

建 筑 结 构 试 验

姚振纲 刘祖华 编著



同济大学出版社
TONGJI UNIVERSITY PRESS

内 容 提 要

本书是同济大学为工业与民用建筑专业建筑结构试验课程编写的专业技术教材。内容包括结构试验概论、结构试验设计、结构试验的荷载设备、结构试验的数据采集和测量仪器、结构单调加载静力试验、结构低周反复加载静力试验、结构动力特性试验、结构抗震动力加载试验、结构试验现场检测技术和结构试验数据处理等。

本书可供高等学校土建结构专业和其他有关专业作为教材使用。也可供结构工程专业研究生、从事结构试验的专业人员和有关工程技术人员作为参考用书。

建筑结构试验

姚振纲 刘祖华 编著

责任编辑 方 芳 封面设计 李志云

出版发行 同济大学出版社 www.tongjipress.com.cn

(地址:上海市四平路 1239 号 邮编:200092 电话:021-65985622)

经 销 全国各地新华书店

印 刷 同济大学印刷厂

开 本 787mm×1092mm 1/16

印 张 17.75

印 数 34701—37800

字 数 430000

版 次 1996 年 9 月第 1 版 2009 年 8 月第 12 次印刷

书 号 ISBN 978-7-5608-1698-2

定 价 30.00 元

前 言

建筑结构试验是以实验技术为手段,测量能反映结构或构件实际工作性能的有关参数,为判断结构的承载能力和安全储备提供重要依据。建筑结构试验与结构设计、施工实践和推动建筑结构学科的发展有着极为密切的关系,日益为人们注意并引起重视。

建筑结构试验是工业与民用建筑专业的一门专业技术课程。本课程的任务是通过理论和实践教学环节,使学生获得建筑结构试验方面的基础知识和基本技能,能够进行一般建筑结构试验的设计与规划,并得到初步的训练和实践。

1978年,为适应当时工民建专业的教学需要,编者与张誉教授合作编写了《建筑结构试验》讲义,并在全中国兄弟院校间进行交流,其中部分内容后来被吸收编入1982年出版的高等学校试用教材。随着建筑结构学科和结构试验技术的发展,特别是建筑结构抗震学科与结构试验现场检测技术的迅速发展,原有教材内容已经不能满足学科发展和当前教学的要求,为此对原有讲义进行了全面修改。

本教材编写的指导思想是加强结构试验设计。用较大篇幅增加了结构抗震试验的内容,特别是将低周反复静力加载试验部分独立成章,并增补了计算机-加载器联机试验(拟动力试验)的内容。在结构动力特性试验中扩充了环境随机振动测量结构动力特性的内容。在动力加载试验中充实了非周期性结构动力加载试验的内容,包括模拟地震振动台动力加载试验,人工地震模拟动力加载试验和天然地震结构动力试验等三个主要部分。

本教材已是第五次修改稿,在结构试验数据和量测技术中增加了数据采集系统。并增加了第九章结构试验现场检测技术,第十章结构试验的数据处理。本教材反映了同济大学和同济大学工程结构研究所在结构试验研究中的成果。

参加本教材编写的有:姚振纲(第一、二、三、五、六、七、八、九章),刘祖华(第四、十章),其中,第四章初稿由李炳生高级工程师编写,刘祖华副教授在重新编写时作了修改和补充。全书由姚振纲负责主编。

本教材承朱振德教授和陆竹卿教授审阅,提出了宝贵意见。在初稿编写过程中,得到朱伯龙教授的帮助。教材中应用了有关兄弟单位的试验成果,特此一并致谢。

由于编者业务水平有限,编写中必有漏误之处,敬希专家同行和读者批评指正。

姚振纲
1996年6月

目 录

第一章 结构试验概论

1.1 结构试验的任务	(1)
1.2 结构试验的目的	(2)
1.2.1 生产性试验	(2)
1.2.2 科学研究性试验	(3)
1.3 建筑结构试验的分类	(4)
1.3.1 真型试验和模型试验	(4)
1.3.2 静力试验和动力试验	(5)
1.3.3 短期荷载试验和长期荷载试验	(6)
1.3.4 试验室试验和现场试验	(6)

第二章 结构试验设计

2.1 结构试验设计概述	(8)
2.2 结构试验的试件设计	(10)
2.2.1 试件形状	(10)
2.2.2 试件尺寸	(13)
2.2.3 试件数目	(14)
2.2.4 结构试验对试件设计的要求	(16)
2.3 结构试验的模型设计	(17)
2.3.1 模型的相似要求和相似常数	(17)
2.3.2 模型设计的相似条件	(19)
2.4 结构试验荷载设计	(25)
2.4.1 试验加载图式的选择与设计	(25)
2.4.2 试验加载装置的设计	(26)

2.4.3 结构试验的加载制度	(27)
2.5 结构试验的观测设计	(28)
2.5.1 观测项目的确定	(28)
2.5.2 测点的选择与布置	(29)
2.5.3 仪器的选择与测读的原则	(30)
2.6 材料的力学性能与结构试验的关系	(31)
2.6.1 概述	(31)
2.6.2 材料试验结果对结构试验的影响	(32)
2.6.3 试验方法对材料强度指标的影响	(32)
2.7 结构试验大纲和试验基本文件	(35)

第三章 结构试验的荷载设备

3.1 概述	(37)
3.2 重力加载法	(38)
3.2.1 重力直接加载方法	(38)
3.2.2 杠杆加载方法	(39)
3.3 液压加载法	(40)
3.3.1 液压加载器	(40)
3.3.2 液压加载系统	(41)
3.3.3 大型结构试验机	(42)
3.3.4 电液伺服液压系统	(42)
3.3.5 地震模拟振动台	(45)
3.4 惯性力加载法	(48)
3.4.1 冲击力加载	(48)
3.4.2 离心力加载	(51)
3.4.3 直线位移惯性力加载	(52)
3.5 机械力加载法	(53)

3.6	气压加载法	(54)
3.7	电磁加载法	(55)
3.7.1	电磁式激振器	(55)
3.7.2	电磁振动台	(56)
3.8	人激振动加载法	(57)
3.9	环境随机振动激振法	(58)
3.10	荷载支承设备和试验台座	(58)
3.10.1	支座	(58)
3.10.2	荷载支承机构	(60)
3.10.3	结构试验台座	(61)
3.10.4	现场试验的荷载装置	(65)

第四章 结构试验的数据采集和测量仪器

4.1	概述	(68)
4.2	传感器	(70)
4.2.1	基本原理	(70)
4.2.2	电阻应变计	(71)
4.2.3	应变测量	(73)
4.2.4	力传感器和压力传感器	(79)
4.2.5	线位移传感器	(80)
4.2.6	角位移传感器	(80)
4.2.7	裂缝测量仪器	(81)
4.2.8	测振传感器	(82)
4.3	记录器	(87)
4.3.1	概况	(87)
4.3.2	X-Y 记录仪	(87)
4.3.3	光线示波器	(87)

4.3.4 磁带记录仪	(88)
4.4 数据采集系统	(89)
4.4.1 数据采集系统的组成	(89)
4.4.2 数据采集的过程	(90)

第五章 结构单调加载静力试验

5.1 概述	(93)
5.2 结构单调加载静力试验的加载制度	(93)
5.3 基本构件的单调加载静力试验	(95)
5.3.1 受弯构件的试验	(95)
5.3.2 压杆和柱的试验	(103)
5.4 扩大构件的单调加载静力试验	(106)
5.4.1 屋架试验	(106)
5.4.2 薄壳和网架结构试验	(111)
5.5 建筑物或其部件的单调加载静力试验	(120)
5.5.1 钢筋混凝土平面楼盖试验	(120)
5.5.2 单层工业厂房整体结构空间工作试验	(126)
5.5.3 足尺房屋结构的整体试验	(128)

第六章 结构低周反复加载静力试验

6.1 概述	(135)
6.2 结构低周反复加载静力试验的加载制度	(136)
6.2.1 单向反复加载制度	(137)
6.2.2 双向反复加载制度	(138)
6.3 结构低周反复加载静力试验	(139)
6.3.1 砖石及砌块结构抗震性能试验	(139)
6.3.2 钢筋混凝土框架梁柱节点组合体的抗震性能试验	(144)
6.4 计算机—加载器联机试验	(150)

6.4.1 计算机—加载器联机系统的工作原理	(152)
6.4.2 计算机—加载器联机试验的工作流程	(153)
6.4.3 七层钢筋混凝土框架足尺结构的联机试验	(156)

第七章 结构动力特性试验

7.1 概述	(160)
7.2 人工激振法测量结构动力特性	(161)
7.2.1 结构自振频率测量	(161)
7.2.2 结构阻尼的测量	(162)
7.2.3 振型测量	(165)
7.3 环境随机振动法测量结构动力特性	(168)
7.3.1 模态分析法	(168)
7.3.2 主谐波法	(177)

第八章 结构抗震动力加载试验

8.1 概述	(184)
8.2 结构抗震动力加载试验的加载制度和加载设计	(185)
8.2.1 周期性动力加载试验的加载制度	(185)
8.2.2 非周期性动力加载试验的加载设计	(186)
8.3 结构抗震周期性动力加载试验	(190)
8.3.1 偏心激振器周期性动力加载试验	(190)
8.3.2 电液伺服加载器周期性动力加载试验	(191)
8.3.3 单向周期性振动台动力加载试验	(195)
8.4 结构抗震非周期性动力加载试验	(197)
8.4.1 地震模拟振动台动力加载试验	(197)
8.4.2 人工地震模拟动力加载试验	(206)
8.4.3 天然地震结构动力试验	(212)

第九章 结构试验现场检测技术

9.1 概述	(218)
--------------	-------

9.2 混凝土结构现场检测技术	(219)
9.2.1 回弹法检测混凝土强度	(219)
9.2.2 超声脉冲法检测混凝土强度	(221)
9.2.3 超声回弹综合法检测混凝土强度	(222)
9.2.4 钻芯法检测混凝土强度	(223)
9.2.5 拔出法检测混凝土强度	(225)
9.2.6 超声法检测混凝土缺陷	(227)
9.2.7 混凝土结构钢筋位置和钢筋锈蚀的检测	(232)
9.3 砖砌结构的现场检测技术	(234)
9.3.1 砖砌体强度的间接测定法	(234)
9.3.2 砖砌体原位轴心抗压强度测定法	(236)
9.4 钢结构现场检测技术	(237)
9.4.1 钢材强度测定	(237)
9.4.2 超声法检测钢材和焊缝缺陷	(238)

第十章 结构试验的数据处理

10.1 概述	(240)
10.2 数据的整理和换算	(240)
10.3 数据的统计分析	(246)
10.4 误差分析	(249)
10.4.1 误差的分类	(249)
10.4.2 误差计算	(250)
10.4.3 误差传递	(251)
10.4.4 误差的检验	(252)
10.5 数据的表达	(254)
10.5.1 表格方式	(254)
10.5.2 图像方式	(256)

10.5.3 函数方式.....	(258)
参考文献.....	(264)

主 要 符 号

A ——结构构件截面面积,电阻丝截面面积,结构构件振动的振幅,超声波的波幅

A_m ——模型截面面积

A_p ——真型截面面积

B ——磁感应强度

D ——布氏硬度计钢珠直径

E ——材料弹性模量,感应电动势

E_m ——模型材料弹性模量

E_p ——真型材料弹性模量

F ——结构抗震恢复力,电磁激振器的电磁感应力,钻芯法检测芯样混凝土抗压试验最大压力值,拔出法检测测点的拔出力,推出法检测的极限推力值,砌体原位轴心抗压试验破坏荷载

G ——材料剪切模量

G_m ——模型材料剪切模量

G_p ——真型材料剪切模量

H_B ——钢材的布氏硬度

H_s ——标准试件的布氏硬度

$H(i\omega)$ ——传递函数

I ——结构构件截面惯性矩,交变电流

I_m ——模型截面惯性矩

I_p ——真型截面惯性矩

K ——结构构件刚度,系数

M ——弯矩或扭矩

M_m ——模型弯矩
 M_p ——真型弯矩
 N ——轴向力
 P ——集中荷载或离心力
 P_d ——动力集中荷载
 P_m ——模型集中荷载
 P_p ——真型集中荷载
 P_s ——静力集中荷载
 P_y ——屈服荷载
 R ——反力,电阻值,回弹值
 S_A ——截面面积相似常数
 S_C ——阻尼系数相似常数
 S_E ——弹性模量相似常数
 S_G ——剪切模量相似常数
 S_I ——截面惯性矩相似常数
 S_K ——刚度相似常数
 S_M ——弯矩或扭矩相似常数
 S_p ——集中荷载相似常数
 S_T ——周期相似常数
 S_V ——体积相似常数或电压灵敏度
 S_w ——截面模量相似常数,线荷载相似常数
 S_f ——挠度相似常数
 S_g ——重力加速度相似常数
 S_l ——长度相似常数
 S_m ——质量相似常数
 S_{mq} ——重量相似常数

S_q ——面荷载相似常数或电荷灵敏度
 S_t ——时间相似常数
 S_x ——位移相似常数
 $S_{\dot{x}}$ ——速度相似常数
 $S_{\ddot{x}}$ ——加速度相似常数
 $S_x(\omega)$ ——脉动源功率谱密度函数
 $S_y(\omega)$ ——建筑物脉动反应功率谱密度函数
 S_r ——重力密度相似常数或剪应变相似常数
 S_ϵ ——应变相似常数
 S_ν ——泊松比相似常数
 S_ρ ——质量密度相似常数
 S_σ ——应力相似常数
 S_τ ——剪应力相似常数
 T ——周期
 V ——剪力、体积、电压
 V_i ——输入电压
 V_o ——输出电压
 W ——结构构件截面模量或线荷载
 W_m ——模型截面模量
 W_p ——真型截面模量
 a ——距离或加速度
 a_m ——模型的距离
 a_p ——真型的距离
 b ——构件截面宽度
 b_m ——模型截面宽度
 b_p ——真型截面宽度

c ——阻尼系数

d ——厚度或直径

d_c ——裂缝深度

d_t ——混凝土表面损伤层厚度

d_m ——混凝土平均碳化深度

f ——结构构件挠度, 振动频率, 钢材强度, 砌体抗压强度

f_c ——混凝土抗压强度

f_{cu}^c ——测区混凝土强度换算值

g ——重力加速度

h ——结构构件截面高度

h_b ——梁的截面高度

h_c ——柱的截面高度

h_m ——模型截面高度

h_p ——真型截面高度

l ——结构构件的长度和跨度或电阻丝和导线长度

l_m ——模型长度和跨度

l_p ——真型长度和跨度

m ——质量

m_m ——模型质量

m_p ——真型质量

m_{ts} ——无缺陷区平均声时值

n ——结构振动衰减系数或线圈匝数

q ——均布荷载

r ——半径

t ——时间

t_n ——混凝土缺陷处最大声时值

t_m ——模型时间
 t_o ——跨裂缝平测声时值
 t_p ——真型时间
 u ——粘结应力
 v ——地面质点运动速度或超声声速值
 v_a ——未损伤混凝土的声速
 v_t ——损伤表层混凝土的声速
 v_u ——考虑测试面修正后的声速
 x ——线位移
 x_m ——模型线位移
 x_p ——真型线位移
 \dot{x} ——线速度
 \ddot{x} ——线加速度
 \ddot{x}_0 ——地面运动加速度
 $x(t)$ ——脉动源输入激励
 $y(t)$ ——建筑物脉动输出响应
 α ——角度或系数
 β ——角度或系数
 γ ——剪应变或重力密度
 γ_m ——模型剪应变或模型重力密度
 γ_p ——真型剪应变或真型重力密度
 ϵ ——结构构件应变
 ϵ_c ——混凝土压应变
 ϵ_m ——模型应变
 ϵ_p ——真型应变
 ϵ_r ——钢筋应变

ϵ_t ——混凝土拉应变
 $\dot{\epsilon}$ ——应变速率
 θ ——角度或角位移
 λ ——剪跨比或对数衰减率
 μ ——结构延性系数或动力系数
 ν ——泊松比
 ν_m ——模型材料泊松比
 ν_p ——真型材料泊松比
 ξ ——阻尼比
 ρ ——质量密度,钢筋配筋率或电阻率
 ρ_m ——模型质量密度
 ρ_p ——真型质量密度
 ρ_s ——配箍率
 σ ——应力
 σ_m ——模型应力
 σ_p ——真型应力
 σ_c ——混凝土压应力
 σ_o ——竖向应力
 τ ——剪应力
 τ_m ——模型剪应力
 τ_p ——真型剪应力
 ω ——角速度或圆频率
 ω' ——有阻尼圆频率
 Δ ——结构构件的变形和位移
 Δ_y ——屈服位移

第一章 结构试验概论

工程结构是以工程材料为主体构成的不同类型的承重构件(梁、板、柱等)相互连接组成的组合体,在一定经济条件的制约下,要求结构在规定的使用期内安全有效地承受外部及内部形成的各种作用,以满足结构在功能及使用上的要求。为了达到这个目的,要求设计者必须综合考虑结构在它的整个生命周期中如何适应可能产生的各种风险。如在建造阶段可能产生的设计施工中的失误和疏忽,正常使用阶段来自各种非正常的外界活动,特别是自然和人为的灾害,以及老化阶段出现的各种损伤的积累和正常抗力的丧失等。为此,工程技术人员为了进行合理的设计,必须掌握在各种作用下结构的实际应力分布和工作状态,了解结构构件的刚度、抗裂性能以及实际所具有的强度及安全储备。

在应力分析工作中,一方面可以利用传统的理论计算方法,另一方面也可以利用实验方法,即通过结构试验,采用实验应力分析方法来解决。特别是电子计算机技术的发展,它不仅为用数学模型方法进行计算分析创造了条件,同样利用计算机控制的结构试验,为实现荷载模拟、数据采集和数据处理,以及整个试验实现自动化提供了有利条件,使结构试验技术的发展,产生了根本性的变化。人们利用计算机控制的多维地震模拟振动台可以实现地震波的人工再现,模拟地面运动对结构作用的全部过程;用计算机联机的拟动力伺服加载系统帮助人们在静力状态下量测结构的动力反应;由计算机完成的各种数据采集和自动处理系统可以准确、及时、完整地收集并表达荷载与结构行为的各种信息。计算机也加强了人们进行结构试验的能力。因此,结构试验仍然是发展结构理论和解决工程设计方法的主要手段之一。在结构工程学科的发展演变过程中形成的由结构试验、结构理论与结构计算三极构成的新学科结构中,结构试验本身也成为一门真正的试验科学。

实践是检验真理的唯一标准。科学实践是人们正确认识事物本质的一个源泉,可以帮助人们认识事物的内在规律。在结构工程学科中,人们为了正确认识结构的性能和不断深化这种认识,结构试验也是一种已被实践所证明的行之有效的方法。

1.1 结构试验的任务

结构在外荷载作用下,它就可能产生各种反应。如图 1-1(a)所示钢筋混凝土简支梁在静力集中荷载作用下,可以通过测得梁在不同受力阶段的挠度、角变位、截面上纤维应变和裂缝宽度等参数,来分析梁的整个受力过程以及结构的强度、刚度和抗裂性能。当一个框架承受水平的动力荷载作用时(图 1-1(b))同样可以从测得结构的自振频率、阻尼系数、振幅(动位移)和动应变等研究结构的动力特性和结构承受动力荷载作用下的动力反应。近年来在结构抗震研究中,经常是通过结构在承受低周反复荷载作用下,由试验所得的反应力与变形关系的滞回曲线(图 1-1(c))为分析抗震结构的强度、刚度、延性、刚度退化、变形能力等提供数据资料。

由此可见,“结构试验”这门科学的任务就是在结构物或试验对象(实物或模型)上,使用

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)作用下,通过量测与结构工作性能有关的各种参数(变形、挠度、应变、振幅、频率……)从强度(稳定)刚度和抗裂性以及结构实际破坏形态来判明建筑结构的实际工作性能,估计结构的承载能力,确定结构对使用要求的符合程度,并用以检验和发展结构的计算理论。

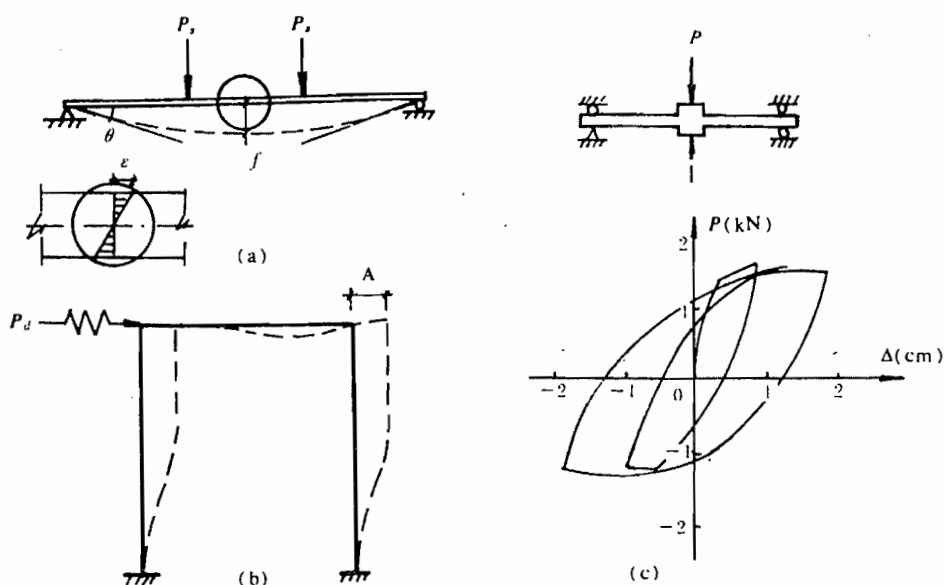


图 1-1 结构在不同荷载作用下的各种反应

由结构试验的任务可知,它是以实验方式测定有关数据,由此反映结构或构件的工作性能、承载能力和相应的安全度,为结构的安全使用和设计理论的建立提供了重要的根据。

1.2 结构试验的目的

在实际工作中,根据不同的试验目的,结构试验可归纳为两大类。

1.2.1 生产性试验

这类试验经常是具有直接的生产目的,它是以实际建筑物或结构构件为试验鉴定的对象,经过试验对具体结构作出正确的技术结论。一般这类性质的试验经常用来解决以下有关的问题。

一、结构的设计和施工通过试验进行鉴定

对于一些比较重要的结构与工程,除在设计阶段进行必要而大量的试验研究外,在实际结构建成以后,要求通过试验,综合性地鉴定其质量的可靠程度。上海南浦大桥和杨浦大桥建成后的荷载试验和秦山核电站安全壳结构整体加压试验均属此例。

二、工程改建或加固,通过试验判断具体结构的实际承载能力

对于旧有建筑的扩建加层,为了生产需要提高车间起重能力或由于建筑抗震需要提高抗震烈度而进行加固等,在单凭理论计算不能得到分析结论时,经常是通过试验以确定这些

结构的潜在能力,这对于缺乏旧有结构的设计计算与图纸资料时,在要求改变结构工作条件的情况下更有必要。曾对上海几个解放前建造的仓库冷库的楼盖做了承载能力试验,通过鉴定楼盖的现有承载能力,以期提高楼面荷载来满足增加仓库冷库储藏量的需要。

三、处理工程事故,通过试验鉴定提供技术根据

对于遭受地震、火灾、爆炸等原因而受损的结构,或是在建造和使用过程中发现有严重缺陷(施工质量事故,结构过度变形和严重开裂等)的危险性建筑,也往往有必要进行详细的检验。上海某塑料厂的成型车间,在施工过程中发生火灾,以致使一座三层的混合结构房屋遭到破坏,砖墙开裂,楼盖混凝土剥落,钢筋外露,最后选择了楼面中破坏较为严重的楼板和次梁进行了荷载试验,得出了楼面结构在受灾破坏情况下的承载能力;唐山地震后,为对北京农业展览馆主体结构加固需要,通过环境随机振动试验,采用传递函数谱进行结构模态分析,并通过振动分析获得该结构模态参数,以上的试验均为进行结构加固提供了必要的数据和资料。

四、已建结构的可靠性检验、通过试验推断和估计结构的剩余寿命

已建结构随着建造年份和使用时间的增长,结构物逐渐出现不同程度的老化现象,有的已到了老龄期、退化期和更换期,有的则到危险期。为了保证已建建筑的安全使用,尽可能地延长它的使用寿命和防止建筑物破坏、倒塌等重大事故的发生,国内外对建筑物的使用寿命,特别是对使用寿命中的剩余期限,即剩余寿命特别关注。通过对已建建筑进行观察、检测和分析普查后,按可靠性鉴定规程评定结构所属的安全等级,由此推断其可靠性和估计其剩余寿命。可靠性鉴定大多数是采用非破损检测的试验方法。我国解放前和建国初期建成的钢铁厂,如武汉钢铁厂、本溪钢铁厂等的炼铁、炼钢、轧钢等车间均进行过检查鉴定。

五、鉴定预制构件产品的质量

对于在构件厂或现场成批生产的钢筋混凝土预制构件,在构件出厂或现场安装之前,必须根据科学抽样试验的原则,按照预制构件质量检验评定标准和试验规程的要求,通过少量的试件试验,以推断成批产品的质量。

1.2.2 科学研究性试验

科学研究性试验的目的是验证结构设计计算的各种假定;通过制订各种设计规范,发展新的设计理论,改进设计计算方法;为发展和推广新结构新材料及新工艺提供理论与实践的经验。

一、验证结构计算理论的假定

在结构设计中,人们经常为了计算上的方便,对结构构件的计算图式和本构关系作某些简化的假定。例如在较大跨度的钢筋混凝土结构厂房中,采用30~36m跨度竖腹杆形式的预应力钢筋混凝土空腹桁架,在设计中这类桁架的计算图式可假定为多次超静定的空腹桁架,也可按两铰拱计算,而将所有的竖杆看成是不受力的吊杆,一般这可以通过试验研究来加以验证。在构件静力和动力分析中,本构关系的模型化,则完全是通过试验加以确定的。

二、为制订设计规范提供依据

我国现行的各种结构设计规范除了总结已有大量科学实验的成果和经验以外,为了理论和设计方法的发展,进行了大量钢筋混凝土结构、砖石结构和钢结构的梁、柱、框架、节点、墙板、砌体等实物和缩尺模型的试验,以及实体建筑物的试验研究,为我国编制各类结构设计规范提供了基本资料与试验数据。事实上现行规范采用的钢筋混凝土结构构件和砖石结

构的计算理论,几乎全部是以试验研究的直接结果为基础的,这也进一步体现了结构试验学科在发展设计理论和改进设计方法上的作用。

三、为发展和推广新结构新材料与新工艺提供实践经验

随着建筑科学和基本建设发展的需要,新结构新材料和新工艺不断涌现。例如在钢筋混凝土结构中各种新钢种的应用,薄壁弯曲轻型钢结构的设计推广,升板、滑模施工工艺的发展,以及大跨度结构、高层建筑与特种结构的设计施工等。但是一种新材料的应用,一个新结构的设计和新工艺的施工,往往需要经过多次的工程实践与科学试验,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不断完善。结合我国钢材生产的特点,曾对 16 锰及硅钛类或 硅钒类等钢种的原材料和使用这类钢材的结构构件做了大量的试验。上海某剧场改建工程中,在以往理论研究和通过模型试验积累的经验基础上,采用了一种新的眺台结构形式——预应力悬带结构,有效地解决了建筑空间与结构受力性能的矛盾。为了试验悬带眺台的结构性能,进行了现场的静力和动力试验,获得了结构刚度、次弯矩影响、预应力损失和结构自振频率等第一性资料,为这种新型结构的推广使用提供了经验。在目前高层建筑的设计建设中,对筒中筒的结构体系进行了较多的试验研究。又如在升板结构与滑模施工中,通过现场实测积累了大量与施工工艺有关的数据,为发展以升带滑、滑升结合的新工艺创造了条件。

1.3 建筑结构试验的分类

建筑结构试验除了上述按试验目的分为生产性试验和研究性试验以外,还经常以试验对象、荷载性质、试验场合、试验时间等不同因素进行分类。

1.3.1 真型试验和模型试验

一、真型试验

真型试验的试验对象是实际结构(实物)或者是按实物结构足尺复制的结构或构件。

对于实物试验一般均用于生产性试验,例如泰山核电站安全壳加压整体性的试验就是一种非破坏性的现场试验。对于工业厂房结构的刚度试验、楼盖承载能力试验等均在实际结构上加载量测,另外在高层建筑上直接进行风振测试和通过环境随机振动测定结构动力特性等均属此类。在真型试验中另一类就是足尺结构或构件的试验,以往一般对构件的足尺试验做得较多,事实上试验对象就是一根梁、一块板或一榀屋架之类的实物构件,它可以在试验室内试验,也可以在现场进行。由于建筑结构抗震研究的发展,国内外开始重视对结构整体性能的试验研究,因为通过对这类足尺结构物进行试验,可以对结构构造、各构件之间的相互作用、结构的整体刚度以及结构破坏阶段的实际工作进行全面观测了解。从 1973 年起我国各地先后进行的装配整体式框架结构、钢筋混凝土大板、砖石结构、中型砌块、框架轻板等不同开间不同层高的足尺结构试验有 10 例之多。其中 1979 年夏上海五层硅酸盐砌块房屋的抗震破坏试验中,通过液压同步加载器加载,在国内足尺结构现场试验中第一次比较理想地测得结构物在低周重复荷载下的恢复力特性曲线。

由于对测试要求保证精度,为了防止环境因素对试验的干扰影响,目前国外已将这类足尺结构从现场转移到结构试验室内进行试验。如日本已在室内完成了七层房屋足尺结构的抗震静力试验。近年来国内大型结构试验室的建设也已经考虑到这类试验的要求。

二、模型试验

当进行真型结构试验由于投资大、周期长、测量精度受环境因素等影响,在物质上或技术上存在某些困难时,人们在结构设计的方案阶段进行初步探索比较或对设计理论计算方法进行探讨研究时,可以采用比真型结构缩小的模型进行试验。

模型是仿照真型(真实结构)并按照一定比例关系复制而成的试验代表物,它具有实际结构的全部或部分特征,但尺寸却可比真型小得多的缩尺结构。

模型的设计制作与试验是根据相似理论,用适当的比例尺和相似材料制成与真型几何相似的试验对象,在模型上施加相似力系(或称比例荷载),使模型受力后重演真型结构的实际工作,最后按照相似理论由模型试验结果推算实际结构的工作。为此这类模型要求有比较严格的模拟条件,即要求做到几何相似、力学相似和材料相似。

由于严格的相似条件给模型设计和试验带来一定困难,在结构试验中尚有另一类型的模型,它仅是真型结构缩小几何比例尺寸的试验代表物,将该模型的试验结果与理论计算对比校核,用以研究结构的性能,验证设计假定与计算方法的正确性,并认为这些结果所证实的一般规律与计算理论可以推广到实际结构中去,这类试验就不一定要满足严格的相似条件了。正如我们在教学试验中通过钢筋混凝土结构受弯构件的小梁试验可以同样说明钢筋混凝土结构正截面的设计计算理论。上海体育馆的屋盖采用了直径为 125m 圆形的三向钢网架结构,就是通过一个 1/20 的模型试验来验证该体型网架的变形和内力分布,同时用以探求理论计算中不易发现的次应力等问题,试验数据与计算比较得到了满意的结果。

1.3.2 静力试验和动力试验

一、静力试验

静力试验是结构试验中最大量最常见的基本试验,因为大部分建筑结构在工作时所承受的是静力荷载,一般可以通过重力或各种类型的加载设备来实现和满足加载要求。静力试验的加载过程是从零开始逐步递增一直到结构破坏为止,也就是在一个不长的时间段内完成试验加载的全过程,我们称它为结构静力单调加载试验。

近年来由于探索结构抗震性能,结构抗震试验无疑成为一种重要的手段。结构抗震静力试验是以静力的方式模拟地震作用的试验,它是一种控制荷载或控制变形作用于结构的周期性的反复静力荷载,为区别于一般单调加载试验,称之为低周反复静力加载试验。亦有称之为伪静力试验,目前国内外结构抗震试验较多集中在这一方面。

静力试验的最大优点是加载设备相对来说比较简单,荷载可以逐步施加,还可以停下来仔细观测结构变形的发展,给人们以最明确和清晰的破坏概念。在实际工作中即使是承受动力荷载的结构在试验过程中为了了解静力荷载下的工作特性,在动力试验之前往往也先进行静力试验,如结构构件的疲劳试验就是这样。静力试验的缺点是不能反映应变速率对结构的影响,特别是在结构抗震试验中与任意一次确定性的非线性地震反应相差很远。目前在抗震静力试验中虽然发展一种计算机与加载器联机试验系统,可以弥补后一种缺点,但设备耗资大大增加,而且静力试验的每个加载周期还是远远大于实际结构的基本周期。

二、动力试验

对于那些在实际工作中主要承受动力作用的结构或构件,为了了解结构在动力荷载作用下的工作性能,一般要进行结构动力试验,通过动力加载设备直接对结构构件施加动力荷载。如研究厂房结构承受吊车及动力设备作用下的动力特性,吊车梁的疲劳强度与疲劳寿命

问题,多层厂房由于机器设备上楼后所产生的振动影响,又如高层建筑和高耸构筑物(塔桅、烟囱)等在风载作用下的动力问题,结构抗爆炸抗冲击荷载(冲击波)的影响等。特别是结构抗震性能的研究中除了用上述静力加载模拟以外,更为理想的是直接施加动力荷载进行试验,目前抗震动力试验一般用电液伺服加载设备或地震模拟振动台等设备来进行。对于现场或野外的动力试验,利用环境随机振动试验测定结构动力特性模态参数也日益增多。另外还可以利用人工爆炸产生人工地震的方法甚至直接利用天然地震对结构进行试验。由于荷载特性的不同,动力试验的加载设备和测试手段也与静力有很大的差别,并且要比静力试验复杂得多。

1.3.3 短期荷载试验和长期荷载试验

对于主要承受静力荷载的结构构件实际上荷载经常是长期作用的。但是在进行结构试验时限于试验条件、时间和基于解决问题的步骤,我们不得不大量采用短期荷载试验,即荷载从零开始施加到最后结构破坏或到某阶段进行卸荷的时间总和只有几十分钟,几小时或者几天。对于承受动荷载的结构,即使是结构的疲劳试验,则整个加载过程也仅在几天内完成,与实际工作有一定差别。对于爆炸、地震等特殊荷载作用时,整个试验加荷过程只有几秒甚至是微秒或毫秒级的速度,这种试验实际上是一种瞬态的冲击试验。所以严格地讲这种短期荷载试验不能代替长年累月进行的长期荷载试验。这种由于具体客观因素或技术的限制所产生的影响,我们在分析试验结果时必须加以考虑。

对于研究结构在长期荷载作用下的性能,如混凝土结构的徐变,预应力结构中钢筋的松弛等就必须要进行静力荷载的长期试验。这种长期荷载试验也可称为持久试验,它将连续进行几个月或几年时间,通过试验以获得结构的变形随时间变化的规律。为了保证试验的精度,经常需要对试验环境有严格的控制,如保持恒温恒湿,防止振动影响等,当然这就必须在试验室内进行。如果能在现场对实际工作中的结构物进行系统长期的观测,则这样积累和获得的数据资料对于研究结构的实际工作,进一步完善和发展建筑结构的实践和理论都具有极为重要的意义。

1.3.4 试验室试验和现场试验

建筑结构和构件的试验可以在有专门设备的试验室内进行,也可以在现场进行试验。

试验室试验由于可以获得良好的工作条件,可以应用精密和灵敏的仪器设备进行试验,具有较高的准确度。甚至可以人为的创造一个适宜的工作环境,以减少或消除各种不利因素对试验的影响,所以适宜于进行研究性试验。这样有可能突出研究的主要方面,而消除一些对试验结构实际工作有影响的次要因素。这种试验可以在真型结构上进行,也可以采用小尺寸的模型试验,并可以将结构一直试验到破坏。尤其近年来发展足尺结构的整体试验,大型试验室为之提供了比较理想的条件。

现场试验与室内试验相比由于客观环境条件的影响,不宜使用高精度的仪器设备来进行观测,相对来看,进行试验的方法也可能比较简单粗率,所以试验精度和准确度较差。现场试验多数用以解决生产性的问题,所以大量性试验是在生产和施工现场进行,有时研究或检验的对象就是已经使用或将要使用的结构物,它可以获得近乎完全实际工作状态下的数据资料。

建筑结构试验技术的形成与发展,它与建筑结构实践经验的积累和试验仪器设备及量

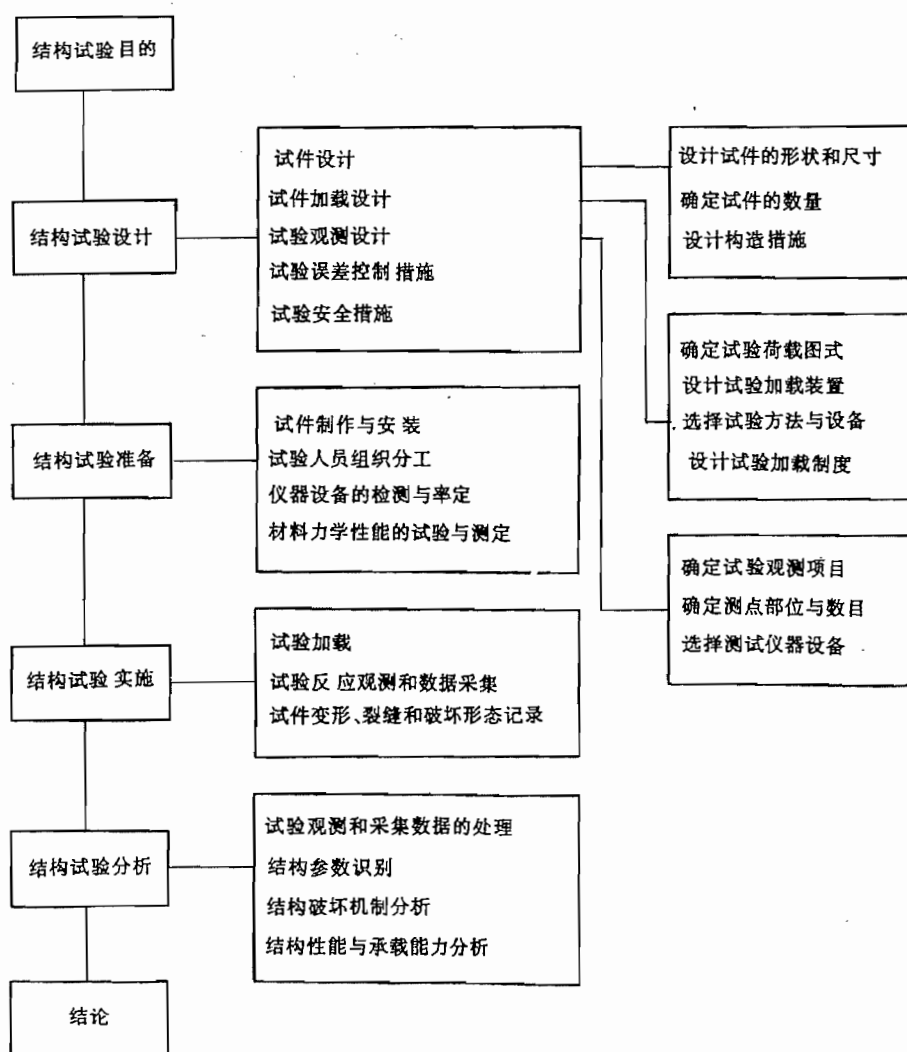
测技术的发展有着极为密切的关系。由于结构试验应用的日益广泛,目前几乎每一个重要的新结构都是经过规模或大或小的检验而投入使用,建筑设计规范的制订和建筑结构理论的发展亦愈益与试验研究相紧密联系。我国伟大的社会主义建设实践为结构试验积累了丰富的经验。另一方面,近代仪器设备和量测技术的发展,特别是非电量电测、自动控制和电子计算机等先进技术和设备应用到结构试验领域,为试验工作提供了有效的工具和先进的手段,使试验的加载控制、数据采集、数据处理以及曲线图表绘制等实现了整个试验过程的自动化。国内科研机构、高等院校及生产单位等新建的结构试验室和科技工作者对结构试验技术的研究,也为建筑结构试验学科的发展在理论上和物质上提供了有利条件。

今天科学实验已经作为一种独立的社会实践,它将有力地促进生产的发展。“建筑结构试验”将与其他科学实验工作一样,对于建筑科学的发展产生巨大的促进和推动作用!

第二章 结构试验设计

2.1 结构试验设计概述

结构试验包括结构试验设计、结构试验准备、结构试验实施和结构试验分析等主要环节,它们之间的关系如下所列:



结构试验设计是整个结构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的作用。

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、加载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执行与实施中最后达到预期的目的。

在明确试验目的后,可通过调查研究并收集有关资料,确定试验的性质与规模、试件的形式,然后根据一定的理论作出试件的具体设计,试件设计必须考虑本试验的特点与需要,在设计构造上作出相应的措施,在设计试件的同时,还需要分析试件在加荷试验过程中各个阶段预期的内力和变形,特别是对具有代表性的并能反映整个试件工作状况的部位所测定的内力、变形数值,以便在试验过程中加以控制,随时校核;要选定试验场所,拟定加荷与量测方案;设计专用的试验设备、配件和仪表附件夹具,制订技术安全措施等。除技术上的安排外,还必须组织必要的人力物力,因为一项试验工作经常不是一、两个人所能进行的,针对试验的规模,去组织试验人员,并提出试验经费预算以及消耗性器材数量与试验设备清单。

在上述规划的基础上,提出试验研究大纲及试验进度计划,试验规划是一个指导试验工作具体进行的技术文件,对每个试验、每次加载、每个测点与每个仪表都应该有十分明确的目的性与针对性,切忌盲目追求试验次数多,仪表测点多,以及不切实际的要求提高量测精度,因而有时反会弄巧成拙,达不到预期的目的。

有时为了解决某一具体的加荷方案或量测方案,可先做一些试探性试验,以达到更好地设计规划整个试验研究的目的。

对于以具体结构为对象的工程现场鉴定性试验,在进行试验设计前必须对结构物进行实地考察,对该结构的现状和现场条件建立初步认识。在考虑试验对象的同时,还必须通过调查研究,收集有关文件、资料,包括设计资料,如设计图纸、计算书及作为设计依据的原始材料,施工文件,施工日志,材料性能试验报告及施工质量检查验收记录等,关于使用情况则需要深入现场向使用者(生产操作工人、居民)调查了解,对于受灾损伤的结构,还必须了解受灾的起因、过程与结构的现状。对于实际调查的结果要加以整理(书面记录、草图、照片等)作为拟定试验方案,进行试验设计的依据。

由于近代仪器设备和测试技术的不断发展,大量新型的加载设备和测量仪器被使用到结构试验领域,这对试验工作者又提出了新的技术要求,对这方面的知识不足和微小疏忽,均会导致对整个试验不利的后果。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,要求对试验人员事先组织学习,掌握这方面知识,以利于试验工作的顺利进行。

结构试验是一项细致而复杂的工作,因此必须进行很好的组织与设计,按照试验的任务制订的试验计划与大纲,并通过试验计划与大纲的执行来实现与完成提出的要求。在整个试验工作中,我们必须十分严肃认真,不然不仅我们主观的愿望无法实现,同时会带来人力物力与时间上的浪费,影响试验结果,以致使整个试验失败或发生安全事故。对一个结构物的试验必须在试验前做好各项试验的设计规划准备工作,了解情况要具体、细致,计划准备要

全面周到,对试验过程中可能出现的情况要事先有所估计,并采取相应措施,对试验成果必须珍惜,要及时整理分析,充分加以利用。总之,我们要求用最小的耗费,达到试验预期要求,并且取得最大的成果。

2.2 结构试验的试件设计

在进行结构强度和变形试验时,作为结构试验的试件可以取为实际结构的整体或是它的一部分,当不能采用足尺的真型结构进行试验时,也可用其缩尺的模型。采用模型试验可以大大节省材料、试验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,模型设计必须根据相似理论按比例缩小,对于一些比较复杂的结构要使模型结构和实际结构在各个物理现象间均满足相似条件往往有困难,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。如能用真型结构进行结构试验,可以得到反映真型性状的试验结果。但是由于真型结构试验规模大、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。就我国目前开展试验研究工作的实际情况来看,整体真型结构的试验还是少数,在规范编制过程中所进行的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的选择、试件尺寸与数量的确定以及构造措施的研究考虑,同时必须满足结构与受力的边界条件、试验的破坏特征、试验加载条件的要求,最后以最少的试件数量获得最多的试验数据,反映研究的规律满足研究任务的需要。

2.2.1 试件形状

在试件设计中设计试件形状时,虽然和试件的比例尺无关,但最重要的是要造成和设计目的相一致的应力状态。这个问题对于静定系统中的单一构件,如梁、柱、桁架等,一般构件的实际形状都能满足要求,问题比较简单。但对于从整体结构中取出部分构件单独进行试验时,特别是在比较复杂的超静定体系中必须要注意其边界条件的模拟,使其能如实反映该部分结构构件的实际工作。

当作如图 2-1(a)所示受水平荷载作用的框架结构应力分析时,若试验 A-A 部位的柱脚、柱头部分时,试件要设计成如图 2-1(b)所示;若作 B-B 部位的试验,试件设计成如图 2-1(c);对于梁如作成图 2-1(d)(e)那样的设计,则应力状态可与设计目的相一致。

作钢筋混凝土柱的试验研究时,若要探讨其挠曲破坏性能,如图 2-1(h)的试件是足够的,但若作剪切性能的探讨,则图 2-1(h)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 2-1(i)中的适用于反对称加载的试件。

在作梁柱连接的节点试验时,试件受力有轴力、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,但其中主要是剪切变形,以致节点部分由于大剪力作用会发生剪切破坏。为了探求节点的强度和刚度,使其应力状态能充分反映,避免在试验过程中梁柱部分先于节点破坏,在试件设计时必须事先对梁柱部分进行足够加固,以满足整个试验能达到预期的效果。这时十字形试件如图 2-1(f)中节点二侧梁柱的长度一般均取 $1/2$ 梁跨和 $1/2$ 柱高,即按框架承受水平荷载时产生弯矩的反弯点($M=0$)的位置来决定。边柱节点可采用

T 字形试件。当试验目的为了解初始设计应力状态下的性能,并同理论作对比时,可以采用如图 2-1(g)的 X 形试件。为了使在 X 形试件中再现实际的应力状态,必须根据设计条件给定的 N 和 V 来确定试件的尺寸。

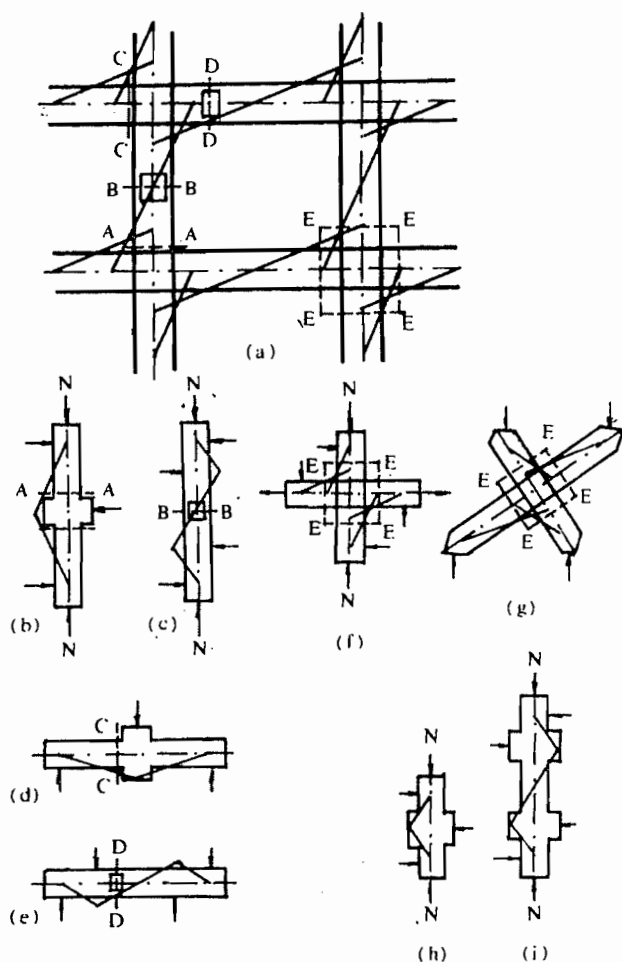


图 2-1 框架结构中的梁柱和节点试件

又如在进升板结构的节点试验时,其试件可取如图 2-2 所示的形状,板的两个方向的长度同样可按板带跨中反弯点($M=0$)的位置来决定。

在框架试验中,多数设计成支座固结的单层单跨框架。如图 2-3。剪力墙是抗震结构的重要构件,国内外对剪力墙的试验研究很为重视,试件形式多样,有无框剪力墙,墙体是一块钢筋混凝土平板。有框剪力墙,其中一种是与框架整体相连的钢筋混凝土板,另一种是在框架内设置钢筋混凝土剪力撑(图 2-4(a))。图 2-4(b)为双肢剪力墙。

砖石与砌块试件主要用于墙体试验,可以采用带翼缘或不带翼缘的单层单片墙,如试验需要也可采用双层单片墙或开洞墙体的砌体试件。如图 2-5 所示。对于纵墙由于外墙有大量窗口,试验可采用有两个或一个窗间墙的双肢或单肢窗间墙试件(图 2-6)。

总之,以上所示的任一种试件的设计,其边界条件的实现尚与试件安装、加载装置与约

束条件等有密切关系,这必须在试验总体设计时进行周密考虑,才能付之实施。

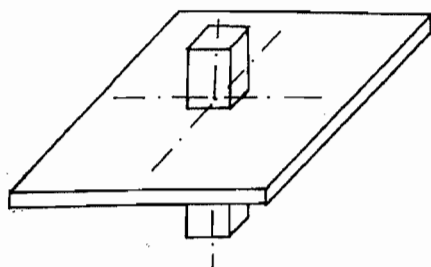


图 2-2 升板节点试件

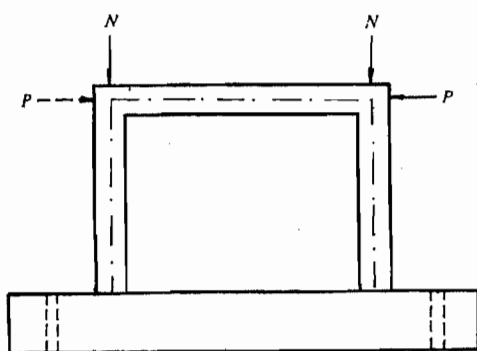
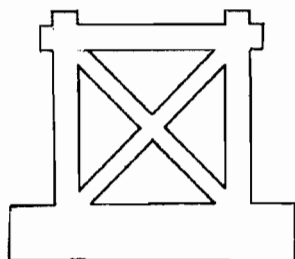
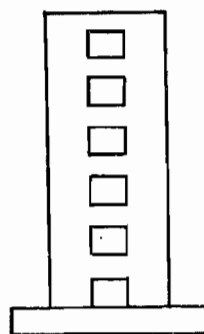


图 2-3 单层单跨钢筋混凝土框架



(a) 带有剪力撑的有框剪力墙



(b) 双臂剪力墙

图 2-4 钢筋混凝土剪力墙

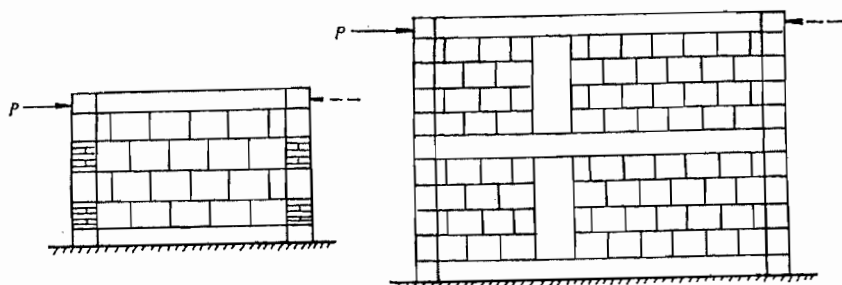


图 2-5 砖石与砌块的墙体试件

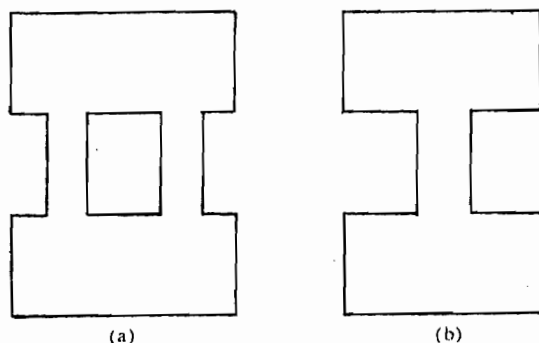


图 2-6 纵墙窗间墙试件

2.2.2 试件尺寸

关于结构试验所用试件的尺寸和大小,从总体上分为真型(实物或足尺结构)和模型两个大类。

从国内外已发表的试验研究文献来看,钢筋混凝土试件的尺寸其中小试件可以小到构件截面只有几厘米,大尺寸可以大到结构物的真型。

国内试验研究中采用框架截面尺寸大约为真型的 $1/4 \sim 1/2$ 。还做过三层到五层的足尺轻板框架试验。

在框架节点方面,国内外一般都做得比较大,为真型比例的 $1/2 \sim 1$,这和节点中要求反映配筋特点有关。

作为基本构件性能研究,压弯构件的截面为 $16\text{cm} \times 16\text{cm} \sim 35\text{cm} \times 35\text{cm}$,短柱(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 $10\text{cm} \times 10\text{cm} \sim 30\text{cm} \times 30\text{cm}$ 。

在剪力墙方面单层墙体的外形尺寸为 $80\text{cm} \times 100\text{cm} \sim 178\text{cm} \times 274\text{cm}$,多层的剪力墙为真型的 $1/10 \sim 1/3$ 。我国昆明南宁等地区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尺寸一般取为真型的 $1/4 \sim 1/2$ 。我国兰州、杭州与上海等地先后做过四幢足尺砖石和砌块多层房屋以及若干单层足尺房屋的试验。

一般来说,静力试验试件的合理尺寸应该是不大又太小,太小的试件要考虑尺寸效应。

对于微型混凝土截面在 $4\text{cm} \times 6\text{cm}$ 或 $5\text{cm} \times 5\text{cm}$ 以内或微型砌体(砖块尺寸为 $1.5\text{cm} \times 3\text{cm} \times 6\text{cm}$),普通混凝土的截面小于 $10\text{cm} \times 10\text{cm}$,砖砌体小于 $74\text{cm} \times 36\text{cm}$,砌块砌体小于 $60\text{cm} \times 120\text{cm}$ 的试件都有尺寸效应,必须加以考虑。当砌块砌体试件大到 $120\text{cm} \times 244\text{cm}$ 时,尺寸效应才不显著。因此普通混凝土试件截面边长在 12cm 以上,砌体墙最好是真型的 $1/4$ 以上,对于小于 $1/4$ 的比例不但灰缝和砌筑等方面的条件难于相似,而且容易出现失稳破坏。但是,在满足构造模拟要求的条件下太大的试件尺寸也没有必要。国内外多层足尺房屋或框架试验的实践证明:足尺真型的试验并不合算,要想解决的问题(如抗震能力的评定)解决不了,而足尺能解决的问题(如破坏机制等)小比例尺试件也行。虽然足尺结构具有反映实际构造的优点,但试验所耗费的经费和人工如用来做小比例尺试件,可以大大增加试验数量和品种,而且试验室的条件比野外现场要好,测试数据的可信度也高。

因此,局部性的试件尺寸可取为真型的 $1/4 \sim 1$,整体性的结构试验试件可取 $1/10 \sim 1/2$ 。

对于动力试验,试验尺寸经常受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,由于受振动台台面尺寸和激振力大小等参数限制,一般只能作缩尺的模型试验。国内在地震模拟振动台上已经完成了一批比例在 $1/50 \sim 1/4$ 的结构模型试验。日本为了满足原子能反应堆的足尺试验的需要,研制了负载为 1000t ,台面尺寸为 $15\text{m} \times 15\text{m}$ 垂直水平双向同时加震的大型模拟地震振动台。

2.2.3 试件数目

在进行试件设计时,除了对试件的形状尺寸应要进行仔细研究外,对于试件数目即试验量的设计也是一个不可忽视的重要问题,因为试验量的大小直接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。

对于生产性试验,一般按照试验任务的要求有明确的试验对象。对于预制厂生产的一般工业与民用建筑钢筋混凝土和预应力混凝土预制构件的质量检验和评定,可以按照《预制混凝土构件质量检验评定标准》GBJ321—90 中结构性能检验规定,确定试件数量。

按《标准》GBJ321—90 规定成批生产的构件,应按同一工艺,正常生产的 1000 件,但不超过三个月的同类型产品为一批(不足 1000 件者亦为一批),在每批中随机抽取一个构件作为试件进行检验。这里所谓“同类型产品”是指采用同一钢种、同一混凝土强度等级、同一工艺、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中抽取。

当连续抽查 10 批,每批的结构性能均能附合《标准》规定的要求时,对同一工艺、正常生产的构件,可改按 2000 件,但亦不超过三个月的同类型产品为一批,在每批中仍随机抽取一个试件进行检验。

对于科研性试验,其试验对象是按照研究要求而专门设计制造的,这类结构的试验往往是属于某一研究专题工作的一部分,特别是对于结构构件基本性能的研究,由于影响构件基本性能的参数较多,所以要根据各参数构成的因子数和水平数来决定试件数目,参数多则试件的数目也自然会增加。

由表 2-1 可见:主要因子和水平数稍有增加,试件的个数就极大地增多。在进行钢筋混凝土柱剪切强度的基本性能试验研究中,我们取不同混凝土强度和不同配筋率、配箍率的钢

钢筋混凝土柱在不同轴向应力和剪跨比情况下进行试验,这里要求考虑的主要因子有受拉钢筋配筋率 ρ 、配箍率 ρ_v 、轴向应力 σ_c 、剪跨比 λ 和混凝土强度等级 C 等,如果每个因子各自有 3 个水平数时(每个选定的因子安排若干不同状态的试验点,叫做这个因子的水平数),就要试件数 243 个。如果每个因子有 5 个水平数时,则试件的数量将猛增为 3125 个,要这样多的试件实际上是不可能做到的。

表 2-1 分析主要因子与试件数

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	3215

为此试验工作者在试验设计中经常采用一种解决多因素问题的试验设计方法——正交试验设计法,主要是使用正交表这一工具来进行整体设计、综合比较,可以妥善解决各因子和水平数相互结合可能参予的影响,和所需要的试件数与实际可行的试验试件数之间的矛盾,解决实际所作少量试件试验与要求全面掌握内在规律之间的矛盾。

现就钢筋混凝土柱剪切强度基本性能研究问题为例,用正交试验法作试件数目设计。如果如同前面所述主要分析因子数为 5,而混凝土只用一种强度等级 C20,这样实际因子数只有 4,当每个因子各有三个差别,即水平数为 3。详见表 2-2 所列。

表 2-2 钢筋混凝土柱剪切强度试验分析因子与水平数

因 子 差 别 (水 平 数)		1	2	3
主 要 分 析 因 子				
A	受拉钢筋配筋率 ρ	0.4	0.8	1.2
B	配箍率 ρ_v	0.2	0.33	0.5
C	轴向应力 σ_c (N/mm ²)	20	60	100
D	剪跨比 λ	2	3	4
E	混凝土强度等级 C20	13.5 N/mm ²		

根据正交表 $L_9(3^4)$ 试件主要因子组合如表 2-3 所示。

通过正交设计法原来需要 243 个试件可以综合为 9 个试件。

试件数量设计是一个多因素问题,在实践中我们应该使整个试验的试件数目要少而精,以质取胜,切忌盲目追求数量;要使所设计的试件尽可能做到一件多用,即是以最少的试件、最小的人力、经费,以得到最多的数据;要使通过设计所决定的试件数量经试验得到的结果能反映试验研究的规律性,满足研究目的要求。

2.2.4 结构试验对试件设计的要求

表 2-3

试件主要因子组合

试件 NO	A	B	C	D
	$\rho(\%)$	$\rho_s(\%)$	$\sigma_c(\text{N/mm}^2)$	λ
1	A_1 0.4	B_1 0.200	C_1 20	D_1 2
2	A_1 0.4	B_2 0.330	C_2 60	D_2 3
3	A_1 0.4	B_3 0.500	C_3 100	D_3 4
4	A_2 0.8	B_1 0.200	C_2 60	D_3 4
5	A_2 0.8	B_2 0.330	C_3 100	D_1 2
6	A_2 0.8	B_3 0.500	C_1 20	D_2 3
7	A_3 1.2	B_1 0.200	C_3 100	D_2 3
8	A_3 1.2	B_2 0.330	C_1 20	D_3 4
9	A_3 1.2	B_3 0.500	C_2 60	D_1 2

在试件设计中当确定了试验形状、尺寸和数量后,对于每一个具体试件的设计和制作过程中还必须同时考虑试件安装、加荷、量测的需要,在试件上作出必要的构造措施,这对于科研试验尤为重要,例如混凝土试件的支承点应予埋钢垫板(图 2-7(a));在试验屋架一类平面结构时,在试件受集中荷载的位置上应埋设钢板,以防止试件受局部承压而破坏;试件加荷面倾斜时,应作出凸缘(图 2-7(b)),以保证加载设备的稳定设置;在钢筋混凝土框架作恢复力特性试验时,为了框架端部侧面施加反复荷载的需要,应设置预埋构件以便与加载用的液压加载器或测力传感器联接,为保证框架柱脚部分与试验台的固接,一般均设置加大截面的基础梁(图 2-7(c));在砖石或砌块的砌体试件中,为了使施加在试件的垂直荷载能均匀传递,一般在砌体试件的上下均预先浇筑混凝土的垫块(图 2-7(d)),对于墙体试件在墙体上下均捣制钢筋混凝土垫梁,其中下面的垫梁可以模拟基础梁,使之与试验台座固定,上面的垫梁模拟过梁传递竖向荷载(图 2-7(e));在作钢筋混凝土偏心受压构件试验时,在试件两端做成牛腿以增大端部承压面和便于施加偏心荷载(图 2-7(f)),并在上下端加设分布钢筋网。这些构造是根据不同加载方法而设计的,但在验算这些附加构造的强度时必须保证其强度储备大于结构本身的强度安全储备,这不仅考虑到计算中可能产生的误差,而且还必须保证它不产生过大的变形以致改变加荷点的位置或影响试验精度。当然更不允许因附加构造的先期破坏而妨碍试验的继续进行。

在试验中为了保证结构或构件在预定的部位破坏,以期得到必要的测试数据,就需要对结构或构件的其他部位事先进行局部加固。

为了保证试验量测的可靠性和仪表安装的方便,在试件内必须预设埋件或预留孔洞,如安装杠杆应变仪时,需要配合夹具形式及标距大小预埋螺栓或预留孔洞;用接触式应变仪量测试件表面应变时应埋设相应的测点标脚;钢筋混凝土试件用电阻应变计量测钢筋应变时,在浇注混凝土前应先钢筋上贴好应变计,作好防潮及防止机械损伤的处理,如混凝土保护层不大,也可在准备贴应变计部位的保护层处预埋小木块,待混凝土凝固后将木块凿去,使钢筋外露,然后再贴上应变计,但这时对钢筋的贴片部位最好能事先打磨,这对于采用螺纹钢筋的结构尤需注意,避免以后在预留孔中打磨,由于部位狭小而带来困难。对于为测定混

混凝土内部应力的预埋元件或专门的混凝土应变计、钢筋应变计等,应在浇注混凝土前,按相应的技术要求用专门的方法就位固定安装埋设在混凝土内部。这些要求在试件的施工图上应该明确标出,注明具体作法和精度要求,必要时试验人员还需亲临现场参加试件的施工制作。

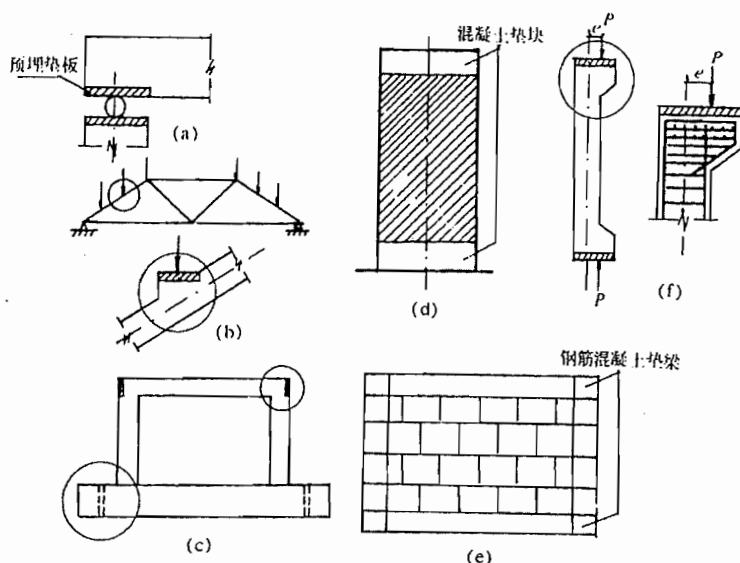


图 2-7 试件设计时考虑加荷需要的构造措施

2.3 结构试验的模型设计

从国内外研究人员所取试件尺寸来看,由于真型结构的试验规模大,要求试验设备的容量和试验经费也大。我国在 70~80 年代先后进行过近十幢房屋的整体结构试验,但由于受到各种试验条件的限制,并没有都取得理想的效果。目前进行整体结构的较少,大多数是结构的部分或部件的试验,而且较多的还是采用缩小比例的模型试验。进行结构模型试验,除了必须遵循前述试件设计的原则与要求外,结构模型还应严格按照相似理论进行设计,要求模型和真型尺寸的几何相似并保持一定的比例;要求模型和真型的材料相似或具有某种相似关系;要求施加于模型的荷载按真型荷载的某一比例缩小或放大;要求确定模型结构试验过程中各参与的物理量的相似常数,并由此求得反映相似模型整个物理过程的相似条件。这主要是因为模型需和真型结构满足相似要求,才能按相似条件由模型试验推算出真型结构的相应数据和试验结果。

2.3.1 模型的相似要求和相似常数

一、几何相似

结构模型和真型满足几何相似,即要求模型和真型结构之间所有对应部分尺寸成比例,模型比例即为长度相似常数。

$$\text{即} \quad \frac{h_m}{h_p} = \frac{b_m}{b_p} = \frac{l_m}{l_p} = S_l \quad (2-1)$$

下标 m 与 p 分别表示模型和真型。

模型和真型结构的面积比、截面模量比和惯性矩比分别为：

$$S_A = \frac{A_m}{A_p} = \frac{h_m \cdot b_m}{h_p \cdot b_p} = S_l^2 \quad (2-2)$$

$$S_w = \frac{W_m}{W_p} = \frac{\frac{1}{6} b_m \cdot h_m^2}{\frac{1}{6} b_p \cdot h_p^2} = S_l^3 \quad (2-3)$$

$$S_I = \frac{I_m}{I_p} = \frac{\frac{1}{12} b_m \cdot h_m^3}{\frac{1}{12} b_p \cdot h_p^3} = S_l^4 \quad (2-4)$$

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

$$S_x = \frac{x_m}{x_p} = \frac{\epsilon_m \cdot l_m}{\epsilon_p \cdot l_p} = S_\epsilon \cdot S_l \quad (2-5)$$

二、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

$$S_m = \frac{m_m}{m_p} \quad (2-6)$$

对于具有分布质量的部分，用质量密度（单位体积的质量） ρ 表示更为合适，质量密度相似常数为

$$S_\rho = \frac{\rho_m}{\rho_p} \quad (2-7)$$

由于模型与真型对应部分质量之比为 S_m ，体积之比为 $S_v = S_l^3$ ，所以单位体积质量之比即质量密度相似常数为

$$S_\rho = \frac{S_m}{S_v} = \frac{S_m}{S_l^3} \quad (2-8)$$

三、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，荷载大小成比例。

$$\text{集中荷载相似常数} \quad S_P = \frac{P_m}{P_p} = \frac{A_m \cdot \sigma_m}{A_p \cdot \sigma_p} = S_\sigma \cdot S_l^2 \quad (2-9)$$

$$\text{线荷载相似常数} \quad S_w = S_\sigma \cdot S_l \quad (2-10)$$

$$\text{面荷载相似常数} \quad S_q = S_\sigma \quad (2-11)$$

$$\text{弯矩或扭矩相似常数} \quad S_M = S_\sigma \cdot S_l^3 \quad (2-12)$$

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

$$S_{mg} = \frac{m_m \cdot g_m}{m_p \cdot g_p} = S_m \cdot S_g \quad (2-13)$$

式中 S_m 和 S_g 分别为质量和重力加速度的相似常数

按公式 可知 $S_m = S_\rho \cdot S_l^3$ ，而通常 $S_g = 1$

$$\text{则} \quad S_{mg} = S_m \cdot S_g = S_\rho \cdot S_l^3 \quad (2-14)$$

四、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。

$$S_\sigma = \frac{\sigma_m}{\sigma_p} = \frac{E_m \cdot \epsilon_m}{E_p \cdot \epsilon_p} = S_E \cdot S_\epsilon \quad (2-15)$$

$$S_\tau = \frac{\tau_m}{\tau_p} = \frac{G_m \cdot \gamma_m}{G_p \cdot \gamma_p} = S_G \cdot S_\gamma \quad (2-16)$$

$$S_\nu = \frac{\nu_m}{\nu_p} \quad (2-17)$$

式中, $S_\sigma, S_E, S_\epsilon, S_\tau, S_G, S_\gamma$ 和 S_ν 分别为法向应力、弹性模量、法向应变、剪应力、剪切模量、剪应变和泊松比的相似常数。

由刚度和变形关系可知刚度相似常数为

$$S_k = \frac{S_p}{S_\tau} = \frac{S_\sigma \cdot S_l^2}{S_l} = S_\sigma \cdot S_l \quad (2-18)$$

五、时间相似

对于结构动力问题,在随时间变化的过程中,要求结构模型和真型在对应的时刻进行比较,要求相对应的时间成比例,时间相似常数为 S_t

$$S_t = \frac{t_m}{t_p} \quad (2-19)$$

六、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的相似。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。

七、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,还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。

2.3.2 模型设计的相似条件

结构模型试验的过程客观地反映出参与该模型工作的各有关物理量之间的相互关系。由于模型和真型的相似关系,因此它也必然反映出模型与真型结构相似常数之间的关系。这样相似常数之间所应满足的一定关系就是模型与真型结构之间的相似条件,也就是模型设计需要遵循的原则。

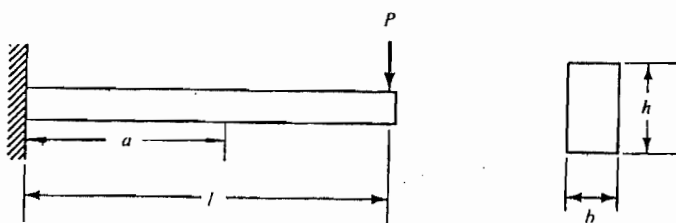


图 2-8 梁端受集中荷载 P 作用的悬臂梁

一、结构静力试验模型的相似条件

一悬臂梁结构,在梁端作用一集中荷载 P

在 a 截面处的弯矩为 $M_p = P_p(l_p - a_p)$ (2-20)

截面上的正应力为 $\sigma_p = \frac{M_p}{W_p} = \frac{P_p}{W_p}(l_p - a_p)$ (2-21)

截面处的挠度为 $f_p = \frac{P_p a_p^2}{6E_p I_p}(3l_p - a_p)$ (2-22)

当要求模型与真型相似时,则首先要求满足几何相似

即 $\frac{l_m}{l_p} = \frac{a_m}{a_p} = \frac{h_m}{h_p} = \frac{b_m}{b_p} = S_l$
 $\frac{W_m}{W_p} = S_l^3; \quad \frac{I_m}{I_p} = S_l^4$

同时要求材料的弹性模量 E 相似,即 $S_E = \frac{E_m}{E_p}$

要求作用于结构的荷载相似,即 $S_p = \frac{P_m}{P_p}$

当要求模型梁上 a_m 处的弯矩、应力和挠度和真型结构相似时,则弯矩、应力和挠度的相似常数分别为

$$S_M = \frac{M_m}{M_p}; \quad S_\sigma = \frac{\sigma_m}{\sigma_p}; \quad S_f = \frac{f_m}{f_p}$$

将以上各物理量的相似常数关系代入公式(2-20), (2-21), (2-22)

则可得 $M_m = \frac{S_M}{S_p \cdot S_l} P_m (l_m - a_m)$ (2-23)

$$\sigma_m = \frac{S_\sigma \cdot S_l^2}{S_p} \cdot \frac{P_m}{W_m} (l_m - a_m) \quad (2-24)$$

$$f_m = \frac{S_f \cdot S_E \cdot S_l}{S_p} \cdot \frac{P_m a_m^2}{6E_m I_m} (3l_m - a_m) \quad (2-25)$$

由以上公式(2-23, 24, 25)可见

仅当 $\frac{S_M}{S_p \cdot S_l} = 1$ (2-26)

$$\frac{S_\sigma \cdot S_l^2}{S_p} = 1 \quad (2-27)$$

$$\frac{S_f \cdot S_E \cdot S_l}{S_p} = 1 \quad (2-28)$$

才满足 $M_m = P_m (l_m - a_m)$ (2-29)

$$\sigma_m = \frac{P_m}{W_m} (l_m - a_m) \quad (2-30)$$

$$f_m = \frac{P_m a_m^2}{6E_m I_m} (3l_m - a_m) \quad (2-31)$$

这说明只有当公式(2-26), (2-27), (2-28)成立,模型才能和真型结构相似。因此公式(2-26), (2-27), (2-28)是模型和真型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 $M_p = \frac{M_m}{S_M} = \frac{M_m}{S_p \cdot S_l}$ (2-32)

$$\sigma_p = \frac{\sigma_m}{S_\sigma} = \sigma_m \cdot \frac{S_l^2}{S_p} \quad (2-33)$$

$$f_p = \frac{f_m}{S_f} = f_m \cdot \frac{S_E \cdot S_l}{S_p} \quad (2-34)$$

从上例可见,模型的相似常数的个数是多于相似条件的数目,模型设计时往往是首先确定几何比例,即几何相似常数 S_l 。此外,还可以设计确定几个物理量的相似常数。一般情况下,经常是先定模型材料,并由此确定 S_E 。再根据模型与真型的相似条件推导出其他物理量的相似常数的数值。表 2-4 列出了一般静力试验弹性模型的相似常数。当模型设计首先确定 S_l 及 S_E 时,则其他物理量的相似常数就都是 S_l 或 S_E 的函数或是等于 1,例如应变、泊松比、角变位等均为无量纲数,它们的相似常数 S_ϵ, S_ν 和 S_θ 等均等于 1。

表 2-4

结构静力试验模型的相似常数和相似关系

类 型	物 理 量	量 纲	相 似 关 系
材 料 特 性	应 力 σ	FL^{-2}	$S_\sigma = S_E$
	应 变 ϵ	—	1
	弹性模量 E	FL^{-2}	S_E
	泊 松 比 ν	—	1
	质量密度 ρ	FT^2L^{-4}	$S_\rho = S_E/S_l$
几 何 特 性	长 度 l	L	S_l
	线 位 移 x	L	$S_x = S_l$
	角 位 移 θ	—	1
	面 积 A	L^2	$S_A = S_l^2$
	惯 性 矩 I	L^4	$S_I = S_l^4$
荷 载	集中荷载 P	F	$S_P = S_E S_l^2$
	线 荷 载 w	FL^{-1}	$S_w = S_E S_l$
	面 荷 载 q	FL^{-2}	$S_q = S_E$
	力 矩 M	FL	$S_M = S_E S_l^3$

在上例中如果考虑结构自重对梁的影响,则由自重产生的弯矩、应力和挠度如下式表示

$$\text{在 } a \text{ 截面处的弯矩} \quad M_p = \frac{\gamma_p A_p}{2} (l_p - a_p)^2 \quad (2-35)$$

$$\text{截面上的正应力} \quad \sigma_p = \frac{M_p}{W_p} = \frac{\gamma_p A_p}{2W_p} (l_p - a_p)^2 \quad (2-36)$$

$$\text{截面处的挠度} \quad f_p = \frac{\gamma_p A_p a_p^2}{24E_p I_p} (6l_p^2 - 4l_p a_p + a_p^2) \quad (2-37)$$

式中 A_p 为梁的截面积, γ_p 为梁的材料的容重。

同样可以得到如下相似关系

$$\text{即} \quad \frac{S_M}{S_v \cdot S_l^4} = 1 \quad (2-38)$$

$$\frac{S_\sigma}{S_v \cdot S_l} = 1 \quad (2-39)$$

$$\frac{S_f \cdot S_E}{S_v \cdot S_l^2} = 1 \quad (2-40)$$

以上公式中 S_v 为材料容重的相似常数。

在模型设计与试验时,如果我们假设模型与真型结构的应力相等,则 $\sigma_m = \sigma_p$, 即 $S_\sigma = 1$, 由公式(2-39)可知,这时

$$S_\sigma = S_\nu S_t = 1$$

$$\therefore S_\nu = \frac{1}{S_t}$$

如果 $S_t = \frac{1}{4}$, 则 $S_\nu = 4$, 即要求 $\gamma_m = 4\gamma_p$, 当真型结构材料是钢材, 则要求模型材料的容重是钢材的四倍, 这是很难实现的。即使真型结构材料是钢筋混凝土, 也存在着相当的困难。在实际工作中, 人们采用人工质量模拟的方法, 即在模型结构上用增加荷载的方法, 来弥补材料容重不足所产生的影响。但附加的人工质量必须不改变结构的强度和刚度的特性。

如果不要求 $\sigma_m = \sigma_p$, 而是采用与真型结构同样的材料制作模型, 满足 $\gamma_m = \gamma_p$ 和 $E_m = E_p$, 这时 $S_\nu = S_E = 1$

$$\therefore \sigma_m = S_t \cdot \sigma_p$$

$$f_m = S_t^2 \cdot f_p$$

当模型比例很小时, 则模型试验得到的应力和挠度比真型的应力和挠度要小得多, 这样对试验量测提出更高的要求, 必须提高模型试验的量测精度。

二、结构动力试验模型的相似条件

单自由度质点受地震作用强迫振动的微分方程为

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} + c \frac{dx}{dt} + kx = -m \frac{d^2 x_g}{dt^2} \quad (2-41)$$

结构动力试验模型要求质点动力平衡方程式相似。按照结构静力试验模型的方法, 同样可求得动力模型的相似条件

$$\frac{S_c \cdot S_t}{S_m} = 1 \quad (2-42)$$

$$\frac{S_k \cdot S_t^2}{S_m} = 1 \quad (2-43)$$

上式中 S_m, S_k, S_c 和 S_t 分别为质量、刚度、阻尼和时间的相似常数。

同样可求得固有周期的相似常数

$$S_T = \sqrt{\frac{S_m}{S_k}} \quad (2-44)$$

对于动力模型, 为了保证与真型结构的动力反应相似, 除了两者运动方程和边界条件相似外, 还要求运动的初始条件相似, 由此保证模型和真型的动力方程式的解满足相似要求。运动的初始条件包括质点的位移、速度和加速度的相似, 即

$$S_x = S_l; \quad S_{\dot{x}} = \frac{S_{\dot{x}}}{S_t} = \frac{S_l}{S_t}; \quad S_{\ddot{x}} = \frac{S_{\ddot{x}}}{S_t^2} = \frac{S_l}{S_t^2} \quad (2-45)$$

式中 $S_x, S_{\dot{x}}$ 和 $S_{\ddot{x}}$ 分别为位移、速度和加速度的相似常数。反映了模型和真型运动状态在时间和空间上的相似关系。

在进行动力模型设计时, 除了将长度 $[L]$ 和力 $[F]$ 作这基本物理量以外, 还要考虑时间 $[T]$ 的因素。表 2-5 为结构动力模型的相似常数和相似关系。

在结构抗震动力试验中, 惯性力是作用在结构上的主要荷载, 但结构动力模型和真型是

在同样的重力加速度情况下进行试验的,因 $g_m = g_p$, 所以 $S_g = 1$, 这样在动力试验时要模拟惯性力、恢复力和重力等就产生困难。

模型试验时,材料弹性模量、密度、几何尺寸和重力加速度等物理量之间的相似关系为

$$\frac{S_E}{S_g \cdot S_\rho} = S_l \quad (2-46)$$

由于 $S_g = 1$, 则 $S_E/S_\rho = S_l$, 当 $S_l < 1$ 的情况下, 要求材料的弹性模量 $E_m < E_p$, 而密度 $\rho_m > \rho_p$, 这在模型设计选择材料时很难满足。如果模型采用真型结构同样的材料 $S_E = S_\rho = 1$ 这时要满足 $S_g = 1/S_l$, 则要求 $g_m > g_p$, 即 $g > 1$, 对模型施加非常大的重力加速度, 这在结构动力试验中存在困难。为满足 $S_E/S_\rho = S_l$ 的相似关系, 实用上与静力模型试验一样, 就是在模型上附加适当的分布质量, 即采用高密度材料来增加结构上有效的模型材料的密度。

表 2-5 结构动力模型试验的相似常数和相似关系

类 型	物 理 量	量 纲	相 似 关 系
材 料 特 性	应 力 σ	FL^{-2}	$S_\sigma = S_E$
	应 变 ϵ	—	1
	弹性模量 E	FL^{-2}	S_E
	泊 松 比 ν	—	1
	质量密度 ρ	FT^2L^{-4}	$S_\rho = S_E/S_l$
几 何 特 性	长 度 l	L	S_l
	线 位 移 x	L	$S_x = S_l$
	角 位 移 θ	—	1
	面 积 A	L^2	$S_A = S_l^2$
荷 载	集中荷载 P	F	$S_p = S_E S_l^2$
	线 荷 载 w	FL^{-1}	$S_w = S_E S_l$
	面 荷 载 q	FL^{-2}	$S_q = S_E$
	力 矩 M	FL	$S_M = S_E S_l^3$
动 力 性 能	质 量 m	$FL^{-1}T^2$	$S_m = S_\rho S_l^3$
	刚 度 k	FL^{-1}	$S_k = S_E S_l$
	阻 尼 c	$FL^{-1}T$	$S_c = S_m/S_l$
	时间、固有周期 T	T	$S_T = (S_m/S_k)^{1/2}$
	速 度 \dot{x}	LT^{-1}	$S_{\dot{x}} = S_x/S_l$
	加 速 度 \ddot{x}	LT^{-2}	$S_{\ddot{x}} = S_x/S_l^2$

以上模型设计实例证明在参与研究对象各物理量的相似常数之间必定满足一定的组合关系, 当这相似常数的组合关系式等于 1 时, 模型和真型相似, 因此这种等于 1 的相似常数关系式即为模型的相似条件。人们可以由模型试验的结果, 按照相似条件得到真型结构需要的数据和结果, 这样, 求得模型结构的相似关系就成为模型设计的关键。

上述结构模型设计中所表示的各物理量之间的关系式均是无量纲的, 它们均是在假定采用理想弹性材料的情况下推导求得的, 实际上在工程结构中较多的是钢筋混凝土或砌体结构, 模型试验除了为获得弹性阶段应力分析的数据资料外, 还要求能正确反映真型结构的非线性性能, 要求能给出与真型结构相似的破坏形态、极限变形能力和极限承载力, 这对

于结构抗震试验更为重要。为此,对于钢筋混凝土和砌体这类由复合材料组成的结构,模型材料的相似有更为严格的要求,同时也必须根据实际情况建立相似关系。

在钢筋混凝土结构中,要模拟它的全部非线性性能是很困难的,从 $S_\sigma = S_\epsilon$ 的关系说明要求结构内任何部位的应力相似常数等于弹性模量相似常数,这就是要求模型和真型的应力应变关系曲线相似,如图 2-9,事实上这祇有模型在选用与真型结构相同强度和变形的材料时才有可能,这时可满足表 2-6 中“实用模型”一栏的要求。

表 2-6 钢筋混凝土结构静力模型试验的相似常数

类 型	物 理 量	量 纲	一 般 模 型	实 用 模 型
材 料 性 能	混凝土应力 σ	FL^{-2}	S_σ	1
	混凝土应变 ϵ	—	1	1
	混凝土弹性模量 E	FL^{-2}	S_σ	1
	泊 松 比 ν	—	1	1
	质量密度 ρ	FL^{-3}	S_σ/S_t	$1/S_t$
	钢筋应力 σ	FL^{-2}	S_σ	1
	钢筋应变 ϵ	—	1	1
	钢筋弹性模量 E	FL^{-2}	S_σ	1
	粘 结 应 力 u	FL^{-2}	S_σ	1
几 何 特 性	长 度 l	L	S_l	S_l
	线 位 移 x	L	S_l	S_l
	角 位 移 θ	—	1	1
	钢筋面积 A	L^2	S_l^2	S_l^2
荷 载	集 中 荷 载 P	F	$S_\sigma S_l^2$	S_l^2
	线 荷 载 w	FL^{-1}	$S_\sigma S_l$	S_l
	面 荷 载 q	FL^{-2}	S_σ	1
	力 矩 M	FL	$S_\sigma S_l^3$	S_l^3

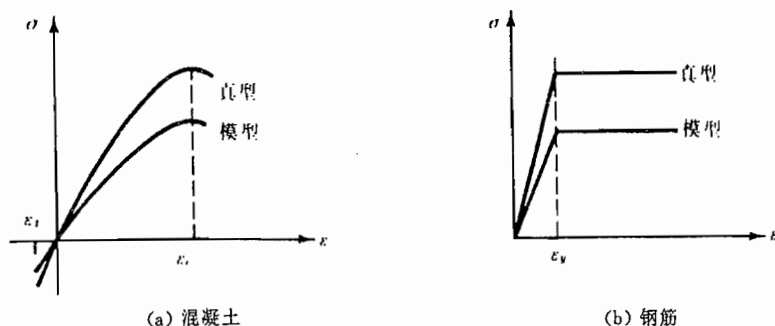


图 2-9 模型和真型应力应变关系曲线相似图

对于砌体结构由于它也是由块材(砖、砌块)和砂浆两种材料复合组成,除了在几何比例上缩小要对块材作专门加工并给砌筑带来一定困难外,同样要求模型和真型有相似的应力应变曲线,实用上就采用与真型结构相同的材料。砌体结构模型的相似常数见表 2-7。以上

要求在结构动力模型设计时必须同时满足。

由模型设计的相似理论确定相似条件,可以采用方程式分析法和量纲分析法。当已知研究对象各参数与物理量之间的函数关系,并可以用明确的数学方程式表示时,则可以根据基本方程建立相似条件。本节模型设计的实例就是采用方程式分析法推导并求得相似关系。

利用方程式分析法进行模型设计在工程结构模型试验中应用得较为普遍。当没有完全掌握研究对象的客观规律,不能用明确的方程式来描述研究的各参数与物理量之间的函数关系时,可以采用量纲分析法进行模型设计。有关量纲分析法进行模型设计,读者可参阅模型试验的有关专著。

表 2-7

砖石结构模型试验的相似常数

类 型	物 理 量	量 纲	一 般 模 型	实 用 模 型
材 料 性 能	砌体应力 σ	FL^{-2}	S_σ	1
	砌体应变 ϵ	—	1	1
	砌体弹性模量 E	FL^{-2}	S_σ	1
	砌体泊松比 ν	—	1	1
	砌体质量密度 ρ	FL^{-3}	S_σ/S_l	$1/S_l$
几 何 特 性	长 度 l	L	S_l	S_l
	线 位 移 x	L	S_l	S_l
	角 位 移 θ	—	1	1
	面 积 A	L^2	S_l^2	S_l^2
荷 载	集 中 荷 载 P	F	$S_\sigma S_l^2$	S_l^2
	线 荷 载 w	FL^{-1}	$S_\sigma S_l$	S_l
	面 荷 载 q	FL^{-2}	S_σ	1
	力 矩 M	FL	$S_\sigma S_l^3$	S_l^3

2.4 结构试验荷载设计

2.4.1 试验加载图式的选择与设计

试验荷载图式要根据试验目的来决定。试验时的荷载应该使结构处于某一种实际可能的最不利的工作情况。

试验时荷载的图式要与结构设计计算的荷载图式一样。这时,结构的工作和其实际情况最为接近。例如,在钢筋混凝土楼盖中,支承楼板的次梁的试验荷载应该是均布的;支承次梁的主梁,应该是按次梁间距作用的几个集中荷载;而工业厂房的屋面大梁则承受间距为屋面板宽度或檩条间距的等距集中荷载,在天窗脚下另加较大的集中荷载;对于吊车梁则按其抗弯或抗剪最不利时的实际轮压位置布置相应的集中荷载。

但是,在试验时也常常采用不同于设计计算所规定的荷载图式,一般是由于下列的原因:

(1) 对设计计算时采用的荷载图式的合理性有所怀疑,因而在试验时采用某种更接近于结构实际受力情况的荷载布置方式。

例如装配式钢筋混凝土的交梁楼面,设计时楼板和次梁均按简支进行计算,施工后由于浇捣混凝土整筑层使楼面的整体性加强,试验时必须考虑邻近构件对受载部分的影响,即要考虑荷载的横向分布,这时荷载图式就须按实际受力情况作适当变化。

(2) 在不影响结构的工作和试验成果分析的前提下,由于受试验条件的限制和为了加载的方便,改变加载的图式。

例如,当试验承受均布荷载的梁或屋架时,为了试验的方便和减少加载用的荷载量,常用几个集中荷载来代替均布荷载,但是集中荷载的数量与位置应尽可能的符合均布荷载所产生的内力值,由于集中荷载可以很方便地用少数几个液压加载器或杠杆产生,这样不仅简化了试验装置,还可以大大减轻试验加载的劳动量。采用这样的方法时,试验荷载的大小要根据相应等效条件换算得到,因此叫做等效荷载。

采用等效荷载时,必须全面验算由于荷载图式的改变对结构的各种影响。必要时应对结构构件作局部加强,或对某些参数修正。当构件满足强度等效时,而整体变形(如挠度)条件不等效,尚需对所测变形进行修正。取弯矩等效时,尚需验算剪力对构件的影响。

2.4.2 试验加载装置的设计

为了保证试验工作的正常进行,对于试验加载用的设备装置,也必须进行专门的设计。在使用试验室内现有的设备装置时,也要按每项试验的要求对装置的强度刚度进行复核计算。

对于加载装置的强度,首先要满足试验最大荷载量的要求,保证有足够的安全储备,同时要考虑结构受载后有可能使局部构件的强度有所提高。如图 2-10 所示的钢筋混凝土框架上在 B 点施加水平力 Q ,柱上施加轴向力 N 时,则梁 BC 增加了轴向压力 Q_2 。特别当梁的屈服荷载由最大试验荷载决定时,梁所受的轴力使其强度提高,有时竟能提高 50%。这样的强度提高,就会使原来按梁上无轴力情况的理论荷载所设计出来的加载装置不能将试件加载到破坏。对于 X 形节点试件,随着梁、柱节点处轴力 N 、剪力 Q 的增大,其强度也按比例提高。根据使用材料的性质及其误差,即使考虑了上述的轴力的影响,试件的最大强度常比预计的大。这样,在作试验设计时,加载装置的承载能力总要求提高 70% 左右。

试验加载装置在满足上述强度要求的同时,还必须考虑刚度要求。正如混凝土应力-应变曲线下降段测试一样,在结构试验时如果加载装置刚度不足时,将难以获得试件极限荷载后的性能。

试验加载装置设计还要求使它能附合结构构件的受力条件,要求能模拟结构构件的边界条件和变形条件,否则就失去了受力的真实性。柱的弯剪试验可采用图 2-11 所示的方法,

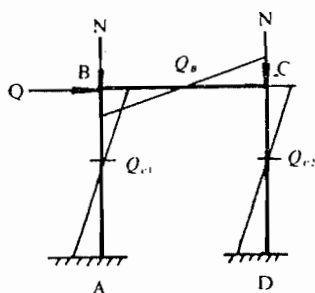


图 2-10 框架试验荷载图式

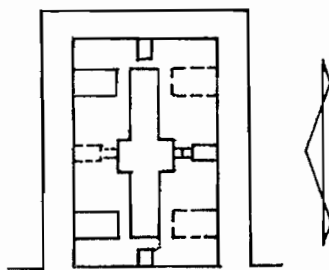


图 2-11 柱弯剪试验装置

试验中必须施加轴向和水平向的两个作用力,且在加力点形成约束,以致其应力状态与设想的有所不同,在轴向力的加力点处会有弯矩产生。为了消除这个约束,在加载点和反力点处均应加设滚轴。又如图 2-12 是两种短柱受水平荷载试验的例子,试验装置可以采用 2-12(a) 的连续梁式加载,也可以用图 2-12(b) 的建研式加载装置进行(日本建设省建筑研究所研制的一种专门进行偏压剪试验的加载装置),建研式加载方法能保持上下端面平行,显然对窗间短柱而言,这种装置更附合受力条件,因为连续梁式加载不能保证受剪的端面平行。

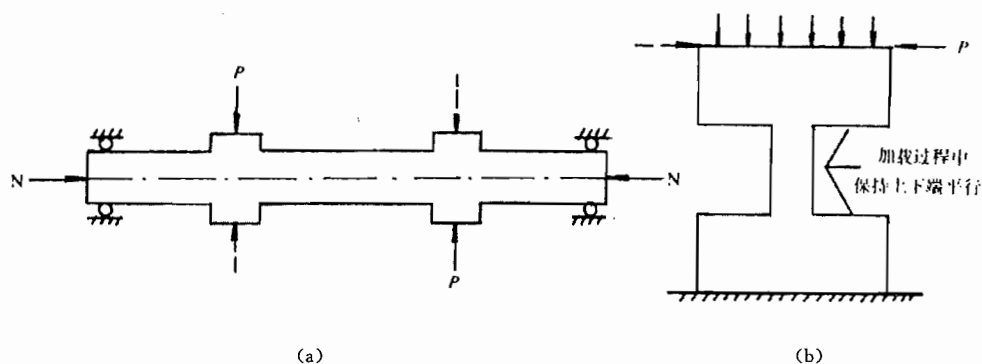


图 2-12 偏压剪短柱的试验装置

在砖石或砌块的墙体推压试验中,图 2-13(a)施加竖向荷载用的拉杆对墙体的横向变形产生约束,而图 2-13(b)的加载方式就能消除约束,较好地符合实际受力情况。

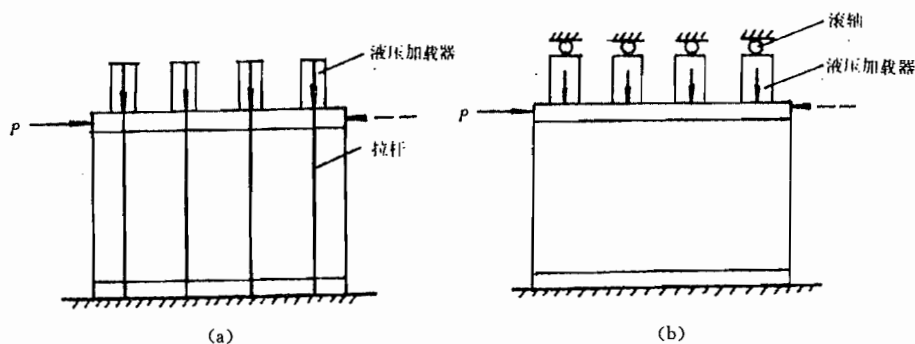


图 2-13 墙体推压试验装置

在加载装置中还必须注意试件的支承方式,前述受轴力和水平力的柱的试验,两个方向加载设备的约束会引起较为复杂的应力状态。梁的弯剪试验中,在加载点和支承点的摩擦力均会产生次应力,使梁所受的弯矩减小。在梁柱节点试验中,如采用 X 形试件,若加力点和支承点和摩擦力较大,就会接近于抗压试验的情况。支承点的滚轴可按接触承压应力进行计算。实际试验时多用细圆钢棒作滚轴,当支承反力增大时,滚轴可能产生变形,甚至接近塑性,会有非常大的摩擦力,使试验结果产生误差。

试验加载装置除了在设计时要满足上列要求外,尽可能使它的构造简单,组装时花费时间较少,特别是当要作若干同类型试件的连续试验时,还应考虑能方便试件的安装,并缩短其安装调整的时间。如有可能最好设计成多功能的,以满足各种试件试验的要求。

2.4.3 结构试验的加载制度

试验加载制度是指结构试验进行期间控制荷载与加载时间的关系。它包括加载速度的快慢、加载时间间歇的长短、分级荷载的大小和加载卸载循环的次数等。结构构件的承载能力和变形性质与其所受荷载作用的时间特征有关。不同性质的试验必须根据试验的要求制订不同的加载制度。对于结构静力试验一般采用包括预加载、标准荷载和破坏荷载等三个阶段的一次单调静力加载。结构抗震静力试验采用控制荷载或变形的低周反复加载,而结构拟动力试验则由计算机控制按结构受地震地面运动加速度作用后的位移反应时程曲线进行加载试验。一般结构动力试验采用正弦激振的加载试验,而结构抗震动力试验则采用模拟地震地面运动加速度地震波的随机激振试验。

对于预制混凝土构件,在进行质量检验评定时,可按 GBJ-321-90《预制混凝土构件质量检验评定标准》的规定进行。一般混凝土结构静力试验的加载程序可按 GB50152-92《混凝土结构试验方法标准》的规定。对于结构抗震试验则可按《建筑抗震试验方法规程》的有关规定进行设计。

2.5 结构试验的观测设计

在进行结构试验时,为了对结构物或试件在荷载作用下的实际工作有全面的了解,为了真实而正确地反映结构的工作,这就要求利用各种仪器设备量测出结构反应的某些参数,为分析结构工作提供科学依据。因此在正式试验前,应拟定测试方案。

测试方案通常包括有以下几个内容:

1. 按整个试验目的要求,确定试验测试的项目;
2. 按确定的量测项目要求,选择测点位置;
3. 选择测试仪器和测定方法。

拟定的测试方案要与加载程序密切配合,在拟定测试方案时应该把结构在加载过程中可能出现的变形等数据计算出来,以便在试验时能随时与实际观测读数比较,及时发现问题。同时,这些计算的数据对确定仪器的型号,选择仪器的量程和精度等也是完全必要的。

2.5.1 观测项目的确定

结构在荷载作用下的各种变形可以分成两类:一类是反映结构的整体工作状况,如梁的挠度、转角、支座偏移等,叫做整体变形;另一类是反映结构的局部工作状况,如应变、裂缝、钢筋滑移等,叫做局部变形。

在确定试验的观测项目时,试验者首先应该考虑整体变形,因为整体变形能够概括结构工作的全貌,可以基本上反映出结构的工作状况。因此,在所有测试项目中,各种整体变形往往是最基本的。对梁来说,首先就是挠度。通过挠度的测定,我们不仅能知道结构的刚度,而且可以知道结构的弹性和非弹性工作性质,挠度的不正常发展还能反映出结构中某些特殊的局部现象。因此,在缺乏必要的量测仪器情况下,一般的试验就仅仅测定挠度一项。转角的测定往往用来分析超静定连续结构。

对于某些构件,局部变形也是很重要的。例如,钢筋混凝土结构的裂缝出现,能直接说明其抗裂性能;再如,在作非破坏性试验进行应力分析时,控制截面上的最大应变往往是推断结构极限强度的最重要指标。因此只要条件许可,根据试验目的,也经常需要测定一些局部变形的项目。

总的说来,破坏性试验本身能充分地说明问题,因此,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需要。

2.5.2 测点的选择与布置

利用结构试验仪器对结构物或试件进行变形和应变测量时,由于一个仪表一般只能测量一个试验数据,因此,在测量一个结构物的强度、刚度和抗裂性等力学性能时,往往需要利用较多数量的测量仪表。一般来说,量测的点位愈多愈能了解结构物的应力和变形情况。但是,在满足试验目的前提下,测点还是宜少不宜多,这样不仅可以节省仪器设备,避免人力浪费,而且使试验工作重点突出,精力集中,提高效率 and 保证质量。任何一个测点的布置都应该是有目的的,服从于结构分析的需要,更不应错误地为了追求数量而不切实际地盲目设置测点。如果盲目设置测点正好说明试验者心中无数,其布点方案必然是不合理的。因此,在测量工作之前,应该利用已知的力学和结构理论对结构进行初步估算,然后合理的布置测量点位,力求减少试验工作量而尽可能获得必要的资料。这样,测点的数量和布置必须是充分合理的,同时是足够的。

对于一个新型结构或科研的新课题,由于对它缺乏认识,可以采用逐步逼近由粗到细的办法,先测定较少点位的力学数据,经过初步分析后再补充适量的测点,再分析再补充,直到能足够了解结构物的性能为止。有时也可以作一些简单的试验进行定性后再决定测量点位。

测点的位置必须要有代表性,以便于分析和计算。结构物的最大挠度和最大应力的数据,通常是设计和试验工作者最感兴趣的数据,因为利用它可以比较直接地了解结构的工作性能和强度储备。因此在这些最大值出现的部位上必须布置测量点位。例如,挠度的测点位置可以从比较直观的弹性曲线(或曲面)来估计,经常是布置在跨度中点的结构最大挠度处;应变的测点就应该布置在最不利截面的最大受力纤维,最大应力的位置一般出现在最大弯矩截面上,最大剪力截面上,或者弯矩剪力都不是最大而是二者同时出现较大数值的截面上,以及产生应力集中的孔穴边缘上或者截面剧烈改变的区域上。如果目的不是要说明局部缺陷的影响,那么就不应该在有显著缺陷的截面上布置测点,这样才能便于计算分析。

在测量工作中,为了保证测量数据的可靠性;还应该布置一定数量的校核性测点。由于在试验量测过程中部分测量仪器会有工作不正常,发生故障,以及很多偶然因素影响量测数据的可靠性,因此不仅在需要知道应力和变形的部位上布置测点,也要求在已知应力和变形的部位上布点。这样我们就可以获得两组测量数据,前者称为测量数据,后者称为控制数据或校核数据。如果控制数据在量测过程中是正常的,可以相信测量数据是比较可靠的;反之,则测量数据的可靠性就差了。这些控制数据的校核测点可以布置在结构物的边缘凸角上,这种地方没有外力作用,它的应变为零;有时结构物上没有凸角可找时,校核测点可以放在理论计算比较有把握的区域上,此外我们还经常利用结构本身和荷载作用的对称性,在控制测点相对称的位置上布置一定数量的校核测点,在正常情况下,相互对应的测点数据应该相等。这样,校核性测点一方面能验证观测结果的可靠程度,另一方面在必要时,也可以将对称测点的数据作为正式数据,供分析时采用。

测点的布置应有利于试验时操作和测读,不便于观测读数的测点,往往不能提供可靠的结果。为了测读方便,减少观测人员,测点的布置尚宜适当集中,便于一人管理若干个仪器。不便于测读和不便于安装仪器的部位,最好不设或少设测点,否则也要妥善考虑安全措施,或者选择特殊的仪器或测定方法来满足测量的要求。

2.5.3 仪器的选择与测读的原则

(1) 在选择仪器时,必须从试验实际需要出发,使所用仪器能很好地符合量测所需的精度与量程要求,但要防止盲目选用高准确度和高灵敏度的精密仪器。一般的试验,要求测定结果的相对误差不超过5%。

必须注意到,精密量测仪器的使用,要求有比较良好的环境和条件。如果条件不够理想,其后果不是仪器遭受损伤,就是观测结果不可靠。

总之,仪器选择时既要保证精度,也要避免盲目追求高精度。应使仪表的最小刻度值不大于5%的最大被测值。

(2) 仪器的量程应该满足最大应变或挠度的需要。如在试验中途调整,必然会增大测量误差,应当尽量避免。为此,仪器最大被测值宜在满量程的 $\frac{1}{5} \sim \frac{2}{3}$ 范围内,一般最大被测值不宜大于选用仪表最大量程的80%。

(3) 如果测点的数量很多而且测点又位于很高很远的部位,这时采用电阻应变仪多点测量或远距测量就很方便,对埋于结构内部的测点只能用电测仪表。此外,机械式仪表一般是附着于结构上,要求仪表的自重轻、体积小,不影响结构的工作。

(4) 选择仪表时必须考虑测读方便省时,必要时须采用自动记录装置。

(5) 为了简化工作,避免差错,量测仪器的型号规格应尽可能选用一样的,种类愈少愈好。有时为了控制观测结果的正确性,常在校核测点上使用另一种类型的仪器,以致比较。

(6) 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。

仪器仪表的测读应按一定的程序进行,具体的测定方法与试验方案、加载程序有密切的关系。在拟定加载试验方案时,要充分考虑观测工作的方便与可能,反之,确定测点布置和考虑测读程序时,也要根据试验方案所提供的客观条件,密切结合加载程序加以确定。

在进行测读时,一条原则是全部仪器的读数必须同时进行,至少也要基本上同时。结构的变形与时间有关,只有同时得到的读数联合起来才能说明结构在当时的实际状况。因此,如果仪器数量较多,应分区同时由几人测读,每个观测人员测读的仪器数量不能太多,如用静态电阻应变仪作多点测量时,当测点数量较多时,就应该考虑用多台预调平衡箱并分组用几台应变仪来控制测读。

目前如能使用多点自动记录应变仪进行自动巡回检测,则对于进入弹性阶段的试件跟踪记录尤为合适。

观测时间一般是选在载荷过程中的加载间歇时间内,最好在每次加载完毕后的某一时间(例如5分钟)开始按程序测读一次,到加下一级荷载前,再观测一次读数。根据试验的需要也可以在加载后立即记取个别重要测点仪器的数据。

有时荷载分级很细,某些仪器的读数变化非常小,或对于一些次要的测点,可以每隔二级或更多级的荷载才测读一次。如每级荷载作用下结构徐变变形不大时,或者为了缩短试验时间,往往只在每一级荷载下测读一次数据。

当荷载维持较长时间不变时(如在标准荷载下恒载12小时或更多)应该按规定时间,如加载后的5分钟、10分钟、30分钟、1小时、以后每隔3~6小时记录读数一次,同样当结构卸载完毕空载时,也应按规定时间记录变形的恢复情况。

每次记录仪器读数时,应该同时记下周围的温度。

重要的数据应边作记录,边作初步整理,同时算出每级荷载下的读数差,与预计的理论值进行比较。

2.6 材料的力学性能与结构试验的关系

2.6.1 概 述

一个结构或构件的受力和变形特点,除受荷载等外界因素影响外,还要取决于组成这个结构或构件的材料内部抵抗外力的性能。可见,建筑材料的性能直接影响到结构或构件的质量,因此对于结构材料性能的检验与测定是结构试验中的一个重要的组成部分,特别是充分了解材料的力学性能,对于在结构试验前或试验过程中正确估计结构的承载能力和实际工作状况,以及在试验后整理试验数据,处理试验结果等工作中都具有非常重要的意义。

在结构试验中按照结构或构件材料性质的不同,必须测定相应的一些最基本的数据,如混凝土的抗压强度、钢材的屈服强度和抗拉极限强度、砖石砌体的抗压强度等。在科学研究性的试验中为了了解材料的荷载变形、应力应变关系,材料的弹性模量通常也属于最基本的数据之一而必须加以测定。有时根据试验研究的要求,尚须测定混凝土材料的抗拉强度以及各种材料的应力应变曲线等有关数据。

在测量材料各种力学性能时,应该按照国家标准或部颁标准所规定的标准试验方法进行,对于试件的形状、尺寸、加工工艺及试验加荷、测量方法等都要符合规定的统一标准。由这种标准试件试验得出相应的强度,称为“强度标准值”,作为比较各种材料性能的相对指标。同时也把测定所得的其他数据(如弹性模量)作为用于结构试验资料整理分析或该项试验理论分析的有关参数。

在建筑结构抗震研究中,由于结构在试验时不仅是承受一次单调静力荷载的作用,它将根据地震荷载作用的特点,在结构上施加周期性反复荷载,结构将进入非线性阶段工作,这时材料的应力应变关系就不能单纯按 $\sigma = E\epsilon$ 来考虑,因此相应的材料试验也必须是在周期性反复荷载下进行,这时钢材将会出现包辛格效应,对于混凝土材料就需要进行应力应变曲线全过程的测定,特别要测定曲线的下降段部分,还需要研究混凝土的徐变-时间和握裹应力-滑移等关系,以供结构非线性分析使用。

在结构试验中确定材料力学性能的方法有直接试验法与间接试验法两种:

一、直接试验法是最普通和最基本的测定方法,它是把材料按规定做成标准试件,然后在试验机上用规定的标准试验方法加荷试验进行测定。这时要求制作试件的材料应该尽可能与结构试件的工作情况相同,对钢筋混凝土结构来说,应该使他们的材性、级配、龄期、养护条件和加荷速度等保持一致,同时必须注意,如果采用的试件尺寸和试验方法有别于标准试件时,则应将试验结果按规定换算到标准试件的结果,也即是对材料的试验结果进行修正。这种方法对于科学研究性试验是完全可以满足的,就是在制作结构构件的同时,留出足够组数的标准试件,配合试验研究工作的需要,测定相应的参数。

二、间接测定法也称为非破损试验或半破损试验法,对于已建结构的鉴定性试验,由于结构的材料力学性能随时间发生变化,为判断结构目前实有的承载能力,在没有同条件试块的情况下,必须通过对结构各部位现有材料的力学性能检测来决定。非破损试验是采用

某种专用设备或仪器,直接在结构上测量与材料强度有关的另一物理量,如硬度、回弹值、声波传播速度等,通过理论关系或经验公式间接测得材料的力学性能。半破损试验是在结构或构件上进行局部微破损或直接取样的方法、推算出材料的强度。由试验所得的力学性能直接鉴定结构构件的承载力。

这种间接测定的方法自 50 年代开始就被应用,近 20 年来,由于电子技术、固体物理学等的发展和应用,目前有了足够精度和性能良好的仪器设备,非破损试验已经发展为一项专门的新型测试技术。本书第九章结构试验现场检测技术将作专门介绍。

2.6.2 材料试验结果对结构试验的影响

材料的力学性能指标是由钢材、钢筋和混凝土等各种材料分别制成试样或试块进行试验结果的平均值。但由于混凝土强度的不均匀性等原因,使此值产生波动。因此用有波动的材性试验测定的平均值作结构试验数据处理或理论计算时,其结果也就会产生误差。

一般混凝土弹性模量约在测定平均值 10% 以内波动,混凝土强度大致也在 10% 的范围内变动,有时也可能较大,约在 15%~20%,而钢筋的强度波动较小,约为 5%~10%。混凝土由于材质的不均匀,测定值必然会有较大的波动,尤其当试验方法不妥时,波动值将会更大。此外其结果也因试件的形状、尺寸及养护条件等不同而异,可以充分认为测量平均值和混凝土实际强度并不一样。

在一般静力结构试验中,混凝土弹性模量的误差对试件的刚度、应力的影响是以线性关系表现的,混凝土强度对试件受压破坏时的强度影响较大,而钢筋强度的误差则对结构受拉破坏时的强度影响较大。

在实际结构试验时,由于混凝土浇注方法,砖石砌块砌筑工艺、养护条件和试件形状、加荷速度等原因,其强度和材性试验结果也不尽相同,甚至同一批结构试件之间也会产生很大的差异。例如浇捣钢筋混凝土构件时,用木模成型并快速脱模与用铁模成型的试块之间将至少有 5%~10% 的误差,有时可能更大。在砖石砌体砌筑中,一级工与五级工砌筑的砌体,其强度差别可达 50%。为此我们在进行科研性试验研究中,要求同一型号的试件与试件,结构试件与材性试件之间要保证做到严格的材料性质的一致性、施工工艺的一致性和养护条件的一致性。这时对于钢筋混凝土构件浇捣时要用同批搅拌的混凝土、同样条件成型和养护,同时进行试压。对于钢筋骨架要在同一根钢筋上留取材性试件,有时甚至在构件试验破坏后,从被破坏的试件中敲出钢筋取样进行材料试验。在砖石或砌块砌体砌筑时,要求同一工人、用同批砖块或砌块和同批拌制的砂浆砌筑同一砌体试件。这样才有可能消除误差和对试验结果的影响。

2.6.3 试验方法对材料强度指标的影响

长期以来人们通过生产实践和科学实验发现试验方法对材料强度指标有着一定的影响,特别是试件的形状、尺寸和试验加荷速度(应变速率)对试验结果的影响尤为显著,对于同一种材料,仅仅由于试验方法与试验条件的不同,就会得出不同的强度指标,这说明人们对于这种物理现象的认识还有待于进一步深化。世界各国都相应地制订了适用于本国情况的材料试验规定,主要是在试件尺寸、形状、试验加荷方法、速度等方面加以统一,以建立起材料的各种强度指标相互比较的基准。

对于混凝土这类非均匀材料,它的强度尚与材料本身的组成(骨料的级配,水灰比等)、制作工艺(搅拌、振捣、成型、养护等)以及周围环境、材料龄期等多种因素有关,在进行材料

的力学性能试验时,更须加以注意,下面我们就混凝土材料来作进一步的说明。

一、试件尺寸与形状的影响

在国际上各国混凝土材料强度测定用的试件经常有立方体和圆柱体两种。试验用的立方体试件有 $20\text{cm} \times 20\text{cm} \times 20\text{cm}$ 、 $15\text{cm} \times 15\text{cm} \times 15\text{cm}$ 及 $10\text{cm} \times 10\text{cm} \times 10\text{cm}$ 三种。相应于这类试件在测定混凝土轴心受压强度时则用 h/a 为一定比例的棱柱体试件(h 为试件的高度, a 为试件的边长),较多选用的有 $h/a=3$ 的 $10\text{cm} \times 10\text{cm} \times 30\text{cm}$ 和 $15\text{cm} \times 15\text{cm} \times 45\text{cm}$ 两种。如果用圆柱体试件时,则常用尺寸为 $h/d=2$ (h 为圆柱体高度, d 为圆柱体直径),即为 $10\text{cm} \times 20\text{cm}$ 和 $15\text{cm} \times 30\text{cm}$ 的圆柱体试件。

长期以来,我国的材料试验和钢筋混凝土结构设计与施工规范中都曾规定混凝土的标准试件的规格是边长 20cm 的立方体。在钢筋混凝土生产发展的初期,由于结构截面尺寸一般较大,所以骨料的粒径也较大,因此采用较大尺寸的标准试件在当时是合理的。如在水工建筑中由于是大体积混凝土,曾采用了 $30\text{cm} \times 30\text{cm} \times 30\text{cm}$ 的立方体试件。随着混凝土强度的不断提高,结构构件截面尺寸的日益减小,并较多地应用小粒径骨料,为了减少材料的消耗量和试验操作的劳动强度,以及解决由于高强度混凝土的出现而继续规定采用大尺寸的标准试件时,许多试验机的吨位不能满足试验要求的实际情况,常常相应地允许采用小尺寸的非标准型的试件。

随着材料试件尺寸的缩小,在试验中出现了混凝土强度有系统地稍有提高的现象。一般情况下,截面较小而高度较低的试件得出的抗压强度偏高,这可以归结为试验方法和材料自身的原因等两个方面的因素,试验方法问题可解释为试验机压板对试件承压面的摩擦力所起的箍紧作用,由于受压面积与周长的比值不同而影响程度不一。对小试件的作用比大试件要大。材料自身的原因是由于内部存在缺陷(裂缝)的分布,表面和内部硬化程度的差异在不同大小的试件中起不同影响,随试件尺寸的增大而增加。表 2-8 列出按我国试验研究结果不同立方体试件抗压强度的换算系数。为此如果当采用非标准试件进行试验时,必须将试验结果按表 2-8 所列换算系数进行修正。

表 2-8

试块尺寸 (cm)	换算系数
$20 \times 20 \times 20$	1.05
$15 \times 15 \times 15$	1.00
$10 \times 10 \times 10$	0.95

综合国际国内情况,混凝土试块一般为立方体与圆柱体两类。圆柱体试件因无棱角,因而混凝土拌合物的颗粒分布较棱柱体试件均匀(因为棱柱体试件的棱角处多由砂浆来填充),另一方面圆截面比方截面的边界条件均一性要好,所以圆柱体试件的截面应力分布较棱柱体均匀。此外,圆柱体试件重量较轻,它与作非破损试验时从结构上钻取的试件形状相一致。但圆柱体试件是立式成型,所以试件一个端面即试验加荷的受压面比较粗糙,许多国家的做法是在试验前加做罩面,或是需要细致的抹面,比较繁琐,且难以保证两个试件的端面有完全相同的表面状态,造成试件抗压强度的离散性较大,所以我国没有采用。

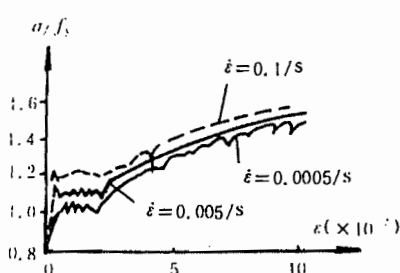
采用立方体或棱柱体的优点是制作方便,试件端面(受压面)是试件的模板面,平整度易

于保证。

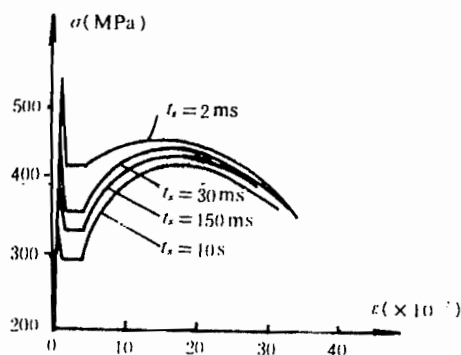
按照我国现行混凝土力学性能标准试验方法决定采用 $15\text{cm} \times 15\text{cm} \times 15\text{cm}$ 的立方试件和 $h/a=2:1$ 的 $15\text{cm} \times 15\text{cm} \times 30\text{cm}$ 的棱柱体为标准试块。

二、试验加荷速度(应变速率)的影响

在测定材料力学性能试验时,加荷速度愈快,即引起材料的应变速率愈高,则试件的强度和弹性模量也就相应提高。



(a)



(b)

图 2-14 钢筋在不同应变速率下的应力应变关系

钢筋的强度随加荷速度(或应变速率)的提高而加大。图 2-14(a)是国外所做的软钢试验,图中的数字为应变速率;图 2-14(b)是国内所做的试验,图中 t_s 为达到屈服的时间,反应了加载速度。显然,加荷速度和应变速率对强度是有影响的,但加荷速度基本上不改变弹性模量和图形的形状。

在打桩、爆炸等一类冲击荷载作用下,钢筋可以直接受到高速增加的荷载;但在地震力作用下,钢筋的应变速率取决于构件的反应。以钢筋混凝土框架而言,钢筋应变速率大致在 $0.01 \sim 0.02/\text{s}$ 。

混凝土尽管是非金属材料,但也和钢筋一样,随着加荷速度的增加而提高其强度和弹性模量。应变是在很高应变速率的情况下,由于混凝土内部细微裂缝来不及发展,初始弹性模量随应变速率加快而提高。图 2-15 表示了变形速度对混凝土应力-应变曲线的影响。

从图 2-16 可以看到,应力-应变曲线的上升段(从原点到曲线顶点的一段)

随应变速率变化的波动远比下降段(顶点以后的一段)小得多。因此,在做常规的静力的应力-应变曲线时,不大的应变速率变化也要对下降段显示出较大的影响。

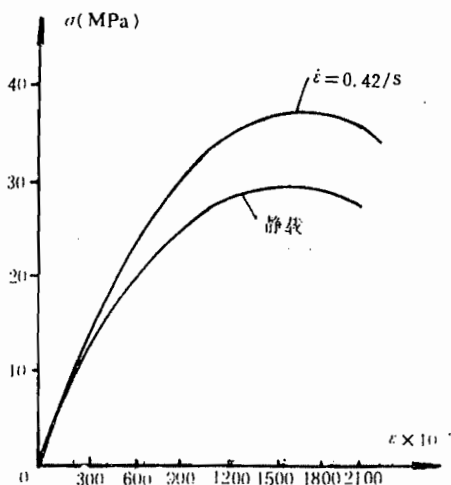


图 2-15 不同应变速率的混凝土应力-应变曲线

在实际混凝土抗压试件试验中,有资料说明当加荷速度使截面应力变化从每秒0.25 MPa 提高到每秒 7MPa 时,抗压强度指标可增长 9%,如果加荷速度变慢则强度就可能显著降低,当从 0.25MPa/s 的应力降低到 0.007MPa/s 时,强度将降低 10%~15%。在试验中人们还发现如果按通常速度加荷到试件强度的 90%左右并维持荷载不变,则几分钟或更长一些时间试件也会破坏。一般认为试件开始加荷并在不超过破坏强度值的 50%内,可以用任意速度进行,而不会影响最后的强度指标。

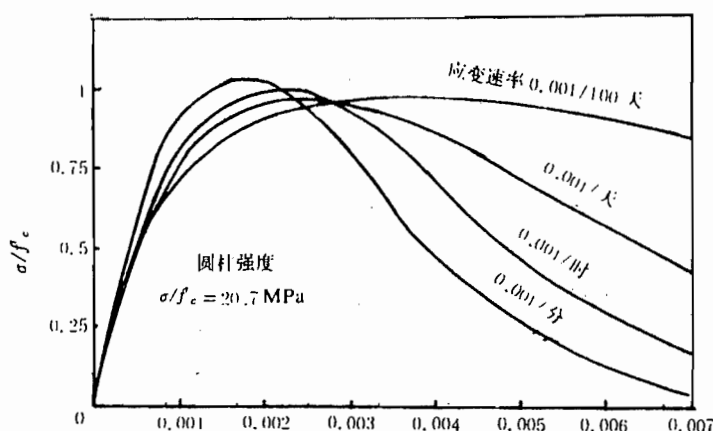


图 2-16 应变速率对混凝土应力-应变曲线下降段的影响

2.7 结构试验大纲和试验基本文件

通过结构试验设计必须拟制一个试验大纲并汇总所有有关的文件。

试验大纲是进行整个试验的指导性文件。

试验大纲内容的详略程度视不同的试验而定,但一般应包括以下各个部分:

1. 试验目的要求(即通过试验最后应得出的数据,如破坏荷载值,设计荷载下的内力分布和挠度曲线,荷载-变形曲线等)。
2. 试件设计及制作要求(包括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,制作精度等的要求)。
3. 辅助试验内容(包括辅助试验的目的,试件的种类,数量及尺寸,试件的制作要求,试验方法等)。
4. 试件的安装与就位(包括试件的支座装置,保证侧向稳定装置等)。
5. 加载方法(包括荷载数量及种类,加载设备,加载装置、加载图式、加载程序)。
6. 量测方法(包括测点布置、仪表型号选择、仪表标定方法、仪表的布置与编号、仪表安装方法、量测程序)。
7. 试验过程的观察(包括试验过程中除仪表读数外在其他方面应作的记录)。
8. 安全措施(安全装置、脚手架、技术安全规定等)。
9. 试验进度计划。
10. 附件(如经费、器材及仪表设备清单等)。

除试验大纲外,每一结构试验从规划到最终完成尚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(包括各部分实际尺寸及疵病情况)。
- (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) 仪表读数记录表(原始记录)。
- (6) 量测过程记录,包括照片及测绘图等。
- (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。

以上文件都是原始资料;在试验工作结束后均应整理装订归档保存,此外还有一个最主要的文件,那就是试验报告。

(10) 试验报告是全部试验工作的集中反映,它概括了其他文件的主要内容。编写试验报告,应力求精简扼要。试验报告有时也不单独编写,而作为整个研究报告中的一部分。

试验报告内容一般包括: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。

结构试验必须在一定的理论基础上才能有效地进行。试验的成果为理论计算提供了宝贵的资料和依据,我们决不可凭借一些观察到的表面现象,为结构的工作妄下断语,一定要经过周详的考察和理论分析,才可能对结构的工作作出正确的符合实际情况的结论。“感觉只解决现象问题,理论才解决本质问题”。因此,不应该认为结构试验纯系是经验式的实验分析,相反,它是根据丰富的试验资料对结构工作的内在规律进行更深入一步的理论研究。

第三章 结构试验的荷载设备

3.1 概 述

结构试验为模拟结构在实际受力工作状态下的结构反应,必须对试验对象施加荷载,所以结构的荷载试验是结构试验的基本方法。试验用的荷载形式、大小、加载方式等都是根据试验的目的要求,以如何能更好地模拟原有荷载等因素来选择。

结构的动力性能,很大程度上决定于所承受的动力荷载,而动力荷载的规律与所用的设备都比较复杂,所以在进行结构的动力试验时,对于荷载激振设备或加载方法的选择主要决定于试验的任务与试验对象的性质。

在决定试验荷载时,还取决于试验室的设备和现场所具备的条件。正确和合理的荷载设计对整个试验工作将会有很大的好处,反之如果设计不妥,不仅影响试验工作的顺利进行,甚至会导致整个试验的失败,严重的还会发生安全事故。因此,正确的荷载设计和选择适合于试验目的需要的加载设备是保证整个工作顺利进行的关键之一。

产生荷载的方法与加载设备有很多种类:

在静力试验中有利用重物直接加载或通过杠杆作用的间接加载的重力加载方法;有利用液压加载器(千斤顶)和液压试验机等液压加载方法;有利用铰车、差动滑轮组、弹簧和螺旋千斤顶等机械设备的机械加载法;以及利用压缩空气或真空作用的特殊加载方法等。

在动力试验中可以利用惯性力或电磁系统激振;比较先进的设备是由自动控制、液压和计算机系统相结合而组成的电液伺服加载系统和由此作为振源的地震模拟振动台加载等设备;此外人工爆炸和利用环境随机激振(脉动法)的方法也开始广泛应用。

正确地选择试验所用的荷载设备和加载方法,对顺利地完试验工作和保证试验的质量,有着很大的影响。为此,在选择试验荷载和加载方法时,应满足下列几点要求:

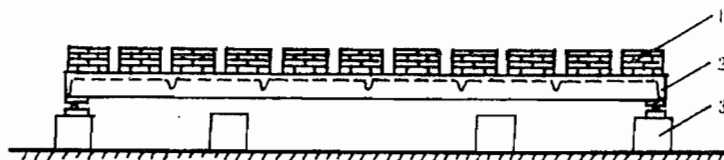
1. 选用的试验荷载的图式应与结构设计计算的荷载图式所产生的内力值相一致或极为接近;
2. 荷载传力方式和作用点明确,产生的荷载数值要稳定,特别是静力荷载要不随加载时间,外界环境和结构的变形而变化;
3. 荷载分级的分度值要满足试验量测的精度要求,加载设备要有足够的强度储备;
4. 加载装置本身要安全可靠,不仅要满足强度要求,还必须按变形条件来控制加载装置的设计,即尚必须满足刚度要求。防止对试件产生卸荷作用而减轻了结构实际承担的荷载;
5. 加载设备要操作方便,便于加载和卸载,并能控制加载速度,又能适应同步加载或先后加载的不同要求;
6. 试验加载方法要力求采用现代化先进技术,减轻体力劳动,提高试验质量。

3.2 重力加载法

重力加载就是利用物体本身的重量加于结构上作为荷载。在试验室内可以利用的重物有专门浇铸的标准铸铁砝码,混凝土立方试块,水箱等;在现场则可就地取材,经常是采用普通的砂、石、砖块等建筑材料,或是钢锭、铸铁、废构件等。重物可以直接加于试验结构或构件上,或者通过杠杆间接加在构件上。

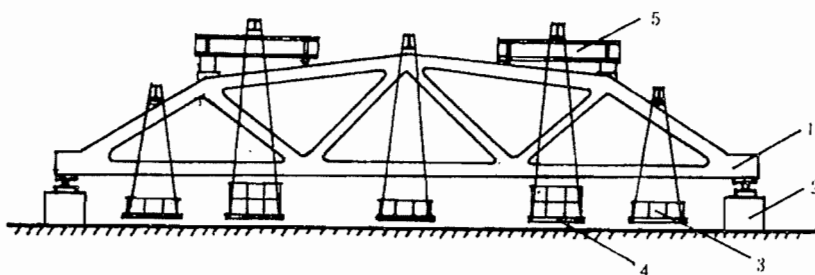
3.2.1 重力直接加载方法

重物荷载可直接堆放于结构表面(如板的试验)形成均布荷载(图 3-1)或置于荷载盘上通过吊杆挂于结构上形成集中荷载。后者多用于现场做屋架试验(图 3-2),此时吊杆与荷载盘的自重应计入第一级荷载。



1. 加载重物; 2. 试件; 3. 支座

图 3-1 用重物作均布加载试验



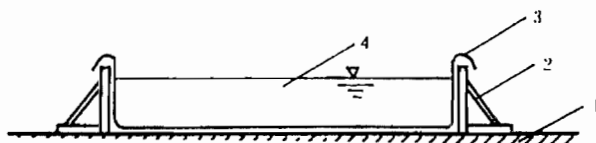
1. 试件; 2. 支座; 3. 重物; 4. 加载吊盘; 5. 分配梁

图 3-2 用重物作集中加载试验

这类加载方法的优点是试验用的重物容易取得,并可重复使用,但加载过程中需要花费较大的劳动力。对于使用砂石等松散颗粒材料加载时,如果将材料直接堆放于结构表面,将会造成荷载材料本身的起拱,而对结构产生卸荷作用,为此,最好将颗粒状材料置于一定容量的容器之中,然后叠加于结构之上。如果是采用形体较为规则的块状材料加载,如砖石、铸铁块、钢锭等,则要求叠放整齐,每堆重物的宽度 $\leq l/5$ (l 为试验结构的跨度),堆与堆之间应有一定间隔(约 3~5cm)。如果利用铁块钢锭作为载重时,为了加载的方便与操作安全要求每块重量不大于 20kg。对于利用吊杆荷载盘作为集中荷载时,每个荷载盘必须分开或通过静定的分配梁体系作用于试验的对象上,使结构所受荷载明确。利用砂粒、砖石等材料作为荷载,它们的容重常随大气湿度而发生变化,故荷载值不易恒定,容易使试验的荷载值产生误差。

利用水作为重力加载用的荷载,是一个简易方便而且甚为经济的方案。水可以盛在水桶

内用吊杆作用于结构上,作为集中荷载。也可以采用特殊的盛水装置作为均布荷载直接加于结构表面(图 3-3)。后者对于大面积的平板试验,例如楼面、平屋面等钢筋混凝土结构是甚为合适的,每施加 1000N/m^2 的荷载只需要 10cm 高的水。在加载时可以利用进水管,卸载时则利用虹吸管原理,这样就可以减少大量运输加载的劳动力。



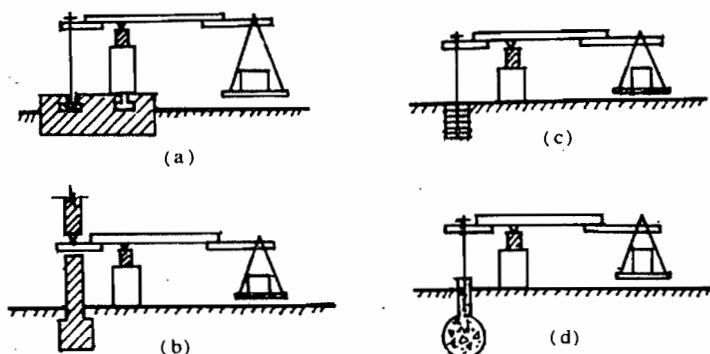
1. 试件; 2. 侧向支撑; 3. 防水胶布或塑料布; 4. 水

图 3-3 用水作均布加载的试验装置

在现场试验水塔、水池、油库等特种结构时,水是最为理想的试验荷载,它不仅符合结构物的实际使用条件,而且还能检验结构的抗裂抗渗情况。

3.2.2 杠杆加载方法

杠杆加载也属于重力加载的一种。当利用重物作为集中荷载时,经常会受到荷载量的限制,因此,利用杠杆原理,将荷重放大作用于结构上。杠杆制作方便,荷载值稳定不变,当结构有变形时,荷载可以保持恒定,对于作持久荷载试验尤为适合。杠杆加载的装置根据试验室或现场试验条件的不同,可以有如图 3-4 的几种方案。

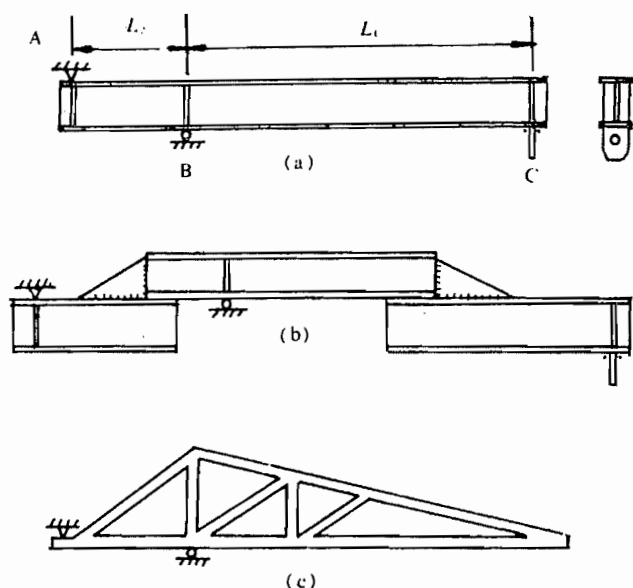


(a) 利用试验台座; (b) 利用墙身; (c) 利用平衡重; (d) 利用桩

图 3-4 杠杆加载装置

根据试验需要,当荷载不大时,可以用单梁式或组合式杠杆;荷载较大时,则可采用桁架式杠杆。其构造如图 3-5 所示。

从图 3-4 及图 3-5 可见杠杆 ABC 的支点为 A 点, B 点为作用在结构上的着力点,而 C 点为重物的加载点。这三点的位置必须很准确,由此确定杠杆的比例或放大率。



(a) 单梁式；(b) 组合式；(c) 桁架式

图 3-5 杠杆构造简图

3.3 液压加载法

液压加载是目前结构试验中应用比较普遍和理想的一种加载方法。它的最大优点是利用油压使液压加载器(千斤顶)产生较大的荷载,试验操作安全方便,特别是对于大型结构构件试验当要求荷载点数多,吨位大时更为合适。尤其是电液伺服系统在试验加载设备中得到广泛应用后,为结构动力试验模拟地震荷载、海浪波动等不同特性的动力荷载创造了有利条件,使动力加载技术发展到了一个新的高度。

3.3.1 液压加载器

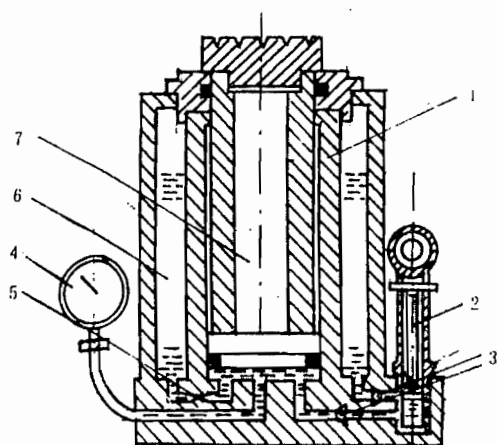
液压加载器(俗称千斤顶)是液压加载设备中的一个主要部件。其主要工作原理是用高压油泵将具有一定压力的液压油压入液压加载器的工作油缸,使之推动活塞,对结构施加荷载。荷载值由油压表示值和加载器活塞受压底面积求得,也可由液压加载器与荷载承力架之间所置的测力计直接测读;或用传感器将信号输给电子秤显示或由记录器直接记录。

在静力试验中常用的有普通工业用的手动液压加载器;有专门为结构试验设计的单向作用及双向作用的液压加载器。

普通手动液压加载器的构造原理见图 3-6。使用时先拧紧放油阀,掀动加载器所附手动油泵的手柄,使储油缸中的油通过单向阀压入工作油缸,推动活塞上升。这种加载器的活塞最大行程(活塞可以上升的高度)为 20cm 左右。这类加载器规格很多,最大的加载能力可达 5000kN。由于这类加载器是使用手动油泵加载,目前已经很少使用。

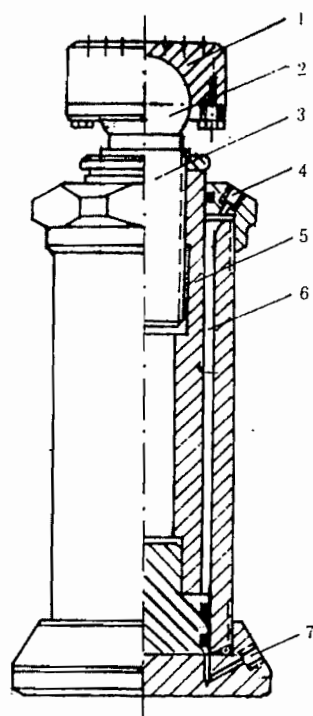
为了配合结构试验同步液压加载的需要所专门设计的单向作用液压加载器的构造如图 3-7。它的特点是储油缸、油泵、阀门等不附在加载器上,构造比较简单,只由活塞和工作油缸

两者组成。其活塞行程较大,顶端装有球铰,可在 15 度范围内转动,整个加载器可按结构试验需要倒置安装,并适宜于多个加载器组成同步加载系统使用,适应多点加载要求。



1. 工作油缸; 2. 手动油泵; 3. 单向阀; 4. 油压表;
5. 放油阀; 6. 储油缸; 7. 工作活塞

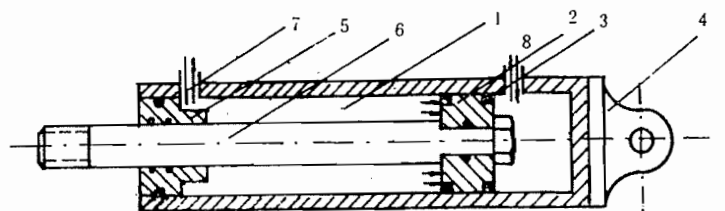
图 3-6 普通工业用手动液压加载器



1. 顶帽; 2. 球铰; 3. 活塞杆; 4. 活塞复位油管接头;
5. 活塞; 6. 油缸; 7. 工作压力油管接头

图 3-7 单向作用液压加载器

为适应结构抗震试验施加 低周反复荷载的需要,采用了一种双向作用的液压加载器(图 3-8),它的特点是在油缸的两端各有一个进油孔,设置油管接头,可通过油泵与换向阀交替进行供油,由活塞对结构产生拉压双向作用施加反复荷载。



1. 工作油缸; 2. 活塞; 3. 油封装置; 4. 固定环; 5. 端盖; 6. 活塞杆; 7. 8. 进油孔

图 3-8 双向作用液压加载器

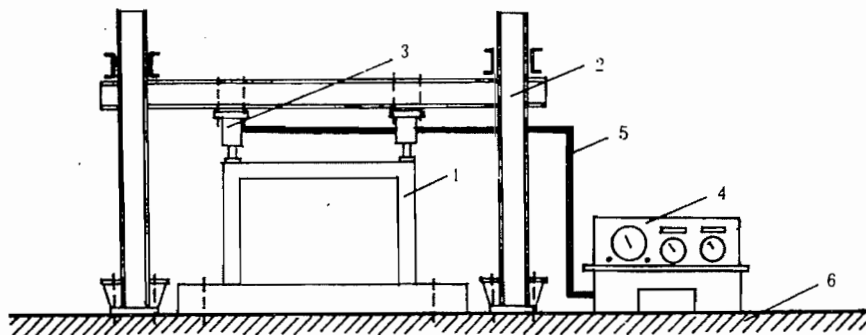
3.3.2 液压加载系统

液压加载法中利用前述普通手动液压加载器配合加荷承力架和静力试验台座使用,是最简单的一种加载方法。设备简单,作用力大,加载卸载安全可靠,与重力加载法相比,可大

大减轻笨重的体力劳动。但是,如要求多点加荷时则需要多人同时操纵多台液压加载器,这时难以做到同步加载卸载,尤其当需要恒载时更难以保持稳压状态。所以,比较理想的加载方法是采用能够变荷的同步液压加载设备来进行试验。

液压加载系统主要是由储油箱、高压油泵、液压加载器、测力装置和各类阀门组成的操纵台通过高压油管连接组成。

当使用液压加载系统在试验台座上或现场进行试验时还必须配置各种支承系统,来承受液压加载器对结构加载时产生的平衡力系(图 3-9)。



1. 试件; 2. 试验承力架; 3. 液压加载器; 4. 液压操纵台; 5. 管路系统; 6. 试验台座

图 3-9 液压加载试验系统

利用液压加载试验系统可以作各类建筑结构(屋架、梁、柱、板、墙板等)静荷试验,尤其对大吨位、大挠度、大跨度的结构更为适用,它不受加荷点数的多少,加荷点的距离和高度的限制,并能适应均布和非均布、对称和非对称加荷的需要。

3.3.3 大型结构试验机

大型结构试验机本身就是一种比较完善的液压加载系统。它是结构试验室内进行大型结构试验的一种专用设备,比较典型的是结构长柱试验机,用以进行柱、墙板、砌体、节点与梁的受压与受弯试验。这种设备的构造和原理与一般材料试验机相同,由液压操纵台、大吨位的液压加载器和试验机架三部分组成。由于进行大型构件试验的需要,所以它的液压加载器的吨位要比一般材料试验机的容量大,一般至少在 2000kN 以上,机架高度在 3m 左右或更大。目前国内普遍使用的长柱试验机的最大吨位是 5000kN,试件最大高度可达 3m(图 3-10)。国外有高达 7m 净空,最大荷载为 10000kN 的甚至更大的结构试验机。

日本最大的大型结构构件万能试验机的最大压缩荷载为 30000kN,同时可以对构件进行抗拉试验,最大抗拉荷载为 10000kN,试验机高度达 22.5m,四根工作立柱间净空为 3m×3m,可进行高度为 15m 左右构件的受压试验,最大跨度为 30m 构件的弯曲试验,最大弯曲荷载为 12000kN。这类大型结构试验机还可以通过专用的中间接口与计算机相连,由程序控制自动操作。此外还配以专门的数据采集和数据处理设备,试验机的操纵和数据处理能同时进行。

3.3.4 电液伺服液压系统

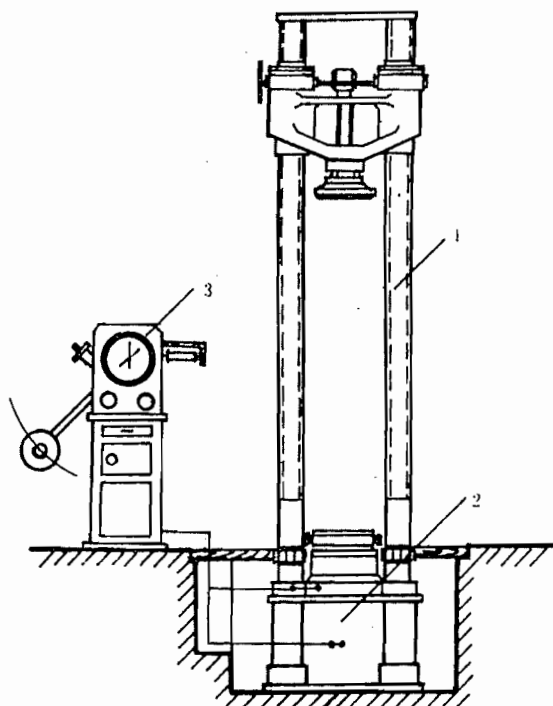
电液伺服液压系统在 50 年代中期开始首先应用于材料试验,它的出现是材料试验机技术领域的一个重大进展。由于它可以较为精确地模拟试件所受的实际外力,产生真实的试验状态,所以在近代试验加载技术中又被人们引入到结构试验的领域中,用以模拟并产生各种

振动荷载,特别是地震、海浪等荷载对结构物的影响,对结构构件的实物或模型进行加载试验,以研究结构的强度及变形特性。它是目前结构试验研究中一种比较理想的试验设备,特别是用来进行抗震结构的静力或动力试验,尤为适宜,所以愈来愈受到人们的重视和被广泛应用。

一、电液伺服系统的工作原理

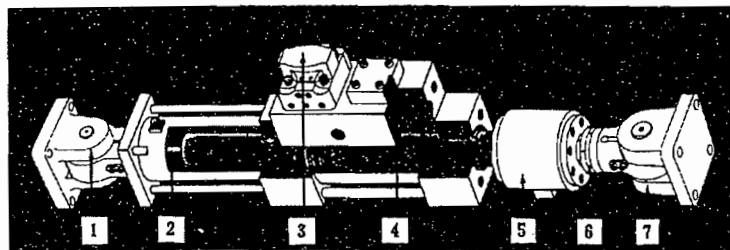
电液伺服系统目前采用闭环控制,其主要组成是有电液伺服加载器(图 3-11)控制系统和液压源等三大部分(图 3-12),它可将负荷、应变、位移等物理量直接作为控制参数,实行自动控制。由图 3-12 可见左侧为液压源部分,右侧为控制系统,中间为带有电液伺服阀的液压加载器。高压油从液压源的油泵 3 输出经过滤油器进入伺服阀 4,然后输入到双向加载器 5 的左右室内,对试件 6 施加试验所需要的荷载。根据不同的控制类型,反馈信号由荷重传感器 7(荷重控制),试件上的应变计 8(应变控制)或位移传感器 9(位移控制)测得。所测得的信号分别经过与之相适应的调节器 10,11,12 进行放大,其输出便是控制变量的反馈值。反馈值可在记录及显示装置 13 上反映。指令发生器 14 根据试验要求发出指令信号,该指令信号与反馈信号在伺服控制器 15 中进行比较,其差值即为误差信号,经放大后予以反馈,用来控制伺服阀 4 操纵液压加载器活塞的工作,从而完成了全系统的闭环控制。

电液伺服液压系统的基本闭环回路如图 3-13 所示。其中包括输入指令信号、反馈信号和误差信号,以便连续地调节反馈使与指令相等,完成对试件的加载要求。



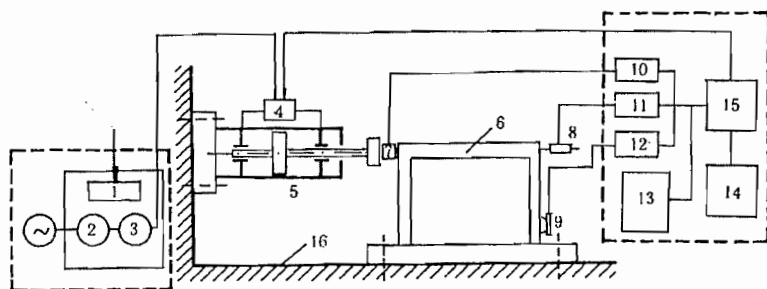
1. 试验机架; 2. 液压加载器; 3. 液压操纵台

图 3-10 结构长柱试验机



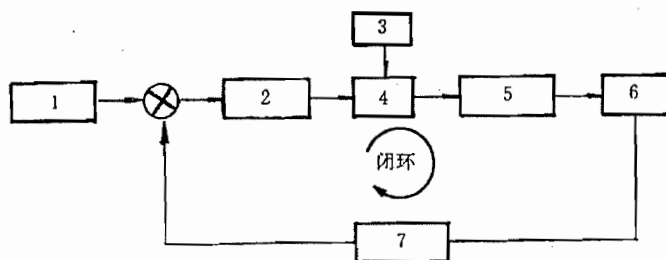
1. 铰支底座; 2. 位移传感器; 3. 电液伺服阀; 4. 活塞杆; 5. 荷载传感器; 6. 螺旋垫圈; 7. 铰支接头

图 3-11 电液伺服加载器



1. 冷却器; 2. 电动机; 3. 高压油泵; 4. 电液伺服阀; 5. 液压加载器; 6. 试验结构; 7. 荷重传感器
8. 位移传感器; 9. 应变传感器; 10. 荷载调节器; 11. 位移调节器; 12. 应变调节器
13. 记录及显示装置; 14. 指令发生器; 15. 伺服控制器

图 3-12 电液伺服液压系统工作原理



1. 指令信号; 2. 调整放大系统; 3. 油源; 4. 伺服阀; 5. 加载器; 6. 传感器; 7. 反馈系统

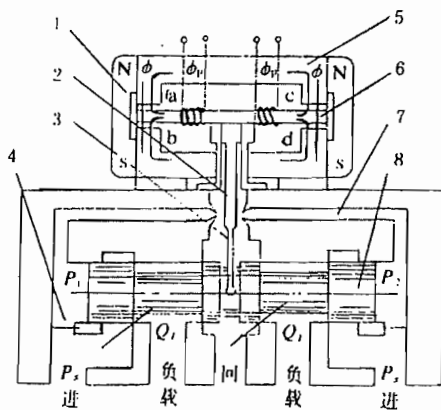
图 3-13 电液伺服液压系统的基本闭环回路

二、电液伺服阀的工作原理

电液伺服阀是电液伺服液压加载系统中的心脏部分,它安装于液压加载器上,根据指令发生器发出的信号经放大后输入伺服阀,转换成大功率的液压信号,将来自液压源的液压油输入加载器,使加载器按输入信号的规律产生振动对结构施加荷载,同时由伺服阀及结构上量测的荷载、应变、位移等信号通过伺服控制器作反馈控制,以提高整个系统的灵敏度。

图 3-14 是电液伺服阀的结构示意图。

永磁磁钢产生的磁通 ϕ 在气隙中的方向从结构图中可知,都是从上而下的,而由控制线圈电流产生的磁通 ϕ_c 在气隙中的方向不同。在气隙 b, c 中磁通 ϕ 与 ϕ_c 是相叠加的,而气隙 a, d 中,磁通 ϕ 与 ϕ_c 是相减的。该磁力克服弹簧管



1. 磁钢; 2. 弹簧管; 3. 反馈杆; 4. 节流孔
5. 导磁体; 6. 铁芯; 7. 喷嘴; 8. 滑阀

图 3-14 电液伺服阀的结构示意图

一定的弹力而使铁芯作一逆时针角位移。若电流方向相反,则铁芯作一顺时针方向角位移。压力油除进入主滑阀外,还经两对称的节流孔经喷嘴回油。

设铁芯逆时针旋转一角位移后,右喷嘴挡板间隙减小,而左间隙增加,则 P_2 增大 P_1 减小导致滑阀左移,并使钢球、反馈杆、挡板、铁芯组件顺时针转动,一直到作用在挡板-铁芯组件上的诸力平衡为止。

阀的输出流量、滑阀的位移、喷嘴挡板间隙等都与输入电流成比例地变化。电流反向时,流量方向也相反。

从以上可以看出,电液伺服阀能根据输入电流的极性控制油的流向,根据输入电流的大小控制液压油的流量。且其流量与输入电流基本上成比例地变化。

目前电液伺服液压试验系统大多数均与电子计算机配合联机使用。这样整个系统可以进行程序控制,扩大系统功能;输出各种波形信号;进行数据采集和数据处理;控制试验的各种参数和进行试验情况的快速判断。

3.3.5 地震模拟振动台

为了深入研究结构在地震和各种振动作用下的动力性能,特别是在强地震作用下结构进入超弹性阶段的性能,70年代以来,国外先后建成了一批大中型的地震模拟振动台,在试验室内进行结构物的地震模拟试验,以求得地震反应对结构的影响。

地震模拟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,其特点是具有自动控制和数据采集及处理系统,采用了电子计算机和闭环伺服液压控制技术,并配合先进的振动测量仪器,使结构动力试验水平提到了一个新的高度。

地震模拟振动台的组成和工作原理:

一、振动台台体结构

振动台台面是有一定尺寸的平板结构,其尺寸的规模是由结构模型的最大尺寸来决定。台体自重和台身结构是与承载的试件重量及使用频率范围有关。一般振动台都采用钢结构,控制方便、经济而又能满足频率范围要求,模型重量和台身重量之比以不大于2为宜。

振动台必须安装在质量很大的基础上,基础的重量一般为可动部分重量或激振力的10~20倍以上,这样可以改善系统的高频特性,并可以减小对周围建筑和其他设备的影响。

二、液压驱动和动力系统

液压驱动系统是给振动台以巨大的推力。按照振动台是单向(水平或垂直)、双向(水平-水平或水平-垂直)或三向(二向水平-垂直)运动,并在满足产生运动各项参数的要求下,各向加载器的推力取决于可动质量的大小和最大加速度的要求。目前世界上已经建成的大中型的地震模拟振动台,基本是采用电液伺服系统来驱动。它在低频时能产生大推力,故被广泛应用。

液压加载器上的电液伺服阀根据输入信号(周期波或地震波)控制进入加载器液压油的流量大小和方向,从而由加载器推动台面能在垂直轴或水平轴方向上产生相位受控的正弦运动或随机运动。

液压动力部分是一个巨大的液压功率源,能供给所需要的高压油流量,以满足巨大推力和台身运动速度的要求。现代建成的振动台中都配有大型蓄能器组,根据蓄能器容量的大小使瞬时流量可为平均流量的1~8倍,它能产生具有极大能量的短暂的突发力,以便模拟地震产生的扰力。

三、控制系统

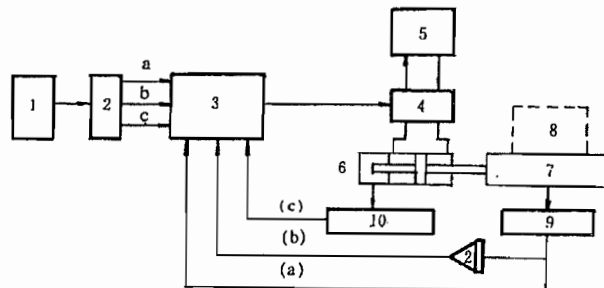
在目前运行的地震模拟振动台中有两种控制方法：一种是纯属于模拟控制；另一种是用数字计算机控制。

模拟控制方法有位移反馈控制和加速度信号输入控制两种。在单纯的位移反馈控制中，由于系统的阻尼小，很容易产生不稳定现象，为此在系统中加入加速度反馈，增大系统阻尼从而保证系统稳定。在此同时，还可以加入速度反馈，以提高系统的反应性能，由此可以减小加速度波形的畸变。为了能使直接得到的强地震加速度记录推动振动台，在输入端可以通过二次积分，同时输入位移、速度和加速度三种信号进行控制，图 3-15 为地震模拟振动台加速度控制系统图。

为了提高振动台控制精度，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)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。

四、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，对被试模型进行多点测量，这是根据需要了解整个模型的反应而定，一般是测量位移、加速度和应变等，总通道数可达百余点。位移测量多数采用差动变压器式和电位计式的位移计，可测量模型相对于台面的位移或相对于基础的位移；加速度测量采用应变式加速度计、压电式加速度计，近年来也有采用差容式或伺服式加速度计。



a, b, c 分别为加速度、速度、位移信号输入

(a), (b), (c) 分别为加速度、速度、位移信号反馈

1. 加速度、位移输入；2. 积分器；3. 伺服放大器；4. 伺服阀；5. 油源

6. 加载器；7. 振动台；8. 试件；9. 加速度传感器；10. 位移传感器

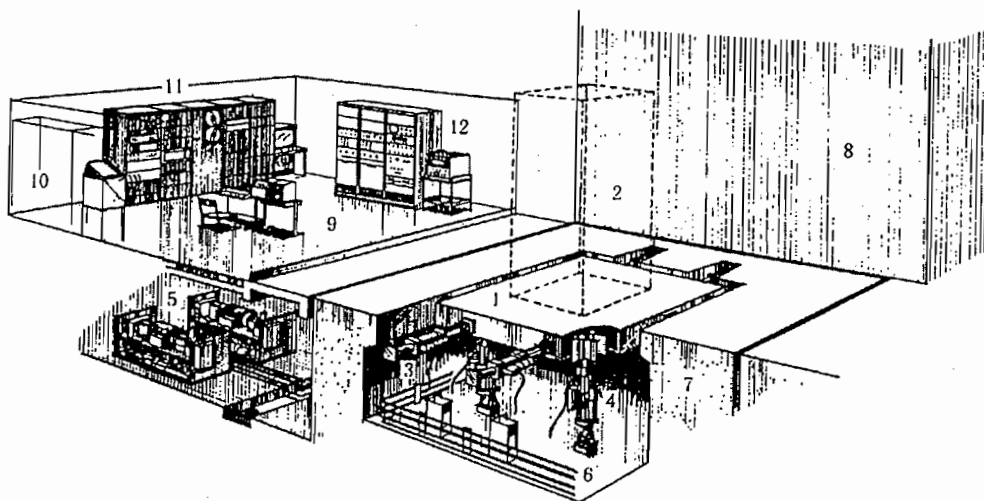
图 3-15 地震模拟振动台加速度控制系统图

对模型的破坏过程可采用摄像机进行记录，便于在电视屏幕上进行分析。

数据的采集可以在直视式示波器或磁带记录器上将反应的时间历程记录下来，或经过

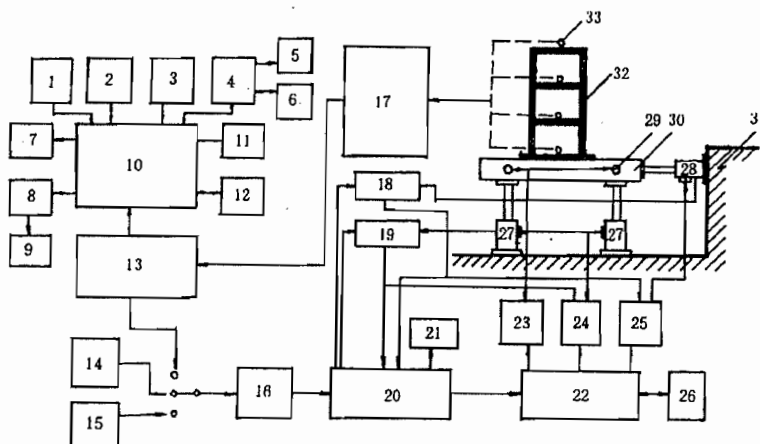
模数转换送到数字计算机储存,并进行分析处理。

图 3-16 是一个水平和垂直双向振动地震模拟振动台的布置示意图。图 3-17 是该振动台系统的框图。



1. 振动台; 2. 试件; 3. 水平加载器; 4. 垂直加载器; 5. 液动力源; 6. 液压管道; 7. 振动台基础
8. 反力墙; 9. 控制室; 10. 测试系统; 11. 数字控制与数据处理系统; 12. 电子控制系统

图 3-16 水平垂直双向地震模拟振动台布置示意图



1. 电传打字机; 2. 硬盘存储器; 3. 软盘存储器; 4. 频率分析系统; 5. 示波器; 6. 输入输出接口; A/D, D/A 转换器; 7. 打印描图机; 8. 终端显示器; 9. 硬拷贝机; 10. 计算机主机; 11. 绘图仪; 12. 行式打印机; 13. 输入输出接口; A/D, D/A 转换器; 14. 函数发生器; 15. 数据记录仪; 16. 程序选择器; 17. 振动测量系统; 18. 水平振动控制器; 19. 垂直振动控制器; 20. 电子模控系统; 21. 示波器; 22. 液动力源; 23. 液压限位控制器; 24. 垂直加载伺服控制器; 25. 水平加载伺服控制器; 26. 冷却系统; 27. 垂直电液伺服加载器; 28. 水平电液伺服加载器; 29. 液压限位器; 30. 振动台台面; 31. 基础; 32. 试件; 33. 测振传感器。

图 3-17 水平垂直双向振动台系统框图

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。一般是按模型比例及试验要求来确定台身满负荷时最大加速度,速度和位移等数值。最大加速度和速度均需按照模型相似原理来选取。

使用频率范围由所作试验模型的第一频率而定,一般各类结构的第一频率在 $1\sim 10\text{Hz}$ 范围内,故整个系统的频率范围应该大于 10Hz 。为考虑到高阶振型,频率上限当然越大越好,但这又受到驱动系统的限制,即当要求位移振幅大了,加载器的油柱共振频率下降,缩小了使用频率范围,为此这些因素都必须权衡后确定。

表 3-1 为国内外已经建成的部分地震模拟振动台以及它们的主要性能指标,可供参考。

3.4 惯性力加载法

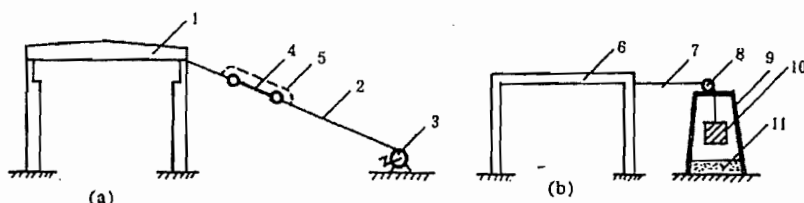
在结构动力试验中,利用物体质量在运动时产生的惯性力对结构施加动力荷载。也可以利用弹药筒或小火箭在炸药爆炸时产生的反冲力,对结构进行加载。

3.4.1 冲击力加载

冲击力加载的特点是荷载作用时间极为短促,在它的作用下使被加载结构产生自由振动,适用于进行结构动力特性的试验。

一、初位移加载法

也称为张拉突卸法。如图 3-18(a)所示在结构上拉一钢丝绳,使结构变形而产生一个人为的初始强迫位移,然后突然释放,使结构在静力平衡位置附近作自由振动。在加载过程中当拉力达到足够大时,事先连接在钢丝绳上的钢拉杆被拉断而形成突然卸载,通过调整拉杆的截面即可由不同的拉力而获得不同的初位移。



1. 结构物; 2. 钢丝绳; 3. 绞车; 4. 钢拉杆; 5. 保护索; 6. 模型
7. 钢丝; 8. 滑轮; 9. 支架; 10. 重物; 11. 减振垫层

图 3-18 用张拉突卸法对结构施加冲击力荷载

对于小模型则可采用图 3-18(b)的方法,使悬挂的重物通过钢丝对模型施加水平拉力,剪断钢丝造成突然卸荷。这种方法的优点是结构自振时荷载已不存在于结构,没有附加质量的影响。但仅适用于刚度不大的结构,才能以较小的荷载产生初始变位。为防止结构产生过大的变形,所以加荷的数量必须正确控制,经常是按所需的最大振幅计算求得。这种试验的一个值得注意的问题是使用怎样的牵拉和释放方法才能使结构仅在一个平面内产生振动,防止由于加载作用点的偏差而使结构在另一平面内同时振动产生干扰。

二、初速度加载法

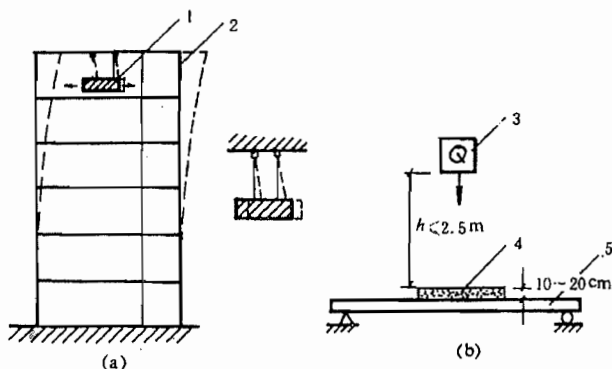
也称突加载法。如图 3-19(a)(b)利用摆锤或落重的方法使结构在瞬时内受到水平或垂直的冲击,产生一个初速度,同时使结构获得所需的冲击荷载。这时作用力的总持续时间

表 3-1

国内外部分模拟地震振动台的性能和技术参数

设置国家与单位	台面尺寸 (m)	台 重 (kg)	最大载重 (kg)	频率范围 (Hz)	激振力 (kN)	最大振幅 (mm)	最大速度 (mm/s)	最大加速度 (g)	激振方向
同 济 大 学 (1983)	4×4	10000	15000	0.1~50	X:200×2 Y:135×2 Z:150×4	±100 ±50 ±50	1000 600 600	1.2 0.8 0.7	X,Y 和 Z
水电部北京水利科学研究所 (1985)	5×5	25000	20000	0.1~120		X:±40 Y:±40 Z:±30	400 400 300	1.0 1.0 0.7	X,Y 和 Z
国家地震局工程力学研究所 (1987)	5×5	20000	30000	0~50	X:250×2 Y:250×2	±30 ±30	600 600	1.0 1.0	X 和 Y
日本科学技术厅国立防灾科学 技术中心(1970)	15×15	160000	X:500000 Z:200000	0~50	900×4 900×4	±30 ±30	370 370	0.55 1.00	X 或 Z
日本鹿岛建设技术研究所 (1975)	4×4	8500	20000	0~30	X:100×4 Z:200×4	±150 ±75	1140 455	1.2 2.0	X 和 Y
日本建设省土木研究所 (1980)	4×4		40000	0~100	400	X:±100 Z:±50	500 200	1.0 1.0	X 和 Z
日本原子能工程试验中心 (1983)	15×15	400000	1000000	0~30	X:30000 Z:33000	±200 ±100	750 375	1.8 0.9	X 和 Z
日本大成建设技术研究所 (1984)	4×4		20000	0~50		X:±200 Y:±200 Z:±100	1000 1000 500	1.0 1.0 1.0	X,Y 和 Z
日本科学技术厅国立防灾科学 技术中心	6×6	25000	75000	0~50	100	X:±100 Y:±100 Z:±50	800 800 600	1.2 1.2 1.0	X,Y 和 Z
美国加利福尼亚大学,伯克 利分校 (1971)	6.1×6.1	45000	45000	0~50	X:225×3 Z:113×4	±152 ±51	635 254	0.67 0.22	X 和 Z
美国 E.G. & G (1981)	3×3		10000	0~30		X:±152 Z:±76	635 318	1.0 0.5	X 和 Z
美国纽约州立大学	3.65 × 3.65	20000	20000	0.1~60	X:400 Z:720	±150 ±75	780 500	1.0 0.5	X 和 Z
南斯拉夫 Kiril & Metodij 大学 (1980)	5×5		40000	0~30		X:±125 Z:±50	635 380	0.67 0.40	X 和 Z
意大利 A.M.N (1980)	3.5×3.5	9000	7000	0.1~60		X:±75 Y:±75	900 600	1.65 1.65	X 和 Y
希腊国立科技大学	4×4	10000	10000	0.1~60	X:320 Y:320 Z:640	±100 ±100 ±100	900 600 800	1.5 1.1 1.8	X,Y 和 Z

应该比结构的有效振型的自振周期尽可能短些,这样引起的振动是整个初速度的函数,而不是力大小的函数。



1. 摆锤; 2. 结构; 3. 落重; 4. 砂垫层; 5. 试件

图 3-19 用摆锤或落重法施加冲击力荷载

当用如图 3-19(a)的摆锤进行激振时,如果摆和建筑物有相同的自振周期,摆的运动就会使建筑物引起共振,产生自振振动。

使用图 3-19(b)这样方法荷载将附着于结构一起振动,并且落重的跳动又会影响结构自振阻尼振动,同时有可能使结构受到局部损伤。这时冲击力的大小要按结构强度计算,不致使结构产生过度的应力和变形。

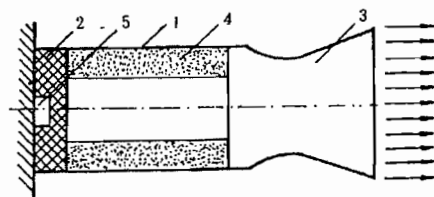
用垂直落重冲击时,落重取结构自重的 0.10% (指试验对象跨间),落重高度 $h \leq 2.5\text{m}$,为防止重物回弹再次撞击和局部受损,拟在落点处铺设 10~20cm 的砂垫层。

三、反冲激振法

近年来在结构动力试验中研制成功了一种反冲激振器,也称火箭激振。它适用于现场对结构实物进行试验,但小冲量的也可在试验室内用于构件试验。

图 3-20 为反冲激振器的结构示意图。

激振器的壳体是用合金钢制成,它的结构主要由以下五部分组成:①燃烧室壳体:通常为圆筒形,一端与喷管相连,另一端固定于底座上。②底座:它与燃烧室固装后,再装到被测的试验结构上,在底座内腔装有点火装置。③喷管:采用先收缩后扩散的形式。它将燃烧室内的燃气的压力势能转化为动能,控制燃气的流量及推力方向。④



1. 燃烧室壳体; 2. 底座; 3. 喷管

4. 主装火药; 5. 点火装置

图 3-20 反冲激振器结构示意图

主装火药:是激振器的能源。⑤点火装置:包括点火头(电阻丝和引燃药)和点火药。

反冲激振器的基本工作原理是当点火装置内的点火药被点燃燃烧后,很快使主装火药到达燃烧温度,主装火药开始在燃烧室中进行平稳的燃烧,产生的高温高压气体便从喷管口以极高的速度喷出。如果气流每秒喷出的重量为 W ,则按动量守恒定律便可得到反冲力 P 即为作用在被测结构上的脉冲力:

$$P = W \cdot v / g$$

式中 v ——气流从喷口喷出的速度；
 g ——重力加速度。

反冲激振器的输出特性曲线见图 3-21。主要分为升压段,平衡压力工作段,及火药燃尽后燃气继续外泄的后效段。根据主装火药的性能、重量及激振器的结构,可设计出不同的特性曲线。

目前设计与使用的反冲激振器的性能为:

反冲力: 0.1~0.8kN, 1~8kN 共八种;

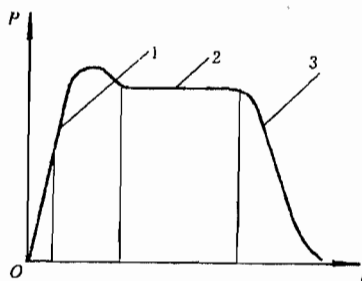
反冲输出: 近似于矩形脉冲;

上升时间: 2ms;

持续时间: 50ms;

下降时间: 3ms;

点火延时时间: 25 ± 5 ms。



1. 升压段; 2. 平衡压力工作段; 3. 后效段

图 3-21 反冲激振器输出特性曲线

当采用单个反冲激振器激发时,一般是将激振器布置在建筑物顶部,并尽量置于建筑物质心的轴线上,这样效果较好。如果将单个激振器布置在离质心位置较远的地方,可以进行建筑物的扭振试验。当然如在结构平面的对角线上相反方向布置两台相同反冲力的激振器,则测量扭振的效果更好。对于高耸构筑物或高层建筑试验中,可将多个反冲激振器沿结构不同高度布置,以进行高阶振型的测定。

3.4.2 离心力加载

离心力加载是根据旋转质量产生的离心力对结构施加简谐振动荷载。其特点是运动具有周期性,作用力的大小和频率按一定规律变化,使结构产生强迫振动。

利用离心力加载的机械式激振器的原理如图 3-22 所示。一对偏心质量,使它们按相反方向运转,通过离心力产生一定方向的加振力。

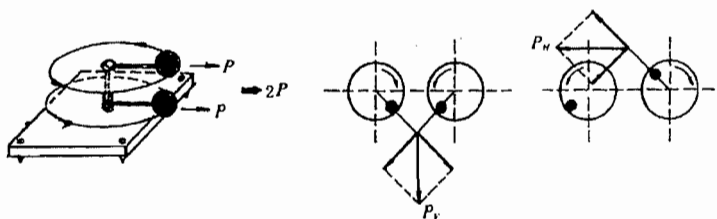


图 3-22 机械式激振器的原理图

由偏心质量产生的离心力为

$$P = m\omega^2 r$$

式中 m ——偏心块质量;
 ω ——偏心块旋转角速度;
 r ——偏心块旋转半径。

在任何瞬时产生的离心力均可分解成垂直与水平两个分力。

$$P_V = P \sin \alpha = m \omega^2 r \sin \omega t$$

$$P_H = P \cos \alpha = m \omega^2 r \cos \omega t$$

这里 P_V, P_H 是按简谐规律变化的。

使用时将激振器底座固定在被测结构物上,由底座把激振力传递给结构,致使结构受到简谐变化激振力的作用。一般要求底座有足够的刚度,以保证激振力的传递效率。

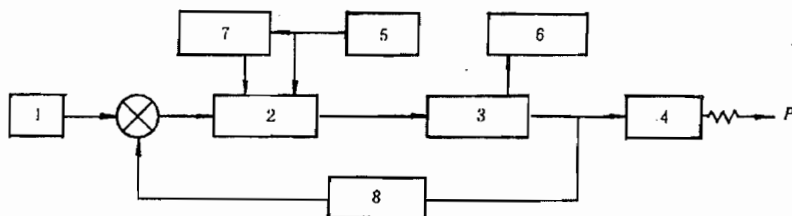
激振器产生的激振力等于各旋转质量离心力的合力。改变质量或调整带动偏心质量运转电机的转速,即改变角速度 ω ,即可调整激振力的大小。

激振器由机械和电控两部分组成。

机械部分主要是由两个或多个偏心质量组成,对于小型的激振器,其偏心质量是安装在圆形旋转轮上,调整偏心轮的位置,可形成垂直或水平的振动。对于近年来研制成功的大型同步激振器在机械构造上采用双偏心重水平旋转式方案,偏心质量是安装于扁平的扇形筐内,这样可使旋转时质量更为集中,提高激振力,降低动力功率。

一般的机械式激振器工作频率范围较窄,大致在 50~60Hz 以下,由于激振力与转速的平方成正比,所以当工作频率很低时,激振力就较小。

为了改进一般激振器的稳定性和测速精度,并提高激振力,在电气控制部分采用单相可控硅,速度电流双闭环电路系统,对直流电机实行无级调速控制。通过测速发电机作速度反馈,通过自整角机产生角差信号,送往速度调节器与给定信号综合,以保证两台或多台激振器不但速度相同且角度亦按一定关系运行。图 3-23 为激振器电控原理方框图。



1. 操作指令; 2. 电控装置; 3. 直流电动机; 4. 激振器; 5. 电源; 6. 测速显示; 7. 电流反馈; 8. 速度反馈

图 3-23 激振器电控原理框图

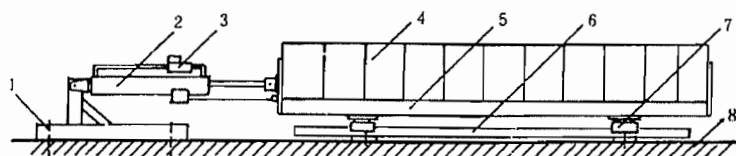
多台同步激振器使用时不但可提高激振力,同时可以扩大试验内容,如根据需要将激振器分别装置于结构物的特定位置上,可以激起结构物的某些高阶振型,给研究结构高频特性带来方便。如两台激振器反向同步激振,就可进行扭振试验。

当将激振器按水平激振要求与一刚性平台连接,则就是最早期的机械式水平振动台。

3.4.3 直线位移惯性力加载

直线位移惯性力加载系统,它的主要动力部分就是前述电液伺服系统,即由闭环伺服控制通过电液伺服阀控制固定在结构上的双作用液压加载器带动质量块作水平直线往复运动。如图 3-24 所示,由运动着的质量产生的惯性力,激起结构振动。改变指令信号的频率即可调整平台频率,改变负荷重块的质量,即可改变激振力的大小。

这种加载方法的特点适用于现场结构动力加载,在低频条件下各项性能较好,可产生较大的激振力。但频率较低,只适用于 1Hz 以下的激振。



1. 固定螺栓；2. 双作用液压加载器；3. 电液伺服阀；4. 荷重 5. 平台；6. 钢轨；7. 低摩擦直线滚轮；8. 结构楼板

图 3-24 直线位移惯性力加载系统

3.5 机械力加载法

机械力加载常用的机具有吊链、卷扬机、绞车、花篮螺丝、螺旋千斤顶及弹簧等。

吊链、卷扬机、绞车和花篮螺丝等主要是配合钢丝或绳索对结构施加拉力，还可与滑轮组联合使用，改变作用力的方向和拉力大小。拉力的大小通常用拉力测力计测定，按测力计的量程有两种装置方式。当测力量程大于最大加载值时用图 3-25(a)所示串联方式，直接测量绳索拉力。如测力量程较小，则需用图 3-25(b)的装置方式，此时作用在结构上的实际拉力应为：

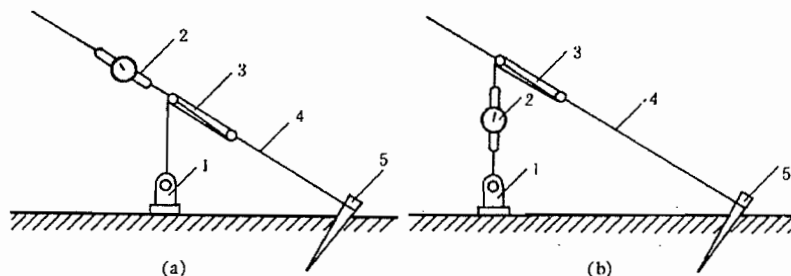
$$P = \varphi \cdot n \cdot K \cdot p$$

式中 p ——拉力测力计读数；

φ ——滑轮摩擦系数(对涂有良好润滑剂的可取 0.96~0.98)；

n ——滑轮组的滑轮数；

K ——滑轮组的机械效率。



1. 绞车；2. 拉力测力计；3. 滑轮组；4. 钢索；5. 桩头

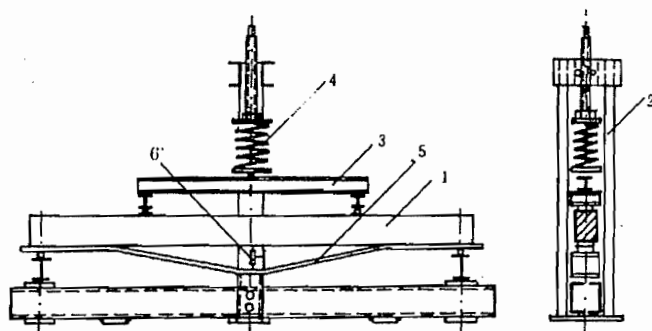
图 3-25 拉力测力装置布置图

螺旋千斤顶是利用齿轮及螺杆式蜗轮蜗杆机构传动的原理，当摇动手柄时，就带动螺旋杆顶升，对结构施加顶推压力，用测力计测定加载值。

弹簧加载法常用于构件的持久荷载试验。图 3-26 所示为弹簧施加荷载进行梁的持久试验装置。当荷载值较小时，可直接借助拧紧螺帽以压缩弹簧；加载值很大时，需用千斤顶压缩弹簧后再拧紧螺帽。

弹簧变形值与压力的关系预先测定,故在试验时只需知道弹簧最终变形值,即可求出对试件施加的压力值。用弹簧作持久荷载时,应事先估计到由于结构徐变使弹簧压力变小时,其变化值是否在弹簧变形的允许范围内。

机械力加载的优点是设备简单,容易实现,当通过索具加载时,很容易改变荷载作用的方向,故在建筑物、柔性构筑物(桅杆、塔架等)的实测或大尺寸模型试验中,常用此法施加水平集中荷载。其缺点是荷载值不大,当结构在荷载作用点产生变形时,会引起荷载值的改变。



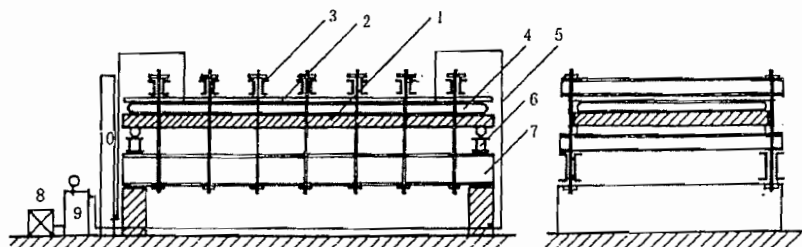
1. 试件; 2. 荷载支承架; 3. 分配梁; 4. 加载弹簧; 5. 仪表架; 6. 挠度计

图 3-26 用弹簧施加荷载的持久试验装置

3.6 气压加载法

利用气体压力对结构加载有两种方式:一种是利用压缩空气加载;另一种是利用抽真空产生负压对结构构件施加荷载。由于气压加载所产生的为均布荷载,所以,对于平板或壳体试验尤为适合。

图 3-27 是用压缩空气试验钢筋混凝土板的装置。台座由基础(或柱墩式的支座)、纵梁和横梁、承压梁和板以及用橡胶制成的不透气的气囊组成。气囊外面有帆布外罩。由空气压



1. 试件; 2. 拼合木板; 3. 承压梁; 4. 气囊

5. 进气支管; 6. 横梁; 7. 纵梁; 8. 空气压缩机; 9. 蓄气室; 10. 气压计

图 3-27 气压加载装置图

缩机将空气通过蓄气室打入气囊,通过气囊对结构施加垂直于被试结构的均布压力。蓄气室的作用是储气和调节气囊的空气压力,由气压表测定空气压力。由气压值及气囊与结构接触

面积求得总加载值。

压缩空气加载法的优点是加载卸载方便,压力稳定,缺点是结构受载面无法观测。

对于某些封闭结构,可以利用真空泵抽真空的方法,造成内外压力差,即利用负压作用使结构受力。这种方法在模型试验中用得较多。

3.7 电磁加载法

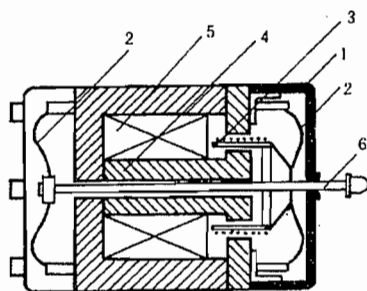
在磁场中通电的导体要受到与磁场方向相垂直的作用力,电磁加载就是根据这个原理,在磁场(永久磁铁或直流励磁线圈)中放入动圈,通入交变电流,则可使固定于动圈上的顶杆等部件作往复运动,对试验对象施加荷载。若在动圈上通以一定方向的直流电,则可产生静荷载。

目前常见的电磁加载设备有电磁式激振器和电磁振动台。

3.7.1 电磁式激振器

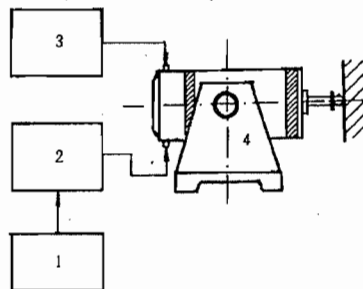
电磁式激振器是由磁系统(包括励磁线圈、铁芯、磁极板)、动圈(工作线圈)、弹簧、顶杆等部件组成。图 3-28 为电磁式激振器的构造图。动圈固定在顶杆上,置于铁芯与磁极板的空隙中,顶杆由弹簧支承并与壳体相连。弹簧除支承顶杆外,工作时还使顶杆产生一个稍大于电动力的预压力,使激振时不致产生顶杆撞击试件的现象。

当激振器工作时,在励磁线圈中通入稳定的直流电,使在铁芯与磁极板的空隙中形成一个强大的磁场。与此同时,由低频信号发生器输出一交变电流,并经功率放大器放大后输入工作线圈,这时工作线圈即按交变电流谐振规律在磁场中运动并产生一电磁感应力 F ,使顶杆推动试件振动。见图 3-29。



1. 外壳; 2. 支承弹簧; 3. 动圈; 4. 铁芯;
5. 励磁线圈; 6. 顶杆

图 3-28 电磁式激振器的构造



1. 信号发生器; 2. 功率放大器; 3. 励磁电源;
4. 电磁式激振器

图 3-29 电磁式激振器的工作原理图

根据电磁感应原理

$$F = 0.102 B I l \times 10^{-4}$$

式中 B ——磁场强度;

l ——工作线圈导线的有效长度;

I ——通过工作线圈的交变电流。

当通过工作线圈的交变电流以简谐规律变化时,则通过顶杆作用于结构的激振力也按同样规律变化。在 B, l 不变的情况下,激振力 F 与电流 I 成正比。

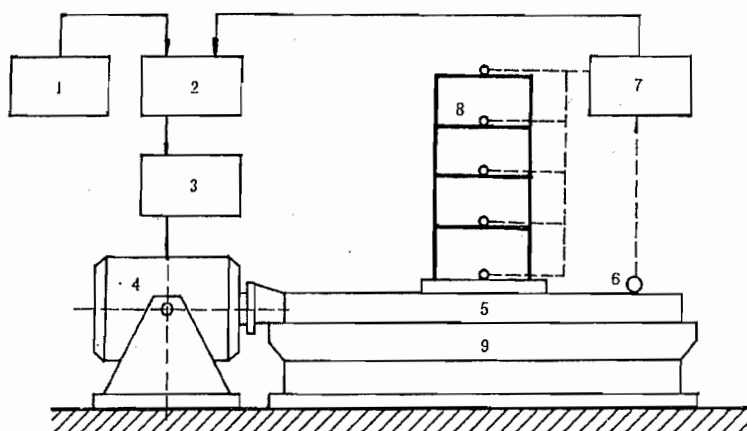
电磁激振器使用时装于支座上,可以作垂直激振,也可以作水平激振。

电磁式激振器的频率范围较宽,一般在 $0 \sim 200\text{Hz}$,国内个别产品可达 1000Hz ,推力可达几个千牛,重量轻,控制方便,按给定信号可产生各种波形的激振力。缺点是激振力不大,一般仅适合于小型结构及模型试验。

3.7.2 电磁振动台

电磁振动台原理基本上与电磁激振器一样,在构造上实际是利用电磁激振器来推动一个活动的台面而构成。

电磁振动台通常是由信号发生器,振动自动控制仪,功率放大器,振动台激振器和台面组成。见图 3-30。



1. 信号发生器; 2. 自动控制仪; 3. 功率放大器; 4. 电磁激振器; 5. 振动台台面
6. 测振传感器; 7. 振动测量记录系统; 8. 试件; 9. 台座

图 3-30 电磁振动台组成系统图

电磁激振器包括激振头,驱动线圈,励磁线圈(或永久磁钢),支承弹簧,传感器,外壳及机架等各部分组成。图 3-31 为电磁式激振器的结构示意图。

一般励磁线圈位于激振器下部,它与磁性材料组成磁路,由于它们比较重,可视为激振器的固定部分,激振头与驱动线圈骨架连于一起,靠支承弹簧悬挂于台体外壳上,称为可动部分。

当励磁线圈中通入直流电流时,即产生强大的电磁场。因驱动线圈位于有强磁场的环形空气隙内,当驱动线圈中输入交变电流时,由于磁场的相互作用,即产生电磁感应力推动可动部分运动。改变驱动线圈中电流的强度及频率,即可改变振动台的振动幅值及频率,台面的振动量可由安置在台面正中处的传感器进行监视。

固定磁场可由励磁线圈或永久磁钢产生。由于励磁线圈可获得强大的磁场,故可用于大

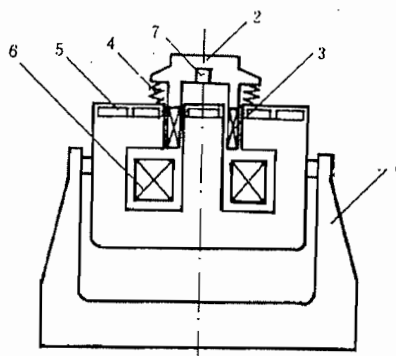
推力的振动台上。而永久磁钢常用于小推力的振动台内。

电磁激振器的支承弹簧有各种形式,如板梁弹簧,花板弹簧,产生剪切变形的橡皮,空气弹簧等。一般希望弹簧具有较大的线性范围,非振动方向的刚度大,重量轻,及有一定的阻尼等要求。

由于驱动线圈,励磁线圈工作时温度会升高,为此振动台尚设有用水冷或风冷的冷却装置。

自动控制仪由自动扫频装置、振动测量及定振装置等部分组成。它是按闭环振动试验的要求设计的。信号源可提供功率放大器所需要的各种激励信号,它可以是正弦波、三角波、方波或随机波等信号,这样振动台台面就会按提供的信号进行振动;振动测量是通过加速度传感器将台面振动的加速度转换成电信号加以放大与积分,从而测出振动台台面的加速度、速度和位移值。有时也可用速度或位移传感器直接测得速度或位移值。测得的振动参量信号,通过定振装置反馈给信号发生器,即可对振动台进行自动控制,一般来说,带有振动自动控制仪的振动台,能按照人们预定的振动值进行试验,使用较为方便。振动台台面的支承形式随台面尺寸大小而不同,在小型的电磁振动台上用悬吊簧片支承台面。对于激振力和台面尺寸较大的振动台,台面支承可采用液压导轨油膜支承,在振动台运行时,台面能在油膜上浮起,支承面上摩擦力很小,保证台面运行稳定,反应灵敏。

电磁振动台的使用频率范围较宽,台面振动波形较好,一般失真度在5%以下,操作使用方便,容易实现自动控制。但用电磁振动推动一水平台面进行结构模型试验时,经常会受到激振力的限制,以致台面尺寸和模型重量均会受到限制。



1. 机架; 2. 激振头; 3. 驱动线圈; 4. 支承弹簧; 5. 磁屏蔽; 6. 励磁线圈; 7. 传感器

图 3-31 电磁激振器结构示意图

3.8 人激振动加载法

在上述所有动力试验的加载方法中,一般都需要比较复杂的设备,这有时在试验室内尚可满足,而在野外现场试验时经常会受到各方面的限制。因此希望有更简单的试验方法,它既可以给出有关结构动力特性的资料数据而又不需要复杂设备。

在试验中发现,人们可以利用自身在结构物上的有规律的活动,即使人的身体作与结构自振周期同步的前后运动,产生足够大的惯性力,就有可能形成适合作共振试验的振幅。这对于自振频率比较低的大型结构来说,完全有可能被激振到足可进行量测的程度。

国外有人试验过,一个体重约 70kg 的人使其质量中心作频率为 1Hz、双振幅为 15cm 的前后运动时,将产生大约 0.2kN 的惯性力。由于在 1% 临界阻尼的情况下共振时的动力放大系数为 50,这意味着作用于建筑物上的有效作用力大约为 10kN。

利用这种方法曾在一座 15 层钢筋混凝土建筑上取得了振动记录。开始几周运动就达到

最大值,这时操作人员停止运动,让结构作有阻尼自由振动,可以获得结构的自振周期和阻尼系数。

3.9 环境随机振动激振法

在结构动力试验中,除了利用以上各种设备和方法进行激振加载以外,环境随机振动激振法近年来发展很快,被人们广泛应用。

环境随机振动激振法也称为脉动法。人们在许多试验观测中,发现建筑物经常处于微小而不规则振动之中。这种微小而不规则的振动来源于微小的地震活动以及诸如机器运转,车辆来往等人为扰动的原因,使地面存在着连续不断的运动,其运动幅值极为微小,而它所包含的频谱是相当丰富的,故称为地面脉动。由地面脉动激起建筑物经常处于微小而不规则的振动中,通常称为建筑物脉动。可以利用这种脉动现象来分析测定结构的动力特性,它不需要任何激振设备,又不受结构形式和大小的限制。

50年代开始我国就应用这一方法测定结构的动态参数,但数据分析方法一直采取从结构脉动反应的时程曲线记录图上按照“拍”的特征直接读取频率数值的主谐量法,所以一般只能获得第一振型频率这个单一参数。70年代随着计算机技术的发展和一批信号处理机或结构动态分析仪的应用,使这一方法得到了迅速发展,目前已经可以从记录到的结构脉动信号中识别出全部模态参数,这使环境随机激振法有了新的进展。

3.10 荷载支承设备和试验台座

3.10.1 支座

结构试验中的支座是支承结构、正确传递作用力和模拟实际荷载图式的设备,通常由支座和支墩组成。

支墩在现场多用砖块临时砌成,支墩上部应有足够大的平整的支承面,最好在砌筑时要铺以钢板。支墩本身的强度必须要进行验算,支承底面积要按地耐力复核,保证试验时不致发生沉陷或过度变形。在试验室内可用钢或钢筋混凝土制成专用设备。

铰支座一般均用钢材制作,按自由度不同可分为活动铰支座和固定铰支座两种形式,如图 3-32 所示。

对铰支座的基本要求:

1. 必须保证结构在支座处能自由转动;
2. 必须保证结构在支座处力的传递。

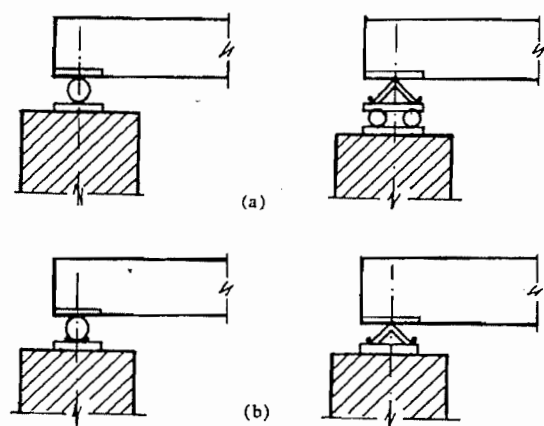
为此,如果结构在支承处没有预埋支承钢垫板,则在试验时必须另加垫板。其宽度一般不得小于试件支承处的宽度,支承垫板的长度 l 可按下式计算:

$$l = \frac{R}{bf_c} \text{ (mm)}$$

式中 R ——支座反力(N);

b ——构件支座宽度(mm);

f_c ——试件材料的抗压强度设计值(N/mm²)。



(a)活动铰支座；(b)固定铰支座

图 3-32 铰支座的形式和构造

3. 构件支座处铰的上下垫板要有一定刚度,其厚度 d 可按下式计算:

$$d = \sqrt{\frac{2f_c a^2}{f}} \quad (\text{mm})$$

式中 f_c ——混凝土抗压强度设计值(N/mm^2);

f ——垫板钢材的强度设计值(N/mm^2);

a ——滚轴中心至垫板边缘的距离(mm)。

4. 滚轴的长度,一般取等于试件支承处截面宽度 b 。

5. 滚轴的直径,可参照表 3-2 选用,并按下式进行强度验算

$$\sigma = 0.418 \sqrt{\frac{RE}{rb}}$$

式中 E ——滚轴材料的弹性模量(N/mm^2);

r ——滚轴半径(mm)。

表 3-2

滚轴直径选用表

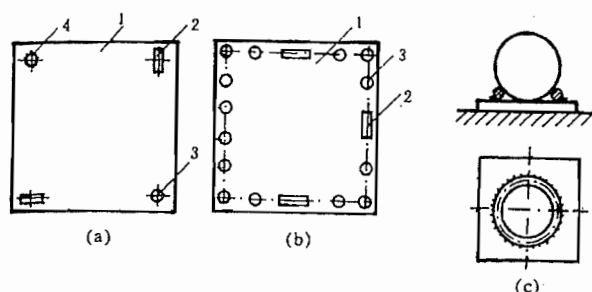
滚轴受力 (kN/mm)	<2	2~4	4~6
滚轴直径 d (mm)	40~60	60~80	80~100

对于梁、桁架等平面结构的铰支座,通常按结构变形情况可由图 3-32 选用一种固定铰支座及一种活动铰支座组成。

对于板壳结构,则按其实际支承情况用各种铰支座组合而成,它常常是四角支承或四边支承(图 3-33)。这里除了前述的活动和固定铰支座外,还需用双向可动的球铰支座。

沿周边支承时,滚珠支座的间距不宜超过支座处的结构高度的 3~5 倍。为了保持滚珠支座位置不变,可用 $\phi 5\text{mm}$ 的钢筋作成定位圈,焊死在滚珠下的垫板上。滚珠直径至少 30~50mm。为了保证板壳的全部支承面在一个平面内,防止某些支承处脱空,影响试验结果,应

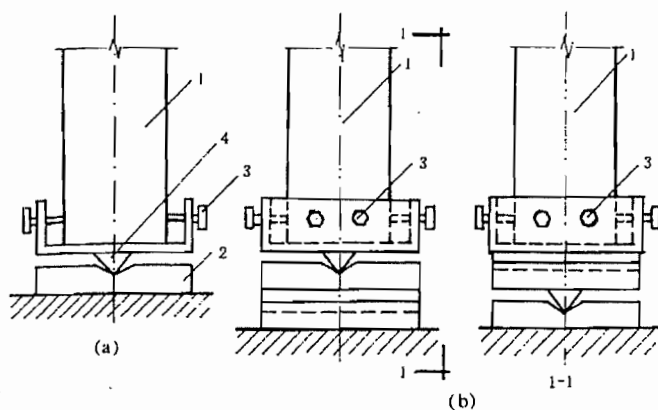
将各支承点设计成上下可作微调的支座,以便调整高度保证与试件接触受力。



1. 试件; 2. 滚轴; 3. 钢球铰; 4. 固定球铰

图 3-33 板壳结构的支座布置方式

对柱或墙板的试验为了求得纵向弯曲系数的试验值,试验时构件两端均采用铰支座。柱试验时铰支座有单向铰和双向铰两种(图 3-34) 双向铰刀口支座适用于有两个方向发生弯曲可能时使用,如薄壁弯曲型钢压杆纵向压屈试验时就可采用这类支座形式。当柱或墙板在进行偏心受压试验时,可以通过调节螺丝来调整刀口与试件几何中线的距离,满足不同偏心矩的要求。



(a) 单向铰支座 (b) 双向铰支座

1. 试件; 2. 铰支座; 3. 调整螺丝; 4. 刀口

图 3-34 柱和墙板压屈试验的铰支座

结构试验用的支座是结构试验装置中模拟结构受力和边界条件的重要组成部分,对于不同的结构形式,不同的试验要求,就要求有不同形式与构造的支座与之相适应,这也是在结构试验设计中需要着重考虑和研究的一个重要问题。

3.10.2 荷载支承机构

在进行结构试验加载时,液压加载器(即千斤顶)的活塞只有在其行程受到约束时,才会对试件产生推力。利用杠杆加载时,也必须要有有一个支承点承受支点的上拔力。故进行试验加载时除了前述各种加载设备外,还必须要有一套荷载支承设备,才能实现满足试验的加载要求。

荷载支承设备在试验室内一般是由横梁立柱组成的反力架和试验台座组成,也可利用适宜于试验中小型构件的抗弯大梁或空间桁架式台座。在现场试验则通过反力支架用平衡重,锚固桩头或专门为试验浇注的钢筋混凝土大梁来平衡对试件所加的荷载。也可用箍架将对构件作卧位或正反位加荷试验。

荷载的支承机构主要是由立柱和横梁组成。它可以是用型钢制成,其特点是制作简单、取材方便,可按钢结构的柱与横梁设计,组成 Π 型支架。横梁与柱的连接采用精制螺栓或圆销。这类支承机构的强度刚度都较大,能满足大型结构构件试验的要求,支架的高度和承载能力可按试验需要设计,成为试验室内固定在大型试验台座上的荷载支承设备。

另一种是用大截面圆钢制成的立柱,配以型钢制成的横梁,这时在圆钢立柱两端车成螺纹,用螺帽固定横梁并与台座连接固定。这类加荷架比较轻便,但刚度较小,使用不当容易产生弯曲变形,同时螺杆的螺纹容易损坏,影响使用。

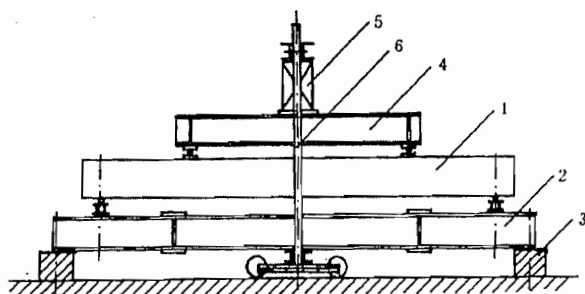
为了使这类支承机构随着试验需要在试验台座上移位,最近有单位设计了新型的加荷架,它的特点是有一套电力驱动机构使 Π 型支架接受控制能前后运行,横梁可上下移动升降,液压加载器可连接在横梁上,这样整个加荷架就相当于一台移动式的结构试验机,机架由电动机驱动使之以试验台的槽轨为导轨前后运行,当试件在台座上安装就位后,加荷架即可按试件位置需要调整位置,然后用立柱上的地脚螺丝固定机架,即可进行试验加载,这种新型加荷支架的制成和应用,大大减轻了试验安装与调整的工作量。

3.10.3 结构试验台座

一、抗弯大梁式台座和空间桁架式台座

在预制品构件厂和小型的结构试验室中,由于缺少大型的试验台座,可以采用抗弯大梁式或空间桁架式台座来满足中小型构件试验或混凝土制品检验的要求。

抗弯大梁台座本身是一刚度极大的钢梁或钢筋混凝土大梁,其构造见图 3-35,当用液压加载器加载时,所产生的反作用力通过 Π 型加荷架传至大梁,试验结构的支座反力也由台座大梁承受,使之保持平衡。台座的荷载支承及传力机构可用上述型钢或圆钢制成的加荷架。

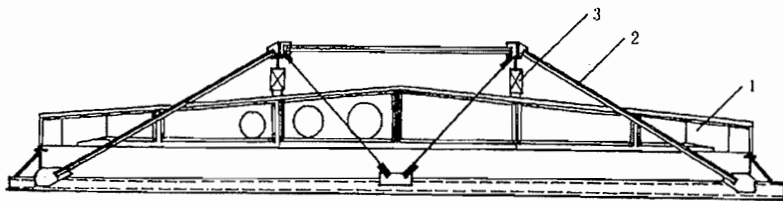


1. 试件; 2. 抗弯大梁; 3. 支座; 4. 分配梁; 5. 液压加载器; 6. 荷载加荷架

图 3-35 抗弯大梁台座的荷载试验装置

抗弯大梁台座由于受大梁本身抗弯强度与刚度的限制,一般只能试验跨度在 7m 以下,宽度在 1.2m 以下的板和梁。

空间桁架台座一般用以试验中等跨度的桁架及屋面大梁。通过液压加载器及分配梁可对试件进行为数不多的集中荷载加荷使用,液压加载器的反作用力由空间桁架自身进行平衡。图 3-36。



1. 试件(屋面大梁); 2. 空间桁架式台座; 3. 液压加载器

图 3-36 空间桁架式台座

二、试验台座

在试验室内结构试验台座是永久性的固定设备,用以平衡施加在试验结构物上的荷载所产生的反力。

试验台的台面一般与试验室地坪标高一致,这样可以充分利用试验室的地坪面积,使室内水平运输搬运物件比较方便,但对试验活动易受干扰影响。也可以高出地平面,使之成为独立体系,这样试验区划分比较明确,不受周边活动及水平交通运行的影响。

试验台的长度可从十几米以上到几十米,宽度也可到达十余米,台座的承载能力一般在 $200 \sim 1000 \text{ kN/m}^2$ 。台座的刚度极大,所以受力后变形极小,这样就允许在台面上同时进行几个结构试验,而不考虑相互的影响,试验可沿台座的纵向或横向进行。

试验台座作为平衡对结构加载时产生的反力外,同时也能用以固定横向支架,以保证构件的侧向稳定。还可以通过水平反力架对试件施加水平荷载,由于它本身的刚度很大,所以还能消除试件试验时的支座沉降变形。

台座设计时在其纵向和横向均应按各种试验组合可能产生的最不利受力情况进行验算与配筋,以保证它有足够的强度和整体刚度。用于动力试验的台座还应有足够的质量和耐疲劳强度,防止引起共振和疲劳破坏,尤其要注意局部预埋件和焊缝的疲劳破坏。如果试验室内同时有静力和动力台座,则动力台座必须有隔振措施,以免试验时引起相互干扰。

目前国内外常见的试验台座,按结构构造的不同可分为以下各种形式:

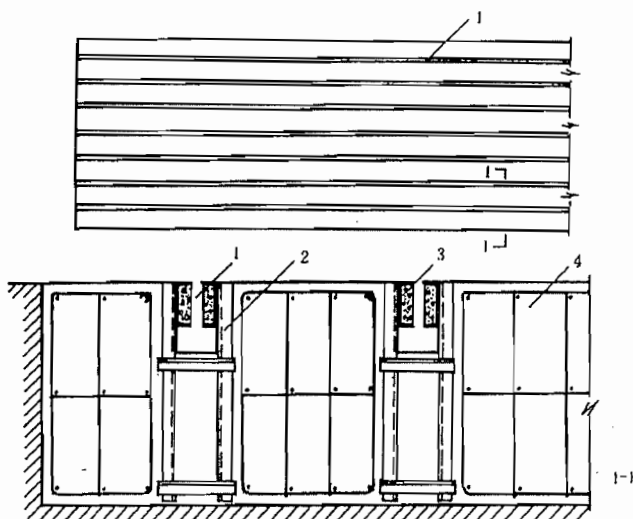
1. 板式试验台座

结构为整体的钢筋混凝土或预应力钢筋混凝土的厚板。由结构的自重和刚度来平衡结构试验时施加的荷载。按荷载支承装置与台座连接固定的方式与构造形式的不同,可分为槽式和预埋螺栓式两种形式。

(1) 槽式试验台座

这是目前国内用得较多的一种比较典型的静力试验台座,其构造特点是沿台座纵向全长布置几条槽轨,该槽轨是用型钢制成的纵向框架式结构,埋置在台座的混凝土内(图 3-37)。槽轨的作用在于锚固加载支架,用以平衡结构物上的荷载所产生的反力。如果加载架立柱用圆钢制成者,直接可用两个螺帽固定于槽内,如加载架立柱由型钢制成,则在其底部设计成钢结构柱脚的构造,用地脚螺丝固定在槽内。在试验加载时,立柱受向上拉力,故要求

槽轨的构造应该和台座的混凝土部分有很好的联系,不致拔出。这种台座的特点是加载点位置可沿台座的纵向任意变动,不受限制,以适应试验结构加载位置的需要。



1. 槽轨; 2. 型钢骨架; 3. 高标号混凝土; 4. 混凝土

图 3-37 槽式试验台座

(2) 地脚螺丝式试验台座

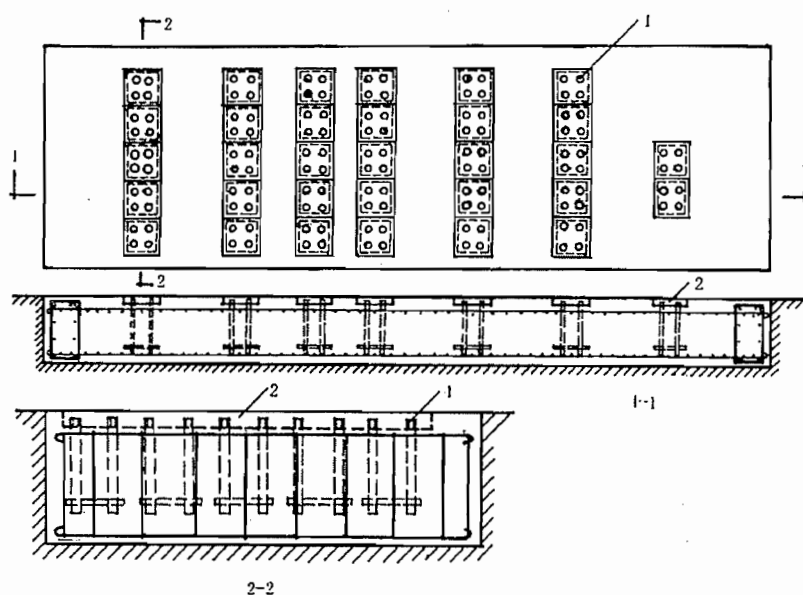
这种试验台的特点是在台面上每隔一定间距设置一个地脚螺丝,螺丝下端锚固在台座内,其顶端伸出台座表面特制的圆形孔穴内(但略低于台座表面标高),使用时通过用套筒螺母与加载架的立柱连接,平时可用圆形盖板将孔穴盖住,保护螺丝端部及防止脏物落入孔穴。其缺点是螺丝受损后修理困难,此外由于螺丝和孔穴位置已经固定,所以试件安装就位的位置就受到限制,没有槽式台座灵活方便。这类台座通常设计成预应力钢筋混凝土结构,可以节省材料。

图 3-38 所示为地脚螺丝式试验台座的示意图。这类试验台座不仅用于静力试验,同时可以安装结构疲劳试验机进行结构构件的动力疲劳试验。

2. 箱式试验台座(孔式试验台座)

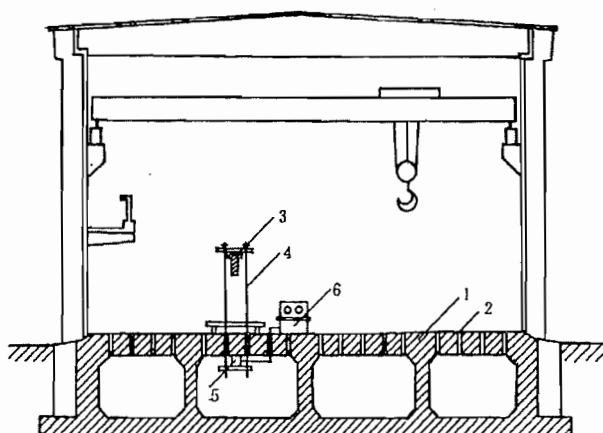
图 3-39 为箱式试验台座示意图。这种试验台座的规模较大,由于台座本身构成箱形结构,所以它比其他形式的台座具有更大刚度。在箱形结构的顶板上沿纵横两个方向按一定间距留有竖向贯穿的孔洞,便于沿孔洞连线的任意位置加载,即先将槽轨固定在相邻的两孔洞之间,然后将立柱或拉杆按需要加载的位置固定在槽轨中。也可将立柱或拉杆直接安装于孔内,故亦称孔式试验台座。试验量测与加载工作可在台座上面,也可在箱形结构内部进行,所以台座结构本身也即是实验室的地下室,可供进行长期荷载试验或特种试验使用。大型的箱形试验台座可同时兼作为试验室房屋的基础。

3. 抗侧力试验台座



1. 地脚螺丝; 2. 台座地槽

图 3-38 地脚螺丝式试验台座



1. 箱形台座; 2. 顶板上的孔洞; 3. 试件; 4. 加荷架;

5. 液压加载器; 6. 液压操纵台

图 3-39 箱式结构试验台座

为了适应结构抗震试验研究的要求,需要进行结构抗震的静力和动力试验,即使用电液伺服加载系统对结构或模型施加模拟地震荷载的低周反复水平荷载。近年来国内外大型结

构试验室都建造了抗侧力试验台(图 3-40),它除了利用前面几种形式的试验台座用以对试件施加竖向荷载外,在台座的端部建有高大的刚度极大的抗侧力结构,用以承受和抵抗水平荷载所产生的反作用力。由于变形要求较高,抗侧力结构可以是钢筋混凝土或预应力钢筋混凝土的实体墙,或者是为了增大结构刚度而用的箱型结构,在墙体的纵横方向按一定距离间隔布置锚孔,以便按试验需要在不同的位置上固定为水平加载用的液压加载器。这时抗侧力墙体结构一般是固定的并与水平台座连成整体,可以提高墙体抵抗弯矩和基底剪力的能力。也可采用钢推力架的方案,利用地脚螺丝与水平台座连接锚固,其特点是推力架可以随时拆卸,按需要移动位置、改变高度(将两个钢推力架竖向叠接)。但用钢量较大而且承载能力受到限制,此外钢推力架与台座的连接锚固较为复杂,同时要满足在任意位置可安装水平加载器亦有一定困难。

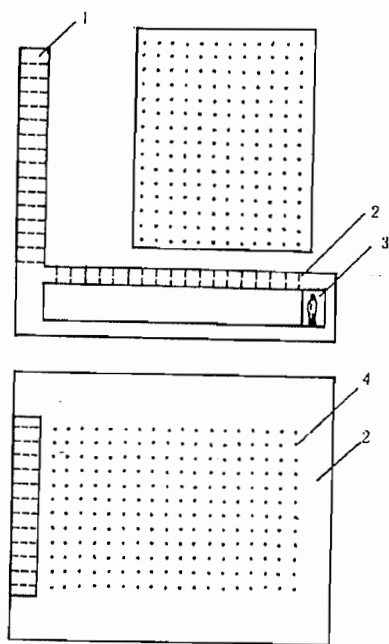
国外大型结构试验室也有在试验台座的左右两侧设置两座反力墙,这时整个抗侧力台座的竖向剖面不是 L 型而成为 U 型,其特点是可以对试件的两侧对称施加荷载;也有在试验台座的端部和侧面建造在平面上成直角的抗侧力墙体,这样可以在 x 和 y 两个方向同时对试件加载,模拟 x, y 两个方向的地震荷载。

有的试验室为了提高反力墙的承载能力,将试验台座建在低于地面一定深度的深坑内,利用坑壁作为抗侧力墙体,这样在坑壁四周的任意面上的任意部位均可对结构施加水平推力(图 3-41)。

3. 10. 4 现场试验的荷载装置

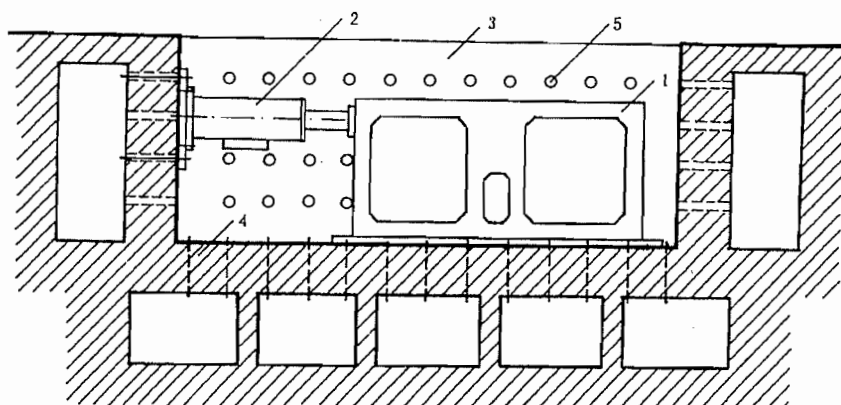
由于受到施工运输条件的限制,对于一些跨度较大的屋架,吨位较重的吊车梁等构件,经常要求在施工现场解决试验问题,为此试验工作人员就必须要考虑适于现场试验的加载装置。从实践证明,现场试验装置的主要矛盾是液压加载器加载所产生的反力如何平衡的问题,也就是要设计一个能够代替静力试验台座的荷载平衡装置。

在工地现场广泛采用的是平衡重式的加载装置,其工作原理与前述固定试验设备中利用抗弯大梁或试验台座一样,即利用平衡重来承受与平衡由液压加载器加载所产生的反力(图 3-42)。此时在加载架安装时必须要求有预设的地脚螺丝与之连接,为此在试验现场必须开挖地槽,在预制的地脚螺丝下埋设横梁和板,也可采用钢轨或型钢,然后上面堆放块石、钢锭或铸铁,其重量必须经过计算。地脚螺丝露出地面以便于与加载架连接,连接方式可用螺丝帽或正反扣的花篮螺丝,甚至用简单的直接焊接。



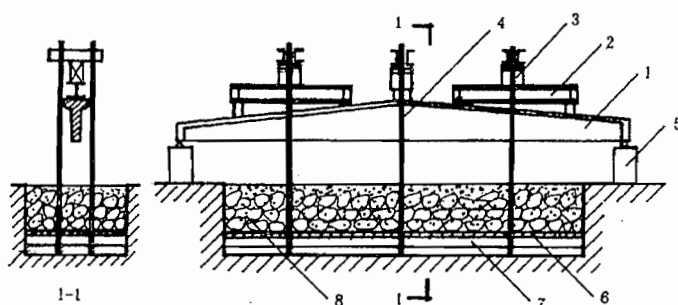
1. 反力墙; 2. 箱形台座; 3. 通道; 4. 锚孔

图 3-40 抗侧力试验台座



1. 试件; 2. 液压加载器; 3. 坑壁; 4. 深坑台座; 5. 锚孔

图 3-41 在深坑中的抗侧力台座



1. 试件; 2. 分配梁; 3. 液压加载器; 4. 荷载架; 5. 支座;

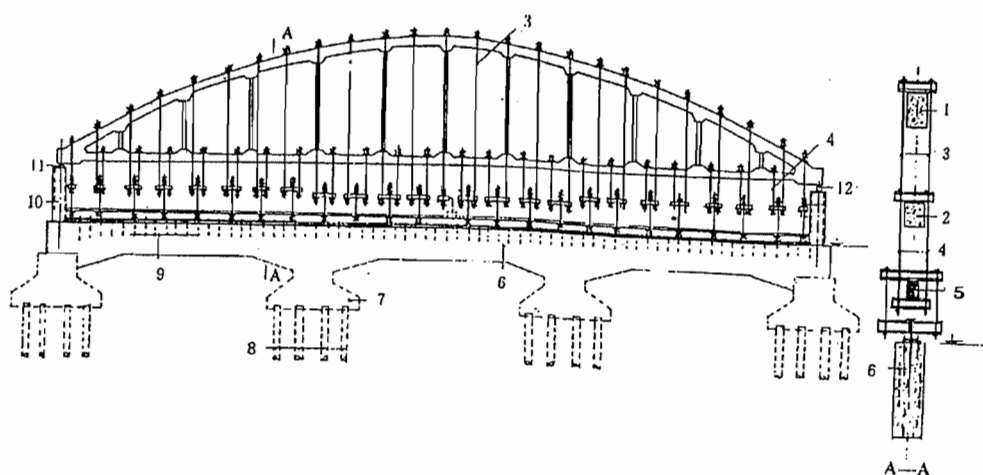
6. 铺板; 7. 纵梁; 8. 平衡重

图 3-42 现场试验用平衡重加载装置

平衡重式加载装置的缺点是要耗费较大的劳动量。目前有的单位采用打桩或用爆扩桩的方法作为地锚,也有的利用厂房基础下原有桩头作锚固,在两个或几个基础间沿柱的轴线浇捣一钢筋混凝土大梁,作为抗弯平衡用,在试验结束后这大梁则可代替原设计的地梁使用。图 3-43 为大跨度预应力屋架现场试验时,利用已建的桩基和在桩基承台上浇捣的钢筋混凝土大梁作为试验加载时的荷载平衡装置。

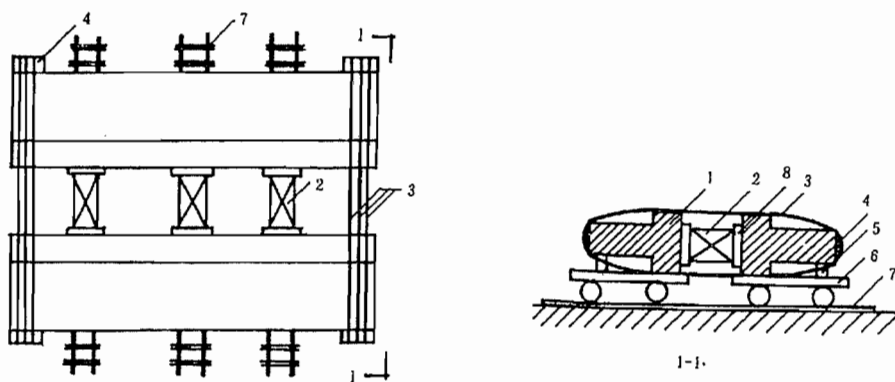
根据现场条件,有时会受到加载设备与装置的限制,当缺乏上述加载装置,通常采用成对构件试验的方法,即用另一根构件作为台座或平衡装置使用,通过简单的箍架作用以维持内力的平衡。此时较多的采用结构卧位试验的方法(图 3-44)。当需要进行破坏试验时,用来作平衡的构件最好要比试验对象的强度和刚度都大一些。但这往往有困难,所以,经常是使用两个同样的构件并列来作为平衡的构件之用,这种方法常在重型吊车梁试验中使用。

成对构件卧位试验中所用箍架,实际上就是一个封闭的加载架,一般常用型钢作为横梁,用圆钢为拉杆较为方便,对于荷载较大时,拉杆以型钢制作为宜。



1. 屋架上弦; 2. 屋架下弦; 3. 上弦吊杆; 4. 下弦吊杆; 5. 液压加载器; 6. 地梁
7. 车间桩基承台; 8. 桩基; 9. 地脚螺栓; 10. 钢支墩; 11. 铰支座; 12. 滚轴

图 3-43 利用现场桩基和基础大梁的平衡加载装置



1. 试件(吊车梁); 2. 液压加载器; 3. 箍架; 4. 垫块; 5. 垫木; 6. 平台车; 7. 轻便轨道; 8. 垫板

图 3-44 采用箍架加载装置的成对构件卧位试验

第四章 结构试验的数据采集和测量仪器

4.1 概 述

在结构试验中,试件作为一个系统,所受到的荷载作用(如力、位移、温度等)是系统的输入数据,试件的反应(如位移、速度、加速度、应力、应变、裂缝等)是系统的输出数据,通过对这些数据的测量、记录和处理分析,可以得到试件系统的特性。数据采集就是用各种方法、仪器,对这些数据进行测量和记录;数据采集得到的数据,是数据处理的原始资料;数据采集是结构试验的重要步骤,是结构试验成功的必要条件之一。只有采集到可靠的数据,才能通过数据处理得到正确的试验结果,达到试验的预期目的。为采集到准确、可靠的数据,应该采用正确的采集方法,选用可靠的仪器设备。

从测量技术的历史发展过程和实际使用情况来看,数据采集的方法有:

- (1) 用最简单的工具进行人工测量、人工记录,如用直尺测量变形;
- (2) 用仪器进行测量、人工记录,如用应变仪配应变计或位移计测量应变或位移;
- (3) 用仪器进行测量、记录,如用传感器配 X-Y 记录仪进行测量、记录,或用传感器、放大器和磁带记录器进行测量、记录;
- (4) 用先进的数据采集系统进行测量、记录。

在实际试验时,采用何种数据采集方法应该根据试验目的和要求、及仪器设备的实际条件来确定,应该按照用最经济合理的代价来获取最多的有用数据的原则来确定。

用于数据采集的仪器设备种类繁多,按它们的功能和使用情况可以分为:传感器、放大器、显示器、记录器、分析仪器、数据采集仪,或一个完整的数据采集系统等。仪器设备还可以分为单件式和集成式,单件式仪器是指一个仪器只具有一个单一的功能,集成式仪器是指那些把多种功能集中在一起的仪器。在各个种类的仪器中,传感器的功能主要是感受各种物理量(力、位移、应变等),并把它们转换成电量(电信号)或其它容易处理的信号;放大器的功能是把从传感器得到的信号进行放大,使信号可以被显示和记录;显示器的功能是把信号用可见的形式显示出来;记录器是把采集得到的数据记录下来,作长期保存;分析仪器的功能是对采集得到的数据进行分析处理;数据采集仪可用于自动扫描和采集,可作为数据采集系统的执行机构;数据采集系统是一种集成式仪器,它包括传感器、数据采集仪和计算机或其他记录器、显示器等,它可用来进行自动扫描、采集,还能进行数据处理等。

仪器设备还可以按以下方法分类:

(1) 按工作原理可分为:

- a. 机械式仪器——纯机械传动、放大和指示;
- b. 电测仪器——利用机电变换,并用电量显示;
- c. 光学测量仪器——利用光学转换、放大和显示;
- d. 复合式仪器——由两种以上工作原理复合而成;

e. 伺服式仪器——带有控制功能的仪器。

(2) 按仪器的用途可分为：

a. 测力传感器；

b. 位移传感器；

c. 应变计；

d. 倾角传感器；

e. 频率计；

f. 测振传感器。

(3) 按仪器与结构的关系可分为：

a. 附着式与手持式；

b. 接触式与非接触式；

c. 绝对式与相对式。

(4) 按仪器显示与记录方式分为：

a. 直读式与自动记录式；

b. 模拟式和数字式。

结构试验测量仪器设备的主要技术性能指标：

(1) 刻度值(最小分度值)

仪器的指示或显示装置所能指示的最小测量值,即是每一最小刻度所表示被测量的数值。

(2) 量程

仪器可以测量的最大范围。

(3) 灵敏度

被测量的单位物理量所引起仪器输出或显示装置示值的大小,即仪器对被测物理量变化的反应能力。

(4) 分辨率

仪器测量被测物理量最小变化值的能力。

(5) 线性度

仪器校准曲线对理想拟合直线的接近程度,可用校准曲线与拟合直线的最大偏差作为评定指标,并用最大偏差与满量程输出的百分比来表示。

(6) 稳定性

当被测物理量数值不变,仪器在规定的时间内保持示值与特性参数不变的能力。

(7) 重复性

在同一工作条件下,仪器多次重复测量同一数值的被测量时,保持示值一致的能力。

(8) 频率响应

动测仪器输出信号的幅值和相位随输入信号的频率而变化的特性。常用幅频和相频特性曲线来表示,分别说明仪器输出信号与输入信号间的幅值比和相位角偏差与输入信号频率的关系。

结构试验对仪器设备的使用要求为：

(1) 测量仪器不应该影响结构的工作,要求仪器自重轻、尺寸小,尤其是对模型结构试

验,还要考虑仪器的附加质量和仪器对结构的作用力。

(2) 测量仪器具有合适的灵敏度和量程。

(3) 安装使用方便,稳定性和重复性好。

(4) 价廉耐用,可重复使用,安全可靠,维修容易。

(5) 在达到上述要求条件下,尽量要求多功能,多用途,以适应多方面的需要。

数据采集时,一般的数据流通过程见图 4-1。图中双线箭头表示数据的流通方向。试件所受到的作用和试件的反应,如力、位移、温度、应力、应变等,都是数据采集的原始数据;这些物理量形式的数据通过传感器,转换成电量形式(电信号),有时还需要对电信号进行放大;这些电量形式的数据可以用显示器进行显示,最后用记录器把这些数据记录下来,以备作数据处理之用。

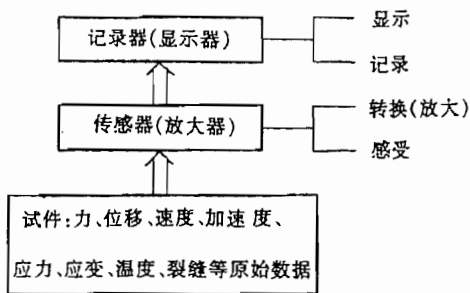


图 4-1 一般的数据流通过程

数据采集过程中,为得到准确、可靠的数据,应该遵照同时性、客观性这两个原则。同时性原则要求一次采集(或一次测量)得到的所有数据是同一时刻的试件受到的作用和试件的反应,这些同一时刻的数据才能反映和描述试件在某一时刻的状态。客观性原则要求按照客观事实进行数据采集,并把所有关于试验实际情况的数据都加以测量、记录,使采集得到的数据能够完整、客观地反映和描述整个试验过程。

为了确定仪器设备的灵敏度和精确度、确定试验数据的误差,应该在试验前或试验前后对仪器设备进行标定。仪器标定可按两种情况进行,一是对仪器进行单件标定,二是对仪器系统进行系统标定;单件标定可以确定某一件仪器的灵敏度和精确度,系统标定可以确定某些仪器组成的系统的灵敏度和精确度。当实际试验中采用某些仪器组成的系统来进行测量和数据采集时,应尽量采用系统标定。

4.2 传感器

4.2.1 基本原理

传感器的作用是感受所需要测量的物理量(或信号),按一定规律把它们转换成可以直接测读的形式、然后直接显示,或者是电量的形式、然后传输给下一步的仪器。目前,结构试验中较多采用的是将被测非电量转换成电量的电测传感器。

一、机械式传感器

机械式传感器利用机械原理进行工作,主要由以下四部分组成:

- (1) 感受机构:它直接感受被测量的变化。
- (2) 转换机械:把感受到的变化转换成长度或角度等的变化,并且加以放大或缩小以及转向等。
- (3) 显示装置:用来显示被测量的大小,通常由指针和度盘等组成。
- (4) 附属装置:如外壳、防护罩、耳环、装夹具,它使仪器成为一个整体,并便于安装使

用。

机械式传感器通常都不能进行数据传输,都需要带有显示装置。所以,机械式传感器是带有显示器的传感器。

二、电测传感器

电测传感器利用某种特殊材料的电学性能、或某种装置的电学原理,把所需测量的非电物理量变化转换成电量变化,如把非电量的力、应变、位移、速度、加速度等转换成与之对应的电流、电阻、电压、电感、电容等。电测传感器主要由以下四部分组成:

(1) 感受部分:它直接感受被测量的变化,它可以是一个弹性钢筒、一个悬臂梁或是一个简单的滑杆等。

(2) 转换部分:它把所感受到的物理量变化,转换成电量变化,如把应变转换成电阻变化的电阻应变计,把振动速度转换成电压变化的线圈磁钢组件,把力转换成电荷变化的压电晶体等。

(3) 传输部分:是把电量变化的信号传输到放大器、或者记录器和显示器的导线(或称为电缆)和相应的接插件等。

(4) 附属装置:是指传感器的外壳、支架等。

电测传感器可以进一步按输出电量的形式分为:电阻应变式、磁电式、电容式、电感式、压电式等。

三、其他传感器

另外,还有红外线传感器、激光传感器、光纤传感器、超声波传感器等;还有些传感器是利用两种或两种以上原理进行工作的复合式传感器,及能对信号进行处理的智能传感器。

通常,传感器输出的电信号很微弱,在有些情况下,还需要按传感器的种类配置放大器,对信号进行放大处理,然后输送到记录器和显示器。放大器的主要功能就是把信号放大,它必须与传感器、记录器和显示器相匹配。

4.2.2 电阻应变计

在结构试验中,电阻应变计是用来测量试件的应变。另外,还可以用电阻应变计作为转换元件,组成电阻应变式传感器,来测量各种物理量的变化。

一、电阻应变计的工作原理

电阻应变计的工作原理是利用某种金属丝导体的“应变电阻效应”,即这种金属丝的电阻值随着其机械变形而变化的物理特性(图 4-2)。这种金属丝的电阻值与其长度和截面积的关系如

$$R = \rho \cdot \frac{l}{A} \quad (4-1)$$

式中 R ——金属丝的原始电阻值(Ω);

ρ ——金属丝的电阻率($\Omega \cdot \text{mm}^2/\text{m}$);

l ——金属丝的长度(m);

A ——金属丝的截面积(mm^2)。

当金属丝受力而变形(伸长或缩短)时,其长度、截面积和电阻率都将发生变化,其电阻变化规律可由对上式两边取对数,然后再微分得到

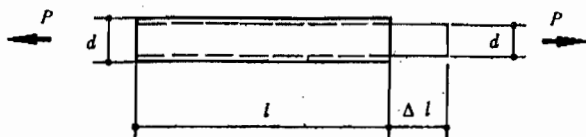


图 4-2 金属丝的电阻应变原理

$$\frac{dR}{R} = \frac{d\rho}{\rho} + \frac{dl}{l} - \frac{dA}{A} \quad (4-2)$$

式中 $\frac{dl}{l}$ ——金属丝长度的相对变化,即应变;

$\frac{dA}{A}$ ——截面面积的相对变化;

$\frac{d\rho}{\rho}$ ——电阻率的相对变化。

根据材料的变形特点,可得 $\frac{dA}{A} = -2\nu \frac{dl}{l} = 2\nu\epsilon$ 。式(4-2)可写为:

$$\frac{dR}{R} = (1+2\nu)\epsilon + \frac{d\rho}{\rho} \quad (4-3)$$

或

$$\frac{1}{\epsilon} \cdot \frac{dR}{R} = 1 + 2\nu + \frac{1}{\epsilon} \cdot \frac{d\rho}{\rho} \quad (4-4)$$

令

$$K = 1 + 2\nu + \frac{1}{\epsilon} \cdot \frac{d\rho}{\rho} \quad (4-5)$$

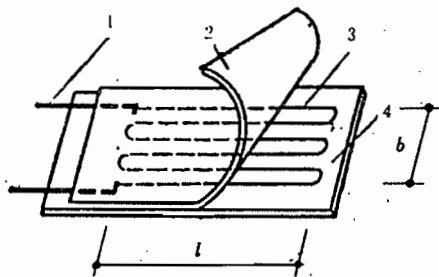
于是有

$$\frac{dR}{R} = K \cdot \epsilon \quad (4-6)$$

式中 K 为金属丝的灵敏系数,表示单位应变引起的相对电阻变化;灵敏系数越大,单位应变引起的电阻变化也越大。

二、电阻应变计的构造

电阻应变计的构造如图 4-3 所示,在拷贝纸或薄胶膜等基底与覆盖层之间粘贴合金敏感栅(电阻栅),敏感栅的两端焊上引出线。图中, l 为栅长(又称标距), b 为栅宽, l, b 是应变计的重要技术尺寸。



1. 引出线; 2. 覆盖层; 3. 电阻栅; 4. 基底

图 4-3 电阻应变计构造

电阻应变计的主要技术指标如下:

(1) 电阻值 $R(\Omega)$, 一般应变仪均按 120Ω

设计,应变计的电阻值 R 一般也为 120Ω 。选用时,应考虑与应变仪配合。

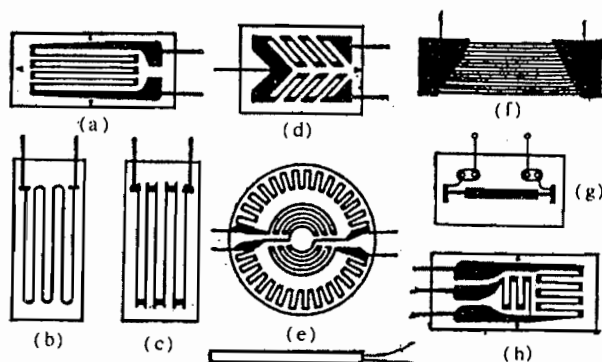
(2) 标距 l , 即敏感栅的有效长度。用应变计测得的应变值是整个标距范围的名义平均应变,应根据试件测点处应变梯度的大小来选择应变计的标距。

(3) 灵敏系数 K , 表示单位应变引起应变计的电阻变化。应使应变计的灵敏系数与应变仪的灵敏系数设置相协调,如不一致时,应对测量结果进行修正。

三、电阻应变计的种类

电阻应变计的种类很多,按敏感栅的种类划分,有丝式,箔式,半导体等;按基底材料划

分,有纸基,胶基等;按使用极限温度划分,有低温,常温,高温等。箔式应变计是在薄胶膜基底上镀合金薄膜,然后通过光刻技术制成,具有绝缘度高,耐疲劳性能好,横向效应小等特点,但价格较高。丝绕式多为纸基,虽有防潮性能,耐疲劳性能稍差,横向效应较大等缺点。但价格较低,且易粘贴,可用于一般的静力试验。图 4-4 为几种应变计的形式,表 4-1 为各种电阻应变计的命名规则。



(a), (d), (e), (f), (h) 箔式电阻应变计;

(b) 丝绕式电阻应变计; (c) 短接式电阻应变计; (g) 半导体应变计; (i) 焊接电阻应变计

图 4-4 几种电阻应变计

四、电阻应变计的粘贴

用应变计测量试件等的应变,应该使应变计与被测物体变形一致,才能得到准确的应变测量结果。通常采用粘结剂把应变计粘贴在被测物体上,粘贴的好坏对测量结果影响很大。粘贴的技术要求十分严格,为保证粘贴质量和测量正确,要求:①测点基底平整、清洁、干燥;②)粘结剂的电绝缘性、化学稳定性和工艺性能良好,以及蠕变小、粘贴强度高、温湿度影响小;③同一组应变计规格型号应相同;④粘贴牢固,方位准确,不含气泡。常用的粘结剂有氨基丙烯酸脂类(如 KH502 粘结剂)、环氧类等。另外,在应变计粘贴完成后,有时还需要对应变计作防潮绝缘处理,常用的防潮材料有石蜡、环氧树脂等。

4.2.3 应变测量

结构试验中,经常需要测量试件的应变,测量应变式传感器的应变。常用的应变测量传感器有电阻应变计、手持应变仪、位移传感器等,还可以用光测法(云纹法、激光衍射法、光弹法)等。

一、电阻应变计测量应变

应变计可以把试件的应变转换成电阻变化,但是,在一般情况下试件的应变较小,由此引起的电阻变化非常微小,难以直接测量这样微小的电阻变化。通常采用惠斯登电桥(图 4-5),把电阻变化转换为电压或电流的变化,使信号得以放大,并可以解决温度补偿等问题。图 4-5 中, R_1, R_2, R_3, R_4 为电阻(或桥臂电阻), V_i 为输入电压, V_o 为输出电压。

根据基尔霍夫定律,可以得到输出电压 V_o 与输入电压 V_i 的关系如下:

$$V_o = V_i \cdot \frac{R_1 R_3 - R_2 R_4}{(R_1 + R_2)(R_3 + R_4)} \quad (4-7)$$

表 4-1

电阻应变计命名规则(ZBY117-82)

应变计 种 类	基底材料 种 类	使用温度 范 围	栅 长	敏 感 栅 结构形状	极限工作 温度(℃)	可温度自补偿的材料 线 胀 系 数
B	J	120	6	CA	150	(11)
S—丝 绕	Z—纸	60	0.2	10	见	$\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$
D—短 接	H—环 氧	(90)	0.5	12	下	9
B—箔 式	F—酚 醛	120 (150)	1	15	表	11
T—特种用途	J—聚 胺 酯	200	2 3	20 30		16
A—半 导 体	X—缩 醛	(250)	4	50		23
	A—聚 酰 胺	350	5	100		27
	B—玻璃纤维	500 (650)	6 8	150 200		
	P—金属薄片	1000				
	L—临时基底					
	Q—纸 浸 胶					

应变计的敏感栅的结构形状与符号

序 号	1	2	3	4	5	6	7	8
仪表字母	AA	BA	BB	BC	CA	CB	CC	CD
敏 感 栅 形 状	单 轴	二轴 90°	二轴 90°	二轴 90°重叠	三轴 45°	三轴 45°重叠	三轴 60°	三轴 120°
	—	L	┌	+	⌞	✱	△	Y
序 号	9	10	11	12	13	14	15	16
仪表字母	DA	DB	EA	EB	FB	FC	FD	GB
敏 感 栅 形 状	四轴 60°/90°	四轴 45°/90°	二轴四栅 45°	二轴四栅 90°	平行轴二栅	平行轴三栅	平行轴四栅	同轴二栅
	⊥	⊥	×	□				--
序 号	17	18	19	20	21	22	23	24
仪表字母	CC	CD	HA	HB	HC	HD	JA	KA
敏 感 栅 形 状	同轴三栅	同轴四栅	二轴二栅 45°	二轴四栅 45°	二轴六栅 45°	二轴八栅 45°	螺旋线栅	圆膜栅
	---	----	<	<<	≡	≡≡	⊙	⊙

当 $R_1=R_2=R_3=R_4$, 即四个桥臂电阻值相等时, 称为等臂电桥。当电桥平衡, 即输出电压 $V_o=0$ 时, 有

$$R_1 R_3 - R_2 R_4 = 0 \quad (4-8)$$

如桥臂电阻发生变化,电桥将失去平衡,输出电压 $V_o \neq 0$ 。测量应变时,可以只接一个应变计 (R_1 为应变计),这种接法称为 $1/4$ 电桥;接两个应变计 (R_1 和 R_2 为应变计),称为半桥接法;接四个应变计 (R_1 、 R_2 、 R_3 和 R_4 均为应变计),称为全桥接法。

当进行全桥测量时,假定四个桥臂的电阻变化分别为 ΔR_1 、 ΔR_2 、 ΔR_3 、 ΔR_4 ,且变化前的电桥为平衡,则有输出电压为:

$$V_o = V_i \cdot \frac{R_2 R_4}{(R_1 + R_2)(R_3 + R_4)} \left(\frac{\Delta R_1}{R_1} - \frac{\Delta R_2}{R_2} + \frac{\Delta R_3}{R_3} - \frac{\Delta R_4}{R_4} \right) \quad (4-9)$$

上式中,利用了 $\Delta R_1 \Delta R_3 = 0$ 、 $\Delta R_2 \Delta R_4 = 0$,及 $(R_1 + \Delta R_1 + R_2 + \Delta R_2)(R_3 + \Delta R_3 + R_4 + \Delta R_4) = (R_1 + R_2)(R_3 + R_4)$ 。如四个应变计规格相同,即 $R_1 = R_2 = R_3 = R_4$, $K_1 = K_2 = K_3 = K_4 = K$,则有

$$V_o = \frac{1}{4} V_i K (\epsilon_1 - \epsilon_2 + \epsilon_3 - \epsilon_4) \quad (4-10)$$

由上式可知,当 $\Delta R \leq R$ 时,输出电压与应变成线性关系,与四个桥臂应变的代数和成线性关系;相邻桥臂的应变符号相反,如 ϵ_1 与 ϵ_2 ,相对桥臂的应变符号相同,如 ϵ_1 与 ϵ_3 。

用电阻应变仪测量应变时,用电阻应变仪中的电阻和电阻应变计共同组成惠斯顿电桥。当应变计发生应变、其电阻值发生变化,使电桥失去平衡;如果在电桥中接入一可变电阻,调节可变电阻、使电桥恢复平衡,这个可变电阻调节值与应变计的电阻变化有对应关系,通过测量这个可变电阻调节值来测量应变的方法称为零位读数法。如果不用可变电阻,直接测量电桥失去平衡后的输出电压,再换算成应变值,这种方法称为直读法(或偏位法)。

常用的电桥与相应的应变计布置见表 4-2,采用何种电桥和应变计布置应根据试验要求而定,当用于测量非匀质材料的应变时,或当应变测点较多时,应尽量采用 $\frac{1}{4}$ 电桥,以避免各个应变测点之间的相互影响。

随着电子技术的发展,配置有高精度、高分辨率的积分电压表的数据采集仪广泛应用于结构试验,应用于应变测量。数据采集仪测量应变常采用直读法,直接测量电桥失去平衡后的输出电压,通过换算可得到相应的应变值。将式(4-7)改写为

$$\begin{aligned} \frac{V_o}{V_i} &= \frac{R_1 R_3 - R_2 R_4}{(R_1 + R_2)(R_3 + R_4)} = \frac{R_1 R_3 + R_2 R_3 - R_2 R_3 - R_2 R_4}{(R_1 + R_2)(R_3 + R_4)} \\ &= \frac{R_3(R_1 + R_2) - R_2(R_3 + R_4)}{(R_1 + R_2)(R_3 + R_4)} = \frac{R_3}{R_3 + R_4} - \frac{R_2}{R_1 + R_2} \end{aligned} \quad (4-11)$$

即输出电压与输入电压之比为 R_1 、 R_2 、 R_3 和 R_4 (R_1 、 R_2 、 R_3 和 R_4 是电阻或应变计)的函数,当电桥中应变计的电阻发生变化时, V_o/V_i 也将发生变化。令

$$V_r = \left(\frac{V_o}{V_i} \right)_2 - \left(\frac{V_o}{V_i} \right)_1 \quad (4-12)$$

可以得到对于不同的电桥,由 V_r 计算应变的表达式。上式中, $\left(\frac{V_o}{V_i} \right)_2$ 为发生应变后的电压比

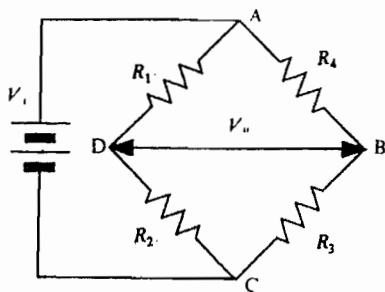
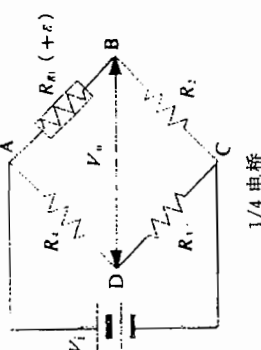
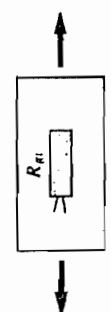
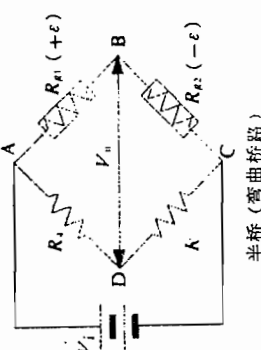
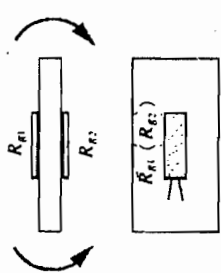
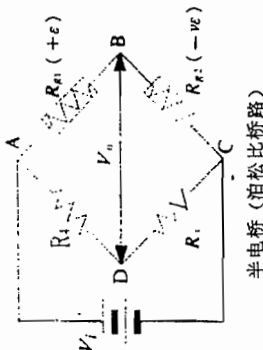
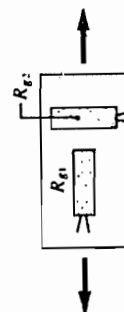


图 4-5 惠斯登电桥

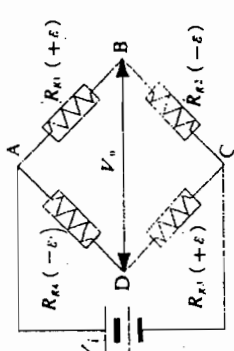
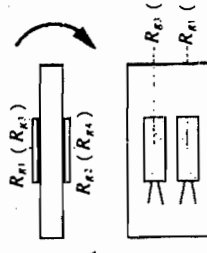
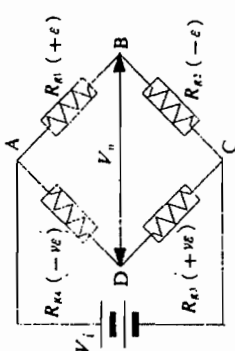
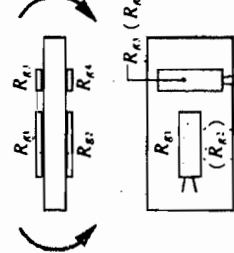
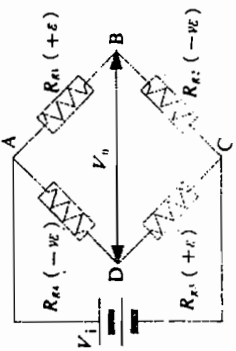
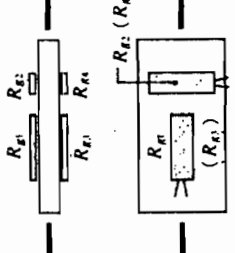
常用的电桥形式和应变计布置

表 4-2

序号	电桥形式	应变计布置	测量项目和特点
1	 <p>1/4 电桥</p>		<ol style="list-style-type: none"> 1. 测点处沿应变计轴向的应变; 2. 需另外布置温度补偿; 3. 每个应变计(测点)需一个电桥,相互间不影响
2	 <p>半桥(弯曲桥路)</p>		<ol style="list-style-type: none"> 1. 测点处截面的弯曲应变; 2. 温度补偿为工作片相互补偿; 3. 测得应变为两个应变的绝对值之和,当两个应变的绝对值相等时,测量灵敏度提高为两倍
3	 <p>半电桥(泊松比桥路)</p>		<ol style="list-style-type: none"> 1. 测点处沿应变计轴向的应变; 2. 温度补偿为工作片相互补偿; 3. 测量灵敏度提高为(1+ν)倍

续表 4-2

常用的电桥形式和应变计布置

序号	电桥形式	应变计布置	测量项目和特点
4	 <p>全桥(弯曲桥路)</p>		<ol style="list-style-type: none"> 1. 测点处截面的弯曲应变; 2. 温度补偿为工作片相互补偿; 3. 测得应变为四个应变的绝对值之和, 当四个应变的绝对值相等时, 测量灵敏度提高为四倍
5	 <p>全桥(弯曲泊松比)</p>		<ol style="list-style-type: none"> 1. 测点处截面的弯曲应变; 2. 温度补偿为工作片相互补偿; 3. 测量灵敏度提高为 $2(1+\mu)$ 倍
6	 <p>全桥(泊松比桥路)</p>		<ol style="list-style-type: none"> 1. 测点处截面的轴向应变; 2. 温度补偿为工作片相互补偿; 3. 测量灵敏度提高为 $2(1+\mu)$ 倍

值, $(\frac{V_o}{V_i})_1$ 为发生应变前的电压比值。

对 $\frac{1}{4}$ 电桥, 见表 4-2(1), 只有一个应变计, 应变的表达式为:

$$\epsilon = \frac{-4V_r}{K(1+2V_r)} \quad (4-13)$$

对半桥电桥(弯曲桥路), 见表 4-2(2), 有两片应变计, 一片受拉, 另一片受压, 并且应变绝对值相等, 应变的表达式为:

$$\epsilon = \frac{-2V_r}{K} \quad (4-14)$$

对半桥电桥(泊松比桥路), 见表 4-2(3), 有两片应变计, 一片受拉, 另一片横向受压, 应变的表达式为:

$$\epsilon = \frac{-4V_r}{K[(1+\nu)-2V_r(\nu-1)]} \quad (4-15)$$

对全桥电桥(弯曲桥路), 见表 4-2(4), 有四片应变计, 两片受拉, 另两片受压, 应变的表达式为:

$$\epsilon = \frac{-V_r}{K} \quad (4-16)$$

对全桥电桥(弯曲泊松比桥路), 见表 4-2(5), 有四片应变计, 两片一拉一压, 另两片横向一压一拉, 应变的表达式为:

$$\epsilon = \frac{-2V_r}{K(\nu+1)} \quad (4-17)$$

对全桥电桥(泊松比桥路), 见表 4-2(6), 有四片应变计, 两片相对的受拉, 另两片相对的横向受压, 应变的表达式为:

$$\epsilon = \frac{-2V_r}{K[(1+\nu)+V_r(1-\nu)]} \quad (4-18)$$

用上述方法测量应变, 在试件没有发生应变时, 先同时测量 V_i 和 V_o , 将比值 $(V_o/V_i)_1$ 存放在某一变量中, 作为 $\epsilon=0$ 时的参考值; 试件发生应变后, 应变计电阻和 $(V_o/V_i)_1$ 也发生相应变化, 这时再同时测量 V_i 和 V_o , 利用上述式(4-12)~(4-18)计算 V_r 和应变值 ϵ 。这种测量方法要求有一个精度高、分辨率高的积分式电压表。由于在计算应变中只要用到测量时的电压比值 (V_o/V_i) , 并不要求 V_i 保持恒定; 所以, 这种测量方法对电桥输入电压的稳定性要求不高。

二、其他方法测量应变

1. 位移方法

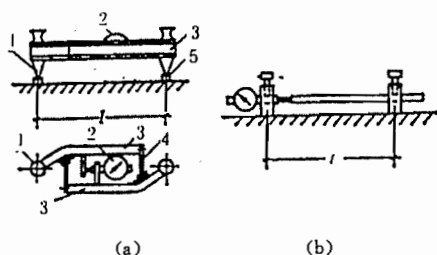
应变的定义是单位长度上的变形(拉伸、压缩和剪切), 在结构试验中, 可以用两点之间的相对位移来近似地表示两点之间的平均应变。设两点之间的距离为 l (称为标距), 被测物体发生变形后, 两点之间有相对位移 Δl , 则在标距内的平均应变 ϵ 为

$$\epsilon = \Delta l / l \quad (4-19)$$

式中, Δl 是以两点之间的距离增加为正, 表示得到拉应变, 以减少为负, 表示得到压应变。图 4-6 为两种常用测量应变的位移方法, 手持应变仪和百分表应变装置。

手持应变仪常用于现场测量, 适用于测量实际结构的应变, 标距为 50~250mm, 读数的

位移计可选用百分表或千分表。手持应变仪的工作原理是：在标距两端粘结两个脚标（每边各一个），通过测量结构变形前后两个脚标之间距离的改变，求得标距内的平均应变。手持应变仪的操作步骤为：①根据试验要求确定标距，在标距两端粘结两个脚标（每边各一个）；②结构变形前，用手持应变仪先测读一次；③结构变形后，再用手持应变仪测读；④变形前后的读数差即为标距两端的相对位移，由此可求得平均应变。



(a) 手持应变仪；(b) 百分表应变装置

图 4-6 位移方法测量应变

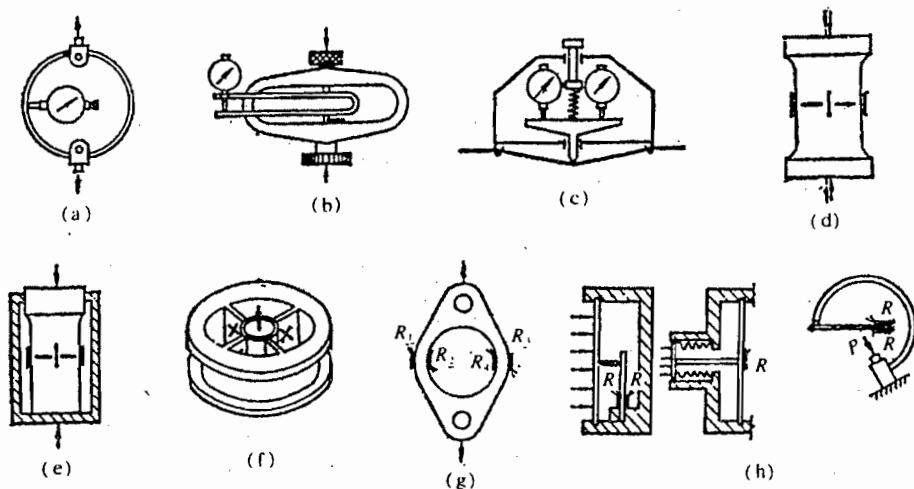
百分表应变装置常用于实际结构、足尺试件的应变测量，其标距可任意选择，读数可用百分表，还可用千分表、或其他电测位移传感器。百分表应变装置的工作原理和操作步骤与手持应变仪基本相同。

2. 光测法

除了应变计和位移方法外，还可用光测法（云纹法、激光衍射法、光弹法）等测量应变。在结构试验中，光测法较多应用于节点或构件的局部应力分析。

4.2.4 力传感器和压力传感器

结构试验中，力传感器和压力传感器是用来测量对结构（试件）的作用力（荷载）、支座反力等。力传感器和压力传感器主要有机械式和电测式两类，如图 4-7 所示。这些传感器的基本原理是用一弹性元件去感受力或压力，这个弹性元件即发生与外力或压力成相对应关系的变形，用机械装置把这些变形按规律进行放大和显示的即为机械式传感器，用电阻应变计把这些变形转变成电阻变化然后再进行测量的即为应变式传感器。此外，还有利用压电效应制成的压电式传感器。



(a) 钢环拉力计；(b) 环箍式压力计；(c) 钢丝张力测力计；

(d) 筒式拉压传感器；(e) 压力传感器；(f) 轮辐式压力传感器；(g) 拉力传感器；(h) 三种测压传感器

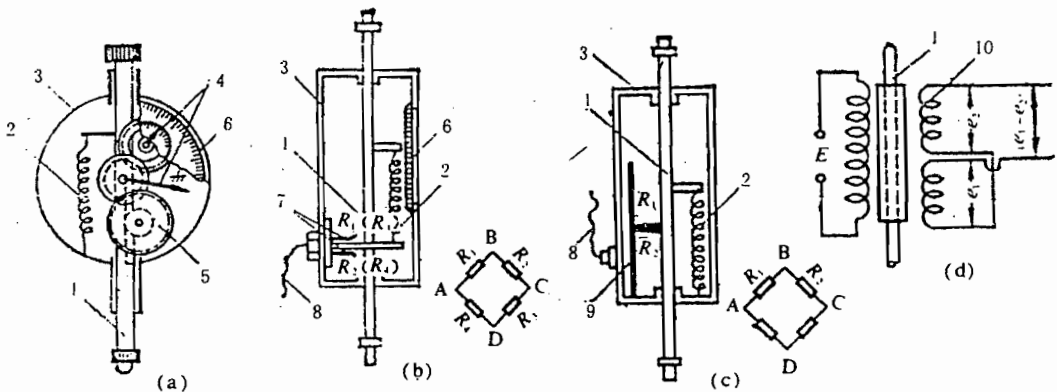
图 4-7 几种测力计及传感器

测量时,机械式传感器为直读仪器,可以直接从传感器上读到力值;应变式传感器应与应变仪或数据采集仪连接,从应变仪上读到应变值再换算成力值或压力值,也可由数据采集仪或通过数据采集仪接入计算机,自动换算成力值或压力值输出;压电式传感器应与电荷放大器连接,然后再输给记录仪器等。

4.2.5 线位移传感器

线位移传感器(简称位移传感器)可用来测量结构的位移,包括结构的反应和对结构的作用、支座位移,它测到的位移是某一点相对另一点的位移、即测点相对于位移传感器支架固定点的位移。通常把传感器支架固定在试验台或地面的不动点上,这时所测到的位移表示测点相对于试验台座或地面的位移。

常用的位移传感器有机械式百分表、电子百分表、滑阻式传感器和差动电感式传感器,见图 4-8。它们的工作原理是用一可滑动的测杆去感受线位移,然后把这个位移量用各种方法转换成表盘读数或各种电量。如机械式百分表,它用一组齿轮等把测杆的滑动(即位移)转换成指针的转动、即表盘读数;电子百分表是通过弹簧把测杆的滑动转变为固定在表壳上的悬臂小梁的弯曲变形,再用应变计把这个弯曲变形转变成应变输出;滑阻式传感器是通过可变电阻把测杆的滑动转变成两个相邻桥臂的电阻变化,与应变仪等接成惠斯登电桥,把位移转换成电压输出;差动式传感器是把测杆的滑动变成滑动铁芯和线圈之间的相对位移,并转换成电压输出。当位移值较大、测量要求不高时,还可用水准仪、经纬仪及直尺等进行测量。



(a)百分表(千分表); (b)电子百分表(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. 弹簧; 3. 外壳; 4. 指针; 5. 齿轮;

6. 刻度; 7. 电阻应变计; 8. 电缆; 9. 电阻丝; 10. 线圈

图 4-8 几种常用的位移传感器构造原理图

4.2.6 角位移传感器

常用角位移传感器是附着在结构上,随结构一起发生位移,测到的角位移一般都是以重力作用线(铅重线)为参考。常用的角位移传感器有水准管式倾角仪、电阻应变式倾角传感器及 DC-10 水准式角度传感器,见图 4-9。它们的工作原理是以重力作用线为参考,以感受元件相对于重力线的某一状态为初值,当传感器随结构一起发生角位移后,其感受元件相对于重力线的状态也随之改变,把这个相应的变化量用各种方法转换成表盘读数或各种电量。如

水准管式倾角仪,用一长水准管作为感受元件,与微调螺丝和度盘配合,测量角位移;电阻应变式倾角传感器用梁式摆作为感受元件,由于摆的重力,摆上的梁将发生与角位移相应的弯曲变形,再用梁上的应变计把这个弯曲变形转换成应变输出;DC-10 水准式角度传感器用液体摆来感受角位移,液面的倾斜将引起电极 A,B 之间和 B,C 之间的电阻发生相应改变,把电极 A,B 和 C 接入测量电桥,就可以得到与角位移相对应的电压输出。

4.2.7 裂缝测量仪器

结构试验中,结构或构件的裂缝发生和发展,裂缝的位置和分布,长度和宽度,是反映结构性能的重要指标。特别是混凝土结构、砌体结构等脆性材料组成的结构,裂缝测量是一项必要的测量项目。

裂缝测量主要有两项内容:①开裂,即裂缝发生的时刻和位置;②度量,即裂缝的宽度和长度。

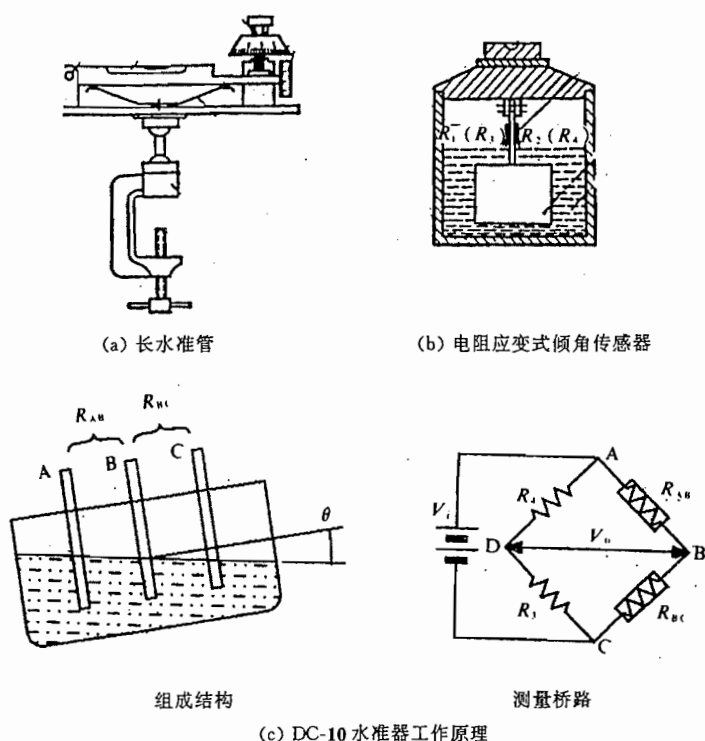


图 4-9 角位移传感器

最常用的发现开裂的简便方法是借助放大镜用肉眼观察,为便于观察可先在试件表面刷一层白色石灰浆或涂料。还可以用应变计或导电漆膜来测量开裂,在测区(图 4-10 中,梁的受拉区)连续搭接布置应变计或导电漆膜;当某处开裂时,该处跨裂缝的应变计读数就出现突变、或跨裂缝的漆膜就出现火花直至烧断,由此现象可以确定开裂。另一种方法是利用材料开裂时发射出声能的现象,将传感器布置在试件的表面或内部,通过声波的测量来确定开裂。

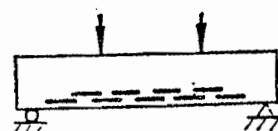


图 4-10 应变计或导电漆膜搭接观测裂缝示意图

测量裂缝宽度通常用读数显微镜(图 4-11),它是由光学透镜与游标刻度等组成。还可以用印有不同宽度线条的裂缝标尺(图 4-12)与裂缝对比来确定裂缝宽度;及用一组具有不同厚度的标准塞尺进行试插,正好插入裂缝的塞尺厚度即为该裂缝的宽度。裂缝标尺和塞尺的测量结果较粗略,但能满足一定的使用要求。

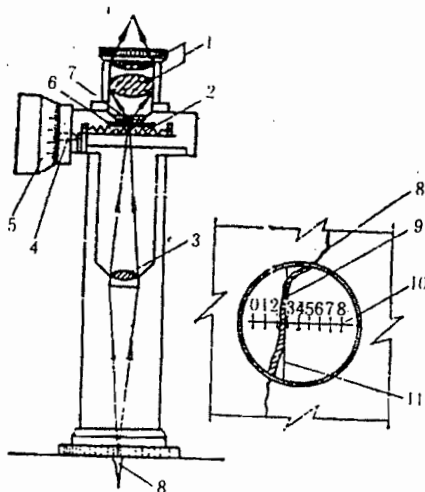


图 4-11 读数显微镜测裂缝

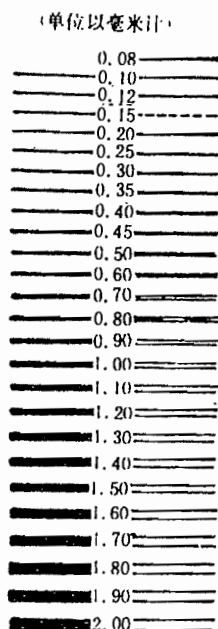


图 4-12 裂缝标尺

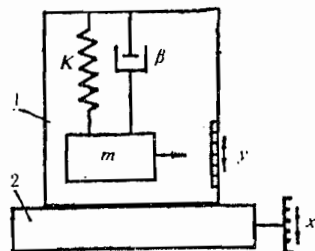
4.2.8 测振传感器

一、基本原理

振动参数有位移、速度和加速度,测量这些振动参数的传感器有许多种类。但由于振动测量的特殊性,如测量时难以在振动体附近找到一个静止点作为测量的基准点,所以就需要使用惯性式测振传感器。通常所指的测振传感器即为惯性式测振传感器(以下简称测振传感器)。测振传感器的基本原理为:由惯性质量、阻尼和弹簧组成一个动力系统,这个动力系统固定在振动体上(即传感器的外壳固定在振动体上)、与振动体一起振动;通过测量惯性质量相对于传感器外壳的运动,就可以得到振动体的振动(图 4-13)。由于这是一种非直接的测量方法,所以,这个传感器动力系统的动力特性对测量结果具有很重要的影响。

设被测振动体的振动规律如下:

$$x = x_0 \cdot \sin \omega t \quad (4-20)$$



1. 传感器; 2. 振动体

图 4-13 测振传感器力学原理

式中 x ——振动体相对固定参考座标的位移；

x_0 ——振动体振动的振幅；

ω ——振动体振动的圆频率。

传感器外壳随振动体一起运动。以 y 表示质量块 m 相对于传感器外壳的位移，由图 4-13 可知，质量块 m 的总位移为 $x+y$ ，它的运动方程为

$$m \cdot \frac{d^2(x+y)}{dt^2} + c \cdot \frac{dy}{dt} + k \cdot y = 0 \quad (4-21)$$

或

$$m \cdot \frac{d^2 y}{dt^2} + c \cdot \frac{dy}{dt} + ky = mx_0 \omega^2 \cdot \sin \omega t \quad (4-22)$$

上式为一单自由度有阻尼的强迫振动的方程，它的通解为

$$y = B \cdot e^{-nt} \cos(\sqrt{\omega^2 - n^2}t + \alpha) + Y_0 \cdot \sin(\omega t - \phi) \quad (4-23)$$

其中， $n = \frac{c}{2m}$ 。

上式中第一项为自由振动解，由于阻尼而很快衰减；第二项为强迫振动解，其中

$$Y_0 = \frac{X_0 \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_n^2}\right)^2 + 4\xi^2 \frac{\omega^2}{\omega_n^2}}} \quad (4-24)$$

$$\phi = \arctg \frac{2\xi \frac{\omega}{\omega_n}}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \quad (4-25)$$

式中 ξ ——阻尼比， $\xi = \frac{n}{\omega_n}$ ；

ω_n ——质量弹簧系统的固有频率， $\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$ 。

由式(4-23)可知，传感器动力系统的稳态振动如下：

$$y = Y_0 \cdot \sin(\omega t - \phi) \quad (4-26)$$

二、传感器的频率特性

将式(4-26)与式(4-20)相比较，可以看出传感器中的质量块相对外壳的运动规律与振动体的运动规律一致，但两者相差一个相位角 ϕ 。质量块的振幅 Y_0 与振动体的振幅 X_0 之比为：

$$\frac{Y_0}{X_0} = \frac{\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_n^2}\right)^2 + 4\xi^2 \frac{\omega^2}{\omega_n^2}}} \quad (4-27)$$

式(4-27)和(4-25)分别为测振传感器的幅频特性和相频特性，相应的曲线称为幅频特性曲线和相频特性曲线(图 4-14、图 4-15)。由图 4-14、图 4-15 可知，当 $\frac{\omega}{\omega_n}$ 较大时，即振动体振动频率较之传感器的固有频率大很多时，不管阻尼比 ξ 的大小如何， $\frac{Y_0}{X_0}$ 趋近于 1， ϕ 趋近于 180° ，表示质量块的振幅和振动体的振幅趋近于相等，而它们的相位趋于相反，这是测振传

传感器的理想状态。当 $\frac{\omega}{\omega_n}$ 接近于1时, $\frac{Y_o}{X_o}$ 值随阻尼值的变化而作很大的变化,这一段的相位差 ϕ 随着 $\frac{\omega}{\omega_n}$ 的变化而变化,表示仪器测出的波形有畸变。当 $\frac{\omega}{\omega_n}$ 较小、趋于零时, $\frac{Y_o}{X_o}$ 值也趋于零,表示传感器难以反映所要测的振动。所以,在设计和选择测振传感器时,应使传感器的固有频率 ω_n 与所测振动的频率 ω 相比尽可能小,即使 $\frac{\omega}{\omega_n}$ 尽可能大。但是,降低传感器的固有频率有时会有困难,这时可以适当选择阻尼器的阻尼值来延伸传感器的频率下限。

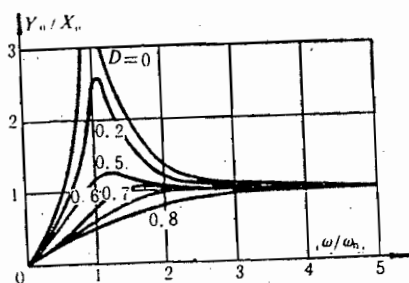


图 4-14 幅频特性曲线

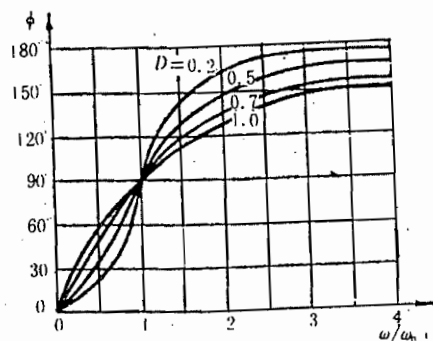


图 4-15 相频特性曲线

以上讨论是关于测量位移的传感器,如果使传感器的固有频率远远大于所测振动的频率,可以得到关于惯性式加速度传感器的频率特性。当 $\omega_n \gg \omega$ 时,由式(4-24)、式(4-25)可得:

$$Y_o \approx X_o \cdot \frac{\omega^2}{\omega_n^2} \quad (4-28)$$

$$\phi \approx 0 \quad (4-29)$$

所测振动的加速度为:

$$\frac{d^2 x}{dt^2} = -X_o \cdot \omega^2 \cdot \sin \omega t \quad (4-30)$$

令 a_m 为所测振动加速度的幅值, $a_m = X_o \omega^2$,由式(4-28)可知:

$$Y_o \approx \frac{1}{\omega_n^2} \cdot a_m \quad (4-31)$$

上式表示传感器的位移幅值与被测振动的加速度幅值成正比,这就是惯性式加速度传感器的工作原理。以 $\frac{\omega}{\omega_n}$ 为横坐标,以 $Y_o \cdot \frac{\omega_n^2}{a_m}$ 为纵坐标,可得加速度传感器的幅频特性曲线(图 4-16)。

以上介绍的质量、弹簧和阻尼系统是测振传感器的感受部分,感受到振动信号要通过各种转换方式转换成电信号,转换方式有磁电式、压电式、电阻应变式等。传感器所测的振动量通常是位移、速度和加速度等,按它们的转换方式和所测振动量可以分成很多种类,以下简要介绍磁电式速度传感器和压电式加速度传感器。

三、磁电式速度传感器

磁电式速度传感器是根据电磁感应的原理制成的,其特点是灵敏度高,性能稳定,输出阻抗低,频率响应范围有一定宽度;调整质量、弹簧和阻尼系统的动力参数,可以使传感器既

能测量非常微弱的振动,也能测比较强的振动。

图 4-17 为一磁电式速度传感器,其中,磁钢和壳体相固连,并通过壳体安装在振动体上,与振动体一起振动;芯轴和线圈组成传感器的系统质量,通过弹簧片(系统弹簧)与壳体连接。振动体振动时,系统质量与传感器壳体之间发生相对位移,因此线圈与磁钢之间也发生相对运动,根据电磁感应定律,感应电动势 E 的大小为

$$E = Blnv \quad (4-32)$$

式中, B 为线圈所在磁钢间隙的磁感应强度, l 为每匝线圈的平均长度, n 为线圈匝数, v 为线圈相对于磁钢的运动速度,即系统质量相对于传感器壳体的运动速度。从上式可以看出,对于传感器来说 $Bl n$ 是常量,所以传感器的电压输出(即感应电动势 E)是与相对运动速度 v 成正比。

图 4-18 为一带式测振传感器,它的质量弹簧系统设计成转动的形式,因而可以获得更低的仪器固有频率。摆式传感器可以测垂直方向和水平方向的振动;它也是磁电式传感器,输出电压与相对运动速度成正比。

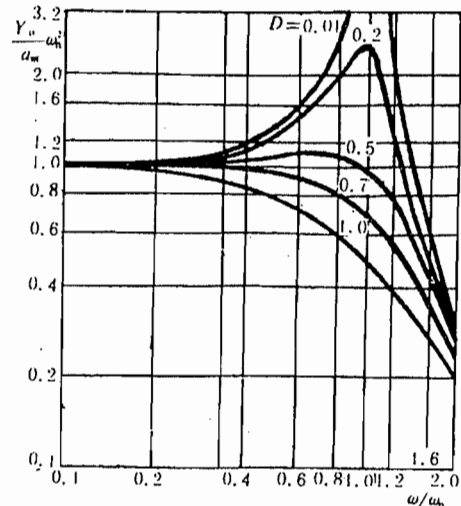
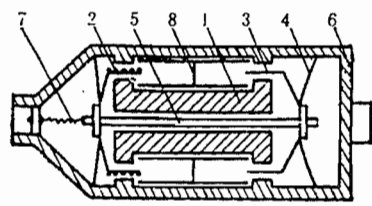
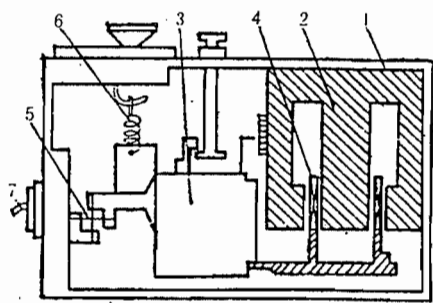


图 4-16 加速度传感器的幅频特性曲线



1. 磁钢; 2. 线圈; 3. 阻尼环; 4. 弹簧片;
5. 芯轴; 6. 外壳; 7. 输出线; 8. 铝架

图 4-17 磁电式速度传感器



1. 外壳; 2. 磁钢; 3. 重锤; 4. 线圈;
5. 十字簧片; 6. 弹簧; 7. 输出线;

图 4-18 摆式传感器

磁电式测振传感器的主要技术指标有:

- ①传感器质量弹簧系统的固有频率 它直接影响传感器的频率响应。固有频率取决于质量的大小和弹簧的刚度。
- ②灵敏度 即传感器在测振方向受到一个单位振动速度时的输出电压。
- ③频率响应 当所测振动的频率变化时,传感器的灵敏度、输出的相位差等也随之变化,这个变化的规律称为传感器的频率响应。对于一个阻尼值,只有一条频率响应曲线。

④阻尼 传感器的阻尼与频率响应有很大关系,磁电式测振传感器的阻尼比通常设计成 $0.5 \sim 0.7$ 。

磁电式传感器输出的电压信号一般比较微弱,需要用电压放大器进行放大。

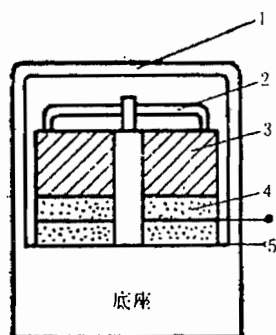
四、压电式加速度传感器

从物理学知道,一些晶体材料当受到压力并产生机械变形时,在其相应的两个表面上出现异号电荷,当外力去掉后,晶体又重新回到不带电的状态,这种现象称为压电效应。压电式加速度传感器是利用晶体的压电效应而制成的,其特点是稳定性高、机械强度高及能在很宽的温度范围内使用,但灵敏度较低。

图 4-19 为压电式加速度传感器的结构原理,压电晶体片上是质量块,用硬弹簧将它们夹紧在基座上;质量弹簧系统的弹簧刚度由硬弹簧的刚度和晶体片的刚度组成,刚度很大,质量块的质量较小,因而质量弹簧系统的固有频率很高,可达数千赫芝,高的甚至可达 $100 \sim 200\text{kHz}$ 。

由前面的分析可知,当传感器的固有频率远远大于所测振动的频率时,质量块相对于外壳的位移就反映所测振动的加速度;质量块相对于外壳的位移乘上晶体的刚度就是作用在晶体上的动压力,这个动压力与压电晶体两个表面所产生的电荷量(或电压)成正比,因此我们可以通过测量压电晶体的电荷量来得到所测振动的加速度。

压电式加速度传感器的主要技术指标如下:



1. 外壳; 2. 硬弹簧; 3. 质量块;
4. 压电晶体; 5. 输出端

图 4-19 加速度传感器的结构原理

①灵敏度 压电式加速度传感器有两种形式的灵敏度,电荷灵敏度 S_q (S_q 的单位是 pC/g , pC 是微微库仑, g 是重力加速度)和电压灵敏度 S_v (S_v 的单位通常是 mV/g)。传感器灵敏度的大小取决于压电晶体材料的特性和质量块的质量大小。传感器几何尺寸愈大亦即质量块愈大,灵敏度愈大,但使用频率愈窄;传感器体积减小亦即质量块减小,灵敏度也减小,但使用频率范围加宽。选择压电式加速度传感器,要根据测试要求综合考虑。

②安装谐振频率 $f_{\text{安}}$ $f_{\text{安}}$ 是指传感器牢固地(用钢螺栓)装在一个有限质量 m (目前国际上公认的标准是取体积为 1 立方英寸,质量为 180g) 的物体上的谐振频率。压电式加速度传感器本身有一个固有谐振频率,但是传感器总是要通过一定的方式安装在振动体上,这样谐振频率就要受安装条件的影响。传感器的安装谐振频率与传感器的频率响应有密切关系,不好的安装方法会大大影响测试的质量。

③频率响应 根据对测试精度的要求,通常取传感器安装谐振频率的 $\frac{1}{5} \sim \frac{1}{10}$ 为测量频率的上限,测量频率的下限可以很低,所以压电式加速度传感器的工作频率很宽。

④横向灵敏度比 即传感器受到垂直于主轴方向振动时的灵敏度与沿主轴方向振动的灵敏度之比。在理想的情况下,传感器的横向灵敏度比应等于零,即当与主轴垂直方向振动时不应有信号输出。

⑤幅值范围 即传感器灵敏度保持在一定误差大小(通常在 $5\% \sim 10\%$) 时的输入加速度幅值的范围,也就是传感器保持线性的最大可测范围。

压电式加速度传感器用的放大器有电压放大器和电荷放大器两种。

4.3 记录器

4.3.1 概况

数据采集时,为了把数据(各种电信号)保存、记录下来、以备分析处理,必须使用记录器。记录器把这些数据按一定的方式、记录在某种介质上,需要时可以把这些数据读出、或输送给其他分析处理仪器。

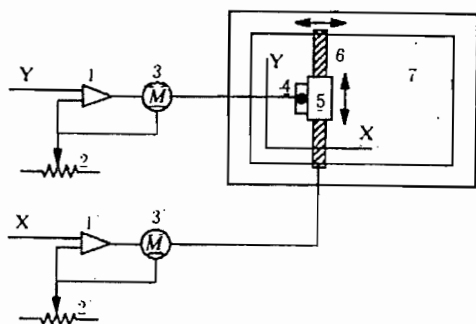
数据的记录方式有两种,模拟式和数字式。从传感器(或通过放大器)传送到记录器的数据一般都是模拟量,模拟式记录就是把这个模拟量直接记录在介质上,数字式记录则是把这个模拟量转换成数字量后再记录在介质上。模拟式记录的数据一般都是连续的,数字式记录的数据一般都是间断的。记录介质有普通记录纸、光敏纸、磁带和磁盘等,采用何种记录介质与仪器的记录方法有关。

常用的记录器有 X-Y 记录仪、光线示波器、磁带记录仪和磁盘驱动器等。

4.3.2 X-Y 记录仪

X-Y 记录仪是一种常用的模拟式记录器,它用记录笔把试验数据以 X-Y 平面坐标系中的曲线形式记录在纸上,得到的是两个试验变量的关系曲线,或某个试验变量与时间的关系曲线。

图 4-20 为 X-Y 记录仪的工作原理, X, Y 轴各由一套独立的,以伺服放大器、电位器和伺服马达组成的系统驱动滑轴和笔滑块;用多笔记录时,将 Y 轴系统作相应增加,则可同时得到若干条试验曲线。试验时,将试验变量 1 (如某一个位移传感器)接通到 X 轴方向,将试验变量 2 (如荷载传感器)接通到 Y 轴方向;试验变量 1 的信号使滑轴沿 X 轴方向移动、试验变量 2 的信号使笔滑块沿 Y 轴方向移动,移动的大小和方向与信号一致,由此带动记录笔在坐标纸上画出试验变量 1 与试验变量 2 的关系曲线。如果在 X 轴方向输入时间信号,或使滑轴、或使坐标纸沿 X 轴按规律匀速运动,就可以得到某一试验变量与时间的关系曲线。



1、1'. 伺服放大器; 2、2'. 电位器; 3、3'. 伺服马达;
4. 笔; 5. 笔滑块; 6. 滑轴; 7. 坐标纸

图 4-20 X-Y 记录仪工作原理

对 X-Y 记录仪记录的试验结果进行数据处理,通常需要先把模拟量的试验结果数字化,用尺直接在曲线上量取大小,根据标定值按比例换算得到代表试验结果的数值。

4.3.3 光线示波器

光线示波器也是一种常用的模拟式记录器,主要用于振动测量的数据记录,它将电信号转换为光信号并记录在感光纸或胶片上,得到的是试验变量与时间的关系曲线。

图 4-21 为光线示波器的工作原理,当振动的信号电流输入振动子线圈 2 时,在固定磁场 3 内的振动子线圈就发生偏转,与线圈连着的小镜片及其反射的光线也随之偏转,偏转的角度大小和方向与输入的信号电流相对应,光线射在前进着的感光记录纸上即留下所测信

号的波形,与此同时在感光记录纸上用频闪灯 8 打上时间标记。光线示波器可以同时记录若干条波形曲线,它还可以用于静力试验的数据记录。

对光线示波器记录的试验结果进行数据处理,与 X-Y 记录仪相同,要用尺直接在曲线上量取大小、根据标定值按比例换算得到代表试验结果的数值;关于时间的数值,可用记录纸上的时间标记按同样方法进行换算。

4.3.4 磁带记录仪

磁带记录仪是一种常用的较理想的记录器,可以用于振动测量和静力试验的数据记录,它将电信号转换成磁信号并记录在磁带上,得到的是试验变量与时间的变化关系。

磁带记录仪由磁带、磁头、磁带传动机构、放大器和调制器等组成,它的原理见图 4-22。记录时,从传感器来的信号输入到磁带记录仪,经过放大器和调制器的处理,通过记录磁头把电信号转换成磁信号,记录在以规定速度作匀速运动的磁带上。重放时,使记录有信号的磁带按原来记录时的速度(也可以改变速度)作匀速运动,通过重放磁头从磁带“读出”磁信号,并转换成电信号,经过放大器和调制器的处理,输出给其他仪器。

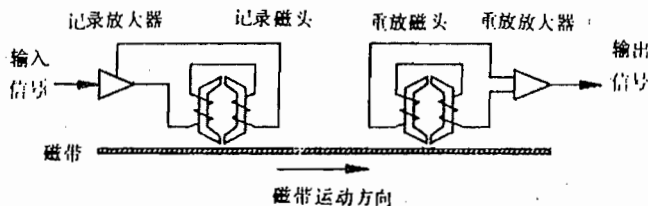
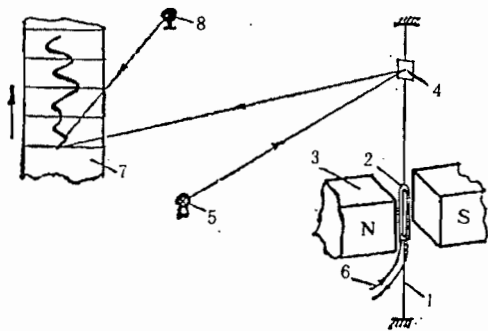


图 4-22 直接记录式磁带记录仪原理图

磁带记录仪的记录方式有模拟式和数字式两种,对记录数据进行处理应采用不同的方法。用模拟式记录的数据,可通过重放,把信号输送给 X-Y 记录仪、或光线示波器等,用前面所提到的方法,得到相应的数值;或者,可把信号输送给其他分析仪器,用 A/D 转换,得到相应的数值。用数字式记录的数据,可直接输送给打印机打印输出,或计算机等。

磁带记录仪的特点是:①工作频带宽,可以记录从直流到 2MHz (DC—2MHz) 的信号;②可以同时记录多通道,并能保持多通道信号之间正确的时间和相位关系;③可以快速记录、慢速重放,或慢速记录、快速重放,使数据记录和分析更加方便;④通过重放,可以很方便地将磁信号还原成电信号,输送给各种分析仪器。



1. 张丝; 2. 线圈; 3. 磁场; 4. 镜片; 5. 光源;

6. 输入线; 7. 记录线; 8. 频闪灯

图 4-21 光线示波器的工作原理

4.4 数据采集系统

4.4.1 数据采集系统的组成

通常,数据采集系统的硬件由三个部分组成:传感器部分、数据采集仪部分和计算机(控制器)部分。

传感器部分包括前面所提到各种电测传感器,它们的作用是感受各种物理变量,如力、线位移、角位移、应变和温度等,并把这些物理量转变为电信号。一般情况下,传感器输出的电信号可以直接输入数据采集仪;如果某些传感器的输出信号不能满足数据采集仪的输入要求,则还要加上放大器等。

数据采集仪部分包括:①与各种传感器相对应的接线模块和多路开关,其作用是与传感器连接,并对各个传感器进行扫描采集;②A/D转换器,对扫描得到的模拟量进行A/D转换,转换成数字量;③主机,其作用是按照事先设置的指令或计算机发给的指令来控制整个数据采集仪,进行数据采集;④储存器,可以存放指令、数据等;⑤其他辅助部件。数据采集仪的作用是对所有的传感器通道进行扫描,把扫描得到的电信号进行A/D转换、转换成数字量,再根据传感器特性对数据进行传感器系数换算(如把电压数换算成应变或温度,等等),然后将这些数据传送给计算机,或者将这些数据打印输出、存入磁盘。

计算机部分包括:主机,显示器,存储器,打印机,绘图仪和键盘等。计算机的主要作用是作为整个数据采集系统的控制器,控制整个数据采集过程。在采集过程中,通过数据采集程序的运行,计算机对数据采集仪进行控制;计算机还可以对数据进行计算处理,实时打印输出和图象显示及存入磁盘文件。计算机的另一个作用是在试验结束后,对数据进行处理。

数据采集系统可以对大量数据进行快速采集、处理、分析、判断、报警、直读、绘图、储存、试验控制和人机对话等,还可以进行自动化数据采集和试验控制,它的采样速度可高达每秒几万个数据或更多。目前国内外数据采集系统的种类很多,按其系统组成的模式大致可分为以下几种:

(1)大型专用系统 将采集、分析和处理功能融为一体,具有专门化、多功能和高档次的特点。

(2)分散式系统 由智能化前端机、主控计算机或微机系统、数据通信及接口等组成,其特点是前端可靠近测点,消除了长导线引起的误差,并且稳定性好、传输距离长、通道多。

(3)小型专用系统 这种系统以单片机为核心,小型、便携、用途单一、操作方便、价格低,适用于现场试验时的测量。

(4)组合式系统 这是一种以数据采集仪和微型计算机为中心,按试验要求进行配置组合成的系统,它适用性广、价格便宜,是一种比较容易普及的形式。

图4-23所示是以数据采集仪为主配置的数据采集系统,它是一种组合式系统,可满足不同的试验要求。传感器部分中,可根据试验任务,只把要用的传感器接入系统。传感器与系统连接时,可以按传感器输出的形式进行分类,分别与采集仪中相应的测量模块连接;例如,应变计和应变式传感器与应变测量多路开关连接,热电偶温度计与热电偶测温多路开关连接,热敏电阻温度计和其他传感器可与相应的多路开关连接。该数据采集仪的主机具有与计算机高级语言相类似的命令系统,可进行设置、测量、扫描、触发、转换计算、存储和子程序

调用等操作,还具有时钟、报警、定速等功能。该数据采集仪具有各种不同的功能模块,例如积分式电压表模块用于 A/D 转换,高速电压表用于动力试验的 A/D 转换,控制模块用于控制盘驱动器、打印机和其他仪器,各种多路开关模块用于与各种传感器连成测量电路,执行扫描和传输各种电信号,等等;这些模块都是插件式的,可以根据数据采集任务的需要进行组装,把所需要用的模块插入主机或扩充箱的槽内。图中配置的计算机部分,可以进行实时控制数据采集,也可以使采集仪主机独立进行数据采集。进行实时控制数据采集时,通过数据采集程序的运行,计算机向数据采集仪发出采集数据的指令;数据采集仪对指定的通道进行扫描,对电信号进行 A/D 转换和系数换算,然后把这些数据存入输出缓冲区;计算机再把数据从数据采集仪读入计算机内存,对数据进行计算处理,实施打印输出和图像显示,存入磁盘文件。

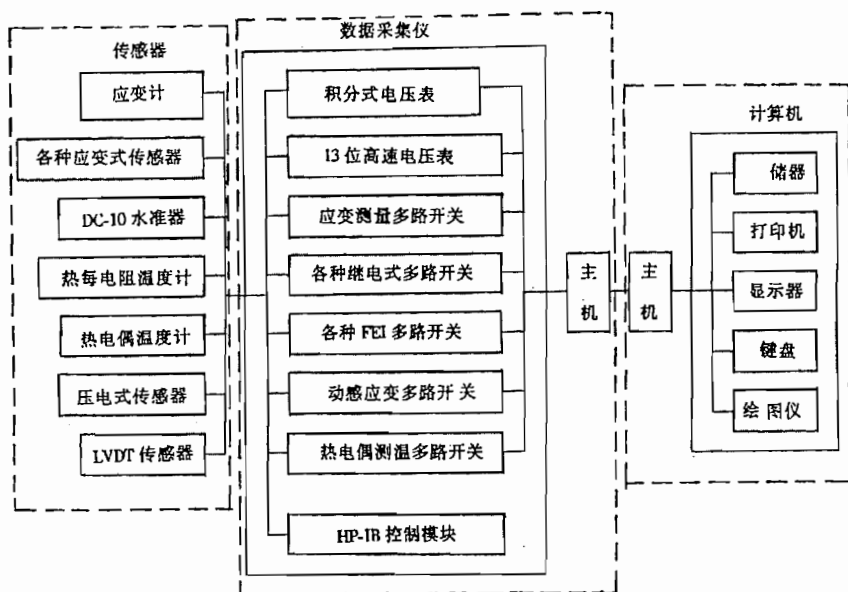


图 4-23 组合式数据采集系统的组成

4.4.2 数据采集的过程

采用上述数据采集系统进行数据采集,数据的流通过程见图 4-24。数据采集过程的原始数据是反映试验结构或试件状态的物理量,如力,温度,线位移,角位移和应变等。这些物理量通过传感器,被转换成为电信号;通过数据采集仪的扫描采集,进入数据采集仪;再通过 A/D 转换,变成数值量;通过系数换算,变成代表原始物理量的数值;然后,把这些数据打印输出、存入磁盘,或暂时存在数据采集仪的内存;通过连接采集仪和计算机的接口,存在数据采集仪内存的数据进入计算机;计算机再对这些数据进行计算处理,如把位移换算成挠度、把力换算成应力等;计算机把这些数据存入文件、打印输出,并可以选择其中部分数据显示在屏幕上,如位移与荷载的关系曲线等。

数据采集过程是由数据采集程序控制的,数据采集程序的主框图见图 4-25。数据采集程序主要由两部分组成,第一部分的作用是数据采集的准备,第二部分的作用是正式采集;程序的运行有六个步骤,第一步为启动数据采集程序,第二步为进行数据采集的准备工作,

第三步为采集初读数,第四步为采集待命,第五步为执行采集(一次采集或连续采集),第六步为终止程序运行。数据采集过程结束后,所有采集到的数据都存在磁盘文件中,数据处理时可直接从这个文件中读取数据。

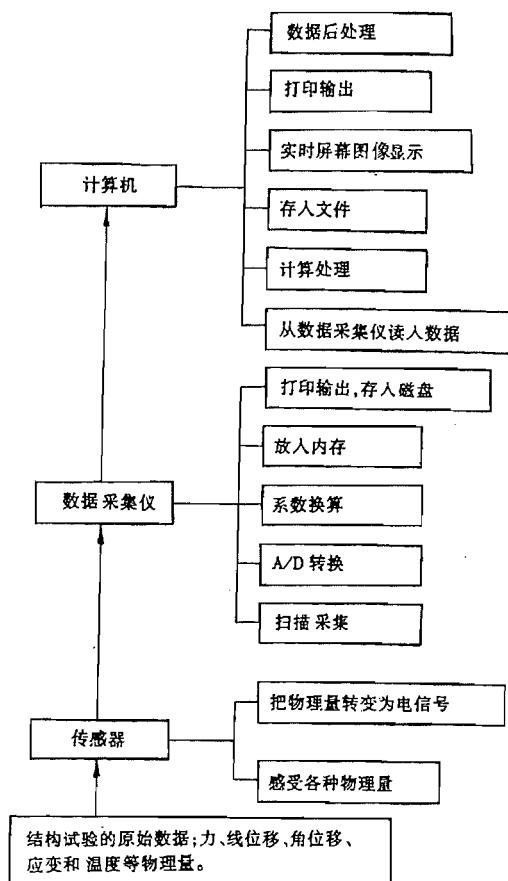


图 4-24 数据流通过程(使用数据采集系统)

各类数据采集系统的情况基本相同,它们的数据采集过程大致与上述的相同,都包括这样几个步骤:①用传感器感受各种物理量,并把它们转换成电信号;②通过 A/D 转换,模拟量的数据转变成数值量的数据;③数据的记录,打印输出或存入磁盘文件。各种数据采集系统所用的数据采集程序有:a. 生产厂商为该采集系统编制的专用程序,常用于大型专用系统;b. 固化的采集程序,常用于小型专用系统;c. 利用生产厂商提供的软件工具,用户自行编制的采集程序,主要用于组合式系统。

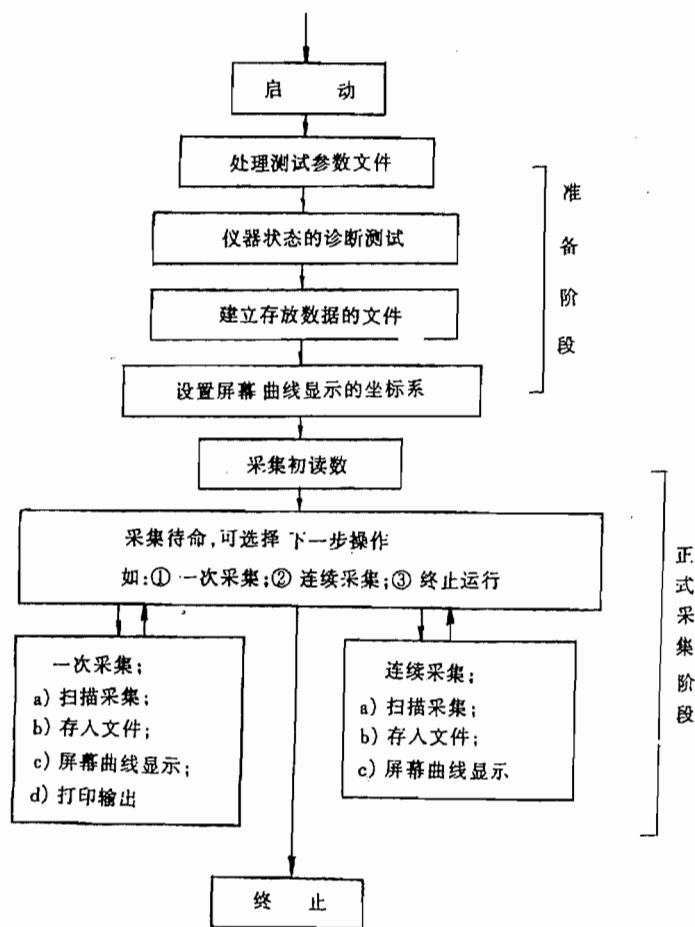


图 4-25 数据采集程序的主框图

第五章 结构单调加载静力试验

5.1 概 述

建筑结构单调加载静力试验是结构试验中最基本最大量的一种试验。单调加载静力试验是指在短时期内对试验对象进行平稳地一次连续施加荷载,荷载从“零”开始一直加到结构构件破坏,或是在短时期内平稳地施加若干次预定的重复荷载后,再连续增加荷载直到结构构件破坏。

单调加载静力试验主要用于模拟结构承受静荷载作用下观测和研究结构构件的强度、刚度、抗裂性等基本性能和破坏机制。建筑结构中大量的基本构件试验主要是承受拉、压、弯、剪、扭等基本作用力的梁、板、柱和砌体等一系列构件,通过单调加载静力试验研究在各种力的要素的单独或组合作用下构件的荷载和变形的关系。对于混凝土构件还有荷载与开裂的相关关系和反映结构构件变形与时间关系的徐变问题。对于钢结构构件则有比之其他构件更为突出的局部或整体失稳问题。

对于框架、连续梁、单层厂房排架、屋架、壳体、折板和网架等由若干基本构件组成的扩大构件,在实际工程中除了有需要研究与基本构件相类似的问题外,尚有构件间相互作用的次应力、内力重分布等问题。对于整体结构通过单调加载静力试验能揭示结构空间工作,整体刚度,非承重构件和某些薄弱环节对结构整体工作的影响。

随着大量工程实践和为编制各类结构设计规范而进行的试验研究,为结构单调加载静力试验积累了许多经验,试验技术与试验方法已趋成熟。我国建国以来第一本完整反映钢筋混凝土和预应力混凝土结构试验方法的国家标准《混凝土结构试验方法标准》已经编制完成并颁布施行。它既统一了量大面广的生产检验性试验方法,又对一般性科研试验方法提出了基本要求,对生产和科研有广泛的实用性,是一本具有中国特色的混凝土结构试验方法标准,它将有利于促进结构工程质量的提高和建筑结构学科的发展。

5.2 结构单调加载静力试验的加载制度

试验加载制度指的是试验进行期间荷载与时间的关系。正确制订试验的加载制度和加载程序,才能够正确了解结构的承载能力和变形性质,才能够将试验的结果相互进行比较。

试验加载的数值及加载程序取决于不同的试验对象和试验目的。科学研究与生产鉴定的结构构件试验一般均需作破坏试验,为了充分研究结构的工作情况,试验加载常是分级并按几个循环进行,最后才加载至结构破坏。

混凝土结构构件设计时,是按不同的荷载效应组合设计值来验算结构的承载力、变形、抗裂性以及裂缝宽度等性能。因此在进行混凝土结构试验时就必须按试验的性质和要求分别确定相应于各个受力阶段的试验荷载值。如在试验结构构件的刚度和裂缝宽度时,要确定

正常使用极限状态试验荷载值,根据荷载作用时间的不同,又可分为使用状态短期试验荷载值和长期试验荷载值;在试验结构构件抗裂性时,要确定开裂试验荷载值;在试验结构构件承载力时,要确定承载能力极限状态试验荷载值。对生产鉴定性试验各种不同的试验荷载值可按《混凝土结构试验方法标准》(GB50152—92)和《预制混凝土构件质量检验评定标准》(GBJ321—90)要求进行计算。对于科研性试验由于不一定是针对某一具体工程的荷载情况来设计试件,因此要根据材料的实测强度、构件的实测几何参数来计算承载能力极限状态的内力计算值和试验荷载值。

图 5-1 是一个典型的单调静力试验的加载程序。即先分级加载到试验需要相应的试验荷载值,然后在满载情况下停留足够长的时间,观测变形的发展,以后再作分级卸载,卸完后给以一定的空载时间,最后再分级逐步加载至结构破坏。

采用分级加载一方面可控制加载速度,另一方面便于观测结构变形随荷载变化的规律,了解结构各个阶段的工作性能。从操作上来看,分级加卸载也为加载和观测提供了方便的条件。

荷载量分级大小(级距)和分级的多少,可根据试验目的,试验期限和结构类型来确定。对于混凝土结构试验,在达到使用状态短期试验荷载值以前,每级加载值不宜大于其荷载值的 20%,在超过其使用状态短期试验荷载值后,每级加载值不大于其荷载值的 10%。为了较为准确地获得结构开裂荷载的实测值,在加载达到开裂试验荷载计算值的 90%以后,应将级距减小,每级加载值不宜大于使用状态短期试验荷载值的 5%。当试件开裂后,每级加载值应恢复到上述 20%的级距。为了能准确地测得混凝土结构的破坏荷载,对于生产检验性试验时,当加载接近承载力检验荷载时,每级荷载不宜大于承载力检验荷载设计值的 5%;对于科学研究性试验,在加载达到承载力试验荷载计算值的 90%以后,每级加载值同样不宜大于使用状态短期试验荷载值的 5%。试验加载分级的大小还决定于控制量测仪表的精度。卸载时,级距可以放大,可取使用状态短期试验荷载值的 20%~50%。

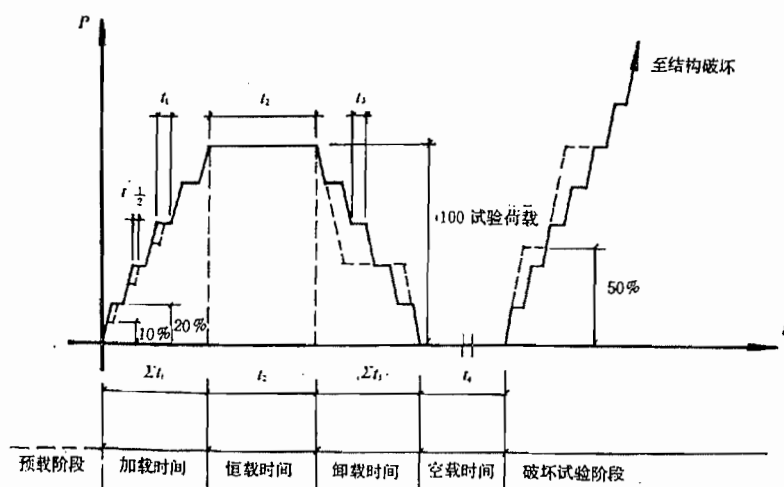


图 5-1 单调静力试验的加载程序

分级加载级间间歇时间 t_1 的长短取决于结构变形发展情况,即要求在试验分级加载的

时间间歇内结构的变形基本上能充分地反映出来。如果间歇时间过短,结构的变形未能充分反映,就会得到偏小的变形数值,在进行破坏试验时,就会得到偏高的极限荷载实测值,影响试验结果的正确性。混凝土结构试验时从加载结束到下一级开始加载,每级荷载的间歇时间不应少于 10min,在上述间歇时间内同时进行结构反应的量测。钢结构试验时,间歇时间可少于 10min。在实际试验中,间歇时间也可根据观测仪表所指示的变化来决定。只有当某级荷载作用下的变形基本稳定后,再递加下一级荷载。卸载时的时间间歇 t_3 可以与 t_1 一样,也可以缩短。

混凝土结构为了检验结构的刚度和抗裂性能,设计要求按正常使用极限状态对变形和裂缝宽度进行验算。为此,对于要求试验变形和裂缝宽度的构件,要求在使用状态短期试验荷载作用下进行恒载试验,恒载持续时间 t_2 不应少于 30min。在开裂试验荷载作用下,构件裂缝的出现与荷载持续时间有关。对科研性试验,要求在开裂试验荷载计算值作用下恒载持续 30min;对于生产鉴定性试验应不少于 10min,如果在施加开裂试验荷载前已经出现裂缝,则可不进行恒载。对于新结构或跨度大于 12m 的屋架、桁架及薄腹梁,为了结构安全,在使用状态短期荷载作用下恒载时间不宜小于 12h。在恒载持续时间内,应定时连续观测结构的变形与裂缝发展情况。如果变形继续增长并无稳定趋势时,还应延长恒载时间,直至变形发展稳定。

结构构件受荷载作用后的残余变形是说明结构工作性能的重要指标。因此在试验过程中还应观测结构卸载后变形恢复能力和残余变形的数值。为了使卸载后结构变形的充分恢复,试验要求有一定的空载持续时间 t_4 ,一般为恒载时间的 1.5 倍,对于一般混凝土构件为 45min,对于新结构或跨度大于 12m 的构件为 18h。为了了解结构变形恢复过程,在空载试验期间,也须定时观测记录。

在结构进行正式加载试验前,一般均需要对结构进行预载试验。预载的目的首先是使结构进入正常的工作状态,特别是对尚未负载的新结构构件,如木结构在制造时节点与结合部位难免存在缝隙,经过预载可使其进一步密实;钢筋混凝土构件要经过若干次荷载重复加卸循环后,变形与荷载的关系才趋于稳定。其次,通过预载可以检查现场的试验组织工作和人员工作情况,检查全部试验装置和荷载设备的可靠性,对整个试验起演习作用。通过预载试验发现的问题,都必须逐一认真加以解决。

预载试验所用的荷载一般是分级荷载的 1~2 级。由于混凝土结构构件抗裂试验的结果离散性较大,因此预载值应严格控制不使结构开裂,预载时的加载值不宜超过该试件开裂试验荷载计算值的 70%。

最后在整个试验加载过程中尚应注意考虑结构自重的影响,应作为试验荷载的一部分。此外,作用在结构上的加载设备的重力,应在施加的荷载中扣除,且不宜大于使用状态试验荷载的 20%。

5.3 基本构件的单调加载静力试验

5.3.1 受弯构件的试验

一、试件的安装和加载方法

单向板和梁是受弯构件中的典型构件,同时也是建筑中的基本承重构件。预制板和梁等受弯构件一般都是简支的,在试验安装时都采用正位试验,其一端采用铰支承,另一端采用滚动支承。为了保证构件与支承面的紧密接触,在支墩与钢板,钢板与构件之间应用砂浆找平,对于板这样宽度较大的试件,要防止与避免支承面产生翘曲。

板一般是承受均布荷载,试验加载时应将荷载施加均匀。当用重力直接加载时,应在板面上划分区格,表示出荷载安放的位置并堆放成垛,每垛之间应留有间隙,避免因构件受载弯曲后由于荷载间相互作用产生起拱作用,形成荷载传递不够明确,以致改变试件受载后的工作状态。

梁所受的荷载较大,当施加集中荷载时可以用杠杆重力加载,更方便的常用液压加载器通过分配梁予以分散,或用液压加载系统控制多台加载器直接加载。

构件试验时的荷载图式应符合设计规定和实际受载情况。当试验荷载的布置图式不能完全与设计的规定或实际情况相符时,或者为了试验加载的方便及受加载条件限制时,可以采用等效的原则进行换算,即使试验构件的内力图与设计或实际的内力图相等或接近,并使两者最大受力截面的内力值相等,在这条件下求得试验等效荷载。

在受弯构件试验中经常是用几个集中荷载来代替均布荷载,如图 5-2(b)所示采用在跨度四分点加两个集中荷载的方式来代替均布荷载,并取试验梁的跨中弯矩等于设计弯矩时的荷载作为梁的试验荷载,这时支座截面的最大剪力也可以达到均布荷载梁的剪力设计数值。如能采用四个等距集中荷载来进行加载试验时,则将可得到更为满意的结果。见图 5-2(c)所示。

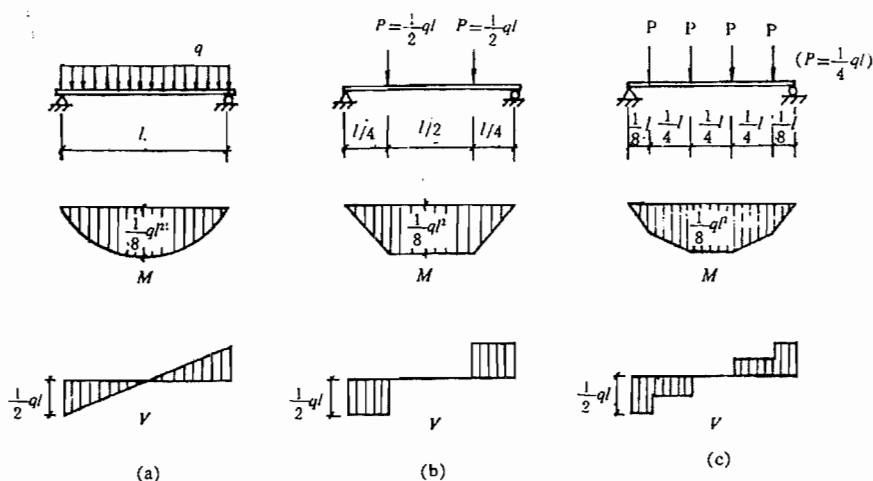


图 5-2 简支梁试验等效荷载加载图式

当采用上列等效荷载试验时能较好地满足 M 与 V 值的等效,但试件的变形,即刚度不一定满足等效条件,此时应考虑进行修正。按同样原则也可求得变形相等的等效荷载。

对于吊车梁的试验,由于它主要的荷载是吊车轮压所产生的集中荷载,试验时的加载图式要按抗弯抗剪最不利的组合来决定集中荷载的作用位置分别进行试验。

二、试验项目和测点布置

钢筋混凝土梁板构件的生产鉴定性试验一般只测定构件的强度、抗裂度和各级荷载作用下的挠度及裂缝开展情况。生产性试验一般不测量应力。

对于科学研究性试验,除了强度、抗裂度、挠度和裂缝观测外,还测量构件某些部位的应力,以分析构件中该部位的应力大小和分布规律。

1. 挠度的测量

梁的挠度值是量测数据中最能反映其总的工作性能的一项指标,因为梁的任何部位的异常变形或局部破坏(开裂)都将通过挠度或在挠度曲线中反映出来。对于梁式结构最主要的是测定跨中最大挠度值 f_{\max} 及弹性挠度曲线。

为了求得梁的真正挠度 f_{\max} ,试验者必须注意支座沉陷的影响。对于图 5-3(a)所示的梁,在试验时由于荷载的作用,其两个端点处支座常常会有沉陷,以致使梁产生刚性位移,因此,如果跨中的挠度是相对地面进行测定的话,则同时还必须测定梁两端支承面相对同一地面的沉陷值,所以最少要布置三个测点。

值得注意的是,支座下的巨大作用力可能或多或少地引起周围地基的局部沉陷,因此,安装仪器的表架必须离开支座墩子有一定距离。只有在永久性的钢筋混凝土台座上进行试验时,上述地基沉陷才可以不予考虑。但此时两端部的测点可以测量梁端相对于支座的压缩变形,从而可以比较正确地测得梁跨中的最大挠度 f_{\max} 。

对于跨度较大的梁,为了保证量测结果的可靠性,并求得梁在变形后的弹性挠度曲线,则相应的要增加至 5~7 个测点,并沿梁的跨间对称布置,如图 5-3(b)所示。对于宽度较大的梁,必要时应考虑在截面的两侧布置测点,所需仪器的数量也就需要增加一倍,此时各截面的挠度取两侧仪器读数之平均值。

对于测定梁出平面的水平挠曲可按上述同样原则进行布点。

由于宽度较大的单向板,一般均需在板宽的两侧布点,当有纵肋的情况下,挠度测点可按测量梁的挠度的原则布置于肋下。对于肋形板的局部挠曲,则可相对于板肋来进行测定。

2. 应变测量

梁是受弯构件,试验时要量测由于弯曲产生的应变,一般在梁承受正负弯矩最大的截面或弯矩有突变的截面上布置测点。对于变截面的梁,则应在抗弯控制截面上布置测点(即在截面较弱而弯矩值较大的截面上)。有时,也需在截面突然变化的位置上设置测点。

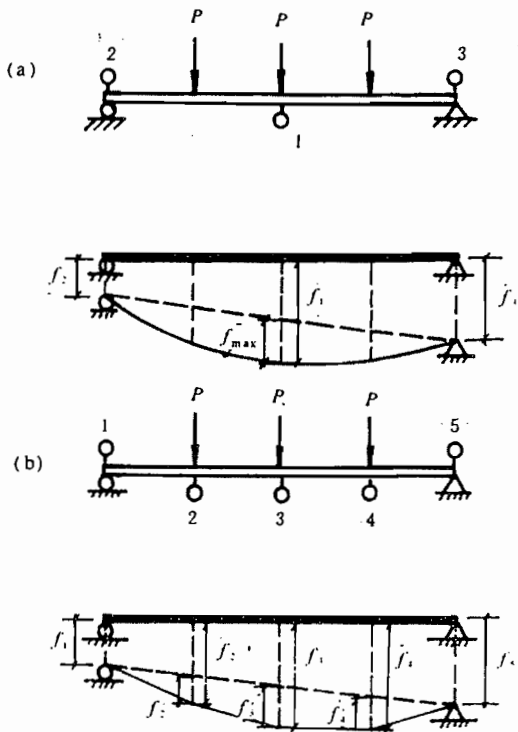


图 5-3 梁的挠度测点布置

如果只要求测量弯矩引起的最大应力,则只需在该截面上下边缘纤维处安装应变计即可。为了减少误差,上下纤维上的仪表应设在梁截面的对称轴上(图 5-4(a)) 或是在对称轴的两侧各设一个仪表,以求取它的平均应变值。

对于钢筋混凝土梁,由于材料的非弹性性质,梁截面上的应力分布往往是不规则的。为了求得截面上应力分布的规律和确定中和轴的位置,就需要增加一定数量的应变测点,一般情况下沿截面高度至少需要布置五个测点,如果梁的截面高度较大时,尚可沿截面高度增加测点数量。测点愈多,则中和轴位置能定得更准确,在截面上应力分布的规律也愈清楚。应变测点沿截面高度的布置可以是等距离的,也可以是不等距而外密里疏,以便比较准确地测得截面上较大的应变(图 5-4(b))。对于布置在靠近中和轴位置处的仪表,由于应变读数值较小,因此相对误差可能很大,以致不起任何效用。但是,在受拉区混凝土开裂以后,我们经常可以通过该测点读数值的变化来观测中和轴位置的上升与变动。

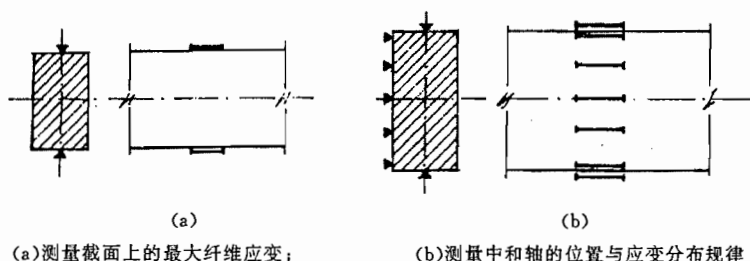
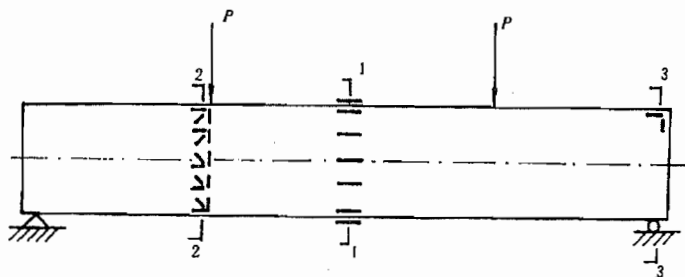


图 5-4 测量梁截面上应变分布的测点布置

(1) 单向应力测量

在梁的纯弯曲区域内,梁的截面上仅有正应力产生,故在该处截面上可仅布置单向的应变测点。如图 5-5 截面 1-1 所示。



截面 1-1 测量纯弯曲区域内正应力的单向应变测点;
截面 2-2 测量剪应力与主应力的应变网络测点(平面应变)
截面 3-3 梁端零应力区校核测点。

图 5-5 钢筋混凝土梁测量应变的测点布置图

钢筋混凝土梁受拉区的混凝土开裂以后,由于该处截面上混凝土部分退出工作,此时布置在混凝土受拉区的仪表就丧失其量测的作用。为了进一步探求截面的受拉性能,则常常在受拉区的钢筋上也布置测点以便量测钢筋的应变。由此可获得梁截面上内力重分布的规律。

(2) 平面应力测量

在荷载作用下的梁截面 2-2 上(图 5-5)既有弯矩作用,又有剪力作用,为平面应力状态,

为了求得该截面上的最大主应力及剪应力的分布规律,需要布置直角应变网络,通过三个方向上应变的测定,求得最大主应力的数值及作用方向。

抗剪测点应设在剪应力较大的部位。对于薄壁截面的简支梁,除支座附近的中和轴处产生剪应力较大外,还可能在腹板与翼缘的交接处也将产生较大的剪应力或主应力,这些部位亦宜布置测点。当要求测量梁沿长度方向的剪应力或主应力的变化规律时,则在梁长度方向宜分布较多的剪应力测点。有时为测定沿截面高度方向剪应力变化,则需沿截面高度方向设置测点。

(3) 钢箍和弯筋的应力测量

对于钢筋混凝土梁来说,为研究梁的抗剪强度,除了混凝土表面需要布置测点外,通常在梁的弯起钢筋上布置应变测点(图 5-6)。这里较多的是用预埋或试件表面开槽的方法来解决设点的问题。

(4) 翼缘与孔边应力测量

对于翼缘较宽较薄的 T 型梁,其翼缘部分受力不一定均匀,以致不能全部参加工作,这时应该沿翼缘宽度布置测点,测定翼缘上应力分布情况(图 5-7)。

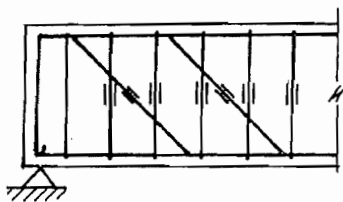


图 5-6 钢筋混凝土梁的弯起钢筋和钢箍上的应变测点

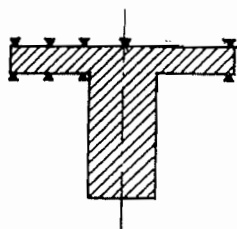


图 5-7 T 型梁翼缘的应变测点布置

为了减轻结构自重,有时需要在梁的腹板上开孔,众所周知,孔边的应力集中现象是比较严重的,而且往往应力梯度较大,严重影响结构的强度,因此必须注意孔边的应力测量。以图 5-8 空腹梁为例,利用应变仪沿圆孔周边连续测量几个相邻点的应变,通过各点应变迹线求得孔边应力分布情况。经常是将圆孔分为四个象限,每个象限的周界上连续均匀布置五个测点,即每隔 22.5° 有一测点。如果能够估计出最大应力在某一象限区内,则其他区内的应变测点可减少到三点。因为孔边的主应力方向已知,故只需布置单向测点。

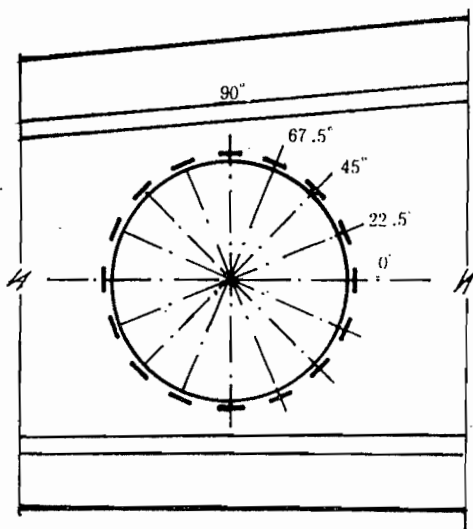


图 5-8 梁腹板圆孔周边的应变测点布置

(5) 校核测点

为了校核试验的正确性便于整理试验结果时进行误差修正,经常在梁的端部凸角上的零应力处设置少量测点见图 5-5 截面 3-3,以检验整个量测过程是否正常。

三、裂缝测量

在钢筋混凝土梁试验时,经常需要测定其抗裂性能,因此要在估计裂缝可能出现的截面或区域内,沿裂缝的垂直方向连续的或交替的布置测点,以便准确地控制开裂测定梁的抗裂性能。

对于混凝土构件,经常是控制弯矩最大的受拉区及剪力较大且靠近支座部位斜截面的开裂。一般垂直裂缝产生在弯矩最大的受拉区段,因此在这一区段要连续设置测点,如图 5-9(a)所示。这对于选用手持式应变仪量测时最为方便,它们各点间的间距按选用仪器的标距决定。如果采用其他类型的应变仪(如千分表,杠杆应变仪或电阻应变计),由于各仪器标距的不连续性,为防止裂缝正好出现在两个仪器的间隙内,故经常将仪器交错布置(图 5-9(b))。当裂缝未出现前,仪器的读数是逐渐变化的。如果构件在某级荷载作用下开始开裂时,则跨越裂缝测点的仪器读数将会有较大的跃变,此时相邻测点仪器读数可能变小,有时甚至会出现负值。如图 5-10 的荷载应变曲线中所示,使原有光滑的曲线产生突然转折的现象。混凝土的微细裂缝,常常不能光凭肉眼所能察觉,如果发现上述现象,即可判明它已开裂。至于裂缝的宽度,则可根据裂缝出现前后两级荷载所产生的仪器读数差值来表示。

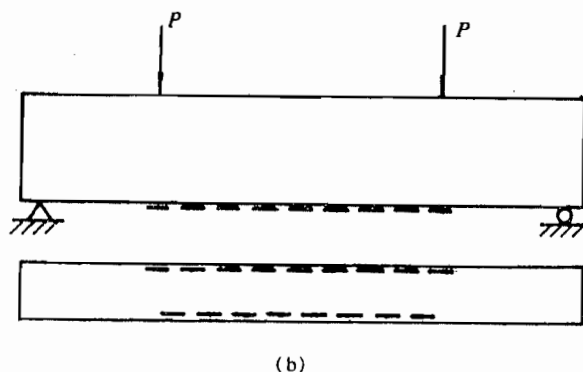
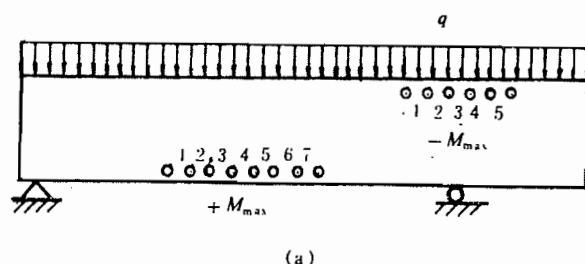


图 5-9 钢筋混凝土受拉区抗裂测点布置

当裂缝用肉眼可见时,则其宽度可用最小刻度为 0.01mm 及 0.05mm 的读数放大镜测量。

斜截面上的主拉应力裂缝,经常是出现在剪力较大的区段内。对于箱形截面或工字形截面的梁,由于腹板很薄,则在腹板的中和轴或腹板与翼缘相交的腹板上常是主拉应力较大的部位,因此,在这些部分可以设置抗裂的测点,如图 5-11 所示。由于混凝土梁的斜裂缝约

与水平轴成 45° 左右的角度,则仪器标距方向应与裂缝方向垂直。有时为了进行分析,在测定斜裂缝的同时,也可同时设置测量主应力或剪应力的应变网络。

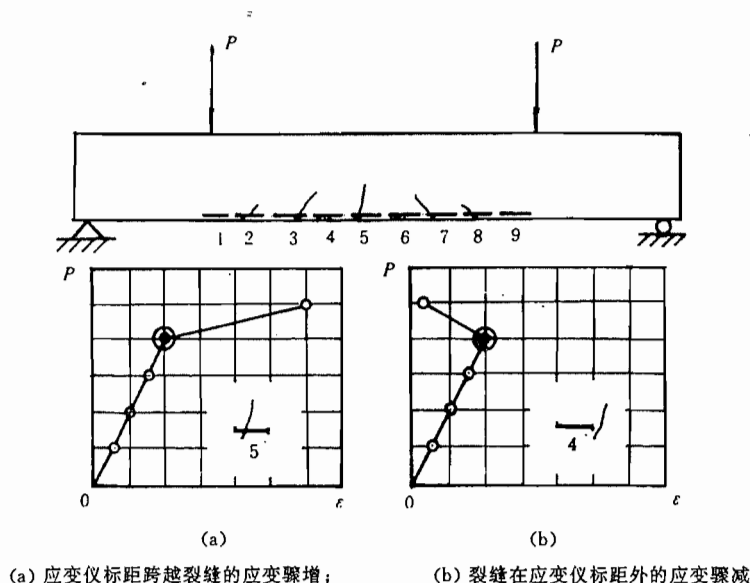


图 5-10 由荷载-应变曲线控制混凝土的开裂

沿裂缝通长的宽度是很不规则的,通常应测定受拉面的最大裂缝宽度、在钢筋水平位置上的侧面裂缝宽度以及斜截面上由主拉应力作用产生的斜裂缝宽度。

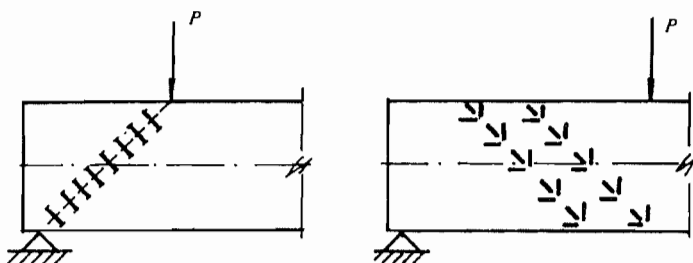


图 5-11 钢筋混凝土梁斜截面抗裂测点布置

每一构件中测定裂缝宽度的裂缝数目一般不少于 3 条,包括第一条出现的裂缝以及开裂最大的裂缝,取其中最大值为最大裂缝宽度值,凡选用测量裂缝宽度的部位应在试件上标明并编号,各级荷载下的裂缝宽度数据则记在相应的记录表格上。

每级荷载下出现的裂缝均须在试件上标明,即在裂缝的尾端注出荷载级别或荷载数量。以后每加一级荷载后裂缝长度扩展,需在裂缝新的尾端注明相应的荷载。由于卸载后裂缝可能闭合,所以应紧靠裂缝的边缘 $1\sim 3\text{mm}$ 处平行画出裂缝的位置和走向。

试验完毕后,根据上述注在试件上的裂缝绘出裂缝展开图。

四、受弯塑性铰测量

在工程结构中,结构抗震往往要利用结构屈服后的变形。经常用延性系数,即结构达到极限时的位移(或转角)和结构屈服时的位移(或转角)的比值,作为衡量结构抗震能力的一

个方面,延性系数愈大,则结构的抗震性能愈好。在钢筋混凝土连续梁和框架等超静定结构中,结构内力重分布现象,是结构进行塑性设计时必须考虑的问题,为此有必要对受弯构件塑性铰的形成和发展进行试验研究,通过试验了解钢筋达到塑流的情况,受压混凝土的极限变形、受拉和受压塑性区段的长度以及裂缝开展的情况等。

钢筋混凝土受弯构件塑性铰试验一般采用单筋矩形截面的简支梁形式(图 5-12)。

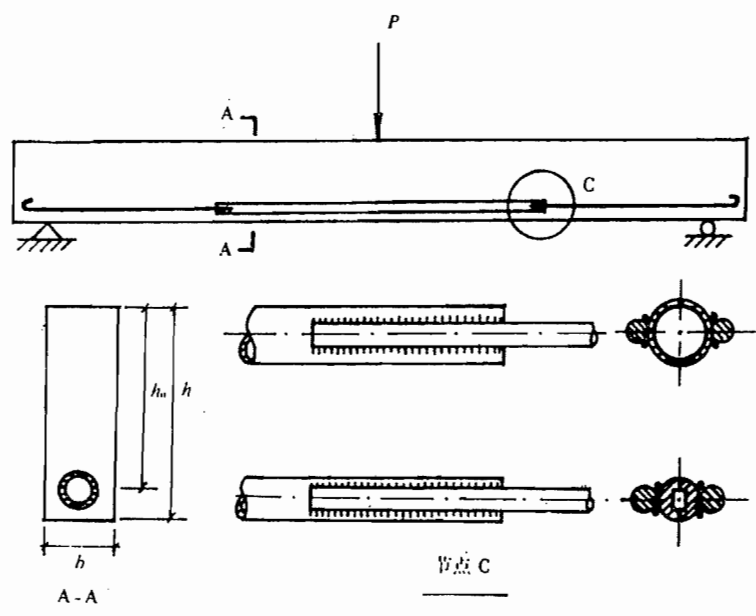


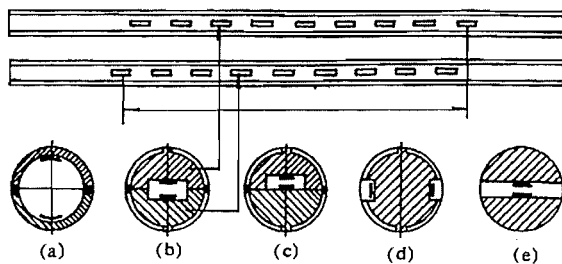
图 5-12 受弯构件塑性铰试验试件详图

试件按简支梁方式支承,在跨度中央用一集中荷载的方式加载,使横梁跨中产生塑性铰。

为了测量塑性铰区段中钢筋拉应变的变化规律,采用内埋电阻应变计的方法进行测量。为了不致使粘贴于钢筋表面的应变计通过防潮措施处理后在试件中破坏与混凝土的粘结力,影响钢筋混凝土的结合而保持两种材料粘结的原始状态,这时受拉钢筋要作特殊加工。不论是采用光钢筋或螺纹钢筋均需先将钢筋在铣床上沿纵向对剖为两半^①,并在半根钢筋的内面铣出一凹槽,槽口深度为 2~3mm,宽度按钢筋直径不同而异,一般需要 10~12mm,按不同的加工方法其截面可有如图 5-13 的各种形式,有时为了加工方便,也可用无缝钢管对剖后代替受拉钢筋,在加工的内表面打磨处理后,将标距为 2cm 左右的电阻应变计贴于加工后的钢筋槽口内或无缝钢管的内表面,其测点数量按受拉塑性铰可能形成的长度进行估计,一般须要 20 片左右,其中将单号应变计贴在半根钢筋(钢管)上,双号应变计贴在另半根(钢管)上,这种交替布点形式使所有应变计在整个钢筋上形成一连续的应变链。粘贴后进行必要的防潮和绝缘处理,并将两半钢筋合拢连成整体,应变计的导线从钢筋槽口两端引出,并用环氧树脂封口。由于经处理的测量段纵向钢筋长度比梁的跨度要短,其两端可各焊

^① 注:两个半钢筋从同一根钢筋上截取两段,分别切割加工而得,并不是将同一段钢筋一分为二。

接两根与纵向钢筋等效面积的钢筋直通梁端进行锚固。而受拉区段纵向钢筋必须按扣除铣去槽口后削弱的实际面积进行计算。



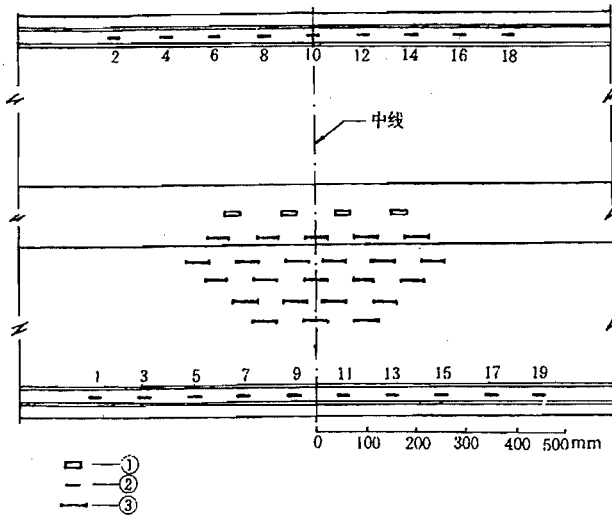
(a)无缝钢管;(b)槽口对称布置;(c)槽口在一边;(d)槽口在钢筋表面;(e)穿透式槽口

图 5-13 纵向钢筋加工后的截面形式

混凝土压区的压应变可用机械式应变仪测量,并辅以一定数量的电阻应变计进行校核。见图 5-14。

受拉区混凝土裂缝宽度可用应变计或百分表测量。

上述在受拉区测量钢筋应变的试验方法,也常应用于研究钢筋和混凝土的粘结力试验中,用以测量钢筋与混凝土的粘结和滑移。



① 混凝土受压区应变计; ② 钢筋内部应变计; ③混凝土受压区千分表测量应变测点

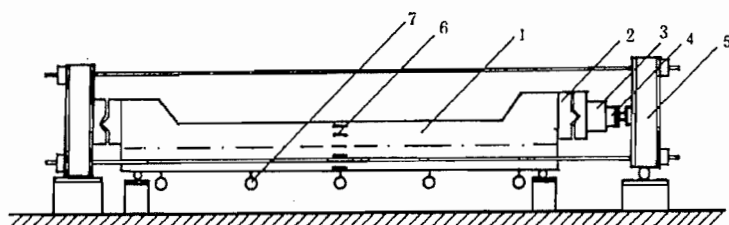
图 5-14 受弯塑性铰试验应变测点布置(试件展开图)

5.3.2 压杆和柱的试验

柱是建筑物中的基本承重构件,它实质上是一个中心或偏心受压的基本构件,在实际工程中钢筋混凝土柱大多数是偏心受压构件。

一、试件安装和加载方法

对于柱和压杆试验可以采用正位或卧位试验的安装和加载方案。在有大型结构试验机条件时,试件可在长柱试验机上进行试验,也可以利用静力试验台座上的大型荷载支承设备和液压加载系统配合进行试验,但对于高大的柱子正位试验时安装和观测均较费力,这时可以改用卧位试验方案(图 5-15)比较安全,但安装就位和加载装置往往又比较复杂,同时在试验中要考虑卧位时结构自重所产生的影响。



1. 试件; 2. 铰支座; 3. 加载器; 4. 传感器; 5. 荷载支承架; 6. 电阻应变计; 7. 挠度计

图 5-15 偏心受压柱的卧位试验

当为了求得柱与压杆纵向弯曲系数的试验时,构件两端均应采用比较灵活的可动铰支座形式。一般采用构造简单效果较好的刀口支座(图 3-34(a))。对于试验在两个方向有可能产生屈曲时,应采用双刀口铰支座(图 3-34(b))。也有用圆球形铰支座,但由于制作困难又不易精确,往往不能起完全铰的作用。

中心受压柱安装时一般先将构件进行几何对中,即将构件轴线对准作用力的中心线。构件在几何对中后再进行物理对中;即加载达 20%~40% 的试验荷载时,测量构件中央截面两侧或四个面的应变,并调整作用力的轴线,以达到各点应变均匀为止。在构件物理对中后即可进行加载试验。对于偏压试件,也应在物理对中后,沿加力中线量出偏心距离,再把加载点移至偏心距的位置上,进行试验。对钢筋混凝土结构由于材质的不均匀性,物理对中一般比较难于满足,因此实际试验中仅需保证几何对中即可。

对于要求模拟实际工程中柱子的计算图式及受载情况时,则试件安装和试验加载的装置将更为复杂,图 5-16 所示为跨度为 36m、柱距 12m、柱顶标高 27m 具有双层桥式吊车重型厂房斜腹杆双肢柱的 1/3 模拟试验柱的卧位试验装置。柱的顶端为自由端,柱底端用两组垂直螺杆与静力试验台座固定,以模拟实际柱底固接的边界条件。上下层吊车轮压产生的作用力 P_1, P_2 作用于牛腿,通过大型液压加载器(1000~2000kN 的油压千斤顶)和水平荷载支承架进行加载。在柱端用液压加载器及竖向荷载支承架对柱子施加侧向力。在正式试验前先施加一定数量的侧向力,用以平衡和抵消试件卧位后的自重和加载设备重量产生的影响。

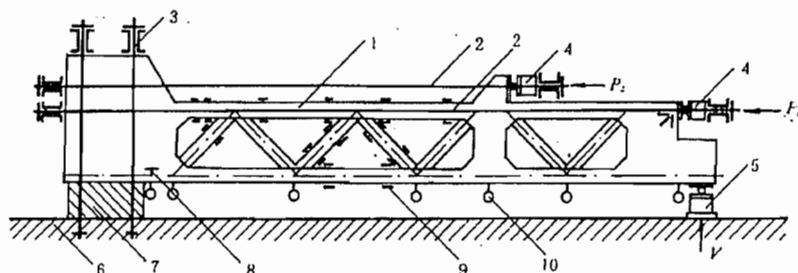
二、试验项目和测点布置

压杆与柱的试验一般观测其破坏荷载;各级荷载下的侧向挠度值及变形曲线;控制截面或区域的应力变化规律以及裂缝开展情况。

图 5-17 所示为偏心受压短柱试验时的测点布置。

试件的挠度是由布置在受拉边的百分表或挠度计进行量测,与受弯构件相似,除了量测中点最大的挠度值外,可用侧向五点布置法量测挠度曲线。对于正位试验的长柱它的侧向变

位可用经纬仪观测。

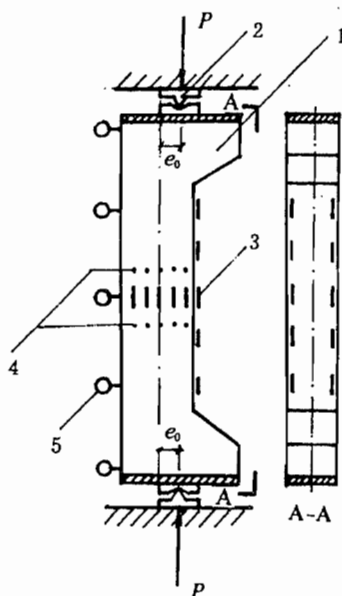


1. 试件； 2. 水平荷载支承架； 3. 竖向支承架； 4. 水平加载器； 5. 垂直加载器；
6. 试验台座； 7. 垫块； 8. 倾角仪； 9. 电阻应变计； 10. 挠度计

图 5-16 双肢柱卧位试验

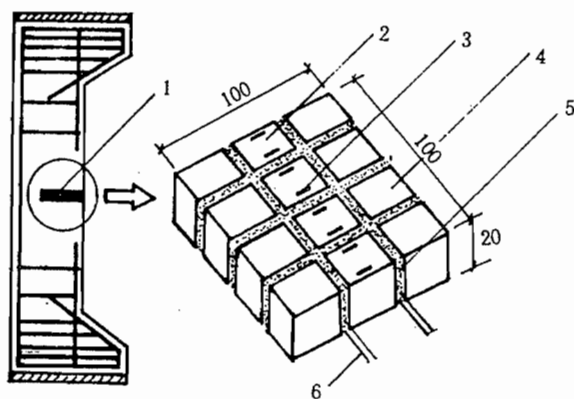
受压区边缘布置应变测点，可以单排布点于试件侧面的对称轴线上或在受压区截面的边缘两排对称布点。为验证构件平截面变形的性质，沿压杆截面高度布置 5~7 个应变测点。受拉区钢筋应变同样可以用内部电测方法进行。

为了研究偏心受压构件的实际压区应力图形，可以利用环氧水泥-铝板测力块组成的测力板进行直接测定，见图 5-18。测力板是用环氧水泥块模拟有规律的“石子”所组成。它由



1. 试件； 2. 铰支座； 3. 应变计；
4. 应变计测点； 5. 挠度计

图 5-17 偏压短柱试验测点布置



1. 测力板； 2. 测力块； 3. 贴有应变计的铝板；
4. 填充块； 5. 水泥砂浆； 6. 应变计引出线。

图 5-18 量测压区应力图形的测力板

四个测力块和八个填充块用 1:1 水泥砂浆嵌缝做成，尺寸为 100mm×100mm×20mm。测力块是由厚度为 1mm 的 II 型铝板浇注在掺有石英砂的环氧水泥中制成，尺寸为 22mm×25mm×30mm，事先在 II 型铝板的两侧粘贴 2mm×6mm 规格的应变计两片，相距 13mm，焊好引出线。填充块的尺寸、材料与制作方法与测力块相同，但它内部没有应变计。

测力板先在 $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times 300\text{mm}$ 的轴心受压棱柱体中进行加载标定, 得出每个测力块的应力-应变关系, 然后从标定试件中取出, 将其重新浇注在偏压试件内部, 测量中部截面压区应力分布图形。

对于双肢柱试验, 除了测量肢体各截面的应变外, 尚须测量腹杆的应变, 以确定各杆件的受力情况。其中应变测点在各截面上均成对布置, 以便分析各截面上可能产生的弯矩。

5.4 扩大构件的单调加载静力试验

5.4.1 屋架试验

屋架是扩大构件中最常见的一种承重结构。其特点是跨度较大, 但只能在自身平面内承受荷载, 而出平面的刚度很小。在建筑物中要依靠侧向支撑体系相互联系, 形成足够的空间刚度。结构主要承受作用于节点的集中荷载, 因此大部分杆件是受轴力作用, 当屋架上弦有节间荷载作用时, 则将使弦杆受压弯作用。对于跨度较大的屋架, 下弦一般采用预应力拉杆, 则屋架在施工阶段就必须考虑到试验的要求, 要配合施工预应力张拉进行量测。

一、试件的安装和加载方法

屋架试验一般均采用正位试验, 即在正常安装位置情况下支承及加载。由于屋架的出平面刚度较弱, 安装时必须采取专门的措施, 设置侧向支撑, 以保证屋架上弦的侧向稳定。侧向支撑点的位置应根据设计要求确定, 支撑点的间距应不大于上弦杆出平面的设计计算长度。同时侧向支撑应不妨碍屋架在其平面内的竖向位移。

图 5-19(a) 是一般采用的屋架侧向支撑方式。支撑立柱可以用刚性很大的荷载支承架, 或者在立柱安装后用拉杆与试验台座固定, 支撑立柱与屋架上弦杆之间设置轴承, 以便于屋架受载后能在竖向自由变位。

图 5-19(b) 是另一种设置侧向支撑的方法, 其水平支撑杆应有适当长度, 并能够承受一定压力, 以保证屋架能竖向自由变位。

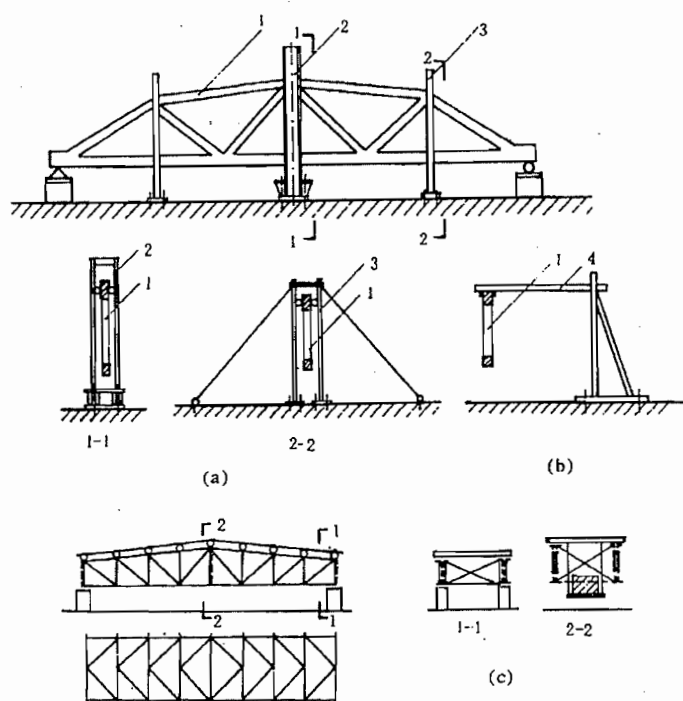
在施工现场进行屋架试验时还可以采用两榀屋架对顶的卧位试验。此时屋架的侧面应垫平并设有相当数量的滚动支承, 以减少屋架受载后产生变形时的摩擦力, 保证屋架在平面内自由变形。有时为了获得满意的试验结果, 必须对用作支承平衡的一榀屋架作适当的加固, 使其在强度与刚度方面大于被试验的屋架。卧位试验可以避免试验时高空作业和便于解决上弦杆的侧向稳定问题, 但自重影响无法消除, 同时屋架贴近地面的侧面观测困难。

屋架进行非破坏性试验时, 在现场也可以采用两榀屋架同时试验的方案, 这时出平面稳定问题可用图 5-19(c) 的 K 形水平支撑体系来解决。当然也可以用大型屋面板做水平支撑, 但要注意不能将屋面板三个角焊死, 防止屋面板参加工作。成对屋架试验时可以在屋架上铺设屋面板后直接堆放重物。

屋架试验时支承方式与梁试验相同, 但屋架端节点支承中心线的位置对屋架节点局部受力影响较大, 所以应特别注意。由于屋架受载后下弦变形伸长较大, 以致滚动支座的水平位移往往较大, 所以支座上的支承垫板应留有充分余地。

屋架试验的加载方式可以采用重力直接加载(当两榀屋架成对正位试验时), 由于屋架大多是在节点承受集中荷载, 一般用杠杆重力加载, 为使屋架对称受力, 施加杠杆吊蓝应使相邻节点荷载相间地悬挂在屋架受载平面前后两侧。由于屋架受载后的挠度较大(特别是当

下弦钢筋应力达到屈服时),因此在安装和试验过程中应特别注意,以免杠杆倾斜太大产生对屋架的水平推力和吊蓝着地而影响试验的继续进行。在屋架试验中由于施加多点集中荷载,所以采用同步液压加载是最理想的方案,但也需要液压加载器活塞有足够的有效行程,适应结构大挠度变形的需要。



1. 试件; 2. 荷载支承架; 3. 拉杆式支撑的立柱; 4. 水平支撑杆。

图 5-19 屋架试验时侧向支撑形式

当屋架的试验荷载不能与设计图式相符时,同样可以采用等效荷载的原则来代替,但应使需要试验的主要受力构件或部位的内力接近原设计情况,并应注意荷载改变后可能引起的局部影响,防止产生局部破坏。近年来由于同步异荷液压加载系统的研制成功,对于屋架试验中要加几组不同的集中荷载的要求,已经完全可以实现。

对于有些屋架有时还需要作半跨荷载的试验,因为这时对于某些杆件可能比全跨荷载作用时更为不利。

二、试验项目和测点布置

屋架试验测试的内容,主要是根据试验要求及结构形式而定。对于常用的各种预应力钢筋混凝土屋架试验,一般试验量测的项目有:

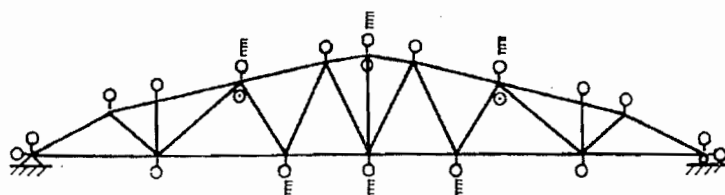
- 屋架上下弦杆的挠度;
- 屋架主要杆件的内力;
- 屋架的抗裂度及强度安全系数;

屋架节点的变形及节点刚度对屋架杆件次应力的影响；
 屋架端节点的应力分布；
 预应力钢筋张拉应力和对有关部分混凝土的预压应力；
 屋架下弦预应力钢筋对屋架的反拱作用；
 预应力锚头工作性能。

其中有的项目在屋架施工过程中就需要配合进行测量，如量测预应力钢筋张拉应力及对混凝土的预压应力值、预应力反拱值、锚头工作性能等，这就要求试验者根据预应力施工工艺的特点作出周密的考虑，以期获得比较完整的数据来分析屋架的实际工作。

1. 屋架挠度和节点位移的测量

屋架的跨度较大，测量其挠度的测点宜适当增加。如屋架只承受节点荷载时，则测定上下弦挠度的测点只要布置在相应的节点之下；对于跨度较大的屋架，其弦杆的节间往往很大，这样荷载作用下将使弦杆承受局部弯曲，此时还应该测量该杆件 midpoint 相对其两端节点的最大位移。当屋架的挠度值较大时，则需用大量程的挠度计或者用米厘纸制成标尺通过水准仪进行观测。与测量梁的挠度一样，必须注意到支座的沉陷与局部受压引起的变位。如果需要量测屋架端节点的水平位移及屋架上弦平面外的侧向水平位移，这些都可以通过水平方向的百分表或挠度计进行量测。见图 5-20 所示挠度测点布置。



- 测量屋架上下弦节点挠度及端节点水平位移的百分表或挠度计；
- ⊙—测量屋架上弦杆出平面水平位移的百分表或挠度计；
- E—钢尺或米厘纸尺，当挠度或变位较大以及拆除挠度计后用以量测挠度。

图 5-20 屋架试验挠度测点布置

2. 屋架杆件的内力测量

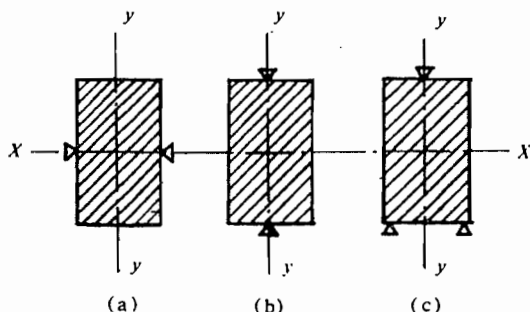
当研究屋架的实际工作时，除了要求测量屋架上下弦及节点的挠度以外，常常需要了解屋架杆件的受力情况，因此要求在屋架杆件上布置应变测点来确定杆件的内力值。一般情况，在一个截面上引起法向应力的内力最多是三个，即轴向力 N ，弯矩 M_x 及 M_y ，对于薄壁杆件则可能有四个，即再增加扭矩。

分析内力时，一般只考虑结构的弹性工作。这时，我们在一个截面上布置的应变测点数量只要等于未知内力数，就可以用材料力学的公式求出全部未知内力数值。应变测点在杆件截面上的布置位置可见图 5-21。

一般钢筋混凝土屋架上弦杆直接承受荷载，它除轴向力外，还可能有弯矩作用，所以是压弯构件，截面内力主要是轴向力 N 和弯矩 M 的组合。为了测量这两项内力，我们一般按图 5-21(b)，在截面对称轴上下纤维处各布置一个测点。屋架下弦主要为轴力 N 作用，一般只需在杆件的表面布置一个测点，但是为了便于核对和使测得的结果更为精确，经常在截面的中和轴(图 5-21(a))或对称轴(图 5-21(b))位置上成对布点，取其平均值计算内力 N ，

屋架的腹杆,主要是承受轴力作用,故布点可与下弦一样。

如果用电阻应变计来测量弹性匀质杆件或钢筋混凝土杆件开裂前的内力,除了可按上述方法求得全部内力值外,我们还可以利用电阻应变计测量电桥的特性及电阻应变计与电桥连接方式的不同,使量测结果直接等于某一个内力所引起的应变,而与其它内力无关。这在实际上是一种很有用的测量方法。



(a)只有轴力 N 作用; (b)有轴力 N 和弯矩 M_x 作用; (c)有轴力 N 和弯矩 M_x, M_y 的作用

图 5-21 屋架杆件截面上应变测点布置方式

为了正确求得杆件内力,测点所在的截面位置要经过选择。屋架的节点在设计时理论上均假定为铰接,但钢筋混凝土整体浇筑的屋架,其节点实际上是刚接的,由于节点的刚度,以致在杆件中邻近节点处还有次弯矩的作用,并由此在杆件截面上产生次应力。因此,如果我们仅希望求得屋架在承受轴力或轴力和弯矩组合影响下的应力并避免节点刚度影响时,测点所在截面要尽量离节点远一些。反之,假如要求测定由于节点刚度引起的次弯矩,则应该把应变测点布置在紧靠节点处的杆件截面上。图 5-22 为 9m 柱距、24m 跨度的预应力钢筋混凝土屋架试验测量杆件内力的测点布置。

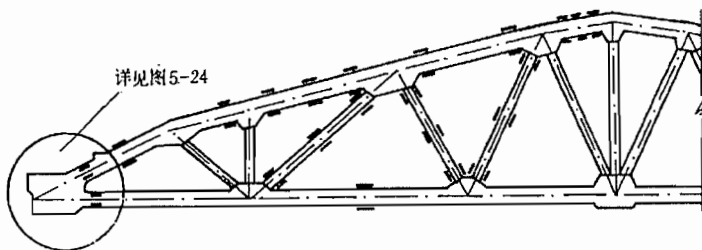


图 5-22 9m 柱距 24m 跨度预应力钢筋混凝土屋架试验测量杆件内力测点布置

说明:1. 图中屋架杆件上的应变测点用—表示;

2. 在端节点部分屋架上下弦杆上的应变测点是为了分析端节点受力需要而布置的;

3. 端节点上应变测点布置见图 5-24 所示;

4. 下弦预应力钢筋上的电阻应变计测点未表明。

应该注意,在布置屋架杆件上的应变测点时,决不可将测点布置在节点上,因为该处截面的作用面积不明确,如凭量测读数分析杆件内力时,将会产生很大的困难。图 5-23 所示屋架上弦节点中截面 1-1 的测点是量测上弦杆的内力;截面 2-2 是量测节点次应力的影响;比较两个截面的内力,就可以求出次应力;截面 3-3 是错误的布置。

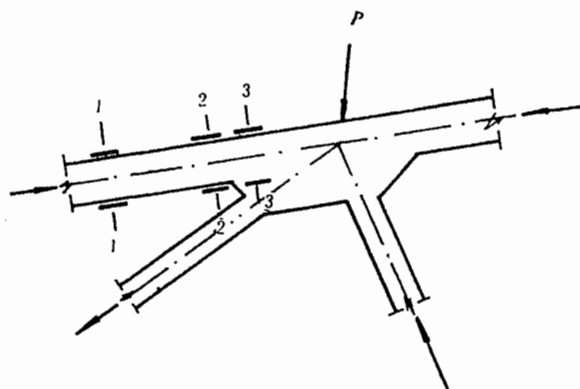


图 5-23 屋架上弦节点应变测点布置

3. 屋架端节点的应力分析

屋架的端部节点,应力状态比较复杂,这不仅是上下弦杆的相交点,同时屋架支承反力也作用于此,对于预应力钢筋混凝土屋架下弦预应力钢筋的锚头也直接作用在节点端头。由于上述情况,端节点的应力状态就比较复杂,更由于构造和施工上的原因,经常引起端节点的过早开裂或破坏,因此,往往需要通过试验来研究其实际工作。为了测量端节点的应力分布规律,要求布置较多的三向应变网络测点(图 5-24)一般常用电阻应变计组成,如果用千分表或杠杆应变仪布置成应变网络,由于仪表体积较大,使测点数量无法增多,这样就不可能很清楚地得到应力分布状态。用手持式应变仪时,如能合理妥善安排,可以布置较多测点,但量测精度较差。从三向应变网络各点测得的应变值,通过计算或图解法求得端节点上的剪应力、正应力及主应力的数值与分布规律。为了量测上下弦杆交接处豁口应力情况,可沿豁口周边布置单向应变测点。

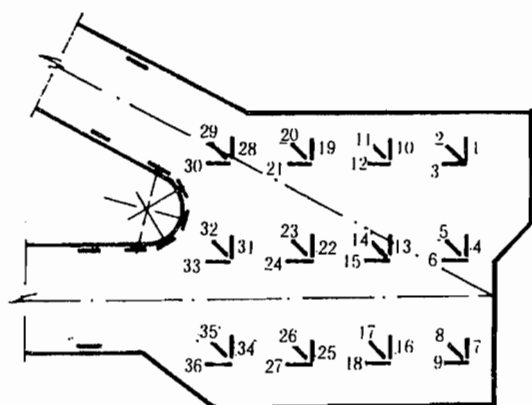
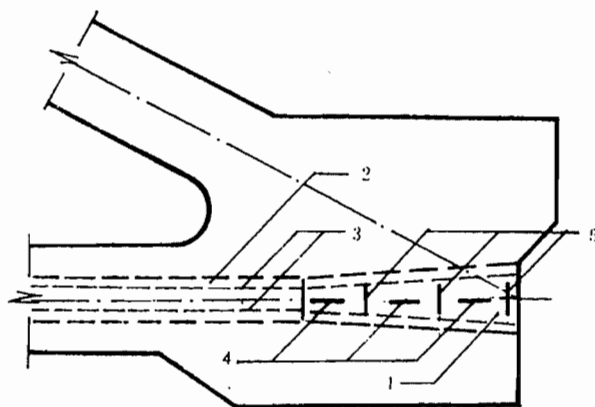


图 5-24 屋架端部节点上应变测点布置

4. 预应力锚头性能测量

对于预应力钢筋混凝土屋架,有时还需要研究预应力锚头的实际工作和锚头在传递预应力时它对端节点的受力影响。特别是采用后张自锚预应力工艺时,为检验自锚头的锚固性

能与锚头对端节点外框混凝土的作用,在屋架端节点的混凝土表面沿自锚头长度方向布置若干应变测点,量测自锚头部位端节点混凝土的横向受拉变形,见图 5-25 中的横向应变测点,如果测点按图 5-25 中所示测点布置量测纵向应变时,则同时可以测得锚头对外框混凝土的压缩变形。



1. 混凝土自锚锚头;2. 屋架下弦预应力钢筋预留孔;
3. 预应力钢筋;4. 纵向应变测点;5. 横向应变测点
图 5-25 屋架端节点自锚头部位测点布置

5. 屋架下弦预应力钢筋张拉应力测量

为量测屋架下弦的预应力钢筋在施工张拉和试验过程中的应力值以及预应力的损失情况,需在预应力钢筋上布置应变测点,测点位置通常布置在屋架跨中及两端头部位,如屋架跨度较大时,则在 $1/4$ 跨度的截面上可增加测点,如有需要时预应力钢筋上测点位置可与屋架下弦杆上的测点部位相一致。在预应力钢筋上经常是用事先粘贴电阻应变计的办法进行量测其应力变化,但必须注意做好应变计的防潮措施,并将钢筋成束后送入下弦预留的孔道内部。钢筋成束时,要注意防止电阻应变计受损。比较理想的做法是在成束钢筋中部放置一段短钢管使贴片的钢筋位置相互固定,这样便可将连接应变计的导线束通过钢筋束中断续布置的短钢管从锚头端部引出。有时为了减少导线在预应力孔道内的埋设长度,可从测点就近部位的杆件预留孔将导线束引出。

如屋架预应力钢筋采用先张法施工时,则上述量测准备工作均需在施工张拉前到预制构件厂或施工现场就地进行。

6. 裂缝测量

预应力钢筋混凝土屋架的裂缝测量,通常要实测预应力杆件的开裂荷载值;量测使用状态试验荷载值作用下的最大裂缝宽度及各级荷载作用下的主要裂缝宽度。在屋架中由于端节点的构造与受力复杂,经常会产生斜裂缝,应引起注意。此外腹杆与下弦拉杆以及节点的交汇之处,将会较早开裂。

在屋架试验的观测设计中,利用结构与荷载对称性的特点,经常在半榀屋架上考虑测点布置与安装主要仪表,而在另半榀屋架上仅布置若干对称测点,作为校核之用。

5.4.2 薄壳和网架结构试验

薄壳和网架结构是扩大构件中比较特殊的结构,它一般适用于大跨度公共建筑,如近

20年来我国各地兴建的体育馆工程,多数采用大跨度的钢网架结构,同时也开始在工业厂房车间的屋盖体系中使用。北京火车站中央大厅 35m×35m 钢筋混凝土双曲扁壳和大连港运仓库 23m×23m 的钢筋混凝土组合扭壳等都是有代表性的薄壳结构。

对于这类大跨度新结构的发展,一般都须进行大量的试验研究工作。

在科学研究和工程实践中,这种试验一般按照结构实际尺寸用缩小为 $\frac{1}{5} \sim \frac{1}{20}$ 的大比例模型作为试验对象,但材料、杆件、节点基本上与实物类似,可将这种模型当作缩小了若干倍的实物结构直接计算,并将试验值和理论值直接比较,不必做任何模拟计算,这种方法比较简单,试验出的结果基本上可以说明实物的实际工作情况,所以,大部分工程均采用这种方法进行试验研究。

一、试件安装和加载方法

薄壳和网架结构都是平面面积较大的空间结构。薄壳结构不论是筒壳、扁壳或者扭壳之类,一般均有侧边构件,其支承方式可类似双向平板一样,可有四角支承或四边支承,这时结构支承可由固定铰、活动铰及滚轴等组成。

网架结构在实际工程中是按结构布置直接支承在框架或柱顶,在试验中一般按实际结构支承点的个数将网架模型支承在刚性较大的型钢圈梁上。一般支座均为受压,采用螺栓做成的高低可调节的支座,固定在型钢梁上,网架支座节点下面焊上带尖端的短圆杆,支承在螺栓支座的顶面,在圆杆上贴有应变计即可测得支座反力。如图 5-26(a)所示。由于网架平面体型的不同,受载后除大部分支座受压外,在边界角点及其邻近的支座经常可能出现受拉现象,为适应有受拉支座的出现,并做到各支承点支座构造的统一,即既可受压又能抗拉,在有的工程试验中采用了钢球铰点支承形式图(5-26(b)),钢球安置在特别的圆形支座套内,

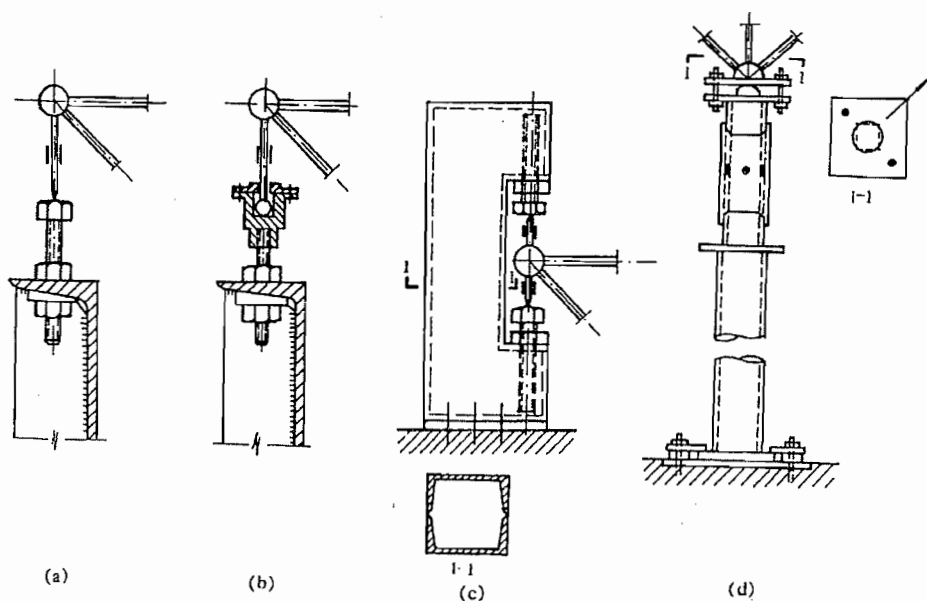
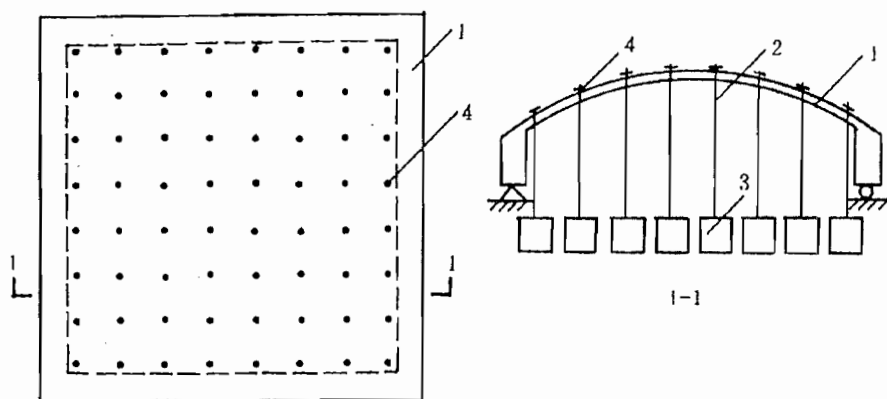


图 5-26 网架试验的支座型式与构造

钢球顶端与网架边节点支座竖杆相连,支座套上设有盖板,当支座出现受拉时可限制球铰从支座套内拔出,同样可以由支座竖杆上的应变计测得支座拉力。圆形支座套下端同样用螺栓与钢圈梁连接,可以调整高低,使网架所有支座在加载前能统一调整,保证整个网架有良好的接触。图 5-26(c)所示锁形拉压两用支座可安装于反力方向无法确定的支座上,它可以适应于受压或受拉的受力状态。某体育馆四立柱支承的方形双向正交网架模型试验中,采用了球面板做成的铰接支座,柱子上端用螺杆及可调节的套管调整网架高度,这种构造在承受竖向荷载时是可以的,但当水平荷载作用时就显得太弱,变形较大(图 5-26(d))。

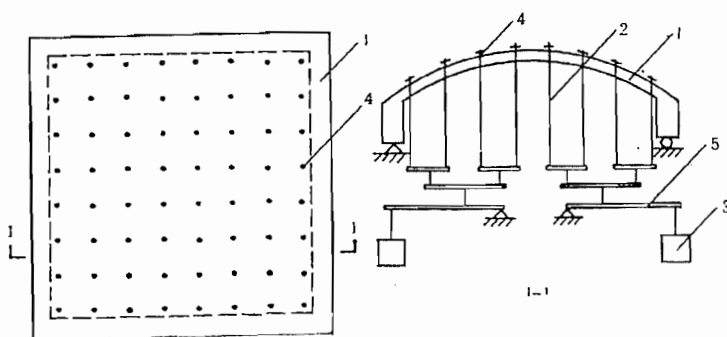
薄壳结构是空间受力体系,在一定的曲面形式下,壳体弯矩很小,荷载主要靠轴向力来承受。壳体结构由于具有较大的平面尺寸,所以单位面积上荷载量不会太大,一般情况下可以用重力直接加载,将荷载分块铺设于壳体表面;也可以通过壳面预留的洞孔直接悬吊荷载(图 5-27),并可在壳面上用分配梁系统施加多点集中荷载。在双曲扁壳或扭壳试验中可用特制的三角加载架代替分配梁系统,在三角架的形心位置上通过壳面预留孔用钢丝悬吊荷载,为适应壳面各点曲率变化,三角架的三个支点可用螺栓调节高度。



1. 试件; 2. 荷重吊杆; 3. 荷重; 4. 壳面预留洞孔

图 5-27 通过壳面预留洞孔施加悬吊荷载

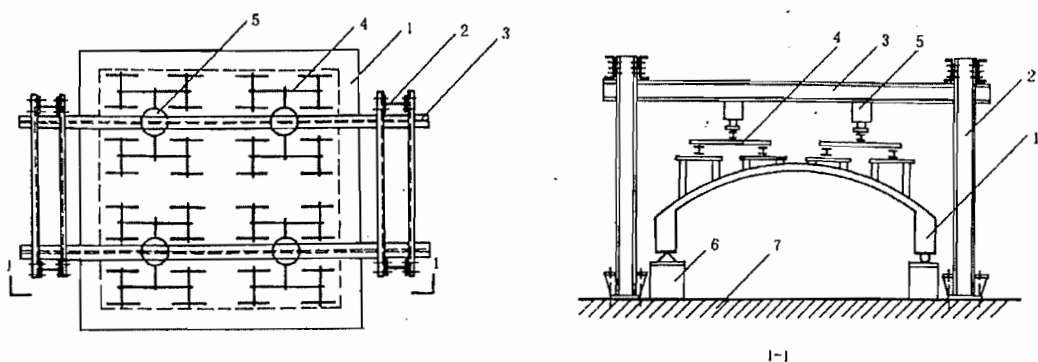
为了加载的方便,也可以通过壳面预留孔洞设置吊杆而在壳体下面用分配梁系统通过杠杆施加集中荷载(图 5-28)。



1. 试件; 2. 荷重吊杆; 3. 荷重; 4. 壳面预留洞孔; 5. 分配梁杠杆系统

图 5-28 用分配梁杠杆加载系统对壳体结构施加荷载

如果需要较大的试验荷载或要求进行破坏试验时,则可按图 5-29 所示用同步液压加载器和荷载支承装置施加荷载,可获得较好的效果。



1. 试件; 2. 荷载支承架立柱; 3. 横梁; 4. 分配梁系统;

5. 液压加载器; 6. 支座; 7. 试验台座

图 5-29 用液压加载器进行壳体结构加载试验

在薄壳结构试验中,也可利用气囊通过空气压力和支承装置对壳面施加均布荷载,有条件时还可以通过密封措施,在壳体内部用抽真空的方法,利用大气压差,即利用负压作用对壳面进行加载。这时壳面由于没有加载设备的装置和影响,比较便于进行量测和观测裂缝。

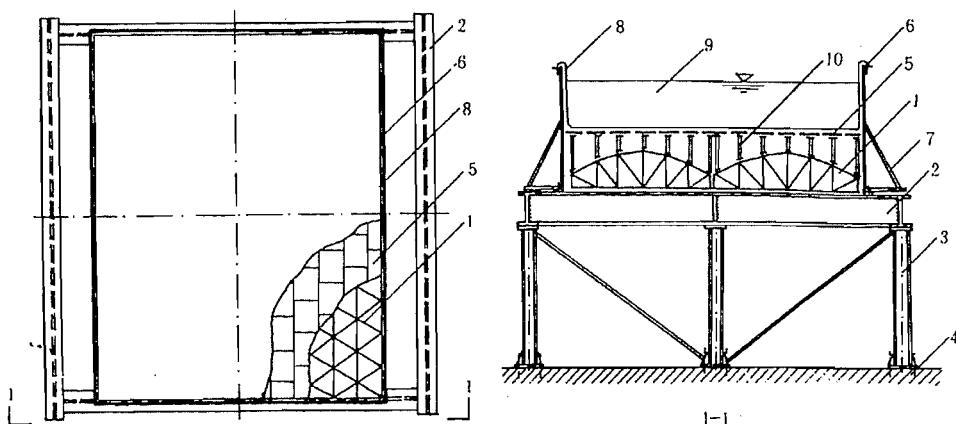
在我国建造的大量网架结构中,大部分是采用钢结构杆件系统组成的空间体系,作用于网架上的竖向荷载主要是通过网架的节点来传递。在较多的试验中都用水压加载来模拟竖向荷载,为了使网架承受比较均匀的节点荷载,一般在网架上弦的节点上焊以小托盘,上放传递水压的小木板,木板按网架的网格形状及节点布置形状而定,要求该木板互不联系,以保证荷载传递作用明确,挠曲变形自由。对于变高度网架或网架上弦有坡度时,尚可通过连接托盘的竖杆调节高度,使荷载作用点在同一水平,便于水压加载。在网架四周用薄钢板、铁皮或木板按网架平面体型组成外框,用专门支柱支承外框的自重,然后在网架上弦的木板上和四周外框内衬以特制的开口大型塑料袋,这样,当试验加载时,水的重量在竖向通过塑料袋、木板直接经上弦节点传至网架杆件,而水的侧向压力由四周的外框承受,由于外框不直接支承于网架,所以施加荷载的数量直接可由水面的高度来计算,当水面高度为 30cm 时,即相当于网架承受的竖向荷载为 3kN/m^2 。图 5-30 为网壳用水加载时的装置。

在有的网架试验中,也有用荷载重块通过各种比例的分配梁直接施加于网架的下弦的节点。一般四个节点合成用一个荷重吊篮,有一部分为两个节点合成一个吊篮。按设计计算,中间节点荷载为 P 时,网架边缘节点为 $\frac{1}{2}P$,四角节点为 $\frac{1}{4}P$,各种不同节点荷载均由同一形式的分配梁组成(图 5-31)。

同薄壳试验一样,当需要进行破坏试验时,由于破坏荷载较大,则可用多点同步液压加载系统经支承于网架节点的分配梁施加荷载(如图 5-32)。

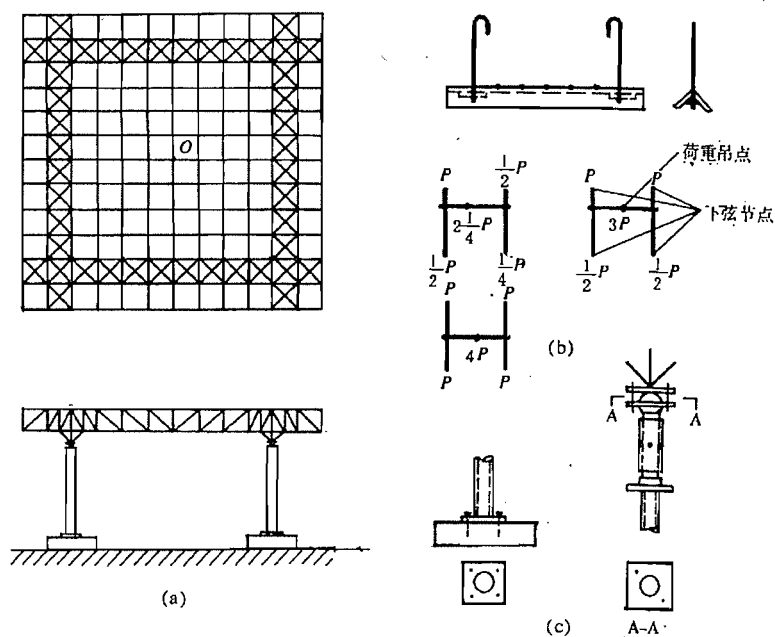
二、试验项目和测点布置

薄壳结构与平面结构不同,它既是空间结构又具有复杂的表面外形,如筒壳,球壳,双曲抛物面壳和扭壳等,由于受力上的特点,因此它的测量要比一般平面结构复杂得多。



1. 试件; 2. 刚性梁; 3. 立柱; 4. 试验台座; 5. 分块式小木板;
6. 钢板外框; 7. 支撑; 8. 塑料薄膜水袋; 9. 水; 10. 节点荷载传递短柱

图 5-30 钢网壳试验用水加载的装置图

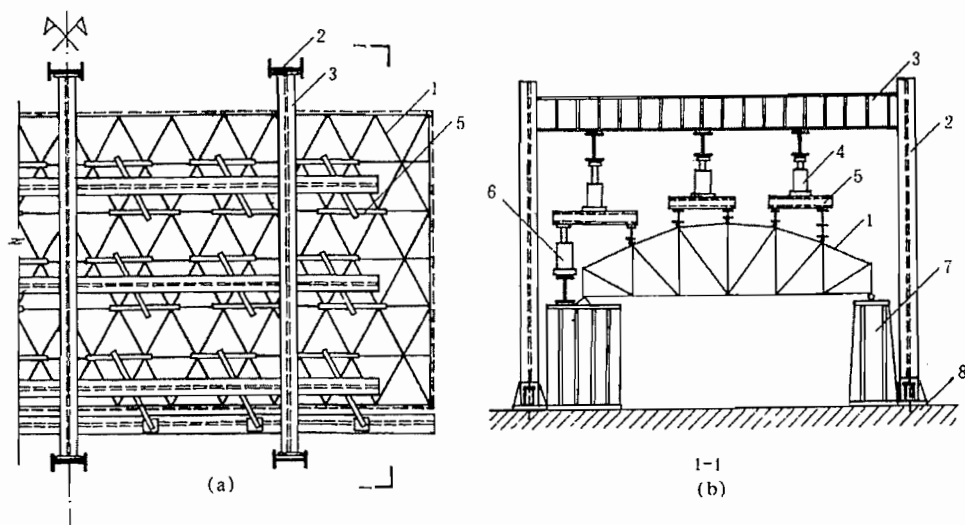


(a) 结构简图; (b) 荷载分配梁系统; (c) 支座节点

图 5-31 四立柱平板网架用分配梁在下弦节点加载

壳体结构经常要观测的内容也主要是位移和应变两大类。一般测点按平面坐标系布置, 所以测点的数量就比较多, 如在平面结构中测量挠度曲线按线向五点布置法, 则在薄壳结构中为了量测壳面的变形, 即受载后的挠曲面, 就须要 $5^2=25$ 个测点。为此经常可以利用

结构对称和荷载对称的特点,在结构的 $\frac{1}{2}$ 、 $\frac{1}{4}$ 或 $\frac{1}{8}$ 的区域内布置主要测点作为分析结构受力特点的依据,而在其他对称的区域内布置适量的测点,进行校核。这样既可减少测点数量,但又不影响了解结构受力的实际工作情况,至于校核测点的数量可按试验要求而定。



1. 网壳; 2. 荷载支架立柱; 3. 横梁; 4. 液压加载器;
5. 分配梁系统; 6. 平衡加载器; 7. 支座; 8. 试验台座

图 5-32 用多点同步液压加载器对钢网壳加载试验

薄壳结构都有侧边构件,为了校核壳体的边界支承条件,都需在侧边构件上布置挠度计来测量它的垂直及水平位移。有时为了研究侧边构件的受力性能,还要测量它的截面应变分布规律,这时完全可按梁式构件的测点布置的原则与方法来进行。

对于薄壳结构的挠度与应变测量,要根据结构形状和受力特性分别加以研究决定。

圆柱形壳体受载后的内力相对比较简单,一般在跨中和 $1/4$ 跨度的横截面上布置位移和应变测点,测量该截面的径向变形和应变分布。图 5-33 所示为圆柱形金属薄壳在集中荷载作用下的测点布置图。利用挠度计测量壳体与侧边构件受力后的垂直和水平变位,其中以壳体跨中 $1/2l$ 截面上五个测点最有代表性,即是侧边构件边缘的水平位移,壳体中间顶部垂直位移以及壳体表面上 2 及 $2'$ 处的法向位移。并在壳体两端部截面布置测点。利用应变仪测量纵向应力,仅布置在壳体曲面之上,主要布置在跨度中央, $\frac{1}{4}l$ 处与两端部截面上,其中两个 $\frac{1}{4}l$ 截面和两个端部截面中的一个为主要测量截面,另一个与它对称的截面为校核截面。在测量的主要截面上布置 10 个应变测点,校核截面仅在半个壳面上布置五个测点。在跨中截面上应加载点使测点布置困难(即在轴线 4-4 和 4'-4' 上),所以在 $\frac{3}{8}l$ 及 $\frac{5}{8}l$ 截面的相应位置上布置补充测点。

对于双曲扁壳结构的挠度测点一般沿侧边构件布置垂直和水平位移的测点外,壳面的挠曲则可沿壳面对称轴线或对角线布点测量,并在 $\frac{1}{4}$ 或 $\frac{1}{8}$ 壳面区域内布点(图 5-34(a))。

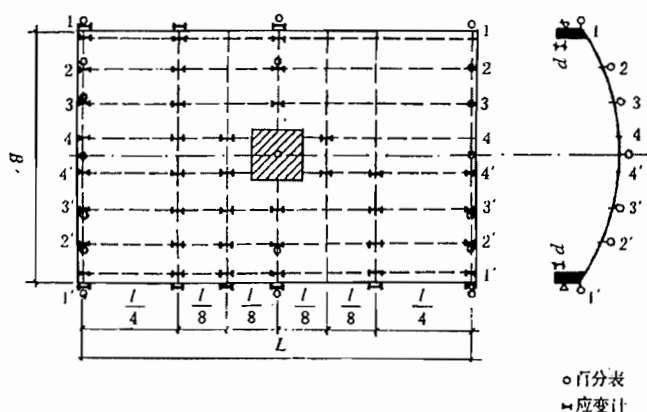


图 5-33 圆柱形金属薄壳在集中荷载作用下的测点布置

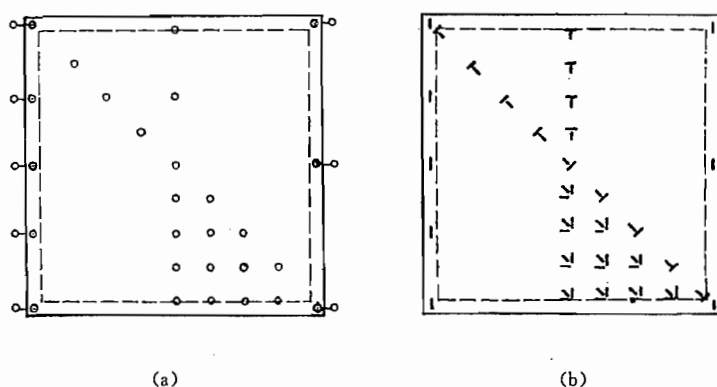


图 5-34 双曲扁壳的测点布置

为了测量壳面主应力的方向和大小,一般均需布置三向应变网络测点。由于壳面对称轴上剪应力等于零,主应力方向明确,所以只需布置二向应变测点(图 5-34(b))。有时为了查明应力在壳体厚度方向的变化规律,则在壳体内表面的相应位置上也对称布置应变测点。

如果是加肋双曲扁壳,还必须测量肋的工作状况,这时壳面挠曲变形测点可在肋的交点上布置。由于肋主要是单向受力,所以只须沿肋的走向布置单向应变测点,通过在壳面平行于肋向的测点配合,即可确定其工作性质。

网架结构是杆件体系组成的空间结构,它的形式多种,有双向正交、双向斜交和三向正交等,由于可看作为桁架梁相互交叉组成,所以其测点布置的特点有些类似于平面结构中的桁架。

网架的挠度测点可沿各向桁架梁布置在下弦节点。应变测点布置在网架的上下弦杆、腹杆、竖杆及支座竖杆上。由于网架平面体型不一,同样可以利用荷载和结构对称性的特点:对于仅有一个对称轴平面的结构,可在 $1/2$ 区域内布点;对于有两个对称轴的平面,则可在 $1/4$

或 $\frac{1}{8}$ 区域内布点;对于三向正交网架,则可在 $\frac{1}{6}$ 或 $\frac{1}{12}$ 区域内布点。与壳体结构一样,主要测点应尽量集中在某一区域内,其他区域仅布置少量校核测点(图 5-35)。

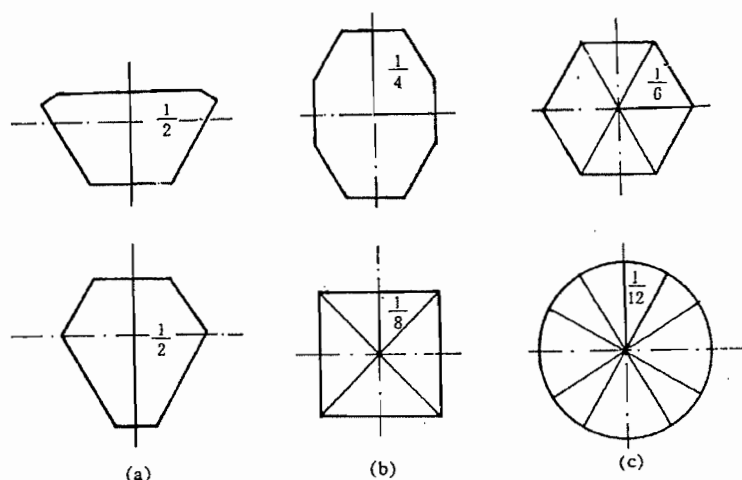


图 5-35 按网架平面体型特点分区布置测点

图 5-36 所示为上海游泳馆,平面为不等六边形三向变截面折形板空间网架 $\frac{1}{20}$ 模型试验的测点布置图。由于网架平面体型仅有一对称轴 $y-y$,故测点主要布置在 $\frac{1}{2}$ 区域内并以网架的右半区为主,考虑到加工制作的不均匀性和测量误差等因素在网架左半区亦布置少量测点,以资校核。

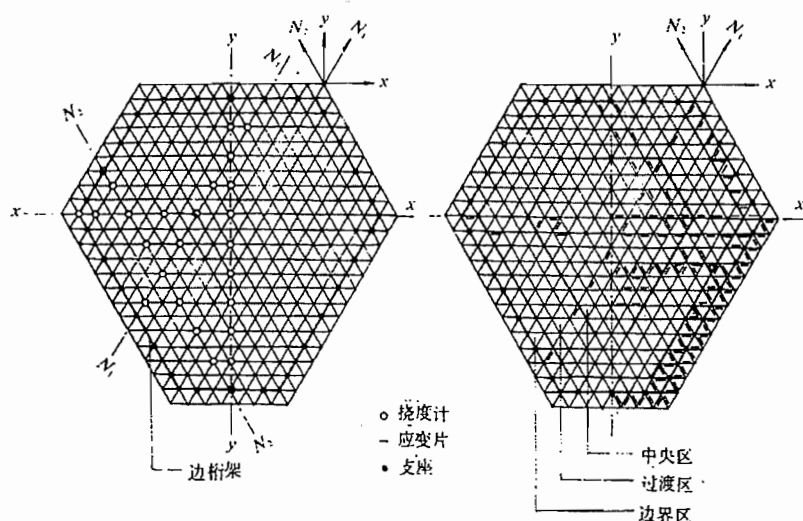
杆件应变测点考虑到三向网架的特点,布置时沿具有代表性的 X, N_1 和 N_2 轴走向的桁架梁布置,在网架中央区内力最大的区域内布点,边界区域的杆件内力虽然不大,但由于受支座约束的干扰,内力分布甚为复杂,故也布置较多测点,同时在从中央到边界的过渡区中适当布置一批测点,以观测及查明受力过渡的规律。由于在计算中发现在同一节点的两个杆件中 N_2 轴方向的桁架杆件内力要比 N_1 轴方向桁架杆件的内力大(指右半网架),因此选择了 X 轴方向某一节间的上弦杆连续布置应变测点,以检验这一现象。网架杆件轴向应变采用电阻应变计测量,为了消除弯曲偏心影响,在杆件中部重心轴两边对称贴片,量测时采用串联半桥连接。为研究钢球节点的次应力影响,在中央区与边界处布置一定数量的次应力测点,该测点对称布置在离钢球节点边缘1.5倍管径长度的上下截面处。在28个支座竖杆上也都布置应变测点,以便量测其沉降量,同时用以调整支座的初始标高及检验支座总反力与外荷载的平衡状况。

网架变位测点主要布置在网架的纵轴、横轴,斜向对角线以及边桁架等几个方向。游泳馆网架挠度测点主要沿 $x-x, y-y, N_1$ 和 N_2 等轴方向布置。

多年来国内由于建设大跨度结构工程的需要,进行了相当数量的网架模型试验,现将几个主要工程的试验简介于表 5-1。

表 5-1 国内网架结构模型试验情况

编号	工程名称	模型比例	平面尺寸及高度	杆件截面及材料	节点	支座形式	加载方法	测点数目		试验单位
								应变	挠度	
1	首都体育馆	$\frac{1}{50}$ 模拟	两向正交斜放网架 2.24m×1.98m	2×40mm 实腹断面	—	四边支承	砂袋	44	14	北京市建筑设计院
2	上海文化广场	$\frac{1}{20}$ 直接算	扇形三向平板网架 上底 6.9m 下底 3.14m 宽 3.8m 高 0.25	冷拔 3 号钢筋 上下弦竖杆 $\phi 7.5$ 斜杆及边桁架 $\phi 5.5$	$\phi 30\text{mm}$ 实心球	尖端竖杆 下设调节螺栓	水 2.3kN/m ²	240	40	同济大学
3	上海体育馆	$\frac{1}{20}$ 直接算	圆形三向平板网架 D=6.25m 高 0.30m	无缝钢管 上下弦 $\phi 10.2 \times 1.6$ 竖斜杆 $\phi 8 \times 1.6$	$\phi 45\text{mm}$ $\delta=3\text{mm}$ 空心钢球	拉压圆球 杯形铰支座	水 2.5kN/m ² 超载 3.5kN/m ²	227	49	同济大学
4	江苏体育馆	$\frac{1}{20}$ 直接算	不等边八角形三向网架 3.84m×6m 高 0.25m	冷拉 A3 钢筋 上下弦 $\phi 7.8$ 腹杆 $\phi 6.65$	$\phi 30\text{mm}$ 实心钢球	拉压锁型支座	水 2.4kN/m ² 超载 4.8kN/m ²	170	36	东南大学
5	某四支柱体育馆	$\frac{1}{20}$ 直接算	正方形二向正交网架 4.32m×4.32m 高 0.27m	$\phi 8, \phi 6$ A3 钢筋	D=32m L=30mm 实心圆钢柱	球面板铰支座	分配梁重块 节点加载	127	50	中国建筑科学研究院结构所
6	本溪钢厂钢坯仓库	$\frac{1}{6}$ 直接算	圆柱网壳单元 5.04m×2.0m 端桁架矢高 0.53m	A3 钢材 L 30×4 L 25×4	钢板节点	四角支承	同步液压加载 器破坏荷载 10kN/m ²	152	45	同济大学 北京钢铁设计院
7	上海激泳馆	$\frac{1}{20}$ 直接算	不等六边形变高度三向网架 4.75m×4.50m	20 号钢管 $\phi 9 \times 0.8\text{mm}$	$\phi 30\text{mm}$ 实心钢球	拉压圆球 杯型铰支座	水 3.5kN/m ²	374	27	上海建筑科学研究所



(a) 挠度测点布置; (b) 应变测点布置
图 5-36 上海游泳馆网架 1/20 模型试验的测点布置

5.5 建筑物或其部件的单调加载静力试验

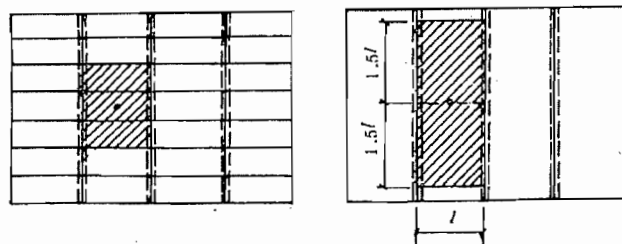
5.5.1 钢筋混凝土平面楼盖试验

在工业与民用建筑结构中,由楼板、次梁和主梁组成的平面楼盖,它可以是现浇的整体结构,也可以是装配式并通过现浇的整筑层形成装配整体结构。为此楼盖试验中试验活荷载的布置和测试工作就必需考虑结构的连续与整体性的特点。

一、试验荷载布置

1. 板的试验

如果板是简支的单向受弯板,则荷载可按图 5-37 布置,对于横向没有联系的装配式板,应同时在被试验的两侧相邻的板上施加荷载,取并排的三块板作为受载面积。对于横向连成整体的板,则至少取 $3l$ 的宽度进行加载。

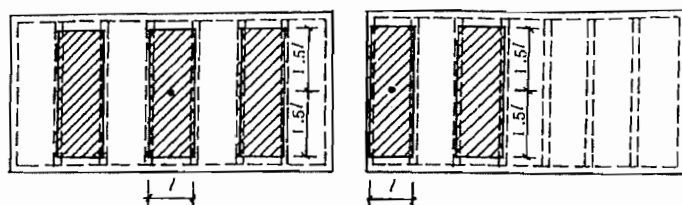


(a) 横向无联系的装配式板; (b) 横向是整体的板

图 5-37 静定简支单向受弯板的荷载布置

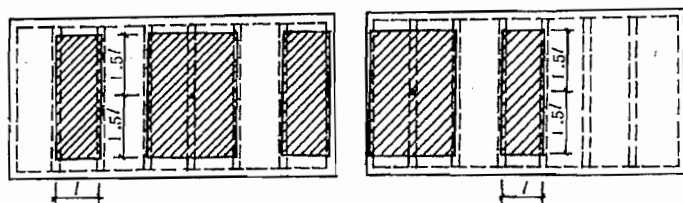
通过以上的荷载布置,才能保证中间板条跨中截面的弯矩和单独的简支板一样而可以不考虑其余板条对它的荷载作用。

对于多跨连续板,为了使被试验的板跨中出现最不利正弯矩,必须在相互间隔的三个板跨上同时施加活荷载(图 5-38(a)),宽度则仍取 $3l$ 。如果试验的是边跨板,则可减少一跨加载(图 5-38(b))。实践证明,在更远处板跨上的荷载由于对于试验跨影响极小,所以没有必要施加。如果试验目的是求得多跨连续板在支座处的负弯矩,则荷载应按图 5-39 布置。



(a) 试验中间板跨时 (b) 试验边跨板时

图 5-38 多跨连续板试验板跨最大正弯矩时的荷载布置



(a) 中间跨支座时; (b) 边跨支座时

图 5-39 多跨连续板试验支座最大负弯矩时的荷载布置

2. 次梁的试验

确定次梁试验的荷载面积,除了要考虑次梁本身的连续性以外,还要考虑板的情况和次梁本身支承的情况。简支板下的单跨梁,试验时按图 5-40 的面积施加荷载。

连续板下的单跨梁,则需要考虑两种方案:第一种方案适合于板刚度小、梁刚度大的情况。这时板的工作近于理想的在不动铰支座上的连续板,梁 AB 承受最大荷载(图 5-41(a))。第二种方案适合于板刚度大、梁刚度小的情况。这时梁的挠度较大,连续板在各支座处有一定转角。在第一方案的空档跨上加荷,结果使梁 AB 承受更大的垂直荷载(图 5-41(b))。

上述两个加载方案哪一个对梁的工作更为不利,事前往往很难预计。所以在具体试验时,可先按第一方案加载进行观测,然后再在空档跨中补加荷载,变为第二方案,再进行观测。比较两个阶段试验结果,取其中不利的作为分析根据。实践证明,对于一般的肋形楼盖,第二方案往往对次梁更加不利。

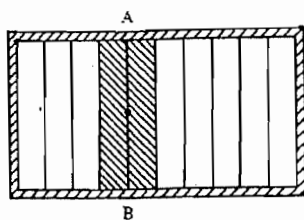
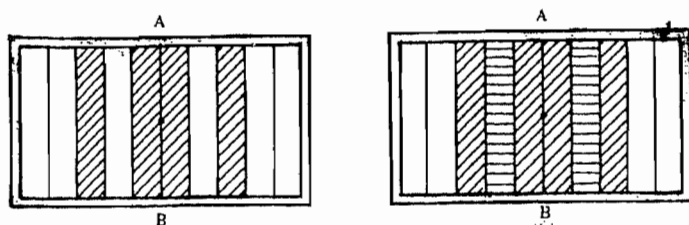


图 5-40 简支板下单跨梁的试验荷载布置



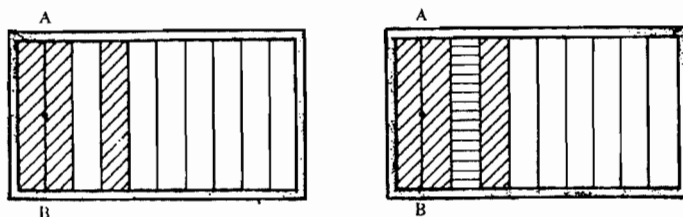
(a)第一方案;

(b)第二方案

图 5-41 连续板下单跨梁的试验荷载布置

如果试验的梁靠近建筑物端部,则可按图 5-42 同样分两个阶段进行试验。

对于多跨连续的次梁,如果支承次梁的是主梁,则必须考虑次梁本身的连续性。考虑方法和连续板原则相同,如图 5-43 的荷载布置。



(a)第一方案;

(b)第二方案

图 5-42 靠近建筑物端部的连续板下单跨试验荷载布置

如果被试验的次梁正好在柱子上通过,由于上下层柱子强大的嵌固作用,则其余各跨对试验跨的影响极小,试验时荷载可按单跨梁考虑布置(图 5-44)。

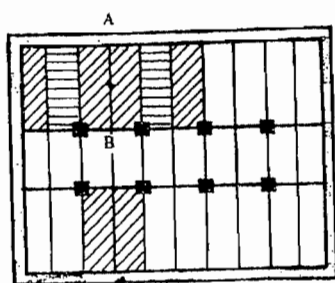


图 5-43 支承在主梁上的多跨连续
次梁的试验荷载布置
(第一方案和第二方案)

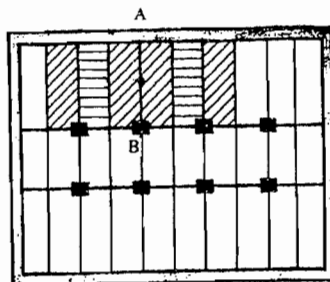


图 5-44 支承在柱上多跨连续
次梁的试验荷载布置
(第一方案和第二方案)

3. 主梁的试验

单跨主梁试验的荷载布置与次梁完全一样。多跨连续主梁则可按图 5-45 布置试验荷载。

4. 柱的试验

柱同时承受轴向压力和两个方向的弯矩,为了得到最大压力,试验荷载应按图 5-46 布

置。为了得到最大弯矩,荷载布置应如图 5-45 所示,另一方向的最大弯矩,也可按同样的布置原则进行。

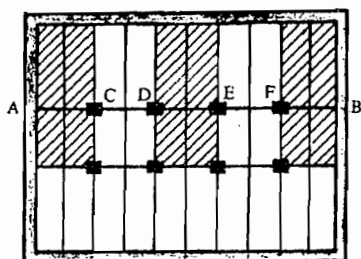


图 5-45 多跨连续主梁的试验荷载布置

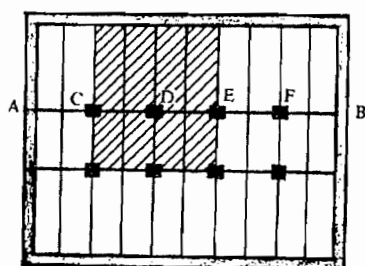
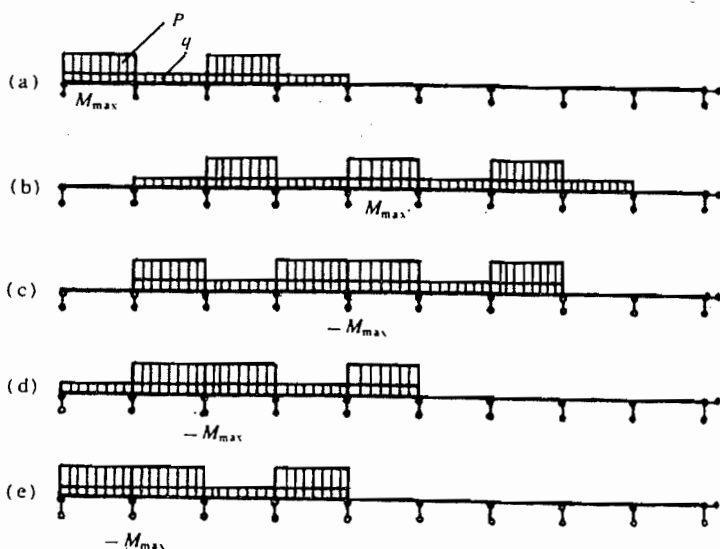


图 5-46 柱子试验的荷载布置

在平面楼盖试验时,通常采用重力荷载。由于结构的整体性,因此必须特别注意重物的堆放位置,备用荷载必须放在远离试验区域的地方。对于平面楼盖试验采用水作为荷载往往是很利。

由于平面楼盖经常是多跨连续结构,为此结构沿跨长方向加载时为得到某跨的最不利弯矩就需要用相当数量的重力荷载。为了节省试验荷载的数量和试验加卸荷载的工作量,可适当地变化荷载分布图式,使之与计算图式有所出入。在多跨体系的结构中,为达到这种目的,可以放弃对计算数值影响不大的跨间的荷载。例如为了求得跨间的最大弯矩,就只在所研究的跨间以及隔一跨的相邻跨上加载(图 5-47(a),(b)),而为了求得最大的支座弯矩则可按图 5-47(c),(d),(e)所示方式加载。由于这些与计算图表的出入,而产生的理论误差仅在 2% 以内。



(a)在第一跨;(b)在中间跨;(c)在中间支座;(d)在第三支座;(e)在第二支座

图 5-47 为求得弯矩的计算值所用的连续梁式结构加载图

对于多跨连续结构,一般只需考虑五跨内荷载的相互影响,有时为了减少荷载数量和加

载工作量,采用等效荷载的方法。如为求五跨连续梁中的最大计算跨间弯矩,可仅加载于所试验的跨间,而其他跨间则不加荷载。此时活载的等效荷载 P_1 对第一跨 $P_1=1.175P$,第二跨 $P_1=1.08P$,第三跨 $P_1=1.19P$,对于第二支座 $P_1=1.025P$,对于第三支座则 $P_1=1.038P$,此处 P 为活荷载;这与荷载 P 的计算分布图相比将分别节省荷载量 60.8%,54%,60.3%,31.7%及 30.8%。(图 5-48)

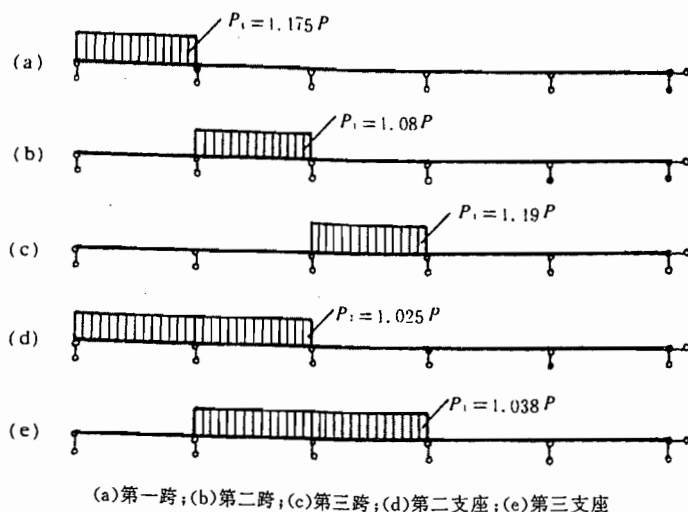


图 5-48 多跨连续结构采用等效荷载加载布置图

当用跨间等效荷载来加载时,应当注意检查相邻跨间负弯矩的出现,如果出现数量上不容许的负弯矩时,应当更改加载方法予以抵消。

二、试验观测

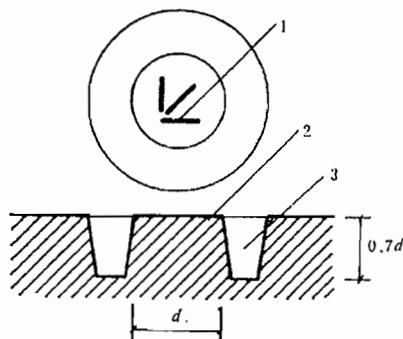
钢筋混凝土平面楼盖整体试验通常是非破坏性的。在观测中主要是鉴定结构的刚度及抗裂性为主要依据,为此主要是测定结构梁板的挠曲变形,由结构的最大挠度及残余变形作为衡量结构刚度的主要指标。这时挠度测点的布置可按一般梁板结构的布置原则来考虑,试验梁板的挠度可在下一层楼内进行布点观测。为考虑支座沉陷影响,可以将仪表架安装在次梁上,以测量板的挠曲从而很方便地自动消除作为板的支承点次梁的下沉影响。

对于已建建筑或受灾结构,为了观测结构受载后混凝土的开裂情况,也必须在加载试验的同时观测结构各部分的开裂和裂缝发展情况,以便更好地说明结构的实际工作。

如果有必要也可以通过应变测点同时观测梁板结构在承受荷载作用下的应力分布情况。至于要测定结构原始已有应力时,则须用应力释放法进行测量。

1. 混凝土应力测定

对于混凝土结构原始应力测量,常用结构表面刻槽法来解决。在预定量测区域



1. 电阻应变计; 2. 混凝土; 3. 刻槽

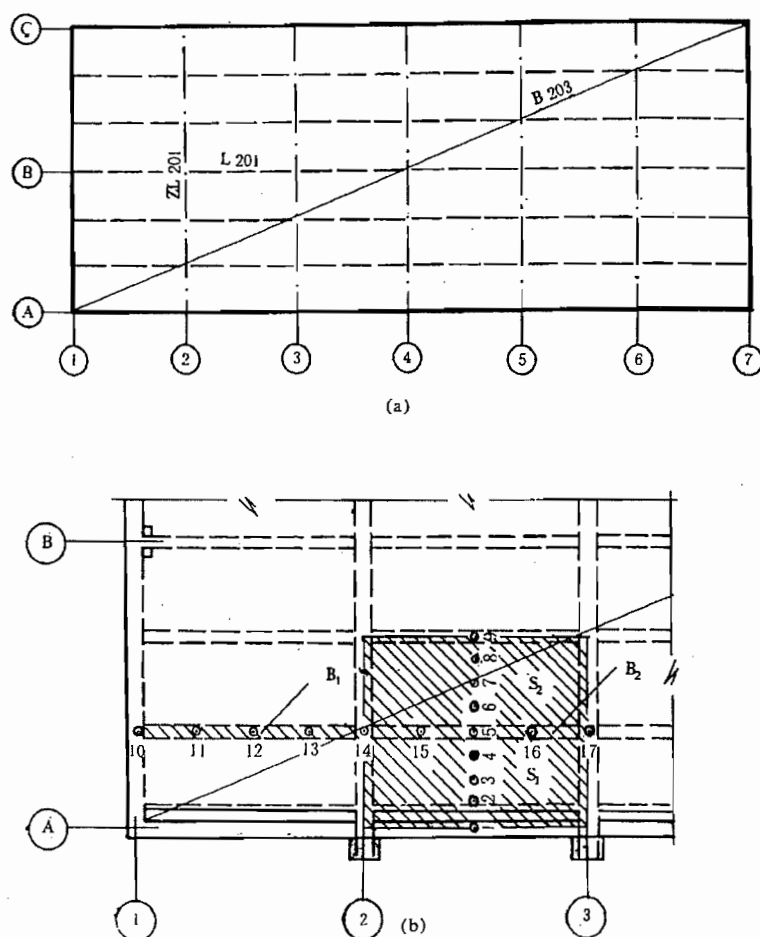
图 5-49 混凝土原始应力测定表面刻槽法

内划出直径为 d 的范围,在其中贴上四个电阻应变计,距此 $1\sim 1.5\text{m}$ 处贴一温度补偿片。记下测量工作片的初始读数后,就在结构表面围绕此区域凿成槽状,见图 5-49 所示,此时中央量测部分应力卸为零,然后测读电阻应变计应变数值的变化,根据电阻应变计的数值可计算出主应力的数值及方向。当然也可使用其他类型的应变计进行测量。采用这种方法,在计算应力时需估计材料的弹性模量及泊松比,而且只适用体积较大的构件。

2. 混凝土梁板中钢筋应力测定

在要求测定的梁板上,可先敲去混凝土保护层,选取一两根钢筋,贴上电阻应变计,调整电阻应变仪,使读数为“零”然后截断钢筋,测定电阻应变计读数改变值即可求得钢筋应力,由于楼板中钢筋数量较多,这种做法一般不致影响正常工作。对于梁中钢筋选择时要比较慎重。

图 5-50 为某塑料厂成型车间(三层钢筋混凝土楼盖混合结构)的底层楼盖平面布置图。



(a) 楼盖平面图;

(b) 楼盖试验区域布置图

图 5-50 某塑料厂成型车间楼面荷载试验平面布置图

该厂受火灾损坏后为鉴定结构现状进行楼面荷载试验。通过现场观测调查及对混凝土、

钢筋材性测定后,对破坏最为严重的楼板 S_1, S_2 及次梁 B_1, B_2 进行试验,测定板与次梁的实际挠度,由最大挠度值来鉴定结构刚度,并观测结构现有裂缝的发展情况,探求楼板与次梁的实际承载能力与安全度,以期对结构加固方案设计提供数据资料。

试验中采用现有成袋水泥(50kg/袋)作为试验用荷载。

由于楼盖是整体浇筑的钢筋混凝土结构,考虑楼板和次梁的连续性,试验加载时必须考虑相邻各跨的荷载相互影响,即要考虑荷载所产生弯矩的最不利组合。为减少荷载数量和加载工作量,试验时采用等效荷载,即在试验跨内加载,并考虑相邻跨间的影响而加大了试验跨的荷载数量。如楼板 S_1 最大正弯矩试验时,由于考虑到第三跨和第五跨的影响,在试验跨中多增加 8.1% 的荷载就满足等效要求。同时对于楼板第二支座最大负弯矩试验时,由于第四跨的荷载影响而在试验跨内多增加荷载 3.5%。按同样原理可确定次梁试验时的等效荷载。

楼盖挠度测量共布置了 17 个测点,见图 5-50 所示,以求得楼板及次梁受载后的最大挠度及挠度曲线。

5.5.2 单层工业厂房整体结构空间工作试验

单层工业厂房是一个由排架、屋盖系统、山墙等组成的空间结构。在吊车水平荷载和偏心轮压作用下,排架同整个厂房共同起作用,将荷载分别传至基础与屋盖,而屋盖又将荷载沿纵向传给其他排架和山墙,这就形成了整体空间作用。过去在设计中按平面排架进行内力分析,这样与实际工作情况不相符合。

通过单层厂房整体工作的试验,目的在于分析排架受力后厂房整体空间作用的性质,包括力沿纵向传播的范围和变化规律,决定对空间作用的主要影响因素等,以及正确地确定空间作用分配系数的数值。

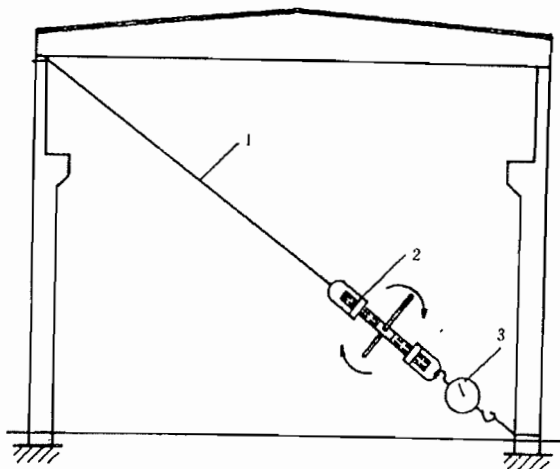
一、试验荷载布置

在实测试验中,经常是采用机械力加载的方法,通过钢丝绳由滑轮组卷扬机(绞车)及拉力表等在排架柱顶或吊车梁轨顶位置上施加荷载。

在实际试验中也可以用图 5-51 所示的方法,在排架内采用花篮螺丝通过钢丝绳直接加载于吊车轨顶或柱顶,钢丝绳与地面斜交,荷载数值由拉力表来确定,分析时取其水平分力作用轨顶或柱顶的荷载。试验荷载的大小参考厂房吊车横向制动力的数值适当加大,使柱顶或轨顶的位移稍大一些,以便提高量测精度。

二、试验观测

在试验荷载作用下主要测定加载柱列(A列)各柱柱顶的横向水平位移,对于非受载柱列(B列),一般仅对加载排架的非受载柱柱顶位移进行量测,以便与受载柱的位移进行比较,确定屋架变形的影响(图 5-52)。位移量测可以采用百分表、挠度计



1. 钢索; 2. 花篮螺丝; 3. 拉力表

图 5-51 单层工业厂房整体工作排架试验加载布置

进行,当位移较大时,测点可以采用经纬仪观测或采用激光位移计进行自动记录。由于排架受载后的变形与其所分配到的荷载大小成正比,所以可以用测得各排架的变形来求得空间作用的分配系数。

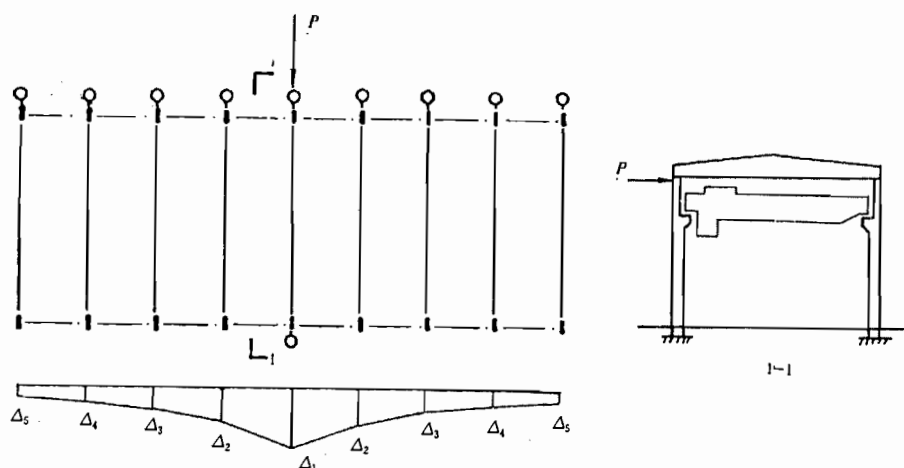
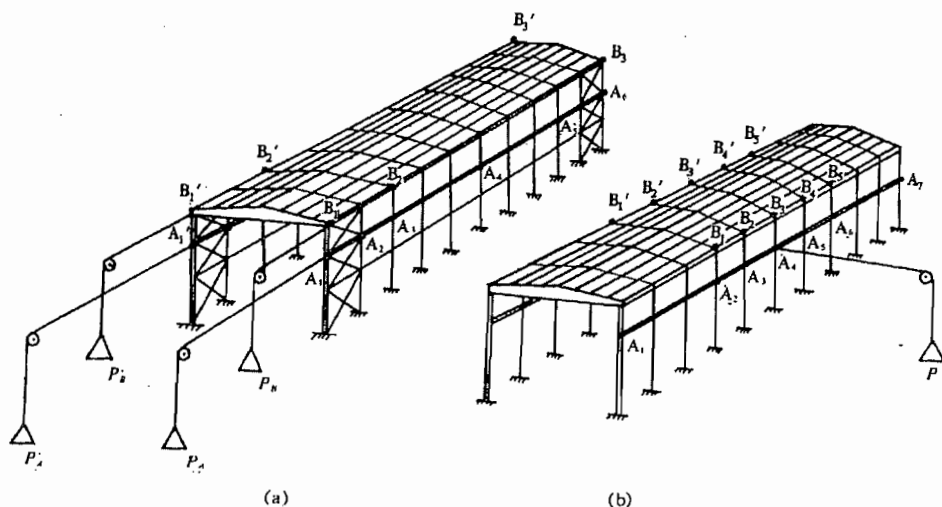


图 5-52 单层工业厂房整体工作各排架位移的测点布置

单层工业厂房整体工作的试验研究也可以通过模型试验进行。国内早期研究这个课题时曾先后采用了 $\frac{1}{10}$, $\frac{1}{4}$ 比例的模型试验,通过滑轮与细钢丝绳对模型施加水平荷载,其作用点可以在吊车轨顶,也可以作用在柱顶,来模拟厂房承受纵向及横向作用的水平荷载(图 5-53)。用百分表或挠度计来量测排架柱顶或轨顶的纵横向水平变形。



(a) 纵向加载试验布置 $A_1, \dots, A_6; A'_1, \dots, A'_6; B_1, \dots, B_3; B'_1, \dots, B'_3$ 测点;

(b) 横向加载试验布置 $A_1, \dots, A_7; B_1, \dots, B_5; B'_1, \dots, B'_5$ 测点

图 5-53 单层厂房整体工作模型试验加载图

由于研究工作的需要,可以根据选择的实测试验对象或模型,随着施工进度进行单柱、

单榀排架、屋面板安装焊接后以及屋面灌缝后等几个阶段作试验实测,以求得排架的单柱刚度、单榀排架刚度等,为试验分析提供有关的基本数据。

5.5.3 足尺房屋结构的整体试验

足尺房屋结构的整体试验是近一二十年来国内外结构试验领域中发展起来的一种试验。任何一个建筑物的整体结构,实际上都是一个空间体系,它的基本力学性能和抗震性能与单个结构构件是有联系但又有区别。为了研究结构的整体工作,进行足尺房屋结构的整体试验,就有一定的必要性。

日本建设省建筑研究所 1967 年就在大型结构实验室内完成了一栋五层钢筋混凝土大板结构的足尺房屋承受水平力的破坏试验,1969 年又进行了一次四层(取八层住宅的下部四层)的足尺结构试验。1979~1981 年日本与美国合作,利用新建的具有 25m 高的反力墙台座的大型试验室和拟动力加载系统,完成了七层钢筋混凝土足尺框架结构的破坏试验。以上试验都是在实验室内进行的。国内自 1973 年以来,根据不同的工作需要与试验目的,先后在北京、上海等地进行了十栋原型房屋的破坏试验,其中包括装配式钢筋混凝土框架、大板、砌块与框架轻板等不同类型的房屋(见表 5-2)。进行这些试验的主要原因是我国 60—70 年代地震活动十分频繁,破坏性地震接连发生。为此考虑地震作用已经成为建筑设计建筑研究必不可少的因素,无论是对新材料的推广应用以及设计规程的编制,无论是对于已建结构抗震性能的鉴定或确定结构的加固措施,都要求在试验研究工作基础上,确定或验证其抗震能力,积累资料,提供数据。

表 5-2 国内足尺房屋结构整体破坏试验实例

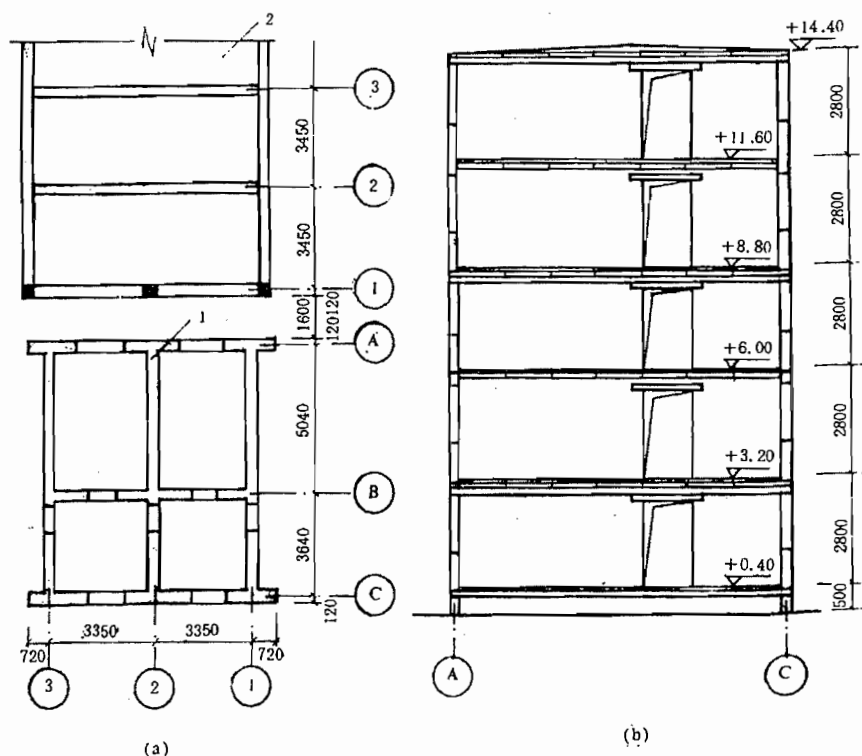
时 间	地 点	结 构 类 型	层 数	主要试验单位
1973	北 京	装配整体式混凝土框架	二层一开间	北京市建筑设计院 北京市地震队,工程力学所
1974	北 京	装配式粉煤灰矿渣 混凝土壁板	一层半两开间	北京市建筑设计院 北京市地震队,工程力学所
1974	昆 明	装配式混凝土大板	五层三开间	云南省建研所 建研院抗震所等
1977	南 宁	空心混凝土大板	四层二开间	广西壮族自治区建研所等
1977	南 宁	砖 混 结 构	四层二开间	广西壮族自治区建研所等
1978	兰 州	粉煤灰密实砌块	五层三开间	甘肃省建研所 陕西省建研所等
1979	杭 州	混凝土中型砌块	五层二开间	浙江省建研所
1979	上 海	混凝土中型砌块	五层二开间	上海市建研所等 同济大学等
1980	石家庄	框 架 轻 板	三层五开间二跨	武汉建材学院等
1981	石家庄	框 架 轻 板	五 层	武汉建材学院等

当时由于我国结构试验的技术条件尚不能完全与之相适应,所以这些试验都只能在室外进行,同时基本上是通过静力模拟的方法进行抗震试验,而且大部分是进行单调静力加载试验。直至 70 年代末、80 年代初在上海与石家庄进行的三个试验,才开始使用同步液压加载设备,对结构进行重复或反复加载试验。

五层中型砌块建筑足尺结构抗震静力试验

1. 试验对象简介

本试验是 1979 年上海进行的五层中型砌块建筑整体破坏试验。试验楼取住宅建筑中段的两个开间,开间宽度 3.35m,房屋进深 8.68m,层高 2.80m,三片墙上各开一个门洞,洞宽 0.95m,前后纵墙各开一个窗洞,室内设半砖厚(标准砖)内纵墙一道,一、三、五层隔层设预制圈梁将内横墙联结。平面布置见图 5-54。



(a)平面图;1. 试验楼;2. 支承楼;(b)立面图
图 5-54 试验楼的平面及立面图

试验楼墙体采用 24cm 厚的粉煤灰密实砌块和水泥混合砂浆砌筑,砌块强度等级大于 MU10;砂浆设计强度为 M5,而实际平均强度等级均高于 M5。砌筑质量中等,其中四、五层稍差,但基本上满足现行施工规程要求。

为加强基础的整体性,采用 35cm 厚的片筏基础。

2. 试验荷载及加载方法

楼面 and 屋面的垂直荷载,采用砌块和空心砖在试验前一次加足。横向地震荷载不考虑与

风荷载组合。当按七度设防，地震力为 397kN，作用于各楼（屋）面的荷载按倒三角形分配，每片横墙承受 1/3，各楼层的水平荷载分布见图 5-55。

采用液压加载器单向加载于各层楼面与三片横墙轴线的交点上。弹性阶段采用电子秤控制手动千斤顶加载，破坏阶段采用同步液压加载系统控制各层加载器进行加载。为此，在试验楼旁建有支承楼，以承受施加水平静力荷载时所产生的反力（图 5-56）。

试验加载顺序分为预压调试阶段、弹性试验阶段和弹塑性破坏试验阶段。预压阶段试验时将荷载逐级加至计算值的 50%，即逐级卸载、反复数次。弹性试验阶段试验时将总荷载分级递加至计算值的 100%，再逐级卸载，也可循环数次。在弹塑性破坏试验阶段，荷载是从零载开始逐级加载至结构破坏；这次砌块建筑整体破坏试验，采用了多次单向重复加载试验的方法，在试验所得的荷载-位移曲线上第一次获得整体结构试验的下降段曲线。

3. 试验观测与测点布置

(1) 水平位移

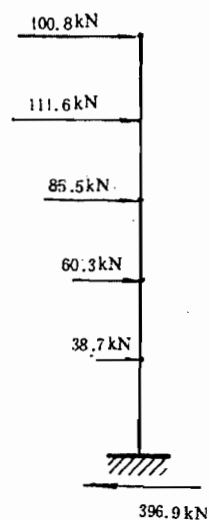
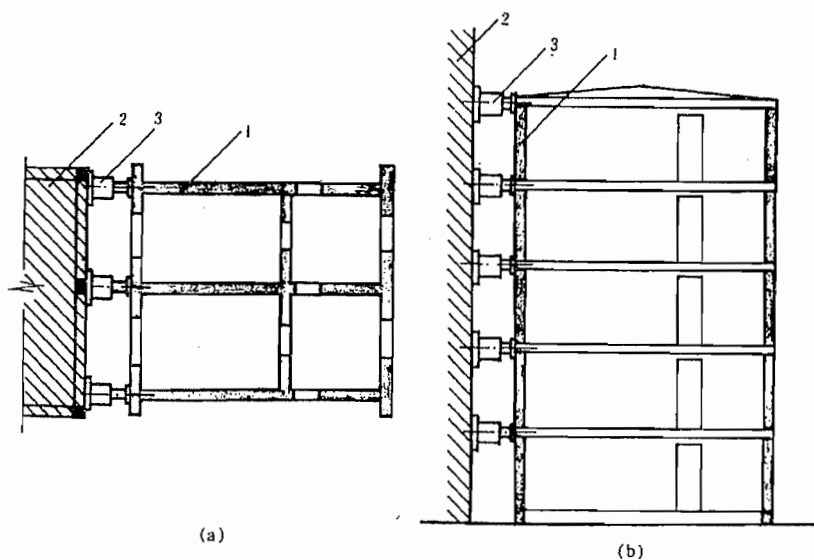


图 5-55 水平荷载沿结构高度的分布图

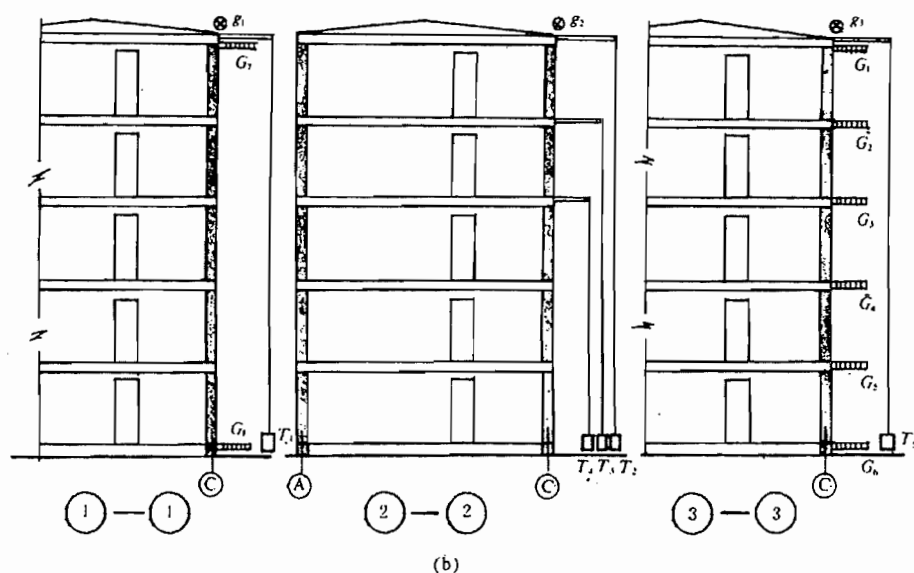
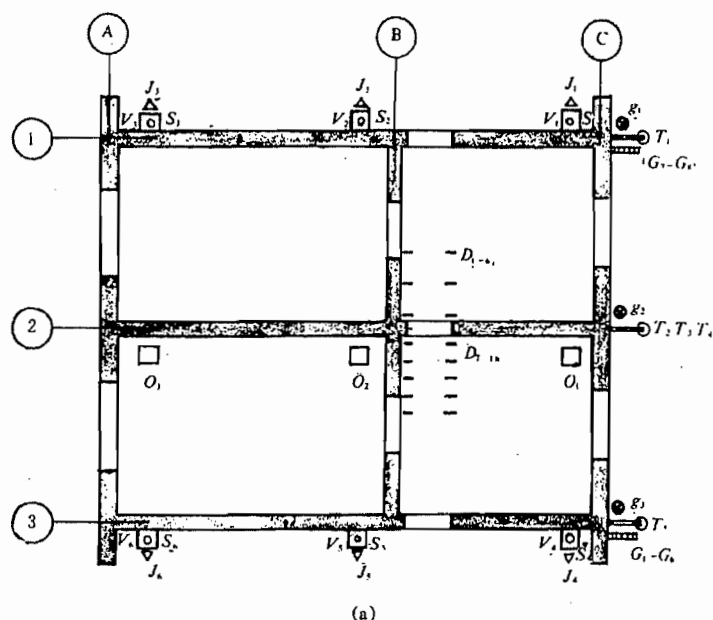


(a) 平面图 (b) 立面图

1. 试验楼；2. 支承楼；3. 液压加载器

图 5-56 足尺结构整体试验加载布置图

测量试验楼横墙顶端及各层楼面标高处的水平位移。在弹性阶段以重锤位移计为主，经纬仪为辅来测量水平位移，破坏阶段则主要采用经纬仪来测量。此外用激光位移计来测量三片横墙的墙顶位移图（5-57）。



(a)平面图 (b)立面图
T—重锤位移计;G—水平位移标尺;g—激光位移计;O—电子水平仪;
D—电阻应变计;S—沉降标尺;J—位移传感器;V—沉降百分表

图 5-57 结构水平位移,基础沉降,转动和二层楼面应变测量的测点布置

(2) 基础的沉降、转角和水平位移

为了取得横墙墙顶的真实水平位移,必须扣除加载时由于基础沉降、转动和水平位移对横墙水平位移的影响。外横墙采用精密水准仪及位移传感器来测量基础的转动,中间横墙则采用电子水平仪来测量。

在每片横墙的基础部位,沿长度方向均匀布置三个小柱,每片外横墙的小柱上同时布置一个水准点和一个百分表测点,而位移传感器固定在离墙基稍远处的桩架悬臂上,以尽量消除基础转动对桩架的影响。中间横墙的每个小柱上则仅布置一个电子水平仪测点。仪表测点布置见图 5-57。

(3) 墙体水平截面上竖向应变(正应力)的分布及纵横墙共同工作情况。

在底层第一皮(或第二皮)砌块上,沿横墙及纵墙均匀布置测量竖向变形分布的应变测点,可以用千分表和电阻应变计来量测,据此分析横墙上的应力分布以及和纵墙共同工作的情况。

按同样目的在二层楼的第一皮(或第二皮)砌块上,沿窗间墙及横墙两端布置竖向应变测点。见图 5-58 和图 5-59 布置。

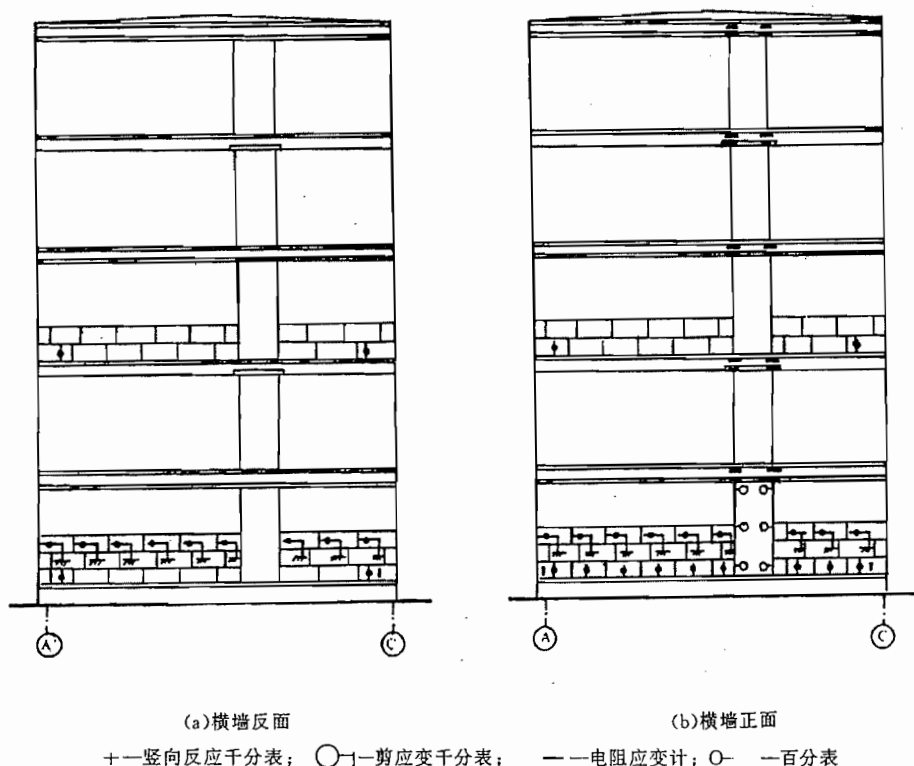


图 5-58 ②轴横墙竖向应变与剪应变等测点布置

(4) 横墙水平灰缝剪应变的分布

在横墙底层两侧第二、三皮砌块间布置千分表,测定加载过程中水平灰缝的剪切变形,由此了解横墙水平断面上的剪应力分布规律。见图 5-58。

(5) 门洞上口横梁的应力状态测定

在中间横墙各层门洞上口横梁上一侧各布置四个应变测点,测定横梁的受力状态。见图 5-58。

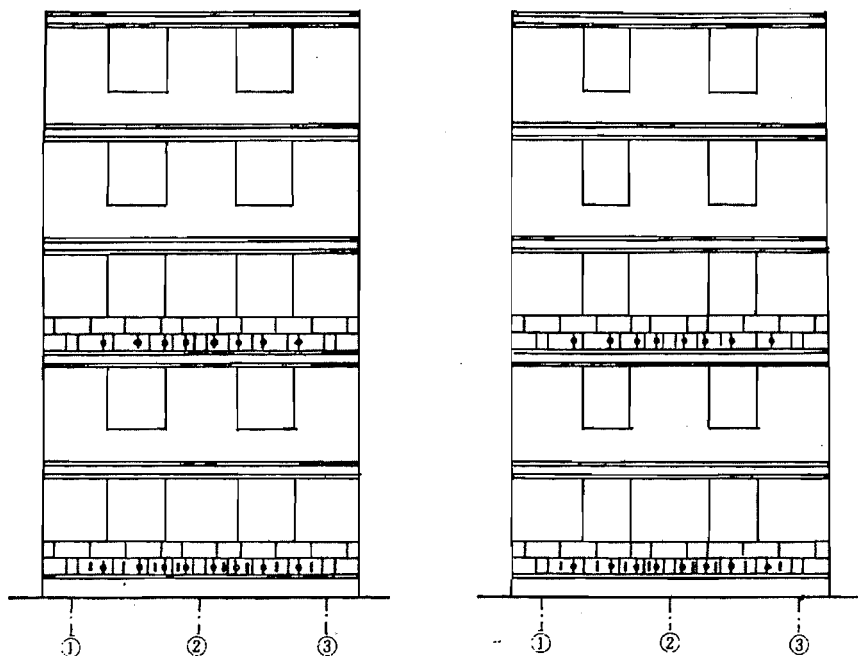
在二层楼板表面的门洞两侧各一定宽度范围内布置一定数量的应变测点,以测定该部分楼板作为门洞顶部墙体在弯曲受压区翼缘的有效宽度(见图 5-57(a))。

(6) 墙体裂缝观测

将墙面用石灰水刷白,并在墙面有干缩裂缝处和可能出现剪切裂缝处布置“石膏饼”,捕捉裂缝。

(7) 测定门洞两侧墙肢的水平位移

为探索横墙开有门洞后的工作状态,在②轴即中间横墙底层门洞两侧,布置位移测点,每侧均匀设置三个百分表。见图 5-58。



(a) A 轴纵墙内墙面应变仪表布置

(b) C 轴纵墙内墙面应变仪表布置

+ — 竖向应变千分表;

| — 电阻应变计

图 5-59 纵墙竖向应变测点布置

通过足尺房屋结构的整体破坏试验,使人们能够直接检验结构物的变形能力,得出结构破坏极限的标准;可以评价试验结构在特定方向,特定条件下的抗震能力,能比较直观地对结构的变形特征,内力分布规律作出判断;能比较全面地发现结构构造中的薄弱环节和构造措施上存在的问题,以及直接检验对结构所采取防震措施的效果。但室外足尺结构整体破坏试验尚具有下列特点,必须引起试验工作者的注意。

a. 试验对象高大。从表 5-2 可见,为了反映结构的实际工作,所确定的试验对象其高度大都是在三层到五层,平面上为二到三个开间。

b. 试验工作面大,测点多,加载条件复杂。为此仪器设备的用量就增加,同时某些常规的测试手段还不一定能够适用。如结构在水平荷载作用下的位移测量,就必须采用激光位移计、精密经纬仪等适用于大位移量测的仪器。同时加载方法复杂,如采用倒三角形荷载分布图式模拟地震荷载时,必须要有支承结构,实际试验中就是用比试验对象强度更大的整体结

构,以支承和平衡试验施加荷载所产生的反作用力。

c. 试验工作周期长。因此试验受环境温湿度变化等因素的影响亦大。由于整个试验的准备工作量较大,从试验准备、测点布置、仪表调试、荷载准备到正式试验,要涉及到多方面的人力、物力和条件。整个试验的周期一般至少需要两三个月,甚至更长,即使是单项试验往往也需要有必要的保护措施。对于受环境影响比较敏感的电阻应变测量,必须做好防潮和温度补偿处理,注意导线分布电容及电磁干扰。对于重要的测点,需要布置不同的观测手段,以便相互校核。为了减少周围环境的影响因素,试验一般选择在晚间进行,并必须做好环境情况的记录。

国内经过一批足尺结构的室外整体破坏试验,积累了一定的经验但也总结了许多教训。实践证明,采用室外足尺结构破坏试验,虽然不失为是解决问题的途径和方法之一,但由于投资大、费时多,条件差,会耗费较大的人力物力,一般应尽量先通过构件试验或组合模型试验,弄清其基本变形特点,建立数学模型与分析方法,然后可在小比例模型试验中进行修正,最后才考虑是否需要进行足尺结构破坏试验来验证,因此要求几种试验配合进行,才能收到较好的效果。这种试验宜在大型结构试验室进行,并要求具有较为完善的加载和测试条件,如试验条件不具备时,足尺结构整体试验应该少做甚至不做。为此,对于具有完善条件的伪静力和拟动力加载系统及自动化测试条件的大型抗震结构试验室的建设也就更为迫切和需要。

第六章 结构低周反复加载静力试验

6.1 概 述

建筑结构抗震研究要求结构物在模拟地震的荷载作用下进行试验,以观测结构的强度、变形、非线性能和结构的实际破坏状态。

从 50 年代后期开始,由于非线性地震反应研究工作的开展,结构和构件的恢复力特性试验开始引起人们注意。到 60~70 年代就不单是为了地震反应计算而研究结构或构件的恢复力模型,进而要求从能量耗散的角度进行模拟地震作用的滞回特性试验,以此探求结构的抗震性能。

结构承受地震荷载实质上是承受多次反复的水平荷载作用,由于结构是依靠本身的变形来消耗地震输入的能量,所以结构抗震试验的特点是荷载作用反复、结构变形很大,试验要求做到结构构件屈服以后,进入非线性工作阶段直至完全破坏。

为此,最为理想的试验条件是利用模拟地震振动台进行的动力试验,但由于设备投资昂贵,管理技术复杂,以及受试验对象尺寸过大的限制而不能在振动台上进行试验等因素,所以国内外大量的结构抗震试验还是利用低周反复静力试验的方法进行模拟加载。前几年,由于设备和试验条件的限制,国内进行结构抗震性能研究的整体房屋结构试验,大部分是利用单调加载的静力试验的方法。

随着试验研究工作的需要和测试技术的发展,采用低周反复加载的试验方法,即假定在第一振型(倒三角形)条件下给试验对象施加低周反复循环作用的力或位移(图 6-1),由于低周反复加载时每一加载的周期远远大于结构自身的基本周期,所以实质上还是用静力加载方法来近似模拟地震作用。为此人们又称低周反复加载静力试验为伪静力或拟静力试验。

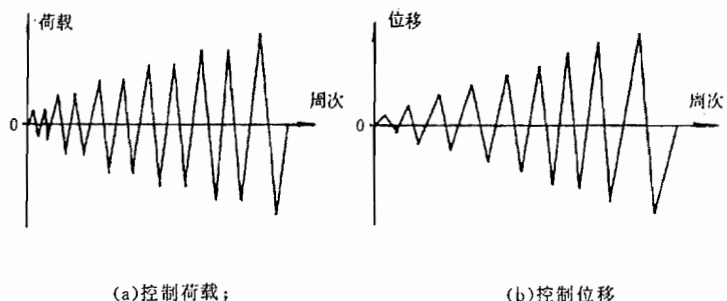


图 6-1 低周反复加载静力试验的加载制度

进行结构低周反复加载静力试验的目的,首先是研究结构在地震荷载作用下的恢复力特性,确定结构构件恢复力的计算模型。通过低周反复加载试验所得的滞回曲线和曲线所包的面积求得结构的等效阻尼比,衡量结构的耗能能力。从恢复力特性曲线尚可得到和一次加

载相接近的骨架曲线,结构的初始刚度和刚度退化等重要参数。其次是通过试验可以从强度、变形和能量等三个方面判别和鉴定结构的抗震性能。第三是通过试验研究结构构件的破坏机理,为改进现行抗震设计方法和修改设计规范提供依据。

采用低周反复加载静力试验的优点是在试验过程中可以随时停止下来观察结构的开裂和破坏状态;便于检验校核试验数据和仪器的工作情况;并可按试验需要修正和改变加载历程。其不足之处在于试验的加载历程是事先由研究者主观确定的,与地震记录不发生关系;由于荷载是按力或位移对称反复施加(见图 6-1),因此与任一次确定性的非线性地震反应相差很远,不能反映出应变速率对结构的影响。

有资料说明,结构动力试验时荷载或应变速度对结构刚度,延性和能量耗散的影响不大,但高速率会增大结构的屈服强度,超过屈服后动力与静力反复加载试验的强度约相差 10% 以上,为此,采用低周反复加载静力试验的方法来模拟动力试验时,对于试验对象是偏于安全的。

6.2 结构低周反复加载静力试验的加载制度

地震是一种自然现象,它的发生和传播到某一具体地点本身是随机的,而且在同一地点同一震级和震中距的情况下,前后二次得到的强震记录也不会相同,因此结构受地震作用后的反应也是随机的。当结构进入非线性阶段,它的振动也不会像图 6-1 所示的对称周期性,而往往是如图 6-2 所示的不对称而且还可能在一侧的振动,所以在理论上是找不到一种“标准”的加载方案。

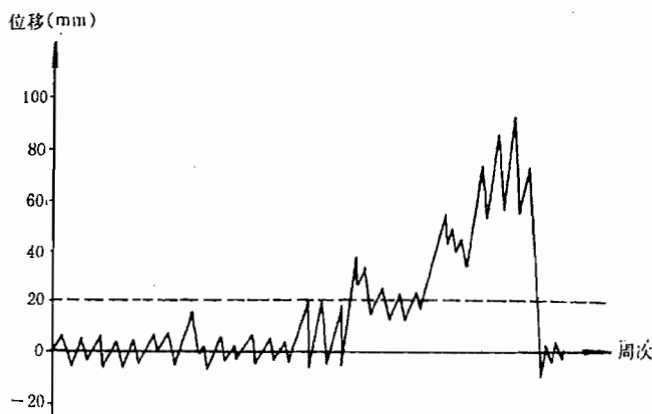


图 6-2 按照某种确定性地震反应制订的加载方案

如果仅要求解决结构的强度和变形计算的话,如只要保证能得到极限荷载、屈服位移和极限位移这几项主要指标时,那么任何一种加载方案都是可以的。如果要解决构造措施的话,则更需要各种方案的试验,而且不同的构件和试验对象、不同的研究目的都应该有与之相应的不同加载方案。

为此建筑结构低周反复加载试验的加载方案设计,也是每一个试验者必须根据研究工作目的意图而考虑和制订的一个重要环节。

6.2.1 单向反复加载制度

目前国内外较为普遍采用的单向反复加载方案有控制位移加载、控制作用力加载以及控制作用力和控制位移的混合加载等三种方法。

一、控制位移加载法

控制位移加载法是目前在结构抗震恢复力特性试验中使用得最普遍和最多的一种加载方案。这种加载方案即是在加载过程中以位移为控制值,或以屈服位移的倍数作为加载的控制值。这里位移的概念是广义的,它可以是线位移,也可以是转角、曲率或应变等相应的参数。

当试验对象具有明确屈服点时,一般都以屈服位移的倍数为控制值。当构件不具有明确的屈服点时(如轴力大的柱子)或干脆无屈服点时(无筋砌体)则只好由研究者主观制订一个认为恰当的位移标准值来控制试验加载。

在控制位移的情况下,又可分为变幅加载,等幅加载和变幅等幅混合加载。

1. 变幅加载

控制位移的变幅加载如图 6-3 所示。图中纵座标是延性系数 μ 或位移值,横座标为反复加载的周次,每一周以后增加位移的幅值。当对一个构件的性能不太了解,作为探索性的研究,或者在确定恢复力模型的时候,用变幅加载来研究强度、变形和耗能的性能。

2. 等幅加载

控制位移的等幅加载如图 6-4 所示。这种加载制度在整个试验过程中始终按照等幅位移施加,主要用于研究构件的强度降低率和刚度退化规律。

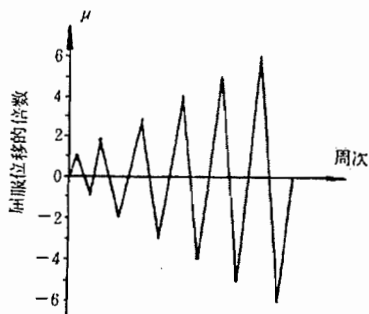


图 6-3 控制位移的变幅加载制度

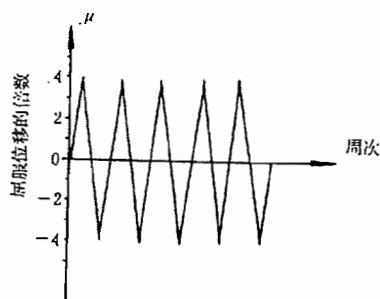


图 6-4 控制位移的等幅加载制度

3. 变幅等幅混合加载

混合加载制度是将变幅、等幅两种加载制度结合起来如图 6-5 所示。这样可以综合地研究构件的性能,其中包括等幅部分的强度和刚度变化,以及在变幅部分特别是大变形增长情况下强度和耗能能力的变化。在这种加载制度下,等幅部分的循环次数可随研究对象和要求不同而异,一般可从 2 次到 10 次不等。

图 6-6 所示的也是一种混合加载制度,在两次大幅值之间有几次小幅值的循环,这是为了模拟构件承受二次地震冲击的影响,而其中用小循环加载来模拟余震的影响。

由于试验对象、研究目的要求的不同,国内外学者就他们所进行的试验研究工作中采用了各种控制位移加载的方法,通过恢复力特性试验以研究和改进构件的抗震性能,在上述三

种控制位移的加载方案中,以变幅等幅混合加载的方案使用得最多。

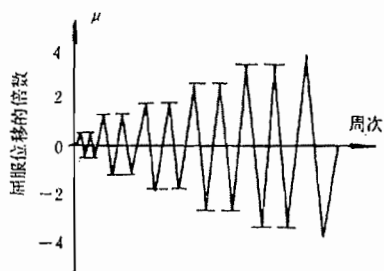


图 6-5 控制位移的变幅等幅混合加载制度

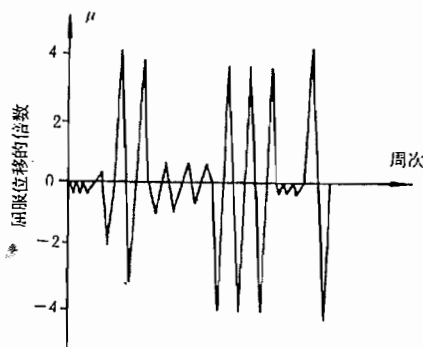


图 6-6 一种专门设计的变幅等幅混合加载制度

二、控制作用力加载法

控制作用力的加载方法是通过控制施加于结构或构件的作用力数值的变化来实现低周反复加荷的要求。控制作用力的加载制度如图 6-7 所示。纵座标用力值表示,横座标为加卸荷载的周数。由于它不如控制位移加载那样直观地可以按试验对象的屈服位移的倍数来研究结构的恢复特性,所以在实践中这种方法使用得比较少。

三、控制作用力和控制位移的混合加载法

混合加载法是先控制作用力再控制位移加载。先控制作用力加载时,不管实际位移是多少,一般是经过结构开裂后逐步加上去,一直加到屈服荷载,再用位移控制。开始施加位移时要确定一标准位移,它可以是结构或构件的屈服位移,在无屈服点的试件中标准位移由研究者自定数值。在转变为控制位移加载起,即按标准位移值的倍数 μ 值控制,直到结构破坏。

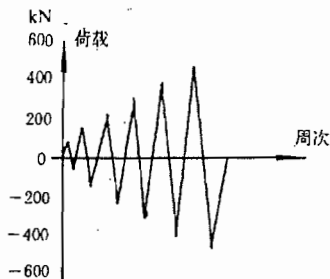


图 6-7 控制作用力的加载方案

6.2.2 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 两个主轴方向同时施加低周反复荷载。如对框架柱或压杆的空间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。

一、 X 、 Y 轴双向同步加载

与单向反复加载相同,低周反复荷载作用在与构件截面主轴成 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。

反复加载同样可以是控制位移、控制作用力和两者混合控制的加载制度。

二、 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,它可以有如图 6-8 所示的各种变化方案。图 6-

8(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; 图 6-8(b)为 X 轴加载后保持恒载, 而 Y 轴反复加载; 图 6-8(c)为 X, Y 轴先后反复加载; 图 6-8(d)为 X, Y 两轴交替反复加载; 此外还有图 6-8(e)的 8 字形加载或图 6-8(f)的方形加载等。

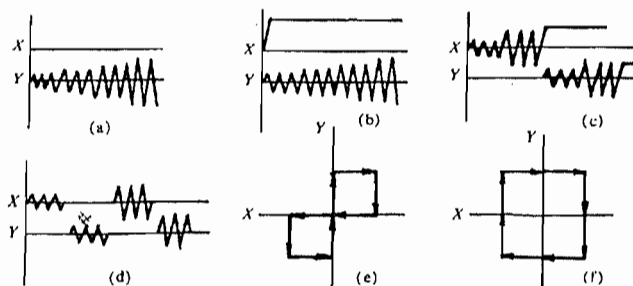


图 6-8 双向低周反复加载制度

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。

6.3 结构低周反复加载静力试验

6.3.1 砖石及砌块结构抗震性能试验

砖石及砌块结构的房屋是我国目前民用建筑中的一种主要的结构形式。经地震震害的调查表明它的抗震性能较差。由于大多数砖石及砌块房屋是由不同类型的剪力墙组成, 这样砖石及砌块墙体就成为承受地震荷载的主要构件, 在地震时常常首先遭到破坏而导致整幢房屋的倒塌。因此, 通过砖石及砌块墙体的强度与变形性能的试验研究, 对探讨砖石及砌块房屋的破坏机理、对抗震设计计算方法的分析研究和提高其抗震性能具有重要意义。

砖石或砌块墙体在抗震试验中, 墙体除承受竖向荷载(轴心或偏心)所产生的竖向压力外, 还有地震对结构作用所产生的惯性反应, 即尚须增加对结构作用的水平惯性力而产生的水平荷载, 由此获得墙体的抗侧力强度与变形的有关数据, 以及测得结构的滞回曲线, 这样就可以进一步研究墙体的恢复力特性, 并进行非线性反应的分析。

一、试件和边界条件的模拟

砖石及砌块墙体试验时, 如果墙体试件模拟横墙工作时, 可以采用带翼缘或不带翼缘的单层单片墙, 也有采用双层单片墙体或开洞墙体的砌体试件(见前图 2-5)。对于纵墙则可按计算单元根据门窗孔洞分布的情况, 采用有两个或一个窗间墙的双肢或单肢窗间墙试件(见前图 2-6)。

为了在试验中能再现地震力作用下墙体经常出现的斜裂缝或交叉斜裂缝的破坏现象, 在墙体安装及考虑试验装置时必须满足边界条件的模拟, 由于多层砖石结构及砌块房屋在抗震设计中被假定为承受剪切变形, 根据这一假定在楼层间只有相对水平位移产生, 而无层间的相对转角。为此试验装置形式的选择主要取决于试件破坏形式是否符合墙体的震害规律和试件的受力简图, 是否近似墙体的实际结构图式。

二、试验装置和加载设计

为了满足试件受力的边界条件,试验装置设计必须考虑以下条件:

1. 试验装置应尽可能模拟水平地震荷载作用下墙体的受力状态,重现地震时震害出现的剪切破坏现象;

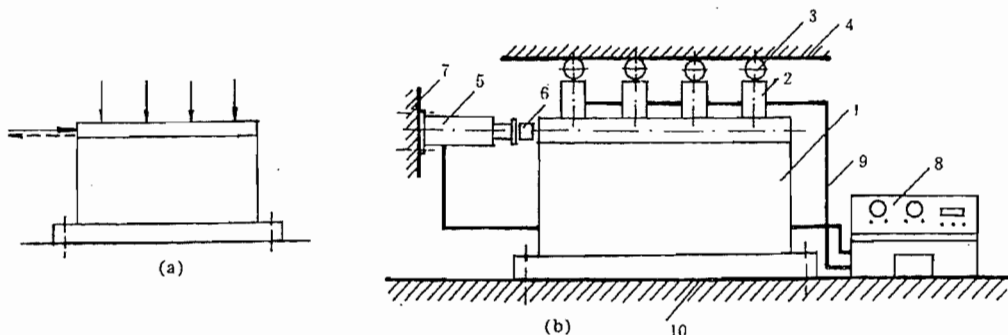
2. 试验装置对墙体试件底部应满足固定边界条件,顶部能实现平移边界条件,对于高宽比较小的墙体,顶部也可采用自由边界条件。

墙体低周反复加载试验常用的有下列几种装置。

(1) 竖向均布加载的悬臂式试验装置

试验装置如图 6-9 所示,墙体试件通过下端底梁锚固的试验台座上,模拟上层竖向荷载的加载器通过墙体顶部的压梁施加垂直荷载,用水平方向的加载器施加模拟地震力的低周反复水平荷载。

试验装置中的竖向荷载是由几个加载器或通过分配梁对试件施加集中或均布荷载,各个加载器之间由高压油管串联,用单独油泵供给试验需要的油压,在试验过程中保持恒载不变。在加载器顶部装有特制的滚轴,当墙体受水平荷载作用而产生水平位移时,可以保证试件有可平移滑动的边界,这样不致由于竖向荷载的作用而对试件的水平位移产生约束,可以减少由此产生的摩擦力。同时当墙体产生水平位移时,竖向加载器的作用点与相对位置不会发生变化,保证了边界的受力状态。



(a) 受力简图

(b) 加载装置

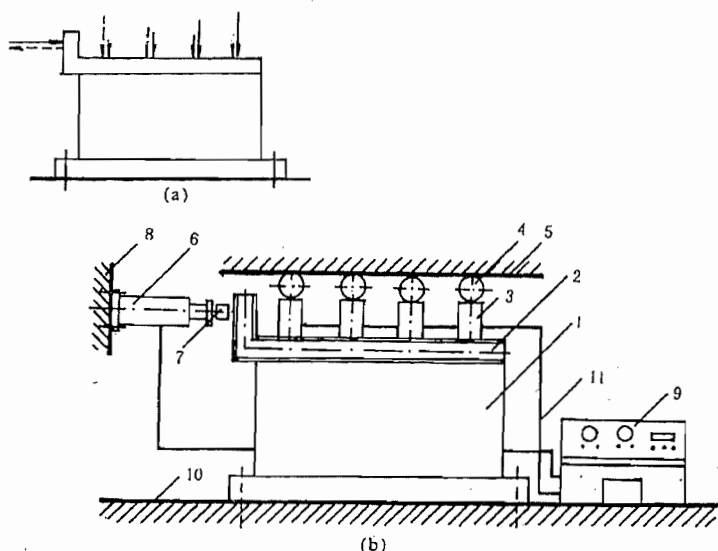
1. 试件; 2. 竖向荷载加载器; 3. 滚轴; 4. 竖向荷载支承架; 5. 水平荷载双作用加载器;
6. 荷载传感器; 7. 水平荷载支承架; 8. 液压加载控制台; 9. 输油管; 10. 试验台座

图 6-9 竖向均布加载的悬臂式试验装置

水平加载可以由以下几种方式来实现:比较理想的是用低频大吨位的电液伺服加载器,它可以实现低频大位移双向加载;也可以使用一般双作用加载器来满足反复加载的要求;当由于加载设备条件的限制,较多的是使用两台单作用加载器安装在试件两侧,通过油路中的换向阀交替对墙体施加水平推力,或是用水平反力架,通过水平拉杆与墙体上部压梁连接后,用两台加载器对墙体交替施加推拉的水平荷载。

悬臂式试验装置在水平力作用下,墙体会产生一定的弯曲力矩,特别是当墙体的高宽比较大时,试验时可能出现弯曲而产生的水平裂缝,导致弯剪型破坏,使墙体位移增大。采用这种装置时试件的高宽比要有限制,一般不宜大于 $1/3$ 。这种装置比较接近于房屋顶层墙体工作情况。对于其他层次的墙体,比如底层墙体则墙顶还有弯矩作用,当采用这种竖向加载

的悬臂式装置时,就要求墙顶作用的是非均布竖向荷载,以模拟墙顶的弯矩效应。如果要求竖向荷载周期性的大小转换,则荷载控制系统就比较复杂。比较简单易行的方法是采用图 6-10 的装置,通过墙顶刚性的 L 型横梁对墙体顶部作用弯矩。另一种方法就是作多层墙体试件,即增大墙体的高宽比来满足弯剪型试验的要求。



(a) 受力简图

(b) 加载装置

1. 试件; 2. L 型刚性梁; 3. 竖向荷载加载器; 4. 滚轴; 5. 竖向荷载支承架; 6. 水平荷载双作用加载器
7. 荷载传感器; 8. 水平荷载支承架; 9. 液压加载控制台; 10. 试验台座; 11. 输油管

图 6-10 模拟墙顶弯矩试验装置

(2) 固端平移式试验装置

为了模拟墙体实际受力与边界条件,保证在试验中只允许墙体顶部产生水平位移但不产生转动而设计的一种专门加载试验装置(图 6-11)。这种装置首先是由日本建设省建筑研究所设计使用,所以也称日本建研式试验装置。

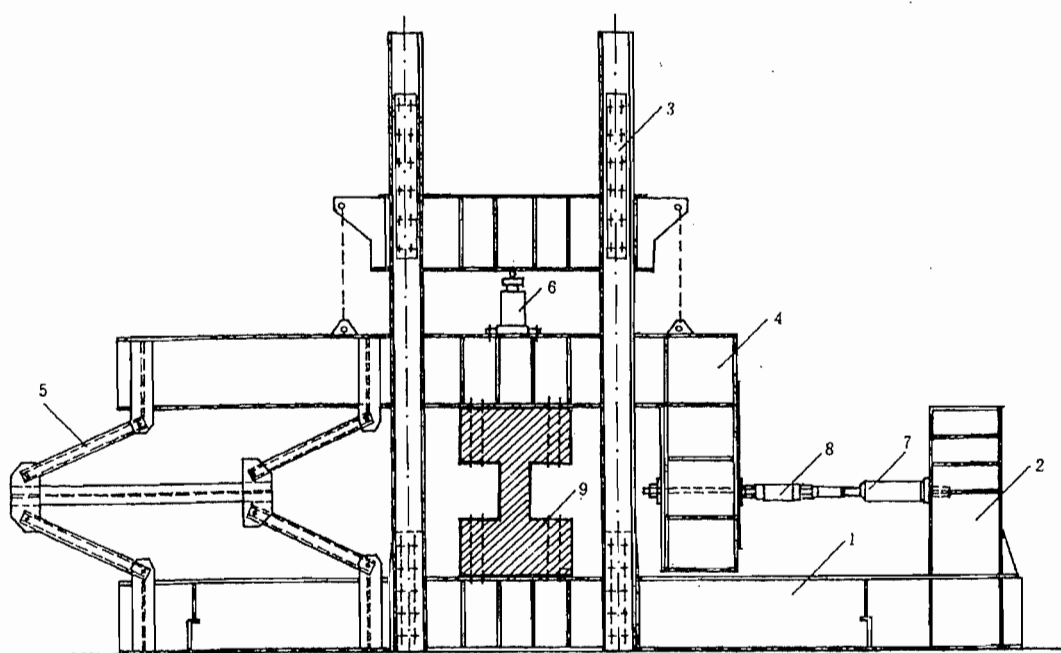
该装置由以下几个组成部分:

- 基础平台(或抗弯大梁)和抗侧力支架;
- 竖向荷载支承架;
- Γ 形刚架及四联杆机构;
- 竖向加载器,滚轴和静载稳压装置;
- 大冲程水平拉压双作用加载器。

图 6-11 所示为纵墙单肢窗间墙的试验。试件安装就位后,在墙体的上下分别用螺栓与 Γ 形刚架的横梁和台座大梁连接,竖向加载器通过 Γ 形刚架的横梁对墙体施加竖向荷载,这样墙体在水平荷载作用下产生位移过程中,竖向荷载的大小和作用点位置不变,同时竖向荷载的存在也不妨碍墙体在水平荷载作用下所产生的水平位移。

此种装置结构比较合理,使试件最接近多层砖石房屋中墙体在地震时的受力状态。但这种装置的结构较复杂,Γ 形刚架要求刚度大,四联杆铰支要求杆件尺寸较大,构造精密,不然

就不能保证Γ形刚架横梁在试验中的水平移动。



1. 抗弯大梁； 2. 抗侧力支架； 3. 竖向荷载支承架； 4. Γ形刚架； 5. 四联杆机构；
6. 竖向荷载加载器； 7. 大冲程水平双作用加载器； 8. 荷载传感器； 9. 试件

图 6-11 固端平移式试验装置(日本建研式装置 BRI 型)

砖石及砌块墙体在低周反复加载试验时的加载制度

试验加载中模拟竖向荷载的液压加载器通过试件上部的压梁将荷载均匀分布地作用在砌体上,竖向荷载一次加到设计控制的数值,加载器的数量和荷载的大小根据砌体截面及控制竖向应力的设计大小来确定,在整个试验过程中,通过加载稳压装置保持竖向荷载数值不变。

水平反复荷载在弹性阶段即砌体开裂前以荷载控制,为便于正确发现墙体开裂和确定墙体的开裂荷载,荷载的分级可以小些。取预计极限荷载的 $\frac{1}{5} \sim \frac{1}{10}$,逐级增加。墙体开裂后按变形进行控制,由于砖石及砌块墙体没有明显的屈服点,所以变形的控制数值也可由研究者按研究要求加以确定。也有以开裂位移为控制参数,以后按此确定值的倍数逐级增加,直至结构破坏。

在进行低周反复加载时,每级荷载要求反复循环的次数,主要要看试件变形是否趋于稳定而定,一般在墙体开裂前其变形曲线基本上是一直线,故在控制荷载试验时,每级荷载仅反复一次即可。开裂后,墙体产生一定的塑性变形和摩擦变形,一般情况下反复 2~3 次,变形就基本上趋于稳定。也有认为,砖石及砌块结构属于脆性,所以第一次反复加载后,即可以反映试件的变形性能。这样在控制变形加载时,也与控制荷载试验时一样,每级荷载进行一次反复,直至试件完全破坏。

按位移控制加载时,应使骨架曲线出现下降段,墙体至少应加载到荷载下降为极限荷载的 85% 时,方可停止试验。

三、试验观测项目与测点布置

在砖石及砌块墙体抗震性能试验中观测的项目一般有裂缝,开裂荷载,破坏荷载,墙体位移,应变及荷载位移曲线等。

1. 裂缝和初裂荷载

这是砖石及砌块墙体试验中的一个主要观测项目。要求测量墙体初裂的位置,开裂时的荷载数值,裂缝发展的过程和最后破坏时的裂缝形式。

目前在大多数的试验中裂缝观测都是用肉眼或借助于放大镜进行观察。由于砖石及砌块墙体材质的不均匀性,实际上裂缝往往在肉眼观察之前就已经出现了。如果利用应变读数的突变也可以检测到最大应力区和试件开裂的位置,另外在试验中可以在预计开裂破坏区域涂以石蜡或脆漆的方法,以便准确地检测到裂缝的出现和初裂的位置。

正确测定初始裂缝即可确定初裂荷载,也可通过在 X—Y 函数记录仪上记录得到的荷载变形曲线上的转折点来发现并确定初裂荷载。一般要求荷载分级细些,可以测得较为正确的开裂荷载值。

2. 破坏荷载

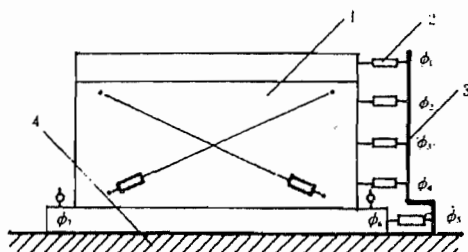
这可以由水平加载器上的荷载传感器的输出显示,或由 X—Y 函数记录仪荷载轴上的最大示值来确定。此时必须同时记录竖向荷载加载器的荷载数值。

3. 墙体位移和荷载变形曲线

墙体位移主要是测量墙体在低周反复水平荷载作用下侧向位移。可以沿墙体高度在中心线位置上均匀间隔布置五个测点(图 6-12),这样既可以测到墙体顶部的最大位移,又可以得到墙体的侧向位移曲线。为了测量墙体在水平荷载作用下产生的转动和平移,经常是通过侧向位移计算来消除影响,并布置相应测点如图 6-12 的 ϕ_6, ϕ_7 测定墙体转动。

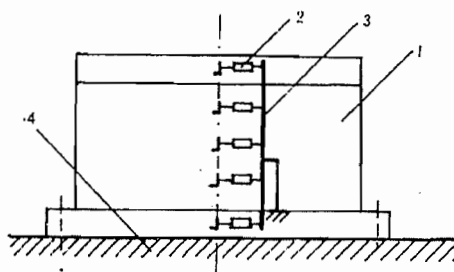
为了使测量墙体变形中自动消除上列影响,也可将量测侧向位移曲线的仪表架直接固定在墙体试件的底梁上(图 6-13)并测量中断面的侧向位移。如果希望消除荷载作用的偏心影响,则可在墙体前后对称布点,用两侧变形的平均值来消除墙体可能产生平面外弯曲或扭曲带来的误差。这种布点方式对于用单作用加载器在墙体两侧往复施加水平荷载的试验装置尤为适宜,可以避免加载和量测的相互干扰。

墙体的剪切变形可以通过按墙体对角线布置的位移计来测量。



1. 试件; 2. 位移计; 3. 安装于试验台上的仪表架; 4. 试验台座

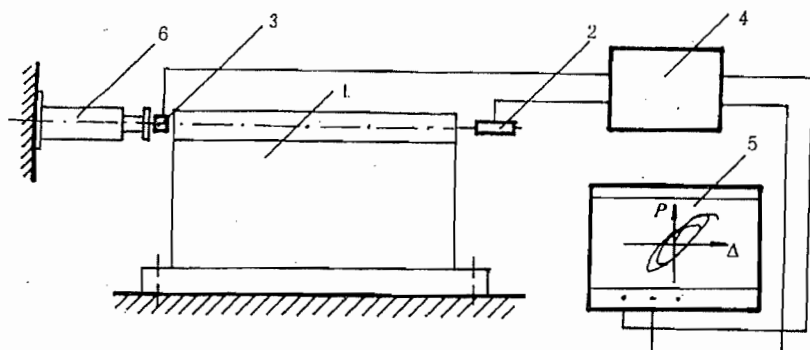
图 6-12 墙体侧向位移量测的测点布置



1. 试件; 2. 位移计; 3. 仪表架; 4. 试验台座

图 6-13 消除墙体平移和转动的测点布置

目前由于试验自动记录和绘图的要求,位移测量多数是采用电测位移传感器,它可以是电感式的差动位移传感器或电阻式滑线位移计,与荷载传感器一起通过放大器后分别输入X-Y函数记录仪,即可测得墙体顶点的荷载位移恢复力特性曲线(图 6-14),也可以输入磁带记录器,由磁带进行储存,必要时进行回放显示。在测试过程中随着荷载位移量的增大,要变换仪器的放大倍数,必须注意可能由此产生的误差。



1. 试件; 2. 位移传感器; 3. 荷载传感器; 4. 动态应变仪; 5. X-Y 函数记录仪; 6. 液压加载器

图 6-14 墙体荷载变形曲线量测系统

4. 应变测量

应变测量对于分析墙体破坏机理是一个重要的内容。为了量测墙体的剪切变形和主拉应力,应变测量均布置三向应变测点(图 6-15)。由于墙体材质的不均匀性,为了测量特定部位的平均应变,要求测点有较大的量测标距,跨越砖块的灰缝,所以较多地使用机械仪表进行量测,有时即使用长标距的电阻应变计,但是也会经常出现离散性较大,规律性较差的试验结果。

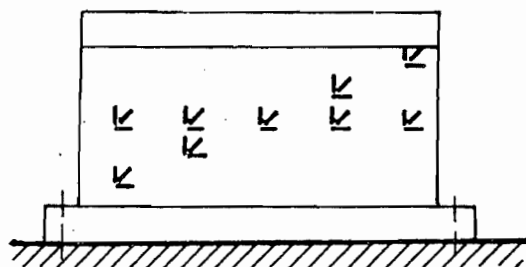


图 6-15 墙体应变测量的测点布置

对于有构造柱或钢筋网抹灰加固的墙体,则可用电阻应变计直接粘贴在混凝土或砂浆表面及钢筋上进行量测。

6.3.2 钢筋混凝土框架梁柱节点组合体的抗震性能试验

国内外建筑抗震经验证明,钢筋混凝土多层框架具有较好的抗震性能。但是在强烈地震影响下,也有不少框架结构受到严重的破坏,乃至倒塌,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。节点的破坏往往是导致整个框架倒塌毁坏的主要原因之一,主要是节点部分受轴力、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状态都会发生变化,节点在剪力作用下剪切开裂、剪断破坏。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。

一、试件和边界条件的模拟

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。根据试验研究的要求一般取上下柱反弯点比为1(图6-16(a)),对于某些柱铰型的组合体试件,上下柱的反弯点比也可取为2(图6-16(b))。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 的比值变化容易。图6-16(c),(d)为X形试件,图6-16(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。按图6-16(d)的X形试件加载时,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,这时试件中不可能反映出节点部分真实的应力状态。

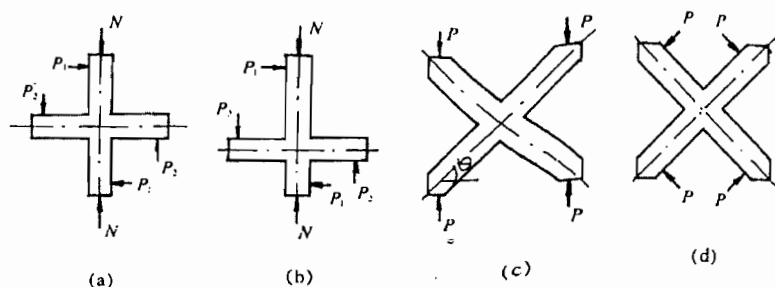


图 6-16 梁柱节点组合体的试件形式

为了反映钢筋混凝土的材料特性,试件尺寸比例一般不小于实际构件的1/2。对于主要研究节点构造时,试验结果表明,即使1/2比例的试件也难以完全模拟足尺构件的构造效果,因此对于系统的试验研究,必须在小尺寸试件试验基础上,做一定数量的足尺试件试验加以验证及补充。对于检验性试验或预制装配节点,宜采用足尺试件,并保证配筋构造符合或接近实际。

对于十字形试件为了避免因梁首先发生剪切破坏而影响预期成果的取得,建议梁的高跨比一般不小于1/3。

当试验采用图6-16(c)的X形试件时,为了使试验能再现实际结构的应力状态,对于试件尺寸与各种应力的关系,以及随着变形引起支座横向位移等有关问题,都必须认真考虑并进行专门设计。

由于框架是超静定结构,因此梁柱节点组合体的试件和试验加载装置设计时,对于边界条件的模拟尤需注意。在实际框架结构中,当侧向荷载作用时,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6-17(a))。这样的边界条件比较符合节点在实际结构中的受力状态。模拟这种边界条件,需要采用柱端施加侧向荷载或位移的方案,其加载及支座装置较为复杂。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6-17(b))。以上两种方案的主要差别在于后者忽略了柱子的荷载位移效应。因此对于必须考虑荷载位移效应的试验,如主要以柱端塑性铰为研究对象时,应该采用柱端加载的方案。对于以梁端塑性铰或核心区为主要研究对象时,可采用梁端反对称加载方案。

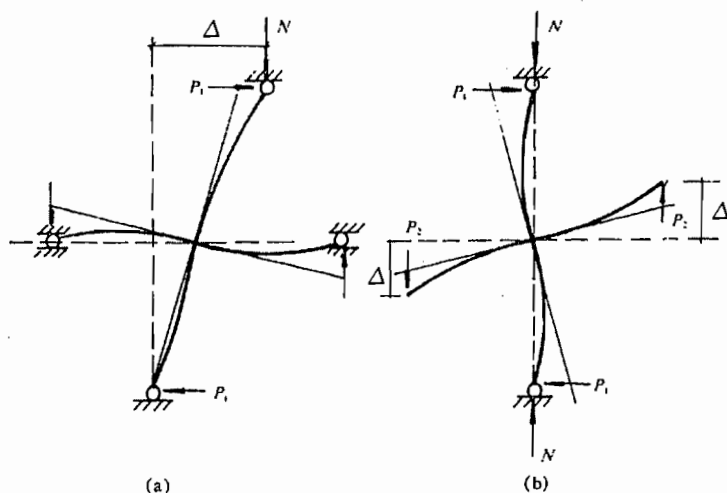


图 6-17 梁柱节点组合体试件的边界模拟

当采用 X 形试件时要如实模拟边界条件比较困难。但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,并同理论计算作对比时,采用较为简单的 X 形试件方案也可充分达到试验的目的。这时试件形状和尺寸要按为再现实际应力状态而作专门设计。

二、试验装置和加载设计

1. 钢筋混凝土梁柱节点组合体梁端加载试验装置

梁柱节点组合体试件安装在荷载支承架内,在柱的上下端都安装有铰支座,在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,反对称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 6-18)。

2. 钢筋混凝土梁柱节点组合体有侧移柱端加载试验装置

为了能反映钢筋混凝土框架梁柱节点组合体受地震荷载作用时的实际受力性质,可以采用专门设置的几何可变框式试验架来满足试验要求。

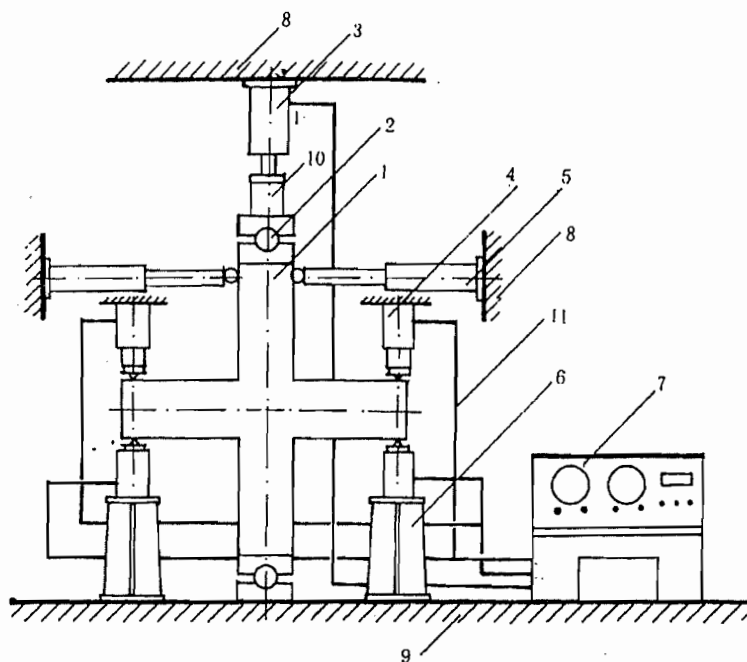
试验架周边的框架和立柱由槽钢焊接而成,梁柱间用轴承连接成为几何可变的框架体系(图 6-19)。框架周边相隔一定距离布置有预留孔洞,这样框架和立柱分别可以在上下左右相对调整连接间距,以适应不同高度(包括上下柱反弯点不同)宽度的试件试验需要。

试件可以通过在柱端和梁端的预留孔用钢梢分别与框架横梁与立柱上相应位置的圆孔连接,形成相应的铰接支承进行安装固定。整个试验装置用地脚螺丝固定在试验台座上。

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横梁,并形成自平衡体系。

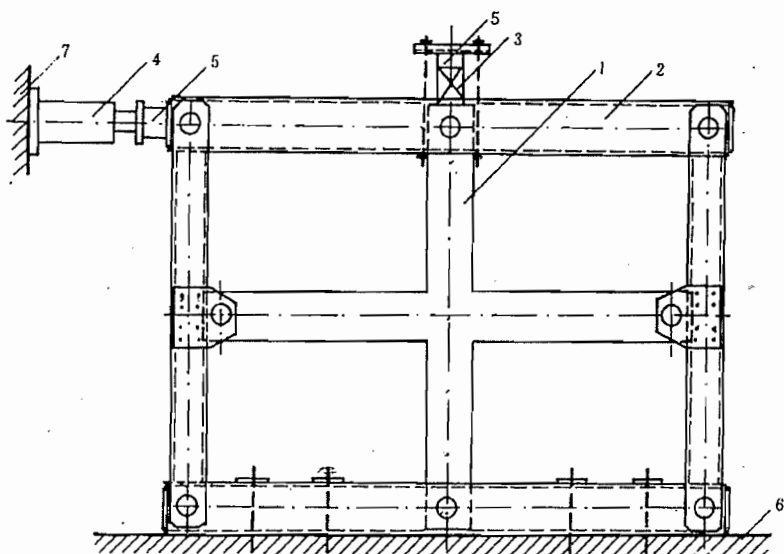
试验时固定于反力架上的水平双作用液压加载器对框架顶部施加低周反复水平荷载,则几何可变的框架体系即带动安装在框架内的试件一起变形(图 6-20),使之形成图 6-17

(a)所示的柱顶受载有侧移的边界条件,以实现模拟试件实际受力图式的要求。



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. 液压加载控制台;8. 荷载支承架;9. 试验台座;10. 荷载传感器;11. 输油管

图 6-18 梁柱节点组合体梁端加载试验装置



1. 试件;2. 几何可变框式试验架;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. 水平荷载支承架或反力墙

图 6-19 梁柱节点组合体柱端加载试验装置

3. X形钢筋混凝土梁柱节点组合体试验装置

X 形试件一般直接应用大型结构试验机进行加载,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,按设计计算所确定的加载点位置,由试验机通过 A,B 支点直接进行加载(图 6-21)。

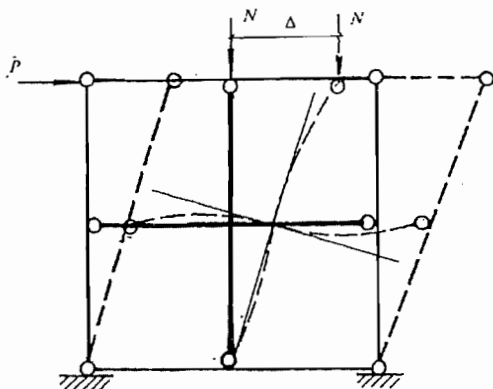


图 6-20 梁柱节点组合体受载后变形图

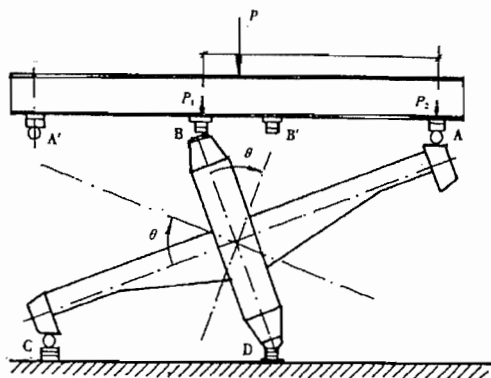


图 6-21 X 形试件的加载试验装置

为了实现反复加载,在第一次加载后需要将试件在平面内转动 θ 角,然后由加载横梁上的另两个支点 A',B' 对柱端的另一侧和另一梁端施加荷载。

这种试验方法在试验装置上由于直接使用结构试验机进行加载,可能相对看来略为简便。但每次荷载后须将试件反复转动 θ 角来实现和满足反复加载的要求,将会对试验带来很大的不便。这时所有量测仪表必须通过特殊设计的支架直接固定于试件上进行量测。

试件受 P_1 、 P_2 作用后应保证 X 形试件下部两支座 C,D 能顺利产生横向位移,不然由于支座的约束将会在试件中产生次应力,以致使试件的实际受力状况与原设计产生很大的差异。

钢筋混凝土梁柱节点组合体的试验加载程序可按图 6-22 所示的程序进行。

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,图中第一循环先是以控制作用力加载,加载数值为计算屈服荷载的 $3/4$ 、即为 $3/4P_y$,第二循环加载到梁的屈服荷载 P_y ,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,则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,每级荷载下可以仅仅反复一次,也可反复 2~3 次,视研究需要而定,直至破坏。

当需要研究试件的强度或刚度退化率时,则可以在同一位移下反复循环 3~5 次。

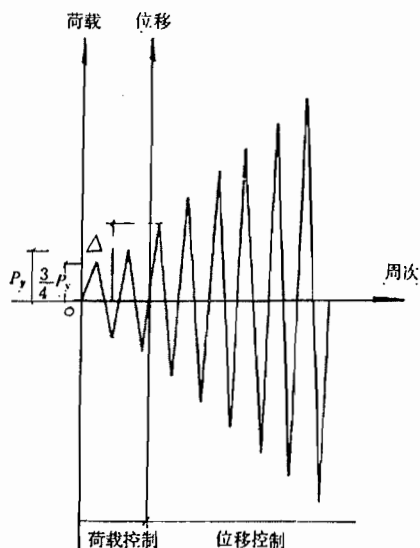


图 6-22 梁柱节点组合体试验加载程序

三、试验观测项目的测点布置

试验观测内容可根据试验目的而确定。一般要求量测的项目有:荷载数值及支座反力,荷载-变形曲线,变形包括梁端或柱端位移,梁或柱塑性铰区曲率或截面转角,节点核心区剪切角;钢筋应力,包括梁柱交界处梁柱纵筋应力,梁柱塑性铰区或核心区箍筋应力;钢筋的滑移,主要是梁(或柱)纵向钢筋通过核心区段的锚固滑移;裂缝观测。

1. 荷载及支座反力可通过测力传感器测定,对于在梁端加载的试验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-变形曲线主要采用电测位移计传感器,通过 X-Y 函数记录仪记录整个试验荷载-变形曲线全过程。要求位移传感器保证精度要求外,尚要保证足够的量程,以满足构件进入非线性阶段量测大变形的要求。

3. 对于梁或柱端位移的测定,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(图 6-23)。

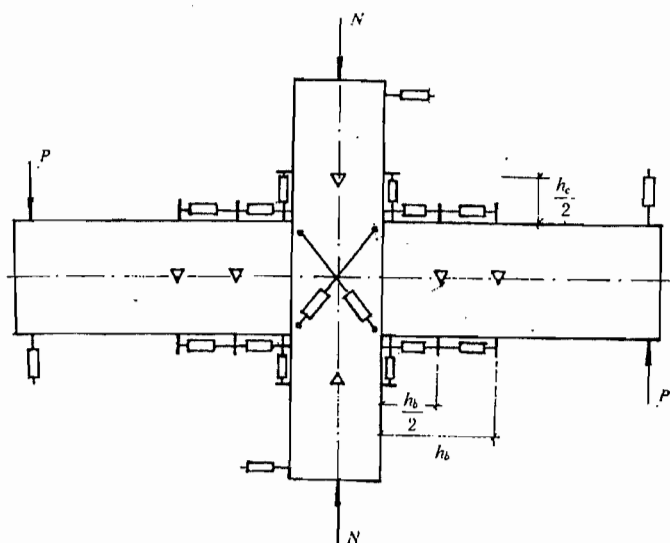


图 6-23 梁柱节点组合体的测点布置

4. 量测构件塑性铰区段曲率或转角的测点,对于梁一般可在距柱面 $\frac{1}{2}h_b$ (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 6-23)。

5. 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 6-23, 6-24)。

6. 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(图 6-25(a))。在试验中为了测定塑性铰区段的长度或钢筋锚固应力,还可根据试验要求沿纵向钢筋布置更多的测点。对于预制装配节点,由于钢筋焊接等因素的影响,不能在梁柱交界处布置钢筋应变测点时,则可将测点位置适当外移。

7. 核心区箍筋应力的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(图 6-25(b))。

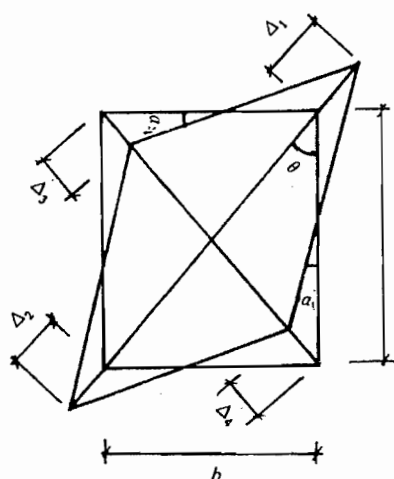


图 6-24 节点核心区剪切变形

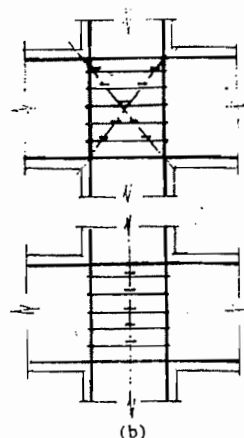
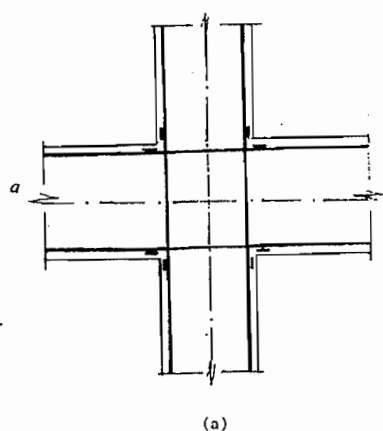


图 6-25 梁柱节点组合体试件纵向钢筋和箍筋应变测点布置

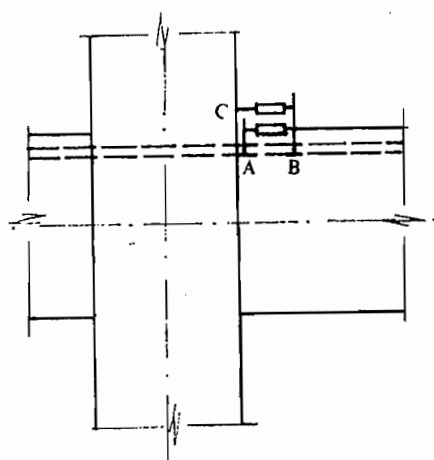


图 6-26 钢筋滑移时测点布置

8. 梁内纵筋通过核心区的滑移量 Δ 可以通过量测并比较靠近柱面处梁主筋上 B 点对于柱面混凝土 C 点之间的位移 Δ_1 , 及 B 点相对于柱面处钢筋上 A 点之间的位移 Δ_2 得到

$$\Delta = \Delta_1 - \Delta_2$$

(图 6-26)测点布置时 A 点与 C 点应尽量接近。

9. 裂缝开展情况的记录与描绘。

6.4 计算机-加载器联机试验

近代地震工程研究,人们较多采用结构抗震静力试验的方法。即是本章所述的低周反复加载的方法来研究结构在地震作用下的非线性问题。

由于地震是自然界中的一种随机现象,结构受到地震作用而产生非线性振动。前述低周

反复的加载历程是假定的,它与地震引起的实际反应有很大的差别,因此,理想的加载方案最好是按某一确定性的地震反应来制订相应的加载方案。图 6-27(a),(b)所示分别为某框架和某单层厂房按某个确定性地震反应所制订的加载方案,这种方案比较符合实际,但这种时程反应要事先进行理论计算,而计算时必须要知道结构的恢复力特性,由于不了解恢复力特性,没有计算模型,就无法计算,也就不可能按这种特定的方案进行加载。

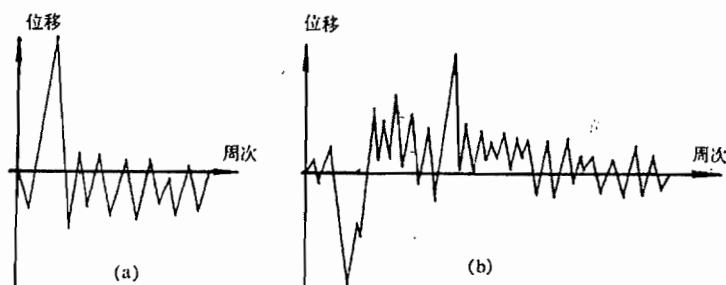


图 6-27 按某确定性地震反应制订的加载方案

一种较为先进的方法是先假定结构的恢复力模型,然后给定输入的地震加速度记录,由计算机完成非线性地震反应的动力分析,确定结构位移反应的时程,并作为试验加载的指令,对试件施加荷载,见图 6-28。

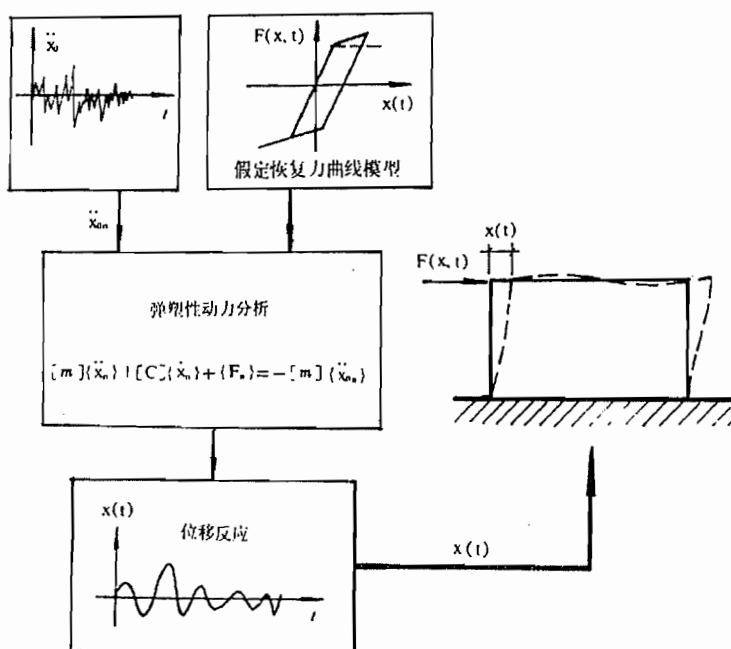


图 6-28 计算机数值分析控制试验加载

同济大学完成的 1:1 灰砂砖单层砌体房屋的抗震试验,是按上海地区 IV 类场地土的地震影响系数曲线反造的人工地震波输入,采用半退化三线型恢复力模型,经非线性地震反应

分析计算结果所得的位移反应时程曲线,由磁带机输入模控装置控制电液伺服加载器。在不同烈度的地震波作用下,按位移反应的整个时间历程确定的加载波形对结构施加荷载,完成结构在弹性、开裂及破坏三个阶段的试验全过程,并通过计算机数据采集得到结构的实测位移反应和荷载-变形曲线。

这种方法的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。

为了弥补上述试验方法的不足,将计算机技术直接应用于控制试验加载,产生了一种新的抗震试验加载方法,称之为计算机-加载器联机加载试验。它是用计算机检测和控制进行试验,使这种模拟试验方法更接近地震反应的真实状态。人们亦称计算机-加载器联机试验为伪动力试验或拟动力试验。

6.4.1 计算机-加载器联机系统的工作原理

结构对地震地面运动的反应分析可以通过求解结构体系的运动方程获得。抗震设计要求进行非线性反应分析,一般结构构件的非线性数学模型可以是双线型、三线型、退化型等。由于材料的屈服、结构构件的失稳和破坏,将引起结构的强度和刚度的退化,因此,要求这种数学模型能更为确切地描述结构的真实状态是一个比较困难的问题。联机系统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测量作用在试验对象上加载器的荷载值而得到,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。

计算机-加载器联机试验的基本工作原理:

在联机加载试验中,首先是通过电子计算机将实际地震波的加速度转换成作用在结构或构件上的位移和此位移相应的加振力。随着地震波加速度时程曲线的变化,作用在结构上的位移和加振力也跟着变化,这样就可以得出某一实际地震波作用下的结构连续反应的全过程,并绘制出荷载-变形的关系曲线,也即是结构的恢复力特性曲线(图 6-29)。

对比图 6-28 和图 6-29 可见图 6-29 表明了联机试验系统的基本概念。而图 6-28 则为单纯采用计算机分析的方法,这里要求事先假定恢复力特性曲线,而在联机试验中正好由荷载试验来代替。

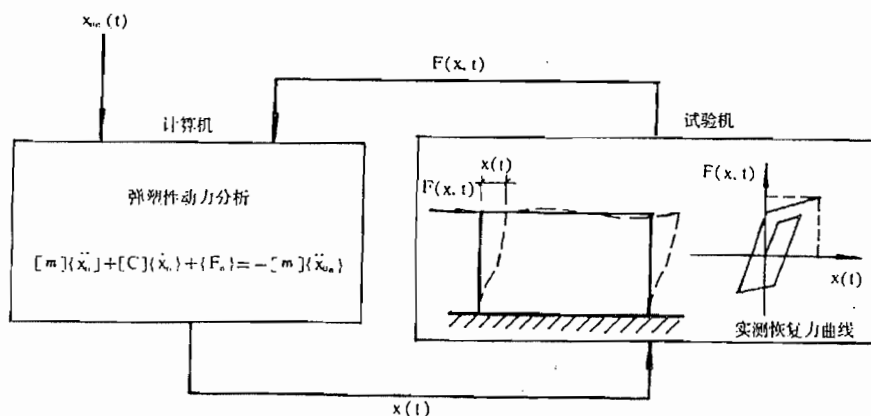


图 6-29 联机试验系统原理图

6.4.2 计算机—加载器联机试验的工作流程

联机系统的试验设备由电液伺服加载器和电子计算机两大系统组成。它们不仅有各自的专门职能,而且还能结合起来完成整个系统的控制和操作功能。

电子计算机部分的功能是根据某时刻输入的地面运动加速度计算结构的位移反应,并据此对加载系统发出施加位移量的指令,从而测得在该位移时的作用力。此外,还要完成试验数据的采集和处理。

加载控制系统包括电液伺服加载器和模控系统。它们的功能是根据某时刻由计算机传来的位移指令转换成电压讯号,控制加载器对结构施加位移。

计算机-加载器联机试验由专用软件系统通过数据库和运行系统来执行操作指令,进行整个系统的控制和运行。

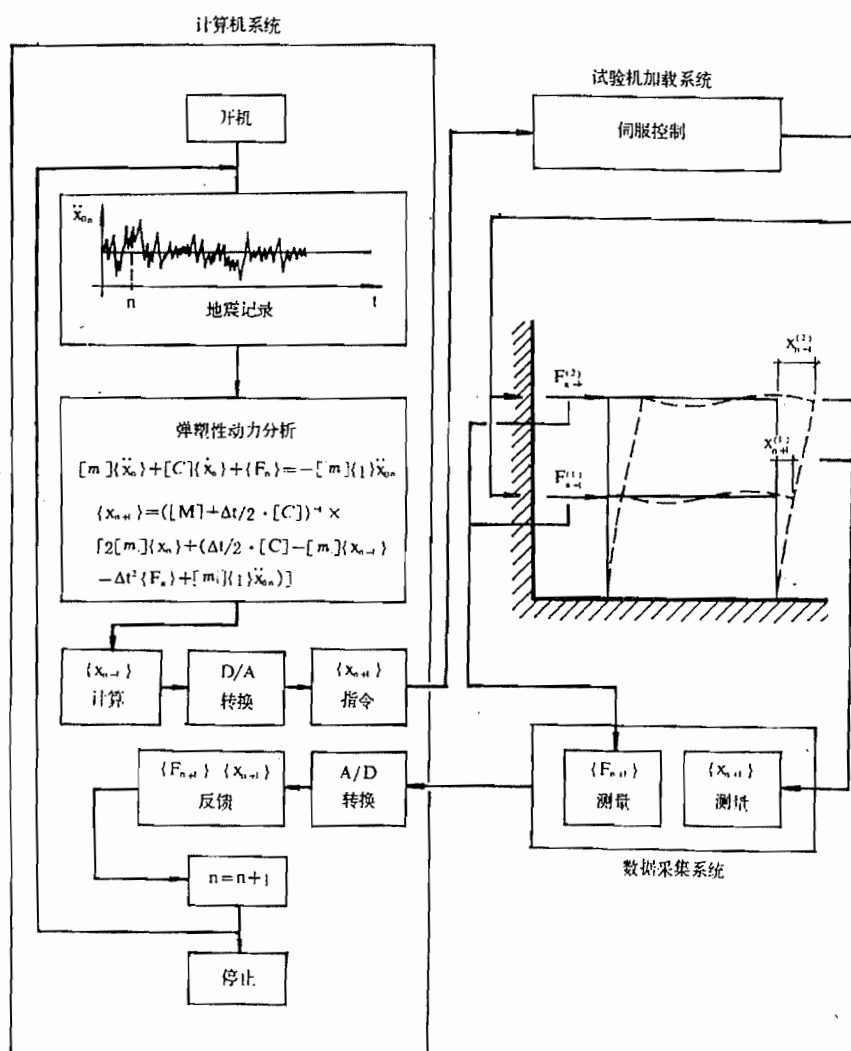


图 6-30 结构联机试验的工作流程图

联机系统的试验加载工作流程是从输入地震地面运动加速度时程曲线开始,图 6-30 是联机试验方法的工作流程图。

一、输入地震地面运动加速度

地震波的加速度时程曲线如图 6-31 所示。加速度示值随时间 t 的变化而改变,为便于计算,首先将实际地震记录的加速度时程曲线按一定时间间隔数字化,即按 Δt 划分成许多微小的时间段,可以取 Δt 为 0.005s 或 0.01s,此时可以认为在这 Δt 时间段内加速度是直线变化,这样就可以用数值积分方法来求解运动方程。

$$m\ddot{x}_n + C\dot{x}_n + F_n = -m\ddot{x}_{on}$$

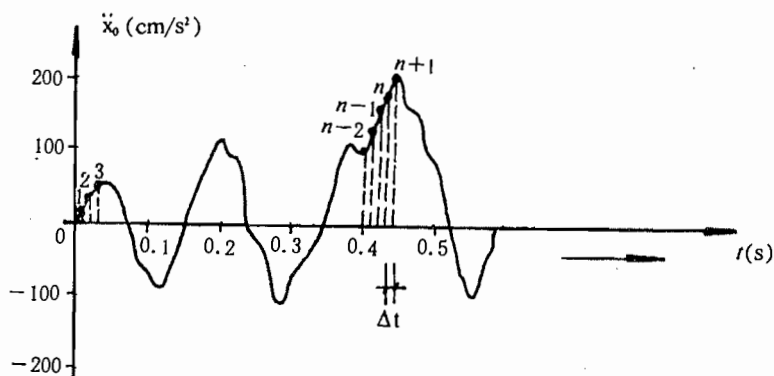


图 6-31 输入地震波的加速度时程曲线

式中 \ddot{x}_{on} 、 \ddot{x}_n 和 \dot{x}_n 分别为第 n 步时的地面运动加速度、结构的加速度和速度反应, F_n 为结构第 n 步时的恢复力。

二、计算下一步的位移值

当采用中心差分法求解时,第 n 步的加速度可用第 $n-1$ 步,第 n 步和第 $n+1$ 步的位移量表示:

$$\ddot{x}_n = \frac{x_{n+1} - 2x_n + x_{n-1}}{\Delta t^2}$$

$$\dot{x}_n = \frac{x_{n+1} - x_{n-1}}{2\Delta t}$$

将它们代入运动方程,

$$\therefore x_{n+1} = [m + \frac{\Delta t}{2}C]^{-1} \times [2mx_n + (\frac{\Delta t}{2}C - m)x_{n-1} - \Delta t^2 F_n - m\Delta t^2 \ddot{x}_{on}]$$

即由位移 x_{n+1} 、 x_n 和恢复力 F_n 值求得第 $n+1$ 步的指令位移 x_{n+1} 。

三、位移值的转换

由加载控制系统的计算机将第 $n+1$ 步的指令位移 x_{n+1} 转换成输入电压,再通过电液伺服加载系统控制加载器对结构加载。由加载器用准静态的方法对结构施加与 x_{n+1} 位移相对应的荷载。

四、量测恢复力 F_{n+1} 及位移值 x_{n+1}

当加载器按指令位移值 x_{n+1} 对结构施加荷载时,通过加载器上的荷载传感器测得此时恢复力 F_{n+1} ,结构的位移反应值 x_{n+1} 由位移传感器测得。

五、由数据采集系统进行数据处理和反应分析

将 x_{n+1} 及 F_{n+1} 值连续输入数据处理和反应分析的计算机系统, 利用位移 x_n, x_{n+1} 和恢复力 F_{n+1} 按同样方法重复下去, 进行计算和加载, 以求得位移值 x_{n+2} 和恢复力 F_{n+2} , 连续对结构进行试验, 直到输入加速度时程的指定时刻。

整个试验工作的流程是连续循环进行的, 全部由计算机自动控制操作。

在试验中, 用逐步积分法求解运动方程的时间间隔一般常取

$$\Delta t = 0.005 \sim 0.01s$$

试验时每一加载步长大约持续时间为 60s, 即为 Δt 的 6000~12000 倍, 所以完全可以看成是静态的。这样在运动方程式中与速度有关的阻尼力一项可以不加考虑, 则运动方程就可简化为

$$m\ddot{x}_n + F_n = -m\ddot{x}_{on}$$

这时采用中心差分法计算时

$$x_{n+1} = 2x_n - x_{n-1} - \Delta t^2 \left(\frac{F_n}{m} + \ddot{x}_{on} \right)$$

同样可以采用前述的工作流程进行计算与控制整个试验工作。

计算机-加载器联机试验由于将计算机直接用于控制结构试验加载、数据采集和分析处理, 使迄今为止依靠人工操作的试验技术可以大规模地自动化进行, 使结构试验技术获得了飞跃的发展, 为结构试验的自动化创造了良好的条件。

从国内外试验实践证明, 联机试验具有许多特点:

1. 联机试验在整个数值分析过程中不需要对结构的恢复力特性作任何假设, 这对于分析非线性的系统性能特别有利。对于恢复力特性比较复杂的结构, 也可以根据试验结果来再现实际的地震反应;
2. 由于联机试验加载的时间周期近乎静态, 为此有条件给试验者有足够的时间来观测结构性能变化和受损破坏的过程, 从而获得比较详细的数据资料;
3. 对于一些足尺或大比例尺模型, 在地震模拟振动台上进行试验由于受设备技术条件限制或相似条件等不能满足而没有可能性时, 可以采用联机试验, 由计算机控制并通过电液伺服加载器直接对结构物进行地震模拟加载。

由于上列的独特优点, 作为一种结构试验新技术, 自 70 年代开始首先在国外引起重视并广泛应用, 尤其是日本几乎所有从事地震工程研究的机构都有这种试验装置并在技术上不断发展和完善。日本和美国合作的大型结构耐震研究计划中, 80 年代初在日本完成了一座七层钢筋混凝土框架结构足尺模型的联机试验。我国于 1983 年在中国建筑科学研究院完成了一个比例为 1/6 的底层大空间的十二层剪力墙结构模型的拟动力试验。图 6-32 为该结构联机试验的加载及测量系统布置图。

由于大多数的建筑结构都是多自由度系统, 因此在进行联机试验时, 为模拟结构受地震力的作用, 一般要在试验结构的各层, 即质量集中的部位安装加载器, 随后用分析得到的各层位移反应控制加载器进行加载。由于多自由度系统中外力分布不仅是很复杂的, 而且随时呈随机分布, 以致使加载分布在每一高度的变化都很复杂。更由于结构地震反应试验必须进入非线性阶段, 结构又必须能在较大的非线性范围内控制位移加载, 这样使多自由度体系在试验控制上给数学模型的建立、计算机计算和液压加载控制等各方面都带来一系列困难。因

此在实用上提出了将多自由度体系改变为等效单自由度体系进行联机试验的方法。

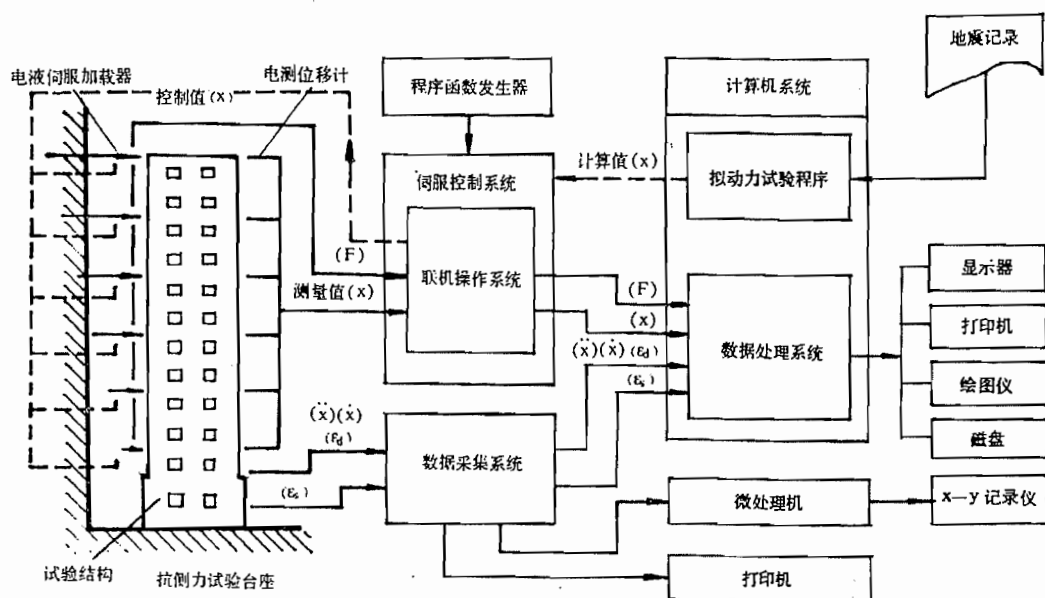


图 6-32 结构联机试验加载及量测系统

在实用中当某一多自由度体系的振型为已知时，并假定从弹性到塑性范围结构振型保持一致，那么该体系就可以简化为等效的单自由度体系来处理。所以，这种方法只适用于结构从弹性到破坏各个阶段变形模态变化不大的试验对象。

日本与美国合作完成的七层足尺钢筋混凝土结构的联机试验，就是将一多自由度体系简化为等效单自由度体系来进行整个试验工作的。

6.4.3 七层钢筋混凝土框架足尺结构的联机试验

一、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研究探讨；
3. 检验与验证现有抗震规范的稳妥性。

二、试验对象

试验对象为足尺的七层钢筋混凝土框架结构，平面尺寸为 $17\text{m} \times 16\text{m}$ 。在水平荷载加力方向为三跨，垂直加力方向为二跨。立面底层高度为 3.75m ，二至七层高度各为 3.0m ，其总高度为 21.75m 见图 6-33 所示。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 框架内有用作限制出平面变形的壁厚 15cm 的连续墙，该墙与柱没有联系而独立设置。柱的截面为 $50\text{cm} \times 50\text{cm}$ ，主梁截面为 $30\text{cm} \times 50\text{cm}$ ，次梁截面为 $30\text{cm} \times 45\text{cm}$ 。

三、试验进程

在联机试验前进行了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。

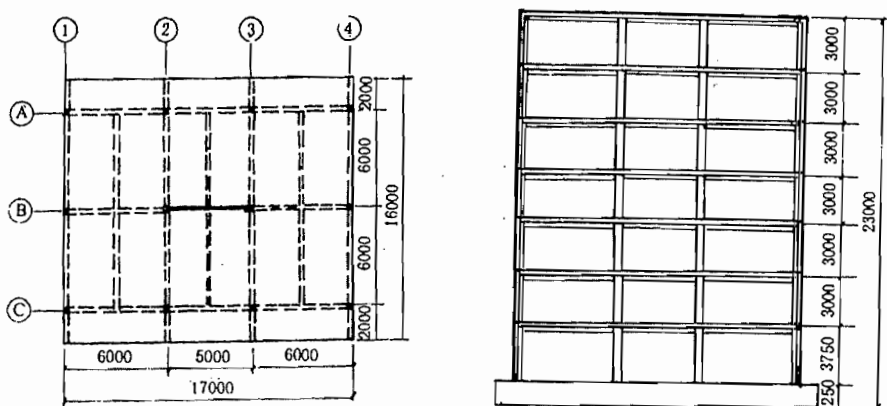


图 6-33 七层钢筋混凝土结构的平面和剖面图

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,通过单质点反应分析求得。而其他各层的加载是按一定外力分布并按各层比例进行荷载控制。见图 6-34。这样,既能掌握振动特性,又容易与通过静力试验的结果进行比较。

联机试验的整个流程是按前述图 6-30 所示的程序进行。

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 $1/7000$,输入实际地震波的最大加速度为 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 $3/400$ 层间变形转角为控制值,输入地震波的最大加速度为 320cm/s^2 。
4. 破坏试验,控制层间变形转角为 $1/75$,输入地震波的最大加速度为 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 个和加载器的荷载和位移传感器各 8 个。

四、试验结果

1. 层间剪力和顶层位移曲线保持有良好的恢复力特性。
2. 由于试验结构有连续的抗震墙,因此,每层层间变形大体上相同,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也稍有误差,但与按多自由度分析结果有较大差别,这主要是由于第二振型的影响起着主要的作用。见图 6-35。

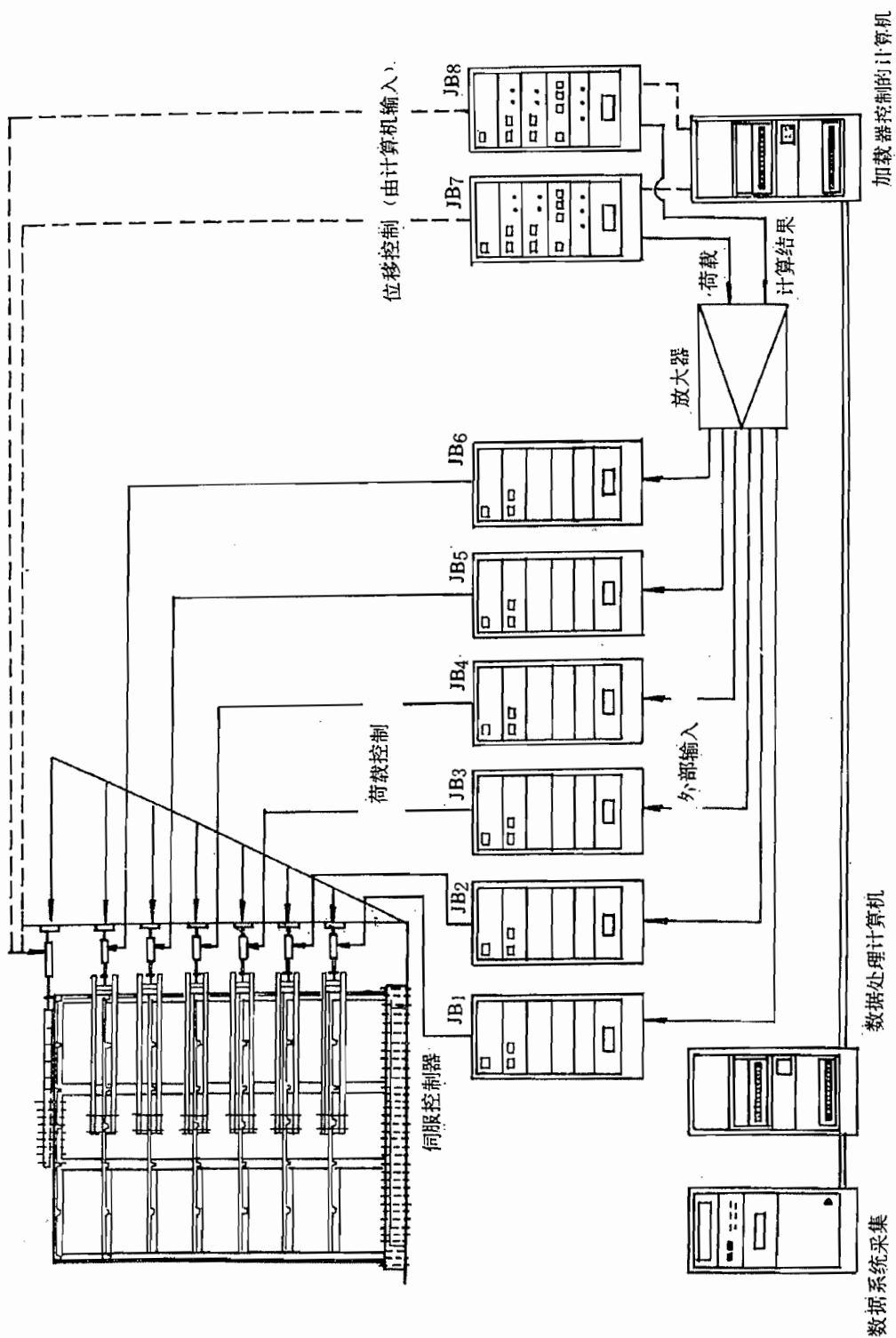
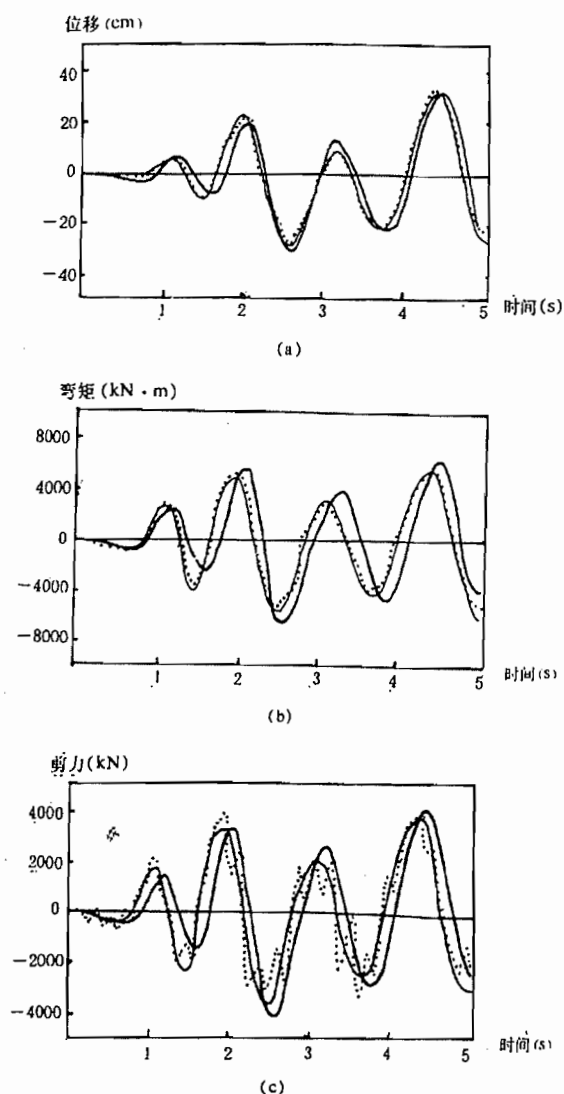


图 6-34 钢筋混凝土足尺结构联机试验的荷载布置与加载装置



—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

图 6-35 等效单自由度、多自由度的分析和等效单自由度试验结果比较

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。

第七章 结构动力特性试验

7.1 概 述

建筑结构动力特性是反映结构本身所固有的动力性能。它的主要内容包括结构的自振频率、阻尼系数和振型等一些基本参数,也称动力特性参数或振动模态参数。这些特性是由结构形式、质量分布、结构刚度、材料性质、构造连接等因素决定,但与外荷载无关。

建筑结构动力特性试验量测结构动力特性参数是结构动力试验的基本内容,在研究建筑结构或其他工程结构的抗震、抗风或抗御其它动荷载的性能和能力时,都必须要进行结构动力特性试验,了解结构的自振特性。

1. 在结构抗震设计中,为了确定地震作用的大小,必须了解各类结构的自振周期。同样,对于已建建筑的震后加固修复,也需了解结构的动力特性,建立结构的动力计算模型,才能进行地震反应分析。

2. 测量结构动力特性,了解结构的自振频率,可以避免和防止动荷载作用所产生的干扰与结构产生共振或拍振现象。在设计中可以使结构避开干扰源的影响,同样也可以设法防止结构自身动力特性对于仪器设备的工作产生干扰的影响,可以帮助寻找采取相应的措施进行防震,隔震或消震。

3. 结构动力特性试验可以为检测、诊断结构的损伤积累提供可靠的资料和数据。由于结构受动力作用,特别是地震作用后,结构受损开裂使结构刚度发生变化,刚度的减弱使结构自振周期变长,阻尼变大。由此,可以从结构自身固有特性的变化来识别结构物的损伤程度,为结构的可靠度诊断和剩余寿命的估计提供依据。

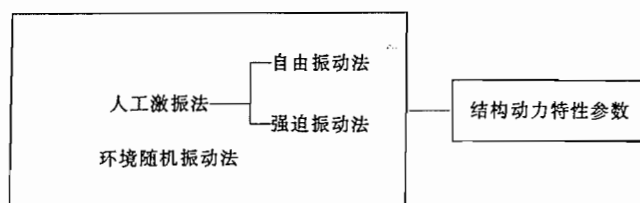
建筑结构的动力特性可按结构动力学的理论进行计算。但由于实际结构的组成,材料和连接等因素,经简化计算得出的理论数据往往会有一定误差。对于结构阻尼系数一般只能通过试验来加以确定。因此,建筑结构动力特性试验就成为动力试验中的一个极为重要的组成部分,而引起人们的关注和重视。

结构动力特性试验是以研究结构自振特性为主,由于它可以在小振幅试验下求得,不会使结构出现过大的振动和损坏,因此经常可以在现场进行结构的实物试验,正如本章所介绍的试验实例。当然随着对结构动力反应研究的需要,目前较多的结构动力试验,特别是研究地震,风震反应的抗震动力试验,也可以通过试验室内的模型试验来测量它的动力特性。

结构动力特性试验的方法主要有人工激振法和环境随机振动法。人工激振法又可分为自由振动法和强迫振动法。

人工激振法是一种早期使用的方法,试验得到的资料数据直观简单,容易处理;环境随机振动法是一种建立在计算机技术发展基础上采用数理统计处理数据的新方法,由于它是利用环境脉动的随机激振,不需要激振设备,对于现场测试特别有利。以上任何一种方法都能测得结构的各种自振特性参数,由于计算机技术的发展和数据分析专用仪器的普及使用,

为各种方法所测得的资料数据提供了快速有效的处理分析条件。



7.2 人工激振法测量结构动力特性

7.2.1 结构自振频率测量

一、自由振动法

在试验中采用初位移或初速度的突卸或突加荷载的方法,使结构受一冲击荷载作用而产生自由振动。在现场试验中可用反冲激振器对结构产生冲击荷载;在工业厂房中可以通过锻锤、冲床等工作或利用行车的纵横向制动使厂房产生垂直或水平的自由振动;在桥梁上则可用载重汽车越过障碍物或突然制动产生冲击荷载。在模型试验时可以采用锤击法激励模型产生自由振动。

试验时将测振传感器布置在结构可能产生最大振幅的部位,但要避开某些杆件可能产生的局部振动。

通过测量仪器的记录,可以得到结构的有阻尼自由振动曲线(图 7-1)。在振动时程曲线上,可以根据记录纸带速度或时间座标,量取振动波形的周期,由此求得结构的自振频率 $f = 1/T$ 。为精确起见,可多取几个波形,以求得其平均值。

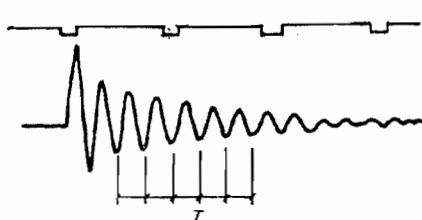


图 7-1 有阻尼自由振动曲线

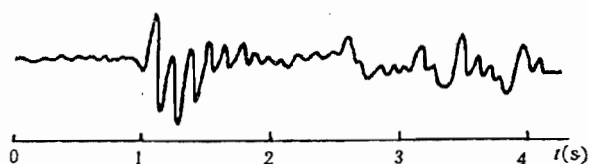


图 7-2 上海某剧场悬带眺台的自振时程曲线

图 7-2 所示为上海某剧场悬带眺台空载时采用初位移突卸荷载试验方法,记录得到的振动位移时程曲线,从曲线可以求得悬带眺台的空载自振频率为 $f = 7.23\text{Hz}$ 。

二、强迫振动法

强迫振动法也称共振法。一般都采用惯性式机械离心激振器对结构施加周期性的简谐振动,在模型试验时可采用电磁激振器激振,使结构和模型产生强迫振动。由结构动力学可知,当干扰力的频率与结构自振频率相等时,结构产生共振。

利用激振器可以连续改变激振频率的特点,当结构产生共振时振幅出现极大值,这时激

振器的频率即是结构的自振频率。对于多自由度体系结构具有连续分布的质量系统,因此,利用激振器连续改变激振频率,由共振曲线(图 7-3)的振幅最大值(峰点)对应的频率,即可相应得到结构的第一频率(基频)和其他高阶频率。

试验时激振器的激振方向和安装位置由试验要求而定。一般整体结构试验时,多数安装在结构顶层作水平方向激振。对于梁板构件则大部分为垂直激振。试验时总是将激振器的转速由低到高连续变换,称之为频率扫描。由此测得各测点相应的共振曲线,在共振点前后进行稳定激振,以求得正确的共振频率数值。

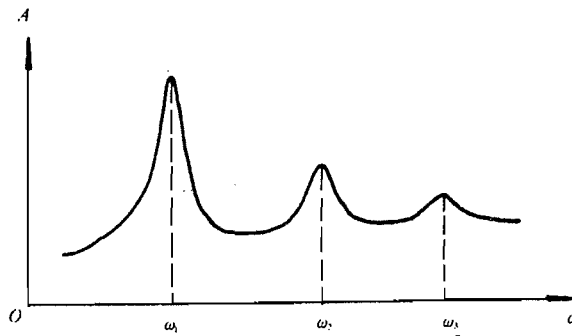


图 7-3 结构受强迫振动时的共振曲线

采用离心式激振器时,由于干扰力 P 与激振转速 ω^2 成正比,即在不同转速时有不同大小的干扰力 P 。为了进行比较,必须将振幅 A 折算为单位扰力作用下的振幅值,即将振幅除以该时的干扰力,或者把振幅值换算为在相同干扰力作用下的振动幅值 A/ω^2 。

由于阻尼的存在,结构实际的自振频率稍低于其峰点的频率,但因阻尼值很小,所以,实际使用时不作考虑。

7.2.2 结构阻尼的测量

在研究结构振动问题中,阻尼对振动效应会产生很大影响,它与结构形式、材料性质,连接和支座等各种因素有关。在自由振动中,计算振幅(位移)时需考虑阻尼的影响;在强迫振动中,当动荷载的干扰频率接近结构的自振频率时,阻尼在振幅(位移)计算中起着更为重要的作用,因为阻尼的变化对振幅值的大小有着明显的影响。

在结构抗震研究中,阻尼的大小对结构体系的地震反应也有直接影响,一般希望结构的阻尼愈大愈好,因为,结构体系的阻尼大时,结构的弹性反应愈小,它能很快地耗散地震荷载产生的能量。

一、自由振动法确定阻尼

单自由度自由振动运动方程:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad (7-1)$$

$$\ddot{x} + 2n\dot{x} + \omega^2 x = 0 \quad (7-2)$$

$$\therefore x = Ae^{-nt} \sin(\omega' t + \alpha)$$

$$x = Ae^{-\zeta \omega t} \sin(\omega' t + \alpha) \quad (7-3)$$

式中 n 为衰减系数 $n = \frac{c}{2m}$

ω' 为有阻尼时的圆频率

$$\omega' = \omega \sqrt{1 - \xi^2} \quad (7-4)$$

ω 为不考虑阻尼时的圆频率

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (7-5)$$

$$\text{阻尼比 } \xi = \frac{n}{\omega}$$

$$(7-6)$$

由图 7-4 所示的振动记录确定结构的阻尼系数

在 t_n 时刻的振幅为 $x_n = A \cdot e^{-\xi \omega t_n}$, 经过一个周期 T 后, 在 t_{n+1} 时刻的振幅为 $x_{n+1} = A e^{-\xi \omega t_{n+1}}$ 。

则相邻周期振幅之比为:

$$\begin{aligned} \frac{x_n}{x_{n+1}} &= \frac{A e^{-\xi \omega t_n}}{A e^{-\xi \omega t_{n+1}}} = e^{-\xi \omega (t_n - t_{n+1})} \\ &= e^{\xi \omega (t_{n+1} - t_n)} = e^{\xi \omega T} \end{aligned} \quad (7-7)$$

$$\text{上式中周期 } T = \frac{2\pi}{\omega'}$$

对上式两边取对数时

$$\begin{aligned} \therefore \ln \frac{x_n}{x_{n+1}} &= \ln e^{\xi \omega T} = \xi \omega T \\ &= \xi \omega \cdot \frac{2\pi}{\omega'} \approx 2\pi \xi \end{aligned} \quad (7-8)$$

$$\therefore \text{阻尼比 } \xi = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{x_n}{x_{n+1}} \quad (7-9)$$

利用上式就可以由实测振动图形所得的振幅变化来确定阻尼比 ξ 。

在上式中 $\ln \frac{x_n}{x_{n+1}}$ 又称为对数衰减率。

$$\text{令 } \lambda = nT = \ln \frac{x_n}{x_{n+1}} = 2\pi \xi \quad (7-10)$$

\therefore 结构的阻尼系数

$$c = 2mn = 2m \cdot \frac{2\pi \xi}{T} = 2m\omega \xi \quad (7-11)$$

在整个衰减过程中, n 数值不一定是常数, 有可能发生变化即在不同的波段可以求得不同的 n 值。所以在实际工作中经常取振动图中 K 个整周期进行计算(图 7-1), 以求得平均衰减系数。

$$n_o = \lambda_o / T = \frac{1}{KT} \ln \frac{x_n}{x_{n+K}} \quad (7-12)$$

式中 K 为计算所取的振动波数;

x_n, x_{n+K} 为 K 个整周期波的最初波和最终波的振幅值。

由于试验实测得到的有阻尼自由振动记录波形图一般没有零线, 如图 7-5 所示。所以在测量结构阻尼时可采用波形的峰到峰的幅值, 这样比较方便而且又比较正确。当对数衰减率为 λ 时, 则:

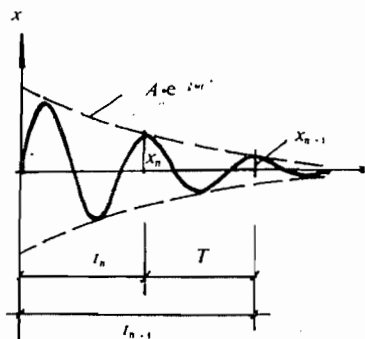


图 7-4 有阻尼自由振动波形图

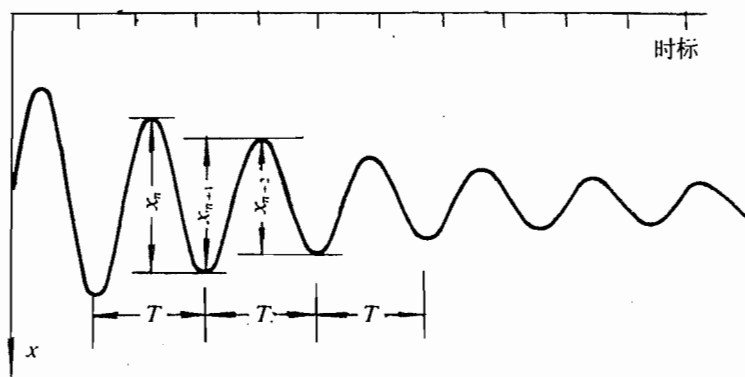


图 7-5 无零线的有阻尼自由振动波形图

$$\lambda = 2 \frac{1}{K} \ln \frac{x_n}{x_{n+k}} = \frac{2}{K} \ln \frac{x_n}{x_{n+k}} \quad (7-13)$$

或
$$\lambda = 4.6052 \frac{1}{K} \log \frac{x_n}{x_{n+k}} \quad (7-14)$$

\therefore 阻尼比 $\xi = \frac{\lambda}{2\pi} \quad (7-15)$

式中 x_n 为第 n 个波的峰峰值;

x_{n+k} 为第 $n+k$ 个波的峰峰值。

二、按强迫振动的共振曲线确定结构的阻尼

单自由度有阻尼强迫振动运动方程:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = p(t) \quad (7-16)$$

$$p(t) = p \sin \theta t \quad (7-17)$$

则
$$\ddot{x} + 2\xi\omega\dot{x} + \omega^2 x = p \sin \theta t / m \quad (7-18)$$

\therefore
$$x = Ae^{-\xi\omega t} \sin(\omega' t + \alpha) + B \sin(\theta t + \beta) \quad (7-19)$$

由于前项是自由振动很快消失, 则稳态强迫振动的振幅值为:

$$x = B \sin(\theta t + \beta) \quad (7-20)$$

式中
$$B = \frac{p(t)/m}{\sqrt{(1 - \frac{\theta^2}{\omega^2})^2 + 4\xi^2 \frac{\theta^2}{\omega^2}}} \quad (7-21)$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{-2\xi\omega\theta}{\omega^2 - \theta^2} \quad (7-22)$$

由此可以得到动力系数(放大系数) $\mu(\theta)$ 为

$$\mu(\theta) = \frac{1}{\sqrt{(1 - \frac{\theta^2}{\omega^2})^2 + 4\xi^2 \frac{\theta^2}{\omega^2}}} \quad (7-23)$$

如以 $\mu(\theta)$ 为纵坐标, 以 θ 为横坐标, 即可画出动力系数(共振曲线)的曲线, 见图 7-6 所示。

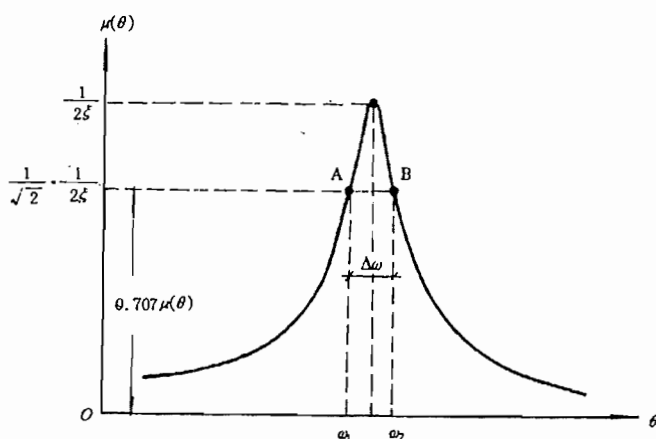


图 7-6 动力系数曲线图

由方程式(7-23)可知,如 $\xi=0$,即无阻尼时,当 $\theta=\omega$ 时则发生共振,振幅趋向于无穷大。在有阻尼时,当 $\theta=\omega$,则 $\mu(\theta)=\frac{1}{2\xi}$,即共振曲线的峰值。

按照结构动力学原理,用半功率法(0.707法)可以由共振曲线确定结构阻尼比 ξ 。

在共振曲线图的纵坐标上取 $\frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{1}{2\xi}$ 值,即 $0.707\mu(\theta)$ 处作一水平线,使之与共振曲线相交于 A, B 两点,对应于 A, B 两点在横坐标上得 ω_1, ω_2 ,即可求得衰减数和阻尼比:

$$\text{衰减系数} \quad n = \frac{\omega_2 - \omega_1}{2} = \frac{\Delta\omega}{2} \quad (7-24)$$

$$\text{结构的阻尼比} \quad \xi = \frac{n}{\omega} = \frac{\omega_2 - \omega_1}{2\omega} = \frac{1}{2} \frac{\Delta\omega}{\omega} \quad (7-25)$$

三、由动力系数 $\mu(\theta)$ 求阻尼比

当 $\theta=\omega$, 结构共振

$$\text{这时动力系数} \quad \mu = \frac{1}{2\xi} \quad (7-26)$$

$$\therefore \quad \xi = \frac{1}{2\mu} \quad (7-27)$$

这里只要测得共振时的动力系数,即可求得阻尼比。

动力系数是指结构在动力荷载作用下产生共振时的最大振幅与静力作用时产生的最大位移的比值。

7.2.3 振型测量

结构振动时,结构上各点的位移、速度和加速度都是时间和空间的函数。在结构某一固有频率下,结构振动时各点的位移之间呈现出一定的比例关系,如果这时沿结构各点将其位移连接起来,即形成一定形式的曲线,这就是结构在对应某一固有频率下的一个不变的振动形式,称为对应该频率时的结构振型。为此要测定结构振型时必须对结构施加一激振力,并使结构按某一阶固有频率振动,当测得结构这时各点位移值并连成变形曲线,即可得到对应于该频率下的结构振型。

对于单自由度体系,对应于一个基本频率只有一个主振型。同样对于多自由度体系就可以有几个固有频率和相应的若干个振型。对应于基本频率的振型即为主振型或第一振型,对应于相应高阶频率的振型称之为高阶振型,即第二、第三振型等。

随着试验对象和试验加载条件不同等因素,往往只能在结构的一点或几点上用激振器对结构激振加力,这与结构自身质量所产生的惯性力并按比例关系分布在结构各点的实际情况有所不同,但是在工程上一般均采用前述激振方法来测量结构的振型。

在布置激振器或施加激振力时,为易于得到需要的振型,要使激振力作用在振型曲线上位移较大的部位。要注意防止将激振力作用在振型曲线的“节”点处,即是在某一振型上结构振动时位移为“零”的不动点。为此需要在试验前通过理论计算进行初步分析,对可能产生的振型大致做到心中有数,然后决定激振力的作用点,即安装激振器的位置。

为了实测结构的振型曲线,需要沿结构高度或跨度方向连续布置水平或垂直方向的测振传感器,与静力试验一样,为了能将各测点的位移连线形成振型曲线,一般至少要布置五个测点。对于整体结构试验时经常是在各层楼面及屋面上布置测点。对于高层建筑和高耸构筑物,测点的数量只要满足能获得完整的振型曲线即可。

试验时按振动记录曲线取某一固有频率下结构振动时各测点同一时刻的位移值的连线,以获得相应频率下的结构振型曲线。这时各测点仪器必须要严格同步。在量取各点位移值时必须注意振动曲线的相位,以确定位移值的正负。

对于采用自由振动法时,则多数用初位移或初速度法在结构可能产生最大位移值的位置进行激振,随后在自由振动状态下测取结构振型,一般情况下自由振动法只能测得结构的基频与第一主振型。

上海五层砌块房屋整体结构动力特性试验中,采用反冲激振器激振,激振器用钢板预埋安装在房屋中轴②—②的屋顶檐口上。

在弹性阶段试验中,最大激振力为 40kN,即利用一个 40kN 激振器工作时的反冲力对房屋激振。通过布置在屋面和各楼面的磁电式测振传感器经放大器后将信号输入 SC 型光线振子示波器进行记录。图 7-7 所示为自由振动法激振下所得相应于基本频率时的主振型曲线。实测频率为 $f=3.48\text{Hz}$ 。振型是倒三角形分布,以剪切型为主。

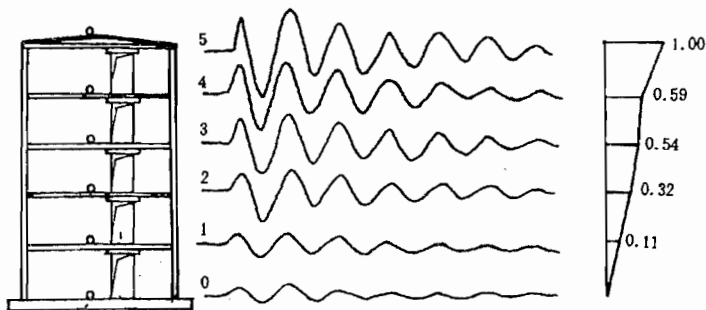


图 7-7 上海五层砌块房屋振型图

当静力试验达到结构开裂后,在进行破坏阶段试验时,仍用 40kN 激振器激振,测得结

构频率为 $f=3.12\text{Hz}$, 这说明结构开裂后刚度有所降低, 以致周期增长而频率降低, 但结构的振型没有多大变化。

用强迫振动法激振时, 是将机械式离心激振器安装于结构顶层, 连续进行频率扫描, 通过共振可以测得结构的几阶固有频率和相应的振型。

石家庄 KQ-79 型框架轻板建筑三层空框架整体试验中, 在空框架经低周反复荷载试验后, 利用两台偏心同步激振器安装于结构屋面的 V_1, V_2 位置(图 7-8)进行同步激振。根据布置在各层及屋面的测振传感器 x_1, x_2 和 x_3 的记录, 可以测得结构的一、二阶固有频率和振型, $f_1=1.65\text{Hz}, f_2=5.45\text{Hz}$, 在第二振型图上由于一、二层楼面的位移与屋面位移在相位上正好相差 180° , 以致在振型图上测点②③之间出现了“节点”。

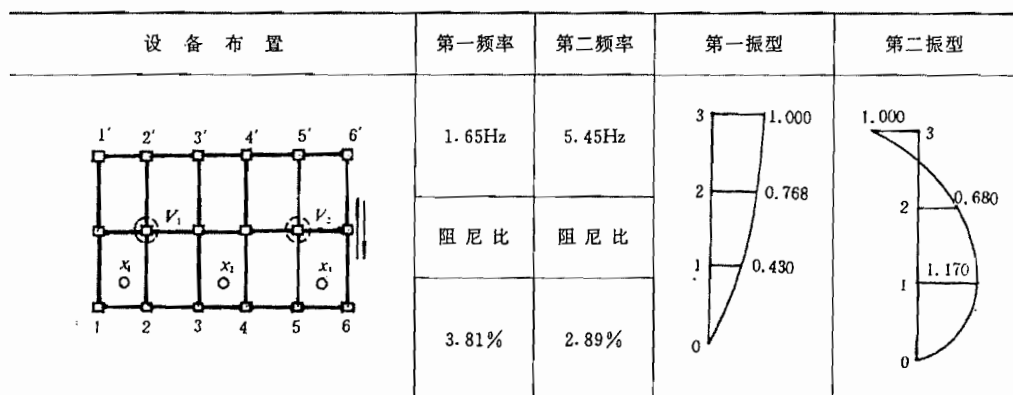


图 7-8 三层框架轻板建筑用共振法测量动力特性

当利用两台同步激振器同步反向激振时, 则可以测得结构的整体扭转振型。

在这个工程的动力试验中, 还利用了反冲激振器能多点同步激振的特点, 测量多自由度体系结构高阶振型等动力特性。用若干个反冲激振器按要求沿结构不同高度和方向布置, 在每一个质点上作用一个相应于振型 $X_i(x_i)$ 的激振力 P_i , 由同步激振测量结构的各阶固有频率和振型。

反冲激振器的布点方案如下:

试验时将反冲激振器安装在框架结构 2,5 轴线或 1,6 轴线的柱顶。

实测横向第一振型时, 两个反冲激振器安装在柱顶, 同向发射。

实测横向第二振型时, 每层安装两个 10kN 的反冲激振器, 一、二层同向发射, 三层与之反向发射。

实测横向第三振型时, 三层安装两个 3kN 的反冲激振器, 一、二层各安装两个 10kN 反冲激振器, 一、三层同向发射, 两层与之反向。

实测结构扭转振型时, 反冲激振器安装在 1,6 轴线柱顶, 反向发射。

图 7-9 为三层框架轻板建筑用多点反冲激振器同步激振测得的动力特性。

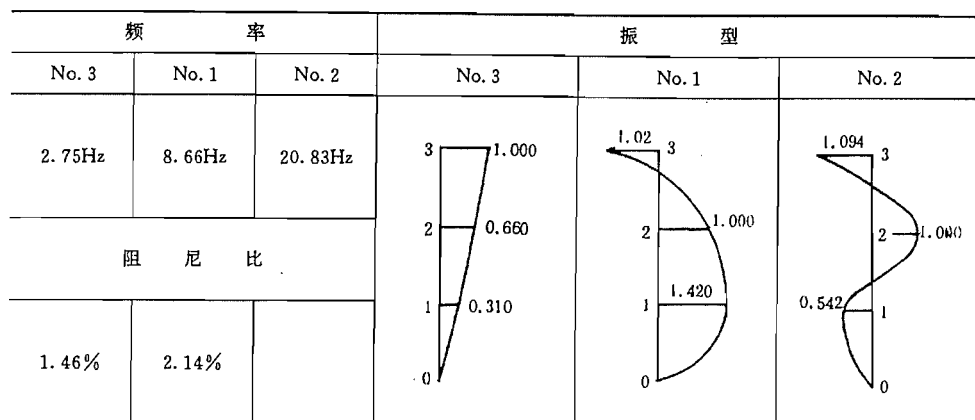


图 7-9 三层框架轻板建筑用多点反冲激振器激振测量动力特性

7.3 环境随机振动法测量结构动力特性

人们在试验观测中发现,建筑结构由于受外界的干扰而经常处于微小而不规则的振动之中,其振幅一般在 $10\mu\text{m}$ 以下(0.01mm)称之为脉动。

建筑物的脉动与地面脉动、风或气压变化有关,特别是受城市车辆、机器设备等所产生的扰动和附近地壳内部小的破裂以及远处地震传来的影响尤为显著,其脉动周期为 $0.1\sim 0.8\text{s}$,由于在任何时候都存在着环境随机振动,从而引起建筑物的响应。

建筑物的脉动源不论是风还是地面脉动,它们都是不规则的,可以是各种不同值的变量,在随机理论中称这种变量为随机过程,它无法用一确定的时间函数描述,由于建筑物的脉动源是一个随机过程,则建筑物的脉动也必定是一个随机过程。地面脉动所包含的频谱是相当丰富的,为此建筑物的脉动有一个重要性质,即是它明显地反映出建筑物的固有频率和自振特性。

采用环境随机振动激振测定结构动力特性是目前在建筑结构试验中使用得较多的一种方法。它最大的优点是不再需要人工激振,特别适用于测量整体结构的动力特性。但是如果不对随机的脉动信号进行数据处理,无论是模拟的或是数字的,一般只能得到结构的基频或较低的频率。如果要想得到高阶振型的周期,往往要进行繁重的频谱分析计算,这种计算如果没有专用设备则计算工作量大、处理时间长,这就使得使用环境随机振动测量结构动力特性的方法受到限制。

随着计算机技术的发展,尤其是 60 年代中快速富里哀变换方法(FFT)的出现,利用一般小型计算机均能对随机信号进行快速处理。同时,一些专用计算机和谱分析仪的相继问世,这就为环境随机信号数据处理提供了分析手段。应用随机振动理论和数据分析的方法,可以获得比较完整的动力特性参数。

7.3.1 模态分析法

一、基本概念

建筑物的脉动是由随机的脉动源所引起的响应,它也是一种随机过程。

随机振动过程是一个复杂的过程,每重复一次所取得的每一个样本都是不同的,所以一

般随机振动特性应从全部事件的统计特性的研究中得出,并且必须认为这种随机过程是各态历经的平稳过程。

如果单个样本在全部时间上所求得的统计特性与在同一时刻对振动历程的全体所求得的统计特性相等,则称这种随机过程为各态历经的。另外由于建筑物脉动的主要特征与时间的起点选择关系不大,它在时刻 t_1 到 t_2 这一段随机振动的统计信息与 $t_1 + \tau$ 到 $t_2 + \tau$ 这一段的统计信息是相关的,并且差别不大,即具有相同的统计特性,因此,建筑物脉动又是一种平稳随机过程。实践证明,对于这样一种各态历经的平稳随机过程,只要有足够长的记录时间,就可以用单个样本函数来描述随机过程的所有特性。

与一般振动问题相类似,随机振动问题也是讨论系统的输入(激励)、输出(响应)以及系统的动态特性三者之间的关系。

假设 $x(t)$ 是脉动源为输入的振动过程,结构本身称之为系统,当脉动源作用于系统后,结构在外界激励下就产生响应,即是建筑物脉动反应 $y(t)$,称为输出的振动过程,这时系统的响应输出必然反应了结构的特性。图 7-10 反映了输入、系统与输出三者的关系。

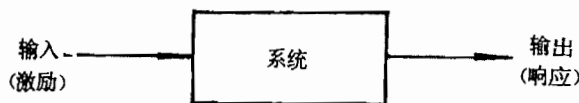


图 7-10 输入、系统与输出关系

在随机振动中,由于振动时间历程明显的是非周期函数,用富里哀积分的方法可知这种振动有连续的各种频率成份,且每种频率有它对应的功率或能量,把它们的关系用图线表示,称为功率在频率域内的函数,简称功率谱密度函数。

在平稳随机过程中,功率谱密度函数给出了某一过程的“功率”在频率域上的分布方式,可用它来判别该过程中各种频率成份能量的强弱,以及对于动态结构的响应分析。所以功率谱密度是描述随机振动的一个重要参数,也是在随机荷载作用下结构设计的一个重要判据。

在各态历经平稳随机过程的假定下,脉动源的功率谱密度函数 $S_x(\omega)$ 与建筑物反应功率谱密度函数 $S_y(\omega)$ 之间存在着以下关系:

$$S_y(\omega) = |H(i\omega)|^2 \cdot S_x(\omega) \quad (7-28)$$

式中 $H(i\omega)$ 称为传递函数, ω 为圆频率。

由随机振动理论可知:

$$H(i\omega) = \frac{1}{\omega_0^2 [1 - (\frac{\omega}{\omega_0})^2 + 2i\xi \frac{\omega}{\omega_0}]} \quad (7-29)$$

由以上关系可知,当已知输入输出时,即可得到传递函数。

在测试工作中通过测振传感器测量地面自由场的脉动源 $x(t)$ 和结构反应的脉动信号 $y(t)$ 的记录,将这符合平稳随机过程的样本由专用信号处理机(频谱分析仪)通过使用具有传递函数等的功率谱程序进行计算处理,得到结构的动力特性——频率、振幅、相位等,运算结果可以在处理机上直接显示,也可用 X-Y 记录仪将结果绘制出来。图 7-11 是利用专用计算机把时程曲线经过富里哀变换,由数据处理结果得到的频谱图。从频谱曲线上用峰值法很容易定出各阶频率,结构固有频率处必然出现突出的峰值,一般基频处非常突出,而在第二第三频率处也有相应明显的峰值。

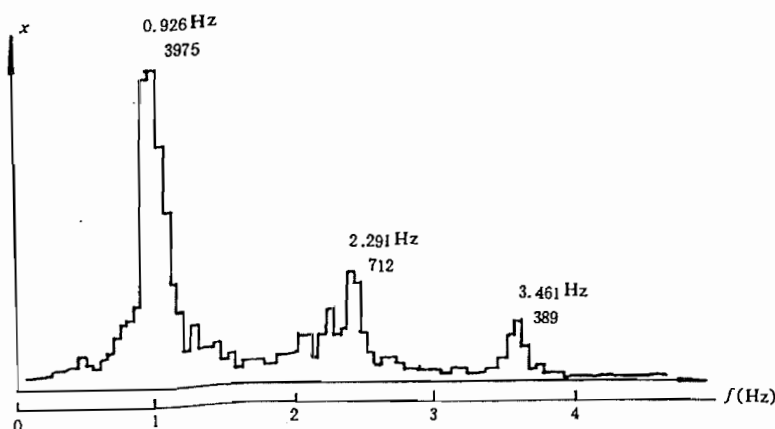


图 7-11 经数据处理得到的频谱图

二、全国农业展览馆综合馆动力特性试验

全国农业展览馆是北京十大建筑之一，而综合馆是其中最大的建筑物。1976 年唐山地震时，结构受到不同程度的损害。为了对结构进行地震反应分析和抗震加固设计，对结构在环境随机振动激励下进行动力特性测定。

1. 试验对象概况

综合馆是多层内框架砖混结构，其中钢筋混凝土梁、板、柱全部为现浇构件。结构的平面及剖面如图 7-12 所示。主体结构为三层，平面为 $35\text{m} \times 49\text{m}$ ，立面有高低差，屋面以上有四个小角亭，在主体结构两侧各有一单层建筑，以 5m 宽的防震缝隔开，单层建筑平面为 $21\text{m} \times 49\text{m}$ 。

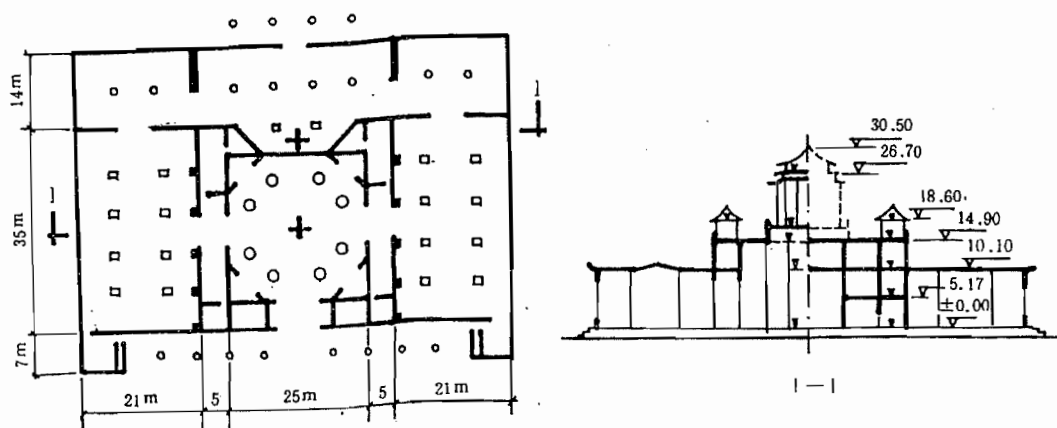


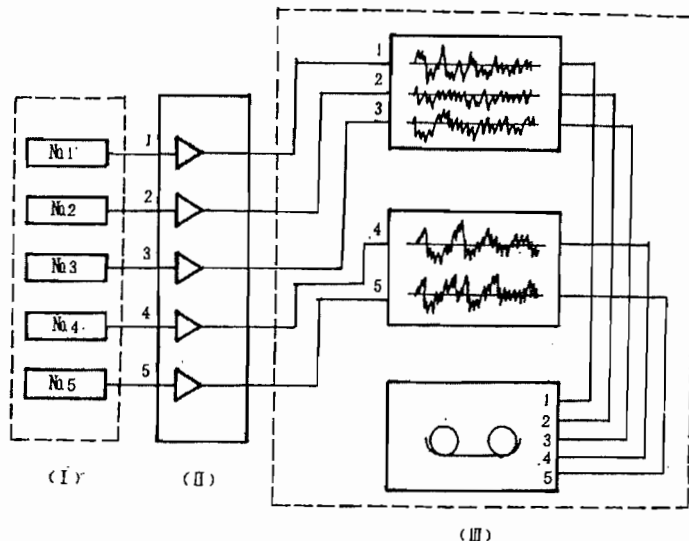
图 7-12 综合馆结构与测点布置图

2. 试验测点布置和处理结果

在综合馆主楼中央及右侧小角亭的竖向轴线上沿结构高度各布置五个测点用水平测振传感器测量结构受地面脉动激励后的响应。测点布置见图 7-12。另外在距中央主楼 80m 处

的自由场地地面布置东西向测点,以测量地面脉动源的脉动信号。

建筑物响应的脉动信号由测振传感器接收,通过测量放大器放大后输入磁带记录器,并用 SC 型光线振子示波器进行监视,图 7-13 为测量记录系统框图。



1. 测振传感器; II. 放大器; III. 显示及记录系统

图 7-13 结构脉动测量记录系统框图

本试验分析中用传递函数谱来判别结构本身的模态参数,主楼标高 14.90m 屋面的响应 $y_2(\omega)$ 可由土壤-结构相互作用传递函数 $H_A(\omega)$ 和结构独自的传递函数 $H_B(\omega)$ 及土壤中输入的环境随机振动频谱 $x(\omega)$ 的相乘来确定。

根据传递函数关系式:

$$\text{主楼屋面部分的响应 } y_2(\omega) = [H_A(\omega) \cdot H_B(\omega)] \cdot x(\omega) \quad (7-30)$$

$$\text{主楼底层部分的响应 } y_1(\omega) = [H_A(\omega)] \cdot x(\omega) \quad (7-31)$$

图 7-14 为建筑物主体结构南北方向各层响应脉动信号的随机样本记录。

试验记录数据采用专用信号处理机进行处理,数据处理系统框图见图 7-15。将磁带记录的模拟信号通过低通滤波器及前置放大器后,由模数转换器(A/D 转换)将模拟信号转换成数字信号,输入专用计算机,再由磁带机输入专用程序以控制计算机的运算,然后再经数模转换器(D/A 转换)将数字转换成的模拟量在计算机终端屏幕上显示图像和文字,并通过 X-Y 记录仪绘制图像。

通过模态分析由数字计算机绘制谱图,判别结构的模态和识别模态参数。

经数据处理结果,主体结构南北方向的自振频率(基频)为 $f_x = 3.66\text{Hz}$,东西方向的自振频率(基频)为 $f_y = 3.90\text{Hz}$,结构阻尼比为 0.057~0.067。图 7-16 为主楼标高 14.90m 屋面对地面的传递函数谱图,图 7-17 为结构的主振型曲线。

三、纺织厂锯齿形厂房结构动力特性试验

天窗架承重结构体系的锯齿形厂房是目前纺织车间普遍采用的一种结构形式。为了对其抗震性能作出鉴定和评价,进行了这类厂房结构的动力特性的测量和分析。试验是采用在

线工作状态下环境随机激振方法进行的,通过数字谱分析技术,识别结构的空问多阶模态,并求出模态频率、振型及阻尼等动力特性参数。

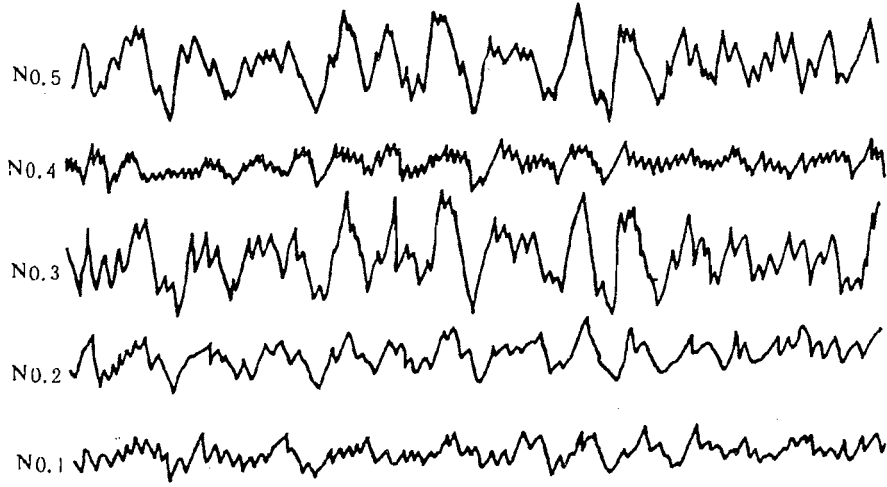
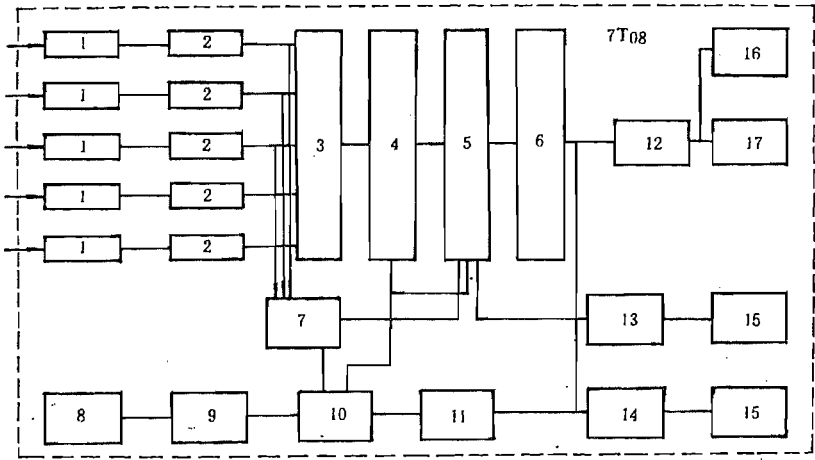


图 7-14 主体结构南北方向各层响应脉动信号的随机样本记录

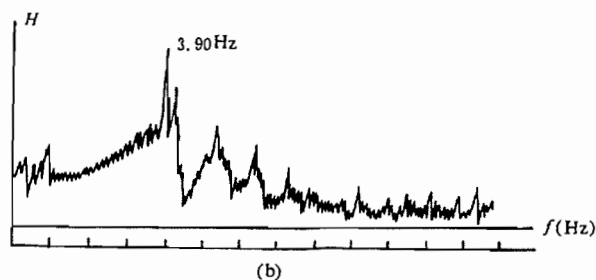
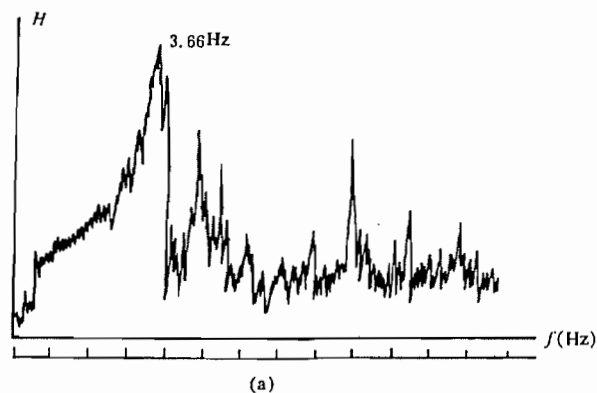


1. 滤波器;2. 放大器;3. 多路扫描器;4. 模数转换器(A/D);5. 数字运算器;6. 数据储存;
7. 处理单元;8. 程序磁带;9. 指令储存;10. 控制单元;11. 控制开关;12. 数模转换器(D/A);
13. 计算机接口;14. 打字接口;15. 计算机;16. X-Y记录仪;17. 示波器

图 7-15 数据处理系统框图

1. 试验对象概况

该厂房的柱网为 12m×12m,锯齿形排架方向为 8 跨,纵向排架为 7 跨,平面为 96m×84m,在纵向⑥、⑦柱间有一道伸缩缝,厂房四周有附属用房连接,风道梁与柱顶,天窗架柱脚与风道梁以及拱壳屋面板与天窗架等均采用焊接连接。图 7-18 为结构平面与锯齿形框架的剖面。



(a) 南北方向; (b) 东西方向

图 7-16 主楼标高 14.90m 屋面对地面的传递函数谱图

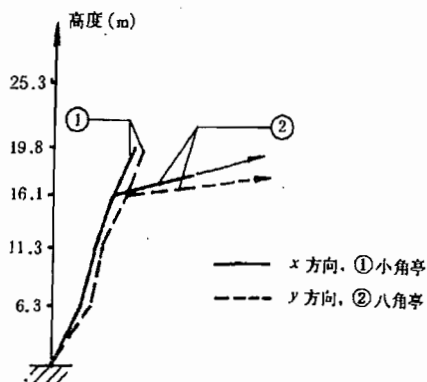


图 7-17 北京农业展览馆结构的主振型曲线

2. 试验测点布置

厂房结构振动实测是采用在线工作下环境随机激振方法进行的,即利用纺织机械运转产生的干扰及其它环境振源所造成的随机激励源激振,测量由此引起的厂房各部分结构振

动响应数据。实践表明,这些随机振动数据是满足前述平稳各态历经的假设,因此可以用足够长时间的单个样本记录来描述随机过程的所有样本集合。

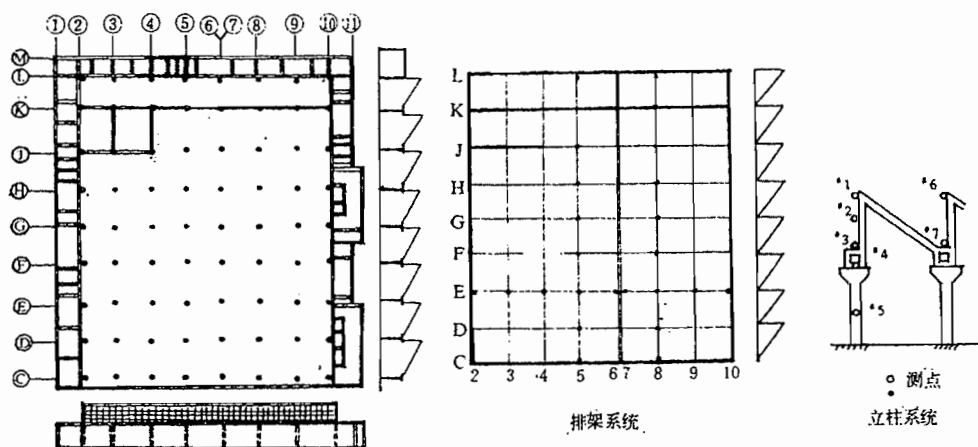


图 7-18 纺织厂锯齿形厂房结构平面、剖面 and 测点布置图

根据结构特点采用了多工况的布点实测工作。

- ① 锯齿形排架平面的柱顶及屋顶南北方向水平振动及东西方向(出平面)的水平振动。
- ② 纵向排架(天窗架)平面的柱顶及屋顶南北方向(出平面)的水平振动及东西方向的水平振动。
- ③ 立柱系统侧向振动(分别测量东西、南北两个方向的振动)。

表 7-1

5-E 柱				5-E 柱			
南 北 方 向				东 西 方 向			
频 率	测 点	振 幅 比	振 型	频 率	测 点	振 幅 比	振 型
2.54Hz	1	0.77		4.44Hz	1	0.66	
	2	1.00			2	0.79	
	3	0.88			3	0.94	
	4	0.83			4	1.00	
	5	0.22			5	0.40	

测点布置如图 7-18 所示。

测量记录及数据处理系统与前例全国农展馆综合馆实测试验相同。

四、动态特性和分析结果

1. 立柱系统的模态频率及振型(表 7-1),(表 7-2)

2. 锯齿形排架的模态频率及振型(表 7-3)
3. 天窗排架的模态频率及振型(表 7-4)
4. 结构模态阻尼(表 7-5)

表 7-2



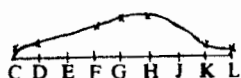
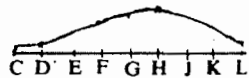
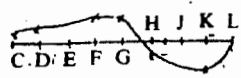
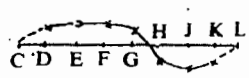
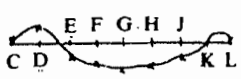

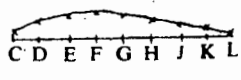
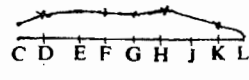
5-J 柱				5-J 柱			
南 北 方 向				东 西 方 向			
频 率	测 点	振 幅 比	振 型	频 率	测 点	振 幅 比	振 型
2.6Hz	1	1.00		4.46Hz	1	1.00	
	2	0.56			2	0.76	
	3	0.31			3	0.32	
	4	0.21			4	0.23	
	5	0.07			5	0.14	

表 7-3

测 量 位 置		柱 顶 水 平 方 向		屋 顶 水 平 方 向	
动 力 参 数		频 率	振 型	频 率	振 型
5 轴	南 北 方 向	一 阶	2.59 (Hz) 	2.54 (Hz) 	
		二 阶	5.66 (Hz) 	5.02 (Hz) 	
		三 阶	7.42 (Hz) 	7.61 (Hz) 	
	东 西 方 向	一 阶	4.6 (Hz) 	4.6 (Hz) 	

续表 7-3

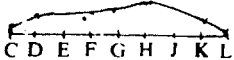
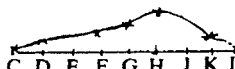

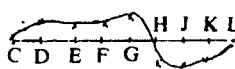

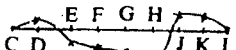
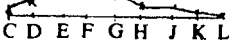

测量位置			柱顶水平方向		屋顶水平方向	
8	南北方向	一阶	2.63 (Hz)		2.63 (Hz)	
		二阶	5.66 (Hz)		5.66 (Hz)	
		三阶	7.66 (Hz)		7.66 (Hz)	
	东西方向	一阶	4.6 (Hz)		4.6 (Hz)	

表 7-4

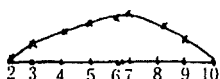
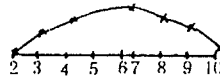
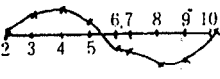
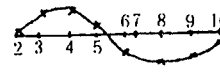
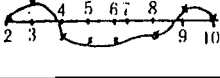
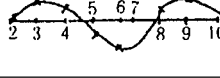
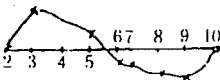
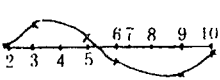
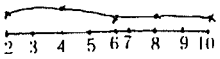
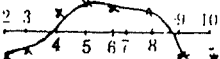
测 量 位 置			柱 顶 水 平 方 向		屋 顶 水 平 方 向	
动 力 参 数			频 率	振 型	频 率	振 型
E	南 北 方 向	一 阶	2.59 (Hz)		2.54 (Hz)	
		二 阶	5.66 (Hz)		5.66 (Hz)	
		三 阶	7.42 (Hz)		7.66 (Hz)	
		扭 转	4.29 (Hz)		4.29 (Hz)	
	东 西 方 向	一 阶	4.44 (Hz)		4.44 (Hz)	

表 7-5

测量方向	南北方向	东西方向
频率	$f=2.5\text{Hz}$	$f=4.6\text{Hz}$
阻尼比	$\xi=0.0449$	$\xi=0.0482\sim0.0502$

对于这种低矮多跨、平面较大的柱网结构,以前很少采用环境随机激振方法来测量结构动力特性。但从本试验结果来看,实测对象是一个多输入而整体联系不强的空间结构,而且测量又是处于在线工作状态下进行的,要获得多阶空间模态参数,利用环境随机振动法激振是合适的。但可变、离散、干扰等诸因素给模态参数识别带来的难度比较大,可是另一方面正因为利用了在线工作状态下各类运转的纺织机械所造成的干扰给环境随机振源带来了丰富的高频激振成份,这就使试验结果有可能识别出结构的高阶模态,即可得到高阶频率和振型等参数,图 7-19 所示为有无纺织机械运转干扰时柱子顶部南北方向振动的功率谱,而图 7-19(a)就是带有高阶频谱的反应。

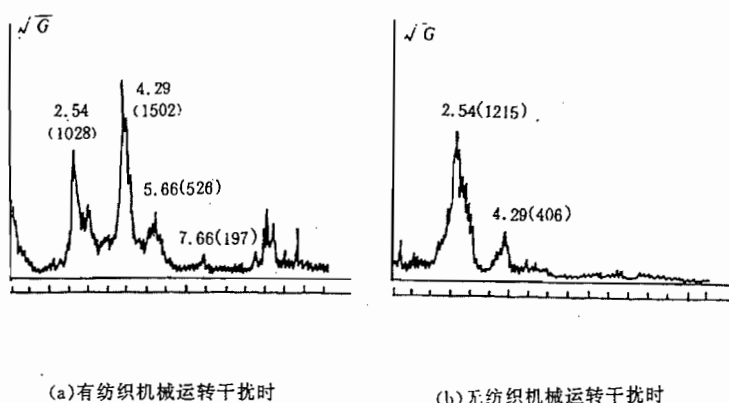


图 7-19 有无纺织机械运转干扰时柱子顶部功率谱图对比

7.3.2 主谐波法

一、基本概念

从频谱分析人们可以利用功率谱得到建筑物的自振频率。如果输入功率谱是已知的话,除了可以得到基频外,还可以得到高阶频率、振型和阻尼,但用上述方法研究建筑动力特性参数需要专门的频谱分析设备及专用程序。

在实践中人们从记录得到的脉动信号图中有时往往可以明显地发现它反映出结构的某种频率特性。由环境随机振动法的基本原理可知,既然建筑物的基频谱量是脉动信号中最主要的成份,那么在记录里就应有所反映。事实上在脉动记录里出现的酷似“拍”的现象,在波形光滑之处“拍”的现象最显著,振幅最大,凡是有这种现象发生之处,振动周期都相同,这一周期往往即是建筑物的基本周期。见图 7-20。

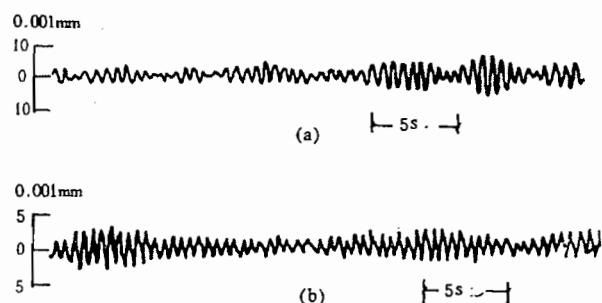
在结构脉动记录中出现这种现象是不难理解的,因为地面脉动是一种随机现象,它的频率是多种多样的。当这些信号输入到具有滤波器作用的结构时,由于结构本身的动力特性,使得远离结构自振频率的信号被抑制,而与结构自振频率接近的信号则被放大,而这些被放大的信号恰恰为我们揭示结构动力特性提供了线索。

很明显在“拍”上的周期是脉动记录里出现次数最多的一个周期,所以功率谱上在这一周期附近或就对应于这一周期一定有峰值,而在频谱曲线上这一周期一定对应最大的峰值。既然如此,就不再需要去求功率谱或频谱曲线了,而可以直接从记录图上量出建筑物的基本周期。

在出现“拍”的瞬时,可以理解为在此刻建筑物的基频谱量处于最大,其他谱量处于最

小,因此表现有建筑物基本振型的性质。利用脉动记录读出该时刻同一瞬间各点的振幅,即可以确定建筑物的基本振型。

对于一般建筑物用环境随机振动法确定基频与主振型比较方便,但有时还能测出第二频率及相应振型,然而高阶振动的脉动信号在记录曲线中出现的机会很少,振幅也小,这样测得的结构动力特性误差较大。另外这种主谐量法无法确定结构的阻尼特性。



(a)多层民用房屋的脉动记录 (b)钢筋混凝土单层厂房的脉动记录

图 7-20 脉动信号记录图

二、高层建筑动力特性试验

在一般建筑的脉动试验记录里,除了看到反映结构基频的那些酷似“拍”的振动曲线出现外,还有各式各样的高频出现,这些高频分量有些实际上是反映结构的高阶频率特性,但一般它的规律性不甚明显,如果要用主谐量方法去进行判断处理,困难很大,而且其结果的精度也较差,然而在高层建筑的脉动记录中可以发现,这些高频分量却有时也以一定规律出现,特别是对于建筑型体简单的高层建筑,尤为显著。为此,它为人们通过环境随机振动直接用主谐量法处理脉动记录,求得包括结构高阶频率、振型等动力参数提供了有利条件。

广州白云宾馆是我国南方在 70 年代末建成的高层建筑之一。为了研究高层建筑的动力特性,完善高层建筑的设计计算方法,利用白云宾馆从施工到竣工整个过程前后进行的八次试验工作,积累了实测资料,通过分析结构动力特性和受力状态,为剪力墙结构的振动计算分析提供了试验依据。

1. 试验对象概况

白云宾馆主楼有 29 层,高 101.35m,宽 18m,长 76.2m,顶部塔楼最高处为 33 层,总高 117.05m,建筑立面与平面型体比较规则,整个结构大致是对称的,是我国 70 年代末建成的一幢最高的高层建筑。

结构采用钢筋混凝土剪力墙承重体系,横向共有 12 片工字形断面的剪力墙,墙板在中间走廊部分开孔,形成单孔双肢剪力墙板,纵向在走廊两侧有两片主要剪力墙,外墙为两片带大洞口的剪力墙。剪力墙厚度沿高度分八段,每四层为一段,每段缩减 5cm。图 7-21 为建筑平面与剖面。

2. 试验内容与测点布置

整个试验的主要目的在于了解结构的动力特性,测量结构纵横向振动时的自振周期及振型曲线。

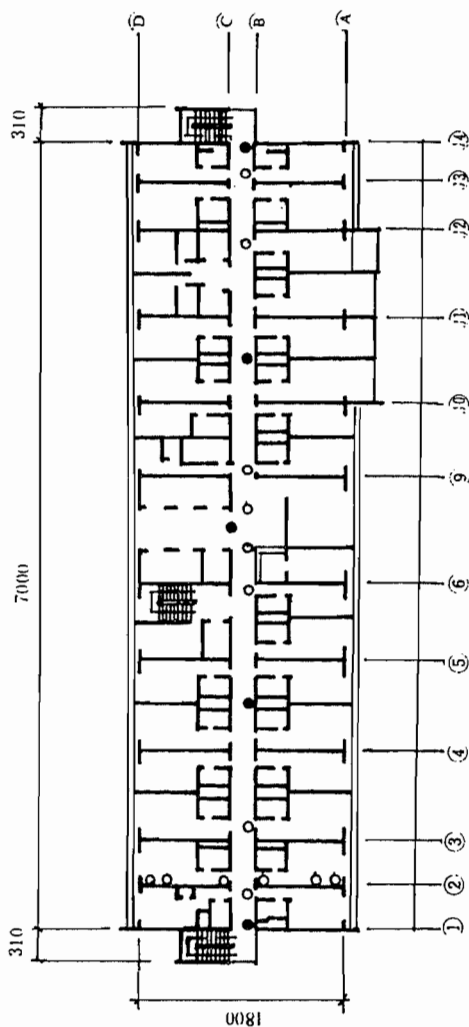
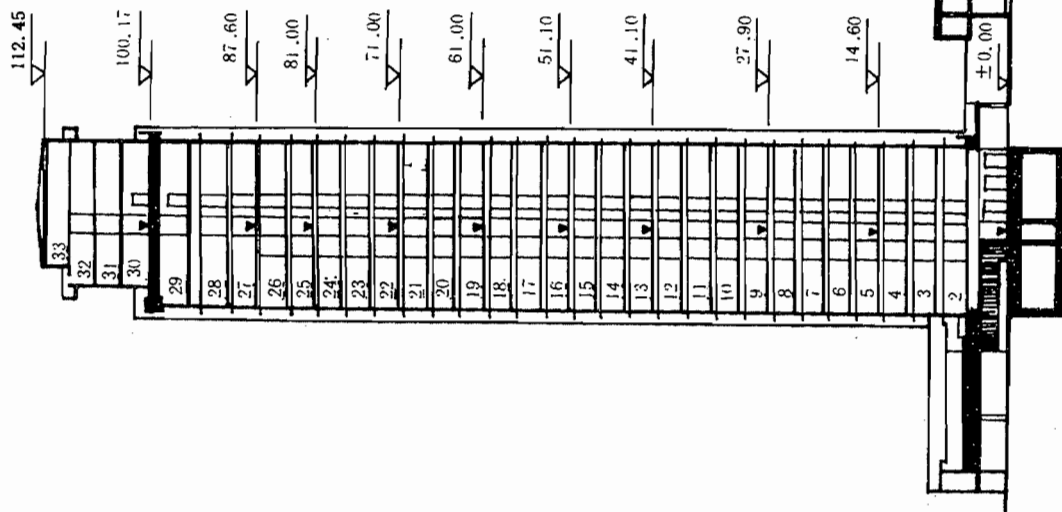


图 7-21 白云宾馆建筑平面、剖面及测点布置

为了满足试验要求,在主体结构施工到 18 层以后,随着施工进度与楼层加高,先后用环境随机振动法进行了七次试验。在竣工交付使用以后,又进行了较为全面的第八次试验工作,采用脉动法和共振法分别试验进行比较。

在试验中,沿结构高度布置 10 个测振传感器,分别测量各层间在纵横向水平振动时的相对变位。测点布置见表 7-6。

表 7-6 测点布置

楼 层	1	5	9	13	16	19	22	25	27	30
测 点	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

注:纵向激励时测点 9 布置在 28 层

测量用的测振传感器所得信号放大后用 SC-16 光线振子示波器记录。

3. 试验结果

(1)随着结构进程,先后八次试验获得了结构随楼层增高时自振周期的变化规律。见表 7-7。

表 7-7 结构楼层增高与自振周期变化的规律

序 号	施工进度	激励方法	纵向周期(s)			横向周期(s)		
			T_1	T_2	T_3	T_1	T_2	T_3
1	18 层完工	脉动法	0.44			0.54		
2	20 层完工	脉动法	0.49			0.62		
3	25 层完工	脉动法	0.62					
4	26 层完工	脉动法	0.68	0.24	0.14	0.95	0.25	0.12
5	29 层完工	脉动法	0.816			1.11		
6	33 层完工	脉动法	0.821			1.14		
7	拆除脚手	脉动法	0.825			1.37		
8	交付使用	共振法	0.835	0.278	0.174	1.44	0.35	0.16

由图 7-22 的自振周期与结构高度的关系曲线可见结构的自振周期是随层数的增高而线性增长,两者呈线性关系。

(2)结构纵横向振动的动力特性

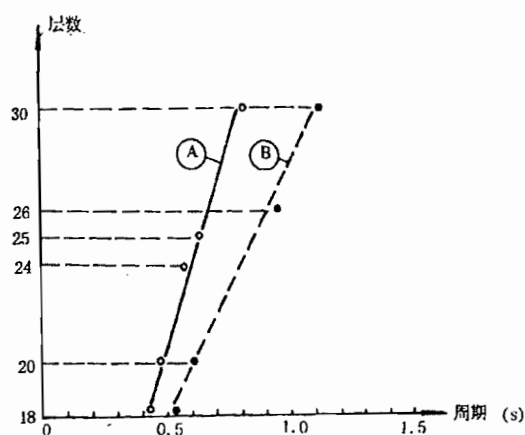
在多次脉动测量中发现,虽然记录曲线中存在着各式各样的频率,在同一时刻各测点的相位也不同,但也反复出现如图 7-23 所示在某一时间内各测点的振动曲线有一定规律的现象。图 7-23(a)、(b)是结构纵向振动的脉动信号记录曲线,图 7-23(c)为结构横向振动的记录曲线。

从图 7-23 可以看到一个共同特性。

- ① 记录曲线比较光滑,有酷似“拍”的现象;
- ② 同一时刻各测点的周期接近,反映以某一周期为主的振动。如在 T_1 附近反映了周期

为 0.835s 的振动周期为主;同样在 T_2 附近则反映周期为 0.285s 的振动周期; T_3 的振动周期为 0.16s。

③ 各测点的相位相同或者相反,而且其反相有一定规律,这是确定振型的一个重要特性。如 T_1 处没有反相现象,这与结构第一振型振动时的相位一致。而 T_2, T_3 处的相位依次与第二第三振型的相位一致。



A—纵向; B—横向

图 7-22 结构高度与自振周期的关系曲线

直接从记录曲线的 T_1 处量出同一时刻各测点的振幅值及相位,以各测点振幅的相对比值绘成曲线。若以 T_1 处量得的曲线是与结构的第 i 振型曲线一致,则 T_1 处对应的周期主要是结构的第 i 周期。

这里需要指出当结构处于某一振型转变到另一振型的过渡状态时,其相位是杂乱的,只有当相位一致或相位差为 180° 时才反应结构的固有特性。

表 7-8 是结构交付使用后用脉动法与共振法分别试验时结构纵横向振动的动力特性参数。

表 7-8 结构纵横向振动的自振周期

振 动 方 向	激 振 方 法	T_1	T_2	T_3
纵 向	脉 动 法	0.83	0.285	0.17
	共 振 法	0.835	0.278	0.174
横 向	脉 动 法	1.43	0.33	0.16
	共 振 法	1.44	0.35	0.16

由表 7-8 可见两种激振方法测量的结果基本相同,也说明了用脉动法测量高层建筑的

高阶频率和振型参数的可靠性。图 7-24(a),(b)分别为结构纵横向振动时的振型曲线。

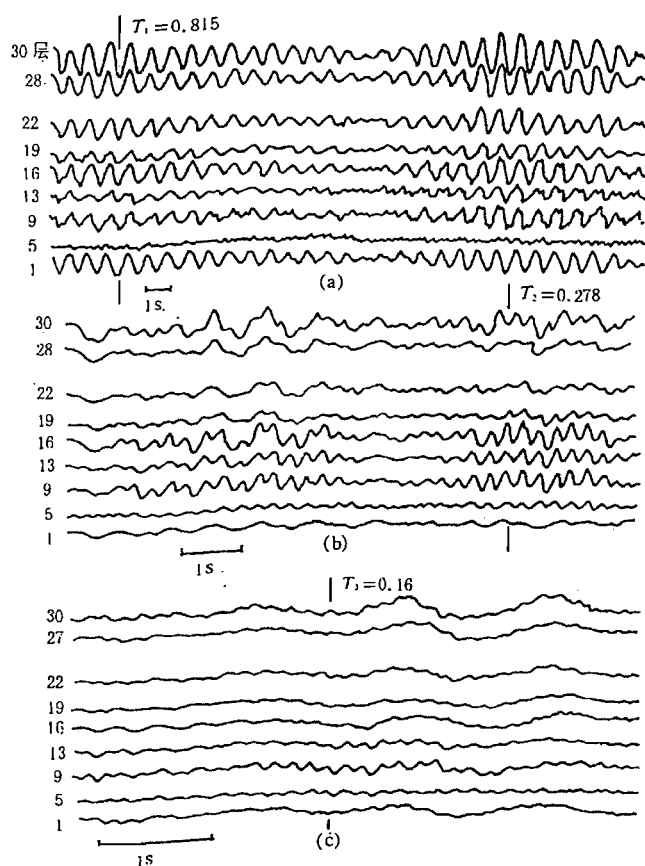
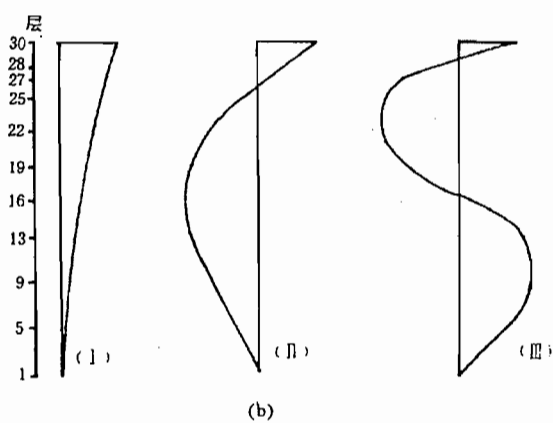
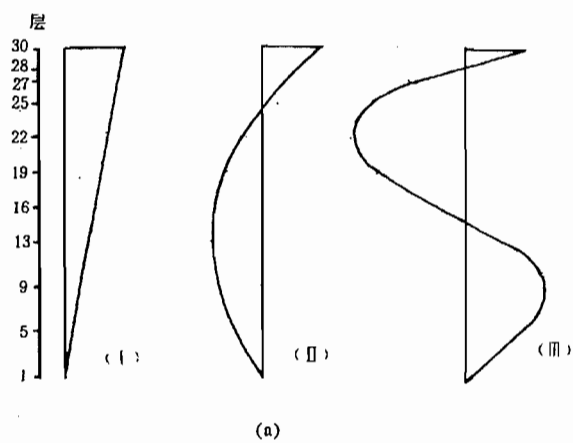


图 7-23 白云宾馆脉动记录曲线

从本例可见,高层建筑采用环境随机振动法试验,并用主谐量法分析脉动信号记录是可以避免采用谱分析方法而获得较为满意的结果。但由于结构的高频反应较基频小得多,而且出现的机会也少,因而要求量测仪器要有足够的放大倍数,同时整个量测系统要求有较好的抗干扰性能。在实践中发现,第一、第二周期信号一般比较容易记录得到,而第三周期往往要费较长的时间记录,至于要想获得再高阶的动力特性,事实上已经不可能。为此,对于高层建筑和高耸构筑物(电视塔、桅杆等)要得到高阶动力特性参数时就必须采用前述频谱分析方法,并利用专用处理机进行分析处理。如有某单位利用频谱分析方法分析 325m 高钢桅杆的脉动信号,最后得到八阶振动频率及振型曲线。



(a)纵向振动 (b)横向振动

图 7-24 白云宾馆纵横向振动时的振型曲线

第八章 结构抗震动力加载试验

8.1 概 述

结构抗震动力试验的一个目的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。另一个目的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。

从结构抗震工程研究发展来看,目前抗震动力试验主要是从场地结构原型观测和试验室试验两个方面进行,抗震研究认为结构的静态试验和结构原型弹性阶段的动态试验所取得的资料数据,对抗震设计已不能反映客观的要求,特别是结构工作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。例如,多层砖石结构房屋当振动超出线性范围后,动力特性有显著变化,主要表现为周期增长 2~4 倍,阻尼也将增加两倍以上。为此必须进行原型结构进入非线性阶段的动力试验,提供结构系统力与变形的关系、能量吸收和破坏特征。特别是各种构件在结构中所引起的阻尼特性,各类结构部件的连接以及非结构构件连接的特性等资料。更由于结构建造在不同地震烈度区和各种不同条件的地基土壤上,通过场地原型结构动力试验尚可以研究地基土壤和结构的相互作用。

相对于原型结构,目前较多地还是在试验室进行缩小比例尺的结构构件或模型试验。

随着结构动力试验设备和试验技术的发展,结构抗震动力加载试验逐渐引起人们的注意,并开始在结构抗震研究的实践中得到应用。在所述建筑结构低周反复静力加载试验中,由于受试验设备和试验技术条件的限制,人们用静力加载方法来模拟地震力的作用,以致整个试验进行全过程的时间是比较长的,甚至可在几个小时以上,这对结构的自振周期往往只在 1 秒以下相比,即使试验时间能从几小时缩短到几十秒、几秒钟时,这还可以看作是慢加载。当然这种方法的优点是设备简单,便于观测试验过程,但是与结构真正受动力荷载的作用相比,没有反映应变速率的影响。为此人们总希望通过动力加载试验来研究结构的动力反应、结构抵抗动力荷载的实际能力与安全储备。

结构抗震动力试验的难度和复杂性比静力试验要大,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惯性力,以致荷载的大小又直接与结构本身的质量有关;动力荷载对结构产生的共振使应变及挠度增大。其次,动力荷载作用于结构还有应变速率的问题,应变速率的大小,又直接影响结构材料的强度。

在试验中人们经常用试验对象的自振周期(第一周期)作为标准,衡量和区分静力或动力试验的界限。如果试验对象的周期为 0.3s,则加载周期超过 0.3s 时,可以认为是静力加载试验,反之如小于 0.3s 即可作为动力试验。当然这也是一个相对的时间概念,对于一个刚性结构,由于自振周期很小,研究这种结构的动力滞回性能,每周加载时间就应该很小。反

之,对于柔性结构加载时间自然可以长一些,在实际工作中,有时受试验条件的限制,国外有学者对于自振周期小于1s的砖石结构,当试验加载周期为2s时,也称是动力试验。在钢筋混凝土梁的试验中,当变形速度为25cm/s时,也认为是动力试验。为此动力试验的特点是试验对象受动力荷载作用后,反映力与变形关系的滞回曲线是在小于或等于结构自振周期的情况下获得,同时反映出结构应变速率 ϵ 的影响。

在结构试验中,人们发现加荷速度愈快,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。在冲击荷载作用下,强度与弹性模量的变化尤为显著。

在地震力作用下,钢筋的应变速率取决于构件的反应,如钢筋混凝土框架的钢筋应变大致在0.01~0.02/s。

在动力反复荷载作用下,结构的强度要比静力低周反复加载提高10%以上,由此可见动力加载对应变速率所产生的作用。

8.2 结构抗震动力加载试验的加载制度和加载设计

由于试验设备和试验技术的不同,与结构抗震静力试验一样,结构抗震动力试验可以区分为周期性和非周期性的动力加载试验。

在结构抗震动力试验中,由于周期性的动力加载比较容易实现,所以目前在实际试验中应用得比较普遍,如采用偏心激振器、电液伺服加载器及单向周期性振动台等加载设备均能较好地满足试验要求。

在试验中为了更好地反映结构受地震作用的动力性能,采用模拟地震的非周期性动力加载试验,更接近于结构受地震动力作用的工作状态。这样,在结构抗震试验中,非周期性的动力加载试验具有更大的意义。目前进行非周期性动力加载试验的方法主要有模拟地震振动台试验,人工地震(人工爆破)试验和天然地震试验。

8.2.1 周期性动力加载试验的加载制度

一、强迫振动共振加载

强迫振动共振加载是结构动力试验中采用得较多的一种加载制度。按加载方法的不同,它又可分为稳态正弦激振和变频正弦激振。

1. 稳态正弦激振

即是在结构上作用一个按正弦变化的,作用于单一方向的力,它的频率可以精确地保持在某一数值,这时对它所激起的结构振动进行测量。然后将频率调到另一个值,重复进行测量,持续进行得到整个振动过程的反应曲线。通过测量结构在各个不同频率下结构振动的振幅,可以得到结构的共振曲线。这种加载制度的目的是使激振频率固定在一段足够长的时间,以便使全部瞬态运动消除并建立起均匀的稳态运动。

2. 变频正弦激振

上述稳态正弦激振要求激振频率能在一段时间内保持固定不变,在实际工作中发现有较大的困难,因为要满足这种要求要有比较复杂的控制设备,因此人们采用了连续变化频率的正弦激振方法。

采用一个偏心激振器激振,通过控制系统使其转速由小到大,到达比试验结构的任何一阶自振频率均要高的速度,然后关闭电源,让激振器的转速自由下降,通过结构所有的各阶

自振频率,如果激振器的摩擦很小,则自由下降的时间相对会长些,并在结构各个自振频率处由共振而形成相当大的振幅。一般情况下,由于下降速度不可能很慢,因此在共振阶段不可能形成像稳态激振时那样大的峰值。

此外这种变频正弦激振方法在自由下降过程中,对于小阻尼系统会出现“拍”的现象。图8-1给出的是单自由度系统连续变频试验的记录,图中最大峰值是结构真正的共振峰。以后的峰值是系统的自振频率与连续变化的激振频率之间的拍振。

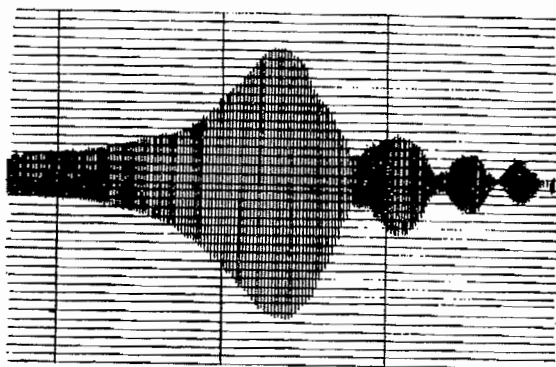


图 8-1 变频正弦激振试验的共振峰值

当采用偏心激振器或直线位移惯性力加载系统对结构进行强迫振动试验加载时,除了利用稳态或变频正弦激振,通过共振进行试验外,人们所能控制的是持续结构的共振时间,不断变化和增加激振力值,使结构增大共振时的位移量。由于实际地震时,瞬时共振是在很短时间内发生的,因此,从抗震角度来说,持续时间延长至数秒也是足够的了。对于激振力的逐级增加,这主要取决于加载设备的条件,每激振一次可以观察结构的变形和破坏情况。

以上共振试验由于激振力不够,往往采用重复和延长共振持续时间来迫使结构破坏,它只能提供结构破坏的感性认识和宏观现象,而对抗震性能和抗震能力的评定带来一定困难。

二、有控制的逐级动力加载试验

对于在试验室内进行的足尺或模型等结构构件的动力加载试验,当采用电液伺服加载器或单向周期性振动台进行加载时,可以利用加载控制设备实现对结构有控制的逐级动力加载。

采用电液伺服加载器对结构直接加载的试验中,除了对于在第六章讨论的控制力或控制位移的加载制度完全适用外,还可以控制加载的频率,这样对于直接对比静动试验的结果,以及更准确地研究应变速率对结构强度和变形能力的影响是很有意义的。

单向周期性振动台试验时,对于机械式振动台由于激振方式主要是利用偏心质量的惯性力,所以与上述强迫振动的共振加载试验是同一性质。当用电磁式或液压式振动台试验时,主要是由输入控制设备的信号特性,即由振动幅值、加速度值和振动频率来确定。

8.2.2 非周期性动力加载试验的加载设计

在非周期性动力加载试验中,模拟地震振动台试验是在试验室内进行的,通过输入加速度、速度或位移等随机的物理量,使振动台台面产生运动,它是一种人工再现地震的试验方

法。对于人工地震,则是利用人工引爆炸药产生地面运动,以模拟地震的动力作用。对于天然地震,则是在频繁发生地震的实地等待天然地震对结构的动力影响。这些方法的特点是能够比其他试验更接近于结构受地震动力作用的工作状态,由于本身就是一种随机振动,所以实质上就不存在什么加载制度问题,而是需要考虑不同类型的非周期动力加载试验方法特点进行加载设计的问题。

一、地震模拟振动台动力加载试验的荷载设计

与结构静力试验一样,地震模拟振动台试验的荷载设计和试验方法拟订也是非常重要的。如果荷载选得太大,则试件可能很快进入塑性阶段甚至破坏倒塌,这就难以完整地量测和观察到结构的弹性和弹塑性反应的全过程,甚至也可能发生安全事故。如果荷载太小,则可能达不到预期的目的,产生不必要的重复,影响试验进展,而且多次加载还可能对试件产生损伤积累的问题。为了获得较为系统的试验资料,必须周密地考虑试验加载程序的设计。

在进行结构抗震动力试验时,振动台台面的输入一般都选用加速度。主要是加速度输入与计算动力反应时的方程式相一致,便于对试验结构进行理论计算和分析。此外加速度输入时的初始条件比较容易控制。更由于现有强震观测记录中加速度的记录比较多,便于按频谱需要进行选择。

在选择和设计台面的输入运动时,还需要考虑下列的有关问题:

(1) 试验结构的周期。如果模拟长周期结构并研究它的破坏机理,就要选择和设计长周期分量占主导地位的地震记录,以便结构能产生多次瞬时共振而得到清晰的变形和破坏形式。

(2) 结构所在的场地条件。如果要评价建立在某一类场地土上的结构的抗震能力,就应选择与这类场地土条件相适应的地震记录,即要求选择使用地震记录的频谱特性尽可能地与场地土的频谱特性相一致。并需要考虑地震烈度和震中距离的影响。

(3) 考虑振动台台面的输出能力。主要考虑振动台台面输出的频率范围,最大位移,速度和加速度等性能。

输入振动台的地震波有下列三种:

(1) 将已有通过强震观测得到的地震记录输入,比较多被采用的有 1940 年美国 EL-Centro 的地震记录,1952 年美国 Taft 的地震记录,主要是该记录的频率成分比较丰富,幅值较大,可以适用于各种类型房屋的结构抗震试验,必要时可在时域或幅值上按模型相似条件加以改变。

(2) 按需要的地质条件或参照相近的地震记录,设计出人工地震波。

(3) 按规范的反应谱值设计人工地震波。

图 8-2(a), (b) 所示分别为美国 EL-Centro 和我国天津地震时的地震加速度记录。图 8-2(c) 为按照工业与民用建筑抗震设计规范 TJ11-78 中 III 类场地土的反应谱值设计的人工地震波的加速度时程曲线。

二、人工地震模拟动力加载试验的荷载设计

人们采用地面或地下炸药爆炸的方法产生地面运动的瞬时动力效应,以此模拟某一烈度或某一确定性天然地震对结构的影响,称之为“人工地震”。

在现场安装炸药并加以引爆后,地面运动的基本特点是:

(1) 地面运动加速度峰值随装药量的增加而增大;

- (2) 地面运动加速度峰值离爆心距离愈近而愈高；
- (3) 地面运动加速度持续时间离爆心距离愈远而愈长。

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天然地震作用的效果,必然要求装药量大,离爆心距离远,才能取得较好的效果。

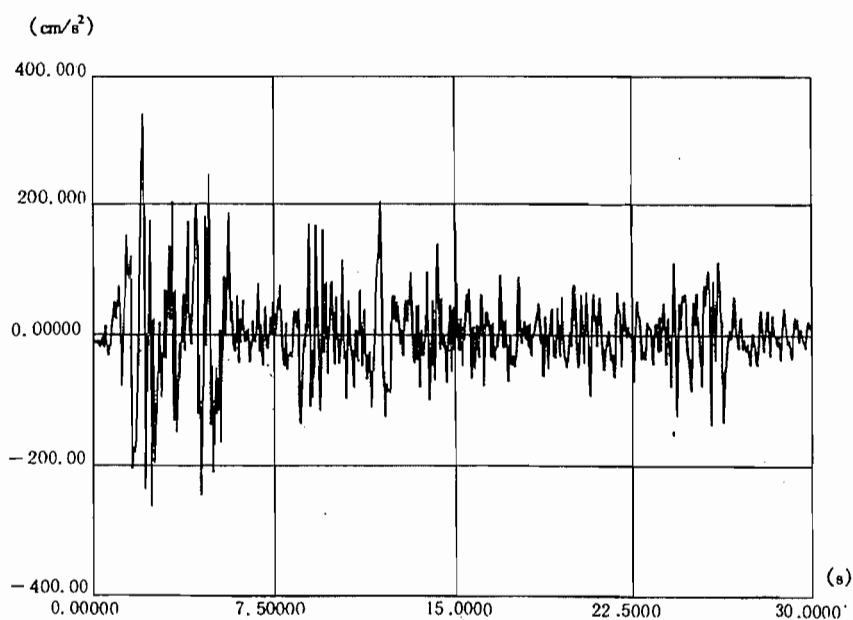


图 8-2(a) 美国 EL-Centro 地震加速度时程曲线

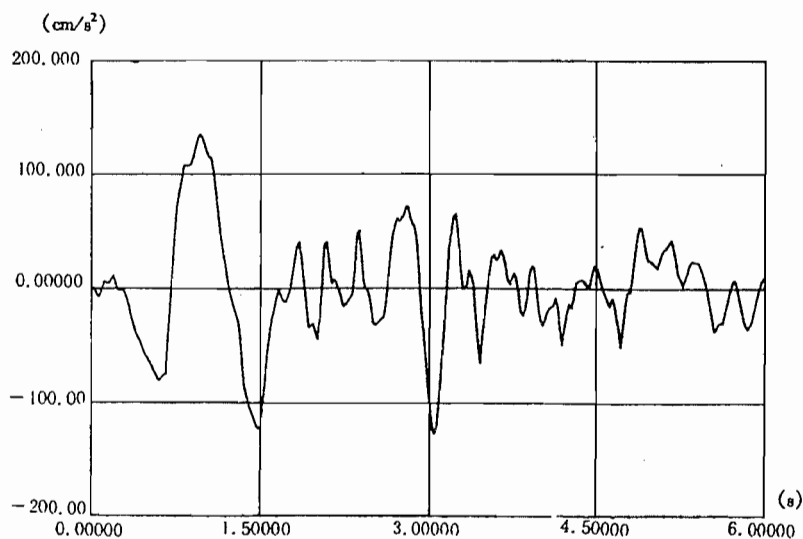


图 8-2(b) 天津地震加速度时程曲线

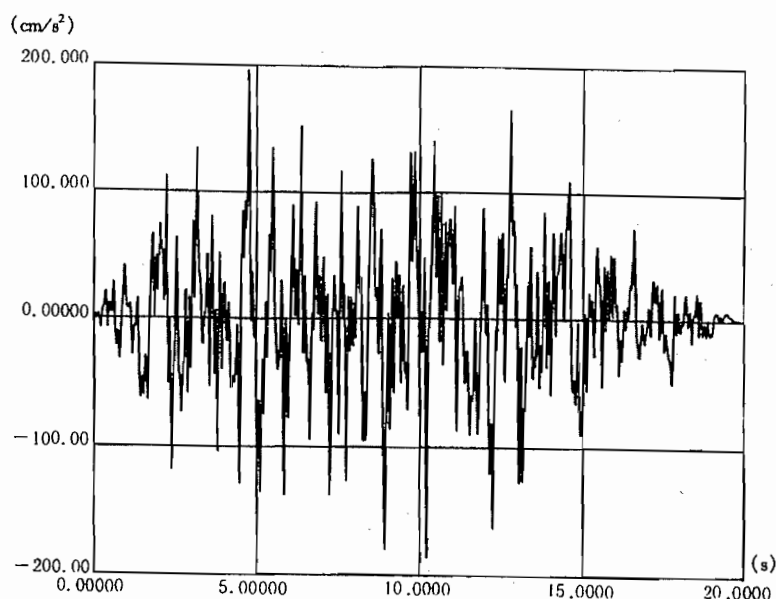


图 8-2(c) 按规范 TJ11-78 III 类场地土反应谱值设计的人工地震波 (G_3)

人工地震波对结构的影响,可采用地面质点运动的最大速度的幅值作为衡量标准,和天然地震波所造成地震烈度之间的参考量如表 8-1。

表 8-1

烈 度	地面质点运动速度 (cm/s)
7 度	6~12
8 度	12~24
9 度	24~48

地面质点运动最大速度可按经验公式求得:

$$v = K \left(\frac{Q^{1/3}}{l} \right) \alpha \quad (8-1)$$

式中 v ——人工地震地面质点运动最大速度 (cm/s);

Q ——炸药量 (kg);

l ——爆心至测点的距离 (m)。

K, α ——与传播地面质点运动的场地地质情况有关的两个系数。当介质为岩石时, $K=30\sim70$, 平均值 $K=50$; 为土质时, $K=150\sim250$, 平均值 $K=200$; $\alpha=1\sim2$ 。

试验荷载设计时可按要求模拟的地震烈度,考虑实际场地条件的特点,由要求的地面质点运动最大速度,确定炸药量和相应的爆心至试验结构的距离。

8.3 结构抗震周期性动力加载试验

8.3.1 偏心激振器周期性动力加载试验

采用偏心激振器对结构进行周期性动力加载试验时,可以将激振器安装并固定于结构顶层的楼板上,也可以支撑在走廊两侧的墙壁上或走廊两侧的框架柱上,使激振力通过楼板、墙柱传到整个房屋,对整体结构产生强迫振动。利用共振原理可以测定结构的动力特性,并由此研究结构的极限应力、破坏特征和结构抗倒塌能力。

通过国外利用偏心激振器进行原型或大比例模型结构的试验实例来看,这种方法是可行的。但由于结构接近破坏阶段,刚度下降自振频率降低,因此要求有大功率低频大出力的激振器,并要求能采用多台同步使用,以解决上述频率与激振力之间的矛盾,满足结构破坏试验的要求。

[例 8-1] 钢筋混凝土内浇柱(即构造柱)的砖混结构模型动力加载试验

为了验证和探讨有钢筋混凝土内浇柱的砖混结构的破坏机理和动力特性,北京市建筑设计院研究所曾进行过三个二开间四层砖混结构 1/4 模型的动力加载破坏试验。

试验模型的平面、立面图如图 8-3 所示。

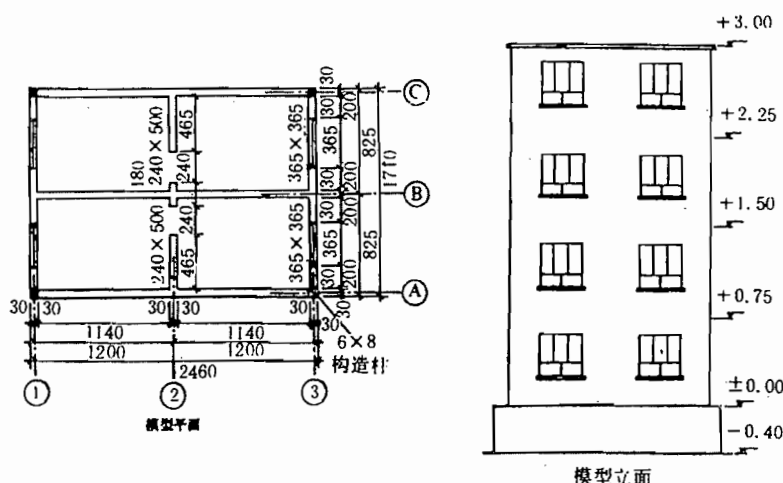


图 8-3 有内浇柱砖混结构模型的平面、立面图

模型砖为实际尺寸的 1/2(即 115mm×53mm×24mm)。三个模型分别为有内浇柱、无内浇柱和后加内浇柱的砖混结构。由于模型刚度和不同工作阶段模型频率的变化,激振试验使用三种不同特性的激振器安装在模型顶层进行激振。

模型先在低周反复水平静力加载下进行试验达到屈服,墙体裂缝已贯通,有内浇柱的模型裂缝要延伸到柱内,结构已处于破坏阶段,但尚未倒塌的情况下,再进行动力加载破坏试验。

由于模型在静力试验中已经严重破坏,因此结构自振频率很低,这时激振器相应的出力

就不能满足试验激振的要求,因此未能使带有内浇柱的模型最后倒塌,而无内浇柱的模型在激振过程中突然倒塌。

表 8-2 为三个模型在不同工作阶段的结构动力特性。

表 8-2 模型在不同工作阶段的结构动力特性

工作阶段 起振方式 模型号		弹性阶段			弹塑性阶段			破坏阶段			倒塌阶段
		脉动	张拉	共振	脉动	张拉	共振	脉动	张拉	共振	共振
模型 I (内浇构造柱)	频率 Hz	25.5	25	19	24.2	20	14	9.5	6	—	1.8~3
	阻尼比		0.067			0.082	0.073		0.15		
模型 I (无构造柱)	频率 Hz	25	20	17.6		18.6	16.2			10.8	突然倒塌
	阻尼比		0.067	0.068		0.083	0.086			0.10	
模型 I (后加构造柱)	频率 Hz	23.4	23	19		20	16	12.8	10	10	2~3
	阻尼比		0.076	0.08		0.10	0.11		0.12	0.068	

由表 8-2 可见结构在弹性阶段有内浇柱的模型 I 的频率较无内浇柱的模型稍高,反映了有内浇柱可以提高结构刚度;模型的频率随破损的程度加重而显著下降,破坏阶段的频率比弹性阶段降低 2.7~4.2 倍,阻尼比却增大 50%~100%;用共振法测得的频率要比脉动法和张拉释放法大,主要反映了振动幅度大小对结构动力特性的影响,振幅大、频率低、周期长。

图 8-4 为三个模型在不同工作阶段的第一振型曲线。

试验结果还发现有内浇柱的模型在破坏倒塌前的最大极限位移是无内浇柱模型的 1.4~2.0 倍,模型各层有明显出现弯折的情况,并形成自顶到底的几道折线。如图 8-5 所示。由于内浇柱、圈梁对破坏墙体的约束作用,以致对于有内浇柱的模型在持续激振情况下结构也未能完全倒塌。

8.3.2 电液伺服加载器周期性动力加载试验

电液伺服加载器周期性动力加载试验的设备原理和装置在加载设备中已经作过介绍,它与低周反复静力加载试验和联机试验所用的设备相同,所有的差别仅是在动力加载试验中由于试验的要求,希望控制加载的频率与试验对象受载后所产生的应变速率。

与低周反复静力加载试验一样,由于结构的位移响应最为直观,所以动力加载试验时同样采用控制位移的方法对结构施加荷载。当然也可以采用控制作用力的方法加载。

按照动力加载试验的需要,对电液伺服加载器的动载频率和活塞最大行程都有要求。国内生产的电液伺服加载器在作静载时,最大荷载为 0~300kN,动载时单向加载为 0~200kN,双向作用时±200kN,动载频率范围为 0.001~0.5Hz,加载器的最大行程为±150mm,其特性曲线如图 8-6。

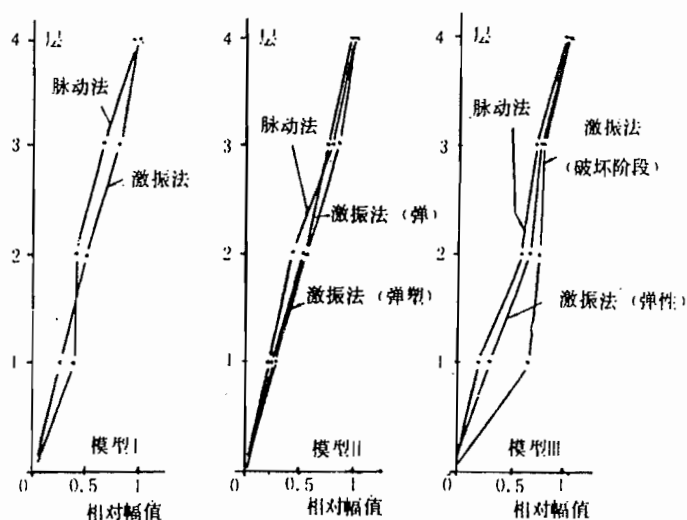


图 8-4 三个模型的第一振型图

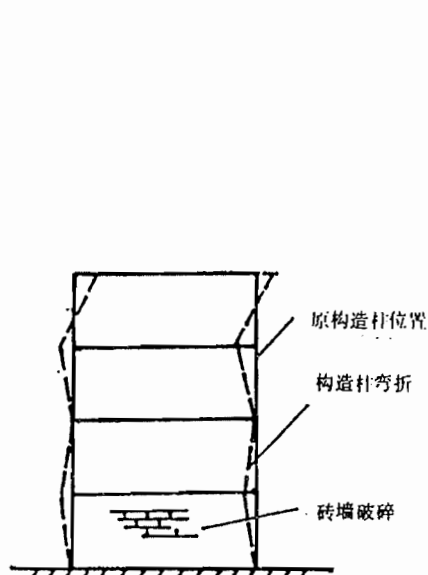


图 8-5 有内浇柱模型的破坏状态示意图

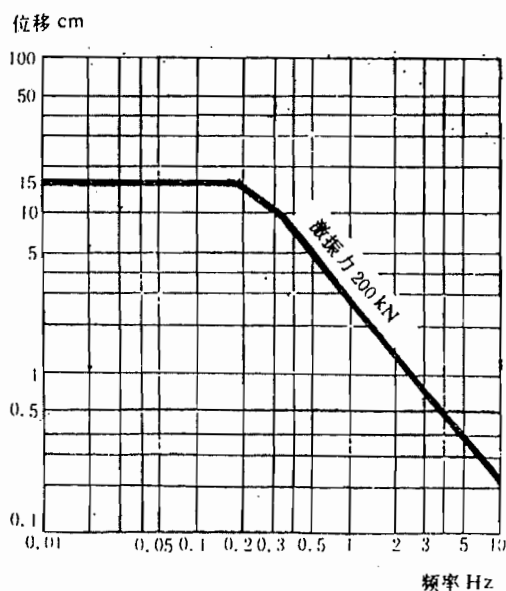


图 8-6 国产电液伺服加载器的特性曲线

由特性曲线可见,当 $P=200\text{kN}$, $\Delta=\pm 15\text{cm}$ 时加载频率仅为 $0.01\sim 0.2\text{Hz}$, 即加载周期为 $5\sim 100\text{s}$, 这样的加载频率作为动力试验显然是太慢了。如果采用这设备对自振频率大多为 $1\sim 4\text{Hz}$ 的房屋结构进行试验时,相应的位移仅为 $0.5\sim 3\text{cm}$, 这对砌体结构而言,只有 0.5cm 的位移肯定是不能满足试验要求的,同样对于柔性结构则 $\pm 3\text{cm}$ 也太小。如果结构在试验中进入非线性工作阶段,周期相应降低,当周期为 $0.5\sim 2\text{s}$ 则相应的位移约为 $1.5\sim 5\text{cm}$ 。为此使用这类设备试验时,选择频率时要考虑结构位移反应的大小。

从上面的说明可见,在结构动力试验中特别要注意按照电液伺服加载器的特性参数,进行试验的加载设计,以满足各种结构不同频率和变形的要求,充分发挥加载设备的效率。

[例 8-2] 砖砌体动力加载试验

为了研究无筋砖砌体结构在周期性动力荷载作用下的滞回特性和动力荷载对结构应变速率的影响,在以往进行大量低周反复静力加载试验基础上,同济大学工程结构研究所进行了砖砌体的动力加载试验。

砖砌体试件尺寸如图 8-7 所示。墙高为 1200mm,宽度为 2440mm,墙厚为 240mm。这和过去进行静力试验试件的尺寸相同,砂浆强度为 1.25MPa,砖的强度在 10MPa 以上。

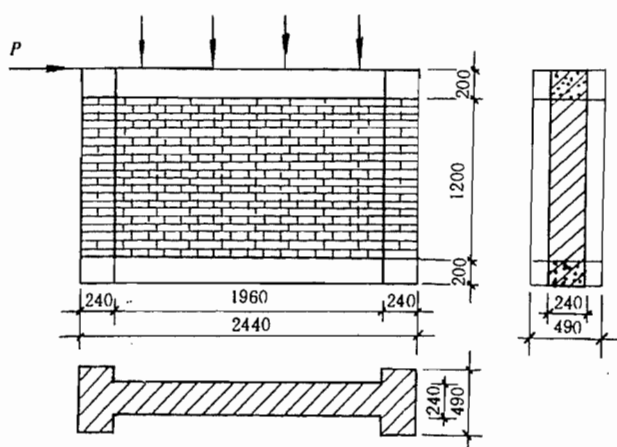


图 8-7 无筋砖砌体试件

试验加载采用国产电液伺服加载器和美国 MTS 公司的模控装置。墙体在竖向荷载作用下水平力采用控制力值加载的方法。

在加载试验中,四个试件采用了三种加载周期:10s,1s 和 0.33s,对应于加载频率为 0.1Hz,1Hz 和 3Hz。

试验时沿墙高布置了五个位移传感器,量测墙体水平位移。荷载值是通过加载器端部的测力传感器和模控装置直接读出,相互校核。

试验数据通过放大器由 x-y 记录仪和磁带机分别采集记录。也可以通过 MTS 数据采集和处理系统给出时程曲线。

表 8-3 列出四个试件的试验结果。

在三种加载周期中 10s 的加载周期可以看成为静力试验,而 0.33s 的加载周期可以认为是动力试验,1s 的周期其效果介于两者之间。

1. 强度指标

从四个试件的强度比值可以看出

- (1) 0.33s 加载周期试件的极限强度比 10s 周期的试件提高 16%,开裂荷载提高 25%;
- (2) 加载周期为 1s 的试件强度与周期为 10s 的试验结果接近;

(3) 静力试验(加载周期 1s 及 10s)形成踏步裂缝的荷载为极限荷载的 0.87,而动力加载试验时试件在 0.95 极限荷载时形成踏步裂缝。

表 8-3

墙体试验结果和试验数据

试件编号	单 环 加载周期 (s)	初裂荷载 (kN)	形成踏步 裂缝荷载 (kN)	极限荷载 (kN)	极限剪切变形
Q-23-DJZ-3	10	80	100	114	0.0034
Q-23-DJZ-1	1	80	97	112	0.00325
Q-23-DJZ-2	0.33	100	130	135	0.0014
Q-23-DJZ-6	0.33	100	123	130	0.0023

2. 滞回环特性

(1) 滞回环面积大小反映了墙体的耗能能力。图 8-8 为不同周期荷载作用下墙体的滞回曲线。

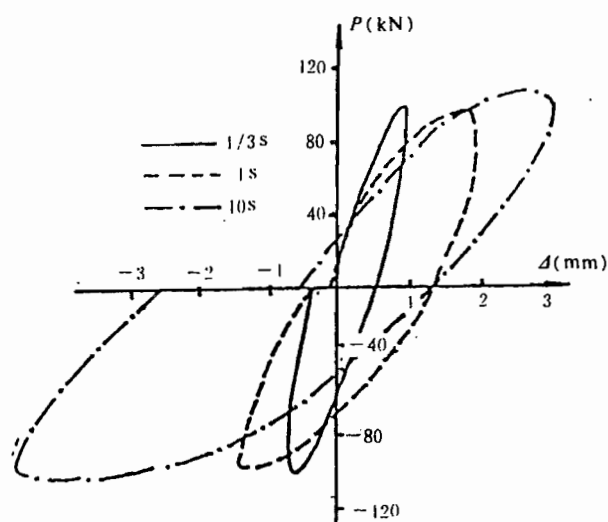


图 8-8 不同周期荷载作用下墙体的滞回曲线

由图 8-8 可见动力滞回环比静力滞回环面积要狭小,而且坡度较陡。由于受到加载器特性的限制,在位移加大的情况下,加载速率实际上大大减小了,形成动力与静力的滞回环的下降段没有很大的区别。

(2) 等效刚度

将滞回环的顶点和原点连线可得各级荷载作用下的等效刚度。从滞回环得到的墙体动力等效刚度大体是静力等效刚度的一倍。

3. 骨架曲线

四个试件的骨架曲线如图 8-9 所示。可以看出,动力骨架曲线比静力骨架曲线可覆盖更多的面积。这样,从总体上看,动力荷载的总能量大于静力加载。

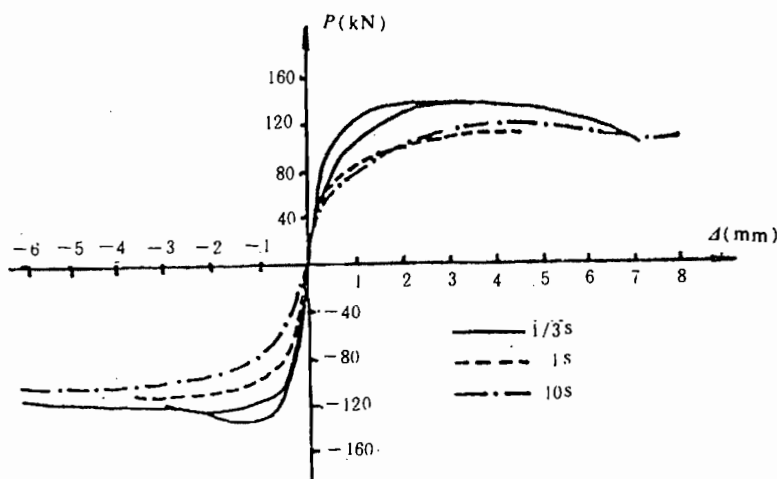


图 8-9 墙体试验的骨架曲线

8.3.3 单向周期性振动台动力加载试验

振动台是结构或结构模型进行动力的加载试验的有效设备,特别是对能够模拟地震反应的模拟地震振动台试验更为有用(在本章将作专门叙述),但是为了满足结构与大尺寸模型试验的需要,目前对模拟地震振动台的规模要求越来越大,这样不仅振动台本身投资昂贵,而且试验费用也大,因此利用小型振动台来进行结构模型试验也有其独特的优点。对于抗震理论研究、建立和验证数学模型等都是非常有用的。

单向周期性振动台可以有机械式、电磁式和液压式等几种。目前以电磁和液压控制的使用较多。

利用单向周期性振动台进行结构模型动力加载试验,一般可按下列步骤进行:

1. 结构模型的静力试验,测量模型在静力作用下各部位的位移。
2. 用张拉突卸、锤击法或脉动法测量结构模型的动力特性。也可以按输入简谐正弦波进行连续扫描,通过共振试验,由共振反应求得模型的自振频率和相应的各阶振型,但必须控制输入信号的幅值。

这时会发现模型在振动台上测得的自振频率的数值都要低于在地面上测试的结果,这是因为振动台台面是通过弹簧悬吊或支承在油膜导轨上,因刚度降低的影响所致。

3. 逐级增大输入波形信号的幅值,测得相应的动力反应,同时在每次加振试验后,用输入幅值相等的简谐波再次进行扫频试验,观测模型自振频率与振型的变化。随着变形增大,模型刚度减小,而自振频率也会不断降低,振型也会有一些变化。

4. 最后参考理论计算结果,在某一加振频率和加速度幅值下,使模型发生共振而破坏。

试验观测动力参数可以用加速度传感器和位移传感器分别测量模型不同部位的加速度和位移反应。位移传感器可以将支架固定于地面,而测得模型振动时的绝对位移,试验数据

用磁带机记录,用数据处理机进行分析处理。

[例 8-3] 剪力墙结构模型振动台动力加载试验

为了研究高层建筑剪力墙结构的动力特性、弹塑性反应、连接构造的可靠性和破坏特征,中国建筑科学研究院结构所和北京工业大学等单位利用电磁振动台进行了比例为 1/20 的八层剪力墙结构的模型动力加载试验。

模型模拟八层剪力墙结构的一个单元,其平面及立面如图 8-10 所示。模型用钢丝及水泥砂浆制作,配筋为 20 号、22 号回火细钢丝,屈服强度分别为 287MPa 和 220MPa,砂浆强度为 11.8MPa。为避免砂浆模型开裂,先分段浇注纵墙,隔一天再浇注横墙,并安装预制楼板,和实际一样采用分层施工。

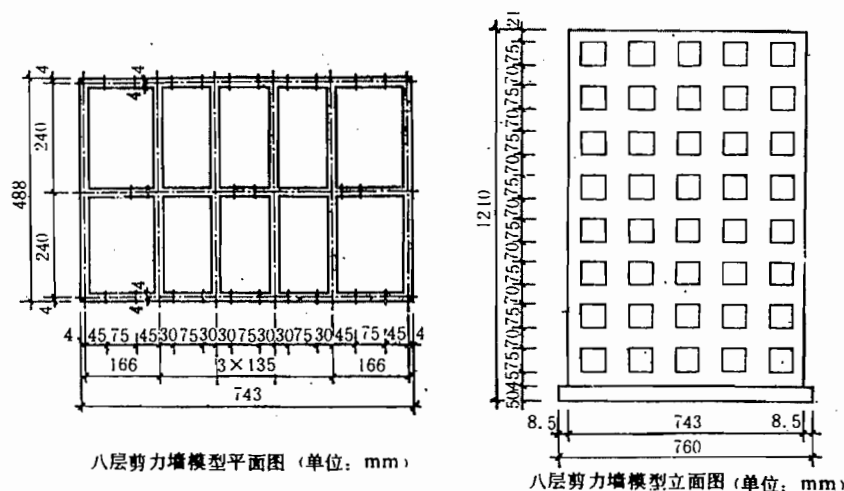


图 8-10 八层剪力墙结构模型的平面及立面图

试验时振动台输入正弦波,逐次改变输入台面的振动频率和加速度幅值。台面和模型各层的加速度用加速度传感器测量。并用摄影机实拍了模型在各次振动时的变形和裂缝的出现、开展及破坏情况。

由于高层建筑剪力墙结构的横向抗震性能较好,着重于观察模型纵向动力特性和振动后的变化情况;包括结构在弹性阶段、弹塑性阶段的动力反应以及破坏过程。

模型实测振动反应情况,见表 8-4。

试验结果表明:

1. 在振动荷载作用下,当高层建筑剪力墙结构处于弹性及弹塑性状态时,采用剪弯型弹塑性动力分析计算方法,是能较好地反映实际情况的;同时在纵横墙共同作用下,可按考虑空间作用的近似分析方法来进行剪力墙内力分析;

2. 当内墙为现浇和外墙为装配整体式的高层剪力墙结构,刚度较大,经历振动后,由弹性进入弹塑性阶段,呈现出刚度下降,自振频率降低和阻尼比增大,有较好地吸收地震能量的能力;

3. 剪力墙结构的振动破坏状态,当层数较多时,底层纵、横墙内配筋达到屈服阶段,结构形成弯曲破坏,但仍可经历较大的台面加速度,而反应力不再增加,反映出有较大的耗能

能力；

4. 高层剪力墙结构的底层墙内纵横向最小构造配筋率以 2%~2.5% 为宜,并要求结构底层有良好的嵌固条件；

5. 高层剪力墙结构的裂缝开展和破坏,以两端山墙部位较严重,为防止山墙外鼓、外甩,需要加强山墙和内外纵墙的连接;两端开间有门窗洞口时,需加强连系梁的配筋和锚固,防止端开间提早破坏;在构造上要加强楼板和墙身的连接,防止楼板塌落;剪力墙的层间施工缝处,应有足够的插筋,以避免振动滑移。

表 8-4 八层剪力墙结构模型振动试验反应情况

振动方向	序号	楼面荷载 (kN/层)	振动台频率 $f(\text{Hz})$	振动台台面 加速度 $a(\text{cm/s}^2)$	量测项目	反应情况
横 向	1	0.29	10~24	10	量测横向共振频率及阻尼比	共振频率 $f=19\text{Hz}$ 阻尼比 $\xi=0.06$
	2		16	10,20,...,60	量测各层加速度反应值	弹性反应
	3		10~20	10	同序号 1	$f=18\text{Hz}, \xi=0.05$
纵 向	4	0.29	17~30	10	量测纵向共振频率及阻尼比	$f=19\text{Hz}, \xi=0.079$
	5		16	10,20,...,60	同序号 2	弹性反应
	6	0.93	7~17	10	同序号 4	$f=13\text{Hz}, \xi=0.06$
	7		9	10,20,...,140	同序号 2	模型个别部位出现裂缝
	8		5~16	10	同序号 4	$f=11.5\text{Hz}, \xi=0.067$
	9		7	20,40,...,250	同序号 2,观察模型开裂情况	弹塑性反应
	10		3~14	10	同序号 4	$f=9.5\text{Hz}$
	11		12	20,40,...,420	同序号 2	塑性反应
	12		7	20,40,...,280	同序号 2	塑性反应
	13		2~10	10	同序号 4	$f=6.5\text{Hz}, \xi=0.21$
	14		12	50,100,...,500	同序号 2	破坏阶段
	15		2~7.5	10	同序号 4	$f=5.5\text{Hz}, \xi=0.18$
	16		7	20,40,...,620	同序号 2	模型一、二层破坏

8.4 结构抗震非周期性动力加载试验

8.4.1 地震模拟振动台动力加载试验

为了深入研究结构在地震作用下,特别是强地震作用下结构进入非线性阶段的性能,70年代以来,国外先后建成了一些大型的地震模拟振动台,以进行结构物的地震模拟试验,配合先进的测试仪器设备和数据采集分析系统,使结构动力试验的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发展。

在地震模拟振动台上进行动力试验,具有其它抗震动力和静力试验不同的特点,地震模拟振动台能再现各种形式的地震波,它为试验的多波输入分析提供了可能。它可以模拟若干次地震现象的初震、主震以及余震的全过程,因此就可以了解试验结构在相应各个阶段的力学性能,从而可给予人们直观了解和认识地震对结构产生的破坏现象。它可以按照人们的要求,借助于人工地震波的研究及输入,模拟在任何场地上的地面运动特性,便于进行结构的随机振动分析。另外对于一些特种结构,特别是与其他解质共同工作时,它的许多破坏过程还难于预测,振动台试验可以帮助人们获得感性认识,并提供建立力学模型的根据。

一、地震模拟振动台动力加载试验在抗震研究中的作用

近十多年来,振动台的试验研究成果越来越多地应用到抗震科研和工程实际中去。反之,生产和工程实践中大量的新问题也不断地对振动台试验提出了新的要求。为此地震模拟振动台这一先进试验设备的问世和试验技术的发展,在抗震科研中发挥了巨大的作用,有力地促进和推动了抗震科学的发展。

1. 研究结构的动力特性、破坏机理及震害原因

在抗震分析中利用振动台台面的输入和结构物的反应(输出),借助于系统识别方法,可以更好地得到结构的各种动力参数,为研究结构物的各种动力特性以及结构抗震性能分析提供了可靠的依据。

通过振动台试验中结构破坏机理的观察和分析与相应的理论计算,来研究这类结构的震害原因,找出其薄弱环节,指导工程结构的抗震设计。

2. 验证抗震计算理论和计算模型的正确性

一种新的计算理论,一个计算模型是否反映了事物的本质,也必须经过试验来鉴别。

在结构非线性地震反应分析中,研究者都试图建立一种适当的恢复力模型来验证地震反应分析方法对于预测结构非线性性能的可靠性。

对真型结构的计算方法是否正确,也可通过对模型的计算和试验来验证,从而把计算方法推广到真型结构中去,这对于特种结构及新结构设计尤为重要。

3. 研究动力相似理论,为模型试验提供依据

在动力试验的相似理论中,尚有许多问题有待研究解决。通过不同比例模型的试验,就可以验证相似理论的正确性,同时可以外推到真型结构在确定性地震波输入后的反应与震害分析,这对于钢筋混凝土结构和砖石结构试验是重要和有意义的。

4. 检验产品质量,提高抗震性能,为生产服务

城市管线、电力、通讯、运输等生命线工程的抗震问题,越来越引起人们的重视。因此对核反应堆的管道及其连接部分、高压输电线路的绝缘瓷瓶高压开关等,都要进行抗震试验,以检验其抗震能力,评价它们的质量,只有经过抗震试验合格的产品,才能在地震区工程中应用。

5. 为结构抗震静力试验,提供试验依据

根据振动台试验中结构的变形形式,确定沿结构高度静力加载的荷载分布比例。根据量测结构的最大加速度反应,来确定静力加载时荷载的大小。也可以根据结构动力反应的位移时程来控制静力试验的加载过程。

二、地震模拟振动台试验的加载过程和试验方法

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,试验的加载过程可以有有一次性加载和多次加载的不同方案。

为了测量结构的动力特性,即结构的自振周期、阻尼比和振型等参数。在正式试验前要进行动力特性的试验。当结构模型安装上振动台以前,可以采用自由振动法或脉动法进行试验量测。试验模型安装在振动台上以后,则可以采用小振幅的白噪声输入振动台台面进行激振试验,也可以用正弦波输入的连续扫频,通过共振法测得动力特性,当采用正弦波扫频试验时,特别要注意共振时的振幅增大对模型的影响。

1. 一次性加载

一次性加载试验的特点是结构从弹性到弹塑性直至破坏阶段的全过程是在一次加载过程中完成。试验加载时要选择一个适当的地震记录,在它的激励下能对试验结构产生全部要求的反应。在试验过程中,连续记录结构的位移、速度、加速度和应变等输出信号,并观察记录结构的裂缝形成和发展过程,以研究结构在弹性、弹塑性以及破坏阶段的各种性能,如刚度变化、能量吸收能力等,并且还可以从位移反应由电子计算机分析确定结构各个阶段的周期、阻尼比和强迫振动下的结构变形。这种加载过程的主要特点是可以较好连续模拟结构在一次强烈地震中的整个表现与反应,但是对试验过程中的量测和观察要求较高,特别是在初裂阶段难以观察到结构各个部位上的微裂缝,因为这是在振动台台面运动的情况下进行的,对于破坏阶段的观测更有危险。这时要求用高速摄影和电视摄像的方法记录试验过程,因此在没有足够经验的情况下很少采用这种方法。

2. 多次性加载

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性加载的方案来进行试验研究。一般情况可分为弹性、微裂、开裂等阶段一直到结构成为机动体系破坏倒塌。

(1) 动力特性试验,以得到结构在初始阶段的各种动力特性;

(2) 振动台台面输入运动,使结构产生微裂缝。例如结构底层墙柱微裂或结构的薄弱部位微裂;

(3) 加大台面输入运动加速度的幅值,使结构产生中等程度的开裂。例如剪力墙、梁柱节点等产生明显的裂缝,但停止加载后裂缝不能完全闭合;

(4) 加大台面输入加速度的幅值,结构振动使剪力墙、梁柱节点等主要部位产生破坏,受拉钢筋屈服,受压钢筋压屈,裂缝贯通整个截面,但结构还有一定的承载能力;

(5) 继续加大振动台台面运动,使结构变为机动体系,稍加荷载就会发生破坏倒塌。

在各个试验阶段,试验结构的各种反应的测量和记录与一次性加载时相同,这样可以明确地得到结构在每个阶段的周期、阻尼、振动变形、刚度退化、能量吸收能力和滞回特性等。但由于多次加载对结构将产生变形积累的影响。

三、地震模拟振动台试验的结构反应量测

在试验中最基本的是量测结构或构件的位移和加速度反应,一般均将测点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,则在每一层楼面和顶层高度的位置上,布置位移和加速度传感器(要求传感器的频响范围为 $0\sim 100\text{Hz}$)。对于结构构件的主要受力部位和截面上,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被连续输入磁带记录仪,或是由专用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用绘图机、硬拷贝等设备描绘拷贝。

[例 8-4] 五层砌块房屋结构模型振动台动力加载试验

近 20 年来,砌块房屋在我国民用建筑中大量推广应用,在过去几次地震中砌块房屋虽有开裂等震害发生,但尚未经受过强烈的地震考验,因此针对在地震区已建大量砌块房屋抗震性能的研究,并提出相应抗震措施是一个非常重要而急待解决的问题。

多年来,国内有关单位先后进行了几幢砌块房屋足尺结构的静力加载现场试验,按试验结果研究了结构的裂缝开展与破坏特性;研究了结构各阶段的动力性能及其变化情况;研究了结构的延性系数及几种构造措施的效果,并对结构的抗震能力进行了评定。同济大学工程结构研究所在抗震研究中对五层砌块足尺结构进行了非线性地震反应分析。对于在静力试验中得到的恢复力模型能否适用于非线性分析,特别是在破坏阶段,应该采用怎样的非线性模型,尚需要由地震模拟的动力加载试验来验证。

1. 五层砌块房屋模型地震模拟振动台试验的目的

在近年对砌块房屋研究成果的基础上,通过五层砌块房屋模型的地震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。

通过模型试验研究相似理论在结构抗震动力试验中的应用以及模拟地震振动台的有关试验技术。

2. 试验模型的结构简介

试验模型主要模拟 1979 年在上海完成抗震静力试验的粉煤灰密实砌块的五层足尺房屋,模型比例为实际结构的 1/4,具体尺寸见图 8-11 所示。

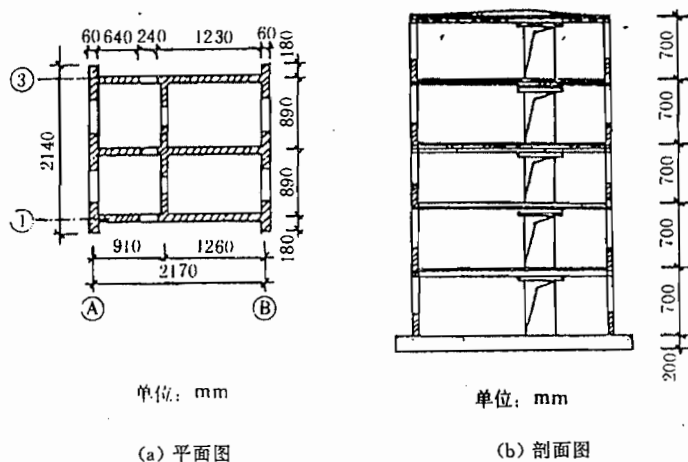


图 8-11 五层砌块房屋 1/4 模型的平面及剖面图

模型砌筑在高度为 20cm 的钢筋混凝土的井字型的底梁上,以便通过井字底梁与振动台连接固定。

模型墙体厚度为 6cm,用实际砌块尺寸 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筑。

模型隔层设置现浇的钢筋混凝土圈梁,在门窗洞口设置预制过梁。模拟重量附加在预制

楼板上,并与楼板一起浇注而成。

3. 地震模拟振动台的主要参数与技术指标

地震模拟振动台有台面、液压系统、模控系统 and 计算机数据采集处理系统等组成,其主要参数和技术指标见表 8-5。

表 8-5 X,Y 双向水平地震模拟振动台主要参数与技术指标

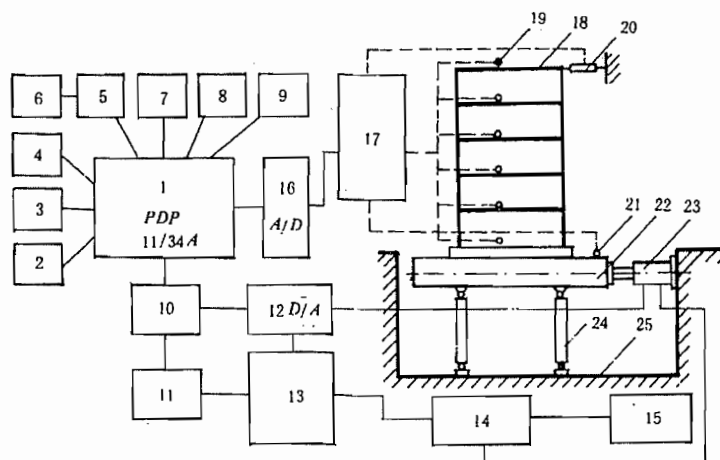
主 要 参 数	技 术 指 标
台面尺寸	4m×4m×0.8m
频率范围	0.1~50Hz
最大载重量	15000kg
最大位移	x-x: ±100mm y-y: ±50mm
最大速度	x-x: ±1000mm/s y-y: ±60mm/s
最大加速度	x-x: ±1.2g y-y: ±0.8g
最大重心高度	3m(离台面高度)
最大偏心	0.6m(距台面中心)

台面为钢结构平台,自重为 10000kg。在平台 x-x 和 y-y 方向各有两个水平液压加载器,由液压泵源系统供给压力油,通过模控系统控制加载,推动平台在两个方向作水平运动。

模控系统主要控制电液伺服阀操纵液压加载器工作,控制信号可以来自高精度信号发生器或计算机的数模转换,并可以由台面系统的传感器作位移、速度或加速度的三个参量反馈。

PDP11/34A 数字计算机是小型多功能计算机,适用于振动台的各种控制和处理的需要,配有比较齐全的各种类型的外围设备。计算机配有 RSX-11M 操作系统和专用地震软件包,RSX-11M 是以磁盘为基础的实时多用户操作系统,地震软件包全部用 Pascal 语言编写。

数据采集和处理系统有 102 个数据采集通道,其中六个通道用于平台台面三参量的反馈控制,96 个通道用于模型地震反应的数据采集。本系统附加在 PDP11/34A 计算机上,带有专门的接口和模数,数模转换。系统采样率每个通道最大为每秒 400 个样本,总采样率为每秒取样 40000 个,所有通道可以同步采样。以上设备在振动台试验和数据处理过程中均处于联机状态,由 PDP11/34A 计算机统一控制管理。图 8-12 为地震模拟振动台的整个控制系统。



1. PDP11/34A 计算机;2. 主存储器;3. 磁盘;4. 软盘;5. 终端;6. 硬拷贝;7. 打印机;
8. 绘图机;9. 电传打字机;10. 输入输出接口;11. 控制器;12. 数模转换器;13. 模拟控制台;
14. 液压源;15. 冷却系统;16. 模数转换器;17. 数据采集系统;18. 试件;19. 加速度传感器;20. 位移传感器;
21. 台面加速度传感器;22. 台面;23. 电液伺服加载器;24. 竖向立柱联杆;25. 基础

图 8-12 X,Y 双向水平地震模拟振动台控制系统

4. 试验时输入台面的荷载设计

为了评价在Ⅲ类场地土上砌块房屋的抗震能力,振动台台面输入的加速度是按“工业与民用建筑抗震设计规范”TJ-11-78 中Ⅲ类场地土的反应谱反造的人工地震波,即图 8-2c 所示的 G3 地震波,分别取持续时间为 12s 和 20s,并按模型的时间相似系数进行压缩。

为了对台面的输入和模型房屋的反应进行适当的估计,用动力性能测试时所确定的质量和刚度,采用半退化三线性恢复力模型以及模型房屋砌体基本力学性能的试验结果,输入上述地震波数据,计算模型房屋的线性和非线性地震反应,从而为台面输入的幅值大小以及选用传感器的量程提供了依据。

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. 试验的测点布置和数据采集

为了测量模型房屋在地震力作用下结构的位移、加速度反应,在试验中使用并安装了 10 个加速度传感器和两个位移传感器,以量测模型房屋五层楼面的加速度和顶层的位移反应,测点布置如图 8-13 所示。图中 C1~C6 为布置在每层楼面和顶层的差容式加速度传感器,U1~U4 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。模型顶层差动变压式位移传感器(LVDT) 测量顶层最大的位移反应,模型底部为滑线电阻式位移计(YHD-200)。

所有传感器通过接线箱直接输入振动台控制室内 96 通道的数据采集系统。该系统能够对各种传感器进行自动标定,在试验中由计算机系统输出代表结构反应的数据,即是试验所要求的物理量——加速度、位移,它可以是用图形表示的连续的时程曲线,也可以是离散的

数字表格。

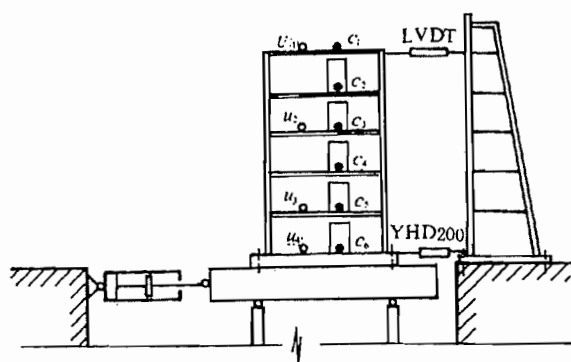


图 8-13 五层砌块模型房屋振动台试验的测点布置

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。

6. 试验进程和试验的结果

试验共完成了三个模型,三个模型房屋虽然尺寸一样,但砂浆标号、台面输入的持续时间以及每幢房屋的重量均不相同,如表 8-6 所示。Q-20-ST1 重 10500kg, Q-20-ST2 在房屋

表 8-6 模型房屋的力学性能,加载步骤和试验结果

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_{c1} (MPa)	顶层横墙 正应力 σ_{c5} (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	6.20	155	未裂	以 1780cm/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 反 复输入 4 次再以 1200cm/s ² 输入 2 次后倒塌
							686	开裂	
							900	滑移	

顶层加重后达 11000kg, Q-20-ST3 在各层加重后共重为 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。

在每一幢模型房屋试验过程中, 加载是以逐次提高台面输入峰值的方式进行的。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。

(1) 未开裂阶段

当输入峰值很低(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 8-7 所示。

表 8-7 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 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 8-14 所示。

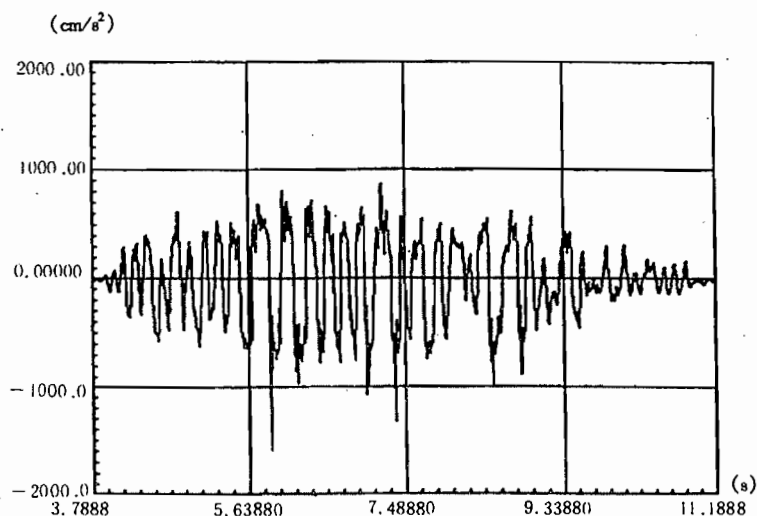


图 8-14 模型 Q-20-ST3 输入 0.7g 时顶层加速度反应时程曲线

(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 8-15 所示, 最大位移达 7cm 左右。

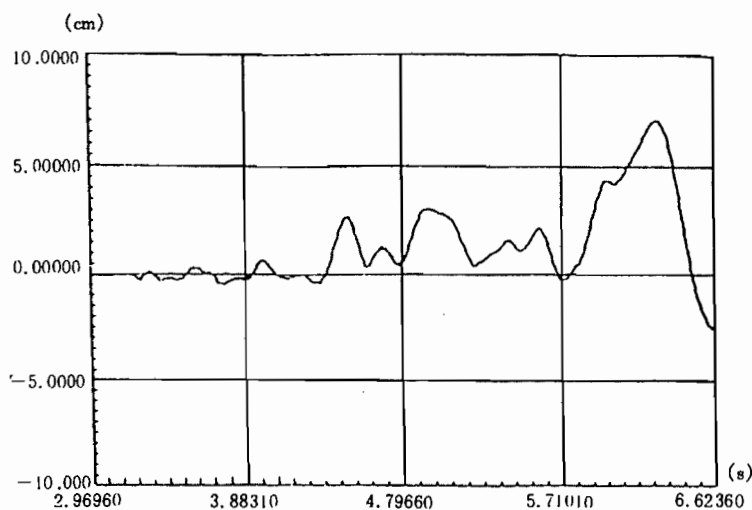


图 8-15 模型 Q-20-ST1 输入 1.2g 时顶层位移反应时程曲线

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出, 横墙形成多道斜向和八字裂缝。顶层最大加速度约 2.75g, 见图 8-16 所示。

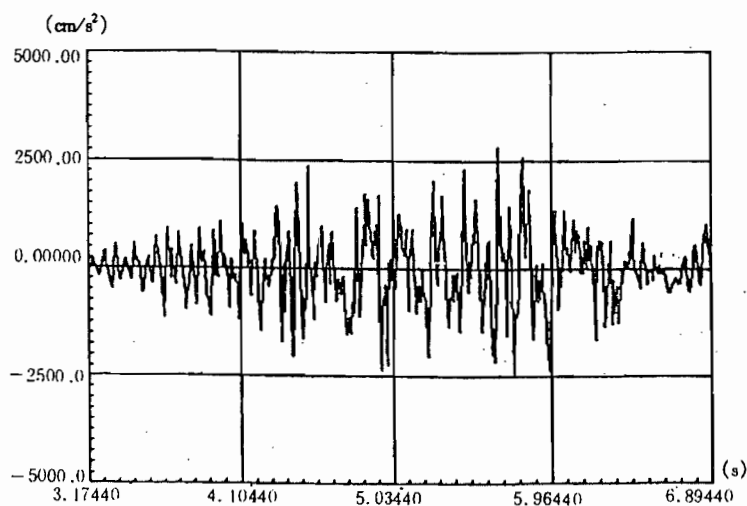


图 8-16 模型 Q-20-ST2 输入 1.78g 加速度时顶层加速度反应时程曲线

当模型房屋 Q-20-ST3 以最大加速度峰值 0.9g 输入时, 顶层横墙出现临界裂缝, 发生明显的滑移, 最大位移为 3.75cm。顶层位移反应时程曲线如图 8-17 所示。

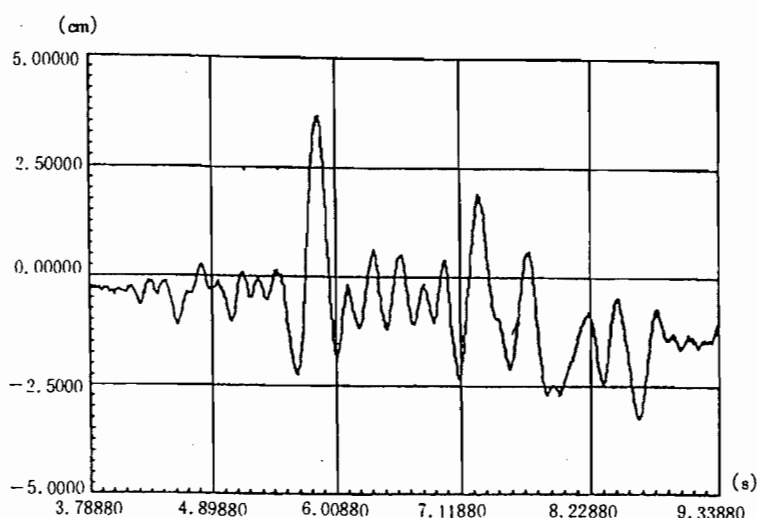


图 8-17 模型 Q-20-ST3 输入 0.9g 加速度时顶层位移反应时程曲线

从试验实际反应,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

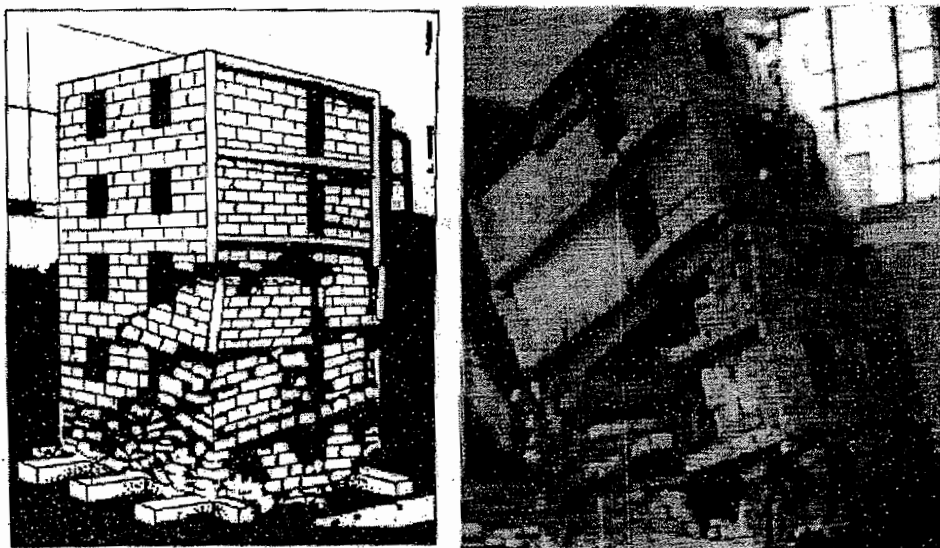
模型房屋 Q-20-ST1 以 1.2g 反复输入 5 次,Q-20-ST2 以 1.78g 反复输入 7 次,Q-20-ST3 以 0.9g 反复输入 4 次再以 1.2g 反复输入 2 次后,整个结构全部倒塌,但楼板和砌块并没有甩出多远,基本上散落在底梁周围,和地震区所见倒塌景象非常相似。图 8-18(a), (b)分别为模型房屋 Q-20-ST1 以 1.2g 反复输入 5 次时的破坏瞬间和倒塌时的情景。

8.4.2 人工地震模拟动力加载试验

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,尽管他们能够满足部分模拟试验的要求,但是都有一定的局限性。低周反复静力试验虽有设备简单,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,与实际某一确定性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。由计算机-加载器组成的联机试验是一种有效的试验方法,但目前尚在发展之中。振动台试验虽然较好地模拟地震地面运动,但由于受台面尺寸和载重量的限制,不能作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,对于各种类型的大型结构、管道、桥梁、坝体以至核反应堆工程等进行大比例或足尺模型试验,就受到一定的限制,甚至根本无法进行。为此,解决原场地真型结构动力抗震试验的激振手段是迫切而必要的。

基于以上原因,人们试图采用炸药爆炸产生瞬时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动力试验,并已在实际工程试验中得到实践。国外曾发现大炸药量的爆炸在其邻近区域引起的地面加速度在大小和其他特征方面都可与地震时的地面运动相比拟。一次在一座离开 168000kg 炸药爆炸约

300m 远处的钢框架工厂建筑物内测到了它的反应,最大地面加速度约为 $0.12g$,波形与一个强震记录的开始部分相似,建筑物反应的计算与爆炸时在一个较高的楼层上用加速度仪测得的结果非常吻合。



(a)

(b)

图 8-18 模型房屋 Q-20-ST1 的破坏瞬间和倒塌时的情景

以上的例子说明人工地震与天然地震之间,从地面运动效应上有许多类似之处。

一、人工地震模拟结构动力试验的动力反应问题

从实际试验中人们发现,人工地震与天然地震之间尚存在着一定的差异:

(1) 人工地震(炸药爆破)加速度的幅值高、衰减快、破坏范围小;

(2) 从频谱特性分析,人工地震的主频率高于天然地震;

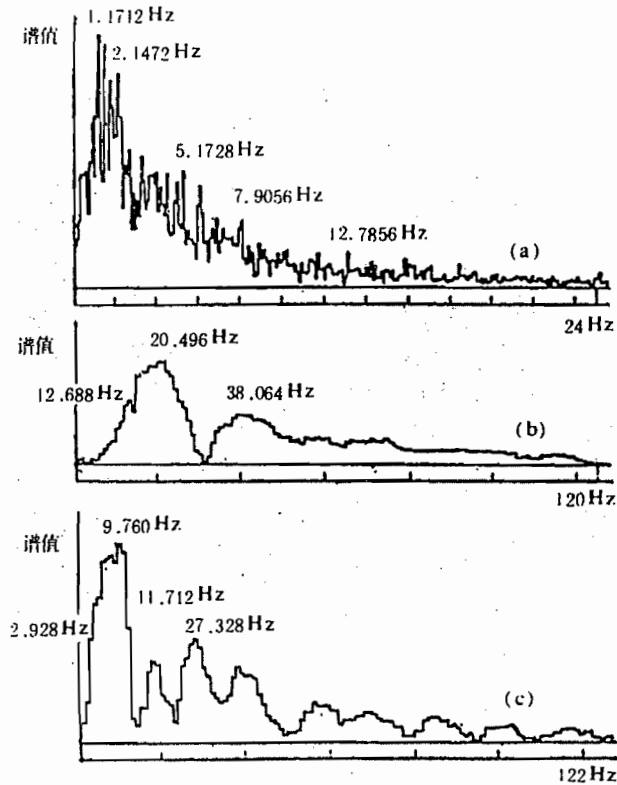
(3) 人工地震的主震持续时间一般在几十毫秒至几百毫秒,比天然地震的持续时间短得很多。

图 8-19(a),(b),(c)分别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 $1\sim 6\text{Hz}$ 左右这一频域内幅值较大,而人工地震波在 $3\sim 25\text{Hz}$ 左右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 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以采取下列措施:

(1) 缩小试验对象的尺寸,从而可以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 $2\sim 3$ 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。



(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

图 8-19 天然地震与人工爆破地震的加速度幅值谱

(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。

(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较大的损耗,相对地提高低频分量的影响。

结构进行抗震试验时,要求能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以延长,但振幅要衰减下降。

在人工地震模拟动力加载的荷载设计时,提出用地面质点运动的最大速度的幅值作为衡量标准。由公式(8-1)按爆炸的药量与爆心的距离来得到相应的幅值与持续时间。当然,在药量大距离远的情况下,才能获得较长地震波持续时间。

从图 8-20(a),(b)图形比较可见,用 TNT 炸药 18500kg,试验结构距爆心为 132m 时在自由场记录到的加速度反应,地震波的持续时间达 700ms 左右,其中振幅较大部分的持续时间为 150ms。而用 TNT 炸药 500000kg,距离为 152m 时,地震波持续时间接近 1000ms,即

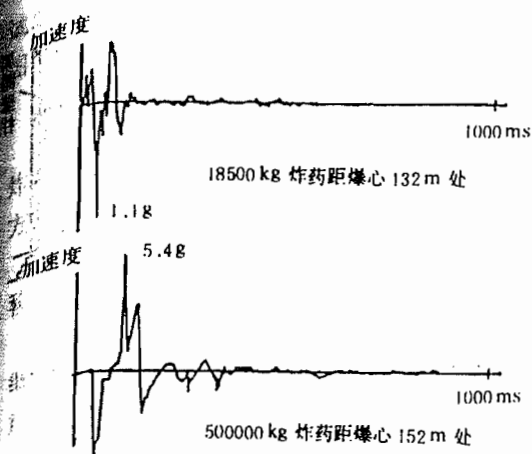


图 8-20 人工爆破地震自由场的加速度记录

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,特别是爆炸过程中所产生的电磁场干扰,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,所以动应变量测中可以用线绕电阻代替温度补偿片,这样既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,由于爆炸波作用时间很短,在试验中采用同步控制进行记录,对于输入振子示波器的信号,只能用同步控制,在起爆前 2~3s 开始触发走纸。对于磁带记录仪由于工作时间可达几个小时,可以事先使仪器一直处于开机记录状态,等待信号输入。

在爆破地震波作用下的结构试验,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得到预期效果。

[例 8-5] 内框架砖混结构模型人工地震模拟动力加载试验

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。

1. 试验房屋简介

为了对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,一为未加固的内框架砖混结构房屋(NO. 1 房屋),三层单排柱,四个开间(图 8-21(a)),另一幢为加固的内框架砖混结构(NO. 2 房屋),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 8-21(b))。

1 秒,而幅值较大部分持续时间超过 200ms。

从国内外试验资料和爆破试验数据分析来看,利用炸药爆破所产生的地震波进行建筑结构的抗震研究是可以取得满意的试验结果。

二、人工地震模拟结构动力试验的量测技术问题

人工爆破地震的结构动力试验与一般结构动力试验在测试技术上有许多相似之处,但也有它比较特殊的部分:

(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

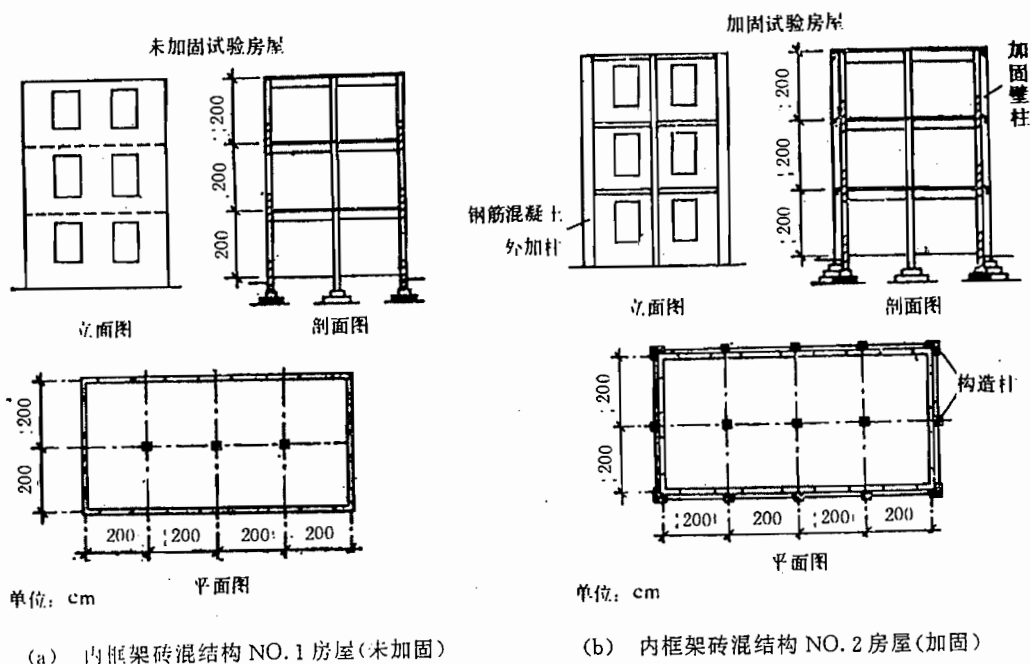


图 8-21

2. 试验方法与测试仪器布置

试验是利用爆破方法形成的人工地震波,作为对试验房屋的激振,以测量试验房屋的反应。第一次用 TNT 炸药 18500kg,震源距离房屋为 132m(图 8-22),第二次用炸药

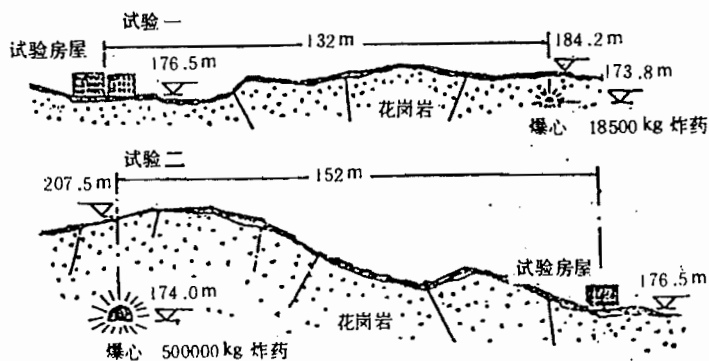


图 8-22 试验房屋离震源爆心的位置图

500000kg,距离为 152m。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。第二次试验时在第二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 处的山洞内,试验测点布置如图 8-23 所示。

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,和内框架中柱、外加固壁柱在各层楼面处的钢筋应变时程曲线。

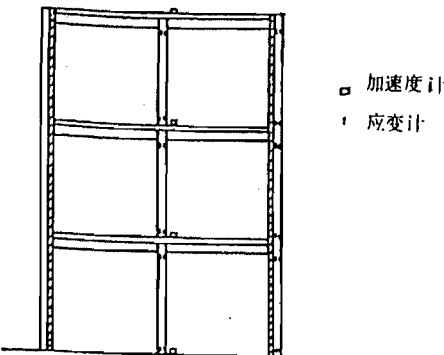


图 8-23 试验测点布置

3. 关于爆破地震的烈度

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。见图 8-22。在这两次试验前在现场进行过多次爆破试验,得到该场地地面运动速度的经验公式为:

$$v=118.6\left(\frac{Q}{l}\right)^{1/3} 1.785 \quad (8-2)$$

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。按表 8-1 可知第一次爆炸相当于地震烈度 7 度,而第二次爆炸相当于地震烈度 9 度。

4. 试验结果

(1) 结构在试验前后,曾先后用脉动法及人激振动法测得其自振周期、振型和阻尼比等结构动力特性的主要参数,见表 8-8。

表 8-8 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(因墙体的微小裂缝而产生),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 8-24(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微裂缝。第一层墙体基本完好。由图 8-24(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。

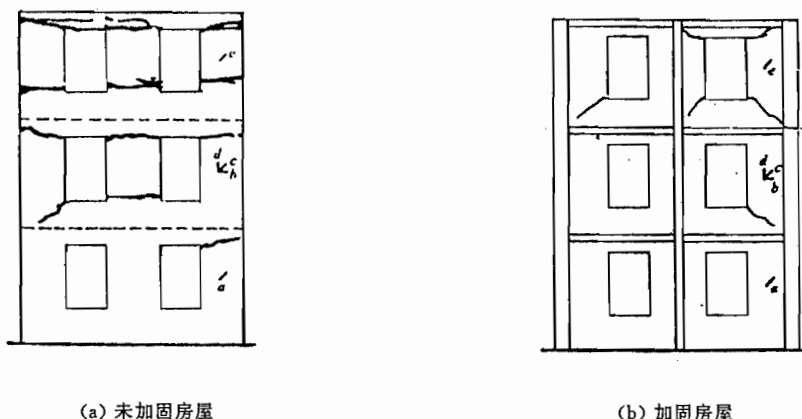


图 8-24 第一次爆破后试验房屋横墙裂缝图

(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,场地的卓越周期约为 20Hz,这和两幢房屋的第二振型频率相近。同时由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均较顶层小,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,在得到记录后,试验房屋被爆炸粉碎的巨石砸毁。

从这个试验实例中可见,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度,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。

8.4.3 天然地震结构动力试验

在频繁出现地震的地区或是在地震预报短期内可能出现较大地震的地区,有目的地建造一些试验性房屋,或在已建的房屋上安装强震仪或测震仪器,以便一旦发生地震时可以得到房屋的反应,这都属于天然地震的结构动力试验。

1. 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,当发生地震时,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,作为天然地震结构动力试验的房屋结构尚需具备必要的技术资料:

- (1) 场地土的土层钻探资料;
- (2) 试验结构的原始资料:竣工图纸,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,包括结构是否开裂,裂缝发展情况等;
- (4) 本地区的地震记录。

自从唐山地震以来,我国一些研究机构已在若干地震高烈度区有目的地建造了一些房屋,作为天然地震结构动力试验的对象。

2. 一次破坏性的地震乃是一次大规模的真型结构动力试验,最重要的是应该做好地震前的准备工作和地震后的研究工作,以便取得尽可能多的资料。

地震发生时,以仪器(强震仪)为测试手段,观测地面运动的过程和建筑物的动力反应,以获得第一性资料的工作,称为强震观测。

强震观测的任务:

(1) 取得地震时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;

(2) 取得建筑物在强地震作用下振动过程的记录,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。

天然地震结构试验的最好布置是在结构的地下室或地基上安置一台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器以测量结构的反应。

1957年3月美国旧金山地震时在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如8-25所示。

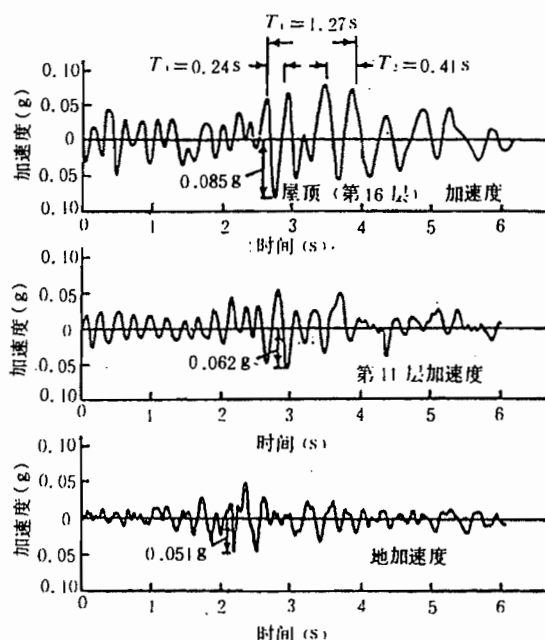


图 8-25 1957 年 3 月美国旧金山地震时在亚历山大大楼记录到的地震加速度反应时程曲线

图 8-26 为 1964 年 6 月日本新潟地震时在秋田县府大楼一座六层钢筋混凝土框架结构上测得的强震记录。

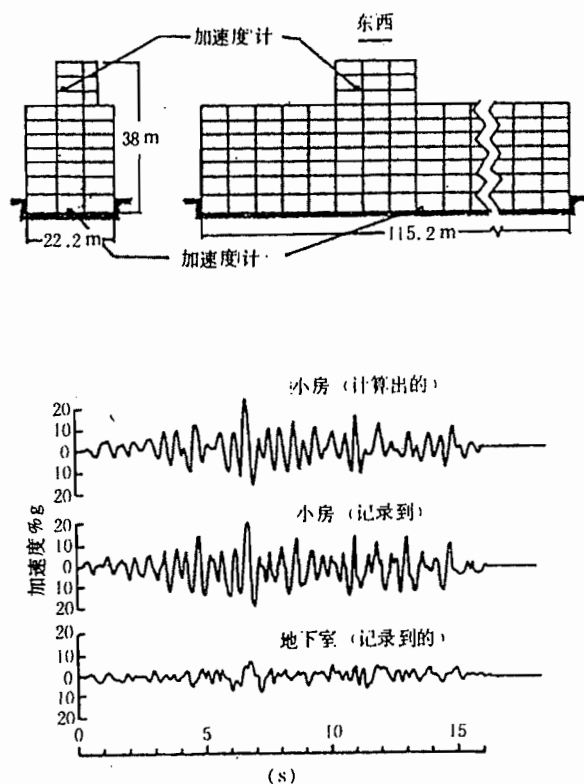


图 8-26 1964 年 6 月日本新潟地震时秋田县府大楼
东西向记录到的强震曲线

强震观测工作自 1932 年美国制成世界上第一台强震仪以来,引起地震工程界的很大重视。许多地震工程和抗震理论的重大突破都是与强震观测的成果分不开的,它对地震工程的科研工作起到了有效的推动作用。显然,现有的抗震理论的进一步发展也有待于强震观测工作取得新的成果。

美国和日本开展强震观测工作比较早,美国的强震观测网比较先进,1971 年美国圣弗尔南多地震,一下取得了 200 台仪器的记录,先后积累了许多有意义的资料。日本是强震观测工作的创始国,目前已成为世界上布设台网最密集的国家。多年来,已经取得了不少重要的强震记录。

我国在 1966 年邢台地震以来,强震观测工作有了较大的发展。目前已有我国自己生产的多通道强震加速度仪,在全国范围内已布设了百余台的强震仪。多年来,我国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。

3. 天然地震试验场是为了观测结构受地震作用的反应而建造的专门试验场地,在场地地上建造试验房屋,这样可以运用一切现代化的手段取得结构在天然地震中的各种反应。

日本东京大学生产技术研究所于千叶的试验基地建成了世界第一个“弱结构地震反应观测体系”。

整个设施由四个弱结构模型和一个观察塔组成。所谓“弱结构”模型只有梁、板、柱组成，而无围护结构，它的强度只有通常房屋的一半，只要发生中等烈度的地震，模型即可能产生相当的震害而破坏。

观察塔是一坚固的钢筋混凝土八角形塔状建筑(见图 8-27)，其直径为 5m，地上部分高 10.5m，地下部分深度为 2.5m。观察塔位于试验场的中央，四周有许多观测窗，在塔的第二和第四层设有录像和照相装置，当地面运动加速度达到一定量级时，即可触发启动测试装置，使它们进入工作状态，从而获得在观察塔周围弱结构模型的实际地震响应和破坏情况。在观察塔基础下安装了 25 个压力计，用以测量结构与土壤接触面上的应力和变形，在观察塔每一层楼板上安装了 13 个加速度计。此外，在建塔前对基础下的地基土的力学特性进行了实测，这样，在地震发生后可以研究塔和地基土在地震时的共同作用。在第三层安装了一台三向减震装置，用以研究对精密仪器的减震效果。

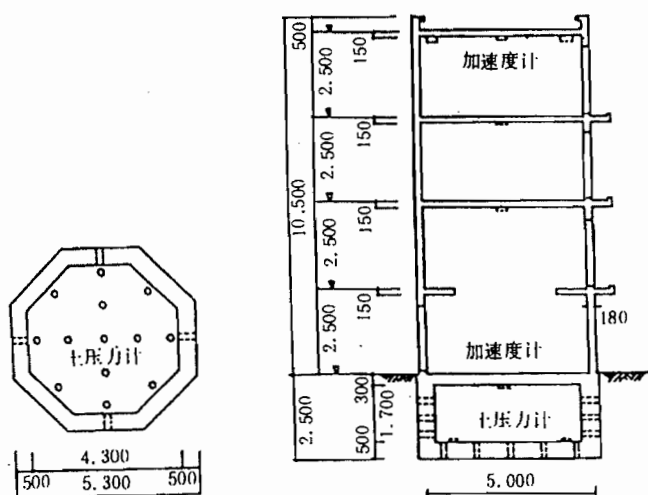
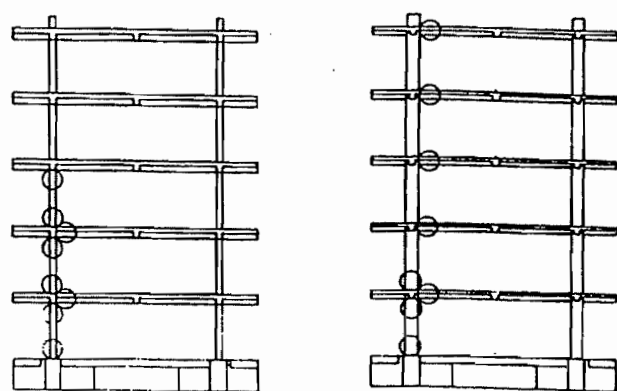


图 8-27 观察塔的结构平面及剖面图

四个弱结构模型是两个五层钢筋混凝土结构和两个三层钢结构。

钢筋混凝土框架模型为五层单跨单开间的梁板柱结构，层高仅 1m，大体为实际结构的 1/4~1/5。模型有两种：强梁弱柱和强柱弱梁(图 8-28(a),(b))。强梁弱柱型：梁的截面为 100mm×200mm，上下各配 2 ϕ 10 主筋；柱的截面为 100mm×100mm，配有 4 ϕ 6 主筋。强柱弱梁型：梁的截面为 100mm×120mm，上下各配 2 ϕ 6 主筋；柱的截面为 150mm×150mm，配有 4 ϕ 10 主筋。混凝土强度为 21N/mm²，主筋强度为 300MPa。

钢结构框架模型也分为两类：一类是无支撑的钢框架模型(图 8-29)，这类模型的混凝土楼板厚度为 200mm，柱为 H-125×125×6.5×9 的型钢，梁为 H-200×100×5.5×8；另一类是有 K 型支撑的钢框架模型(图 8-30)，它的混凝土楼板厚度为 300mm，柱为 H-100×50×5×7，梁为 H-250×75×6×6，支撑为 PL-6×10。所有钢材的强度为 410N/mm²。



(a) 强梁弱柱型

(b) 强柱弱梁型

图 8-28 钢筋混凝土框架模型

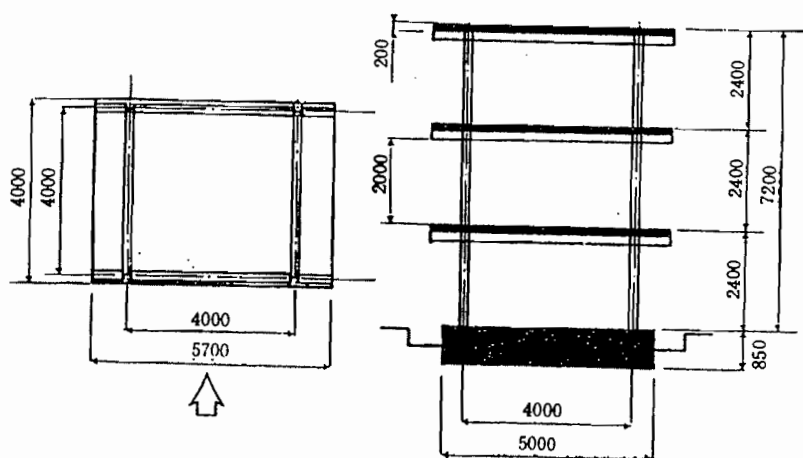


图 8-29 无支撑钢框架模型

在上述模型中各层都设置了三向加速度计和双向水平位移计,在型钢和混凝土内的主筋上都贴有应变计,用 64 通道的磁带记录仪记录。因此,整个天然地震试验场约有 500 个测点的数据在地震时输送信息给中央处理机。

由于东京经常有小震发生,平均每两周有一次。当地下 40m 深处有超 10cm/s^2 的加速度时,整套设备就开始工作。几年来,已经收到了大量的数据。到 1986 年底,最大的一次地面运动加速度峰值约为 80cm/s^2 。

东京大学千叶试验基地尚有一化工设备天然地震试验场,试验对象是罐体实物,建于 1972 年。在陆续经受地震考验中,取得了不少数据。1977 年 9 月的地震,加速度峰值

100cm/s²,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。

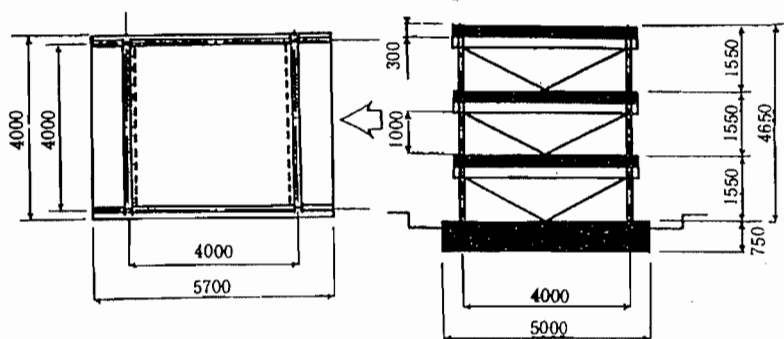


图 8-30 有支撑钢框架模型

第九章 结构试验现场检测技术

9.1 概 述

生产性结构试验大多属于结构检验性质的,它具有直接的生产目的,经常用来验证和鉴定结构的设计和施工的质量;为要求改建或加固的已建结构判断和确定现有的实际承载能力;为处理工程质量事故和受灾结构提供技术依据;为预制构件产品作质量鉴定。

目前世界各国对于建筑物使用寿命,特别是建筑物的剩余寿命极为关注。这主要是因为现存的已建结构逐渐增多,有的已到了老龄期,临近退役,需要更换。有的则已进入了危险期,引起建筑物的破坏、倒塌,事故不断发生。由于以上原因,近十几年来,建筑物使用寿命可靠性的评价和剩余寿命的预测技术有了很大的发展。这对于保证建筑物的安全使用,延长使用寿命和防止建筑物重大破坏和倒塌事故的发生,以及减少经济上和社会影响上的损失,产生了重大的效果。

已建结构的鉴定也可称为已建结构可靠性鉴定或可靠性诊断。它是指对已建结构的作用、结构抗力及相互关系进行测定、检测、试验、判断和分析研究并取得结论的全部过程。这里除了对结构检查鉴定的理论研究和对各种检查鉴定的标准和规范的编制研究并加强在工程实践中应用外,作为鉴定主要手段的结构现场检测技术的研究和发展,同样起到了重要的作用。

综上所述,不论哪一种试验的目的,生产性的结构检验由于试验对象明确,除了预制构件的质量检验在预制厂进行以外,大部分都是在结构所在现场进行试验,更由于这些结构在试验后一般均要求能继续使用,所以试验一般都要求是非破坏性的。因此,结构现场检测可采用传统的荷载试验方法,在控制试验荷载量的情况下,检测结构的刚度和承载能力。试验时必须注意结构抗力分布的随机性和荷载实际值可能产生的误差,以致引起结构的破坏。由于近代试验技术的发展,目前在结构的现场检验中更多的是采用非破损或半破损试验的检测方法。

由于结构现场检测必须以不损伤和不破坏结构本身的使用性能为前提,非破损或半破损检测方法是检测结构构件材料的力学强度、弹塑性性质、断裂性能、缺陷损伤以及耐久性等参数,其中主要的是材料强度检测和内部缺陷损伤探测两个方面。结合我国工程建设的实践和现状,混凝土结构的现场检测技术发展尤为迅速。

非破损检测混凝土强度的方法,是以硬化混凝土的某些物理量与混凝土标准强度之间的相关性为基本依据,在不破坏结构混凝土的前提下,测量混凝土的某些物理特性,如混凝土表面的回弹值、声速在混凝土内部的传播速度等,并按相关关系推出混凝土的强度作为检测结果。目前以回弹法、超声法和回弹-超声综合法在实际工程中使用得较多,其中回弹法和综合法已制订出相应的技术规程。

半破损检测混凝土强度的方法,是以在不影响结构构件承载能力的前提下,在结构构件上直接进行局部的微破损试验,或直接取样试验所得的数据,推算出混凝土强度作为检测结果。目前使用较多的是钻芯法和拔出法,其中钻芯法也已颁布了技术规程。

为了提高检测效率和检测精度,采用非破损和半破损方法进行合理的综合,也受到广泛的重视。

非破损检测混凝土内部缺陷的方法,是用以测定结构在施工过程中因浇捣、成型、养护等因素造成的蜂窝、孔洞、温度或干缩裂缝,保护层厚度不当等缺陷,以及结构在使用过程中因火灾、腐蚀、受冻等非受力因素造成的混凝土损伤。目前我国应用最为广泛的是超声脉冲法探测结构混凝土的内部缺陷,并已制订出超声法检测混凝土缺陷的技术规程。

随着非破损试验技术的发展,它还被应用于混凝土结构中检测钢筋位置和钢筋锈蚀。

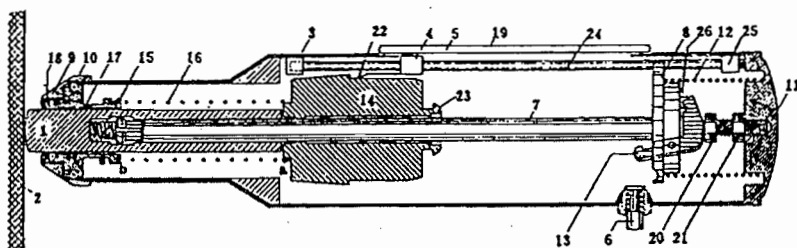
在钢结构的现场检测时,超声波检测技术也被广泛应用于检测钢材及焊缝的质量。

在砌体结构的现场检测中,较多地是采用砌体原位半破损测定砌体强度的方法。

9.2 混凝土结构现场检测技术

9.2.1 回弹法检测混凝土强度

测量混凝土的表面硬度来推算抗压强度,是混凝土结构现场检测中常用的一种非破损试验方法。1948年瑞士斯密特(E. Schmidt)发明了回弹仪(图9-1)。用回弹仪弹击混凝土表面时,由仪器重锤回弹能量的变化,反映混凝土的弹性和塑性性质,称为回弹法。



1. 冲杆; 2. 试验构件表面; 3. 套筒; 4. 指针; 5. 刻度尺; 6. 按钮; 7. 导杆; 8. 导向板;
9. 螺丝盖帽; 10. 卡环; 11. 盖; 12. 压力弹簧; 13. 钩子; 14. 锤; 15. 弹簧;
16. 拉力弹簧; 17. 轴套; 18. 毡圈; 19. 护尺透明片; 20. 调整螺丝;
21. 固紧螺丝; 22. 弹簧片; 23. 铜套; 24. 指针导杆; 25. 固定块; 26. 弹簧

图 9-1 回弹仪构造图

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。

按图 9-2 回弹值 R 可用下式表示

$$R = \frac{x}{l} \times 100\%$$

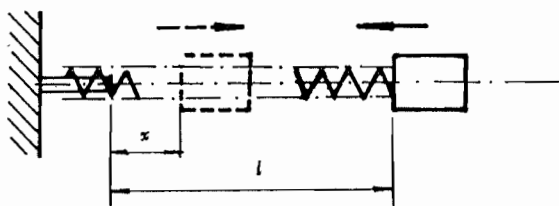


图 9-2 回弹原理示意图

式中 l ——弹击弹簧的初始拉伸长度；

x ——重锤反弹位置或重锤回弹时弹簧拉伸长度。

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 f_{cu}^c 与回弹值 R 之间的一元回归公式,或建立混凝土强度 f_{cu}^c 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。目前常用的有以下几种:

直线方程
$$f_{cu}^c = A + BR_m$$

幂函数方程
$$f_{cu}^c = AR_m^m$$

抛物线方程
$$f_{cu}^c = A + BR_m + CR_m^2$$

二元方程
$$f_{cu}^c = AR_m^B \cdot 10^{C d_m}$$

式中 f_{cu}^c ——某测区混凝土的强度换算值；

R_m ——该区平均回弹值；

d_m ——该区平均碳化深度；

A, B, C ——常数项,按原材料条件等因素不同而变化。

回弹仪的构造及主要零件名称见图 9-1。按我国已经颁布的《回弹法检测混凝土抗压强度技术规程》JGJ/T23-92 规定,用于普通结构混凝土强度测试的回弹仪质量应符合《规程》所定的要求。近年来国外新型的回弹仪不断出现,尤以日本和瑞士发展较快,除了在基本构造上仍以锤击回弹为主外,主要是回弹值示值的自动记录、数字显示,并能按程序进行数据修正和处理。

回弹法测定混凝土强度对于每一试件的测区数目应不少于 10 个。每一测区的大小宜为 400cm^2 ,以能容纳 16 个回弹测点为宜。两个相邻测区的间距不宜大于 2m,而测区宜选在混凝土浇筑的侧面。测点宜在测区内均匀分布,同一测点只允许弹击一次,测点不应在气孔或外露石子上,相邻两测点的净距一般不小于 20mm。测点距离结构或构件边缘或外露钢筋,预埋件的距离一般不小于 30mm。

回弹值测完后,要在每个测区上选择一处量测混凝土的碳化深度。这里在测区表面用合适的工具形成直径为 15mm 的孔洞,其深度略大于混凝土的碳化深度,除去孔中的碎屑和粉末,但不能用液体冲洗,并立即用浓度为 1% 酚酞酒精溶液洒在孔洞内壁的边缘处,再用钢尺测量自混凝土表面到深部不变色部分的深度,即是混凝土的碳化深度。一般在有代表性的交界处量测垂直距离 1~2 次,每次测读精度至 0.5mm。

当回弹仪按水平方向测得试件混凝土浇筑侧面的 16 个回弹值后,分别剔除 3 个最大值

和 3 个最小值,按余下的 10 个回弹值取平均值

$$R_m = \sum_{i=1}^{10} R_i / 10$$

式中 R_m ——测区平均回弹值,计算至 0.1;

R_i ——第 i 个测点的回弹值。

当回弹仪非水平方向测试混凝土浇筑侧面和当回弹仪水平方向测试混凝土浇筑表面或底面时,应将测得回弹平均值按不同测试角度 α 和不同浇筑面的影响作分别修正。

再按每次测试的碳化深度值求得平均碳化深度

$$d_m = \sum_{i=1}^n d_i / n$$

式中 d_m ——测区的平均碳化深度值(mm),计算到 0.5mm;

d_i ——第 i 次测量的碳化深度值(mm);

n ——测量次数。

当 $d_m \leq 0.4\text{mm}$ 时,按无碳化,即平均碳化深度 $d_m = 0$ 进行处理。如 $d_m \geq 6\text{mm}$ 时,则按 $d_m = 6\text{mm}$ 计算。

最后由实测的 R_m 和 d_m 值,按《规程》测区混凝土强度值换算表求得测区混凝土强度的换算值 f_{cu}^c ,并由此评定检测结构构件的混凝土强度。

9.2.2 超声脉冲法检测混凝土强度

结构混凝土的抗压强度 f_{cu} 与超声波在混凝土中的传播参数(声速、衰减等)之间的相关关系是超声脉冲检测混凝土强度方法的基础。

混凝土是各向异性的多相复合材料,在受力状态下,呈现出不断演变的弹性—粘性—塑性性质。由于混凝土内部存在着广泛分布的砂浆与骨料的界面和各种缺陷(微裂、蜂窝、孔洞等)形成的界面,使超声波在混凝土中的传播要比在均匀介质中复杂得多,使声波产生反射、折射和散射现象,并出现较大的衰减。在普通混凝土检测中,通常采用 20~500kHz 的超声频率。

超声波脉冲实质上是超声检测仪的高频电振荡激励仪器换能器中的压电晶体,由压电效应产生的机械振动发出的声波在介质中的传播(图 9-3)。混凝土强度愈高,相应超声声速也愈大,经试验归纳,这种相关性可以用反映统计相关规律的非线性的数学模型来拟合,即通过试验建立混凝土强度与声速的关系曲线($f-v$ 曲线)或经验公式。目前常用的相关关系表达式有:

指数函数方程 $f_{cu}^c = Ae^{Bv}$

幂函数方程 $f_{cu}^c = Av^B$

抛物线方程 $f_{cu}^c = A + Bv + Cv^2$

式中 f_{cu}^c ——混凝土强度换算值;

v ——超声波在混凝土中传播速度;

A, B, C ——常数项。

在现场进行结构混凝土强度检测时,应选择试件浇筑混凝土的模板侧面为测试面,一般以 200mm×200mm 的面积为一测区。每一试件上相邻测区间距不大于 2m。测试面应清洁平整、干燥无缺陷和饰面层。每个测区内应在相对测试面上对应布置三个测点,相对面上对应的辐射和接收换能器应在同一轴线上。测试时必须保持换能器与被测混凝土表面有良好

的耦合,并利用黄油或凡士林等耦合剂,以减少声能的反射损失。

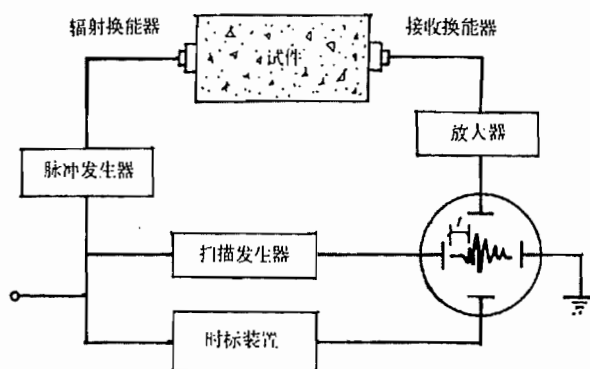


图 9-3 混凝土超声波检测系统

测区声波传播速度

$$v = l/t_m$$

$$t_m = \frac{t_1 + t_2 + t_3}{3}$$

式中 v ——测区声速值, km/s;

l ——超声测距, mm;

t_m ——测区平均声时值, μ s;

t_1, t_2, t_3 ——分别为测区中 3 个测点的声时值。

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

$$v_u = \beta v$$

式中 v_u ——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, $\beta = 1$ 。

由试验量测的声速,按 f_{cu}^c-v 曲线求得混凝土的强度换算值。

混凝土的强度和超声波传播声速间的定量关系受到混凝土的原材料性质及配合比的影响,其中有骨料的品种,粒径的大小,水泥的品种,用水量和水灰比,混凝土的龄期,测试时试件的温度和含水率的影响等,鉴于混凝土强度与声速传播速度的相应关系随各种技术条件的不同而变化,所以,对于各种类型的混凝土不可能有统一的 f_{cu}^c-v 曲线,只有在考虑各种因素和条件建立的专门曲线,在使用时才能得到比较满意的精度。

9.2.3 超声回弹综合法检测混凝土强度

超声回弹综合法是建立在超声传播速度和回弹值与混凝土抗压强度之间相互关系的基础上的,以声速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。

超声和回弹都是以混凝土材料的应力应变行为与强度的关系为依据。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,由于声波穿透被检测的材料,因此也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也反

映了混凝土的塑性性质,但它只能确切反映混凝土表层约 3cm 左右厚度的状态。当采用超声和回弹综合法时,它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。这样通过不同物理参量的测定,可以由表及里的,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。如对回弹值影响最为显著的碳化深度在回弹法检测时是一项重要的参数,但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,由于它的龄期较长而其含水量相应降低,以致声速稍有下降,因此在综合关系中可以抵消回弹值上升所造成的影响。所以,用综合法的 $f_{cu}^c-v-R_m$ 关系推算混凝土强度时,不须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单一方法,减少了量测误差。

采用超声回弹综合法检测混凝土强度时,应严格遵照《超声回弹综合法检测混凝土强度技术规程》的要求进行。回弹值的量测及计算均与本章 9.2.1 节所述规定相同,但不须测量混凝土的碳化深度。超声法的量测及计算可见本章 9.2.2 节的规定,但是超声的测点应布置在同一个测区回弹值的测试面上,测量声速的探头安装位置不宜与回弹仪的弹击点相重叠。测点布置如图 9-4 所示,结构或构件的每一测区内,宜先进行回弹测试,后进行超声测试,同时要注意,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混凝土强度的综合参数,不同测区的测量值不得混用。

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 $f_{cu}^c-v-R_m$ 关系曲线推定的,因此必须建立可靠的 $f_{cu}^c-v-R_m$ 关系曲线。目前常用的曲线形式有:

$$\text{平面型方程 } f_{cu}^c = A + Bv + CR_m$$

$$\text{曲面型方程 } f_{cu}^c = Av^B R_m^C$$

其中曲面型方程比较符合 f_{cu}^c, v, R_m 之间的相关性,误差较小。专用的 $f_{cu}^c-v-R_m$ 曲线,由于针对性强,与实际情况比较吻合。如果选用地区曲线或通用曲线时,必须进行验证和修正,随后按《超声回弹综合法检测混凝土强度技术规程》规定评定结构或构件的混凝土强度。

9.2.4 钻芯法检测混凝土强度

钻芯法试验是使用专用的取芯钻机(图 9-5),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由抗压强度推定混凝土的立方抗压强度。它不需要建立混凝土的某种物理量与强度之间的换算关系,被认为是一种较为直观可靠的检测混凝土强度的方法。由于需要从结构构件上取样,对原结构有局部损伤,所以是一种能反映被试结构混凝土实际状态的现场检测的半破损试验方法。

钻取芯样的钻孔取芯机是带有人造金刚石的薄壁空芯圆筒形钻头的专用机具,由电动机驱动,从被测试件上直接截取与空芯筒形钻头内径相同的圆柱形混凝土芯样。由于钻头内径要求不宜小于混凝土骨料最大粒径的三倍,并在任何情况下不得小于两倍,所以我国《钻

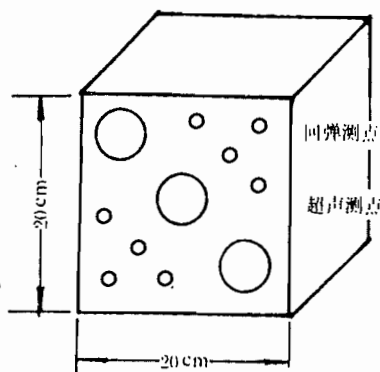
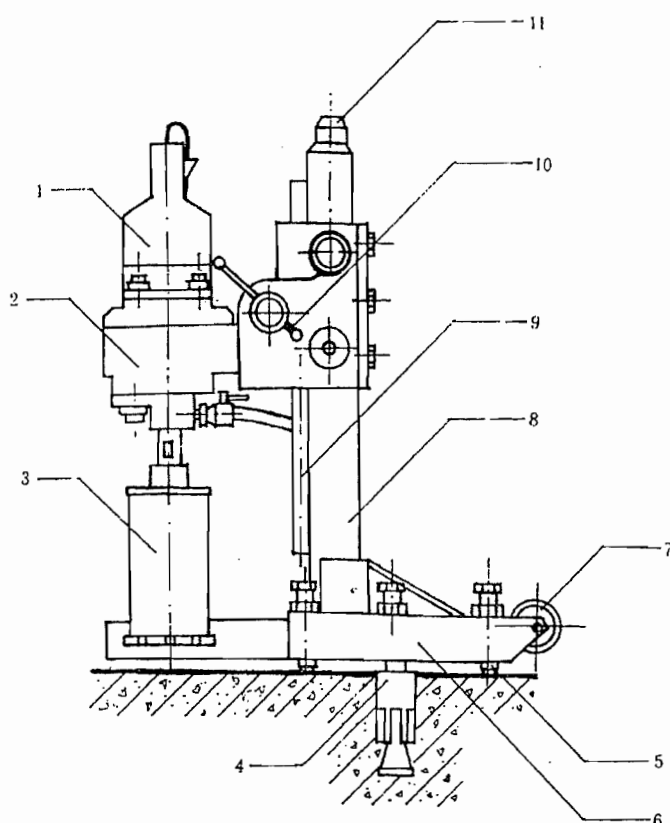


图 9-4 超声回弹综合法测点布置图

芯法检测混凝土强度技术规程》规定,以 $\phi 100\text{mm}$ 及 $\phi 150\text{mm}$, 高径比为 1~2 的芯样作为标准芯样试件。对于 $\frac{h}{d} > 1$ 的芯样,要考虑尺寸修正系数 α 对强度的修正。为防止芯样端面不平整导致应力集中和实测强度偏低,所以芯样端面必须进行加工,通常用磨平法和端面用硫磺胶泥或水泥净浆补平。



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;12. 支撑架;13. 紧固螺钉

图 9-5 混凝土钻孔取芯机示意图

钻芯法检测不宜用于混凝土强度等级低于 C10 的结构。钻取芯样应在结构或构件受力较小的部位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。为此,在钻取芯样时,应事先探明钢筋的位置,使芯样中不应含有钢筋,特别是不允许有与芯样轴线平行的纵向钢筋,影响芯样强度。如不能满足时,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。

对于单个构件检测时,钻芯数量不应少于 3 个。对于较小的构件,可取 2 个。当对结构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的混凝土质量,不能据此对整个构件及结构强度作出总体评价。

当采用其他非破损方法与钻芯综合检测时,钻芯位置应与该方法的测点布置在同一测

区。

钻取的芯样试件宜在与被检测结构或构件的混凝土干湿度基本一致的条件下进行抗压试验。

芯样试件的混凝土强度换算值按下式计算：

$$f_{cu}^c = \alpha \frac{4F}{\pi d^2}$$

式中 f_{cu}^c ——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强度的换算系数,按表 9-1 选用。

表 9-1 芯样试件混凝土强度换算系数

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	1.20	1.22	1.24

对于 $h/d=1$ 的 $\phi 100\text{mm}$ 或 $\phi 150\text{mm}$ 芯样试件的抗压强度测试值,可直接作为混凝土的强度换算值。

单个构件或单个构件的局部区域可取芯样试件混凝土强度换算值中的最小值作为其代表值。

钻孔取芯后结构上留下的孔洞必须进行修补,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。

9.2.5 拔出法检测混凝土强度

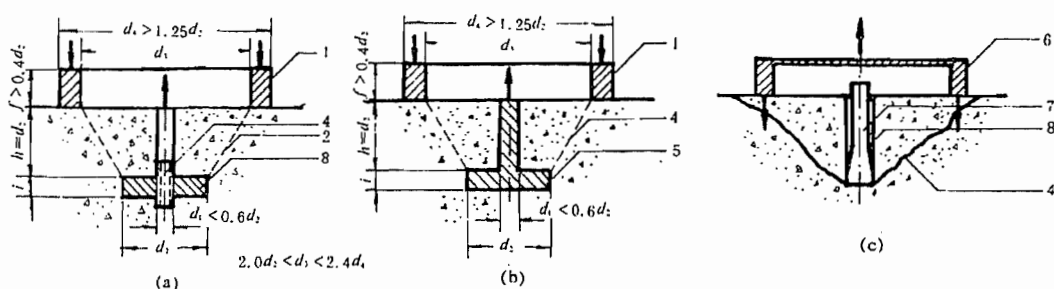
拔出法试验是用一金属锚固件预埋入未硬化的混凝土浇筑构件内,或在已硬化的混凝土构件上钻孔埋入一膨胀螺栓,然后测试锚固件或膨胀螺栓被拔出时的拉力,由被拔出的锥台形混凝土块的投影面积,确定混凝土的拔出强度,并由此推算混凝土的立方抗压强度,也是一种半破损试验的检测方法。

在浇筑混凝土时预埋锚固件的方法,称为预埋法,或称 LOK 试验。在混凝土硬化后再钻孔埋入膨胀螺栓作为锚固件的方法,称为后装法,或称 CAPO 试验,预埋法常用于确定混凝土的终止养护、拆模时间及施加后张法预应力的时间,按事先计划要求布置测点。后装法则较多用于已建结构混凝土强度的现场检测,检测混凝土的质量和判断硬化混凝土的现有实际强度。

拔出法试验用的锚固件或膨胀螺栓如图 9-6 所示。其中预埋的锚固件拉杆可以拆卸式的,也可以是整体式的。

拔出法试验的加荷装置是一专用的手动油压拉拔仪,见图 9-7。整个加荷装置是支承在承力环或三点支承的承力架上,油缸进油时对拔出杆均匀施加拉力,加荷速度控制在 $0.5 \sim$

1kN/s,在油压表或荷载传感器上指示拔力。

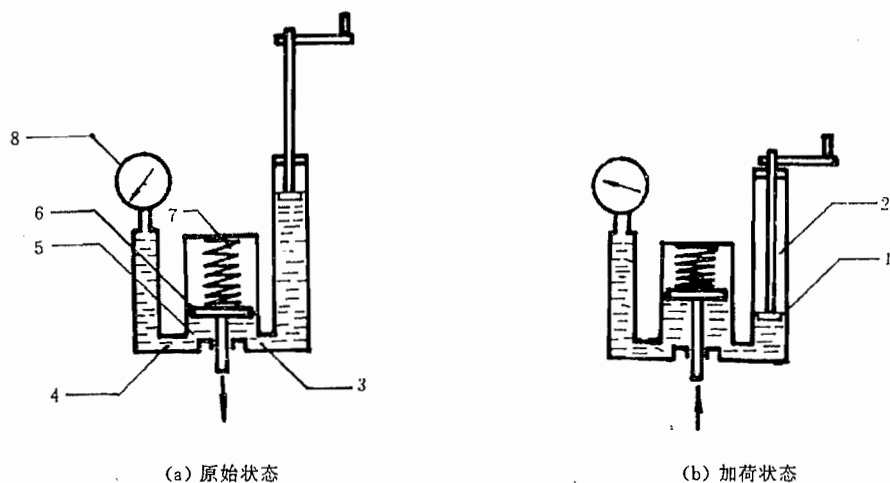


(a) 拉杆可拆卸的预埋锚固件 (b) 整体式的预埋锚固件 (c) 后装锚固件

1. 承力环; 2. 可卸式拉杆; 3. 锚头; 4. 断裂线;

5. 整体锚固件; 6. 承力架; 7. 后装式锚固件; 8. 后装钻孔

图 9-6 拔出法试验锚固件形式



(a) 原始状态

(b) 加荷状态

1. 活塞; 2. 泵; 3. 油管; 4. 工作油缸; 5. 工作活塞; 6. 复位弹簧; 7. 压力表

图 9-7 拔出法试验的加荷装置

单个构件检测时,至少进行三点拔出试验。当最大拔出力或最小拔出力与中间值之差大于 5% 时,在拔出力测试值的最低点处附近再加测两点。当最大拔出力及最小拔出力与中间值之差均小于 5% 时,不进行补测。对同批构件按批抽样检测时,构件抽样数应不少于同批构件的 30%,且不少于 10 件,每个构件不应少于三个测点。

在结构或构件上的测点,宜布置在混凝土浇筑方向的侧面,应分布在外荷载或预应力钢筋压力引起应力最小的部位。测点分布均匀并应避开钢筋和预埋件。测点间距应大于 $10h$,测点距离试件端部应大于 $4h$ (h 为锚固件的锚固深度)见图 9-6。

采用拔出法作为混凝土强度的推定依据时,必须按已经建立的拔出力与立方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。

目前国内拔出法的测强曲线一般都采用一元回归直线方程

$$f_{Cu}^C = aF + b$$

式中 f_{Cu}^C ——测点混凝土强度换算值(MPa),精确至 0.1MPa;

F ——测点拔出力(kN);精确至 0.1kN;

a, b ——回归系数。

9.2.6 超声法检测混凝土缺陷

混凝土结构在施工过程中,由于技术管理不善和施工疏忽,因浇筑不密实造成混凝土内部存在疏松、蜂窝以致孔洞。在结构作用过程中,由于环境温湿度影响和受力作用产生开裂,以及由于化学侵蚀、冻害和火灾等引起损伤,不同程度地影响了材料的力学性能和结构的整体工作,危及结构正常使用、承载能力和耐久性。在工程施工验收、事故处理和已建建筑可靠性鉴定工作中,为对结构进行补强和维修,必须进行混凝土缺陷和损伤的检测。

超声波检测混凝土缺陷目前应用最为广泛。主要是采用低频超声仪,测量超声脉冲中纵波在结构混凝土中的传播速度、首波幅度和接收信号频率等声学参数。当结构混凝土中存在缺陷或损伤时,超声脉冲通过缺陷时产生绕射,传播的声速要比相同材质无缺陷混凝土的传播声速要小,声时偏长。更由于在缺陷界面上产生反射,因而能量显著衰减,波幅和频率明显降低,接收信号的波形平缓甚至发生畸变。综合声速、波幅和频率等参数的相对变化,对同条件下的混凝土进行比较,判断和评定混凝土的缺陷和损伤情况。

一、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,可用平测法或斜测法进行检测。

对于结构的裂缝部位只有一个可测表面时,可采用平测法检测。即将仪器的发射换能器和接收换能器对称布置在裂缝两侧(图 9-8),其距离为 L ,超声波传播所需时间为 t° 。再将换能器以相同距离 L 平置在完好的混凝土的表面,测得传播时间为 t 。这里裂缝的深度 d_c 可按下式进行计算:

$$d_c = \frac{L}{2} \sqrt{\left(\frac{t^\circ}{t}\right)^2 - 1}$$

式中 d_c ——裂缝深度(mm);

t, t° ——分别代表测距为 L 时不跨缝、跨缝平测的声时值(μs);

L ——平测时的超声传播距离(mm)。

实际检测时,可进行不同测距的多次测量,取得 d_c 的平均值作为该裂缝的深度值。

当结构的裂缝部位有两个相互平行的测试表面时,可采用斜测法检测。可如图 9-9 将两个换能器分别置于对应测点 1, 2, 3, ... 的位置,读取相应声时值 t_i 、波幅值 A_i 和频率值 f_i 。

当两换能器连线通过裂缝时,则接收信号的波幅和频率明显降低。对比各测点信号,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。

按上述方法检测时,在裂缝中不允许有积水或泥浆。另外,当结构或构件中有主钢筋穿过裂缝且与两换能器连线大致平时,测点布置时应使两换能器连线与钢筋轴线至少相距 1.5 倍的裂缝预计深度,以减少测量误差。

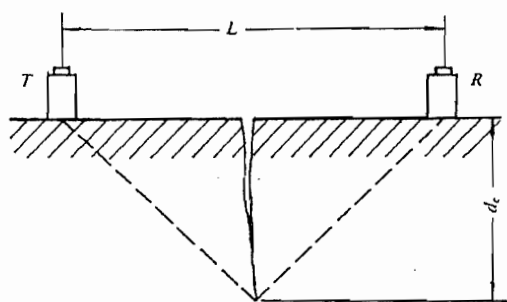


图 9-8 平测法检测裂缝深度

2. 深裂缝检测

对于在大体积混凝土中预计深度在 500mm 以上深裂缝,采用平测法和斜测法有困难时,可采用钻孔探测。见图 9-10。

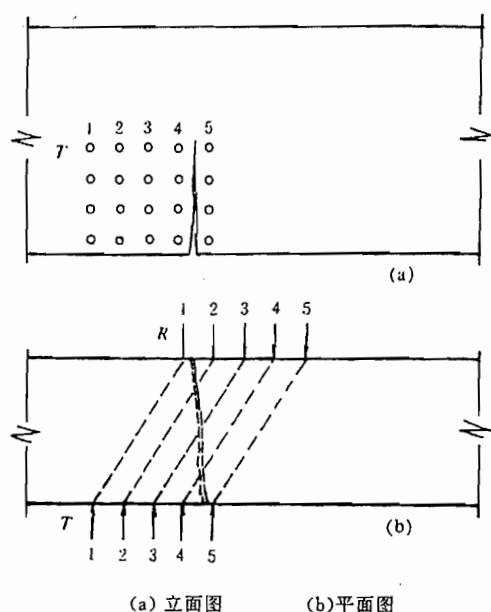


图 9-9 斜测法检测裂缝

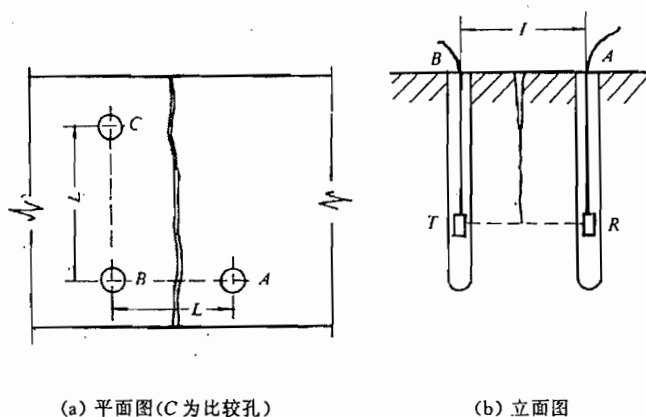


图 9-10 钻孔检测裂缝深度

在裂缝两侧钻两孔,孔距宜为 2000mm。测试前向测孔中灌注清水,作为耦合介质,将发射和接收换能器分别置入裂缝两侧的对应孔中,以相同高程等距自上至下同步移动,在不同的深度上进行对测,逐点读取声时和波幅数据。绘制换能器的深度和对应波幅值的 d - A 坐标图,如图 9-11 所示。波幅值随换能器下降的深度逐渐增大,当波幅达到最大并基本稳定的对应深度,便是裂缝深度 d_c 。

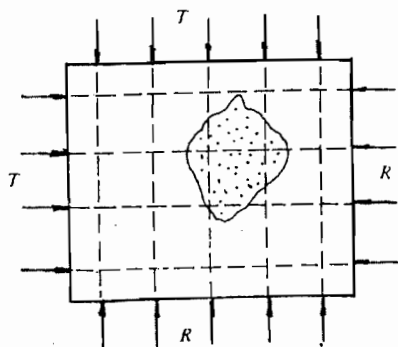
测试时,可在混凝土裂缝测孔的一侧另钻一个深度较浅的比较孔(图 9-10a),测试同样测距下无缝混凝土的声学参数,与裂缝部位的混凝土对比,进行判别。

钻孔探测鉴别混凝土质量的方法还被用于混凝土钻孔灌注桩的质量检测。采用换能器沿预埋的桩内管道作对穿式检测桩内混凝土灌注时产生的缺陷,由于超声传播介质的不连续使声学参数(声时、波幅)产生突变,藉以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。

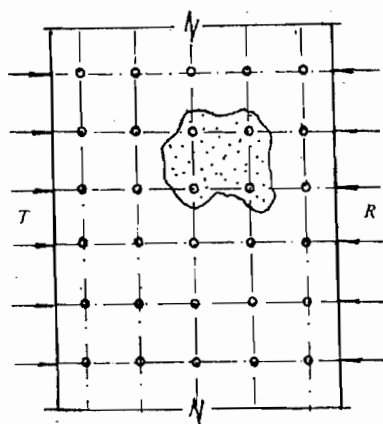
二、混凝土内部空洞缺陷的检测

超声检测混凝土内部的不密实区域或空洞是根据各测点的声时(或声速)、波幅或频率值的相对变化,确定异常测点的座标位置,从而判定缺陷的范围。

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,确定测点的位置(图 9-12)。对于只有一对相互平行的测试面时可采用斜测法。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(图 9-13)。



(a) 平面图



(b) 立面图

图 9-12 混凝土缺陷检测对测法测点布置

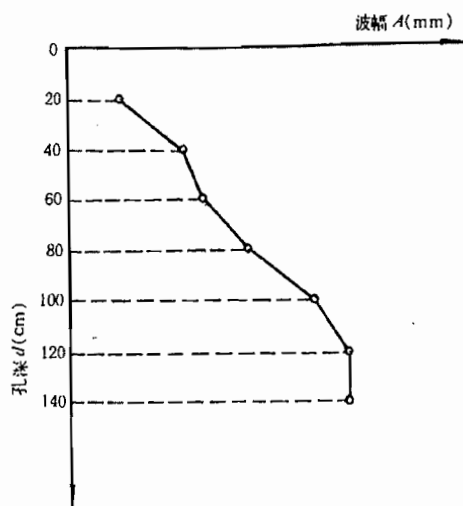


图 9-11 裂缝深度和波幅值的 $d-A$ 坐标图

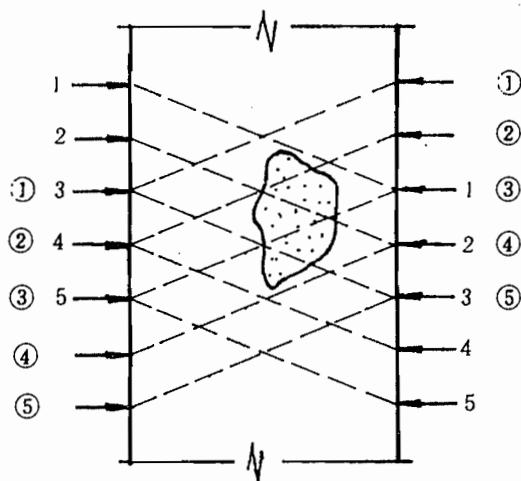


图 9-13 混凝土缺陷检测斜测法测点布置

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,直径为45~50mm,其深度视测试需要决定。换能器测点布置如图 9-14 所示。

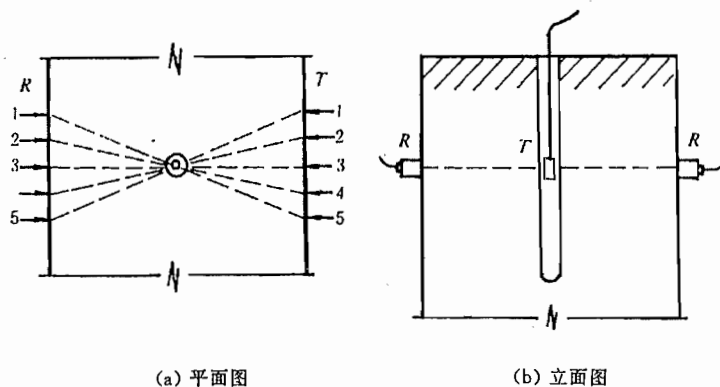


图 9-14 混凝土缺陷检测钻孔法测点布置

测试时,记录每一测点的声时、波幅、频率和测距。当某些测点声时延长,声能被吸收和散射,波幅降低,高频部分明显衰减的异常情况时,通过对比同条件混凝土的声学参量,确定混凝土内部存在不密实区域和空洞的范围。

当被测部位混凝土只有一对可供测试的表面时,混凝土内部空洞尺寸可按下式方法估算。见图 9-15。

$$r = \frac{l}{2} \sqrt{\left(\frac{t_h}{m_{t_0}}\right)^2 - 1}$$

式中 r ——空洞半径(mm);

l ——检测距离(mm);

t_h ——缺陷处的最大声时值(μs);
 m_{ta} ——无缺陷区域的平均声时值(μs)。

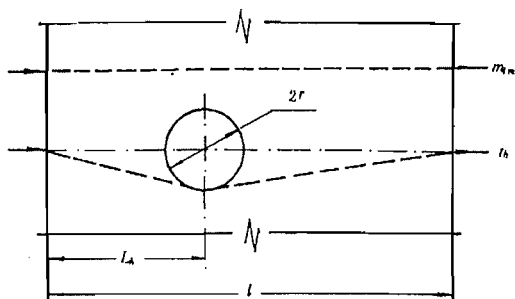


图 9-15 混凝土内部空洞尺寸估算

三、混凝土表层损伤的检测

混凝土结构受火灾、冻害和化学侵蚀等引起混凝土表面损伤,其损伤的厚度也可以采用表面平测法进行检测。检测时,换能器测点如图 9-16 布置。将发射换能器在测试表面 A 点耦合后保持不动,接收换能器依次耦合安置在 B_1, B_2, B_3, \dots 每次移动距离不宜大于 100mm,并测读相应的声时值 t_1, t_2, t_3, \dots 及两换能器之间的距离 l_1, l_2, l_3, \dots 每一测区内不得少于 5 个测点。按各点声时值及测距绘制损伤层检测“时-距”坐标图,如图 9-17 所示。由于混凝土损伤后使声速传播速度变化,因此在时-距坐标图上出现转折点,并由此可分别求得声波在损伤混凝土与密实混凝土中的传播速度。

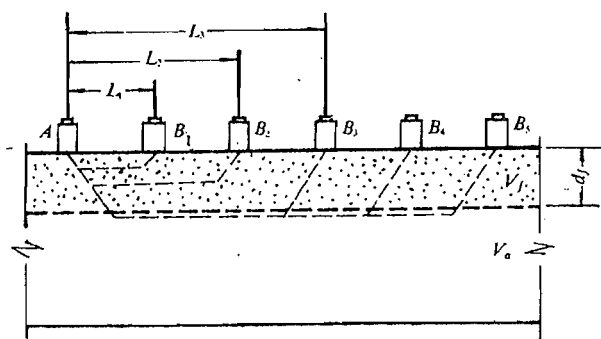


图 9-16 平测法检测混凝土表层损伤厚度
 损伤表层混凝土的声速

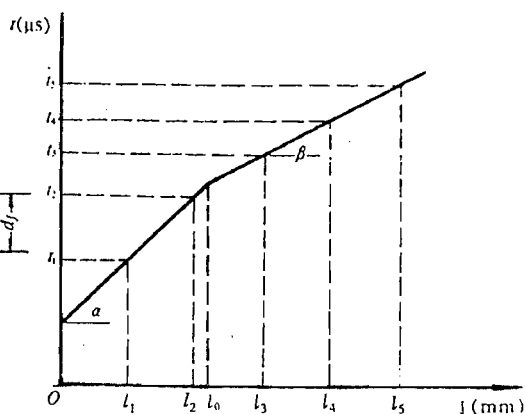


图 9-17 混凝土表层损伤检测“时-距”坐标图

$$v_f = \text{ctg} \alpha = \frac{l_2 - l_1}{t_2 - t_1}$$

未损伤混凝土的声速

$$v_a = \text{ctg} \beta = \frac{l_5 - l_3}{t_5 - t_3}$$

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

$$d_f = \frac{l_0}{2} \sqrt{\frac{v_a - v_f}{v_a + v_f}}$$

式中 d_f ——表层损伤厚度(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)。

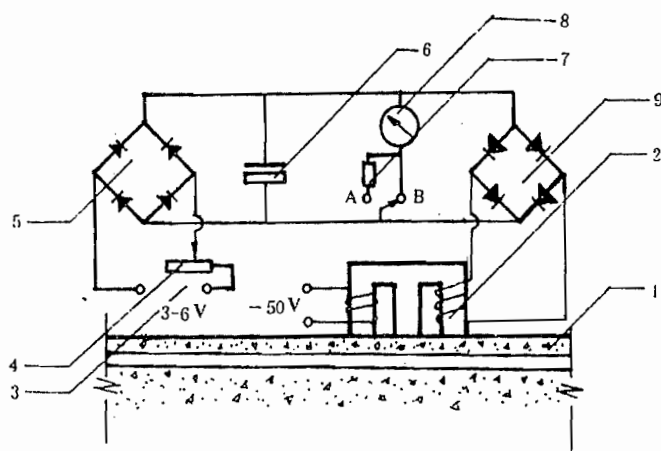
按照超声法检测混凝土缺陷的原理,尚可应用于检测混凝土二次浇筑所形成的施工缝和加固修补结合面的质量以及混凝土各部位的相对均匀性的检测。检测时应遵照《超声法检测混凝土缺陷技术规程》的有关规定进行。

9.2.7 混凝土结构钢筋位置和钢筋锈蚀的检测

一、钢筋位置的检测

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,为在取芯部位避开钢筋,也须作钢筋位置的检测。

钢筋位置测试仪是利用电磁感应原理进行检测。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。混凝土中原来是均匀磁场,当配置钢筋后,就会使磁力线集中于沿钢筋的方向。检测时,当钢筋测试仪(图 9-18)的探头接触结构混凝土表面时,探头中的线圈通过交流电时,在线圈周围产生交流磁场。该磁场中由于有钢筋存在,线圈电压和感应电



1. 试件; 2. 探头; 3. 平衡电源; 4. 可变电阻; 5. 平衡整流器;

6. 电介电容; 7. 分档电阻; 8. 电流表; 9. 整流器

图 9-18 钢筋位置测试仪原理图

流强度发生变化,同时由于钢筋的影响,产生的感应电流的相位与原来交流电的相位产生偏移(图 9-19)。该变化值是钢筋与探头的距离和钢筋直径的函数。钢筋愈近探头,钢筋直径愈大时,感应强度愈大,相位差也愈大。

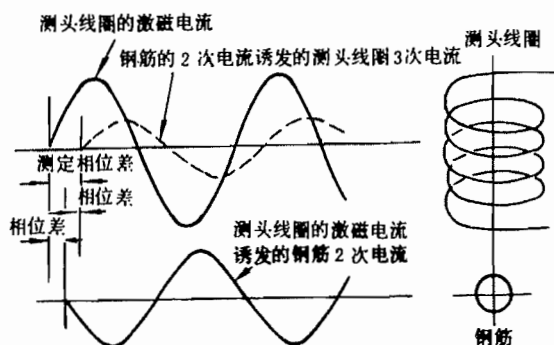


图 9-19 钢筋影响感应电流的相位差

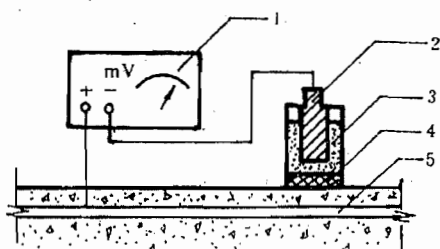
电磁感应法检测,比较适用于配筋稀疏与混凝土表面距离较近(即保护层不太大)的钢筋的检测,同时钢筋又布置在同一平面或不同平面内距离较大时,才可取得比较满意的结果。

二、钢筋锈蚀的检测

已建结构钢筋的锈蚀是导致混凝土保护层胀裂、剥落,钢筋有效截面削弱等结构破坏现象,直接影响结构承载能力和使用寿命。当对于已建结构进行结构鉴定和可靠度诊断时,必须对钢筋锈蚀进行检测。

混凝土是碱性材料,在混凝土中的钢筋四周形成一层钝化膜(保护性氧化膜),在正常状态下对钢筋提供了良好的保护条件,使之免受腐蚀。当由于混凝土质量差,工作环境恶劣等原因,使结构产生各种裂缝,以致使氧气、水分或有害物侵入,发生电化学反应现象,造成钢筋的锈蚀。另外,混凝土受碳化影响,PH 值降低,破坏了混凝土对钢筋钝化状态而使之发生锈蚀。

混凝土中钢筋的锈蚀是一个电化学的过程。钢筋因锈蚀而在表面有腐蚀电流存在,使电位发生变化。检测时采用有铜-硫酸铜作为参考电极的半电池探头的钢筋锈蚀测量仪(图 9-20),用半电池电位法测量钢筋表面与探头之间的电位差,利用钢筋锈蚀程度与测量电位间建立的一定关系,由电位高低变化的规律,可用以判断钢筋锈蚀的可能性及其锈蚀程度。表 9-2 为钢筋锈蚀状况的判别标准。



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;

图 9-20 钢筋锈蚀测试仪原理图

表 9-2

钢筋锈蚀状况的差别标准

电位水平 (mV)	钢 筋 状 态
0~-100	未锈蚀
-100~-200	发生锈蚀的概率<10%,可能有锈斑
-200~-300	锈蚀不确定,可能有坑蚀
-300~-400	发生锈蚀的概率>90%,全面锈蚀
-400 以上(绝对值)	肯定锈蚀,严重锈蚀

如果某处相邻两测点值差大于 150mV,则电位更负的测值处判为锈蚀

9.3 砖砌结构的现场检测技术

砖砌结构的砌体强度是由组成砌体的砖块和砂浆的材料强度或施工制作时的砌体试块强度来决定。这对于已建结构的性能鉴定会带来一定的困难,我们传统的方法是直接从砌体结构上截取的试样进行抗压强度试验,但由于砖砌结构的特点,使直接取样存在着较大的困难,主要是取样时的扰动会对试样产生较大的损伤,影响试验的结果。因此与混凝土结构一样,砖砌结构的现场原位非破损或半破损试验方法也日益受到人们的重视,研究工作广泛开展,并开始在实际工程中应用。

9.3.1 砖砌体强度的间接测定法

砖砌体强度直接与砂浆和砖块的强度有关。按照《砌体结构设计规范》规定,由砂浆强度等级和砖块强度等级可确定砖砌体的抗压强度,由砂浆强度等级可确定砌体沿灰缝截面破坏时的抗拉、弯曲和抗剪强度,由砖块强度等级可确定砌体沿块体截面破坏时的轴心抗拉和弯曲强度。间接测定法就是使用专门的仪器和专门的测试方法量测砂浆或砖块的某一项强度指标,或是与材料强度有关的某一物理参数,并由此间接判定砌体强度。

一、冲击法

冲击法是依据物体被破碎时所消耗的功与破碎过程中新生成的表面积成正比的基本原理,将从砌体上取得的砂浆或砖块制成试样,由专用的落锤设备进行粉碎,并用筛分法测出砂浆或砖块粉碎后表面积增量,由事先建立的单位功表面积增量和抗压强度之间关系的经验公式,求得砂浆或砖块试样的强度。

单位功表面积增量与砂浆或砖块抗压强度之间的关系为

$$f = A \left(\frac{\Delta S}{\Delta W} \right)^B$$

式中 f ——砂浆或砖块试样的强度;
 $\Delta S/\Delta W$ ——单位功表面积增量;
 A, B ——系数。

冲击法适用于强度为 5~15MPa 的砂浆和强度为 50~350MPa 的砖块的强度间接测定。

二、回弹法

回弹法检测砖块和砂浆强度的基本原理与混凝土强度检测的回弹法相同。采用专门的 HT-75 型砖块回弹仪和 HT-20 型砂浆回弹仪分别量测砖砌体内砖块和砂浆的回弹值,由砖块和砂浆材料试块强度和回弹值建立相关关系方程。测试时在砌体试样选择测区、确定测点部位和测点数量,由各测点回弹的统计值评定砖块和砂浆的强度并由此间接判定砌体强度。

与回弹法测定混凝土强度一样,砖块含水率、使用龄期、原材料品种和制砖工艺以及被测试块所受竖向压力,砂浆的干湿度,表面平整度和碳化深度等均为影响砖块和砂浆回弹值的主要因素,测试时必须加以考虑并作修正。

三、推出法

推出法是利用特制的加载装置对砖砌体中被选定的某一顶砖施加水平推力(图 9-21),该顶砖的顶面及两侧面砂浆已被事先清除,当达到极限推力时,被试砖块沿砖底面水平砂浆层或砖和砂浆结合面被推出,这里极限推力实质上反映了水平砂浆的抗剪强度。利用水平灰缝砂浆抗剪强度与砂浆试块立方强度之间的相关关系,可由极限推力值按下列公式推算砂浆的抗压强度。

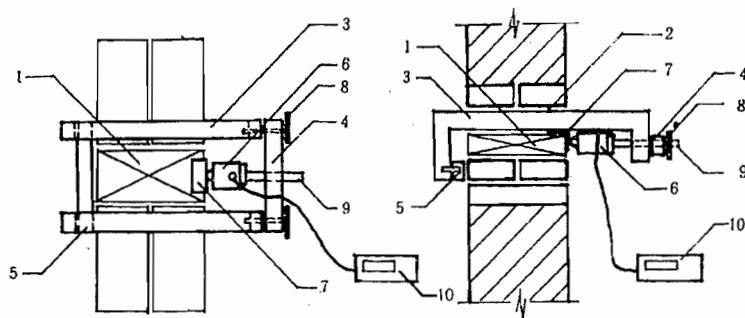
$$f = AF^B$$

式中 f ——砂浆的抗压强度;

F ——极限推力;

A, B ——系数。

推出法试验中要考虑不同材料品种,砂浆饱满度、砌体含水率等因素对测定结果的影响。



(a) 平面图

(b) 立面图

1. 被推出顶砖; 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. 传力丝扣; 10. 推出力峰值测定仪

图 9-21 推出法的测试装置

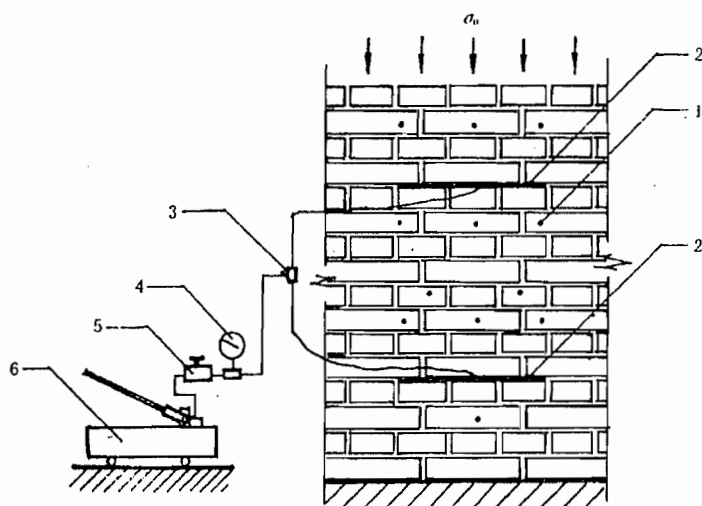
此外超声法、回弹超声综合法等各种非破损方法也已在砖砌结构的强度检测中得到应用,但由于影响因素很多,往往使测试结果不很理想,因此在使用上受到限制。

9.3.2 砖砌体原位轴心抗压强度测定法

砖砌体结构强度除了受砖块砂浆等材料强度的影响外,施工制作过程中砌筑工艺对砌体强度的实际影响是一项不可忽视的重要因素。目前在对已建砌体结构鉴定的现场检测中,较多地采用砌体原位轴心抗压强度测定法。

一、扁顶法

扁顶法的试验装置是由扁式液压加载器及液压加载系统组成(图 9-22)。试验时在待测砌体部位按所取试样的高度在上下两端垂直于主应力方向沿水平灰缝将砂浆掏空,形成两个水平空槽,并将扁式加载器的液囊放入灰缝的空槽内。当扁式加载器进油时、液囊膨胀对砌体产生应力,随着压力的增加,试件受载增大,直到开裂破坏。



1. 变形测点脚标;2. 扁式液压加载器;3. 三通接头;4. 液压表;5. 溢流阀;6. 手动油泵

图 9-22 扁顶法的试验装置

扁式加载器的压应力值经修正后,即为砌体的抗压强度。扁顶法除了可直接测量砌体强度外,当在被试砌体部位布置应变测点进行应变测量时,尚可测量开槽释放应力、砌体的应力-应变曲线和砌体原始主应力值。

二、原位轴压法

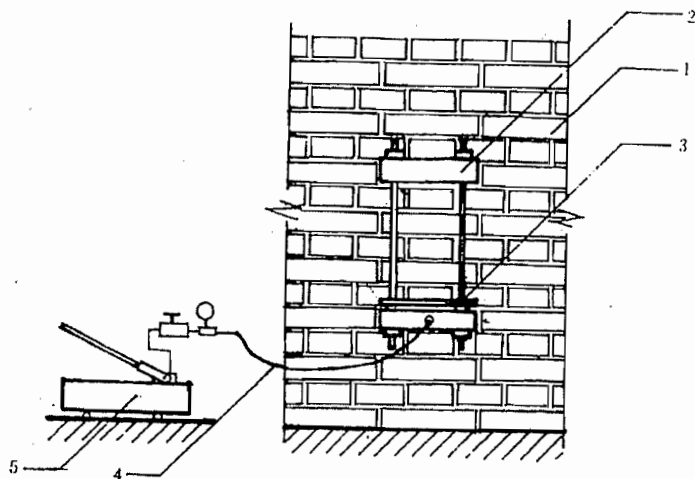
原位轴压法的试验装置由扁式加载器、自平衡反力架和液压加载系统组成(图 9-23)。测试时先在砌体测试部位垂直方向按试样高度上下两端各开凿一个相当于扁式加载器尺寸的水平槽,在槽内各嵌入一扁式加载器,并用自平衡拉杆固定。也可用一个加载器,另一个用特制的钢板代替。通过加载系统对试体分级加载,直到试体受压开裂破坏,求得砌体的极限抗压强度。

扁顶法与原位轴压法在原理上是完全相同的,都是在砌体内直接抽样,测得破坏荷载,并按下列公式计算砌体轴心抗压强度。

$$f = F/A \cdot K$$

式中 f ——砌体轴心抗压强度;

F ——试样的破坏荷载；
 A ——试样的截面尺寸；
 K ——对应于标准试件的强度换算系数。



1. 墙体; 2. 自平衡反力架; 3. 扁式加载器; 4. 油管; 5. 加载油泵

图 9-23 原位轴压法的试验装置

在上述两种试验方法中,影响轴压强度测试结果的主要因素是试样上部压应力 σ_0 和两侧砌体对被测试样的约束。上述公式中的系数 K 是对试验结果进行修正,它是上部压应力 σ_0 的函数

即
$$K = a + b\sigma_0$$

式中系数 a, b 数值可通过试验得到。

现场实测时,对于 240mm 墙体试样尺寸其宽度可与墙厚相等,高度为 420mm(约 7 皮砖);对于 370mm 墙体,宽度为 240mm,高度为 480mm(约 8 皮砖)。

砌体原位轴心抗压强度测定法是结构在原始状态下进行检测,砌体不受扰动,所以它可以全面考虑砖材和砂浆变异及砌筑质量等对砌体抗压强度的影响,这对于结构改建、抗震修复加固、灾害事故分析以及对已建砌体结构的可靠性评定等尤为适用。此外,这种方法以局部破损应力作为砌体强度的推算依据,结果较为可靠。更由于它是一种半破损的试验方法,对砌体所造成的局部损伤易于修复。

9.4 钢结构现场检测技术

9.4.1 钢材强度测定

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。为了解结构钢材的力学性能,特别是钢材的强度,最理想的方法是在结构上截取试样,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。

表面硬度法主要是利用布氏硬度计测定(图 9-24)。由硬度计端部的钢珠受压时在钢材

表面和已知硬度标准试样上的凹痕直径,测得钢材的硬度,并由钢材硬度与强度的相关关系,经换算得到钢材的强度。

$$H_B = H_S \frac{D - \sqrt{D^2 - d_s^2}}{D - \sqrt{D^2 - d_B^2}}$$

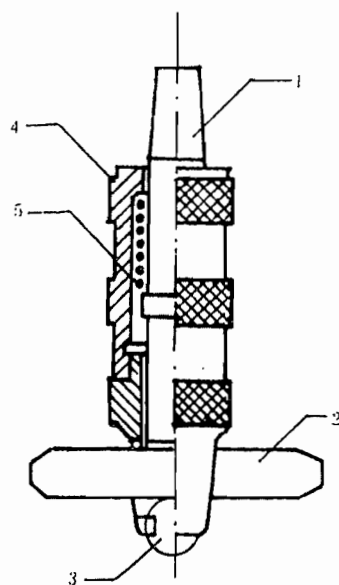
$$f = 3.6 H_B (\text{N/mm}^2)$$

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;
 D ——硬度计钢珠直径;
 f ——钢材的极限强度。

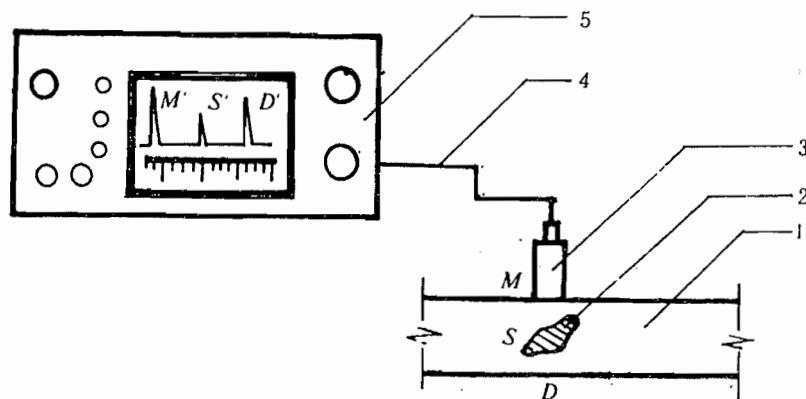
测定钢材的极限强度 f 后,可依据同种材料的屈服比计算得到钢材的屈服强度。

9.4.2 超声法检测钢材和焊缝缺陷

超声法检测钢材和焊缝缺陷的工作原理与检测混凝土内部缺陷相同,试验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时,当通过材料不同介面(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,如图 9-25 所示。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时,则显示屏上只有起始脉冲和底脉冲,不出现缺陷反射波。



1. 纵轴;2. 标准棒;3. 钢珠;4. 外壳;5. 弹簧
 图 9-24 测量钢材硬度的布氏硬度计



1. 试件;2. 缺陷;3. 探头;4. 电缆;5. 探伤仪

图 9-25 脉冲反射法探伤示意图

进行焊缝内部缺陷检测时,换能器常采用斜向探头。如图 9-26 用三角形标准试块经比较确定内部缺陷的位置。当在构件焊缝内探测到缺陷时,记录换能器在构件上的位置 l 和缺陷反射波在显示屏上的相对位置。然后将换能器移到三角形标准试块的斜边上作相对移

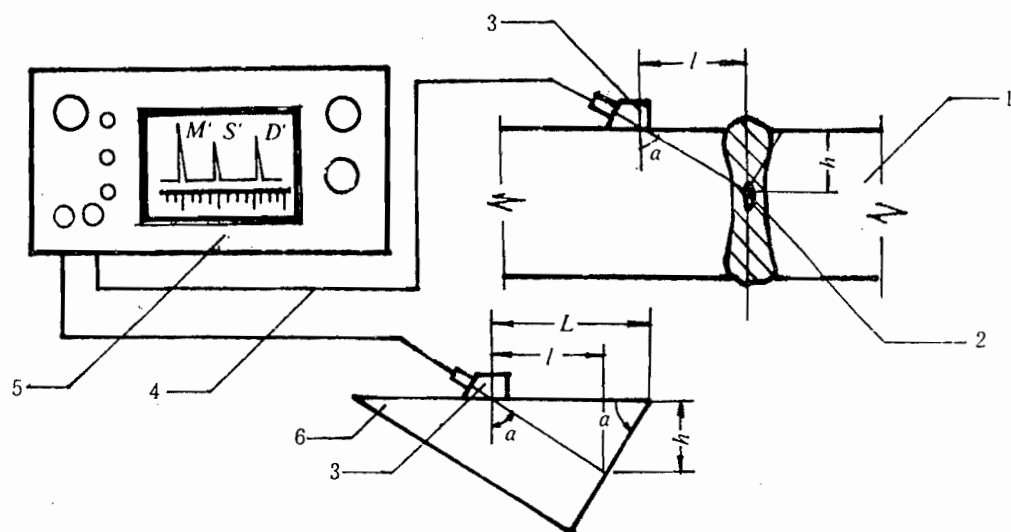
动,使反射脉冲与构件焊缝内的缺陷脉冲重合,当要求三角形标准试块的 α 角度与斜向换能器超声波和折射角度相同时,量取换能器在三角形标准试块上的位置 L ,并可按下列公式确定缺陷的深度 h 。

$$l = L \sin^2 \alpha$$

$$h = L \sin \alpha \cdot \cos \alpha$$

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 $0.5 \sim 2\text{MHz}$ 比混凝土检测时的工作频率高。

超声法检测比其他方法(如磁粉探伤、射线探伤等)更有利于现场检测。



1. 试件; 2. 缺陷; 3. 探头; 4. 电缆; 5. 探伤仪; 6. 标准试块

图 9-26 斜向探头探测缺陷位置

第十章 结构试验的数据处理

10.1 概述

结构试验后(有时在结构试验中),对采集得到的数据进行整理换算、统计分析和归纳演绎,以得到代表结构性能的公式、图像、表格、数学模型和数值等,这就是数据处理。采集得到的数据是数据处理过程的原始数据。例如,把应变式位移传感器测得的应变值换算成位移值,由测得的位移值计算挠度,由应变计测得的应变得得到结构的内力分布,由结构的变形和荷载的关系可得到结构的屈服点、延性和恢复力模型等,对原始数据进行统计分析可以得到平均值等统计特征值,对动态信号进行变换处理可以得到结构的自振频率等动力特性,等等。

结构试验时采集得到的原始数据量大并有误差,有时杂乱无章,有时甚至有错误;所以,必须对原始数据进行处理,才能得到可靠的试验结果。

数据处理的内容和步骤:①数据的整理和换算;②数据的统计分析;③数据的误差分析;④数据的表达。

10.2 数据的整理和换算

在数据采集时,由于各种原因,会得到一些完全错误的数字。例如,仪器参数(如应变计的灵敏系数)设置错误而造成数据出错,人工读数时读错,人工记录时的笔误(数字错或符号错),环境因素造成的数据失真(温度引起应变增加等),测量仪器的缺陷或布置错误造成数据出错,或者测量过程受到干扰(仪器被人碰了一下)造成的错误,等等。这些数据错误一般都可以通过复核仪器参数等方法进行整理,加以改正。

采集得到的数据有时杂乱无章,不同仪器得到的数据位数长短不一;应该根据试验要求和测量精度,按照有关的规定(如国家标准《数值修约规则》)进行修约,把试验数据修约成规定有效位数的数值。数据修约时应按下面的规则进行:

(1) 拟舍弃数字的最左一位数字小于5时,则舍去,即保留的各位数字不变。例如,将12.1498修约到一位小数,得12.1。

(2) 拟舍弃数字的最左一位数字大于5,或者是5,但其后跟有并非全部为0的数字,则进1,即保留的末位数字加1。例如,将10.68和10.502修约成两位有效位数,均得11。

(3) 拟舍弃数字的最左一位数为5,而右边无数字或皆为0时,若所保留的末位数字为奇数(1,3,5,7,9)则进1,为偶数(2,4,6,8,0)则舍去。例如,将33500和34500修约成两位有效位数,均得 34×10^3 。

(4) 负数修约时,先将它的绝对值按上述规则修约,然后在修约值前面加上负号。例如,

将 -0.03650 和 -0.03552 修约到 0.001 ,均得 -0.036 。

(5) 拟修约数值应在确定修约位数后一次修约获得结果,不得多次按上述规则连续修约。例如,将 15.4546 修约到 1 ,正确的做法为 $15.4546 \rightarrow 15$,不正确的做法为 $15.4546 \rightarrow 15.455 \rightarrow 15.46 \rightarrow 15.5 \rightarrow 16$ 。

采集得到的数据有时需要进行换算,才能得到所要求的物理量。例如,把采集到的应变换算成应力,把位移换算成挠度、转角、应变等,把应变式传感器测得的应变换算成相应的力、位移、转角等,对数据进行积分和微分,考虑结构自重和设备重的影响,对数据进行修正,等等。传感器系数的换算应按照传感器的灵敏度系数和接线方式进行。

应变到应力的换算应根据试件材料的应力-应变关系和应变测点的布置进行,如材料属于线弹性体,可按照材料力学的有关公式(表 10-1)进行,公式中的弹性模量 E 和泊松比 ν 应先考虑采用实际测定的数值,如没有实际测定值时,也可以采用有关资料提出的数值。

受弯矩和轴力等作用的构件,采用平截面假定,其某一截面上的内力和应变分布如图 10-1 所示。根据三个不在一条直线上的点可以唯一决定一个平面,只要测得构件截面上三个不在一条直线上的点处的应变值,即可求得该截面的应变分布和内力。对矩形截面的构件,常用的测点布置和由此求得的应变分布、内力计算公式见表 10-2。

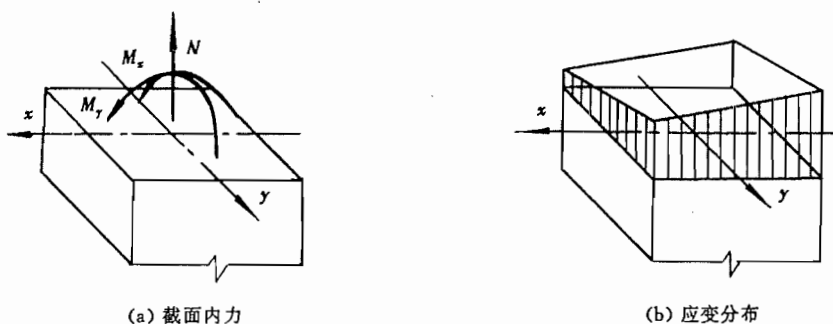


图 10-1 构件截面分析

简支梁的挠度、挠度曲线可由位移测量结果得到,见图 10-2。梁受力变形后,支座 1 和支座 2 也发生位移 Δ_1 和 Δ_2 ,离支座 1 x 处的挠度 $f(x)$ 为总位移 $\Delta(x)$ 减去由于支座位移引起在 x 处的位移 Δ 。由图 10-2 中的几何关系,可得 Δ 和 $f(x)$ 的计算式如下:

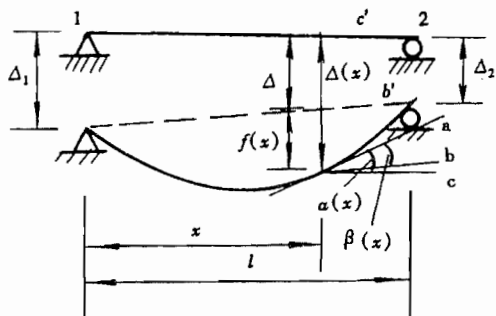


图 10-2 简支梁的变形

注:直线 $c \parallel c'$, $b \parallel b'$

表 10-1

测点应变换算应力的计算公式


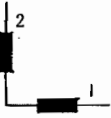
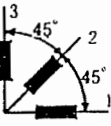
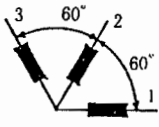
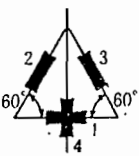
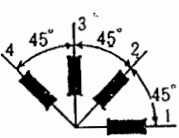
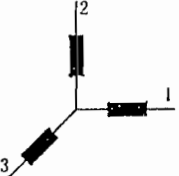
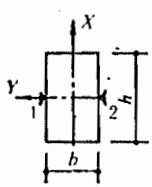
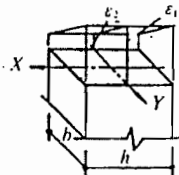
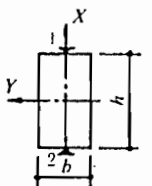
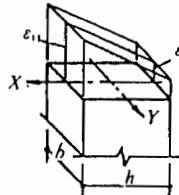
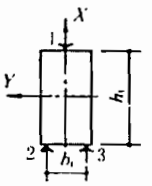
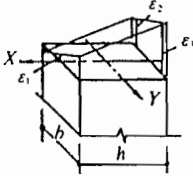
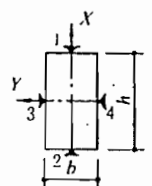
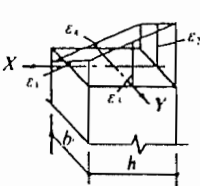
受力状态	测点布置	主应力 σ_1, σ_2 及 σ_1 和 0° 轴线和夹角 θ
单向应力		$\sigma_1 = E\epsilon_1$ $\theta = 0$
平面应力 (主方向已知)		$\sigma_1 = \frac{E}{1-\nu^2}(\epsilon_1 + \nu\epsilon_2)$ $\sigma_2 = \frac{E}{1-\nu^2}(\epsilon_2 + \nu\epsilon_1)$ $\theta = 0$
平面应力		$\sigma_1^1 = \frac{E}{2} \left[\frac{\epsilon_1 + \epsilon_3}{1-\nu} \pm \frac{1}{1+\nu} \sqrt{2(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + 2(\epsilon_2 - \epsilon_3)^2} \right]$ $\theta = \frac{1}{2} \arctg \left(\frac{2\epsilon_2 - \epsilon_1 - \epsilon_3}{\epsilon_1 - \epsilon_3} \right)$
		$\sigma_1^1 = \frac{E}{3} \left[\frac{\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3}{1-\nu} \pm \frac{1}{1+\nu} \sqrt{2[(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_3 - \epsilon_1)^2]} \right]$ $\theta = \frac{1}{2} \arctg \left[\frac{\sqrt{3}(\epsilon_2 - \epsilon_3)}{2\epsilon_1 - \epsilon_2 - \epsilon_3} \right]$
		$\sigma_1^1 = \frac{E}{2} \left[\frac{\epsilon_1 + \epsilon_4}{1-\nu} \pm \frac{1}{1+\nu} \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_4)^2 + \frac{4}{3}(\epsilon_2 - \epsilon_3)^2} \right]$ $\theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left[\frac{2(\epsilon_2 - \epsilon_3)}{\sqrt{3}(\epsilon_1 - \epsilon_4)} \right]$ 校核公式: $\epsilon_1 + 3\epsilon_4 = 2(\epsilon_2 + \epsilon_3)$
		$\sigma_1^1 = \frac{E}{2} \left[\frac{\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 + \epsilon_4}{2(1-\nu)} \pm \frac{1}{1+\nu} \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_4 - \epsilon_2)^2} \right]$ $\theta = \frac{1}{2} \arctg^{-1} \left[\frac{\epsilon_2 - \epsilon_4}{\epsilon_1 - \epsilon_3} \right]$ 校核公式: $\epsilon_1 + \epsilon_3 = \epsilon_2 + \epsilon_4$
三向应力 (主方向已知)		$\sigma_1 = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} [(1-\nu)\epsilon_1 + \nu(\epsilon_2 + \epsilon_3)]$ $\sigma_2 = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} [(1-\nu)\epsilon_2 + \nu(\epsilon_3 + \epsilon_1)]$ $\sigma_3 = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} [(1-\nu)\epsilon_3 + \nu(\epsilon_1 + \epsilon_2)]$

表 10-2

截面测点布置与相应的应变分布、内力计算公式

测点布置	应变分布和曲率	内力计算公式
 <p>只有轴力 N 和弯矩 M_x 两个测点 (1, 2)</p>	 $\varphi_x = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{b}$	$N = \frac{1}{2}(\varepsilon_1 + \varepsilon_2) \cdot Ebh$ $M_x = \frac{1}{12}(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \cdot Ehb^2$
 <p>只有轴力 N 和弯矩 M_y 两个测点 (1, 2)</p>	 $\varphi_y = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{h}$	$N = \frac{1}{2}(\varepsilon_1 + \varepsilon_2) \cdot Ebh$ $M_y = \frac{1}{12}(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \cdot Ebh^2$
 <p>有轴力 N 和弯矩 M_x, M_y 三个测点 (1, 2, 3)</p>	 $\varphi_x = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_3}{b_1}$ $\varphi_y = \frac{1}{h} \left(\frac{\varepsilon_2 + \varepsilon_3}{2} - \varepsilon_1 \right)$	$N = \frac{1}{2}(\varepsilon_1 + \frac{\varepsilon_2 + \varepsilon_3}{2}) \cdot Ebh$ $M_x = \frac{1}{12b_1}(\varepsilon_2 - \varepsilon_3) \cdot Ehb^2$ $M_y = \frac{1}{12} \left(\frac{\varepsilon_2 + \varepsilon_3}{2} - \varepsilon_1 \right) \cdot Ebh^2$
 <p>有轴力 N 和弯矩 M_x, M_y 四个测点 (1, 2, 3, 4)</p>	 $\varphi_x = \frac{\varepsilon_3 - \varepsilon_4}{b}$ $\varphi_y = \frac{1}{h}(\varepsilon_2 - \varepsilon_1)$	$N = \frac{1}{4}(\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \varepsilon_4) \cdot Ebh$ <p>或 $N = \frac{1}{2}(\varepsilon_1 + \varepsilon_2) \cdot Ebh$</p> $N = \frac{1}{2}(\varepsilon_3 + \varepsilon_4) \cdot Ebh$ $M_x = \frac{1}{12}(\varepsilon_3 - \varepsilon_4) \cdot Ehb^2$ $M_y = \frac{1}{12}(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \cdot Ebh^2$

$$\Delta = \Delta_1 - (\Delta_1 - \Delta_2) \cdot x/l \quad (10-1)$$

$$f(x) = \Delta(x) - \Delta = \Delta(x) - \Delta_1 + (\Delta_1 - \Delta_2) \cdot x/l \quad (10-2)$$

特别,当计算跨中挠度时,令 $x/l=1/2$,得:

$$f_{(x=1/2)} = \Delta_{(1/2)} - \frac{1}{2}(\Delta_1 + \Delta_2) \quad (10-3)$$

式中, $\Delta_{(1/2)}$ = 跨中位移测量结果, $f_{(x=1/2)}$ = 跨中挠度。梁的转角可由转角测量结果得到,见图 10-2; 图中, 直线 c 与梁受力变形前的轴线 c' 平行, 直线 b 与梁受力变形后两支座的连线 b' 平行, 直线 a 为梁变形后 x 处的切线, 直线 a 与直线 b 的夹角 $\beta(x)$ 为梁在 x 处的转角, 直线 a 与直线 c 的夹角 $\alpha(x)$ 为转角测量结果, 由图 10-2 的几何关系可得:

$$\beta(x) = \alpha(x) - \arctg\left(\frac{\Delta_1 - \Delta_2}{l}\right) \quad (10-4)$$

悬臂梁的挠度的转角可由测量结果计算得到, 见图 10-3。梁受力变形后, 支座处也有位移 Δ_1 和转角 α_1 , 距离支座为 x 处的挠度 $f(x)$ 为总位移 $\Delta(x)$ 减去由于支座移动引起在 x 处的位移 Δ 。由图 10-3 中的几何关系, 可得到 Δ 和 $f(x)$ 的计算式如下:

$$\Delta = \Delta_1 + x \cdot \tan \alpha_1 \quad (10-5)$$

$$f(x) = \Delta(x) - \Delta = \Delta(x) - \Delta_1 - x \cdot \tan \alpha_1 \quad (10-6)$$

梁在 x 处的转角可由图 10-3 中几何关系得到, 测量得到在 x 处的总转角 $\alpha(x)$ (切线 a 与梁原轴线 c' 的夹角), 支座转动引起在 x 处的转角为 α_1 (直线 b 与直线 c 的夹角), 梁在 x 处的转角 $\beta(x)$ (切线 a 与梁轴线 b 的夹角) 为:

$$\beta(x) = \alpha(x) - \alpha_1 \quad (10-7)$$

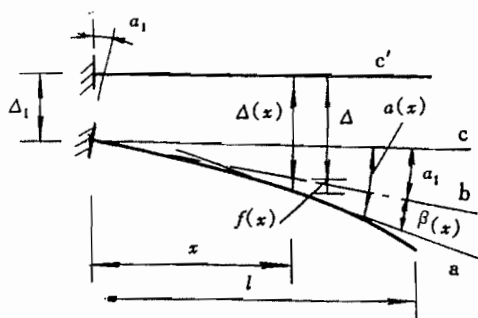


图 10-3 悬臂梁的变形

注: 直线 $c \parallel c'$ 。

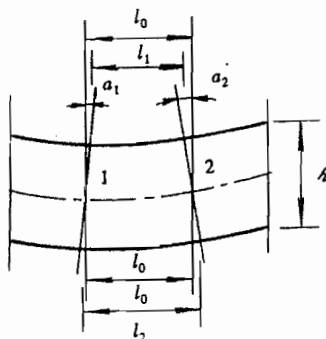


图 10-4 梁的曲率

梁的曲率可由位移测量或转角测量结果计算得到, 见图 10-4。位移测量方法为: 在梁的顶面和底面布置位移测点, 测量标距为 l_0 的两点的相对位移 $(l_1 - l_0)$ 和 $(l_2 - l_0)$; 梁变形后, 由于弯曲引起梁顶面的两个测点产生相对位移 $(l_1 - l_0)$, 引起梁底面的两个测点产生相对位移 $(l_2 - l_0)$, 由此可得在标距 l_0 内的平均曲率 φ :

$$\varphi = \frac{(l_2 - l_0) - (l_1 - l_0)}{l_0 \cdot h} \quad (10-8)$$

转角测量方法为: 在梁高的中间布置两个转角测点, 它们之间的距离为 l_0 ; 梁变形后, 由于弯

曲引起测点处截面 1 和截面 2 产生转角 α_1 和 α_2 , 由此可得在标距 l_0 内的平均曲率 φ 为:

$$\varphi = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{l_0} \quad (10-9)$$

上面曲率计算中, 所用位移和转角均以图 10-4 中所示的方向为正; 当实际位移和转角与此相反时, 应以负值代入; 当得到曲率为负值时, 表示弯曲方向与图示相反。

结构或构件某一平面区域的剪切变形可按图 10-5 的方法进行测量和计算。图 10-5(a) 为墙体的剪切变形, 试验时通常把墙体的底部固定, 测量墙体顶部和底部的水平位移 Δ_1 和 Δ_2 及墙体底部的转角 α , 可得剪切变形 γ 为:

$$\gamma = \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{h} - \alpha \quad (10-10)$$

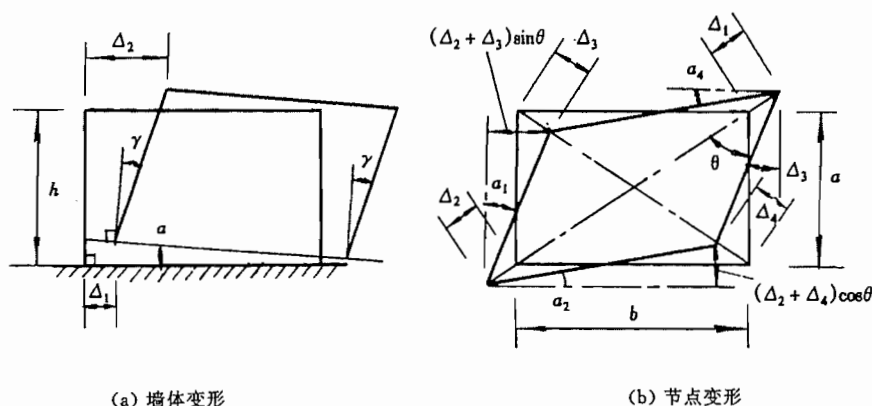


图 10-5 剪切变形

图 10-5(b) 为梁柱节点核心区的剪切变形, 试验时通过测量矩形区域对角测点的相对位移 $(\Delta_1 + \Delta_2)$ 和 $(\Delta_3 + \Delta_4)$, 可得到剪切变形 γ 为:

$$\gamma = \alpha_1 + \alpha_2 = \alpha_3 + \alpha_4 \quad (10-11a)$$

$$\text{或} \quad \gamma = \frac{1}{2} (\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4) \quad (10-11b)$$

由图 10-5(b) 的几何关系,

$$\alpha_1 = \frac{\Delta_2 \cdot \sin \theta + \Delta_3 \cdot \sin \theta}{a} = \frac{\Delta_2 + \Delta_3}{a} \cdot \frac{b}{\sqrt{a^2 + b^2}} \quad (10-12)$$

$$\alpha_2 = \frac{\Delta_2 + \Delta_1}{b} \cdot \cos \theta = \frac{\Delta_2 + \Delta_1}{b} \cdot \frac{a}{\sqrt{a^2 + b^2}} \quad (10-13)$$

$$\alpha_3 = \frac{\Delta_4 + \Delta_1}{a} \cdot \sin \theta = \frac{\Delta_4 + \Delta_1}{a} \cdot \frac{b}{\sqrt{a^2 + b^2}} \quad (10-14)$$

$$\alpha_4 = \frac{\Delta_1 + \Delta_3}{b} \cdot \cos \theta = \frac{\Delta_1 + \Delta_3}{b} \cdot \frac{a}{\sqrt{a^2 + b^2}} \quad (10-15)$$

把 $\alpha_1 \sim \alpha_4$ 代入式 (10-11b), 整理得到:

$$\gamma = \frac{1}{2}(\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4) \cdot \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{ab} \quad (10-16)$$

试验时,结构在自重和加载设备重等作用下的变形常常不能直接测量得到,要由试验得到的荷载与变形的关系推算得到。图 10-6 为一混凝土梁的挠度修正,由试验得到荷载与挠度(P - f)关系曲线,从曲线的初始线性段外插值计算自重和设备重作用下的挠度 f_0 :

$$f_0 = \frac{f_1}{P_1} \cdot P_0 \quad (10-17)$$

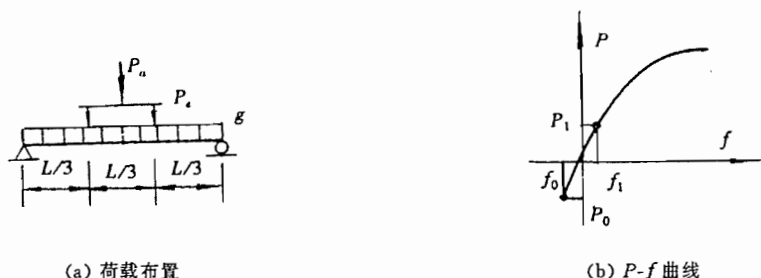


图 10-6 梁受自重和设备重的挠度修正

注: g : 梁自重, P_e : 设备重, P_a : 试验加载,

P_0 : P_e 和 g 之和, f_0 : P_0 作用下的挠度。

式中, P_0 应转换成与 P_a 等效的形式和大小; (f_1, P_1) 的取值应在初始线性段内, 如开裂前。其他构件或结构的情况, 可以按同样的方法处理。

10.3 数据的统计分析

数据处理时, 统计分析是一个常用的方法, 可以用统计分析从很多数据中找到一个或若干个代表值, 也可以通过统计分析对试验的误差进行分析。以下介绍常用的统计分析的概念和计算方法。

一、平均值

平均值有算术平均值、几何平均值和加权平均值等, 按以下公式计算:

算术平均值 \bar{x}

$$\bar{x} = \frac{1}{n}(x_1 + x_2 + \cdots + x_n) \quad (10-18)$$

式中, x_1, x_2, \cdots, x_n 为一组试验值。算术平均值在最小二乘法意义下是所求真值的最佳近似, 是最常用的一种平均值。

几何平均值 \bar{x}_g

$$\bar{x}_g = \sqrt[n]{x_1 \cdot x_2 \cdot \cdots \cdot x_n} \quad (10-19a)$$

或

$$\lg \bar{x}_g = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \lg x_i \quad (10-19b)$$

当对一组试验值 (x_i) 取常用对数 ($\lg x_i$) 所得图形的分布曲线更为对称 (同 (x_i) 比较) 时, 常用此法。

加权平均值 \bar{x}_w

$$\bar{x}_w = \frac{w_1 x_1 + w_2 x_2 + \cdots + w_n x_n}{w_1 + w_2 + \cdots + w_n} \quad (10-20)$$

式中 w_i 是第 i 个试验值 x_i 的对应权, 在计算用不同方法或不同条件观测同一物理量的均值时, 可以对不同可靠程度的数据给予不同的“权”。

二、标准差

对一组试验值 x_1, x_2, \cdots, x_n , 当它们的可靠程度相同时, 其标准差 σ 为:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (10-21)$$

当它们的可靠程度不同时, 其标准差 σ_w 为:

$$\sigma_w = \sqrt{\frac{1}{(n-1) \sum_{i=1}^n w_i} \sum_{i=1}^n w_i (x_i - \bar{x}_w)^2} \quad (10-22)$$

标准差反映了一组试验值在平均值附近的分散和偏离程度, 标准差越大表示分散和偏离程度越大, 反之则越小。它对一组试验值中的较大偏差反映比较敏感。

三、变异系数

变异系数 c_v 通常用来衡量数据的相对偏差程度, 它的定义为

$$c_v = \frac{\sigma}{\bar{x}} \quad (10-23a)$$

或

$$c_v = \frac{\sigma_w}{\bar{x}_w} \quad (10-23b)$$

式中, \bar{x} 和 \bar{x}_w 为平均值, σ 和 σ_w 为标准差。

四、随机变量和概率分布

结构试验的误差及结构材料等许多试验数据都是随机变量, 随机变量既有分散性和不确定性, 又有规律性。对随机变量, 应该用概率的方法来研究, 即对随机变量进行大量的测量, 对其进行统计分析, 从中演绎归纳出随机变量的统计规律及概率分布。

为了对试验结构(随机变量)进行统计分析, 得到它的分布函数, 需要进行大量(几百次以上)的测量, 由测量值的频率分布图来估计其概率分布。绘制频率分布图的步骤如下:

- (1) 按观测次序记录数据;
- (2) 按由小至大的次序重新排列数据;
- (3) 划分区间, 将数据分组;
- (4) 计算各区间数据出现的次数、频率(出现次数和全部测定次数之比)和累计频率;
- (5) 绘制频率直方图及累积频率图(图 10-7)。

可将频率分布近似作为概率分布(概率是当测定次数趋于无穷大的各组频率), 并由此推断试验结果服从何种概率分布。

正态分布是最常用的描述随机变量的概率分布的函数, 由高斯(Gauss, K. F.)在 1795 年提出, 所以又称为高斯分布。试验测量中的偶然误差, 材料的疲劳强度都近似服从正态分布。正态分布 $N(\mu, \sigma^2)$ 的概率密度分布函数为:

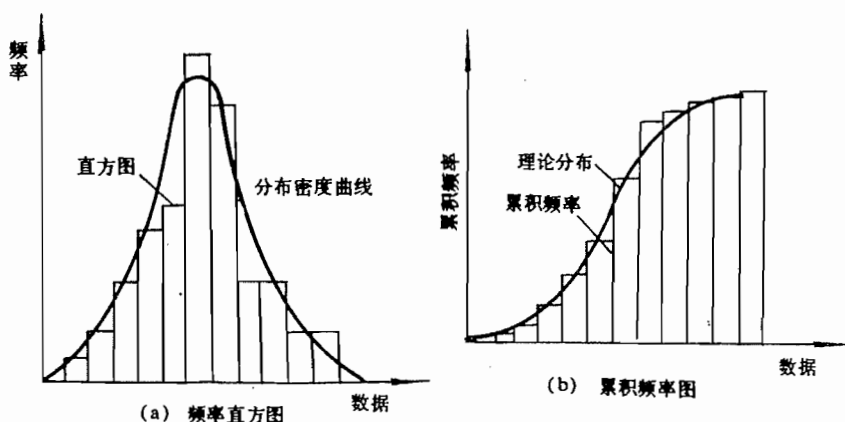


图 10-7 频率直方图和累积频率图

$$P_N(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \sigma} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad -\infty < x < \infty \quad (10-24)$$

其分布函数为:

$$N(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \sigma} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{(t-\mu)^2}{2\sigma^2}} \cdot dt \quad (10-25)$$

式中, μ = 均值、 σ^2 = 方差, 它们是正态分布的两个特征参数。对于满足正态分布的曲线族, 只要参数 μ 和 σ 已知, 曲线就可以确定。图 10-8 所示为不同参数的正态分布密函数, 从中可以看出:

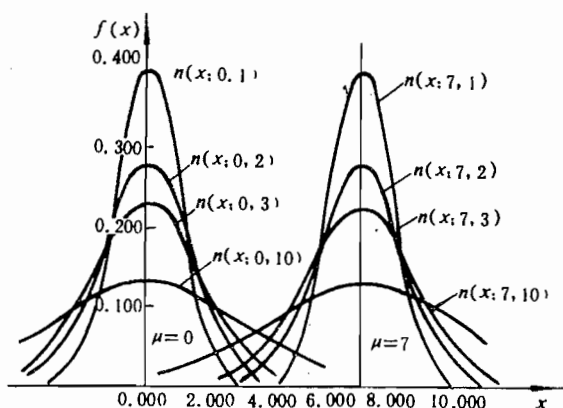


图 10-8 正态分布密度函数图

- (1) $P_N(x)$ 在 $x=\mu$ 处达到最大值, μ 表示随机变量分布的集中位置。
- (2) $P_N(x)$ 在 $x=\mu \pm \sigma$ 处曲线有拐点。 σ 值越小 $P_N(x)$ 曲线的最大值就越大, 并且降落得越快, 所以 σ 表示随机变量分布的分散程度。
- (3) 若把 $x-\mu$ 称作偏差, 可得到小偏差出现的概率较大, 很大的偏差很少出现。

(4) $P_N(x)$ 曲线关于 $x=\mu$ 是对称的, 即大小相同的正负偏差出现的概率相同。

$\mu=0, \sigma=1$ 的正态分布称为标准正态分布, 它的概率密度分布函数和概率分布函数如下:

$$P_N(t; 0, 1) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{t^2}{2}} \quad (10-26)$$

$$N(t; 0, 1) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^t e^{-\frac{u^2}{2}} \cdot du \quad (10-27)$$

标准正态分布函数值可以从有关表格中取得。对于非标准的正态分布 $P_N(x; \mu, \sigma)$ 和 $N(x; \mu, \sigma)$ 可先将函数标准化, 用 $t = \frac{x-\mu}{\sigma}$ 进行变量代换, 然后从标准正态分布表中查取 $N\left(\frac{x-\mu}{\sigma}; 0, 1\right)$ 的函数值。

其他几种常用的概率分布有: 二项分布, 均匀分布, 瑞利分布, x^2 分布, t 分布, F 分布等。

10.4 误差分析

在结构试验中, 必须对一些物理量进行测量。被测对象的值是客观存在的, 称为真值 x , 每次测量所得的值称为实测值(测量值) $x_i (i=1, 2, 3, \dots, n)$, 真值和测量值的差值

$$a_i = x_i - x \quad (i=1, 2, 3, \dots, n) \quad (10-28)$$

称为测量误差, 简称为误差; 实际试验中, 真值是无法确定的, 常用平均值代表真值。由于各种主观和客观的原因, 任何测量数据不可避免地都包含一定程度的误差。只有了解了试验误差的范围, 才有可能正确估价试验所得到的结果。同时, 对试验误差进行分析将有助于在试验中控制和减少误差的产生。

根据误差产生的原因和性质, 可以将误差分为系统误差、随机误差和过失误差三类。

10.4.1 误差的分类

一、系统误差

系统误差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始终有规律地存在着, 其绝对值和符号保持不变或按某一规律变化。系统误差的来源有以下几个方面:

1. 方法误差

这种误差是由于所采用的测量方法或数据处理方法不完善所造成的。如采用简化的测量方法或近似计算方法, 忽略了某些因素对测量结果的影响, 以至产生误差。

2. 工具误差

由于测量仪器或工具本身的不完善(结构不合理, 零件磨损等缺陷等)所造成的误差, 如仪表刻度不均匀, 百分表的无效行程等。

3. 环境误差

测量过程中, 由于环境条件的变化所造成的误差。如测量过程中的温度、湿度变化。

4. 操作误差

由于测量过程中试验人员的操作不当所造成的误差, 如仪器安装不当、仪器未校准或仪

器调整不当等。

5. 主观误差

又称个人误差,是测量人员本身的一些主观因素造成的,如测量人员的特有习惯、习惯性的读数偏高或偏低。

系统误差的大小可以用准确度表示,准确度高表示测量的系统误差小。查明系统误差的原因,找出其变化规律,就可以在测量中采取措施(改进测量方法,采用更精确的仪器等)以减小误差,或在数据处理时对测量结果进行修正。

二、随机误差

随机误差是由一些随机的偶然因素造成的,它的绝对值和符号变化无常;但如果进行大量的测量,可以发现随机误差的数值分布符合一定的统计规律,一般认为其服从正态分布。

产生随机误差的原因有测量仪器、测量方法和环境条件等方面的,如电源电压的波动,环境温度、湿度和气压的微小波动,磁场干扰,仪器的微小变化,操作人员操作上的微小差别等。随机误差在测量中是无法避免的,即使是一个很有经验的测量者,使用很精密的仪器,很仔细地操作,对同一对象进行多次测量,其结果也不会完全一致,而是有高有低。随机误差有以下特点:

1. 误差的绝对值不会超过一定的界限;
2. 绝对值小的误差比绝对值大的误差出现的次数要多,近于零的误差出现的次数最多;
3. 绝对值相等的正误差与负误差出现的次数几乎相等;
4. 误差的算术平均值,随着测量次数的增加而趋向于零。

另外要注意,在实际试验中,往往很难区分随机误差和系统误差,因此许多误差都是这两类误差的组合。

随机误差的大小可以用精密度表示,精密度高表示测量的随机误差小。对随机误差进行统计分析,或增加测量次数,找出其统计特征值,就可以在数据处理时对测量结果进行修正。

三、过失误差

过失误差是由于试验人员粗心大意,不按操作规程办事等原因造成的误差,如读错仪表刻度(位数、正负号)、记录和计算错误等。过失误差一般数值较大,并且常与事实明显不符,必须把过失误差从试验数据中剔除,还应分析出现过失误差的原因,采取措施以防止再次出现。

10.4.2 误差计算

对误差进行统计分析时,同样需要计算三个重要的统计特征值即算术平均值、标准误差和变异系数。如进行了几次测量,得到几个测量值 x_i ,有几个测量误差 $a_i (i=1,2,3,\dots,n)$,则误差的平均值为:

$$\bar{a} = \frac{1}{n} (a_1 + a_2 + \dots + a_n) \quad (10-29)$$

式中 a_i 按下式计算

$$a_i = x_i - \bar{x} \quad (10-30)$$

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (10-31)$$

误差的标准差为：

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n a_i^2} \quad (10-32a)$$

或

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (10-32b)$$

变异系数为：

$$c_v = \frac{\sigma}{\bar{a}} \quad (10-33)$$

10.4.3 误差传递

在对试验结果进行数据处理时，常常需要用若干个直接测量值计算某一些物理量的值，它们之间的关系可以用下面的函数形式表示：

$$y = f(x_1, x_2, \dots, x_m) \quad (10-34)$$

式中， $x_i (i=1, 2, \dots, m)$ 为直接测量值， y 为所要计算物理量的值。若直接测量值 x_i 的最大绝对误差为 $\Delta x_i (i=1, 2, \dots, m)$ ，则 y 的最大绝对误差 Δy 和最大相对误差 δy 分别为：

$$\Delta y = \left| \frac{\partial f}{\partial x_1} \right| \Delta x_1 + \left| \frac{\partial f}{\partial x_2} \right| \Delta x_2 + \dots + \left| \frac{\partial f}{\partial x_m} \right| \Delta x_m \quad (10-35)$$

$$\delta y = \frac{\Delta y}{|y|} = \left| \frac{\partial f}{\partial x_1} \right| \frac{\Delta x_1}{|y|} + \left| \frac{\partial f}{\partial x_2} \right| \frac{\Delta x_2}{|y|} + \dots + \left| \frac{\partial f}{\partial x_m} \right| \frac{\Delta x_m}{|y|} \quad (10-36)$$

对一些常用的函数形式，可以得到以下关于误差估计的实用公式：

(1) 代数和

$$y = x_1 \pm x_2 \pm \dots \pm x_m \quad (10-37)$$

$$\Delta y = \Delta x_1 + \Delta x_2 + \dots + \Delta x_m \quad (10-38)$$

$$\delta y = \frac{\Delta y}{|y|} = \frac{\Delta x_1 + \Delta x_2 + \dots + \Delta x_m}{|x_1 + x_2 + \dots + x_m|} \quad (10-39)$$

(2) 乘法

$$y = x_1 \cdot x_2 \quad (10-40)$$

$$\Delta y = |x_2| \Delta x_1 + |x_1| \Delta x_2 \quad (10-41)$$

$$\delta y = \frac{\Delta y}{|y|} = \frac{\Delta x_1}{|x_1|} + \frac{\Delta x_2}{|x_2|} \quad (10-42)$$

(3) 除法

$$y = x_1 / x_2 \quad (10-43)$$

$$\Delta y = \left| \frac{1}{x_2} \right| \Delta x_1 + \left| \frac{x_1}{x_2^2} \right| \Delta x_2 \quad (10-44)$$

$$\delta y = \frac{\Delta y}{|y|} = \frac{\Delta x_1}{|x_1|} + \frac{\Delta x_2}{|x_2|} \quad (10-45)$$

(4) 幂函数

$$y = x^\alpha \quad \alpha (\text{为任意实数}) \quad (10-46)$$

$$\Delta y = |\alpha \cdot x^{\alpha-1}| \Delta x \quad (10-47)$$

$$\delta y = \frac{\Delta y}{|y|} = \left| \frac{\alpha}{x} \right| \Delta x \quad (10-48)$$

(5) 对数

$$y = \ln x \quad (10-49)$$

$$\Delta y = \left| \frac{1}{x} \right| \Delta x \quad (10-50)$$

$$\delta y = \frac{\Delta y}{|y|} = \frac{\Delta x}{|x \ln x|} \quad (10-51)$$

如 x_1, x_2, \dots, x_m 为随机变量, 它们各自的标准误差为 $\sigma_1, \sigma_2, \dots, \sigma_m$, 令 $y = f(x_1, x_2, \dots, x_m)$ 为随机变量的函数, 则 y 的标准误差 σ 为:

$$\sigma = \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x_1} \right)^2 \sigma_1^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial x_2} \right)^2 \sigma_2^2 + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial x_m} \right)^2 \sigma_m^2} \quad (10-52)$$

10.4.4 误差的检验

实际试验中, 系统误差、随机误差和过失误差是同时存在的, 试验误差是这三种误差的组合。通过对误差进行检验, 尽可能地消除系统误差, 剔除过失误差, 使试验数据反映事实。

一、系统误差的发现和消除

系统误差由于产生的原因较多、较复杂, 所以, 系统误差不容易被发现, 它的规律难以掌握, 也难以全部消除它的影响。

从数值上看, 常见的系统误差有“固定的系统误差”和“变化的系统误差”两类。固定的系统误差是在整个测量数据中始终存在着的一个数值大小、符号保持不变的偏差。产生固定系统误差的原因有测量方法或测量工具方面的缺陷, 等等。固定的系统误差往往不能通过在同一条件下的多次重复测量来发现, 只能用几种不同的测量方法或同时用几种测量工具进行测量比较时, 才能发现其原因和规律, 并加以消除。如仪表仪器的初始零点飘移, 等等。

变化的系统误差可分为积累变化、周期性变化和按复杂规律变化的三种。当测量次数相当多时, 如率定传感器时, 可从偏差的频率直方图来判别; 如偏差的频率直方图和正态分布曲线相差甚远, 即可判断测量数据中存在着系统误差, 因为随机误差的分布规律服从正态分布。当测量次数不够多时, 可将测量数据的偏差按测量先后次序依次排列, 如其数值大小基本上作有规律地向一个方向变化(增大或减小), 即可判断测量数据是有积累的系统误差; 如将前一半的偏差之和与后一半的偏差之和相减, 若两者之差不为零或不近似为零, 也可判断测量数据是有积累的系统误差。将测量数据的偏差按测量先后次序依次排列, 如其符号基本上作有规律的交替变化, 即可认为测量数据中有周期性变化的系统误差。对变化规律复杂的系统误差, 可按其变化的现象, 进行各种试探性的修正, 来寻找其规律和原因; 也可改变或调整测量方法, 改用其他的测量工具, 来减少或消除这一类的系统误差。

二、随机误差

通常认为随机误差服从正态分布, 它的分布密度函数(即正态分布密度函数)为:

$$y = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \sigma} \cdot e^{-\frac{(x_i - \bar{x})^2}{2\sigma^2}} \quad (10-53)$$

式中, $x_i - \bar{x}$ 为随机误差, x_i 为实测值(减去其他误差), \bar{x} 为真值。实际试验时, 常用 $x_i - \bar{x}$ 代替 $x_i - x$, \bar{x} 为平均值或其他近似的真值。随机误差有以下特点:

1. 绝对值小的误差出现的概率比绝对值大的误差出现概率大, 零误差出现的概率最大;
2. 绝对值相等的正误差与负误差出现的概率相等;

3. 在一定测量条件下,误差的绝对值不会超过某一极限,即有界性;
4. 同条件下对同一量进行测量,其误差的算术平均值随着测量次数 n 的无限增加而趋向于零,即误差算术平均值的极限为零,即抵偿性。

参照前面的正态分布的概率密度函数曲线图,标准误差 σ 愈大,曲线愈平坦,误差值分布愈分散,精密度愈低; σ 愈小,曲线愈陡,误差值分布愈集中,精密度愈高。

误差落在某一区间内的概率 $P(|x_i - \bar{x}| \leq a_i)$ 如表 10-3 所示:

表 10-3 与某一误差范围对应的概率

误差限 a_i	0.32σ	0.67σ	σ	1.15σ	1.96σ	2σ	2.58σ	3σ
概 率 P	25%	50%	68%	75%	95%	95.4%	99%	99.7%

在一般情况下,99.7%的概率已可认为代表多次测量的全体,所以把 3σ 叫作极限误差;当某一测量数据的误差绝对值大于 3σ 时(其可能性只有 0.3%),即可以认为其误差已不是随机误差,该测量数据已属于不正常数据。

三、异常数据的舍弃

在测量中,有时会遇到个别测量值的误差较大,并且难以对其合理解释,这些个别数据就是所谓的异常数据,应该把它们从试验数据中剔除,通常认为其中包含有过失误差。

根据误差的统计规律,绝对值越大的随机误差,其出现的概率越小;随机误差的绝对值不会超过某一范围。因此可以选择一个范围来对各个数据进行鉴别,如果某个数据的偏差超出此范围,则认为该数据中包含有过失误差,应予以剔除。常用的判别范围和鉴别方法如下:

1. 3σ 方法

由于随机误差服从正态分布,误差绝对值大于 3σ 的概率仅为 0.3%,即 300 多次才可能出现一次。因此,当某个数据的误差绝对值大于 3σ 时,应剔除该数据。实际试验中,可用偏差代替误差, σ 按式(10-32a,或 10-32b)计算。

2. 肖维纳(Chauvenet)方法

进行 n 次测量,误差服从正态分布,以概率 $\frac{1}{2n}$ 设定一判别范围 $[-\alpha \cdot \sigma, +\alpha \cdot \sigma]$,当某一数据的误差绝对值大于 $\alpha \cdot \sigma$ ($|x_i - \bar{x}| > \alpha \cdot \sigma$),即误差出现的概率小于 $\frac{1}{2n}$ 时,就剔除该数据。判别范围由下式设定,

$$\frac{1}{2n} = 1 - \int_{-\alpha}^{\alpha} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} \cdot dt \quad (10-54)$$

即认为异常数据出现的概率小于 $\frac{1}{2n}$ 。

3. 格拉布斯(Grubbs)方法

格拉布斯是以 t 分布为基础,根据数理统计理论按危险率 α (指剔错的概率,在工程问题中置信度一般取 95%, $\alpha=5\%$)和子样容量 n (即测量次数 n)求得临界值 $T_0(n, \alpha)$ (表 10-4)。如某个测量数据 x_i 的误差绝对值满足下式时

$$|x_i - \bar{x}| > T_0(n, \alpha) \cdot S \quad (10-55)$$

即应剔除该数据,上式中, S 为子样的标准差。

表 10-4 $T_0(n, \alpha)$

$n \backslash \alpha$	0.05	0.01	$n \backslash \alpha$	0.05	0.01
3	1.15	1.16	17	2.48	2.78
4	1.46	1.49	18	2.50	2.82
5	1.67	1.75	19	2.53	2.85
6	1.82	1.94	20	2.56	2.88
7	1.94	2.10	21	2.58	2.91
8	2.03	2.22	22	2.60	2.94
9	2.11	2.32	23	2.62	2.96
10	2.18	2.41	24	2.64	2.99
11	2.23	2.48	25	2.66	3.01
12	2.28	2.55	30	2.74	3.10
13	2.33	2.61	35	2.81	3.18
14	2.37	2.66	40	2.87	3.24
15	2.41	2.70	50	2.96	3.34
16	2.44	2.75	100	3.17	3.59

10.5 数据的表达

把试验数据按一定的规律、方式来表达,以对数据进行分析,表示试验结果,具有文字表达所没有的直观、清楚的特点。表达的方式有表格、图像和函数。

10.5.1 表格方式

表格按其内容和格式可分为汇总表格和关系表格两类,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表之中,起着类似于摘要和结论的作用,表中的行与行、列与列之间一般没有必然的关系;关系表格是把相互有关的数据按一定的格式列于表中,表中列与列、行与行之间都有一定的关系,它的作用是使有一定关系的代表两个或若干个变量的数据更加清楚地表示出变量之间的关系和规律。

表 10-5 为一汇总表格的例子,表中表示 8 个钢管桩承台试件的主要的试件特点和试验结果;表中,第一列为试件号,第二列为钢管桩顶盖板形式(试件的主要参数),第三列为试验日期,第四、五列为混凝土承台的开裂荷载和试件破坏的极限荷载,第六列为试件的破坏形式,第七列备注作为附加说明(钢管加强是为保证满足混凝土承台达到破坏的补救措施)。汇总表格的格式比较松散,可根据需要布置行列,行列可以不对齐,重要的是能清楚地表示出主要内容。

关系表格的组成由若干有关系的变量数据列为主形成,如荷载列、位移列、应变列等,每列都有名称(通常在表格的上部),名称包括本列的变量名和单位,如位移(mm);每一行都是在某一时刻各个变量的取值,如某一荷载、及相应的位移和应变等。这种按列布置变量数

据称为列表格,较为常用;表中,除主要的变量数据列外,还可以根据需要加上编号列(常在表 10-5

钢管桩承台劈裂试验结果汇总

试件	盖板形式	试验日期	开裂荷载 (kN)	极限荷载 (kN)	破坏形式	备 注
NO. 1	厚平盖	1992. 5. 9	没有开裂	481. 08	钢管压屈	
NO. 2	薄平盖加肋	1992. 5. 14	628. 92	684. 10	混凝土承台劈裂	钢管加强
NO. 3	厚平盖外挑	1992. 5. 16	650	654. 71	钢管压屈	钢管加强,裂缝未发展
NO. 4	弧形盖	1992. 5. 4	没有开裂	550. 89	钢管压屈	
NO. 5	弧形盖	1992. 5. 12	610	681. 02	混凝土承台劈裂	钢管加强
NO. 6	无盖、有网片	1992. 4. 28	460	468. 77	钢管压屈	裂缝未发展
NO. 7	无盖	1992. 5. 3	457. 32	472. 86	钢管压屈	裂缝未发展
NO. 8	无盖	1992. 5. 7	428. 28	452. 61	混凝土承台劈裂	

最左面)和备注列以记录试验过程中的特殊现象(如混凝土开裂,屈服,破坏等)。如情况需要,也可以按行布置变量数据,组成行表格。表 10-6 为一关系表格的实例,镇海城标结构(塔状结构)模型在 Y 方向(水平方向)加载时的位移,该结构模型高 1. 8m,由表中数据可清楚看到不同标高处结构位移与荷载的关系,及在某一荷载时结构的整体变形情况。

表 10-6 Y 方向加载时的位移(镇海城标结构模型试验)

测点 荷载(N)	底座钢板 (±0. 000)		P1 (0. 510)		ZG2 (1. 100)	ZG1 (1. 520)	注
	Y ₁ (mm)	θ_1 (10 ⁻⁴)	Y ₂ (mm)	θ_2 (10 ⁻²)	Y ₃ (mm)	Y ₄ (mm)	
60	0	0	0	0	0	0	加载设备重
820	0. 0184	0. 5305	-0. 0174	0. 549	3. 726	7. 509	
1200	0. 0226	0. 7958	0. 0255	0. 742	5. 242	10. 46	
1580	0. 0368	1. 061	0. 1634	1. 04	7. 413	14. 49	T1,T2 混凝土开裂
1960	0. 0552	1. 592	0. 4482	1. 65	12. 16	23. 08	T3 混凝土也开裂
2340	0. 0693	1. 857	0. 7031	2. 62	18. 64	35. 63	
2720	0. 0435	2. 122	0. 628	4. 63	30. 55	57. 2	T1,T2,T3 混凝土压碎

注:Y₁,Y₂,Y₃和Y₄为结构模型不同标高处的Y方向线位移, θ_1 和 θ_2 为不同标高处的转角位移。

表格的主要组成部分和基本要求如下:

1. 每个表格都应该有一个表格的名称,如果文章中有一个以上的表格时,还应该有表的编号。表名和编号通常放在表的顶上。
2. 表格的形式应该根据表格的内容和要求来决定,在满足基本要求的情况下,可以对细节作变动。
3. 不论何种表格,每列都必须有列名,它表示该列数据的意义和单位;列名都放在每列的头部,应把各列的列名都放在第一行对齐,如果第一行空间不够,可以把列名的部分内容放在表格下面的注解中去。应尽量把主要的数据列或自变量列放在靠左边的位置。
4. 表格中的内容应尽量完全,能完整地说明问题。
5. 表格中的符号和缩写应该采用标准格式,表中的数字应该整齐、准确。
6. 如果需要对表格中的内容加以说明,可以在表格的下面、紧挨着表格加一注解,不要把注解放在其他任何地方,以免混淆。

7. 应突出重点,把主要内容放在醒目的位置。

10.5.2 图像方式

试验数据还可以用图像来表达,图像表达有:曲线图、直方图、形态图和馅饼形图等,其中最常用的是曲线图和形态图。

一、曲线图

曲线可以清楚、直观地显示两个或两个以上的变量之间关系的变化过程,或显示若干变量数据沿某一区域的分布;曲线可以显示变化过程或分布范围中的转折点、最高点、最低点、及周期变化的规律;对于定性分布和整体规律分析来说,曲线图是最合适的方法。

图 10-9 为上述镇海城标结构模型试验得到的各个不同高度测点的水平位移和 y_4 与荷载的关系, y_1 和 y_2 很小, y_3 和 y_4 在荷载 1580N 以前为直线,在 1580N 以后出很大的塑性变化,表示结构发生开裂,并逐渐形成破坏。图 10-10 为镇海城标结构模型各级荷载作用下结构的整体变形情况,标高 0.510m 以下部分的变形很小,当 1580N 以后,结构在 0.510m 处发生弯折,使以上部分的水平位移大量增加,可以观察到变形集中在 0.510m 处,结构可能在此处发生破坏。图中曲线的的数据见表 10-6。

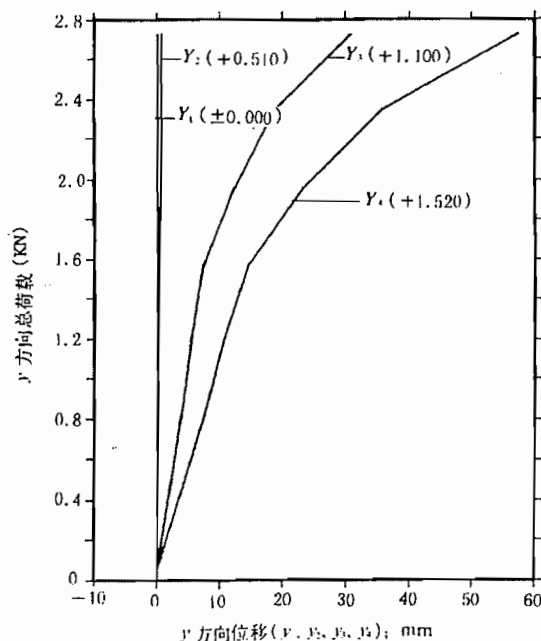


图 10-9 各测点水平位移(y 方向)与荷载的关系

曲线图的主要组成部分和基本要求为:

(1) 每个曲线图都必须有图名,如果文章中有一个以上的曲线图,还应该图名和图号通常放在图的底部。

(2) 每个曲线应该有一个横坐标和一个或一个以上的纵坐标,每个坐标都标的形式、比例和长度可根据数据的范围决定,但应该使整个曲线图清楚、准确的规律。

(3) 通常是取横坐标作为自变量,取纵坐标作为因变量,自变量通常只有一个。因变量可以有若干个;一个自变量与一个因变量可以组成一条曲线,一个曲线图中可以有若干条曲线。

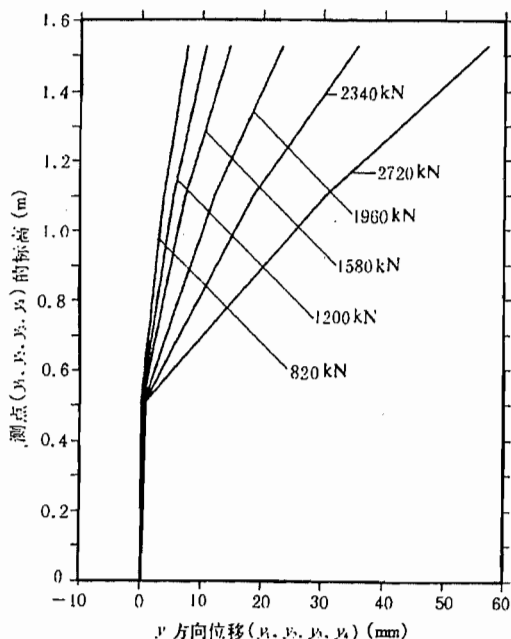


图 10-10 各级荷载作用下,结构模型的整体变形

(4) 有若干条曲线时,可以用不同线型(实线、虚线、点划线和点线等)或用不同的标记(+、□、△、×等)加以区别,也可以用文字说明来区别。

(5) 曲线必须以试验数据为根据,对试验时记录得到的连续曲线(如 X-Y 函数记录仪记录的曲线,光线示波器记录的振动曲线等),可以直接采用,或加以修整后采用;对试验时非连续记录得到的数据和把连续记录离散化得到的数据,可以用直线或曲线顺序相连,并应尽可能用标记标出试验数据点。

(6) 如果需要对曲线图中的内容加以说明,可以在图中或图名下加上注解。

由于各种原因,试验直接得到曲线上会出现毛刺、振荡等,影响了对试验结果的分析。对这种情况,可以对试验曲线进行修匀、光滑处理。如试验曲线的数据为:

x	x_0	$x_1 = x_0 + \Delta x$	\cdots	$x_i = x_0 + i \Delta x$	\cdots	$x_m = x_0 + m \cdot \Delta x$
y	y_0	y_1	\cdots	y_i	\cdots	y_m

表中 x 为自变量, y_i 为按等距 Δx 作测量得到的数据,用直线的滑动平均法,可得到新的 y'_i 值,用 (x_i, y'_i) 顺序相连,可得到一条较光滑的曲线。取三点滑动平均, y'_i 可由下式算得:

$$y'_i = \frac{1}{3}(y_{i-1} + y_i + y_{i+1}) \quad (i=1, 2, \cdots, m-1) \quad (10-56a)$$

$$y'_0 = \frac{1}{6}(5y_0 + 2y_1 - y_2) \quad (10-56b)$$

$$y_m' = \frac{1}{6}(-y_{m-2} + 2y_{m-1} + 5y_m) \quad (10-56c)$$

取五点滑动平均, y_i' 由下式计算:

$$y_i' = \frac{1}{5}(y_{i-2} + y_{i-1} + y_i + y_{i+1} + y_{i+2}) \quad (i=2, 3, \dots, m-2) \quad (10-57a)$$

$$y_0' = \frac{1}{5}(3y_0 + 2y_1 + y_2 - y_4) \quad (10-57b)$$

$$y_1' = \frac{1}{10}(4y_0 + 3y_1 + 2y_2 + y_3) \quad (10-57c)$$

$$y_{m-1}' = \frac{1}{10}(y_{m-3} + 2y_{m-2} + 3y_{m-1} + 4y_m) \quad (10-57d)$$

$$y_m' = \frac{1}{5}(-y_{m-4} + y_{m-2} + 2y_{m-1} + 3y_m) \quad (10-57e)$$

还可以用二次抛物线或三次抛物线的滑动平均法,对试验曲线进行修匀、光滑处理。

二、形态图

把结构在试验时的各种难以用数值表示的形态,用图像表示,这类的形态如混凝土结构的裂缝情况、钢结构的曲屈失稳状态、结构的变形状态、结构的破坏状态等等,这种图像就是形态图。

形态图的制作方式有照相和手工画图,照片形式的形态图可以真实地反映实际情况,但有时却把一些不需要的细节也包括在内;手工画的形态图可以对实际情况进行概括和抽象,突出重点,更好地反映本质情况。制图时,可根据需要作整体图或局部图,还可以把各个侧面的形态图连成展开图。制图还应考虑各类结构的特点、结构的材料、结构的形状等。

形态图用来表示结构的损伤情况、破坏形态等,是其他表达方法不能代替的。

三、直方图和馅饼形图

直方图的作用之一是统计分析,通过绘制某个变量的频率直方图和累积频率直方图来判断其随机分布规律。为了研究某个随机变量的分布规律,首先要对该变量进行大量的观测,然后按照以下步骤绘制直方图:

- (a) 从观测数据中找出最大值和最小值;
- (b) 确定分组区间和组数,区间宽度为 Δx ;
- (c) 算出各组的中值;
- (d) 根据原始记录,统计各组内测量值出现的频数 m_i ;
- (e) 计算各组的频率 f_i ($f_i = m_i / \Sigma m_i$) 和累积频率;
- (f) 绘制频率直方图和累积频率直方图,以观测值为横坐标,以频率密度 ($f_i / \Delta x$) 为纵坐标,在每一分组区间,作以区间宽度为底、频率密度为高的矩形,这些矩形所组成的阶梯形称为频率直方图;再以累积频率为纵坐标,可绘出累积频率直方图。从频率直方图和累积频率直方图的基本趋向,可以判断该随机变量的分布规律。

直方图的另一个作用是数值比较,把大小不同的数据用不同长度的矩形来代表,可以得到一个更加直观的比较。

馅饼图中,用大小不同的扇形面积来代表不同的数据,得到一个更加直观的比较。

10.5.3 函数方式

试验数据还可以用函数方式来表达,试验数据之间存在着一定的关系,把这种关系用函数形式表示,这种表示更精确、完善。为试验数据之间的关系,建立一个函数,包括两个工作:

一是确定函数形式,二是求函数表达式中的系数。试验数据之间的关系是复杂的,很难找到一个真正反映这种关系的函数,但可以找到一个最佳的近似函数。常用来建立函数的方法有回归分析、系统识别等方法。

一、确定函数形式

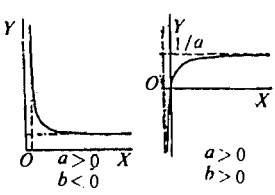
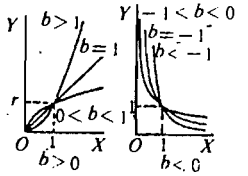
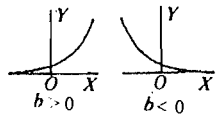
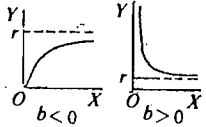
由试验数据建立函数,首先要确定函数的形式,函数的形式应能反映各个变量之间的关系,有了一定的函数形式,才能进一步利用数学手段来求得函数式中的各个系数。

函数形式可以从试验数据的分布规律中得到,通常是把试验数据作为函数坐标点画在坐标纸上,根据这些函数点的分布或由这些点连成的曲线的趋向,确定一种函数形式。在选择坐标系和坐标变量时,应尽量使函数点的分布或曲线的趋向简单明了,如呈线性关系;还可以设法通过变量代换,将原来关系不明确的转变为明确的,将原来呈曲线关系的转变为线性关系。常用的函数形式以及相应的线性转换见表 10-7。还可以采用多项式如:

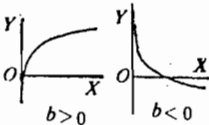
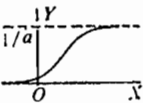
$$y = a_0 + a_1x + a_2x^2 + \cdots + a_nx^n \quad (10-58)$$

表 10-7

常见函数形式以及相应的线性变换

图形及特征	名称及方程
	<p>双曲线</p> $\frac{1}{Y} = a + \frac{b}{X}$ <p>令 $Y' = \frac{1}{Y}, X' = \frac{1}{X}$</p> <p>则 $Y' = a + bX'$</p>
	<p>幂函数曲线</p> $Y = rX^b$ <p>令 $Y' = \lg Y, X' = \lg X, a = \lg r$</p> <p>则 $Y' = a + bX'$</p>
	<p>指数函数曲线</p> $Y = re^{bx}$ <p>令 $Y' = \ln Y, a = \ln r$</p> <p>则 $Y' = a + bX$</p>
	<p>指数函数曲线</p> $Y = re^{\frac{b}{X}}$ <p>令 $Y' = \ln Y, X' = \frac{1}{X}, a = \ln r$</p> <p>则 $Y' = a + bX'$</p>

续表

图形及特征	名称及方程
	<p>对数曲线</p> $Y = a + b \lg X$ <p>令 $X' = \lg X$ 则 $Y = a + bX'$</p>
	<p>S型曲线</p> $Y = \frac{1}{a + be^{-x}}$ <p>令 $Y' = \frac{1}{Y}, X' = e^{-x}$ 则 $Y' = a + bX'$</p>

对于研究结构的恢复力特性,可以采用图 10-11 所示的函数形式。如果所研究的问题有两个或两个以上的自变量,则可以选择二元函数或多元函数。

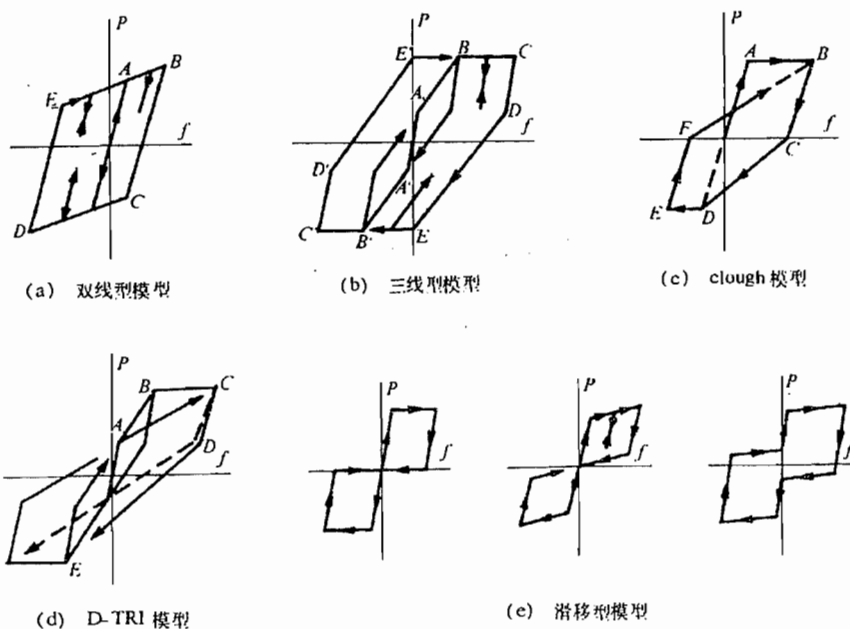


图 10-11 结构的恢复力模型

确定函数形式时,应该考虑试验结构的特点,考虑试验内容的范围和特性,如是否经过原点,是否有水平或垂直,或沿某一方向的渐进线、极值点的位置等,这些特征对确定函数形

式很有帮助。严格来说,所确定的函数形式,只是在试验结果的范围内才有效,只能在试验结果的范围内使用;如要把所确定的函数形式推广到试验结果的范围以外,应该要有充分的依据。

二、求函数表达式的系数

对某一试验结果,确定了函数形式后,应通过数学方法求其系数,所求得的系数使得这一函数与试验结果尽可能相符。常用的数学方法有回归分析和系统识别。

1. 回归分析

设试验结果为 $(x_i, y_i; i=1, 2, \dots, n)$,用一函数来模拟 x_i 与 y_i 之间的关系,这个函数中有待定系数 $a_j (j=1, 2, \dots, m)$,可写为:

$$y=f(x, a_j; j=1, 2, \dots, m) \quad (10-59)$$

上式中的 a_j 也可称为回归系数。求这些回归系数所遵循的原则是:当将所求到的系数代入函数式中,用函数式计算得到数值,应与试验结果呈最佳近似。通常用最小二乘法来确定回归系数 a_j 。

所谓最小二乘法,就是使由函数式得到的回归值与试验值的偏差平方之和 Q 为最小,从而确定回归系数 a_j 的方法。 Q 可以表示为 a_j 的函数:

$$Q=\sum_{i=1}^n [y_i - f(x_i, a_j; j=1, 2, \dots, m)]^2 \quad (10-60)$$

式中, (x_i, y_i) 为试验结果。根据微分学的极值定理,要使 Q 为最小的条件是把 Q 对 a_j 求导数并令其为零,如

$$\frac{\partial Q}{\partial a_j}=0 \quad j=1, 2, \dots, m \quad (10-61)$$

求解以上方程组,就可以解得使 Q 值为最小的回归系数 a_j 。

2. 一元线性回归分析

设试验结果 x_j 与 y_j 之间存在着线性关系,可得直线方程如下:

$$y=a+bx \quad (10-62)$$

相对的偏差平方之和 Q 为:

$$Q=\sum_{i=1}^n (y_i - a - bx_i)^2 \quad (10-63)$$

把 Q 对 a 和 b 求导、并令其等于零,可解得 a 和 b 如下:

$$b=\frac{L_{xy}}{L_{xx}} \quad (10-64)$$

$$a=\bar{y}-b\bar{x} \quad (10-65)$$

式中, $\bar{x}=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^n x_i$, $\bar{y}=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^n y_i$, $L_{xx}=\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$, $L_{xy}=\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})$ 。

设 γ 为相关系数,它反映了变量 x 和 y 之间线性相关的密切程度, γ 由下式定义

$$\gamma=\frac{L_{xy}}{\sqrt{L_{xx}L_{yy}}} \quad (10-66)$$

式中, $L_{yy}=\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2$ 。显然 $|\gamma| \leq 1$ 。当 $|\gamma|=1$,称为完全线性相关,此时所有的数据点 (x_i, y_i) 都在直线上;当 $|\gamma|=0$,称为完全线性无关,此时数据点的分布毫无规则; $|\gamma|$ 越大,线性关系越好; $|\gamma|$ 很小时,线性关系很差,这时再用一元线性回归方程来代表 x 与 y 之间的关

系就不合理了。表 10-8 为对应于不同的 n 和显著性水平 α 下的相关系数的起码值,当 $|\gamma|$ 大于表中相应的值,所得到直线回归方程才有意义。

表 10-8 相关系数检验表

$n-2$	α	0.05	0.01	$n-2$	α	0.05	0.01
1		0.997	1.000	21		0.413	0.526
2		0.950	0.990	22		0.404	0.515
3		0.878	0.959	23		0.396	0.505
4		0.811	0.917	24		0.388	0.496
5		0.754	0.874	25		0.381	0.487
6		0.707	0.834	26		0.374	0.478
7		0.566	0.798	27		0.367	0.470
8		0.632	0.765	28		0.361	0.463
9		0.602	0.735	29		0.355	0.456
10		0.576	0.708	30		0.349	0.449
11		0.553	0.684	35		0.325	0.418
12		0.532	0.661	40		0.304	0.393
13		0.514	0.641	45		0.288	0.372
14		0.497	0.623	50		0.273	0.354
15		0.482	0.606	60		0.250	0.325
16		0.468	0.590	70		0.232	0.302
17		0.456	0.575	80		0.217	0.283
18		0.444	0.561	90		0.205	0.267
19		0.433	0.549	100		0.195	0.254
20		0.423	0.537	200		0.138	0.181

3. 一元非线性回归分析

若试验结果 x_i 和 y_i 之间的关系不是线性关系,可以利用表 10-7 进行变量代换,转换成线性关系,再求出函数式中的系数;也可以直接进行非线性回归分析,用最小二乘法求出函数式中的系数。对变量 x 和 y 进行相关性检验,可以用下列的相关指数 R^2 来表示:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum (y_i - \bar{y})^2}{\sum (y_i - \bar{y})^2} \quad (10-67)$$

式中, $y = f(x_i)$ 是把 x_i 代入回归方程得到的函数值, y_i 为试验结果, \bar{y} 为试验结果 y_i 的平均值。相关指数 R^2 的平方根 R 也可称为相关系数,但它与前面的线性相关系数不同。相关指数 R^2 和相关系数 R 是表示回归方程或回归曲线与试验结果拟合的程度, R^2 和 R 趋近 1 时,表示回归方程的拟合程度好; R^2 和 R 趋向零时,表示回归方程的拟合程度不好。

4. 多元线性回归分析

当所研究的问题中有两个以上的变量,其中自变量为两个或两个以上时,应采用多元回归分析。另外,由于许多非线性问题都可以化为多元线性回归的问题,所以,多元线性回归分析是最常用的。设试验结果为 $(x_{1i}, x_{2i}, \dots, x_{mi}, y_i, i=1, 2, \dots, n)$, 其中自变量为 $x_{ji} (j=1, 2, \dots, m)$, y 与 x_j 之间的关系由下式表示:

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 + \dots + a_m x_m \quad (10-68)$$

上式中的 $a_j (j=0, 1, \dots, m)$ 为回归系数,用最小二乘法求得。

5. 系统识别方法

在结构动力试验中,常常需要由已知对结构的激励和结构的反应,来识别结构的某些参数,如刚度、阻尼和质量等。把结构看作作为一个系统,对结构的激励是系统的输入,结构的反应是系统输出,结构的刚度、阻尼和质量等就是系统的特性。系统识别就是用数学的方法,由已知的系统的输入和输出,找出系统的特性或它的最优的近似解。在模拟地震振动台试验中,可以用系统识别方法来确定试验结构的某些参数,刚度、阻尼和质量,或恢复力模型,通常是已有结构特性的模型形式,要求模型中的参数,基本步骤如下:

(1) 建立数学模型和选定需要识别的参数

建立试验结构在地震加速度作用下的运动方程,选定一个恢复力模型和阻尼形式,选定刚度或恢复力模型中的控制点参数和阻尼为需要识别的参数。通常,不把质量作为要识别的参数。

(2) 构造误差函数

以在确定的动力激励时间内,结构的实际反应与计算反应之差的平方和作为误差函数。结构的实际反应为试验中实际测得,即结构的系统输出;计算反应是以振动台台面运动加速度作为输入,利用假定的恢复力模型和阻尼等参数,通过对运动方程的积分得到。

(3) 对选定的系统参数进行优化

选用一种参数优化方法,对参数进行优化迭代,直至误差函数值小于某一规定的数值。常用的参数优化方法有单纯形法,从一系列给定的参数出发,计算动力反应和误差函数,如果误差函数不满足规定的精度要求,则用反射、压缩和扩张三种方式形成新的参数系列,进行迭代;用新的参数系列计算动力反应和误差函数,并进行判别,如果误差函数仍不满足要求,则再进行迭代;直到某一个参数列的误差函数满足要求时,该参数列就是需要识别的参数,迭代终止。

用以上方法得到的函数,应该在试验结果的范围内使用,一般不要外推;如果有相当的根据,也应该慎重行事。

参考文献

- [1] 朱伯龙主编. (朱伯龙, 姚振纲, 吕西林等编著) 结构抗震试验. 北京: 地震出版社, 1989
- [2] 哈尔滨建筑工程学院工程结构教研室编. 建筑结构试验. 北京: 中国建筑工业出版社, 1961
- [3] 王娴明编著. 建筑结构试验. 北京: 清华大学出版社, 1988
- [4] 湖南大学等合编. 建筑结构试验(新一版). 北京: 中国建筑工业出版社, 1991
- [5] [日] 梅村魁等著, 林亚超译. 结构试验和结构设计. 北京: 人民交通出版社, 1980
- [6] [美] G·M·萨布尼斯等著, 朱世杰等译. 结构模型和试验技术. 北京: 中国铁道出版社, 1989
- [7] 刘西拉. 从结构工程学科的演变看传统学科的革新. 科技导报, 1992(5)
- [8] 预制混凝土构件质量检验评定标准(GBJ321-90). 北京: 中国计划出版社, 1990
- [9] 混凝土结构试验方法标准(GB50152-92). 北京: 中国建筑工业出版社, 1992
- [10] 朱伯龙, 董振祥. 钢筋混凝土非线性分析. 上海: 同济大学出版社, 1985
- [11] 陆轸主编. 实验室建筑设计(第七章, 建筑结构静力、动力试验室设计). 北京: 中国建筑工业出版社, 1981
- [12] [美] 罗伯特·L·威格尔主编. 地震工程学(第七章, 原型结构动力试验). 北京: 科学出版社, 1978
- [13] 《地震工程概论》编写组编写. 地震工程概论(第二版)(第八章, 抗震试验技术与强震观测). 北京: 科学出版社, 1985
- [14] KAJIMA INSTITUTE OF CONSTRUCTION TECHNOLOGY, BIAXIAL SEISMIC SHOCK TESTING SYSTEM 1979
- [15] 黄浩华. 地震模拟振动台发展情况介绍. 世界地震工程, 1985(1)
- [16] 陆浩东. 反冲激振器的应用. 地震工程动态, 1984(2)
- [17] F. G. Riessauw, New equipment in the Reinforced Concrete Laboratory at the University of Ghent for static and dynamic testing of large structural members, Magazine of Concrete Research: March 1954
- [18] Portland Cement Association, The New PCA Structural Laboratory, Magazine of Concrete Research: Vol. 11, No. 31, March 1959
- [19] 刘祖华等. HP3852 结构试验数据采集系统应用. 仪表技术, 1992(1)
- [20] 宋逸先主编. 实验力学基础. 北京: 水利电力出版社, 1987
- [21] 李桂清. 建筑结构整体试验方法. 工程力学, 第 5 卷, 1988(1)
- [22] 朱伯龙, 蒋志贤, 吴明舜. 上海五层砌块试验楼抗震能力分析, 同济大学学报, 1981(4)
- [23] 徐渭. 室外原型结构抗震破坏试验述评. 地震工程动态, 1983(1)
- [24] 朱伯龙. 钢筋混凝土构件恢复力特性的试验研究. 国家建委建筑科学研究院建筑情报研究所, 建筑工程情报资料第 7815 号, 1978. 11

- [25] 赵西安. 用计算机-试验机联机系统进行结构拟动力试验的方法. 建筑科学, 1985 (2)
- [26] Koichi Takanashi, Masayoshi Nakasima, A STATE OF THE ART: JAPANESE ACTIVITIES ON ON-LINE COMPUTER TEST CONTROL METHOD. Report of the institute of industrial Science, The University of Tokyo vol. 32. No. 3 (Serial No. 208) Jun, 1986
- [27] 郝锐坤. 底层大空间剪力墙结构十二层模型拟动力试验研究. 建筑科学, 1985(1)
- [28] Shin Okamoto et al, A PROGRESS REPORT ON THE FULL-SCALE SEISMIC EXPERIMENT OF A SEVEN STORY REINFORCED CONCRETE BUILDING-PART OF THE US-JAPAN COOPERATIVE PROGRAM. ISSN 0453-4972 B. R. I. Research Paper No, 94. Building Research Institute, Ministry of Construction. March, 1985
- [29] 武汉建筑材料工业学院等. 石家庄 KQ-79 型框架轻板建筑三层空框架整体破坏试验研究. 地震工程与工程振动, 第 2 卷, 1982(2)
- [30] 朱伯龙, 吕西林. 全国农展馆综合馆的抗震鉴定和加固. 全国建筑物鉴定与加固学术交流会议学术论文汇编. 1991
- [31] 顾家扬. 用传递函数谱方法识别建筑物模态参数. 振动与动态测试, 1984(4)
- [32] 顾家扬, 宗美珍. 锯齿形厂房天窗架承重结构动力特性的实测及分析. 世界地震工程, 1985
- [33] 尹之潜, 彭克中. 建筑物脉动现象分析. 地震工程研究报告集(第一集). 科学出版社, 1962
- [34] 吕西林. 地震模拟振动台试验中的若干问题. 全国抗震试验技术学术讨论会论文, 1983
- [35] 来晋炎, 陈志鹏. 爆破地震波作用下结构试验及其测试技术的讨论. 地震工程动态, 1983(2)
- [36] 周炳章. 砌体房屋抗震设计. 北京: 地震出版社. 1991
- [37] 高层建筑剪力墙结构研究组. 剪力墙结构模型动力试验分析. 建筑结构学报, 1980(3)
- [38] 吕西林, 朱伯龙. 五层砌块模型房屋的振动台试验研究. 同济大学学报, 第 14 卷, 1986(1)
- [39] 那向谦, 张良铎. 多层房屋在爆炸地震波作用下的动力反应与抗震加固研究. 工程抗震, 1987(2)
- [40] 那向谦, 张良铎. 利用爆震波识别多层内框架房屋的震害机理与抗震加固效果的研究. 土木工程学报, 第 19 卷, 1986(4)
- [41] EARTHQUAKE RESISTANT STRUCTURE RESEARCH CENTER. INSTITUTE OF INDUSTRIAL SCIENCE. UNIVERSITY OF TOKYO. STUDIES ON EARTHQUAKE ENGINEERING-RESULTS OF RECENT RESEARCHES BY THE MEMBERS OF EARTHQUAKE RESISTANT STRUCTURE (ERS) RESEARCH CENTER-NO. 5 March 1986

- [42] 吴慧敏编著. 结构混凝土现场检测技术. 湖南: 湖南大学出版社, 1988
- [43] 李为杜编著. 混凝土无损检测技术. 上海: 同济大学出版社, 1989
- [44] 回弹法检测混凝土抗压强度技术规程 JGJ/T23—92, 1994
- [45] 超声-回弹综合法检测混凝土强度技术规程 CECS 02:88, 1989
- [46] 钻芯法检测混凝土强度技术规程 CECS 03:88, 1989
- [47] 超声法检测混凝土缺陷技术规程 CECS 21:90, 1992
- [48] 何玉珊等. 钢筋锈蚀检测技术与 GYX-1 型钢筋锈蚀测量仪. 建设工程无损检测技术全国第四届学术交流会论文集, 1992
- [49] 唐明. 混凝土内部的非破损检测方法. 混凝土, 1991(6)
- [50] 郭起坤, 王庆霖. 砌体非破损测强方法的述评. 全国建筑物鉴定与加固学术交流会学术论文汇编, 第一集, 1991
- [51] 王济川. 采用现场非破损试验方法对砖砌体力学性能的测定研究和分析. 建筑结构学报. 1988(1)
- [52] 王秀逸, 王庆霖等. 砖砌体抗压强度现场原位检测的试验研究. 西安冶金建筑学院学报, 第 22 卷, 1990(6)
- [53] 《数学手册》编写组. 数学手册. 北京: 高等教育出版社, 1979
- [54] Theodore A. Sherman, Simon S. Johnson, Modern Technical Writing (third edition). Prentice-Hall, Inc, Englewood Cliffs. New Jersey. 1975
- [55] 白新桂编著. 数据分析与试验优化设计. 北京: 清华大学出版社, 1986
- [56] 田胜元, 萧日嵘编著. 实验设计与数据处理. 北京: 中国建筑工业出版社, 1988