

普通高等教育“十一·五”国家级规划教材
普通高等学校土木工程专业新编系列教材
中国土木工程学会教育工作委员会 审订

土木工程结构试验

(第2版)

主 编 王天稳

武汉理工大学出版社

【内 容 提 要】

本书是根据土木工程专业教学要求编写的专业技术教材,内容包括工程结构试验设计、结构模型设计、工程结构静力试验、工程结构动力试验、工程结构抗震试验、工程结构非破损检测、桥梁现场荷载试验、公路路基路面现场试验、桩基现场试验和试验数据的统计分析等。

本书可供高等学校土木工程专业和相近专业作为教材使用,也可供结构工程专业研究生、从事工程结构试验和检测的工程技术人员作为参考用书。

图书在版编目(CIP)数据

土木工程结构试验(第2版)/王天稳主编. —武汉:武汉理工大学出版社,2006.9

ISBN 7-5629-1931-3

I. 土… II. 王… III. 土木工程-工程结构-结构试验-高等学校-教材 IV. TU317

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2003)第 034631 号

【主编简介】

王天稳 男,湖北武汉人,1953年6月出生。毕业于武汉水利电力大学,工学硕士。武汉大学土木建筑工程学院教授,武汉大学工程检测中心技术负责人。从事钢筋混凝土结构基本理论和应用、土木工程结构试验、工程结构检测与加固的教学和研究工作。主持和参加的“钢筋混凝土梁的受力性能和计算方法”等多项研究课题通过鉴定,其成果已编入相关规范或应用于工程实践;进行工程结构、建筑物现场检测、鉴定和加固40多项;发表科研、教学研究、高校实验室建设和管理研究论文60余篇,其中2篇分获湖北省自然科学优秀论文二、三等奖。参加的“纤维复合材料(FRP)在混凝土输水洞(管)修复加固中的应用技术”项目获2005年大禹水利科学技术奖二等奖。

E-mail: wtw628@sina.com

出版者:武汉理工大学出版社(武汉市珞狮路122号 邮编:430070)

印刷者:武汉理工大印刷厂

发行者:各地新华书店

开 本:880×1230 1/16

印 张:14.25

字 数:470千字

版 次:2006年9月第2版 2006年9月第4次印刷

书 号:ISBN 7-5629-1931-3/TU·215

印 数:12001~17000册

定 价:22.00元

(本书如有印装质量问题,请向承印厂调换)

第 2 版前言

土木工程结构试验是土木工程专业的一门专业技术课程,与材料力学、结构力学、混凝土结构、砌体结构、钢结构、地基基础和桥梁结构等课程直接有关,并涉及物理学、机械与电子测量技术、数理统计分析等内容。因此,学好本课程除要求具备本专业的知识外,还应具有较广泛的技术知识。通过本课程的学习,使学生获得土木工程结构试验方面的基础知识和基本技能,掌握一般工程结构试验规划设计、结构试验、工程检测和鉴定的方法,以及根据试验结果作出正确的分析和结论的能力,为今后从事科学研究和工程检测打下良好的基础。

土木工程结构试验与检测是研究和发展结构计算理论的重要实践,从材料的力学性能到验证由各种材料构成不同类型结构和构件的基本计算方法,以及近年来发展的大量大跨、超高、复杂结构的计算理论,都离不开试验研究。因此,土木工程结构试验在土木工程结构科学研究和技术革新方面起着重要的作用,与结构设计、施工及推动土木工程学科的发展有着密切的关系,已逐步形成一门相对独立的学科,并日益引起科研人员和工程技术人员关注和重视。

从教材建设方面,与土木工程结构的其他课程相比,不同特色的教材偏少。有些教材涉及土木工程相关学科的试验内容较少,不能适应土木工程专业各学科的要求,需要在内容上进行相应调整和增减。

随着科学技术的进步,工程结构试验理论和技术不断发展。特别是电子技术和计算机的发展和应用,对工程结构试验仪器设备和试验自动化方面起到了巨大的推动作用。工程结构试验逐步走向仪器设备小型化、测试高精度化、试验过程和数据分析自动化,使土木工程结构试验的发展产生了根本的变化,这些内容应及时反映在教材中,这也是教材要不断更新的目的。

本教材编写的指导思想是力求涵盖土木工程各学科领域,加强工程结构试验的设计。在编写中将拟静力试验、拟动力试验、模拟地震振动台试验、人工地震模拟试验和天然地震试验合并为工程结构抗震试验,并在原《建筑结构试验》的基础上,增加了土木工程结构试验设计、桥梁现场荷载试验、公路路基路面现场试验和桩基现场试验等内容。同时力求反映国内外土木工程结构试验方面的新理论、新技术,特别是在测量仪器方面自动化、计算机化的发展。

随着形势的发展和学科建设的需要,土木工程专业的课程不断调整,各高校在工程结构试验的授课学时上不尽相同,选用本教材时,可选择部分章节作为本科生使用,部分章节作为研究生使用。

参加本教材编写的有:王天稳(绪论、第 1 章、第 5 章、第 9 章),熊世树(第 2 章、第 6 章),周详(第 4 章、第 10 章),田仲初(第 7 章),戴培君(第 3 章),黎霞(第 8 章),全书由王天稳担任主编并负责统稿。

全书由孟吉复担任主审。感谢孟吉复教授在百忙之中对全书进行审阅,并提出了宝贵意见。

本书在编写过程中参考了国内同行的相关论文、试验资料、著作和教材,也参考了仪器设备生产厂家的资料和说明书,在此表示谢意。

由于编者业务水平有限,编写中必有漏误之处,敬请专家同行和读者批评指正。

编 者

2006 年 9 月

目 录

绪论 (1)

1. 工程结构理论与工程结构试验的关系 (1)

2. 工程结构试验与电算的关系 (1)

3. 工程结构试验的任务 (1)

4. 工程结构试验的分类 (1)

4.1 生产鉴定性试验 (2)

4.2 科学研究性试验 (2)

5. 工程结构试验的一般过程 (2)

5.1 试验规划阶段 (2)

5.2 试验准备阶段 (3)

5.3 试验加载测试阶段 (3)

5.4 试验资料整理分析阶段 (3)

6. 工程结构试验课程的特点 (3)

1 土木工程结构试验设计 (5)

1.1 概述 (5)

1.2 结构试件设计 (6)

1.2.1 试件的形状 (6)

1.2.2 试件尺寸 (7)

1.2.3 试件的数量 (8)

1.3 结构试验荷载设计 (9)

1.3.1 试件的就位形式 (9)

1.3.2 试验的荷载图式 (10)

1.3.3 试验荷载计算 (11)

1.3.4 试验加载程序设计 (11)

1.4 结构试验观测设计 (12)

1.4.1 观测项目的确定 (12)

1.4.2 测点的选择和布置原则 (13)

1.4.3 仪器选择与测读原则 (13)

1.5 试验大纲和试验报告 (14)

1.5.1 结构试验大纲 (14)

1.5.2 试验文件 (14)

1.5.3 试验报告 (15)

本章小结 (15)

2 结构模型设计 (16)

2.1 概述 (16)

2.1.1 缩尺模型 (16)

2.1.2 相似模型 (16)

2.2 模型设计相似原理 (16)

2.2.1 相似常数 (17)

2.2.2 相似原理 (18)

| | | |
|-------|------------|------|
| 2.3 | 相似条件的确定方法 | (19) |
| 2.3.1 | 方程式分析法 | (19) |
| 2.3.2 | 量纲分析法 | (20) |
| 2.4 | 结构模型设计 | (22) |
| 2.4.1 | 结构模型设计的程序 | (22) |
| 2.4.2 | 结构静力模型设计 | (23) |
| 2.4.3 | 结构动力模型设计 | (24) |
| 2.5 | 模型材料与模型制作 | (25) |
| 2.5.1 | 模型材料 | (25) |
| 2.5.2 | 模型制作 | (26) |
| | 本章小结 | (27) |
| 3 | 工程结构静力试验 | (28) |
| 3.1 | 概述 | (28) |
| 3.2 | 试验荷载系统 | (28) |
| 3.2.1 | 重力加载 | (29) |
| 3.2.2 | 机械力加载 | (29) |
| 3.2.3 | 液压加载 | (30) |
| 3.2.4 | 气压加载 | (31) |
| 3.2.5 | 支座、支墩 | (31) |
| 3.2.6 | 反力架、反力墙 | (32) |
| 3.2.7 | 试验台座 | (32) |
| 3.3 | 试验测量仪器 | (33) |
| 3.3.1 | 应变量测仪器 | (34) |
| 3.3.2 | 其他参数测量仪器 | (41) |
| 3.3.3 | 数据采集系统 | (43) |
| 3.4 | 工程结构试验方法 | (44) |
| 3.4.1 | 试验前的准备 | (44) |
| 3.4.2 | 一般结构构件静力试验 | (45) |
| 3.5 | 试验资料整理与分析 | (47) |
| 3.5.1 | 试验原始资料的整理 | (47) |
| 3.5.2 | 试验结果的表达 | (48) |
| 3.5.3 | 应变测量结果分析 | (49) |
| 3.5.4 | 挠度测量结果计算 | (53) |
| 3.5.5 | 结构性能评定 | (53) |
| | 本章小结 | (55) |
| 4 | 工程结构动力试验 | (57) |
| 4.1 | 概述 | (57) |
| 4.2 | 激振设备 | (58) |
| 4.2.1 | 电磁式激振器 | (58) |
| 4.2.2 | 偏心式激振器 | (58) |
| 4.2.3 | 结构疲劳试验机 | (59) |
| 4.3 | 测振仪器 | (60) |
| 4.3.1 | 测振仪器的性能指标 | (60) |
| 4.3.2 | 惯性式测振传感器 | (61) |
| 4.3.3 | 测振放大器 | (63) |

| | | |
|-------|------------------------|-------|
| 4.3.4 | 测振记录仪 | (65) |
| 4.4 | 动参数的测量方法 | (66) |
| 4.4.1 | 动荷载特性的测定 | (66) |
| 4.4.2 | 结构自振特性的测定 | (67) |
| 4.4.3 | 结构动力反应的测定 | (70) |
| 4.4.4 | 结构疲劳试验 | (71) |
| 4.5 | 试验资料处理 | (73) |
| 4.5.1 | 合成波形的谐量分析 | (74) |
| 4.5.2 | 工程结构自振特性的数据处理方法 | (75) |
| 4.5.3 | 相关分析与频谱分析 | (79) |
| | 本章小结 | (83) |
| 5 | 工程结构抗震试验 | (84) |
| 5.1 | 概述 | (84) |
| 5.1.1 | 结构抗震试验的特点 | (84) |
| 5.1.2 | 结构抗震试验的内容 | (84) |
| 5.1.3 | 结构抗震试验分类 | (85) |
| 5.2 | 拟静力试验 | (85) |
| 5.2.1 | 加载装置 | (86) |
| 5.2.2 | 加载制度 | (86) |
| 5.2.3 | 钢筋混凝土框架梁柱节点拟静力试验 | (87) |
| 5.2.4 | 试验数据的确定原则和方法 | (91) |
| 5.3 | 拟动力试验 | (92) |
| 5.3.1 | 拟动力试验的设备 | (92) |
| 5.3.2 | 试验步骤 | (93) |
| 5.3.3 | 拟动力试验的特点和局限性 | (93) |
| 5.3.4 | 钢筋混凝土框架足尺结构联机试验 | (93) |
| 5.4 | 模拟地震振动台试验 | (96) |
| 5.4.1 | 模拟地震振动台 | (96) |
| 5.4.2 | 试验加载过程 | (97) |
| 5.4.3 | 试验的观测和动态反应量测 | (98) |
| 5.4.4 | 五层砌块房屋模拟振动台试验实例 | (98) |
| 5.5 | 人工地震模拟试验 | (102) |
| 5.5.1 | 爆破方法 | (102) |
| 5.5.2 | 人工地震模拟试验的动力反应问题 | (102) |
| 5.5.3 | 人工地震模拟试验的量测技术问题 | (103) |
| 5.5.4 | 人工地震模拟试验实例 | (104) |
| 5.6 | 天然地震试验 | (106) |
| | 本章小结 | (107) |
| 6 | 结构非破损检测与建筑物可靠性鉴定 | (108) |
| 6.1 | 概述 | (108) |
| 6.2 | 混凝土结构的非破损检测技术 | (108) |
| 6.2.1 | 混凝土强度的非破损检测技术 | (108) |
| 6.2.2 | 混凝土内部缺陷的超声波检测技术 | (119) |
| 6.2.3 | 混凝土内钢筋位置和锈蚀的检测技术 | (125) |
| 6.3 | 钢结构的无损检测技术 | (126) |

| | | |
|-------|------------------------|-------|
| 6.3.1 | 表面硬度法检测钢材强度 | (126) |
| 6.3.2 | 超声法检测钢材和焊缝缺陷 | (126) |
| 6.4 | 砌体结构强度的非破损检测技术 | (127) |
| 6.4.1 | 扁顶法测定砌体抗压强度 | (128) |
| 6.4.2 | 原位单砖双剪法测定砌体抗剪强度 | (130) |
| 6.4.3 | 砌体砂浆强度检测 | (131) |
| 6.4.4 | 砌体结构检测强度推定 | (134) |
| 6.5 | 建筑结构的可靠性鉴定 | (134) |
| 6.5.1 | 鉴定方法 | (134) |
| 6.5.2 | 鉴定分类 | (135) |
| 6.5.3 | 鉴定程序 | (135) |
| | 本章小结 | (137) |
| 7 | 桥梁现场荷载试验 | (138) |
| 7.1 | 概述 | (138) |
| 7.1.1 | 一般桥梁检测和现场试验的主要目的 | (138) |
| 7.1.2 | 静载试验的一般程序 | (139) |
| 7.2 | 桥梁试验的基本工作 | (140) |
| 7.2.1 | 试验对象的选择 | (140) |
| 7.2.2 | 试验依据和基本原则 | (140) |
| 7.2.3 | 理论计算与测试内容的确定 | (140) |
| 7.2.4 | 试验荷载工况的确定 | (141) |
| 7.2.5 | 加载方案 | (141) |
| 7.2.6 | 测点设置 | (143) |
| 7.2.7 | 测试仪器设备和专用仪器介绍 | (144) |
| 7.3 | 桥梁现场试验方法 | (145) |
| 7.3.1 | 静载试验 | (145) |
| 7.3.2 | 动载试验 | (146) |
| 7.3.3 | 振动试验 | (147) |
| 7.4 | 试验数据整理分析与评定 | (148) |
| 7.4.1 | 静载试验数据整理分析 | (148) |
| 7.4.2 | 动载试验数据分析与评定 | (151) |
| 7.4.3 | 动力特性试验数据分析与评定 | (151) |
| 7.5 | 桥梁健康监测 | (152) |
| 7.6 | 桥梁现场试验实例 | (153) |
| 7.6.1 | 静载试验实例 | (153) |
| 7.6.2 | 动载试验实例 | (156) |
| | 本章小结 | (157) |
| 8 | 公路路基路面现场试验 | (159) |
| 8.1 | 压实度试验 | (159) |
| 8.1.1 | 概述 | (159) |
| 8.1.2 | 灌砂法 | (161) |
| 8.1.3 | 钻芯法 | (164) |
| 8.2 | 贝克曼梁测定路基路面回弹弯沉试验 | (165) |
| 8.2.1 | 适用范围 | (165) |
| 8.2.2 | 试验原理 | (166) |

| | | |
|--------|-------------------------|-------|
| 8.2.3 | 仪器与材料 | (166) |
| 8.2.4 | 试验方法 | (166) |
| 8.2.5 | 结果计算及温度修正 | (167) |
| 8.2.6 | 结果评定 | (169) |
| 8.3 | 承载板测定土基回弹模量试验 | (169) |
| 8.3.1 | 目的和适用范围 | (169) |
| 8.3.2 | 仪器与材料 | (169) |
| 8.3.3 | 方法与步骤 | (170) |
| 8.3.4 | 计算 | (171) |
| 8.3.5 | 报告 | (172) |
| 8.4 | 路面平整度试验 | (172) |
| 8.4.1 | 3m 直尺法 | (172) |
| 8.4.2 | 连续式平整度仪法 | (173) |
| 8.5 | 路面抗滑性能试验 | (175) |
| 8.5.1 | 手工铺砂法测定路面构造深度试验方法 | (175) |
| 8.5.2 | 摆式仪测定路面抗滑值试验方法 | (176) |
| 8.6 | 沥青路面渗水试验 | (179) |
| 8.6.1 | 目的和适用范围 | (179) |
| 8.6.2 | 仪器与材料 | (179) |
| 8.6.3 | 方法与步骤 | (180) |
| 8.6.4 | 计算 | (180) |
| 8.6.5 | 报告 | (180) |
| | 本章小结 | (180) |
| 9 | 桩基现场试验 | (182) |
| 9.1 | 概述 | (182) |
| 9.2 | 单桩垂直静载试验 | (183) |
| 9.2.1 | 试验的目的和意义 | (183) |
| 9.2.2 | 试验加载装置 | (183) |
| 9.2.3 | 试验条件 | (183) |
| 9.2.4 | 试验方法 | (184) |
| 9.2.5 | 试桩的承载力 | (185) |
| 9.3 | 高应变动力检测方法 | (186) |
| 9.3.1 | 锤击贯入试验法 | (186) |
| 9.3.2 | 动力打桩公式法 | (187) |
| 9.3.3 | 静动法 | (189) |
| 9.4 | 低应变动力检测方法 | (191) |
| 9.4.1 | 反射波法 | (191) |
| 9.4.2 | 机械阻抗法 | (191) |
| 9.4.3 | 动力参数法 | (194) |
| | 本章小结 | (195) |
| 10 | 试验数据的统计分析 | (197) |
| 10.1 | 概述 | (197) |
| 10.2 | 测量误差 | (197) |
| 10.2.1 | 系统误差 | (197) |
| 10.2.2 | 偶然误差 | (198) |

10.2.3 过失误差 (198)

10.3 试验数据整理依据 (198)

10.3.1 偶然误差的分布 (198)

10.3.2 误差的传递 (199)

10.4 试验误差的计算 (201)

10.4.1 偶然误差的计算 (201)

10.4.2 过失误差的剔出 (204)

10.4.3 系统误差的修正 (206)

10.5 一元线性回归分析 (206)

10.5.1 最小二乘法 (206)

10.5.2 直线回归方程的有效性 (208)

10.5.3 直线回归方程的精度 (209)

10.6 一元非线性回归分析 (210)

10.7 多元线性回归分析 (212)

本章小结 (213)

参考文献 (214)

绪 论

实践是检验真理的唯一标准,即理论的预言一定要通过实践的检验来证实。在结构理论的发展中,结构试验是最有效的实践检验。

1. 工程结构理论与工程结构试验的关系

现代科学研究包括理论研究和试验研究,理论的发展需要试验来验证。受弯梁断面的应力分布的研究,经历了由假设—简单试验—理论分析—试验检验的阶段,前后二百多年的时间,说明了试验在理论发展中的作用和地位。

科学的发展都是以技术的突破为转机的。试验验证理论,而理论的发展又将试验推向更高的阶段,即指导试验。结构试验与结构理论的发展就是这样紧密地联系在一起,相互促进,相互发展。

理论分析的方法虽然给出了结构应力分析的基本方程式,但在解决实际问题时,采用解析方法常常会遇到计算方面的困难,只能对有限的一些简单问题得出精确解。对于几何形状、边界条件、承受荷载复杂的结构,往往需要进行一些假设,而假设与实际影响的大小,要通过试验验证。因此,所得结果为近似的,还要用试验证实能否用于实际工程。对于一些三维问题、应力集中和非匀质材料结构,仅靠理论解析方法求解十分困难,有时得不出结果,需要用试验的方法得出计算的公式。

2. 工程结构试验与电算的关系

随着电子计算机技术的发展,应用有限元等数值计算方法,使结构应力分析工作得到很大的提高,几乎对所有的计算问题均能求解。但是,运用数值方法计算时,必须在建立正确数学模型的前提下,才能得出精确结果。在土木工程中,对于非匀质材料和某些特种结构的计算中,用数值方法求解时,必须用试验方法加以验证或提供必要的参数。

在结构分析中,一方面可以用传统和现代的设计理论、现代的计算技术和方法;另一方面也可用结构试验、实验应力分析的方法来解决。计算机技术的发展,在理论与试验之间提供了一条通过计算建立联系的新途径,使结构工程学科由理论与试验的两极构成变为理论、试验和计算三足鼎立的新学科结构。

计算机技术的发展,给结构试验的发展提供了无限的空间。计算机控制结构试验,使荷载施加、信号采集和数据处理等实现自动化成为可能,使结构试验真正成为一门科学。因此,计算机技术不仅为结构计算理论,也为结构试验技术提供了有利条件,并将成为发展结构理论和解决工程实践的重要手段。

3. 工程结构试验的任务

“土木工程结构试验”是土木工程专业的一门专业课程,也是唯一的一门独立的试验课程。它的任务是在结构或实验对象上,以仪器设备为工具,利用各种实验技术为手段,在荷载(重力、机械扰动力、地震力、风力……)或其他因素(温度、变形沉降……)作用下,通过测试与结构工作性能有关的各种参数(变形、挠度、位移、应变、振幅、频率……)后进行分析,从而对结构的工作性能作出评价,对结构的承载能力作出正确的估计,并为验证和发展结构的计算理论提供可靠的依据。

4. 工程结构试验的分类

根据不同的试验目的,结构试验可分为生产鉴定性试验和科学研究性试验两大类。

4.1 生产鉴定性试验

生产鉴定性试验以直接服务于生产为目的。以工程中实际结构构件为对象,通过试验或检测对结构作出技术结论,通常解决以下问题:

4.1.1 检验或鉴定结构质量

对于一些比较重要的结构,建成后要通过试验,综合性地鉴定其质量的可靠程度。对于成批生产的预制构件或现场施工的其他构件,在出厂或安装之前,要求按照相应的试验规程或指标抽样检验,以推断成批产品的质量。

4.1.2 判断结构的实际承载力

当旧建筑进行扩建、加层或改变结构用途时,往往要求通过试验确定旧结构的潜在能力,为加固、改建、扩建工程提供数据,这在缺乏结构的设计计算与图纸资料时更为必要。

4.1.3 处理工程事故、提供技术依据

对于遭受火灾、爆炸、地震等原因而损伤的结构,或在建造使用中有严重缺陷的结构,往往要求通过试验和检测,判断结构在受灾破坏后的实际承载能力,为结构的再利用和处理提供技术依据。

4.2 科学研究性试验

科学研究性试验的目的是为结构的理论计算和研究服务。它按照事先周密考虑的计划来进行,试验的对象是专为试验而设计制造的。在试验设计和进行试验的同时,应突出研究的主要问题,消除一些对结构上实际影响的次要因素,使试验工作合理,观测数据易于分析和总结,达到理论研究的目的。

4.2.1 验证结构设计理论的假定

在结构设计中,为了计算上的方便,人们经常要对结构构件的计算图式和本构关系作某些简化假定,一般可以通过试验来加以验证,满足要求后用于实际工程中的结构计算。在结构静力和动力分析中,本构关系的模型化则完全是通过试验加以确定的。

4.2.2 提供设计依据

我国现行的各种结构设计规范除了总结已有的大量科学实验的成果和经验外,为了理论和设计方法的发展,还进行了大量的结构试验以及实体建筑物的试验,为编制和修改结构设计规范提供试验数据。事实上,现行规范用的钢筋混凝土结构和砖石结构的计算理论和公式几乎全部是以试验研究的直接结果为基础的。对于实际工程中处于不同条件下的特种结构,应用理论分析的方法达不到理想的结果时,用结构试验的方法确定结构的计算模式和公式的系数,解决工程中的实际问题。这些都体现了结构试验在发展设计理论和改进设计方法上的作用。

4.2.3 提供实践经验

随着建筑科学和基本建设的发展,新结构、新材料和新工艺不断涌现。一种新材料的应用,一个新结构的设计或一项新工艺的施工,往往要经过多次的工程实践和科学试验,即由实践到认识,由认识到实践的多次反复,从而积累资料,丰富认识,使设计计算理论不断改进和完善。

5. 工程结构试验的一般过程

工程结构试验大致可分为试验规划、试验准备、试验加载测试和试验资料整理分析四个阶段。

5.1 试验规划阶段

试验规划是指导整个试验工作的纲领性技术文件,因而试验规划的内容应尽可能地细致和全面,规划的任何一点疏忽可能导致试验的失败。

科学研究性试验的规划,首先应根据研究课题,了解其在国内外的发展现状和前景,并通过收集和查询有关文献资料,确定试验研究的目的和任务,确定试验的规模和性质;在此基础上决定试件设计的主要组合参数,并根据试验设备的能力确定试件的外形和尺寸;进行试件设计及制作;确定加载方法和设计支承系统;

选定量测方法;进行设备和仪表的率定;作好材料性能试验或其他辅助试件的试验;制定试验安全防护措施;提出试验进度和试验技术人员分工;编写材料需用计划,经费开支及预算,试验设备、仪表及附件清算等。

生产鉴定性试验的规划,因为试件往往都是某一具体结构,一般不存在试件设计和制作问题,但需要收集和该试件设计的原始资料,设计计算书和施工文件等,并应对构件进行实地考察,检查结构的设计和施工质量状况,最后根据检查的目的要求制定试验计划。

5.2 试验准备阶段

试验准备阶段是将规划阶段确定的试件按要求制作安装与就位,将加载设备和测试仪表安装就位,并完成辅助试验工作。试件制作完毕后,要进行实际几何尺寸的测量和外观质量检查,达到设计要求的才能安装就位。加载设备和测试仪表安装就位前,应完成相应的设备调试与仪表标定工作,性能正常的才可正式安装。

辅助试验完成后,要及时整理试验结果并作为结构试验的原始数据,对试验规划阶段确定的加载制度控制指标进行必要的修正。

工程结构试验准备工作十分繁琐,不仅牵涉面广,而且工作量很大,据估计,准备工作约占全部试验工作量的 $\frac{1}{2} \sim \frac{1}{3}$ 以上,试验准备阶段的工作质量直接影响到试验结果的准确程度,有时还关系到试验能否进行到底。

5.3 试验加载测试阶段

对试件施加外荷载是整个试验工作的中心环节,参加试验的每个工作人员应各就各位,各尽其职,做好本岗工作,试验期间,一切工作都要按照试验的程序进行。对试验起控制作用的重要数据,应随时整理和分析,必要时还应跟踪观察其变化情况,并与事先计算的理论数据进行比较,如有反常现象应立即查明原因,排除故障,否则不得继续加载试验。

试验过程中除认真读数和记录外,必须仔细观察结构的变形,混凝土结构的裂缝出现、走向及宽度,构件的破坏特征等。试件破坏后要绘制破坏特征图,有条件的可拍成录像,作为原始资料保存,以便研究分析时使用。

5.4 试验资料整理分析阶段

通过试验准备和加载试验阶段,获得了大量数据和有关资料后,一般不能直接回答试验研究所提出的各类问题,必须将数据进行科学的整理、分析和计算,做到去粗取精,去伪存真,最后根据试验数据和资料编写试验报告。

以上各个阶段的工作性质虽有差别,但它们都是相互联系又相互制约的,各阶段的工作没有明显的界限,制定计划时不能只孤立地考虑某一阶段的工作,必须兼顾各个阶段的特点和要求,做出综合性的决策。

6. 工程结构试验课程的特点

结构试验是研究试验规律、试验方法、测量技术和数据分析处理的学科,课程的特点是涉及的知识面广,实践性强,因而在学习方法上值得注意的是:一方面重视相关理论知识和技术的学习,从分散的课本内容中找出相关联的东西,最后形成一个有机的整体;另一方面也必须重视试验环节、试验技术与技能方面的训练,勤于亲自动手实验,才能较好地理解和熟悉所学的试验理论和试验技术,达到掌握这门科学的目的。

结构试验技术的发展,与工程结构实践经验的积累和试验仪器设备及量测技术的发展有着极为密切的关系。由于结构试验应用的日益广泛,目前几乎每一个重要工程的新结构都要经过规模或大或小的检验后才投入使用。结构设计规范的制定和结构理论的发展亦与试验研究紧密联系,另外,近代仪器设备应用到结构试验,为试验工作提供了有效的工具和先进的手段,使整个试验过程实现了自动化。国内科研机构、高等院校及生产单位等新建的结构实验室和科技工作者对结构试验技术的研究,也为结构试验学科的发展在理

论上和物质上提供了有利条件。

今后应着重对结构试验的荷载模拟和荷载系统进行研究,逐步提高测量精度;引进先进的技术来解决应力、位移、裂缝、内部缺陷及振动的量测问题;开展结构模型试验理论、方法或结构非破损技术以及结构耐久性的研究等,使结构试验技术达到现代化水平,更好地适应和满足科学发展的需要。

1 土木工程结构试验设计

本章提要

土木工程结构试验设计是试验规划阶段的工作,涉及工程结构试验中的试件设计、试验荷载设计、试验观测设计及试验大纲的编写。土木工程结构试验是一项细致而复杂的工作,任何疏忽大意都会影响试验结果和试验的正常进行,甚至导致试验的失败。因此在试验前对整个工作做出规划,对试件、试验荷载和试验观测进行合理的设计,从而定出试验大纲,为整个试验工作的顺利进行打下良好的基础。

1.1 概 述

土木工程结构试验包括结构试验设计、试验准备、试验实施和试验分析等主要环节,每个环节的工作内容和它们之间的关系如图 1.1 所示。

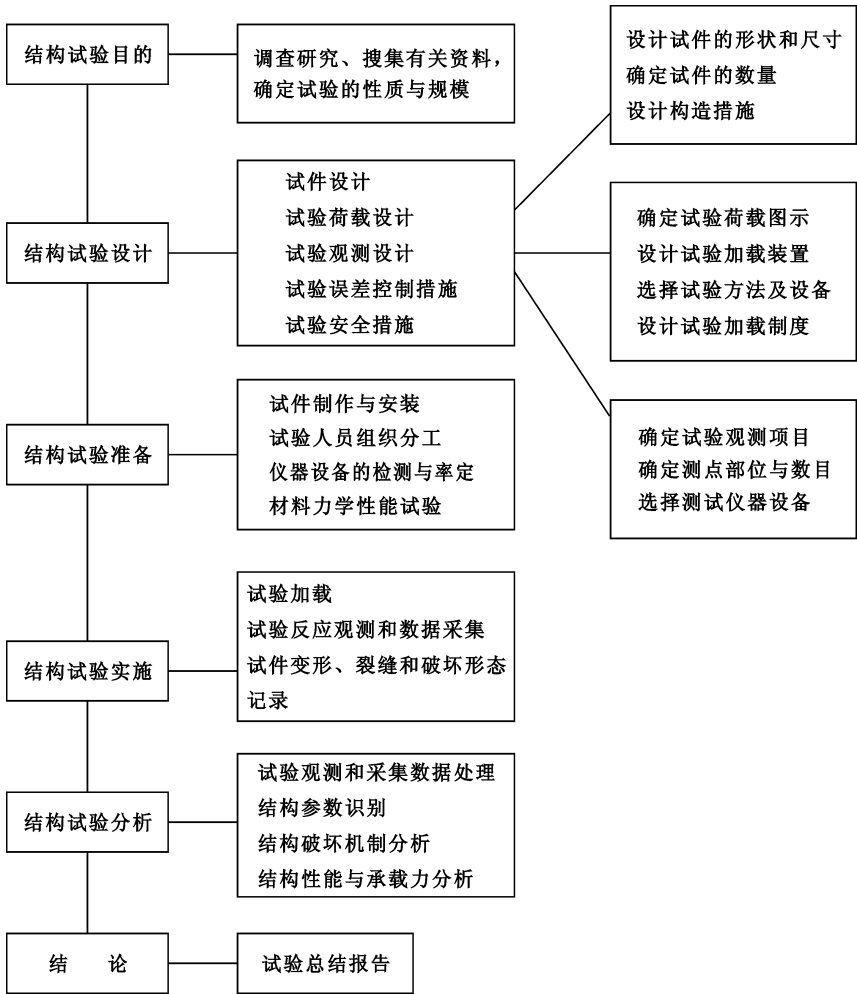


图 1.1 结构试验总框图

土木工程结构试验设计是整个试验中极为重要的并且带有全局性的一项工作,它的主要内容是对所要进行的结构试验工作进行全面的设计与规划,从而使设计的计划与试验大纲能对整个试验起着统管全局和具体指导作用。

在进行结构试验的总体设计时,首先应该反复研究试验的目的,充分了解本项试验研究或生产鉴定的任务要求,因为工程结构试验所具有的规模与所采用的试验方式都是根据试验研究的目的任务要求不同而变化的。试件的设计制作、加荷、量测方法的确定等各个环节不可单独考虑,而必须对各种因素相互联系综合考虑才能使设计结果在实施中最后达到预期目的。

生产鉴定性试验,试件往往是某一具体结构或构件,一般不存在试件设计和制作问题。在进行试验前要收集和研究试件的原始资料、设计计算书和施工文件等,并应对构件进行实地考察,检查构件的施工质量状况。对于生产使用情况,则需要深入现场向生产者和使用者调查了解;对于受灾损伤的结构,必须了解受灾原因、过程和结构的现状。对于实际调查的结果要认真整理,作为拟定试验方案、进行试验设计的依据。

科学研究性试验,首先根据研究课题,了解其在国内外的发展现状并通过收集和查阅有关文献资料,确定试验的性质与规模;进行试件设计,确定试件形状、尺寸和数量;试件加工制作;确定加载方案和设计加载系统;选定量测项目及量测方法,作好仪器设备的率定;制定试验安全措施;提出试验经费预算、消耗器材数量、规格与试验设备清单;在设计规划基础上提出试验大纲及进度计划。

由于近代仪器设备和测试技术的不断发展,大量新型的加荷设备和测量仪器被使用到土木工程结构试验中,这对试验工作者又提出了新的技术要求。所以在进行试验总体设计时,要求对所使用的仪器设备性能进行综合分析,对试验人员事先组织学习,掌握这方面的知识,以利于试验工作的顺利进行。

1.2 结构试件设计

结构试验中试件的形式和大小与结构试验的目的有关,它可以是真实结构,也可以是其中的某一部分。当不能采用足尺的原型结构进行试验时,也可用缩尺的模型。据调查,全国各大型结构试验室所作结构试验的试件,绝大部分为缩尺的部件,少量为整体模型试件。

采用模型试验可以大大节省材料,减少试验的工作量和缩短试验时间,用缩尺模型作结构试验时,应考虑试验模型与试验结构之间力学性能的相关关系。但是要想通过模型试验的结果来正确推断实际结构的工作,模型设计要做到完全相似往往有困难,此时应根据试验目的设法使主要的试验内容能满足相似条件。有关结构模型设计的内容在第2章中介绍。当然能用原型结构进行试验是较为理想的,但由于原型结构试验规模大,试验设备的容量和费用也大,所以大多数情况下还是采用缩尺的模型试验。基本构件的基本性能试验大都是用缩尺的构件,但它不一定存在缩尺比例的模拟问题,经常是由这类试件试验结果所得的数据,直接作为分析的依据。

试件设计应包括试件形状选择、试件尺寸与数量以及构造措施等。同时还必须满足结构与受力的边界条件、试件的破坏特征、试验加载条件的要求,以最少的试件数量获得最多的试验数据,反映研究的规律以满足研究的目的需要。

1.2.1 试件的形状

试件设计的基本要求,是构造一个与实际受力相一致的应力状态,当从整体结构中取出部分构件单独进行试验时,特别是对在比较复杂的超静定体系中的构件,必须要注意其边界条件的模拟,使其能反映该部分结构构件的实际工作状态。

如图1.2(a)所示,进行水平荷载作用的结构应力分析时,若试验A-A的柱脚、柱头部分时,试件要设计成如图1.2(b)所示;若试验B-B结头部分,试件设计成如图1.2(c);对于梁如设计成如图1.2(f)、(g)那样,则应力状态可与设计目的相一致。

做钢筋混凝土柱的试验研究时,若要探讨其挠曲破坏性能,试件图1.2(h)是足够的,但若做剪切性能的探讨,反弯点附近的应力状态与实际应力情况有所不同。为此,有必要采用图1.2(i)中的反对称加载。

试件设计时,在满足基本要求的情况下,应力求使试验做起来简单,又能得到好的结果。因此,对于梁

端、柱头、柱脚的探讨,没有必要将试件设计成十字或 X 等形状。做结头部分的节间性能研究时,必须对柱、梁试件做足够的加固,如图 1.2(d) 和 (e),以避免试验中柱、梁破坏,但试验结果可能与实际存在差异。对于含有柱、梁结头部件的整体框架做强度和刚度研究时,可采用图 1.2(d) 和 (e) 的方法。但如须由定向轴力来施加 M 、 V 时,用图 1.2(a) 中的十字形试件;而对设计内力 N 、 M 、 V 作用下反应的状况进行探讨时,可用图 1.2(e) 中的 X 形试件。

试件设计时,还应兼顾到便于试验加载和安全试验等问题。例如为了对偏心受压柱施加偏心力,设计柱试件应在柱的两端附设构造牛腿;为了防止柱头破坏先于柱身破坏,设计时应加强柱头的构造措施等。

1.2.2 试件尺寸

工程结构试验所用试件的尺寸和大小,总体上分为原型和模型两类。

生产鉴定性试验中的试件一般为实际工程中的构件,即原型构件,如屋面板、吊车梁等。

基本构件性能研究的试件大部分采用缩小比例尺的小构件,压弯构件的截面为 $(16\text{cm} \times 16\text{cm}) \sim (35\text{cm} \times 35\text{cm})$,矩形柱(偏压剪)为 $(15\text{cm} \times 15\text{cm}) \sim (50\text{cm} \times 50\text{cm})$,双向受力构件为 $(10\text{cm} \times 10\text{cm}) \sim (30\text{cm} \times 30\text{cm})$ 。

框架试件截面尺寸为原型的 $\frac{1}{4} \sim \frac{1}{2}$ 。框架节点一般为原型的 $\frac{1}{2} \sim 1$,做足尺模型试验一般要求反映有关节点的配筋与构造特性。

剪力墙单层墙体试件的外形尺寸为 $(80\text{cm} \times 100\text{cm}) \sim (178\text{cm} \times 274\text{cm})$,多层的剪力墙为原型的 $\frac{1}{10} \sim \frac{1}{3}$ 。国内曾先后进行过装配式混凝土和空心混凝土大板结构的足尺房屋试验。

砖石及砌块的砌体试件一般取为真型的 $\frac{1}{4} \sim \frac{1}{2}$,国内曾进行过多幢砖石和砌块多层房屋结构的足尺试验。

实践证明,试件尺寸将受到尺寸效应、构造要求、试验设备和经费条件等因素的制约。

尺寸效应反映结构构件和材料强度随试件尺寸的改变而变化的性质。试件尺寸越小,表现出相对强度提高越大和强度离散性也大的特征。同时小尺寸试件难以满足试件构造上的要求,如钢筋混凝土构件的钢筋搭接长度、节点部位箍筋密集影响混凝土的浇捣、砌体结构的灰缝和砌筑条件难以相等。

设备条件指的是试验室的净空尺寸、吊车起重能力、试验加载设备的容量等,以此控制试件尺寸、质量和试件的抗力。此外,试验经费也是一个重要因素,原型或足尺模型试验虽然有反应结构构造和实际工作的优点,但试验所花费的经费和人力如用来做小比例尺寸试件,则可大大增加试件的数量和类型,而且在实验室内可改善试验条件,提高测试数据的可信度。

总体来看,试件尺寸大小要考虑尺寸效应的影响,在满足构造要求的情况下太大的试件也没有必要。因此,对于局部性的试件尺寸比例可为原型的 $\frac{1}{4} \sim 1$,而整体结构试验试件可取原型的 $\frac{1}{10} \sim \frac{1}{2}$ 。

对于动力试验,试件尺寸经常受到试验激振加载条件等因素的限制,一般可在现场的真型结构上进行试验,量测结构的动力特性。对于在试验室内进行的动力试验,可以对足尺构件进行疲劳试验。至于在模拟振动台上试验时,由于受振动台面尺寸和激振力大小等参数限制,一般仅作缩尺的模型试验。目前国内能完

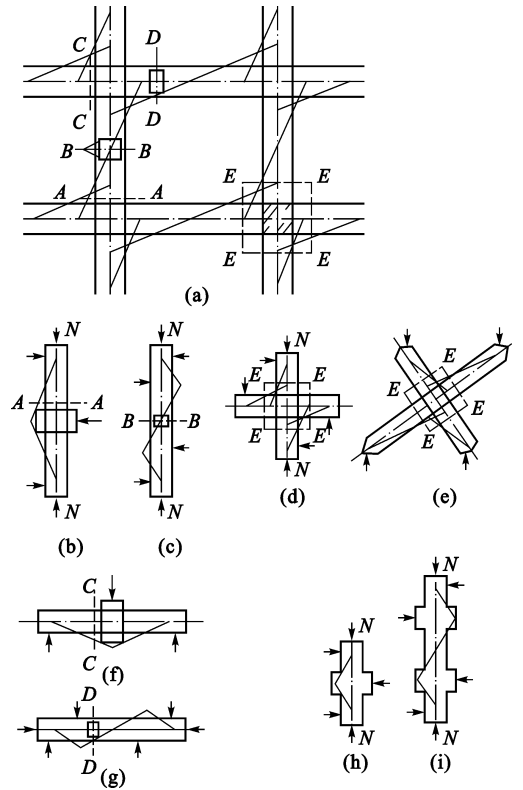


图 1.2 结构的应力和试件

成试件比例在 $\frac{1}{50} \sim \frac{1}{4}$ 的结构模型试验。

1.2.3 试件的数量

生产鉴定性试验:按照试验任务的要求有明确的试验对象。

对于预制构件的质量检验和评定,按《预制混凝土构件质量检验评定标准》(GBJ321—90)的规定抽样检验。检查数量:对于成批生产的构件,应按同一工艺正常生产的不超过 1000 件且不超过 3 个月的同类型产品为一批,当连续检验 10 批且每批结构性能均符合《标准》规定的要求时,对同一工艺正常生产的构件,可改为不超过 2000 件且不超过 3 个月的同类型产品为一批。在每批中应随机抽取一个构件作为试件进行检验。上述“同类型产品”是指同一钢种、同一混凝土强度等级、同一工艺和同一结构形式的构件。对同类型产品进行抽样检验时,试件宜从设计荷载最大、受力最不利或生产数量最多的构件抽取。

科学研究性试验:由于试验是按研究目的而设计的,试件的数量主要取决于测试参数的多少,测试参数多则试件数量大。要根据各参数构成的因子数和水平数来决定试件数量。如在研究砖砌体的抗剪强度时,砌体截面、砂浆强度和垂直应力是三个主要参数(分析因子)。当每个参数又有两种工作状态(水平数)时,若按单因素考虑,则要求将三个因子数和相应的水平数之间全面组合,由表 1.1 可知需要制作 8 个试件。由此从表 1.2 的试验结果得到结论:抗剪强度随砌体截面的增大而降低,随砂浆强度提高而增大,并随垂直应力的增加而提高。

表 1.1 试件组合数目

| 水平数 主要因子 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|-------------|----|-----|------|------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 2 | 4 | 9 | 16 | 25 |
| 3 | 8 | 27 | 64 | 125 |
| 4 | 16 | 81 | 256 | 625 |
| 5 | 32 | 243 | 1024 | 3125 |

表 1.2 砖砌体抗剪强度试验数据

| 试件号 | 截面 (m ²) | 砂浆强度 (MPa) | 垂直应力 (MPa) | 抗剪强度 (MPa) |
|-----|----------------------|------------|------------|------------|
| 1 | 0.2 | 0.5 | 0.064 | 0.09 |
| 2 | 0.2 | 0.5 | 0.302 | 0.24 |
| 3 | 0.2 | 2.5 | 0.064 | 0.169 |
| 4 | 0.2 | 2.5 | 0.302 | 0.407 |
| 5 | 0.7 | 0.5 | 0.064 | 0.064 |
| 6 | 0.7 | 0.5 | 0.302 | 0.160 |
| 7 | 0.7 | 2.5 | 0.064 | 0.111 |
| 8 | 0.7 | 2.5 | 0.302 | 0.275 |

这种全面试验法对各分析因子与研究目标的关系剖析得非常清楚,但若是因子数和水平数多时,试件数量就会增加很多。如当水平数为 4,因子由 2 增加到 3 时,试件数目将从 $4^2 = 16$ 个增加到 $4^3 = 64$ 个;5 个因子则 will 做 $4^5 = 1024$ 个试验,显然试件数量大到不可接受的程度。因此,设计试件必须严格控制主要参数的数量。试件数量的正交设计是采用一种组合方式,即将参数组合和试验结果合并一起考虑,一方面使组合出来的试件数量少,同时还能提供丰富的试验数据和有用信息,最终得出全面的试验结论。

正交试验设计法是利用正交表来安排多因子试验的,正交表如表 1.3 所示。 $L_9(3^4)$ 表示有 4 个因子,每个因子有 3 个水平,组成的试件数目为 9 个。本节的实例研究砖砌体抗剪强度就是一个 2^3 因子试验问题。当用正交表 $L_4(2^3)$ 安排试验时,试件数只要 4 个,并按表 1.4 进行组合。

由表 1.4 可见,在 4 个试件中找不出任何两个可以进行单值比较,但如果将试件 1、4 和试件 6、7 两组试件的试验结果分别取抗剪强度的平均值为 0. 248MPa 和 0. 136MPa,就能发现截面小的试件的强度平均值高于截面大的试件。同样,如果分别取其他两组抗剪强度平均值,也可以得到提高砂浆强度和提高垂直应力时可提高砌体抗剪强度的结论。

不同因子和水平数正交表可参阅有关正交试验设计的专著。

表 1.3 L₉(3⁴)

| 因 子 水 平 试 件 | 1 | 2 | 3 | 4 |
|-------------------|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 2 | 1 | 2 | 2 | 2 |
| 3 | 1 | 3 | 3 | 3 |
| 4 | 2 | 1 | 2 | 3 |
| 5 | 2 | 2 | 3 | 1 |
| 6 | 2 | 3 | 1 | 2 |
| 7 | 3 | 1 | 3 | 2 |
| 8 | 3 | 2 | 1 | 3 |
| 9 | 3 | 3 | 2 | 1 |

表 1.4 利用正交表 L₄(2³) 设计的砖砌体抗剪强度试件

| 试件号 | A | B | C | 抗剪强度 (MPa) | 平均值 (MPa) |
|-----|---------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------|
| | 截面积 (m ²) | 砂浆强度 (MPa) | 垂直应力 (MPa) | | |
| 1 | 0. 2 | 0. 5 | 0. 064 | 0. 09 | 0. 248 |
| 4 | 0. 2 | 2. 5 | 0. 302 | 0. 407 | |
| 6 | 0. 7 | 0. 5 | 0. 302 | 0. 160 | 0. 136 |
| 7 | 0. 7 | 2. 5 | 0. 064 | 0. 111 | |

1.3 结构试验荷载设计

结构试验的荷载设计主要取决于试验的目的、试验对象的结构形式、试件承受荷载的形式和性质以及实验室或现场所具有的加载条件等因素。正确合理的荷载设计是整个试验工作的重要环节之一。

1.3.1 试件的就位形式

1.3.1.1 正位试验

一般的结构试验均采用正位试验,对于梁、板和屋架等简支的静定构件,正位试验时结构构件的受压区在上,受拉区在下,结构自重和它所承受的外荷载作用在同一垂直平面内,符合实际受力状态。因此,在结构试验中应优先采用正位试验。

1.3.1.2 卧位试验

对于自重较大的梁、柱,跨度大、矢高的屋架及桁架等重型构件,当不利于吊装运输和进行测量时,可在现场就地采用卧位试验,这样就大幅度降低试验装置的高度,便于布置量测仪表和数据测量。现场卧位试验较多采用成对构件试验的方法,即利用局部加强后的另一同类试件作为平衡机构。在采用卧位试验时,为减少构件变形及支承面间的摩擦阻力和自重弯矩,应将试件平卧在滚轴上或平台车上,使其保持水平状态(图 1.3)。

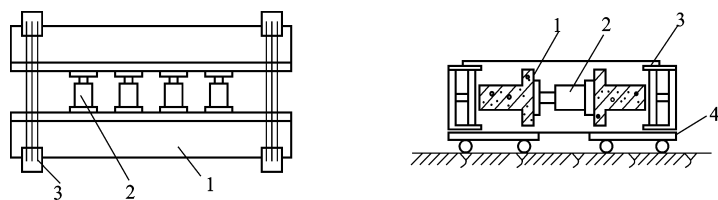


图 1.3 吊车梁成对卧位试验

1—试件;2—千斤顶;3—支承反力架;4—滚动平车

1.3.1.3 反位试验

对于混凝土构件进行抗裂或裂缝宽度试验时,为了便于观察裂缝和读取裂缝宽度值,可将试件倒过来安装,使其受拉区向上,这种形式称为反位试验。反位试验可以简化和减少加载装置,但外荷载首先要抵消构件自重。对于自重较大的混凝土构件,在反位试验安装时要特别注意自重反位作用可能引起受压区的开裂。

1.3.1.4 原位试验

对已建结构进行现场试验时,均采用原位试验。试验的构件处于实际工作位置,它的支承情况、边界条件与实际工作状态完全一致。这种构件与单个构件的结构试验不完全一样,如支承不是理想的支座,邻近构件对试件部分产生卸荷作用等,在试验设计时应特别引起注意。

1.3.2 试验的荷载图式

试验荷载在试件上的布置形式称为加荷图式。一般要求加荷图式与理论计算简图相一致。但是,由于条件限制无法实现或者为了加载的方便而采用不同于计算所规定的荷载图式时,可根据试验的目的和要求,采用与计算简图等效的荷载图式。

等效荷载是指加在试件上,使试件产生的内力图形与计算简图相近,控制截面的内力值相等的荷载。如图 1.4(a)所示的简支梁,要测定内力 M_{\max} 与 V_{\max} ,因受加载条件限制,无法用均布荷载施加至破坏,必须采用集中荷载。若按图 1.4(b)二分点一集中荷载加载形式,则 V_{\max} 虽相同,但 M_{\max} 不相等;采用图 1.4(d)的八分点四集中荷载加载方法,效果则更趋近理论要求。集中荷载点越多,结果越接近理论计算简图。可见,至少要用四分点二集中荷载以上的偶数集中荷载加载形式,才是本例的等效荷载。

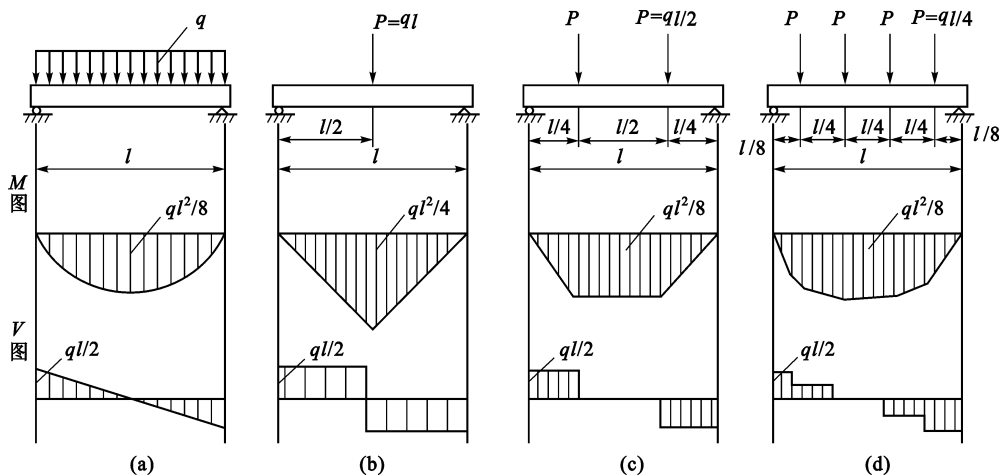


图 1.4 等效荷载示意图

采用等效荷载时必须注意,除控制截面的某个效应与理论计算相同外,该截面的其他效应和非控制截面的效应,则可能有差别,所以必须全面验算因荷载图式改变对试验结构构件的各种影响;必须特别注意结构构造条件是否会因最大内力区域的某些变化而影响承载性能,对杆件不等强的结构,尤其要细加分析和验算,采用有效的等效荷载形式,如可增加集中荷载个数的形式来消除或缩小这些影响。对关系明确的影响,试验结果则可以加以修正,否则不宜采用等效荷载形式。

当采用一种加荷图式不能反映试验要求的几种极限状态时,应采用几种不同的加荷图式分别在几个截

面上进行。例如,梁的试验不仅要作正截面抗弯承载力极限状态试验,还要求进行斜截面抗剪承载力极限状态试验。若只采用一种加荷图式,往往因一种极限状态首先破坏,而另一种极限状态不能得到反映。一般情况,一个试件上只允许用一种加荷图式。只有对第一种加荷图式试验后的构件采取补强措施,并确保对第二种加荷图式的试验结果不带来任何影响时,才可在同一试件上先后进行两种不同加荷图式的试验。

1.3.3 试验荷载计算

《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)和各种结构设计规范,均将结构极限状态分为两大类,即承载力极限状态和正常使用极限状态。《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)规定结构构件按承载力极限状态和正常使用极限状态分别进行荷载(效应)组合,并取各自的最不利的效应组合。

对于承载力极限状态,应按荷载效应的基本组合或偶然组合进行荷载(效应)组合。对于基本组合,若仅有一种可变荷载时,按下式确定

$$S = \gamma_c S_{GK} + \gamma_Q S_{QK}$$
 (1.1)

式中 S ——荷载效应组合设计值;
 γ_c ——永久荷载的分项系数;
 γ_Q ——可变荷载的分项系数;
 S_{GK} ——按永久荷载标准值 G_K 计算的荷载效应值;
 S_{QK} ——按可变荷载标准值 Q_K 计算的荷载效应值。

对于正常使用极限状态,采用荷载的标准组合、频遇组合或准永久组合。对于标准组合若仅有一种可变荷载时,按下式确定:

$$S = S_{GK} + S_{QK}$$
 (1.2)

对于频遇组合按下式确定:

$$S = S_{GK} + \psi_f S_{QK}$$
 (1.3)

式中 ψ_f ——可变荷载 Q 的频遇值系数。

在进行结构静力试验时,应首先按不同试验要求确定相应于各种工作状态的试验荷载值。生产鉴定性试验的各种不同极限状态的试验荷载值,可直接根据荷载的标准值来确定荷载效应组合的设计值,再按试验加载图式换算为试验荷载值。对于科学研究性试验,由于不是针对某一具体工程的荷载情况来设计试验结构试件,且又不知试件材料的实测强度和构件截面尺寸实测值等参数,故可以由材性和截面的实际参数计算试件控制截面上的内力计算值,以此来确定试验荷载值。进行结构动力试验时,应考虑荷载的动力系数。

1.3.4 试验加载程序设计

荷载种类和荷载图式确定后,还要按一定的程序加载。加载程序可以有多种,根据试验的目的和要求不同而选择,一般结构试验的加载程序分预加载、标准荷载、破坏荷载三个阶段。图 1.5 为一种典型的静载试验加载程序。对非破坏性试验只加至标准荷载即正常使用荷载,试验后的试件还可以使用。对破坏性试验,当加载到标准荷载后,不卸载即直接进入破坏阶段试验。

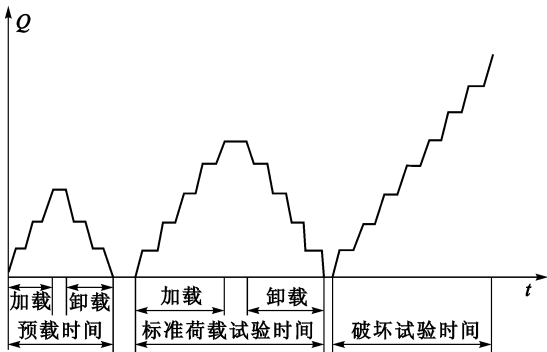


图 1.5 静载试验加载程序

1.3.4.1 预加载

在试验前对试件进行预加载,其目的是:

- (1) 使试件各部分接触良好,进入正常工作状态。经过若干次预加载,使荷载与变形关系趋于稳定。
- (2) 检查全部试验装置是否可靠。
- (3) 检查全部测试仪器仪表是否工作正常。
- (4) 检查全体试验人员的工作情况,使他们熟悉自己的任务和职责以保证试验工作进行。

预载一般分三级进行,每级取标准荷载的 20%,然后分 2~3 级卸完。对于混凝土试件,预载值不宜超过开裂荷载值的 70%。

1.3.4.2 荷载分级

荷载分级的目的,一方面是控制加荷速度,另一方面是便于观察结构变形,为读取各类试验数据提供必要的时间。

一般的结构试验,荷载分级为:

- (1) 标准荷载前,每级加载值不应大于标准荷载(含自重)的 20%,分五级加至标准荷载。
- (2) 标准荷载后,每级加载值不宜大于标准荷载的 10%。
- (3) 当荷载加至计算破坏荷载的 90% 后,每级应取不大于标准荷载的 5%,直至试件破坏。
- (4) 对于混凝土试件,加载至计算开裂荷载的 90% 后,每级取不大于标准荷载的 5%,直至试件开裂,然后按(2)、(3)加载。

柱子试验,一般按计算破坏荷载的 $\frac{1}{10} \sim \frac{1}{15}$ 分级,接近开裂和破坏荷载时,应减至原来 $\frac{1}{2} \sim \frac{1}{3}$ 施加。

砌体抗压试验,对不需要测变形的试件,按预期破坏荷载的 10% 分级,加至预期破坏荷载的 80% 后,不分级直接加载至破坏。

1.3.4.3 荷载持续时间

为了使试件在荷载作用下的变形得到充分发挥和达到基本稳定,同时观察试件在荷载作用时的各种变形,每级荷载加完后应有一定的持续时间。一般结构试验的持续时间为:

- (1) 钢结构一般不少于 10min;
- (2) 钢筋混凝土结构应不少于 15min;
- (3) 标准荷载时不应少于 30min;
- (4) 对检验性试验,在抗裂检验荷载下宜持续 10 ~ 15min;对使用阶段不允许出现裂缝的结构构件的抗裂研究性试验,在开裂试验荷载计算值作用下的持续时间应为 30min;
- (5) 对新混凝土构件,跨度较大的屋架、桁架及薄腹梁等试验,在使用状态短期试验荷载作用下的持续时间不宜少于 12h。

1.4 结构试验观测设计

观测是根据受力结构的变形特征和控制截面上的变形参数来制定的,因此要预先估算出结构在试验荷载作用下的受力性能和可能发生的破坏形状。观测方案的内容主要包括:确定观察和测量的项目;选定观测区域及布置测点;按量测项目选择合适的仪表和确定试验观测方法。

1.4.1 观测项目的确定

1.4.1.1 结构静力试验的观测项目

结构在试验荷载及其他模拟条件下的变形可以分为两类:一类反映结构整体工作状况,如梁的最大挠度及其整体挠曲曲线,拱式结构和框架结构的最大垂直和水平位移及其整体变形曲线,杆塔结构的整体水平位移及基础转角等;另一类反映结构的局部工作状况,如局部纤维变形,裂缝以及局部挤压变形等。

在确定试验的观测项目时,首先应考虑整体变形,因为结构的整体变形最能概括其工作的全貌,结构任何部位的异常变形或局部破坏都能在整体变形中得到反映。如通过一榀屋架的挠度曲线测量,不仅可以知道结构的刚度变化,而且可以知道它的弹性和非弹性性质,其挠度曲线的不正常发展还说明某些特殊的局部现象。对于一般的生产鉴定性试验,只测定最大挠度一项也能做出基本的定量分析。

其次是局部变形测量。如钢筋混凝土结构的裂缝出现直接说明其抗裂性能,而控制截面的应变大小和方向则说明设计是否合理,计算是否正确。在非破坏性试验中,实测应变是推断结构应力状态和极限强度的主要指标。在结构处于弹塑性阶段时,应变、曲率、转角或位移的量测和描绘,又是判定结构工作状态和抗震性能的主要依据。

总的来说,试验本身能充分说明外部作用与结构变形的相互关系,但观测项目和测点布置必须满足分析和推断结构工作状态的需要。

1.4.1.2 结构拟静力试验和拟动力试验的观测项目

结构拟静力试验是在低周反复荷载作用下模拟地震对结构的作用。它由反映试件变形能力的延性系数的大小和荷载-变形滞回曲线的形状等作为评价和衡量结构抗震性能的指标,而延性系数则由结构的极限变形与屈服变形的比值来决定。所以试验观测项目也是各种变形,如位移、转角、曲率、剪切变形、应变等,它可以是整体变形,也可以是局部变形。具体测量的内容随试件的类型和受力状态而变化,如梁式受弯构件主要量测跨中挠度或梁的曲率。墙体试件主要量测顶部自由端的侧向水平位移或底部固定端的剪切转角。梁柱节点试验可量测梁柱自由端点的位移、联结处的转角、梁的曲率、节点核心区的剪切变形等。

结构拟动力试验的观测项目与拟动力试验相类似,应量测结构各层的位移和相应的恢复力,由此求得相应的层间恢复力特性曲线。要量测结构的钢筋应变、节点转角和剪切变形,以及钢筋的粘结滑移等,有时还须量测在不同地震加速度作用下结构主要部位位移反应的过程曲线。

1.4.1.3 结构动力试验和抗震动力试验观测项目

结构动力试验和结构抗震试验观测的项目有反映结构动力特性和结构动力反应的有关参数,如振动频率、振幅、振型、阻尼、加速度和动应变等,这些参数都是时间和空间的函数。结构动力特性主要量测结构的自振频率(周期)、振型和阻尼。结构动力反应测试内容有各种动态参数,如振幅、频率(频谱)、加速度、动应变等,还有结构的振动形态和动力系数。结构抗震试验测试的项目主要是位移、加速度和动应变,由此研究结构的地震作用、层间位移和构件受力情况,评定结构的抗震能力。

1.4.2 测点的选择和布置原则

用仪器对结构或构件进行内力 and 变形等参数量测时,测点的选择与布置有以下原则。

1.4.2.1 结构静载试验布点原则

- (1) 在满足试验目的的前提下,测点宜少不宜多,以便使试验工作重点突出。
- (2) 测点的位置必须有代表性,便于分析和计算。
- (3) 为了保证量测数据的可靠性,应布置一定数量的校核性测点。这是因为在试验过程中,由于偶然因素会有部分仪器或仪表工作不正常或发生故障,影响量测数据的可靠性。因此不仅在需要量测的部位设置测点,也要在已知参数的位置上布置校核性测点,以便于判别量测数据的可靠程度。
- (4) 测点的布置对试验工作的进行应该是方便的、安全的。安装在结构上的附着式仪表在达到正常使用荷载的 1.2~1.5 倍时应该拆除,以免结构突然破坏而使仪表受损。为了测读方便、减少观测人员,测点的布置尚宜适当集中,便于一个人管理多台仪器。控制部位的测点大都是处于有危险的部位,应妥善考虑安全措施,必要时应该选择特殊的仪器仪表或特殊的测定方法来满足量测要求。

1.4.2.2 结构动载试验布点原则

- (1) 结构动力试验布点原则与静力试验一样,将测点布置在要求被测量结构反应的最大部位。当需要量测结构振型或在动力荷载作用下结构的强迫振动形态曲线时,则需要在结构上连续布置一定数量的测点,一般至少要五个测点,由各点动位移的连线求得。由于结构振动有正负方向,因此要注意仪器的相位,并要求各测点仪器必须同步,以确定结构的振型和振动形态位移值的正负。
- (2) 地震模拟振动台整体结构模型试验时,为量测试件在地震作用下的加速度反应,一般在结构各楼层的楼面和屋面处布置加速度传感器,并可由此求得该处的地震作用。同样,在各楼面和屋面处量测振位移,可由此测得结构振型和地震作用下的振动曲线,并由各点动位移的时程曲线分析求得结构的频率和阻尼等参数。

1.4.3 仪器选择与测读原则

1.4.3.1 仪器选择

从观测的角度讲,仪器选用应考虑如下问题:

- (1) 选用的仪器仪表,必须满足量测所需的精度与量程要求。能用简单的仪器仪表的试验就不要选用精密的。精密量测仪器的使用要求有比较良好的环境和条件,选用时,既要注意条件,又要避免盲目追求精度。试验中若仪器量程不够,中途调整必然会增大测量误差,应尽量避免。

(2) 选择仪器必须考虑测读的方便、省时,必要时需要采用巡回检测和自动记录装置。目前较多采用的数据采集系统和计算机联机测试可以满足数据采集、数据处理分析和绘图等自动化测试要求,这对于结构拟静力试验、拟动力试验和结构动力试验尤为适宜。

(3) 为了避免差错和方便工作,量测仪器的型号、规格应尽可能一致,种类愈少愈好。有时为了控制观测结果的正确性,常在校核点处使用另一种类型的仪器,以便比较。

(4) 动测试验使用的仪表,尤其应注意仪表的线性范围、频响特性和相位特性要满足试验量测的要求。对于量测振动频率、加速度等参数的动测仪表,要求仪表的频率、加速度量测范围大于被测动态参数的上限。测试仪表的分辨率应根据试件的最小振动幅值来选定。同时要注意传感器、放大器与记录系统配套使用时相互间的阻抗匹配问题。

1.4.3.2 仪器的测读

由于结构构件的变形,特别是混凝土构件的变形在一定程度上与荷载持续时间有关。因此在结构静力试验中,应注意以下几点:

(1) 应该按一定的时间间隔进行仪器的测读,全部测点读数时间必须基本相等。只有同时把测得的数据联合起来进行分析才能说明结构在某一承受作用状态下的实际情况。

(2) 测读仪器的时间,一般选择在试验荷载过程中的恒载间歇时间内,最好在每次加载完毕后的某一时间开始按程序测读一次,到下一级荷载前,再观测一次读数。

(3) 每次记录仪器读数时,应该同时记录周围环境的温度、湿度等。

(4) 对重要的控制测点的读取应边作记录、边作整理,并与预计理论值进行比较,以便发现问题及时纠正。

同样,在结构动力试验和抗震试验时,试验加载与观测应同步进行。

1.5 试验大纲和试验报告

1.5.1 结构试验大纲

结构试验设计的最终结果要求拟订一个试验大纲,并汇总所有设计的有关资料 and 文件。试验大纲是进行整个试验工作的指导性文件,它的内容的详细程度视不同性质的试验而定,一般应包括以下各方面的内容:

(1) 试验目的(即通过试验最后应得出的数据,如破坏荷载、设计荷载下的内力分布和挠度曲线,荷载-变形曲线等)。

(2) 试验设计与制作要求(试件设计的依据及理论分析,试件数量及施工图,对试件原材料、制作工艺和精度等的要求)。

(3) 辅助试验内容(辅助试验的目的、试件种类、数量和尺寸、试件制作要求、试验方法等)。

(4) 试件的安装与就位(试件的支座装置、保证侧向稳定的装置等)。

(5) 加载方法(荷载数量及种类、加载设备、加载装置、加载图式和加载程序等)。

(6) 量测方法(测点布置、仪器型号、仪表标定方法、测点布置与编号、仪表安装方法和量测程序)。

(7) 试验过程的观察(试验过程中除仪表读取外在其他方面应作的记录)。

(8) 安全措施(安全装置、脚手架、技术安装规定等)。

(9) 试验进度计划。

(10) 附件(经费、器材及仪器设备清单等)。

1.5.2 试验文件

除试验大纲外,每一结构试验应包括以下各个文件:

(1) 试件施工图及制作要求说明书。

(2) 试件制作过程及原始数据记录。

- (3) 自制试验设备加工图纸及设计资料。
- (4) 加载装置及仪表编号布置图。
- (5) 仪表读取记录表。
- (6) 量测过程记录。
- (7) 试件材料及原材料性能的测定。
- (8) 试验数据的整理分析及试验结果总结,包括整理分析所依据的计算公式,整理后的数据图表等。
- (9) 试验工作日志。

1.5.3 试验报告

试验报告是全部试验工作的集中反映,编写应力求精简扼要,试验报告有时可不单独编写,而作为研究报告中的一部分。试验报告的内容一般包括:

- (1) 试验目的。
- (2) 试验对象的简介和考察。
- (3) 试验方法及依据。
- (4) 试验情况及问题。
- (5) 试验成果处理与分析。
- (6) 技术结论。
- (7) 附录。

试验大纲和试验文件都是原始资料,在试验工作结束后均应整理并装订成册,归档保存。

本章小结

土木工程结构试验设计是对整个试验工作全面的设计与规划,起着指导性的作用,做好试验设计,应着重注意以下要点:

(1) 进行广泛的调查研究,收集相关资料,反复研究试验的目的,了解本项试验的任务要求,然后进行试验设计工作。

(2) 试件设计必须考虑试验的特点与要求,根据试验的目的确定试件的形状、尺寸和数量。由于尺寸结构试验规模大,所需加荷设备容量和费用会很高,制作试件的材料费、加工费也随之增加。所以在进行研究性试验时,一般采用缩尺试件。试件的形状应根据结构的受力特点、应力状态、边界条件等综合考虑,使其能如实反映结构构件的实际工作。试件数量的大小关系到能否满足试验的目的任务以及整个试验的工作量问题,同时也受试验研究、经费预算和时间期限的限制。在满足试验要求的前提下,试验数量要少而精,突出主要问题。以最少的试件,最少的人力、经费,得到最多的数据,满足研究目的要求。

(3) 土木工程结构试验中的试验荷载要与结构在实际中的受力情况相一致,试验时的荷载应使结构处于某一种实际可能的最不利的工作情况。当采用等效荷载时,试验荷载的大小要根据相应的等效条件换算得到,同时要注意荷载图式的改变对结构的各种影响。结构试验的加载制度要根据不同的结构按照相应的规范或标准的规定进行设计。

(4) 拟定的测试方案要与加载程序密切配合。对于破坏性试验,观测项目和测点可以少些,而非破坏性试验的观测项目和测点布置,则必须满足分析和推断结构工作状况的最低要求。在满足试验目的的前提下,测点宜少不宜多,测点的位置必须具有代表性,为保证测量数据的可靠性,还要布置一定的校核性测点。在选择仪器时,必须从试验实际需要出发,使所用仪器性能很好地符合量测所需的精度和量程等要求,不要盲目地选用高精度的仪器。

(5) 试验大纲是进行整个试验的指导文件,其内容视不同的试验而定。试验报告是全部试验工作的集中反映,概括了其他文件的主要内容,可单独编写,也可作为研究报告中的一部分。

2 结构模型设计

本章提要

本章首先介绍了结构模型试验的特点,然后讨论了模型设计的方法和需要注意的问题。针对相似模型,系统讲述了相似三定理、相似条件的确定方法、模型设计程序和模型材料及制作工艺。

2.1 概 述

由于受试验规模、试验场所、设备容量和试验经费等各种条件的限制,绝大多数结构试验的试验对象(试件)采用的是结构模型,它是按照原型整体、部件或构件复制的试验代表物,而且较多地采用缩小比例的模型进行试验。结构试验中采用的试验模型一般可分为相似模型和缩尺模型两种。

2.1.1 缩尺模型

缩尺模型实质上是原型结构缩小几何尺寸的试验代表物,它不需遵循严格的相似条件,可选用与原型结构相同的材料,并按一般的设计规范进行设计和制造。缩尺模型用以研究结构性能,验证设计假定与计算方法的正确性,并可以将试验结果所证实的一般规律与计算方法推广到原型结构中去。在结构试验中大量的试验对象都是采用这类缩尺模型。例如,为了验证上海体育馆圆形三向网架结构(直径 125m)的理论计算结果和研究网架结构的次应力问题,曾经采用 1/20 的缩尺模型进行了静载试验,取得了满意的结果。

2.1.2 相似模型

相似模型要求满足比较严格的相似条件,即要求满足几何相似、力学相似和材料相似。它是用适当的缩尺比例和相似材料制成,在模型上施加相似力系,使模型受力后重演原型结构的实际工作状态,最后根据相似条件,由模型试验的结果推演原型结构的工作性能。例如,为了研究上海东方明珠广播电视塔结构(高度 468m)的动力特性及结构的地震反应和破坏特征,1991 年在同济大学进行了 1/50 相似模型的振动台试验。

工程结构的模型试验与实际尺寸的足尺结构相比,它具有以下特点:

(1) 经济性好。由于结构模型的几何尺寸一般比原型小很多(如一般为原型的 $\frac{1}{2} \sim \frac{1}{50}$),因此,可以节省材料、减少试验设备容量,并且“一模多用”。

(2) 数据准确。由于模型试验一般都在试验室内进行,因此,试验条件容易控制,可以避免许多外界因素的干扰(如风吹、日晒、雨淋、温湿度变化、磁场变化等),保证了试验结果的准确度。

(3) 针对性强。可以根据试验目的,只突出主要因素,简略次要因素,从而设计出合理的模型形状。

(4) 可以在试验室内进行大型结构和整体结构的模型试验。

鉴于模型试验的以上特点,模型试验广泛用于验证和发展结构设计理论,检验计算分析结果的准确性。

2.2 模型设计相似原理

相似模型的设计必须满足原型和模型之间的相似条件。即:它们之间相对应的各物理量的比例保持常数(相似常数),并且这些常数之间也保持一定的组合关系(即相似条件)。

2.2.1 相似常数

2.2.1.1 几何相似

结构模型和真型几何相似,就是要求模型和真型结构之间所有对应部分的尺寸成比例,它们的比例常数称为长度相似常数,即:

$$S_L = \frac{l_m}{l_p} = \frac{b_m}{b_p} = \frac{h_m}{h_p} \quad (2.1)$$

式中,下标 m 与 p 分别表示模型和真型。

根据截面特性与截面尺寸之间的关系,面积相似常数、截面模量相似常数和惯性矩相似常数分别如下:

$$\begin{aligned} S_A &= S_L^2 \\ S_W &= S_L^3 \\ S_I &= S_L^4 \end{aligned} \quad (2.2)$$

根据变形体系的位移、长度和应变之间的关系,位移的相似常数为:

$$S_x = \frac{x_m}{x_p} = \frac{\varepsilon_m l_m}{\varepsilon_p l_p} = S_\varepsilon S_L \quad (2.3)$$

2.2.1.2 质量相似

在结构的动力问题中,要求结构的质量分布相似,即模型与真型结构对应部分的质量成比例。质量相似常数为:

$$S_m = \frac{m_{1m}}{m_{1p}} = \frac{m_{2m}}{m_{2p}} = \frac{m_{3m}}{m_{3p}} \quad (2.4)$$

对于具有分布质量的部分,用质量密度(单位体积的质量) ρ 表示,质量密度的相似常数为:

$$S_\rho = \frac{\rho_m}{\rho_p} = \frac{m_m/V_m}{m_p/V_p} = \frac{S_m}{S_L^3} \quad (2.5)$$

2.2.1.3 荷载相似

荷载相似要求模型和真型在各对应点所受的荷载方向一致,荷载大小和作用位置成比例。

集中荷载相似常数:

$$S_P = \frac{P_m}{P_p} = \frac{A_m \sigma_m}{A_p \sigma_p} = S_L^2 S_\sigma \quad (2.6)$$

线荷载相似常数:

$$S_w = S_L S_\sigma \quad (2.7)$$

面荷载相似常数:

$$S_q = S_\sigma \quad (2.8)$$

弯矩或扭矩相似常数:

$$S_M = S_L^3 S_\sigma \quad (2.9)$$

当需要考虑结构自重的影响时,还需要考虑重量分布的相似:

$$S_{mg} = \frac{m_m g_m}{m_p g_p} = S_m S_g = S_\rho S_L^3 S_g \quad (2.10)$$

式中 S_g ——重力加速度的相似常数,通常 $S_g = 1$,故有:

$$S_{mg} = S_\rho S_L^3 \quad (2.11)$$

2.2.1.4 物理相似

物理相似要求模型与真型的各相应点的应力和应变、刚度和变形间的关系相似:

正应力相似常数:

$$S_\sigma = \frac{\sigma_m}{\sigma_p} = \frac{E_m \varepsilon_m}{E_p \varepsilon_p} = S_E S_\varepsilon \quad (2.12)$$

剪应力相似常数:

$$S_{\tau} = \frac{\tau_m}{\tau_p} = \frac{G_m \gamma_m}{G_p \gamma_p} = S_G S_{\gamma} \quad (2.13)$$

泊松比相似常数:

$$S_{\nu} = \frac{\nu_m}{\nu_p} \quad (2.14)$$

式中 S_E 、 S_{ε} 、 S_G 、 S_{γ} ——分别为弹性模量、法向应变、剪切模量、剪应变的相似常数。

由刚度和变形关系可知刚度相似常数为:

$$S_K = \frac{S_P}{S_{\delta}} = \frac{S_{\sigma} S_L^2}{S_L} = S_{\sigma} S_L \quad (2.15)$$

2.2.1.5 时间相似

在动力问题中,要求结构模型和原型的速度、加速度在对应的时刻成比例,与其相对应的时间也应成比例,故有时间相似常数:

$$S_t = \frac{t_{1m}}{t_{1p}} = \frac{t_{2m}}{t_{2p}} = \frac{t_{3m}}{t_{3p}} \quad (2.16)$$

2.2.1.6 边界条件相似

边界条件相似要求模型和真型在与外界接触的区域内的各种条件保持相似,也即要求支承条件相似、约束情况相似以及边界上受力情况相似。模型的支承和约束条件可以由与真型结构构造相同的条件来满足与保证。

2.2.1.7 初始条件相似

对于结构动力问题,为了保证模型与真型的动力反应相似,要求初始时刻运动的参数相似。运动的初始条件包括初始状态下的初始几何位置、质点的位移、速度和加速度。

2.2.2 相似原理

相似原理是研究两个物理现象相似应满足的条件、相似现象具有的性质和怎样把一个现象的研究结果推广到另一个现象中去的方法,它由三个相似定理组成。

2.2.2.1 第一相似定理

第一相似定理:彼此相似的物理现象,单值条件相同,其相似准数的数值也相同。

单值条件:是指决定于一个现象的特性并使它从一群现象中区分出来的那些条件。它在一定的试验条件下,只有唯一的试验结果。

相似准数:是联系相似系统中各物理量的一个无量纲组合。对于所有相似的物理现象,相似准数都是相同的。相似准数也称为相似判据。

第一相似定理是牛顿于 1786 年首先发现的,它揭示了相似现象的性质。下面以牛顿第二定律为例说明这些性质。

对于实际的质量运动系统,则有

$$F_p = m_p a_p \quad (2.17)$$

对于模拟的质量运动系统,有:

$$F_m = m_m a_m \quad (2.18)$$

因为这两个运动系统相似,故它们各个对应的物理量成比例:

$$F_m = S_F F_p \quad m_m = S_m m_p \quad a_m = S_a a_p \quad (2.19)$$

式中 S_F 、 S_m 和 S_a ——分别为两个运动系统中对应的物理量(即力、质量、加速度)的相似常数。将式(2.19)的关系式代入式(2.18)得:

$$\frac{S_F}{S_m S_a} F_p = m_p a_p \quad (2.20)$$

比较式(2.17)和式(2.20),显然仅当:

$$\frac{S_F}{S_m S_a} = 1 \quad (2.21)$$

式(2.20)才能与式(2.17)一致。式(2.21)表明,相似现象中相似常数不都是任意选取的,它们之间存在一定的关系,这是由于物理现象中各物理量之间存在一定关系的缘故。我们称 $\frac{S_F}{S_m S_a}$ 为相似指标。

将式(2.19)的关系式代入式(2.21),可得到:

$$\frac{F_p}{m_p a_p} = \frac{F_m}{m_m a_m} = \pi \quad (2.22)$$

式中 π ——相似准数,也称 π 数,它是联系相似系统中各物理量的一个无量纲组合,它与相似常数的概念是不同的。相似常数是指在两个相似现象中,两个相对应的物理量始终保持的常数,但对于与它们相似的第三个相似现象中,它可具有不同的常数值。相似准数则在所有互相相似的现象中始终保持不变。

2.2.2.2 第二相似定理

在一个物理现象中,共有 n 个物理量 $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$,其中有 k 个独立的基本物理量,则该现象的各物理量之间的物理方程式 $f(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n) = 0$,也可以用这些物理量组合的 $(n - k)$ 个无量纲群(相似准数)的函数关系式来表示。写成相似准数方程式的形式:

$$g(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \dots, \pi_{n-k}) = 0 \quad (2.23)$$

第二相似定理是由美国学者 J. 白金汉提出的。它描述了现象的物理方程可以转化为相似准数方程。它告诉人们如何处理模型试验的结果,即以相似准数间的关系给定的形式处理试验数据,并将试验结果推广到其他相似现象上去。

2.2.2.3 第三相似定理

现象相似的充分和必要条件是:现象的单值条件相似,并且由单值条件导出来的相似准数的数值相等。第三相似定理补充了前面两个定理,明确了满足什么条件时现象相似。

2.3 相似条件的确定方法

如果模型和真型相似,则它们的相似常数之间必须满足一定的组合关系,这个组合关系称为相似条件。在进行模型设计时,必须首先根据相似原理确定相似指标或相似条件。

确定相似条件的方法有方程式分析法和量纲分析法两种。方程式分析法用于物理现象的规律已知,并且可以用明确的数学物理方程表示的情况。量纲分析法则用于物理现象的规律未知,不能用明确的数学物理方程表示的情况。

2.3.1 方程式分析法

我们知道,一个物理现象的规律对于一系列相似现象均成立,那么,用于表示规律的数学物理方程对于真型和模型均成立。因此,可以根据数学物理方程,利用相似转换法求得相似条件。

【例 2.1】 求图 2.1 所示的受集中荷载作用简支梁的相似条件。

跨中截面上的正应力为

$$\sigma = \frac{Pl}{3W} \quad (2.24)$$

跨中截面处的挠度为

$$f = \frac{Pl^3}{243EI} \quad (2.25)$$

将式(2.24)两边同时除以 σ ,式(2.25)两边同时除以 f ,得到:

$$\frac{Pl}{3W\sigma} = 1 \quad \frac{Pl^3}{243EI f} = 1 \quad (2.26)$$

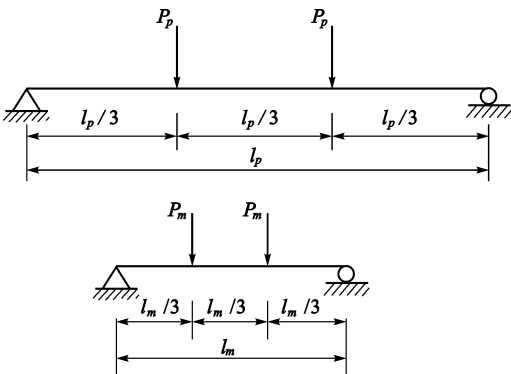


图 2.1 承受集中荷载作用的简支梁相似

故原型与模型的两个相似准数为：

$$\pi_1 = \frac{Pl}{W\sigma} \qquad \pi_2 = \frac{Pl^3}{EI\delta} \tag{2.27}$$

根据第三相似定理,模型和原型的相似准数相等,从而有：

$$\pi_1 = \frac{P_p l_p}{W_p \sigma_p} = \frac{P_m l_m}{W_m \sigma_m} \tag{2.28}$$

$$\pi_2 = \frac{P_p l_p^3}{E_p I_p \delta_p} = \frac{P_m l_m^3}{E_m I_m \delta_m} \tag{2.29}$$

由式(2.28)和式(2.29) 可得：

$$\frac{S_P S_L}{S_W S_\sigma} = 1 \qquad \frac{S_P S_L^3}{S_E S_I S_\delta} = 1 \tag{2.30}$$

因为 $S_W = S_L^3, S_I = S_L^4$, 代入式(2.30)得到相似指标：

$$\frac{S_P}{S_L^2 S_\sigma} = 1 \qquad \frac{S_P}{S_E S_L S_\delta} = 1 \tag{2.31}$$

公式(2.31)就是模型和真型相似应该满足的相似条件。这时,可以由模型试验获得的数据按相似条件推算得到真型结构的数据。即有：

$$\sigma_p = \frac{\sigma_m}{S_\sigma} = \frac{S_L^2}{S_P} \sigma_m \qquad f_p = \frac{f_m}{S_\delta} = \frac{S_E S_L}{S_P} f_m \tag{2.32}$$

2.3.2 量纲分析法

用方程式分析法推导相似准数时,要求现象的规律必须能用明确的数学方程式表示,然而在实践中,许多研究问题的规律事先并不很清楚,在模型设计之前一般不能提出明确的数学方程。这时,可以用量纲分析法求得相似条件。量纲分析法不需要建立现象的方程式,而只要确定研究问题的影响因素和相应的量纲即可。

被测物理量的种类称之为量纲,它实质上是广义的度量单位,同一类型的物理量具有相同的量纲。例如,长度、距离、位移、裂缝宽度、高度等具有相同的量纲[L]。

2.3.2.1 量纲系统

在实际工作中,常选择少数几个物理量的量纲作为基本量纲,而其他物理量的量纲可由基本量纲导出,称之为导出量纲。在量纲分析中有两个基本量纲系统:绝对系统和质量系统。绝对系统的基本量纲为长度[L]、时间[T]和力[F],而质量系统的基本量纲是长度[L]、时间[T]和质量[M]。对于无量纲的量,用[1]表示。土木工程中常用物理量的量纲见表 2.1。

表 2.1 土木工程中常用物理量的量纲

| 物理量 | 绝对系统 | 物理量 | 绝对系统 |
|-------|-------------------------------------|-------|-------------------------------------|
| 长 度 | [L] | 阻 尼 | [FL ⁻¹ T] |
| 时 间 | [T] | 力 矩 | [FL] |
| 质 量 | [FL ⁻¹ T ²] | 能 量 | [FL] |
| 力 | [F] | 温 度 | [θ] |
| 位 移 | [L] | 功 率 | [FLT ⁻¹] |
| 速 度 | [LT ⁻¹] | 质量惯性矩 | [FLT ²] |
| 加速度 | [LT ⁻²] | 惯性矩 | [L ⁴] |
| 角 度 | [1] | 相对密度 | [FL ⁻³] |
| 角速度 | [T ⁻¹] | 密 度 | [FL ⁻⁴ T ²] |
| 角加速度 | [T ⁻²] | 应 变 | [1] |
| 应力、压强 | [FL ⁻²] | 弹性模量 | [FL ⁻²] |
| 强 度 | [FL ⁻²] | 剪切模量 | [FL ⁻²] |

| | | | |
|-----|----------------------|-----|-------|
| 刚 度 | [FL ⁻¹] | 泊松比 | [1] |
|-----|----------------------|-----|-------|

2.3.2.2 量纲分析法

量纲分析法建立相似条件的主要过程如下:

(1) 确定研究问题的主要影响因素 $x_1, x_2, x_3, \dots, x_{n-1}, x_n$ 及相应的量纲、基本量纲个数 k 。将这些物理量用函数形式表示:

$$f(x_1, x_2, x_3, \dots, x_{n-1}, x_n) = 0 \quad (2.33)$$

(2) 根据 π 定理,将 $f(x_1, x_2, x_3, \dots, x_{n-1}, x_n) = 0$ 改写成 π 函数方程:

$$g(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \dots, \pi_{n-k}) = 0 \quad (2.34)$$

式中

$$\pi = x_1^{a_1} x_2^{a_2} x_3^{a_3} \dots x_n^{a_n} \quad (2.35)$$

(3) 写出量纲矩阵:矩阵的列是各物理量的基本量纲的幂次,行是某一基本量纲各个物理量具有的幂次。

(4) 根据量纲和谐原理,写出基本量纲指数关系的联立方程,即量纲矩阵中各个物理量对应于每个基本量纲的幂数之和等于零。

(5) 求解基本量纲指数关系的联立方程,用 π 矩阵表示。

(6) π 矩阵的每一行对应一个 π 数,即相似准数。

(7) 根据第三相似定理,相似现象相应的 π 数相等,确定各相似条件。

【例 2.2】 用量纲分析法,确定例 2.1 的相似条件。

(1) 确定影响因素及量纲系统:

根据材料力学知识,受横向荷载作用的梁的正应力 σ 和跨中挠度 f 是截面抗弯模量 W 、荷载 P 、梁跨度 l 、弹性模量 E 和截面惯性矩的函数。用函数形式表示:

$$F(\sigma, f, P, l, E, W, I) = 0 \quad (2.36)$$

物理量个数 $n=7$,基本量纲个数 $k=2$,故独立的 π 数有 $(n-k)=5$ 。

(2) 根据 π 定理,式(2.36)可改写为 π 函数方程:

$$g(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \pi_4, \pi_5) = 0 \quad (2.37)$$

式中

$$\pi = \sigma^{a_1} f^{a_2} P^{a_3} l^{a_4} E^{a_5} W^{a_6} I^{a_7} \quad (2.38)$$

(3) 确定量纲矩阵:

| | | | | | | | |
|-------|----------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | σ | f | P | l | E | W | I |
| [L] | -2 | 1 | 0 | 1 | -2 | 3 | 4 |
| [F] | 1 | 0 | 1 | 0 | 1 | 0 | 0 |

(2.39)

(4) 根据量纲和谐,确定 π 数。根据量纲矩阵,可得基本量纲指数关系的联立方程。

对量纲 [L]:

$$-2a_1 + a_2 + a_4 - 2a_5 + 3a_6 + 4a_7 = 0 \quad (2.40)$$

对量纲 [F]:

$$a_1 + a_3 + a_5 = 0 \quad (2.41)$$

上述方程组共有 7 个未知量,只有 2 个方程,需假定 5 个变量的值,其他 2 个未知量(一般取基本量纲的指数,本例中取 P, l)由下面两式确定。

$$a_4 = 2a_1 - a_2 + 2a_5 - 3a_6 - 4a_7 \quad (2.42)$$

$$a_3 = -a_1 - a_5 \quad (2.43)$$

上述方程组的解,可用 π 矩阵来表示(矩阵中的每一行组成一个无量纲组合):

| | | | | | | | |
|---------|----------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | σ | f | E | W | I | P | l |
| π_1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | -1 | 2 |

$$\begin{array}{c|ccccc|cc}
 \pi_2 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 \\
 \pi_3 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & -1 & 2 \\
 \pi_4 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & -3 \\
 \pi_5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -4
 \end{array} \tag{2.44}$$

由上述矩阵可得 5 个 π 数:

$$\pi_1 = \frac{\sigma l^2}{P}, \quad \pi_2 = \frac{f}{l}, \quad \pi_3 = \frac{El^2}{P}, \quad \pi_4 = \frac{W}{l^3}, \quad \pi_5 = \frac{I}{l^4} \quad (2.45)$$

(5) 由第三相似定理,确定相似条件:

$$\frac{S_\sigma S_L^2}{S_P} = 1, \quad \frac{S_f}{S_L} = 1, \quad \frac{S_E S_L^2}{S_P} = 1, \quad \frac{S_W}{S_L^3} = 1, \quad \frac{S_I}{S_L^4} = 1 \quad (2.46)$$

事实上,上述确定相似条件的过程可以进一步简化,只需要步骤(1)、步骤(3)、步骤(4)的式(2.44)和步骤(5)即可。根据每行各物理量之积的量纲为无量纲的原则,可以很方便地确定出式(2.44)最后两列数。这样做既简便,又快捷,并且不易出错。例如:对于式(2.44)的第一行,我们知道, σ 的量纲为 $[FL^{-2}]$, P 的量纲为 $[F]$, l 的量纲为 $[L]$,要保证该行各物理量之积的量纲为无量纲,则物理量 P 、 l 对应的幂指数比必须分别等于-1和2。

【例 2.3】 用量纲分析法,求质量-弹簧-阻尼动力系统的相似条件。

(1) 确定影响因素及量纲系统:

根据动力学知识可知,该问题的主要影响因素有质量 m 、弹簧刚度 k 、阻尼系数 C 、质点的位移 x 、速度 v 、加速度 a 、时间 t 和干扰力 $P(t)$ 。用函数形式表示:

$$F(m, k, C, x, v, a, t, P) = 0 \quad (2.47)$$

在式(2.47)中,物理量个数 $n=8$,基本量纲个数 $k=3$,故独立的 π 数有 $(n-k)=5$ 。

(2) 确定量纲矩阵:由每个物理量的基本量纲的幂指数组成。

| | m | k | C | x | v | a | t | P |
|-------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| $[L]$ | -1 | -1 | -1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 1 |
| $[F]$ | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $[T]$ | 2 | 0 | 1 | 0 | -1 | -2 | 1 | 0 |

(2.48)

(3) 确定 π 矩阵:将基本量纲对应的物理量排在最后(虚线之后),其他物理量放在前(虚线之前),并假定其他物理量组成的矩阵为单位矩阵,则可得基本量纲物理量的矩阵。

| | m | k | C | v | a | x | P | t |
|---------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| π_1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | -1 | -2 |
| π_2 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | -1 | 0 |
| π_3 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 1 | -1 | -1 |
| π_4 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | -1 | 0 | 1 |
| π_5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | -1 | 0 | 2 |

(2.49)

由上述矩阵可得 5 个 π 数:

$$\pi_1 = \frac{mx}{P t^2}, \quad \pi_2 = \frac{kx}{P}, \quad \pi_3 = \frac{Cx}{P t}, \quad \pi_4 = \frac{vt}{x}, \quad \pi_5 = \frac{at^2}{x} \quad (2.50)$$

(4) 由第三相似定理,确定相似条件:

$$\frac{S_m S_L}{S_P S_t^2} = 1, \quad \frac{S_k S_L}{S_P} = 1, \quad \frac{S_C S_L}{S_P S_t} = 1, \quad \frac{S_v S_t}{S_L} = 1, \quad \frac{S_a S_t^2}{S_L} = 1 \quad (2.51)$$

2.4 结构模型设计

2.4.1 结构模型设计的程序

模型设计是模型试验是否成功的关键,因此模型设计不仅仅是确定模型的相似条件,而应综合考虑各种因素,如模型的类型、模型材料、试验条件以及模型制作条件,确定出适当的物理量的相似常数。模型设计一般按照下列程序进行:

(1) 选择模型类型

根据试验目的选择模型类型,用以验证结构的设计计算方法和测试结构动力特性为目的时,一般选择弹性模型;用以研究结构的极限强度和极限变形性能为目的时,选择强度模型。

(2) 确定相似条件

根据对研究对象的认识程度,用方程式分析法或量纲分析法确定相似条件。根据相似条件,事先假定一些相似常数,一般先确定 S_E 和 S_L ,再确定其他相似常数。有时还要假定其他个别相似常数,采用最多的是等应力条件即假定 $S_\sigma = 1$ 。

(3) 确定模型尺寸

根据模型类型、模型材料、制作工艺和试验条件,确定模型的最优几何尺寸,即几何相似常数 S_L 的值。小模型所需荷载小,但制作较困难,加工精度要求高,对量测也有较高要求;大模型所需荷载较大,但制作容易,对量测仪表也无特殊要求。因此,要综合考虑试验目的、试验条件、模型制作工艺来确定模型的缩尺比例。

一般来说,对于局部性、研究结构强度的模型,选较大尺寸,其尺寸比例可为原型的 $1/4 \sim 1$;而整体结构模型、弹性模型可取较小的尺寸,一般可取为原型的 $1/20 \sim 1/2$ 。另外,均质材料结构的模型比非均质材料结构的模型要小。常见结构模型的缩尺比例见表 2.2。

表 2.2 常见工程结构试验模型的缩尺比例

| 结构类型 | 弹性模型 | 强度模型 |
|--------|--------------|------------|
| 建筑结构 | 1/50 ~ 1/4 | 1/10 ~ 1/2 |
| 桥梁结构 | 1/25 | 1/20 ~ 1/4 |
| 壳体结构 | 1/200 | 1/30 ~ 1/4 |
| 风载作用结构 | 1/300 ~ 1/50 | |
| 反应堆容器 | 1/100 ~ 1/50 | 1/20 ~ 1/4 |
| 大 坝 | 1/400 | 1/75 |

(4) 模型构造设计

为满足试验安装、加载和量测的需要,模型设计时必须同时考虑必要的构造措施,保证模型与加载器的连接、模型安装固定,防止局部受压破坏和按试验需要的形态破坏。

在图 2.2(a)、(b)中,在混凝土试件的支承处,在屋架试验受集中荷载的位置上,均埋设钢板,以防试件受局部承压而破坏。在图 2.2(c)中,为了对框架的梁柱连接处侧向施加反复荷载,应设置预埋构件,以便与加载用的液压加载器或荷载传感器连接。同时,为保证框架柱脚部分与试验台座的固接,均需设置加大截面的基础梁。在图 2.2(d)中,在墙体试件的上、下捣制钢筋混凝土垫梁,其中,下部垫梁可模拟基础梁并与试验台座固定,上部垫梁将试验施加的集中荷载均匀转给墙体。在图 2.2(e)中,在砖石或砌块的砌体试件中,为使施加的垂直荷载能均匀传递,在砌体试件上、下均需浇捣混凝土垫块。

2.4.2 结构静力模型设计

在工程实践中,经常遇到的是结构静力相似问题。与结构静力问题有关的主要物理量有:① 结构的几何尺寸 l ;② 静荷载,如集中力 P ,线荷载 w ,面荷载 q 以及弯矩 M ;③ 结构效应,如线位移 x ,转角 θ ,应力 σ ,应变 ε ;④ 材料性能,如弹性模量 E ,剪切变形 G ,泊松比 ν ,密度 ρ 。因此,结构静力状态用一般函数形式表示为:

$$F(l,P,M,w,q,x,\theta,\sigma,\varepsilon,E,G,\nu,\rho) = 0 \tag{2.52}$$

用量纲分析法,可以求得结构静力试验模型的相似关系,见表 2.3。

从表 2.3 可知,静力模型的相似常数是 S_L 和 S_E 的函数。对于表中的实用模型,实际上是假设原型和模型应力相等的等强度模型。从表中可知,模型材料的密度为原型材料的 $1/S_L$ 倍,显然在实际中是很难实现的。为了解决这一矛盾,一般采用在模型结构上附加质量的办法,来弥补材料容积密度不足所产生的影响,但附加的人工质量必须不改变结构的强度和刚度特性。

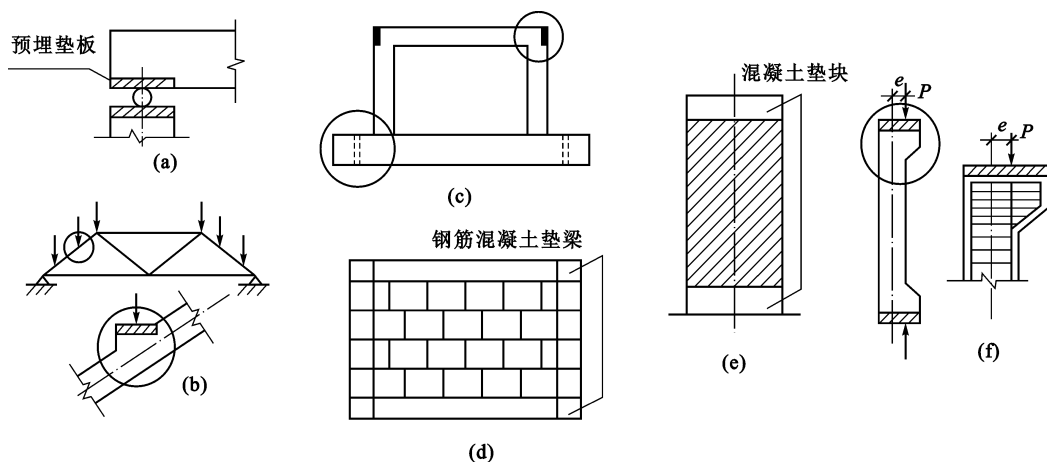


图 2.2 模型设计时的构造措施

表 2.3 结构静力模型的相似关系

| 类 型 | 物理量 | 量 纲 | 理想模型 | 实用模型 |
|------|------------------|----------------|-------------|---------|
| 材料特性 | 应力 σ | $[FL^{-2}]$ | S_E | 1 |
| | 应变 ε | [1] | 1 | 1 |
| | 弹性模量 E | $[FL^{-2}]$ | S_E | 1 |
| | 剪切模量 G | $[FL^{-2}]$ | S_E | 1 |
| | 密度 ρ | $[FL^{-4}T^2]$ | S_E/S_L | $1/S_L$ |
| | 泊松比 ν | [1] | 1 | 1 |
| 几何特性 | 长度 l | [L] | S_L | S_L |
| | 线位移 x | [L] | S_L | S_L |
| | 角度 θ | [1] | 1 | 1 |
| | 面积 A | $[L^2]$ | S_L^2 | S_L^2 |
| | 惯性矩 I | $[L^4]$ | S_L^4 | S_L^4 |
| 荷载特性 | 集中荷载 P | [F] | $S_E S_L^2$ | S_L^2 |
| | 线荷载 w | $[FL^{-1}]$ | $S_E S_L$ | 1 |
| | 面荷载 q | $[FL^{-1}]$ | S_E | 1 |
| | 力矩 M | $[FL]$ | $S_E S_L^3$ | S_L^3 |

2.4.3 结构动力模型设计

在进行结构动力模型设计时,由于结构的惯性力是作用在结构上的主要荷载,因此必须要考虑模型与原型结构的材料质量密度的相似。同时,在材料力学性能的相似要求方面还应考虑应变速率对材料性能的影响。与结构动力模型相关的主要物理量有:① 结构的几何尺寸 l ;② 作用:如集中力 P ,均布荷载 w ,面荷载 q ,重力加速度 g ,质量 m ,能量 EN ,阻尼力 C ;③ 结构动力反应:如位移 x ,速度 \dot{x} ,加速度 \ddot{x} ,转角 θ ,应力 σ ,应变 ε ;④ 材料性能:如弹性模量 E ,泊松比 ν ,密度 ρ ;⑤ 时间 t 。因此,一般结构动力问题用函数形式可表示为:

$$F(l, P, q, g, m, EN, C, x, \dot{x}, \ddot{x}, \theta, \sigma, \varepsilon, E, G, \nu, \rho, t) = 0 \quad (2.53)$$

根据式(2.53),用量纲分析法可以求得结构动力模型的相似关系,如表 2.4 所示。从表 2.4 可见,结构动力模型的相似常数同样是 S_L 和 S_E 的函数。

表 2.4 结构动力模型的相似关系

| 类 型 | 物理量 | 量 纲 | 理想模型 | 人工质量模拟 | 忽略重力效应 |
|------|------------------|----------------|-----------------|-----------------|--------------------------------|
| 材料特性 | 应力 σ | $[FL^{-2}]$ | S_E | S_E | S_E |
| | 应变 ε | $[1]$ | 1 | 1 | 1 |
| | 弹性模量 E | $[FL^{-2}]$ | S_E | S_E | S_E |
| | 密度 ρ | $[FL^{-4}T^2]$ | S_E/S_L | S_ρ (忽略) | S_ρ |
| | 泊松比 ν | $[1]$ | 1 | 1 | 1 |
| 几何特性 | 长度 l | $[L]$ | S_L | S_L | S_L |
| | 位移 x | $[L]$ | S_L | S_L | S_L |
| | 角度 θ | $[1]$ | 1 | 1 | 1 |
| 荷载特性 | 集中荷载 P | $[F]$ | $S_E S_L^2$ | $S_E S_L^2$ | $S_E S_L^2$ |
| | 线荷载 w | $[FL^{-1}]$ | $S_E S_L$ | $S_E S_L$ | $S_E S_L$ |
| | 面荷载 q | $[FL^{-1}]$ | S_E | S_E | S_E |
| | 力矩 M | $[FL]$ | $S_E S_L^3$ | $S_E S_L^3$ | $S_E S_L^3$ |
| | 能量 EN | $[FL]$ | $S_E S_L^3$ | $S_E S_L^3$ | $S_E S_L^3$ |
| | 加速度 \ddot{x} | $[LT^{-2}]$ | 1 | 1 | $S_L^{-1} (S_E/S_\rho)^{1/2}$ |
| | 速 度 \dot{x} | $[LT^{-1}]$ | $SL^{1/2}$ | $SL^{1/2}$ | $(S_E/S_\rho)^{1/2}$ |
| | 重力加速度 g | $[LT^{-2}]$ | 1 | 1 | 忽略 |
| | 阻尼系数 C | $[FL^{-1}T]$ | $S_E S_L^{3/2}$ | $S_E S_L^{3/2}$ | $S_E S_L^{3/2}$ |
| | 时间 t | $[T]$ | $S_L^{1/2}$ | $S_L^{1/2}$ | $S_L (S_\rho/S_E)^{1/2}$ |
| | 频率 f | $[T^{-1}]$ | $S_L^{-1/2}$ | $S_L^{-1/2}$ | $S_L^{-1} (S_\rho/S_E)^{-1/2}$ |

由于动力问题中要模拟惯性力、恢复力和重力,对模型材料的弹性模量和材料密度要求很严格。从表 2.4 可知, $S_E/S_L = S_\rho$,因此,模型的弹性模量应比原型的小或材料密度应比原型的大。对于由两种材料组成的钢筋混凝土结构模型,这一条件很难满足。因此,在同样的重力加速度情况下进行试验时,需要用附加质量来弥补材料容积密度不足所产生的影响。值得注意的是,这种相似也只是近似的。

另外,由于目前对阻尼产生的机理认识还是不很清楚,因此,要对结构阻尼的相似模拟是非常困难的。不过,小阻尼对结构的基本特征值和固有频率的影响非常小,故不满足这个相似条件对试验结果不会带来较大的影响。

2.5 模型材料与模型制作

2.5.1 模型材料

相似设计要求模型和原型能描述同一物理现象,所以,要求模型材料和原型材料的物理性能、力学性能相似。建筑结构模型可分为弹性模型和强度模型两大类,因此,模型材料也可分为弹性模型材料和强度模型材料两大类。

2.5.1.1 弹性模型材料

弹性模型主要用于研究原型在弹性阶段的应力状态和动力特性。因此,模型材料的性能应尽可能满足一般弹性理论的基本假定,即要求模型材料为匀质、各向同性、应力与应变呈线性关系和固定的泊松比。满足上述条件的常用模型材料有:

(1) 金属材料

金属材料的力学性能大都符合弹性理论的基本假定。常用的有钢材、铜、铝合金等,其泊松比接近混凝土的泊松比。钢和铜可焊接,易于加工,而铝合金一般采用铆接,连接特性很难满足原型的要求。另外,金属材料的弹性模量比混凝土高,所以,模型的试验荷载大,动力试验时,时间缩比大、加速度大,这时,可用等强

度的方法,通过减小模型的断面来减小模型的刚度,从而减小试验荷载或加速度。当进行等强度设计时,应验算构件的局部稳定性能,使失稳时的荷载与原型相似。

(2) 塑料

制作模型的塑料种类很多,热固性的有环氧树脂、聚酯树脂,热塑性的有聚氯乙烯、有机玻璃等。塑料作为模型材料的优点是强度高而弹性模量低,容易加工。缺点是徐变较大,弹性模量受温度变化的影响较大。

有机玻璃是各向同性的匀质材料,模型中用得较多。由于徐变较大,试验中应控制试验环境温度和材料的应力。另外,由于模型接头强度较低,模型设计时应注意接头设计。

环氧树脂可在半流体状态下浇注成型,然后固化。在环氧树脂中掺入铝粉、水泥、砂等填充料,可改善材料的力学性能。一般情况下,填料增加,可提高材料的弹性模量,但抗拉强度下降。另外,环氧树脂的抗拉强度比抗压强度低,当应力较高时,应力-应变曲线呈现非线性,所以,在弹性模型中,应控制模型应力。

(3) 石膏

用石膏制作模型,其优点是容易加工,成本较低,泊松比与混凝土接近,弹性模量可以改变。其缺点是抗拉强度低,要获得均匀和正确的弹性模量较困难。

石膏模型可用石膏浆注入尺寸准确的模具来制作,也可将石膏浇注成整块后进行机械加工。石膏也可用以大致地模拟混凝土的塑性性能,配筋的石膏模型可用来模拟钢筋混凝土的破坏形态。

2.5.1.2 强度模型材料

强度模型主要用于研究结构的极限承载力和极限变形能力,因此,要求模型材料应与原型材料相似或相同。常用的强度模型材料有以下几种:

(1) 水泥砂浆

水泥砂浆主要用于制作钢筋混凝土板壳等薄壁结构的模型,其力学性能接近混凝土,但由于缺乏级配,应力-应变曲线较难与混凝土相似,所以目前用得较少。

(2) 微粒混凝土

微粒混凝土是按相似比缩小混凝土骨料的粒径进行级配,使模型材料的应力-应变曲线与原型相似。为了满足弹性模量相似,有时可用掺入石灰浆的方法来降低模型材料的弹性模量。它的缺点是抗拉强度一般比要求值高,这将延缓模型的开裂。但是,在不考虑重力效应的模型中,有时能弥补重力失真的不足,使模型开裂荷载接近实际情况。

(3) 环氧微粒混凝土

当模型很小时,用微粒混凝土制作不易浇捣密实,强度不均匀,易破碎,这时,可采用环氧微粒混凝土制作。环氧微粒混凝土是由环氧树脂和按一定级配的骨料拌和而成。骨料可采用水泥、砂等,但必须干燥。环氧微粒混凝土的应力-应变曲线与普通混凝土相似,但抗拉强度偏高。

(4) 钢材

模型中采用的钢材特点是尺寸小,一般采用同种材性的钢材。由于许多小尺寸的型材采用冷拉技术制作,所以在用作模型材料时,应进行退火处理。

(5) 模型钢筋

模型钢筋一般采用盘状细钢筋、镀锌铁丝,使用前,先要拉直,而拉直过程是一次冷加工过程,会改变材料的力学性能,所以,使用前应进行退火处理。另外,目前使用的模型钢筋一般没有螺纹等表面压痕,不能很好地模拟原型结构中钢筋与混凝土的粘结。

(6) 模型砌块

对于砌体结构模型,一般采用按长度相似比缩小的模型砌块。对于混凝土小砌块和粉煤灰砌块,可采用与原型相同的材料,在模型模子中浇注而成。对于粘土砖,可制成模型砖坯烧结而成,也可用原型砖切割而成。

2.5.2 模型制作

(1) 混凝土结构模型

混凝土结构模型一般采用水泥砂浆、微粒混凝土和环氧微粒混凝土等材料,置模浇注的方法制作。由于

模型一般都是小比例模型,构件的尺寸很小,所以要求模板的尺寸误差小,表面平整,易于观察浇筑过程,易于拆模,因此,一般外模采用有机玻璃(透视平整、易加工),内模采用泡沫塑料(易于切割和拆模)。

当无法浇注时,也可用抹灰的方法制作,但抹灰施工的质量比浇注的差,其强度一般只有浇注的 50%,且强度不稳定,所以,当有条件浇注时,尽量采用浇注的方法施工。

(2) 砌体结构模型

砌体结构模型的制作关键是灰缝的砌筑质量,主要包括灰缝的厚度和饱满程度。由于模型缩小后,灰缝的厚度很难按比例缩小,所以,一般要求模型灰缝的厚度在 5mm 左右,砌筑后模型的砌体强度与原型相似。另外,为了使模型结构能真正反映实际震害,模型灰缝的饱满程度也应与原型保持一致。

在制作的过程中,不要片面强调模型的制作质量,把灰缝砌得很饱满,这样会造成模型的砌筑质量与实际工程的砌筑质量不同,从而导致模型的抗震能力很高,与实际震害不符。

(3) 金属结构模型

金属结构模型的制作关键是材料的选取和节点的连接。由于模型缩小后,许多钢结构型材已无法找到合适的模型型材,只能用薄铁皮或铜皮加工焊接成模型型材。制作加工时,应认真研究模型的制作方案,避免焊接时烧穿铁皮和焊接变形。

对于焊接困难的铝合金材料模型,一般采用铆钉连接。这种模型不宜用于模拟钢结构的焊接性能。另外,铆钉连接结构的阻尼比焊接结构大,所以,在动力模型中不宜采用。

(4) 有机玻璃模型

有机玻璃模型一般采用标准有机玻璃型材切割成需要的形状和尺寸,然后用胶粘结而成。由于接口处强度较低,一般宜采用榫接,并应尽量减小连接间隙。

本章小结

(1) 结构试验模型一般分为缩尺模型和相似模型两种。相似模型必须满足相似条件,其试验结果可根据相似条件推演到原型结构中。它与足尺试验相比,具有经济性好、试验数据准确和针对性强等特点。

(2) 相似条件是指原型和模型之间相对应的各物理量的比例保持常数(相似常数),并且这些常数之间也保持一定的组合关系(相似条件)。确定相似条件的方法有方程式法和量纲分析法。前者适用于研究问题的规律已知并可以用明确的方程式表示;后者适用于研究问题的规律未知的情况。

(3) 模型设计时,首先确定模型的相似条件,然后综合考虑各种因素,如模型的类型、模型材料、试验条件以及模型制作条件,一般首先确定模型材料和几何尺寸,然后再确定其他相似常数。

(4) 模型材料和原型材料的物理性能、力学性能和加工性能应相似。弹性模型材料可不与原型材料相似,而强度模型材料应与原型材料相似或相同。

(5) 混凝土模型一般采用置模浇注的方法制作,砌体结构模型的制作关键是灰缝的砌筑质量,饱满程度尽量与实际相符。金属结构模型的制作关键是材料的选取和节点的连接。制作加工时,应认真研究模型的制作方案,避免焊接时烧穿铁皮和焊接变形。

3 工程结构静力试验

本章提要

本章介绍了静力试验各类加载方法及设备、测量仪器原理及使用;一般结构构件如梁、板、柱及桁架的试验安装、加载方法、测量项目、测点布置等基本试验方法;试验数据的整理、分析及结构性能评定等方法。通过学习,重点掌握静力试验常用试验设备、基本测量原理及方法、数据整理及分析方法。

3.1 概 述

结构的功能是承受结构上的作用并保证结构安全、适用、耐久。结构上的作用分为直接作用和间接作用,直接作用是指各种荷载如结构自重等,间接作用是指引起结构外加变形和约束变形的各种因素如温度等。结构上的作用繁多,结构因作用不同其性能也有所差异。

结构试验就是利用各种手段对结构实际工作状态进行模拟,测定结构的工作性能,确定结构变形、内力、承载能力等变化规律。结构上的荷载按是否引起结构动力反应(如惯性力、加速度)分为静力荷载和动力荷载,因此,工程结构试验也分为静力试验和动力试验。对结构施加静力荷载以模拟结构工作状态的试验称为结构静力试验。

所有结构都要承受静力荷载(如结构和固定设备自重等),有些结构虽然承受动力荷载,但动力荷载引起的结构动力反应相对静力反应很小,可以忽略,或者不可忽略,但为方便计算,将动力计算转化为相当的静力计算,以冲击系数考虑动力荷载;或进行动力试验时,需要测定结构有关特性参数,或进行动、静力试验对比等等,由于这些因素,结构都需要进行静力试验。由此可见,结构静力试验是结构试验中最为常见的、大量的试验,也是基本试验。

根据观测时间长短不同静力试验分为短期试验和长期试验。对结构施加长期荷载,以确定结构工作性能随时间的变化规律,这是长期试验。

试验设备、试验理论的完善,为结构动力试验提供了物质和技术手段,但用拟静力试验来研究结构抗震性能也是常用的试验方法之一。拟静力试验也称低周反复试验,是用静力的手段来研究结构动力性能的一种方法,这种试验设备相对简单,耗资小。低周反复试验将在工程结构抗震试验一章中介绍。

3.2 试验荷载系统

结构静力试验是在对试验结构施加荷载下进行的,除少数在实际荷载下实测之外,绝大多数是在模拟荷载作用下进行。产生模拟荷载的方法和设备很多,这些设备构成了试验荷载系统。试验荷载系统必须满足以下基本要求:

- (1) 符合试件受力方式和边界条件要求,以保证试验的准确。
- (2) 加载值稳定,不受试验环境或结构变形的影响,相对误差不超过 $\pm 5\%$,以保证测试的准确度。
- (3) 加载设备应有足够的强度和刚度,并有足够的安全储备。
- (4) 应能方便调节和分级加(卸)载,以便控制加(卸)载速率。

不同的加载方法,使用不同的设备及装置,下面介绍各种加载方法、加载设备和加载装置。

3.2.1 重力加载

重力加载是利用物体重力施加荷载的一种方式。

重力加载有直接加载和杠杆加载。重力直接加载是将重物直接堆放于结构(板)表面形成均布荷载(如图 3.1),也可以将重物置于荷重盘上通过吊杆(吊索)挂在结构上形成集中荷载,吊索配合滑轮等还可以改变施力方向(如图 3.2)。杠杆加载是利用杠杆原理,将荷载放大作用于结构上(如图 3.3)。

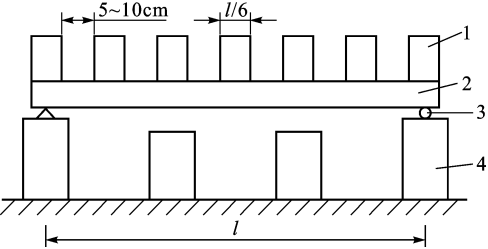


图 3.1 重物对板加均布荷载
1—重物;2—试验板;3—支座;4—支墩

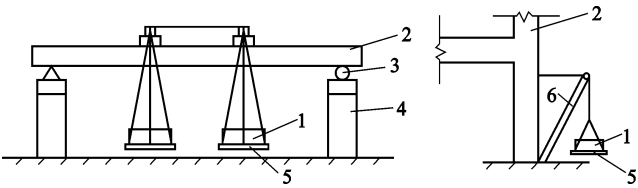


图 3.2 重物加集中荷载
1—重物;2—试件;3—支座;4—支墩;5—荷载盘;6—支架

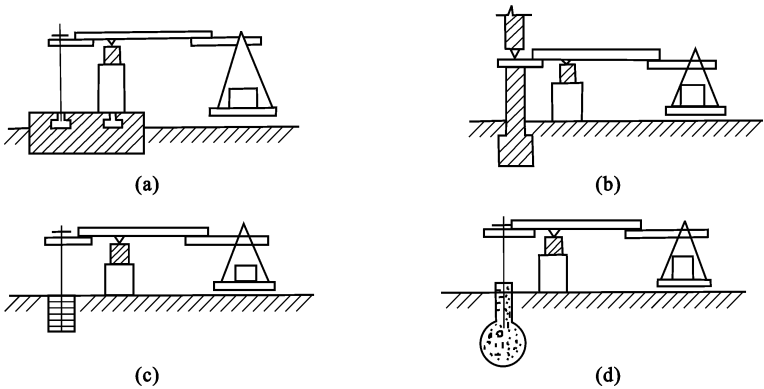


图 3.3 杠杆加载装置
(a) 利用试验台座;(b) 利用墙身;(c) 利用平衡重;(d) 利用桩

常用的重物有铁块、砖块、水、砂、石等材料。对于砂、石等松散材料,如果将荷载材料直接堆放于结构表面,将会造成材料本身起拱而对结构产生卸荷作用。为此,最好将松散材料装入纤维袋或木箱中,然后成堆堆放于结构上。对于块体材料也应成堆堆放,并且,堆与堆之间应留有 5~10cm 的间隔,堆宽不宜大于 1/6 试件跨度,以免起拱卸载。对于砂、砖等吸湿材料其质量会随大气湿度而变化,适宜短期加载试验。

用水加载可以减小加载劳动量,是一种简单、经济的加载方法,在试验中应用较多。水可以装在容器内像重物块一样作用在结构上,或通过吊杆作用在结构上;对于大面积平板,如屋、楼盖,可以在试验结构上砌上水池,通过进水管和出水孔进行加、卸载,通过水位高度计量荷载大小,但应注意结构变形对荷载分布的影响,如图 3.4。

重力加载取材容易,加载设备简单,荷载值不随结构变形而变化;一般来说加载劳动强度大,安全性差;对于破坏性试验,应采取措施降低重物块坠落距离,以防试件破坏时剧烈垮塌,出安全事故。

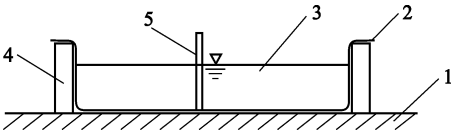


图 3.4 水加载试验装置
1—平板试件;2—防水布;3—水;4—水池壁;5—水位标尺

3.2.2 机械力加载

机械力加载是利用各种机械施加作用力的一种方法。加载常用机械有吊链、卷扬机、绞车、花篮螺丝、螺旋千斤顶及弹簧等。

吊链、卷扬机、绞车、花篮螺丝等配合钢丝、绳索对结构施加拉力,还可以与滑轮组联合使用改变力的作

用方向和大小。拉力的大小通常由拉力测力计测定,根据测力计的量程有两种安装方式。当测力计量程大于最大加载值时,用图 3.5(a) 所示串联方式,直接测量绳索拉力。当测力计量程小于最大加载值时,需要用图 3.5(b) 的安装方式,此时作用在结构上的实际拉力应为:

$$P = \varphi n K p \tag{3.1}$$

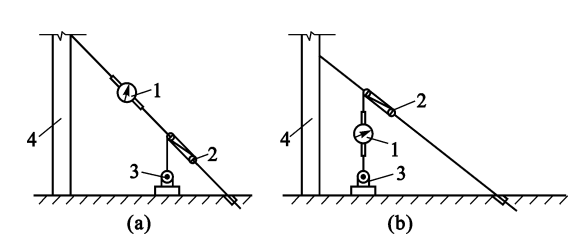


图 3.5 拉力测力装置

1—测力计;2—滑轮组;3—卷扬机;4—试件

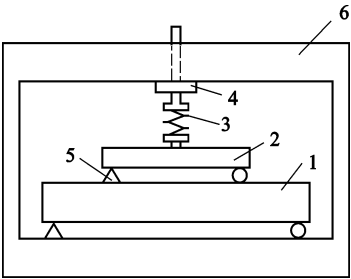


图 3.6 弹簧加载

1—试件;2—分配梁;3—弹簧;
4—螺帽;5—支座;6—加载框

式中 p ——测力计拉力读数;
 φ ——滑轮摩擦系数(涂润滑剂时可取 0.96~0.98);
 n ——滑轮组的滑轮数;
 K ——滑轮组的机械效率。

螺旋千斤顶是利用齿轮及螺杆式蜗杆机构传动的原理,当摇动千斤顶手柄时,蜗杆就带动螺旋杆顶升,对结构施加定推压力,加载值的大小可用测力计测定。

弹簧加载法常用于结构的持久荷载试验。图 3.6 为弹簧施加荷载进行梁持久试验的加载示意图。加力可直接旋紧螺帽,当荷载较大时,先用千斤顶压缩弹簧后再旋紧螺帽。弹簧变形与压力值的关系预先测定,试验时测量弹簧变形便可知作用力。结构变形会自动卸载,卸载超出允许范围时应及时补充。

机械力加载的特点是设备简单,索具加载可改变荷载作用方向,加载值不大,荷载作用点变形时,会引起荷载值变化。

3.2.3 液压加载

液压加载法是利用油泵将液体压力升高,通过液压加载器对结构施加作用力的一种方法,是目前结构试验中应用较为普遍的一种加载方法。它的最大优点是输出力大,操作安全方便,与计算机连接可实现自动控制。

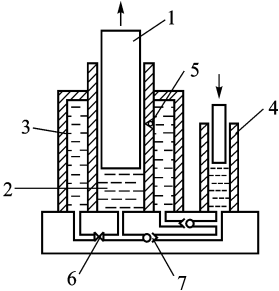


图 3.7 千斤顶

1—工作活塞;2—工作油缸;3—储油箱;
4—手动油泵;5—安全阀;6—卸油阀;7—单向阀

用于静力试验的液压设备有手动液压加载器、电动液压加载器、结构试验机等。

手动液压加载器(俗称千斤顶)的原理如图 3.7,由手动油泵和液压加载器组成,两者合为一体。使用时先关闭卸油阀,摇动油泵手柄,使储油缸中的油通过单向阀压入工作油缸,推动活塞伸出,对结构施力。卸载时,打开卸油阀使工作油缸中的油回入储油缸即可卸载。千斤顶的活塞行程可达 30cm,加载能力可达 5000kN。千斤顶的缺点是不能倒置安装,每台千斤顶须有专人操作。当用一个加载器施加两点或两点以上同步荷载时,可通过分配梁实现,如图 3.8。分配梁应为单跨简支形式,刚度要足够大,配置不宜超过两层,以免产生失稳和加载误差。

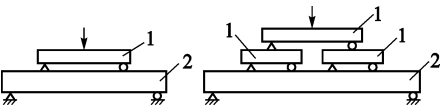


图 3.8 分配梁加载

1—分配梁;2—试件

电动液压加载器是在手动液压加载器的基础上将油泵由手动改为电动,形成电动油泵操纵系统,其加载器有单作用和双作用液压加载器两种,加载器原理如图 3.9。双作用加载器与单作用加

载器的不同之处是它在油缸的两端各有一个高压油进油孔,通过换向阀交替供油,实现活塞的推、拉。而单作用加载器只有一个高压油进油孔。若在油泵出口接上分油器,可组成一个油源供多个加载器同步工作系统,适用于多点同步加载要求。分油器出口接减压阀或选用不同活塞面积的加载器,可组成多点同步异荷载加载系统。为保证荷载同步,同一系统的多个加载器要规格一致,活塞与油缸摩擦阻力相同,放置高差不超过 5m。

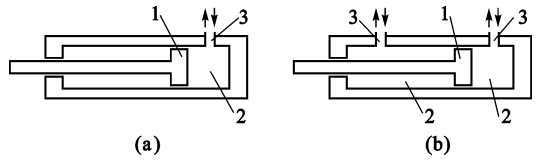


图 3.9 液压加载器原理
(a) 单向作用加载器;(b) 双向作用加载器
1—活塞;2—工作油缸;3—高压油孔

电动液压加载器通过中接口与计算机连接,可以实现自动控制、自动操作、数据自动采集等功能。电液伺服加载系统就是自动控制技术的产物,广泛用于结构静、动力试验。关于电液伺服加载系统将在第 5 章中介绍。

以上所谈的加载器,无论手动还是电动,都必须与下面要讲到的试验台座和支座、反力架等反力设备配套组成加载装置才能使用。此外,用于静力试验的还有结构试验机。结构试验机主要有长、短柱压力试验机和卧式万能试验机等。这些设备都是典型的电动液压加载系统,除了有加载器外,还将基座、承力架、传感器等组合进来,组成加力装置。短柱试验机能对小试件进行受压与受弯试验,长柱试验机其加力架(柱)高大,用以进行大试件(柱、墙板、砌体、梁节点)受压与受弯试验。卧式万能试验机是将很大的加力架平放,以减小空间高度,可用于构件、绳索、链条等的拉、压、弯试验。

3.2.4 气压加载

气压加载有两种:一种是正压加载,另一种是负压加载。由于气压加载产生的是均布荷载,所以尤其适用于平板和壳体试验。正压加载是用空气压缩机对气囊充气,给试件加均匀荷载,如图 3.10 所示。储气室的作用是储气和调节气囊的空气压力,空气压力由气压计测量。

正压加载法的优点是加载、卸载方便,压力稳定。缺点是结构受荷面无法观测。当试件为脆性破坏时,构件随气囊可能爆炸。因此,加载过程中应密切注意气压表的剧烈变化情况,并通过其他手段加强安全防范。

对于某些封闭结构,可以利用真空泵抽气的方法,形成大气压力差对试件施加荷载。负压加载方法主要用于模型试验中。

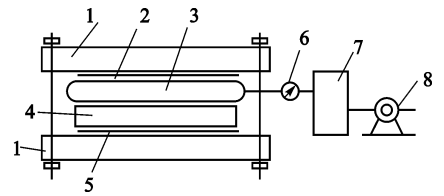


图 3.10 充气加载示意图
1—加载框;2—拼合板;3—气囊;4—试件
5—试件支座;6—气压计;7—储气室;8—空气压缩机

3.2.5 支座、支墩

支座、支墩是结构试验装置中模拟结构实际受力和边界条件的重要组成部分,必须保证结构在支座处的正确传力。对于不同的结构形式,不同的试验要求,就要有不同的支座与之相适应,这是试验装置设计中应考虑的重要问题。

支墩常用钢或钢筋混凝土制作,现场试验多用砖块临时砌筑。支墩高度应一致,并且以方便观测和安装测量仪器为准,支墩面积大小应能保证强度及稳定性要求。支墩上部应有足够大的平整的支撑面,最好在顶面铺钢板,支墩底面要按地耐力复核,以保证不发生过度变形。

支座按自由度不同分为滚动铰支座、固定铰支座和球铰支座等,如图 3.11。支座一般用钢材制作,并且保证有足够的强度和刚度。如果混凝土结构在支撑处没有预埋支撑钢垫板,则在试验时必须另加垫板。

对于梁类构件,上垫板宽度应不小于梁的底面宽度,长度 l 根据梁在支座处的强度按下式计算:

$$l \geq \frac{R}{bf_c} \quad (3.2)$$

式中 R ——支座反力(N);
 b ——上垫板宽度(mm);
 f_c ——混凝土抗压强度设计值(MPa)。

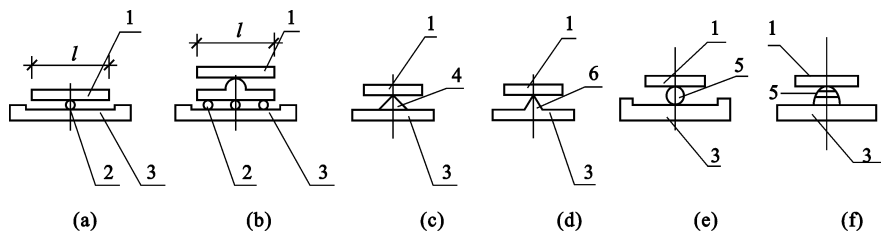


图 3.11 常用几种支座形式

(a)、(b) 滚动铰支座; (c) 固定铰支座; (d) 刀口铰支座; (e) 滚动球铰支座; (f) 固定球铰支座

1—上垫板; 2—滚轴; 3—下垫板; 4—角铁; 5—钢球(半钢球); 6—刀口

支座上垫板的厚度 h 根据均布荷载下的内力分析按下式计算:

$$h = \sqrt{\frac{2f_c a^2}{f}} \quad (3.3)$$

式中 a ——滚轴中心线至垫板边沿的距离(mm);

f ——垫板钢材的强度设计值(MPa)。

下垫板的设计方法与上垫板类似。

3.2.6 反力架、反力墙

液压加载器需要通过反力架或反力墙对结构施加荷载。

反力架主要有两种,其外形和作用有所不同。一种用于对结构施加竖向荷载,通常为门式或井式反力架;另一种用于对结构施加水平荷载,通常为三角形反力架,如图 3.12。反力架一般用钢材制作,用地脚螺栓固定于试验台座上。

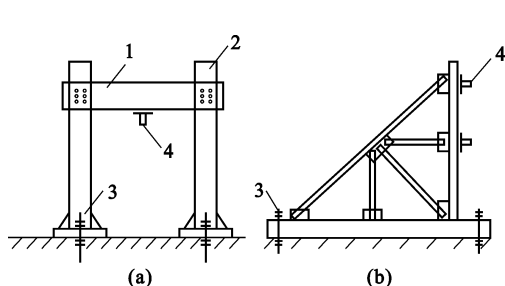


图 3.12 反力架示意图

(a) 竖向荷载架; (b) 水平荷载架

1—横梁; 2—立柱; 3—地脚螺栓; 4—加载器

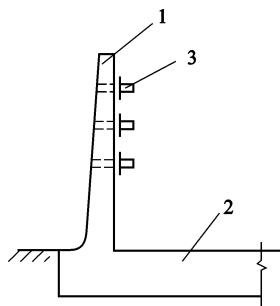


图 3.13 混凝土反力墙

1—混凝土反力墙; 2—试验台座; 3—加载器

反力墙是与试验台座连成一体的钢筋混凝土墙体,用于对试验结构施加水平力,其强度与刚度都非常大,尤其适合于对试验结构施加大荷载,但不能像三角形反力架一样可以移动,如图 3.13。

此外,人们在实践中根据试件形状、加载方式等情况,设计了形式各异的反力设备,如加载框等,如图 3.6。设计时,反力设备除了要使用方便、符合加载图式外,还要有足够的强度和比试验结构大得多的刚度。

3.2.7 试验台座

试验台座是结构试验室基本设施之一,它是一个整体式钢筋混凝土厚板(板式)或箱形(箱式)结构,台面用于固定试验构件、加载设备、反力设备,并承受试验荷载。

试验台座的台面一般与试验室内地面标高一致,以便室内物件运输。为保证准确地测量结构变形、振动等参数,要求试验台座有足够的强度、足够的质量和极大的刚度。因此,试验台座板厚达 1m 以上甚至几米,为提高整体刚度,降低板厚,可做成箱形结构。

试验台座的台面形式有槽道式、地脚螺丝式、箱式或以上某几种相组合的形式,如图 3.14。槽道式、地

脚螺丝式用于板式试验台。

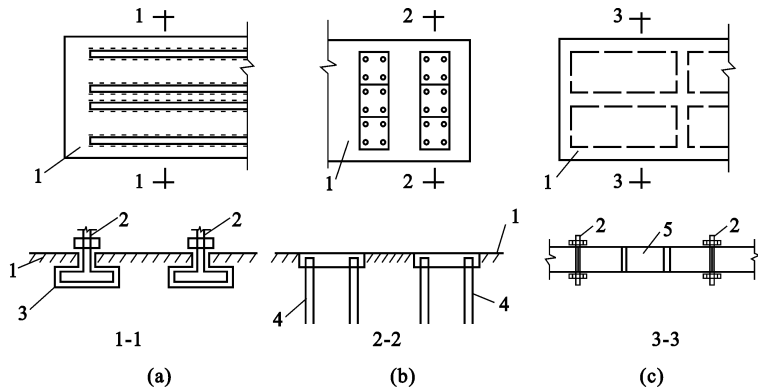


图 3.14 试验台座

(a) 槽道式;(b) 地脚螺丝式;(c) 箱式

1—台面;2—锚杆;3—槽道;4—地脚螺丝;5—箱式台顶板

槽道式试验台座是用得较多的静力试验台座,它是沿台座纵向全长布置若干条槽道,槽道用型钢制成并埋入台座混凝土内。槽道用于锚固反力设备,也可锚固试件。这种台座的特点是反力设备或试件位置布置灵活。

地脚螺丝式试验台座是在台面上每隔一定距离设置一个地脚螺丝,螺丝下端埋入台座混凝土内。使用时,反力设备或试件固定在地脚螺丝上。由于地脚螺丝位置已经固定,试件安装位置受到限制。这种试验台不仅用于静力试验,同时可用于某些动力试验。

箱式试验台是在箱形结构的顶板上沿纵横两个方向按一定间距留有竖向贯穿的孔洞,便于沿孔洞连线的任意位置加载。实验测量与加载工作可在台座上面进行,也可在箱内进行。

对于现场试验无试验台座时,可用重物平衡约束、反弯梁约束或成对构件卧位试验来代替,如图 3.15。

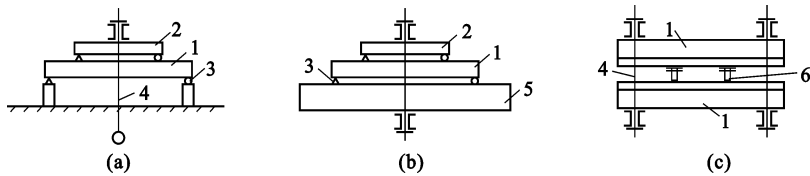


图 3.15 现场试验加载方式示意图

(a) 锚杆加载;(b) 反弯梁加载;(c) 卧位加载

1—试件;2—分配梁;3—支座;4—锚杆;5—反弯梁;6—千斤顶

3.3 试验测量仪器

试验数据是反映结构性能变化的重要指标,只有取得了可靠的数据和结构变化特征,才能对结构性能作出正确的结论。因此,结构试验不仅要观察结构变化特征,也要取得可靠试验数据。要取得可靠试验数据,就必须了解各种测量仪器,正确使用它们。

随着科学技术的不断进步,新的测量仪器也不断涌现,测量仪器朝着大数据量、快速、自动采集迈进。不管测量仪器如何发展,测量系统一般由感受、放大和显示三个基本部分组成。

感受部分的敏感元件把从测点感受的微小信号传给放大部分,有时需要经过变换后传给放大部分,信号经放大部分放大后送至显示或记录部分。

选用测量仪器时注意测量仪器的技术指标,测量仪器的技术指标主要有:

(1) 量程 S

量程是指仪器的测量上限值(最大值)与下限值(最小值)的代数差,即测量范围。通常电测仪器的上限值与下限值附近测量误差较大,不宜在该区段内使用。

(2) 刻度值 A

刻度值又称最小分度值,是指仪器显示器上最小刻度所代表的测量值。刻度值的倒数为该仪器的放大率。试验时根据被测参数所需的分位数选用适当的仪器。

(3) 灵敏度 K

灵敏度是指被测参数(输入量)的单位增量引起仪器读数(输出量)的增量,即输出增量与输入增量之比。

(4) 精确度

精确度简称精度,它是精密度和准确度的统称。精密度是指多次测量所得数据的重复程度,重复性好即精密度高。准确度是指测量值与实际值的接近程度,接近程度好准确度高。仪器精度用仪器测量误差的相对值表示:

$$\frac{\Delta_{\max}}{S} \times 100\% \tag{3.4}$$

式中 Δ_{\max} ——仪器允许最大绝对误差;
 S ——仪器量程。

(5) 滞后

在恒定的测量环境下,仪器在整个量程范围内,从起始值到最大值再回到起始值,在这正反两个行程输出值之间的最大偏差或该值与满量程输出之百分比称为滞后。

测量仪器的使用要求是:

(1) 仪器性能必须满足结构试验的要求,如精度、量程、灵敏度、质量、体积、使用环境等。精度要求误差不超过测值的 $\pm 1\%$;量程上、下限值分别大于测值最大、最小值的 $25\% \sim 100\%$ 为宜;安装在结构上的仪器应质量轻、体积小,不影响被测结构的工作性能、受力情况。

(2) 同一物理量测量仪器型号尽量相同,避免系统误差。

(3) 仪器存放、安装必须符合仪器说明书要求。为保证试验数据的准确性,仪器应按说明书要求定期标定。

静力试验的测量项目不外乎有结构上的作用(如荷载及支座反力等)及结构作用效应(如应变、位移、曲率、裂缝等)。虽然静力试验测量仪器的种类繁多,原理各异,但按静力试验测量项目分,有应变、力、位移、曲率、裂缝等测量仪器。一次试验要用哪些仪器要根据试验目的和测量项目来定。

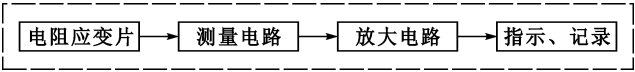
3.3.1 应变测量仪器

结构在荷载作用下产生应力、应变。纤维应变可以通过应变仪直接测定,而应力目前大都通过被测结构材料的 $\sigma - \varepsilon$ 曲线手工计算或仪器内部换算得到。此外,很多应变式传感器也是通过测定应变来指示力、位移、转角等物理量。

应变测量是结构试验的一项重要测试项目。了解不同应变测量方法的测量原理,对准确测量和准确分析有着重要作用。应变测量方法很多,下面介绍常用的几种方法。

3.3.1.1 电阻应变仪测量法

应变电测法是将感受试件纤维变形的电阻应变计直接贴在试件的测点上,应变计随试件纤维伸长或缩短,并发生电阻变化,电阻应变仪将应变计的电阻变化转换为电信号,经放大等处理,将试件纤维应变显示或记录。应变电测法框图如下:



应变电测法有如下特点:

(1) 灵敏度高,准确度高,测量范围大。电阻应变仪可以精确地测量 1×10^{-6} 应变(微应变级),测量范围可达 $\pm 10000 \times 10^{-6}$ 。

(2) 应变计质量轻,体积小。对试件工作、受力性能不产生影响,无论试件应变梯度是大是小均准

确测量。

(3) 适用性好。通过应变测量,间接测定力、位移、转角等物理量,各种应变式传感器就是这种原理。

(4) 应变计与应变仪通过长导线连接可实现远距离测量。

(5) 应变计粘贴技术性强,粘贴工艺复杂,工作量大,应变计不能重复使用。

应变电测法使用最多的是电阻式应变计和与其配套的电阻应变仪,下面重点介绍它们的原理和使用技术。

1) 电阻应变计

(1) 电阻应变计的原理及构造

对于单根电阻丝,由物理学知道:

$$R = \rho \frac{L}{A} \quad (3.5)$$

式中 R ——电阻丝的电阻值(Ω);

ρ ——电阻丝电阻率($\Omega \cdot \text{mm}^2/\text{m}$);

L ——电阻丝的长度(m);

A ——电阻丝的截面面积(mm^2), $A = \frac{\pi D^2}{4}$, D 为电阻丝直径(mm)。

当电阻丝受拉伸(压缩)时,其长度、横截面面积改变,电阻率因金属晶格变化也发生改变,这些量的改变引起了电阻丝阻值的改变,这种阻值随应变而改变的现象称为应变电阻效应。

对式(3.5)两边取对数并微分得:

$$\frac{dR}{R} = \frac{d\rho}{\rho} + \frac{dL}{L} - \frac{dA}{A} \quad (3.6)$$

由 $A = \frac{\pi D^2}{4}$ 得:

$$\frac{dA}{A} = 2 \frac{dD}{D}$$

由材料泊松比 ν 得:

$$\frac{dD}{D} = -\nu \frac{dL}{L} = -\nu \varepsilon$$

将上式代入式(3.6)得:

$$\frac{dR}{R} = \frac{d\rho}{\rho} + (1 + 2\nu)\varepsilon = \left[\frac{\frac{d\rho}{\rho}}{\varepsilon} + (1 + 2\nu) \right] \varepsilon \quad (3.7)$$

令: $K_0 = \left[\frac{\frac{d\rho}{\rho}}{\varepsilon} + (1 + 2\nu) \right]$, 则

$$\frac{dR}{R} = K_0 \varepsilon \quad (3.8)$$

对大多数金属丝而言, $\frac{d\rho}{\rho}$ 和 ν 在一定应变范围内是一个常数,故 K_0 是一个常数,称为金属单丝灵敏系数。 K_0 的物理意义是单位伸缩应变引起的电阻值相对变化。式(3.8)建立了电学量与力学量之间的关系,是用应变计测量应变的理论基础。

如果将电阻丝牢牢粘贴在试件测点上,随测点而变形,那么由式(3.8)知,电阻丝的阻值相对变化就能反映出测点应变,且呈线性关系。为了获得足够大的阻值变化,常将一定长度的电阻丝做成栅状(称敏感栅)的应变计,用于测量试件的应变。

栅状应变计一般包括敏感栅、基底与覆盖层、粘结剂、引线四部分,如图 3.16。敏感栅是应变计的主要部分,由金属丝或箔制成,敏感栅通过粘结剂固定于应变计的基底与覆盖层之间,由引线引出。基底与覆盖

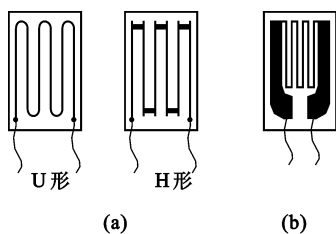


图 3.17 几种应变计

(a) 丝式; (b) 箔式;
(c) 箔式裂缝片; (d) 半导体式

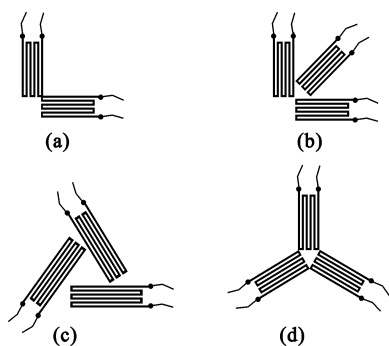


图 3.18 几种应变花

(a) 二轴; (b) 三轴 45°;
(c) 三轴 60°; (d) 三轴 120°

层对敏感栅起固定、保护和绝缘作用。

对于应变计,式(3.8)可写成:

$$\frac{dR}{R} = K\varepsilon \quad (3.9)$$

式中 K ——应变计灵敏系数,是常数。

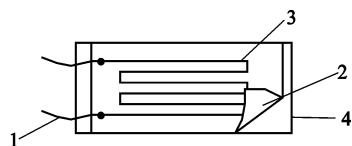


图 3.16 应变计构造

1—引出线;2—覆盖层;3—敏感栅;4—基底

双向应变场下,由于应变计的横向效应,使得应变计的灵敏系数 K 一般比单丝灵敏系数 K 要小,应变计的灵敏系数 K 按单向应力场由厂家抽样试验确定,一般约 2.0。

(2) 电阻应变计的分类、技术指标及选用

电阻应变计的种类很多,图 3.17 示出一部分。按丝栅材料分有金属电阻应变计和半导体应变计两类,前者根据生产工艺不同又分为金属丝式应变计、箔式应变计。按基底材料分有纸基、胶基等。按使用温度分有低温、常温、高温等。为了方便测量主应变大小及方向,除了有单栅单向应变计之外,还有双栅双向及三栅三向应变计(也称应变花),如图 3.18。

金属丝式应变计是用直径很细的金属电阻丝做成敏感栅,基底及覆盖层多为纸质,常用的有 U 形和 H 形。H 形应变计是将 U 形应变计栅端的半圆弧部分改为较粗的直丝,以减小应变计的横向效应。它具有价格低、易于粘贴、耐疲劳性差等特点。

箔式应变计敏感栅是由镀在胶质基底上的金属箔通过光刻和腐蚀工艺制成,覆盖层也为胶质。由于敏感栅的横向部分做得较宽,因此其横向效应小。此外,它还具有绝缘度高、耐疲劳性好的特点。

半导体应变计的敏感元件都是由半导体材料制成,它的特点是灵敏度高,频率响应好,稳定性相对较差。

应变计的主要技术指标有:

① 标距 l ,即敏感栅的有效长度,一般在 2 ~ 120mm。由于应变计测得的应变值是整个标距范围内的平均应变,因此,测点附近应变梯度

大时应用小标距应变计,非匀质材料试件(如混凝土、铸铁、铸钢等)应选用大标距应变计,对于混凝土试件,标距应大于骨料粒径的 4 倍。

② 栅宽 b ,以毫米(mm)计。

③ 电阻值 R ,一般为 120Ω,与应变仪配套使用。应变仪均按 120Ω 设计,对于非 120Ω 应变计,应按应变仪说明书调整。

④ 灵敏系数 K ,一般为 2.0 左右。应变仪灵敏系数应与应变计灵敏系数相同,使用时,可调节应变仪灵敏系数调节器使其相同。

(3) 电阻应变计的粘贴技术

电阻应变计用粘结剂直接粘贴在试件测点上,随测点而变形,并反映测点应变。因此,粘贴质量好坏直接影响测量结果的可靠性。粘贴质量好坏取决于粘结剂和粘贴技术水平,应变计粘贴必须严格按照粘贴工艺程序操作。

粘结剂分为水剂和胶剂。匀质材料上粘贴应变计均采用氰基丙烯酸类水剂,如 KH501、KH502 快速胶;在混凝土等非匀质材料上常用环氧树脂胶。粘结剂要求有足够的抗拉和抗剪强度,蠕变小,电绝缘性能好,化学稳定性及工艺性好,温湿度影响小。

应变计粘贴工艺程序为:应变计检查、分选→试件表面处理→粘贴应变计→固化处理→粘贴质量检查→导线连接→防潮防护。

① 应变计检查、分选。外观检查主要是用放大镜检查应变计内有无气泡、霉点等缺陷;阻值检查是用万用表检查有无短路或断路,用电桥测量应变计的阻值,同一测区使用的应变计阻值相差应不大于 0.5Ω。

② 试件表面处理。对钢材试件应除锈后打磨达到▽3~▽4 光洁度,最好用 0 号砂纸打出 45°交叉斜纹,然后用丙酮或酒精清洗干净;对混凝土试件,在测点范围内不能有麻面、气孔和浮浆等。在测点区用砂轮或砂纸将表面磨光,清除浮尘,再用环氧树脂胶涂一层 0.05~0.1mm 的防潮层打底,待底层完全固化后,再用砂纸磨平,最后用丙酮或酒精清洗干净。

③ 粘贴应变计。在测点位置画出定位轴线,用手捏住应变计的引线,在应变计的背面(基底一侧)均匀涂一层粘结剂或 502 胶水,然后将应变计放在测点上,方向对正。在应变计上覆盖一小片玻璃纸,用手由一端向另一端轻轻滚压,挤出多余的胶水和气泡,然后用手轻按 1~2min,待胶水初步固化后松手并揭下玻璃纸。

④ 固化处理。粘贴后必须使粘结剂充分干燥、固化,以保证传递测点变形和绝缘度达标。自然干燥 2 天左右,当温度太低时,可用红外线灯烘烤,以加速固化。

⑤ 导线连接。检查合格后,用胶水固定端子,接线端子应尽量靠近应变计引线引出点,以防引线与试件接触,然后用电烙铁及焊接剂将引线与导线焊在端子上,引出导线。

⑥ 粘贴质量检查。外观检查应变计与试件之间应无气泡。用万用表检查应变计应无短路和断路,粘贴前后的电阻值应相同。用兆欧表检查应变计引线与试件之间“对地电阻”,静载测量应高于 200MΩ,长期测量或要求较高的测量应高于 500MΩ,动载测量可略低于 200MΩ。

⑦ 防潮防护。为防止潮湿侵害应变计,一般用防潮层打底,这一工作在测点表面处理时进行。此外,长期观测或隔一段时间测量时应设防护、防潮层,即在应变计上涂防护、防潮材料,以防止应变计受机械损伤或潮湿侵害。防护防潮材料可用环氧树脂,防潮材料可用无水凡士林石蜡合剂等。

2) 静态电阻应变仪

(1) 电阻应变仪工作原理

电阻应变仪利用惠斯顿电桥(见图 3.19)将应变计产生的电阻变化率(由应变造成,见式(3.9))转换成电信号,经放大器放大后显示成应变读数。

应变仪电桥的输出端连接到放大器的输入端,如果放大器的输入阻抗很大,可以近似认为电桥输出端是开路的,这种电桥称为电压桥。下面讨论电桥输出端开路情况。

如图 3.19(b),由电工学知道,电桥输出电压 U_{BD} 为:

$$U_{BD} = \frac{R_1 R_3 - R_2 R_4}{(R_1 + R_2)(R_3 + R_4)} E \quad (3.10)$$

当

$$R_1 \cdot R_3 = R_2 \cdot R_4 \quad (3.11)$$

电桥输出电压 $U_{BD} = 0$,此时称电桥处于平衡状态,式(3.11)为电桥平衡条件。

在平衡条件下,当桥臂四个电阻 R_1, R_3, R_2, R_4 分别产生电阻变化 $\Delta R_1, \Delta R_2, \Delta R_3, \Delta R_4$ 时,利用平衡条件并略去非线性高阶小量,则输出电压 U_{BD} 为:

$$U_{BD} = \frac{E}{4} \left[\frac{\Delta R_1}{R_1} - \frac{\Delta R_2}{R_2} + \frac{\Delta R_3}{R_3} - \frac{\Delta R_4}{R_4} \right] \quad (3.12)$$

以上讨论的是电压桥,其电桥输出端为开路情况。为了使电桥有较大的输出功率,选择适当的放大器输入阻抗与电桥输出端连接,这种电桥成为功率桥。功率桥输出端可视为串上一个负载电阻,如图 3.19(a)。分析表明功率桥输出电压 U_{BD} 为电压桥的一半,但电桥各桥臂阻值变化对电桥输出电压影响的规律完全相同。

将式(3.9)代入式(3.12)得:

$$U_{BD} = \frac{KE}{4} (\varepsilon_1 - \varepsilon_2 + \varepsilon_3 - \varepsilon_4) \quad (3.13)$$

令应变仪的应变读数为:

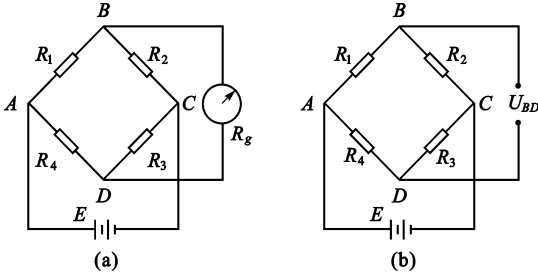


图 3.19 惠斯顿电桥

$$\varepsilon_r = \frac{4U_{BD}}{KE} \quad (3.14)$$

则式(3.13)改写为:

$$\varepsilon_r = \varepsilon_1 - \varepsilon_2 + \varepsilon_3 - \varepsilon_4 \quad (3.15)$$

即

$$\varepsilon_r = \varepsilon_{AB} - \varepsilon_{BC} + \varepsilon_{CD} - \varepsilon_{DA}$$

式(3.15)表明:应变仪读数等于臂 AB 、 CD 上的应变减去臂 BC 、 DA 上的应变,也可以理解为:相对桥臂应变变量相加,相邻桥臂应变变量相减。这个结论很重要,它是各种电桥接法的基础。

(2) 温度补偿技术

贴在试件测点上的应变计总处在温度场中,当温度变化时,应变计的阻值也随之变化;此外,如果应变计的线胀系数与试件材料线胀系数不同时,应变计受到拉或压也造成阻值变化。由于温度变化造成上述应变计阻值变化,进而使应变仪应变读数变化,这种现象称为应变计的温度效应。由于温度效应产生的虚假应变称为视应变。视应变非受力引起,必须设法消除。消除温度效应影响的措施称为温度补偿。

温度补偿并不困难,常用的有两种方法:

① 温度补偿片补偿

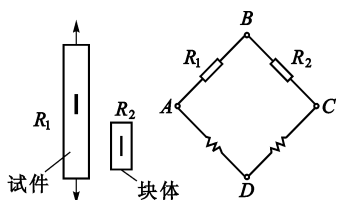


图 3.20 温度补偿片补偿

如图 3.20,将 R_1 贴在试件测点上,感受机械应变,该应变计称为工作片,将 R_2 贴在材料相同但不受力的块体上,并与试件放在一起,使其处于同一温度场。 R_2 不受力,只感受温度,提供温度补偿,故称为(温度)补偿片。由于工作片与补偿片处于同一温度场,温度造成的视应变始终相同;又由于工作片与补偿片接在桥臂的相邻位置,根据式(3.13)可知,两个应变计产生的视应变相互抵消,不会造成电桥电压输出,即温度效应被消除(补偿)。

工作片与补偿片必须是同规格应变计,即它们的灵敏系数、阻值、温度系数相同,最好采用同一批次。

一个补偿片可以补偿一个工作片,称单点补偿;一个补偿片也可以补偿多个工作片,称多点补偿。被补偿的工作片数量根据试件材料和测量要求而定。钢材一般可用一个补偿 10 个;混凝土导热性能差些,一个补偿片补偿的工作片数量不宜超过 5 个,否则补偿片连续工作,其温度会逐渐高于工作片,从而失去补偿作用。测量精度要求高的最好单点补偿。

② 工作片互补偿

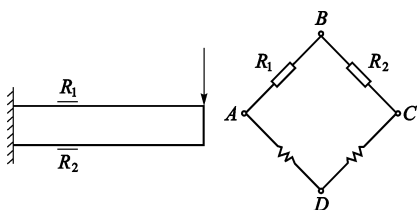


图 3.21 工作片互补偿

如图 3.21,将机械应变相同但符号相反的两个应变测点分别贴上两个工作片,并分别接于相邻的桥臂 AB 、 BC 上。由于两个工作片处于桥臂的相邻位置,由式(3.13)知,温度产生的视应变相互抵消,无电桥电压输出,因而温度效应得到补偿。又由于两个工作片的机械应变大小相等符号相反,即 $\varepsilon_1 = -\varepsilon_2$,所以应变仪读数 $\varepsilon_r = 2\varepsilon_1$ 。由此可见,只要能预先知道各工作片所感受的机械应变之间的关系,并将互补偿的两工作片接于相邻桥臂,应变即可测得,温度效应得到补偿。这类电桥接法称为工作片互补偿,它既能起温度补偿作用,又能提高电桥的灵敏度。

3) 电桥的连接技术

电桥连接主要有两种方法,即全桥和半桥。四个桥臂均外接应变计时,称为全桥;只有 R_1 、 R_2 为外接应变计,而 R_3 、 R_4 为应变仪内无感电阻的,称为半桥。

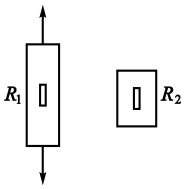
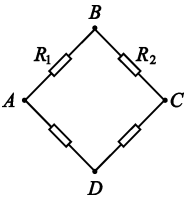
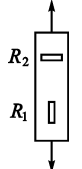
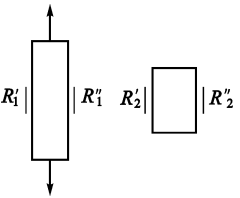
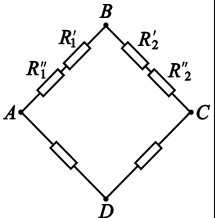
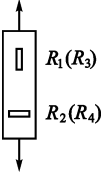
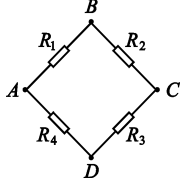
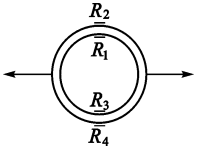
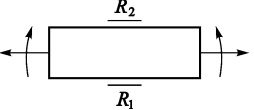
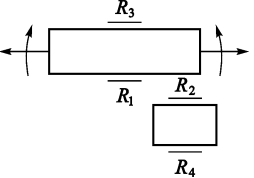
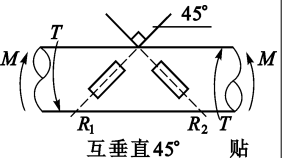
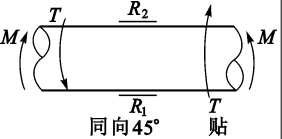
应变计的各种电桥接法除可解决温度补偿外,还可以提高电桥的灵敏度,达到不同的测量目的,如不同的电桥可以求出不同性质的应变(应力)。表 3.1 列出的几种常用连接方法,不仅使用于结构上,其基本原理也使用于各种应变式传感器,如力、位移、倾角等传感器。

4) 长导线电阻的应变测量结果修正

为适应不同灵敏系数的应变计,应变仪上有一个灵敏系数调节器,可以调节应变仪的灵敏系数 K_r 。设

计应变仪时,使 $\varepsilon_r K_r = \frac{\Delta R}{R}$ 。当被测试件远离应变仪而需要用长导线将应变计与应变仪相连接时,长导线的电阻将计入应变计电阻。此时,应变仪读数 ε_r 、应变仪灵敏系数 K_r 与应变计电阻变化率之间的关系为:

表 3.1 应变计布置与桥路连接方法

| 序号 | 受力状态及贴片方法 | 工作片数 | 桥路方式 | 桥路接线图 | 温度补偿 | 桥压输出 U_{BD} | 应变仪读数 ε_r 与实际 应变 ε 的关系 | 特 点 |
|----|--|------|------|--|-------|-----------------------------------|---|-----------------|
| 1 | 轴向 拉伸  | 1 | 半桥 |  | 另设补偿片 | $\frac{1}{4}EK\varepsilon$ | 拉压应变 $\varepsilon_r = \varepsilon$ | 灵敏度不提高,不能消除偏心影响 |
| 2 | 轴向 拉伸  | 2 | 半桥 | 同序号 1 | 工作片互补 | $\frac{1}{4}EK(1+\nu)\varepsilon$ | 拉压应变 $\varepsilon_r = (1+\nu)\varepsilon$ | 灵敏度提高,不能消除偏心影响 |
| 3 | 轴向 拉伸  | 2 | 半桥 |  | 另设补偿片 | $\frac{1}{4}EK\varepsilon$ | 拉压应变 $\varepsilon_r = \left[\frac{\varepsilon_1' + \varepsilon_1''}{2} \right] = \varepsilon$ | 灵敏度不提高,能消除偏心影响 |
| 4 | 轴向 拉伸  | 4 | 全桥 |  | 工作片互补 | $\frac{1}{2}EK(1+\nu)\varepsilon$ | 拉压应变 $\varepsilon_r = 2(1+\nu)\varepsilon$ | 灵敏度提高,能消除偏心影响 |
| 5 | 环形 径向力  | 4 | 全桥 | 同序号 4 | 工作片互补 | $EK\varepsilon$ | 弯曲应变 $\varepsilon_r = 4\varepsilon$ | 提高灵敏度 |
| 6 | 拉伸 弯曲  | 2 | 半桥 | 同序号 1 | 工作片互补 | $\frac{1}{2}EK\varepsilon$ | 弯曲应变 $\varepsilon_r = 2\varepsilon$ | 提高灵敏度,能消除轴力影响 |
| 7 | 拉伸 弯曲  | 2 | 全桥 | 同序号 4 | 另设补偿片 | $\frac{1}{2}EK\varepsilon$ | 拉压应变 $\varepsilon_r = 2\varepsilon$ | 灵敏度提高,能消除弯曲影响 |
| 8 | 弯扭  | 2 | 半桥 | 同序号 1 | 工作片互补 | $\frac{1}{2}EK\varepsilon$ | 扭转应变 $\varepsilon_r = 2\varepsilon$ | 灵敏度提高,能消除弯曲影响 |
| 9 | 弯曲与扭转  | 2 | 半桥 | 同序号 1 | 工作片互补 | $\frac{1}{2}EK\varepsilon$ | 弯曲应变 $\varepsilon_r = 2\varepsilon$ | 灵敏度提高,能消除扭转影响 |

$$\varepsilon_r = \frac{1}{K_r} \frac{\Delta R}{R + R_L} \quad (3.16)$$

由应变计应变、应变计灵敏系数与电阻变化率之间的关系知：

$$\varepsilon = \frac{1}{K} \frac{\Delta R}{R} \quad (3.17)$$

若按应变计的灵敏系数 K 进行测量, 即 $K_r = K$, 测得的应变仪读数为：

$$\varepsilon_r = \frac{1}{K} \frac{\Delta R}{R + R_L} \quad (3.18)$$

比较式(3.17)和式(3.18)知:应变仪读数比实际应变小,必须修正。修正的方法有两个:测量后对测量结果进行修正;或者测量前调整应变仪灵敏系数。

由式(3.17)和式(3.18)得

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_r} = 1 + \frac{R_L}{R} \quad (3.19)$$

$$\varepsilon = \left[1 + \frac{R_L}{R} \right] \varepsilon_r \quad (3.20)$$

按应变计的灵敏系数 K 进行测量, 即 $K_r = K$, 测量结果按式(3.20)修正。这是第一种方法。

以下是第二种方法。因为

$$\varepsilon = \frac{1}{K_r} \frac{\Delta R}{R + R_L} \quad (3.21)$$

所以

$$K_r = \frac{1}{\varepsilon} \frac{\Delta R}{R + R_L} = K \frac{R}{\Delta R} \frac{\Delta R}{R + R_L} = \frac{R}{R + R_L} K \quad (3.22)$$

测量前按式(3.22)调节应变仪灵敏系数,应变仪读数无需修正了。

一般当导线长度超过 10m 以上时需要修正。

3.3.1.2 应变的其他量测方法与仪表

(1) 手持应变仪

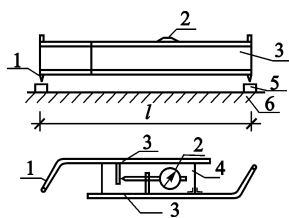


图 3.22 手持式应变仪

1—插脚;2—千分表;3—刚性骨架
4—薄钢片;5—脚座;6—试件

图 3.22 是一个手持应变仪,主要由两片弹簧钢片连接两个刚性骨架组成,两个骨架可作无摩擦的相对运动。骨架两端带有锥形插脚,测量时将插脚插入结构表面上预置的脚座(带穴金属)中,结构表面上的两个预置脚座之间的距离为测量标距,应按仪器说明书定。试件的应变由装在骨架上的千分表读出。

手持应变仪的特点是标距大(200mm,250mm 等不同);一台仪器多点测量;每次测量施力应保持一致,否则带来较大误差;由于脚座穴底距试件表面有一定高度,测量有弯曲变形的构件需要进行修正。

(2) 千分表测应变装置

图 3.23 是一个自制的应变测量装置,它有两个粘贴在试件上的脚座,一个是固定千分表,另一个是固定刚性杆。测量标距可通过调节刚性杆任意确定。构件伸长(缩短)量由千分表读出,除以标距即算得应变。

它的特点是装置构造简单,价廉;测量精度较高;可重复利用;由于脚座较长,不适合测量有弯曲变形的构件。

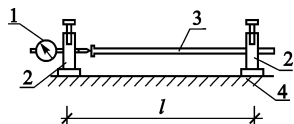


图 3.23 千分表测应变装置

1—千分表;2—表座;3—刚性杆;4—试件

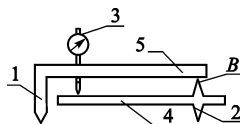


图 3.24 单杠杆应变仪

1—固定刀口;2—活动刀口;3—千分表;4—杠杆;5—刚性杆

(3) 单杠杆、双杠杆应变仪

图 3.24 是一个单杠杆应变仪,构件变形后活动刀口绕 B 点转动,经杠杆放大后由千分表读出应变。其

特点是仪器构造简单、价廉;测量误差相对较大;标距越小放大倍数越小,适合于大标距测量。

为适应小标距测量,同时加大放大倍数,可采用双杠杆应变仪,如图 3.25。

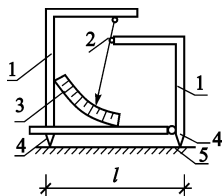


图 3.25 双杠杆应变仪

1—杠杆;2—指针杠杆;3—刻度盘;4—插脚;5—试件

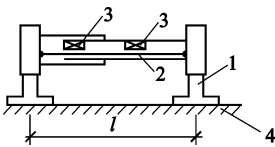


图 3.26 振弦式应变计

1—脚座;2—钢弦;3—激振与电感;4—试件

(4) 振弦式应变计

图 3.26 为振弦式应变计原理图,活动脚座随试件位移,钢弦绷紧(松弛)造成钢弦频率改变,在一定范围内频率改变量与位移呈线性关系,由此求出位移进而求出应变。

振弦式应变计工作稳定、可靠,测量不受长导线影响,测量有弯曲变形的构件需要进行修正。

除了上述常用的一些方法外,还有光测等方法测量应变,也可利用各种放大原理自制一些简单实用的测量装置。

3.3.2 其他参数测量仪器

除了应变测量外,结构静力试验常常还要测量结构变形、裂缝、力等物理量。

3.3.2.1 变形测量仪器

(1) 位移量测仪器

位移反映了结构的整体刚度和工作性能,与应力、应变一样是结构计算和结构性能评定的重要数据。常用的位移测量仪表有各类位移传感器及其他一些测量仪器及装置。

① 各类位移传感器(位移计)

常用的位移传感器有机械式百分表(千分表)、电子百分表、滑阻式位移传感器和差动式位移传感器等,如图 3.27。这类仪器精度高,可达 0.01mm 或 0.001mm,虽然构造不同,其原理都是通过机械或电子手段将测杆感受到的位移放大并显示出来。

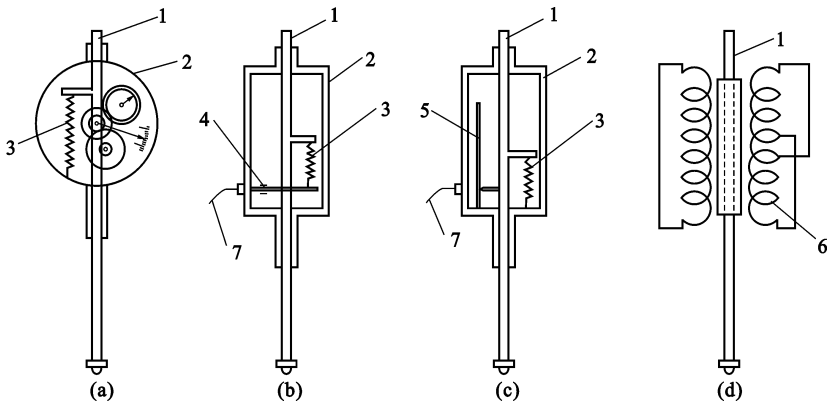


图 3.27 几种常用位移传感器构造

(a) 百分表(千分表);(b) 电阻应变式位移传感器;(c) 滑阻式位移传感器;(d) 差动式位移传感器

1—测杆;2—外壳;3—弹簧;4—电阻应变计;5—电阻丝;7—电感

② 其他位移测量仪器及装置

对于大型结构构件如桥梁等,当位移较大、测量精度要求不高时,可用挠度计(图 3.28)、连通管(图 3.29)进行测量,也可用水准仪、经纬仪及直尺进行测量,其精度不如上述各类位移传感器,一般在 0.1 ~ 1mm。连通管是一种简单装置,将连通管注水,则各竖向管水位在一个平面内,试件变形后水位仍在一个平面内,可利用试件变形前后水位在标尺上的读数变化,求得试件挠度。

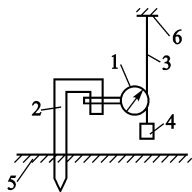


图 3.28 挠度计测量装置

1—挠度计;2—挠度计支架;3—钢丝;4—重锤;5—地面;6—试件

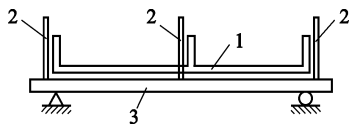


图 3.29 连通管测量装置

1—连通管;2—标尺;3—试件

(2) 其他变形测量仪器

除应变和位移外,结构试验中转角、曲率等有时也需要进行测量。图 3.30 给出了倾角、曲率、扭角、剪应变等测量仪器。

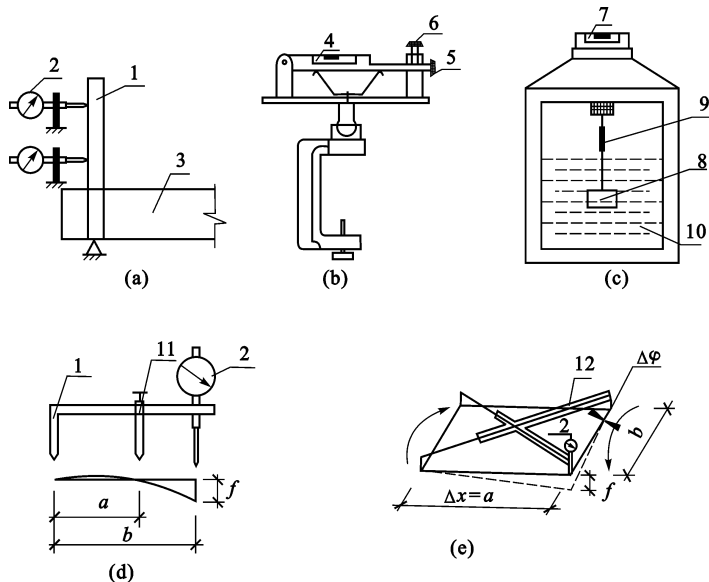


图 3.30 几种变形测量仪器

(a) 杠杆测角器;(b) 水准式倾角仪;(c) 电阻应变式倾角仪;(d) 曲率计;(e) 扭角计

1—刚杆;2—千(百)分表;3—试件;4—水准管;5—刻度盘;6—微调螺丝;

7—水准泡;8—重锤;9—电阻应变计;10—阻尼液体;11—滑动块;12—刚性支架

掌握了基本方法后,还可以自行设计各类测量装置。

3.3.2.2 裂缝测量仪表

结构(尤其是混凝土结构)静力试验、检测中观察裂缝的发生和发展,对于确定开裂荷载、研究结构抗裂性能和破坏过程有着重要的作用。

裂缝观察方法主要有:

(1) 贴应变计

应变计贴在混凝土试件受拉区上可以观测到裂缝的出现和开裂应变的大小,当应变计应变突然急剧变化或失效时,说明出现了裂缝。为避免裂缝位置绕过应变计,可采用连续贴应变计方式。对于其他材料,有一种裂纹应变计专用于裂缝扩展观察,如图 3.17(c),各栅条有一端互不相连,每个栅条两端分别接在仪器上,根据各栅条阻值变化判断裂缝扩展情况。

(2) 白石灰水涂层

试验前将试件涂白石灰水,干燥后试件表面呈白色并画上坐标格,便于用放大镜观测裂缝的出现及其位置、走向和宽度。

(3) 导电漆膜

在混凝土试件受拉区表面涂一种专用导电漆膜,干燥后两端接入电路。当混凝土裂缝宽度达到 $0.001 \sim 0.005\text{mm}$ 时导电漆膜会出现火花直至烧断,以此判断裂缝出现。

裂缝宽度测量仪器主要有：

(1) 读数显微镜

如图 3.31, 读数鼓轮上标有刻度, 旋动读数鼓轮, 使镜内长线分别处于裂缝两侧边缘并读出两次刻度值。两次读数差即为裂缝宽度。读数显微镜精度一般为 0.01mm , 量程可达 $3\sim 8\text{mm}$ 。

(2) 裂缝读数卡

如图 3.32, 硬质纸片上印有许多宽度不同的线条, 其宽度为标准宽度, 将标准宽度线条与裂缝放在一起, 用放大镜比照以测量裂缝宽度。此法精度较读数显微镜低。

3.3.2.3 力测量仪表

静力试验需要测定的力, 主要是荷载和支座反力, 其次有钢丝的张力, 还有风压、油压、土压力等。测量仪器也有机械式和电测两种, 其品种规格繁多, 图 3.33 列出一些例子, 基本原理不外是利用弹性元件的弹性变形或应变与其所受外力构成一定的比例关系而制成的测力装置。机械式测力计利用千分表等测量弹性元件的变形, 电测传感器需要用二次电测仪器如电子秤、电阻应变仪等测量弹性元件的应变, 由标定关系得到力值。

了解了这些原理之后, 可以自行设计一些简单的测力装置。

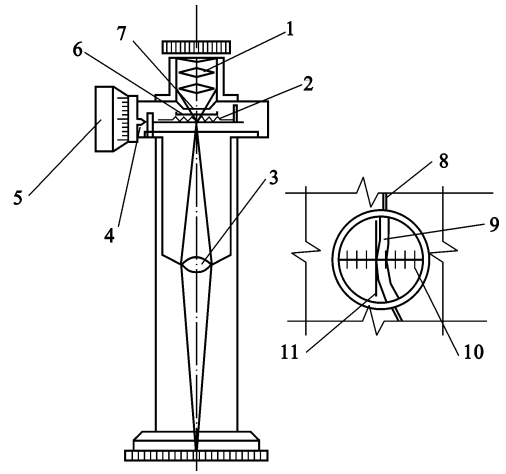


图 3.31 读数显微镜

- 1—目镜; 2—划分板弹簧; 3—物镜; 4—微调螺丝;
5—微调鼓轮; 6—可动下划分板; 7—上划分板;
8—裂缝; 9—放大后的裂缝; 10—上下划分板刻度线;
11—下划分板刻度长线



图 3.32 裂缝读数卡

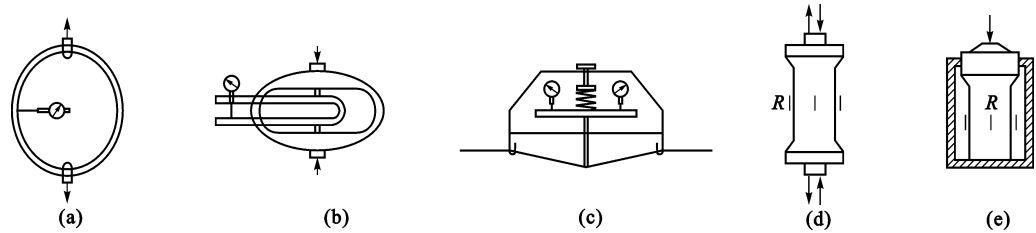


图 3.33 几种测力计及传感器

- (a) 拉力环; (b) 压力环; (c) 钢丝张力测力计; (d) 拉压力传感器; (e) 压力传感器

3.3.3 数据采集系统

数据采集系统(简称数采系统)可以进行数据采集、处理、分析、判断、报警、直读、绘图、储存、试验控制和人机对话等, 它具有采样通道多、采样数据量大、采样自动化等特点。数据采集系统不仅适用于静力试验, 也适用于动力试验。随着软、硬件制造技术的发展, 呈现出体积小、采样数据量大、测量精度高、使用简单、后处理功能强的特点。

数据采集系统包括硬件系统和软件系统。硬件系统包括传感器、数据采集仪和计算机(控制与分析器)三个部分, 其工作流程如图 3.34。

传感器的作用是感受各种试验物理量并把它们转变成电信号; 数据采集仪的作用是对所有的传感器通道进行扫描, 将扫描结果进行信号/物理量转换, 然后将这些物理量数据传给计算机, 或者打印、存盘; 计算机通过软件系统对数据采集仪进行采样控制, 对数据进行实时处理和后处理。

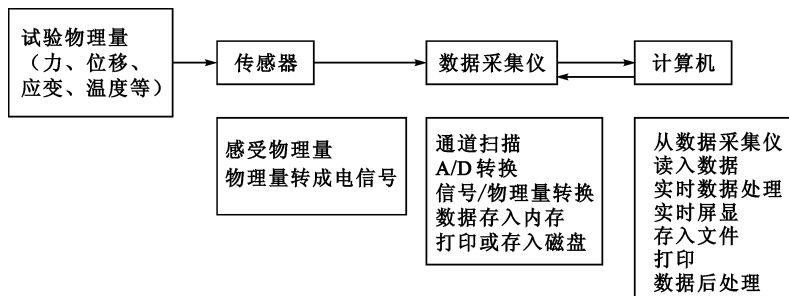


图 3.34 数据采集系统流程图

3.4 工程结构试验方法

3.4.1 试验前的准备

结构试验前必须进行试验准备工作,其中包括试件材料的物理力学性能测定、试件特征值估算、试件准备、设备与场地准备、试验安装等。

3.4.1.1 测定材料性能

材料的物理力学性能不仅是进行结构计算、提出计算理论的重要依据,也是结构试验中确定荷载分级、估算试件各阶段试验特征值的依据。因此,试验前必须对试件材料的物理力学性能进行测定。

测定项目通常有强度、变形性能、弹性模量、泊松比、应力-应变关系曲线。

3.4.1.2 估算试件特征值

根据试件计算简图、几何尺寸和材料物理力学性能估算出各试验阶段的特征值(如开裂荷载、极限荷载、变形、应变等),以便试验时心中有数,控制试验节奏。

3.4.1.3 试件准备

试件应严格按试件设计图纸和制作要求进行制作加工。制作时应按设计图纸检查钢筋位置、保护层厚度等,试验前应检查试件尺寸,制作缺陷等,这些情况对结构试验有着重要影响,必须记录在案。对于影响观测的制作缺陷,试验前应进行修补。

此外,为方便操作,有些测点布置和处理,如手持应变计脚座的固定,钢测点的除锈,裂缝观测涂白、坐标网线,甚至应变计的粘贴,接线和材料非破损检测等也应在这个阶段进行。

3.4.1.4 设备与场地准备

试验前应集中试验所用的加载设备和测量仪器,进行必要的检查、调试和标定。标定须有标定报告,以供资料整理或使用过程中的修正。

试验前应进行场地的清理和场地水、电、交通的安排。必要时,还要做场地平面设计,架设或准备好试验中的防风、防雨和防晒措施,避免对荷载和测量造成影响。现场的支撑点耐力应经局部验算和处理,沉降量不宜过大,以便保证结构作用力的正确传递和试验工作顺利进行。

3.4.1.5 试验安装

在完成上述技术、物质准备之后,即可按试验大纲的设计要求进行试验安装。试验安装包括试件就位、加载设备和测量仪器的安装。

保证试件安装位置准确,试件边界条件符合要求,加载位置准确,试验装置稳定、对正,测点位置准确,避免试验误差和出现安全事故,是试验安装的中心问题。此外,试验吊装时,应防止因试件扭曲、平面外弯曲,造成试件开裂、变形,必要时加设夹具,提高试件强度及抗裂能力。

简支结构的两支点应在同一水平面上,高差不宜超过 $1/50$ 跨度,试件、支座、支墩、试验台座之间应密合稳固,为此常用砂浆坐缝处理。超静定结构,包括四边支撑和四角支撑板的各支座应保持均匀接触,可用可调支座、砂浆坐浆或湿砂调节。若带支反力测力计,可调节支反力至合理为止。扭转试件安装应注意扭转中心与支座转动中心一致。嵌固支撑,应上紧夹具,不得有任何松动或滑移。

加载设备应对正、稳定,防止加荷过程中出现偏斜、崩脱等现象,同时应采取适当安全措施,例如小设备加系吊绳,避免掉落伤人伤设备。

百分表等仪表表座应独立设置在固定的不动点上,防止与承力架、脚手架等相互影响,干扰变形的测量。测量仪器按设计要求就位后,应进行调试、试测,测点所接的仪器通道应作编号对应记录,接触式仪器(如百分表等)应加保护措施,如系吊绳,避免掉落伤人伤设备。

3.4.2 一般结构构件静力试验

梁、板、柱、桁架都是常见的基本承重结构和构件,下面介绍它们的基本试验方法。

3.4.2.1 梁和板静力试验

(1) 试验装置与加载方案

板和梁可采用正位试验,也可采用异位(卧位、反位)试验。当采用异位试验方法时,应注意结构实际工作状态与试验状态的不一致造成的影响,如混凝土试件自重产生裂缝、试件自重产生的附加内力、变形等。

板承受均布荷载,可采用重力加载,荷载布置应均匀,避免因构件变形造成重物块起拱而改变构件受力形式。当荷载较大采用液压加载时,可用多点集中荷载等效,并注意同步加载。

梁的试验荷载较大,一般采用液压加载。荷载布置应符合试验加载图式。当受试验条件限制而采用等效荷载时,除应注意控制截面内力等效外,还应注意非控制截面的内力差异对试验结果产生的影响,同时加强非控制截面强度,以防出现其他破坏形式。

试件支座形式应符合实际边界条件。对于简支板和梁应保证一边是固定铰支座,其余边是滚动铰支座,以使试验装置稳定和试件内不产生轴向力,当采用分配梁加载时,分配梁的两支座也应如此。试验支座本身应进行强度和刚度设计,其尺寸也要满足与其接触物件的局部强度。

正常使用荷载之前一般分五级加载,每级荷载约为使用荷载的 20%;正常使用荷载之后每级荷载加密一倍,约为使用荷载的 10%;为了准确得到开裂荷载或破坏荷载,在达到开裂荷载或破坏荷载的 90% 后,级距再加密,约为使用荷载的 5%。

加载设备吨位适当,以大于试验最大荷载的 20% ~ 50% 为宜。对于破坏性试验,由于混凝土梁破坏前钢筋屈服,构件变形较大,选择和安放液压加载器时,应注意加载器行程,以免因行程不够使试验无法继续。

(2) 观测方案

观测项目根据试验目的确定。对于鉴定性试验,主要测定试验荷载下的试件短期挠度、最大裂缝宽度和承载力;对于科研性试验,除上述观测项目外,一般还要测量开裂荷载、截面应变大小和分布规律,有时还要测量截面曲率。

下面介绍梁板测点布置的一些基本方法,其原理可用于其他构件的测点布置。

挠度测量一般用百分表,选用时要注意量程。挠度测量必须扣除支座影响,因此,测量单向板和梁跨中最大挠度时,除在跨中布置沉降测点外,还应在支座处布置沉降测点,测点数目不得少于 3 个。测量悬臂式结构构件的最大挠度时,除在自由端布置沉降测点外,还应在固定端布置沉降测点和转角测点;测量变形曲线时,测点应布置在构件跨度方向的中点和 $L/4$ 处,包括支座变形在内,测点数目不宜少于 5 个。对于跨度大于 6m 的构件,测点数目还应适当增加。宽度大于 600mm 的单向板和梁,同一截面挠度测点应布置 2 ~ 3 个,取其平均值作为该截面处挠度。对于双向板,挠度测点应沿两个跨度方向的跨中或挠度较大部位布置,且任意方向的测点数目包括支座测点在内,测量跨中最大挠度时不得少于 3 个,测量变形曲线时不宜少于 5 个。精度要求不高时可以在试件上固定标尺,用水准仪测量。

梁、板弯曲应变的测量是主要内容之一,通常要测量正负弯矩控制截面和有突变的截面的应变(应力)分布规律及中和轴位置,因此应沿截面高度连续布置应变测点,测点数量不少于 5 个,测点可等距布置或不等距布置,不等距布置采用外密里疏,以测出较大应变,获得较好精度。

测量梁弯剪区段混凝土的主应力(应变)时,可布置适当数量的应变花,并按数据整理一节计算主应力大小和方向,绘制主应力迹线图。

为探求钢筋混凝土梁板中钢筋的受力情况,往往需要在钢筋上布置应变测点,抗弯测量布置在控制截面受力主筋上,抗剪测量布置在弯起钢筋和控制截面箍筋上。钢筋应变测量,可在混凝土浇注前贴电阻应变

计,做好绝缘和防护处理后浇注混凝土;也可以在浇注混凝土时在测点处预留孔洞,露出钢筋,在试验前粘贴应变计或试验时用机械式应变测量仪表测量。

测量构件曲率时,可在构件受拉一侧安放曲率计,混凝土构件出现裂缝后曲率计至少要跨过两条裂缝,以测量平均曲率。

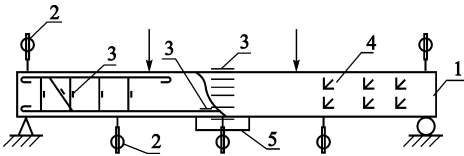


图 3.35 混凝土梁测点布置

1—试件;2—位移计;3—应变计;4—应变花;5—曲率计

梁测点布置如图 3.35。

开裂荷载测量的关键是及时发现第一条裂缝,因此,事先应该估计裂缝可能出现的区段。加载过程中或持荷时间内发现第一条裂缝时,按前一级荷载确定开裂荷载。由于混凝土抗拉强度离散性较大,事先不易确定裂缝的位置,因此,可在梁板受拉边沿连续贴应变计或涂导电涂层等方法判断开裂时间。此外,也可用荷载-挠度曲线判别法判断开裂时刻,当荷载-挠度曲线斜率首次发生突变时的荷载值为开裂荷载。

最大裂缝宽度的测量,可选三条目测最大裂缝测量其宽度,取其中最大值作为最大裂缝宽度。弯曲垂直裂缝宽度应在结构构件的侧面相应于主筋高度处测量,弯剪斜裂缝的宽度应在斜裂缝与箍筋交汇处或斜裂缝与弯起钢筋交汇处测量。

构件开裂后应立即对裂缝的发生和发展情况进行详细观测,用测量仪器确定各级荷载作用下的主要裂缝宽度、长度、位置、走向、裂缝间距和正常使用荷载作用下的最大裂缝宽度。试验后绘出裂缝展开图,统计出平均裂缝宽度和平均裂缝间距。

对于超静定梁的内力图,可采用测定反弯点的方法,即预估出反弯点的位置,在其两旁的截面上各布置一个或两个测点,按比例作图即可求得应变为零的位置(反弯点位置),由荷载可求出固端内力,如图 3.36。

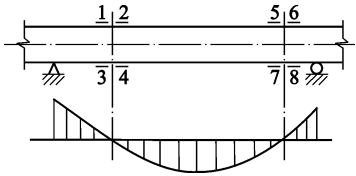


图 3.36 超静定结构反弯点位置的测定

(3) 安装就位

试件安装就位时,必须注意使构件、加载设备及测量仪表位置准确、方向正确,应避免安装倾斜,否则将会引起荷载、测量误差,还可能造成安全事故。对于破坏性试验,事先应估计破坏形态,注意加强安全防范措施。

3.4.2.2 柱子静力试验

(1) 试验装置与加载方案

柱子试验可采用正位或卧位方案,正位试验主要用在长柱试验机或液压加载系统配合反力设备。卧位试验难以有效消除自重影响,对于长细比较大的柱子,自重产生的二阶弯矩影响越加明显,故常用于短柱试验。

为了减小支座与柱端的转动摩擦以及加载过程中避免出现施力位置改变,柱子试验支座通常采用刀口铰支座。轴心受压采用双刀口铰支座,偏心受压采用单刀口铰支座。

柱子一般按估算破坏荷载的 1/10 ~ 1/15 分级加载,接近开裂荷载及破坏荷载时,级距加密至原分级的 1/2 甚至更小。

(2) 观测方案

柱子观测项目与梁的观测项目类似,主要有各级荷载下的侧向挠度、变形曲线、控制截面的应变(应力)分布、开裂荷载、破坏荷载、破坏特征及裂缝发展过程,其测点布置原理及应变、挠曲、裂缝等测量方法也与梁板基本相同。图 3.37 为钢筋混凝土柱的测点布置。

(3) 安装就位

为保证加载图式准确,除了要注意构件端部约束条件外,安装时,还应注意偏心距的准确性。偏心距应自截面力学中心算起。截面力学中心可通过试验方法得到:初步对中之后,加载约正常使用荷载的 20% ~ 40%,测量跨中截面的侧移或两侧应变,逐步调整加力点位置,直到无侧移或截面应变均匀,即可确定截面力学中心。为简便起见,常把截面几何中心作为截面力学中心。

3.4.2.3 桁架静力试验

(1) 试验装置与加载方案

桁架尺寸大、重心高,平面外强度、刚度极小,试验时应充分注意这些特点。

桁架试验在室内一般多采用正位加载方案。由于桁架平面外刚度极小,正位试验时应设置侧向支撑,保证桁架侧向稳定。侧向支撑应当不妨碍桁架受力和平面内挠曲变形。在施工现场做鉴定性试验时,也可以采用两榀桁架对顶做卧位试验。卧位试验可以解决桁架侧向稳定问题,但自重的影响无法消除,向下的侧面观测困难。

桁架一般承受节点荷载,有时也承受上弦节间荷载。桁架试验可用重力加载或液压加载器多点同步加载。利用杠杆进行多点加载时,各杠杆吊篮不应放在桁架的同一侧,以防杠杆产生的侧向推力造成桁架平面外失稳。两榀桁架同时做正位试验时,可将两榀桁架并排放置,用堆放屋面板等重物方法加载。

桁架受力后下弦伸长,滚动支座的水平位移往往较大,应当留有足够的位移空间;此外,要保证支座滚动后,不改变桁架支撑点位置和桁架端节点应力状态,可采用图 3.11(b)的滚动支座形式。

(2) 观测方案

桁架试验观测项目主要有:桁架挠度及变形曲线;开裂荷载及破坏荷载;杆件截面应变(应力);节点应变(应力)分布;结构裂缝发展及分布;节点刚度及变形对杆件次应力的影响。

桁架挠度一般用位移计测量,当变形较大、精度要求不高时也可用挠度计、标尺配水准仪测量。挠度测点布置在桁架下弦节点上,必要时上弦节点也布置测点。测量最大挠度时,分别在跨中节点和两支座处布置 3 个测点;测量变形曲线时,适当增加测点数目,可在每个节点上布置测点。桁架节点较多时,可利用结构和荷载的对称性半跨布置测点,在另外半跨布置少量效验点,以减少测点数量,如图 3.38。

上弦有节间荷载时为压弯构件,按弹性铰支座连续梁计算;其余杆件内力按铰接桁架计算,只有轴向力。但实际桁架的杆件连接并非铰接,节点有一定刚性。由于节点刚性影响,杆件截面除了有轴力外,实际还可能双向弯矩甚至扭矩。不考虑节点刚性的影响时,应变测点应远离节点,布置在杆件中间截面;若要考虑节点刚性的影响,则除中间截面布置测点外,节点附近的杆件截面也应布置测点。同一截面测点布置的数量以满足求解全部内力为准,可参阅数据整理一节。

测量桁架节点平面应力分布,可布置适当数量的应变花测点。

对于钢筋混凝土桁架,开裂荷载及裂缝测量方法与梁板类似,开裂荷载测量的关键是及时发现第一条裂缝。

(3) 安装就位

桁架在正常使用荷载下挠度较大,尤其在破坏前挠度更大。因此,安装试件时,应防试验过程中试件或吊篮着地或加载器、测量仪表行程不够。

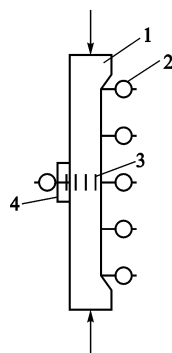


图 3.37 钢筋混凝土柱测点布置

1—试件;2—百(千)分表;

3—应变计;4—曲率计

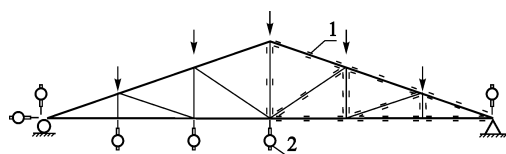


图 3.38 桁架测点布置

1—应变计;2—位移计

3.5 试验资料整理与分析

试验所得到的数据包含着丰富的结构工作信息,只有对试验数据进行计算、表达和分析,才能找出结构工作的规律,才能对结构工作性能进行评定。试验结果的计算、表达和分析过程就是资料整理过程。

3.5.1 试验原始资料的整理

试验原始资料主要有:① 试验对象的考察记录、图例、照片;② 试验大纲,材料力学性能试验结果;③ 仪

表的测读数据记录及裂缝记录图;④ 试验情况记录;⑤ 破坏形态描述、图例、照片。试验原始记录汇集应保持完整性、科学性、严肃性,不得随意更改。

为方便观察、分析规律,试验测读数据应列表计算,算出每个测点在各级荷载下的递增值和累计值,多测点还要算出平均值。对于最大变形、最大应变等控制性数据应在现场及时整理、通报,以便指导下一步试验。

资料整理时,对于异常数据应进行判断,判断其是否是仪器故障或安装不当造成,如果是,则可舍去;如果分析不出原因,则应根据统计学的偶然误差理论来处理这些异常数据(详见第9章)。异常数据有时包含着我们尚未认识的客观规律,绝不能轻易舍弃。

3.5.2 试验结果的表达

为了方便分析,试验数据常用表格、图像或函数表达。同一组数据可以同时用这三种方法表达,目的就是为了使分析简单、直观。建立函数关系的方法主要有回归分析、系统识别等方法(请参见第9章),这里介绍表格和图像。

3.5.2.1 表格

表格是最基本的数据表达方法,无论绘制图像还是建立函数表达式,都需要数据表。表格分为汇总表格和关系表格两大类。汇总表格把试验结果中的主要内容或试验中的某些重要数据汇集于一个表格中,起着类似于摘要和结论的作用,表中的行与行、列与列之间没有必然的关系;关系表格是把相互有关的数据按一定的格式列于表中,表中行与行、列与列之间有一定的关系,它的作用是使有一定关系的若干变量的数据更加清楚地表示出变量之间的关系和规律。

表格的形式不拘一格,关键在于完整、清楚地显示数据内容。对于工程检测试验记录表格,表格内容除了记录数据外,还应适当包括工程名称、委托单位、检测单位、检测日期、气象环境条件、仪器名称、仪器编号及试验、测读、记录、校核、项目负责人的签字等内容。

3.5.2.2 图像

表格的直观性不强,试验数据经常用图像表达,图像表达方式有曲线图、形态图、直方图和馅饼图等。试验中常用曲线图表达数据关系,用形态图表达试件破坏形态和裂缝扩展形态。

(1) 曲线图

对于定性分析和整体分析来说,曲线图是最合适的方法,它可以直观地反映数据的最大值、最小值、走势、转折。

① 坐标的选择与试验曲线的绘制

选择适当的坐标系、坐标参数和坐标比例,有时对于反映数据规律是相当重要的。

试验分析中常用直角坐标反映试验参数间的关系。直角坐标系只能反映两个变量间的关系。有时会遇到变量不止两个的情况,这时可采用“无量纲变量”作为坐标来表达。例如为了验证钢筋混凝土矩形单筋梁的截面承载力公式

$$M_u = A_s \sigma_s \left[h_0 - \frac{A_s \sigma_s}{2b f_{cm}} \right]$$

需要进行大量的试验研究,而每一个试件的配筋率 $\rho = \frac{A_s}{bh_0}$ 、混凝土强度等级 f_{cu} 、截面形状和尺寸 bh_0 都有差别,若以每一试件的实测极限弯矩 M_u^0 和计算极限弯矩 M_u^c 逐一比较,就无法用曲线表示。但若将纵坐标改为无量纲,以 $\frac{M_u^0}{M_u^c}$ 来表示,横坐标分别以 ρ 和 f_{cu} 表示,如图 3.39,则即使截面相差较大的梁,也能反映其共同的规律。图 3.39 说明,当配筋率超过某一临界值或混凝土等级低于某一临界值时,则按上述公式算得的极限弯矩将偏于不安全。

上面的例子告诉我们,如何组合试验参数作为坐标轴,应根据分析目标而定,同时还要有专业的知识并仔细地考虑。

不同的坐标比例和坐标原点会使曲线变形、平移,应选择适当的坐标比例和坐标原点使曲线特征突出并占满整个坐标系。

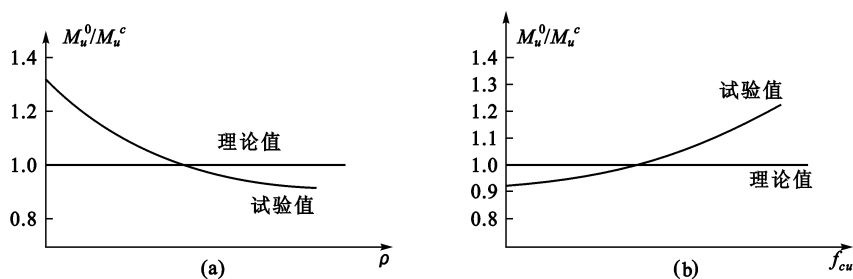


图 3.39 混凝土梁承载力试验曲线
(a) 配筋率相同; (b) 混凝土等级相同

绘制曲线时,运用回归分析的基本概念,使曲线通过较多的试验点,并使曲线两旁的试验点大致相等。

② 常用试验曲线

常用的试验曲线有荷载-变形、荷载-应变、荷载-应力曲线等。

荷载变形曲线有很多,诸如结构或构件的整体变形曲线;控制点或最大挠度点的荷载变形曲线;截面的荷载变形(转角)曲线;铰支座与滚动支座的荷载侧移曲线;变形时间曲线、反复荷载作用下的结构构件的延性曲线;滞回曲线等。

图 3.40 是三条荷载挠度曲线。曲线 1 及曲线 2 的 OA 段说明结构处于弹性状态。曲线 2 整体表现出结构的弹性和弹塑性性质,这是钢筋混凝土结构的典型现象。钢筋混凝土结构由于结构裂缝、钢筋屈服会在曲线上先后出现两个转折点。结构变形曲线反映出的这种特性可以在整体挠曲曲线和支座侧移曲线中得到验证。对于加载过程,曲线 3 属于反常现象,说明试验存在问题。

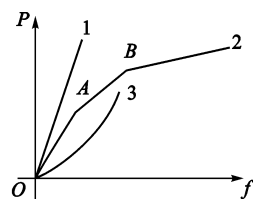


图 3.40 荷载变形曲线特征

荷载变形曲线可反映出结构工作的弹塑性性质;反复荷载下的结构延性曲线可反映出结构软化性质;滞回曲线可反映出结构的恢复力性质;变形时间曲线可反映出结构长期工作性能;等等。这些曲线还包含了什么信息、反映了结构工作的什么问题、什么时候需要绘制,可以从相关专业知识得到了了解。

(2) 形态图

试验过程中,应在构件上按裂缝展开面和主侧面绘出其开展过程并注上出现裂缝的荷载值及宽度、长度,直至破坏。待试验结束后用照相或用坐标纸按比例作描绘记录。

此外,结构破坏形态、截面应变图都可以采用绘图方式记录。

除上述的试验曲线和图形外,根据试验研究的结构类型、荷载性质、变形特点等,还可以绘出一些其他结构特性曲线,如超静定结构的荷载反力曲线、节点局部变形曲线、节点主应力轨迹图等。

3.5.3 应变测量结果分析

通过应变测量结果分析,可得到截面内力、平面应力状态。

3.5.3.1 截面弹性内力计算

通过对轴向受力、拉弯、压弯等构件的实测应变分析,可以得到构件的截面弹性内力。

(1) 轴向拉、压构件

拉、压构件测点布置如图 3.41(a)。根据截面中和轴或最小惯性矩轴上布置的测点应变,截面轴向力可按下式计算:

$$N = \sigma \cdot A = \bar{\varepsilon} E \cdot A \quad (3.23)$$

式中 E 、 A ——材料弹性模量和截面面积;

$\bar{\varepsilon}$ ——实测的截面平均应变, $\bar{\varepsilon} = \frac{1}{n} \sum \varepsilon_i$ 。

(2) 单向压弯、拉弯构件

这类构件测点布置如图 3.41(b)。由材料力学知,截面边缘应力计算公式为:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} \pm \frac{M_{y1}}{I} \quad (3.24)$$

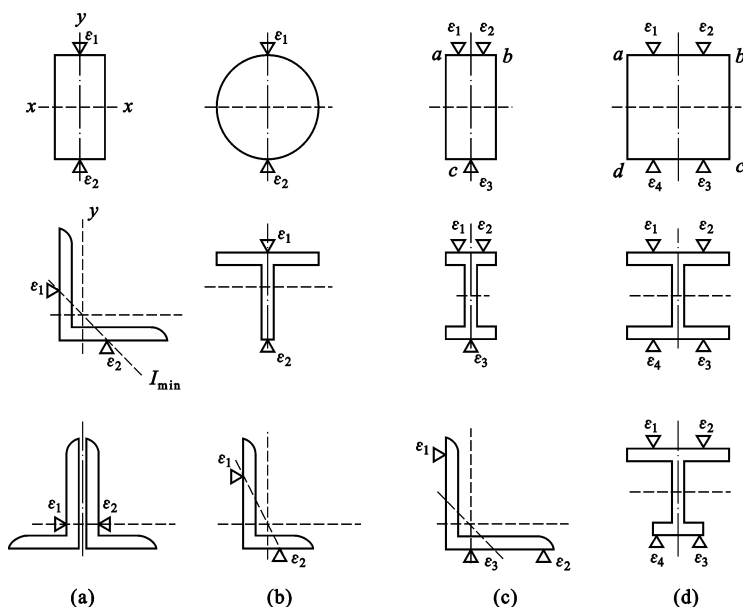


图 3.41 各种受力截面上的测点布置

(a) 轴向受力; (b) 单向拉弯、压弯; (c) 双向弯曲; (d) 双向弯曲扭转

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} \pm \frac{My_2}{I} \quad (3.25)$$

注意到: $y_1 + y_2 = h$, $\sigma_1 = \varepsilon_1 E$, $\sigma_2 = \varepsilon_2 E$, 则截面轴力及弯矩计算公式为:

$$N = \frac{EA}{h} (\varepsilon_1 y_2 + \varepsilon_2 y_1) \quad (3.26)$$

$$M = \frac{EI}{h} (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \quad (3.27)$$

式中 A 、 I ——构件截面面积和惯性矩;

ε_1 、 ε_2 ——截面上、下边缘的实测应变值;

y_1 、 y_2 ——截面中和轴至截面上、下边缘测点的距离。

(3) 双向弯曲构件

构件受轴力 N 、双向弯矩 M_x 和 M_y 作用时, 截面上的测点布置如图 3.41 (d)。根据测得的四个应变 ε_1 、 ε_2 、 ε_3 、 ε_4 , 利用外插法求出截面相应四个角的应变值 ε_a 、 ε_b 、 ε_c 、 ε_d , 再利用式 (3.28) 中的任意三个方程, 即可求解 N 、 M_x 和 M_y 。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_a = \varepsilon_a E &= \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} y_1 + \frac{M_y}{I_y} x_1 \\ \sigma_b = \varepsilon_b E &= \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} y_1 + \frac{M_y}{I_y} x_2 \\ \sigma_c = \varepsilon_c E &= \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} y_2 + \frac{M_y}{I_y} x_1 \\ \sigma_d = \varepsilon_d E &= \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} y_2 + \frac{M_y}{I_y} x_2 \end{aligned} \right\} \quad (3.28)$$

对于图 3.41 (c) 的测点布置, 可利用上式中的前三个方程, 取消 σ_c 中的最后一项, 即可求出 N 、 M_x 和 M_y 。

若构件除轴力 N 和弯矩 M_x 及 M_y 作用外, 还有扭转力矩 B 时, 则在上述各式中再加上一项 $\sigma_\omega = B \frac{\omega}{I_\omega}$ 。利用上述四式可同时解出 N 、 M_x 、 M_y 和 B 。

一般 3 个测点以上的分析, 采用数解法比较困难, 多采用图解法求解。下面通过两个例子说明图解法。

【例 3.1】 已知 T 形截面形心 $y_1 = 200\text{mm}$, 高度 $h = 600\text{mm}$, 实测上、下边缘的应变为 $\varepsilon_1 = 100 \times 10^{-6}$ 、 $\varepsilon_2 = 400 \times 10^{-6}$, 用图解法分析截面上存在的内力及其在各测点产生的应变值。

【解】 按比例画出截面几何形状及实测应变图, 如图 3.42。通过水平中和轴与应变图的交点 e 作一条垂线, 得到轴向力产生的应变 ε_N 和弯曲产生的应变 ε_M , 其值计算如下:

$$\varepsilon_0 = \left(\frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{h} \right) y_1 = \left(\frac{400 - 100}{600} \right) \times 200 = 100 \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_N = \varepsilon_1 + \varepsilon_0 = 100 + 100 = 200 \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{1M} = \varepsilon_1 - \varepsilon_N = 100 - 200 = -100 \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{2M} = \varepsilon_2 - \varepsilon_N = 400 - 200 = 200 \times 10^{-6}$$

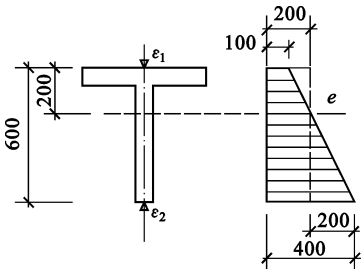


图 3.42 T 形截面应变分析

通过本例分析知, 材料力学中的概念如弯曲应变符合平截面假定、截面形心处的应变不受双向弯曲的影响等, 是图解法的基础。

【例 3.2】 一对称的矩形截面上布置 4 个测点, 测得应变后换算成应力, 画出应力图并延长至边缘, 得边缘应力为 $\sigma_a = -44\text{MPa}$, $\sigma_b = -22\text{MPa}$, $\sigma_c = 24\text{MPa}$, $\sigma_d = 54\text{MPa}$, 如图 3.43 所示。用图解法分析截面上的应力及其在各测点上的应力值。

【解】 求出上、下盖板中点处的应力, 即:

$$\sigma_e = \frac{\sigma_a + \sigma_b}{2} = \frac{-44 - 22}{2} = -33\text{MPa}$$

$$\sigma_f = \frac{\sigma_c + \sigma_d}{2} = \frac{24 + 54}{2} = 39\text{MPa}$$

由于 σ_e 、 σ_f 的符号不同, 可知有轴向力 N 和垂直弯矩 M_x 共同作用。根据 σ_e 、 σ_f 进一步分解得右侧应力图, 可知其轴向力为拉力, 其值为:

$$\sigma_N = \frac{\sigma_e + \sigma_f}{2} = \frac{-33 + 39}{2} = 3\text{MPa}$$

$$\sigma_{M_x} = \pm \frac{\sigma_f - \sigma_e}{2} = \pm \frac{39 + 33}{2} = \pm 36\text{MPa}$$

因为上、下盖板应力分布图呈两个梯形, 说明除了有 N 和 M_x 外, 还有其他内力作用, 这时可通过沿水平盖板的应力图得左侧应力图。其值为

$$\frac{\sigma_a - \sigma_b}{2} = \pm \frac{-44 + 22}{2} = \mp 11\text{MPa}$$

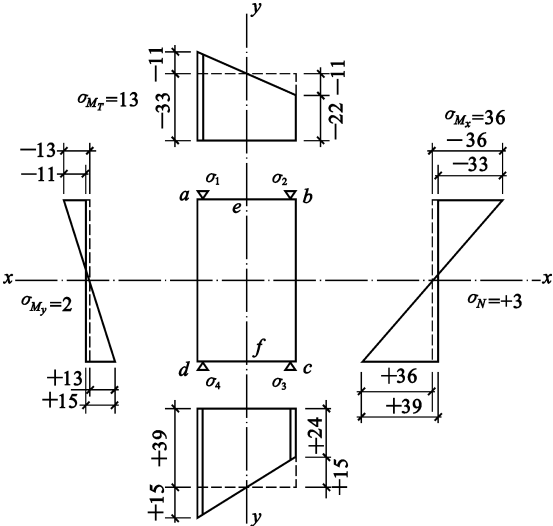


图 3.43 对称截面应变分析

$$\frac{\sigma_d - \sigma_c}{2} = \pm \frac{54 - 24}{2} = \pm 15\text{MPa}$$

由于截面上、下相应测点余下的应力绝对值及其符号均不同, 说明它们是由水平弯矩 M_y 和扭矩 M_T 联合产生, 其值为:

$$\sigma_{M_y} = \pm \frac{-15 + 11}{2} = \mp 2\text{MPa}$$

$$\sigma_{M_T} = \mp \frac{-15 - 11}{2} = \pm 13\text{MPa}$$

现将计算结果列于表 3.2, 求得四种应力后, 根据截面几何性质, 按材料力学公式, 即可求得各项内力值。

表 3.2 应力分析结果

| 应力组成 | 符 号 | 各点应力 (MPa) | | | |
|------|-----|------------|------------|------------|------------|
| | | σ_a | σ_b | σ_c | σ_d |

| | | | | | |
|-----------|----------------|-----|-----|-----|-----|
| 垂直弯矩产生的应力 | σ_{M_x} | -36 | -36 | +36 | +36 |
| 轴向力产生的应力 | σ_N | +3 | +3 | +3 | +3 |
| 水平弯矩产生的应力 | σ_{M_y} | +2 | -2 | -2 | +2 |
| 扭矩产生的应力 | σ_{M_T} | -13 | +13 | -13 | +13 |
| 各点实测应力 | Σ | -44 | -22 | +24 | +54 |

3.5.3.2 平面应力状态分析

用应变花测量平面应力状态的主应力(应变)大小和方向时,可用二片应变计或三片应变计作为一个应变花。

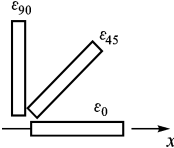
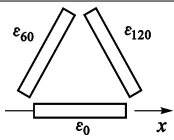
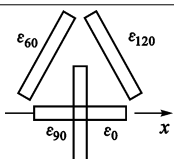
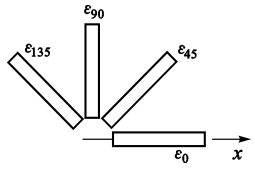
当主应力方向未知时,则必须用三片应变计作为一个应变花,测量一个测点的三个方向的应变。常用应变花形式如表 3.3。

为了简化计算,通常将应变花中的一个应变计的方向与水平轴 x 重合,则应变花的其他应变计与轴的夹角就由特殊角度组成。由材料力学可知,不同形式的应变花的主应变 ε_1 、 ε_2 、主应变方向 θ_x (与 x 轴夹角)和剪应变 γ_{\max} 的计算有着共同的规律,其通式为:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_1 &= A \pm \sqrt{B^2 + C^2} \\ \varepsilon_2 &= A \mp \sqrt{B^2 + C^2} \\ \gamma_{\max} &= 2 \sqrt{B^2 + C^2} \\ \tan 2\theta_x &= \frac{C}{B} \end{aligned} \right\} \quad (3.29)$$

式中 A 、 B 、 C ——应变花形式参数,见表 3.3。

表 3.3 应变花及其形式参数

| 应变花名称 | 应变花形式 | 应变花形式参数 | | |
|-------------|---|---|--|--|
| | | A | B | C |
| 45°直角应变花 |  | $\frac{\varepsilon_0 + \varepsilon_{90}}{2}$ | $\frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_{90}}{2}$ | $\frac{2\varepsilon_{45} - \varepsilon_0 - \varepsilon_{90}}{2}$ |
| 60°等边三角形应变花 |  | $\frac{\varepsilon_0 + \varepsilon_{60} + \varepsilon_{120}}{3}$ | $\varepsilon_0 - \frac{\varepsilon_0 + \varepsilon_{60} + \varepsilon_{120}}{3}$ | $\frac{\varepsilon_{60} - \varepsilon_{120}}{\sqrt{3}}$ |
| 伞形应变花 |  | $\frac{\varepsilon_0 + \varepsilon_{90}}{2}$ | $\frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_{90}}{2}$ | $\frac{\varepsilon_{60} - \varepsilon_{120}}{\sqrt{3}}$ |
| 扇形应变花 |  | $\frac{\varepsilon_0 + \varepsilon_{45} + \varepsilon_{90} + \varepsilon_{135}}{4}$ | $\frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_{90}}{2}$ | $\frac{\varepsilon_{135} - \varepsilon_{45}}{2}$ |

主应力 σ_1 、 σ_2 、主应力方向 θ_x (与 x 轴夹角)和剪应力 τ_{\max} 按下式计算:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \left[\frac{E}{1-\nu} \right] A \pm \left[\frac{E}{1+\nu} \right] \sqrt{B^2 + C^2} \\ \sigma_2 &= \left[\frac{E}{1-\nu} \right] A \mp \left[\frac{E}{1+\nu} \right] \sqrt{B^2 + C^2} \\ \tau_{\max} &= \left[\frac{E}{1+\nu} \right] \sqrt{B^2 + C^2} \\ \tan 2\theta_x &= \frac{C}{B} \end{aligned} \right\} \quad (3.30)$$

式中 E, ν ——材料弹性模量和泊松比。

若主应力方向已知,可用两个应变计作为一个应变花。两个应变计分别沿主应力方向布置,且测得应变即为主应变,分别为 $\varepsilon_1, \varepsilon_2$,则主应力 σ_1, σ_2 、和剪应力 τ_{\max} 按下式计算:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_1 + \nu \varepsilon_2) \\ \sigma_2 &= \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_2 + \nu \varepsilon_1) \\ \tau_{\max} &= \frac{E}{2(1+\nu)} (\varepsilon_1 - \varepsilon_2) = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \end{aligned} \right\} \quad (3.31)$$

3.5.4 挠度测量结果计算

构件的挠度是指构件自身的变形,我们所测的是构件某点的沉降,因此要扣除支座影响。如图 3.44(a) 的简支梁,消除支座影响后实测跨中最大挠度 f_q^0 为:

$$f_q^0 = u_m^0 - \frac{u_l^0 + u_r^0}{2} \quad (3.32)$$

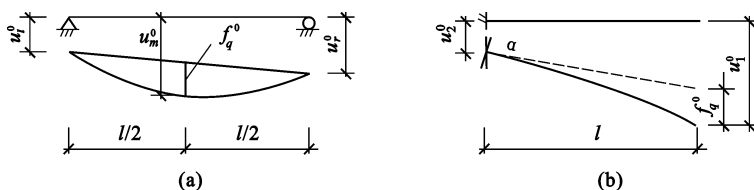


图 3.44 挠度测点布置原理图

如图 3.44(b) 的悬臂梁,消除支座影响后自由端实测挠度 f_q^0 为:

$$f_q^0 = u_1^0 - u_2^0 - l \cdot \tan \alpha \quad (3.33)$$

此外,计算构件实测挠度时还应加上构件自重、加载设备重等产生的挠度。构件实测短期挠度 f_s^0 计算公式如下:

$$f_s^0 = \psi (f_q^0 + f_g^c) \quad (3.34)$$

式中 f_q^0 ——消除支座影响后的挠度实测值,按式(3.32)或式(3.33)计算;

f_g^c ——构件自重和加载设备重产生的挠度;

ψ ——用等效集中荷载代替均布荷载时的加载图式修正系数。

ψ 定义为均布荷载图式跨中挠度与等效集中荷载图式跨中挠度之比,按弹性理论计算。混凝土构件出现裂缝后,按弹性理论计算的 ψ 进行修正会有一定误差。

由于仪表初读数是在试件和试验装置安装后读取,加载后测量的挠度值中未包括自重引起的挠度,因此计算时应予以考虑。 f_g^c 的值可近似按构件开裂前的线性段外插确定,如图 3.45。也可按下式确定:

$$f_g^c = \frac{M_g}{\Delta M_b} \cdot \Delta f_b^0 \quad (3.35)$$

式中 $\Delta M_b, \Delta f_b^0$ ——对于简支梁分别为开裂前跨中截面弯矩增量与相应跨中挠度增量,对于悬臂梁分别为固端截面弯矩增量

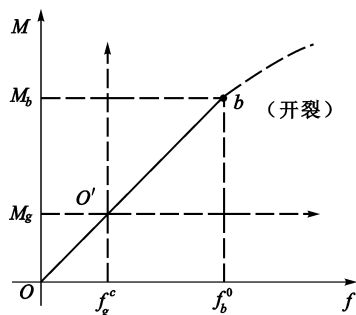


图 3.45 外差法确定自重挠定

与相应自由端挠度增量；

M_k ——构件与加载设备重产生的截面弯矩,对于简支梁为跨中截面弯矩,对于悬臂梁为固端截面弯矩。

3.5.5 结构性能评定

通过结构试验,对结构的承载能力、变形、抗裂度、裂缝宽度进行评定,给出评定结论,也是试验数据整理的一项工作。对于鉴定性试验,应按相关设计规范的要求对结构进行评定,看其是否满足规范的要求;对于科研性试验,应对理论分析结果进行评定,看其与试验结果的符合程度。

由于各种结构规范不同,评定标准有所差异,以下就建筑结构评定作一说明。

3.5.5.1 结构、构件承载力评定

鉴定性试验,按下式计算构件的承载力检验系数实测值 γ_u^0

$$\gamma_u^0 = \frac{P_u^0}{P}$$
 (3.36)

或

$$\gamma_u^0 = \frac{S_u^0}{S}$$
 (3.37)

式中 P_u^0, S_u^0 ——分别为构件破坏荷载、破坏荷载效应实测值；

P, S ——分别为构件承载力检验荷载、检验荷载效应。

并应满足

$$\gamma_u^0 \geq \gamma_0 [\gamma_u]$$
 (3.38)

式中 γ_0 ——结构的重要性系数,按表 3.4 取用；

$[\gamma_u]$ ——构件的承载力检验系数允许值,按表 3.5 取用。

对于科研性试验,按下式计算承载力检验系数实测值 γ_u^0 ：

$$\gamma_u^0 = \frac{R(f_c^0, f_s^0, a^0, \cdots)}{S_u^0}$$
 (3.39)

当 $\gamma_u^0 = 1$ 时,说明理论计算与试验结果的符合程度良好; $\gamma_u^0 < 1$ 时,说明计算结果比试验结果小,偏于安全; $\gamma_u^0 > 1$ 时,说明计算结果比试验结果大,偏于不安全。

表 3.5 承载力检验指标

| 受力情况 | 标志编号 | 承载力检验标志 | | $[\gamma_u]$ |
|------------------------|------|----------------------------------|-------------------------|--------------|
| 轴心受拉、偏心受拉、 受弯、大偏心受压 | ① | 主筋处裂缝宽度达到 1.5mm 或挠度达到跨度的 1/50 | I ~ III 级钢筋,冷拉 I、II 级钢筋 | 1.20 |
| | | | 冷拉 III、IV 级钢筋 | 1.25 |
| | | | 热处理钢筋、钢丝、钢绞线 | 1.45 |
| | ② | 受压区混凝土破坏 | I ~ III 级钢筋,冷拉 I、II 级钢筋 | 1.25 |
| | | | 冷拉 III、IV 级钢筋 | 1.30 |
| | | | 热处理钢筋、钢丝、钢绞线 | 1.40 |
| | ③ | 受力主筋拉断 | | 1.50 |
| 轴心受压、偏心受压 | ④ | 混凝土受压破坏 | | 1.45 |
| 受弯构件的受剪 | ⑤ | 腹部斜裂缝宽度达到 1.5mm 或斜裂缝末端混凝土剪压破坏 | | 1.35 |
| | ⑥ | 斜截面混凝土斜压破坏或受拉主筋端部滑脱,其他锚固破坏 | | 1.50 |

混凝土构件达到下列破坏标志之一时,即认为达到承载力极限状态。

(1) 轴心受拉、偏心受拉、受弯、大偏心受压构件

① 受拉主筋应力达到屈服强度、受拉应变达到 0.01；

② 受拉主筋拉断；

③ 受拉主筋处最大垂直裂缝宽度达到 1.5mm；

④ 挠度达到跨度的 1/50,悬臂构件挠度达到 1/25;

⑤ 受压区混凝土压坏;

⑥ 锚固破坏或主筋端部混凝土滑移达 0.2mm。

(2) 轴心受压或小偏心受压构件

① 混凝土受压破坏;

② 受压主筋应力达到屈服强度。

(3) 受弯构件剪切破坏

① 箍筋或弯起钢筋或斜截面内的纵向受拉主筋应力达到屈服强度;

② 斜裂缝端部受压区混凝土剪压破坏;

③ 沿斜截面混凝土斜向受压破坏;

④ 沿斜截面撕裂形成斜拉破坏;

⑤ 箍筋或弯起钢筋与斜裂缝交汇处的斜裂缝宽度达 1.5mm;

⑥ 锚固破坏或主筋端部混凝土滑移达 0.2mm。

试验加载应保证有足够的持荷时间,因此,结构承载力应按下述规定取值:在加载过程中出现上述破坏标志之一时,取前一级荷载作为结构的实测承载力;在持荷结束后出现上述破坏标志之一时,以此时荷载作为结构的实测承载力;在持荷时间内出现上述破坏标志之一时,取本级与前一级荷载的平均值作为结构的实测承载力。

试验记录资料也是确定构件承载力的参考依据,它们包括混凝土或钢筋的应变、荷载-挠度曲线顶点、构件最大挠度、最大裂缝宽度出现时刻等。

3.5.5.2 结构挠度评定

鉴定性试验,应满足下式要求:

$$f_s^0 \leq [f_s] \quad (3.40)$$

式中 f_s^0 、 $[f_s]$ ——正常使用短期荷载作用下,构件的短期挠度实测值和短期挠度允许值。

对于混凝土构件

$$[f_s] = \frac{Q_s}{Q_l(\theta - 1) + Q_s} [f] \quad (3.41)$$

或

$$[f_s] = \frac{M_s}{M_l(\theta - 1) + M_s} [f] \quad (3.42)$$

式中 Q_s 、 Q_l ——分别为短期荷载组合值、长期荷载组合值;

M_s 、 M_l ——分别为按荷载短期效应组合值、荷载长期效应组合值计算的弯矩;

θ ——考虑荷载长期效应组合对挠度增大的影响系数,按《混凝土结构设计规范》的规定采用;

$[f]$ ——结构挠度允许值。

对于科研性试验,比较计算挠度与实测挠度的符合程度。

3.5.5.3 结构抗裂性评定

对于正常使用不允许出现裂缝的混凝土构件,构件的抗裂性检验应符合下式要求:

$$\gamma_{c \cdots k}^0 \geq [\gamma_{c \cdots k}] \quad (3.43)$$

$$[\gamma_{c \cdots k}] = 0.95 \frac{\gamma_{i \cdots k}^f + \sigma_{p \cdots c}}{f_{t \cdots k} \sigma_{s \cdots c}} \quad (3.44)$$

式中 $\gamma_{c \cdots k}^0$ ——构件抗裂系数实测值,即构件的开裂荷载实测值与正常使用短期检验荷载值之比;

$[\gamma_{c \cdots k}]$ ——构件的抗裂检验系数允许值;

γ ——受压区混凝土塑性影响系数;

$\sigma_{s \cdots c}$ ——荷载短期效应组合下,抗裂验算截面边缘的混凝土法向应力;

$\sigma_{p \cdots c}$ ——检验时在抗裂验算边缘的混凝土预压应力计算值,应考虑混凝土收缩徐变造成预应力损失

随时间变化的影响系数 β , $\beta = \frac{4j}{120 + 3j}$, j 为施加预应力后的时间,以天计;

$f_{t \cdots k}$ ——检验时混凝土抗拉强度标准值。

对于正常使用允许出现裂缝的混凝土构件,构件的裂缝宽度应符合下式要求:

$$W_{s, \max}^0 \leq [W_{\max}] \quad (3.45)$$

式中 $W_{s, \max}^0$ ——在正常使用短期荷载作用下,受拉主筋处最大裂缝宽度的实测值;

$[W_{\max}]$ ——构件检验的最大裂缝宽度允许值。

本章小结

结构静力试验是结构试验中最为常见的、大量的试验,也是结构试验的基础性试验。通过对本章的学习,重点掌握如下内容:

(1) 不同的加载方法和加载设备,其加载特点和适用范围不尽相同,使用时本着方便、适用的原则灵活选用,同时应注意其荷载大小、加载精度及加载行程等。

(2) 试验数据的可靠与否取决于测量仪器的好坏和正确的使用方法。了解各种测量仪器的原理、性能和使用方法是正确使用测量仪器的必要基础。因此,使用前应根据试件材料、被测参数的大小、范围、测量精度要求、测点数量等合理选择测量仪器。同时,对测量仪器应有妥善的保管、维护,使用前还应进行必要的校准。

(3) 充分的试验准备、准确的试验安装、正确的加载程序、合理的测点布置为结构试验的准确性和试验的顺利进行提供了保障。因此,试验前应根据加载图式和必要的安全防范措施进行试验安装;根据试验目的合理安排测点数量和位置;试验过程中应严格按照试验规程规定的试验步骤、加载程序等试验方法进行试验。

(4) 试验成果最终体现在试验数据的整理和分析中。试验数据的整理、分析不仅涉及对数据的误差处理,还涉及专业知识。整理、分析试验数据时,应该结合专业知识和第3章的内容综合考虑。

总之,通过对本章的学习,不仅为从事结构静力试验打下理论基础,同时也为进一步学习结构动力试验奠定了一定的基础。应当指出的是,学习中应注重理论与实践相结合,只有这样才能提高试验技能。

4 工程结构动力试验

本章提要

本章介绍了动力试验的激振设备及测振仪器系统的构成及其激振器、测振仪的功能、基本原理和有关性能指标,并着重阐述了工程结构动力试验获取动参数的一整套测试手段和方法以及相应的数据处理。

4.1 概 述

在工程结构所受的荷载中,除了静荷载外,往往还会受到动荷载的作用。所谓动荷载,通俗地讲,即是随时间而变化的荷载。如冲击荷载、随机荷载(如风荷载、地震荷载)等均属于动荷载的范畴。从动态的角度来讲,静荷载只是动荷载的一种特殊形式而已。

数十年来,人们越来越清楚地意识到动荷载对工程结构的强度、刚度及稳定性的影响所占有的举足轻重的地位。

1940 年秋,美国 Tacoma 悬索桥由于风致振动而遭受严重破坏。这一事故震惊了当时的桥梁界,它开始提醒人们对像悬索桥这种大跨度的柔性桥梁结构在设计时必须考虑风振影响,对结构进行动力分析不容忽视。因此,风致振动的研究得到了足够的重视。

除了以上风振对悬索桥的影响外,运行的车辆产生的移动荷载对桥梁结构的振动影响,世界各地地震灾害对工程结构的破坏,风荷载对高层建筑、高耸结构的作用,海洋钻井平台尤其是深水海域的海洋钻井平台的风、浪、流、冰及地震环境荷载对其的作用以及建筑物的抗爆,多层厂房中的动力机械设备引起的振动,动力设备基础的振动等等,在设计时都必须考虑这些动荷载的影响,必须对其进行动力分析。

对结构进行动力分析的目的即是保证结构在整个使用期间,在可能发生的动荷载作用下能够正常工作,并确保其一定的可靠度。这就要求我们寻求结构在任意动荷载作用下随时间而变化的响应。因而也就不可避免地要涉及到结构动力试验的测试技术。

一般说来,结构动力测试主要包括如下三方面的内容:

- (1) 动荷载特性的测定;
- (2) 结构自振特性的测定;
- (3) 结构在动荷载作用下的反应的测定。

它为研究在动荷载作用下所引起的振动对工程结构的影响,以及抵御或减缓这种影响提供所必需的试验数据。

早期的工程结构动力试验是以研究结构的自振特性为主的。日本学者在 20 世纪初就开始重视这一问题。美国也在 1934 年开展了房屋自振特性的现场实测工作。到 1962 年共实测了大约 400 幢房屋及 44 座高架水塔和许多特殊结构。

我国在上世纪 60 年代左右进行了大量砖石结构和多层钢筋混凝土结构房屋的现场实测工作。1957 年对武汉长江大桥进行了动力试验,它是我国桥梁史上第一次进行的正规化验收工作。上世纪 70 年代以来,尤其是上世纪 70 年代末期,我国在工程结构动力试验测试技术方面有了较快的发展,测试工作开始活跃。全国土建类专业的各科研院所,各高等院校都相继加强了振动荷载、地震力对工程结构影响的研究。到上世纪 80 年代初期我国已在北京、昆明、南宁、苏州、石家庄等地先后进行了十多次规模较大的足尺结构的抗震性能试验,在大量的试验基础上取得了一定的成果。同时,也广泛地应用结构动力测试技术进行了许多鉴定

性试验,为建筑业做出了贡献。近 20 年来,我国大型结构试验机、模拟振动台、大型起振机、伪静力试验装置、高精度传感器、电液伺服控制加载系统、瞬态波形存储器、动态分析仪、信号采集数据处理与计算机联机以及大型试验台座、风洞实验室的相继建立,标志着我国在动力试验测试技术及装备上提高到了一个新的水平。

随着我国高层建筑的日益发展,高耸结构(如电视塔)、桥梁的不断增多,矿山爆破开采规模的逐步扩大,以及地震灾害的频繁发生,工程结构动力测试技术越来越多地应用于一些前沿课题。

4.2 激振设备

动力试验是需要振源的。而动力试验的振源有两大类:一类是自然振源,如:地面脉动、气流所致的振动,地面爆破以及动力设备、运输设备和起重设备等在运行中产生的振动等等。另一类则是人工振源,它可按照试验目的需要进行有针对性的激振。它的特点是易于人为控制。本节介绍人工激振的激振设备。通常激振系统由如下框图(图 4.1)构成。



图 4.1 激振系统框图

模拟振动台也属于激振设备,将在第 5 章中详细介绍。

4.2.1 电磁式激振器

它是一种顶杆式的电磁激振器,与图 4.1 所示的信号发生器(通常为低频信号发生器)和功率放大器配合使用。电磁激振器体积小,使用方便,也较经济,是要求激振力不大的小型结构或小型模型的动力试验较为理想的激振设备,在工程结构动力试验中应用较多。例如 JZQ-7 型永磁式激振器,它的最大激振力为 20kg,最大振幅为 $\pm 10\text{mm}$,频率范围为 $0 \sim 200\text{Hz}$ 。

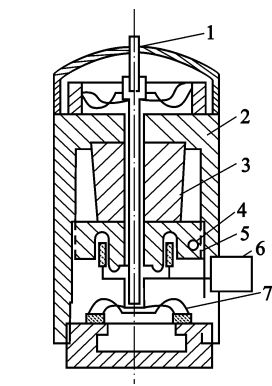


图 4.2 电磁式激振器结构图

- 1—顶杆;2—外壳;3—磁钢;
4—动圈;5—环形间隙;
6—输入插座;7—支撑弹簧

电磁激振器由顶杆、外壳、磁钢、动圈、环形间隙、输入插座、支撑弹簧等组成(如图 4.2)。其工作原理是:磁钢与外壳体组成磁路,在环形间隙处形成强磁场,动圈与顶杆连成一体,在上下支撑弹簧的支撑下,悬挂于环形间隙内,使其能沿轴向自由运动。当动圈内通入交变电流时,载流动圈在固定磁场作用下产生交变力 F :

$$F = I_m B L \sin \omega t \quad (4.1)$$

式中 B ——磁场强度;
 L ——动圈绕线有效长度;
 I_m ——通过动圈的电流幅值。

此电磁力 F 通过顶杆传递到试验物体上,则使施加在被振物体上的激振力与交变电流的频率一样做简谐变化,其作用频率由信号发生器调节。

这种激振器在使用时,将激振器放置在与被振物体相对静止的地方。将顶杆与被振物体所要激振部位有效地固定连接(各式安装示意图如图 4.3 所示),使顶杆与被振物形成一整体,并要求顶杆与被振物之间有一定的预压力,使顶杆在振动开始前处于振动的平衡位置上。另外,应考虑可能出现的最大振幅,这样即可避免激振器的顶杆与被振物体脱离和发生碰撞。

4.2.2 偏心式激振器

偏心式激振器是一种能提供稳态简谐振动的具有较大激振力的激振设备。其机械部分主要是由一个在上、另一个在下的两个载有偏心质量块可随旋转轮转动的扇形的圆盘构成。其工作原理是:当一个偏心质量块随旋转轮转动时产生的离心力为:

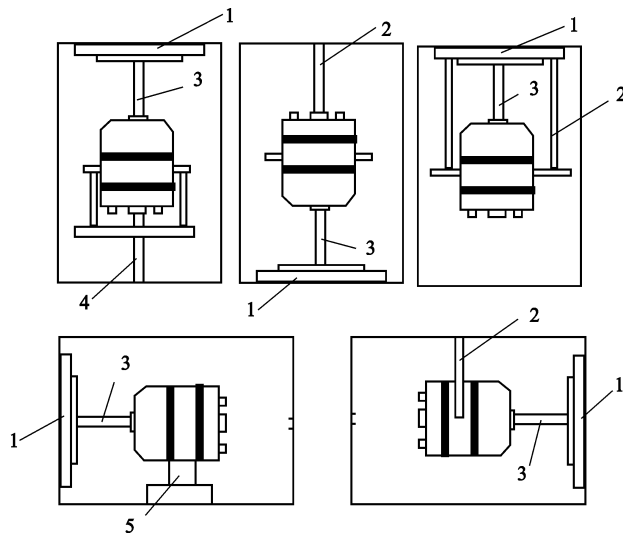


图 4.3 电磁式激振器各式安装示意图

1—试件;2—橡皮绳;3—连接杆;4—可升降装置(如螺旋千斤顶);5—支架

$$F = m\omega^2 r \quad (4.2)$$

式中 m ——偏心质量块的质量;
 ω ——偏心质量块旋转圆频率;
 r ——偏心质量块旋转半径。

而当上、下两个偏心质量块左右对称放置,然后作等速反向旋转时,两偏心质量块的惯性力的合力在水平方向合力为零,而在垂直方向做简谐变化。因此,垂直方向的合成惯性力(即激振力)的大小为:

$$F_{\text{合}v} = 2F\sin\omega \cdots t = 2m\omega^2 r\sin\omega \cdots t \quad (4.3)$$

则一周内垂直惯性力数值变化的图形如图 4.4 所示。

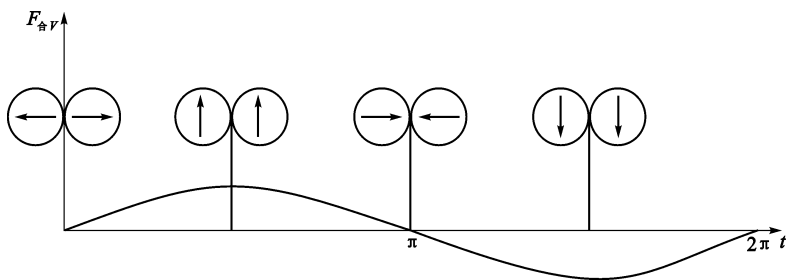


图 4.4 一周内垂直惯性力数值变化图

将偏心式激振器固定安装在被振结构物上。根据偏心质量块放置位置的不同,可以垂直激振,也可以水平激振(水平激振即上、下两偏心质量块前、后对称放置,然后作等速反向旋转)。为了调节简谐激振的振动频率,可以改变直流电机的转速;为了调节激振的简谐振动荷载的大小或振动幅值的大小,可改变偏心质量块的质量。

偏心式激振器的优点是:激振力范围大(由几十牛到几个兆牛)。缺点是:频率范围较小,一般在 100Hz 以内。特别是它输出的激振力与旋转频率的平方成正比,因此,它在低频时激振力不大。另外,它的激振力和频率不能各自独立地变化。在数据处理时,为了使其激振力为一常力,必须对其作处理(详见 4.5 节)。

4.2.3 结构疲劳试验机

结构疲劳试验机主要是用来对结构做正弦波形荷载的疲劳试验。当脉动量调至零时也可用来对结构做静载试验或长期荷载试验等。

结构疲劳试验机的外观如图 4.5 所示。它主要由控制系统、脉动发生系统和脉动千斤顶组成。其工作

原理如图 4.6 所示。由控制系统将高压油泵打开,使高压油泵打出的高压油充满脉动器、千斤顶和油压表。当旋转的飞轮带动曲柄动作时,就使脉动器活塞上下运动而产生脉动油压并传给千斤顶作正弦波形的脉动荷载作用于结构,即对结构做疲劳试验。当脉动调节至零时,即可对结构做静力加载或长期持久荷载试验。

此外,还有一种小型激振器——反冲激振器。它的原理类似于火箭,所以又称之为“小火箭”。它通过在其小型钢筒体内放入固体火药,采用直流电源短路的方法点火,使筒体内产生高温(可高达 2200 ~ 3300℃)气体,并以高压(可达 10MPa 以上的燃气)、高速(可达 2000m/s)喷出,对被测结构产生一个反推力,对结构激振。其力的大小由装药量来控制。此激振器设备简单,体积小,易安装,只要在构件上安装固定底盘螺母,将反冲激振器旋入即可。

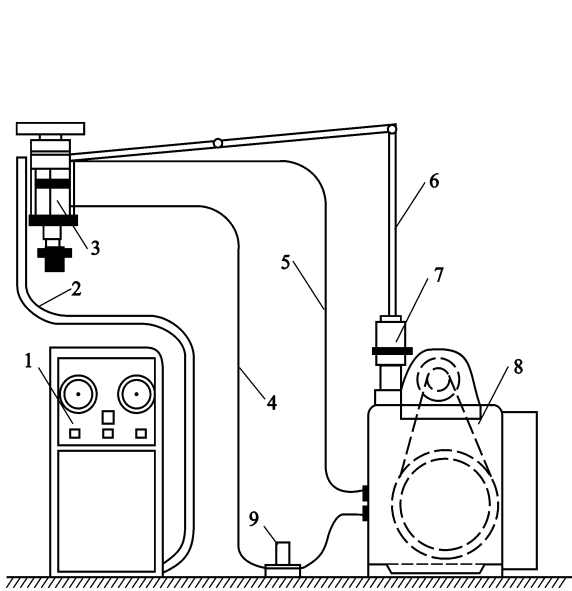


图 4.5 结构疲劳试验机外观图

1—控制系统;2—校准管;3—脉动千斤顶;4—回油管;
5—喷油管;6—输油管;7—分油头;8—脉动发生系统;9—卸油泵

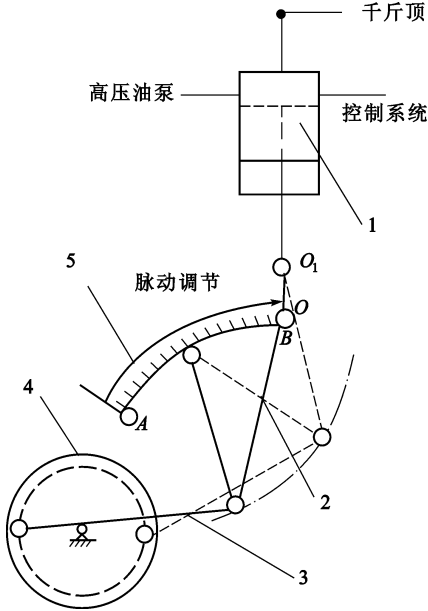


图 4.6 结构疲劳试验脉动工作原理

1—脉动器;2—顶杆;3—曲柄;
4—飞轮;5—脉动调节器

4.3 测振仪器

要获取动参数,无疑需要通过测振仪器来测取。为此,了解测振仪器的基本原理、性能及正确使用方法是进行动力试验的重要环节和重要前提。

动参数的测量方法有几种不同的方式,如机械式仪表测量,光学式仪表测量以及电测量方式。目前多以电测量方式为主,并向着高精度和自动化方向发展。

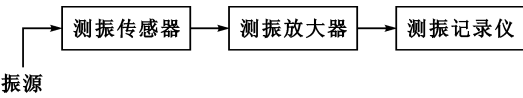


图 4.7 测振仪器系统框图

动力试验测振仪器系统可概述为由三大部分组成,其框图如图 4.7 所示。

框图中的测振传感器又称之为拾振器。它把属于机械量的运动如位移、速度、加速度转换成电量输出。转换为电量输出是因为电量可以通过电子技术加以放大,模拟运算等。框图中的放大器是一种多功能、低噪音的放大器,除了可将输入的电信号放大外,还起着对电信号进行模拟运算的作用。如对电信号进行微、积分等运算,然后提供给记录仪记录并储存。本节围绕以上框图展开,讲述其测振原理及使用方法。

4.3.1 测振仪器的性能指标

由于测量目的和试验对象的不同,对测振仪器的性能指标也将提出不同的要求。为此,在介绍测振仪器

之前,有必要先了解有关测振仪器的性能指标的概念。

(1) 灵敏度:是指输出信号与输入信号之比。

由此定义可知:灵敏度的大或小是指在相同的输入下,输出较大者灵敏度较高,输出较小者灵敏度较低。

灵敏度的另一层含义是描述输入某物理量(如某种机械量:位移,应变,转角等),转换输出为另一种物理量(如光信号或某种电信号)时它们之间相互转换的关系系数(也可以是同一种物理量,两者间信号大小的转换,这时又称为放大系数)。

(2) 频率范围:是指在灵敏度为一常量或不超过某一允许值时,所对应的仪器可使用的频率范围。

若超出这一范围,输出信号失真。此时,要用仪器的频率响应曲线加以修正。

(3) 动态线性范围:是指输出信号与输入信号呈线性关系时,所对应的输入信号幅值的范围。

由上可知,也就是当灵敏度为一常量时,所对应的输入信号幅值的范围。所以它是针对输入幅值而言的。

(4) 相位差:是指输出信号与输入信号波形的相位差。

测量时,要使得输出与输入没有相位差,或其相位差为一定值,不随振动频率的变化而变化,或相位差随振动频率呈线性变化。否则输出波形将发生畸变而失真。

(5) 抗干扰能力:是指仪器对外界环境的抗干扰能力。如对外界的磁场、温度、电压等环境干扰的敏感程度。

此外,还要求仪器体积要尽量小,质量尽量轻,这样更能反映出测点的振动。

4.3.2 惯性式测振传感器

惯性式测振传感器是实测中应用最多的一种传感器。

4.3.2.1 惯性式测振传感器的力学原理

在结构动力测试中测振传感器多为惯性式传感器(又称之为拾振器)。它的力学模型是建立在单自由度体系强迫振动理论基础上的。

众所周知,要测振动,则要找“不动点”。其构成方法是在仪器内部设置“质量-弹簧-阻尼”系统。这即所谓的惯性式测振传感器。其工作原理如图 4.8 所示。

图中弹簧的刚度为 K ,由于材料内部的摩擦或人为设置的阻尼,其阻尼系数为 β 。将测振传感器放在振动体上,并牢牢地将两者固定成一体,使测振传感器的外壳与振动体一起振动。所测量的则是质量块相对于仪器外壳的振动,从而间接反映振动体的振动。

以下以振动体为正弦规律振动为例说明该力学模型的可行性。

如图 4.8 中,若输入(即振动体位移)为 x ,测振传感器的输出(即相对于仪器外壳的位移)为 y ,则质量 m 的总位移为 $(x + y)$ 。由于该振动体系的惯性力为 $m(x'' + y'')$,阻尼力为 $\beta y'$,弹性力为 Ky 。则该振动体系的运动平衡方程式为:

$$m(x'' + y'') + \beta y' + Ky = 0 \tag{4.4}$$

若被测振动体的振动为正弦规律,则振动体的振动表达式为:

$$x = X_0 \sin \omega \cdots t \tag{4.5}$$

式中 X_0 ——被测振动体的最大振动幅值;

ω ——被测振动体的振动圆频率;

t ——时间。

将式(4.5)代入式(4.4)则有:

$$m y'' + \beta y' + Ky = m X_0 \omega^2 \sin \omega \cdots t \tag{4.6}$$

这是一个二阶微分方程,其解由齐次方程的通解和非齐次方程的特解构成。它的通解是一个阻尼自由振动,其幅值随时间而衰减,阻尼越大其幅值衰减越快。当有足够大的阻尼时,这部分振动实际上存在的时间十分短促。这种刚出现即很快消失的阻尼自由振动被称之为瞬态振动,可忽略不计。剩下的特解是一个

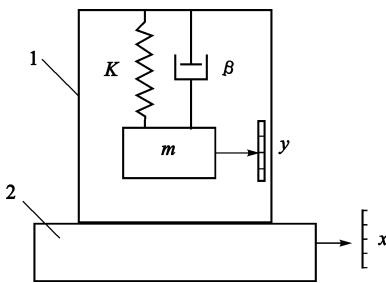


图 4.8 拾振器力学原理
1—拾振器外壳;2—振动体

稳态振动,即:

$$y = Y_0 \sin(\omega \cdot t - \varphi) \quad (4.7)$$

其中

$$Y_0 = \frac{u^2 X_0}{\sqrt{(1 - u^2)^2 + (2Du)^2}} \quad (4.8)$$

式中 u ——频率比, $u = \frac{\omega}{\omega_n}$, 其中 ω_n 为测振仪的固有频率, $\omega_n = \sqrt{\frac{K}{m}}$;

D ——阻尼比, $D = \frac{\beta}{\beta_c}$, 其中 β_c 为测振仪的临界阻尼, $\beta_c = 2 \sqrt{mK}$ 。

由式(4.7)可看出,输出信号 y 与输入信号 x 只相差一个相位差 φ , 而此相位差为一定值, 它不随振动频率而变化, 故其输出的波形不失真。由此说明此力学模型是可行的。

此外, 当选择拾振器作测位移使用时, 要使拾振器的相对位移振幅 Y_0 与被测振动体的振幅 X_0 之比趋近于 1, 即:

$$\frac{Y_0}{X_0} = \frac{u^2}{\sqrt{(1 - u^2)^2 + (2Du)^2}} \rightarrow 1 \quad (4.9)$$

由式(4.9)可看出, 要使 $Y_0/X_0 \rightarrow 1$, 则要使 $u \gg 1$ (当 $u \gg 1, D < 1$ 时, $Y_0/X_0 \rightarrow 1$)。在实际使用中通常使 $u > 5$, 即可满足要求; 若要求较高时, 可使 $u > 10$ 。

当选择拾振器作测加速度使用时, 可使拾振器的相对振幅 Y_0 与被测振动体的加速度幅值 a_m 之比趋近于常数, 即使

$$\frac{Y_0}{a_m} \omega_n^2 = \frac{1}{\sqrt{(1 - u^2)^2 + (2Du)^2}} \rightarrow 1 \quad (4.10)$$

由式(4.10)可以看出, 要使 $(Y_0/a_m) \omega_n^2 \rightarrow 1$, 则要使 $u \ll 1$ (当 $u \ll 1, D < 1$ 时, $\frac{Y_0}{a_m} \omega_n^2 \rightarrow 1$)。在实际使用中通常使 $u < 0.2$ 。另外, 作位移计时若不能满足 $u \gg 1$, 可选择 $u \ll 1$, 以满足作加速度计的要求, 然后对其进行两次积分来得到位移。

4.3.2.2 磁电式拾振器的换能原理

这是以惯性式拾振器力学模型为基础, 以导线在磁场中运动而切割磁力线产生感应电动势为换能原理的磁电式拾振器。

如图 4.9 所示, 由永久磁铁和导线组成磁路系统。在磁钢间隙中放一工作线圈, 当线圈在磁场中运动时, 切割磁力线, 依照电磁感应定律, 在线圈中就有感应电动势产生, 其大小为:

$$E = nBLv \quad (4.11)$$

式中 n ——线圈的匝数;

B ——磁钢与线圈间的磁场强度;

L ——每匝线圈的平均长度;

v ——线圈的运动速度。

由式(4.11)可知: 当拾振器结构定型后, B, n, L 均为常数。故使用磁电式拾振器时, 它的线圈运动所产生的感应电动势与振动体的振动速度成正比。所以磁电式拾振器又称之为速度计。

4.3.2.3 压电式加速度传感器

它是以惯性式拾振器力学模型为基础, 以压电晶体的压电效应为换能原理的压电式拾振器。

所谓“压电效应”是指压电晶体在受到机械作用力时而发生变形, 其表面产生电荷。所受到的机械作用力越大, 则产生的电荷越多, 而当作用力去掉后, 晶体又回到原来不带电的状态。

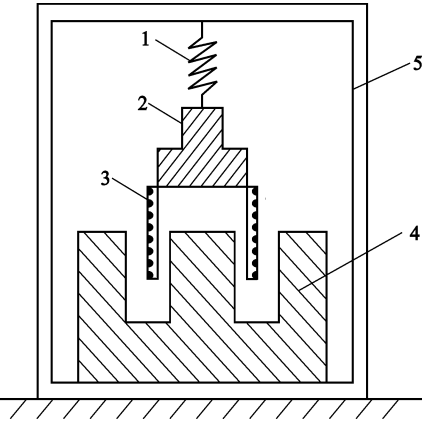


图 4.9 磁电式拾振器换能原理

1—弹簧; 2—质量; 3—线圈; 4—磁钢; 5—仪器外壳

压电式加速度传感器原理如图 4.10 所示。敏感元件由两片或一片压电晶片(如石英、锆钛酸铅)组成。在压电晶片的两面镀上银层,并在银层上引线。在压电片上放一质量块(密度较大的金属钨或高密度合金),用一硬弹簧压紧,使质量块预加荷载,整个组件安装在基座上,并用金属外壳加以密封。当压电式拾振器固定在试件上而承受振动时,质量块将产生一可变力 F ,作用于压电晶片上,使压电晶体感受到一惯性力 F ,则有:

$$F = ma = C_x q \quad (4.12)$$

式中 m ——质量块;
 a ——振动体加速度;
 C_x ——压电系数。

由于压电式传感器结构定型后,式(4.12)中 m 、 C_x 为常量,故由作用在晶片上的惯性力 F 所产生的电荷 q 与振动体的加速度 a 成正比,则由 q 的大小知被测振动体的加速度 a 的大小。所以压电式拾振器又称之为压电式加速度计。

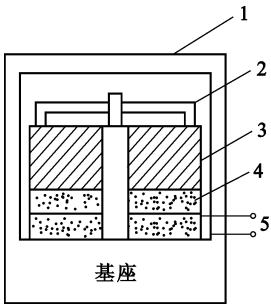


图 4.10 加速度传感器结构原理
 1—仪器外壳;2—硬弹簧;
 3—质量块;4—压电晶体;5—输出线

4.3.3 测振放大器

测振放大器是振动测量系统的一个重要的中间环节。传感器的信号往往难以直接用来显示或记录,需要放大(或衰减)。

4.3.3.1 电压放大器

测振放大器除了有放大(或衰减)功能外,还有模拟运算的功能。磁电式的拾振器的输出电动势与被测振动体的振动速度成正比,使用微分电路则可获得加速度信号;使用积分电路则可获得位移信号。而压电式加速度拾振器输出的电荷与被测振动体的加速度成正比,使用积分电路可获得速度信号,再使用一次积分电路则可获得位移信号。故使用微积分电路是很有实际意义的。

微积分电路是由串入电路中的电阻、电容、电感元件所构成的,如图 4.11 所示。其回路电流为 I ,由基尔霍夫定律则有:

$$\begin{aligned} U &= U_R + U_C + U_L \\ U &= RI + \frac{1}{C} \int Idt + L \frac{dI}{dt} \end{aligned} \quad (4.13)$$

选择此电路的 U_C 和 U_L 之一,且 R 阻抗足够大,则可分别使输出电压与输入电压呈积分和微分关系。

(1) 积分电路原理

由选择开关将图 4.11 中的电感短接,取电容两端为电压输出端 $U_{C(出)}$:

$$U_{C(出)} = \frac{1}{C} \int Idt \quad (4.14)$$

由于

$$I = \frac{U_{(入)}}{\sqrt{R^2 + \left[\frac{1}{\omega C} \right]^2}}$$

当 $R \gg \frac{1}{\omega \cdot C}$, 则

$$I = \frac{U_{(入)}}{R}$$

则

$$U_{C(出)} = \frac{1}{C} \int \frac{U_{(入)}}{R} dt = \frac{1}{CR} \int U_{(入)} dt \quad (4.15)$$

故输出电压将输入电压进行了一次积分。

(2) 微分电路原理

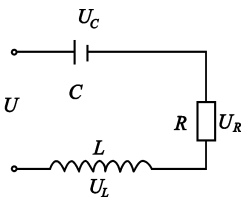


图 4.11 微积分电路原理

由选择开关将图 4.11 中的电容短接,取电感两端为电压输出端 $U_{L(出)}$,此时:

$$U_{L(出)} = L \frac{dI}{dt} \quad (4.16)$$

由于

$$I = \frac{U_{(入)}}{\sqrt{R^2 + (\omega \cdot L)^2}}$$

当 $R \gg \omega \cdot L$, 则

$$I = \frac{U_{(入)}}{R}$$

则有:

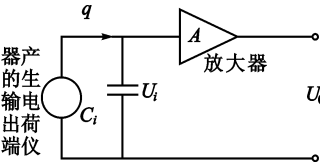
$$U_{L(出)} = L \left[\frac{d \left[\frac{U_{(入)}}{R} \right]}{dt} \right] = \frac{L}{R} \left[\frac{dU_{(入)}}{dt} \right] \quad (4.17)$$

故输出电压将输入电压进行了一次微分。

以上的微积分电路则实现了对输入信号的微积分。

4.3.3.2 电荷放大器

电荷放大器只适用于输出为电荷的传感器。它的功能即将输出电压正比于能产生电荷的传感器输出的电荷,如图 4.12 所示电路。图中 A 为放大器的放大增益; C_i 是压电式拾振器的电容、输入电缆分布电容和放大器输入电容等合成的等效电容; q 是压电式拾振器产生的电荷。 U_0 是电荷放大器输出电压:



$$U_0 = AU_i = A \frac{q}{C_i} \quad (4.18)$$

图 4.12 电荷放大器原理图 式中 A, C_i ——定值,则输出电压 U 正比于输入电荷 q ,即:

$$U_0 = Kq \quad (4.19)$$

式中 K ——放大倍数。

由于电荷放大器的输出电压与连接它的电缆电容无关,故电缆的传输距离可达数百米,有利于远距离测试。

4.3.3.3 动态电阻应变仪

动态电阻应变仪主要用来测量数值或方向随时间而变化的应变,即动应变。由于动态应变仪是用桥盒的形式引接应变式传感器的电阻应变片来组成惠斯顿电桥(其原理与静态电阻应变仪一样),所以,它的前一环节(即一次仪表)一定要为应变式的传感器。

动态电阻应变仪除了测动应变外,还可以用来以动应变的测量为“桥梁”,即通过标定,知某一物理量(如位移、荷载、转角等)与应变量的线性关系,从而可在现场通过动态应变仪的应变值得知此时此刻的某一物理量的具体数值以及它的变化过程。

由于动应变是动态的,它随时间而改变,所以通常动应变是由记录仪以动态曲线来显示的。

在记录仪所记录的动应变曲线上,并没有动应变的刻度。要知任意时刻的动应变值则要有一把测量动应变值的“尺子”。通常人们关心的是它的最大动应变值,以下以求取最大动应变为例介绍其测量方法。

上面讲的这把“尺子”,即是标定。通常动态应变仪都有一个应变的标定电路,当标定旋钮旋至某一应变值时(如 30×10^{-6}),记录仪的记录笔则会向上跳一高度。此高度即是所对应的该应变值(30×10^{-6})。那么其他任意高度也就由此正比关系知其应变值了。

如图 4.13 所示,最大的正和负的动应变即为:

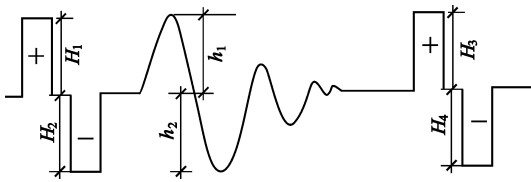


图 4.13 动态应变仪的应变标定

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{\max(+)} &= \left[\frac{\varepsilon_0}{\frac{H_1 + H_3}{2}} \right] h_1 \\ \varepsilon_{\max(-)} &= \left[\frac{-\varepsilon_0}{\frac{H_2 + H_4}{2}} \right] h_2 \end{aligned} \right\} \quad (4.20)$$

式中 $\varepsilon_{\max(+), (-)}$ ——最大正(负)动应变;

ε_0 ——仪器标定电路所产生的标定应变变量;

H_1, H_2, H_3, H_4 —— ε_0 所对应的正(负)标定波高;

h_1, h_2 ——实测的正(负)波高。

式(4.20)中除 2 是表示将两次标定高度做算术平均。图中高度只要长度单位统一即可。

4.3.4 测振记录仪

在振动测试中,必须研究被测对象的振动过程及规律。记录仪的功用就在于把振动的时间历程记录下来,以便分析研究,它是振动测试不可缺少的仪器设备。

4.3.4.1 光线示波器的基本原理

在上世纪 90 年代以前,常见的记录仪主要是光线示波器、磁带记录仪、 $x-y$ 函数记录仪等。尤其是光线示波器的使用最为多见。以下简要介绍光线示波器的基本原理。

光线示波器是一种经济、适用的记录仪。它是将放大器输入的电信号转换为光信号,在紫外线感光纸或胶片上感光而记录的一种记录仪。

光线示波器工作原理的核心即是振子的工作原理,如图 4.14 所示。由拾振器的机械振动转化成电信号(波动的电流),经放大器放大,将其波动的电流输给光线示波器的振子,使振子的线圈成为载流导体,将振子放入固定磁场中,则振子的线圈这一载流导体在磁场力的作用下使线圈及连在它上面的小镜片随载导体中电流的波动带来磁场力大小的波动而发生偏转。由水银灯照射在摆动的小镜片上而反射到感光记录纸上,而记录纸以一定的速度出纸,并用闪频灯记录下时间标记,由于感光纸的曝光,则记录下了振动波形。

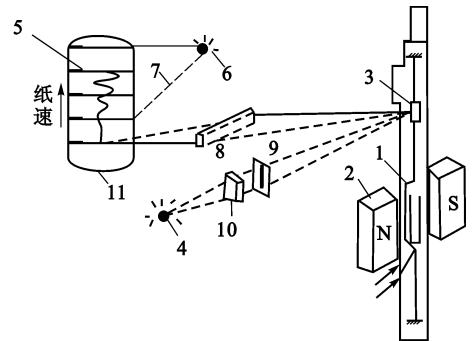


图 4.14 光线示波器的工作原理

1—线圈;2—固定磁场;3—小镜片;4—光源;5—记录波;
6—闪频灯;7—时标;8、10—圆柱透镜;9—光栅;11—记录纸

4.3.4.2 动态数据采集仪

在整个测振仪器系统中,记录仪的更新换代是最为突出的。进入上世纪 90 年代以来,随着电子计算机的普及,过去的记录仪如光线示波器、磁带记录仪、 $x-y$ 函数记录仪等都已逐步淘汰,取而代之的是动态数据采集仪,它的工作过程由计算机来控制。采集的动态数据可直接由计算机通过专业软件对其进行处理,并在终端显示器显示测试波形。除此之外,还可编制动态数据分析软件对储存下来的动态数据进行各种动态分析、计算。可在时域或频域上任意转换,得出所需的有关参数。振动波形及数据可由打印机输出,大大提高了工作效率,有效地克服了光线示波器等记录仪的种种缺陷。

以下简单介绍动态数据采集仪的基本构成。

动态数据采集仪由接线模块、A/D 转换器、缓冲存储器及其他辅助件构成,如图 4.15 所示。图中接线模块的作用是与各种电式传感器的输出端相接,并将电式传感器输给的电信号(如电压信号)进行扫描采集。图中 A/D 转换器则将扫描得到的模拟信号转换为数字信号。通常在数据采集仪中设置内触发功能,这样通过人为设置一个触发电位,即可捕捉任何瞬变信号,其触发电位由内触发控制器控制。图中的缓冲存储器则用来存放指令和暂时存放采样数据,最后将采样得到的数字信号传给计算机。整个采集传输的过程由计算机设置的指令来控制。

目前,整个动态测试仪器系统通常有以下三种测振仪配套方式,见如下框图(如图 4.16)。

4.4 动参数的测量方法

在本章概述中已提到,动力试验通常包括三方面的内容:一是动荷载特性的测定;二是结构自振特性的测定;三是结构在动荷载作用下的动力反应的测定。三个内容各有不同的动参数。本节阐明它们各自不同的动参数测量的方法及手段。

4.4.1 动荷载特性的测定

这里研究的对象即动荷载,它与静荷载有着明显的区别,有其自身的特点:① 动荷载的大小、方向(位置)、作用规律等都是随时间的变化而变化的;② 结构的动力反应除了与动荷

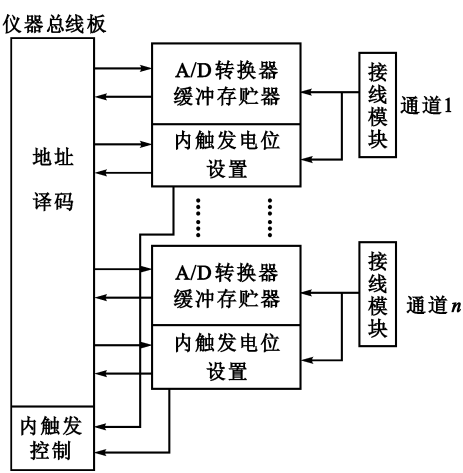


图 4.15 动态数据采集仪结构原理

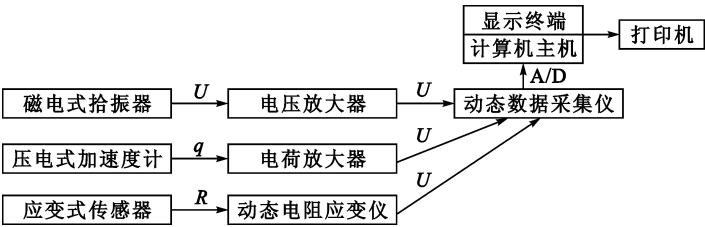


图 4.16 动态测试系统三种配套仪器系统

载的大小有关外,还与结构自身动力特性(又称之为结构自振特性)密切相关,在同样大小的动荷载作用下,不同的结构自振特性其动力反应不同;③ 动荷载所产生的动力效应有时远大于相应的静力效应,甚至一个并不大的动荷载即可导致结构严重破坏。这也是我们重视研究动荷载及其特性的意义所在。此外,在对结构进行动力分析和抗震、隔振(震)设计时,必须掌握动荷载的特性。

不同的振源会引起规律不同的强迫振动。依据这点,可以间接地判定振源的类别及某些特性,同时也为探测主振源起辅助参考作用。

图 4.17(a)其振动记录波形是间歇型的阻尼振动,而且具有明显的尖峰和衰减的特点。即说明是撞击型振源所引起的振动。

图 4.17(b)其振动记录波形是稳定的具有周期性的简谐振动。这说明是具有转速恒定的一台或多台转速一样的机器设备运转所引起的振动。

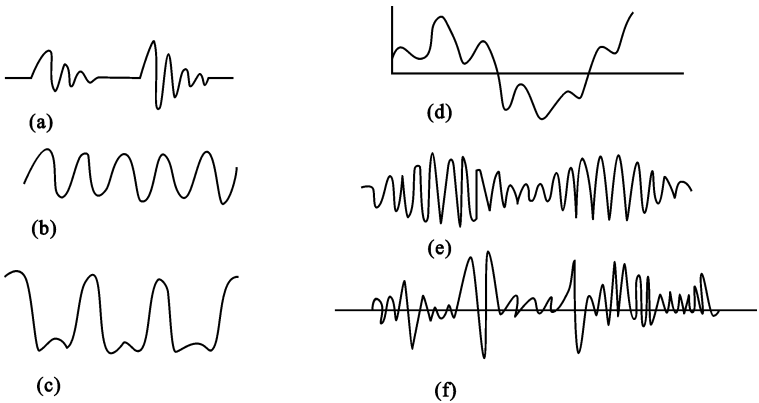


图 4.17 各种典型的振源

图 4.17(c)其振动记录波形是两个频率相差两倍的简谐振动引起的合成振动波形。

图 4.17(d) 其振动记录波形是三个不同频率的简谐振源引起的合成波形。

图 4.17(e) 其振动记录波形是“拍振”规律,其振幅周期性地由大变小,又由小变大。这有两种可能:一种是由两个频率相接近的简谐振源共同作用;另一种是只有一个振源,而其频率与结构的固有频率相接近。

图 4.17(f) 其振动记录波形是随机振动波形,它是由随机荷载所引起的,如地震波等。

由于作用于结构上的动荷载常常是多个振源产生的,为此需要找出对结构影响最大的、起主导作用的主振源。通常有以下两种方法来探测主振源。

对于机械振动的振源可采用逐台开动,实测结构在每个振源影响下的振动情况,从而找出主振源。

另外,对实测波形进行频谱分析,在频谱图上则可以清楚地识别出合成振动是由哪些频率成分组成的。具有较大幅值的这一频率成分即为主振源的频率。

动荷载的特性主要包括其作用力的大小、方向、频率及其作用规律等。动荷载特性的测定并不是一件十分简单的事情,它需要认真地考虑实测方案。其难度在于它是实测动荷载特性,而不是实测结构在此动荷载作用下的反应。为此在实测中往往会存在难以实施直接实测到动荷载特性的问题。在实测中,我们必须根据不同的动荷载采用不同的实测方式来实现。在考虑实测方案时,应十分注意实测的应是动荷载的特性而不是在它作用下的结构反应。

4.4.1.1 直接测定法

以下介绍几种用直接法实测动荷载特性的方法。

对于锚固在结构上的动力设备实测其动荷载特性时,可将传感器(这里可采用压电式加速度计)的外壳牢牢地固定在振动设备的底座上(振动设备的四个脚锚固在结构上,但振动设备的底座面与结构之间要有间隙),则利用传感器中的质量块与振动设备做相对运动,质量块撞击压电晶体,产生电荷而得到加速度,若要得到位移、速度,可通过放大器的微积分电路实现之。同时由于测得其加速度,又已知质量即可知其作用力的大小。由记录的波形图即可了解其作用规律。

同样要实测往复运动部件(如牛头刨、曲柄连杆机械等)的动荷载特性也可采用此法,将压电式加速度计固定在往复式部件上即可。

对于密封容器或管道内液体或气体的压力运动产生的动荷载,可在该容器上安装压力传感器,直接记录容器内液体或气体的压力振动曲线,从而得出由此产生的动荷载特性。

4.4.1.2 比较测定法

当振源是可以开启、停止的情况下,可采用比较法。其方法是:先开动振源,用测振仪器系统测得某一结构的振动波形。停机后,再开动其振动设备激振。逐渐调节激振设备的频率、作用力大小等,直至使这一结构产生与前同样的波形。这时激振设备的振动参数即为动荷载振源的特性参数。这种方法对于产生简谐振动的振源效果最好。

4.4.2 结构自振特性的测定

每个结构都有其自身的动力特性,它是结构物自身所固有的一种属性。它取决于结构的组成形式,如材料性质、刚度、质量大小及其分布情况等。它与外荷载无关,当结构确定后,其自振特性也就随之确定下来。结构自振特性主要包括:① 自振频率;② 阻尼;③ 振型三个参数。

如前所述,结构动力反应与结构自身动力特性密切相关。实测结构自振特性是动力试验中一项十分重要的内容。

实测结构自振特性的意义可以概括为:在设计受动力作用的建筑物时,总是力图避开共振区,即要使建筑物的自振频率远离强迫荷载的频率(或卓越频率),从而减少动力影响。如在特殊情况下,结构必须在共振区工作,则阻尼可大大抑制动力反应。当用等效静载法进行结构计算时,则荷载的分布与结构的振型有关。当用振型分解法计算结构振动时,结构的动力特性必须预先确定。而且,建筑物的动力特性特别是阻尼比是很难用计算方法确定的。由此可见结构自振特性的实测是十分重要和必须的。

4.4.2.1 自由振动法

自由振动法即是借助于外荷载使结构产生一初位移(或初速度),使结构由于弹性而自由振动起来,由此记录下它的振动波形,从而得出其自振特性。

自由振动法又按如下分类：

自由振动法 { 初速度法 (又称之为突然加载法)
初位移法 (又称之为突然卸载法)

(1) 突然加载法

此法可分为垂直加载和水平加载两类。

① 垂直加载：它是将重物提高到一定的高度，通过脱钩或断绳索的方法使重物自由落体到结构或构件上。也可用打桩设备施加一冲击荷载使结构或构件产生一初速度而自由振动起来。其优点是可以利用一较小的冲击力产生一较大的幅值；其缺点是，重物落下后，不可随结构或构件上下一起跳动。因为若重物较重则附加在结构或构件上，可能会成为附加质量而影响结构自振特性的测定。故一般要求重物的质量不大于试验跨度内结构或构件自重的 0.1%。再者，为防止重物在结构上弹跳或砸损结构或构件，须在结构或构件上垫上 10~20cm 砂垫层，并规定落物高度在 2.5m 以下（如图 4.18）。

② 水平加载：它是针对质量和刚度不是很大的结构或构件而言的，可采用撞击使其自由振动起来（如图 4.19）。最简单的方法即是利用重锤敲击结构或构件。如空框架，可在其顶部敲击（如图 4.20）。

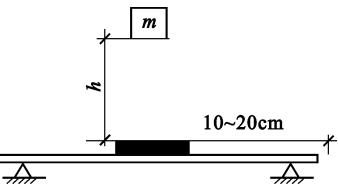


图 4.18 垂直自由落体突然加载法

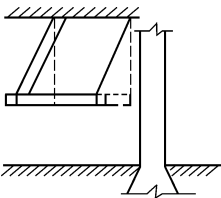


图 4.19 水平撞击式突然加载法

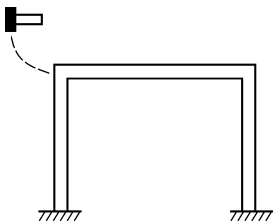


图 4.20 重锤敲击法

另外，前面所述的反冲击振器法也属于突然加载法。它的原理类似于火箭。柱形壳体和喷嘴是按专门的要求加工制作的，其底座与结构锚固在一起。当火药燃烧后，气体膨胀，高压气体由喷嘴高速喷出，其反作用给结构一个冲击力，使结构产生一初速度，而自由振动起来。

(2) 突然卸载法

它是先使结构产生一初始位移，然后突然卸载，利用结构的弹性使其自由振动起来。具体做法有以下几种。

① 采用一种张拉释放的装置（如图 4.21），开动绞盘，通过钢丝绳牵拉结构物，使其产生一初位移，当拉力足够大时，钢棒突然拉断，使其荷载突然卸掉，结构便开始做自由振动。调整钢棒的截面积即可获得不同的初始位移。

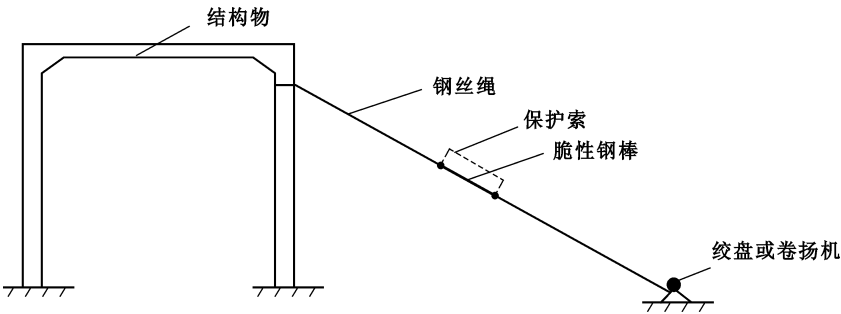


图 4.21 张拉释放式突然卸载法

② 对于小型试验、小型构件，可采用如图 4.22 所示的悬挂物的方法。通过剪断铅丝来突然卸载，使其自由振动起来。

③ 另外一种方法是在着力点上附加一脆性材料，用千斤顶施加一推力，当推力使结构达到一定位移时，脆性材料突然断开而卸载，使结构自由振动起来。此法在 1981 年石家庄框架轻板建筑原型结构抗震性能试验中得到应用，并取得了满意的效果，其方法如图 4.23 所示。此法一方是试验楼，另一方是支撑楼，用千斤顶顶住脆性材料的砖，且使其砖紧贴在两个钢棒上，而使两个钢棒紧靠在实验楼的顶层，两钢棒拉开一定距

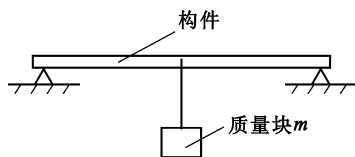


图 4.22 悬挂重物突然卸载法

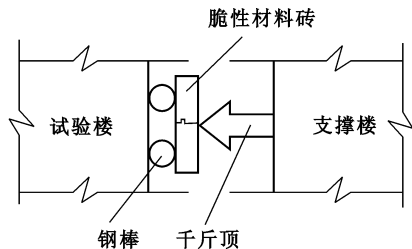


图 4.23 对脆性材料施加力的突然卸载法

离,使砖的中间部位形成“空虚”状。而后,用千斤顶施加力于砖的“空虚”部位。由于砖是脆性材料,当千斤顶施加到一定荷载时,框架试验楼则产生一初位移,砖突然断开,从而实现突然卸载,使试验楼自由振动起来。此法必须要有一支撑楼。

4.4.2.2 共振法

共振法即利用专门的激振设备(如第二节所介绍的电磁式激振器和偏心式起振机等),对结构施加一简谐荷载使结构产生一恒定的强迫简谐振动,借助共振原理来得到结构自振特性的方法。

该方法由激振器产生稳态简谐振动,使被测建筑物发生周期性强迫振动,当激振器的频率由低到高(扫频)时,即可得到一组振幅(A)-频率(f)的关系曲线。

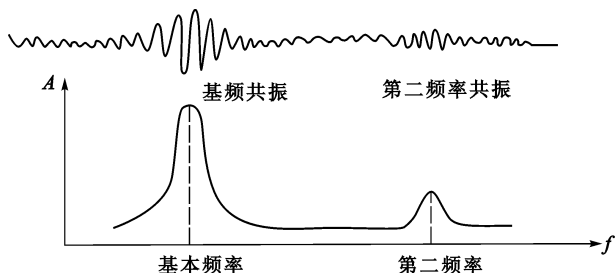


图 4.24 共振时的振动图形和共振曲线

强迫振动频率可由激振设备的信号发生器上调节并读取,或由专门的测速、测频仪上读取。振幅 A 由安装在被测结构上的拾振器传感,由测振仪器系统记录。当强迫振动频率与结构自振频率相同时即共振。若结构为多自由度体系,则会对每一阶振型出现多个峰值(如图 4.24),即第一频率、第二频率、第三频率……由此可得出此建筑物的各次自振频率,并可从共振曲线 A - f 上得出其他自振参数。

4.4.2.3 脉动法

脉动法它是借助于被测建筑物周围外界的不规则微弱干扰(如地面脉动、空气流动等等)所产生的微弱振动作为激励来测定建筑物自振特性的一种方法。建筑物的这种脉动是经常存在的。它有一个重要的性质即能明显反应被测建筑物的固有频率。它的最大优点是不用专门的激振设备,简便易行,且不受结构物大小的限制,因而得到了广泛的应用。

脉动法的原理与利用激振设备来作为激励的共振法的原理是相类似的。不难理解,建筑物是坐落在地面上的,地面的脉动对建筑物的作用也类似于激振设备,它也是一种强迫激励。只不过这种激励不再是稳态的简谐振动,而是近似于白噪声的多种频率成分组合的随机振动。当地面各种频率的脉动通过被测建筑物时,与此建筑物自振频率相接近的脉动被放大突出出来,同时,与被测建筑物不相同的频率成分被掩盖住,这样建筑物像个滤波器。因此,实测到的波形的频率即与被测建筑物的自振频率相当。也正因如此,我们实测所看到的脉动波形,常以“拍振”的形式显现出来。

一般来说,脉动法只能找到被测物的基频,而高次频率则很难出现。除非是高而跨度大的柔性结构物(其频率较低),有时还能出现第二、三次频率,但比基频出现的可能性还是要小些。通常在用脉动法实测结构自振特性时,其记录的时间要长些,这样测得高次频率的机会也就大些。

在用脉动法测量结构动力特性时,要求拾振器灵敏度高。测量时只要将拾振器放在被测物上即可。例如对楼房,可将拾振器按层分别放在各层的楼梯间即可。

以上各种方法中均将拾振器固定在被测结构或构件上,并连线于放大器及记录仪,记录下振动波形,然

后对振动波形进行分析,得出结构的自振频率。

4.4.2.4 实测中应考虑的问题

以上实测结构自振特性时,无论采用哪种方法,都应考虑如下几个问题:

(1) 关于拾振器在实测振型时的标定

在实测结构自振特性时,不需要知其具体的振动位移、速度、加速度等,也就不必在振动台对拾振器做具体多少幅值对应多少位移、速度、加速度等的标定。在结构自振特性的实测参数中,频率和阻尼参数与振幅无关,但振型是建筑物各高点振动幅值相对大小的形状(即各高点在某一时刻振幅之比),显然要使得各测点的拾振器的灵敏度相同,否则各测点无可比性,而造成实测的振型图失真。由于拾振器生产厂家不可能将每个拾振器做成完全一样的灵敏度,故在实测振型时,必须对各拾振器进行标定。

具体的标定方法是:将若干个拾振器放在同一层高度,且集中放在一起。用以上所述的脉动法测得各拾振器在同一时刻的振动幅值。如各拾振器的灵敏度是一样的,则此时各拾振器的振幅也一样。不一样则说明各拾振器的灵敏度不同,则记录下各自的幅值以便数据处理时进行修正,从而得到真实的振型。

(2) 关于横向、纵向及空间振型

由于实际的建筑物是三维的,因此应分为横向、纵向及空间振型。

所谓横向即是沿建筑物短轴方向。纵向即是沿建筑物长轴方向(如图 4.25)。空间振型是将若干个拾振器(至少是三个)放在建筑物上依次排开,若各测点在同一时刻,振幅及方向相同,则为平动;若各测点在同一时刻,一部分振幅及方向相同,另一部分相反,呈反对称,则为扭转振动;若振幅同相而幅值不同,则可能是平、扭联动。同时也可以根据各测点同一时刻振幅的大小、相位初步判断建筑物整体性如何。

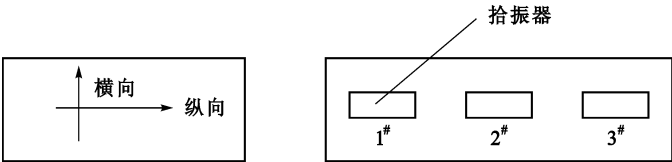


图 4.25 建筑物振动的纵向、横向示意及空间振型拾振器安放示意俯视图

(3) 当拾振器数量少于实际测点数时的处理方法

遇到此情况可以采取分几次测量的方法(但至少要有两台拾振器)。其具体方法是:将某一层的拾振器固定不动,而使其他层的拾振器与该台固定不动的拾振器在同一时刻测定即可。例如:只有两台拾振器,则将其中一台固定不动,另一台分别移到各层,得到各层相对于那一层固定不动的拾振器两两同时测定幅值之比及振型。

4.4.3 结构动力反应的测定

在大量的生产鉴定性试验中,往往需要鉴定该结构在动荷载作用下的动力反应是否符合所规定的某种动参数指标的要求,以便采取某种措施以抵御或减缓动力反应。在科学研究性试验中,也往往要研究结构在某种动荷载作用下的动力反应。所以,在生产与科研中,往往要求对结构进行动力反应的测试。例如:工业厂房在动力机械设备作用下的振动情况;桥梁在列车通过时引起的振动;高层建筑物在风荷载作用下的振动;有防震要求的设备及厂房在外界干扰力(如火车、汽车及附近的动力设备)作用下的动力反应等。通过动力测试,确定动荷载在结构中引起的附加应力,从而验算结构的强度;确定动荷载引起的结构的振动位移,从而判断该结构的刚度能否满足使用和工作要求;确定移动荷载对结构的动力效应,为设计计算结构物(如吊车梁、桥梁等)提供实测动力系数。

4.4.3.1 结构特定部位动参数的测定

在结构动力反应试验中,经常会遇到对结构物在动荷载作用下特定部位的动参数测定,如:振幅、频率、速度、加速度、动应变、动应力等等的测定。

测定特定部位的动参数是比较简单的,只需在结构物的特定部位放置相应的拾振器,记录其振动时的波形即可。重要的实测点的部位,应依据结构物的情况和试验目的而定。例如:为了校核结构强度,就应将测点布置在最危险的部位即控制断面上。如果是测定振动对精密仪器的影响,一般在精密仪器的基座处测定

振动参数。

此外,除实测动参数外,多层厂房还需测定某个振源(如机床扰力)引起的振动在建筑物内的传播及衰减情况。此时以振源处测得的振幅定为1,其余各测点的幅值与振源的幅值之比即为传播系数,也即了解其衰减情况。

4.4.3.2 结构振动变位图测定

有时为了全面了解结构在动荷载下的振动状态,需要测定结构的振动变位图。结构振动变位图与结构的振型有些类似,但在本质上是有所区别的。前者是结构在动荷载作用下的变形曲线;而后者是结构自由振动状态下的振动形状,是结构的自振特性,它与外荷载无关。

测定结构变位图的方法与测定结构振型的方法类似,如图 4.26 所示。

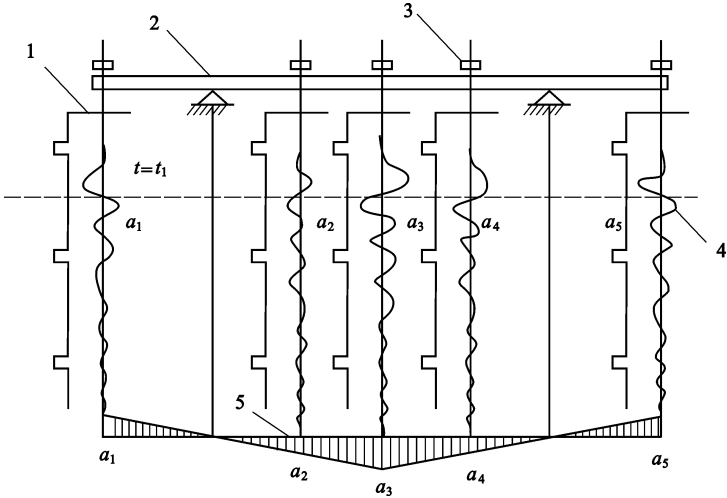


图 4.26 结构振动变位图

1—时间信号;2—构件;3—拾振器;4—记录曲线;5— $t=t_1$ 时刻的变位图

在结构上设置多个测点,一般设置在结构的控制断面上或生产工艺上有特殊要求的地方。将各测点同时记录,根据位移的正负方向、大小,按一定比例做出振动波形图即可。

4.4.3.3 结构动力系数测定

承受移动荷载的结构如吊车梁、桥梁等,常常需要确定它的动力系数。这是因为对在使用过程中承受吊车、列车、汽车运输等所产生的动力荷载的结构其计算方法是以静力计算为基础的。但在静力计算中要引用动力系数来判断结构的工作情况。

动力系数的定义为:在动力荷载作用下,结构动挠度与静挠度之比。

$$K_d = \frac{y_d}{y_j} \tag{4.21}$$

式中 y_d 、 y_j ——分别为吊车梁、桥梁等的跨中动挠度和静挠度。

实践表明:在移动荷载作用下,结构上产生的 $y_d > y_j$ 。这是由于附加动力作用的缘故。因此,动力系数总是大于 1 的。

动力系数的测定方法:

将挠度计(可采用应变式机电百分表)布置在被测结构的跨中处,并连线于动态电阻应变仪及记录仪。

(1) 有轨的:先使移动荷载慢行通过,测量被测结构跨中 y_j ,然后以一定的速度通过,测量被测结构跨中 y_d (如图 4.27)。

(2) 无轨的:由于两次行驶的线路不可能完全一样,故将移动荷载一次性高速通过,取振动挠度曲线之中线最大值为 y_j ,振动挠度曲线最大值为 y_d (如图 4.28)。

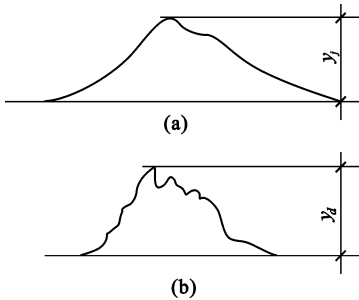


图 4.27 有轨时实测结构动力系数

4.4.4 结构疲劳试验

在工程结构中,有一些结构物或构件,如承受吊车荷载作用的吊车梁,直接承受悬挂吊车作用的屋架等,它们主要承受着重复性的荷载。具体地讲即处于一种多次反复加载和卸载的受力状态而使结构或构件出现“疲劳”,即使结构物或构件的破坏应力下降。为此,有必要了解结构或构件在这种多次反复性荷载作用下的疲劳性能或状态以及变化规律,以确定其疲劳极限值(包括疲劳极限荷载和疲劳强度)。疲劳试验的目的就在于此。

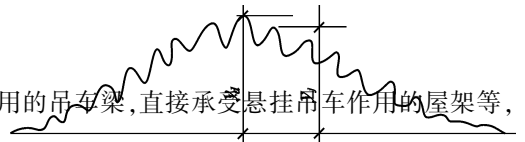


图 4.28 无轨时实测结构动力系数

4.4.4.1 疲劳试验项目

对于鉴定性疲劳试验,在控制疲劳次数内,应取得如下数据,同时满足现行设计规范要求。

- (1) 抗裂性及开裂荷载;
- (2) 裂缝宽度及其发展;
- (3) 最大挠度及其变化幅度;
- (4) 疲劳强度及其疲劳寿命。

对于科研性的疲劳试验可根据研究目的来确定试验项目。如果是正截面的疲劳性能试验应包括:

- (1) 各阶段截面的应力分布状况,中和轴变化规律;
- (2) 抗裂性及开裂荷载;
- (3) 裂缝宽度、长度、间距及其发展;
- (4) 最大挠度及其变化规律;
- (5) 疲劳强度的确定;
- (6) 破坏特征分析。

4.4.4.2 疲劳试验荷载

(1) 疲劳试验荷载取值

疲劳试验的上限 Q_{\max} 是根据构件在最大准荷载、最不利组合下产生的弯矩计算而得到的。荷载下限根据疲劳试验设备的要求而定。

(2) 疲劳试验荷载速度

疲劳试验荷载在单位时间内重复作用的次数(即荷载频率)会影响材料塑性变形和徐变。另外,频率过高时对疲劳试验附属设施带来的问题也较多。目前国内外尚无统一的频率规定,主要按疲劳试验机的性能而定。

荷载频率不应使构件及荷载架发生共振。同时应使构件在试验时与实际工作时的受力状态一致。为此,荷载频率与构件固有频率 θ 应满足以下条件:

$$\theta < 0.5\omega \text{ 或 } \theta > 1.3\omega$$

(3) 疲劳试验的控制次数

构件经受下列控制次数的疲劳荷载作用后,抗裂性(即裂缝宽度)、刚度、强度必须满足现行规范中有关规定。

中级制吊车梁: $n = 2 \times 10^6$ 次

重级制吊车梁: $n = 4 \times 10^6$ 次

4.4.4.3 疲劳试验步骤

构件疲劳试验步骤可归纳为以下几个步骤:

(1) 疲劳试验前预加静载试验

对构件施加不大于上限荷载 20% 的预加静载 1~2 次,消除松动及接触不良,压牢构件并使仪表运转正常。

(2) 正式疲劳试验

第一步:先做疲劳前的静载试验,其目的是为了对比构件经受反复荷载后受力性能有何变化。荷载分级加到疲劳上限荷载,每级荷载可取上限荷载的 20%。临近开裂荷载时应适当加密。第一条裂缝出现后仍以

20% 的荷载施加。每级荷载加完后停歇 10 ~ 15min 记录读数。加满后分两次或一次卸载,也可采取等变形加载法。

第二步:进行疲劳试验,首先调节疲劳试验机上、下限荷载,待示值稳定后读取第一次动荷载读数。以后每隔一定次数(30 ~ 50 万次)读取数据。根据要求可在疲劳过程中进行静载试验(方法同上),完毕后重新启动疲劳机继续疲劳试验。

第三步:做破坏试验,达到要求的疲劳次数后进行破坏试验有两种情况:一种是继续施加疲劳荷载直至破坏,得到承受疲劳荷载的次数。另一种是做静载破坏试验,方法同前。荷载分级可以加大。

疲劳试验的步骤可用图 4.29 所示。

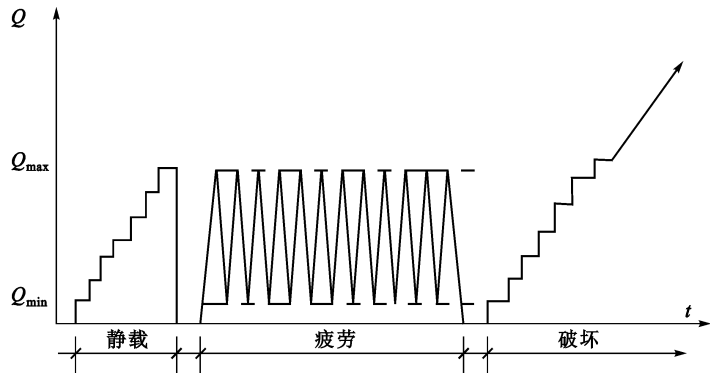


图 4.29 疲劳试验步骤示意图

应该注意,不是所有疲劳试验都采用相同的试验步骤。随试验目的和要求的不同可有多多种多样。如带裂缝的疲劳试验,静载可不分级缓慢地加到第一条可见裂缝出现为止,然后开始做疲劳试验,如图 4.30。

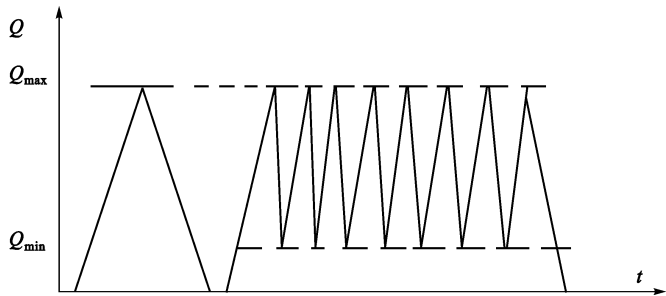


图 4.30 带裂缝疲劳试验步骤示意图

另外,在疲劳试验过程中变更荷载上限,如图 4.31。提高疲劳荷载的上限,可以在达到要求疲劳次数之前,也可以在达到要求疲劳次数之后。

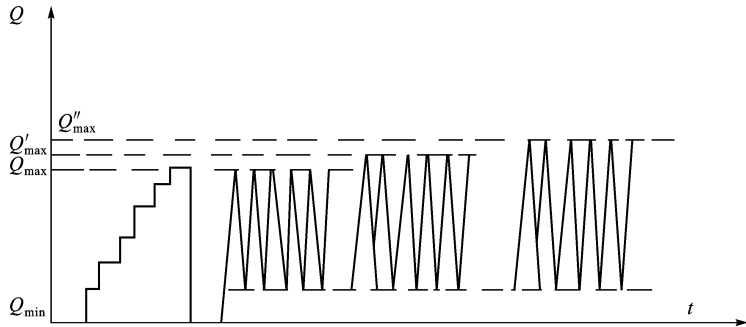


图 4.31 变更荷载上限的疲劳试验

此外,荷载架上的分布梁、脉冲千斤顶、构件、支座以及中间垫板都要对中。特别是千斤顶轴心一定要与结构断面纵轴在一条直线上。同时要保持千斤顶与构件之间,支座与支墩之间,构件与支座之间的平稳。

由于疲劳破坏通常是脆性断裂,事先无明显的预兆,故在试验时随时观察千斤顶是否歪斜,支座是否移

动。试验前必须设置安全墩,以防事故发生。

4.5 试验资料处理

上节重点阐述了动参数的测量手段和方法,本节将介绍动参数实测后的数据处理,着重阐述结构自振特性的实测数据处理方法。

4.5.1 合成波形的谐量分析

在工程中,我们常常会遇到几种振动成分叠加在一起的合成振动,为了掌握它们包含着哪些频率成分,往往要对其合成波形进行谐量分析。所谓合成波形的谐量分析即将两个或两个以上的合成波形分解成单一波形的分析方法。具体地说即分解成知其幅值、频率大小的单一波形。

4.5.1.1 典型合成波形的简化分析法

在对合成波形进行谐量分析时,常会遇到一些有某些特点的典型合成波形,可根据这些特点直接分解。

(1) 图 4.32 是两个频率相差较大(相差两倍以上)的波形合成的。它的特点是:上下包络线形状相同;上下包络线间距之宽度位移恒定值。此时,对其作包络线,其包络线即为低频分量,幅值为 A_1 , 频率为 $f_1 = 1/T_1$ 。包络线中的波形即为高频分量,幅值为 A_2 , 频率为 $f_2 = 1/T_2$ 。

(2) 图 4.33 是两个频率较接近的合成波形。其波形的特征为“拍振”。它有如下特点:

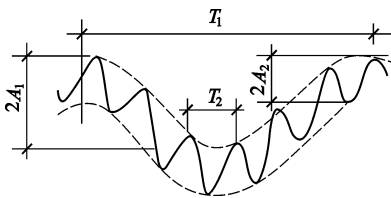


图 4.32 包络线法

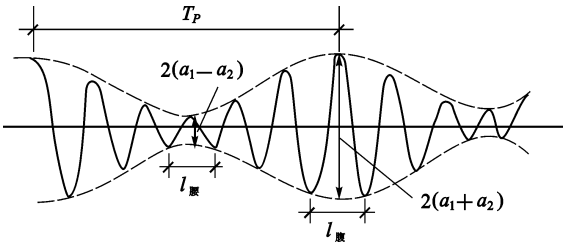


图 4.33 拍振波形分析

- ① 包络线峰与峰之间的距离代表的时间即是“拍振”的周期 T_p ;
- ② “拍振”的频率是两个谐量频率之差($f_p = f_2 - f_1$);
- ③ 上下两包络线的最大宽度是两谐量振幅和的两倍,即: $2(a_1 + a_2)$;
- ④ 上下两包络线的最小宽度是两谐量振幅差的两倍,即: $2(a_1 - a_2)$;
- ⑤ 在“拍”的一个 T_p 周期内,波峰的个数等于该“拍振”振幅较大的那个谐量波峰的个数,即 $f_1 = N/T_p$ (N 为 T_p 内的波峰个数);
- ⑥ 若 $l_{腰} < l_{腰}$, 则频率较低的那个谐量的幅值较大;反之, $l_{腰} > l_{腰}$, 则频率较高的那个谐量的幅值较大。

以上,① 中的 T_p 可借助仪器“时标”得出,由③、④可列出方程:

$$\begin{cases} 2(a_1 - a_2) = A_1 \\ 2(a_1 + a_2) = A_2 \end{cases}$$

式中 A_1, A_2 ——分别可由波形中量出其幅值。

由⑤可求出振幅较大的那个谐量的频率 f_1 。至此,即可求得: f_1, a_1, a_2, T_p 。

再有⑤、⑥,若 $l_{腰} < l_{腰}$, 则

$$f_2 = f_1 + f_p$$

若 $l_{腰} > l_{腰}$, 则

$$f_2 = f_1 - f_p$$

则两个谐量的 a_1, a_2, f_1, f_2 均可求出。

4.5.1.2 复杂周期振动波形分解法

对于由多个简谐频率成分合成在一起的复杂周期振动波形,可采用 Fourier 分解法进行分解。它是基于 Fourier 级数展开原理:任意一个圆频率为 ω 的周期函数都可分解为包括许多简谐形式的级数,即:

$$f(t) = \frac{a_0}{2} + \sum_{k=1}^{\infty} (a_k \cos K\omega \cdots t + b_k \sin K\omega \cdots t)$$

$$a_k = \frac{2}{T} \int_0^T f(t) \cos K\omega \cdots t dt \quad K = 0, 1, 2, 3, \dots$$

$$b_k = \frac{2}{T} \int_0^T f(t) \sin K\omega \cdots t dt \quad K = 1, 2, 3, \dots$$

式中 a_k, b_k ——Fourier 系数;

T —— $f(t)$ 的周期。

现令:

$$\begin{cases} y_k = \sqrt{a_k^2 + b_k^2} \\ \varphi_k = \arctan \frac{a_k}{b_k} \\ y_0 = \frac{a_0}{2} \end{cases} \quad K = 1, 2, 3, \dots$$

则有:

$$f(t) = y_0 + \sum_{k=1}^{\infty} y_k \sin(K\omega \cdots t + \varphi_k) \quad K = 1, 2, 3, \dots \quad (4.23)$$

其中 $y_1 \sin(\omega \cdots t + \varphi_1)$ ——基波;

$y_k \sin(K\omega \cdots t + \varphi_k)$ —— K 次谐波。

由以上可知:要求出 a_k, b_k 必须要知其 $f(t)$, 而实际上, 我们往往难以用一个数学表达式来描述这一复杂的周期函数。故通常采用近似积分法, 在 $f(t)$ 的一个周期内取 n 等分, 如图 4.34 所示。

图中: t_r 是以 $r(r = 1, 2, 3, \dots, n)$ 为变量的时间变量;
 $f(t_r)$ 是以 t_r 为变量的一个函数值; Δt 是所取每一等份的时间间隔。同时有:

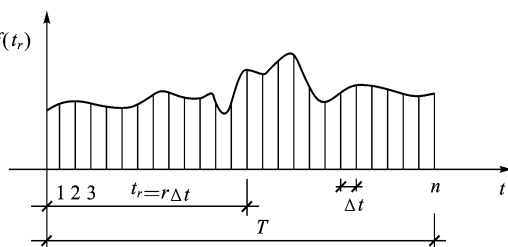


图 4.34 复杂周期振动波形的近似积分法

$$T = n\Delta t, \quad \omega = 2\pi f = \frac{2\pi}{n\Delta t}, \quad t_r = r\Delta t$$

则:

$$\alpha_k = \frac{2}{T} \int_0^T f(t) \cos K\omega \cdots t dt = \frac{2}{n} \sum_{r=1}^n f(t_r) \cos \left[Kr \frac{2\pi}{n} \right] \quad K = 0, 1, 2, 3, \dots$$

$$b_k = \frac{2}{T} \int_0^T f(t) \sin K\omega \cdots t dt = \frac{2}{n} \sum_{r=1}^n f(t_r) \sin \left[Kr \frac{2\pi}{n} \right] \quad K = 1, 2, 3, \dots$$

$$y_0 = \frac{a_0}{2} = \frac{1}{n} \sum_{r=1}^n f(t_r) \quad (4.24)$$

将以上 a_k, b_k, y_0 代入式(4.23)即可。

分解后即可绘出时域图和频谱图, 如图 4.35 所示。

4.5.2 工程结构自振特性的数据处理方法

如前所述, 结构自振特性有三个主要参数: ① 自振频率; ② 阻尼; ③ 振型。以下就此三个参数的求取作详细阐述。

4.5.2.1 自振频率的求取

在上一节中讲述了获取结构自振特性的脉动法、自由振动法, 它们所实测得到的时域波形都可求取被测结构的自振频率。

自振频率又称之为固有频率, 它是结构自身所固有的频率。所谓频率即是单位时间内的周期数 N , 即:

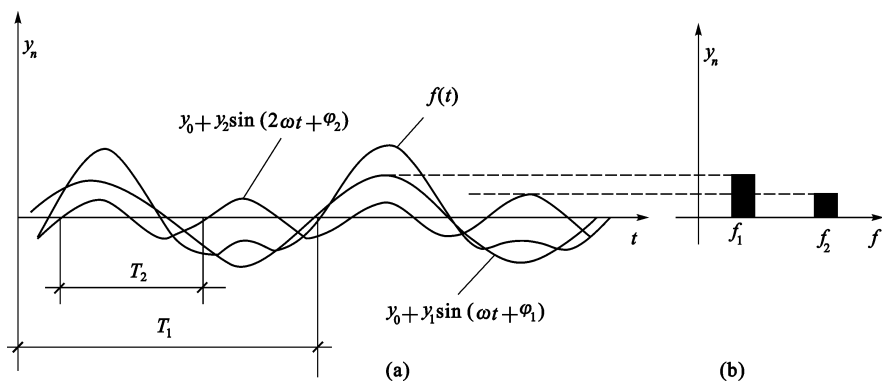


图 4.35 时域分析图与频谱分析图

(a) 时域分析图; (b) 频谱分析图

$$f = \frac{N}{t} \quad (4.25)$$

为便于计算,在实测波形中,先保证在一时间段里的周期数为一整数,这时,所对应的时间段不一定恰好是 N 倍的某个时间单位。此时可引入速度 v 的概念,则可将(4.25)式写成(如图 4.36 所示):

$$f = \frac{N}{t} = \frac{N}{\frac{s}{v}} = \frac{N}{\frac{st_0}{s_0}} = \frac{Ns_0}{st_0} \quad (4.26)$$

式中 N ——所选这段时间 t 内的周期数;

t_0 ——一单位时间;

s_0 —— t_0 这段时间内的长度;

s —— t 这段时间内的长度,其自振频率通常以赫(Hz)为单位。

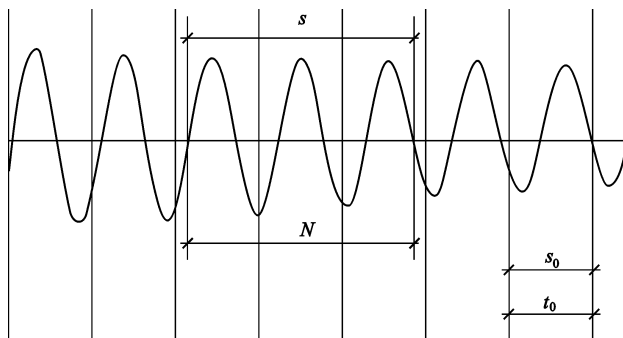


图 4.36 实测波形的频率计算方法

4.5.2.2 阻尼的求取

结构的阻尼可在自由振动法测出的自由振动时域波形曲线上直接求取,而采用共振法得到的共振曲线上也可求取结构的阻尼。

(1) 采用自由振动法求阻尼

由于结构物的自由振动是有阻尼的衰减的振动,且是以对数形式衰减(如图 4.36),故人们把这种有阻尼的衰减系数称之为对数衰减率 λ ,它定义为:

$$\lambda = \ln \frac{a_n}{a_{n+1}} \quad (4.27)$$

式中 a_n, a_{n+1} ——前后两相邻波的幅值,然而,在实测中,由于要有足够的样本,故要拓宽到 a_{n+k} 。故作如下变换:

$$\frac{a_n}{a_{n+k}} = \frac{a_n}{a_{n+1}} \cdot \frac{a_{n+1}}{a_{n+2}} \cdot \frac{a_{n+2}}{a_{n+3}} \cdots \frac{a_{n+k-1}}{a_{n+k}}$$

将方程两边取对数:

$$\ln \frac{a_n}{a_{n+k}} = \ln \frac{a_n}{a_{n+1}} + \ln \frac{a_{n+1}}{a_{n+2}} + \ln \frac{a_{n+2}}{a_{n+3}} + \cdots + \ln \frac{a_{n+k-1}}{a_{n+k}} = K\lambda$$

故:

$$\lambda = \frac{1}{K} \ln \frac{a_n}{a_{n+k}} \quad (4.28)$$

根据粘滞理论,图 4.37 的有阻尼的单自由度体系时程曲线的解答式可表述为:

$$a(t) = Ae^{-\xi\omega\cos t_n} \cos(\omega\cos t + \alpha) \quad (4.29)$$

则相邻振幅 a_n 与 a_{n+1} 的比值为:

$$\frac{a_n}{a_{n+1}} = \frac{Ae^{-\xi\omega\cos t_n}}{Ae^{-\xi\omega\cos(t_n+T)}} = e^{\xi\omega\cos T} \quad (4.30)$$

式中 T ——图 4.37 有阻尼时程曲线的振动周期;

ξ ——结构的阻尼比;

ω ——无阻尼自振圆频率。

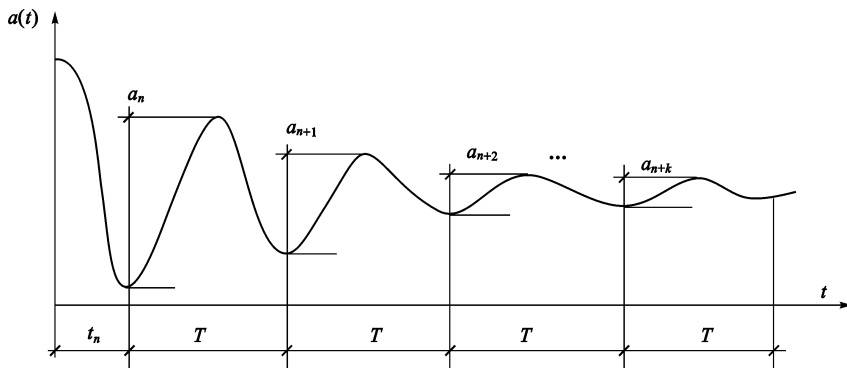


图 4.37 实测波形的阻尼比算法

两边取对数:

$$\ln \frac{a_n}{a_{n+1}} = \xi\omega \cdot T = \lambda \quad (4.31)$$

结构有阻尼的振动周期为 $T = \frac{2\pi}{\omega}$, 故有:

$$\xi = \frac{\lambda}{2\pi} \quad (4.32)$$

(2) 在共振法的共振曲线上求取阻尼

由结构动力学可知:有阻尼的单自由度体系在简谐荷载作用下的动力放大系数为:

$$\mu_d = [(1 - \nu^2)^2 + 4\nu^2\xi^2]^{-\frac{1}{2}} \quad (4.33)$$

式中 ν ——频率比, $\nu = \frac{\omega}{\omega_0}$;

ω ——简谐荷载(激振荷载)的圆频率;

ω_0 ——被测结构的圆频率;

ξ ——被测结构的阻尼比。

在如图 4.38 的动力放大系数 μ_d 与激振频率 ω 的关系曲线(共振曲线)上,共振峰所对应的频率即是被测结构的自振频率。在共振曲线上作一直线 $\mu_d = \frac{1}{2}\mu_{d\max}$, 与共振曲线相交, 即将 $\mu_d = \frac{1}{2}\left[\frac{1}{2\xi}\right]$ 代入式(4.33)。

代入后将方程两边平方则有:

$$\nu_1 = 1 - \xi \quad \nu_2 = 1 + \xi$$

将两者相减则有:

$$\nu_2 - \nu_1 = 2\xi = \frac{\omega_2}{\omega_0} - \frac{\omega_1}{\omega_0}$$

故有:

$$\xi = \frac{\omega_2 - \omega_1}{2\omega_0} \quad (4.34)$$

此外,由结构动力学可知,单自由度体系有阻尼自由振动的结构的特征方程为:

$$\gamma^2 + 2\varepsilon\gamma + \omega_0^2 = 0$$

式中 γ ——特征方程的根;

ε ——结构衰减系数,则: $\gamma_{1,2} = -\varepsilon \pm \sqrt{\varepsilon^2 - \omega_0^2}$ 。

由于所谓“临界阻尼” β_{cr} 就是指使这特征方程有两个相等的实数根,即当 $\sqrt{4\varepsilon^2 - 4\omega_0^2} = 0$ 时的那个 ε 。所以此时有: $\beta_{cr} = \varepsilon = \omega_0$ 。又由于,阻尼比定义为:

$$\xi = \frac{\text{阻尼系数}}{\text{临界阻尼}} = \frac{\beta}{\beta_{cr}} = \frac{\beta}{\omega_0}$$

故:

$$\frac{\omega_2 - \omega_1}{2\omega_0} = \frac{\beta}{\omega_0}$$

则:结构阻尼系数

$$\beta = \frac{\omega_2 - \omega_1}{2} \quad (4.35)$$

在采用共振法对结构激振施加简谐荷载时,结构在不同频率荷载作用下它的共振曲线的幅值为:

$$A = F\delta_{11}\mu_d \quad (4.36)$$

式中 F ——激振力;

δ_{11} ——在单位荷载作用下且在此荷载作用方向上的结构位移。

如果激振力为一常量,则实测共振曲线的纵轴幅值 A 与动力放大系数 μ_d 呈比例关系。故以上的阻尼算法在实测共振曲线上同样适用。

值得注意的是:两种激振设备有两种不同的处理方法。

共振曲线的峰值是当振动频率等于结构的固有频率时使结构振动幅值达到最大,造成此最大幅值的只是由于共振而引起的。然而,能够引起结构幅值增大还有一种可能的原因即是激振力变大。若两者混在一起则分不清是由于哪种原因引起结构幅值的增大。所以要使激振力为一常量,这样就能确保结构的幅值增大只是由于共振而引起的。

目前通常采用两种激振设备:一个是偏心式起振机,另一个是电磁式激振器(在本章 4.2 节中已详细讲述)。

(1) 偏心式激振器

由式(4.2)可知:偏心式起振机的激振力与激振机的偏心块旋转频率的平方成正比。由此可见,当“扫频”时,偏心块旋转频率逐渐增大,其激振力也随之增加,这样就破坏了共振所引起被测物振动幅值增大的“纯洁”性。解决的方法是在绘制共振曲线时将其纵坐标更改为 A/ω^2 。

这是因为更改前共振曲线的纵坐标为幅值:

$$A = F\delta_{11}\mu_d = m\omega^2 r\delta_{11}\mu_d \quad (4.37)$$

则:

$$\frac{A}{\omega^2} = mr\delta_{11}\mu_d$$

这样即把振幅换算为在相同激振力作用下的振幅值。

(2) 电磁式激振器

由式(4.3)可知:电磁式激振器的激振力随电流的正弦变化而变化。但此电流的最大正负值是不变的,被控制在一个带宽里,它不会像偏心式激振器那样激振力随旋转频率的平方增大而一直增大。当电磁式激

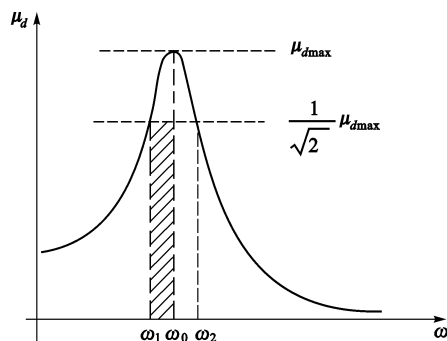


图 4.38 动力放大系数 μ_d 曲线

振器的电流正弦频率逐渐加大时,激振力并不随之而不断加大,它仍然被控制在这一带宽里。而共振所引起的振幅会大于最大激振力所引起的幅值。因而,它不需做处理,纵坐标仍为幅值 A 。

另外,实测时的频率通常为线频率 f ,则将 $\omega = 2\pi f$ 代入式(4.34)中可有:

$$\xi = \frac{f_2 - f_1}{2f_0} = \frac{f_2 - f_1}{f_1 + f_2} \tag{4.38}$$

$$\beta = \pi(f_2 - f_1) \tag{4.39}$$

4.5.2.3 振型求取

(1) 当各拾振器灵敏系数均相同

此时,可依实测波形,在同一时刻量取每一层的振动幅值。令某一层的幅值为 1,按此比例作图即可。例如图 4.39 为第一振型的图形;图 4.40 为第二振型图形。从图中即可知其作图方法。

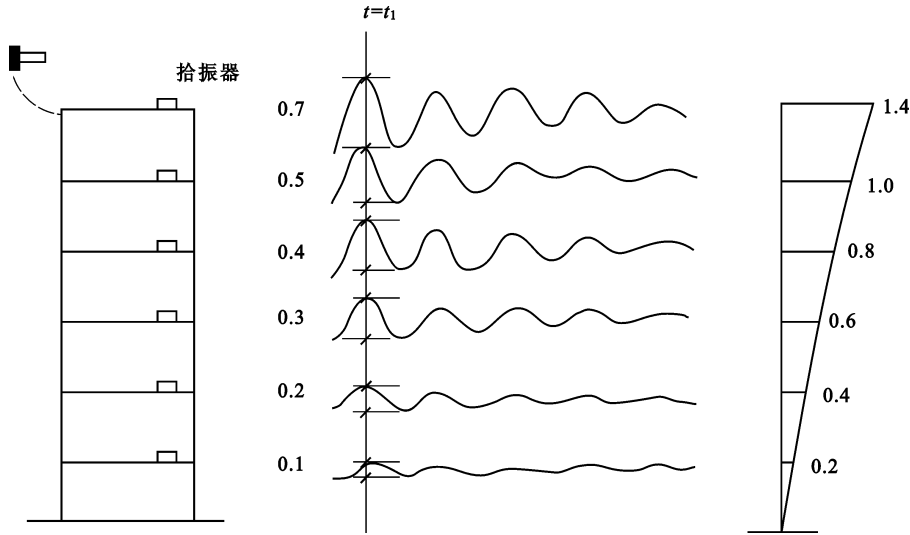


图 4.39 第一振型作图法(敲击法)

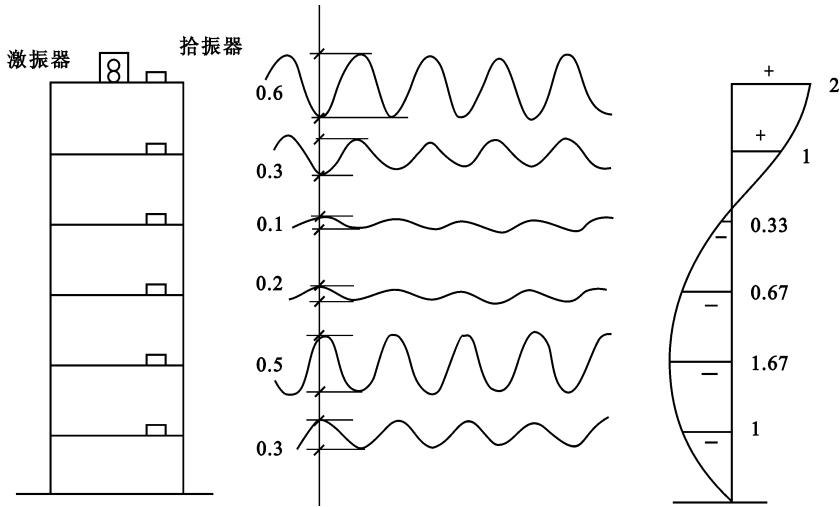


图 4.40 第二振型作图法(共振法)

(2) 各拾振器的灵敏度各不相同

第一步:

$$\alpha_i = \frac{A_{0B}}{A_{0i}}$$

式中 α_i ——第 i 台拾振器的修正系数;
 A_{0B} ——标定时自令的一台“标准”拾振器的幅值;
 A_{0i} ——标定时第 i 台拾振器的幅值。

第二步:

$$A_i' = \alpha_i \times A_i$$

式中 A_i' ——修正后的第 i 台拾振器的幅值;

A_i ——正式实测振型时第 i 台拾振器的实测幅值。

第三步:

$$X_i = \frac{A_i'}{A_{iB}} \quad (4.40)$$

式中 A_{iB} ——自令的“标准”拾振器正式实测振型时的幅值;

X_i ——真实的该结构振型图各数值。

4.5.3 相关分析与频谱分析

在动力测试中,常会遇到随机振动问题,例如地震荷载、风荷载作用下的结构物振动,建筑物在周围环境不规则干扰作用下的脉动等。由于这类振动是一种非确定性振动,则无法用确定的函数来描述。因而,假定这种随机过程为各态历经,采用不随试验时间和试验次数而变化的统计特征来描述。其中通过相关分析得到相关函数,通过频谱分析得到功率谱密度函数。

4.5.3.1 相关分析

所谓相关分析是指研究两个参数之间的相关性,它包括自相关和互相关。其中描述随机过程某一时刻 t_1 的数据值与另一时刻 $(t_1 + \tau)$ 的数据值之间的依赖关系称之为自相关函数;而描述两个随机过程中一个随机过程的某个时间 t_1 值与另一个随机过程时间 τ 的依赖关系称之为互相关函数。

这里,自相关函数和互相关函数都是建立在随机过程为各态历经。所谓各态历经即意味着随机过程时间平均代表总体平均。设 $x(t)$ 为各态历经随机过程的样本函数,则各态历经随机过程的自相关函数表示为:

$$R_x(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t)x(t+\tau) d\tau \quad (4.41)$$

式中 T ——样本时间长度;

τ ——任意时间间隔(如图 4.41)。

相类似的,两个各态历经的随机过程的互相关函数表示为:

$$R_{xy}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t)y(t+\tau) d\tau \quad (4.42)$$

式中 $y(t+\tau)$ ——另一个各态历经的随机过程样本(如图 4.42)。

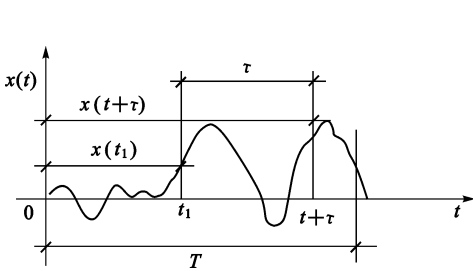


图 4.41 自相关函数计算

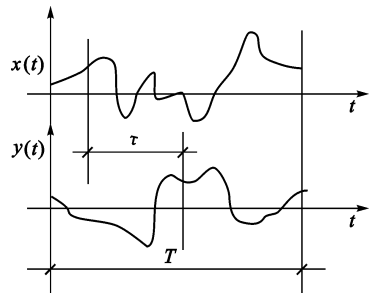


图 4.42 互相关函数计算

在工程中,可应用自相关分析判断振动信号是周期信号还是随机信号。当自相关函数 $R_x(\tau) \neq 0$ 时为周期性(或确定性)信号。而 $R_x(\infty) = 0 (\tau \rightarrow \infty)$ 时,为随机信号。此外,若自相关曲线不随 τ 的增大而衰减,并趋近于均方差 $\overline{x^2(t)}$,则表明随机信号中混有周期性信号,其频率等于 $R_x(\tau)$ 曲线后部分的波动频率(如图 4.43),但在时域曲线中则很难看出。

采用脉动法求结构自振特性时,还可对所实测的时域波形进行自相关分析,得出自相关曲线 $R_x(\tau)$,其曲线后部分的波动频率即是该结构自振频率,并可由此波形求得该结构的阻尼参数。

互相关函数在实际工程中也有着很重要的应用。在结构振动问题中常要分析激励力与其响应之间的关

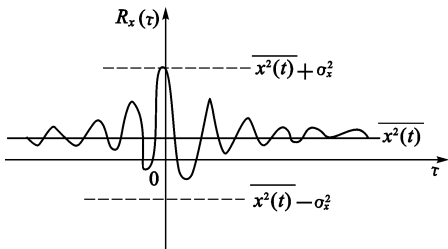


图 4.43 自相关函数的性质

时测得的振动位移波形,从实测的时域波形图 4.44 (a) 中很难辨别出桥墩的固有频率,而从频谱分析图 4.44 (b) 中则可看出三个主要高峰频率值。通过分析或通过其他振动实测资料即可综合分析确定出其桥梁的固有频率。

此外,在频谱分析中常采用功率谱。所谓功率谱是纵坐标的物理量(如幅值)的均方值与频率之间的关系图谱。功率谱可理解为它强调了各频率成分对结构物影响的程度。它反应振动能量在各频率成分上的分布情况。频谱分析是直接对随机信号 $x(t)$ 作富氏积分变换:

$$x(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} x(t) e^{-j\omega \cdots t} dt \quad (4.43)$$

功率谱对相关函数作富氏积分变换:

$$S(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} R(\tau) e^{-j\omega \cdots \tau} d\tau \quad (4.44)$$

式中:

$$\omega = 2\pi f$$

要特别指出的是功率谱是随机振动最好的频域描述。因为作频谱分析,其随机信号 $x(t)$ 一定要是绝对可积才能作富氏积分变换。然而,对于平稳随机过程随机信号 $x(t)$ 并不是都是绝对可积的。为此,对于不可积的情形就不能实现频谱分析,即不能直接对随机信号 $x(t)$ 作富氏积分变换而得到频谱图。而相关函数可满足绝对可积条件,则可实现对相关函数的富氏积分变换来得到功率谱。

目前,通常是由专门的仪器或专门的软件来对实测得到的随机信号进行相关分析和频谱分析。有了相关函数曲线和功率谱图就可对随机信号进行快速分析。

【例 4.1】 实测某新村一栋六层框架结构住宅楼某一单元动力特性。实测内容包括:(1) 自振频率;(2) 第一振型;(3) 空间振型。

共采用三台磁电式拾振器进行脉动实测。其动态过程见图 4.45 所示。

(1) 自振频率

自振频率实测结果如表 4.1。

系,房屋结构各层之间的振动反应与基础振动之间的关系,利用互相关函数来确定两个随机信号之间的滞后时间峰值,确定信号传递效果明显的通道等等。

4.5.3.2 频谱分析

研究振动的某个物理量(如幅值)与频率之间的关系称之为频谱分析。它是将振动的时间域信号变换到频率域上进行分析。

例如,图 4.44 是铁路桥墩在列车单机通过

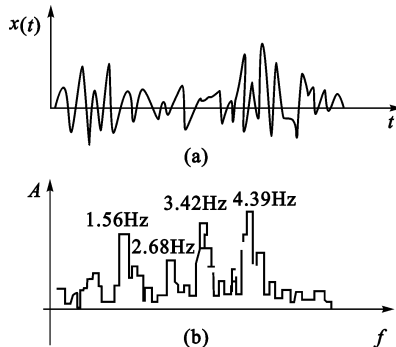


图 4.44 列车单机通过桥墩振动位移波形
(a) 桥墩时域振动图;(b) 桥墩频域振动图

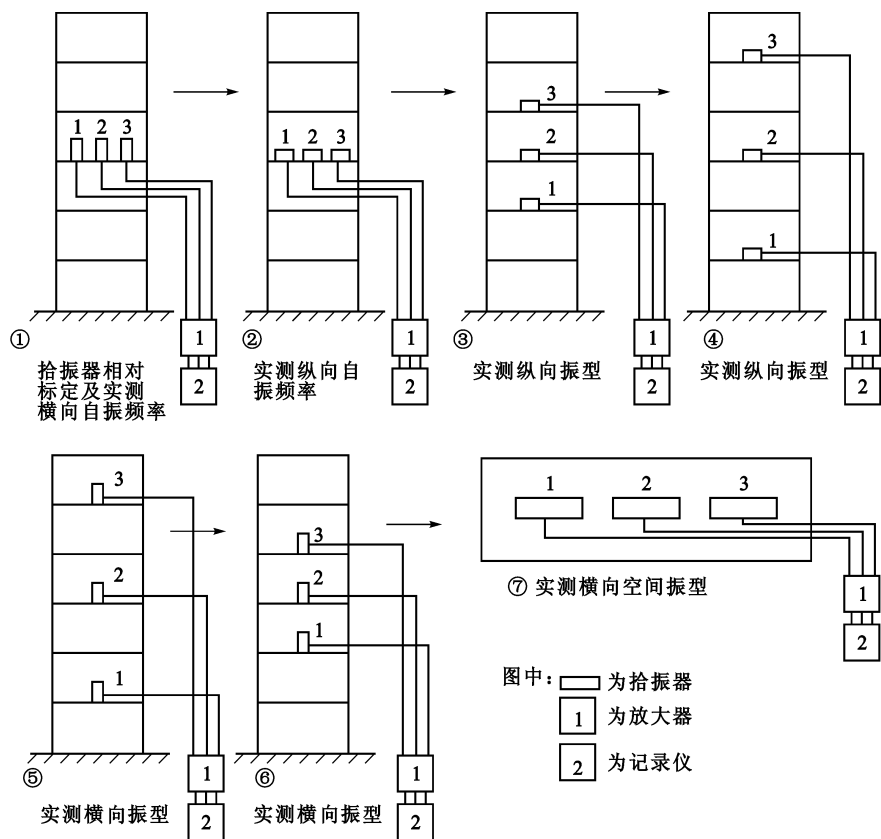


图 4.45 实测房屋自振特性动态过程

表 4.1 自振频率实测结果

| 方 向 | 记录长度 | 波 数 | 时 标 | 时标长度 | 频 率 | 平均频率 |
|-----|----------------|---------------|-----------------|------------------|----------------|----------------|
| | $s(\text{mm})$ | $N(\text{个})$ | $t_0(\text{s})$ | $s_0(\text{mm})$ | $f(\text{Hz})$ | $f(\text{Hz})$ |
| 横 向 | 15 | 5 | 1 | 10 | 3.33 | 3.33 |
| | 15 | 5 | 1 | 10 | 3.33 | |
| | * 36 | 12 | 1 | 10 | 3.33 | |
| 纵 向 | 12 | 4 | 1 | 10.5 | 3.50 | 3.50 |
| | 14.2 | 5 | 1 | 10 | 3.52 | |
| | 11.5 | 4 | 1 | 10 | 3.48 | |

现以表 4.1 中 * 为例,其波形见图 4.46 所示。

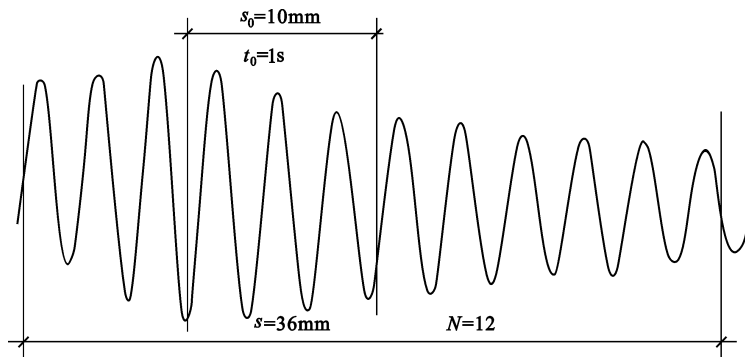


图 4.46 脉动法实测波形

则 * 的计算结果：

$$f = \frac{N_{s0}}{st_0} = \frac{12 \times 10}{36 \times 1} \approx 3.33(\text{Hz})$$

(2) 第一振型

将拾振器进行标定(取 2#为标准拾振器),其标定记录见表 4.2;空间振型记录见表 4.3;第一横向和纵向振型分别见表 4.4 和表 4.5。

表 4.2 拾振器标定结果

| | | | |
|--------------------|------|----|------|
| 拾振器编号 | 1# | 2# | 3# |
| 记录幅值 A_{0i} (mm) | 17 | 12 | 12.5 |
| 修正系数 α_i | 0.71 | 1 | 0.96 |

表 4.3 空间振型实测结果

| | | | |
|------------|------|------|-------|
| 拾振器编号 | 1# | 2# | 3# |
| 记录幅值 A_i | 12 | 10.6 | 11.2 |
| 修正值 A_i' | 8.52 | 10.6 | 10.75 |
| 振型 X_i | 0.8 | 1 | 1.01 |

表 4.4 横向振型实测结果

| | | | | | | |
|------------|------|-----|-------|------|-----|------|
| 拾振器编号 | 1# | 2# | 3# | 1# | 2# | 3# |
| 楼 层 | 3 | 4 | 5 | 2 | 4 | 6 |
| 记录幅值 A_i | 9.8 | 9.3 | 11.5 | 7.1 | 8.8 | 13.6 |
| 修正值 A_i' | 6.96 | 9.3 | 11.04 | 5.04 | 8.8 | 13.1 |
| 振型 X_i | 0.75 | 1 | 1.19 | 0.57 | 1 | 1.49 |

表 4.5 纵向振型实测结果

| | | | | | | |
|------------|------|----|-----|------|-----|------|
| 拾振器编号 | 1# | 2# | 3# | 1# | 2# | 3# |
| 楼 层 | 3 | 4 | 5 | 2 | 4 | 6 |
| 记录幅值 A_i | 8 | 7 | 7.6 | 7.5 | 7.8 | 10.5 |
| 修正值 A_i' | 5.68 | 7 | 7.3 | 5.33 | 7.8 | 10.1 |
| 振型 X_i | 0.81 | 1 | 1.1 | 0.68 | 1 | 1.29 |

各振型图如图 4.47 所示。

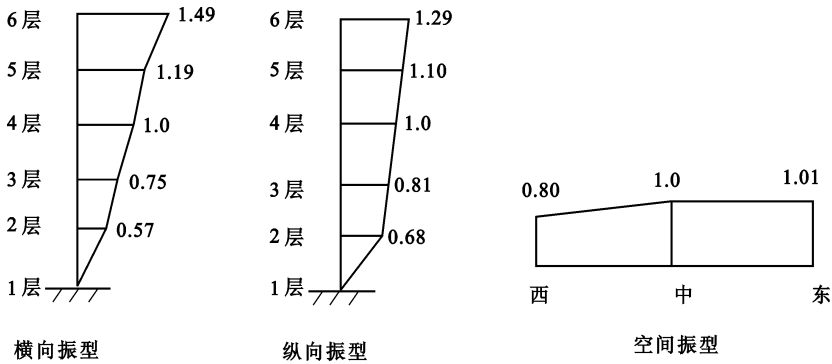


图 4.47 实测振型图

本章小结

(1) 在激振系统中要熟知信号发生器、功率放大器、激振器的连接流程。要了解电磁式与偏心式两种激

振器的功用及后期在数据处理中的不同处理方法。

(2) 在测振仪器系统中除要了解各测振仪之间的配合外,还要知道磁电式及压电式拾振器分别输出的电量是电压和电荷,且分别反映被测振动体的速度和加速度。

(3) 在实测动力参数中,要严格区分动荷载特性、结构自振特性和结构动力反应三者概念上的区别。尤其在动荷载特性的实测中,不可实测为结构动力反应的特性。

(4) 在数据处理中要尤其注意振型的实测。要理解它是结构在振动过程中两两质点在同一时刻的位移幅值之比始终保持不变的振动形式。注意当各拾振器灵敏度不同时对所实测的振型幅值的修正。

5 工程结构抗震试验

本章提要

地震是一种自然现象,发生具有随机性,地震发生后的传播是不确定性的。在工程结构抗震研究中,结构抗震试验研究是一个重要方面,其任务主要是对新材料、新结构的抗震能力进行研究,从而在地震区推广应用。通过对实际结构的模型试验研究,验证结构的抗震性能和能力,评定其重要性,为判定和修改抗震设计规范提供科学依据。

本章主要讲述工程结构抗震试验的方法及相应的仪器设备,包括用静力试验方法近似模拟地震作用的拟静力试验和拟动力试验;再现地震过程的模拟地震振动台试验;采用爆破法引起地面运动的人工地震以及在地震区对已建房屋进行测试的天然地震试验等。

5.1 概 述

结构抗震试验的目的有两个:一是确定结构线性动力特性,即结构在弹性阶段变形比较小的情况下的自振周期、振型、能量耗散和阻尼值;另一个是研究结构的非线性性能,如结构进入非线性阶段的能量耗散、滞回特性、延性性能、破坏机理和破坏特征。

5.1.1 结构抗震试验的特点

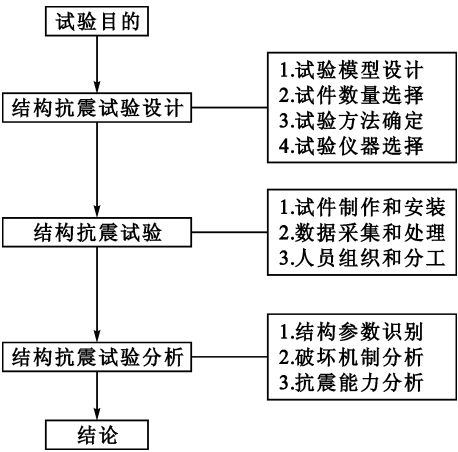
从结构抗震工程研究发展来看,目前结构抗震试验主要是从场地原型观测和试验室两个方面进行,抗震研究认为结构的静态试验和结构原型弹性阶段的动力试验所取得的资料数据,对抗震设计来说不能反映客观要求,特别是结构工作的各个阶段的动态特性参数,对结构地震反应分析愈来愈有它的重要性。

结构抗震试验的复杂性和静力试验要大,这主要是:首先,荷载是以动力形式出现,它有速度、加速度或以一定频率对结构产生动力响应。由于加速度作用引起的惯性力,以致荷载的大小又直接与结构本身的质量有关,动荷载对结构产生的共振使应变和挠度增大。其次,动力荷载作用于结构还有应变速率问题,应变速率的大小,又直接影响结构材料的强度。如加荷速度愈快,引起结构或构件的应变速率愈高,则试件强度和弹性模量也就相应提高。

5.1.2 结构抗震试验的内容

在长期抗御地震灾害中,人们认识到工程结构抗震试验是研究结构抗震性能的一个重要方面。可是,怎样使试验做到既解决问题又比较经济却不太容易,因为地震的发生是随机的,地震发生后的传播是不确定性的,从而导致结构的地震反应是不确定性的,这给确定试验方案带来了困难。一般说来,结构抗震试验包括三个环节:结构抗震试验设计、结构抗震试验和结构抗震试验分析。它们的关系如右图:

三者中,结构抗震试验设计是关键,结构抗震试验是中心,结构抗震试验分析是目的。其中,结构抗震试验设计的部分主要内容在第2章结构模型设计中已叙述,本章主要对结构抗震试验的方法及试验分析作简要介绍。



5.1.3 结构抗震试验分类

结构抗震试验可分为两大类:结构抗震静力试验和结构抗震动力试验。然而,按试验方法考虑,在试验室经常进行的主要有拟静力试验、拟动力试验和模拟振动台试验。在现场进行的有人工地震模拟试验和天然地震试验。由于现场试验费用昂贵,在我国较少采用。

5.1.3.1 拟静力试验

拟静力试验又称为低周反复加载试验或伪静力试验,一般给试验对象施加低周反复作用的力或位移,来模拟地震时结构的作用,并评定结构的抗震性能和能力。由于拟静力试验实质上是用静力加载方式模拟地震对结构物的作用,其优点是在试验过程中可以随时停下来观测试件的开裂和破坏状态,并可根据试验需要改变加载历程。但是试验的加载历程是研究者事先主观确定的,与实际地震作用历程无关,不能反映实际地震作用时应变速率的影响,这又是它的不足。

5.1.3.2 拟动力试验

拟动力试验又称计算机-加载器联机试验,是将计算机的计算和控制与结构试验有机地结合在一起的试验方法。它与采用数值积分方法进行的结构非线性动力分析过程十分相似,与数值分析方法不同的是结构的恢复力特性不再来自数学模型,而是直接从被试验结构上实时测取。拟动力试验的加载过程是拟静力的,但它与拟静力试验方法存在本质的区别,拟静力试验每一步的加载目标(位移或力)是已知的,而拟动力试验每一步的加载目标是由上一步的测量结果和计算结果通过递推公式得到的,而这种递推公式是基于被试验结构的离散动力方程,因此试验结果代表了结构的真实地震反应,这也是拟动力试验优于拟静力试验之处。

拟动力试验也有不足之处。首先,拟动力试验不能反映实际地震作用时材料应变速率的影响;其次,拟动力试验只能通过单个或几个加载器对试件加载,不能完全模拟地震作用时结构实际所受的作用力分布。另外,结构的阻尼也较难在试验中出现。

5.1.3.3 地震模拟振动台试验

地震模拟振动台可以真实地再现地震过程,是目前研究结构抗震性能较好的试验方法之一。地震模拟振动台可以在振动台台面上再现天然地震记录,安装在振动台上的试件就能受到类似天然地震的作用。所以,地震模拟振动台试验可以再现结构在地震作用下结构开裂、破坏的全过程,能反映应变速率的影响,并可根据相似要求对地震波进行时域上压缩和加速度幅值调整等处理,对超高层或原型结构进行整体模型试验。

地震模拟振动台试验主要用于检验结构抗震设计理论、方法和计算模型的正确性,尤其是许多高层结构和超高层结构、大型桥梁结构、海洋工程结构都是通过缩尺模型的振动台试验来检验设计和计算结果的。振动台不仅可进行建筑结构、桥梁结构、海洋结构、水工结构试验,同时还可进行工业产品和设备等的振动特性试验。

地震模拟振动台也有其局限性,一般振动台试验都为模型试验,比例较小,容易产生尺寸效应,难以模拟结构构造,且试验费用较高。

5.1.3.4 人工地震模拟试验

采用地面或地下爆炸法引起地面运动的动力效应来模拟某一烈度或某一确定性天然地震对结构的影响,对大比例模型或足尺结构进行试验,并已在实际工程试验中得到实践。这种方法简单直观,并可考虑场地的影响,但试验费用高、难度大。

5.1.3.5 天然地震试验

在频繁出现地震的地区或短期预报可能出现较大地震的地区,有意识地建造一些试验性结构或在已建结构上安装测震仪,以便一旦发生地震时可以得到结构的反应。这种方法真实、可靠,但费用高,实现难度较大。

5.2 拟静力试验

拟静力试验方法是目前研究结构或构件抗震性能应用最广泛的试验方法,它是采用一定的荷载控制或

变形控制对试件进行低周反复加载,使试件从弹性阶段直至破坏的一种试验。从试件种类来看,钢结构、钢筋混凝土结构、砌体结构以及组合结构研究最多;从试件类型来看,梁、板、柱、节点、墙、框架和整体结构等是进行拟静力加载试验的主要类型。

5.2.1 加载装置

试验加载装置多采用反力墙或专用抗侧力构架。加载设备主要用推拉千斤顶或电液伺服结构试验系统装置,并用计算机进行试验控制和数据采集。

电液伺服加载器或液压千斤顶一方面与试件连接,另一方面与反力装置连接,以便给结构施加作用。同时,试件也需要固定并模拟实际边界条件,所以反力装置都是拟静力加载试验中所必需的。目前常用的反力装置主要有反力墙、反力台座、门式刚架、反力架和相应的各种组合荷载架。图 5.1 为典型的电液伺服拟静力试验加载系统。

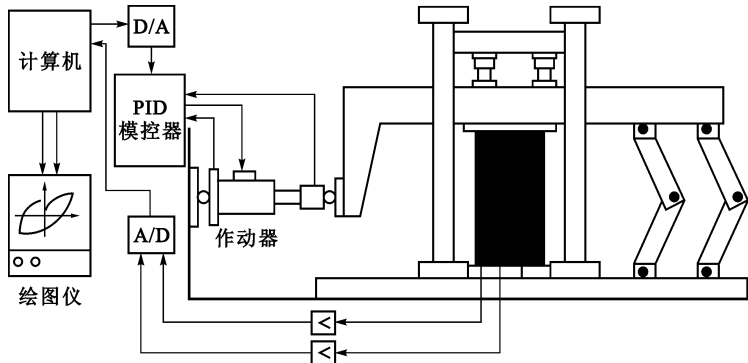


图 5.1 典型的拟静力试验加载系统

5.2.2 加载制度

5.2.2.1 单向反复加载制度

(1) 位移控制加载

位移控制加载是以加载过程的位移作为控制量,按照一定的位移增幅进行循环加载。根据位移控制的幅值不同,又可分为变幅加载、等幅加载和变幅等幅混合加载,如图 5.2 所示。

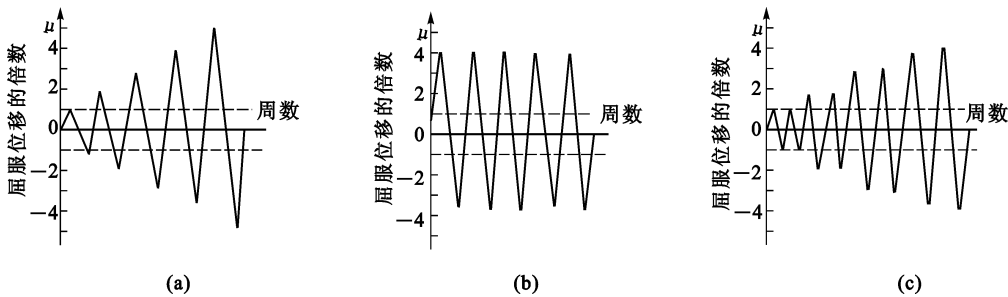


图 5.2 位移控制加载制度

(a) 变幅加载;(b) 等幅加载;(c) 变幅等幅混合加载

变幅值位移控制加载多数用于确定试件的恢复力特性和建立恢复力模型,一般是每一级位移幅值下循环二到三次,由试验得到的滞回曲线可以建立构件的恢复力模型;等幅位移控制加载主要用于确定试件在特定位移幅值下的特定性能,例如极限滞回耗能、强度退化等;混合幅值位移控制加载研究不同加载幅值的顺序对试件受力性能的影响。

(2) 力控制加载

力控制加载是在加载过程中,以力作为控制值,按一定的力幅值进行循环加载。因为试件屈服后难以控制加载的力,所以这种加载制度较少单独使用。

(3) 力-位移混合控制加载

这种加载制度是先以力控制加载,当试件达到屈服状态时改用位移控制,一直至试件破坏。《建筑抗震试验方法规程》(JCJ 101—96)规定:试件屈服前,应采用荷载控制并分级加载,接近开裂和屈服荷载前宜减小级差加载;试件屈服后应采用变形控制,变形值应取屈服时试件的最大位移值,并以该位移的倍数为级差进行控制加载;施加反复荷载的次数应根据试验目的确定,屈服前每级可反复一次,屈服后宜反复三次。

5.2.2.2 双向反复加载制度

为了研究地震对结构构件的空间组合效应,克服采用在结构构件单方向(平面内)加载时不考虑另一方向(平面外)地震力同时作用对结构影响的局限性,可在 x 、 y 两个主轴方向(二维)同时施加低周反复荷载。例如对框架柱或压杆的空向受力和框架梁柱节点在两个主轴方向所在平面内采用梁端加载方案施加反复荷载试验时,可采用双向同步或非同步的加载制度。

(1) x 、 y 轴双向同步加载

与单向反复加载相同,在低周反复荷载与构件截面主轴成 α 角的方向作斜向加载,使 x 、 y 两个主轴方向的分量同步作用。

反复加载同样可以采用位移控制、力控制和两者混合控制的加载制度。

(2) x 、 y 轴双向非同步加载

非同步加载是在构件截面的 x 、 y 两个主轴方向分别施加低周反复荷载。由于 x 、 y 两个方向可以不同步的先后或交替加载,因此,它可以有如如图 5.3 所示的各种变化方案。图 5.3 中(a)为在 x 轴不加载, y 轴反复加载,或情况相反,即是前述的单向加载;(b)为 x 轴加载后保持恒载,而 y 轴反复加载;(c)为 x 、 y 轴先后反复加载;(d)为 x 、 y 两轴交替反复加载;此外还有(e)的 8 字形加载或(f)的方形加载。

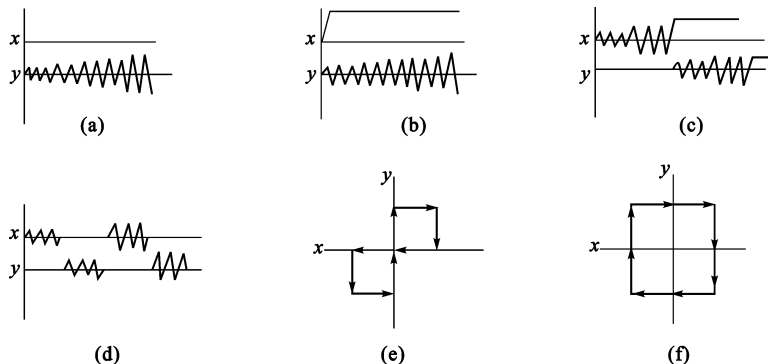


图 5.3 双向低周反复加载制度

当采用由计算机控制的电液伺服加载器进行双向加载试验时,可以对一结构构件在 x 、 y 两个方向成 90° 作用,实现双向协调稳定的同步反复加载。

5.2.3 钢筋混凝土框架梁柱节点拟静力试验

钢筋混凝土框架梁柱节点受轴力、弯矩和剪力的作用,这样的复合应力使节点部分发生复杂的变形,其中主要是剪切变形,这不仅使梁柱的连接不能保持直角,而且框架的应力和变形都会发生变化,节点在剪力作用下剪切开裂、剪断破坏。经震害调查发现,多层钢筋混凝土框架破坏的部位大多在柱子和节点区,而且节点破坏后修复也比较困难。因此,对结构抗震来说,节点抗震性能的研究比一般结构具有更重要的意义。为了研究钢筋混凝土框架结构抗震性能,对于钢筋混凝土框架结构梁柱节点即梁端、柱端与核心区的组合体施加低周反复静力荷载的试验,是目前国内外常用的一种试验方法。

5.2.3.1 试件形式

钢筋混凝土框架梁柱节点的试件,可取框架在侧向荷载作用下节点相邻梁柱反弯点之间的组合体,经常采用十字形试件,也有采用 X 形试件(图 5.4)。图 5.4(a)、(b)为十字形试件,在柱上施加轴力 N ,并按地震时框架的应力情况施加 P_1 和 P_2 ,这样轴力 N 可随意变化, N 与 M 的比值容易调整 and 改变。图 5.4(c)、(d)为 X 形试件,图 5.4(c)是将加载方向相对框架中心线转动 θ 角,使轴力 N 与弯矩 M 成比例,弯矩小,轴力也

小,不可能得到定轴力的应力状态。图 5.4(d) 的 X 形试件中不产生轴力,在节点部分的应力仅由弯矩和剪力产生,这时试件不可能反映出节点部分真实的应力状态。

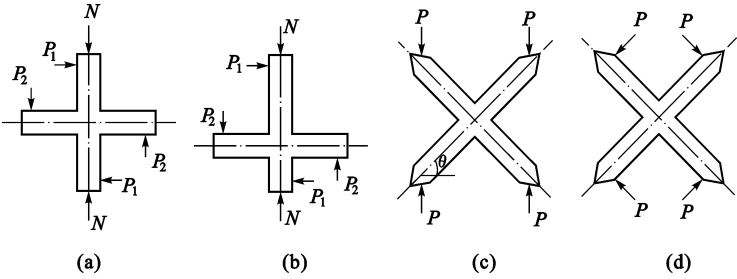


图 5.4 梁柱节点组合体试件形式

由于框架是超静定结构,因此对梁柱节点组合体的试件和加载装置进行设计时,对于边界条件的模拟尤需注意。在实际框架结构中,当侧向力作用时,节点上柱反弯点可视为水平可移动的铰,相对于上柱反弯点,下柱反弯点可视为固定铰,而节点两侧梁的反弯点均为水平可移动的铰(图 5.5(a))。在实际试验中为了使加载装置简便,往往采用梁端施加反对称荷载的方案,这时节点边界条件是上下柱反弯点均为不动铰,梁两侧反弯点为自由端(图 5.5(b))。以上两种方案的主要差别在于后者忽略了柱子位移效应。

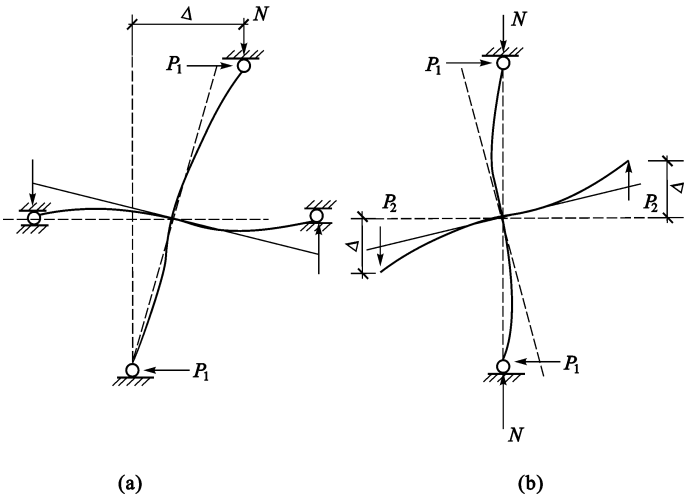


图 5.5 梁柱节点组合试件的边界模拟

当试验目的是为了了解节点初始设计应力状态或极限应力状态下的性能,或者是纯粹的研究试验,探讨节点在某种复合应力状态下的性能,并同理论计算作比较,则采用较为简单的 X 形试件可以充分达到试验的目的。但是采用 X 形试件时要如实模拟边界条件比较困难。

5.2.3.2 试验装置

(1) 梁柱节点组合体梁端加载装置

试件安装在荷载支承架内,在柱的上下端都装有铰支座,柱顶自由端通过液压加载器施加固定的轴向荷载。在梁的两端用四个液压加载器施加反对称低周反复荷载,通过油泵系统控制同步加载。为了得到由于梁端反对称加载在柱顶产生的水平推力,在上柱自由端与反力架之间设有球铰装置,并由测力传感器进行测量(图 5.6)。

(2) 梁柱节点组合体有侧移柱端加载装置

采用专门设置的几何可变框式试验架进行试验,能反映梁柱节点受地震时的实际受力性质。试验架的横梁及立柱由槽钢焊接而成,梁柱间用轴承连接成为几何可变的框架体系(图 5.7)。

试件通过在柱端和梁端的预留孔用钢梢分别与框架横梁和主柱上相应的圆孔连接,形成相应的铰接支承进行安装固定。整个试验装置固定在试验台座上,试件上部柱顶安装施加竖向荷载的液压加载器,用反力横梁和拉杆连接在框架上部的横梁,并形成自平衡体系。

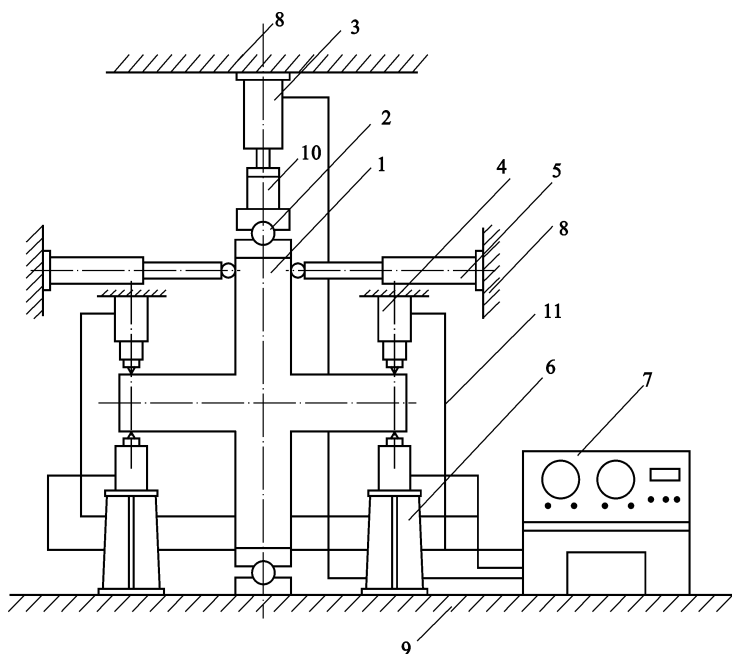


图 5.6 梁柱节点梁端加载试验装置

1—试件;2—柱顶球铰;3—柱端竖向加载器;4—梁端加载器;5—柱端侧向支撑;6—支座;
7—液压加载控制器;8—荷载支承架;9—试验台座;10—荷载传感器;11—输油管

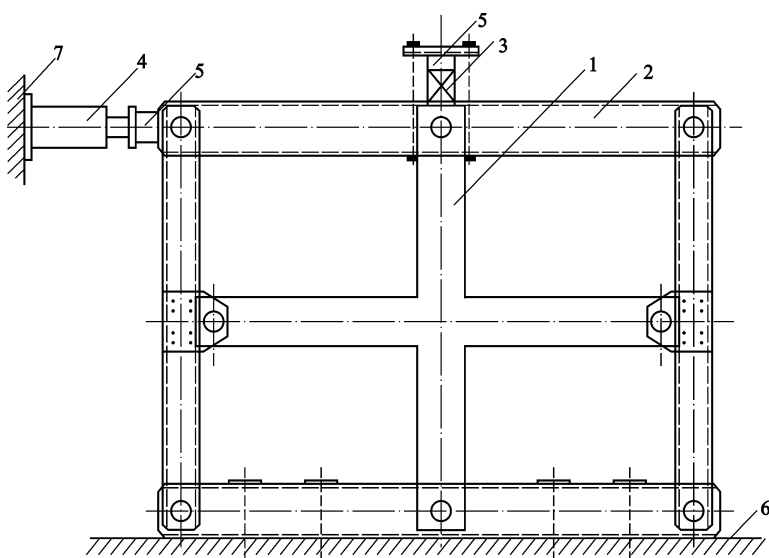


图 5.7 梁柱节点柱端加载装置

1—试件;2—几何可变框架式试验架;3—竖向荷载加载器;4—水平荷载加载器;
5—荷载传感器;6—试验台座;7—水平荷载支承架

试验时固定于反力架上的水平双向作用液压加载器对框架顶部施加低周反复水平荷载,则几何可变的框架体系即带动框架内的试件一起变形(图 5.8),使之形成图 5.5(a)所示的柱顶有侧移的边界条件,以模拟试件实际受力图式的要求。

(3) X 形梁柱节点组合体试验装置

X 形试件一般直接在大型结构试验机上进行加载,将试件通过铰接支承安置在结构试验机内,在试件上安放加载横梁,由试验机通过 A、B 支点直接进行加载(图 5.9)。为了实现反复加载,在第一次加载后要将试件在平面内转动 θ 角,然后由加载横梁上的另外两个支点 A'、B' 对柱端的另一侧和另一梁端加载。

试件的反复转动将会对试验带来很大不便,所有量测仪表必须通过特殊的支架直接固定于试件上进行

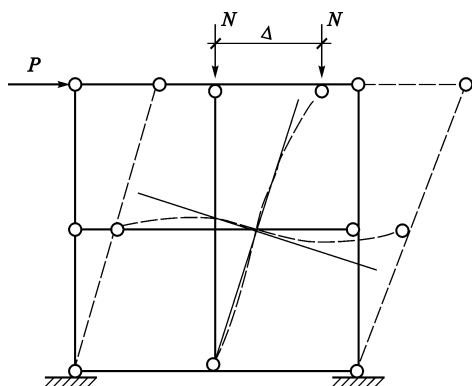


图 5.8 梁柱节点受载后变形图

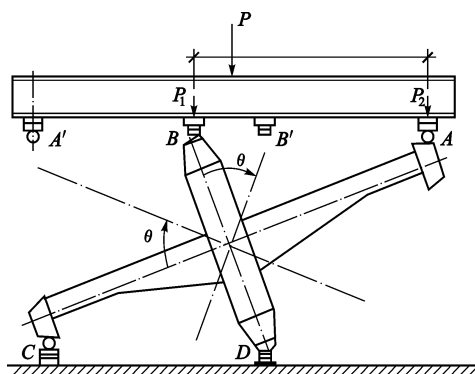


图 5.9 X 形试件加载装置

量测。同时要保证试件下部两支座能产生横向位移。

5.2.3.3 试验加载程序

试验加载采用控制作用力和控制位移的混合加载法。当采用梁端加载方法时,第一循环先以控制力加载,加载值为计算屈服荷载的 $3/4$ 。第二循环加载到梁的屈服荷载,以后控制位移加载,即以梁端屈服位移值的倍数(即梁端位移延性系数)逐级加载。

对于柱端加载的试验,按梁端屈服时柱端水平位移的倍数来分级。在控制位移加载时,视试验要求而定。每级荷载下可以仅反复一次,也可反复 $2 \sim 3$ 次,直至破坏。当需要研究试件的强度和刚度退化率时,则可以在同一位移下反复循环 $3 \sim 5$ 次。

5.2.3.4 试验观测项目

试验观测内容可根据试验研究的目的而定。一般要求量测的项目有:

(1) 荷载及支座反力

通过测力传感器测定,对于在梁端加载时需要测量柱端水平反力,反之如采用柱端加载的方案,则必须测量梁端的支座反力。

(2) 荷载-变形曲线

变形包括梁端或柱端变形,主要是量测加载截面处的位移,并在控制位移加载阶段依此控制加载程序,测量主要采用电子位移传感器,通过 $x-y$ 函数记录仪记录整个试验荷载-变形曲线的全过程。

(3) 塑性铰区段曲率或转角

对于梁一般可在距柱 $\frac{1}{2}h_b$ (梁高) 或 h_b 处布点,对于柱子则可在距梁面 $\frac{1}{2}h_c$ (柱宽) 处布置测点(图 5.10)。

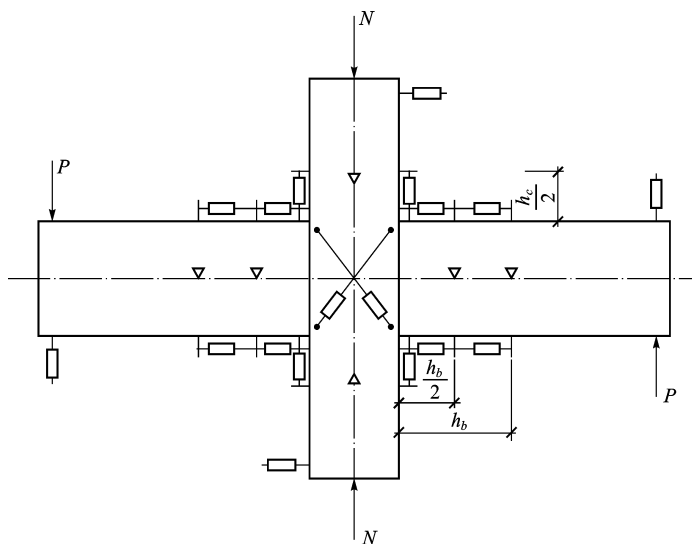


图 5.10 梁柱节点测点布置

(4) 节点核心区剪切角

可通过量测核心对角线的位移量来计算确定(图 5.10)。

(5) 梁柱纵筋应力

一般用电阻应变计量测。测点布置以梁柱相交处截面为主,在试验中为了测定塑性铰区段的长度或钢筋锚固应力,还可根据要求沿纵向钢筋布置更多的测点。

(6) 核心区箍筋应力

测点可按核心区对角线方向布置,这样一般可测得箍筋最大应力值。如果沿柱的轴线方向布点,则测得的是沿轴线方向垂直截面上的箍筋应力分布规律。

(7) 钢筋滑移

梁内纵筋通过核心区的滑移量可以通过量测并比较靠近柱面处梁主筋上 B 点相对于柱面混凝土 C 点之间的位移 Δ_1 ,及 B 点相对于柱面处钢筋 A 点之间的位移 Δ_2 得到(图 5.11)。

$$\Delta = \Delta_1 - \Delta_2 \quad (5.1)$$

(8) 裂缝开展情况的记录与描绘。

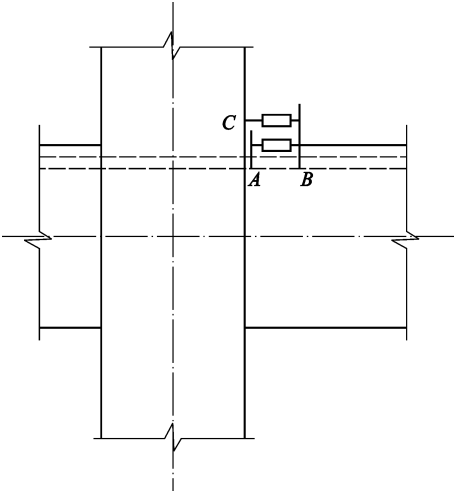


图 5.11 钢筋滑移时测点布置

5.2.4 试验数据的确定原则和方法

通过拟静力试验,可以得到如下数据:

5.2.4.1 开裂荷载

对于混凝土结构构件,取出现第一条垂直裂缝或斜裂缝时的荷载。

5.2.4.2 屈服荷载和屈服变形

取试验结构构件在荷载稍有增加而变形有较大增长时所能承受的最小荷载和与其相应的变形为屈服变形,对混凝土构件系指受拉主筋应力屈服时的荷载或相应变形。

5.2.4.3 极限荷载

取试验结构构件所能承受的最大荷载值。

5.2.4.4 破损荷载和极限变形

在试验过程中,试验构件达到极限荷载后,出现较大变形,但仍有可能修复时所对应的荷载值,称破损荷载。一般宜取极限荷载下降 15% 时所对应的荷载值作为破损荷载,其相应的变形为极限变形,如图 5.12 所示。

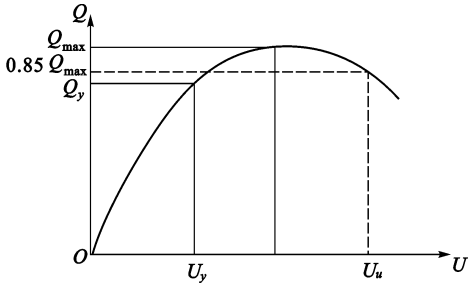


图 5.12 荷载-变形关系曲线

5.2.4.5 骨架曲线

在低周反复荷载试验中,应取荷载-位移曲线各级第一循环的峰点(回载顶点)连接起来的包络线作为骨架曲线(图 5.13)。骨架曲线在研究非线性地震反应时,反映了每次循环的荷载-位移曲线达到最大峰点的轨迹,反映了试验构件的抗裂度、承载力和延性特征。

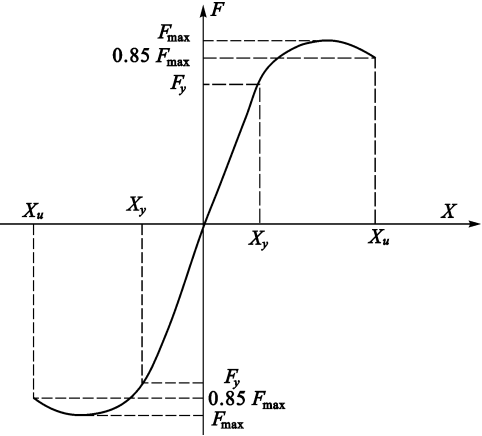


图 5.13 结构骨架曲线

5.2.4.6 延性系数

延性系数是指试验构件塑性变形能力的一个指标,反映了结构构件抗震性能的好坏,按下式计算:

$$\mu = \frac{U_u}{U_y} \quad (5.2)$$

式中 U_u ——试件的极限位移;

U_y ——试件的屈服位移。

5.2.4.7 退化率

反映试验结构构件抗力随反复加载次数增加而降低的指标。

(1) 当研究承载力退化时,用承载力降低系数表示退化率并按下式计算:

$$\lambda_i = \frac{Q_j^i}{Q_j^{i-1}} \quad (5.3)$$

式中 Q_j^i ——位移延性系数为 j 时,第 i 次循环峰点荷载值;

Q_j^{i-1} ——位移延性系数为 j 时,第 $i-1$ 次循环峰点荷载值。

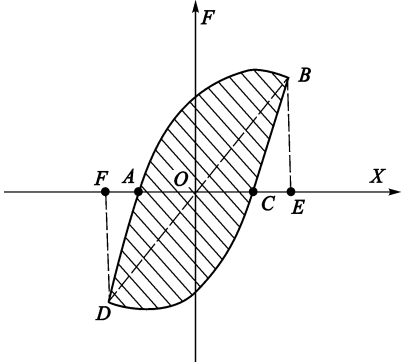


图 5.14 荷载-变形滞回曲线

(2) 当研究刚度退化时,即在位移不变的条件下,随反复加载次数的增加而刚度降低的情况,用环刚度表示退化率并按下式计算:

$$K_i = \frac{\sum Q_j^i}{\sum U_j^i} \quad (5.4)$$

式中 Q_j^i ——位移延性系数为 j 时,第 i 次循环的峰点荷载值;

U_j^i ——位移延性系数为 j 时,第 i 次循环的峰点位移值。

5.2.4.8 能量耗散

试验结构构件的能量耗散能力,应以荷载-变形滞回曲线所包围的面积来衡量,能量耗散系数 E 应按下式计算(图 5.14):

$$E = \frac{S(ABC + CDA)}{S(OBE + ODF)} \quad (5.5)$$

5.3 拟动力试验

拟动力试验的方法是由计算机进行数值分析并控制加载,即由给定地震加速度记录通过计算机进行非线性结构动力分析,将计算得到的位移反应作为输入数据,以控制加载器对结构进行试验。这种方法需要在试验前假定结构的恢复力特性模型,其工作框图如图 5.15 所示。

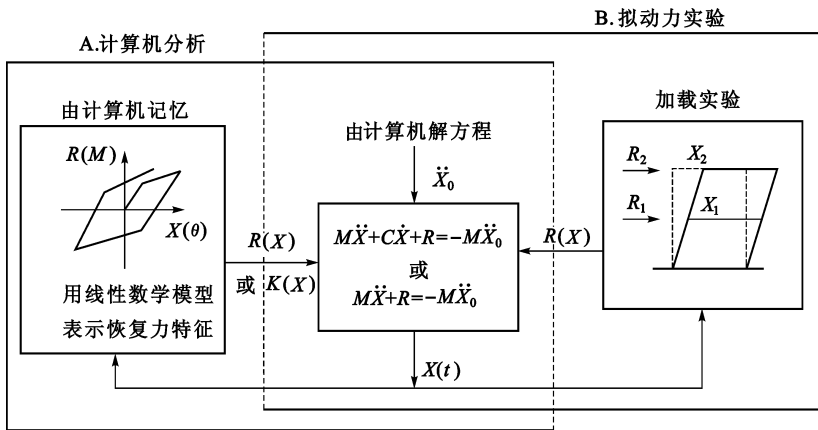


图 5.15 计算机分析和联机试验原理

左侧框图部分是用计算机计算试验结构地震反应的一般过程。右侧框图部分是配机试验的过程,在解微分方程的同时,平行地进行试验结构的加载试验,同时测定试验结构各质点集中点的恢复力,并进行计算机分析。因此用实测的恢复力替代了经简化假设的恢复力特性模型,从而使具有复杂恢复力特性的结构或考虑结构实际构造特征的影响在地震反应计算中成为可能,把计算机分析和恢复力实测结合了起来。

5.3.1 拟动力试验的设备

拟动力试验的加载设备与拟静力试验类似,一般由计算机、电液伺服加载器、传感器、试验台架等组成。

5.3.1.1 计算机

拟动力试验中,计算机是整个试验系统的核心,加载过程的控制和试验数据采集都由计算机来实现,同时对试验结构的其他反应参数,如应变、位移等进行演算和处理。

5.3.1.2 电液伺服加载器

拟动力试验是计算机联机试验,加载器必须具有电液伺服功能。电液伺服加载器由加载器、控制系统和液压源组成,它可将力、位移、速度、加速度等物理量直接作为控制参数。由于它能较精确地模拟试件所受外力,产生真实的试验状态,所以在近代试验加载技术中被用于模拟各种振动荷载,特别是地震荷载等。

5.3.1.3 传感器

拟动力试验中一般采用电测传感器。常用的传感器有力传感器、位移传感器、应变计等。力传感器一般内装在电液伺服加载器中。

5.3.1.4 试验装置

试验可采用与静力试验或拟静力试验一样的台座,试验装置的承载能力应大于试验设计荷载的 150%。试件安装时,应考虑推拉力作用时试件与台座之间可能发生的松动。反力架与试件底部宜通过刚性拉杆连接,使之不发生相对位移。

5.3.2 试验步骤

计算机-加载器联机加载试验的控制和运行,是由专用软件系统通过数据库和运行系统来控制操作指示并完成预定试验过程的。主要试验步骤如下:

- (1) 在计算机系统中输入地震加速度时程曲线。
- (2) 把 n 时刻的地震加速度值代入运动方程,解出 n 时刻地震反应位移 X_n 。
- (3) 由计算机控制电液伺服加载器,将 X_n 施加到结构上,实现这一步的地震反应。
- (4) 量测此时试验结构的反力 F_n ,并代入运动方程,按地震反应过程的加速度进行 $n+1$ 时刻的位移 X_{n+1} 的计算,量测试验结构反力 F_{n+1} 。
- (5) 重复上述步骤,连续进行加载试验,直到试验结束。

5.3.3 拟动力试验的特点和局限性

拟动力试验是将地震实际反应所产生的惯性力作为荷载加在试验结构上,使之产生反应位移,与振动台试验相比,地震模拟振动台是带动试验结构的基础振动,两者的效果是很接近的,但拟动力试验能进行原型或接近原型的结构试验,这是拟动力试验的第一个特点。

由于联动加载过程中每一个往复步长大致持续 60s 左右,这样的加载过程完全可以看成是静态的,试验结构重现地震作用的反应也可以人为地缓慢地进行,特别是破坏过程,利于观察和研究,这是第二个特点。

但拟动力试验也有其局限性,主要是计算机的积分运算和电液伺服试验系统的控制都需要一定的时间,因此不是实时的试验分析过程。对于力学特征随时间而变化的结构物的地震反应分析将受到一定限制,也不能分析研究依赖于时间的粘滞阻尼的效果。

另外,进行拟动力试验必须具备及时进行运算及数据处理的手段,准确的试验控制方法及高精度的自动化量测系统,而这些条件只能通过计算机和电液伺服试验系统装置实现。因此,拟动力试验要求有一定的设备和技术条件。

再者,结构物的地震反应本是一种动力现象,拟动力试验是用静力试验方法来实现的,必然有一定差异,因此必须尽可能减少数值计算和静载试验两方面的误差以及尽可能提高其相应的精度。拟动力试验分析方法是一种综合性试验技术,虽然它的设备庞大,分析系统复杂,但却是一种很有前途的试验方法。

5.3.4 钢筋混凝土框架足尺结构联机试验

5.3.4.1 试验目的

- (1) 掌握钢筋混凝土框架结构在实际地震作用下的特性和破坏机制;
- (2) 对结构抗震的分析方法进行研究探讨;

(3) 检验与验证现有抗震规范的合理性。

5.3.4.2 试验对象

试验对象为足尺的七层钢筋混凝土结构,平面尺寸为 $17\text{m} \times 16\text{m}$ 。在水平荷载加力方向为三跨,垂直加力方向为两跨。框架底层高度为 3.75m ,二至七层高度各为 3.0m ,总高度为 21.75m ,见图 5.16。在 B 轴框架中有一至七层等截面壁厚为 20cm 的连续抗震墙,在垂直于加力方向的 1、4 框架内有用作限制平面变形的壁厚 15cm 的连续墙,该墙与柱没有联系。柱截面为 $50\text{cm} \times 50\text{cm}$,主梁截面为 $30\text{cm} \times 50\text{cm}$,次梁截面为 $30\text{cm} \times 45\text{cm}$ 。

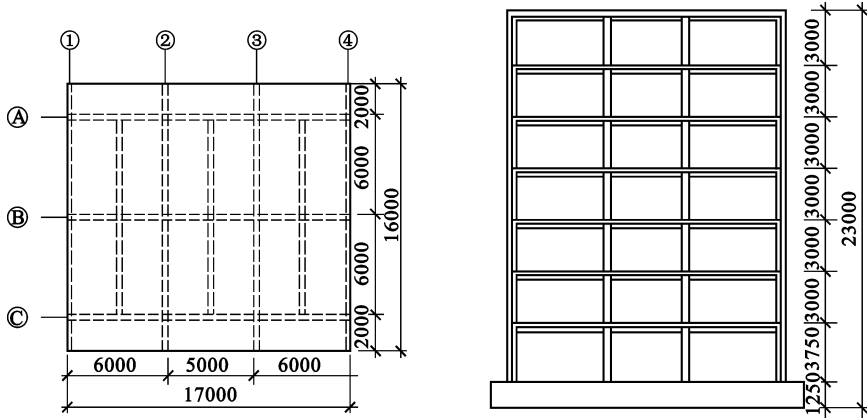


图 5.16 七层钢筋混凝土结构的平面和剖面图

5.3.4.3 试验过程

先进行结构的自由和强迫振动试验;各层单独加载试验;结构静力试验。

进行联机试验时由于采用等效单自由度体系,在试验中使外力分布保持一阶振型,即符合倒三角形分布。这时将位于试验结构顶层的加载器按位移控制,该位移的大小是根据试验体顶层位移与基底剪力,通过单质点反应分布求得。而其他各层的加载还是按一定外力分布并按各层比例进行荷载控制,见图 5.17。这样,既能掌握振动特性,又容易与静力试验的结果进行比较。

联机试验从弹性范围到塑性范围分四个阶段进行:

(1) 以探讨单质点解析方法及单质点联机试验的可靠性为目的,试验时控制层间变形转角为 $1/7000$,输入实际地表波的最大加速度为 23.5cm/s^2 。

(2) 以超过开裂点的 $1/400$ 层间变形转角为控制值,输入地震波的最大加速度为 105cm/s^2 。

(3) 以达到塑性变形 $3/400$ 层间转角为控制值,输入地表波的最大加速度为 320cm/s^2 。

(4) 破坏试验,控制层间变形转角为 $1/75$,输入地表波的最大加速度为 350cm/s^2 。

除了以上试验外,还对结构破坏部位进行修补并设置了非结构构件,继续进行了试验。

整个试验布置了 541 个应变测点,192 个位移测点,倾角仪 7 个,加载器的荷载传感器和位移传感器各 8 个。

5.3.4.4 试验结果

(1) 层间剪力和顶层位移曲线保持良好的恢复力特性。

(2) 由于试验结构有连续的抗震墙,因此,每层层间变形大体相同,结构破坏并非集中在某一层。

(3) 试验结构的变形从弹性范围到塑性发展与假定的变形形式一致。

(4) 通过简化后的等效单质点框架的反应分析及多质点体系框架反应分析,两者的位移、弯矩反应比较一致,与试验结果比较,略有误差,但两者反应时的时程趋势极为相似,基底剪力时程曲线反映等效单自由度分析与试验结果稍有误差,但按多自由度分析则结果有较大差别,这主要是由于第二振型的影响起着主要的作用。见图 5.18。

从试验结果可以认为采用等效单自由度体系进行联机试验是一种可以接受的简便而实用的试验方法。

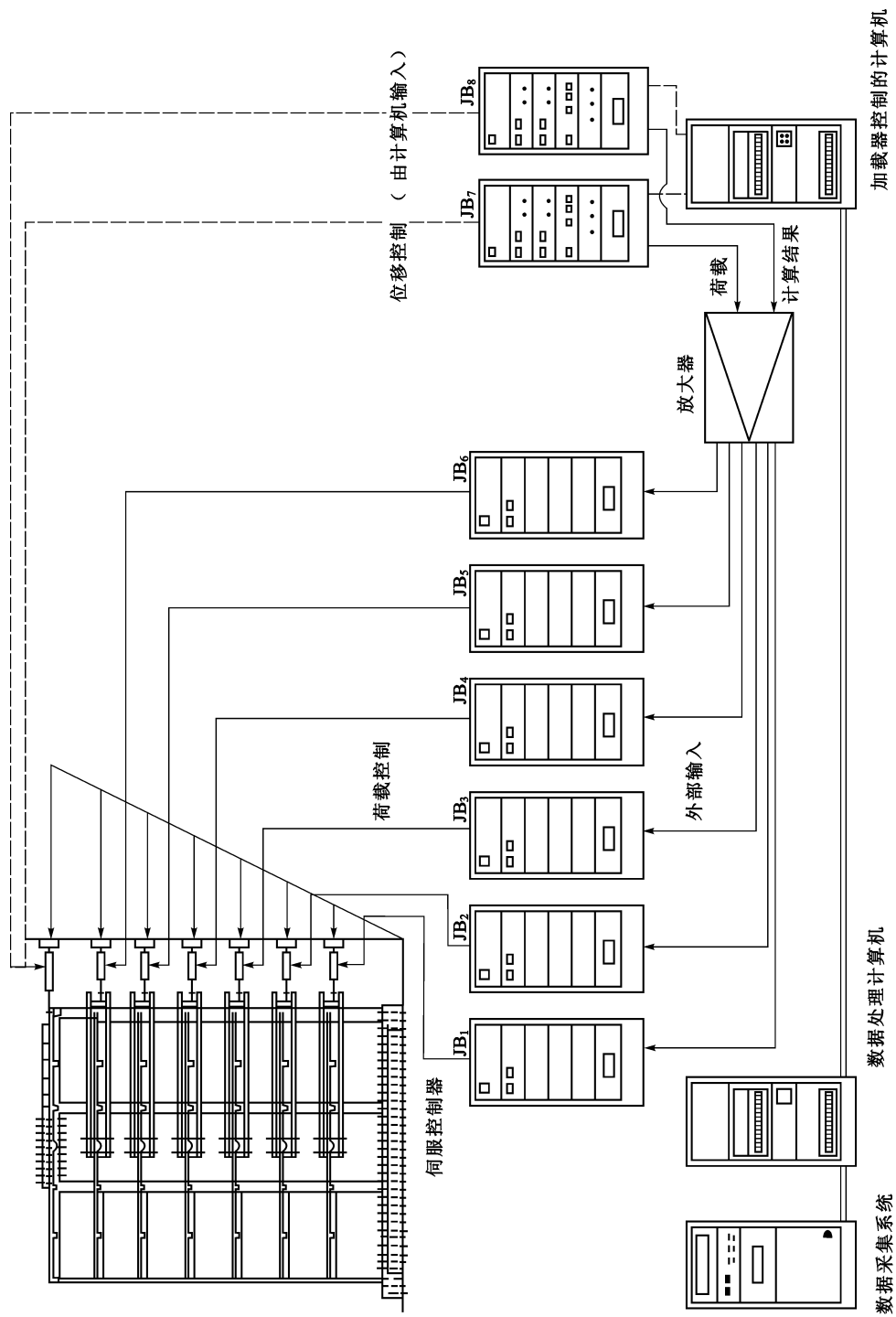


图 5.17 钢筋混凝土足尺结构联机试验的荷载布置与加载装置

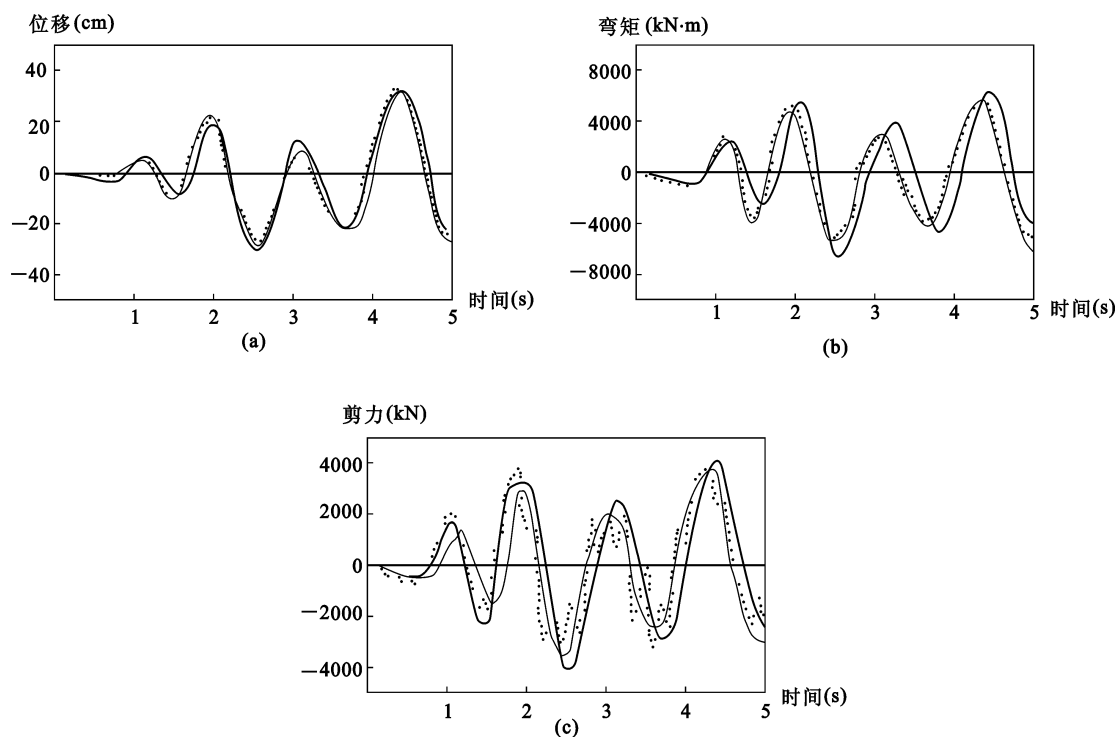


图 5.18 等效单自由度、多自由度的分析与等效单自由度试验结果比较

——单自由度试验；——单自由度分析；……多自由度分析

(a) 结构顶层位移时程曲线；(b) 基底弯矩时程曲线；(c) 基底剪力时程曲线

5.4 模拟地震振动台试验

模拟地震振动台试验可以适时地再现各种地震波的作用过程,并进行人工地震波模拟试验,它是在试验室内研究结构地震反应和破坏机理的最直接方法。这种设备具有一套先进的数据采集与处理系统,从而使结构动力试验水平得到了很大的发展与提高,并大大促进了结构抗震研究工作的开展。

5.4.1 模拟地震振动台

模拟地震振动台是再现各种地震波对结构进行动力试验的一种先进试验设备,主要由以下几个部分组成:台面和基础、高压油源和管路系统、电液伺服加载器、模拟控制系统、计算机控制系统和相应的数据采集处理系统(图 5.19)。

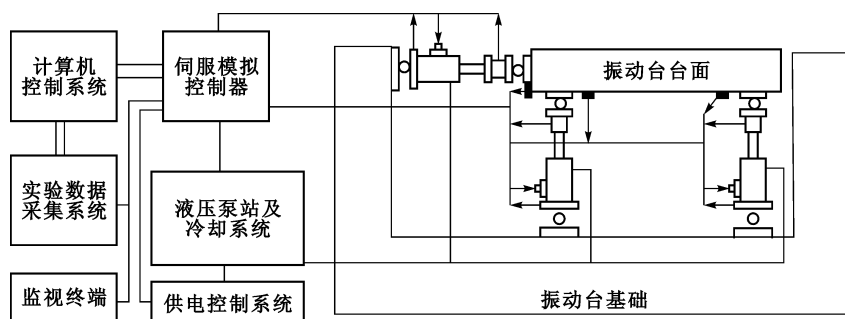


图 5.19 模拟地震振动台系统示意图

5.4.1.1 振动台台体结构

振动台的台面是有一定尺寸的平板结构,其尺寸的规模确定了结构模型的最大尺寸,台体自重和台身结

构与承载的试件质量及使用频率范围有关。振动台必须安装在质量很大的基础上,这样可以改善系统的高频特性,并减小对周围建筑和其他设备的影响。

5.4.1.2 液压驱动和动力系统

液压驱动系统给振动台以巨大推力,由电液伺服系统来驱动液压加载器,控制进入加载器的液压油的流量大小和方向,从而推动台面能在垂直轴或水平轴的 X 和 Y 方向上产生相位受控的正弦运动或随机运动,实现地震模拟和波形再现的要求。

液压动力部位是一个巨大的液压功率源,能供给所需要的变压油流量,以满足巨大推力和台身运动速度的要求。

5.4.1.3 控制系统

为了提高振动台的控制精度,可采用计算机进行数字迭代的补偿技术,实现台面地震波的再现。试验时,振动台台面输出的波形是期望再现的某个地震记录或是模拟设计的人工地震波。由于包括台面、试件在内的系统的非线性影响,在计算机给台面的输入信号激励下所得到的反应与输出的期望波形之间必然存在误差。这时,可由计算机将台面输出信号与系统本身的传递函数(频率响应)进行比较,求得下一次驱动台面所需的补偿量和修正后的输入信号。经过多次迭代,直至台面输出反应信号与原始输入信号之间的误差小于预先给定的量值,完成迭代补偿并得到满意的期望地震波形。

5.4.1.4 测试和分析系统

测试系统除了对台身运动进行控制而测量位移、加速度等外,对试件模型也要进行多点测量,一般量测的内容为位移、加速度、应变及频率等,总通道可达数百点。

数据采集系统将反应的时间历程记录下来,经过模数转换送到数字计算机储存,并进行分析处理。

振动台台面运动参数最基本的是位移、速度和加速度以及使用频率。一般是按模型质量及试验要求来确定台身满负荷时的最大加速度、速度和位移等数值。最大加速度和速度均需要按照模型相似原理来选取。

5.4.2 试验加载过程

模拟地震振动台试验的加载过程包括结构动力特性、地震动力反应试验和量测结构不同工作阶段自振特性变化等试验内容。

对于结构动力特性试验,在结构模型安装上振动台前后均可采用自由振动法或脉动法进行试验量测。模型安装在振动台上以后,则可采用小振幅的白噪声输入振动台台面,进行激振试验,量测台面和结构的加速度反应,通过传递函数、功率谱等频谱分析,求得结构模型的自振频率、阻尼比和振型等参数。也可用正弦波输入的连续扫频,通过共振法测得模型的动力特性。

根据试验目的不同,在选择和设计振动台台面输入加速度时程曲线后,试验的加载过程有一次加载和多次加载。

5.4.2.1 一次性加载过程

输入一个适当的地震记录,连续地记录位移、速度、加速度、应变等动力反应,并观察裂缝的形成和发展过程,以研究结构在弹性、弹塑性和破坏阶段的各种性能,如强度、刚度变化、能量吸收能力等。这种加载过程的主要特点是可以连续模拟结构在一次强烈地震中的整个表现与反应,但对试验过程中的量测和观察要求过高,破坏阶段的观测比较危险。因此,在没有足够经验的情况下很少采用这种加载方法。

5.4.2.2 多次加载过程

目前,在模拟地震振动台试验中,大多数的研究者都采用多次加载的方案来进行试验研究。一般情况为:

- (1) 动力特性试验。
- (2) 振动台台面输入运动,使结构产生微裂缝。
- (3) 加大台面输入运动,使结构产生中等程度的开裂。
- (4) 加大台面输入加速度的幅值,结构振动使其主要部位产生破坏,但结构还有一定的承载能力。
- (5) 继续加大台面运动,使结构变为机动体系,稍加荷载就会发生破坏倒塌。

5.4.3 试验的观测和动态反应量测

在模拟地震振动台试验中一般需观测结构的位移、加速度和应变反应,以及结构的开裂部位、裂缝的发展、结构的破坏部位和破坏形式等。在试验中位移和加速度测点一般布置在产生最大位移或加速度的部位。对于整体结构的房屋模型试验,则在主要楼面和顶层高度的位置上布置位移和加速度传感器。当需测层间位移时,应在相邻两楼层布置位移或加速度传感器。对于结构构件的主要受力部位和截面,要求测量钢筋和混凝土的应变、钢筋和混凝土的粘结滑移等参数。来自位移、加速度和应变传感器的所有信号由专门的数据采集系统进行数据采集和处理,其结果可由计算机终端显示或绘图机、打印机等设备输出。

5.4.4 五层砌块房屋模拟振动台试验实例

砌体房屋在我国民用建筑中大量应用,对在地震区已建大量砌块房屋进行抗震性能的研究,并提出相应的抗震措施是一个非常重要而亟待解决的问题。同济大学工程结构所在抗震研究中对五层砌块房屋模型进行了非线性地震反应分析。

5.4.4.1 五层砌块房屋模型模拟振动台试验的目的

在近年来对砌块房屋研究成果的基础上,通过五层砌块房屋模型的模拟振动台的试验结果,研究在抗震分析中非线性数学模型及其参数的识别方法,探讨砌块结构在地震荷载作用下各个受力阶段的数学模型,并综合评定砌块房屋的抗震能力。

5.4.4.2 试验模型

试验模型主要模拟 1979 年上海完成抗震静力试验的粉煤灰密实砌块的五层房屋,模型比例为实际结构的 1/4,具体尺寸见图 5.20。

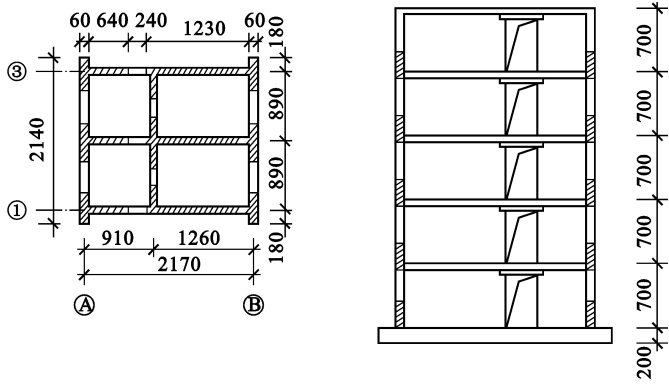


图 5.20 试验模型的平面及剖面图

模型墙体厚度为 6cm,用实际砌块的 1/4 经专门加工的粉煤灰陶粒砌块(22cm×9.5cm×6cm)和水泥石灰混合砂浆砌成,模型隔层设置现浇的钢筋混凝土圈梁,在门窗洞口设置控制过梁,模拟质量附加在预制楼板上,并与楼板一起浇注而成。

5.4.4.3 输入台面的荷载设计

在试验中,振动台台面输入的加速度是按《抗震规范 TJ 11—78》Ⅲ类场地土的反应谱设计的人工地震波(图 5.21),持续时间分别为 12s 和 20s,并按模型的时间相似系数进行了压缩。

试验采用多次性加载,在正式试验前采用脉动法和白噪声激振测量模型的动力特性。在正式试验过程中不断加大台面输入加速度的最大峰值,按弹性、微裂、开裂、滑移到破坏倒塌几个阶段进行。

5.4.4.4 测点布置

为了测量模型房屋在地震力作用下的位移、加速度反应,在模型结构中安装了 10 个加速度传感器和 2 个位移传感器,测点布置见图 5.22。图中 $C_1 \sim C_6$ 为差容式加速度传感器, $U_1 \sim U_4$ 为压阻式加速度传感器,主要测量模型横墙轴线也即是主要加载 $x-x$ 方向的加速度反应。图中 LVDT 和 YHD200 分别为差动变压器式位移传感器和滑线电阻式位移计,测量模型顶层和底部的振动位移。所有传感器通过接线箱直接输入振

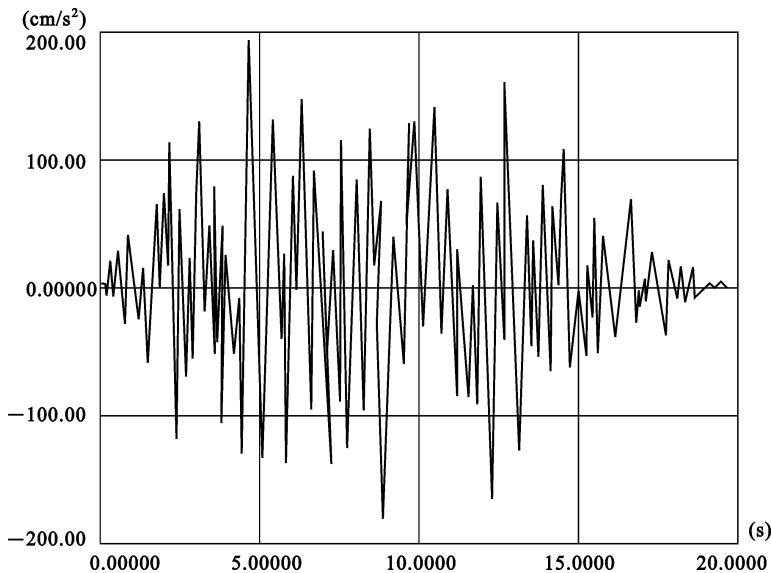


图 5.21 按规范 TJ11—78Ⅲ类场地土的反应谱设计的人工地震波

动台控制室内的数据采集系统。

模型房屋各层的惯性力、层间剪力、基底剪力和弯矩等可以根据各层楼面的加速度、质量以及层高等参数,由振动台的计算机系统进行计算分析。

5.4.4.5 试验结果

试验共完成了三个模型。虽然三个模型房屋的尺寸一样,但砂浆标号、台面输入的持续时间及每幢房屋的质量均不相同,如表 5.1 所示。Q-20-ST1 重 10500kg, Q-20-ST2 在房屋顶层加重后达 11000kg, Q-20-ST3 在各层加重后共重 14600kg。由于模型的质量和刚度不同,它们的自振周期也不相同,其基本周期分别为 0.0714s、0.0637s 和 0.0855s。

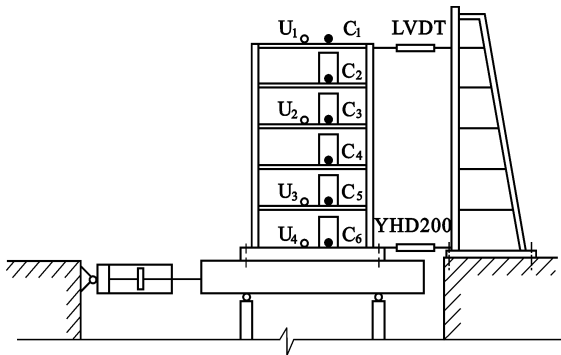


图 5.22 模型房屋的测点布置

在每一幢模型房屋试验过程中,加载是以逐次提高台面峰值加速度的方式进行的,因此,模型房屋要经过未开裂、开裂、破损和倒塌等几个不同的阶段。

表 5.1 模型房屋的力学性能和试验结果

| 模 型 | 底层砂浆 标号 $R_{2.1}$ (MPa) | 顶层砂浆 标号 $R_{2.5}$ (MPa) | 底层横墙 正应力 σ_{cl} (MPa) | 顶层横墙 正应力 σ_{cs} (MPa) | 采样时间 间隔 Δt (s) | 台面输入持 续时间 t (s) | 台面输入 加速度 a (cm/s^2) | 破坏情况 | 备 注 |
|----------|-------------------------------|-------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------|-------------------------|--|------|---|
| Q-20-ST1 | 0.811 | 1.092 | 0.223 | 0.026 | 0.0058 | 3.48 | 196 | 未裂 | 以 1200cm/s^2 反复输入 5 次后倒塌 |
| | | | | | | | 546 | 开裂 | |
| | | | | | | | 706 | 开裂 | |
| | | | | | | | 1200 | 滑移 | |
| Q-20-ST2 | 2.903 | 2.892 | 0.231 | 0.0336 | 0.0062 | 6.2 | 155 | 未震 | 以 1700cm/s^2 反复输入 7 次后倒塌 |
| | | | | | | | 466 | 开裂 | |
| | | | | | | | 880 | 开裂 | |
| | | | | | | | 1780 | 滑移 | |
| Q-20-ST3 | 2.903 | 1.143 | 0.319 | 0.0471 | 0.0074 | 7.40 | 108 | 未裂 | 以 900cm/s^2 输入 4 次、以 1200cm/s^2 输入 2 次后倒塌 |
| | | | | | | | 686 | 开裂 | |
| | | | | | | | 900 | 滑移 | |

(1) 未开裂阶段

当输入峰值加速度很低(0.11~0.2g)时,房屋都未开裂,变形和反应很小,处在弹性阶段振动。顶层最大加速度反应如表 5.2 所示。

表 5.2 模型房屋在未开裂时的加速度反应

| 模型房屋 | 输入加速度(g) | 顶层反应(g) | 动力放大系数 |
|----------|--------------|-------------|--------|
| Q-20-ST1 | 0.2 | 0.45 | 2.25 |
| Q-20-ST2 | 0.16 | 0.44 | 2.75 |
| Q-20-ST3 | 0.11 | 0.24 | 2.18 |

(2) 开裂阶段

当台面输入峰值超过 0.4g 时,三幢模型房屋都出现裂缝,裂缝为水平缝和交叉缝,往往从门洞口向两边延伸。对模型房屋 Q-20-ST3,以最大加速度峰值为 0.7g 输入时,房屋底层和二层横墙产生裂缝。结构顶层的绝对加速度反应时程曲线如图 5.23 所示。

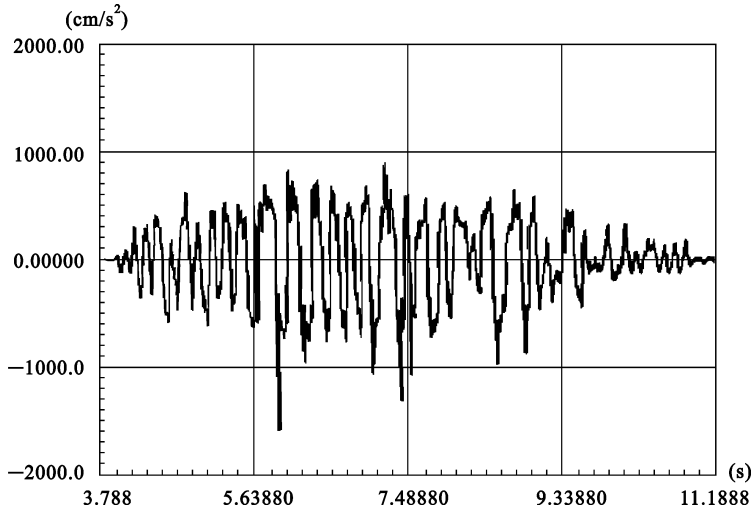


图 5.23 顶层加速度反应时程曲线

(3) 破损阶段

破损阶段是指墙体形成临界裂缝后直到墙体产生局部破坏(如单个砌块塌落等)。

当模型房屋 Q-20-ST1 以 1.2g 输入时,底层横墙裂缝不断增大,发展到门洞口处的砌块滑移过大而变酥塌落。顶层的位移反应时程曲线如图 5.24 所示,最大位移达 7cm 左右。

当模型房屋 Q-20-ST2 以最大加速度峰值为 1.78g 输入时,底层横墙严重开裂错位,最大滑移达 5cm 左右,纵墙由于横墙滑动过大向外鼓动出,横墙形成多道斜向和八字裂缝,顶层最大加速度峰值为 2.75g,见图 5.25。

当模型房屋 Q-20-TS3 以最大加速度峰值 0.9g 输入时,顶层横墙出现临界裂缝,发生明显滑移,最大位移为 3.75cm。顶层位移反应时程曲线如图 5.26 所示。

从试验实际反应来看,即使在发生滑移的情况下,三个模型房屋的破坏程度也不相同:Q-20-ST1 破坏最严重,砌块塌落较多;Q-20-ST2 次之,砌块塌落较少;Q-20-ST3 破坏较轻,横墙变酥,砂浆层脱落。

(4) 倒塌阶段

模型房屋 Q-20-ST1 以 1.2g 反复输入 5 次,Q-20-ST2 以 1.78g 反复输入 7 次,Q-20-ST3 以 0.9g 反复输入 4 次再以 1.2g 反复输入 2 次后,整个结构全部倒塌,但楼板和砌块并没有甩出多远,基本上散落在底梁周围,和地震区所见倒塌现象非常相似。

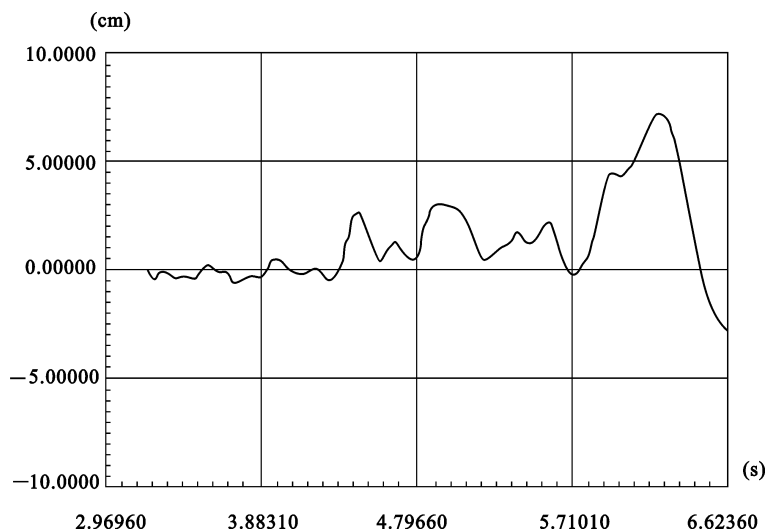


图 5.24 模型 Q-20-TS1 输入 $1.2g$ 时顶层位移反应时程曲线

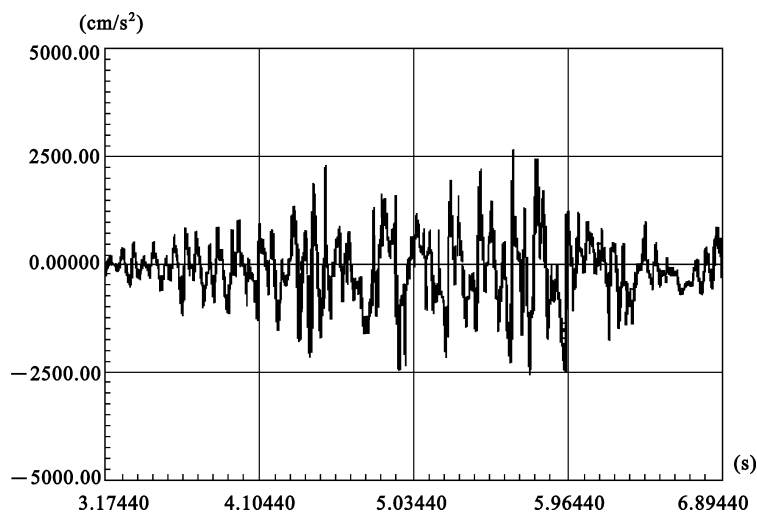


图 5.25 模型 Q-20-TS2 输入 $1.78g$ 加速度时顶层加速度反应时程曲线

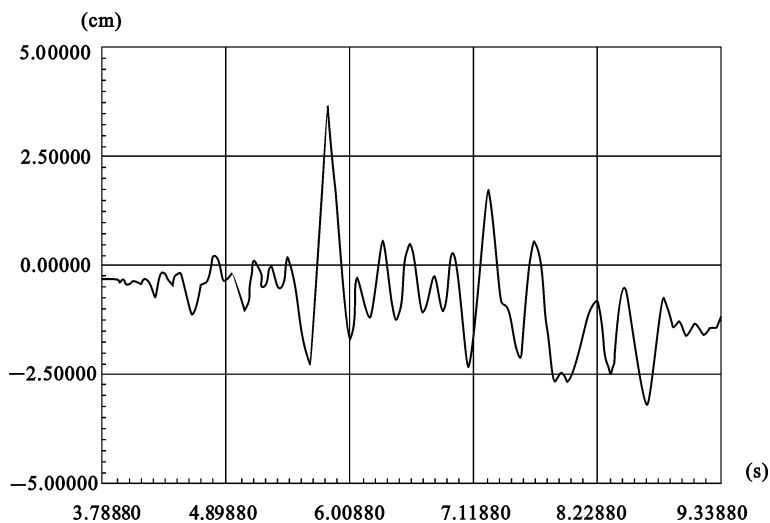


图 5.26 模型 Q-20-TS3 输入 $0.9g$ 加速度时顶层位移反应时程曲线

5.5 人工地震模拟试验

在结构抗震研究中,利用各种静力和动力试验加载设备对结构进行加载试验,尽管它们能够满足部分模拟试验的要求,但是都有一定的局限性。拟静力试验虽然设备简单,能进行大尺寸构件或结构抗震的延性试验,但由于是人为假设的一种周期性加载的静力试验,与实际某一确定地震地面运动产生的地震力有很大的差别,不能反映建筑结构的动力特性。拟动力试验是一种有效的试验方法,但目前尚在发展之中,且主要问题是在于结构的非线性特性,即恢复力与变形的关系必须在试验前进行假定,而假定的计算模型是否符合结构的实际情况,还有待于试验结果来证实。振动台试验虽然较好地模拟地面运动,但由于受台面尺寸和载重量的限制,不能做较大结构的足尺试验,另外弹塑性材料的动态模拟理论尚待研究解决。因此,对于各类型的大型结构、管道、桥梁、坝体以至核反应堆工程等大比例或足尺模型试验,就受到一定限制,甚至根本无法进行。

基于以上原因,人们试图采用炸药爆炸产生瞬时的地面运动来模拟天然地震对结构的影响。

5.5.1 爆破方法

在现场安装炸药并加以引爆,称为直接爆破法,引爆后地面运动的基本现象是:地震运动加速度峰值随装药量增加而增高;地面运动加速度峰值离爆心距离愈近则愈高;地面运动加速度持续时间离爆心距离愈远则愈长。这样,要使人工地震接近天然地震,而又能对结构或模型产生类似于受地震作用的效果,必然要求装药量大,离爆心距离又远一点才能取得较好的效果。

直接爆破法的最大缺点是需要很大的装药量才能产生较好效果,而且所产生的人工地震与天然地震总是相差较远。采用密闭爆破法,其优点是可以用少量炸药取得接近天然地震的人工地震。

密闭爆破是一种圆筒形的爆破线源,这种爆破线源是一只可重复使用的橡胶套管(例如外径为10cm,内径为7.6cm,长度为4.72m),钢筒设有排气孔,而在钢筒上部留有空段,并用聚酯薄膜封顶,使用时把这一爆炸线源伸入地面以下。钢管内装药量虽不大,但引爆后爆炸生成物在控制的速率下排入膨胀橡胶管内,然后在它爆炸后的规定时间内用分装的少量炸药把封顶聚酯薄膜崩裂。这样,引爆后会产生两次加速度运动:一次是从钢圆筒排到外围橡胶筒所引起的;另一次是由于气体从崩破的薄膜封口排到大气中引起的。这样的爆破线可以在一定条件下同时引爆,形成爆破阵。如果把这些爆破源用点火滞后的办法,逐个或逐批地引爆就可以把人工地震引起的运动持续时间延长。

5.5.2 人工地震模拟试验的动力反应问题

从实际试验中发现,人工地震与天然地震之间尚存在一定的差异:人工地震(炸药爆破)加速度的幅值高、衰减快、破坏范围小;人工地震的主频率高于天然地震;人工地震的主震持续时间一般在几十毫秒至几百毫秒,比天然地震的持续时间短很多。

图5.27为天然地震与人工爆破地震的加速度幅值谱。由图可见,天然地震波的频率在1~6Hz频域内幅值较大,而人工地震波在3~25Hz频域内的振动幅值较大。

从实际地震反应比较,当天然地震烈度为7度时,地面加速度最大值平均为0.1g,一般房屋就已造成相当程度的破坏,但是人工爆破地面加速度达到1.0g时才能引起房屋的轻微破坏。显然这是由于天然地震的主振频率比爆破地震的主振频率更接近于一般建筑结构的自振频率,而且天然地震振动作用的持续时间长、衰减慢,所以能造成大范围的宏观破坏。

为了消除对建筑结构所引起的不同动力反应和破坏机理的这种差异,达到用爆破地震模拟天然地震并得到满意的结果,对于解决频率的差异可采取下列措施:

(1) 缩小试验对象的尺寸,从而可提高被试验对象的自振频率,一般只要将试验对象比真型缩小2~3倍,这时由于缩小比例不大,可以保留试验对象在结构构造和材料性能上的特点,保持结构的真实性。

(2) 将试验对象建造在覆盖层较厚的土层上,可以利用松软土层的滤波作用,消耗地震波中的高频分量,相对地提高低频分量的幅值。

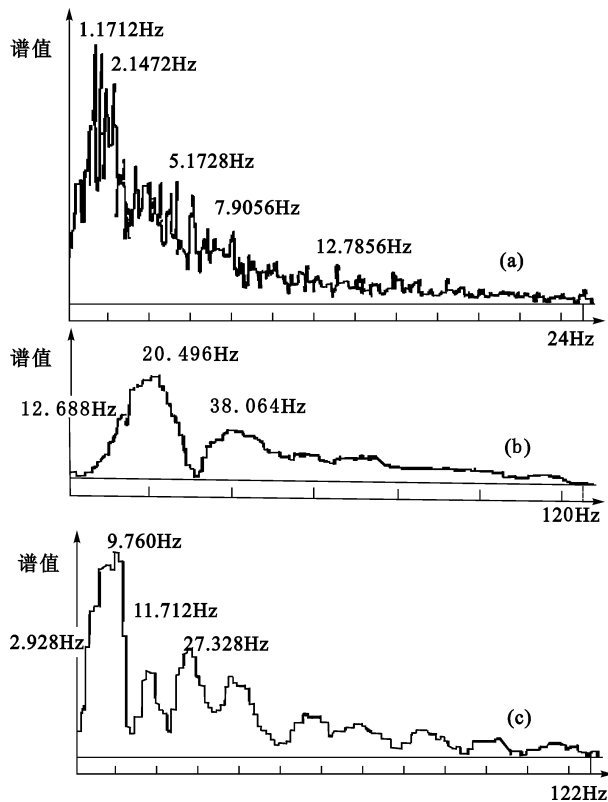


图 5.27 天然地震与人工爆破地震的加速度幅值谱

(a) 天然地震波的加速度幅值谱;

(b) 18500kg 炸药爆炸时距爆心 132m 处自由场加速度幅值谱;

(c) 500000kg 炸药爆炸时距爆心 152m 处自由场加速度幅值谱

(3) 增加爆心与试验对象的距离,使地震波的高频分量在传播过程中有极大损耗,相对地提高低频分量的影响。

进行结构抗震试验时,要求获得较大的振幅和较长的持续时间,由于炸药的能量有限,因此它不可能像天然地震那样有很大的振幅和较长的持续时间。如果震源中心与试验对象距离愈远,这时地震波的持续时间可能延长,但振幅要衰减下降。从国内外的试验资料和爆破试验数据分析来看,利用炸药所产生的地震波进行工程结构的抗震研究是可以取得满意的试验结果。

5.5.3 人工地震模拟试验的量测技术问题

人工爆破地震试验与一般工程结构动力试验在测试技术上有许多相似之处,但也有比较特殊的部分:

(1) 在试验中主要是测量地面与建筑物的动态参数,而不是直接测量爆炸源的一些参数,所以要求测量仪器的频率上限选在结构动态参数的上限,一般在 100Hz 至几百赫兹,就可以满足动态测量的频响要求。

(2) 爆破试验中干扰影响严重,特别是爆炸过程中产生的电磁场干扰,这对于高频响应较好、灵敏度较高的传感器和记录设备尤为严重。为此可以采用低阻抗的传感器,另一方面尽可能地缩短传感器至放大器之间连接导线的距离,并进行屏蔽和接地。

(3) 在爆破地震波作用下的结构试验,整个试验的爆炸时间较短,如记录下的波形不到一秒钟,所以动应变测量中可以用线绕电阻代替温度补偿比,这样既可节省电阻应变计和贴片工作量,又提高了测试工作的可靠性。

(4) 结构和地面质点运动参数的动态信号测量,由于爆炸时间很短,在试验中采用同步控制进行记录,可在起爆前使仪器处于开机记录状态,等待信号输入。

在爆破地震波作用下的抗震试验,由于其不可重复性的特点,因此试验计划与方案必须周密考虑,试验量测技术必须安全可靠,必要时可以采用多种方法同时量测,才能获得试验成功并取得预期效果。

5.5.4 人工地震模拟试验实例

为了研究内框架房屋的破坏机理,作出符合实际的解释,并为这类结构的抗震设计加固提出理论依据,清华大学抗震研究室在 1981 年进行了两幢比例为 1/2 的内框架房屋的现场爆破地震模拟试验。

5.5.4.1 内框架砖混结构模型

为不加固及加固的内框架房屋进行对比试验,在某爆破试验现场建造了两幢试验房屋, No. 1 房屋为未加固的内框架砖混结构,三层单排柱,四个开间。No. 2 房屋为加固的内框架砖混结构,与 No. 1 房屋同样建造,然后进行加固,加固措施为外加构造柱、圈梁及包角柱(图 5.28)。

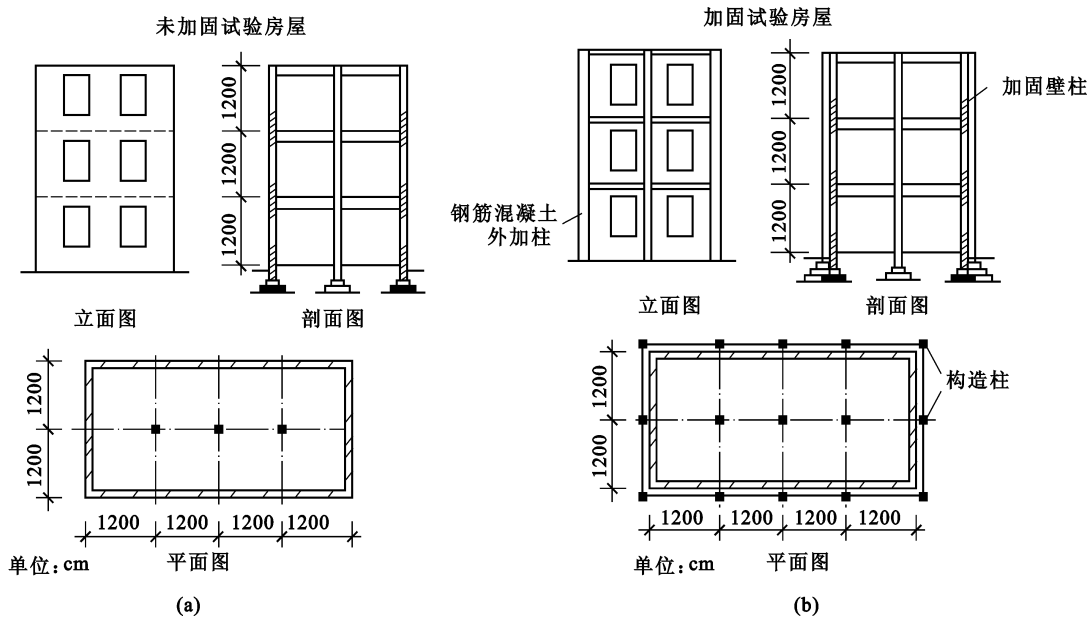


图 5.28 内框架砖混结构试验房屋
(a) No. 1 房屋(未加固);(b) No. 2 房屋(加固)

5.5.4.2 试验方法

试验是利用爆破方法形成的人工地震波,作为试验房屋的激振,以测量试验房屋的反应。第一次用 TNT 炸药 18500kg,震源离房屋 132m;第二次用炸药 500000kg,距离为 152m(图 5.29)。

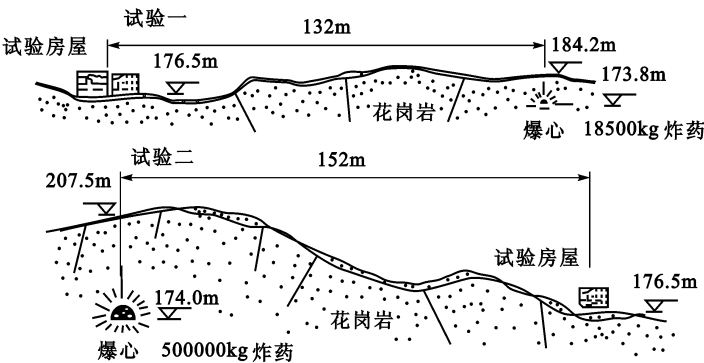


图 5.29 试验房屋离震源爆心位置图

5.5.4.3 测点布置及测试

第一次试验时,在两幢房屋的室内地面、三层楼面及屋面沿结构横向布置了加速度传感器,在室外地面距离房屋 8m 处在东西和南北两个方向布置了加速度传感器。另外在房屋的山墙、中柱、加固壁柱及包角柱的各层楼面标高和柱脚处分别布置了应变测点。

第二次试验时,在第一层楼面横向增加了加速度测点,加速度传感器输出的信号主要用磁带记录仪记

录,应变信号用光线示波器记录。第一次试验时,测试仪器安放在 No. 2 试验房屋的底层室内,第二次将仪器安放在距试验房屋 40m 处的山洞里。

试验中共测试记录了下列三类数据:

- (1) 场地上沿房屋纵、横轴方向的加速度爆炸地震波,试验房屋在基础、楼层与屋顶上沿横轴方向的地震加速度反应时程曲线;
- (2) 试验前后两幢房屋各层横轴方向脉动位移信号;
- (3) 试验房屋端墙各层窗间墙体应变时程曲线,内框架中柱、外加固壁柱在各层楼面处的钢筋应变时程曲线。

5.5.4.4 爆破地震的裂度

试验场地位于花岗岩的山地,花岗岩层表面风化严重。爆炸震源 TNT 炸药放在人工开挖的岩洞中。在这两次试验前,在现场进行过多次爆破试验,得到场地地面运动速度的经验公式为:

$$v = 118.6 \left[\frac{Q^{1/3}}{l} \right] 1.785$$

(5.6)

式中 Q ——炸药量(kg);
 l ——爆心至测点距离(m)。

根据两次爆炸的药量和爆心距离,求得第一次爆炸时的地面运动最大速度为 6.7cm/s;第二次爆炸时的地面运动最大速度为 35.1cm/s。由表 5.3 可知,第一次爆炸相当于地震烈度 7 度,第二次爆炸相当于地震烈度 9 度。

表 5.3 地面质点运动最大速度与天然地震波造成地震烈度参考表

| 烈 度 | 地面质点运动速度(cm/s) |
|-----|-----------------|
| 7 度 | 6 ~ 12 |
| 8 度 | 12 ~ 24 |
| 9 度 | 24 ~ 48 |

5.5.4.5 试验结果

(1) 结构在试验前、后,曾先后用脉动法及人工激振法测得其自振周期、振型和阻尼比等结构动力特性的主要参数,见表 5.4。

表 5.4 试验前、后房屋的自振频率与阻尼比

| 项 目 | | 未加固房屋 | | 加固房屋 | |
|--------------|-----|-------|-------|-------|-------|
| | | 一振型 | 二振型 | 一振型 | 二振型 |
| 频 率 (Hz) | 试验前 | 7.1 | 20.8 | 8.3 | 25.6 |
| | 试验后 | 8.2 | 19.2 | 7.7 | 21.7 |
| | 计算值 | 7.1 | 19.9 | 7.9 | 22.4 |
| 实测阻尼比 | | 0.018 | 0.028 | 0.018 | 0.036 |

实测数据表明,多层内框架房屋抗震加固后,整体侧向变形刚度有所增加,因而导致自振频率增加。第一次爆破试验后,两幢房屋均有损伤,整体刚度下降,因而导致自振频率均有下降。

(2) 在第一次爆炸后,两幢房屋的宏观破坏现象与天然地震破坏现象相同,其破坏程度相当于地震烈度 7 度。由图 5.30(a) 可见,未加固房屋的第三层的窗过梁与窗台标高处的砌体沿砖缝裂通,第二层的相应部位也出现水平裂缝,第一层墙体基本完好。由图 5.30(b) 可见,加固房屋横墙砌体的裂缝不再是沿水平砌体裂通,而是在窗角沿斜向裂开。墙体破坏的程度仍然是第三层最严重,第二层次之,第一层基本完好。这时宏观烈度与按地面运动速度确定的烈度相同。

(3) 对比上述墙体宏观破坏情况,和对比两幢房屋中柱钢筋的实测应力以及加固房屋构造柱中的应力数值,证明加固的构造柱分担了墙体所受的荷载,所以减轻了墙体的破坏程度。

(4) 由爆破波的频谱分析表明,场地的卓越周期约 20Hz,这与两幢房屋的第二振型频率相近。同时由

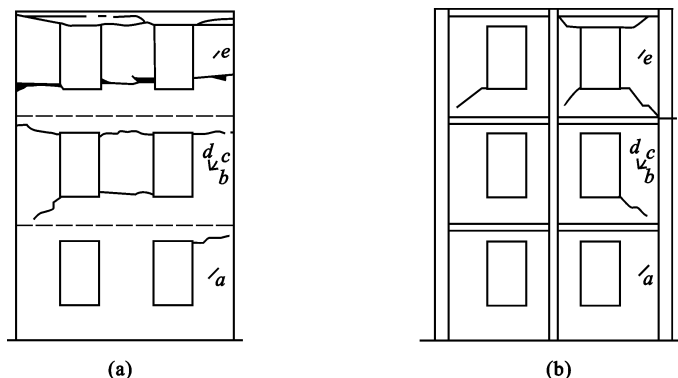


图 5.30 第一次爆破后试验房屋横墙裂缝

(a) 未加固房屋;(b) 加固房屋

试验实测的加速度反应记录发现,两幢房屋的顶层和三层楼面的相位明显相反,这表现出结构的第二振型起主要作用。按第一次爆炸所得加固房屋各层楼面的加速度计算地震力,则底层的剪力和弯矩较顶层小,故与实际震害上重下轻相符合。相反,按规范计算结果则是下层的剪力和弯矩均较上层为大,破坏必然是下重上轻,这与试验结果和实际震害不符,这就证实了试验结果的正确性。

(5) 在第二次爆炸时,得到记录后,试验房屋被爆炸粉碎的巨石砸毁。

从这个试验实例可见,人工爆破地震的主振周期虽然较短,但由于缩小了试验房屋的尺寸,取一般房屋的 $1/2$,这样结构的自振周期也按此比例缩短,即提高了试验结构的自振频率。但是爆破持续时间还是比天然地震短得多,这一点可用多次相继爆破(即微差爆破)的方法进一步得到改善,地震持续时间的长短主要影响房屋破坏的程度,而其破坏的特征与性质,在这次虽属较短持续时间的试验中已有明显的表现。

5.6 天然地震试验

根据经济条件和试验要求,天然地震试验大体上可以分为三类。

第一类是在地震频繁地区或高烈度地震区结合房屋结构加固,有目的地采取多种方案的加固措施,当地震发生时,可以根据震害分析了解不同加固方案的效果。这时,虽然在结构上不设置任何仪表,但由于量大面广,所以也是很有意义的。此外,也可结合新建工程有意图地采取多种抗震措施和构造,以便发生地震时可以进行震害分析。应该指出,并非所有加固或新建房屋都能成为试验房屋,作为天然地震试验,在不装仪表的条件下,试验房屋至少具备下列基础资料:

- (1) 场地土的钻探资料;
- (2) 试验结构的原始资料:竣工图、材料强度、施工质量记录;
- (3) 房屋结构历年检查及加固改建的全部资料等;
- (4) 当地的地震记录。

自唐山地震以来,我国一些研究机构已在若干高烈度区有目的地建造了一些试验房屋,作为天然地震结构试验的对象。

第二类是强震观测。地震发生时,以仪器为测试手段,观测地面运动的过程和建筑物的动力反应,以获得第一性的资料。强震观测最重要的是做好地震前的准备工作,如在高烈度区的某些房屋楼层安装长期观测的测振仪器,以便取得地震时更多的信息。天然地震试验的最好布置是在结构的地下室或地基上安装强震仪来测量输入的地面运动,同时在结构上部安置一些仪表以测量结构的反应。

通过强震观测,可以取得地震的地面运动过程的记录-地震波,为研究地震影响场和烈度分布规律提供科学资料;取得建筑物在强地震下的振动过程的记录,为结构抗震的理论分析与试验研究以及设计方法提供客观的工程数据。

美国和日本开展强震观测工作比较早,先后积累了许多有意义的资料 and 不少重要的强震记录。图 5.31 为 1957 年 3 月美国旧金山地震时 17 层的亚历山大大楼内记录到的地震加速度反应的时程曲线。

我国在 1966 年邢台地震以来,强震观测工作有了较大的发展,已经取得了一些较有价值的地震记录。例如 1976 年唐山地震,京津地区记录到一些较高烈度的主震记录。然后,以唐山为中心布设的流动观测网,又取得了一批较高烈度的余震记录。

第三类是建立专门的天然地震试验场,在场地上建造试验房屋,这样可以运用一切现代化手段取得建筑物在天然地震中的各种反应。当然,从费用上讲,这是最为昂贵的。

目前世界上最负盛名的是日本东京大学生产技术研究所的千叶试验场,试验基地包括许多部分,抗震试验只是基本的一个组成部分。在抗震试验方面有大型抗震试验室、数据处理中心、化工设备天然地震试验场和房屋模型天然试验场等。化工设备天然地震试验场有若干罐体实物建于 1972 年,此后陆续经受地震考验,取得不少数据。1977 年 9 月的地震,加速度峰值 100cm/s^2 ,曾使罐体的薄钢壁发生压屈,为化工设备的抗震提供了实测的地震反应资料。

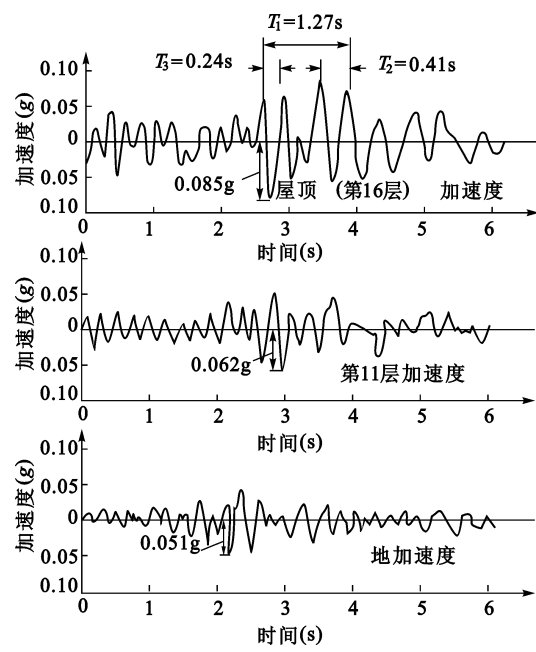


图 5.31 美国旧金山地震在亚历山大大楼记录的地震加速度反应时程曲线

本章小结

- 工程结构抗震研究包括理论研究和试验研究,本章主要介绍结构抗震试验的方法,要点如下:
- (1) 拟静力试验方法几乎可以应用于各种工程结构或构件抗震性能研究,突出的优点是它的经济性和实用性,从而使它具有应用上的广泛性。从试验设备和设施来看,它的要求比较低。但是,由于试验中未考虑应变速率的影响,这是它的不足之处。进行拟静力试验时,要根据研究的目的选择相应的加载方式和控制方法,通过试验结果确定结构或构件的抗震性能。
 - (2) 拟动力试验是将计算机技术直接应用于检测和控制试验加载,这种模拟试验方法更接近地震反应的真实状态。拟动力试验的特点是不需要事先假定结构的恢复力特性,而可以由计算机来完成非线性地震反应微分方程的求解,而恢复力值是通过直接作用在试验对象上的加载器的荷载值得到,所以这种方法是把计算机分析与恢复力实测结合起来的一种半理论半实验的非线性地震反应分析方法。但是用静力试验方法来实现地震反应这一种动力现象,必然有一定的差异,同时拟动力试验要求有一定的设备和技术条件。
 - (3) 地震模拟振动台试验是较为理想的试验方法,它可以很好地重现地震过程,在试验室中研究工程结构地震反应和破坏机理,但是受振动台台面的限制,仅做结构缩尺模型的抗震试验,且振动台一次性投资较大。
 - (4) 人工地震模拟试验是利用炸药爆破产生的地震波进行工程结构抗震研究,采用调整炸药用量、爆心与试验对象的距离等措施,可以取得满意的试验结果。但是试验费用较高,控制难度较大。
 - (5) 天然地震结构试验可以得到实际地震时地面运动的过程和建筑物在强地震下的振动过程,提供客观的实测数据。该方法费用高,难度大。

6 结构非破损检测与建筑物可靠性鉴定

本章提要

本章主要讲述结构鉴定时常采用的非破损(或局部破损)检测技术,以及结构鉴定程序和等级评定。非破损检测方法可以在不破坏结构和不影响使用性能的条件下检测结构材料强度和内部缺陷,目前较多使用回弹法、回弹超声综合法、钻芯法和拔出法检测混凝土结构材料强度,而采用超声法检测结构内部缺陷。对于砌体结构抗压和抗剪强度的检测分别采用扁顶法和单砖双剪法,而砂浆强度则采用回弹法、推出法和点荷法等检测。本章最后介绍了结构可靠性鉴定的方法、鉴定程序和鉴定等级的评定。

6.1 概 述

非破损(或局部破损)检测技术是在不破坏(或微破损)结构构件材料内部结构、不影响结构整体工作性能和不危及结构安全的情况下,利用和依据物理学的力、声、电、磁和射线等的原理、技术和方法,测定与结构材料性能有关的各种物理量,并以此推定结构构件材料强度和内部缺陷的一种测试技术。

非破损检测技术可用于检测混凝土结构、钢结构和砖石砌体结构的材料强度和内部缺陷,目前我国使用较多的是回弹法、超声法和回弹超声综合法;对于局部破损检测技术主要用于检测结构或构件的材料强度,目前使用较多的是钻芯法、拔出法和贯入法。

由于非破损检测技术的最大优点是可直接在结构构件上进行全面检测,可以比较真实地反映构件材料的实际强度,可以在不破坏结构和不影响使用性能的条件下检测结构内部有关材料质量的信息,因此它在工程中被广泛应用。主要用于:① 评定结构构件的质量,特别是用以评定新建结构工程的混凝土施工质量,是工程验收的依据,它可检测受灾(火灾、冻融、化学侵蚀等)混凝土的破坏情况,评价有争议结构构件的质量性能,为处理工程事故、进行结构加固提供正确数据。② 诊断已建结构构件的承载能力和耐久性,评定已建结构的可靠度等级和估算剩余寿命。由于检测对象要求继续使用,必须采用非破损试验进行材质性能的检测,评定结构的劣化程度,并对结构作用及结构抗力进行符合实际的判断,确定改造、加固的措施。③ 加强施工管理,控制施工进度。通过检测混凝土强度,确定混凝土构件养护、拆模和后张法预应力构件张拉钢筋施加预应力的时间,正确控制滑模施工中模板滑升的施工进度,使之成为控制和保证施工质量的重要手段之一。

为了保证检测与鉴定工作的科学性和公正性,使检测与鉴定规范化,目前我国已经颁布了结构非破损检测与鉴定的一系列规程。这些规程表明:我国在混凝土结构和砌体结构的非破损检测技术的研究和应用方面已达到国际先进水平,但在新的非破损检测技术的开拓方面需有待于进一步的努力。

6.2 混凝土结构的非破损检测技术

6.2.1 混凝土强度的非破损检测技术

6.2.1.1 回弹法

回弹法检测混凝土强度就是采用回弹仪弹击混凝土表面,测量混凝土的表面硬度(用回弹值表示)来推算其抗压强度,它是混凝土结构现场检测方法中常用的一种非破损试验方法。

(1) 回弹法的基本原理

1948 年,瑞士斯密特(E. Schmidt)发明了回弹仪(图 6.1)。发展至今,已经有数字显示和自动记录数据的回弹仪,并能按程序进行数据修正和处理。回弹法的基本原理是使用回弹仪的弹击拉簧驱动仪器内的弹击重锤,通过中心导杆,弹击混凝土的表面,并测得重锤反弹的距离,以反弹距离与弹簧初始长度之比为回弹值 R ,由它与混凝土强度的相关关系来推定混凝土强度。

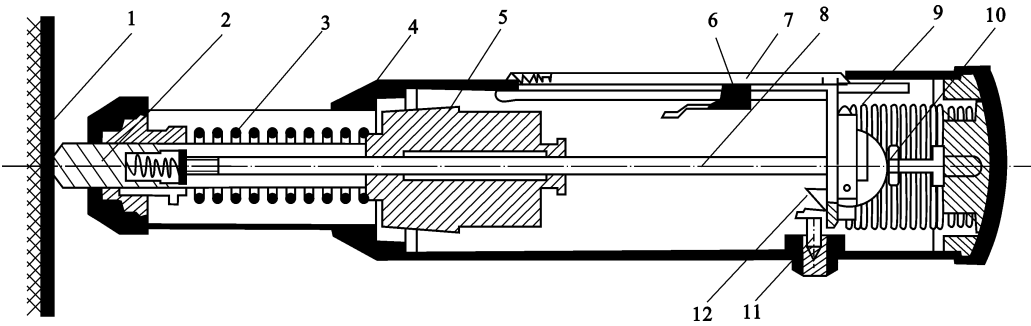


图 6.1 回弹仪的构造

1—构件表面;2—弹击杆;3—拉力弹簧;4—套筒;5—重锤;6—指针;
7—刻度尺;8—导杆;9—压力弹簧;10—调整螺丝;11—按钮;12—挂钩

按图 6.2,回弹值 N 可用下式表示

$$N = \frac{L'}{L} \times 100\% \tag{6.1}$$

式中 L ——弹击弹簧的初始拉伸长度;
 L' ——重锤反弹位置或重锤回弹时弹簧的拉伸长度。

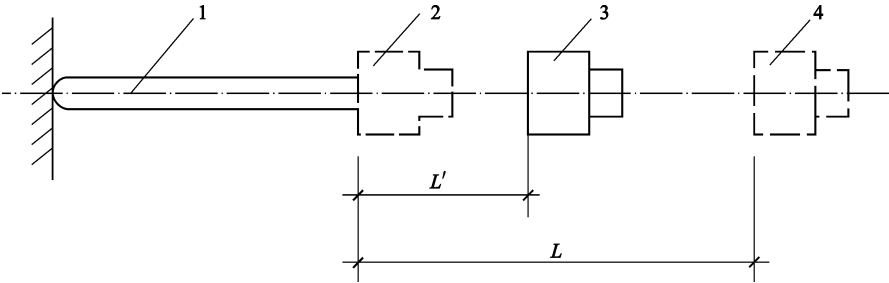


图 6.2 回弹法原理示意图

1—弹击杆;2—重锤击时的位置;3—重锤回跳最远位置;4—重锤发射前的位置

目前回弹法测定混凝土强度均采用试验归纳法,建立混凝土强度与回弹值 R 之间的一元回归公式,或建立混凝土强度与回弹值 R 及主要影响因素(如混凝土表面的碳化深度 d)之间的二元回归公式,见公式(6.2)。

$$f_{cu}^c = AR_m^B \times 10^{Cd_m} \tag{6.2}$$

式中 f_{cu}^c ——某测区混凝土的强度换算值;
 R_m ——该测区平均回弹值;
 d_m ——该测区平均碳化深度;
 $A、B、C$ ——常数项,按原材料条件等因素不同而变化。

用于普通结构混凝土强度测试的回弹仪应采用中型回弹仪,其冲击能量为 2.207J,在洛氏硬度 HRC 为 60 ± 2 的钢砧上的率定值应为 80 ± 2 。回弹仪的使用环境温度应为 $-4 \sim 40^{\circ}\text{C}$ 。

回弹法适合于龄期为 14 ~ 1000d,抗压强度为 10 ~ 60MPa 的混凝土强度的检测。

(2) 检测技术

回弹法检测结构或构件混凝土强度有两种方式:一类是单个检测,适用于单个结构或构件的检测;另一类是批量检测,适用于在相同的生产工艺条件下,强度等级相同,原材料、配合比、条件养护基本一致且龄期相近的同类结构或构件。按批进行检测的构件,抽检数量不得少于同批构件总数的 30% 且构件数量不得少

于 10 件。此外,抽检构件时,应严格遵守“随机”抽样的原则,并使所选构件具有代表性。

① 测区布置

6 测区数量:每一结构或构件其测区数量应不少于 10 个,对于某一方向尺寸小于 4.5m 且另一方向尺寸小于 0.3m 的构件,其测区数量可适当减少,但不应少于 5 个。测区的大小不宜大于 0.04m^2 ,一般取为 4×4 的网格,网格大小为 $50\text{mm} \times 50\text{mm}$ 。

6 测区间距:相邻两测区的间距应控制在 2m 以内,测区离构件端部或施工缝边缘的距离不宜大于 0.5m,且不宜小于 0.2m。

6 测区位置:测区应优先考虑布置在混凝土浇筑的侧面,即与混凝土浇筑方向相垂直的贴模板的一面。如不能满足时,则可选在混凝土浇筑的表面或底面。测区宜选在构件的两个对称可测面上,也可选在一个可测面上,且应均匀分布。在结构或构件的受力部位、薄弱部位以及容易产生缺陷的部位(如梁与柱交接的节点处),必须布置测区,并应避开预埋件。

6 测区表面:测区表面应清洁、平整、干燥,不应有接缝、饰面层、粉刷层、浮浆、油垢和蜂窝麻面等。必要时可采用砂轮清除疏松层和杂物,且不应有残留的粉末或碎屑。

② 回弹值测量

检测时,回弹仪应始终垂直于结构或构件的混凝土检测面,缓慢施压,准确读数,快速复位。测点在测区内均匀布置,测点间距不宜小于 20mm。测点距外露钢筋、预埋件的距离不小于 30mm。测点不应在气孔或外露石子上,同一测点只允许弹击一次。每一测区应记取 16 个回弹值,每一测点的回弹值读数估读至 1。对体积小、刚度差以及测试部位的厚度小于 100mm 的构件,测试时应设置支撑,加以固定,防止产生颤动,影响量测精度。

③ 碳化深度测量

回弹值测量完毕后,应在有代表性的位置上选择不少于构件测区数的 30% 测量碳化深度,取其平均值作为该构件每测区的碳化深度值。当碳化深度的最大最小值相差超过 2.0mm 时,应对所有测区的碳化深度进行测量。

测量碳化深度值时,用合适的工具在测区表面形成直径约为 15mm 的孔洞,其深度应大于混凝土的碳化深度。清除孔洞中的碎屑和粉末(用风吹),注意不得用水冲洗,应立即用浓度为 1% 的酚酞酒精溶液滴在孔洞内壁的边缘处,再用深度测量工具测量从测试表面到孔内混凝土不变色交界面的垂直距离,测量次数至少 3 次,取其平均值作为该测区混凝土的碳化深度值。每次量测读数精确至 0.5mm。

(3) 数据处理

① 回弹值的计算

计算测区平均回弹值时,应从该测区的 16 个测点的回弹值中分别剔除 3 个最大值和 3 个最小值,然后把余下的 10 个回弹值取平均值。

$$R_m = \frac{\sum_{i=1}^{10} R_i}{10} \tag{6.3}$$

式中 R_m ——测区平均回弹值,精确至 0.1;

R_i ——第 i 个测点的回弹值。

② 回弹值修正

回弹值修正主要有非水平方向检测和非混凝土浇筑侧面的修正。当检测时,回弹仪非水平方向检测混凝土浇筑侧面时,应按《回弹法检测混凝土抗压强度技术规程》(JGJ/T 23—2001)附录表 C 对回弹值进行测试角度的修正;水平方向检测非混凝土的浇筑顶面或底面时,应按《回弹法检测混凝土抗压强度技术规程》(JGJ/T 23—2001)附录表 D 进行非浇筑侧面修正。计算公式为:

$$R_m = R_m^c + R_a^c \tag{6.4}$$

式中 R_m^c ——非水平方向检测和非混凝土浇筑侧面检测时测区的平均回弹值;

R_a^c ——非水平方向检测和非混凝土浇筑侧面检测时回弹值修正值。参见《规程》附录 C 和附录 D 采用。

如果既是非水平方向又是非混凝土浇筑侧面,则应先进行回弹值测试角度修正,然后再对修正后的回弹值进行非浇筑侧面修正。

③ 碳化深度值的计算

每一测区的碳化深度平均值按下式计算:

$$d_m = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{n}$$

(6.5)

式中 d_m ——测区的平均碳化深度值(mm),计算至 0.1mm;

d_i ——第 i 次测量的碳化深度值(mm);

n ——测区碳化深度测量次数。

当 $d_m < 0.5\text{mm}$ 时,按无碳化(即平均碳化深度 $d_m = 0$)进行处理。如 $d_m > 6\text{mm}$,则按 $d_m = 6\text{mm}$ 计算。

(4) 混凝土强度评定

① 测区混凝土强度值的计算

结构或构件第 i 个测区混凝土强度换算值,可按《回弹法检测混凝土抗压强度技术规程》(JGJ/T 23—2001)所求得平均回弹值 R_m 及平均碳化深度 d_m ,由《规程》附录 A 的测区混凝土强度表查表得出。当有地区或专用测强曲线时,则混凝土强度换算值应按地区或专用测强曲线换算得出。当强度高于 60MPa 或低于 10MPa,附录 A 查不出时,可记为 $f_{cu}^e > 50\text{MPa}$ 或 $f_{cu}^e < 10\text{MPa}$,表中未列出的测区强度值可用内插法求得。

当检测条件与测强曲线的使用条件有较大差异时,采用数量不少于 6 个的相同条件试件或钻取混凝土芯样进行修正。钻取芯样时,每个部位应钻取一个芯样。计算时,测区混凝土强度换算值乘以修正系数。修正系数的计算公式为:

$$\eta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{f_{cu,i}}{f_{cu,i}^e}$$

(6.6)

或

$$\eta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{f_{cor,i}}{f_{cu,i}^e}$$

(6.7)

式中 η ——修正系数,精确到 0.01;

$f_{cu,i}$ ——第 i 个混凝土立方体试件(边长为 150mm)的抗压强度值,精确到 0.1MPa;

$f_{cor,i}$ ——第 i 个混凝土芯样试件的抗压强度值,精确到 0.1MPa;

$f_{cu,i}^e$ ——对应于第 i 个试件或芯样部位,根据其回弹值和碳化深度值计算的测区混凝土强度换算值,精确到 0.1MPa。

对于泵送混凝土,当碳化深度不大于 2.0mm 时,每一测区混凝土换算值尚应按表 6.1 进行修正;当碳化深度大于 2.0mm 时,采用数量不少于 6 个的相同条件试件或钻取混凝土芯样进行修正,修正系数按式(6.6)或式(6.7)计算。

表 6.1 泵送混凝土测区混凝土强度换算值的修正值

| 碳化深度 (mm) | 抗压强度 (MPa) | | | | |
|---------------|------------------|-------|------|-------------|-------------|
| | f_{cu}^e (MPa) | | | | |
| 0.0, 0.5, 1.0 | f_{cu}^e (MPa) | ≤40.0 | 45.0 | 50.0 | 55.0 ~ 60.0 |
| | K (MPa) | +4.5 | +3.0 | +1.5 | 0.0 |
| 1.5, 2.0 | f_{cu}^e (MPa) | ≤30.0 | 35.0 | 40.0 ~ 60.0 | |
| | K (MPa) | +3.0 | +1.5 | 0.0 | |

注:表中未列入的 f_{cu}^e 值可用内插法求得其修正值,精确到 0.1MPa。

② 结构或构件的测区混凝土强度平均值

结构或构件的测区混凝土强度平均值可根据各测区的混凝土强度换算值计算。当测区为 10 个以上时,尚应计算强度标准差。结构或构件混凝土的测区强度平均值及标准差按下列公式计算:

$$m_{f_{c\subseteq u}}^c = \frac{\sum_{i=1}^n f_{c\subseteq u}^c}{n} \quad (6.8)$$

$$s_{f_{c\subseteq u}}^c = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{c\subseteq u}^c)^2 - n(m_{f_{c\subseteq u}}^c)^2}{n-1}} \quad (6.9)$$

式中 $m_{f_{c\subseteq u}}^c$ ——结构或构件测区混凝土强度的平均值 (MPa), 精确至 0.1MPa;

n ——对于单个检测的构件, 取一个构件的测区数; 对于批量检测的构件, 取各抽检构件测区数之和;

$s_{f_{c\subseteq u}}^c$ ——结构或构件测区混凝土强度的标准差, 精确至 0.01MPa。

③ 结构或构件混凝土强度推定值 $f_{cu,e}$

当该结构或构件的测区数量少于 10 个时, 以构件中最小测区强度值作为该构件的混凝土强度推定值:

$$f_{cu,e} = f_{cu,\min}^c \quad (6.10)$$

当该结构或构件的测区数量不少于 10 个或批量检测时, 则按下列公式计算的计算值作为结构或构件的混凝土强度推定值:

$$f_{cu,e} = m_{f_{c\subseteq u}}^c - 1.645s_{f_{c\subseteq u}}^c \quad (6.11)$$

当该结构或构件的测区强度值中出现小于 10.0MPa 时, 结构或构件的混凝土强度推定值为:

$$f_{cu,e} < 10.0\text{MPa} \quad (6.12)$$

对于按批量检测的构件, 当该批构件混凝土强度标准差出现下列情况之一时, 该批构件应全部按单个构件检测推定混凝土的强度值。

a) 该批构件混凝土强度平均值 $m_{f_{c\subseteq u}}^c < 25\text{MPa}$, 且标准差 $s_{f_{c\subseteq u}}^c > 4.5\text{MPa}$;

b) 该批构件混凝土强度平均值 $m_{f_{c\subseteq u}}^c \geq 25\text{MPa}$, 且标准差 $s_{f_{c\subseteq u}}^c > 5.5\text{MPa}$ 。

6.2.1.2 超声法

(1) 基本原理

超声波是一种频率超过 20kHz 的机械波, 一般由高频电振荡激励换能器中的压电晶体产生。根据弹性力学理论, 超声波在混凝土中的传播速度与混凝土的弹性模量、材料密度的关系为:

$$v = \sqrt{\frac{E_d(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (6.13)$$

式中 E_d ——混凝土的弹性模量;

ρ ——混凝土的密度;

ν ——混凝土的泊松比。

因此, 混凝土的抗压强度 $f_{c\subseteq u}$ 与超声波在混凝土中的传播速度 v 具有一定的相关性。这就是超声法检测混凝土强度的基本原理。

混凝土强度愈高, 相应超声波波速愈大, 通过试验可建立混凝土强度与声速的关系曲线 ($f_{c\subseteq u}^c$ - v 曲线) 或经验公式。目前常用的相关关系表达式有幂函数方程:

$$f_{c\subseteq u}^c = Av^B \quad (6.14)$$

式中 $f_{c\subseteq u}^c$ ——混凝土强度换算值;

v ——超声波在混凝土中传播速度;

A 、 B ——常数项。

(2) 检测步骤

检测系统: 混凝土超声检测使用非金属超声检测仪, 超声波的工作频率在 1MHz 以下, 一般采用 50 ~ 100kHz。超声波检测系统主要包括超声波的发生、传递、接收、放大、时间测量和波形显示部分, 图 6.3 给出了混凝土超声波的检测系统。

测区数量: 当单个检测时, 测区数不少于 10 个, 测区面积为 200mm × 200mm。如果对同批构件按抽样检测, 抽样数应不少于同批构件数的 30%, 且不少于 10 件, 每个构件测区数不少于 10 个。对于长度不超过 2m 的构件, 其测区数量可适当减少, 但不应少于 3 个。

测区布置:应布置在混凝土浇筑侧面,测区的间距不宜大于 2m;测区宜避开钢筋密集区和预埋铁件;测试表面应清洁平整、干燥,无缺陷和无装饰面层,如有杂物粉尘应清除。

超声检测:在每个测区内的相对测试面上,应布置三个测点,且每对发射换能器和接收换能器应在同一轴线上,使每对测点的测距最短,测得每对测点的声时 t_1 、 t_2 、 t_3 。测试时必须保持换能器与被测混凝土表面有良好的耦合(如采用黄油、凡士林、石膏浆等),以减少声能的反射损耗。

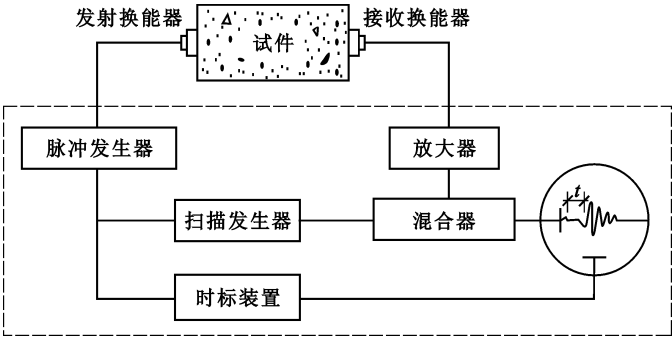


图 6.3 混凝土超声波检测系统

测区声波传播速度按下列公式计算:

$$v_i = \frac{L}{t_{mi}} \tag{6.15}$$

$$t_{mi} = \frac{t_1 + t_2 + t_3}{3} \tag{6.16}$$

式中 v_i ——第 i 测区声速值(km/s);
 L ——超声测距(mm);
 t_{mi} ——第 i 测区平均声时值(μ s);
 t_1 、 t_2 、 t_3 ——分别为测区中 3 对测点的声时值。

当在试件混凝土的浇筑顶面或底面测试时,声速值应作修正:

$$v_a = \beta v \tag{6.17}$$

式中 v_a ——修正后的测区声速值(km/s);
 β ——超声测试面修正系数,在混凝土浇灌顶面及底面测试时, $\beta = 1.034$;在混凝土侧面测试时, $\beta = 1$ 。

强度推定:根据各测区超声波速度检测值,按率定的 f_{cu}^e-v 曲线取得对应测区的混凝土强度值,并推定结构混凝土的强度。

由于混凝土的强度和波速之间的定量关系受到混凝土的原材料性质及配合比的影响,影响因素有骨料的品种、粒径的大小、水泥的品种、用水量和灰水比、混凝土的龄期、测试时试件的温度和含水率等。所以,对于各种类型的混凝土不可能有统一的 f_{cu}^e-v 曲线,只有考虑各种因素和条件,建立各种专门曲线,在使用时才能得到比较满意的精度。

6.2.1.3 超声回弹综合法

(1) 超声回弹综合法的工作原理

超声回弹综合法实质上就是超声法和回弹法两种单一测强方法的综合应用,以超声波速度和回弹值综合反映混凝土抗压强度的一种非破损检测方法。超声法和回弹法都是以混凝土材料的应力应变行为与强度的关系为依据的。超声波在混凝土材料中的传播速度反映了材料的弹性性质。由于超声波穿透被检测的材料,因此它反映了混凝土内部构造的有关信息。回弹法的回弹值反映了混凝土的弹性性质,同时也在一定程度上反映了混凝土的塑性性质,但它只能确切反映混凝土表层 3cm 左右厚度的状态。当采用超声和回弹综合法时,既能反映混凝土的弹性,又能反映混凝土的塑性;既能反映混凝土的表层状态,又能反映混凝土的内部构造。这样可以由表及里、较为确切地反映混凝土的强度。

采用超声回弹综合法检测混凝土强度,能对混凝土的某些物理参量在采用超声法或回弹法单一测量时

产生的影响得到相互补偿。如在综合法中碳化因素可不予修正,原因是碳化深度较大的混凝土,由于其龄期较长而其含水量相应降低,以致使超声波速稍有下降,因此在综合关系中可以抵消回弹上升所造成的影响。所以,用综合法的 $f_{cu}^e-v-R_m$ 关系推算混凝土强度时,不需测量碳化深度和考虑它所造成的影响。试验证明,超声回弹综合法的测量精度优于超声或回弹的单一方法,减少了量测误差。

在超声回弹综合检测时,结构或构件上每一测区的混凝土强度是根据该区实测的超声波声速 v 及回弹平均值 R_m ,按事先建立的 $f_{cu}^e-v-R_m$ 关系曲线推定的,其中曲面型方程比较符合 f_{cu}^e 、 v 、 R_m 三者之间的相关性,误差较小,其公式如下:

$$f_{cu}^e = A v^B R_m^C \quad (6.18)$$

式中 f_{cu}^e ——混凝土强度换算值;
 v ——超声波在混凝土中的传播速度;
 R_m ——测区平均回弹值;
 A 、 B 、 C ——常数项,可用最小二乘法确定。

(2) 检测步骤

超声回弹综合法检测混凝土强度技术,应严格遵照《超声回弹综合法检测混凝土强度技术规程》(CECS 02:88)的要求进行。

测点布置:超声回弹综合法要求超声和回弹的测点布置在同一测区,但二者的测点不宜重叠,测点布置如图 6.4 所示。结构或构件的每一测区内,宜先进行回弹测试,然后进行超声测试。

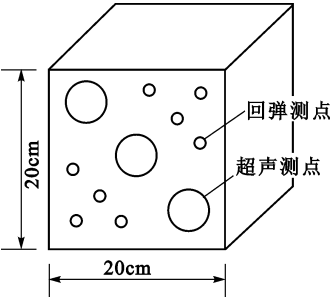


图 6.4 测点布置示意图

回弹值测量:回弹值的量测计算与本章 6.2.1.1 节所述规定相同,但不需测量混凝土的碳化深度。

波速测量:超声波传播速度的量测与计算与本章 6.2.1.2 节的规定相同。

强度推定:只有同一个测区内所测得的回弹值和声速值才能作为推算该测区混凝土强度的综合参数,不同测区的测量值不能混用。

① 结构或构件第 i 个测区的混凝土强度换算值 $f_{cu,i}^e$ 应按检测修正后的回弹值 R_a 和修正后的声速值 v_a ,优先采用专用或地区测强曲线推定。当无该类测强曲线时,经验证后也可按《超声回弹综合法检测混凝土强度技术规程》(CECS 02:88)的规定确定或按下列公式确定:

$$f_{cu,i}^e = 0.0038 (v_{a,i})^{1.23} (R_{a,i})^{1.95} \quad (6.19)$$

(b) 粗骨料为碎石时

$$f_{cu,i}^e = 0.008 (v_{a,i})^{1.72} (R_{a,i})^{1.57} \quad (6.20)$$

值得注意的是,《规程》测强换算表及上述公式仅适用于龄期为 7 ~ 730d,超过此龄期时,采用钻取芯样进行修正。

② 当检测条件与测强曲线的使用条件有较大差异时,采用数量不少于 6 个的相同条件试件或钻取混凝土芯样进行修正。钻取芯样时,每个部位应钻取一个芯样。计算时,测区混凝土强度换算值乘以修正系数。修正系数的计算公式为:

$$\eta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{f_{cu,i}}{f_{cu,i}^e} \quad (6.21)$$

或

$$\eta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{f_{cor,i}}{f_{cu,i}^e} \quad (6.22)$$

式中 η ——修正系数,精确到 0.01;
 $f_{cu,i}$ ——第 i 个混凝土立方体试件(边长为 150mm)的抗压强度值,精确到 0.1MPa;
 $f_{cor,i}$ ——第 i 个混凝土芯样试件($\phi 100 \times 100$)的抗压强度值,精确到 0.1MPa;
 $f_{cu,i}^e$ ——对应于第 i 个试件或芯样部位,根据其回弹值和碳化深度值计算的测区混凝土强度换算值,

精确到 0.1MPa。

③ 结构或构件混凝土强度推定值 $f_{cu,e}$ 按下列几种情况确定:

a) 当该结构或构件的测区数量少于 10 个时,以构件中最小测区强度值作为该构件的混凝土强度推定值:

$$f_{cu,e} = f_{cu,\min} \quad (6.23)$$

b) 当该结构或构件的测区数量不少于 10 个或批量检测时,则按下列公式计算的计算值作为结构或构件的混凝土强度推定值:

$$f_{cu,e} = m_{f_{c\subseteq u}} - 1.645s_{f_{c\subseteq u}} \quad (6.24)$$

式中 $m_{f_{c\subseteq u}}$ ——结构或构件各测区混凝土强度的平均值 (MPa),按下式计算:

$$m_{f_{c\subseteq u}} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{cu,i}}{n} \quad (6.25)$$

$s_{f_{c\subseteq u}}$ ——结构或构件测区混凝土强度的标准差,按下式计算:

$$s_{f_{c\subseteq u}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{cu,i})^2 - n(m_{f_{c\subseteq u}})^2}{n-1}} \quad (6.26)$$

c) 当同批测区混凝土强度换算值的标准差 $s_{f_{cm}}$ 过大时,批构件的混凝土强度推定值也可取每个构件中的最小值测区强度换算值的平均值。

d) 对于按批量检测的构件,当该批构件混凝土强度标准差出现下列情况之一时,该批构件应全部按单个构件检测推定混凝土的强度值。

i) 该批构件混凝土强度平均值 $m_{f_{c\subseteq u}} < 20\text{MPa}$,且标准差 $s_{f_{c\subseteq u}} > 4.5\text{MPa}$

ii) 该批构件混凝土强度平均值 $m_{f_{c\subseteq u}} \geq 20\text{MPa}$,且标准差 $s_{f_{c\subseteq u}} > 5.5\text{MPa}$ 。

6.2.1.4 钻芯法

钻芯法是使用专用的取芯钻机,从被检测的结构或构件上直接钻取圆柱形的混凝土芯样,并根据芯样的抗压试验结果推定混凝土的抗压强度。它是一种较为直观、结果可靠的混凝土强度的检测方法,适用于混凝土强度等级大于 C10 的结构的混凝土强度的检测评定。主要用于下列情况:① 对试块抗压强度有怀疑或发生混凝土施工质量问题时;② 遭受灾害或多年使用的结构;③ 给出回弹法或回弹超声综合法的测量修正系数。

由于钻芯法需要从结构构件上取样,对原结构或构件有局部损伤,取样后应及时对钻芯留下的空洞进行修补,以保证结构或构件正常工作。一般情况下,修补后构件的承载能力仍可能低于未钻孔前的承载能力,所以,钻芯法不宜普遍使用,更不宜在一个受力区域内集中钻孔取芯。

(1) 芯样钻取

① 取样设备:钻取芯样采用专门的电动钻芯机(图 6.5),钻头为金刚石或人造金刚石薄壁空心钻头。钻取芯样时,钻芯机主轴的径向跳动不应超过 0.1mm,并应采用冷却水冷却钻头和排除混凝土料屑,水流量宜为 3~5L/min,出口水温不宜超过 30℃。

② 芯样位置:钻取芯样应在结构或构件受力较小和混凝土强度质量具有代表性的部位,应避开主筋、预埋件和管线的位置,并尽量避开其他钢筋。用钻芯法与其他非破损检测方法综合测定混凝土强度时,芯样应与非破损法取自同一测区。

③ 芯样数量:单个构件检测时,每个构件的钻芯数量不应少于 3 个;对于较小的构件,钻芯数量可取 2 个。对构件的局部区域进行检测时,取芯位置和数量可由已知质量薄弱部位的大小决定,检测结果仅代表取芯位置处的混凝土质量,不能据此对整个构件及结构的混凝土强度作出总体评价。

④ 芯样要求:芯样直径一般不宜小于骨料最大粒径的 3 倍,在任何情况下不得小于骨料最大粒径的 2 倍。芯样直径为 100mm 或 150mm,芯样抗压试件的高度和直径之比应在 1~2 的范围内。芯样试件内不应含有钢筋,特别是不允许有与芯样轴线平行的纵向钢筋,以免影响芯样强度。如不能满足,则每个芯样内最多只允许含有两根直径小于 10mm 的钢筋,且钢筋应与芯样轴线基本垂直并不得露出端面。

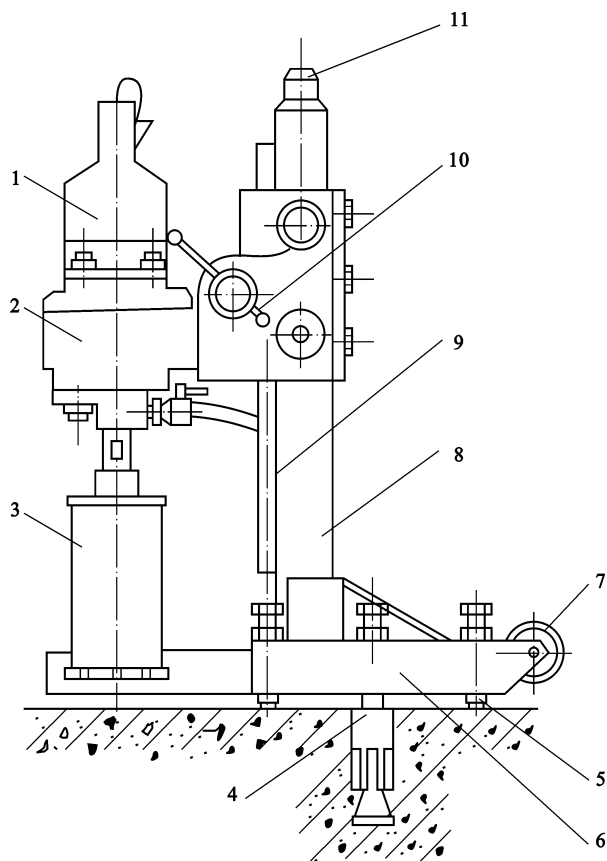


图 6.5 混凝土钻孔取芯机示意图

1—电动机;2—变速箱;3—钻头;4—膨胀螺栓;5—支承螺丝;6—底座;
7—行走轮;8—立柱;9—升降齿条;10—进钻手柄;11—堵盖

(2) 芯样加工

芯样端面不平整会导致应力集中和实测强度偏低,故必须保证芯样端面平整度和垂直度。因此,芯样端面必须进行加工,可在磨平机上磨平,也可用水泥砂浆(或水泥净浆)或硫黄胶泥等材料在专用补平装置上补平。水泥浆补平一般适用于潮湿状态下芯样的补平,补平厚度不宜大于 5mm;硫黄胶泥补平一般适用于自然干燥状态下芯样的补平,补平厚度不宜大于 1.5mm。

经加工后的芯样试件,芯样尺寸和外观质量应满足:① 芯样高度偏差小于 $0.05d$ (d 为芯样平均直径);② 沿芯样高度任一直径与平均直径相差小于 2mm。③ 芯样端面的不平整度在 100mm 长度范围内不超过 0.1mm。④ 芯样端面与轴线的不垂直度小于 2° 。⑤ 芯样不应有裂纹。

(3) 芯样试验及强度推定

① 芯样抗压试验

芯样试件宜在与被检测结构或构件混凝土湿度基本一致的条件下进行抗压试验。如结构工作条件比较干燥,芯样在受压前应在室内自然干燥 3d,以自然干燥状态进行试验。如结构工作条件比较潮湿,则芯样应在 $20 \pm 5^\circ\text{C}$ 的清水中浸泡 40~48h,从水中取出后进行抗压试验。

芯样试件的混凝土强度换算值按下式计算:

$$f_{c\text{芯}u} = \alpha \frac{4F}{\pi d^2} \quad (6.27)$$

式中 $f_{c\text{芯}u}$ ——芯样试件混凝土强度换算值(MPa),精确至 0.1MPa;

F ——芯样试件抗压试验测得的最大压力(N);

d ——芯样试件平均直径(mm);

α ——不同高径比的芯样试件混凝土换算强度的修正系数,按表 6.2 选用。

表 6.2 芯样试件混凝土换算强度的修正系数

| 高径比 (h/d) | 1.0 | 1.1 | 1.2 | 1.3 | 1.4 | 1.5 | 1.6 | 1.7 | 1.8 | 1.9 | 2.0 |
|---------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 系数 α | 1.00 | 1.04 | 1.07 | 1.10 | 1.13 | 1.15 | 1.17 | 1.19 | 1.21 | 1.22 | 1.24 |

② 混凝土强度推定

《钻芯法检测混凝土强度技术规程》(CECS 03:88) 规定,以直径 100mm 或 150mm,高径比 $h/d=1$ 的圆柱体芯样试件的抗压测试值,其与边长为 150mm 的立方体试块强度基本上是一致的,因此可直接作为混凝土的强度换算值。

对于单个构件或单个构件的局部区域,取芯样试件混凝土换算强度中的最小值作为结构混凝土强度的代表值。

6.2.1.5 拔出法

(1) 基本原理

拔出法是在浇筑混凝土之前预埋金属锚固件(预埋拔出法),或是在已经硬化的混凝土构件上钻孔埋入金属锚固件(后装拔出法),然后采用拔出仪测试锚固件从硬化混凝土中被拔出时的极限拔出力,根据预先建立的拔出力与混凝土强度之间的相关关系推算混凝土的抗压强度。这是一种局部破损检测混凝土强度的试验方法,检测结果可靠性较高,被检测混凝土抗压强度不应低于 10.0MPa。

拔出试验的基本原理是拔出力与混凝土强度之间的相关关系,其原理图如图 6.6 所示。拔出试验时,混凝土的主拉应力达到极限破坏值,沿 2α 圆锥面产生开裂破坏,混凝土的抗拔强度 f_p 为:

$$f_p = \frac{F}{A} \tag{6.28}$$

式中 A ——截头圆锥破坏体的侧面积(mm^2);
 F ——破坏拔出力(N)。

大量试验和理论分析表明,混凝土拔出强度 f_p 与混凝土的抗拉强度 f_t 相近,而 f_t 是立方体抗压强度 f_{cu} 的一元函数。所以混凝土的抗压强度 f_{cu} 与极限拉拔力 F 之间具有良好的线性关系,这就是拔出法检测混凝土强度的理论基础和基本原理。

预埋拔出法主要用于新建结构混凝土质量的控制,使用受到限制。而后装拔出法在新旧结构或构件中均可使用,已获得国际国内的广泛承认。在我国也得到了广泛采用,并已经颁布《后装拔出法检测混凝土强度技术规程》(CECS 69:94)。所以,下面只介绍后装拔出法。

(2) 后装拔出法试验装置

后装拔出法适用于强度不应低于 10.0MPa 的混凝土的强度检测。检测部位的混凝土表层与内部质量应一致,当表层与内部质量有明显差异时,应将薄弱表层的混凝土清除干净后方可进行检测。

拔出试验装置由钻孔机、磨槽机、锚固件及拔出仪(手动液压)等组成,实用中有圆环式和三点式两种拔出试验装置,如图 6.7 所示。圆环式拔出试验装置,宜用于石子粒径较小($<40\text{mm}$)的混凝土,对混凝土的损伤较小,但试验时要求测试部位的混凝土表面必须平整。三点式拔出试验装置,宜用于石子粒径较大($<60\text{mm}$)的混凝土,对混凝土的损伤较大,但试验时对测试部位的表面平整度要求不高。

(3) 检测步骤

① 测点数量及布置

测点数量:按单个构件检测时,应在构件上均匀布置 3 个测点。当 3 个拔出力中最大拔出力 and 最小拔出力与中间值之差均小于中间值的 15% 时,仅布置 3 个测点即可;当最大拔出力或最小拔出力与中间值之差均大于中间值的 15% (包括两者均大于中间值的 15%) 时,应在最小拔出力测点附近再加 2 个测点。

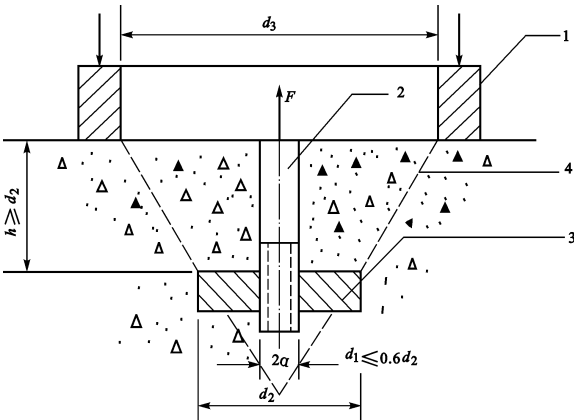


图 6.6 拔出法基本原理图

1—承力环;2—拉杆;3—锚固件;4—混凝土破坏锥面

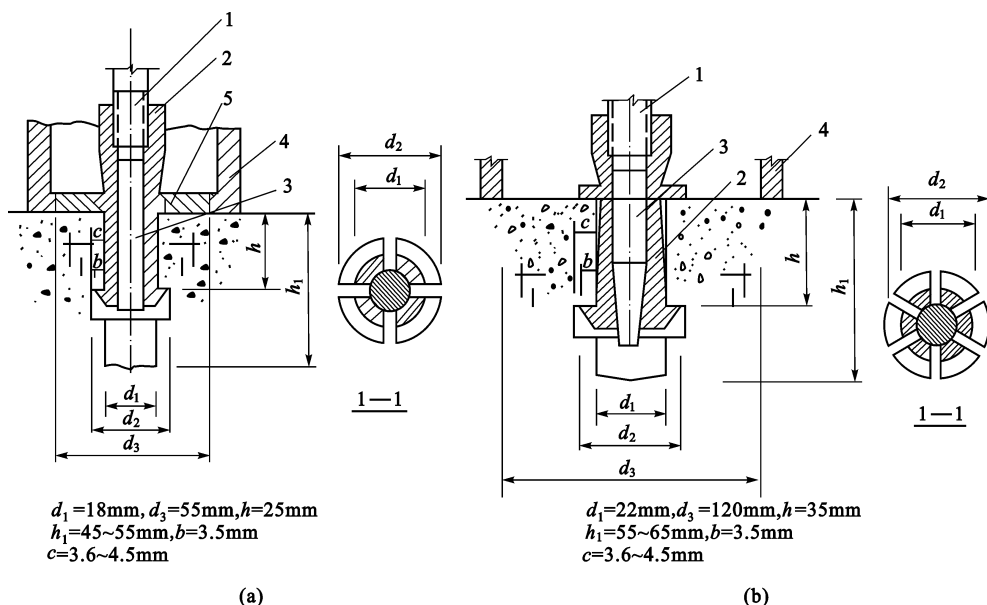


图 6.7 拔出法试验装置

(a) 圆环式; (b) 三点式

1—拉杆; 2—胀簧; 3—胀杆; 4—反力支承; 5—对中圆盘

当同批构件按批抽样检测时,抽检数量应不少于同批构件总数的 30%,且不少于 10 件,每个构件不应少于 3 个测点。

测点布置:测点宜布置在构件混凝土成型的侧面,如不能满足,可布置在混凝土成型的表面或底面。测点应布置在构件受力较大及薄弱部位,相邻两测点的间距不应小于 $10h$,测点距构件边缘不应小于 $4h$ (h 为锚固件的锚固深度)。测点应避开接缝、蜂窝、麻面部位和混凝土表层的钢筋、预埋件。测试面应平整、清洁、干燥,饰面层、浮浆等应予清除,必要时进行磨平处理。

② 拔出试验

将锚固件的胀簧插入成型孔内,通过胀杆使胀簧锚固台阶完全嵌入环形槽内,保证锚固可靠。拔出仪与锚固件用拉杆对中连接,并与混凝土表面垂直,然后以 $0.5 \sim 1.0 \text{ kN/s}$ 对拉杆均匀施加拔出力,直到混凝土开裂破坏、测力显示器读数不再增加为止,记录极限拔出力值。

③ 强度换算值

按已经建立的拔出力与立方体抗压强度之间的相关关系曲线,由拔出力确定混凝土的抗压强度换算值。混凝土强度换算值 $f_{c\text{cu}}$ 按下列一元回归直线方程计算:

$$f_{c\text{cu}} = aF + b \quad (6.29)$$

式中 F ——拔出力 (kN),精确至 0.1 kN;

a, b ——测强公式回归系数。

当被检测混凝土与测强曲线的使用条件有较大差异时,可在被测构件上钻取数量不少于 3 个的混凝土芯样进行修正。在每个钻取芯样附近做 3 个测点的拔出试验。对测区混凝土强度换算值乘以修正系数进行修正。修正系数的计算公式为:

$$\eta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{f_{\text{cor},i}}{f_{c\text{cu},i}} \quad (6.30)$$

式中 η ——修正系数,精确到 0.01;

$f_{\text{cor},i}$ ——第 i 个混凝土芯样试件的抗压强度值,精确到 0.1 MPa;

$f_{c\text{cu},i}$ ——对应于第 i 个芯样部位的 3 个拔出力平均值的混凝土强度换算值,精确到 0.1 MPa;

n ——芯样试件数量。

④ 强度推定值 $f_{c\text{u},e}$

单个构件:当单个构件检测时,以构件的强度换算值(或修正系数 η 乘以强度换算值)作为该构件的混凝土强度推定值。

当未加测点时,取 3 个拔出力中的最小值,按式(6.29)计算的强度换算值作为该构件的混凝土强度推定值。当加测 2 个测点时,首先计算出加测 2 个测点的拔出力与最小拔出力的平均值和前 3 个拔出力中间值,然后用二者中的较小值,按式(6.29)计算的强度换算值作为该构件的混凝土强度推定值。

批量抽检:当批量抽样检测时,则按下列两式计算值的较大值作为结构的混凝土强度推定值:

$$f_{cu,e1} = m_{f_{c\leq 3u}}^e - 1.645s_{f_{c\leq 3u}}^e \quad (6.31)$$

$$f_{cu,e1} = m_{f_{cu,min}}^e = \frac{1}{m} \sum_{j=1}^m m_{f_{cu,min,j}}^e \quad (6.32)$$

式中 $m_{f_{c\leq 3u}}^e$ ——各测点混凝土强度换算值的平均值(MPa),按下式计算:

$$m_{f_{c\leq 3u}}^e = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n f_{cu,i}^e \quad (6.33)$$

$s_{f_{c\leq 3u}}^e$ ——各测点混凝土强度换算值的标准差(MPa),按下式计算:

$$s_{f_{c\leq 3u}}^e = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{cu,i}^e)^2 - n(m_{f_{c\leq 3u}}^e)^2}{n-1}} \quad (6.34)$$

$m_{f_{cu,min}}^e$ ——每个构件混凝土强度换算值中最小值的平均值(MPa);

$m_{f_{cu,min,j}}^e$ ——第 j 个构件混凝土强度换算值中的最小值(MPa);

n ——批抽检构件的测点总数;

m ——批抽检构件总数。

对于按批量检测的构件,当该批构件混凝土强度标准差出现下列情况之一时,该批构件应全部按单个构件检测推定混凝土的强度值。

- 该批构件混凝土强度平均值 $m_{f_{c\leq 3u}}^e < 25\text{MPa}$,且标准差 $s_{f_{c\leq 3u}}^e > 4.5\text{MPa}$ 。
- 该批构件混凝土强度平均值 $m_{f_{c\leq 3u}}^e \geq 25\text{MPa}$,且标准差 $s_{f_{c\leq 3u}}^e > 5.5\text{MPa}$ 。

6.2.2 混凝土内部缺陷的超声法检测技术

6.2.2.1 基本原理

超声法检测混凝土缺陷是指采用低频超声波检测仪,测量超声脉冲纵波在结构混凝土中的传播速度(声速)、接收波形的振幅和频率等声学参数,并根据这些参数的相对变化和波形,来判定混凝土中的缺陷,这些缺陷主要有:裂缝深度、内部空洞和不密实区的位置及范围、表面损伤层厚度、混凝土的结合面和混凝土的匀质性。

超声法检测混凝土缺陷的基本原理是利用超声波在介质中传播时,遇到缺陷产生绕射使传播速度降低,声时变长;在缺陷界面产生反射,使波幅和频率明显降低,接受波形发生畸变。综合波速、波幅、频率等参数的相对变化和接收波形的变化,对比相同条件下无缺陷混凝土的参数和波形,就可判断和评定混凝土的缺陷和损伤情况。

混凝土超声检测使用非金属超声检测仪,其超声波的工作频率在 1MHz 以下,一般采用 10 ~ 500kHz。换能器的频率选用 20 ~ 250kHz,根据不同的测试需要选用厚度振动式和径向振动式。

6.2.2.2 混凝土裂缝检测

(1) 浅裂缝检测

对于结构混凝土开裂深度小于或等于 500mm 的裂缝,可采用平测法或斜测法进行检测。需要检测的裂缝中不允许有积水或泥浆。当结构或构件中有主钢筋穿过裂缝且与两个换能器的连线大致平行时,布置测点应使两个换能器的连线与该钢筋轴线至少相距 1.5 倍的裂缝预计深度。

① 单面平测法

只有一个表面可供超声检测时(如混凝土路面、飞机跑道和大坝等),采用单面平测法进行裂缝深度的检测。检测时,应在裂缝检测部位以不同的测距同时按跨缝和不跨缝布置测点,分别测量超声波从 T 传播

到 R 的声时值,其具体测量方法如下:

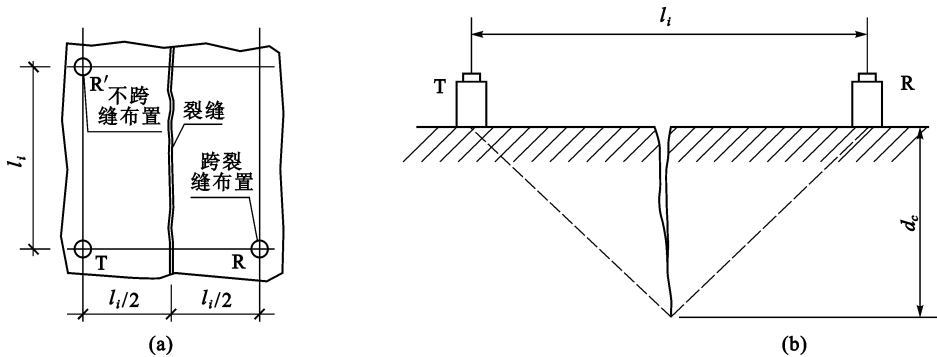


图 6.8 单面平测法检测裂缝深度
(a) 平面;(b) 立面

将发射换能器 T 和接收换能器 R 以裂缝为对称轴布置在裂缝的两侧(图 6.8),其距离为 l_i ,测得超声波传播的声时为 t_i^0 。再将换能器以相同的测距布置在裂缝同一侧完好混凝土的表面,如图 6.8 中 R' ,测得相应的声时为 t_i 。则裂缝的深度可按下式进行计算:

$$d_{ci} = \frac{l_i}{2} \sqrt{\left[\frac{t_i^0}{t_i} \right]^2 - 1} \quad (6.35)$$

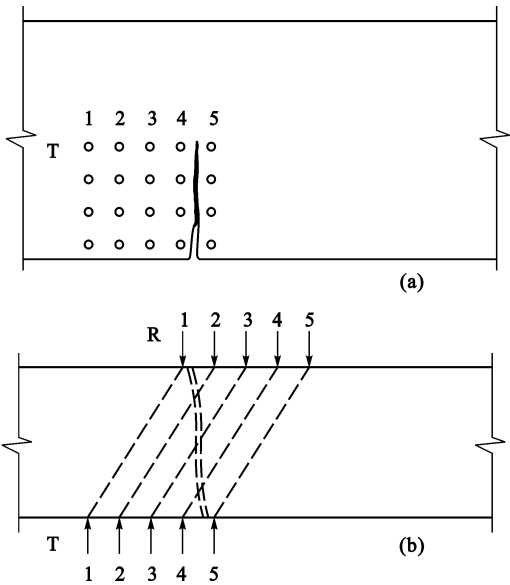


图 6.9 斜测法测裂缝示意图
(a) 立面;(b) 平面

式中 d_{ci} ——第 i 次量测的裂缝深度(mm);
 l_i ——第 i 次量测的超声波传播距离(mm);
 t_i, t_i^0 ——分别代表测距为 l_i 时不跨缝和跨缝量测的声时值(μs)。

以不同 l_i 测得的 d_{ci} 的平均值作为该裂缝的深度值 d_c 。如所得的 d_c 值大于原测距中任一个 l_i ,则应把该 l_i 距离的 d_{ci} 舍弃后重新计算 d_c 值。

② 双面斜测法

当结构的裂缝部位具有两个相互平行的测试表面(梁、板、柱等)时,可采用双面斜测法测量裂缝深度。测量方法如图 6.9 所示,将 T、R 换能器分别置于对应测点 1、2、3、... 的位置,读取相应的声时值 t_i 和波幅值 A_i 及频率值 f_i 。当 T、R 换能器的连线通过裂缝时,超声波在裂缝的界面上产生很大的衰减,接收信号的波幅和频率明显降低。根据波幅和频率的突变,可以判定裂缝的深度以及是否在平面方向贯通。

(2) 深裂缝检测

对于在大体积混凝土中预计深度在 500mm 以上的深裂缝,采用钻孔法测裂缝深度,见图 6.10 所示。

在被测裂缝两侧钻取测试孔,两个对应测试孔的间距宜为 2000mm,其轴线应保持平行,孔径应比换能器的直径大 5~10mm,孔深应至少大于裂缝预计深度 700mm(经测试如浅于裂缝深度,则应加深钻孔),孔中粉末碎屑应清理干净。在混凝土裂缝测孔的一侧再钻一个深度较浅的比较孔,测试同样测距下无裂缝混凝土的声学参数,供对比判别使用。

钻孔法检测裂缝应选用频率为 20~40kHz 的径向振动式换能器,并在其接线上作出等距离标志(一般间隔为 100~500mm)。测试前,应先向测孔中灌注清水,作为耦合介质,将 T 和 R 换能器分别置于裂缝两侧的对孔中,以相同高程等间距地自上而下同步移动,在不同的深度上进行对测,逐点读取声时和波幅数据。

以换能器所处深度 d 和对应的波幅值 A 绘制 $d-A$ 坐标图,如图 6.11 所示。随着换能器位置的下移,波

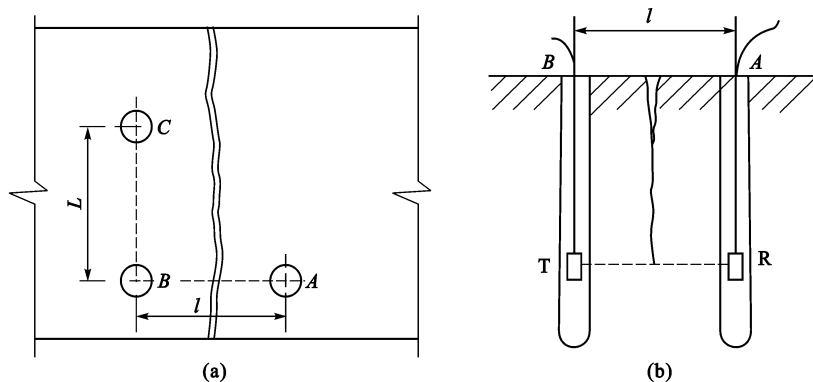


图 6.10 钻孔法检测裂缝深度
(a) 平面图 (C 为比较孔); (b) 立面图

幅值逐渐增大,当波幅达到最大并基本稳定时,该位置对应的深度便是裂缝深度 d_c 。

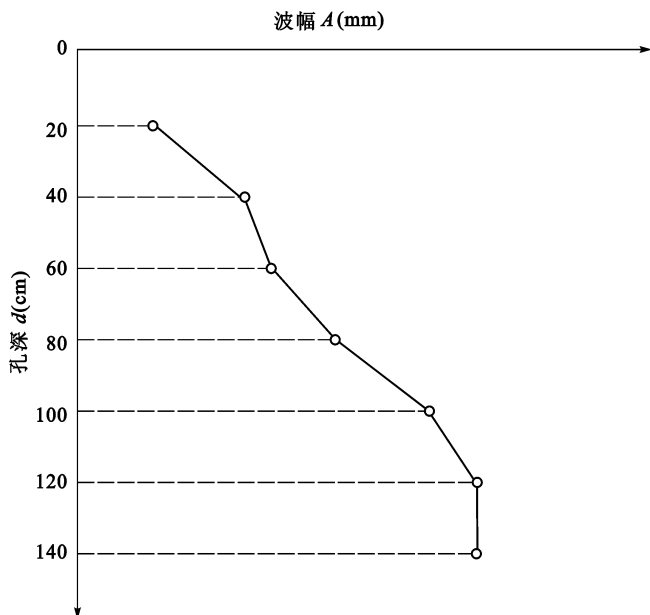


图 6.11 d - A 坐标图

钻孔检测法还可用于检测混凝土钻孔灌注桩的质量。采用换能器沿预埋在桩内管道作对穿式检测,桩内混凝土的缺陷使超声波传播的声时、波幅和波形产生突变,借此可判断桩的混凝土灌注质量,检测混凝土的孔洞、蜂窝、疏松不密实和桩内泥沙或砾石夹层,以及可能出现的断桩的部位。

6.2.2.3 不密实区和空洞检测

超声检测混凝土内部的不密实区域或空洞的原理,是根据各测点的声时(或声速)、波幅或频率值的相对变化,确定异常测点的坐标位置,从而判定缺陷的范围。

(1) 测试方法

① 对测法

当结构具有两对互相平行的测试面时可采用对测法。在测区的两对相互平行的测试面上,分别画间距为 200 ~ 300mm 的网格,确定出测点的位置,如图 6.12 所示。

② 斜测法

对于只有一对相互平行的测试面可采用斜测法。即在测区的两个相互平行的测试面上,分别画出交叉测试的两组测点位置,如图 6.13 所示。

③ 钻孔法

当结构测试距离较大时,可在测区的适当部位钻出平行于结构侧面的测试孔,直径范围为 45 ~ 50mm,

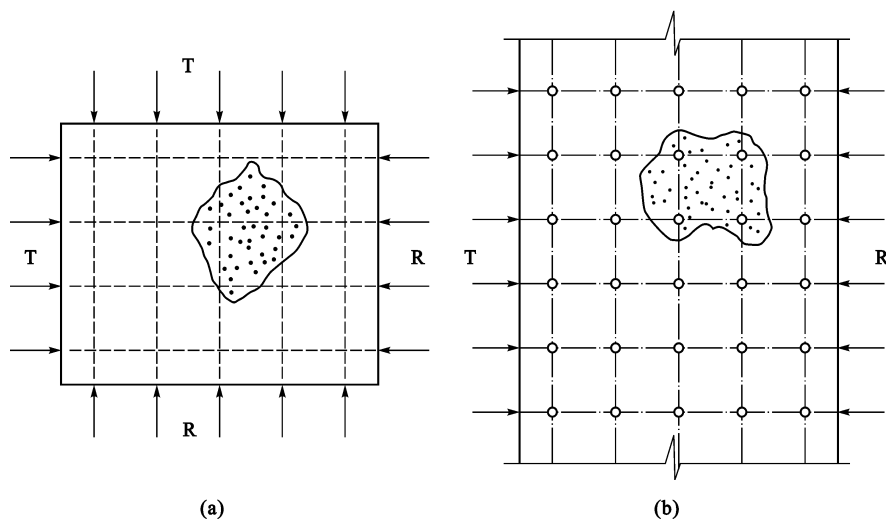


图 6.12 混凝土缺陷检测对测法测点布置
(a) 平面图; (b) 立面图

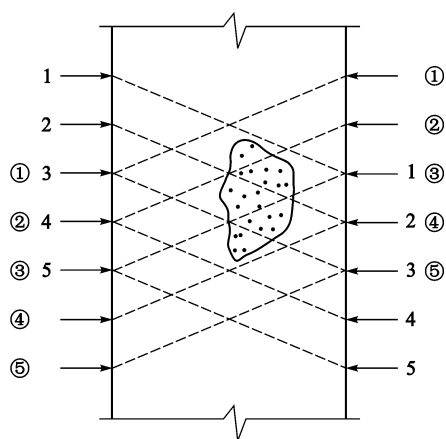


图 6.13 混凝土缺陷检测斜测法测点布置

其深度视测试需要决定。结构侧面采用厚度振动式换能器,用黄油或凡士林耦合;测孔中采用径向式换能器,用水耦合,换能器测点布置如图 6.14 所示。

(2) 数据处理与缺陷的判定

根据测试时记录的每一测点的声时、波幅、频率和测距值,计算出它们的平均值 m_s 和标准差 s_s 。然后按下面的方法判别异常数据:

① 将测区各测点的声时按升序排列,即 $t_1 \leq t_2 \leq t_3 \leq \dots \leq t_n \leq t_{n+1} \leq \dots$,将排在后面明显大的数据 t_n, t_{n+1}, \dots 视为可疑数据,再计算 $t_1, t_2, t_3, \dots, t_n$ 的平均值 m_t 和标准差 s_t ,则异常情况的判定值(X_0)为:

$$X_0 = m_t + \lambda_1 s_t \quad (6.36)$$

式中 λ_1 ——异常值判定系数,按表 6.3 取值。

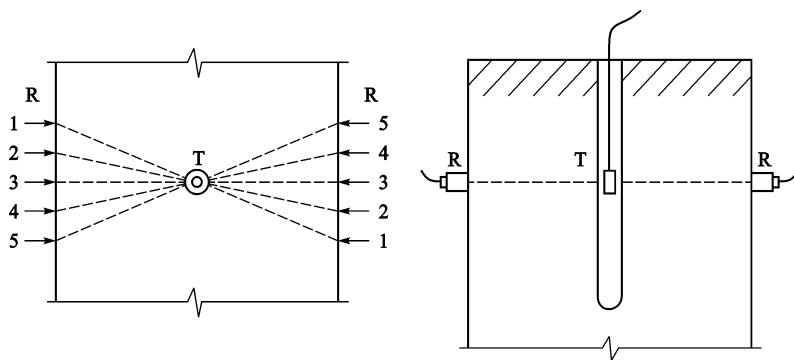


图 6.14 混凝土缺陷检测钻孔法测点布置
(a) 平面图; (b) 立面图

表 6.3 异常值判定系数 λ_1

| 数据个数 | λ_1 | 数据个数 | λ_1 | 数据个数 | λ_1 |
|------|-------------|------|-------------|------|-------------|
| 14 | 1.47 | 50 | 2.05 | 100 | 2.32 |
| 16 | 1.53 | 52 | 2.07 | 105 | 2.34 |
| 18 | 1.59 | 54 | 2.09 | 110 | 2.36 |
| 20 | 1.64 | 56 | 2.10 | 115 | 2.38 |
| 22 | 1.69 | 58 | 2.12 | 120 | 2.40 |
| 24 | 1.73 | 60 | 2.13 | 125 | 2.41 |
| 26 | 1.77 | 62 | 2.14 | 130 | 2.42 |
| 28 | 1.80 | 64 | 2.15 | 135 | 2.43 |
| 30 | 1.83 | 66 | 2.17 | 140 | 2.45 |
| 32 | 1.86 | 68 | 2.18 | 145 | 2.46 |
| 34 | 1.89 | 70 | 2.19 | 150 | 2.48 |
| 36 | 1.92 | 74 | 2.21 | 155 | 2.49 |
| 38 | 1.94 | 78 | 2.23 | 160 | 2.50 |
| 40 | 1.96 | 80 | 2.24 | 170 | 2.52 |
| 42 | 1.98 | 84 | 2.26 | 180 | 2.54 |
| 44 | 2.00 | 88 | 2.28 | 190 | 2.56 |
| 46 | 2.02 | 90 | 2.29 | 200 | 2.57 |
| 48 | 2.04 | 95 | 2.31 | 210 | 2.59 |

若 $t_n \geq X_0$, 则 t_n 及排在其后面的声时值均为异常值; 若 $t_n < X_0$, 则应将 t_{n+1} 计入重新统计计算和判断。

② 将一测区各测点的声速、频率、波幅按降序排列, 即 $X_1 \geq X_2 \geq X_3 \geq \cdots \geq X_n \geq X_{n+1} \geq \cdots$, 将排在后面明显小的数据 X_n, X_{n+1}, \cdots 视为可疑数据, 再计算 $X_1, X_2, X_3, \cdots, X_n$ 的平均值 m_x 和标准差 s_x , 则异常情况的判定值(X_0)为:

$$X_0 = m_x - \lambda s_x$$

(6.37)

若 $X_n \leq X_0$, 则 X_n 及排在其后面的声速值均为异常值; 若 $X_n > X_0$, 则应将 X_{n+1} 计入重新统计计算和判断。

缺陷判断: 当测区中某些测点出现声时延长(或声速降低)、波幅降低、高频部分明显衰减的异常情况时, 可结合异常点的分布及波形状态确定混凝土内部存在不密实区域和空洞的范围。当判断缺陷是空洞, 且只有一对可供测试的表面时, 混凝土内部空洞尺寸可按公式(6.38)进行估算, 见图 6.15。其他情况参照 CECS 21:90 估算空洞尺寸。

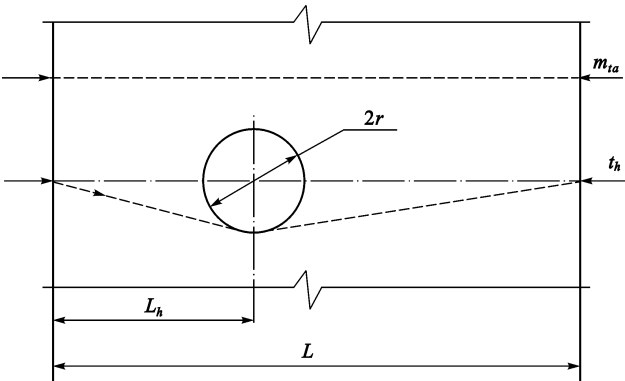


图 6.15 混凝土内部空洞尺寸估算

$$r = \frac{L}{2} \sqrt{\left(\frac{t_h}{m_{ta}}\right)^2 - 1}$$

(6.38)

式中 r ——空洞半径(mm);
 L ——T、R 换能器之间的距离(mm);
 t_h ——缺陷处的最大声时值(μs);
 m_{ia} ——无缺陷区域的平均声时值(μs)。

6.2.2.4 混凝土表层损伤检测

混凝土结构在使用过程中,因高温(如火灾)、冰冻和化学(酸、碱、盐)侵蚀,其表面会受到损伤,损伤厚度可以利用超声法进行检测。

检测时,应根据结构损伤的情况和外观质量选取有代表性的部位布置测区。测点布置时应避开钢筋,同时避免两个换能器的连线与附近主钢筋的轴线平行。测点表面应平整并处于自然干燥状态,且无接缝和饰面层。

(1) 测试方法

换能器常选用频率较低的厚度振动式,采用表面平测法进行检测。检测时,换能器布置如图 6.16。发射换能器布置在 T 点耦合好后不动,接收换能器依次耦合安置在 R_1, R_2, R_3, \dots , 并测读相应的声时值 t_1, t_2, t_3, \dots 及两个换能器之间的距离 L_1, L_2, L_3, \dots 。换能器每次移动距离不宜大于 100mm, 每一测区内不得少于 5 个测点。

如结构的损伤层厚度不均匀时,应适当增加测区数。

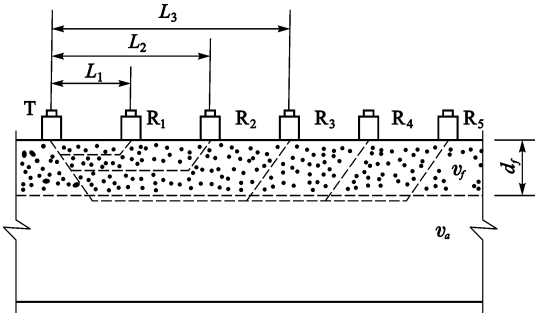


图 6.16 平测法检测混凝土表层损伤厚度

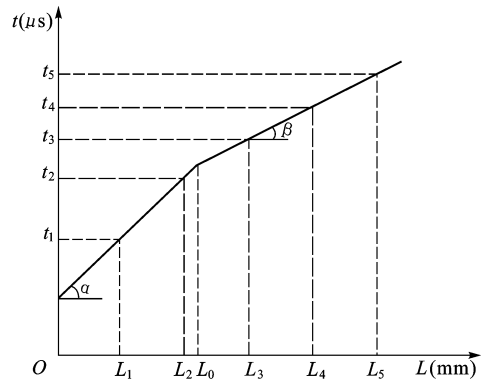


图 6.17 损伤层检测“时-距”坐标图

(2) 数据处理及判定

根据各测点的声时及测距,绘制“时-距”坐标图,如图 6.17 所示。由于混凝土损伤后使超声波传播速度变化,因此在“时-距”坐标图上出现转折点。由此可求得超声波在损伤层混凝土与未损伤混凝土中的传播速度。

损伤层混凝土的声速为:

$$v_f = \cot \alpha = \frac{L_2 - L_1}{t_2 - t_1} \quad (6.39)$$

未损伤混凝土的声速为:

$$v_a = \cot \beta = \frac{L_5 - L_3}{t_5 - t_3} \quad (6.40)$$

式中 L_1, L_2, L_3, L_5 ——分别为转折点前后各测点的测距(mm);

t_1, t_2, t_3, t_5 ——相对于测距 L_1, L_2, L_3, L_5 的声时(μs)。

混凝土表面损伤层的厚度:

$$d_f = \frac{L_0}{2} \sqrt{\frac{v_a - v_f}{v_a + v_f}} \quad (6.41)$$

式中 d_f ——损伤层厚度(mm);

L_0 ——声速产生突变时的测距(mm);

v_a ——未损伤混凝土的声速(km/s)；

v_f ——损伤层混凝土的声速(km/s)。

超声法检测混凝土缺陷的原理,也可用于混凝土各部位的相对均匀性的检测。检测时,测点布置应均匀,间距一般为200~500mm,然后,根据各测点声速均匀性(用标准差和离差系数判断)来判断混凝土的均匀性。

6.2.3 混凝土内钢筋位置和锈蚀的检测技术

(1) 钢筋位置检测

对已建混凝土结构作可靠性诊断和对新建混凝土结构施工质量进行鉴定时,要求确定钢筋位置、布筋情况,正确测量混凝土保护层厚度和估测钢筋的直径。当采用钻芯法检测混凝土强度时,为了在取芯部位避开钢筋,也需作钢筋位置的检测。

钢筋位置检测仪是利用电磁感应原理制成的。混凝土是带弱磁性的材料,而结构内配置的钢筋是带有强磁性的。检测时,钢筋位置检测仪(图6.18)的探头接触结构混凝土表面,探头中的线圈通过交流电,线圈周围就产生交流磁场。该磁场中由于有钢筋存在,线圈中产生感应电压。该感应电压的变化值是钢筋与探头的距离和钢筋直径的函数。钢筋愈靠近探头、钢筋直径愈大时,感应强度变化也愈大。

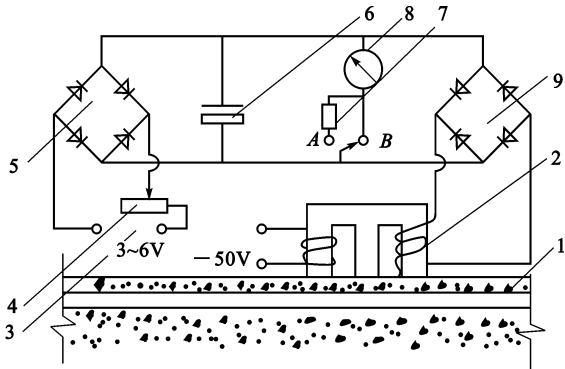


图 6.18 钢筋位置测试仪工作原理

1—试件;2—探头;3—平衡电源;4—可变电阻;5—平衡整流器;
6—电解电容;7—分档电阻;8—电流表;9—整流器

电磁感应法比较适用于配筋稀疏并与混凝土表面距离较近(即保护层不太大)的钢筋的检测。钢筋布置在同一平面或不在不同平面内且距离较大时,才能取得比较满意的结果。

(2) 钢筋锈蚀检测

钢筋保护层破损和混凝土碳化将引起钢筋锈蚀,而钢筋的锈蚀将导致混凝土保护层胀裂、剥落及钢筋有效截面削弱等结构破坏现象,直接影响结构的使用寿命。混凝土中钢筋的锈蚀,可采用电位差法进行检测。其基本原理是利用钢筋锈蚀将引起腐蚀电流,使电位发生变化。检测时采用铜-硫酸铜作为参考电极,另一端与被测钢筋连接,中间连接一毫伏表(图6.19),测量钢筋与参考电极之间的电位差,利用钢筋锈蚀程度与测量电位间建立的一定关系,可以判断钢筋锈蚀的可能性及其锈蚀程度。试验证明:电位差为正值,钢筋无锈蚀;电位差为负值,钢筋有锈蚀可能,负值越大,表明钢筋锈蚀程度愈严重。

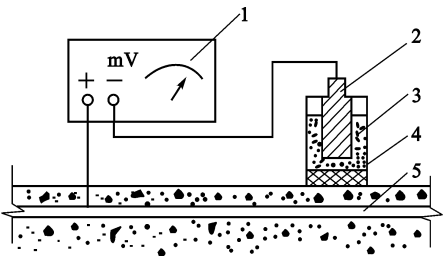


图 6.19 钢筋锈蚀测试仪原理图

1—毫伏表;2—铜棒电极;3—硫酸铜饱和溶液;
4—多孔接头;5—混凝土中钢筋

6.3 钢结构的无损检测技术

6.3.1 表面硬度法检测钢材强度

对已建钢结构鉴定时,检查钢结构材质是很重要的测定内容。最理想的方法是在结构非主要受力部位截取试样,由拉伸试验确定相应的强度指标。但这同样会损伤结构,影响它的正常工作,并需要进行补强。一般采用表面硬度法间接推断钢材强度。

表面硬度法是利用布氏硬度计来测定钢材表面的硬度,然后根据表面硬度间接推断钢材强度(图 6.20)。检测时,分别采用 HB2 型硬度计撞击钢材表面和标准试样表面,并测量由此产生的凹痕直径,然后按经验公式计算钢材的抗拉强度 f :

$$f = 3.6H_B = 3.6H_S \frac{D - \sqrt{D^2 - d_s^2}}{D - \sqrt{D^2 - d_B^2}} \quad (6.42)$$

式中 H_B, H_S ——钢材与标准试件的布氏硬度;
 d_B, d_s ——硬度计钢珠在钢材和标准试件上的凹痕直径(mm);
 D ——硬度计钢珠直径(mm)。

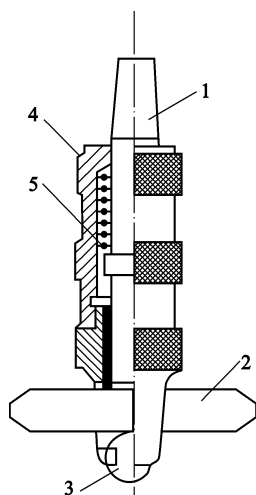


图 6.20 布氏硬度

1—纵轴;2—标准棒;
 3—钢珠;4—外壳;5—弹簧

6.3.2 超声法检测钢材和焊缝缺陷

超声法检测钢材和焊缝缺陷,其工作原理与检测混凝土内部缺陷相同。由于钢材密度比混凝土大得多,为了能够检测钢材或焊缝较小的缺陷,要求选用较高的超声频率,常用工作频率为 0.5 ~ 2MHz。

检测时较多采用脉冲反射法。超声波脉冲经换能器发射进入被测材料传播,当通过材料不同界面(构件材料表面、内部缺陷和构件底面)时,会产生部分反射,在超声波探伤仪的示波屏幕上分别显示出各界面的反射波及其相对的位置。由缺陷反射波与起始脉冲和底脉冲的相对距离可确定缺陷在构件内的相对位置。如材料完好,内部无缺陷则显示屏上只有起始脉冲和底

脉冲,不出现缺陷反射波。

进行焊缝内部缺陷检测时,换能器常采用斜向探头。图 6.21 所示是用三角形标准试块经比较法确定内部缺陷的位置。当在构件焊缝内探测到缺陷时,记录下换能器在构件上的位置和缺陷反射波在显示屏上的

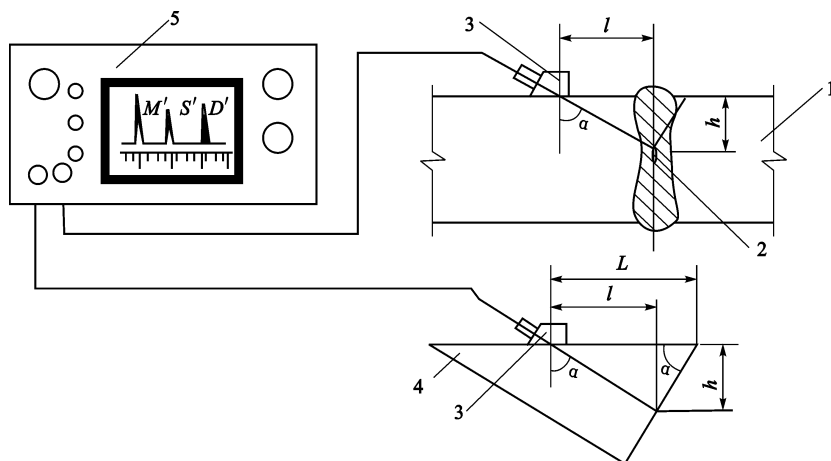


图 6.21 斜向探头探测缺陷位置

1—试件;2—缺陷;3—探头;4—标准试块;5—探伤仪

相对位置,然后将换能器移到三角形标准试块的斜边上作相对移动,使反射脉冲与构件焊缝内的缺陷脉冲重合。当三角形标准试块的 α 角度与斜向换能器超声波的折射角度相同时,量取换能器在三角形标准试块上的位置 L ,即可按下列公式确定缺陷的深度 h 。

$$l = L\sin^2\alpha \tag{6.43}$$

$$h = L\sin\alpha\cos\alpha \tag{6.44}$$

6.4 砌体结构强度的非破损检测技术

砌体结构的强度是由块材强度等级和砂浆强度等级决定的。在对已建砌体结构的性能进行鉴定时,由于直接从砌体结构上截取试样的检测方法存在着较大的取样困难,因此,非破损检测方法在实践中得到了广泛的应用,并已经制定《砌体工程现场检测技术标准》(GB/T 50315—2000)。砌体工程的各种现场检测方法特点、用途及使用条件见表 6.3,如果按测试内容可以分为以下四类:

- (1) 检测砌体抗压强度:原位轴压法、扁顶法;
- (2) 检测砌体工作应力、弹性模量:扁顶法;
- (3) 检测砌体抗剪强度:原位单剪法、原位单砖双剪法;
- (4) 检测砌筑砂浆强度:推出法、筒压法、砂浆片剪切法、回弹法、点荷法和射钉法。

表 6.4 砌体工程现场检测方法一览表

| 序 号 | 检测方法 | 特 点 | 用 途 | 限制条件 |
|-----|---------|---|---|--|
| 1 | 原位轴压法 | 1. 属原位检测,直接在墙体上测试,测试结果综合反映了材料质量和施工质量; 2. 直观性、可比性强; 3. 设备较重; 4. 检测部位局部破损 | 检测普通砖砌体的抗压强度 | 1. 槽间砌体每侧的墙体宽度应不小于 1.5m; 2. 同一墙体上的测点数量不宜多于 1 个;测点数量不宜太多; 3. 限于用 240mm 砖墙 |
| 2 | 扁顶法 | 1. 属原位检测,直接在墙体上测试,测试结果综合反映了材料质量和施工质量; 2. 直观性、可比性较强; 3. 扁顶重复使用率较低; 4. 砌体强度较高或轴向变形较大时,难以测出抗压强度; 5. 设备较轻; 6. 检测部位局部破损 | 1. 检测普通砖砌体的抗压强度; 2. 测试古建筑和重要建筑的实际应力; 3. 测试具体工程的砌体弹性模量 | 1. 槽间砌体每侧的墙体宽度不应小于 1.5m; 2. 同一墙体上的测点数量不宜多于 1 个;测点数量不宜太多 |
| 3 | 原位单剪法 | 1. 属原位检测,直接在墙体上测试,测试结果综合反映了施工质量和砂浆质量; 2. 直观性强; 3. 检测部位局部破损 | 检测各种砌体的抗剪强度 | 1. 测点选在窗下墙部位,且承受反作用力的墙体应有足够长度; 2. 测点数量不宜太多 |
| 4 | 原位单砖双剪法 | 1. 属原位检测,直接在墙体上测试,测试结果综合反映了施工质量和砂浆质量; 2. 直观性较强; 3. 设备较轻便; 4. 检测部位局部破损 | 检测烧结普通砖砌体的抗剪强度,其他墙体应经试验确定有关换算系数 | 当砂浆强度低于 5MPa 时,误差较大 |
| 5 | 推出法 | 1. 属原位检测,直接在墙体上测试,测试结果综合反映了施工质量和砂浆质量; 2. 设备较轻便; 3. 检测部位局部破损 | 检测普通砖墙体的砂浆强度 | 当水平灰缝的砂浆饱满度低于 65% 时,不宜选用 |

续表 6.4

| 序 号 | 检测方法 | 特 点 | 用 途 | 限制条件 |
|-----|--------|--|--|---|
| 6 | 筒压法 | 1. 属取样检测； 2. 仅需利用一般混凝土试验室的常用设备； 3. 取样部位局部损伤 | 检测烧结普通砖墙体中的砂浆强度 | 测点数量不宜太多 |
| 7 | 砂浆片剪切法 | 1. 属取样检测； 2. 专用的砂浆测强仪和其标定仪,较为轻便； 3. 试验工作较简便； 4. 取样部位局部损伤 | 检测烧结普通砖墙体中的砂浆强度 | |
| 8 | 回弹法 | 1. 属原位无损检测,测区选择不受限制； 2. 回弹仪有定型产品,性能较稳定,操作简便； 3. 检测部位的装修面层仅局部损伤 | 1. 检测烧结普通砖墙体中的砂浆强度； 2. 适宜于砂浆强度均质性普查 | 砂浆强度不应小于 2MPa |
| 9 | 点荷法 | 1. 属取样检测； 2. 试验工作较简便； 3. 取样部位局部损伤 | 检测烧结普通砖墙体中的砂浆强度 | 砂浆强度不应小于 2MPa |
| 10 | 射钉法 | 1. 属原位无损检测,测区选择不受限制； 2. 射钉枪、子弹、射钉有配套定型产品,设备较轻便； 3. 墙体装修面层仅局部损伤 | 适宜于烧结普通砖和多孔砖砌体中,砂浆强度均质性普查 | 1. 定量推定砂浆强度,宜与其他检测方法配合使用； 2. 砂浆强度不应小于 2MPa； 3. 检测前,需要用标准靶检校 |

在进行现场检测时,应根据检测目的、设备和环境条件,选择合适的检测方法。下面介绍几种常用的非破损或局部破损的现场检测方法。

6.4.1 扁顶法测定砌体抗压强度

扁顶法是指采用扁式液压千斤顶在墙体上进行抗压试验,检测普通砖砌体的受压工作应力、弹性模量和抗压强度。

扁顶法试验装置是由扁式液压千斤顶(扁顶)、手动油泵等组成。试验时,将所检墙体的水平灰缝处砂浆掏空,形成两条水平空槽,然后把扁顶放入空槽内,通过手动液压泵加压,由压力表的读数测定施加压力大小(图 6.22)。

在被测试砌体部位布置应变测点进行变形量测的方法,参见图 6.22。它也可测量墙体的受压工作应力和砌体的弹性模量。

(1) 试验步骤

① 实测墙体受压工作应力

检测时,首先在砖墙内开凿水平灰缝槽并在槽内装入扁顶,然后通过扁顶对墙体加载,使墙体的变形恢复到开槽之前的状态。此时,加载系统压力表显示的压力就是墙体的受压工作应力。

试样:在检测墙体的砖上粘贴两对变形测量的角标,角标相隔 4 皮砖块,标距取 250mm,在两角标之间标记一条水平灰缝(长度由扁顶宽度确定),参见图 6.22(a)。

开槽:开槽前,采用手持应变仪测量两角标的初始距离 3 次,取其平均值。然后剔除水平灰缝内的砂浆并清理干净,再测量开槽后两角标间的距离,取 3 次的平均值。

试验:在槽内装入扁顶,然后逐级加载,每级为 5% 破坏荷载,并在 2min 内加完。采用手持应变仪测量砌体在扁式加载器加载后的变形,读数取 3 次测量的平均值。当变形值接近开槽前量测的读数时,应减小加载级差,直至实测变形值达到开槽前的读数,然后卸载。

② 实测墙内砌体抗压强度和弹性模量

在砖墙内开凿两条间距 7 皮或 8 皮砖水平灰缝槽,并在槽内装入扁顶。然后,通过扁顶对两槽之间的墙体加载试验,检测砌体抗压强度和弹性模量。

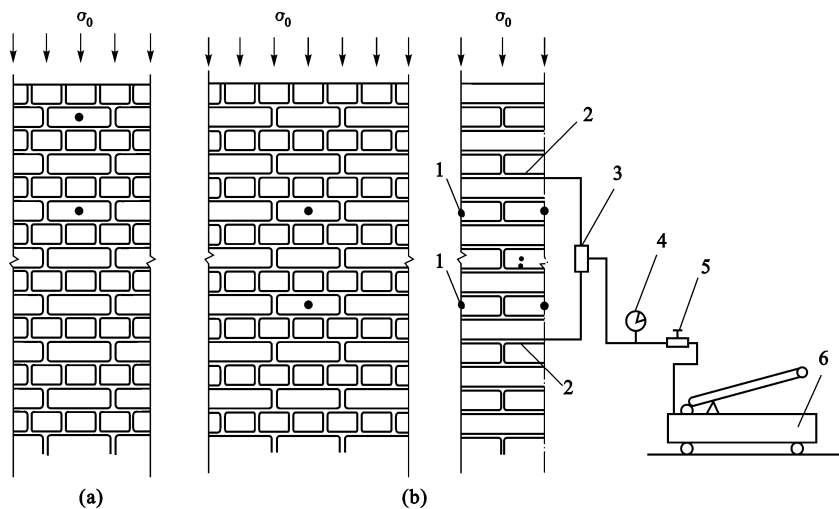


图 6.22 扁顶法试验装置与变形测点布置

(a) 测试受压工作应力; (b) 测试弹性模量和抗压强度

1—变形测点角标; 2—扁式液压千斤顶; 3—三通接头; 4—压力表; 5—溢流阀; 6—手动油泵

试样: 在砖墙内选择两条水平灰缝槽, 上下槽应互相平行、对齐。二者相距 7 皮 (250mm × 250mm 扁顶) 或 8 皮砖 (其他扁顶)。在槽内装入扁顶。

开槽: 剔除所选定的水平灰缝内的砂浆并清理干净, 在槽内装入扁顶。

试验: 首先进行 10% 预估破坏荷载的预加载, 然后再进行正式加载。正式加载时, 每级为 10% 预估破坏荷载, 并在 1.5min 内加完并恒载 2min。加载到 80% 预估破坏荷载后, 不再分级加载。加载过程中, 当压力表指针明显回退时, 此时压力表的读数即为砌体的抗压强度。

当需要实测砌体弹性模量时, 应在两水平槽间的砌体中部两侧各粘贴一对量测变形的脚标, 脚标之间相隔 4 条水平灰缝, 净距取 250mm, 见图 6.22 (b)。试验前, 量测两脚标之间的距离。然后按每级 10% 预估破坏荷载加载, 并用手持应变仪量测每级荷载作用下的变形值。加荷应力的上限不宜大于槽间砌体极限抗压强度的 50%。

(2) 数据分析

① 根据扁顶的校验结果, 将压力表读数换算, 确定试验荷载值。

② 根据试验结果, 计算砌体在有侧向约束情况下的弹性模量。然后, 乘以 0.85 换算为标准砌体的弹性模量。

墙体的受压工作应力, 等于实测变形值达到开凿前的读数时所对应的应力值。

(3) 强度推定

① 槽间砌体的抗压强度应按下列公式计算:

$$f_{uij} = \frac{N_{uij}}{A_{ij}} \quad (6.45)$$

式中 f_{uij} ——第 i 个测区第 j 个测点槽间砌体抗压强度 (MPa);

N_{uij} ——第 i 个测区第 j 个测点槽间砌体的受压破坏荷载值 (N);

A_{ij} ——第 i 个测区第 j 个测点槽间砌体的受压面积 (mm^2)。

② 槽间砌体抗压强度 f_{uij} 应按下列公式换算为标准砌体抗压强度 f_{mij} :

$$f_{mij} = \frac{f_{uij}}{\xi_{2ij}} \quad (6.46)$$

$$\xi_{2ij} = 1.18 + 4 \frac{\sigma_{0ij}}{f_{uij}} - 4.18 \left[\frac{\sigma_{0ij}}{f_{uij}} \right]^2 \quad (6.47)$$

式中 f_{mij} ——第 i 个测区第 j 个测点的标准砌体抗压强度 (MPa);

ξ_{2ij} ——扁顶法的强度换算系数;

σ_{0ij} ——该测点上部墙体的压应力(MPa),按墙体实际所受的荷载标准值计算。

③ 测区的砌体抗压强度平均值,应按下列公式计算:

$$f_{mi} = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n f_{mij} \quad (6.48)$$

式中 f_{mi} ——第 i 个测区的砌体抗压强度平均值(MPa);

n ——测区的测点数。

6.4.2 原位单砖双剪法测定砌体抗剪强度

原位单砖双剪法是指采用专用的原位剪切仪(图 6.23)在墙体上对单块顺砖进行剪切试验,检验砌体沿通缝截面的抗剪强度的一种检测方法。本方法适用于推定烧结普通砖砌体的抗剪强度。

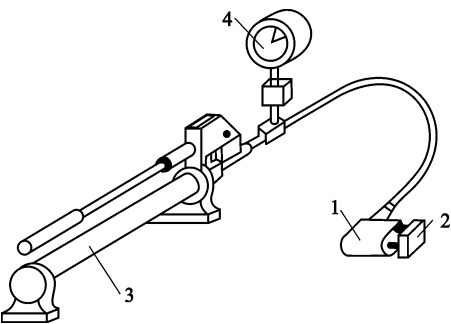


图 6.23 原位剪切仪示意图

1—剪切仪主机;2—承压钢板;
3—油泵;4—压力表

本方法宜选用释放受剪面上部压应力 σ_0 的试验方案。当能准确计算上部压应力 σ_0 时,也可选用在上部压应力 σ_0 作用下的试验方案。

检测时,将原位剪切仪的主机(小型液压加载器)安放在墙体的槽孔内,由油泵控制对砌体内的单块砖施加水平推力,直接测定砖块在砌体内沿通缝截面的抗剪强度。其工作状态如图 6.24 所示。

(1) 试验步骤

① 测点布置

在被检测墙体的每个测区随机布置 n 个测点,测点数不应少于 5 个,并且墙体两面的数量接近或相等,以一顺砖及其上下两条水平灰缝为一个测点。试件两个受剪面的水平灰缝厚度应为 8~12mm。同一墙体各测点之间在水平方向的净距不应小于 0.62m,垂直方向的净距不应小于 0.5m。同时应注意,在门、窗洞口侧边 120mm 范围内,后补的施工洞口和经修补的砌体以及独立柱和窗间墙等部位不应布置测点。

② 开槽清缝

当采用带有上部压应力 σ_0 作用的试验方案时,应按图 6.24 的要求,将剪切试件相邻一端的一块砖掏出,清除四周的灰缝,制备出安放主机孔洞,其截面尺寸不得小于 115mm×65mm,掏空和清除剪切试件另一端的竖缝。

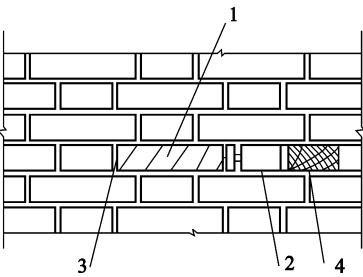


图 6.24 有应力 σ_0 的试验方案示意图

1—试件;2—剪切仪主机;
3—掏空竖缝;4—垫块

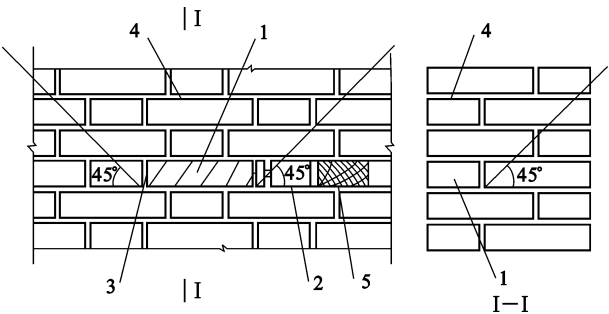


图 6.25 释放 σ_0 的方案示意图

1—试件;2—剪切仪主机;3—掏空竖缝;
4—掏空水平缝;5—垫块

当采用释放试件上部压应力 σ_0 的试验方案时,应按图 6.25 所示,掏空水平灰缝,其范围由剪切试件的两端向上按 45° 角扩散至灰缝 4,其掏空长度应大于 620mm,深度应大于 240mm。

试件两端的灰缝应清理干净。在开凿清理过程中,严禁扰动试件。被推砖的承压面应平整,如不平,应用扁砂轮等工具磨平。

③ 加载试验

将剪切仪主机安放到开凿的孔洞中,使仪器的承压板与试件砖块的顶面重合,仪器轴线与砖块轴线吻合。若开凿孔洞较长,在仪器尾部应另加垫块。操作剪切仪,匀速施加水平荷载,直到试件和砌体之间出现相对位移,试件达到破坏状态。记录此时测力计的最大读数,确定试验抗剪破坏荷载。

(2) 数据分析

① 试件沿通缝截面的抗剪强度应按下式计算:

$$f_{vij} = \frac{0.46N_{vij}}{2A_{vij}} - 0.7\sigma_{0ij} \quad (6.49)$$

式中 N_{vij} ——第 i 个测区第 j 个测点的抗剪破坏荷载(N);

A_{vij} ——第 i 个测区第 j 个测点单个受剪截面的面积(mm^2)。

② 测区的砌体沿通缝截面抗剪强度平均值应按下式计算:

$$f_{vi} = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n f_{vij} \quad (6.50)$$

式中 f_{vi} ——第 i 个测区的砌体沿通缝截面抗剪强度平均值(MPa);

n ——测区的测点数。

6.4.3 砌体砂浆强度检测

6.4.3.1 回弹法

回弹法检测砂浆强度的基本原理与混凝土强度检测的回弹法相同,它适用于推定烧结普通砖砌体中的砌筑砂浆强度。检测时,采用砂浆回弹仪测试反映砂浆表面硬度的回弹值,用酚酞试剂测试砂浆碳化深度,以此两项指标换算为砂浆强度。本方法不适用于推定高温、长期浸水、化学侵蚀和火灾等情况下的砂浆抗压强度。

(1) 检测步骤

① 将结构划分为若干个检测单元,每单元随机选择 6 个构件作为 6 个测区。当一个检测单元不足 6 个构件时,应将每个构件作为一个测区。

② 测位:测试部位宜选在承重墙的可测面上,每个测位的面积宜大于 0.3m^2 ,并应避开门洞口及预埋件附近的墙体。测位处的粉刷层、勾缝砂浆、污物等应清除干净;弹击点处的砂浆表面应打磨平整,并除去浮灰。测位数不应少于 5 个。

③ 测点:每个测位内均匀布置 12 个弹击点,两测点的间距不应小于 20mm。测点应避开砖的边缘、气孔或松动的砂浆。

④ 试验:每个测点上使用回弹仪连续弹击 3 次,第 1、2 次不读数,仅记录第 3 次的回弹值。测试时回弹仪应始终处于水平状态,其轴线应垂直于砂浆表面。在每一测位内,选择 1~3 处灰缝,用游标尺和 1% 的酚酞试剂测量砂浆的碳化深度,读数应精确至 0.5mm。

(2) 数据分析

从每个测位的 12 个测点的回弹值中,分别剔除最大值和最小值,按余下的 10 个回弹值计算算术平均值,以 R 表示。

每个测位的平均碳化深度,应取该测位各次量测值的算术平均值,以 d 表示,精确至 0.5mm。平均碳化深度大于 3mm 时,取 3.0mm。

(3) 强度推定

第 i 个测区第 j 个测位的砂浆强度换算值,应根据该测位的平均值和平均碳化深度值,分别按下列公式计算:

① $d \leq 1.0\text{mm}$ 时:

$$f_{2ij} = 13.97 \times 10^{-5} R^{2.57} \quad (6.51)$$

② $1.0\text{mm} < d < 3.0\text{mm}$ 时:

$$f_{2ij} = 4.85 \times 10^{-4} R^{3.04} \quad (6.52)$$

③ $d \geq 3.0\text{mm}$ 时:

$$f_{2ij} = 6.34 \times 10^{-5} R^{3.60} \quad (6.53)$$

式中 f_{2ij} ——第 i 测区第 j 个测位的砂浆强度换算值 (MPa);

d ——第 i 测区第 j 个测位的平均碳化深度 (mm);

R ——第 i 测区第 j 个测位的平均回弹值。

最后,测区的砂浆抗压强度平均值应按下式计算:

$$f_{2i} = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n f_{2ij} \quad (6.54)$$

式中 n ——测区的测点数。

6.4.3.2 推出法

推出法是利用推出仪从砖砌体中推出单块丁砖,测得水平推力及推出丁砖下部的砂浆饱满度,利用砂浆抗压强度与水平灰缝砂浆抗剪强度、砂浆饱满度之间的相关关系,推算砌筑砂浆的抗压强度(图 6.26)。该方法适用于推定 240mm 厚普通砖墙中强度等级为 M1 ~ M15 的砂浆强度。

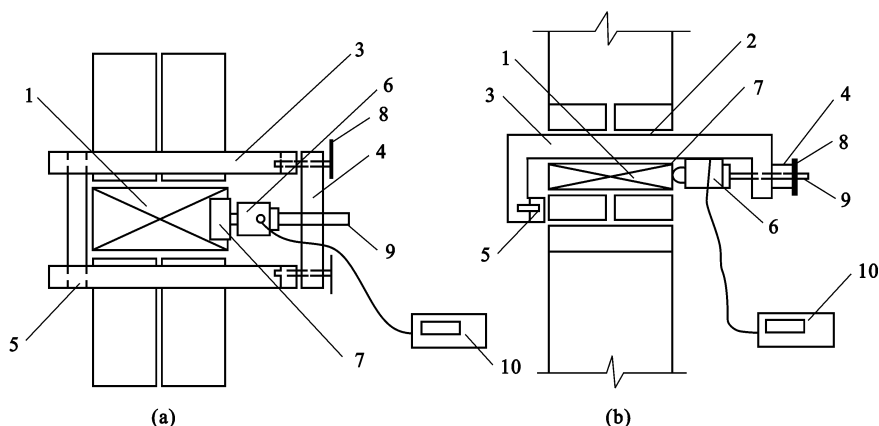


图 6.26 推出法的测试装置

(a) 平剖面;(b) 纵剖面

1—被推出丁砖;2—被清除砖块后的空隙;3—支架;4—前梁;5—后梁
6—传感器;7—垫片;8—调平螺丝;9—传力螺杆;10—推出力峰值测定仪

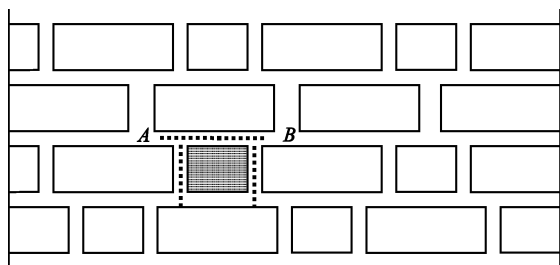


图 6.27 试件加工步骤示意

用锯条自 A 至 B 锯开灰缝,用扁铲打入上层灰缝,取出两块顺砖;用锯条切割被推丁砖两侧竖向灰缝(图 6.27 中虚线所示)。在开洞及清理灰缝时,不能扰动被推丁砖。

③ 加载试验:首先安装推出仪,使传感器的作用点在水平方向位于被推丁砖的中间,铅垂方向距被推丁砖下表面之上 15mm 处。然后,旋转加载螺杆对试件施加荷载,当被推丁砖和砌体之间发生相对位移时,试件达到破坏状态,记录推出力 N_{ij} 。最后,取下被推丁砖,用百格网测试砂浆饱满度 B_{ij} 。

(2) 数据分析

① 单个测区的推出力平均值,应按下式计算:

$$N_i = \xi_{3i} \frac{1}{m} \sum_{j=1}^m N_{ij} \quad (6.55)$$

式中 N_i ——第 i 测区的推出力平均值(kN),精确至 0.01kN;
 N_{ij} ——第 i 测区第 j 块测试丁砖的推出力峰值(kN);
 ξ_{3i} ——砖品种的修正系数,对烧结普通砖取 1.00,对蒸压(养)灰砂砖取 1.14;
 m ——单个测区的测点数。

② 测区的砂浆饱满度平均值,应按下式计算:

$$B_i = \frac{1}{m} \sum_{j=1}^m B_{ij} \quad (6.56)$$

式中 B_i ——第 i 测区的砂浆饱满度平均值,以小数计;
 B_{ij} ——第 i 测区第 j 块测试砖下的砂浆饱满度实测值,以小数计。
 m ——单个测区的测点数。

③ 测区的砂浆强度平均值,应按下列公式计算:

$$f_{2i} = 0.3 (N_i / \xi_{4i})^{1.19} \quad (6.57)$$

$$\xi_{4i} = 0.5 B_i^2 + 0.9 B_i \quad (6.58)$$

式中 f_{2i} ——第 i 测区的砂浆强度平均值(MPa);
 ξ_{4i} ——推出法的砂浆强度饱满度修正系数,以小数计。

当测区的砂浆饱满度平均值小于 0.65 时,不宜按上述公式计算砂浆强度,宜选用其他方法推定砂浆强度。

6.4.3.3 点荷法

点荷法是采用从砖墙中抽取砂浆片试样,用试验机测试其点荷载值,然后换算为砂浆强度。本方法适用于推定烧结普通砖砌体中的砌筑砂浆强度。

(1) 测试设备

试验设备采用小吨位压力试验机(最小读数盘值为 50kN 以内)和自制加荷头装置。加荷头装置(见图 6.28)采用钢材加工制作,形状是内角为 60°的圆锥体,其锥底直径为 40mm,锥体高度为 30mm;锥体的头部是半径为 5mm 的截球体,锥球高度为 3mm,加荷头数量两个。加荷头与试验机的连接方法,可根据试验机的具体情况确定,宜将连接件与加荷头设计为一个整体附件。

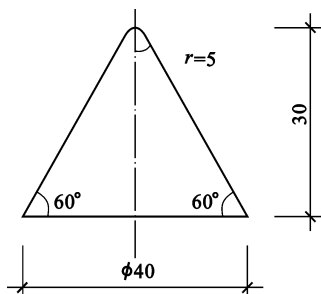


图 6.28 加荷头端部尺寸示意

(2) 试验步骤

① 测点布置:将结构划分为若干个检测单元,每单元随机选择 6 个构件作为 6 个测区。当一个检测单元不足 6 个构件时,应将每个构件作为一个测区。每区测点数不应少于 5 个。

② 制备试件:从每个测点处,宜取出两个砂浆大片,一片用于检测,一片备用。其厚度为 5~12mm,预估荷载作用半径为 15~25mm,表面应平整,但其侧边缘不要求非常规则。在砂浆试件上画出作用点,量测其厚度。

③ 加载试验:将砂浆试件水平放置在下加荷头上,上、下加荷头对准预先画好的作用点,并使上加荷头轻轻压紧试件,然后缓慢匀速施加荷载至试件破坏。

④ 荷载作用半径量测:将破坏后的试件拼接成原样,测量荷载实际作用点中心到试件破坏线边缘的最短距离即荷载作用半径。

(3) 测区强度值

① 砂浆试件的抗压强度换算值,应按下列公式计算:

$$f_{2ij} = (33.3 \xi_{5ij} \xi_{6ij} N_{ij} - 1.1)^{1.09} \quad (6.59)$$

$$\xi_{5ij} = \frac{1}{0.05 r_{ij} + 1} \quad (6.60)$$

$$\xi_{6ij} = \frac{1}{0.03 t_{ij} (0.1 t_{ij} + 1) + 0.4} \quad (6.61)$$

式中 f_{2ij} ——第 i 测区第 j 个测点的砂浆强度换算值 (MPa) ;
 ξ_{5ij} ——荷载作用半径修正系数;
 ξ_{6ij} ——试件厚度修正系数;
 N_{ij} ——点荷载值 (kN) ;
 r_{ij} ——荷载作用半径 (mm) ;
 t_{ij} ——试件厚度 (mm) 。

② 测区的砂浆抗压强度平均值,应按下式计算:

$$f_{2i} = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n f_{2ij} \tag{6.62}$$

式中 n ——测区的测点数。

6.4.4 砌体结构检测强度推定

采用每个测区强度平均值作为测区强度代表值,再求出每一检测单元的强度平均值、标准差和变异系数。当检测砂浆抗压强度时,单元强度平均值为 $f_{2,m}$;当检测砌体抗压强度时,单元强度平均值为 f_m ;当检测砌体抗剪强度时,单元强度平均值为 $f_{v,m}$ 。然后按下列原则作强度推定。

(1) 砂浆抗压强度推定

当测区数小于 6 时,取测区砂浆抗压强度的最小值 $f_{2,min}$ 作为检测单元砂浆的抗压强度。当测区数不小于 6 时,取 $f_{2,m}$ 和 $\frac{4}{3}f_{2,min}$ 的较小值。当检测结果变异系数大于 0.35 时,应检查检测结果离散性较大的原因。若系单元划分不当,应重新划分单元并增加测区数补检。

(2) 砌体抗压和抗剪强度

当测区数小于 6 时,取测区砌体抗压或抗剪强度的最小值 $f_{m,min}$ 作为检测单元的强度标准值。当测区数不小于 6 时,检测单元的砌体抗压强度标准值 f_k 或沿通缝截面的抗剪强度标准值 $f_{v,k}$,按下面公式计算:

$$f_k = f_m - ks \tag{6.63}$$

$$f_{v,k} = f_{v,m} - ks \tag{6.64}$$

式中 f_k ——砌体抗压强度标准值 (MPa) ;
 f_m ——同一检测单元的砌体抗压强度平均值 (MPa) ;
 $f_{v,k}$ ——沿通缝截面的抗剪强度标准值 (MPa) ;
 $f_{v,m}$ ——同一检测单元的砌体沿通缝截面的抗剪强度平均值 (MPa) ;
 s ——同一检测单元的强度标准方差;
 k ——计算系数,按表 6.5 采用。

表 6.5 计算系数 k

| | | | | | | | | |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 测区数 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 12 | 15 |
| k | 2.005 | 1.947 | 1.908 | 1.880 | 1.858 | 1.841 | 1.816 | 1.790 |
| 测区数 | 18 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 |
| k | 1.773 | 1.764 | 1.748 | 1.736 | 1.728 | 1.721 | 1.716 | 1.712 |

当检测结果变异系数大于 0.20 或 0.25 时,不宜按式 (6.63) 和式 (6.64) 计算,应检查检测结果离散性较大的原因。若系单元划分不当,致使总体中混入不同样本,应重新划分单元,按上述原则重新计算或推定。

6.5 建筑结构的可靠性鉴定

6.5.1 鉴定方法

结构的可靠性鉴定方法主要有传统经验法、实用鉴定法和概率法。在工程实践中,我国目前主要采用的

是实用鉴定法。

(1) 传统经验法

采用实际调查取得的荷载和经验判断的结构材料强度,对原设计采用的规范依据、理论公式和计算图形加以分析,评定结构与实际差异的一种经验评定法。

(2) 实用鉴定法

采用实际调查取得的荷载和试验取得的结构材料强度,对结构计算分析,按规范或规程要求进行综合性鉴定的一种方法。

(3) 概率法

运用概率论和数理统计原理,采用非定值理论对已建结构可靠性进行评价和鉴定。

6.5.2 鉴定分类

结构的可靠性鉴定,可分为安全性鉴定和正常使用性鉴定。在下列情况下,应进行可靠性鉴定:

- (1) 建筑物大修前的全面检查;
- (2) 重要建筑物的定期检查;
- (3) 建筑物改变用途或使用条件的鉴定;
- (4) 建筑物超过设计基准期继续使用的鉴定;
- (5) 为制订建筑群维修改造规划而进行的普查。

如果鉴定的目的是针对危房鉴定、房屋改造、延长结构使用期或使用性鉴定中发现有安全问题,则仅进行安全性鉴定。如果鉴定的目的是建筑物日常维护检查、使用功能鉴定或有特殊使用要求的专门鉴定,则仅进行正常使用性鉴定。

6.5.3 鉴定程序

结构可靠性鉴定,首先应根据委托方提出的鉴定原因和要求,进行初步调查,然后确定鉴定的目的、范围和内容,具体鉴定程序框图如图 6.29 所示。

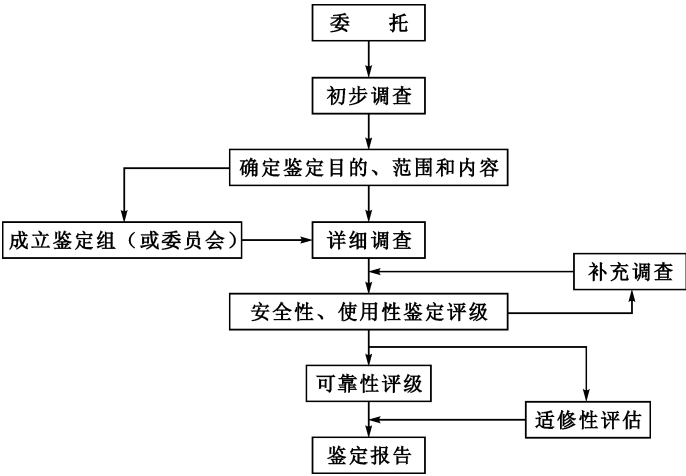


图 6.29 鉴定程序

(1) 初步调查

初步调查包括下列基本工作内容:

- ① 图纸及施工资料:如岩土工程勘察报告、设计计算书、设计变更记录、施工图、施工及施工变更记录、竣工图、竣工质检及验收文件(包括隐蔽工程验收记录)、定点观测记录、事故处理报告、维修记录、历次加固改造图纸等。
- ② 建筑物历史:如原始施工、历次修缮、改造、用途变更、使用条件改变以及受灾等情况。
- ③ 考察现场:按资料核对实物,调查建筑物实际使用条件和内外环境,查看已发现的问题,听取有关人

员的意见等。

④ 制定详细调查计划及检测、试验工作大纲,并提出需由委托方完成的准备工作。

(2) 详细调查

详细调查可根据实际需要选择下列工作内容:

① 结构基本情况勘查:结构布置及结构形式;圈梁、支撑布置;结构及其支承构造;构件及其连接构造;结构及其细部尺寸,其他有关的几何参数。

② 结构使用条件调查核实:作用、环境、使用史。

③ 地基基础检查:场地类别与地基土、地基稳定性(斜坡)、地基变形,或其在上部结构中的反应;评估地基承载力的原位测试及室内物理力学性质试验;基础和桩的工作状态;其他因素(如地下水抽降、地基浸水、水质、土壤腐蚀的影响或作用)。

④ 材料性能检测分析:结构构件材料;连接材料;其他材料。

⑤ 承重结构检查:构件及其连接工作情况;结构支承工作情况;建筑物的裂缝分布;结构整体性;建筑物侧向位移(包括基础转动)和局部变形;结构动力特性。

⑥ 围护系统使用功能检查。

⑦ 易受结构位移影响的管道系统检查。

(3) 鉴定评级

在进行安全性和正常使用性的鉴定评级时,首先应该把鉴定结构划分为构件、子单元(一般分地基基础、上部承重结构和维护系统三个子单元)和鉴定单元(结构整体或独立区段)三个层次,然后再把每个层次按地基基础、上部承重结构和维护系统进行鉴定评级。每一层次分四个安全性等级和三个使用性等级(见表6.6),分别按构件、子单元和鉴定单元顺序进行。首先,根据构件各检查项目的评定结果,确定单个构件等级;然后,根据子单元各检查项目及各种构件的评定结果,确定子单元等级;最后根据各子单元的评定结果,确定鉴定单元等级。

表 6.6 安全性和使用性鉴定评级的层次及等级划分

| 等 级 \ 层 次 | | 构 件 | 子单元 | 鉴定单元 |
|-----------|----------|----------------------|----------------------|----------------------------------|
| 安全性鉴定等级 | 地基基础 | a_u, b_u, c_u, d_u | A_u, B_u, C_u, D_u | $A_{su}, B_{su}, C_{su}, D_{su}$ |
| | 上部承重结构 | | | |
| | 围护系统承重部分 | | | |
| 正常使用性等级 | 地基基础 | a_s, b_s, c_s | A_s, B_s, C_s | A_{ss}, B_{ss}, C_{ss} |
| | 上部承重结构 | | | |
| | 围护系统承重部分 | | | |

在进行构件、子单元和鉴定单元可靠性鉴定评级时,应根据各层次安全性鉴定和正常使用性鉴定的评定结果,采用综合评定方法进行评定。每一层次的可靠性等级分为四级:构件评为 a, b, c, d ;子单元评为 A, B, C, D ;鉴定单元评为 I、II、III、IV(见表6.7)。结构可靠性鉴定的分级标准大致为:

I 级:满足设计和规范要求的承载力和正常使用功能。

II 级:比 I 级稍差,不显著影响结构承载力和正常使用功能,一般可不作处理,少数构件要处理。

III 级:显著影响结构承载力功能和使用功能,但有一定储备不致立即发生危险,需要采取加固或补救措施。

表 6.7 可靠性鉴定等级划分

| 等 级 \ 层 次 | | 构 件 | 子单元 | 鉴定单元 |
|-----------|----------|--------------|--------------|-------------|
| 可靠性鉴定等级 | 地基基础 | a, b, c, d | A, B, C, D | I、II、III、IV |
| | 上部承重结构 | | | |
| | 围护系统承重部分 | | | |

Ⅳ级:安全度严重不足,随时可能发生意外事故,必须立即采取措施。

当仅要求鉴定某层次的安全性或正常使用性时,检查和评定工作可只进行到该层次相应程序规定的步骤。

(4) 适修性评估

结构适修性评估应按每种构件、每一子单元和鉴定单元分别进行,且评估结果应以不同的适修性等级表示。每一层次的适修性等级分为四级,即构件和子单元评为 A_r' 、 B_r' 、 C_r' 、 D_r' ,鉴定单元评为 A_r 、 B_r 、 C_r 、 D_r ,分别表示适修性程度大概对应为易加固、稍难加固、较难加固、很难加固。

(5) 鉴定报告

结构可靠性鉴定工作完成后,应提出鉴定报告,其内容为:

- ① 建筑物概况;
- ② 鉴定的目的、范围和内容;
- ③ 检查、分析、鉴定的结果;
- ④ 结论与建议;
- ⑤ 附件。

本章小结

(1) 结构的非破损检测技术是结构鉴定时通常采用的检测方法,常用来检测结构材料强度和内部缺陷,其最大特点是不破坏结构。

(2) 混凝土结构的强度检测广泛采用回弹法和回弹超声综合法,钻芯法和拔出法常用来验证上述方法的检验结果。对于混凝土内部缺陷则较多地采用超声法检测。

(3) 对于钢结构的材料强度采用表面硬度计法检测,对于钢材内部缺陷和焊缝的检测采用超声法。

(4) 对于砌体结构抗压和抗剪强度的检测分别采用扁顶法和单砖双剪法,而砂浆强度则较多采用回弹法、推出法和点荷法等方法检测。

(5) 结构可靠性鉴定方法主要有传统经验法、实用鉴定法和概率法。在工程实践中,我国目前主要采用的是实用鉴定法。

(6) 鉴定程序主要有:初步调查、详细调查、安全性和使用性鉴定评级、可靠性评级、适修性评估和鉴定报告。

(7) 在进行安全性和正常使用性的鉴定评级时,首先应该把鉴定结构划分为构件、子单元和鉴定单元(结构整体或独立区段)三个层次,然后再把每个层次按地基基础、上部承重结构和维护系统进行鉴定评级。每一层次分四个安全性等级和三个使用性等级。根据安全性和使用性鉴定结果将构件、子单元和鉴定单元综合评定四级。

7 桥梁现场荷载试验

本章提要

本章主要介绍了桥梁现场试验的目的、意义、依据和基本方法,即:如何进行一座桥梁的静、动载试验和动力特性试验的方案设计、核心内容的计算和依据,以及各类仪器设备主要功能及测试原理、试验结果的整理、分析与评定、荷载试验中应注意的事项等,最后给出了典型的实桥静载、动载试验的实例。

7.1 概 述

桥梁现场试验是对桥梁结构工作状态进行直接测试的一种检测手段。而静、动载试验就是其中一种主要的测试方法,试验的目的、任务和内容由实际的生产需要或科研需要所确定,一般分为组成桥梁主要构件的现场单梁(或节段足尺模型)试验或者是实桥试验,也可能是破坏性试验或者是非破坏性试验。

7.1.1 一般桥梁检测和现场试验的主要目的

(1) 检验桥梁设计与施工的质量

对于一些新建的大中型桥梁或者具有特殊设计的桥梁,在设计施工中一定会遇到许多新问题,为保证桥梁建设质量,施工中一般要求做施工监控和监测。在成桥后一般还要求进行现场荷载试验,把试验结果作为交工和竣工验收中评定桥梁工程质量优劣的主要技术资料 and 依据。

(2) 直接了解桥梁结构承载情况,借以判断桥梁结构的实际承载能力

早期建造的一些桥梁荷载设计标准等级均比现代荷载设计标准等级低,但为了满足日益增加的交通量和载重车的需要,必须在加固和改建旧桥前后,通过试验判定桥梁实际能否承受预计的荷载。有时因特殊原因(超重型车过桥或结构遭意外损伤等)也要用试验方法确定桥梁的承载能力,确保重要设备和桥梁的安全。

(3) 验证桥梁结构设计理论和方法

新桥型和桥梁中的新结构、新材料和新工艺创新发展,对于一些理论问题的深入研究,对某种新方法、新材料的应用实践,基本上都需要现场试验的实测数据。

(4) 桥梁结构自振特性及结构受动力荷载作用产生的动态反应的测试研究

对于一些桥梁在动力荷载作用下的动态响应,行人舒适性、大跨轻柔结构的抗风稳定以及地震区桥梁结构的抗震性能等,均要求通过实测了解桥梁结构的自振特性和动态反应。

(5) 桥梁结构构件的鉴定抽检试验

对于一些由基本构件(梁、板)经体系转换才能建成的桥梁结构有必要在架设前对基本构件试行单件等效加载试验,以免整体结构试验满足不了要求时再全部撤掉重建,那将造成巨大的损失。

(6) 积累科学技术资料,充实和发展桥梁计算理论和施工技术

随着我国桥梁建筑事业的不断发展,新桥梁形式的不断出现,带来了许多实际中的理论、设计、施工问题,成为桥梁结构试验的新课题,而桥梁结构试验的结果又进一步验证、发展和解决了桥梁设计理论、施工工艺和其他实际问题,因此桥梁结构试验随着桥梁科学研究和生产实践的发展,日益显得重要了。

大量的实桥试验证明,要做好一次桥梁结构的静载试验,保证为设计、施工和理论研究提供可靠和完整的资料 and 依据,必须把握以下两个方面:

① 明确试验目的,主攻目标要集中;

② 做好充分的准备工作和具体的组织工作。

7.1.2 静载试验的一般程序

桥梁结构的静载试验大体上分为三个阶段,即:桥梁结构的考察和试验方案设计阶段;加载试验与观测阶段;测试结果的分析阶段等。

7.1.2.1 桥梁考察和方案设计

桥梁结构的考察与试验方案设计阶段是桥梁试验顺利进行的必要条件。桥梁结构试验与桥梁结构的设计、施工、施工控制和理论计算的关系十分密切,现代桥梁的发展对于结构试验技术、试验组织与准备工作提出了更高的要求。准备工作包括技术资料的收集、桥梁现状检查、理论计算、试验方案制定、现场准备等一系列工作。实践证明,试验工作的顺利与否很大程度上取决于试验前的准备工作,桥梁试验前的考察和准备工作的具体内容如下:

(1) 技术资料的收集。桥梁技术资料包括桥梁设计文件、施工文件、施工控制文件、监理记录、原始试验资料、桥梁养护与维修记录,现有车流量和重载车辆情况等方面,掌握了这些资料即对试验桥梁的技术状况有一个初步认识。

(2) 桥梁外观检查。包括上、下部结构和支座的外观检查,对于承重混凝土结构务必查看表面裂缝以及露筋情况,支座是否老化,钢结构主要是检查锈蚀以及使用扭力扳手抽查螺栓松紧度等。这一项重要工作使我们对试验桥梁的现状有一个宏观的认识和判断。

(3) 理论计算与分析。理论计算包含设计内力计算和试验荷载效应计算两个方面,设计内力计算是按照试验桥梁的设计图纸与设计荷载,按照相应的设计规范,采用通用的或专用的桥梁计算软件,计算出结构的设计内力;试验荷载效应计算是根据实际加载等级、加载位置及加载重量,计算出各级试验荷载作用下桥梁结构各测点的反应,如位移、应变等,以便与实测值进行比较。对于重要大型桥梁结构计算出标准设计荷载内力,最好与原设计单位的理论计算成果进行对比,尽量达到一致。

(4) 试验实施细则的制定。该试验实施细则包括试验方案的制定,也即:测试内容的确定、加载方案设计、观测方案设计、仪器仪表选用、人员分组等方面,必要时还应请专家进行咨询或评审,经修改和补充过的实施细则是试验中的一份具备全面可行、操作性较强的纲领性文件。

(5) 现场试验准备。现场准备工作包括接通电源到试验仪器操作处,保证通讯照明,搭设工作脚手架或挂篮等临时结构,准备安全工具,安装仪表用的表架,封闭交通,桥面车位标识及人员到位。另外,加载用的车辆型号和数量,载重物和车辆轮载过磅,轴距和轮距测定等现场准备工作量大,需要协调的关系多,务必提前落实。充足的现场试验准备是整个试验工作成功的基础和关键。

7.1.2.2 加载与观测

加载与观测阶段是整个试验工作的中心环节。这一阶段的工作是在各项准备工作就绪的基础上,按照预定的试验方案与试验程序,利用适宜的加载设备进行加载,运用各种测试仪器,观测试验结构受力后的各项性能指标如挠度、应变、裂缝宽度,并采用人工或仪器自动记录手段记录各种观测数据和资料。对于一些重要工况,可采用先进行预压或试探性试验,消除温度等非弹性因素对测试结果的影响,以便更圆满地达到原定的试验目标。一般来讲,应同步测得结构和环境温度场,修正理论计算值或滤掉温度对实测值的影响后,比较理论和实测值之间的差值,并以此作为是否继续或终止下一步加载的判断条件,达到试验结构受力行为正常、仪器和试验人员以及加载车辆的安全,这对于旧桥或存在病害的服役桥梁尤为必要。

7.1.2.3 资料分析与处理

分析总结阶段是对原始测试资料进行综合分析的过程。原始数据一般显得缺乏条理性与规律性,还不能深刻揭示试验结构的内在行为。因此,应对其进行科学的分析处理,去伪存真、去粗存精,进行综合分析比较,从中提出有价值的资料。对于一些数据或信号,有时还要按照数理统计的方法进行分析,或依靠专门的分析仪器和分析软件进行分析解码处理,过滤温度的影响,或按照有关规程的方法进行计算。这一阶段的工作,直接反映整个检测工作的质量。测试数据经分析处理后,按照相关规范或规程以及试验的目的要求,对试验对象做出科学的判断与评价。

桥梁静载试验报告就是基于上述三阶段的内容和相关试验技术标准以及交通部《公路工程质量评定标

准》等而形成的。

7.2 桥梁试验的基本工作

根据试验的目的和特殊要求,并充分考察和研究试验对象,综合分析和掌握各种影响桥梁试验的因素,进行详尽的理论分析和计算,再对试验的方式、方法、规模等做出统筹的规划,最后进行桥梁试验方案的设计和编制荷载试验实施细则。其内容包括试验对象的选择、试验的依据和原则、理论分析计算与测试内容的确定、加载方案设计、测点设置、测试仪器设备与测试元件的配置等。

7.2.1 试验对象的选择

一般来说,对于具体一座试验桥而言,除试验技术方面外,还要兼顾试验时间和经费问题,对于结构形式与跨度相同的多孔桥跨结构,可选择具有代表性的一孔或几孔进行加载试验;对于结构形式不相同的多孔桥跨结构,应按不同的结构形式分别选取具有代表性的一孔或几孔进行试验;对于结构形式相同但跨度不同的多孔桥跨结构,应选取跨度最大的一孔或几孔进行试验;对于预制梁,应根据不同跨度及制梁工艺,按照一定的比例进行随机抽查试验。除了这几外,试验对象的选取还应考虑到:试验孔或试验墩台的计算受力状态最为不利,破损或缺陷比较严重和便于搭设脚手支架,布置测点及加载等方面。

7.2.2 试验依据和基本原则

荷载试验依据主要是桥梁设计规范和试验规程以及相关的质量评定标准。

试验的基本原则是:对于新建桥梁而言,要求主要的承重结构的混凝土龄期达到设计强度后才可进行;以正常使用荷载作为计算荷载依据,采用各控制截面内力、各控制点变形等效的原则,计算各试验工况下的实际加载车辆的数量和布载位置;试验效率系数 η 不宜过小,否则不能反映出桥梁在设计荷载下的工作性能,同时不易过大以防止结构局部损坏。实际荷载试验时,桥梁静载试验效率系数通常定义为式(7.1),试验效率系数 η 控制在 0.8 ~ 1.05。

$$\eta = \frac{S_t}{S_d(1 + \mu)} \quad (7.1)$$

式中 S_t ——试验荷载作用下,检测部位的内力或变形计算值;

S_d ——设计标准车队荷载作用下,检测部位内力或变形的计算值;

μ ——设计中取用的冲击系数。

不同的桥型和不同用途的桥梁以及不同服役年限期的桥梁(含旧桥和危桥)有不同的取值原则。但要注意相应的其他响应值也不要超此限制。

7.2.3 理论计算与测试内容的确定

试验对象和试验的基本原则确定后,就要进行试验桥跨的理论分析计算,当然首先应对试验桥梁建立合理的力学计算分析模型,以便进行理论仿真计算,虽然不同的软件采用的理论模型也不相同,但是均要求计算结果可靠。一般来讲,理论分析计算分两大部分,即试验桥跨的设计内力计算和试验荷载效应计算。

7.2.3.1 内力计算

设计内力计算就是按照试验桥的设计图纸与设计荷载,按照设计规范,在结构分析计算用的离算图上,应用专用的桥梁计算软件或通用分析软件,计算出桥梁结构的设计内力。大多数情况下,设计内力计算只考虑活载内力的最不利计算,一般分横桥向对称加载与偏向加载两大工况,具体每一工况下的计算又细分汽车、挂车、人群荷载等产生的各控制截面的最不利活载内力以及其最不利组合值;《城市桥梁荷载规范》(CJJ 77—98)与《公路桥涵设计通用规范》(JTG D 60—2004)中荷载的组合规定是有差别的。控制截面的数量是由不同的桥型来确定的,一般要依据内力包络图确定;控制截面的最不利活载内力是依据控制截面的内力影响线和活载的动态规划法加载以及车道折减系数、冲击系数等综合计算出来的。

对于旧桥和危桥的计算,仅算出活载的内力增量是不够的,还务必全面计算出截面的恒载以及其他永久

荷载产生的截面内力,再按照规范中的办法验算结构控制截面的强度,确保试验荷载分级达到活载内力时的桥梁结构安全。

需注意的是,活载内力或变形增量值最不利截面有时可能与使用荷载(包括恒载)最不利的组合控制截面有些差异是正常的,如遇到这种情况,一般以活载增量最大值为准兼顾组合值的最大值截面。

7.2.3.2 试验荷载效应计算

试验荷载效应计算是在设计内力结果的基础上,确定控制截面的位置、加载等级以及试验荷载作用下结构静力反应的过程,试验荷载的反应程度通常是通过静载效率系数来控制的,根据目前《大跨径混凝土桥梁的试验方法》的要求,具体来说就是:先根据控制截面的内力值和实际加载车辆的种类,在截面内力影响线上反复比较试验荷载位置和静力反应值,直到既可使控制截面达到内力或变形等项目的加载效率,又使其他截面在试验荷载作用下不超过其设计内力的加载方式为止。最终,要根据最后确定的加载等级、位置和称重计算出试验桥梁各级荷载工况下的结构静力行为,如:截面应力应变,挠度,水平位移甚至扭转角度,为下一步编制试验实施细则打下技术基础。

7.2.4 试验荷载工况的确定

为了达到试验的目的和要求,试验荷载工况的选择主要反映出桥梁结构的最不利受力状态,简单结构的桥梁选2~3个工况,复杂结构可适当多选几个工况,但不宜过多;一般分为对桥面中线对称加载和偏向加载,有时还需增加扭转试验工况,下面仅列出各类桥型的正载(横桥向对称)工况。

7.2.4.1 梁式桥试验

- (1) 主要工况:跨中最大正弯矩;支点最大负弯矩;墩身控制截面弯矩。
- (2) 附加工况: $L/4$ 截面最大正弯矩;支点处最大剪力;桥墩最大竖向反力;牛腿最不利受力。

7.2.4.2 无铰拱桥荷载试验

- (1) 主要工况:拱顶最大正弯矩;拱脚最大负弯矩;吊索最大受力加载(中下承式拱桥);系杆最大受力加载(系杆拱桥)。
- (2) 附加工况:拱脚最大水平推力; $L/4$ 截面最大正弯矩和最大负弯矩; $L/4$ 截面正负挠度绝对值之和最大;横梁最不利受力加载;排架最不利受力加载试验。

7.2.4.3 斜拉桥试验

- (1) 主要工况:主梁中孔跨中最大正弯矩;主梁墩顶支点截面最大负弯矩;主塔塔顶纵桥向最大水平变位;主塔控制截面最大弯矩试验。
- (2) 附加工况:边跨或次边跨跨中最大正弯矩;主梁最大水平漂移(主梁纵向漂浮体系);尾索区斜拉索最大拉力;主梁最大挠度;辅助墩最大竖向反力;横梁最不利受力;锚箱最不利受力(钢斜拉桥);塔、梁和索温度场的同步测定。

7.2.4.4 悬索桥试验

- (1) 主要工况:加劲梁跨中截面最大正弯矩;加劲梁 $L/8$ 截面最大正弯矩;主塔塔顶纵桥向最大水平变位与塔脚截面最大弯矩;
- (2) 附加工况:加劲梁最大竖向挠度;主缆锚跨索股最大张力;加劲梁梁端最大纵向漂移;吊杆(索)荷载张力最大增量;主缆截面温度和索塔截面温度同步测试。

7.2.4.5 其他体系组合桥试验工况

- (1) 荷载工况的确定原则:根据组合体系桥梁的整体静力恒荷载和活荷载及其组合受力特点,综合确定;温度场的同步测试。
- (2) 特殊情况下专门受力工况:设计和施工中的薄弱截面或施工缺陷修补后的截面;旧桥结构损坏部位、相对薄弱的截面。

7.2.5 加载方案

加载方案设计是荷载试验实施细则的一部分重要内容,它主要包括加载方式及设备的选用,加载、卸载程序的确定以及加载持续时间的确定。

7.2.5.1 加载方式的确定

鉴于方便和实用的理由,桥梁中的单个构件试验一般采用足尺模型试验。例如单梁、节段主梁和索塔采用足尺模型试验,加载常用反力架配千斤顶或直接堆重的方式。对现场的桥梁荷载试验一般选用三轴或两轴的载重车辆;加载方案需要根据相应的规范确定车辆编号、类型、数量和重量(包括前轴、后轴、中后轴),现行的公路桥梁规范主要有《城市桥梁荷载规范》(CJJ 77—98)和《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)。

(1) 城市桥梁荷载规范(CJJ 77—98)

城市桥梁荷载分为车辆荷载和车道荷载。桥梁的主梁、主拱等的计算应采用车道荷载。车道荷载分为城-A级车道荷载和城-B级车道荷载。两种车道荷载按均布荷载加一个集中荷载计算。均布荷载和集中荷载的标准值应根据桥梁跨径确定。例如桥梁的跨径大于20m且小于或等于150m时:

城-A级:当计算弯矩时,车道荷载的均布荷载标准值 q_m 采用10.0kN/m;计算剪力时,均布荷载标准值 q_0 采用15.0kN/m,所加集中荷载 P 采用300kN(图7.1)。当车道数等于或大于4条时,计算弯矩不乘增长系数,计算剪力应乘增长系数1.25。

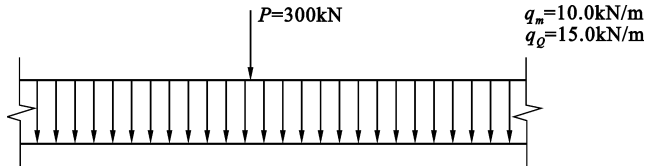


图 7.1 城-A级车道荷载

城-B级:当计算弯矩时,车道荷载的均布荷载标准值 q_m 采用9.5kN/m;计算剪力时,均布荷载标准值 q_0 采用11.0kN/m,所加集中荷载 P 采用160kN(图7.2)。当车道数等于或大于4条时,计算弯矩不乘增长系数,计算剪力应乘增长系数1.30。

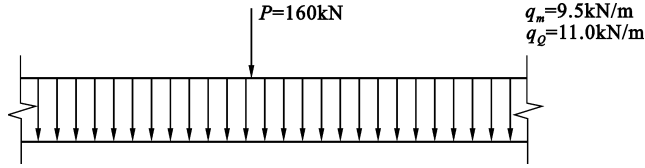


图 7.2 城-B级车道荷载

(2) 《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)

规范中汽车荷载由车道荷载和车辆荷载组成。桥梁结构的整体计算采用车道荷载;桥梁结构的局部加载、涵洞、桥台和挡土墙土压力等的计算采用车辆荷载。车辆荷载与车道荷载的作用不得叠加。车道荷载由均布荷载和集中荷载组成。车道荷载的计算图见图7.3。

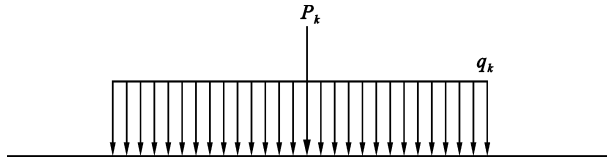


图 7.3 车道荷载

公路-I级车道荷载的均布荷载标准值为 $q_k = 10.5\text{kN/m}$;集中荷载标准值按以下规定选取:桥梁计算跨径小于或等于5m时, $P_k = 180\text{kN}$;桥梁计算跨径等于或大于50m时, $P_k = 360\text{kN}$;桥梁计算跨径在5~50m之间时, P_k 值采用直线内插求得。计算剪力效应时,上述集中荷载标准值 P_k 应乘以1.2的系数。

公路-II级车道荷载的均布荷载标准值 q_k 和集中荷载标准值 P_k 按公路-I级车道荷载的0.75倍采用。车道荷载的均布荷载标准值应满布于使结构产生最不利效应的同号影响线上;集中荷载标准值只作用于相

应影响线中一个最大影响线峰值处。

7.2.5.2 加载和卸载的分级原则和持续时间

为了加载时结构的安全和了解结构应变和变位随试验荷载增量增加的变化关系,对桥梁荷载试验各主要工况的加载应分级进行,一般分为3~5级;车辆荷载应逐辆缓缓驶入预定位置,中间级别荷载工况对最大值实时跟踪监测,以确保试验安全。卸载程序分级尽量与加载分级对应,以便校对,但是为了减少温度变化对试验的影响,卸载一般分3~4级,每级持续时间控制不能太长,对于加、卸载周期比较长的工况安排在阴天或晚上进行,同步测定温度场是非常必要的。

7.2.6 测点设置

7.2.6.1 主要测点的布设

布设的测点不宜过多,但要保证质量。有条件时,同一测点可用不同的测试仪器和元件进行对比测试。对主要测点布设的基本原则是能控制结构的最大应力(应变)和最大挠度(或位移)。另外,桥面加载车位线也要标记好。常用桥梁体系的主要布设原则是:

梁式桥(简支梁桥、悬臂梁桥(T形刚构桥)和连续梁桥)一般在跨中布置挠度和正弯矩应变,支座附近或悬臂端截面沉降和负弯矩应变;

拱桥的主拱圈主要布置在跨中和 $L/4$ 处的挠度以及拱脚、 $L/4$ 处和跨中截面的应变;

斜拉桥主梁跨中、 $L/4$ 和 $L/8$ 处挠度,支座处沉降,跨中和控制截面应变;塔顶变位,塔身控制截面应变;钢箱梁桥的斜拉索锚箱应变;控制索索力。

悬索桥的加劲梁跨中、 $L/8$ 和 $3L/8$ 处挠度,支点沉降;跨中、 $L/8$ 和 $3L/8$ 处截面应变;塔顶纵桥向最大水平位移,塔脚截面应变。

组合体系桥应根据组合体系所呈现的主要力学特性,综合上述各类桥梁的主要测点布设确定测点位置。

对于整体式梁桥,挠度(变位)观测点一般对称于桥面中轴线布设;截面仅设单测点时,布置在桥中轴线;截面设双测点时,布置在梁底或梁顶面两侧,其横向间距尽可能大一些。

对于多梁式桥,可在每根梁底布置一个或两个测点;对于索塔,变位观测点一般布置在索塔纵桥向对称面相对应位置。

截面抗弯应变测点应设置在截面横桥向应力可能分布较大的部位,沿截面上、下缘布设,横桥向测定设置不少于3处,以控制最大应力分布。

当采用测定混凝土表面应变的方法来确定钢筋混凝土结构中钢筋承受的拉力时,考虑到混凝土表面已经可能产生的裂缝对观测的影响,测点的位置应合理进行选择。如凿开混凝土保护层直接在钢筋上设置拉应力测点,在试验完后必须修复保护层。

测定钢桥表面的应变后,也应在试验完成后及时补喷好防护层(主要是锈蚀防护漆等)。

7.2.6.2 其他测点的布设

根据桥梁调查和检算工作的深度,综合考虑结构特点和桥梁目前状况等可适当加设以下测点:

- (1) 挠度沿桥长或沿控制截面桥宽方向分布;
- (2) 应变沿控制截面桥宽和高度方向分布;
- (3) 组合构件的结合面上、下缘应变;
- (4) 墩台的沉降、水平位移与转角、连拱桥多个墩台的水平位移;
- (5) 剪切应变;
- (6) 其他结构薄弱部位的应变;
- (7) 裂缝的观测。

一般应实测控制截面的横向应力增大系数。当结构横向联系构件质量较差,连接较弱时,则必须测定控制截面的横向应力增大系数。简支梁跨中截面横向应力增大系数的测定,既可采用观测跨中沿桥宽方向应变变化的方法,也可采用观测跨中沿桥宽方向挠度变化来进行计算或用两种方法互校。

对于剪应变测点一般采取设置应变花的方法进行观测。为了方便,对于桥梁的剪应力也可在截面中性轴处主拉应力方向设置单一应变测点来进行观测。梁桥的实际最大剪应力截面应设置在支座附近而不是支

座上,即设在自梁底支承线与水平成 45° 方向斜线并与截面中性轴的交点上。

7.2.6.3 温度测点的布设

选择与大多数测点较接近的部位设置 1~2 处温度观测点。此外,可根据需要在桥梁主要测点部位设置一些构件表面温度观测点,尤其是对于温度敏感的大跨径索支承体系桥梁,缆索中温度和结构截面内部温度的测定需要预埋温度片或温度传感器。

7.2.7 测试仪器设备和专用仪器介绍

7.2.7.1 测试仪器和设备

桥梁静载试验时需观测结构的反力、应变、位移、倾角、裂缝等物理量,应选择适当的仪器进行量测。常用的仪器有百分表、千分表、位移计、应变计(应变片)、振弦应变计、精密水准仪、经纬仪、倾角仪、全站仪、刻度放大镜、温度计等。

这些测试仪器按工作原理可分为机械测试仪器、电测仪器、光测仪器、全站仪等。机械式仪器具有安装与使用方便、迅速和读数可靠的优点,但需要搭设观测脚手架,而且需用试验人员较多,观测读数费时,不利于自动记录;电测仪器安装调试比较麻烦,影响测试精度的因素也较多,但测试和记录均较方便,便于数据自动采集记录。

荷载试验应根据测试内容和量测值的大小选择仪器,试验前应对测试值进行理论分析估计,以便选择仪器的精度和量测范围。

静载试验中对于类索结构的索力测试采用三种方法是:

- (1) 直接用张拉千斤顶油表读数换算得到索力;
- (2) 通过安装在锚头与锚垫板间的测力传感器测出索力;
- (3) 应用弦振原理,测出拉索横向振动频率,再计算出索力。

第一种方法有其局限性,精度较低,一般在施工过程中使用较多;

第二种方法在整索结构的施工中起校核或标定索力的作用,成本较高,对于分束张拉合成的拉索(钢绞线)而言,施工中目前还只能用穿心式小吨位的压力传感器测定其索力;

最后一种方法是利用弦周期振动的理论,用测拉索频率的方法确定索力,不论施工中还是成桥后都比前两种方法快速、方便,特别适合现场大批拉索的索力测试,大多数索承桥梁的成桥试验也主要是采用这种方法,下面对于其基本原理和测试过程作简要介绍。

7.2.7.2 索力频谱测试原理与应用简介

(1) 索力测试的基本原理

根据弦振动理论,张紧的斜拉索,考虑斜拉索的抗弯刚度的影响和斜拉索抗弯刚度可以忽略时其动力平衡微分方程分别为式(7.2)和式(7.3)所示:

$$m \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial^2 t} - EI \cdot \frac{\partial^4 y}{\partial^4 x} - T \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial^2 x} = 0 \quad (7.2)$$

$$m \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial^2 t} - T \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial^2 x} = 0 \quad (7.3)$$

式中 m ——单位长度的质量;

y ——垂直于索的长度方向的横向坐标;

t ——时间;

x ——索(弦)的长度方向的纵坐标;

T ——索的张力;

EI ——索的抗弯刚度。

在假定斜拉索两端是铰支时,求解方程式(7.2)和式(7.3)可分别得到式(7.4)和式(7.5):

$$T = \frac{4ml^2 f_n^2}{n^2} - \frac{n^2 EI \pi^2}{l^2} \quad (7.4)$$

$$T = \frac{4ml^2 f_n^2}{n^2} \quad (7.5)$$

式中 f_n ——索的第 n 阶频率;

l ——有效索长;

n ——振动阶数。

如果索的两端的边界条件具有其他的形式(如两端固结或一端固结一端铰支等),则方程式(7.2)和式(7.3)的解都不能用索力 T 的显示表示,要通过迭代才能求得索力 T 。

计算和工程实践校核工作表明:对于一般细长比较小的拉索,在未安装减振器前,可以用式(7.5)进行索力计算。具体到某一单根斜拉索而言,只要能精确测出它的 f_n ,就可直接求出索力 T ;但是对于特殊(较粗、较短、较细)的索不能简单地用式(7.5),要采取修正或别的办法求得。最为简单的办法就是用有限元计算斜拉索的索力,或者直接用传感器或张拉千斤顶油表读数现场抽样标定。

(2) 值得注意的两个问题

① 拉索的垂度的存在增加了拉索在竖直平面内的弯曲刚度,使拉索的频率增加,因此不考虑垂度的影响将会使算得的索力大于实际的索力;

② 为了抑制拉索的振动,现一般都在靠近梁端安装了不同类型的减振器,常用的减振器有:橡胶减振器、液压减振器、高分子减振器(如 HCA 等)和磁流变(MR)减振器。这些阻尼器的存在对拉索的约束作用使得拉索的自由长度减小,提高了拉索的自振频率。用分析的办法确定这种影响比较困难。一种使用的方法是:对于某根斜拉索要测出其安装减振器前后拉索的振动基频 f_1 和 f_2 ,用 L_1 和 L_2 分别表示安装阻尼器前后的实际索长和换算有效索长,则换算索长近似表示为式(7.6):

$$L_2 = f_1 L_1 / f_2 \quad (7.6)$$

求得每根安装了减振器的斜拉索换算索长 L_2 后,可根据测得的实际频率(基频)求得索力。

7.3 桥梁现场试验方法

7.3.1 静载试验

静载试验应在现场统一指挥下按计划有序进行。首先检查不同分工的测试人员是否各行其职;交通管理部门、加载(或驾驶人员)和联络人员是否到位;加载设备、通讯设备和电源(包括备用电源)是否准备妥当;加载位置、测点放样和测试仪器安装是否正确;然后调试仪器(自动记录时对测试仪表数据和记录设备进行联络),利用过往车辆(或初试荷载)检查各测点观测值的规律性,使整个测试系统进入正常工作状态。记录天气状况和初始温度场以及开始时间,进行正式试验,图 7.4 是一静载试验过程示意图。

7.3.1.1 初读数

试验初读值是正式静载试验开始的零荷载读数,不是准备阶段调试仪器的读数。对于新建桥梁,在初读数之前往往要进行预压几次。从初读数开始整个测试系统就开始运作,测量、测试、读数记录人员各司其职。

7.3.1.2 分级

按桥上标记的停车线布置荷载,并安排专人现场指挥车辆停靠和进出场及路线。

7.3.1.3 稳定

加载后结构的变形和内力需要一个稳定时间过程。对于不同的结构这一过程的长短不一样,一般是控制点应变值或挠度值稳定为准,只要读数波动值在测试仪器的精度范围以内,就认为结构已处于相对稳定状态,可以测量读数,温度测试同步进行,如果在白天每隔半小时就要记录温度。

7.3.1.4 卸载

一个工况中分级加载完成后,荷载分级退场。各测点读数稳定后跟踪测试并记录,全部荷载退场稳定读数后,全部测试内容应统测一次。

静载试验过程中,主要工况至少重复一次,试验中实时监控几个控制数据的情况,一旦发现问题(即数据本身规律性差或实测值超过理论计算值以及仪器故障或其他突发事件等)均要终止加载,等问题处理完成后,再重新加载测试或者完全终止本次加载试验。这种现场对控制点数据进行校核的做法,可以避免实测数据出现大的差错或者避免使结构产生危险的加载,是非常必要的。

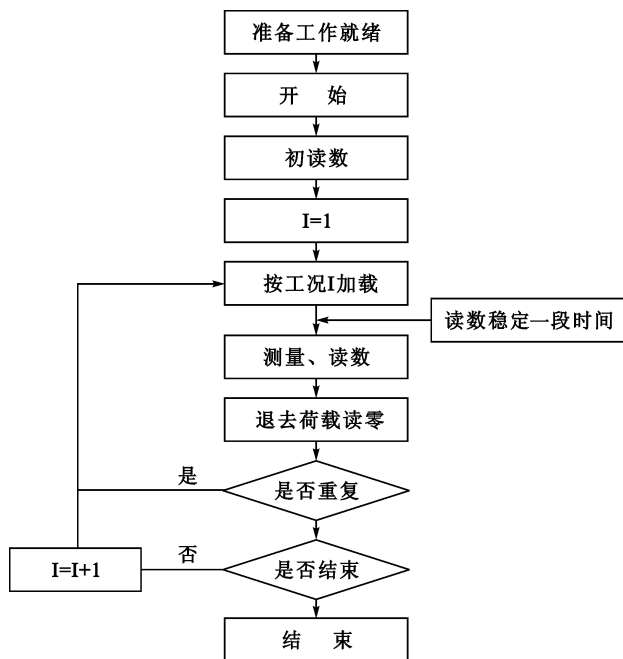


图 7.4 静载试验过程示意图

7.3.2 动载试验

动载试验可以和静载试验连在一起做,也可单独做。动载试验过程详见图 7.5 所示。

现场动载试验的一般内容是测定桥梁结构在车辆动力作用下的挠度和应变,所用的仪器较静力时多而且复杂一些,测试要求比静力试验要高。特别是动挠度的测试,除了中小桥可搭设固定支架用接触式电测位移外,对大中型桥梁没有专门理想的手段。国内研制的光电型挠度测量仪,测量中小桥梁动挠度效果不错,但还有待进一步改进和完善。对于一般大跨桥梁的动挠度国内有些桥梁已有用多通道的振动信号分析仪和专用的传感器成功测出的实例了。

动载试验与静载试验有很大的不同,但也有联系,动载试验包括动应变测试和控制截面的动位移测试两部分内容。

其中动应变片与静载试验用的电阻应变片可公用,其差别主要表现在以下几个方面:

7.3.2.1 仪器调试

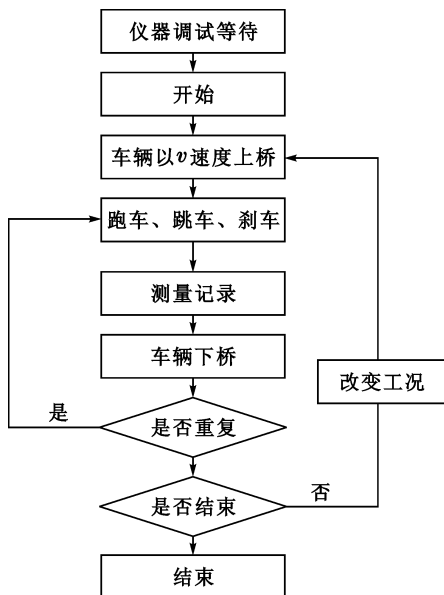


图 7.5 动载试验过程

对于动态电阻应变仪,必须根据估计应变的大小确定增益、标定范围,调整记录速度和记录幅值等。如采用计算机动态数据采集直接采样、记录,其增益、标定值等条件设置与第 4 章介绍的方法设置大同小异,如国产的 DY-3 型等动态应变系统,日本产的 Dra-110C 数字动态应变仪都是目前国内用得比较多的动应变仪器。

7.3.2.2 车辆控制的主要目的

跑车试验分无障碍和有障碍两种条件下的载重车(大多数是三轴车)行车,跑车试验的目的是判别不同的行车速度下桥梁结构控制截面的动态响应,即动位移或动应力的动态增量,进而可以分析出动态响应和车速之间的关系;跳车试验就是有障碍行车试验,通常要求是两轴载重车(单后轴车),目的是模拟不平整的路面状况的效应,测出结构的动态增量;刹车试验要求用三轴重车,测出紧急刹车的水平制动力等对桥面效应。

动态增量和规范上所讲的冲击系数是两个不同的概念,容易引起混淆。

驾驶员要准确控制好行车速度,注意上桥的上、下行车路线和匀速行驶的要求;对于一些大跨度桥梁,还要确定车辆行驶到各断面时的位置信息,因此专人负责车辆调度和指挥等工作是非常必要的。

7.3.2.3 测试记录

跑车时,给定车辆各挡速度,要求车辆在桥上保持匀速行车,记录动态响应的全过程。如果跑车速度相当慢时,动测仪器记录的过程曲线就是对应测点位置的内力影响线或挠度影响线;

刹车就是当车辆以不同的速度匀速行车,到规定位置突然紧急刹车,记录此刹车时的动态增量;

跳车就是在桥面控制截面位置设置一定高度的障碍物(以三角形木块),记录结构的动态响应。

对于上述三种不同的行车工况,可以是单辆车在不同的车道上正向和逆向行驶,也可是多辆车并行。

7.3.2.4 注意事项

动载试验中,千万注意安全第一;注意在各种不同工况中侧重点不同。如果要求记录结构的动态响应的完整过程时,重点应该是记录信号的完整性;而确定动态增量时,则要求能记录到响应信号的峰值及其附近的部分信号。

7.3.3 振动试验

7.3.3.1 概述

对于桥梁结构而言,不仅要研究移动车辆荷载引起的振动,还要研究桥梁结构本身的抗震、抗风性能和能力,振动试验是使这些研究更加深入,桥梁振动试验可以求解的基本问题共分三种:桥梁振源、桥梁自振特性和结构动力反应。

桥梁振源的测定一般包括对能引起桥梁振动的风、地震和车辆等振动荷载的测定。

桥梁自振特性是桥梁结构的固有特性,也是桥梁振动试验中最基本的测试内容。

车辆、风和地震等外荷载作用下桥梁结构动力反应的测定是评价桥梁结构动力性能的基本内容之一。

随着计算分析理论和试验技术的发展,测试技术和手段已从自由振动、稳态振动方法发展到随机振动、模态分析等。

本节重点简要介绍现场桥梁结构自振特性的测定方法。

7.3.3.2 桥梁自振特性参数测试技术

(1) 桥梁自振特性参数测定方法

桥梁自振特性参数的测定方法主要是:自由振动衰减法,强迫振动法和环境随机振动法。前两种方法是早期桥梁振动试验中用得较多的一种方法,而环境随机振动法是一种建立在概率统计方法上的技术,它正以其现场测试的高效率和数据处理计算机化的优势进入桥梁振动测试领域。

(2) 环境随机振动法测定自振特性的条件

根据随机振动理论,桥梁结构的振动试验能应用环境随机振动法是基于以下几条基本假定:

① 桥梁结构的振动系统属多输入系统,系统的输入和响应是各态历经过程,即结构的自振特性与时间的起点无关,而且当样本足够多时,单个样本的特性能反映所有样本的特征。在比较平稳的地脉动和风荷载情况下,这个假设是成立的。

② 假设环境随机激励信号是白噪声信号。这个假定一般不容易满足,但是在数据分析中主要是利用半功率带宽内的数据,所以只要激励谱比较平坦,而且在桥梁谐振半功率带宽及其附近的一定范围内激励信号分别为白谱就行了,这样的假定也是比较容易满足的。

③ 假定各阶阻尼很小,各级频率分开,即各模态之间的耦合很小,可以忽略。

满足以上条件,就可利用响应谱峰值确定频率和振型,可以用半功率带宽求阻尼比。桥梁结构(特别是大型桥梁)基本上能满足上述条件。

桥梁结构在自然环境(如地脉动、风、水流等)振源影响下,会产生随机振动,这种振动有时比较明显,有时却很弱(通过信号放大器系数调整示波和记录)。利用测振仪器测得桥上的这种随机响应信号,通过随机振动数据处理和分析技术可以求得结构的自振特性参数。

(3) 随机振动法在实桥上的实现

一般分两大部分,第一部分就是在现场采集数据并实时监控,如有不合要求的信号夹在其中,则一定重新采集某点的随机振动信号,直到满意为止,其主要步骤是:拟定测试工况;选择合适的参考点;把拾振器集中放置在参考点位置上做系统标定;将拾振器依次放在测点上,通过滤波、放大、调试信号并实时监控分析,采集理想的信号并记录存盘;具体采集信号时确定多少采样频率和记录多长的信号是采集信号中的关键技术。

第二部分是随机振动数据处理技术,该部分涉及的基础知识和内容比较多,可以参考相关的专业文献和专著。

7.4 试验数据整理分析与评定

试验数据分析与评定的主要工作是静力试验的数据分析与评定,动力试验数据分析与评定以及动力特性试验数据分析与评定三部分内容。本节将简单介绍这些内容。

7.4.1 静载试验数据整理分析

通过静载试验得到的原始数据、文字和图像是荷载试验最重要的原始的第一手资料。虽然它们整体上是可靠的,但这些原始资料数量庞大,不直观,不能直接用于对桥梁结构的技术评价,因此,在实测资料整理过程中,一方面要进行去粗存精、去伪存真的加工,包括实测值的温度的过滤处理和修正等,这样得到的综合材料要比原始记录更为清楚地表达了试验主要成果;另一方面,在测试数据的整理中,要重视和尊重原始资料和原始记录甚至点滴信号,保持原始记录的完整性与严肃性。

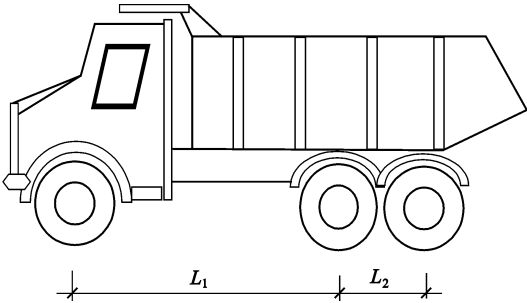
从试验总体上看,这步工作是每个试验程序的不可缺少的一个环节,必须高度重视它,即必须对原始数据进行技术处理后,才能得出直接进行桥梁结构承载能力的评定指标,以满足承载能力评定的要求。

7.4.1.1 实测资料和数据整理


(1) 车辆荷载整理

根据严格的车辆轴重过磅和测量,实际车辆轴距和轮距以及荷载的载重,加载工况和位置等可能与试验实施细则中的不一致,通过制作实际车辆特性明细表(表 7.1),作为结构计算校核用,当出入较大时,试验理论成果必须重新计算分析整理。

表 7.1 实测自卸车技术指标



The diagram shows a side profile of a dump truck. Below the truck, two horizontal dimension lines are shown. The first dimension line, labeled L_1 , spans the distance between the front axle and the center of the rear axle pair. The second dimension line, labeled L_2 , spans the distance between the two rear axles.

| 车 型 | 轴 距 (mm) | | 轮 距 (mm) | |
|-------|----------|---|----------|------|
| | L_1 | L_2 | 前 轮 | 后 轮 |
| 东 风 | 3500 | 1400 | 2100 | 1900 |
| 3350B | 3600 |  | 2850 | 2400 |
| 重庆铁马 | 3000 | | 1800 | 1800 |

(2) 试验数据整理

一般情况下,对于处在弹性工作阶段的结构而言,测值等于加载读数减去初读数。在现场试验测试完成后,就可依据试验观测项目和相应的记录表格或记录数据文件,整理出各级荷载作用下的实测值,得到各工况各级荷载下具有代表型数据来。对于环境影响敏感的索承结构桥梁和仪表应注意相应测值的温度和系统修正。

测值修正是根据各类仪表的标定值而进行的测试数据修正工作,这一步工作大多在试验前设法消除,当这类因素对测试精度的影响大于1%时就要修正;温度影响修正是结构在不同温度下的初值变化值,一般是根据试验前的温度和物理量(挠度、应变等)的24h变化关系来修正。

① 测点应力应变换算,挠度计算及误差处理以及支点沉降影响的修正方法与本书第3章所讲的方法相同;对于振弦应变计,可直接读出其结果,温度修正根据标定值进行。

② 荷载横向分布系数的计算,对于由多片主梁组成的桥梁结构(如简支T梁和连续T梁桥),荷载横向分布的量测值与计算值都是桥梁试验的主要内容之一。通过对桥梁结构跨中截面各主梁挠度或应力的测定,绘制出跨中截面的横向挠度或应力曲线,然后按照荷载横向分布的概念,运用变位互等原理,即可计算出任一主梁的荷载横向分布系数。如当各梁截面尺寸相同时,则按照横向分布系数的定义计算:

$$\eta_i = w_i / w_i' \quad (7.7)$$

$$\eta_i = \sigma_i / \sigma_i' \quad (7.8)$$

式中 w_i, σ_i ——荷载引起*i*号主梁的挠度和应力;

w_i', σ_i' ——荷载均匀分布全桥宽时所产生的挠度和应力。

这两种方法测得的横向分布系数可能不一样是正常的,一般以挠度指标来衡量的较多。

③ 裂缝,对于新建混凝土桥梁,试验荷载作用下全预应力混凝土结构不应出现裂缝,钢筋混凝土结构不应超过《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ023—85)容许值,对于旧桥也不能大于《旧桥承载力评定方法》等规定中的相应值。

(3) 整理出理论值与实测值分级对比图表

按照试验要求,针对各种变形如挠度、转角、应变、塔(墩)顶变位等绘制荷载-变形($P-\Delta$)曲线,以表达荷载与变形之间的关系。如曲线的陡缓,可表明试验结构刚度的大小。

同样可绘出荷载-应变($P-\epsilon$)曲线,最不利荷载工况作用下位移沿结构纵向、横向分布曲线和控制截面应变沿高度分布图,以及有关结构的裂缝分布图。

通过一些常用软件画出理论-实测值的分级对比图表,有时还要用实测值的曲线拟合图去与理论值图对比,以此来检验设计理论计算的正确性与合理性。

7.4.1.2 试验结果的极限容许值与评定方法

桥梁结构静载试验的评价指标有两个方面:其一是根据控制测点的实测值与相应的理论计算值进行比较,来说明结构的工作性能和安全储备;其次是将控制测点的实测值与规范规定的允许值进行比较,从而说明结构所处的工作状况。

(1) 校验系数

所谓校验系数,是指某一测点的实测值与相应的理论值的比较,实测值可以是挠度、位移、应变或应力的值,校验系数表达式为:

$$\lambda = \frac{\text{测点的实测值}}{\text{测点的理论计算值}} \quad (7.9)$$

当 $\lambda = 1$ 时,说明理论值与实测值完全相符;

$\lambda < 1$ 时,说明结构工作性能较好,承载能力有一定富裕,有安全储备;

$\lambda > 1$ 时,说明结构的工作性能较差,设计强度不足,不够安全。

通常,桥梁结构的校验系数如表7.2所示,可供参考。

在大多数情况下,设计理论总是偏于安全的,往往只考虑了主要因素,故桥梁结构的校验系数往往小于1。然而,安全和经济是相对重要的,过度的安全储备是没有必要的,设计时两者应尽可能兼顾。《大跨度桥梁试验方法》规定,在最大试验荷载作用下,实测挠度、实测应变应满足下式要求

$$\beta < \frac{w_t}{w_d} \leq \alpha \tag{7.10}$$

式中 $\alpha = 1.05, \beta = 0.70$;
 w_t ——实测值;
 w_d ——相应的理论计算值。

表 7.2 桥梁结构校验系数 λ

| 类 别 | 项 目 | 校 验 系 数 |
|---------|-----|-------------|
| 钢 桥 | 应 力 | 0.75 ~ 0.95 |
| | 挠 度 | 0.75 ~ 0.95 |
| 预应力混凝土桥 | 应 力 | 0.60 ~ 0.90 |
| | 挠 度 | 0.70 ~ 1.00 |
| 钢筋混凝土梁桥 | 应 力 | 0.40 ~ 0.80 |
| | 挠 度 | 0.50 ~ 0.90 |
| 钢筋混凝土板桥 | 应 力 | 0.20 ~ 0.40 |
| | 挠 度 | 0.20 ~ 0.50 |
| 圬拱拱桥 | 应 力 | 0.70 ~ 1.00 |
| | 挠 度 | 0.80 ~ 1.00 |

同时,对于残余变形,《大跨径桥梁试验方法》规定,卸载后最大残余变形与该点的最大实测值的比值应满足下式的要求

$$\frac{w_p}{w_{\max}} \leq \gamma \tag{7.11}$$

式中 $\gamma = 0.2$;
 w_p ——卸载后最大残余变形的实测值;
 w_{\max} ——该点在试验过程中的最大实测值。

测点在控制荷载工况作用下的相对残余变位(或应变) $\frac{w_p}{w_{\max}}$ 越小,说明结构越接近弹性工作状况;当它大于 20% 时,应查明原因,如确系桥梁强度不足,应在结构评定时酌情降低桥梁的承载能力。

(2) 规范允许刚度和裂缝极值

在公路桥梁设计规范中,从保证正常使用条件出发,对不同结构形式的桥梁分别规定了挠度极值(即刚度的要求)、裂缝宽度的限值。在桥梁静载试验中,可以测出桥梁结构在设计荷载作用下控制截面的最大挠度或最大裂缝宽度,二者比较,即可做出试验桥工作性能与承载能力的评价。挠度评价指标是:

$$\frac{f'}{l} \leq \left[\frac{f}{l} \right] \tag{7.12}$$

式中 $\left[\frac{f}{l} \right]$ ——规范规定的允许挠度限值,对于梁式桥主梁跨中为 1/600;对于拱桥、桁架桥为 1/800;对于梁式桥主梁悬臂端为 1/300;斜拉桥主梁在汽车荷载(不计冲击力)作用下混凝土主梁为 1/500,钢桥为 1/400。
 f' ——消除支座沉降等影响的跨中截面最大实测挠度;
 l ——桥梁计算跨度或悬臂长度。
对于钢筋混凝土桥梁,裂缝宽度应满足一定的限制,即正常大气条件下

$$\delta_{j\max} < 0.2\text{mm} \quad (7.13)$$

有侵蚀气体或海洋大气条件下

$$\delta_{j\max} < 0.1\text{mm} \quad (7.14)$$

对于部分预应力 B 类构件,裂缝宽度采用名义拉应力进行限制,即

$$\sigma_{hl} \leq [\sigma] \quad (7.15)$$

式中 σ_{hl} ——假设截面不开裂的弹性应力计算值,可按照材料力学方法计算;

$[\sigma]$ ——混凝土名义拉应力限值。

7.4.2 动载试验数据分析与评定

7.4.2.1 动载试验数据整理

动载试验数据整理的主要对象是动应变和动挠度。通过动应变数据(曲线)可整理出对应结构构件的最大(正)应变和最小(负)应变以及动态增量;通过动挠度数据(曲线)可得到结构的最大动挠度和结构的动态增量。有关动应变和动挠度的测试度量方法与本书第 4 章所讲的相同。

(1) 动态增量

动态增量既可定义为最大动应力与最大静应力之比,也可定义为最大动位移和最大静位移之比。可按下列下式确定动态增量:

应力动态增量:

$$\mu = \frac{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_0}{\varepsilon_0} \quad (7.16)$$

挠度动态增量:

$$\mu = \frac{y_{\max} - y_0}{y_0} \quad (7.17)$$

式中 ε_0, y_0 ——分别是最大静应变和最大静挠度;

$\varepsilon_{\max}, y_{\max}$ ——分别是最大动应变和最大动位移。

(2) 桥梁冲击系数

桥梁在车辆荷载作用下的动态增量与桥梁设计规范中的冲击系数是两个不同的概念。

桥梁冲击系数是指设计汽车车列荷载产生的截面最大内力因动力作用而加大的系数。在包含我国在内的多个国家的目前公路桥梁设计规范里,不同的桥型冲击系数仅是跨长的递减函数,也就是说标准车列作用下桥梁的冲击系数只取决于跨长。大量试验表明,车辆移动荷载作用下桥梁的冲击系数还主要取决于桥梁的基本频率,不仅仅取决于跨长。

动态增量是某特定的车辆(一辆或几辆)移动荷载作用下,桥梁动态响应幅值的一个度量。只有在特定的条件下,动态增量与冲击系数是同一个值或它们之间存在一定的关系。目前通过试验的方法测出某特定车辆的应力或挠度动态增量可以如实了解桥梁结构在移动车辆荷载作用下的动态响应。

7.4.2.2 动载试验分析与评价

目前,国内外规范对桥梁结构的动力响应尚无统一的评价尺度,一般认为:

(1) 桥面平整度的影响。实测的动态增量大,说明桥梁结构的行车性能差,桥面平整度不良,反之亦然;

(2) 行车速度的影响。动态增量与不同车道的行车速度的关系,对不同的桥型结构有不同的结果,如某些桥梁的动态增量随车速的提高而提高,但某些桥梁结构恰好是相反的结果,有的大跨桥梁这种关系不明显。

(3) 桥上车辆数的影响。大多数情况下,单辆车的动态增量都大于多辆车的。

7.4.3 动力特性试验数据分析与评定

桥梁结构的动力特性主要是结构固有振动频率、振型和阻尼系数等。实测时传感器的布设位置(含参考点)尽量避开振动位移零点(或称节点),因此,首先整理出理论计算结果,包括主要的振型频率和振动频率,计算时一般是假定一个平均阻尼比系数。

在动力特性试验中,可获取大量的桥梁结构振动信号,如加速度或速度以及位移时程曲线,直接根据这样的信号或数据来分析判断结构振动的性质和规律是非常困难的,一般需对实测振动波形进行分析与处理,目前常用处理的方法是:时域分析和频谱分析两种。

通过专用动力信号分析软件的时域分析得到振幅、阻尼比和振型;通过频域分析得到结构的频率成分和频率分布特性。

最后根据桥梁结构的这些振动参量,进行理论与实测值的对比,往往振型频率容易核对和吻合,一般振型吻合程度相对要差一点。实测的阻尼比与分析的理论基础有较大的关系。

一般认为桥梁结构的动力特性反映了结构的整体刚度和耗散外部振动能量的输入能力,另一方面,目前评价的原则是:

(1) 比较桥梁结构的频率的理论值和实测值,如果实测值大于理论计算值,说明桥梁结构的实际刚度较大,反之则说明桥梁结构的刚度偏小,并且可能存在开裂或其他不正常现象。一般来说,理论计算中所作的一些假定中忽略了一些次要因素,理论值大于实测值是正常的。

(2) 根据实测加速度的大小以及主要频率范围,得出易引起行人不适的人桥共振频率等,如对于纵向漂浮的索承桥梁一般认为主梁在大于 5s 的长周期时才有较好的抗地震的能力。

(3) 实测阻尼的大小反映桥梁结构耗散外部能量的输入能力,阻尼比大,说明桥梁振动衰减快;阻尼比小,说明桥梁振动衰减慢。但是过大的阻尼比则说明桥梁结构可能存在开裂或支座工作状态不正常等现象。

7.5 桥梁健康监测

桥梁建成通车后,由于受到气候、环境因素影响,结构材料会被腐蚀和逐渐老化,长期的静、动力荷载作用,疲劳效应与突变效应等因素的耦合作用将使其强度和刚度随着时间的增加而降低。这不仅影响行车安全,更会使桥梁的寿命缩短。在结构布局和规模都十分复杂的大型桥梁上仍沿用传统的桥梁外观检查、养护、维修程序以及常规的局部检测,显然难以全面反映桥梁的健康状况,尤其是难以对桥梁的安全储备以及退化途径作出系统评估。建立和发展某种能够提供整体和全面的全桥结构检测和评估信息的监测系统,随时了解大桥结构的承载能力和安全储备,对保证大桥营运的安全和耐久性都是十分必要的。

桥梁监测就是在桥梁正常运营过程中,利用布设在桥梁关键部位各类传感器、测试元件、测试仪表,实时在线地量测桥梁结构在运营过程中的风和车辆荷载等引起的各种响应,并将这些数据传输到中心控制系统,按照事先确定的评价方法与反应限值,实时地评价诊断桥梁结构的健康状况,必要时提出相应的处理方案,为桥梁的维护和关闭的快速决策提供技术依据,并在极端情况下(如台风、地震等)给出警示信号或自动关闭交通。

目前,我国桥梁健康监测主要是用在大跨度重要桥梁上,国外开展得比较早,也比较完善;我国香港地区青马大桥建立了比较全面的健康监测,内地也在一些大桥上开始使用这一系统,但许多工作还在不断完善之中,如南京长江二桥就建立了健康监测系统,上海徐浦大桥也建立了部分健康监测系统,国内其他的混凝土斜拉桥如湖北荆州长江大桥和鄂黄长江公路大桥以及鄱阳湖大桥等均建立了长期性能的离线监测系统。

桥梁健康监测系统的建立,不仅仅是保证大跨桥梁的安全运营,而且可以修改、完善大跨度桥梁的设计理论与设计规范,降低大跨度桥梁的维修费用,因此具有重大的理论意义。

综合国内外的桥梁健康监测系统的内容和目的大致有如下几个主要方面:

(1) 桥梁荷载的实时在线监测

内容主要有桥上风荷载、地震、温度和交通荷载。所用仪器主要是:风速风向记录仪及自动处理系统;自动存储的温度传感器系统;静、动态称车轴重量的地磅;记录地震信号的强震仪;摄像机监测和记录车辆管理情况。

(2) 结构反应监测

用振弦应变仪或光电光栅传感器系统记录桥梁控制截面的应变历程,得到构件疲劳应力循环历史;测力计或动测仪记录拉杆或拉索的拉力历史;拾振仪记录桥梁控制截面的加速度、动位移,分析和监测结构的动力特性。

(3) 几何变位监测

采用智能位移监测系统和倾角仪、GPS、全站仪、数字照相机等工具,监测桥梁的静力位置和相应位移,如主梁跨中挠度和索塔顶水平偏位及倾角、主缆和桥面线形、支座和伸缩缝的相对位移等项目。

(4) 定期或在线监测桥梁的动力特性

预测和评估结构的损伤位置、程度及性质。

(5) 建立桥梁“指纹”档案

即建立包括施工过程控制数据在内的桥梁结构状态参数数据库。

随着我国的综合实力的提高和传统管理观念的转变,桥梁健康监测正在被重视,除特大跨桥梁外,大跨桥梁也正在建立之中,这项技术工作必将得到快速发展并有广泛的应用前景,具体内容可参考有关专业文献。

7.6 桥梁现场试验实例

7.6.1 静载试验实例

鄱阳湖大桥的静载试验部分成果:

鄱阳湖大桥全桥由主孔(65+123+318+130)m的四跨预应力混凝土高低塔斜拉桥、副跨为30孔50m跨径和引桥为55孔30m跨径两种预应力T形简支梁构成,主孔全长为636m,全宽27.5m;采用梁塔分离,在主塔下横梁上设置竖向支座的半漂浮的结构形式;主梁断面为双肋板式截面,高塔边跨辅助墩顶设有拉压力支座,见图7.6。全桥总长度为3793m。设计荷载标准:汽车-超20级,挂车-120。大桥2000年10月建成,进行了包括主桥的静载试验、动载试验和自振特性测定以及引桥的静载试验等在内的竣工鉴定试验。

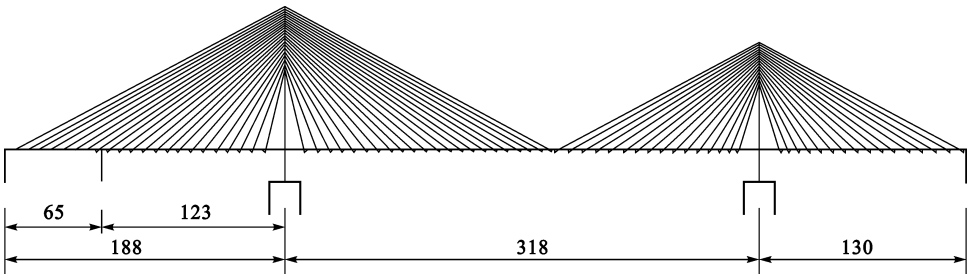


图 7.6 主孔立面布置图 (单位:m)

为了多介绍几座桥梁的试验结果,本桥只介绍高低塔 PC 斜拉桥的静载试验中部分内容。

7.6.1.1 静载试验荷载效率

根据汽超-20级等设计荷载标准,采用等效荷载的原则,在所测试断面的内力影响线上,按最不利位置,根据实际加载车辆轴重、轴距等参数进行布载,依据《大跨径混凝土桥梁的试验方法》的建议,验收试验荷载的静载试验荷载效率为: $1.0 \geq \eta \geq 0.8$ 。按6车道和4车道的活载理论内力进行比较后,再进行加载试验配车,由于设计时一列车队中是采用标准的一辆重车和多辆主车进行加载,实际试验车采用总重300kN的重车(前轴重5.24t,中后轴重24.76t,前中轴距离3.55m,中后轴距离1.32m)加载,考虑到用6车道实际布车有局部超设计应力等问题,经过理论计算(按实际车重和类别)比较后采用4车道布载,使梁、塔和斜拉索及拉压力支座等的内力和变形等相关参数的响应值均在荷载效率系数允许范围内。

主跨静载试验采用16辆重车为试验荷载,在影响线最不利加载位置处进行加载,经计算得各最不利工况试验荷载效率见表7.3。

从表7.3中可以看出各跨静载试验的荷载效率满足《大跨径混凝土桥梁的试验方法》中3.2.2节和3.8节建议要求。

7.6.1.2 静载试验加载车辆

本次试验荷载选用8辆太脱拉型、8辆斯太尔型自卸车,其主要技术指标见表7.4,各车辆重量见表7.5。

表 7.3 主跨各控制截面静载试验荷载效率表

| 内 容 最不利工况、控制截面 | 按设计规范要求布置荷载作用 下理论计算值 (kN· m) | 试验荷载作用下理论 计算值 (kN· m) | 加载效率 η |
|---|---------------------------------|--------------------------|-------------|
| 低塔主梁在 4 列 16 辆重车横向对称加载 作用下产生最大正弯矩值 | 35010 | 33710 | 0. 87 |
| 中梁在 4 列 16 辆重车横向对称加载作用 下产生最大正弯矩值 | 22763 | 26920 | 0. 85 |
| 辅助墩墩顶主梁处在 4 列 16 辆重车横向 对称加载作用下产生最大负弯矩值 | - 31240 | - 30080 | 0. 91 |

表 7.4 自卸车技术指标

| 车 型 | 轴 距 (mm) | | 轮 距 (mm) | |
|------|----------|-------|----------|------|
| | L_1 | L_2 | 前 轮 | 后 轮 |
| 太脱拉型 | 3590 | 1360 | 1800 | 1830 |
| 斯太尔型 | 2930 | 1360 | 1700 | 1800 |

表 7.5 部分试验车辆重量表(单位: $\times 10\text{kN}$)

| 序 号 | 车 号 | 前轴重 | 中、后轴重 | 总 重 |
|-----|-----------|-------|--------|--------|
| 1 | 赣 M-02330 | 6. 53 | 24. 63 | 31. 16 |
| 2 | 赣 M-02331 | 6. 47 | 25. 19 | 31. 66 |
| 3 | 赣 M-01433 | 6. 13 | 23. 15 | 29. 28 |
| 4 | 赣 M-01437 | 6. 38 | 22. 72 | 29. 10 |
| 5 | 赣 M-01439 | 5. 62 | 22. 32 | 27. 94 |

7.6.1.3 静载试验工况

主跨静载试验分为四种工况,在按列加载过程中,对主梁进行偏载、受扭和对称加载试验,每项加载同步测试主梁控制截面的应力、挠度、塔顶偏位,典型斜拉索的索力和辅助墩拉压支座工作状况。主要试验工况如下:

- (1) 低塔边跨最大正弯矩的试验;
- (2) 中跨主梁最大正弯矩的试验;
- (3) 辅助墩墩顶处主梁最大负弯矩试验;
- (4) B21 号横梁最大正弯矩试验。

每项试验工况中加载至少分三级,卸载工况分为两级。

7.6.1.4 静载试验测试仪器、设备

主要采用专用 IFM168 型频谱测索仪,测定斜拉索的索力;主梁变形测量用精密水准仪 NA2;塔顶偏位测量采用高精度全站仪 TC2003。

7.6.1.5 静载试验数据图表整理

主跨按试验加载工况,整理出试验工况作用下的实测挠度、应变(应力)值曲线表、索力分布图表(本例仅给出一个工况下的应变表 7.6 和挠度图 7.7)。

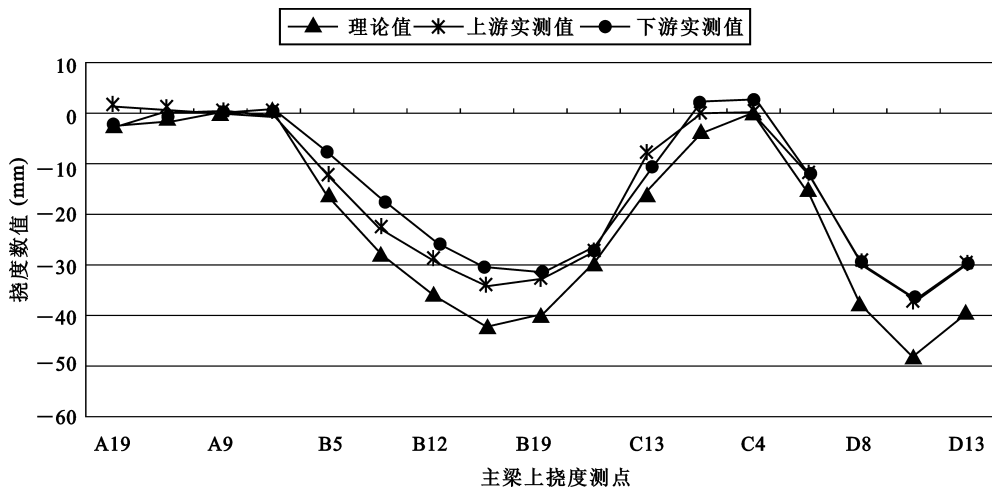


图 7.7 低塔边跨主梁 12 辆车最大正弯矩工况主跨挠度图

表 7.6 低塔边跨主梁正弯矩工况应变实测值与理论值对比表

| 加卸载 | | 测点编号 | | | | | | | |
|---------|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|-------|
| | | 223 | 231 | 283 | 315 | 1 | 7 | 105 | 113 |
| 加 6 辆车 | 规范车理论计算值 | -35.7 | -35.7 | 70 | 70 | 70 | 70 | 6.1 | -6.8 |
| | 加载规范车计算值 | -35.7 | -35.7 | 71.5 | 71.5 | 71.5 | 71.5 | 6.1 | -7.6 |
| | 实测值 | -24 | -20 | 34 | 68 | 34 | 73 | 5 | -8 |
| 加 12 辆车 | 规范车理论计算值① | -78.8 | -78.8 | 158.6 | 158.6 | 158.6 | 158.6 | | |
| | 加载理论车计算值② | -71.4 | -71.4 | 140 | 140 | 140 | 140 | 12.1 | -13.6 |
| | 百分比 (②/①) | 0.91 | 0.91 | 0.88 | 0.88 | 0.88 | 0.88 | | |
| | 实际车计算值③ | -71.4 | -71.4 | 142.9 | 142.9 | 142.9 | 142.9 | 12.1 | -15.2 |
| | 百分比 (③/①) | 0.91 | 0.91 | 0.88 | 0.88 | 0.88 | 0.88 | | |
| | 实测值④ | -36 | -24 | 104 | 107 | 111 | 118 | 10 | -16.3 |
| | 百分比 (④/③) | 0.50 | 0.34 | 0.73 | 0.75 | 0.78 | 0.83 | 0.83 | 1.07 |
| 卸载后残余值 | | -6 | 0 | 0 | 1 | -2 | 3 | 0 | -1.5 |
| 残余值/实测值 | | -0.16 | 0 | 0 | 0.01 | -0.02 | 0.03 | 0 | 0.09 |

注：(1) 105 测点位于低塔西侧,113 测点位于低塔东侧（表面振弦应变计）。

(2) 其余各测点均位于低塔岸侧 12 至 13 号索中间截面的主梁上。

(3) 拉应变为正,压应变为负。应变单位： $\times 10^{-6}$ 。

(4) 车辆布载位置图从略。

7.6.1.6 试验分析与评定

从表 7.7 可以看出:对于低塔边跨最大正弯矩工况,主梁应变的实测值均小于理论计算值;个别应变测点除外,应力校验系数在 0.5~0.8;且残余应变值较小,即残余值与相应的实测值比小于 0.2,说明主梁强度满足规范要求。

从图 7.7 可知,各测点挠度结果表明实测值小于理论计算值,且残余值很小,满足相关规范要求,表明主梁弹性性能好;最大挠度值都远小于各跨活载挠度允许值,说明主梁刚度满足规范要求。

综合来看本桥在这种试验工况下均满足《大跨度混凝土桥梁试验方法》和《公路工程质量评定标准》中的刚度与强度要求。

7.6.2 动载试验实例

7.6.2.1 工程概况

湖北省荆州长江大桥地处长江中游河段,经过荆州市荆州区与沙市区接合部新河口,是 207 国道跨越长江的重要桥梁。大桥全长 4177.6m,主桥包括:跨荆江大堤桥:(93 + 150 + 93) mPC 连续箱梁;北汉通航孔桥:(200 + 500 + 200) m“Π”型梁双索面 PC 斜拉桥;三八洲桥:(100 + 6 × 150 + 100) mPC 连续箱梁;南汉通航孔桥:(160 + 300 + 97) m“Π”型梁双索面 PC 斜拉桥;跨荆南干堤桥:(50 + 80 + 50) mPC 连续箱梁。其中:跨荆江大堤桥、三八洲桥和跨荆南干堤桥分上下游两幅桥。2002 年 10 月 1 日全桥正式通车。

7.6.2.2 三八洲连续梁桥动载试验

(1) 跑车试验和刹车试验内容

内容项目和行车速度详见表 7.7 中所列。

(2) 测试仪器和设备

本桥使用了多套动应变测试系统,如国产仪器 DY-3 型动态电阻应变测试仪、日本产 Dra-101C 数字动态应变仪等。

(3) 三八洲桥下游幅(北)边跨动载试验结果

三八洲连续梁桥下游幅边跨动载试验动应变测试结果如表 7.7 和图 7.8 ~ 图 7.10 所示(限于篇幅动位移部分内容略去)。

表 7.7 三八洲连续梁桥下游幅边跨动载试验内容和结果

| 速度 (km/h) | | 10km/h | 20km/h | 30km/h | 40km/h | 60km/h |
|-----------|--------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 试验项目 | | | | | | |
| 无障碍行车 | 动应变 ($\times 10^{-6}$) | — | 7 | 8 | 7 | 9 |
| | 动态增量 | — | 1.0590 | 1.0393 | 1.0614 | 1.0878 |
| 刹 车 | 动应变 ($\times 10^{-6}$) | — | 8 | 7 | — | — |
| | 动态增量 | — | 1.1213 | 1.1546 | — | — |
| 有障碍行车 | 动应变 ($\times 10^{-6}$) | 8 | 11 | — | — | — |
| | 动态增量 | 1.1339 | 1.3191 | — | — | — |

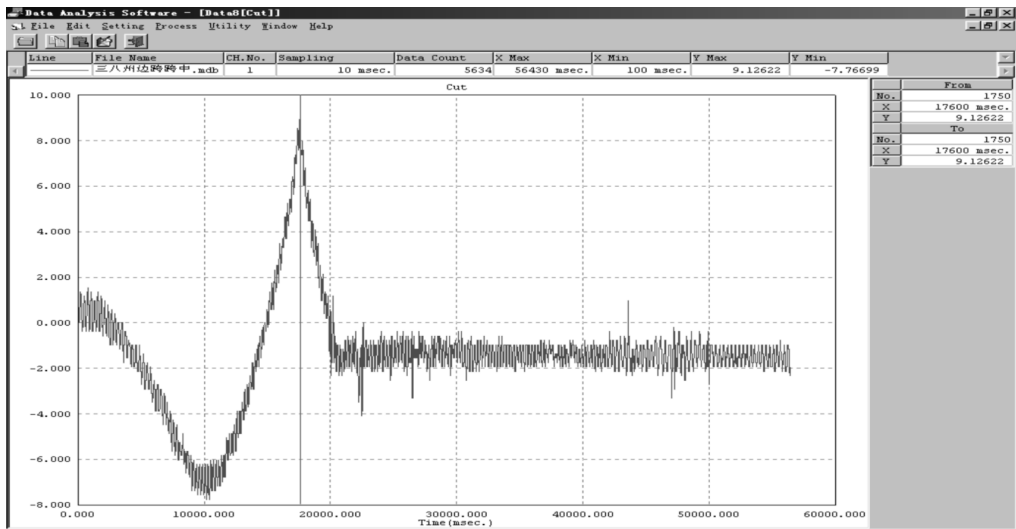


图 7.8 三八洲桥下游幅边跨无障碍行车试验(跨中下游测点,60km/h)

(4) 试验结果分析与评定

三八洲桥在设计荷载作用下行车道无障碍行车最大动态增量为 1.012,根据此结果可认为实测的动态

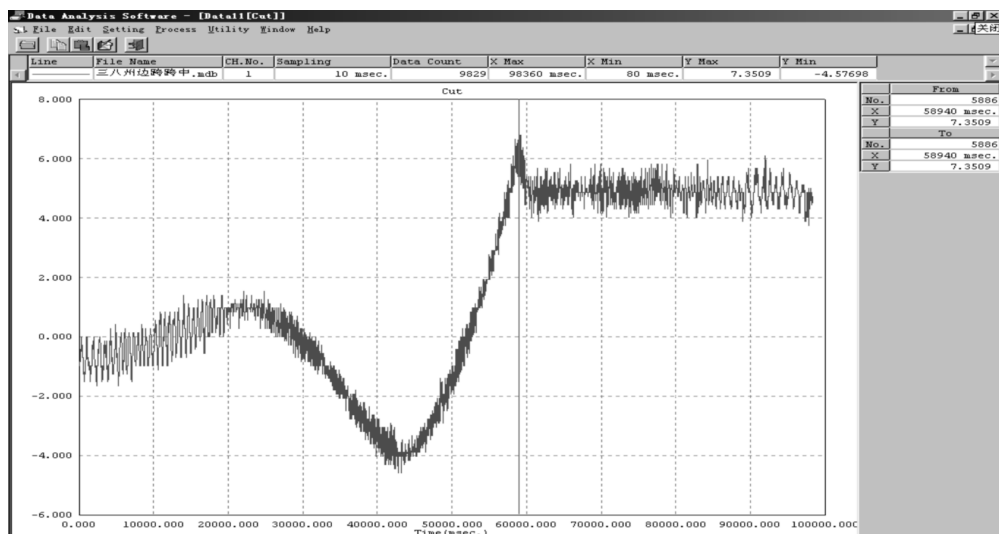


图 7.9 三八洲桥下游幅边跨刹车试验(跨中下游测点,30km/h)

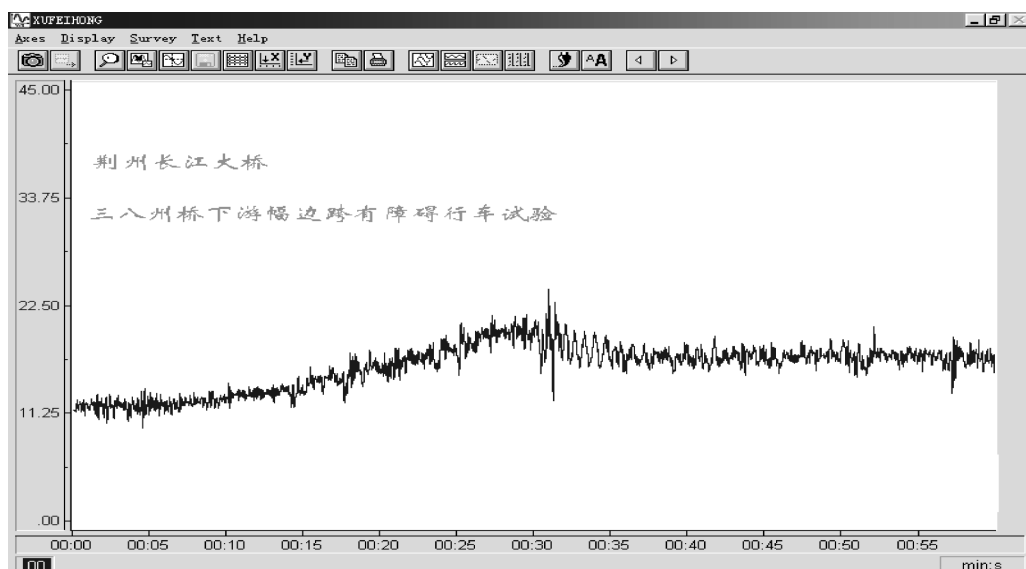


图 7.10 三八洲桥下游幅边跨有障碍行车试验(跨中下游测点,20km/h)

增量值在合理范围之内,对于该类桥型在设计中不考虑冲击系数是可行的。

三八洲桥行车道单台车刹车试验最大动态增量为 1.25,行车道单台车跳车试验最大动态增量为 1.32。跳车试验结果表明桥面平整度对改善结构的受力状态是较为重要的。

本章小结

通过本章的学习,我们已经了解何种参数用何种仪器去测定,但这里要解决的主要问题是:如何着手拟订桥梁及构件的现场荷载试验方案,对试验对象进行试验的目的和要得出的结果是哪些,试验核心内容和难点在何处,最终又如何利用实测到的参数来评价桥梁结构和构件的实际承载能力。

要求了解或掌握的主要内容是:

(1) 试验方案设计和荷载试验实施细则的设计及编制。根据试验目的,依据相关规程,利用所学习的桥梁专业知识、计算技术和测试技术,学习编写各类桥梁的试验方案设计和试验实施细则是本章的基本内容。

(2) 静、动载和动力特性专用试验的基本方法。重点在于掌握最成熟的传统方法——静载试验方法。它是通过测试桥梁结构在试验荷载作用下的控制截面的应变、位移或裂缝来分析判定桥梁的承载能力。静

载试验工作量大,费用高;动载法也要了解和熟悉,动载试验一般和静载法结合使用,费用相对较低,但对试验人员专业知识和设备的要求较高;动力特性试验了解其原理和基本方法即可。

(3) 结构动力特性试验是桥梁振动试验中最为基本和重要的内容。在了解自振频率、振型和阻尼比的物理意义后,要知道实桥环境随机振动法和模态试验分析是日趋成熟的方法,它是桥梁健康监测的基本手段之一。

(4) 在动载试验中动态增量和冲击系数是不同的两个概念,一定引起高度重视。

(5) 承载能力的评定。试验报告中得出的主要结论必须基于理论和试验数据的图表及相关规范,这部分也应重点掌握。

8 公路路基路面现场试验

本章提要

公路路基路面现场检测试验是公路工程施工质量控制中及时有效地防止和消除工程质量隐患的关键,同时也是为工程质量竣(交)工验收提供科学依据的重要手段。因此熟练掌握现场检测技术,用数据有效控制与评价路基路面施工质量和使用性能具有深远意义。本章根据目前我国公路检测技术的现状,主要介绍压实度、回弹弯沉、回弹模量、平整度、抗滑性能、路面渗水等六个方面的试验检测方法。

8.1 压实度试验

8.1.1 概述

在公路工程施工中,为了充分发挥路基土和路面材料的强度,减小路基路面在行车荷载作用下的变形,增加路基和路面材料的不水性和强度稳定性,保证其使用质量,就必须对路基路面结构层进行人工或机械压实。

8.1.1.1 压实度定义

路基土或路面材料工地实际达到的干密度与其室内标准密度之比值,称为压实度,用百分数(%)表示。即:

$$K = \frac{\rho_d}{\rho_0} \times 100\%$$

(8.1)

对于路基土、路面半刚性基层及粒料类柔性基层而言,压实度是指工地实际达到的干密度与室内标准击实试验所得的最大干密度的比值;对沥青面层、沥青稳定基层而言,压实度是指现场实际达到的密度与室内标准密度的比值。因此,压实度的测定主要包括室内标准密度确定和现场密度试验。对于不同的筑路材料其标准密度确定方法不同,如:路基土和半刚性基层材料主要采用重型击实试验法,沥青面层采用标准马歇尔击实试验法。而现场密度试验主要有灌砂法、环刀法、核子仪法和钻孔法四种。

8.1.1.2 压实标准

不同的筑路材料、不同公路等级其压实度标准值不同,见表 8.1 ~ 表 8.3。

表 8.1 路基压实标准

| 填挖类型 | | 路槽底面 以下深度 (cm) | 压实度不小于 (%) | | |
|---------------|-----|-------------------|------------|------|--------|
| | | | 高速、一级公路 | 其他公路 | |
| | | | | 二级公路 | 三、四级公路 |
| 填方 路堤 | 路床 | 0 ~ 80 | 96 | 95 | 94 |
| | 上路堤 | 80 ~ 150 | 94 | 94 | 93 |
| | 下路堤 | 150 以下 | 93 | 92 | 90 |
| 回填及挖方 (cm) | | 0 ~ 30 | — | — | 94 |
| | | 0 ~ 80 | 96 | 95 | — |

注:表列压实度以重型击实试验法为准,极值为表列值减 5 个百分点。

表 8.2 基层和底基层压实度标准

| 结构类型 | 压实度不小于(%) | | | | | | | |
|--------------|-----------|----|------|----|---------|----|------|----|
| | 基 层 | | | | 底基层 | | | |
| | 高速、一级公路 | | 其他公路 | | 高速、一级公路 | | 其他公路 | |
| | 规定值 | 极值 | 规定值 | 极值 | 规定值 | 极值 | 规定值 | 极值 |
| 级配碎石 | 98 | 94 | 98 | 94 | 96 | 92 | 96 | 92 |
| 填隙碎石(固体体积率%) | — | — | 85 | 82 | 85 | 82 | 83 | 80 |
| 水泥土 | — | — | 95 | 91 | 95 | 91 | 93 | 89 |
| 水泥稳定粒料 | 98 | 94 | 97 | 93 | 96 | 92 | 95 | 91 |
| 石灰土 | — | — | 95 | 91 | 95 | 91 | 93 | 89 |
| 石灰、稳定粒料 | — | — | 97 | 93 | 96 | 92 | 95 | 91 |
| 石灰、粉煤灰土 | — | — | 95 | 91 | 95 | 91 | 93 | 89 |
| 石灰、粉煤灰稳定粒料 | 98 | 94 | 97 | 93 | 96 | 92 | 95 | 91 |

表 8.3 面层压实度标准

| 结构类型 | 压实度不小于(%) | |
|------------------|--|------|
| | 高速、一级公路 | 其他公路 |
| 沥青混凝土 沥青碎(砾)石 | 试验室标准密度的 96%(98% ^①) 最大理论密度的 92%(94% ^①) 试验段密度的 98%(99% ^①) | |

①是指 SMA 路面。

8.1.1.3 压实度检验结果评定

对路基、路面压实度,1~3km 长的路段为检验评定单元,按要求的检测频率及方法进行现场压实度抽样检查,求算每一测点的压实度 K_i 。

压实度评定要点是:

- (1) 控制平均压实度的置信下限,以保证总体水平;
- (2) 规定单点极值不得超出规定值,防止局部隐患;
- (3) 规定扣分界限以区分质量优劣。

检验评定段的压实度代表值 K_r (算术平均值的下置信界限)为:

$$K_r = \frac{\bar{k} - t_\alpha S}{\sqrt{n}} \geq K_0$$

(8.2)

式中 \bar{k} ——检验评定段内各测点压实度的平均值;

t_α —— t 分布表中随测点数和保证率(或置信度 α)而变的系数,高速、一级公路:基层、底基层为 99%,路基、路面面层为 95%;其他公路:基层、底基层为 95%,路基、路面面层为 90%;

S ——检测值的均方差;

n ——检测点数;

K_0 ——压实度标准值。

压实度评分方法如下:

(1) 路基、基层和底基层 $K_r \geq K_0$,且单点压实度全部大于或等于规定值减 2 个百分点时,评定路段的压实度合格率为 100%;当 $K_r \geq K_0$,且单点压实度全部大于或等于规定极值时,按测定值不低于规定值减 2 个百分点的测点数计算合格率。

$K_r < K_0$ 或某一单点压实度 K_i 小于规定极值时,该评定路段压实度为不合格,评为零分。

路堤施工段落短时,分层压实度要求每点都符合要求,且实际样本数不小于 6 个。

(2) 沥青面层:当 $K_r \geq K_0$,且全部测点大于或等于规定值减 1 个百分点时,评定路段的压实度合格率为 100%;当 $K_r \geq K_0$ 时,对于测定值低于规定值减 1 个百分点的测点,按测定值不低于规定值减 1 个百分点的

测点数计算合格率。

$K_r < K_0$ 时,评定路段的压实度为不合格,评为零分。

8.1.2 灌砂法

8.1.2.1 试验目的和适用范围

(1) 本试验法适用于在现场测定基层(或底基层)、砂石路面及路基土的各种材料压实层的密度和压实度,也适用于沥青表面处治、沥青贯入式路面的密度和压实度检测,但不适用于填石路堤等有大孔洞或大孔隙材料的压实度检测。

(2) 用灌砂法测定密度和压实度时,应符合下列规定:

- ① 当集料的最大粒径小于 15mm,测定层的厚度不超过 150mm 时,宜采用 $\phi 100\text{mm}$ 的小型灌砂筒测试。
- ② 当集料的最大粒径等于或大于 15mm,但不大于 40mm,测定层的厚度超过 150mm,但不超过 200mm 时,应用 $\phi 150\text{mm}$ 的大型灌砂筒测试。

8.1.2.2 仪器与材料

(1) 灌砂筒:有大小两种,根据需要采用,形式和主要尺寸见图 8.1 及表 8.4。当尺寸与表中不一致,但不影响使用时,亦可选用。储砂筒筒底中心有一圆孔,下部装一倒置的圆锥形漏斗,漏斗上端开口,直径与储砂筒的圆孔相同。漏斗焊接在一块铁板上,铁板中心有一圆孔与漏斗上开口相接,在储砂筒筒底与漏斗顶端铁板之间设有开关,开关为一薄铁板,一端与筒底及漏斗铁板铰接在一起,另一端伸出筒身外,开关铁板上也有一个相同直径的圆孔。

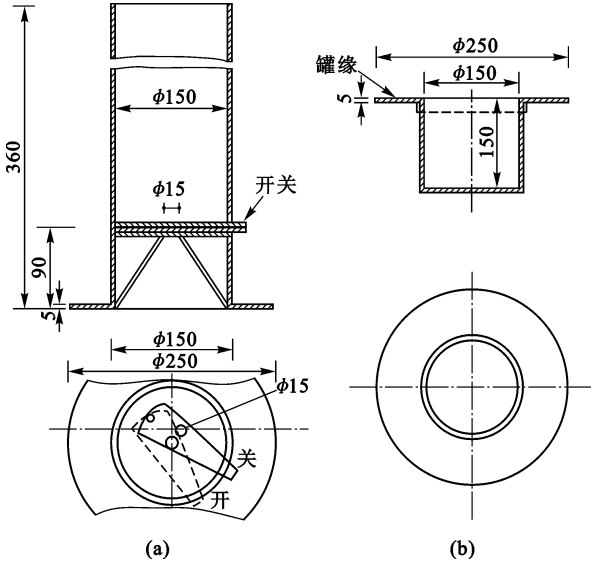


图 8.1 灌砂筒和标定罐(尺寸单位:mm)

(a) 灌砂筒;(b) 标定罐

表 8.4 灌砂仪的主要尺寸

| 结 构 | | 小型灌砂筒 | 大型灌砂筒 |
|--------|---------------------|-------|-------|
| 储砂筒 | 直径(mm) | 100 | 150 |
| | 容积(mm^3) | 2120 | 4600 |
| 流砂孔 | 直径(mm) | 10 | 15 |
| 金属标定罐 | 内径(mm) | 100 | 150 |
| | 外径(mm) | 150 | 200 |
| 金属方盘基板 | 边长(mm) | 350 | 400 |
| | 深(mm) | 40 | 50 |
| | 中孔直径(mm) | 100 | 150 |

注:如集料的最大粒径超过 40mm,则应相应地增大灌砂筒和标准罐的尺寸。如集料的最大粒径超过 60mm,灌砂筒和现场试坑的直径应为 200mm。

- (2) 金属标准罐:用薄铁板制作的金属罐,上端周围有一罐缘。
- (3) 基板:用薄铁板制作的金属方盘,盘的中心有一圆孔。
- (4) 玻璃板:边长约 500 ~ 600mm 的方形板。
- (5) 试样盘:小筒挖出的试样可用饭盒存放,大筒挖出的试样可用 300mm × 500mm × 40mm 的搪瓷盘存放。

(6) 天平或台秤:称量 10 ~ 15kg,感量不大于 1g。用于含水量测定的天平精度,对细粒土、中粒土、粗粒土宜分别为 0.01g、0.1g、1.0g。

(7) 含水量测定器具:如铝盒、烘箱等。

(8) 量砂:粒径 0.30 ~ 0.60mm 或 0.25 ~ 0.50mm 清洁干燥的均匀砂,约 20 ~ 40kg,使用前须洗净、烘干,并放置足够的时间,使其与空气的湿度达到平衡。

(9) 盛砂的容器:塑料桶等。

(10) 其他:凿子、改锥、铁锤、长把勺、长把小簸箕、毛刷等。

8.1.2.3 方法与步骤

(1) 按现行试验方法对检测试样采用同种材料进行击实试验得到最大干密度(ρ_0)及最佳含水量(w_0)。

(2) 按 8.1.2.1 节第(2)项的规定选用适宜的灌砂筒。

(3) 按下列步骤标定灌砂筒下部圆锥体内砂的质量:

① 在灌砂筒筒口高度上,向灌砂筒内装砂至距筒顶 15mm 左右为止。称取装入筒内砂的质量 m_1 ,准确至 1g。以后每次标定及试验都应该维持装砂高度与质量不变。

② 将开关打开,使灌砂筒筒底的流砂孔、圆锥形漏斗上端开口圆孔及开关铁板中心的圆孔上下对准,让砂自由流出,并使流出砂的体积与工地所挖试坑内的体积相当(或等于标定罐的容积),然后关上开关。

③ 不晃动储砂筒的砂,轻轻地将罐砂筒移至玻璃板上,将开关打开,让砂流出,直到筒内砂不再往下流时,将开关关上,并细心地取走灌砂筒。

④ 收集并称量留在玻璃板上的砂或称量筒内的砂,准确至 1g。玻璃板上的砂就是填满筒下部圆锥体的砂 m_2 。

⑤ 重复上述测量三次,取其平均值。

(4) 按下列步骤标定量砂的单位质量 r_s (g/cm^3):

① 用水确定标定罐的容积 V ,准确至 1ml。

② 在储砂筒中装入质量为 m_1 的砂,并将灌砂筒放在标定罐上,将开关打开,让砂流出,在整个流砂过程中,不要碰到灌砂筒,直到储砂筒内的砂不再往下流时,将开关关闭,取下灌砂筒,称取筒内剩余砂的质量 m_3 ,准确至 1g。

③ 按下式计算填满标定罐所需砂的质量 m_a (g):

$$m_a = m_1 - m_2 - m_3 \quad (8.3)$$

式中 m_a ——标定罐中砂的质量(g);

m_1 ——装入灌砂筒内的砂的总质量(g);

m_2 ——灌砂筒下部圆锥体内砂的质量(g);

m_3 ——灌砂入标定罐后,筒内剩余砂的质量(g)。

④ 重复上述测量三次,取其平均值。

⑤ 按下式计算量砂的单位质量 γ_s :

$$\gamma_s = \frac{m_a}{V} \quad (8.4)$$

式中 γ_s ——量砂的单位质量(g/cm^3);

V ——标定罐的体积(cm^3)。

(5) 试验步骤:

① 在试验地点,选一块平坦表面,并将其清扫干净,其面积不得小于基板面积。

② 将基板放在平坦表面上,当表面的粗糙度较大时,则将盛有量砂 m_5 的灌砂筒放在基板中间的圆孔上,将灌砂筒的开关打开,让砂流入基板的中心孔内,直到储砂筒内的砂不再往下流时关闭开关。取下灌砂筒,并称量筒内砂的质量 m_6 ,准确至 1g。

注:当需要检测厚度时,应先测量厚度后再进行这一步骤。

③ 取走基板,并将留在试验地点的量砂收回,重新将表面清扫干净。

④ 将基板放回清扫干净的表面上(尽量放在原处),沿基板中心孔凿洞(洞的直径与灌砂筒一致)。在凿洞过程中,应注意不使凿出的材料丢失,并随时将凿松的材料取出装入塑料袋中,不使水分蒸发。也可放在大试样盒内,试洞的深度应等于测定层厚度,但不得有下层材料混入,最后将洞内的全部凿松材料取出。对土基或基层,为防止试样盘内材料的水分蒸发,可分几次称取材料的质量。全部取出材料的总质量为 m_w ,准确至 1g。

⑤ 从挖出的全部材料中取出有代表性的样品,放在铝盒或洁净的搪瓷盘中,测定其含水量(w ,以%计)。样品的数量如下:用小灌砂筒测定时,对于细粒土,不少于 100g;对于各种中粒土,不少于 500g。用大灌砂筒测定时,对于细粒土,不少于 200g;对于各种中粒土,不少于 1000g;对于粗粒土或水泥、石灰、粉煤灰等无机结合料稳定材料,宜将取出的全部材料烘干,且不少于 2000g,称其质量 m_d ,准确至 1g。

注:当为沥青表面处治或沥青贯入式结构类材料时,则省去测定含水量步骤。

⑥ 将基板安放在试坑上,将灌砂筒安放在基板中间(储砂筒内装满质量为 m_1 的砂),使灌砂筒的下口对准基板的中心孔及试洞,打开灌砂筒的开关,让砂流入试坑内,在此期间,应注意勿碰动灌砂筒。直到储砂筒内的砂不再往下流时,关闭开关,仔细取走灌砂筒,并称量筒内剩余砂的质量 m_4 ,准确至 1g。

⑦ 如清扫干净的平坦表面的粗糙度不大,可省去②和③步骤。在试洞挖好后,将灌砂筒直接对准放在试坑上,中间不需要放基板,打开筒开关,让砂流入试坑内,在此期间,应注意勿碰动灌砂筒。直到储砂筒内的砂不再往下流时,关闭开关,仔细取走灌砂筒,并称量剩余砂的质量 m_4 ,准确至 1g。

⑧ 仔细取出试洞内的量砂,以备下次试验时再用。若量砂的湿度已发生变化或量砂中混有杂质,则应该重新烘干,过筛,并放置一段时间,使其与空气的湿度达到平衡后再用。

8.1.2.4 计算

(1) 按下面各式分别计算填满试坑所用砂的质量 m_b (g):

① 灌砂时,试坑上放有基板时:

$$m_b = m_1 - m_4 - (m_5 - m_6) \quad (8.5)$$

② 灌砂时,试坑上不放基板时:

$$m_b = m_1 - m_4' - m_2$$

式中 m_b ——填满试坑的砂的质量(g);

m_1 ——灌砂前灌砂筒内砂的质量(g);

m_2 ——灌砂筒下部圆锥体内砂的质量(g);

m_4, m_4' ——灌砂后,灌砂筒内剩余砂的质量(g);

$m_5 - m_6$ ——灌砂筒下部圆锥体内及基板和粗糙表面间砂的合计质量(g)。

(2) 按下式计算试坑材料的湿密度 ρ_w (g/cm³):

$$\rho_w = \frac{m_w}{m_b} \times \gamma_s \quad (8.6)$$

式中 m_w ——试坑中取出的全部材料质量(g);

γ_s ——量砂的单位质量(g/cm³)。

(3) 按下式计算试坑材料的干密度 ρ_d (g/cm³):

$$\rho_d = \frac{\rho_w}{1 + 0.01w} \quad (8.7)$$

式中 w ——试坑材料的含水量(%)。

(4) 当为水泥、石灰、粉煤灰等无机结合料稳定土的场所,可按式计算干密度 ρ_d (g/cm³):

$$\rho_d = \frac{m_d}{m_b} \times \gamma_s \quad (8.8)$$

式中 m_d ——试坑中取出的稳定土的烘干质量(g)。

(5) 按下式计算施工压实度:

$$K = \frac{\rho_d}{\rho_c} \times 100\% \quad (8.9)$$

式中 K ——测试地点的施工压实度(%)；

ρ_d ——试样的干密度(g/cm^3)；

ρ ——由击实试验得到的试样的最大干密度(g/cm^3)。

注:当试坑材料组成与击实试验的材料有较大差异时,可以试坑材料作标准击实,求取实际的最大干密度。

8.1.2.5 报告

具体报告内容略。但要注意各种材料的干密度均应准确至 $0.01\text{g}/\text{cm}^3$ 。

8.1.2.6 试验中注意的问题

灌砂法是施工过程中最常用的试验方法之一。此方法表面上看起来较为简单,但实际操作时常常不好掌握,并会引起较大误差;又因为它是测定压实度的依据,故经常是质量检测监督部门与施工单位之间发生矛盾或纠纷的环节,因此应严格遵循试验的每个细节,以提高试验精度。为使试验做到准确,应注意以下几个环节:

(1) 量砂要规则。量砂如果重复使用,一定要注意晾干,处理一致,否则影响量砂的松方密度。

(2) 每换一次量砂,都必须测定松方密度,漏斗中砂的数量也应该每次重做。因此量砂宜事先准备较多数量,切勿到试验时临时找砂,又不做试验,仅使用以前的数据。

(3) 地表面处理要平整。只要表面凸出一点(即使 1mm),则整个表面就高出一薄层,其体积就计算到试坑中去了,也会影响试验结果。因此本方法一般宜采用放在基板上先测定一次粗糙表面消耗的量砂,按公式计算填坑的砂量。只有在非常光滑的情况下方可省去此步骤。

(4) 在挖坑时试坑周壁应竖直,避免出现上大下小或上小下大的情形,否则就会使检测密度偏大或偏小。

(5) 灌砂时检测厚度应为整个碾压层厚,不能只取上部或者取至下一碾压层中。

8.1.3 钻芯法

8.1.3.1 试验目的和适用范围

(1) 压实沥青混合料面层的施工压实度是指按规定方法采取的混合料试样的毛体积密度与标准密度之比,以百分率表示。

(2) 本方法适用于检验从压实的沥青路面上钻取的沥青混合料芯样试件的密度,以评定沥青面层的施工压实度。

8.1.3.2 仪器与材料

(1) 路面取芯钻机。

(2) 天平:感量不大于 0.1g 。

(3) 溢流水槽。

(4) 吊篮。

(5) 石蜡。

(6) 其他:卡尺、毛刷、小勺、取样袋(容器)、电风扇。

8.1.3.3 方法与步骤

(1) 钻取芯样

按现行《公路路基路面现场测试规程》(JTJ059—95)中“路面钻孔及切割取样方法”钻取路面芯样,芯样直径不宜小于 $\phi 100\text{mm}$ 。当一次钻孔取得的芯样包含有不同层位的沥青混合料时,应根据结构组合情况用切割机将芯样沿各层结合面锯开,然后分层进行测定。

(2) 测定试件密度

① 将钻取的试件放在水中用毛刷轻轻刷净粘附的粉尘。如试件边角有浮松颗粒,应仔细清除。

② 将试件晾干或用电风扇吹干不少于 24h,直至恒重。

③ 测定试件的视密度或毛体积密度 ρ_s 。当试件的吸水率小于 2% 时,采用水中重法或表干法测定;当吸水率大于或等于 2% 时,用蜡封法测定;对空隙率很大的透水性混合料及开级配混合料用体积法测定。

(3) 根据现行的《公路沥青路面施工技术规范》(JTGF40—2004)的规定,确定计算压实度的标准密度。

8.1.3.4 计算

(1) 当计算压实度的沥青混合料的标准密度采用马歇尔击实试件成型密度或试验路段钻孔取样密度时,沥青面层的压实度按下式计算:

$$K = \frac{\rho_s}{\rho_0} \times 100\% \quad (8.10)$$

式中 K ——沥青面层的压实度(%);

ρ_s ——沥青混合料芯样试件的视密度或毛体积密度(g/cm^3);

ρ_0 ——沥青混合料的标准密度(g/cm^3)。

(2) 由沥青混合料实测最大密度计算压实度时,应按按下式进行空隙率折算,作为标准密度,再按压实度公式计算压实度:

$$\rho_0 = \rho_t \times \frac{100 - V_v}{100} \quad (8.11)$$

式中 ρ_t ——沥青混合料的实测最大密度(g/cm^3);

ρ_0 ——沥青混合料的标准密度(g/cm^3);

V_v ——试样的空隙率(%)。

(3) 按规定方法计算一个评定路段检测的压实度的平均值、标准差、变异系数,并计算压实度代表值。

(4) 试验检测中应注意的问题

压实度的大小取决于实测的压实密度,同时也与标准密度的大小有关。但目前对标准密度的规定并不统一,有些工程在压实度达不到要求时便重新进行马歇尔试验,调整标准密度使压实度达到要求,这样实际上是弄虚作假。为防止这种情况,新的检测方法规定了三种标准密度。在进行检测时,应结合工程实际情况,采用相应的标准密度。

8.1.3.5 报告

压实度试验报告应记载检测压实度的标准密度及依据,并列表表示各测点的试验结果。

8.2 贝克曼梁测定路基路面回弹弯沉试验

国内外普遍采用回弹弯沉值来表示路基路面的承载能力。回弹弯沉值越大,承载能力越小;反之则越大。我们通常所说的回弹弯沉值是指标准轴载轮隙中心处的最大回弹弯沉值。在路表进行测试,则反映了路基路面综合承载能力。回弹弯沉值在我国已广泛使用且有很多试验和研究成果,正确地测试路表回弹弯沉值具有重要的意义。

(1) 利用弯沉仪量测路面表面在标准试验车双后轮垂直静载作用下,轮隙处的回弹弯沉值,用作评定路面强度指标。

(2) 根据实测所得的土基或整层路面材料的回弹弯沉值,按照弹性半空间体理论的垂直位移公式,计算土基或路面材料的回弹模量。

(3) 通过对路面结构分层测定所得的回弹弯沉值,根据弹性层状体系垂直位移理论解,反算路面各结构层的回弹模量。

本节主要介绍我国目前路基、柔性路面回弹弯沉测试的标准方法,即贝克曼梁法。

8.2.1 适用范围

(1) 本方法适用于测定各类路基路面的回弹弯沉,用以评定其整体承载能力,供路面结构设计使用。

(2) 沥青路面的弯沉以路表温度 20℃ 时为准,在其他温度测试时,对厚度大于 5cm 的沥青面层,弯沉值应进行温度修正。

8.2.2 试验原理

利用杠杆原理制成的杠杆式弯沉仪测定轮隙中心处的回弹弯沉。

8.2.3 仪具与材料

(1) 标准车:双轴、后轴双侧 4 轮的载重车,其标准轴荷载、轮胎尺寸、轮胎间隙及轮胎气压等主要参数应符合表 8.5 的要求。测试车可根据需要按公路等级进行选择,对高速公路、一级及二级公路应采用后轴 100kN 的 BZZ-100 标准车;其他等级公路可采用后轴 60kN 的 BZZ-60 标准车。

(2) 路面弯沉仪:由贝克曼梁、百分表及表架组成。贝克曼梁由合金铝制成,上有水准泡,其前臂(接触路面)与后臂(装百分表)长度比为 2: 1。弯沉仪长度有两种:一种长 3.6m,前、后臂分别为 2.4m 和 1.2m;另一种加长的弯沉仪长 5.4m,前、后臂分别为 3.6m 和 1.8m。当在半刚性基层沥青路面或水泥混凝土路面上测定时,宜采用长度为 5.4m 的贝克曼梁弯沉仪,并采用 BZZ-100 标准车。弯沉采用百分表量得,也可用自动记录装置进行测量。

(3) 接触式路表温度计:端部为平头,分度不大于 1℃。

(4) 其他:皮尺、口哨、白油漆或粉笔、指挥旗等。

表 8.5 测定弯沉用的标准车参数

| 标准轴载等级 | BZZ-100 | BZZ-60 |
|-----------------|--------------------|-----------------|
| 后轴标准轴载 P (kN) | 100 ± 1 | 60 ± 1 |
| 一侧双轮荷载 (kN) | 50 ± 0.5 | 30 ± 0.5 |
| 轮胎充气压力 (MPa) | 0.70 ± 0.05 | 0.50 ± 0.05 |
| 单轮传压面当量圆直径 (cm) | 21.30 ± 0.5 | 19.50 ± 0.5 |
| 轮隙宽度 | 应满足能自由插入弯沉仪测头的测试要求 | |

8.2.4 试验方法

(1) 准备工作

- ① 检查并保持测定用标准车的车况及刹车性能良好,轮胎内胎符合规定充气压力。
- ② 向汽车车槽中装载(铁块或集料),并用地磅称量后轴总质量,使其符合要求的轴重规定。汽车行驶及测定过程中,轴载不得变化。
- ③ 测定轮胎接地面积:在平整光滑的硬质路面上用千斤顶将汽车后轴顶起,在轮胎下铺一张新的复写纸,轻轻落下千斤顶,即在方格纸上印上轮胎印痕,用求积仪或数方格的方法测算轮胎接地面积,准确至 0.1cm^2 。
- ④ 检查弯沉仪百分表测量灵敏情况。
- ⑤ 当在沥青路面上测定时,用路表温度计测定试验时气温及路表温度(一天中气温不断变化,应随时测定),并通过气象台了解前 5d 的平均气温(日最高气温与最低气温的平均值)。
- ⑥ 记录沥青路面修建或改建时材料、结构、厚度、施工及养护等情况。

(2) 测试步骤

- ① 在测试路段布置测点,其距离随测试需要而定。测点应在路面行车车道的轮迹带上并用白油漆或粉笔画上标记。
- ② 将试验车后轮轮隙对准测点后约 3~5cm 处的位置上。
- ③ 将弯沉仪插入汽车后轮之间的缝隙处,与汽车方向一致,梁臂不得碰到轮胎,弯沉仪测头置于测点上(轮隙中心前方 3~5cm 处),并安装百分表于弯沉仪的测定杆上。百分表调零,用手指轻轻叩打弯沉仪,检查百分表是否稳定回零。

弯沉仪可以是单侧测定,也可以是双侧同时测定。

④ 测定者吹哨发令指挥汽车缓缓前进,百分表随路面变形的增加而持续向前转动。当表针转动到最大值时,迅速读取初读数 L_1 。汽车仍在继续前进,表针反向回转,待汽车驶出弯沉影响半径(约 3m 以上)后,吹口哨或挥动指挥红旗,汽车停止。待表针回转稳定后,再次读取终读数 L_2 。汽车前进的速度宜为 5km/h 左右。

(3) 弯沉仪的支点变形修正

① 当采用长度为 3.6m 的弯沉仪对半刚性基层沥青路面、水泥混凝土路面等进行弯沉测定时,有可能引起弯沉仪支座处变形。因此测定时应检验支点有无变形,此时应用另一台检验用的弯沉仪安装在测定用弯沉仪的后方,其测点架于测定用弯沉仪的支点旁。当汽车开出时,同时测定两台弯沉仪的弯沉读数,如检验用弯沉仪百分表有读数,即应该记录并进行支点变形修正。当在同一结构层上测定时,可在不同位置测定 5 次,求取平均值,以后每次测定时以此作为修正值。支点变形修正的原理如图 8.2 所示。

② 当采用长度为 5.4m 的弯沉仪测定时,可不进行支点变形修正。

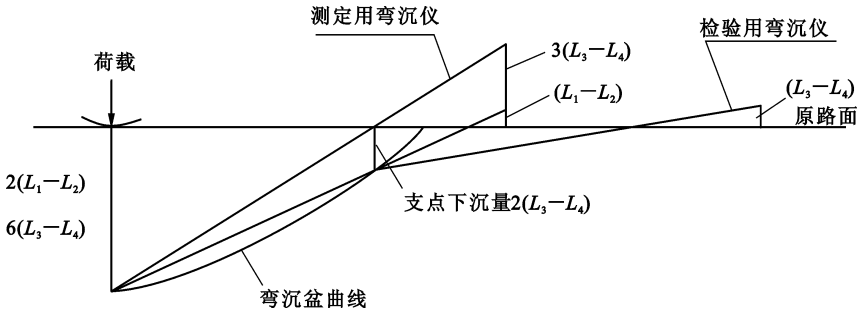


图 8.2 弯沉仪支点变形修正原理

8.2.5 结果计算及温度修正

(1) 路面测点的回弹弯沉值按下式计算：

$$L_T = (L_1 - L_2) \times 2 \quad (8.12)$$

式中 L_T ——路面温度为 T 时的回弹弯沉值(精确至 0.01mm)；

L_1 ——车轮中心临近弯沉仪测头时百分表的最大读数(精确至 0.01mm)；

L_2 ——汽车驶出弯沉影响半径后百分表的终读数(精确至 0.01mm)。

(2) 当需要进行弯沉仪支点变形修正时,路面测点的回弹弯沉值按下式计算：

$$L_T = (L_1 - L_2) \times 2 + (L_3 - L_4) \times 6 \quad (8.13)$$

式中 L_1 ——车轮中心临近弯沉仪测头时测定用弯沉仪的最大读数(精确至 0.01mm)；

L_2 ——汽车驶出弯沉影响半径后测定用弯沉仪的最终读数(精确至 0.01mm)；

L_3 ——车轮中心临近弯沉仪测头时检验用弯沉仪的最大读数(精确至 0.01mm)；

L_4 ——汽车驶出弯沉影响半径后检验用弯沉仪的终读数(精确至 0.01mm)。

注:此式适用于测定用弯沉仪支座处有变形,但百分表架处路面已无变形的情况。

(3) 沥青面层厚度大于 5cm 的沥青路面,回弹弯沉值应进行温度修正,温度修正及回弹弯沉的计算宜按下列步骤进行：

① 测定时的沥青层平均温度按下式计算：

$$T = (T_{25} + T_m + T_e) / 3 \quad (8.14)$$

式中 T ——测定时沥青层平均温度(℃)；

T_{25} ——根据 T_0 由图 8.3 决定的路表下 25mm 处的温度(℃)；

T_m ——根据 T_0 由图 8.3 决定的沥青面层中间深度的温度(℃)；

T_e ——根据 T_0 由图 8.3 决定的沥青面层底面处的温度(℃)。

图 8.3 中 T_0 为测定时路表温度与测定前 5d 日平均气温的平均值之和(℃),日平均气温为日最高气温

与最低气温的平均值。

② 采用不同基层的沥青路面弯沉值的温度修正系数 K , 根据沥青平均温度 T 及沥青层厚度, 分别由图 8.4 及图 8.5 求取。

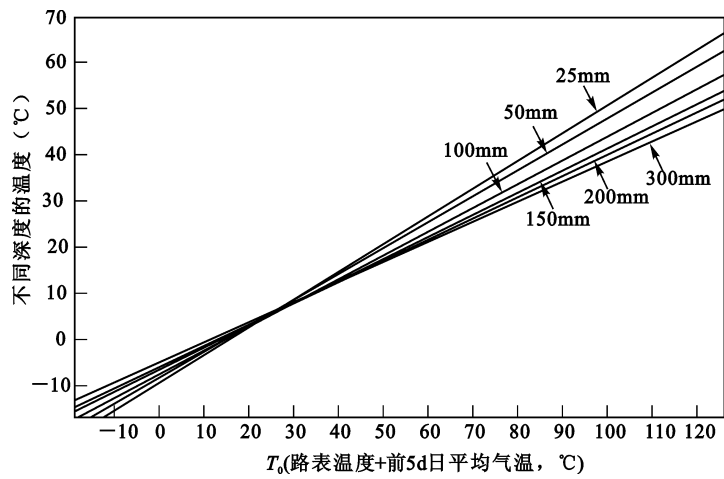


图 8.3 沥青层平均温度的决定

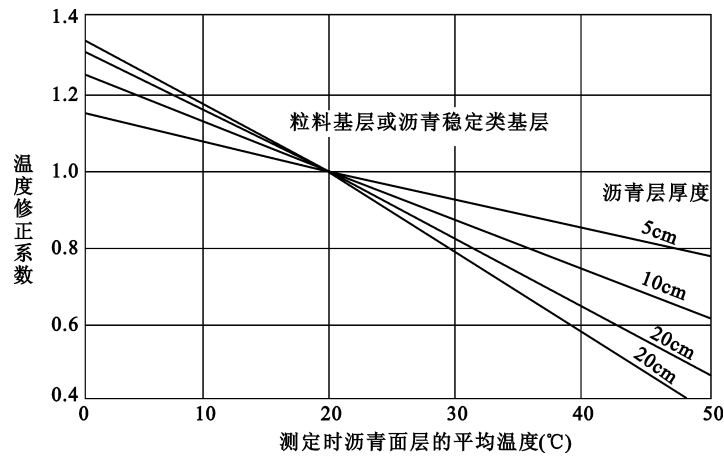


图 8.4 路面弯沉温度修正系数曲线(适用于粒料基层及沥青稳定基层)

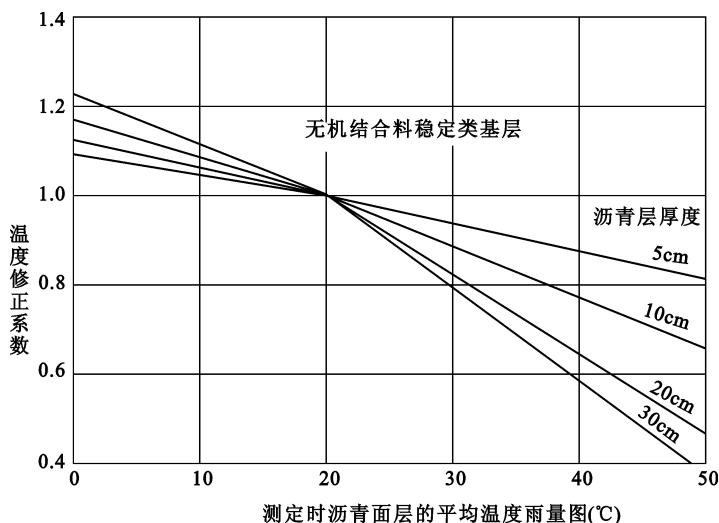


图 8.5 路面弯沉温度修正系数曲线(适用于无机结合料稳定的半刚性基层)

③ 沥青路面回弹弯沉按下式计算：

$$L_{20} = L_T \times K \quad (8.15)$$

式中 K ——温度修正系数；

L_{20} ——换算为 20℃ 的沥青路面回弹弯沉值(精确至 0.01mm)；

L_T ——测定时沥青面层内平均温度为 T 时的回弹弯沉值(精确至 0.01mm)。

8.2.6 结果评定

(1) 按下式计算每一个评定路段的弯沉代表值：

$$L_r = \bar{L} + Z_a S \quad (8.16)$$

式中 L_r ——一个评定路段的弯沉代表值(精确至 0.01mm)；

\bar{L} ——一个评定路段内各项修正后的各测点弯沉的平均值(精确至 0.01mm)；

S ——一个评定路段内经各项修正后的全部测点弯沉的标准差(精确至 0.01mm)；

Z_a ——与保证率有关的系数,当设计弯沉值按《公路沥青路面设计规范》(JTJ 014—94)确定时,采用表 8.6 中的规定值。

表 8.6 系数 Z_a 的取法

| 层 次 | Z_a | |
|------|-----------|--------|
| | 高速公路、一级公路 | 二、三级公路 |
| 沥青面层 | 1.645 | 1.5 |
| 路 基 | 2.0 | 1.645 |

(2) 计算平均值和标准差时,应将超出 $\bar{L} \pm (2-3)S$ 的弯沉特异值舍弃。对舍弃的弯沉值过大的点,应找出其周围界限,进行局部处理。用两台弯沉仪同时进行左右轮弯沉值测定时,应按两个独立测点计,不能采用左右两点的平均值。

(3) 弯沉代表值不大于设计要求的弯沉值时得满分;大于时得零分。

若在非不利季节测定时,应考虑季节影响系数。

8.3 承载板测定土基回弹模量试验

土基的回弹模量是公路设计一个必不可少的参数,我国现有规范已给出了不同的自然区划和土质回弹

模量值的推荐值,具体参见《公路沥青路面设计规范》(JTJ 014—97)中附录 E“土基回弹模量参考值”表。但由于土基回弹模量的改变将会影响路面设计的厚度,所以建议有条件时最好直接测定,而且随着施工质量提高,回弹模量值的检验将会作为控制施工质量的一个重要指标。测定回弹模量的方法,目前国内常用的主要有:承载板法、贝克曼梁法和其他间接测试方法(如贯入仪测定法和 CBR 测定法)。本节仅介绍承载板法。

8.3.1 目的和适用范围

- (1) 本方法适用于在现场土基表面,通过承载板对土基采用逐级加载、卸载的方法,测出每级荷载下相应的土基回弹变形值,经过计算求得土基回弹模量。
- (2) 本方法测定的土基回弹模量可作为路面设计参数使用。

8.3.2 仪器与材料

- (1) 加载设施:载有铁块或集料等重物、后轴重不小于 60kN 的载重汽车一辆,作为加载设备。在汽车大梁的后轴之后约 80cm 处,附设加劲小梁一根作反力架。汽车轮胎充气压力 0.50MPa。
- (2) 现场测试装置如图 8.6 所示,由千斤顶、测力计(测力环或压力表)及球座组成。
- (3) 刚性承载板一块,板厚 20mm,直径为 $\phi 30\text{cm}$,直径两端设有立柱和可以调整高度的支座,供安放弯沉仪测头。承载板安放在土基表面上。
- (4) 路面弯沉仪两台,由贝克曼梁、百分表及其支架组成。
- (5) 液压千斤顶一台(80~100kN),装有经过标定的压力表或测力环,其量程不小于土基强度,测定精度不小于测力计量程的 1/100。
- (6) 秒表。
- (7) 水平尺。
- (8) 其他:细砂、毛刷、垂球、镐、铁锹、铲等。

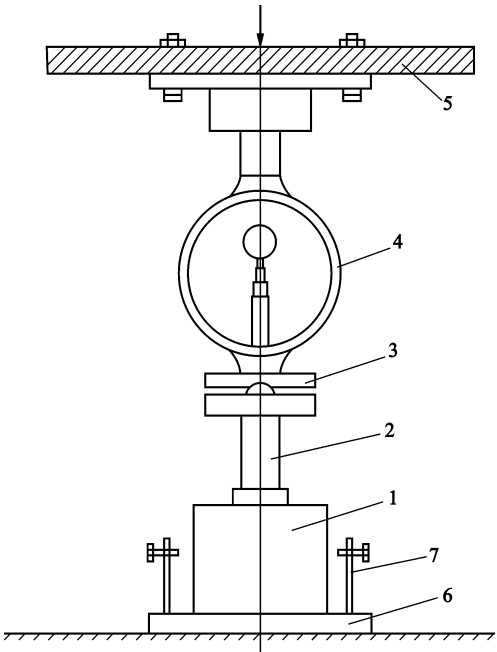


图 8.6 承载板试验现场测试装置

1—加载千斤顶;2—钢圆筒;3—钢板及球座;4—测力计;5—加劲横梁;6—承载板;7—立柱及支座

8.3.3 方法与步骤

- (1) 准备工作

- ① 根据需要选择有代表性的测点,测点应位于水平的路基上,路基土质均匀,不含杂物。
- ② 仔细平整土基表面,撒干燥洁净的细砂填平土基凹处,砂子不可覆盖全部土基表面,避免形成一层。
- ③ 安置承载板,并用水平尺进行校正,使承载板处于水平状态。
- ④ 将试验车置于测点上,在加劲小梁中部悬挂垂球测试,使之恰好对准承载板中心,然后收起垂球。
- ⑤ 在承载板上安装千斤顶,上面衬垫钢圆筒、钢板,并将球座置于顶部与加劲横梁接触,如用测力环时,应将测力环置于千斤顶与横梁中间,千斤顶及衬垫物必须保持垂直,以免加压时千斤顶倾倒发生事故并影响测试数据的准确性。
- ⑥ 安放弯沉仪,将两台弯沉仪的测头分别置于承载板立柱的支座上,百分表对零或指针处于其他合适的初始位置上。

(2) 测试步骤

- ① 用千斤顶开始加载,注视测力环或压力表,至预压 0.05MPa,稳压 1min,使承载板与土基紧密接触,同时检查百分表的工作情况是否正常,然后放松千斤顶油门卸载,稳压 1min 后,将指针对零或记录初始读数。
- ② 测定土基的压力-变形曲线,用千斤顶加载,采用逐级加载卸载法,用压力表或测力环控制加载量。荷载小于 0.1MPa 时,每级增加 0.02MPa,以后每级增加 0.04MPa 左右。为了使加载和计算方便,加载数值可适当调整为整数。每次加载至预定荷载(P)后,稳定 1min,立即读记两台弯沉仪百分表数值,然后轻轻放开千斤顶油门卸载至零,待卸载稳定 1min 后,再次读数。每次卸载后百分表不再对零。当两台弯沉仪百分表读数之差小于平均值的 30% 时,取平均值;如超过 30% 则应重测。当回弹变形值超过 1mm 时,即可停止加载。
- ③ 各级荷载的回弹变形和总变形按以下方法计算:
- $$\text{回弹变形}(l) = (\text{加载后读数平均值} - \text{卸载后读数平均值}) \times \text{弯沉仪杠杆比}$$
$$\text{总变形}(l') = (\text{加载后读数平均值} - \text{加载初始前读数平均值}) \times \text{弯沉仪杠杆比}$$
- ④ 测定总影响量 a 。最后一次加载卸载循环结束后,取走千斤顶,重新读取百分表初读数。然后将汽车开出 10m 以外,读取终读数,两只百分表的初、终读数差值之和即为总影响量 a 。
- ⑤ 在试验点下取样,测定材料含水量,取样数量如下:
- 最大粒径不大于 5mm,试样数量约 120g;
- 最大粒径不大于 25mm,试样数量约 250g;
- 最大粒径不大于 40mm,试样数量约 500g。
- ⑥ 在紧靠试验点旁边的适当位置,用灌砂法或环刀法等测定土基的密度。
- ⑦ 试验的各项数值可记录于表 8.7 中。

表 8.7 承载板测定记录表

| 路线和编号: | | | | | | 路面结构: | | | | |
|--------------------|----------------|------------------------|-------------------|-----|-----|--------------------------------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|----------------|
| 测定层位: | | | | | | 测定用汽车型号: | | | | |
| 承载板直径: | | | | | | 测定日期: 年 月 日 | | | | |
| 千斤顶 读数 | 荷载 P (kN) | 承载板 压力 p (MPa) | 百分表读数(精确至 0.01mm) | | | 总变形 (精确至 0.01mm) | 回弹变形 (精确至 0.01mm) | 分级影响量 (精确至 0.01mm) | 计算回弹变形 (精确至 0.01mm) | E_i (MPa) |
| | | | 加载前 | 加载后 | 卸载后 | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| 总影响量 a | | | | | | | | | | |
| 土基回弹模量 E_0 (MPa) | | | | | | | | | | |

8.3.4 计算

(1) 各级压力的回弹变形值加上该级的影响量后,则为计算回弹变形值。表 8.8 是以后轴重 60kN 的标

准车为测试车的各级荷载影响量的计算值。当使用其他类型的测试车时,各级压力下的影响量 a_i 按下式计算:

$$a_i = \frac{(T_1 + T_2) \pi D^2 p_i}{4 T_1 Q} \cdot a$$

(8.17)

式中 T_1 ——测试车前后轴距(m);
 T_2 ——加劲小梁距后轴距离(m);
 D ——承载板直径(m);
 Q ——测试车后轴重(N);
 p_i ——该级承载板压力(Pa);
 a ——总影响量(精确至0.01mm);
 a_i ——该级压力的分级影响量(精确至0.01mm)。

表 8.8 各级荷载影响量(后轴 60kN 车)

| | | | | | | | |
|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 承载板压力 (MPa) | 0.05 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.30 | 0.40 | 0.50 |
| 影响量 | 0.06a | 0.12a | 0.18a | 0.24a | 0.36a | 0.48a | 0.60a |

(2) 将各级计算回弹变形值点绘于标准计算纸上,排除显著偏离的异常点并绘出顺滑的 $p-l$ 曲线,如曲线起始部分出现反弯,应按图 8.7 所示修正原点 O, O' 则是修正后的原点。

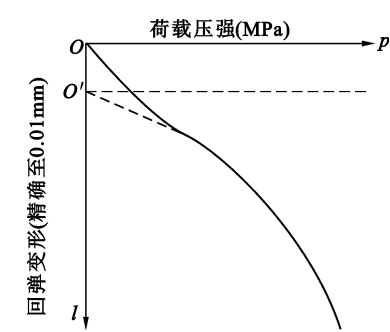


图 8.7 修正原点示意图

(3) 按下式计算相应于各级荷载下的土基回弹模量 E_i 值:

$$E_i = \frac{\pi D}{4} \cdot \frac{p_i}{l_i} (1 - \mu_0^2)$$

(8.18)

式中 E_i ——相应于各级荷载下的土基回弹模量(MPa);
 μ_0 ——土的泊松比,根据部颁《路面设计规范》规定选用;
 D ——承载板直径, $D = 30\text{cm}$;
 p_i ——承载板单位压力(MPa);
 l_i ——相对于荷载 p_i 时的回弹变形(cm)。

(4) 取结束试验前的各回弹变形值按线性回归方法由下式计算土基回弹模量 E_0 值:

$$E_0 = \frac{\pi D}{4} \cdot \frac{\sum p_i}{\sum l_i} (1 - \mu_0^2)$$

(8.19)

式中 E_0 ——土基回弹模量(MPa);
 μ_0 ——土的泊松比,根据部颁《路面设计规范》规定取用;
 l_i ——结束试验前的各级实测回弹变形值;
 p_i ——对应于 l_i 的各级压力值。

8.3.5 报告

- (1) 试验采用的记录格式如表 8.7。
- (2) 试验报告应记录下列结果:
- ① 试验时所采用的汽车;

② 近期天气情况;

③ 试验时土基的含水量(%);

④ 土基密度和压实度;

⑤ 相应于各级荷载下的土基回弹模量 E_i 值;

⑥ 土基回弹模量 E_0 值(MPa)。

8.4 路面平整度试验

路面平整度是评定路面使用品质的重要指标之一。它直接关系到行车安全、舒适以及车辆行驶能力和营运经济性,并影响着路面使用年限。测定路面平整度指标,一是为了检查控制路面施工质量与验收路面工程;二是根据测定的路面平整度指标以确定养护修理计划。

平整度的测试设备分为断面类及反应类两大类。断面类实际上是测定路面表面凹凸情况,如最常用的3m直尺法和连续式平整度仪法,国际平整度指数便是以此为基准建立的,这是平整度最基本的指标;反应类是由于路面凹凸不平引起车辆颠簸,这是司机和乘客直接感受到的平整度指标。因此,它实际上是舒适性能指标,常用的有车载式颠簸累积仪。下面介绍两种常用的断面类测定方法。

8.4.1 3m直尺法

3m直尺测定法有单尺测定最大间隙和等距离(1.5m)连续测定两种。前者常用于施工时质量控制和检查验收,并要计算出测定段的合格率;后者也可用于施工质量检查验收,但要算出标准差,用标准差表示平整程度。它与用连续式平整度仪测定的路面平整度有较好的相关关系。

8.4.1.1 目的和适用范围

(1) 本方法规定用3m直尺测定距离路表面的最大间隙用以表示路基路面的平整度,以mm计。

(2) 本方法适用于测定压实成型的路面各层表面的平整度,以评定路面的施工质量及使用质量,也可用于路基表面成型后的施工平整度检测。

8.4.1.2 仪器与材料

(1) 3m直尺:硬木或铝合金钢制,底面平直,长3m。

(2) 楔形塞尺:木或金属制的三角形塞尺,有手柄。塞尺的长度与高度之比不小于10,宽度不大于15mm,边部有高度标记,刻度精度不小于0.2mm,也可使用其他类型的量尺。

(3) 其他:皮尺或钢尺、粉笔等。

8.4.1.3 方法与步骤

(1) 准备工作

① 按现行有关规范规定选择测试路段。

② 在测试路段路面上选择测试地点:当为施工过程中质量检测需要时,测试地点根据需要确定,可以单杆检测;当为路基路面工程质量检查验收或进行路况评定需要时,应连续测量10尺。除特殊需要者外,应以行车道一侧车轮轮迹带(距车道线80~100cm)作为连续测定的标准位置。对旧路已形成车辙的路面,应取车辙中间位置为测定位置,用粉笔在路面上作好标记。

③ 清扫路面测定位置处的污物。

(2) 测试步骤

① 在施工过程中检测时,将3m直尺摆在测试地点的路面上,其方向根据实际需要确定。

② 目测3m直尺底面与路面之间的间隙情况,确定间隙为最大的位置。

③ 用有高度标线的塞尺塞进间隙处,量记其最大间隙的高度(mm),准确到0.2mm。

④ 施工结束后检测时,按现行《公路工程质量检测评定标准》(JTGF80—2004)的规定,每1处连续检测10尺,按上述①~③的步骤测记10个最大间隙。

8.4.1.4 计算

单杆检测路面的平整度计算,以3m直尺与路面的最大间隙为测定结果,连续测定10尺时,判断每个测定值是否合格,根据要求计算合格百分率,并计算10个最大间隙的平均值。

$$\text{合格率} = \frac{\text{合格尺数}}{\text{总测尺数}} \times 100\%$$

8.4.1.5 报告

单杆检测时应随时记录测试位置及检测结果。连续测定10尺时,应报告平均值、不合格尺数、合格率。

8.4.2 连续式平整度仪法

8.4.2.1 目的和适用范围

(1) 本方法规定用连续式平整度仪量测路面的不平整度的标准差(σ),以表示路面的平整度,以 mm 计。

(2) 本方法适用于测定路表面的平整度,评定路面的施工质量和使用质量,不适用于在已有较多坑槽、破损严重的路面上测定。

8.4.2.2 仪器

(1) 连续式平整度仪:构造如图 8.8。除特殊情况外,连续式平整度仪的标准长度为 3m,其质量应符合仪器标准的要求。中间为一个 3m 长的机架,机架可缩短或折叠,前后各有 4 个行车轮,前后两组轮的轴间距离为 3m。机架中间有一个能起落的测定轮。机架上装有蓄电池电源及可拆卸的检测箱,检测箱可采用显示、记录、打印或绘图等方式输出测试结果。测定轮上装有位移传感器、距离传感器等检测器,自动采集位移数据时,测定间距为 10cm,每一计算区间的长度为 100m,输出一次结果。当为人工检测、无自动采集数据及计算功能时,应能记录测试曲线。机架头装有一牵引钩及手拉柄,可用人力或汽车牵引。

(2) 牵引车:小型面包车或其他小型牵引汽车。

(3) 皮尺或测绳。

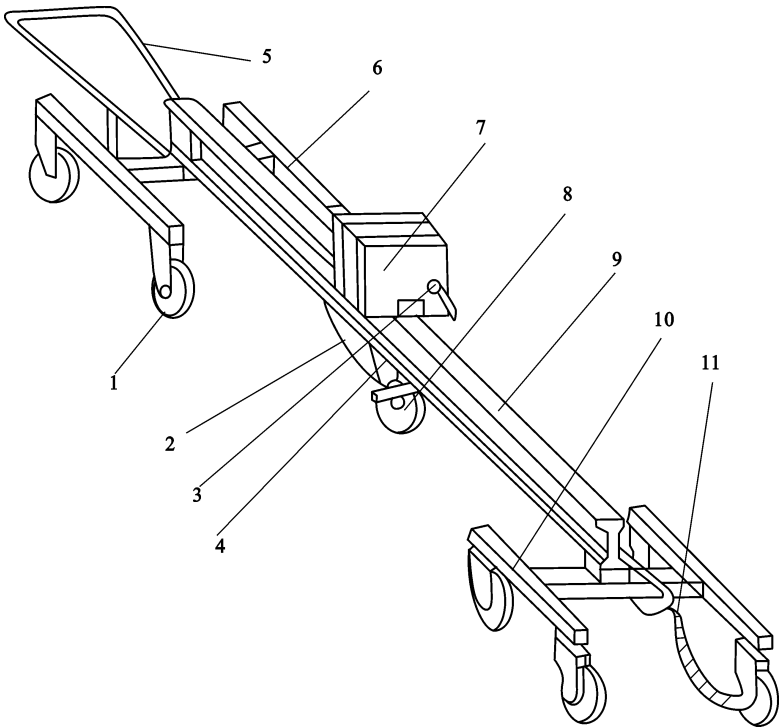


图 8.8 连续式平整度仪示意图

1—脚轮;2—拉簧;3—离合器;4—测量架;5—牵引架;6—前架;7—记录计;8—测定轮;9—纵梁;10—后架;11—软轴

8.4.2.3 试验步骤

(1) 准备工作

① 选择测试路段。

② 当为施工过程中质量检测需要时,测试地点根据需要决定;当为路面工程质量检查验收或进行路况评定需要时,通常以行车道一侧车轮轮迹带作为连续测定的标准位置。对旧路已形成车辙的路面,取一侧车辙中间位置为测定位置。当以内侧轮迹带(IWP)或外侧轮迹带(OWP)作为测定位置时,测定位置距车道标线 80~100cm。

③ 清扫路面测定位置处的脏物。

④ 检查仪器箱各部分是否完好、灵敏,并将各连接线接妥,安装记录设备。

(2) 试验步骤

① 将连续式平整度测定仪置于测试路段路面起点上。

② 在牵引汽车的后部,将平整度的挂钩挂上后,放下测定轮,启动检测器及记录仪,随即启动汽车,沿道路纵向行驶,横向位置保持稳定,并检查平整度检测仪表上测定数字显示、打印、记录的情况。如遇检测设备中某项仪表发生故障,即须停止检测。牵引平整度仪的速度应保持匀速,速度宜为 5km/h,最大不得超过 12km/h。

测试路段较短时,亦可用人力拖拉平整度仪测定路面的平整度,但拖拉时应保持匀速前进。

8.4.2.4 计算

(1) 连续式平整度测定仪测定后,按每 10cm 间距采集的位移值自动计算每 100m 计算区间的平整度标准差(mm),还可记录测试长度(m)、曲线振幅大于某一定值(如 3mm、5mm、8mm、10mm 等)的次数、曲线振幅的单向(凸起或凹下)累计值及以 3m 机架为基准的中点路面偏差曲线图。当为人工计算时,在记录曲线上任意设一基准线,每隔一定距离(宜为 1.5m)读取曲线偏离基准线的偏离位移值 d_i 。

(2) 每一计算区间的路面平整度以该区间测定结果的标准差表示,按下式计算:

$$\sigma_i = \sqrt{\frac{\sum d_i^2 - (\sum d_i)^2 / N}{N - 1}} \quad (8.20)$$

式中 σ_i ——各计算区间的平整度计算值(mm);

d_i ——以 100m 为一个计算区间,每隔一定距离(自动采集间距为 10cm,人工采集间距为 1.5m)采集的路面凹凸偏差位移值(mm);

N ——计算区间用于计算标准差的测试数据个数。

(3) 按规定的方法计算一个评定路段内各区间平整度标准差的平均值、标准差、变异系数。

8.4.2.5 报告

试验应列表报告每一个评定路段内各测定区间的平整度标准差、各评定路段内平整度的平均值、标准差、变异系数以及不合格区间数。

8.5 路面抗滑性能试验

路面抗滑性能是指车辆轮胎受到制动时沿表面滑动所产生的力。通常抗滑性能被看作是路面的表面特性,并用轮胎与路面间的摩阻系数来表示。表面特性包括路面细构造(通常用石料磨光值 PSV 表示)和粗构造(用构造深度表示)。影响抗滑性的因素有路面表面特性、路面潮湿程度和行车速度。

抗滑性能测试方法有:构造深度测试法(手工铺砂法、电动铺砂法、激光构造深度仪法)、摆式仪法、横向力系数测试法等。本节介绍两种常用方法,即手工铺砂法和摆式仪法。

8.5.1 手工铺砂法测定路面构造深度试验方法

8.5.1.1 目的与适用范围

本方法适用于测定沥青路面及水泥混凝土路面表面构造深度,用以评定路面表面的宏观粗糙度、路面表面的排水性能及抗滑性能。

8.5.1.2 仪具与材料

(1) 人工铺砂仪:由圆筒、推平板组成。

① 量砂筒:形状尺寸如图 8.9 所示,一端是封闭的,容积为 $25\text{ml} \pm 0.15\text{ml}$,可通过称量砂筒中水的质量以确定其容积 V ,并调整其高度,使其容积符合规定要求。该量砂筒有一专门的刮尺将筒口砂刮平。

② 推平板:形状尺寸如图 8.10 所示,推平板应为木制或铝制,直径 50mm,底面粘一层厚 1.5mm 的橡胶片,上面有一圆柱把手。

③ 刮平尺:可用 30cm 钢板尺代替。

(2) 量砂:足够数量的干燥洁净的匀质砂,粒径为 0.15~0.3mm。

- (3) 量尺:钢板尺、钢卷尺,或按公式将直径换算成构造深度作为刻度单位的专用的构造深度尺。
- (4) 其他:装砂容器(小铲)、扫帚或毛刷、挡风板等。

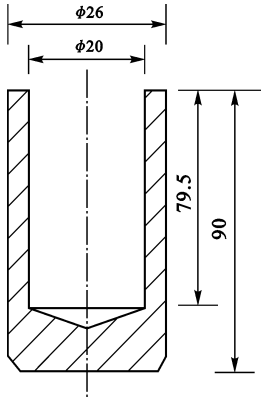


图 8.9 量砂筒(单位:mm)

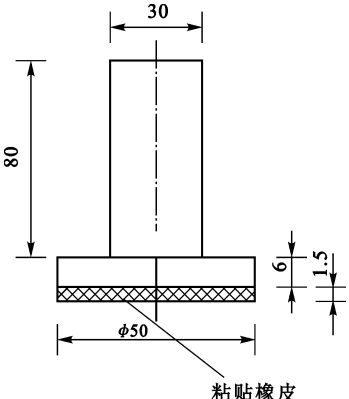


图 8.10 推平板(单位:mm)

8.5.1.3 方法与步骤

(1) 准备工作

- ① 量砂准备:取洁净的细砂晾干、过筛,将粒径为 0.15 ~ 0.3mm 的砂置于适当的容器中备用。量砂只能在路面上使用一次,不宜重复使用。回收砂必须经干燥、过筛处理后方可使用。
- ② 按规定的方法,对测试路段按随机取样选点的方法,确定测点所在横断面位置。测点应选在行车道的轮迹带上,距路面边缘不应小于 1m。

(2) 试验步骤

- ① 用扫帚或毛刷子将测点附近的路面清扫干净,面积不小于 30cm × 30cm。
- ② 用小铲装砂向圆筒中注满砂,手提圆筒上方,在硬质路表面上轻轻地叩打 3 次,使砂密实,砂面用钢尺一次刮平。
注:不可直接用量砂筒装砂,以免影响量砂密度的均匀性。
- ③ 将砂倒在路面上,用底面粘有橡胶片的推平板由里向外重复作摊铺运动,稍稍用力将砂细心地尽可能地向外摊开,使砂填入凹凸不平的路表面的空隙中,尽可能将砂摊成圆形,并不得在表面上留有浮动余砂。注意摊铺时不可用力过大或向外推齐。

- ④ 用钢板尺测量所构成圆的两个垂直方向的直径,取其平均值,准确至 5mm。

- ⑤ 按以上方法,同一处平行测定不少于 3 次,3 个测点均位于轮迹带上,测点间距 3 ~ 5m。该处的测定位置以中间测点的位置表示。

8.5.1.4 计算

- (1) 路面表面构造深度测定结果按下式计算:

$$TD = \frac{1000V}{\pi D^2/4} = \frac{31831}{D^2} \quad (8.21)$$

式中 TD——路面表面构造深度(mm);
V——砂的体积($V = 25\text{cm}^3$);
D——摊平砂的平均直径(mm)。

- (2) 每一处均取 3 次路面构造深度的测定结果的平均值作为试验结果,准确至 0.1mm。
- (3) 按规定的方法计算每一个评定区间路面构造深度的平均值、标准差、变异系数。

8.5.1.5 报告

- (1) 列表逐点报告路面构造深度的测定值及 3 次测定的平均值,当平均值小于 0.2mm 时,试验结果以 <0.2mm 表示。
- (2) 每一个评定区间路面构造深度的平均值、标准差、变异系数。

8.5.2 摆式仪测定路面抗滑值试验方法

8.5.2.1 目的和适用范围

本方法适用于摆式摩擦系数测定仪(摆式仪)测定沥青路面及水泥混凝土路面的抗滑值,用以评定路面在潮湿状态下的抗滑能力。

8.5.2.2 仪器与材料

(1) 摆式仪:形状结构如图 8.11 所示,摆及摆的连接部分总质量为 $1500\text{g} \pm 30\text{g}$,摆动中心至摆的重心距离为 $410\text{mm} \pm 5\text{mm}$,测定时摆在路面上滑动长度为 $126\text{mm} \pm 1\text{mm}$,摆上橡胶片端部距摆动中心的距离为 508mm ,橡胶片对路面的正向静压力为 $22.2\text{N} \pm 0.5\text{N}$ 。

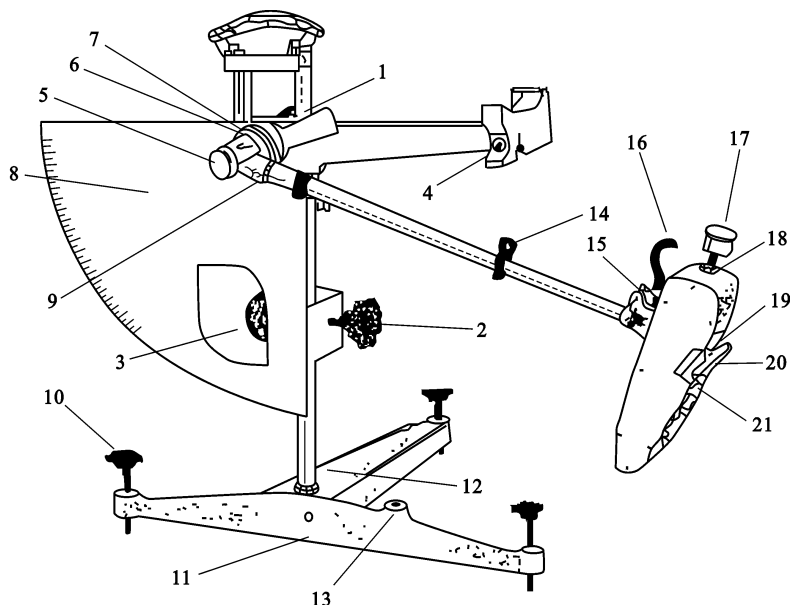


图 8.11 摆式仪结构图

1、2—紧固把手;3—升降把手;4—释放开关;5—转向节螺盖;6—调节螺母;7—针簧片或毡垫;
8—指针;9—连接螺母;10—调平螺栓;11—底座;12—垫块;13—水准泡;14—卡环;
15—定位螺丝;16—举升柄;17—平衡锤;18—并紧螺母;19—滑溜块;20—橡胶片;21—止滑螺丝

(2) 橡胶片:当用于测定路面抗滑值时其尺寸为 $6.35\text{mm} \times 25.4\text{mm} \times 76.2\text{mm}$,橡胶质量应符合表 8.9 的要求。橡胶片使用后,端部在长度方向上磨耗超过 1.6mm 或边缘在宽度方向上磨耗超过 3.2mm ,或有油类污染时,即应更换新橡胶片。新橡胶片应先在干燥路面上测试 10 次后再用于测试。橡胶片的有效使用期为 1 年。

(3) 标准量尺:长 126mm 。

(4) 洒水壶。

(5) 橡胶刮板。

(6) 路面湿度计:分度不大于 1°C 。

(7) 其他:皮尺或钢卷尺、扫帚、粉笔等。

表 8.9 橡胶物理性质技术要求

| 性质指标 | 温 度 (℃) | | | | |
|----------|-----------|---------|---------|---------|--------|
| | 0 | 10 | 20 | 30 | 40 |
| 弹性 (%) | 43 ~ 49 | 58 ~ 65 | 66 ~ 73 | 71 ~ 77 | 4 ~ 79 |
| 邵尔硬度 | 55 ± 5 | | | | |

8.5.2.3 方法与步骤

(1) 准备工作

① 检查摆式仪的调零灵敏情况,并定期进行仪器的标定。当用于路面工程检查验收时,仪器必须重新标定。

② 对测试路段按随机取样选点的方法,决定测点所在横断面位置。测点应选在行车车道的轮迹带上,距路面边缘不应小于 1m,并用粉笔标记。测点位置宜紧靠铺砂法测定构造深度的测点位置,且一一对应。

(2) 试验步骤

① 仪器调平

a. 将仪器置于路面测点上,并使摆的摆动方向与行车方向一致。

b. 转动底座上的调平螺栓,使水准泡居中。

② 调零

a. 放松上、下两个紧固把手,转动升降把手,使摆升高并能自由摆动,然后旋紧紧固把手。

b. 将摆向右运动,按下安装于悬臂上的释放开关,使摆上的卡环进入开关槽,放开释放开关,摆即处于水平释放位置,并把指针置于与摆杆平行。

c. 按下释放开关,使摆向左带动指针摆,当摆达到最高位置后下落时,用左手将摆杆接住,此时指针应指零。若不指零,可稍旋紧或放松摆的调节螺母,重复本项操作,直至指针指零,调零允许误差为 ±1BPN。

③ 校核滑动长度

a. 用扫帚扫净路面表面,并用橡胶刮板清除摆动范围内路面上的松散粒料。

b. 让摆自由悬挂,提起摆头上的举升柄,将底座上的垫块置于定位螺丝下面,使摆头上的滑溜块升高。放松紧固把手,转动立柱上的升降把手,使摆缓缓下降。当滑溜块上的橡胶片刚刚接触路面时,即将紧固把手旋紧,使摆头固定。

c. 提起举升柄,取下垫块,使摆向右运动。然后,手提举升柄使摆慢慢向左运动,直到橡胶片的边缘刚刚接触路面。在橡胶片的外边摆方向设置标准量尺,尺的一端正对该点。再用手提起举升柄,使滑溜块向上抬起,并使摆继续运动到左边,使橡胶片返回落下再一次接触路面,橡胶片两次同路面接触点距离应在 126mm(即滑动长度)左右。若滑动长度不符标准时,则升高或降低仪器底正面的调平螺丝来校正,但需调平水准泡,重复校核直至使滑动长度符合要求。而后,将摆和指针置于水平释放位置。

注:校核滑动长度时,应以橡胶片边刚刚接触路面为准,不可借摆力量向前滑动,以免标定的滑动长度过长。

④ 用喷壶的水浇洒测试路面,并用橡胶刮板刮除表面泥浆。

⑤ 再次洒水,并按下释放开关,使摆在路面滑过,指针即可指示出路面的摆值。但第一次测定,不做记录,当摆杆回落时,用左手接住摆,右手提起举升柄使滑溜块升高,将摆向右运动,并使摆针和指针重新置于水平释放位置。

⑥ 重复⑤的操作,测定 5 次,并读记每次测定的摆值,即 BPN。5 次数值中最大值与最小值的差值不得大于 3BPN。如差数大于 3BPN 时,应检查产生的原因,并再次重复上述各项操作,至符合规定为止。取 5 次测定的平均值作为每个测点路面的抗滑值(即摆值 F_B),取整数,单位以 BPN 表示。

⑦ 在测点位置上用路表温度计测记潮湿路面的温度,准确至 1℃。

⑧ 按以上方法,同一处平行测定不少于 3 次,3 个测点均位于轮迹带上,测点间距 3 ~ 5m。该处的测定位置以中间测点的位置表示。每一处均取 3 次测定结果的平均值作为试验结果,准确至 1BPN。

8.5.2.4 抗滑值的温度修正

当路面温度为 $T(℃)$ 时测得的摆值 F_{BT} 必须按下式换算成标准温度 20℃ 的摆值 F_{B20} 。

$$F_{B20} = F_{BT} + \Delta F \quad (8.22)$$

式中 F_{B20} ——换算成标准温度 20℃ 的摆值(BPN)；

F_{BT} ——路面温度为 T 时测得的摆值(BPN)；

ΔF ——温度修正值(BPN),按表 8.10 采用。

表 8.10 温度修正值

| 温度 $T(^{\circ}\text{C})$ | 0 | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 |
|------------------------------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|
| 温度修正值 $\Delta F(\text{BPN})$ | -6 | -4 | -3 | -1 | 0 | +2 | +3 | +5 | +7 |

8.5.2.5 报告

(1) 测试日期、测点位置、天气情况、洒水后潮湿路面的温度,并描述路面类型、外观、结构类型等。

(2) 列表逐点报告路面抗滑值的测定值 F_{BT} 经温度修正后的 F_{B20} 及 3 次测定的平均值。

(3) 计算每一个评定路段抗滑值的平均值、标准差、变异系数。

8.5.2.6 精密度与允许差

同一测点,重复 5 次测定的差值应不大于 3BPN。

8.5.2.7 抗滑性能检测中应注意的问题

(1) 在使用摆式仪前必须按照说明书对摆式仪进行标定,否则所得数据缺乏可靠性。

(2) 用摆式仪测定时,“标定滑动长度”是一个非常重要的环节,标定时应取滑溜块与路面正好轻轻接触的点进行量取。切不可给摆锤一个力,让它有滑动后再量取,这样标定,则滑动长度偏长,所测摆值偏大。

(3) 在用手工铺砂法测路面构造深度时,不同的人进行测试,所测结果往往差别较大,其原因较多,例如装砂的方法不标准,摊砂用的推平板不标准,最主要的是砂摊开到多大程度为止,各人掌握不一。为了使测试结果准确可靠,对容易产生误差的地方都有明确的规定,且摊开时用“尽可能向外摊平使砂填入凹凸不平的路表面空隙中,在地表面上形成一薄层”的提法。因此测试时应严格掌握操作方法的细节问题。

8.6 沥青路面渗水试验

沥青路面铺筑的一个基本点是沥青层能够封闭雨水的下渗,即路面必须具有良好的防渗水性,如果路面渗水严重,则沥青混合料和路面的耐久性将大幅度降低。因此,沥青路面渗水性能成为反映沥青混合料级配组成的一个间接指标。如果整个沥青面层均透水,则表面水势必透入基层或路基,从而大幅度降低路面承载能力,且易导致水损害现象快速出现。而沥青面层中至少有一层不透水,且表面层能透水,则表面水能及时下渗,不致形成水膜,从而提高抗滑性能,减少噪音,如 OGFC 等透水型路面。

沥青路面渗水性能通常用渗水系数表征,渗水系数是指在规定的头水压力下,水在单位时间内通过一定面积的路面渗入下层的数量,单位 ml/min。研究与实践表明,路面渗水系数与空隙率有很大关系,通常剩余空隙率越大,路面渗水系数越大,路面渗水越严重。但同样的空隙率,路面的渗水情况却不同,因为空隙率包括了开空隙和闭空隙,而只有开空隙才能够透水。由此可见,渗水系数和空隙率又是性质不同的两项指标,控制好空隙率和压实度,并不能完全保证渗水性能。同时,渗水系数非常直观,所以很多国家越来越重视直接检查渗水系数。

由于路面在使用过程中,灰尘极易堵塞空隙,使渗水试验无法做好,因此,渗水系数测试应在路面施工结束后进行测试。同时,对于公称最大粒径大于 26.5mm 的下面层或基层混合料,由于渗水系数的测定方法及指标问题,不适用于渗水系数的测定。

8.6.1 目的和适用范围

本方法适用于路面渗水仪测定沥青路面的渗水系数。

8.6.2 仪器与材料

(1) 路面渗水仪:形状及尺寸如图 8.12 所示,上部盛水量筒由透明有机玻璃制成,容积 600ml,上有刻度,在 100ml 及 500ml 处有粗标线,下方通过 $\phi 10\text{mm}$ 的细管与底座相接,中间有一开关。量筒通过支架连接,底座下方开口内径 150mm,外径 165mm,仪器附带压重铁圈两个,每个质量约 5kg,内径 160mm。

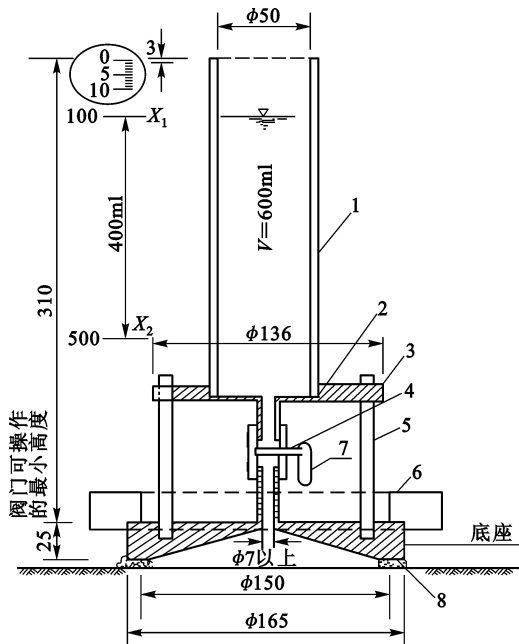


图 8.12 渗水仪结构图(尺寸单位:mm)

1—透明有机玻璃筒;2—螺纹连接;3—顶板;4—阀;5—立柱支架;6—压重铁圈;7—把手;8—密封材料

- (2) 水桶及大漏斗。
- (3) 秒表。
- (4) 密封材料:玻璃腻子、油灰或橡皮泥。
- (5) 其他:水、红墨水、粉笔、扫帚等。

8.6.3 方法与步骤

(1) 准备工作

① 在测试路段的行车道面上,按随机取样方法选择测试位置,每一个检测路段应测定 5 个测点,用扫帚清扫表面,并用粉笔画上测试标记。

② 在洁净的水桶内滴入几点红墨水,使水成淡红色。

③ 装妥路面渗水仪。

(2) 试验步骤

① 将清扫后的路面用粉笔按测试仪器底座大小画好圆圈记号。

② 在路面上沿底座圆圈抹一薄层密封材料,边涂边用手压紧,使密封材料嵌满缝隙且牢固地粘结在路面上,密封料圈的内径与底座内径相同,约 150mm。将组合好的渗水试验仪底座用力压在路面密封材料圈上,再加上压重铁圈压住仪器底座,以防止水从底座与路面间流出。

③ 关闭细管下方的开关,向仪器的上方量筒中注入淡红色的水至满,总量为 600ml。

④ 迅速将开关全部打开,水开始从细管下部流出,待水面下降 100ml 时,立即开动秒表,每间隔 60s,读记仪器管的刻度一次,至水面下降 500ml 时为止。测试过程中,如水从底座与密封材料间渗出,说明底座与路面密封不好,应移至附近干燥路面处重新操作。如水面下降速度很慢,从水面下降至 100ml 开始,测得 3min 的渗水量即可停止。若试验时水面下降至一定程度后基本保持不动,说明路面基本不透水或根本不透水,则在报告中注明。

⑤ 按以上步骤在同一个检测路段选择 5 个测点测定渗水系数,取其平均值,作为检测结果。

8.6.4 计算

沥青路面的渗水系数按下式计算,计算时以水面从 100ml 下降至 500ml 所需的时间为标准,若渗水时间过长,亦可采用 3min 通过的水量计算:

$$C_w = \frac{V_2 - V_1}{t_2 - t_1} \times 60 \quad (8.23)$$

式中 C_w ——路面渗水系数(ml/min);

V_1 ——第一次读数时的水量(ml),通常为 100ml;

V_2 ——第二次读数时的水量(ml),通常为 500ml;

t_1 ——第一次读数时的时间(s);

t_2 ——第二次读数时的时间(s)。

8.6.5 报告

列表逐点报告每个检测路段各个测点的渗水系数,及 5 个测点的平均值、标准差、变异系数。若路面不透水,则在报告中注明为零。

本章小结

1. 压实度是路基路面施工质量检验的关键指标之一,表征现场压实后的密实状况。压实度越高,材料整体性能越好,因此在《公路工程质量检验评定标准》(JTGF 80—2004)中权值较高。通过学习,主要掌握四种试验方法的原理和适用范围,熟练掌握灌砂法的试验过程,并根据试验结果对压实质量进行正确评价。

2. 路基路面整体强度通常用弯沉和回弹模量来表征。通过学习,掌握其试验的原理、试验过程,对加载车辆的要求等,在弯沉计算时应考虑支点变形、温度和季节修正。

3. 路面的基本功能是为车辆提供快速、安全、舒适和经济的行驶表面,路面的行驶质量反映路面满足这一基本功能的能力,从路面状况的角度看,影响路面行驶质量的主要因素有路面平整度和路面抗滑性能,本章介绍《公路工程质量检验评定标准》(JTGF80—2004)中常用的试验方法。通过学习,掌握各性能不同的测试方法的区别,如试验原理、试验仪器及评价指标等。

9 桩基现场试验

本章提要

随着我国工程建设事业的蓬勃发展,在高层建筑、重型厂房、桥梁、港口码头、海上采油平台以至核电站工程中,大量采用桩基础。检测桩基的承载力及桩身质量,是保证桩基合理、经济、安全使用的重要手段。本章主要介绍桩基现场试验的主要方法,包括静载试验和动测试验,动测试验分为高应变检测和低应变检测。桩的静载试验可以确定桩的承载力,准确而可靠,但由于其费用高,时间长,难以大量进行。目前国际上普遍采用高应变法测量桩的极限承载力,而用低应变方法检测桩的质量和完整性。

9.1 概 述

桩基是建筑物的重要基础形式。由于桩能将上部结构的荷载传到深层稳定的土层上去,从而大大减少基础的沉降和建筑物的不均匀沉降。所以,桩基础在震区、湿陷性黄土地区、软土地区、膨胀土地区以及冻土地区等得到广泛采用,而且实践证明它是一种有效的、安全可靠的基础形式。

据不完全统计,目前我国每年的用桩量近 100 万根,而桩基的造价较高,通常占工程总造价的 1/4 以上,因此,如何合理地确定桩的承载力,充分发挥桩基的经济效益,是具有重要意义的。长期以来国内外学者、研究人员和工程技术人员从事这一课题的研究,从不同的途径进行探索和实践,取得了许多成果,这些确定桩的承载力和桩身质量的方法,都在不同程度上和一定范围内得到应用。桩基现场试验可分为静载试验和动测试验,根据试验的目的、试桩设备能力、时间要求以及技术水平等条件,可采取不同的试验方法,得到桩的承载力、桩身质量和完整性。

桩的静载试验是确定单桩轴向和横向承载力最为可靠的方法,也是桩基质量检测中的一项很重要的方法。其试验结果的整理是否正确对桩在静荷载作用下性状的了解关系极为密切。动测技术的应用和推广的基础也与对桩静载试验结果的分析有关,单桩承载力是桩基设计的关键依据之一,只有通过现场试验才能确定。通过试验可以得到如下参数:确定单桩的极限承载力、设计承载力和抗拔力;确定桩的端承力和桩侧摩阻力;了解单桩在荷载作用下的变形和桩的荷载传递规律。单桩静载试验接近于桩的实际工作条件,是一种极为准确的试验方法。

由于桩基静载试验需要大吨位反力装置,是历时长、费用高的一种测试方法,而且对大直径的灌注桩其承载力可达数千吨,很难用静载试验的方法确定承载力。为此,国内外在采用动测方法来测试桩的承载力方面进行了大量的试验研究。相对而言,桩基动测是一种既省时又经济的方法。

桩的动测方法虽然已有 100 多年的历史,但是近代的动测技术则是随着现代电子等技术的发展而在近三四十年前诞生的,可以说,它是岩土工程及土动力学方面发展最快的分支之一,并受到越来越多的重视,无论在国外或国内都得到了迅速的推广和应用。桩基的动测试验方法可分为高应变和低应变两大类。高应变法由 20 世纪 70 年代的锤击法到 80 年代引进的 PDA 和 PID 法,近几年又自行研制成各种试桩分析仪,软件和硬件的功能都有很大提高。低应变法在我国应用广泛,约有 90% 的检测单位采用低应变法。由于其具有软、硬件价格便宜,设备轻巧,过程简单等优点,在目前高应变设备还比较少的情况下,低应变法作为评价桩承载力的一种补充手段,仍可继续加以利用。

9.2 单桩垂直静载试验

在桩基检测时,常通过桩的静载试验,由所测试的荷载与沉降的关系,确定单桩的竖向(抗压)极限承载力。这种方法以单桩为试验对象,是一种接近于桩的实际工作条件的模拟试验方法,又称为单桩垂直静载试验。

9.2.1 试验的目的和意义

单桩垂直静载试验的目的是为了确定桩与土面相互作用而决定桩的垂直承载力。进行单桩垂直静载试验有以下几方面的意义。

(1) 为设计提供合理的单桩承载力(检验试验)

作为桩基础,其材料要达到规定的材质强度,其承载力以及变形特性要满足设计要求。本节所讨论的垂直承载力,不是由桩材料的强度与土的强度决定的,而是由桩与土的相互作用决定的。就现在的理论和研究的范围而言,群桩的承载力是以单桩的承载能力为基础而确定的。所以正确地确定单桩承载能力是关系到设计是否安全与经济的重要问题。为了确保设计给定的单桩容许承载力的安全性,《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—94)中规定,采用现场静载荷试验确定单桩竖向极限承载力标准值时,在同一条件下试桩数量不宜小于总桩数的1%,且不小于3根。

(2) 为揭示或探讨单桩垂直承载力的某个理论问题

例如,为研究桩的荷载传递机理,在桩身与桩底埋设若干实测元件,用来测定桩侧摩阻力和桩端阻力。在这种情况下,垂直静载试验较上述第1种情况充分,往往可以求得极限荷载。进行这类试验,对桩理论的研究和发展很有意义。

(3) 对桩基新工法、新工艺和新桩型的使用提供有充分说服力的数据。

(4) 为动力试桩法提供对比的依据

单桩垂直承载能力还可以通过动力试桩法等途径来确定,而上述所有方法的成果都要在与桩静载试验结果大量对比的基础上,找出对比系数才能推广应用。

9.2.2 试验加载装置

在单桩垂直静载试验中,液压千斤顶加载装置是较为常用的加载装置,它包括加载与稳压系统、测量系统及反力系统。在实际工程中,可根据具体情况,选用下列加载装置。

9.2.2.1 压重平台反力装置

压重平台反力装置中的压重量不得少于预估试桩破坏荷载的1.2倍;压重应在试验开始前一次加上,并均匀稳固放置于平台上(图9.1)。

9.2.2.2 锚桩横梁反力装置

锚桩、反力梁装置能够提供的反力应不小于预估最大试验荷载的1.2~1.5倍,采用工程桩作锚桩时,锚桩数量不得少于4根,并应对试验过程中锚桩上拔量进行监测(图9.2)。

9.2.2.3 锚桩压重联合反力装置

当试桩最大加载量超过锚桩抗拔能力时,可在横梁上放置或悬挂一定重物,由锚桩和重物共同承受千斤顶加载反力。千斤顶平放于试桩中心,当采用2个以上千斤顶加载时,应将千斤顶并联同步工作,并使千斤顶的合力通过试桩中心。

9.2.3 试验条件

(1) 试桩制作:试桩顶部一般应予加强,可在桩顶配置加密钢筋网2~3层,或以薄钢板圆筒作成加劲箍与桩顶混凝土浇成一体,用高标号砂浆将桩顶抹平。对于预制桩,若桩顶未破损可不另作处理。

(2) 试桩、锚桩(压重平台支墩)和基准桩之间的中心距离应符合表9.1的规定。

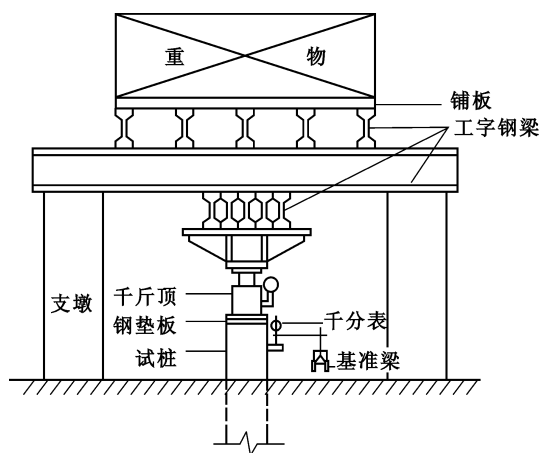


图 9.1 压重反力试验装置

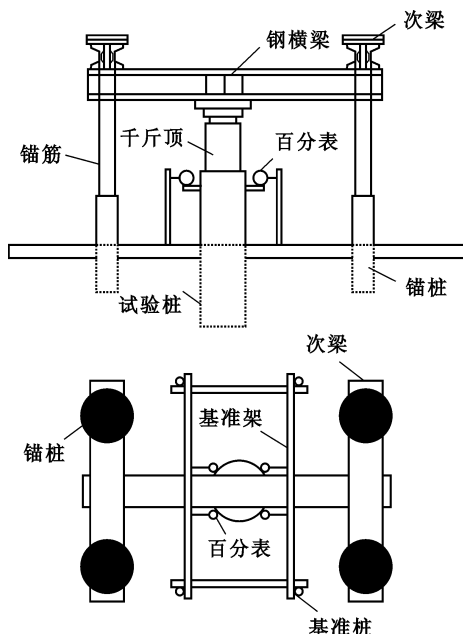


图 9.2 锚桩横梁试验装置

表 9.1 试桩、锚桩和基准桩之间的中心距离

| 反力系统 | 试桩与锚桩(或压重平台支墩边) | 试桩与基准桩 | 基准桩与锚桩(或压重平台支墩边) |
|----------|--------------------|--------------------|--------------------|
| 锚桩横梁反力装置 | $\geq 4d$ 且 | $\geq 4d$ 且 | $\geq 4d$ 且 |
| 压重平台反力装置 | $\leq 2.0\text{m}$ | $\leq 2.0\text{m}$ | $\leq 2.0\text{m}$ |

注: d ——试桩或锚桩的设计直径,取其较大者(如试桩或锚桩为扩底桩时,试桩与锚桩的中心距不应小于 2 倍扩大端直径)。

(3) 为安置沉降点和仪表,试桩顶部露出试坑地面的高度不宜小于 600mm,试坑地面宜与桩承台底设计标高一致。

(4) 试桩的成桩工艺和质量控制标准应与工程桩一致。为缩短试桩养护时间,混凝土强度等级可适当提高,或掺入早强剂。

(5) 从成桩到开始试验的间歇时间:在桩身强度达到设计要求的前提下,对于砂类土,不应少于 10d;对于粉土和粘性土,不应少于 15d;对于淤泥或淤泥质土,不应少于 25d。

9.2.4 试验方法

9.2.4.1 沉降仪表安装

试桩沉降一般采用百分表或电子位移计测量。对于大直径桩应在其 2 个正交直径方向对称安置 4 个位移测试仪表,中等和小直径桩可安装 2 个或 3 个位移测试仪表。沉降测定平面离桩顶距离不应小于 0.5 倍桩径,固定和支承百分表的夹具和基准梁在构造上应确保不受气温、振动及其他外界因素影响而发生竖向变位。

9.2.4.2 加载方式

采用慢速维持荷载法,即逐级加载,每级荷载达到相对稳定后加下一级荷载,直到试桩破坏,然后分级卸载到零。当考虑结合实际工程桩的荷载特征可采用多循环加、卸载法(每级荷载达到相对稳定后卸载到零)。当考虑缩短试验时间,对于工程桩的检验试验,可采用快速维持荷载法,即一般每隔一小时加一级荷载。

每级荷载为预估极限荷载的 $\frac{1}{10} \sim \frac{1}{15}$,第一级可按 2 倍分级荷载加荷。

9.2.4.3 沉降量观测

每级加载后间隔 5、10、15 (min) 各测读一次,以后每隔 15min 测读一次,累计 1h 后每隔 30min 测读一次。每次测读值记入试验记录表。

沉降相对稳定标准:每一小时的沉降不超过 0.1mm,并连续出现两次(由 1.5h 内连续三次观测值计算),认为已达到相对稳定,可加下一级荷载。

当出现下列情况之一时,可终止加载:

- (1) 某级荷载作用下,桩的沉降量为前一级荷载作用下沉降量的 5 倍;
- (2) 某级荷载作用下,桩的沉降量大于前一级荷载作用沉降量的 2 倍,且经 24h 尚未达到相对稳定;
- (3) 已达到锚桩最大抗拔力或压重平台的最大重量时。

9.2.4.4 卸载与沉降观测

每级卸荷值为每级加载值的 2 倍。每级卸载后隔 15min 测读一次残余沉降,读两次后,隔 30min 再读一次,即可卸下一级荷载,全部卸载后,隔 3 ~ 4h 再读一次。

9.2.5 试桩的承载力

确定单桩竖向极限承载力,一般应绘 $Q-s$ 、 $s-lgt$ 曲线,以及其他辅助分析所需曲线。

9.2.5.1 $Q-s$ 曲线

该曲线为荷载-沉降曲线(图 9.3),第一个拐点的荷载 Q_0 称为比例极限,此时土体由压密阶段进入剪切阶段,由弹性变形转变成塑性变形;第二个拐点 Q_u 为极限阶段,此时土体由剪切阶段进入破坏阶段。

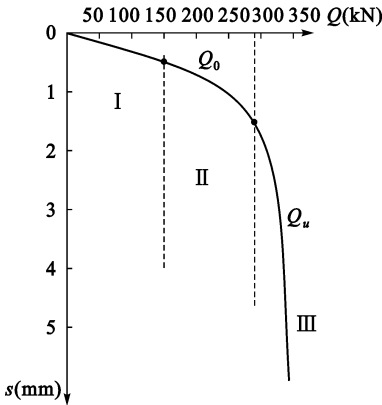


图 9.3 $Q-s$ 曲线

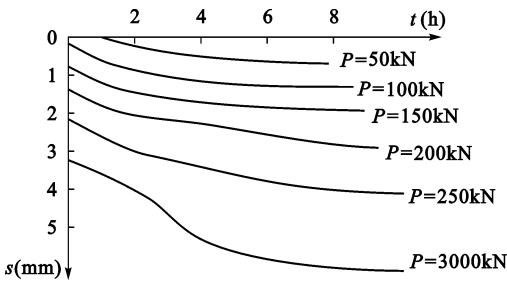


图 9.4 $s-lgt$ 曲线

9.2.5.2 $s-lgt$ 曲线

该曲线为沉降-时间曲线(图 9.4),在试桩达到极限荷载之前,图中曲线无明显向下转折,曲线的斜率与桩的沉降速率有相应的关系。当试桩达到极限荷载时,曲线发生明显的向下转折,斜率增大,可将曲线尾部出现明显下弯曲的前一级荷载值取为试桩的极限荷载。

9.2.5.3 根据沉降量确定极限承载力

对于缓变形 $Q-s$ 曲线一般可取 $s = 40 \sim 60\text{mm}$ 对应的荷载,对于大直径桩可取 $s = (0.03 \sim 0.06) D$ (D 为桩端直径,大桩径取低值、小桩径取高值)对应的荷载值;对于细长桩 ($l/d > 80$),可取 $s = 60 \sim 80\text{mm}$ 对应的荷载。

9.2.5.4 单桩竖向极限承载力标准值

单桩竖向极限承载力标准值应根据试桩位置、实际地质条件、施工情况等综合确定。当各试桩条件基本相同时,可按下列步骤与方法确定:

- (1) 按上述方法,确定 n 根正常条件试桩的极限承载力实测值 $Q_{u\text{实}i}$;
- (2) 按下式计算 n 根试桩实测极限承载力平均值 $Q_{u\text{实}m}$

$$Q_{u\text{实}m} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Q_{u\text{实}i} \tag{9.1}$$

(3) 按下式计算每根试桩的极限承载力实测值与平均值之比 α_i

$$\alpha_i = \frac{Q_{u\text{实}i}}{Q_{u\text{平}m}} \quad (9.2)$$

下标 i 根据 $Q_{u\text{实}i}$ 值由小到大顺序确定。

(4) 按下式计算 α_i 的标准差 s_n

$$s_n = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\alpha_i - 1)^2}{(n - 1)}} \quad (9.3)$$

(5) 确定单桩竖向极限承载力标准值 $Q_{u\text{标}k}$

当 $s_n \leq 0.15$ 时, $Q_{u\text{标}k} = Q_{u\text{平}m}$

当 $s_n > 0.15$ 时, $Q_{u\text{标}k} = \lambda Q_{u\text{平}m}$

λ 为单桩竖向极限承载力标准值折减系数,取值参见《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—94)附录 C 中 C.0.11.3条。

9.3 高应变动力检测方法

对于承载力较大的大直径灌注桩,难以实施常规的静载试验,此时以动载代替静载进行桩基承载力试验,不失为一种合理的选择。

9.3.1 锤击贯入试验法

该方法采用重锤锤击贯入激振,使桩顶产生较大贯入度,或使桩身产生较大的应变,在桩土体系和打桩设备都相同的情况下,土对桩的动阻力愈小,桩就愈容易打入土中。由于桩的动阻力与静载承载力有一定的相关关系,所以通过对比静动试验来确定这种相关关系。锤击贯入法检测的设备、仪器安装如图 9.5 所示。

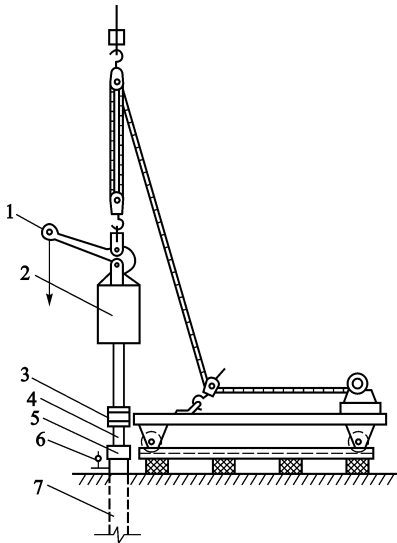


图 9.5 锤击贯入法检测示意图

1—脱钩装置;2—落锤;3—垫层;
4—测力计;5—桩帽;6—百分表;7—试桩

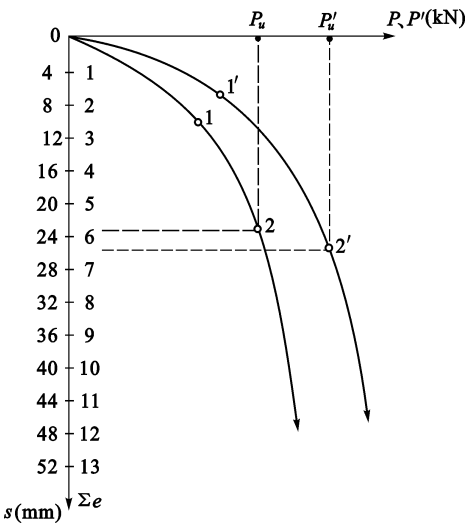


图 9.6 试桩动静对比试验典型结果

9.3.1.1 测试方法

(1) 对于灌注桩,需按一定的要求对试桩桩头进行整平和加固,加固桩头可用较桩身混凝土强度等级高的早强快干混凝土或环氧树脂水泥砂浆,待其强度达到预定的要求时,方可进行锤贯试验。

(2) 分级向桩顶施加锤击荷载,锤的落距按等级差级数递增。总锤击数控制在 10 次左右,每次锤击之间的时间间隔要大致相等,中间不要停顿太久。

- (3) 记录每次锤击力及由其引起的桩顶贯入度。
- (4) 出现下列情况之一时,要停止锤击。
- ① 锤击力增加很少,而贯入度却继续增大或突然急剧增大时;
 - ② 最大锤击力不小于设计要求的单桩承载力的 3 倍时;
 - ③ 每项贯入使 $e > 2\text{mm}$,且累计贯入使 $e > 20\text{mm}$ 时;
 - ④ 桩头发生严重破损时。

9.3.1.2 试验结果

以静荷载 P 或传递到桩顶的锤击力 P' 为横坐标,桩顶总沉降量或累计贯入度 $\sum e$ 为纵坐标,将 P - s 关系曲线和 P' - $\sum e$ 关系曲线绘制在同一图中(图 9.6)。从图中看出,两条关系曲线的线型相似,都可划分为直线段、过渡段和陡降段这三个阶段。第二拐点对应的荷载分别为静极限承载力 P_u 和动载极限承载力 P_u' 。同类型的桩在地质条件相近的条件下,试桩的动极限承载力 P_u' 与试桩的静极限承载力 P_u 其数值之间具有直线关系,利用这种关系可以以“动”求“静”。

(1) 桩的静极限承载力

根据 P' - $\sum e$ 关系曲线求得试桩的动极限承载应力 P_u' 值以后,可按下式确定桩的静极限承载力 P_u :

$$P_u = \frac{P_u'}{M_c C_u} \tag{9.4}$$

式中 M_c ——安全保证系数(参照表 9.2);

C_u ——动静极限承载力之比(参照表 9.2)。

表 9.2 锤击贯入法试桩及取值参考表

| 试桩 类型 | 试桩规格 | | | 地质条件 | | | C_u | M_c |
|----------|----------------------------|-----------------------|---------------|-----------------------|--------------------|--------------|-------|-------|
| | 截面 (mm ²) | 入土深度 (mm) | 扩大头直径 (mm) | 桩周土类 | 桩尖土类 | 虚土厚度 (mm) | | |
| 预制桩 | 250×250 300×300 | 8~8.5 8.5~9.0 | | 亚粘土 轻亚粘土 | 中 砂 | | 1.25 | 1.15 |
| 钻孔灌注桩 | φ400mm | 6.0~10 | | 粘性土 粉细砂 | 粉细砂 中粗砂 | $H \geq 30$ | 1.30 | 1.20 |
| | φ300mm φ300mm φ400mm | 3.6 6.8 3.6~8.5 | | 中轻砂粘土、 亚粘土、 粉 砂 | 砂粘土 粘砂土 粉细砂土 | $H < 30$ | 2.00 | 1.00 |
| 扩底桩 | φ300mm φ400mm | 3~3.5 3.5~5.5 | φ1000 | 中细砂粘土、 砂粘土 | 轻重砂粘土、 粘砂土 | $H < 30$ | 1.35 | 1.20 |

(2) 经验公式法

经验公式法假定桩的贯入度 e 是在锤击荷载 P' 作用下产生的,大量的打桩实践及桩的动静对比试验结果表明: P' 大而 e 值小时,则桩的承载能力高。 P_{\max}' 、 e 与桩的承载能力的关系可用下面经验公式表示:

$$P_{uf} = \eta \frac{P_{\max}'}{1 + e} \tag{9.5}$$

式中 P_{uf} ——按上述经验公式确定的单桩静极限承载力;

P_{\max}' ——实测桩顶锤击力的最大峰值;

e ——相应于 P_{\max}' 时的贯入度;

η ——贯入系数,支承于风化岩层或卵石上的预制桩取 $\eta = 1.1$,其他桩取 $\eta = 1.0$ 。

9.3.2 动力打桩公式法

动力打桩公式是最早的一种桩承载力动测法。目前,这种动测方法仍广泛地用于施工中,以控制打桩时的静承载力要求。

9.3.2.1 海利打桩公式

海利打桩公式是从能量守恒原理推导出来的,当一自由落锤打桩时,锤击过程可分为四个阶段:撞击前

阶段、撞击后的压缩阶段、锤与桩未脱离接触前的弹性恢复阶段、锤与桩脱离后的回弹阶段。

锤的速度由零增加到撞击前的 $v_{r\ominus i}$ ，而桩的速度 $v_{pi} = 0$ ，故撞击时，锤的动能应等于锤在静止时的势能，即

$$\frac{W_r}{2g} v_{r\ominus i}^2 = W_r h \quad (9.6)$$

由于打桩时桩锤通常在导架中下滑或有绳索牵引，故有能量损耗而不是理想的自由落锤。因此，引入折减系数 ξ ($\xi \leq 1$)，上式改写为：

$$\frac{W_r}{2g} v_{r\ominus i}^2 = \xi W_r h \quad (9.7)$$

式中 W_r ——锤重；

g ——重力加速度；

h ——锤的落距；

ξ ——折减系数，有钢索的吊锤， $\xi = 0.8$ ；对有导架的单动汽锤， $\xi = 0.9$ ；自由落锤， $\xi = 1$ 。

锤与桩撞击后都将产生弹性压缩，而且两者此时具有相同的速度 v_c ，故锤与桩的撞击冲量（称压缩冲量）为

$$I = \frac{W_r}{g} (v_{r\ominus i} - v_c) = \frac{W_p}{g} (v_c - v_{pi}) \quad (9.8)$$

故

$$v_c = \frac{W_r}{W_r + W_p} v_{r\ominus i} \quad (9.9)$$

式中 W_p ——桩重。

在此阶段，锤与桩的弹性压缩变形又转化为动能，使两者在恢复阶段结束时，分别具有速度 v_r 和 v_p ，此时，锤与桩之间的冲量（称恢复冲量）为

$$I' = \frac{W_r}{g} (v_c - v_r) = \frac{W_p}{g} (v_p - v_c) \quad (9.10)$$

根据实验得知：

$$I' = nI \quad (9.11)$$

式中 n ——撞击时的恢复系数，弹性撞击时， $n = 1$ ；非弹性撞击时， $n < 1$ 。

将式(9.8)和式(9.10)代入式(9.11)后，对桩有

$$v_p - v_c = n v_c \quad (9.12)$$

或

$$v_p = (1 + n) v_c \quad (9.13)$$

对锤有

$$v_c - v_r = n (v_{r\ominus i} - v_c) \quad (9.14)$$

或

$$v_r + n v_{r\ominus i} = (1 + n) v_c = v_p \quad (9.15)$$

再根据动量守恒定理，得

$$\frac{W_r}{g} v_{r\ominus i} = \frac{W_r}{g} v_r + \frac{W_p}{g} v_p \quad (9.16)$$

将式(9.15)代入式(9.16)，可得

$$W_r v_{r\ominus i} = W_r v_r + W_p (v_r + n v_{r\ominus i}) \quad (9.17)$$

或

$$v_r = \frac{(W_r - W_p n)}{W_p + W_r} v_{r\ominus i} \quad (9.18)$$

再将式(9.15)代入式(9.16)，还可得

$$W_r v_{r\ominus i} = W_r (v_p - n v_{r\ominus i}) + W_p v_p \quad (9.19)$$

或

$$v_p = \frac{(W_p + n W_r)}{W_p + W_r} v_{r\ominus i} \quad (9.20)$$

当恢复阶段结束,进入回弹阶段,锤与桩将分离的瞬间,锤和桩体系中的总能量为锤与桩动能之和,即

$$\frac{W_r}{2g} v_r^2 + \frac{W_p}{2g} v_p^2 \quad (9.21)$$

将式(9.18)和式(9.20)代入上式,经整理后,可得

$$\begin{aligned} \frac{W_r}{2g} v_r^2 + \frac{W_p}{2g} v_p^2 &= \frac{W_r}{2g} v_{r\ominus i}^2 \left[\frac{W_r^2 + n^2 W_p^2 + W_p W_r + n^2 W_p W_r}{(W_r + W_p)^2} \right] \\ &= \frac{W_r}{2g} v_{r\ominus i}^2 \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p} = \frac{W_r}{2g} v_{r\ominus i}^2 \eta \end{aligned} \quad (9.22)$$

式中 η ——称为锤击效应系数,一般 $\eta < 1$,即说明锤击前锤的动能($\frac{W_r}{2g} v_{r\ominus i}^2$)不能全部转化为锤击后锤和桩的动能,存在着能量损耗,根据能量守恒定量,应有

$$\frac{W_r}{2g} v_{r\ominus i}^2 \eta = \xi W_r h \eta \quad (9.23)$$

如果这些能量全部用于克服土对桩的贯入阻力,则应有

$$\xi W_r h \eta = P_u e$$

但实际上,部分能量要转化为桩帽、桩垫、锤垫以及桩本身和土的弹性变形能。如以 C 表示桩土体系总的弹性变形,则有

$$\xi W_r h \eta = P_u \left(e + \frac{C}{2} \right) \quad (9.24)$$

或

$$P_u = \frac{\xi W_r h \eta}{e + \frac{C}{2}} \quad (9.25)$$

9.3.2.2 改进的动力打桩公式

式(9.25)中的分子,实际上就是真正作用于桩顶上的冲击能力 E_{\max} 。改进的动力打桩公式方法就是通过实测 E_{\max} ,提高原打桩的精度,避免公式中采用锤击效率折减系数,桩帽、桩垫和锤垫的弹性变形值以及撞击的恢复系数等一系列难以确定的参数,而全部通过在现场实测获得。

这样,式(9.25)可以改写为

$$P_u = \frac{E_{\max}}{e + \frac{C}{2}} \quad (9.26)$$

上式中, E_{\max} 可通过设置在桩顶的力和加速度传感器,测得桩顶力和速度随时间的变化曲线,即

$$E_{\max} = \int_0^{t_u} P_i(t) v(t) dt \quad (9.27)$$

式中 $P_i(t)$ ——由力传感器测得的初始应力波所得的轴向力;

$v(t)$ ——由加速度传感器测得的桩顶速度;

t_u ——桩顶速度为 0 时的时间。

9.3.3 静动法

静动法是最近发展起来的一种大应变动测桩承载力的方法。由于该方法比较可靠,适用范围广,目前已在许多国家都得到承认和应用,最大的极限承载力可以测到 70000kN。

9.3.3.1 静动法的设备装置

静动法的设备装置如图 9.7 所示。它由汽缸、活塞、堆载平台、消音器及砂砾容器等组成。测试时,通过

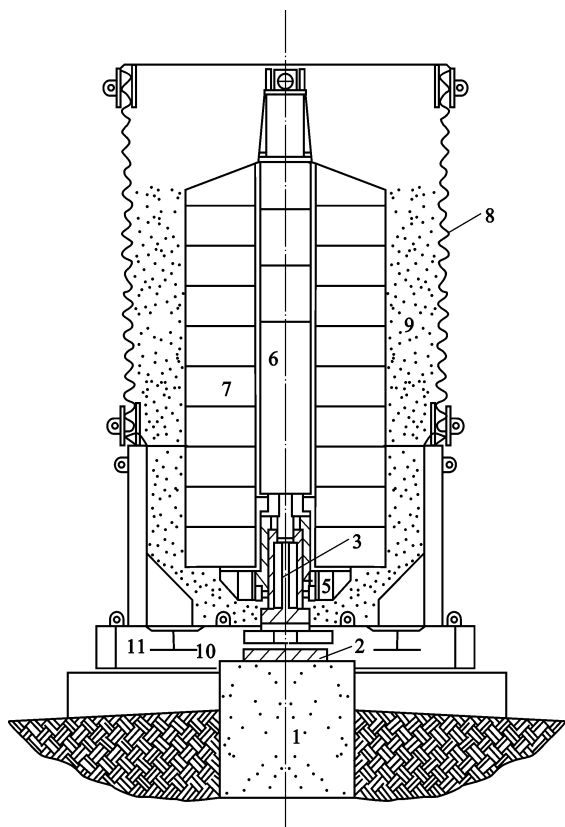


图 9.7 静动法试验装置

- 1—桩;2—力传感器;3—汽缸;4—活塞;
5—平台;6—消音器;7—堆载;8—砂砾填料容器;
9—砂砾填料;10—激光传感器;11—支架

上的堆载脱离桩顶,堆载重块四周的砂砾填料就随即填充堆载与桩顶之间的空间。当堆载重新又回落时,此时桩顶已有砂砾填料形成的缓冲层,重块就不会撞击和破坏桩顶。

9.3.3.3 测定桩承载力的方法

根据实测的静动力 $F_{s\triangleleft tn}$ 、位移 U 、速度 v 和加速度 a ,可按下面的动平衡方程求得桩的极限承载力 P_u ,也即土的静阻力 F_U (图 9.8):

$$F_{s\triangleleft tn} = F_U + F_v + F_a \quad (9.28)$$

式中 $F_{s\triangleleft tn}$ ——实测的静动力;

F_U ——土的静阻力,是位移的函数;

F_v ——土的阻尼力,是速度的函数;

F_a ——桩的惯性力,是加速度的函数。

由上式可求得桩的承载力为

$$P_u = F_U = F_{s\triangleleft tn} - C v - m a \quad (9.29)$$

式中 C ——阻尼系数;

v ——速度, $v = \frac{dU}{dt}$;

m ——桩身质量;

a ——加速度, $a = \frac{d^2 U}{dt^2}$ 。

当 $U = U_{max}$ 时, $v = 0$ (卸载点), 得

$$P_u = F_U = F_{s\triangleleft tn} - m a \quad (9.30)$$

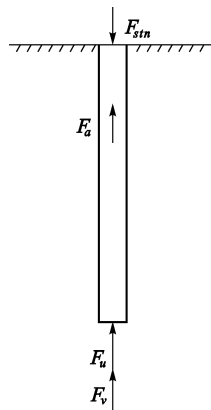


图 9.8 静动态的动力平衡

在汽缸中点燃固体燃料,产生高压气体,将桩顶上的堆载平台举起。如果堆载的质量为 m ,举起的加速度为 a ,则此上举力为 $F = ma$,与此同时,施加在桩顶上的反作用力也为 $-ma$ 。由于静动法所产生的加速度 $a = 10 \sim 20g$,所以平台上的堆载只需要静载试验的 $5\% \sim 10\%$,从而大大节省了人力和物力。

9.3.3.2 试验过程

静动法的试验过程比较简单,当设备装置安装完毕后,用电阻丝点燃汽缸中的固体燃料,此时所产生的高压气体,推动活塞和连接的平台,使平台

所以,利用位移达到最大时,速度为 0,将实测的静动力中扣除惯性力 ma ,即可求得桩的极限荷载。

在静动法试验中,静动力 $F_{s\rightleftharpoons tn}$ 是用置于桩顶的力传感器确定,位移则用激光传感器记录,速度和加速度则由加速度传感器测得,全部过程均由计算机自动控制,点火燃烧完毕后,上述曲线均可自动打印出来。

静动法不仅可按式(9.28)求得桩的极限承载力,而且可以根据其试验结果 $F_{s\rightleftharpoons tn}-U$ 曲线得出静载试验曲线,具体方法可查阅相关文献。

9.4 低应变动力检测方法

1995 年 10 月正式颁布了我国行业标准《基桩低应变动力检测规程》(JGJ/T 93—95),使我国低应变动力检测方法进入了实用推广阶段。目前,全国几乎所有动测桩单位均采用低应变激振方法来检测桩的完整性。

9.4.1 反射波法

反射波法可适用于检测桩身混凝土的完整性,推定缺陷类型及其在桩身中的位置。同时也可对桩长进行核对,对桩身混凝土的强度等级作出估计。该方法是通过桩的瞬态激振后,研究桩顶速度随时间的变化曲线,从而判断桩的质量。由于这种方法比较简便,成本低,所以在工程中得到广泛应用。

9.4.1.1 测试仪器

反射波法所用仪器比较简单,其现场的布置框图如图 9.9 所示。所用仪器设备主要有:激振设备、传感器、放大器和多通道信号采集分析仪。

瞬态激振最简便的方法就是用手锤或力棒敲击桩顶,同时通过安装在桩顶上的速度(加速度)传感器和记录仪,获得桩顶速度随时间的变化曲线。

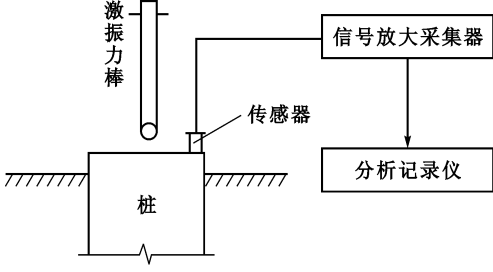


图 9.9 反射波法仪器布置示意图

9.4.1.2 测试方法

- (1) 进行桩头处理:应去掉浮浆和疏松混凝土部分至坚实的混凝土面,当桩径较大时,至少应保证在激振部位和传感器安置的地方能整平。
- (2) 传感器安装:传感器应稳固地安置在桩头上,对于桩径大于 350mm 的桩可安置两个或多个传感器,目前有预埋螺丝或通过黄油、橡皮或石膏粘贴等。
- (3) 激振:激振点应选择在桩头中心部位,应根据实际情况选择激振能量和锤头材质,而不是能量越大越好。
- (4) 测试次数:在正式试验前先进行试测,如发现问题,及时调整,以确定最佳的激振方式、仪器参数的选择和测试条件。每根桩均应进行二次以上的重复测试,若出现异常波形应在现场及时研究,排除影响测试的不良因素后再重复测试。重复测试的波形与原波形应具有相似性。

9.4.1.3 试验数据处理与判定

桩身混凝土的波速 v_p 、桩身缺陷的深度 L' 可按下列公式计算:

$$V_p = \frac{2L}{t_r} \tag{9.31}$$

$$L' = \frac{1}{2} v_{p\rightleftharpoons m} t_r' \tag{9.32}$$

式中 L ——桩身全长;

t_r ——桩底反射波的到达时间;

t_r' ——桩身缺陷部位反射波到达时间;

$v_{p\rightleftharpoons m}$ ——同一工地内多根已测合格桩桩身纵波速度的平均值。

根据实测波形来判断桩的完整性、缺陷及部位等。由图 9.10(a)可见,在 $2L/v_{p\rightleftharpoons m}$ 时间内,完好桩无反射波;但由图 9.10(b)可见,在 $2L/v_{p\rightleftharpoons m}$ 时间内,带缺陷桩存在有反射波现象,完好桩与有缺陷桩的波形有着明显的区别。同时,可根据反射波情况判断缺陷部位,依据波速来判定桩混凝土的质量。

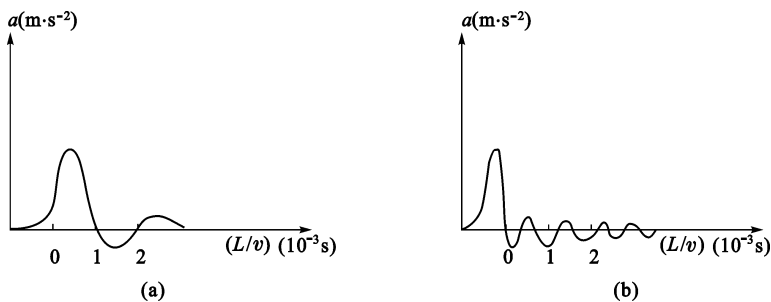


图 9.10 桩的反射波曲线

(a) 完好桩; (b) 缺陷桩

9.4.2 机械阻抗法

与电学中的欧姆定律相近似,把一个结构系统(或桩)的机械阻抗定义为:作用力与由此而产生的结构(或桩)响应之比(如图 9.11 所示):

$$Z = \frac{F}{v} \quad (9.33)$$

式中 F ——对结构(或桩)施加的作用力;
 v ——结构(或桩)的运动速度(也可以是其他性质的响应,如位移、加速度)。

机械阻抗的倒数即为机械导纳。系统在动态力作用下的阻抗(或导纳)是以动态力圆频率为自变量的复函数 $Z(j\omega)$ 或 $Y(j\omega)$ 。对不同的 ω 值,阻抗(或导纳)的幅值和幅角就不同。这样,通过测定施加给桩的激励(输入)函数和桩的动态响应函数来识别桩的动态特性。对桩动态特性

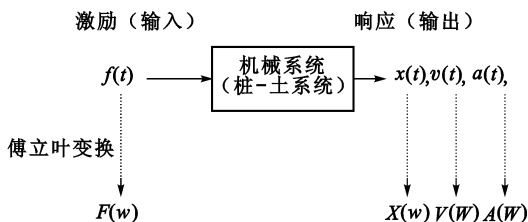


图 9.11 系统动力和响应示意

进行分析计算,即可判定桩身混凝土浇筑质量、缺陷的类型及其在桩身中的位置,同时还可以估计桩的承载力。

9.4.2.1 测试仪器设备

在试验中,对系统施加的扰力(动态激振)主要有两种类型,即稳态正弦激振和瞬态激振(冲击),不同激振方法的测试和分析仪器将有明显差别,但所测得桩的动态特性是一致的。

(1) 稳态激振

稳态激振是结构动力学试验的传统方法。它的优点是能量集中,试验精度高,可以在现场试验的过程中直接得到桩的导纳特性曲线。缺点是设备较为笨重,携带不方便,早期的桩的稳态试验系统如图 9.12 所示。

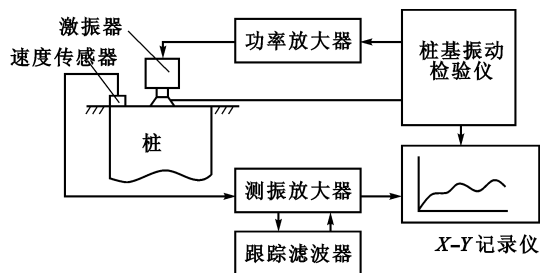


图 9.12 稳态激振测试系统

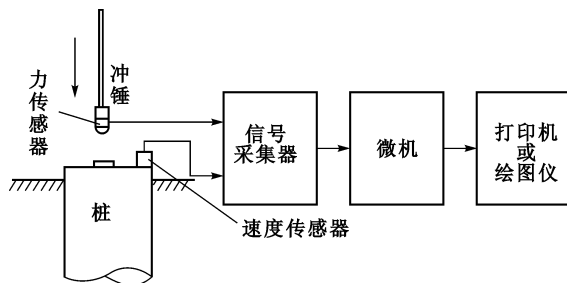


图 9.13 瞬态激振测试系统

(2) 瞬态激振

瞬态试验与稳态试验的原理是完全相同的,它也是测量桩的机械导纳,描绘出随频率变化的导纳曲线,通过对曲线的识别和分析来估计桩的完整性和承载能力。由于瞬态激振的设备较平常(图 9.13),故应用较广泛。

9.4.2.2 试验方法

- (1) 试验前应进行桩头的清理,去除桩头上的浮浆,露出密实的桩顶。将桩头顶面大致修凿平整,并尽可能与周围地面保持齐平。
- (2) 桩径小于 60cm 时,可布置一个测点;桩径为 0.6 ~ 1.5m 时,应布置 2 ~ 3 个测点;桩径大于 1.5m 时,应在相互垂直的两个径向布置 4 个测点。
- (3) 激振力应作用于桩头顶面正中。采用半刚性悬挂时,则粘贴在桩头顶面中心的钢板必须保持水平。
- (4) 在瞬态激振试验中,重复试验的次数应大于 4 次。
- (5) 在测试过程中应观察各设备的工作状态,当全部设备均处于正常状态,则该测试为有效。

9.4.2.3 试验数据的处理与推定

对桩进行机械阻抗试验,即在记录仪上自动绘出桩的导纳随频率变化曲线,并对其进行计算和分析(图 9.14)。

(1) 桩的波长和桩的测量长度

当已知桩长时,可根据导纳曲线量得的频率差 Δf ,用以判断桩的波速为:

$$v_p = 2L\Delta f \tag{9.34}$$

若已知波速,或假定波速则可以判断实际桩长:

$$L_0 = \frac{v}{2\Delta f} \tag{9.35}$$

(2) 计算导纳 N_c 和实测导纳 N_0 值

$$N_c = \frac{1}{\rho CA} \tag{9.36}$$

$$N_0 = \sqrt{PQ} \tag{9.37}$$

- 式中 v ——整个工地上完好桩(桩长为已知)波速的平均值;
 P ——导纳曲线的极大值(峰值);
 Q ——导纳曲线的极小值(谷值);
 A ——桩的横截面积;
 ρ ——混凝土的密度。

(3) 桩的动刚度 K_d

$$K_d = \frac{2\pi f_m}{|v/F|_m} \tag{9.38}$$

- 式中 f_m ——曲线初始段近似直线部分任意点 m 的频率;
 $|v/F|_m$ ——曲线初始段近似直线部分任意点的导纳值。

(4) 第一谐振频率(基频) f_0

可直接从导纳曲线上读取。

有了上述各参数后,就可用以判断桩身结构的完整性。表 9.3 和表 9.4 给出了机械阻抗法判断桩身结构完整性的参考依据。

表 9.3 按机械导纳曲线推定桩身结构完整性

| 机械导纳曲线形态 | 实测导纳值 N_0 | | 实测动刚度 K_d | | 测量桩长 L_0 | 实测桩身波速平均值 $v_{p \approx 2m}$ (m/s) | 结 论 |
|-----------|----------------|---------------------------|----------------|--------------------------|---------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|
| 与典型导纳曲线接近 | 与理论值 N 接近 | | 高于 | 工地平均 动刚度值 K_{dm} | 与施 工长 度接 近 | 3500 ~ 4500 | 嵌固良好的完整桩 |
| | | | 接近 | | | | 表面规则的完整桩 |
| | | | 低于 | | | | 桩底可能有软层 |
| 呈调制状波形 | 高于 | 导纳实测几 何平均值 N_{om} | 低于 | 工地平均 动刚度值 K_{om} | | 3500 ~ 4500 | 桩身局部离析,其位置可 按主波的 Δf 判定 |
| | 低于 | | 高于 | | | 3500 ~ 4500 | 桩身断面局部扩大,其位 置可按主波的 Δf 判定 |

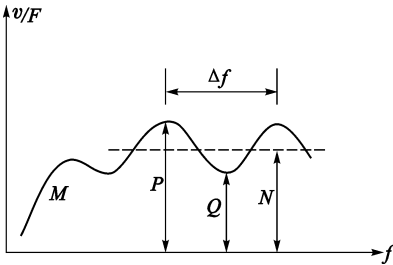


图 9.14 桩的导纳曲线

| | | | | | | |
|----------------------------------|---------------------|---------------------|-------------------|-----------|---|------------------|
| 与典型导纳曲线类似,但其共振频率增量 Δf 偏大 | 高于理论值 N 很多 | 远低于 | 工地平均动刚度值 K_{om} | 小于施工长度 | — | 桩身断裂,有夹层 |
| | 低于工地平均值 N_{om} 很多 | 远高于 | | | | 桩身有较大鼓肚 |
| 不规则 | 变化或较高 | 低于工地动刚度平均值 K_{dm} | | 无法由计算确定桩长 | — | 桩身不规则,有局部断裂或贫混凝土 |

表 9.4 按机械导纳曲线异常程度进一步推定桩身结构完整性

| 初步辨别有异常 | 可能的异常位置 | 异常性质的判断 | 异常程度的判断 | |
|--|--------------------------------|---|----------------------|---------------------|
| $v_p = 2\Delta f L =$ 正常波速, 只有桩底反射效应, 桩身无异常 | — | $N_0 \approx N$ 优质桩 | 波峰间隔均匀, 整齐 | 全桩完整, 混凝土质量优而均匀 |
| | | | 波峰间隔均匀, 但不整齐 | 全桩基本完整, 外表面不规则 |
| | | $N_0 \approx N$ $K_d \approx K_d'$ 混凝土质量稍有不均匀 | 波峰间隔均匀, 整齐 | 全桩完整, 混凝土质量基本完好 |
| | | | 波峰间隔不太均匀, 欠整齐 | 全桩基本完整, 局部混凝土质量不太均匀 |
| $\Delta f_1 < \Delta f_2$ $v_{p1} = 2\Delta f_1 L =$ 正常波速, 有桩底反射效应, 同时 $v_{p2} = 2\Delta f_2 L =$ 正常波速, $L' = \frac{v_p}{2\Delta f_2} < L$, 表明有异常处反射效应 | $L' = \frac{v_p}{2\Delta f_2}$ | $N_0 < N$ $K_d < K_d'$ | 波峰圆滑, N_p 值小 | 有中度扩径 |
| | | | 波峰圆滑, N_p 值大 | 有轻度扩径 |
| | | $N_0 > N$ $K_d < K_d'$ 缩径或混凝土局部质量不均匀 | 波峰尖峭, N_p 值大 | 有中度裂缝或缩径 |
| | | | | |
| $V_p = 2\Delta f L >$ 正常波速, $L' = \frac{v_p}{2\Delta f}$, 表明无桩底反射效应, 只有其他部位的异常反射效应 | $L' = \frac{v_p}{2\Delta f_2}$ | $N_0 > N$ $K_d < K_d'$ 缩径或断裂 | 波峰尖峭, N_p 值小 | 有严重缩径 |
| | | | 波峰间隔均匀, 尖峭, N_p 值大 | 严重断裂, 混凝土不连续 |
| | | $N_0 < N$ $K_d > K_d'$ 扩径 | 波峰圆滑, N_p 值小 | 有较严重扩径 |
| | | | 波峰间隔均匀, 圆滑, N_p 值小 | 有严重扩径 |

注: Δf_1 ——有缺陷桩导纳曲线上小峰之间的频率差; K_d' ——预期动刚度;
 Δf_2 ——有缺陷桩导纳曲线上大峰之间的频率差; N_p ——导纳最大峰幅值。

9.4.3 动力参数法

动力参数法是利用敲击对桩头施加一瞬时冲击荷载,测定桩的基本频率(频率法),或同时测定桩的频率和初速度(频率-初速法),用以换算桩基的各种参数。频率法的适用范围限于摩擦桩,并应有准确的地质勘探及土工试验资料作为计算依据。当有可靠的同条件动静试验对比资料时,频率-初速法可用于推算不同工艺成桩的摩擦桩和端承桩的竖向承载力,这里仅介绍频率-初速法。

9.4.3.1 试验仪器设备

频率-初速法的试验装置见图 9.15。激振设备宜采用带导杆的穿心锤,穿心锤底面应加工成球面,穿孔孔直径比导杆直径大 3mm 左右,穿心锤的质量应由 2.5 ~ 100kg 形成系列,其落距宜在 180 ~ 500mm,分为 2 ~ 3 档。

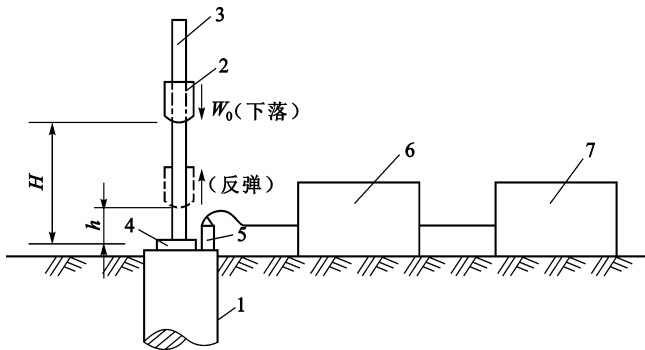


图 9.15 动力参数法检测图

1—桩;2—穿心锤;3—导杆;4—垫板;5—传感器;6—滤波及放大器;7—采集、记录及处理器

传感器可采用竖、横两向兼用的速度型传感器,试验时将传感器竖向安装在冲击点与桩身钢筋之间,尽可能远离冲击点及桩头悬出的钢筋,以减少杂波干扰。

9.4.3.2 试验方法

- (1) 清除桩身上段浮浆及破碎部分。
- (2) 凿平桩顶中心部分,并用粘结剂(如环氧树脂)粘贴一块钢垫板,待其固化后方可施测。对承载力

标准值小于 2000kN 的桩,钢垫板面积约 100mm×100mm,厚 10mm。钢垫板中心应钻一直孔,深为 8mm,孔径为 12mm。对承载力大于或等于 2000kN 的桩,钢垫板的面积及厚度加大 20%。

(3) 将导杆插入钢垫板的盲孔中,按选定的穿心锤质量 (W_0) 及落距 (H) 提起穿心锤,任其自由下落,并在撞击垫板后自由回弹再自由下落,则完成一次测试,并加以记录。一般重复测试三次,以资比较。

(4) 每次激振后,应通过屏幕观察波形是否正常,要求出现清晰而完整的第一次及第二次冲击振动波形,并要求第一次冲击振动波形的振幅值符合规定的范围,否则应改变冲击能量,确认波形合格后方可进行记录,典型波形如图 9.16。

9.4.3.3 试验数据计算

(1) 穿心锤回弹高度 h

$$h = \frac{1}{2} g \left(\frac{t}{2} \right)^2 \tag{9.39}$$

式中 g ——重力加速度 (m/s^2);
 t ——第一次冲击与回弹后第二次冲击的时间 (s)。

(2) 碰撞系数

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{h}{H}} \tag{9.40}$$

式中 h ——穿心锤回弹高度 (m);
 H ——穿心锤落距 (m)。

(3) 桩头振动初速度

$$v_0 = \alpha A_d \tag{9.41}$$

式中 α ——与 f_0 相应的测试系统灵敏系数 [$\text{m}/(\text{s} \cdot \text{mm})$];
 f_0 ——桩-土体系的固有频率,通过频谱分析确定;
 A_d ——第一次冲击振动波初动相位的最大峰峰值 (mm)。

(5) 单桩竖向承载力推算值

$$R = \frac{f_0^2 (1 + \varepsilon) W_0}{K v_0} \sqrt{H} \beta_e \tag{9.42}$$

式中 W_0 ——穿心落锤质量 (t);
 K ——安全系数,取 2;
 β_e ——频率-初速法的调整系数。

调整系数 β_e 与仪器性能、冲击能量的大小、桩长、桩底支承条件及成桩方式等有关,应预先积累动-静对比资料经统计分析加以确定。表 9.5 给出了某单位对桩的入土深度 $h = 10 \sim 30\text{m}$ 的钻 (挖) 孔灌注桩动-静比较测得的 β_e 随 h 的变化范围,仅供参考。

表 9.5 钻 (挖) 孔灌注桩 β_e 随 h 变化示例

| | | |
|----------------|---------------|---------------|
| 桩入土深度 h (m) | 0 ~ 15 | 15 ~ 30 |
| 调整系数 β_e | 0.038 ~ 0.070 | 0.070 ~ 0.197 |

注:① β_e 与 h 不呈比例关系,不得应用内插法;
② 以 $h < 10\text{m}$ 的端承桩, β_e 随 h 减小而递增;
③ 打入桩及桩身强度有保证的锤击 (或振动) 沉管桩的 β_e 高于钻 (挖) 孔桩的 β_e 值。

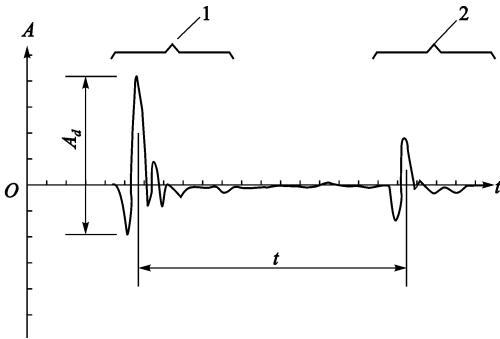


图 9.16 波形记录示例
1—第一次冲击的振动波形;
2—回弹后第二次冲击的振动波形

本章小结

桩基现场试验是桩基础施工后进行的必要检测方法。目前检测桩基的试验方法很多,具体采用哪种方法根据试验目的、仪器设备、试验时间、经济情况等综合考虑。在学习本章内容时,应注意以下几点:

(1) 单桩静载试验是桩基检测的一项重要内容,是确定桩承载力的一种极为准确的方法。根据试验得出的荷载-沉降曲线、沉降-时间曲线或沉降量确定桩的极限承载力,也可由相关参数计算单桩竖向极限承载力

力标准值。

(2) 高应变动力检测方法中有锤击贯入法、动力打桩公式法和静动法等,其原理是在桩头进行锤击或用高压气体顶起桩顶上的堆载平台,得到桩的贯入度、弹性变形、位移、速度、加速度和力等参数,通过分析和计算,可分别得到桩的垂直极限承载力和水平极限承载力。在难以实施静载试验时,可以代替桩基静载试验。

(3) 低应变动力检测方法在工程中得到广泛应用,本章中主要介绍了反射波法、机械阻抗法和动力参数法,其原理是在桩顶产生激振或强迫振动,测得桩的振动频率、振动波形、时域速度波形、机械导纳幅频谱等参数,分别得到桩的临界荷载、桩身质量和缺陷位置等,低应变动力检测方法是一种快速、经济的方法,在国内外得到愈来愈广泛的应用。

10 试验数据的统计分析

本章提要

本章阐述了试验数据统计分析中的有关概念与方法。介绍了对试验数据进行加工整理的理论依据、试验误差的计算方法以及一元线性回归分析方法。

10.1 概 述

试验的最终结果和试验的最终结论都是以试验数据为依据的。而试验数据的获得是在一定的环境里,一定的条件下进行的。因此,它会受到各种各样客观因素的影响。在试验过程中所量测的数据,从严格意义上说,它只能是力求接近于某个客观实际真值,而无法得到真正的真值。这是由于观测者的人为错误导致的量测偏差、仪器内部的某种缺陷导致的量测偏差以及量测时外部环境的影响(如温度、湿度、气流、电磁场的干扰等)所导致的量测偏差等因素带来的,而这些误差均难以避免。为此,必须对所测得的数据进行分析、加工处理。

由于在试验测量过程中各阶段各环节都存在产生误差的原因,所以要了解各种试验误差的特性,了解处理各种误差的理论依据和对试验数据进行加工处理、分析的方法,从而在试验测量的数据中控制和减少误差。

此外,在试验测量中,对某物理量进行测量,其目的往往是为了了解该物理量与另一物理量之间的相互关系。为此就要了解和掌握如何建立两者之间的关系的表达式。本章即阐述以上的问题。

10.2 测量误差

试验中的测量误差是指在测量过程中,所测量的实测值 x 与被测量值的真值 μ 之间的差值 δ 。即: $\delta = |\mu - x|$,它们之间的关系也可写作: $\mu = x \pm \delta$ 。

根据测量误差其性质的不同又可分为:系统误差、偶然误差和过失误差三种。

10.2.1 系统误差

系统误差又称之为经常误差,它是由某些固定的原因所造成的。其特点是在整个测量过程中总是有规律地存在着,其大小和符号都不变或按某一规律改变。由于系统误差的大小是固定(或按一定规律改变)的,所以它的误差是可以测定的,故又将系统误差称之为可测误差。

系统误差有如下几个来源:

(1) 方法误差

它是由于采用了不完善的测量方法或数学处理方法所导致的。例如,采用某种简化的测量方法或近似计算方法,或对某些经常作用的外界条件影响的忽略等,从而导致测量结果偏高或偏低。

(2) 工具误差

由于测量仪器或工具在结构上不完善或零部件制造时的缺陷所导致的测量误差。例如,仪表刻度不均匀,百分表的无效行程等。

(3) 条件误差

测量过程中,由于测量条件变化所造成的误差。例如,测量工作开始和结束时某些条件(如温度、湿度、

气压……)发生变化所导致的误差。

(4) 调整误差

由于量测人员没有调整好仪器所带来的误差。例如,测量前未将仪器放在正确位置,仪器未校准或使用零点调整不准的仪器。

(5) 主观误差

由于测量人员本身的一些主观因素造成的误差。例如,用眼在刻度上估读时习惯性地偏向某一个方向等。

10.2.2 偶然误差

它是由一些不确定的随机因素造成的误差。例如,测量时环境的温度、湿度和气压的变化,或测量人员手、眼在每次测量时的不确定性。偶然误差不像系统误差是固定的或有一定规律的。即使是一个很有经验的测量者也不可能使进行多次测量的结果都完全相同。偶然误差很难找出确定的因素,似乎没有规律,但经多次测量会发现其数据有一定的统计规律,这也是随机性的特征。

10.2.3 过失误差

它是由人为错误所造成的误差。例如,工作中的粗枝大叶,读错刻度,记录或计算差错,不按操作规程办事等所造成的误差。此类误差往往误差数值较大,极易发现,为此当发现出现很大误差时应分析原因及时纠正或计算时予以剔除。

10.3 试验数据整理依据

以上介绍了三种常见的误差概念。其中系统误差是由于某些固定因素造成的,所以它的误差值较为稳定或有一定规律,可用试验分析的方法查明其产生的原因并测定其数值的大小。可以改换另一种测量方法作对比测量来减小或消除这一误差。对于过失误差,由于它的误差往往会偏差很大,极易被发现,则可从测量记录中及时识别、更正或剔除。

10.3.1 偶然误差的分布

偶然误差是随机因素造成的,不易克服,它存在随机性,服从统计规律,可用统计的方法来解决。若对同一量值进行反复地多次测量(如果其中不包括系统误差或过失误差)就会发现特别大的数值是少数,特别小的数值也是少数。这即表明它服从正态分布曲线。所以,可以把偶然误差的分布用正态分布曲线来描述它。

对于正态分布曲线,偶然误差有如下的特点:

- (1) 单峰性:绝对值小的误差出现的概率比绝对值大的误差出现的概率大。
- (2) 对称性:绝对值相等的正误差与负误差出现的概率相等。
- (3) 有界性:在一定条件下,误差的绝对值实际上不超过一定界限。

此外,在测量的数据列中,若数据的离散性大,则表明该数据列的可靠性低,反之则大。

偶然误差服从正态分布 $N(\mu, \sigma^2)$ 。

其中, σ 为总体样本中所有偶然误差算出的标准差:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum \delta_i^2}{n}} = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \mu)^2}{n}}$$

(10.1)

式中 x_i ——各测量数据;
 n ——数据个数。

若横轴 Z 以 $Z_\alpha = \frac{\delta_i}{\sigma}$ 来描述,以纵轴代表同一偶然误差出现的次数(频数),则偶然误差的正态分布曲线

方程式可表达为:

$$y = f(\delta) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\delta^2}{2\sigma^2}} \quad (10.2)$$

它具有如下性质:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} f(\delta) d\delta = 1 \quad (10.3)$$

将式(10.2)代入式(10.3)则有:

$$\frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} e^{-\frac{\delta^2}{2\sigma^2}} d\delta = 1 \quad (10.4)$$

将 $Z_\alpha = \frac{x_i - \mu}{\sigma} = \frac{\delta_i}{\sigma}$ 代入式(10.4),如图 10.1 所示,当把偶然误差大于 Z_α 和小于 $-Z_\alpha$ 加在一起,出现的概率设为 α ,则单侧 ($Z > Z_\alpha$) 的概率为

$$p(Z > Z_\alpha) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{Z_\alpha}^{+\infty} e^{-\frac{Z^2}{2}} dZ = \frac{\alpha}{2} \quad (10.5)$$

在计算大于某偶然误差 Z_α 出现的概率时,可查标准正态分布表 10.1。其方法是将服从正态分布的统计转为标准正态分布。这是因为概率分布表格中不可能也没有必要把所有不同的均值和不同标准差的分布函数全都列出来,只要将标准正态分布表列出并将非标准正态分布转换为标准正态分布就能在标准正态分布表上查找出概率函数值。

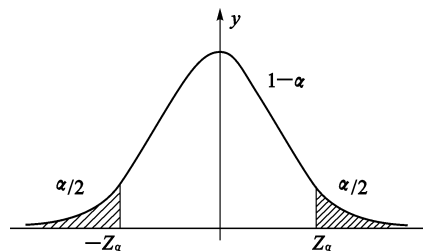


图 10.1 偶然误差正态分布曲线

例如, $\mu = 6, \sigma = 1$, 求测量值为 8 的偶然误差概率。则先算出:

$$Z_\alpha = \frac{\delta_i}{\sigma} = \frac{x_i - \mu}{\sigma} = \frac{8 - 6}{1} = 2$$

查表 10.1, 当 $Z_\alpha = 2$ 时, $\frac{\alpha}{2} = 0.0228$ 。即测量值为 8 时的偶然误差概率为: 2.28%。

由 $Z_\alpha = \frac{\delta}{\sigma} = 2$, 则有, 当 $Z_\alpha = 2$ 时, $\delta = 2\sigma$ 。

由于, 当 $Z_\alpha = 2$ 时, 偶然误差概率 $\frac{\alpha}{2} = 0.0228$, 而 $0.0228 = \frac{1}{44}$, 则另一层含义意味着 44 次测量中只有一偶然误差大于 2σ 。

同理, 当 $Z_\alpha = 3$ 时, $\delta = 3\sigma$ 。此时 $\frac{\alpha}{2} = 0.00135$, 即意味着 740 次测量中只有一偶然误差大于 3σ 。

由于通常测量的次数一般不会超过几十次, 所以, 通常认为不会出现绝对值大于 3σ 偶然误差。故将此最大偶然误差称为偶然误差的极限误差, 即:

$$\Delta_{\text{lim}} = \pm 3\sigma$$

由以上极限误差为 3σ , 则误差大于 3σ 的就可认为不是偶然误差, 最有可能的是过失误差。

10.3.2 误差的传递

在实测中, 经常会遇到所测的物理量需通过转换(传递)来得到所需的物理量。例如, 用应变仪实测到的应变量来描述位移或力的物理量, 通过标定可知实测的应变量与位移或力物理量的线性关系。即必须由一些直接测得的物理量经过转换运算之后才能得到。这样, 运算所求得的结果不可避免地会带来一定的误差。

设 y 由 x_1, x_2, \dots, x_n 各直接测得的数值所决定, 则

$$y = f(x_1, x_2, \dots, x_n)$$

令 $\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n$ 分别代表 x_1, x_2, \dots, x_n 的误差, Δy 代表由 $\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n$ 引起的 y 的误差, 则得

$$y + \Delta y = f(x_1 + \delta_1, x_2 + \delta_2, \dots, x_n + \delta_n)$$

将上式右边按泰勒级数展开, 得

$$\begin{aligned}
& f(x_1 + \delta_1, x_2 + \delta_2, \dots, x_n + \delta_n) \\
&= f(x_1, x_2, \dots, x_n) + \delta_1 \frac{\partial f}{\partial x_1} + \delta_2 \frac{\partial f}{\partial x_2} + \dots + \delta_n \frac{\partial f}{\partial x_n} \\
&\quad + \frac{1}{2}(\delta_1)^2 \frac{\partial^2 f}{\partial x_1^2} + \dots + \frac{1}{2}(\delta_n)^2 \frac{\partial^2 f}{\partial x_n^2} + 2\delta_1 \delta_2 \frac{\partial^2 f}{\partial x_1 \partial x_2} + \dots \\
&\approx f(x_1, x_2, \dots, x_n) + \delta_1 \frac{\partial f}{\partial x_1} + \delta_2 \frac{\partial f}{\partial x_2} + \dots + \delta_n \frac{\partial f}{\partial x_n}
\end{aligned}$$

故得

$$\Delta y = \delta_1 \frac{\partial f}{\partial x_1} + \delta_2 \frac{\partial f}{\partial x_2} + \dots + \delta_n \frac{\partial f}{\partial x_n}$$

相对误差为

$$\begin{aligned}
E &= \frac{\Delta y}{y} = \frac{\partial y}{\partial x_1} \frac{\delta_1}{y} + \frac{\partial y}{\partial x_2} \times \frac{\delta_2}{y} + \dots + \frac{\partial y}{\partial x_n} \frac{\delta_n}{y} \\
&= \frac{\partial y}{\partial x_1} E_1 + \frac{\partial y}{\partial x_2} E_2 + \dots + \frac{\partial y}{\partial x_n} E_n
\end{aligned}$$

最大误差和最大相对误差取各误差的绝对值,即

$$\begin{aligned}
\Delta y_{\max} &= \pm \left[\left| \frac{\partial f}{\partial x_1} \delta_1 \right| + \dots + \left| \frac{\partial f}{\partial x_n} \delta_n \right| \right] \\
\Delta E_{\max} &= \pm \left[\left| \frac{\partial y}{\partial x_1} E_1 \right| + \dots + \left| \frac{\partial y}{\partial x_n} E_n \right| \right]
\end{aligned}$$

由上可得如下实用公式:

加法:

$$\begin{aligned}
y &= x_1 + x_2 \\
\Delta y_{\max} &= \pm (|\delta_1| + |\delta_2|) \\
E_{\max} &= \frac{\Delta y_{\max}}{x_1 + x_2}
\end{aligned}$$

减法:

$$\begin{aligned}
y &= x_1 - x_2 \\
\Delta y_{\max} &= \pm (|\delta_1| + |\delta_2|) \\
E_{\max} &= \frac{\Delta y_{\max}}{x_1 - x_2}
\end{aligned}$$

乘法:

$$\begin{aligned}
y &= x_1 \times x_2 \\
\Delta y_{\max} &= E_{\max} \times x_1 \times x_2 \\
E_{\max} &= \pm \left[\left| \frac{\delta_1}{x_1} \right| + \left| \frac{\delta_2}{x_2} \right| \right]
\end{aligned}$$

除法:

$$\begin{aligned}
y &= \frac{x_1}{x_2} \\
\Delta y &= E_{\max} \times \frac{x_1}{x_2} \\
E_{\max} &= \pm \left[\left| \frac{\delta_1}{x_1} \right| + \left| \frac{\delta_2}{x_2} \right| \right]
\end{aligned}$$

方次:

$$\begin{aligned}
y &= x^n \\
\Delta y &= E_{\max} \times x^n = \pm n \times x^{n-1} \delta
\end{aligned}$$

$$E_{\max} = \pm n \left| \frac{\delta}{x} \right|$$

开根:

$$y = \sqrt[n]{x}$$

$$\Delta y_{\max} = \pm \frac{\sqrt[n]{x}}{n} \times \delta$$

$$E_{\max} = \pm \frac{\delta}{n}$$

对数:

$$y = \log x = 0.43429 \ln x$$

$$\Delta y_{\max} = \pm 0.43429 \frac{\delta}{x}$$

$$E_{\max} = \pm \frac{\partial y}{\partial x} \times \frac{\delta}{x}$$

分析以上实用公式可以看到:

(1) 和的最大误差等于各直接观测误差之和,和的最大相对误差将低于各直接观测量的相对误差绝对值之和。

(2) 差的最大相对误差一定增大,当差值很小时,其影响更加严重,应注意避免。

(3) 积、商、幂的最大相对误差都有所增大,积与商的最大相对误差等于各个直接观测量的相对误差绝对值之和。幂的最大相对误差等于直接观测量的相对误差绝对值乘其指数。

(4) 开根的最大相对误差低于原始的相对误差。

(5) 某数的常用对数的绝对误差接近于该数相对误差的一半。

【例 10.1】 荷重传感器连接电阻应变仪,以应变值来表示荷重值。通过标定,标定值为:10kN/(20 × 10⁻⁶)。即: $y = x_1 \times x_2$ = 荷重值 = 应变值 × 标定值。若应变值 20 × 10⁻⁶ 时的绝对误差 $\delta_1 = 1$, 标定值的绝对误差 $\delta_2 = 0.1$, 则:

$$E_{\max} = \pm \left[\frac{1}{20} + \frac{0.1}{0.5} \right] = \pm 0.25$$

所以

$$\Delta y_{\max} = 0.25 \times 20 \times 0.5 = 2.5 (\text{kN})$$

即最大误差为 2.5kN。

10.4 试验误差的计算

以上阐述了偶然误差、过失误差和系统误差的概念和特性。当从实测数据中分析出并确认属于哪种误差后,就要对误差进行计算、剔除和修正。本节即对此问题进行详尽的讨论。

10.4.1 偶然误差的计算

如上所述,偶然误差是不可避免的随机因素所造成的误差。它的概率密度函数服从于正态分布。可以用总体数据的真值 μ 和总体标准差 σ 两个重要参数记作 $N(\mu, \sigma^2)$ 来描述它。但对于数据量较少的小样本则适用 t 分布来描述它。

10.4.1.1 大样本的正态分布计算

当样本的容量较大时($n > 30$),可按正态分布 $N(\mu, \sigma^2)$, 计算。其中 μ 为真值, σ 为总体方差。则可通过 $Z_\alpha = \frac{x_i - \mu}{\sigma}$, 转换为标准正态分布 $N(0, 1^2)$ 来查表 10.1 求得大于 $Z_\alpha = \frac{x_i - \mu}{\sigma}$ 的概率。

【例 10.2】 对某构件进行回弹法测其混凝土强度。共有十个区,共 160 个回弹数据,当每个区剔出 3

个最大和 3 个最小数据外, 剩余 100 个数据 ($n > 30$)。若此 100 个数据的回弹均值 μ 为 24, σ 为 2.36。求:

(1) 回弹值为 30 时, 不产生偶然误差的概率是多少?

(2) 回弹值为何值时, 不产生偶然误差的概率能保证在 95% 的回弹值是多少?

表 10.1 正态分布表

对应于 Z_α 的 $\frac{\alpha}{2}$ 的数值表 $p(Z > Z_\alpha) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{Z_\alpha}^{+\infty} e^{-\frac{Z^2}{2}} dZ = \frac{\alpha}{2}$

| Z_α | 0.00 | 0.01 | 0.02 | 0.03 | 0.04 | 0.05 | 0.06 | 0.07 | 0.08 | 0.09 |
|------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0.0 | 0.5000 | 0.4960 | 0.4920 | 0.4880 | 0.4840 | 0.4801 | 0.4761 | 0.4721 | 0.4681 | 0.4641 |
| 0.1 | 0.4602 | 0.4562 | 0.4522 | 0.4483 | 0.4443 | 0.4404 | 0.4364 | 0.4325 | 0.4286 | 0.4247 |
| 0.2 | 0.4207 | 0.4168 | 0.4129 | 0.4090 | 0.4052 | 0.4013 | 0.3974 | 0.3936 | 0.3897 | 0.3859 |
| 0.3 | 0.3821 | 0.3783 | 0.3745 | 0.3707 | 0.3669 | 0.3632 | 0.3594 | 0.3557 | 0.3520 | 0.3483 |
| 0.4 | 0.3446 | 0.3409 | 0.3372 | 0.3336 | 0.3300 | 0.3264 | 0.3228 | 0.3192 | 0.3156 | 0.3121 |
| 0.5 | 0.3085 | 0.3050 | 0.3015 | 0.2981 | 0.2946 | 0.2912 | 0.2877 | 0.2843 | 0.2810 | 0.2776 |
| 0.6 | 0.2743 | 0.2709 | 0.2676 | 0.2643 | 0.2611 | 0.2578 | 0.2546 | 0.2514 | 0.2483 | 0.2451 |
| 0.7 | 0.2420 | 0.2389 | 0.2358 | 0.2327 | 0.2296 | 0.2266 | 0.2236 | 0.2206 | 0.2177 | 0.2148 |
| 0.8 | 0.2119 | 0.2090 | 0.2061 | 0.2033 | 0.2005 | 0.1977 | 0.1949 | 0.1922 | 0.1894 | 0.1867 |
| 0.9 | 0.1841 | 0.1814 | 0.1788 | 0.1762 | 0.1736 | 0.1711 | 0.1685 | 0.1660 | 0.1635 | 0.1611 |
| 1.0 | 0.1587 | 0.1562 | 0.1539 | 0.1515 | 0.1492 | 0.1469 | 0.1446 | 0.1423 | 0.1401 | 0.1379 |
| 1.1 | 0.1357 | 0.1335 | 0.1314 | 0.1292 | 0.1271 | 0.1251 | 0.1230 | 0.1210 | 0.1190 | 0.1170 |
| 1.2 | 0.1151 | 0.1131 | 0.1112 | 0.1093 | 0.1075 | 0.1056 | 0.1038 | 0.1020 | 0.1003 | 0.0985 |
| 1.3 | 0.0968 | 0.0951 | 0.0934 | 0.0918 | 0.0901 | 0.0885 | 0.0869 | 0.0853 | 0.0838 | 0.0823 |
| 1.4 | 0.0808 | 0.0793 | 0.0778 | 0.0764 | 0.0749 | 0.0735 | 0.0721 | 0.0708 | 0.0694 | 0.0681 |
| 1.5 | 0.0668 | 0.0655 | 0.0643 | 0.0630 | 0.0618 | 0.0606 | 0.0594 | 0.0582 | 0.0571 | 0.0559 |
| 1.6 | 0.0548 | 0.0537 | 0.0526 | 0.0516 | 0.0505 | 0.0495 | 0.0485 | 0.0475 | 0.0465 | 0.0455 |
| 1.7 | 0.0446 | 0.0436 | 0.0427 | 0.0418 | 0.0409 | 0.0401 | 0.0392 | 0.0384 | 0.0375 | 0.0367 |
| 1.8 | 0.0359 | 0.0351 | 0.0344 | 0.0336 | 0.0329 | 0.0322 | 0.0314 | 0.0307 | 0.0301 | 0.0294 |
| 1.9 | 0.0287 | 0.0281 | 0.0274 | 0.0268 | 0.0262 | 0.0256 | 0.0250 | 0.0244 | 0.0239 | 0.0233 |
| 2.0 | 0.0228 | 0.0222 | 0.0217 | 0.0212 | 0.0207 | 0.0202 | 0.0197 | 0.0192 | 0.0188 | 0.0183 |
| 2.1 | 0.0179 | 0.0174 | 0.0170 | 0.0166 | 0.0162 | 0.0158 | 0.0154 | 0.0150 | 0.0146 | 0.0143 |
| 2.2 | 0.0139 | 0.0136 | 0.0132 | 0.0129 | 0.0125 | 0.0122 | 0.0119 | 0.0116 | 0.0113 | 0.0110 |
| 2.3 | 0.0107 | 0.0104 | 0.0102 | 0.0099 | 0.0096 | 0.0094 | 0.0091 | 0.0089 | 0.0087 | 0.0084 |
| 2.4 | 0.0082 | 0.0080 | 0.0078 | 0.0075 | 0.0073 | 0.0071 | 0.0069 | 0.0068 | 0.0066 | 0.0064 |
| 2.5 | 0.0062 | 0.0060 | 0.0059 | 0.0057 | 0.0055 | 0.0054 | 0.0052 | 0.0051 | 0.0049 | 0.0048 |
| 2.6 | 0.0047 | 0.0045 | 0.0044 | 0.0043 | 0.0041 | 0.0040 | 0.0039 | 0.0038 | 0.0037 | 0.0036 |
| 2.7 | 0.0035 | 0.0034 | 0.0033 | 0.0032 | 0.0031 | 0.0030 | 0.0029 | 0.0028 | 0.0027 | 0.0026 |
| 2.8 | 0.0026 | 0.0025 | 0.0024 | 0.0023 | 0.0023 | 0.0022 | 0.0021 | 0.0021 | 0.0020 | 0.0019 |
| 2.9 | 0.0019 | 0.0018 | 0.0018 | 0.0017 | 0.0016 | 0.0016 | 0.0015 | 0.0015 | 0.0014 | 0.0014 |
| 3.0 | 0.0013 | 0.0013 | 0.0013 | 0.0012 | 0.0012 | 0.0011 | 0.0011 | 0.0011 | 0.0010 | 0.0010 |

第一问： $x_i = 30, \mu = 24, \sigma = 2.36$ ，则

$$Z_\alpha = \frac{x_i - \mu}{\sigma} = \frac{30 - 24}{2.36} = 2.54$$

查表 10.1 得:0.0055,即表明:当回弹值为 30 时产生偶然误差的概率仅为 0.55%。亦即:当回弹值为 30 时,不产生偶然误差的概率为 99.45%。

第二问:求不产生偶然误差的概率能保证在 95% 的回弹值是多少?

故有: $\alpha = 0.05$,则: $\frac{\alpha}{2} = 0.025$,查表 10.1 得: $Z_\alpha = 1.96$

$$Z_\alpha = \frac{x_i - \mu}{\sigma} = \frac{x_i - 24}{2.36} = 0.06$$

所以有: $x_i = 28.63$ 。它表明:当回弹值为 28.63 时不产生偶然误差的概率能保证在 95%。

10.4.1.2 μ 的区间估计

严格地说,实测中的数据并不是总体样本,而是子样本。通常在实测中用数据的算术平均值 \bar{x} 来估计 μ_0 。但一般来说, \bar{x} 不正好等于 μ_0 。而且,由于不同的子样本也会得到不同的估计值。可见,仅用一个值来估计总体样本的参数 μ 显然是不够的。为了弥补这一缺陷,为总体样本提供更多的信息,以下讨论 μ 的区间估计。

(1) 当 σ 为已知且 $n < 30$ 时 μ 的区间估计

由于算术平均值 \bar{x} 与真值 μ 之差为绝对误差 ($\Delta_x = \bar{x} - \mu$), \bar{x} 是一个以 μ 为中心而散布的随机变量。其绝对误差也服从正态分布, 其标准差即

$$\sigma_{\bar{x}} = \frac{\sigma}{\sqrt{n}}$$

则总体样本的均值 μ 可由下式估计:

$$Z_{\alpha} = \frac{\bar{x} - \mu}{\sigma_{\bar{x}}}$$

对于置信概率 $1 - \alpha$, 其 μ 的估计区间:

$$\bar{x} - Z_{\alpha} \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \leq \mu \leq \bar{x} + Z_{\alpha} \frac{\sigma}{\sqrt{n}}$$

(2) 当 σ 为未知且 $n > 30$ 时 μ 的区间估计

此种情况, 以子样本标准差 $s = \sqrt{\frac{\sum v_i^2}{n-1}}$ (其中: $v_i = x_i - \bar{x}$) 代替总体标准差 σ 。同上, 得出 μ 的估计区间:

$$\bar{x} - Z_{\alpha} \frac{s}{\sqrt{n}} \leq \mu \leq \bar{x} + Z_{\alpha} \frac{s}{\sqrt{n}}$$

【例 10.3】 混凝土试件抗拉强度试验, 共 10 个试件 ($n < 30$), 它们的抗拉强度试验结果分别是: 2.24, 2.24, 2.24, 2.24, 2.16, 2.28, 2.54, 2.57, 2.51, 2.40 (MPa), $\sigma = 0.15$, 试计算保证率为 95% 的 μ 的估计区间。

$n = 10, \bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} = 2.34$, 置信概率 $1 - \alpha = 0.95, \alpha = 0.05, \frac{\alpha}{2} = 0.025$, 查表 10.1, $Z_{\alpha} = 1.96$, 故 μ 的估计区间:

$$2.251 \leq \mu \leq 2.429$$

(3) 当 σ 为未知且 $n < 30$ 时 μ 的区间估计

此种情况, 以子样本标准差 s 来代替总体标准差 σ 时, 随机变量不再遵循正态 t 分布, 而遵循 t 分布。此时应按 t 分布来估计总体均值 μ 的区间。设:

$$t = \frac{\bar{x} - \mu}{\frac{s}{\sqrt{n}}}$$

则 t 的概率分布可由下式表示:

$$F_{(t, k)} = \frac{\Gamma\left[\frac{k+1}{2}\right]}{\sqrt{k\pi}\Gamma\left[\frac{k}{2}\right]} \left(1 + \frac{t^2}{k}\right)^{-\frac{k+1}{2}}$$

式中 $k = n - 1$, 代表自由度, 是指独立观察值的个数。而

$$\Gamma(k) = \int_0^{\infty} t^{k-1} e^{-t} dt$$

因此

$$P(-t_{\alpha} < t < t_{\alpha}) = 2 \int_0^{t_{\alpha}} F(t) dt = 1 - \alpha$$

根据要求的信任概率和自由度, 可从表 10.2 查得 t_{α} 值, 则

$$-t_{\alpha} \leq \frac{\bar{x} - \mu}{\frac{s}{\sqrt{n}}} \leq t_{\alpha}$$

则有:

$$\left[\bar{x} - \frac{s}{\sqrt{n}} t_{\alpha}\right] \leq \mu \leq \left[\bar{x} + \frac{s}{\sqrt{n}} t_{\alpha}\right]$$

表 10.2 t 分布表

对应于 $k = n - 1$ 和 $\nu = \frac{\alpha}{2}$ 的 t_{α} 数值表

$$P(t > t_{\alpha}) = \int_{t_{\alpha}}^{\infty} f(t) dt = \frac{\alpha}{2}$$

| ν k | 0.2000 | 0.1000 | 0.0500 | 0.0250 | 0.0100 | 0.0050 | 0.0010 | 0.0005 |
|--------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 1 | 1.376 | 3.078 | 6.314 | 12.706 | 31.821 | 63.656 | 318.29 | 636.58 |
| 2 | 1.061 | 1.886 | 2.920 | 4.303 | 6.965 | 9.925 | 22.328 | 31.600 |
| 3 | 0.978 | 1.638 | 2.353 | 3.182 | 4.541 | 5.841 | 10.214 | 12.924 |
| 4 | 0.941 | 1.533 | 2.132 | 2.776 | 3.747 | 4.604 | 7.173 | 8.610 |
| 5 | 0.920 | 1.476 | 2.015 | 2.571 | 3.365 | 4.032 | 5.894 | 6.869 |
| 6 | 0.906 | 1.440 | 1.943 | 2.447 | 3.143 | 3.707 | 5.208 | 5.959 |
| 7 | 0.896 | 1.415 | 1.895 | 2.365 | 2.998 | 3.499 | 4.785 | 5.408 |
| 8 | 0.889 | 1.397 | 1.860 | 2.306 | 2.896 | 3.355 | 4.501 | 5.041 |
| 9 | 0.883 | 1.383 | 1.833 | 2.262 | 2.821 | 3.250 | 4.297 | 4.781 |
| 10 | 0.879 | 1.372 | 1.812 | 2.228 | 2.764 | 3.169 | 4.144 | 4.587 |
| 11 | 0.876 | 1.363 | 1.796 | 2.201 | 2.718 | 3.106 | 4.025 | 4.437 |
| 12 | 0.873 | 1.356 | 1.782 | 2.179 | 2.681 | 3.055 | 3.930 | 4.318 |
| 13 | 0.870 | 1.350 | 1.771 | 2.160 | 2.650 | 3.012 | 3.852 | 4.221 |
| 14 | 0.868 | 1.345 | 1.761 | 2.145 | 2.624 | 2.977 | 3.787 | 4.140 |
| 15 | 0.866 | 1.341 | 1.753 | 2.131 | 2.602 | 2.947 | 3.733 | 4.073 |
| 16 | 0.865 | 1.337 | 1.746 | 2.120 | 2.583 | 2.921 | 3.686 | 4.015 |
| 17 | 0.863 | 1.333 | 1.740 | 2.110 | 2.567 | 2.898 | 3.646 | 3.965 |
| 18 | 0.862 | 1.330 | 1.734 | 2.101 | 2.552 | 2.878 | 3.610 | 3.922 |
| 19 | 0.861 | 1.328 | 1.729 | 2.093 | 2.539 | 2.861 | 3.579 | 3.883 |
| 20 | 0.860 | 1.325 | 1.725 | 2.086 | 2.528 | 2.845 | 3.552 | 3.850 |
| 21 | 0.859 | 1.323 | 1.721 | 2.080 | 2.518 | 2.831 | 3.527 | 3.819 |
| 22 | 0.858 | 1.321 | 1.717 | 2.074 | 2.508 | 2.819 | 3.505 | 3.792 |
| 23 | 0.858 | 1.319 | 1.714 | 2.069 | 2.500 | 2.807 | 3.485 | 3.768 |
| 24 | 0.857 | 1.318 | 1.711 | 2.064 | 2.492 | 2.797 | 3.467 | 3.745 |
| 25 | 0.856 | 1.316 | 1.708 | 2.060 | 2.485 | 2.787 | 3.450 | 3.725 |
| 26 | 0.856 | 1.315 | 1.706 | 2.056 | 2.479 | 2.779 | 3.435 | 3.707 |
| 27 | 0.855 | 1.314 | 1.703 | 2.052 | 2.473 | 2.771 | 3.421 | 3.689 |
| 28 | 0.855 | 1.313 | 1.701 | 2.048 | 2.467 | 2.763 | 3.408 | 3.674 |
| 29 | 0.854 | 1.311 | 1.699 | 2.045 | 2.462 | 2.756 | 3.396 | 3.660 |
| 30 | 0.854 | 1.310 | 1.697 | 2.042 | 2.457 | 2.750 | 3.385 | 3.646 |
| 40 | 0.851 | 1.303 | 1.684 | 2.021 | 2.423 | 2.704 | 3.307 | 3.551 |
| 50 | 0.849 | 1.299 | 1.676 | 2.009 | 2.403 | 2.678 | 3.261 | 3.496 |
| 60 | 0.848 | 1.296 | 1.671 | 2.000 | 2.390 | 2.660 | 3.232 | 3.460 |
| 70 | 0.847 | 1.294 | 1.667 | 1.994 | 2.381 | 2.648 | 3.211 | 3.435 |
| 80 | 0.846 | 1.292 | 1.664 | 1.990 | 2.374 | 2.639 | 3.195 | 3.416 |
| 90 | 0.846 | 1.291 | 1.662 | 1.987 | 2.368 | 2.632 | 3.183 | 3.402 |
| 100 | 0.845 | 1.290 | 1.660 | 1.984 | 2.364 | 2.626 | 3.174 | 3.390 |

10.4.2 过失误差的剔除

如前所述,过失误差是人为因素造成的一种不合理的反常的数据。在数据整理中应设置以“鉴别值”与“被怀疑值”作比较,大于鉴别值的予以确认并剔除。

鉴别准则:

(1) 3σ 准则。根据偶然误差的正态分布理论,偶然误差大于 3σ 的测量数出现的概率极小。所以一般大于 3σ 则可视过失误差。故实测数据中的绝对误差超过 3σ 时应剔除。但是 3σ 准则是不够严格的,即

$$|x_i - \bar{x}| = |3.6 - 2.59| = 1.01$$

而 $1.01 > 0.74166$, 则认为是过失误差应剔除。

(3) 格贝斯准则: $|x_i - \bar{x}| > g_0 s$, 则认为是过失误差应剔除。

这里, $n = 10$, 先取 $\alpha = 0.05$, 则查表 10.4 得 $g_0 = 2.18$, 则

$$g_0 s = 2.18 \times 0.3784 = 0.8249$$

$$|x_i - \bar{x}| = |3.6 - 2.59| = 1.01$$

而 $1.01 > 0.8249$, 则认为是过失误差应剔除。

再取 $\alpha = 0.01$, 则查表 10.4 得 $g_0 = 2.41$, 则

$$g_0 s = 2.41 \times 0.3784 = 0.9119$$

$$|x_i - \bar{x}| = |3.6 - 2.59| = 1.01$$

而 $1.01 > 0.9119$, 则认为是过失误差应剔除。

从上例也可看出 3σ 准则不够严格, 而其他方法都认为 3.6MPa 应视为过失误差而被剔除。

要注意的是: 不能一次同时去掉两个以上你认为可疑的测量值, 只能剔出它们中最大的一个。然后再重新求得剩下的各量测值的平均值和标准差, 再来剔除偏差较大的可疑值, 直至不出现有粗大偏差的值。

10.4.3 系统误差的修正

系统误差通常是固定不变的, 即使是变化的也通常是有规律的, 如积累变化或周期性变化等。由于造成系统误差的原因通常是由于操作方法、采用的测试方法、计算方法等的某些缺陷, 或是所用仪器设备内部的固定偏差所引起的。所以造成的误差不易被发现, 不易查明所有的系统误差, 也不能完全抵消它的影响。通常用以下方法予以识别和尽量消除。

(1) 对于固定误差较难发现, 可用另一种方式或另一种仪器设备进行对比实验来发觉其系统误差。

(2) 对于变化的系统误差, 可从实测数据列中发现某些有规律的变化。如误差大小有规律地向一个方向变化即为积累变化的系统误差。若是有规律地交替变化即为周期性变化的系统误差。

(3) 当测量次数 n 很大时, 根据偶然误差正态分布理论应有:

$$\frac{\sum |v_i|}{\sqrt{n(n-1)}} = 0.7979\sigma \quad (10.6)$$

而系统误差不服从正态分布规律, 所以当测量数据列的标准差(这里可以让 $s = \sigma$)不能满足式(10.6)时, 可认为其中包含有可变的系统误差。

消除系统误差的方法, 一是修正不妥的试验方法、操作方法、计算方法(如注意电测导线过长的修正等), 可尽量避免出现此类系统误差。二是试验前先对仪器进行率定、校准(如注意百分表使用前人工校零等)。

10.5 一元线性回归分析

科研型的结构试验, 其目的是研究各种因素对结构物的强度、刚度和抗裂性的影响, 找出这些因素与它们之间的关系。通常有两种方法: 一种是用理论推导的方法来建立它们之间的数学关系; 另一种方法即是试验数据的回归分析法, 它是通过一系列试验数据, 经过统计分析来建立它们之间某种数学关系的一种数学方法。

10.5.1 最小二乘法

在试验过程中, 在不同的试验状态下, 若两个被测变量的一组数据 $x_1, y_1; x_2, y_2; \dots; x_n, y_n$ 中, y 随 x 而大致呈线性变化(如图 10.2), 然而, 各散点附近可作无数条直线, 则可用回归分析得出一条最接近所有试验数据点的直线。具体的方法可采用最小二乘法。

设此直线回归方程为:

$$\hat{y} = a + bx \quad (10.7)$$

其中 a, b 即为要求得的回归方程的回归系数。

对于每一个 x_i 值,就可确定一个回归值 \hat{y}_i ,而 \hat{y}_i 与试验测量值 y_i 之差则表明了回归直线与试验数据的偏离程度。所谓最接近所有试验数据点的直线亦即要使得 $y_i - \hat{y}_i$ 对于所有的 x_i 都最小,即:

由

$$Q = \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - a - bx_i)^2 = Q(a, b) \quad (10.8)$$

则要使 Q 最小,显然要使: $\frac{\partial Q}{\partial a} = 0; \frac{\partial Q}{\partial b} = 0$, 即

$$\begin{cases} \frac{\partial Q}{\partial a} = -2 \sum_i (y_i - a - bx_i) = 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial b} = -2 \sum_i (y_i - a - bx_i) x_i = 0 \end{cases}$$

解此方程

$$\left. \begin{aligned} a &= \bar{y} - b\bar{x} \\ b &= \frac{\sum_i x_i y_i - \frac{1}{n} \left[\sum_i x_i \right] \left[\sum_i y_i \right]}{\sum_i x_i^2 - \frac{1}{n} \left[\sum_i x_i \right]^2} \end{aligned} \right\} \quad (10.9)$$

其中

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_i x_i; \bar{y} = \frac{1}{n} \sum_i y_i$$

在实际计算中,往往计算:

$$S_{xx} = \sum_i (x_i - \bar{x})^2 = \sum_i x_i^2 - \frac{1}{n} \left[\sum_i x_i \right]^2 \quad (10.10)$$

$$S_{xy} = \sum_i (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y}) = \sum_i x_i y_i - \frac{1}{n} \left[\sum_i x_i \right] \left[\sum_i y_i \right] \quad (10.11)$$

则

$$b = \frac{S_{xy}}{S_{xx}} \quad (10.12)$$

【例 10.5】 有一组试验数据如表 10.5 所示。

表 10.5 试验实测数据表

| 试验序号 | x_i | y_i | 试验序号 | x_i | y_i |
|------|-------|-------|------|-------|-------|
| 1 | 20 | 1.35 | 16 | 14 | 1.99 |
| 2 | 18 | 1.51 | 17 | 19 | 1.25 |
| 3 | 23 | 1.01 | 18 | 21 | 1.03 |
| 4 | 24 | 1.02 | 19 | 18 | 1.28 |
| 5 | 19 | 1.23 | 20 | 20 | 1.3 |
| 6 | 21 | 1.05 | 21 | 25 | 0.88 |
| 7 | 17 | 1.66 | 22 | 22 | 0.99 |
| 8 | 16 | 1.65 | 23 | 19 | 1.03 |
| 9 | 20 | 1.16 | 24 | 17 | 2.01 |
| 10 | 19 | 1.33 | 25 | 19 | 1.65 |
| 11 | 23 | 0.99 | 26 | 17 | 1.55 |
| 12 | 21 | 1.06 | 27 | 16 | 1.67 |
| 13 | 26 | 0.77 | 28 | 21 | 1.01 |
| 14 | 19 | 1.25 | 29 | 14 | 1.95 |

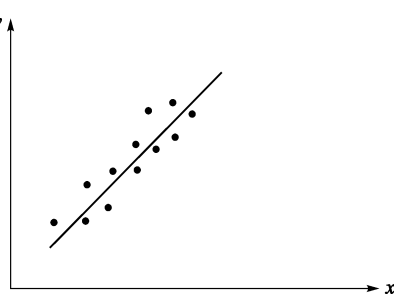


图 10.2 两变量对应的散点图

| | | | | | |
|----|----|------|----|----|------|
| 15 | 17 | 1.50 | 30 | 19 | 1.86 |
|----|----|------|----|----|------|

由表 10.5 可得:

$$\begin{aligned} n &= 30 \\ b &= \frac{S_{xy}}{S_{xx}} = \frac{-25.70}{249.47} = -0.10 \\ a &= \bar{y} - b\bar{x} = 3.34 \end{aligned}$$

故该直线回归方程为:

$$y = 3.34 - 0.10x$$

具体计算回归参数 a 、 b 可使用 Excel 工作表,它使得计算变得方便而快捷。

10.5.2 直线回归方程的有效性

检验直线回归方程的有效性是十分必要的。因为所测数据尽管是杂乱无章的,应用最小二乘法也可得出一条直线来,而此直线方程显然是无意义的。

测定的应变量 y_1, y_2, \dots, y_n 之间的差异有两方面的原因:

- (1) 由自变量 x 在不同的试验状态下测取的数据值不同(这是正常的)而引起;
- (2) 由试验误差而引起。

如能从 y 的总差异中区分出这两项差异,就可检验这两方面的影响哪个是主要的。显然,若主要是由在不同试验状态下自变量 x 测取的数据不同而引起的,则所得的直线回归方程才能有效。

用观测值 y_i 与算术平均值 \bar{y} 的偏差平方和来表示总偏差平方和:

$$S_{\text{总}} = \sum_i (y_i - \bar{y})^2 = S_{yy} \quad (10.13)$$

$$S_{\text{总}} = \sum_i [(y_i - \hat{y}_i) + (\hat{y}_i - \bar{y})]^2 = \sum_i (y_i - \hat{y}_i)^2 + 2 \sum_i (y_i - \hat{y}_i)(\hat{y}_i - \bar{y}) + \sum_i (\hat{y}_i - \bar{y})^2$$

由于:

$$\sum_i (y_i - \hat{y}_i)(\hat{y}_i - \bar{y}) = 0$$

则

$$S_{\text{总}} = \sum_i (y_i - \hat{y}_i)^2 + \sum_i (\hat{y}_i - \bar{y})^2 \quad (10.14)$$

式(10.14)中: $\sum_i (y_i - \hat{y}_i)^2$ ——称为剩余平方和,以 $S_{\text{剩}}$ 表示,它是由试验误差和其他未加控制的偶然因素引起的,其大小反映试验误差及其他因素对试验结果的影响。
 $\sum_i (\hat{y}_i - \bar{y})^2$ 称为回归平方和,以 $S_{\text{回}}$ 表示,它是由自变量的变化引起的,其大小反映自变量的重要性。

$$S_{\text{回}} = \sum_i (\hat{y}_i - \bar{y})^2 = \sum_i (a + bx_i - a - b\bar{x})^2 = b \sum_i (x_i - \bar{x})^2 = b^2 S_{xx} = bS_{xy} \quad (10.15)$$

则有:

$$S_{\text{总}} = S_{\text{剩}} + S_{\text{回}} \quad (10.16)$$

回归效果可行与否取决于比值: $S_{\text{回}}/S_{\text{总}}$ 的大小。定义为相关系数 r :

$$\frac{\sqrt{S_{\text{回}}}}{\sqrt{S_{\text{总}}}} = \frac{\sqrt{bS_{xy}}}{\sqrt{S_{yy}}} = \frac{S_{xy}}{\sqrt{S_{xx}S_{yy}}} = r \quad (10.17)$$

- (1) 当 $r=0$ 时, x 与 y 不相关。因为 $r^2 = \frac{bS_{xy}}{S_{yy}} = 0$, 说明回归方程中 $b=0$, 即 x 与 y 之间无线性关系;
- (2) 当 $r^2 \leq 1$, 即 $|r| \leq 1$ 。 $|r|$ 值越小, 说明散点越分散, 线性越差;
- (3) 当 $|r|$ 值越接近于 1, 说明散点越靠近回归直线, 线性关系越好;
- (4) 当 $|r|=1$, 则所有实测点都在回归直线上, 即 x 与 y 完全线性相关。

在实际使用中,由于抽样误差的影响,相关系数 r 与测定的次数 n 有关。表 10.6 给出了不同子样容量 n

在三种置信度(0.95,0.98,0.99)下,相关系数达到的最小值。若观测数据的相关系数低于表 10.6 中的数值,则所得的直线是不合理的,即无意义的。

表 10.6 相关系数数值表

| $n - 2$ | 置信度 | | | $n - 2$ | 置信度 | | |
|---------|--------|--------|--------|---------|--------|--------|--------|
| | 0.95 | 0.98 | 0.99 | | 0.95 | 0.98 | 0.99 |
| 1 | 0.9969 | 0.9995 | 0.9999 | 17 | 0.4555 | 0.5265 | 0.5751 |
| 2 | 0.9500 | 0.9800 | 0.99 | 18 | 0.4438 | 0.5155 | 0.5614 |
| 3 | 0.8783 | 0.9343 | 0.9587 | 19 | 0.4329 | 0.5034 | 0.5487 |
| 4 | 0.8114 | 0.8822 | 0.9172 | 20 | 0.4227 | 0.4921 | 0.5368 |
| 5 | 0.7545 | 0.8329 | 0.8745 | 25 | 0.3809 | 0.4451 | 0.4869 |
| 6 | 0.7067 | 0.7837 | 0.8343 | 30 | 0.3494 | 0.4093 | 0.4487 |
| 7 | 0.6664 | 0.7498 | 0.7977 | 35 | 0.3246 | 0.3810 | 0.4182 |
| 8 | 0.6319 | 0.7155 | 0.7646 | 40 | 0.3044 | 0.3578 | 0.3932 |
| 9 | 0.6021 | 0.6851 | 0.7348 | 45 | 0.3876 | 0.3384 | 0.3721 |
| 10 | 0.5760 | 0.6581 | 0.7079 | 50 | 0.2732 | 0.3218 | 0.3541 |
| 11 | 0.5529 | 0.6339 | 0.6835 | 60 | 0.2500 | 0.2948 | 0.3248 |
| 12 | 0.5324 | 0.612 | 0.6614 | 70 | 0.2319 | 0.2737 | 0.3017 |
| 13 | 0.5139 | 0.5923 | 0.6411 | 80 | 0.2172 | 0.2565 | 0.2830 |
| 14 | 0.4973 | 0.5742 | 0.6226 | 90 | 0.2050 | 0.2422 | 0.2673 |
| 15 | 0.4821 | 0.5577 | 0.6055 | 100 | 0.1946 | 0.2301 | 0.2540 |
| 16 | 0.4683 | 0.5425 | 0.5897 | | | | |

【例 10.6】按表 10.5 实测数据,检验所得的直线回归方程的效果。

在此, $n = 30, n - 2 = 28$,而在表 10.6 的 $n - 2$ 项中无 28,有 25 为 0.4869 和 30 为 0.4487。可采用插入法求得 28 时应为 x :

$$\frac{0.4869 - 0.4487}{x - 0.4487} = \frac{25 - 30}{28 - 30}$$

则: $x = 0.46398$ 。

计算得:

$$r = \frac{S_{xy}}{\sqrt{S_{xx}S_{yy}}} = \frac{-25.7}{\sqrt{249.47 \times 3.54}} = -0.865$$

由于 $|r| = 0.865 > 0.46398$,且其绝对值接近于 1,故可认为: x 与 y 线性相关,其所得的直线回归方程效果可行。

10.5.3 直线回归方程的精度

虽然在建立直线回归方程时采用了最小二乘法使 $S_{\text{剩}} = \sum_i (y_i - \hat{y}_i)^2$ 达最小,但它不可能为零。回归直线不可能通过所有的实测点。这反映了试验误差即其他未加控制的因素对试验结果的影响。在统计学中,以剩余标准差 S_Q 来衡量所有随机因素对 y 的观测值的影响。

$$S_Q = \sqrt{\frac{S_{\text{剩}}}{n - 2}} = \sqrt{\frac{S_{\text{总}} - S_{\text{回}}}{n - 2}} = \sqrt{\frac{S_{yy} - bS_{xy}}{n - 2}} \tag{10.18}$$

式(10.18)表明:此剩余标准差 S_Q 与 $S_{\text{剩}}$ 有关外,还与测定次数 n 有关。在此,可以利用剩余标准差来计算在某种置信度下,所得直线回归方程的置信区间,亦即可估计其精度或误差范围。如对于服从正态分布的量测误差,将使 y 值具有如下置信区间及概率:对于某一 $x_0, \hat{y}_0 = a + bx_0$ 出现的概率及区间为:

- (1) 落在 $\hat{y}_0 \pm 0.5S_Q$ 区间的概率为 38% ;
- (2) 落在 $\hat{y}_0 \pm S_Q$ 区间的概率为 68% ;
- (3) 落在 $\hat{y}_0 \pm 2S_Q$ 区间的概率为 95% ;

(4) 落在 $y_0 \pm 3S_Q$ 区间的概率为 99.7%。

【例 10.7】按表 10.5 的实测数据,求当置信度为 95% 时,直线回归方程会落在怎样的两条直线回归方程的范围之中。

由表中的实测数据可求得

$$S_Q = \sqrt{\frac{S_{yy} - bS_{xy}}{n - 2}} = \sqrt{\frac{3.45 - (-0.10)(-25.70)}{30 - 2}} = 0.1772$$

则: $2S_Q = 0.3544$

即置信度为 95% 时,直线回归方程要落在:

$$y = -0.10x + 3.34 + 0.3544 = 3.6944 - 0.10x$$

和

$$y = -0.10x + 3.34 - 0.3544 = 2.9856 - 0.10x$$

两条直线方程所包含的范围之间。

10.6 一元非线性回归分析

在实际的工程结构检测中往往还会遇到两个变量之间并不是线性关系,如选配适当的关系曲线更符合实际情况。其具体方法及步骤如下:

(1) 预先确定两变量之间关系的曲线类型

可根据已有的专业知识及以往积累的实验经验和理论,以及检测中两变量的实际检测数据轨迹来选配相接近的已知曲线类型。在选配时应注意被检测内容的物理特征,同时还要注意是否有原点,是否有水平段、垂直段,或沿某一方向是否有渐近线等等。工程问题中的两变量之间的关系常常是单调变化的函数,常用的适配曲线可参照有关书籍中的常用函数曲线。

(2) 检验回归方程的效果

衡量回归方程的效果即是衡量所配函数曲线与所测数据的拟合程度,用式(10.19)相关系数作为其衡量效果好坏的标准:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2} \quad (10.19)$$

式中 y_i ——实际测量值;

\hat{y}_i ——选配曲线预报值;

\bar{y} ——实际测量值的平均值。

显然,当式(10.19)右边第二项越是趋近于零, R^2 就越趋近于 1,则所配函数曲线与所测数据拟合得就越好。

【例 10.8】已知两变量 x 和 y 对应的两组实测数据列于表 10.7。试求出 x 和 y 的关系式,并检验其拟合效果。

(1) 确定两变量之间关系的曲线类型

从已知两变量 x 和 y 对应的两组实测数据所绘制的图形曲线(图 10.3),拟选配“双曲线”。

选择双曲线函数来表示,则

$$\frac{1}{\hat{y}} = a + b \frac{1}{x}$$

令: $y' = \frac{1}{\hat{y}}, x' = \frac{1}{x}$, 则将上式转化为:

$$y' = A + Bx'$$

以下即可用一元线性拟合曲线,具体求均值及求和见回归计算表 10.7(表中 x_i 及 y_i 为两组实测数据)。

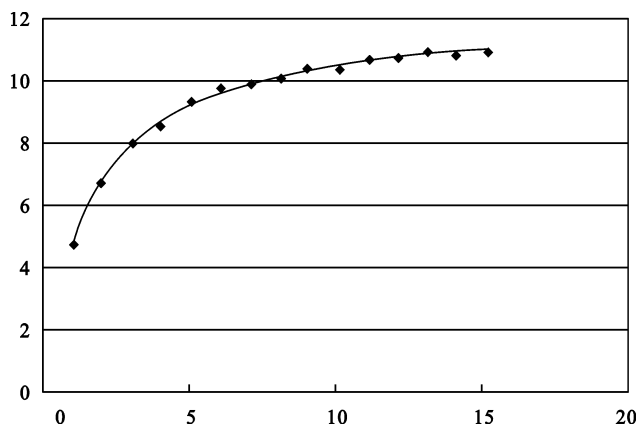


图 10.3 两变量实测数据对应的散点图

表 10.7 一元非线性回归计算表

| 序号 | x_i | y_i | x'_i | y'_i | $(x'_i)^2$ | $x'_i y'_i$ | \hat{y}_i | $y_i - \hat{y}_i$ | $(y_i - \hat{y}_i)^2$ | $(y_i - \bar{y})^2$ |
|----------|-------|-------|--------|--------|------------|-------------|-------------|-------------------|-----------------------|---------------------|
| 1 | 1 | 4.68 | 1.000 | 0.214 | 1.000 | 0.214 | 4.664 | 0.016 | 0.0003 | 22.848 |
| 2 | 2 | 6.66 | 0.500 | 0.150 | 0.250 | 0.075 | 6.745 | -0.085 | 0.0073 | 7.840 |
| 3 | 3 | 7.98 | 0.333 | 0.125 | 0.111 | 0.042 | 7.924 | 0.056 | 0.0032 | 2.190 |
| 4 | 4 | 8.52 | 0.250 | 0.117 | 0.063 | 0.029 | 8.682 | -0.162 | 0.0264 | 0.884 |
| 5 | 5 | 9.32 | 0.200 | 0.107 | 0.040 | 0.021 | 9.212 | 0.108 | 0.0117 | 0.020 |
| 6 | 6 | 9.73 | 0.167 | 0.103 | 0.028 | 0.017 | 9.602 | 0.128 | 0.0164 | 0.073 |
| 7 | 7 | 9.91 | 0.143 | 0.101 | 0.020 | 0.014 | 9.901 | 0.009 | 0.0001 | 0.202 |
| 8 | 8 | 10.08 | 0.125 | 0.099 | 0.016 | 0.012 | 10.138 | -0.058 | 0.0034 | 0.384 |
| 9 | 9 | 10.38 | 0.111 | 0.096 | 0.012 | 0.011 | 10.331 | 0.049 | 0.0024 | 0.846 |
| 10 | 10 | 10.39 | 0.100 | 0.096 | 0.010 | 0.010 | 10.490 | -0.100 | 0.0101 | 0.865 |
| 11 | 11 | 10.72 | 0.091 | 0.093 | 0.008 | 0.008 | 10.624 | 0.096 | 0.0091 | 1.588 |
| 12 | 12 | 10.75 | 0.083 | 0.093 | 0.007 | 0.008 | 10.739 | 0.011 | 0.0001 | 1.664 |
| 13 | 13 | 10.92 | 0.077 | 0.092 | 0.006 | 0.007 | 10.837 | 0.083 | 0.0068 | 2.132 |
| 14 | 14 | 10.9 | 0.071 | 0.092 | 0.005 | 0.007 | 10.924 | -0.024 | 0.0006 | 2.074 |
| 15 | 15 | 10.92 | 0.067 | 0.092 | 0.004 | 0.006 | 10.999 | -0.079 | 0.0063 | 2.132 |
| 均值 | | 9.46 | 0.221 | 0.111 | | | | | | |
| Σ | | | 3.318 | 1.670 | 1.580 | 0.482 | | | 0.1041 | 45.742 |

(2) 计算 a 、 b 并检验其拟合效果

$$S_{x'x'} = \sum_{i=1}^n (x'_i)^2 - \frac{1}{n} \left[\sum_{i=1}^n x'_i \right]^2 = 1.580 - \frac{1}{15} \times 3.318^2 = 0.846$$

$$S_{x'y'} = \sum_{i=1}^n x'_i y'_i - \frac{1}{n} \left[\sum_{i=1}^n x'_i \right] \left[\sum_{i=1}^n y'_i \right] = 0.482 - \frac{1}{15} \times 3.318 \times 1.670 = 0.112$$

$$b = \frac{S_{x'y'}}{S_{x'x'}} = \frac{0.112}{0.846} = 0.1324$$

$$a = \bar{y'} - b\bar{x'} = 0.0817$$

则有

$$\hat{y} = \frac{x}{0.0817x + 0.1324}$$

又有

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2} = 1 - \frac{0.10413}{45.7416} = 0.997$$

故其相关系数趋近于 1, 表明回归曲线拟合效果较为理想。

10.7 多元线性回归分析

在实际工程中还会遇到多种因素即多个变量的线性回归分析。而多数非线性问题都可转换为线性回归问题来处理。所以对于多元线性回归分析是极为常见的。以下以两个自变量的二元回归为例来说明。

如有因变量 y 受 x_1 和 x_2 两个因素的影响, 它们之间的关系符合如下二元线性方程:

$$\hat{y} = a + b_1 x_1 + b_2 x_2 \quad (10.20)$$

(1) 求 a, b_1, b_2

求解的方法即采用最小二乘法的原理, 使其总误差平方和 $Q = \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - a - b_1 x_{1i} - b_2 x_{2i})^2$ 达到极小值。为此, 用求偏导的方法推得 b_1, b_2 应满足的方程组:

$$\begin{cases} S_{11} b_1 + S_{12} b_2 = S_{1y} \\ S_{21} b_1 + S_{22} b_2 = S_{2y} \end{cases} \quad (10.21)$$

式中

$$\left. \begin{aligned} S_{11} &= \sum_{i=1}^n (x_{1i} - \bar{x}_1)^2 \\ S_{22} &= \sum_{i=1}^n (x_{2i} - \bar{x}_2)^2 \\ S_{12} &= S_{21} = \sum_{i=1}^n (x_{1i} - \bar{x}_1)(x_{2i} - \bar{x}_2) \\ S_{1y} &= \sum_{i=1}^n (x_{1i} - \bar{x}_1)(y_i - \bar{y}) \\ S_{2y} &= \sum_{i=1}^n (x_{2i} - \bar{x}_2)(y_i - \bar{y}) \end{aligned} \right\} \quad (10.22)$$

其中均值: $\bar{x}_1 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_{1i}, \quad \bar{x}_2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_{2i}, \quad \bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i$ 。

于是

$$\begin{cases} b_1 = \frac{S_{1y} S_{22} - S_{2y} S_{12}}{S_{11} S_{22} - S_{12}^2} \\ b_2 = \frac{S_{2y} S_{11} - S_{1y} S_{21}}{S_{11} S_{22} - S_{12}^2} \end{cases} \quad (10.23)$$

而

$$a = \bar{y} - b_1 \bar{x}_1 - b_2 \bar{x}_2 \quad (10.24)$$

(2) 检验拟合效果

计算全相关系数:

$$R = \sqrt{\frac{b_1 S_{1y} + b_2 S_{2y}}{S_{yy}}} \quad (10.25)$$

式中

$$S_{yy} = \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2$$

当 R 趋近于 1 时,表明所求回归方程较为理想。

【例 10.9】 已知两自变量 x_1 和 x_2 与应变量 y 对应的实测数据列于表 10.8。试求出 y 对于 x_1 和 x_2 的回归方程,并检验其拟合效果。

表 10.8 多元线性回归计算表

| 序号 | x_1 | x_2 | y | A | B | C | D | E | F | G |
|----------|-------|-------|------|---------|--------|---------|------|--------|-------|-------|
| 1 | 2.10 | 0.90 | 8.0 | 11.1556 | 1.0404 | 3.4068 | 12.4 | 3.774 | 13.69 | -0.06 |
| 2 | 3.90 | 1.00 | 9.0 | 2.3716 | 0.8464 | 1.4168 | 4.2 | 2.484 | 7.29 | -0.11 |
| 3 | 6.10 | 1.10 | 10.5 | 0.4356 | 0.6724 | -0.5412 | -0.8 | 0.984 | 1.44 | 0.16 |
| 4 | 8.00 | 1.20 | 11.2 | 6.5536 | 0.5184 | -1.8432 | -1.3 | 0.36 | 0.25 | -0.24 |
| 5 | 4.00 | 1.90 | 11.2 | 2.0736 | 0.0004 | 0.0288 | 0.7 | 0.01 | 0.25 | 0.22 |
| 6 | 6.00 | 2.00 | 12.2 | 0.3136 | 0.0064 | 0.0448 | 0.3 | 0.04 | 0.25 | 0.07 |
| 7 | 8.00 | 2.10 | 13.1 | 6.5536 | 0.0324 | 0.4608 | 3.6 | 0.252 | 1.96 | -0.17 |
| 8 | 2.10 | 2.90 | 12.0 | 11.1556 | 0.9604 | -3.2732 | -1.0 | 0.294 | 0.09 | -0.13 |
| 9 | 6.10 | 3.00 | 14.0 | 0.4356 | 1.1664 | 0.7128 | 1.5 | 2.484 | 5.29 | -0.21 |
| 10 | 8.10 | 3.10 | 15.5 | 7.0756 | 1.3924 | 3.1388 | 10.1 | 4.484 | 14.44 | 0.15 |
| 均值 | 5.44 | 1.92 | 11.7 | | | | | | | |
| Σ | | | | 48.124 | 6.636 | 3.552 | 29.7 | 15.166 | 44.95 | |

表中, $A:(x_{1i}-\bar{x}_1)^2$; $B:(x_{2i}-\bar{x}_2)^2$; $C:(x_{1i}-\bar{x}_1)(x_{2i}-\bar{x}_2)$; $D:(x_{1i}-\bar{x}_1)(y_i-\bar{y})$; $E:(x_{2i}-\bar{x}_2)(y_i-\bar{y})$; $F:(y_i-\bar{y})^2$; $G:(y_i-\hat{y}_i)$ 。

(1) 求出 y 对于 x_1 和 x_2 的回归方程

由表 10.8 可得:

$$b_1 = \frac{S_{1y}S_{22} - S_{2y}S_{12}}{S_{11}S_{22} - S_{12}^2} = \frac{29.7 \times 6.636 - 15.166 \times 3.552}{48.124 \times 6.636 - 3.552^2} = 0.469$$

$$b_2 = \frac{S_{2y}S_{11} - S_{1y}S_{21}}{S_{11}S_{22} - S_{12}^2} = \frac{15.166 \times 48.124 - 29.7 \times 3.552}{48.124 \times 6.636 - 3.552^2} = 2.036$$

$$a = \bar{y} - b_1\bar{x}_1 - b_2\bar{x}_2 = 11.7 - 0.469 \times 5.44 - 2.036 \times 1.92 = 5.240$$

故所求回归方程:

$$\hat{y} = 5.240 + 0.469x_1 + 2.036x_2$$

(2) 检验拟合效果

$$R = \frac{\sqrt{b_1S_{1y} + b_2S_{2y}}}{S_{yy}} = \frac{\sqrt{0.469 \times 29.7 + 2.036 \times 15.166}}{44.95} = 0.997$$

由于相关系数 R 趋近于 1,表明回归曲线拟合效果较为理想。

本章小结

(1) 要理解不同测量误差的概念和相关的特性。

(2) 要掌握偶然误差的统计规律,正确使用正态分布表和 t 分布表。注意标准正态分布表常用的有四种:一是标准正态分布密度函数表,已知分位数查此分位数值的概率密度;二是标准正态分布函数表,已知分位数查从 $-\infty$ 到此分位数值的概率值;三是标准正态分布单侧分位数表,已知大于该分位数的概率值查该分位数;四是标准正态分布双侧分位数表,已知概率值 α ,查积分限 $Z_{\frac{\alpha}{2}}$ 和 $-Z_{\frac{\alpha}{2}}$ 分位数。在应用时要务必注意。

(3) 要掌握过失误差的识别和剔除的具体方法,注意尽量采用两种或两种以上方法去识别和剔除其过失误差。

(4) 回归分析时要学会使用 Excel 工作表计算各参数,则可使得计算方便、快捷。

参考文献

- 1 湖南大学等三校合编. 建筑结构试验(第一版). 北京:中国建筑工业出版社,1991
- 2 马永欣,郑山锁编著. 结构试验. 北京:科学出版社,2001
- 3 姚谦峰,陈平编著. 土木工程结构试验. 北京:中国建筑工业出版社,2001
- 4 赵顺波,靳彩,赵瑜,李凤兰编. 工程结构试验. 郑州:黄河水利出版社,2001
- 5 (日)梅村魁等著. 结构试验和结构设计. 北京:人民交通出版社,1980
- 6 王天稳等. 等效荷载在静定单跨梁试验中的应用. 武汉水利电力大学学报,1997(6)
- 7 唐益群,叶为明编. 土木工程测试技术手册(第二篇). 上海:同济大学出版社,1999
- 8 建筑抗震试验方法规程(JGJ 101—96). 北京:中国建筑工业出版社,1997
- 9 王炳明编著. 建筑结构试验. 北京:清华大学出版社,1987
- 10 混凝土结构试验方法标准(GB 50152—92). 北京:中国建筑工业出版社,1992
- 11 林圣华编. 结构试验. 南京:南京工学院出版社,1987
- 12 戴诗亮编著. 随机振动实验技术. 北京:清华大学出版社,1984
- 13 D. E 纽兰著. 随机振动与信号分析. 北京:机械工业出版社,1980
- 14 周 详. 实测结构动力特性中共振法计算方法的改进. 动态分析与测试技术,1992. 10(1)
- 15 周 详. 共振法实测结构动力特性采用不同激振设备的数据处理方法. 工程力学(增刊),2000
- 16 周 详. 实测结构振型中的标定及修正计算方法. 动态分析与测试技术,1996. 14(2)
- 17 朱伯龙主编. 结构抗震试验. 北京:地震出版社,1989
- 18 姚振纲主编. 建筑结构试验. 上海:同济大学出版社,2002
- 19 回弹法检测混凝土抗压强度技术规程(JGJ/T 23—2001). 北京:中国建筑工业出版社,2001
- 20 超声回弹法检测混凝土抗压强度技术规程(CECS 02—2001). 北京:中国建筑工业出版社,2001
- 21 钻芯法检测混凝土强度技术规程(CECS 03—88). 北京:中国建筑工业出版社,1989
- 22 后装拔出法检测混凝土强度技术规程(CECS 69—94). 北京:中国建筑工业出版社,1995
- 23 超声法检测混凝土缺陷技术规程(CECS 21—2000). 北京:中国建筑工业出版社,2001
- 24 砌体结构现场检测技术标准(GB/T 50315—2000). 北京:中国建筑工业出版社,2001
- 25 民用建筑可靠性鉴定标准(GB 50292—1999). 北京:中国建筑工业出版社,2000
- 26 工业厂房可靠性鉴定标准(GBJ 144—1990). 北京:中国建筑工业出版社,1991
- 27 公路桥涵设计规范(合订本). 北京:中国建筑工业出版社,1989
- 28 公路斜拉桥设计规范(试行)(JTJ 027—96). 北京:人民交通出版社,1999
- 29 公路工程质量评定标准(JTJ 071—98). 北京:人民交通出版社,1999
- 31 公路旧桥承载能力鉴定方法(试行). 北京:人民交通出版社,1988
- 32 徐日旭等编. 桥梁试验. 北京:人民交通出版社,1992
- 33 胡大琳主编. 公路工程试验检测技术培训教材——桥涵工程试验检测技术. 北京:人民交通出版社,2000
- 34 章关永主编. 桥梁结构试验. 北京:人民交通出版社,2002
- 35 张俊平主编. 桥梁检测. 北京:人民交通出版社,2002
- 36 宋一凡编著. 公路桥梁荷载试验与结构评定. 北京:人民交通出版社,2002
- 37 长沙交通学院,江西省交通科学研究所. 鄱阳湖大桥荷载试验鉴定报告. 南昌,2000,11
- 38 长沙交通学院. 湖北省荆州长江公路大桥成桥荷载试验鉴定报告. 长沙,2002,10
- 39 徐攸任主编. 桩基动测新技术(第二版). 北京:中国建筑工业出版社,2002
- 40 周明华主编. 土木工程结构试验与检测. 南京:东南大学出版社,2002
- 41 赵明华编著. 桥梁桩基计算与检测. 北京:人民交通出版社,2000
- 42 桩基低应变动力检测规程(JGJ/T 93—95). 北京:中国建筑工业出版社,1995
- 43 桩基高应变动力检测规程(JGJ 106—97). 北京:中国建筑工业出版社,1997
- 44 建筑桩基技术规程(JGJ 94—94). 北京:中国建筑工业出版社,1995
- 45 张亚非编著. 建筑结构检测. 武汉:武汉工业大学出版社,1995
- 46 上海师范大学数学系编. 回归分析及其试验设计. 上海:上海人民教育出版社,1978