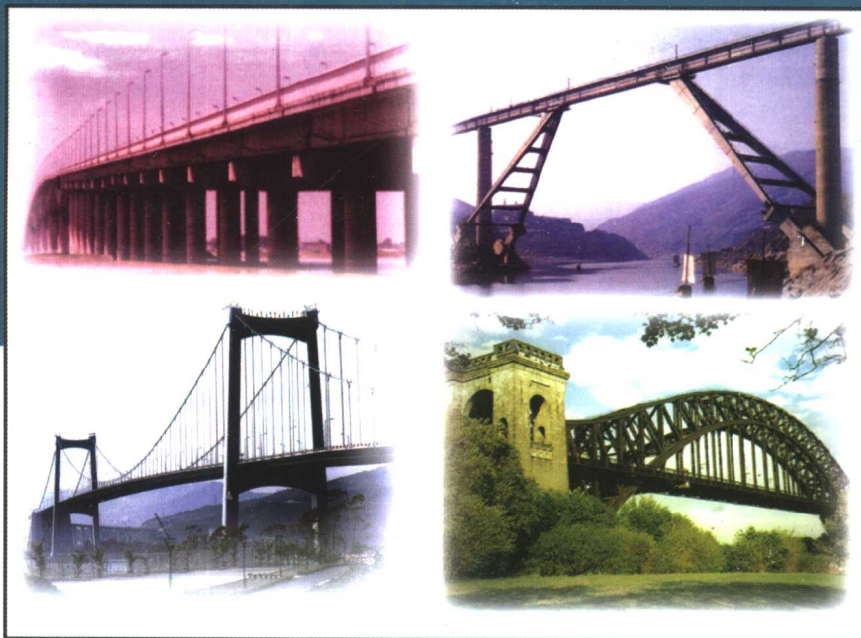


Qiaoliang Sunshang Zhenduan

桥梁损伤诊断

◎ 刘效尧 蔡键 刘晖 编著



人民交通出版社
China Communications Press

交通部科技进步“通达计划”项目

桥梁损伤诊断

刘效尧 蔡 键 刘 晖 编著

人民交通出版社

内 容 简 介

本书在介绍桥梁基本理论、设计思想和施工工艺、养护管理技术的基础上,综合介绍了桥梁结构中常见的工程问题,尤其侧重于混凝土桥梁的损伤诊断技术。第一篇介绍桥梁常见损伤的诊断,绝大多数都有损伤实例,主要从力学模型的选择和裂缝分析与诊断方面进行探讨。第二篇介绍以混凝土斜拉桥为主要内容的典型桥梁检测的有关理论与方法。从桥梁结构检测的意义与概况出发,着重介绍了现代混凝土斜拉桥检测方法和思路,对斜拉桥斜索的检测、斜索锚固区的检测与防腐以及其他典型部位的检测方法进行了系统地探讨,并在其基础上探索斜拉桥的实时监控。第三篇介绍桥梁监测与损伤识别。主要介绍了桥梁状态监测、桥梁的静态与动态损伤识别和钢筋混凝土受弯构件的开裂模拟与识别方法和思路。

本书综合了目前较为常用的各种桥梁损伤诊断方法和思路以及一些新的研究和探索,可供桥梁专业师生及桥梁工程技术人员学习参考。

图书在版编目(CIP)数据

桥梁损伤诊断 / 刘效尧等编著. —北京:人民交通出版社, 2002.5

ISBN 7-114-04278-7

I. 桥... II. 刘... III. 桥—损伤—诊断
IV. U445.7

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2002) 第 031432 号

交通部科技进步“通达计划”项目

桥梁损伤诊断

刘效尧 蔡 键 刘 晖 编著

正文设计:王静红 责任校对:刘高彤 责任印制:杨柏力

人民交通出版社出版发行

(100013 北京和平里东街 10 号 010 64216602)

各地新华书店经销

北京凯通印刷厂印刷

开本:787×1092 1/16 印张:14.5 字数:357 千

2002 年 7 月 第 1 版

2002 年 7 月 第 1 版 第 1 次印刷

印数:0001-5000 册 定价:30.00 元

ISBN 7-114-04278-7

U·03138

序 言

桥梁结构由于先天和后天的原因或多或少都存有缺陷,这些缺陷称为损伤。其中有设计造成的先天性损伤,有施工造成的原生性损伤,有运营期间环境作用造成的后天性损伤。这些损伤不是一成不变的,而是随着时间的推移不断发展,具有时变性。

寻找这些损伤的信息称为诊,判定这些损伤的位置和程度称为断。桥梁损伤的诊断已成为一门新学科,得到愈来愈多的桥梁工作者的关注。

当桥梁损伤诊断成功以后,尚未构成危害的,需要采取对策,称为防;已构成危害,可以恢复的,需要加固,称为治。桥梁养护与加固已另有规范予以阐述,本书重点在前一阶段,所以命名为桥梁损伤诊断。

因为公路桥梁使用钢桥尚不广泛;石桥和常规拱桥的安全度相对来说比较大。所以,本书侧重于混凝土桥梁。今后应广泛收集实例,扩大讨论范围。

本书第一篇介绍桥梁常见损伤的诊断,绝大多数都有损伤实例。但是,由于实例收集困难,而且有详细介绍的更少。故只能在收集到的材料上再加工,但不采取泛泛而论的方式,而是面对实际应用。

本书第二篇介绍以混凝土斜拉桥为主要内容的典型桥梁检测的有关理论与方法。这一方面的研究国内开展处于刚刚起步,系统的报导甚少,这里也仅仅是进行尝试性的探讨、有些甚至只是一些思路,难免管窥蠡测,在此仅起抛砖引玉之作用。随着科技进步、特别是以计算机为主的电子测试技术的高速发展,今后桥梁检测特别是斜拉桥的检测工作将会不断完善并为工程的安全起到保证作用。

本书第三篇介绍桥梁监测与损伤识别。要取得桥梁损伤信息,工作量浩大;识别这些信息,把信息加工成损伤状况工作难度更大。设想的多,实施的少;可以说,到目前为止,尚未见到完美的实例,本书希望与大家一起探讨这个课题。

本书第一篇由刘效尧编写;第二篇由蔡键编写;第三篇中桩基损伤识别由刘晖编写,其余由刘效尧编写。

由于本书的特殊性,编写起来取舍斟酌再三,尚不能尽人意,只能说是一次尝试。请读者将不到之处反馈给作者,以便再版时参考。同时,更希望能提供案例,以充实本书内容,使桥梁损伤诊断发展成一门应用学科。

安徽省交通厅

2002年2月

目 录

第一篇 桥梁结构设计与施工中常见问题诊断

第一章 力学模型的选择	1
第一节 桥梁构件的工作特征	1
第二节 无风撑下承式拱桥弹塑性侧倾分析	4
第三节 薄壁结构剪力滞分析	8
第四节 横向分布系数的使用	17
参考文献	21
第二章 裂缝分析与诊断	23
第一节 桥梁裂缝分类	23
第二节 差动型裂缝	24
一、杯状空心墩柱的开裂分析	24
二、分层现浇箱梁开裂分析	29
三、底座和模板约束引起开裂	31
四、刚度差引起开裂	31
五、先张预应力放张不当引起开裂	32
六、合龙段裂缝	33
七、预制节段间的不密合缝	34
八、悬浇节段的差动裂缝	38
第三节 拼接缝的分离和扩展	39
第四节 锚头的局部承压伴随的裂缝	40
一、锚下承压的劈拉裂缝	40
二、外凸楔形锚块的拉裂和崩裂	40
三、外凸楔形锚块拉裂的解析	43
四、内凹楔形锚座的拉裂和解析	51
第五节 曲线崩裂	54
一、曲底箱梁底板束崩裂	54
二、平曲桥腹板束崩裂	55
三、弯曲束管壁开裂和体外转向点开裂	56
四、局部突弯处裂缝和崩裂	58
第六节 弯曲和剪切裂缝	59
一、弯曲裂缝	59
二、剪切裂缝	60

三、横向内力裂缝·····	62
第七节 早期裂缝·····	64
第八节 微裂缝·····	66
第九节 后天裂缝与寿命·····	68
一、结构性老化导致的裂缝·····	68
二、材料老化导致的裂缝(损伤)与防治·····	70
参考文献·····	85

第二篇 典型桥梁结构的检测

第一章 桥梁结构检测的意义与概况·····	86
第一节 桥梁结构损伤的几则实例·····	86
第二节 国内外桥梁结构检测研究的现状与发展·····	89
第三节 常规桥梁结构检测常用方法·····	92
第四节 常规检测仪器·····	94
参考文献·····	97
第二章 现代混凝土斜拉桥检测简介·····	99
第一节 斜拉桥技术发展及现状·····	99
第二节 斜拉桥的结构特征·····	99
第三节 斜拉桥检测的内容简介·····	103
第四节 斜拉桥综合检测的技术方法·····	105
参考文献·····	105
第三章 斜拉桥斜索的检测·····	107
第一节 斜拉桥索力检测方法·····	107
一、压力表测定法·····	107
二、电测法·····	107
三、钢索测力仪法·····	107
四、振动频率法·····	108
第二节 斜拉桥频率的测试方法·····	110
第三节 振动频率法检测索力精度的进一步提高·····	111
一、按梁的横向振动检测索力·····	112
二、考虑垂度时的索力检测·····	114
三、温度对索力测试的影响·····	117
参考文献·····	119
第四章 斜拉桥斜索锚固区的检测与防腐·····	121
第一节 概述·····	121
第二节 斜索风振对锚固区混凝土的损伤分析·····	121
第三节 下锚头的防腐研究·····	124
一、下锚头的腐蚀问题·····	124
二、硬质聚氨脂泡沫塑料的成形与工作机理·····	124

三、铜陵长江公路大桥斜索下锚头的防腐要点	127
参考文献	127
第五章 斜拉桥其他典型部位的检测	129
第一节 索塔塔顶位移的检测	129
第二节 主梁标高测量	132
第三节 典型部位日变化跟踪观测	133
第四节 结合典型部位检测结果的结构分析	135
参考文献	138
第六章 斜拉桥的实时监控	139
第一节 概述	139
一、布控方案	139
二、计算机网络体系功能结构	140
三、硬件各功能模块说明	140
四、硬件各功能模块实施技术方案	141
第二节 检测数据库	142
第三节 检测结果的综合评定	144
第四节 斜拉桥实时监控软件系统的构思	145
第五节 桥梁结构检测的展望	147
参考文献	149

第三篇 桥梁监测与损伤识别

第一章 桥梁监测	150
第一节 监测概述	150
第二节 桥梁评价的模糊分级法	152
一、英国公路桥梁检测优先权标准	152
二、美国公路桥梁缺陷分级标准	153
三、中国公路桥梁综合评定方法	155
第三节 桥梁无损检测设备进展	162
一、桥面板检测设备	162
二、桥梁宏观监测	162
三、裂缝检测	163
四、腐蚀检测	164
第四节 传感器的布设	164
一、传感器的布设原则	164
二、实例	166
参考文献	168
第二章 桥梁的静态与动态损伤识别	169
第一节 综述	169
第二节 损伤指标	170

第三节 损伤识别方法	175
第四节 静态有模式法	175
第五节 动态有模式法	183
一、修正矩阵范数极小化法	183
二、子结构修正法	185
三、加权灵敏度法	187
四、定带宽特征值反问题	190
五、应变响应法	191
第六节 神经网络法	192
一、网络结构	193
二、动态径向基(RBF)神经网络法	195
三、动态 BP 神经网络法	207
四、静态神经网络法	208
参考文献	214
第三章 钢筋混凝土受弯构件的开裂模拟	216
第一节 混凝土损伤模型	216
第二节 双筋混凝土梁的开裂问题	217
一、基本公式	217
二、裂缝高度和承载能力计算	219
三、实验分析	219
参考文献	223

第一篇 桥梁结构设计与施工中 常见问题诊断

桥梁的缺陷首先是由于在设计中对桥梁的工作性质与状态考虑不周,或者是采用的计算方法不合适,导致**先天缺陷**。第二是施工阶段由于工艺选择不当,或者是工艺本身所固有的问题,导致**原生缺陷**。第三是运营期间的正常老化,或者意外事件,导致**后天缺陷**。前两种缺陷应当尽力避免,但是,现实中总是到这些缺陷出现以后才意识到本来是可以避免的。本篇就收集到的**案例**分门别类予以归纳分析,找出问题的关键所在,供设计、施工时参考,以帮助设计、施工者对其操作对象有全面而准确的把握。

本篇在进行分析的没有把精力放在精确模型、准确算法上,而是注重于问题的本质、总量的估计。一旦本质和总量**诊断**清楚了,**模型抽象**和**算法选择**就顺理成章了。

因为桥梁缺陷表现形式千变万化,**案例**列举难以包罗万象,所述**案例**有限,但却涉及各类桥型,具体**诊断**时可举一反三。

第一章 力学模型的选择

桥梁结构形式多样,最具吸引力且研究最充分的是桥梁结构的**跨越能力**。而**跨越能力**的**支持系统**往往被忽略,正是这些**支持系统**的不足造成了**跨越能力**效率下降或过剩,严重者导致**跨越构件**的失效。本章首先对桥梁跨越工作特性做了归类,然后列举了几个设计过程中容易被忽视的**支持系统**问题。

第一节 桥梁构件的工作特征

桥梁是由索、(曲、直)杆、梁、(平面应力、弯曲应力)板、壳、体等六种结构元素组合而成。但是,在一种桥型中一般可以筛选出一种主元素,而这个主元素就明确地决定了这种桥型的力学特征;副元素只是协同主元素共同工作,对主元素的工作性能只有增强而无削弱作用。必须要准确掌握这些特征才能正确选定桥梁结构的力学模型,对桥梁结构作出正确诊断。

图 1-1-1 用基本元素按主、副元素以二元形式组合成不同形式的桥梁。主对角桥型是单纯型桥梁,除行车系之外结构只有一种主导元素;其余是复合型桥梁,至少有两种结构元素。在该图中尚有不少空格未能填入合适的桥型;或者在同一格中只填入了具有代表性的桥型。

1. 单纯型桥梁 $Q_{ii}(i=1,2,\cdots,7)$

单纯型桥梁中 Q_{77} 双曲扁壳桥,因推力太大,对墩、台有特殊要求,很少使用。该桥型拱矢度很小,墩、台水平位移对内力影响很大,一般只能用于地基坚实可靠的低矮桥台。

主元素		线元素				面元素		
副元素	索	拉(压)杆	曲杆	梁	平板	弯板	壳	
线元素		面元素						
		索	拉(压)杆	曲杆	梁	平板	弯板	壳

其余由一维元素构成的都是常用桥型。其中, Q_{11} 吊桥、 Q_{22} 桁架桥、 Q_{33} 拱桥、 Q_{44} 梁桥,分别是由索、直杆、曲杆、梁组成,功能明确;其行车系一般都不能或很少影响主元素的工作状态。

Q_{11} 吊桥的风振失稳、锚墩条件是设计关注的问题。大量索构件的防(水、酸、盐、碱)侵蚀,特别是锚室内分索以后,裸索的防蚀要予以重视。大跨吊桥必须用钢梁,防蚀钢材和防蚀措施的技术经济效果要予以分析。

其中 Q_{44} 梁桥体系变化较多,立面形式变化如:(单跨)简支梁桥、连续梁桥、悬臂梁桥、梁式刚构桥等;横截面形式变化如:二梁式、多梁式、单箱式、多箱式等。

Q_{55} 由二维元素平板构成的开、闭口薄壁虽然不是最终桥型,但是它的薄膜力(特别是腹板剪应力)配筋和剪力滞后现象应予以关注。

Q_{66} 为(受)弯板桥,是常用的桥型,与其它中小跨径桥梁一样,分离变量法(荷载的横向分布)是其设计特征。

2. 复合型索桥

Q_{21} 是以索为主元素的斜拉桥,特征在于索承担了全部恒活载,而且在梁体中获得了自生预应力,使梁的行为更接近于压杆,其总体设计与施工控制的一体化表现得非常突出。索和锚头的防(水、酸、盐、碱)侵蚀、防风(雨)振、养护手段、更换技术等问题,要在设计中予以充分考虑。

Q_{31} 斜拉拱桥尚未真正使用于交通桥梁,两种元素的功能划分尚不明确。

Q_{12} 、 Q_{13} 、 Q_{14} 都是以加强索为副元素的复合型桥梁,第一种 Q_{12} 型桥梁已在芜湖段长江建成,它与斜拉桥不同之处在于主要承重元素是桁梁,索塔高度只有主跨的 $1/10$ 左右,索只承受小部分荷载,例如 30% ;而且索的应力幅值较均匀,利用率较高。第三种 Q_{14} 的典型代表一类是体外预应力,另一类是与 Q_{12} 外形相似、工作原理相同的矮塔梁式斜拉桥。第二种桥型 Q_{13} 目前只在拱架中使用,其特征就在于利用张力索的作用增加了薄拱的稳定性。

Q_{24} 体内预应力加强,虽然用索对梁体加强,但是受梁体充分约束的索已表现出拉(压)杆的性态,拉(压)索的锚固及锚固区的力学行为是其重要特征。体内预应力的预应力索防蚀措施完善程度和锚头的可靠性是其工作的根本保证,设计时要予以充分考虑。

3. 复合型拱桥

为了减小单纯型拱桥对地基的依赖性, Q_{23} 系杆拱桥应用较多,其特征是用强力拉杆(或拉梁)平衡了推力;而吊杆的面内张力以及连带的面外非保向作用使拱的面内和面外稳定性得到大幅度加强,是这种桥梁的次生效果;然而与所有的仅仅在两侧设有主承重构件的下承式桥梁一样,仅作为横向传力的行车系也很强大。采用索作为吊杆时,防蚀设计要完善。对于特大跨系杆拱桥,长索不长,短索太短,索的刚度以及由于徐变而引起吊杆力和系梁内力分配的变化要估计充分,同样, Q_{33} 的下承式和中承式拱桥也有类似问题。

Q_{34} 兰格尔梁(刚性系杆柔性拱)虽然保留了拱的外形,但是其力学性质却属于梁的范畴,弱拱只对梁起到加强的作用。九江长江公铁两用桥是中承式刚性系杆柔性拱。

Q_{32} 尼尔森拱与前二者不同,其力学性质更接近桁架,改善了拱和梁的内力;但是,随着拱和梁刚度比例的变化,而偏向于复合拱或复合梁。

Q_{63} 单索面系杆(或吊杆)拱仍属于拱的范畴,但行车系的刚性杆(或刚性梁)的作用更为突出。

4. 复合壳

Q_{73} 、 Q_{75} 虽然具有壳的外形,但在设计中只当做整体异型截面的单纯型拱桥或梁桥,其横向的整体性须得到保证,否则易纵向开裂。由于用钢量少和对施工设备要求低,曾经广为采用。

5. 加劲板 Q_{46}

加劲板不但能构成桥梁,而且几乎是各种桥梁行车系的首选形式;对活荷载的分配与定向传递性能是独特的;简化分析中等效刚度计算是设计的重要环节。

第二节 无风撑下承式拱桥弹塑性侧倾分析

无风撑下承式拱桥弹塑性侧倾分析是设计中比较复杂的问题,通常只做弹性稳定分析,试图以很高的安全系数,保证稳定。实际上在安全系数范围内,结构可能已进入塑性状态。弹性安全系数是一个假象,往往误导设计。因此,需要作弹塑性稳定分析。比较完善的结构分析程序都具有这种功能,建议在横向联系较薄弱的桥梁设计时,做侧倾分析。但是,桥梁外形和主要截面尺寸在初步设计中都要拟定出来,这个阶段一般又不会用大型有限单元法程序做详细分析。等到下一阶段发现问题,又要重新回到初步设计。为了诊断初步设计,这里介绍一种近似解析方法,即折减弹性模量法。

(一)系杆拱弹性稳定近似解析

图 1-1-2 为无风撑下承式系杆拱桥,其弹性稳定近似解析公式如下。假定:(1)拱轴线为圆弧形,其他线形可以折算成等矢高、等跨径圆弧拱;(2)临界荷载为作用在拱轴上的法向均布荷载。

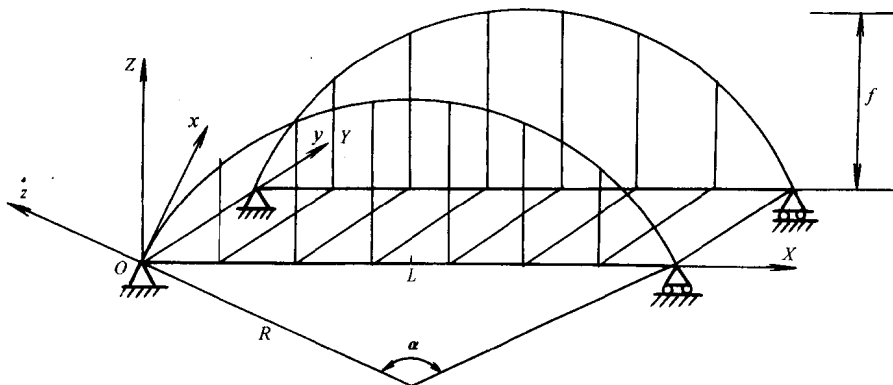


图 1-1-2 无风撑下承式系杆拱桥计算简图

1. 面内稳定临界荷载

(1)裸拱面内稳定临界荷载如下:

$$q_{cr}^0 = \frac{EI_y}{R^3} \left(\frac{2\pi^2}{\alpha} - 1 \right) \quad (1-1-1)$$

式中: EI_y ——拱的面内抗弯刚度;

R 、 α ——分别是拱轴线半径和中心角。

(2)系杆拱面内稳定临界荷载,由于吊杆张力的加强而大大提高:

$$q_{cr} = \eta_z q_{cr}^0 \quad (1-1-2)$$

式中: η_z ——临界荷载提高倍数;

$$\eta_z = \begin{cases} 1 + \frac{40}{5 + 288m^2} & (n = 6) \\ 1 + \frac{75}{5 + 512m^2} & (n = 8) \\ 1 + \frac{5}{32m^2} & (n \rightarrow \infty) \end{cases}$$

其中: $m = f/L$ 为矢跨比, $n =$ 等距分布的吊杆根数 + 1。

2. 面外稳定(侧倾)临界荷载

(1) 裸拱面外稳定临界荷载如下:

$$Q_{cr}^0 = \frac{EJ_z}{R^3} \frac{(A\pi^2 - \alpha^2)^2}{\alpha^2 \left(A\pi^2 + \alpha^2 \frac{EJ_z}{GJ_x} \right)} \quad (1-1-3)$$

式中: $A = 4$, 当拱脚不能绕 z 轴转动时; $A = 1$, 当拱脚能绕 z 轴自由转动时;

EJ_z ——拱的侧向抗弯刚度;

GJ_x ——拱的抗扭刚度, $G = 0.43E$;

R, α 如图 1-1-2 所示。

(2) 系杆拱面外稳定临界荷载, 由于吊杆的非保向作用, 得以大大提高:

$$Q_{cr} = \eta_y Q_{cr}^0 \quad (1-1-4)$$

式中: η_y ——临界荷载提高倍数, 同济桥研室推荐值是:

$$\eta_y > \frac{1}{1 - C} \quad (1-1-5)$$

其中, $C = \left(\frac{\alpha}{\pi} \right)^2 \frac{3R}{4f}$, 式中 f 如图 1-1-2 所示。如果, 计入桥面行车系的面内变形, 可估计 $\eta_y > 3$, 比式(1-1-5)稍高些, 在初步分析时都可以采用。

(二) 混凝土的非线性特性

受压混凝土的应力应变关系是非线性的, 图 1-1-3 中最大应力 σ_p 对应的应变是 ϵ_p ; 极限应变是 ϵ_u , 此时混凝土破坏。正常情况下, $\epsilon_p \approx 0.2\%$, $\epsilon_u \approx 0.2\% \sim 0.4\%$ 。

应力应变关系表达式多为半经验公式, 其曲线形式相近, 有下列四种形式:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma}{\sigma_p} &= \frac{\epsilon}{\epsilon_p} \left(2 - \frac{\epsilon}{\epsilon_p} \right) & \text{①} \\ \frac{\sigma}{\sigma_p} &= \frac{\epsilon}{\epsilon_p} \frac{2}{1 + (\epsilon/\epsilon_p)^2} & \text{②} \\ \frac{\sigma}{\sigma_p} &= \frac{\epsilon}{\epsilon_p} \frac{3}{2 + (\epsilon/\epsilon_p)^3} & \text{③} \\ \frac{\sigma}{\sigma_p} &= \frac{\epsilon}{\epsilon_p} e^{1 - (\epsilon/\epsilon_p)} & \text{④} \end{aligned} \right\} \quad (1-1-6)$$

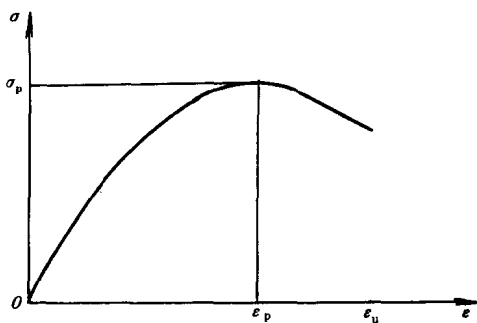


图 1-1-3 受压混凝土的应力应变关系

式(1-1-6)中第①、③、④三式的曲线画于图 1-1-4 之中。

对式(1-1-6)求导可得到切线弹性模量 E , 在式(1-1-7②)中, 令 $\epsilon \rightarrow 0$ 可以得到零点初始切线弹性模量 E_0 , E/E_0 与 ϵ/ϵ_p 关系示于图 1-1-5 之中, 它们之间相差较大。

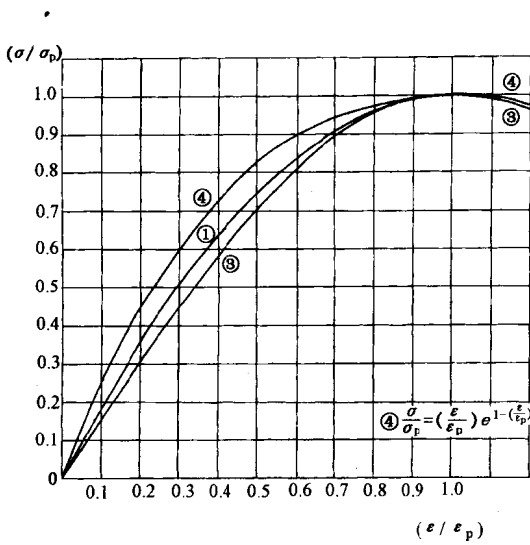


图 1-1-4 应力应变曲线

以式(1-1-6)中第④式为例, 有:

$$\frac{d\sigma}{\sigma_p d\epsilon} = \frac{1}{\epsilon_p} \left(1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_p} \right) e^{1-\epsilon/\epsilon_p} \quad \text{①}$$

所以, 切线模量:

$$E = \frac{\sigma_p}{\epsilon_p} \left(1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_p} \right) e^{1-\epsilon/\epsilon_p} \quad \text{②}$$

当 $\epsilon \rightarrow 0$ 时, 初始切线模量为:

$$E_0 = \frac{\sigma_p}{\epsilon_p} e \quad \text{③}$$

所以

$$\frac{E}{E_0} = \left(1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_p} \right) e^{-\epsilon/\epsilon_p} \quad \text{④}$$

当 $\frac{\sigma}{\sigma_p} = C < 1$, 相应 $\frac{\epsilon}{\epsilon_p} = B$ 时, 割线模量如下:

$$E_c = \frac{C\sigma_p}{B\epsilon_p} \quad \text{⑤}$$

对于相同的 σ_p 、 ϵ_p 、 C 、 B 有如下关系:

$$E \leq E_c \leq E_0 \quad \text{⑥}$$

(1-1-7)

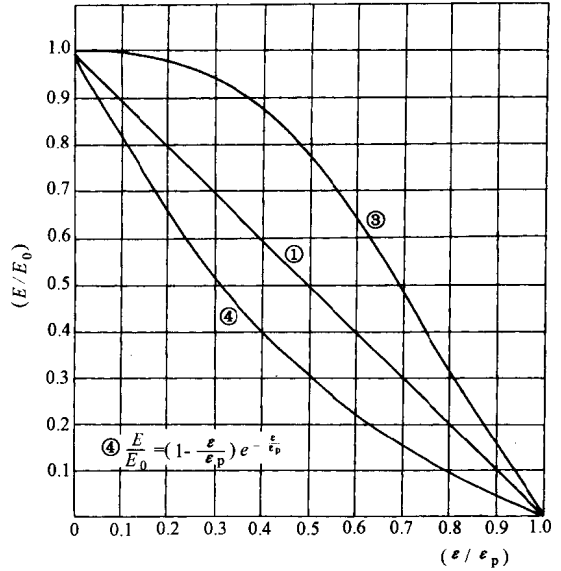


图 1-1-5 E/E_0 与 ϵ/ϵ_p 关系曲线

式(1-1-6)中其它各式也有以上相似关系, 对于具体的混凝土材料可以通过试验测定 σ_p 、 ϵ_p , 并回归出 $\sigma - \epsilon$ 关系曲线。若一时无法得到这条曲线, 为安全起见, 可选用前期下降速度较快的第④条曲线。

在混凝土试验规程中, 规定 E_c 是取 $\sigma/\sigma_p = 0.4$ 的割线模量, 可以认为设计规范中推荐的 E_c 具有这个含义。若 $\sigma/\sigma_p = 0.4$, $\sigma_p = 2.8\text{MPa}$, $\epsilon_p = 0.2\%$, 按曲线④得到割线模量 $E_c = 3.2 \times 10^4\text{MPa}$, 而切线模量 $E_0 = 3.8 \times 10^4\text{MPa}$ 。若没有实测的 $\epsilon - \sigma$ 曲线, 可以直接采用设计规范推荐的弹性模量乘以 1.15 作为 E_0 。因为弹塑性稳定安全系数对 E_0 不敏感, 也可以不做修正。

(三)弹塑性稳定安全系数计算

有了以上的预备知识可以采用迭代法计算弹塑性稳定安全系数,下面以实例说明计算过程。

1. 元泽桥初选截面面外稳定分析

无风撑下承式系杆拱桥, $f = 14.28\text{m}$, $L = 71.4\text{m}$, $\alpha = 1.522$, $R = 51.765\text{m}$, $E_0 = 1.15 \times 3.2 \times 10^4\text{MPa}$, $\sigma_p = 28\text{MPa}$, $G = 1.15 \times 1.4 \times 10^4\text{MPa}$, 拱截面的 $F = 1.664\text{m}^2$, $I_x = 1.0111\text{m}^4$, $I_z = 0.4798\text{m}^4$, $I_y = 1.2283\text{m}^4$ 。

(1)弹性安全系数

当 $A = 4$ 时, $Q_{cr}^0 = 1.15 \times 1572\text{kN/m}$; 当 $A = 1$ 时, $Q_{cr}^0 = 1.15 \times 220\text{kN/m}$; $\eta_y = 2.76$, 实际恒载 $q_1 = 304.8\text{kN/m}$, 活载 $q_2 = 48.8\text{kN/m}$ 。弹性抗侧倾安全系数 K 如下式:

$$K = \frac{Q_{cr}^0 \eta_y}{q_1 + q_2} = \begin{cases} 14.10 & \text{当 } A = 4 \\ 1.98 & \text{当 } A = 1 \end{cases}$$

从结果可见①拱脚必须完全嵌入拱座或端横梁,否则安全度不足;②拱脚嵌固时弹性安全系数非常大;③在 $q_1 + q_2$ 作用下,拱脚水平推力和竖向反力是:

$$H = \frac{(q_1 + q_2)L^2}{8f} = 15779.4\text{kN}$$

$$V = \frac{(q_1 + q_2)L}{2} = 12623.5\text{kN}$$

得到拱脚压应力 $\sigma_{\max} = 12.1\text{MPa}$, 拱顶压应力 $\sigma_{\min} = 9.48\text{MPa}$, 平均压应力 $\sigma = 10.8\text{MPa}$ 。当 $K = 14.10$ 时,混凝土早已破坏,安全度失真。

(2)弹塑性安全系数

由以上计算得:

$$\frac{\sigma}{\sigma_p} = \frac{10.8}{28.0} = 0.386$$

a) 令 $K_1 = 2$, 由 $K_1 \times 0.386 = 0.772$ 在图 1-1-4 曲线④上查得 $\epsilon/\epsilon_p = 0.44$;

b) 以 $\epsilon/\epsilon_p = 0.44$ 在图 1-1-5 曲线④上查得 $E/E_0 = 0.36$;

c) 以 $E = 0.36E_0$ 代入式(1-1-3), 重新计算 Q_{cr}^0 ; 即 $Q_{cr,2}^0 = 0.36Q_{cr}^0$, 或 $K_{1,2} = 0.36 \times K_1 = 5.1$, $K_{1,2} \neq K_1$;

d) 重新假设 K_1 , 重复以上计算, 得到 $K_1 = 2.40$ 的弹塑性安全系数, 若用曲线③计算 $K_1 = 2.54$, 用空间结构的弹塑性稳定分析程序计算结果为: $K_1 = 2.14 \sim 2.49$, 本方法是它的上限。

2. 中山桥设计实例

无风撑下承式系杆拱桥, $f = 12\text{m}$, $L = 60\text{m}$, $\alpha = 1.522$, $R = 43.5\text{m}$, $E_0 = 1.15 \times 3.2 \times 10^4\text{MPa}$, $\sigma_p = 28\text{MPa}$, $G = 1.15 \times 1.4 \times 10^4\text{MPa}$, 拱截面的 $F = 1.44\text{m}^2$, $I_x = 0.277\text{m}^4$, $I_z = 0.251\text{m}^4$, $I_y = 0.12035\text{m}^4$, 拱肋截面见图 1-1-6。

(1)面外稳定弹塑性安全系数

当 $A = 4$ 时, $Q_{cr}^0 = 1.15 \times 868\text{kN/m}$; $\eta_y = 2.76$, 实际恒载 $q_1 = 202\text{kN/m}$, 活载 $q_2 = 38.8\text{kN/m}$ 。弹性抗侧倾安全系数 $K = 11.44$ 。

在 $q_1 + q_2$ 作用下, 拱脚水平推力和竖向反力是 $H = 9030\text{kN}$, $V = 7224\text{kN}$; $\sigma_{\max} = 8\text{MPa}$, $\sigma_{\min} = 6.27\text{MPa}$, 平均压应力 $\sigma = 7.14\text{MPa}$ 。

$$\frac{\sigma}{\sigma_p} = \frac{7.14}{28} = 0.255$$

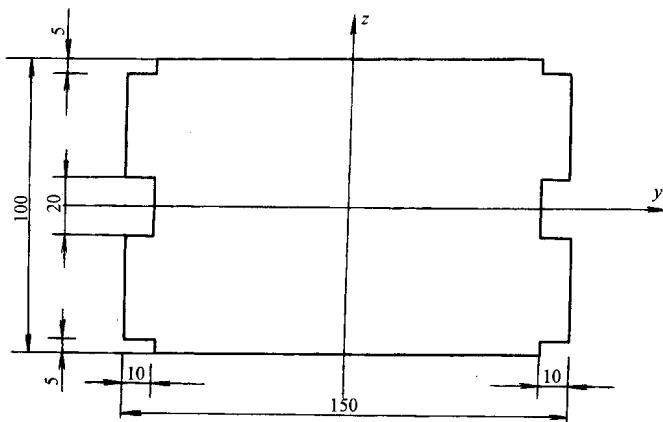


图 1-1-6 中山桥拱肋截面图

仿上例可以得到 $K_1 = 3.30$ 的弹塑性安全系数。

(2) 面内稳定弹塑性安全系数

由式(1-1-1)得到 $q_{cr}^0 = 1.15 \times 560 \text{ kN/m}$; 当吊杆数 $n = 8$ 时, $\eta_z = 3.94$; 当吊杆数 $n = \infty$ 时, $\eta_z = 4.91$; 本桥 $n = 10$, 近似取 $\eta_z = 4$ 。面内稳定弹塑性安全系数

$$K_z = \frac{q_{cr}^0 \eta_z}{q_1 + q_2} = 10.70$$

在 $q_1 + q_2$ 作用下, 平均压应力 $\sigma = 7.14 \text{ MPa}$,

$$\frac{\sigma}{\sigma_p} = \frac{7.14}{28} = 0.255$$

仿前可以得到 $K_{z,1} = 3.20$ 的弹塑性安全系数。

3. 结论

(1) 从以上计算可得到以下两个关系式:

$$K_1 < \frac{\sigma_p}{\sigma} \quad (1-1-8)$$

$$K_1 < K \quad (1-1-9)$$

这两个关系式要匹配得当, 其中任何一个过大或过小都不当。

(2) 建议 $2.5 < K_1 < 3.5$ 作为初步设计控制范围。

第三节 薄壁结构剪力滞分析

在大孔箱形梁桥设计中由于忽视剪力滞的影响导致顶板和底板正应力过大, 或者在顶板和底板中预应力筋位置布置不当导致预应力总体效率下降, 在大孔箱形梁桥设计诊断中要予以足够的注意。

1. 剪力滞系数的定义

T形、Π形、箱形截面受弯构件, 在竖向荷载作用下, 由于顶(底)板的剪切变形使板中弯曲正应力呈现不均匀分布现象, 称为剪力滞效应。板中远离腹板处弯曲正应力小于腹板处弯曲正应力, 称为正剪力滞效应; 板中远离腹板处弯曲正应力大于腹板处弯曲正应力, 称为负剪力滞效应, 见图 1-1-7。

在梁的某一横截面上, 顶(底)板中距板中面与腹板中面交线 y 处弯曲正应力 σ_y 与按简单

梁计算的该横截面弯曲正应力 σ_0 比为:

$$\lambda_y = \sigma_y / \sigma_0 \quad (1-1-10)$$

定义 λ_y 为剪力滞系数。在该横截面上 $\lambda_{y, \max} > 1, \lambda_{y, \min} < 1$; 当顶(底)板宽度为 B 时 $\int_B \lambda_y dy = B$ 。

2. 分析剪力滞效应常用方法

(1)解析法有:比拟杆法、假设位移函数的势能变分法、板壳理论法等;

(2)数值法有:有限单元法、差分法;

(3)半解析法有:有限条法、有限段法;

(4)实用方法(设计规范法):即翼缘有效宽度法,这种方法使用很方便。它是将

实际的翼缘宽度按某种规律折减为‘计算宽度’,再将梁的内力按初等梁理论算得应力,使该应力接近实际应力峰值;需要注意,在计算超静定内力时仍取翼缘全宽度。各国设计规范都有不同的规定。其中,前联邦德国工业标准 DIN—1075 对翼缘有效宽度的规定较为详细。

3. 我国规范对 T 形截面受弯构件受压区翼缘计算宽度的规定

我国《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ 023—85)中对 T 形截面受弯构件受压区翼缘计算宽度规定按下列三者取最小值。

(1)连续梁各中间跨计算跨径的 0.2 倍;边跨正弯矩区段取该跨计算跨径的 0.27 倍;各中间支点负弯矩区段取该支点相邻两跨计算跨径之和的 0.07 倍;

(2)相邻两梁轴线间距离;

(3)梁腹板宽度 + 两侧承托长度 + 两侧各 6 倍不计承托的翼缘厚度。

若无更精确的计算方法,箱梁也可以参照 T 形梁的规定处理。

4. 各国规范的翼缘有效宽度取值(见表 1-1-1)

各国 T 形梁受压翼缘每侧有效悬出宽度

表 1-1-1

国 名	受压翼缘每侧有效悬出宽度
英国、比利时	$6h'_1$ 或 $L/6 - b/2$
美国	$6h'_1$ 或 $L/8 - b/2$
前联邦德国、希腊、捷克、西班牙	$6h'_1$ 或 $L/4 - b/2$
法国	$L/6$ 或相邻两支点之间距离或反弯点之间距离
前苏联	单 T 形梁, 与比利时同
意大利	$5h'_1$ 或 $L/12 - b/2$
澳大利亚、巴西	$b / \sqrt{1 + 100(b/L)^2}$
瑞士	$8h'_1$ 或 $L/8$
瑞典	$6h'_1$ 或 $L/8$
荷兰	$8h'_1 - b/2$ 或 $L/6 - b/2$
波兰	$5h'_1$

注: L ——跨径; h'_1 ——翼缘厚度; b ——翼缘宽度。

5. 前联邦德国工业标准 DIN—1075 对翼缘有效宽度的规定

(1)在计算截面弯曲应力和变形时需考虑有效宽度;在计算预加应力产生的梁应力时,对纵向力产生的应力按翼缘板全宽计算;

(2)按图 1-1-8 第 2、3 列计算确定计算跨径 l_i ;

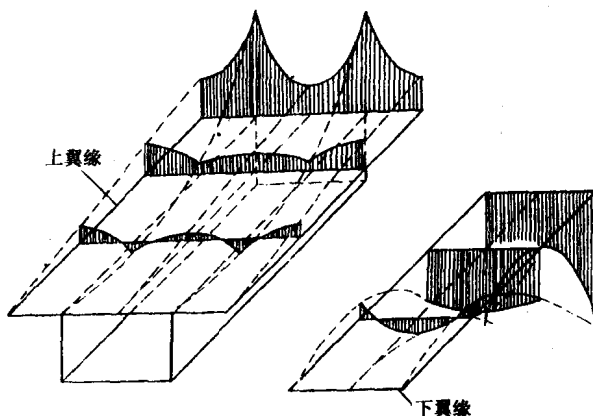


图 1-1-7 悬臂单室箱梁剪力滞效应