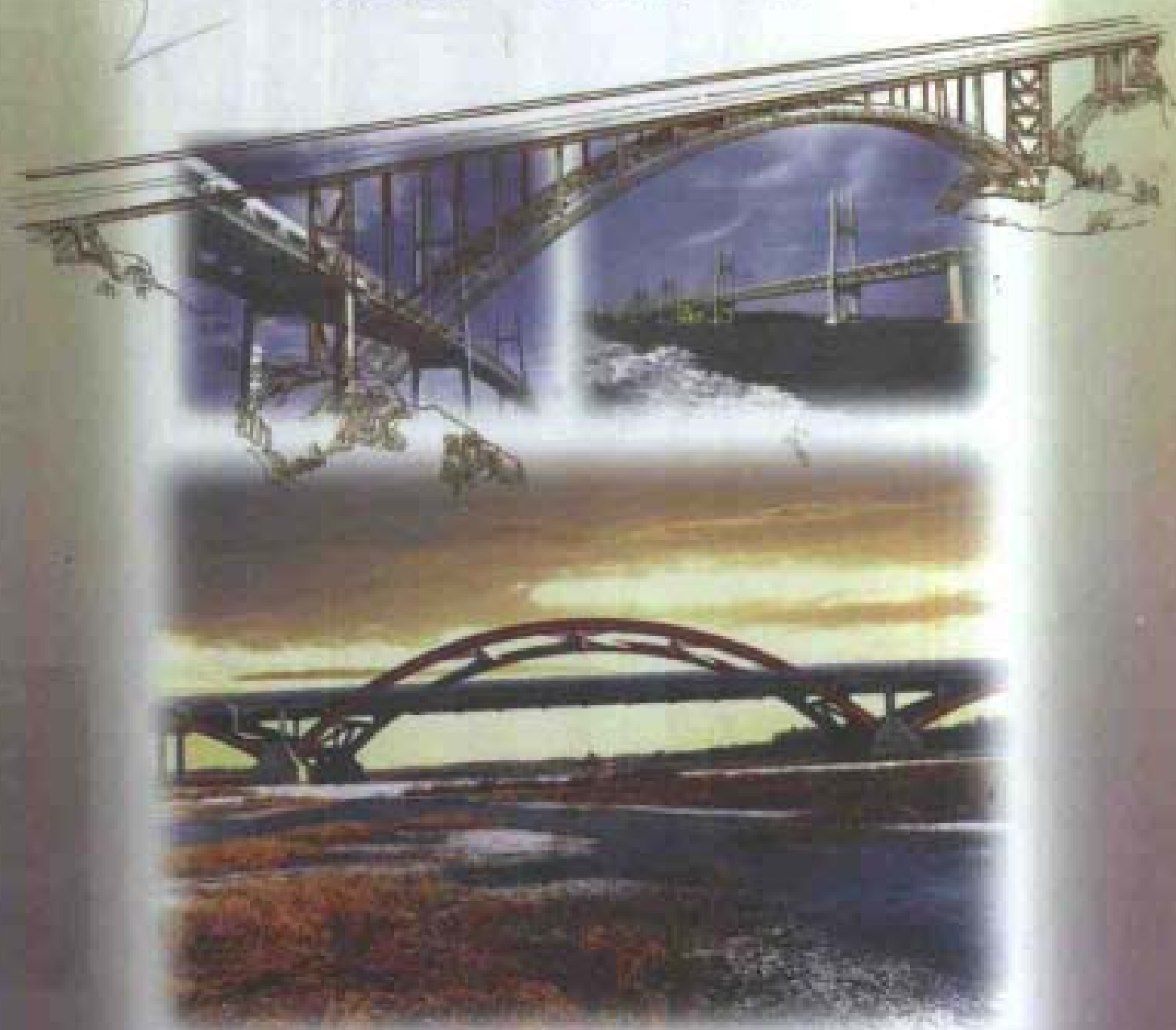




“桥梁抗震设计理论及应用”丛书之二

桥梁减隔震设计

范立础 王志强 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)

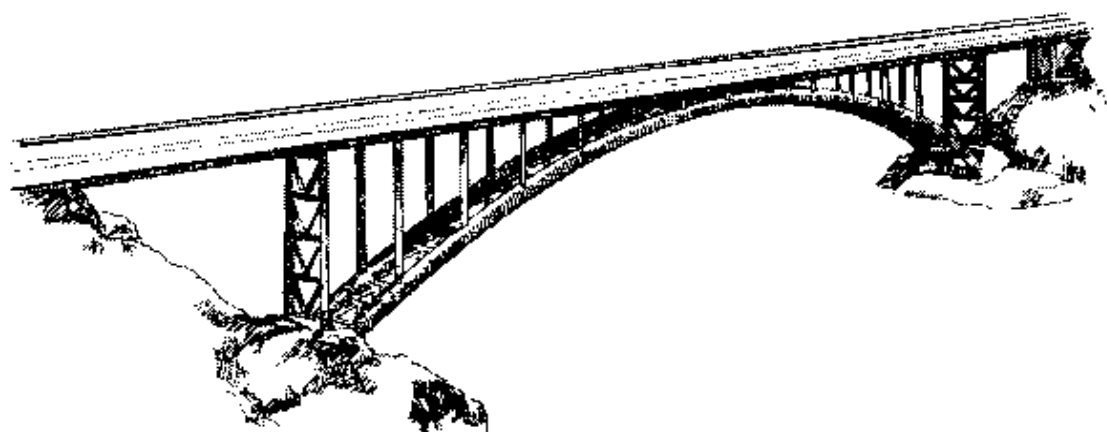


“桥梁抗震设计理论及应用”丛书之二

Qiaoliang Jiangezhen Sheji

桥梁减隔震设计

范立础 王志强 著



人民交通出版社

内 容 提 要

减隔震设计是一种能有效减轻结构在地震中遭受损坏的设计方法。书中论述了桥梁减隔震设计的基本概念、分析方法和设计过程以及当前在桥梁中应用较广的一些减隔震装置。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》中桥梁减隔震设计条文制定的理论背景材料。

本书可供从事桥梁减隔震设计、研究的专业人士使用,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

桥梁抗震设计理论及应用/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

桥梁减隔震设计

范立础 王志强 著

版式设计: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)

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:6.75 字数:181 千

2001 年 4 月 第 1 版

2001 年 4 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(性能、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行出版,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 抗震设计规范的发展趋势	2
1.1.1 抗震设计原则、设防水准的改进	2
1.1.2 分析方法、设计方法的改进	5
1.1.3 新的抗震技术的应用	6
1.2 隔震的概念、机理及一些实用装置	7
1.3 减隔震技术的发展	10
1.3.1 各国隔震桥梁应用的发展	12
1.3.2 我国桥梁减隔震技术的发展情况	16
1.4 隔震结构震害中的经验教训	45
1.5 桥梁减隔震设计与传统抗震设计的特点	48
1.6 隔震桥梁实例介绍	48
参考文献	52
第二章 减隔震装置力学特性及分析模型	58
2.1 分层橡胶支座	58
2.1.1 分层橡胶支座的水平刚度	59
2.1.2 分层橡胶支座的竖向刚度	62
2.1.3 分层橡胶支座竖向位移的计算	64
2.1.4 分层橡胶支座的轴压承载力	64
2.1.5 橡胶支座最大水平变形能力	66
2.1.6 橡胶支座的滚翻失稳(Rollout Stability)	67
2.2 铅芯橡胶支座(Lead Rubber Bearings)	69

2.2.1 铅芯橡胶支座等效线性化模型	71
2.2.2 铅芯橡胶隔震支座的非线性分析模型	73
2.3 滑动摩擦型减隔震支座	79
2.4 高阻尼橡胶支座	85
2.5 钢阻尼器	88
2.6 油阻尼器	91
参考文献	93
第三章 减隔震桥梁分析方法	95
3.1 各国隔震桥梁设计规范动力响应分析方法比较	96
3.1.1 欧洲 Eurocode8-Part2 规范	96
3.1.2 美国 AASHTO 规范	98
3.1.3 日本《道路桥梁示方书·同解说》	100
3.2 隔震桥梁分析方法	103
3.2.1 反应谱分析方法	104
3.2.2 非线性动力时程分析方法	108
3.2.3 非线性静力分析——能力谱方法	119
3.3 隔震桥梁和非隔震桥梁设计地震力的比较	133
参考文献	138
第四章 桥梁减隔震设计原则	140
4.1 概述	140
4.2 桥梁隔震设计的一些特点	143
4.3 桥梁隔震设计方法	144
4.3.1 概念设计	148
4.3.2 数值设计阶段	156
4.4 细部构造设计	162
参考文献	163
第五章 桥梁减隔震设计实例	166

5.1 设计实例	166
5.2 结论	178
参考文献	178
第六章 各国桥梁减隔震设计规范比较	179
6.1 Eurocode8-Part2: Bridges	179
6.2 意大利公路桥隔震指南中的有关规定	183
6.3 美国 AASHTO 标准桥梁隔震准则中的有关规定	186
6.4 日本规范免震设计规定	190
6.5 各国规范的比较	194
参考文献	196
附录 常用减隔震结构分析软件介绍	198

第一章 概 论

自从人类文明开始以来,地震灾害就不断发生,造成大量人员的伤亡以及建筑物、桥梁等结构的破坏或倒塌。1976 年我国唐山大地震(M7.8)[1][2],在瞬间造成 24 万人死亡,16 万人受伤,整个唐山市几乎全部毁坏。1989 年美国 Loma Prieta 地震(M7.1),1994 年的北岭地震(M6.7),1995 年日本的阪神大地震(M7.2),以及 1999 年的土耳其地震、台湾 9 月 21 号的集集大地震等,均造成人员较大伤亡和大量建筑物、桥梁、基础设施等的破坏、倒塌。一些地震发生在城市附近,由于基础设施、桥梁结构等的破坏,切断震区生命线,次生灾害十分严重,导致了巨大经济损失。其中,桥梁结构的破坏或倒塌及其随后产生的交通中断等问题更是引起社会和公众的注意。因此,如何建立一种安全经济可靠的抗震设计,从而可以有效抵御某种程度的不可预测的灾难性大地震,一直是结构工程抗震面临的一个持续挑战。

尽管许多抗震设计规范的最低性能目标是避免结构的倒塌发生,以确保人的生命安全,但从这几次的地震震害调查表明,结构的倒塌事件仍然存在。另外,对于一些重要的结构,如政府、医院、消防部门等的建筑物以及桥梁等在整个城市中担负生命线功能的重要结构,尽管在地震中主体结构没有遭到严重破坏,但由于内部的设施、附属物的损坏,已丧失其使用功能。这一系列的震害,充分反映出以往结构抗震设计规范的不足。这引起世界各国结构工程、地震工程等科研人员的注意,纷纷对原有相关抗震设计规范进行反省和修订,并投入大量的人力、物力进行研究,在此基础上,针



对结构的抗震设计提出一系列新的观点和新的抗震技术。目前主要集中于两个方面,即对现有规范的改进和采用新的抗震技术,这均导致抗震设计规范正经历一场大的变革。

1.1 抗震设计规范的发展趋势

在汲取震害经验、教训的基础上,伴随着对地震产生机理、地震动特性以及地震作用下各类结构动力响应特性、破坏机理、构件能力的研究及认识的加深;社会、团体组织、个人对结构在不同水准地震作用下结构预期抗震性能要求的不同和经济因素的限制,促使目前规范在各个方面需要进行改进。主要涉及几个方面。其一,设计原则、设防水准的改进;其二,分析方法、设计方法的改进;其三,新的抗震技术的应用。下面分别给予简要说明。

1.1.1 抗震设计原则、设防水准的改进

抗震设计原则和设防水准的改进,以及对结构在不同发生概率地震作用下预期性能目标的不同,由原来的单一设防水准一阶段设计逐渐改进为双水准或三水准设防两阶段设计、三阶段设计,以及多水准设防、多性能目标准则的基于结构性能的设计等。

● 单一水准设防一阶段设计

通常是指设防水准以在大地震作用下结构不发生倒塌为设计目标,从而达到保证生命安全,避免大的财产损失。该方法过去曾为许多国家的抗震设计规范所采用,但实践表明其存在许多的不足,正逐渐为多水准设防、多性能目标的设计方法所代替。我国目前的《公路工程抗震设计规范》^[3]、《铁路工程抗震设计规范》^[4]仍采用的是该方法。

● 双水准设防、三水准设防两阶段设计



近几十年来,美国、日本及我国等国家的地震工程专家先后提出了分类设防的抗震设计思想,即“小震不坏、中震可修、大震不倒”。各国根据自己的国情,制定不同的设防水准和设计阶段。我国《建筑抗震设计规范》^[5]就是采用三水准设防两阶段设计方法,即对于发生频率高、可能性大的中小地震,为了不影响使用功能,要求结构处于弹性范围工作,以强度作为破坏准则;对于发生概率小的大地震,由于经济的原因,允许结构发生塑性变形和有限度的损伤,以结构的变形作为破坏准则,以此达到“大震不倒”的要求。日本的桥梁抗震设计规范^[6]、美国在 ATC-32^[7]项目中也建议采用两阶段设计方法。

● 三水准设防三阶段设计

对房屋建筑结构,采用三水准设防两阶段设计基本可以保证结构在小震下保持弹性、罕遇地震下不发生倒塌。两阶段设计对中震设防水准性能并没要求校核,而是隐含满足要求。对于重要桥梁,由于没有校核在中震(对应于现有抗震设计规范为设计地震)下结构的抗震性能,这有可能导致在发生该水准地震作用时,结构并没有倒塌,但一些连接装置(如支座、伸缩装置等)损伤严重,结构不能保持正常运营功能,达不到原有的设计目标(一些研究已表明,一些结构构件的设计,往往是由该设计阶段控制)。因此,在由范立础教授主编的我国首部“城市桥梁抗震设计规范”的征求意见稿中,建议采用三水准设防三阶段设计的方法,即对应三个设防水准,分别校核各自的设计指标,保证设计满足三个设防水准的要求。

● 多水准设防、多性能目标的基于性能的抗震设计

在经历了 Loma Prieta、Northridge、阪神大地震后^{[8][9]},震害表明目前的抗震规范对于保护生命安全方面还是相当有效的。但这些近似属于中等强度的地震,由于其震中接近于人口密集的城市,



导致大量基础设施的破坏,分别造成的经济损失为 70 亿、200 亿、1000 亿美元之多,这对于地震活跃区是不可接受的,官方、公众等机构组织均要求提出更有效的抗震措施。鉴于此,在大量研究及汲取过去经验教训的基础上,提出了近年来重点研究的基于结构抗震性能的抗震设计方法,如 Vision2000、ATC - 40^{[10][11][12][13][14]}等,且越来越多的学者认同将来的抗震设计应是基于性能的抗震设计,但目前关于基于性能设计的含义及设计方法的具体应用还存在许多分歧和难点。从基于性能设计的定义来看,具有如下一些特点:首先对应不同设防水准,不同的结构,提出相应的性能目标;其次,提供了供社会团体、业主根据自己的需求选择结构在相应地震下性能目标的机会;进而设计人员根据所选定的预期性能目标进行设计,使结构在设计地震下的响应满足预期的抗震性能目标。由此可知,基于结构性能的抗震设计是一个十分理想的目标,通过采用该方法使设计的结构更经济、合理,且对应于不同的设防水准结构的性能是可预知的。但要实现基于性能的抗震设计过程,目前仍需要在以下一些方面进行大量的研究^{[15][16]}:一、不同场地、不同超越概率设计地震的确定;二、性能目标——性能水平的定量描述,大多数情况下,性能目标的描述是借助于一些定性的术语给出的,如“倒塌”、“生命安全”、“维持一定的使用功能”、“完全保持正常使用功能”等,但用于工程设计时,工程人员需要的是可用于设计的由工程术语明确表达的性能指标,如强度、变形、延性等,而这二者之间的对应关系,目前还没有得到很好的解决,仍需进行大量的研究;三、在设计和性能校核过程中,涉及需求计算与能力计算的各个方面,目前仍有许多方面值得研究,如不同设计阶段所适宜采用的分析方法和与之相协调的分析模型的建立、不同性能水平下结构构件、附属物以及整个结构体系各力学参数的定量计算等。



1.1.2 分析方法、设计方法的改进

● 分析方法的改进

过去抗震设计规范主要采用的分析方法以静力法、反应谱方法为主,而以非线性动力时程分析方法为辅。随着对地震机理认识的加深以及结构抗震理论研究的积累及相关条件的成熟,一些规范针对不同的分析情况给出不同的分析方法,不仅包括静力法和反应谱方法,并将非线性静力分析方法^{[17][18]}、非线性动力方程分析方法作为一种常规的分析方法予以引入,且针对不同的分析方法对结构分析模型^[19]的建立也给出一些必要的规定。

● 设计方法的改进

过去,大多数抗震设计规范是依据结构构件的强度,将地震力当做静荷载考虑来进行抗震设计的,且仍是目前许多设计规范采用的设计方法。近年来,一些学者针对该设计方法的不足提出了一个改进的方法,通常称之为延性抗震设计方法。虽然延性设计的依据仍是构件的强度,但是需要校核构件的延性能力满足设计(强度、变形)要求。这个方法目前正为许多新修订的规范所接受。

出于经济因素的考虑,许多规范在设计地震作用下允许结构发生塑性屈服变形。这种情况下,强度已不适合作为衡量结构性能的指标,而只对脆性构件或不允许发生非弹性响应的构件才适用。针对基于强度设计的不足,一些学者提出了基于位移的设计方法。基于位移的设计,其设计变量是结构的变形或构件发生的应变等,而构件强度等参数为最终的设计结果。该方法在 50 年代就有人提出^[20],但直到最近才由 Priestley^{[21][22]}、Moehle^{[23][24]}等人将其进一步发展,使其能成为可以使用的设计方法。

此外,一些学者^{[25][26][27]}还提出基于能量的设计方法,该方法是以输入结构的能量为设计依据,将结构设计的能够吸收从地面



输入的能量而不致破坏。目前有许多人对此进行了研究,但还没有达到实用阶段。

除上述设计方法外,还有一个目前正为世界各国规范所逐渐接受的抗震设计方法,这就是能力设计方法^{[28][29][30]}。之所以没有将其归入上述分类中,是因为该方法可与上述任何一种设计方法结合,而形成一种有效的抗震设计方法。该方法的定义是,对于结构的非弹性响应设计,首先布置可能出现塑性铰的位置,使结构屈服后形成一个合理的耗能机构;对塑性铰区进行专门的设计,以提供足够的延性能力,对于其他非塑性铰区,根据塑性铰所具有的超强强度,确定被保护构件的设计强度,从而保证被保护构件在结构塑性铰形成后仍保持弹性。

能力设计方法是结构动力概念设计的一种体现,它的主要优点是设计人员可对结构在屈服时、屈服后的性状给予合理的控制,即结构屈服后的性能是按照设计人员的意图出现的,这是传统抗震设计方法所达不到的。此外,根据能力设计方法设计的结构具有很好的韧性,对结构避免倒塌发生提供很高的保护能力,同时也降低了结构对许多不确定因素的敏感性。

1.1.3 新的抗震技术的应用

传统结构抗震设计方法是依靠增加结构构件自身的强度、变形能力来抗震的。该方法中,容许很大的地震能量从地面传递给结构,而抗震设计主要考虑的问题就是如何为结构提供抵抗这种地震作用的能力。尽管通过适当选择塑性铰的位置和仔细设计构件的细部构造可以确保结构的整体性和防止结构倒塌的发生,但结构构件的损伤是不可避免的。近几十年来,为了提高结构的抗震性能,一些研究人员提出一些新的抗震技术,主要包括减隔震技术、被动控制技术、主动控制技术及混合控制技术等。减隔震技术



是指通过采用减隔震装置来尽可能地将结构或部件与可能引起破坏的地震地面运动或支座运动分离开来,大大减少传递到上部结构的地震力和能量。在满足正常使用要求的情况下,这种分离或解耦是通过增加系统的柔性和提供适当的阻尼来实现的。被动控制、主动控制及混合控制技术均属于结构控制技术范畴,结构控制技术^[31]是指在工程结构的特定部位装设某种装置、或某种机构(如耗能支撑等)或某种子结构(如调频质量等)或施加外力(外部能量输入),以改变或调整结构的动力特性或动力作用,确保结构本身及结构中的各种附属物的安全。从本质上说,减隔震方法也是结构控制方法中的一种,属于被动控制技术的一种。之所以将其单独作为一类,是因为其技术发展相对成熟、实际工程应用广泛,也是本书主要讨论的内容。

随着这些抗震技术在工程实例中的应用,由于采用了新技术,一方面提高了结构的抗震性能,另一方面也降低了造价。甚至在有些情况下,采用这些抗震技术是解决实际结构抗震问题的唯一有效途径。此外,随着新规范的采用,对桥梁结构的抗震性能要求越来越明确,由于这些技术的特点和优势,这些抗震技术作为传统桥梁抗震设计方法之外的一种可供选择的方案,将逐渐为工程设计人员所采用。

1.2 隔震的概念、机理及一些实用装置

隔震的本质和目的就是将与可能引起破坏的地面运动尽可能分离开来。要达到这个目的,可通过延长结构的基本周期,避开地震能量集中的范围,从而降低结构的地震力,见图 1.1。但通过延长结构周期以达到折减地震力,必然伴随着结构位移的增大见图 1.2,从而可能造成设计上的困难。此外,由于结构较柔,在



正常使用荷载作用下结构可能发生有害振动。为了控制过大变形,可通过在结构中引入阻尼装置,以增加结构的阻尼,从而减低结构的位移。此外,从图 1.1 可知,增加结构的阻尼还可同时降低结构的动力加速度。

从上述论述可知,桥梁的隔震系统应满足三个基本的功能,即:

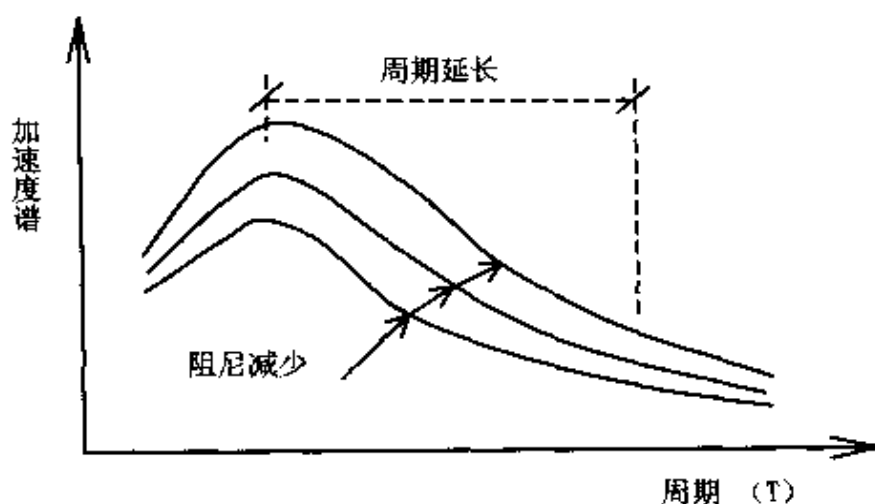


图 1.1 加速度反应谱

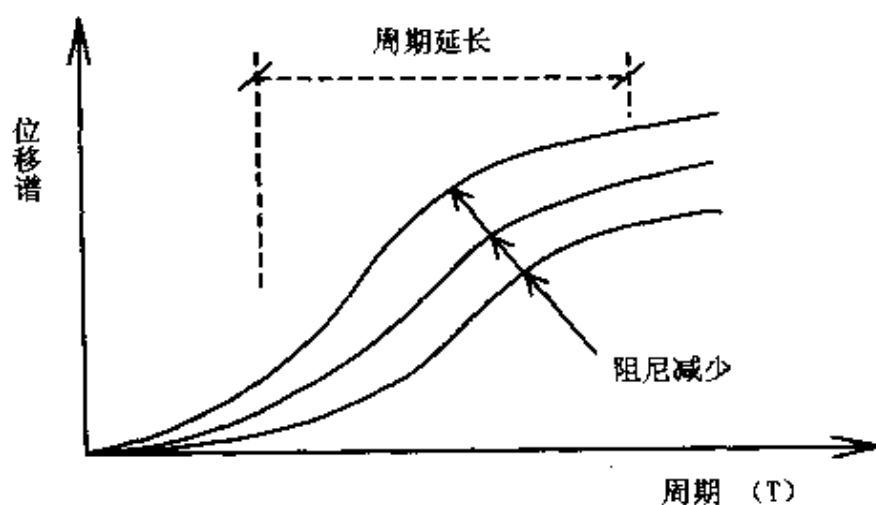


图 1.2 位移反应谱



- 一定的柔度(柔性支承):用来延长结构周期,降低地震力;
- 耗能能力(阻尼、耗能装置):降低支承面处的相对变形,以便使位移在设计允许的范围內;
- 一定的刚度、屈服力:在正常使用荷载下(如风,制动力等)结构不发生屈服和有害振动。

(1)柔性支承装置

橡胶支座在桥梁结构中的应用已有很多年了,过去主要是用来满足因温度等因素产生的位移要求。目前橡胶支座作为一种柔性支承,是世界上应用最广、实用性最好的一种。此外还有其他一些柔性装置,如滚轴、滑板、缆索悬吊、柔性套管桩、基础脱离、摆动等。

(2)阻尼、耗能装置

提供耗能和阻尼最有效的一种方式是非回阻尼。通常利用塑性变形耗能的材料有低碳钢、铅等,低碳钢制成的耗能装置有扭梁,悬臂弯曲梁等;由铅制成的有铅挤压和铅纯剪切变形装置。摩擦耗能是另一种方式,其缺点是没有自复位能力,摩擦系数不易控制,震后易存在较大的残余变形。另外还有粘滞阻尼、液压摩擦阻尼等。耗能装置滞回曲线如图 1.3。

(3)满足正常使用荷载下刚度、屈服强度需求的装置

尽管在大地震作用下要求隔震结构具有一定的侧向柔度,但在正常使用荷载下,如风荷载、制动力、活荷载等作用下是不希望结构发生屈服和振动的。使用特殊材料的弹性支承,可利用其剪切模量与剪切应变大小有关的性质,即在低应变时,剪切模量大,在高应变时剪切模量小的特点来满足上述要求;此外还有其它一些可破坏约束装置,如挡块等。在一定水平力作用下,其可以发生破坏,以满足设计要求。常用的隔震装置见表 1.1。

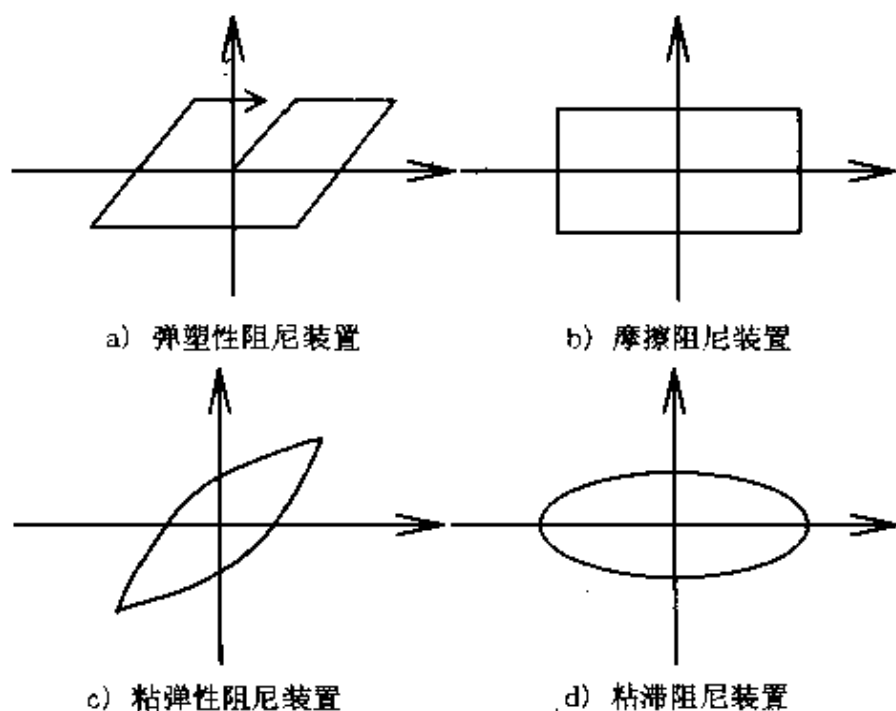


图 1.3 耗能装置的滞回曲线

隔震装置的类型

表 1.1

柔性支承装置	未加劲橡胶块,弹性支座(加劲橡胶块) 滑板,滚轴,球形支承,柔性桩,缆索悬吊 Air Cushion、Coil Springs 等
阻尼装置	金属材料塑性变形(如低碳钢、铅等) 摩擦装置,高阻尼弹性支承 粘滞液体阻尼器,调质阻尼器等

1.3 减隔震技术的发展

为了降低结构所受地震的影响,将结构与地面隔离开来的想法由来已久,有记载的可以追溯到 19 世纪末、20 世纪初^{[31][32][34][35]}。

1908 年意大利 Messina - Reggio 地区发生大地震,死亡人数达 16 万,主要是由房屋倒塌造成的。为了给地震区重建提供可靠的



设计方法,由工程师和大学教授组成了一个委员会,委员会经过研究提出两个建议:其一是建议用砂层或滚子将建筑物与基础分离开来;另一个是建议使用固定基础,通过增加结构的侧向水平抗力来增强结构的抗震能力。尽管后来采用了后一种方法,但由此可见当时已经提出了隔震的思想。

1906年,一个德国人申请了美国专利,他的发明就是在建筑基底放一刚性底板,并用硬材料制成的球体支承着,这样可达到隔震的目的。1909年,英格兰的一个医生申请了英国专利,建议在建筑底部用一层沙或滑石将建筑与基础隔离开来。1929年,新西兰人申请了发明专利,建议的方法是在建筑的底部和基础之间放一个“bed”,这个“bed”由可以耗能或能够减少冲击的材料组成。这样类似的发明在六十年代以前有很多,只是很少有用于实践的。

第一个基底隔震结构可能是由日本人 Kawai 于 1891 年建成的,在自己的住宅底部放置多层互相垂直的圆木以形成隔震层,从而允许在任何一个方向运动。此外,一个值得注意的事例是日本东京的“帝国饭店”,该结构完成于 1921 年,建筑支承在浅层的硬土层上,其下部是软泥层。在关东大地震中,这个结构的抗震性能很好。这是一个很好的基底隔震实例,也表明隔震技术可通过一种相对简单的方式来实现。此外,在 1976 年的唐山大地震中,一些砖结构房屋由于在基础附近发生了滑动,从而使结构幸存下来。这也为隔震技术应用提供了一个间接的证明。

橡胶支座的出现使隔震技术现实成为可能,第一个使用未加劲橡胶支座隔震的建筑是南斯拉夫斯考比市的 Pestalozzi 小学,建成于 1969 年。在 60 年代,欧洲的许多橡胶支座被应用于建筑的竖向隔震,目的是防止地铁等引起的振动。

分层橡胶支座、及其他隔震装置真正开始应用于实践始于 70 年代初的法国、新西兰、意大利、美国、日本等国家。从那一时期一



直到现在,对各类隔震装置和隔震设计方法投入了大量的研究,取得很大的成就。目前,在世界范围内,至少有 17 个国家已建成隔震结构。截止 1996 年,至少有 125 座建筑采用了隔震技术,在几个国家的许多桥梁中早已采用了单向隔震结构形式(如仅在一个方向顺桥向隔震),大概已建成 200 多座桥。

1.3.1 各国隔震桥梁应用的发展

1973 年以来,新西兰有 48 座公路桥和 1 座铁路桥采用了隔震(表 1.2),其中包括 4 座用隔震系统加固来提高抗震性能的桥梁。第一座隔震桥是 Moto bridge,建于 1973 年,170m 长的钢桁架桥面,由钢筋混凝土薄腹桥墩支承。上部结构采用滑动支承隔震,隔震系统的阻尼由 U 型钢弯曲梁提供。South Rangitikei Rail Bridge 建于 1974 年,建成于 1981 年,该桥是通过控制横向摆动下的基地脱离来实现隔震的一个例子。桥墩高 70m,由六跨预应力混凝土箱型空心支架梁组成,总长 315m。地震荷载作用下传递到细长钢筋混凝土 H 型桥墩上的应力,是通过桥墩两个柱底的交替升降,使桥墩可以作横向摆动进行控制的。墩柱摇摆提升及相应桥台面横向位移的范围用扭转钢梁阻尼器的滞回耗能加以限制。该阻尼器连接在摇摆提升式墩柱的底部与大刚度支承桩的顶部之间。摇摆提升作用对这座桥减轻地震力是非常有效的,因为这座桥的重心很高,因此非隔震设计主要为墩脚处的倾覆力矩所控制。因桩帽刚度相对较大,估计摇摆提升机构自身的阻尼很低,所以摇摆提升过程中的滞回阻尼效果相当明显。

新西兰未隔震的桥梁是在上部结构与下部结构之间采用弹性支座来适应热膨胀变形的。对这些标准的桥梁结构,为了加进铅芯以形成隔震支座,除了放松某些约束,提供伸缩缝以适应地震荷载作用下可能增大的上部结构位移外,只要作简单的改动就可以



了。铅芯不仅在大位移变形中耗散了能量,而且在缓慢的横向力作用下还能增大支座的抗力,直至其达到屈服点为止,以此来降低风荷载和交通荷载产生的位移。

意大利也是世界上较早的桥梁中应用隔震技术的国家。从1974年以来,现代隔震技术渗透到了意大利的传统桥梁建造中,至今,意大利^{[32]、[35]}已建成150多座隔震桥梁。值得注意的是,尽管早期应用的设计中没有现代隔震规范和官方的指南可遵循,但意大利已经采用了多种形式的隔震系统。

美国第一次采用隔震系统是在1979年,将一些电路断路器装备了阻尼为7%的弹性支承。从那时起,许多新建和改建的建筑和桥梁都使用了隔震装置。第一次将隔震技术用于桥梁是在1984年,用于对Sierra Point Bridge进行抗震加固。第一座采用隔震技术新建的隔震桥是Sexton(1990)^[36]桥。目前美国已有100多座桥采用了隔震技术,其中包括对既有桥的加固,见表1.3,大部分隔震装置均为铅芯橡胶支承,也有一些采用摩擦滑动隔震装置(FPI)、高阻尼橡胶支座等隔震装置。

在日本,第一座建成的隔震桥梁是静冈县横跨Keta河的宫川大桥^[37],完成于1990年,为三跨连续钢桁架梁桥,使用铅芯橡胶支承隔震。在阪神地震后,采用隔震技术的桥梁日益增多,其他一些隔震桥梁的情况见表1.4,大部分隔震桥梁采用铅芯橡胶支承、高阻尼橡胶支承,也有一些隔震桥梁使用其他类型的隔震装置。

从各国的桥梁隔震应用情况来看,除意大利外,桥梁隔震设计中最常采用的是铅芯橡胶支承、高阻尼橡胶支承,且通常安装在桥梁上部结构与桥墩或桥台之间。对这些应用实例进行归纳,有如下一些特点:

隔震桥所处烈度区:大部分建成的隔震桥建于高烈度区,以提高结构的抗震能力。但由于隔震支承的一些有益的非抗震特性,



使得隔震技术也用于一些低烈度地区的桥梁,如美国的 Dog River Bridge(1992),该桥按 AASHTO 规范规定为 A 类桥,三跨连续钢板梁结构,长 141m,最大跨径 55m,该桥中使用铅芯橡胶(LRB)隔震支承的主要目的是通过引入弹性约束的隔震支承,达到在下部结构间合理分配水平力,且 LRB 隔震支承的维护要求很少;

隔震桥所处场地类型、基础形式:在美国、日本,按其规范规定的 I、II、III 类场地上均建有隔震桥。基础形式包括直接基础、桩基础等;

简支梁桥隔震:美国的 Eel River Bridge(1987 加固),简支跨径达 92.5m,上部结构为简支钢桁架。在日本,隔震技术很少用于简支梁桥,多用于连续梁桥。只在桥梁加固中使用,通常,先将简支桥面板连续化,再引入隔震支承;

连续梁桥隔震:连续梁桥隔震中有钢桥也有混凝土桥,美国的 Deas Slough Bridge(加固 1990)III 类场地,三跨连续钢桥,最大跨径达 56.1m。日本的松滨桥,上部结构为钢桁架,跨径为 46 + 60 + 60 + 44.5m。见晴台桥,三跨连续钢箱梁桥,跨径为 50.85 + 62 + 50.85m,II 类场地。该桥另一个值得注意的是相邻墩高差比较大,分别为 34.5m,21.5m。鸟山一号桥,日本第一座采用高阻尼橡胶支承的隔震桥,桥长 246.3 跨连续混凝土箱梁桥,跨径为 6 × 40.8m,墩高在 12.4 ~ 20.1m;

在日本,为了减少伸缩缝的使用以改善运营状况,同时提高结构的抗震能力,在许多超多跨径连续梁桥中使用了隔震支承,目前在连续钢桥中,一联的长度已达到 910m,在混凝土连续梁桥中,一联的长度已达到 725m。因隔震支承在正常使用条件下,由温度、收缩、徐变等引起支承产生的抗力很小,这为超多跨连续梁桥的设计提供了可能性,使连续长度增加,改善了桥梁的使用功能。



新 西 兰 隔 震 桥 梁

表 1.2

桥 梁 名 称	上部结构类型	长度(m)	隔震装置类型	建造年份
Moto Bridge	钢桁架	170	U 型钢弯曲梁	1973
South Rangitikei Bridge	PSC 箱形梁	315	钢扭梁/墩(摇摆)	1974
Bolten Street Bridge	工字钢梁	71	铅挤压阻尼器	1974
Aurora Terrace Bridge	工字钢梁	61	铅挤压阻尼器	1974
ToeToe Bridge	钢桁架	72	LRB	1978
King Edward Street Bridge	PSC 箱形梁	52	钢悬臂梁耗能器	1979
Cromwell Bridge	钢桁架	272	钢弯曲梁耗能器	1979
Clyde Bridge	PSC U 形梁	57	LRB	1981
Waiotukupuna Bridge	钢桁架	44	LRB	1981
Ohaaki Bridge	PSC U 形梁	83	LRB	1981
Maungatapu Bridge	PSC 板梁	46	LRB	1981
Scamperdown Bridge	箱形钢梁	85	LRB	1982
Gulliver Bridge	钢桁架	36	LRB	1983
Donne Bridge	钢桁架	36	LRB	1983
Whangapora Bridge	PSC 工字梁	125	LRB	1983
Karakatuwhero Bridge	PSC 工字梁	105	LRB	1983
Devils Creek Bridge	PSC U 形梁	26	LRB	1983
Aorere Bridge	钢桁架	64	LRB	1983
Rangitaiki(Te Teko)Bridge	PSC U 形梁	103	LRB	1983
Ngaparika Bridge	钢桁架	76	LRB	1983
Hikuwai No. 1 - 4 Bridge	钢板梁	74 - 92	LRB	1983



续上表

桥梁名称	上部结构类型	长度(m)	隔震装置类型	建造年份
Oreti Bridge	PSC 工字梁	220	LRB	1984
Rapids Bridge	PSC 工字梁 和 U 形梁	68	LRB	1984
Tamaki Bridge	PSC 工字梁	40	LRB	1984
Twin Tunnels Bridge	PSC 工字梁	90	LRB	1985
Tarawera Bridge	PSC 工字梁	63	LRB	1985
Moonshine Bridge	PSC U 形梁	168	LRB	1985
Makatote Bridge	钢板梁	87	LRB	1986
Makaritea Bridge	钢板梁	87	LRB	1986
Kopuaroa Bridges No.1&4	钢板梁	25,55	钢悬臂梁耗能器	1987
Glen Motorway Bridge	PSC T 形梁	60	钢悬臂梁耗能器	1987
Grafton Bridge No.4	PSC T 形梁	50	LRB	1987
Grafton Bridge No.5	PSC 工字梁	80	LRB	1987
Hairini Bridge	PSC 板梁	62	LRB	1988
Bannockburn Bridge	钢桁架	147	铅挤压阻尼器和 LRB	1988

1.3.2 我国桥梁减隔震技术的发展情况

桥梁橡胶支座在我国是从 1965 年开始研究并投入应用的^[39],许多年来一直深受全国桥梁工程技术人员的欢迎。目前我国桥梁中广泛采用的支座有板式橡胶支座、盆式橡胶支座、聚四氟乙烯滑板支座等。

在桥梁橡胶支座的早期试验研究中,主要集中于对其静力性能、耐久性等方面的研究。对于橡胶支座在地震荷载下的动力特



表 1.3

美国的隔震桥梁

桥 名	桥宽、桥长 (m)	上部结 构类型	隔震支 座类型	地震力及场地 类型	附 注
Dog River Bridge、新建、 1992	11.3、141、最大 跨长 55	三跨连续钢板 梁	LRB	AASHTO、A 类 桥	采用隔震设计,达到合理分配该桥地震力的目的,同时利用了隔震支座低维护的特点
Deas slough Bridge、加固、 1990	18、98、最大跨 长 43、斜角 38°	三跨连续钢板 梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.2g、III 类场地	采用隔震设计,重新分配地震力,减低固定墩的受力,进而加固只需通过更换支座即可提高结构的抗震性能。
Burrard Bridge Main spans、加 固、1993	13、329、15 跨简 支、最大跨长 90	简支桁架	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.21g、I 类场地	采用隔震设计,地震力减低了 4 倍,从而地震力减小到下部结构承受能力的范围之内
Quezsborough Bridge、加固、 1994	18、205、最大跨 长 91	三跨连续钢板 梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.2g、I 类场地	采用隔震设计,地震力减小了 1.5 倍,地震力的分布有利于边墩。



续上表

桥 名	桥宽、桥长 (m)	上部结 构类型	隔震支 座类型	地震力及场地类型	附 注
Roberts Park Overhead、新建、 1996	12、275、最大跨 长 56	五跨连续曲线 钢板梁	LRB	AASHTO、A = 0.26g、II 类场 地	采用隔震设计,地震力减小了 4 倍, 避免了由于喇叭形单柱墩的倾覆所引 起的桩竖向超载。
Granville Bridge、 加固、1996			FRP		采用了弹塑性耗能减震装置
White River Bridge 1997 (est.)			FRP		
Sierra Pt. Over- head 加固、1985	36、188、最大跨 长 30.5	10 跨简支钢板 梁	LRB (DIS)	Caltrans、A = 0.6g、 0 ~ 3.0m 淤积 层	采用隔震设计,弹性地震力减小到原 来的 1/6,使桥墩受力在弹性范围内。
Santa Ana River Bridge、加固、 1986	308、最大跨长 55	三跨 55 米简支 桁架、引跨 10 跨钢板梁	LRB (DIS)	ATC、A = 0.4g、 II 类场地	采用隔震支座替换易损坏的钢支座, 使现有墙式墩和上部结构一些承受过 大应力的桁架构件所受的地震力在其 能力范围以内。



续上表

桥 名	桥宽、桥长 (m)	上部结 构类型	隔震支 座类型	地震力及场地类型	附 注
Eel River Bridge、 加固、1987	8、185、最大跨 长	二等跨筒支桁 架钢梁	LRB (DIS)	Caltrans、A = 0.5g、小于 46m 淤积层	采用隔震支座替换钢支座,降低地震 力,保护了非延性墙式墩。
Main Yard Vehi- cle Access Bridge、加固、 1987	10、78、斜角 58°	二等跨筒支钢 板梁、混凝土桥 面	LRB (DIS)	Caltrans、A = 0.5g、3 ~ 24.5m 淤积层	采用隔震支座替换钢支座,降低地震 力,避免了双柱式排架墩柱的剪切破 坏;也减小了高桥台中的力。
All - American Canal Bridge、加 固、1988	12.5、125、3 跨 连续	三跨连续钢板 梁替换以前的 钢桁架	LRB (DIS)	Caltrans、A = 0.6g、45.7m 淤 积层	采用隔震技术并替换原有的上部结 构,使得不必对柱和基础或其水下部分 进行加固。
Carlson Boulevard Bridge、新建、 1992	15 - 17 米变宽 46.6、单跨、斜 角 40°	筒支跨多室混 凝土箱梁	LRB (DIS)	Caltrans、A = 0.7g、24.4 ~ 45. 7m 淤积层	隔震设计将弹性地震力系数从峰值 3 减小到 0.45,利用了墙式桥台刚度大的 设计优点。
Olympic Boule- vard Separation、 新建、1993	9.5、213.4、最大 跨径 64m、曲率 半径 365.8m、 8% 的坡度	四跨连续钢板 梁	LRB (DIS)	Caltrans、A = 0.6g、3 ~ 24.4m 淤积层	采用隔震设计,地震力减小了 6 倍 多,基础造价节约了 38%,在重建工程 的最后,结构将被移为直线形。



续上表

桥 名	桥宽、桥长 (m)	上部结 构类型	隔震支 座类型	地震力及场地类型	附 注
Germany Inter- change 加固、 1994	10.4 ~ 27 变宽 度、753、最大跨 径 32m、部分弯 曲	单和双层高架、 混凝土箱梁、7 跨连续	LRB (DIS)	Caltrans、A = 0.5g、3 ~ 24.4m 淤积层	加固复杂,为了得到特定的力-位移 特性,在一些排架上使用了隔震支座。
Route 242/1 - 680 Separation、 加固、1994	12.2、163、最大 跨径 65.2m、斜 角 69°、梁高 2. 5m	三跨预应力混 凝土箱梁	LRB (DIS)	Caltrans、A = 0.53g、24.4 ~ 45.7m 淤积层	在 3 种不同的加固方案中,隔震方案 最为经济,用隔震支座替换了钢摇摆支 座。
Bayshore Boule- vard Overcross- ing、加固、1994	分叉结构、桥长 分别为 149、 127m,分叉端为 10.4、12.4m,分 叉末端 17m,最 大跨径 53m,分 别为曲和斜桥	四跨连续焊接 钢板梁	LRB (DIS)	Caltrans、A = 0.53g、0 ~ 3m 淤 积层	对于如此复杂的线形来说,隔震方案 最经济;由于梁下空间的限制,隔震支 座放在加强后的横梁上。



续上表

桥 名	桥宽、桥长 (m)	上部结 构类型	隔震支 座类型	地震力及场地类型	附 注
1st Street over Figueroa 加固、 1995	30.5、45、8% 坡 度	连续钢板梁	LRB	Caltrans, A = 0.6g, 0 ~ 3m 淤 积层	采用隔震加固方案, 地震力减小了 6 倍, 避免对下部结构和基础进行加固。
Colfax Avenue over L. A. Riv- er, 加固、1995	10.7、90.2、最大 跨径 72.5、斜角 53°	主跨桁架接短 钢梁跨	LRB (DIS)	Caltrans, A = 0.5g, 3 ~ 24.4m 淤积层	采用隔震加固方案, 地震力减小了 4 倍, 避免对下部结构、基础进行加固; 降 低了对上部结构中桁架构件的加固要 求。
Colfax Avenue over L. A. Riv- er, 加固、1995			Earthquake (RJ Watson)		
3 ~ Mile Slou - gh, 加固、1997 (est.)			LRB (Skellerup)		
Rio Vista、加 固、1997 (est.)			LRB (Skellerup)		



续上表

桥 名	桥宽、桥长 (m)	上部结 构类型	隔震支 座类型	地震力及场地类型	附 注
Rio Marikó Bridge、 加固 1997 (est.)			FTP (FPS)		
American River Bridge City of Fols - om、新建、 1997 (est.)			FTP (EPS)		
GCB North Viaduct、 加固 1998 (est.)			LRB		
Benicia - Mar - tinez Bridge 加 固、1998 (est.)			FTP (EPS)		
Coronado Bridge、 加固、 1998 (est.)			HDR (not selected)		

续上表

桥 名	桥宽、桥长 (m)	上部结 构类型	隔震支 座类型	地震力及场地类型	附 注
Saugatuck River Bridge、加固、 1994	18、369、最大跨 径 39.3	三、四、三跨连 续钢板梁(共十 跨)	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.16g、II类场地	采用新的、加宽的上部结构替换现有 的老简支跨;采用隔震设计,合理分配 地震力,避免对桥墩和基础进行加固。
Lake Salton - stall Bridge 新 建、1995	34.1、250.5、最 大跨径 38.4	七跨连续钢板 梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.15g、III类场 地	隔震设计对于该新建结构最为经济。
RT 15 Viaduct 1996			Erad Quake (RJ Watson)		
Sexton Creek Bridge、新建、 1990	12.2、120.1、最 大跨径 47、平面 略有弯曲	三跨连续钢板 梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.2g、III类场地	采用隔震设计方案,整个的地震力降 低了3倍;并通过设计将大量地震力、非 地震力从桩基础的墙式墩分配配到桥台。
Cache River Bridge、加固、 1991	10.7、85.3、最大 跨径 33、斜角 21°	三跨连续钢板 梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.2g、III类场地	更换了上部结构,采用隔震设计,重 新合理分配各桥墩、台的地震力,避免 对现有桥墩进行加固。





续上表

桥名	桥宽、桥长 (m)	上部结构类型	隔震支座类型	地震力及场地类型	附注
Route 161 Bridge、新建、 1991	14、108.5、斜角 26°、最大跨径 29.3	四跨连续钢板 梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.14g、III 类场 地	隔震设计降低了整个结构的地震力， 并通过调整隔震支座刚度合理分配各 桥墩地震力，避免了因桥墩高低差异造 成刚度不均匀导致水平地震力分配的 不合理。
Poplar Street East Approach Bridge # 082 - 0005、加 固、1992	34.1 ~ 50.3 变 宽度、261、最大 跨径 49.1	五跨连续、一跨 简支、支承在多 柱、墙式墩、桩 基础	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.12g、III 类场 地	通过比较，废弃原有加固方案，采用 隔震加固方案进行加固来改善抗震性 能。
Chain - of - Rocks Road over FAP 310 新建、 1994	14.3、146、最大 跨径 45.1、5°水 平弯曲	四跨连续曲线 钢板梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.13g、III 类场 地	隔震设计使得曲线形上部结构的水 平地震力在下部结构各方向的分布比 较均匀；整个地震力减小了 2 倍以上。
Poplar Street East Approach Road - way B、新建 1994	10.1 ~ 13.1、 912、最大跨径 42.1、部分弯曲	三、四、五跨 - 联连续曲线钢 板梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.12g、III 类场 地	替换了现有的主线结构；通过隔震加 固措施，保证了这条重要线路在震后的 正常使用功能。

续上表

桥 名	桥宽、桥长 (m)	上部结 构类型	隔震支 座类型	地震力及场地类型	附 注
Poplar Street East Approach Road- way C、新建 1995	10.1~13.1、 939、最大跨径 42.1、部分弯曲	三、四、五跨连 续曲线钢板梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.12g、III 类场 地	替换了现有的主线结构；通过隔震加固措施，保证了这条重要线路在震后的正常使用功能。
Poplar Street Bridge、加固、 1995					弹塑性隔震器 + 液压阻尼器
RT 13 Bridge、 1996			Eradli Quake (RJ Wason)		
Wabash River Bridge 新建、 1991	12.5、268.2、最 大跨径 45.7	七跨连续钢梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.1g、II 类场地	通过隔震设计，实现对桩基础、喇叭 口形墙式墩用最低的成本提供最大的 地震保护能力。
RT 41 over Pi- geon Creek、1993			Eradli Quake (RJ Wason)		





续上表

桥 名	桥宽、桥长 (m)	上部结 构类型	隔震支 座类型	地震力及场地类型	附 注
US-51 over Minor Slough, 新建 1992	14.3、113、斜角 45°、最大跨径 37	三等跨预应力 简支梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.25g、II类场地	地震力减小了3.5倍;合理分配地震 力,减小桥墩的受力。
Clays Ferry Bridge、加固、 1995	38.4、522.1、最 大跨径 136.6、 3%坡度	五跨连续桁架	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.21g、I类场地	隔震技术加固,地震力减小了2倍。
Main Street Bridge、加固、 1993	16、29、3、2等跨	三跨连续钢梁、 混凝土桥面板	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.17g、I类场地	更换了严重恶化的简支上部结构,隔 震设计减小了地震力4倍以上,使得中 墩可以继续使用。
Neponset River Bridge、新建、 1994	11、362.1	十等跨简支钢 梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.15g、III类场 地	整体采用隔震设计,地震力减小了2 倍。
South Boston Bypass Viaduct、新 建、1994	10~18.3变宽 度、591.3最大 跨径 61、反向弯 曲	1跨 37m 简支、 10跨连续钢箱 梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.17g、III类场 地	隔震设计总体而言最经济;保证这项 中央干道工程在震后能够正常运营。



续上表

桥 名	桥宽、桥长 (m)	上部结 构类型	隔震支 座类型	地震力及场地类型	附 注
South Station Connector 新建、 1994	桥型复杂、分叉 曲线型 5.5 - 29 变宽度、463、最 大跨径 27.4	六跨曲线钢箱 梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.18g、III 类场 地	隔震设计,包括力的合理分布,简化 了复杂、高度不规则结构的分析。
North Street Bridge No. K - 26、加固、1995	12.2、64、最大 跨径 20 米、斜 角 19°	钢梁、二跨连续 接筒支跨(共四 跨)	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.17g、II 类场地	桥面重建和结构加固,地震力减小了 近 3 倍,侧向力的重分布有利于中墩。
Old Westborough Road Bridge No. K - 27、加固、 1995	12.2、80.5、最大 跨径 29、斜角 58°	钢梁、二跨连续 接筒支跨(共四 跨)	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.17g、I 类场地	桥面重建和结构加固,地震力减小了 近 3.5 倍,侧向力的重分布有利于中 墩。
Summer Street Bridge、加固、 1995	30.5、153.6、最 大跨径 27.4	六跨连续钢梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.17g、III 类场 地	有历史意义的桥梁加固,地震力减小 了近 3.5 倍,力的重分布有利于圬工桥 墩。
West Street over I - 93、加固、 1995	15、88.1、最大 跨径 33.5、斜角 55°	四跨连续钢梁、 混凝土桥面板	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.17g、I 类场地	由隔震获得的力的减小使得可以在 现有的下部结构上安置新的上部结构。



续上表

桥 名	桥宽、桥长 (m)	上部结 构类型	隔震支 座类型	地震力及场地类型	附 注
Park Hill over Mass. Pike (I - 90), 1995				EradiQuake (RJ Watson)	
RT 6 Swing Bridge 1995				EradiQuake (RJ Watson)	
Mass Pike (I - 90) over Fuller & North Sts. 1996				EradiQuake (RJ Watson)	
Endicott Street over RT128 (I - 95), 1996				EradiQuake (RJ Watson)	
I - 93 Mass Ave. Interchange, 1996			HDR		数量: 743 个, 标准尺寸 127 × 508 × 635 (mm)



续上表

桥 名	桥宽、桥长 (m)	上部结 构类型	隔震支 座类型	地震力及场地类型	附 注
Holyoke/South Hadley Bridge、 1996			LRB、 NRB		数量:50、56个,标准尺寸 203 × 635 × 635 (mm)
NR 1 - 170 Bridge、新建、 1991	88、最大跨径 35	二跨连续钢箱 梁接短的简支 跨(共四跨)	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.1g、I类场地	隔震设计在提供抗震好处的同时,容 易便利的将纵向力合理的分配到下部 结构使得比较经济
Ramp 26 Bridge、 新建、1991	89、最大跨径 25、斜角 50°	四跨连续混凝 土箱梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.1g、I类场地	隔震设计在提供抗震好处的同时,容 易便利的将纵向力合理的分配到下部 结构使得比较经济
Springdale Bridge、新建、 1991	67.4、最大跨径 26、斜角 31°	三跨连续混凝 土箱梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.1g、I类场地	隔震设计在提供抗震好处的同时,容 易便利的将纵向力合理的分配到下部 结构使得比较经济



续上表

桥 名	桥宽、桥长 (m)	上部结 构类型	隔震支 座类型	地震力及场地类型	附 注
SB I - 170/EB I - 70 Bridge 新 建、1991	4、277.4、最大 跨径 60、部分弯 曲	36.6m 简支钢 箱梁、三跨连续 混凝土箱梁、三 跨连续曲线钢 箱梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.1g、I 类场地	隔震设计在提供抗震好处的同时，容 易便利的将纵向力合理的分配到下部 结构使得比较经济
UMSL 600 Arage Bridge、新建、 1991	87.2、最大跨径 30	三跨连续混凝 土箱梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.1g、I 类场地	隔震设计在提供抗震好处的同时，容 易便利的将纵向力合理的分配到下部 结构使得比较经济
East Campus Drive Bridge、新 建、1991	127、最大跨径 35、水平略有弯 曲	四跨连续混凝 土箱梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.1g、I 类场地	隔震设计在提供抗震好处的同时，容 易便利的将纵向力合理的分配到下部 结构使得比较经济
Geiger Road Bridge、新建、 1991	253.6、最大跨 径 35.1	两联均为四跨 连续混凝土箱 梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.1g、I 类场地	隔震设计在提供抗震好处的同时，容 易便利的将纵向力合理的分配到下部 结构使得比较经济
Hidalgo - San Rafael Distribu- tor、新建、1995	分叉曲线结构	多跨连续曲线 钢箱梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.48g、II 类场地	降低地震力的需求，同时取得整体造 价的节约



续上表

桥 名	桥宽、桥长 (m)	上部结 构类型	隔震支 座类型	地震力及场地类型	附 注
Relocated NH Route 85 over NH Route 101、新 建、1992	23.2、51.8、斜角 16°	二等跨连续钢 板梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.15g、I类场地	地震力减少了4.5倍；力的重分布进 一步降低了10.4m高的墙式桥台的受 力
Everett Turn- pike over Nashua River Canal 1994			Earthquake (RJ Watson)		
Squamscott River Bridge、新建、 1992	16、266.4、最大 跨径47.5	六跨连续钢板 梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.15g、III类场 地	采用隔震设计和合理分配地震力使 得固定墩尺寸和桩的数目减小，从而导 致桥梁整个造价节约了\$160,000 (4%)
Pine Hill Road over Everett Turnpike、新建、 1994	12、73.5、最大 跨径37.5、斜角 33°	二跨连续钢板 梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.15g、I类场地	总体地震力减小了近2.5，力的重分 布有利于桥台
I - 93 over Ford- way Ext. 1997			Earthquake (RJ Watson)		



续上表

桥名	桥宽、桥长 (m)	上部结构类型	隔震支座类型	地震力及场地类型	附注
Pequanrock River Bridge、新建、 1991	19.2、260.3、最大 跨径 37.5、水 平略有弯曲	二跨、三跨、二 跨一联连续钢 板梁(共 8 跨)	IRB (DIS)	AASHTO、A = 0.12g、II 类场地	隔震设计降低了整体地震力,合理分 配水平地震力也减轻了因桥墩刚度不 一致所引起地震力的不合理分配
Foundry Street Overpass、加固、 1993	26 或 39.6 桥面 宽度、62.2、最 大跨径 22.3	简支钢梁、混凝 土桥面板	IRB (DIS)	AASHTO、A = 0.18g、II 类场地	NJTPA 加宽工程的一部分,选择隔震 的目的是确保震后的正常运营功能
Wilson Avenue Overpass W105、 79SO、加固、 1994	18.3、47.5、最大 跨径 24.4、斜桥	三跨简支钢梁	IRB (DIS)	AASHTO、A = 0.18g、I 类场地	NJTPA 加宽工程的一部分,选择隔震 的目的是确保震后的正常运营功能
Courail Newark Branch Overpass E106.57、加固、 1994	26、93.3、最大 跨径 36.6、略有 弯曲、倾斜	四跨简支钢板 梁	IRB (DIS)	AASHTO、A = 0.18g、II 类场地	NJTPA 加宽工程的一部分,选择隔震 的目的是确保震后的正常运营功能



续上表

桥 名	桥宽、桥长 (m)	上部结 构类型	隔震支 座类型	地震力及场地类型	附 注
Wilson Avenue Overpass E105. 7980、加固、 1994	21.6、47.5、最大 跨径 25、斜桥	二跨简支钢梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.18g、I 类场地	NJTPA 加宽工程的一部分,选择隔震 的目的是确保震后的正常运营功能
Relocated E - NSO Overpass W106、26A、新 建、1994	14.3、452.6、最 大跨径 58	五跨、四跨---联 连续钢板梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.18g、II 类场地	NJTPA 加宽工程的一部分,选择隔震 的目的是确保震后的正常运营功能
Berry's Creek Bridge、加固、 1995	21、310、最大跨 径 36.6	三、四、三、三一 联连续钢板梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.18g、II 类场地	节段施工,在现有下部结构之上安置 新的上部结构,整体的地震力减小了 3 倍,使得现有墩柱可继续使用
Conrail Newark Branch Overpass W106.57、加固、 1995	22.3、126、最大 跨径 30、斜桥	六跨简支钢梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.18g、I 类场地	NJTPA 加宽工程的一部分,选择隔震 的目的是确保震后的正常运营功能



续上表

桥 名	桥宽、桥长 (m)	上部结 构类型	隔震支 座类型	地震力及场地类型	附 注
Norton House Bridge Retrofit, 1996	19、38.4、3 等 跨、斜角 16°	三跨连续钢梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.18g、II 类场地	地震力减小了近 2.5 倍,使得现有的 下部结构和基础可以继续使用
Tacony - Palmyra Approaches, 1996			LRB (SEP)		数量:10 个,标准尺寸 127mm(厚度) × 406mm(直径)
Rt. 4 over Kindersack Rd., 1996			LRB (SEP)		数量:24、32 个,标准尺寸 152mm(厚 度) × 356mm × 356mm, 152 (厚度) × 406mm × 406mm
Baldwin Stre et/ Highland Av- enue, 1996			LRB (SEP)		数量:22、44, 标准尺寸 178mm × 254mm
I - 80 Bridges B764E & W、加 固, 1992	13.1、132、最大 跨径 31、水平略 有弯曲	六跨简支组合 钢板梁等	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.24g、I 类场地	隔震设计和力的合理分配使得地震 力减少到排架墩的弹性能力范围内,并 减小桥墩刚度不一致所产生的不利影 响;简支跨连在一起使得上部结构响应 象连续梁一样



续上表

桥 名	桥宽、桥长 (m)	上部结 构类型	隔震支 座类型	地震力及场地类型	附 注
West Street Over- pass、加固、1991	10.1、52.4、最大 跨径 16.1	四跨简支钢梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.19g、III 类场 地	替换了高速公路车行道之上 2 个中墩上的易损坏的钢支座，以防止结构倒塌，并减轻中墩上的地震力
Aurora Express- way Bridge、加 固、1993	14.6、61.3、最大 跨径 26.2、斜角 1°、略有弯曲	二跨连续钢梁、 混凝土桥面板	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.19g、III 类场 地	改善抗震性能是整个加固工程的一部分；隔震将力减小了 3 倍；调整设计使得桥墩的受力减小到最小
Mohawk River Bridge、新建、 1994	17.1、304.8、最 大跨径 65.5、略 有弯曲、斜桥	三跨铆接钢板 梁、引桥简支铆 接钢板梁等	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.19g、II 类场地	采用隔震技术进行加固，避免了对墩柱和基础的加固，并保证了结构在震后的正常使用性能
Moodna Creek Bridge、加固、 1994	17.1、61.3、最大 跨径 31.7	三跨简支钢梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.15g、II 类场地	改善抗震性能，地震力减小 3 倍
Conrail Bridge 新 建、1994	17.1、223.4、最 大跨径 83.5、略 有弯曲	四跨连续焊接 钢板梁、混凝土 桥面板	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.19g、II 类场地	隔震设计方案是最经济的，并保证结构在震后的正常使用功能



续上表

桥 名	桥宽、桥长 (m)	上部结 构类型	隔震支 座类型	地震力及场地类型	附 注
Maxwell Ave. over I-95, 1995			Eradic Quake (RJ Watson)		
JFK Terminal One Elevated Roadway、新建、 1996		连续与简支钢 板梁	LRB	AASHTO、A = 0.19g、III 类场 地	隔震设计减小了地震力
Buffalo Airport Viaduct 1996			Eradic Quake (RJ Watson)		
Yonkers Avenue Bridge 1997			Eradic Quake (RJ Watson)		
Clackamas Con- nector、新建、 1992	11、306.3、最大 跨径 41.1、水平 弯曲	八跨后张预应 力箱梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.29g、III 类场 地	采用隔震设计,减小了基础尺寸,从 而节约了 \$400,000(净成本的 12%), 同时使锥形的单柱墩免于地震破坏

续上表

桥 名	桥宽、桥长 (m)	上部结 构类型	隔震支 座类型	地震力及场地类型	附 注
Hood River Bridges、1995			NRB (Furon)		数量:36,标准尺寸 153x330x508 (mm)
Marquam Bridge、 加固 1995			FIP		弹塑性隔震装置 + 液压阻尼器
Hood River Bridge 加固、 1996			FIP		弹塑性隔震装置
Toll Plaza Road Bridge 新建、 1990	45.7 - 64 变宽 度、53.6	单跨简支组合 钢板梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.1g、II 类场地	获得一些整体上的抗震优势,在如此 宽的一座桥,考虑到横桥向的温度变 形,利用隔震支座变形能力来适应这个 要求
Montebella Bridge Relocation 1996			LRB、 NRB		数量:38、42,标准尺寸 127mm x 458mm (直径)
Blackstone River Bridge 新建、 1992	26.2、304、最大 跨径 85.3	四跨连续组合 钢板梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.1g、II 类场地	隔震设计减小了整体地震力,并减小 了桥墩刚度不一致所产生的不利影响





续上表

桥 名	桥宽、桥长 (m)	上部结 构类型	隔震支 座类型	地震力及场地类型	附 注
Providence Viaduct、加固、 1992	13.7、393.2、最 大跨径 64	二跨简支钢板 梁、二联各三跨 连续钢板梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.32g、III 类场 地	按 2 水准进行加固,要求在 $A = 0.16g$ 地震作用下保持正常使用, $A = 0.32g$ 地震作用下不倒塌,隔震设计是个经济 的方案,匝道桥在高水准地震发生后仍 能维持使用功能
Seekonk River Bridge、加固、 1995	13.7、393.2、最 大跨径 76.2	悬臂部分: 在 一、三和五跨结 构中采用销钉 和吊架支承悬 臂部分	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.32g、I 类场地	按 2 水准设计进行加固,要求在 $A =$ $0.16g$ 地震作用下保持正常使用, $A =$ $0.32g$ 地震作用不倒塌,隔震设计是个 经济的方案,匝道桥在高水准地震发生 后仍能维持正常使用性能,加固了销钉 和吊架
I - 295 to Rt. 10、1996			LRB		数量: 58, 标准尺寸 $152\text{mm} \times 381\text{mm}$ (直径)
Chickahominy River Bridge 新 建、1996	34.1、42.7、2 等 跨	简支跨预应力 I 字型梁、桥面板 连续、14 根梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.13g、I 类场地	地震力减小了近 4 倍。置换工程,同 步施工



续上表

桥 名	桥宽、桥长 (m)	上部结 构类型	隔震支 座类型	地震力及场地类型	附 注
Ompompanoosuc River Bridge 加 固, 1992	9.5、76.5、等 跨、斜角 45°	三等跨连续钢 板梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.25g、III 类场 地	地震力减小了 2.5 倍, 并且合理分配 地震力, 减小了桥墩上所分担的地震力
Cedar River Bridge、新建、 1992	22 ~ 26.2 变宽 度、159、最大跨 径 60、水平略有 弯曲	四跨连续钢板 梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.25g、II 类场地	采用隔震技术, 节约了成本并确保结 构在震后的可使用性
Lacey V. Murrow Bridge West approach 加固、 1992	16.8、344、最大 跨径 59.4	三跨连续混凝 土箱梁、三跨连 续桁架、简支跨 系杆拱	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.25g、II 类场地	隔震加固方案, 保全了现有的桥墩和 基础, 避免需更换整个结构
Coldwater Creek Bridge No. 11, 新建, 1994	10.4、150、最大 跨径 58、曲线 桥, 4.5% 纵坡	3 跨连续钢板梁	LRB (DIS)	AASHTO、A = 0.55g、I 类场地	地震力减小了 6 倍多, 减小了桥台的 受力



续上表

桥 名	桥宽、桥长 (m)	上部结 构类型	隔震支 座类型	地震力及场地类型	附 注
East Creek Bridge No. 14、新建、 1994	10.4、155.5、最 大跨径 70.1, 曲 线桥, 7% 纵坡	三跨连续钢板 梁	LRB (DIS)	AASHTO, A = 0.55g, I 类场地	地震力减小了 6 倍多; 减小了桥台的 受力
Home Bridge 新 建、1994	12.2 ~ 17.1 变 宽度, 96.01, 最 大跨径 25.3, 略 有弯曲和倾斜	预应力混凝土 箱梁, 简支跨, 活载是连续的	LRB (DIS)	AASHTO, A = 0.25g, II 类场地	在边墩上采用了耗能隔震设计, 中墩 上设置“铰”
Duwamish River Bridge、加固、 1995	20.7、186.5, 最 大跨径 83.8, 水 平弯曲	二跨连续曲线 板梁, 端跨混凝 土箱梁	LRB (DIS)	AASHTO, A = 0.27g, II 类场地	加宽/加固工程, 地震力减小了 4 倍, 地震力在下部结构和基础的能力范围 内
Stossel Bridge、加 固、1996	8.0、55 简支跨	钢桁架	LRB (DIS)	AASHTO, A = 0.2g, II 类场地	作为整个地震加固项目的一部分, 用 隔震装置替换了易损伤的钢摇摆支座
West Kenmore Bridge、加固 1996	9.1、177、最大 跨径 24.4	12 个连续跨, 包 括 3 个悬挂跨, 端跨是短悬臂 跨。	LRB (DIS)	AASHTO, A = 0.31g, II 类场地	地震力减小近 2 倍, 这减轻了桥墩的加 固工作



续上表

桥 名	桥宽、桥长 (m)	上部结 构类型	隔震支 座类型	地震力及场地类型	附 注
Bridge over County Road 3、 新建、1993	20.1、139、最大 跨径 30.5、 9.3% 纵坡	焊接钢板梁、混 凝土桥面板	LRB (DIS)	AASHTO, A = 0.1g, II 类场地	为重型运煤车设计, 隔震设计是最经 济的方案, 并保证震后的可使用性
West Fork River Bridge、新建、 1994	20.1、187.3、4% 纵坡	焊接钢板梁、混 凝土桥面板	LRB (DIS)	AASHTO, A = 0.1g, II 类场地	为重型运煤车设计, 隔震设计是最经 济的方案, 并保证震后的可使用性

HDR = 高阻尼橡胶支座
 LRB = 铅芯橡胶支座
 NRB = 天然橡胶支座
 FP = 钟摆式滑动摩擦隔震支座

表 1.4

日本隔震桥梁

桥 梁 名 称	上部结构类型	桥长/m	隔震系统	年份
温根沼大桥	四跨连续钢梁, I、II、III 类场地	103	RB	1992
长木川桥	3 跨连续钢梁	99	LRB	1992
丸木桥	3 跨连续 PC 预应力混凝土箱梁	93	LRB	1992



续上表

桥梁名称	上部结构类型	桥长/m	隔震系统	年份
宫川桥	3跨连续钢梁	104	LRB	1991
加古川桥	5跨连续PC连续梁桥	480		1996
瓦木西高架桥	RC三跨梁桥	51.5		1995
东扇岛高架桥	RC9跨连续梁桥	418		1993
首都12号公路桥	6跨连续预应力混凝土板	138	LRB	1991
北藏高架桥(铁路)	2跨连续预钢梁	80	LRB	1990
江口桥	6跨连续预应力混凝土梁	296	LRB	1991
松滨桥	4跨连续钢梁, 46+60+60+44.5m	211	LRB	1991
上原桥	2跨连续钢梁	65	LRB	1991
白州高架桥	2跨连续钢梁	76	LRB、RB	1991
穿越东京湾公路桥	11跨+10跨连续钢箱梁	910+800	HRB、LRB	1994
鸟山1号桥	6跨连续预应力混凝土梁, 6×40.8m	245	HRB	1993
绫部5号桥	15跨PC连续箱梁桥, I、II类场地, 墩高16.0~25.5m	596	HRB	1996
双又川桥	RC6跨连续梁桥	114		1996
琵琶川桥	RC5跨连续梁桥	92		1996
阪神高速道路	2跨连续钢梁桥	52		1996
阪神高速道路	3跨连续钢梁桥	72~120		1996



续上表

桥梁名称	上部结构类型	桥长/m	防震系统	年份
阪神高速道路	4跨连续钢梁桥	100 ~ 123		1996
阪神高速道路	3跨连续钢梁桥	75		1996
阪神高速道路	5跨连续钢梁桥	418		1996
阪神高速道路	9跨连续钢梁桥	315 ~ 320		1996
阪神高速道路	19跨连续钢梁桥	565		1996
新野野川大桥2号桥	8跨PC连续梁桥	331		1997
第一东名高速公路 免震桥	包括多个桥,在该线路中原则上适合使用免震技术的条件 为:三跨及以上连续梁桥;场地条件原则上为I、II类;下部结构 刚度较大,非隔震固有周期在1.0s以内。		HRB LRB	1998
大仁高架桥1号桥	7跨连续中空板梁桥	175		1997
大仁高架桥2号桥	29跨连续中空板梁桥	725	LRB	1997
大仁高架桥3号桥	15跨连续中空板梁桥	375		1997
大仁高架桥4号桥	3跨连续钢梁桥	337.5		1997
大仁高架桥5号桥	12跨连续中空板梁桥	290.4		1997
见晴台(兆鹰)桥	3跨连续箱梁桥(50.85 + 62 + 50.85)墩高分别为34.5与21.5 米,II类场地,桩基与直接基础	165	LRB	1998
久芳桥	PC2 + 2跨连续梁桥	200		1998



性的研究,国内相对做得少一些,尤其是把橡胶支座作为专门的减隔震装置进行研究的就更少。这方面主要的研究有:徐凤云^[40](1986)“公路桥梁减震支座”,范立础、袁万城(1987)^[41]“桥梁板式、聚四氟乙烯滑板式橡胶支座的静动力试验研究”,范立础、袁万城(1989)^[42]“桥梁橡胶支座减、隔震性能研究”等,这些研究为桥梁橡胶支座抗震设计应用提供了依据。期间,范立础、袁万城开发了第一代橡胶抗震支座——弧形钢板橡胶支座,并在1993~1996年,开发了第二代橡胶抗震支座,有菱形橡胶——钢板支座、对齿形橡胶——钢板支座、齿形橡胶——钢板支座、高阻尼橡胶——钢板支座、八角对齿形——橡胶钢板支座,并已申请了专利。1995年,铁道部科学研究院铁道建筑研究所^[43]对铅芯橡胶支座的动力特性及其耗能进行了研究,研究表明这类支座具有良好的减震性能。范立础、王志强(1999)^[44]的“我国桥梁隔震技术的应用”,对国内桥梁隔震技术的研究现状进行了总结,并指出不足。廖蜀樵等(1999)^[45]“隔震设计原理在铁路桥梁中的应用”,对铅芯橡胶支座、滑板支座等在铁路桥梁中的应用进行了研究。胡兆同、刘建新(1998)^[46]“桥梁铅销橡胶支座性能的试验研究”,对其在低频水平反复荷载作用下的减震耗能机理、刚度及方向性等特性进行了研究。在建筑隔震中,周福霖^[31]、唐家祥^[47]等学者对建筑中使用的铅芯橡胶隔震器的力学性能进行了一系列试验研究,并已应用于实际的建筑结构。

上述关于橡胶支座研究大多是针对满足正常使用荷载要求的支座进行的。这些支座的设计、刚度和剪切应变仅是符合传统设计要求的,设计剪应变常在100%以内,试验研究的支座也都是在这个范围内。但是这样设计的支座通常是不能达到满意的减震目的的。对于这些支座,要想达的减隔震目的,其一支座的刚度要比较柔(通常支座的高度也比较高,常大于100mm,而前面所述实验



研究的橡胶支座厚度在 28 ~ 58mm 以内,对于厚度较大的支座,存在失稳和倾覆破坏的可能);其二要达到减隔震的目的,支座的剪切变形也必须很大,通常国外减隔震橡胶支座的设计剪应变常在 100% ~ 300% 范围内,而其极限破坏剪应变甚至可达到 500%。而按正常使用要求设计的支座通常是达不到这个要求的,且已经做过的实验并没对发生如此大剪应变下的橡胶支座动力特性进行研究。因此,首先需要设计出满足隔震功能的支座;其次支座在如此大变形下的动力特性如何,能否满足隔震要求,需要进一步进行试验研究。

对于桥梁减隔震理论的研究,就目前收集到的资料来看,国内的研究并不多,也不系统,主要的研究有范立础教授指导的博士研究生,李建中^[48](1996)对桥梁减隔震的优化设计理论进行了研究;王淑波^[49](1997)对减隔震的等效线性化法进行了理论研究,并提出了一种改进的方法;杨新宝^[50](1997)对减隔震技术应用于桥梁的抗震加固作了研究,王志强^[51](2000)对多铅芯橡胶支座与高阻尼橡胶支座作了研究。近两年来,国内在这一领域研究的人员正在增多。目前我国还没有一座桥梁进行过专门的减隔震设计,但一些设计的减隔震支座已在几座桥上使用了,如汕头海湾二桥、南京跨线桥等。

此外,值得一提的是,我国在建筑物方面的减隔震技术发展是走在桥梁的前面的,国内已有一些建筑采用了减隔震技术^[31]。

1.4 隔震结构震害中的经验教训

对于隔震技术,人们最关心是隔震结构在强烈地震作用下的性能究竟如何?遗憾的是大部分隔震结构还没有经历过这种检



验。在新西兰,所有隔震建筑物和桥梁中只有 Rangitike 河上的 Te Teko^{[29][35]}桥经受过一次大的地震考验,这就是 1987 年 3 月发生的里氏 6.37 级,烈度 9 度,震中在大桥以北 9km 处的 Edgecumbe 地震。Te Teko 桥全长 105m,宽 11.4m,共五跨,全部上部结构支承在 20 个直径 508mm,高 179mm 的橡胶支座上,其中只有桥墩处的 16 个橡胶支座中加了铅芯,每个支座承受的竖向荷载约为 150t。大桥南面 11km 处的强震加速度仪所测得的地面水平加速度峰值为 0.33g。竖向加速度为 0.23g。据推测,地震时 Te Teko 桥场地地震加速度在水平方向上有可能超过 0.4g。如此强烈的地面运动使距大桥仅几十米的一个学校和一个旅馆的房屋结构遭到严重破坏,然而该桥采用隔震技术,大大降低上部结构产生的地震力,减轻了震害。桥台的挡块象预期的那样被推开,两岸第一跨桥墩柱底部墩脚处出现局部混凝土破坏,左岸桥台处的一个橡胶垫块滑离原位,累计位移超过 600mm,另一个橡胶支承一边也紧贴外限位圈,有局部轻微挤压破坏。地震后主要修复工作是将滑移的橡胶支座回位和桥台挡块处路面的修复工作。这座大桥是现代隔震技术产生良好抗震性能的一个例证,只是由于该桥另一处的一个标准弹性橡胶支承没有能有效地制止滑动,从而脱离了原来的位置,无法支承桥面,因此桥的减震效果并没有预期的那样理想。

在 1987 年采用隔震技术加固的 Eel River Bridge^[52](美国),上部结构为简支钢桁架。在 1992 年 4 月 25 号加利福尼亚地震中,在 Cape Mendocino Station(距震中 2.5 mile)记录到最大加速度峰值 2g。该桥在这次地震中的抗震性能表现很好,震后完全复位。主跨纵向移动约 200mm,横向移动约 100mm,不巧的是该桥没有放强震仪,没有得到该桥址处的实际加速度记录。在它附近的 Painter Street Overcross,记录到的加速度纵向峰值为 0.55g,横向为 0.39g。

Te Teko 桥及 Eel River Bridge 在地震中的良好表现,使人们对



桥梁结构隔震更有了信心,同时也获得有益的教训和经验。从这次震害中知,为了使隔震方法确实有效,必须使各个环节,如设计、制造和使用隔震结构的人真正负起责任,以保证良好运行,而且更要保护好抗震缝等构造措施。

在美国,1994年1月 Northridge^{[35][53]}地震中,有10所医院受到影响,只有采用了铅芯橡胶支承系统隔震的南加州大学医院能继续工作,这一事实为房屋建筑采用隔震技术提供了强有力的支持。在这所采用了隔震系统的南加州大学医院,强震加速度仪记录到该建筑场地地面加速度峰值为 $0.49g$,建筑物底面的加速度峰值为 $0.38g$,而屋顶的加速度为 $0.21g$,即衰减系数为1.8;与此对照,没有采用隔震但按高标准设计的 Olive View 医院,其地面加速度为 $0.82g$,而顶层加速度为 $2.31g$,放大倍数为2.8。该医院结构虽没有遭受破坏,但因大的加速度引起顶层水管破裂而不得不临时关闭。旧的洛杉矶医院只比南加州大学医院距离震中近1km,却遭受严重破坏,使若干侧厅停业,据统计所需修理费达4亿美元。

在日本,1995年1月阪神大地震中^{[35][54]},震区内有两座隔震建筑均未遭受破坏。其中一座建筑物是邮政省计算中心,主要采用铅芯橡胶支承系统隔震,而由钢阻尼器提供附加阻尼。初步调查结果表明最大地面加速度为 $0.4g$,而第六层的最大加速度为 $0.13g$,其衰减系数为3.1,该计算中心离断层16km,建筑面积4万 m^2 。这次地震中,采用铅芯橡胶支座隔震的6座桥梁也均表现极佳,这些进一步证明了隔震技术的优越性。

很明显,随着隔震结构建成的增多,工程师、建筑师等正在积累其研制、设计和应用隔震装置方面的经验。而且,这些隔震结构将会不断地提供有关在实际地震发生时的资料。这样,发展中的隔震技术可以为减轻世界上的地震危害作出贡献。



1.5 桥梁减隔震设计与传统抗震设计的特点

传统抗震设计主要是依靠结构、构件自身具有的强度、延性、耗能能力来抗震,设计是通过增加结构、构件强度和延性来实现。在该方法中,容许很大的地震力和能量从地面传递给结构,而抗震设计要考虑的问题是如何为结构提供抵抗这种地震力的能力。设计原则是按设防水准和预期性能目标进行全延性、有限延性或弹性体系来设计。设计过程仍是依据地震力进行设计,同时需要对结构允许出现塑性铰的部分进行专门的延性设计。

桥梁减隔震设计是通过引入隔震装置改变结构在地震中的动力响应特性,从而减少地震输入,外加耗能机制作为主要的抗震构件,而以结构构件抗震为辅。在该方法中,基本目的是要大大减小传递到结构上的地震力和能量,其抗震能力是通过延长结构周期,增加耗能能力来实现。表 1.5 对传统结构采用的延性抗震设计、减隔震设计以及结构控制进行了比较,从中可以看出它们的差别。

不同抗震技术的基本机理比较

表 1.5

基本原理	传统结构抗震设计	隔震结构抗震设计	结构控制
降低刚度 延长周期	利用塑性铰来实现 刚度降低	隔震装置来 延长周期	可控制的刚度
增加阻尼	塑性铰的非弹性 变形来增加阻尼	阻尼装置来 增加阻尼	可控制的阻尼

1.6 隔震桥梁实例介绍

(1) 宫川大桥



日本第一座隔震桥梁是静岗县横跨 Keta 河的宫川大桥,完工于 1991 年。桥长为 $32.85 + 39.0 + 32.85\text{m}$ 三跨连续梁桥,钢板型主梁结构,墙式墩,墩高为 11m ,坐落在坚硬场地土上(I类场地),直接基础,见图 1.4、1.5。没有采用隔震技术时,计算的结构顺桥向的基本周期为 0.3s (假定所有支座处为铰接);而经隔震设计的桥梁在第一水准地震作用下顺桥向的基本周期为 0.8s ,在水准二地震作用下基本周期为 1.0s ,顺桥向分析模型见图 1.6。桥的主体结构在横向是受到挡块的约束,顺桥向有 $\pm 150\text{mm}$ 的间隙可供移动,超过这一范围桥台将限制其进一步移动。通过适当选择和布置铅芯橡胶支座,使其将 37.5% 和 12.5% 的总惯性力分配到各个桥墩和桥台上。

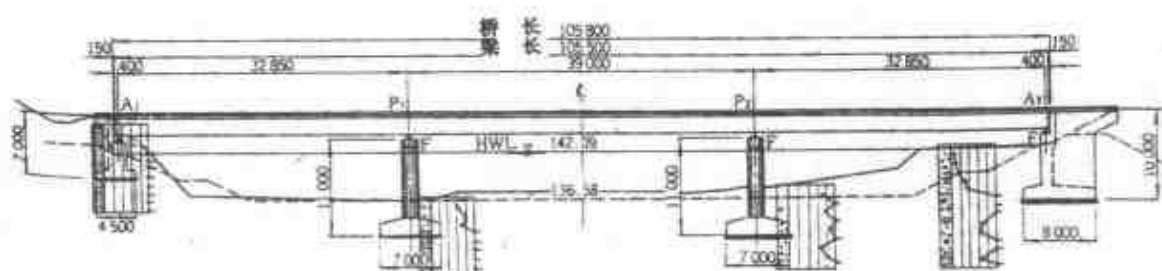


图 1.4 宫川桥立面



图 1.5 日本静冈县宫川桥

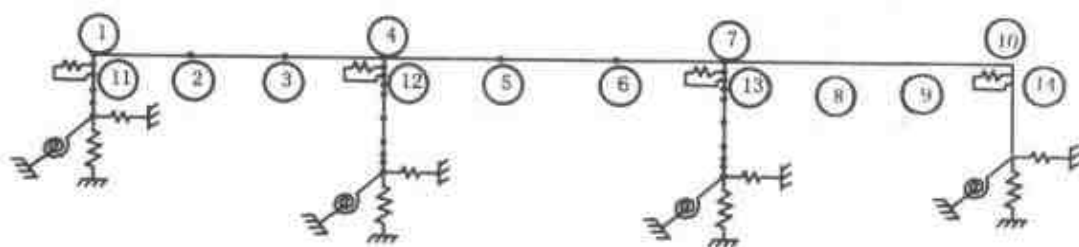


图 1.6 顺桥向分析模型

(2) Sierra Point 高架桥

Sierra Point 高架桥是美国北部第一座进行隔震加固的高架桥。大桥原建于 1957 年,长 188m,宽 35.7m,十跨简支,最大跨径 30.5m,水平向略有弯曲,上部结构为钢板梁混凝土桥面板,下部结构为混凝土排架墩,直径为 0.91m,墩高约为 7.6m,见图 1.7。柱的延性能力和强度均比较低,动力分析表明,在 0.6g 水平加速度的强大设计地震动作用下,该桥将会遭到严重损坏。

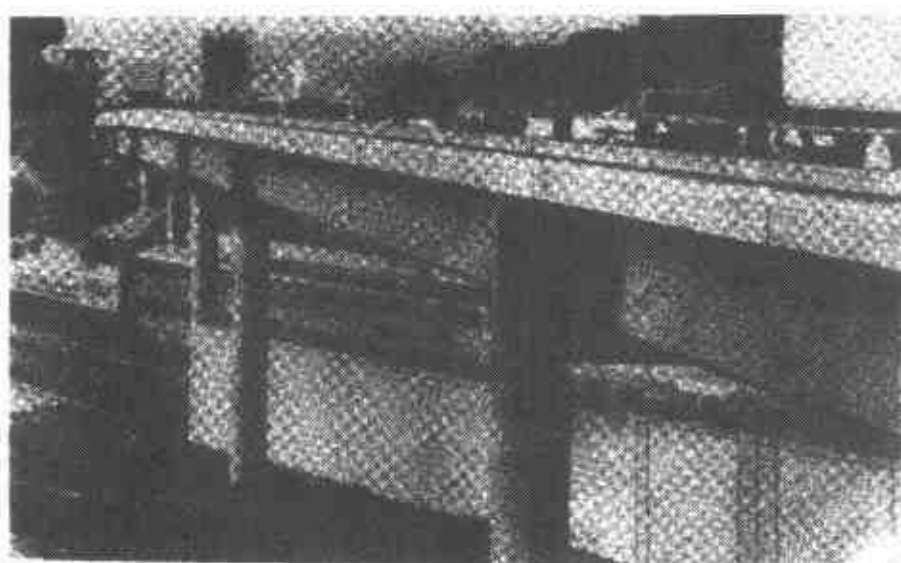


图 1.7 Sierra Point



解决办法是用铅芯橡胶支座替代原有的钢性球铰支座进行隔震加固,即桥墩顶部、桥台处采用铅芯橡胶支座。据计算,在距离该桥 7km 处的圣安德烈斯断层发生里氏 8.3 级地震的情况下,这些支座能延长结构的固有周期,隔震周期为 1.79s,桥墩所受实际弹性力减小到 1/6,柱子保持在弹性范围内,隔震支座的最大变形为 177mm,并采用了限位措施。所有加固工程都是在不中断桥上和桥下正常交通情况下进行的。估计这座大桥在设计地震动大小的地震发生时和刚发生后都能继续使用(遗憾的是在 1989 年 Loma Prieta 地震中没有得到很好的验证,因为那次地震的最大地面加速度只有 $0.09g_0$)

(3) Sexton Creek 桥

Sexton Creek 桥是美国第一座新建的隔震桥,在伊利诺斯 3 号公路上,横跨 Sexton 河,该桥由伊利诺斯桥梁结构运输局设计。主体结构为 3 跨连续组合钢板梁,稍带弯形,支承在墙式墩和座型桥台上,桥主梁截面为 $1.4\text{m} \times 13\text{m}$,跨径分别为 36.6m、47m 和 36.6m,见图 1.8。桥墩和桥台基础为桩基。根据公路桥梁抗震设计标准 AASHTO, Sexton Creek 大桥的抗震标准为:加速度峰值为 $0.2g$ 、III 类场地土。在选择方案之前做了可行性研究,有三个可供选择的方案,见表 1.6。方案一,桥墩、桥台承担温度产生的力基本相同,但地震力主要由桥墩承担;方案二,与方案一刚好相反,地震力主要由桥台承担,这是通过将铅芯橡胶支座仅放在桥台处,桥墩处支座无铅芯来实现的;方案三,桥墩、桥台承担的地震力相同。这三个方案是在总地震力和位移不变的前提下进行选择 and 比较的。从这些分析比较可知,通过调整支座刚度、尺寸、铅芯放置的位置,可以在很宽的范围内调整地震力的分配,使地震力尽量避开强度、延性能力不足的构件。最后选用了方案二,桥台处布置 20 个铅芯橡胶支座,桥墩上布置 20 个无铅芯的橡胶支座,目的是



尽量减轻作用在桥墩上的地震荷载和非地震荷载,因为这里的地基条件较差。通过调整桥墩和桥台上支座的刚度,使作用在桥墩上的地震荷载和风荷载最小,实际弹性基底剪力减小到 $0.13W$ 。

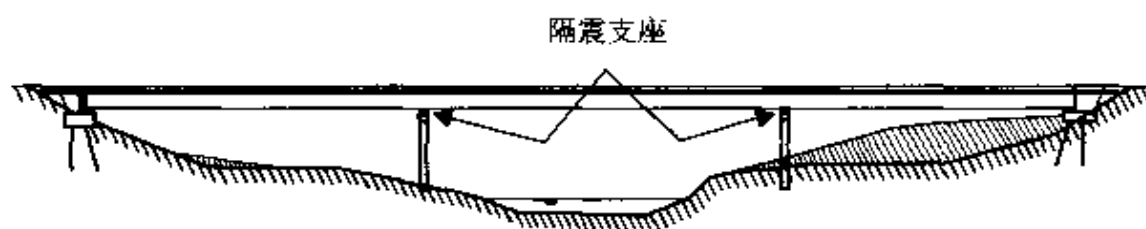


图 1.8 Sexton Creek

Sexton Creek 桥隔震设计方案比较

表 1.6

方 案	1		2		3	
	桥台	桥墩	桥台	桥墩	桥台	桥墩
支座尺寸 (长×宽×高 mm)	桥台均为: $330 \times 330 \times 213$; 桥墩均为: $457 \times 457 \times 213$					
铅芯直径(mm)	50.8	95.3	108	无	95.3	50.8
地震位移(mm)	71					
地震力与上部结构 重量的比值	0.13					
地震力(kN)	255.6	628.0	523.8	359.9	447.6	436.0

参 考 文 献

[1] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动. 北京: 铁道出版社, 1993.

[2] 范立础. 桥梁抗震. 上海: 同济大学出版社, 1997.

[3] 公路工程抗震设计规范(JTJ004—89), 中华人民共和国交通部标准, 1990, 北京.



[4] 铁路工程抗震设计规范(GBJ11—87), 中华人民共和国铁道出版社, 1991, 北京.

[5] 建筑抗震设计规范(GBJ11—89). 北京: 中国建筑工业出版社, 1989.

[6] 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 日本道路協會, 平成 8 年 12 月(1996).

[7] ATC - 32 Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations, Applied Technology Council, Redwood City, 1996.

[8] D., Mitchell, R. Tinawi, R. G., Sexsmith, "Performance of bridges in the 1989 Loma Prieta Earthquake - Lessons for Canadian Designers", Can. J. CIV. ENG., Vol. 18, 1991, Pp. 711 - 734.

[9] K., Kawashima, "Impact of HANSHIN/AWAJI Earthquake on Seismic Design and Seismic Strengthening of Highway Bridges", 土木學會論文集, No556/I-38, 1997, Pp. 1-30.

[10] R. O., Hamburger, "Seismic Design Procedures for the International Building CODE - 2000", Proc. 6th U. S. National Conf. Earthquake Engng., Seattle, CD - ROM, EERI., Oakland, 1998.

[11] H. Krawinkler, "A Few Basic Concepts for Performance Based Seismic Design", Proc. Of 11th WCEE, Paper No. 1633, 1996.

[12] C. Rojahn, A. Whittaker, "A Proposed Framework for Performance - Based Design of New Buildings", Proc. 6th U. S. National Conf. Earthquake Engng., Seattle, CD - ROM, EERI., Oakland, 1998.

[13] V. V., Bertero, "The Need for Multi - level Seismic Design Criteria", Proc. Of 11th WCEE, Paper No. 2120, 1996.

[14] H. Krawinkler, "New Trends In Seismic Design Methodology", 10th European Conference On Earthquake Engineering, Duma



(Ed.) 1995, Balkema, Rotterdam, Pp.821 – 830.

[15] 川島一彦“桥梁の耐震設計と今後の課題”, 桥梁, 1998, 8., Pp50-53.

[16] 大塚久哲, “耐震基準の性能設計化の現状と今後の課題” 桥梁と基礎, 1999, 6, Pp39-43.

[17] M., Aschheim, J., Maffei, E., Black, “Nonlinear Static Procedures and Earthquake Displacement Demands”, Proc. 6th U. S. National Conf. Earthquake Engng., Seattle, CD – ROM, EERI., Oakland, 1998.

[18] G. Faella, “Evaluation of the R/C Structures Seismic Response by means of Nonlinear Static PUSH – OVER Analysis”, Proc. Of 11th WCEE, Paper No. 1146, 1996.

[19] Eurocode 8 Structures in Seismic Region – Design, Part2, Bridges, Draft, 1993.

[20] 刘恢先, “论地震力”, 土木工程学报, Vol. 5, No. 2, 1958.

[21] M. J. N. Priestley, “Myths and Fallacies in Earthquake Engineering – Conflicts between Design and Reality”, Bulletin Of The New Zealand National Society For Earthquake Engineering, Vol. 26, No. 3, 1993, Pp. 329 – 341.

[22] M. J., Kowalsky, M. J. N. Priestley, G. A., Macrae, “Displacement – Based Design of RC Bridge Columns in Seismic Regions”, Earthquake Engineering And Structural Dynamics, Vol. 24, 1995, Pp. 1623 – 1643.

[23] J. P., Moehle, “Displacement – Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes”, Earthquake Spectra, Vol. 8, No. 3, 1992, Pp. 423 – 428.

[24] J. P., Moehle, “Displacement – Based Seismic Design Crite



ria", Proc. Of 11th WCEE, Paper No.2125, 1996.

[25] A., Kiyama, Earthquake Resistant Limit - State Design for Buildings, University of Tokyo Press, 1985.

[26] V.V., Bertero, State - of - the - art Report on: Design Criteria", Proc. Of 11th WCEE, Paper No.2005, 1996.

[27] A., Kiyama, "A Prospect for Future Earthquake Resistant Design", Engng. Struct, Vol.20, No.4 - 6, 1997, Pp447 - 451.

[28] T., Paulay, M. J. N., Priestley, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, New York, 1992.

[29] M.J.N.Priestley, F.Seible, G.M.Calvi, Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley&Sons, Inc., 1996.

[30] H., Bachmann, P., Linde and T., Wenk, "Capacity Design and Nonlinear Dynamic Analysis of Earthquake Resistant Structures", 10th European Conference on Earthquake Engineering, Duma (ed.), Balkema, Rotterdam, 1995, pp. 11 - 20.

[31] 周福霖, 工程结构减震控制. 北京: 地震出版社, 1996.

[32] J. M., Kelly, "Aseismic Base Isolation: Review and Bibliography", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 10, No.3, 1991.

[33] R. I. Skinner, W. H. Robinson, G. H. Mcverry (谢礼立等译). 工程隔震概论. 北京: 地震出版社, 1996.

[34] I. G. Buckle, "Recent Developments In Isolation To Bridges", Seismic Engineering: Research And Practice, Proceedings Of The Sessions Related To Seismic Engineering Of Structures Congress '89, (Ed.) Charles, A. Kircher, And Anil K. Chopra, 1989, Pp789 - 798.

[35] 松尾芳郎, 大石昭雄等. "宫川橋の設計と施工", 橋梁と基礎, Vol.25, No.2, 1991, Pp15 - 22.

[36] 廖顺庠, 吴在辉. "桥梁橡胶支座". 北京: 人民交通出版



社,1988.

[37] 徐风云.“公路桥梁减震支座”.中国抗震防灾论文集,1986.

[38] 范立础、袁万城.“桥梁板式、聚四氟乙烯滑板式橡胶支座的静动力试验研究”.公路工程抗震设计规范专题报告.上海同济大学,1987.

[39] 范立础、袁万城.“桥梁橡胶支座减、隔震性能研究”.同济大学学报,Vol.17, No.4, 1989, Pp.447-455.

[40] 铅芯橡胶支座及其传递桥梁纵向水平力特性的研究.铁道部科学研究院铁道建筑研究所报告,第95~0320号,1995年6月.

[41] 范立础,王志强.“我国桥梁隔震技术的应用”.振动工程学报,Vol.12, No.2, 1999.2, Pp.173-181.

[42] Liao Shu Qiao, Mu Feng, Huang Yun Xia, “Isolation Philosophy Used In China Railway Bridge”, A NEW ADVANCE IN SEISMIC ISOLATION, ENERGY DISSIPATION AND CONTROL OF STRUCTURES (Zhou Fulin, B. F. Spencer, Jr., ED.), 地震出版社,北京,1999.

[43] 胡兆同,刘健新.“桥梁铅销橡胶支座性能的试验研究”.西安:西安公路交通大学学报,Vol.18, NO.2, 1998, Pp.1-4.

[44] 熊世树,李黎,唐家祥.“叠层橡胶隔震器力学性能的试验研究”,工程抗震, No.2, 1998, Pp.20-23.

[45] 李建中.桥梁减震优化设计的研究.上海:同济大学博士学位论文,1995.

[46] 王淑波.大型桥梁抗震反应谱分析理论应用研究.上海:同济大学博士学位论文,1997.

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



[48] 王志强. 隔震桥梁分析方法及设计理论研究, 上海: 同济大学博士论文, 2000.

[49] Dynamic Isolation Systems (INC.) Performance of the EEL River Bridge in the Petrolia Earthquake of April 25 – 26, 1992.

[50] C. K., MEHMET, “Comparison of Northridge Earthquake Responses of a Base – Isolated and a Conventional Hospital Building”, Proc. Of 11th WCEE, Paper No. 25, 1996.

[51] 日本免震构造协会编(叶列平译). 图解隔震结构入门. 北京: 科学技术出版社, 1998.

第二章 减隔震装置力学特性及分析模型

在最近 30 多年来,科研人员和工程师研制并开发出许多类型的隔震装置和耗能装置,并进行了大量的实验研究,有些已较广泛的应用于实际工程结构。目前,仍然有许多研究人员在研制和开发新的减隔震装置。

一个好的隔震系统应能支承结构,同时提供额外的水平柔度和耗能能力。除了延长周期和增加阻尼外,在选择一个隔震系统时,还应从正常使用条件出发,仔细考虑隔震装置其他的一些参数,如:静力荷载下的变形能力、屈服力、超出设计变形后的性能、变形后的自复位能力、竖向刚度等。要想取得较好的隔震性能,关键取决于隔震装置的力学特性。因此,工程设计人员进行隔震结构设计时,掌握隔震装置的力学性能十分重要。下面就国内外目前常用的一些减隔震装置给予简要介绍。

2.1 分层橡胶支座

天然分层橡胶支座的基本构造如图 2.1 所示,是由薄橡胶片与钢板相互交错叠置数层,上下有翼缘,支座平面形状多为圆形或矩形。

分层橡胶支座中心通常为空心孔。从分层橡胶支座的承载能力来考虑,最好是没有该中心孔,但在橡胶支座的硫化过程中,为使从外部加热时在橡胶层内部热分布均匀,保证产品质量,有时设置

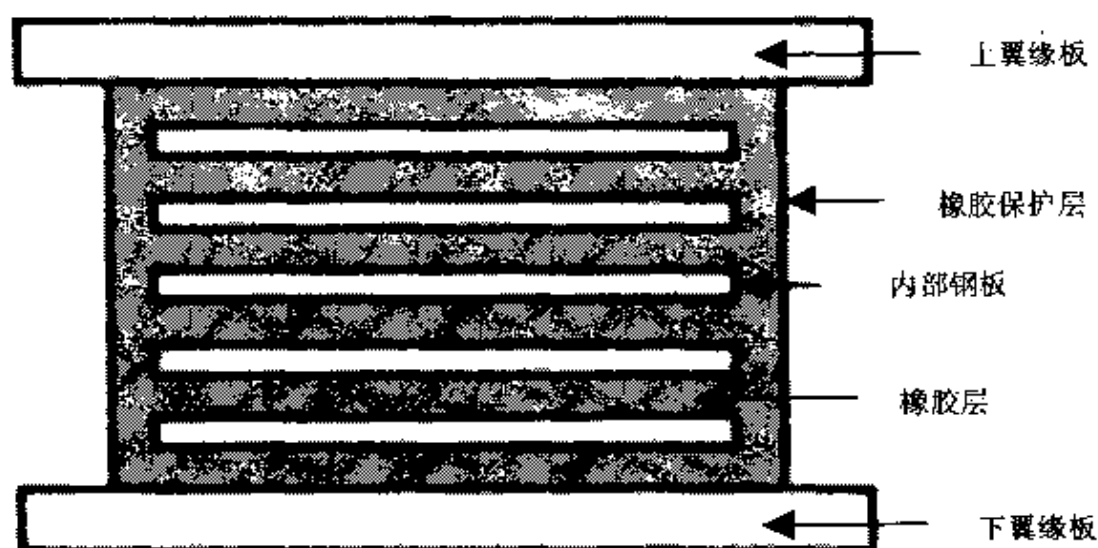


图 2.1 分层橡胶支座的基本构造

该中心孔是必要的。特别在分层支座的尺寸较大时,仅从外部加热,热的传递很不充分。此外,为使分层橡胶支座适应气候的变化,常在支座外部设置保护层,保护层是采用耐候性好的材料制作。

2.1.1 分层橡胶支座的水平刚度

分层橡胶支座的水平刚度(剪切)是指橡胶支座上、下板面产生单位相对位移时所需施加的水平剪力,记为 k_h 。在设计范围内,水平刚度 k_h 受其它因素影响较小,可用下式计算:

$$k_h = \frac{GA}{T_r} (T_r = nt_r \text{ 纯剪切式}) \quad (2.1)$$

式中, G 为橡胶材料的剪切模量, A 为橡胶支座有效水平剪切面积, t_r 为单层橡胶厚度。

在大变形范围内水平刚度的确定,理论上除了考虑由水平力引起的剪切变形外,还需考虑竖向荷载引起的弯曲变形。考虑竖向荷载影响的水平刚度计算公式为^[10]:

$$k_h = \frac{p^2}{2k_b q \tan\left(\frac{qH}{2}\right) - pH} \text{ (压弯模式)} \quad (2.2)$$



式中:

$$q = \sqrt{\frac{p}{k_b} \left(1 + \frac{p}{k_s} \right)} \quad (2.3)$$

$$k_s = GAH/T_r, k_b = E_{bv}IH/T_r,$$

$$E_{bv} = \frac{E_v E_b}{E_v + E_b}, E_b = E \left(1 + \frac{2}{3} \kappa S_1^2 \right) \quad (2.4)$$

$$S_1 = \frac{\text{承压面积}}{\text{自由表面积}}, S_1 = \frac{D}{4t_r} (\text{圆形支座}),$$

$$S_1 = \frac{LB}{2t_r(L+B)} (\text{矩形支座}) \quad (2.5)$$

式中, p 为橡胶支座上的竖向荷载, $H = T_r + T_s$, T_r 为分层橡胶层总厚度, T_s 为分层钢板总厚度, I 为支座截面惯性矩, S_1 为橡胶支座第一形状系数, 其计算公式为 2.5, D 为圆形支座的直径, L 、 B 为矩形支座的长与宽; E 为橡胶材料标准弹性模量, E_v 体积约束弹性模量, κ 为橡胶材料硬度修正系数, 可参考表 2.1, 图 2.2 给出水平刚度 k_h 与橡胶直径 D 的比值和面压 σ 的关系。

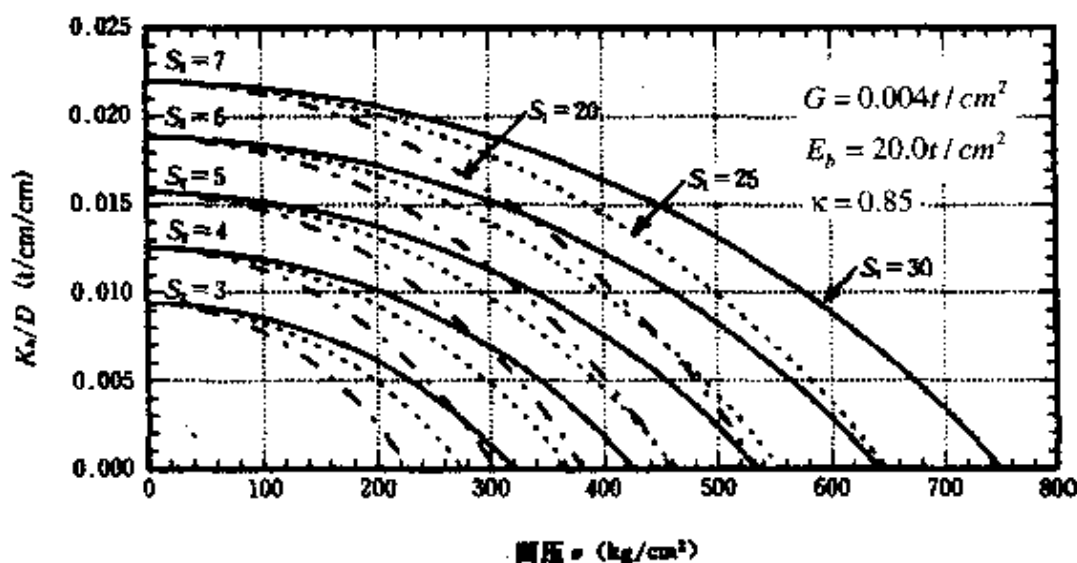


图 2.2 k_h/D 与面压 σ 的关系



橡胶材料力学参数[英国标准及 Lindley]

表 2.1

邵氏硬度	标准弹性模量	标准剪切模量	体积约束弹性模量	硬度修正系数
($\pm 2 \sim \pm 4$)	$E(\text{kg/cm}^2)$	$G(\text{kg/cm}^2)$	(kg/cm^2)	κ
35		3.9	2.04×10^4	
40		4.6	2.04×10^4	
45	18.4	5.4	2.07×10^4	0.80
50	22.4	6.4	2.10×10^4	0.73
55	33.2	7.7	2.13×10^4	0.64
60	45.4	9.1	2.16×10^4	0.57
65	59.7	10.6	2.19×10^4	0.54
70		12.5	2.22×10^4	
75		14.5	2.26×10^4	

影响分层橡胶支座水平刚度的因素有：

- 橡胶材料的力学性能(如：硬度、 E 、 G 等)，随 E 、 G 增大而增大；
- 分层橡胶支座的形状系数 S_1 影响较小；
- 竖向荷载(轴压应力 σ)： k_h 随轴压应力 σ 的增大而降低，当轴压应力不大时，对 k_h 的影响较小，可忽略；
- 剪切变形的影响：分层橡胶支座的水平刚度 k_h 随着剪切应变 γ 的增大而降低，但剪切应变很大时， k_h 又有所提高。当橡



胶支座承受轴压应力 σ 越小时,水平刚度 k_h 受剪切应变的影响就越小;橡胶支座水平刚度 k_h 随着剪切应变的增大而变化的一般规律是当水平剪切变形很小时,水平刚度较大,当水平剪切变形较大时,水平刚度较小,当剪切变形继续增大时,(如: $\gamma > 300\%$) 水平刚度又有增大的趋势。

● 水平反复循环次数的影响, k_h 随循环次数增加略有降低,但无明显影响;

● 水平反复加载频率 ω 的影响,随 ω 的增加 k_h 略有增加,但极为微小;

● 温度的影响,随温度升高而降低,但随 γ 的不同,影响程度也不同;

2.1.2 分层橡胶支座的竖向刚度

分层橡胶支座的竖向刚度是指橡胶支座产生单位竖向位移所需施加的竖向力。

$$k_V = \frac{p}{\delta_v} \quad (2.6)$$

式中, δ_v 是分层橡胶支座竖向压缩变形, p 分层橡胶支座竖向压力。计算公式为:

$$k_V = E_{cV} \frac{A_c}{T_r} \quad (2.7)$$

$$E_{cV} = \frac{E_c E_v}{E_c + E_v} \quad (2.8)$$

$$E_c = E(1 + 2\kappa S_1^2) \quad (2.9)$$

$$k_V = E_{cV} \frac{\pi D}{4} S_2 \quad (2.10)$$

式中, k_V 为分层橡胶支座竖向刚度, A_c 有效受压面积, $T_r = nt_r$, E_v



体积约束弹性模量, E_c 压缩弹性模量, E 为橡胶材料标准弹性模量, S_1 为分层橡胶支座第一形状系数, S_2 为分层橡胶支座第二形状系数, $S_2 = \frac{D}{n t_r} = \frac{D}{T_r}$, κ 为橡胶材料硬度修正系数, D 为支座有效受压圆截面直径。

图 2.3 给出橡胶支座竖向刚度 k_V 与橡胶直径 D 的比值 k_V/D 和 S_1 形状系数的关系。

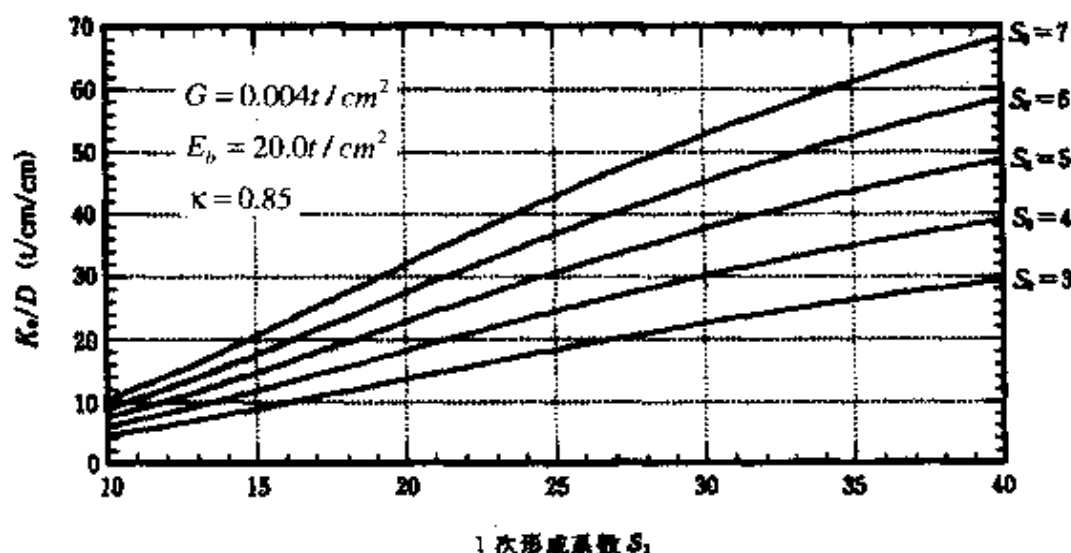


图 2.3 k_V/D 与 S_1 形状系数的关系

分层橡胶支座竖向刚度的合理取值对隔震结构的意义如下:

- 使上部结构在正常荷载下不出现过大的竖向变形;
- 合理确定隔震结构的竖向自振周期,以避免地震(或其他振动)时出现共振效应;

分层橡胶支座竖向刚度受到诸多因素的影响,主要有:

- 橡胶材料力学性能的影响:如:硬度及标准弹性模量 E , 两者越大,竖向刚度也越大;
- 形状系数的影响:竖向刚度随第一形状系数的增大而提



高,几乎成正比例关系;

● 竖向轴压应力:分层橡胶支座竖向刚度随竖向轴压应力的增大而提高;

● 水平剪切变形:分层橡胶支座竖向刚度随着水平剪切变形的增大而降低。

2.1.3 分层橡胶支座竖向位移的计算

分层橡胶支座竖向位移通常由竖向荷载产生的压缩位移和橡胶支座剪切变形时产生的几何下沉位移叠加而成,它对隔震层的构造设计有重要意义。

$$\delta_v = \delta_{v1} + \delta_{v2} \quad (2.11)$$

式中: δ_{v1} ——分层橡胶支座由于承受竖向荷载产生的压缩变形;

δ_{v2} ——分层橡胶支座由于水平剪切变形产生的几何下沉位移,一般由足尺试验测定,图 2.4、2.5 给出实际分层橡胶支座竖向位移、 δ_{v1} 、 δ_{v2} 的试验测试结果。

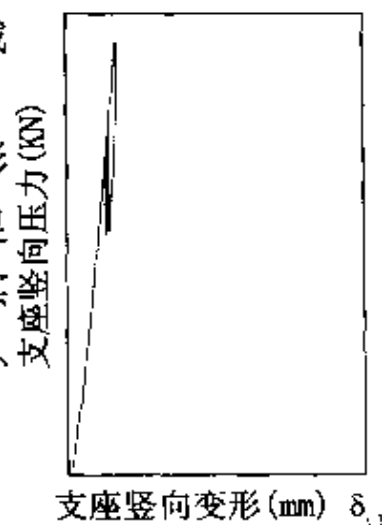


图 2.4 竖向位移 δ_{v1} 与竖向荷载的关系

2.1.4 分层橡胶支座的轴压承载力

分层橡胶支座在无任何水平变位情况下的竖向承载力通常由两种极限状态控制,一种是在轴压荷载作用下,支座被压坏,如夹层钢板断裂等;另一种是橡胶支座发生屈曲失稳,橡胶支座的极限压应力由二者中较小的一个控制。

对应于支座压坏情况的橡胶支座极限压应力计算公式^[7]:

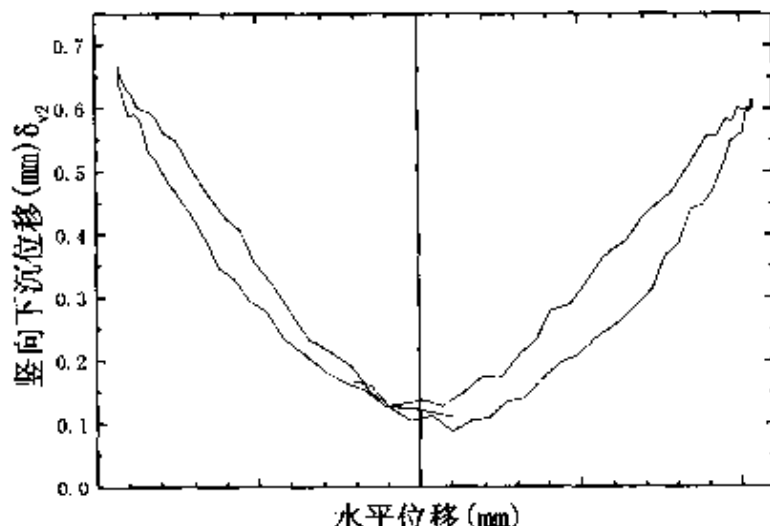


图 2.5 由于剪切变形产生竖向位移 δ_v 的实测试验

$$\sigma_{V, \max} = \sigma_y \left[0.3 \left(\frac{t_s}{t_r} \right)^3 - 0.69 \left(\frac{t_s}{t_r} \right)^2 + 0.83 \left(\frac{t_s}{t_r} \right) \right] \sqrt[3]{\frac{S_1}{15}} \quad (2.12)$$

式中, t_s 为分层钢板厚度, t_r 为分层橡胶厚度, S_1 为第一形状系数, σ_y 为分层钢板抗拉屈服强度。从已有的一些试验结果表明, 实际工程中使用的橡胶支座在确保橡胶层与钢板紧密粘结, 并且 $S_1 \geq 15$, $S_2 \geq 3$ 条件下, 极限压应力一般可达 95 ~ 120MPa。

对应于支座失稳破坏情况, 按照类似于弹性柱压曲理论, 考虑支座的弯曲与剪切变形, 可计算橡胶支座的临界屈曲荷载 P_{crit} 为^[1]:

$$P_{crit} = \frac{-P_S + \sqrt{P_S^2 + 4P_S P_E}}{2} \quad (2.13)$$

式中, $P_S = GA \frac{H}{T_r}$, $P_E = \pi^2 \frac{EI_s}{H^2}$, $EI_s = E_c \left(\frac{1}{3} \right) I \frac{H}{T_r}$, $E_c = 6GS_1^2$ 。

对于实际工程中应用的橡胶支座, 第一形状系数 $S_1 \geq 5$, $P_E \gg$



P_S , 进而压屈荷载可进一步近似为:

$$P_{crit} = (P_S P_E)^{1/2} \quad (2.14)$$

即:

$$P_{crit} = \left\{ \left(GA \frac{H}{T_r} \right)^{1/2} \left(\frac{\pi^2}{H^2} \frac{1}{3} 6GS_1^2 Ar^2 \frac{H}{T_r} \right)^{1/2} \right\} = \frac{\sqrt{2\pi GAS_1} r}{T_r} \quad (2.15)$$

其中, $r = \sqrt{I/A}$ 。

2.1.5 橡胶支座最大水平变形能力

当橡胶支座的水平剪切应变不断增大, 其核心受压有效面积不断减小, 在加上 $P-\delta$ 效应的影响, 其竖向承载力会有所降低。因此, 分层橡胶支座的最大水平变形能力是由两种破坏情况中的最小值来确定, 即支座在承受竖向荷载的同时, 由水平剪应变引起橡胶层的断裂破坏; 或由 $P-\delta$ 效应引起竖向刚度降低、导致丧失承受竖向荷载能力而破坏来确定。

从原理上看, 支座在同时承受竖向荷载情况下, 其最大水平变形能力的极限值可以通过复杂的非线性分析方法求得, 但因这种方法过于复杂, 比较有效的办法是通过试验加以确定。目前有两种简化的方法来近似计算橡胶支座在承受竖向荷载作用的最大水平变形能力, 方法一是假设最大变形能力是当支座水平刚度为零时对应的值, 计算方法是当轴压荷载在有效受压面积产生的压应力达到极限压应力值即认为支座水平刚度为零; 方法二是假设在无水平变形情况下橡胶支座临界屈曲荷载公式中的支座面积 A 用发生水平剪切变形时有效受压面积 A_r 代替。

对于边长为 B 的方形橡胶支座, 依据上述两种假设计算的最大水平变形能力分别为^[1]:



$$\frac{D_{crit}}{B} = 1 - \frac{p}{p_{crit}} \quad (\text{方法一}) \quad (2.16)$$

$$\frac{D_{crit}}{B} = 1 - \left(\frac{p}{p_{crit}} \right)^2 \quad (\text{方法二}) \quad (2.17)$$

当受压荷载 P 接近 P_{crit} 时,两种方法给出的结果比较接近。但实际应用情况是 $P < P_{crit}$ 。因此,两个公式给出的结果存在较大差异。通过一系列试验研究表明,方法一给出的结果过于保守,尽管方法二给出的结果也有些保守,但在实际工程应用范围内,给出的计算结果还是比较准确的。

对于圆形橡胶支座,依据方法二给出的支座最大水平变形能力计算公式为:

$$\frac{D_{crit}}{\phi} = 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{3\pi}{4} \right)^{2/3} \left(\frac{P}{P_{crit}} \right)^{4/3} \quad (0 \leq \frac{P}{P_{crit}} \leq 0.3) \quad (2.18)$$

$$\frac{D_{crit}}{\phi} = \frac{\pi}{4} \left[1 - \left(\frac{P}{P_{crit}} \right)^2 \right] \quad (0.3 < \frac{P}{P_{crit}} \leq 1.0) \quad (2.19)$$

2.1.6 橡胶支座的滚翻失稳(Rollout Stability)

一个隔震支座,在设计荷载下尽管不会发生屈曲失稳等破坏,但如果支座仅通过剪力键与上部结构和基础连接,而支座不承受拉力,则也可能经历另外一种失稳形式——滚翻失稳。在最初橡胶隔震支座的应用过程中,感觉到不应该使橡胶支座受拉,因此,支座是通过采用剪力键与上部结构及基础连接的,而不是通过螺栓连接。这种连接方式,当支座发生较大水平剪切变形时,在竖向荷载作用下就可能发生滚翻失稳,见图 2.6a)。从图中可知,当由支座水平剪力 F_H 产生的弯矩与竖向荷载产生的弯矩相等时,就达到了极限,即:

$$p(b - \delta_{max}) = hF_H \quad (2.20)$$

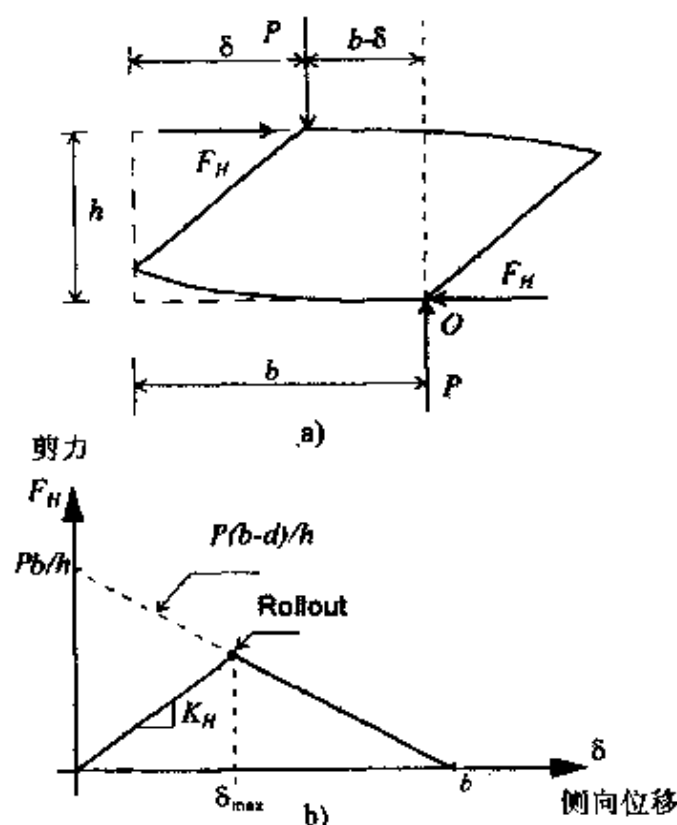


图 2.6 剪力键连接方式下滚翻失稳力学机理

式中, b 为支座长度(如果是圆形支座,则为直径 ϕ), 支座水平剪力 F_H 与水平位移 δ 的关系见图 2.6b)。如果令 $F_H = k_H \delta$, 则:

$$\frac{\delta_{\max}}{b} = \frac{P}{P + k_H h} \quad (2.21)$$

用 GA/T_r 代替 k_H , 压应力 $\sigma = p/A$, 则有:

$$\frac{\delta_{\max}}{b} = \frac{1}{1 + \frac{G}{\sigma} \cdot \frac{h}{T_r}} \quad (2.22)$$

对于典型的橡胶隔震支座, 剪切模量 $G = 0.83 \text{ MPa}$, $\sigma = 8.0$



MPa, 且设 $H = 1.2 T_r$, 则有:

$$\frac{\delta_{max}}{b} = 0.89 \quad (2.23)$$

这也就是说, 当该支座水平位移小于 89% 支座平面尺寸 b , 可以认为该橡胶支座不会发生滚翻失稳破坏。反过来说, 如果支座通过螺栓与上部结构、基础连接, 在支座水平位移超过该值之前, 支座中不会产生很大的拉应力。近年来, 橡胶隔震支座的试验研究表明, 橡胶支座可以承受一定的拉应力。因此, 目前橡胶隔震支座更常采用的是螺栓连接方式, 而不是仅靠剪力键连接。

此外, 橡胶支座在变形过程中消耗能量, 提供了阻尼, 这种阻尼主要取决于橡胶层变形的速度。以天然橡胶为主要材料制作的支座, 典型的阻尼系数范围为临界阻尼比的 5% ~ 10%。

在桥梁结构中, 一般不允许橡胶支座处于受拉状态, 这是由橡胶支座的受拉性能很弱决定的。橡胶支座受拉承载力是通过钢板与橡胶层的紧密粘结来保证的, 其拉伸破坏过程分为三个阶段: 弹性拉伸阶段, $\sigma_{n1} = 0 \sim 2\text{MPa}$; 非弹性拉伸阶段, $\sigma_{n1} = 2 \sim 5\text{MPa}$; 拉伸破坏, $\sigma_{n1} = 5 \sim 8\text{MPa}$ 。

2.2 铅芯橡胶支座 (Lead Rubber Bearings)

分层橡胶支座的主要缺点是阻尼很小, 有时在较低水平力作用下 (如制动力等), 由于支座较柔, 支座变形也可能较大。如果在分层橡胶支座中插入铅芯, 则可得到一个紧凑的隔震装置, 铅芯提供了地震下的耗能和静力荷载下所必须的屈服强度与刚度, 在较低水平力作用下, 因具有较高的初始刚度, 其变形很小, 在地震作用下, 由于铅芯的屈服, 一方面消耗地震能量, 另一方面, 刚度降低, 达到延长结构周期的目的。因而满足一个良好隔震系统所应



具备的要求,图 2.7 给出铅芯橡胶支座的构造示意图。

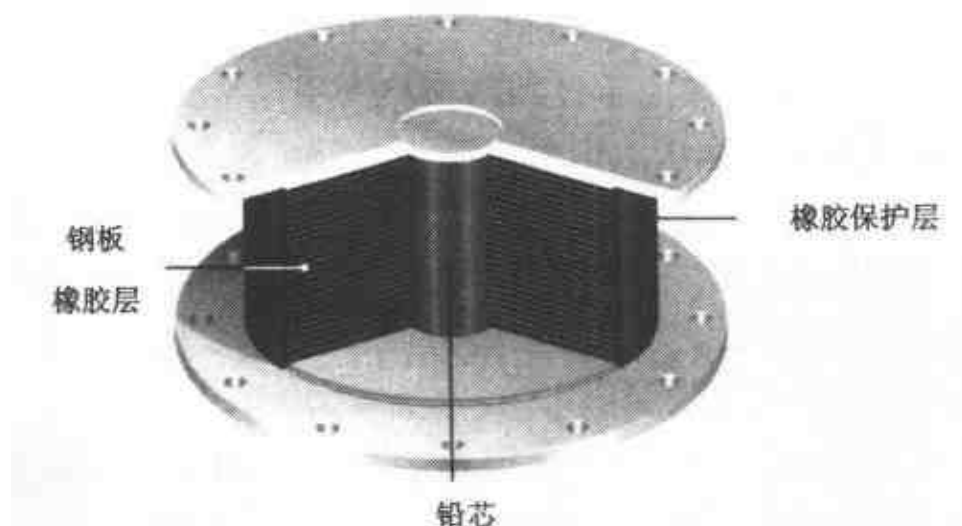


图 2.7 铅芯橡胶支座

铅芯具有良好的力学特性,能与分层橡胶支座较好的结合,使其成为一种比较合适的减隔震材料。其具有较低的屈服剪力[约 10MPa],具有足够高的初始剪切刚度[G 近似为 130MPa],性能为理想弹塑性且对于塑性循环具有很好的耐疲劳性能。此外,易于得到纯度较高的铅(99.99%),使其力学性能比较可靠,图 2.8 给出铅芯橡胶支座的滞回曲线图。

铅芯橡胶支座尽管早在 60 年代末就已被发明并在工程实际应用中广泛采用,但关于其力学分析模型及设计参数的准确确定目前仍没有很好解决。这可以从国外关于铅芯橡胶支座力学参数的条文规定或相关文献中可知。尽管我国在一些隔震建筑中已采用了铅芯橡胶支座,但国内对铅芯橡胶支座的力学模型及设计参数还没有明确的条文规定。下面就国内外关于铅芯橡胶支座的力学分析模型及设计参数研究给予简要介绍,供设计人员参考。

根据设计中采用的分析方法的不同,铅芯橡胶支座的分析模型可分为两大类,等效线性化模型和非线性分析模型,等效线性化

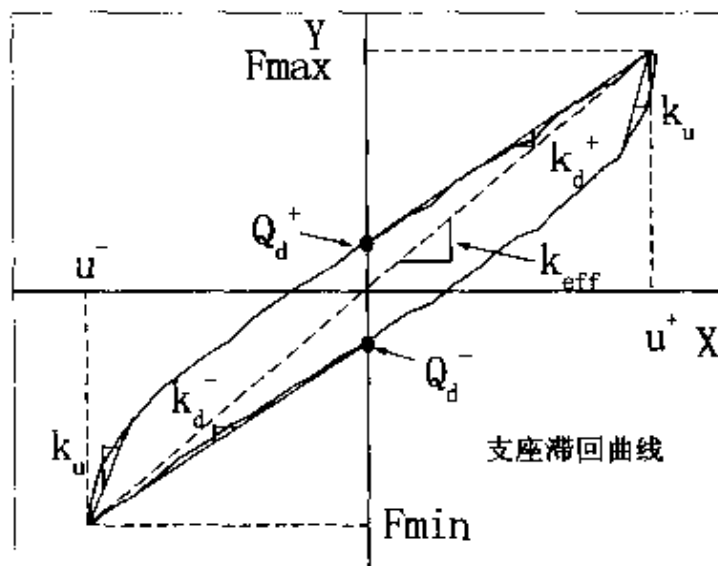


图 2.8 铅芯橡胶支座滞回曲线

模型就是将实际非线性模型用一个近似的线性模型来描述,进而可以利用线性模型的特性以用于结构的响应分析。它主要用于弹性反应谱分析法中,力学参数有两个,等效线性刚度和等效阻尼比。非线性分析模型主要用于非线性静力分析或非线性动力时程分析中,两种分析模型中涉及的设计参数均是通过试验研究来建立的。

2.2.1 铅芯橡胶支座等效线性化模型

关于铅芯橡胶支座等效线性化模型的建立,日本桥梁免震设计条例^[2]、美国桥梁隔震设计准则^[3]、台湾学者 J. S. Hwang^[4]、新西兰学者 W. H. Robinson^[5]等通过研究,基于双线性滞回模型分别给出等效线性化分析模型的两个设计参数,等效刚度、等效阻尼比的计算公式分别为:

(1) 日本规范建议的等效刚度、等效阻尼比计算公式

$$k_B = \frac{A_R G \gamma_e}{u_{Be}} + \frac{A_p q}{u_{Be}} \quad (2.24)$$



$$h_B = \frac{2Q_d \left\{ u_{Be} + \frac{Q_d}{(k_2 - k_1)} \right\}}{\pi u_{Be} (Q_d + u_{Be} k_2)} \quad (2.25)$$

其中,初始刚度为 $k_1 = 6.5k_2$, 屈服后刚度为 $k_2 = \frac{F - Q_d}{u_{Be}}$, A_R 为橡胶承压面积(钢板面积减去铅芯面积), A_p 为铅芯截面积, G 为橡胶剪切模量(0.8~1.2), γ_e 为橡胶中的有效剪应变: $\gamma_e = \frac{u_{Be}}{\sum t_r}$, u_{Be} 为有效设计位移, Q_d 为支座特征强度, q (单位: kgf/cm^2) 为铅芯中产生的剪应力:

$$q = \begin{cases} -283.6\gamma^2 + 183.8\gamma + 85.0 & (0 \leq \gamma \leq 0.5) \\ 28.3\gamma^2 - 128.1\gamma + 163.0 & (0.5 < \gamma \leq 2.0) \\ 20 & (2.0 < \gamma \leq 2.5) \end{cases} \quad (2.26)$$

(2) 美国 AASHTO 规范建议的等效刚度、等效阻尼比计算公式

$$K_{eff} = \frac{F_m^+ - F_m^-}{Sd_0 - Sd_0} = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} k_u \quad (2.27)$$

$$\xi_{eff} - \xi_0 = \frac{2(1 - \alpha)(\mu - 1)}{\pi\mu[1 + \alpha(\mu - 1)]} \quad (2.28)$$

其中, μ 为延性比, k_u 为初始弹性刚度, ξ_0 为结构自身的阻尼比, 通常取值为 5%。

(3) J. S. Hwang 建议的等效刚度、等效阻尼比计算公式

$$\xi_e - \xi_0 = \frac{2(1 - \alpha) \left(1 - \frac{1}{\mu}\right) \mu^{0.58}}{\pi(1 + \alpha(\mu - 1))(6 - 10\alpha)} \quad (2.29)$$

$$\frac{K_{eff}}{k_u} = \left[\frac{\mu}{1 + \alpha(\mu - 1)} \right]^{-1} \left(1 - 0.737 \frac{\mu - 1}{\mu^2} \right)^{-2} \quad (2.30)$$

其中, μ 为延性比, k_u 为初始弹性刚度。该方法是基于双线性滞



回特性的单自由度振子模型建立的,硬化比 α 限于 0.2,该方法两个经验公式在小延性比范围内误差较大。

(4) W. H. Robinson 建议的等效刚度、等效阻尼比计算公式

W. H. Robinson^[5]则建议将铅芯支座等效线性化模型中的等效刚度 k_{eff} 定义为橡胶支承的剪切刚度 $k(\gamma)$,而不是根据双线性模型的对角线来定义,其等效阻尼比为:

$$\xi_{eff} = \frac{\Delta\omega}{\pi(k(\gamma)X_{max}^2)} \quad (2.31)$$

其中, X_{max} 为对应于支座发生的最大变形。

2.2.2 铅芯橡胶隔震支座的非线性分析模型

对于铅芯橡胶隔震支座的非线性分析模型,日本、新西兰规范均建议采用双线性模型,但其具体参数却不同。

(1) 日本桥梁免震设计条例^[2]给出根据试验结果建立的公式为:

$$k_u = 6.5 k_d \quad (2.32)$$

$$k_d = \frac{F - Q_d}{u_{Be}} \quad (2.33)$$

$$F = A_R G \gamma + A_p q \quad (2.34)$$

$$Q_d = A_p q_0 \quad (2.35)$$

其中, $q_0 = 85.0(\text{kgf}/\text{cm}^2)$, 对应于剪应变 $\gamma = 0$ 时铅芯的剪应力, q 是铅芯剪应力,其值为(单位: kgf/cm^2):

$$q = \begin{cases} -283.6\gamma^2 + 183.8\gamma + 85.0 & (0 \leq \gamma \leq 0.5) \\ 28.3\gamma^2 - 128.1\gamma + 163.0 & (0.5 < \gamma \leq 2.0) \\ 20 & (2.0 < \gamma \leq 2.5) \end{cases} \quad (2.36)$$

(2) 新西兰 MWD CDP818/A(1981)^[6]给出铅芯橡胶隔震支座



的非线性分析模型公式为;

$$k_d = k_r \left(1 + \frac{12A_p}{A_r} \right) \quad (2.37)$$

$$k_r = k_s \left(\frac{A_r}{A_g} \right) \quad (2.38)$$

$$k_u = 6.5 k_d \quad (2.39)$$

屈服强度为:

$$F_y = 7.06 \times 10^{-3} D^2 \quad (2.40)$$

其中, A_p 为铅芯截面积, A_r 为支座扣除铅芯的面积, A_g 为支座面积, D 为铅芯直径, $k_s = \frac{GA_g}{\sum t_r}$ 。

(3) 铅芯橡胶支座试验研究

比较日本和新西兰规范对铅芯橡胶支座分析模型的规定可知,日本隔震条例给出双线性分析模型的三个参数 k_d 、 k_u 、 Q_d (或 F_y) 中, k_d 、 k_u 随支座剪应变变化而变化,但其特征强度 Q_d 是常数。而新西兰 MWD CDP818/A^[19] 给出的双线性分析模型为其三个参数与支座剪应变无关,是常数,前者有时称为修正双线性模型,后者为双线性模型。尽管日本桥梁免震条例采用的是修正双线性分析模型,但对于经历大变形后的小变形情况,其不再产生耗能,这与试验结果不符。国内一些学者和研究人员也在这方面进行了大量研究^{[7][8]},下面给出同济大学有关铅芯橡胶支座的一些试验研究结果。见图 2.9~2.14,从中可知,铅芯橡胶隔震支座的三个参数均随支座剪切应变变化而变化。

图 2.9、2.10、2.11、2.12、2.13、2.14 分别给出单铅芯、三铅芯橡胶隔震支座等效水平剪切刚度 k_{eff} 、等效阻尼比 ξ_{eff} 、屈服后刚度 k_d 、特征强度 Q_d 、初始弹性刚度 k_u 以及硬化比 α 与支座水平剪应变的关系曲线图。

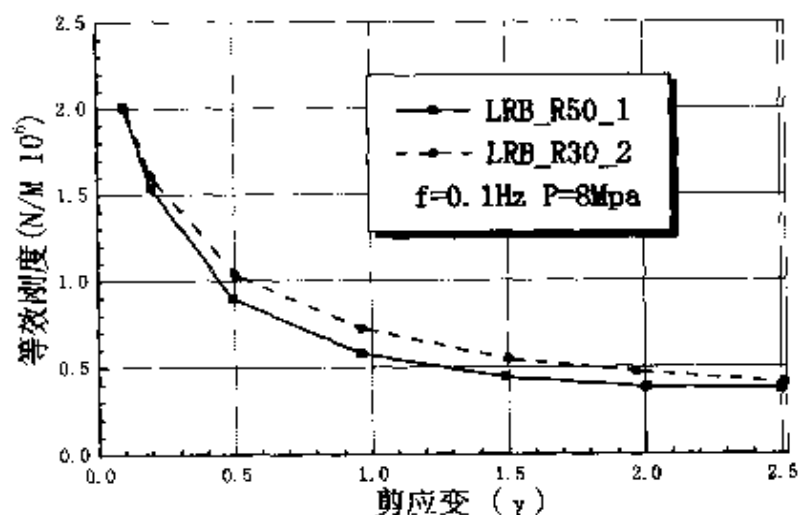


图 2.9 等效刚度与水平剪切应变关系

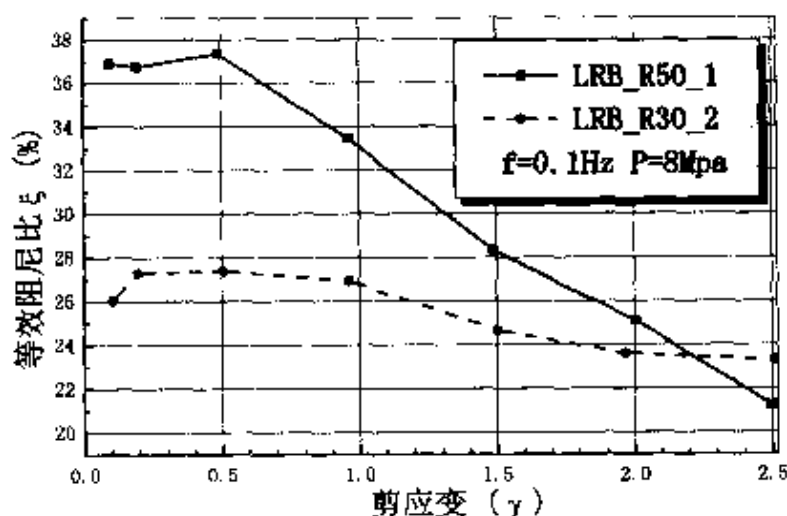


图 2.10 等效阻尼比与剪切应变关系

从图中可知, k_{eff} 、 k_u 、 k_d 均随剪切应变增加而降低, 其中 k_{eff} 、 k_d 在水平剪切应变大于 50% 后, 随水平剪切应变增加, 其值变化趋于缓慢。特征强度 Q_d 则随剪切应变的增加而增大, 在小应变范围, Q_d 增加的较快, 在大应变范围增加相对缓慢一些。屈服后刚度与初始刚度的比值, 即硬化比 α 随剪切应变的变化, 其值大部分介于 4~10 之间, 近似为常数; 等效阻尼比 ξ_{eff} 随剪应变的增加而降低。因此, 双线性分析模型也与试验结果不完全相符。

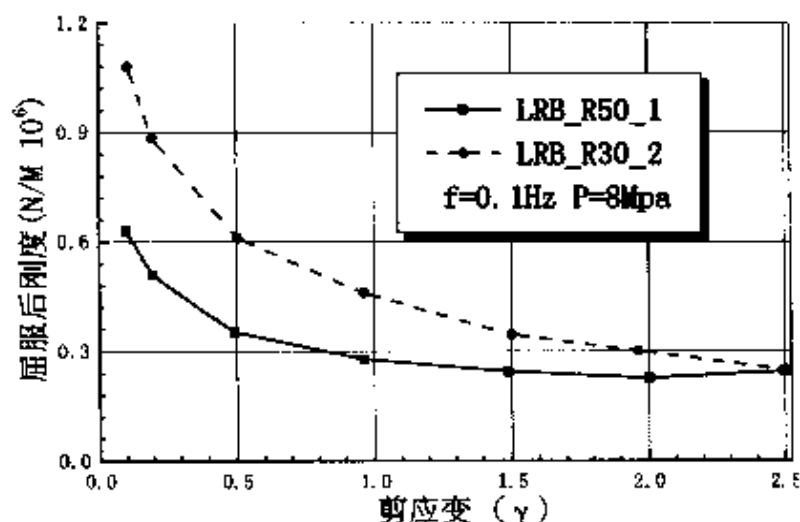


图 2.11 屈服后刚度与水平剪切应变关系

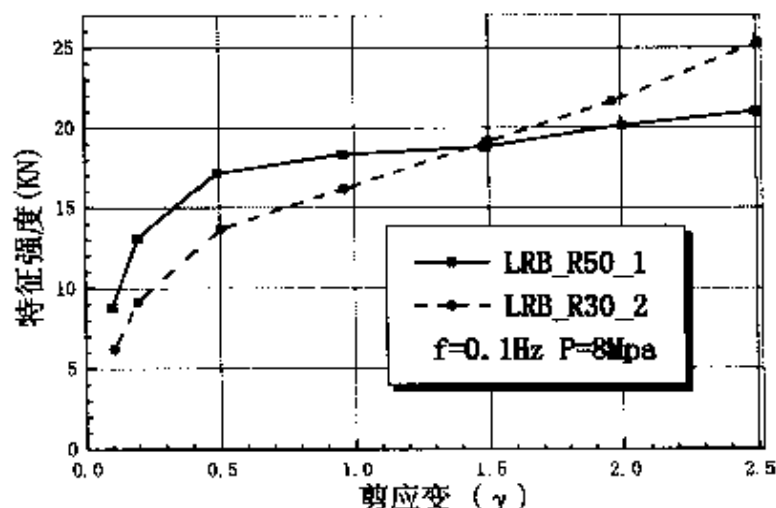


图 2.12 特征强度与水平剪切应变关系

关于铅芯橡胶支座准确的分析模型,还没有统一的定论。目前可以借鉴日本桥梁免震设计条例中给出的有关公式进行铅芯橡胶支座的设计。此外,我国相关机构应根据国内厂家的产品遵照隔震支座的检测标准对铅芯橡胶支座进行一系列的试验,进而为我国规范关于铅芯橡胶支座分析模型及设计参数的制定提供可靠的试验依据。

(4) 铅芯橡胶支座静力性能

铅芯橡胶支座在通常使用条件下的一些力学特性,国内外的

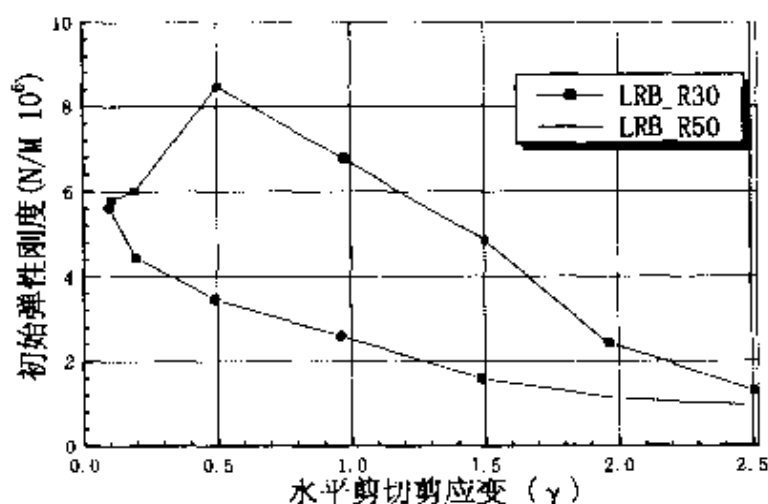


图 2.13 初始弹性刚度与水平剪切应变关系

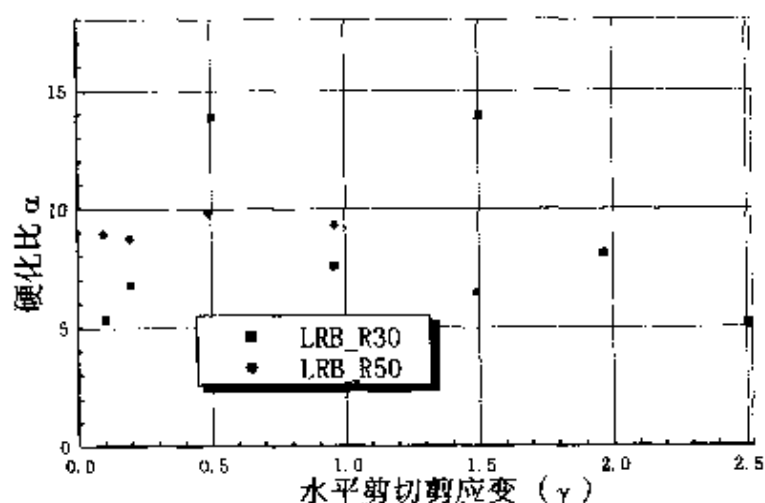


图 2.14 硬化比与水平剪切应变关系

学者也进行了研究。研究表明,当铅芯橡胶支座应变速率为 $3 \times 10^{-4} \sim 10s^{-1}$ 时,铅芯橡胶支座的速率依赖性很小,应变速率每增加 10 倍,引起力增加只有 8%,应变速率低于 $3 \times 10^{-4} \sim 10s^{-1}$ 时,剪应力对蠕变速率的依赖性较大,速率每变化 10 倍,剪力将变化 40%。

日本桥梁免震设计条例中就铅芯橡胶支座在由蠕变、收缩、温度变化等引起的的支座反力计算中给出的公式为:

$$F_s = 0.2Q_d + k_B u_s \quad (2.41)$$



其中, $k_B = A_R \frac{G}{\sum t_r}$, u_s 为侧向变形。图 2.15 给出铅芯橡胶支座在地震作用与正常运营条件下由温度、制动力等产生支座抗力的比较示意图。从中可知, 尽管因铅芯的存在, 其初始刚度很大, 但对于由温度、徐变等蠕变变形引起支座的抗力还是比较低的, 这为铅芯橡胶支座在长跨连续梁桥中的应用提供了条件。

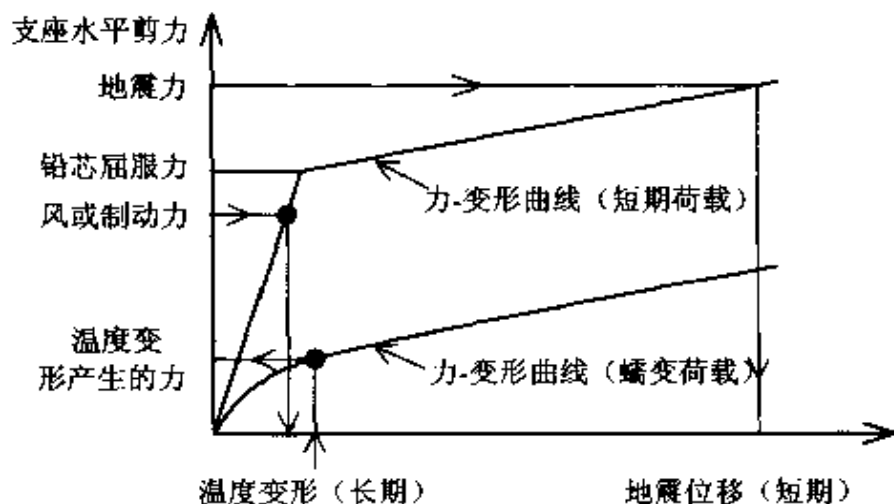


图 2.15 铅芯橡胶支座在不同荷载作用下的抗力比较

此外, 为了保证铅芯橡胶支座正常的力学特性, 对铅芯橡胶支座中铅芯的构造尺寸也有要求, 即:

$$1.25 \leq \frac{H_p}{d_p} \leq 5.0 \quad (2.42)$$

式中, H_p 为铅芯有效高度, d_p 为铅芯直径。这是因为, 如果铅芯高度过大, 分层橡胶对铅芯的约束就变弱, 另一方面, 如果铅芯高度太小, 铅芯的变形周边象球面, 在这两种情况下, 铅芯橡胶支座的恢复力特性不稳定。如果上述方程不能满足, 可使用多个铅芯。此外, 虽然铅芯直径大, 有利于增加滞回曲线面积和耗能能力, 但直径的增加应是有限度的, 铅芯橡胶支座中的橡胶层不仅承受压力, 约束铅的变形, 关键还给铅芯提供剪切变形后的恢复力。为



此,有文献给出了当剪切应变 $\gamma = 0.5$ 时橡胶的剪力应大于属于铅芯剪力的 $3/4$ 倍的限制,即:

$$F_r > \frac{3}{4} \tau_{pb} A_{pb} \quad (2.43)$$

其中, $F_r = G_r A_r$, A_r 为支座扣除铅芯的面积。

2.3 滑动摩擦型减隔震支座

利用不锈钢与聚四氟乙烯材料之间存在相对低的滑动摩擦系数制成的支座已在桥梁中使用了 30 多年,这种支座具有摩擦系数小,水平伸缩位移大的优点,作为桥梁活动支座十分适宜,可使桥梁上部结构变形不受限制。在由温度、徐变等引起上部结构的变形中,支座产生的抗力很低。聚四氟乙烯与不锈钢板之间的摩擦系数通常低于 0.08,涂有润滑剂时,约为 0.01 ~ 0.03。但这种支座需要定期检查和维修。

迄今为止,国内外学者对聚四氟乙烯滑板支座的摩擦系数及滞回性能已做了许多实验,试验表明这类支座的响应接近于完全刚塑性,耗能能力很大。此外,试验研究表明,这类支座的静、动摩擦系数与支座压力和接触面的条件有关、且滑动摩擦系数随速度的增加而增大,直到达到一定值,超过该速度值后,保持常量,这个数值大约在 10 ~ 20cm/s,在刚开始滑动时,低速滑动,静、动摩擦系数比值在 1.5 ~ 4.5 之间。由于支座滑动与否取决于摩擦系数,因此,这方面有些不太稳定。该类支座没有任何自恢复能力,在地震作用下,可能发生很大的永久变形,尤其当滑动面不是完全的水平,必须使用回位装置来控制永久变形在可接受的范围内。

将聚四氟乙烯滑板支座用做隔震装置时,在地震作用下,这类装置因为允许上部结构在摩擦面发生滑动,从而限制上部结构传



递到下部结构的最大地震力为支座的最大摩擦力,同时通过摩擦消耗大量地震能量,降低结构的响应。但由于这类支座没有任何自复位能力,支座响应的可预测性和可靠性都不尽如人意,所以常将该类支座与其它装置组成新的隔震装置一起使用。在这些装置中,通常整个结构的重量是由聚四氟乙烯滑板承受,同时,因低的摩擦系数,使水平抗力很小,用其他的装置提供复位能力。如聚四氟乙烯滑板支座与钢板阻尼器或橡胶支座联合使用,对前者,所有竖向力将由滑板支座承担,而钢板阻尼器提供部分复位能力和额外的阻尼;对后者,竖向力由两种支座共同承担,滑板支座轴向力有所降低,橡胶支座将提供隔震装置所需的自复位能力。这类装置的主要优点是对激励的频域不敏感。

目前国内外共有六类具有自恢复能力的滑动隔震装置,它们分别是:the Earthquake Barrier System (Casper and Reinhorn 1986), the Friction Pendulum System (Zayas et al 1987), Alexisismon (Ikonomon 1985), Taisei or TASS (Nagashima et al 1987), Resilient - Friction Base Isolator System (Motaghel and Khodaverdian 1987), and Wabo - Fyfe Earthquake Protection System (Waston Bowman 1981, Constantinon et al 1988).下面就目前应用较多的一类装置 Friction Pendulum Isolation (FPI)给予简要介绍,其它的可参阅所列的相关参考文献。

FPI由 Earthquake Protection System 公司生产,是将滑动支座和钟摆的概念相结合构成一种新的隔震装置。其滑动面是曲面,通过结构自重提供所需的自复位能力,帮助上部结构回到原来的位置,利用一个简单的钟摆机理延长结构的自振周期。图 2.16 给出其构造简图。它包括一个具有球形曲面的滑块和球形铸钢滑动曲面。铸钢曲面与滑块曲面具有相同的曲率半径,可以很好的相切,在竖向荷载作用下,曲面压应力均匀。支座可以在任何方向滑动,其尺寸主要由最大设计位移控制。

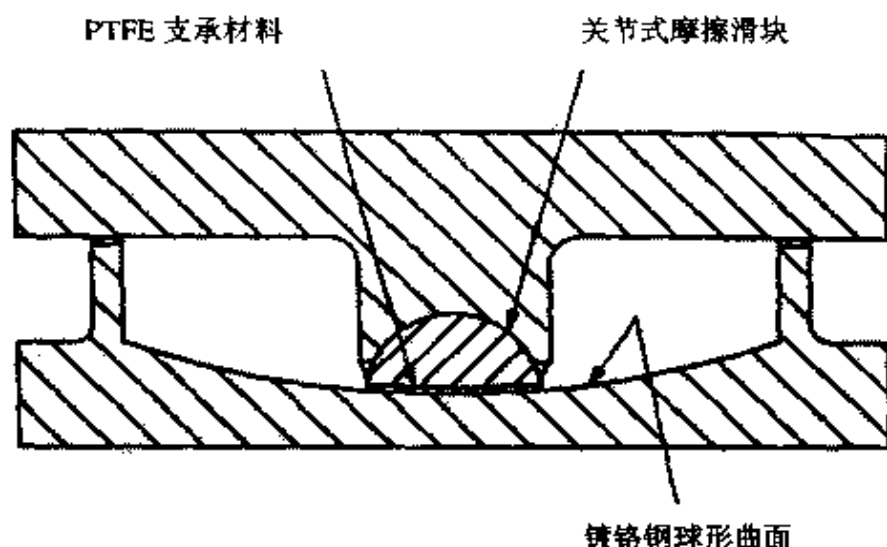


图 2.16 FPS 隔震装置构造示意图

该隔震装置的作用机理是比较简单的,见图 2.17 所示。桥面支承在可滑动的球形曲面上,当桥面相对桥墩发生位移时,它就象钟摆一样运动。因此任何水平运动都将产生一个重力的竖向提升,如忽略摩擦力,该体系的运动方程就近似于一个质量相等的钟摆运动,钟摆长度为球面的曲率半径。如果 FPS 隔震支座承受的荷载为 W ,水平位移为 D ,摩擦系数为 μ ,则其水平力为:

$$F = \frac{W}{R}D + \mu W(\text{sgn}D) \quad (2.44)$$

其中, R 为滑动曲面的曲率半径,上式第一项是因承受质量沿曲面滑动上升所产生的水平向恢复力,由此可知其水平刚度为:

$$K_h = \frac{W}{R} \quad (2.45)$$

从而隔震结构的周期为:

$$T \approx 2\pi \left(\frac{R}{g} \right)^{1/2} \quad (2.46)$$

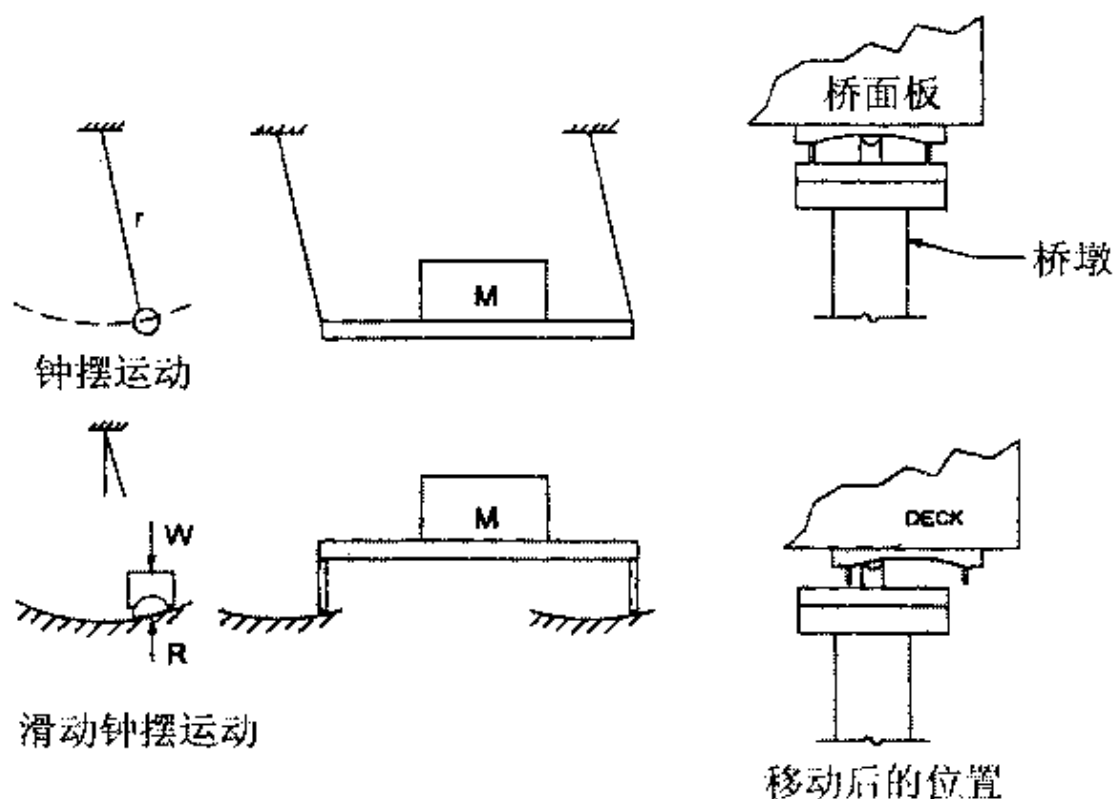


图 2.17 FPI 装置的隔震机理

由上式可知,这类隔震结构的周期与承受的质量无关。公式(2.44)中第二项是滑块与滑动曲面相对滑动时产生的摩擦力。值得指出的是,这类装置的摩擦系数 μ 与承受的压应力和滑动速度有关,随压应力增加而降低,当压应力大于 14MPa,滑动速度大约高于 51mm/s 后,摩擦系数保持为常值。图 2.18 给出由振动台试验得到的 FPI 隔震装置的一个典型滞回环,从图中可知,滑动前隔震装置具有很高的初始刚度;此外,从图中可以明确看出由滑动摩擦引起的耗能。

关于该类隔震支座的等效线性化分析模型,其等效刚度为:

$$K_{eff} = \frac{W}{R} + \mu \frac{W}{D} \quad (2.47)$$

等效阻尼比为:

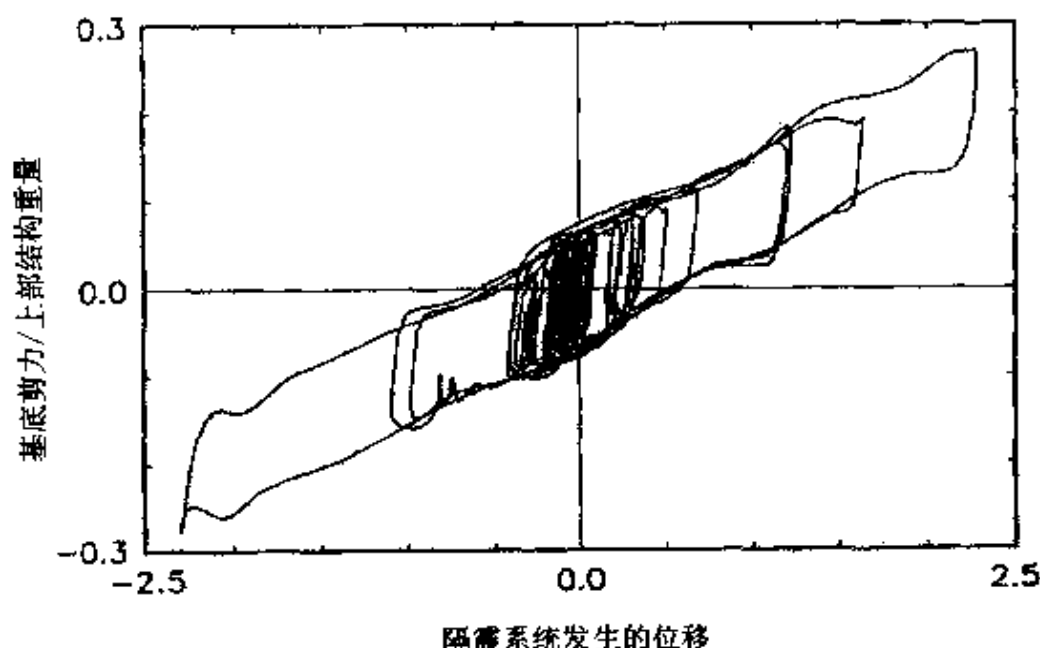


图 2.18 振动台试验得到 FPS 装置的滞回环

$$\begin{aligned}\beta_{\text{eff}} &= \frac{\text{滞回环面积}}{4\pi K_{\text{eff}} D^2} = \frac{4\mu WD}{2\pi \left[\left(\frac{W}{R} \right) D + \mu W \right] D} \\ &= \frac{2}{\pi} \frac{\mu}{D/R + \mu}\end{aligned}\quad (2.48)$$

从上式可知,等效阻尼比由 D 比较小时的 63.7% 变到 D 比较大时的 $\frac{2}{\pi} \cdot \frac{\mu}{D/R} + \mu$ 。例如当 $D = 254\text{mm}$, $R = 1\text{m}$, $\mu = 0.06$ 时,其等效阻尼比为 $\beta_{\text{eff}} = 12\%$ 。

如果事先确定了隔震结构的周期,且不考虑结构刚度的影响,则可由公式(2.46)得到这类隔震装置的初步曲率半径为:

$$R = \frac{gT^2}{(2\pi)^2} \approx \frac{T^2}{4} \quad (2.49)$$

因此,当隔震结构周期为 2s 时,隔震装置的曲率半径大约需为 1m。

当滑块在曲面滑动时,其坚向上升的位移为:



$$\delta_V = R \left[1 - \cos \left(\arcsin \frac{D}{R} \right) \right] \quad (2.50)$$

其近似公式为:

$$\delta_V = \frac{1}{2} \frac{D^2}{R} \quad (2.51)$$

从中可看出,其竖向位移与水平位移的关系近似为二次方。

从这类隔震装置的水平力公式可知,如果水平位移低于曲率半径的某个值时,水平恢复力就小于摩擦力,隔震装置就无法回到初始位置。这个限值可由水平力公式直接得到,即:当 $D/R \leq \mu$ 时,隔震装置将无法回到原位。这对于周期比较长的结构可能会引起一些不利的问题。如: $T = 5s$, $R = 6.25m$, $\mu = 0.06$, 则当水平位移 $D \leq 375mm$ 时,隔震装置就不在移动,无法回到原位,这意味着可能会有 375mm 的残余变形。

FPI 型隔震装置已在一些国家的房屋、桥梁结构中使用,在美国,第一座采用 FPI 型隔震装置隔震的桥梁是加州 Folsom 的 American River Bridge。加州的 Benicia - Martinez Bridge 是采用 FPI 型装置进行抗震加固,在该项目中,隔震结构周期为 5s,支座的尺寸为 $4.5 \times 4.5m$,动摩擦系数 0.06,最大设计位移为 1.2m,见图 2.19、2.20。



图 2.19 Benicia-Martinez Toll 桥

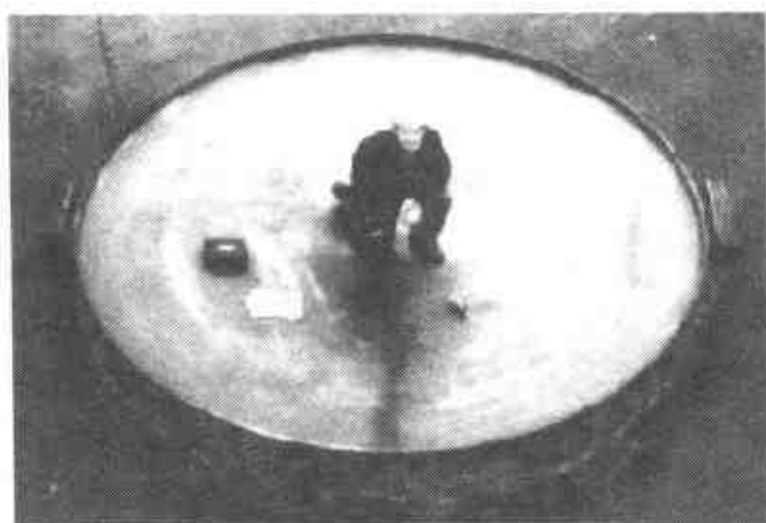


图 2.20 Benicia-Martinez Toll Bridge 中 FPI 支座的曲板

尽管国内在桥梁中也使用了大量的滑板支座、单向、双向滑动的盆式支座等,但均是从桥梁正常使用条件出发采用的,这些支座无法满足隔震设计的要求。我国对专门用于减隔震用途的摩擦滑动型隔震装置研究的较少,今后应在这方面加强研制。

2.4 高阻尼橡胶支座

高阻尼橡胶支座是采用特殊配制的橡胶材料制作,其形状及构造与天然橡胶支座相同。但该橡胶材料粘性大,其自身可以吸收能量。由于与耗能功能集成在一起,可以节省使用空间,施工上也比较方便。图 2.21 为这种橡胶支座的滞回曲线。滞回环的面积较大,表明有较大的耗能能力。从滞回曲线可见,在变形较小时就表现为非线性,而且与反复次数、变形大小和位移历程有关。在建立反应分析模型时,可采用等效线性化模型即等效阻尼比、等效刚度模型,或采用更复杂的恢复力模型进行分析,作为后一种计算方法的滞回模型,通常多采用修正双线性模型。

根据对高阻尼橡胶隔震支座的试验研究表明,其等效线性化

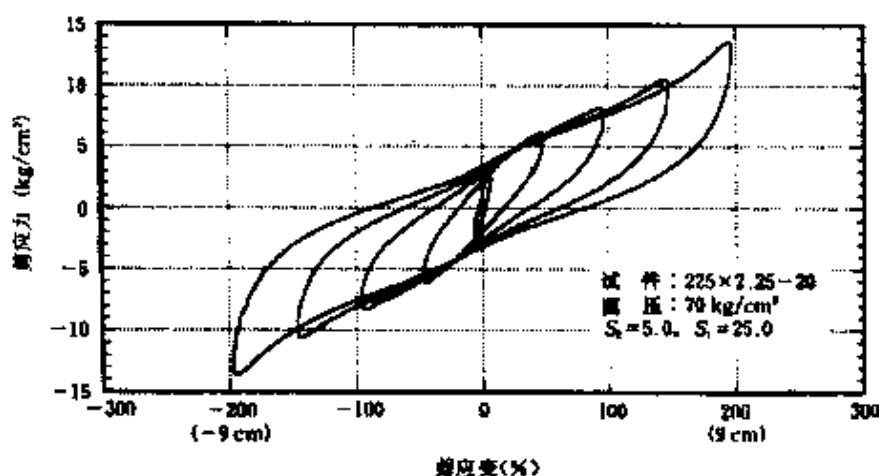


图 2.21 高阻尼橡胶支座滞回曲线

模型中的参数,如剪切模量和等效阻尼比均与支座的剪切应变呈高度的非线性关系。如果采用修正双线性模型来描述高阻尼橡胶支座的滞回特性,试验表明该模型中的参数也均与支座的剪切应变呈高度非线性关系,此外,这些模型中的参数还与支座所受的加载历程有关。因而,目前关于高阻尼橡胶支座等效线性化模型中的等效刚度、等效阻尼比的计算以及非线性滞回模型中的参数,许多文献均是基于试验结果给出的关于支座剪切应变、加载历程的经验函数关系。下面仅对日本桥梁免震设计条例中关于高阻尼橡胶支座分析模型的规定给予介绍,供设计人员参考。

(1)日本规范关于高阻尼橡胶支座等效线性化分析模型的规定

$$\text{等效刚度: } k_B = \frac{A_R G(\gamma)}{\sum t_r} \quad (2.52)$$

$$\text{等效阻尼: } h_B = b_0 + b_1 \gamma + b_2 \gamma^2 + \cdots + b_i \gamma^i \quad (2.53)$$

其中, $G(\gamma) = a_0 + a_1 \gamma + a_2 \gamma^2 + \cdots + a_i \gamma^i$

a_i 为受剪应变影响的剪切模量校正系数, b_i 为受剪应变影响的等效阻尼比系数,

$$\gamma = \frac{U_{Be}}{\sum t_r} \quad (2.54)$$



(2) 非线性分析模型

$$\text{初始刚度: } k_1 = A_R \frac{G_2}{\sum t_r}, \quad Q_d = A_R \tau_d \quad (2.55)$$

$$\text{屈服后刚度: } k_2 = A_R \frac{G_2}{\sum t_r}, \quad Q_y = A_R \tau_y \quad (2.56)$$

$$G_1 = \frac{C(\gamma_m) - \frac{\pi}{2} h_B + C(\gamma_m) \frac{\pi}{2} h_B}{C(\gamma_m) - \frac{\pi}{2} h_B} G(\gamma_m) \quad (2.57)$$

$$C(\gamma_m) = C_0 + C_1 \gamma_m + C_2 \gamma_m^2 + \cdots + C_k \gamma_m^k \quad (2.58)$$

式中, γ_m 为最大剪应变。

$$G_2 = [1 - C(\gamma_m)] G(\gamma_m) \quad (2.59a)$$

$$\tau_y = \frac{G_1}{G_1 - G_2} \tau_d \quad (2.59b)$$

$$\tau_d = \tau_m C(\gamma_m) \quad (2.59c)$$

$$\tau_m = G(\gamma_m) \gamma_m \quad (2.59d)$$

$$C(\gamma) = \frac{Q_d}{Q_m} \quad (2.60a)$$

$$Q_m = G(\gamma) \gamma \quad (2.60b)$$

$$G_2 \gamma = Q_m - Q_d \quad (2.60c)$$

式中, A_R 为橡胶支座受压面积, $G(\gamma)$ 为橡胶支座剪切模量, u_{Be} 为设计有效位移, k_1 为隔震装置初始刚度, k_2 为隔震装置屈服后刚度, Q_d 为特征强度, Q_y 为屈服强度, G_1 为对应于隔震装置初始刚度的高阻尼橡胶剪切模量, γ_m 为最大剪应变 $C(\gamma_m)$, C_k 为依赖于剪应变的系数, G_2 为对应于屈服后的橡胶剪切模量, τ_d 为在剪应变为零处的剪应力, τ_m 为与最大剪应变有关的有效剪应力, Q_m 为对应于最大位移的荷载。

(3) 高阻尼橡胶支座的静力特性



由于徐变、收缩、温度变化引起的水平剪力为：

$$F_s = k_s u_s \quad (2.61)$$

$$k_s = A_R \frac{G_s}{\sum t_r} \quad (2.62)$$

式中, F_s 为静变形引起的水平剪力, k_s 为等效刚度, u_s 为徐变、收缩、温度变化引起的位移, G_s 为静荷载下高阻尼橡胶的剪切模量。

我国在对高阻尼橡胶支座的开发、研究还比较少,很难得到可靠的设计参数,同济大学土木防灾国家重点试验室桥梁抗震研究室曾对高阻尼橡胶支座进行过一些试验研究,其定性规律与国外同类产品基本类似,但因试验数量有限,尚无法给出定量的结果,有待进一步研究。

2.5 钢 阻 尼 器

近几十年来,研制、开发了很多阻尼装置,用来提高各种结构的抗震性能。其中,一些阻尼装置是利用钢材的塑性变形耗能制成的钢阻尼器,见图 2.22a)、b)、c)、d),图 2.23a)、b)、c)给出其工作机理的示意图。钢阻尼器在结构中用来消耗地震能量并控制地震引起结构产生的位移,同时提供满足正常使用荷载下的一些性能要求。钢阻尼器的优点是制造不需要特殊的设备,制作费用也比较合适,坚实耐用,又具有较大的耗能能力。另一方面,由于钢阻尼器只有利用塑性变形才能发挥耗能效果,因此在屈服以前的小变形范围不发挥阻尼器作用。但钢阻尼器通常需做适当防锈处理。不同类型钢阻尼器的选择取决于阻尼器放置的位置、可利用的空间、连接的结构以及力和位移的大小。在桥梁中使用钢阻尼器的一种方案是将阻尼器与橡胶隔震支座一起使用,国外曾对 PTFE 滑动隔震支座与悬臂钢阻尼器一起使用的情况进行过试验

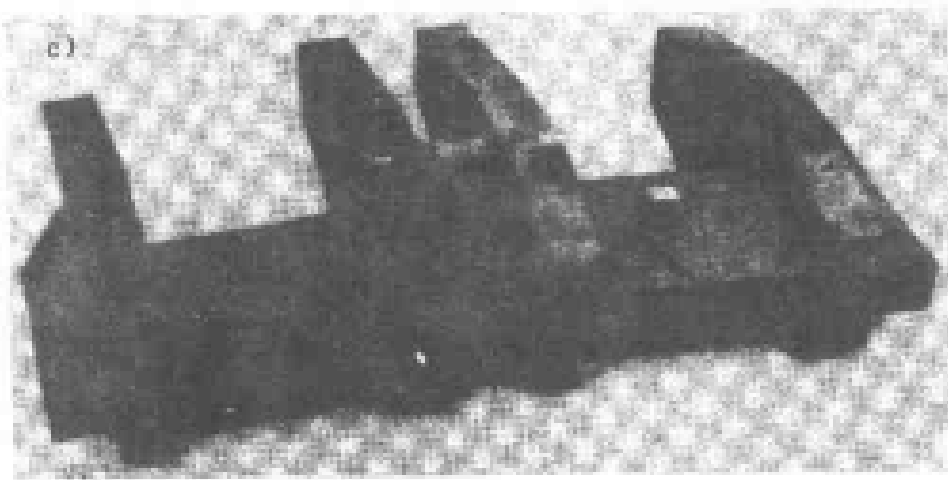
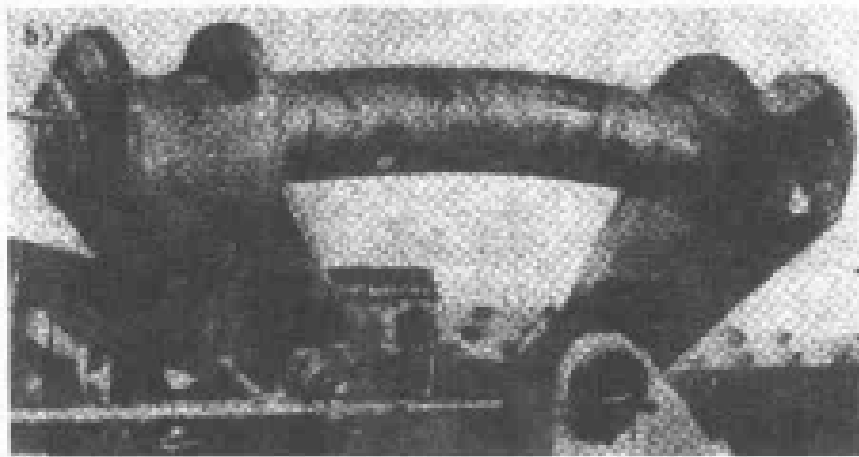
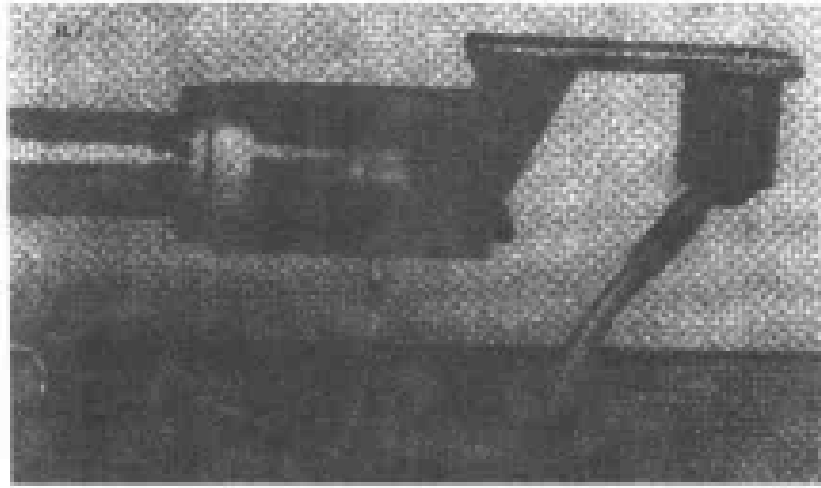


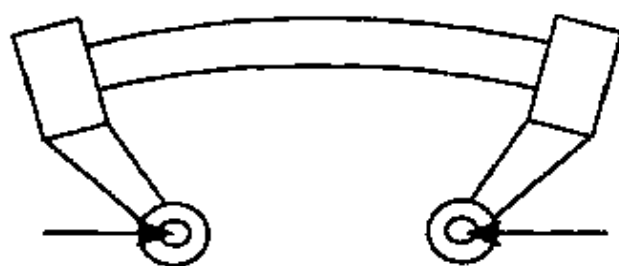
图 2.22



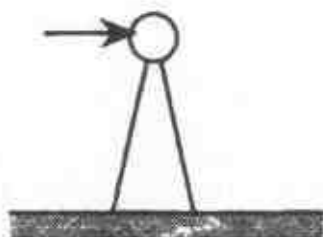
d)



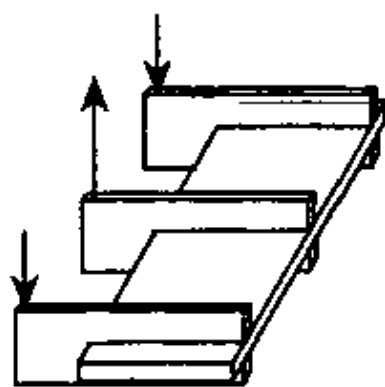
图 2.22 钢阻尼器装置



a)



b)



c)

图 2.23 钢阻尼器工作机理

a)弯梁;b)扭梁;c)阻尼器

研究。图 2.24 是一个钢悬臂梁阻尼器的荷载—位移滞回曲线。通过试验研究表明,大多数钢阻尼器的滞回曲线可由双线性来近



似。不同的类型,其模型的参数均需通过试验研究来获得。国内也有一些研究人员对钢阻尼器进行了研制和开发,图 2.25 就是同济大学土木工程防灾国家重点试验室桥梁抗震研究室研制的一种与聚四氟乙烯滑板支座等一起使用的钢阻尼器装置,并已在一些桥梁中得到了应用。

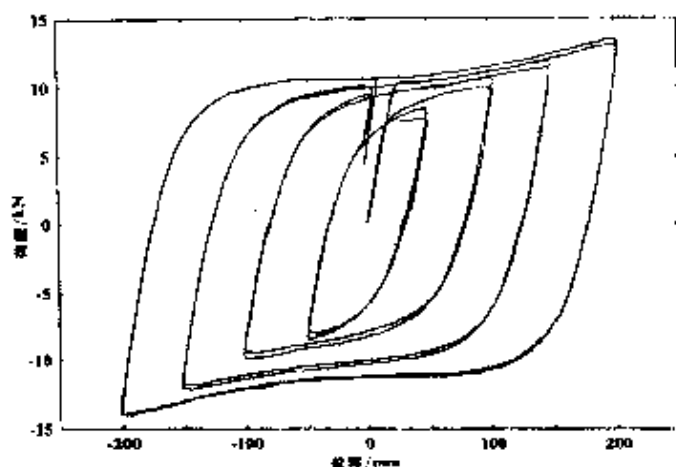


图 2.24 钢阻尼器滞回曲线

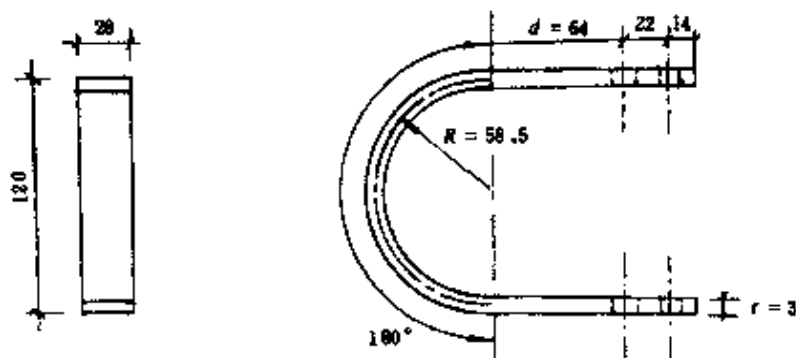


图 2.25 弧形钢板条耗能器

2.6 油 阻 尼 器

油阻尼器的作用机理如图 2.26,通常这类装置是利用活塞前后压力差使油流过阻尼孔产生阻尼力,典型的油阻尼器如图 2.27 所示。恢复力特性如图 2.28 所示,形状近似椭圆。

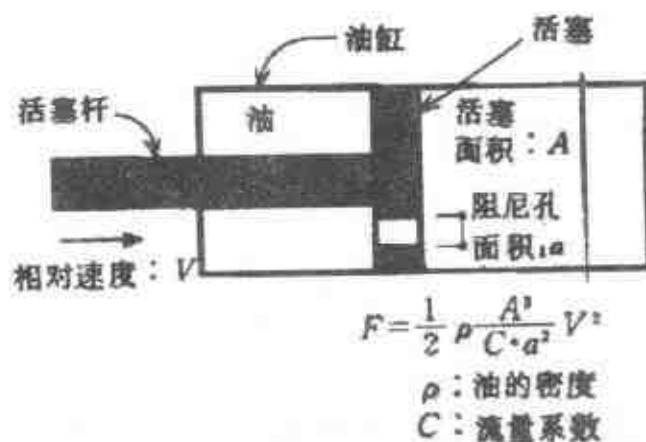


图 2.26 油阻尼器的工作机理

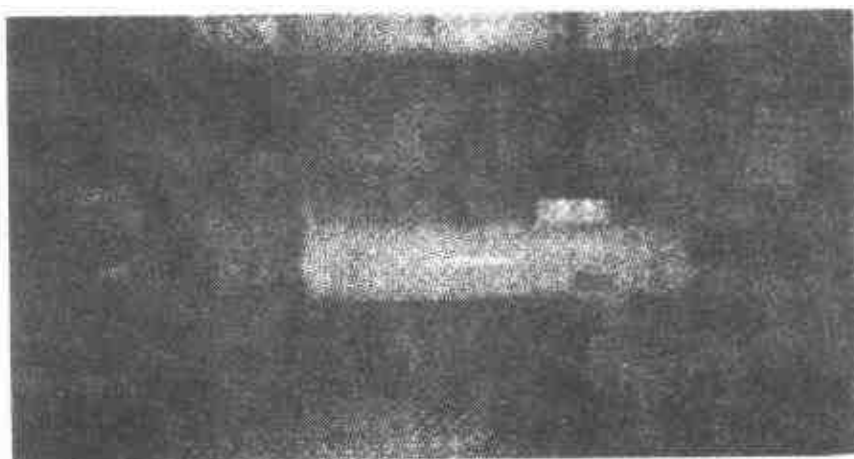


图 2.27 油阻尼器

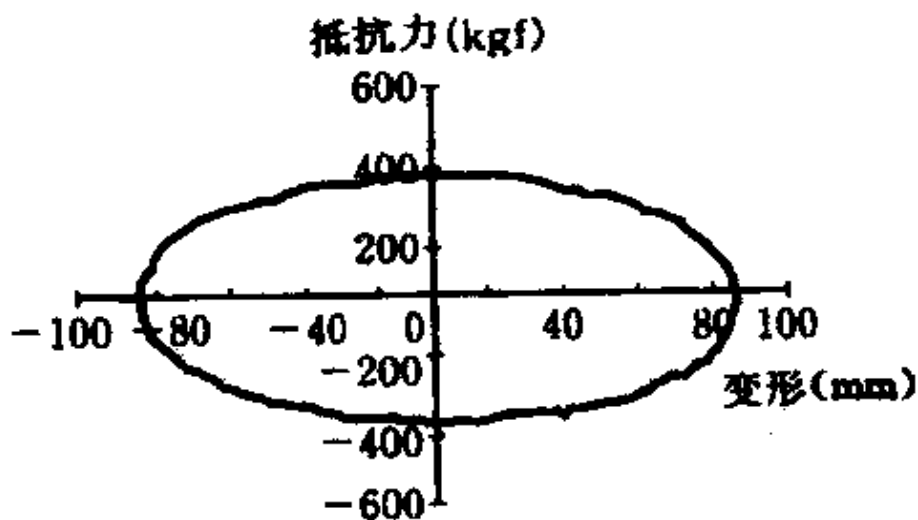


图 2.28 油阻尼器的恢复力特性



一般地,油阻尼器产生的阻尼力与速度和温度有关,这是需要注意的。此外,油压的调整、漏油、灰尘的侵入等也需采取相应的措施,并进行必要的维护。由于油阻尼器具有方向性,其安装设置需进行考虑,而且要求制作加工精密,体积较大时制作较为困难。

参考文献

- [1] Farzad Naeim, James M. Kelly, Design of Seismic Isolated Structures: from Theory to Practices, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1999.
- [2] H. Sugita, S. A. Mahin, "Manual for Meshin Design of Highway Bridges Ministry of Construction, JAPAN", Report No. UCB/EERC - 94/10, EERC, University of California, Berkeley, 1994.
- [3] Guide Specifications for Seismic Isolation Design, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D. C., 1991.
- [4] J. S. Hwang, J. M. Chiou, L. H. Sheng, J. H. gates, "A Refined Model for Base - Isolated Bridges with Bi - Linear Hysteretic Bearings", Earthquake Spectra, Vol. 12, No. 2, 1996, Pp245 - 273.
- [5] W. H. Robinson, "Recent Research And Applications Of Seismic Isolation In The New Zealand", Bulletin Of The New Zealand Society For Earthquake Engineering, Vol. 28, No. 4, 1995, Pp. 253 - 264.
- [6] A. Mori, P. J. Moss, N. Cook, A. J. Carr, "The Behavior of Bearings Used for Seismic Isolation under Shear and Axial Load", Earthquake Spectra, Vol. 15, No. 2, 1999, Pp199 - 224.
- [7] 周福霖. 工程结构减震控制. 北京:地震出版社, 1996.
- [8] 胡兆同, 刘健新. "桥梁铅销橡胶支座性能的试验研究". 西



安:西安公路交通大学学报, Vol. 18, NO. 2, Pp. 1-4, 1998.

[9] 范立础. 桥梁抗震. 上海: 同济大学出版社, 1997.

[10] R. I. Skinner, W. H. Robinson, G. H. Mcverry (谢礼立等译). 工程隔震概论. 北京: 地震出版社, 1996.

[11] 范立础, 袁万城. “桥梁橡胶支座减、隔震性能研究”. 上海: 同济大学学报, Vol. 17, No. 4, 1989, Pp. 447-455.

[12] 日本免震构造协会编(叶列平译). 图解隔震结构入门. 北京: 科学技术出版社, 1998.

第三章 减隔震桥梁分析方法

原则上,桥梁的隔震分析方法有多种可能的选择,如线性/非线性、单自由度/多自由度、静力/动力等多种组合。适当的分析方法取决于所处设计阶段、预期的非线性程度和设计桥的复杂程度。从国外一些规范给出隔震桥梁的分析方法看,主要有线性单自由度、线性多自由度反应谱分析,非线性静力分析法,非线性动力时程分析法等,下面首先介绍国外一些桥梁隔震设计规范中的分析方法,并比较和讨论。然后重点介绍有关减隔震桥梁的简化分析方法(如反应谱分析方法),并通过具体实例予以说明;非线性动力时程分析方法此处仅结合隔震桥梁的特点,重点对隔震支座的滞回模型给予说明,详细内容可参阅本系列丛中第四册《大跨度桥梁抗震设计》。时程分析常作为简化方法的校核方法。对于动力响应复杂* 的桥梁,时程分析方法也直接用于设计,因为地震动特性、隔震系统等的不确定性,一般需采用很多工况进行分析。近年来,国内外对非线性静力分析方法在结构抗震分析中的应用进行了大量研究,由于该方法同非线性时程分析方法相比计算量显著降低,并可以了解结构在地震作用下的一些非线性响应特点,有利于设计人员对结构在地震作用下的非线性响应过程有很好的理解和把握。目前,该方法正逐渐为国外一些结构抗震设计规范所采纳。因此,本书也将介绍该分析方法在隔震桥梁中的应用,并附算例,供参考使用。

* 动力响应复杂的含义是指结构基本振型不再为主要动力响应的控制振型。



3.1 各国隔震桥梁设计规范 动力响应分析方法比较

从工程观点来看,要求分析方法必须和设计的要求协调一致,否则再精细、复杂的分析过程也不可能得到合理的分析结果。因此,在确定分析方法时,必须从结构实际情况出发。为了制订合理的分析方法,有必要借鉴一些国内、外已有的一些经验。下面首先比较一下欧洲 Eurocode8 - Part2、美国 AASHTO、日本《道路桥梁示方书·同解说》中有关隔震桥梁分析方法的规定。

3.1.1 欧洲 Eurocode8 - Part2 规范

对于隔震桥梁的动力响应分析,该规范允许采用三种分析方法,即单自由度反应谱法、多自由度反应谱法和非线性动力时程分析方法,并对各类方法的适用条件给予了规定,具体内容如下:

(1)单自由度反应谱法满足以下条件才可以使用,即:

- 场地距离最近的活动断层大于 15km;
- 场地类型属于 A 类或 B 类;
- 隔震周期 T_f 不大于 3s 且至少是非隔震结构周期的 3 倍;
- 桥型比较规则,在纵向近似为直线、桥面板连续,所有桥墩的有效质量低于桥面板有效质量的 1/5,在横桥向,桥型是对称的,或桥梁是简支的,相邻桥墩的相互影响很小,且桥墩的有效质量低于桥面板有效质量的 1/5,整个结构动力特性可由单自由度模型给出足够的近似;
- 隔震系统在设计位移(d_d)时的有效刚度至少是其在 $0.2d_d$ 时有效刚度的 50%;



- 隔震系统的有效阻尼比不超过 10% ;
- 隔震系统的力学特性与加载率、竖向和水平向荷载无关;
- 隔震系统从 $0.5d_d$ 变到 d_d 时,其恢复力不低于其上部结构重量的 0.025 倍。

- 桥墩几乎不发生非弹性变形;

(2)多自由度反应谱法适用条件

满足场地类型属于 A 类或 B 类,及上述条件中的最后 5 个条件,就可以采用该方法。

(3)反应谱分析方法的过程

对于单自由度反应谱分析、多自由度反应谱分析,当对应振型周期 $T \geq 0.8T_l$ (T_l 为隔震振型周期)时,根据隔震装置设计位移对应的等效阻尼比 $\xi_l(\%)$ 对 5% 阻尼比的设计谱进行修正;当对应振型周期 $T < 0.8T_l$ 时,仍采用阻尼比为 5% 的设计谱。阻尼比对设计谱的修正采用如下公式:

$$\eta_1 = \left[\frac{7.0}{(2 + \xi_l)} \right]^{0.35} \quad (3.1)$$

反应谱分析的地震力组合采用某一方向的地震力与另一方向 30% 地震力进行组合,以用于设计。

(4)非线性动力时程分析方法

对于不满足上述条件的其它情况,如隔震装置阻尼比大于 10%,位于 C 类场地,及部分隔震等情况应采用非线性动力时程分析方法,并取所有时程分析结果中的最大反应值用于设计。水平地面运动应至少选择三组时程记录,对于每组水平时程记录,在隔震周期 $T_l - 1.0$ 到 $T_l + 2.0$ 范围内的反应谱值平方和开平方的值不应低于在周期 $T_l - 1.0$ 到 $T_l + 2.0$ 范围内设计谱值平方和开平方的值的 1.3 倍,时程记录的持时应与震级和设计地震震源特性相协调,场地距断层 15km 以内的地震时程记录应包含近源地震



的特性。此外,规范还对分析模型的建立给出了许多明确的规定。

3.1.2 美国 AASHTO 规范

AASHTO 隔震设计准则也是根据桥梁的性能分类给出采用的分析方法和最低设计要求,包括三种分析方法,即单自由度反应谱法、多自由度反应谱法和非线性动力时程分析方法,其中单自由度反应谱法还包括等效静力法。只有满足如下两个条件,即:隔震装置的耗能可由等效粘滞阻尼比表示;隔震装置的刚度可用等效线性刚度来表示,才允许采用单自由度、多自由度反应谱分析方法进行分析。对于没有自复位机制的滑动隔震系统和单纯弹塑性隔震体系,等效粘滞阻尼概念不再有效,因为等效粘滞阻尼公式得到的是与滑动隔震系统的摩擦系数无关,或与弹塑性的屈服强度无关的值。此外,由于这些系统没有恢复力特性,可能会导致低估设计位移。因此,不具备自复位机制的隔震体系和等效阻尼比大于 30% 的情况,必须采用非线性动力时程分析方法进行分析。

(1) 等效静力法

首先,假设均布荷载 P_0 沿桥长作用于结构,得到结构发生的变形 $V_s(x)$;

其二,由公式(3.2)、(3.3)计算桥梁结构的刚度和总重量;

$$k = \frac{P_0 l}{V_{s, \max}(x)} \quad (3.2)$$

$$W = \int w(x) dx \quad (3.3)$$

其三,由公式(3.4)计算桥梁结构的周期 T ;

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gk}} \quad (3.4)$$

其四,由公式(3.5)计算地震力 p_e ;



$$P_e = \frac{C_s W}{l} \quad (3.5)$$

$$C_s = \frac{AS_i}{BT} \quad (3.6)$$

其五,进行荷载组合,计算结构的内力和位移,用于设计。
其中, l 为桥梁全长, $V_{s,max}(x)$ 为 $V_s(x)$ 的最大值, $w(x)$ 为单位长度桥梁上部结构和下部结构贡献质量, g 为重力加速度, A 为依据地震危险性区划图确定的加速度系数, S_i 为场地土类型系数, B 为隔震系统的阻尼比较正系数,当 ξ 为2%、5%、10%、20%、30%时, B 值分别为0.8、1.0、1.2、1.5、1.7,当 ξ 不为上述值时,可内插求得。

(2)单自由度反应谱分析方法

由于使用了隔震装置,从而使上部结构的变形类似于一个刚体。因此,振动周期 T 的确定可用公式(3.7),地震力系数仍可用公式(3.6),从而由公式(3.8)可得地震力。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{\sum k_{eff}g}} \quad (3.7)$$

$$P_e(x) = w(x)C_s \quad (3.8)$$

将 $P_e(x)$ 作用于上部结构,从而可确定下部结构的内力和位移。

(3)多自由度反应谱分析

对于隔震桥梁的多自由度反应谱分析,需要对普通抗震设计的反应谱法进行一些修正:包括隔震支承等效刚度、等效阻尼比应根据对应于设计位移 D 进行计算;设计反应谱应采用对阻尼比进行校正的组合谱,见图3.1,即第一振型阻尼比取隔震振型阻尼比,高阶振型阻尼比取5%。

(4)时程分析

在进行时程分析时,隔震装置应采用根据试验得到的非线性

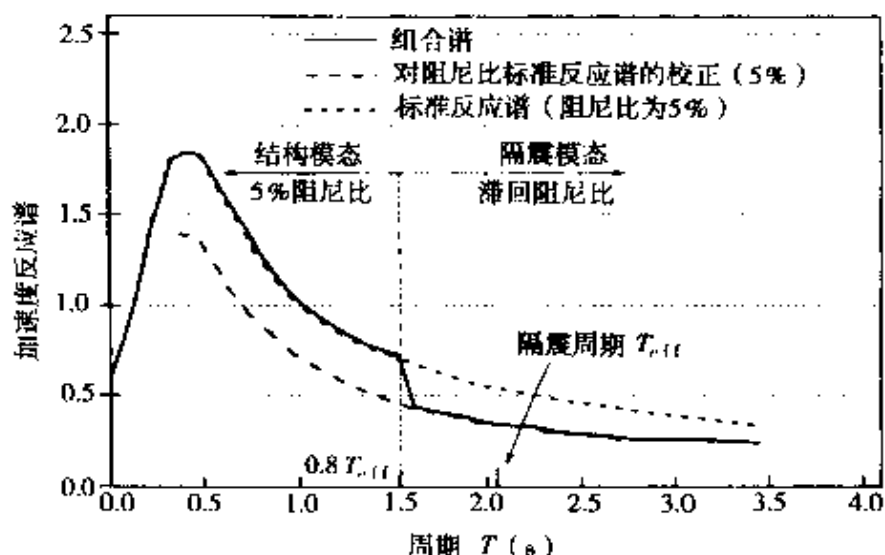


图 3.1 组合设计谱

荷载—变形特性,至少选 3 组时程记录,计算的最大值用于设计。

3.1.3 日本《道路桥梁示方书·同解说》

在 1996 年,日本桥梁抗震设计规范首次将隔震设计引入其中,通常在设计阶段对桥型简单的隔震桥梁采用静力框架分析法,即对应于两个设计水准地震,采用全桥模型进行分析,将全桥模型离散成集中质量杆系模型,隔震支座用等效线性弹簧和等效粘滞阻尼模型来代替。通过在质点施加单位力计算全桥的变形,进而依据简化公式得到结构的基本周期、等效阻尼比,按规范计算设计水平震度,据此进行设计,规范也给出阻尼比对响应值折减的具体系数值。对于桥型复杂及结构动力响应特性也比较复杂的桥梁,规范规定采用反应谱法或非线性动力时程分析方法进行分析。且规定对采用静力分析方法设计的隔震桥梁也应采用反应谱法或非线性动力时程分析方法进行校核。

分析比较上述几个规范的规定,有以下几点值得借鉴:



(1)上述各国规范所采用的分析方法基本相同,即等效静力法、单自由度反应谱法、多自由度反应谱法和非线性动力时程分析方法。但在各种方法具体适用条件上,却有较大差异,尤其是关于前三种分析方法。在隔震桥梁设计阶段,除日本规范外,对于复杂桥型、隔震装置比较特殊及桥梁结构本身动力特性比较复杂的情况均建议采用非线性动力时程分析方法,日本规范在校核时建议采用非线性动力时程分析方法。

(2)上述几个规范中,对于等效静力分析方法、单自由度反应谱法、多自由度反应谱法,其前提是首先得到隔震装置对应于设计位移的等效刚度和等效阻尼比,进而建立整个结构的线性分析模型并进行分析。由于隔震装置的非线性特性,在分析开始时,隔震装置的设计位移是未知的,因而其等效刚度、等效阻尼比也是未知的,所以整个线弹性响应分析几乎都是按下述迭代过程进行的,见图 3.2。

(3)由于橡胶隔震支座的引入,桥梁的响应是整体的,各桥墩的响应是相互耦合的。而目前我国《公路工程抗震设计规范》中建议的单墩模型虽然对于结构响应主要由第一振型控制的情况,仍可得到较好的计算结果,但其无法直观反应各桥墩间响应的相互影响及地震力在各桥墩处的分配关系。随着计算机软件的发展,较复杂的分析计算完全可由计算机来完成,且并不会给设计人员增加太多的工作量。因此,对于隔震桥梁的弹性反应谱分析,其分析模型一般建议采用全桥模型,而不必沿用过去规范中所采用的简化的单墩模型。

(4)当采用线弹性反应分析方法,即等效静力分析方法、单自由度反应谱法、多自由度反应谱法,非线性隔震装置的等效线性模型参数值,即等效刚度、等效阻尼比的确定是一个难点。从前一章的试验结果分析可知,如果等效线性模型参数值选取适当,可得到

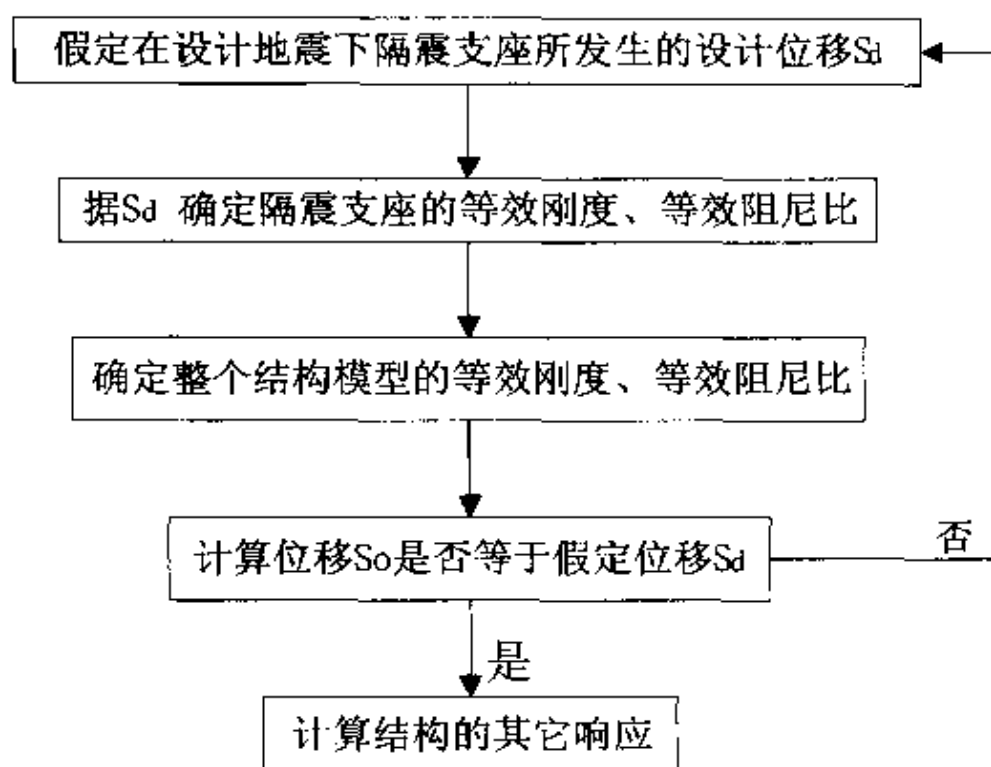


图 3.2 线弹性响应分析流程

满意的计算结果。但如何给出等效刚度、等效阻尼比合理的计算公式,仍值得研究。此外,图 3.3 给出各国规范中阻尼比对设计谱修正系数值的比较。从中可知,相互间存在较大差异。目前正在制定的《城市桥梁抗震设计规范》,考虑上述因素,正试图从我国实际地震动特性出发,建立合理的公式。

(5)从目前国外几个规范有关桥梁隔震非线性动力时程分析方法的规定可知,由于隔震装置的非线性特性与桥墩非线性特性的相互影响以及隔震桥响应对伸缩装置、挡块等防落梁装置的敏感性,对于动力响应特性比较复杂的隔震桥梁,均规定采用非线性动力时程分析方法进行分析。由此可见,对于隔震桥梁,非线性动力时程分析方法应作为一种常规方法对其进行规定。但是,由于非线性动力时程分析方法的计算量比较大,在建立分析模型时又要求分析人员具有相当的相关分析经验才可得到合理的分析模

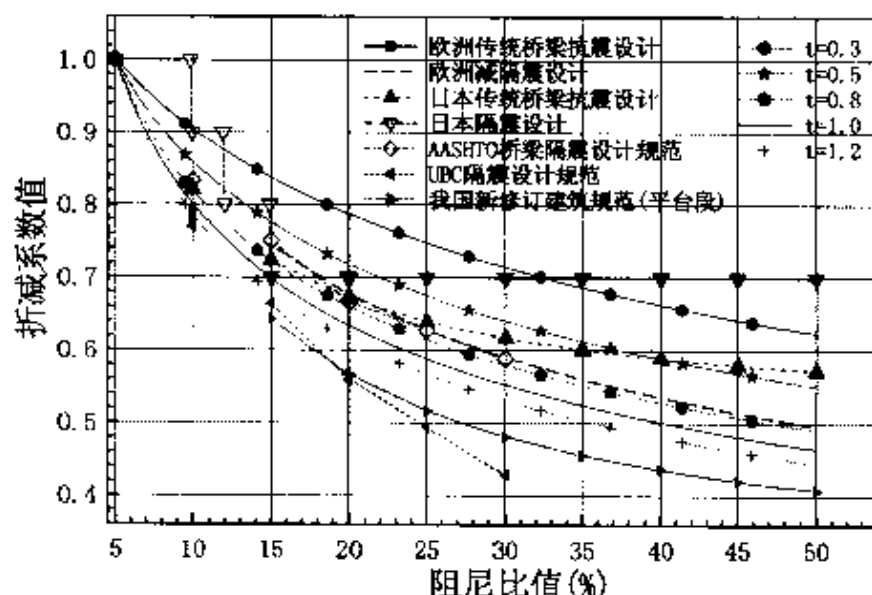


图 3.3 各国规范标准设计谱阻尼比修正系数值的比较

型,进而得到合理的计算结果。对于缺乏这方面经验的人员,在使用该方法时,由于模型建立及参数选取不当,有可能会得到荒谬的结果,从而易给一些设计人员造成一种错觉,即非线性动力时程分析方法并不可靠。因此,《城市桥梁抗震设计规范》中对分析模型的建立、参数确定等方面给出一些可供借鉴的条文规定。但因规范条文规定内容有限,仍有必要在模型建立、结构抗震分析等方面对设计人员给予必要的培训。

3.2 隔震桥梁分析方法

从前边对国外一些规范中分析方法的讨论可知,隔震桥梁的分析方法主要有线性单自由度、线性多自由度反应谱分析,非线性动力时程分析法等。下面就反应谱分析方法、非线性动力时程分析方法、非线性静力分析方法分别给予介绍。



3.2.1 反应谱分析方法

由于弹性反应谱分析方法的简洁性和已为大多数设计人员所熟悉,且在一定条件下,使用该分析方法进行分析仍可得到较理想的计算结果。尤其在初步设计阶段,可帮助设计人员迅速把握结构的动力特性和响应值,因此,它仍是隔震桥梁分析中一种十分重要的分析方法。但需要强调的是,弹性反应谱分析方法主要适用于桥型规则的隔震桥梁,即采用隔震设计后,隔震桥响应基本由隔震振型控制的桥梁。

从前边的各国规范分析方法比较可知,隔震桥梁的弹性反应谱分析同普通桥梁的弹性反应谱分析过程是不同的,具体体现在:①由于隔震装置的非线性特性,必须借助于等效线性化模型才能进行分析;②借助于等效线性化模型进行分析,但因分析之前无法确定隔震支座在地震作用下发生的位移值,而其等效线性化模型中的等效刚度、等效阻尼比参数均依赖于该位移值,所以整个分析过程是一个迭代过程;③普通桥梁的反应谱分析一般均假设结构各振动周期阻尼比为5%,但对于隔震桥梁,由于整个体系耗能能力不再均匀分布,隔震装置处的耗能能力大,而由其它构件所耗能量相对比较少,因此,隔震桥梁各振动周期对应阻尼比是不相同的,基本周期(有时称为隔震周期)的阻尼比一般比较大,约10%~20%,有时甚至更高,这就要求在反应谱分析过程中一方面要考虑不同振动模态采用不同的阻尼比,另一方面需考虑不同阻尼比对反应谱值的修正。正是由于这些特点,使得隔震桥梁结构的反应谱分析方法比普通桥梁的反应谱分析过程复杂。下面通过一个具体算例的分析,详细说明多自由度反应谱分析方法在隔震桥梁响应分析中的应用。

算例:图3.4所示四跨连续混凝土箱梁桥,假定为连续梁桥的



一联(根据分析的目的,暂不考虑相邻联之间的相互影响),上部结构长 100m,跨径均为 25m,位于 II 类场地,直接基础,1#、2#、3#、4#、5# 桥墩高度分别为 3、4.5、6、4.5、3m,墩直径为 1.2m 的圆形截面,采用 30# 混凝土,隔震支座为铅芯橡胶支座,支座具体参数见表 3.1。加速度峰值 $0.4g$,按照弹性反应谱分析方法对其顺桥向地震响应进行分析。

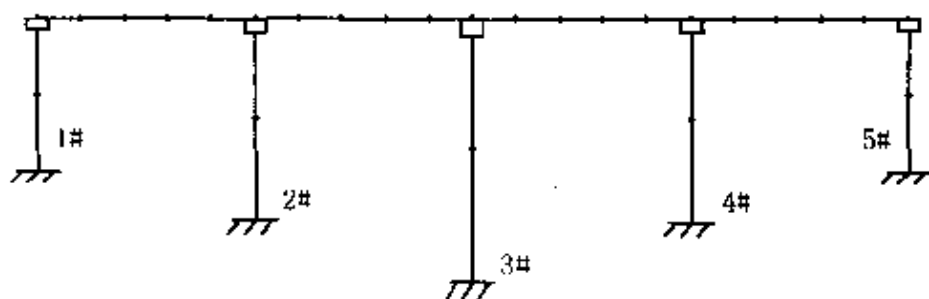


图 3.4 隔震桥梁分析模型

在整个分析中,引入如下一些假设,一,分析模型中结构质量集中于节点;二,计算整个隔震桥第一振型阻尼比时,按照等耗能原则,由各桥墩处隔震支座的等效阻尼比计算得到,对于其它高阶振型的阻尼比均假定为 5%。按照图 3.2 所示流程,具体分析过程如下。

(a)首先建立全桥顺桥向合理的分析模型,包括结构各节点的集中质量、单元刚度等的计算。该桥分析模型见图 3.4,上部结构面积 2.70m^2 ,竖向抗弯惯矩 0.522m^4 ,桥墩面积 1.131m^2 ,抗弯惯矩 0.102m^4 。

(b)根据铅芯橡胶隔震支座的尺寸、铅芯直径、橡胶单层厚度、总体厚度确定铅芯橡胶支座双线性分析模型中的 3 个参数值(见第 2 章),即初始刚度、屈服后刚度、和屈服强度,该桥支座参数见表 3.1。



(c)假定铅芯橡胶支座在该地震作用下的变形,进而由双线性模型依据假定位移值按第二章中给出的计算公式得到铅芯橡胶支座等效线性化模型中的等效刚度、等效阻尼比值。在该桥计算中,首先假设各桥墩处支座变形相同,均为 42.77mm ,支座等效刚度为 3171.8kN/m 、等效阻尼比为 0.174 。

隔震支座分析参数

表 3.1

铅芯橡胶支座	
支座硬度	60
平面形状(圆形截面 mm)	$\Phi = 520$ 保护层(10mm)
铅芯直径(mm),个数	$D_L = 70$ (1个)
橡胶层厚度、总厚度(mm)	13 @ 8 = 104
支座总高度(mm)	192
支座剪切模量(MPa)	1.0594 8
橡胶剪切刚度 k_r (kN/m)	1 961
支座屈服后刚度 k_{250} (kN/m)	2 236
支座初始弹性刚度 k_{150} (kN/m)	14 530
支座屈服强度 F_y (kN)	40.024

(d)在分析模型中,铅芯橡胶支座用弹簧模型来模拟,其中,弹簧模型的刚度及阻尼比取第(c)步所得结果,因此弹簧刚度为 3171.8kN/m ,等效阻尼比为 0.174 。

(e)用程序计算结构的各阶周期和对应阻尼比,通常取前几阶周期即可。

(f)根据计算的周期及对应的阻尼比,结合设计谱(此处需考虑不同阻尼比对反应谱值的修正),计算结构的顺桥向响应,包括



桥墩受力、铅芯橡胶支座的变形等,计算各桥墩处支座变形为 58.7、57.8、56.2、57.8、58.7mm。

(g)比较第(f)步计算的铅芯橡胶支座变形与第(c)步假定的铅芯橡胶支座变形值是否在允许误差范围内,如果是,计算结束,根据第(f)步计算结果用于设计、或校核。如果不在允许范围内,则回到第(c)步重新计算,直到在允许误差范围内为止。只是,此时需用第(f)步计算的铅芯橡胶支座变形代替原有的假设值。通过比较,支座变形与假设值相差较大,以 58.7、57.8、56.2、57.8、58.7mm 代入第(c)步重新计算,直到收敛为止。最后计算结果各桥墩处支座变形为 58.9、58.0、56.1、58.0、58.9,各桥墩分配力分别为 165.7、163.5、159.2、163.5、165.7kN。

从上面的弹性反应谱分析方法过程可知,隔震桥梁反应谱分析是一个迭代过程,在第(c)步首先需假设隔震支座的变形,进而得到等效刚度、等效阻尼比,用于其后的分析。但初始变形的假定值如何取比较合适,一般文献均没有提及。从目前关于隔震桥动力响应的分析可知,当隔震桥梁设计的比较合理的情况,一般隔震周期相对较长,且响应基本以隔震支座变形为主,桥墩所占变形比例很小。因此,本书作者建议根据支座的初始刚度得到的结构基本周期,通过弹性反应谱得到隔震桥在弹性情况下的位移,并将此位移值假设为隔震支座的变形,进行随后的弹性反应谱分析,这样整个迭代过程可能收敛比较快。

在第(f)步中,关于不同阻尼比对反应谱值的折减,因目前还没有一个统一的规定,此处采用的折减公式为式(3.22)、式(3.23)。由于目前大多数程序功能无法实现不同振型采用不同阻尼比的反应谱计算方法,对多自由度弹性反应谱分析方法及不同振型采用不同阻尼比的计算是使用研究室自行编制的程序完成的。



3.2.2 非线性动力时程分析方法

桥梁结构在罕遇地震作用下,出于经济考虑,一般都允许结构发生弹塑性变形,即结构发生有限损伤,但不允许发生倒塌。如果一座桥梁结构的动力响应对罕遇地震作用比较敏感,可能会发生倒塌时,就应对该结构在这种地震作用下的响应进行分析,并通过设计或构造措施予以避免。从目前使用比较广泛的隔震装置类型来看,其力学特性大多数是非线性的,再考虑到桥墩、连接装置等的非线性,要把握隔震结构在罕遇地震作用下的动力响应特性,比较合理的方法是采用非线性动力时程分析方法。这一点也可从前边对几个国家规范分析方法比较可看出,均对非线性动力时程分析方法进行了规定。有关该分析方法的详细说明可参考丛书的第四册及相关文献,此处仅结合隔震桥梁的特殊性给予简要补充。

同非隔震桥梁相比,隔震桥梁的模型建立有许多不同的特点。其一,对于隔震桥,大量连接构件对结构响应的影响增大,因此必须对这些连接构件给予仔细考虑,这些包括位移限制装置(如挡块)和在相邻桥面板伸缩缝间设置的连接单元等。其二,通常采用隔震设计后,在设计地震作用下,墩因受隔震装置的保护,不发生非弹性变形(如全保护隔震设计),则可用线性单元来描述(当然,在分析结束后,对此应做校核)。其三,由于采用包括桥面梁质量的低频模态隔震,墩的振动类似于底部嵌固,顶部受约束的独立结构的振动。因此,有必要考虑墩的质量和它自身的振动模态。其四,桥面梁虽然常可以模拟成线弹性单元,但应仔细考虑其质量分布和高阶振动模态。

此外,同普通桥梁相比,隔震桥梁的非线性动力时程分析中,还需对减隔震装置的模型给予特殊考虑。下面对两类橡胶隔震支座(铅芯橡胶支座、高阻尼橡胶支座)的分析模型给予介绍。



(1) 橡胶隔震支座分析模型

在第2章已对高阻尼橡胶隔震支座、铅芯橡胶隔震支座的等效线性化模型、双线性模型及公式进行了讨论。在时程分析中,双线性分析模型是一些研究人员较常用的分析模型。此外,国外也有一些学者提出其他一些分析模型,如 Bouc Wen 模型、Ramberg 模型等用于模拟橡胶隔震支座的滞回特性。国内基本上仍常采用双线性分析模型进行分析,但在双线性分析模型中,一个不足之处是模型中涉及的初始弹性刚度 k_a 、屈服后刚度 k_d 以及特征强度 Q_d (或屈服强度 f_y) 均与隔震支座的变形无关。从第2章给出的试验结果可知,两类支座双线性模型的3个参数均随隔震支座剪切变形而变化,并不是常量。

(2) 修正双线性模型

鉴于双线性分析模型的不足,作者在土木工程防灾国家重点试验室对两类橡胶隔震支座(铅芯橡胶支座、高阻尼橡胶支座)进行了多种工况的振动台试验研究,振动台试验模型见图3.5,橡胶支座见图3.6。根据试验数据与理论分析结果,建议了一种能够合理反映这两类隔震支座实际滞回特性的分析模型,即修正双线性分析模型。在该分析模型中,3个参数不再是常数,而是剪切应变的函数。其中,对于铅芯橡胶隔震支座,其分析模型参数确定步骤分为两步:首先,根据试验结果分析得到隔震支座在剪切应变 $\gamma = 50\%$ 时分析模型中3个参数的数值,并将这3个参数数值与隔震支座设计参数,即支座平面尺寸、橡胶厚度、硬度等之间建立对应关系;随后,建立隔震支座分析模型中的3个参数在不同剪切应变下函数关系,并针对 $\gamma = 50\%$ 时参数值将其转化为无量纲表达式。如果上述两个函数关系能够通过隔震支座试验建立合理可靠的定量关系,则可方便的应用于工程设计。

对于高阻尼橡胶隔震支座,则仅建立其3个参数随剪切应变

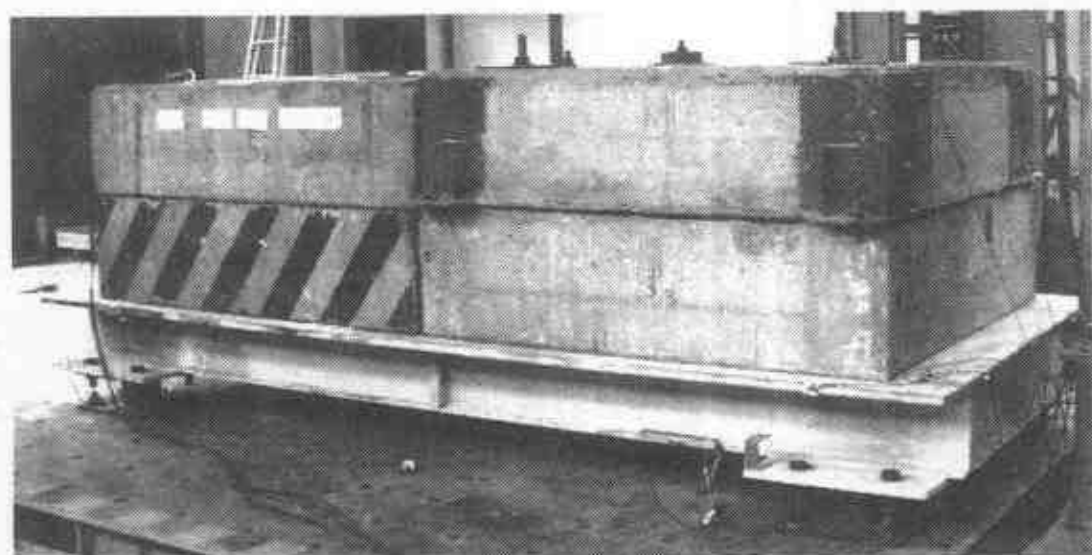


图 3.5 桥面梁隔震振动台试验模型

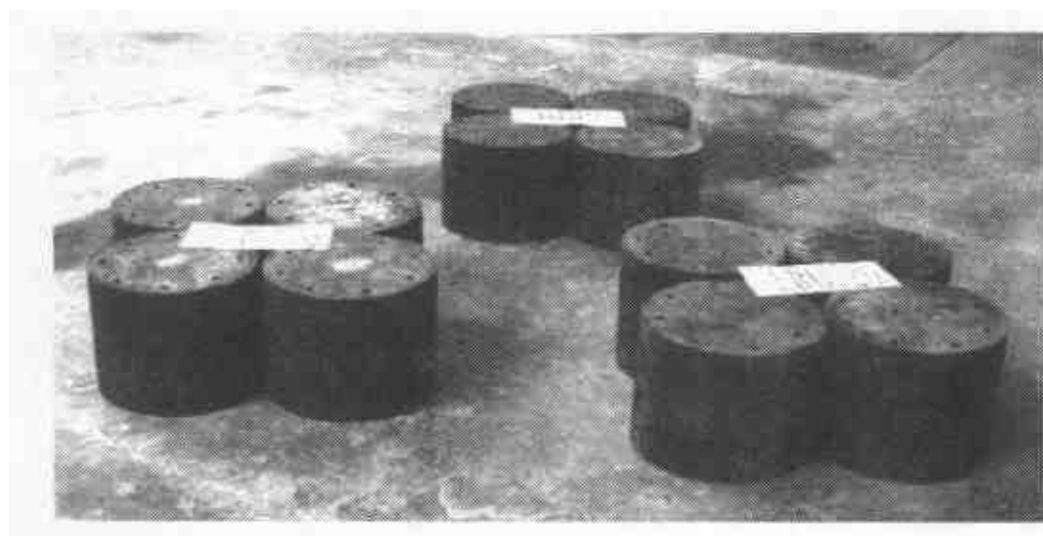


图 3.6 振动台试验的隔震橡胶支座

变化的公式,以论述修正双线性模型对其的适用性。因受试验样品数量、种类等条件所限,此处仅试图通过这有限的试验数据结果,初步建立这样的一个经验关系,随着今后试验数据的积累,以进一步完善这些参数值。

下面具体论述修正双线性分析模型参数值的确定过程,并针对振动台试验结果,将该分析模型分析结果同双线性分析模型分



析结果、试验实测结果进行比较。

(1) 修正双线性分析模型参数的确定

A. 遵循原则

1) 滞回环骨架曲线由 u 、 $f_m(u)$ 组成；

2) 滞回环的屈服后刚度 k_d 由点 $(u, f_m(u))$ 和 $(0, Q_D)$ 的连线得到, 要求滞回环特征强度 Q_D 与试验结果相同；

3) 滞回环包围的面积应与试验结果尽可能相同, 即试验得到的等效阻尼比与根据模型得到的基本相同。

B. 确定的步骤

1) 首先由试验得到的荷载—变形曲线建立 k_{eff} 随隔震支座剪切应变变化的函数关系, 其中 $k_{eff} = f_m(u)/u$, 从而得到修正双线性分析模型的骨架曲线 $f_m(u) = k_{eff}u$ ；

2) 根据试验得到的荷载—变形曲线建立等效阻尼比 ξ_{eff} 随剪切应变变化的函数关系；

3) 根据试验得到的荷载—变形曲线建立特征强度 Q_d 随剪切应变变化的函数关系；

4) 则橡胶隔震支座另外两个参数初始弹性刚度 k_u 、屈服后刚度 k_d 由式(3.9)、(3.10)确定。

$$k_u = \frac{b - a + ab}{b - a} k_{eff} \quad (3.9)$$

$$k_d = (1 - b) k_{eff} \quad (3.10)$$

其中, $a = \frac{\pi}{2} \xi_{eff}$ 、 $b = \frac{Q_d}{f_m(u)}$ 。

(2) 试验分析结果

按照上述步骤, 对铅芯橡胶隔震支座、高阻尼橡胶隔震支座进行分析统计, 结果分别见表 3.2、3.3。表 3.2 给出根据这次试验数据结果统计得到的铅芯橡胶隔震支座在剪应变 $\gamma = 50\%$ 时各力学



参数值与支座外部尺寸之间的经验公式以及不同剪应变下隔震支座分析模型参数与 $\gamma = 50\%$ 时参数值比值的经验公式,表 3.3 给出高阻尼橡胶隔震支座分析模型参数随剪应变的变化关系经验公式。

剪应变 $\gamma = 50$ 时隔震支座力学参数值

表 3.2

支 座 类 型	LRB-M30 [*] ($\gamma \leq 0.575$)	LRB-R50 ($\gamma \leq 2.5$)
铅芯剪应力 $\tau = \frac{Q_d}{A_p}$ (MPa)	3.82	8.804
屈服后刚度 k_{d50} (kN/m)	210	790.1
橡胶提供的刚度 $k_r = \frac{GA}{\sum t_r}$ (kN/m)	175.8	638.5
铅芯面积与橡胶面积比值 $\frac{A_p}{A_r}$	0.0342	0.00306
参数 $k = \left(\frac{k_{d50}}{k_r} - 1 \right) \frac{A_r}{A_p}$	5.69	7.75
特征强度系数 C_{Qd}	$0.11 + 1.768\gamma + 0.403\gamma^2$	$1.111 + 0.17922\ln(x - 0.03306)$
屈服后刚度系数 C_{kd}	$0.96 + 0.757e(-\gamma/0.038) + 0.274e(-\gamma/0.229)$	$0.5337 - 3.4136e(-\gamma/0.038) + 3.170e(-\gamma/0.229)$

高阻尼橡胶隔震支座分析模型参数确定

表 3.3

支座类型	HRB-M($\gamma \leq 1.0$)
初始刚度 k_u (kN/m)	$(1.642 - 1.958\gamma + 1.265\gamma^2) k_{d50}$
特征强度 Q_d (N)	$(0.034 + 3.253\gamma - 4.317\gamma^2 + 2.797\gamma^3) Q_{d50}$
屈服后刚度 k_d (kN/m)	$(1.257 - 0.574\gamma + 0.272\gamma^2) k_{d50}$

* 振动台试验隔震支座压应力为 2.22MPa、LRB-R50 压应力为 8MPa。



由表中可知,对于铅芯橡胶隔震支座和高阻尼橡胶隔震支座,统计参数值存在一定的离散性,因此,这些参数值仅供参考。

值得指出的是,对于铅芯橡胶隔震支座,在对试验结果进行分析的过程中发现,根据公式(3.9)计算到的 k_u 值随支座剪应变变化的关系有较大的离散性,但 k_u 与 k_d 的比值,即硬化比,除个别情况外,大部分值介于 4~10 之间;为此,本书借鉴国外的研究结果,对于铅芯橡胶隔震支座,令 k_u 与 k_d 的比值为 6.5。

为了验证本书建议的修正双线性分析模型的合理性,对振动台试验结果进行分析,分别对铅芯橡胶隔震支座、高阻尼橡胶隔震支座的一个试验工况进行分析。由于目前大多数程序所提供的功能无法满足所建议分析模型的要求,因此,作者在对既有分析程序 *DRAIN-2D* 进行改造,增加了这一分析模块。下面给出具体的实例分析。

(3)修正双线性分析模型确定实例

首先,针对铅芯橡胶隔震支座、高阻尼橡胶隔震支座根据振动台试验得到的滞回环,按照上述步骤确定分析模型的各个参数值。随后对振动台试验的两个工况进行实例分析,并与试验结果、传统双线性分析模型计算结果进行比较。根据振动台试验得到如图 3.7 所示的铅芯橡胶隔震支座荷载—变形曲线,根据上面所述步骤确定各参数随剪应变的函数关系,见图 3.8、3.9、3.10、3.11(图中给出的公式是基于各力学参数对剪应变 $\gamma = 50\%$ 时相应的力学参数值进行归一化后得到的结果),在图中所标数字为该试验工况中支座经历各个应变值对应滞回环的先后顺序。分析图中规律,首先每个滞回环的参数都由卸载时的应变值确定,即是该应变的函数,如果不考虑支座隔震力学特性随加载历程存在的软化现象(图中表明隔震支座软化现象较小,可忽略),则对应于相同的卸载应变值,其确定的滞回环参数基本相同;其次,从试验得到的荷载



—变形关系可知,在经历大变形后的小变形情况,支座仍存在滞回耗能。而目前常用的双线性分析模型无法正确反映上述现象,采用修正双线性分析模型,首先其各参数都是剪应变的函数关系,其次,滞回环各参数值的确定都是根据卸载时的剪应变确定,因此可较好的反映上述现象。

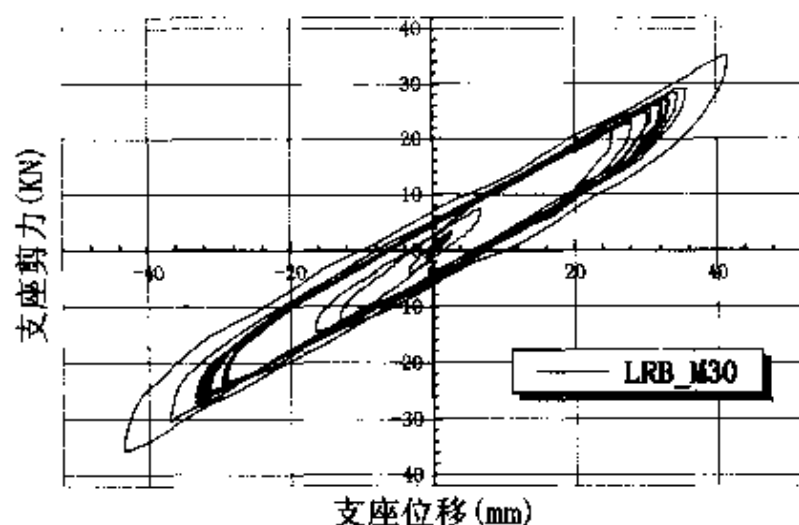


图 3.7 隔震支座荷载—变形曲线

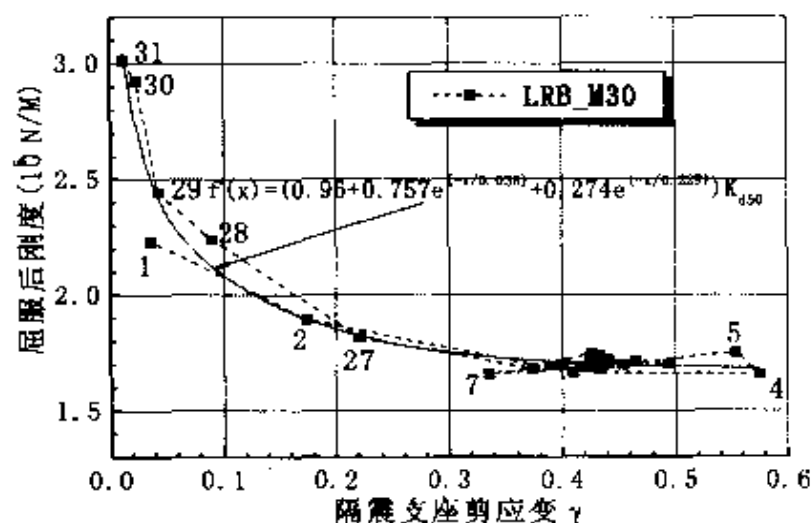


图 3.8 隔震支座屈服后刚度参数确定

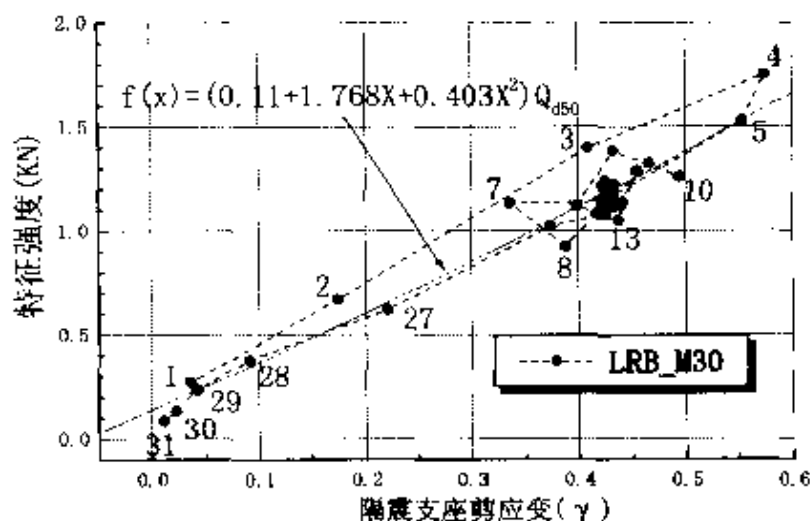


图 3.9 隔震支座特征强度参数确定

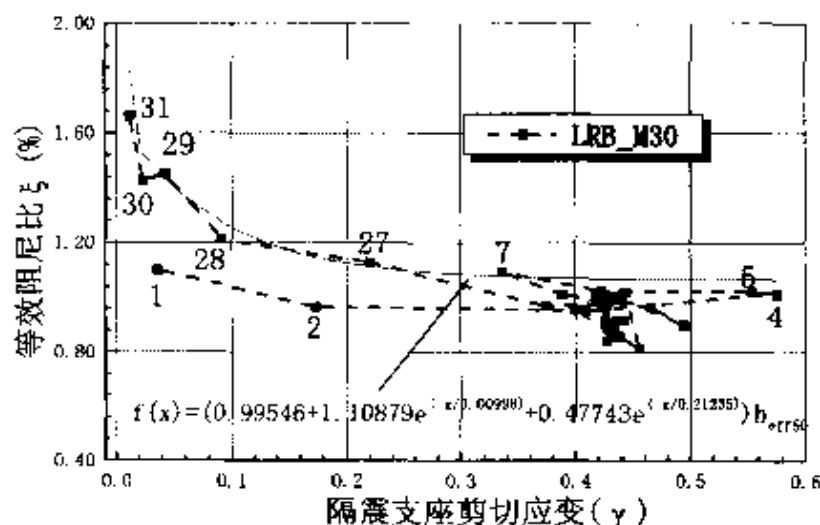


图 3.10 隔震支座等效阻尼比参数确定

图 3.12、3.13、3.14、3.15 给出对应的铅芯橡胶隔震支座试验结果、修正双线性分析模型、目前常采用的双线性分析模型的分析结果,图 3.16、3.17、3.18 给出高阻尼橡胶隔震支座分析与试验结果的比较;从图 3.12、3.16 可知,修正双线性分析模型较好的再现了试验结果。从图 3.14、3.15、3.17、3.18 知,在经历大变形后的小变形情况,双线性分析模型表现为线弹性振动,无法反映试验的真

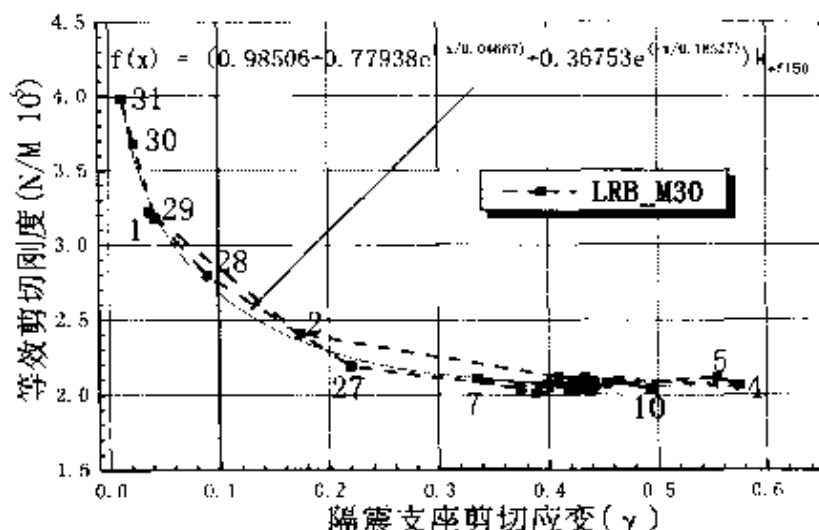


图 3.11 隔震支座等效刚度参数确定

实现现象,修正双线性分析模型计算的响应值在小变形情况仍随时间而衰减。此外,从分析中可知,要想通过双线性分析模型得到满意的计算结果,双线性模型力学参数的确定必需适当才行。在该算例分析中,双线性分析模型参数是根据试验中所得最大响应对应的滞回曲线确定的。

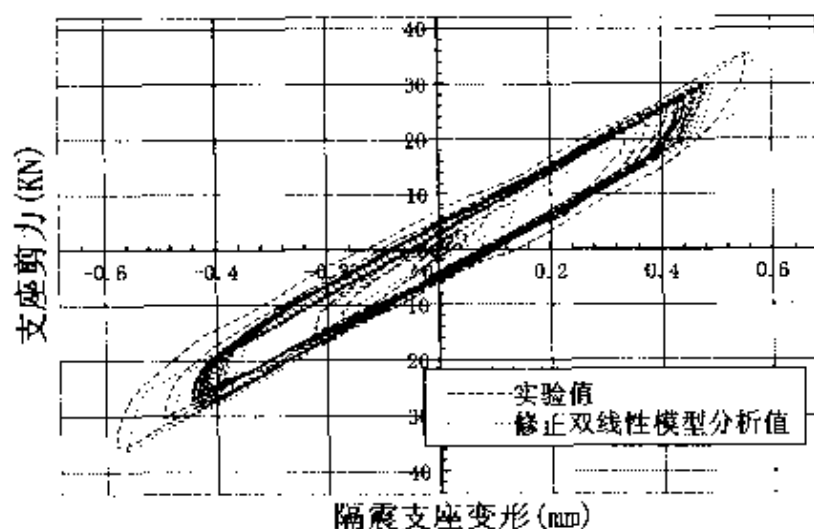


图 3.12 隔震支座的荷载—位移曲线

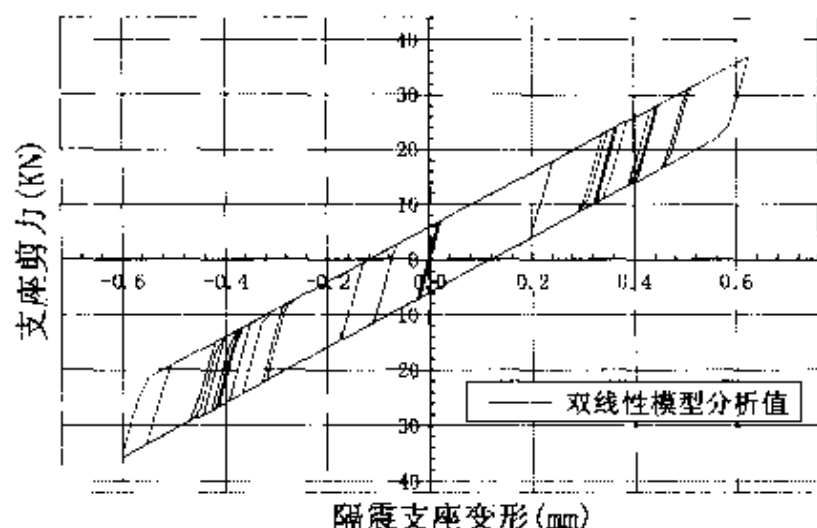


图 3.13 隔震支座荷载—位移曲线

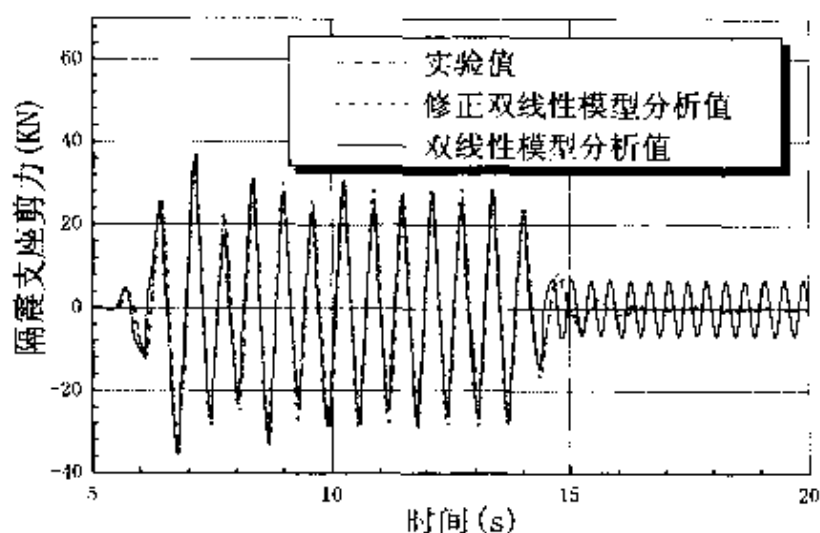


图 3.14 隔震支座剪力时程曲线

从上述建议的修正双线性分析模型各参数的确定过程可知,尚需根据实际使用隔震支座的试验结果来得到,这也意味着对于每一类型隔震支座都需进行试验才能得到。从目前各国使用隔震支座的情况和要求可知,由于隔震支座对隔震桥梁的动力响应特性起着十分重要的作用,因此均对隔震支座的产品质量给予严格规定。为了保证隔震支座产品满足设计要求的性能,普遍采用的

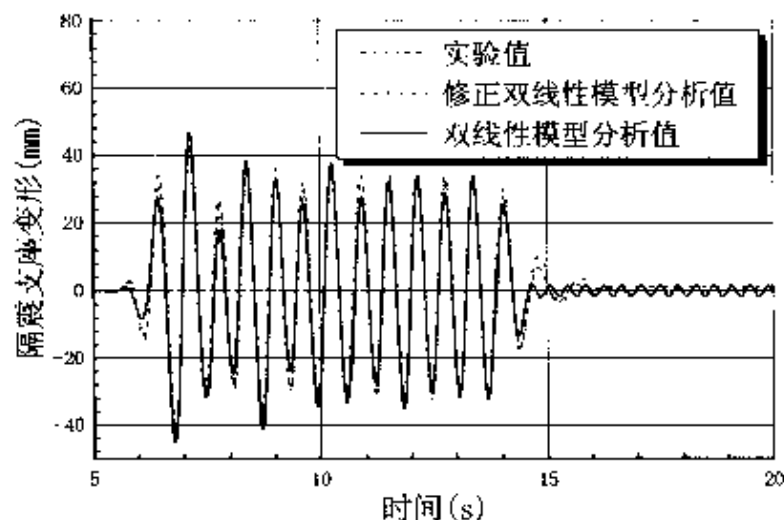


图 3.15 隔震支座位移时程曲线

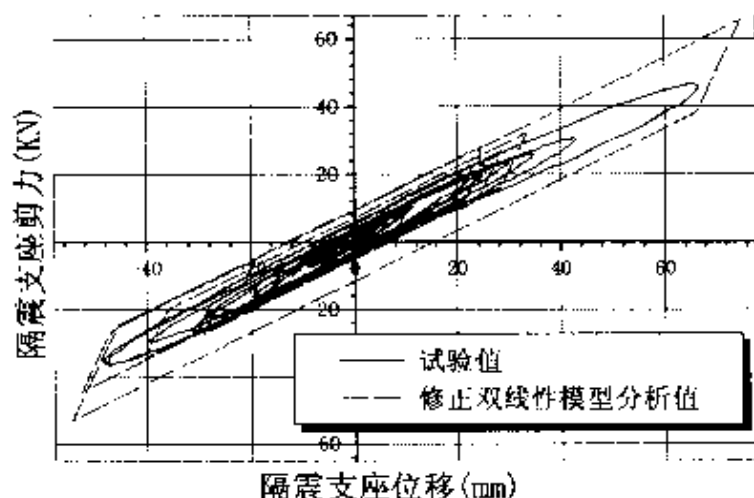


图 3.16 高阻尼隔震支座的荷载—位移曲线

措施是,要求对每批隔震支座产品进行抽样试验,校核产品的质量。因此,这个要求也同时为本书建议的模型提供了相应的试验数据,从而可用于建立分析模型。且随着今后试验数据的不断积累,也可逐步得到一些比较满意的经验型公式,从而可以避免依赖试验结果建立分析模型这一局限性。本书在表 3.2、3.3 给出依据试验回归得到的经验公式仅供参考,有待今后进一步的试验数据

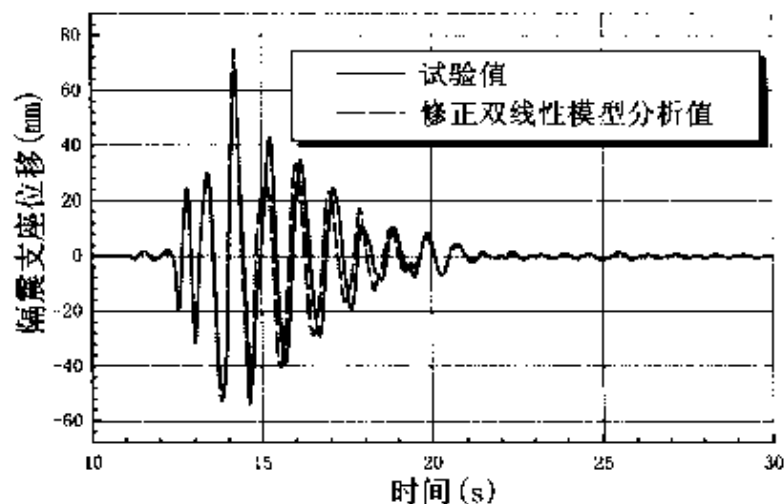


图 3.17 高阻尼隔震支座位移时程曲线

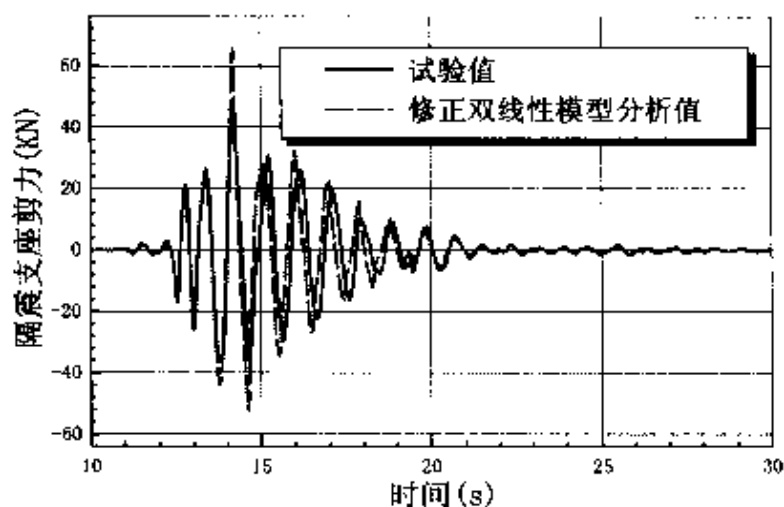


图 3.18 高阻尼隔震支座剪力时程曲线

来完善。

对于其他类型隔震支座或阻尼装置,可根据开发商关于产品的试验研究结果,采用能够合理反应其力学特性的滞回模型。

3.2.3 非线性静力分析——能力谱方法

从以上对弹性反应谱分析方法的叙述可知,由于隔震支座的



非弹性特性,使得整个分析过程是一个迭代的过程,且结构的一些非线性特性无法直接反映出来。对于非线性动力时程分析方法,因该方法的复杂性和耗时性,对分析人员的要求又比较高,在初步设计阶段不宜使用。基于上述因素,一些研究人员^{[8][9][10]}提出采用一种非线性静力分析方法(PUSH-OVER),进行结构的响应计算。该方法是基于结构在预先假定的一种分布侧向力作用下,考虑结构中的各种非线性因素,逐步增加结构的受力,直到在结构中形成机构为止,在这个分析过程中,得到结构的力与变形的全过程曲线。尽管侧向分布力是一种静力荷载,但整个分析过程可以近似反映结构在地震作用下某一瞬间的动力响应。值得指出的是,单纯的 PUSH-OVER 分析并不能直接得到结构的地震响应,而需要与其它方法如:弹性反应谱、非弹性反应谱法等相结合才可以。目前在建筑结构分析中,已提出许多种方法。其中,比较广泛采用的一种是能力谱法(Capacity Spectrum Method)。在 70 年代初,美国学者 Freeman^[8]在完成一个结构抗震评估项目的分析中首次提出该方法,并为 TriService 两水准抗震设计规程所采用。近年来,从国外发生的几次大地震的震害调查来看,由于结构破坏造成了巨大的经济损失,这迫使工程设计人员和科研人员对现有规范进行重新评估,并进行修正。其中一个方面就是提高了对结构抗震性能的要求,尤其是对结构在大地震、罕遇地震作用下的性能有了更明确的要求。这就要求设计人员在初步设计阶段就应考虑结构的非线性响应特性,能够把握结构在设计地震下的主要非线性特性和性能。但过去规范中给出的弹性动力反应谱分析方法无法满足这一要求,而在初步设计阶段就采用非线性动力时程分析方法也不现实。因此,非线性静力分析方法重新被一些研究人员^{[11][12][13][14][15]}所重视,并对其适用条件、特点及局限性进行研究和不断修正,提出许多易于为设计人员所掌握的适用的简化分



析方法。能力谱法则是众多方法中应用较广的一种。目前,非线性静力分析方法被 ATC-32^[5]所采用,用于桥梁结构的抗震分析。Peter Fajfar, Peter Gaspersic^[16],提出一种非线性静力分析方法—N2 Method,研究了该分析方法在桥梁评估中的应用。此外,在 ATC-33、ATC-40 中也引入了能力谱方法,用于既有建筑物的抗震加固和评估中,在这些项目中,线弹性静、动力分析方法不太适合这些项目的分析要求,而能力谱法却可以给出比较满意的结果。这是由该分析方法具有以下特点决定的,第一,允许针对不同性能目标和地震运动准则进行分析;第二,允许考虑不同材料的非线性特性和其他一些条件。值得指出的是,上面提到的大部分文献多数是针对建筑结构提出的非线性静力分析方法,涉及桥梁结构应用的较少。

由于我国以前抗震规范在关于结构屈服后的性能要求均比较模糊,在结构设计中,基本不要求对结构的非线性特性进行分析。因此,对结构非线性分析方法的研究也很少。能力谱方法目前在国内研究的不多,只在建筑结构抗震分析方面有所提及,而桥梁方面则很少。对于隔震桥梁的设计和分析,由于隔震支座等隔震装置的非线性特性,使结构在初步设计阶段就不可避免要涉及结构的非线性响应分析。此外,因《城市桥梁抗震设计规范》对结构抗震性能在不同水准地震作用下性能要求的比较明确,使得设计人员必须研究结构在不同水准地震作用下的动力响应,因此,非线性静力分析方法在设计中也有一定的应用价值。鉴于此,将该分析方法中的一种,即能力谱分析方法给予简要介绍。下面首先论述能力谱分析方法的具体步骤,随后通过具体算例进行说明。

能力谱法就是借助于 PUSH-OVER 分析得到结构的荷载—变形曲线,并转换成对应的“能力曲线”,将其与结构在设计地震下的“需求曲线”一同画在加速度(S_a)—位移谱(S_d)(ADRS)中进行



比较,两条曲线交点就是结构在对应水准地震作用下的响应峰值。此处的加速度—位移谱与通常规范给出的设计加速度谱格式不同,规范给出的加速度谱横轴为周期或频率,纵轴为加速度谱值。而加速度—位移谱的横轴为位移谱值,纵轴为加速度谱值,其周期为从原点出发沿径向的直线,两种反应谱格式的具体变换见图 3.19 所示。图 3.19 中 a) 图为传统的反应谱, b) 图为加速度—位移谱,其中位移谱值由公式 3.11 确定。

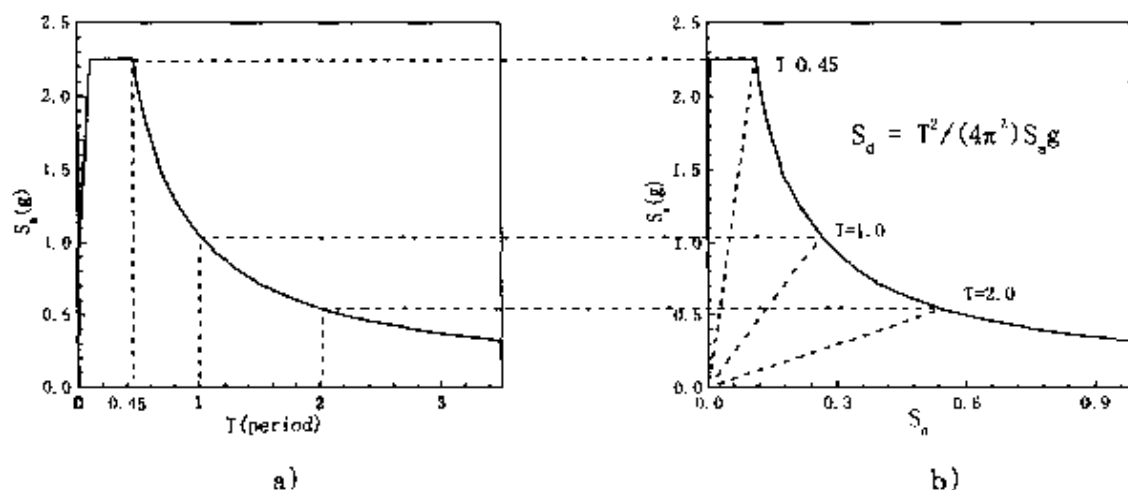


图 3.19 加速度—周期反应谱与加速度—位移谱的变换关系

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a g \quad (3.11)$$

能力谱分析方法的关键是得到结构响应的“能力曲线”和对应水准地震作用下的“需求曲线”。本书建议的分析过程首先是由 PUSH-OVER 分析得到结构的荷载—变形曲线,并将其变换成对应的“能力曲线”,即加速度—位移谱格式;其次是根据等效单自由度体系的等效刚度、等效阻尼比由弹性反应谱确定结构在地震作用下的“需求曲线”。具体分析过程如下。

(1) PUSH-OVER 分析



在 PUSH - OVER 分析中,首先应确立结构所需要考虑的非线性因素,并据此建立正确的分析模型,其中构件的非线性特性应根据构件的实际能力确定,隔震支座的非线性模型可取其滞回曲线的骨架曲线。

其次,应确定侧向力 $\{P\}$ 的分布方式,通常是先假定一个合理的变形形状向量 $\{\phi\}$,进而由公式(3.12)、(3.13)确定侧向力的分布。

$$\{p\} = [M]\{\phi\} \quad (3.12)$$

$$p_i = m_i \phi_i \quad (3.13)$$

其中, $[M]$ 为结构的集中质量矩阵, m_i 为质点 i 的质量, ϕ_i 为质点 i 对应的形状向量值。值得指出的是,对于实际结构的分析,形状向量 $\{\phi\}$ 并不是唯一的。庆幸的是,合理的 $\{\phi\}$ 局限于一个有限的范围内,在该范围内,不同的假设得出的结果基本相近。对于隔震桥梁纵向,其侧向力分布方式比较简单,常采用在支座顶部施加一个集中力的方式,一般不考虑桥墩的影响。对于横桥向,图 3.20 针对不同桥型给出一些简单但比较合理的变形形状向量 $\{\phi\}$,其中图 a) 用于各桥墩处横向均为铰支约束的跨河谷桥的情况,图 b) 为两端铰支约束中间为弹性约束情况,图 c) 为各桥墩处横向均为弹性约束,且各桥墩组合刚度基本相同情况下宜采用的形状向量。对于隔震桥梁,通常结构的响应由隔震振型控制,因此变形形状向量 $\{\phi\}$ 也可取隔震振型的模态向量。

此外, PUSH - OVER 分析中,还需确定荷载—变形曲线对应于结构响应中的那一组变量,通常荷载取结构所有侧向力的总和 p^* ,而对应的变形取结构中变形最大的点的位移 u^* ,并称该点为特征点,图 3.20 中同时也给出特征点的位置,有时取特征点对应变形向量值 $\phi^* = 1$ 。

在确定作用于结构的侧向力分布方式和特征点后,就可以按

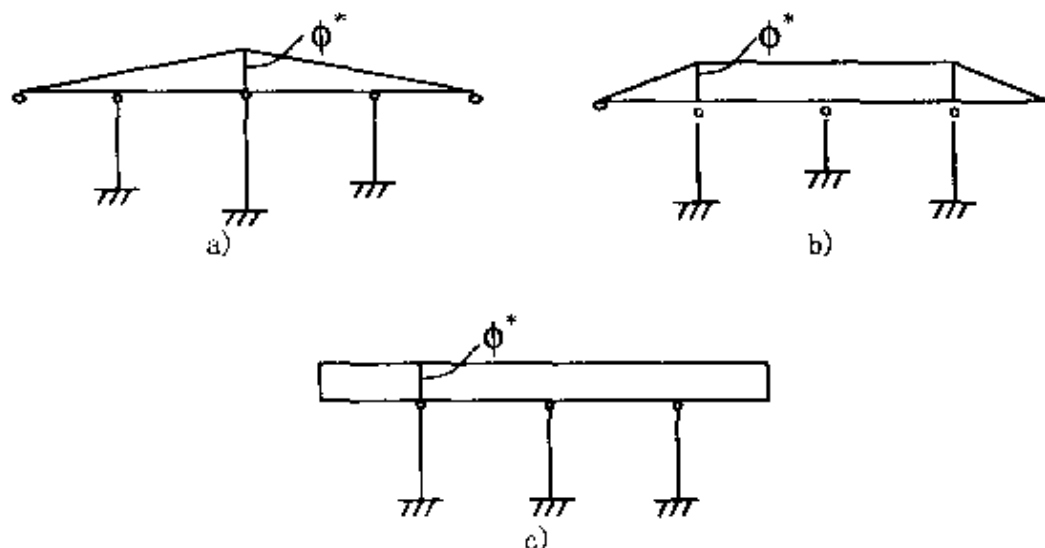


图 3.20 横桥向几种建议的位移形状向量图

特征点处位移逐步增加进行分析,直到达到预期的目标位移,进而得到结构总侧向力—特征点位移的变形曲线。

(2)能力曲线

非线性静力 PUSH-OVER 分析没有很强的理论背景,它是基于假设多自由度结构响应可由一个单自由度体系的响应来等效,且能力曲线、需求曲线均是基于等效非弹性单自由度体系进行比较。固而由 PUSH-OVER 分析得到多自由度结构体系的荷载—变形能力曲线后,需要变换到等效单自由度体系,得到等效单自由度非弹性体系的能力曲线。

将 PUSH-OVER 分析得到的荷载—变形曲线变换成能力曲线的公式和原理基本类似于将多自由度体系用广义向量将其变换成等效单自由度体系,结构内力、位移由相应振型的内力和位移来表示。唯一不同的是,此处振型为假定的变形向量 $\{\phi\}$,具体公式推导如下:

多自由度线弹性动力分析方程为:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = -[M]\{I\}\ddot{u}_g \quad (3.14)$$



通过假定的变形向量 $\{\phi\}$, 将其变换成等效的单自由度体系方程, 即:

$$u^* + \frac{\{\phi\}^T [c] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \dot{u}^* + \frac{\{\phi\}^T [k] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} u^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{I\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \ddot{u}_g \quad (3.15)$$

定义振型参与系数为: $\Gamma = \frac{\{\phi\}^T [M] \{I\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}$, 则结构对应特征点的位移 u^* 和总侧向力 P^* 为:

$$u^* = \Gamma S_d \phi^* \quad (3.16)$$

$$p^* = \sum p_i = \Gamma S_a \{\phi\}^T [M] \{I\} \quad (3.17)$$

其中, S_a 、 S_d 分别为单自由度体系对应的反应谱值。所以当由 PUSH-OVER 分析得到结构特征点与总侧向力之间的 $p^* \sim u^*$ 曲线后, 可由公式(3.18)、(3.19)经过变换得到相应的“能力曲线”。

$$S_d = \frac{u^*}{\Gamma \phi^*} \quad (3.18)$$

$$S_a = \frac{p^*}{\Gamma \{\phi\}^T [M] \{I\}} = \frac{p^*}{\frac{(\{\phi\}^T [M] \{I\})^2}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}} \quad (3.19)$$

定义系数, $\alpha_1 = \frac{(\{\phi\}^T [M] \{I\})^2}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}$, $\alpha_2 = \Gamma \phi^*$, α_1 、 α_2 即为能力曲线的变换系数。

上述关系的推导是能力谱方法最重要的一个方面, 但这个等效过程缺乏严格的理论背景, 即多自由度结构响应与一个等效单自由度体系的响应等效。这意味着结构响应可由一个单一振型控制, 且这个振型在整个响应过程中保持不变, 显然这些假设并不成立。但许多研究分析表明, 对于大多数构型规则结构, 这些假设的引入仍可得到相当好的计算结果。对于隔震桥梁, 通过对大量隔震桥梁动力特性的研究可知, 结构的响应基本由隔震振型控制, 因



此,比较适合采用该分析方法,尤其是对于比较规则的桥型。

(3)需求曲线

由于目前多数关于非弹性单自由度体系响应的计算结论均是基于双线性分析模型的假设,而 PUSH-OVER 分析得到等效单自由度体系的能力曲线通常是多折线型,为了利用已有的关于非弹性单自由度体系的分析结果,因此,需要将多折线型能力曲线用双线性模型来近似。关于多折线型用双线性来近似的原则目前有多种,本书作者建议采用的近似原则是:双线性屈服后刚度与结构在对应目标位移处的切线刚度相同,且双线性所包围的面积与分析得到的多折线包围面积相等。

根据“能力曲线”定义的双线性关系,目前已有许多不同的方法来确定实际结构对应等效非线性单自由度体系在设计水准地震作用下的“需求曲线”,如非弹性反应谱、或通过对弹性反应谱的修正得到的非弹性反应谱来计算需求。由于《城市桥梁抗震设计规范》的初稿还在讨论阶段,规范给出的设计谱形式还没最终确定,因此,此处参照《公路工程抗震设计规范》^[1]规定的设计谱,根据非线性单自由度体系对应于不同变形确定的等效刚度、等效阻尼比对弹性设计谱修正来确定“需求曲线”,具体步骤如下:

首先,根据“能力曲线”确定的双线性关系,对应于不同位移幅值,按公式(3.20)、(3.21)计算等效刚度等效阻尼比。

$$k_{eff} = \frac{S_d W}{S_d g} \quad (3.20)$$

$$\xi_{eff} = \frac{\Delta W}{2\pi k_{eff} S_d^2} + 0.05 \quad (3.21)$$

其中, k_{eff} 为对应于位移 S_d 的等效刚度, ξ_{eff} 为对应于位移 S_d 的等效阻尼比, W 为等效单自由度体系的重量, ΔW 为双线性模型对应于位移 S_d 的滞回环面积。一般说来,等效刚度、等效阻尼比是与响



应幅值有关的,达到屈服前, k_{eff} 与初始刚度相同, $\xi_{eff} = 5\%$,屈服后, k_{eff} 减小, ξ_{eff} 随变形增加而有所增大。

其次,根据得到的等效刚度、等效阻尼比对设计地震下 5% 阻尼比的标准弹性设计谱进行修正以计算“需求曲线”。在这个过程中,一个主要的问题是阻尼比对标准弹性设计谱修正的折减系数确定。从图 3.3 可知,不同规范规定阻尼比对弹性设计谱的折减系数是不同的,有的相互之间差异还很大。我国《公路工程抗震设计规范》没有明确给出阻尼比对设计谱的折减系数,而《城市桥梁抗震设计规范》初稿正在形成。因此暂建议采用何度心^[17]给出的阻尼比对设计谱的修正公式,即(3.22)、(3.23)。

$$C_d = \frac{1}{\sqrt[3]{16.6\xi + 0.16} \left(\frac{0.8}{T} \right)^a} \quad (3.22)$$

$$a = \frac{0.05 - \xi}{0.156 + 3.38\xi} \quad (3.23)$$

这样,根据对应于“能力曲线”中不同的位移值,得到不同组的等效刚度、等效阻尼比,进而校正 5% 阻尼比的弹性设计谱,计算对应于不同位移的地震需求,即得到“需求曲线”。将其与“能力曲线”一起画在加速度—位移谱中,两条曲线的交点即对应于结构在对应地震作用下的峰值响应。基于此还可进一步判别结构、构件在对应地震作用下的损伤状态。

(4) 算例验证

下面通过对一座隔震桥的纵向、横向地震响应分析来具体论述能力谱分析方法的有效性。隔震桥梁为四跨连续梁桥,见图 3.21,位于 II 类场地,烈度为 8 度区,重要桥梁,水平双向均隔震,主梁为单箱单室截面,墩高分别为 4m、7m、5m,墩直径为 1.2m 的圆形截面,隔震支座为铅芯橡胶支座,各桥墩、桥台处支座均相同。桥梁分析仅限于平面模型,且仅考虑隔震支座的非线性特性,其非



线性模型根据第三章给出的剪应变 $\gamma = 50\%$ 时的双线性参数作为其骨架曲线用于分析,桥墩与梁均假定为弹性,且假定纵向与横向地震响应互相独立,同时将能力谱法分析结果与非线性动力时程分析结果进行了比较,所用地震波是根据规范设计谱合成的人工波。

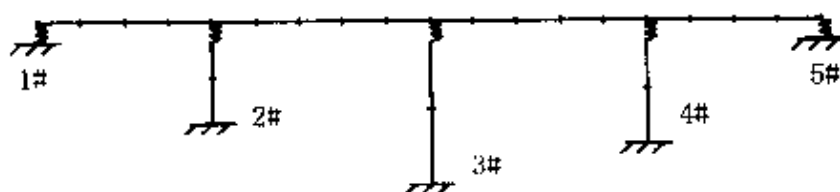


图 3.21 隔震桥梁分析模型

(a) 纵桥向隔震响应分析

图 3.22 给出用能力谱分析方法计算隔震桥纵桥向地震响应的图解结果,纵桥向分析时,侧向力的分布仅考虑上部结构的影响,假设在上部结构各质点处侧向力分布相同,特征点取上部结构端部质点。图中的能力曲线是根据 PUSH - OVER 分析得到特征点与总侧向力的荷载—变形曲线,进而根据公式(3.18)、(3.19)变换得到。需求曲线是基于对能力曲线的双线性近似,得到双线性模型各参数值,并根据公式(3.20)~(3.23)和规范给出的 II 类场地反应谱得到。图中能力曲线与需求曲线的交点即为能力谱分析方法计算的结构响应峰值,进而计算结构其他构件的内力和变形。此外,从图中可知,结构弹性响应的位移与非弹性响应位移值基本相同,近似满足等位移原则。图 3.23 针对 3 号桥墩沿墩高变形给出能力谱与时程分析结果的比较,可见,两者计算结果吻合比较好。

在得到结构能力曲线后,针对不同水准、特性地震波借助于加速度—位移谱,可迅速得到结构在该水准和该地震波下的响应。

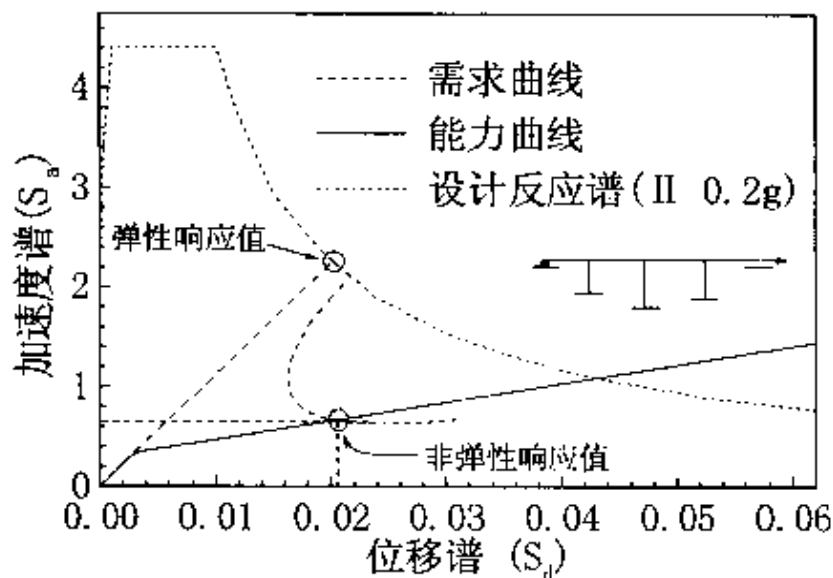


图 3.22 算例分析

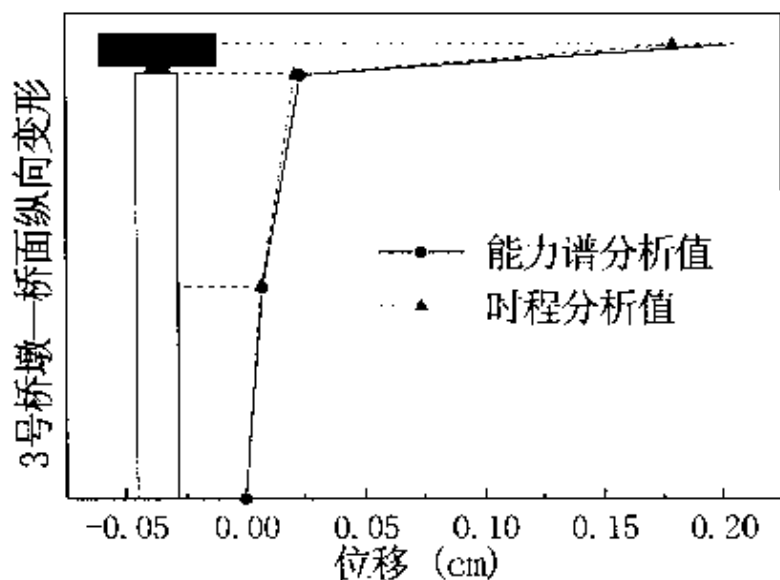


图 3.23 能力谱法分析与时程分析法的比较

图 3.24 在上一步分析的基础上,给出了在加速度峰值为 $0.2g$ 、III 类场地以及在加速度峰值为 $0.4g$ 、II 类场地下该隔震桥纵向响应的结果。

值得指出的是,该算例仅考虑隔震支座的非线性特性,在实际



设计中,也可同时考虑桥墩、基础等构件的非线性特性。对于考虑桥墩非线性的情况,还可根据能力谱分析结果得到桥墩在对应水准地震作用下的最大变形和延性比等,进而可根据相应的损伤判别公式计算其损伤度,可校核是否满足预期的性能指标。

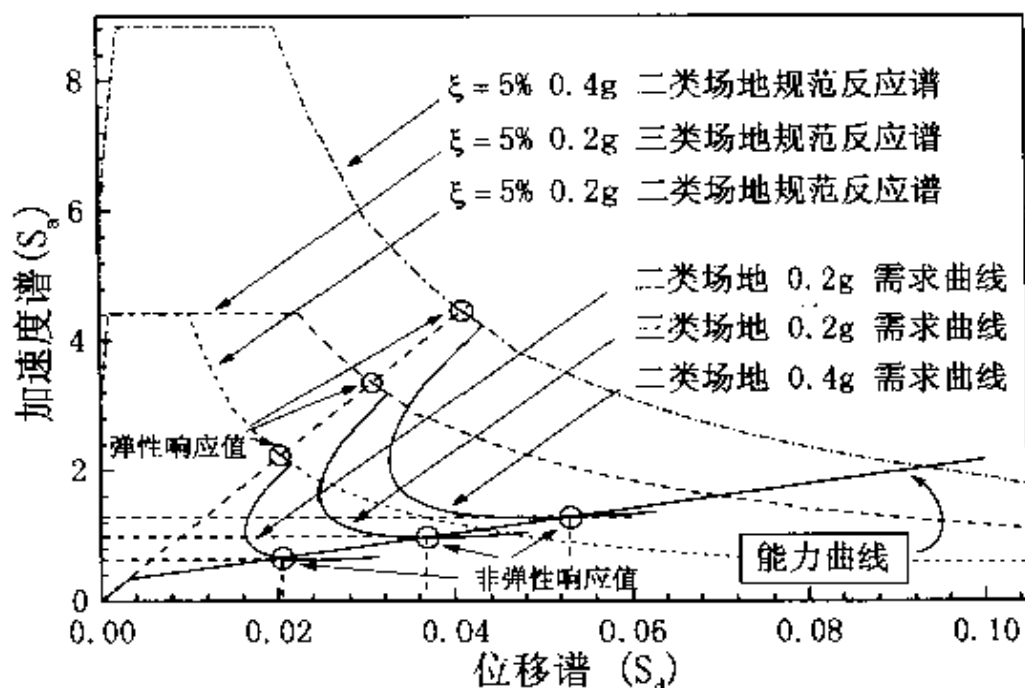


图 3.24 不同场地特性不同水准地震的能力谱分析实例

(b)横桥向隔震响应分析

为了比较不同侧向力分布方式对能力谱法计算结果的影响,针对该桥的横桥向采用了三种侧向力分布方式进行了分析,同时与时程分析结果进行比较。三种侧向力分布方式分别为均布、三角形和对称梯形方式。图 3.25 给出上部结构各质点侧向变形按三种分布方式以及动力时程分析计算的结果。表 3.4 给出三种分布方式和时程分析响应的最大值,从中可知,不同侧向力分布方式引起的差异是比较小的,在两个桥台处计算误差相对较大,跨中则相差较小。



表 3.4

不同侧向力分布方式对能力谱分析结果的影响

侧向力分布方式	1# 桥台	2# 桥墩		3# 桥墩		4# 桥墩		5# 桥台
	支座 剪力	支座 剪力	墩底 弯矩	支座 剪力	墩底 弯矩	支座 剪力	墩底 弯矩	支座 剪力
能力谱分析值	42 850	70 540	282 100	80 670	564 700	69 960	349 800	43 170
	10 540	62 000	248 000	75 450	528 100	61 400	307 000	10 880
	31 340	68 130	272 500	80 670	564 700	67 470	337 300	31 710
时程分析值	56 010	71 400	292 500	80 430	564 600	71 030	369 100	56 490

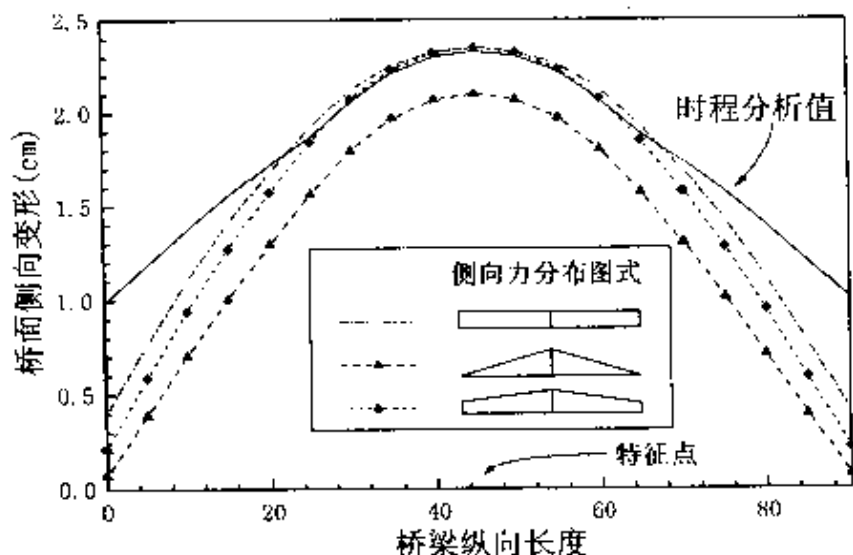


图 3.25 上部结构侧向变形

通过上述算例分析表明,能力谱分析方法可得到比较好的响应值,且一旦得到结构的能力曲线,则可借助于 ADRS 谱格式迅速得到结构对应于不同水准和地震波特性的响应。因此,更适用于多水准设计的需要。此外,借助于能力谱方法,可迅速得到结构响应的峰值,并可得到以下一些关于结构的响应特性,而这些响应特性是弹性静、动力分析所不具备的。这些响应特性包括:

- 脆性构件在对应水准地震作用下实际的需求强度,根据能力设计原则,脆性构件设计强度应对应于延性构件的实际变形时的强度,而不是其设计强度,这中间存在一个超强强度。

- 允许形成塑性铰的构件的实际非弹性变形需求。
- 单根构件强度弱化对整个结构响应的影响。
- 识别需求变形的关键部位,并在设计中给予注意。
- 识别在结构中各构件刚度、强度的变化,如进入非弹性后对结构整体响应的影响。

- 校核结构体系荷载传力路径的可靠性,考虑所有构件、连接件以及对响应有影响的非结构构件等因素,把握结构屈服后的



性状及对应于不同设防水准地震的损伤状态。

对于结构地震响应的分析,尽管分析的目的是得到结构响应的精确解,但我们也应意识到,就目前我们所具备的知识水平,由于受地震动特性的不确定性、施工质量等因素限制,还不具备达到这个要求的能力。鉴于这个情况根据设计要求,采用一个相对简单并且计算结果又可满足实际要求的方法是比较有效的也是很有意义的。能力谱法正是这样一种分析方法。虽然没有完善的理论背景,但大量研究表明,在许多情况下,使用该方法是可以得到一个相当好的计算结果,在辅助与其他分析方法共同使用,相互校核,是比较合理的解决方法。但对于该方法中涉及的一些系数值,如阻尼比对设计谱值的折减等,还值得进一步研究。

3.3 隔震桥梁和非隔震桥梁设计 地震力的比较

通过一座四跨连续梁桥纵向隔震与非隔震响应分析的比较来考查两者的差异。跨径组合为 $20 + 25 + 25 + 20\text{m}$, 见图 3.26。主梁为箱形截面, 面积为 2.7m^2 , 竖向抗弯惯矩 0.522m^4 , 横向抗弯惯矩 12m^4 , 桥墩高均为 6.0m , 采用圆形截面, 直径 1.2m , 重要桥梁。该桥位于 II 类场地, 8 度区。隔震支座采用铅芯橡胶支座, 对应非隔震桥梁采用普通板式支座, 板式支座尺寸在各墩、台处相同。对

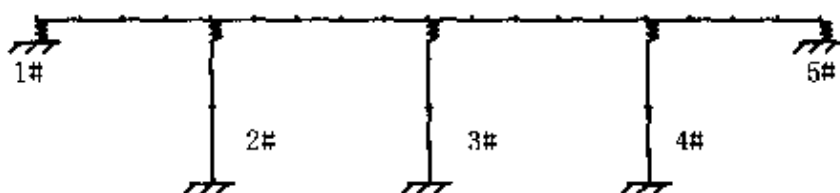


图 3.26 隔震桥梁分析模型



于隔震桥、非隔震桥,其支座的设计参数见表 3.5。

隔震支座、普通板式支座设计参数

表 3.5

铅芯橡胶支座		普通板式支座
铅芯橡胶支座硬度	60	
平面形状(圆形截面 mm)	$\Phi = 520$	450 × 600
铅芯直径(mm),个数	$D_L = 70(1 \text{ 个})$	
橡胶层厚度、总厚度(mm)	13 @ 8 = 104	49
支座总高度(mm)	192	64
支座剪切模量(MPa)	1.059 48	1.200
橡胶剪切刚度 k_r (kN/m)	1 961	6 612
支座屈服后刚度 k_{iso} (kN/m)	2 236	
支座初始弹性刚度 k_{so} (kN/m)	14 530	
支座屈服强度 F_y (kN)	40.024	

针对上述桥型,按照弹性反应谱分析方法进行计算,并对隔震支座的非线性特性进行迭代,得到隔震、非隔震桥在对应水准地震作用下的响应,详细计算结果见表 3.6。

隔震桥、非隔震桥响应比较

表 3.6

	隔震桥			非隔震桥		
	2#墩	3#墩	4#墩	2#墩	3#墩	4#墩
重要性修正系数 C_i	1.7					
场地类型	II					
水平地震系数 k_h	0.2					
支座等效刚度(kN/m)	3 018			6 612		
桥梁基本周期 $T(s)$	1.2549(1.3018)			0.86726(0.9243)		
桥墩弹性地震力(kN)	218.62			304.9(286.4)		
阻尼比(%)	21.07			5		



续上表

		隔震桥			非隔震桥		
		2#墩	3#墩	4#墩	2#墩	3#墩	4#墩
阻尼比修正系数		0.59677			1.0		
阻尼对地震力的修正(kN)		130.5			304.9(286.4)		
综合影响系数 C_z					0.3		
桥墩设计地震力(kN)					91.47(85.931)		
时程分析的 桥墩延性比	El-Centro	1.10			3.75		
	人工波	弹性			1.81		

通过上述比较可知,同非隔震桥梁相比,由于采用隔震支座的引入,从两方面降低了桥梁所受的地震力,一方面,通过延长桥梁的基本周期,降低地震力约为 28.3%,另一方面,由于隔震支座的耗能特性,使的地震力进一步降低了 59.7%。由计算结果可知,如果假设隔震桥、非隔震桥的桥墩设计力均取根据非隔震桥计算的地震力进行设计,则在与规范反应谱相协调的加速度峰值为 0.2g 人工波作用下,非隔震桥的桥墩已进入塑性,延性比, $\mu = 1.81$,桥墩发生了损伤,而隔震桥在该地震波作用下还处于弹性。对于加速度峰值为 0.2g 的 EL-Centro 波作用下,隔震桥虽也进入塑性, $\mu = 1.10$ 但非隔震桥延性比 $\mu = 3.75$,很明显,隔震设计达到了提高结构抗震性能的要求。由此可见,如果要求隔震桥、非隔震桥达到相同的预期性能目标,即桥墩发生同样的延性变形,通过隔震设计可降低桥墩的设计地震力。反之,如果为了降低桥墩发生的非弹性变形,即损伤程度,通过隔震设计,可在设计地震力几乎与非隔震桥相同的前提下,提高结构的抗震性能。在上述时程分析中,隔震桥、非隔震桥桥墩的非线性特性采用双线性分析模



型,桥墩延性比按公式(3.24)计算。

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (3.24)$$

此外,引用《公路工程抗震设计规范》^[1]中的设计谱、场地类型划分和综合影响系数规定,针对通常采用的梁式桥,对采用隔震技术和不采用隔震技术结构在不同场地条件下的地震力进行简要比较,见表 3.7、3.8、3.9、3.10。假定通常梁式桥的基本周期均小于 0.7s,隔震桥梁基本周期对应阻尼比为 25%,根据公式(3.22)(3.23)计算的阻尼比折减系数对应于隔震周期 1.4s、2.1s 分别为 0.54948,0.50672。

隔震桥与非隔震桥地震力的比较

表 3.7

隔震 周期	综合影 响系数	场地类型 I		
		非隔震桥 β_c	隔震桥 β_l	β_c/β_l
1.4	1.0	$\beta_c \geq 0.64 C_i k_h$	$\beta_c = 0.18 C_i k_h$	≥ 3.56
	0.3	$\beta_c \geq 0.19 C_i k_h$	$\beta_c = 0.18 C_i k_h$	≥ 1.06
2.1	1.0	$\beta_c \geq 0.64 C_i k_h$	$\beta_c = 0.11 C_i k_h$	≥ 5.82
	0.3	$\beta_c \geq 0.19 C_i k_h$	$\beta_c = 0.11 C_i k_h$	≥ 1.73

隔震桥与非隔震桥地震力的比较

表 3.8

隔震 周期	综合影 响系数	场地类型 II		
		非隔震桥 β_c	隔震桥 β_l	β_c/β_l
1.4	1.0	$\beta_c \geq 0.98 C_i k_h$	$\beta_c = 0.27 C_i k_h$	≥ 3.63
	0.3	$\beta_c \geq 0.29 C_i k_h$	$\beta_c = 0.27 C_i k_h$	≥ 1.07
2.1	1.0	$\beta_c \geq 0.98 C_i k_h$	$\beta_c = 0.17 C_i k_h$	≥ 5.762
	0.3	$\beta_c \geq 0.29 C_i k_h$	$\beta_c = 0.17 C_i k_h$	≥ 1.71



隔震桥与非隔震桥地震力的比较

表 3.9

隔震 周期	综合影 响系数	场地类型 III		
		非隔震桥 β_C	隔震桥 β_I	β_C/β_I
1.4	1.0	$\beta_C \geq 1.48 C_i k_h$	$\beta_C = 0.42 C_i k_h$	≥ 3.52
	0.3	$\beta_C \geq 0.44 C_i k_h$	$\beta_C = 0.42 C_i k_h$	≥ 1.05
2.1	1.0	$\beta_C \geq 1.48 C_i k_h$	$\beta_C = 0.26 C_i k_h$	≥ 5.6962
	0.3	$\beta_C \geq 0.44 C_i k_h$	$\beta_C = 0.26 C_i k_h$	≥ 1.69

隔震桥与非隔震桥地震力的比较

表 3.10

隔震 周期	综合影 响系数	场地类型 IV		
		非隔震桥 β_C	隔震桥 β_I	β_C/β_I
1.4	1.0	$\beta_C \geq 2.25 C_i k_h$	$\beta_C = 0.66 C_i k_h$	≥ 3.41
	0.3	$\beta_C \geq 0.68 C_i k_h$	$\beta_C = 0.66 C_i k_h$	≥ 1.03
2.1	1.0	$\beta_C \geq 2.25 C_i k_h$	$\beta_C = 0.42 C_i k_h$	≥ 5.3662
	0.3	$\beta_C \geq 0.68 C_i k_h$	$\beta_C = 0.42 C_i k_h$	≥ 1.62

从表 3.7、3.8、3.9、3.10 中的结果可知,采用隔震技术后,可使隔震桥梁所受的地震力与传统桥梁根据弹性反应计算并考虑综合影响系数折减后的地震力相接近,或略低一些。这表明,在桥墩采用同样的设计地震力下,隔震桥梁在设计水准地震作用下,桥墩可能保持弹性或刚进入非线性,结构损伤很小,而传统桥梁的桥墩则已明显进入非线性,损伤较大。可见,在同等条件下,采用隔震设计可提高结构的抗震性能。反之,如果设计预期性能目标隔震桥梁与传统非隔震桥梁相同,则采用隔震技术的桥,其设计地震力可降低(尤其是对采用桩基础的情况),可节约造价。



参考文献

[1] 公路工程抗震设计规范(JTJ004—89), 中华人民共和国交通部部标准, 1990, 北京

[2] 建筑抗震设计规范(GBJ11—89). 北京: 中国建筑工业出版社 1989.

[3] Eurocode 8 Structures in Seismic Region - Design, Part2, Bridges, Draft, 1993.

[4] Guide Specifications for Seismic Isolation Design, American Association of State Highway and Transportation officials, Washington, D. C., CA., 1991.

[5] ATC - 32 Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations, Applied Technology Council, Redwood City, 1996.

[6] 道路橋示方書・同解説.V 耐震設計編. 日本道路協会. 平成8年12月(1996).

[7] Manual For Menshin Design Of Highway Bridges, Ministry Of Construction, Japan (English - Version), EERC, Berkeley, Calif., Report 94/10.

[8] S. A., Freeman, J. P., Nicoletti, and J. V., Tyrell, "Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk - A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard Bremerton", Washington, Proc. 1st U.S. National Conf. Earthquake Engng., EERI, Pp. 113 - 122, Berkeley, 1975.

[9] G. G., Deierlein, S. H., Hsieh, "Seismic Response of Steel Frames with Semi - Rigid Connections Using the Capacity Spectrum Method", Proceedings Of Fourth U. S. National Conference On Earth-



quake Engineering, Palm Springs, California, Vol. 3, May 20 – 24, 1990, Pp. 863 – 872.

[10] G. Faella, “Evaluation of the R/C Structures Seismic Response by means of Nonlinear Static PUSH – OVER Analysis”, Proc. Of 11th WCEE, Paper No. 1146, 1996.

[11] H. , Krawinkler, G. D. P. K. , Seneviratna, “Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation”, Engng. Struct , Vol. 20. , No. 4 – 6, 1998, Pp. 452 – 464.

[12] S. A. Freeman, “Development and use of Capacity Spectrum Method”, Proc. 6th U. S. National Conf. Earthquake Engng. , Seattle, CD – ROM, EERI. , Oakland, 1998.

[13] Peter Fajfar, “Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 28, 1999, Pp. 979 – 993.

[14] M. , Aschheim, J. , Maffei, E. , Black, “Nonlinear Static Procedures and Earthquake Displacement Demands”, Proc. 6th U. S. National Conf. Earthquake Engng. , Seattle, CD – ROM, EERI. , Oakland, 1998.

[15] Vojko Kilar And Peter Fajfar, “Simple Push – Over Analysis Of Asymmetric Buildings”, Earthquake Engineering And Structural Dynamics, Vol. 26, 1997, Pp. 233 – 249.

[16] Peter Fajfar, Peter Gaspersic, “A Simplified Nonlinear Method for Seismic Evaluation of RC Bridges”, Proc. 6th U. S. National Conf. Earthquake Engng. , Seattle, CD – ROM, EERI. , Oakland, 1998.

[17] 何度心、黄龙生、陆干文、周雍年、桥梁抗震计算. 北京: 地震出版社. 1991

第四章 桥梁减隔震设计原则

4.1 概 述

目前,许多国家的桥梁抗震设计规范正经历着巨大的变化,一些国家新修订的规范已经完成,如欧洲^{[1][2]}、日本^{[3][4][5]}。有的国家正在修订过程中,如美国^{[6][7][8]}和我国等。这一方面是由于在地震产生机理、地面运动特性、结构地震响应特性方面的知识的不断积累,另一方面原因就是在这几年的几次地震中,许多建筑物、桥梁等结构的破坏超过了预期的性能目标^{[9][10]}。而且,桥梁抗震设计规范的发展还将继续^[11]。从国外近年来对规范修订的内容看,主要涉及以下一些方面的内容:

- 桥梁抗震设防水平和性能目标要求日趋明确;
- 抗震设防水准由单一水准变为双水准、多水准以及基于性能抗震设计;
- 更强调结构的整体抗震能力,以系统的观点来设计结构;
- 引入能力设计原理;
- 随着对地震产生机理和地震运动特性认识的加深,规范在设计地震的确定、场地影响等方面进行了改进;
- 针对具体的性能目标 and 设计过程,引入了一些新的分析方法,如非线性静力分析方法、非线性动力时程分析方法等;
- 对构件的设计也在不断地改进,为了提高混凝土桥墩的延性能力和避免脆性破坏的发生,在箍筋的布置上有新的改进;



- 采用隔震、减震耗能技术；
- 防落梁装置等构造措施的要求也在不断地改进并日趋合理化；

我国目前公路与城市桥梁的抗震设计主要是依据《公路工程抗震设计规范》^[12](JTJ004—89)进行的,规范采用单一设防水准,并以构件的强度作为主要的设计指标。尽管在通常情况下,依据规范进行抗震设计的桥梁具有足够的抗震设计能力,但依据当前的理论研究和震害调查表明其有以下一些不足。

首先,规范采用的是单一设防水准,从震害调查发现,对于一些重要桥梁,尽管在地震中没有发生倒塌,但由于损伤严重不得不终止交通,经济损失严重,这充分表明单一设防要求已越来越不能满足当前经济发展对桥梁抗震水平的要求。

其次,规范规定发生与之相当基本烈度地震作用时,对于重要桥梁,设计目标为保证交通不中断,或允许次要构件损坏,而把车速降低到最低为目的。但在实际桥梁结构抗震设计中,当前规范并没有明确建立与该设计目标相联系的控制设计参数,即在设计过程中,设计目标没有明确以公式等方式给出和被使用,不利于设计人员的把握,可操作性很差。

其三,当前规范以强度作为设计的唯一依据,就是说设计的构件强度高于地震需求强度即可。这通常给设计人员造成一种错觉,不考虑结构的变形能力,认为只要满足规范规定的结构强度即可使结构达到预期的抗震性能。事实上,通过控制构件的屈服强度只能达到控制该构件在低于该设计强度时保持弹性,而一旦该构件屈服,其后的抗震性能,仅靠屈服强度是无法控制的。出于经济的考虑,在设计地震作用下,规范又允许利用结构屈服耗能来抗震。这就存在一个奇怪的现象,用一个不能控制构件预期行为的参数来控制设计,这显然不能得到一个合理的设计结果。通过大



量震害调查和理论研究表明,要使结构能有效的发挥其抗震能力,就必须在强度、变形能力等方面给予全面充分的考虑。通过使构件具有不同的强度等级,控制结构在地震作用下构件发生屈服的部位和先后顺序。通过设计使构件具有足够的延性变形能力来实现结构预期的屈服顺序和抗震所需的必要变形能力和耗能能力,这也就是能力设计原理,值得我们采用。

其四,当前规范给出的设计方法,使得设计人员对其设计的结构在不同水准地震作用下的性能究竟如何并不清楚。抗震设计的主要目的是针对不同设防水准的地震作用和性能目标,满足公式(4.1):

$$\text{地震需求} \leq \text{结构抗震能力} \quad (4.1)$$

为了满足上述公式,首先需计算地震需求,进而设计结构使其能具备这些要求。这就要求通过明确的设计参量来实现上述要求。在抗震设计中主要考虑的需求—能力组合包括三个设计参量,即强度、刚度和延性变形能力,针对不同的性能目标应采用不同的设计参量作为控制指标进行设计。国内目前的规范仅在强度方面建立了必要的关系,而对变形能力,则没有明确考虑。即对应于不同的性能目标,没有建立明确的设计参量来予以保证。这就造成设计人员根据目前规范设计的结构,对其在不同水准地震作用下的性能究竟如何并不清楚,这不利于设计人员灵活应用规范,达到充分利用结构自身能力抗震的目的。

在新规范《城市桥梁抗震设计规范》的制定中,借鉴了国内外的经验,改进目前规范的不足,采用了三阶段抗震设计方法,并引入延性设计思想。此外,国内目前还没有专门针对采用隔震、减震耗能技术的设计规范,新规范在这方面给予了专门的研究,并将桥梁减隔震设计内容纳入规范。设计人员依据规范,可采用不同的设计过程或方法使设计的结构满足规范要求,下面仅结合隔震桥梁设计自



身特点和新规范的一些设计思想,就作者建议的一种设计过程给予简要论述,供设计人员参考,具体设计实例可参见第5章。

4.2 桥梁隔震设计的一些特点

在桥梁抗震设计中,引入隔震技术的目的就是利用隔震装置在满足正常使用功能要求的前提下,达到延长结构周期,消耗大量地震能量,降低结构的响应。因此,对于桥梁的隔震设计,最重要的因素就是设计合理、可靠的隔震装置并使其在结构抗震中充分发挥作用。桥梁结构的大部分耗能、塑性变形应集中于这些装置,允许这些装置中在罕遇地震作用下发生大的塑性变形和存在一定的残余位移,而结构其他构件的响应基本为弹性或有限塑性。应注意到,当隔震装置采用的是铅芯橡胶支座或高阻尼橡胶支座时,已改变了传统钢支座等提供的约束关系,它与传统的钢支座不同,不再是提供简单的“固定”、“可动”约束条件,而是弹性约束条件,这也就使得结构的振动响应成为整体。这同时给设计人员提供了一种比较自由的方式来确定分配到下部结构各构件中的水平力,改善了整个桥梁下部结构的受力。此外,在桥梁结构中使用隔震装置还有以下一些好处:

- 通过设计隔震系统,可改善降低后的地震力在下部结构各支座间的分布,以保护基础、桥墩、桥台等,必要时还保护上部结构。

- 对结构横向地震反应采用隔震,可以调节横向刚度,因而可改善结构的扭转平衡,所以还可全面降低地震力。当上部结构隔震段在平面图上又细又长时,有时可以通过调节隔震支座的横向刚度使得下部结构的刚度近似相等,从而达到调节结构的响应使其尽可能均匀一致。

- 上部结构隔震可用来减小或消除在设计水准地震下下部



结构超出弹性范围的现象,在难以检查或修复的地方,如部分埋置的桥墩和它们的基础,可避免在这些部位发生严重的非弹性变形。

● 采用隔震系统后,在同等造价情况下可获得比传统抗震设计高的抗震性能,如保护墩柱,降低其延性需求等。

● 这些隔震支座在正常使用条件下,由温度、收缩、徐变等变形引起的抗力很小,这为城市高架桥梁中超多跨连续梁桥的采用,即减少伸缩缝的使用提供了可能,使连续梁桥一联的长度增加,大大改善了行车条件并降低了维护费用。

● 同传统非隔震桥梁比,在经历较大地震后,隔震装置的更换比较容易,维修时间和费用均比较低,而传统桥梁的抗震加固在时间、费用上一般比较高。

值得指出的是,隔震技术的应用并不是在任何情况下均适用。场地比较软弱、不稳定、或延长桥梁结构周期后容易发生共振等情况,不宜使用隔震技术。因此,在设计一个隔震桥之前,首先要判别其是否适合采用隔震技术。从国内外已有的研究结果可知,如果满足下面三个条件或其中一条就可尝试使用隔震技术进行桥梁的隔震设计。

● 桥梁中有刚性墩,桥的基本振动周期比较短(如周期值位于规范设计谱的平台段);

● 桥梁是高度不规则的,例如相邻桥墩的高度显著不同,因而可能存在对某个墩延性要求很高的情况;

● 对于给定的场地,预期地面运动特性比较明确,具有较高的卓越频率和在长周期范围内所含能量较低。

4.3 桥梁隔震设计方法

同传统桥梁抗震相比,隔震桥梁的设计既有许多相同之处,也



有其独特的一面。隔震桥梁的设计主要包括两部分内容:首先是隔震装置的设计;其次是下部结构的设计,两部分是相互紧密联系的。

鉴于我国目前规范还没有关于隔震桥梁设计方面的条文规定,以及隔震桥梁设计的一些自身特点,结合当前国内外关于桥梁抗震设计规范及隔震规范[13]的发展趋势和现有的理论知识及我国目前关于桥梁隔震技术的具体情况,针对三水准抗震设防和相应的设计原理,建议一种隔震桥梁设计方法的流程图,见图4.1所示。这个设计过程包括三个主要阶段,即概念设计阶段、隔震桥梁数值设计和性能校核阶段、细部构造设计阶段,其中数值设计阶段针对两个设防地震水准又分为两个设计阶段(如对应三个设防水准地震,则该阶段可分为三个设计阶段)。力图通过这样的设计过程使设计的结构满足规范的要求,具有很好的抗震性能。

概念设计阶段,就是在该设计阶段,结合桥梁实际情况和设计的要求,设计人员利用有效的结构概念、经验、理论成果等,从总体上初步规划和把握结构的抗震性能、动力响应特性。除从正常使用条件考虑外,还包括:一,根据桥梁结构的重要性明确定义结构在不同水准地震作用下的预期性能目标;二,根据结构所处特定的场地条件、设防水准确定合适的地震动输入;三,就是利用既有的设计经验、理论知识等来判别是否适合使用隔震技术,采用何种桥型,选用何种隔震装置及如何布置隔震装置比较合理等。此外,在这个设计阶段还应考虑隔震装置与下部结构的相互作用关系,即在大地震作用下结构在非弹性状态的性能和两者各自发挥的作用。

数值设计阶段,就是根据概念设计阶段确定的基本框架和性能目标以及总体的规划,通过两阶段设计过程来确定结构构件的具体尺寸、配筋等,并校核其是否满足公式(4.1)的要求。

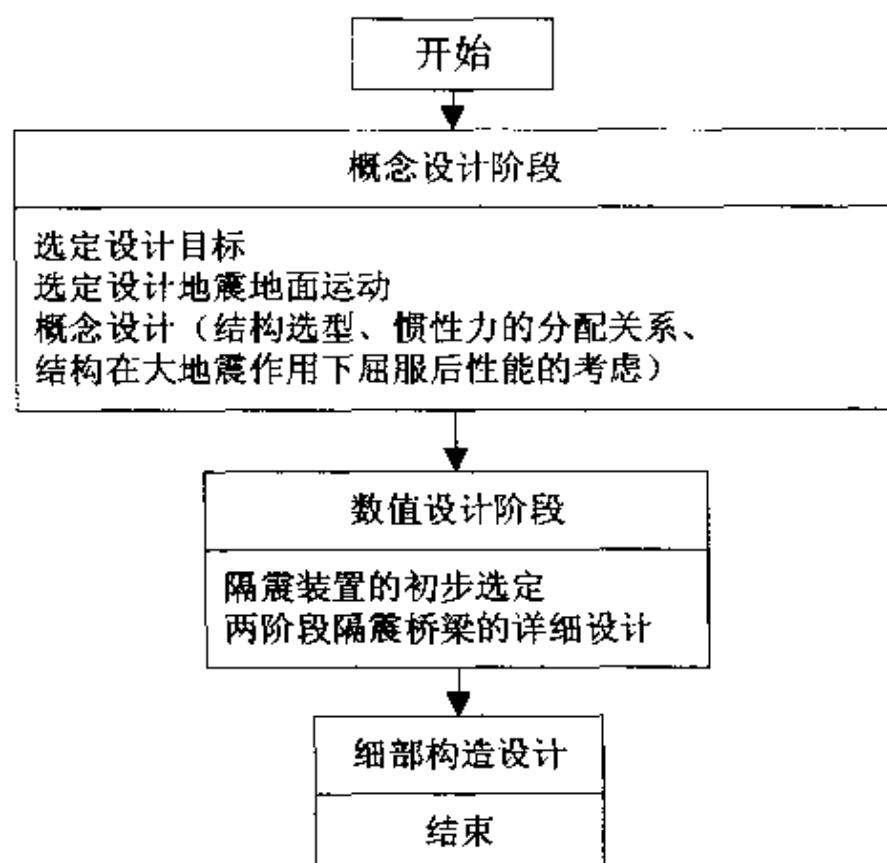


图 4.1 隔震桥梁设计流程图

两阶段抗震设计的思想早已出现^{[14][15][16]}, 1974 年 ATC - 2 项目中, 就曾建立一个两阶段的设计过程。在 1986 年, 针对重要性建筑物, Tri Services Manual for Building Design 采用了这个设计过程。1981 年, 日本建筑标准法 (IAEE 1988) 中采用了两阶段抗震设计过程, 它明确要求设计人员考虑保持正常使用功能状态与不发生倒塌极限状态。在 1989 年, 我国《建筑抗震设计规范》^[17] 采用了强度验算和变形验算的两阶段设计要求。在桥梁抗震方面, 目前国外明确或部分要求采用两阶段抗震设计的规范或规程的有日本^[3]、Caltrans/ATC - 32^[6], 其中, ATC - 32 仅要求对重要桥梁采用两阶段抗震设计。C. Rojahn, R. Mayes^[18] 等学者对两阶段抗震设计方法同一阶段设计方法进行了比较。分析表明, 两阶段设计方法



的主要的优点是:首先是分别独立考虑正常使用功能极限状态与不倒塌极限状态,这能够较好确保在相应水准地震作用下,设计的结构能够满足预期的性能目标。其次,两阶段设计方法同时包括力和位移要求,这对于桥梁抗震设计是比较合理的。例如,桥墩的纵筋以及一些防落梁装置等可能由低水准情况下的地震力控制设计,使用强度进行设计。而对于桥墩的延性等则一般是由较高水准地震控制,应校核其变形能力。此外,更重要的是,两阶段设计过程促使设计人员对结构在不同水准地震作用下的抗震性能有清楚的认识和理解,便于设计人员根据结构的情况进行较灵活的设计。通过比较还发现,两阶段设计对结构造价的影响并不很大,同一阶段设计相比,最大的缺点可能是增加了设计人员的工作量,以及需要更多的设计文档。

细部构造设计阶段是针对隔震桥梁的特点,在构造措施等方面给予明确考虑,确保结构在设计地震下达到预期的抗震性能。此外还包括,对隔震装置的实际性能进行试验校核和确认,对施工过程中的施工质量给予明确的规定。通过震害调查和已有的抗震设计经验表明,构造措施在桥梁抗震中起着重要的作用。因为隔震桥梁的响应是整体的,构造措施对其的影响比传统桥梁更明显。Denis Mitchell^[19]等人在分析震害时指出,在经历 1971 年 San Fernando 地震后,美国加州桥梁工程抗震研究人员所吸取的一个主要教训是开始着手加固既有桥梁,其中一个主要加固措施是在伸缩缝、铰、支座处安装约束装置,以防止支座破坏、落梁等震害,且约束装置的抗力是根据动力分析计算进行设计的。K. Kawashima^[5]在分析阪神震害中指出,防落梁装置在这次震害中发挥了有效的作用,但在设置防落梁装置时,应采用具有降低冲击力的装置,以减轻上部结构等的损坏。从一些文献^[23]中挡块对隔震桥梁纵向动力响应影响分析中可知,挡块对桥梁响应的影响较大,尤其是对



设置挡块的桥台、桥墩等,由于冲击力较大,需承担较大的力。此外挡块等装置的一些参数选择如挡块的刚度、间隙等在设置时,应给予合理考虑,最好是通过适当的分析,在此基础上进行选择和设计。因此,建议在采取构造措施方面,设计人员应针对隔震桥梁的特点,给予仔细考虑。由范立础、胡世德教授研制的橡胶防撞挡块能有效减小碰撞的冲击力,提供了减小冲击的缓冲装置,设计人员可以参考采用。

由于地面运动的不确定性仍是目前工程抗震设计中的一个主要不确定因素。即使按照两水准设防要求设计出合理的结构,在发生超过最高设防水准的地震时,结构发生破坏总是不可避免的,但这在结构的计算分析中是不可能给予很好的考虑和解决的。最合理的是,在结构的抗震设计过程中,一方面应满足设防水准地震作用下的性能要求,同时,应对发生超过设防水准地震作用下结构可能的破坏形式给予充分的考虑,使其破坏方式朝向损失最低的情况发生。而这要求设计人员对结构在实际地震作用下的动力响应特性应有充分的透彻的理解。只有这样,设计人员才能灵活设计,充分发挥结构的抗震能力。此处通过在数值设计阶段建议的两阶段设计过程和延性设计思想,使设计的隔震桥梁不仅在相应水准地震作用下,能满足预期的性能要求,而且对发生超过设防水准地震作用的情况,结构的响应也是延性的。下面针对上面建议的两阶段设计过程分别给予详细讨论,并尽可能克服当前规范中存在的不足的。

4.3.1 概念设计

在桥梁抗震设计中,初步设计是相当重要的,因为一个差的初步设计可导致最终的设计结果也比较差。此处建议的概念设计阶段目的就是想通过该设计阶段得到一个好的设计结果。



桥梁隔震设计^[20]就是通过引入隔震装置来延长结构的周期,达到改变结构动力特性的目的,以避免地震能量相对集中的频段,并利用耗能装置来抑制结构的位移,从而达到全面降低结构动力响应的目的。因此,在隔震桥梁中隔震耗能装置是主要的抗震构件,而结构中其他构件抗震是处于辅助位置。从日前积累的经验看,隔震桥梁作为一个抗震工程结构,由于受到对地震机理、结构自身响应特性等特点认识的局限性,有效的隔震设计更需要的是积累的丰富经验^[21]。单纯通过理论计算及盲目应用公式进行设计是不可能得到满意的设计结果的。

从以往大量的结构抗震经验可知,在地震力控制结构设计的情况下,要通过设计得到满意的抗震结构,最重要的是在结构初步设计阶段从正常使用要求和结构抗震观点两方面综合考虑来选择合理的结构体系,这样才可能得到一个比较有效且经济合理的结构。但从目前一些设计过程来看,常常是先基于正常使用要求选定结构形式,并进行随后的设计,然后进行抗震分析,当不满足抗震要求时,通过增加结构的强度等措施来提高结构抗震能力,以满足规范要求。从整个设计来看,这样的设计过程很难得到一个既经济又合理有效的设计^[21]。

鉴于上述原因,将概念设计^{[22][23]}专门作为一个设计阶段,目的就是,通过这样的设计过程并借鉴已有的成果,可得到有效、经济合理的抗震结构。概念设计就是在结构初步设计阶段,借鉴过去的抗震经验和震害教训及当前的理论研究成果,在掌握各类桥梁结构的动力响应特性基础上,经综合考虑来选择合理的结构设计形式。

在概念设计阶段,根据结构所在场地情况、地震动特性以及结构正常使用条件等实际情况,提出适合于该场地的合理的结构形式。同时,还应对选定的结构在不同水准地震作用下预期的抗震



性能进行认真的考虑,结合预期的性能目标,对结构进入非线性后的性能,从概念上应有清楚的认识和理解,并对发生非弹性行为的部位给予合理的规划。对于隔震桥的设计,还有一些具体的因素值得考虑。下面结合目前的研究成果和从震害中获得的经验教训,对隔震桥梁的概念设计阶段给予简要论述。主要包括三方面:首先要明确定义结构的预期性能设计目标;针对不同的地震设防水平,设定不同的预期性能目标;其次,根据特定的场地条件,设防水准确定合适的地震动输入;第三,就是结合前边的条件,利用经验、理论知识等来确定采用何种桥型,判别其是否适合使用隔震技术,选用何种隔震装置及如何布置隔震装置比较合理等。对于前两条,通常按照规范要求即可确定。下面就针对第三条中的一些因素给出一些建议。

(1) 三水准设防及其性能目标确定

三水准抗震设计原则,首先要确定不同水准地震作用下的地震运动特性,其次是明确规定对应于每一水准地震作用下的结构抗震性能目标。从我国国情出发,第一水准地震动取为对应于 50 年超越概率 63%,称为多遇地震;第二水准取为对应于 50 年内超越概率 10% 左右,即约为 475 年一遇地震;第三水准为 50 年超越概率 2% ~ 3% 的地震,称为罕遇地震。

第一水准(水平 I)反应谱一对应于 50 年超越概率 63%,重现期为 50 年的设计反应谱,即设计的结构在整个使用期间至少会发生一次。根据该反应谱得到的地震力进行隔震桥梁的设计,确保在该设计水准地震作用下,隔震装置允许发生非弹性变形,结构其它构件基本为弹性,桥梁在不需维修的情况下,保持正常运营能力。构件设计通过强度指标来保证预期的设计性能。

第二水准(水平 II)反应谱一对应于 50 年内超越概率 10% 左右,即约为 475 年一遇地震的设计反应谱,在遭遇该水平地震作用



时,允许隔震装置、结构构件发生一定的非弹性变形,但应将最大变形值限制在低于结构容许变形能力的范围内,重要结构保持正常运营功能,应校核一些连接装置的安全性;

第三水准(水平Ⅲ)反应谱对应于50年超越概率2%~3%,重现期为1641~2474年的设计反应谱,在遭遇该水平地震作用时,对于重要桥梁和生命线工程中的桥梁结构,允许伸缩缝等辅助装置发生损坏,地震结束后,允许隔震装置存在适量的残余变形,下部结构只允许发生有限延性变形,(延性比小于1.5)尽管是在强震作用期间,也应具有较高的性能要求,保持正常的运营能力。这时通过构件发生的位移和残余变形作为设计指标来保证达到预期的抗震性能。对于普通桥梁,允许结构构件经历几次较大的弹塑性变形循环,而且最大变形幅值可能达到结构的容许变形能力,但始终不应超过结构的容许变形能力。显然,为了实现上述抗震设防性能目标要求,隔震桥梁结构至少应基于两级地震水平(地震水平Ⅰ和地震水平Ⅲ)分别进行抗震设计,即两阶段抗震设计。

(2) 从传统桥梁抗震设计观点出发,一些比较理想的结构形式^{[1][20][21]}

- 桥梁结构线型直,曲线桥的响应通常比较复杂;
- 上部结构应是连续的,尽可能少用活动铰,简支梁在活动铰处易发生落梁;
- 基础应位于基岩或硬土层,软土场地易放大结构的位移响应,且易于发生液化等震害;
- 沿桥纵向各桥墩高度应尽可能一致,墩高度不一致,各桥墩刚度不一致,刚度较大的桥墩承担的惯性力较大,易于发生破坏;
- 桥跨度应尽可能短,跨度较大时,桥墩一般承受的轴向力比较高,即轴压比一般较大,从而可能会降低桥墩的延性能力;



● 设计时,允许出现塑性铰的位置应该位于桥墩或柱中,而不应该发生在盖梁或上部结构中,且应尽可能避免在基础中发生损伤,这些部位震后不易于检测和维修;

● 桥台、桥墩应尽可能与桥轴线垂直,斜支承易引起扭转等响应,增加了一些部位的变形。

从桥梁隔震观点看,在概念设计阶段还应注意判别是否适合采用隔震技术;以及隔震装置的放置位置、如何布置,采用单向隔震还是双向隔震,隔震桥在不同水准地震作用下的性能如何等都应认真进行考虑。此外,对一些隔震构造细节、构造措施应给予仔细考虑,这些构造细节对保证隔震技术成功与否十分重要。从已有的一些隔震经验及隔震机理知,下面一些场合适合采用隔震技术。

(3)适合采用隔震技术的一些条件^{[20][21][24][25]}

● 上部结构为连续梁形式,下部结构刚度比较大,整个桥的基本振动周期比较短;

● 桥梁下部结构高度变化不规则,刚度分配不均匀,引入隔震装置可调节各桥墩刚度,因而可以避免刚度较大桥墩承担惯性力很大的情况;

● 场地条件比较好,预期地面运动特性具有较高的卓越频率,长周期范围所含能量较少等情况。

但对于基础土层不稳定,易于发生液化的场地;下部结构柔性大,桥梁结构本身的固有周期比较长;位于软弱场地,延长周期可能引起地基与桥梁共振以及支座中出现较大负反力等情况,不宜采用隔震技术。

从我国《公路工程抗震设计规范》^[12]可知,I、II、III、IV类场地特征周期在0.1s~0.7s范围内,使用隔震支座,对应于较高水准地震作用时,通常隔震周期大于1.5s。因此,如果场地条件比较稳



定,中小跨径的梁式桥(或高架桥)在多数情况下可尝试使用隔震技术。

(4) 隔震装置的选择^{[26][27][28]}

从隔震的基本机理知,引入柔性装置能减少结构的地震响应,但只有同时具有良好的耗能特性,结构的位移才能得到合理的控制,所以在选择一个好的隔震装置时,还应注意以下一些要求:

- 在不同水准地震作用下,隔震支座都应保持良好的竖向荷载支承能力,即在不变形的状态下,竖向荷载的有限增加不致引起破坏。此外,在隔震支座发生大的水平剪切变形下,也应保持足够的竖向承载力;

- 当遭受罕遇地震,发生超过隔震装置的预期设计位移时,应具有较高的安全储备;

- 隔震装置应具有较高的初始水平刚度,使得桥梁在风荷载、制动力等作用下不发生有害的振动;

- 在各种环境条件如温度等的影响下,隔震装置应保持稳定的力学性能;

- 当温度变化引起上部结构缓慢的伸缩变形时,隔震支座产生的抗力应比较低;

- 具有较好自复位能力,使震后桥梁上部结构能够基本恢复到原来的位置,避免震后结构有大的残余变形。

(5) 隔震装置的布置^{[20][21][22]}

目前,桥梁隔震装置的布置位置有两种情况,其一,布置在桥墩顶部,起降低上部结构惯性力的作用;其二,设置在桥墩底部,这类似于建筑结构隔震,较大幅度的降低整个结构的动力响应。通常,在地震作用下,桥梁结构的惯性力主要集中在上部结构,桥梁构型类似于一个倒摆结构,这时通过在上部、下部结构间引入隔震装置,可以有效的降低上部结构的惯性力,达到保护桥墩、基础等



下部结构的目的。采用墩顶隔震并没有隔绝地面运动,这时的桥墩就象一个顶部受到某种约束的独立结构振动一样对地震产生响应。因此,有时计算桥墩地震力时,须考虑墩的质量和它自身的振动模态。对于桥墩较高且质量比较大,自身振动特性控制其设计的情况,当场地条件等允许时,宜考虑在桥墩底部引入隔震装置。从目前已建成的隔震桥梁来看,隔震装置大多数设置在桥墩顶部,这主要是由于普通桥梁也使用支座,采用桥墩顶部隔震,只需用隔震支座代替普通支座即可,因而比较经济可行。在墩底进行隔震的方式,通常较少采用,目前,国际上也只有几座桥采用了墩底隔震技术。

从目前国内外采用隔震技术的情况看,大部分是采用橡胶隔震支座,如铅芯橡胶隔震支座、高阻尼橡胶隔震支座或橡胶支座与其它阻尼装置共同使用来达到降低桥梁结构动力响应的目的。当采用橡胶隔震支座进行隔震设计时,在降低地震力的同时,使用橡胶支座也给设计人员在如何合理分配水平地震力方面提供了更大的选择余地。通过在刚度较大的桥墩上放置刚度较低的橡胶支座,可降低该桥墩分担的地震力,进而降低对该墩的延性需求。因此可通过调整不同桥墩处隔震装置的水平刚度来达到合理调节下部结构间的地震力分配,避开基础条件差的桥墩或能力较弱的桥墩,使整个体系的受力更趋合理。对于横桥向隔震,尽可能通过引入隔震装置协调下部结构间的横向刚度,从而改善扭转平衡,降低结构的横向响应。

从以上论述可知,在初步设计阶段,通常需要通过调整隔震装置在下部结构间的分布使设计的结构更经济合理。因此,需要设计人员在该阶段作出初步的规划,但这需要在初步设计阶段对不同的隔震装置布置方案进行初步分析比较后方可确定。

(6)能力设计思想在隔震桥梁初步设计中的考虑



隔震桥梁设计就是通过隔震装置、耗能机理以及同结构其它构件的共同作用来抵抗预期的设计地震,使其满足预期的性能目标。在明确隔震桥梁在不同水准地震作用下,结构预期的性能和各构件在抗震中所起作用的基础上,设计人员应根据结构预期的性能目标,“告诉”结构在不同水准地震作用下该怎么做,即抵抗地震力时结构逐层损伤弱化的传力路径、耗能机构,使惯性力顺利的传递到下部结构和基础,且在整个变化过程中结构的性能是延性的。要达到这个目的,更多的是依赖于设计人员的经验和对结构在地震作用下的性能的深刻理解,通过能力设计方法来实现,而不是通过复杂的分析方法。

能力设计方法最早由新西兰学者^[29]提出,经过近 30 多年的发展,应用逐渐广泛。目前正逐渐为世界各国结构抗震设计规范所采用。对于传统结构的抗震设计,能力设计^{[21][30]}方法首先是规划应该出现塑性铰区的位置,使结构形成一个合理的耗能机构,并通过塑性铰区和其它构件依据能力设计原理进行合理的设计,使塑性铰区具有足够的延性能力,确保非塑性铰区响应是弹性的。

在隔震桥梁设计中,引入隔震装置的目的就是利用其隔震耗能机理来提高结构的抗震能力。因此,在地震作用下应以隔震装置抗震为主,非弹性变形和耗能主要集中于这些装置,而其它构件的抗震为辅。为了使大部分变形集中于隔震装置,必须使隔震装置的水平刚度远低于桥墩、桥台、基础的刚度。通常一些隔震设计规范强行规定隔震周期至少应为非隔震周期的 2 倍以上,就是这个道理。对于滞回型耗能装置,只有隔震装置发生较大变形时,其耗能减震作用也才能有效发挥作用,故为了增强耗能装置的有效性,通常选择将其布置在刚度较大的桥墩桥台处。为了避免桥墩屈服先于隔震装置屈服,应将桥墩的屈服强度设计的稍高于隔震装置设计变形所对应的力。要实现这些响应,应使用能力设计原



理。此外,传统抗震设计中用来避免在桥墩、桥台及基础中发生不期望的破坏模式所采用的能力设计过程在桥梁减隔震设计中仍然需要使用。能力保护系数,也需应用于支座、连接装置、桥台等强度设计中。

总之,在概念设计阶段,结合能力设计原理,应从总体上把握隔震结构在预期地震下的动力响应特性,并指导随后的细部结构设计及计算,以实现预期的设计目标。

4.3.2 数值设计阶段

对于一座实际桥梁的隔震设计,通过概念设计阶段,结合其使用功能、美学、非地震荷载等要求,可初步确定桥的构型、上部结构、下部结构的构件尺寸。因此,在数值设计阶段只需根据确定的性能目标要求对未知的隔震装置和桥墩配筋等进行设计。

结合国内外的研究情况和《城市桥梁抗震设计规范》,此处针对隔震桥梁设计给出一种三水准设防两阶段设计的过程,设计过程的流程图见图 4.2。下面就对流程图中的的一些步骤分别给予简要说明。

(1) 隔震装置的初步设计

隔震桥梁中,由于整个结构的动力响应受隔震装置特性的影响较大,且隔震装置通常是非线性的。因此,桥梁隔震设计的整个过程是一个迭代过程,即在不确定状态中,寻求满足各种设计条件的解决方案。在这个设计过程中,一个主要内容是选定隔震装置的类型及其初始尺寸。

隔震装置(支座)类型的选定,主要是根据隔震装置的具体力学特性(静力、动力两方面)及实际要求来定,同时也参考已建成隔震桥梁的经验。通常很难在设计刚开始阶段判别究竟那一种隔震装置更优。更有效的性能比较只有在完成设计方案后,才能从对

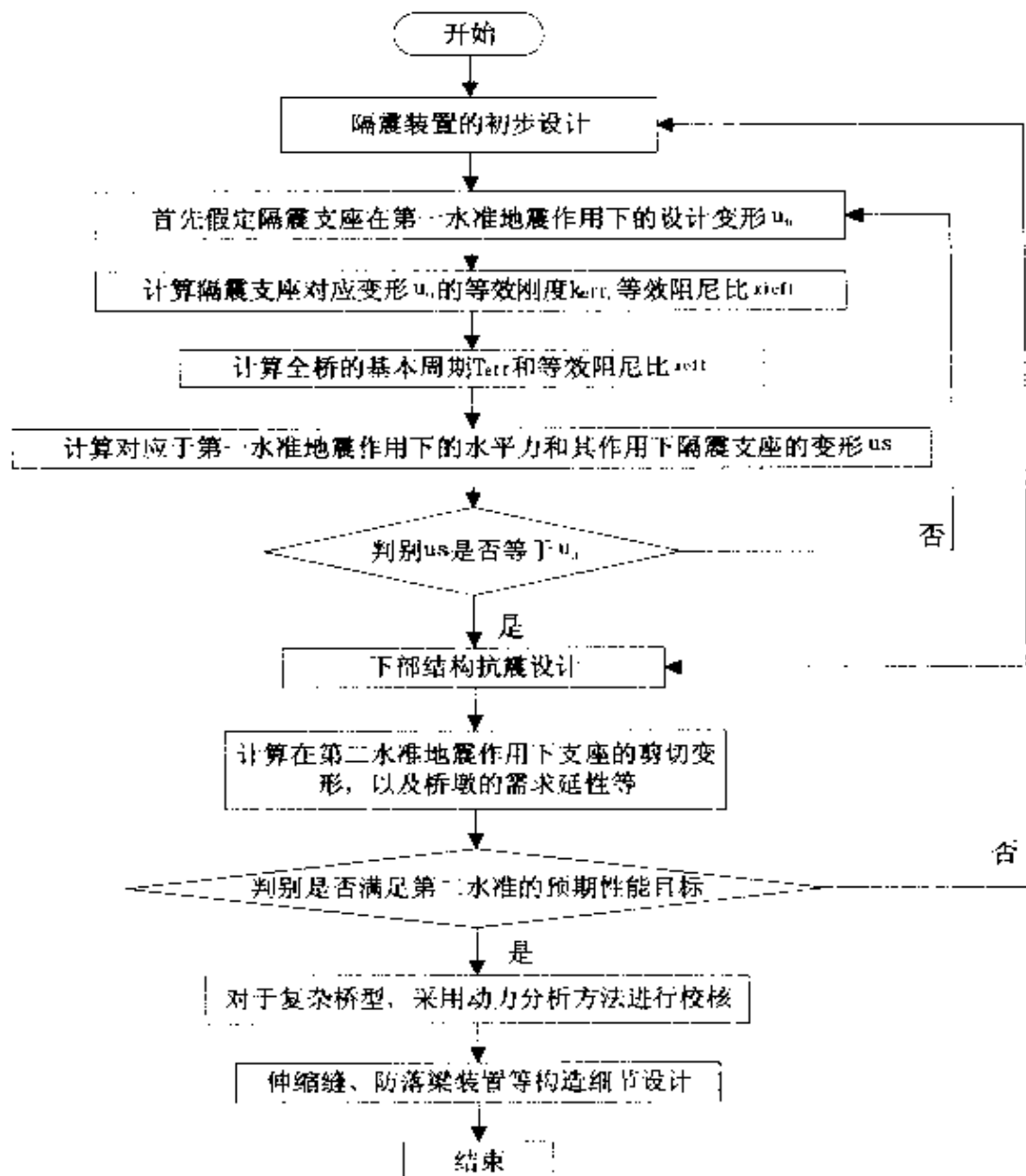


图 4.2 隔震桥梁数值设计阶段两阶段设计流程图

整个隔震结构的复杂非线性动力分析中比较其响应后得到。我国目前主要研制的隔震装置类型有铅芯橡胶支座、高阻尼橡胶支座以及滑板支座等。根据国内外已建成隔震桥梁所使用的隔震装置来看,使用最广的是铅芯橡胶支座,此外在日本还使用高阻尼橡胶支座,在意大利,则主要使用耗能装置与滑板支座的联合使用。结



合我国实际情况,目前建议使用铅芯橡胶支座,这主要是因为国内对该类支座的力学性能进行了较广泛的研究,其性能比较可靠,且已有产品制成和销售。

隔震装置(支座)特性值(尺寸)的选定主要是根据概念设计阶段的要求从以下几方面考虑来确定:

- 隔震桥梁在不同水准地震作用下上部结构实际允许的最大变形与惯性力降低关系之间的协调;

- 采用隔震技术后隔震桥的基本周期同不采用隔震技术时桥梁的基本周期(按支座处铰接条件计算)相比,一般宜大于2.0;

- 概念设计阶段初步确定的上部结构惯性力在下部结构间的分配关系。由于初步设计阶段不易确定何种分配关系比较经济可行,通常需确定几种分配方案,经综合比较后择优选定;

- 隔震桥梁正常使用下的要求。

对于铅芯隔震支座,通常最小的需求平面尺寸是由每个支座处的最大竖向荷载决定的;橡胶单层厚度由所需竖向刚度、转动能力决定的;整个橡胶支座的橡胶层厚度是由给定水准地震作用下所需要延长的周期、变形决定的;最小铅芯直径是由滞回阻尼、风力、制动力等因素决定的。

(2)隔震桥梁数值设计阶段

在初步确定隔震支座的尺寸后,接着进行的就是桥梁结构的隔震设计,对于梁式桥主要是下部结构的设计。整个设计过程主要是通过采用恰当的分析方法来计算结构在相应水准地震作用下的需求,进而通过设计来提供结构一定的能力来满足相应的需求,即满足公式(4.1)。由于结构的响应与结构自身的特性有关,因此,整个设计过程是一个迭代过程。两阶段的设计过程就是针对两个设防水准的地震作用,通过分析来计算结构的需求和能力,进而设计出满足不同设防水平下结构预期性能目标的合理的、经济



的结构。

从目前国外一些关于隔震桥梁设计的过程来看,对于规则桥型,大多数采用弹性反应谱分析方法,如日本^[3]、美国^[27]、欧洲^[1]等规范。在这些规范中给出的设计过程,对于结构非线性变形的考虑,主要是通过引入折减系数或性能系数来实现,其最终校核的是构件的强度。结构、构件的变形能力和允许损伤状态均隐含在折减系数、性能系数的具体数值中。正如前边所述,这容易给设计人员造成误解,即设计的重点是满足强度需求,忽略了变形能力的重要性。也造成设计人员对按照规范设计的结构在相应水准地震作用下,结构的损伤状态究竟如何也不十分明白。

从大量经验及理论分析表明,仅由强度指标来反映结构进入非线性的性能是不合理的,强度指标仅能反映构件是否发生屈服,其无法控制结构构件屈服后的性状。而抗震的一个重要机理是利用结构屈服后的非线性特性抗震,因此,需要更好的性能指标作为设计的依据。目前,较广泛采用的能够合理反映结构非线性性能的指标有结构及构件的变形、延性或损伤指数等,但目前还没有一个统一的意见,值得进一步研究。

从流程图 4.2 中建议的两阶段设计过程可知,针对第一阶段的设计,所论述的过程是结合弹性反应谱分析方法进行的。因此,在开始时需假设隔震支座的变形,经过迭代直至收敛,进而可计算结构的需求,并据此进行下部结构的设计。详细的分析过程可参考第 3 章的相关内容。对于第二阶段地震作用下结构响应的校核,建议可采用非线性静力分析方法。这主要是因为采用弹性反应谱分析方法虽然可以完成这个过程,即与日本^[3]、美国^[27]等规范的设计过程类似,但这些规范建议的分析过程中均不可避免需引入折减系数或性能系数,且最终校核的是强度。其缺点如前边的论述,无法直接考虑结构的损伤状态以及结构的非线性响应特



性。采用非线性静力分析方法可克服上述不足,通过静力非线性分析,可直接进行结构、构件在对应水准下结构、构件的需求变形与结构、构件的能力的比较,并校核结构的损伤状态,具体的非线性静力分析方法见第3章相关内容。

(3)能力设计原理在桥梁隔震设计中的应用

地面运动的不确定性仍是目前工程抗震设计中的一个主要不确定因素,为了使结构在相应水准地震作用下的性能满足预期的性能目标以及在发生超过设防水准地震作用下,结构也具有很高的延性能力,有必要在抗震设计中引入能力设计原理。

当保护一个构件不先于另一个构件发生非预期的非弹性性能时,其能力设计方程^{[21][29]}为:

$$\phi_s S_n \geq S_r = \omega \phi^0 S_m \quad (4.2)$$

其中, S_m 为被保护构件对应允许发生塑性铰名义弯曲强度下的强度, $\phi^0 S_m$ 为对应塑性铰超强弯曲强度时的强度值, $\phi^0 > 1.0$, ω 为考虑高阶振型模态对两者关系的影响, S_n 为被保护构件名义强度, $\phi_s S_n$ 为被保护构件的可靠强度, $\phi_s < 1.0$ 。

从上述能力设计方程可知,能力设计的实质就是通过建立不同构件间的强度差别来保证预期塑性铰机构的形成和其他非塑性铰区保持弹性的目标。能力设计原理在结构设计中的具体应用,可参考本丛书的第一册《桥梁延性抗震设计》。

在桥梁隔震设计中,运用能力设计原理之前,首先应清楚隔震桥梁的动力特性和抗震机理,进而通过应用能力设计原理来实现预期的性能目标,这主要包括以下一些内容。

第一,从桥梁的隔震机理知,要想得到好的隔震设计,最重要的一点就是使隔震装置在抗震中充分发挥其抗震性能。在地震作用下,隔震桥梁的非线性变形应主要集中于隔震装置中,而以其他构件的抗震为辅。这就要求在隔震设计中,尽可能使隔震装置的



刚度低于下部结构的刚度,同时,在隔震装置充分发挥作用之前,下部结构应避免发生任何不利于隔震装置性能发挥的破坏方式。此外,应根据不同水准地震作用下的性能目标,合理规划构件间的屈服关系,并通过能力设计来保证予以实现。为保证在地震作用下非线性变形主要集中于隔震装置,目前在隔震设计中是通过两种方法达到的,其一就是要求设计的隔震桥梁的隔震周期是未隔震周期的2.0倍以上;其二就是通过能力设计保证下部结构的可靠强度高于隔震装置充分发挥作用的位移对应的下部结构的力,这是通过引入一个保护系数来实现。

第二,如果在高水准地震作用下,允许下部结构发生有限延性变形,则下部结构强度应根据允许发生非弹性变形时对应于隔震装置的强度来设计,并在允许形成塑性铰的区域进行专门的延性设计,以保证下部结构的构件具有足够的延性能力。由于设计是采用下部结构实际的力—变形曲线的近似双曲线模型,因而在比较低的地震力作用下,下部结构一些受拉钢筋可能发生屈服,混凝土发生开裂的现象,在分析模型建立时,对此应给予考虑。

第三,在桥梁隔震设计中用来避免在桥墩、桥台、基础中发生不希望的破坏模式时也应采用能力设计原理;

此外,在支座连接装置、防落梁系统等设计中也需采用。

(4) 动力分析校核

由于隔震桥梁具有的非线性特性以及数值设计阶段采用的是简化的分析方法,对于比较复杂的结构,常常不能正确把握桥梁的非线性动力特性。因此,对于比较复杂的结构,有必要进行非线性动力时程分析,以校核在相应水准的地震作用下结构的性能。同弹性分析方法相比,非线性动力时程分析方法具有以下一些优点。

● 线弹性分析方法主要是解决强度问题,非线性分析可以



解决变形和延性问题；

- 非线性动力分析估计结构、构件的变形更可靠；
- 非线性动力分析估计结构、构件的损伤情况更符合实际；
- 可通过非线性动力分析识别并可以避免结构可能发生的一些不利的破坏模式；

● 当结构比较复杂时,弹性分析方法不可能较好的真实的把握结构的动力响应特性,而非线性动力分析方法可以实现这个目的；

● 此外,隔震、耗能结构以及基于将来可能被规范采用的基于性能设计的结构也需要采用非线性分析方法。

通过非线性动力时程分析可充分了解设计的隔震桥的动力特性、塑性变形位置和程度以及隔震效果。但在进行动力时程分析时,应特别注意隔震装置、桥墩、基础等构件力学模型的正确选择,以及地面运动时程输入的确定。

4.4 细部构造设计

由目前的研究和震害调查表明,构造措施对隔震桥的动力特性和预期地震作用下的性能有重要影响。因此,要得到一个合理的设计,还应充分注意一些构造细节的设计,并对施工质量给予明确规定。在设计隔震桥时,应注意尽可能使其具有较强的连续性,要提供缓冲挡块和连接件等来限制上部结构与支座之间的最大相对位移。当上部结构在其整个长度上不连续时,应限制其各段之间的最大相对位移。在对伸缩缝施工时,应避免伸缩缝被阻塞的可能性,这会严重影响隔震的效果。

此外,在设计中还需要考虑到对隔震装置定期维护和更换的要求。



参考文献

- [1] Eurocode 8 Structures in Seismic Region - Design, Part2, Bridges, Draft, 1993.
- [2] P. E., Pinto, "European Perspectives on Seismic Design of Bridges", Proc. Of 11th WCEE, Paper No.2112, 1996
- [3] 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 日本道路協会, 平成 8 年 12 月(1996).
- [4] Toshio Iwasaki, "Perspectives of Seismic Design Criteria for Highway Bridges in Japan", Proc. Of 11th WCEE, Paper No.2110, 1996.
- [5] S., Otani, "Recent Developments in Seismic Design Criteria In Japan", Proc. Of 11th WCEE, Paper No.2124, 1996.
- [6] ATC - 32 Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations, Applied Technology Council, Redwood City, 1996.
- [7] J. E., Roberts, "US Perspectives on Seismic Design of Bridges", Proc. Of 11th WCEE, Paper No.2109, 1996.
- [8] V. V., Bertero, "State - of - the - art Report on: Design Criteria", Proc. Of 11th WCEE, Paper No.2005, 1996
- [9] G. W., Housner, C. C, Thiel, "The continuing Challenge: Report on the Performance of State Bridges in the Northridge Earthquake", Earthquake Spectra, Vol.11, No.4, 1995, Pp. 607 - 636.
- [10] K., Kawashima, "Impact of HANSHIN/AWAJI Earthquake on Seismic Design and Seismic Strengthening of Highway Bridges", 土木学会论文集, No.556/I - 38, 1997, Pp. 1 - 30.
- [11] 川島一彦"橋梁の耐震設計と今後の課題". 橋梁, 1998.



8., Pp. 50—53.

[12] 公路工程抗震设计规范(JTJ004—89), 中华人民共和国交通部部标准, 1990, 北京.

[13] M., Dolce, G., Ducci, “Seismic Protection Guidelines for Highway Bridges in Italy”, Third World congress on Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structures, Volume 2 – Bearings and Isolators, Toronto Ontario, Canada, 1991, Pp. 1321 – 1338.

[14] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动(修订版). 北京: 中国铁道出版社. 1996.

[15] 范立础. 桥梁抗震. 上海: 同济大学出版社 1997.

[16] C. M., Uang, “An Evaluation of Two – Level Seismic Design Procedure”, Earthquake Spectra, Vol. 9, No. 1, 1993, Pp. 121 – 135.

[17] 建筑抗震设计规范(GBJ11 – 89). 北京: 中国建筑工业出版社. 1989.

[18] C., Rojahn, R., Mayes, D. G., Anderson, J., Clark, J. H., Hom, R. V., Nutt, M. J., Orourke, “Seismic Design Criteria for Bridges and Other Highway Structures”, Report NCEER – 97 – 0002, 1997, State University of New York at Buffalo, Red Jacket Quadrangle, Buffalo, NY 14261.

[19] D., Mitchell, R. Tinawi, R. G., Sexsmith, “Performance of bridges in the 1989 Loma Prieta Earthquake – Lessons for Canadian Designers”, Can. J. CIV. ENG., Vol. 18, 1991, Pp. 711 – 734.

[20] R. I. Skinner, W. H. Robinson, G. H. Meverry (谢礼立等译). 工程隔震概论. 北京: 地震出版社. 1996.

[21] M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi, Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley & Sons, Inc., 1996.

[22] 范立础. “城市高架桥抗震设防对策”. 城市综合防灾减



灾战略与对策论文集,中国建筑工业出版社,1996.

[23] 叶爱君.大跨度桥梁抗震设计.上海:同济大学博士论文,1998.

[24] R. L. , Mayes, "Design of Structures with Seismic Isolation", The Seismic Design Handbook (Ed. , F. , Naeim, Van Nostrand Reinhold, New York, 1989.

[25] R. L. , Mayes, D. , Jones, T. E. , Kelly, R. P. , Knight, "An Alternate Approach to the Distribution of Lateral Loads in Bridges", Third World congress on Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structures, Volume 2 - Bearings and Isolators, Toronto Ontario, Canada, 1991, Pp. 1339 - 1350.

[26] Standard Specifications for Highway Bridges, sixteen edition, division I - A, America Association of State Highway and Transportation officials, Washington, D. C. , CA. , 1996.

[27] Guide Specifications for Seismic Isolation Design, America Association of State Highway and Transportation officials, Washington, D. C. , CA. , 1991.

[28] H. , Sugita, S. A. , Mahin , "Manual for Meshin Design of Highway Bridges Ministry of Construction, JAPAN", Report No. UCB/EERC - 94/10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1994.

[29] R. , Park, T. , Paulay, Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, New York, 1975.

[30] T. , Paulay, M. J. N. , Priestley, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, New York, 1992

第五章 桥梁减隔震设计实例

根据第4章论述的设计原则,通过一个具体的设计算例,对多水准地震作用下隔震桥梁的设计过程给予说明。

5.1 设计实例

三跨连续梁桥,跨径为 $30 + 30 + 30\text{m}$ 。主梁采用单箱三室截面,采用40#混凝土,各桥墩高度相同,均为8.1m,双柱式桥墩,30#混凝土,为重要性桥梁,具体参数见图5.1、5.2、5.3。下面仅针对纵桥向进行隔震设计,论述本书建议的设计过程,暂不考虑其他因素。

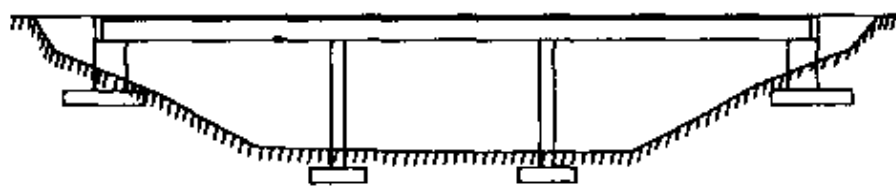


图 5.1 三跨连续梁桥

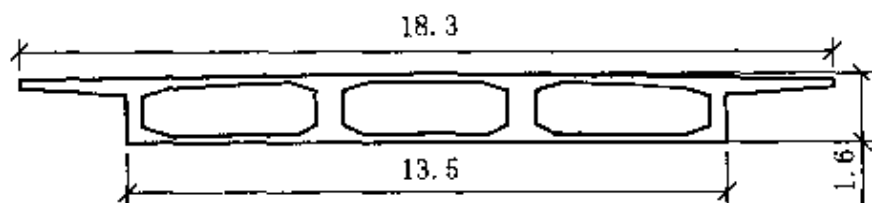


图 5.2 上部结构截面图

(1)概念设计阶段

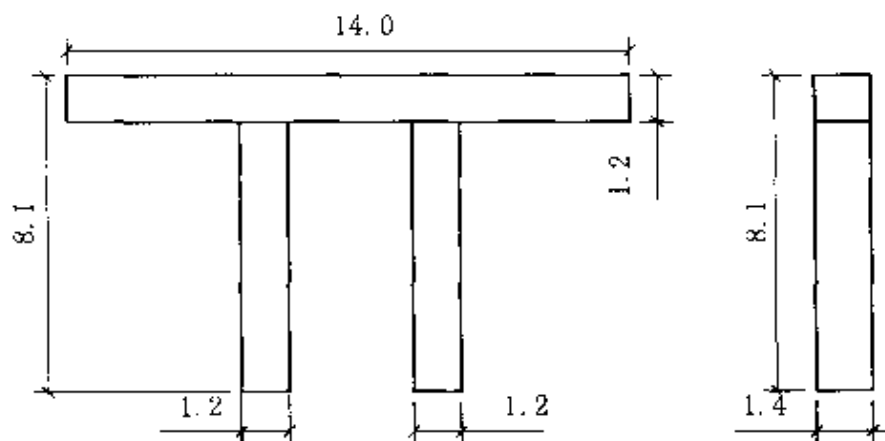


图 5.3 双柱式桥墩立面图

性能目标:该桥为重要性桥梁,对应于较低水准地震作用,除隔震支座外,结构其余构件响应为弹性;对应于较高水准地震作用,允许结构中桥墩发生有限非弹性变形,但基本保持正常使用功能。假定建议的两阶段设计过程中,较低水准地震作用采用地面加速度峰值为 $0.2g$;较高水准地震作用,采用地面加速度峰值为 $0.48g$;两个水准对应的设计谱见图 5.4。对应于低水准地震作用,以强度作为校核结构性能的指标;较高水准地震作用,对于重要桥梁结构的预期性能为基本保持正常使用状态,校核指标初步确定为延性 μ 值不超过 1.5(注:由于作者在编《城市桥梁抗震设计规范》还在讨论阶段,规范针对多水准设防多阶段设计的内容还没有最后确定。此处所定两个水准地震作用的加速度峰值及校核指标均为作者假定,目的是论述一种设计过程,实际桥梁设计,应遵照规范规定进行)。

(2)数值设计阶段

(a)隔震支座类型及尺寸的初步拟定

隔震支座类型选为铅芯橡胶支座。隔震支座尺寸的拟定,目前主要有两种方法来完成该设计过程,一种方法是首先根据已有

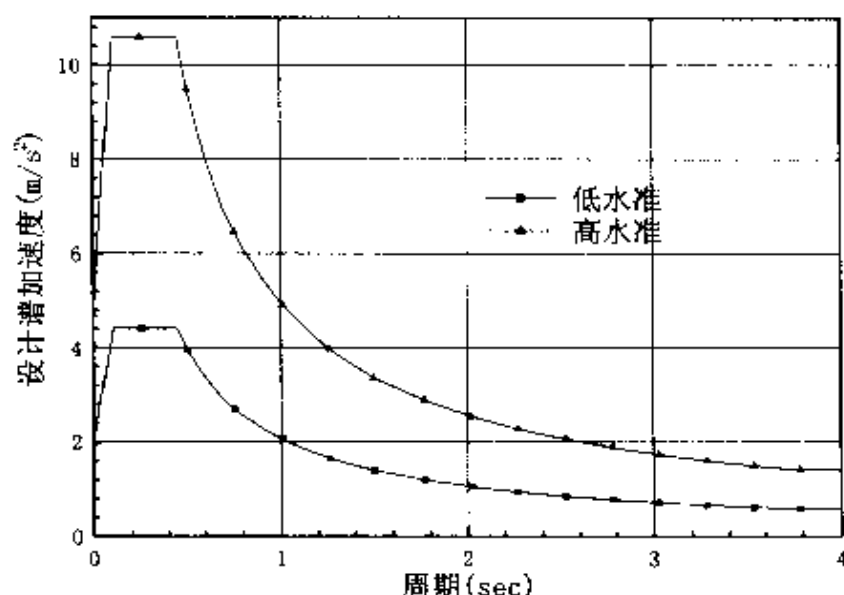


图 5.4 设计谱

经验选定隔震支座的尺寸,根据选定尺寸进行结构的地震响应分析和下部结构的设计,并与预期的地震响应进行比较,判别是否可行,如不满足要求,则修改假定的支座尺寸,重新分析,直到满足设计要求为止;另一种设计过程是首先从隔震设计角度出发,结合所确定的隔震支座类型,初步设定一个比较合理的隔震周期和对应的等效阻尼比(如铅芯橡胶支座等效阻尼比可选 10% ~ 20%),进而根据一系列公式来得到支座的初步设计参数,随后进行响应的校核,判别是否满足设计要求,如不满足,则对一些参数做适当调整。前一种设计过程文献[1]已有说明,下面仅针对第二种设计过程给予详细论述。值得指出的是,在上面两种设计过程中,结构分析均是基于将结构简化为单自由度模型进行的,这主要是因为在该阶段大多数参数都是人为假定,目的是从整体初步把握隔震桥梁的响应特性,而简化的单自由度模型能够满足这个要求,且概念明确,计算简单。当然在该过程中也可采用比较复杂的模型来进行,但需借助于分析软件,由于该阶段参数调整较多,采用复杂模



型计算意义也不大。

● 假定桥墩支座处均为铰接(桥台处纵向自由滑动)的情况下,计算得桥梁的基本周期 $T \approx 0.75\text{s}$ 。因此,对应于较低水准地震作用,初步设定隔震桥梁的隔震周期为 1.5s ,等效阻尼比为 $\beta_{\text{eff}} = 0.20$ (等于支座等效阻尼比 + 其他原因引起结构耗能的阻尼比 5%),并假定单个桥台、桥墩地震力分担率分别为 0.3、0.2,每个桥台、桥墩处设四个隔震支座。

● 根据假定的隔震周期 $T = 1.5\text{s}$ 和等效阻尼比 0.20,由图 5.4 设计谱可初步确定结构的整体响应:

$$F = CW = 0.0845 \times 22\,742 = 1\,921.7\text{kN}$$

隔震支座位移近似为:

$$d = \frac{9.81 T^2 C}{4\pi^2} = \frac{1.5^2 \times 0.0845 \times 9.81}{4 \times 3.1416^2} = 0.0472\text{m}$$

其中,考虑不同阻尼比对 5% 设计谱值的折减系数由公式(3.22)、(3.23)计算。表 5.1 给出不同隔震周期的设定,对结构响应的影响。从表中可知,随隔震周期的增长,结构承担的地震力在减小,但变形在增加。设计人员据此可在地震力的减小和位移增加之间进行选择,初步确定比较合理可行的隔震周期值。

不同隔震周期对应的结构响应(较低水准地震作用) 表 5.1

$T_{\text{eff}}(\text{s})$	0.8	1.2	1.5	2.0	2.5	3.0
$K_{\text{eff}}(\text{kN/m})$	143002	63556	40676	22880	14643	10169
$d(\text{mm})$	27.3	38.9	47.2	60.7	73.6	86.3
C	0.1719	0.1087	0.0845	0.0610	0.0474	0.0386
$F(\text{kN})$	3909.6	2472.3	1921.7	1387.9	1078.5	877.6

此时暂不考虑桥墩等刚度影响,认为结构的刚度仅由隔震支座提供,因而隔震支座总的等效刚度为:



$$\sum K_{eff} = \frac{4\pi^2 W}{T_{eff}^2 g} = \frac{4 \times 3.1416^2 \times 2.2742 \times 10^7}{1.5^2 \times 9.81} = 4.0676 \times 10^7 \text{ N/m}$$

● 根据前边假定的桥台、桥墩地震力分配关系,得桥台、桥墩单个支座等效刚度分别为:

$$k_{eff(\text{桥台})} = \frac{4.0676 \times 10^7 \times 0.3}{4} = 3.051 \times 10^6 \text{ N/m}$$

$$k_{eff(\text{桥墩})} = \frac{4.0676 \times 10^7 \times 0.2}{4} = 2.034 \times 10^6 \text{ N/m}$$

● 计算单个支座的设计参数 Q 、 k_1 、 k_2 :

根据双线性滞回模型参数可知

$$k_{eff} = k_2 + \frac{Q}{d} \quad (5.1)$$

$$\beta_{eff\text{支座}} = \frac{4Q(d - d_y)}{2\pi k_{eff} d^2} \quad (5.2)$$

不考虑桥墩等刚度的影响,桥墩处支座的位移是 $d = 47.2\text{mm}$,首先假定 $d_y = 0$,由式(5.2)、得桥墩处单个支座的特征强度 Q :

$$Q = \frac{\pi \beta_{eff\text{支座}} k_{eff} d}{2} = \frac{3.1416 \times 0.15 \times 2.034 \times 10^6 \times 0.0472}{2} = 22\,621 \text{ N}$$

$$K_2 = K_{eff} - \frac{Q}{d} = 2.034 \times 10^6 - \frac{22\,621}{0.0472} = 1.5547 \times 10^6 \text{ N/m}$$

对于铅芯橡胶支座,有:

$$k_1 = 6.5 k_2 = 6.5 \times 1.5547 \times 10^6 = 1.0106 \times 10^7 \text{ N/m}$$

此时,由公式(5.3)计算 d_y :

$$d_y = \frac{Q + k_2 d}{k_1} = \frac{Q}{k_1 - k_2} \quad (5.3)$$

$$d_y = \frac{22621}{1.0106 \times 10^7 - 1.5547 \times 10^6} = 0.00265 \text{ m}, \text{ 在代入(5.2)得 } Q =$$



21 353N,进而重新得到 $k_2 = 1.5820 \times 10^6 \text{N/m}$, $k_1 = 1.0283 \times 10^7 \text{N/m}$ 。

重复上述步骤,可得桥台处铅芯橡胶支座的三个设计参数分别为: $Q = 32030\text{N}$, $k_2 = 2.373 \times 10^6 \text{N/m}$, $k_1 = 1.542 \times 10^7 \text{N/m}$ 。

● 根据上述3个参数,结合正常使用要求初步确定支座尺寸:

由计算知桥台、桥墩的竖向支座反力为 768 975N、207 3800N,由上面得到的铅芯橡胶支座的3个参数,根据第2章中有关铅芯橡胶支座计算公式,考虑支座的正常使用性能要求(如汽车制动力等),初步确定支座的尺寸见表5.2,其中,橡胶材料剪切模量为 $G = 1.0\text{MPa}$,铅芯屈服剪切应力为 $\tau = 8.5\text{MPa}$,经校核,所选隔震支座满足正常使用要求。

单个铅芯橡胶隔震支座设计参数

表 5.2

桥墩号	桥墩处支座	桥台处支座
平面形状 $D(\text{mm})$	595	520
有效形状 $D_L(\text{mm})$	575	500
橡胶层厚度 $(t_r \times n)(\text{mm})$	10 × 16 层 = 160	7 × 16 层 = 112
钢板厚度 $(t_s \times n_s)(\text{mm})$	4 × 15 层 + 2 × 24 = 108	4 × 15 层 + 2 × 24 = 108
铅芯直径 $D_p(\text{mm})$	60	75
每个桥墩的支座数目	4	4

(b) 较低水准地震作用下结构响应分析

根据初步选定的铅芯橡胶隔震支座,由弹性反应谱分析方法计算各桥墩分担的惯性力与支座变形,分析模型见图5.5。采用多自由度反应谱分析方法分析结构的响应,假定桥墩不发生屈服,分析过程是一个迭代的过程,在分析中,仅第一周期(即隔震周期)对应的反应谱值考虑了阻尼比的折减,折减公式采用公式(3.22)、(3.23),其它高阶振型对应的阻尼比均假定为5%,详细计算结果见表5.3。根据表5.3计算结果,结合正常使用条件要求,给出其



表 5.3

低水准地震作用下结构响应分析(多自由度反应谱分析方法)

特 性 值	单 位	1 # 桥台	2 # 桥墩	3 # 桥墩	4 # 桥台	备 注
变形	mm	37.3	37.3	37.3	37.3	初始假设值
变形	mm	47.1	42.9	42.9	47.1	中间迭代值
屈服强度	kN	177.52	113.61	113.61	177.52	
屈服后刚度	kN/m	8713	7269	7269	8713	
等效刚度	kN/m	11424	9173	9173	11424	
等效阻尼比	ξ_i	0.1592	0.1416	0.1416	0.1592	
地震力分配率	η_i	0.28	0.22	0.22	0.28	
桥基本隔震周期	s	1.507				
桥隔震周期阻尼比	ξ	0.1995				受桥墩自身惯性力的影响,墩底弯矩并不等于支座剪力与墩高的乘积
支座剪力	kN	558.9	406.5	406.5	558.9	
各桥墩墩底弯矩	kN·m		4712	4712		
隔震支座设计变形	mm	46.9	42.7	42.7	46.9	最终计算值



中一个桥墩单柱的设计配筋,见图 5.6,桥墩单柱对应弯矩—曲率曲线、轴力—弯矩包络图见 5.7、5.8。由分析可知,初步确定的支座尺寸基本满足设计预期目的。

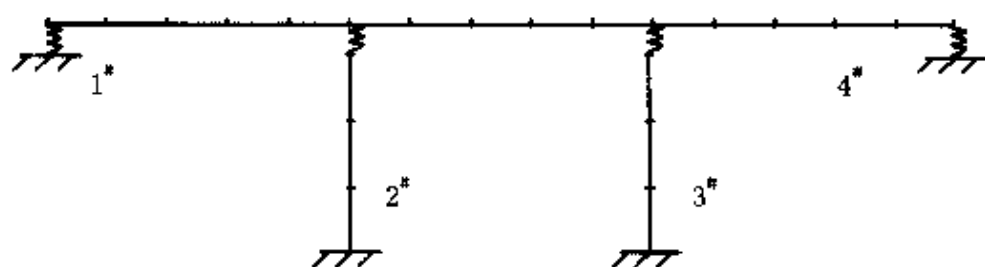


图 5.5 分析模型

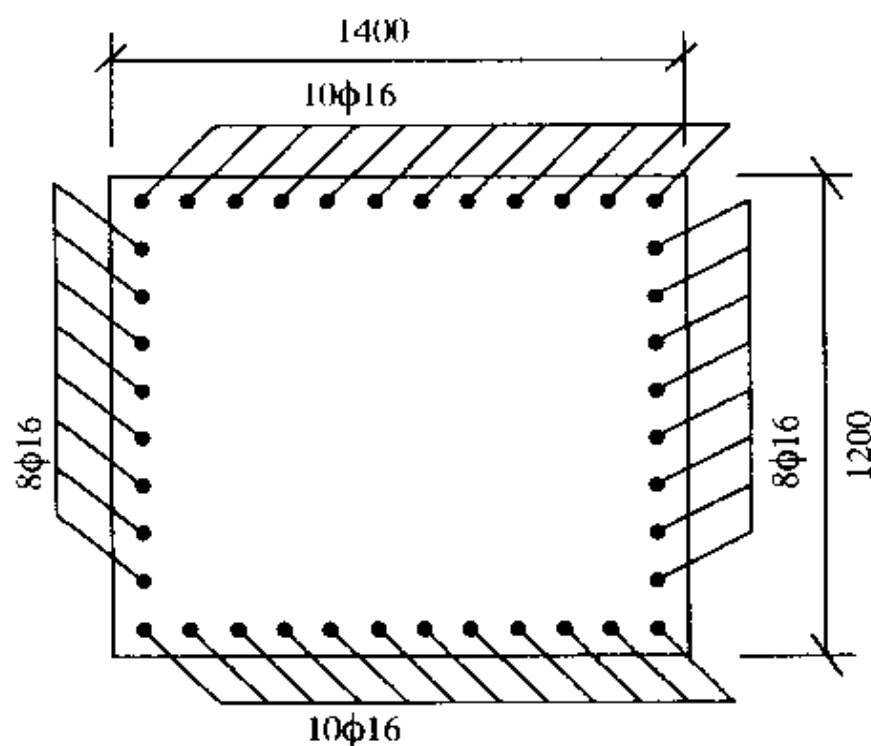


图 5.6 单柱截面配筋图

值得指出的是,采用隔震设计后,在该水准地震作用下,桥墩所受地震力比较小,截面配筋仅按规范要求纵筋最低配筋率即可满足需求,图中给出的配筋仅考虑纵向地震作用,没有考虑横向地震作用。

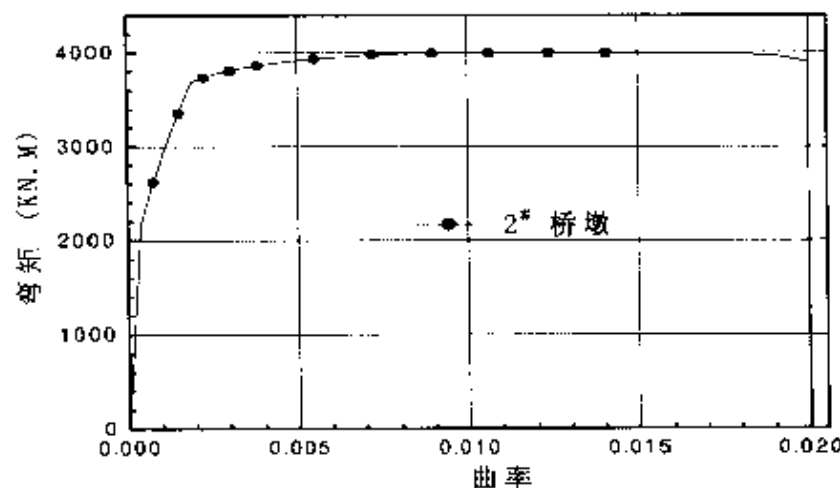


图 5.7 桥墩单柱截面弯矩—曲率图

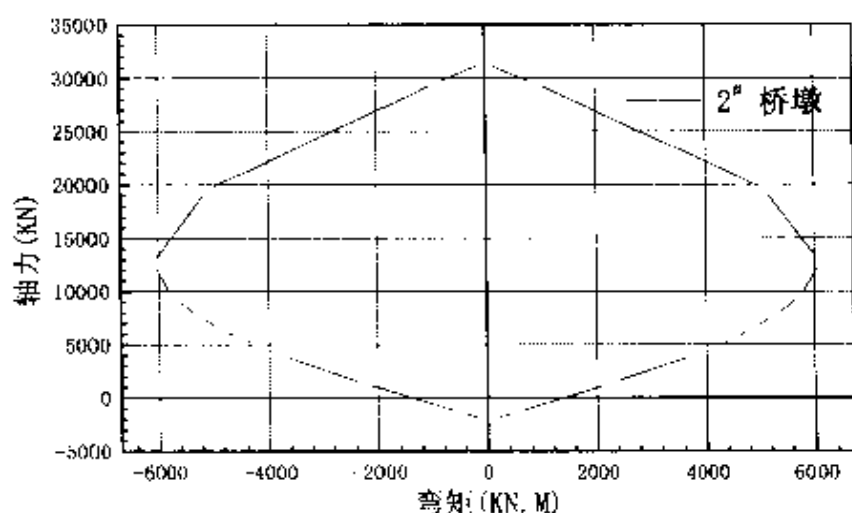


图 5.8 桥墩单柱截面轴力—弯矩图

(c) 较高水准地震作用下结构响应的校核

首先假定桥墩没有屈服,按多自由度弹性反应谱方法进行分析,表 5.4 给出在该水准地震作用下纵桥向结构的响应值。

从分析结果可知,在该水准地震作用下,按弹性反应谱分析得到桥墩单柱底部弯矩为 $6\,263.5\text{kN}\cdot\text{m}$,而单个墩柱的屈服弯矩为 $3\,997.0\text{kN}\cdot\text{m}$,由此可知桥墩已进入屈服。因此,宜采用非线性动力时程分析方法进行分析,以同时考虑桥墩、支座的非线性特性。



表 5.4 高水准地震作用下结构响应分析(多自由度反应谱分析方法)

特 性 值		单 位	1*桥台	2*桥墩	3*桥墩	4*桥台	备 注
隔震	变形	mm	89.52	89.52	89.52	89.52	初始假设值
	变形	mm	157.4	145.3	145.3	157.4	中间迭代值
	屈服强度	kN	177.52	113.61	113.61	177.2	
	屈服后刚度	kN/m	8 713	7 269	7 269	8 713	
(4个)	等效刚度	kN/m	9 665.5	7 929.7	7 929.7	9 665.5	
	等效阻尼比	ξ_i	0.061 6	0.052 2	0.052 2	0.061 6	
地震力分配率		η_i	0.27	0.23	0.23	0.27	
桥基本隔震周期		s	1.646 2				
桥隔震周期阻尼比		ξ	0.1073				受桥墩自身惯性力的影响,墩底弯矩并不等于支座剪力与墩高的乘积
支座剪力		kN	1 524.2	1 153.8	1 153.8	1 524.2	
各桥墩墩底弯矩		kN·m		12 527	12 527		
隔震支座设计变形		mm	157.7	145.5	145.5	157.7	最终计算值



(d) 非线性动力时程分析校核

由前边分析可知桥墩已进入屈服,取与图 5.4 给出的设计谱相协调的人工合成加速度时程及与该类场地相匹派的实际地震记录进行分析,分析模型仍取图 5.5。计算结果见图 5.9、5.10。表 5.5 给出不同地震时程作用下,结构响应的比较。从分析结果可知,桥墩在该水准地震作用下,损伤轻微,设计结果满足预期的性能要求。

在高水准地震作用下结构的计算结果

表 5.5

类 别		桥台支座 变形(mm)	桥墩支座 变形(mm)	单柱墩底弯 矩(kN·m)	桥墩延性 μ
反应谱分析值		157.7	145.5	12 527	—
时 程 分 析 值	Elcentro	158.4	147.0	3997	1.03
	人工波 I	200.8	185.5	3997	1.23
	人工波 II	190.0	179.0	3997	1.11
	均值	183.1	170.5		

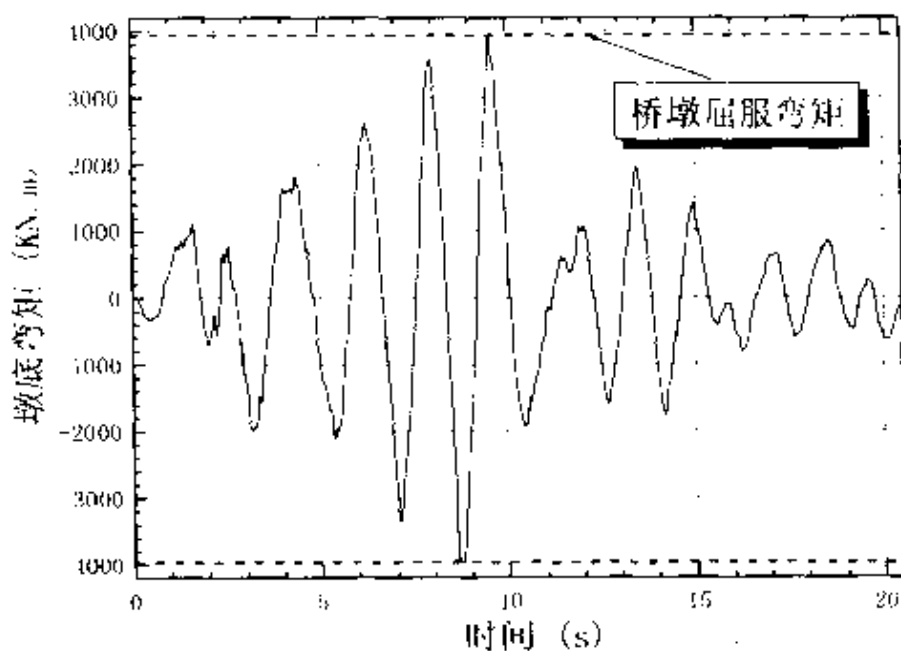


图 5.9 桥墩弯矩时程曲线

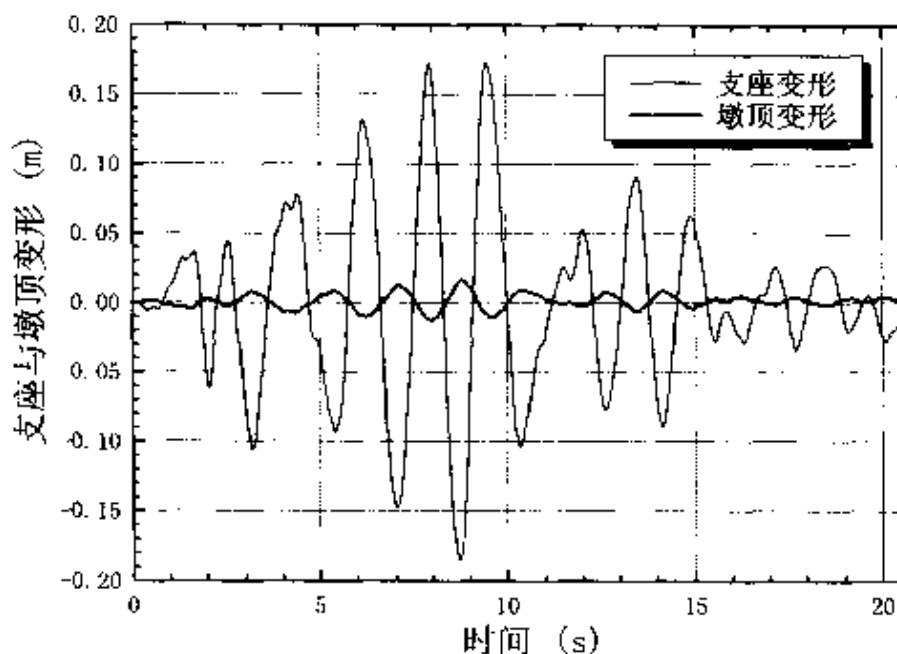


图 5.10 桥墩处支座与墩顶变形比较

此处仅给出隔震支座在该水准地震下的性能校核,见表 5.6,从表中结果可知,设计的隔震支座性能满足要求。比较全面的隔震支座校核尚应包括其在正常使用条件下的性能校核,而且在实际工程应用中,按照规范要求,还应对实际使用的隔震支座进行严格的试验检查,校核其是否满足设计要求的指标。

较高水准地震作用下隔震支座性能校核 表 5.6

类 别		桥台支座变形(mm)	桥墩支座变形(mm)
支 座 校 核	水平剪应变	1.63	1.07
	竖向变形产生的剪应变	0.41	0.87
	转动变形引起的剪应变	此处因支座转动引起的剪应变较小,暂不考虑	
	局部剪应变	2.04	1.94
	设计允许应变	4.17	4.17



5.2 结 论

上述设计及分析过程仅是从论述本书建议的多水准多阶段设计过程(两阶段设计)为目的进行的,并没有完全按照城市桥梁抗震设计规范要求进行,但规范规定的三阶段设计可参照此处建议的设计过程。从整个设计及分析可知,对于该桥,由于采用隔震技术,结构周期得以延长,且耗能能力增加,从而显著降低了地震力,提高了结构的抗震性能。

参 考 文 献

- [1] R.I. Skinner, W.H. Robinson, G.H. Mcverry(谢礼立等译). 工程隔震概论.地震出版社.1996.
- [2] Eurocode 8 Structures in Seismic Region - Design, Part2, Bridges, Draft, 1993.
- [3] Guide Specifications for Seismic Isolation Design, America Association of State Highway and Transportation officials, Washington, D. C., CA., 1991.
- [4] ATC - 32 Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations, Applied Technology Council, Redwood City, 1996.
- [5] 道路桥示方書・同解説, V 耐震设计编, 日本道路协会, 平成 8 年 12 月(1996).
- [6] Manual For Menshin Design Of Highway Bridges, Ministry Of Construction, Japan (English - Version), EERC, Berkeley, Calif., Report 94/10

第六章 各国桥梁减隔震设计规范比较

尽管我国目前已具备了将减隔震技术应用于桥梁抗震设计的条件,但没有相应的设计规范已成为推广应用这一技术的主要障碍,因此在《城市桥梁抗震设计规范》的编制中,将桥梁减隔震设计的内容纳入规范。为了更全面了解桥梁减隔震设计规范的内容,下面就国际上一些桥梁减隔震设计规范的内容进行简要的概述和比较,供设计人员参考。

6.1 Eurocode8 – Part2: Bridges

(1)设计原则

欧洲规范的桥梁隔震设计根据设计原则不同分为两种类型:一种是全隔震设计(Full Isolation of a Bridge),即在设计地震作用下,桥梁结构除隔震装置自身发生非弹性变形外,其余构件均在弹性范围内;另一种是部分隔震设计(Partial Isolation of a Bridge),在这种情况下,桥面梁仍在弹性范围内,但允许墩发生非弹性变形。对于全隔震设计,规范规定可以使用等效线性反应谱分析,取设计位移下的割线刚度作为非线性系统的等效刚度。对于部分隔震设计的情况,规范规定应采用非线性动力时程分析方法。

(2)设计地震

设计反应谱:当设计的隔震结构周期大于 3s、或位于 C 类场地土、或距断层 15km 以内时,应使用实际场地的 5% 阻尼比的反



应谱。但这样的反应谱应不低于规范规定的标准场地的设计谱。

地面运动时程:水平地面运动应至少选择三组时程记录,在周期 $T_f - 1.0$ 到 $T_f + 2.0$ 范围内,对于每组水平时程记录,5%阻尼比反应谱值平方和开平方的值不应低于 5%阻尼比标准设计谱值的 1.3 倍的 10%,时程记录的持时应与震级和设计地震震源特性相一致。场地距断层 15km 以内的地震时程记录应包含近源地震的特性。

(3) 分析方法

分析方法有单自由度反应谱分析、多自由度反应谱分析(适用于全隔震设计)。在考虑阻尼比影响的反应谱分析中,采用的是一种组合谱(见图 3.1),即周期 $T > 0.8T_f$ (T_f 为隔震结构基本周期)时,采用隔震装置的阻尼比对 5%阻尼比的设计反应谱进行修正; $T < 0.8T_f$ 时,采用阻尼比为 5%的设计谱。阻尼比对反应谱的校正采用如下公式:

$$\eta_1 = \left[\frac{7.0}{(2 + \xi_1)} \right]^{0.35} \quad (6.1)$$

反应谱分析的地震力组合采用某一方向的地震力与另一方向 30%地震力进行组合(取最不利组合),以用于设计。

反应谱分析方法的适用条件是:

- 桥址场地距最近的活动断层的距离大于 15km;
- 场地类型属于 A 类或 B 类;
- 隔震周期 T_f 不大于 3s 且至少是未隔震时结构周期的 3 倍;
- 桥型比较规则;
- 隔震装置在设计位移(d_{Ed})时的等效刚度至少是其在 $0.2d_{Ed}$ 时等效刚度的 50%;
- 隔震装置的等效阻尼比不超过 10%;



● 隔震装置的力学特性与加载率、竖向和水平双向加载无关;

● 隔震装置从 $0.5d_{Ed}$ 变到 d_{Ed} 时,恢复力不低于上部结构重量的 0.025 倍。

对于不满足上述条件的其他情况,如隔震装置等效阻尼比大于 10%,位于 C 类场地,及部分隔震设计应采用动力时程分析方法,并采用所有时程分析结果中的最大反应值用于设计。

(4) 分析模型

对于单自由度、多自由度反应谱分析,隔震装置应采用对应于最大设计位移时的最小割线刚度作为等效线性刚度用于分析。

对于多自由度反应谱分析、动力时程分析,隔震装置采用的模型应满足以下要求:考虑隔震装置的空间分布情况;同时考虑水平双向与水平转动;考虑单个隔震装置的倾覆能力;考虑竖向荷载影响、水平双向加载和(或)加载率(如果隔震装置的特性与这些因素有关时)等因素。

对于进行反应谱分析的隔震结构,所有结构构件采用线弹性刚度,并能反应实际结构刚度的分布情况,钢筋混凝土桥墩、桥台的刚度应采用未开裂截面时的刚度。对于非线性时程分析,应能较好的反应构件的非线性特性,尤其是屈服后的特性。

(5) 隔震设计

对于全隔震设计,根据能力设计原则,设计构件时,构件的设计强度应高于隔震装置在设计位移下对应的力。对于部分隔震设计,预先确定发生塑性铰的构件,其弯曲强度应根据分析所得结果设计。其他构件的设计应依据预期塑性铰构件的超强强度来进行设计。对于预期形成塑性铰区的构件应给予专门的设计,保证其具有足够的延性能力。

(6) 隔震装置设计与校核。



在罕遇地震下隔震装置的设计位移 d_{EX} 应根据分析得到的最大位移 d_E 按下式确定:

$$d_{EX} = \gamma_X d_E \quad (6.2)$$

γ_X 的取值见表 6.1:

γ_X 的取值

表 6.1

$\alpha = \frac{\text{设计地面加速度}}{g}$	γ_X
≥ 0.40	1.25
0.30	1.50
0.20	1.75
0.15	2.00
0.10	2.50
0.05	3.00

隔震装置的整个位移为:

$$d_{EXd} = d_{EX} + d_G + d_{Ts} \quad (6.3)$$

式中, d_G : 由徐变、收缩等引起的位移, $d_{Ts} = 0.4d_T$, d_T 为温度引起的位移。

此外, 设计隔震装置还应考虑以下要求:

- 必须考虑隔震系统的可替换性, 并进行定期的维护和检查;
- 当隔震系统位移由 $0.5d_{ed}$ 增加到 d_{ed} 时, 隔震装置的恢复力至少是其上部结构重量的 2.5%;
- 竖向荷载下的稳定性;
- 应对每一隔震装置在整个设计位移下的稳定性进行校核, 荷载为恒载与地震荷载的最不利组合, 即: $G_k + \gamma_X A_{Ed}$, 在此荷



载下的抗倾覆安全系数不小于 1.0。 G_k 为恒载, A_{Ed} 为地震的最不利组合值。

● 应该提供足够的间隙满足整个设计位移的要求。

此外,规范专门对橡胶隔震支座的设计给予了规定。

6.2 意大利公路桥隔震指南中的有关规定

(1) 设防水准和性能目标

水准 1: 对应于重现期为 50 年的地震, 整个结构包括耗能装置都保持弹性, 地震过后, 不允许存在任何残余变形;

水准 2: 对应于重现期为 500 年的地震, 隔震耗能装置允许进入大的非弹性范围, 但所有结构构件, 包括桥墩, 必须保持弹性, 伸缩缝不允许发生破坏, 桥梁必须在不需修复下保持正常的运营功能, 恢复原来的状态不需替换或维修隔震装置;

水准 3: 为罕遇地震, 普通桥梁结构允许发生损伤, 但最低要求是允许维持一定的使用功能; 对于公路网中国家级运输干道上的桥, 尽管在强震作用期间, 也应具有较高的性能要求, 可继续完全使用, 结构构件允许轻微损伤, 桥墩最大位移延性小于 1.5, 允许支承、伸缩缝发生轻微的损坏, 地震结束后, 允许存在残余位移, 但不允许发生落梁, 桥在任何情况下, 都应保持一定的运营能力。

(2) 设计地震

地震作用通过平均加速度来描述, 由下面几个特征量来描述:

- 5% 阻尼比的弹性反应谱;
- 加速度持时(20s);
- 加速度时程的包络函数(12s);



其中,弹性反应谱形状的确定应考虑场地土的特性,通常建议对 EC8 规定的 A、B、C 三类场地进行如下修正:

- 反应谱衰减项 $\left(\frac{T_2}{T}\right)^k$ 的指数 k 取 0.9 而不是 1.0;
- 当周期超过 3s 时,反应谱值取常数;

整个加速度持时应取为 20s,所有加速度时程包络函数的平稳段持时为 12s。

(3)分析方法和分析模型

对结构模型建立给出了规定,尤其是对于发生非弹性变形的构件和装置的模型建立给予了专门的规定。对于水准 2 和 3,允许在构件和隔震装置中发生非弹性响应时,建议采用动力时程分析方法。

对于正交的三个方向的地震作用,可分别独立计算其作用。对于下列一些情况,可以采用平面模型:

- 简支梁桥;
- 直线连续梁桥或曲线梁桥,但曲率半径必须大于曲线梁桥长度的 4 倍。

对于其他情况必须使用三维空间模型。对于所有连接上部结构与下部结构的连接装置,都应认真考虑,尤其是对下列装置模型的建立:

- 隔震耗能装置;
- 支承和其相对摩擦力;
- 其他可能的制动装置;
- 相邻桥面板间的连接装置。

关于隔震耗能装置的滞回模型,建议采用基于试验结果的平均值。对于滑动装置,应考虑最大、最小摩擦系数值。最小摩擦系数值给出保守的位移值,最大摩擦系数值给出桥墩保守的屈服力



值。

考虑到不同特性的地震加速度时程,可得到完全不同的结果和不一致的安全水平。因此,建议对于每一方向,根据弹性反应谱选取 8 条加速度时程进行分析。且对选取的加速度时程要求如下:

每个加速度时程的弹性反应谱与标准弹性反应谱值的绝对差值不应超过 20%;

8 个加速度时程弹性反应谱的平均值与标准反应谱值的绝对差值不应超过 10%;

总的说来,不可避免需要采用根据标准弹性反应谱人工合成的加速度时程,但只要天然地震记录满足上述要求,建议最好选用天然地震加速度时程记录。

此外,当使用反应谱进行分析时,还有一些其他的规定。

(4)设计校核

所有的校核都是针对不同烈度水平所有加速度时程分析结果最大值的平均值进行的。

对于水准 1,所有结构构件均为弹性;

对于水准 2,结构构件(桥墩、桥面梁、桥台、基础等)均应保持弹性,这些校核是依据正常使用功能水平的要求进行的。根据正常使用功能水平的要求,隔震装置的变形在设计范围内,其他构件应在弹性范围内。

对于水准 3,所有结构构件和连接件(基础、桥墩与基础的连接、支承装置等)必须能够承受这个水平下地震的作用,避免结构发生倒塌和落梁。对于重要桥梁,桥墩中发生有限的塑性变形是允许的,但最大的位移延性限制在 1.5 以内。

此外,规范还对隔震结构分析计算报告的内容进行了详细的规定,也对隔震装置的性能需求和试验要求给予了规定。



6.3 美国 AASHTO 标准桥梁隔震准则中的有关规定

(1) 设计原则

在隔震设计中包括了两类设计原则,见图 6.1。第一类就是采用相同折减系数得到比传统设计更经济的设计结果。这个原则就是在隔震设计中使用与传统抗震设计中相同的响应校正系数 R 值,因而得到与传统抗震设计相同的安全水平,这个设计方法的优点就是当桥梁设计由地震力控制时,造价可节约大约为全桥造价的 5~10%;第二类就是要求采用减隔震设计的桥,抗震性能比传统抗震设计更高的抗震性能安全水平,该原则实质就是避免或显著降低下部结构、桥台的损伤程度,在这种情况下, R 值一般取 1.5,这将确保结构在设计地震下的性能基本为弹性。对于隔震桥梁抗震设计的这两个原则,通常所需造价与传统抗震设计的造价相比约在 $\pm 10\%$ 以内。对于发生罕遇地震,采用隔震设计还能提供更高的保护能力。

(2) 分析方法

规范首先对采用简化分析方法的条件进行了规定,即:一是隔震装置的耗能特性能够用等效粘滞阻尼比描述;二是隔震装置的刚度能够用等效线弹性刚度来描述。只有在满足这两个条件的前提下,才允许在隔震设计中采用等效静力法、单自由度、多自由度反应谱分析方法。

对于没有自复位能力的摩擦滑动隔震装置、单纯理想弹塑性隔震装置,等效粘滞阻尼概念不再有效,因为此时按等效粘滞阻尼公式得到的阻尼比是与摩擦滑动隔震系统的摩擦系数无关,或与弹塑性的屈服强度无关的值。即等效阻尼比不能准确反映这类装

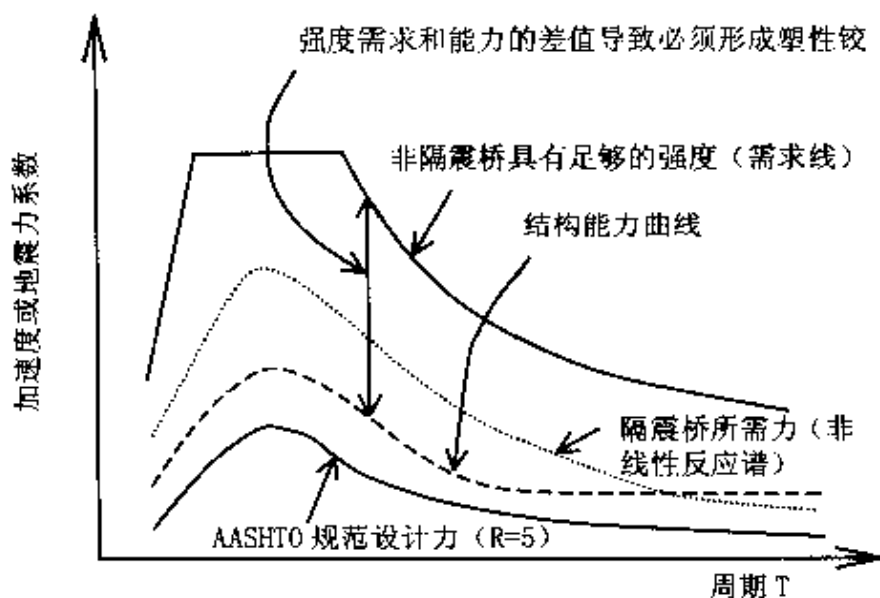


图 6.1 桥梁隔震设计

置的耗能特性。此外,由于这些装置没有自复位能力,会导致分析的设计位移值偏低。因此,当采用不具备自复位能力的隔震装置进行隔震设计时,规范要求必须采用非线性动力时程方法进行分析。

● 等效静力法

对于桥梁隔震设计,弹性地震系数直接由实际的弹性反应谱确定,对于反应谱长周期段,与普通桥梁抗震设计所用反应谱不同,采用的公式为:

$$C_s = \frac{AS_i}{BT} \quad (6.4)$$

式中, A 为依据地震危险性区划图确定的加速度系数, S_i 为场地土类型系数, B 为阻尼比较正系数, T 为隔震结构的基本周期。

隔震结构的基本周期 T 按公式(6.5)计算,

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{w}{\sum k_{eff}g}} \quad (6.5)$$



式中, $\sum k_{eff}$ 为支承上部结构的所有隔震支承的等效弹簧刚度的总和。

隔震支承所发生的位移按公式(6.6)计算,

$$D = \frac{10AS_i T}{B} \quad (\text{单位: in.}) \quad (6.6)$$

等效地震力为

$$V = \sum k_{eff} D = \frac{AS_i}{TB} W \quad (6.7)$$

● 单自由度反应谱分析方法

由于使用了隔震装置,从而使上部结构的变形类似于一个刚体。因此,振动周期的确定仍可用公式(6.5),地震力系数仍可用公式(6.4),从而可得到地震力为:

$$p_e(x) = w(x) C_s \quad (6.8)$$

其中, $w(x)$ 为桥梁上部结构单位长度的重量。将 $p_e(x)$ 作用于上部结构,从而可确定下部结构的地震力和位移。

● 多自由度反应谱分析方法

对于隔震桥梁的多自由度反应谱分析,与普通桥梁抗震设计过程基本相同,只是需要考虑阻尼比对设计谱值的校正。此外,

隔震支承的刚度取对应于设计位移 D 的等效线弹性刚度;设计谱采用考虑不同周期对应阻尼比对设计谱进行校正的组合谱见图 3.1。

● 非线性动力时程分析方法

对于采用不具备自复位能力的隔震装置,规范要求采用动力时程分析方法。时程分析的时程应根据对应的设计谱进行校正。

每组地面运动时程应从不同的地震事件中选取,允许采用如下两个方法对地震时程进行标定以与设计谱相协调:方法一就是标定后的地震时程 5% 阻尼比响应谱值在周期 1 ~ 5s 内不低于



5%阻尼比设计谱值的 10%或在 1s 范围内不低于 20%;方法二是在 1~5s 内,标定后的地震时程 5%阻尼比响应谱平方和开平方值不低于 1.3 倍 5%阻尼比设计谱值。

此外,时程分析中还应考虑隔震装置、结构构件等的非线性特性。

(3)设计地震力

对于构件的设计,规范根据规定的 A、B、C、D 四类结构,给予了不同的规定。对于 A 类结构,隔震设计中,隔震装置的锚固需根据力 $F = k_{eff}D$ 确定, k_{eff} 为隔震支承的等效线性刚度, D 是使用最大加速度系数 0.1g 算得的上部结构的位移。对于 B、C、D 类桥的隔震设计,与传统桥梁抗震设计使用同样的荷载组合,并根据实际情况,选用前面所述的两个设计原则。对 B 类桥,基础的设计力为柱设计所采用的折减系数值 R 的一半,不要求其大于桥墩设计弹性力。对于 C、D 桥,基础设计力要求超过桥墩的设计弹性力或超过根据桥墩塑性铰所对应的力。

(4)隔震装置性能检测的规定

规范要求对实际采用的隔震装置的性能进行检测,检测内容包括隔震装置设计参数(如,等效刚度、等效阻尼比等)的确定,以及隔震装置安全性、可靠性的校核等。

(5)其他要求

尽管柔性构件是隔震装置的基本构件,但应保证其具有足够的刚度和屈服强度以抵抗经常出现的风荷载、制动力等;

隔震设计采用简化分析方法的基本前提是耗能装置能够用等效阻尼比和等效线性弹刚度描述,只有满足这两个条件才能使用简化的分析方法。如果隔震系统不满足这两个条件,并不是不能使用,然而对其分析和竖向荷载下的稳定性,规范给出更加严格的规定。即,在未变形的情况下,隔震装置在竖向荷载下的安全系数



应大于 3;对在恒载与竖向地震力的不利组合以及侧向荷载共同作用下,隔震系统在 1.5 倍设计位移下的稳定性进行校核;或不考虑侧向荷载作用,隔震系统在 3 倍设计位移下的稳定性进行校核。系数 1.5 和 3.0 是针对重现期为 475 年的设计反应谱得到的,如果设计是依据最大可能发生地震设计谱进行的,则安全系数 1.5 和 3.0 分别可降低到 1.1 和 2.2。

6.4 日本规范免震* 设计规定

(1)适用范围与设计原则

是否适合采用隔震设计,应从地震情况和正常使用情况两方面考虑,并结合延长桥梁结构固有周期和消耗能量的效果进行研究后方可决定。下列条件规范规定不得采用隔震设计:

- 基础土层不稳定;
- 下部结构柔性大,原有结构的固有周期比较长;
- 位于软弱场地,延长周期可能引起共振;
- 支座中出现负反力。

规范要求隔震设计的重点放在提高结构耗能能力和合理分配地震力上,而不过分追求结构周期的延长。免震(隔震)设计的定义是指满足下面三个条件的设计方法,即:

- 上部结构支承在水平柔度较高的隔震装置上,当惯性力超出一定限值时,通过桥梁固有周期的延长折减惯性力;
- 使用阻尼器,通过增加结构耗能能力使桥面梁位移降低到可接受的范围内;
- 在正常使用荷载,如风荷载、制动力等作用下,桥梁不发

* 日本规范中称隔震设计为免震设计。



生有害的振动,因而,要求当惯性力不超过某一限值时,隔震装置和阻尼器必须具有足够的刚度和屈服强度以避免结构发生有害振动。

采用隔震设计时,必须在桥台、桥墩等主要结构与相邻梁之间设置足够的间隙,以保证满足设计位移的要求。

为了充分发挥隔震装置的作用,要求采用隔震设计后的桥的固有周期原则上应为不采用隔震装置时桥固有周期的两倍。从而使隔震的上部结构与下部结构振动特性分离开来,上下部结构一起振动的影响降到最小,以至于桥的所有变形都集中于隔震装置。

对隔震装置的要求有:

- 隔震装置的机构应尽可能简单、性能可靠;
- 应在其性能明确的范围内使用。

(2) 隔震设计

桥梁隔震设计的预期性能安全水准与传统桥梁抗震设计的要求相同。采用两水准设计,第一水准是采用地震系数法,下部结构基本保持弹性,只考虑隔震周期延长对地震力的折减、忽略隔震装置阻尼的影响;第二水准是采用极限承载力法,允许下部结构构件发生屈服,但大部分耗能应集中在隔震装置中。对于复杂结构建议采用反应谱分析或动力时程分析。在地震系数法与极限承载力法中,隔震装置的计算模型为借助于等效线性化理论建立的等效线弹性模型,并对等效阻尼比的取值及其对反应谱的校正作了具体规定。其设计流程见图 6.2。

(3) 隔震支承设计的要求

- 将等价水平地震系数的惯性力作用于隔震支承时,在隔震支承中产生的位移必须保证在 $\frac{k_{hem}w_u}{k_B}$ 的 $\pm 10\%$ 以内;
- 按规范条文 8.6 规定算得的隔震桥的阻尼比不得低于按

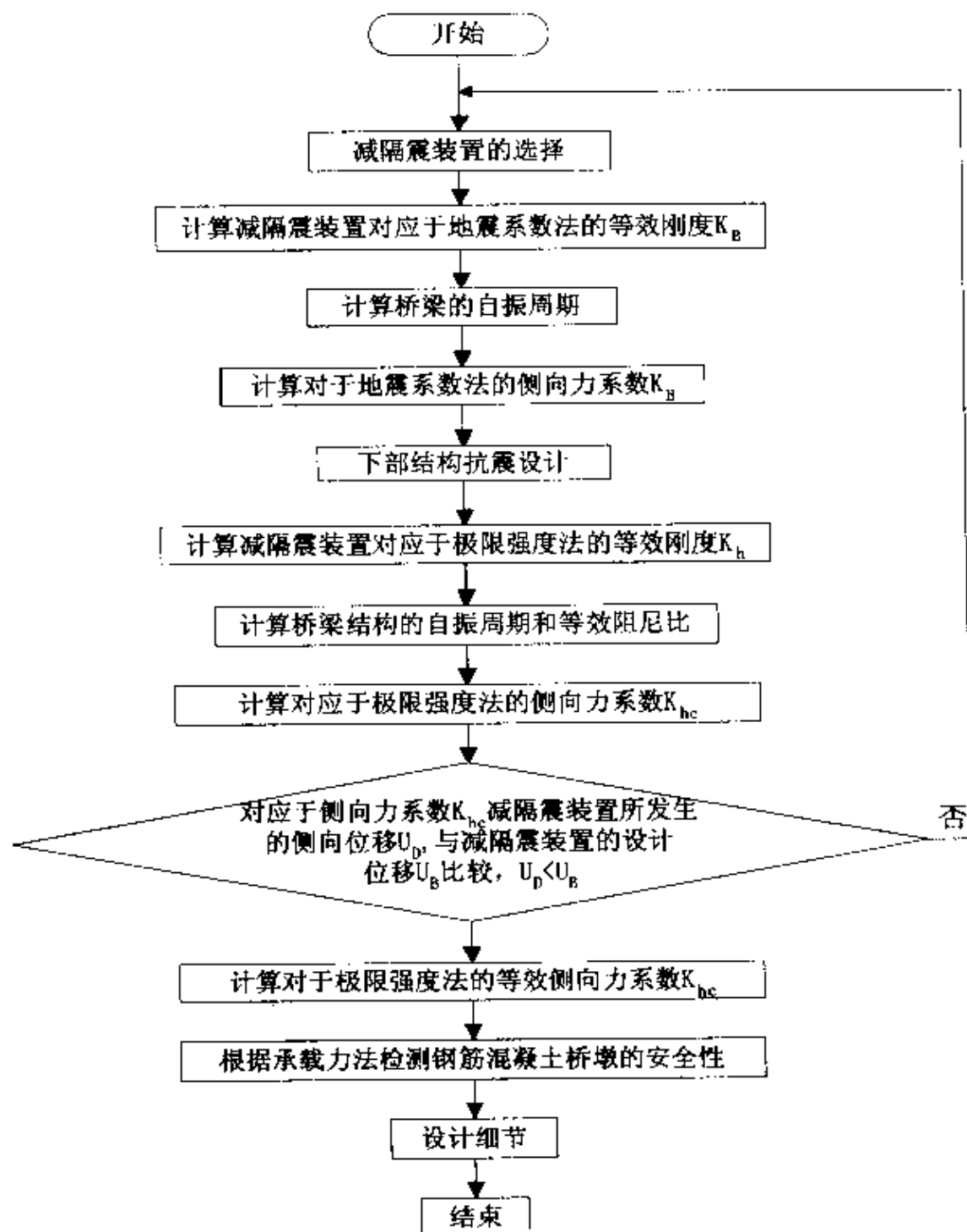


图 6.2 减隔震设计流程图



规范条文 8.3(2)中的规定所设定的桥的阻尼比。

(4) 隔震支承安全性的判定

- 隔震支承中产生的剪切应变必须在 250% 以下；
- 隔震支承中产生的局部剪切应变必须小于橡胶的破坏应变除以安全系数后的值，安全系数取 1.2；
- 隔震支承的连接构件与隔震支承处上下部结构的连接强度必须大于用等价水平地震系数算得的惯性力。
- 隔震支承等效刚度的设计必须保证其值在按式(6.11)算得值的 $\pm 10\%$ 以内，同时隔震支承的等效阻尼比的设计必须保证其值大于按式(6.12)算得值。

(5) 隔震支承的设计位移 u_B 、有效设计位移 u_{Be} 以及等效阻尼比为

$$u_{Be} = c_B u_B \quad (6.9)$$

$$u_B = \begin{cases} \frac{k_h w_u}{k_B} & (\text{地震系数法}) \\ \frac{k_{hem} w_u}{k_B} & (\text{极限承载力法}) \end{cases} \quad (6.10)$$

隔震支承的等效刚度和等效阻尼比为：

$$k_{Be} = \frac{F(u_{Be}) - F(-u_{Be})}{2u_{Be}} \quad (6.11)$$

$$h_B = \frac{\Delta w}{2\pi w} \quad (6.12)$$

(6) 隔震桥梁固有周期计算方法

隔震桥固有周期的计算公式为

$$T = 2.01 \sqrt{\delta} \quad (6.13)$$

其中，隔震支承按式(6.11)规定的等效弹簧刚度建立模型。

隔震桥梁阻尼比的计算公式为



$$h = \frac{\sum k_{Bi} u_{Bi}^2 \left(h_{Ri} + \frac{h_{pi} k_{Bi}}{k_{pi}} + \frac{h_{fui} k_{Bi}}{k_{fui}} + \frac{h_{\theta i} k_{Bi} H^2}{k_{\theta i}} \right)}{\sum k_{Bi} u_{Bi}^2 \left(1 + \frac{k_{Bi}}{k_{pi}} + \frac{k_{Bi}}{k_{fui}} + \frac{k_{Bi} H^2}{k_{\theta i}} \right)} \quad (6.14)$$

(7) 构造措施

梁端部原则上应设置足够的间隙以防止地震时梁与桥台或相邻梁之间的碰撞,梁端的间隙,原则上应根据动力分析结果确定,但不得小于下式规定的值:

$$S_B = \begin{cases} u_B + L_A & (\text{梁与桥台之间}) \\ C_B u_B + L_A & (\text{一个桥墩上的两个梁之间}) \end{cases} \quad (6.15)$$

S_B 为梁端部间隙, U_B 为根据地震系数法设计时上部结构在桥台上的位移, L_A 为间隙余量。 C_B 为相邻两梁的固有周期差对间隙的修正系数,见表 6.2。

C_B 的取值

表 6.2

固有周期差值比 $\Delta T^*/T_1$	C_B
$0 \leq \Delta T/T_1 \leq 0.1$	1
$0.1 \leq \Delta T/T_1 \leq 0.8$	$\sqrt{2}$
$0.8 \leq \Delta T/T_1 \leq 1.0$	1

伸缩装置的造细节:

$$L_E = u_B + L_A \quad (6.16)$$

6.5 各国规范的比较

(1) 从使用减隔震的目的来看

* $\Delta T = T_1 - T_2$, T_1 与 T_2 分别为相邻两梁的固有周期,且设 $T_1 \geq T_2$ 。



EC8 规范, AASHTO 规范、新西兰规范强调利用周期的延长来降低地震力、使用阻尼装置来控制结构发生的位移, 同时要求隔震支承具有较高的自复位能力, 以避免震后存在过大的残余变形。而对于意大利隔震规范, 则强调一种不同于上述规范的隔震设计思路, 在意大利的隔震桥梁中, 使用隔震装置的力学特性大部分为理想弹塑性行为, 通常是由摩擦滑动支座或低碳钢屈服阻尼器组成, 这样的隔震装置可以限制传递到下部结构中的力为预定的水平(即不超过摩擦力或屈服力), 几乎与所受地震作用无关, 但这是以牺牲大的变形和允许存在大的残余变形为代价。在日本, 桥梁隔震设计称之为免震设计。规范根据其本国实际条件, 对减隔震的应用更强调增大阻尼以提高消耗能量的能力和将地震力尽可能合理地分配到下部结构中, 而不过分追求延长结构周期来降低地震力。形成这种差异的主要原因是, 日本规范中其反应谱的特征周期值对应于三类场地土都比较长, 分别是 $1.1s$ 、 $1.3s$ 和 $1.5s$, 由此可见通过延长周期来实现地震力的降低很困难, 要想达到好的效果, 隔震桥梁的周期必须很大, 而这容易影响桥梁的使用功能。因而将减隔震设计的重点放在增加桥梁结构耗能能力方面。

(2) 从隔震设计的原则来看

美国规范有两类设计原则, 第一类是应用减隔震设计达到和传统抗震设计相同的抗震性能安全水平, 即在设计中使用相同的响应校正系数 R 值。第二类是按减隔震设计的桥梁比按传统抗震设计法设计的桥具有更高的抗震性能安全水平, 在这种情况下响应校正系数 R 值常取为 1.5 , 从而确保在设计地震下结构性能基本为弹性。欧洲规范的桥梁隔震设计原则也分为两种类型: 一种是全隔震设计, 即在设计地震作用下桥梁结构除隔震装置发生非弹性变形外, 其余构件均在弹性范围内; 第二种是部分隔震设计, 即在这种情况下, 允许墩发生有限非弹性变形。由此可见, 欧



洲规范、AASHTO 规范在减隔震方面的设计原则比较类似,但也并不完全相同。意大利隔震规范为三水准设计原则。日本规范的减隔震设计为双水准设计原则,同传统抗震设计相比,两者在设计地震力下的抗震性能安全水平是相同的。

(3)从分析方法、设计方法上来看

对于规则桥梁,几个规范都建议基于等效线性化原理,采用弹性反应谱法进行分析和设计。对于不规则结构和其它特殊情况,都建议使用非线性动力时程分析法。但在分析方法的具体执行和应用条件规定上则存在差异,此外,值得注意的是,EC8 规范、意大利规范,都对结构分析模型的建立给予了较详细的规定,这也是当前各国在新一轮规范修订中的一个新的修改内容。

(4)从减隔震装置的要求上看

几个规范都对分层橡胶支座的使用标准作了明确规定。欧洲、美国规范对于其它类型隔震装置的应用规定只是从隔震性能要求上作了总体规定,对具体隔震装置类型则没有明确的规定,给设计人员在选择隔震装置上以很大的自由度。规定原则是不限制使用新型减隔震装置,但要求经过严格的试验检测,合格后方可使用。

参考文献

- [1] Eurocode 8 Structures in Seismic Region - Design, Part2, Bridges, Draft, 1993.
- [2] Guide Specifications for Seismic Isolation Design, America Association of State Highway and Transportation officials, Washington, D. C., CA., 1991.
- [3] ATC - 32 Improved Seismic Design Criteria for California



Bridges: Provisional Recommendations, Applied Technology Council, Redwood City, 1996.

[4] 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 日本道路協会, 平成 8 年 12 月 (1996).

[5] Manual For Menshin Design Of Highway Bridges, Ministry Of Construction, Japan (English - Version), EERC, Berkeley, Calif., Report 94/10.

[6] Mauro Dolce, Guglieimo Ducci, Seismic Protection Guidelines for Highway Bridges in Italy, Third World Congress on joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structures, Canada, 1991

附录

常用减隔震结构分析软件介绍

从第2章对各类减隔震装置的介绍可知,绝大部分减隔震装置的力学特性是非线性的。尽管可以借助于各种假设和等效线性化模型通过反应谱方法对采用这类装置的隔震结构地震响应进行分析,但在最终设计的校核时,采用一个能更准确反映隔震装置、结构构件力—位移非线性关系的模型就显得十分必要。从国内外已有的桥梁隔震规范规定可知,对于使用减隔震装置的重要桥梁,通常均建议使用非线性动力时程分析方法进行结构的地震响应分析。由于结构非线性动力时程分析方法比较复杂,通常都需要利用专门的计算机分析软件来完成。目前,国内大多数设计院在进行这类分析时,常采用的是自己研制的软件或商业程序来完成。下面就对国内外的一些可用于减隔震结构非线性动力时程分析的常用软件及其包含的假设和局限性给予简要的介绍。

● SAP - 2000 Nonlinear

它是20世纪70年代早期,由加州大学 Berkeley 分校的 Edward L. Wilson 创始的 SAP 系列程序发展而来的,至今已经有许多版本面世。在20世纪70年代,最著名且被广泛使用的版本是 SAP - IV, NONSAP 和 SOLID - SAP。随着 PC 机的出现,加州 Berkeley 的计算机与结构中心基于 PC 机开发出了高效的新一代 SAP 程序。SAP - 2000(SAP - 90 的替代品)是这些新一代程序中最新也是最成熟的产品。这是 SAP 系列程序首次完全集成于 Microsoft Windows 的第一个版本。其特点是它拥有一个强大且易用和高效的图



形用户界面,建模、修改、分析求解、设计的校核和优化都可通过这一单独的界面来完成。计算结果的图形显示,包括结果时程的实时显示,可以轻而易举的做到。SAP-2000 主要简化了建模和修改的过程,同时也简化了分析和设计的工作量。

SAP-2000 提供了三个不同的版本:SAP-2000, SAP-2000 Plus 及 SAP-2000 Nonlinear。但这三个版本都使用相同的图形用户界面。

所有这些程序以具有成熟的功能为其特点。如方程快速求解器、力与位移的加载、变截面框架单元、高精度壳单元、振型和 Ritz 动力分析、适用于不规则歪斜几何形状的多坐标系统、许多不同约束类型选项、网格独立剖分的能力、完全耦合的 6x6 弹簧刚度以及在一次运行中可以组合或包含多个动力分析的功能。SAP-2000 Plus 增加了不限制求解容量、桥梁分析、完全的有限元和动力时程分析等功能,同时也可包括地震动多点激励输入。SAP-2000 Nonlinear 版本扩展了 Plus 的功能,加入了一个可以模拟间隙、仅受拉的吊钩、隔震器、阻尼器、塑性铰及其它动力非线性特性的单元(Nlink)。这一非线性单元允许用户模拟结构中只受拉的索、桥墩中的屈服铰、橡胶隔震支座双线性滞回模型且可考虑水平双向力学特性的相互影响以及许多类型阻尼装置的动力行为。

SAP-2000 在建模和分析的同一界面下,还增加了钢和混凝土结构的设计模块。其中,钢框架构件的设计特点是,给出初始构件尺寸,然后迭代优化。混凝土框架构件的设计包括了所需钢筋数量的计算。构件的设计可根据设计的目的进行分类,并且只需对单元单击鼠标,就可对其进行细部设计计算。

SAP-2000 使用的求解方法比较独特,非常适于分析带有局部非线性的复杂结构(如基础隔震或上部结构单元的局部屈服)。



目前从网上可以获得该软件的教育版本,它具有 SAP - 2000 Nonlinear 的所有功能,但求解的节点数限制在 30 以内。

● 通用的三维非线性有限元分析程序

在商业程序中,这里还应当提及其他五个通用的大型三维非线性有限元分析程序: ABAQUS、NASTRAN、ADINA、ANSYS 和 COSMOS。它们中的每一个都包含了各种各样用于动力分析的成熟非线性单元库,有的还提供了允许用户自己增加新单元的功能。使用它们来分析隔震结构大都是可行的。同专用程序相比,由于这些大型程序包含了许多功能,使用起来比较复杂,需要在使用它们之前,投入大量的资金和时间来熟悉软件的功能。

在研究领域,由加州 Berkeley 分校也开发出了用于二维和三维结构非线性分析的 DRAIN - 2DX、DRAIN - 3DX 和 ANSR。在纽约州立大学 Buffalo 分校也开发出了 IDARC - 2D、IDARC - 3D、IDARC - Bridge 程序。这些程序都包含有非线性单元库,有些单元库是专门针对特殊隔震装置、阻尼装置开发的,可适用于模拟许多类型的隔震装置和阻尼装置,用于隔震结构分析比较好。同时程序都附有源代码,允许用户加入自己的单元。这些程序有运行于各种各样的不同计算平台的版本。

INADEL 程序,运行于 MATLAB 环境中,它可用于隔震结构、含有阻尼装置或主动控制设备的结构分析当中,并提供了使用 MATLAB 作后处理的功能。可以直接往已有的非线性单元库中加入新单元。

由于 DRAIN、ANSR、IDARC 和 INADEL 系列计算程序是由研究机构开发的,因此对于用户来说具有易扩展性的优点,但前后处理功能均比较弱,有的甚至没有这些功能,因此,不太合乎商业用户的需要。



● IPSABS 程序及其功能

IPSABS 程序是由同济大学土木工程防灾国家重点实验室桥梁抗震研究室研制开发的专门针对桥梁结构抗震分析的程序。该程序在 Windows 操作系统下执行,是一个功能比较完善,计算效率较高的结构三维抗震分析专用程序。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。

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。

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。



该程序中提供的线性、非线性支座单元,可以模拟许多类型隔震支座的力学特性,因而比较适合桥梁结构的隔震分析。

下面的一些程序是专门针对建筑结构隔震分析开发的计算程序,在国外建筑结构隔震分析中应用较广。

● N-PAD

第一个专门为分析隔震建筑结构而开发的程序,该程序明确地建立了非线性隔震单元,但上部结构需采用简化的模型。该程序编制的基本原理是:非线性隔震系统中所固有的周期漂移和能量耗散足以将传到上部结构的力减小到仍可假定上部结构处于弹性工作的范围。因此,上部结构使用了刚性楼板的假定,并且每层仅有三个自由度(两个平动和一个转动)。等效粘滞阻尼比可以针对上部结构的每一阶模态分别定义。

在 N-PAD 中可以使用两类隔震单元模拟弹塑性或双线性弹性力学特性。每个单元用应变空间中的二维屈服面来定义单元的剪力-位移关系。当然,在这种模型中也可以模拟线弹性行为。N-PAD 通过将上部结构采用简化的模型导致了一个高效的计算解决方案。其不足之处在于不能很好的模拟橡胶类型隔震支座在大应变范围内的应变硬化特性。N-PAD 可运行于与 IBM 兼容的微机上,为加州基础隔震咨询公司所有。

● 3D-BASIS

在美国,分析隔震结构采用最广泛的程序是 3D-BASIS 系列程序,它们是纽约州立大学 Buffalo 分校开发的。最初的版本是 1989 年开发出来的,随后在 1991 年进行了升级。它和 N-PAD 一样,使用线弹性杆单元来模拟上部结构,但是为了真实模拟隔震装置、阻尼装置等的双线性、摩擦和线性粘滞行为,包含了许多不同



类型的单元。双线性单元可以通过一个修正的 Wen 模型来形成一条光滑的力一位移曲线,但是在两个水平方向上是不耦合的。其摩擦单元是专门针对滑动摩擦隔震装置开发的,能反映两个水平方向的耦合作用,并且能反映随滑动速度变化而摩擦系数变化的特点。线弹性和线性粘滞单元可用来模拟阻尼装置。3D - BASIS 不具备竖向分析能力。象 N - PAD 一样,它不能模拟隔震系统的应变硬化特性。3D - BASIS 开始是基于工作站平台开发的,目前被移植运用于各种计算机平台。并且开发出一些专门用于分析多层建筑结构基础隔震(3D - BASIS - M)及水箱隔震的版本(3D - BASIS - ME)。也提供了与广泛用于建筑结构分析的软件 ETABS 的接口程序(3D - BASIS - TABS)。3D - BASIS 由位于 SUNY Buffalo 的国家地震工程研究中心(NCEER)和位于加州大学 Berkeley 分校的国家地震工程信息中心(NISEE)发行。

● ETABS

ETABS(源于加州 Berkeley 的计算机与结构中心)是美国西部在建筑结构动力响应分析中使用最普遍的计算机程序。最近的版本(6.0 或更高)增加了一些专门用于模拟隔震装置、阻尼装置的非线性单元。包括简单双线性单元和带有变速率指数的粘滞单元,这些单元可用于模拟高阻尼橡胶、铅芯橡胶或滑动隔震支座。使用间隙单元和非线性弹簧单元,可以模拟隔震缝的碰撞或结构基底提离等特性。该程序一个独特的方面是可以很容易模拟复杂的非刚性楼面板。