

摘要

结构动力特性是研究结构抗风、抗震等动力性能的基础,因此,正确地计算大跨径钢管混凝土拱桥这种新型结构的动力特性尤为重要。到目前为止,国内在这方面作的研究工作不多,曾有人运用现有的钢管混凝土计算理论对一座大型的钢管混凝土拱桥结构动力特性进行过研究,结果是计算值与实测值相差较远。为了真正地弄清产生这种差异的原因,并结合特大型钢管混凝土拱桥——丫髻沙大桥的抗风试验课题,开展了有关钢管混凝土拱桥结构动力特性的一些研究工作。

首先系统地概括总结了钢管混凝土的计算理论及其在钢管混凝土结构动力特性计算中的应用。然后,以大跨径钢管混凝土拱桥——丫髻沙大桥作为研究对象,建立空间计算模型,研究了全桥在静载作用下主拱肋内不同位置的混凝土的应力;在此基础上,计算、分析了丫髻沙大桥成桥状态下全桥结构动力特性。最后,得出以下结论:在对钢管混凝土拱桥进行计算时,对于钢管混凝土构件,不能按仅受轴力作用的钢管混凝土计算其物理力学性能指标,而必须考虑到竖向弯曲和水平弯曲对钢管内混凝土受力的影响。

【关键词】 钢管混凝土 拱桥 主拱肋 应力 结构动力特性

Abstract

The structural dynamical characteristic is the foundation to research the structural dynamical performance, such as wind-resistant, vibration-resistant etc. Hence, it is very important to calculate correctly the structural dynamical characteristic of the new structure for the long-span concrete filled steel tubular arch bridge. Up to now, little research has been made on the aspect at home. Someone has ever studied the structural dynamical characteristic of a good-sized concrete filled steel tubular arch bridge by the calculation theory about concrete filled steel tube in existence. It falls out that the calculation value is more different from the surveying value in practice. In order to find out veritably the cause to bring the difference and combine the experimentation task of resisting wind about the long-span concrete filled steel tubular arch bridge——Ya Ji Sha Bridge, some research has been made on the structural dynamical characteristic of the concrete filled steel tubular arch bridge.

Firstly, the paper is to generalize by the numbers the calculation theory about concrete filled steel tube and its application in calculating the dynamical characteristic of the concrete filled steel tubular structure. In succession, it is to treat Ya Ji Sha Bridge as the researched object, and the spatial calculating model of the bridge is established. Then, the stress of concrete in the different place of main arch rib is researched when the static loads are put on the bridge. On the basis of the former analysis, the structural dynamical characteristic of Ya Ji Sha Bridge is calculated and analyzed in a state of the bridge built. Finally, a conclusion is drawn as follows:

When the concrete filled steel tubular arch bridge is calculated, the index of physical and mechanical performance for concrete filled steel tube members can not use results from concrete filled steel tubular struts. It must be taken into account that vertical bending and horizontal bending has some influences on force the concrete in the steel tube bears.

【Key words】 concrete filled steel tube arch bridge main arch rib stress structural dynamical characteristic

第一章 绪论

1.1 钢管混凝土拱桥的发展概况

(一) 钢管混凝土的发展概况

钢管混凝土，是在薄壁圆形钢管内填灌混凝土，使二者共同工作的一种钢-混凝土组合材料。它具有以下特点：

(1) 借助内填的混凝土提高钢管壁受压时的稳定性，提高钢管的抗腐蚀性和耐久性；

(2) 借助管壁对混凝土的套箍作用，提高混凝土的抗压强度、延性和耐疲劳与耐冲击的性能，将钢材和混凝土有机地组合起来；

(3) 在施工方面，钢管混凝土可利用空心钢管作为劲性骨架甚至模板，施工吊装重量轻，进度快，施工用钢量省。

由于钢管混凝土具有这些特点，所以，这种组合材料在国内外被人们广泛地采用。

本世纪初，美国就在一些单层和多层房屋建筑中采用了称为“Lally Column”的圆形钢管混凝土柱；六十年代，钢管混凝土结构在西欧、北美、日本和前苏联等工业发达国家受到重视，先后在厂房建筑、多层和高层建筑、立交桥及特种工程结构中被加以应用；八十年代以后，国外进一步发展钢管高强度混凝土，并将其应用于高层建筑，如已建成的美国西雅图的 Two Union 大厦和 Pacific First Center 大厦（均超过 50 层），都用钢管高强度混凝土柱。

我国从 1959 年开始研究钢管混凝土结构，1963 年成功地用于北京地铁车站工程；七十年代，钢管混凝土结构相继在冶金、造船、电力等部门的单层厂房和重力型构架中得到应用；八十年代，进一步用在多层建筑的托架结构中；九十年代，钢管混凝土结构应用到高层建筑。另外，我国从八十年代末开始，不同的行业部门根据需要制订、颁布、实施了一些钢管混凝土设计规程，如：国家建筑材料工业局 1989 年颁布的《钢管混凝土结构设计规程》(JCJ01-89)、中国工程建设标准化协会 1990 年颁布的《钢管混凝土结构设计规程》(CECS28-90)、能源部电力规划管理局 1991 年颁布的《火

力发电厂主厂房钢混凝土组合结构设计暂行规定》(DLGJ99-91), 这些设计规程对于钢管混凝土结构在我国迅速地推广应用起了非常重要的作用。

(二) 钢管混凝土拱桥的发展概况^[6、20、22、23、24、31]

拱桥, 由于在力学特性方面的优越性和结构造型的美观, 历来是一种重要桥型。但是, 随着跨径增大, 自重加大, 特别是拱脚水平推力的增大使墩台工程庞大, 限制了拱桥的发展。为此, 需要探索新的途径。多年以来, 人们经过长期不断地探索, 发现了钢管混凝土这样一种具有高强轻质和方便施工的新型结构材料, 其优良的力学性能, 正好适于突破影响拱桥发展的难点, 增强拱桥的竞争力。于是, 人们在拱桥中应用钢管混凝土, 将其作为拱桥的主要承重结构——拱肋以及其它构件(如立柱), 从此, 钢管混凝土拱桥这种新的桥型结构诞生了。

最早将钢管混凝土这种组合材料应用于桥梁结构的是前苏联的桥梁专家, 早在 30 年代末期, 前苏联著名的桥梁专家 Perederiy 教授曾用钢管混凝土建造了跨越列宁格勒涅瓦河的拱梁组合体系公路桥, 跨度达 101m; 与此同时, 前苏联 Rosnovskiy 教授在西伯利亚也用钢管混凝土建造了一座跨度达 140m 的铁路桁肋钢管混凝土拱桥^[29]。此后, 未见有此类桥梁建造的报道。

八十年代末期, 我国四川桥梁工作者大胆地将钢管混凝土用于拱桥建设上, 成功地建造了国内首座跨径达 115m 的下承式预应力系杆钢管混凝土拱桥——旺苍东河桥, 该桥的建成为我国大跨径拱桥开辟了一条新路。从此, 钢管混凝土拱桥在我国西南、华南、东南、东北和中原等地得到了迅速的发展。据不完全统计, 短短的几年内, 我国已建和在建的钢管混凝土拱桥已近百座, 其中有双主跨 100m 中承式肋拱的广东高明大桥, 主跨 120m 中承式肋拱的浙江新安江大桥, 主跨 200m 自锚式的广东南海三山西大桥, 三峡对外公路上主跨 114m 的莲沱大桥、主跨 160m 的黄柏河大桥和主跨 160m 的下牢溪大桥, 主跨 312m 中承式钢管混凝土劲性骨架箱形拱的广西邕宁邕江大桥, 主跨 420m 的四川万县长江大桥, 即将动工修建的主跨 344m 的广州丫髻沙大桥等桥梁。四川万县长江大桥为钢管混凝土劲性骨架箱形拱桥, 是世界上跨径最大的钢筋混凝土拱桥。在这些桥梁中, 结构型式有板拱、肋拱、桁拱、箱拱、桁架拱、刚架拱; 截面型式有单圆形、哑铃形、多肢桁式、横哑铃形桁式和箱肋形等; 施工方法有支架法、一般吊装法、缆索吊装法、转体施工法和斜拉扣挂法等。

1.2 钢管混凝土拱桥结构动力特性研究的意义

从钢管混凝土这种材料诞生至今,人们一直主要在研究其静力性能。从80年代开始,中国、日本、新西兰等国的学者致力于钢管混凝土构件的动力性能研究,目前已做了许多工作,但这些研究都是仅限于试验。

钢管混凝土应用于桥梁结构时,在使用期间除了承受恒载作用外,还要承受车辆、人群、风、地震等各种动力荷载作用,为了保证大跨度钢管混凝土拱桥施工阶段和成桥运营阶段的抗风、抗震安全性,研究其抗风、抗震等动力性能非常重要,而结构动力特性是研究结构抗风、抗震等动力性能的基础,因此,为了正确地评价钢管混凝土拱桥这种新型桥梁结构的动力性能,首先从理论上对钢管混凝土拱桥结构动力特性进行研究是很有必要的。

1.3 本文主要研究内容

近几年来,钢管混凝土拱桥在我国被广泛地推广应用,跨径随之不断地增大,以致一些桥梁达到了世界同类桥型第一的地位。随着钢管混凝土拱桥跨径的不断增大,研究这类桥梁的抗风、抗震等动力性能已成为必不可少的环节,而要正确地研究这类桥梁结构的动力性能,首先要正确地研究这类桥梁结构动力特性。到目前为止,国内在这方面作的研究工作不多,曾有人运用现有的钢管混凝土计算理论对一座大型的钢管混凝土拱桥结构动力特性进行过尝试性研究,结果与实测值相差较远。为了真正地弄清产生这种差异的原因,并结合特大型钢管混凝土拱桥——丫髻沙大桥(主跨344m)的抗风试验课题,本文开展了有关钢管混凝土拱桥动力特性的研究工作。

本文的研究工作主要包括以下几部分:

- 1 系统、全面地概括总结了国内外钢管混凝土计算理论,以及有关这些计算理论在钢管混凝土结构动力特性计算中的应用。

- 2 对国内现有的各种钢管混凝土拱桥从不同的方面进行了归纳和分类。

- 3 为了弄清钢管混凝土拱桥主拱肋的钢管内混凝土的力学行为,本文以即将修建的钢管混凝土拱桥——丫髻沙大桥作为研究对象,建立全桥计算模型,定量地计算和分析了丫髻沙大桥在静载作用下主拱肋的钢管内混凝土的轴力产生的正应力、竖向弯曲正应力和水平弯曲正应力。

- 4 在对钢管混凝土拱桥在静载作用下主拱肋的钢管内混凝土的应力进行计算和分析的基础上,计算、分析了丫髻沙大桥成桥状态下结构动力特性。

第二章 钢管混凝土研究概述

2.1 国内外钢管混凝土计算理论简述

从 30 年代到现在,国内外众多学者从简单的实验数据回归到采用力学分析方法对圆钢管混凝土构件进行了研究,提出了各种不同的计算理论和计算公式^[27, 30],现归纳如下。

2.1.1 轴心受压时强度承载力计算理论

对钢管混凝土轴心受压短试件的强度承载力计算方法可归纳为两类:一类是确定极限承载力;另一类是确定进入塑性工作阶段的承载力。

1 极限承载力

这是早期研究者们普遍采用的方法。由于混凝土工作性能的非线性,以及两种材料共同工作时性能的复杂性,求其极限荷载是比较简捷的方法。也可认为这类方法是螺旋箍筋钢筋混凝土柱计算原理和方法的移植和发展。计算公式包括两项,可表示如下式:

$$N_u = f_c A_c + k f_s A_s$$

式中: f_c 和 f_s ——分别是混凝土抗压标准强度和钢材的屈服强度;

A_c 和 A_s ——分别是核心混凝土和钢管的截面积;

N_u ——钢管混凝土的极限承载力;

k ——混凝土强度提高系数,系数 k ,不同的研究者得到不尽相同的结果,但相差不大。

计算公式的基本概念是:钢管对核心混凝土提供了约束,使混凝土三向受压,从而提高了承载力。

前苏联格伏兹捷夫教授 1935 年推荐的公式中, 取 $k = 2$, 即

$$N_u = f_c A_c + 2f_s A_s$$

此式和螺旋箍筋钢筋混凝土柱的强度计算公式一致。此外, 英国朋代尔和克拉克 (D.S.Bondale and P.J.Clark) 1966 年提供的公式和美国依利诺斯大学提供的公式等都属于这一类型。

我国苏州混凝土与水泥制品研究院 1979 年提出的公式为

$$N_u = f_c A_c + k \frac{t}{r} f_s A_c$$

式中: t 和 r ——分别是钢管的壁厚和内半径。因 $A_s / A_c \approx 2t / r$, 并取 $k = 4$, 上式就变成

$$N_u = f_c A_c + 2f_s A_s$$

中国建筑科学研究院结构所按照极限平衡原理, 在假设钢材为无限塑性体的条件下, 求得最大紧箍力值, 从而提出承载力计算公式, 经简化后为

$$N_u = f_c A_c (1 + 1.1\xi + \sqrt{\xi})$$

式中: $\xi = f_s A_s / f_c A_c$, 称为套箍系数。

将上式进一步简化得

$$N_u = f_c A_c (1 + 2\xi) = f_c A_c + 2f_s A_s$$

仍回到了格伏兹捷夫的公式。

对于这个公式该所进行了大量的实验检验, 结果吻合较好。在此基础上, 对于偏压柱和长柱, 该所提出了以下计算公式

$$N_l = \varphi_l \varphi_e N_u$$

式中: N_u ——轴压短柱的极限承载力, 其值按式 $N_u = f_c A_c (1 + 1.1\xi + \sqrt{\xi})$ 计算;

长细比折减系数, $\varphi_l = 1 - 0.115 \sqrt{L_0 / D - 4}$;

偏心率折减系数, 当 $e_0 / r_c \leq 1.55$ 时, $\varphi_e = 1 / (1 + 1.85 e_0 / r_c)$; 当

$e_0/r_c > 1.55$ 时, $\varphi_e = 0.4/(e_0/r_c)$;

L_0 和 D ——分别是柱的等效计算长度和钢管的外直径;

e_0 和 r_c ——分别是荷载偏心 and 核心混凝土半径。

此后, 不少研究者通过实验观察到试件在到达极限状态时, 钢管纵向应力并未降为零, 环向应力也未达到单向受拉的屈服点。因此, 一些研究者提出了更符合实际情况的承载力计算公式, 可表达如下:

$$N_u = f_c A_c + \sigma_{sl} A_s + k f_s A_s$$

式中: σ_{sl} ——钢管的纵向应力。

2 进入塑性阶段承载力

近二十年来, 特别是近十年来, 国内外很多研究者放弃了求极限荷载的方法, 转而采用以钢管发展塑性、混凝土达到极限为钢管混凝土轴心受压时的极限。达到此极限状态时, 假定钢管屈服而核心混凝土达到极限强度。这里又分为两种类型: 一种是不考虑钢管的约束效应; 另一种是考虑钢管的约束效应。

日本规范不考虑钢管的约束效应, 表达式如下:

$$N_0 = f_c A_c + f_s A_s$$

美国弗朗 (W.Furlong) 提出了下列公式:

$$N_0 = f_s A_s + f_c A_c \sqrt{f_s / (0.0018 E_s)}$$

式中: E_s ——钢材的弹性模量。

前苏联中央建筑科学研究院在考虑钢管约束效应使核心混凝土强度提高的前提下, 推荐下面公式

$$N_0 = (0.7 f_{cu} + 180) A_c + f_s A_s$$

式中: f_{cu} ——混凝土立方体强度。

四川联合大学对钢管混凝土轴压短柱建立了在线性应变上的表观弹塑性本构方程，并导出了极限承载力

$$N_u = f_c A_c (1 + \kappa \varphi / 2)$$

式中： κ ——侧压系数，由实验确定；

$$\varphi = \sigma_s A_s / f_c A_c。$$

近十几年，国内外很多研究工作者根据钢管处于纵向受压、环向受拉的双向应力状态下，按照强度理论由弹性转入塑性的条件来确定极限状态，先后提出了一些理论计算公式。这类公式可表达如下：

$$N_0 = f_c A_c + k p A_c + \sigma_{sl} A_s$$

式中： σ_{sl} ——钢管进入塑性状态时的纵向应力；在确定 σ_{sl} 时，不同的研究者采用不同的强度理论，所得结果大同小异，而按理想弹、塑性体分析时，结果偏低。

2.1.2 钢管混凝土统一理论

统一理论^[25]就是把各种受力状态下的钢管混凝土构件统一在同一个理论基础并采用一个统一公式来进行承载力计算。这一理论是由哈尔滨建筑大学金属结构教研室提出的。

统一理论的基础是探索出适合各种受力状态的钢材和混凝土的本构关系，即用数学表达式表述的钢材和混凝土应力—应变关系全曲线。有了钢材和混凝土的这种本构关系，再采用有限元法计算出各种受力状态下钢管混凝土构件的荷载—变形（或平均应力—应变）的全过程曲线，然后，根据这些全过程曲线确定承载力准则定出承载力设计指标。

2.2 钢管混凝土理论在钢管混凝土结构动力特性计算中的应用

目前，人们尽管对于钢管混凝土的理论研究比较深入，但是还没有找到精确计算钢管混凝土构件动力特性的有效方法。在遇到这类问题时，钢管混凝土轴心受压（或偏心受压）构件承载力公式根本不适用，一般多是采用钢

管混凝土统一理论给出的公式，将钢管混凝土视为单一的组合材料，首先计算出组合材料的弹性模量

$$E_{sc} = f_{sc}^p / \varepsilon_{sc}^p$$

$$f_{sc}^p = (8.17 \times 10^{-4} f_s + 0.488) f_{sc}^y$$

$$\varepsilon_{sc}^p = 0.67 f_s / E_s$$

其中： $f_{sc}^y = (A + B\zeta + C\zeta^2) f_{pri}$ ；

$$A = 1.0; \quad B = 7.483 \times 10^{-4} f_s + 0.974; \quad C = -4.15 \times 10^{-3} f_{cu} + 0.0375;$$

$$\zeta = A_s f_s / A_c f_{pri};$$

$$f_{pri} = 0.8 f_{cu}, \text{ 混凝土棱柱体抗压强度。}$$

式中： f_s 和 f_{cu} ——分别为钢材屈服强度和混凝土的立方体标准强度；

f_{sc}^p 和 f_{sc}^y ——分别是组合材料的比例极限和组合材料的屈服强度；

E_s ——钢材的弹性模量；

A_s 和 A_c ——分别是钢管和核心混凝土的截面积。

在求得组合材料的弹性模量之后，用常规的有限元方法按单一材料计算钢管混凝土构件动力特性^[26, 28]。

拱桥的主要承重构件是拱肋，作为拱桥拱肋的钢管混凝土构件，在正常使用情况下，钢管混凝土拱肋主要承受轴向压力，弯矩和剪力较小，可以忽略不计。文献[5]针对钢管混凝土拱肋与轴心受压钢管混凝土短柱两者受力特性的相似性，运用钢管混凝土统一理论探讨了钢管混凝土拱肋弹性模量取值问题，其方法类似前面所述单个钢管混凝土构件动力特性计算中弹性模量的取法，具体思路是，选定钢材和核心混凝土正确的本构关系，运用平衡条件和变形协调条件（包括纵向变形协调条件和径向变形协调条件）等将二者的本构关系合成一个组合本构关系，由组合本构关系得到组合材料的抗拉、压弹

性模量和剪切弹性模量；在探讨了钢管混凝土构件的弹性模量取值问题之后，用有限元方法，对三峡对外公路上的中承式钢管混凝土拱桥——莲沱大桥进行了全桥结构动力特性计算。

与此同时，文献[5]还运用换算截面法计算了钢管混凝土拱肋和其它构件的材料特性和截面特性，采用常规的有限元方法，也对莲沱大桥进行了全桥结构动力特性计算，目的是便于同前面的计算结果进行比较分析。

换算截面法是在三个基本假定（平截面假定、弹性体假定、受拉区混凝土不参加工作）的基础上，将钢材和混凝土两种弹性模量不同的材料组成的实际截面换算成一种功能相同（即变形条件不变而受力效能相同）的假想材料所组成的匀质截面。这样一来，换算截面就可以作为匀质弹性材料所组成的截面看待。钢管混凝土拱肋，在不考虑钢管对混凝土套箍作用的前提下，按换算截面法原理计算其材料特性和截面特性如下：

$$E_c A = E_s A_s + E_c A_c$$

$$E_c I = E_s I_s + E_c I_c$$

$$G_c J = G_s J_s + G_c J_c$$

$$W A = W_s A_s + W_c A_c$$

式中： E_s 和 E_c ——分别是不考虑紧箍力影响时钢材和核心混凝土的抗拉、压弹性模量；

G_s 和 G_c ——分别是不考虑紧箍力影响时钢材和核心混凝土的剪切弹性模量；

W_s 和 W_c ——分别是钢材和核心混凝土的重量密度；

W ——组合材料的换算重量密度；

A_s 、 A_c 和 A ——分别是钢管、核心混凝土和换算截面的截面面积；

I_s 、 I_c 和 I ——分别是钢管、核心混凝土和换算截面对换算截面形心轴的抗弯惯性矩；

J_s 、 J_c 和 J ——分别是钢管、核心混凝土和换算截面对换算截面形心的抗扭惯性矩。

莲沱大桥实测一阶频率为 0.7320Hz，相应的振型是主拱肋和主跨桥面横向对称挠曲。文献[5]在运用统一理论推导、计算钢管混凝土拱肋的弹性模量、剪切模量后，采用有限元方法计算莲沱大桥的一阶频率为 0.6518Hz，相应的振型与实测一阶频率的振型相同，与实测一阶频率的相对误差为 11%；而按换算截面法计算钢管混凝土拱肋的材料特性和截面特性后，用有限元方法计算莲沱大桥的一阶频率为 0.7292Hz，相应的振型与实测一阶频率的振型相同，与实测一阶频率的相对误差为 3.8%。

从上面计算结果与实测值的比较来看，用统一理论推导、计算所得的轴心受压钢管混凝土构件的弹性模量和剪切模量在钢管混凝土拱桥结构动力特性计算中并不适用，主要原因是部分钢管混凝土拱肋的受力行为完全不同于轴心受压钢管混凝土构件，详细分析请参见第三章。

第三章 钢管混凝土拱桥静载下主拱肋内混凝土的应力计算与分析

3.1 钢管混凝土拱桥桥型简介

钢管混凝土拱桥在我国是八十年代末出现的一种新型桥梁结构,由于其材料强度高、刚度大、自重轻、跨越能力强、施工周期短、桥型美观等优点而在公路桥梁上得到越来越广泛的应用。

据不完全统计,从1990年到现在,我国已经建成和正在修建的钢管混凝土拱桥达到近百座。在这些桥梁中,按照主拱的结构型式有板拱、肋拱、桁拱、箱拱、桁架拱和刚架拱;按照主拱的截面型式有单圆形、哑铃形、多肢桁式、横哑铃形桁式和箱肋形等;按照桥面的位置有上承式拱、中承式拱和下承式拱;按照钢管混凝土在拱桥的具体应用有钢管混凝土劲性骨架拱桥和钢管混凝土拱桥。现在对钢管混凝土拱桥的主要类型作些简介^[20、22、23、24]。

3.1.1 按照主拱结构型式划分

1 板拱

钢管混凝土结构用于板拱中作为劲性骨架。福建连江安海桥,净跨70m,石板拱,采用钢管混凝土作为劲性骨架浇注55cm厚混凝土,然后在其上面砌筑二层总厚100cm粗料石形成主拱,其断面尺寸见图3-1-1。

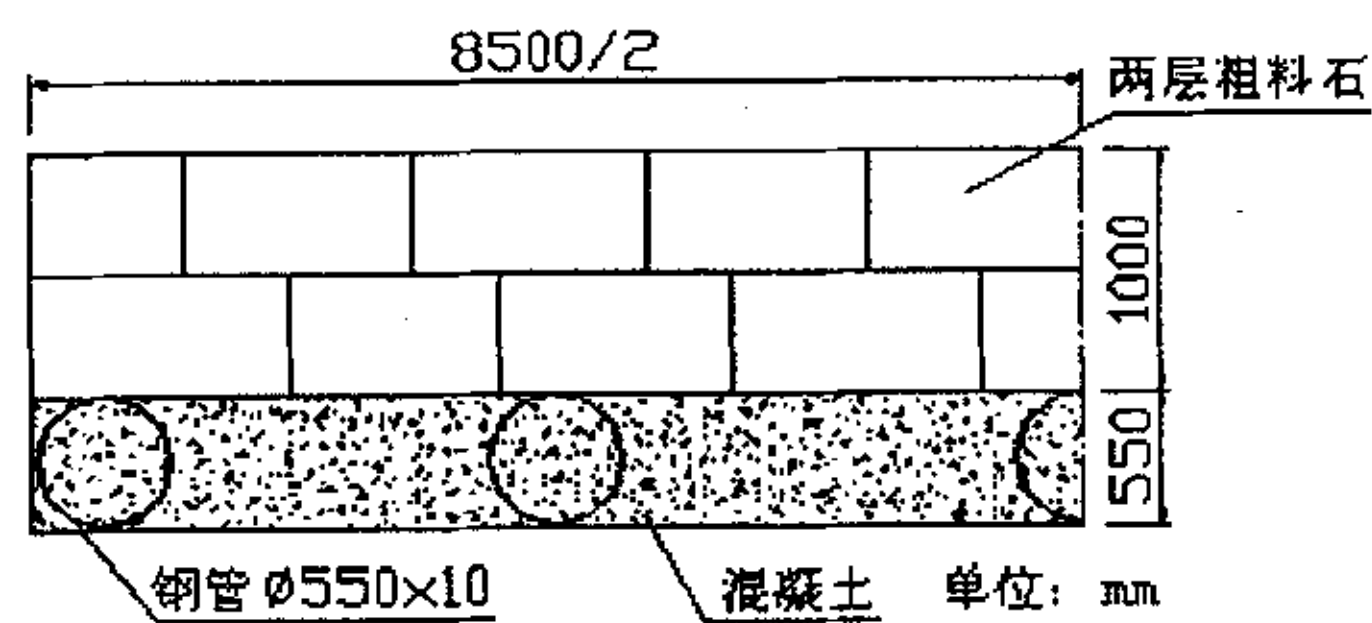


图 3-1-1 福建连江安海桥 1/2 断面

2 肋拱

钢管混凝土拱桥中，肋拱数量最多，截面型式有单管、哑铃形、工字形和箱形。

单管形断面，构造简单，受力明确，但随着跨径增大，所要求的管径就更大，管径增大，相应壁厚也要增大，给制管带来困难，也不便于浇注管内混凝土，更重要的是截面上材料集中，不利于抵抗弯矩，不经济，所以仅适用于小跨径（一般在 100m 以下）的城市桥梁和人行天桥。除常用的圆管外，人们有时还采用扁圆管（如图 3-1-2 所示），以增大拱肋横向抗弯惯矩，提高侧向稳定性。浙江义乌的篁圆桥拱肋采用扁圆管，净跨 80m，桥全宽 29m。

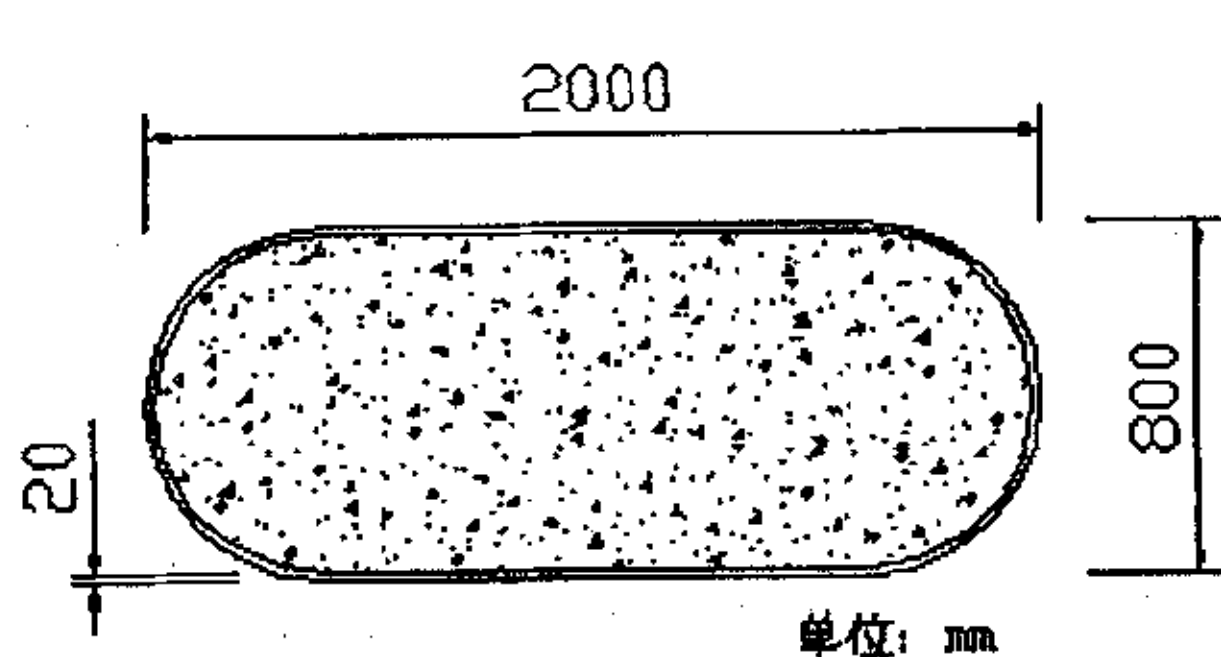


图 3-1-2 扁圆拱肋断面

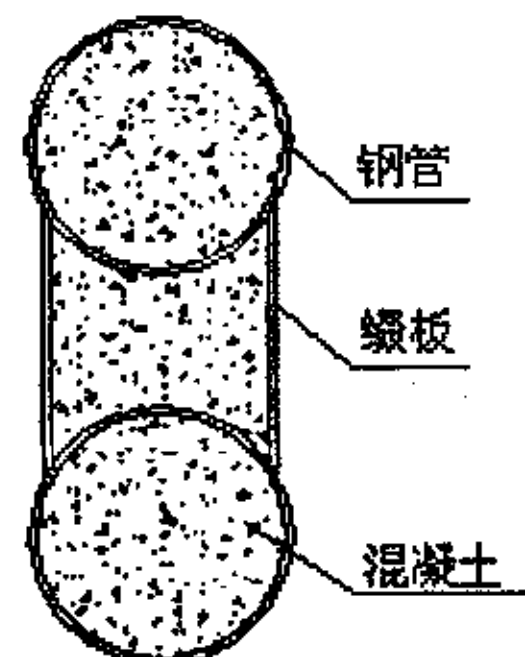


图 3-1-3 哑铃形断面

哑铃形断面（如图 3-1-3 所示），构造也简单，它使承压面远离中性轴，在具有足够抗压刚度的同时，具有更大的纵向抗弯刚度，且占据桥面空间小，因此，哑铃形断面是一种比较理想的断面形式。肋拱桥中绝大部分采用这种断面，如四川旺苍东河大桥（115m）、广东高明大桥（100m）、浙江新安江望江大桥（120m）、三峡对外公路上的黄柏河大桥（160m）、下牢溪大桥（160m）、

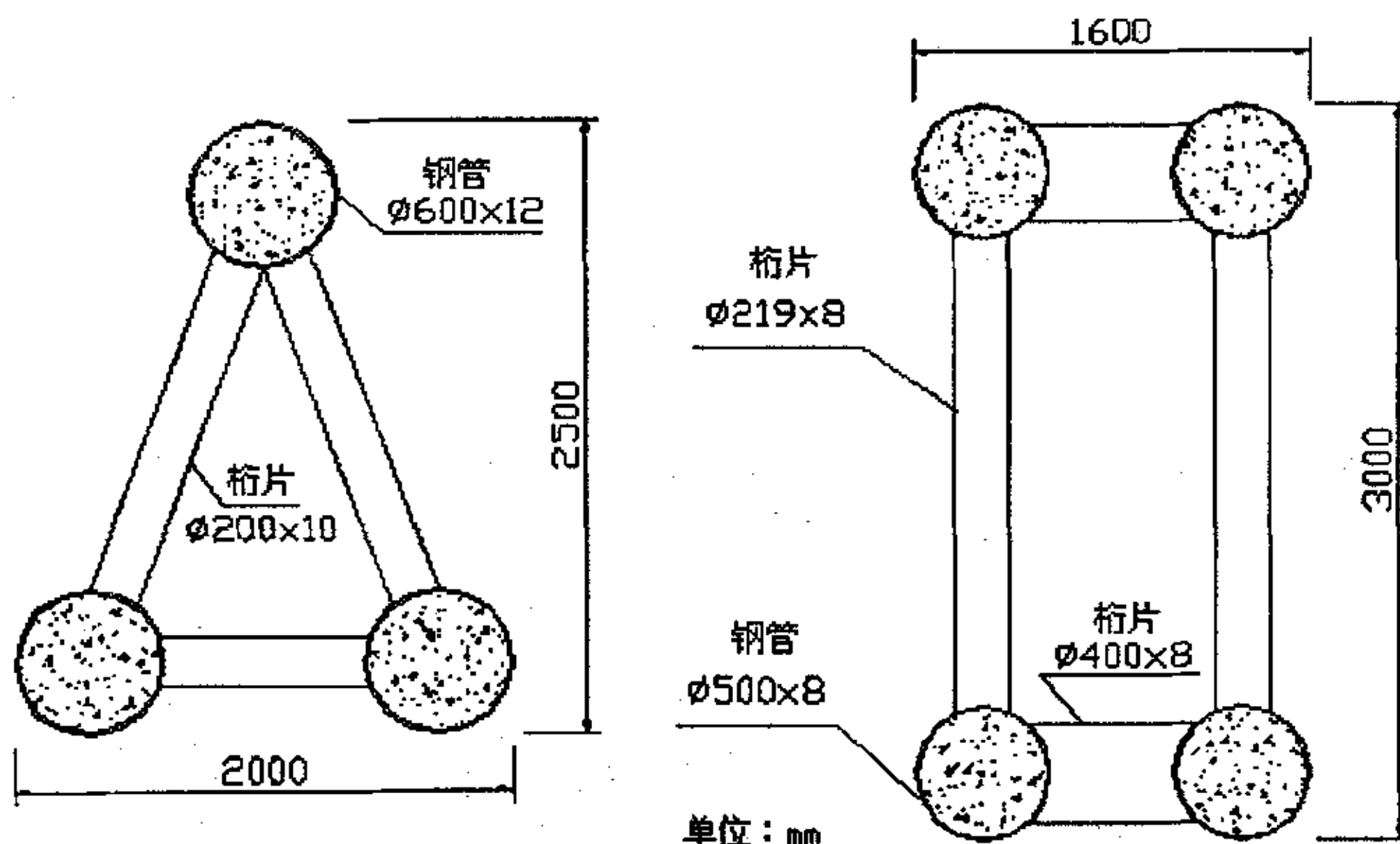
莲沱大桥（114m）等。但是哑铃形这种断面横向刚度小，桥面以上必须设置风撑。有时为了提高拱肋的横向稳定性，尤其在较宽桥面不设风撑或是单拱面结构中，可把哑铃型断面转置平放以增强拱肋的横向刚度。

当跨径较大时，也有用工字形和箱形肋的。这时，钢管混凝土主要作为施工的劲性骨架，其跨径一般在 100m 以上。已经建成的广西邕宁邕江大桥（312m）、四川盐源金河雅砻江大桥（170m）分别为箱肋拱和工字形肋拱。

3 桁拱

桁拱指主拱圈由多根圆钢管混凝土用缀条联系组成，有双肢、三肢和多肢的桁式截面、横哑铃形桁式截面和多肢与横哑铃形混合的桁式截面等多种形式，如图 3-1-4 所示。

这种结构主拱圈自重轻，截面抗弯效率高，跨越能力强，跨径一般在 100m 以上。黑龙江依兰牡丹江大桥，净跨 100m，采用三肢式，截面尺寸见图 3-1-4（a）。福建闽清石潭溪大桥，主跨 136m，采用四肢式，截面尺寸见图 3-1-4（b）。广东南海三山西大桥，主跨 200m，采用双哑铃形，截面尺寸见图 3-1-4（c）。河南安阳文峰路立交桥，净跨 135m，采用混合式，截面尺寸见图 3-1-4（d）。



(a) 依兰牡丹江大桥——三肢桁式

(b) 闽清石潭溪大桥——四肢式

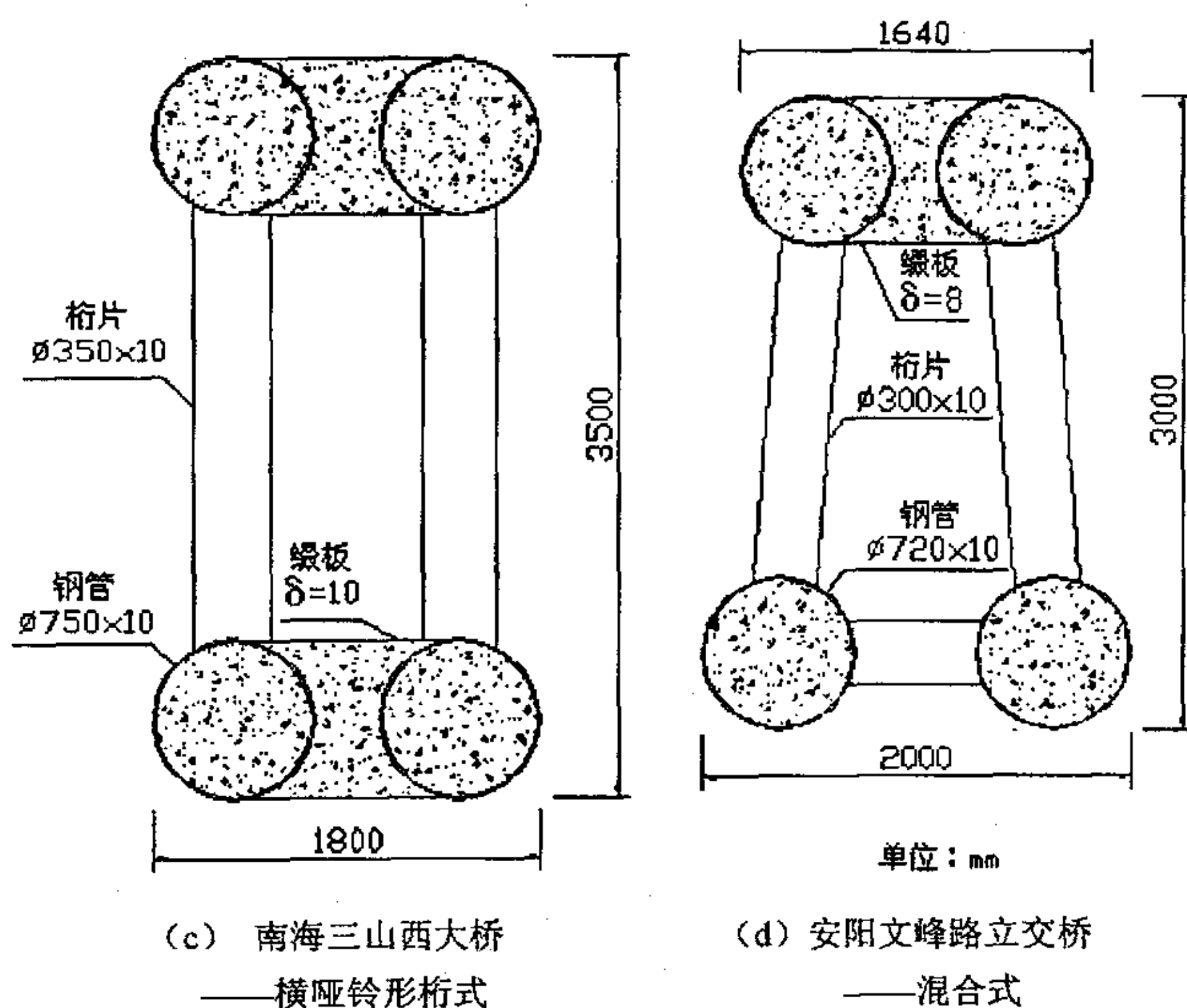


图 3-1-4 桁式断面

4 箱拱

箱拱具有良好的抗弯、抗扭性能,拱圈的整体性好,应力分布比较均匀,是大跨径钢筋混凝土拱桥一种比较经济、合理的截面型式。采用钢管混凝土作为施工的劲性骨架,是突破其跨径的有效途径。四川万县长江大桥主桥为净跨 420m 的钢筋混凝土箱形拱桥,采用钢管混凝土劲性骨架成拱。

5 桁架拱与刚架拱

桁架拱、刚架拱是我国七八十年代发展起来的轻型拱桥,拱上建筑与主拱圈共同承受荷载的作用。

江西高安樟树岭大桥,净跨 70m,将钢管混凝土应用于桁架拱桥中,即下弦杆采用 $\Phi 300\text{mm} \times 10\text{mm}$ 钢管混凝土构件。巫峡长江大桥初步设计推荐方案为上承式钢管混凝土拱桥,净跨 400m,主拱圈采用变截面钢管桁架,拱上立柱为钢管混凝土排架,桥面采用空间钢管混凝土桁架^[32]。

江西太白桥为目前跨径最大的刚架拱桥,净跨 130m,采用 $2\Phi 168\text{mm} \times 5\text{mm}$

和 $2\Phi 133\text{mm}\times 4.5\text{mm}$ 的钢管混凝土上、下弦杆和角钢腹杆组成劲性骨架, 转体合拢后挂模板现浇混凝土形成钢筋混凝土箱形截面。

3.1.2 按照桥面的位置划分

根据桥面的位置, 拱桥可分为上承式、中承式和下承式三种类型。在钢管混凝土拱桥中, 中承式、下承式采用较多, 而上承式则采用较少, 这同钢筋混凝土拱桥以上承式为主是不同的。

1 上承式拱

上承式拱建筑高度大, 对地基要求高, 适合于峡谷桥位。上承式钢管混凝土拱桥有肋拱、桁拱、箱拱、桁架拱和刚架拱。上承式构造、横向联系容易布置, 桥面系支承于立柱上, 整体性、横向稳定性和抗震性均较好。但是, 钢管混凝土上承式拱桥桥面荷载比下承式拱桥、中承式拱桥的桥面荷载都大, 因此, 桥面荷载的轻型化是上承式钢管混凝土拱桥需要进一步解决的问题。三峡对外公路上的黄柏河大桥、下牢溪大桥、四川白勉峡大桥、盐源金河雅砻江大桥、万县长江大桥、奉节梅溪河大桥均为上承式钢管混凝土拱桥。

2 下承式拱

下承式拱主要用在建筑高度受到严格限制和地基条件比较差的情况下, 其截面只能是肋式或桁式, 以肋式居多, 跨径 100m 左右一般选哑铃形, 再大可采用箱肋。

下承式钢管混凝土拱桥根据其上、下部结构的联接方式可分为两种, 一种是上、下部结构之间刚接, 一种是简支。第一种方式由于拉杆 (或系杆) 直接锚固在墩台上, 因而处理简单, 施工张拉调整方便, 且横向稳定性也好, 但活载内力和次内力对下部结构影响较大, 采用这种方式较多, 如四川旺苍东河大桥、广东南海佛陈大桥等。第二种方式结构受力明确, 下部结构受力有利, 但节点处理和拉杆张拉调整困难, 支座构造复杂, 很少采用。

下承式钢管混凝土拱桥, 常采用柔性系杆和柔性吊杆, 主要靠风撑将拱肋联成整体, 因此横撑间距较密, 刚度也较大; 如果要取消风撑, 须改用刚性系梁, 或加大拱肋刚度。

3 中承式拱

中承式拱的构造介于上承式和下承式之间, 其建筑造型极佳, 近几年来

在城市桥梁中备受青睐,应用很多,已经建成和正在建设的中承式钢管混凝土拱桥有二十几座。

中承式拱桥的断面形式基本上与下承式拱桥的断面形式相同,常用的有肋式或桁式,跨径在120m以下可用哑铃形,再大则用桁式,也可用箱肋。

中承式拱桥常用在主跨,边跨配上承式,一般不带系杆,其水平推力通过边孔小跨采用小的矢跨比、边拱采用恒载集度比钢管混凝土肋拱大的钢管混凝土(或钢筋混凝土)板拱、肋拱、箱拱、刚架拱等来解决。有时为了减小水平推力对墩台的不利影响,人们将中承式拱桥设计成系杆带悬臂半孔的自锚式(又称飞燕式),已经建成的广东南海三山西大桥和即将修建的广州丫髻沙大桥均采用了这一结构形式。

中承式拱桥桥面系一部分用刚架立柱支承在拱肋上;另一部分则采用悬吊飘浮体系,即用吊杆吊住横梁,横梁上架T梁或板梁成为桥面,这种桥面系结构不受主拱变形的影响,但其构造的整体性较差,车辆通过时往往会产生明显的振动。

中承式拱桥一般通过设置横撑来解决横向稳定问题。若要取消风撑,必须加强拱肋的横向刚度和吊杆与桥面系的联系,同时还要加强桥面以下两拱肋的联系,以缩短拱肋横向稳定计算长度。

3.1.3 按照钢管混凝土在拱桥的具体应用划分

按照钢管混凝土在拱桥的具体应用主要分为以下两大类。

第一类是钢管混凝土拱桥,即将钢管与其内填的混凝土共同作为结构的主要受力组成部分,同时钢管也作为施工时的劲性骨架,设计以前者控制。这类桥梁目前主要有单管和哑铃形肋拱、桁拱和桁架拱,其含钢率较高,跨径从几十米到400m,钢管混凝土构件可以按同一模型进行考虑。

第二类是钢管混凝土劲性骨架拱桥,即利用钢管作为施工的劲性骨架,先内灌混凝土成钢管混凝土后挂模板外包混凝土形成箱形(或矩形、工字形)断面,钢管材料可以参与拱桥建成后运营阶段的受力,但不是以使用荷载作为控制,而是以施工荷载作为控制。这类桥梁有板拱、箱拱、工字形肋拱、箱肋拱和刚架拱,除板拱外,其跨越能力均较强,一般都在百米以上,最大跨径已达420m。由于钢管混凝土主要起施工过程中的劲性骨架作用,且断面配有较多的普通钢筋,这类桥梁人们习惯称为钢筋混凝土拱桥。

人们从实践中发现,钢管混凝土构件外包混凝土存在施工工序复杂、高空作业、施工条件差、工程质量不易保证、工期长等问题,所以,对大跨径

拱桥,除了特殊原因(如四川万县长江大桥,那里当三峡水库建成后拱脚下段将被淹没二十余米高,且附近有化工厂的严重烟雾污染),目前已普遍将原作为劲性骨架的钢管混凝土拱圈管径加大而直接采用钢管混凝土拱的形式,或者采用钢管混凝土桁架结构,以避免外包混凝土施工。原被认为仅能采用劲性骨架施工的大跨径拱桥已逐渐被钢管混凝土拱桥替代,大大简化、方便了施工。

从前面钢管混凝土拱桥桥型分类情况来看,除了钢管混凝土劲性骨架拱桥,其主拱肋均由钢管混凝土构件组成,因此可以将这类桥梁作为一种类型来研究。本文主要计算、分析和研究这种桥型,分析对象为目前世界上最大跨度的中承式钢管混凝土系杆拱桥——广州丫髻沙大桥。

3.2 丫髻沙大桥静载下主拱肋内混凝土的应力计算与分析

3.2.1 构造简述

广州市丫髻沙大桥位于广州市环城高速公路上,跨越珠江。其主桥是一座 76m+360m+76m 自锚式钢管混凝土中承式系杆拱桥(如图 3-2-1 所示),跨度居世界首位。该桥利用主跨与边跨不同的材质、不同的矢跨比,并通过系杆使主跨的推力得到平衡,使总体结构变为无推力结构。

丫髻沙大桥主跨计算跨径 344m,计算矢高 76.45m,矢跨比 1/4.5;其两侧边跨均为半拱结构,计算跨径 71m,计算矢高广氮侧 27.278m、沙贝侧 27.969m,矢跨比广氮侧 1/2.6、沙贝侧 1/2.54。桥面总宽(按横梁长度计)38.0m,桥面净宽 32.4m(0.45m 防护栏+0.5m 硬路肩+2.5m 紧急停车带+3*3.75m 主车道+0.5m 硬路肩+2.0m 中央分隔带+0.5m 硬路肩+3*3.75m 主车道+2.5m 紧急停车带+0.5m 硬路肩+0.45m 防护栏),桥面横坡 1.5%。

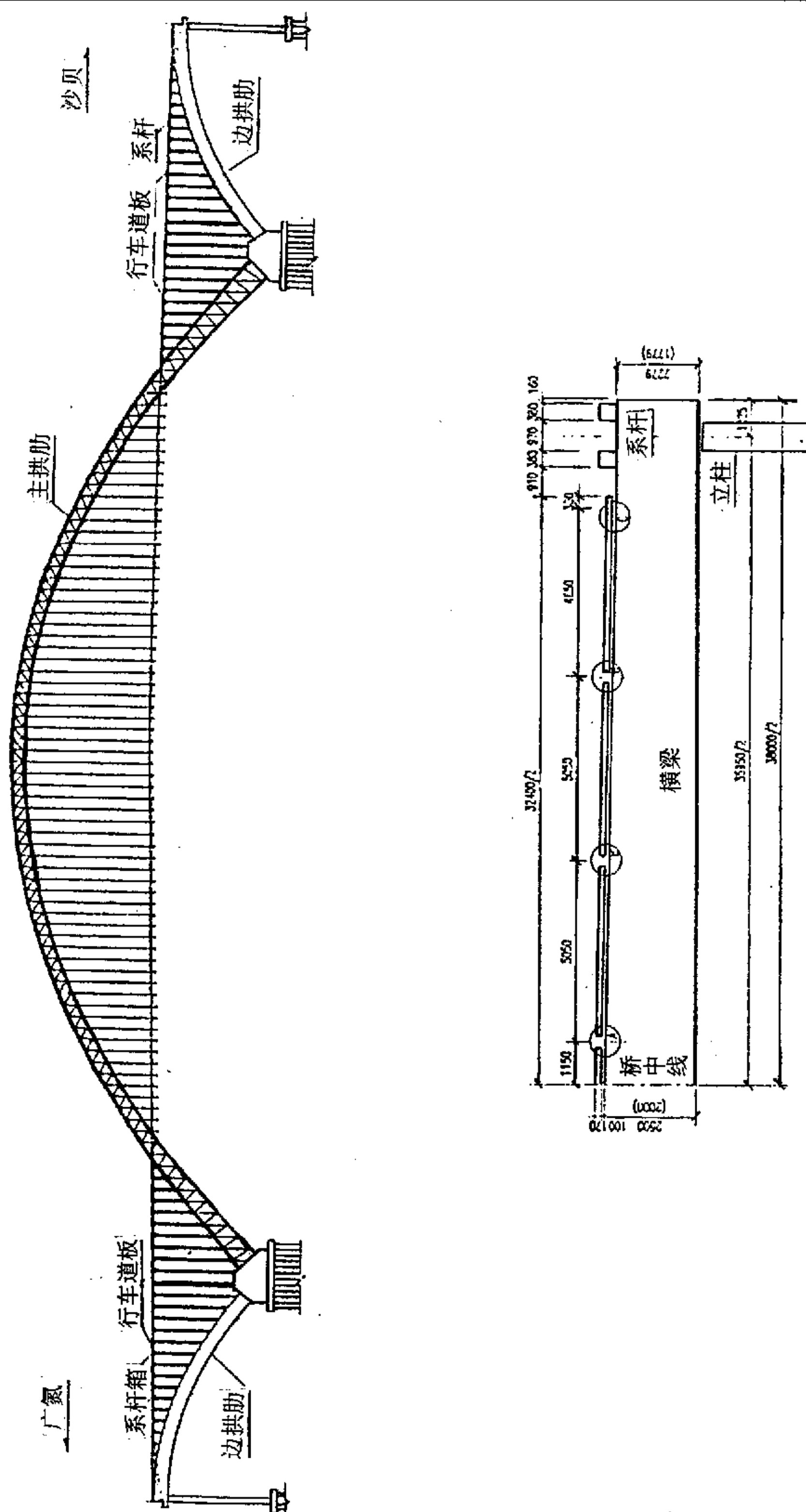


图 3-2-1 桥跨布置及桥面系横断面图

Ch001.4091.99.4

1 主跨拱肋

主跨拱肋采用变高度、等宽度截面，两主拱肋间中距 35.95m，每肋由 6 根钢管混凝土构件、缀条（上、下弦杆之间的空心钢管）、平联板（上弦、下弦杆的钢管水平向钢板）以及平联板之间的混凝土共同组成桁拱结构（如图 3-2-2 所示）。缀条包括直腹杆和斜腹杆，连结上、下弦杆且在同一平面的直腹杆由 $\Phi 450\text{mm}\times 12\text{mm}$ 和 $\Phi 351\text{mm}\times 10\text{mm}$ 的钢管组成刚架结构，斜腹杆同样连结上、下弦杆且在同一平面，由 3 根 $\Phi 450\text{mm}\times 12\text{mm}$ 的空钢管组成。

主跨拱肋两端与桥墩承台的拱座固结。

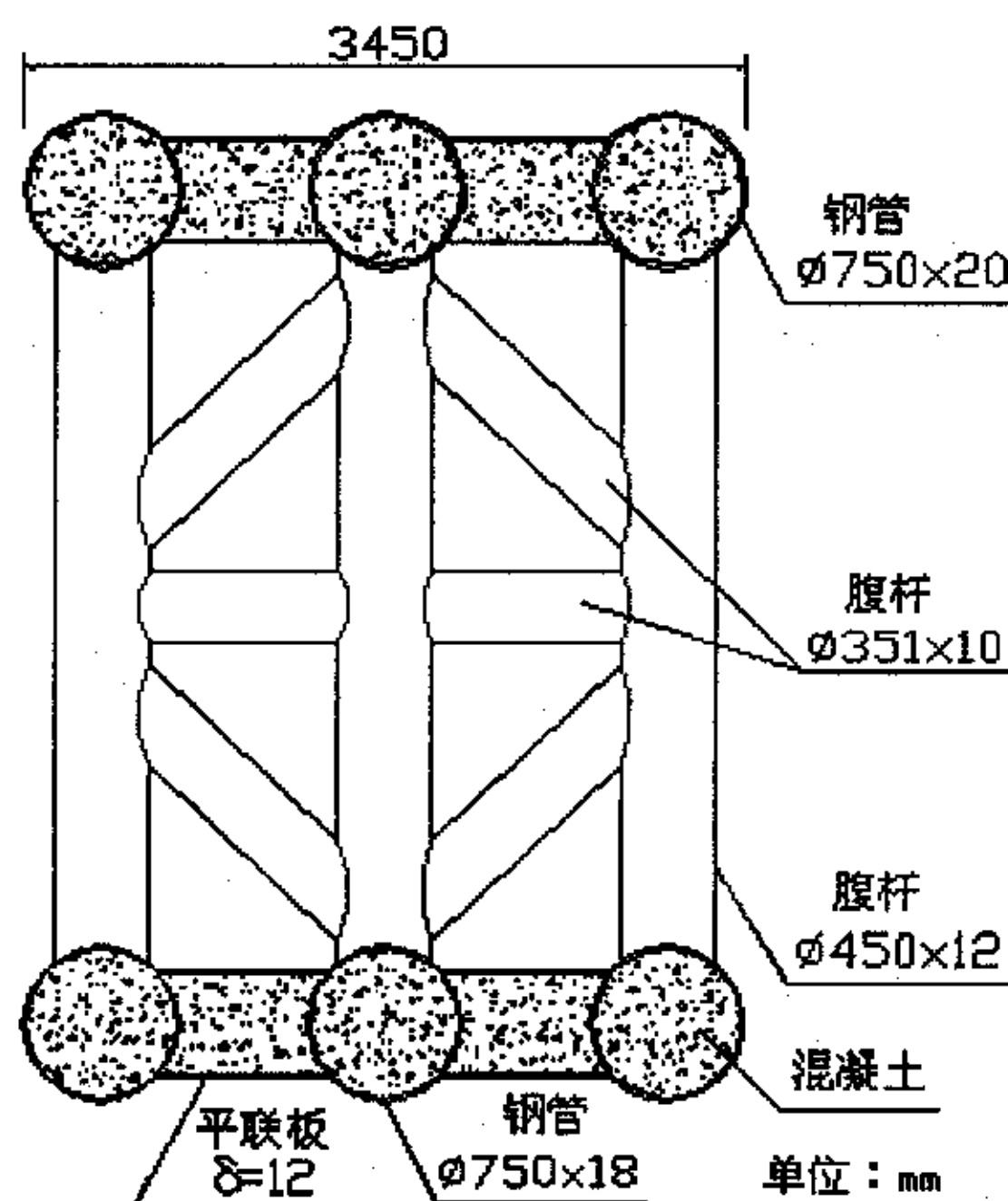


图 3-2-2 主跨拱肋截面

2 边跨拱肋

边跨拱肋为钢筋混凝土结构，除两端 4m 范围内和立柱中心沿纵向两侧 0.4m 范围内是实心矩形（ $3.45\text{m}\times 4.50\text{m}$ ）截面之外，其余部分均为箱形（ $3.45\text{m}\times 4.50\text{m}$ ）截面，截面构造如图 3-2-3 所示。

边跨拱肋一端与主墩拱座固结，一端与边墩简支。

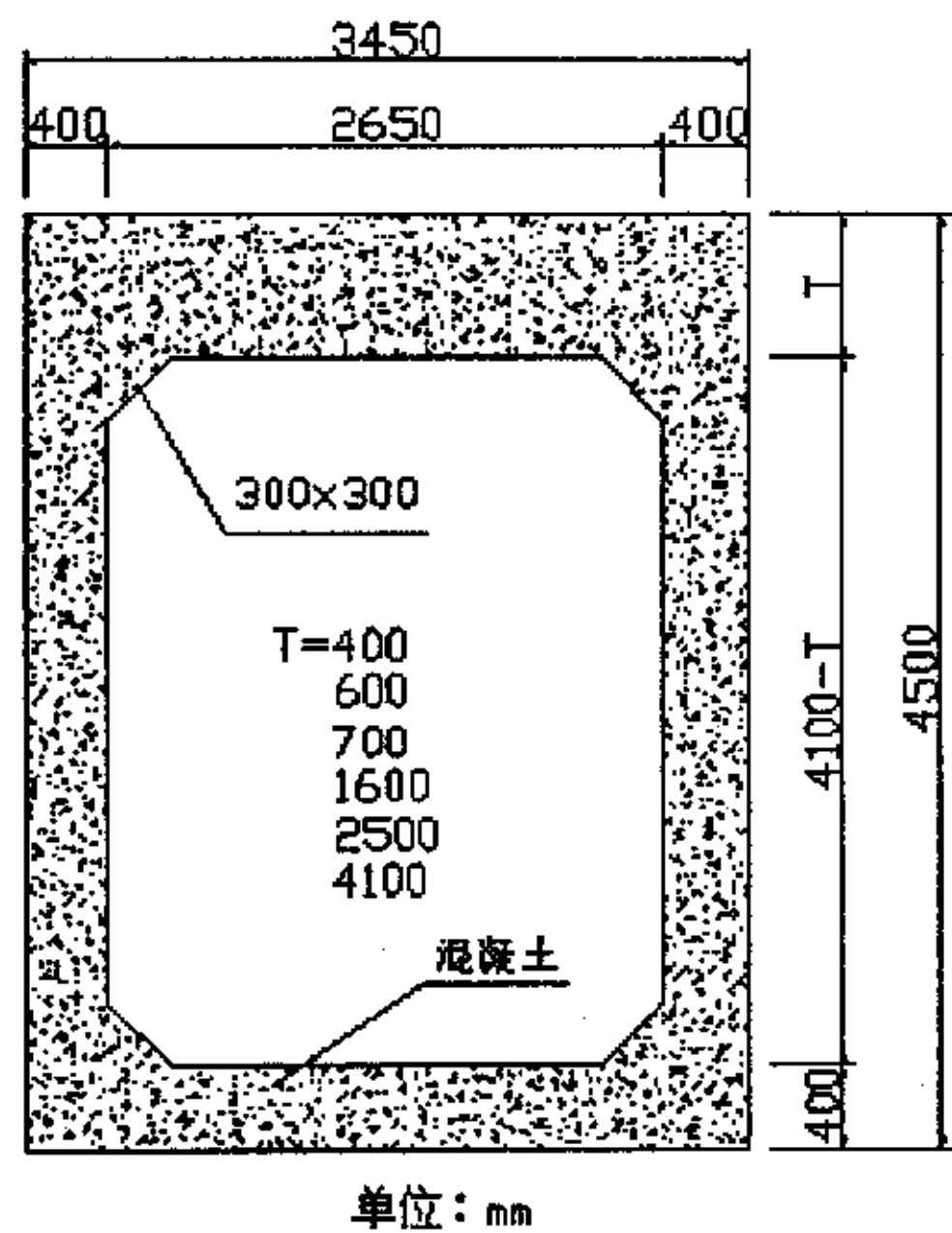


图 3-2-3 边跨拱肋截面

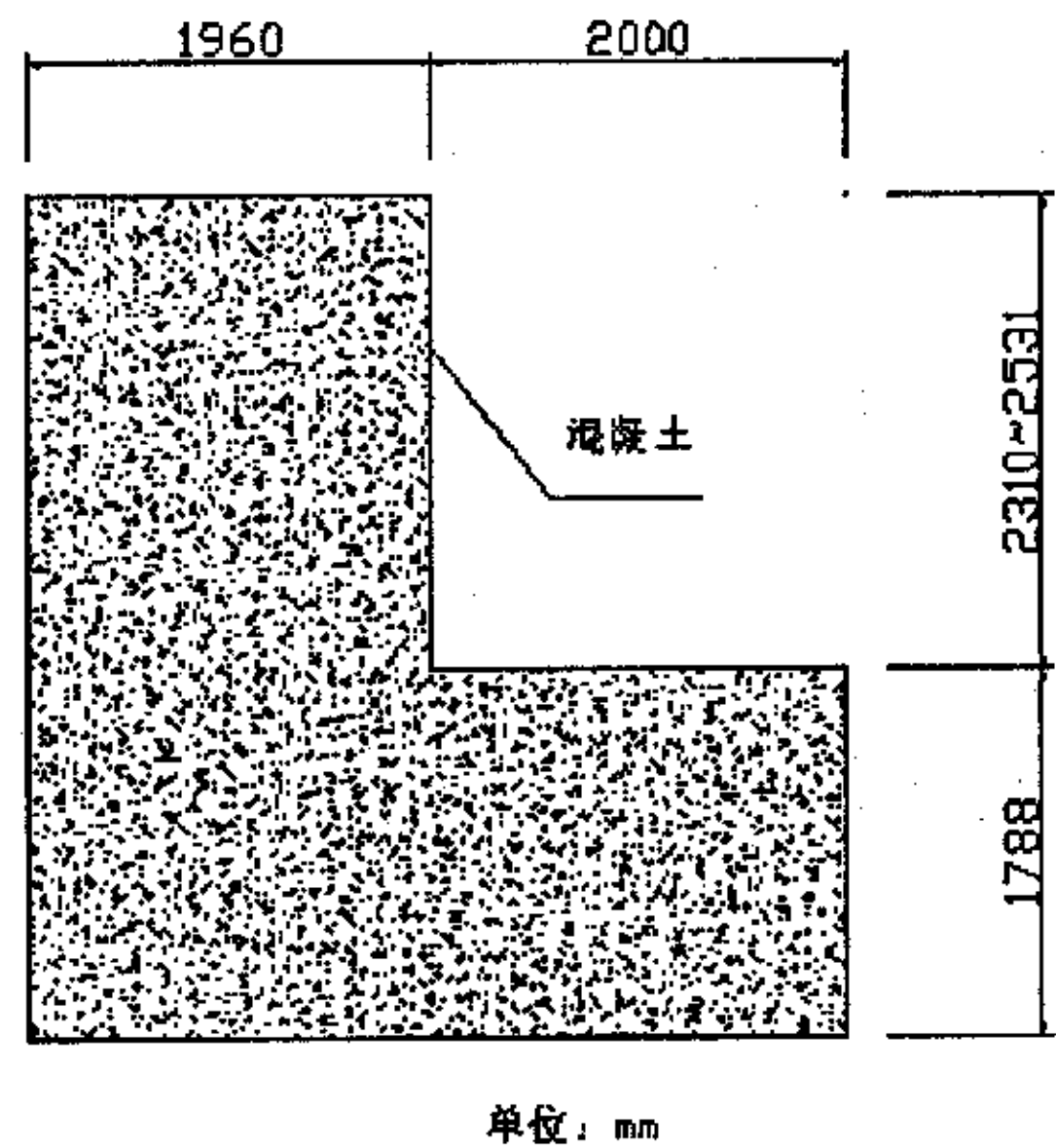


图 3-2-4 端横梁截面

3 横撑

为了保证两片主拱肋的横向刚度和稳定性，两主拱肋之间设置了 7 道横

撑,每道横撑包括直横撑和斜横撑,呈米字形结构。直横撑和斜横撑均为空钢管组成的刚架结构,其上、下弦杆分别与主拱肋的上、下弦杆相连。直横撑上、下弦杆均为 $\Phi 500\text{mm} \times 16\text{mm}$ 的钢管,而斜横撑上、下弦杆则采用 $\Phi 500\text{mm} \times 14\text{mm}$ 的钢管,直横撑和斜横撑的缀杆均为 $\Phi 299\text{mm} \times 8\text{mm}$ 的钢管。

边跨横撑为钢筋混凝土工字梁,广氮端边跨和沙贝端边跨各 6 道,总共 12 道。另外,边跨的一端有一道刚度很大的端横梁(如图 3-2-4 所示),以保证边跨两片拱肋连为一体,共同承受荷载和变形。

4 吊杆和系杆

为了使拱肋的受力均匀,吊杆的间距设计为 4m,吊杆两端分别锚固于主拱肋和钢横梁上,每根吊杆由 61 股 $\Phi 15.24\text{mm}$ 高强度钢绞线组成。

系杆置于主桥桥面上,呈可自由滑动状态。系杆分布在桥的两侧,每侧有 8 束(每束由 61 股 $\Phi 15.24\text{mm}$ 钢绞线组成)高强度钢绞线,采用群锚锚固于边跨拱肋的端部,通过边跨将张拉力传递到主跨拱脚以平衡主跨产生的推力。

5 立柱

立柱与拱肋、横梁相连,形成刚架。主跨拱肋上全部立柱、边跨拱肋上部分立柱为钢管混凝土结构,钢管直径 800mm,壁厚 12mm,内灌 50 号混凝土。边跨拱肋上除一部分立柱为钢管混凝土结构之外,其余部分为钢筋混凝土结构,立柱直径 800mm。

6 桥面系

桥面系包括横梁、桥面板、桥面铺装及其它附属设施。

在主跨内,与吊杆相连的横梁是变截面钢横梁,与立柱相连的横梁是变截面钢-混凝土结合梁。在边跨上,与立柱相连的横梁为变截面预应力钢筋混凝土梁。

桥面板为钢筋混凝土结构,采用 50 号混凝土,横桥向施加预应力,板厚 170 mm,横桥向宽度 32.40m,置于横梁上。

桥面铺装厚度 82mm。

主桥设置了两道伸缩缝,其它部分桥面连续。

为了约束桥面板的横向位移,在桥面板与主拱圈相交的位置设有横向限位装置。

3.2.2 建立计算模型

丫髻沙大桥属于自锚式钢管混凝土系杆拱结构, 根据拱桥的受力特点, 考虑主要方面, 忽略次要方面, 进行简化, 建立全桥空间计算模型 (如图 3-2-5 所示)。全桥计算模型包括梁单元、杆单元和板单元, 共计 4094 个, 结点 2082 个。本文在计算中将钢管混凝土及类似构件按换算截面法计算其材料特性和截面特性, 关于此类构件计算方法的探讨请参见第二章。

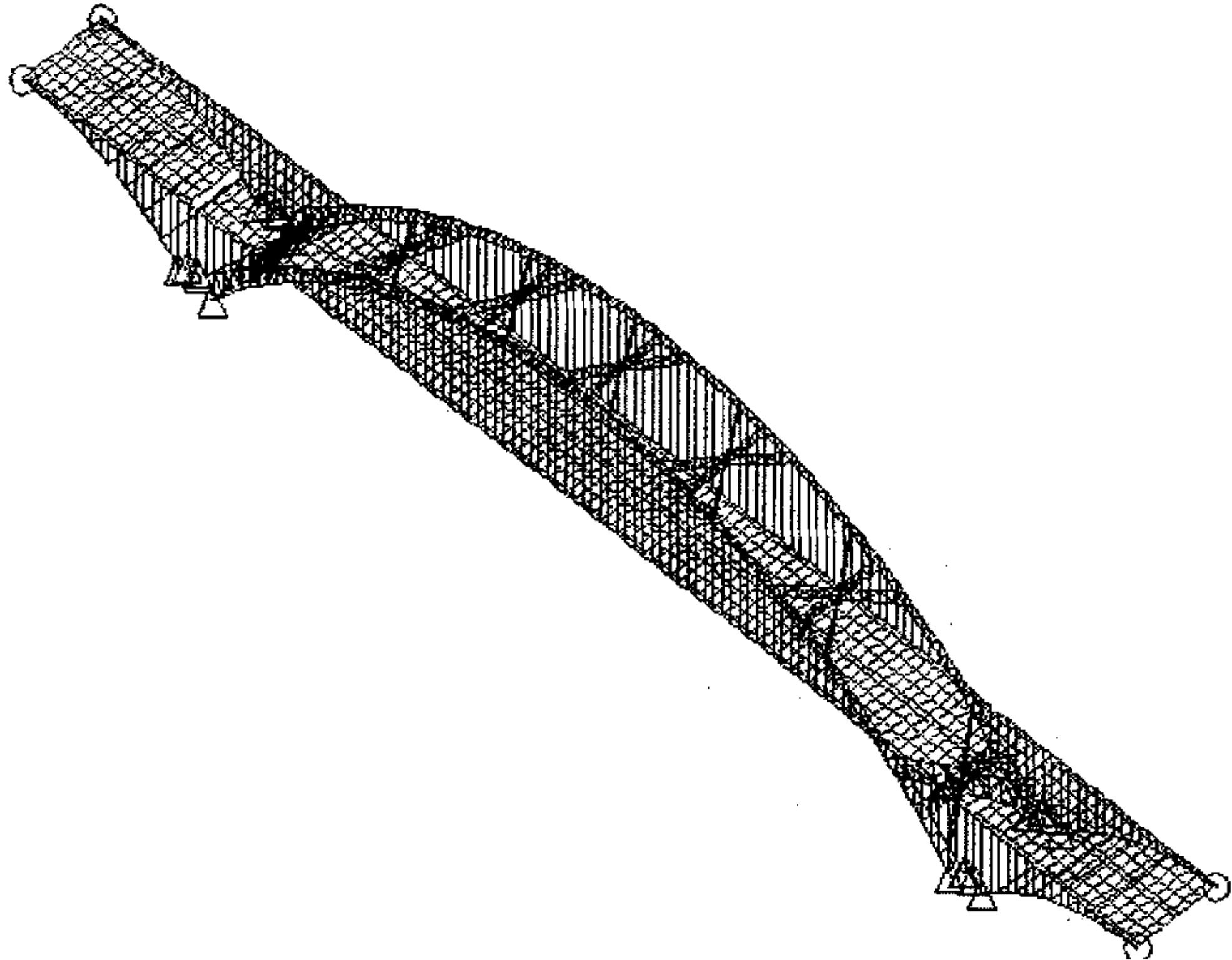


图 3-2-5 全桥计算模型示意图

3.2.2.1 主跨拱肋建模

主跨拱肋为曲线线形, 有人曾提出把拱离散为曲梁单元, 以考虑曲率的影响, 但是在实用上由于拱上建筑的立柱间距不大, 而且对于一般常用的悬链线或抛物线, 其曲率又是沿弧长连续变化的, 如果对每一单元采用当量圆曲梁来替代也仍然是近似的。实践表明: 对于拱的结构分析, 把拱离散为折

Ch001.4091.99.4

线形的直梁集合不但方便,而且已经足够精确^[4]。

1 上、下弦杆

上、下弦杆为钢管混凝土结构,由于钢管、平联板、混凝土已连接形成一个整体(如图 3-2-6 所示),因而将钢管、平联板、混凝土一并作为空间梁单元进行处理,根据换算截面法计算其材料特性和截面特性。

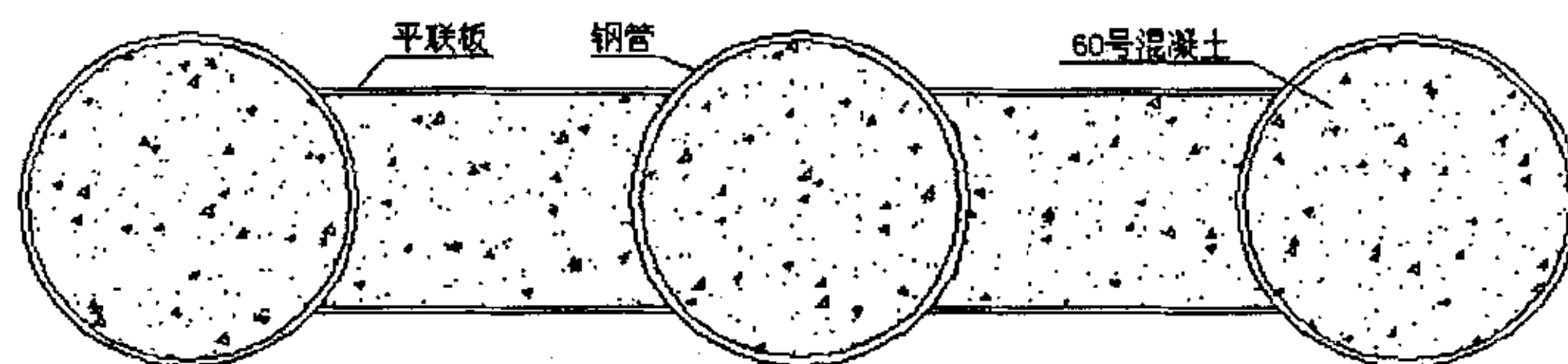


图 3-2-6 上弦杆(或下弦杆)截面

2 腹杆

在不考虑与直腹杆相连的钢管 $\Phi 351\text{mm} \times 10\text{mm}$ 的情况下,将连结上、下弦杆的三根直腹杆和三根斜腹杆分别按等效刚度的原则合并,作为空间梁单元进行处理。

未计入拱肋内初始内力的影响。

3.2.2.2 边跨拱肋建模

边跨实心矩形拱肋和箱形拱肋按空间梁单元进行考虑。由于箱形拱肋顶板厚度在不同的区间发生变化,因此,分段建立计算模型,计算箱形拱肋的截面特性;与此同时,在计算抗扭惯性矩时,计入较厚顶板的影响。

未考虑拱肋内钢筋对材料特性和截面特性的影响。

3.2.2.3 横撑建模

主跨横撑是由钢管组成的刚架结构,因此,把构成主跨横撑各种不同的钢管作为空间梁单元进行考虑,建立主跨横撑计算模型(如图 3-2-7 所示)。

边跨横撑是钢筋混凝土工字梁,与边跨拱肋固结在一起,所以,将其按

空间梁单元进行考虑。

边跨外端端横梁与边跨拱肋固结在一起，因此，把端横梁作为空间梁单元处理。

未计入端横梁和工字梁内钢筋对材料特性和截面特性的影响。

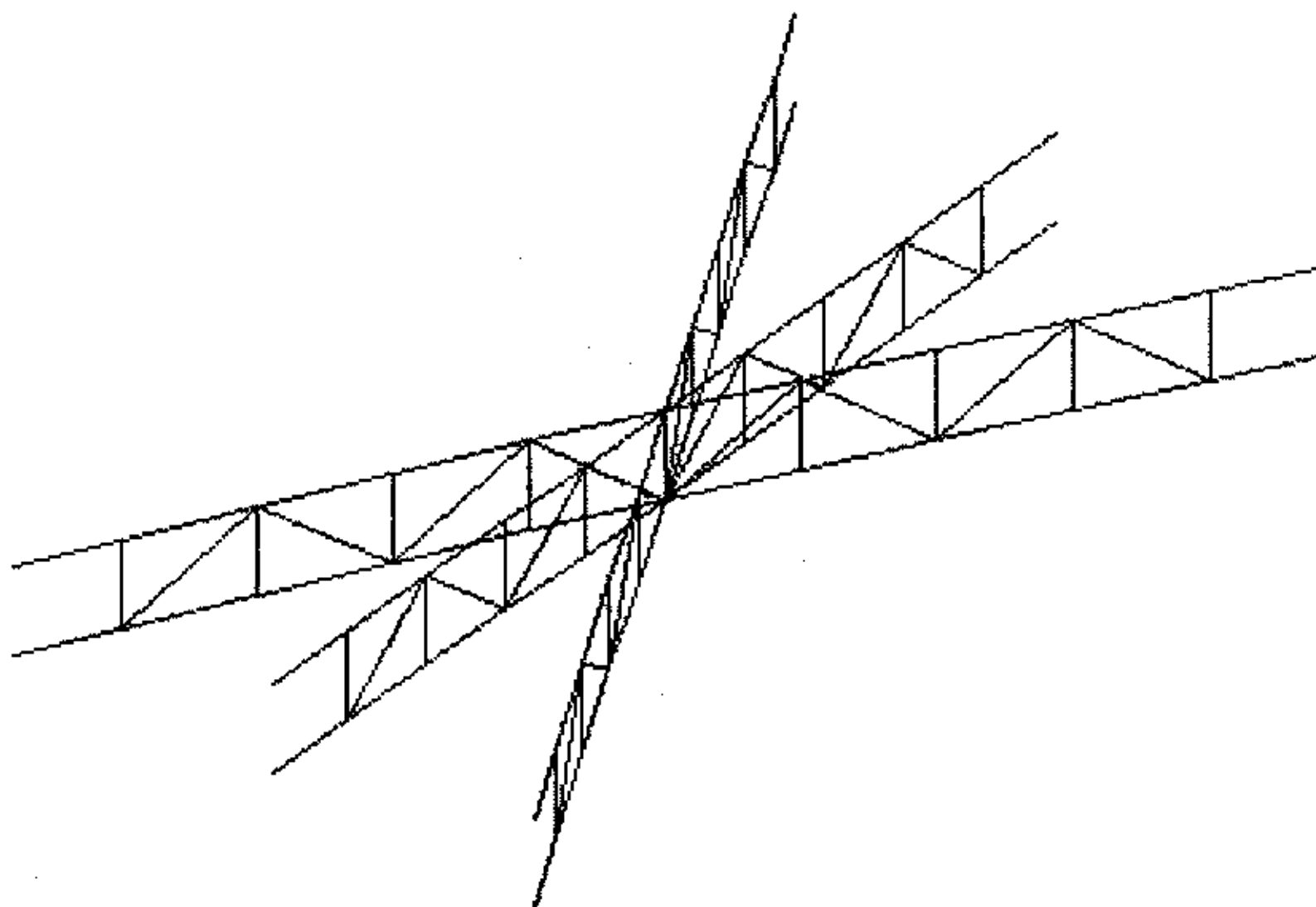


图 3-2-7 主跨横撑模型示意图

3.2.2.4 吊杆、系杆建模

吊杆、系杆均为柔性杆件，只承受轴向拉力，因此，将其均视作空间杆单元进行处理。

在成桥状态下，系杆内存在张拉内力，为了考虑张拉内力对结构其它构件的影响，利用系杆温度变化来模拟系杆的张拉内力。

吊杆、系杆的几何刚度未考虑。

3.2.2.5 立柱建模

钢管混凝土立柱、钢筋混凝土立柱都与拱肋、横梁固结，因此，将其均

作为空间梁单元处理,并按照换算截面法计算钢管混凝土立柱的材料特性和截面特性。

未考虑钢筋混凝土立柱内钢筋对材料特性和截面特性的影响。

3.2.2.6 桥面系建模

不论是钢横梁、钢-混凝土结合梁,还是预应力钢筋混凝土梁均作为空间梁单元进行处理。由于上面三种横梁的横截面是变截面,为了比较精确地模拟实际结构,对横梁进行分段处理,并计算其截面特性。预应力钢筋混凝土梁内预应力钢筋和普通钢筋的影响未计入。

桥面板按空间四边形板单元处理,同时在板单元中计入桥面铺装、护栏、中央分隔带的质量。桥面板内钢筋的影响未考虑。

3.2.2.7 边界条件模拟

主跨拱肋两端、边跨拱肋靠近主跨的一端均嵌固在拱座上,而拱座与桥墩承台连为一体,因此,均按固结边界条件处理。边跨拱肋远离主跨的一端直接置于橡胶支座上,根据橡胶支座的变形,放松边跨拱肋端部纵向平动自由度、横向转动自由度、竖向转动自由度,其余3个自由度全部约束。

在主墩顶部桥面板上有一道伸缩缝,为了保证主跨桥面板和边跨桥面板之间不相互影响,在建立计算模型时,将此处桥面板断开。

主拱拱肋、钢管混凝土立柱、钢-混凝土结合梁依次刚性连结,因此,不考虑桥面板横向限位作用。

3.2.3 丫髻沙大桥静载下主拱肋内混凝土的应力计算与分析

根据3.2.2节建立的丫髻沙大桥全桥计算模型以及全部梁单元、杆单元、板单元的材料特性(见表3-1)和截面特性(见表3-2),采用有限元程序 Super SAP93 的计算模块 SSAP0H,可得到丫髻沙大桥在静载(包括恒载和均布活载)作用下主跨拱肋上、下弦杆的单元杆端内力。

表 3-1 材料特性

名 称	弹性模量 (Pa)	泊松比	重量密度 (N/m ³)
主跨弦杆	3.65E+10	1/6	21089
主跨拱肋腹杆	2.10E+10	0.28	78500
边跨拱肋	3.15E+10	1/6	25000
主跨横撑	2.10E+11	0.28	78500
边跨横撑	3.50E+10	1/6	25000
吊杆	1.90E+11	0.28	83424
系杆	1.90E+11	0.28	78500
钢管混凝土立柱	3.50E+10	1/6	21341
钢筋混凝土立柱	3.00E+10	1/6	25000
钢横梁	2.10E+11	0.28	102046
钢-混凝土结合梁	2.10E+11	0.28	104639
预应力钢筋混凝土梁	3.50E+10	1/6	29605.7
钢筋混凝土 端横梁	3.50E+10	1/6	25000
桥面板	3.50E+10	1/6	44190
			36094
			84317

表 3-2 截面特性

名 称	截面面积 A (m ²)	抗扭惯性矩 J _t (m ⁴)	抗弯惯性矩 I ₂ (m ⁴)	抗弯惯性矩 I ₃ (m ⁴)
主跨弦杆	2.77487	2.80378	0.10327	2.83031
主跨拱肋腹杆	4.95366E-2	3.24711E-2	1.18880E-3	6.13758E-2
边跨拱肋	15.5250	32.69321	26.1977	15.3983
	5.8997	17.49651	15.5637	9.9313
	6.4301	18.20209	17.0012	10.2418
	6.6954	18.29593	17.5197	10.3973
	9.0806	19.65491	19.0187	11.7933
	11.4650	22.35381	19.3206	13.1874

Ch001.4091.99.4

续表 3-2

名 称	截面面积 A (m^2)	抗扭惯性矩 J_1 (m^4)	抗弯惯性矩 I_2 (m^4)	抗弯惯性矩 I_3 (m^4)
主跨横撑	2.43285E-2	1.42633E-3	7.13165E-4	7.13165E-4
	2.13754E-2	1.26324E-3	6.31622E-4	6.31622E-4
	7.31363E-3	1.54948E-4	7.74742E-5	7.74742E-5
边跨横撑	8.25133E-1	1.97621E-2	1.58100E-2	3.50510E-1
吊杆	8.39692E-3	1.0E-8	1.0E-8	1.0E-8
系杆	6.71754E-2	1.0E-8	1.0E-8	1.0E-8
钢管混凝土 立柱	0.67551	6.37128E-2	3.34587E-2	3.34587E-2
钢筋混凝土 立柱	0.50265	4.02124E-2	2.01062E-2	2.01062E-2
钢横梁	0.06038	7.94987E-6	1.06281E-3	2.76729E-2
	0.06105	8.03920E-6	1.06284E-3	2.89470E-2
	0.06248	8.22990E-6	1.06289E-3	3.17500E-2
	0.07685	1.82133E-5	1.74561E-3	4.34440E-2
	0.07760	1.83133E-5	1.74563E-3	4.54050E-2
钢-混凝土 结合梁	0.12411	0.24794E-1	0.48369E-2	0.86576E-1
	0.12478	0.25711E-1	0.48369E-2	0.89731E-1
	0.12606	0.27474E-1	0.48369E-2	0.95790E-1
	0.14023	0.42261E-1	0.55196E-2	0.13291
	0.14101	0.43776E-1	0.55197E-2	0.13778
预应力钢筋 混凝土横梁	0.92339	1.57229E-2	0.053600	0.65658
	0.93010	1.58123E-2	0.053623	0.68124
	0.94472	1.60029E-2	0.053695	0.73535
	0.96031	1.62083E-2	0.053758	0.79616
	0.96800	1.63123E-2	0.053770	0.82753
钢筋混凝土 端横梁	11.6070	8.97720	13.46355	15.49375
	11.6730	9.06086	13.50863	15.87973
	11.8135	9.23946	13.60453	16.71923
	11.9645	9.43187	13.70660	17.65520
	12.0410	9.52934	13.75785	18.13765

由主拱肋上、下弦杆单元两端的计算内力和下列材料力学公式, 可计算恒载作用下主拱肋上、下弦单元杆端截面不同位置 (如图 3-2-8 所示) 的轴

力产生的正应力、竖向弯曲正应力和水平弯曲正应力：

$$\text{轴力产生的正应力 } \sigma_{ap} = \frac{N}{A} \quad (3-1)$$

$$\text{竖向弯曲正应力 } \sigma_{ib} = \frac{M_2}{I_2} z \quad (3-2)$$

$$\text{水平弯曲正应力 } \sigma_{cb} = \frac{M_3}{I_3} y \quad (3-3)$$

其中：N、 M_2 、 M_3 ——分别是单元杆端轴向压力、竖向弯矩、水平弯矩；

A、 I_2 、 I_3 ——分别是换算截面的截面面积、竖向抗弯惯性矩、水平抗弯惯性矩。

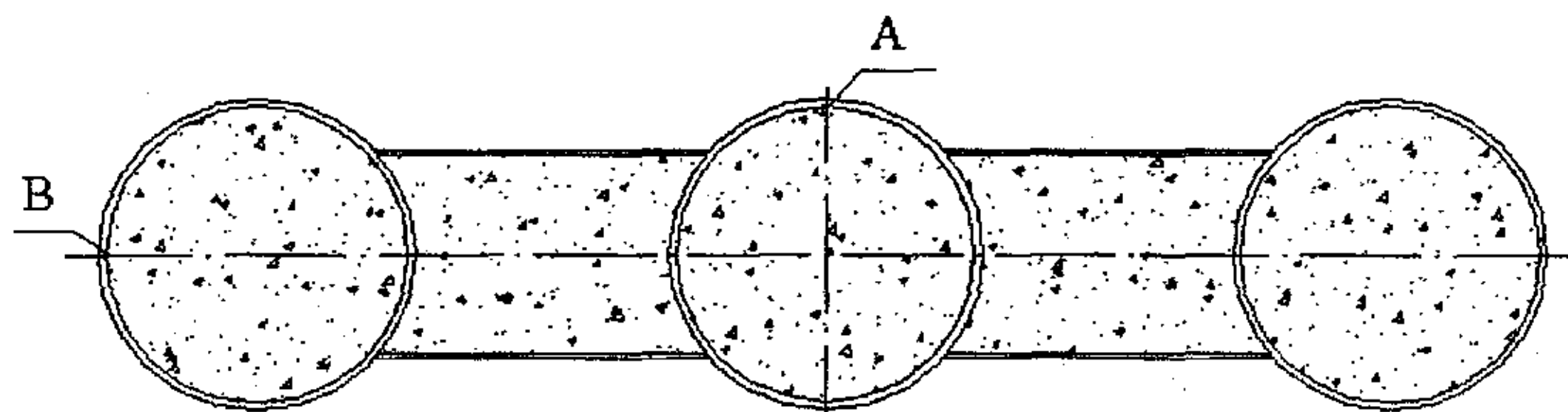


图 3-2-8 弦杆单元杆端截面应力计算点

丫髻沙大桥主桥桥面标高相对跨中不对称，但计算结果表明，在静载作用下主跨跨中两边差别很小，故本文仅分析广氮端主拱半跨（如图 3-2-9 所示）钢管内混凝土的弯曲正应力和轴力所产生的正应力。在恒载作用下，计算结果见表 3-3、表 3-4。

表 3-3 所示轴力所产生的正应力、竖向弯曲正应力（A 点处）和水平弯曲正应力（B 点处）分别为主拱肋弦杆单元杆端截面上钢管内混凝土的轴力所产生的正应力、竖向弯矩所产生的最大竖向弯曲正应力和水平弯矩所产生的最大水平弯曲正应力。

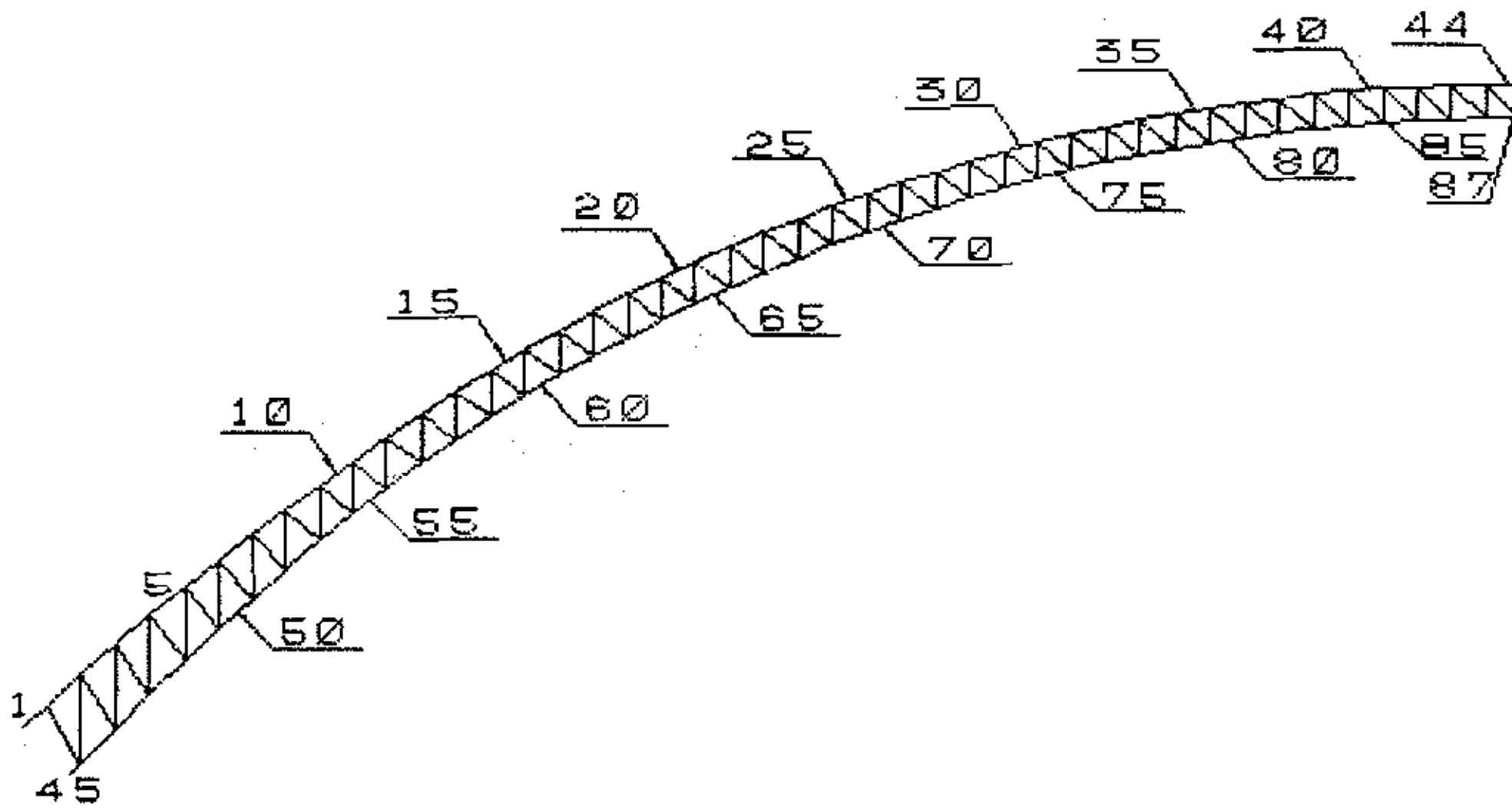


图 3-2-9 主拱肋弦杆单元示意图

从表 3-3 可以看出:

(1) 水平弯曲正应力 σ_{cb} 以及 σ_{cb} 与轴力所产生的正应力 σ_{ap} 的比值都比较小, 所以, 在单元端截面任何位置水平弯曲正应力相对于轴力所产生的正应力来说是比较小的一部分。

(2) 上弦杆有三处单元杆端截面竖向弯矩所产生的竖向弯曲正应力 σ_{ib} 比较大, 即靠近拱脚的 1~3 单元杆端截面最大的 σ_{ib} 达到了 -4.64981MPa、紧挨跨中的 44 单元一侧杆端截面 σ_{ib} 为 -2.27650MPa、中间区段 9 单元一侧杆端截面 σ_{ib} 也达到了 4.38707MPa; 同时, 这三处单元杆端截面竖向弯曲正应力与轴力所产生的正应力的比值相对来说比较大, 即第一处两者的比值在 10.23%~40.43%之间变化, 第二处、第三处分别达到了 16.39%、32.95%。

表 3-3 恒载作用下主拱肋上、下弦杆钢管内混凝土的应力

单元 编号	轴力产生 的正应力 σ_{ap} (MPa)	竖向弯曲 正应力 σ_{lb} (MPa)	$\frac{ \sigma_{lb} }{ \sigma_{ap} } \times 100$ (%)	水平弯曲 正应力 σ_{cb} (MPa)	$\frac{ \sigma_{cb} }{ \sigma_{ap} } \times 100$ (%)
1	11.49964	-4.64981	40.43	-0.43346	3.77
	11.49964	-2.58177	22.45	0.15120	1.31
2	10.88700	2.46699	22.66	-0.14909	1.37
	10.88700	1.57333	14.45	-0.26622	2.45
3	10.92664	-1.11734	10.23	0.24686	2.26
	10.92664	0.00704	0.06	-0.01986	0.18
4	10.98070	-0.08577	0.78	0.05966	0.54
	10.98070	0.20604	1.88	0.08100	0.74
5	11.10683	-0.26156	2.35	-0.04731	0.43
	11.10683	0.11056	1.00	0.12768	1.15
6	11.27621	-0.17742	1.57	-0.11278	1.00
	11.27621	0.17016	1.51	-0.12376	1.10
7	11.53568	-0.15453	1.34	0.13570	1.18
	11.53568	0.10105	0.88	-0.28732	2.49
8	11.91047	0.27142	2.28	0.27267	2.29
	11.91047	0.50992	4.28	-0.38020	3.19
9	13.31594	4.38707	32.95	0.31320	2.35
	13.31594	0.11045	0.83	0.15759	1.18
10	13.34477	0.15923	1.19	-0.15880	1.19
	13.34477	-0.57284	4.29	0.35795	2.68
11	12.75376	1.12736	8.84	-0.30506	2.39
	12.75376	0.75607	5.93	0.26453	2.07
12	11.95011	0.11606	0.97	-0.21296	1.78
	11.95011	0.90645	7.59	0.10169	0.85
13	11.27621	-0.17987	1.60	-0.05361	0.48
	11.27621	0.83005	7.36	-0.06502	0.58
14	10.71042	-0.24929	2.33	0.11320	1.06
	10.71042	0.79583	7.43	-0.21314	1.99
15	10.27436	-0.34848	3.39	0.26205	2.55
	10.27436	0.72945	7.10	-0.29806	2.90
16	9.95362	-0.40621	4.08	0.33437	3.36
	9.95362	0.73636	7.40	-0.23371	2.35
17	9.69055	-0.29759	3.07	0.21423	2.21
	9.69055	0.65823	6.79	0.14427	1.49

附注：轴力产生的正应力和弯曲产生的正应力均规定压应力为正、拉应力为负。

续表 3-3

单元 编号	轴力产生 的正应力 σ_{ap} (MPa)	竖向弯曲 正应力 σ_{lb} (MPa)	$\frac{ \sigma_{lb} }{ \sigma_{ap} } \times 100$ (%)	水平弯曲 正应力 σ_{ch} (MPa)	$\frac{ \sigma_{ch} }{ \sigma_{ap} } \times 100$ (%)
18	9.52477	-0.51787	5.44	-0.14529	1.53
	9.52477	0.56455	5.93	0.50408	5.29
19	9.43828	-0.51234	5.43	-0.50300	5.33
	9.43828	0.45323	4.80	0.76777	8.13
20	9.38423	-0.46740	4.98	-0.77199	8.23
	9.38423	0.49264	5.25	0.24058	2.56
21	9.38062	-0.56005	5.97	-0.24185	2.58
	9.38062	0.42799	4.56	-0.25777	2.75
22	9.43468	-0.56455	5.98	0.24571	2.60
	9.43468	0.28144	2.98	-0.70926	7.52
23	9.57162	-0.60188	6.29	0.68695	7.18
	9.57162	0.31117	3.25	-0.62422	6.52
24	9.70857	-0.57665	5.94	0.61638	6.35
	9.70857	0.22682	2.34	-0.57000	5.87
25	9.89236	-0.56109	5.67	0.56512	5.71
	9.89236	0.15322	1.55	-0.52308	5.29
26	10.11940	-0.55521	5.49	0.52007	5.14
	10.11940	0.03900	0.39	-0.47664	4.71
27	10.38247	-0.50232	4.84	0.47598	4.58
	10.38247	-0.02853	0.27	-0.42327	4.08
28	10.67438	-0.49195	4.61	0.42556	3.99
	10.67438	-0.17313	1.62	-0.33907	3.18
29	10.99511	-0.39480	3.59	0.33871	3.08
	10.99511	-0.24262	2.21	-0.17340	1.58
30	11.29062	-0.14710	1.30	0.14505	1.28
	11.29062	-0.30499	2.70	0.16151	1.43
31	11.59334	-0.28072	2.42	-0.18039	1.56
	11.59334	-0.41070	3.54	0.51862	4.47
32	11.89966	-0.19616	1.65	-0.53605	4.50
	11.89966	-0.57907	4.87	0.83954	7.06
33	12.17355	-0.03228	0.27	-0.85280	7.01
	12.17355	-0.52444	4.31	0.46681	3.83
34	12.43662	-0.05704	0.46	-0.49238	3.96
	12.43662	-0.59220	4.76	0.08142	0.65

Ch001.4091.99.4

续表 3-3

单元 编号	轴力产生 的正应力 σ_{ap} (MPa)	竖向弯曲 正应力 σ_{lb} (MPa)	$\frac{ \sigma_{lb} }{ \sigma_{ap} } \times 100$ (%)	水平弯曲 正应力 σ_{cb} (MPa)	$\frac{ \sigma_{cb} }{ \sigma_{ap} } \times 100$ (%)
35	12.68889	0.01014	0.08	-0.12346	0.97
	12.68889	-0.74466	5.87	-0.36555	2.88
36	12.98440	0.07505	0.58	0.33232	2.56
	12.98440	-0.69557	5.36	-0.27948	2.15
37	13.19342	0.14326	1.09	0.26308	1.99
	13.19342	-0.73878	5.60	-0.27273	2.07
38	13.39162	0.19816	1.48	0.26043	1.94
	13.39162	-0.78200	5.84	-0.28558	2.13
39	13.56821	0.25776	1.90	0.27375	2.02
	13.56821	-0.80239	5.91	-0.30023	2.21
40	13.72317	0.29752	2.17	0.28763	2.10
	13.72317	-0.85771	6.25	-0.31519	2.30
41	13.86011	0.38028	2.74	0.29878	2.16
	13.86011	-0.85045	6.14	-0.34546	2.49
42	13.89976	0.57976	4.17	0.32707	2.35
	13.89976	-0.89539	6.44	0.02690	0.19
43	13.95381	0.54104	3.88	-0.02156	0.15
	13.95381	-0.78165	5.60	0.35795	2.57
44	13.89255	0.51165	3.68	-0.34353	2.47
	13.89255	-2.27650	16.39	0.65076	4.68
45	16.23140	-10.30909	63.51	-0.97644	6.02
	16.23140	-2.06908	12.75	0.15874	0.98
46	15.20072	1.96191	12.91	-0.22014	1.45
	15.20072	0.23671	1.56	0.07280	0.48
47	14.73943	-0.45910	3.11	-0.06158	0.42
	14.73943	0.13462	0.91	0.02014	0.14
48	14.23491	-0.43836	3.08	-0.02936	0.21
	14.23491	-0.01297	0.09	0.06303	0.44
49	13.68713	-0.34322	2.51	-0.14348	1.05
	13.68713	0.02047	0.15	-0.10862	0.79
50	13.11413	-0.40759	3.11	0.06357	0.48
	13.11413	-0.01772	0.14	-0.35934	2.74
51	12.48708	-0.44631	3.57	0.30994	2.48
	12.48708	-0.39826	3.19	-0.72193	5.78

Ch001.4091.99.4

续表 3-3

单元 编号	轴力产生的 压应力 σ_{ap} (MPa)	竖向弯曲 正应力 σ_{lb} (MPa)	$\frac{ \sigma_{lb} }{ \sigma_{ap} } \times 100$ (%)	水平弯曲 正应力 σ_{cb} (MPa)	$\frac{ \sigma_{cb} }{ \sigma_{ap} } \times 100$ (%)
52	11.93209	-0.09137	0.77	0.71650	6.00
	11.93209	-1.68188	14.10	-0.06079	0.51
53	11.62938	2.62636	22.58	0.05958	0.51
	11.62938	3.76133	32.34	0.60975	5.24
54	12.91953	7.08707	54.86	-0.74123	5.74
	12.91953	1.82362	14.12	0.33437	2.59
55	13.29432	-0.77266	5.81	-0.37381	2.81
	13.29432	0.70145	5.28	0.12195	0.92
56	13.75560	0.09313	0.68	-0.17641	1.28
	13.75560	0.88156	6.41	-0.03952	0.29
57	14.12319	-0.19498	1.38	-0.01874	0.13
	14.12319	0.85287	6.04	-0.19963	1.41
58	14.38266	-0.31529	2.19	0.13835	0.96
	14.38266	0.78407	5.45	-0.38768	2.70
59	14.53402	-0.38201	2.63	0.32864	2.26
	14.53402	0.79617	5.48	-0.67368	4.64
60	14.49077	-0.29703	2.05	0.61819	4.27
	14.49077	0.66515	4.59	-0.10705	0.74
61	14.48357	-0.47259	3.26	0.10947	0.76
	14.48357	0.65166	4.50	0.35144	2.43
62	14.40789	-0.55521	3.85	-0.34474	2.39
	14.40789	0.48261	3.35	0.84074	5.84
63	14.27455	-0.46567	3.26	-0.88175	6.18
	14.27455	0.46809	3.28	0.39124	2.74
64	14.11959	-0.50093	3.55	-0.40807	2.89
	14.11959	0.51303	3.63	-0.08432	0.60
65	13.92138	-0.62159	4.46	0.08070	0.58
	13.92138	0.27743	1.99	-0.60372	4.34
66	13.73398	-0.58079	4.23	0.60975	4.44
	13.73398	0.34744	2.53	-0.59980	4.37
67	13.47091	-0.58598	4.35	0.60794	4.51
	13.47091	0.27633	2.05	-0.56964	4.23
68	13.16098	-0.59082	4.49	0.57495	4.37
	13.16098	0.17317	1.32	-0.52718	4.01

Ch001.4091.99.4

续表 3-3

单元 编号	轴力产生 的正应力 σ_{ap} (MPa)	竖向弯曲 正应力 σ_{bh} (MPa)	$\frac{ \sigma_{bh} }{ \sigma_{ap} } \times 100$ (%)	水平弯曲 正应力 σ_{cb} (MPa)	$\frac{ \sigma_{cb} }{ \sigma_{ap} } \times 100$ (%)
69	12.81862	-0.55763	4.35	0.53110	4.14
	12.81862	0.09165	0.71	-0.48279	3.77
70	12.44023	-0.54000	4.34	0.48503	3.90
	12.44023	-0.00349	0.03	-0.44220	3.55
71	12.04021	-0.50612	4.20	0.44293	3.68
	12.04021	-0.11761	0.98	-0.42122	3.50
72	11.61496	-0.44216	3.81	0.42495	3.66
	11.61496	-0.19038	1.64	-0.46313	3.99
73	11.11404	-0.17078	1.54	0.46392	4.17
	11.11404	-0.31553	2.84	0.02849	0.26
74	10.70321	-0.27007	2.52	0.00563	0.05
	10.70321	-0.36300	3.39	0.43286	4.04
75	10.29959	-0.24037	2.33	-0.40517	3.93
	10.29959	-0.56385	5.47	0.84255	8.18
76	9.90317	-0.04747	0.48	-0.85220	8.61
	9.90317	-0.54000	5.45	0.52712	5.32
77	9.54640	-0.03451	0.36	-0.51162	5.36
	9.54640	-0.56558	5.92	0.21043	2.20
78	9.20764	-0.00556	0.06	-0.18299	1.99
	9.20764	-0.74362	8.08	-0.06604	0.72
79	8.88691	0.07761	0.87	0.08329	0.94
	8.88691	-0.69108	7.78	-0.21429	2.41
80	8.60221	0.15899	1.85	0.21935	2.55
	8.60221	-0.72807	8.46	-0.25470	2.96
81	8.33553	0.21175	2.54	0.26320	3.16
	8.33533	-0.77266	9.27	-0.27122	3.25
82	8.09408	0.27667	3.42	0.28256	3.49
	8.09408	-0.79271	9.79	-0.28642	3.54
83	7.88145	0.31954	4.05	0.29878	3.79
	7.88145	-0.82971	10.53	-0.30246	3.84
84	7.69045	0.38443	5.00	0.31477	4.09
	7.69045	-0.85598	11.13	-0.30819	4.01
85	7.51026	0.62504	8.32	0.30970	4.12
	7.51026	-0.83143	11.07	-0.01006	0.13

Ch001.4091.99.4

续表 3-3

单元 编号	轴力产生 的正应力 σ_{ap} (MPa)	竖向弯曲 正应力 σ_{lb} (MPa)	$\frac{ \sigma_{lb} }{ \sigma_{ap} } \times 100$ (%)	水平弯曲 正应力 σ_{cb} (MPa)	$\frac{ \sigma_{cb} }{ \sigma_{ap} } \times 100$ (%)
86	7.40576	0.50508	6.82	0.00672	0.09
	7.40576	-0.80585	10.88	0.32025	4.32
87	7.34089	0.52479	7.15	-0.33346	4.54
	7.34089	-2.42447	33.03	0.67850	9.24

(3) 下弦杆与上弦杆一样有三处, 即靠近拱脚的 45、46 单元、紧挨跨中的 83~87 单元、中间区段的 52~54 单元, 杆端截面竖向弯曲正应力的值比较大, 这些区段的最大值分别达到了 -10.30909MPa、-2.42447MPa、7.08707MPa; 同时, 这三处单元杆端截面竖向弯曲正应力与轴力所产生的正应力的比值也比较大, 即三处 σ_{lb} 与 σ_{ap} 的比值分别在 12.91%~63.51%、4.05%~33.03%、0.77%~54.86%之间变化。

表 3-4 所示 $\sigma_{b\max}$ 为单元杆端截面竖向弯矩和水平弯矩共同作用在相应的主拱肋弦杆的钢管内混凝土中产生的最大弯曲正应力, 其具体计算步骤如下:

(1) 确定截面上中性轴位置。

$$\tan \theta = \frac{M_3}{M_2} \cdot \frac{I_2}{I_3}$$

式中: θ ——中性轴与单元杆件局部坐标系下 2 轴方向的夹角;

M_2 、 M_3 、 I_2 和 I_3 ——各符号意义同公式 (3-2)、(3-3)。

(2) 在中性轴位置确定之后, 作平行于中性轴的两直线, 分别与横截面周边相切于 C_1 、 C_2 两点, 该两点即分别为横截面上拉应力和压应力为最大的点。

(3) 将最大正应力点 C_1 、 C_2 的坐标分别代入下列公式即可求得。

$$\sigma_{b\max} = \frac{M_2}{I_2} z - \frac{M_3}{I_3} y$$

从表 3-4 来可以发现:

在竖向弯矩和水平弯矩的共同作用下, 有相当一部分单元杆件杆端截面

的最大弯曲正应力 $\sigma_{b\max}$ 比较大, 且 $\sigma_{b\max}$ 与 σ_{ap} 的比值也比较大, 均在 10% 以上。

根据丫髻沙大桥的设计荷载标准 (汽车-超 20 级, 挂车-120, 人群 3.5KN/m^2), 在桥面上布置汽车荷载, 并将其等效为 $q=1.95\text{KPa}$ 均布活载作用于桥面上。当桥跨结构在恒载与均布活载共同作用下, 主拱肋上、下弦杆单元杆端截面上的应力分析结果与上面的情况基本一样, 这主要是由于恒载大、均布活载小的缘故。

从上面单元杆端应力计算结果的分析表明:

在恒载作用下, 主拱肋上、下弦杆, 除一部分杆件主要承受轴力作用所产生的正应力之外, 有相当一部分杆件杆端截面竖向弯矩引起的正应力相对于轴力所产生的正应力来说很大; 另外, 有一部分杆件在竖向弯矩和水平弯矩的共同作用下引起的最大正应力 (拉应力或压应力) 相对于轴力所产生的正应力来说也比较大。所以, 在对钢管混凝土拱桥进行计算时, 对于钢管混凝土构件, 不能按仅受轴力作用的钢管混凝土计算其物理力学性能指标, 而必须考虑到竖向弯曲和水平弯曲对钢管内混凝土受力的影响, 否则, 将会导致错误的分析结果。

表 3-4 轴力以及竖向弯矩与水平弯矩共同作用下产生的正应力

单元 编号	σ_{ap} (MPa)	$\sigma_{b \max}$ (MPa)	$ \sigma_{b \max} / \sigma_{ap} \times 100$ (%)
1	11.49964	-4.99350	43.42
	11.49964	2.70154	23.49
2	10.88700	-2.58510	23.74
	10.88700	-1.78485	16.39
3	10.92664	1.31376	12.02
	10.92664	-0.02388	0.22
9	13.31594	4.63525	34.81
	13.31594	0.23990	1.80
11	12.75376	-1.37042	10.75
	12.75376	0.96729	7.58
18	9.52477	-0.63367	6.65
	9.52477	0.97296	10.22
19	9.43828	-0.92083	9.76
	9.43828	1.08803	11.53
20	9.38423	-1.10504	11.78
	9.38423	0.68547	7.30
23	9.57162	1.16207	12.14
	9.57162	-0.83112	8.68
24	9.70857	1.07835	11.11
	9.70857	-0.70703	7.28
25	9.89236	1.02033	10.31
	9.89236	-0.60195	6.09
32	11.89966	-0.64987	5.46
	11.89966	1.26906	10.66
44	13.89255	-0.78836	5.67
	13.89255	2.79523	20.12
45	16.23140	-11.08334	68.28
	16.23140	2.19489	13.52
46	15.20072	-2.13655	14.06
	15.20072	0.29477	1.94

附注：表中所示轴力产生的正应力 σ_{ap} 和竖向弯矩与水平弯矩共同作用产生的最大弯曲

正应力 $\sigma_{b \max}$ 均规定压应力为正、拉应力为负。

续表 3-4

单元 编号	σ_{ap} (MPa)	$\sigma_{b\max}$ (MPa)	$ \sigma_{b\max}/\sigma_{ap} \times 100$ (%)
52	11.93209	0.74216	6.22
	11.93209	-1.73001	14.50
53	11.62938	2.67351	22.99
	11.62938	4.24572	36.51
54	12.91953	-7.67497	59.41
	12.91953	2.08940	16.17
75	10.29959	-0.57531	5.59
	10.29959	1.25709	12.21
80	8.60221	0.33896	3.94
	8.60221	-0.93144	10.83
81	8.33553	0.42694	5.12
	8.33533	-0.98924	11.87
82	8.09408	0.50638	6.26
	8.09408	-1.02149	12.62
83	7.88145	0.56189	7.13
	7.88145	-1.07132	13.59
84	7.69045	0.63896	8.31
	7.69045	-1.10214	14.33
85	7.51026	0.87332	11.63
	7.51026	-0.83939	11.18
86	7.40576	0.51040	6.89
	7.40576	1.06191	14.34
87	7.34089	-0.79312	10.80
	7.34089	2.96522	40.39

第四章 丫髻沙大桥结构动力特性计算与分析

对于实际的拱桥，由于拱肋截面变化，拱轴线也常常不是圆曲线，再加上复杂拱上建筑的共同作用，人们是难以采用解析方法精确求解其力学行为的。但是，随着电子计算机的问世、飞速发展和广泛使用，以及有限元方法的创立，人们能够利用数值计算方法求解拱桥这类复杂问题的近似数值解，即把拱结构离散成梁、杆、板单元的集合，得出统一形式的多自由度体系的、以有限个节点位移自由度为未知量的运动方程，然后求运动方程的解。

4.1 结构固有振动方程的建立和求解

结构的自由振动是指体系在没有外来干扰力作用时，由初位移或初速度、或两者共同作用引起的振动。结构动力特性是指结构自由振动时的周期（频率）、振型，它是进行结构动力分析的基础。由于结构的动力特性只取决于自身的性质，与时间无关，所以，从广义的观点来看，结构动力特性分析的基本手段是分离变量，即把时间因素与此结构位置因素分离之后，利用特征方程具有非零解的充分必要条件，求解得到结构的自振（固有振动）频率及其相应的振型。

4.1.1 结构固有振动方程的建立

由结构动力学理论可知，多自由度体系的无阻尼固有振动方程用矩阵的形式表示为

$$[M]\{\ddot{d}\} + [K]\{d\} = 0 \quad (4-1)$$

式中：[M]——结构的总质量矩阵，由各单元质量矩阵集成；

[K]——结构的总刚度矩阵，由各单元刚度矩阵经过坐标变换集成；

$\{\ddot{d}\}$ ——加速度列向量；

$\{d\}$ ——位移列向量。

对于线性运动方程，固有振动方程是简谐的，则有

$$\{d(t)\} = \{\phi\} \sin(\omega t + \theta) \quad (4-2)$$

式中： $\{\phi\}$ ——振动位移幅值；

ω 和 θ ——分别为振动的频率和相位角。

由式 (4-2) 得：

$$\{\ddot{d}\} = -\omega^2 \{\phi\} \sin(\omega t + \theta) \quad (4-3)$$

将式 (4-2)、(4-3) 代入式 (4-1) 可得：

$$([K] - \omega^2 [M])\{\phi\} = 0 \quad (4-4)$$

由于在固有振动时位移向量 $\{\phi\}$ 不等于零，因此必须当

$$|[K] - \omega^2 [M]| = 0 \quad (4-5)$$

时，才可能得到有限振幅的固有振动解。

方程 (4-5) 称为结构的频率方程，展开行列式即可得到一个以 ω^2 为频率参数的 n 次代数方程。通过理论可以证明，频率方程的所有 n 个根 (ω_1^2 、 ω_2^2 、...、 ω_n^2) 都是实的和正的。全部频率按次序排列组成频率向量 $\{\omega\}$

$$\{\omega\} = \begin{Bmatrix} \omega_1 \\ \omega_2 \\ \vdots \\ \omega_n \end{Bmatrix}$$

将频率向量 $\{\omega\}$ 分别代入式 (4-5) 便可求得相应的节点位移列向量，即固有振型 $\{\phi_i\}$ 。 n 个振型一起组成一个振型方阵：

$$[\Phi] = [\{\phi_1\} \ \{\phi_2\} \ \cdots \ \{\phi_n\}] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \cdots & \phi_{1n} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \cdots & \phi_{2n} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ \phi_{n1} & \phi_{n2} & \cdots & \phi_{nn} \end{bmatrix}$$

4.1.2 结构固有振动方程的求解

从数学上来说,多自由度系统的固有振动分析是求解一个齐次方程的特征值问题,固有频率的平方就是特征值,相应的振型是特征向量。

目前,求解齐次方程的特征值的方法很多,常用的方法有雅可比法(Jacobi)、里兹法(Ritz)、逆迭代法、行列式搜索法、子空间迭代法等。若结构自由度较少,即使求解全部频率和振型也费时不多,则通常采用雅可比法。在有限元动力计算中,用得比较普遍的是行列式搜索法和子空间迭代法,其中,行列式搜索法是逆迭代法和斯特姆(Sturm)序列的结合,具有速度快、精度高、不失根等优点,适用于总体刚度矩阵带宽较窄、能全部存入内存的情况;子空间迭代法是逆迭代法和里兹法的结合,适合于求解大型复杂的自由度较大的系统较低的前若干阶固有频率及主振型。

有限元程序 Super SAP93 正是采用子空间迭代法求解特征方程的特征值及其相应的特征向量。

1 子空间迭代法原理和计算步骤

子空间迭代法是把逆迭代法和里兹法结合起来,求解大型、稀疏、带状矩阵广义特征值问题前 s 个特征值和相应归一化特征矢量的一种有效方法。

对于广义特征值问题

$$[K]\{\phi\} = \omega^2 [M]\{\phi\} \quad (4-6)$$

若有一组线性无关的向量

$$[X] = [\{x_1\} \ \{x_2\} \ \cdots \ \{x_s\}]$$

则可构造相应的特征值问题:

$$[\bar{K}]\{a\} = \rho^2 [\bar{M}]\{a\} \quad (4-7)$$

式中:

$$[\bar{K}] = [X]^T [K] [X]$$

$$[\bar{M}] = [X]^T [M] [X]$$

解特征值问题式(4-7),得到特征对 ρ_i 及 $\{\psi_i\}$, ($i=1, 2, \cdots s$)。由这 s

个特征对可求得特征值问题式 (4-6) 的近似解:

$$\omega_i = \rho_i, \quad \{\phi_i\} = [X]\{\psi_i\}, \quad (i=1, 2, \dots, s)$$

如果向量基 $[X]$ 所构成的空间刚好就是特征值问题式 (4-6) 的 s 阶特征向量所构成的空间, 则得到的解就是精确解。一般情况下, 不可能使选取的向量基构成的空间 $E_s^{(1)}$ 恰好是问题式 (4-6) 的 s 阶特征向量的空间 E_s , 只能求得近似解, 这就是里兹法。

子空间迭代法的基本思想是把逆迭代法和里兹法相结合, 利用 Ritz 变换, 将高阶方程投影到一个低维空间 (即子空间) 中, 在子空间内求解一个低阶的广义特征方程, 并以求出的低阶特征矢量返回到原方程的一组正交 Ritz 矢量, 然后以逆迭代的形式同时迭代, 即修正 Ritz 基, 使其构成的低维空间接近于原方程中最小的一组特征值对应的特征矢量构成的低维空间, 原方程就在这个近似的低维空间中求其近似的低阶特征对。整个过程就是在矢量的同时迭代和子空间内求解低阶广义特征方程这两方面交替使用逆迭代法和里兹法, 不断改善 Ritz 向量基, 从而求得越来越精确的解。

子空间迭代法的计算步骤概括如下:

- (1) 选取初始迭代矩阵

$$[D_0] = [\hat{\phi}_1 \quad \hat{\phi}_2 \quad \dots \quad \hat{\phi}_s]$$

- (2) 作下列矩阵迭代, 求出 $n \times s$ 阶矩阵 $[P]$:

$$[P] = [M][D_0]$$

- (3) 从下列代数方程组解出 $n \times s$ 阶矩阵 $[D_1]$:

$$[K][D_1] = [P]$$

- (4) 由下式计算 $n \times s$ 阶矩阵 $[Q]$:

$$[Q] = [M][D_1]$$

- (5) 计算自由度数缩减后的刚度矩阵 $[\bar{K}]$ 与质量矩阵 $[\bar{M}]$:

$$[\bar{K}] = [D_1^T][P]$$

$$[\bar{M}] = [D_1^T][Q]$$

- (6) 求解下列矩阵特征值问题:

$$[\bar{K}]\{a\} = \bar{\omega}^2 [\bar{M}]\{a\}$$

得到全部 s 个特征值 $\bar{\omega}_i^2$ ($i=1, 2, \dots, s$) 和相应的特征向量 $\{a_i\}$ ($i=1, 2, \dots, s$), 记为

$$\bar{\Lambda} = \text{diag}[\bar{\omega}_1^2 \quad \bar{\omega}_2^2 \quad \dots \quad \bar{\omega}_s^2], \quad [\bar{\Phi}] = [\{a_1\} \quad \{a_2\} \quad \dots \quad \{a_s\}]$$

(7) 如果各个特征值 $\bar{\omega}_i^2$ 已满足精度要求, 则取

$$[\Lambda_L] = [\bar{\Lambda}], \quad [\Phi_L] = [\bar{\Phi}]$$

其中:

$$[\Lambda_L] = \text{diag}[\omega_1^2 \quad \omega_2^2 \quad \dots \quad \omega_s^2], \quad [\Phi_L] = [\{\phi_1\} \quad \{\phi_2\} \quad \dots \quad \{\phi_s\}]$$

否则就计算

$$[P] = [Q][\bar{\Phi}]$$

并返回步骤 (3), 继续计算下去。

2 子空间迭代法需要注意的问题

在用子空间迭代法求解广义特征值时, 需要注意以下几个问题:

(1) 选取 s 个线性无关的列向量, 这些初始基向量的选取直接影响迭代的次数和精度。

(2) 实际计算时, 还存在子空间选取多大的问题, 根据计算经验, 当需要取前 p 阶特征对时, 子空间的维数按下式取值为宜:

$$s = \min(2p, p+8)$$

(3) 在子空间迭代法中, 还必须进行收敛性检查; 同时, 在算出 s 组特征对后, 常常要用 Sturm 序列来检查是否出现了漏根现象, 以判别这 s 个特征对是否是所需要的最小的前 p 阶特征对。

4.2 丫髻沙大桥结构动力特性计算与分析

丫髻沙大桥属于自锚式钢管混凝土中承式系杆拱桥, 其结构行为不同于其它桥式, 在进行结构动力特性计算时, 除遵守结构分析的一般原则外, 还

计入了系杆初始张力的影响。

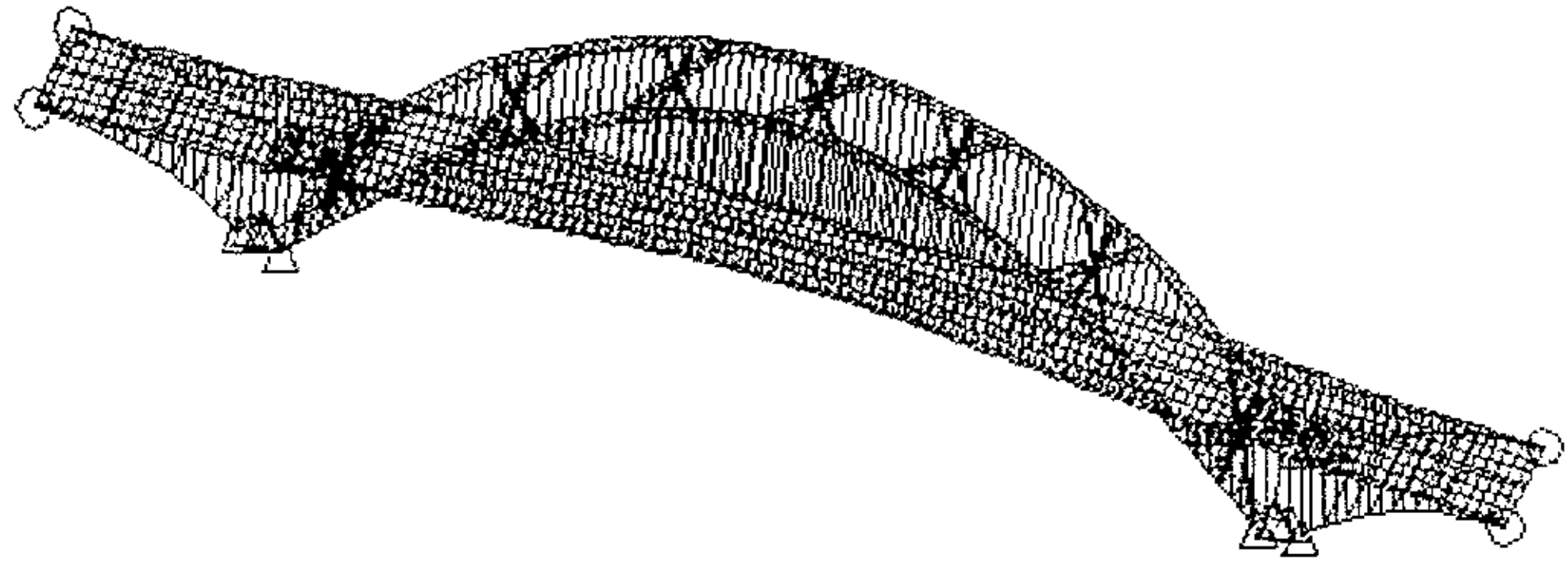
根据第二章、第三章的计算和分析表明,钢管混凝土拱桥主拱肋有相当一部分单元杆件,除了受到轴力所产生的正应力之外,还受到比较大的竖向弯曲正应力;另外,还有一部分单元杆件,在竖向弯矩和水平弯矩的共同作用下,产生的最大弯曲正应力也比较大。因此,在计算丫髻沙大桥全桥结构动力特性时,将钢管混凝土及类似构件作为梁单元进行简化,建立空间计算模型,并且按换算截面法计算其材料特性和截面特性,而不宜将钢管混凝土及类似构件作为单纯的受到轴向压力的杆件按钢管混凝土统一理论来计算钢管混凝土这种组合材料的弹性模量和剪切模量。

利用第三章建立的丫髻沙大桥全桥计算模型(图 3-2-5)和 Super SAP93 软件的计算模块 SSAP8SH,计算全桥成桥状态下结构动力特性(见表 4-1)。

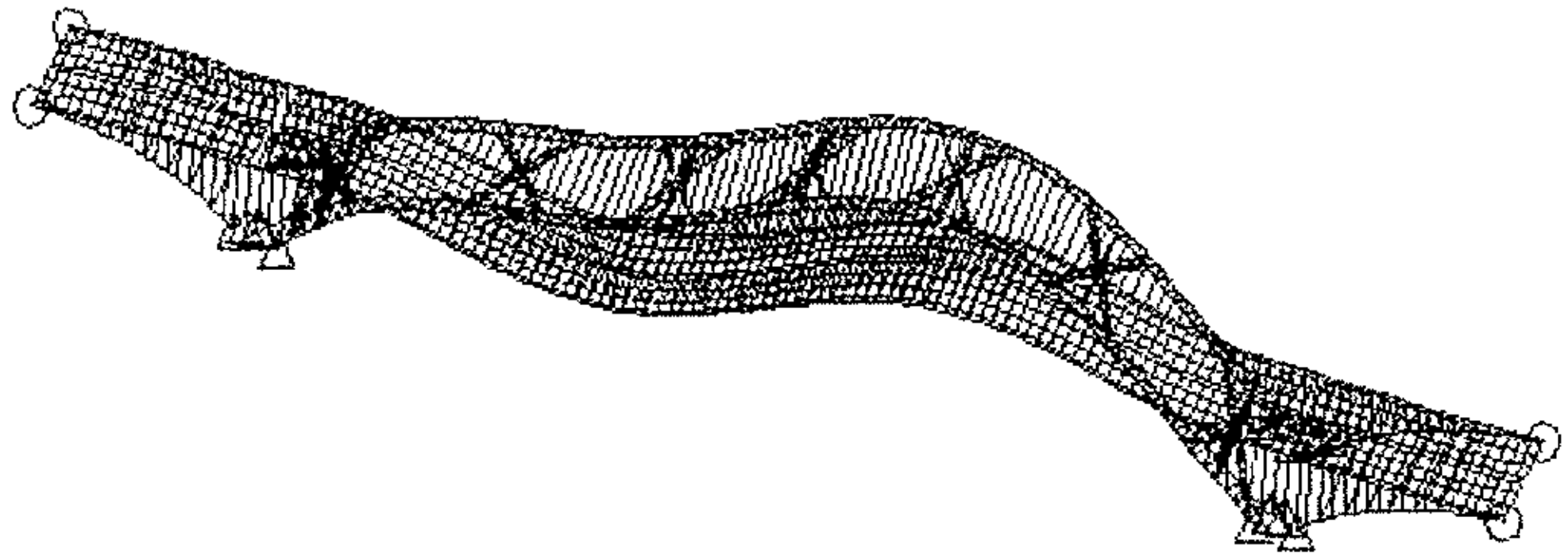
表 4-1 成桥状态全桥结构动力特性

阶次	频率 (Hz)	振 型 特 征			
		主拱 拱圈	主拱 桥面	边拱 拱肋	边拱 桥面
1	0.3514	两拱同向对称侧倾			
2	0.4359	两拱同向纵向挠曲	垂向挠曲 (反对称)		
3	0.5780	两拱同向反对称侧倾、反向纵向挠曲	反对称 扭转		
4	0.6401	两拱同向对称侧倾	横向挠曲(与 主拱反向)		
5	0.7285	两拱同向纵向挠曲	垂向挠曲		
6	0.8705	两拱同向对称侧倾、反向纵向挠曲	对称扭转、 横向挠曲	侧倾	侧倾+扭转
7	0.9666	两拱反向纵向挠曲	反对称扭转	侧倾	侧倾+扭转
8	1.0017	两拱同向纵向挠曲	垂向挠曲	纵向 挠曲	垂向挠曲
9	1.0612	两拱反向纵向挠曲	反对称扭转	侧倾	侧倾+扭转
10	1.0955	两拱同向反对称侧倾、反向纵向挠曲	对称扭转	侧倾	侧倾+扭转
11	1.2139	两拱同向纵向挠曲	垂向挠曲		
12	1.2679	两拱同向纵向挠曲	垂向挠曲	纵向 挠曲	垂向挠曲
13	1.3280	两拱同向反对称侧倾、反向纵向挠曲	反对称扭转		
14	1.3458	两拱同向对称侧倾、反向纵向挠曲	对称扭转、 横向挠曲		
15	1.3899			纵向 挠曲	垂向挠曲
16	1.4265	两拱同向纵向挠曲	垂向挠曲	纵向 挠曲	垂向挠曲

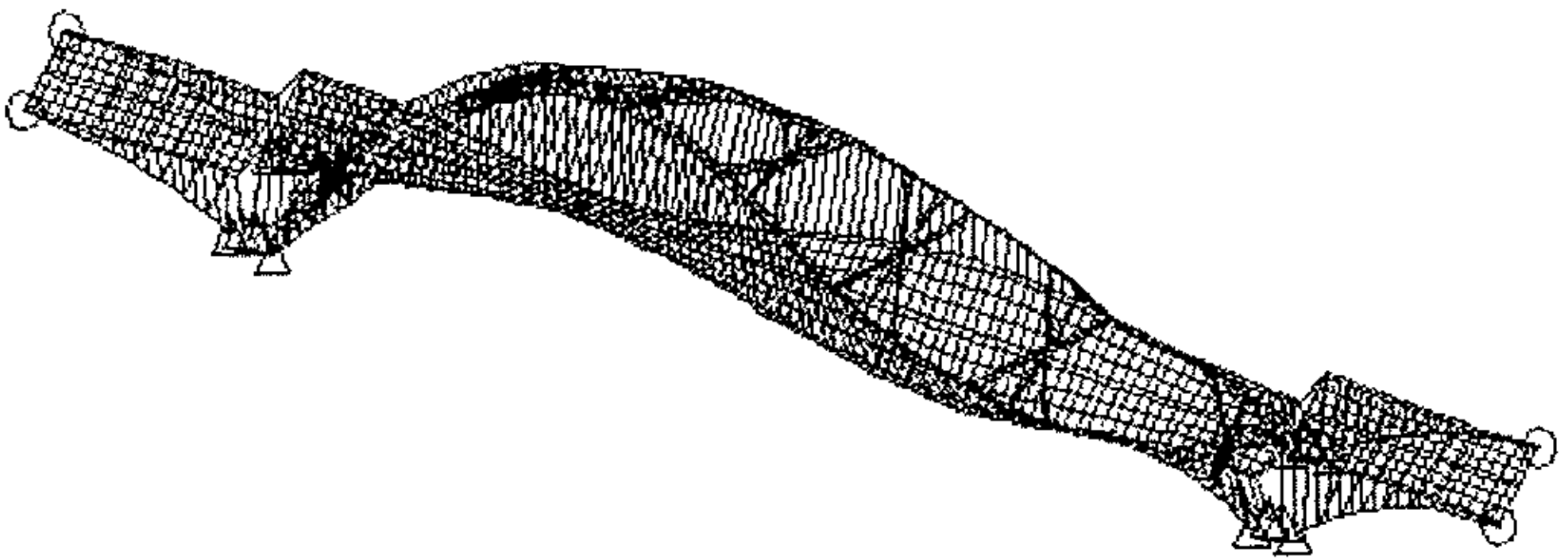
Ch001.4091.99.4



$f_1=0.3514\text{Hz}$ 两主拱同向侧倾

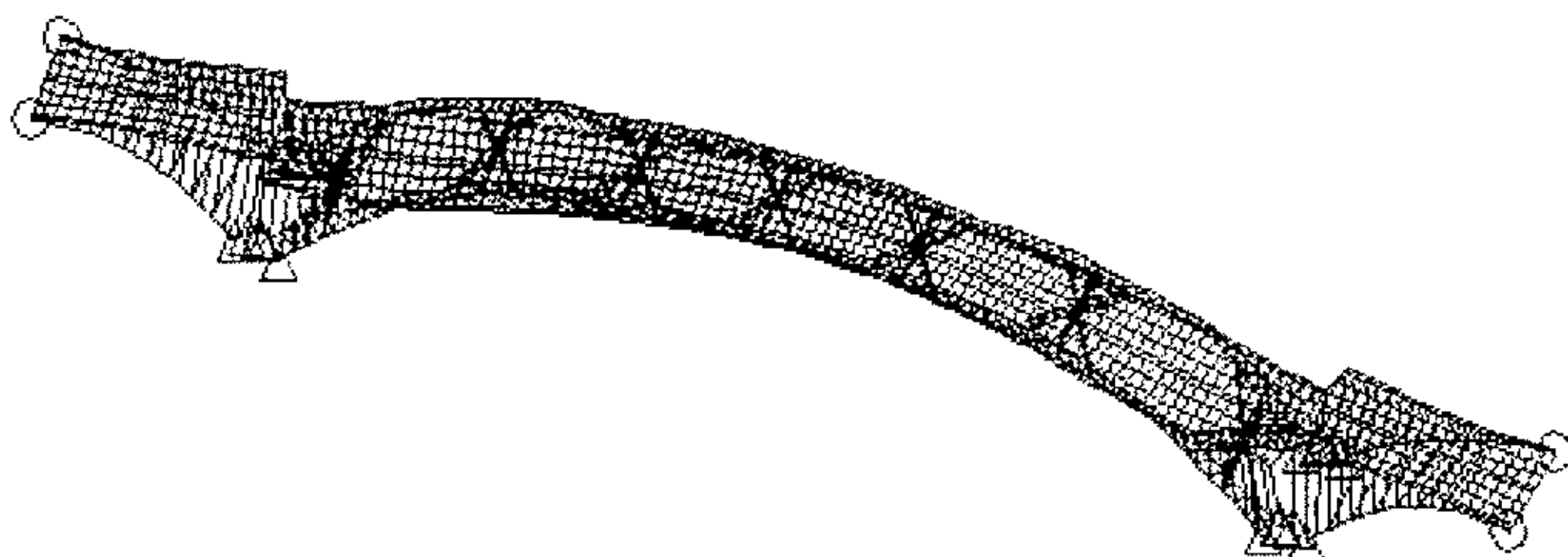


$f_2=0.4359\text{Hz}$ 两主拱拱圈同向纵向挠曲，主拱桥面垂向挠曲

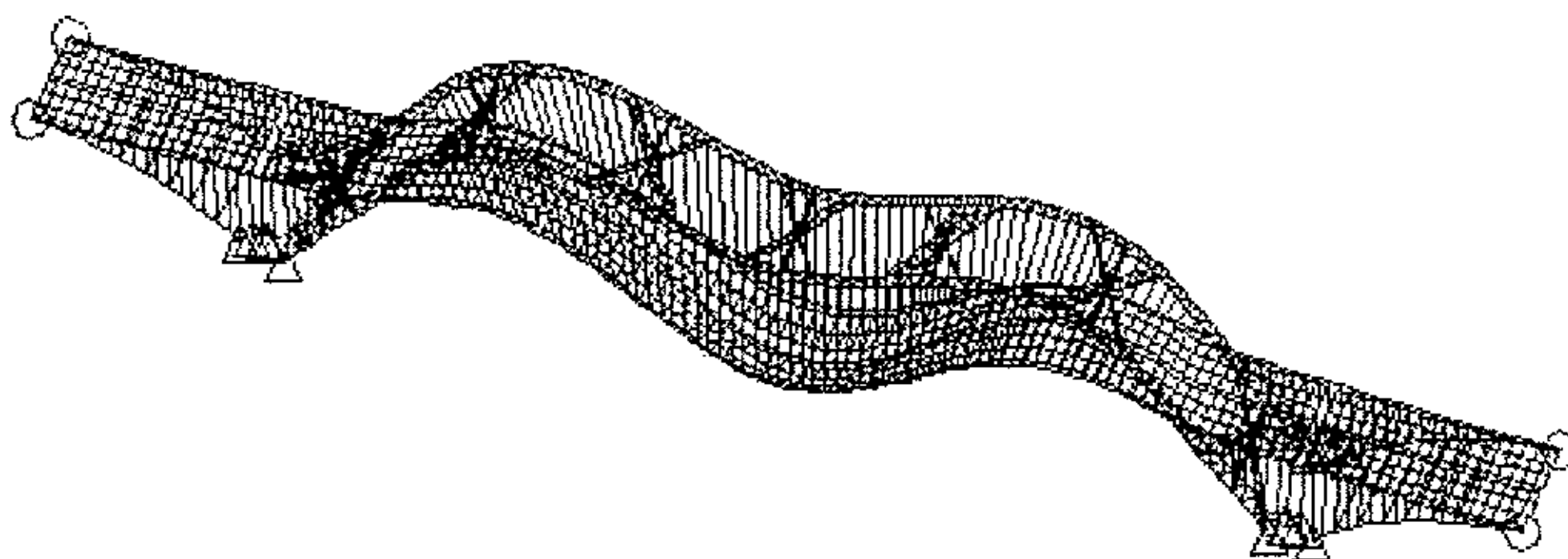


$f_3=0.5780\text{Hz}$ 两主拱拱圈同向反对称侧倾、反向纵向挠曲，主拱桥面反对称扭转

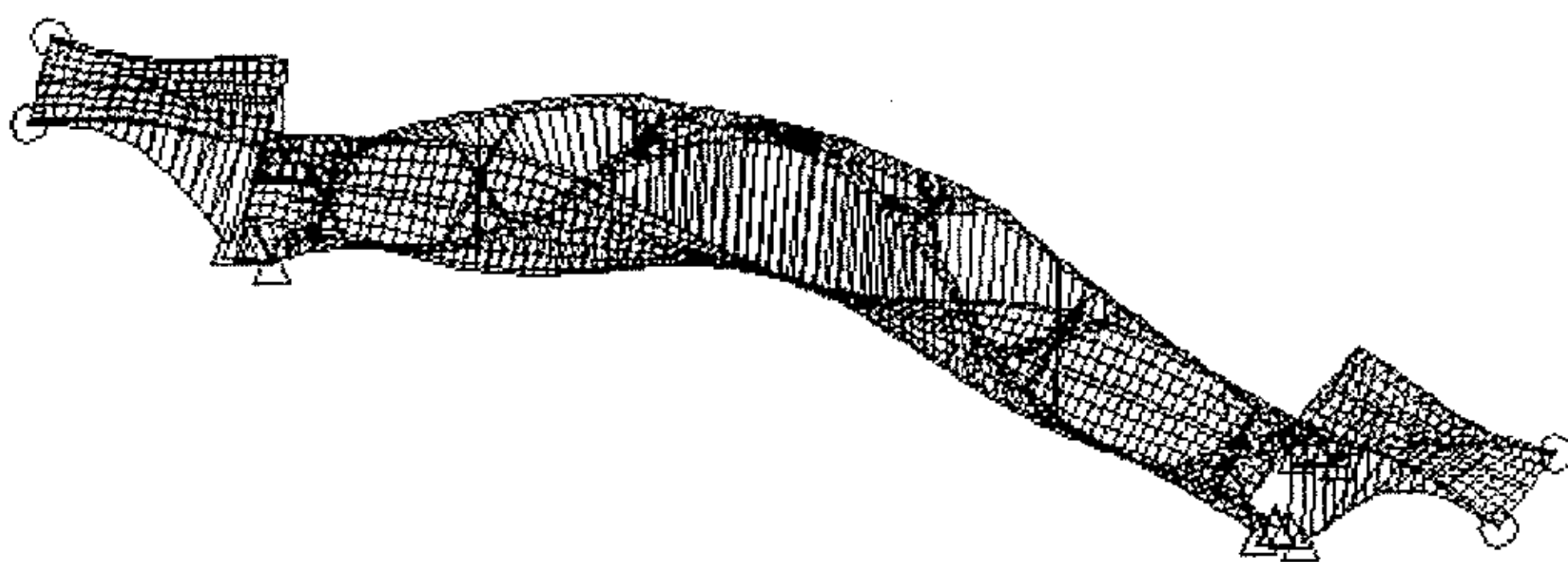
Ch001.4091.99.4



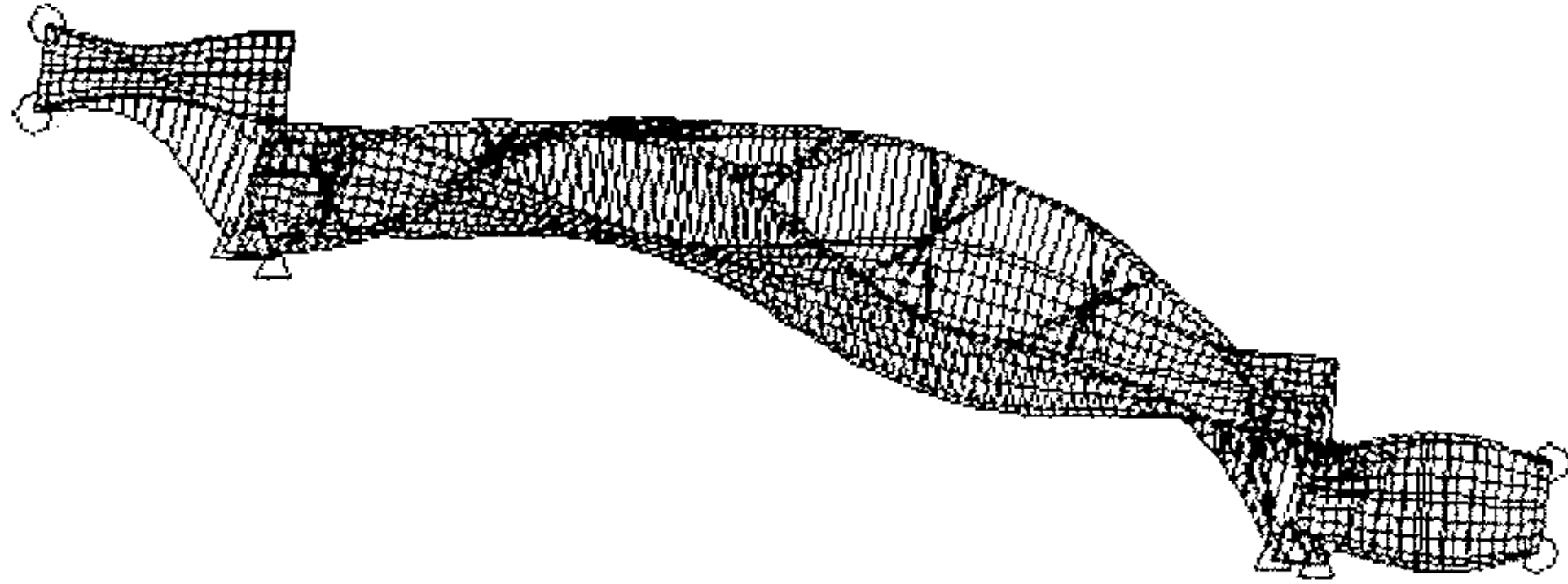
$f_4=0.6401\text{Hz}$ 两主拱拱圈同向对称侧倾，主拱桥面横向挠曲



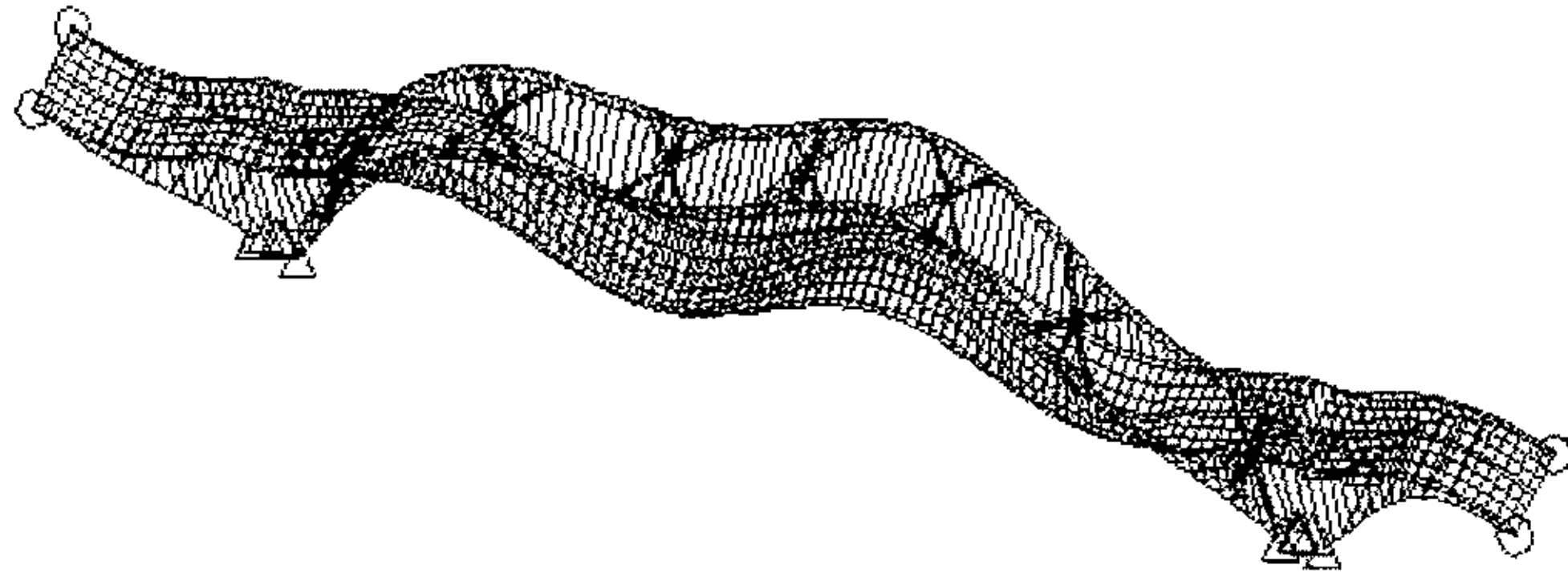
$f_5=0.7285\text{Hz}$ 两主拱拱圈同向纵向挠曲，主拱桥面垂向挠曲



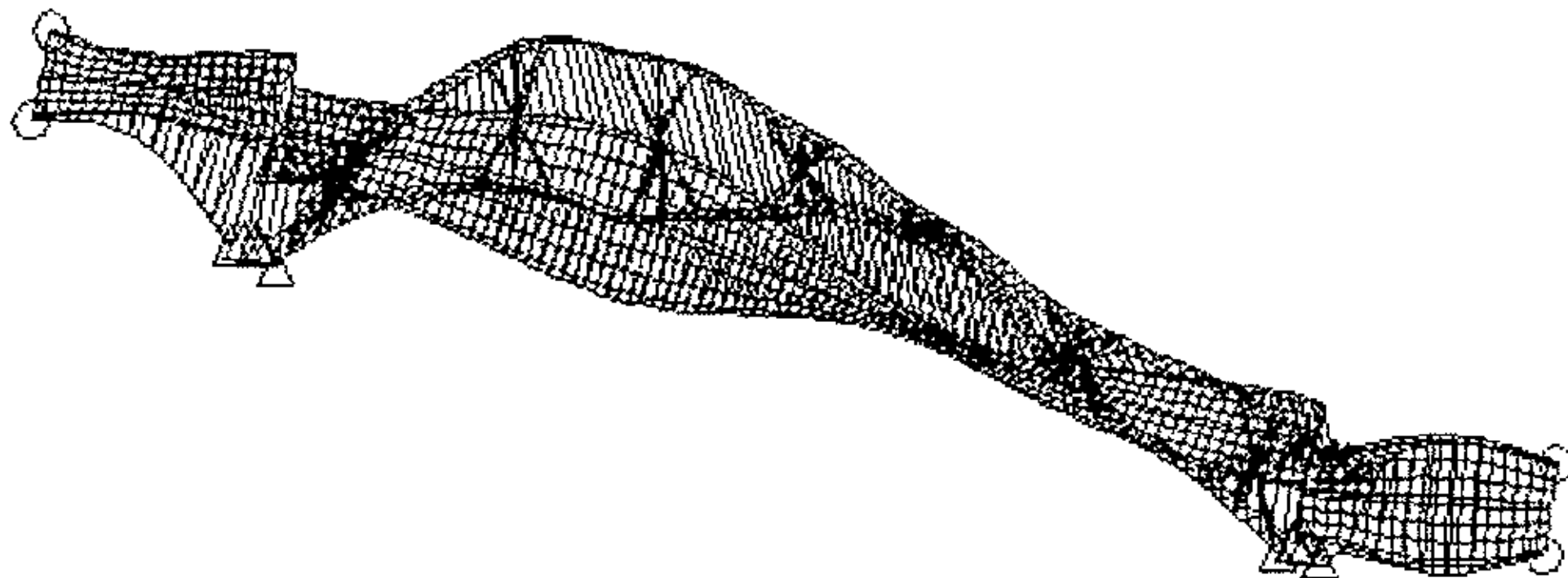
$f_6=0.8705\text{Hz}$ 两主拱拱圈同向对称侧倾、反向纵向挠曲，
主拱桥面对称扭转、横向挠曲，边拱拱肋、桥面侧倾+扭转



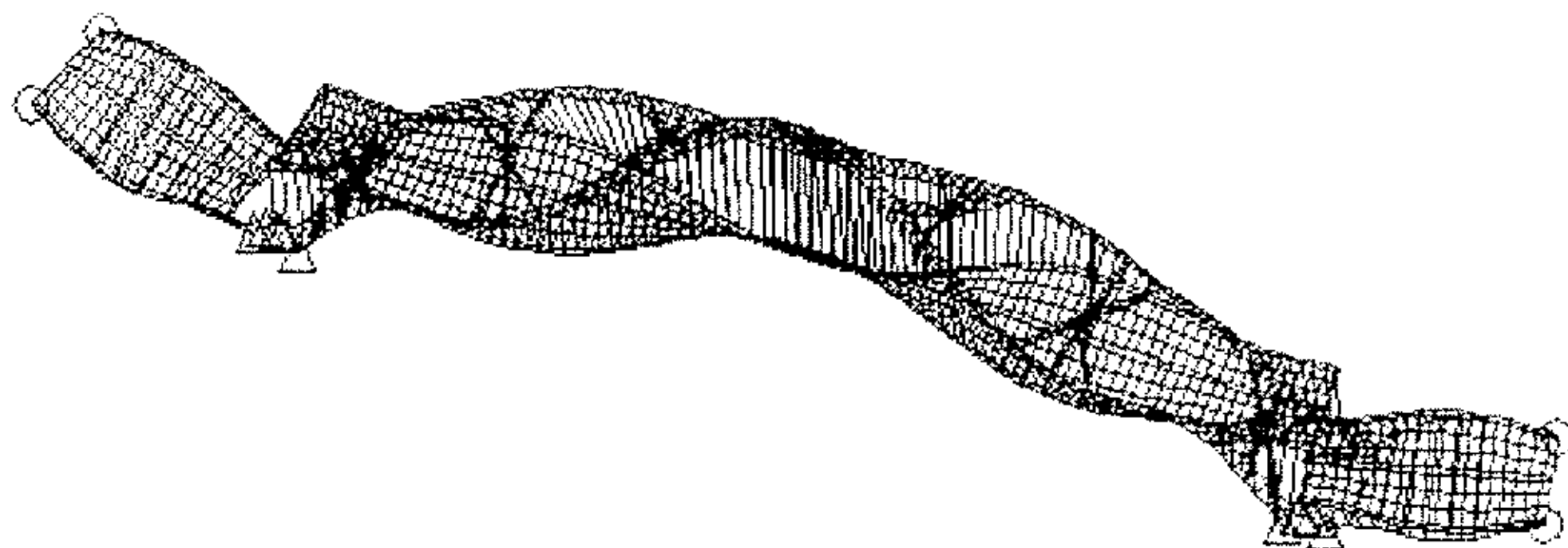
$f_7=0.9666\text{Hz}$ 两主拱拱圈反向纵向挠曲，主拱桥面对称扭转，
边拱拱肋、桥面侧倾+扭转



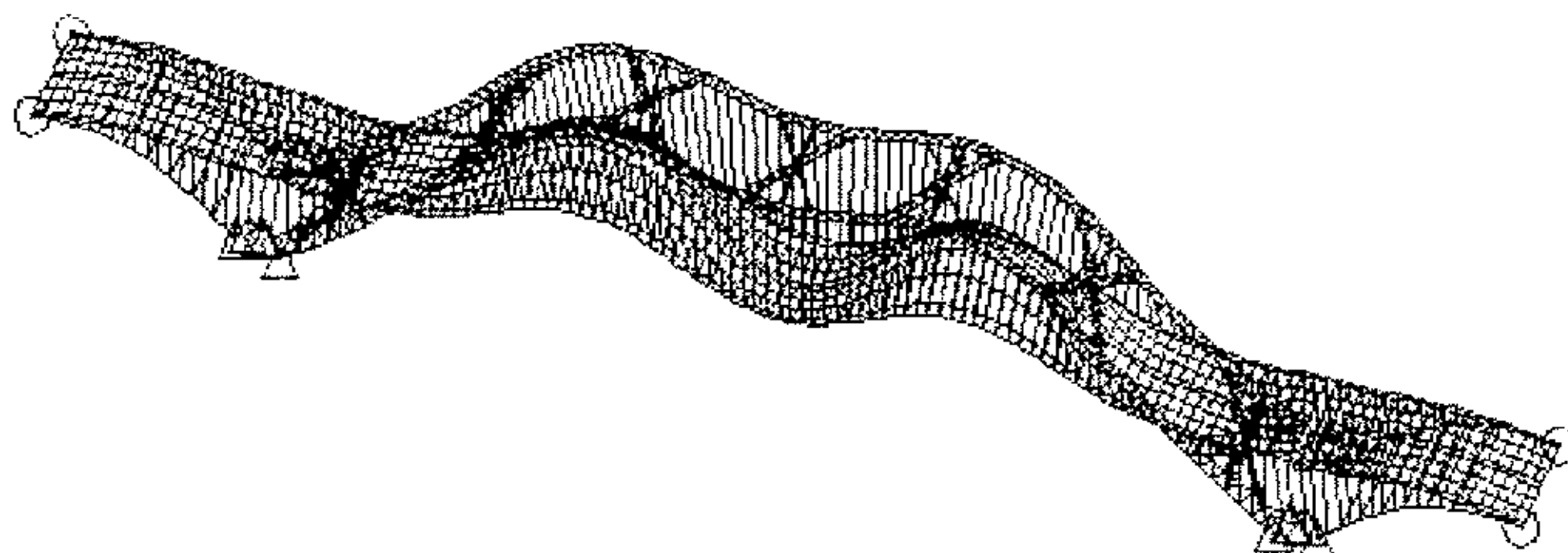
$f_8=1.0017\text{Hz}$ 两主拱拱圈、边拱拱肋同向纵向挠曲，
主拱桥面、边拱桥面垂向挠曲



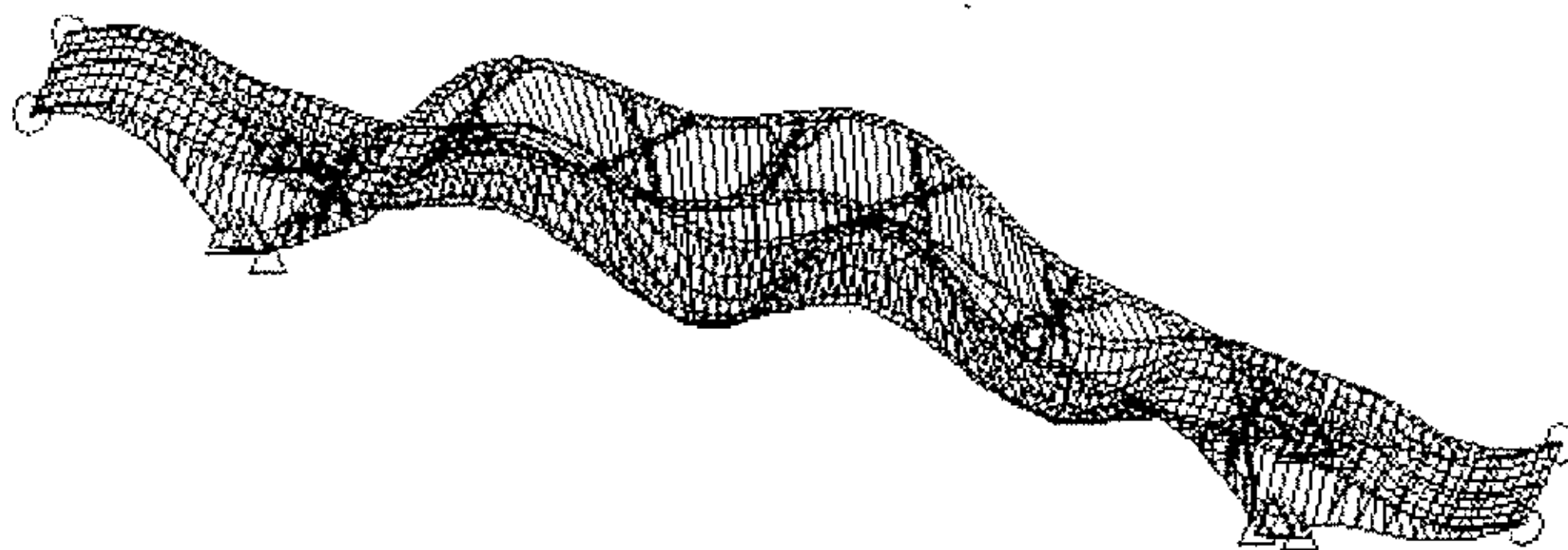
$f_9=1.0612\text{Hz}$ 两主拱拱圈反向纵向挠曲，主拱桥面反对称扭转，
边拱拱肋、桥面侧倾+扭转



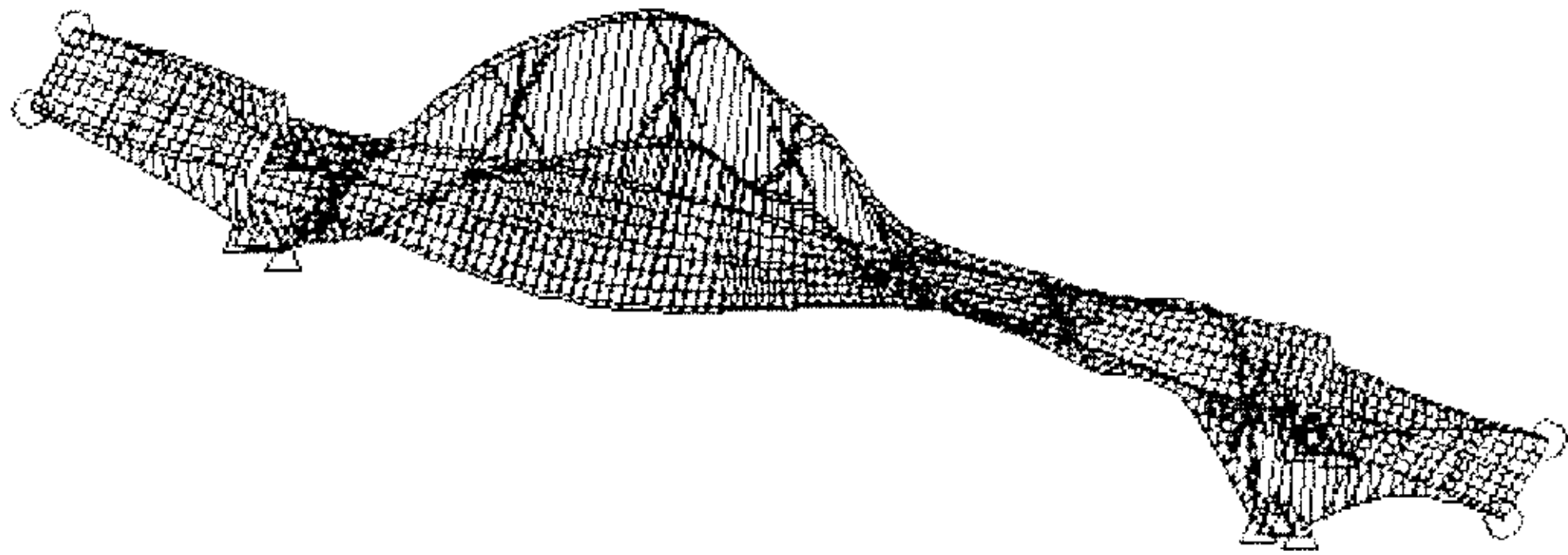
$f_{10}=1.0955\text{Hz}$ 两主拱拱圈同向对称侧倾、反向纵向挠曲，
主拱桥面对称扭转，边拱拱肋、桥面侧倾+扭转



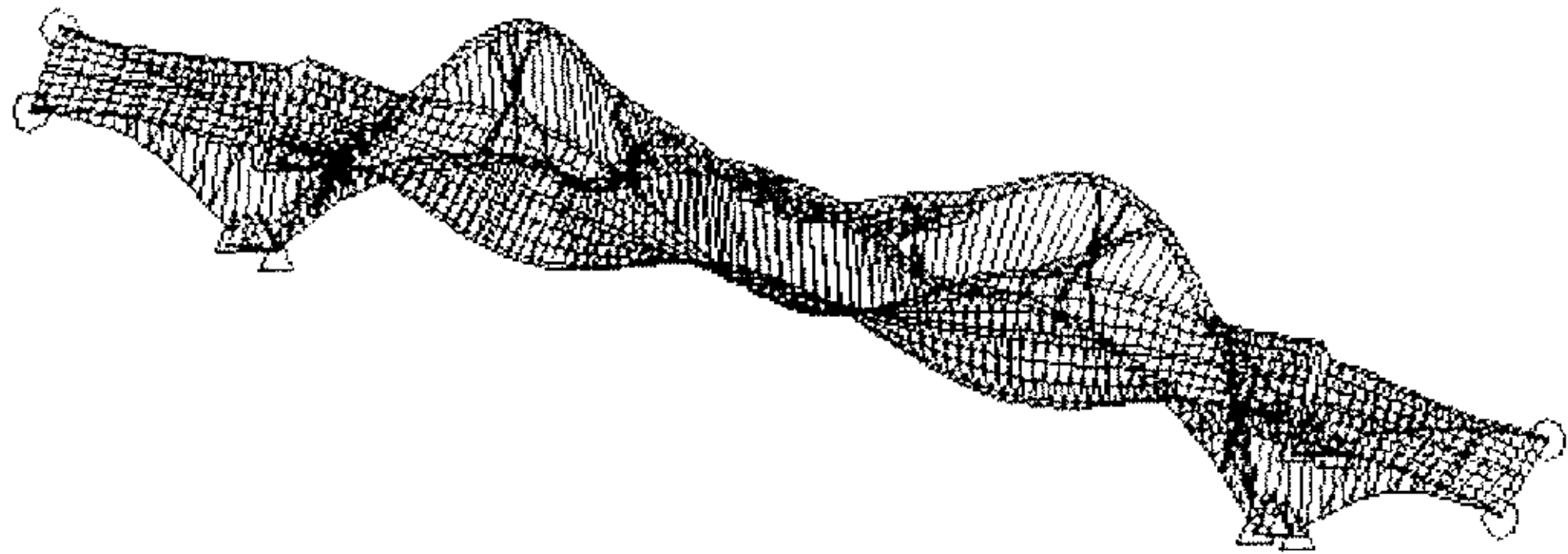
$f_{11}=1.2139\text{Hz}$ 两主拱拱圈同向纵向挠曲，主拱桥面垂向挠曲



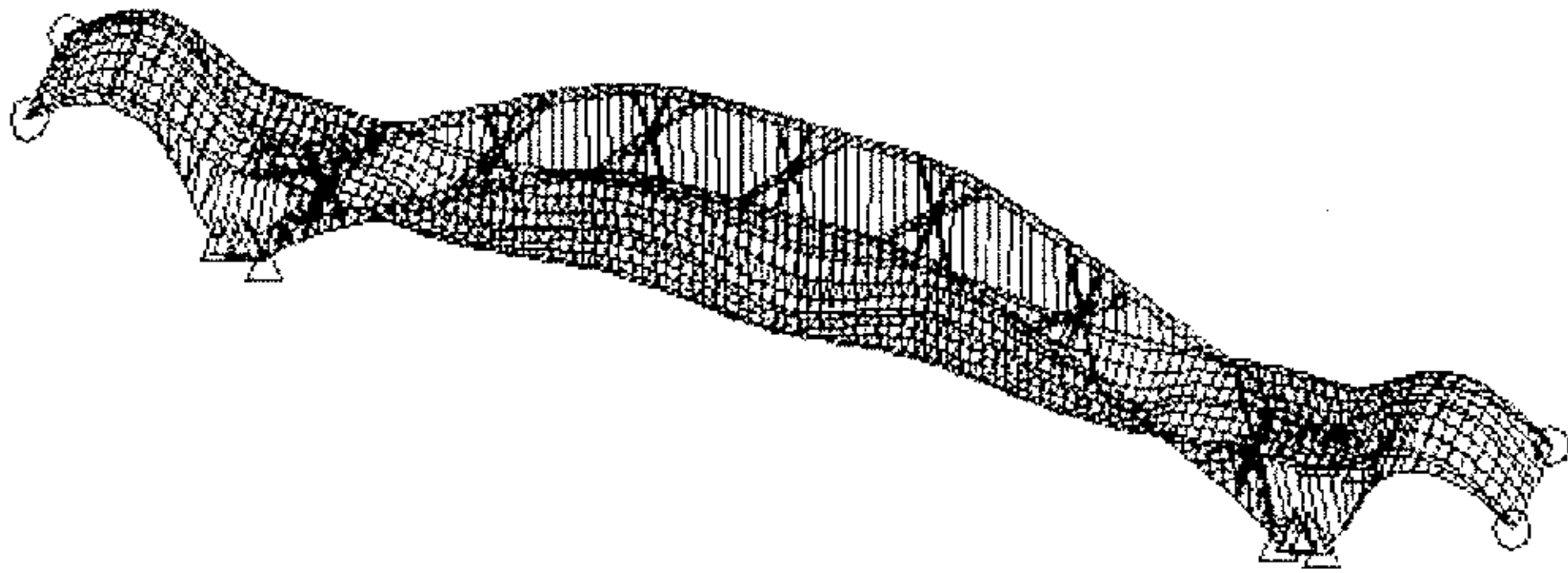
$f_{12}=1.2679\text{Hz}$ 两主拱拱圈、边拱拱肋同向纵向挠曲，
主拱桥面、边拱桥面垂向挠曲



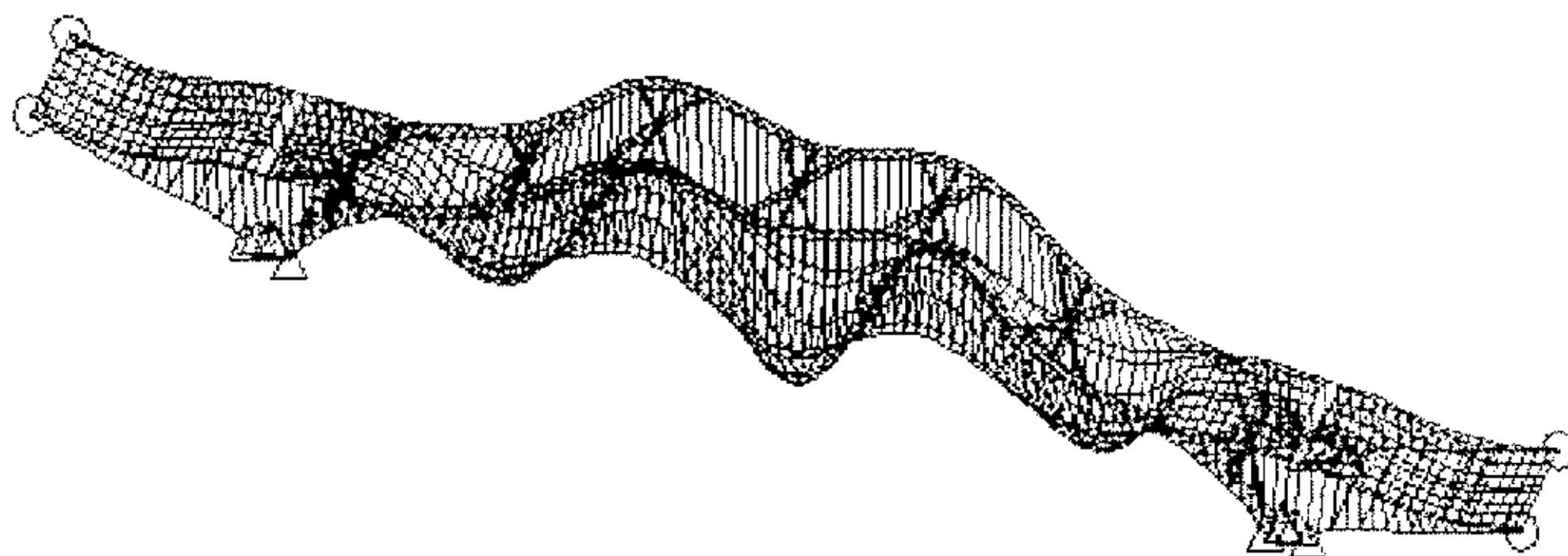
$f_{13}=1.3280\text{Hz}$ 两主拱拱圈同向反对称侧倾、反向纵向挠曲，
主拱桥面反对称扭转



$f_{14}=1.3458\text{Hz}$ 两主拱拱圈同向对称侧倾、反向纵向挠曲，
主拱桥面对称扭转、横向挠曲



$f_{15}=1.3899\text{Hz}$ 边拱拱肋纵向挠曲，边拱桥面垂向挠曲



$f_{16}=1.4265\text{Hz}$ 两主拱拱圈、边拱拱肋同向纵向挠曲，
主拱桥面、边拱桥面垂向挠曲

第五章 结论

本文主要研究内容是计算、分析大跨径钢管混凝土拱桥在静载作用下主拱肋的钢管内混凝土的轴力所产生的正应力、竖向弯曲正应力、水平弯曲正应力；在此基础上，计算和分析钢管混凝土拱桥——丫髻沙大桥结构动力特性。由此得出如下结论：

(1) 在静载作用下，钢管混凝土拱桥主拱肋上、下弦杆除一部分单元杆件主要承受轴力所产生的压应力之外，有相当一部分单元杆件在承受轴力所产生的压应力的同时，还承受了比较大的竖向弯曲产生的正应力；另外，有一部分单元杆件在竖向弯矩和水平弯矩的共同作用下所产生的最大弯曲正应力也比较大。因此，在对钢管混凝土拱桥进行计算时，对于钢管混凝土构件，不能按仅受轴力作用的钢管混凝土计算其物理力学性能指标，而必须考虑到竖向弯曲和水平弯曲对钢管内混凝土受力的影响，否则，将会导致错误的分析结果。

(2) 从已有钢管混凝土拱桥按换算截面法计算材料特性和截面特性所得自振频率与实测频率的比较，以及本文的计算、分析结果来看，在对钢管混凝土拱桥进行计算时，将钢管混凝土主拱肋按梁单元进行简化处理，并按换算截面法计算其材料特性、截面特性是比较合理的。

致谢

本文是在导师奚绍中教授和副导师周述华教授的悉心指导下完成的。

两年多来，无论是在学习上，还是在生活上，作者都得到了两位导师的亲切关怀和许多中肯的教诲；导师治学严谨的态度、诲人不倦的精神，使作者终生受益；在此，作者谨对两位导师致以诚挚而衷心的感谢。

在作者攻读硕士学位和撰写论文过程中，还得到过强士中教授、李乔教授、郑史雄副教授、罗雄、李永乐、杨琪以及其它老师和同学的帮助，在此一并表示感谢。

由于作者水平有限，文中难免有不妥和错误之处，敬请批评指正。

陈明清

1999年4月

主要参考文献

- [1] 倪振华. 振动力学. 西安: 西安交通大学出版社, 1989
- [2] 丁浩江等. 弹性和塑性力学中的有限单元法. 第2版. 北京: 机械工业出版社, 1989
- [3] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动. 北京: 中国铁道出版社, 1992
- [4] 项海帆、刘光栋. 拱结构的稳定与振动. 北京: 人民交通出版社, 1991
- [5] 李运生. 钢管混凝土拱桥空间自振特性的分析[硕士学位论文]. 成都: 西南交通大学, 1997. 1
- [6] 罗世勋、谢邦珠主编. 当代四川公路桥梁. 成都: 四川科学技术出版社, 1996
- [7] 姚玲森主编. 桥梁工程. 北京: 人民交通出版社, 1988
- [8] 范立础主编. 桥梁工程(下册). 第2版. 北京: 人民交通出版社, 1993
- [9] 谢幼藩等编. 铁路钢筋混凝土桥. 北京: 中国铁道出版社, 1988
- [10] 五届全国 SAP5/SAP5P 学术交流会论文选集编委会编. 结构工程有限元计算. 北京: 科学出版社, 1995
- [11] 顾安邦、孙国柱主编. 公路桥涵设计手册 拱桥(下册). 北京: 人民交通出版社, 1997
- [12] 黄棠、王效通主编. 结构设计原理. 北京: 中国铁道出版社, 1995
- [13] 王序森、唐寰澄编著. 桥梁工程. 北京: 中国铁道出版社, 1995
- [14] 袁国干主编. 配筋混凝土结构设计原理. 上海: 同济大学出版社, 1990
- [15] 小西一郎 编. 钢桥. 第四分册. 北京: 人民铁道出版社, 1981
- [16] 朱以文、韦庆如、顾伯达编著. 微机有限元前后处理系统 ViziCAD 及其应用. 北京: 科学技术文献出版社, 1993
- [17] 朱以文主编. ALGOR FEAS(Super SAP91 年版)验证实例集. 水电部天津勘测设计院、北京四通集团武汉四通公司, 1991. 9
- [18] 朱以文主编. ALGOR FEAS(Super SAP91 年版)软件的分析计算模块数据文件格式. 水电部天津勘测设计院、北京四通集团武汉四通公司, 1991. 9
- [19] 铁道部专业设计院深圳分院. 广州市环城高速公路丫髻沙大桥(施工图), 1997. 11
- [20] 陈宝春. 钢管混凝土拱桥发展综述. 桥梁建设, 1997(2)

- [21] 李涛. 大跨度钢管混凝土拱桥的抗震分析. 公路, 1996(1)
- [22] 王小林、虞建成. 钢管混凝土在桥梁工程中的应用. 华东公路, 1998(4)
- [23] 向中富. 也谈钢管混凝土拱桥. 中国公路学会桥梁和结构工程学会桥梁学术讨论会论文集, 1997
- [24] 王伯惠. 从劲性钢骨架拱桥到钢管混凝土拱桥. 中国公路学会桥梁和结构工程学会桥梁学术讨论会论文集, 1997
- [25] 钟善桐. 钢管混凝土统一理论. 哈尔滨建筑工程学院学报, 1994, 27(6)
- [26] 潘友光、钟善桐. 钢管混凝土的轴压本构关系(上、下), 1990, 11(1、2)
- [27] 钟善桐. 钢管混凝土结构研究新动向. 哈尔滨建筑工程学院学报, 1990, 23(1)
- [28] 王元丰、许士杰. 薄壁钢管混凝土构件固有振动特性研究. 北方交通大学学报, 1998, 22(4)
- [29] 蔡绍怀. 论钢管混凝土在桥梁工程中的应用. 中国土木工程学会第五届年会暨第二次全国城市桥梁学术会议论文集. 天津: 天津大学出版社, 1990
- [30] 朱安文、汤国栋. 钢管混凝土偏压短柱的弹塑性行为. 四川省公路学会桥梁学术研讨会论文集. 成都: 西南交通大学出版社, 1996
- [31] 李美军. 奉节梅溪河大桥——288米钢管混凝土上承式拱. 四川省公路学会桥梁专委会98年桥梁学术讨论会论文集
- [32] 郑远鹄、牟廷敏等. 巫山县巫峡长江大桥初步设计. 四川省公路学会桥梁专委会98年桥梁学术讨论会论文集
- [33] 李廉锴. 结构力学(下册). 第2版. 北京: 高等教育出版社, 1983
- [34] 林家浩、曲乃泗、孙焕纯编著. 计算结构力学. 北京: 高等教育出版社, 1983
- [35] C·A·波列比亚等编. 周正威译. 工程结构的振动. 上海: 同济大学出版社, 1992
- [36] 殷学纲、陈淮、蹇开林编著. 结构振动分析的子结构方法. 北京: 中国铁道出版社, 1995
- [37] 孙训方、方孝淑、关来泰编. 材料力学(上、下册). 第三版. 北京: 高等教育出版社, 1994
- [38] 广州东南西环高速公路丫髻沙大桥拱桥抗风试验及分析研究大纲. 西南交通大学风工程试验研究中心, 1997