶段  $s$  的改变而变化的规律，我们有：

$${}_b\tilde{T}_k^i = x^i + \sum_{s=b+1}^k T_s^i + \sum_{j=i+1}^n T_j^i + \sum_{p=1}^m T_p^i \quad (7-34)$$

式中： ${}_b\tilde{T}_k^i$ —第  $i$  号索在第  $k$  阶段的索力， $b$  为第  $i$  号索的张拉阶段号

$x^i$ —第  $i$  号索的施工张拉力

$T_s^i$ —第  $s$  施工阶段的外荷载对第  $i$  号索的索力贡献

$T_j^i$ —张拉  $j$  号索对第  $i$  号索的索力贡献

$T_p^i$ —拆除第  $p$  号临时约束对第  $i$  号索的索力贡献

$n$ —从施工阶段  $b$  到  $k$  张拉的拉索总数

$m$ —从施工阶段  $b$  到  $k$  拆除的临时约束总数

如果  $k$  是成桥时的施工阶段号，则式(7-34)左端项  ${}_b\tilde{T}_k^i$  即为  $i$  号索的设计索力，记为  $x_0^i$ 。

式(7-34)右边第 2 项  $\sum_{s=b+1}^k T_s^i$  为施工阶段荷载对  $i$  号拉索的索力总贡献，仅与恒载和施工荷载有关，与拉索的施工张拉力无关。将该项成桥时的值记为  $D_d^i$ ，施工方案确定后，它是一常量。

式(7-34)右边第 3 项  $\sum_{j=i+1}^n T_j^i$  是  $b$  阶段之后的拉索张拉对第  $i$  号索的索力总贡献，如果

$j$  号拉索单位施工张拉力对第  $i$  号索的索力贡献为  $t_j^i$ ，该项可写成：

$$\sum_{j=i+1}^n T_j^i = \sum_{j=i+1}^n t_j^i x^j \quad (7-35)$$

式(7-34)右边最后一项  $\sum_{p=1}^m T_p^i$  表示拆除临时约束对第  $i$  号索的索力总贡献。由于临时约束

反力是施工荷载和拉索施工张拉力的函数，在拉索施工张拉力未知的情况下，该项也是未知的。但是，在线性结构中，张拉  $j$  号索单位索力对  $p$  号临时约束反力的贡献是确定值，记为  $a_j^p$ 。于是，在  $k$  阶段，第  $p$  号临时约束的反力可以表达为：

$$\tilde{R}_k^p = \sum_{s=1}^k R_s^p + \sum_{j=1}^l a_j^p x^j \quad (7-36)$$

式中， $R_s^p$  为第  $s$  阶段的施工荷载对  $p$  号临时约束的反力的贡献， $\sum_{s=1}^k R_s^p$  是与拉索施工张拉力无关的量， $l$  为  $k$  阶段已经张拉的拉索总数。

同样，释放  $p$  号临时约束的单位反力对任一拉索  $i$  的索力贡献是确定值，记为  $b_p^i$ ，于是，释放  $p$  号临时约束反力对  $i$  号拉索的索力贡献可表达为：

$$T_p^i = b_p^i \times (\sum_{s=1}^k R_s^p + \sum_{j=1}^l a_j^p x^j) = D_p^i + \sum_{j=1}^l \tilde{a}_j^p x^j \quad (7-37)$$

式中， $D_p^i$ —施工荷载引起的  $p$  号临时约束反力释放对  $i$  号拉索的索力贡献，为常量

$\tilde{a}_j^p = a_j^p \times b_p^i$ ，为两个影响系数的乘积

在成桥阶段，将式(7-35)，(7-36)代入式(7-37)，整理得：

$$x^i + \sum_{p=1}^m \sum_{j=1}^l \tilde{a}_j^p x^j + \sum_{j=i+1}^n t_j^i x^j = x_0^i - \sum_{p=1}^m D_p^i - D_d^i \quad (7-38)$$

进一步简化，式(7-38)可以写成：

$$\sum_{j=1}^l c_{ij} x^j = \tilde{x}_0^i \quad (7-39)$$

式中， $c_{ij}$  为式(7-38)中所有  $x^j$  的系数项之和。其力学意义为：后期索力张拉与临时约

束释放对  $i$  号索力的综合影响系数。 $\tilde{x} = x_0^i - \sum_{p=1}^m D_p^i - D_d^i$ ，为考虑施工因素的广义索力。

对所有拉索建立式(7-39)的方程，得到求解施工张拉力的影响矩阵方程：

$$[C]\{X\} = \{\tilde{X}_0\} \quad (7-40)$$

式中， $[C]$  为后期索力张拉与临时约束释放对拉索的综合影响矩阵， $\{\tilde{x}_0\}$  为考虑施工因素的广义索力向量，求解式(7-40)，就得到了相应的施工张拉力向量  $\{X\}$ 。实际计算流程图如图 7-19 所示。

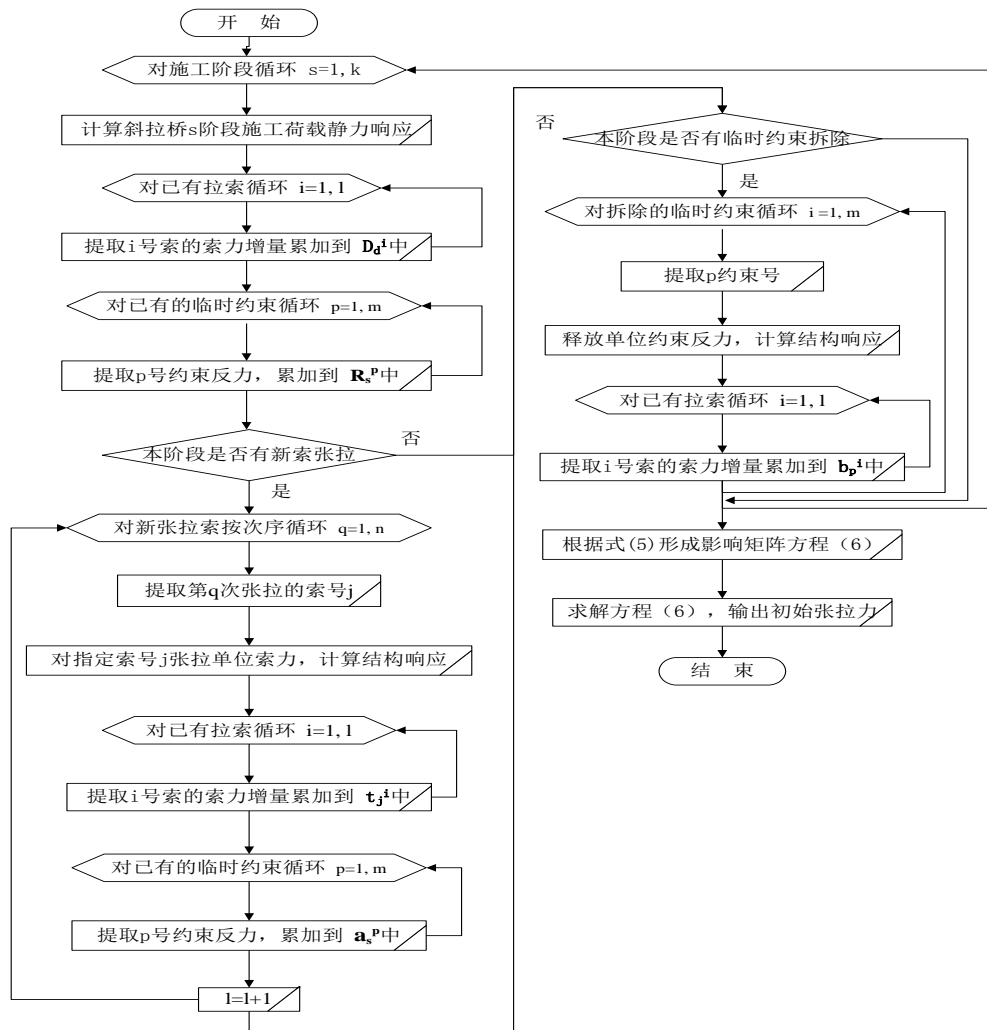


图 7-19 计算流程图

根据图 7-19 可知, 用本方法计算斜拉桥施工张拉力, 只要进行一次前进分析, 再完成一次影响矩阵方程计算即可, 计算十分方便。此外, 本方法并不局限于一次张拉法施工。只要定义最后一次张拉的索力为施工张拉力, 将前面的多次张拉作为施工荷载, 就可以计算多次张拉法施工问题。

## (2) 非线性问题的迭代计算

基于线性理论, 已经建立了确定斜拉桥施工张拉力的影响矩阵理论。对于大跨径斜拉桥, 施工过程中的结构几何非线性和砼材料收缩、徐变引起的材料非线性, 会使以线性方法确定的拉索施工张拉力失真, 也就是说, 按照求解式(7-40)得到的施工张拉力向量 $\{X\}$ 进行前进分析, 得到的斜拉桥成桥索力无法达到设计索力 $\{X^0\}$ , 为此, 必须寻找新的方法。

与线性问题相比, 求解斜拉桥施工张拉力的非线性问题具有如下特点。首先, 影响矩阵反映的是结构参数之间线性关系的内在联系, 在非线性的状态下, 这种关系将随着结构状态的变化而改变, 此时, 式(7-40)的特征与非线性结构的切线刚度方程十分相像。其次, 结构刚度的非线性使得施工荷载在结构中的内力分配发生了改变, 因此考虑施工因素的广义索力向量也将发生改变。下面给出的求解策略可以有效解决这些问题。具体步骤如下:

第一步, 按线性理论形成影响矩阵方程, 并求解施工张拉力向量 $\{X^0\}$ 。



第二步，以 $\{X^0\}$ 为施工张拉力的试探向量，计入几何非线性和收缩、徐变效应，按照施工步骤进行非线性前进分析，并形成新的广义影响矩阵 $[C^1]$ ，广义索力向量 $\{\tilde{X}_1\}$ 。此时，广义影响矩阵和广义索力向量中已经包含了大部分结构非线性影响因素，根据式(7-40)，可以写出非线性施工张拉力的近似计算方程：

$$[C^1]\{X^1\} = \{\tilde{X}_1\} \quad (7-41)$$

求解方程(7-41)，可以得到近似的非线性施工张拉力向量 $\{X^1\}$ 。

第三步，以 $\{X^1\}$ 为施工张拉力试探向量，重新按施工步骤进行非线性前进分析，计算相应的成桥索力向量 $\{X_0^1\}$ 和成桥索力误差向量：

$$\{\Delta X_1\} = \{X_0\} - \{X_0^1\} \quad (7-42)$$

第四步，检验 $\{\Delta X_1\}$ 的范数是否满足允许条件（一般用其元素中的最大值是否小于指定值表示），如果满足， $\{X^1\}$ 即为要求的非线性结构的施工张拉力向量，迭代计算结束。否则，用 $\{\Delta X_1\}$ 替换式(7-41) $\{\tilde{X}_1\}$ 中的 $\{X^0\}$ 项，于是， $\{\tilde{X}_1\}$ 变成了 $\{\Delta \tilde{X}_1\}$ 。

$$[C^1]\{\Delta X^1\} = \{\Delta \tilde{X}_1\} \quad (7-43)$$

计算拉索施工张拉力的修正向量 $\{\Delta X^1\}$ ，并修正施工张拉力试探向量：

$$X^i = X^{i-1} + \{\Delta X^{i-1}\} \quad (7-44)$$

将 $\{X^i\}$ 替换 $\{X^{i-1}\}$ 重复第三步进行迭代计算，直至收敛。

#### 7.4.4 部分斜拉桥的合理设计状态

部分斜拉桥是以梁为主要受力构件，斜拉索辅助受力的梁、索组合体系，有两种形式。一种是以矮塔斜拉桥为特征的结构体系，由于拉索倾角较小，活载作用下拉索应力幅小，可按体外预应力索设计；另一种是以刚性梁为特征的斜拉桥，因功能或施工需求，主梁做成双层桁架梁或高跨比很大的形式，主梁自身抗弯能力已能承担大部分设计荷载，拉索提供的支承作用使全桥主梁满足承载要求，如图 7-20 所示，拉索安全系数根据活载应力幅取值。

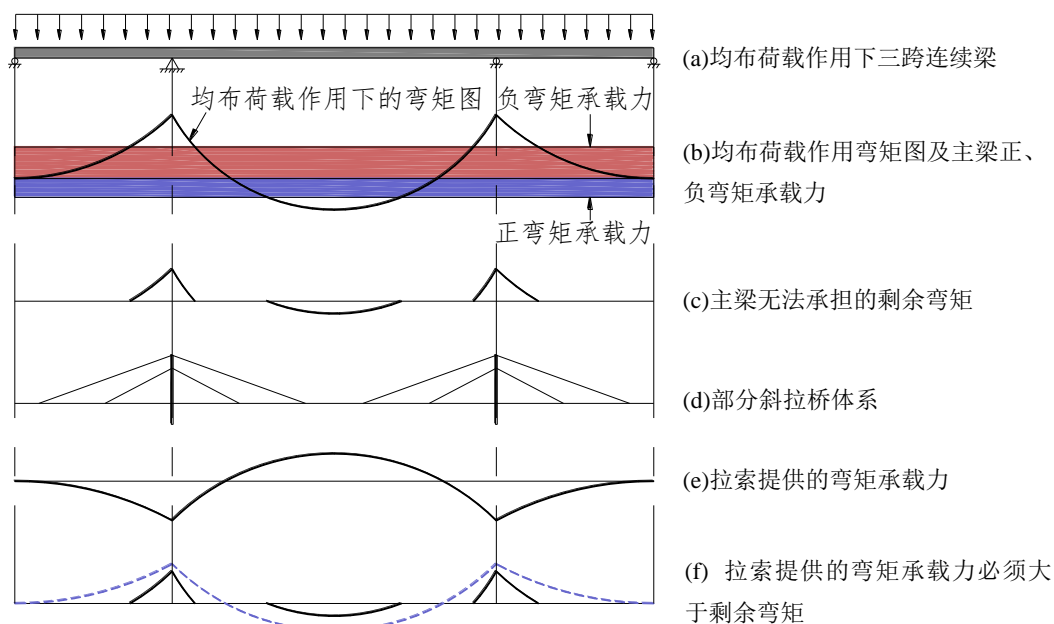


图 7-20 刚性梁部分斜拉桥设计思路

确定部分斜拉桥合理设计状态的关键是确定其合理成桥状态。在结构参数未定的情况下，首先要通过对中边跨无索区长度、近塔处无索区长度、中边跨比、拉索间距等参数进行研究和参数优化，得到参数取值。待结构参数确定后，应充分发挥主梁承载能力，最大限度使桥塔受力合理(尤其是高塔形式的部分斜拉桥)，为此首先应根据桥塔活载内力预估值，确定中、边跨索力比例，然后以材料最省为目标函数进行预应力与拉索索力优化，陈从春<sup>[4]</sup>在其博士论文中详细论述了这一方法。

当合理成桥状态确定后，就可按 7.4.3 中的方法确定其合理施工状态。

## 7.4.5 算例

【例3】苏通大桥初步设计斜拉桥方案之一孔跨布置为：100+100+278 + 1088 + 278+100+100=2044m，边跨设有两个辅助墩，七跨连续体系，总体布置如图 7-21。

主梁采用封闭式流线型扁平钢箱梁，节段标准长度 16m。箱梁中心线处高度 4.5m，采用 Q345-D 钢材，全焊连接。

为提高结构抗扭刚度，主塔采用 A 型塔，混凝土材料。从承台顶面算起，塔高 294.3 m。拉索为空间双索面，采用平行钢绞线拉索，标准强度为 1860MPa。全桥共设 4×29 对斜拉索。

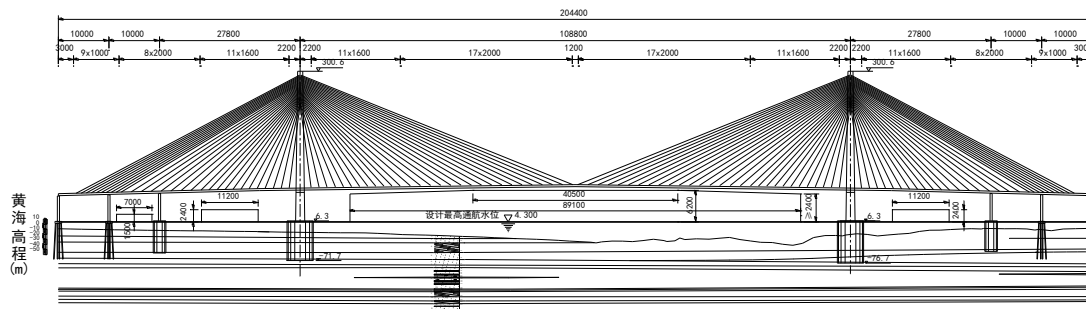


图 7-21 苏通长江大桥初步设计斜拉桥方案布置图（单位：cm）

### 1. 压重确定

为提高结构总体刚度，苏通大桥斜拉桥方案采用不对称布置，边中跨比为 0.439。

边、中跨的不平衡力和边支座负反力通过压重的形式来消除，压重的大小和分布需要通过试算确定。压重对主塔弯矩影响较大，但只对压重分布区域的主梁和索力产生局部影响。确定压重的大小和分布应满足以下几点要求：1) 能够平衡结构恒载和附加荷载（活载、温变等）产生的支座负反力；2) 尽量使主塔处于中心受压状态；3) 调整主梁局部弯矩，并使索力均匀。

本算例采用如下压重：从主梁端部算起，24~60 m 范围，压重 200KN/m；60~80 m 范围，压重 400KN/m；80~120 m 范围，压重 500KN/m；193.5~213.5 m 范围，压重 400KN/m；压重分布在密索区和辅助墩顶。

### 2. 实用优化方法计算结果

将结构自重、压重等荷载作用在结构上一次落架，为叙述方便，将此状态定义为一个落架状态；采用实用方法，取  $\zeta_1 = 1000$ ，即人为将主梁、主塔抗弯刚度  $EI$  缩小 1000 倍，将结构自重、压重等荷载作用在结构上，做一次落架计算，将此状态定义为优化状态。

一次落架状态弯矩见图 7-22，可见主塔内存在巨大弯矩，加上活载和徐变作用，主塔将处于及其不利状态。中跨跨中主梁弯矩也过大。

优化状态弯矩和索力见图 7-23、图 7-24，最大恒载弯矩发生在主梁塔梁交接处，为 -3473 t·m；主塔最大弯矩发生在塔顶，为 -1993 t·m；塔根弯矩仅为 430 t·m。与一次落架状态相比，优化状态下主梁、主塔最大弯矩分别减小到 1/10.6 和 1/236。可见，优化状态下全桥结构受力均匀，主梁和主塔基本处于受压状态，能最大发挥材料效应。

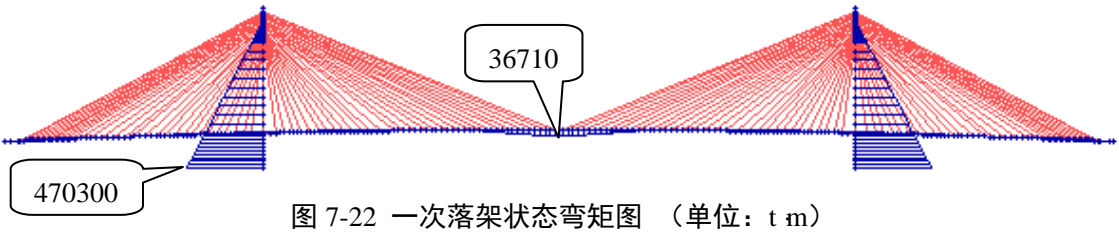


图 7-22 一次落架状态弯矩图 (单位: t·m)

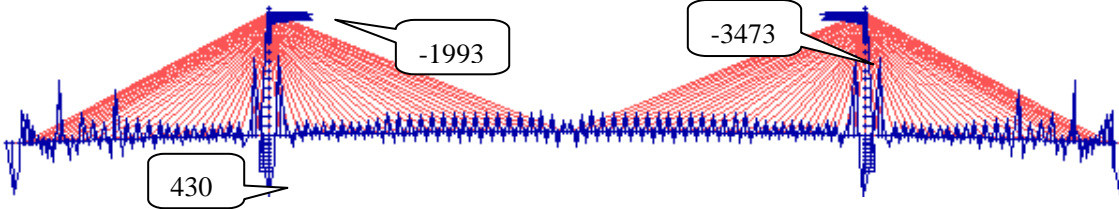


图 7-23 优化状态弯矩图 (单位: t·m)

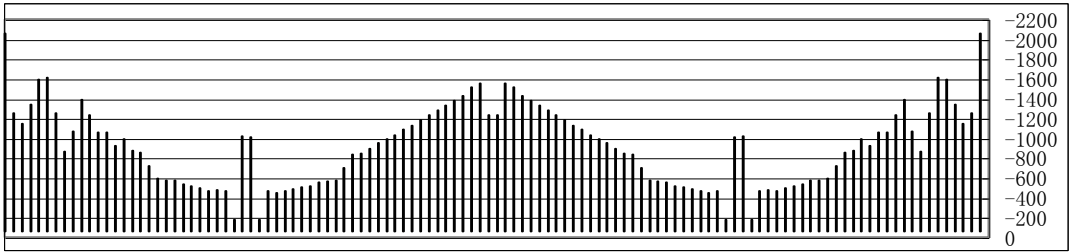


图 7-24 优化状态索力图 (单位: t)

在一次落架状态下，将索力调值到优化状态下的索力，可以得到与优化状态下几乎一致的受力状态，这也从另一个方面证明了优化状态是可以通过某种施工方法实现的成桥受力状态。

为了进一步优化结构受力，对优化状态下构件或单元的刚度分别作以下四种修改：

(1) 将优化状态下的主塔抗弯刚度  $EI$  增加 10 倍，则塔根弯矩增大为 4917 t·m；

(2) 将优化状态下的主梁抗弯刚度  $EI$  增加 10 倍, 则塔根弯矩减小为  $174 \text{ t m}$ ;

(3) 为减小主塔和主梁的弯矩峰值, 将优化状态下主梁近塔处抗弯刚度  $EI$  再减小 10 倍, 塔顶抗弯刚度  $EI$  再减小 10 倍, 则塔顶部分弯矩减小为  $-1521 \text{ t m}$ , 主梁弯矩峰值减小为  $3362 \text{ t m}$ 。

(4) 改变优化状态下斜拉索的相对刚度 ( $EA$ ), 可以局部调整索力和主梁弯矩, 使索力趋于均匀, 如图 7-25 所示。

以上四种情况, 对结构整体刚度影响都较小, 这是因为主梁或主塔的抗弯刚度对大跨斜拉桥的整体刚度贡献很小。大跨斜拉桥的整体刚度主要由塔、索、梁组成的巨大的三角桁架的结构体系刚度而不是构件刚度提供。

综合以上(3)、(4)两种修改方法, 可得到更合理的受力状态, 如图 7-26 所示。可将它确定为成桥合理状态, 成桥索力优化完成。

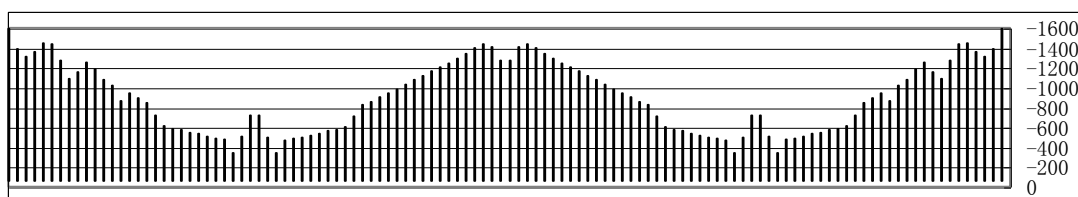


图 7-25 成桥合理状态索力图 (单位: t)

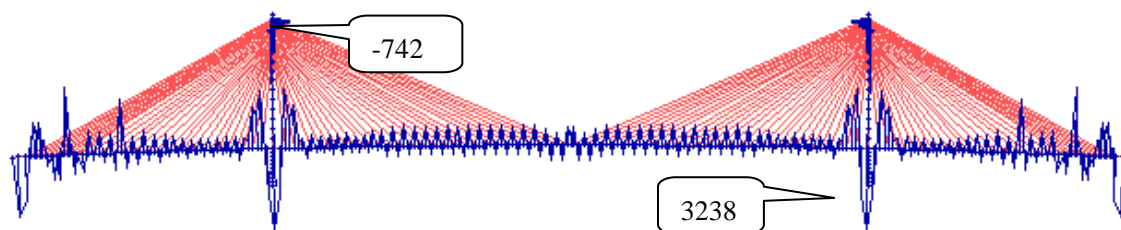


图 7-26 成桥合理状态弯矩图 (单位:  $\text{t m}$ )

对本例如采用弯矩平方和最小为目标函数, 即在一次落架计算中令  $EI = 1$ 、 $EA = \infty$ , 所得结果与优化状态相比, 主梁弯矩过大。即以弯矩平方和最小为目标函数进行索力优化不能考虑刚度大的主塔对弯曲能量吸收的权。但值得注意的是, 这并不能推广到一般情况而认为以弯矩平方和最小为目标函数进行索力优化的结果一定不如以弯曲能量最小为目标函数进行索力优化的结果, 因为对不同材料、不同受力的构件的目标要求是不一样的。只有对同种受力状态的变截面构件, 才能体现出弯曲能量最小相对于弯矩平方和最小的优越性。

### 3. 讨论

(1) 成桥合理状态的索力必然是在成桥状态下满足力的平衡的一组索力, 所以实用方法中节点坐标取用设计成桥坐标, 作线性计算。若作几何非线性计算, 则它的平衡是在变形以后取得, 并不能使结构在变形前 (设计成桥坐标) 取得平衡, 反而不对;

(2) 在优化状态下, 可以通过改变构件的刚度来改变相应内力的分配, 从而实现多种优化目标供设计者比选。但受计算精度影响, 抗弯刚度不能无限度小 ( $\zeta_1$  不能无限度大), 否则计算不稳定;

(3) 通过调整抗弯刚度  $EI$  来进一步减小主梁弯矩峰值的效果有限, 但可以通过局部微调索力来实现。也可以通过调整支撑刚度来调整辅助墩顶的主梁弯矩;

(4) 改变压重大小和分布区域, 对主梁来说, 只会对压重区域主梁弯矩产生较小影

响；对索力来说，会对压重区域索力产生重新分配；由于压重区域索力重新分配而引起的主塔弯矩变化较大，所以应该仔细调整压重大小和分布区域，以使结构整体受力良好；

(5) 做一次落架计算时所施加的荷载（对应  $\{M_0\}$ ）是成桥状态时作用在结构上的所有外荷载，包括结构自重、压重等。如果将活载等其它优化中需要一起考虑的荷载的等代荷载共同作用于结构，则可得到考虑活载等影响的索力优化结果，这对大跨度斜拉桥来说很有必要。为使结果更直观，本文只给出仅对恒载优化的结果，没有考虑活载等作用；

(6) 索力优化实用方法实际上是索力优化影响矩阵法的简化方法，它使得借助通用有限元程序来实现斜拉桥成桥索力优化成为可能，尤其在初步设计阶段是一种很好的实用方法。更重要的是，它体现了斜拉桥等索结构与常规结构不同的设计思想；

(7) 与影响矩阵法相比，索力优化实用方法也具有以下一些局限：不能进行施工阶段索力优化；不能进行有约束优化和不等变量优化；不能在优化整体内力的同时指定某些关心截面上的内力。

## 7.5 悬索桥的合理设计状态

### 7.5.1 缆索计算理论基础

#### 1. 缆索的平衡方程

缆索是缆索承重桥的主要受力构件，缆索计算采用的假设如下：

- (1) 索是理想柔性的，不能抗压，也不能抗弯；
- (2) 索在弹性阶段工作，材料符合虎克定律；
- (3) 索满足小应变假定，无需考虑截面变化的影响；

图 7-27 为一索段微元的隔离体，其中  $H$  和  $Q$  分别为索段截面上切向拉力  $T$  的水平和竖直分量， $q_x$  和  $q_y$  分别为沿  $x$ 、 $y$  方向分布的水平和竖直荷载集度（沿着有应力长度均布），有：

$$\begin{cases} H' + q_x = 0 \\ Q' - q_y = 0 \end{cases} \quad (7-45)$$

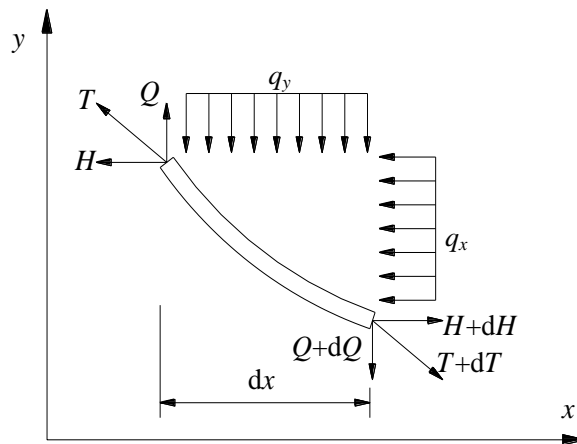


图 7-27 索微段平衡关系图

其中  $H' = dH/dx$ ， $Q' = dQ/dx$ ， $q_y > 0$ 。由于  $Q = Hy'$ ，则平衡微分方程(7-45)可用  $H$  和  $y$  表示如下：

$$\begin{cases} H' + q_x = 0 \\ (Hy')' - q_y = 0 \end{cases} \quad (7-46)$$

$y=y(x)$ 被称为索曲线形状函数。

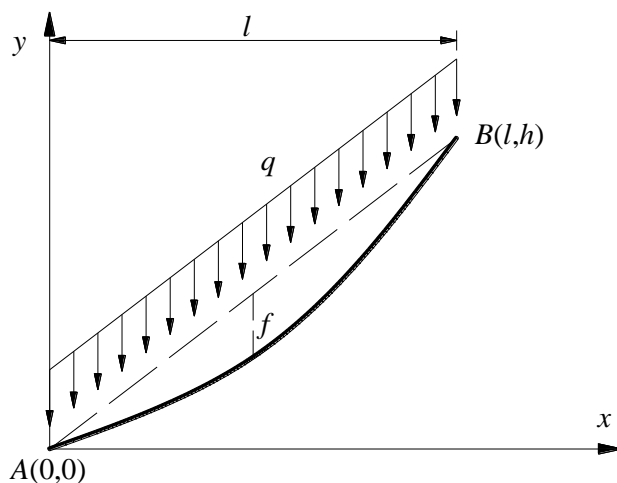


图 7-28 两端不等高抛物线

当索所受的荷载沿着弦长均布时，索即呈现抛物线的形状。如图 7-28 所示，当  $q_x=0$  且  $q_y=q(q>0)$ 时，平衡微分方程(7-46)可化简为：

$$H \frac{d^2 y}{dx^2} = q \quad (7-47)$$

通过求解方程(7-47)，可得悬索的线形方程。而求解方程(7-47)需引入边界条件。当索两端坐标分别为 $(x_1, y_1)$ 、 $(x_2, y_2)$ 时，方程(7-47)的解为：

$$y = \frac{q}{2H} x^2 + c_1 x + c_2 \quad (7-48)$$

$$\text{式中 } c_1 = \frac{y_1 - y_2}{x_1 - x_2} - \frac{q}{2H} (x_1 + x_2), \quad c_2 = \frac{y_2 x_1 - y_1 x_2}{x_1 - x_2} + \frac{q}{2H} x_1 x_2。$$

在工程设计中，一般是已知索的垂度 $f$ 和弦长 $l$ ，用这两个变量来确定索的形状及其它参数。

对于图 7-27 所示的两端不等高的抛物线索，其线形方程为：

$$y = \frac{4f}{l^2} x(x-l) + \frac{h}{l} x \quad (7-49)$$

假如  $q_x=0$ ， $q_y = q\sqrt{1+(y')^2}$ （即荷载沿着变形后的索长均布， $q>0$ ）时，有：

$$H(x) = H \quad Hy'' - q = 0 \quad (7-50)$$

对上式进行求积分，可得：

$$y = \frac{1}{c} \text{ch}(cx + c_1) + c_2 \quad (7-51)$$

式中： $c = q/H$ ， $c_1$ 、 $c_2$  为与悬索端点坐标有关的参数。当两端坐标分别为： $(x_1, y_1)$ ， $(x_2, y_2)$ 时， $c_1$ 、 $c_2$  的值分别为：

$$\begin{cases} c_1 = \alpha - cx_1 \\ c_2 = y_1 - \frac{1}{c} \operatorname{ch} \alpha \\ \alpha = \operatorname{sh}^{-1} \left[ \frac{c \cdot (y_2 - y_1)}{2 \operatorname{sh} \beta} \right] - \beta \\ \beta = \frac{1}{2} c (x_2 - x_1) \end{cases} \quad (7-52)$$

式(7-51)也可表达为:

$$y = \frac{1}{c} \operatorname{ch} \left[ c \cdot (x - x_1) + \alpha \right] - \frac{1}{c} \operatorname{ch} \alpha + y_1 \quad (7-53)$$

因此, 当  $q_x=0$  且  $q_y=q$  时, 索曲线为抛物线形; 而当  $q_x=0$  且  $q_y = q\sqrt{1+(y')^2}$  时, 索曲线为悬链线形,

缆索在外荷载作用下的索形、变位及其有应力长度和无应力长度是缆索计算的主要内容, 一般归结为两类问题。

## 2. 第一类问题的求解

第一类问题是: 已知有应力态缆索荷载  $q$ , 缆索两端坐标  $(x_1, y_1)$ ,  $(x_2, y_2)$ , 求有应力索长  $S$  和无应力索长  $S_0$ , 并建立索端力和坐标之间的函数关系。

缆索方程  $y=y(x)$ , 该索上微段有应力长为  $dS$ , 无应力长为  $dS_0$ , 有:

$$dS = \sqrt{1 + y'(x)^2} dx \quad (7-54)$$

积分得到  $S$  的计算式如下:

$$S = \int_{x_1}^{x_2} \sqrt{1 + y'(x)^2} dx \quad (7-55)$$

假定缆索弹性模量为  $E$ , 截面面积为  $A$ , 且  $E$  和  $A$  都是常量, 拉应力为  $\sigma$ , 截面拉应变为  $\varepsilon$ , 由应变定义和胡克定律, 有:

$$\begin{cases} \varepsilon = \frac{dS - dS_0}{dS_0} \\ \varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{T}{EA} \end{cases} \quad (7-56)$$

因为  $T = H(x)\sqrt{1 + y'(x)^2}$ ,  $dS = \sqrt{1 + y'(x)^2} dx$ , 则有:

$$dS_0 = \frac{dS}{1 + \varepsilon} = \frac{\sqrt{1 + y'(x)^2}}{1 + \frac{H(x)\sqrt{1 + y'(x)^2}}{EA}} dx \quad (7-57)$$

对上式两侧同时积分, 得到  $S_0$  的计算式如下:

$$S_0 = \int_{x_1}^{x_2} \frac{\sqrt{1 + y'(x)^2}}{1 + \frac{H(x)\sqrt{1 + y'(x)^2}}{EA}} dx \quad (7-58)$$



计算抛物线索长时，对抛物线曲线方程(7-48)求导得：

$$y'(x) = \frac{q}{H}x + c_1 \quad (7-59)$$

将上式代入式(7-55)得，抛物线索单元的有应力索长为：

$$S = \frac{\left( c_1 + \frac{q}{H}x \right) \sqrt{1 + \left( c_1 + \frac{q}{H}x \right)^2} + \sinh^{-1} \left( c_1 + \frac{q}{H}x \right)}{2(q/H)} \Bigg|_{x_1}^{x_2} \quad (7-60)$$

将式(7-59)代入方程(7-58)，并积分得抛物线索单元的无应力长度  $S_0$ ：

$$S_0 = f_s(x_2) - f_s(x_1) \quad (7-61)$$

$$f_s(x) = \frac{x}{n} - \frac{1}{cn^2\sqrt{n^2-1}} \left[ \sqrt{n^2-1} \sinh^{-1}(cx + c_1) - \tan^{-1} \left( \frac{n(cx + c_1)}{\sqrt{n^2-1}} \right) + \tan^{-1} \left( \frac{cx + c_1}{\sqrt{n^2-1} \cdot \sqrt{(cx + c_1)^2 + 1}} \right) \right] \quad (7-62)$$

式中， $n = \frac{H}{EA}$ ， $c = \frac{q}{H}$ ， $c_1$  的含义同式(7-48)。

计算悬链线索长时，对式(7-51)进行求导再积分可得两端点间有应力索长  $S$ （两端坐标分别为： $(x_1, y_1)$ ， $(x_2, y_2)$ ）：

$$\begin{aligned} y' &= \text{sh}(cx + c_1) \\ \Rightarrow 1 + y'^2 &= 1 + \text{sh}^2(cx + c_1) = \text{ch}^2(cx + c_1) \\ \Rightarrow S &= \int_{x_1}^{x_2} \sqrt{1 + y'^2} dx = \int_{x_1}^{x_2} \text{ch}(cx + c_1) dx = \frac{1}{c} \text{sh}(cx + c_1) \Bigg|_{x_1}^{x_2} = \frac{1}{c} \text{sh}(\alpha + 2\beta) - \frac{1}{c} \text{sh}\alpha \end{aligned}$$

悬链线索的有应力索长  $S$  为：

$$S = \frac{1}{c} \text{sh}(\alpha + 2\beta) - \frac{1}{c} \text{sh}\alpha \quad (7-63)$$

其中， $\alpha$ 、 $\beta$  的含义同式(7-52)

令  $c_4 = H/EA$ ， $dS_0 = \frac{\text{ch}(cx + c_1)}{1 + \frac{H\text{ch}(cx + c_1)}{EA}} dx = \frac{1}{c_4 + 1/\text{ch}(cx + c_1)} dx$ ，积分可得：

$$S_0 = \frac{1}{cc_4} \left\{ (cx + c_1) - \frac{2}{\sqrt{1-c_4^2}} \text{arctanh} \left[ \frac{(1-c_4)\tanh\left(\frac{cx + c_1}{2}\right)}{\sqrt{1-c_4^2}} \right] \right\} \Bigg|_{x_1}^{x_2} \quad (7-64)$$

进一步，还可以建立索端力与坐标之间的关系。对抛物线索的线形方程式(7-49)进行求导，得：

$$y'' = \frac{8f}{l^2} \quad (7-65)$$

代入索的平衡微分方程式(7-47)得:

$$H \frac{8f}{l^2} = q \quad (7-66)$$

所以, 抛物线索单元的水平力  $H$  为:

$$H = \frac{ql^2}{8f} \quad (7-67)$$

索两端竖向端点力  $V_i$  与  $y(x)$  的关系为:

$$V_i = Hy'(x_i) \quad (7-68)$$

对式(7-49)求导:

$$y' = \frac{8f}{l^2}x + \frac{h-4f}{l} \quad (7-69)$$

所以:

$$V_i = H \left( \frac{8f}{l^2}x_i + \frac{h-4f}{l} \right) \quad (7-70)$$

对于悬链线索, 若已知一索段的左端水平力  $H$ 、竖向力  $V$  和索段的有应力长度  $s$  (图 7-29), 则索的端点力和坐标之间的函数关系可表示为:

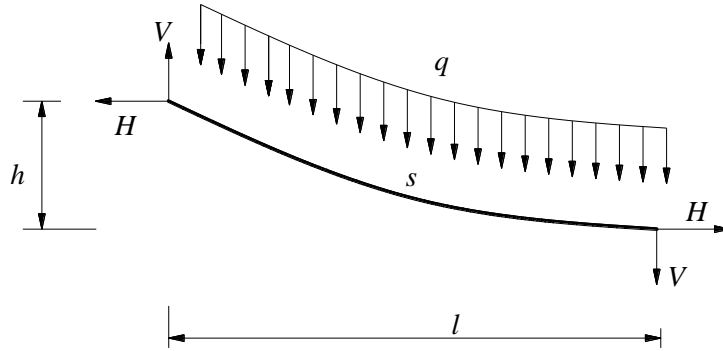


图 7-29 基于荷载态的索段的端点力和坐标

$$l = \frac{H}{q} \cdot \left[ \sinh^{-1} \left( \frac{V}{H} \right) - \sinh^{-1} \left( \frac{V - q \cdot s}{H} \right) \right] \quad (7-71)$$

$$h = -\frac{H}{q} \cdot \left[ \sqrt{1 + \left( \frac{V}{H} \right)^2} - \sqrt{1 + \left( \frac{V - q \cdot s}{H} \right)^2} \right] \quad (7-72)$$

### 3. 第二类问题的求解

第二类问题是: 已知缆索无应力索长  $S_0$ , 索无应力态均布荷载  $q_0$ , 截面面积为  $A$ , 弹性模量为  $E$ 。求有应力索长  $S$  和缆索的水平投影长度和垂直投影长度, 并建立索端力和坐标之间的函数关系。

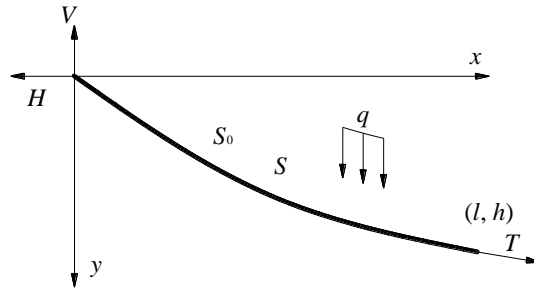


图 7-30 基于索原长的悬链线索单元

设索左端水平分力、竖向分力分别为  $H$ 、 $V$ ，索右端索力为  $T$ ，由该索的受力平衡可知：

$$T \cdot \frac{dx}{ds} = H \quad (7-73)$$

$$T \cdot \frac{dy}{ds} = V - q_0 \cdot ds_0 \quad (7-74)$$

式中： $s$  是有应力弧长坐标， $s_0$  是无应力弧长坐标。而对于弹性变形有：

$$\left(\frac{dx}{ds}\right)^2 + \left(\frac{dy}{ds}\right)^2 = 1 \quad (7-75)$$

联合以上三式得：

$$T = \sqrt{H^2 + (V - q_0 \cdot ds_0)^2} \quad (7-76)$$

根据胡克定律，对于整条索，有：

$$T(s) = EA \left[ \frac{ds}{ds_0} - 1 \right] \quad (7-77)$$

也就是：

$$\frac{ds}{ds_0} = \frac{T(s)}{EA} + 1 \quad (7-78)$$

悬索的水平长度  $l = \int \frac{dx}{ds_0} ds_0$ ：

$$\begin{aligned} l &= \int_0^{s_0} \frac{dx}{ds_0} ds_0 = \int_0^{s_0} \left( \frac{dx}{ds} \cdot \frac{ds}{ds_0} \right) ds_0 = \int_0^{s_0} \frac{H}{T(s)} \left( \frac{T(s)}{EA} + 1 \right) ds_0 = \int_0^{s_0} \left( \frac{H}{EA} + \frac{H}{T(s)} \right) ds_0 \\ &= \frac{HS_0}{EA} - \frac{H}{q_0} \left[ \text{sh}^{-1} \left( \frac{V - q_0 S_0}{H} \right) - \text{sh}^{-1} \left( \frac{V}{H} \right) \right] \end{aligned}$$

即：

$$l = \frac{HS_0}{EA} - \frac{H}{q_0} \left[ \text{arcsh} \frac{V - q_0 S_0}{H} - \text{arcsh} \frac{V}{H} \right] \quad (7-79)$$

同理可得：

$$h = \frac{VS_0}{EA} - \frac{1}{2} \frac{q_0 S_0^2}{EA} + \frac{H}{q_0} \left[ \sqrt{1 + \left( \frac{V}{H} \right)^2} - \sqrt{1 + \left( \frac{V - q_0 S_0}{H} \right)^2} \right] \quad (7-80)$$

由于无应力长度  $S_0$  已知，因而只需计算该索的有应力长度  $S$ 。

$$S = \int_0^{S_0} \frac{ds}{ds_0} ds_0 = \int_0^{S_0} \left( \frac{\sqrt{H^2 + (V - q_0 s_0)^2}}{EA} + 1 \right) ds_0$$

$$= S_0 + \frac{1}{2q_0 EA} \left[ V\sqrt{H^2 + V^2} + H^2 \operatorname{sh}^{-1} \left( \frac{V}{H} \right) - (V - q_0 S_0) \sqrt{H^2 + (V - q_0 S_0)^2} - H^2 \operatorname{sh}^{-1} \left( \frac{V - q_0 S_0}{H} \right) \right] \quad (7-81)$$

#### 4. 两类问题的联系

如果已知索沿有应力长度均布的荷载以及索的曲线形状时，用第一类问题求解就具有较高的效率；当已知索沿无应力长度均布的荷载以及索的无应力长度，即在处理无应力长度已知的悬索问题时运用第二类问题求解就很方便。在具体实际问题当中，结合两者的优点，同时运用。

如在悬索桥的施工控制计算中，各索段的无应力长度均已通过施工前的成桥状态计算求得，在后期的施工中采用基于无应力态的悬链线索单元无疑能提高计算效率。然后若采用固定里程测量法测量时，测量点在主缆上的相对位置不固定，计算该点的有关理论坐标值时，就可以采用基于荷载态的悬链线索单元。

下面通过一索单元相关参数的闭合计算来验证两种索单元的在索的求解上的等效性。

【例4】跨度 888.0m 的索，两支座高差 80m，索自重  $q_0=60\text{kN/m}$ ，索无应力长度  $S_0=901.4300\text{m}$ ， $E=2.0 \times 10^5 \text{MPa}$ ， $A=0.6\text{m}^2$ ，假设在外荷载作用下两支座间距及高差保持不变。求：

(1) 将参数代入公式 (7-79)，(7-80) 和 (7-81) 可以得到索的有应力长度  $S$ 、索左端的水平力  $H$ 、竖向力  $V$ ：

$$S=902.1894\text{m}$$

$$H=99471.8880\text{kN}$$

$$V=17868.7751\text{kN}$$

(2) 运用问题一的求解方法，将已求得的荷载态的参数值  $S$ 、 $q$  值代入式(7-71)、(7-72)和(7-64)，可反过来求解索段的水平距离  $l$ 、竖向距离  $h$ 、以及该索的无应力长度  $S_0$ ，计算结果列于表。

表 7-7 参数闭合计算结果比较

参数	已知值	计算值	误差
$l$	888.0000	888.0002	0.0000%
$h$	80.0000	79.9984	-0.0020%
$S_0$	901.4300	901.4300	0.0000%

从表 7-7 中的比较结果可知，通过先用基于问题二的求解方法，然后再采用基于问题一的求解方法进行验证后，悬索的相关参数的计算值与原已知值的误差很小，三者最大值为 -0.0020%。计算结果很好地证明了两种索单元在求解悬索问题的等效性。

### 7.5.2 悬索桥合理成桥设计状态

由悬索桥的受力特征可知，加劲梁的受力和主缆的线型，除了与施工方法及构件自身特性有关外，主要由吊索内力决定。给定悬索桥成桥时受力目标，就能计算悬索桥成桥时的吊

索内力,由吊索内力又能叠代形成主缆几何形状,最终得到成桥的合理设计状态。

### 1. 悬索桥的合理成桥状态

悬索桥是由主缆、主塔、加劲梁、吊索等构成的组合体系,恒载作用下,主缆、主塔承受结构自重,加劲梁受力由施工方法而定。成桥后,结构共同承受外荷作用,受力按刚度分配。

主塔在外荷作用下的受力特征可表现为:

(1) 恒载状态下,主塔基本无弯曲内力,荷载组合后,弯矩包络呈不对称状。这是大部分已建悬索桥塔的受力状态。

(2) 恒、活载及风、地震等荷载作用下,主塔正负弯曲包络基本对称,恒载作用下桥塔有初始弯矩。

加劲梁是悬索桥保证车辆行驶、提供结构刚度的二次结构,主要承受弯曲内力。由悬索桥施工方法可知,加劲梁的弯曲内力主要来自结构二期恒载和活载。按照不同的施工方法,加劲梁的受力特征可表现为两种情况:

(1) 一期恒载作用下,加劲梁段呈简支梁弯矩分布,二期恒载作用下,加劲梁承受与主缆共同作用下的弯曲内力。这种受力状态是按加劲梁先铰接后连续,再施加二期荷载而得到的。由于这种施工方法简单并已成熟,目前大部分已建悬索桥多用这种方法施工,所以,加劲梁受力都是这种状态。

(2) 加劲梁的弯矩根据使恒、活载作用下其应力分布趋于合理的标准人为确定。这种受力状态必须通过一定的施工方法来实现。

主塔和加劲梁的两种受力状态都是合理的受力状态。而第二种状态是作者所推崇的,因为后一种受力状态包含了前一种受力状态,而且后一种状态在工程中具有实际意义,并通过精确的计算和一定的施工方法可以实现的。比如,为了消除二期恒载在加劲梁中引起的过大弯曲内力,施工时可将二期恒载先施加于刚结前的加劲梁(也可用等效压重),再对加劲梁进行固结。

吊索是将外荷载传递到主缆的传力构件,是连系加劲梁和主缆的纽带,承受轴向拉力。吊索内恒载初始力的大小,既决定了主缆在成桥态的真实索形,也决定了加劲梁的恒载弯矩,是研究悬索桥成桥内力状态的关键。

合理的塔梁受力状态及相应的吊索索力,组成了悬索桥成桥合理受力状态。

### 2. 主缆成桥线形的形成

确定成桥线形主要是确定主缆的线型。主缆线形一旦确定,悬索桥其它部分线形都可由设计人员确定。确定成桥线形就是在已知基本参数和成桥合理受力状态的前提下求主缆与吊索交点位置及主缆与鞍座的切点座标的问题。这些成桥后的已知参数包括以下几项:

- (1) 主缆的材料特性和自重;
- (2) 主缆控制点(包括塔顶 IP 点、散索鞍处的 IP 点、锚固点)的坐标;
- (3) 吊索和索夹的安装位置,也就是主缆节点的  $x$  坐标;
- (4) 某一跨(控制跨,对三跨悬索桥来说,一般就是中跨)的垂度或某一点的  $y$  坐标;
- (5) 当鞍座(包括塔顶鞍座和散索鞍)的位置已知时,这些鞍座的成桥状态安装位置及其形状参数;
- (6) 当考虑锚跨索股的离散性时的锚跨索股布置;
- (7) 吊索上端的索力(不考虑吊索时)或吊索下端的竖向力以及索夹等的重量(考虑吊索时),即不考虑吊索时主缆各节点处的节点力是已知的;
- (8) 考虑吊索时,吊索的材料特性和自重及吊索下锚点的坐标。

当以上条件给定时,主缆的线形就唯一确定了。可以先定吊索恒载轴力,再求主缆平衡位置,最后确定主缆与鞍座切点位置的三步分析方法。

### (1) 确定吊索在恒载作用下的轴力

吊索是连系加劲梁与主缆的纽带，吊索内力可决定加劲梁的内力分配，反过来，加劲梁的受力状态也可确定吊索内力。在指定了悬索桥恒载性能指标前提下，求吊索内力是可行的。一般情况下，吊索的恒载轴力可分成两部分，一是吊装时块件自重引起的轴力；二是在二期恒载作用下根据刚度分配到各吊索上的轴力。前者是确定的，一般只要计算二期恒载引起的那部分轴力。

就同样矢跨比的悬索桥而言，索形对结构竖向刚度的影响是很小的，大量数值计算也证明了这一点，因此，在确定先铰后固悬索桥在二期恒载作用下的吊索力时，可先假定主缆为二次抛物线型。以一期恒载内力作为初内力对结构进行二期恒载作用下的非线性分析，便能得到二期恒载引起的吊索内力。用类似的方法也可确定有特殊内力性能指标的悬索桥吊索内力。

### (2) 成桥状态迭代计算

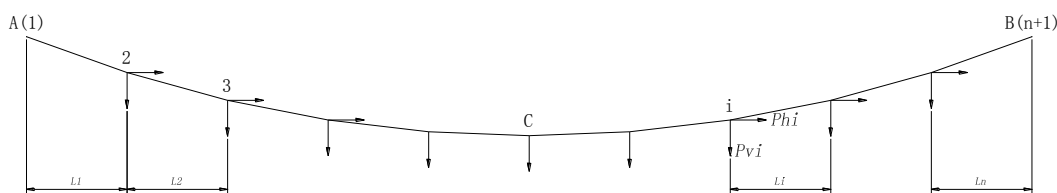


图 7-31 中跨计算图式

成桥计算的内容包括：控制跨的计算、其它跨的计算、锚跨的计算，同时还需考虑索鞍的影响。计算分为两种情况，一是鞍座位置未知时的情况；二是鞍座位置已知时的情况。计算方法略有不同。其详细计算流程见图 7-32。下面介绍第二种情况的控制跨的计算原理。

计算采用求解第二类问题的悬索公式，对于如 7-31 所示的控制跨，其详细计算过程为：

① 假定主缆左端的切线角  $\theta_L$  和水平力  $H$ ，其迭代初值可根据抛物线理论结果来确定：

$$\begin{cases} H = ql^2/8f \\ S = l(1 + 8f^2/3l) \\ V = (Sq + \sum P_i)/2 \\ \theta_L = \text{tg}^{-1}(H/V) \end{cases} \quad (7-82)$$

② 根据  $\theta_L$  和  $H$  计算相应的切点坐标，根据切点坐标修正  $L1$ ，然后利用式(7-79)和(7-80)式即可计算切点与节点 2 之间主缆的无应力长度和  $y$  坐标差，从而得到节点 2 的  $y$  坐标；

③ 根据切点与节点 2 之间的主缆无应力长度和节点 2 处的节点力即可得到 2-3 段主缆左端的水平力和竖向力，采用 2) 中的方法即可得到 2-3 段之间主缆的无应力长度和  $y$  坐标差，从而得到节点 3 的  $y$  坐标；

④ 采用 3) 中的递推方法从左向右对各索段循环，可得到各节点的坐标和各索段的无应力长度，其中，最后一个索段的  $x$  坐标差先按索塔中心线与最后节点  $x$  坐标之差计算；

⑤ 计算 C 点的  $y$  坐标误差；

⑥ 判断主缆右端与右侧鞍座是否相切和 C 点的  $y$  坐标误差是否在允许误差内，如是，则结束控制跨的计算，否则根据影响矩阵法修正  $\theta_L$  和  $H$ ，然后返回 2) 进行下一个迭代过程直到收敛为止。

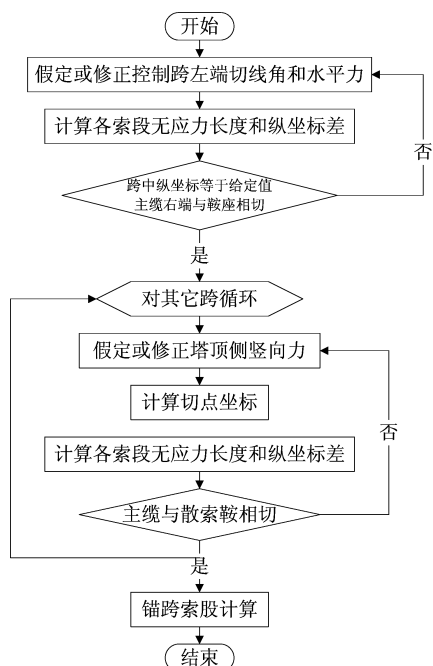


图 7-32 成桥状态的计算流程

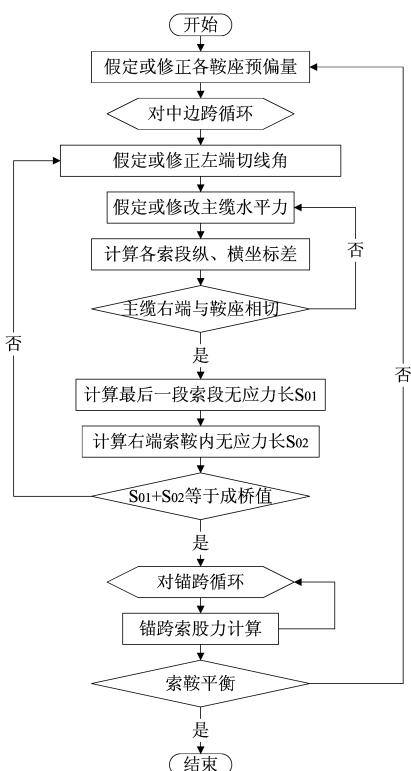


图 7-33 空缆状态计算流程

### 7.5.3 悬索桥合理施工状态

悬索桥合理施工状态是指从挂主缆开始到成桥各阶段的构形和受力状态。确定施工过程的合理状态主要解决两方面问题：1. 空缆的合理状态；2. 吊梁阶段的合理状态。

#### 1. 空缆合理状态及鞍座初始预偏量

鞍座初始预偏量是指满足成桥合理状态的各跨主缆无应力索长空挂于索鞍上，使左、右边空索水平拉力相等时索鞍的预偏量。空缆合理状态是指在鞍座具有初始预偏量时主缆的形状与受力状态。

索鞍初始预偏量的计算原则是：在整个施工过程以及成桥后，索股都被固定在鞍槽内，二者不能产生相对滑动，即保证各跨间主缆的无应力长度始终不变。可以得到以下变形相容条件和力平衡条件：(1)空缆状态下的各跨间无应力索长等于成桥时无应力索长，两锚碇锚固点间距离保持不变；(2)在空缆状态下，中边跨索力水平分量相等，塔顶鞍座保持受力平衡。

与成桥状态计算不同，自由空缆状态只有两个基本计算过程，即锚跨和中、边跨，计算时首先假定各鞍座的预偏量，这样各跨的跨度和各控制点的坐标就确定了，然后对各跨进行计算，最后校核各鞍座处是否满足平衡状态，如不满足，修正各鞍座的偏移量直至收敛为止。

图 7-33 所示就是空缆状态计算的流程图，其计算过程简述如下：

(1) 首先假定各索鞍的预偏量或预偏角；

(2) 根据新的预偏量或预偏角计算索鞍和索鞍上固定点的新位置坐标。对于主缆上固定点的选取，不同单位有不同的取法。本文的取法同珠江黄埔大桥设计单位：对塔顶主鞍座，取其圆心所在铅垂线上的主缆点即圆弧最高点为固定点，对转动式散索鞍，取第一、二段圆弧分界线处的主缆点为固定点，对滑动式散索鞍，则取 IP 转点与滑动面垂线上的主缆点。

(3) 假定主缆左鞍座的切点处的切线角  $\theta_L$ ，根据  $\theta_L$  计算左端切点坐标；



- (4) 假定该跨主缆水平力  $H_L$ ;
- (5) 由  $H_L$  和  $\theta_L$  即可求得该点处的竖向力  $V_L$  和主缆在左侧鞍座内的无应力长度;
- (6) 将成桥状态的鞍座内无应力长度与 0-1 索段无应力长度之和减去空缆状态的无应力长度, 就是空缆状态 0-1 段索段的无应力长度;
- (7) 将 0-1 索段的无应力长度和切点 0 处  $H_L$ 、 $V_L$  值代入式(7-82)和(7-83), 即得节点 1 的坐标和节点 1 处的竖向力;
- (8) 采用 7) 中的递推方法从左向右对各索段循环, 可得到各节点的坐标和各索段的无应力长度, 其中, 最后一个索段的  $x$  坐标差先按索塔中心线与最后节点  $x$  坐标之差计算;
- (9) 判断主缆右端与右侧鞍座是否相切。如是, 则进入步骤 10) 的计算, 否则修正  $H_L$  并返回 5) 进行下一个迭代过程直到收敛为止;
- (10) 按照成桥状态类似的思路分别计算最后索段的无应力长度和右索鞍内的主缆无应力长度。然后将两者之和与成桥状态对应值对比, 若误差在容许范围内, 则进入步骤 11), 否则修正参数  $L$  返回至步骤 3) 进行下一个迭代过程直到收敛为止;
- (11) 对所有中边跨进行 3)~10) 项的计算;
- (12) 对锚跨进行计算;
- (13) 判断各索鞍是否满足受力平衡, 若是, 结束计算; 否则修正各索鞍预偏量 (预偏角), 返回步骤 2) 重新计算。

在自由空缆状态计算时, 必须考虑塔顶抬高值 (相对于成桥状态)、主塔的压缩变形和温度变化的影响, 前两项通过修正塔顶 IP 点 (不考虑塔顶鞍座时) 或塔顶鞍座圆心位置 (考虑塔顶鞍座时) 即可方便地模拟, 主缆温度发生变化时, 用计入温度的悬索公式进行计算。在实际施工时, 有时塔顶尺寸不允许鞍座有基准回退量那么大的偏移, 对柔性塔往往使塔在施工时预拉一水平位移来实现。事实上, 挂索时, 只要能将各跨算准的无应力索长安装到位, 并保证主缆在鞍座上不滑动, 基准回退量并不影响最终成桥时达到合理状态。

## 2. 吊梁阶段合理状态的确定

加劲梁的安装步骤是由施工设计确定的, 施工过程中加劲梁一般都要临时铰接, 还要经常顶推移动鞍座、作用各种施工荷载, 只要以空缆状态为初始状态, 进行非线性施工仿真分析, 就能得到各阶段的合理状态。

根据前面讨论可知, 只要结构材料参数、几何参数是合理的、施工过程中不出现误差, 从空索合理状态开始吊梁, 则全桥加劲梁安装完毕, 各块件将相互独立, 固结后作用以二期恒载, 就可以达到成桥的合理状态。

至此不难看出, 从成桥到空索合理状态的确定, 实质上是一个倒退分析的过程, 而从空索合理状态吊梁到成桥合理状态的确定过程, 则是一个前进分析的过程。对同一力学模型, 前者使用了解析叠代法, 后者使用了非线性有限元法, 两种成桥合理状态的结果可以得到相互验证。

## 7.5.4 自锚式悬索桥的合理设计状态

自锚式悬索桥是索、梁共同受力的结构体系, 主梁既要受主缆锚固后传来的巨大水平力, 又要在没有重力刚度的情况下承载, 因此, 梁的尺寸、刚度都比地锚悬索桥大。

从加劲梁的角度看, 工程中建成的自锚式悬索桥可以分为两种。一种是在成桥状态下, 梁的自重和部分活载作用由吊杆张拉传到主缆中, 这种情况下, 主梁合理成桥状态的目标是恒载作用下弯曲应力最小, 依此可确定成桥吊索索力; 另一种是主梁因交通或构造需求, 设计成类似双层桁架 (如永宗桥) 那样具有很大抗弯能力的加劲梁, 主梁已经能够承担大部分桥梁荷载, 只有部分需由主缆帮助承载, 可谓之为部分悬索桥, 这时要充分利用梁的承载能力, 先求出需要主缆承担的荷载集度, 据此确定吊索索力。

吊索索力确定后，就可以按 7.5.3 的方法，计算其合理施工状态。与地锚悬索桥不同的是，主梁由于轴力作用，其无应力尺寸也要精确计算。

7.5.5 算例

【例五】以江阴大桥为例，计算图式如图 7-34 所示。图中给出了吊索、边跨索夹和加劲梁支座中心线的位置。表 7-8 给出了各控制点的坐标，坐标原点取在中跨跨中的标高零点处。加劲梁形心处的竖曲线半径为 27708.623m，圆心在中跨跨中南侧（即图 7-33 中的右侧）138.5m 处。

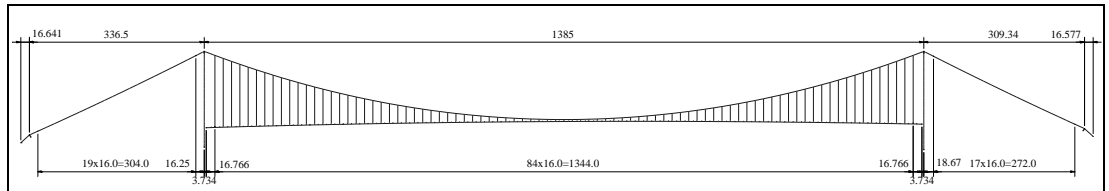


图 7-34 江阴长江大桥计算图式 (m)

表 7-8 主要控制点坐标(m)

位置	北锚点	北散索鞍 IP 点	北塔顶鞍座 IP 点	南塔顶鞍座 IP 点	南散索鞍 IP 点	南锚点	中跨主缆 跨中	中跨加劲 梁跨中
x	-1045.641	-1029.0	-692.500	692.500	1001.840	1018.417	0.000	0.000
y	19.356	34.5	196.236	196.236	46.768	31.554	64.331	60.5015

主缆的弹性模量  $E=2\times10^8\text{KN/m}^2$ ，中跨主缆面积  $A=0.96458\text{m}^2$ （为全桥的数值，下同），线容重  $q=77.451\text{KN/m}$ （其中主缆自重为  $75.751\text{KN/m}$ ），边跨主缆  $A=1.01066\text{m}^2$ ， $q=81.137\text{KN/m}$ （其中自重为  $79.337\text{KN/m}$ ），锚跨主缆面积与边跨相同， $q=79.337\text{KN/m}$ 。吊索采用钢丝绳，弹性模量  $E=1.4\times10^8\text{KN/m}^2$ ，面积  $A=0.00866\text{m}^2$ ，线容重  $q=1.0624\text{KN/m}$ ，计算时吊索下锚头锚口至加劲梁形心间按刚臂考虑，这一距离取为 1.640m。

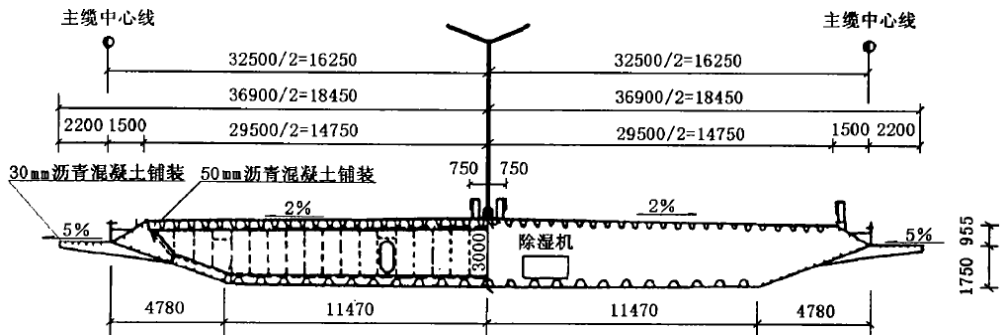


图 7-35 加劲梁断面图 (mm)

加劲梁断面如图 7-35 所示，弹性模量  $E=2.1\times10^8\text{KN/m}^2$ ， $A=1.045\text{m}^2$ ， $I=1.724\text{m}^4$ ，一期恒载  $q_1=139.29\text{KN/m}$ ，二期恒载  $q_2=41.15\text{KN/m}$ ，刚臂单元的截面特性取加劲梁的 100 倍。南北主塔相同，为双柱加三道横梁的门式框架钢筋混凝土结构，弹性模量  $E=3.5\times10^7\text{KN/m}^2$ ，容重  $\gamma=26\text{KN/m}^3$ ，表 7-9 列出了主塔节点高程及相应的截面特性，计算时单元的截面特性近似地取上节点处的数值，未考虑横梁重量的影响，也未考虑桩基础的影响。

表 7-9 主塔参数表

节点编号	北塔			南塔		
	高程/m	A/m <sup>2</sup>	I/m <sup>4</sup>	高程/m	A/m <sup>2</sup>	I/m <sup>4</sup>
1	11.000	88.20	1857.78	6.000	88.20	1857.76
2	18.205	87.22	1772.76	16.187	86.86	1741.52
3	25.410	86.24	1690.16	26.372	85.50	1629.86
4	32.615	85.26	1609.98	36.557	84.16	1522.70
5	39.820	84.28	1532.18	46.742	82.80	1419.94
6	61.034	81.38	1316.58	66.918	80.12	1229.20
7	82.248	78.50	1120.58	87.093	77.46	1054.92
8	103.462	75.60	943.38	107.268	75.58	896.50
9	124.675	72.72	784.26	127.443	72.12	753.34
10	138.918	70.78	687.20	140.993	70.32	665.48
11	153.161	68.84	597.70	154.543	68.52	584.04
12	167.404	66.88	515.54	168.093	66.72	508.86
13	181.646	64.94	440.52	181.646	64.92	439.76
14	192.846	64.20	413.40	192.846	64.20	413.40

根据本节介绍的理论方法，完成以下工作：

- (1) 进行施工状态计算，得到各施工阶段及成桥状态的结构内力；
- (2) 求出各种状态下的鞍座偏移量、主缆控制点坐标及主缆长度。

#### 1. 江阴大桥各施工阶段及成桥状态的结构内力

表 7-10 给出了理想恒载状态求解的结果与设计值的比较，可见二者十分接近。

表 7-10 理想恒载状态的计算结果比较(m)

位置	北散索鞍顶点		北塔顶		南塔顶	
	<i>x</i>	<i>y</i>	<i>x</i>	<i>y</i>	<i>x</i>	<i>y</i>
设计值	-1028.936962	34.404057	-692.500000	192.846000	692.500000	192.846000
计算值	-1028.936967	34.404054	-692.500071	192.845982	692.500064	192.845985
差值	0.000005	0.000003	0.000071	0.000018	-0.000064	0.000015
位置	南散索鞍顶点		主缆跨中		主缆四分点附近	
	<i>x</i>	<i>y</i>	<i>x</i>	<i>y</i>	<i>x</i>	<i>x</i>
设计值	1001.776537	46.672337	-0.000011	64.332048	-352.000000	352.000000
计算值	1001.776542	46.672334	0.000000	64.331000	-352.000012	351.999995
差值	-0.000005	0.000003	-0.000011	0.001048	0.000012	0.000005
位置	加劲梁北四分点附近		加劲梁跨中		加劲梁南四分点附近	
	<i>x</i>	<i>y</i>	<i>x</i>	<i>y</i>	<i>x</i>	<i>y</i>
设计值	-352.000000	56.507427	0.000005	60.502659	352.000000	60.026660
计算值	-351.999996	56.507476	0.000000	60.503056	352.000002	60.026968
差值	-0.000004	-0.000049	0.000005	-0.000397	-0.000002	-0.000309

表 7-11 给出了主缆水平力、吊索索力及加劲梁最大弯矩。

表 7-11 理想恒载状态的计算结果比较(m)

计算状态		主缆水平力/MN	吊索最大拉力/MN	加劲梁最大弯矩/MNm
空缆状态		150.8	-	-
一期恒载	加劲梁未刚接	413.4	271.8	-5.341
	加劲梁已刚接	413.6	272.9	-13.429
成桥状态		480.1	301.7	4.780

注：表中主缆和吊索索力以受拉为正，加劲梁弯矩以下缘受拉为正

图 7-36 给出了加劲梁在一、二期恒载作用下的弯矩图，包括加劲梁铰接和刚接时的情况。

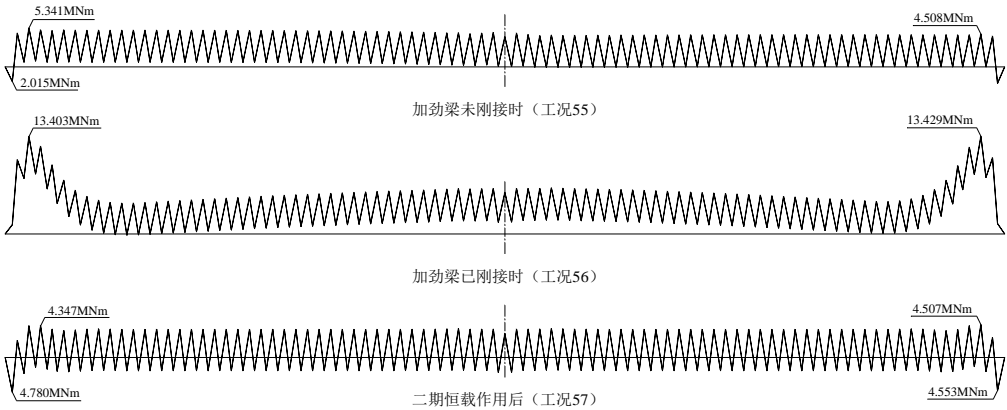


图 7-36 加劲梁在一、二期恒载作用下的弯矩图

2. 江阴大桥各种状态下的鞍座偏移量、主缆控制点坐标及主缆长度

表 7-12 给出了鞍座的偏移量，塔顶鞍座偏移量是鞍座与主塔固接时的结果，表 7-13 给出了主缆控制点，表 7-14 给出了主缆中心处的长度。

表 7-12 各种状态下的鞍座偏移量

鞍座		北散索鞍/rad	北塔顶鞍座/m	南塔顶鞍座/m	南散索鞍/rad
空缆状态		0.008875	-1.1629	1.0236	-0.008893
一期恒载	未刚接	0.001789	-0.1751	0.1602	-0.001787
	已刚接	0.001787	-0.1750	0.1602	-0.001792
二期恒载		0.000001	-0.0001	0.0001	-0.000001

表 7-13 各种状态下主缆控制点坐标(m)

控制点位置		北边跨跨中	中跨跨中	南边跨跨中	
空缆状态		$x$	-859.2680	-0.0659	845.9358
		$y$	108.4001	74.1362	115.6238
一期恒载	未刚接	$x$	-860.6786	-0.0138	847.1161
		$y$	112.3773	66.1386	118.9768
	已刚接	$x$	-860.6786	-0.0126	847.1161
		$y$	112.3776	66.1392	118.9768
二期恒载		$x$	-860.7499	0.0000	847.1700
		$y$	112.7150	64.3320	119.2611

表 7-14 各种状态下主缆中心处长度

比较项目		无应力长度/m	形状长度/m	弹性伸长量/m
空缆状态		2173.3759	2175.1315	1.7556
一期恒载	未刚接	2173.3759	2178.1835	4.8076
	已刚接	2173.3759	2178.1825	4.8066
二期恒载		2173.3759	2178.9818	5.6059

## 参考文献

- [1] 肖汝诚. 确定大跨度桥梁的合理设计状态〔博士学位论文〕. 上海: 同济大学土木工程学院, 1997.
- [2] 刘钊, 吕志涛. 桥梁概念设计与分析理论(上册). 北京: 人民交通出版社, 2010.
- [3] 项海帆等. 高等桥梁结构理论. 北京: 人民交通出版社, 2001.
- [4] 陈从春. 矮塔斜拉桥设计理论核心问题研究〔博士学位论文〕. 上海: 同济大学土木工程学院, 2005.
- [5] 苗家武. 超大跨度斜拉桥设计理论研究〔博士学位论文〕. 上海: 同济大学土木工程学院, 2006.
- [6] 罗喜恒. 复杂悬索桥施工过程精细化分析研究〔博士学位论文〕. 上海: 同济大学土木工程学院, 2004.

## 第八章 桥梁结构体系的变化与创新

### 8.1 概述

人类对桥梁性能的要求是多方面的，包括桥梁功能、力学性能、经济性能、景观造型等。为了满足不同要求，就要对传统体系进行改变、组合或对其受力形态进行变化，从而促进桥梁结构体系的变化、发展和创新。正是由于体系创新，才出现了当今丰富多样的桥梁形式。

在功能方面，为实现汽车和铁路等不同种类交通流的分离，并满足铁路运输中的刚度要求，出现了双层桥面桥梁。我国的天兴洲大桥（图 8-1）和香港的青马大桥（图 8-2）均采用这种形式，很好地实现了汽车交通和轨道交通的分离，并提供了强大的刚度。



图 8-1 天兴洲大桥



图 8-2 青马大桥

在桥梁力学性能方面，传统拱桥因其在拱脚处产生水平推力，所以难以在软土地基中应用，极大地束缚了它的发展，为此，发展了部分有推力拱桥和无推力拱桥，如图 8-3 所示。

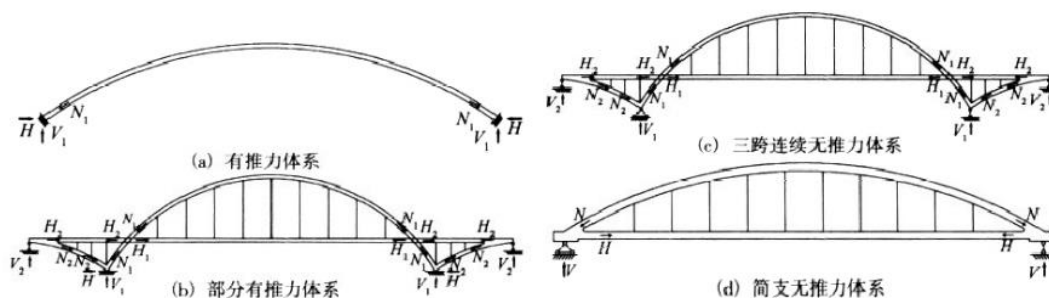


图 8-3 拱桥结构体系

提高经济性能是桥梁结构体系创新的动力之一。自锚体系斜拉桥增加到一定跨度，会因梁内轴压力过大而不经济，还会增加桥梁失稳风险，于是出现减小主梁轴压力的部分地锚斜拉桥。图 8-4 为虎门二桥部分地锚斜拉桥方案。



图 8-4 广东省虎门二桥方案

对桥梁结构审美价值的追求也是桥梁形式多样化的重要原因。随着人类文明的不断进步，桥梁结构的存在价值有时超越了交通功能本身，一座成功的桥梁不只是交通纽带，更是一件艺术作品。传统的中下承式拱桥大多为平行的双拱肋形式，外形较为呆板，通过将两片拱肋向内靠拢，形成提篮式拱桥或者斜靠式拱桥，不仅改善了桥梁的造型，也使桥梁具有更好的侧向稳定性。

桥梁结构体系的改变可以从根本上改变结构的性能，从而突破结构自身的瓶颈。作者将改变结构体系的方法归结为以下几种：结构体系间的组合与协作，主要受力构件的分合变化，构件尺寸与约束连接的改变等。下面从不同角度进行分析总结，寻找体系的变化与创新途径。

## 8.2 结构体系间的组合与协作

桥梁发展至今，四种基本桥型体系已趋成熟，这些体系都有其相应的适用范围，超出了这一范围，就会出现不经济、不安全或不稳定等问题。桥梁体系的组合与协作，恰好是解决这类问题的创新之作。以多跨连续刚构桥为例，随着桥长增加，会在外侧桥墩及主梁内产生较大的温度应力，为解决这一问题，可采用连续梁与连续刚构的组合形式（图 8-5），既能获得连续刚构在刚度和节省支座方面的优势，又可以解决温度应力问题，从而获得良好的力学经济性能。



图 8-5 广州琶洲珠江大桥

下面介绍四种桥型间的组合与协作，以展示桥梁体系创新的思路。

### 8.2.1 斜拉桥与梁桥、刚构桥的组合协作

#### 1. 斜拉桥与悬臂梁桥、刚构桥的协作

斜拉桥外索与主梁的夹角是设计的控制参数，夹角过小，将影响索的支承效率。因而，当塔高受到限制时，斜拉桥的跨径就被限制。但如果能与引桥端伸出的悬臂梁桥或刚构桥相连，则可以避免小倾角斜拉索，增大其跨径，形成斜拉桥与悬臂梁桥或刚构桥的协作体系。

较早采用这一形式的斜拉桥为美国的东亨廷顿桥（East Huntington Bridge），该桥原设计



方案为双塔钢斜拉桥，后修改为独塔混凝土斜拉桥与连续梁悬臂相协作的方案，以其结构新颖，造价低廉中标。这种桥型在我国也得到了应用，如宁波招宝山桥和浙江金婺桥等。同样，独塔斜拉桥也可以与 T 形刚构桥进行类似的组合，如广东省肇庆金马大桥，为  $2\times 223\text{m}$  独塔斜拉桥和两侧  $60\text{m}$  跨 T 形刚构协作而成，如图 8-6 所示。



图 8-6 肇庆金马大桥

斜拉桥与梁式桥组合具有诸多优势：1) 在不增加斜拉索用量的前提下增加桥梁跨径；2) 由于省去了外侧倾角较小的斜拉索，可以减小主梁根部由斜拉索水平力引起的较大压力；3) 无索区段可以采用较小主梁宽度，节省主梁用材。因此，这种桥型在技术和经济上均有一定的优势，但斜拉部分与悬臂梁外伸部分的结合处理略显复杂。

2. 部分斜拉桥

当连续梁跨径增大时，主梁抗弯能力已不能承担全部荷载，若增加梁高，不仅会使材料用量增加，而且主梁梁高增大，外形呆板笨重。若是采用辅助的索塔与主梁在墩顶固结，用斜拉索承担部分荷载，可以收到良好的经济效果，而且也可使主梁更加轻薄，与索塔及斜索形成崭新的景观效果，这便是部分斜拉桥体系。附加的斜拉索，类似于体外预应力，而索塔则类似于转向块，因而部分斜拉桥体系在受力上类似于体外预应力连续梁桥。



图 8-7 Sunniberg 桥

瑞典工程师 Christian Menn 设计的 Ganter 峡谷桥为最早的部分斜拉桥体系，此后，他又设计了著名的 Sunniberg 桥（图 8-7），于 1998 年建成通车，该桥不仅力学、经济性能俱佳，而且外形优美，与周围景观相得益彰。部分斜拉桥体系在国内也得到了长足的发展，如芜湖长江大桥，漳州战备大桥等，正在规划建设的宁波院士路桥也以部分斜拉桥作为备选方案，主跨  $465\text{m}$ ，主塔限高  $60\text{m}$ ，为提高索的支撑效率，该桥方案采用 V 形索塔，受力合理、造型美观，图 8-8 为其效果图。



图 8-8 宁波院士路桥方案效果图

部分斜拉桥桥面以上常采用矮塔，与传统斜拉桥相比，部分斜拉桥具有如下不同之处：1) 从外形特征上看，桥面以上塔高一般为主跨长的 0.1 倍左右，常被称为矮塔斜拉桥；2) 由于塔高较低，斜拉索倾斜度较大，为保证斜拉索的支承效率，部分斜拉桥一般具有较长的中边跨无索区；3) 部分斜拉桥常采用塔梁墩固结形式，以提高整体刚度，弥补无锚索而造成的刚度不足；4) 一般斜拉桥的边中跨比为 0.4 左右，连续梁为 0.6~0.7，而部分斜拉桥则为 0.42~0.62，大致位于前两者之间；5) 由于斜拉索主要承担恒载，因而应力变化幅度较小，可以采用较低的安全系数，将容许应力由  $0.4f_y$  提高到  $0.6f_y$ ；6) 斜拉索一般采用分层式鞍座通过塔顶，而不采用传统斜拉桥的锚固形式。

### 8.2.2 斜拉桥与悬索桥的组合协作

斜拉桥的合理跨径在 1000m 左右，因其具有刚度大，无需地锚等特点，在更大跨径的跨海工程中仍具竞争力。因而，当跨海工程需要建造主跨千米以上的桥梁时，首先会想到用斜拉桥，但塔高、梁体轴压力和长索垂度等不利效应是主要技术障碍。如果退而选用悬索桥，又会遇到大体量深水锚碇的技术难题。因此，在合适的跨径范围内采用斜拉桥体系，超越部分采用悬索桥体系，并合用一塔，便形成了斜拉悬吊协作体系。图 8-9 为斜拉悬吊协作体系立面布置图。

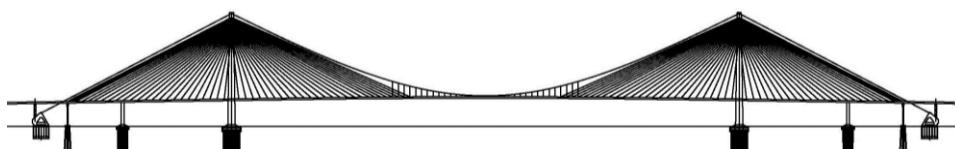


图 8-9 斜拉悬索协作体系示意图

斜拉悬吊协作体系的概念可以追溯至 19 世纪下半叶，当时美国著名桥梁工程师罗勃林 (J. A. Roebling) 设计了两座以斜拉索加劲的悬索桥结构，即俄亥俄桥 (Ohio Bridge) 和布鲁克林桥 (Brooklyn Bridge)，提高了悬索桥结构的刚度及承载力，称为罗勃林体系。1938 年，德国著名工程师狄辛格在设计汉堡附近的易北河桥时也采用了斜拉悬吊组合的结构形式，称为狄辛格体系。自此以后，斜拉体系与悬索体系互相协作的结构形式被不断提出，尤其是在方案设计阶段，如葡萄牙的萨拉萨尔桥 (Salazar Bridge) 方案，丹麦的大贝尔特桥 (Great Belt Bridge) 方案，土耳其的伊兹米特桥 (Izmit Bridge) 方案和直布罗陀海峡桥方案等。国内的桥梁方案设计中，斜拉悬吊体系也多有提及，如广东伶仃洋工程方案设计竞赛和虎门二桥方案设计竞赛等。随着国内外工程师的不断研究推进，斜拉悬吊协作体系概念日趋完善。图 8-10 为虎门二桥泥洲水道桥方案效果图，为  $(100\text{m}+100\text{m}+110\text{m})+1900\text{m}+(110\text{m}+100\text{m}+100\text{m})$  斜拉悬吊协作体系，桥塔采用门式塔，全高为 278m，桥面以上主塔高度为 223.5m，为主跨的 0.118 倍，中跨悬索部分桥面长 1120m，占主跨的 58.9%。



图 8-10 广东省虎门二桥方案

与单一的悬索桥或斜拉桥相比，斜拉悬吊协作体系具有以下优势：1）与悬索桥相比，可减小锚碇规模，大大减少在海中修建锚碇的造价与风险；斜拉部分可以选用混凝土梁，进一步减少桥梁造价；静力方面可以提高桥梁刚度；动力方面则可提高抗风能力；2）与斜拉桥相比，可以减小索塔高度，从而降低造价；静力方面减小主梁轴力；动力方面减小施工最大悬臂，增加其抗风稳定性能。该桥型存在的问题是斜拉悬吊结合部位的疲劳损坏，可以通过交叉吊索和增加承载能力安全系数等方式加以解决。

### 8.2.3 斜拉桥与拱桥的组合协作

拱桥修建中，经常采用斜拉扣挂工法，即先修建临时索塔，在拱圈节段拼接时，从临时塔上伸出斜拉索对拱圈提供支承，施工完毕后，拆除临时索塔和斜拉索。从这一施工过程可以看出，临时索塔和斜拉索仅为施工而设置，造成一定的浪费。因而，可以设想将施工用的索塔和斜拉索作为永久构件保留，不仅可以充分利用各结构构件，而且省去临时构件的拆除工序，节省施工周期。这一组合形式称为斜拉拱桥。

第一座斜拉拱为马来西亚的神·绍加拉桥（Seri Saujana Bridge，图 8-11），于 2002 年建成通车，跨径 300m，桥塔高 73m，采用钢筋混凝土结构；桥面宽 32m，为预应力混凝土结构，桥面中心线处布置单索面斜拉索，两翼布置拱桥吊杆；拱肋为直径 2.2m 的钢管，桥面以上拱高 34m。



图 8-11 神·绍加拉桥



图 8-12 湘江四桥

我国也进行了斜拉拱桥的实践尝试，于 2006 年建成通车的长沙湘江四桥为 120+400+120m 斜拉拱桥，结构以拱结构受力为主，斜索辅助受力。该桥外观如图 8-12 所示。

就受力而言，这两种体系的结合并没有充分发挥各自优势，而且受力分配并不明确，造成拱轴线和斜拉索索力等参数的确定均较为复杂，因此其合理性尚存争议，并未在工程实践中得到广泛应用。

### 8.2.4 拱桥与梁桥、刚构桥的组合协作

#### 1. 梁拱组合体系

拱结构以受压为主，材料利用率高且刚度较大，但需要强大的地基承受拱脚推力；梁结构可直接承担汽车荷载，但外形简单，体量大。将两者结合起来，形成的梁拱组合体系，其拱脚推力部分或全部由主梁平衡，适用范围更广；构件基本以拉压为主，刚度较大，材料利用率高；而且能够营造出美观的结构外形。这一桥型充分发挥了梁和拱各自优点，因而得到了广泛应用。现有的梁拱组合体系主要有三种形式：简支梁拱组合体系、单悬臂梁拱组合体系和连续梁拱组合体系。

简支梁拱组合体系适用于下承式桥梁，由简支梁和主拱在拱脚处固结，形成外部静定的组合体系，拱梁以刚度分配荷载。简支梁拱组合体系通常采用竖吊杆，也可改用斜吊杆。斜吊杆可以有效地提高桥梁刚度，但其吊杆疲劳问题突出，应谨慎选用。

单悬臂梁拱组合体系采用转体施工非常方便，但与悬臂梁桥类似，需要在跨中设置悬臂与挂梁间的牛腿和伸缩缝等，构造复杂且易于损坏，此外行车平顺性较差。

连续梁拱组合体系可适用于上承式、中承式和下承式桥梁，这种桥型刚度大，跨越能力强，造型优美，在工程中应用广泛。

#### 2. 拱与三角形刚构的组合

大跨度中承式拱桥通常采用全钢结构，不仅造价昂贵，而且拱脚靠近水面，在干湿交替环境中极易发生腐蚀，影响结构耐久性能。位于我国重庆市的菜园坝长江大桥（图 8-13），采用三角形刚构和系杆拱桥的组合形式（图 8-14），拱脚的三角形刚构采用混凝土结构，充分利用了混凝土材料的抗压和耐久性能，而且复杂的结构形式被拆分为三个简单而独立的子结构，受力明确，使设计和施工大为简化。



图 8-13 菜园坝大桥

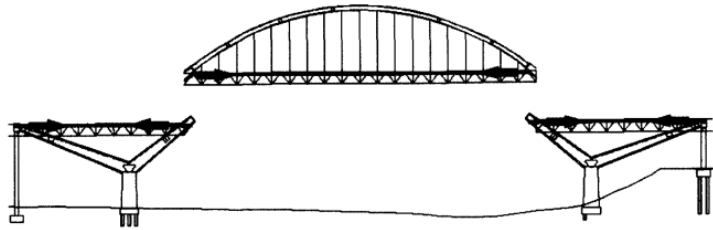


图 8-14 菜园坝大桥结构体系示意图

### 8.3 主要受力构件的分合变化

桥梁结构体系，都有其主要的受力构件，在桥梁设计中，可以通过主要受力构件的分合变

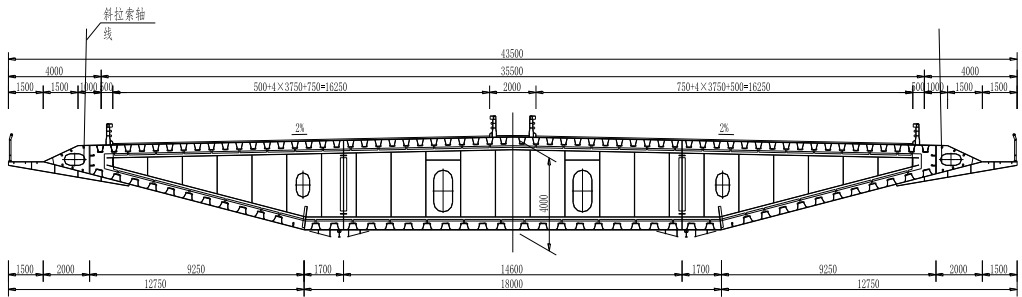


化，来实现体系性能的最优化。

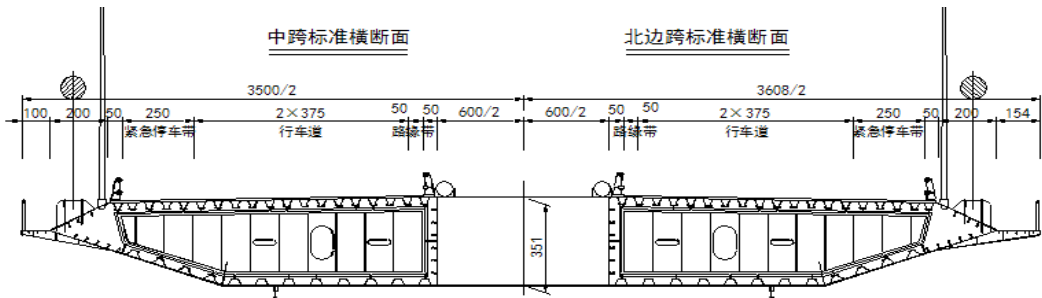
### 8.3.1 主梁的分与合

在桥梁设计中最常用的方法是主梁的分合变化。例如，为了提高大跨度桥梁的气动性能和侧向刚度，可以将箱梁中间拉开，变为开槽的双箱梁；为了提高结构的抗扭性能，可将常规的双主梁形式改为箱梁形式；为了改变结构的交通功能，还可以将桥梁的上、下和左、右分离，以承载不同的交通荷载。

传统斜拉桥和悬索桥常使用图 8-15a 所示扁平钢箱梁。图 8-15b 为西堠门大桥横断面图，采用分离钢箱梁，有利于提高桥梁气动性能和侧向刚度。



(a) 普通钢箱梁截面



(b) 西堠门大桥分离式钢箱梁截面

图 8-15 主梁的分变换 I

图 8-16a 为青马大桥主梁断面，其加劲梁高 7.54 米，纵向桁架之间为空腹式桁架横梁，中部空间可容纳行车道及路轨，大桥上层桥面中部和下层桥面路轨两侧均设有通气空格，形成流线型带有通气空格的闭合箱型加劲梁，图 8-16b 为昆山马鞍山路桥设计方案，为了改善人群交通，将人群与机动车分离，同时产生了新的视觉效果。



(a)



(b)

图 8-16 主梁的分变换 II

### 8.3.2 主拱的分与合

主拱是拱桥的主要受力构件，通过主拱的分、合可以达到改善拱桥的静动力特性和稳定性，美化结构的目的。

就主拱构件本身，可以是以整体形式出现的，也可以化整为零。如悉尼拱桥（图 8-17a）采用桁架拱形式，将主拱离散为桁架杆件，增大了主桥刚度，且营造出气势磅礴的结构外观；我国贵州省江界河大桥（图 8-17b）以板式梁、拱为上下弦杆，形成桁架拱梁组合体系，不仅截面纤薄，自重较轻，且可将构件化整为零，方便山区施。



(a)

(b)

图 8-17 主拱的分散化

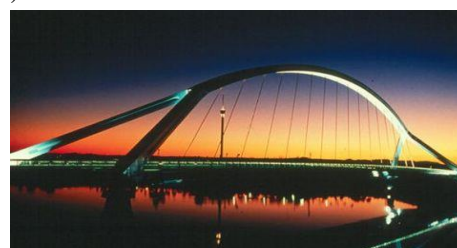
图 8-18a 为常规的平行双拱肋带风撑的下承式拱桥，为提高拱桥侧向稳定性以及改善桥梁外观，将两片拱肋向内靠拢，形成图 8-18b 所示的提篮拱桥形式，若将两片拱肋继续向内靠拢并在顶部区段内结合为一片拱肋，便形成图 8-18c 所示的新结构形式。



(a)



(b)



(c)

图 8-18 双拱肋拱桥的合变换

图 8-18a 所示平行双拱肋拱桥采用了较多横联构件，为了改善桥梁景观和行车视野，可以将拱上风撑省去形成图 8-19a 所示形式，但这一形式侧向稳定性控制设计，为此可将两个拱肋在下面分开，形成图 8-19b 所示的斜靠式拱桥体系，这一分离形式上窄下宽，宽处成为非机动车和人行道，也可在上面分开，形成上宽下窄的分离形式，并且为进一步提高侧向稳定性，将分开的内侧拱肋向中间靠拢，在拱顶结合，形成图 8-19c 所示体系。



(a)



(b)



(c)

图 8-19 双拱肋拱桥的分变换

图 8-20a 为典型的单承重面拱桥，单拱肋侧向刚度均较低。图 8-20b 所示结构形式将拱肋在桥面以下分开，而桥面以上仍为单拱肋形式，这样既增加了侧向稳定性，又不失单拱肋桥梁外形简洁明快特点。图 8-20c 体系则将拱肋由拱顶分开，并重新合并于拱脚处，通过空间吊杆满足稳定要求，并形成独特的景观造型。



(a)



(b)



(c)

图 8-20 单拱肋拱桥的分变换

除主拱外，无推力拱桥中的系杆也是重要构件，将其上下分开，也可以形成新的结构体系。韩国的 Gyopo 桥（图 8-21）采用了双系杆拱桥结构体系，其系杆设置如图 8-22 所示。这一体系外形新颖优美，而且减小了中间支点处的负弯矩，并对主拱、系杆的轴力、弯矩和挠度等力学响应均有不同程度的改善。





图 8-21 Gyopo 桥效果图

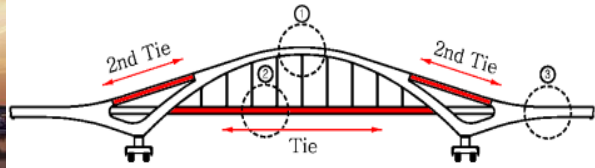


图 8-22 Gyopo 桥系杆设置示意图

### 8.3.3 塔墩的分与合

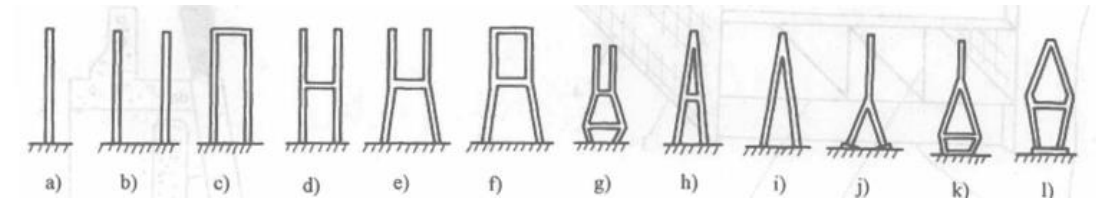


图 8-23 索塔横向形式

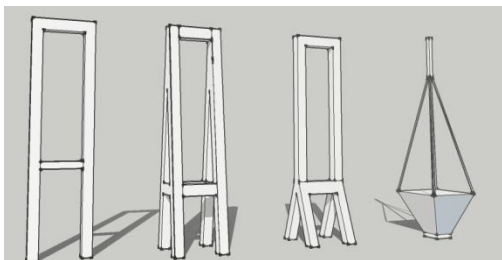


图 8-24 桥塔纵桥向形式

独柱塔是最为简单的索塔形式（图 8-23a）。为适合平行索面的双主缆悬索桥以及双索面斜拉桥，采用双柱式桥塔（图 8-23b）。但其侧向刚度较低，为此，用横梁连接两塔肢形成门式框架桥塔或 H 形桥塔（图 8-23c、d）。这种塔与主梁配合时，梁在索塔处将改变截面，为了保证梁体截面不变，可扩大主塔在梁体穿过主塔处的横向尺寸，形成图 8-23e、f 所示索塔形式。此时，索塔承台体量可能过大，因而可在底部对塔柱进行收拢，形成花瓶式桥塔（图 8-23g）。斜拉桥较多采用倾斜双索面形式，与其相配合，可使用自下而上收拢的桥塔形式（图 8-23h、i、j），同样，为了减小承台尺寸，将下塔柱收拢形成图 8-23 k、l 的形状。

索塔纵向形式也可按照上述方式进行分合变化，较为常用的形式如图 8-24 所示。

索塔横、纵向还可进行其它形式的变换。例如，为提高索塔刚度，可以采用高强钢索和混凝土塔柱的组合形式，不仅节约材料，而且自重较轻，基础工程量较小。香港汀九桥首先采用这一形式提高独柱索塔刚度。在建的韩国 Sepoong 桥，因其线路位于平曲线上，恒活载作用下，索塔受到较大的横向力，为减小索塔内力位移，采用两束高强钢索对独柱混凝土塔柱进行加劲（图 8-25）。其余加劲形式如图 5.115 所示。

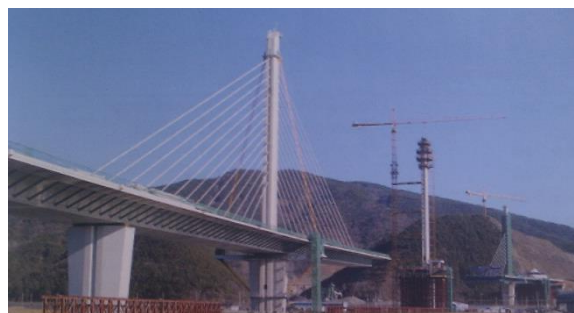


图 8-25 韩国 Sepoong 桥

还可以将双塔柱桥塔的每根塔柱再次进行分变化，分离出小的副塔柱以提高桥塔横向刚度，这样可以省去塔上横梁，增加桥梁通透感，营造出新颖的桥梁景观，苏州竹园桥（图 8-26a）

和惠州合生大桥（图 8-26b）就采用了这一形式，主副塔柱间留有人行通道。



(a) 苏州竹园桥



(b) 惠州合生大桥

图 8-26 分离出副塔柱的桥梁

为减小索塔高度，避免最外侧斜拉索倾角过小，可将索塔纵向分开，立面上形成 V 形索塔，宁波院士路桥方案（图 8-8）采用了这一形式。此外，为增加索塔景观效果，近年来出现了外倾式塔，拱形塔等异型塔（图 8-27），丰富了桥塔形式。



图 8-27 异型塔形式

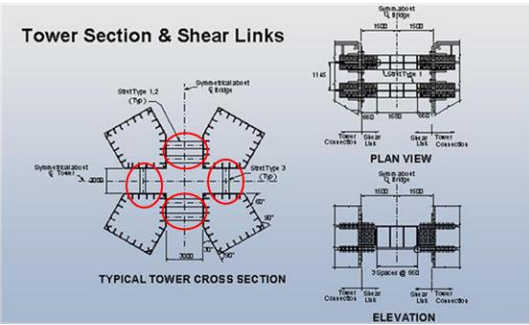


图 8-28 奥克兰海湾大桥主塔截面与剪力连接件

美国旧金山新奥克兰海湾大桥位于强震区，桥梁本身又是生命线工程，要求在发生地震时可以立刻恢复运营。桥梁方案论证时，从抗震性能而言，门式塔在地震中可以在横梁处形成塑性铰，软化桥塔并消耗能量，从而具有较好的抗震性能；而从桥梁景观而言，独柱塔的简洁美观又深得工程师的青睐。于是，综合上述两者优点，设计者将独柱式塔分为四个分离的塔柱，中间以剪力键相连（图 8-28），从而既保持了独柱式塔的美观优点，又保证了地震发生时，剪力键发生剪切屈服，形成更好的抗震体系并吸收地震能量。



图 8-29 单薄壁墩刚构桥



图 8-30 双薄壁墩刚构桥

桥墩的分合也是工程中改变结构体系常用的方法。图 8-29 为一常规连续刚构桥，在高墩桥梁中，为了提高桥墩的稳定性，常采用单薄壁或实心桥墩。但如果桥墩设置较矮或桥较长时，需要降低体系的水平抗推刚度，因此将单薄壁墩分开，改为双薄壁墩（如图 8-30 所示）以降低温度变化在结构中产生的附加内力。在一定的条件下，还可将桥墩自下而上张开，形成 V 形（图 8-31）墩刚构，以减小主梁计算跨径。



图 8-31 V 形墩刚构桥

### 8.3.4 缆索的分与合

斜拉桥密索体系实际上是将稀索体系的斜拉索分成多根加密锚固在塔梁上。斜拉桥由稀索变为密索，使主梁受力发生了质的变化：由受弯为主变为受压为主。斜拉桥还可以将横桥向的拉索分开、合并或局部分开、合并，形成不同形式的索面。常见的斜拉桥索面在空间上可以分为单索面、双索面和多索面，双索面又可分为倾斜双索面和平行双索面。多索面有利于减小主梁横向受力，对宽桥特别适用。斜拉桥拉索在塔上锚固区的分与合，在立面上又可分为辐射形、竖琴形和扇形等形式，如图 8-32 所示。

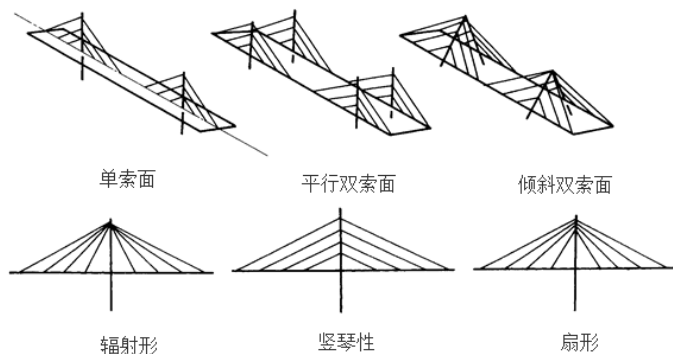


图 8-32 斜拉桥索面形式

斜拉桥拉索的辐射形、竖琴形和扇形三种形式，缆索体系受力特性完全不同。所谓缆索体系，指缆索承重桥梁中不考虑塔梁刚度而剩余的体系，随着跨径的增长，塔梁弯曲刚度贡献降低，缆索体系占据主要地位。图 8-33 为辐射形索面和竖琴形索面的缆索体系，可以看出前者各斜拉索水平力均传至锚索，形成稳定的缆索体系，而后者缆索体系是完全无法承载





施工便利性，此外，分主缆的挡风面积较小，可以减少作用于主缆上的风荷载。



图 8-36 墨西拿海峡桥效果图

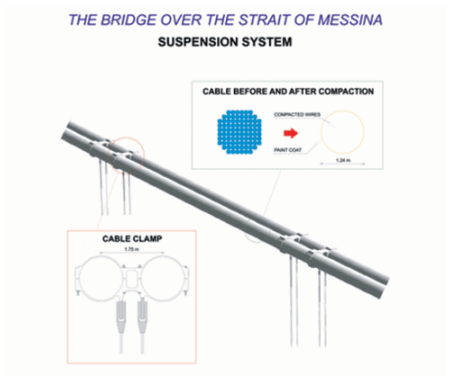


图 8-37 墨西拿海湾桥主缆方案

图 8-38 为我国重庆市嘉陵江朝阳桥，该桥采用上下双主缆形式，可以改善结构在非对称荷载下的受力性能。



图 8-38 嘉陵江朝阳桥

此外，为提高多塔悬索桥刚度，有学者提出上下双缆多塔悬索桥体系方案（图 6-88），这一结构形式在第六章中有详细论述，此处不赘述。该体系在提高刚度同时尚存在鞍座处主缆滑移以及造价较高等问题，其合理性有待进一步深入研究。

## 8.4 构件尺寸与约束连接的变化

### 8.4.1 主要受力构件的尺寸变化

桥梁设计中遇到的刚度、强度甚至景观方面的问题，可以通过改变主要受力构件的尺寸来加以解决，当主要受力构件的尺寸变化从量变达到质变，还可以形成新的结构体系，其受力形态与原结构相比，呈现出较大的差别。

行车道梁和主拱共同受力的拱桥为组合体系拱桥，是较为常见的拱桥形式，当梁与拱的尺寸变化形成不同的刚度比例时，组合体系拱桥呈现不同的受力形态，通常可以分为三类，即刚拱柔梁、柔拱刚梁和刚拱刚梁桥。

斜拉桥塔梁尺寸变化而形成新体系的典型例子为部分斜拉桥体系。部分斜拉桥塔梁尺寸的大小决定了缆索系统与主梁分担荷载的比例，二者对恒载的分配比例决定了结构性能，可通过选择合理的塔梁尺寸，构造最优性能的索梁恒载比例，而二者对活载的分配比例决定了结构的刚度和缆索疲劳性能等。

### 8.4.2 体系的约束改变

拱桥按照约束条件的不同，可以分为有推力拱桥（包括部分有推力拱桥）和无推力拱桥。

有推力拱桥在恒、活载作用下拱脚会对地基产生较大的水平推力，适用于较好的地基条件；部分有推力拱桥通过适当的结构措施，使恒载作用下拱桥无推力，而活载下的部分推力由地基承担；无推力拱桥使用系杆连接拱脚，恒、活载作用下拱脚推力由系杆平衡，不对地基产生推力。

有推力拱桥是最为常见的拱桥形式，在地质条件较好的山川河谷地带尤其适合。有推力拱桥较多采用无铰拱形式，它省去复杂的铰构造，自重作用下拱内弯矩分布均匀，材料用量节省，且整体刚度大，施工方便，因而使用较为广泛。

两铰拱桥是早期常见的有铰拱形式，虽然它仍是超静定结构，但其超静定次数较低，与无铰拱相比可有效降低温度变化和基础变位引起的二次力。图 8-39 为一座典型的下承式两铰拱桥及其铰构造。

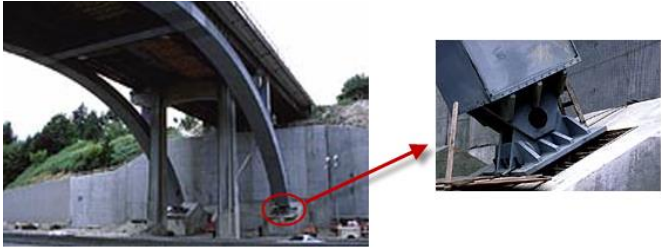


图 8-39 两铰拱桥

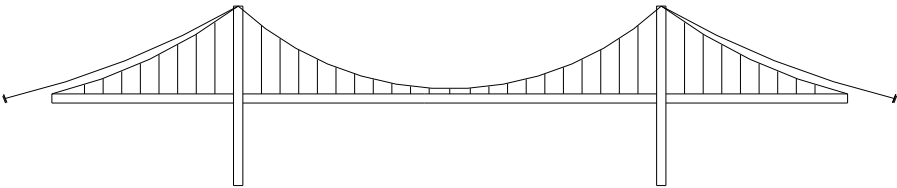
在软弱地基处建设拱桥时，可以采用无推力拱桥结构，释放拱脚水平约束，拱脚推力由系杆承担，而不传至地基。重庆朝天门大桥采用这一形式，结构恒、活载水平推力由两层系杆平衡，无结构外部推力，约束条件与连续梁相似，整体受力明确。

当活载和温度产生的水平推力在地基承受范围内时，可以采用部分有推力拱桥。在这种体系中，恒载产生的较大水平推力由系杆承担，后期荷载引起的水平推力由基础和系杆共同承担，拱脚与基础的连接构造简单，不需设置昂贵的大吨位支座。上海卢浦大桥采用这一形式，恒载下的拱脚水平推力由系杆平衡，由于拱脚与基础固结，活载作用下部分推力传至基础，但在可承受范围内。

自锚式斜拉桥是斜拉桥的主要形式，但当地形条件特殊，需要一跨跨越，且边跨位于岸上，不需要斜拉索支承时，可将边跨部分斜拉索锚于锚碇，形成部分地锚式斜拉桥结构。西班牙的卢纳桥和我国郧阳汉江桥采用了这一形式。部分地锚斜拉桥也可用于克服斜拉桥主梁在塔根处轴压力过大的问题，与自锚斜拉桥相比，具有减少主梁轴力并提供横向缆索支承等优势，可作为超大跨度斜拉桥方案。2009 年，在广东省虎门二桥全球方案征集活动中，作者主持设计了主跨 1218m 的部分地锚斜拉桥方案，图 8-4 为该方案的效果图。

传统悬索桥为地锚式悬索桥，地锚悬索桥需要巨大的锚碇，在地基条件较差的情况下难以修建，因此，通过改变主缆约束形式，出现了自锚悬索桥，它将主缆直接锚于主梁之上，因而适用于地质条件差的区域。

自锚式悬索桥与地锚悬索桥的施工方法正好相反，需要先在支架上施工主梁，然后架设主缆，并经过一次体系转换，在吊杆张拉后，将主梁自重由支架支承转移至主缆。也可在两边建造临时地锚，采用先索后梁的方法施工。如果保留临时地锚，将一部分缆索锚在地锚上，一部分锚在主梁上，则形成部分自锚悬索桥方案（图 8-40）。



8-40 部分自锚悬索桥体系示意图

另一可行的施工方案为先沿河流方向在两岸修建独塔自锚悬索桥,然后通过转体施工实现中跨对接(图 8-41)。这一施工方式可以避免阻碍桥下通航,并能节省施工费用。

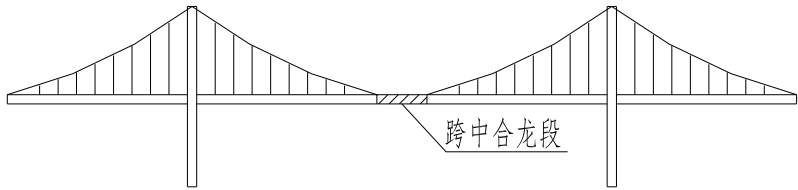


图 8-41 转体施工自锚悬索桥体系示意图

### 8.4.3 体系的内部连接变化

梁桥和刚构桥两种体系的差别,是结构内部连接变化产生新体系的典型实例。梁桥可以视为主梁与墩柱只在竖向连接而形成的体系,当结构刚度要求较高,或为了节省昂贵的支座造价时,将二者完全固结,便形成了刚构体系。

无推力拱桥可分为拱梁固结和拱梁铰接两类。拱梁固结形式构造简单,施工方便,弯矩分布均匀,材料用量节省,整体刚度较大,但在拱梁连接处有较大负弯矩(图 8-42a),对有些结构受力不利,为克服这一缺点,可以改变内部连接,变为拱梁铰接形式。昆山玉峰大桥,主梁采用钢混结合梁,为避免桥面开裂,采用拱梁铰接释放结合处的负弯矩(图 8-42b)。

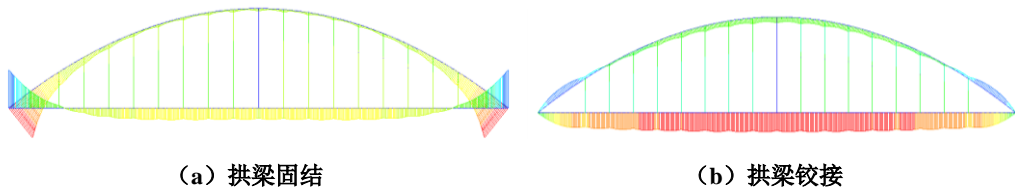


图 8-42 拱梁固结与拱梁铰接主梁弯矩对比

斜拉桥按照塔梁之间不同的内部连接形式,可以分为四种基本体系:刚构体系、塔梁固结体系、支承体系和漂浮体系。四种基本体系性能的不同,反应了塔梁间内部连接变化对结构整体受力的影响,除此之外,其余方式的内部连接变化也可以改善斜拉桥的相关力学性能,例如,斜拉桥跨径增大时,长索垂度增加,支承效率较低,且单索容易振动,引起疲劳等问题。布置垂直于斜拉索的辅助索构造,其用钢量虽小,但不仅可以减小斜拉索垂度变化,调整缆索形状的改变,使相邻拉索具有均匀的轴向刚度,而且可以消除单索振动,改善缆索体系的受力性能。辅助索的示意图如图 8-43 所示。

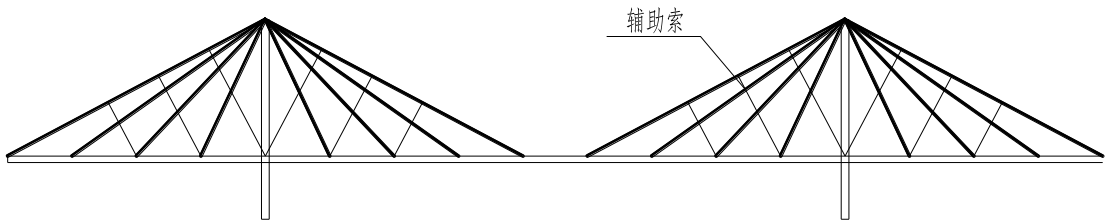


图 8-43 辅助索示意图

多塔斜拉索与双塔斜拉桥力学性能有所不同,通过图 8-44 三塔缆索体系可以直观地理解二者的差异。从变形情况可以看出,由于中间扇面两侧拉索无有效锚固,导致外荷载作用下中间扇面的缆索体系无承载能力,但是边扇面与普通辐射形双塔斜拉桥相同,仍具有稳定的缆索体系。因而,多塔斜拉桥的中间扇面区域刚度较低,直接的解决方法是增加中间塔的刚度,但是这一方式将增加上下部结构造价,另一方法是改变内部连接方式,将中间扇面与稳定的边扇面相连接,从而形成整体的稳定体系。



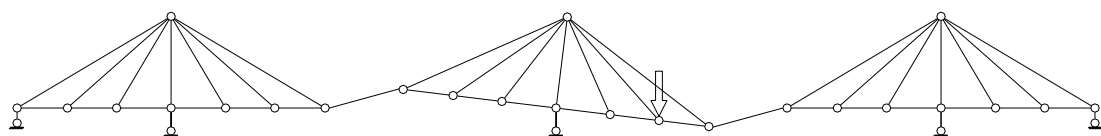


图 8-44 多塔斜拉桥缆索体系受力示意图

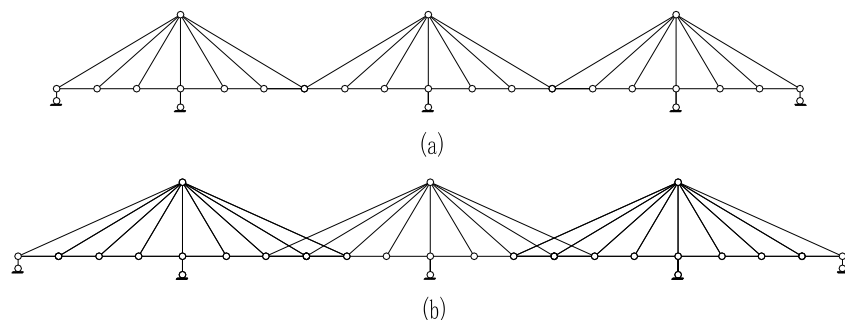


图 8-45 交叉索面多塔斜拉桥

省去中扇面和边扇面间的无索区段（图 8-45a），相当于扇面间的内部约束由单链杆变为铰接，这时，中扇面两端受到边扇面的有效支承，形成稳定的缆索体系，但是边、中扇面交界处的主梁将处于不利的受力状态，存在强度和疲劳问题，这时，可以扩展中扇面，形成交叉扇面体系（图 8-45b），使中扇面向边扇面的传力更加均匀。

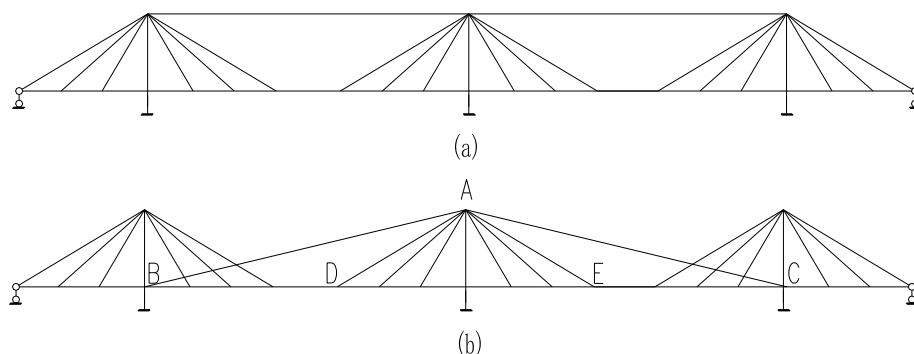


图 8-46 采用辅助索的多塔斜拉桥

还有两种可供替代的解决方案。第一种方案如图 8-46a 所示，采用长索连接中塔和边塔塔顶；第二种方案如图 8-46b 所示，采用长索连接中塔塔顶（A 点）和边扇面塔梁交汇处（B、C 点），此时 B、C 点的连接仍有两种选择：一是将该点索端锚于主塔，此时是用各主塔刚度联合限制中扇面转动；二是将该点索端锚于主梁，此时，中塔塔顶位移受到主梁约束，有效减小中扇面挠度，香港汀九桥采用这一形式，其稳定索长 465m，为当时世界最长斜拉索。

悬索桥加劲梁在与塔交界处的内部连接条件可以为简支或连续。一般而言，简支形式使用较多，这是因为与连续支承条件相比：它可以减小主梁在主塔支点处的负弯矩；通过减小小索塔处主梁的局部宽度，减小桥塔塔柱间距，从而减小基础尺寸，降低造价；减小加劲梁制造安装误差以及塔墩不均匀沉降引起的次内力；减小边跨主梁温度变形，改善边跨短吊索的不利受力状态，减小横风引起的侧向位移和转角等。日本明石海峡大桥、美国金门大桥以及我国的润扬长江大桥等都采用简支形式。但是，加劲梁简支时，梁端的转角位移较大，当对加劲梁梁端变形要求严格时，应采用连续支承条件。1959 年建成的法国塔卡维尔（Tancarville，图 8-47）桥为世界上首例使用连续加劲梁的悬索桥，此后连续支承方式的悬索桥逐渐增多，包括著名的丹麦大海带桥、瑞典高海岸桥和我国的南京长江四桥等。



图 8-47 塔卡维尔桥

主缆在非对称荷载作用下，不仅会产生竖向位移，而且也将产生水平位移，为了减小悬索桥在非对称荷载作用下的挠度，可以在主梁和主缆间设置内部连接——中央扣，约束主缆水平位移，提高其刚度，较早采用中央扣的悬索桥为风毁后重建的塔coma（Tacoma，图 8-48，右）桥和法国塔卡维尔桥。中央扣构造简单，力学效果明显，因而在大跨径悬索桥中较多采用。



图 8-48 塔克马桥

悬索桥为柔性结构，其刚度问题较为突出，早期悬索桥设计时常常采用抗弯刚度较大的桁架加劲梁增强刚度，而美国著名桥梁工程师罗勃林（Roebing）采用斜拉索补足悬索体系的刚度不足，这些斜拉索可称为正斜拉索。这一概念先后应用于其设计的尼亚格拉河桥（Niagara Falls Bridge）、辛辛那提桥（Cincinnati-Covington Bridge）和著名的布鲁克林桥（Brooklyn Bridge）中。这些斜拉索虽然有效地提高了悬索桥的刚度，但是由于没有后锚索，它们并不构成一个稳定的缆索体系，而仅是作为塔梁之间的内部连接，使加劲梁承受的荷载传至主塔，并利用较强的塔顶刚度减小加劲梁挠度。显然，当悬索桥跨度增加，塔顶位移随之增大，正斜拉索的效率将会降低。1950 年，美国著名桥梁工程师斯坦因曼（Steinman）在其设计的墨西拿海峡桥方案中采用了负斜拉索（图 8-49）的构造措施，负斜拉索与正斜拉索方向相反，由塔梁交汇处延伸至主缆，在非对称荷载作用下，主缆变形将受到负斜拉索的约束，从而提高其刚度，但是目前为止，还没有悬索桥采用这一构造措施。



图 8-49 “负斜拉索”方案

多塔悬索桥与多塔斜拉桥一样，刚度较小，其刚度问题与拱桥中的“连拱作用”较为类似，即多跨悬索桥在活载作用下，临跨较弱的弹性支承导致缆力较小，位移过大。直观的解决方案是采用刚性中塔（如同连拱中经常采用的宽厚桥墩），但这既会增加塔的造价，同时也会导致主缆在索塔两侧产生较大的不平衡力，出现鞍、缆抗滑移问题。采用塔顶水平索，也可以对塔顶产生有效的支承，19 世纪法国的一些悬索桥中采用过这一构造形式，旧金山奥克兰海湾桥西海湾跨越部分为了避免中央锚墩，也曾研究过这一体系。但因长索的垂度效应较大，在特大跨度悬索桥中尚无应用。

## 8.5 桥梁发展的未来

### 8.5.1 未来的桥梁工程

随着全球经济的发展和人们对交通物流需求的不断增长，世界各地规划出许多大型桥梁工程，有些尚处于方案讨论阶段，有些已经进入前期工作。

意大利墨西拿海峡大桥位于呈长靴状的意大利本土靴尖与西西里岛之间，海峡宽约 31km，最窄处约 3.3km，最浅的海底鞍部水深也有 110m，潮流速度为 3m/s 以上，桥梁方案为主跨 3300m 的悬索桥。

直布罗陀海峡工程位于西班牙和摩洛哥之间，有两条跨越该海峡的路线方案，一条是线路距离较短的“海峡路线”，为 14km，水深达 900m；另一条是“大陆架路线”，水深较浅，距离为 28km。

佛玛恩海峡大桥位于德国与芬兰之间，连接佛玛恩岛和罗兰岛。桥梁建成之后，将与厄勒松大桥一起，成为跨越波罗的海，连接德国和斯堪的纳维亚半岛的重要通道。这一全长约 19 公里的海湾大桥需要同时承载公路和铁路荷载，此外，该处为繁忙的海上交通要道，桥下需要提供足够的通航净空，并能采取有效的防撞措施。

白令海峡位于亚洲最东点的迭日涅夫角和美洲最西点的威尔士王子角之间，打通白令海峡通道可以极大地方便两大洲之间的人员物资往来。采用桥梁方案，则需要克服诸多技术难题：48m/s 风速产生的强大风力；7~9 级的地震烈度；厚度约 2m 的冰层；最低达 -44℃ 的低温；6.5m 的浪高等。

东南亚的菲律宾和印尼都是千岛之国，在本世纪中也可能开始兴建跨海连岛的长桥。

我国将在 21 世纪全面完成铁路复线工程和五纵七横骨干公路网，其中包括众多跨越长江、黄河的大型桥梁工程，以及若干跨海工程，其中青岛海湾大桥、杭州湾跨海大桥已经建成通车，港珠澳大桥工程正在施工中，而琼州海峡工程尚处于方案论证阶段，其 20km 的海峡宽度、平均 60m 的水深，加上灾难性的地震和台风袭击以及复杂的地质条件，将成为未来中国桥梁工程师面临的严峻挑战。舟山连岛工程正在计划向北延伸，和东海大桥相接，其中岱山到大小洋山将是 30 多公里的跨海长桥。此外，渤海湾通道可将山东半岛和辽东半岛直接相连，打破渤海南北两岸物流瓶颈，两岸地质条件良好，平均水深仅 12.5m，并有庙岛群岛和数十处明礁可供利用，但庙岛群岛以北至老山铁岬没有岛屿可供利用，且水深较深，施工难度较大，加上渤海湾冬季常年结冰，且盐度较高，均会对海工结构物造成较大损害。台湾海峡宽度虽达 140-250km，平均水深 80m，也有可能修建跨海通道。

此外，城市建设和公路铁路系统的完善，尚需建设大批桥梁工程。其中，为了追求景观效果，需要设计多种多样桥梁结构形式来丰富桥梁结构体系的内容。

总而言之，由于跨越的要求，人类对超大跨度和长大桥梁需求增加，对其耐久性和抗灾变能力有更加严格的要求；由于高性能材料的出现和人类对美的追求，桥梁结构体系会继续向超大化、多样化、新颖化方向发展。

### 8.5.2 新材料、新体系、新技术

面对未来的桥梁工程，我们将迎来诸多挑战：为了跨越深海沟或宽深峡谷，就要解决超大跨度桥梁中的问题；为了满足深水跨海工程的建设需求，就要解决长距离深水区的跨越方案和技术问题；为了提高桥梁安全性并延长投资巨大的桥梁的使用寿命，就要解决桥梁耐久性和抗灾变能力的问题；为了满足人类对美的不断追求，就要设计出更多的桥梁形式，解决桥梁形式多样化问题……。为此，我们必须在新材料、新体系、新技术上做好技术储备。

#### 1. 高性能材料的应用

一百多年来，钢材的强度已从最初的不足 200MP 逐步提高到 S235-345-420，高性能的 HPS460（欧）-480（美）-500（日）-580-690-800-960，甚至达到 1000MP 以上的超高性能（Super High Performance）钢材。同样，自 1875 年第一座钢筋混凝土人行桥问世以来，混凝土的标号也从不足 10MP 逐步提高到 C15-25-40-50-60，以及高性能的 HPC80-100-130-150-200。国外的新桥已大都采用 HPS460-690 和 HPC60-80 作为主要的材料，混凝土结构的配筋也用 HPS460 的主筋。在一些高应力区（如拉索的锚固区）还会采用 HPS800-960 的钢材以减少钢板厚度、简化构造、方便焊接，从而减轻每平方米的用钢量指标，提高整体桥梁的经济性和耐疲劳性能。至今为止，混凝土和钢材在桥梁工程中一直占据着统治地位。

从上世纪 40 年代起，各类轻质高强的高性能复合材料（CFRP、GFRP 和 AFRP）陆续登场。纤维增强聚合物（FRP）以其轻质、高强、耐腐蚀的优良性能成为一种颇具发展前途的新型材料。迄今为止，有关 FRP 的试验研究和工程应用已经展开。

FRP 根据其产品形式，可分为型材、片材和棒材等形式。型材中，FRP 格栅可替代钢筋网片，用作桥面板中的增强筋网片，可以抵抗化冰盐的侵蚀；FRP 桥面板可避免混凝土桥面板中钢筋的锈蚀问题，而且其重量较轻，方便施工，有利于提高结构跨越能力；FRP 管可填充混凝土，形成 FRP 管混凝土组合结构，不仅具有很好的耐久性，而且可以提高施工速度，未来在桥梁工程中将得到广泛应用。

FRP 片材已用于现有混凝土桥梁的加固，利用 FRP 片材卓越的受拉性能来提高构件承载能力。FRP 棒材已用于替代钢筋混凝土结构中的钢筋或预应力筋。FRP 筋还可以替代悬索桥的主缆和斜拉桥的拉索，以提高悬索桥的极限跨径，改善斜拉桥拉索的垂度效应，极大地提高结构的耐久性能，降低维护维修费用。

## 2. 用新体系发挥新材料性能

随着高强度钢、CFRP 等高比强度材料的出现,建桥材料会发生改变,将促使桥梁体系、跨度、构造等发生相应的变革。

缆索承重桥,尤其是悬索桥体系是建造超大跨径桥梁的必然选择。但是,悬索桥体系选用 CFRP 作为主缆后,会出现因弹性模量和重力刚度下降导致整体刚度不足带来的力学问题。所以,首先考虑在传统悬索桥体系上进行改进,形成空间多主缆体系,包括双主缆、单变双主缆、三主缆和四主缆体系(图 6-99~图 6-102)来改善悬索桥体系整体刚度。如果这些体系仍然不能满足跨越需求,必须对空间多主缆体系进行演化,形成空间索网体系(图 6-103~6-105),以此来解决超大跨径缆索承重桥的刚度问题,并充分发挥新材料性能。

斜拉桥跨度一般在千米内具有比悬索桥更优的性能,为了在超千米跨度桥梁中继续发挥斜拉桥的优越性,就要对斜拉桥体系进行变化,采用部分地锚斜拉桥、斜拉悬索协作体系或混合双悬臂斜拉悬索体系(图 6-106);为减小斜拉桥拉索垂度效应,拉索索可以采用 CFRP 材料或结构体系采用负斜拉索体系。

为了实现更多形式的跨越,作者也构思了一些新的大跨度桥梁体系。首先是部分地锚斜拉—悬吊协作体系(图 8-50)。不难想象,该体系将兼有部分地锚斜拉桥减小主梁轴力和斜拉—悬吊协作体系跨越能力大的优点,将成为更大跨度范围内可以考虑的桥型。

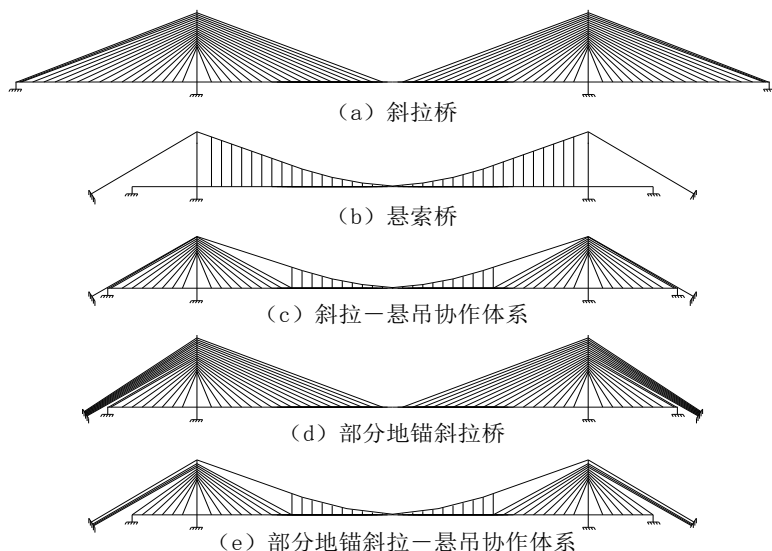


图 8-50 缆索承重桥梁体系构思—双塔体系

其次是多塔斜拉—悬吊协作体系(图 8-51),这是基于目前已经出现的多塔斜拉桥 和多塔悬索桥提出的新体系。

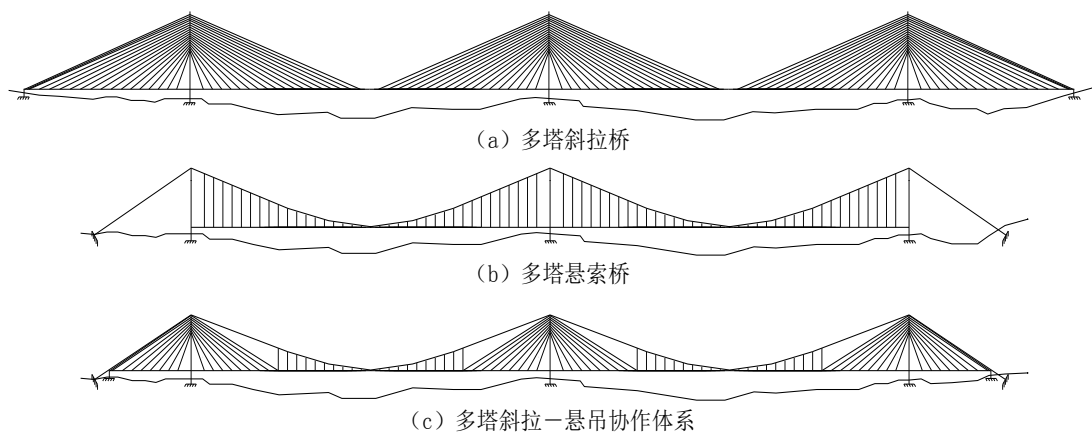


图 8-51 缆索承重桥梁体系构思—多塔体系

基于共锚悬索桥体系（图 8-52a），作者提出了两个系列的共锚结构体系，其一为“自组合”体系，如图 8-52b~d 所示；其二为“互组合”体系，如图 8-53a~c 所示，并可继续扩展。这些构思为超大跨度缆索承重结构桥梁桥型提供了多种选择和创新思路。

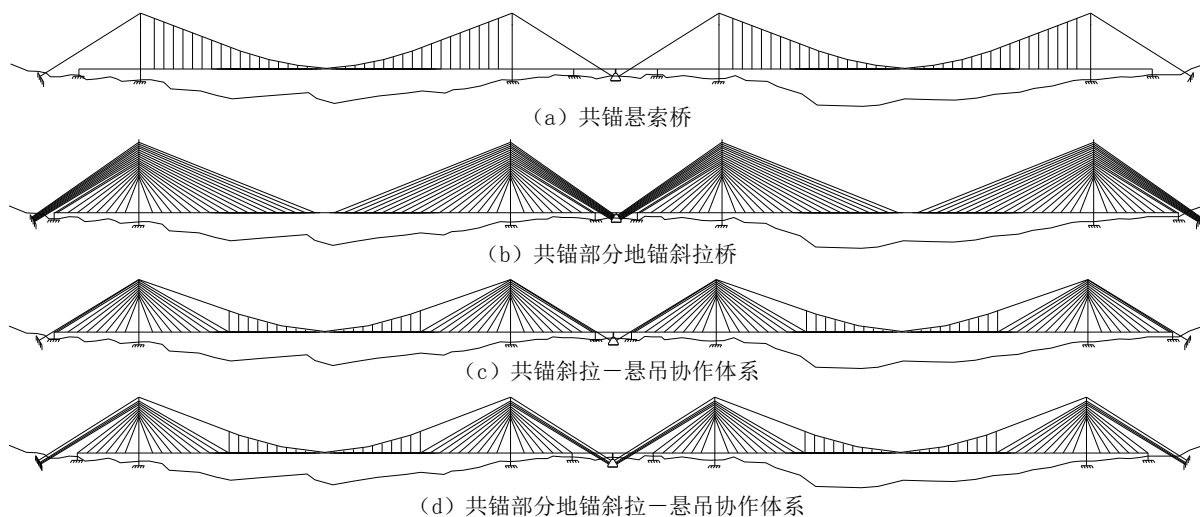


图 8-52 缆索承重桥梁体系构思—自组合共锚体系

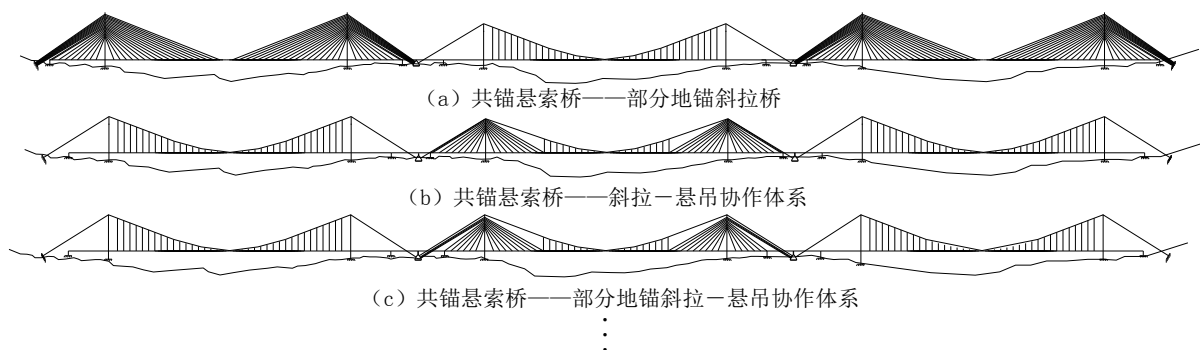


图 8-53 缆索承重桥梁体系构思—互组合共锚体系

### 3. 加强新技术研发

计算机仿真技术的发展为桥梁结构的创新创造了条件，使桥梁设计人员可以对构思的桥梁进行仿真展示和分析，使不同材料的性能发挥到极致；依靠科技进步可使设计人员打破常

规,采取特殊的结构措施,用最少的钱造出轻质、美观而实用的桥梁来。

结构设计理论、方法和连接技术是应用新材料必须解决的新问题。FRP 是各向异性材料,可根据工程需要采用不同纤维、材料纤维含量和铺陈方式等不同工艺设计出不同强度指标、弹性模量及特殊性能要求的 FRP 构件。因此,在计算、设计、制造、连接等方面,必须有一整套不同于传统的设计理论和方法。

跨海长桥建设必然会遇到深水基础问题。现有水深最大的桥梁基础是超过 65 米水深的希腊 Rion-Antirion 桥。采用了“加筋土隔震基础”和预制装配的桥墩。水深 60-100 米的超深水基础研发对今后跨海长桥的建设具有重要的意义。可以说,在跨海长桥中,桥梁对隧道的竞争优势在很大程度上依赖于深水基础技术的进步。

随着跨度的增大,斜拉索、伸缩缝、抗震缓冲阻尼器、管养检测设备、大型构件预制工厂的各类装备、海上施工机械以及计算机控制和远程通讯设备等,都是必须的技术储备。为了满足未来跨海长桥建设的需要,我们应当加大开发力度。

### 8.5.3 实现桥梁更好的跨越

未来桥梁工程中,将遇到许多深水(40~100m)跨海长桥。这些桥梁如果不具备好的技术经济指标,就会被隧道方案取代。因此,选择合理桥梁体系,提高桥梁方案竞争力,实现未来桥梁更好的跨越,对于桥梁工程具有十分重要的意义。

在不同水深和地质条件下,选用的桥梁跨径是不同的。水深不大的情况下,要做好分孔布跨和桥型优选工作;当水深超过 40m 后,可供比选的桥梁体系只有斜拉桥、悬索桥及其协作体系。

斜拉桥在 200~1200 米的跨度范围都有竞争力,它具有独塔、双塔和多塔体系,灵活的布置方式可以满足以跨越 300 米直至几公里长的江河湖海的需求。多塔斜拉桥还可以实现分孔通航。希腊 Rion-Antirion 桥,水深 65 米,通航 18 万吨海轮,又位于强震区,就是采用了多塔多跨 560m 斜拉桥(图 5-21)。项海帆院士在《桥梁》杂志 2011 年第 1 期上发表的《对台湾海峡工程桥梁方案的初步思考》一文中建议,采用多跨 800 米(或 1000 米)斜拉桥作为主航道桥,而避免采用需要深水锚碇的多跨悬索桥方案;对于大量非通航孔桥,建议在 60-80 米的深水区,采用 400-600 米跨度的多跨斜拉桥。如需公铁一起过海,则公铁两用的多孔双层桁架桥面斜拉桥将是十分经济合理的选择。可以预见,斜拉桥将成为未来桥梁工程中的主流。

悬索桥的适用跨径为 1100~3000m,但悬索桥昂贵的深水锚碇使得这种体系在 1800m 跨径内几乎失去了竞争力。为了避免深水锚碇,可采用 1200 米以上的多跨刚性中塔悬索桥体系跨越深水区,随着跨径的增大,其鞍、缆防滑问题也可以得到自行解决。

部分地锚斜拉桥和斜拉悬吊协作体系可以在 1100~1800m 范围内与悬索桥竞争,尤其部分地锚斜拉桥跨度在 1100~1600m、斜拉悬吊协作体系跨度在 1400~1800m 范围内更具优势,其共锚体系可以采用体量较小的深水锚碇。

未来的桥梁工程还有许多关于材料、体系、设计理论、施工技术等方面的问题在等待我们去探索、去发现、去解决。随着人类科学技术和经济文化的持续进步,未来的桥梁工程师既面临严峻的挑战,又拥有无限美好的想象空间和广阔的发展舞台。

## 参考文献

- [1] 项海帆. 进入 21 世纪的中国大桥工程及抗风研究[C]. 1998.
- [2] 项海帆, 吴定俊. 我国铁路桥梁的现状和展望[J]. 铁道建筑技术. 2001 (02).
- [3] 项海帆. 21 世纪世界桥梁工程的展望[J]. 土木工程学报. 2000 (03).



- [4] 项海帆. 进入 21 世纪的桥梁风工程研究[J]. 同济大学学报(自然科学版). 2002 (05) .
- [5] 项海帆. 中外新建桥梁中的技术创新比较[C]. 2006.
- [6] 项海帆. 世界大桥的未来趋势——2011 年伦敦国际桥协会议的启示[J]. 桥梁. 2012 (03) .
- [7] Park C K, Jang I H, Kim K Y, et al. The Construction of Geogum Bridge with Large Segment[J]. Structural Engineering International. 2012, 22 (1) : 36-39.
- [8] Virlogeux M. Recent evolution of cable-stayed bridges[J]. Engineering structures. 1999, 21 (8) : 737-755.
- [9] 陈宝春, 彭桂瀚. 部分斜拉桥发展综述[J]. 华东公路. 2004 (003) : 89-96.
- [10] 陈秉玲. 国内外大跨径桥梁发展概况[J]. 城市道桥与防洪. 1997 (02) .
- [11] 陈从春. 矮塔斜拉桥设计理论核心问题研究[D]. 同济大学, 2006.
- [12] 姜军. 浅谈超长大桥的发展历史、趋势及前沿问题[J]. 西南公路. 2005 (03) .
- [13] 金成棣. 预应力混凝土梁拱组合体系——设计研究与实践[Z]. 北京: 人民交通出版社, 2001.
- [14] 孔祥福, 符力国, 张珂. 近代以来中外桥梁发展概述[J]. 山东交通学院学报. 2003 (02) .
- [15] 雷俊卿. 国内外桥梁和结构工程的发展现状和趋势[J]. 交通建设与管理. 2006 (09) .
- [16] 雷俊卿, 郑明珠, 徐恭义. 悬索桥设计[M]. 人民交通出版社, 2002.
- [17] 刘士林, 王似舜. 斜拉桥设计[M]. 人民交通出版社, 2006.
- [18] 卢桂臣, 张红芬, 杨咏昕, 等. 西堠门大桥初步设计钢箱梁断面气动选型[J]. 西南交通大学学报. 2006, 40 (4) : 473-477.
- [19] 穆祥纯. 基于传统与现代的英国城市桥梁[J]. 城市道桥与防洪. 2010 (10) .
- [20] 穆祥纯. 德国城市桥梁建设一瞥[J]. 工程建设与设计. 2011 (01) .
- [21] 苏权科. 跨海大桥特殊技术问题探讨[J]. 公路交通科技. 2005 (12) .
- [22] 孙斌, 肖汝诚, 贾丽君, 等. 昆山市南浜路夏驾河桥设计研究 [C]. 2004.
- [23] 孙峻岭, 邓文中, 刘孝辉. 重庆菜园坝长江大桥主桥设计理念与实践[C]. 北京: 人民交通出版社, 2006.
- [24] 王伯惠. 斜拉桥结构发展和中国经验[M]. 人民交通出版社, 2004.
- [25] 王伯惠. 斜拉—悬索协作体系桥[J]. 辽宁省交通高等专科学校学报. 2000, 2 (003) : 1-6.
- [26] 王应良, 高宗余. 欧美桥梁设计思想[M]. 中国铁道出版社, 2008.
- [27] Ochsendorf J A, Billington D P. Self-anchored Suspension Bridges[J]. Journal of Bridge Engineering. 1999, 4: 151.
- [28] Kim S H, Park J T, Lee K J. The study of aerodynamic stabilizing for tangential and curved cable-stayed bridge under construction[C]. 2009.
- [29] Bontempi F. Basis of Design and Expected Performances for the Messina Strait Bridge[C]. 2006.
- [30] Nader M, Manzanarez R, Tang M C. Design of the New San Francisco - Oakland Bay Bridge Self - Anchored Suspension Span[C]. ASCE, 2004.
- [31] Kim W J, Cho K S, Lee C D, et al. Gyopo Bridge: A Double-Tied Arch Bridge in PoseungPyeongtaek Railroad[J]. Structural Engineering International. 2012, 22 (1) : 26-28.
- [32] Gimsing N J. Cable Supported Bridge: Concept and Design[M]. 1997.
- [33] 肖汝诚, 陈红, 魏乐永. 桥梁结构体系的研究, 优化与创新[J]. 土木工程学报. 2008, 41 (6) : 69-74.
- [34] 肖汝诚, 贾丽君, 薛二乐. 斜拉-悬吊协作体系的设计探索[J]. 土木工程学报. 2000, 33 (5) : 46-51.
- [35] 肖汝诚, 孙海涛, 贾丽君, 等. 昆山玉峰大桥一座大跨度无推力斜靠式拱桥的设计研究[J]. 土木工程学报. 2005, 38 (1) : 78-83.
- [36] 肖汝诚, 庄冬利, 贾丽君, 等. 广东省虎门二桥概念设计[C]. 2010.
- [37] 肖汝诚, 庄冬利, 贾丽君, 等. 天津海河国泰桥主桥结构设计与受力分析[C]. 2008.
- [38] 闫燕红, 雷俊卿. 桥梁美学设计与环境亲和相融[C]. 2008.
- [39] 严国敏. 现代悬索桥[M]. 人民交通出版社, 2002.
- [40] 张元凯, 肖汝诚, 金成棣. 自锚式悬索桥的概念设计[J]. 公路. 2002, 11: 46-48.

- [41] 赵跃宇, 吕建根, 易壮鹏. 斜拉拱桥的力学性能及经济性能的研究[J]. 世界桥梁. 2005, 1: 29-32.
- [42] 周孟波. 悬索桥手册[M]. 人民交通出版社, 2003.
- [43] Tang M C. Evolution of Bridge Technology[C]. International Association for Bridge and Structural Engineering, 2007.