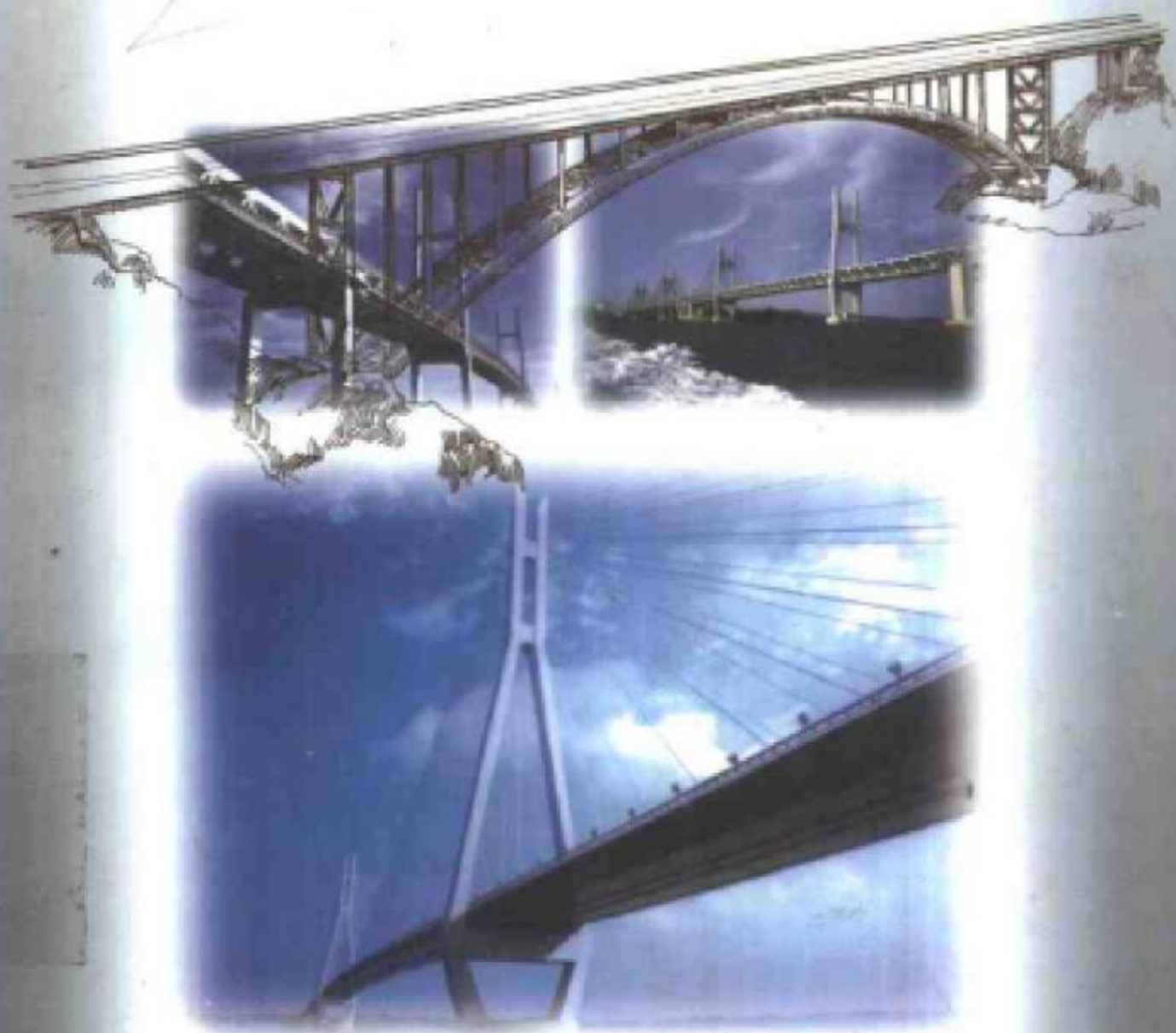




“桥梁抗震设计理论及应用”丛书之一

大跨度桥梁抗震设计

范立础 胡世德 叶爱君 著



人民交通出版社

策划编辑 / 谢仁物

责任编辑 / 戴慧莉

装帧设计 / 涂 浩 王静红

桥梁抗震设计理论及应用丛书

- 大跨度桥梁抗震设计
- 桥梁减隔震设计
- 高架桥梁抗震设计
- 桥梁延性抗震设计

ISBN 7-114-03888-7



9 787114 038884 >

ISBN 7-114-03888-7/U · 02829

定价: 全套 120.00 元

(本册 30.00 元)

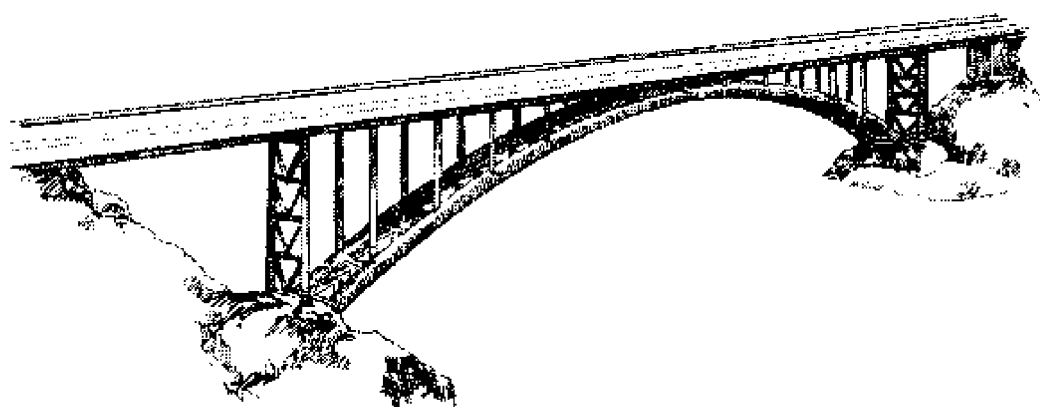


“桥梁抗震设计理论及应用”丛书之一

Dakuadu Qiaoliang Kangzhen Sheji

大跨度桥梁抗震设计

范立础 胡世德 叶爱君 著



人民交通出版社

内 容 提 要

大跨度桥梁的抗震设计目前还没有一个统一的标准。本书论述了大跨度桥梁抗震设计的基本思想、实用理论及方法,并进一步通过实例详细论述了大跨度梁桥、拱桥、斜拉桥和悬索桥的抗震设计过程。本书介绍的内容,为作者近年来在该领域的研究成果,也是正在编写的《城市桥梁抗震设计规范》的理论背景材料之一。

本书可供从事大跨度桥梁抗震设计、研究和施工的工程技术人员参考,也可作为高等院校桥梁专业研究生和高年级本科生的教学参考用书。

图书在版编目(CIP)数据

大跨度桥梁抗震设计/范立础等著. --北京:人民交通出版社, 2001.4

ISBN 7-114-03888-7

I. 桥... II. 范... III. 桥梁工程-抗震-设计 IV. U442.5

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2001)第 15690 号

大跨度桥梁抗震设计

范立础 胡世德 叶爱君 著

正文设计:王静红 责任校对:刘高彤 责任印制:张 凯

人民交通出版社出版发行

(100013 北京和平里东街 10 号 010-64216602)

各地新华书店经销

北京鑫正大印刷厂印刷

开本: 850×1168 1/32 印张: 8.5 字数: 228 千

2001 年 5 月 第 1 版

2001 年 5 月 第 1 版 第 1 次印刷

印数: 0001--3000 册 定价: 30.00 元

ISBN 7-114-03888-7

U·02829

序 言

国内外的地震灾害表明,震区桥梁的损坏坍塌,不仅阻碍当时的救灾行动,而且影响灾后的恢复工作。所以各方都对桥梁抗震给予十分重视。

一个国家或地区的桥梁抗震质量如何和它实行的桥梁抗震设计规范密切相关。我国的桥梁抗震设计规范制订于许多年前。可以理解,它不能反映众多新的桥梁震害的启示,未能吸收许多新的研究成果,不能适应我国当前桥梁建设的需要。各方致力于修订新的铁路桥梁和公路桥梁的抗震设计规范,并首次编写城市桥梁的抗震设计规范,是值得欢迎的。姑不置论三个规范可否统一的问题,如果它们都力求能反映客观实际,达到经济合理和相当安全的抗震目的,则三者所依据的抗震设计理论与原则无疑应当是相同的,众所周知,规范条文只使人知其然,而不知其所以然。所以常常配以说明。但是,即使如此,人们还是不能了解其理论依据,希望有更深入的阐述,以便透彻得知其所以然。

有鉴于此,范立础教授,凭借其多年从事桥梁抗震的工程实践和科学研究的经验积累,在参加修订公路桥梁抗震设计规范和负责首编城市桥梁抗震设计规范的同时,组织同济大学土木工程防灾国家重点实验室里从事

桥梁抗震研究的同事和研究生,一起编写出版桥梁抗震设计理论与应用丛书。

本丛书重点针对桥梁抗震的工程实践中亟待解决或回答的问题,结合震害实例,阐明当前国内外的理论研究成果和相关抗震设计方法的依据。它将有助于深入理解和正确运用我国桥梁抗震设计规范,提高我国桥梁抗震的工程实践水平,同时将有助于对桥梁抗震的学习和研究,发展我国桥梁抗震的科学技术。特为之序。

李国豪

中国科学院资深院士

中国工程院资深院士

同济大学名誉校长

2001 年 3 月

前 言

近 20 年的地震灾害经验表明,随着城市现代化的发展,交通网络在整个城市生命线抗震防灾系统中越来越重要。1997 年美国圣费南多(San Fernando)地震、1976 年中国唐山地震、1989 年美国洛马·普里埃塔(Loma Prieta)地震、1994 年美国北岭(Northridge)地震、1995 年日本的阪神地震及 1999 年台湾的集集地震均给当地的交通网络造成严重的破坏,导致直接和间接经济损失总和极为巨大,如以当时的美元币值分别计约为:10 亿、20 亿、70 亿、200 亿、1000 亿、120 亿。在此期间,各国地震工作者与结构工程师对桥梁结构抗震展开了大量的研究,都在修改或制定新的桥梁抗震设计规范。主要问题是研究涉及风险决策的工程抗震设计标准与设防目标,结构抗震设计方法,包括动力概念设计、强度设计、位移设计、延性设计、减隔震设计;最近还提出了基于性能(性态、功能)设计(Performance Based Design)的基本思想;以及行之有效的抗震措施。

同时,我国也进行了大量的研究工作,“建筑抗震设计规范”已提出修改新版,1999 年 12 月已提交了“供试设计用”稿,“公路工程抗震设计规范”也已启动修改工作,提出了修改工作大纲与编写大纲。作者受建设部委托主编首部“城市桥梁抗震设计规范”,主编单位是同济大学土木工程防灾国家重点实验室。

当前,城市桥梁抗震设计乃参照“公路工程抗震设计规范”执行,但该规范仅适用于跨径 150m 以下的梁桥与拱桥。工程师们面对城市中立交工程、曲线高架桥、轨道高架桥、主跨径大于 150m

的跨河大桥等的抗震设计无章可循。在实践工作中,有的列了专题研究,有的各自采用简化计算方法,这就导致了结构抗震设防、设计方法、安全准则不统一。同济大学土木工程防灾国家重点实验室桥梁抗震研究室在近20年中曾承担了各类城市桥梁抗震设计研究项目30余项,桥梁抗震理论研究项目10余项,获得并累积了较多理论、试验的研究成果与设计经验。同时,我们亦组织和参与了有关国际会议与学术交流,广泛收集了美国、日本、新西兰和德国在桥梁抗震领域内相关的研究资料、报告和各种规范。由于我国的规范(国标或部标)是强制性的,因而我国首编的“城市桥梁抗震设计规范”比之我国其他行业的桥梁抗震设计规范将有较大扩充和改动,诸如规范使用范围、抗震设防标准、结构抗震设计方法、性能准则和抗震验算、结构延性设计、桥梁减隔震设计和抗震措施等。规范除了条文外还附有条文说明。但有关桥梁抗震理论的近年进展与讨论,抗震设计的新思想,如多级抗震设防多阶段设计原则、延性抗震与延性设计方法、位移设计准则、桥梁减隔震设计原则和方法以及最新提出的基于性能(性态、功能)的设计思想(Performance Based Design)不可能在规范的条文说明详细介绍。此外,我们在完成30余项城市大跨桥梁(悬索桥、斜拉桥、拱桥)、城市高架桥、轨道交通高架桥和城市大型立交工程的抗震设计、分析和研究工作的过程中,在完成10余项的桥梁抗震的理论研究和科学试验的工作中,特别是在最近为编写“城市桥梁抗震设计规范”收集资料、调查研究、分析归纳、借鉴引用的实践中,深感亟需在桥梁工程界普及与提高桥梁工程抗震的科学技术知识。为此,我组织了土木工程防灾国家重点实验室桥梁抗震研究室的几位同事和我的博士生,分工执笔编写一套“桥梁抗震设计理论及应用”丛书:之一是桥梁延性抗震设计,之二是桥梁减隔震设计,之三是高架桥梁抗震设计,之四是大跨度桥梁抗震设计。

丛书编写的工程对象仅限于桥梁。丛书介绍一些基本原理,其中融合了我们的一些研究成果,也提供一些应用算例或实例。书中每章都附有主要的参考文献供读者进一步查阅和研究。丛书的各分册既有各自的独立性也有互为联系的相关性。因而,某些阐述部分可能有少量的重复,反映了不同角度的分析论述或应用。

我衷心感谢我们桥梁抗震学科组的胡世德教授、李建中教授、王君杰副教授和我的博士生卓卫东副教授(福州大学)、叶爱君讲师、王志强讲师的通力合作及杨新宝、毕桂平的工作。同时,也感谢人民交通出版社的大力支持,使这套丛书在新规范审定发行之前出版,谨献给我的老师和母校同济大学。

桥梁抗震设计理论尚有不少问题处在深入研究阶段,实践应用中也尚有不少问题有待解决。本套丛书对桥梁抗震理论若干问题的讨论,难免挂一漏万、错误失当之处,敬希同行与读者批评指正。

范立础

同济大学土木工程防灾国家重点实验室

2000年10月

目 录

第一章 概论	1
1.1 引言	1
1.2 大跨度桥梁抗震设计现状	3
1.3 桥梁震害分析	4
1.4 大跨度桥梁抗震设计实用方法	7
1.5 大跨度桥梁地震反应分析	8
1.5.1 结构抗震动力学初步概念	8
1.5.2 结构地震反应分析方法	12
1.5.3 地震动输入	16
1.5.4 非线性问题	18
1.5.5 阻尼问题	24
1.5.6 地基与结构相互作用	26
1.5.7 桥梁地震反应分析程序	29
1.6 桥梁延性抗震设计及验算	30
1.7 桥梁减、隔震设计	32
参考文献	35
第二章 大跨度桥梁抗震设计实用方法	43
2.1 概述	43
2.2 桥梁抗震概念设计	44
2.3 桥梁延性抗震设计	48
2.3.1 塑性铰区横向钢筋设计	48
2.3.2 桥梁结构抗震能力分析、验算	49

2.4	桥梁减、隔震设计	55
2.5	大跨度桥梁抗震设计的辅助工具	56
	参考文献	58
第三章	地震动输入	60
3.1	概述	60
3.2	抗震设防目标	61
3.3	输入加速度时程	63
3.3.1	地震动加速度时程的选择	63
3.3.2	地震危险性分析和人工地震加速度时程生成方法	66
3.4	地震动输入模式	75
	参考文献	76
第四章	大跨度桥梁地震反应分析	77
4.1	概述	77
4.2	多点激励下的增量动力平衡方程	79
4.3	各种非线性问题及其分析方法	82
4.3.1	钢筋混凝土弹塑性梁柱单元	82
4.3.2	非线性支座单元	89
4.3.3	非线性挡块单元	96
4.4	非比例阻尼矩阵的形成	98
4.5	逐步积分法求解运动方程	100
4.6	多方向一致激励下的线性反应谱分析	102
	参考文献	105
第五章	桥梁结构抗震能力验算	107
5.1	概述	107
5.2	钢筋混凝土墩柱的抗弯能力验算	108
5.2.1	钢筋混凝土墩柱截面的强度和曲率延性计算 ...	109

5.2.2 墩柱容许的最大塑性转角	115
5.3 钢筋混凝土墩柱的抗剪能力验算	116
5.3.1 墩柱的抗剪强度	117
5.3.2 墩柱的抗剪验算	120
5.4 支座等支承连接构件的抗震验算	121
参考文献	122
第六章 桥梁结构地震反应分析程序	124
6.1 IPSABS 程序及其功能	124
6.2 IPSABS 程序的应用	126
参考文献	128
第七章 大跨度梁桥抗震设计	129
7.1 概述	129
7.2 南澳大桥抗震设计实例简介	130
7.2.1 动力计算模型	130
7.2.2 地震动输入	132
7.2.3 抗震概念设计	135
7.2.4 延性抗震设计	136
参考文献	140
第八章 大跨度拱桥的抗震设计	142
8.1 概述	142
8.2 丫髻沙特大拱桥抗震设计实例简介	144
8.2.1 地震动输入	146
8.2.2 动力计算模型	148
8.2.3 动力特性分析	149
8.2.4 地震反应分析	154
8.2.5 抗震验算	164
参考文献	167

第一章 概 论

1.1 引 言

地震,历来是严重危害人类的一大自然灾害。尤其是最近的20余年,全球发生了许多次大地震,其中多次破坏性地震都集中在城市,造成了非常惨重的生命财产损失,如1971年美国 San Fernando 地震(M6.6),1976年中国唐山大地震(M7.8),1989年美国 Loma Prieta 地震(M7.0),1994年美国 Northridge 地震(M6.7)以及1995年日本阪神大地震(M7.2)导致的城市经济总损失(以当时的币值为准)分别为:10亿美元,100亿人民币,70亿美元,200亿美元,1000亿美元。这几次地震灾害的共同特点是:由于桥梁工程遭到严重破坏,切断了震区交通生命线,造成救灾工作的巨大困难,使次生灾害加重,导致了巨大的经济损失。随着现代化城市人口的大量聚集和经济的高速发展,对交通线的依赖性越来越强,而一旦地震使交通线遭到破坏,可能导致的生命财产以及间接经济损失也将会越来越巨大。几次大地震一再显示了桥梁工程破坏的严重后果,也一再显示了桥梁工程抗震研究的重要性。在最近几次大地震中,一些所谓经过抗震设计的桥梁,在中等强度的地震作用下即遭到严重破坏,反映出以往的桥梁抗震设计规范存在着很大缺陷。因此,全世界的地震工作者纷纷对现行的抗震设计规范进行反省和修订,对结构的抗震设防标准与抗震设计原则也提出了一系列新观点。



我国是一个多地震的国家,自唐山地震以来,抗震防灾工作正日益受到重视。随着我国经济实力的增强和交通发展的需要,继上海南浦大桥、杨浦大桥、徐浦大桥、广东虎门大桥、江阴长江大桥、南京二桥、青州闽江大桥等大跨越江工程之后,又开始兴建润扬长江大桥,规划苏通长江大桥以及其他跨海工程,如长江口、渤海湾口工程。在这些特大型工程纷纷上马的同时,地震灾害近几年也在我国东北、西南和西北部频频发生。据专家们预测,我国正面临一个新的地震活跃期。尽管到目前为止,大跨度桥梁因地震毁坏并不多见,但是鉴于它们在经济、交通等各方面占据的特殊重要的地位,以及 20 世纪出现的几次惨重的地震灾害的教训,对这些重大工程,必须进行合理的抗震设防。我国已颁布了《中华人民共和国防震减灾法》,自 1998 年 3 月 1 日起施行。《防震减灾法》第十七条规定“新建、扩建、改建建设工程,必须达到抗震设防要求。重大建设工程和可能发生严重次生灾害的建设工程,必须进行地震安全性评价;并根据地震安全性评价的结果,确定抗震设防要求进行抗震设防。本法所称重大建设工程,是指对社会有重大价值或者有重大影响的工程”。第十九条规定,“建设工程必须按照抗震设防要求和抗震设计规范进行抗震设计,并按照抗震设计进行施工”。显然,要保证《防震减灾法》的有效实施,前提是要有完备的抗震设计规范。

目前,我国的桥梁抗震设计规范还很不完备。城市桥梁抗震设计没有专用规范,只能参考公路工程抗震设计规范进行。而我国现行的铁路、公路工程抗震设计规范基本上还是采用“强度设防”的概念,在延性抗震和减、隔震方面极为不足。几年前,范立础教授就已充分认识到修订桥梁抗震设计规范的迫切性,并注意到城市桥梁的地震反应有独特之处,提出了制定“城市桥梁抗震设计规范”的建议。1998 年,范立础教授正式开始主持“城市桥梁抗震



设计规范”的制订工作。“城市桥梁抗震设计规范”的组成部分之一,也是难点之一,是“大跨度桥梁的抗震设计”。本书就是为了配合这一规范的制定而著的。

本章将在分析大跨度桥梁抗震设计现状的基础上,简述大跨度桥梁抗震设计的相关问题,力求使读者对大跨度桥梁的抗震设计有一个初略的了解。要进行正确有效的抗震设计,必须从分析桥梁的震害入手,提出一个大跨度桥梁抗震设计的实用方法,并逐一解决地震输入,地震反应分析,延性设计及验算,以及减、隔震设计等问题。

1.2 大跨度桥梁抗震设计现状

目前,国内外现有的绝大多数桥梁工程抗震设计规范只适用于中等跨径的普通桥梁,超过适用范围的大跨度桥梁的抗震设计,则无规范可循。我国公路工程抗震设计规范只适用于主跨不超过 150m 的梁桥和拱桥;我国铁路工程抗震设计规范虽没有说明跨径范围,但说明“对特殊抗震要求的建筑物和新型结构应进行专门研究设计”。1996 年美国颁布的 AASHTO 规范(第 16 版)的抗震设计篇中也规定,该规范只适用于普通钢、混凝土梁与箱梁桥,主跨不超过 150m,不适用于斜拉桥、悬索桥、拱桥以及活动式桥。1993 年的欧洲规范(EUROCODE 8)原稿中没有规定主跨范围,可适用于梁桥和斜拉桥,但拱桥和悬索桥除外。日本道路桥梁规范(抗震设计篇)“适用于跨径小于 200m 的桥梁,对超过 200m 跨径的桥梁可以参考使用本篇有关规定”。

对于大跨度桥梁的抗震设计,国内外已经进行了很多研究。日本在建设本州四国联络线时,花了近 20 年时间进行了悬索桥的抗震设计研究,汇编成《本州四国联络桥设计标准·及解说》;美国



土木工程学会斜拉桥委员会在 90 年代编制了斜拉桥设计指南,其中有斜拉桥抗震设计的若干规定,但这些规定都较粗浅,工程师们很难参照执行。在国内,虽然长期以来没有一个适用于大跨度桥梁的抗震设计规范或指南,但同济大学范立础教授领导的抗震学科组 10 余年来一直致力于大跨度桥梁的抗震设计研究,承担了我国近 30 座大桥的抗震研究工作,取得了很多科研成果。总而言之,大跨度桥梁的抗震设计目前还没有一个统一标准。

与中等跨径普通桥梁相比,大跨度桥梁的地震反应比较复杂,相应地,抗震设计也比较复杂。如高阶振型的影响比较明显,以及需要考虑多点激振和行波效应、各种复杂的非线性因素、桩—土—结构相互作用等。而另一方面,又没有可遵循的抗震设计规范。因此,大跨度桥梁的抗震设计目前还比较困难。由于国内大部分设计单位对桥梁抗震缺乏研究,只能请专业研究人员代劳,因此,从某种意义上来说,大跨度桥梁的抗震设计目前还是专业科研人员的“专利”,这是很不正常的。由于工程项目建设期短,而专业科研人员又不能参与设计,尤其是对桥梁抗震性能起决定作用的方案设计,只能被动地进行桥梁结构在地震作用下的强度变形验算,因而不能将先进的抗震设计思想充分应用于抗震设计,影响抗震设计的效果。只有工程师们亲自参与抗震设计,才能将抗震设计融入桥梁设计的各个阶段,达到预期的抗震设计效果。这才是真正的抗震设计。

1.3 桥梁震害分析

调查与分析桥梁的震害及其产生的原因是建立正确的抗震设计方法,采取有效抗震措施的科学依据。国内外地震工作者历来都很重视震害的调查研究。近 20 余年发生的几次大地震使桥梁



结构遭到严重破坏,但也使我们获得了非常宝贵的经验与教训。

国内外学者对桥梁震害的调查研究结果表明,桥梁的震害主要表现为:

- 上部结构的破坏:桥梁上部结构本身遭受震害而被毁坏的情形比较少见,往往是由于桥梁结构其他部位的毁坏而导致上部结构的破坏;

- 支承连接部位的震害:桥梁支承连接部位的震害极为常见。由于支承连接部位的破坏会引起力的传递方式的变化,从而对结构其他部位的抗震产生影响,进一步加重震害。在我国海城、唐山地震中,就有不少支座破坏以及连接措施不当引起落梁的例子。

- 下部结构和基础的震害:下部结构和基础的严重破坏是引起桥梁倒塌,并在震后难以修复使用的主要原因。除了地基毁坏的情况,桥梁墩台和基础的震害是由于受到较大的水平地震力,瞬时反复振动在相对薄弱的截面产生破坏而引起的。从大量震害实例来看,比较高柔的桥墩多为弯曲型破坏,矮粗的桥墩多为剪切型,介于两者之间的则为混合型。在 1995 年的阪神地震中,阪神高速线在神户市内的高架桥共有 18 个独柱墩剪断,长 500m 左右的梁侧向倾倒。

特别值得注意的是,在最近的几次大地震中,历来声誉较好的大跨度桥梁也有不少遭受震害的实例,主要表现为边跨脱落、支承系统以及细部结构的破坏。在 1989 年美国 Loma Prieta 地震中,奥克兰海湾大桥引桥公路桥面脱落。在 1995 年阪神地震中,位于震区的四座大跨度桥梁也发生了不同程度的震害。其中,西宫港大桥(主跨 252m 的钢系杆拱桥)第一跨引桥脱落,一座主跨 485m 的双层桥面斜拉桥边跨锚墩上的钢摇轴栓钉脱落,另一座主跨 214m 的钢拱桥发生铸钢支座移位损坏和拱上风撑屈曲破坏,而主跨



1990m的明石海峡大桥,当时已完成的结构部分虽未见损伤,但桥塔与锚台均发生了较大位移。这些震害的出现,引起了国内外学者对大跨度桥梁抗震问题的重视。如美国在 Loma Prieta 地震之后,花巨资,历时几年,对著名的金门大桥进行了抗震加固,并决定重建奥克兰海湾大桥,前者抗震加固设计所确定的地震加速度峰值取 $0.65g$,后者重建大桥所确定的地震加速度峰值为 $1.0g$ 。

通过对桥梁震害的进一步分析,可以将桥梁震害的起因分为以下几类:

● 由于砂土液化,地基下沉,岸坡滑移或开裂而引起基础的破坏,从而导致桥梁的倒塌。因此,在选择路线和桥位时,应绕避对抗震不利或危险的地段。

● 因桥梁结构形式、构造或连接措施不当而引起落梁等震害。在 1994 年美国的 Northridge 地震和 1995 年日本的阪神地震中,用逐跨施工法修建的连续高架桥损坏特别严重。由于这种连续高架桥的结合部常设在跨内弯矩较小处,结合部主要传递剪力,构造简单,但牛腿太短,支承面过窄,在强烈的地震竖向和水平作用下,结合部损坏,使结构处于长悬臂状态,产生断裂而塌落。这些震害给我们的启示是:一定要进行正确的概念设计,避免使用先天不良的抗震结构体系。而大量因局部构造或连接措施不当而造成的震害实例则一再告诫我们要重视构造和连接措施的设计。

● 桥梁各支承点的地面运动不一致(地面运动的空间变化性)引起震害:最为典型的例子是在阪神地震中位于震中附近正在建设的明石海峡大桥。地震时,1990m 的悬索桥主缆已架好,正待吊设钢梁。震后,位于淡路岛一侧的锚台相对于神户一侧的主塔及锚台水平移位 $1.4m$,而主塔相对水平移位 $1.3m$ 。不过,这一移位并不大(相对于 1990m),塔基的各向移角都很小,原主塔结构完好。至于如果全桥已合拢通车,地震将会对桥梁产生什么样的



影响,还有待于模拟分析。虽然这一震害并没有对明石海峡大桥造成破坏,但不同结构形式对各支承点不一致运动的敏感程度是不一样的,换了一种结构形式,这样的移位情况可能会导致很严重的后果。因此,进行地震反应分析时,需考虑多点不一致激励问题。

● 桥梁墩柱本身抗震能力不足引起的破坏,包括强度和延性的不足。在历次大震中,大量钢筋混凝土墩柱的严重破坏主要是由于本身的抗剪强度和弯曲延性不足引起的。

总之,震害研究给我们的启示是:要重视桥梁结构动力概念设计,选择较理想的抗震结构体系;要重视延性抗震,用能力设计思想进行抗震设计;要重视支承连接部位的设计;要重视采用减、隔震措施提高结构的抗震能力。

1.4 大跨度桥梁抗震设计实用方法

大跨度桥梁的抗震设计是一项综合性的工作,需要比较全面的专业知识和功能完善的专用抗震分析软件。因此,要使桥梁工程师们能自行进行大跨度桥梁的抗震设计,就必须为工程师们提供一个能参照执行的抗震设计方法和可靠实用的辅助工具。

综合国内外现有的科研成果和实践经验,作者根据两水平的抗震设计方法和能力设计思想,发展了大跨度桥梁抗震设计实用方法。两水平的抗震设计方法(two-level design approach)^[12]要求结构在两个概率水平的地震作用下分别达到两个不同的性能标准。而能力设计思想要求在一座桥梁内部建立合理的强度级配,以保证地震破坏只发生在预定的部位,而且是可控制的^[13]。具体来说,要选择理想的塑性铰位置并进行仔细的配筋设计以保证其延性抗震能力;而不利的塑性铰位置或破坏机制(脆性破坏)则要



通过提供足够的强度加以避免。大跨度桥梁抗震设计实用方法认为,大跨度桥梁的抗震设计应分两个阶段进行:(1)在方案设计阶段进行抗震概念设计,选择较理想的抗震结构体系;(2)在初步或技术设计阶段进行延性抗震设计,并根据能力设计思想进行抗震能力分析、验算,必要时要进行减、隔震设计以提高结构的抗震能力。详见第2章。

1.5 大跨度桥梁地震反应分析

桥梁结构的地震反应分析是一个抗震动力学问题。对桥梁结构进行地震反应分析时,必须从抗震动力学出发来思考问题、解决问题。因此,首先要建立结构抗震动力学的初步概念,如结构地震振动方程、结构动力特性等。本节将从结构抗震动力学的初步概念出发,论述结构地震反应分析的方法,以及影响大跨度桥梁结构地震反应的一些主要因素,包括多点激振和行波效应、非线性、阻尼、地基与结构相互作用等,最后对现有的各种计算程序作一简单介绍。

1.5.1 结构抗震动力学初步概念

(1) 结构地震振动方程

下面以图1.1所示的桥墩为例来说明。

图中, $\delta_g(t)$ 为地震时水平地面运动加速度时程(时刻 t 对应的地面位移为 $\delta_g(t)$),它使桥墩产生挠曲振动,振动函数可写成 $\delta(z,t)$,即挠度随着桥墩的高度 z 和时间 t 而变化。

振动时有三种力作用在桥墩的微元 dz 上(暂且忽略轴向力的作用及结构的内阻尼,见图1.1c)):

- 挠曲变形产生的弹性力 $F_s dz = -[EI\delta''] dz$

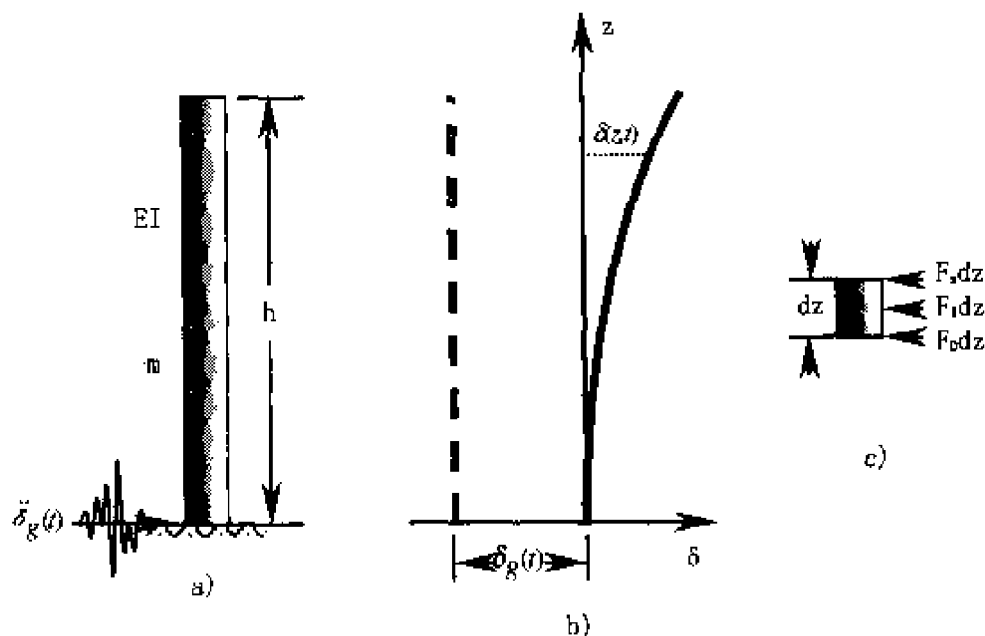


图 1.1 桥墩地震水平挠曲振动示意图

- 惯性力 $F_I dz = -m(\ddot{\delta} + \ddot{\delta}_g) dz$
- 外阻尼力 $F_D dz = -C\dot{\delta} dz$

式中, E 是材料的弹性模量, I 是截面的抗弯惯性矩, m 是桥墩单位高度的质量, C 是阻尼系数。 δ'' , $\dot{\delta}$ 分别表示对坐标 z 和时间 t 的两次偏导, 其他依此类推。负号表示弹性力、惯性力、阻尼力分别与挠度、加速度和速度的方向相反。

根据达朗贝(D'Alembert)原理, 这三种力应保持平衡, 有

$$F_I + F_D + F_S = 0$$

从而可得出

$$m\ddot{\delta} + C\dot{\delta} + [EI\delta'']' = -m\ddot{\delta}_g \quad (1.1)$$

上式即为桥墩地震振动方程, 右边项表示地震时地面加速度 $\ddot{\delta}_g(t)$ 引起结构振动的外因。

在地震反应时程分析中, 通常采用地震加速度时程作为地震输入。图 1.2 是 1940 年美国 El-centro 地震中记录到的一条实际



地震加速度时程曲线。

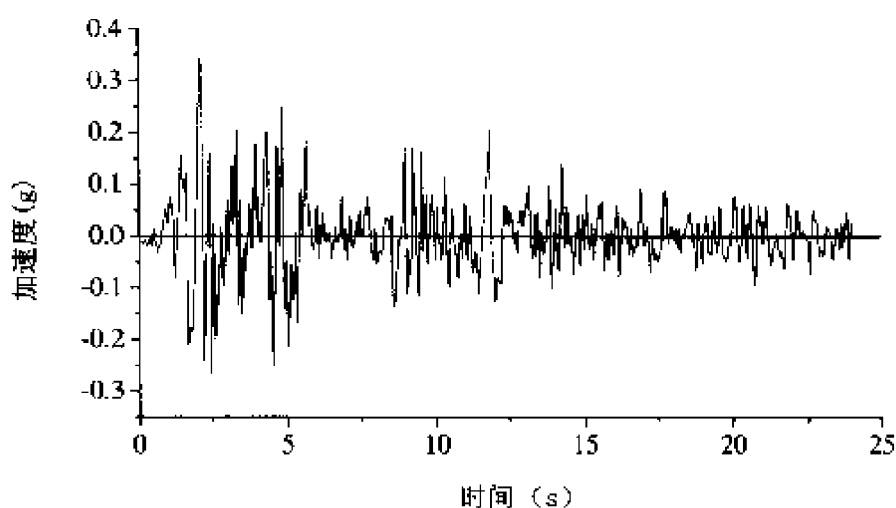


图 1.2 美国 El-centro 地震水平加速度(N-S,1940)时程曲线

(2) 结构动力特性

通常所说的结构地震反应分析,就是建立结构地震振动方程(如式 1.1),然后通过求解振动方程得到结构地震反应(位移,内力等)的过程。

式(1.1)是一个微分方程,它的解包含两部分:一个是式(1.1)对应的齐次式的通解;另一个是式(1.1)的特解。前者代表结构的固有振动或自由振动,后者代表地震作用下的强迫振动。

式(1.1)对应的齐次方程为

$$m\ddot{\delta} + C\dot{\delta} + [EI\delta'''] = 0 \quad (1.2)$$

由微分方程理论可知,上式的通解可写成如下形式:

$$\delta(z, t) = \delta(z)f(t) \quad (1.3)$$

其中 $f(t) = e^{-\xi\omega t} [C_1 \cos\omega_d t + C_2 \sin\omega_d t]$

式中: $\xi = \frac{C}{C_{cr}} = \frac{C}{2m\omega}$, 叫做阻尼比, C_{cr} 叫做临界阻尼;

$\omega_d = \omega \sqrt{1 - \xi^2} = 2\pi f_d = \frac{2\pi}{T_d}$, 叫做有阻尼自振圆频率;



f_d 、 T_d 分别叫做有阻尼自振频率(Hz)和周期(s);

ω 、 f 、 T 则分别叫做无阻尼自由振动的圆频率、频率和周期;

$A = \sqrt{C_1^2 + C_2^2}$, 叫做 $f(t)$ 的振幅。

图 1.1 所示的桥墩有无限多个自振频率。在桥墩为常截面且墩底完全固结的情况下, 桥墩的无阻尼自振圆频率为

$$\omega_n = \frac{\alpha_n^2}{l^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (1.4)$$

其中,

n	1	2	3	...
α_n	1.875	4.694	7.855	...

$n = 1$ 对应的 ω_1 最小, 叫做基频。

式(1.3)中的 $\delta(z)$ 表示自振挠曲线的形状, 叫做振型。各阶自振频率所对应的振型是不同的。图 1.3 略示桥墩的第 1、2、3 阶振型。

时间函数 $f(t)$ 的幅值按照 $Ae^{-\xi\omega t}$ 逐渐衰减, 如图 1.4 所示。 ω 越大, 衰减越快, 所以高频的自振比低频的衰减得快。其次, 阻尼比 ξ 越大, 衰减越快。当 $\xi = 1$, 即阻尼系数 C 等于临界阻尼 C_c 时, 有阻尼的自振圆频率等于 0, 也就是说不出现自由振动了。实际桥梁结构的阻尼比一般都小于 0.05, 所

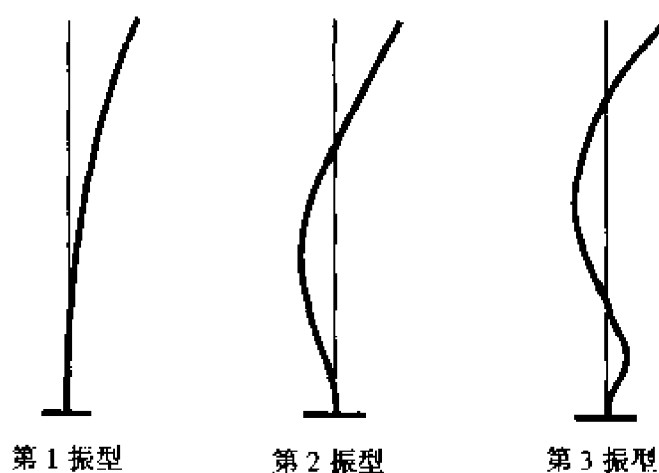


图 1.3 桥墩的水平挠曲固有振型



以总是会出现自由振动,而且阻尼对结构自振频率的影响微不足道,即 $\omega_d \approx \omega$ 。但需要注意的是,地基的阻尼比要大许多。

对于大振幅的情形,严格地说不存在如上所述的固定的自振频率和振型,因为在自振过程中结构的刚度甚至结构体系随着振幅的增减而不断变化着。

桥梁结构的自振周期和地震波的卓越(主要)周期越接近,它的振型接受到地震力的影响越大;而它的阻尼比越小,结构所受的震害也越大。分析和认识桥梁结构的自振周期、振型和阻尼比这些动力特性的重要意义就在于此。

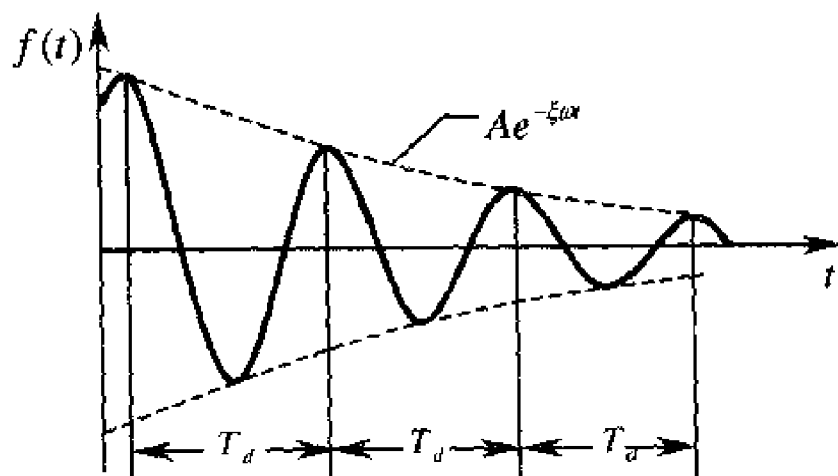


图 1.4 振幅衰减示意图

1.5.2 结构地震反应分析方法

桥梁结构的地震反应分析必须以地震场地运动为依据。可惜由于实际强震记录的不足,这个关键问题还未能很好解决,因此仍然是结构抗震设计计算中最薄弱的环节。目前的解决办法是,根据桥址区地质构造情况、地震历史资料、场地情况,并参考一些地面运动的记录来确定作为设计依据的地震参数。由于一方面地震动过程本身带有随机过程的性质,另一方面设计计算中用的地震



参数具有不确定性,所以发展了两种地震反应分析方法。一种是以地震运动为确定过程的确定性地震反应分析,另一种是以地震运动为随机过程的概率性地震反应分析。目前,概率性地震反应分析方法还不十分成熟,要应用于工程实践中还有待于进一步研究。世界各国的桥梁抗震设计规范中普遍采用的是确定性地震反应分析方法。

近一个世纪以来,逐步建立并发展起来的确定性地震反应分析方法有静力法、动力反应谱法和动态时程分析法。

(1) 静力法

静力法是早期采用的分析方法,假定结构物与地震动具有相同的振动,把结构物在地面运动加速度 $\ddot{\delta}_g$ 作用下产生的惯性力视作静力作用于结构物上做抗震计算。惯性力的计算公式为:

$$F = M \cdot \ddot{\delta}_g \quad (1.5)$$

式中: M 为结构物的质量。

静力法忽略了结构的动力特性这一重要因素,把地震加速度看作是结构地震破坏的单一因素,因而有很大的局限性,只适用于刚度很大的结构。

(2) 动力反应谱法

动力反应谱法还是采用“地震荷载”的概念,从地震动出发求结构的最大地震反应,但同时考虑了地面运动和结构的动力特性,比静力法有很大的进步。

(a) 单质点体系的最大地震力计算

对于如图 1.5 所示单质点体系,其最大地震力为:

$$\begin{aligned} P &= M |\ddot{\delta}_g + \ddot{\delta}|_{\max} \\ &= M \cdot g \cdot \frac{|\ddot{\delta}_g|_{\max}}{g} \cdot \frac{|\ddot{\delta}_g + \ddot{\delta}|_{\max}}{|\ddot{\delta}_g|_{\max}} \\ &= k_H \cdot \beta \cdot W \end{aligned} \quad (1.6)$$



式中: g 为重力加速度, W 为体系的总重量;

$k_H = \frac{|\ddot{\delta}_g|_{\max}}{g}$, 定义为水平地震系数, 根据抗震设防烈度选用, 如 7 度设防取 0.1;

$\beta = \frac{|\ddot{\delta}_g + \ddot{\delta}|_{\max}}{|\ddot{\delta}_g|_{\max}}$, 定义为动力放大系数, 根据选定的反应谱曲线及体系的自振周期确定。

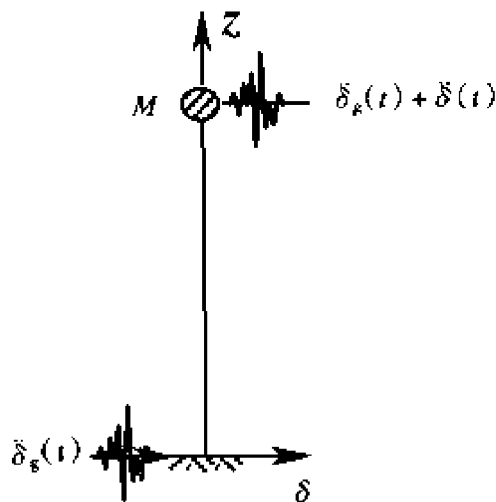


图 1.5 单质点体系示意图

在桥梁抗震设计规范中, 还引入综合影响系数 C_z , 以考虑结构的延性耗能作用, 则

$$P = C_z \cdot k_H \cdot \beta \cdot W \quad (1.7)$$

(b) 多质点体系的最大地震力计算

采用有限元法, 可得到与式(1.2)类似的多质点体系的地震振动方程:

$$[M]\{\ddot{\delta}\} + [C]\{\dot{\delta}\} + [K]\{\delta\} = -[M]\{I_x\}\ddot{\delta}_g(t) \quad (1.8)$$

对于这一联立方程组, 可利用振型分解法分解成一系列相互独立的振动方程, 于是将多质点体系的复杂振动分解为各个振型的独立振动, 从而可以采用单质点体系的反应谱理论来计算各振型的最大反应。最后, 将各个振型的最大反应按适当的方法 (如 SRSS, CQC, IGQC 等) 相组合, 即可得到多质点体系的各项反应值。

反应谱方法概念简单、计算方便, 可以用较少的计算量获得结构的最大反应值。但是, 反应谱只是弹性范围内的概念, 当结构在强烈地震下进入塑性工作阶段时即不能直接应用。另一方面, 地



震作用是一个时间过程,但反应谱方法只能得到最大反应,不能反映结构在地震动过程中的经历。实际上,对于结构某一截面的各个内力分量,出现最大值的时间不尽相同,因而同时取最大值进行抗震验算不太合理。而且,地震动的持续时间对结构的地震反应也有重要的影响。此外,反应谱长周期部分的确定也是一个难点。为了扩大反应谱方法的应用范围,国内外不少学者对反应谱方法进行了很多研究,主要集中在以下几个方面:1)长周期设计反应谱值的正确估计:项海帆教授很早就注意到了长周期反应谱的问题^[14],并针对 1977 年的《公路工程抗震设计规范》提出了修正意见;2)反应谱组合方法的研究:先后提出的反应谱组合方法有:SRSS, CQC, IGQC, SUM, DSC, 分组法等^{[15][16]}。最近,范立础教授指导的王淑波博士基于虚拟激励提出了振型组合新方法 HOC^[17]。3)非弹性反应谱的研究:随着延性抗震研究的不断深入,人们对非弹性反应谱的兴趣逐渐增强,讨论这方面问题的文献也在增多。如王淑波博士改进了反应谱方法以考虑支座的局部非线性问题^[18];4)能考虑地震动空间变化的反应谱方法:项海帆教授用反应谱方法分析了天津永和桥的行波效应^[14], M. Berrah 提出了一种能考虑多点激励的反应谱方法^[19], Nakamura 等^[20]也采用多点激励的反应谱方法对金门大桥进行了三维地震反应分析。尽管不少学者对反应谱方法做了很多改进,但对于复杂、大跨桥梁的地震反应,反应谱方法目前仍然不能很好地考虑各种复杂的影响因素。如应用反应谱方法对复杂、大跨桥梁进行地震反应分析,有时会由于计算的频率阶数不够多而得不到正确的结果,或判断不出结构真正的薄弱部位。因此,反应谱方法只能作为一种估算方法,或一种校核手段。

在大跨度桥梁的方案设计阶段,可以应用反应谱方法进行抗震概念设计,以选择一个较好的抗震结构体系。参见第 9 章。



(3) 动态时程分析法

动态时程分析法是随着强震记录的增多和计算机技术的广泛应用而发展起来的,是公认的精细分析方法。目前,大多数国家除对常用的中小跨度桥梁仍采用反应谱方法计算外,对重要、复杂、大跨的桥梁抗震计算都建议采用动态时程分析法。

动态时程分析法从选定合适的地震动输入(地震动加速度时程)出发,采用多节点多自由度的结构有限元动力计算模型建立地震振动方程,然后采用逐步积分法对方程进行求解,计算地震过程中每一瞬时结构的位移、速度和加速度反应,从而可以分析出结构在地震作用下弹性和非弹性阶段的内力变化以及构件逐步开裂、损坏直至倒塌的全过程。这一计算过程相当冗繁,须借助专用计算程序完成。动态时程分析法可以精确地考虑地基和结构的相互作用,地震时程相位差及不同地震时程多分量多点输入,结构的各种复杂非线性因素(包括几何、材料、边界连接条件非线性)以及分块阻尼等问题。

此外,动态时程分析法可以使桥梁的抗震设计从单一的强度保证转入强度、变形(延性)的双重保证,同时使桥梁工程师更清楚结构地震动力破坏的机理和正确提高桥梁抗震能力的途径。

1.5.3 地震动输入

地震动输入是进行结构地震反应分析的依据,对结构的地震反应影响很大。结构的地震反应以及破坏与否,除和结构的动力特性、弹塑性变形性质、变形能力有关外,还和地震动的特性(幅值、频谱特性和持续时间)密切相关。

地震地面运动在时间和空间上都具有高度的变化性,在一般的结构地震反应分析中,往往只考虑它们的时间变化性,而不考虑它们的空间变化性。因此,在结构地震反应分析中,通常都假定各



支承点的地面运动是相同的。

然而,大跨度桥梁的各支承点可能位于显著不同的场地土上,由此导致各支承处输入地震波的不同,因此,在地震反应分析中就要考虑多支承不同激励,简称多点激振。即使场地土情况变化不大,也可能因地震波沿桥纵轴向先后到达的时间差,引起各支承处输入地震时程的相位差,简称行波效应。欧洲规范指出,当存在地质不连续或明显的不同地貌特征,或桥长大于 600m 时,要考虑地震运动的空间变化性。

目前,分析结构的多点激振和行波效应的方法主要有两种,一是相对运动法(RMM),二是大质量法(LMM)^[21]。大质量法是通过质量矩阵主对角元充大数的方法实现的,数学表达式比较简单,可以得到精确的结果,但在求解中可能会遇到一些困难。而相对运动法把位移分成动力位移和拟静力位移,因此可以得到一些重要的附加信息,即动力反应和拟静力反应,有助于我们理解结构在多点激励下的性能。此外,求解比较简单。因此,相对运动法用得最广泛。

国内外许多学者都对斜拉桥在多点激振下的地震反应进行了分析研究。项海帆(1983)^[14]以天津永和大桥为对象,讨论了相位差效应对漂浮体系斜拉桥地震反应的影响。结果表明,相位差效应对漂浮体系斜拉桥是有利的。美国的 Abdel-Ghaffar A. M. 和 Nazmy A. S. 多年来对斜拉桥的多点激励及行波效应进行了许多研究^{[23][24][25]}。他们采用实际的地震记录,对跨度不同的两个斜拉桥模型的多点激振和行波效应的影响进行了详细的比较分析,结果表明:对于大跨度斜拉桥,忽略各支承点的不同运动会影响结构地震反应值,但究竟有多大的影响,则取决于具体情况,尤其是取决于支承的方向、地基条件、跨径、刚度和超静定次数。

对于大跨度悬索桥的行波效应,许多学者也进行了研究。Ab-



del-Ghaffar 等^{[26][27][28][29]}利用实际的地震记录,分别在时域和频域内对金门大桥进行了地震反应分析,结果表明,一致输入反应分析并不能代表最不利的情况,行波效应对悬索桥的地震反应有显著的影响。Nakamura 等^[20]采用多点激振的反应谱方法,以及复杂的三维有限元模型,对金门大桥进行了地震反应分析。他们指出,对于大跨度悬索桥,由于其柔性的影响,动力反应分量是主要的。此外,行波效应和多点激振对动力反应分量有显著的影响。对于两塔的反应,多点激振会导致较小的结果。A. A. Dumanoglu 等对三座欧洲大跨度箱梁悬索桥,即 Humber, Bogazici 和 Fatih 大桥进行了行波效应的比较分析^[30],结果发现,在悬索桥的某些部位,行波效应会大大增加地震反应。胡世德、范立础^[31]通过对江阴长江大桥的地震反应分析指出,行波效应会使结构的反应增大,而多点激振的影响较小。Ronald S. Harichandran^[32]也指出,对悬索桥进行一致输入分析会显著地高估一些部位的反应,而低估其他一些部位的反应。

而大跨度拱桥对于多点不同步输入比较敏感。范立础、胡世德、袁万城^[22]以贵州江界河桥为背景,对大跨度拱桥的行波效应进行了分析。结果表明,考虑行波效应时,大跨度拱桥的地震反应将会增大很多。

综上所述,大跨度桥梁的多点激振和行波效应问题非常复杂,对不同类型的桥梁可能会得到完全不同的结果。必须强调的是,作者认为这个效应还与输入的地震动时程的特性有很重要的关系。但有一点是肯定的,即大跨度桥梁应该进行多点激振和行波效应分析。

1.5.4 非线性问题

在地震反应分析中,必须谨慎考虑非线性问题。大跨度桥梁



的非线性因素主要有几何非线性、桥墩弹塑性和支承连接条件的非线性。

(1) 几何非线性

大跨度桥梁的几何非线性主要来自三个方面：

- (斜拉桥、悬索桥) 缆索垂度效应, 一般用等效弹性模量模拟;

- 梁柱效应, 即梁柱单元轴向变形和弯曲变形的耦合作用, 一般引入几何刚度矩阵来模拟, 只考虑轴力对弯曲刚度的影响;

- 大位移引起的几何形状变化。考虑大位移对刚度影响的最有效方法是拖动座标法, 即将局部座标“捆”在单元上, 随单元的运动而运动。实际上, 大跨度桥梁由于地震引起的位移并不大, 即使是主跨 1385m 的江阴长江公路大桥, 由于地震引起的位移相对于跨径来说也很小, 因而可以忽略大位移引起的几何非线性。

一般来说, 对于大跨度桥梁, 应以恒载下的非线性静力分析为基础, 在恒载变形状态下 (此时结构已具有较大的刚度) 进行地震反应分析。在地震反应分析中, 可对几何非线性进行近似考虑, 即只考虑 (斜拉桥、悬索桥) 缆索的弹性模量修正和恒载作用下的几何刚度。

(2) 桥墩的弹塑性

对于预期的强地震, 在桥梁抗震设计中, 容许并且希望在桥墩中出现塑性变形, 利用结构的延性抵抗地震。目前, 国内绝大部分桥梁采用的是钢筋混凝土桥墩。因此, 要实现这一抗震思想, 就要在地震反应分析中合理、正确地模拟钢筋混凝土墩柱的弹塑性性能。

在地震作用下, 一个空间的钢筋混凝土墩柱所受到的截面内力为: 轴力 P , 剪力 Q_y 、 Q_z , 扭矩 T , 弯矩 M_y 、 M_z 。其中, 剪力和扭矩所对应的塑性变形通常导致脆性破坏, 必须避免。另一方面, 考虑剪切和扭转影响的弹塑性分析非常复杂, 目前还相当不成熟。



因此,一般的做法是,通过保守设计提供足够的剪切和扭转强度以确保不发生脆性破坏,而在弹塑性反应分析中,仅考虑轴力和弯矩的耦合作用。

目前,模拟钢筋混凝土墩柱弹塑性性能的方法很多,各有特点。根据结构的离散化程度和模型的复杂性,大体可以归纳为三大类^[33]:

● 微观的有限元方法

有限元方法基于结构的材料特性,逐点对结构进行模拟。具体做法是,将钢筋混凝土墩柱离散成大量的单元,分别用不同的单元模拟混凝土、钢筋、甚至于它们之间的粘结作用。理论上,这种方法可以精细地描述结构的细部构造(如纵向钢筋和横向钢筋的排列位置等),也可以跟踪结构上每一点的应力和应变变化情况,是一种精确的模拟方法。但是,有限元方法需要耗费大量的计算时间和存储量,而且对数值计算的要求也非常高,因而限制了它的应用。另一方面,有限元模型虽然很精细,但由于参数取值和计算的困难,计算结果并不比其它简单的模型精确(与试验结果相比)。因此,有限元方法目前还不适用于工程应用。

● 宏观的构件模拟法

宏观的构件模拟法基于结构的构件特性,一个构件一个构件地对结构进行模拟。因此,模型的单元和结构的构件之间存在一一对应关系。虽然基于构件特性的模拟方法不能精细地描述结构的细部构造,但能够较好地模拟墩柱的整体弹塑性性能,反映地震破坏在结构中的分布情况。另一方面,这种方法所需要的计算量不大,数值计算的稳定性也比较有保证。因此,在钢筋混凝土结构的地震反应分析中,这种方法最为常用。

对空间的钢筋混凝土墩柱进行弹塑性分析时,一般都采用屈服面的概念进行截面工作状态的判别和弹塑性切线刚度的推导



(详见第 4 章)。所谓的屈服面,就是屈服强度 P_u , M_{yu} 和 M_{zu} 之间的相互作用面(如图 1.6 所示)。根据屈服面的定义,如截面的内力座标 (P, M_y, M_z) 位于屈服面之内,表明截面处于弹性状态;如位于屈服面上,表明截面正好屈服;如位于屈服面之外,表明截面已进入塑性工作状态。这种基于屈服面的

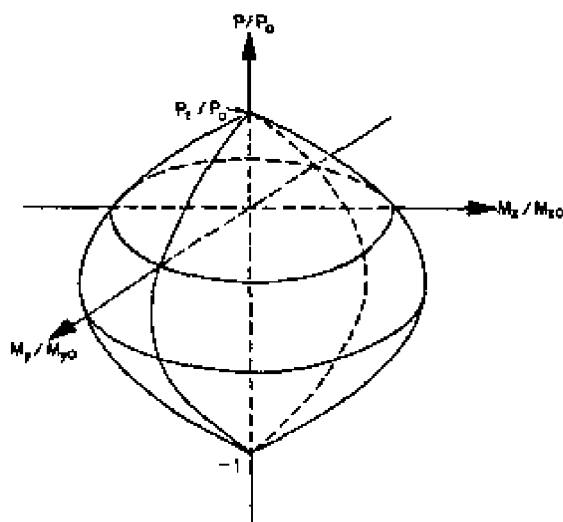


图 1.6 钢筋混凝土截面的屈服面

模型相对比较直观,也易于理解,数值计算的工作量和难度也较小,比较容易得到正确、合理的结果。

另外,还有一种弹簧模型值得一提,如图 1.7 所示。假定钢筋混凝土墩柱的塑性变形集中在两端,分别用两个弹塑性的三维弹簧单元(长度为 0)来模拟;中间的墩柱保持弹性,由一个线弹性的三维梁单元模拟。每一个弹簧单元由 5 根弹塑性的混凝土弹簧和 4 根弹塑性的钢筋弹簧组成,每一个弹簧的位置如图 1.7b)所示。根据平截面假定,5 根混凝土弹簧和 4 根钢筋弹簧最终又可以合并成三根等效弹簧,它们将截面的轴力 P 、两个弯矩 M_y, M_z 与对应的位移、两个转角联系在一起。这种弹簧模型也比较简单易懂,数值计算的工作量和难度比基于屈服面的模型稍大,应该不难得到正确可信的结果。

● 纤维单元法^{[33][34]}

纤维单元法界于微观的有限元方法和宏观的构件模拟法之



间。如图 1.8 所示,构件沿轴向被离散成许多段,每一段的特性由中间横截面(或切片)来代表,而该横截面又进一步被离散成许多所谓的纤维(如用矩形网格划分)。每一根纤维可以是混凝土的,也可以是钢筋的,甚至包括两种材料。只要能得到某一时刻某纤维中心的应力和应变,则可分别根据两种材料的应力—应变关系确定切线模量 E' 。某一纤维中心的正应变 $\epsilon(y, z)$ 可采用平截面假定,由下式得到:

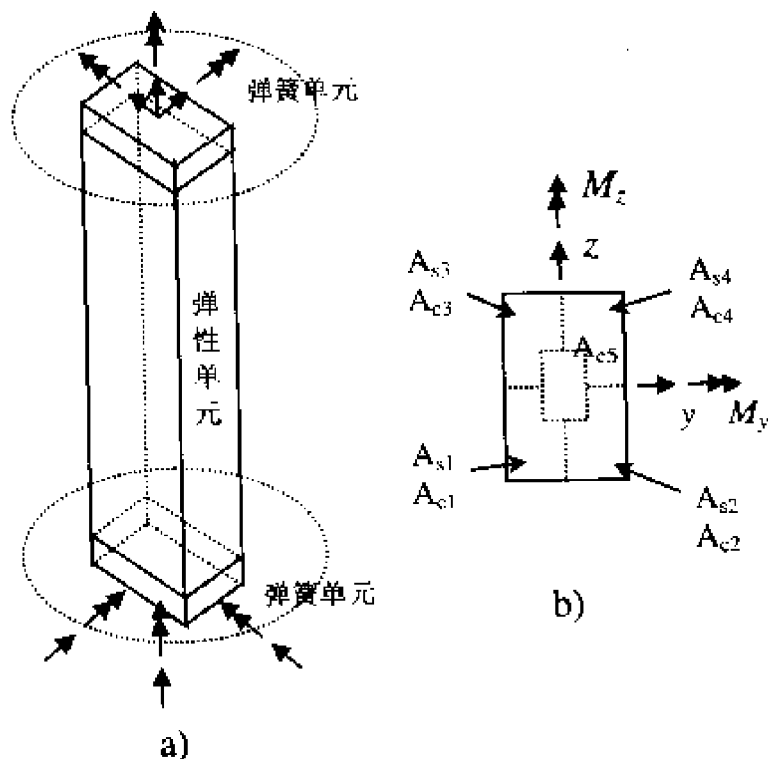


图 1.7 弹簧模型

$$\epsilon(y, z) = \epsilon_0 + y\varphi_z + z\varphi_y \quad (1.9)$$

式中, ϵ_0 为截面形心正应变, y, z 分别为截面的两个主轴, 坐标原点在截面形心, φ_y 和 φ_z 分别为截面绕两个主轴的转动曲率。

由截面的平衡条件, 可得到截面的切线刚度矩阵:



$$dS_s = \begin{Bmatrix} dM_y \\ dM_z \\ dN \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \int E^t z^2 dA & \int E^t yz dA & \int E^t z dA \\ \int E^t yz dA & \int E^t y^2 dA & \int E^t y dA \\ \int E^t z dA & \int E^t y dA & \int E^t dA \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varphi_y \\ d\varphi_z \\ d\epsilon_0 \end{Bmatrix} = K_s^t d\epsilon_s \quad (1.10)$$

其中, $dS_s = [dM_y \quad dM_z \quad dN]^T$, $d\epsilon_s = [d\varphi_y \quad d\varphi_z \quad d\epsilon_0]^T$ 分别是截面的内力增量和对应的应变增量。

然后,根据虚位移原理,将截面刚度矩阵沿构件长度进行积分,就可得到构件的切线刚度矩阵 K_m^t 。

理论上,纤维单元可以较好地模拟钢筋混凝土墩柱的细部构造,同时可以跟踪塑性变形沿着墩柱的形成及开展情况,也是一种比较细致的模拟方法。但是,纤维单元的切线刚度矩阵需要经过大量的计算才能形成,需要的存储量也非常大,同时数值计算的难度也相当大,从而较难保证结果的合理性和精度。

综上所述,对于钢筋混凝土墩柱的弹塑性分析,现有的各种方法和模型粗细不同,难度和实际效果也大不一样。精细模型所要求的计

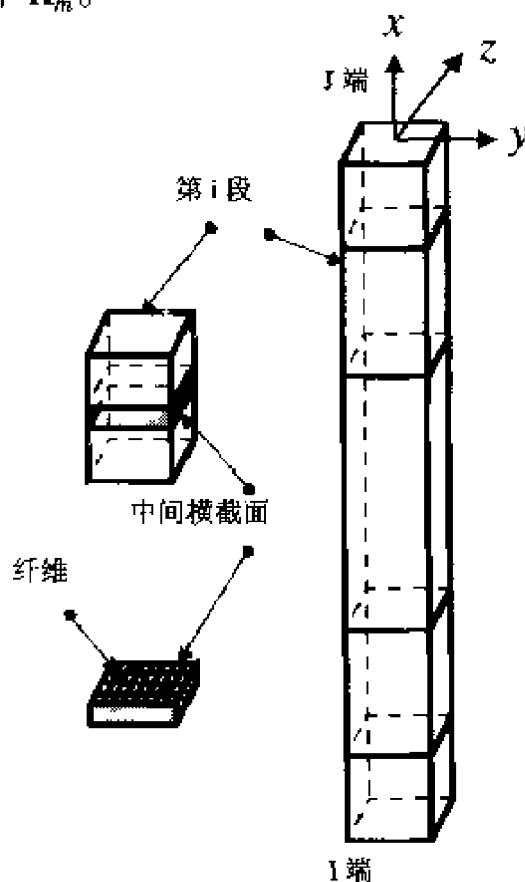


图 1.8 纤维单元

算量和存储量大,数值计算的难度也大,结果的稳定性也差。反



之,简单易行的方法却往往能得到稳定合理的结果。由于地震动本身是随机的,而混凝土材料的离散性又比较大,因此在地震反应分析中过分追求精度没有多大意义。所以,对实际桥梁工程进行弹塑性地震反应分析时,基于屈服面的弹塑性分析模型能正确把握墩柱的整体弹塑性性能,是目前比较实用的一种分析方法。

(3) 支承连接条件的非线性

桥梁支承连接条件的变化,对其动力特性、内力和位移反应均有较大的影响。严格地说,桥梁中采用的各种橡胶支座、抗震支座以及各种限位装置(如各种挡块)等,都是非线性的。实际上,各种支承的可活动方向与约束性是很复杂的,很难进行准确的模拟。在工程应用中,对支承条件的非线性特性大多采用较简单的恢复力模型来表达。在有限元分析中,这些支承都采用一种或几种实用的非线性单元根据各自的恢复力特性建立刚度矩阵,迭加入结构的总刚中进行分析。

1.5.5 阻尼问题

阻尼是结构的一个重要动力特性,也是结构地震反应中最为重要的参数之一,其大小和特性直接影响结构的基本动力反应特征。由于阻尼的存在,物体的自由振动将会逐步衰减,而不会无限延续。

一般而言,结构中的阻尼现象是由各种各样很复杂的能量逸散机理所引起的。桥梁结构的阻尼主要由两类阻尼构成,即结构本身所具有的阻尼及周围介质提供的阻尼。结构本身的阻尼主要取决于结构类型、材料、构筑方式及各种部件之间的连接方式;而周围介质提供的阻尼主要是桥梁墩台及台后填土提供的约束阻尼、摩擦耗能等。

近百余年来,人们提出了多种阻尼理论来解释结构的阻尼现



象。在众多的阻尼理论中,目前被广泛采用的是两种线性阻尼理论,即复阻尼理论和粘滞阻尼理论。复阻尼理论认为结构具有复刚度,考虑阻尼时在刚度系数项前乘以复常数 $e^{i\omega}$ 即可,而 ν 为复阻尼系数,也称耗损因子。粘滞阻尼理论假设阻尼力与运动速度成正比,阻尼的大小通常用阻尼比 ξ 来表示。复阻尼理论在理论上只适用于简谐振动或有限频带内的振动分析,而且引入了复刚度,对于一般的结构动力响应来说计算较为复杂,因此在结构动力响应分析中应用不多。而按粘滞阻尼理论进行结构动力分析时,给出的线性运动方程计算简便,概念清楚。因此,在桥梁抗震分析中,一般都采用粘滞阻尼理论。

在一般桥梁结构的地震反应分析中,阻尼可用阻尼比的形式计入;而对于非线性地震反应分析,或具有非均匀阻尼的桥梁(如斜拉桥、悬索桥等)的地震反应分析,则必须采用正确的方法计算阻尼矩阵。目前,均质结构一般都采用瑞利阻尼矩阵,即假定阻尼矩阵为刚度矩阵和质量矩阵的线性组合。为了考虑由结构的非均质性和各部分耗能机理不同而引起的阻尼非均匀性,Clough 提出了非比例阻尼理论,认为总阻尼矩阵可由分块的瑞利阻尼矩阵叠加而成。详细的方法,参见第 4 章。

要考虑阻尼的影响,无论是采用阻尼比的形式还是阻尼矩阵的形式,都必须先确定桥梁结构的阻尼比。到目前为止,还没有一种被广泛接受的用来估算桥梁结构阻尼比的方法。在桥梁结构的动力响应分析中,只能参考一些实测资料来估算阻尼比。由于目前国内桥梁的实测阻尼资料很少,而现有阻尼比实测值的分散性又很大,因此阻尼比的估计一直是桥梁结构地震反应分析中的难点。

现行的《公路工程抗震设计规范》中关于桥梁的一章适用于跨径不超过 150m 的钢筋混凝土和预应力混凝土梁桥、圬工或钢筋



混凝土拱桥的抗震设计,结构的阻尼比取 5%。另外,钢结构的阻尼比较钢筋混凝土结构低,一般可取 3%。缆索承重桥梁(斜拉桥、悬索桥)与普通桥梁相比,结构更为复杂,而且是非均质结构,各部分的能量耗散机理不同,因而阻尼比的确定也就更加困难。各国的规范也没有给出参考值。因此,在地震反应分析中,只能参考同类型桥梁结构的实测阻尼比来近似取值。国内 7 座斜拉桥(钢桥 1 座,结合梁桥 3 座,混凝土桥 3 座)的实测资料表明,实测阻尼比大部分在 0.5% ~ 1.5% 之间,结合梁斜拉桥各阶振型的实测阻尼比集中在 0.01 附近,而混凝土斜拉桥阻尼比大部分在 0.012 附近,阻尼比与固有频率之间没有明确关系。国内两座悬索桥(虎门大桥和江阴大桥)的实测阻尼比大部分也在 0.5% ~ 1.5% 之间。需要指出的是,在缆索承重桥梁的地震反应分析中,特别关心的是以塔为主的振型,但能找到的实测阻尼比的资料只有江阴大桥的,第一阶以塔的纵向弯曲为主的振型的阻尼比仅为 0.5%。因此,一般说来,在缆索承重桥梁的地震反应分析中,阻尼比的取值不宜大于 1.0%。

1.5.6 地基与结构相互作用

在地震时,上部结构的惯性力通过基础反馈给地基,会使地基产生变形。在较硬土层中,这种变形远比地震波产生的变形小。因此,当桥梁建在坚硬的地基上时,往往用刚性地基模型对结构进行地震反应分析,这一假设基本上是符合实际的。然而,当桥梁建于软弱土层时,地基的变形会使上部结构产生移动和摆动,从而导致上部结构的实际运动和按刚性地基假定计算的结果之间有很大的差别,这是由地基与结构的动力相互作用引起的。

地基与结构的动力相互作用可以分为运动学相互作用和惯性相互作用。地震波在土层中的传播引起自由场运动,使得各土层



的运动互不相同。运动学相互作用就是指自由场中的地震波与基础的相互作用,其结果是使得结构实际受到的地震输入不同于邻近自由场地表的地面运动。而惯性相互作用是指结构的惯性力对输入运动的影响。在地震中,上部结构的惯性力通过基础反馈给地基,使地基发生变形,从而使结构的平动输入发生改变,同时还使结构受到转动输入分量的作用。

桩基础是建于软弱土层中的桥梁最常用的基础形式。桩—土—结构动力相互作用使结构的动力特性、阻尼和地震反应发生改变,而忽略这种改变并不总是偏安全的。文献[22]对上海南浦大桥进行地震反应分析时,对桩—土—结构相互作用影响进行了比较分析,结果表明,考虑桩—土—结构相互作用后,地震反应与刚性地基模型相比有较大的增加。因此,进行桩基大跨度桥梁的地震反应分析时,应考虑桩—土—结构相互作用。

国内外许多学者对桩—土—结构相互作用问题进行了很多研究,其分析模型和方法主要有:质弹阻模型、Winkler 模型、连续介质力学模型、有限元法和边界元法。其中,质弹阻模型(或称集中质量法)的应用具有一定的优越性。这种将地基等价于质量—弹簧—阻尼系统的时域方法,被工程界广泛应用,具有很大的发展潜力。

质弹阻模型(集中质量法)最初是由美国学者 J. Penzien(1964)等^[38]为解决泥泽地上的大桥动力分析问题而提出来的。其基本方法是将桩—地基体系按一定的土层厚度离散成一个理想化的参数系统,用弹簧和阻尼器模拟土介质的动力性质,形成一个地下部分的多质点体系,然后和上部结构质点体系联合建立整体耦联的动力微分方程组进行求解。Matlock 在研究海洋平台桩基础时,利用质弹阻模型提出了能够考虑桩土部分脱离以及土的非线性的计算方法。杨昌众博士(1987)^[39]利用质弹阻模型,采用土介质线弹



性假定,并用“m”法计算土弹簧刚度,对桩基桥梁地震反应进行了分析研究。Naggar 和 Novak(1994)对质弹阻模型进行了改进,提出了考虑非线性横向相互作用的桩—土模型^[40]和考虑非线性轴向相互作用的桩—土模型^[41]。该模型把土分成两部分,第一部分为非线性近场单元,第二部分为线弹性远场单元,用来考虑波从桩向外传播的影响。这种模型可以充分考虑土的非线性因素,包括桩—土表面的不连续条件,以及辐射阻尼,但模型太复杂,而且各参数的取用还有待于试验进一步研究,因而难以应用于工程实践。至于质弹阻模型中等效土质量的取用,文献[1]认为可以假定桩带动相同体积的土一起振动。

三弹簧法也是应用较为广泛的一种分析桩—土—结构相互作用的简化方法。该方法将桩—土—结构相互作用分成两步来考虑^[42]:(1)运动学相互作用:通过修正自由场地地表地震运动来考虑;(2)惯性相互作用:将桩—土系统的刚度用三根弹簧来模拟,并和上部结构耦合成为一个整体,输入修正后的地面波进行地震反应分析。许多学者致力于这两方面的研究,并取得了一些成果。Kaynia 和 Kausel(1982), Ke Fan et. al.(1991), Makris 和 Gazetas(1992)的研究表明:群桩基础的运动学相互作用和群桩中单根桩的运动学相互作用是相似的。Fan et. al(1991)指出,对于高频分量不多的地震运动,散射域较弱,因此支承运动可以近似认为是与自由场地相同的。至于运动学相互作用的定量结果,要取决于桩与土的弹性模量比,桩长与桩径的比值,土的泊松比、阻尼比以及桩和土的密度比,其中前两项又是最重要的。目前,还没有一个统一的实用表达式。关于桩基础的阻抗函数,发表的文献很多,但阻抗函数与频率 ω 有关,在时域内进行分析时,必须进行简化。Gazetas(1984)的研究结果表明,桩的动力刚度对频率不太敏感。Gazetas(1991)又对单桩的竖向动力刚度进行了分析,结果表明,对于土



抗力与深度成正比的情况,单桩的动力刚度与静力刚度很接近。因此,桩基础的动力刚度,可以根据单桩的静力刚度以及动力相互作用系数用迭加法来计算。Makris 和 Gazetas(1992)^[43]基于弹性地基梁理论和简化的波动理论,推导出了动力相互作用系数表达式。

另外,文献[39]提出了一种桩基桥梁的等效简化计算模型,将桩在地面以下(或最大冲刷线以下)一定深度处嵌固,并推导出该模型的动力等效嵌固长度的近似计算公式。

1.5.7 桥梁地震反应分析程序

大跨度桥梁的地震反应分析必须借助于合适的分析软件。

目前,国内外流行的地震反应分析程序有:通用程序 SAP 系列、ALGOR、ADINA,大型商业化程序 ANSYS、MSC NASTRAN、ABAQUS,研究型程序 NEABS、DRAIN-2DX、DRAIN-3DX 等。其中,通用程序应用于桥梁结构的地震反应分析时有一些缺陷,如不能考虑多点激励,也不能模拟桥梁结构特有的支座等支承连接条件;大型商业化程序功能非常强大,但使用相当麻烦,不易学会;而研究型程序在功能上不能完全满足实际工程地震反应分析的需要,而且现有功能的完善性及结果的可靠性还有待考证。总之,以上各种程序虽然各有优势,但要用于实际桥梁结构的地震反应分析,却都有诸多不足。为了解决这一矛盾,就需要开发桥梁结构地震反应分析的专用程序。

范立础教授及其领导的学科组一直致力于桥梁结构抗震分析专用程序的编制工作。早在 80 年代初,范立础教授采用他提出的 $\beta-\theta$ 逐步积分法,考虑了 $P-\Delta$ 效应,开发了梁桥非线性地震反应分析程序 ERPB,并用该程序对唐山地震中倒塌的老滦河桥作了震害分析。后来,又对南宁邕江大桥和天津华北桥作了抗震分析,并建议了加固方案。但 ERPB 程序仅适用于梁桥,也不能分析橡



胶支座等支承连接条件。因此,在 ERPB 的基础上,又相继开发了 CGB-RB-1, CGB-RB-2 程序,并于 90 年代初完成了功能完善、界面友好的梁桥非线性地震反应分析程序 NRGBQ。另一方面,范立础教授、胡世德教授、袁万城博士在研究了国内外结构非线性地震反应分析程序的基础上,编制了桥梁空间非线性地震反应分析程序 NSRAP。该程序功能全面,结果正确可靠,并已应用于国内 20 余座大跨度桥梁的抗震研究。但是,随着抗震研究的不断深入,NSRAP 程序也暴露出了一些不足,如程序刚度阵等采用等带宽存放,限制了算题规模和速度,不能考虑分块阻尼,支座等边界条件的处理太复杂,缺少抗震验算功能以及没有后处理功能等等。于是,以 NSRAP 程序为基础,范立础教授、胡世德教授、叶爱君博士又编制了一个全新的程序,即桥梁抗震分析综合程序 IPSABS (Integrated Program for Seismic Analysis of Bridge Systems)。该程序的可靠性已经在国内 10 余个桥梁工程的抗震研究中得到了验证。

1.6 桥梁延性抗震设计及验算

目前,抗震设计方法正在从传统的强度理论向延性抗震理论过渡。延性抗震理论不同于强度理论的是,它是通过结构选定部位的塑性变形来抵抗地震作用的。一方面,塑性变形能消耗地震能量,从而减小地震影响;另一方面,塑性铰的出现使结构的周期延长,从而减小地震所产生的惯性力。在桥梁的延性抗震方面,国内外学者做了大量的研究工作。

在构件的延性性能和改善构件的延性性能方面,以 R. Park 教授为代表的新西兰学者做了很多杰出的工作^{[44][45]}。他们通过大量的试验证明,横向钢筋的约束作用可以显著地改善混凝土在大应变时的应力—应变关系,从而改善构件的延性性能。J. B. Man-



der 等通过大量的试验研究,提出了约束混凝土的理论应力—应变关系^{[47][48]}。目前,新西兰、美国、欧洲、日本规范为了提高桥梁墩柱的延性,对潜在塑性铰区的箍筋含量,以及具体配置都有非常详细的规定。我国规范虽然也对箍筋含量作了一些规定,但远不能满足墩柱的延性要求,说明我国规范对延性抗震还不够重视。

近几年来,不少学者又对高强约束混凝土的延性性能进行了试验研究。袁万城(1994)^[49]利用 Hartinez 和 Bjerkeli 等人建议的高强约束混凝土的应力—应变关系,编写了弯矩—曲率关系计算程序,并通过试验验证了计算模型的正确性。研究结果还表明,欧洲规范所规定的最低含箍率同样适用于高强混凝土结构的抗震设计。杨新宝(1997)^[50]对 10 个钢筋混凝土墩柱进行了延性性能试验研究,结果表明,主筋的含量对桥墩延性的影响不大,而较好的箍筋约束能显著增加构件的变形能力。箍筋含量对普通混凝土延性的影响较高强混凝土大。卓卫东(2000)^[46]对 16 个标号、配筋不同的钢筋混凝土墩柱进一步作了延性性能试验与 ERP 加固试验,试验结果与论述可参见本丛书之一:《桥梁延性抗震设计》。

为了充分发挥桥梁墩柱的延性能力,必须防止墩柱发生脆性的剪切破坏,因而需要研究钢筋混凝土墩柱的剪切性能。美国加州的应用技术委员会在 1981 年提出的剪切强度理论模式为:剪切强度随着位移延性的增大而线性减小。只有当对应于构件弯曲强度的剪力小于残余剪切强度时,构件的弯曲强度和延性性能才能充分发挥。为了确定钢筋混凝土墩柱的抗震剪切强度,国外许多学者做了大量的试验研究,并提出了许多计算公式。比较有代表性的有:Ang et al.(1989)^[51]和 Wong et al.(1983)^[52]对圆形墩柱的剪切性能做了许多试验研究,并提出了相应的计算公式;日本的 Watanabe 和 Ichinose(1991)^[53]通过对矩形墩柱的试验研究,也提出了相应的计算方法;Priestley et al.(1994)^[54]通过对已有计算公式



和大量试验数据的比较分析,提出了一个改进的并且简化的计算公式,并与试验结果进行了比较,结果令人满意。

特别值得一提的是,美国学者 Priestley 总结了他多年的研究成果,在文献[13]中对桥梁结构的延性抗震设计进行了详细论述,很有参考价值。

为了保证延性抗震设计的安全性,必须进行抗震能力验算。目前,延性抗震验算所采用的破坏准则主要有:强度破坏准则、延性破坏准则、能量破坏准则、基于低周疲劳特征的破坏准则,以及用最大变形和滞回耗能来表达的双重指标破坏准则等。各种破坏准则均有它的适用范围。其中,强度破坏准则对于非延性破坏是实用的、有效的;延性破坏准则是目前国内外的一些规范进行延性抗震验算的主要形式;而能量破坏准则,基于低周疲劳特征的破坏准则以及双重指标破坏准则还需进一步研究才能用于桥梁的抗震设计验算。因此,对于钢筋混凝土墩柱,可以用强度破坏准则验算抗剪强度,而用延性破坏准则验算弯曲延性能力。

本书将在第5章论述桥梁抗震能力验算的具体方法,而关于延性设计的原理及方法,本书不展开讨论,读者可参见系列丛书之一:《桥梁延性抗震设计》。

1.7 桥梁减、隔震设计

减震、隔震技术是简便、经济、先进的工程抗震手段。减震是利用特制减震构件或装置,使之在强震时率先进入塑性区,产生大阻尼,大量消耗进入结构体系的能量;而隔震则是利用隔震体系,设法阻止地震能量进入主体结构。在实践中,有时把这两种体系合二为一。结构控制理论的引入,实际上是结构减震、隔震技术的延伸与扩展。通过选择适当的减、隔震装置与设置位置,可以达到



控制结构内力分布与大小的目的。目前,减、隔震和结构控制是工程抗震的研究热点之一。在第 9、10、11 届世界地震工程会议上,减、隔震和结构控制被列为对未来地震工程有重要影响的先进技术。1994 年,美、中、日、法等国发起组建世界结构控制协会,并召开了第一届结构控制国际会议。

弹性支座隔震体系是目前能采用的最简单的隔震方法。其中,普通板式橡胶支座构造简单、性能稳定,已在桥梁中广泛应用。普通板式橡胶支座主要是通过增大结构的周期来达到减、隔震的目的,本身并无显著的阻尼性能。于是,又出现了具有耗能装置的橡胶支座,通过特殊合成的高阻尼橡胶、铅芯、弧形钢板耗能装置等来耗散能量(Kelly, 1976)^[55],其中,铅芯橡胶支座是新西兰学者在 1975 年发展的^[56],文献[57][58]通过对铅芯橡胶支座的动力试验表明,铅芯橡胶支座具有良好的滞回特性。D. H. Turkington et al.^{[59][60]}与 A. Ghobarah^[61]以连续梁桥为例对铅芯橡胶支座的减、隔震性能进行了较为详细的分析,得出了一些有指导意义的结论。铅芯橡胶支座构造简单,能够提供较大的阻尼,可以单独作为桥梁支座使用,目前在新西兰、美国、日本等国已被广泛使用。

聚四氟乙烯滑动支座是另一种研究得较多,应用广泛的隔震体系。这种支座通过聚四氟乙烯和钢板间的摩擦耗能,其隔震效果对地震输入的频率成份不敏感。A. S. Mokha 和 M. C. Constantinou^{[62][63][64][65]}对四氟乙烯滑动支座的隔震性能做了大量的试验和理论研究,并提出了恢复力模型。为了解决滑动隔震系统上部结构与滑动装置之间位移过大的问题,不少学者又研制了几种能提供恢复力的滑动支座,如摩擦摆支座(Zayas et al., 1987), R - FBI 支座(Mostaghel and Khodaverdian, 1987)^[66], TASS 支座(Nagashima et al., 1987)等。

范立础教授领导的抗震学科组一直很重视桥梁减、隔震研究,



从 80 年代中期就开始研究桥梁橡胶支座的减、隔震性能。范立础、袁万城^[67]对国内生产的橡胶支座(板式橡胶支座,聚四氟乙烯滑板支座),以及 S. F. Stierner 等人建议的弧形钢板条耗能器进行了大量的抗震性能试验研究,并总结出了各自的恢复力模式。在国内橡胶支座减、隔震性能研究的基础上,他们提出了一种桥梁新型减震橡胶支座(1992 年获国家专利)。进一步的试验研究表明,新型减震橡胶支座的耗能性能较板式橡胶支座提高 4~6 倍。胡世德、裘伟等^[68]和袁万城、张伟等^[69]以上海市内环线高架为工程背景,分别做了理论分析和振动台模型试验,对板式橡胶支座、滑板支座和新型减震橡胶支座的减、隔震效果进行了比较分析。结果表明,聚四氟乙烯滑板支座对减小墩顶绝对位移和墩底弯矩有明显的效果,但梁墩的相对位移增大好几倍,而减震支座能显著地减小梁墩的相对位移。袁万城等^{[70][71]}利用桥梁非线性地震反应分析方法,分析了新型减震支座对连续梁桥和悬索桥的减震效果,结果表明它能有效地减小桥梁结构的地震反应。李建中等^{[72][73]}对具有不同桥墩高度的橡胶支座连续梁桥进行了优化抗震设计研究,探讨了板式橡胶支座、滑板橡胶支座以及新型减震橡胶支座的优化设置问题。90 年代以后,范立础、袁万城等又研制了第二代新型抗震橡胶支座。

为了防止桥梁在地震中因梁墩相对位移过大而造成落梁破坏,我国目前在梁桥和斜拉桥中已广泛使用了挡块。不少分析研究表明,钢筋混凝土挡块虽然能有效控制梁墩相对位移,但会引起桥墩内力的显著增加。为此,范立础教授和胡世德教授设计了“钉型”和“碗型”两种新型橡胶减震挡块(已获国家专利)。郝尧生^[74]对这两种新型挡块进行了撞击试验和压缩滞回性能试验,提出了恢复力模型和刚度取值,并通过分析验证了新型挡块的减震效果。

目前,国外很多规范都很强调桥梁减、隔震设计,如欧洲规范



和日本规范都专门有一章论述减、隔震设计,美国 AASHTO 1991 抗震规范也列入了桥梁隔震设计内容。而我国《公路工程抗震设计规范》还没有这方面的内容,可见我国规范已落后很多了。

关于桥梁减隔震设计的具体方法和手段,本书不展开讨论,读者可参见系列丛书之二:《桥梁减隔震设计》。

参 考 文 献

[1] 李国豪.工程结构抗震动力学.上海:上海科学技术出版社,1980.

[2] 李国豪.桥梁结构稳定与振动.北京:中国铁道出版社,1992.

[3] 范立础.桥梁抗震.上海:同济大学出版社,1997.

[4] L. C. Fan. Seismic Design of Highway Bridges. Huajie International Publishing Co. Limited, 1998.

[5] 叶爱君.大跨度桥梁抗震设计:[博士学位论文].上海:同济大学桥梁工程系,1998.

[6] 交通部公路规划设计院.JTJ 004-89 公路工程抗震设计规范.北京:人民交通出版社,1990.

[7] 中华人民共和国国家标准.GBJ 111-87 铁路工程抗震设计规范.北京:中国计划出版社,1989.

[8] American Association of State Highway and Transportation Officials. STANDARD SPECIFICATIONS for HIGHWAY BRIDGES, Division I-A SEISMIC DESIGN, SIXTEENTH EDITION, 1996.

[9] Eurocode 8 : Structures in Seismic Regions Design, Part 2: Bridges(draft). April 1993.

[10] 日本规范.道路桥示方书.同解说.V 耐震设计篇.1996.



12.

[11] Darius Amir-Mazaheri, Seismic design methodology of bridges; Point of Present reflections and needs. Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna 1994, vol. 4.

[12] Christopher Rojahn et. al. Recommendations for Improved AASHTO Bridge Design Specifications. NCEER BULLETIN, Vol. 11, No.3, July, 1997.

[13] Priestley M. J. N., Seible F., Calvi G. M., Seismic Design And Retrofit Of Bridges, John Wiley & Sons, Inc., 1996.

[14] 项海帆.斜张桥在行波作用下的地震反应分析.同济大学学报, 1983.2.

[15] E. L. Wilson, A. Der Kiureghian and E. P. Bayo (1981), A Replacement For the SRSS Method in Seismic Analysis, E. E. S. D., Vol.9, 1981, P187-194.

[16] Stavros A. Anagnostopoulos(1981), Response Spectrum Techniques for Three -Component Earthquake Design, E. E. S. D., Vol.9, 1981, P459-476.

[17] 王淑波,袁万城,范立础.悬索桥抗震分析振型组合方法的研究与应用.同济大学学报, Vol.24, 1996 年增刊.

[18] 王淑波,袁万城,范立础.桥梁减、隔震实用分析方法.同济大学学报, Vol.25, 1997 年增刊.

[19] Mounir Berrah and Eduardo Kausel, Response Spectrum Analysis of Structures Subjected to Spatially Varying Motions, E. E. S. D., Vol.21, p461-470, 1992.

[20] Yutaka Nakamura, Armen Der Kiureghian and David Liu, Multiple-Support Response Spectrum Analysis of the Golden Gate Bridge, University of California at Berkeley, Report No. UCB/EERC-93/05,



May, 1993.

[21] P. Leger, I. M. Ide and P. Paultre, Multiple-support Seismic Analysis of Large Structures, Computers & Structures, vol. 34, p1153-1158, 1990.

[22] 袁万城. 大跨桥梁空间非线性地震反应分析:[博士学位论文]. 上海: 同济大学桥梁工程系, 1990.10.

[23] A. M. Abdel-Ghaffar, A. S. Nazmy, Effects of Three dimensionality and Nonlinearity on the Dynamic and Seismic Behavior of Cable-stayed Bridges, Bridges and Transmission Line Structures.

[24] A. M. Abdel-Ghaffar, Cable-stayed bridges under seismic action, CABLE-STAYED BRIDGES Recent Developments and Their Future, 1991.

[25] Aly S. Nazmy, A. M. Abdel-Ghaffar, Effects of Ground Motion Spatial Variability on the Response of Cable-stayed Bridges, E. E. S. D., Vol. 21, 1992.1.

[26] A. M. Abdel-Ghaffar, L. I. Rubin, Lateral Earthquake Response of Suspension Bridges, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 109, 1983.3.

[27] A. M. Abdel-Ghaffar, R. G. Stringfellow(1984), Response of Suspension Bridges to Travelling Earthquake Excitation: Part I-Vertical Response, Soil Dyn. and Earthquake Eng., 3, p62-72.

[28] A. M. Abdel-Ghaffar, R. G. Stringfellow(1984), Response of Suspension Bridges to Travelling Earthquake Excitation: Part II-Lateral Response, Soil Dyn. and Earthquake Eng., 3, p73-81.

[29] Abdel-Ghaffar A. M. and Rubin L. I., Suspension Bridge Response to Multiple-Support Excitations, J. Engrg. Mech., ASCE, 108 (2), p419-435, 1982.



[30] A. A. Dumanoglu, J. M. W. Brownjohn and R. T. Severn, Seismic Analysis of the Fatih Sultan Mehmet (Second Bosphorus) Suspension Bridge, E.E.S.D., Vol.21, 881-906, 1992.

[31] 胡世德,范立础.江阴长江公路大桥纵向地震反应分析.同济大学学报, 1994.4.

[32] Ronald S. Harichandran, Ahmad Hawwari, and Basheer N. Sweidan, Response of Long-span Bridges to Spatially Varying Ground Motion, ASCE Journal of Structural Engineering., 1996.5.

[33] M.N. FARDIS, Member-Type Models for the Nonlinear Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures, Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering, 1991, Brussels and Luxembourg. Printed in the Netherlands.

[34] Enrico Spacone and Filip C. Filippou and Fabio F. Taucer, Fibre Beam-Column Model for Nonlinear Analysis of R/C Frames: Part I. Formulation, Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol.25. 711-725(1996).

[35] R. W. Clough, J. Penzien, Dynamics of Structures, MC. Graw Hill Inc., 1993, Revised Edition.

[36] 郭震山. 缆索承重桥梁阻尼及其对桥梁颤振稳定性的影响:[硕士学位论文]. 上海: 同济大学桥梁工程系, 1999.

[37] 江苏省长江公路大桥建设指挥部, 同济大学桥梁工程系桥梁试验室. 江阴长江公路大桥竣工试验报告. 1999年10月.

[38] J. Penzien, C. F. Scneffey and R. A. Parmelee (1964), Seismic Analysis of Bridges on Long Piles, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Engineering Mechanics Division, No.3, P223-254.

[39] 杨昌众. 桩基础桥梁的场地判别和地震反应计算的实用



简化方法:[博士学位论文].上海:同济大学桥梁工程系,1987.12.

[40] M. H. El Naggar & M. Novak, Nonlinear Lateral Interaction in Pile Dynamics, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, p141-157, 1995.

[41] M. H. El Naggar & Milos Novak, Nonlinear Axial Interaction in Pile Dynamics, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, April., 1994.

[42] M. J. Pender, Aseismic Pile Foundation Design Analysis, Bulletin of The New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.26, March,1993, p49-160.

[43] Mokris N. & Gazetas G., Dynamic pile-soil-pile interaction, Part II: lateral and seismic response, E.E.S.D., 1992, Vol.21, p145-162.

[44] M. J. N. Priestley and R. Park (1987), Strength and Ductility of Concrete Bridges Columns under Seismic Loading, Structural Journal of American Concrete Institute, Vol.84, No.1.

[45] S. Watson, F. A. Zahn and R. Park (1994), Confining Reinforcement for Concrete Columns, ASCE Journal of Structural Engineering., Vol.120, No.6.

[46] 卓卫东.桥梁延性抗震设计研究:[博士学位论文].上海:同济大学桥梁工程系,2000年6月.

[47] J. B. Mander, M. J. N. Priestley and R. Park (1988), Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete, ASCE Journal of Structural Engineering., Vol.114(8), p1827-1849.

[48] J. B. Mander, M. J. N. Priestley and R. Park (1988), Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, ASCE Journal of Structural Engineering., Vol.114(8), p1804-1826.



[49] 袁万城,范立础.高强混凝土结构的延性抗震设计.同济大学学报, Vol.22, No.4, 1994.

[50] 杨新宝.钢筋混凝土桥梁抗震性能评估与加固:[博士学位论文].上海:同济大学桥梁工程系,1997.

[51] Ang B. G., Priestley M. J. N. and Paulay T. (1989), Seismic shear strength of circular reinforced concrete columns. , ACI Structural Journal, Vol.86, No.1.

[52] Wong Y. L. , Paulay T. and Priestley M. J. N. (1993), Response of circular reinforced concrete columns to multi-directional seismic attack, ACI Structural Journal, Vol.90, No.2.

[53] Watanabe F. and Ichinose T. (1991), Strength and ductility design of RC members subjected to combined bending and shear, Proc. , Workshop on Concrete Shear in Earthquake, University of Houston, Houston.

[54] M. J. N. Priestley , Ravindra Verma, and Yan Xiao(1994), Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns, ASCE Journal of Structural Engineering. , P2310 ~ 2329, No.8.

[55] J. M. Kelly (1986), Aseismic Base Isolation: Review and Bibliography, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, P202-216.

[56] W. H. Robinson and A. G. Tucker (1977), A Lead-Rubber Shear Damper, Bull. of New Zealand Nat. Soc. Earthquake Engrg., Vol.10, P151-153.

[57] Kelly, J. M. and Hodder, S. B. (1982), Experimental Study of Lead and Elastomeric Dampers for Base Isolation Systems in Laminated Neoprene Bearings, Bull. of New Zealand Nat. Soc. Earthquake Engrg., Vol.15, No.2.

[58] W. H. Robinson (1982), Lead-Rubber Hysteretic Bearings



Suitable for Protecting Structures During Earthquakes, E.E.S.D., Vol. 10, P593-604.

[59] D. H. Turkington and A. J. Carr. (1989), Seismic Design of Bridges on Lead-Rubber Bearings, ASCE Journal of Structural Engineering., Vol.115, No.12.

[60] D. H. Turkington and A. J. Carr. (1989), Design Method for Bridges on Lead-Rubber Bearings, ASCE Journal of Structural Engineering., Vol.115, No.12.

[61] A. Ghobarah and H. M. Ali(1988), Seismic Performance of Highway Bridges, Eng. Struct., Vol.10, P157-166.

[62] Mokha A., Constantinou M. and Reinhorn A. (1990), Teflon bearings in Base Isolation, I: Testing., ASCE Journal of Structural Engineering., 116(2), p438-454.

[63] Constantinou M., Mokha A., and Reinhorn A. (1990), Teflon bearings in Base Isolation, II: Modeling. ASCE Journal of Structural Engineering., 116(2), p455-474.

[64] Mokha A., Constantinou M. and Reinhorn A. (1991a), Further Results on Frictional Properties of Teflon bearing. , ASCE Journal of Structural Engineering., 117(2), p622-626.

[65] A. S. Mokha, M. C. Constantinou and A. M. Reinhorn, Verification of Friction Model to Teflon Bearings under Triaxial Load, ASCE Journal of Structural Engineering., 119(1), p240-261.

[66] Mostaghel, N. and Khodaverdian, M. (1987), Dynamics of Resilient-friction Base Isolator (R-FBI), E. E. S. D., Vol. 15, P379-390.

[67] 范立础, 袁万城. 橡胶支座减、隔震性能研究. 同济大学学报, 1989. 4.



[68] 胡世德,袁伟,范立础.连续梁桥抗震 CAD. 同济大学学报, Vol.22, 1994 增刊.

[69] 袁万城,张伟,范立础.高架连续梁桥振动台模型试验及计算机模拟分析. Vol.22, 1994 增刊.

[70] 袁万城,范立础 (1992). 桥梁新型减震支座减震、耗能性能研究. 中国科学技术协会首届青年学术年会论文集, 工科分册 (下册).

[71] Yuan Wancheng, Hu Shide and Fan Lichu (1993), Study on Efficiency of Seismic Isolation for Suspension Bridge, Pro. of EASEC-4, Seoul, Korea.

[72] Li J., Yuan W. and Fan L., Optimal Design of Aseismic Rubber Bearings for Continuous Bridges, 1st World Conference on Structural Control Proceedings, 35 August 1994, Los Angeles California, USA.

[73] 李建中,袁万城,范立础.桥梁抗震优化设计. 中澳计算力学会议, 计算结构力学及应用, Vol.12, 1995 增刊.

[74] 郝尧生. 两种新型橡胶缓冲挡块的研究: [硕士学位论文]. 上海: 同济大学桥梁工程系, 1997.

第二章 大跨度桥梁抗震设计实用方法

2.1 概 述

早在 20 年前,日本、新西兰等国的专家们就已提出了“小震不坏,中震可修,大震不倒”的分类设防抗震设计思想,并已被有些规范所采用。如我国的建筑工程抗震设计规范就采用了“三水平二阶段”的抗震设计方法,定量地确定了具有一定超越概率的抗震设防三个烈度水准,并采用二阶段设计方法来完成,即“小震”作用下的截面抗震验算和“大震”作用下的变形验算。而桥梁抗震设计规范除了现行的日本规范已采用两水平的抗震设计思想以外,各国规范还都是采用一个水平的抗震设计方法,根据折减后的弹性地震反应进行抗震设计,并规定配筋率及构造要求以保证结构具有足够的延性。最近,美国应用技术委员会完成了一个科研项目(ATC-18),查阅了世界各国的公路工程抗震设计规范,并提出了改进美国公路桥梁抗震设计规范的若干建议^[6]。其中,最主要的建议是要采用两个水平的抗震设计方法。由此可以预见,两个水平的抗震设计方法不久将会被各国的抗震设计规范所采用。

我国的桥梁抗震研究虽然才进行了 20 多年,但已取得了丰硕的成果。唐山地震以后,李国豪教授便领导他的学科班子开始进行桥梁抗震理论的研究。石洞、项海帆、范立础教授分别研究了曲



梁抗震、斜拉桥抗震和梁桥非线性抗震问题,并参与了铁路和公路工程抗震设计规范的研究和编写工作。之后,他们又开始了拱桥抗震实用计算方法和橡胶支座减震、隔震性能的研究以及大跨度桥梁空间非线性地震反应分析研究。90年代初,范立础教授领导的抗震学科组成立(后又归属于土木工程防灾国家重点实验室),并开始对各种类型桥梁的抗震设计展开了系列研究。在上海南浦大桥的抗震设计中,在国内首次提出了两水平的抗震设计方法。之后,又采用两水平的抗震设计方法,先后对 20 余座大桥以及城市高架桥、立交桥进行了抗震设计,如上海杨浦大桥(主跨 602m 的叠合梁斜拉桥),广东虎门辅航道桥(主跨 270m 的预应力连续刚构桥),上海市内环线工程,上海市成都路延安路高架立交桥等。在江阴长江公路大桥(主跨 1 385m 的悬索桥)抗震设计研究项目中,作者首次建议了三水平的抗震设计方法。因此,积累了很多科研成果和实践经验。近年来,学科组又深入开展了桥梁延性抗震,桥梁减、隔震技术和结构控制等重大研究项目。

在总结学科组历年的研究成果和实践经验,并查阅大量国外资料的基础上,根据两水平的抗震设计方法,以及能力设计思想,作者发展了大跨度桥梁抗震设计实用方法,其流程图见图 2.1。大跨度桥梁的抗震设计应分两个阶段进行:(a)在方案设计阶段要进行抗震概念设计,选择一个较理想的抗震结构体系;(b)在初步或技术设计阶段进行延性抗震设计,并根据能力设计思想进行抗震能力验算,必要时要进行减隔震设计,以提高结构的抗震能力。

2.2 桥梁抗震概念设计

70 年代以来,人们在总结大地震灾害经验中发现:对结构抗

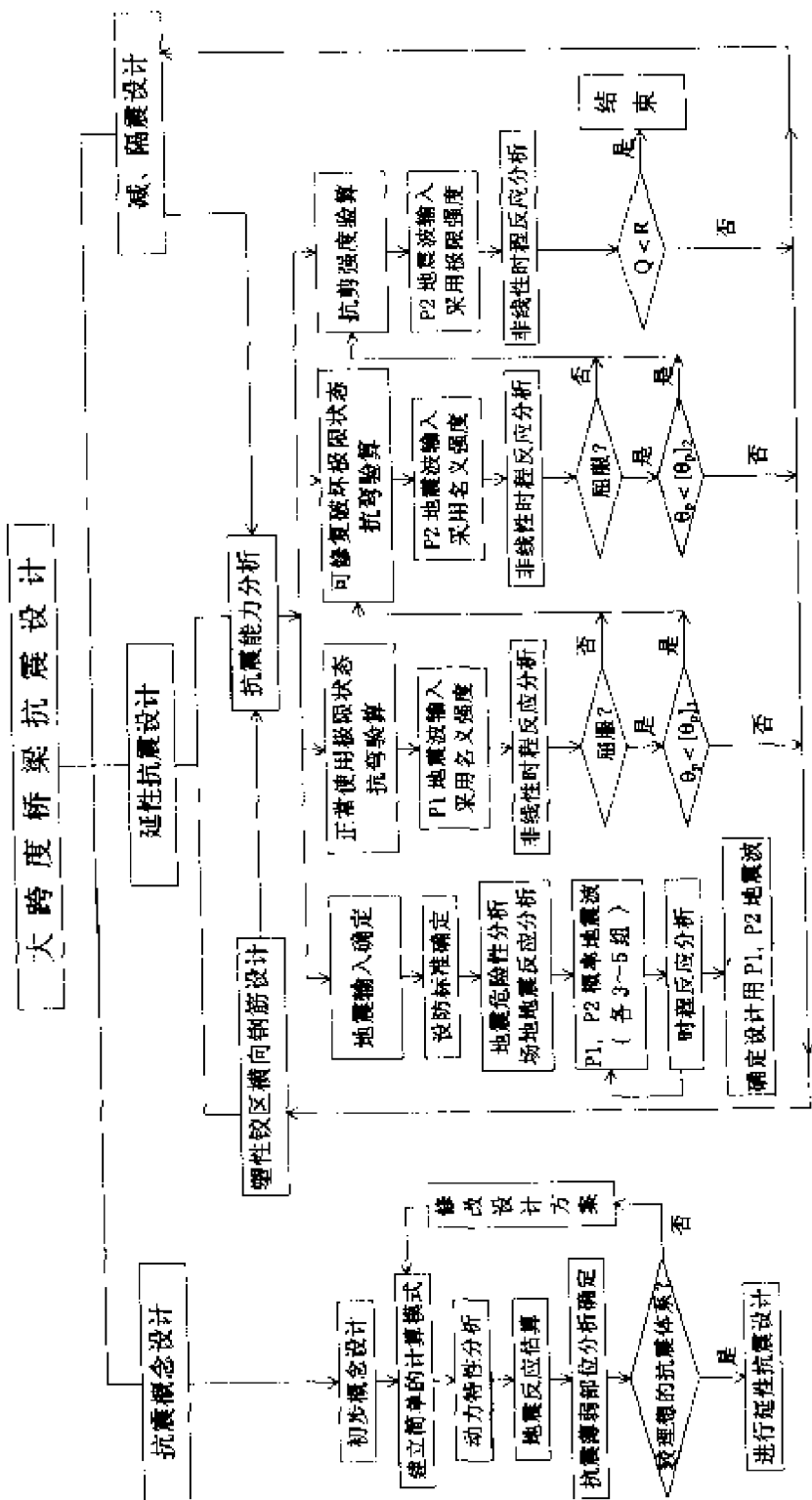


图 2.1 大跨度桥梁抗震设计实用方法



震设计来说,“概念设计”(Conceptual Design)比“计算设计”(Numerical Design)更为重要。在 1994 年的美国 Northridge 地震中,根据强震记录所得的反应谱与加利福尼亚州运输部制定的抗震设计准则上的标准反应谱相比要大很多(见图 2.2)。正是由于地震动的不确定性和复杂性,再加上结构计算模型的假定与实际情况的差异,使“计算设计”很难有效地控制结构的抗震性能。因而,不能完全依赖“计算”。结构抗震性能的决定因素是良好的“概念设计”。因此,在桥梁的方案设计阶段,不能仅仅根据功能要求和静力分析就决定方案的取舍,而要综合考虑桥梁的抗震性能。尽可能选择良好的抗震结构体系。

诚然,桥梁的长度、跨径、桥宽以及平面布置要受到地形条件及交通流量的制约,但从抗震设计的观点来看,还有很大的余地。例如上部结构和桥墩的连接形式是采用固结或用弹性支承,桥墩是采用单柱式或多柱式,桥墩截面是采用圆形、矩形或椭圆形,等等。总之,要从内力和变形两个方面综合考虑,选择整体抗震性能好的方案。文献[7]详细总结了各种选择方案的优缺点,文献[13]对单柱式桥墩和双柱式桥墩的抗震性能进行了比较分析,可供参考。另外,文献[14][15][16]分别研究了支承连接条件的变化对三种斜拉桥体系的地震反应的影响,在选择斜拉桥方案时可供参考。尤其值得注意的是,大跨度桥梁的过渡孔在地震中较易遭受破坏,在历次大地震中,大跨度桥梁的破坏大多集中在过渡孔,因此,在方案设计时要特别重视过渡孔处连接构造的设计。

为了同时保证桥梁结构的经济性和抗震安全性,通常允许桥梁结构在强震下进入塑性工作状态,在预期的部位形成塑性铰以耗散能量,但不允许出现脆性破坏,如剪切破坏。对于桥梁结构,通常希望塑性铰出现在便于检查和易于修复的,并且经过特殊配筋的墩柱处,而一般不希望上部结构和基础等处出现塑性

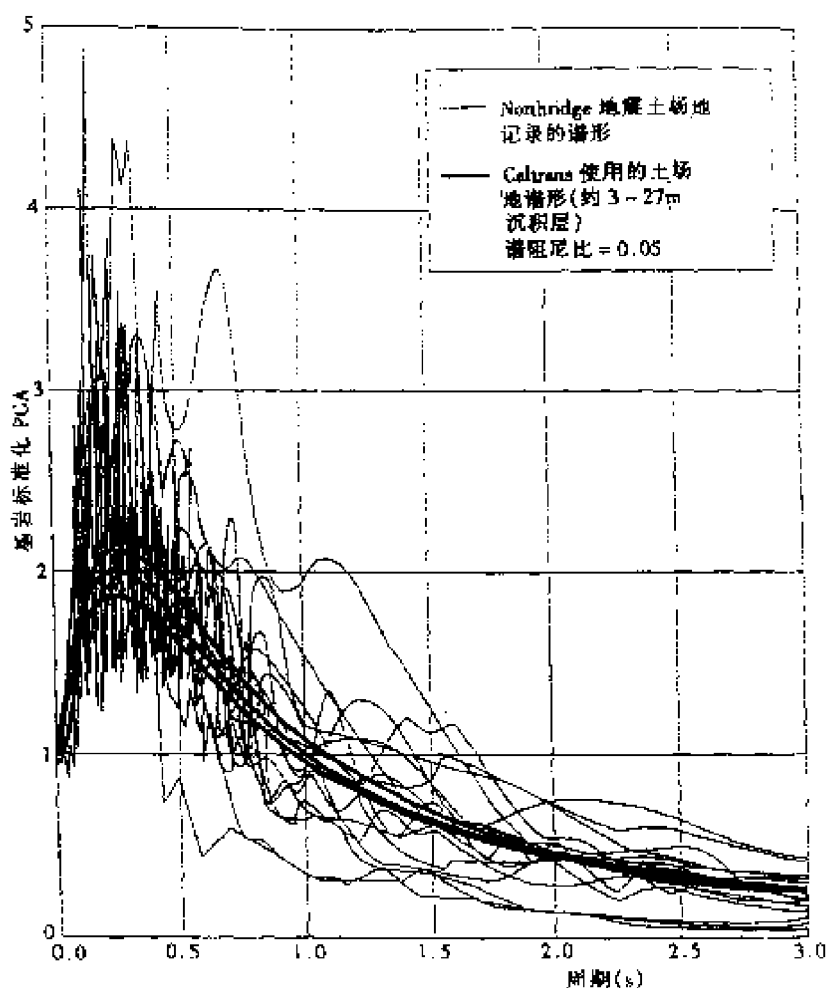


图 2.2 记录加速度反应谱与标准反应谱的比较

较。

为了保证所选定的结构体系在桥址的场地条件下确实是良好的抗震体系,须进行简单的分析。首先,应建立桥梁结构的计算图式,分析结构的动力特性,从而对结构的动力性能有一个初略的了解。然后,用反应谱方法估算结构的地震反应,画出反应包络图。结合结构设计分析结构的抗震薄弱部位,并进一步分析是否能通过配筋或构造设计保证这些部位的抗震安全性。最后,根据以上分析结果,综合评判抗震结构体系的优劣,决定是否要修改设计方案。



2.3 桥梁延性抗震设计

桥梁的延性抗震设计应分两个阶段进行:(a)对于预期会出现塑性铰的部位进行仔细的配筋设计;(b)对整个桥梁结构进行抗震能力分析验算,确保其抗震安全性。这两个阶段可以有反复,直到通过抗震能力验算,或者进行减、隔震设计以提高抗震能力。

2.3.1 塑性铰区横向钢筋设计

横向钢筋不仅约束混凝土,保证截面的延性,而且要保证纵向钢筋不压溃屈曲。因此,塑性铰区的横向钢筋的配置要同时满足这两个要求。我国公路桥梁抗震设计规范规定 8、9 度区桥梁墩柱加密区段箍筋的配置要满足:圆形截面应采用螺旋式箍筋,间距不大于 10cm,箍筋直径不小于 8mm;矩形截面的最小体积含箍率,纵桥向和横桥向均为 0.3%。与国外规范相比,含箍率很小,而且没有考虑纵向钢筋压溃屈曲破坏,因而是很不够的。而美国的 AASHTO 规范和欧洲规范对体积含箍率的规定比较一致,特别是欧洲规范对横向约束钢筋的配置有非常详细的规定。但是,三国规范都有一条相同的规定,要求螺旋式箍筋的接头必须焊接;矩形箍筋应有 145°的弯钩,并伸入混凝土核芯之内。

在欧洲规范中,箍筋的含量根据力学上的含箍率来定义: $\omega_{cod} = \frac{\rho_w \cdot f_{yd}}{f_{cd}}$,式中 f_{yd} , f_{cd} , 分别为钢筋的屈服强度和混凝土的圆柱体强度; ρ_w 为体积含箍率,对矩形截面: $\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b}$,而对圆形截面: $\rho_w = \frac{4A_{sw}}{d_s \cdot s}$,其中, A_{sw} 是约束方向箍筋的总有效面积, s 是箍筋的纵向间距, $s \leq$ 纵筋直径的 6 倍,且小于核芯混凝土最小尺寸的 1/5, b



是核心混凝土的尺寸(垂直于箍筋且计到箍筋外边), d_s 是圆形箍筋或螺旋箍筋环的直径, A_{sp} 是圆形箍筋或螺旋箍筋截面积。最低力学上的含箍率根据下式来确定:

矩形箍筋:

$$\omega_{wd} \geq 1.3(0.15 + 0.01\mu_c) \cdot \frac{A_c}{A_{cc}} \cdot (\eta_k + 0.08) \geq 0.12$$

圆形箍筋:

$$\omega_{wd} \geq 1.9(0.15 + 0.01\mu_c) \cdot \frac{A_c}{A_{cc}} \cdot (\eta_k + 0.08) \geq 0.18$$

其中: A_c 是截面混凝土的毛截面; A_{cc} 是截面的核芯混凝土面积; $\mu_c \geq 15$ 是要求的曲率延性; η_k 是墩柱的轴压比。

为了保证纵向钢筋不发生压溃屈曲,要求满足:

● 箍筋纵向间距不大于纵向钢筋直径的 6 倍;

● $A_t/s \geq \sum A_s \cdot f_{ys} / 1.6f_{yt}$ (mm^2/m), 其中, A_t 是单肢箍筋截面积, s 是箍筋各肢间距, $\sum A_s$ 是由该肢箍筋约束的纵向钢筋面积之和, f_{yt} , f_{ys} 分别是箍筋和纵向钢筋的屈服强度。

● 对于矩形箍筋,箍筋(勾筋)各肢间距不大于核芯混凝土最小尺寸的 1/3, 而且不大于 350mm, 但不必小于 200mm。

欧洲规范还规定了约束箍筋的配置范围(塑性铰区长度) l_h : 当 $\eta_k \geq 0.3$ 时, l_h 为截面高度或从最大弯矩处至弯矩减小 20% 处的距离; 当 $0.3 < \eta_k < 0.6$ 时, l_h 比前者增大 50%。在塑性铰区域以外,箍筋应慢慢减小到正常水平, 在 $2l_h$ 处,箍筋含量应不少于塑性铰区内的 50%。

2.3.2 桥梁结构抗震能力分析、验算

桥梁结构抗震能力验算的任务是采用非线性时程分析方法, 并通过恰当的抗震分析验算, 确保整体结构与薄弱部位的抗震安



全性。因此,首先要确定抗震设防的两个水准及对应的地震输入,再分别计算出结构的地震反应,并根据两个水准地震作用下结构的性能要求验算结构的抗弯强度及弯曲延性,特别要验算结构的剪切强度,确保不出现剪切脆性破坏。

(1) 地震动输入的确定

(a) 抗震设防标准确定

国内外各规范中的基本烈度相当于 50 年基准期 10% 超越概率的地震烈度,其重现期为 475 年。我国建筑工程抗震设计规范的设防标准为:遭遇第一水准烈度(50 年超越概率 63%)地震时,建筑物处于正常使用状态,可以视为弹性体系;遭遇第二水准烈度(50 年超越概率 10%)地震时,建筑物处于非线性工作阶段,但非线性变形或结构体系的损坏应控制在可修的范围内;遭遇第三水准烈度(50 年超越概率 2~3%)地震时,建筑物有较大的非线性变形,但应控制在规定的范围内,以免倒塌。而美国 ATC-18 建议的两水平设防标准为:遭遇较低水准(使用寿命内超越概率 30%~50%)地震时,普通桥梁可发生可修复的破坏,而重要桥梁只能发生最小的破坏,但两者都要求震后几小时内即可正常使用;遭遇较高水准(100~250 年基准期超越概率 10%,重现期为 950~2475 年)地震时,普通桥梁可发生重大破坏,震后限制其通行能力,而重要桥梁只能发生可修的破坏,震后几小时内即可正常使用。在确定大跨度桥梁的设防标准时,既要将大跨度桥梁与普通建筑物区别对待,又要兼顾经济性。由于大跨度桥梁不仅投资大,而且是重要的生命线工程,在国民经济和抗震救灾中起着非常重要的作用,应取较普通建筑物高的设防标准。因此,作者在 90 年代初提出的大跨度桥梁的抗震设防标准^{[17][18]}取为(在编的《城市桥梁抗震设计规范》提出了“三水平”的抗震设防目标,参见第三章):



● 遭遇概率水平为 P_1 (50 年基准期 10% 超越概率, 重现期为 475 年) 的地震时, 要求桥梁震后只需简易整修, 几小时后即可正常使用, 进行正常使用极限状态的抗震验算;

● 遭遇概率水平为 P_2 (中等地震区-100 年基准期 10% 超越概率、或强地震区-50 年基准期 3% 超越概率, 重现期分别为 950 年或 1642 年) 的地震时, 要求桥梁只能发生可修复的破坏, 进行可修复破坏极限状态的抗震验算。

(b) 地震动输入的确定

地震动输入有两种, 即反应谱和地震动加速度时程。反应谱一般根据场地条件和设防标准选取, 相对较简单; 而地震加速度时程的选取则比较复杂, 可以直接利用强震记录, 或采用人工地震加速度时程, 本书将在第 3 章详细介绍。需要特别指出的是, 采用地震加速度时程进行地震反应分析时, 一般要选取多组地震加速度时程以供比较分析。美国 AASHTO 规范规定为 5 组, 本书认为应选取 3~5 组。

将所得的 3~5 组地震加速度时程, 分别作为地震动输入, 对桥梁结构进行时程反应分析, 可得到 3~5 组反应值。对结构在各抗震薄弱部位的 5 组地震反应值进行比较分析, 选取能激起结构最大反应的那一组地震加速度时程, 作为结构的地震动输入, 进行进一步分析。

(2) 正常使用极限状态抗震验算

正常使用极限状态是桥梁在震后只需简易整修, 几小时后即可正常使用的临界状态。在中震作用下, 在预期会出现塑性铰的部位, 结构可以屈服, 产生小量的塑性变形, 但要满足两个条件: a. 保护层混凝土不发生剥落; b. 裂缝宽度较小, 经简易修复就可正常使用, 通常认为不超过 2mm。

为了确保桥梁结构能满足正常使用极限状态的要求, 在进行



抗震验算时,可以取截面受压边缘混凝土的最大压应变为 0.004,而受拉钢筋的最大拉应变为 0.015^[7]。试验表明,通常当受压边缘混凝土的压应变 $\epsilon_c = 0.006 \sim 0.10$ 时,混凝土才开始剥落^[19]。因此, $\epsilon_c = 0.004$ 是混凝土开始破坏的保守估计。而取 $\epsilon_s = 0.015$ 是为了保证裂缝宽度不超过 1mm(保守取值)。根据这一极限条件,对塑性铰处截面进行弯矩一曲率关系分析,进一步可以得到允许的塑性转角 $[\theta_p]_1$,作为正常使用极限状态的验算标准。

至于桥梁结构在输入概率水平为 P_1 的地震动时的地震反应,可以采用非线性地震反应分析程序来计算。程序可以根据截面配筋情况和材料的应力—应变关系计算屈服面,并由计算出的内力判断屈服情况,如已屈服,则进一步计算出截面将会产生的塑性转角 θ_p 。比较 θ_p 和 $[\theta_p]_1$ 的大小,如 $\theta_p < [\theta_p]_1$,则仍然满足要求,否则,要修改延性设计或进而作减、隔震设计,重新进行抗震能力分析验算。

(3) 可修复破坏极限状态抗弯验算

可修复破坏极限状态是桥梁在震后经过表面修复,仍然可以正常使用的临界状态。在大震作用下,允许桥梁结构发生显著破坏,如产生较宽的弯曲裂缝,需要进行环氧注射修复,以防止日后钢筋的腐蚀;发生保护层混凝土的严重剥落,需要进行置换。但是,不允许发生横向约束钢筋的断裂,和纵向钢筋的压溃屈曲,核心混凝土要保持完整,不需置换。可以说,横向钢筋开始发生断裂是桥梁墩柱可修复与否的临界条件。因此,确定与这一临界条件相对应的受压边缘混凝土极限压应变 ϵ_{cu} 是进行可修复破坏极限状态抗震验算的基础。

由横向约束钢筋达到最大应力时所释放的总应变能,与混凝土由于横向钢筋的约束作用而吸收的能量相等的条件,可以得出受压边缘混凝土极限压应变的保守估计^[7]:



$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s \cdot f_{yh} \cdot \epsilon_{su}}{f'_{cc}}$$

其中, ϵ_{su} 为钢筋达到最大拉应力时的应变; ρ_s 是约束钢筋的体积含筋率, 对于矩形箍筋 $\rho_s = \rho_x + \rho_y$; f'_{cc} 是约束混凝土的峰值压应力; f_{yh} 是约束箍筋的最大拉应力。

采用这一极限压应变值, 对塑性铰处截面进行弯矩—曲率关系分析, 进一步可以得到该截面的极限塑性转角 $[\theta_p]_2$, 作为可修复破坏极限状态的验算标准。

输入概率水平为 P_2 的地震加速度时程, 对桥梁结构进行非线性地震反应分析, 如已屈服, 则可计算出截面将会产生的塑性转角 θ_p 。比较 θ_p 和 $[\theta_p]_2$ 的大小, 如 $\theta_p < [\theta_p]_2$, 则仍然满足要求, 否则, 要修改延性设计或进行减、隔震设计, 重新进行抗震能力分析验算。

(4) 抗剪强度验算

在强震作用下, 为了依靠墩柱塑性铰的塑性变形能力耗散能量, 以降低对结构强度的要求, 必须保证在塑性铰区或结构的其它部位绝不出现剪切破坏。因为钢筋混凝土墩柱中的剪力传递在很大程度上依赖于混凝土的抗拉和抗压强度, 因而剪切破坏是脆性的, 伴随着强度、刚度的快速降低。在历次大地震中, 很多桥梁结构的破坏就是由墩柱的剪切破坏引起的。因此, 必须特别进行抗剪强度验算。

为了确保钢筋混凝土墩柱不发生剪切破坏, 必须采用能力设计思想进行抗震验算。能力设计思想已被美国 AASHTO 规范和欧洲规范 (EUROCODE8) 采用。根据能力设计思想, 墩柱的剪切强度要大于墩柱可能承受的最大剪力 (对应于塑性铰处截面可能达到的最大弯曲强度)。因此, 抗剪强度验算要解决两个问题: (a) 求出墩柱可能达到的最大弯曲强度及其对应剪力; (b) 求出墩柱的抗



剪强度。

要求出桥梁钢筋混凝土墩柱可能达到的最大弯曲强度及其对应剪力,在输入概率水平为 P_2 的地震加速度时程进行非线性地震反应分析时,钢筋和混凝土的强度要采用极限强度,而不是名义强度。因此,程序中实际上生成极限破坏面,并根据该破坏面判断结构是否进入塑性工作状态,从而进行弹塑性地震反应分析,求出墩柱可能会承受的最大剪力 Q 。钢筋和混凝土的极限强度可分别取 $f_{yo} = 1.3f_y$, $f'_{co} = 1.7f_c$ ^[7],其中, f_y , f_c 分别为钢筋的屈服强度和混凝土的圆柱体标准强度。

当墩柱中形成塑性铰之后,构件的剪切强度就是弯曲延性的函数了。因为塑性铰的转动会增大斜裂缝的宽度,从而降低骨料咬合作用所传递的剪力,因而降低了剪切强度。美国加州的应用技术委员会在 1981 年曾提出这样一种剪切强度理论模式:假定剪切强度随着位移延性的增大而线性减少。如果和弯曲强度对应的剪力 V_u 小于残余剪切强度 V_r ,则构件的弯曲强度和延性性能能充分发挥;如果 V_u 大于初始剪切强度 V_i ,就会发生脆性剪切破坏;而如果 V_u 介于 V_i 和 V_r 之间,则发生具有一定延性的剪切破坏。

为了确定钢筋混凝土墩柱的抗震剪切强度,国外许多学者做了大量的试验研究,并提出了许多计算公式。其中, Priestley et. al. (1994)通过对已有计算公式和大量试验数据的分析比较,提出了一个改进的并且简化的计算公式,与试验结果吻合得较好。因此,本书采用 Priestley 提出的公式计算钢筋混凝土墩柱的抗剪强度 R ,详见第四章。

比较钢筋混凝土墩柱可能承受的最大剪力 Q 及墩柱的抗剪强度 R ,如 $Q < R$,则墩柱的抗剪强度满足要求,不会发生剪切破坏,否则,要修改设计或进行减、隔震设计,重新进行抗震能力分析验算。



2.4 桥梁减、隔震设计

减、隔震技术是简便、经济、先进的工程抗震手段。世界上已有很多桥梁都进行了减、隔震设计。减、隔震装置是通过增大结构主要振型的周期使其落在地震能量较少的范围内或增大结构的能量耗散能力来达到减小结构地震反应的目的。大量研究表明,最适宜进行减、隔震设计的情况主要有3种:(1)桥梁墩柱较刚性,即自振周期较小;(2)桥梁很不规则,如墩柱的高度变化较大,有可能导致受力不均匀;(3)预测的场地地震运动的能量主要集中在高频分量,而低频分量的能量较少(浅震、近震、岩石地基)。因此,要根据结构特点和场地地震动特点决定是否要进行减、隔震设计,以及采取什么减、隔震装置。

进行减、隔震设计时,应将重点放在提高吸收能量能力从而增大阻尼和分散地震力上,不可过分追求加长周期。另一方面,应选用作用机构简单的减、隔震装置,并在其力学性能明确的范围内使用。普通板式橡胶支座构造简单、性能稳定,已在桥梁中广泛使用。但它只能提供一定的柔性,并无显著的阻尼性能,因此减、隔震效果有限。而聚四氟乙烯滑板支座能有效地通过摩擦耗能,对减小内力反应有显著的效果,而且其效果对输入地震波的频谱特性不敏感,但由于它不能提供恢复力,常常会使梁体与墩、台之间的相对位移过大。因此,聚四氟乙烯滑板支座最好能与阻尼器或防止落梁的装置配套使用,如范立础、胡世德教授设计的新型减震挡块。铅芯橡胶支座构造比较简单,能够提供较大的阻尼,被认为是一种较好的阻尼器,可以单独作为桥梁支座使用,所以在新西兰、美国、日本被广泛地用于桥梁和建筑物的减、隔震设计,但铅芯橡胶支座的减、隔震性能受地震波频谱特性的影响较大。高频特



性的地震波输入,铅芯橡胶支座的减隔震效果非常显著;而当低频特性的地震波输入时,其减隔震效果较差,甚至起反作用。范立础、袁万城教授研制的新型减震支座,既保留了板式橡胶支座的优点,又利用了弧形钢板条的耗能能力来达到减、隔震的目的。试验和理论分析表明,新型减震支座能有效地减小桥梁结构的地震反应。总之,在进行抗震设计时,要根据结构特点和场地地震动的频率特性,通过选用合适的减、隔震装置、相应参数以及设置方案,合理分配结构的受力和变形,从而达到提高结构抗震能力的目的。

减、隔震设计的效果,同样需要进行非线性地震反应分析来验证。因此,对经过减、隔震设计的桥梁结构,依然要进行抗震能力分析验算。如果验算不通过,则应修改减、隔震设计,重新进行抗震能力分析验算,直到满足要求为止。

2.5 大跨度桥梁抗震设计的辅助工具

——桥梁抗震分析综合程序 IPSABS

由前述可见,大跨度桥梁抗震设计和分析要解决 3 个关键问题:(1)选定几组输入地震加速度时程(相应于两个设防水准);(2)地震反应分析,包括动力特性分析,反应谱分析以及线性和非线性时程反应分析;(3)抗震验算。其中,输入地震动加速度时程一般由地震局有关部门通过地震危险性分析和桥址场地土地震反应分析而提供,或选择同类场地土的地震时程记录。因而,大跨度桥梁抗震设计的技术关键在于根据给定的地震动输入作地震反应分析,并进行抗震验算,评估桥梁结构的抗震安全性。

为此,需要一个辅助工具。范立础教授、胡世德教授、叶爱君博士编制的桥梁抗震分析综合程序 IPSABS 就是一个合适的辅助工具。该程序主要包括 3 大功能,即地震反应分析、抗震验算及后

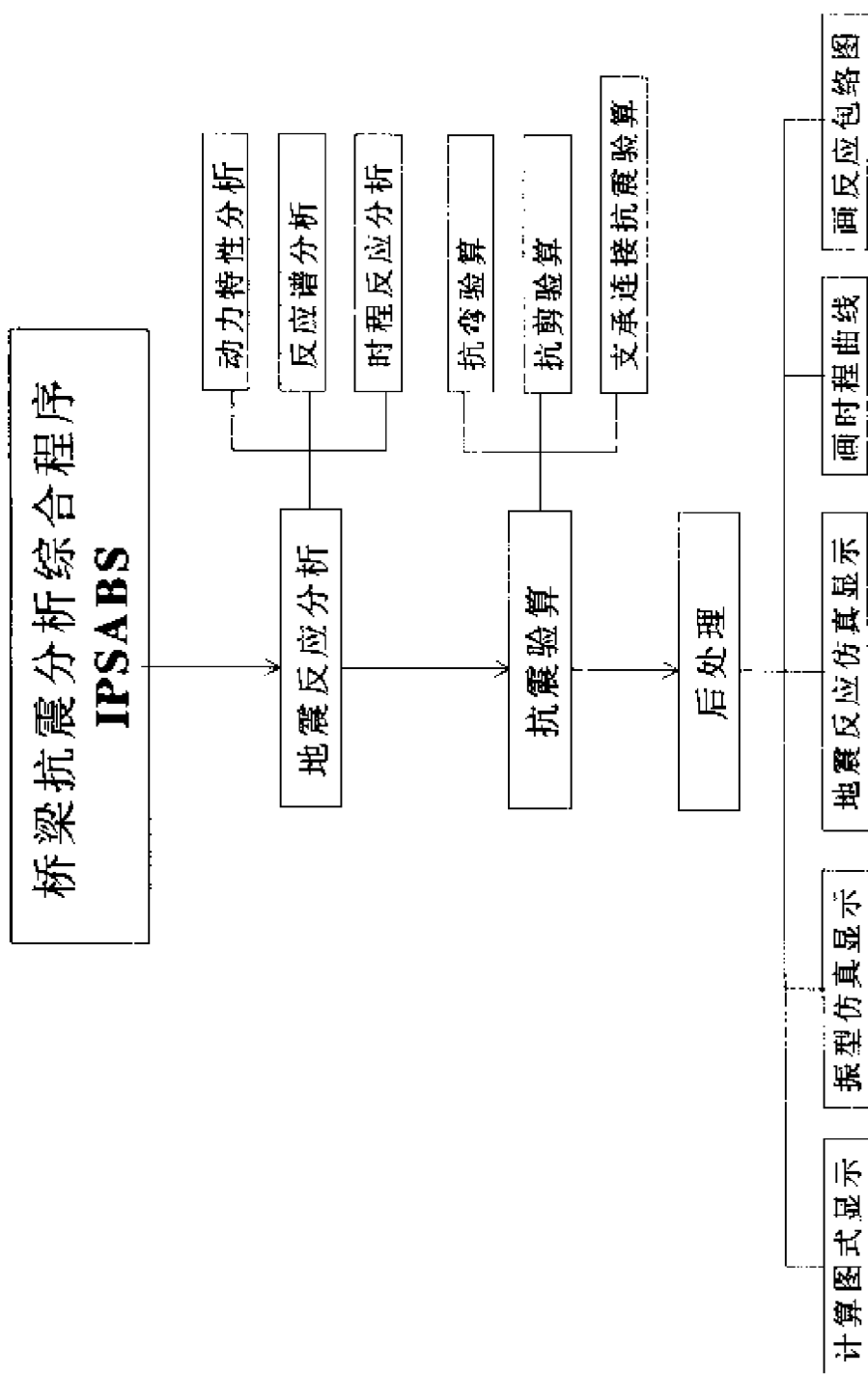


图 2.3 IPSABS 程序功能



处理功能,如图 2.3 所示。地震反应分析功能可以根据用户的选择进行桥梁结构的动力特性分析,反应谱分析,以及线性和非线性时程反应分析。其中,时程反应分析可以考虑影响大跨度桥梁结构地震反应的各种因素,包括多点激振、非比例阻尼问题、各种非线性因素以及桩—土—结构相互作用等。抗震验算功能可以根据输入数据及地震反应分析结果,自动进行墩柱的抗弯强度、弯曲延性和抗剪强度验算,以及连接构件的抗震安全性验算。而后处理功能作为直观、有效的辅助手段,可以显示结构的三维计算模式、振型,地震反应包络图,反应时程曲线。还具有振型及地震反应的三维仿真显示功能。本书的第四、五、六章将分别详细论述这三部分内容。

参 考 文 献

- [1] 李国豪.工程结构抗震动力学.上海:上海科学技术出版社,1980.
- [2] 李国豪.桥梁结构稳定与振动.北京:中国铁道出版社,1992.
- [3] 范立础.桥梁抗震.上海:同济大学出版社,1997.
- [4] L. C. Fan. Seismic Design of Highway Bridges. Huajie International Publishing Co. Limited, 1998.
- [5] 叶爱君.大跨度桥梁抗震设计:[博士学位论文].上海:同济大学桥梁工程系,1998.
- [6] Christopher Rojahn et. al. Recommendations for Improved AASHTO Bridge Design Specifications. NCEER BULLEETIN, Vol. 11, No3, July, 1997.
- [7] Priestley M. J. N. , Seible F. , Calvi G. M.. Seismic Design And Retrofit Of Bridges , John Wiley & Sons, Inc. , 19, 1996.



[8] 交通部公路规划设计院. JTJ 004—89 公路工程抗震设计规范. 北京: 人民交通出版社, 1990.

[9] 中华人民共和国国家标准. GBJ 111—87 铁路工程抗震设计规范. 北京: 中国计划出版社, 1989.

[10] 中国建筑科学研究院. GBJ 11—89 建筑抗震设计规范. 北京: 中国建筑工业出版社, 1989.

[11] American Association of State Highway and Transportation Officials. STANDARD SPECIFICATIONS for HIGHWAY BRIDGES, Division I-A SEISMIC DESIGN, SIXTEENTH EDITION, 1996.

[12] Eurocode 8 : Structures in Seismic Regions Design, Part 2: Bridges(draft). April 1993.

[13] 袁万城, 胡勃, 范立础 (1996). 柱式桥墩横向抗震性能及评估. 同济大学学报, Vol. 24, No. 6, P601-605.

[14] 胡世德, 范立础. 斜拉—梁式组合体系桥梁的抗震性能. 同济大学学报, 1991 增刊—结构、桥梁版.

[15] 邓永明, 王晋莹. 斜拉桥主梁纵向支承条件与结构抗震特性分析. 全国桥梁结构学术会议论文集(下册), 武汉. 同济大学出版社, 1992.

[16] 叶爱君, 胡世德. 上海徐浦大桥动力性能分析. 同济大学学报, Vol. 25, 1997 增刊.

[17] 范立础, 胡世德, 袁万城. 大跨桥梁抗震设计若干建议. 第十一届全国桥梁学术会议论文集, 1994. 12, 广东, 汕头.

[18] 范立础, 方红. 大跨桥梁的抗震设计. 结构工程师, 1997 增刊.

[19] J. B. Mander, M. J. N. Priestley and R. Park (1988), Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete, ASCE Journal of Structural Engineering., Vol. 114(8), p1827-1849.

第三章 地震动输入

3.1 概 述

地震动输入是结构抗震设计的依据,因此,选择合适的地震动输入是进行结构抗震设计的第一步,也是非常重要的一步。

地震是一种自然现象。按其成因,地震主要可分为构造地震、火山地震和塌陷地震。此外,水库可能诱发地震,核爆炸也可能在场地激发地震。一般来说,对建筑物造成较大灾害的都为构造地震,其中尤以浅源构造地震(震源深度小于 60km)造成的灾害最大。因此,在工程抗震设计中,一般主要考虑浅源构造地震作用下结构的设防问题。

构造地震的成因是:由于地应力在某一地区逐渐增加,岩石变形也不断增加,到一定时候,在岩石比较薄弱的地方突然发生断裂错动,部分应变能突然释放,其中一部分能量以波的形式在地层中传播,于是产生了地震。构造地震与地质构造密切相关。这种地震往往发生在地应力比较集中、构造比较脆弱的地段,即原有断层的端点或转折处、不同断层的交会处。

地震波在地层中的传播引起地面运动,而地震地面运动又使桥梁等建筑物发生振动,从而承受地震作用。在桥梁结构的地震反应分析中,一般以地震地面运动作为地震动输入。在地震地面运动特性中,对结构破坏有重要影响的因素主要有地震动强度、频谱特性和强震持续时间。因此,在选择地震输入时,必须使这三个



方面的特性都满足要求。

采用时程法进行地震反应分析时,一般采用地震加速度时程作为地震动输入。选择加速度时程时,必须把握住三个特征,即加速度峰值的大小、波形和强震持续时间。

本章首先论述桥梁结构的设防目标,这是确定地震动强度的依据;然后介绍选择地震动加速度时程的三种方法,即直接利用强震记录、或采用人工地震加速度时程和规范标准化地震加速度时程;最后是地震反应分析中地震动输入的方式探讨。

3.2 抗震设防目标

国际上抗震设计思想总的趋势是:在建筑物使用寿命期间,对不同频度和强度的地震,建筑物应具有不同的抵抗能力。对一般较小的地震,由于其发生的可能性较大,因此要求防止结构损坏,这在技术上、经济上是可以做到的;强烈地震发生的可能性较小,而且如果遭遇到强烈地震,要求做到结构不损坏,在经济上不合理,因此允许结构破坏,但在任何情况下,不应导致建筑物倒塌。基于这一趋势,结合我国目前的经济能力,在编的《城市桥梁抗震设计规范》提出了“三水平”的抗震设防目标:

地震水平 I:遭受到低于本地区抗震设防烈度的多遇地震(小震)影响时,桥梁一般应不受损坏或不需修理仍能继续使用;

地震水平 II:遭受到相当于本地区抗震设防烈度的地震(中震)影响时,桥梁只发生有限损坏,经及时修理就可继续使用,而上、下部结构连接不受损伤;

地震水平 III:遭受到高于本地区抗震设防烈度的预估的罕遇地震(大震)影响时,桥梁结构严重破坏,但不致倒塌,仍可在加固后恢复交通。



从概率统计意义上说,小震是发生机会较多的地震,因此,可将小震定义为烈度概率密度曲线上的峰值所对应的烈度,即众值烈度地震,如图 3.1 所示。根据大量数据分析,确认我国地震的概率分布符合极值 III 型,当基准设计期为 50 年时,众值烈度的超越概率为 63.2%,这是水准 I 的烈度。水准 II 的烈度,即抗震设防烈度,一般情况下可采用中国地震烈度区划图所规定的基本烈度,它在 50 年内的超越概率大体为 10%。对做过抗震防灾规划的城市,可按批准的抗震设防区划(抗震设防烈度或设计地震动参数)进行抗震设防。水准 III 的烈度即为罕遇烈度,所对应的烈度在 50 年内的超越概率约为 2%~3%。由烈度概率分布分析可知,基本烈度与众值烈度相差约为 1.55 度,而基本烈度与罕遇烈度相差大致为 1 度。例如,当基本烈度为 8 度时,其众值烈度为 6.45 度,罕遇地震为 9 度。

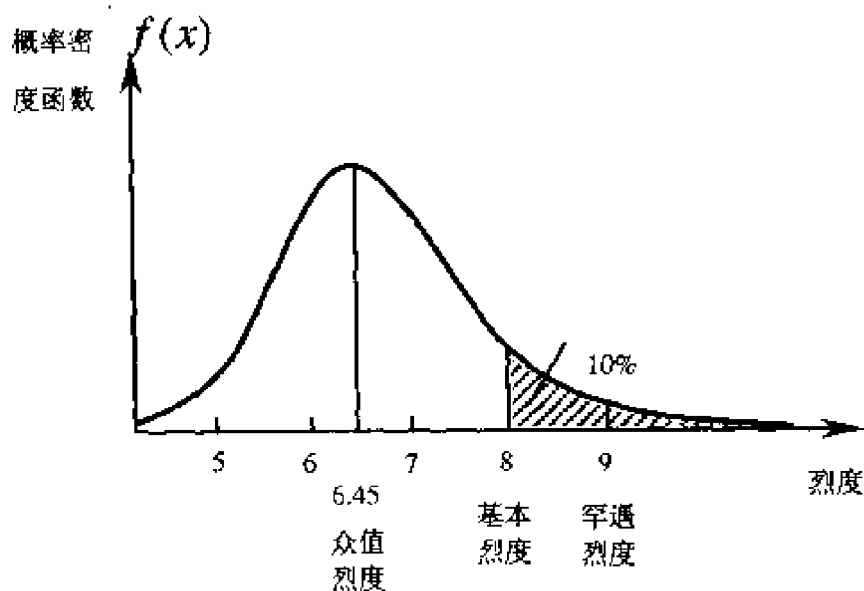


图 3.1 三种烈度关系示意图

在进行桥梁结构抗震设计时,应满足三水准抗震设防目标的



要求,进行三阶段抗震设计,即:

第一阶段设计:进行多遇地震(众值烈度地震)下的内力与变形分析,并与恒载效应组合验算结构构件的承载能力以及构件的弹性变形,以满足水准 I 抗震设防目标的要求;

第二阶段设计:进行抗震设防烈度下的结构位移和支座强度验算,并采取合适的抗震构造措施以保证结构满足水准 II 抗震设防目标的要求;

第三阶段设计:在罕遇地震作用下,验算结构预期的塑性铰部位的弹塑性变形,以满足水准 III 抗震设防目标的要求。

3.3 输入加速度时程

在采用时程分析法对结构进行地震反应分析时,需要输入地震动加速度时程。加速度时程的波形对分析结果影响很大,因此需要正确选择。

3.3.1 地震动加速度时程的选择

目前,在抗震设计中有关地震动加速度时程的选择主要有下列三种方法,即直接利用强震记录、或采用人工地震加速度时程和规范标准化地震加速度时程。

(1) 直接利用强震记录

常用的强震记录有埃尔森特罗波(El-Centro)、塔夫特波(Taft)、天津波等。在地震动特性中,对结构破坏有重要影响的因素为地震动强度、频谱特性和强震持续时间等。地震动强度一般主要由地震动加速度峰值的大小来表示。频谱特性可由地震加速度时程的主要周期表示,它受到许多因素的影响,如震源的特性、震中距离、场地条件等。因此在选择强震记录时,除了最大峰值加



速度应符合桥梁所在地区的烈度要求外,场地条件也应尽量接近,也就是该地震加速度时程的主要周期应尽量接近于桥址场地的卓越周期。因为根据研究,这两种周期在某种程度上是接近的。表 3.1 为常用的国内外几个强震记录的最大加速度和主要周期。由表中可见,天津波适用于软弱场地,而滦县、塔夫特、埃尔森特罗等波分别适用于坚硬、中硬和中软的场地。

当所选择的实际地震记录与输入地震的要求有某些不符时,一般可做如下修正:一是强度修正,将地震峰值加速度按比例放大或缩小,使其与桥址场地抗震设防烈度所对应的峰值加速度一致;二是周期修正,使地震加速度时程的主要周期和桥址场地的卓越周期一致,但这将使地震加速度时程的频谱特性发生改变,故修正幅度不宜过大。

几个地震加速度记录的主要特性

表 3.1

地震记录名	加 速 度 (cm/s^2)	主要周期 (s)
天津	105.6	1.0
	146.7	0.9
滦县	165.8	0.1
	180.5	0.15
埃尔森特罗	341.7	0.55
	210.1	0.5
塔夫特	152.7	0.30
	175.9	0.44

对于强震持续时间,原则上应采用持续时间较长的记录。因为持续时间长时,地震时程能量大,结构反应较强烈。而且当结构的变形超过弹性范围时,持续时间长,结构在振动过程中屈服的次



数就多,从而易使结构损伤不断发展而破坏。强震持续时间可定义为超过一定加速度阈值(一般为 $0.05g$)的第一个峰点和最后一个峰点之间的时间段。

另外,如能获得桥址场地附近同类地质条件下的强震记录是最佳选择,应优先采用。

实际地震记录必须加以数字化才能在计算中应用。所谓数字化就是把用曲线表示的加速度波形转换成一定时间间隔的加速度数值。

在直接利用强震记录进行抗震设计时应采用多波验算方法,即分别计算几个地震加速度记录的反应,取其较大值或平均值作为设计的依据。

如没有合适的竖向地震加速度记录,可近似地采用水平地震加速度曲线,但需进行强度修正,将地震峰值加速度按比例放大或缩小。竖向地震加速度峰值可取为水平向的 $1/2 \sim 2/3$ 。

(2) 采用人工地震加速度时程

人工地震加速度时程是根据随机振动理论产生的符合所需统计特征(加速度峰值、频谱特性、持续时间)的地震加速度时程。如从大量实际地震记录的统计特征出发,则所产生的人工地震加速度时程就有相当的代表性。

生成人工地震加速度时程可以有两条途径,一是以规范设计反应谱为目标拟合而成;二是对建桥桥址场地进行地震危险性分析,提供基岩的地震运动参数,再进一步生成基岩和场地的人工地震加速度时程。

规范设计反应谱是不同单质点振子应用许多地震加速度时程做反应分析,然后光滑包络而成的。而且,反应谱在长周期部分精度不高,因此拟合出来的地震加速度时程也易失真。所以,以规范设计反应谱为目标拟合而成的人工加速度时程只能用来做比较



分析。

在没有本工程场地及其附近地区的实际地震记录的情况下,重大工程结构的抗震设计计算所需的地震动参数要由地震环境和场地条件来确定。这些地震动参数不仅要反映它们是受震源、距离、场地条件等多变量影响的随机过程,还要反映影响工程结构抗震性能的地震动强度、频谱和持续时间三要素。要得到这样的地震动参数,目前人们公认比较好的方法是对建桥桥址场地进行地震危险性分析。地震危险性(Hazard)是指某一场地(或某一区域、地区、国家)在一定时期内可能遭受到的最大地震破坏影响,它可以用地震烈度或其他地面运动参数来表示。由于实际观测得到的地震加速度记录不断增多,地震危险性分析得到了很大发展,目前已经可以提供比较合理的人工地震加速度时程。

(3) 规范标准化地震加速度时程

日本在阪神地震后,即对“道路桥示方书·V 耐震篇”进行重大修改,并提出两水平抗震设防,即小震与大震。大震对不同类型(A、B)桥梁又分为Ⅰ型地震动(板块边缘发生的大震)和Ⅱ型地震动(内陆发生的直下型地震)两种。规范提供两种输入地震加速度时程,一种是校核静力法时所采用的输入地震动,另一种是采用时程分析法做地震反应分析时输入地震动。后一种输入地震动是根据日本有代表性的强震记录,并修正调整后得到的。目前日本规范提供了18组人工地震时程记录。

在采用人工地震加速度时程进行抗震设计时,同样也应采用多波验算方法,如选取3~5组加速度时程,分别计算其地震反应,取其较大值或平均值作为设计的依据。

3.3.2 地震危险性分析和人工地震加速度时程生成方法

(1) 地震危险性分析方法



目前,国际上普遍采用概率方法进行地震危险性分析,其优点是它能给出不同震级地震发生的可能性,以及研究场点一定年限内地面运动(烈度或地震动)可能性的估计值。概率方法代表了当前人们对地震发生规律的认识,符合目前的地震科学水平。

用概率方法进行地震危险性分析,是在查明、研究工程场址周围地震环境和地震活动性的基础上,判定并划分出潜在震源的位置、规模和地震活动频度以及给出可能的震源模式,确定各潜在震源的发震概率,然后根据地震动衰减规律和地震危险性分析的概率模型,计算出研究场地不同地震动参数的概率曲线,从而根据不同工程的重要性和使用期限、投资效益及允许承担的风险,选择适当的设防标准,给出不同概率水准下的地震动参数峰值。

同国际普遍采用的概率方法相比,我国发展形成的地震危险性分析综合概率法不仅强调了地震发生的随机性、不确定性、地震活动在时间分布上符合近似泊松过程,而且根据我国地震活动分布的特点,强调了地震活动时—空分布不均匀性和地震预测成果的应用。对潜在震源地震活动性参数的确定分两步进行:首先根据对地震带内地震活动规律性的认识,评估未来一段时间内地震活动水平和相应参数;然后根据地震构造和地震活动所显示的特性,分别在地震带内确定各潜在震源区内不同震级档空间分布函数的形式,赋予相应的预测值,以反映各潜在震源区地震危险性的差别。综合概率法场地地震烈度和地震动参数年超越概率表达式如下:

$$P(Z \geq z) = 1 - \exp \left\{ - \sum_{i=1}^{N_z} \int_{A_i} \int_{\theta} \frac{1}{A_{ij}} \sum_{j=1}^{N_m} \nu_i \cdot M_j P(Z \geq z | E) f_i(\theta) d\theta dA_i \right\} \quad (3.1)$$

式中, Z 为地震动参数或地震烈度; z 为给定的地震动参数或地震



烈度值; $P(Z \geq z)$ 表示地震动参数或地震烈度值大于、等于某一给定值的概率; $f_i(\theta)$ 为第 i 个潜在震源区的方向性函数; θ 代表可能的主破裂方向; v_i 为第 i 个潜在震源区的地震年平均发生率, A_i 为第 i 个潜在震源区的面积, 单位为 km^2 ; $P(Z \geq z | E)$ 为第 i 个潜在震源区内发生所考虑的地震时, 场地地震烈度或地震动参数值超过某一给定值的概率; N_m 为震级分档档数; N_s 为潜在震源区总数, M_j 为第 j 个震级档的中心震级。

通过地震危险性分析, 可以得到场地的地震烈度, 并可计算出基岩水平加速度峰值。另外, 也可以得到基岩的地震反应谱, 以及地震持续时间。

(2) 基岩地震动加速度时程的合成

● 地震动加速度时程的合成方法

目前, 人工合成地震动加速度时程的方法较多, 其中, 采用非平稳随机过程的数学模型比较适合于工程设计。这一方法, 由于采用了设计反应谱, 便于与实际相结合。另外, 也能满足不同设计者所提出的反应谱形状、地震动峰值加速度和持续时间的要求。更方便的是, 只要更换一组随机相位角, 便能产生满足同一设计反应谱的多条地震动时程曲线。所以, 这一方法已在实际中广泛应用。

采用拟合目标谱, 具有变幅值的三角级数迭加的非平稳随机过程的数学模型, 地震动时程曲线的表达式如下:

$$a(t) = \Psi(t)x(t) = \Psi(t) \sum_{n=1}^N A_n \cos\left(\frac{2\pi}{T}nt + \theta_n\right) \quad (3.2)$$

式中, $\Psi(t)$ 为强度包络函数, 它是时间的确定函数, 也是加速度幅值的形状函数; θ_n 是初始相位角, 取在 $(0, 2\pi)$ 区间内均匀分布的随机数; T 为加速度过程的计算时间; A_n 为与 $x(t)$ 富里埃变换有关的系数。

由桥位区地震危险性分析确定基岩地震动峰值加速度, 同时



依据该桥位区的基岩加速度反应谱和强度包络函数,就可在计算机上合成基岩地震动加速度时程。

● 基岩地震动加速度时程的目标谱

通过地震危险性分析得到的基岩地震加速度反应谱是锯齿形的,一般还要进行标准化处理,以转化成分段平滑的反应谱,并以这一反应谱作为模拟地震动加速度时程的目标谱。

常采用的标准化反应谱的表达式为:

$$\beta(T) = \begin{cases} 1.0 + 10. (a_{max} - 1.0) T & 0 \leq T \leq 0.1 \\ a_{max} & 0.1 \leq T \leq T_g \\ a_{max} \left(\frac{T_g}{T} \right)^\xi & T_g \leq T \leq 3.0 \end{cases} \quad (3.3)$$

其中, a_{max} 为放大系数最大值, T 为结构自振周期, T_g 为特征周期, ξ 为下降指数。

● 加速度时程强度包络函数 $\Psi(t)$

真实地震记录大致都由三段组成,即开始是由弱到强的上升阶段,中间才是相对平稳的强震持续阶段,最后是由强到弱的衰减阶段,呈现出强度的非平稳特性。目前工程中常用的人工合成地震动时程,是通过包络函数 $\Psi(t)$ 来模拟地震动的强度非平稳特性的。因此包络函数 $\Psi(t)$ 是一条记录本身强度分布或对能量在时间轴上分布的描述,也可以说是对地震动时程形状的描述,即也称为形状函数。

包络函数 $\Psi(t)$ 与震级、震中距和地质、场地土条件等因素有关,反映了地震动随时间变化的特征,其函数表达式一般采用如下形式:

$$\Psi(t) = \begin{cases} \left(\frac{t}{t_1} \right)^{\lambda_1} & 0 \leq t < t_1 \\ 1 & t_1 \leq t < t_2 \\ e^{-\lambda_2(t-t_2)} & t_2 \leq t < t_c \end{cases} \quad (3.4)$$



式中, λ_1 为 $[0, t_1]$ 区间内的递升系数, λ_2 为 $t > t_2$ 时与衰减有关的衰减系数; t_1 、 t_2 、 t_c 分别为振幅上升的终点时间、振幅下降的起始时间及加速度持续时间。当然加速度持续时间与震级大小和震源距有关。

(3) 场地土层地震反应分析

场地条件对地震动有很大的影响, 这已为人们所公认。因此, 对于有较厚覆盖土层的场地, 仅提供基岩的地震动参数是不够的, 还需要有覆盖土层的地震动参数。

将基岩的地震动作为地震输入, 对覆盖土层进行地震反应分析, 即可得到土层的地震动参数。在具体计算时, 需要有四个方面的资料和数据: 表明土类、土性和土层分布情况的钻孔柱状图; 各层土的剪切波速; 各类土的动剪切模量、阻尼比与动剪应变之间的关系曲线; 各类土的容重。

目前, 对水平成层的土层, 通常采用一维波动模型并用等效线性化的方法考虑土体非线性特性的影响进行场地土层地震反应分析。

S 波或 P 波在体系中垂直向上传播时(参见图 3.2), 满足一维波动方程:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = S \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (3.5)$$

式中: ρ ——质量密度;

η ——粘滞阻尼系数;

u ——位移;

S ——土体刚度。

当 S 波垂直入射时, 水平成层的土层中仅产生水平向位移, 刚度 S 就是土的剪切模量 G ; 当 P 波垂直入射时, 土层中仅产生竖向位移, 刚度 $S = \lambda_L + 2G$, 这里 λ_L 为 Lamé 常数,

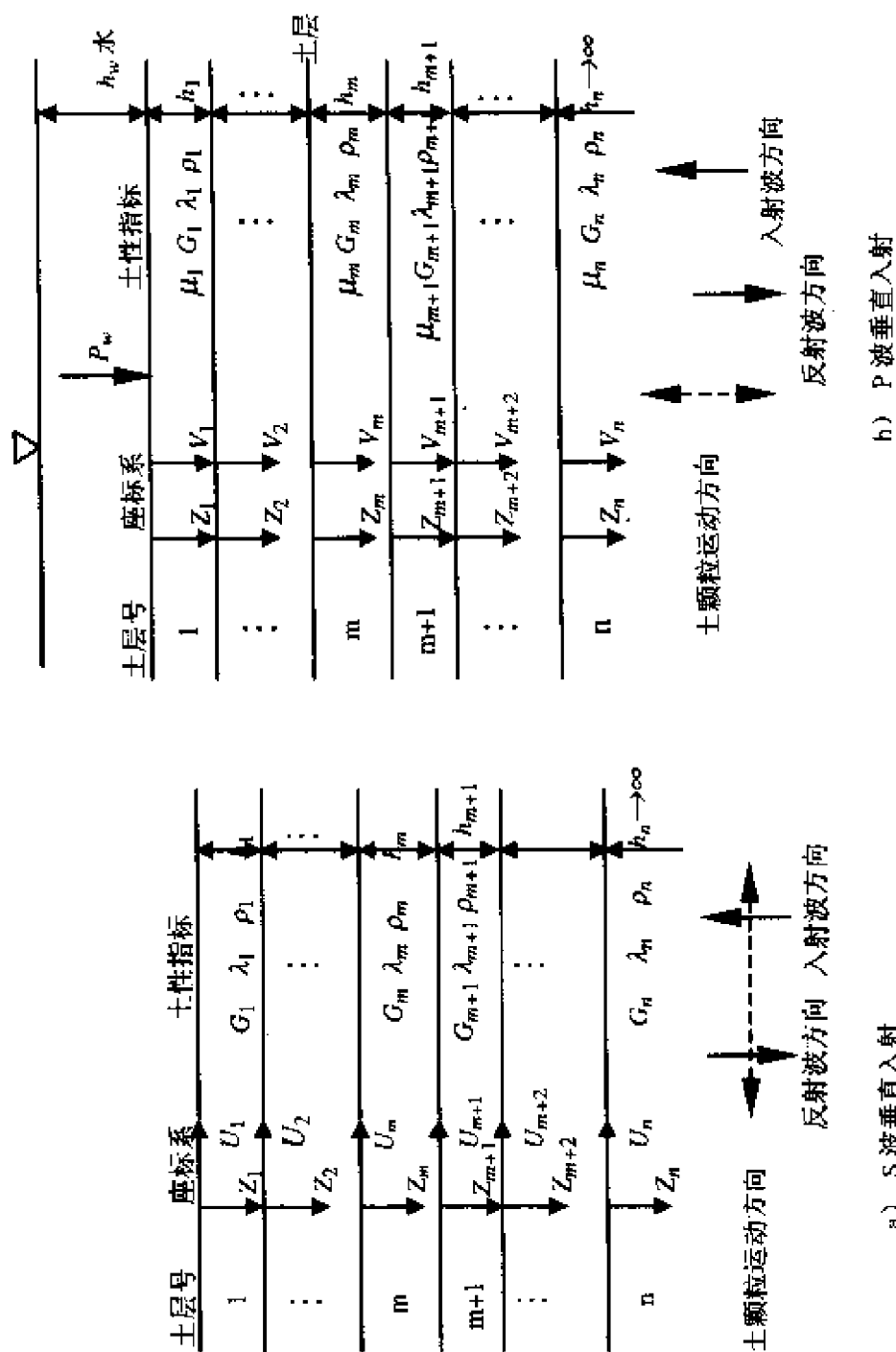


图 3.2 一维波动模型



$\lambda_L = \frac{2\mu G}{1-2\mu}$, μ 为泊松比。

对频率为 ω 的谐波 $e^{i\omega t}$, 方程(3.5)的解为:

$$u(z, t) = Ee^{i(Kz + \omega t)} + Fe^{-i(Kz - \omega t)} \quad (3.6)$$

其中: $K^2 = \frac{\rho^* \omega^2}{S^*}$; S^* 为复刚度, $S^* = S + i2\lambda G$, λ 为阻尼比。

式(3.6)适用于每一土层。式中第一项为向上的入射波, 第二项为向下的反射波。

对第 m 土层及第 $m+1$ 土层, 在其界面处满足应力及位移连续条件。由此可得到入射波及反射波幅值的递推公式:

$$E_{m+1} = \frac{1}{2}(1 + \alpha_m) E_m e^{iK_m h_m} + \frac{1}{2}(1 - \alpha_m) F_m e^{-iK_m h_m} \quad (3.7)$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2}(1 - \alpha_m) E_m e^{iK_m h_m} + \frac{1}{2}(1 + \alpha_m) F_m e^{-iK_m h_m} \quad (3.8)$$

式中:

$$\alpha_m = \frac{K_m S_m^*}{K_{m+1} S_{m+1}^*} \quad (3.9)$$

第一层土入射波幅值及反射波幅值的关系可由地表处的应力条件确定。这又分为两种情况:

a. S 波垂直入射

这种情况下, 土层表面的剪应力为零。由应力、应变的关系有:

$$\left. \frac{\partial u}{\partial z} \right|_{z=0} = 0 \quad (3.10)$$

将式(3.6)代入式(3.10)中, 可得:

$$F_1 = E_1 \quad (3.11)$$

当土层上部存在一定深度的水体时, 由于水体不能承受剪切作用, 式(3.10)及式(3.11)同样成立。



b. P 波垂直入射

当地表以上无水时,自由表面的法向应力为零,式(3.11)仍成立。当地表以上存在深度为 H_w 的水体时,土层表面的法向动应力等于水体作用在土层表面处的动水压力。考虑水体的可压缩性,并忽略水体表面波的影响,当地表竖向运动加速度为单位谐波 $e^{i\omega t}$ 时,地表的动水压力 P_w 为:

$$P_w(\omega, t) = \frac{\rho_0 C}{\omega} \operatorname{tg} \frac{\omega H_w}{C} \cdot e^{i\omega t} \quad (3.12)$$

式中: C ——水中声波速度,约 1435m/s ;

ρ_0 ——水体密度;

H_w ——水深。

由式(3.6)可得各土层的加速度

$$\ddot{u}(z, t) = -\omega^2 (E_m e^{iK_m z} + F_m e^{-iK_m z}) e^{i\omega t} \quad (3.13)$$

则地表加速度为:

$$\ddot{u}(0, t) = -\omega^2 (E_1 + F_1) e^{i\omega t} \quad (3.14)$$

对应于地表加速度 $\ddot{u}(0, t)$, 式(3.12)中动水压力变为:

$$P_w(\omega, t) = -\omega \cdot \rho_0 C (E_1 + F_1) \operatorname{tg} \frac{\omega H_w}{C} \cdot e^{i\omega t} \quad (3.15)$$

土体中垂直向动应力: $\sigma(z, t) = S^* \frac{\partial u}{\partial z}$

则地表的法向动应力为:

$$\sigma(0, t) = iK_1 S_1^* (E_1 - F_1) e^{i\omega t} \quad (3.16)$$

由 $\sigma(0, t) = P_w(\omega, t)$ 可得出第一层土入射波幅值及反射波幅值的关系:

$$F_1 = \frac{1-\beta}{1+\beta} E_1 \quad (3.17)$$



式中:

$$\beta = \frac{i\rho_0 C \cdot \lg \frac{\omega H_\omega}{C}}{\sqrt{\rho_1 S_1^*}} \quad (3.18)$$

利用递推公式(3.7)、(3.8)以及 E_1 、 F_1 之间的关系式(3.11)或(3.17),就可得到第 m 层幅值与地表幅值之间的关系。

$$E_m = e_m(\omega) E_1 \quad (3.19)$$

$$F_m = f_m(\omega) E_1 \quad (3.20)$$

式中, $e_m(\omega)$ 及 $f_m(\omega)$ 为第 m 层相对于地表的传递函数。对简谐振动来说,无论位移、速度还是加速度,其传递函数具有相同的形式。

当第 n 层顶面仅有人射波输入时,第 m 层相对于 n 层的加速度传递函数 $A_{n,m}(\omega)$ 为:

$$A_{n,m}(\omega) = \frac{e_m(\omega) + f_m(\omega)}{e_n(\omega)} \quad (3.21)$$

应变传递函数为:

$$\Gamma_{n,m}(\omega) = \frac{iK_m [e_m(\omega) e^{iK_m h_m/2}] - f_m(\omega) e^{-iK_m h_m/2}}{e_n(\omega)} \quad (3.22)$$

有了这些传递函数及输入波的加速度富氏谱,就可以计算各土层顶面的加速度时程和各土层中点的应变时程。

考虑土的非线性特性时采用等效线性化方法,按下述几个步骤进行:

① 对各土层,首先假定初始应变 γ_m 或 ϵ_m 。

② 由土层 S 波波速或 P 波波速及动三轴试验结果确定 S_m 或 λ_m 。

③ 计算各土层的稳态地震反应。

④ 在频域中计算各土层中点的等效应变 γ'_m 或 ϵ'_m :

$$\gamma'_m (\text{或 } \epsilon'_m) = 0.65 \frac{\sum_{j=0}^{N/2} |\Gamma_{n,m}(\omega_j) A_j|^2}{\sum_{j=0}^{N/2} |A_j|^2} \cdot A_{max} \quad (3.23)$$



式中, A_{max} 为输入加速度峰值; A_j 为输入加速度时程对应于频率 ω_j 的富氏谱值。

⑤ 对所有土层, 计算得到的等效应变与初始应变或上一次迭代计算得到的等效应变间的相对误差 δ 是否满足:

$$\delta \leq 0.05 \quad (3.24)$$

如果式(3.24)不满足, 则以计算得到的等效应变代替初始应变, 重复步骤②~⑤, 这样反复迭代, 直到满足式(3.24)所要求的精度。

3.4 地震动输入模式

地震动的输入模式直接关系到地震反应分析的结果, 要根据实际情况慎重选取。

我国铁路工程或公路工程抗震规程规定, 只有位于烈度为 9 度区的悬臂结构应考虑竖向地震力作用, 其地震力系数为 $K = 1/2K_x$ 。而纵向或横向地震力验算是分别进行的, 不必考虑正交地震力的组合。实际上, 由于地震力方向的不确定性, 并考虑到两个互相垂直的水平方向和竖向同时发生地震力的可能性, 应进行正交地震力的组合, 欧洲规范就规定进行三个方向上的正交地震力组合, 即

$$E_x + 0.30E_y + 0.30E_z$$

$$0.30E_x + E_y + 0.30E_z$$

$$0.30E_x + 0.30E_y + E_z$$

在进行实际工程的地震反应时程分析时, 如通过地震危险性分析能得到两个水平向(纵桥向和横桥向)的人工地震时程记录和竖向人工地震时程记录, 可采用多向同时输入进行结构地震反应分析; 如果所得到的仅是水平向与竖向人工地震时程记录, 则同时进行水平和竖向输入(包括纵桥向 + 竖向, 横桥向 + 竖向两种组合)。



地震动的输入模式又可分为同步、不同步单点输入和同步、不同步多点输入。对于中、小桥梁,可假设所有支承点上的水平地面运动都是相同的,因而进行同步输入。对于桥梁长度(或单跨跨度)很大的桥梁,各支承点可能位于显著不同的场地土上,因此应考虑地面运动的空间变化性(包括行波效应),进行不同步输入。欧洲规范指出,当存在地质不连续或明显的不同地貌特征,或桥长大于 600m 时,要考虑地震运动的空间变化性。又如桥梁墩台具有深基础时(如桩基),在基础不同深度上的地震时程可能不同,要进行多点输入(包括队纵桥向 + 竖向,横桥向 + 竖向两排组合)。

参考文献

- [1] 李国豪.工程结构抗震动力学.上海:上海科学技术出版社,1980.
- [2] 李国豪.桥梁结构稳定与振动.北京:中国铁道出版社,1992.
- [3] 范立础.桥梁抗震.上海:同济大学出版社,1997.
- [4] L. C. Fan. Seismic Design of Highway Bridges. Huajie International Publishing Co. Limited, 1998.
- [5] 刘伯权,刘鸣,叶燎原.建筑结构抗震设计.北京:中国建材工业出版社,1996.
- [6] 章在墉.地震危险性分析及其应用.上海:同济大学出版社,1995.
- [7] 严新育等.江阴长江公路大桥设计地震动工程参数工作研究报告.江苏省地震局,1992年8月.
- [8] 严新育等.苏通长江公路大桥工程场地地震安全性评价报告.南京:江苏省地震工程研究院,2000年6月.

第四章 大跨度桥梁地震反应分析

4.1 概 述

进行地震反应分析,正确预测地震对桥梁结构的影响是进行桥梁抗震设计的基础。大跨度桥梁由于结构的空间性与复杂性,其地震反应分析也相当复杂。因此,大跨度桥梁的地震反应分析应是三维的,而且要能考虑影响其地震反应的各种主要因素。影响大跨度桥梁地震反应的因素很多,主要有多点激励及行波效应,各种非线性因素,阻尼问题以及桩—土—结构相互作用等。

桥梁结构的地震反应分析是一个抗震动力学问题。动力学问题都具有三个要素,即输入(激励)、系统、输出(反应)。求解动力学问题,就是已知两个要素求解第三个要素,如图 4.1 所示。对于桥梁结构的地震反应分析,所研究的桥梁结构可看作一个系统,采用有限元法时,往往把结构处理为由许许多多离散单元在各节点处连接起来的一个集合体;而把地震地面运动看成是对系统的输入;系统的输出即是地震反应。这样,地震反应分析就是已知地震输入和结构系统求地震反应的问题。因此,桥梁结构的地震反应分析要解决三个关键问题:

- 确定合适的地震输入;
- 建立结构系统的数学模型及振动方程:一般采用有限元方法将结构离散化,建立桥梁结构力学模型,然后确定各离散单元的力学特性,最终建立相应的地震振动方程;



- 选择合适的方法求解地震振动方程以得到地震反应。



图 4.1 动力学问题三要素

影响桥梁结构地震反应的各种复杂因素都应在建立结构力学模型和地震振动方程时加以考虑。其中,多点激振和行波效应一般采用相对运动法来模拟。相对运动法基于叠加原理,把位移分成动力位移和拟静力位移,虽然不能直接用于非线性分析,但可用于增量方程。各种非线性因素要通过建立特殊的单元来模拟。阻尼问题的解决则要依赖于合适的阻尼矩阵。而要考虑桩—土—结构的相互作用,目前的常用方法是集中质量法,即将地基离散为质量—弹簧—阻尼系统,并与上部结构系统联合作为一个整体,沿深度方向输入相应土层的地震加速度时程进行地震反应分析。解决这一问题的关键,是将桩—土系统离散,建立合适的桩—土计算模型。关于桥梁结构力学模型(包括桩—土计算模型)的建立,将在以后各章中结合具体桥型进行介绍。本章将主要介绍地震振动方程的建立,重点是各种影响因素的模拟分析。

地震振动方程是二阶常系数(线性)或变系数(非线性)的微分方程,右端项输入的地震加速度时程是不规则的、难以用确定的函数式表达的一组以 Δt 为时间间隔的数字记录。解这种方程的最有效方法是数值逐步积分法。逐步积分法把反应的时程划分为很多短的时段,建立每个时段的增量平衡方程,然后对每一个时段按照线性体系来计算其反应。这个线性体系的特性是时段开始时刻的特性,时段结束时的特性根据变形及应力状态修正。这样,非线性分析就近似为一系列依次变化的线性体系的分析。这就是时



程分析法。

此外,反应谱方法比较简单,而且它将时变动力问题转化为拟静力问题,易于为工程师所接受。因而,本章将反应谱方法作为一种地震反应的估算方法,用来进行多方向一致输入下的地震反应分析。

本章首先推导了多点激励下的增量动力平衡方程,然后分析各种非线性问题及其分析方法,建立三种非线性单元,并用 Clough 的分块阻尼理论形成阻尼矩阵以考虑阻尼的非均匀性,然后用逐步积分法求解增量动力平衡方程,最后简述了多方向一致输入下的反应谱分析方法。

4.2 多点激励下的增量动力平衡方程

根据达朗贝原理,一般多自由度体系在地震作用下的运动方程为:

$$[M]\{\ddot{\delta}\} + [C]\{\dot{\delta}\} + [K]\{\delta\} = \{0\} \quad (4.1)$$

其中, $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ 分别为质量、阻尼和刚度矩阵, $\{\ddot{\delta}\}$ 、 $\{\dot{\delta}\}$ 、 $\{\delta\}$ 分别为绝对加速度、速度和位移矢量。

在桥梁的地震反应分析中,一般采用集中质量矩阵,则桥梁在多点激励下的运动方程可写成以下分块矩阵的形式:

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & 0 \\ 0 & M_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\delta}_s \\ \ddot{\delta}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sg} \\ C_{gs} & C_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\delta}_s \\ \dot{\delta}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sg} \\ K_{gs} & K_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_s \\ \delta_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.2)$$

其中,下标 g 代表结构的支承处自由度(q 个);而下标 s 代表结构的非支承处自由度(N 个)。 $\{\ddot{\delta}_s\}$ 、 $\{\dot{\delta}_s\}$ 、 $\{\delta_s\}$ 分别是结构非支承处自由度的绝对加速度、速度、位移矢量; $[M_{ss}]$ 、 $[C_{ss}]$ 、 $[K_{ss}]$ 分别是相应的质量、阻尼、刚度矩阵; $\{\ddot{\delta}_g\}$ 、 $\{\dot{\delta}_g\}$ 、 $\{\delta_g\}$ 分别是结构支承处自由



度的绝对加速度、速度、位移矢量；而 $[M_{gg}]$ 、 $[C_{gg}]$ 、 $[K_{gg}]$ 分别为相应的质量、阻尼和刚度矩阵。

将式(4.2)写成增量的形式，则有：

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & 0 \\ 0 & M_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \ddot{\delta}_s \\ \Delta \ddot{\delta}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sg} \\ C_{gs} & C_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \dot{\delta}_s \\ \Delta \dot{\delta}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sg} \\ K_{gs} & K_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \delta_s \\ \Delta \delta_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.3)$$

其中， $\begin{Bmatrix} \Delta \ddot{\delta}_s \\ \Delta \ddot{\delta}_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \ddot{\delta}_s(t + \Delta t) \\ \ddot{\delta}_g(t + \Delta t) \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} \ddot{\delta}_s(t) \\ \ddot{\delta}_g(t) \end{Bmatrix}$ ， $\begin{Bmatrix} \Delta \dot{\delta}_s \\ \Delta \dot{\delta}_g \end{Bmatrix}$ ， $\begin{Bmatrix} \Delta \delta_s \\ \Delta \delta_g \end{Bmatrix}$ 依此类推。

假定结构的位移增量可分离成动力位移增量和拟静力位移增量，即：

$$\begin{Bmatrix} \Delta \delta_s \\ \Delta \delta_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta \delta_{us} \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \Delta \delta_{ps} \\ \Delta \delta_g \end{Bmatrix} \quad (4.4)$$

其中， $\{\Delta \delta_{us}\}$ 、 $\{\Delta \delta_{ps}\}$ 分别是非支承处自由度的动力、拟静力位移增量矢量，而 $\{\Delta \delta_g\}$ 为支承处自由度的地震位移增量。

将式(4.4)代入式(4.3)，可得：

$$[M_{ss}](\{\Delta \ddot{\delta}_{us}\} + \{\Delta \ddot{\delta}_{ps}\}) + [C_{ss}](\{\Delta \dot{\delta}_{us}\} + \{\Delta \dot{\delta}_{ps}\}) + [C_{sg}]\{\Delta \dot{\delta}_g\} + [K_{ss}](\{\Delta \delta_{us}\} + \{\Delta \delta_{ps}\}) + [K_{sg}]\{\Delta \delta_g\} = \{0\} \quad (4.5)$$

由静力平衡条件，有：

$$[K_{ss}]\{\Delta \delta_{ps}\} + [K_{sg}]\{\Delta \delta_g\} = \{0\} \quad (4.6)$$

代入式(4.5)，有

$$[M_{ss}]\{\Delta \ddot{\delta}_{us}\} + [C_{ss}]\{\Delta \dot{\delta}_{us}\} + [K_{ss}]\{\Delta \delta_{us}\} = \{\Delta P(t)\} \quad (4.7)$$

其中，

$$\{\Delta P(t)\} = -[M_{ss}]\{\Delta \ddot{\delta}_{ps}\} - ([C_{ss}]\{\Delta \dot{\delta}_{ps}\} + [C_{sg}]\{\Delta \dot{\delta}_g\}) \quad (4.8)$$

忽略上式右侧第二项阻尼项^[12]，并将式(4.6)代入上式，可得：



$$\{\Delta P(t)\} = -[M_{ss}](-[K_{ss}]^{-1}[K_{sg}])\{\Delta \delta_g\} = -[M_{ss}][R]\{\Delta \delta_g\} \quad (4.9)$$

上式中 $[R] = -[K_{ss}]^{-1}[K_{sg}]$, 为拟静力函数矩阵, 其每一列表示某一单位支承位移所引起的非支承自由度的位移, 称为拟静力函数。

在程序中, 矩阵求逆比较困难。因此, 可以通过解方程(式 4.6)的方法直接求解 $\{\Delta \delta_{ps}\}$ 和 $\{\Delta \delta_g\}$, 从而可以不用求拟静力函数矩阵 $[R]$ 。

在式(4.3)中, 用切线刚度代替了割线刚度(割线刚度要等到这一步末的位移求出后才能确定), 因而有一定的近似性。因此, 在每一个步长计算结束时, 都会产生一个不平衡力, 其大小取决于步长的大小和系统的非线性程度。这一不平衡力可用下式计算:

$$\begin{aligned} \{P(t + \Delta t)\} &= \{P(t + \Delta t)\} - [M_{ss}]\{\delta_{ss}(t + \Delta t)\} - [C_{ss}] \\ &\quad \{\delta_{ss}(t + \Delta t)\} - \{F^e(t + \Delta t)\} \end{aligned} \quad (4.10)$$

式中, $\{P(t + \Delta t)\}$ 代表步长结束时的不平衡力向量;

$\{P(t + \Delta t)\}$ 代表地震引起的外荷载向量;

$\{F^e(t + \Delta t)\}$ 代表恢复力向量。

在每一步长的计算中, 要进行迭代, 直到不平衡力收敛到容许值。

此外, 在数值计算中, 为了避免误差的积累, 在计算增量位移时, 还需将前一步中已满足收敛条件的不平衡力加到增量荷载项中, 这样, 增量运动方程就变成:

$$[M_{ss}]\{\Delta \delta_{ss}\} + [C_{ss}]\{\Delta \delta_{ss}\} + [K_{ss}]\{\Delta \delta_{ss}\} = \{\Delta P(t)\} + \{P^e(t)\} \quad (4.11)$$



4.3 各种非线性问题及其分析方法

在地震反应分析中,各种非线性因素是通过恢复力反映的,从有限元的观点来看,考虑各种非线性影响的方法是根据地震反应适时地修改刚度矩阵。

桥梁结构的非线性因素主要有几何非线性、墩柱的弹塑性,以及支承连接条件的非线性。在第1章中已经提到,即使是大跨度桥梁,地震引起的结构位移并不大。因此,可以将几何非线性对桥梁结构地震反应的影响作线性化考虑,即在非线性静力分析的基础上,建立几何刚度矩阵,并在恒载作用状态下建立动力平衡方程进行地震反应分析。而墩柱的弹塑性以及支承连接的非线性则需要建立特殊单元进行模拟。其中,墩柱主要考虑常用的钢筋混凝土墩柱。

下面介绍三种非线性单元,即钢筋混凝土弹塑性梁柱单元,非线性支座单元和挡块单元。其中,弹塑性梁柱单元用来模拟墩柱的弹塑性性能,支座单元和挡块单元分别模拟各种支座(包括减、隔震支座)和挡块的非线性作用。

4.3.1 钢筋混凝土弹塑性梁柱单元

(1) 基本假定

在强震作用下,允许钢筋混凝土墩柱发生一定的塑性变形,其前提是墩柱经过仔细的细部设计,具有足够的延性。而钢筋混凝土的剪切塑性变形通常导致脆性破坏,因而必须通过设计避免。

由于钢筋混凝土是一种高度不均匀的混合材料,因而钢筋混凝土墩柱的整体塑性性能应用广义力及其对应的广义位移来表示。在梁柱单元(见图4.2)的任一截面,有六个广义力,即轴力



P , 剪力 Q_y 、 Q_z 扭矩 T , 和弯矩 M_y 、 M_z 。其中, P 、 M_y 、 M_z 产生轴向正应力, 而 Q_y 、 Q_z 、 T 产生横向剪应力。在建立钢筋混凝土弹塑性梁柱单元时, 采用以下基本假定:

- 钢筋混凝土梁柱单元具有通常理想弹塑性单元的弯矩—曲率关系;
- 剪切强度 Q_{yu} 、 Q_{zu} 和扭转强度 T_u 足够大, 因而不会发生脆性破坏;
- 屈服轴力 P_u , 弯矩 M_{yu} 和 M_{zu} 根据屈服条件下的截面正应力分布来确定, 而与 Q_y 、 Q_z 和 T 所产生的剪切应力无关;
- P_u 、 M_{yu} 和 M_{zu} 之间的相互作用可用 P_u 、 M_{yu} 、 M_{zu} 构成的三维标准屈服面表示;
- 塑性变形仅发生在单元的两端处, 不考虑塑性区长度, 单元节点间保持弹性。

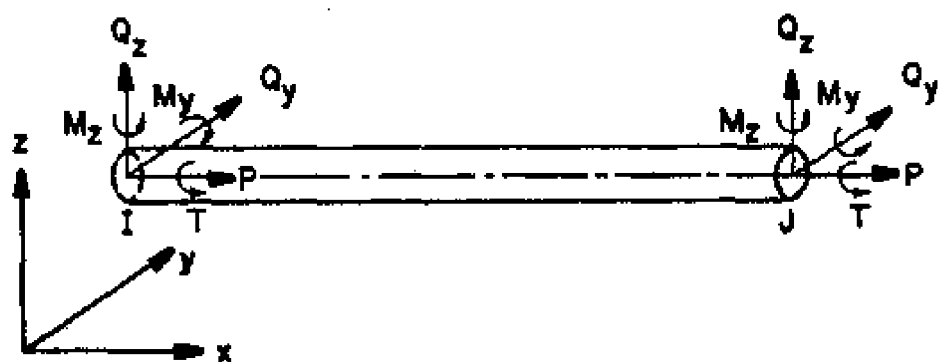


图 4.2 梁柱单元的局部坐标系

(2) 钢筋混凝土梁柱单元的梁端屈服面

屈服强度 P_u 、 M_{yu} 和 M_{zu} 之间相互作用的屈服面, 采用 Bresler 建议的形式。Bresler 建议的恒定轴力作用下的相互作用曲线已被许多学者引用, 并被许多国家的规范采纳。



若 P_u 为定值, 则双轴弯矩的相互作用曲线近似有下述关系:

$$\left| \frac{M_{yu}}{M_{yp}} \right|^a + \left| \frac{M_{zu}}{M_{zp}} \right|^b = 1 \quad (4.12)$$

式中, a 、 b 是取决于截面形状的常数, M_{yp} 和 M_{zp} 分别为令 $M_{zu} = 0$ 和 $M_{yu} = 0$ 时相应于 P_u 绕 y 轴和绕 z 轴的屈服弯矩, M_{yp} 和 M_{zp} 可以近似用三次多项式来表达:

$$\left| \frac{M_{yp}}{M_{yo}} \right| = 1.0 + a_1 \left(\frac{P_u}{P_o} \right) + a_2 \left(\frac{P_u}{P_o} \right)^2 + a_3 \left(\frac{P_u}{P_o} \right)^3 \quad -P_o < P_u < P_t \quad (4.13)$$

$$\left| \frac{M_{zp}}{M_{zo}} \right| = 1.0 + b_1 \left(\frac{P_u}{P_o} \right) + b_2 \left(\frac{P_u}{P_o} \right)^2 + b_3 \left(\frac{P_u}{P_o} \right)^3 \quad -P_o < P_u < P_t \quad (4.14)$$

式中, P_t 为单轴屈服拉力, P_o 为单轴屈服压力, M_{yo} 是绕 y 轴的纯弯屈服弯矩, M_{zo} 是绕 z 轴的纯弯屈服弯矩, a_1 、 a_2 、 a_3 、 b_1 、 b_2 和 b_3 是常数。结合上述两式, 屈服面可以标准化为:

$$f(\bar{P}_u, \tilde{M}_{yu}, \tilde{M}_{zu}) = \left| \frac{\tilde{M}_{yu}}{1 + a_1 \bar{P}_u + a_2 \bar{P}_u^2 + a_3 \bar{P}_u^3} \right|^a + \left| \frac{\tilde{M}_{zu}}{1 + b_1 \bar{P}_u + b_2 \bar{P}_u^2 + b_3 \bar{P}_u^3} \right|^a = 1 \quad (4.15)$$

式中, $\bar{P}_u = P_u / P_o$, $\tilde{M}_{yu} = M_{yu} / M_{yo}$, $\tilde{M}_{zu} = M_{zu} / M_{zo}$ 。

对于椭圆形、矩形截面通常取 $a = b = 2$, 对于窄长截面可取 $a = b = 1$, P_o 、 M_{yo} 、 M_{zo} 、 a_1 、 a_2 、 a_3 、 b_1 、 b_2 和 b_3 这些参数可以通过求出两个主轴的轴力—弯矩相互作用图的几个控制点并利用线性拟合而获得。

图 4.3 为一典型钢筋混凝土墩柱截面的屈服面。

根据屈服面的定义, 当 $f(\bar{P}_u, \tilde{M}_{yu}, \tilde{M}_{zu}) < 1$ 时, 截面处在弹性状态; 当时 $f(\bar{P}_u, \tilde{M}_{yu}, \tilde{M}_{zu}) = 1$, 截面正好屈服; 当 $f(\bar{P}_u, \tilde{M}_{yu}, \tilde{M}_{zu}) > 1$ 时, 截面已进入塑性工作状态。

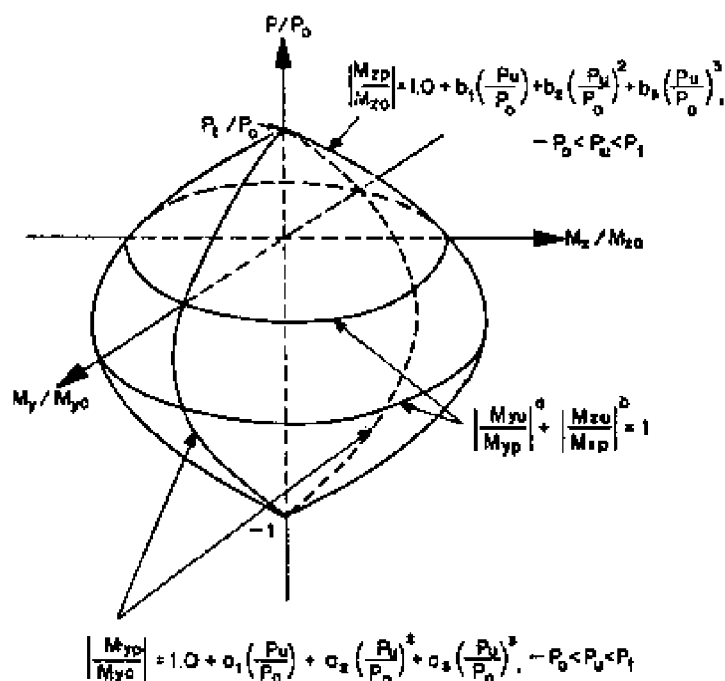


图 4.3 典型钢筋混凝土墩柱截面的屈服面

(3) 解弹塑性问题的增量—切线刚度法

对于一端或两端屈服的弹塑性弯曲梁柱单元来说,单元力增量 dS 与单元节点位移增量 dr 的关系可以近似表达为:

$$dS = K_i^{EP} dr \quad (4.16)$$

式中:

$$dS = \begin{Bmatrix} dS_i \\ dS_j \end{Bmatrix}, dr = \begin{Bmatrix} dr_i \\ dr_j \end{Bmatrix} \quad (4.17)$$

$dS_k, dr_k (k = i, j)$ 是相应于节点 k 的单元力增量和节点位移增量的矢量, K_i^{EP} 为弹塑性切线刚度矩阵。

假设单元变形增量能分解为弹性分量和塑性分量,则单元节点位移增量 dr 可表达为:

$$dr = dr^E + dr^P \quad (4.18)$$



式中:
$$dr^E = \begin{Bmatrix} dr_i^E \\ dr_j^E \end{Bmatrix}, dr^P = \begin{Bmatrix} dr_i^P \\ dr_j^P \end{Bmatrix} \quad (4.19)$$

$dr_k^E (k=i, j)$ 为节点 k 弹性位移增量矢量, $dr_k^P (k=i, j)$ 表示由节点 k 的集中塑性变形引起的塑性位移增量矢量, 单元力由单元弹性节点位移确定, 即

$$S = K^E r^E \quad (4.20)$$

则
$$dS = K^E dr^E \quad (4.21)$$

根据弹塑性固体的流动法则, 对于一个特定截面 k , 塑性变形增量 dr_k^P , 由下式确定:

$$dr_k^P = \left[\frac{\partial f}{\partial S_k} \right] d\lambda_k \quad (4.22)$$

式中, $d\lambda_k$ 是正比例常数, 可以根据下述屈服条件确定, 即:

$$f(S_k) = 1, \quad df = \left[\frac{\partial f}{\partial S_k} \right]^T dS_k = 0 \quad (4.23)$$

式中, T 表示转置。如果截面不发生屈服, 只要令 $\partial f / \partial S_k = 0$, 方程(4.22)仍然有效。

令 $k=i, j$, 则流动法则可写成:

$$dr^P = \begin{Bmatrix} dr_i^P \\ dr_j^P \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial f}{\partial S_i} & 0 \\ 0 & \frac{\partial f}{\partial S_j} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\lambda_i \\ d\lambda_j \end{Bmatrix} = \left[\frac{\partial f}{\partial S} \right] d\lambda \quad (4.24)$$

相应的屈服条件写成:

$$f = \begin{Bmatrix} f(S_i) \\ f(S_j) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (4.25)$$

$$df = \begin{bmatrix} \frac{\partial f}{\partial S_i} & 0 \\ 0 & \frac{\partial f}{\partial S_j} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dS_i \\ dS_j \end{Bmatrix} = \left[\frac{\partial f}{\partial S} \right]^T dS = 0 \quad (4.26)$$



根据式(4.18)和(4.21)有

$$dS = K^E(dr - dr^P) \quad (4.27)$$

上式两边左乘 $\left[\frac{\partial f}{\partial S}\right]^T$, 并利用式(4.26), 可得:

$$\left[\frac{\partial f}{\partial S}\right]^T dS = \left[\frac{\partial f}{\partial S}\right]^T K^E(dr - dr^P) = 0 \quad (4.28)$$

将式(4.24)代入上式, 可得:

$$\left[\frac{\partial f}{\partial S}\right]^T K^E \left[\frac{\partial f}{\partial S}\right] d\lambda = \left[\frac{\partial f}{\partial S}\right]^T K^E dr \quad (4.29)$$

由上式得:

$$d\lambda = \left\{ \left[\frac{\partial f}{\partial S}\right]^T K^E \left[\frac{\partial f}{\partial S}\right] \right\}^{-1} \left[\frac{\partial f}{\partial S}\right]^T K^E dr \quad (4.30)$$

将上式代入式(4.24)可得:

$$dr^P = \left[\frac{\partial f}{\partial S}\right] \left\{ \left[\frac{\partial f}{\partial S}\right]^T K^E \left[\frac{\partial f}{\partial S}\right] \right\}^{-1} \left[\frac{\partial f}{\partial S}\right]^T K^E dr \quad (4.31)$$

将上式代入式(4.27)可得:

$$dS = (K^E - K_t^P) dr = K_t^{EP} dr \quad (4.32)$$

式中

$$K_t^P = K^E \left[\frac{\partial f}{\partial S}\right] \left\{ \left[\frac{\partial f}{\partial S}\right]^T K^E \left[\frac{\partial f}{\partial S}\right] \right\}^{-1} \left[\frac{\partial f}{\partial S}\right]^T K^E \quad (4.33)$$

矩阵 K_t^P 的物理意义表示屈服导致的单元弹性刚度的损失, 弹塑性切线刚度矩阵 K_t^{EP} 表示折减了的弹性刚度矩阵。

利用式(4.15)定义的屈服函数, 并令 $a = b = 2$, 则 $\frac{\partial f}{\partial S_k}$ ($k = i, j$), 可表示为:



$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial f}{\partial P_u} \\ \frac{\partial f}{\partial Q_{yu}} \\ \frac{\partial f}{\partial Q_{zu}} \\ \frac{\partial f}{\partial T_u} \\ \frac{\partial f}{\partial M_{yu}} \\ \frac{\partial f}{\partial M_{zu}} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -2 \frac{AP_u^2}{AP_u^3} - 2 \frac{BP_u^2}{BP_u^3} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 2 \times \frac{\tilde{M}_{yu}}{(1 + a_1 \bar{P}_u + a_2 \tilde{P}_u^2 + a_3 \tilde{P}_u^3)^2 M_{yo}} \\ 2 \times \frac{\tilde{M}_{zu}}{(1 + b_1 \bar{P}_u + b_2 \tilde{P}_u^2 + b_3 \tilde{P}_u^3)^2 M_{zo}} \end{Bmatrix} \quad (4.34)$$

$$AP_u^2 = \tilde{M}_{yu}^2 (a_1 + 2a_2 \bar{P}_u + 3a_3 \tilde{P}_u^2)$$

$$\text{上式中: } AP_u^3 = (1 + a_1 \bar{P}_u + a_2 \tilde{P}_u^2 + a_3 \tilde{P}_u^3)^3 P_o$$

$$BP_u^2 = \tilde{M}_{zu}^2 (b_1 + 2b_2 \bar{P}_u + 3b_3 \tilde{P}_u^2)$$

$$BP_u^3 = (1 + b_1 \bar{P}_u + b_2 \tilde{P}_u^2 + b_3 \tilde{P}_u^3)^3 P_o$$

根据式(4.32)、(4.33),即可对已屈服单元的刚度矩阵进行修正。理论上说,确定了屈服面上的单元力的屈服点,弹塑性切线刚度矩阵 K_t^{EP} 就可求出。然而,在用逐步积分法进行非线性地震反应分析时,屈服点的确定实际上并不容易。在 t 时刻结构也许还处在弹性工作状态,而到 $t + \Delta t$ 时刻,结构也许已进入塑性工作状态了。为了正确地确定屈服点,通常是在每一步长间隔内采用反复迭代来解决,这样会花费大量机时。为了避免反复迭代,可采用与 Chien 和 Powell 提出的方法类似的一种近似方法。

如图 4.4 所示,假设梁单元在 t 时刻为弹性(A 点),对应于时间增量 Δt 的单元节点位移增量矢量为 Δr_t , 新的单元力矢量

$$\bar{S}_{t+\Delta t} = S_t + \Delta S_t^E = S_t + K^E \Delta r_t \quad (4.35)$$



并且 $f(\bar{S}_{t+\Delta t}) > 1$

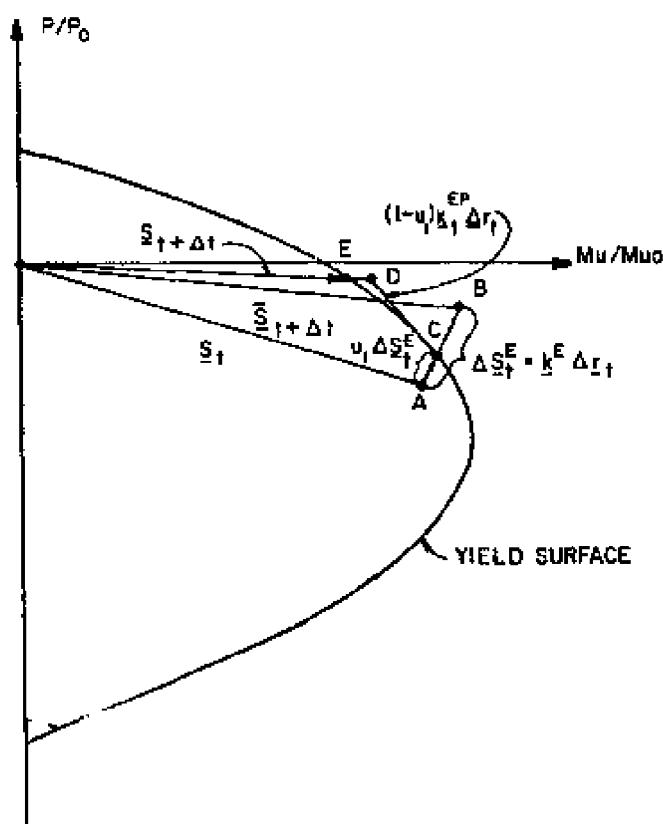


图 4.4 屈服点的确定

引入比例乘子 $\mu_1, 0 \leq \mu_1 \leq 1$, 使得 $f(S_t + \mu_1 \Delta S_t^E) = 1$, 则可以定出屈服点 C , 进一步可求出与其对应的弹塑性切线刚度矩阵 K_t^{EP} , 然后可由下式求出:

$$\bar{S}_{t+\Delta t} = S_t + \mu_1 \Delta S_t^E + (1 - \mu_1) K_t^{EP} \Delta r \quad (4.36)$$

由于屈服面是外凸的, 一般 D 点也在屈服面的外侧, 引入第二个比例乘子 $\mu_2, 0 \leq \mu_2 \leq 1$, 使得 $f(\mu_2 \bar{S}_{t+\Delta t}) = 1$, 最后的单元力矢量(E 点)可以求得:

$$S_{t+\Delta t} = \mu_2 \bar{S}_{t+\Delta t} \quad (4.37)$$

根据 E 点力矢量 $S_{t+\Delta t}$, 可求出切线刚度矩阵作为下个时间间



隔的单元刚度矩阵。

4.3.2 非线性支座单元

桥梁支座是连接桥梁上部结构和下部结构的重要构件,它负责将桥梁上部结构的反力和变形(位移和转角)可靠地传递给下部结构。可是在地震中,支座历来被认为是桥梁整体抗震性能上的一个薄弱环节,而它的破坏又会直接影响到梁体和桥墩的安全性。另一方面,桥梁的减、隔震设计也往往是通过设置具有减震耗能性能的支座来实现的。因此,在地震反应分析中,正确模拟支座的作用是非常重要的。

桥梁支座的种类很多,目前工程中广泛应用的主要有普通板式橡胶支座、滑板式橡胶支座、盆式橡胶支座和球型支座。减震支座主要有铅芯橡胶支座和袁万城博士开发的新型减震支座。实际上,各种支座的约束性质是很复杂的,很难进行准确的模拟。下面介绍一种利用现有试验资料发展的,简单、实用、且通用性好的空间支座单元。

(1) 空间支座单元

在直角坐标系中,作用于支座上的反力和变形可分别用6个力($F_x, F_y, F_z, M_x, M_y, M_z$)和6个对应变位($d_x, d_y, d_z, \theta_x, \theta_y, \theta_z$)来表示。因此,支座的作用可以用如图4.5所示的空间支座单元来模拟。其中, I 节点在梁底,而 J 节点在墩顶,单元的长度即为支座的高度。每个节点有6个自由度。

在局部坐标系中,单元位移向量为: $\{\delta\} = \begin{Bmatrix} \delta_I \\ \delta_J \end{Bmatrix}$,

单元力向量为: $\{F\} = \begin{Bmatrix} F_I \\ F_J \end{Bmatrix}$;

其中, $\{\delta_k\} = [d_{xk} \ d_{yk} \ d_{zk} \ \theta_{xk} \ \theta_{yk} \ \theta_{zk}]^T, k = I, J$,

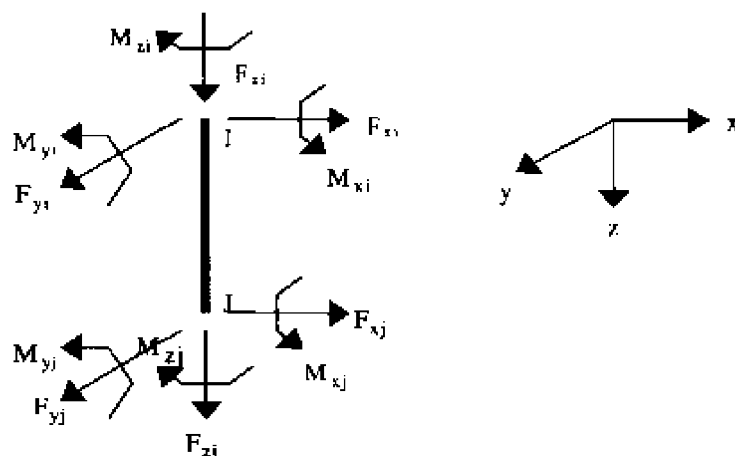


图 4.5 支座单元的局部坐标系

$$\{F_k\} = [F_{zk} \ F_{yk} \ F_{xk} \ M_{zk} \ M_{yk} \ M_{xk}]^T, k = I, J;$$

对于时间步长 Δt , 单元力增量 $\{\Delta F\}$ 与位移增量 $\{\Delta \delta\}$ 的关系可近似写为:

$$\{\Delta F\} = [K_T^{BE}] \{\Delta \delta\}$$

其中, $[K_T^{BE}]$ 为支座单元的切线刚度矩阵。

支座单元两端的恢复力增量取决于单元两节点间的相对位移, 即:

$$\{\Delta F_I\} = -\{\Delta F_J\} = [K_T] \{\Delta R\delta\}$$

其中, $\{\Delta R\delta\}$ 为支座单元两节点间的相对位移增量, 为

$$\{\Delta R\delta\} = \{\Delta \delta_I\} - \{\Delta \delta_J\}$$

$[K_T]$ 为支座在 6 个自由度方向的刚度, 即

$$[K_T] = \begin{bmatrix} K_x & & & & & \\ & K_y & & & & \\ & & K_z & & & \\ & & & K_{xx} & & \\ & 0 & & & K_{yy} & \\ & & & & & K_{zz} \end{bmatrix}$$



K_x 、 K_y 、 K_z 分别为支座沿 x 、 y 、 z 方向的平动刚度,而 K_{xx} 、 K_{yy} 、 K_{zz} 分别为支座绕 x 、 y 、 z 方向的转动刚度,根据支座各个方向的约束条件及恢复力模型取值。

由此可得,支座单元的切线刚度矩阵为:

$$[K_T^{BE}] = \begin{bmatrix} K_T & -K_T \\ -K_T & K_T \end{bmatrix}$$

(2) 各种支座的恢复力模型

在地震作用下,支座的水平刚度对桥梁主体结构的地震反应影响较大。因而在地震反应分析中,支座在竖向和三个转动方向的刚度可根据其在各个方向的可活动性,粗略地取 0 或主从,以简化分析;而支座在水平方向的刚度,对于不能移动的自由度,可取主从,对于可移动的自由度,应根据支座的特点选取合适的恢复力模型加以确定。

(a) 板式橡胶支座

很多板式橡胶支座的试验结果表明,板式橡胶支座的滞回曲线呈狭长形,可以近似作线性处理。它的剪切刚度尽管随着最大剪应变的变化和频率的变化而变化,但对于特定频率和最大的剪切角而言,可以近似看作常数。因此,本书将板式橡胶支座的恢复力模型取为直线型,近似按最大的剪切应变和频率来确定支座的刚度,即:

$$F(x) = K \cdot x$$

其中, x 为上部结构与墩顶的相对位移, K 为支座的等效剪切刚度,由下式计算:

$$K = \frac{GA}{\sum t}$$

其中, G 为支座的动剪切模量,试验报告^[10]根据国内四个橡胶制品厂的抽样试验结果,建议在橡胶片容许设计剪切角正切值为 1



时,橡胶支座快速剪切模量 $G_{\text{动}} = 0.8 \sim 1.0 \text{MPa}$,其值应根据厂家提供的 $G_{\text{动}}$ 具体确定; A 为支座的剪切面积; $\sum t$ 为橡胶片的总厚度。

(b) 聚四氟乙烯滑板橡胶支座,活动盆式支座,活动球型支座

聚四氟乙烯滑板橡胶支座的试验表明,其动力滞回曲线类似于理想弹塑性材料的应力—应变关系。因此,本书采用如图 4.6 所示的恢复力模型。图中, F_{max} 为临界摩擦力, x 为上部结构与墩顶的相对位移, x_y 为临界位移。根据弹性恢复力最大值与临界滑动摩擦力相等的条件,可得:

$$K \cdot x_y = F_{\text{max}} = f \cdot N$$

上式中: f 为滑动摩擦系数,应根据支座所受压应力和滑动位移幅值来确定; N 为支座所承担的上部结构恒载反力。由此可求得临界位移值为:

$$x_y = \frac{f \cdot N}{K}$$

在聚四氟乙烯滑板橡胶支座中,弹性位移 x_y 是由橡胶的剪切变形完成的。因此, K 为橡胶支座的水平剪切刚度, $K = \frac{G \cdot A}{\sum t}$,但由于滑板式橡胶支座的橡胶剪切变形较普通橡胶支座小,因而 G 应取较大值,如为普通橡胶支座的 2 倍。

对于活动盆式支座和活动球型支座,由于它们的相对位移几乎完全是由聚四氟乙烯滑板和不锈钢板的相对滑动完成的,因此,它们同样可以采用如图 4.6 所示的恢复力模型,只是临界位移 x_y 很小。

(c) 铅芯橡胶支座和弧形钢板减震橡胶支座

大量动力性能试验表明,铅芯橡胶支座和弧形钢板减震橡胶支座的滞回曲线都呈双线性。因此,这两种支座均可采用如图 4.7

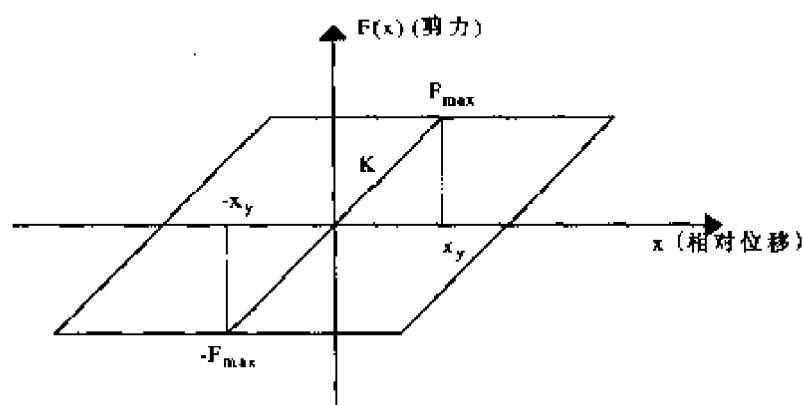


图 4.6 滑板支座的恢复力模型

所示的双线性恢复力模型进行地震反应分析。图中, K 为弹性阶段刚度, x_y 为屈服位移, K_p 为塑性阶段刚度, X_0 为速度改变符号的点, $Q_y = K \cdot x_y$ 为屈服剪切力。

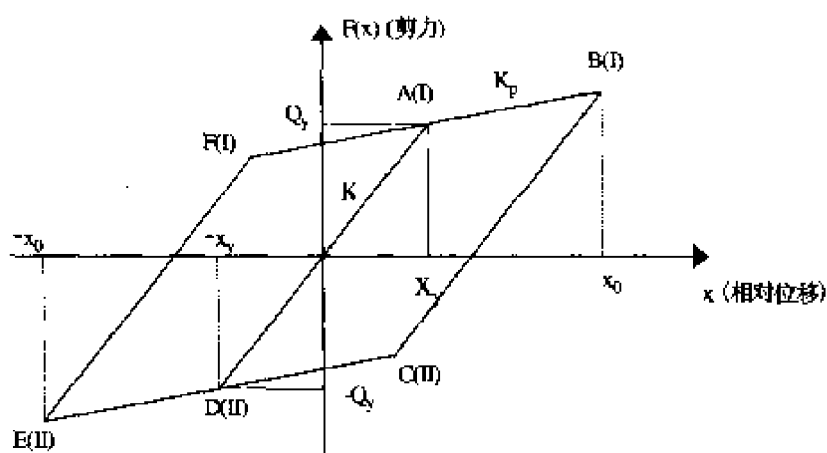


图 4.7 双线性恢复力模型

(3) 非线性恢复力的计算方法

如前所述,聚四氟乙烯滑动支座在水平方向采用理想弹塑性的恢复力模型,而橡胶减震支座则采用双线性恢复力模型,前者是后者的特例(塑性阶段刚度为 0)。因此,仅需考虑双线性恢复力模型的恢复力计算方法即可。



双线性恢复力模型的恢复力函数 $F(x)$, 可按不同的阶段表达(参见图 4.7):

(a) 从弹性阶段转为正塑性阶段;

$$F(x) = K_p \cdot x + nK \cdot x_y, \quad nK = K - K_p$$

(b) 从弹性阶段转为负塑性阶段;

$$F(x) = K_p \cdot x - nK \cdot x_y$$

(c) 从正塑性阶段转为弹性阶段;

$$F(x) = K \cdot x - nK \cdot (x_0 - x_y)$$

(d) 从负塑性阶段转为弹性阶段;

$$F(x) = K \cdot x - nK \cdot (x_0 + x_y)$$

因此, 为了求出恢复力和刚度, 必须要判断转折临界点属于以上哪种情况。

显然, 在 t_i 时刻, 相对位移 x_i 不是处在弹性阶段, 就是处在塑性阶段。

若 x_i 处在弹性阶段, 则 $t_i + \Delta t$ 时刻的相对位移 x_{i+1} 有两个发展方向, 它可以向上通过临界点 I (如图 4.7 中 F, A, B 点) 进入正塑性阶段; 它也可以向下通过临界点 II (如图 4.7 中 E, D, C 点) 进入负塑性阶段。可按以下条件判断:

(a) $x_{i+1} > x_I$, 则从弹性阶段通过临界点 I 进入正塑性阶段;

(b) $x_{i+1} < x_{II}$, 则从弹性阶段通过临界点 II 进入负塑性阶段;

(c) $x_{II} \leq x_{i+1} \leq x_I$, 仍处于弹性阶段。

若 x_i 处在塑性阶段, 则可以根据 $t_i + \Delta t$ 时刻相对位移增量 Δx 的正负来判断其所处的工作状态。

(a) x_i 处于正塑性阶段, 如 $\Delta x < 0$, 则从正塑性阶段转向弹性阶段, 此时 $x_I = x_i$, $x_{II} = x_i - 2x_y$;

(b) x_i 处于负塑性阶段, $\Delta x > 0$, 则从负塑性阶段转向弹性阶



段,此时; $x_{II} = x_i$, $x_I = x_i + 2x_y$;

(c) 除(a)、(b)以外,均处于塑性阶段。

根据上述理论发展的支座单元简单、实用,输入适当参数,就可以模拟上述各种支座的特性。显然,该支座单元具有通用性,适用于具有上述恢复力特性的其他类型支座,甚至类似的其他构件。

4.3.3 非线性挡块单元

在桥梁工程中,为了防止落梁的震害,或保证支座的抗震安全性,通常采用设置挡块的抗震措施。目前,国内外学者对挡块的抗震性能研究得并不多,我国的桥梁工程抗震规范也仅把挡块作为一种构造措施。而实际上,在有些结构中,挡块的作用对主体结构的地震反应有较大的影响。因而,在地震反应分析中,分析挡块的作用,以及挡块本身的受力就非常有必要了。

目前,工程中常用的是钢筋混凝土挡块,其高度相对于平面尺寸一般较小,挡块破坏将会是脆性的剪切破坏。范立础、胡世德教授设计了钉型、碗型两种新型橡胶减震挡块,其压缩滞回性能试验表明,橡胶减震挡块的滞回曲线较为狭长,可以作分段线性简化。因此,可以采用如图 4.8 所示的分段线性恢复力模型来模拟钢筋混凝土和橡胶挡块的特性。

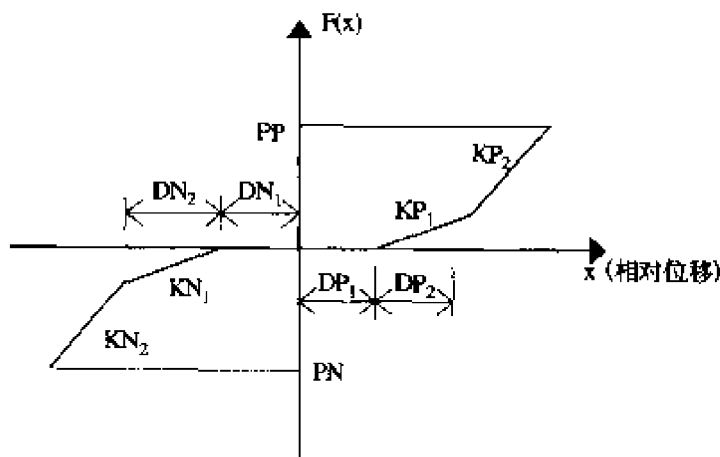


图 4.8 挡块的恢复力模型

图 4.8 中, DP_1 、 DN_1 分别是主梁两侧挡块的间隙, KP_1 、 KP_2 、



KN_1 、 KN_2 分别是两侧挡块在不同阶段的弹性刚度, DP_2 、 DN_2 分别是两侧挡块对应于 KP_1 、 KN_1 的变形范围, PP 、 PN 分别为两侧挡块的失效力。

文献[11]通过压缩滞回性能试验, 建议橡胶挡块的刚度取值为:

“钉型”挡块: $D(\text{位移}) \leq 16\text{mm}$ 时, $K(\text{刚度}) = 3.5\text{kN/mm}$,

$16\text{mm} < D < 20\text{mm}$ 时, $K = 38.0\text{kN/mm}$;

“碗型”挡块: $D \leq 15\text{mm}$ 时, $K = 7.0\text{kN/mm}$,

$15\text{mm} < D < 20\text{mm}$ 时, $K = 21.0\text{kN/mm}$

对于橡胶挡块, 在抗震设计中, 应尽量在其力学性能明确的范围内使用。由于橡胶挡块通常与钢筋混凝土挡块配套使用, 因而通过钢筋混凝土挡块强度的合理设计, 可以控制橡胶挡块的失效与否。

挡块的非线性特性可以用图 4.9 所示的单元模拟, 其中 I 、 J , 节点分别与梁、墩主从, 每个节点 3 个自由度。

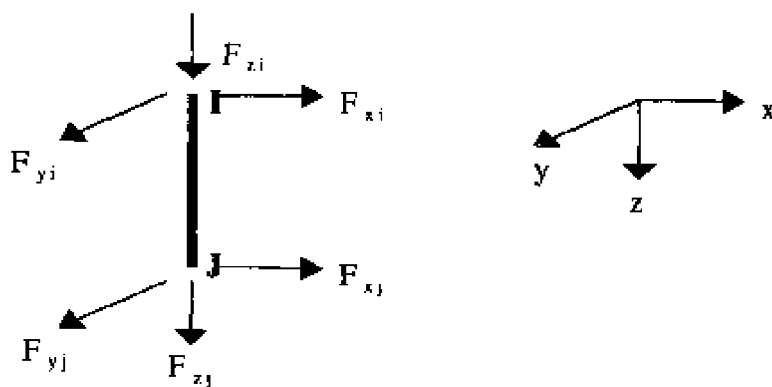


图 4.9 挡块单元的局部坐标系

在局部坐标系中, 挡块单元位移向量为:

$$\{\delta\} = [\delta_I \quad \delta_J]^T = [\delta_{xi} \quad \delta_{yi} \quad \delta_{zi} \quad \delta_{xj} \quad \delta_{yj} \quad \delta_{zj}]^T$$

挡块单元力向量为:



$$\{F\} = [F_I \quad F_J]^T = [F_{xi} \quad F_{yi} \quad F_{zi} \quad F_{xj} \quad F_{yj} \quad F_{zj}]^T$$

对于步长 Δt , 单元力增量 $\{\Delta F\}$ 与位移增量 $\{\Delta \delta\}$ 的关系可写为:

$$\{\Delta F\} = [K_T^{SE}] \{\Delta \delta\}$$

其中, $[K_T^{SE}]$ 为挡块单元的切线刚度矩阵。

挡块单元的切线刚度矩阵取决于所选定的挡块作用方向, 假定 y 方向为挡块的作用方向, 则切线刚度矩阵为:

$$[K_T^{SE}] = \begin{bmatrix} K_T & -K_T \\ -K_T & K_T \end{bmatrix}$$

其中, $[K_T] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & K & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$, K 根据恢复力模型确定。

根据以上理论发展的挡块单元也很简单、实用, 并具有通用性, 可适用于有类似恢复力特性的其他类型限位装置或其他构件。

4.4 非比例阻尼矩阵的形成

阻尼是影响结构地震反应的重要因素。对于一般桥梁结构的地震反应分析, 可以假定阻尼矩阵具有正交性, 以阻尼比的形式计入阻尼。而对于明显非均质结构, 结构的不同部分往往有着不同的阻尼机理, 则阻尼矩阵的正交性假定不再适用, 需要建立非比例阻尼矩阵。此时, 确定阻尼矩阵的最有效方法就是先形成几个比例阻尼矩阵, 然后再由几个比例阻尼矩阵迭加形成非比例阻尼矩阵。这就是 Clough 非比例阻尼理论的主要思想。

采用粘滞阻尼理论, 要使阻尼矩阵 C 满足正交性, 最简单的方法是假设:

$$C = a_0 M \quad \text{或} \quad C = a_1 K$$



其中, a_0, a_1 为比例常数。

$$\text{则有: } \xi_n = \frac{a_0}{2\omega_n} \quad \text{或} \quad \xi_n = \frac{a_1\omega_n}{2}$$

可见,当阻尼矩阵正比于质量矩阵时,阻尼比与频率成反比,因此结构的低阶阻尼很大,而高阶阻尼很小;当阻尼矩阵正比于刚度矩阵时,阻尼比与频率成正比,因此结构的低阶阻尼很小,而高阶阻尼很大。而在地震反应中,多自由度体系的所有振型都同时参与作用,而且起重要作用的一些振型频率往往相差较大,不恰当的阻尼比将会使各个振型的相对幅值严重失真。

如果采用瑞利阻尼假设,结果就会大大改善,即:

$$C = a_0 M + a_1 K \quad (4.38)$$

则有:

$$\xi_n = \frac{a_0}{2\omega_n} + \frac{a_1\omega_n}{2} \quad (4.39)$$

三种假设的阻尼比和频率的关系可由图 4.10 表示。

当 $\xi_n, \xi_m, \omega_n, \omega_m$ 已知时,代入式(4.39)可得:

$$\begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = 2 \frac{\omega_n \omega_m}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \begin{bmatrix} \omega_n & -\omega_m \\ -1 & 1 \\ \omega_n & \omega_m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{Bmatrix} \quad (4.40)$$

一般情况下,可以认为控制频率的阻尼比相等,即 $\xi_m = \xi_n = \xi$,代入(4.40),有:

$$\begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \frac{2\xi}{\omega_n + \omega_m} \begin{bmatrix} \omega_n + \omega_m \\ 1 \end{bmatrix} \quad (4.41)$$

由式(4.41)及式(4.38)可求得比例阻尼的阻尼矩阵。式(4.41)中 ω_n ,一般取基频频率, ω_m 则可取后几阶对结构振动贡献大的模态的频率。

根据 Clough 的非比例阻尼理论,假设一结构由 n 种不同类型

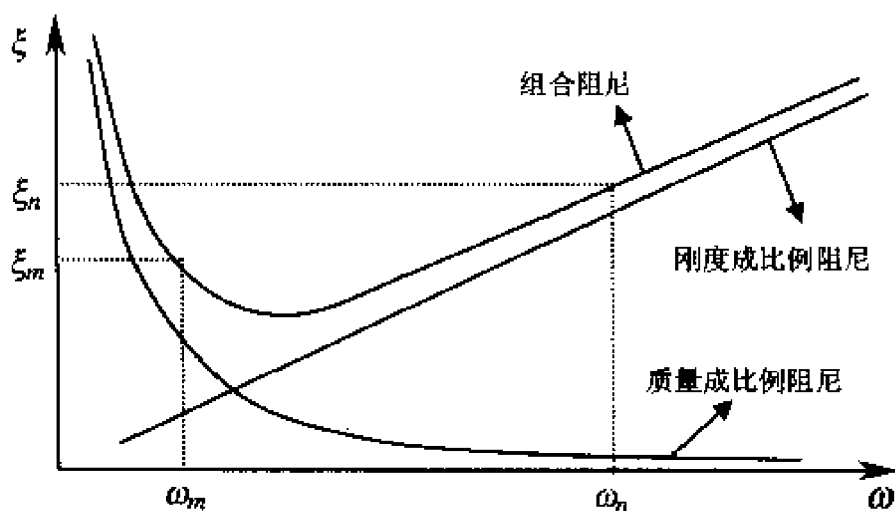


图 4.10 阻尼比和频率的关系(瑞利阻尼假定)

的材料构成,则结构中的同种材料部分,其阻尼矩阵仍满足瑞利阻尼假设,即有:

$$C_i = a_0 M_i + a_1 K_i \quad (i = 1, n) \quad (4.42)$$

把各个阻尼矩阵 C_i 如同单刚迭加成总刚那样进行迭加,就可形成总的非比例阻尼矩阵 C 。此时总阻尼矩阵 C 不具有正交性,会引起振型耦合,求结构地震反应时,反应谱方法和振型分解法不再适用,只能用逐步积分法求解振动微分方程。

4.5 逐步积分法求解运动方程

为了表达方便,将增量运动方程(式 4.11)写成以下的形式:

$$[M]\{\Delta \delta(t)\} + [C]\{\Delta \dot{\delta}(t)\} + [K]\{\Delta \delta(t)\} = \{\Delta P(t)\} + \{P^*(t)\} \quad (4.43)$$

上式中各符号的意义与式(4.11)对应。

对上述增量方程,可以采用龙格—库塔法、等加速度法、线加



速度法、Newmark- β 法、Wilson- θ 法、以及 β - θ 法。下面仅介绍采用Newmark- β 法的求解过程。

Newmark- β 法假设:

$$\Delta \dot{\delta}(t) = \ddot{\delta}(t) \cdot \Delta t + \gamma \cdot \Delta \ddot{\delta}(t) \cdot \Delta t \quad (4.44)$$

$$\Delta \delta(t) = \dot{\delta}(t) \cdot \Delta t + \ddot{\delta}(t) \cdot \frac{(\Delta t)^2}{2} + \beta \cdot \Delta \ddot{\delta}(t) \cdot (\Delta t)^2 \quad (4.45)$$

Newmark- β 法的关键在于 β 、 γ 的取值。其中, γ 控制人工阻尼,当 $\gamma = \frac{1}{2}$ 时无人工阻尼,因此通常取 $\gamma = \frac{1}{2}$,通过调整 β 值以期达到对加速度的各种修正。当满足 $\gamma \geq \frac{1}{2}$, $\beta \geq \frac{\gamma}{2}$ 时,Newmark- β 法是无条件稳定的。当 $\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = \frac{1}{6}$ 时,为线性加速度法;当 $\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = \frac{1}{4}$ 时,为常加速度法。

根据式(4.44)、(4.45),且令 $\gamma = \frac{1}{2}$,可得:

$$\Delta \ddot{\delta}(t) = \frac{1}{\beta \cdot \Delta t^2} \Delta \delta(t) - \frac{1}{\beta \cdot \Delta t} \dot{\delta}(t) - \frac{1}{2\beta} \ddot{\delta}(t) \quad (4.46)$$

$$\Delta \dot{\delta}(t) = \frac{1}{2\beta \cdot \Delta t} \Delta \delta(t) - \frac{1}{2\beta} \dot{\delta}(t) - \left(\frac{1}{4\beta} - 1 \right) \cdot \ddot{\delta}(t) \Delta t \quad (4.47)$$

将式(4.46)、(4.47)代入(4.43),可得:

$$\tilde{K} \cdot \Delta \delta(t) = \Delta \tilde{P}(t) \quad (4.48)$$

$$\text{其中, } \tilde{K} = [K] + \frac{1}{\beta \cdot (\Delta t)^2} [M] + \frac{1}{2\beta \cdot \Delta t} [C]$$

$$\begin{aligned} \Delta \tilde{P}(t) = & \{ \Delta P(t) \} + \{ P'(t) \} + \left(\frac{1}{\beta \cdot \Delta t} \dot{\delta}(t) + \frac{1}{2\beta} \ddot{\delta}(t) \right) \cdot [M] \\ & + \left[\frac{1}{2\beta} \dot{\delta}(t) + \left(\frac{1}{4\beta} - 1 \right) \ddot{\delta}(t) \cdot \Delta t \right] \cdot [C] \end{aligned}$$

由式(4.48)可求得位移增量 $\Delta \delta(t)$,将 $\Delta \delta(t)$ 代入式(4.46)、



(4.47)可以求得 $\Delta\delta(t)$, $\Delta\dot{\delta}(t)$, 进一步可求得 $\delta(t + \Delta t)$, $\dot{\delta}(t + \Delta t)$, $\ddot{\delta}(t + \Delta t)$ 。

根据 $t + \Delta t$ 时刻的拟静力位移和动力位移, 求出各单元的内力, 并判断处于弹性或塑性工作状态, 如有必要, 计算塑性变形, 以及新的切线刚度矩阵。

最后, 求出不平衡力矢量 $\{P^r(t + \Delta t)\}$, 并根据其大小决定是否要进行细分步长或进行迭代计算。

如需要进行细分计算, 则退回 t 时刻, 将 Δt 分成若干等分, 依以上方法进行计算。

如仅需进行迭代计算, 则将不平衡力 $\{P^r(t + \Delta t)\}$ 作为式(4.48)的右端项, 即荷载项, 求出位移增量的修正值 $\{\Delta\Delta\delta^{(1)}(t)\}$, 然后计算新位移、速度、加速度、单元力、切线刚度阵以及新的不平衡力 $\{P^{r(1)}(t + \Delta t)\}$, 如此往复, 直到 $\{\Delta\Delta\delta^{(n)}(t)\}$, $\{P^{r(n)}(t + \Delta t)\}$ 分别满足位移和力的收敛条件, 然后进行下一步计算。

在每一步长的迭代过程中, 要同时满足力的收敛条件和位移的收敛条件, 力的收敛条件为:

$$\|P^{r(n)}(t + \Delta t)\|_E / \|\Delta P(t)\|_E \leq TolF \quad (4.49)$$

其中, $TolF$ 是力收敛的容许值, 通常取 ≤ 0.01

位移的收敛条件为:

$$\|\Delta\Delta\delta^{(n)}(t)\|_E / \|\Delta\delta^{(n+1)}(t)\|_E \leq TolD \quad (4.50)$$

其中, $TolD$ 是位移收敛的容许值, 通常取 ≤ 0.01

在式(4.49)、(4.50)中,

$$\|a\|_E = \sqrt{\sum_{j=1}^N a_j^2} \quad (4.51)$$

4.6 多方向一致激励下的线性反应谱分析

第1章已经提到, 国内外学者对反应谱方法作了很多研究, 在



反应谱的长周期修正,组合方法以及非弹性反应谱等方面都取得了很多新成果。但本节讨论反应谱分析的目的在于为抗震概念设计提供一个简单、实用的地震反应估算手段,因此采用比较成熟的方法,进行多方向一致激励下的线性反应谱分析。

由 4.2 节可知,在多点激励下,线性结构体系的运动方程为:

$$[M]\{\ddot{\delta}(t)\} + [C]\{\dot{\delta}(t)\} + [K]\{\delta(t)\} = -[M][R]\{\ddot{\delta}_g(t)\} \quad (4.52)$$

其中, $[R]$ 为拟静力函数矩阵, $\{\ddot{\delta}_g(t)\}$ 为地面输入运动。

一致激励是多点激励的特例,本书仅考虑三个平动输入,则

$$\{\ddot{\delta}_g\}_{3 \times 1} = [\ddot{\delta}_{gx} \quad \ddot{\delta}_{gy} \quad \ddot{\delta}_{gz}]^T$$

$$[R]_{n \times 3} = [\{R_x\} \quad \{R_y\} \quad \{R_z\}]$$

其中, $\{R_x\}$ 是一对应于 x 向平动自由度取 1,其余取 0 的列向量; $\{R_y\}$ 、 $\{R_z\}$ 依次类推。

将式(4.52)进行振型分解(采用比例阻尼矩阵),即令 $\{\delta(t)\} = [\phi]\{Y(t)\}$,代入式(4.52),并用 $[\phi]^T$ 前乘式(4.52)两侧,利用振型正交性,可得:

$$\ddot{Y}_i(t) + 2\xi_i\omega_i\dot{Y}_i(t) + \omega_i^2Y_i(t) = -[\gamma_i]_{1 \times 3}\{\ddot{\delta}_g(t)\}_{3 \times 1} \quad (4.53)$$

其中, $[\gamma_i]_{1 \times 3} = \{\phi\}_i^T [M][R] = [\gamma_{ix} \quad \gamma_{iy} \quad \gamma_{iz}]$,

γ_{ix} 、 γ_{iy} 、 γ_{iz} 分别为 x 、 y 、 z 方向的第 i 振型的振型参与系数。

式(4.53)可进一步写为:

$$\ddot{Y}_i(t) + 2\xi_i\omega_i\dot{Y}_i(t) + \omega_i^2Y_i(t) = -(\gamma_{ix}\ddot{\delta}_{gx}(t) + \gamma_{iy}\ddot{\delta}_{gy}(t) + \gamma_{iz}\ddot{\delta}_{gz}(t)) \quad (4.54)$$

根据反应谱理论,由 x 向地震输入引起的 i 阶振型的广义位移最大值 \bar{Y}_{ix} 为:

$$\bar{Y}_{ix} = \frac{K_x \cdot \beta \cdot 9.81 \cdot \gamma_{ix}}{\omega_i^2}$$



同理,有:

$$\bar{Y}_{iy} = \frac{K_y \cdot \beta \cdot 9.81 \cdot \gamma_{iy}}{\omega_i^2}$$

$$\bar{Y}_{iz} = \frac{K_z \cdot \beta \cdot 9.81 \cdot \gamma_{iz}}{\omega_i^2}$$

可见,在多方向地震动作用下,利用反应谱方法计算结构的地震反应涉及到两个组合问题,即空间组合和振型组合。空间组合是指各个方向输入引起的地震反应的组合,即 $\bar{Y}_{ix}, \bar{Y}_{iy}, \bar{Y}_{iz} \Rightarrow \bar{Y}_i$; 而振型组合是指各个振型反应的组合,即 $\delta_{ji} = \phi_{ji} \cdot \bar{Y}_i \Rightarrow \delta_{ji}$ 。

目前,振型组合问题已经得到了较好的解决。国内外学者提出了多种反应谱组合方法。目前应用广泛的是基于随机振动理论所提出的各种组合方案,如 CQC、SRSS 方法等。

CQC 方法的表达式为:

$$R_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{ij} R_{i,max} R_{j,max}} \quad (4.55)$$

式中, ρ_{ij} 为模态组合系数。对于所考虑的结构,若地震动可看成宽带随机过程,则白噪声下的 ρ_{ij} 值是实际情况的一个良好近似,此时:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} (\xi_i + \gamma \xi_j) \cdot \gamma^{3/2}}{(1 - \gamma^2)^2 + 4 \xi_i \cdot \xi_j \cdot \gamma (1 + \gamma^2) + 4 (\xi_i^2 + \xi_j^2) \gamma^2} \quad (4.56)$$

其中, $\gamma = \omega_j / \omega_i$ 。

若采用等阻尼比,即 $\xi_i = \xi_j = \xi$, 则:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \xi^2 \cdot (1 + \gamma) \cdot \gamma^{3/2}}{(1 - \gamma^2)^2 + 4 \xi^2 \cdot \gamma \cdot (1 + \gamma)^2} \quad (4.57)$$

体系的自振周期相隔越远,则 ρ_{ij} 值越小。如

$$\gamma > \frac{\xi + 0.2}{0.2} \quad (4.58)$$

则 $\rho_{ij} < 0.1$, 便可认为 ρ_{ij} 近似为零,则可采用 SRSS 方法,即:



$$R_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n R_{i,max}^2} \quad (4.59)$$

一般来说,梁式桥可选用 SRSS 方法进行组合,而斜拉桥、拱桥及悬索桥可采用 CQC 方法进行组合。

本书程序 IPSABS 中采用了这两种组合方法。

而对于空间组合问题,目前主要还是采用经验组合方法,主要有以下几种:

- (1) 各分量反应最大值绝对值之和(SUM),给出反应最大值的上限估计值;
- (2) 各分量反应最大值平方和的平方根(SRSS);
- (3) 各分量反应最大值中的最大者加上其他分量最大值之和乘以一个小于 1 的系数。

考虑到通过调整各方向输入的地震系数,(3)可以借用(1)来实现,因此,本书程序中采用了(1)、(2)两种方法。

两种空间组合方法和两种振型组合方法相组合,共有四种,因此,本书程序中实际上采用了四种组合方法。

参考文献

- [1] 李国豪.工程结构抗震动力学.上海:上海科学技术出版社,1980.
- [2] 李国豪.桥梁结构稳定与振动.北京:中国铁道出版社,1992.
- [3] 范立础.桥梁抗震.上海:同济大学出版社,1997.
- [4] 叶爱君.大跨度桥梁抗震设计:[博士学位论文].上海:同济大学桥梁工程系,1998.
- [5] Aly S. Nazmy and Ahmed M. Abdel-Ghaffar, Non-linear



Earthquake-response Analysis of Log-span Cable-stayed Bridges: Theory, Earthquake Engineering and Structural dynamics, Vol.19,45-62,1990 .

[6] Aly S. Nazmy and Ahmed M. Abdel-Ghaffar, Non-linear Earthquake-response Analysis of Log-span Cable-stayed Bridges: Applications, Earthquake Engineering and Structural dynamics, Vol.19,63-76, 1990.

[7] J. F. Fleming, Nonlinear Static Analysis of Cable-stayed Bridges, Comput. Struct., 7,65-72, 1977.

[8] W. S. Tseng and J Penzien(1973), Analytical Investigations of the Seismic Response of Long Multiple Span Highway Bridges, University of California .Berkeley , Report No. EERC73-12.

[9] 袁万城.大跨桥梁空间非线性地震反应分析:[博士学位论文].上海:同济大学桥梁工程系,1990.10.

[10] 袁万城,范立础.桥梁橡胶支座动力性能试验研究.同济大学土木工程防灾国家重点试验室科研报告,1991.10.

[11] 郝尧生.两种新型橡胶缓冲挡块的研究:[硕士学位论文].上海:同济大学桥梁工程系,1997.

[12] R. W. Clough, J. Penzien, Dynamics of Structures , MC. Graw Hill Inc. , 1993, Revised Edition.

第五章 桥梁结构抗震能力验算

5.1 概 述

桥梁结构地震反应分析的最终目的是正确地估计地震可能对结构造成的破坏,以便通过结构构造和其他抗震措施,使损失控制在限定的范围内。因此,恰当而有效的抗震能力验算是桥梁结构抗震设计的一个重要组成部分。

桥梁结构的大部分质量都集中在上部结构,因而,地震惯性力也主要集中在上部结构。上部结构的地震惯性力一般通过支座传递给墩柱,再由墩柱传递给基础,进而传递给地基承受。一般来说,上部结构的设计主要由恒载、活载、温度荷载等控制。而墩柱在地震作用下将会受到较大剪力和弯矩作用,一般由地震反应控制设计。另一方面,在强震作用下,通常希望在墩柱中(而不是在上部结构中)形成塑性铰耗散能量,以降低对结构强度的要求。因此,墩柱、以及保持上下部连接可靠的支座等连接构件,是抗震验算的主要部分。

大量震害资料也表明:桥梁震害主要产生于下部结构,即使是上部结构破坏的情况,也往往是由于下部结构的破坏或大变形引起的。桥梁结构中普遍采用的钢筋混凝土墩柱,其破坏形式主要有剪切破坏和弯曲破坏。剪切破坏是脆性的,伴随着强度和刚度的急剧下降。而弯曲破坏是延性的,多表现为开裂、混凝土剥落压溃、钢筋裸露和弯曲等,并会产生很大的塑性变形。比较高柔的桥



墩,多为弯曲型破坏;而矮粗的桥墩,多为剪切破坏;介于两者之间的,为混合型。此外,桥梁支座的震害也极为普遍,历来被认为是桥梁整体抗震性能上的一个薄弱环节。其原因主要是支座设计没有充分考虑抗震的要求,连接与支挡等构造措施不足,以及某些支座形式和材料本身的缺陷。支座的破坏形式主要表现为支座锚固螺栓拔出、剪断,活动支座脱落,以及支座本身构造上的破坏等。支座的破坏往往引起力的传递方式的变化,从而产生对结构其它部位的影响,进一步加重震害。因此,在桥梁结构的抗震验算中,不仅要验算墩柱的抗剪强度和弯曲延性,还要验算支座等连接构件能否有效工作。

对于墩柱的抗震验算,前人已经发展了不少破坏准则,目前比较实用的主要有强度破坏准则和延性破坏准则。强度破坏准则适用于非延性破坏,如剪切破坏;延性破坏准则是目前国内外的一些规范中进行延性抗震验算的主要形式,非常直观。因此,本章分别采用强度破坏准则和延性破坏准则对钢筋混凝土墩柱进行抗剪能力验算和抗弯能力验算。

本章分三部分论述桥梁结构的抗震能力验算:

- 钢筋混凝土墩柱的抗弯能力验算;
- 钢筋混凝土墩柱的抗剪能力验算;
- 支座等支承连接构件的验算。

5.2 钢筋混凝土墩柱的抗弯能力验算

钢筋混凝土墩柱的弯曲破坏是延性破坏,目前国内外广泛采用延性破坏准则进行抗震验算。根据延性破坏准则,结构是否破坏取决于塑性变形的大小。因此,进行钢筋混凝土墩柱的抗弯能力验算时,要计算出墩柱可能发生的最大塑性转角和墩柱的最大



容许塑性转角,并根据这两个转角的相对大小判断墩柱的安全性。

通过非线性时程反应分析,可以知道桥梁墩柱是否屈服,以及屈服后将会发生多大的塑性转角。如果桥梁墩柱未屈服,则表明墩柱不会发生弯曲破坏,是安全的。如果桥梁墩柱已经屈服,则要进一步计算墩柱截面在对应状态下的容许塑性转角,并与地震反应塑性转角进行比较分析。

下面着重介绍钢筋混凝土截面的容许塑性转角的计算方法。

5.2.1 钢筋混凝土墩柱截面的强度和曲率延性计算

(1) 约束混凝土的应力—应变曲线

在实际工程中,通常用做成密排螺旋筋或箍筋形式的横向约束钢筋来约束混凝土。当混凝土中的应力较低时,横向钢筋几乎不受力,所以混凝土是不受约束的。当混凝土中的应力接近单轴强度时,由于内部开裂的不断发展,使得横向应变变得很大,混凝土就变成受约束的。许多研究者的试验都已证明,横向钢筋的约束作用能显著地改善混凝土在大应变时的应力—应变关系,从而能大大提高墩柱截面的延性,同时强度也能有所提高。

对于约束混凝土的特性,国内外学者进行了很多试验研究,并提出了很多应力—应变关系模式。其中,得到最广泛认可的是 Mander 等人提出的约束混凝土的应力—应变曲线(参见图 5.1),这一曲线适用于任何截面形状和约束水平,并可用下式表示:

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x} \quad (5.1)$$

式中: f'_{cc} 是约束混凝土的峰值纵压应力。

$$x = \varepsilon_c / \varepsilon_{cc}$$

ε_c 为混凝土的纵向压应变, ε_{cc} 为相应于 f'_{cc} 的纵向压应变;



$$\epsilon_{cc} = \left[5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) + 1 \right] \epsilon_{co}$$

f'_c 、 ϵ_{co} 分别为无约束混凝土的圆柱体抗压强度及相应的纵向压应变(一般取 0.002)

$$r = E_c / (E_c - E_{sec})$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c} \quad (f'_c \text{ 与 } E_c \text{ 的单位为 MPa})$$

$$E_{sec} = f'_{cc} / \epsilon_{cc}$$

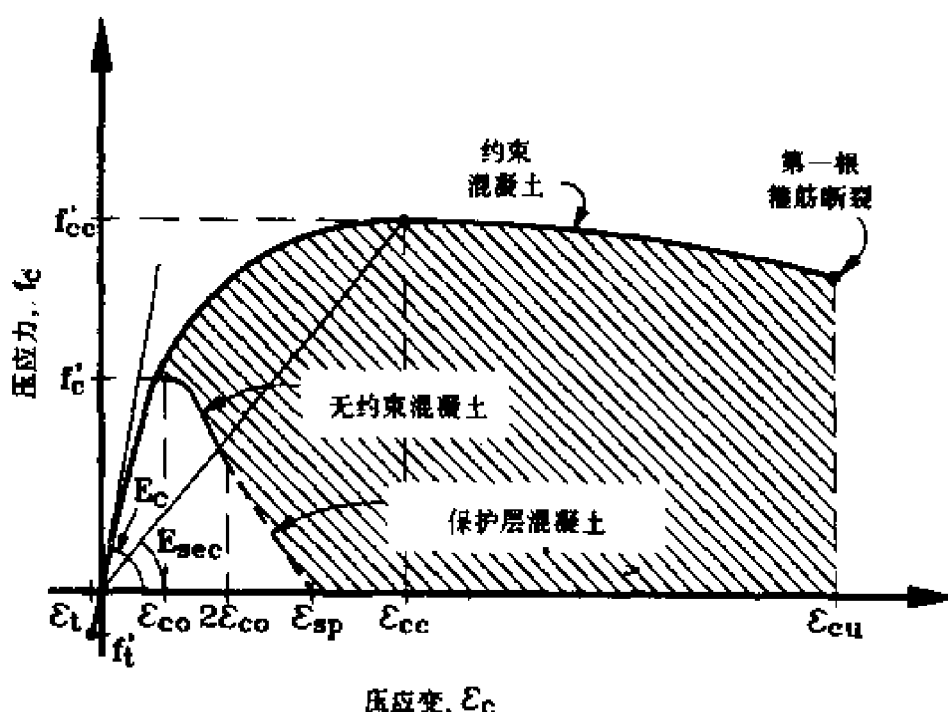


图 5.1 普通约束混凝土的应力—应变曲线

为了定义保护层混凝土的应力—应变关系,假定 $|\epsilon| > 12\epsilon_{co}$ 时 $f_c \rightarrow 0$,应变达到碎裂应变 ϵ_{sp} 。

约束混凝土的峰值纵压应力 f'_{cc} 的计算可分两种情况:

(a) 圆形截面

$$f'_{cc} = f'_c \cdot \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c}} - 2 \frac{f'_l}{f'_c} - 1.254 \right) \quad (5.2)$$



式中, f'_l 为有效横向约束应力

$$f'_l = K_e \cdot f_l = K_e \cdot \frac{2f_{yh} \cdot A_{sp}}{D' \cdot s}$$

其中, K_e 为截面的有效约束系数, 是有效约束核芯混凝土面积与核芯混凝土总面积之比, 对于圆形截面, 一般可取 0.95; f_{yh} 、 A_{sp} 分别为圆形或螺旋钢筋的屈服强度和截面积; D' 、 s 分别是圆形或螺旋箍筋环的直径和纵向间距。

(b) 矩形截面

矩形截面在两个主轴方向的有效约束应力分别为:

$$f'_{lx} = K_e \cdot \rho_x \cdot f_{yh}$$

$$f'_{ly} = K_e \cdot \rho_y \cdot f_{yh}$$

其中, $\rho_x = \frac{A_{sx}}{s \cdot d_c}$, $\rho_y = \frac{A_{sy}}{s \cdot b_c}$ 分别为箍筋在两个主轴方向 x 、 y 的体积含筋率, A_{sx} 、 A_{sy} 分别为沿 x 、 y 方向箍筋的总截面积, d_c 、 b_c 分别为 y 、 x 方向截面尺寸; 截面的约束有效系数 K_e , 对于一般矩形截面, 可取 0.75, 对于狭长矩形截面, 可取 0.6。

峰值纵压应力 f'_{cc} 可利用如图 5.2 所示的约束应力与约束强度的关系曲线计算。根据约束应力比就可以查出约束强度比。

约束混凝土的极限压应变 ϵ_{cu} , 定义为横向约束钢筋开始发生断裂时的混凝土压应变, 可由横向约束钢筋达到最大应力时所释放的总应变能与混凝土由于横向钢筋的约束作用而吸收的能量 (图 5.1 中阴影部分面积) 相等的条件进行推导。下式给出了混凝土极限压应变的保守估计:

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s \cdot f_{yh} \cdot \epsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (5.3)$$

其中, ϵ_{su} 为约束箍筋在最大拉应力时的应变; ρ_s 是约束箍筋的体

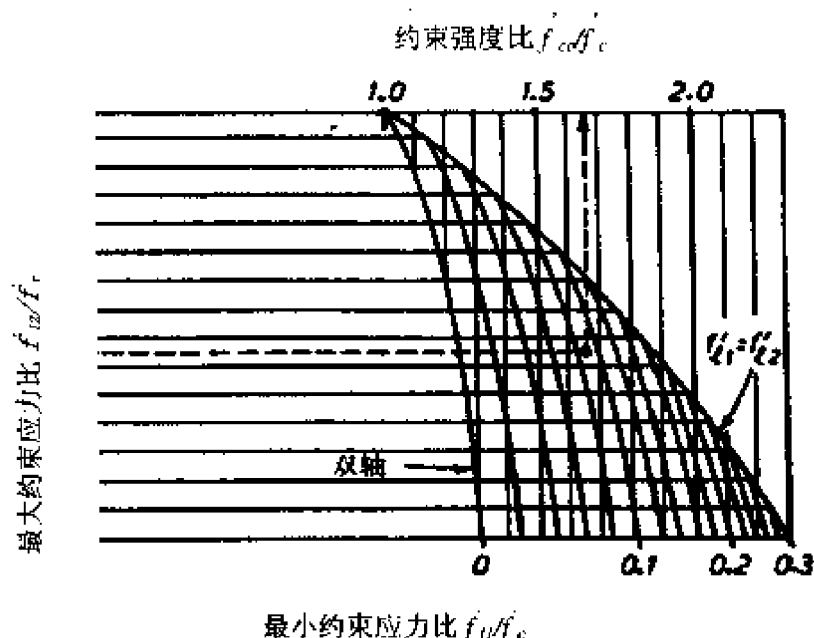


图 5.2 约束应力比 - 约束强度比关系曲线

积含筋率,对于矩形箍筋, $\rho_s = \rho_x + \rho_y$; f'_c 是约束混凝土的峰值压应力; f_{yh} 是约束箍筋的最大拉应力。

(2) 钢筋的应力—应变关系

纵向钢筋的应力—应变关系可采用如图 5.3 所示的理想弹塑性模式。其中: σ_y 、 ϵ_y , 分别为钢筋的屈服应力和应变; ϵ_m 为钢筋的极限应变。

(3) 钢筋混凝土截面的抗弯强度与延性计算

钢筋混凝土截面的抗弯强度的有效表示方法是轴力—弯矩 ($P-M$) 相互作用曲线,而截面的延性主要表现为截面的弯矩—曲率 ($M-\varphi$) 关系。

截面的 ($P-M$) 相互作用图和 ($M-\varphi$) 关系,可采用条带法计算,采用下述假定:

- 平截面假定。
- 剪切应变的影响忽略不计。

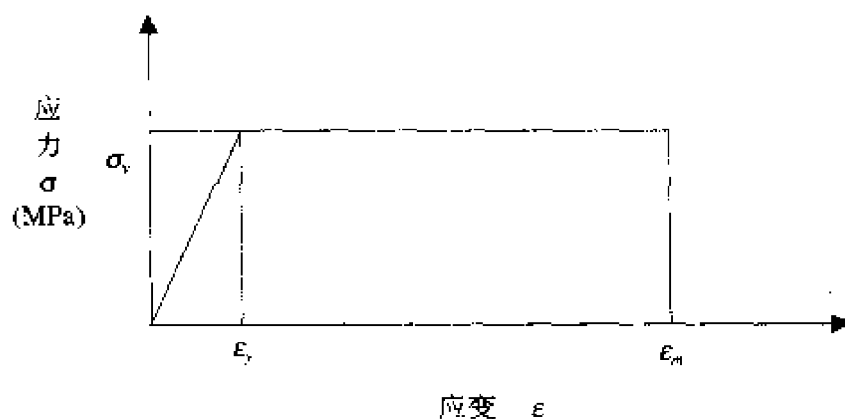


图 5.3 纵向钢筋的应力—应变关系

- 钢筋和混凝土之间无滑移现象。
- 采用前述的钢筋和混凝土的应力—应变关系。

用条带法求 $(P - M)$ 或 $(M - \varphi)$ 关系时有两种方法,即逐级加荷载法和逐级加变形法。逐级加荷载法的主要问题是每改变一次荷载,截面曲率和应变都要同时改变,而且加载到最大弯矩之后,曲线进入软化段,很难确定相应的曲率和应变。所以一般采用逐级加曲率法。

假设构件截面形状如图 5.4 所示。 φ 表示截面曲率,形心轴的应变为 ϵ_0 。首先假定由荷载产生的应变沿截面高度线性变化,即

$$\epsilon = \epsilon_0 + \varphi \cdot y \quad (5.4)$$

应力—应变关系一般可表示为:

$$\sigma_j = \sigma_j(\epsilon)$$

其中, j 表示组成截面的任一种材料。

利用平衡条件可得:

$$N_p = \sum_j \int_{A_j} \sigma_j(\epsilon_0 + \varphi \cdot y) dA_j \quad (5.5)$$

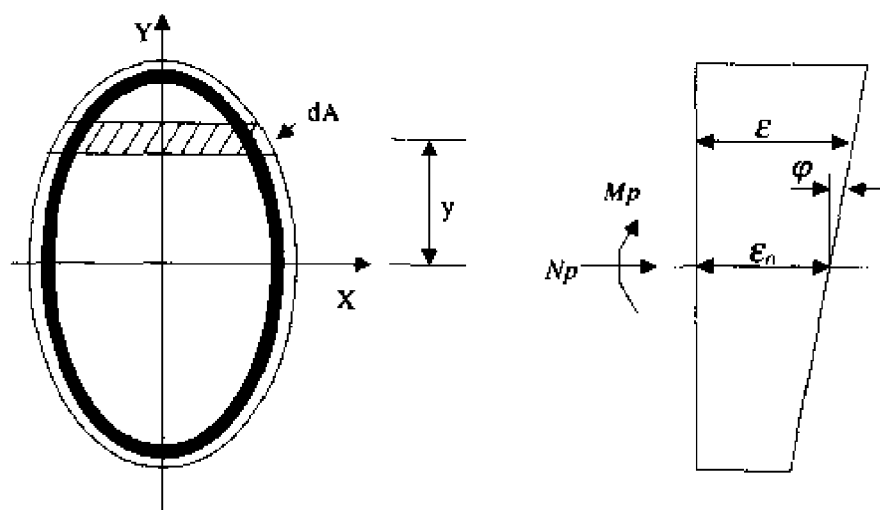


图 5.4 计算简图

$$M_p = \sum_j \int_{A_j} \sigma_j (\epsilon_0 + \varphi \cdot y) y dA_j \quad (5.6)$$

其中, A_j 为每种材料的面积。

由(5.5)可求得 ϵ_0 , 代入(5.6)式, 可求得 $M - \varphi$ 关系。但一般很难求出 $M - \varphi$ 关系, 须用数值解法。对于某一轴向力 N_p , 计算步骤为:

- (a) 每次取曲率 $\varphi_i = \varphi_{i-1} + \Delta\varphi$ ($\varphi_0 = 0$);
- (b) 选择参考轴, 一般选截面形心轴, 假定其应变为 ϵ_0 ;
- (c) 由(5.4)式求出各条带的应变;
- (d) 按钢筋和混凝土的应力—应变关系求对应于 ϵ 的应力;
- (e) 求出各条带内力总和, 看是否满足截面平衡条件(5.5)式;
- (f) 如果不满足, 修改 ϵ_0 , 重复(c) ~ (e), 直到满足平衡条件;
- (g) 将所得到的 ϵ_0 代入(5.6)式, 求得对应于 φ 的内力矩 M ;
- (h) 重复(a) ~ (g)。



其中,主轴向受力数值计算是采用下述方法逐次逼近的:

第一次假定 $\epsilon_0 = \epsilon_1$, 求出各条带内力总和 N_1 。显然, ϵ_1 不大可能正好满足平衡条件, 即 $N_1 - N_p = 0$ 。因此, 需要调整 ϵ_1 , 使 $\alpha_1 = N_1 - N_p \rightarrow 0$ 。给 ϵ_1 一个微小的增量 $\Delta\epsilon$, 求得各条带总合力 N_2 , $\alpha_2 = N_2 - N_p$, 从而可以确定上述总合力的变化值 $\Delta\alpha_1 = \alpha_2 - \alpha_1$ 。按外插法从下式可得到新 ϵ_1 的调整值 ϵ_m :

$$\frac{\Delta\alpha_1}{\Delta\epsilon} \cdot \epsilon_m + \alpha_1 = 0 \quad (5.7)$$

则

$$\epsilon_m = -\Delta\epsilon \cdot \frac{\alpha_1}{\Delta\alpha_1} = -\Delta\epsilon \cdot \frac{N_1 - N_p}{N_2 - N_1} \quad (5.8)$$

取 $\epsilon_3 = \epsilon_1 + \epsilon_m$, 求出 N_3 及 $\alpha_3 = N_3 - N_p$ 。重复以上步骤, 直到 α 满足误差要求。

为了求出曲率延性, 需要确定截面的屈服状态和极限状态。一般情况下截面的屈服条件是: $\sigma_{st} = f_{sy}$ (少筋构件和小轴压比), $\epsilon_{cmax} = \epsilon_{co}$ (超筋构件和大轴压比); 截面的极限状态为: $\epsilon_{cmax} = \epsilon_{cu}$ 。其中, σ_{st} , f_{sy} 分别为受拉钢筋的应力和屈服强度。 ϵ_{cmax} 为受压区混凝土的最大压应变; ϵ_{co} , ϵ_{cu} 分别为应力-应变曲线上应力最大点和失效点所对应的应变。

5.2.2 墩柱容许的最大塑性转角

通过桥梁结构的非线性地震反应时程分析, 可得到结构在强震作用下, 危险截面的最大塑性转角 θ_p 及相应的轴力水平。利用前述的方法可求出截面在该轴力作用下的弯矩-曲率关系, 得到极限曲率和屈服曲率 φ_u 、 φ_y , 则该截面的最大容许塑性转角为

$$\theta_u = (\varphi_u - \varphi_y) \cdot l_p \quad (5.9)$$

其中, l_p 为塑性铰等效长度。



塑性铰等效长度 L_p 同塑性变形的发展和极限压应变有很大的关系, 由于实验结果离散性很大, 目前主要用经验公式来确定。

新西兰的规范规定:

$$\frac{L_p}{H} = 0.5 + 0.05 \frac{L}{H} \quad (5.10)$$

其中, L 为悬臂墩的高度, 或塑性铰截面到反弯点的距离, H 为截面的高度;

欧洲规范所采用的公式为

$$L_p = 0.08L + 0.022d_s \cdot f_y \text{ 或 } L_p = \frac{2}{3}H \quad (5.11)$$

其中, d_s 为纵向钢筋直径, f_y 为纵向钢筋屈服强度 (MPa), H 为截面高度。

在进行抗震验算时, 偏保守地取用以上三个公式中最小者。

5.3 钢筋混凝土墩柱的抗剪能力验算

为了确保钢筋混凝土墩柱不发生剪切破坏, 必须采用能力设计思想进行抗剪验算。根据能力设计思想, 墩柱的剪切强度要大于墩柱可能承受的最大剪力 (对应于塑性铰处截面可能达到的最大弯曲强度)。因此, 进行钢筋混凝土墩柱的抗剪验算时, 首先要计算出墩柱可能承受的最大剪力和墩柱的抗剪强度, 然后进行比较判别。

为了计算桥梁钢筋混凝土墩柱在地震中可能承受的最大剪力, 在进行非线性地震反应时程分析时, 钢筋和混凝土的强度要采用极限强度。钢筋和混凝土的极限强度可分别取 $f_{y0} = 1.3f_y$, $f'_{c0} = 1.7f'_c$, 其中, f_y 、 f'_c , 分别为钢筋的屈服强度和混凝土的圆柱体



标准强度。

下面着重介绍钢筋混凝土墩柱的抗剪强度计算以及抗剪验算。

5.3.1 墩柱的抗剪强度

为了确定钢筋混凝土墩柱的抗震剪切强度,国外许多学者做了大量的试验研究,并提出了许多计算公式。其中, Priestley 等人提出的计算公式与试验结果吻合得最好。

根据 Priestley 等人提出的抗剪强度计算公式,钢筋混凝土墩柱的剪切强度可以认为由三部分组成,即混凝土提供的剪切强度 V_c ,轴向力提供的剪切强度 V_p ,横向钢筋提供的剪切强度 V_s ,用公式表示为:

$$V_n = V_c + V_p + V_s \quad (5.12)$$

(1)混凝土提供的剪切强度为

$$V_c = v_c \cdot A_e = k \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_e \quad (5.13)$$

其中, v_c 为混凝土的名义剪应力(MPa); k 取决于构件的延性水平,对于抗震验算,偏保守地根据图 5.5 取值; f'_c 为混凝土的圆柱体抗压强度(MPa); A_e 为有效剪切面积, $A_e = 0.8 \cdot A_g$, A_g 为墩柱的截面积。

(2)轴向力提供的剪切强度为

$$V_p = P \cdot \tan \alpha = \frac{D - c}{2a} \cdot P \quad (5.14)$$

其中, P 为轴向力,压为正、拉为负;对于悬臂墩柱, α 为墩柱轴向力作用点和塑性铰区截面受压中心连线与墩柱轴线的夹角,而对于两端受反向弯矩的墩柱(反弯墩柱), α 为墩顶和墩底受压中心连线与墩柱轴线的夹角,如图 5.6 所示; D 为截面的高度或直径; c 为受压区高度;对于悬臂墩柱, $a = H$,对于两端受反向弯矩的墩

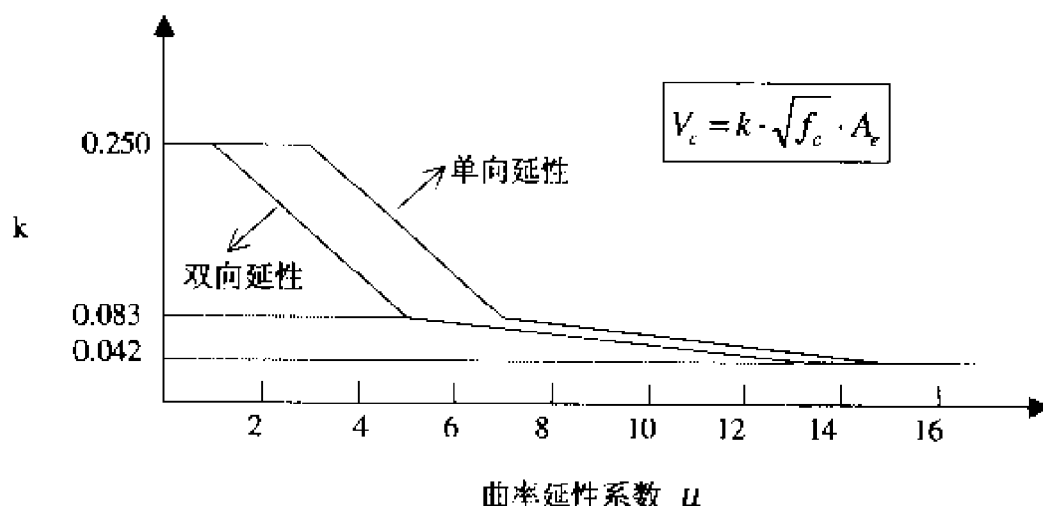


图 5.5 混凝土剪切强度与曲率延性的关系

柱, $a = H/2$ 。对于抗震验算, 宜偏保守地取 $V_p = 0.85 \cdot P \cdot \tan \alpha$ 。

(3) 横向钢筋(桁架机构)提供的剪力为

对于圆形墩柱:

$$V_s = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{A_{sh} \cdot f_{yh} \cdot D'}{s} \cdot c \tan \theta \quad (5.15)$$

对于矩形墩柱:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yh} \cdot D'}{s} \cdot c \tan \theta \quad (5.16)$$

其中, D' 为核芯混凝土在剪力方向的尺寸(周边箍筋中到中的距离); A_{sh} 为单层螺旋箍筋截面积; A_v 剪力作用方向上单层横向钢筋的总截面积; f_{yh} 为横向钢筋的屈服强度; s 为横向钢筋的纵向间距; θ 为弯剪裂缝与墩柱轴线的夹角, 对于抗震验算, 偏保守地取 35° 。

由以上可得, 钢筋混凝土墩柱的初始剪切强度 V_i , 和残余剪切强度 V_r 分别为:

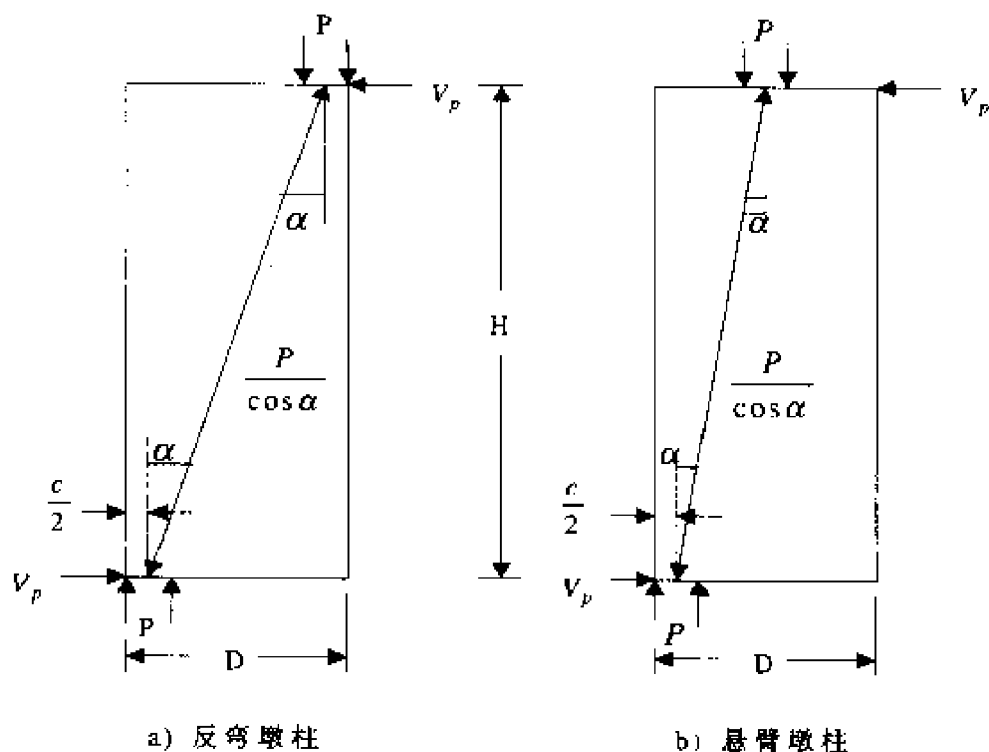


图 5.6 轴力对墩柱剪切强度的贡献

$$V_i = V_{ci} + V_p + V_s = 0.25 \sqrt{f'_c} \cdot A_e + V_p + V_s \quad (5.17)$$

$$V_r = V_{cr} + V_p + V_s = 0.042 \sqrt{f'_c} \cdot A_e + V_p + V_s \quad (5.18)$$

钢筋混凝土桥梁墩柱的破坏形态及延性性能可由下表描述：

钢筋混凝土墩柱的破坏形态及延性性能 表 5.1

受力状态	延 性		破坏形态
	单向延性	双向延性	
$V_u \geq V_i$	$\mu_b \leq 1$	$\mu_b \leq 1$	脆性剪切破坏
$V_u \leq V_r$	$\mu_b = \mu_{br}$	$\mu_b = \mu_{br}$	延性弯曲破坏
$V_r < V_u < V_i$	$\mu_b = 3 + \frac{4(V_i - V_u)}{V_i - V_r}$	$\mu_b = 1 + \frac{4(V_i - V_u)}{V_i - V_r}$	有一定延性 剪切破坏



其中, V_u 为理想弯曲强度对应的剪力; μ_{fs} , μ_{fb} 分别为剪切破坏和弯曲破坏的截面曲率延性。

5.3.2 墩柱的抗剪验算

根据强度破坏准则, 要确保墩柱不发生剪切脆性破坏, 墩柱可能承受的最大剪力 Q 与墩柱的抗剪强度 V 之间必须满足:

$$Q < V \quad (5.19)$$

在桥梁钢筋混凝土墩柱中, 沿墩高方向所受剪力不断变化, 抗剪强度也不均匀。一般来说, 从墩顶到墩底, 墩柱所受的剪力不断增大, 到墩底截面达到最大值。而墩柱的抗剪强度变化规律并不完全类似。如前所述, 剪切强度由混凝土、轴向力以及横向钢筋共同提供。其中, 轴向力提供的剪切强度可看成沿整个墩柱不变; 而混凝土提供的剪切强度, 在塑性铰区以外取初始值, 而在塑性铰区内要根据延性水平取值; 至于横向钢筋提供的剪力, 由于塑性铰区内横向钢筋的布置加密, 因而在塑性铰区内外差别较大。墩柱塑性铰区内外抗剪强度分别为:

$$V_1 = V_{c1} + V_p + V_{s1} = K \sqrt{f'_c} \cdot A_e + V_p + V_{s1} \quad (5.20)$$

$$V_2 = V_{c2} + V_p + V_{s2} = 0.25 \sqrt{f'_c} \cdot A_e + V_p + V_{s2} \quad (5.21)$$

可见, 当墩柱未形成塑性铰时, 潜在塑性铰区内的抗剪强度比塑性铰区以外大很多。这就有可能造成塑性铰区以外先发生剪切破坏, 就象在历次大地震中常见的那样, 剪切破坏常常发生在墩柱中部。因此, 在进行抗震验算时, 为了确保整个墩柱不发生剪切破坏, 取 $V = \min(V_1, V_2)$, 而 Q 取塑性铰截面所受的剪力(一般为墩柱中最大)。



5.4 支座等支承连接构件的抗震验算

桥梁结构中的连接构件主要有支座、挡块、伸缩缝等。其中, 支座是重要的传力部件。支座的破坏往往会影响桥梁结构的其他部位, 从而加重震害。而挡块是防止落梁, 保持结构整体性的重要抗震措施。

(1) 支座的抗震验算

橡胶支座是桥梁结构中普遍采用的支座形式。橡胶支座的种类很多, 有常见的普通板式橡胶支座, 各式滑板式橡胶支座和固定支座。其中, 各类滑板式橡胶支座一般和挡块一起使用, 由于挡块能限制支座的滑动位移, 因此, 只要挡块不坏, 支座也就不会坏。而板式橡胶支座则不一定和挡块一起使用, 因而需要验算其抗震性能。对于板式橡胶支座的抗震验算, 我国《公路工程抗震设计规范》和欧洲规范(EUROCODE8)都有具体的规定。

我国《公路工程抗震设计规范》规定, 板式橡胶支座的抗震验算主要从以下两个方面进行:

(a) 支座剪切变形验算:

为了保证板式橡胶支座不发生剪切破坏, 支座在水平地震荷载作用下产生的剪切变形, 即支座顶面相对于底面的水平位移 X_e , 应满足下式:

$$X_e = \frac{Q_j}{K} \leq [\operatorname{tg} \gamma] \cdot \sum t \quad (5.22)$$

式中, $\sum t$ 为支座的橡胶层总厚度; $[\operatorname{tg} \gamma]$ 为容许的橡胶片剪切角正切值, 取 $[\operatorname{tg} \gamma] = 1.0$ 。

如果板式橡胶支座的剪切变形不能满足上式, 则应采取适当的抗震措施, 如设置挡块等。



(b) 支座抗滑稳定性验算:

为了保证板式橡胶支座在地震荷载作用下不发生滑动, 支座所受的剪力 Q_j 必须满足:

$$Q_j < \mu_d \cdot V_j \quad (5.23)$$

其中, μ_d 为支座的动摩擦系数, 橡胶支座与混凝土表面的动摩擦系数采用 0.15, 与钢板的动摩擦系数采用 0.10; V_j 为支座所受的轴向压力。

如果支座不能满足以上抗滑要求, 则应采用适当的固定措施。

(2) 挡块的抗震验算

在桥梁结构中, 大多采用钢筋混凝土挡块, 且挡块的高度相对于平面尺寸一般都比较小, 因此, 挡块主要受剪力作用, 其破坏形式为脆性剪切破坏。为了保证挡块能有效工作, 必须进行挡块的抗剪强度验算。

挡块的抗剪验算公式为:

$$Q_j < R \quad (5.24)$$

其中, Q_j 为挡块在地震作用下所受的剪力;

R 为挡块的剪切强度。

如果挡块的剪切强度不能满足要求, 则应采用新型减震挡块。

参 考 文 献

[1] 李国豪. 工程结构抗震动力学. 上海: 上海科学技术出版社, 1980.

[2] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动. 北京: 中国铁道出版社, 1992.

[3] 范立础. 桥梁抗震. 上海: 同济大学出版社, 1997.

[4] 叶爱君. 大跨度桥梁抗震设计: [博士学位论文]. 上海: 同



济大学桥梁工程系,1998.

[5] Priestley M. J. N. , Seible F. , Calvi G. M. . Seismic Design And Retrofit Of Bridges , John Wiley & Sons, Inc. , 19, 1996.

[6] J. B. Mander, M. J. N. Priestley and R. Park (1988), Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete, ASCE Journal of Structural Engineering., Vol.114(8), p1827-1849.

[7] J. B. Mander, M. J. N. Priestley and R. Park (1988), Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, ASCE Journal of Structural Engineering., Vol.114(8), p1804-1826.

[8] M. J. N. Priestley , Ravindra Verma, and Yan Xiao(1994), Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns, ASCE Journal of Structural Engineering., P2310 ~ 2329, No.8.

[9] 交通部公路规划设计院.JTJ 004-89 公路工程抗震设计规范.北京:人民交通出版社,1990.

[10] Eurocode 8 : Structures in Seismic Regions Design, Part 2: Bridges(draft). April 1993.

第六章 桥梁结构地震反应分析程序

由前面几章可知,大跨度桥梁的抗震设计是一个非常复杂的过程。总的来说,大跨度桥梁的抗震设计可以分为两个或三个阶段:(1)概念设计,包括初步概念设计和抗震体系合理性评估;(2)延性抗震设计,包括塑性铰区横向钢筋的设计和桥梁抗震能力分析验算;(3)如果有必要,还要进行减、隔震设计,并要通过抗震能力分析验算检验设计效果。其中,抗震体系合理性评估和抗震能力分析验算,尤其是后者,是最为复杂和困难的。由于大跨度桥梁结构本身的复杂性和多振型共同作用的特性,即使用反应谱法进行地震反应估算,也难以用公式来表达;而且,大跨度桥梁的地震反应还要受到多点激励,各种非线性因素、分块阻尼、桩—土—结构相互作用等诸多因素的影响,必须进行非线性时程反应分析;此外,大跨度桥梁的抗震验算也颇为复杂,难以通过公式计算。可以说,如果没有一个合适的辅助工具,大跨度桥梁的抗震设计几乎无法进行。桥梁抗震分析综合程序 IPSABS 就是专门为大跨度桥梁的抗震设计而开发的一个辅助工具。

本章主要介绍 IPSABS 程序的功能及应用情况。

6.1 IPSABS 程序及其功能

IPSABS 程序是一个功能比较完善,计算效率较高的桥梁结构三维抗震分析专用程序。该程序根据前两章的理论编制,在 Windows

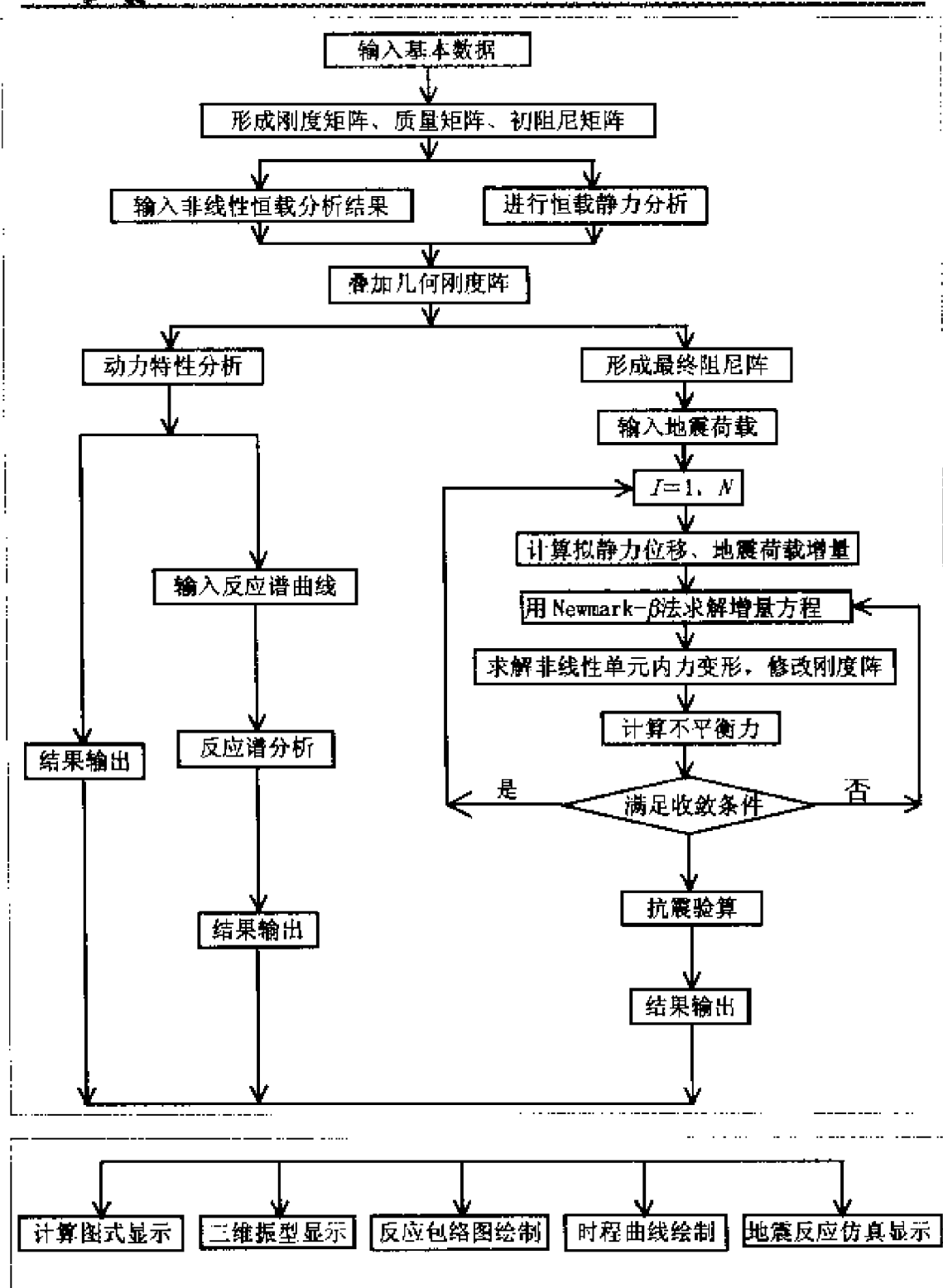


图 6.1 IPSABS 程序框图



操作系统下执行,主要包括三大功能,即地震反应分析、抗震验算及后处理功能。程序的框图参见图 6.1。

IPSABS 程序的主要特点有:

(1) 建立桥梁计算模型时,有四种单元可供选择:线性桁架单元;线性、非线性梁单元;线性、非线性支座单元;非线性挡块单元。可以较好地模拟墩柱的弹塑性及支承连接非线性;

(2) 采用集中质量矩阵,并根据桥梁主梁的自重、铺装、栏杆等自动计算转动惯量;

(3) 采用瑞利阻尼,可以选择采用比例或非比例阻尼矩阵;

(4) 可以选择进行动力特性分析、反应谱分析或考虑不同影响因素的时程反应分析;

(5) 可以选择根据恒载静力分析结果或输入的非线性静力分析结果考虑 $P-\Delta$ 效应;

(6) 可以考虑多点激振和行波效应;

(7) 可以考虑桩—土—结构相互作用;

(8) 可以进行钢筋混凝土截面分析,计算屈服面参数、延性系数及抗剪强度;

(9) 可以选择根据时程分析结果进行抗弯能力验算或按能力设计思想进行抗剪验算。

(10) 后处理功能界面友善,可以显示结构的计算模型、振型、反应包络图、反应时程曲线,并能仿真显示结构的振型及地震作用下的振动过程。

6.2 IPSABS 程序的应用

到目前为止,IPSABS 程序已应用于国内 10 余个桥梁工程的抗震研究中(参见表 6.1),涉及的桥型有梁桥、拱桥、斜拉桥和悬索桥。



IPSABS 程序所应用的工程项目

表 6.1

序号	时间	项目名称	桥梁工程简介
1	1997	南京市长江二桥抗震研究	主跨 628m 钢箱梁斜拉桥
2	1997	广州市丫髻沙特大拱桥抗震研究	主跨 360m 钢管混凝土系杆拱桥
3	1998	天津塘沽海河大桥抗震研究	主跨 310m 独塔双索面混合式斜拉桥
4	1999	福建青洲闽江大桥抗震研究	主跨 605m 混合式斜拉桥
5	1999	香港青龙桥抗震研究	主跨 1 418m 钢箱梁悬索桥
6	2000	蚌埠市朝阳路淮河公路大桥抗震研究	88 + 140 + 88m 预应力混凝土连续刚构等
7	2000	舟山市桃夭门大桥抗震研究	主跨 580m 混合式斜拉桥
8	2000	润场长江公路大桥(南汊桥)抗震研究	主跨 1 490m 钢箱梁悬索桥
9	2000	润场长江公路大桥(北汊桥)抗震研究	主跨 406m 预应力混凝土斜拉桥
10	2000	润场长江公路大桥(中间引桥)抗震研究	四联预应力混凝土连续梁桥
11	2000	河北省官厅水库特大桥抗震研究	65 + 10 × 100 + 65m 预应力混凝土连续梁桥
12	2000	安徽省安庆长江大桥抗震研究	主跨 490m 斜拉桥
13	2000 ~ 2001	上海市卢浦大桥抗震研究	主跨 550m 中承式钢系杆拱桥
14	2000	苏通大桥可行性研究	1088m 双塔斜拉桥、650m 三塔斜拉桥、1510m 悬索桥、斜拉 - 悬吊协作体系方案



参考文献

- [1] 范立础. 桥梁抗震. 上海: 同济大学出版社, 1997.
- [2] 叶爱君. 大跨度桥梁抗震设计: [博士学位论文]. 上海: 同济大学桥梁工程系, 1998.

第七章 大跨度梁桥抗震设计

7.1 概 述

在梁式桥中,简支梁、悬臂梁和连续梁是三种古老的结构体系。随着预应力技术和悬臂施工方法的发展,悬臂体系得到了新的发展,形成了T型刚构桥。随后,又出现了将T型刚构粗厚桥墩减薄,形成柔性桥墩,而将主梁做成连续,形成连续刚构体系。因此,常将梁式桥分为五种类型,即简支、悬臂、连续、T构和连续刚构。

在五种类型的梁式桥中,悬臂梁桥和T型刚构桥都在跨内设有挂孔或剪力铰(只能传递剪力而不能传递水平推力和弯矩),这对于结构的整体刚度、变形和抗震性能都是不利的。在1994年美国的Northridge地震和1995年日本的阪神地震中,跨内设有只传递剪力的结合构造的高架桥损坏特别严重。在强烈的地震竖向和水平作用下,如牛腿太短,支承面过窄,则结合部很易损坏,从而使结构处于长悬臂状态,产生断裂而塌落。

简支梁桥和连续梁桥是应用最为广泛的两种类型,对于这两种梁桥的抗震设计也是现行规范的重点。关于这一方面的内容,读者可参阅系列丛书之一、二、三,本书不进一步展开讨论。

连续刚构桥除保持了连续梁桥的优点外,还能节省支座的费用,减小下部结构的工程量,特别适用于大跨度、高桥墩的情况。高桥墩一般采用柔性薄壁墩,利用其柔性以适应各种外力所引起



的纵向位移。目前,连续刚构桥已经越来越受到桥梁工程师的青睐。国内已经建成了许多座大跨度的预应力混凝土连续刚构桥,最大跨度已达到 270m,为 1997 年建成的虎门辅航道桥。另一方面,与这种大跨度发展势头不相适应的是,大跨度连续刚构桥的抗震设计目前依然比较困难。因为现有的抗震设计规范只适用于主跨不超过 150m 的混凝土梁桥(主要是简支梁、连续梁)和拱桥。

连续刚构桥将连续梁体与薄壁桥墩固结,提高了结构的整体性,有利于结构抗震,但同时也拒绝了现有的各种减、隔震设计技术的使用。因此,大跨度连续刚构桥的抗震设计主要应着眼于两个方面:

- 通过抗震概念设计选择一个较好的结构体系;
- 通过正确的延性设计使结构能依靠其延性能力抵抗地震。

本章将以主跨 205m 的广东南澳大桥为工程背景,论述连续刚构桥计算模型的建立,抗震概念设计以及延性设计。

7.2 南澳大桥抗震设计实例简介

广东汕头南澳跨海大桥南起南澳岛,北抵澄海县,中间跨越凤屿岛,以凤屿岛为界分为南桥和北桥。南桥长 2 935m,北桥长 1 080m。主桥位于南桥部分,跨径组合为 130 + 205 + 130m,是一座预应力混凝土连续刚构桥。

主桥桥面宽 17.0m,主梁采用单箱单室预应力混凝土箱梁,主墩为钢筋混凝土双薄壁墩,墩身采用 $2.5 \times 9.0\text{m}$ 的实体矩形截面。主墩基础为每墩 18 ϕ 2.5m 钻孔灌注桩。

7.2.1 动力计算模型

对这样一座大跨度的连续刚构桥,进行地震反应分析时,应建



立空间计算模型。梁和墩的建模比较简单,简单地离散为三维梁单元即可,但要尽可能真实地模拟结构的刚度和质量分布。但是,由于主墩基础采用的是群桩基础,需要特别处理,以考虑桩—土—结构的相互作用。在第1章中已经提到,目前比较实用的方法是集中质量法和三弹簧法。多座桥梁的地震反应分析表明,用这两种方法考虑桩—土—结构相互作用时,基础以上桥梁结构的地震反应差别较小。然而,要得到基础中桩的地震反应,只能采用集中质量法。

在南澳大桥的抗震设计中,分别建立了两个深度不同的计算模型用于两个设计阶段,即六弹簧—结构模型用于概念设计,桩—土—结构集中质量模型用于延性设计。

(1) 六弹簧—结构模型

这一模型比较简单,用6个弹簧模拟群桩基础的刚度。而每一弹簧的刚度则按《桥规》群桩基础验算部分有关公式求得,其中动力计算时各土层的“ m ”值可取静力值的2~3倍。

该模型的梁墩部分参见图7.1。

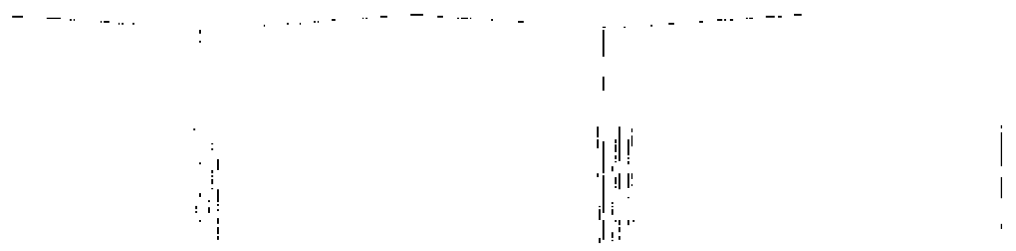


图7.1 桥梁结构动力计算模型

(2) 桩—土—结构集中质量模型(见图7.1)

这一模型与实际结构最为接近,关键在于如何将桩—土系统离散成质量—弹簧—阻尼系统。如群桩基础的桩数太多时,可在



保证刚度不变的前提下,进行适当的并桩处理,以减小计算工作量。并桩时,一般保持外圈的桩不变,仅对中间的桩进行适当合并,因为外圈的桩一般控制设计。对桩—土系统进行离散时,要注意桩侧土的分层方式。除了按土质的不同分层外,还应遵循上密下稀的原则。

用集中质量法将桩—土系统离散为质量—弹簧—阻尼系统时,采用如下假定:

- 假定土介质为线弹性的连续介质;
- 用等代土弹簧杆单元来反映土层的恢复力性质,其刚度用“ m ”法计算。“ m ”的定义为:

$$\sigma_{ZX} = m \cdot Z \cdot X_z \quad (7.1)$$

其中, σ_{ZX} 是土体对桩的横向抗力, Z 为土层的深度, X_z 为深度 Z 处土的横向变位。

等代土弹簧的刚度为:

$$\begin{aligned} K_s &= \frac{P_s}{X_z} = \frac{A \cdot \sigma_{ZX}}{X_z} \\ &= \frac{(a \cdot bp) \cdot (m \cdot Z \cdot X_z)}{X_z} = a \cdot bp \cdot m \cdot Z \end{aligned} \quad (7.2)$$

式中, a 为土层的厚度, bp 为该土层的宽度,常取桩的计算宽度。

等代土弹簧杆单元的截面积为:

$$F = \frac{m \cdot Z \cdot a \cdot bp \cdot l}{E} \quad (7.3)$$

其中, l 为杆单元长度,通常取1.0m, E 为弹性模量,通常取与桩相同。

7.2.2 地震动输入

国家地震局地球物理研究所承担了“汕头南澳跨海大桥桥址



地震安全性评价”的研究项目,提供了“地震安全性评价报告”。报告中提供了 50 年基准期 63%、10%、3%、1.5% 共四个超越概率水准的基岩和场地的设计反应谱、地震动加速度时程。根据该报告,桥址区基本烈度为 7.7,属于强震区。

在南澳大桥的抗震设计中,选用了 50 年 10% 超越概率(P1)和 50 年 2% 超越概率(P2)两个水准的反应谱和地震动加速度时程。需要指出的是,在编的新规范中,要求采用三个水准的地震动时程,进行三阶段的抗震设计。对应于两个概率水准的反应谱曲线参见图 7.2,而分别对应于两个概率水准、两个主墩位置的四条地面加速度时程曲线参见图 7.3。

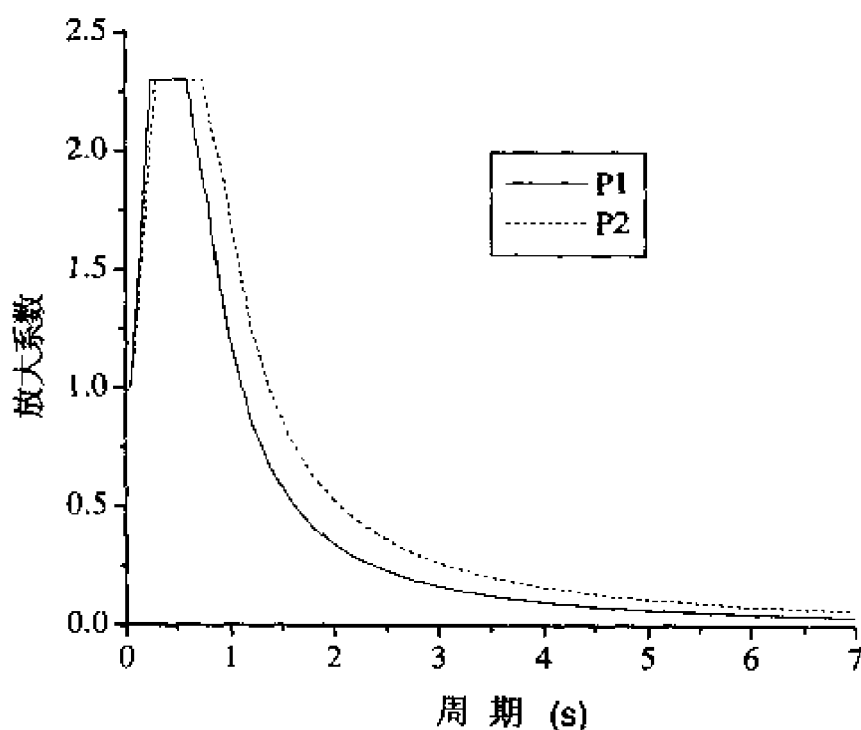


图 7.2 反应谱曲线

竖向地震输入反应谱和时程曲线取与水平向相同,但加速度峰值取为水平向的 0.5 倍。

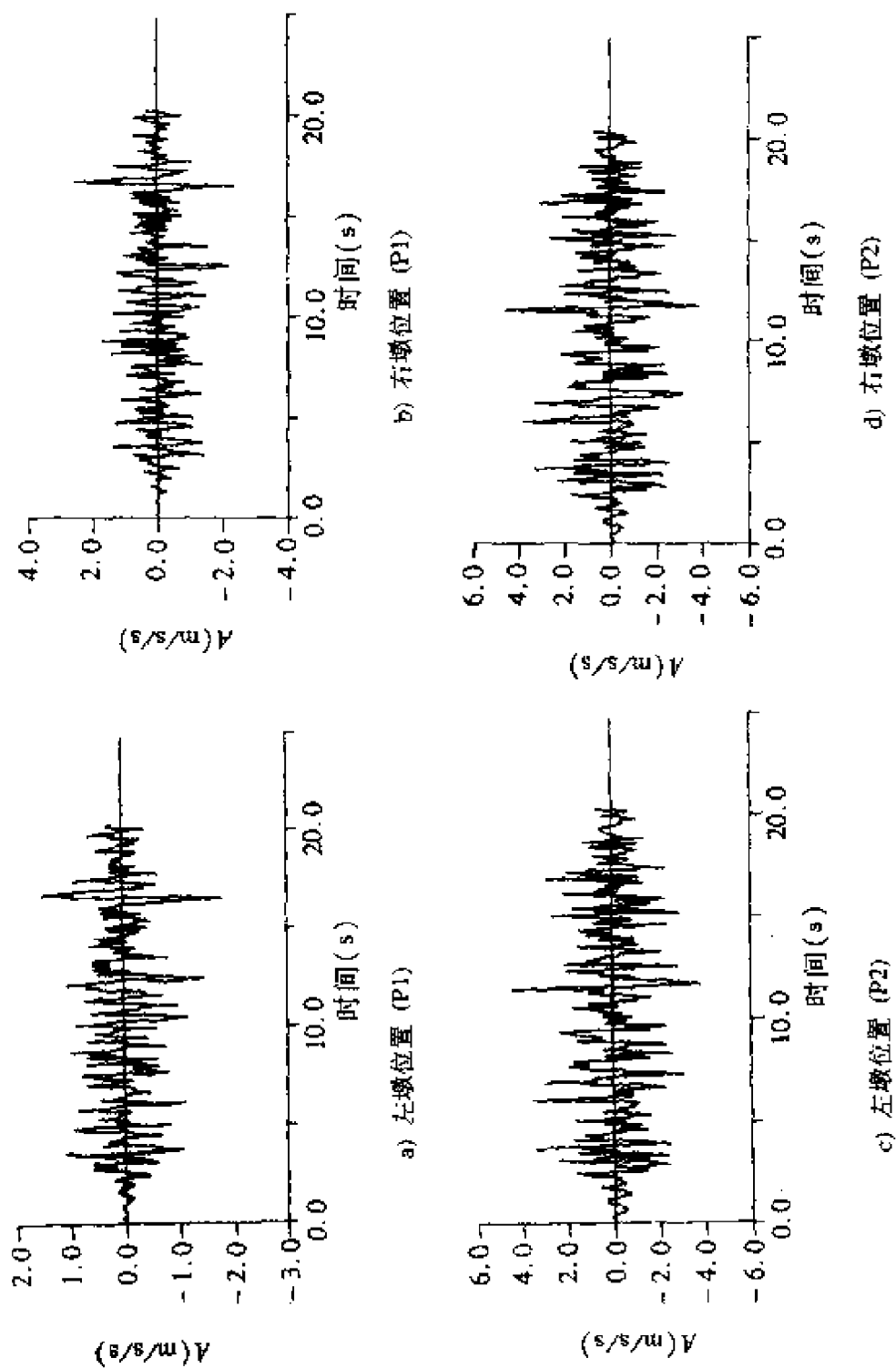


图 7.3 地面加速度时程曲线



7.2.3 抗震概念设计

在地震荷载作用下,连续刚构桥的地震反应取决于其刚度、质量的分布情况。主梁的惯性力按各柔性墩的刚度分配给各墩承受。如果有多个相同设计的桥墩,则希望各墩的受力较为均匀,这样有利于结构的整体抗震。

另一方面,连续刚构桥的主梁与墩刚结,在进行抗震概念设计时,重点应放在塑性铰位置的选取上。对于桥梁结构,通常希望塑性铰出现在便于检查和易于修复的,并且经过特殊配筋的墩柱处。

采用六弹簧—结构模型,并选定 P1 概率水平的反应谱,分别沿纵向 + 竖向、横向 + 竖向输入,进行结构的地震反应分析,分别画出内力反应包络图(见图 7.4、图 7.5)。根据内力反应包络图与结构设计图纸,可以判断出预期会产生塑性铰的部位(抗震薄弱部

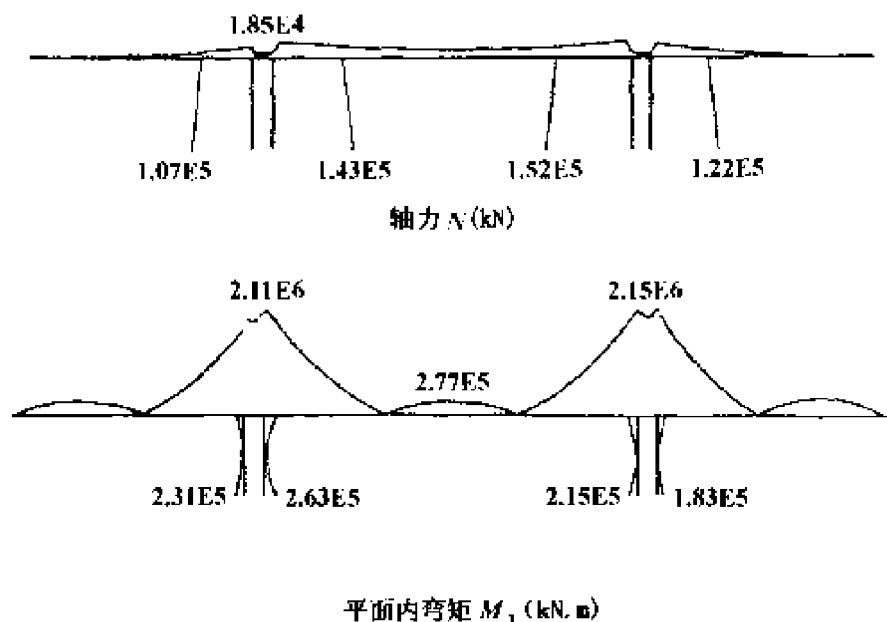


图 7.4

图 7.4 内力反应包络图(纵向 + 竖向输入)

位)为墩柱根部与顶部,而这两个部位的抗震安全性可以通过正确的配筋设计得到保证,故无需修改设计方案。

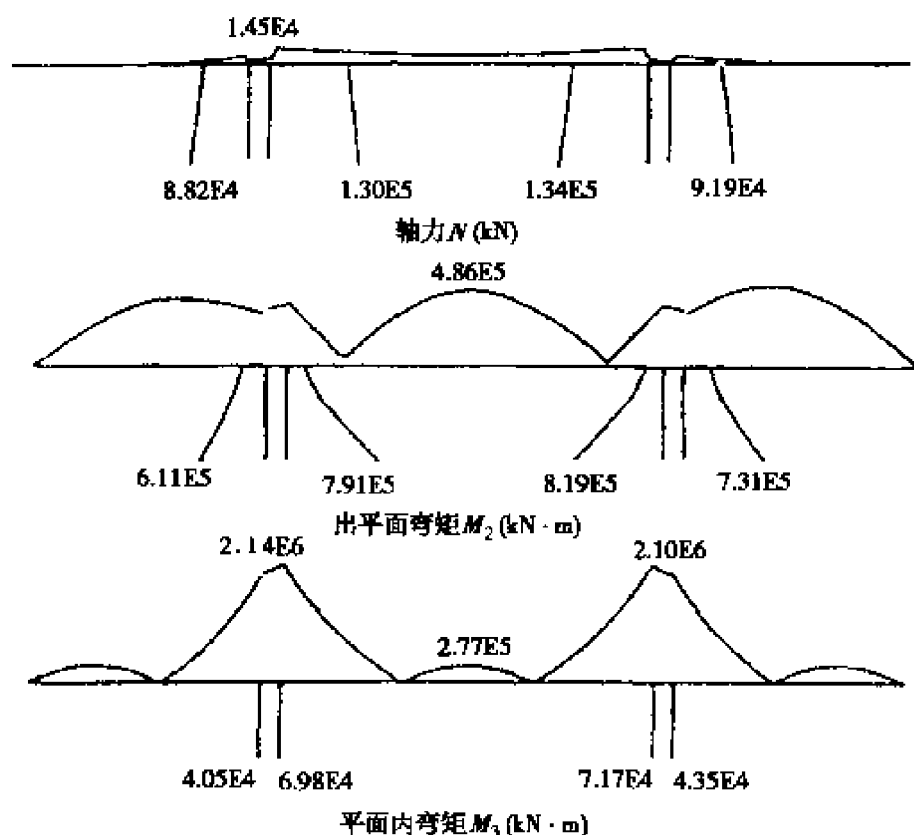


图 7.5 内力反应包络图(横向 + 竖向输入)

7.2.4 延性抗震设计

(1) 塑性铰区横向钢筋设计

由上已知,该桥预期的塑性铰区在墩柱根部和顶部,而要保证塑性铰区具有足够的延性能力,需对其进行仔细的配筋设计。图 7.6 为设计单位提供的主墩截面配筋图,箍筋的纵向间距为 15cm 。箍筋的体积含箍率为:顺桥向 0.13% ,横桥向 0.35% ,而现行《公路桥梁抗震设计规范》规定 8、9 度区桥梁墩柱加密区段箍筋的配置要满足最小体积含箍率,纵桥向和横桥向均为 0.3% 。可见,箍

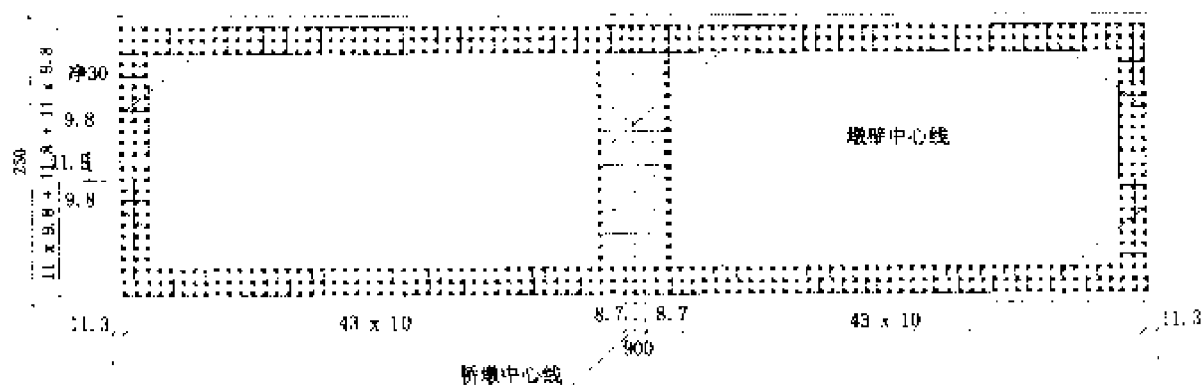


图 7.6 墩柱截面配筋图(设计单位提供)

筋的配置是不足的。需要强调的是,上述规定与欧美国家的规范相比,含箍率很小,而且没有考虑纵向钢筋压溃屈曲破坏,因而是很不够的。

因此,为了保证塑性铰区的延性,应加强箍筋设计。图 7.7 所示的为一种可行的改进方案,在原箍筋包围的核心混凝土部分加设拉筋,而箍筋的纵向间距从 15cm 减为 10cm。

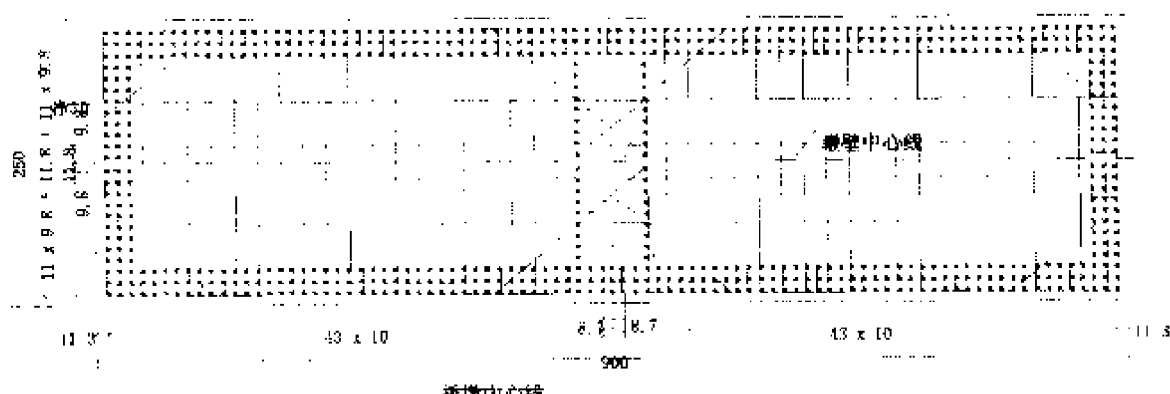


图 7.7 墩柱截面配筋图(加强箍筋)

(2) 抗弯能力验算



进行钢筋混凝土墩柱的抗弯能力验算时,要计算出墩柱可能发生的最大塑性转角和墩柱的最大容许塑性转角,并根据这两个转角的相对大小判断墩柱的安全性。本节仅以可修复破坏极限状态为例。

P2 概率水平地震作用下的非线性时程反应分析表明,桥墩已经屈服,控制截面为墩底截面,最大塑性转角列于表 7.1。

墩底最大塑性转角(rad)

表 7.1

输入方向	塑性转角 θ_{2p}	极限塑性转角 $[\theta_{2p}]_2$	塑性转角 θ_{3p}	极限塑性转角 $[\theta_{3p}]_2$
纵桥向+竖向	0.0	/	3.591×10^{-3}	6.3×10^{-2}
横桥向+竖向	3.074×10^{-4}	1.8×10^{-2}	1.202×10^{-3}	9.6×10^{-2}

注:2 方向为纵桥向,3 方向为横桥向。

墩底截面的最大容许塑性转角采用下式计算:

$$\theta_u = (\varphi_u - \varphi_y) \cdot l_p \quad (7.4)$$

其中, l_p 为塑性铰等效长度, φ_u, φ_y 分别为截面的极限曲率和屈服曲率。

塑性铰等效长度 l_p 同塑性变形的发展和极限压应变有很大的关系,由于实验结果离散性很大,目前主要用经验公式来确定。本节采用欧洲规范计算:

$$l_p = 0.08L + 0.022d_s \cdot f_y \quad (7.5)$$

其中, d_s 为纵向钢筋直径, f_y 为纵向钢筋屈服强度(MPa), H 为截面高度。

截面的极限曲率 φ_u 和屈服曲率 φ_y ,可采用第 5 章所述的方法进行截面分析得到。图 7.8、7.9、7.10 分别为墩底截面在两个主轴方向的弯矩-曲率关系曲线,轴力分别与表 7.1 中所示的最大塑性转角对应。

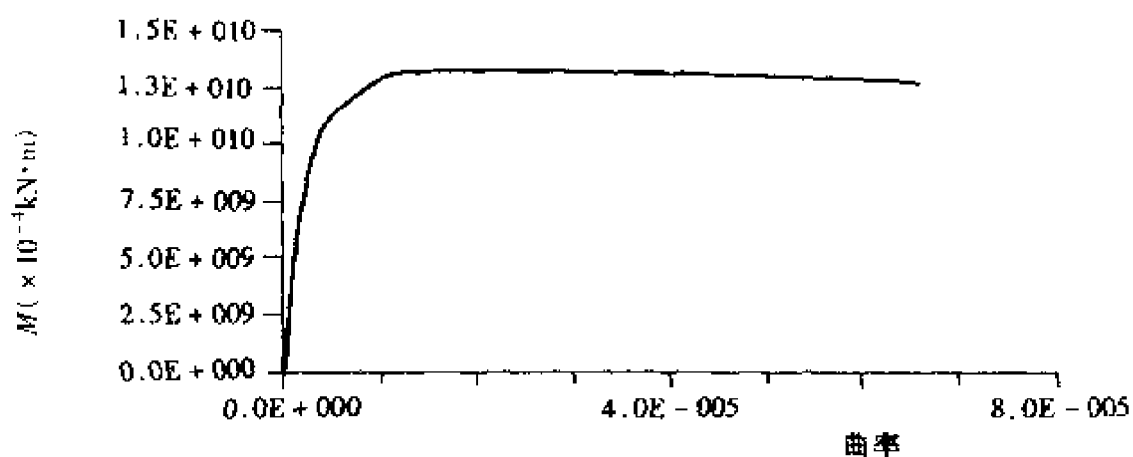


图 7.8 墩底截面绕 2 方向的弯矩-曲率关系(横向 + 竖向输入)

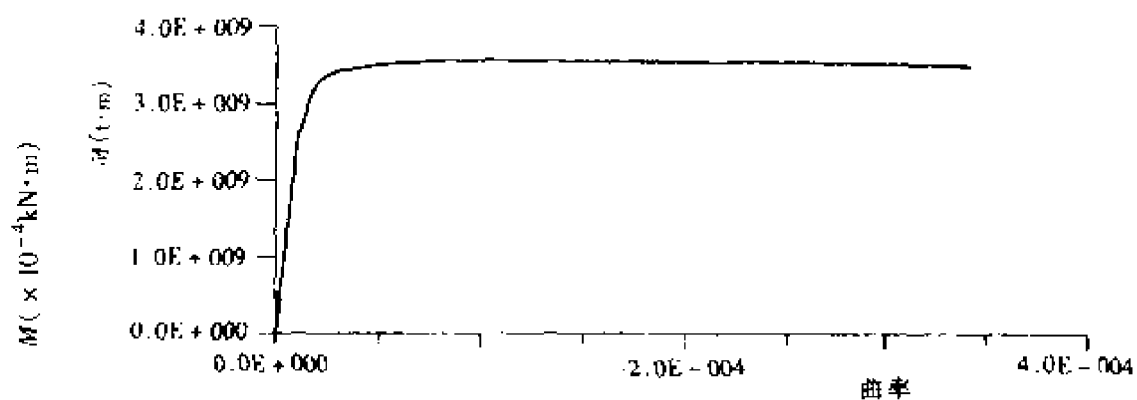


图 7.9 墩底截面绕 3 方向的弯矩-曲率关系(横向 + 竖向输入)

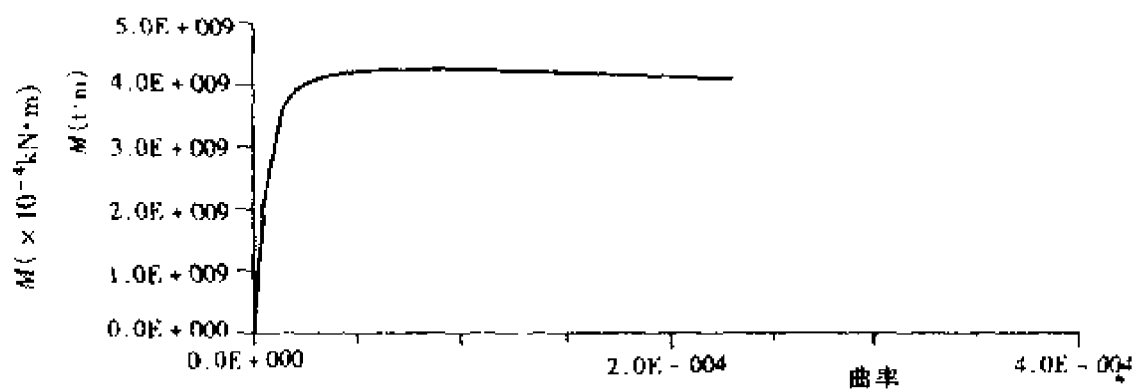


图 7.10 墩底截面绕 3 方向的弯矩-曲率关系(纵向 + 竖向输入)



表 7.1 的数据表明,该桥在 P_2 概率的地震作用下,墩柱可能发生的最大塑性转角均小于墩柱的极限塑性转角,而且具有相当大的安全度,因此没有必要进行进一步的延性设计。

(3) 墩柱的抗剪能力验算和主梁的强度验算

(a) 墩柱的抗剪能力验算

为了确保桥墩能充分发挥它所具有的延性能力,而不发生脆性的剪切破坏,必须采用能力设计思想对墩柱进行抗剪验算。这一验算过程,可以根据第 5 章所述的方法及公式进行,比较明确,这里就不再重复展开了。

(b) 主梁的强度验算

在梁桥的抗震设计中,一般不允许主梁中出现塑性变形,因此需按能力设计思想对主梁进行强度验算。一般来说,地震引起的主梁面内弯矩与静载相比不起控制设计,而横向弯矩将控制设计。由图 7.5 中的内力包络图可以看出,跨中截面的受力最为不利,因此仅需验算该截面的横向强度即可。

参 考 文 献

- [1] 范立础.桥梁工程(上册)第二版.北京:人民交通出版社,1987.
- [2] 范立础.桥梁抗震.上海:同济大学出版社,1997.
- [3] 叶爱君.大跨,桥梁抗震设计:[博士学位论文].上海:同济大学桥梁工程系,1998.
- [4] 交通部公路规划设计院.JTJ 004—89 公路工程抗震设计规范.北京:人民交通出版社,1990.
- [5] Eurocode 8 : Structures in Seismic Regions Design, Part 2: Bridges(draft). April 1993.



[6] 袁万城,范立础,项海帆.大跨度桥梁空间非线性地震反应分析.同济大学学报增刊(桥梁结构版),1991年12月.

[7] 同济大学土木工程防灾国家重点实验室.广东省南澳跨海大桥主桥抗震性能研究.1995年8月.

第八章 大跨度拱桥的抗震设计

8.1 概 述

拱桥是一种既古老又年轻的桥梁形式,在我国的公路桥梁中应用非常广泛。拱桥不仅外形美观,而且跨越能力大。目前,我国拱桥的最大跨度已达到 420m,为 1997 年建成的重庆万县长江大桥。而建设中的上海卢浦大桥,主跨达到了 550m。可以说,在 200 ~ 600m 的范围内,拱桥仍是斜拉桥和悬索桥的竞争对手。

在最近的几次大地震中,大跨度拱桥也出现了一些遭受震害的实例,主要表现为边跨脱落、支承系统以及细部结构的破坏。如在 1995 年阪神地震中,位于震区的西宫港大桥(主跨 252m 的钢系杆拱桥)第一跨引桥脱落,另一座主跨 214m 的钢拱桥发生铸钢支座移位损坏和拱上风撑屈曲破坏。

大跨度拱桥结构形式多种多样,构造相当复杂,而主要的承重构件—主拱的轴压比一般都比较高,延性设计比较困难,也不可靠。欧洲规范规定,“在恒载和设计地震作用下,拱桥的轴压比较高,塑性铰区的延性设计可能不可靠,因此桥梁最好保持弹性”。因此,作者认为大跨度拱桥的抗震设计不宜过分依赖延性抗震,而应在正确的地震反应分析的基础上,进行强度验算,必要时可采取适当的减震措施减小地震反应。同时,由于地震的随机性,还应重视抗震措施的采用。现行的《公路工程抗震设计规范》(150m 以下跨度的拱桥适用)对拱桥的抗震措施作了一些规定:在 7°以上地区



的拱桥基础宜置于地质条件一致、两岸地形相似的坚硬土层上。拱桥矢跨比宜取 $1/5 \sim 1/8$ 。空腹式拱桥宜减小拱上填料厚度,并宜采用轻质填料,填料必须逐层夯实。边腹拱宜采用静定结构。在 8° 以上地区的大跨径拱桥的主拱圈宜采用抗扭刚度较大、整体性较好的断面型式,如箱形拱、板拱等。当采用钢筋混凝土肋拱时,必须加强横向联系。拱上建筑的立柱或立墙顶端宜设铰,允许这些部位有些变形。 9° 区的混凝土或钢筋混凝土无铰拱,宜在拱脚的上、下缘配置或增加适当的钢筋,并按锚固长度的要求深入墩(台)拱座内。

大跨度拱桥的结构构造比较复杂,因此地震反应也比较复杂,一般需要采用反应谱分析和时程分析两种方法相互校核。地震反应的复杂性主要表现在两个方面:

1) 高阶振型的影响不可忽略。在地震中较易遭受破坏的细部结构,其地震反应往往是由高阶振型的贡献起控制作用的。

2) 多点不同步激振(包括行波效应)和竖向地震动的影响不可忽略。在大跨度拱桥的地震反应中,多点不同步激振的影响是最受关注的,它将产生由于拱脚相对位移引起的拟静力作用以及激发起对称振型对地震反应的贡献,从而使地震反应增大。增大的程度与地震输入特性(包括输入的波形、两拱脚的地震动差异或地震动的传播速度),结构本身的刚度、动力特性等因素有关。当拱桥的刚度较大时,拟静力反应起控制作用;而随着结构柔性的增加,对称振型的贡献将起主导作用。另外,考虑竖向地震动的作用,一般也会使桥梁的地震反应有较大的增加。

本章将以主跨 360m 的丫髻沙特大桥为例介绍大跨度拱桥的抗震设计。重点介绍地震输入的选取,动力计算模型的建立,动力特性分析,地震反应分析以及抗震验算。



8.2 丫髻沙特大拱桥抗震设计实例简介

丫髻沙特大桥位于广州市海珠区南西侧丫髻沙岛的西北端,跨越珠江,距下游洛溪大桥约 2km。主桥为中承式拱结构,跨径组合 $76+360+76\text{m}$,总体结构布置见图 8.1。主拱计算矢高 76.45m,矢跨比为 $1/4.5$ 。拱轴系数 $m=2$, $k=1.317$ 。每片拱肋由 $6\phi 750$ 钢管混凝土结构组成,由横向平联板、腹杆连接成为钢管混凝土桁架,其中外侧和内侧钢管为 $\phi 750 \times 18\text{mm}$,中间钢管为 $\phi 750 \times 20\text{mm}$,钢管间的横向平联板总厚为 500mm,内、中、外三根钢管通过平联板形成共同受力的类似肋板式的结构,上、下钢管间通过 $\phi 450 \times 12\text{mm}$ 和 $\phi 351 \times 10\text{mm}$ 的腹杆组成稳定的空间结构。主拱脚钢管中心距 8.039m,拱顶钢管中心距 4.000m。两片拱肋的中心距为 35.95m。设有 7 组大“米”字横撑,在拱肋的弦管和平联板内灌注 60# 高强补偿收缩混凝土。

边拱为上承式双肋悬链线拱,计算跨径 71.0m,广氮端边拱矢高 27.296m,沙贝端边拱矢高为 27.988m,矢跨比约 $1/5.2$,拱轴系数 $m=2$, $k=1.317$ 。拱肋高 4.5m,宽 3.45m,钢筋混凝土单箱单室截面,两肋间有 6 道钢筋混凝土横撑及 4 根与拱肋固结的横梁(包括端横梁),为一空间梁系结构。边拱肋与主拱肋轴线位于同一竖平面内。

本桥所有基础均采用钻(挖)孔桩基础。除 9 号拱座下游侧桩基础按摩擦桩计算外,其余所有桩基础均按柱桩设计,桩底嵌入弱风化层或微风化层 2.0~3.5m。9 号拱座下游侧拱座基础按 2.5m 直径设计,9 号拱座上游侧拱座及 10 号拱座基础按 3.0m 直径设计。8 号和 11 号墩基础均按 2.5m 直径桩基设计。

边拱立柱、拱座上立柱为钢筋混凝土构件、主拱立柱为钢管混

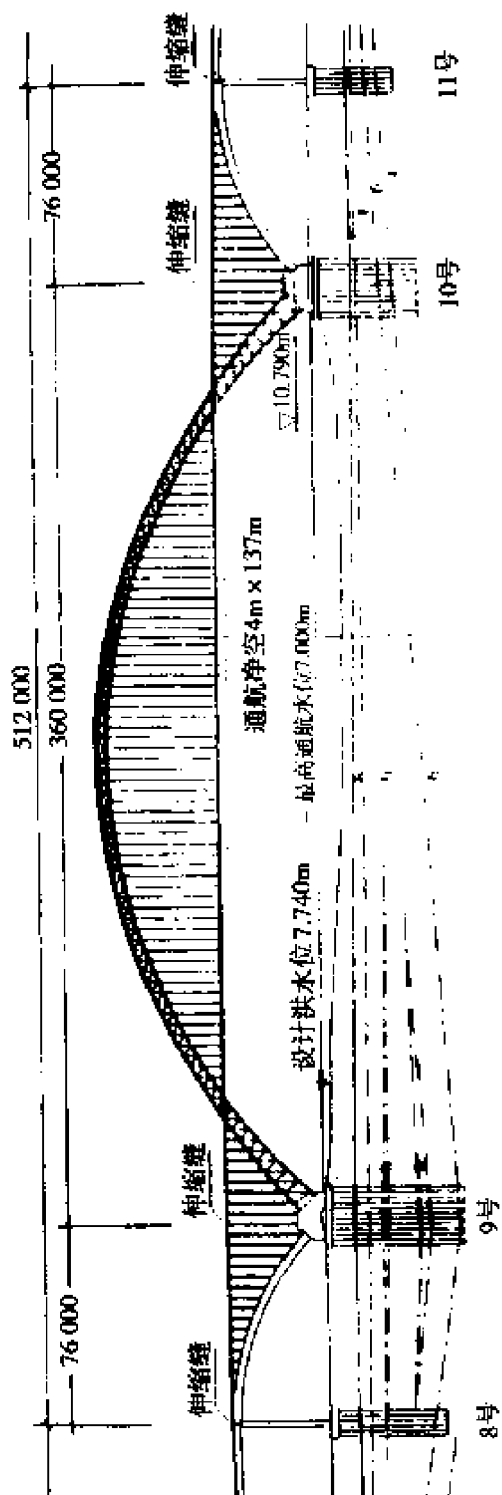


图 8.1 丫髻沙大桥总体结构布置



凝土构件,桥面板为厚 170mm 的预制钢筋钢纤维混凝土板。除在伸缩缝处外,预制板通过纵、横向的湿接头和横向预应力钢筋形成整体连续板。吊杆为镀锌高强低松弛钢丝束。系杆采用 OVM15—61 无粘结高强低松弛预应力钢绞线。系杆外包钢箱或波纹管,在钢箱或孔道内填充石蜡。

在边拱拱顶和距边拱拱顶 76m 处设有伸缩缝(见图 8.1),桥面纵坡广氮方向为 2.7%,沙贝方向为 2.03%,横坡为 1.5%。

8.2.1 地震动输入

(1) 设防标准

丫髻沙大桥桥址场地地震安全性评价项目由广东省工程防震研究院承担。他们对丫髻沙大桥工程场地进行了地震危险性分析,分别给出了未来 50 年超越概率为 63%,10% 和 2% 的地震烈度以及基岩加速度峰值(见表 8.1)。本文选用 P1(50 年 10%)和 P2(50 年 2%)进行两个水平的抗震分析。

三个概率水准的地震烈度及基岩加速度峰值(水平向) 表 8.1

设防概率	地震烈度	基岩加速度峰值(gal)
50 年 63%	5.70	27.54
50 年 10%	6.93	81.63
50 年 2%	7.75	153.86

(2) 地震动输入的确定

采用《广州东南西环高速公路丫髻沙特大桥工程场地地震安全性评价报告》提供的地表合成地震动加速度时程及对应的反应谱进行地震反应分析。根据该工程场地地表 15m 内平均剪切波速的实测结果,其覆盖土层属于中软场地,各钻孔位地面脉动平均卓越周期都比较接近,因而东、西岸的地表加速度时程及反应谱差别不大。图 8.2 是两个概率水准的场地标准化设计反应谱曲线。



图 8.3、8.4 则有代表性地画出了左拱脚处两个概率水平的输入地震加速度时程。

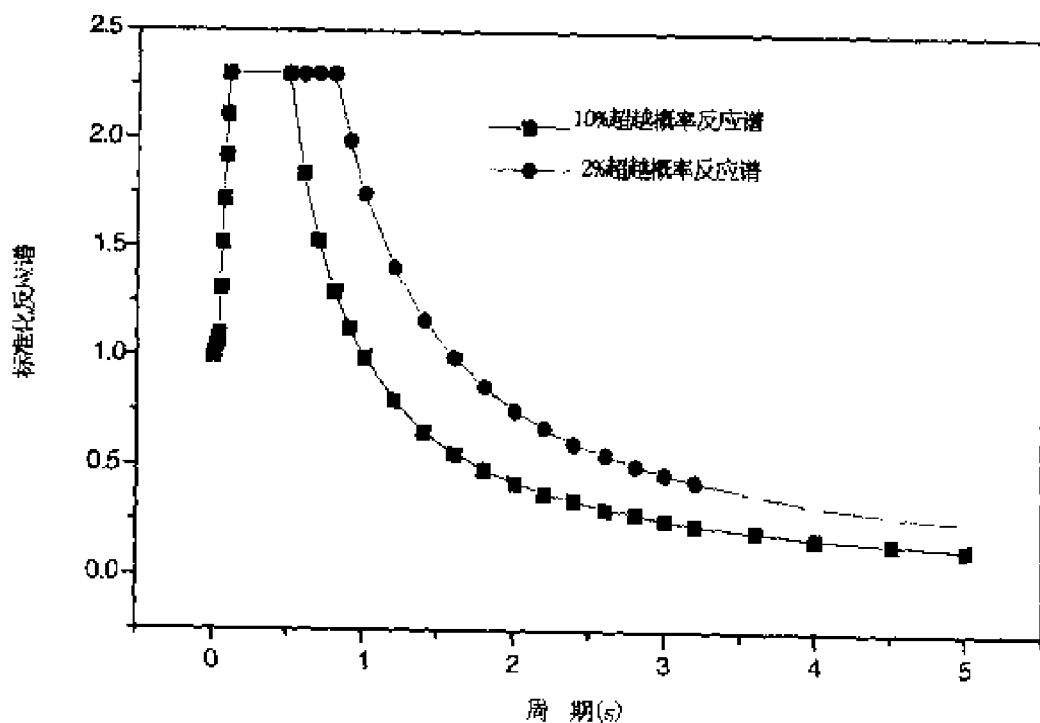


图 8.2 桥址场地标准化设计反应谱曲线

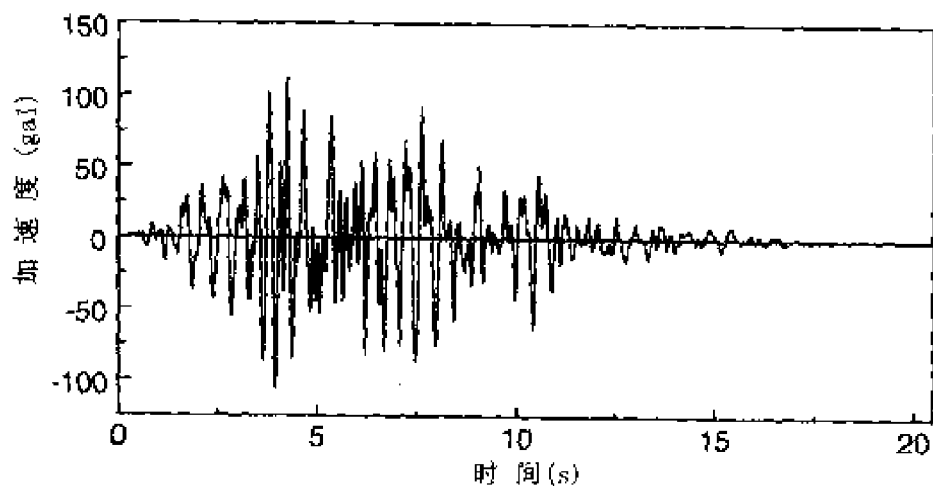


图 8.3 左拱脚地表地震加速度时程(PI)

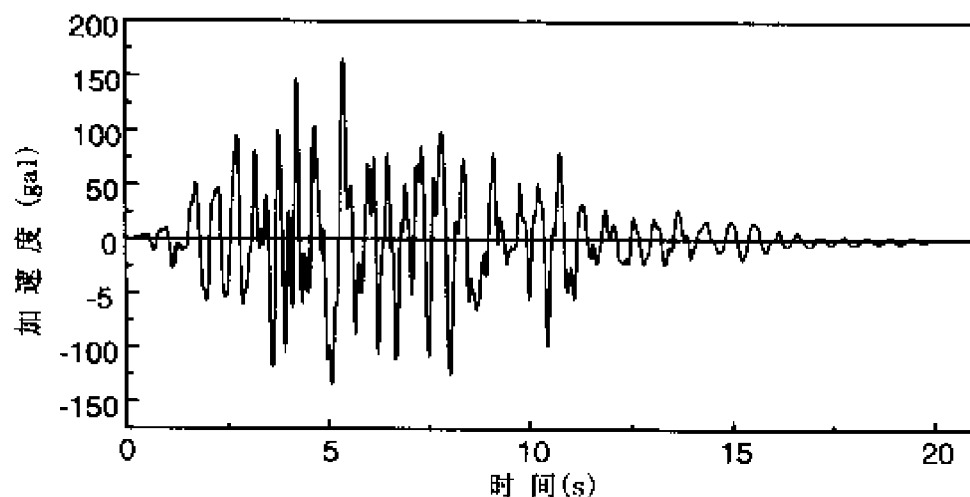


图 8.4 左拱脚地表地震加速度时程(P2)

8.2.2 动力计算模型

采用三维有限元方法建立动力计算模型(见图 8.5)。主拱圈、主拱风撑桁架等效为空间梁单元;边拱拱圈、桥面板、横梁、立柱、边墩均采用空间梁单元模拟;吊杆、系杆采用三维桁架单元模拟,考虑了几何刚度的影响。

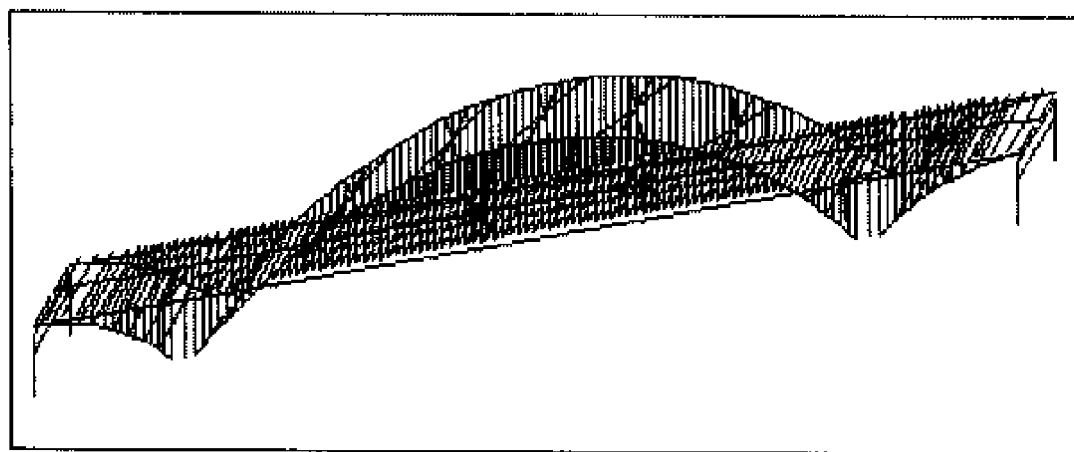


图 8.5 丫髻沙大桥的动力计算模型



边界条件处理为:桥面板(模拟为一纵梁)与立柱上横梁之间铰接;边拱顶与桥墩之间纵桥向平动及转动自由度相对自由,其它自由度主从;边墩底及拱脚固结。

需要说明的是,为了分析桩基础的影响,对该桥的动力特性及地震反应作了比较分析,结果表明,桩基础的作用对结构的动力特性及内力反应影响很小,说明主桥桩基础非常强大,中间主拱非常接近无铰拱。因此,采用了边墩底及拱脚固结的计算模型。

8.2.3 动力特性分析

分析和认识大跨度拱桥的动力特性是进行地震反应分析和抗震设计的基础。表 8.2 列出了丫髻沙大桥的前 10 阶振型的频率及振型特征,图 8.6(1)~8.6(8)则为 8 阶典型的振型。

一般来说,大跨度拱桥的第一阶振型是侧向对称弯曲振动振型,而第二阶为竖向反对称弯曲振动振型。而高阶振型的振动特性比较复杂,与结构形式、支承连接条件等有关。

丫髻沙大桥的动力特性

表 8.2

振型序号	频率(Hz)	振 型 特 征
1	0.3476	主拱和桥面板对称侧弯
2	0.4489	主拱和桥面板反对称竖弯
3	0.5079	主拱、边墩和桥面板侧弯
4	0.5247	主拱、边拱、边墩和桥面板侧弯竖弯耦合
5	0.6179	主拱、边拱、边墩和桥面板侧弯竖弯耦合
6	0.6651	主拱、边拱、边墩和桥面板侧弯竖弯耦合
7	0.7338	主拱、桥面板对称竖弯
8	0.7486	边墩纵向弯曲
9	0.7617	边墩纵向弯曲
10	0.8187	边墩纵向弯曲

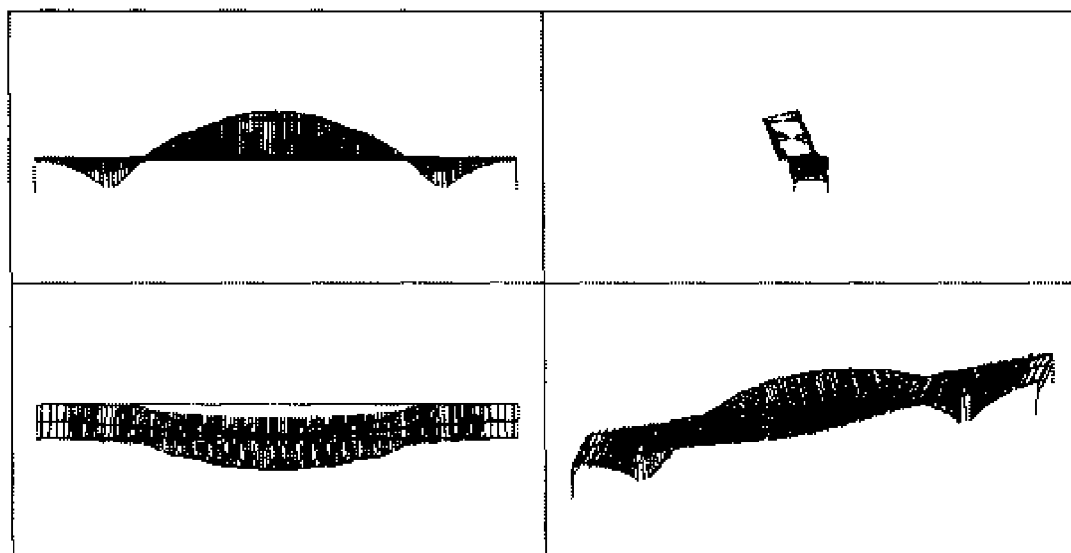


图 8.6(1) 第 1 阶:对称侧弯振型

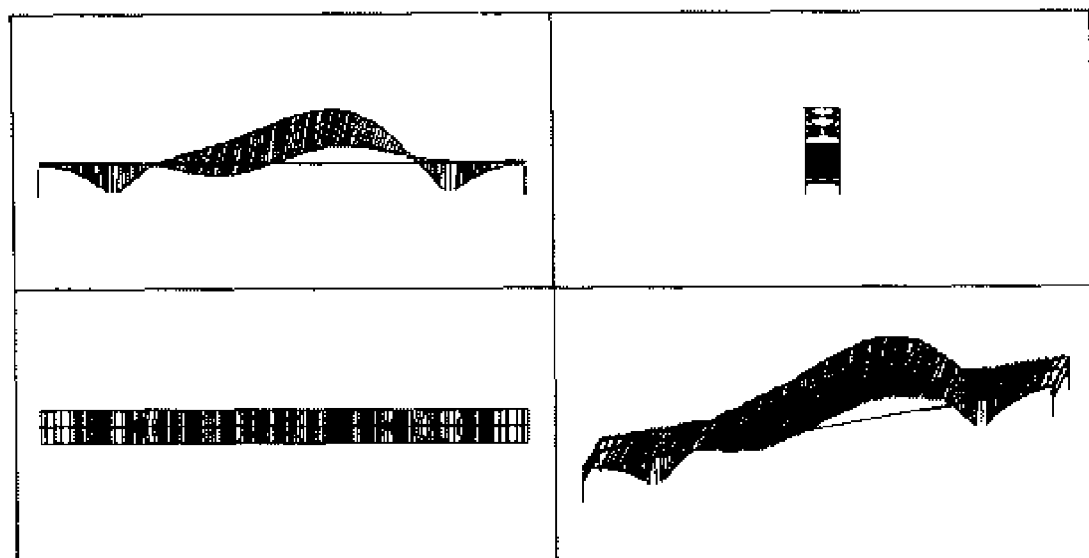


图 8.6(2) 第 2 阶:反对称竖弯振型

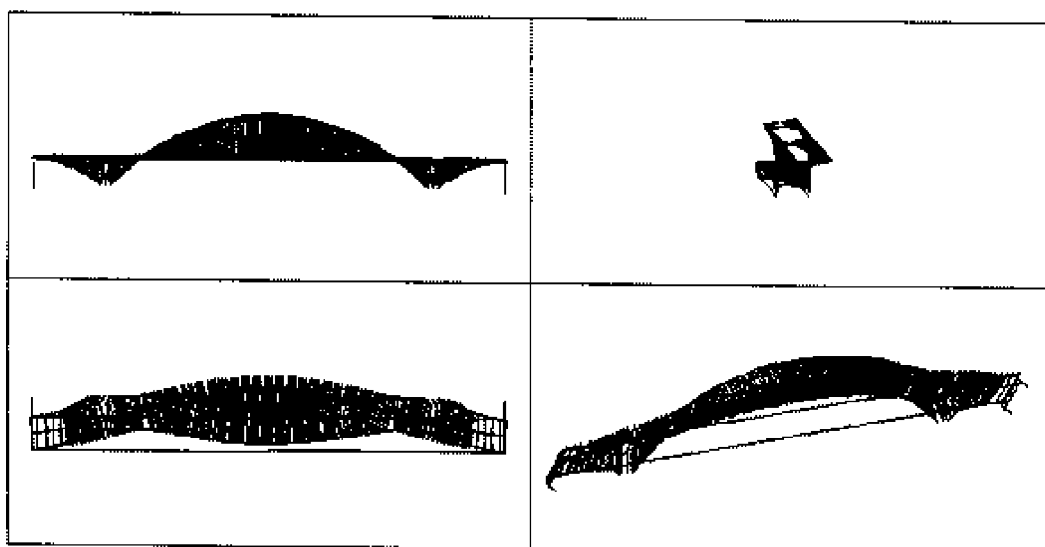


图 8.6(3) 第 3 阶:主拱、边墩和桥面侧弯振型

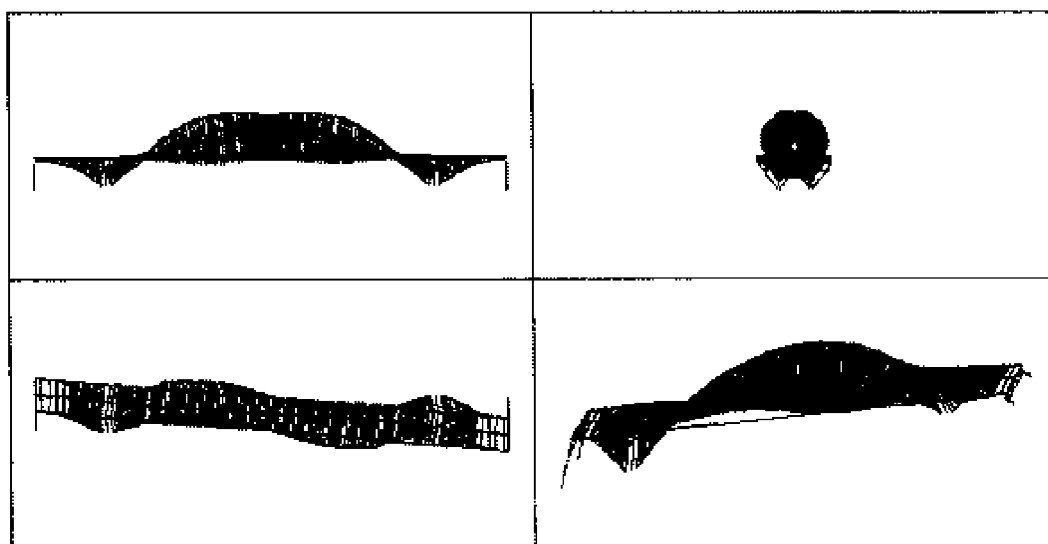


图 8.6(4) 第 4 阶:耦合振动振型

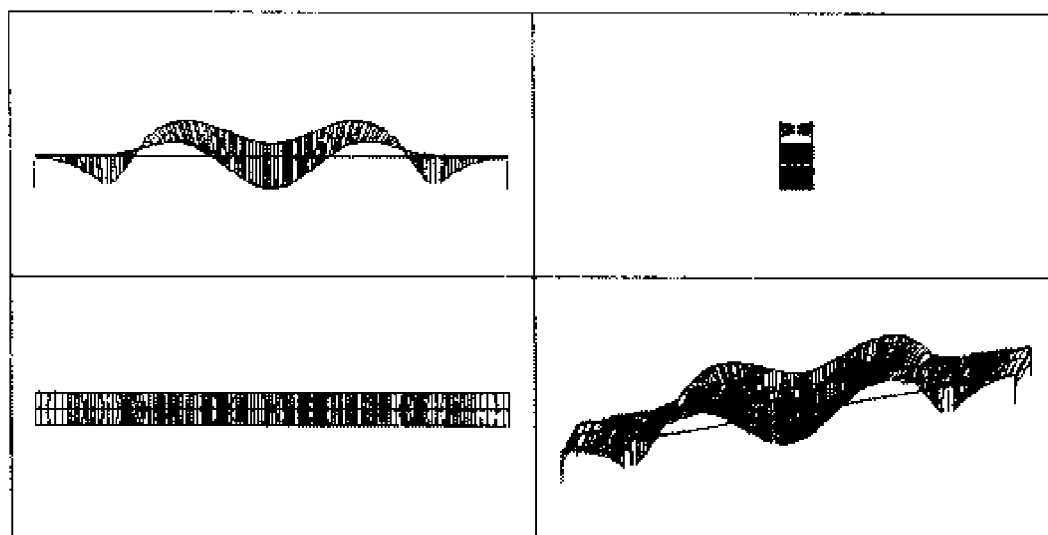


图 8.6(5) 第 7 阶:对称竖弯振型

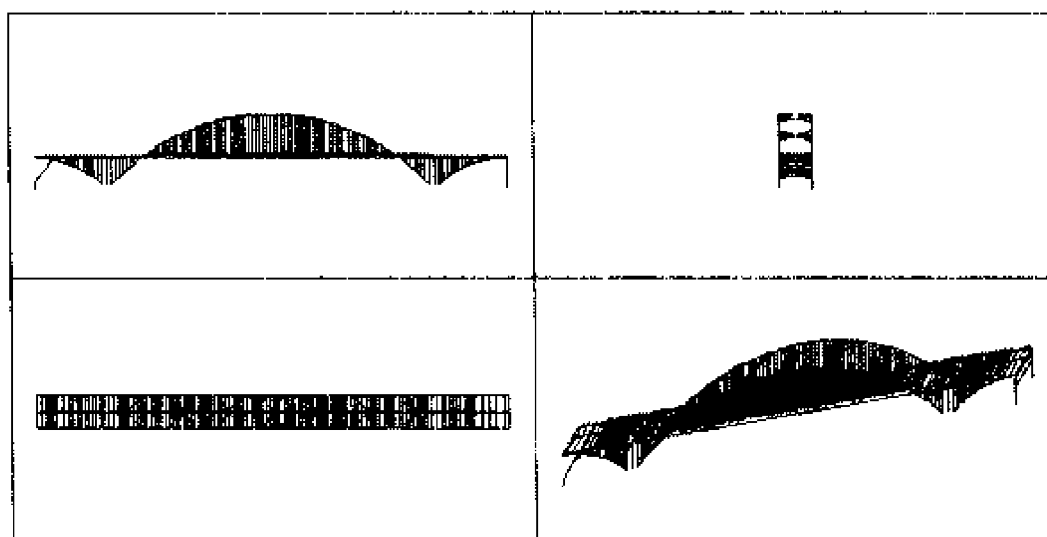


图 8.6(6) 第 8 阶:边墩纵弯振型

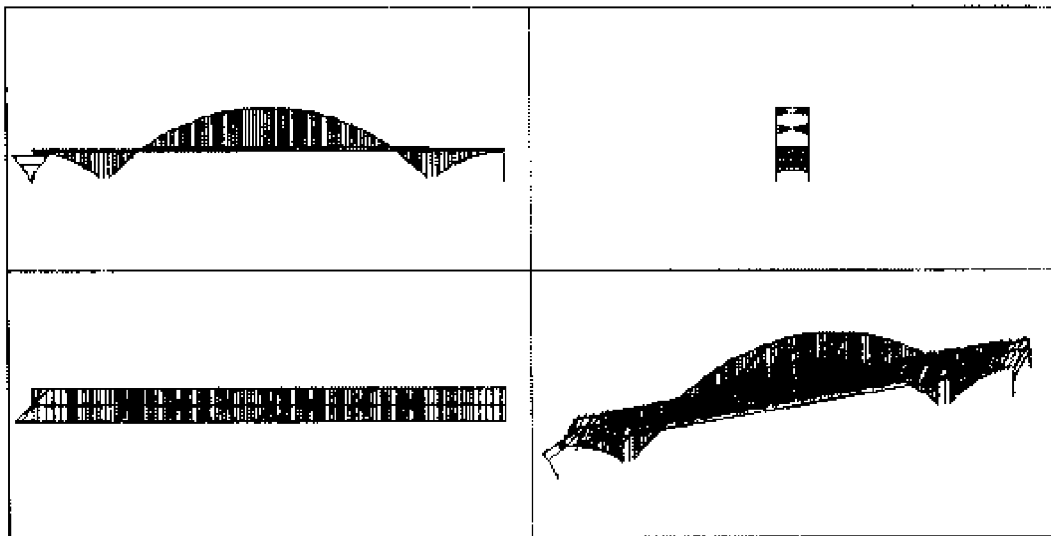


图 8.6(7) 第 10 阶:边墩纵弯振型

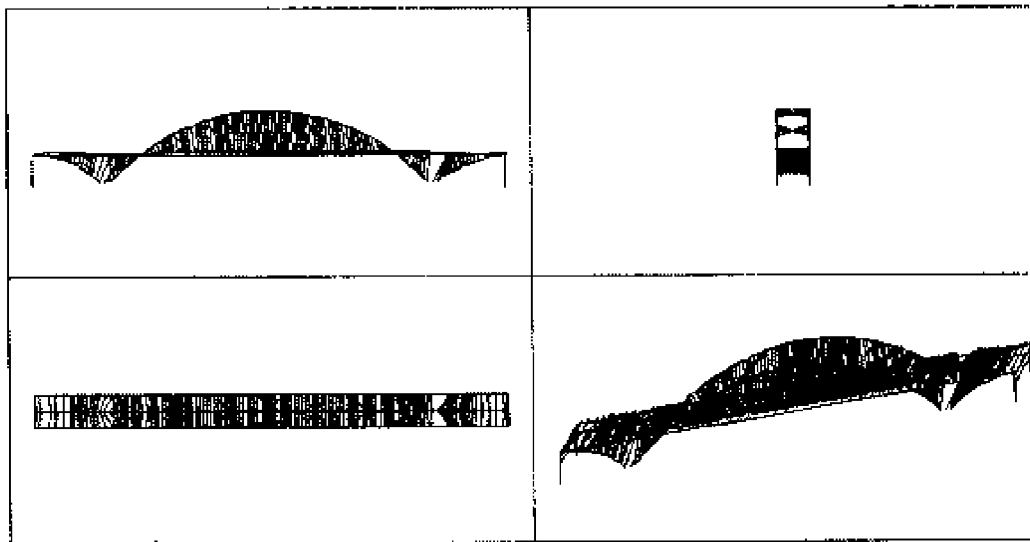


图 8.6(8) 第 11 阶:拱上立柱纵弯振型



8.2.4 地震反应分析

地震反应分析采用反应谱方法和时程分析法相互校核,最后以时程分析结果为准验算桥梁结构的抗震安全性。

(1) 反应谱分析

在两种概率水准的地震作用下,用反应谱方法分别计算了丫髻沙大桥的地震反应,以校核时程分析的结果。考虑了两种地震动输入方式,即纵桥向+竖向输入和横桥向+竖向输入,其中,竖向反应谱值取水平反应谱值的 $2/3$ 。为保证计算精度,取前 170 阶振型进行叠加,包括了主拱、边拱、桥面板和立柱的主要振型。计算结果略。

(2) 时程分析

为了分析多点激振和行波效应、以及竖向地震分量对大跨度拱桥的地震反应的影响,以 P1 地震作用下的时程分析为例,进行了比较分析。考虑了三种地震动输入方式:(a)一致输入,即各拱脚和各墩底输入的地震加速度时程完全相同,并取左拱脚附近孔位的地表地震加速度时程作为输入;(b)行波输入,即各拱脚和墩底的地震动输入在波形和幅值上完全相同,各输入之间只相差一个相位。取左拱脚附近孔位的地表加速度时程作为基准输入,剪切波速取 200m/s (根据《广州东南西环高速公路丫髻沙特大桥工程场地地震安全性评价报告》中表 4.2 取值);(c)多点输入,即各支承点分别输入最近孔位的地表人工加速度时程。无论哪种输入情况,当考虑竖向地震动输入时,竖向分量取水平分量的 $2/3$ 。

在 P1 地震动作用下,控制截面的时程反应分析结果列于表 8.3 和表 8.4。

由表 8.3 可以看到,竖向地震动输入使丫髻沙大桥的地震内力增加很多。主拱脚轴力、剪力、弯矩分别增大了 1.03、0.36 和



0.75倍。主拱顶轴力、剪力、弯矩分别由 4.796×10^1 、 2.824×10^2 、 7.240×10^1 变为 3.921×10^3 、 2.403×10^2 、 1.410×10^4 。实际上,对于对称结构在纵向水平地震作用下,主拱顶轴力和弯矩理论上应为零。丫髻沙桥轻微不对称,加之有限元离散误差,表中这两个值不为零,但很小。当考虑竖向地震动作用时,轴力和弯矩急剧增加



表 8.3

Y 臂沙大桥纵向地震反应(P1)

截面 位置	一致输入			行波输入			多点输入		
	轴力(kN)	剪力(kN)	弯矩(kN·m)	轴力(kN)	剪力(kN)	弯矩(kN·m)	轴力(kN)	剪力(kN)	弯矩(kN·m)
主拱脚	3.271×10^3	7.468×10^2	1.736×10^4	7.595×10^3	1.477×10^3	4.227×10^4	2.863×10^3	7.209×10^2	1.777×10^4
	(6.637 × 10 ³)	(1.016 × 10 ³)	(3.045 × 10 ⁴)	(8.775 × 10 ³)	(1.784 × 10 ³)	(5.366 × 10 ⁴)	(5.425 × 10 ³)	(8.993 × 10 ²)	(2.683 × 10 ⁴)
主拱 1/4 点	1.657×10^3	2.948×10^2	4.954×10^3	6.745×10^3	4.691×10^2	2.243×10^4	1.254×10^4	2.560×10^2	4.979×10^3
	(4.985 × 10 ³)	(5.544 × 10 ²)	(1.055 × 10 ⁴)	(7.172 × 10 ³)	(7.468 × 10 ²)	(2.185 × 10 ⁴)	(3.928 × 10 ³)	(5.201 × 10 ²)	(8.813 × 10 ³)
主拱顶	4.796×10^4	2.824×10^2	7.240×10^1	6.358×10^3	2.214×10^2	2.553×10^4	7.999×10^2	2.736×10^2	1.765×10^3
	(3.921 × 10 ³)	(2.403 × 10 ²)	(1.410 × 10 ²)	(6.592 × 10 ³)	(3.189 × 10 ²)	(3.101 × 10 ⁴)	(3.270 × 10 ³)	(2.367 × 10 ²)	(1.162 × 10 ⁴)
边拱脚	3.415×10^3	1.878×10^2	3.768×10^4	4.554×10^3	1.503×10^2	2.663×10^4	3.584×10^3	1.860×10^2	3.646×10^4
	(4.393 × 10 ³)	(2.264 × 10 ²)	(4.609 × 10 ⁴)	(5.911 × 10 ³)	(1.979 × 10 ²)	(3.653 × 10 ⁴)	(4.780 × 10 ³)	(2.238 × 10 ²)	(4.533 × 10 ⁴)
边拱 1/4 点	3.385×10^3	5.239×10^2	1.767×10^4	3.366×10^3	4.358×10^2	1.143×10^4	3.457×10^3	5.133×10^2	1.728×10^4
	(3.730 × 10 ³)	(8.033 × 10 ²)	(2.383 × 10 ⁴)	(4.037 × 10 ³)	(5.593 × 10 ²)	(1.630 × 10 ⁴)	(4.037 × 10 ³)	(8.208 × 10 ²)	(2.383 × 10 ⁴)
主拱脚立柱	1.778×10^1	1.838	1.933×10^1	4.210×10^1	4.304	4.525×10^1	1.796×10^1	2.496	7.901×10^1
	(9.469 × 10 ¹)	(9.556)	(1.005 × 10 ²)	(9.161 × 10 ¹)	(9.253)	(9.727 × 10 ¹)	(8.807 × 10 ¹)	(9.004)	(9.466 × 10 ¹)
边墩底	1.376×10^3	1.555×10^2	3.041×10^3	1.455×10^3	1.629×10^2	3.070×10^3	1.323×10^3	1.600×10^2	3.211×10^3
	(1.892 × 10 ³)	(1.555 × 10 ²)	(3.041 × 10 ³)	(1.827 × 10 ³)	(1.629 × 10 ²)	(3.070 × 10 ³)	(2.088 × 10 ³)	(1.600 × 10 ²)	(3.211 × 10 ³)

注:表中括号内的数值为纵向 + 竖向输入时的反应值



表 8.4
Y 型沙大桥横向地震反应(P1 波, 横向 + 竖向输入)

截面位置	轴 力 (kN)	剪力(kN)		弯矩(kN·m)		
		Q ₂	Q ₃	M ₂	M ₃	
主拱脚	6.417 × 10 ³ (6.535 × 10 ³)	1.016 × 10 ³ (9.808 × 10 ²)	1.178 × 10 ³ (1.157 × 10 ³)	1.026 × 10 ⁴ (1.005 × 10 ⁴)	2.961 × 10 ⁴ (2.890 × 10 ⁴)	
主拱 1/4 点	4.491 × 10 ³ (4.208 × 10 ³)	4.665 × 10 ² (4.299 × 10 ²)	5.159 × 10 ² (5.030 × 10 ²)	5.562 × 10 ³ (5.372 × 10 ³)	9.654 × 10 ³ (9.299 × 10 ³)	
主拱顶	4.439 × 10 ³ (4.168 × 10 ³)	7.726 × 10 ¹ (6.904 × 10 ¹)	1.394 × 10 ² (1.179 × 10 ²)	2.966 × 10 ³ (2.723 × 10 ³)	1.370 × 10 ⁴ (1.298 × 10 ⁴)	
边拱脚	2.013 × 10 ³ (1.886 × 10 ³)	1.709 × 10 ³ (1.677 × 10 ³)	1.152 × 10 ³ (1.156 × 10 ³)	1.626 × 10 ⁴ (1.658 × 10 ⁴)	3.367 × 10 ⁴ (3.341 × 10 ⁴)	
边拱 1/4 点	1.170 × 10 ³ (1.045 × 10 ³)	5.483 × 10 ² (5.663 × 10 ²)	4.109 × 10 ² (4.005 × 10 ²)	6.303 × 10 ³ (6.608 × 10 ³)	1.582 × 10 ⁴ (1.593 × 10 ⁴)	
主拱脚立柱	9.637 × 10 ¹ (9.441 × 10 ¹)	1.274 × 10 ¹ (1.233 × 10 ¹)			1.567 × 10 ² (1.554 × 10 ²)	
边墩底	1.259 × 10 ³ (1.372 × 10 ³)	3.991 × 10 ² (3.982 × 10 ²)			5.727 × 10 ³ (5.737 × 10 ³)	

注:表中括号内的数值为多点输入下的反应;2 方向为竖向,3 方向为横桥向。

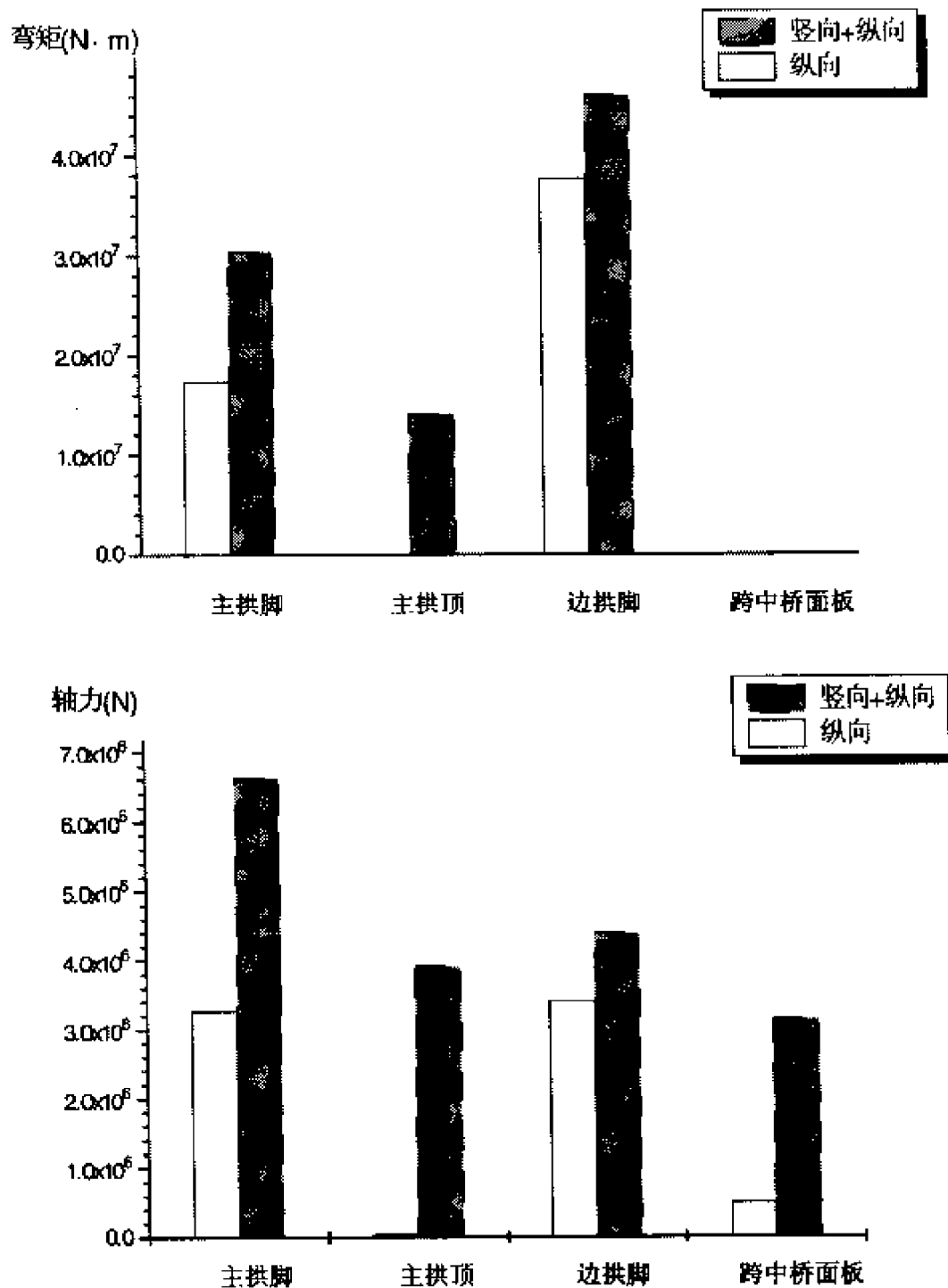


图 8.7 竖向地震动分量对结构反应的影响(P1)

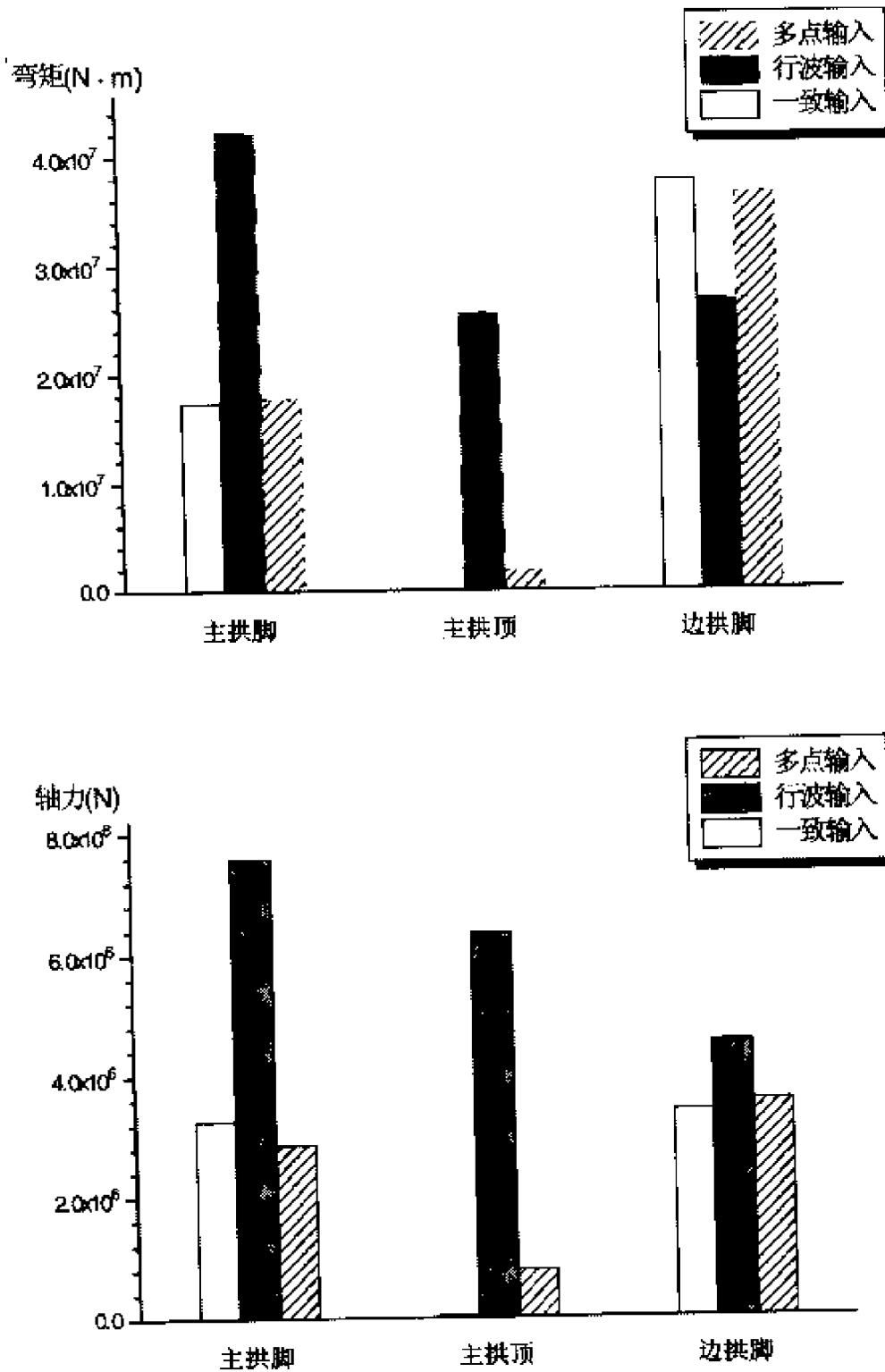


图 8.8 行波和多点输入对结构反应的影响(P1)



Y 型沙大桥多点输入下的地震反应(P2)

表 8.5

截面位置	纵向 + 竖向输入			横向 + 竖向输入		
	轴力(kN)	剪力(kN)	弯矩(kN·m)	轴力(kN)	剪力(kN)	弯矩(kN·m)
主拱脚	2.025×10^4	2.781×10^3	7.029×10^4	2.009×10^4	3.367×10^3 (3.766×10^3)	3.230×10^4 (9.575×10^4)
主拱 1/4 点	1.686×10^4	1.654×10^3	4.293×10^4	1.498×10^4	1.559×10^3 (1.785×10^3)	1.979×10^4 (3.173×10^4)
主拱顶	1.512×10^4	8.034×10^2	5.202×10^4	1.511×10^4	3.733×10^2 (4.350×10^2)	8.942×10^3 (4.421×10^3)
边拱脚	1.236×10^4	7.220×10^3	1.549×10^5	5.030×10^3	4.500×10^3 (1.681×10^3)	4.345×10^4 (9.717×10^4)
边拱 1/4 点	1.112×10^4	2.418×10^3	7.655×10^4	3.103×10^3	1.503×10^3 (9.980×10^2)	8.231×10^3 (4.826×10^4)
主拱脚立柱	3.065×10^2	3.149×10^1	3.311×10^2	2.940×10^2	4.378×10^1	5.533×10^2
边墩底	5.505×10^3	4.132×10^2	1.025×10^4	2.743×10^3	1.190×10^3	1.739×10^4

注：表中括号内的数值分别为 Q_3, M_3

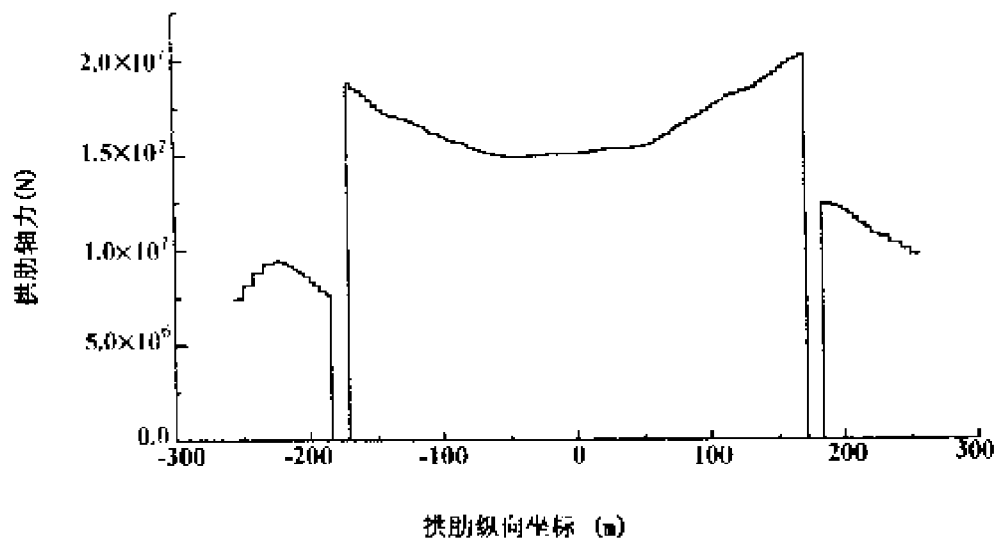


图 8.9a)

图 8.9a) 拱肋轴力包络图 (P2,纵向 + 竖向输入)

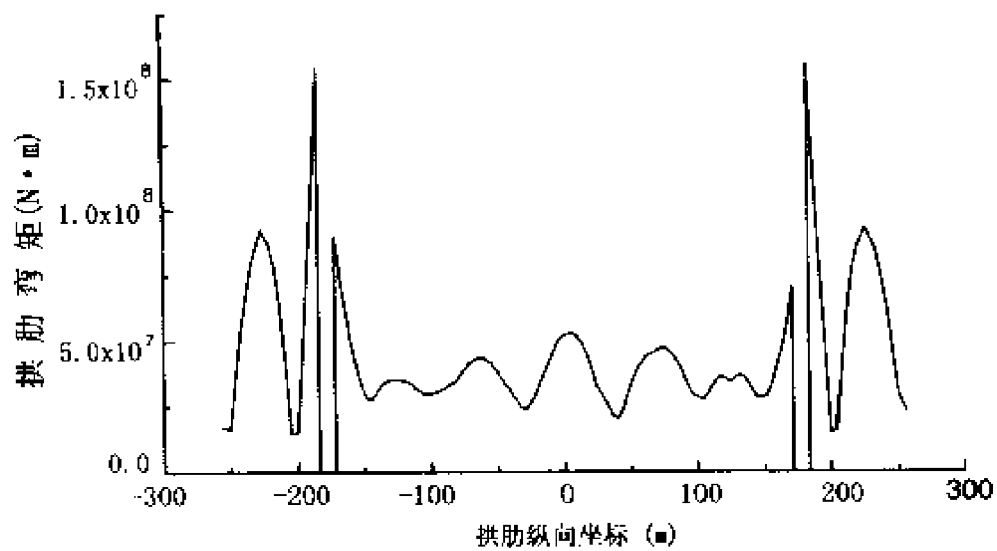


图 8.9b) 拱肋弯矩 M_3 包络图 (P2,纵向 + 竖向输入)

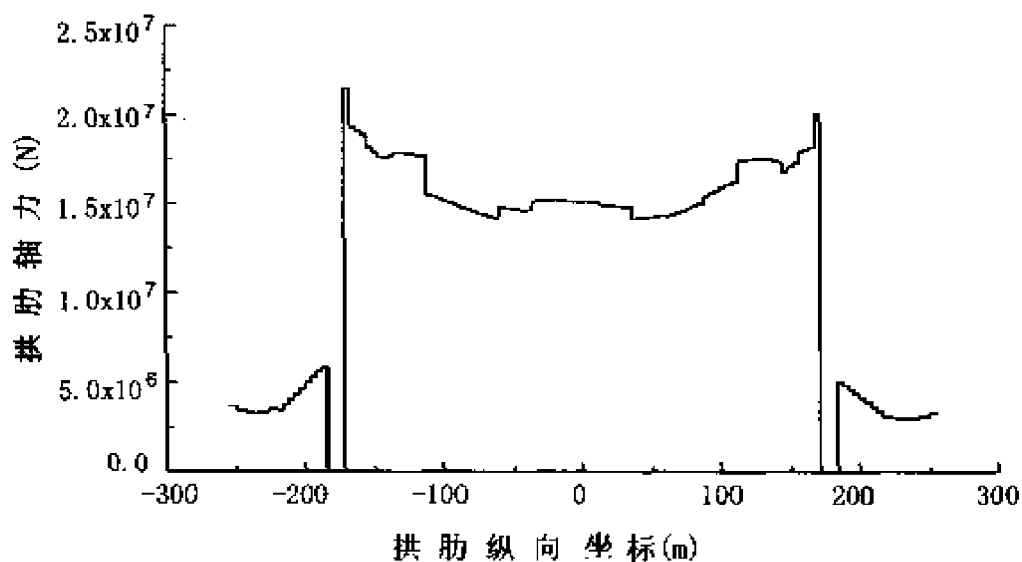


图 8.10a) 拱肋轴力包络图 (P2, 横向 + 竖向输入)

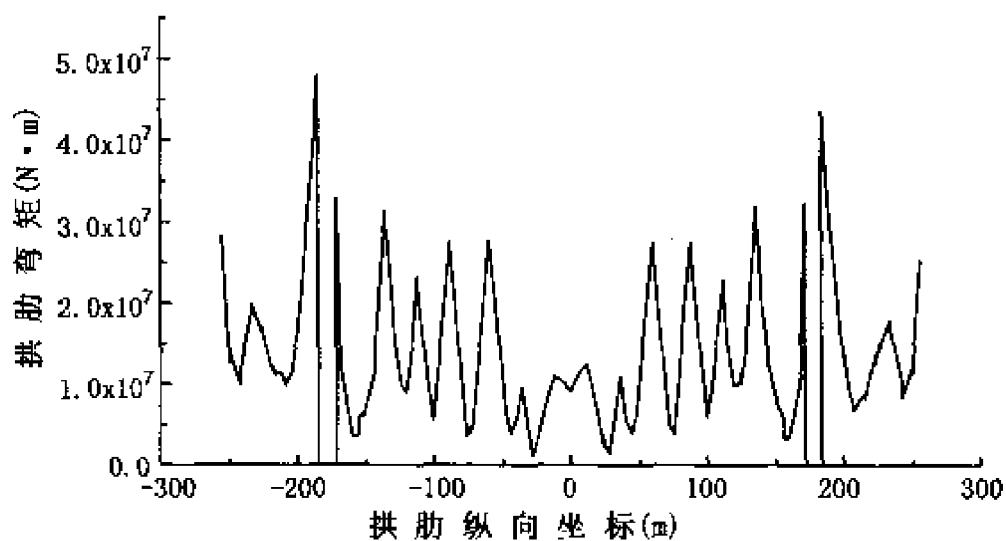


图 8.10b) 拱肋弯矩 M_2 包络图 (P2, 横向 + 竖向输入)

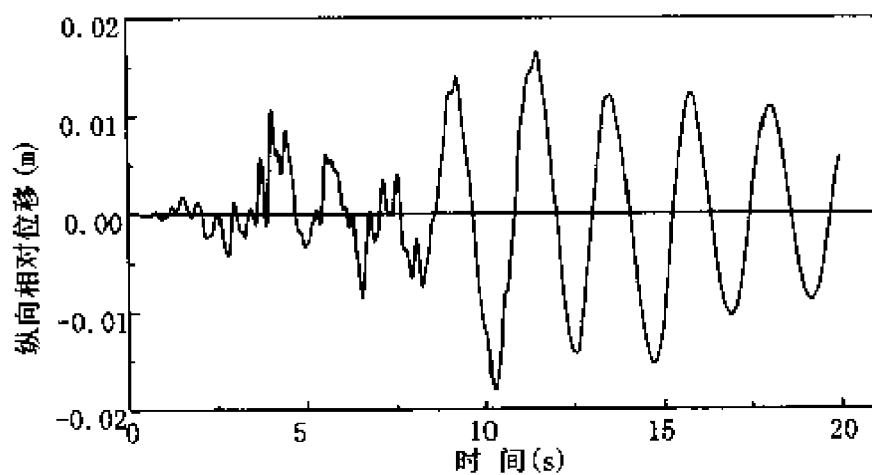


图 8.11a) 主拱顶相对于拱脚的纵向位移 (P2, 纵向输入)

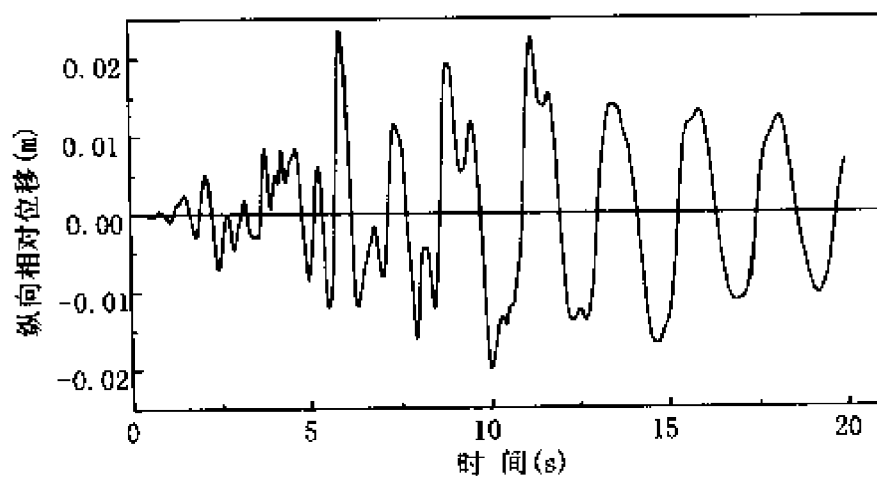


图 8.11b) 主拱 1/4 点相对于拱脚的纵向位移 (P2, 纵向输入)

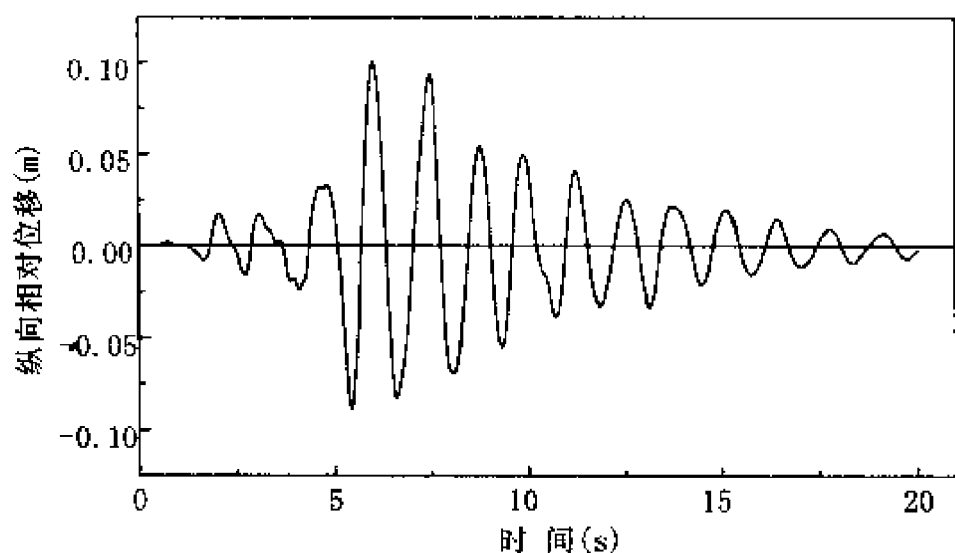


图 8.11c) 边拱顶相对于边墩顶的纵向位移 (P2, 纵向输入)

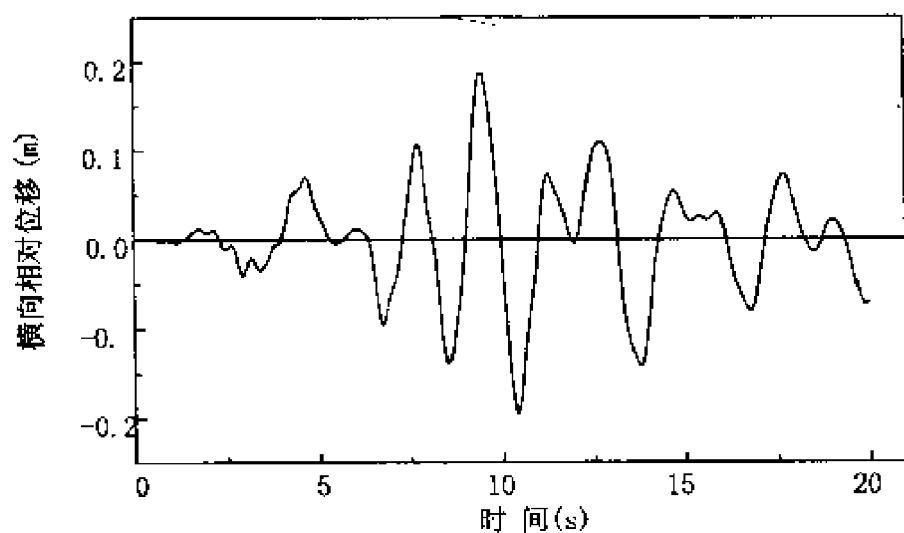


图 8.11d) 主拱顶相对于拱脚的横向位移 (P2, 横向输入)

8.2.5 抗震验算

为了验算丫髻沙大桥的抗震安全性,需对控制截面的强度进行验算。通过前述地震反应分析,可以得出控制截面的位置及其



地震内力,并可进一步与恒载内力组合验算截面应力。本节以 P2 概率水准地震作用下的应力验算为例说明。

控制截面的位置和特性见表 8.6。在 P2 概率水准地震作用下,主拱控制截面的应力验算结果见表 8.7 和表 8.8,边拱拱脚的内力组合和应力验算结果分别见表 8.9 和表 8.10。各表中的轴力以受压为正,弯矩以下侧纤维受拉为正,应力以压为正。计算主拱应力时,将钢管折算成 60 号混凝土。

表 8.7 和 8.8 表明,在 P2 概率水准的地震作用下,主拱内应力不会超过容许应力值。实际上,由于钢管对混凝土的套箍作用,主拱截面容许应力还会得到很大的提高。因此主拱不会因强度不足而发生破坏。而表 8.10 表明,在 P2 概率水准的地震作用下,边拱拱脚截面的混凝土和钢筋的应力也都小于各自的容许值。

应力计算截面特性 表 8.6

控制截面位置	A	I_2	I_3	γ_2	γ_3
主拱脚	5.584	5.661	81.885	4.215	1.725
主拱—桥面交点	5.584	5.661	36.005	2.915	1.725
主拱 1/4 点	5.584	5.661	26.087	2.535	1.725
主拱顶	5.584	5.661	22.418	2.375	1.725
边拱脚	15.525	15.400	26.200	2.250	1.725
边拱 1/4 点	5.900	9.930	15.560	2.250	1.725

主拱地震应力验算结果(P2,纵向+竖向输入) 表 8.7

截面位置	地震内力		应力(MPa)		
	轴力(N)	弯矩(N·m)	地震	恒载	组合
拱脚	2.025×10^7	7.029×10^7	7.27	9.98	17.25
主拱—桥面交点	1.880×10^7	3.519×10^7	6.24	9.12	15.35
主拱 1/4 点	1.686×10^7	4.293×10^6	7.21	8.61	15.82
拱顶	1.512×10^7	5.202×10^7	8.24	9.46	17.70



主拱地震应力验算结果(P2, 横向 + 竖向输入) 表 8.8

截面位置	地震内力		应力(MPa)		
	轴力(N)	弯矩(N·m)	地震	恒载	组合
拱脚	2.009×10^7	3.230×10^7 (9.575×10^7)	13.46 (8.55)	9.98	23.44 (18.53)
主拱-桥面交点	1.743×10^7	3.052×10^7 (2.782×10^7)	12.44 (5.39)	9.12	21.55 (14.50)
主拱 1/4 点	1.498×10^7	1.979×10^7 (3.173×10^7)	8.73 (5.78)	8.61	17.34 (14.39)
拱顶	1.511×10^7	8.942×10^6 (4.421×10^7)	5.45 (7.41)	9.46	14.91 (16.87)

注:括号内、外的弯矩值分别为 M_3 、 M_2 ;

括号内、外的应力值分别为 σ_3 、 σ_2 。

边拱脚内力(P2 概率地震作用) 表 8.9

内力分量	恒载	地震作用		恒载 + 地震作用	
		纵向	横向	纵向	横向
轴力 $N(10^7 \text{N})$	6.44	± 1.24	± 0.50	7.68	6.94
弯矩 $M_2(10^7 \text{N} \cdot \text{m})$			± 4.35		± 4.35
弯矩 $M_3(10^7 \text{N} \cdot \text{m})$	0.37	± 15.49	± 9.72	15.86	10.09

边拱脚应力(P2 概率地震作用) 表 8.10

应力 (MPa)	纵向 (M_3)	横向 (M_2)	横向 (M_3)
σ_h 上	21.19	8.94	12.56
σ_h 下	/	/	/
σ_g 上	/	/	/
σ_g 下	-208.87	-22.58	-96.24

注:50号混凝土容许应力 $[\sigma_c] = 16 \text{MPa}$, $[\sigma_w] = 20 \text{MPa}$, $[\sigma_g] = 185 \text{MPa}$ 。对偶然荷载的组合,容许应力提高25%。



参 考 文 献

- [1] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动. 北京: 中国铁道出版社, 1992.
- [2] 范立础. 桥梁抗震. 上海: 同济大学出版社, 1997.
- [3] 叶爱君. 大跨度桥梁抗震设计: [博士学位论文]. 上海: 同济大学桥梁工程系, 1998.
- [4] 交通部公路规划设计院. JTJ 004—89 公路工程抗震设计规范. 北京: 人民交通出版社, 1990.
- [5] Eurocode 8 : Structures in Seismic Regions Design, Part 2: Bridges(draft). April 1993.
- [6] 袁万城. 大跨桥梁空间非线性地震反应分析: [博士学位论文]. 上海: 同济大学桥梁工程系, 1990. 10.
- [7] 同济大学土木工程防灾国家重点实验室抗震研究室. Y 警沙特大拱桥抗震分析研究. 1998 年 3 月.

第九章 斜拉桥抗震设计

9.1 概 述

现代斜拉桥在二次世界大战后开始复兴,至今虽然只有 40 余年的历史,但得到了飞速发展。目前,已建成斜拉桥的最大跨度已达到 890m,为日本 1999 年建成的 Tatara 桥。法国 1995 年建成的 Normandy 桥排列第二,主跨 865m。而我国的斜拉桥经过近 30 年的发展,建设水平也已跻身世界前列。现已建成的南京长江二桥南汊主桥、武汉白沙洲长江大桥、福建青州闽江大桥及杨浦大桥主跨分别为 628m、618m、605m、602m,世界排名分列第三~六。另外,还有不少跨度超过千米的斜拉桥正在设计或规划中。

大跨度斜拉桥一般都是交通运输的枢纽工程,投资大,对国民经济有着重大的影响,而且一旦在地震中遭到破坏,将会造成巨大的直接和间接经济损失。因此,对斜拉桥进行正确有效的抗震设计,确保其抗震安全性具有非常重要的意义。近 10 余年来,同济大学范立础教授领导的抗震学科组承担了我国 10 余座大跨度斜拉桥的抗震研究工作(见表 9.1),积累了很多科研成果和实践经验。

斜拉桥由桥塔、桥面系、斜拉索、边墩(锚固墩、辅助墩)和支撑连接装置(支座等)组成。斜拉桥的大部分质量集中在桥面系,因而,地震惯性力也主要集中在桥面系。桥面系的地震惯性力通过斜拉索和支座传递给桥塔、边墩,再由桥塔、边墩传递给基础,进而



表 9.1 学科组已完成的斜拉桥抗震研究项目

序号	时间	项目名称	工程概况
1	1989	上海市南浦大桥抗震研究	主跨 423m 结合梁斜拉桥
2	1991	上海市杨浦大桥抗震研究	主跨 602m 结合梁斜拉桥
3	1994	杭州市钱塘江三桥抗震研究	主跨 168m 独塔单索面斜拉桥
4	1996	汕头海湾二桥抗震研究	主跨 512m 混合式斜拉桥
5	1996	上海市徐浦大桥抗震研究	主跨 590m 混合式斜拉桥
6	1997	南京市长江二桥抗震研究	主跨 628m 钢箱梁斜拉桥
7	1997	伶仃洋西航道桥方案抗震研究	主跨 950m 混合式斜拉桥
8	1998	天津塘沽海河大桥抗震研究	主跨 310m 独塔双索面混合式斜拉桥
9	1999	福建青州闽江大桥抗震研究	主跨 605m 混合式斜拉桥
10	2000	舟山市桃夭门大桥抗震研究	主跨 580m 混合式斜拉桥
11	2000	苏通大桥斜拉桥方案抗震研究	主跨 1088m 双塔斜拉桥 主跨 650m 三塔斜拉桥



传递给地基承受。多座斜拉桥的地震反应分析表明^[2]：斜拉桥的主梁和斜拉索在地震作用下的反应与其构件强度相比不大，其设计主要由恒载、活载、温度荷载等控制。斜拉桥的抗震薄弱部位位于支撑连接装置、边墩、桥塔及其基础，这些部分也是斜拉桥抗震设计的重点。有限的几次斜拉桥震害也证明了这一点。如在 1995 年阪神地震中，位于震区的一座主跨 485m 的双层桥面斜拉桥边跨桥墩上的钢摇轴栓钉脱落^[2]；而在 1999 年台湾 9.21 大地震中，一座斜拉桥的主塔根部也遭到严重破坏。

在斜拉桥的地震反应中，高阶振型的影响比较显著，因此延性设计比较困难。而且，桥面系内在的柔性也不允许利用塔柱的延性能力。因此，欧洲规范规定，“在设计地震下，斜拉桥最好保持弹性工作状态”^[4]。另一方面，在恒载作用下，斜拉桥边墩所受的压力较小，因此在恒载和地震共同作用下，斜拉桥的边墩可能会受拉。这样，边墩的延性也就不可靠了。所以，在斜拉桥的抗震设计中，重点应放在通过体系选择和减、隔震措施的采用，力求减小地震反应，并根据各部分结构的能力合理分配地震力。另一方面，作为安全储备，结构的控制断面应位于具有潜在延性的部位，如塔底、墩底等处，而且这些部位要进行仔细的横向配筋设计。此外，在结构中要避免出现脆性的破坏，如剪切破坏等。在塔、墩的基础，一般不希望出现塑性转角，因为不便检查也不便修复。因此，应根据能力设计思想进行基础的设计，一般要求基础的强度比塔或墩的强度高 10%。

斜拉桥的地震反应分析应采用反应谱法和时程分析法相互校核。用反应谱法进行计算时，应充分考虑高阶振型的影响，即所计算的振型阶数要包括所有贡献较大的振型。而用时程法计算时，则要输入 3~5 组地震时程进行分析比较，反应取最大值。

本章的重点是斜拉桥的抗震概念设计，包括结构体系的比选



和边墩的设计。另外,以南京长江二桥南汉主桥为例,介绍斜拉桥抗震能力分析验算,包括计算模型的建立、动力特性分析、地震反应分析以及抗震验算。

9.2 斜拉桥抗震概念设计

为了保证斜拉桥具有较好的抗震性能,在方案设计阶段,应从抗震的需要出发,对桥梁方案进行良好的“概念设计”。对斜拉桥而言,“抗震概念设计”主要应包括斜拉桥抗震结构体系的比选、以及锚固墩和辅助墩的抗震设计等方面。而为了保证所选定的结构体系在桥址的场地条件下确实是良好的抗震体系,必须进行简单的地震反应分析。此时的地震反应分析一般可采用较简单的反应谱方法进行,但要考虑足够多的振型数量,同时要选择合适的组合方法(一般采用 CQC 方法)。

斜拉桥的整体抗震性能主要取决于所选用的结构体系。因此,对各种结构体系进行分析研究,从中选用抗震性能较好的结构体系,在斜拉桥的抗震设计中是非常关键的一步。常见的斜拉桥结构体系有:全飘浮体系或半飘浮体系,塔、梁固结体系或塔、梁固定铰支承体系,塔、梁弹性约束体系,塔、梁不对称约束体系。各种结构体系的抗震性能有较大的差异,应该如何进行比选呢?本节将以两个斜拉桥方案的设计为例进行论述。一个是双塔斜拉桥方案,另一个是三塔斜拉桥方案。

另外,本节还要论述的是锚固墩和辅助墩的抗震概念设计。

9.2.1 双塔斜拉桥方案的结构体系比选

某一桥梁设计方案为主跨 1 088m 的双塔双索面钢斜拉桥,跨径布置为 100 + 100 + 278 + 1088 + 278 + 100 + 100m,结构立面布置

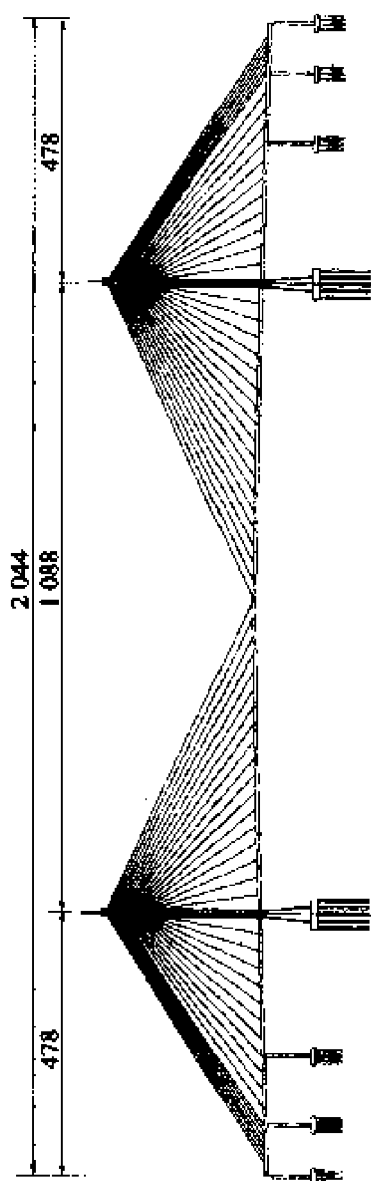


图9.1 双塔斜拉桥方案



见图 9.1。索塔为钢筋混凝土塔,承台以上塔高为 279.7m。塔柱为单箱单室断面,顺桥向宽度为 10~20m,横桥向宽度为 5~8m。索塔自上而下共设三道横梁,截面高度分别为 4.5m、6.0m、8m。主梁为钢结构,梁高 4.0m,全宽为 37.2m,采用封闭扁平流线型钢箱梁。全桥共设 4×39 对斜拉索。

进行结构体系比选时,考虑了四种结构体系:

- 塔梁不对称约束体系:左塔处设固定铰支座,右塔处设滑动铰支座;
- 半飘浮体系:双塔与主梁均设纵向滑动铰支座;
- 塔梁固定铰支承体系:双塔与主梁均设固定铰支座;
- 塔梁弹性约束体系:双塔与主梁之间采用纵向弹性约束装置,刚度取 1.0×10^5 kN/m。

四种结构体系的三维有限元动力计算模型如图 9.2 所示。其中,塔、主梁用梁单元模拟,主梁节点和斜拉索在主梁上的吊点主从相连。斜拉索用桁架单元模拟,但考虑了恒载下的缆索垂度效应和几何刚度的影响。塔、墩底固结,锚固墩、辅助墩顶与主梁在横桥向、竖向以及扭转自由度相互主从,其它自由度相对自由。而塔、梁之间的连接条件则取决于结构体系。

四种结构体系的动力特性列于表 9.2。

从表中可以看出,各种结构体系的动力特性有明显差异,主要表现在纵飘振型和反对称竖弯振型,以及振型的顺序。半飘浮体系的第一阶振型将会是周期达 20s 的纵飘振型。

采用反应谱法进行地震反应分析。选取《公路工程抗震设计规范》规定的四类场地规范谱(长周期部分按 $\frac{1}{T^{1.5}}$ 衰减,见图 9.3)作为地震输入,结构重要性系数取 1.7,水平地震加速度峰值取 0.1g,竖向取为水平的 0.5 倍。地震输入方式为纵桥向和竖向同



表 9.2

四种结构体系的动力特性比较

阶数	塔梁不对称约束体系		半飘浮体系		塔梁固定铰支承体系		塔梁弹性约束体系	
	频率	振型	频率	振型	频率	振型	频率	振型
1	0.106	对称侧弯	0.048	纵飘	0.106	对称侧弯	0.106	对称侧弯
2	0.155	对称竖弯	0.106	对称侧弯	0.156	对称竖弯	0.155	对称竖弯
3	0.192	双塔反向侧弯	0.155	对称竖弯	0.199	双塔反向侧弯	0.192	反对称竖弯
4	0.199	反对称竖弯	0.192	双塔反向侧弯	0.200	反对称竖弯	0.200	双塔反向侧弯
5	0.201	双塔同向侧弯	0.201	双塔同向侧弯	0.201	双塔同向侧弯	0.201	双塔同向侧弯
6	0.287	对称竖弯	0.202	反对称竖弯	0.288	反对称侧弯	0.221	反对称竖弯
7	0.288	反对称侧弯	0.287	对称竖弯	0.288	对称竖弯	0.287	对称竖弯
8	0.340	反对称竖弯	0.288	反对称侧弯	0.351	反对称竖弯	0.288	反对称侧弯
9	0.401	竖弯	0.362	反对称竖弯	0.410	对称竖弯	0.365	反对称竖弯
10	0.412	对称竖弯	0.410	对称竖弯	0.435	反对称竖弯	0.410	对称竖弯

注:频率单位为 Hz。



时输入。地震反应分析时,取前 250 阶振型,按 CQC 法进行组合。

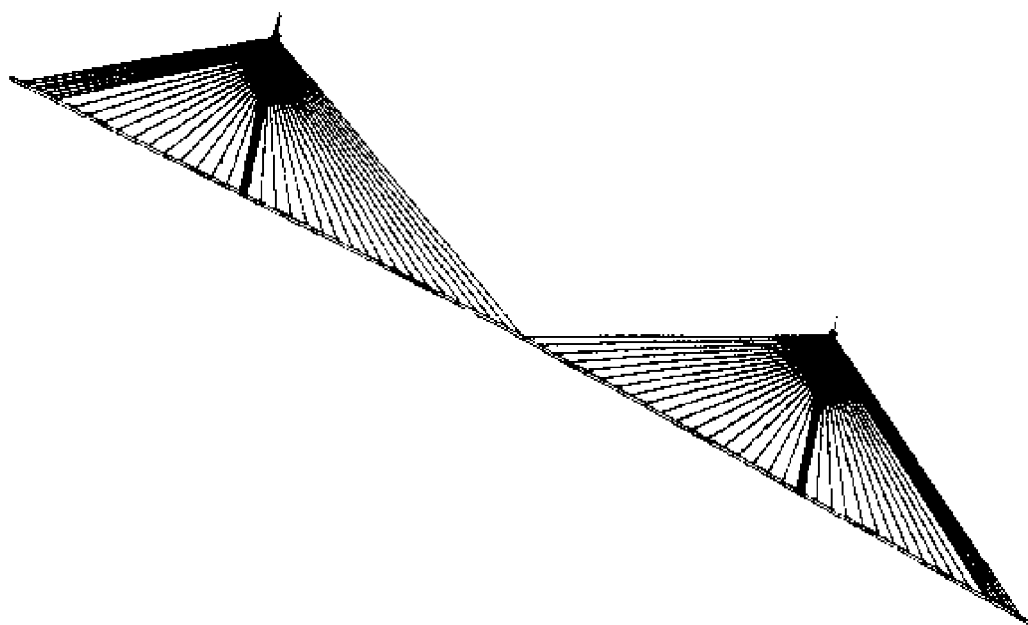


图 9.2 双塔斜拉桥方案的动力计算模型

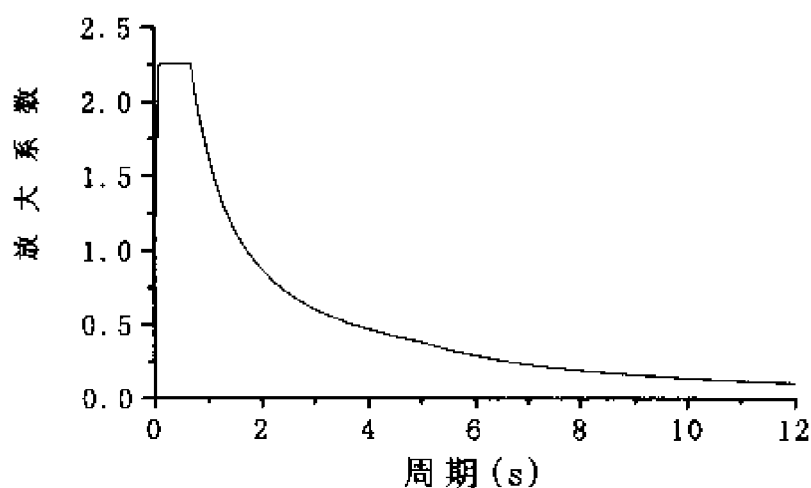


图 9.3 反应谱图

四种结构体系的位移和内力反应分别在表 9.3 和表 9.4 中进行了比较。结果表明,四种结构体系的地震反应差别相当大。当采用半飘浮体系时,塔底的剪力和弯矩相对都较小,但梁端和塔顶的纵向最大位移都大于 2m。双塔与梁主从时,塔顶和梁端位移很



小,但塔柱的弯矩、特别是剪力较大,分别比半飘浮体系增大了25%和2倍。当仅左塔与主梁主从时,塔顶和梁端位移很小,但两塔的内力反应很悬殊。左塔的剪力和弯矩分别比半飘浮体系增大了2.6倍和61%,而右塔剪力和弯矩分别比半飘浮体系减小了6%和47%。这对于全桥的整体抗震是非常不利的。如果采用弹性约束体系(刚度取为 $1.0 \times 10^5 \text{ kN/m}$),则能保证塔底内力和梁端位移相对较小,从而具有较好的抗震性能。

以上分析表明,对于主跨超过1000m的斜拉桥,应采用抗震性能较好的塔梁弹性约束体系。

四种结构体系的位移反应比较

表 9.3

位 移		不对称约束	半飘浮体系	固定铰支承	弹性约束
梁端	左	0.03	1.0	0.03	0.15
	右	0.06	1.0	0.03	0.15
塔顶	左	0.07	1.0	0.06	0.19
	右	0.10	1.0	0.06	0.19

注:①表中各数值为各体系的反应与半飘浮体系的反应之比值;

②半飘浮体系的梁端位移为207cm,塔顶位移为222cm。

四种结构体系的塔底内力反应比较

表 9.4

内 力		不对称约束	半飘浮体系	固定铰支承	弹性约束
左塔	P	1.02	1.0	1.02	1.05
	V	3.60	1.0	3.00	1.60
	M	1.61	1.0	1.25	0.78
右塔	P	1.03	1.0	1.02	1.05
	V	0.94	1.0	3.00	1.60
	M	0.53	1.0	1.25	0.78

注:①表中各数值为各体系的反应与半飘浮体系的反应之比值;

②半飘浮体系的塔底轴力 $3.149 \times 10^4 \text{ kN}$,剪力 $1.267 \times 10^4 \text{ kN}$,弯矩 $1.404 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}$



9.2.2 三塔斜拉桥方案的结构体系比选

和双塔斜拉桥一样,三塔斜拉桥方案首先要对塔梁连接方式进行比选。另外,三塔斜拉桥还有其自身的特点。传统的双塔斜拉桥由于尾索和锚墩的有效约束,所有荷载大部分变为轴向力由桥面、桥塔和缆索承受,因而,活载作用下桥面和桥塔的弯矩较小。但是三塔斜拉桥的中桥塔既无尾索也无锚墩,在一侧活载作用下会在主梁和桥塔中产生较大的弯矩和位移,因而中塔需要特殊的加劲措施以增大其刚度。因此,还需对加劲方式进行比选。下面以一个具体的桥例来加以介绍。

某一桥梁设计方案为主跨 580m 的三塔双索面钢斜拉桥,跨径布置为 $48 + 176 + 580 + 580 + 176 + 48$ m,结构立面布置见图 9.4。主梁高 3m,全宽 37m,采用封闭流线型钢箱梁。索塔为钢筋混凝土塔,承台以上塔高为 203.0m。塔柱为单箱单室断面,顺桥向宽度为 4.0~10.0m,横桥向宽度为 8.0~13.24m;承台以上 15m 为单箱双室单柱,顺桥向宽度为 16m,横桥向宽度为 26m。索塔自上而下共设三道横梁,截面高度分别为 5m、5m、7m。每一个主塔设 18 对斜拉索,加四根加劲斜索,全桥共 220 根斜拉索。

三维有限元动力计算模型如图 9.5 所示。其中,塔、主梁用梁单元模拟,主梁节点和斜拉索在主梁上的吊点处主从相连;斜拉索用桁架单元模拟。主塔底固结,锚固墩、辅助墩处主梁在横桥向、竖向以及扭转自由度与地面固结,其他自由度自由。图 9.5 中的锚固墩和辅助墩并不参与计算。而塔、梁之间的连接条件则取决于结构体系。

进行塔梁连接方式和中塔加劲方式比选时,采用反应谱法进行地震反应分析。输入方式考虑两种,即纵桥向 + 竖向输入和横桥向 + 竖向输入。输入反应谱同前。地震反应分析时,取前 250

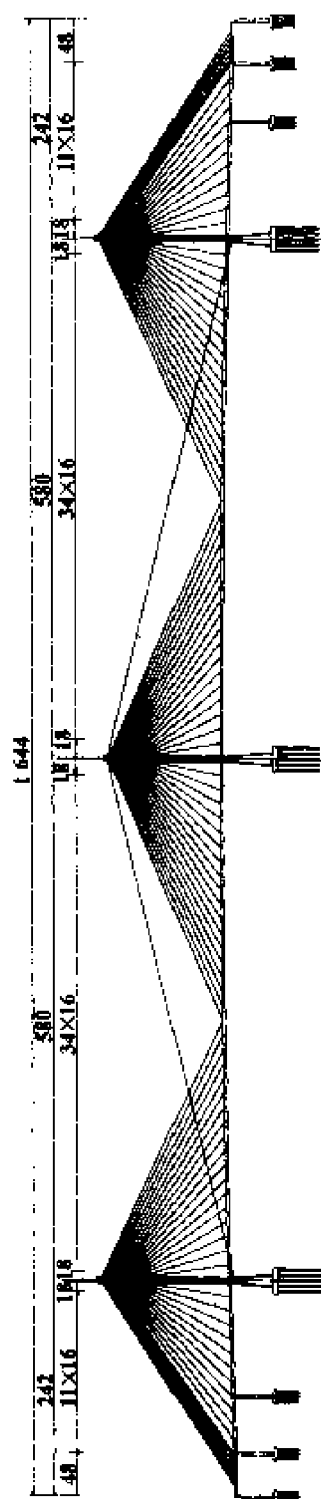


图 9.4 三塔斜拉桥方案总体布置

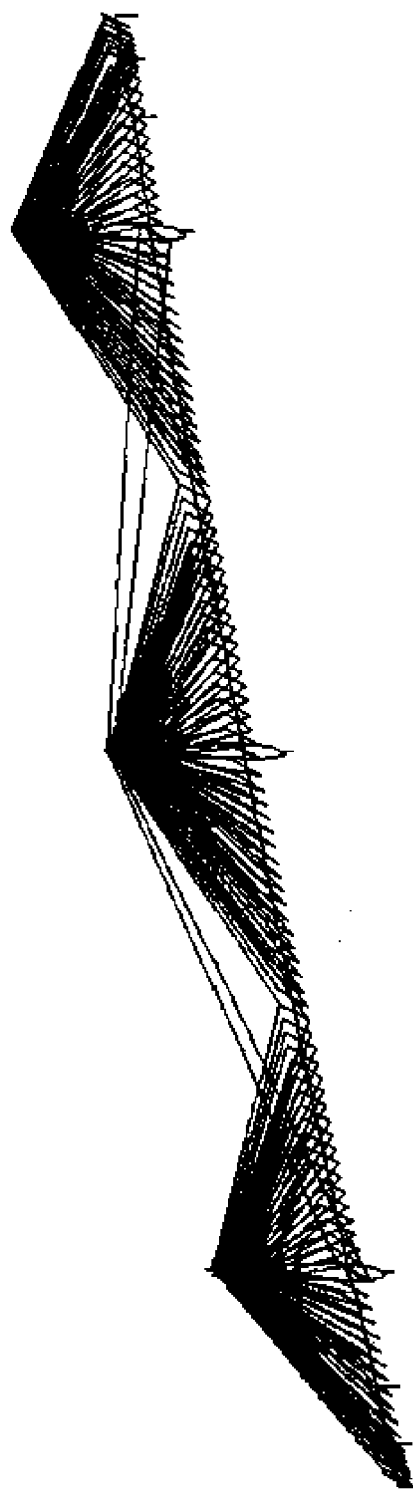


图 9.5 三塔斜拉桥方案的动力计算模型



阶振型,按 CQC 法进行组合。

(1) 塔梁连接方式比选

首先,对以下四种塔梁连接方式进行了比较分析:

- 半飘浮体系;
- 三塔与梁均设弹性约束,刚度取 1.0×10^5 kN/m;
- 仅在中塔设弹性约束,刚度取 1.0×10^5 kN/m;
- 仅在两个边塔设弹性约束,刚度取 1.0×10^5 kN/m。

进行上述比选时,中塔采用锚在两个边塔下横梁上的四根斜索加劲,见图 9.5。

各种连接方式对三塔斜拉桥的动力特性、顺桥向内力反应、顺桥向位移反应的影响分别参见表 9.5、表 9.6、表 9.7(四种连接方式的差别在于顺桥向,对横桥向的反应几乎无影响。)

表 9.5 表明,塔梁纵向连接方式对纵飘振型的频率影响很大,从而导致了地震反应的差别。表 9.6、9.7 表明:半飘浮体系的塔底内力响应是最小的,但其塔顶、梁端位移响应比较大;仅在中塔设弹性约束时中塔塔底剪力、弯矩与半飘浮体系相比都增大了一倍多,而对应边塔的值减小不多;仅在两边塔设弹性约束时,边塔的剪力、弯矩与半飘浮体系相比增加较大,中塔的剪力、弯矩也有所增加;三塔处均设弹性约束时受力比较均匀,边塔、中塔的内力响应较平均增加,而塔顶与梁端的位移在四种情况中最小。由于三个塔的结构设计是相同的,因此,最合理的情况是三个塔的地震反应大致相同。可见,三个弹性约束均匀布置是一种较合理的形式。至于弹性约束的刚度对地震反应的影响,还需作进一步的分析。

为了分析弹性约束刚度对桥梁地震反应的影响,在三个塔与梁的连接处,不断改变顺桥向连接刚度,进行了一系列动力特性和地震反应比较分析。弹性约束刚度分别为:0.0, 1.0×10^4 , 2.5



表 9.5

塔梁连接方式对动力特性的影响

阶数	半飘浮体系		三塔均设弹性约束		仅中塔设弹性约束		仅两边塔设弹性约束	
	频率	振型	频率	振型	频率	振型	频率	振型
1	0.0996	纵飘	0.1887	反对称竖弯	0.1821	反对称竖弯	0.1850	反对称竖弯
2	0.1980	反对称竖弯	0.2754	反对称侧弯	0.2242	纵飘	0.2754	反对称侧弯
3	0.2754	反对称侧弯	0.2963	对称竖弯	0.2754	反对称侧弯	0.2817	纵飘
4	0.2963	对称竖弯	0.3059	纵飘	0.2963	对称竖弯	0.2963	对称竖弯
5	0.3278	反对称竖弯	0.3661	反对称竖弯	0.3316	反对称竖弯	0.3401	反对称竖弯
6	0.3716	塔梁对称侧弯	0.3716	塔梁对称侧弯	0.3716	塔梁对称侧弯	0.3716	塔梁对称侧弯
7	0.3921	边塔反对称侧弯	0.3921	边塔不对称侧弯	0.3921	边塔反对称侧弯	0.3921	边塔反对称侧弯
8	0.3929	边中塔侧弯	0.3929	边中塔侧弯	0.3929	边中塔侧弯	0.3929	边中塔侧弯
9	0.4194	对称侧弯	0.4194	对称侧弯	0.4194	对称侧弯	0.4194	对称侧弯
10	0.4314	对称竖弯	0.4315	对称竖弯	0.4314	对称竖弯	0.4315	对称竖弯
17	0.7752	对称扭转	0.7752	对称扭转	0.7752	对称扭转	0.7752	对称扭转
18	0.8108	对称扭转	0.8108	对称扭转	0.8108	对称扭转	0.8108	对称扭转

注:频率单位为 Hz。



$\times 10^4, 5.0 \times 10^4, 7.5 \times 10^4, 1.0 \times 10^5, 2.5 \times 10^5, 5.0 \times 10^5, 7.5 \times 10^5, 1.0 \times 10^6, 1.0 \times 10^9$ (kN/m)。

塔梁连接方式对内力反应的影响(顺桥向 + 竖向输入) 表 9.6

塔梁连接方式	中塔塔底			边塔塔底		
	轴力	剪力	弯矩	轴力	剪力	弯矩
半飘浮体系	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
三塔均弹性约束	1.0	1.40	1.37	1.0	1.48	1.17
中塔弹性约束	1.0	2.21	2.30	1.0	1.02	0.90
两边塔弹性约束	1.0	1.04	1.11	1.0	1.94	1.56

注:①表中数值为各连接方式的反应与半飘浮体系的反应之比值;

②半飘浮体系的中塔塔底轴力 3.31×10^4 kN, 剪力 1.82×10^4 kN, 弯矩 1.09×10^6 kN·m; 边塔塔底轴力 3.58×10^4 kN, 剪力 1.76×10^4 kN, 弯矩 1.18×10^6 kN·m

塔梁连接方式对位移的影响(顺桥向 + 竖向输入) 表 9.7

塔梁连接方式	中塔塔顶	边塔塔顶	梁端
半飘浮体系	1.0	1.0	1.0
三塔均弹性约束	0.65	0.53	0.31
中塔弹性约束	1.47	0.61	0.63
两边塔弹性约束	1.02	0.64	0.45

注:①表中数值为各连接方式的反应与半飘浮体系的反应之比值;

②半飘浮体系的梁端位移 56cm, 中塔塔顶位移 40cm, 边塔塔顶位移 68cm。

表 9.8 列出了弹性约束刚度对动力特性的影响。随着顺桥向弹性约束刚度的加大, 纵飘振型的频率逐渐增大, 而且与反对称竖弯振型的耦合逐渐明显。当顺桥向弹性约束刚度为 1.0×10^5 时, 纵飘振型还位于第四阶振型; 当顺桥向弹性约束刚度为 2.5×10^5 时, 纵飘已经出现在第十阶并且与不对称竖弯振型耦合很明显; 当顺桥向弹性约束刚度为 5.0×10^5 时, 已经基本上不出现明显的纵



表 9.8

塔、梁弹性约束刚度对动力特性的影响

振型阶数	$K = 0.0$ (kN/m)	$K = 1.0E4$ (kN/m)	$K = 2.5E4$ (kN/m)	$K = 5.0E4$ (kN/m)	$K = 7.5E4$ (kN/m)	$K = 1.0E5$ (kN/m)
1	0.09959 纵飘	0.14071 纵飘	0.17250 纵飘	0.18495 反对称竖弯	0.18757 反对称竖弯	0.1886 反对称竖弯
2	0.19800 反对称竖弯	0.20212 反对称竖弯	0.21752 反对称竖弯	0.25920 纵飘	0.27542 反对称侧弯	0.2754 反对称侧弯
3	0.27542 反对称侧弯	0.27542 反对称侧弯	0.27542 反对称侧弯	0.27542 反对称侧弯	0.29041 纵飘	0.2963 对称竖弯
4	0.29629 对称竖弯	0.29630 对称竖弯	0.29630 对称竖弯	0.29630 对称竖弯	0.29631 对称竖弯	0.3058 纵飘
5	0.32782 反对称竖弯	0.32861 反对称竖弯	0.33025 反对称竖弯	0.33517 反对称竖弯	0.34622 反对称竖弯	0.3660 反对称竖弯



飘振型。

主塔内力反应随弹性约束刚度变化而变化的情况分别见图 9.6、9.7、9.8,而塔顶和梁端的位移变化见图 9.9。图 9.6、9.7、9.8

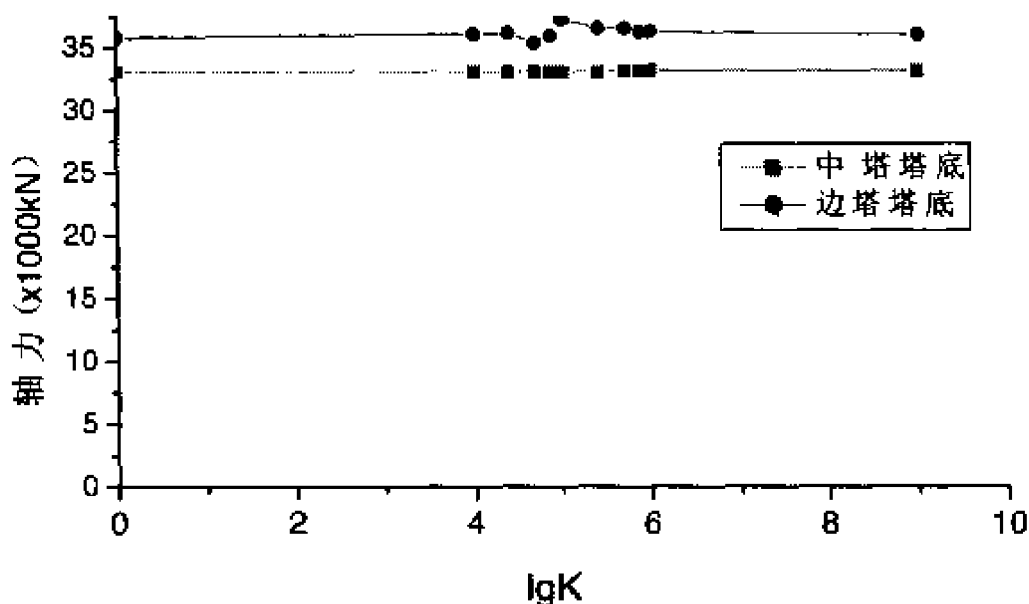


图 9.6 塔梁顺桥向连接刚度变化对塔底轴力的影响

表明,顺桥向弹性约束刚度的加大对主塔轴力大小几乎无影响;塔底剪力随着顺桥向弹性约束刚度的加大而增大;而塔底弯矩总体上随着顺桥向弹性约束刚度的加大而逐步增大,但有一个小低谷。其原因是:随着弹性约束刚度的变化,桥面系的惯性力逐渐增大,而且通过弹性约束刚度所传递的水平惯性力的比例逐渐增大,反之通过斜拉索所传递的水平惯性力的比例逐渐减小,但前者的力臂小,而后者的力臂大。图 9.9 表明,随着顺桥向弹性约束刚度的增加,塔顶和梁端的位移量很快减小,但是,当刚度增大到一定值之后,位移量的减小幅度就急剧变小,其趋势线近乎是一条水平直线。总体来说, $1.0 \times 10^5 \text{ kN/m}$ 可以作为塔梁弹性约束刚度的一个参考值。

(2) 中塔加劲方式比选

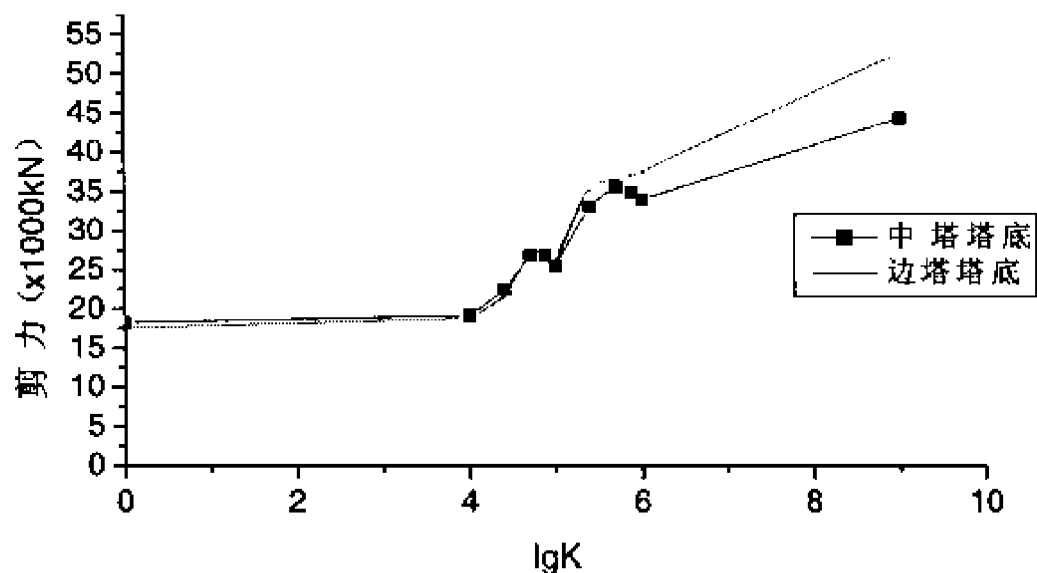


图 9.7 塔梁顺桥向连接刚度变化对塔底剪力的影响

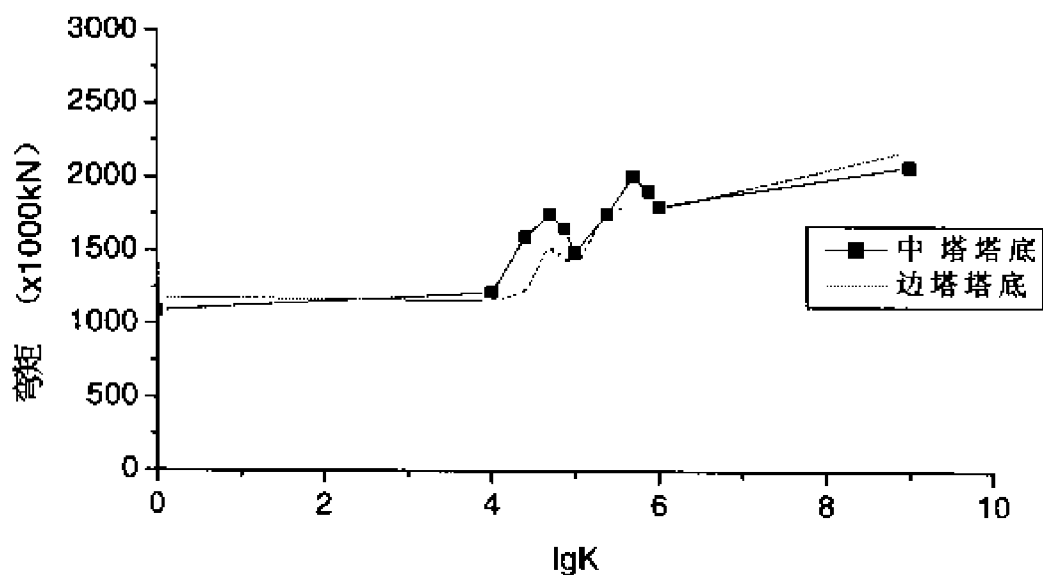


图 9.8 塔梁顺桥向连接刚度变化对塔底弯矩的影响

三塔斜拉桥的中塔需要特殊的加劲措施,主要有斜吊索加劲和交叉索加劲(见图 9.10)。下面对四种加劲方式进行比选:

- 无任何加劲方式;

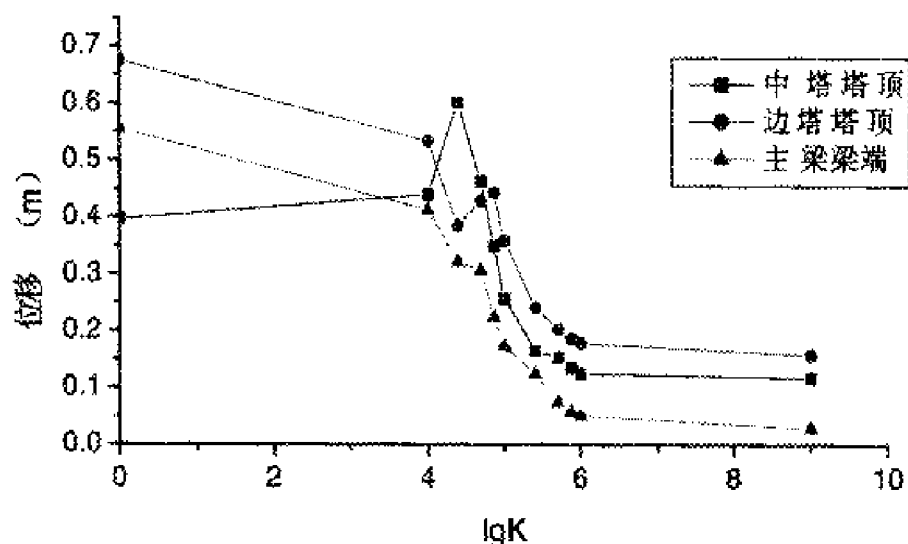


图 9.9 塔梁顺桥向连接刚度变化对塔顶、梁端位移的影响

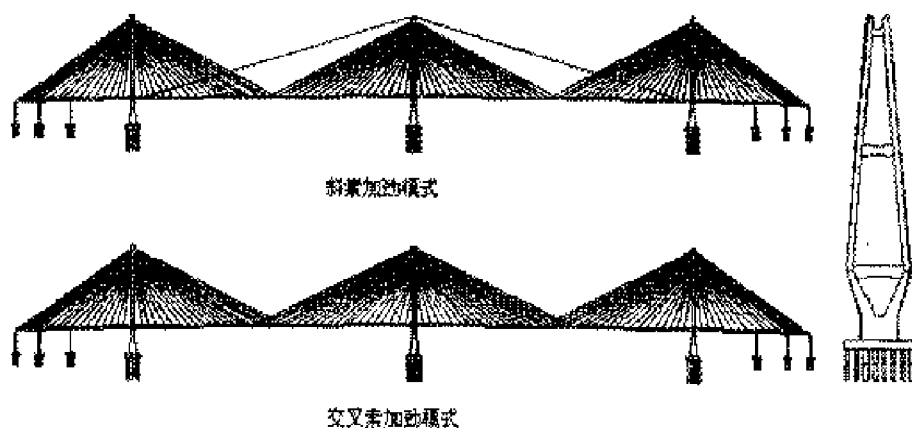


图 9.10 三塔斜拉桥的加劲方式

- 斜索吊于桥塔的下横梁, 索力为 7 000kN (单索面积 0.01m²);
- 斜索吊于桥塔的下横梁, 索力为 5×7 000kN (应力水平不变);
- 用交叉索加劲, 在跨中处有四对交叉索 (单索面积 0.0077m²)。



表 9.9
加劲方式对斜拉桥动力特性的影响

阶数	振型	频率(Hz)			
		无加劲	斜吊索 ($P = 7\,000\text{kN}$)	斜吊索 ($P = 5 \times 7\,000\text{kN}$)	交叉索
1	纵飘	0.09299	0.09959	0.10374	0.10849
2	反对称竖弯	0.16195	0.19800	0.27509	0.22410
3	反对称侧弯	0.27542	0.27542	0.27542	0.27475
4	对称竖弯	0.29629	0.29629	0.29631	0.32369
5	反对称竖弯	0.32699	0.32782	0.33362	0.36492
6	塔梁对称侧弯	0.37196	0.37165	0.37016	0.37391
7	边塔不对称侧弯	0.39212	0.39212	0.38990	0.39988



各种加劲方式对斜拉桥动力特性和地震反应的影响分别见表 9.9、9.10、9.11、9.12。表 9.9 表明,各种加劲方式主要对桥梁的纵飘和反对称振型有明显影响。表 9.10、9.11 表明,各种加劲方式对主塔的内力反应影响很小。而表 9.12 表明,各种加劲方式对塔顶、梁端的横桥向位移反应影响很小,但对纵桥向位移的影响比较显著。总体来说,采用斜吊索和交叉索加劲都能明显减小塔顶和梁端的位移,尤其是中塔顶的位移。考虑到交叉索加劲的用钢量比斜吊索大,因此可以说,斜吊索加劲方式效率较高。

加劲方式对内力反应的影响(纵向+竖向输入) 表 9.10

位 置	内 力 分 量	无 加 劲	斜 吊 索 ($P=7000\text{kN}$)	斜 吊 索 ($P=5\times 7\,000\text{kN}$)	交 叉 索
中塔 塔底	轴力	1.0	1.00	1.02	1.04
	剪力	1.0	1.01	1.01	1.01
	弯矩	1.0	0.97	0.91	0.93
边塔 塔底	轴力	1.0	1.01	1.04	1.05
	剪力	1.0	1.02	1.09	1.09
	弯矩	1.0	0.98	0.97	1.02

注:①表中各数值为各种加劲方式的反应与无加劲的反应之比值;

② 无加劲时中塔塔底轴力 $3.30\times 10^4\text{ kN}$,剪力 $1.81\times 10^4\text{ kN}$,弯矩 $1.12\times 10^6\text{ kN}\cdot\text{m}$;边塔塔底轴力 $3.55\times 10^4\text{ kN}$,剪力 $1.72\times 10^4\text{ kN}$,弯矩 $1.21\times 10^6\text{ kN}\cdot\text{m}$

加劲方式对内力反应的影响(横向+竖向输入) 表 9.11

位 置	内 力 分 量	无 加 劲	斜 吊 索 ($P=7\,000\text{kN}$)	斜 吊 索 ($P=5\times 7\,000\text{kN}$)	交 叉 索
中塔 塔底	轴力	1.0	1.00	1.02	1.04
	剪力	1.0	1.01	1.07	1.04
	弯矩	1.0	1.03	1.14	1.08



续上表

位 置	内 力 分 量	无 加 劲	斜 吊 索 ($P = 7\,000\text{kN}$)	斜 吊 索 ($P = 5 \times 7\,000\text{kN}$)	交 叉 索
边塔 塔底	轴力	1.0	1.00	1.01	1.03
	剪力	1.0	0.99	0.97	1.03
	弯矩	1.0	0.99	0.95	0.96

注:①表中各数值为各种加劲方式的反应与无加劲时的反应之比值;

②无加劲时中塔塔底轴力 $3.30 \times 10^4 \text{ kN}$, 剪力 $3.64 \times 10^4 \text{ kN}$, 弯矩 $3.22 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}$; 边塔塔底轴力 $3.52 \times 10^4 \text{ kN}$, 剪力 $3.21 \times 10^4 \text{ kN}$, 弯矩 $2.93 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

加劲方式对位移反应的影响

表 9.12

输入方式	位 置	无 加 劲	斜 吊 索 ($P = 7\,000\text{kN}$)	斜 吊 索 ($P = 5 \times 7\,000\text{kN}$)	交 叉 索
纵向 + 竖向	中塔塔顶	1.0	0.75	0.39	0.70
	边塔塔顶	1.0	0.91	0.82	0.91
	梁端	1.0	0.87	0.76	0.86
横向 + 竖向	中塔塔顶	1.0	1.03	1.17	1.03
	边塔塔顶	1.0	0.99	0.95	0.88

注:①表中各数值为各种加劲方式的反应与无加劲时的反应之比值;

②纵向+竖向输入时,梁端、中塔顶、边塔顶位移分别为 64cm、53cm、74cm;

③横向+竖向输入时,中塔顶、边塔顶位移分别为 23cm、22cm。

9.2.3 斜拉桥锚固墩、辅助墩抗震概念设计

在斜拉桥的抗震研究中,锚固墩和辅助墩的抗震问题常常不被重视。尤其是采用反应谱方法进行地震反应分析时,有时会由于没有算足振型阶数而导致锚固墩和辅助墩的地震反应被严重低估。多座大跨度斜拉桥的地震反应分析表明:在纵桥向,由于锚固



墩、主梁之间,辅助墩、主梁之间一般设置滑动盆式支座,因此上部结构传递到墩柱的惯性力很小,墩柱的抗震能力足够;而在横桥向,锚固墩和辅助墩的墩顶往往设置横向限位装置,导致传到墩柱的惯性力过大,因此抗震能力往往不足。

可见,锚固墩和辅助墩的抗震设计重点在横桥向,应从两个方面入手,即墩、梁横向约束方式,以及桥墩的形式。

(1) 墩、梁约束方式的比选

辅助墩和锚固墩在地震作用下,弯矩反应比较大,应视辅助墩、锚固墩、和主塔的抗震能力决定是否在墩顶设置适当的措施以减小剪力和弯矩。如,在辅助墩、锚固墩顶采用双向滑动支座,同时在横桥向设支挡构件,支挡构件的抗力根据桥墩的能力而定。

截面设计相对较弱的锚固墩和辅助墩,有可能会由于横向限位装置的作用,产生较大的地震反应,使墩底截面进入塑性工作状态。在上海杨浦大桥的抗震分析中发现^[2],在 50 年 10% 超越概率的地震横向作用下,锚固墩墩底截面的弯矩最大值为 $105\ 900\text{ kN}\cdot\text{m}$,超过了截面的屈服弯矩 $73\ 750\text{ kN}\cdot\text{m}$,说明此时锚固墩已进入塑性工作状态。为了大桥的安全可靠,在大桥锚固墩墩顶与主梁之间设置了一根最大拉力为 $2\ 000\text{ kN}$ 的钢杆,使得在运营荷载和风荷载作用下,梁与锚固墩在横向仍然有约束;而在地震作用下,当力超过 $2\ 000\text{ kN}$ 时,钢杆被拉断,梁与锚固墩之间的横向约束被释放,使锚固墩的横向剪力和弯矩大大减小,保证了锚固墩的安全性。

当斜拉桥设置多个辅助墩时(如在混合式斜拉桥中),每个墩顶应采用相同的约束方式。下面以具有五个边墩的上海徐浦大桥为例进行了具体的分析。

徐浦大桥是一座双塔双斜索面混合式斜拉桥(中跨为结合梁,边跨为混凝土箱梁),跨径组合为 $40 + 3 \times 39 + 45 + 590 + 45 + 3 \times$



39 + 40(m)。主塔为 A 型,边跨每侧共设有四个辅助墩和一个锚固墩,主塔和锚固墩处设球铰式滑动支座,辅助墩处设盆式滑动支座。在横桥向,设有限位装置,锚固墩处有 20cm 的空隙,而在各辅助墩处空隙很小,可看成墩、梁主从。

对四种约束方式(见表 9.13)进行了比较分析,对应于各种约束方式的地震反应列于表 9.13^[5]。表中数据表明:当各辅助墩均与主梁横向主从时,各辅助墩共同帮助主塔分担上部结构惯性力,各辅助墩的受力相对比较均匀,而且各辅助墩与主塔的受力相对较小,锚固墩顶与主梁的相对位移也相对较小;然而,当某一辅助墩顶的约束放开时,该墩顶与主梁之间则发生较大的相对位移,但墩底弯矩较小,仅由桥墩本身振动引起,而它原来分担的上部结构惯性力则要由其他辅助墩及主塔共同承担,增大其他辅助墩和主塔的受力。综合考虑结构的位移和内力反应,在有多个辅助墩的情况下,对结构抗震最为有利的塔、梁约束方式是在每个辅助墩上都设置横向限位装置。

(2) 桥墩形式的比选

斜拉桥的锚固墩和辅助墩一般采用两种形式,即墙式墩和双



墩、梁约束方式对地震反应的影响

表 9.13

约束方式	地震反应	1*边墩	2*边墩	3*边墩	4*边墩	5*边墩	主塔
I	位移(mm)	166	0	0	0	0	0
	弯矩(kN·m)	3.71×10^4	1.51×10^5	1.19×10^5	8.84×10^4	5.77×10^4	4.46×10^5
II	位移(mm)	512	392	0	176	0	0
	弯矩(kN·m)	3.68×10^4	2.94×10^4	3.26×10^5	2.95×10^4	1.03×10^5	5.55×10^5
III	位移(mm)	522	402	0	183	97	0
	弯矩(kN·m)	3.67×10^4	2.92×10^4	3.33×10^5	2.94×10^4	2.95×10^4	5.91×10^5
IV	位移(mm)	440	345	250	162	88	0
	弯矩(kN·m)	3.41×10^4	2.68×10^4	2.70×10^4	2.70×10^4	2.73×10^4	6.94×10^5

注：①表中1*边墩为锚固墩，2* - 5*边墩为辅助墩，从锚固墩侧开始依次编号；

②表中位移指墩顶和主梁的最大相对位移，弯矩指墩底的最大弯矩；

③表中相对位移为0表示该墩顶与主梁横向往主从，否则为相对自由。



墩柱的轴力是墙式墩的 4.2~7 倍;而墙式墩的剪力和弯矩则要比双柱墩大许多,墙式墩的剪力是双柱墩单墩的 1.3~2.6 倍,弯矩是 2.3~4.7 倍。由于双柱墩两个墩柱通过轴力可以产生抵抗弯矩,所以双柱墩的轴力比墙式墩大,弯矩却比墙式墩小。

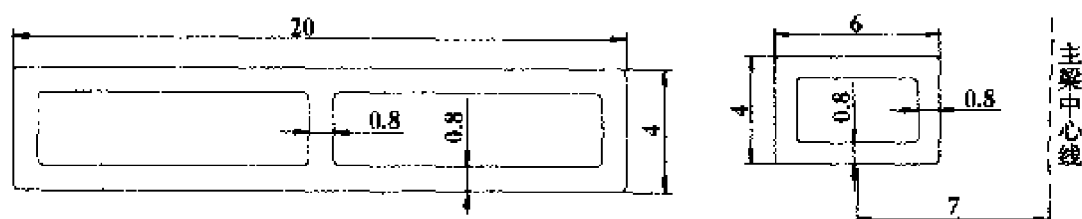


图 9.11 锚固墩与辅助墩断面图(单位:m)

地震荷载是反复荷载,将会使双柱墩的两个柱交替受到拉力和压力,而锚固墩和辅助墩的恒载压力都比较小,因此,在地震作用下,双柱墩将会受到较大的拉力,这对于墩柱是很不利的。因此,从抗震的角度出发,应避免使用双柱墩。

辅助墩、锚固墩内力反应

表 9.14

位 置	内 力 分 量	双 柱 墩	墙 式 墩	墙式墩/ 双柱墩
辅助墩 ①	$P(\text{kN})$	3.915×10^4	6.594×10^3	0.18
	$V(\text{kN})$	1.464×10^4	2.980×10^4	2.04
	$M(\text{kN}\cdot\text{m})$	3.105×10^5	1.172×10^6	3.77
辅助墩 ②	$P(\text{kN})$	2.563×10^4	6.153×10^3	0.24
	$V(\text{kN})$	9.932×10^3	2.613×10^4	2.63
	$M(\text{kN}\cdot\text{m})$	1.945×10^5	9.199×10^5	4.70
锚固墩	$P(\text{kN})$	1.628×10^4	2.331×10^3	0.14
	$V(\text{kN})$	7.144×10^3	9.204×10^3	1.30
	$M(\text{kN}\cdot\text{m})$	1.367×10^5	3.090×10^5	2.26



9.3 南京长江二桥南汊主桥 抗震设计实例简介

南京长江二桥南汊主桥位于南京市上游,由北经八卦洲至南岸,南汊桥连接八卦洲与长江南岸。南汊桥主桥为双塔五跨斜拉桥,全长 1 238m,跨径布置为 58.5 + 246.5 + 628 + 246.5 + 58.5m,其总体布置参见图 9.12。索塔采用上塔柱分离的倒 Y 型钢筋混凝土塔,承台以上高为 195.41m。索塔自上而下共设三道横梁,截面高度分别为 6m、6m、8m。下横梁以上塔柱为单箱单室断面,顺桥向宽度为 7.5m,横桥向宽度为 4.5m。下塔柱为单箱多室断面,顺桥向宽度为 7.5 ~ 12m,横桥向宽度为 4.5 ~ 7m。主梁采用扁平闭口流线型钢箱梁,梁高 3.5m,全宽为 37.2m。斜拉索采用平行钢丝索的双面扇形索,共有 80 对,外边跨索距为 12m,其余索距为 15m。桥面宽 33.6m,纵坡 2.8%,横坡 2%,中间设有 2.5m 的分隔带。

9.3.1 地震动输入

根据江苏省地震局提供的地震危险性分析报告,南汊桥不同桥基处的土性质和土层厚度有显著变化,土的卓越周期从 0.29S 变化到 0.69S,土的类型分别属于 II、III、IV 类。根据地震危险性分析和土层反应分析得到的南汊桥地表峰值加速度列于表 9.15 中。其中,四个位置大体与南汊桥的边墩与主塔位置对应。对南京长江二桥南汊主桥进行抗震能力分析验算时,选用 50 年超越概率 10% (P1) 和 50 年超越概率 3% (P2) 两个概率水准的地震动加速度时程和反应谱作为输入,分别进行两水平的地震反应分析。地震动加速度的输入方式为水平向 + 竖向多点激励。

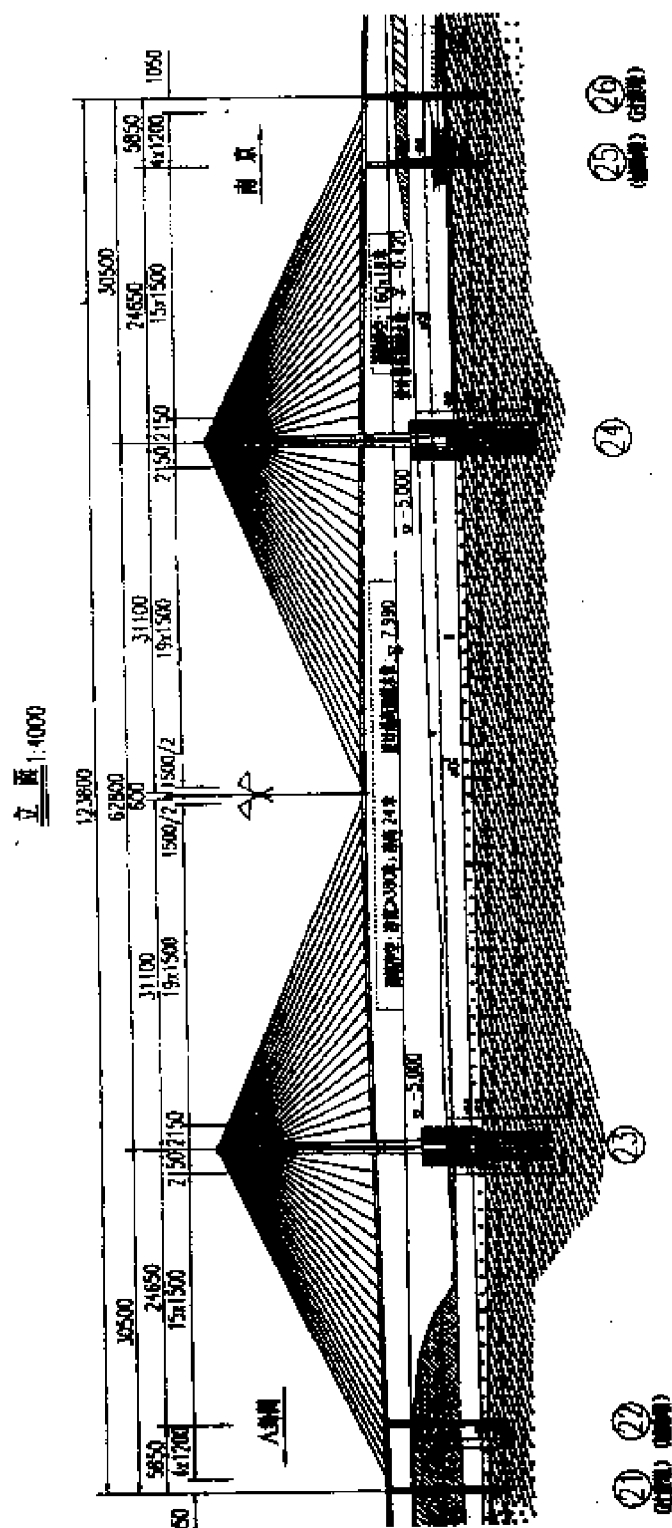


图 9.12 南京长江二桥南汊主桥总体布置



南汊桥地表峰值加速度(g) 表 9.15

地表位置	水 平 向		竖 向	
	50 年 10%	50 年 3%	50 年 10%	50 年 3%
ZKC-7	0.122	0.176	0.083	0.116
ZKC-9	0.114	0.164	0.073	0.103
ZKC-11	0.115	0.168	0.077	0.110
ZKC-14	0.119	0.171	0.080	0.112

(1)反应谱

进行反应谱分析时,采用如图 9.13 所示的反应谱作为输入,而加速度峰值则如表 9.15 所示。

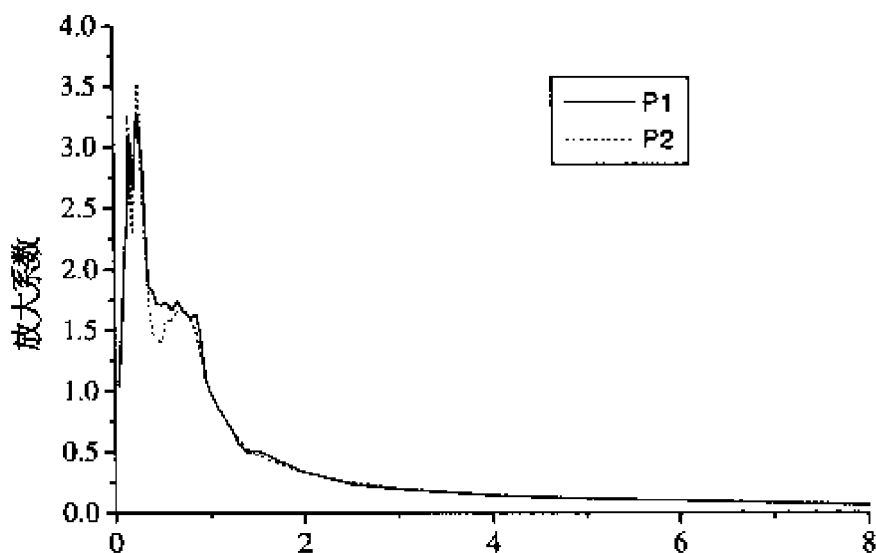


图 9.13 两个概率水准的反应谱曲线

(2)地震加速度时程

江苏省地震局提供的地震危险性分析报告中提供了不同场点不同土层深度的很多组人工地震加速度时程,与南汊主桥的边墩与主塔位置对应的场点及其加速度峰值见表 9.15。图 9.14、9.15 有代表性地画出了对应于 P2 概率水平的,两主塔位置的水平和竖



向地表加速度时程曲线。

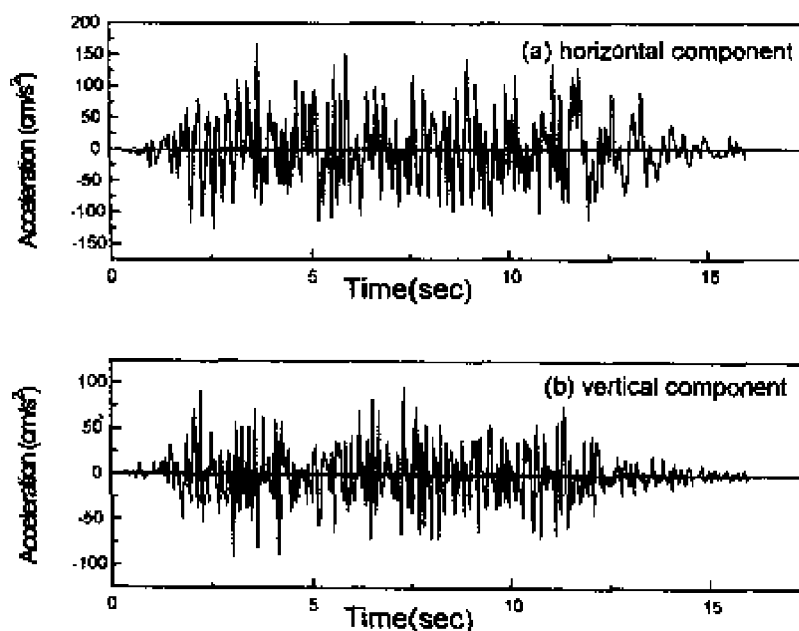


图 9.14 ZKC-9 孔位地表加速度时程曲线(P2 概率)

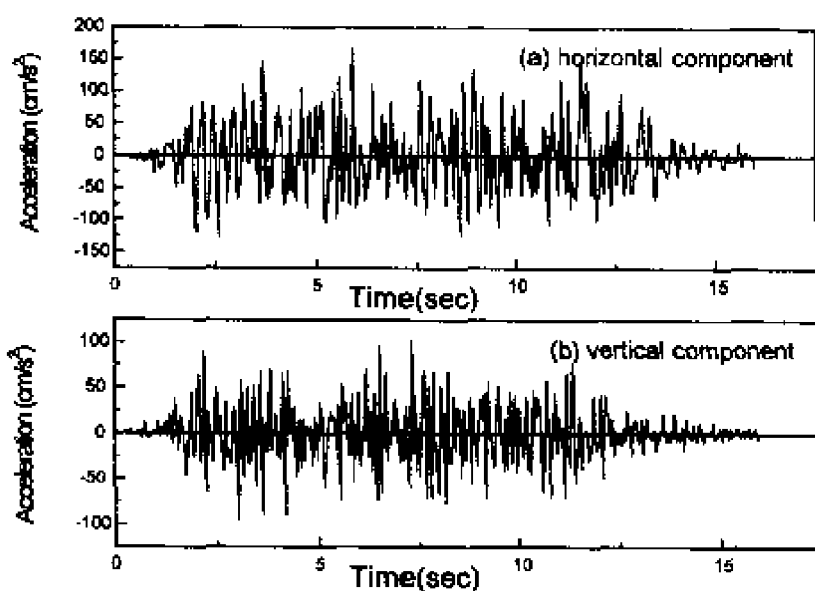


图 9.15 ZKC-11 孔位地表加速度时程曲线(P2 概率)



9.3.2 动力计算模型

斜拉桥由桥塔、桥面系、斜拉索、边墩(锚固墩、辅助墩)和支承连接装置(支座等)组成。在进行动力特性和地震反应分析时,对各部分构件应采用不同的模拟方法,力求使所建立的计算模型能如实地反映结构构件的几何、材料特性,以及各构件的边界连接条件。主塔和边墩采用三维梁单元模拟,但单元划分不宜太粗。斜拉索采用三维桁架单元模拟,但应考虑缆索垂度效应引起的弹性模量折减,以及恒载作用下的几何刚度。桥面系根据斜拉索的间距进行离散,采用三维梁单元进行模拟,可以采用的模拟方式主要有单梁式,双梁式,Ⅱ型和三梁式,其中用得最多的是单梁式(详见文献[2])。而边界连接条件应根据具体情况采用第三章所述的支座、挡块等单元以及主从关系等进行模拟。总体来说,斜拉桥动力计算模型的建立方法与悬索桥相似,具体的,读者可参阅第十章。

南京长江二桥南汊主桥的动力计算模型如图 9.16 所示。为了分析梁、墩连接条件对桥梁地震反应的影响,采用两种方式处理边界、连接条件:(a)塔、墩底固结;主梁在两主塔处,横桥向、竖向及扭转自由度与塔主从;主梁在各边墩、辅助墩处,竖向及扭转自由度与墩顶主从。(b)主梁在各边墩、辅助墩处,横桥向、竖向、扭转及绕竖向的转动自由度与墩顶主从,其余条件同(a)。

9.3.3 动力特性分析

对大跨度斜拉桥进行地震反应分析之前,需要先了解其动力特性。表 9.16 列出了南汊桥的前 15 阶振型的频率及振型特征(对应于两种边界条件),而图 9.17(1)~9.17(9)则为 9 阶典型的振型(对应于第二种边界条件)。

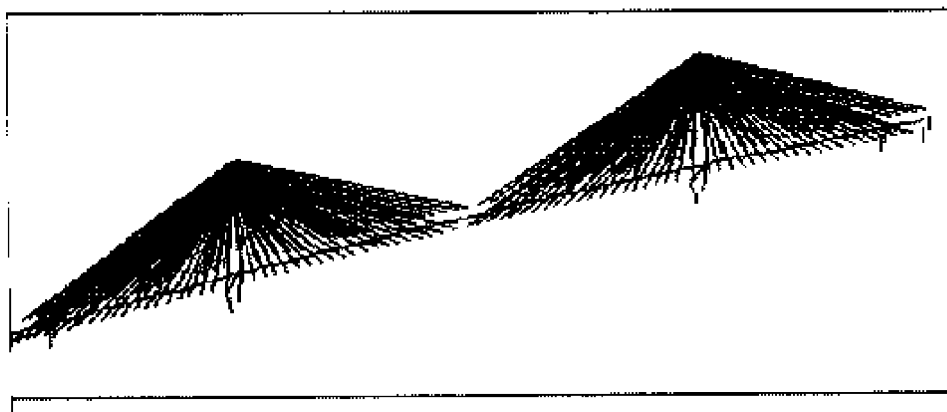


图 9.16 南汉桥动力计算模型

南汉桥的动力特性

表 9.16

振型 序号	第一种边界条件		第二种边界条件	
	频率 (Hz)	振型特征	频率 (Hz)	振型特征
1	0.0757	纵飘	0.0757	纵飘
2	0.0788	一阶对称侧弯	0.2636	一阶对称侧弯
3	0.1237	一阶反对称侧弯	0.2732	一阶对称竖弯
4	0.2732	一阶对称竖弯	0.3587	一阶反对称竖弯
5	0.2813	二阶对称侧弯	0.4313	塔反向侧弯
6	0.3587	一阶反对称竖弯	0.4432	塔同向侧弯
7	0.4291	塔反向侧弯	0.5522	竖弯
8	0.4383	塔同向侧弯	0.6525	竖弯
9	0.5522	竖弯	0.7229	竖弯
10	0.6525	竖弯	0.7507	一阶对称扭转
11	0.7229	竖弯	0.7871	一阶反对称侧弯
12	0.7508	一阶对称扭转	0.8023	竖弯
13	0.7869	侧弯	0.8106	竖弯
14	0.8023	竖弯	0.8180	塔反向侧弯
15	0.8106	竖弯	0.8993	二阶对称扭转

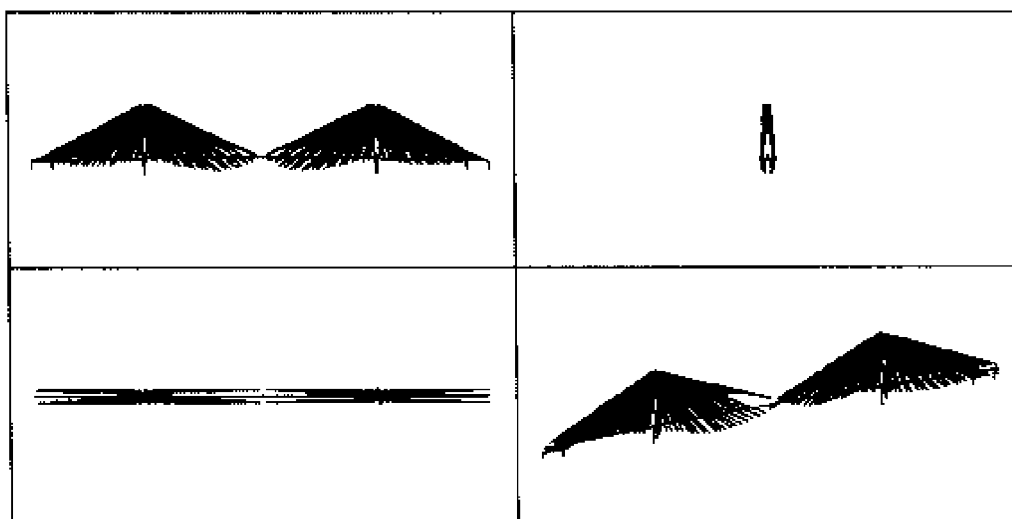


图 9.17(1) 第 1 阶:纵飘振型

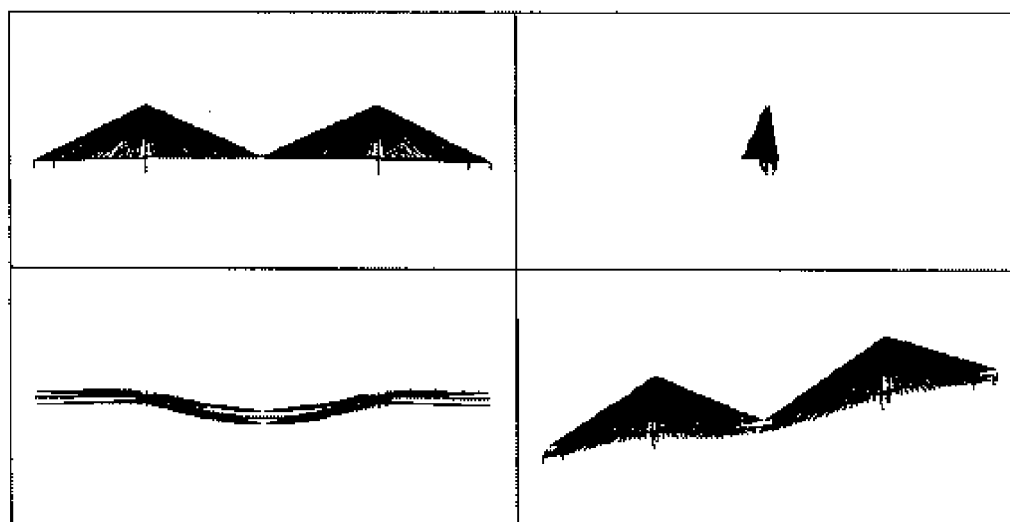


图 9.17(2) 第 2 阶:对称侧弯振型

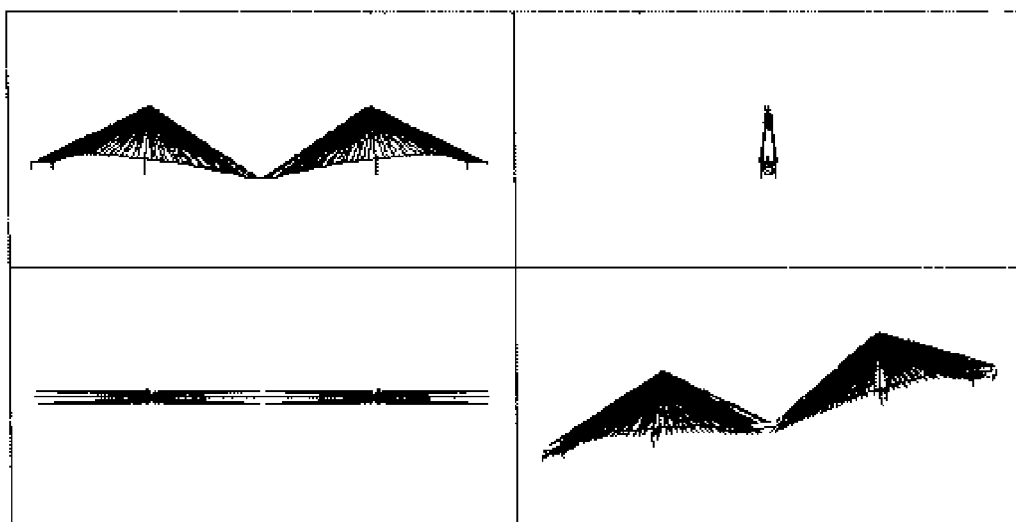


图 9.17(3) 第 3 阶:对称竖弯振型

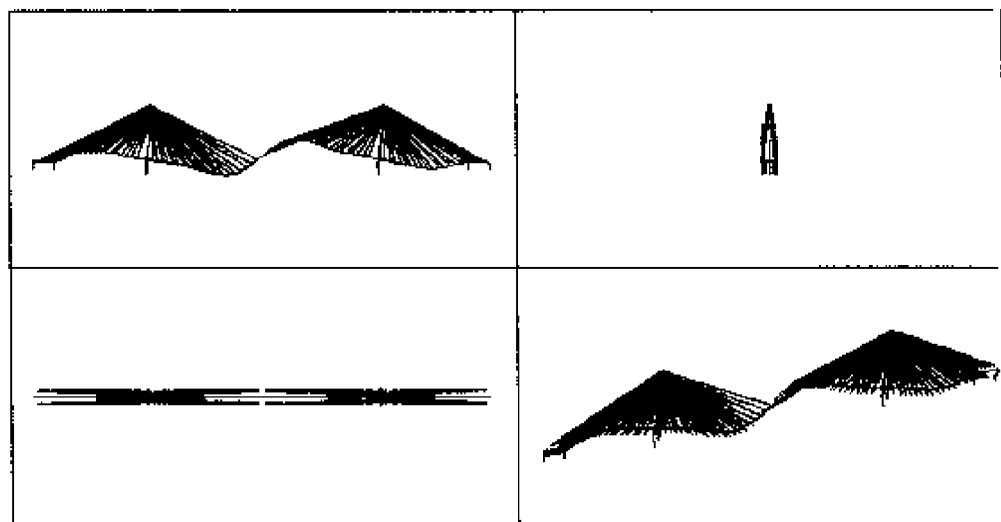


图 9.17(4) 第 4 阶:反对称竖弯振型



图 9.17(5) 第 5 阶:双塔反对称侧弯振型

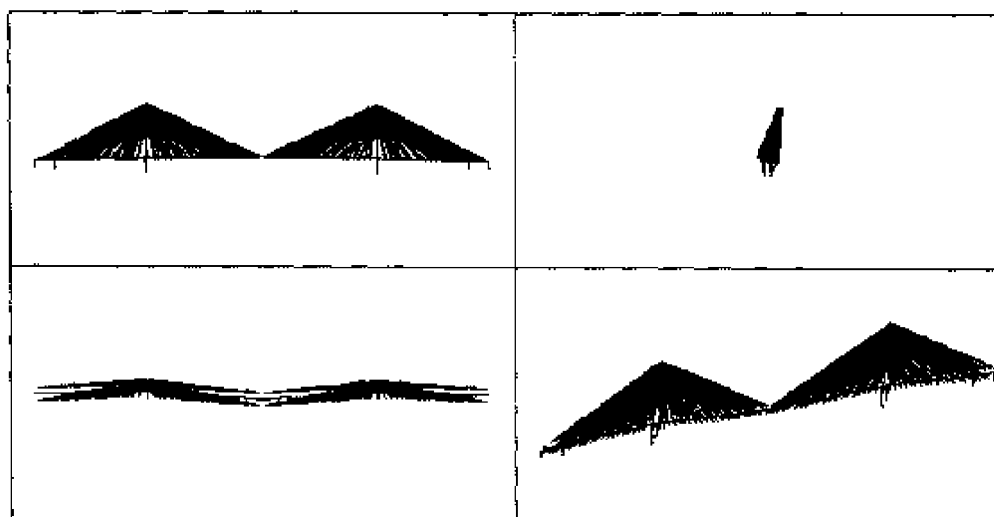


图 9.17(6) 第 6 阶:双塔对称侧弯振型

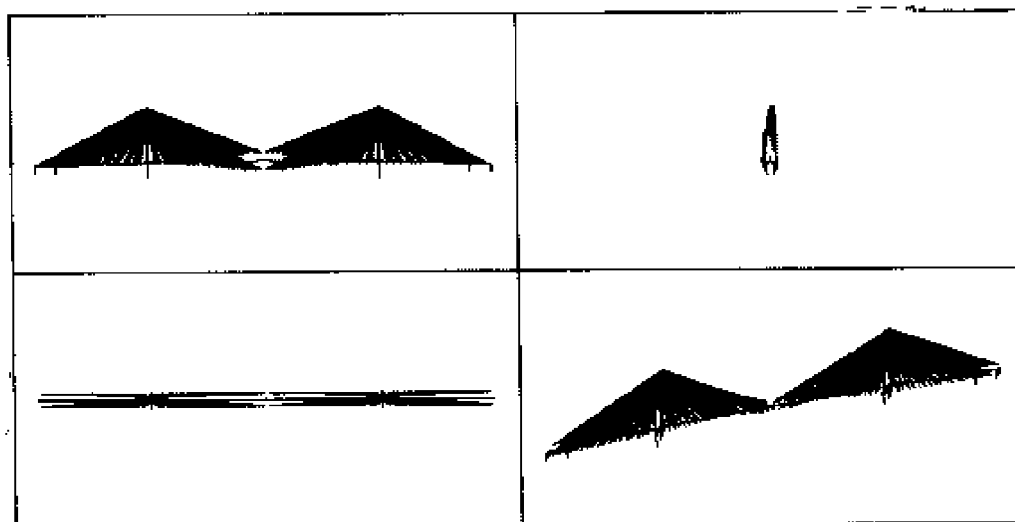


图 9.17(7) 第 10 阶:对称扭转振型

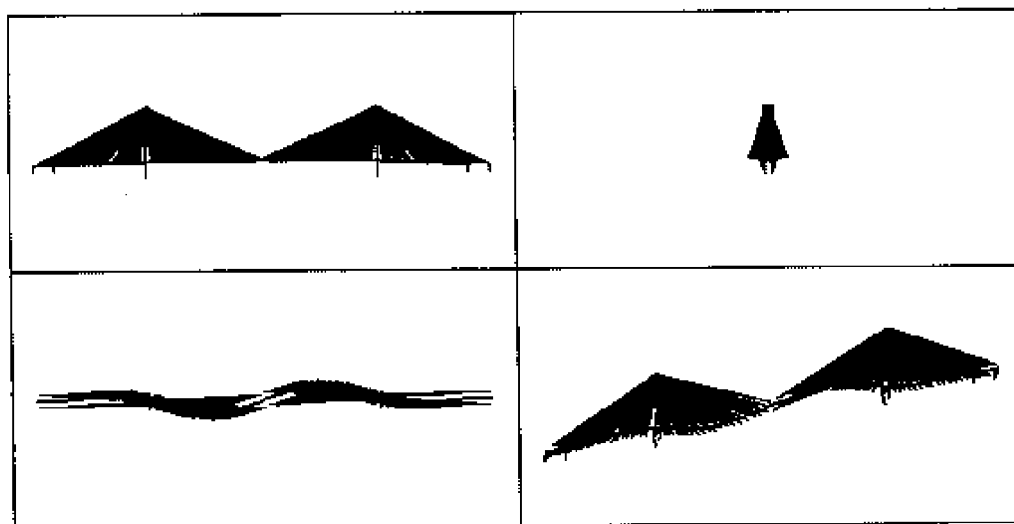


图 9.17(8) 第 11 阶:反对称侧弯振型

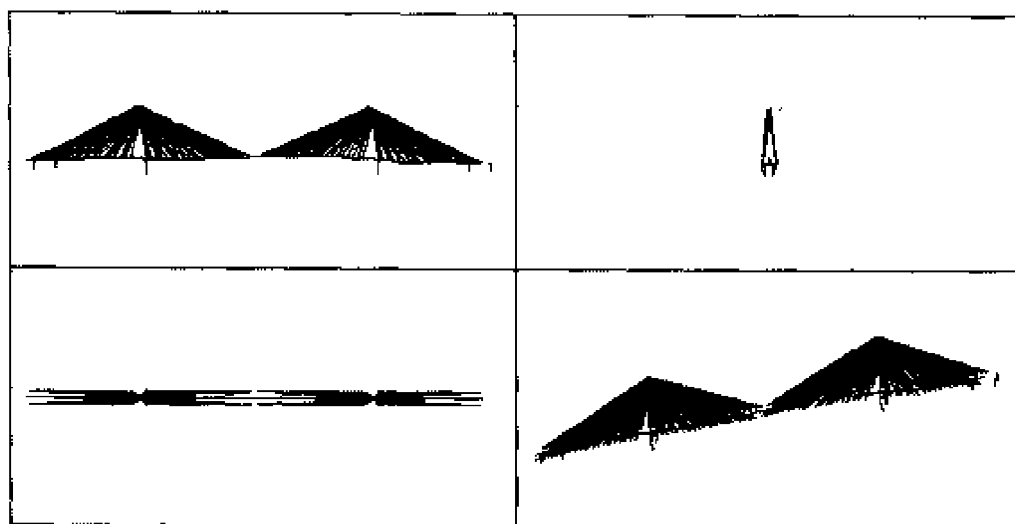


图 9.17(9) 第 18 阶:反对称扭转振型

结构的动力特性取决于其刚度和质量分布。对于大跨度斜拉桥,桥梁的跨度、塔梁连接方式、主梁的截面形状与材料、斜拉索的纵横向布置、桥塔的形状和材料、以及辅助墩的数目与位置等,都会影响其动力特性。一般来说,斜拉桥的动力特性具有以下特点:

- 对于常见的大跨度漂浮体系斜拉桥,第一振型为纵飘振型,周期一般长达 10s 以上。如南京二桥为 13.2s,杨浦大桥为 12.8 s。这一振型对于主塔的顺桥向地震反应弯矩起绝对控制作用。
- 大跨度斜拉桥的一阶对称侧弯振型与一阶对称竖弯振型一般出现在第二、三阶,如宽跨比较大,则竖弯振型先出现。
- 对塔柱横桥向地震反应贡献最大的塔柱侧弯振型一般出现在第 5、6 阶左右,频率值一般为 0.3~0.5Hz。
- 斜拉桥的扭转频率与悬索桥相比要大得多。
- 以锚固墩和辅助墩为主的振型为高阶振型,用反应谱法分析时,常会由于计算振型阶数不够而低估其反应值。



9.3.4 地震反应分析及抗震验算

(1) 反应谱分析

进行大跨度斜拉桥的地震反应分析时,一般先进行反应谱分析,并同时时程分析的计算结果相互校合。在南京二桥的地震反应分析中,用反应谱方法分别计算了两种概率水准的地震作用下桥梁的反应。考虑了两种地震动输入方式,即纵桥向+竖向输入和横桥向+竖向输入。为保证计算精度,取前 200 阶振型进行叠加,包括了塔、梁和边墩的主要振型。计算结果略。

(2) 线性时程反应分析

9.3.2 中所考虑的两种边界条件的区别在于主梁在辅助墩、锚固墩处横向约束条件的不同,因此两种边界条件导致的纵向地震反应是相同的。表 9.17 和表 9.18 分别列出了一些重要截面的内力反应和一些重要节点的位移反应(在纵向+竖向地震作用下)。图 9.18 画出了主塔的轴力和弯矩包络图。表 9.17 表明,由于在塔、主梁之间,边墩、主梁之间分别设置了滑动支座,即使在 P2 概率的地震作用下,塔底、边墩底截面的地震反应内力都不大,依靠自身强度即可抵抗地震。而由表 9.18 可知,在 P2 概率的地震作用下,主塔顶的位移并不大,只有 19cm;主梁相对于边墩顶的位移也不大,为 18cm。

在两个概率水准的地震横向+竖向作用下,南汉桥对应于两种边界条件的地震反应列于表 9.18、9.19 中。图 9.19 还画出了在 P2 概率的地震作用下,主塔对应于两种边界条件的轴力和弯矩包络图。从几个图表中可以发现,两种边界条件下主塔的反应相差不大,但主梁位移和锚固墩、辅助墩的内力反应却相差很大。对于第一种边界条件,主梁相对于锚固墩、辅助墩的横向位移较大(P2 概率地震波作用下分别为 14cm, 10cm);而对于第二种边界条



南汉桥重要截面最大内力反应(纵向 + 竖向输入) 表 9.17

截面位置	P1			P2		
	轴力(kN)	剪力(kN)	弯矩(kN·m)	轴力(kN)	剪力(kN)	弯矩(kN·m)
塔底	1.620×10^4	6.325×10^3	1.185×10^5	2.230×10^4	8.340×10^3	1.434×10^5
下横梁下侧塔	1.551×10^4	3.592×10^3	7.297×10^4	2.178×10^4	4.578×10^3	7.567×10^4
下横梁上侧塔	1.367×10^4	1.634×10^3	7.333×10^4	2.032×10^4	2.651×10^3	7.698×10^4
中横梁下侧塔	7.715×10^3	1.920×10^3	3.736×10^4	1.228×10^4	2.535×10^3	5.102×10^4
中横梁上侧塔	6.423×10^3	2.073×10^3	3.728×10^4	1.042×10^4	2.366×10^3	5.054×10^4
锚固墩	8.816×10^2	1.882×10^3	3.280×10^4	1.208×10^3	2.937×10^3	5.067×10^4
辅助墩	1.333×10^3	1.947×10^3	3.568×10^4	1.873×10^3	2.291×10^3	4.164×10^4

南汉桥重要节点最大位移反应(P2, 水平 + 竖向输入) 表 9.18

节点位置	纵向相对位移(m)	横向相对位移(m)	
		第一种边界条件	第二种边界条件
塔顶—塔底	0.19	0.08	0.08
主梁跨中—塔底	0.04 (竖向)	0.21	0.17
主梁—辅助墩顶	0.18	0.10	0.0
主梁—锚固墩顶	0.18	0.14	0.0



表 9.19

南汉桥重要截面最大内力反应(横向 + 竖向输入)

概 率	截面位置	第一种边界条件			第二种边界条件		
		轴力(kN)	剪力(kN)	弯矩(kN·m)	轴力(kN)	剪力(kN)	弯矩(kN·m)
P1	塔 底	2.099×10^4	7.640×10^3	1.982×10^5	2.479×10^4	7.578×10^3	2.086×10^5
	下横梁下侧塔	2.133×10^4	7.362×10^3	7.934×10^4	2.468×10^4	7.943×10^3	8.860×10^4
	下横梁上侧塔	1.930×10^4	2.156×10^3	2.988×10^4	2.290×10^4	1.995×10^3	3.314×10^4
	中横梁下侧塔	1.777×10^4	1.116×10^3	3.045×10^4	2.199×10^4	1.485×10^3	2.915×10^4
	中横梁上侧塔	1.035×10^4	1.871×10^3	2.825×10^4	1.406×10^4	2.464×10^3	3.830×10^4
	锚固墩	1.260×10^3	1.431×10^3	1.328×10^4	6.199×10^3	4.536×10^3	4.635×10^4
	辅助墩	1.199×10^3	1.150×10^3	1.173×10^4	8.652×10^3	5.343×10^3	6.352×10^4
	塔 底	3.229×10^4	1.203×10^4	3.094×10^5	3.455×10^4	1.278×10^4	3.259×10^5
P2	下横梁下侧塔	3.076×10^4	1.159×10^4	1.187×10^5	3.299×10^4	1.175×10^4	1.264×10^5
	下横梁上侧塔	2.654×10^4	3.525×10^3	5.010×10^4	2.935×10^4	3.390×10^3	5.192×10^4
	中横梁下侧塔	2.107×10^4	1.728×10^3	4.386×10^4	2.474×10^4	1.922×10^3	3.538×10^4
	中横梁上侧塔	1.583×10^4	2.046×10^3	3.194×10^4	1.511×10^4	2.775×10^3	4.257×10^4
	锚固墩	1.798×10^3	1.651×10^3	1.527×10^4	7.326×10^3	5.154×10^3	5.280×10^4
	辅助墩	1.962×10^3	1.325×10^3	1.338×10^4	1.114×10^4	8.111×10^3	9.702×10^4

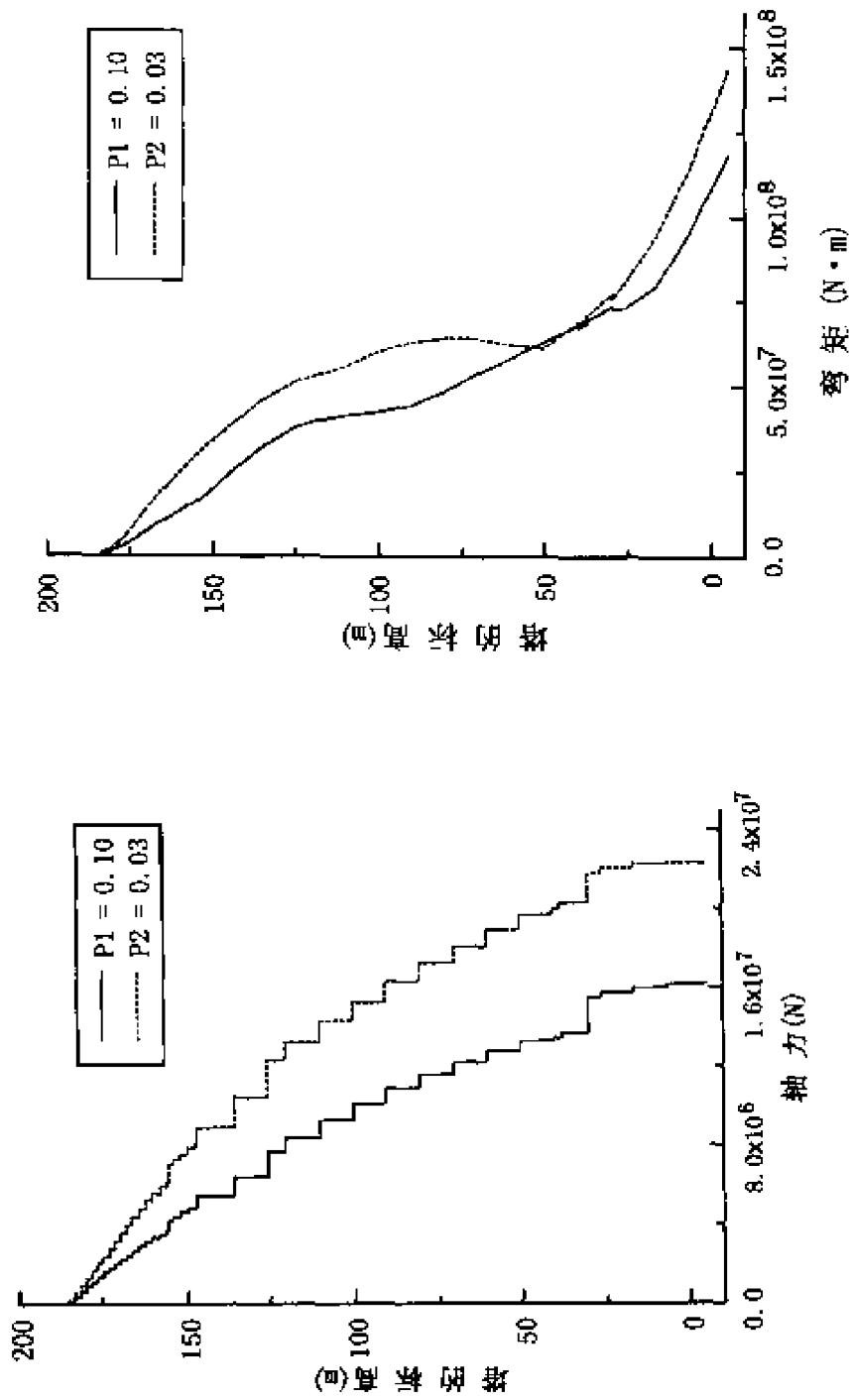


图 9.18 塔的内力包络图 (纵向 + 竖向输入)

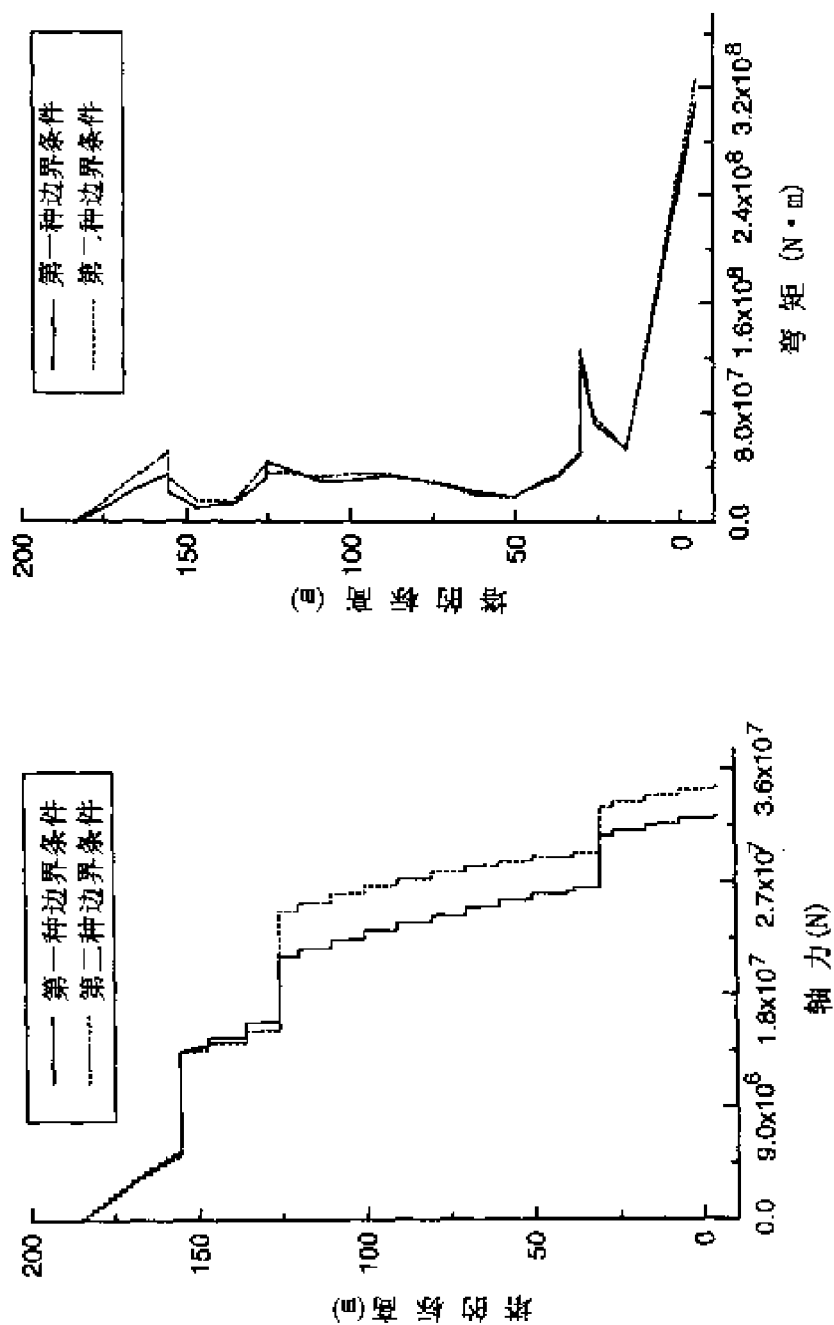


图 9.19 塔的内力包络图 (P2、横向 + 竖向输入)



件,锚固墩和辅助墩内将会产生很大的内力。

(3)非线性时程反应分析及验算

线性时程反应分析表明,在 P2 概率水准的地震横向 + 竖向作用下,在第二种边界条件下辅助墩和锚固墩将会受到很大的内力,因而有必要进行非线性时程反应分析,以确定它们是否会进入非线性工作状态,以及墩柱的延性是否满足要求。

在进行非线性时程反应分析时,用弹塑性梁单元模拟辅助墩、锚固墩。南汉桥的锚固墩、辅助墩的截面及配筋设计见图 9.20。其中,内、外圈的主筋直径分别为 16mm 和 28mm,配筋率为 0.76%,箍筋直径为 12mm,周边箍筋的纵向间距为 20cm,勾筋的纵向间距为 40cm,分析时,偏保守地统一取箍筋间距为 40cm。

另外,用挡块单元代替主梁与边墩的横向主从约束,以便能计算出限位装置将会受到的地震力。挡块单元的空隙取为 0.0m,刚度取为 $1.0 \times 10^8 \text{ kN/m}$ 。

表 9.20、9.21 列出了非线性时程分析结果。从表中可见,如果在主梁与边墩顶设置限位装置,且不留空隙,则在 P2 概率水准的地震横向 + 竖向作用下,辅助墩将会进入塑性工作状态,但产生的塑性转角很小,而锚固墩依然处在弹性工作状态。

边墩的弹塑性反应

表 9.20

截面位置	轴力 (kN)	弯矩 (kN·m)	塑性转角 (rad)	允许的塑性转角 (rad)
辅助墩底	2.97×10^3	7.24×10^4	5.67×10^{-5}	2.52×10^{-2}
锚固墩底	1.801×10^4	5.296×10^4	0.0	/

注:①轴力为恒载与地震反应叠加而得;

②轴力、弯矩对应于发生最大塑性转角(或弯矩)的时刻。



边墩上挡块的最大反应

表 9.21

挡块位置	力(kN)	变形(m)
辅助墩顶	8.060×10^3	8.060×10^{-5}
锚固墩顶	3.65×10^3	3.65×10^{-5}

需要说明的是,尽管锚固墩、辅助墩的体积配箍率很小(还不到 0.1%),但由于墩柱所受的轴力很小,墩柱受力接近于纯弯状态,因此墩柱有相当好的延性(曲率延性系数达到 32)。图 9.21 是辅助墩底截面(对应于表 9.21 的受力状态)的弯矩-曲率关系曲线。所以,没有必要做进一步的延性设计。其实,对于接近于纯弯受力状态的墩柱,配置很多箍筋对提高截面延性的意义不大,因为此时主筋的拉断将先于混凝土的压坏。

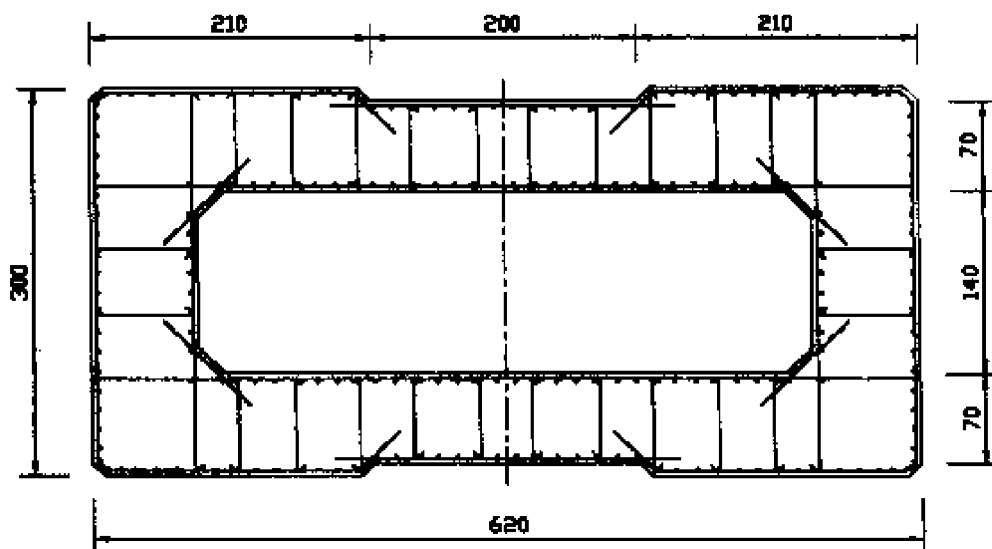


图 9.20 南汉桥的锚固墩、辅助墩截面设计

数值计算表明,辅助墩将会屈服,进入塑性工作状态,不过延性是足够的,也即桥墩是安全的。但是,考虑到地震是一种随机荷载,而斜拉桥边墩所受的恒载压力较小,在恒载和地震共同作用

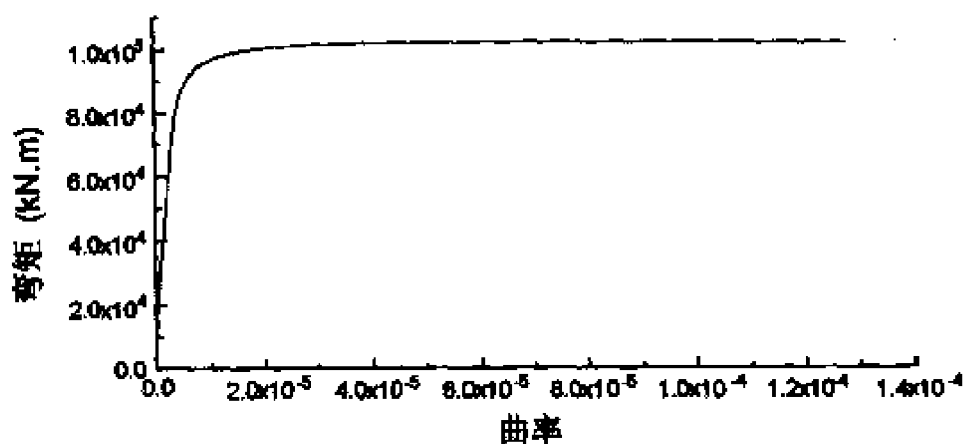


图 9.21 南汉桥辅助墩底截面的弯矩 - 曲率关系

下,斜拉桥的边墩有可能会受拉。从这个角度来说,边墩的延性是不可靠的。因此,为了确保这一大跨度斜拉桥的抗震安全性,建议在边墩顶与主梁之间设置横向限位构件,构件的强度由桥墩或其基础的强度控制。这样,一旦地震反应超过了限位构件的强度,则构件破坏失效,桥面系的惯性力不再会传递到桥墩中,从而使桥墩的安全性得到保证。同时,采用如橡胶缓冲挡块,则抗震效果会更好。

参 考 文 献

- [1] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动. 北京: 中国铁道出版社, 1992.
- [2] 范立础. 桥梁抗震. 上海: 同济大学出版社, 1997.
- [3] 叶爱君. 大跨度桥梁抗震设计: [博士学位论文]. 上海: 同济大学桥梁工程系, 1998.
- [4] Eurocode 8 : Structures in Seismic Regions Design, Part 2:



Bridges(draft). April 1993.

[5] 叶爱君,胡世德.上海徐浦大桥动力性能分析.同济大学学报,Vol.25,1997 增刊.

[6] 胡世德,范立础.斜拉桥动力计算有限元模式的讨论.同济大学学报第 20 卷增刊,1992 年 12 月.

[7] 胡世德,范立础,斜拉—梁式组合体系桥梁的抗震性能,同济大学学报,1991 增刊—结构、桥梁版.

[8] 邓永明,王晋莹,斜拉桥主梁纵向支承条件与结构抗震特性分析,全国桥梁结构学术会议论文集(下册),1992,武汉,同济大学出版社.

[9] 陈艾荣,项海帆等,Jörg Schlaich.多跨斜拉桥概念设计.中国土木工程学会桥梁及结构工程学会第十三届年会论文集.上海:同济大学出版社,1998 年 11 月.

[10] 林元培.斜拉桥.北京:人民交通出版社,1994.

[11] 同济大学土木工程防灾国家重点实验室抗震研究室.南京长江第二大桥南汉主桥抗震分析研究报告.1999 年 8 月.

第十章 悬索桥抗震设计

10.1 概 述

悬索桥是最适合于大跨度的一种桥梁形式。现代悬索桥的最大跨度已达到 1 991m,即日本 1998 年建成的明石海峡大桥。而这座创世界记录的大桥,在建设期间就与地震不期而遇,留下了永久的印痕,也留下了一个永久的话题—地震。在 1995 年 1 月 17 日的阪神地震中,明石海峡大桥就位于震中附近。当时,该桥已架好主缆,正准备架梁。根据地震记录,该桥位于强震烈度 X 度区,南北向的水平加速度峰值达 0.818g。地震后,该桥发生的变位如图 10.1 所示。可见,桥塔与锚台均发生了较大的变位,但是,与原 1 990m 的跨度相比,这些变位还是很小的,塔基的各向转角也都很小,已完成的结构部分也未见损伤。作者认为,明石海峡桥在 X 度地震作用下结构能基本保持完好得益于两个方面的因素。一方面,日本在建设本州—四国联络线时,花了近 20 年时间进行了悬索桥的抗震设计研究,汇编成《本州四国联络桥抗震设计指南》,为明石海峡大桥的抗震设计提供了依据;另一方面,地震时,主梁未架设,桥梁的自重很小。至于如果全桥已合拢通车,地震将会对桥梁产生什么样的影响,还有待于模拟分析。

虽然,迄今为止未发现悬索桥在地震时遭到毁坏的实例,但悬索桥由于桥梁本身的重要性,抗震问题已引起了世界各国的重视。例如,美国在 Loma Prieta 地震之后,花巨资,历时几年,对著名的金



门大桥进行了抗震加固。在 1989 年的 Loma Prieta 地震,金门桥位于 VII 度烈度区,未见破坏。为了保证 30 年代建成的金门大桥能抵御 VIII 度以上地震,特别在支承部位、主缆鞍座等处增设了吸能装置。

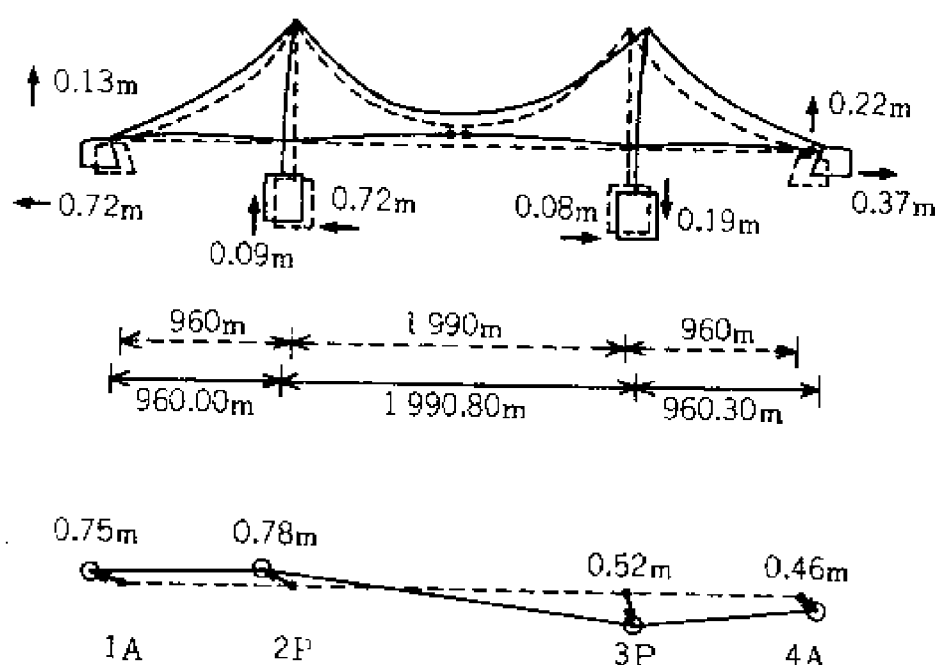


图 10.1 明石海峡大桥震后的变位情况

我国的现代悬索桥从 80 年代开始兴建,目前已建成许多座大跨度的悬索桥,其中跨度最大的为江阴长江公路大桥,主跨 1 385m。以这些工程项目为背景,作者所在的学科组对大跨度悬索桥进行了近 10 年的抗震设计研究,承担了多座悬索桥的抗震研究任务(如表 10.1 所示),获得了许多有实用价值的成果。

悬索桥由主缆、主梁、主塔、吊杆组成,主要承重结构是支撑在主塔上的主缆。与斜拉桥相比,悬索桥传力途径简单,结构布置的变化较少。另一方面,悬索桥为柔性结构,基本周期较长,在地震作用下的受力一般不会很大,塔柱一般不会屈服进入塑性工作阶



段。因此,一般说来,悬索桥的抗震设计过程较为简单,一般分两个阶段进行:(1)方案设计阶段抗震性能初步评估:通过地震反应初步分析,对结构体系的抗震性能进行初步评价;(2)技术设计阶段抗震能力检算:对桥梁进行细致的地震反应分析,验算结构的内力及变形,确保结构的抗震安全性。其中,悬索桥的地震反应分析是关键,需要考虑各种影响因素,如多点激振、几何非线性、桩—土—结构相互作用等。需要特别指出的是,由于高阶振型的影响比较显著,一般需要采用反应谱和时程两种分析方法进行相互校核。

学科组已完成的悬索桥抗震研究项目 表 10.1

序号	时间	项 目 名 称	工 程 概 况
1	1993	广东汕头海湾大桥抗震研究	主跨 452m 三跨预应力混凝土悬索桥
2	1994	广东虎门大桥抗震研究	主跨 888m 钢箱梁悬索桥
3	1992—1993	江阴长江公路大桥抗震研究	主跨 1385m 单跨钢箱梁悬索桥
4	1996	厦门海沧大桥抗震研究	主跨 648m 钢箱梁悬索桥
5	1999	香港青龙桥抗震研究	主跨 1 418m 钢箱梁悬索桥
6	2000	润扬悬索桥抗震研究	主跨 1 490m 钢箱梁悬索桥
7	2000	苏通大桥悬索桥方案抗震研究	主跨 1 510m 钢箱梁悬索桥方案

本章将在历年的研究成果的基础上,以主跨 1 490m 的江苏润扬悬索桥为工程背景,介绍悬索桥的抗震设计过程,重点介绍地震



输入的确定、计算模型的建立、动力特性分析和地震反应分析。

10.2 江苏润扬悬索桥抗震设计实例简介

润扬长江公路大桥是连通镇江—扬州的跨越长江的特大型桥梁工程,其中南汊为大跨度悬索桥(简称为润扬悬索桥),北汊为大跨度斜拉桥,南北汊之间的引桥为连续梁桥。

润扬悬索桥采用简支单跨体系,主跨 1 490m,主梁两端采用滑动支座支承在主塔的下横梁上。主梁采用封闭式流线型扁平钢箱梁,宽 33.9m,中心线处梁高 3m。两根主缆横向间距为 33.9m,由平行镀锌高强钢丝索股组成,每根主缆面积为 0.4735m^2 ,连接主缆和主梁的吊杆纵向间距为 16m。

塔身采用门式框架混凝土结构,两根塔柱距离在塔顶处为 34.3m、塔根处为 41.34m,呈直线变化。南塔高 207.23m,北塔高 209.93m(不含鞍座高度)。塔柱采用矩形空心断面,横桥向宽度为 6m,顺桥向宽度为 9.5~12.5 m。索塔设置三道箱型截面的横梁,上、中、下横梁的截面高度分别为 9m、9m、11m。

南北两主塔承台均为中间薄弱的哑铃型,横向每侧 16 根嵌岩桩,桩直径 2.8m,净间距 2.8m,北主塔桩长 52.7m,南主塔桩长为 65.0m。南、北锚碇均采用重力式锚,预应力锚固体系。

图 10.2 为润扬悬索桥的总体布置。

10.2.1 地震动输入

在江苏省地震工程研究院提供的《中桥位桥址区主要断裂及设计地震动工程参数研究报告》中,提供了两个概率水准(50 年 10% 及 50 年 2%)、三个方向(顺桥向、横桥向和竖向)、多个场点(包括两锚碇及主塔处)的场地地表及土层不同深度处的地震加速

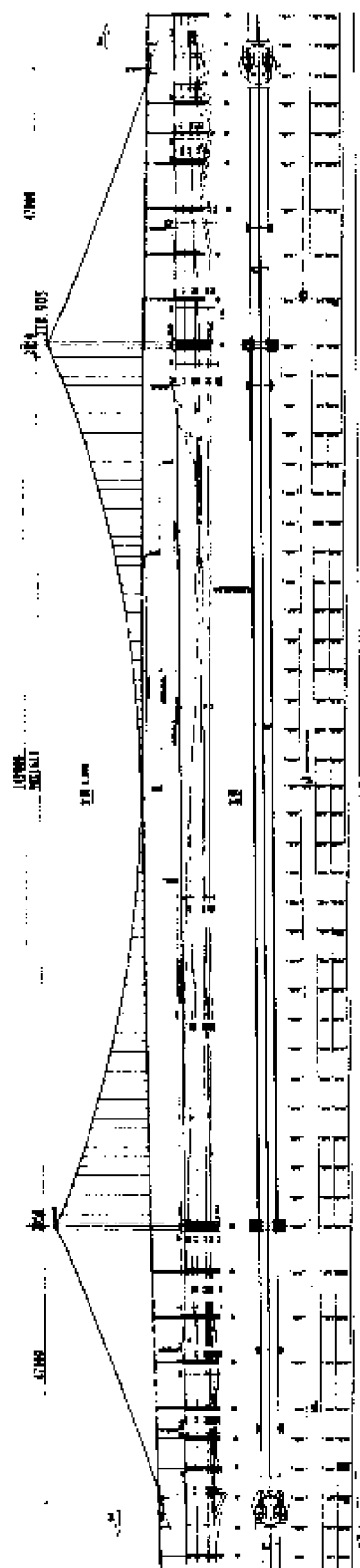


图 10.2 润扬悬索桥的总体布置图



度时程(每组三条)及对应的反应谱(阻尼比 0.02、0.03、0.05)。在润扬悬索桥的抗震设计中,选用了 50 年 10% 超越概率(P1)和 50 年 2% 超越概率(P2)两个水准的包络反应谱和四个场点地震动加速度时程进行地震反应分析。

(1) 反应谱

在大跨度悬索桥的抗震设计中,反应谱分析一般作为一种校核手段,因此可以偏安全地采用包络反应谱,即按横向、纵向和竖向取多条反应谱中的最大值作为反应谱值。另外,在第 1 章中已经指出,大跨度悬索桥的阻尼比很小,因此在反应谱分析中,应选用三个阻尼比中的最小值(0.02)。两个概率水准的包络反应谱如图 10.3、10.4 所示。

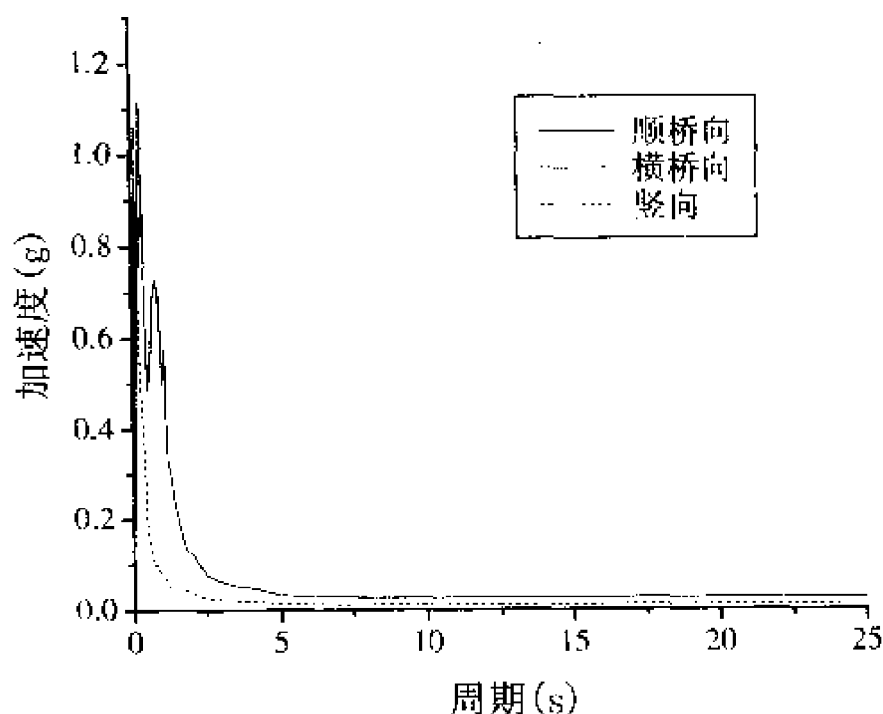


图 10.3 P1 概率包络反应谱

(2) 地震加速度时程

地震反应时程分析时,考虑多点激振的影响。在 P1、P2 概率

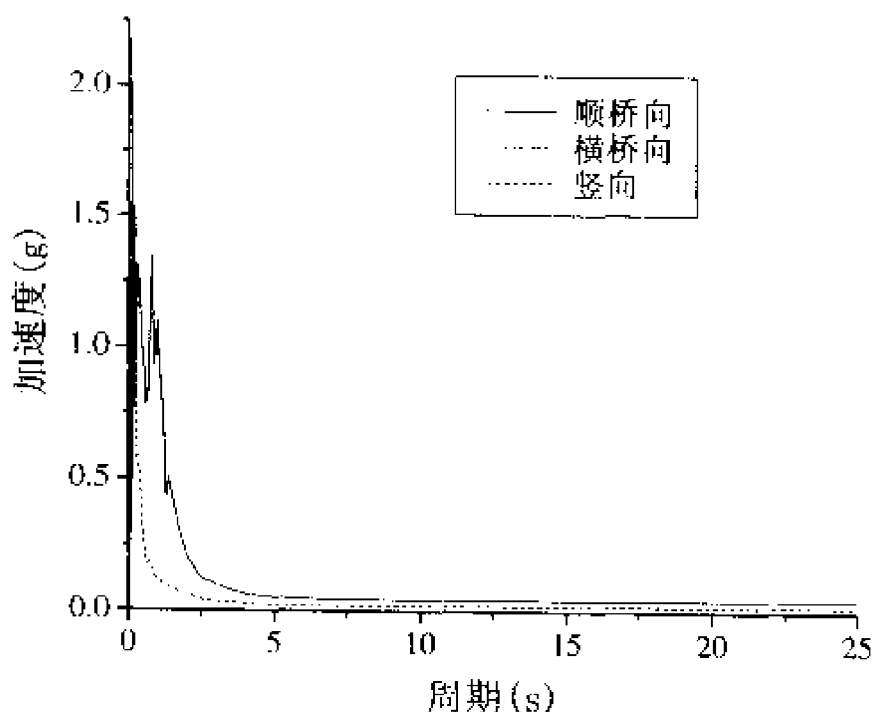


图 10.4 P2 概率包络反应谱

水准下,南桥塔、南锚碇、北锚碇、北桥塔处分别输入各自的地震加速度时程,并考虑顺桥向 + 竖向、横桥向 + 竖向两种输入方式。各个计算工况的输入地震加速度时程峰值列于表 10.2 ~ 表 10.5。图 10.5、10.6 代表性地画出了 P2 概率水准、南桥塔处的纵桥向和竖向加速度时程各一条。

输入地震加速度时程峰值(gal)(P1,纵桥向 + 竖向) 表 10.2

输入位置	纵 桥 向			竖 桥 向		
	NO.1	NO.2	NO.3	NO.1	NO.2	NO.3
南桥塔	170.90	174.87	179.40	115.51	111.21	108.32
南锚碇	157.9	158.5	163.1	111.8	102.3	109.3
北锚碇	153.5	167.1	152.2	111.6	116.3	104.3
北桥塔	162.2	172.6	155.0	113.6	119.2	107.7



地震加速度时程峰值(gal)(P1,横桥向+竖向) 表 10.3

输入位置	横 桥 向			竖 桥 向		
	NO.1	NO.2	NO.3	NO.1	NO.2	NO.3
南桥塔	162.9	160.8	168.1	113.2	105.0	108.4
南锚碇	157.9	158.5	163.1	111.8	102.3	109.3
北锚碇	153.5	167.1	152.2	111.6	116.3	104.3
北桥塔	162.2	172.6	155.0	113.6	119.2	107.7

地震加速度时程峰值(gal)(P2,纵桥向+竖向) 表 10.4

输入位置	纵 桥 向			竖 桥 向		
	NO.1	NO.2	NO.3	NO.1	NO.2	NO.3
南桥塔	273.93	288.17	282.16	187.93	182.28	177.88
南锚碇	253.8	272.7	261.9	175.9	183.1	171.6
北锚碇	246.4	275.8	251.1	181.6	187.5	186.9
北桥塔	270.5	294.8	273.7	182.5	188.4	195.2

地震加速度时程峰值(gal)(P2,横桥向+竖向) 表 10.5

输入位置	横 桥 向			竖 桥 向		
	NO.1	NO.2	NO.3	NO.1	NO.2	NO.3
南桥塔	255.7	276.1	260.8	181.0	177.1	180.6
南锚碇	253.8	272.7	261.9	175.9	183.1	171.6
北锚碇	246.4	275.8	251.1	181.6	187.5	186.9
北桥塔	270.5	294.8	273.7	182.5	188.4	195.2

10.2.2 动力计算模型

悬索桥的主要承重结构是主缆,主缆两端用锚碇固定,通常还用两个高塔给主缆提供中间支承(在塔顶设置主索鞍)。桥道梁

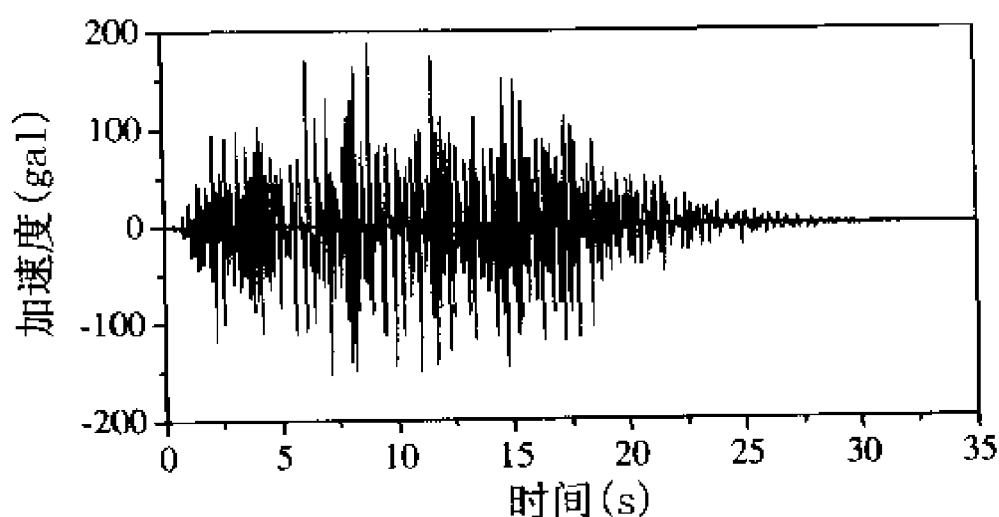


图 10.5 地震加速度时程(P2,顺桥向)

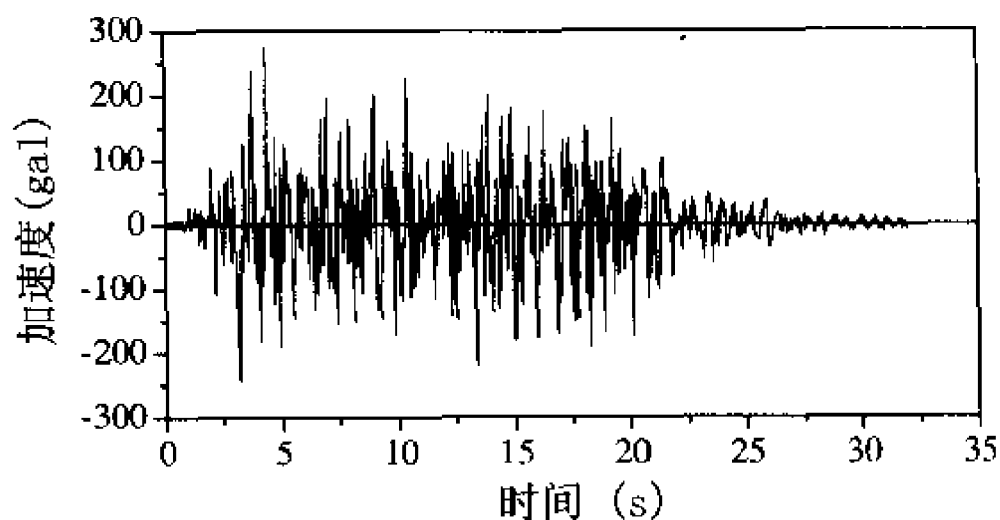


图 10.6 地震加速度时程(P2,竖向)

(通常叫加劲梁)通过吊杆挂在主缆上,另外通常在主塔下横梁和过渡墩(对于三跨连续悬索桥而言,一般布置在锚碇上)处设置支座给主梁提供支承。为了真实地模拟桥梁结构的力学特性,所建立的计算模型必须如实地反映结构构件的几何、材料特性,以及各构件的边界连接条件。在悬索桥的动力性能分析中,桥梁结构的离散和模拟一般分以下几部分进行:



(1) 桥面系的模拟

悬索桥的桥面系一般根据吊杆的间距进行离散,采用三维梁单元进行模拟。由于我国悬索桥的加劲梁一般都采用闭口箱梁截面,采用“单梁式”即可足够精确地模拟主梁的刚度和质量,因此一般都采用“单梁式模型”模拟桥面系。主梁的节点和吊杆在主梁上的吊点之间要建立主从关系。

在“单梁式模型”中,梁单元的刚度即为加劲梁的刚度;但梁单元的质量应为桥面系的所有质量,除了加劲梁本身的质量外,还应包括横隔板、桥面铺装、栏杆、人行道、灯柱等等。桥面系的质量与桥梁结构的动力特性和地震反应都有非常紧密的关系,因此应尽可能模拟准确。一种做法是,将单位长度桥面系的所有质量除以加劲梁的截面积,从而得到一个换算密度,作为梁单元的质量密度。这种方法能准确模拟桥面系的平动质量,但由于忽略了各部分的质量分布差异,因而转动质量(绕桥梁纵轴)的误差较大,导致的后果是桥梁的扭转频率误差较大。对于桥梁的地震反应,扭转频率的影响不大,因此,采用这种方法是可行的。如果要正确计算桥梁的扭转频率,则必须正确模拟桥面系的转动质量(绕桥梁纵轴)。比较简单的做法是,根据桥面系质量的分布特点,将其质量分成三部分:加劲梁本身的质量,以质量密度的形式计入;桥面铺装的质量(均布质量),以线密度的形式计入;栏杆的质量(集中质量),也以线密度的形式计入。如还有不能归为以上几部分的质量,则只能计算出每个节点的集中转动质量(绕桥梁纵轴),另外加到各节点上。

建立桥面系的计算模型时,需要准备的数据参见表 10.6 和表 10.7 (以润扬悬索桥为例)。

(2) 主塔的模拟

悬索桥的主塔由塔柱、横梁构成,一般都用梁单元来模拟。



由于主塔是悬索桥中最为关键的结构之一,也是地震中最易受到破坏的部分,因此,主塔的单元划分不宜太粗。因为单元划分的粗细决定了堆聚质量的分布、振型的形状和地震荷载分布,从而会影响主塔的动力特性和内力分布。这是和静力计算模型的选取不同的地方。在润扬悬索桥的计算模型中,每个塔柱均划分了 60 个三维梁单元。

建立主塔的计算模型时,需要准备的数据参见表 10.6 和表 10.7(以润扬悬索桥为例)。

(3) 缆索系统的模拟

悬索桥的主缆、吊杆一般采用三维桁架单元来模拟,主缆按吊杆的吊点进行离散,但应考虑几何非线性的影响。多座大跨度悬索桥的地震反应分析表明,地震引起的结构位移并不大,因为在恒载作用下悬索桥结构已具有较大的刚度(重力刚度)。一般来说,可以将几何非线性对桥梁结构地震反应的影响作线性化考虑,即在非线性静力分析的基础上,建立几何刚度矩阵,并在恒载作用状态下建立动力平衡方程进行地震反应分析。因此,在建立缆索系统的计算模型时,应计入缆索和吊杆在恒载作用下的几何刚度。

此外,对于单跨式悬索桥,其边跨主缆一般可采用两节点的直杆单元模拟,但应考虑弹性模量的折减。因为,主缆在自重作用下会下垂,其索力和伸长量呈现明显的非线性关系。用两节点的直杆单元来模拟时,其弹性模量就需折减。折减后的弹性模量可以采用 Ernst 的等效弹性模量公式来计算。用这种两节点直杆单元,可以使单跨悬索桥的动力分析较为方便,而且计算精度一般也足够了。但如果将边跨主缆离散为许多桁架单元,则可忽略弹性模量的折减。在润扬悬索桥的计算模型中,就采用了后一种方法。

建立缆索系统的计算模型时,需要准备的数据参见表 10.8



(以润扬悬索桥为例)。

润扬悬索桥主梁和主塔材料特性

表 10.6

构件	弹性模量 (kN/m ²)	材料(换算) 密度 (t/m ³)	桥面铺 装线密 度(t/m)	栏杆线 密度 (t/m)	桥面铺 装宽度 (m)
钢主梁	2.1×10^8	10.630	4.830	0.553	31.500
混凝土塔	3.50×10^7	2.6	/	/	/

润扬悬索桥主梁和主塔的截面特性

表 10.7

构件	截面积 (m ²)	抗扭惯矩 (m ⁴)	抗弯惯矩 I_2 (m ⁴)	抗弯惯矩 I_3 (m ⁴)
主梁	1.2262	5.133	132.790	1.967
塔柱	24.88 ~ 65.18	173.28 ~ 512.07	145.91 ~ 646.38	96.91 ~ 186.09
上横梁	19.14	146.66	75.30	149.56
中横梁	20.58	195.32	111.13	168.30
下横梁	26.12	402.75	226.09	346.51

注:主梁截面的 2 轴为竖向,3 轴为横桥向;塔柱截面的 2 轴为横桥向,3 轴为顺桥向;横梁截面的 2 轴为竖向,3 轴为顺桥向。

润扬悬索桥缆索系统的材料和截面特性

表 10.8

构件	弹性模量 E (kN/m ²)	密 度 ρ (t/m ³)	截面积 A (m ²)
主缆	2.0×10^8	8.18	0.4735
吊杆	2.0×10^8	7.21	0.00214

(4) 边界连接条件的模拟

边界连接条件的变化,对悬索桥的动力特性和地震反应均有较大的影响。因此,必须正确模拟边界连接条件。下面以润扬悬索桥的边界条件处理为例加以说明。



(a)主梁与主塔的连接:主梁横桥向、竖向及绕桥轴方向的转动自由度与主塔横梁为变位主从关系,另三个自由。

(b)悬索桥的主缆通过主索鞍固定在主塔顶上,成桥后不允许发生相对位移,故主缆与主塔顶应建立主从关系。

(c)悬索桥的主缆在两端通过非常强大的锚碇(钢沉井)固定,一般可作固定处理。

(d)两主塔基础为群桩基础,因此需考虑桩—土—结构相互作用。在第一章中已经指出,要考虑这种相互作用的影响,空间六弹簧模型是一种简单实用的计算模型。即用六个弹簧模拟群桩基础的刚度,弹簧刚度则按桥规群桩基础验算部分有关公式求得,其中动力计算时各土层的“ m ”值可取静力值的 2~3 倍。

表 10.9 列出了润扬悬索桥的计算模型的边界条件模拟情况。图 10.7 为润扬悬索桥的动力计算图式。

润扬悬索桥动力计算模型的边界条件

表 10.9

位 置	自 由 度					
	x	y	z	θ_x	θ_y	θ_z
主塔与地面	弹性 固结	弹性 固结	弹性 固结	弹性 固结	弹性 固结	弹性 固结
主塔与主梁	0	主从	主从	主从	0	0
主缆与塔顶	主从	主从	主从	主从	主从	主从
主缆与地面	1	1	1	1	1	1

注:表中 0 表示自由;1 表示固结; X 为桥轴向; Y 为横桥向; Z 为竖桥向。

10.2.3 动力特性分析

桥梁结构的动力特性是结构本身所固有的,与结构的地震反应密切相关。正确分析结构的动力特性是进行地震反应分析的基础。结构的动力特性包括结构的自振频率、振型、以及阻尼。在第

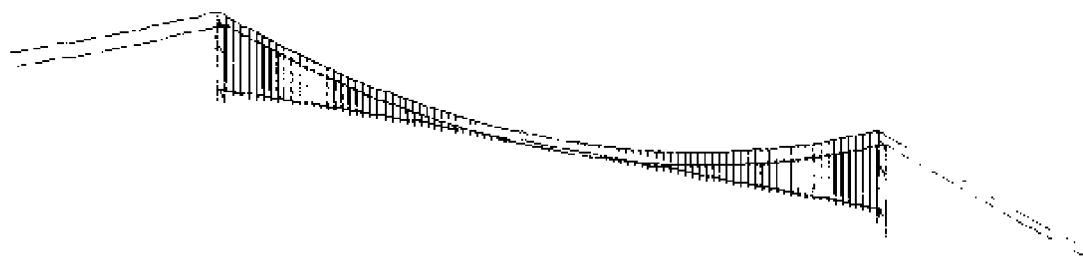


图 10.7 润扬悬索桥的动力计算模型

1 章中已经指出,到目前为止,还没有一种被广泛接受的用来估算桥梁结构阻尼比的方法。在桥梁结构的动力响应分析中,只能参考一些实测资料来估算阻尼比。而对于桥梁结构的自振频率和振型分析,目前已经比较成熟,一般借助于程序计算,最常用的方法为子空间迭代法。

下面以润扬悬索桥为例说明悬索桥的动力特性的特点。

表 10.10 列出了润扬悬索桥的前 20 阶振型及频率;而图 10.8(1)~图 10.8(10)则显示了 10 阶典型的振型。

润扬悬索桥的动力特性

表 10.10

阶数	频率 (Hz)	振型特点	阶数	频率 (Hz)	振型特点
1	0.0498	一阶正对称侧弯	8	0.2064	主缆振动
2	0.0850	一阶反对称竖弯	9	0.2157	主缆振动
3	0.1237	一阶反对称侧弯	10	0.2175	主缆振动
4	0.1266	一阶正对称竖弯	11	0.2224	主缆振动
5	0.1296	纵飘	12	0.2315	一阶正对称扭转
6	0.1686	正对称竖弯	13	0.2411	一阶反对称扭转
7	0.1906	反对称竖弯	14	0.2411	正对称竖弯



续上表

阶数	频率 (Hz)	振型特点	阶数	频率 (Hz)	振型特点
15	0.2442	正对称侧弯 + 反对称扭转	18	0.2602	边索振动
16	0.2505	边索振动	19	0.2604	边索振动
17	0.2535	边索振动 + 正对称侧弯	20	0.2615	边索振动

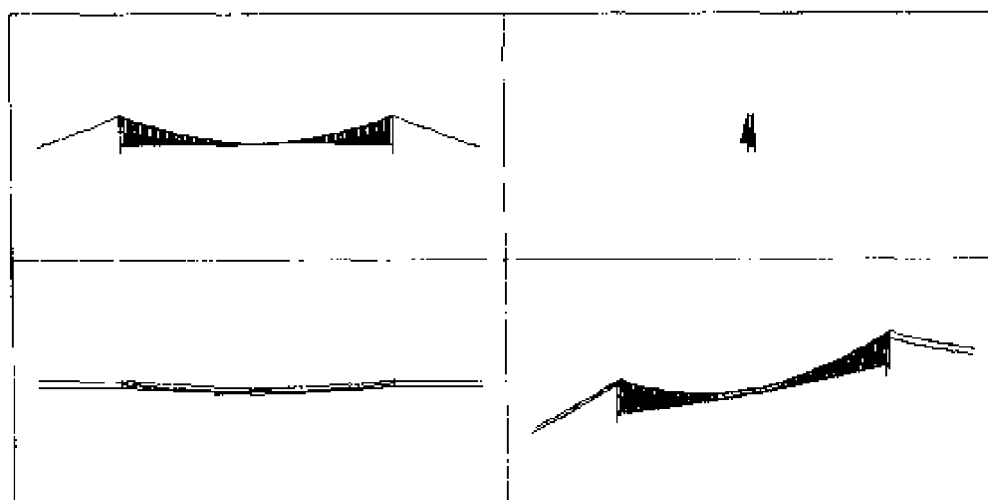


图 10.8(1) 第 1 阶:一阶正对称侧弯振型

综合润扬悬索桥以及其他几座大跨度悬索桥的动力特性,可以认为,大跨度悬索桥的动力特性具有如下规律:

(a)大跨度悬索桥是柔性结构,基本周期很长,而且第一振型一般为侧向对称弯曲振型。如润扬悬索桥和江阴长江大桥的基本周期都在 20s 左右。

(b)大跨度悬索桥的前几阶振型都以主梁的振动为主,如润扬悬索桥的前 7 阶振型、江阴长江大桥的前 8 阶振型。

(c)当加劲梁采用滑动铰支座支承时,也会出现纵飘振型,但

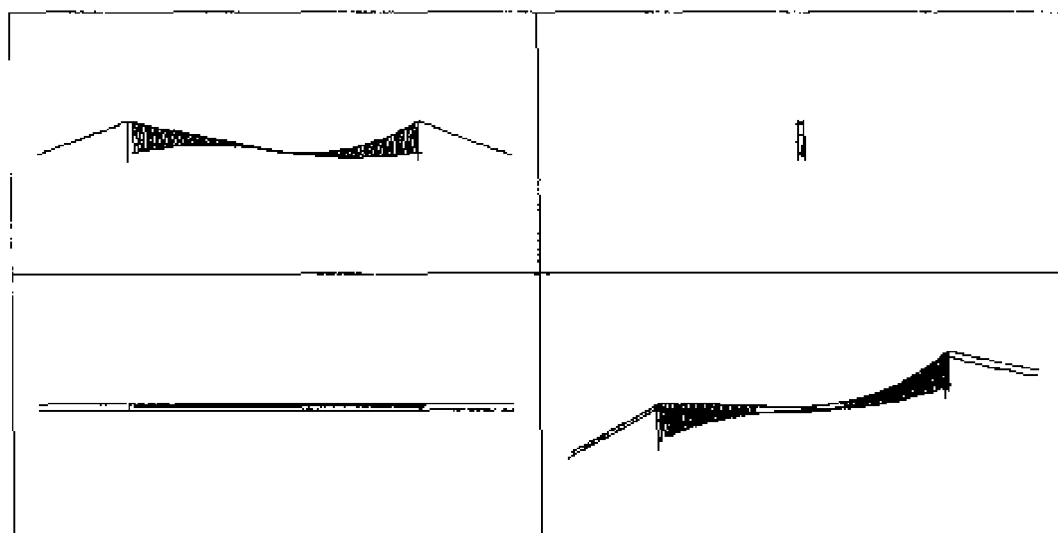


图 10.8(2) 第 2 阶:一阶反对称竖弯振型

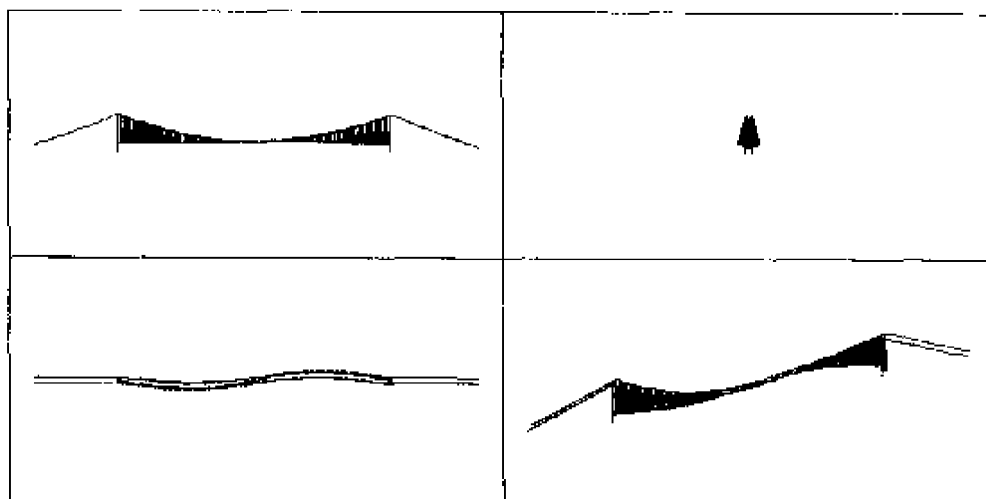


图 10.8(3) 第 3 阶:一阶反对称侧弯

与斜拉桥不同的是,不是出现在第一阶。如润扬悬索桥出现在第 5 阶、江阴长江大桥出现在第 6 阶。

(d)以主塔为主的振型一般出现得较后,如润扬悬索桥和江阴长江大桥均在第 39 阶才出现在。

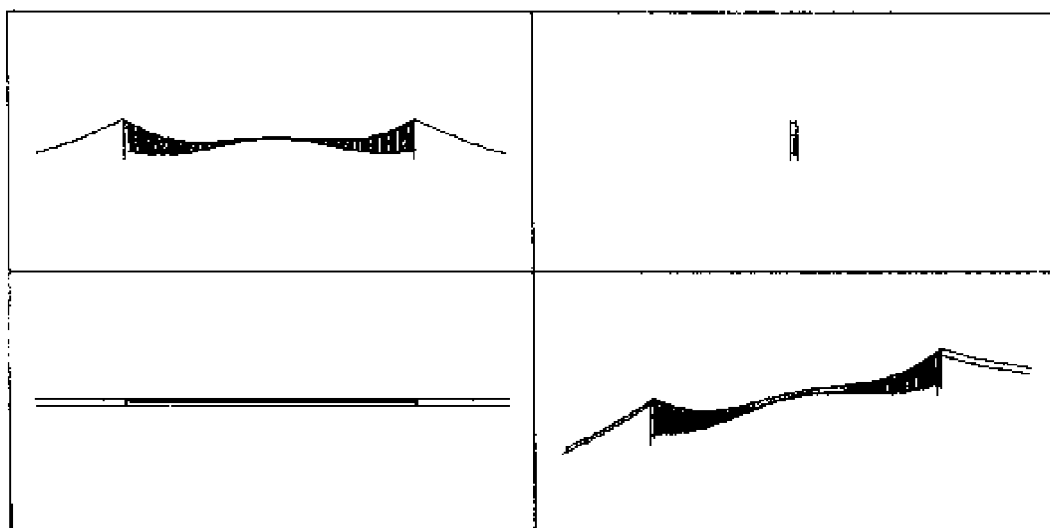


图 10.8(4) 第 4 阶:一阶正对称竖弯振型

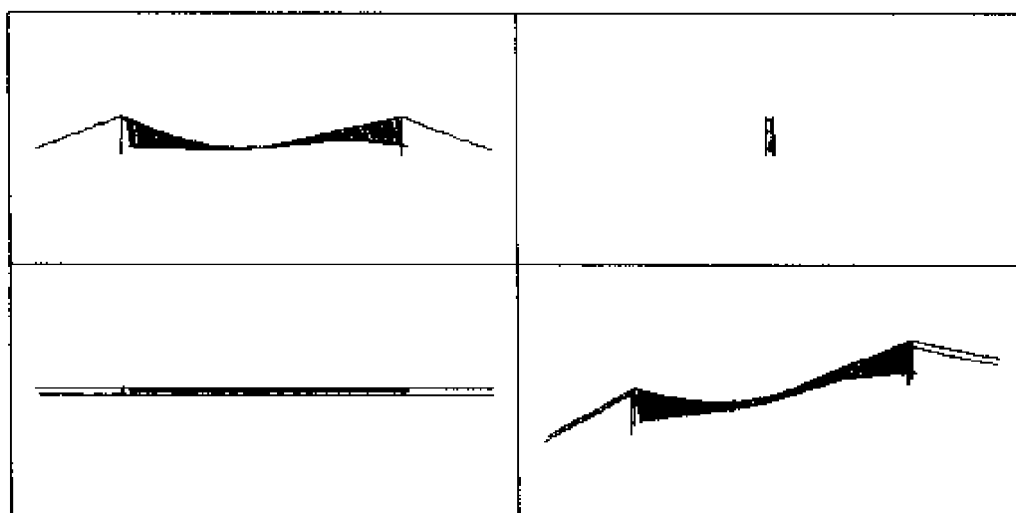


图 10.8(5) 第 5 阶:纵飘振型

(e)与斜拉桥相比,大跨度悬索桥的扭转振型也出现得较晚,如润扬悬索桥出现在第 12、13 阶,而江阴长江大桥出现在第 15、16 阶。

另外,在大跨度悬索桥中,如果采用中央扣在中跨跨中将主缆



与加劲梁连在一起,将会对动力特性产生显著的影响。如,纵飘振型不再出现,振型的空间耦合性加强。

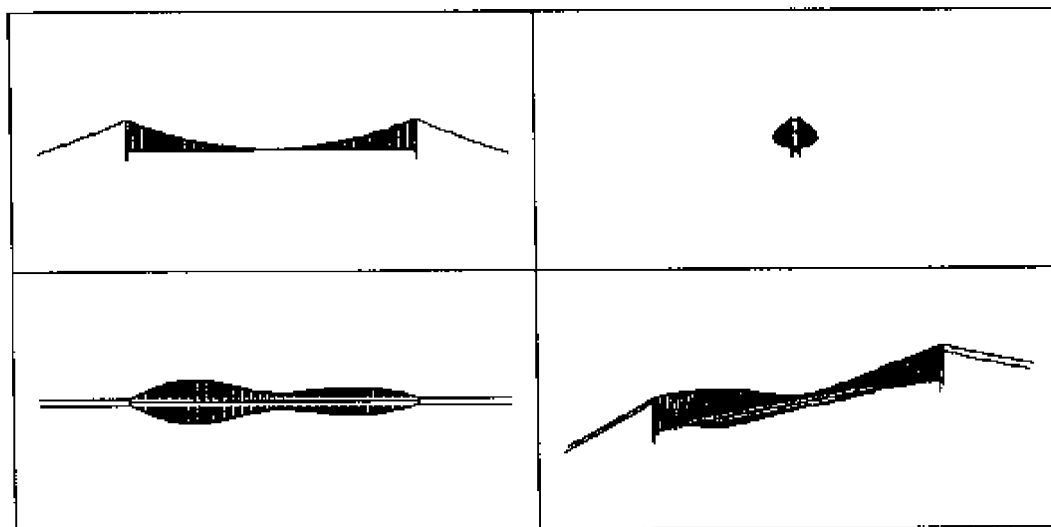


图 10.8(6) 第 8 阶:主缆振动振型

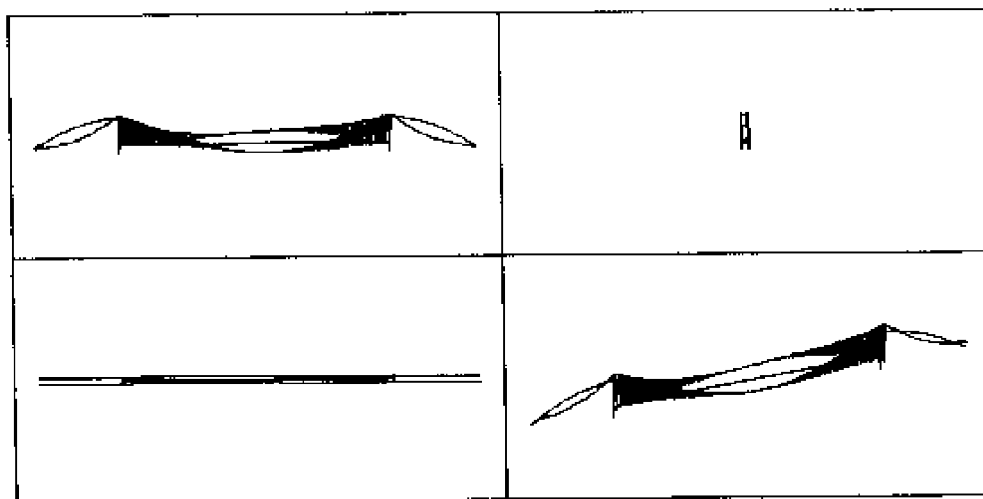


图 10.8(7) 第 12 阶:一阶正对称扭转

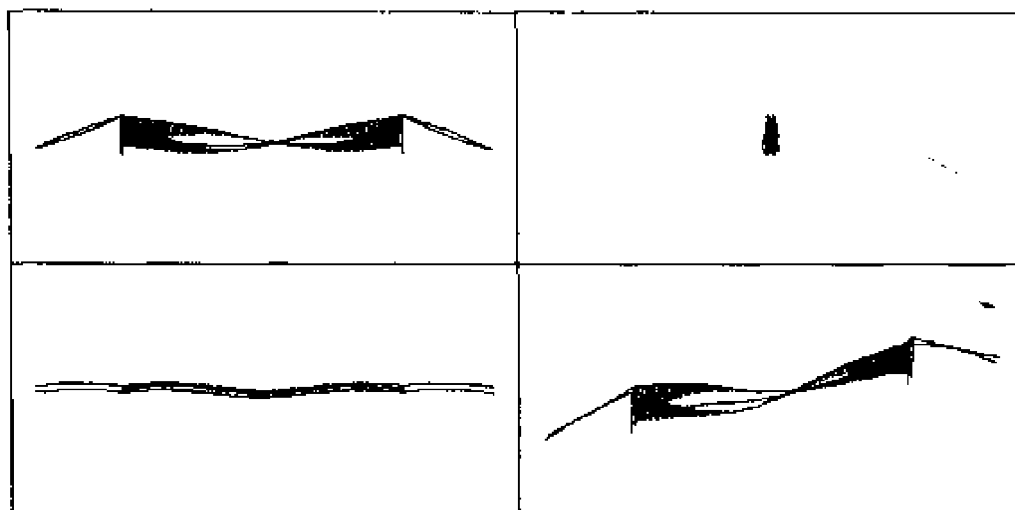


图 10.8(8) 第 13 阶:一阶反对称扭转

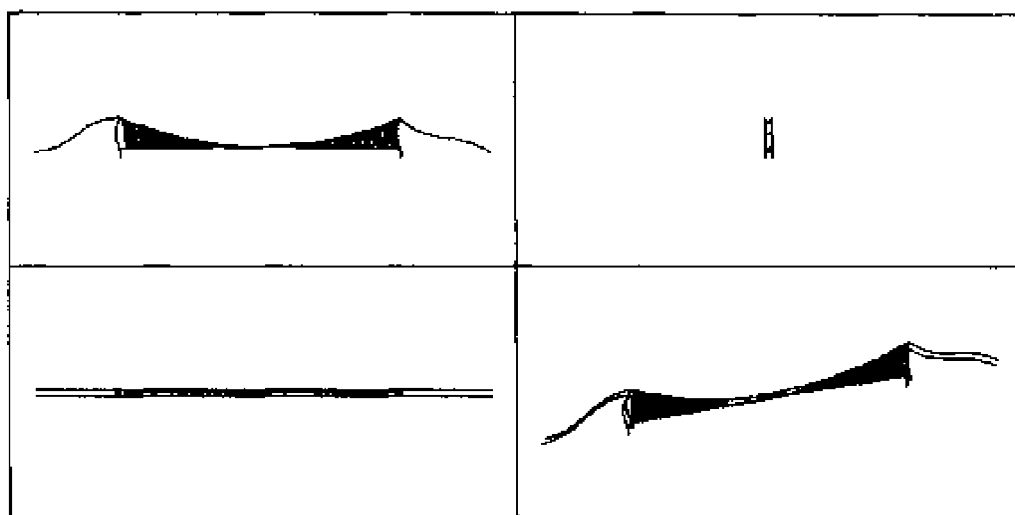


图 10.8(9) 第 39 阶:一阶主塔反对称纵弯振型

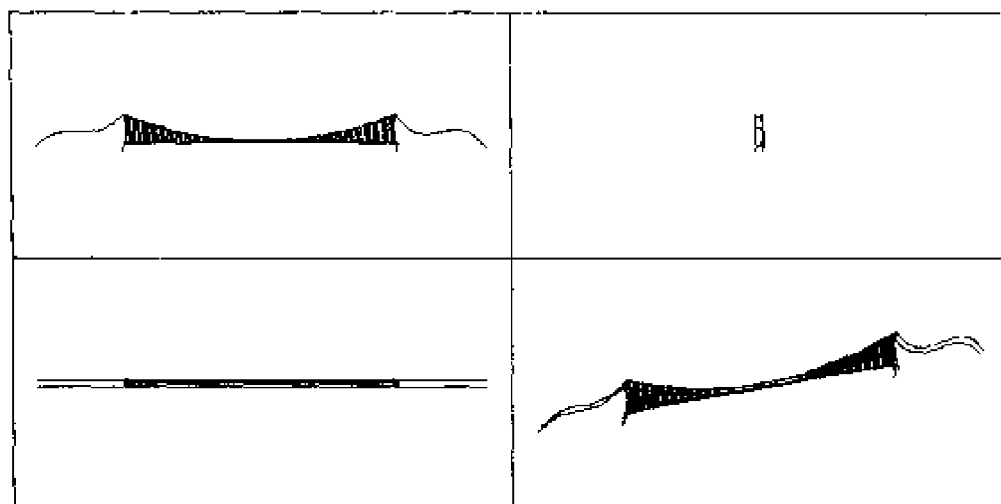


图 10.8(10) 第 40 阶:一阶主塔对称纵弯振型

10.2.4 方案设计阶段抗震性能初步评估

在大跨度悬索桥的方案设计阶段,为了确保所选择的结构体系在桥址的场地条件下具有较好的抗震性能,应对其抗震安全性进行初步评估。一般采用较简单的反应谱方法进行,要考虑纵向+竖向和横向+竖向两种输入方式。各振型的反应一般可采用 CQC 法进行组合。需要特别强调的是,进行反应谱分析时,必须计算足够多的振型,否则会大大低估结构的反应。因为,在大跨度悬索桥中,高阶振型的影响相当大,就是主塔的地震反应,也往往是由高阶振型的贡献起控制作用。例如,在润扬悬索桥的反应谱分析中,就需要计算 450 阶振型才能得到结构的正确反应。另外,反应谱法的计算结果应与时程分析结果相互校核。

在润扬悬索桥的抗震设计中,分别用反应谱法分析了两个概率水准的地震作用下的结构的反应,本节仅列出对应于 P2 概率水准的地震反应。图 10.9、10.10 为北塔塔柱的内力和位移反应包



络图(北塔反应比南塔大)。而表 10.11 则列出了主塔横梁的内力最大值。综合这三个图、表的数据和塔柱的截面设计,可以认为:在纵向 + 竖向输入下,主塔的控制断面在塔底断面;在横向 + 竖向输入下,主塔的控制断面在塔柱的塔底、下横梁处、中横梁处断面,以及下横梁、中横梁断面。这些控制断面的地震反应分析结果表明,通过适当的配筋设计,结构可以满足抗震的要求。

图 10.9、10.10 表明,在 P2 概率水准的地震作用下,塔柱的最大纵向位移为 34cm,最大横向位移为 24cm。显然,这样的位移量塔柱是可以承受的。值得重视的是,塔、梁的相对位移较大,可能达到 70cm。

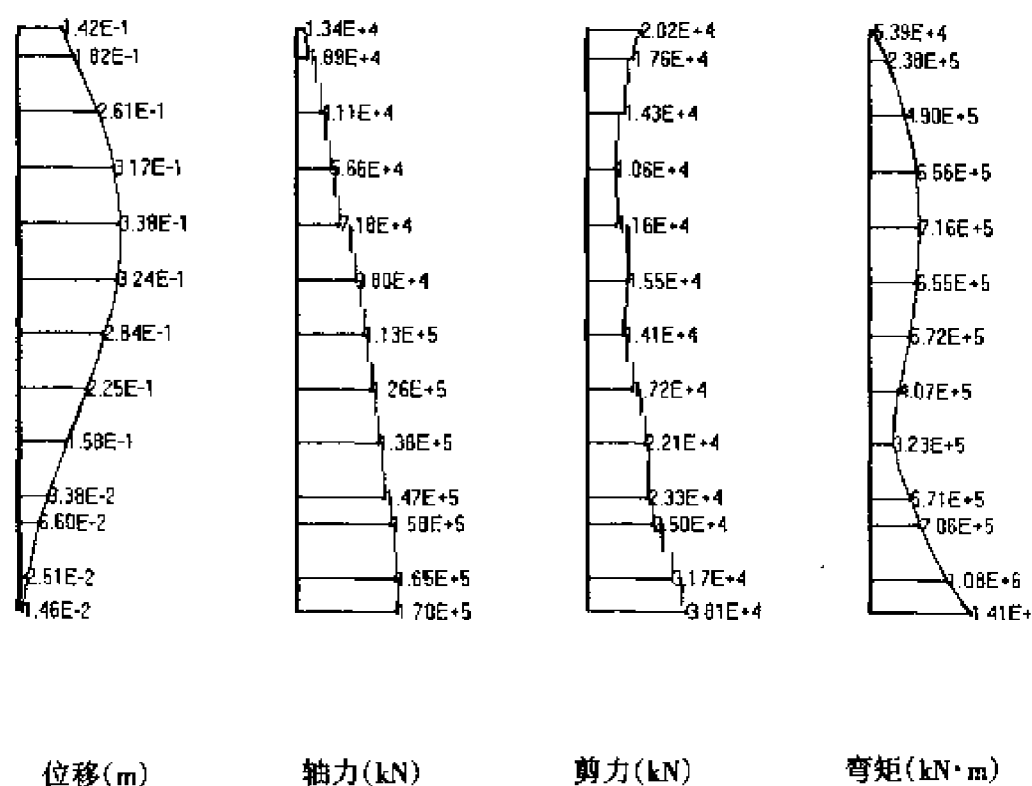


图 10.9 北塔塔柱的位移、内力包络图(P2,顺桥向 + 竖向)

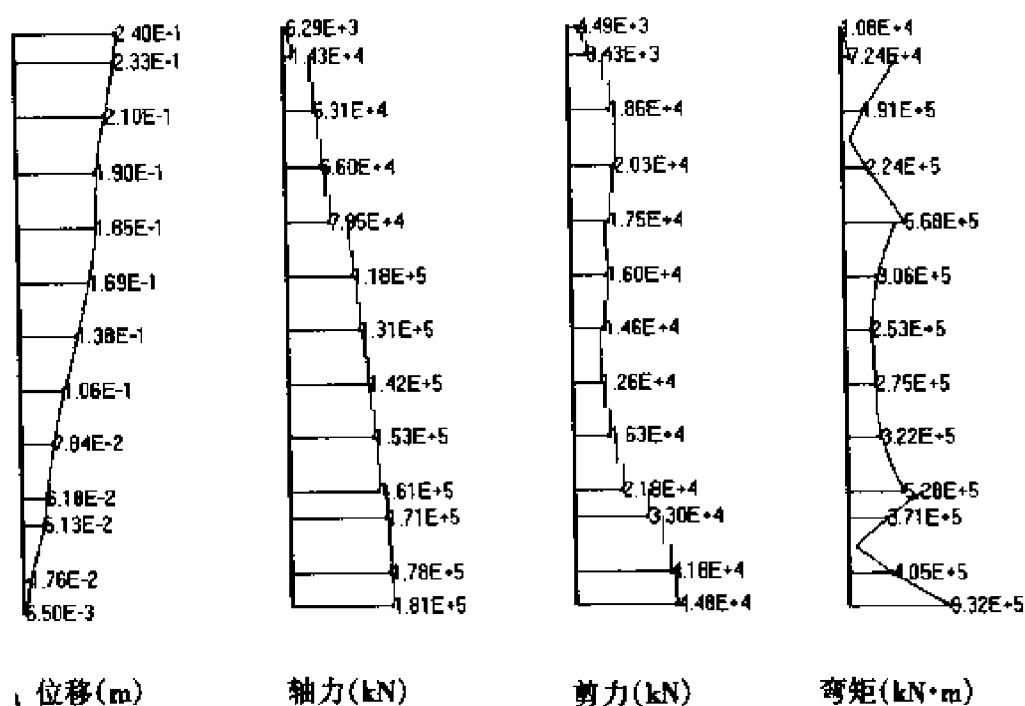


图 10.10 北塔塔柱的位移、内力包络图(P2,横桥向+竖向)

主塔横梁内力最大值(P2)

表 10.11

输入方式	位置	轴力 $P(\text{kN})$	剪力 $Q_2(\text{kN})$	剪力 $Q_3(\text{kN})$	弯矩 $M_2(\text{kN}\cdot\text{m})$	弯矩 $M_3(\text{kN}\cdot\text{m})$
纵向+竖向	南塔	上横梁	2.165×10^3	7.474×10^3	4.257×10^3	3.785×10^4
		中横梁	3.793×10^3	7.332×10^3	4.173×10^3	3.513×10^4
		下横梁	5.414×10^3	7.193×10^3	9.006×10^3	9.810×10^4
	北塔	上横梁	2.981×10^3	8.821×10^3	4.529×10^3	4.083×10^4
		中横梁	8.080×10^3	8.515×10^3	4.617×10^3	4.238×10^4
		下横梁	1.088×10^4	6.967×10^3	7.213×10^3	7.713×10^4



续上表

输入方式	位置	轴力 $P(\text{kN})$	剪力 $Q_2(\text{kN})$	剪力 $Q_3(\text{kN})$	弯矩 $M_2(\text{kN}\cdot\text{m})$	弯矩 $M_3(\text{kN}\cdot\text{m})$
横向+竖向	南塔	上横梁	5.694×10^3	3.113×10^4	2.842×10^3	2.589×10^4
		中横梁	4.913×10^3	3.891×10^4	2.666×10^3	3.527×10^4
		下横梁	1.143×10^4	4.758×10^4	5.298×10^3	5.756×10^4
	北塔	上横梁	5.725×10^3	3.468×10^4	3.308×10^3	2.786×10^4
		中横梁	4.905×10^3	4.015×10^4	3.180×10^3	3.788×10^4
		下横梁	9.362×10^3	4.977×10^4	3.135×10^3	3.215×10^4

注:表中 2 方向为竖向,3 方向为纵桥向

10.2.5 技术设计阶段抗震能力检算

在大跨度悬索桥的技术设计阶段,应对结构的抗震安全性进行仔细的检算,这时,应采用较精细的时程反应分析方法。进行时程反应分析时,应采用几组地震加速度时程,分别计算其地震反应,最后取最大值作为设计的依据。此外,为慎重起见,时程分析的结果,还应与反应谱分析的结果相互校核。

在润扬悬索桥的地震反应时程分析中,采用了 3 组地震加速度时程进行多点激励,最后选用三组计算结果中的最大值。地震输入及具体工况见 10.2.1 节。

表 10.12~10.14 列出了润扬悬索桥主塔控制断面的地震反应内力最大值。这些内力值还需要和恒载内力进行组合,才可以用于构件的强度验算。

表 10.15 列出了 P2 概率水准的地震作用下,润扬悬索桥关键位置的位移最大值。需要提请特别注意的是,在 P2 概率水准纵向+竖向地震作用下,主梁梁端将会发生 55cm 左右的纵向位移。这



一点,在选择伸缩装置和连接构造时应予以重视。

需要指出的是,在大跨度悬索桥的跨中,如果采用中央扣将主缆与加劲梁相连,将会大大减小主梁梁端的纵向位移。但另一方面,中央扣的设置又会使塔柱及横梁、主梁中的内力反应大大增加(甚至成倍增加)。而中央扣对悬索桥的地震反应的影响又与其刚度直接相关。因此,必须兼顾桥梁的强度和变形能力,考虑是否设置中央扣,以及设置什么样的中央扣。

北塔塔柱控制断面内力最大值(纵向+竖向输入) 表 10.12

概率水准	断面位置	轴 力 P (kN)	剪 力 Q_3 (kN)	弯 矩 M_2 (kN·m)
P1	塔底	5.71×10^4	2.34×10^4	7.51×10^5
P2		9.15×10^4	3.75×10^4	1.25×10^6

注:3方向为纵桥向,2方向为横桥向

北塔塔柱控制断面内力最大值(横向+竖向输入) 表 10.13

概率水准	断面位置	轴 力 P (kN)	剪 力 Q_2 (kN)	弯 矩 M_3 (kN·m)
P1	塔底	6.97×10^4	2.46×10^4	5.14×10^5
	下横梁处	6.68×10^4	1.33×10^4	3.11×10^5
	中横梁处	3.13×10^4	9.60×10^3	3.32×10^5
P2	塔底	1.40×10^5	4.05×10^4	8.74×10^5
	下横梁处	1.17×10^5	1.93×10^4	5.60×10^5
	中横梁处	6.09×10^4	1.70×10^4	4.94×10^5

注:2方向为横桥向,3方向为纵桥向



表 10.14

主塔横梁控制断面内力最大值

概率水准	输入方式	位置	轴力 P(kN)	剪力 Q _x (kN)	剪力 Q _y (kN)	弯矩 M ₂ (kN·m)	弯矩 M ₃ (kN·m)	
P1	纵向 + 竖向	南塔	中横梁	6.009 × 10 ²	3.635 × 10 ³	2.823 × 10 ³	3.186 × 10 ⁴	2.991 × 10 ⁴
			下横梁	8.599 × 10 ³	3.410 × 10 ³	6.175 × 10 ³	7.234 × 10 ⁴	3.469 × 10 ⁴
		北塔	中横梁	6.399 × 10 ²	2.870 × 10 ³	3.203 × 10 ³	3.659 × 10 ⁴	2.723 × 10 ⁴
			下横梁	1.085 × 10 ³	3.534 × 10 ³	4.263 × 10 ³	4.951 × 10 ⁴	3.621 × 10 ⁴
	横向 + 竖向	南塔	中横梁	2.426 × 10 ³	2.306 × 10 ⁴	9.970 × 10 ²	1.752 × 10 ⁴	4.203 × 10 ⁵
			下横梁	7.678 × 10 ³	3.110 × 10 ⁴	1.171 × 10 ³	1.347 × 10 ⁴	5.728 × 10 ⁵
		北塔	中横梁	3.544 × 10 ³	3.195 × 10 ⁴	9.803 × 10 ²	1.571 × 10 ⁴	5.798 × 10 ⁵
			下横梁	7.442 × 10 ³	3.757 × 10 ⁴	8.779 × 10 ²	9.999 × 10 ³	7.459 × 10 ⁵
P2	纵向 + 竖向	南塔	中横梁	1.035 × 10 ³	5.749 × 10 ³	5.468 × 10 ³	5.493 × 10 ⁴	5.706 × 10 ⁴
			下横梁	1.505 × 10 ³	6.133 × 10 ³	7.457 × 10 ³	8.549 × 10 ⁴	6.198 × 10 ⁴
		北塔	中横梁	1.102 × 10 ³	5.334 × 10 ³	4.679 × 10 ³	4.976 × 10 ⁴	4.252 × 10 ⁴
			下横梁	1.597 × 10 ⁴	6.010 × 10 ³	6.972 × 10 ³	7.638 × 10 ⁴	6.223 × 10 ⁴
	横向 + 竖向	南塔	中横梁	5.022 × 10 ³	4.053 × 10 ⁴	1.721 × 10 ³	3.039 × 10 ⁴	7.389 × 10 ⁵
			下横梁	1.228 × 10 ⁴	5.411 × 10 ⁴	2.234 × 10 ³	2.578 × 10 ⁴	1.044 × 10 ⁶
		北塔	中横梁	6.265 × 10 ³	4.309 × 10 ⁴	1.672 × 10 ³	2.935 × 10 ⁴	7.865 × 10 ⁵
			下横梁	1.051 × 10 ⁴	6.948 × 10 ⁴	1.378 × 10 ³	1.513 × 10 ⁴	1.372 × 10 ⁶

注:表中 2 方向为竖向,3 方向为纵桥向



关键位置的位移最大值(m)(P2)

表 10.15

位置	纵向 + 竖向输入		横向 + 竖向输入	
	纵 向	竖 向	横 向	竖 向
塔顶附近	0.324	/	0.292	/
梁端	0.55	/	/	/
跨中	/	0.842	1.58	/

参 考 文 献

[1] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动. 北京: 中国铁道出版社, 1992.

[2] 范立础. 桥梁抗震. 上海: 同济大学出版社, 1997.

[3] 叶爱君. 大跨度桥梁抗震设计: [博士学位论文]. 上海: 同济大学桥梁工程系, 1998.

[4] 胡世德, 范立础. 斜拉桥动力计算有限元模式的讨论. 同济大学学报第 20 卷增刊, 1992 年 12 月.

[5] 胡世德, 范立础. 江阴长江公路大桥纵向地震反应分析, 同济大学学报, 1994.4.

[6] A. M. Abdel-Ghaffar, L. I. Rubin, Lateral Earthquake Response of Suspension Bridges, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 109, 1983.3.

[7] A. M. Abdel-Ghaffar, R. G. Stringfellow(1984), Response of Suspension Bridges to Travelling Earthquake Excitation: Part I-Vertical Response, Soil Dyn. and Earthquake Eng., 3, p62-72.

[8] A. M. Abdel-Ghaffar, R. G. Stringfellow(1984), Response of Suspension Bridges to Travelling Earthquake Excitation: Part II-Lateral



Response, Soil Dyn. and Earthquake Eng., 3, p73-81.

[9] Abdel-Ghaffar A. M. and Rubin L. I., Suspension Bridge Response to Multiple - Support Excitations, J. Engrg. Mech., ASCE, 108 (2), p419-435, 1982.

[10] 同济大学土木工程防灾国家重点实验室抗震研究室. 镇江—扬州长江公路大桥地震反应分析报告(南汉悬索桥部分). 2000年5月.

桥梁动力特性汇编

桥梁的动力特性
附表 1

桥 名	结 构 形 式	分 孔 (m)	动 力 特 性	
			振 型	频率 (Hz)
广东省南澳跨海大桥	预应力混凝土三跨双薄壁墩连续刚构桥	130 + 205 + 130	墩面内同向弯曲, 梁面内刚性平移	0.4880
杭州下沙大桥	预应力混凝土刚构连续组合桥	127 + 3 × 232 + 127	主梁一阶对称侧弯	0.5145
Yadagawa Bridge Japan	三跨连续梁桥	67.1 + 84.2 + 67.1	主梁一阶对称竖弯	1.013



续上表

桥 名	结 构 形 式	分 孔(m)	动 力 特 性	
			振 型	频率(Hz)
江苏润扬长江 公路大桥引桥	预应力混凝土连续梁	52.303 + 5 × 50	全桥纵向一致振动	0.5479
		6 × 50	全桥纵向一致振动	0.4263
		5 × 50	全桥纵向一致振动	0.3741
		52 + 4 × 77(连接主桥)	主梁侧弯	0.6419
京张高速公路 官厅水库特大桥	预应力混凝土连续箱梁	64.43 + 10 × 110 + 64.43	主梁反对称竖弯	0.69
蚌埠市朝阳路淮河 公路桥南岸堤外 引桥	钢筋混凝土连续板桥	6 × 21 + 4 × 21 + 5 × 21 + 6 × 21	主梁侧弯	1.4232
蚌埠市朝阳路淮河 公路桥北岸堤外 引桥	钢筋混凝土连续板桥	5 × 21 + 5 × 21	主梁侧弯	1.5852
共和新路双 层高架	道路高架为三跨空心 板梁,地铁高架为整体 简支箱梁	3 × 30	全桥纵向一致振动	0.8704
		30 + 45 + 30		0.8276



附表 2

拱桥的动力特性

桥 名	结构形式	分 孔(m)	动 力 特 性	
			振 型	频率(Hz)
江界河大桥	预应力混凝土桁 式组合拱桥	23 + 25 + 30 + 330 + 30 + 23	—一阶反对称竖向挠曲振动	1.2344
			—一阶对称竖向挠曲振动	1.1781
			—一阶反对称侧向挠曲振动	0.6678
			—一阶对称侧向挠曲振动(基频)	0.3075
丫髻沙大桥	钢管混凝土 中承式系杆拱	76 + 360 + 76	—一阶反对称竖向挠曲振动	0.4489
			—一阶对称竖向挠曲振动	0.7338
			—一阶对称侧向挠曲振动(基频)	0.3476
			—一阶对称侧向挠曲振动	0.0918
广东省五羊大桥	钢管混凝土拱桥	128 + 3 × 144 + 336 + 144 + 128	—一阶反对称竖向挠曲振动	0.1647
			两分离拱圈各自 竖向反对称振动	0.1895
			两分离拱圈各自竖向对称振动	0.3209
			竖向对称振动	0.3258
江门市连海大 桥(方案)	系杆拱	跨径为 91.6m	—一阶反对称竖向挠曲振动	0.5539
			—一阶对称竖向挠曲振动	0.9790
			—一阶反对称侧向挠曲振动	1.0351
			—一阶对称侧向挠曲振动	1.6570



附表3 悬索桥的动力特性

桥 名	结构形式	分 孔(m)	动 力 特 性	
			振 型	频率(Hz)
宜昌长江公路 大桥	单跨简支钢 悬索桥	主跨 960	—一阶对称侧弯(基频)	0.0705
			—一阶反对称侧弯	0.2131
			—一阶对称竖弯	0.1607
			—一阶反对称竖弯	0.2429
			—一阶对称扭转	0.3374
			—一阶反对称扭转	0.4232
			—一阶塔纵向弯曲	0.2245
			—一阶对称侧弯	0.2290
汕头海湾大桥	三跨连续预 应力混凝土 悬索桥	154 + 452 + 154	—一阶反对称侧弯	0.5909
			—一阶对称竖弯	0.1991
			—一阶反对称竖弯(基频)	0.1842
			—一阶对称扭转	0.5929



续上表

桥 名	结构形式	分 孔(m)	动 力 特 性	
			振 型	频率(Hz)
江阴长江公路 大桥	单跨简支钢 悬索桥	336.5 + 1385 + 309.34	—一阶对称侧弯(基频)	0.0509
			—一阶反对称侧弯	0.1169
			—一阶对称竖弯	0.1344
			—一阶反对称竖弯	0.0920
			—一阶对称扭转	0.2625
			—一阶反对称扭转	0.2747
虎门大桥	单跨简支钢 悬索桥	主跨 888	—一阶对称侧弯(基频)	0.0882
			—一阶反对称侧弯	0.2809
			—一阶对称竖弯	0.1715
			—一阶反对称竖弯	0.2765
			—一阶反对称扭转	0.4260



续上表

桥 名	结构形式	分 孔(m)	动 力 特 性	
			振 型	频率(Hz)
海沧大桥	三跨连续钢 悬索桥	230 + 648 + 230	纵飘(基频)	0.1138
			—一阶对称侧弯	0.2219
			—一阶对称竖弯	0.1636
			—一阶反对称竖弯	0.1660
			—一阶对称扭转	0.4641
			—一阶反对称扭转	0.5010
江苏润扬大桥 (南汊)	单跨简支钢 悬索桥	主跨 1 490m	纵飘	0.1296
			—一阶对称侧弯(基频)	0.0498
			—一阶反对称侧弯	0.1237
			—一阶对称竖弯	0.1266
			—一阶反对称竖弯	0.0850
			—一阶对称扭转	0.2315
			—一阶反对称扭转	0.2411



附表 4

斜拉桥的动力特性

桥 名	结 构 形 式	分 孔 (m)	动 力 特 性	
			振 型	频率 (Hz)
青洲闽江大桥	双塔双索面结 合梁斜拉桥 (不对称约束体系)	250 + 605 + 250	— 一阶对称侧弯	0.2050
			— 一阶对称竖弯	0.2151
			— 一阶反对称竖弯	0.2548
			— 一阶对称扭转	0.4838
			— 一阶反对称扭转	0.6142
			— 一阶塔侧向弯曲	0.4360
			纵飘 (基频)	0.0750
南京长江二桥	双塔双索面钢箱 梁斜拉桥 (半飘浮体系)	58.5 + 246.5 + 628 + 246.5 + 58.5	— 一阶对称侧弯	0.0781
			— 一阶反对称侧弯	0.1226
			— 一阶对称竖弯	0.2707
			— 一阶反对称竖弯	0.3560
			— 一阶对称扭转	0.8994
			— 一阶反对称扭转	1.2920
			— 一阶塔纵向弯曲	1.2480
			— 一阶塔侧向弯曲	0.4251



续上表

桥 名	结 构 形 式	分 孔(m)	动 力 特 性	
			振 型	频率(Hz)
天津海河大桥	独塔双索面混凝土斜拉桥 (半飘浮体系)	310 + 88 + 51 + 51	纵飘(基频)	0.1075
			—一阶侧弯	0.4901
			—一阶竖弯	0.3341
			—一阶扭转	1.1042
			—一阶塔侧向弯曲	0.5626
荆沙长江公路大桥(北汉)	双塔双索面预应力混凝土斜拉桥 (飘浮体系)	200 + 500 + 200	纵飘(基频)	0.0832
			—一阶对称侧弯	0.3131
			—一阶对称竖弯	0.1819
			—一阶反对称竖弯	0.2472
			—一阶对称扭转	0.3851
			—一阶反对称扭转	0.5260
			—一阶塔侧向弯曲	0.4023



续上表

桥 名	结 构 形 式	分 孔 (m)	动 力 特 性	
			振 型	频率 (Hz)
荆沙长江公路 大桥(南汊)	双塔双索面预应 力混凝土斜拉桥 (飘浮体系)	160 + 300 + 97	纵飘(基频)	0.1454
			—一阶竖弯	0.2669
			—一阶扭转	0.5338
			—一阶塔侧向弯曲	0.4231
徐浦大桥	双塔双斜索面 混合式斜拉桥 (半飘浮体系)	40 + 3 × 39 + 45 + 590 + 45 + 3 × 39 + 40	纵飘(基频)	0.0739
			—一阶对称侧弯	0.3605
			—一阶反对称侧弯	0.2201
			—一阶对称竖弯	0.3060
			—一阶反对称竖弯	0.3694
			—一阶对称扭转	0.6154
			—一阶反对称扭转	0.6906
			—一阶塔侧向弯曲	0.1884



续上表

桥 名	结 构 形 式	分 孔 (m)	动 力 特 性	
			振 型	频率(Hz)
海口世纪大桥	双塔双斜索面预应力混凝土斜拉桥 (弹性约束)	147 + 340 + 147	纵飘 + 梁反对称竖向弯曲	0.3157
			—一阶对称竖弯(基频)	0.2765
			—一阶反对称竖弯	0.3755
			—一阶对称扭转	0.6088
			—一阶反对称扭转	0.9053
汕头海湾二桥	双塔双索面混合式斜拉桥 (弹性约束体系)	2 × 47 + 100 + 518 + 100 + 2 × 47	纵飘(基频)	0.2358
			—一阶对称侧弯	0.2368
			—一阶反对称侧弯	0.4017
			—一阶对称竖弯	0.2957
			—一阶反对称竖弯	0.3955
			—一阶对称扭转	0.7024
			—一阶塔纵向弯曲	0.4492
			—一阶塔侧向弯曲	0.3424



续上表

桥 名	结构形式	分 孔(m)	动力特性	
			振 型	频率(Hz)
瓯江二桥	双塔双索面预应力 混凝土斜拉桥 (半飘浮体系)	129 + 258 + 129	纵飘(基频)	0.2041
			—一阶对称侧弯	0.8136
			—一阶对称竖弯	0.3462
			—一阶反对称竖弯	0.5411
			—一阶对称扭转	1.1170
			—一阶塔侧向弯曲	1.0980
江汉四桥	独塔双斜索面预应力 混凝土斜拉桥 (塔梁固结)	232 + 72 + 34 + 32	—一阶侧弯	1.1164
			—一阶竖弯(基频)	0.4125
			—一阶扭转	0.9395
			—一阶塔侧向弯曲	0.5724



续上表

桥 名	结 构 形 式	分 孔(m)	动 力 特 性	
			振 型	频率(Hz)
珠海市伶 仃洋大桥	预应力混凝土 斜拉桥 (半飘浮体系)	主跨 300	纵飘(基频)	0.1282
			—一阶对称侧弯	0.5802
			—一阶对称竖弯	0.3299
			—一阶反对称竖弯	0.4452
			—一阶对称扭转	0.8024
			—一阶反对称扭转	0.9067
			—一阶塔侧向弯曲	0.7753
珠海横琴大桥	独塔双索面预应力 混凝土斜拉桥 (塔梁固结)	2 × 120	—一阶对称竖弯	0.8644
			—一阶反对称竖弯(基频)	0.5352
			—一阶对称扭转	1.1919
			—一阶反对称扭转	0.8348
			—一阶塔纵向弯曲	1.7341
			—一阶塔侧向弯曲	0.8098



续上表

桥 名	结 构 形 式	分 孔(m)	动 力 特 性	
			振 型	频率(Hz)
铜陵长江公路大桥	双塔双索面混凝土 梁板式斜拉桥	80 + 90 + 190 + 432 + 190 + 90 + 80	—一阶对称侧弯	0.3458
			—一阶对称竖弯(基频)	0.2754
			—一阶反对称竖弯	0.3324
			—一阶对称扭转	0.4314
			—一阶反对称扭转	0.5699
			—一阶塔侧向弯曲	0.4336
重庆长江二桥	双塔双索面预应力 混凝土斜拉桥 (飘浮体系)	169 + 444 + 169	纵飘(基频)	0.0871
			—一阶对称侧弯	0.3176
			—一阶对称竖弯	0.2872
			—一阶反对称竖弯	0.3638
			—一阶对称扭转	0.4619
			—一阶反对称扭转	0.6329
			—一阶塔侧向弯曲	0.4380



续上表

桥 名	结 构 形 式	分 孔 (m)	动 力 特 性	
			振 型	频率 (Hz)
陨县汉江公路 大桥	双塔双斜索 面斜拉桥	42 + 44 + 414 + 44 + 42	—一阶对称侧弯(基频)	0.2253
			—一阶反对称侧弯	0.6385
			—一阶对称竖弯	0.3535
			—一阶反对称竖弯	0.4429
			—一阶对称扭转	1.1081
鄂黄长江公路 大桥	双塔双索面预应力 混凝土斜拉桥(不 对称约束体系)	55 + 200 + 480 + 200 + 55	—一阶对称侧弯	0.3571
			—一阶对称竖弯(基频)	0.2824
			—一阶反对称竖弯	0.3470
			—一阶对称扭转	0.6010
			—一阶反对称扭转	0.8657
			—一阶塔侧向弯曲	0.6824



续上表

桥 名	结构形式	分 孔(m)	动 力 特 性	
			振 型	频率(Hz)
济南市伟六路 跨铁路斜拉桥	双塔双索面混凝土 斜拉桥 (飘浮体系)	42 + 120 + 380 + 120 + 42	纵飘(基频)	0.0804
			—一阶对称竖弯	0.3852
			—一阶反对称竖弯	0.4795
			—一阶对称扭转	0.7914
			—一阶反对称扭转	0.9395
			—一阶塔侧向弯曲	0.7536
南浦大桥	双塔双索面结合梁 斜拉桥 (飘浮体系)	40.5 + 76.5 + 94.5 + 423 + 94.5 + 76.5 + 40.5	纵飘(基频)	0.1426
			—一阶对称侧弯	0.3460
			—一阶对称竖弯	0.3431
			—一阶反对称竖弯	0.4235
			—一阶对称扭转	0.4989
			—一阶反对称扭转	0.6103
			—一阶塔侧向弯曲	0.5069



续上表

桥 名	结 构 形 式	分 孔 (m)	动 力 特 性	
			振 型	频率 (Hz)
舟山群岛桃 天门大桥	双塔双索面 斜拉桥 (半飘浮体系)	146 + 580 + 146	纵飘(基频)	0.1296
			—一阶对称侧弯	0.2961
			—一阶反对称侧弯	0.8247
			—一阶对称竖弯	0.3239
			—一阶反对称竖弯	0.4236
			—一阶对称扭转	0.8748
			—一阶反对称扭转	1.3571
			—一阶塔纵向弯曲	1.5745
			—一阶塔侧向弯曲	0.6651
			纵飘(基频)	0.1182
江苏润扬长江 公路大桥(北汊)	双塔双索面 斜拉桥 (半飘浮体系)	175.4 + 406 + 175.4	—一阶对称侧弯	0.5254
			—一阶反对称侧弯	1.4561
			—一阶对称竖弯	0.2706
			—一阶反对称竖弯	0.3786
			—一阶对称扭转	1.0133
			—一阶反对称扭转	1.5506
			—一阶塔纵向弯曲	1.3809
			塔侧向弯曲 + 主梁侧弯	0.6809



续上表

桥 名	结 构 形 式	分 孔 (m)	动 力 特 性	
			振 型	频率 (Hz)
安庆长江公路 大桥(方案一)	双塔双索面混凝土箱梁斜拉桥 (飘浮体系)	主跨 495	纵飘(基频)	0.0448
			—一阶对称侧弯	0.2910
			—一阶对称竖弯	0.2118
			—一阶反对称竖弯	0.2779
			—一阶扭转	0.7635
			—一阶塔纵向弯曲	1.2839
			—一阶塔侧向弯曲	0.4933
安庆长江公路 大桥(方案二)	双塔双索面混凝土 T形主梁斜拉桥 (飘浮体系)	主跨 495	纵飘(基频)	0.0459
			—一阶对称侧弯	0.3521
			—一阶对称竖弯	0.2235
			—一阶反对称竖弯	0.2906
			—一阶扭转	0.5191
			—一阶塔纵向弯曲	1.2777
			—一阶塔侧向弯曲	0.4994



续上表

桥 名	结 构 形 式	分 孔(m)	动 力 特 性	
			振 型	频率(Hz)
安庆长江公路 大桥(方案三)	双塔双索面钢箱梁 斜拉桥(飘浮体系)	主跨 495	纵飘(基频)	0.0798
			—一阶对称侧弯	0.3178
			—一阶反对称侧弯	0.8964
			—一阶对称竖弯	0.2060
			—一阶反对称竖弯	0.2856
			—一阶对称扭转	0.9074
			—一阶反对称扭转	1.2952
			—一阶塔纵向弯曲	2.3421
			—一阶塔侧向弯曲	0.4694



续上表

桥 名	结构形式	分 孔(m)	动 力 特 性	
			振 型	频率(Hz)
杨浦大桥	双塔双索面结合 梁斜拉桥 (飘浮体系)	99 + 144 + 602 + 144 + 99	纵飘(基频)	0.0733
			—一阶对称侧弯	0.1954
			—一阶反对称侧弯	0.5284
			—一阶对称竖弯	0.2670
			—一阶反对称竖弯	0.3253
			—一阶对称扭转	0.5169
			—一阶反对称扭转	0.6210
			—一阶塔纵向弯曲	0.4083
			—一阶侧弯(基频)	0.3198
			—一阶对称竖弯	0.7479
杭州钱江三桥	斜拉—连续组合 体系(塔梁墩 固结体系)	72 + 80 + 168 + 168 + 80 + 72	—一阶反对称竖弯	0.4522
			—一阶扭转	1.6946