前　言

近二十年来，测绘科技的发展日新月异，学科的综合与细分以及学科之间的交叉趋势十分明显。本书旨在反映工程测量学的主要内容和发展情况。

该书共分十章，第一章和第十章分别介绍工程测量学的概况和发展趋势；第二章叙述了工程测量学的原理、方法和技术；第三章专门讨论工程控制网的布设理论；第四、五、六章分别为地形图测绘、施工放样和变形监测，与工程建设的勘测设计、施工建设、运营管理三个阶段相对应；第七章属于工业测量的内容；第八章对六种典型工程的测量工作进行了概括性的介绍；第九章简述了工程测量信息系统及其应用。从内容和结构上看，本书与已有的各种工程测量学教材和参考书有很大的差别。

参加本书编写的作者及分工情况为：

李广云教授（解放军信息工程大学），撰写第一章、第七章和第十章。

章书寿教授（河海大学），撰写第五章和第八章一、二节。

刘庆元教授（中南大学），撰写第三章、第八章五、六节和第九章。

黄全义研究员（武汉大学），撰写第四章。

张正禄教授（武汉大学），撰写第二章、第六章和第八章三、四节。负责全书的组织、设计和统稿工作。

该书由《测绘工程》杂志原主编沈迪宸教授审阅，沈教授提出了许多宝贵的修改意见，在此表示衷心的感谢。作者根据主编和主审的意见进行了反复修改。

由于编者水平有限，书中难免存在不少缺点甚至错误，敬请读者不吝指正。

编　者

2002 年 6 月

目　录

第一章　工程测量学概述 …… 1
第一节　工程测量学的起源及历史沿革 …… 1
第二节　工程测量学的研究对象及特点 …… 3
第三节　工程测量学的地位及其与邻近学科的关系 …… 7
第四节　工程测量学的发展趋势 …… 8

第二章　工程测量学的原理、方法和技术 …… 14
第一节　观测量和测量定位原理 …… 14
第二节　通用的地面测量方法和技术 …… 19
第三节　专用测量方法和技术 …… 27
第四节　空间测量方法和技术 …… 35

第三章　工程控制网的布设理论 …… 44
第一节　工程控制网的参考基准 …… 44
第二节　工程控制网的质量标准 …… 47
第三节　工程控制网的优化设计 …… 55
第四节　工程控制网的布设及内外业数据处理一体化 …… 61

第四章　大比例尺图数字化测绘 …… 65
第一节　工程建设各阶段对地形图的要求 …… 65
第二节　大比例尺数字测图 …… 70
第三节　水下地形图测绘方法和技术 …… 74
第四节　数字高程模型及其应用 …… 78

第五章　工程建筑物的施工放样测量 …… 83
第一节　概　述 …… 83
第二节　建筑限差及施工放样的精度 …… 83
第三节　施工放样的方法和技术 …… 86
第四节　曲线测设 …… 95

第六章　工程的变形监测、分析与预报 …… 102
第一节　基础理论 …… 102
第二节　变形监测方案和方法设计 …… 106

第三节　变形观测数据处理…… 116
第四节　变形监测成果整理、表达和解释…… 129

第七章　设备的安装与检校测量…… 141
第一节　精密微型控制网…… 141
第二节　精密定线和短边方位传递…… 144
第三节　工业测量系统…… 150

第八章　典型工程的测量工作…… 166
第一节　道路工程测量…… 166
第二节　水利水电枢纽工程测量…… 171
第三节　大型桥隧工程测量…… 178
第四节　高层及高耸建筑施工测量…… 184
第五节　矿山工程测量…… 189
第六节　海洋工程测量…… 194

第九章　工程测量信息系统…… 199
第一节　信息分类和采集…… 199
第二节　信息处理、管理及信息系统设计…… 200
第三节　工程测量信息系统的应用…… 205

第十章　21 世纪工程测量学展望 …… 210
第一节　21 世纪工程测量学科发展展望 …… 210
第二节　工程测量内外业一体化和自动化…… 211
第三节　快速实时动态测量技术…… 218

参考文献…… 222

第一章　工程测量学概述

第一节　工程测量学的起源及历史沿革

工程测量学与大地测量学、摄影测量与遥感学、地图制图学、海洋测绘和测绘仪器学一样，是现代测绘学的分支学科。工程测量是一门历史悠久的测绘技术。古代社会生产力水平不高，自然科学不发达，测绘学中分门别类的测绘技术水平不高，它们之间没有严格的学科界限。只是到了近代，随着大规模工程和工业建设的出现，以及自然科学的迅速发展，解决重大工程问题的测绘理论与技术的形成和使用仪器的日臻完善，在测绘学的体系中逐渐形成了工程测量学（Engineering Surveying 或 Engineering Geodesy）这一学科。

当我们打开人类文明的历史画卷时，我们的祖先在测绘学方面所表现出来的智慧让我们惊叹，古今中外，概莫能外。工程测量学的历史源远流长，早在公元前 27 世纪埃及大金字塔的建设，其形状与方向都很准确，这说明当时已有放样的工具和方法。公元前 14 世纪，在幼发拉底河与尼罗河流域，曾进行过土地边界的测定。我国早在二千多年前的夏商时代，为了治水就开始了实际的工程测量工作。对此，伟大的史学家司马迁在《史记》中对夏禹治水有这样的描述："陆行乘车，水行乘船，泥行乘撬，山行乘樏，左准绳，右规矩，载四时，以开九州，通九道，陂九泽，度九山。"其中"准"是古代用的水准器，"绳"是一种测量距离、引画直线和定平用的工具，是最早的长度度量及定平工具之一，"规"是校正圆形的工具，"矩"是古代画方形的用具，也就是曲尺。这里所记录的就是当时勘测的情景。你看，大禹带领测量队到野外搞"外业"，带的工具就是"准、绳、规、矩"。在山东嘉祥县汉代武梁祠石室造像中，就有拿矩的伏羲和拿规的女娲的图像，说明我国在西汉以前，"规"和"矩"是用得很普遍的测量仪器。早期的水利工程多为河道的疏导，以利防洪和灌溉，其主要的测量工作是确定水位和堤坝的高度。秦代李冰父子开凿的都江堰水利枢纽工程，用一个石头人来标定水位，当水位超过石头人的肩时，下游将受到洪水的威胁；当水位低于石头人的脚背时，下游将出现干旱。这种标定水位的办法，虽不如水尺那样精确，但却是我国水利工程测量发展的标志。而宋代汴渠的水准测量就比较精确，对此北宋的科学家沈括在他的《梦溪笔谈》中有着十分珍贵的记述，沈括主持进行了八百多里的水准测量，测得京师（今开封）的地面要比泗州高出十九丈四尺八寸六分。用分层筑堰的方法来进行水准测量是当时的一项新创造。当时常用的测量工具是"水平"、"望尺"和"干尺"等，其最小测量单位是百分之一尺，相当于公制的 3mm 左右，这在当时的测量条件下，实在是非常难得。1973 年长沙马王堆汉墓出土的三副帛地图（地形图、驻军图和城邑图），是轰动世界的惊人发现。它表明了我国在二千一百多年前的汉代，地图制图学已有了蓬勃的发展；无论从地图的内容、精度、艺术水平来说，都是罕有可比的，它已成为目前世界上发现最早的古典地图。再如，我国的地籍最早出现在原始社会崩溃、奴隶社会形成的时候。那时，土地已变成私有财

产，因此产生了调查和统计土地数量的需要。从秦、汉到唐朝，人口、土地和赋税都登记在一起，并以户籍登记为主。到了明清两代，对全国土地进行了大清查，编制了鱼鳞图册，从而成为政府摊派赋役的主要依据。

我国的采矿业是世界上发展最早的国家，在公元前二千多年的黄帝时代就已开始应用金属如铜等。到了周代金属工具已普遍应用，这说明采矿业已很发达。据《周礼》的记载，在周代已设立了专门的采矿部门，而且在开采时还重视矿体形状，并使用矿产地质图以辨别矿产的分布。这说明当时我国的矿山测量已经有相当的成就。我国又是发明指南针的国家，对矿山测量和其他工程勘测有过很大的贡献，可惜的是我们还缺乏系统的研究。在国外，意大利都灵保存有公元前15世纪的金矿巷道图。公元前13世纪埃及有了按比例缩小的巷道图。公元前1世纪，希腊学者格罗·亚里山德里斯基已对地下测量和定向进行了叙述。德国在矿山测量发展方面起了很大作用，1556年，格·阿格里柯拉出版了《采矿与冶金》一书。该书专门论述了用罗盘测量井下巷道问题和解决在开采过程中所发生的某些几何问题。

战争也促进了工程测量学的发展。中国战国时期修筑的午道，公元前210年秦始皇修建的“堑山堙谷，千八百里”的直道，古罗马构筑的兵道，以及公元前218年欧洲修建的通向意大利的“汉尼拨通道”等，都是著名的军用道路，修建中都曾应用简易测量工具进行地形勘测、定线测量和隧道测量。唐代李筌指出“以水佐攻者强……先设水平测其高下，可以漂城，灌军，浸营，败将也”，说明了测量地势高下对军事成败的作用。还有我们中华民族的象征万里长城修建于秦汉时期，对于这样规模巨大的防护工程，从整体布局到修筑，都进行了详细的勘察测量工作。

工程测量学的发展在很长的一段时间内是非常缓慢的。直到20世纪初，由于西方的第一、二次技术革命和工程建设规模的不断扩大，工程测量愈发显得重要，受到人们的重视，并发展成为测绘学科的一个重要分支。以核子、电子和空间技术为标志的所谓第三次科技革命，使工程测量获得了迅速的发展。20世纪以来，世界各国在城市建设、铁路建设、大型钢铁联合企业建设中对施工测量、施工控制网的建立和设计提出了一系列的要求；摩天大楼的建设、长隧道和地铁建设、空间技术试验和导弹发射场的建设促使工程测量向精密（高精度）工程测量方向发展；随着工程测量自动化程度和测量精度的提高，工程测量的技术和方法已经在大型设备安装、巨型实验设备建设以及航空、航天工业、汽车、船舶制造业中得到了广泛的应用，出现了工业测量学科方向；大型水工建筑物的建设、水利枢纽和电站工程的建设，使工程建筑物的安全监测、变形分析和预报成为工程测量研究的主要方向。20世纪末，现代科学技术有了飞速的发展，人类科学技术不断向着宏观宇宙和微观粒子世界延伸。测量对象不仅限于地面而且深入地下、水域、空间和宇宙，包括核电站、海底隧道、跨海大桥、电子对撞机工程等。由于仪器的进步和测量精度的提高，工程测量的领域日益扩大，除了传统的工程建设三阶段的测量工作外，在地震观测、海底探测、巨型机器、车床、设备的荷载试验、高大建筑物（电视发射塔、冷却塔）变形观测、文物调查，甚至在医学、体育运动和罪证调查中，都应用了最新的工程测量和精密工程测量的仪器和方法。1964年国际测量师联合会（FIG）为了促进和繁荣工程测量，成立了工程测量委员会（第六委员会），从此，工程测量学在国际上作为一门独立的学科开展活动。

生产的需要始终是推动测绘学以及其他一切科学发展的原动力。从工程测量学的历史沿革我们可以看出，它的发展经历了一条从简单到复杂、从手工操作到测量生产的自动化、从常规精度到精密测量的发展道路，它的发展始终与当时的生产力水平相同步，并且能够满足

人们在工程建设中对测量的需要。

第二节　工程测量学的研究对象及特点

工程测量学是一门应用学科，它是研究地球空间中具体几何实体测量和抽象几何实体测设的理论、方法和技术[60]。主要研究在工程与工业建设、城市建设与国土资源开发、水陆交通与环境工程和减灾救灾等事业中，进行地形和有关信息的采集与处理、施工放样、设备安装、变形监测与分析预报等方面的理论和技术，以及与之有关的信息管理与使用。工程测量若按工作进程和作业性质可分为工程建设的勘察设计、施工建造和运营管理阶段所进行的各种测量工作。

在工程建设的勘察设计阶段，测量工作主要是提供各种比例尺的地形图，还要为工程地质勘探、水文地质勘探以及水文测验等进行测量。在工程建设的施工建造阶段，主要的测量工作是施工放样和设备安装测量，即把图纸上设计好的各种建筑物按其设计的三维坐标测设到实地上去，并把设备安装到设计的位置上。为此，要根据工地的地形、工程的性质以及施工的组织与计划等，建立不同形式的施工控制网，作为施工放样与设备安装的基础，然后再按照施工的需要进行点位放样。在工程建设的运营管理阶段，为了监视建筑物的安全和稳定的情况，验证设计是否合理、正确，需要定期对其位移、沉陷、倾斜以及摆动等进行观测。因此，这一阶段的主要测量工作是工程建筑物的变形观测。

工程测量按其研究对象可分为：建筑、水利、铁路、公路、桥梁、矿山、城市、国防等工程测量，以及精密工程测量、工程摄影测量等。主要有以下一些内容：

一、建筑工程测量

建筑工程测量是建筑工程的勘测、设计、施工、管理等各个阶段的测量工作。根据不同的施测对象和阶段，建筑工程测量包括如下内容：

(1) 测图　在勘测阶段，为了对建筑物的具体设计提供地形资料，需在建筑地区测图。由于只在局部范围内测图，可以不顾及地球曲率的影响。因而测图只需按一定的测量程序，测定具有代表性的地物、地貌，就可绘制一定比例尺的地形图。建筑物竣工后，为了工程验收和维修管理，还要测绘竣工图。

此外，与建筑工程有关的土地划分，用地边界和产界的测定，需要测绘地物平面图。对于道路、管线和特殊构造物的设计，还需测绘带状地形图和沿某方向的断面图。

(2) 用图　建筑物的设计方案，力求经济、合理、实用、美观，合理使用土地，正确处理建筑物和环境的关系，做到人工美和自然美的结合。因此，用图（地形图、地物图和断面图）贯穿于设计阶段的全过程。

用图就是利用成图的基本知识和原理，如构图方法、坐标轴系等在图上进行量测，并把图面量测的数据，反算为现场地面相应的测量数据，从而解决设计和施工提出的问题，用图是一个逆向成图知识的过程。

(3) 放样　建筑物、构筑物进入施工阶段，就需根据它的设计图，按照设计要求，通过测量的定位、放线、安装和检查，将其平面位置和高程标定到施工的作业面上，为施工提供正确位置，指导施工。放样是测图的逆过程，贯穿施工全过程。

此外，对某些特殊要求的建筑物，为了监视在各种应力作用下它的安全性和稳定性，或

检查它的设计理论和施工质量，还需要进行变形观测。为此，要在建筑物上设置若干观测点，按照测量的观测程序和周期，测定建筑物及其地基在建筑物荷重和外力作用下随着时间产生的变形，包括沉降观测、位移观测、倾斜观测、挠曲观测、裂缝观测等。

二、矿山测量

矿山测量学是一门边缘学科，它综合运用测绘、地质及采矿等多种学科的知识，来研究和处理矿山地质在勘探、建设和采矿过程中由矿体到围岩、从井下到地面在静态和动态下的各种空间几何问题。在勘探、设计、建设、生产各个阶段直至矿井报废为止，都要进行矿山测量工作。

在矿床勘探阶段，要建立勘探区域的地面控制网，测绘1:5 000比例尺地形图，标定设计好的勘探工程，并将其测绘到平面图上，与地质人员共同测绘、编制图纸资料和进行储量计算。

在矿山设计阶段，需要测绘比例尺为 1:1 000，1:2 000 的地形图，作为工业广场、建(构) 筑物、线路等的设计用图，并进行土石方计算。

在矿山建设阶段，主要进行一系列施工测量。如工业与民用建筑物放样、凿井开巷测量，设备安装测量及线路测量等。

在矿山生产阶段，需要进行巷道标定与测绘，储量管理，开采监督，岩层与地表移动观测与研究，露天矿边坡稳定性的观测与研究，参加采矿计划编制和环保工作等。

三、水利工程测量

水利工程测量是水工建设中不可缺少的一个组成部分，无论是在水利枢纽工程的勘测设计阶段，还是在施工建造阶段，以及其后的运营管理阶段中，都要进行相应内容的测量工作。

在勘测设计阶段，测量工作的主要任务是为水工建（构）筑物设计提供必要的地形资料和其他测量数据。随着水利枢纽工程设计阶段的不同，枢纽位置的地理地貌特点，以及建筑物规模大小等因素的影响，对地形图的比例尺要求也不相同。因而在为水利枢纽工程设计提供地形图资料时，应根据具体情况确定相应的比例尺。由于为水利枢纽工程提供的地形图是一种专业性用图，在测量精度、地形图所表示的内容方面都有特殊要求。一般来说，与国家基本图相比，平面位置精度要求较宽，而对地形精度要求有时较严。在勘测设计阶段除了提供上述地形图资料外，还应满足其他勘测工作的要求。如地质勘探工作中的各种比例尺的地形底图，联测钻孔的平面位置和高程，测定地下水位的高程；在水文勘测中测定流速、流向、水深以及提供河流的纵横断面图；此外，还需为各种专用输电线、运输线和附属企业、建筑材料场地提供各种比例尺的地形图及相应的测量资料。

在水利枢纽工程的施工期间，测量工作的主要任务是按照设计的意图，将设计图纸上的建筑物以一定的精度要求测设于实地。此外，在施工过程中，有时还要对地基及水工建筑物本身或基础进行施工中的变形观测，以了解建筑物的施工质量，并为施工期间的科研工作收集资料。在工程竣工或阶段性完工时，要进行验收和竣工测量。

在水利枢纽中，大坝是最重要的建筑物，因此要定期或不定期地对其进行变形观测，以监视安全并且为科研之需。我们常把用工程测量的方法观测水工建筑物几何形状的空间变化称为外部变形观测。包括水平位移观测、垂直位移观测、挠度观测和倾斜观测等。其观测范

围不仅包括建筑物的基础、建筑物本身，还包括建筑物附近受水压力影响的部分地区。在这一时期，测量工作的特点是精度要求高、重复性大、仪器设备多。

四、线路工程测量

线路工程包括铁路、公路、输电线路、灌渠以及各种地下管线等线型工程。各种线路工程在勘测设计阶段、施工建设阶段和竣工阶段所进行的测量工作，统称为线路工程测量。其主要内容有中线测量（包括曲线测设），纵、横断面测量、带状地形图测绘以及施工测量。

1．勘测设计阶段的测量工作

(1) 初测　初测是根据计划任务书确定的修改原则和线路的基本走向，通过对有价值的线路具体方案的勘测，从中确定采用的路线，为编制初步设计文件提供资料。测量的主要内容有：导线测量，高程测量，地形测量等。

(2) 定测　定测是根据批准的初步设计文件和确定的路线方向及有关构造物的布设方案进行的测量工作。定测应结合自然条件，通过实地放线和局部线路调整，测定线路位置及有关构造物的准确位置，为施工图设计提供资料。定测的主要内容包括中线测量、高程测量、横断面测量和地形图测绘等。

2．施工阶段的测量工作

在施工阶段，首先要检测勘测设计阶段所建立的平面、高程控制桩，在检测基础上进行恢复中线测量。此外还要放样路基和路基边坡，测定竖曲线，放样线路上建（构）筑物轴线及其结构尺寸。

3．竣工阶段的测量工作

线路工程竣工以后，为了检查工程质量是否符合设计要求，为以后线路运营养护提供依据，应进行竣工测量。竣工测量应在导线测量和高程测量的基础上进行。主要是标定中线位置及里程桩。测定线路中心线纵断面图和路基横断面图。在大型建（构）筑物附近设置平面和高程控制点，供以后工程养护管理使用，例如沉降、位移观测等。

五、军事工程测量

军事工程测量是在军事工程建设的勘测设计、施工建设和运营管理阶段所进行的测量工作[11]。为各种军事工程建设提供精确测量数据、地形图、地籍图和断面图，保障工程建设按照设计竣工和安全有效的使用。军事工程测量的内容主要包括：军用道路测量、地下军事工程测量（军用坑道、洞库测量等）、军港测量、机场测量、靶场工程测量及军事设施测量，以及军工建筑物变形观测等。

军事工程测量的最新发展还包括为军事和国防部门提供应用测量服务，主要体现在如下三个方面：一是为军事和国防的一切部门解决计量和基准问题，如测量距离、方向、速度、加速度及三维坐标等；二是为大容量器具（油罐、货舱）测算容积、体积以及为舰船、飞机等测绘外形；三是为营房管理、军垦土地等部门建立信息服务和管理系统。

六、精密工程测量

随着现代科学技术的飞速发展，人类科学技术不断向宏观宇宙和微观粒子世界延伸。由于发展空间科学，进行大型特种精密科学实验以及各种现代化建设的需要，工程建筑物的规模越来越大，结构也越来越复杂，为了保证大型精密设备的安全和正常运行，不但对各工艺

构件间相互位置的精度要求越来越高，而且对测量的速度也要求越来越快，因此出现了精密工程测量。精密工程测量的主要任务是解决各种大型特种精密工程所提出的高精度的测量课题。它的特点是：极高的测量精度要求；非传统的测量方法和专用仪器设备；合理的数据处理方法和测量过程的自动化等。精密工程测量是工程测量学内容的丰富、扩展和延伸，它和工程测量学有着密不可分的联系。

精密工程和一般建筑工程一样，包括规划设计、施工放样和运营管理三个阶段，其中大部分测量工作和一般工程的测量工作相近。但是，大型精密工程的特点是：由于它们的大型和稀有性，耗资巨大，必须确保在极其安全可靠的状态下无故障、高效能地运行，因此它们的精度要求极高。精密工程测量与普通工程测量有许多不同之处：在精密工程的规划设计阶段，要研究地壳形变及局部重力场不均匀性对工程稳定性的影响，要根据工程所处位置的地形、地质、水文以及人工活动等因素进行地形变监测，为设计提供必要和准确的资料；对有统一工艺流程和结构的大型建筑物，除了要建立高精度的施工测量控制网外，还要建立高精度的安装测量控制网，对控制点的稳定性要求较高；为了保证大型工艺设备的正常运行，要实现用仪器和自动装置来代替人进行工作的测量自动化等。

七、工程摄影测量

工程摄影测量是摄影测量理论及方法在工程测量中的具体应用。它是利用摄影机或其他数据获取设备，对一定范围内的研究对象进行静态或动态摄影取得记录相片，根据相片上的图像进行量测、分析，从而求定研究对象上点的二维或三维坐标等数据或绘制对象的各种图解图的科学技术和工艺。由于摄影构像能真实而详尽地记录摄影瞬间客观物体的形态，并有良好的量测性和判读性能，因此，工程摄影测量被广泛地应用于水力学及水利工程、矿山测量、环境工程、建筑学、地质学、考古学、生物学、材料力学、结构力学、岩土力学、流动力学、空气动力学、核子物理、医学、生物立体量测学、宇航、海洋学、工业、农业、铁路工程、航道测量、交通管理、体育等领域。

工程摄影测量的研究范围主要有：建筑施工过程利用摄影测量方法检查建筑物的装配精度，测量工程建筑物与构筑物的变形。如可以测定烟云扩散参数，并提供某些设计参数。可在实验室内对试验模型进行测量。在船舶制造中，可进行超级舰艇、油轮的船体安装及容积测定、大型断面锥度与形状的检核、工艺过程的监测、船内管道布置的模型测量及螺旋桨测量等。在军车制造中，可用于坦克、汽车车身模型尺寸的量测以及运行中与障碍物碰撞后的特性测定，轮胎变形测定等。在研究动态目标时，可用于研究高速流逝过程，如测量导弹、炮弹、飞机的运动速度及轨迹。

工程摄影测量的主要特点表现在：(1) 像片信息丰富、容量大，显示能力客观、影像逼真，适用于不规则物体的外形测量；(2) 在工程摄影测量中，所涉及到的目标大小、摄影距离、精度要求、静态或动态等各方面均有不同，但只要合理地选择摄影仪器、摄影方式与布设控制，就可以解决科研和生产中的若干复杂问题；(3) 对安全监测测量来说，往往希望能同时测定许多的点，以利于对问题的分析，而工程摄影测量的一个重要特点，就是能在瞬间摄取很多个点，这样就可在量测仪器上量测并计算出所需的大量的物方点空间坐标；(4) 摄影像片可以长期保存，便于日后对成果的查核、比较和分析；(5) 与传统的工程测量相比，可减少外业工作量，减轻劳动强度，提高经济效益。可以相信工程摄影测量在工程测量中的应用领域将越来越广。

第三节　工程测量学的地位及其与邻近学科的关系

工程测量学科的发展，与现代科学技术的发展水平和速度、与人类社会改善生活和工作环境所进行的生产活动、与现代战争的要求和军事活动密切相关。工程测量的发展已经突破原来的土木工程的狭窄概念，而向所谓的“广义工程测量”发展。正如苏黎世工业学院马西斯教授所指出：“一切不属于地球测定，不属于有关国家地图集的陆地测量和不属于公务测量的实际测量课题，都属于工程测量。”可见工程测量应用领域之广泛，与其他学科联系之紧密。

广义工程测量学是研究并提供地表上、下及周围空间建筑和非建筑工程几何物理信息和图形信息的应用技术学科，一切高科技发展的成就，都可以用来解决精密复杂的工程测量课题，因此它不是一个单一的学科，而是与许多学科之间互相渗透、互相补充、互相促进的技术学科。一方面它需要应用现代大地测量、摄影测量与遥感、地图制图、地理学、环境科学、建筑学、力学、计算机科学、人工智能、自动化理论、计量技术、电子工程和网络技术等的新技术新理论解决工程测量中的难题，丰富其内容；另一方面通过在工程测量中的应用，才会使这些新的科学成就更富有生命力。例如 GPS 空间定位技术在工程建设部门获得极为广泛的应用；GIS 地理信息系统和 RS 遥感技术应用于工程勘探、资源开发、城市和区域专用信息管理系统及工程管理信息数据库；CCD 固态摄影机使“立体视觉系统”迅速发展，应用到三维工业测量系统中；机器人技术应用于施工测量自动化；传感器技术和激光技术、计算机技术促进了工程测量仪器的自动化。由此可见，这些新技术新理论不断充实工程测量，成为工程测量不可缺少的内容，同时也促进了这些学科本身的发展和应用。

我国的工程测量在国家建设中发挥了很大的作用，并促进了工程测量学科的进步。随着我国改革开放和社会主义现代化建设的不断发展，大规模的经济和国防建设及科学研究与实验，给工程测量学的发展开辟了无限广阔的前景。

解放后我国建成了独立的比较完整的工业体系，完成了成千上万项重要工程建设，在国防工业和尖端武器的研制等方面也有了很大进展，在所有这些工程建设项目中，都进行了大量的工程测量工作，工程测量工作者为发展国民经济和巩固国防作出了巨大的贡献。

在国防工业和军事工程建设方面，配合各种武器型号的试验，卫星、导弹和其他航天器的发射，进行了大量的军事工程测量工作，工程测量发挥了很大的作用。

在冶金建筑方面，从武钢、包钢到宝钢等大小钢铁企业的建设中，从铁矿勘探与开采，运输线路建设到基础工程，机器设备和结构安装，高炉施工等一系列的工程项目建设中，进行了大量的控制测量、大比例尺测图、建筑方格网测量、施工放样、以及精密机械安装测量等工程测量。

在交通运输方面，修筑了无数条公路、铁路、高速公路，建造了数不清的长短隧道，架设了千百座桥梁。像知名的跨越世界屋脊的长达 2 271km 的康藏公路、兰新铁路和成昆铁路，一直到京九铁路等，都是巨大而艰难的工程，为了保证工程建设的顺利进行，工程测量工作者进行了线路测量、曲线放样、桥梁测量、隧道控制测量和贯通测量等精密而细致的工程测量工作。

在水利建设方面，在祖国无数条大小河流上建设了成千上万座水库、水坝、引水隧洞、水电站工程。例如，正在建设中举世瞩目的长江三峡工程，已建成的长江葛洲坝工程，正在

建设的黄河小浪底工程以及已建成的刘家峡、万家寨工程等，都是大型的拦洪蓄水、发电、灌溉的水利枢纽工程。这些工程不仅在清理坝基、浇灌基础、树立模板、开凿隧洞、建设厂房与设备安装中进行多种工程测量，而且建成后还要进行长期的变形观测，监视大坝的安全。

我国的工程测量在国家建设中发挥了很大的作用，还有很多例子。如新丰江大坝地震发生横向裂缝，被迫泄库，修复后的大坝在倒锤仪的严密监视下，得以重新蓄满和发电，缓解了广东省的能源紧张问题。北京正负电子对撞机工程是一项测量工作量大、项目齐全、复测周期短、监测时间长的大型工程。对基础稳定性的测量、施工控制网和设备安装测量不仅难度大，而且精度要求高，例如要求磁铁安装误差要小于 0.1mm，直线加速器真空管的准直精度要求达到 $10^{-7}\sim10^{-6}$。我国工程测量工作者成功地解决了这些复杂测量课题，保证了正负电子机对撞的一次成功。

第四节　工程测量学的发展趋势

随着传统测绘技术走向数字化测绘技术，工程测量的服务面不断拓宽，与其他学科的互相渗透和交叉不断加强，新技术、新理论的引进和应用更加深入。因此今后工程测量总的发展趋势为：测量数据采集和处理向一体化、实时化、数字化方向发展；测量仪器和技术向精密、自动化、智能化、信息化方向发展；工程测量产品向多样化、网络化、社会化方向发展。具体表现在以下几个方面：

一、大比例尺工程测（成）图数字化

大比例尺地形图和工程图的测绘是工程测量的重要内容和任务。工程建设规模扩大、城市迅速发展以及土地利用、地籍测量的紧迫要求，都希望缩短成图周期和实现成图自动化。目前，国内外已经研制成大比例尺成图数字化系统，正在推广和完善。

野外数据采集、处理到绘图的数字化系统，以 20 世纪 80 年代初瑞士 Wild 厂的 Geomap 整体式测图系统为代表。整个系统形成了一个数据流，而且是双向的，包括全站型仪器、计算机和数控绘图桌。另一种是 Geocomp 机助测量系统，实际上是一个组合式的系统。它们的功能包括机助测量和工程软件两部分，前者为彩色及黑色的各种图的显示和绘制，如由控制绘图机画出工程地形图、等高线图、带状平面图、立体透视图、纵横断面图、剖面图、地籍图、竣工图、地下管网图等；后者工程软件包括数据处理软件、数字地面模型软件及应用软件三大部分，可以进行工程量计算，如计算模型面积、体积及填挖方量等，还可进行土地规划及工程设计。这种机助成图系统不仅用在城市、工矿地区测图和地籍测量中，而且在欧美一些先进国家也用在公路、铁路、输电线路及水利等测量部门。

国内大比例尺工程测图数字化在近几年内得到了迅速的发展，已经推出了多种商业化数字测（成）图软件系统。利用袖珍计算机、掌上计算机和便携机及全站仪、半站仪进行数据采集和成图处理，适合中国国情，为数字化测图作出了贡献。

二、工业测量系统的最新进展

20 世纪 80 年代以来，现代工业生产进入了一个新的阶段。许多新的设计、工艺要求对生产的自动化流程、生产过程控制、产品质量检验与监测等工作进行快速、高精度的测点、

定位，并给出工件或复杂形体的三维数学模型，这是传统的光学、机械等工业测量方法所无法完成的。工业测量系统是指以电子经纬仪、全站仪、数字相机等为传感器，在计算机的控制下，完成工件的非接触和实时三维坐标测量，并在现场进行测量数据的处理、分析和管理的系统。与传统的工业测量方法相比较，工业测量系统在实时性、非接触性、机动性和与CAD/CAM联接等方面有突出的优点，因此在工业界得到了广泛的应用。

随着电子经纬仪朝高精度和自动化方向的发展以及激光干涉测量技术和数字摄影测量技术的应用，世界上出现了诸多商用的工业三维坐标测量系统，它们在航空航天工业、汽车工业、造船工业、电力工业、机械工业和核工业等行业和部门得到了极大地推广和应用。

1．经纬仪测量系统

经纬仪测量系统（MTS）是由多台高精度电子经纬仪构成的空间角度前方交会测量系统，如Leica在1995年前推出的ManCAT系统和ECDS3系统，最多可接8台电子经纬仪，现在波音和麦道飞机制造公司及其合作伙伴（如中国沈飞、上飞、西飞等）还在使用ManCAT系统。经纬仪测量系统的硬件设备主要由高精度的电子经纬仪T2000/T3000与TPS5000系列（也可联Kern的E2/E20电子经纬仪）、基准尺、接口和联机电缆及微机等组成。采用手动照准目标，经纬仪自动读数，逐点观测的方法。MTS在几米到十几米的测量范围内的精度可达到0.02～0.05mm。

2．全站仪极坐标测量系统

全站仪极坐标测量系统是由一台高精度的测角、测距全站仪构成的单台仪器三维坐标测量系统（STS），例如Leica1995年前所推出的商业化系统PCMSplus，其全站仪采用TC2002，测角精度为0.5″，测距标称精度为1mm＋1ppm·D。TC2002在近距离测距时，无需棱镜作为测距目标，只需采用特制的不干胶（或磁性）反射片贴到被测物的表面上，在软件处理时顾及了标志的厚度。

极坐标测量系统的发展方向是自动极坐标测量系统（APS），自动极坐标测量系统是由一台TM3000D马达驱动电子经纬仪和一台Leica测距仪构成的。APS的照准和观测完全自动化，特别适用于露天矿建设工地等的滑坡变形监测。最新的APS-Win系统采用TM1800马达经纬仪或TCA1800/TCA2003自动跟踪全站仪。TCA系列全站仪采用了所谓的自动目标识别（ATR）技术，能自动瞄准棱镜进行测量。它的基本原理是ATR与望远镜同轴安装，并向目标发射激光束，返回的激光束被仪器中的CCD相机捕获从而计算出反射光点中心的位置并化算为水平角和垂直角改正数，最后驱动马达步进到棱镜的中心位置。

由多台TCA1800构成的自动极坐标测量系统已经应用于香港地铁的变形监测中，其中一台仪器可监测近200m左右的断面，每个断面上按一定间隔安装专用的微型棱镜，并在固定点上也安装棱镜，多台仪器同时对固定站和变形点进行观测，从而实现了2个地铁车站间隧道的24小时不间断自动化测量。

3．激光跟踪测量系统

激光跟踪测量系统（LTS）的代表产品为SMART 310。与常规经纬仪测量系统不同的是，SMART 310激光跟踪测量系统可全自动地跟踪反射装置，只要将反射装置在被测物的表面移动，就可实现该表面的快速数字化。由于干涉测量的速度极快（每秒最多到500次读数），其坐标重复测量精度高（达到5ppm），因此它特别适用于动态目标的监测，如机器人的检校等。SMART 310的测量原理同样是极坐标法，测量硬件为一台激光跟踪仪（Laser Tracker），它的测量头的设计与经纬仪类似，也有横轴和竖轴，并用码盘分别测量水平角和

垂直角。斜距通过激光干涉测量法获得，由于干涉测量只能获得相对距离，因此绝对距离需要从某一距离已知的点上起算。

最新的激光跟踪测量系统为 Axyz-LTM，它的硬件为 LT500/LTD500 激光跟踪仪，其测量速度比 SMART 310 快一倍，而 LTD500 为带绝对测距仪的激光跟踪仪，在测量信号遮挡后，绝对测距仪能及时测出绝对距离，保证跟踪仪能继续测量，因此工作速度更快，可用于放样和检测。

4．数字摄影测量系统

美国大地测量服务公司（GSI）生产的 V-STARS 是数字摄影测量系统的典型产品。它是采用数字近景摄影测量原理，通过 2 台高分辨率的柯达数字相机对被测物同时拍摄，得到物体的数字影像，经计算机图像处理后得到精确的 X、Y、Z 坐标。V-STARS 系统为了保证最佳的图像量测精度和效果，被测点的标志比较讲究，采用特制的回光反射标志（Retro Reflective Target）。在拍摄图像时采用多姿态和不同角度以消除镜头的畸变差，数字相片的相对定向和绝对定向采用专用磁性定向标志和标准尺放在物方空间，同时被拍摄到图像中。相对定向由鼠标控制完成，而影像匹配则由计算机自动完成。V-STARS 特别适合于动态物体的快速坐标测量，操作方便，对现场环境无任何要求，尤其在有毒、有害的环境下是其他工业测量系统所无法比拟的。在近距离范围内它的测量精度达到了 0.01～0.03mm。

数字摄影测量的最新进展是采用高分辨率的数字相机来提高测量精度，另外，利用条码测量标志可以实现控制点编号的自动识别，采用专用纹理投影设备可以代替物体表面的标志设置，这些最新的技术正在使数字摄影测量朝完全自动化的方向发展。

三、施工测量自动化和智能化的进展

计算机立体视觉是主动式机器人的眼睛，它能实时地提供有关机器人操作目标及其周围环境的方位、距离、形状、色彩和纹理等信息，用以控制机器人完成动态目标和环境的操作任务并促使机器人智能化。施工自动化是通过测量和定位的自动化而实现的。

施工测量的工作量大，现场条件复杂，施工测量的自动化、智能化应是长期的目标。目前出现的“自动寻标全站仪”是向这个目标前进了一步，新型电子速测系统 Geodimeter4000 系列，是由一台 Geodimeter4000 和智能反射器 RPU（Remote Positioning Unit）组成。操作时测量员只需携带一个反射器到待测设的点上，由 RPU 发射一个信号，则速测仪接收后自动启动并搜索 RPU，寻到后自动照准并显示方向、距离、竖角、平距及三维坐标，测量员利用 RPU 键盘和显示器检查测量过程。

由 GPS 和智能全站仪构成的自动测量和控制系统在施工测量自动化方面已迈出了可喜的一步，实现了开挖和掘进的自动化。我国自行开发的利用多台 TCA1800 自动目标照准全站仪构成的顶管自动引导测量系统，已在上海市的地下顶管施工中发挥了巨大的作用。系统利用 4 台 TCA1800 全站仪，在计算机的控制下按自动导线测量方式，实时测出机头的位置并与设计坐标进行比较，从而在不影响顶管施工的情况下实时引导机头走向正确的位置。

四、工程测量仪器和专用仪器向自动化方向发展

（1）精密角度测量仪器，发展到用光电测角代替光学测角，光电测角能够实现数据的自动获取、改正、显示、存储和传输，测角精度与光学仪器相当并有超过。如 T2000、T3000 电子经纬仪采用动态测量原理，测角精度达到 0.5″。马达驱动的电子经纬仪和目标识别功

能实现了目标的自动照准。

(2) 精密工程安装、放样仪器，以全站式电子速测仪发展最为迅速。全站仪不仅具有测角和电子测距的功能，而且具有自动记录、存储和运算能力，有很高的作业效率。最新的全能型全站仪，在完善的硬件条件下，包含了丰富的软件，可实现地面控制测量、施工放样和大比例尺碎部测量的一体化，同时还具有中文菜单提示和人机交互操作功能。

(3) 精密距离测量仪器，其精度与自动化程度愈来愈高。干涉法测距精度很高，例如，欧洲核子中心（CERN）在美国 HP5526A 激光干涉仪上，设计了有伺服回路控制的自准直反射器系统，施测 60m 以内距离误差小于 0.01mm；瑞士与英国联合生产的 ME5000 电磁波测距仪，采用 He-Ne 红色激光束，单镜测程达 5km，精度为 $\pm 0.2mm \pm (0.2 \sim 0.1ppm) \cdot D$。

(4) 高精度定向仪器，陀螺经纬仪在自动化观测方法上有了较大进步。采用电子计时法，定向精度从 $\pm 20''$ 提高到 $\pm 4''$。新型陀螺经纬仪由微处理器控制，可以自动观测陀螺连续摆，并能补偿外部干扰，因此时间短、精度高，例如德国 DMT 生产的 Gyromat 2000 陀螺经纬仪只需 9min 观测就能获得 $\pm 3''$ 的精度。目前陀螺经纬仪正向激光陀螺定向发展。

(5) 精密高程测量仪器，采用数字水准仪实现了高程测量的自动化。例如，Leica NA3003 和 Topcon DL101 全自动数字式水准仪和条码水准标尺，利用图像匹配原理实现自动读取视线高和距离，测量精度达到每公里往返测高差均值的标准差为 0.4mm，测量速度比常规水准测量快 30%；德国 REN002A 记录式精密补偿器水准仪和 Telamat 激光扫平仪实现了几何水准测量的自动安平、自动读数和记录、自动检核，为高程测量和放样提供了极大的方便。

(6) 工程测量专用仪器，主要指用于应变测量、准直测量和倾斜测量等需要的专用仪器。应变测量仪器有直接使用的各种传感器，及用机械法和激光干涉法的精密测量应变的仪器，如欧洲核子中心研制的 Distinvar 是精密机械法测距的装置，精度达 0.05mm；激光干涉仪测量精度达 10^{-7} 以上，可用于直接变形测量，还可检核其他仪器。用于地面或高大建筑物倾斜测量的倾斜仪，一类是根据“长基线”做成的静力水准仪，精度高达 0.001″，如国产的 FSQ；另一类采用垂直摆或水平气泡作为参考线，通过机械法或电学法测量倾斜，精度为 0.01″。遥测倾斜仪主要用于监测滑坡、地面沉陷、地壳形变等方面。波带板激光准直系统的精度在大气中为 $10^{-4} \sim 10^{-3}$，在真空中可达 10^{-7}。它已成功的用于精密的轨道安装和加速器磁块的定位、大坝变形观测等，例如北京正负电子对撞机工程的直线加速器的安装。

五、特种精密工程测量的发展

为了保证各种大型建设工程的顺利进行，需要进行特种精密工程测量。特种精密工程测量的特点是把现代大地测量学和计量学结合起来，使用精密测量和计量仪器，在超出计量的条件下，达到 10^{-6} 以上的相对精度[8]。

大型精密工程不仅结构复杂，而且对测量精度有很高要求，例如研究基本粒子结构和性质的高能粒子加速器工程，要求安装两相邻电磁铁的相对径向误差不超过 $\pm 0.1 \sim 0.2mm$，在直线加速器中漂移管的横向精度为 $0.05 \sim 0.3mm$。紧缩场工程的检校测量精度为 0.02mm。工程测量要满足这样高的精度，就要开展一系列的研究工作，包括选择最优布网方案，埋设最稳定标志，研制专用的测量仪器，采用合理的测量方法，进行数据处理和建立数据库等。以大型核电厂工程测量为例，60m 长、20m 宽的汽轮发电机组，其平面控制点

精度要小于2mm，水平位移和垂直位移精度在±0.2～0.5mm。为此需要建立自动化持续的监测系统，包括液体静力水准测量系统（$\sigma = \pm 0.1$mm），电子应变仪（测量基础与汽轮机组之间的距离变化，测程2mm时，$\sigma = \pm 0.007$mm，测程8mm时，$\sigma = \pm 0.02$mm），电子铅直仪（测量汽轮机组基座平面位移，测程5mm时，$\sigma = \pm 0.05$mm），电子测倾仪（$\sigma = \pm 1''$）等。

六、工程测量数据处理自动化和数据库

随着测量仪器的发展，一方面由于仪器精度的提高，使许多一般性的工程测量问题变得简单；而另一方面又因所获得的信息量很大，对数据动态处理和解释的要求提高，从而对结果的可靠性和精度要求也大大提高。特别是大型建筑和工业设备的施工、安装、检校、质量控制以及变形测量等，要求工程测量工作者除了具有丰富的经验外，还应在测量技术方案设计、仪器方法选择等方面，应与相邻学科如地球物理、工程地质和水文地质的专业技术人员密切合作，在研究和制定恰当的数据处理方法及计算机软件等方面，应具有丰富的专业知识和独立的工作能力。随着计算机技术的发展，工程测量数据处理正在逐步走向自动化。主要表现在对各种控制网的整体平差、控制网的最优化设计和变形观测的数据处理和分析等方面。

随着工程测量数据采集和数据处理的逐步自动化、数字化，测量工作者更好地使用和管理海量工程测量信息的最有效途径是建立工程测量数据库或与GIS技术结合建立各种工程信息系统。目前，许多工程测量部门已经建立了各种用途的数据库和信息系统，如控制测量数据库、地下管网数据库、道路数据库、营房数据库、土地资源信息系统、城市基础地理信息系统、军事工程信息系统等。为管理部门进行信息、数据检索与使用管理的科学化、实时化和现代化创造了条件。

七、工程摄影测量和遥感技术的广泛应用

工程摄影测量是用量测机或非量测机对目标摄影，解析出空间坐标，它是通过直接线性变换法而获得的，不必进行常规的像片内、外方位定向。根据这些点位的空间坐标，绘画出目标的等值线图及其状态。它的应用范围非常广泛，可应用于文物、考古、园林、环境保护、医学等。例如，20世纪80年代以来，北京市园林局借助北京地区有关测绘单位的技术力量和设备，测制了大量园林古建筑图，得到了建筑学家和文物专家的认可，认为采用近景摄影测量技术进行文物古迹和古建筑测绘是高效、优质的好方法。

近景摄影测量的趋势，重点是发展非量测摄影机和数码相机，因为其使用方便，价钱便宜。量测摄影机则向全能自动化方向发展。

实时摄影测量是利用面阵列摄影机直接数字化影像，通过模数转换器和数字图像处理器的一种数字摄影测量技术。将它应用于近景摄影测量有独特的优点，图像稳定性强、处理周期短、获取物方空间坐标快、价格便宜。在制造工业、医学、天文学和机器人中获得广泛应用。其主要设备包括：（1）固态摄影机或电视摄像机1～2台；（2）模数转换器；（3）数字图像处理器；（4）控制计算机；（5）输出设备如监视器、打印机和绘图机等。实时摄影测量系统的工作过程为：图像获取、图像处理和摄影测量处理。

八、GPS 在工程测量中的应用

GPS 定位技术是近代迅速发展起来的卫星定位新技术，在国内外获得了日益广泛的应用。用 GPS 进行工程测量有许多优点：精度高，作业时间短，不受时间、气候条件和两点间通视的限制，可在统一坐标系中提供三维坐标信息等，因此在工程测量中有着极广的应用前景。如在城市控制网、工程控制网的建立与改造中已普遍地应用 GPS 技术，在石油勘探、高速公路、通信线路、地下铁路、隧道贯通、建筑变形、大坝监测、山体滑坡、地壳形变监测等方面也已广泛地使用 GPS 技术。

随着差分 GPS 技术（DGPS）和实时动态 GPS 技术（RTK）的发展，出现了 GPS 全站仪的概念。可以利用 GPS 进行施工放样和碎部点测量，并在动态测量中有着极为广泛的应用，从而进一步拓宽了 GPS 在工程测量的应用前景。GPS 与其他传感器（如 CCD 相机）或测量系统的组合解决了定位、测量和通信的一体化问题，国外已成功地应用于快速地形测绘；高精度 GPS 实时动态监测系统实现了大坝变形监测的全天候、高频率、高精度和自动化，是大坝外部变形观测的一个发展方向。

第二章　工程测量学的原理、方法和技术

工程测量学遵循测量学或测绘学的基本原理，在测绘学概论和大地测量学中对测量学的原理、方法和技术都有叙述。为了解决工程和工业建设中的测绘技术问题，工程测量学也形成了具有自身特点的原理、方法和技术，以及各种通用和专用的测量仪器。本章着重介绍工程测量学的基本原理、方法、技术及与之相应的仪器。

第一节　观测量和测量定位原理

一、工程测量中的观测量

工程测量的本质是通过各种观测量确定客观存在的（实际的）被测物体上各特征点在某一特定坐标系下的空间三维坐标（或平面位置与高程）及其随时间的变化；另一方面，则是根据设计的坐标（平面位置和高程）通过各种观测量将设计的（抽象的）实体放样到现实世界中来[60]，因此，涉及到观测量这一重要概念。工程测量中的观测量主要有以下几种：

1．角度（或方向）观测量

角度又分水平角和高度角（或称垂直角），如图 2-1（a）所示，β_{12}是测站 A 所观测的夹角P_1AP_2。如果 P_1 为零方向，该方向的度盘读数为 0°00′00.0″，AP_1 的方位角为 ζ_A，则 AP_1、AP_2 的坐标方向角分别为 ζ_A 和 $\zeta_A+\beta_{12}$。我们称 P_1、P_2 点的度盘读数为方向观测值，按顺时针方向计算，两方向观测值之差为相应两方向间的水平角观测值。

高度角是观测方向线与水平线之间的夹角，天顶距则是观测方向线与铅垂线间的夹角。如图 2-1（b）中的 α_i 和 Z_i。

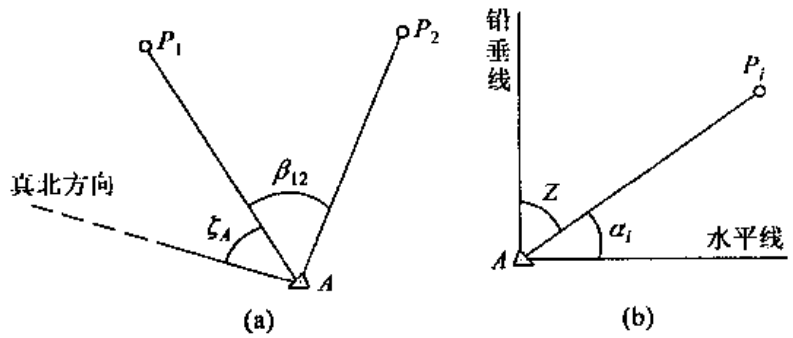


图 2-1　角度观测量

水平角一般通过光学经纬仪或电子经纬仪的水平度盘获取，而高度角则是由经纬仪的竖盘得到，其精度与仪器和测回数有关。角度的单位有两种，一种是 360 度的度分秒制，一种

是400度的新度制。

2．距离观测量

包括两点间的斜距、平距，一点到某一直线的距离，一点到某一平面的距离。距离可以用钢尺、皮尺、钢瓦线尺直接丈量，称为机械法量距；也可通过经纬仪、视距仪以及定长横基尺用光学法得到，称视距法和视差法测距；但最多的是用电磁波测距仪根据相位法或脉冲法原理测量两点间的距离，称光电法测距或电磁波测距；采用全球定位系统技术也可以得到两点间的距离，观测量是接收机到卫星间的伪距，其原理与电磁波测距相同（见本章的第四节）。

距离测量的精度与距离长短、所使用仪器和方法等有关，单位为公制的米。

3．高差观测量

两点之间的高差为两点正常高程（俗称海拔高程）之差，实质上是一种在特定方向上的距离。通常用几何水准测量的方法或电磁波测距三角高程测量的方法获得，在特殊情况下也可用钢尺代替水准尺获取地面点与井下点之间的高差。对于工程变形监测，则多采用液体静力水准测量系统精确测量监测点之间的高差及其变化。

4．方位角观测量

地面上某一方向线与真北方向之间的夹角称为真方位角，通常用陀螺经纬仪测得。在地下工程如矿山巷道、铁路与公路隧道以及城市地铁隧道中应用。

二、工程测量的测量定位原理

工程测量的最基本任务有两个：一是确定实际物体（被测对象）上任意一点（被测点）在某一特定坐标系中的位置（通常用二维或三维坐标来描述）；二是根据设计物体（放样或测设对象）上离散特征点的已知坐标确定抽象物体在现实空间中的位置。前者称为测量，后者称为测设或放样。测量和放样都是通过角度、距离、高差等观测量确定点的位置。

工程测量的平面坐标系通常采用高斯-克吕格平面直角坐标系或独立的平面直角坐标系，高程采用正常高程系统。通常用点的二维平面坐标和海拔高程描述点的位置。在工业测量中，则采用独立的空间三维直角坐标系。

确定点的平面位置的方法有很多，如极坐标法、测角前方交会法、距离前方交会法、距离角度混合前方交会法、角度侧方交会法、角度（或距离）后方交会法、角度距离混合后方交会法和直角坐标法等。放样是测量的反过程，大部分方法既可用于测量点位，又可用于放样点位。根据工程的具体特点，放样方法中还有轴线交会法、方向线交会法、方向距离交会法（如偏角法）、正倒镜投点法、切线支距法、图解法、归化法等。

对于高程的测量有几何水准测量、三角高程测量、静力水准测量、雷达测高以及GPS测量等方法，而高程的放样主要采用几何水准和电磁波测距三角高程测量方法。

在工程测量中点的平面位置和高程的测量和放样通常是分开进行的，即使是同时进行，也分别在平面坐标系和高程坐标系中分开计算。在三维工业测量中，则在独立的空间三维直角坐标系中进行。

下面说明一、二、三维坐标的测定原理。

1．高差与高程的测定

水准测量和用水准仪进行高程放样的原理十分简单，它是利用水准仪提供的水平视线测定两点之间的高差（如图2-2所示）：

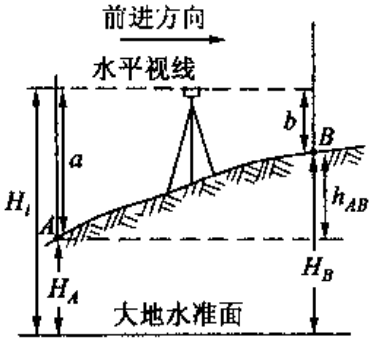


图 2-2　水准测量

$$h_{AB} = a - b \tag{2-1}$$

若 A 点的高程已知，则 B 点的高程为

$$H_B = H_A + h_{AB} \tag{2-2}$$

对于三角高程测量中的高差计算，AB 两点之间的高差为（参见图 2-3）：

$$h_{AB} = h_{12} = S_0\tan\alpha_{12} + CS_0^2 + i_1 - v_2 \tag{2-3}$$

式中：S_0 为 AB 两点间的实测水平距离，α_{12} 为 P、N 两点间的垂直角，i_1、v_2 分别为仪器高和觇标高，C 称球气差系数，有：

$$C = \frac{1-K}{2R}$$

K 为大气垂直折射系数，R 为参考椭球面上弧 $A'B'$ 的曲率半径。

也可将 S_0 化算为高斯投影平面上的长度 d 进行计算，对于对向观测，还可以进一步化算为下述计算高差的基本公式：

$$\bar{h}_{12} = h' + \frac{1}{2}(i_1 + v_1) - \frac{1}{2}(i_2 - v_2) + \Delta h_{12} \tag{2-4}$$

式中：$\Delta h_{12} = \left(\frac{H_m}{R} - \frac{y_m}{2R^2}\right)\cdot h'$，

$h' = d\cdot\tan\frac{1}{2}(\alpha_{12} - \alpha_{21})$，

H_m 为 A、B 两点的平均大地高，y_m 为 A、B 两点到中央子午线的平均横坐标。

2．点的平面直角坐标的测定

下面以极坐标法、测角前方交会法为例说明由已知点平面坐标计算未知点平面坐标的原理。

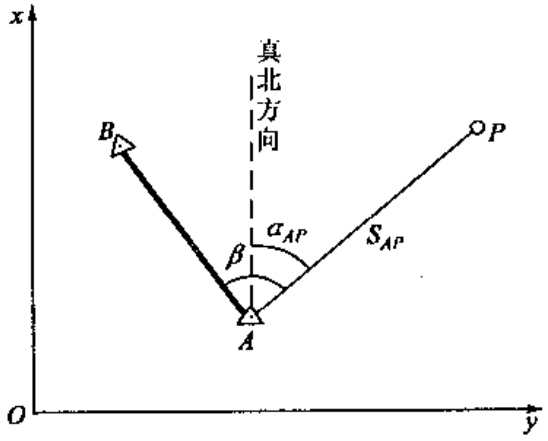


图 2-4　极坐标法

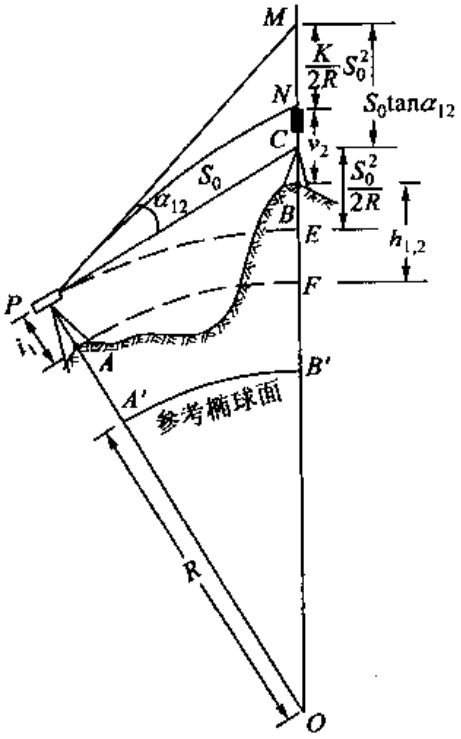


图 2-3　三角高程测量

如图 2-4 所示，A、B 为已知点，坐标为（X_A，Y_A）和（X_B，Y_B），P 为待定点，β 和 S_{AP} 分别为水平角和水平距离，它们可以根据 A 站上的方向、斜距、天顶距观测值以及仪器高、目标高、测站温度、气压、点的近似高程等信息通过各种改正计算得到，P 点的坐

标为：

$$\left.\begin{aligned} X_P &= X_A + S_{AP} \cdot \cos\alpha_{AP} \\ Y_P &= Y_A + S_{AP} \cdot \sin\alpha_{AP} \end{aligned}\right\} \quad (2\text{-}5)$$

式中：$\alpha_{AP} = \alpha_{AB} + \beta - 360^\circ$

$$\alpha_{AB} = \arctan\frac{Y_B - Y_A}{X_B - X_A}$$

极坐标法是确定点位的最简单的方法，随着电子全站仪的问世而被广泛采用。用于放样时，则 P 点的坐标已知，通过坐标反算可求取 AP 的边长、AB 和 AP 的方位角，从而得到放样元素 α 和 S_{AP} 如下：

$$\left.\begin{aligned} \alpha &= \alpha_{AB} - \alpha_{AP} \\ S_{AP} &= \sqrt{(X_B - X_A)^2 + (Y_B - Y_A)^2} \end{aligned}\right\} \quad (2\text{-}6)$$

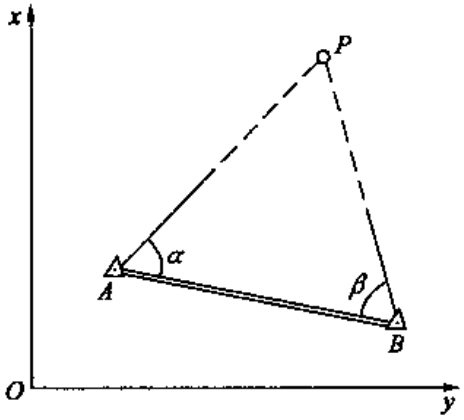


图 2-5　测角前方交会

通过放样元素在实地上标定出 P 点。

测角前方交会确定点 P 的平面位置的原理如图 2-5 所示。在已知点 A、B 上观测角度 α、β，可按余切公式（或称变形的戎洛公式）计算出特定点 P 的坐标：

$$\left.\begin{aligned} X_P &= \frac{X_A \cdot \cot\beta + X_B \cdot \cot\alpha + (Y_B - Y_A)}{\cot\alpha + \cot\beta} \\ Y_P &= \frac{Y_A \cdot \cot\beta + Y_B \cdot \cot\alpha - (X_B - X_A)}{\cot\alpha + \cot\beta} \end{aligned}\right\} \quad (2\text{-}7)$$

由于两点间的方位角和边长与端点的平面坐标具有确定的函数关系，若将测站零方向的坐标方位角 Z_k（称定向角）作为未知数，对于构成任何图形的工程测量控制网，都可以按间接观测原理得到方向和距离观测值的误差方程式，如图 2-6 所示方向 ki 的误差方程式为：

$$V_{ki} = -\zeta_k + \frac{\rho''\Delta Y^0_{ki}}{S^{02}_{ki}} \cdot \delta x_k - \frac{\rho''\Delta X^0_{ki}}{S^{02}_{ki}} \cdot \delta y_k - \frac{\rho''\Delta Y^0_{ki}}{S^{02}_{ki}} \cdot \delta x_i + \frac{\rho''\Delta X^0_{ki}}{S^{02}_{ki}} \cdot \delta y_i + l_{ki} \quad (2\text{-}8)$$

式中：

$$l_{ki} = \alpha^0_{ki} - N_{ki} - Z^0_k$$

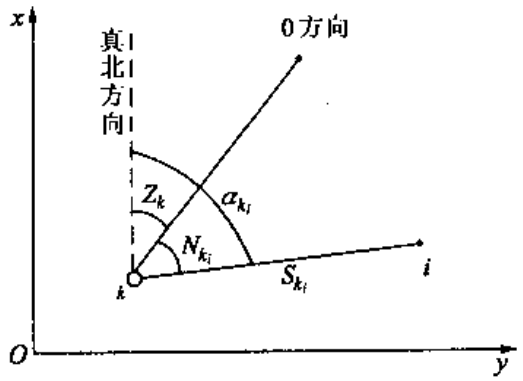


图 2-6　方向和边长观测

ζ_k 为 k 站上定向角近似值 Z^0_k 的改正数，δ_x、δ_y 为近似坐标的改正数，它们是未知的待求平差参数，ΔX^0、ΔY^0 为按近似坐标计算的坐标增量，α^0 和 S^0 为按近似坐标计算的近似坐标方位角和边长，N_{ki} 为方向观测值。对于距离观测值，误差方程式的一般形式为：

$$V_{Ski} = c_{ki}\delta x_k + d_{ki}\delta y_k - c_{ik}\delta x_i - d_{ik}\delta y_i + l_{ki} \quad (2\text{-}9)$$

式中：$c_{ki} = -\dfrac{\Delta X^0_{ki}}{S^0_{ki}} = -\cos\alpha^0_{ki}$

$$d_{ki} = -\frac{\Delta Y^0_{ki}}{S^0_{ki}} = -\sin\alpha^0_{ki}$$

l_{ki} 为近似边长 S^0_{ki} 与观测边长 S_{ki} 之差，即

$$l_{ki} = S_{ki}^0 - S_{ki}$$

无论是单个未知点定位（称单点定位，如各种交会法定点）还是多个未知点与已知点构成网状图形，根据控制网进行同时定位，在工程测量中大都是通过边、角（方向）观测量进行连接，且观测值个数多于坐标未知数个数，即有多余观测。根据方向、边长观测量的误差方程，按最小二乘原理组成法方程组，最后可解算出坐标未知数的最佳估值。工程测量的测量定位不仅具有多余观测，而且对方向、边长还进行重复观测，以提高观测值的精度和可靠性。

3. 点的空间三维直角坐标的测定

在工业测量中，如图2-7所示的坐标系，待定点 P 的三维空间直角坐标采用空间前方交会法，按下式计算[15]：

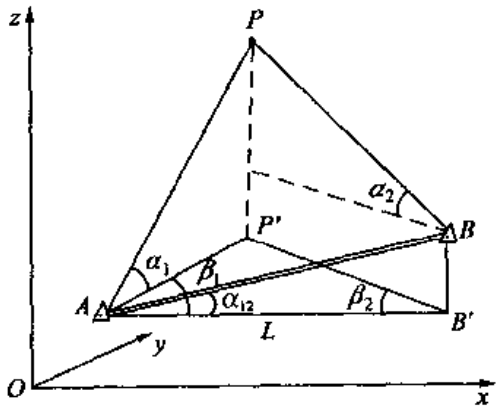


图2-7 空间前方交会

$$\left.\begin{aligned} X &= L \cdot \frac{\sin\beta_2 \cdot \cos\beta_1}{\sin(\beta_1 + \beta_2)} \\ Y &= L \cdot \frac{\sin\beta_2 \cdot \sin\beta_1}{\sin(\beta_1 + \beta_2)} \\ Z &= \frac{z_1 + z_1}{2} \end{aligned}\right\} \tag{2-10}$$

其中，$z_1 = L \cdot \dfrac{\sin\beta_2 \cdot \tan\alpha_1}{\sin(\beta_1 + \beta_2)}$

$$z_2 = L \cdot \left[\frac{\sin\beta_1 \cdot \tan\alpha_2}{\sin(\beta_1 + \beta_2)} + \tan\alpha_{12}\right]$$

β_1、β_2 和 α_1、α_2 为在 A、B 两点上架设仪器所测得的 P 点的水平角和垂直角，L 为 A、B 两台仪器间的水平距离；α_{12}为 A、B 两台仪器间的垂直角。

仪器实际测量的是方向值 r_{1P}和 r_{2P}，设两台仪器间的方向值为 r_{12}和 r_{21}，有：

$$\left.\begin{aligned} \beta_1 &= r_{12} - r_{1P} \\ \beta_2 &= r_{2P} - r_{21} \end{aligned}\right\} \tag{2-11}$$

我们把确定初始参数 r_{12}、r_{21}、α_{12}和 L 的值称为系统的定向。设 A、B 两台仪器间的高差为：$\Delta H_{12} = L \cdot \tan\alpha_{12}$，利用已知长度的基准尺进行测量可以得到 L，因此系统定向主要是确定参数 r_{12}、r_{21}（详见第七章第三节）。

第二节　通用的地面测量方法和技术

一、经典的地面测量方法与技术

（一）角度与方向测量

1．光学经纬仪测角

光学经纬仪是一种最为普通的测角仪器，在控制测量中可用于各种等级的测角网、边角网、导线网、加密网的角度观测；测图中用于地形、地物碎部测量；施工中用于工程放样，以及用于工程变形测量等。工程测量规范中按测角精度将光学经纬仪分为DJ1、DJ2、DJ6几种型号。T2、T3是光学经纬仪最典型的代表。光学经纬仪主要由望远镜、水平和垂直度盘、轴系、水准器、测微器以及基座构成。光学经纬仪中望远镜视准轴的误差（C）、横轴的倾斜误差（i）以及纵轴偏斜误差（δ）（称三轴误差）对角度观测值将产生影响。前两种影响可以通过盘左盘右观测并取平均值得以消除；在精密测角中，纵轴偏斜误差则需要通过一定方法如用跨水准器测定横轴倾斜角进行改正。除上述误差外，还有测微器隙动差、行差、水平度盘和照准部偏心误差、度盘分划误差等误差的影响。在测量作业前需要进行仪器的检验和校正。

尽管光学经纬仪有许多优点，如精度高、稳定、耐用，但由于必须人工操作、读数和记录，故将逐渐被电子经纬仪所替代。目前国外厂家已不再生产T3型号的光学经纬仪了。

2．陀螺经纬仪定向

1）陀螺经纬仪定向原理

陀螺经纬仪是一种可以测量任一条边与真北方向之间的夹角即真方位角的一种仪器。它的定向原理与陀螺仪的特性以及地球自转作用有关。陀螺仪由陀螺转子、转子轴 x、水平轴 y 和垂直轴 z 构成，三轴的交点为转子的支架点。若转子能绕三轴转动且支架点与陀螺仪的重心重合，则称为具有三个自由度的平衡陀螺仪或自由陀螺仪。

陀螺仪具有两个基本特征：在没有外力矩作用的情况下，高速旋转的转子轴的方向保持不变，称为定轴性；在外力矩作用下，陀螺仪转子轴产生进动现象，称为进动性。

由于地球自转和重力矩的作用，陀螺仪转子绕转子轴高速旋转时将朝子午面方向进动。陀螺经纬仪测量真北方向的度盘读数就是基于陀螺仪的这一指北原理。重力矩与纬度有关，随着纬度的增高，转子轴回到子午面的力矩将减小，故用陀螺经纬仪定向时，纬度应不大于70°。

2）陀螺经纬仪的构造及发展

早在1852年法国物理学家福金辛科就提出陀螺仪指北原理，但在工程测量中应用陀螺仪指北原理进行定向，从20世纪50年代才开始。20世纪50年代的液浮式陀螺仪重达250～640kg，一次定向需2～4h，一次定向的精度仅在±1′～±1′30″。到了20世纪60年代，采用金属悬带把陀螺房（或灵敏部）悬挂起来的结构，仪器重量减到35～80kg，一次定向时间为30～60min，精度达±10″～±30″。到了20世纪70年代，设计了小型的陀螺仪作为经纬仪的上架附件，仪器重量（包括经纬仪）进一步减到14～30kg，一次定向时间减到17～40min，一次定向精度±20″～±40″。1987年德国生产的由计算机控制采用积分原理的陀螺经纬仪（Gyromat），测量时间只需7min，而一次定向精度达±3″，该仪器现已实现了全自

动化。我国西安光学测量仪器厂生产的 DJ6-T60、DJ2-T20 以及徐州光学仪器厂的 JT60 与 JT15 等型陀螺经纬仪，一次定向的时间为 30min 左右，一次定向精度为 ±15″～±40″。

陀螺经纬仪一般由经纬仪、陀螺仪、经纬仪与陀螺仪连接装置和电源箱组成。陀螺仪又由 5 部分组成：

●陀螺灵敏部（摆动系统）。其作用是利用高速旋转的陀螺自转轴跟踪子午面，包括悬挂带、导流丝、微型陀螺马达、陀螺房及反光镜等。

●光学准直管（光学观测系统）。通过准直管中光条的摆动来反映陀螺自转轴的运动，作用是观测陀螺自转轴在水平方向的真实摆动状况，跟踪灵敏部。

●锁紧与限幅装置。锁紧装置用于固定灵敏部，不用时使悬挂带不受力的作用，便于搬迁。阻尼装置可以达到限幅的作用。减震装置可以减小震动对灵敏部的影响。

●机体外壳。由陀螺支柱、套筒、防磁层及电缆接口等组成。

●电源。由蓄电池和逆变器组成。

3）观测陀螺北方向的方法

用陀螺经纬仪测量 AB 边的方位角 α，有 $\alpha = M - N$，其中 M 为相对零方向的水平角，因此需要获取陀螺自转轴指向真北且光标与分划板零刻划线重合时水平度盘的读数 N。获取 N 的方法很多，下面简单介绍其中的逆转点法。

固定经纬仪照准部在近似北方向上，起动陀螺到达定额转速，稍后再缓慢地下放陀螺灵敏部，通过限幅装置，使摆幅不超过水平微动螺旋行程范围。用微动螺旋平稳和连续跟踪光标，在摆动达到逆转点时连续读取左右几个逆转点读数 α_1，α_2，…。所谓逆转点读数是：光标在停顿的片刻，用经纬仪水平微动螺旋使分划板上零刻划线与光标重合，这时水平度盘上的读数即为“逆转点读数”（参见图2-8）。

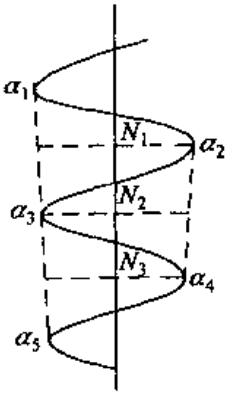


图 2-8　逆转点法

计算中点位置：

$$N_1 = \frac{1}{2}\left(\frac{\alpha_1 + \alpha_3}{2} + \alpha_2\right)$$

$$N_2 = \frac{1}{2}\left(\frac{\alpha_2 + \alpha_4}{2} + \alpha_3\right)$$

……

当互差不超限时，取均值即为所求 N 值：

$$N = \frac{N_1 + N_2 + \cdots + N_n}{n}$$

逆转点读数越多，N 值的精度越高，但观测时间也越长，一般取 5～7 个逆转点读数。必须指出，用陀螺经纬仪测出的方位角与真方位角之间有一个差值 Δ，称为仪器常数，该常数可在已知其真方位角的边上测定。

4）陀螺经纬仪定向的作业过程

图 2-9 中，测站至 N、X、M 方向，分别是测站子午线（真北）、坐标纵轴与陀螺子午线方向。

●在已知边 CD 上测定仪器常数 Δ。

●在待定边 $C'D'$ 上测定陀螺方位角 A'，一般要求测定两次，其互差不超过限差。

●计算子午线收敛角 γ。

一般情况下，地面导线边或三角网边已知的是坐标方位角 α_0，需要求算的是井下定向

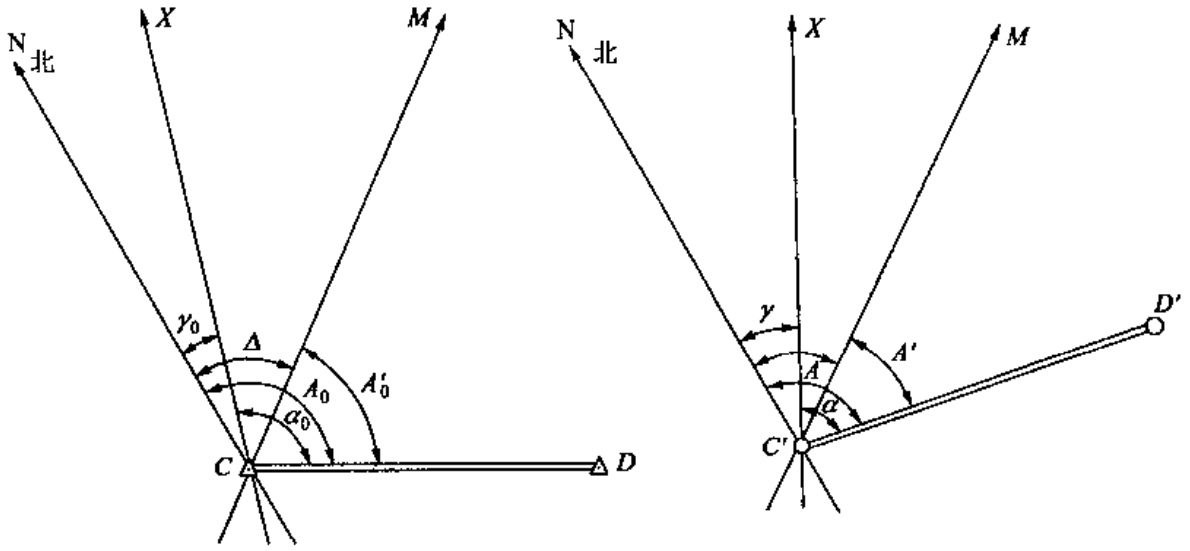


图 2-9　陀螺经纬仪定向

边的坐标方位角 α，而不是其真方位角。当已知边所在地的经度与待定边的经度相差较大时，要加子午线收敛角改正。

●计算定向边的坐标方位角 α

$$\alpha = A - \gamma = A' + \Delta - \gamma \tag{2-12}$$

其中

$$\Delta = A_0 - A'_0 = \alpha_0 + \gamma_0 - A'_0$$

γ_0 和 γ 分别为 C 和 C' 测站上相对于中央子午线的子午线收敛角。

（二）长度测量

1．机械法

机械法长度测量最典型的是钢瓦线尺悬空丈量法，早期用于测量天文大地网中基线网的起始边长，在 20 世纪 50 年代的粒子加速器建设中，也用来丈量精密施工控制网的边长。如图 2-10 所示，该方法的主要工具是钢瓦线尺、滑轮拉力架以及轴杆架等。

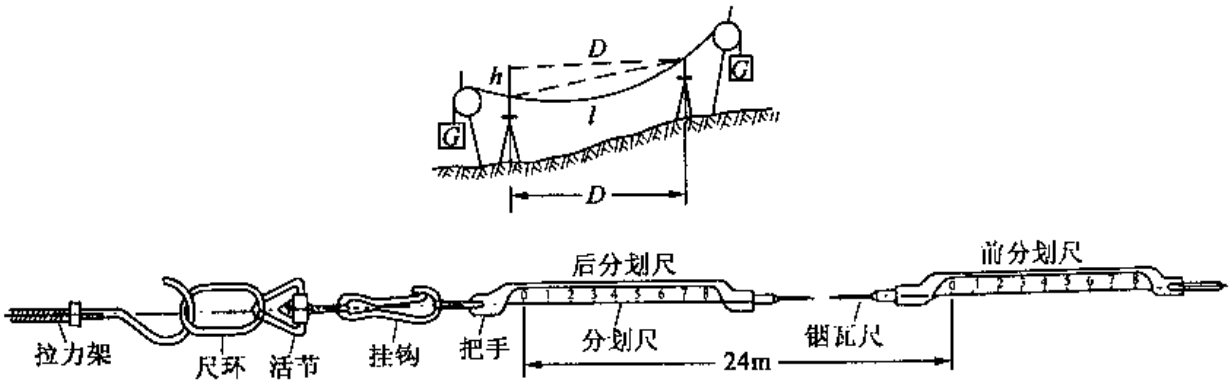


图 2-10　钢瓦线尺悬空丈量

线尺一般长 24m，标准直径 1.65mm，线尺两端各有一个三棱分划尺，分划尺上同名分划线间的距离就是线尺长度。钢瓦线尺的主要特点是膨胀系数小，一般 $\alpha = 0.5 \times 10^{-6}$，可以很高的精度进行温度改正，此外还具有坚硬和弹性的特点。缺点是分子结构不稳定，长度

有后效应，且受震动时长度会产生有突变现象，因此在使用中严禁碰撞和震动。每套装置共有4条或6条同样的基线尺。为测定不足24m的余长，还配有长8m和4m的补尺各一条。

滑轮拉力架是在线尺两端通过滑轮连接线尺从而对线尺施加拉力（重锤G），使其成悬链状。

轴杆架是顶部装有轴杆的三脚架。轴杆顶端刻有十字线，两相邻轴杆头垂直刻线间的距离就是要测量的距离。

用这种方法丈量距离是一跨距一跨距地进行。根据线尺长度 l，两端读数位置的高差 h，重锤拉力 F，尺子检定改正数及温度，即可算出每跨距的水平距离 D，进而算得整个被量测距离的长度。

机械法长度测量还包括皮尺和钢尺量距，皮尺量距精度较低，应用于水准测量丈量前后视距和房地产碎部测量。钢尺量距在施工放样中应用较多。钢尺量距要进行尺长改正、温度改正和倾斜改正，在使用前需作尺长检定，确定出在标准拉力下钢尺的尺长方程式，供改正计算用。

2．视距法

视距法是一种间接测距方法，利用有视距装置的测量仪器如光学经纬仪、水准仪，按光学和三角学原理测出水平距离。最简单的视距装置是由下丝和上丝构成的视距丝，与视距法测量配套的尺子称为视距尺。视距法测量距离的精度低，主要用于局部范围的地形测量。

与视距法原理相似的2m横基尺视差法距离测量，在20世纪50～70年代曾广泛用于导线测量，随着电磁波测距法的掘起，视差法测距已被淘汰。

3．电磁波测距

自从1947年、1958年分别由瑞典和南非首先研制出世界上第一台商品型的光电测距仪和微波测距仪以来，电磁波测距法在测绘生产中得到高度重视。20世纪60年代激光技术、70年代电子计算技术等高新技术的出现和在电磁波测距中的应用，促进了电磁波测距仪的自动化和数字化。1973年瑞士克恩（Kern）公司推出的Mekometer ME3000，在100m内测距精度可达0.2mm，在100～3 000m内可达10^{-6}的精度。该公司于1986年推出的精密激光测距仪ME5000，测距20～8 000m，测距精度可达0.2mm+0.2ppm·D。为克服大气折射对电磁波测距的影响，美国泰拉（Terra）公司于1969年推出双载波激光测距仪Terrameter，测距精度可达10^{-7}。

电磁波测距包括脉冲式光波测距、相位式光波测距和微波测距3种主要方法，其中相位式测距仪使用最广，其测距基本公式为：

$$D = \frac{1}{4\pi}\frac{C_0 \cdot \varphi}{f \cdot n} + K \tag{2-13}$$

式中，C_0为真空中的光速，f为调制频率，n为大气折射率，φ为相位值，K为仪器常数。

测距误差分两类：一类与距离无关，称固定误差；一类与距离成比例，称比例误差。大气折射误差和相位测定误差是主要误差。

由于相应测量的分辨率受到一定的限制，因此，提高调制信号频率是提高测距精度的途径。ME3000、ME5000都属于超高频调制的光电测距仪。

影响测距精度最大的是折射率误差。最理想的是沿光路测定气象元素（温度、气压、湿度），但这是很困难的。通常只能在被观测距离的两个端点测定气象元素，从而推算光路上的平均气象元素求得折射率。这时，折射率的误差达到1×10^{-6}～2×10^{-6}左右，这就决定

了距离测定误差的上限。这个限度可以用不同波长的光同时进行距离测量来克服，这就是双色激光测距，它的原理如下。

用两种激光同时测量一段距离，通常激光源采用 He-Ne 激光（红色）或 He-Cd 激光（蓝色）。设用红色激光测定距离，其值为 D_R，若红色光的平均折射率为 n_R，则几何距离 $D = D_R/n_R$；蓝色激光与红色激光相应，$D = D_B/n_B$。利用这种关系，距离 D 的公式可表示如下：

$$\begin{aligned} D &= D[n_R - (n_R - 1)] = D\left[n_R - \frac{n_R - 1}{n_B - n_R}(n_B - n_R)\right] \\ &= D_{nR} - \frac{n_R - 1}{n_B - n_R}(Dn_B - Dn_R) = D_R - \frac{n_R - 1}{n_B - n_R}(D_B - D_R) \\ &= D_R - A(D_B - D_R) \end{aligned} \tag{2-14}$$

式中：

$$A = \frac{n_R - 1}{n_B - n_R}$$

上式中 D_R、D_B 是测定值，气象元素测定的影响全部包含在 A 中。A 不太依赖于气象条件，大体上是一个常数。由此可见，采用双色激光测距仪可以大大削弱气象条件的影响，提高测距精度。

单独的电磁波测距仪愈来愈少，测距头与光学或电子经纬仪相连接的称为半站式或组合式全站仪。目前，电磁波测距仪的发展趋势是和电子经纬仪集成在一起，成为整体式电子全站仪，在地面测量工程中广为应用。

（三）高程测量

1．光学几何水准测量

几何水准测量的劳动强度较大，且不易实现自动化，但迄今仍是高程控制和传递的基本方法。在工程测量中，主要采用国家高程基准和等级水准点作为高程联测点。几何水准测量的基本原理是借助水准仪上的水准器将视准轴置平以建立水平视线，根据水平视线在不同地点竖立的水准尺上的读数，求得不同点之间的高差（参见本章第一节）。水准仪按每公里往返平均高差中误差的大小划分为 S05、S1、S3、S10 几种型号。几种主要的精密水准仪有 N3、Ni004、S1、Koni007、Ni002 等，例如 S1 为我国北京测绘仪器厂生产的精密水准仪，每公里往返平均高差为 1mm。水准尺有木质水准尺和铟瓦水准尺之分。精密水准仪的检验项目有：视准轴与水准轴相互关系的检校，光学测微器检验及分划值测定，微斜螺旋检验及分划值测定，调焦透镜检验等。水准尺检验则包括：圆气泡检校，每米分划间隔真长的测定，一对水准尺零点差及基辅分划读数差常数的测定等。补偿式精密自动安平水准仪通过补偿原理，在粗略整平仪器的情况下即可精确获得水平视线下的标尺读数，提高了测量速度。摩托化水准测量用测量车代替人的步行，可快速地安置仪器和水准尺，在平原和交通方便的浅丘地区进行等级线路水准测量，可显著地提高工效。

随着电子水准仪和带步进马达驱动自动照准电子水准仪的问世和应用，光学几何水准测量将逐渐朝数字化、自动化方向发展。

2．电磁波测距三角高程测量

三角高程测量的基本思想是根据由测站向照准点所测定的垂直角（或天顶距）和它们之间的距离，计算测点和照准点之间的高差，涉及到几何学原理（见本章的第一节）。实际上在光学经纬仪进行地形、地物碎部测量时，测量碎部点的高程就是采用三角高程测量的原

理，只不过距离是通过视距法得到，所测高程的精度低。用电磁波测距仪精确测距并配合精确观测天顶距，则可精确得到被测点的高程。电磁波测距三角高程测量在生产中已广为采用。目前在丘陵、山区地区可代替三、四等水准测量。由于折射系数误差对高程测定的影响随边长的平方增长，因此须限制边长。研究表明：当视线长度小于200m时，电磁波测距三角高程的精度甚至可达到一、二等水准测量的精度，代替三、四等水准测量的视线长度分别应小于700m和2.1km。除采用对向观测外，在中间设站并有意抬高觇标高度（大于5m）可减小视线长度和减弱折光影响。采用摩托化三角高程测量，在丘陵地区和山区，可显著提高测量速度。

（四）近景摄影测量

近景摄影测量（也称工程摄影测量或地面摄影测量）是在19世纪中叶摄影机发明后不久开始应用的，首先是法国的洛斯达（Laussedat A）于1851年测制地形图。20世纪60～70年代，近景摄影测量在古建筑、文物古迹方面以及在工程、工业方面的应用日益增多。到了20世纪80年代，多站交向摄影与自由网平差方法的引入，使得近景摄影测量的精度与可靠性都得以提高，而且增强了应有的灵活性；另一方面摄影机的改进推进了近景摄影测量在工程与工业中的应用。在70年代前，地面摄影机仅能使用玻璃干板做摄影材料，内方位元素与主距固定。到70年代，蔡司耶那厂首先推出了可调焦、可使用软片的Zeiss Jena UMK摄影机系列，克服了上述不足。因而，在结构监测、变形监测、滑坡与岩崩监测等方面得到了进一步应用。

精密近景摄影测量主要用于三维工业测量，以近景摄影机为传感器组成了摄影工业测量系统。

传统的和经典的近景摄影测量所采用的摄影机一直是摄影经纬仪和固定基线的立体摄影机。它们主要使用干板且固定焦距以确保几何稳定性。

在电子计算机的支持下，解析法摄影测量得到广泛应用，因而也推动了在近景摄影测量中使用非量测摄影机结合作业中的自检校方法的应用。长期试验证明，用置于底片前的格网板改正软片变形，可以获得好的精度，这种带有格网板的摄影机也已用于自动影像测量。

近年来，带有半导体摄影传感器的摄影机系统的应用日益活跃，这些摄影机可缩短从影像获取到成果表达的周期。这就是所谓的受时间约束的准实时摄影测量。目前有两种主要类型的CCD摄像机：第一种是带有固定CCD阵列的传统摄影机，第二种是带有CCD传感器的系统，在此系统中CCD传感器可在像空间内移动，借助连续的物体监测，以达到更高的分辨率。

自动化像片坐标量测仪是改进近景摄影测量在三维工业测量中应用的重要因素。美国GSI Inc公司生产的Autoset自动单像坐标量测仪，是利用X-Y正交滑轨系统，以计算机控制的单像坐标量测仪。该仪器用一个摄像机代替测量员，由数字像片处理求得对称像点的中心。为保持230mm×230mm整个像幅内的分辨率达到0.1μm，要求坐标量测滑动架要有特别高的机械的与光学的稳定性。与微机相连结，采用1Hz的测尺频率，其标准误差可达0.4μm。

到20世纪90年代，摄影三维工业测量系统已有40多台套投入生产实际工作。有关专家估计，今后10年里，精密近景摄影测量将会逐渐完善、成熟。

精密近景摄影测量实际应用中应注意的问题有：

●摄影目标点标志与照明的选择。例如为了获得高对比度的目标摄影，使用不干胶反射

膜作回光反射标志。

●关于提高成果精度与可靠性的问题。一般应采用多站和多片（立体）摄影，由于目前影像匹配技术还未适应多片摄影处理，也可以采用单片观测方法。

●精密近景摄影测量的优化设计。优化设计的目的是在于选择合适的仪器设备等硬件与人员的最佳组合，对不同的摄影网设计方案进行模拟运算，选取最佳的构网设计方案，以适当的摄影测量投入，使精度、灵敏度与可靠性各项技术指标均达到要求。

二、现代地面测量方法与技术

（一）电子全站仪

电子全站仪集成了电子经伟仪和电磁波测距仪的功能，通过合作目标——棱镜，能同时测角、测距，在程序支持下还能直接测定目标点在某一坐标系下的坐标。按测角、测距精度以及测程，电子全站仪分为许多系列和型号，测角精度从0.5″到6″乃至更大，测距标称精度用固定误差 a 和比例误差 b 表示，例如：$a_{mm}+b\cdot D$，其中 D 为测距边长，以公里为单位。目前电子全站仪的测距精度为：a 从1～5mm，b 为每公里1～5mm，最大测程从数百米至数公里。电子全站仪都有微机或微处理器控制，厂家提供了功能不同的软件。电脑型全站仪有与MS-DOS兼容的操作系统，与便携机相同的PCMCIA卡，有足够的内存和外存空间，有快速的CPU，有分辨率高且较大的显示屏和精心设计的操作面板，标准的输入输出接口，用户可以进行二次开发。国内针对电子全站仪开发的各种应用软件很多，其中武汉大学在索佳Powerset2000系列的全站仪上开发的全中文化的地面测量工程一体化自动化数据处理系统，在全站仪上同时实现了：控制测量数据采集、检核与网平差，工程施工放样，道路测设以及碎部测量等功能。通过软件与硬件的完美集成，将电脑型全站仪升级为全能型全站仪。对于硬件功能较差一些的全站仪，可以通过外接的掌上型电脑提高其功能，在掌上型电脑上可用高级语言如C++编程，与各个厂家和各种类型的电子全站仪连接，这种组合型的全站仪测量系统是实现地面测量工程内外业数据处理的一体化、自动化的方向。

电子全站仪发展的另一个方向是实现测量作业的自动化，数据的远距离通信以及动态测量等。

（二）测量机器人

测量机器人（Georobot，或称测地机器人）是自动寻标电子全站仪的俗称。它在电子全站仪基础上增加了两个步进马达和自动跟踪寻找的传感装置（如CCD阵列传感器），且配置了智能化的多功能软件包，此外，还有无线电通信装置。测量机器人系统的技术组成包括：坐标参考系统，操作系统，激励器，计算机和控制器，闭路控制传感器，决定制作，目标捕获和集成传感器等八大部分。借助它们，测量机器人实现了地面测量的作业自动化，即代替人进行照准、读数。测量方式分主动式和被动式两种：主动式是指从镜站发射信号用以遥控指挥仪器进行照准、读数，测量数据通过无线电通信在镜站显示（参见图2-11），可用于大比例尺测图和施工放样，其测程在数百米以内，称为单人测量系统，被动式模式在镜站发射信号，需要在测站上首先进行一次初始测量，机器人具有自学功能，其后的重复测量完全由仪器自动完成，这种模式主要用于具有许多目标点的变形监测（如滑坡监测）以及大型工程的施工放样测量。测量机器人都具有自动跟踪运动目标的功能，利用这一功能可以进行水下地形测量中的平面位置测量（需与测深仪相配合）。除在地面测量和水道测量方面应用外，还广泛应用于三维工业测量，如Leica的经纬仪自动测量系统（ATMS）、照准和坐标自动计

算系统（SPACE）和单站三维测量系统（SMART310）等。

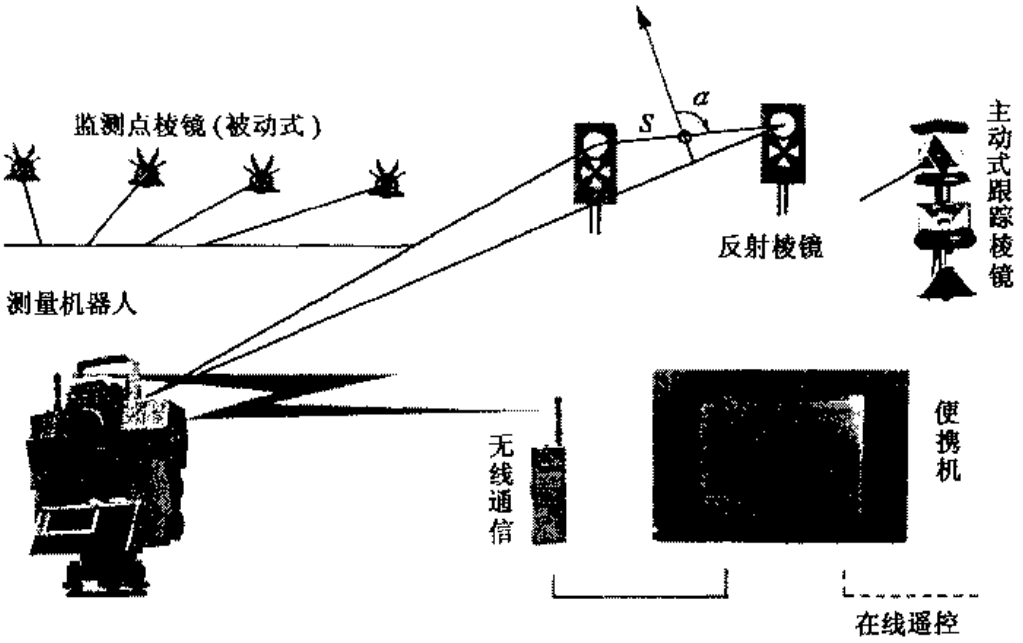


图 2-11　测量机器人系统作业模式

（三）电子水准仪

第一台电子水准仪（或称数字水准仪）于 1990 年问世。对于水准测量来说，实现数字化比测距和测角要困难得多，因为标尺的读数过程需要用图像处理原理来解决，对于经过一段空气成像在望远镜像平面处 CCD 阵列上的编码标尺，要通过整体比较运算才能得到数字化的视距和中丝读数。现以 1992 年投入市场的 Zeiss DiNi 10/20 为例，简要说明电子水准仪的结构、原理和特点（参见图 2-12）。与光学水准仪相比，电子水准仪的结构有许多相同之处，区别之处有：仪器内装置了 CCD 阵列传感器，根据 CCD 读取视距和视线高读数的微处理机，显示和操作面板，蓄电池、串行接口和数据记录存储器。水准标尺带编码分划，标尺的分划间隔为 2cm。DiNi 用对称于视线的 30cm 标尺截距（含 15 个间隔）来确定标尺读数（视线高）。在原理上小于 30cm 的标尺截距也能进行测量，但不能小于 6cm。截距为 10cm 对应的最短视距约为 1.5m。每个 2cm 的间隔可得到一个单次读数，当视场的标尺截距为 30cm 时，取 15 个单次测量的均值作为记录值。DiNi10 和 DiNi20 用钢瓦条形码标尺测量，每公里往返高差中数的标准偏差分别为 0.3mm 和 0.7mm。电子水准仪标尺读数精度明显高于光学水准仪，环境条件如空气颤动对成果的影响也比光学水准仪小，立尺的质量更为重要。在视距小于 20m 时，测距中误差为 ±（20～30）mm，超过 20m 时，与光学视距测量相当。电子水准仪的最大视距一般不超过 100m。

电子水准仪不但取代了目视读数法，还实现了数据的自动记录、检核、传输，有利于数据处理的自动化。目前，出现了带步进马达的智能化电子水准仪，其操作更为简单迅速，成果更为安全可靠。电子水准仪上还可编写各种应用程序，在掌上电脑上编程，通过在线实时控制也可实现内外业数据采集和处理的一体化和自动化。

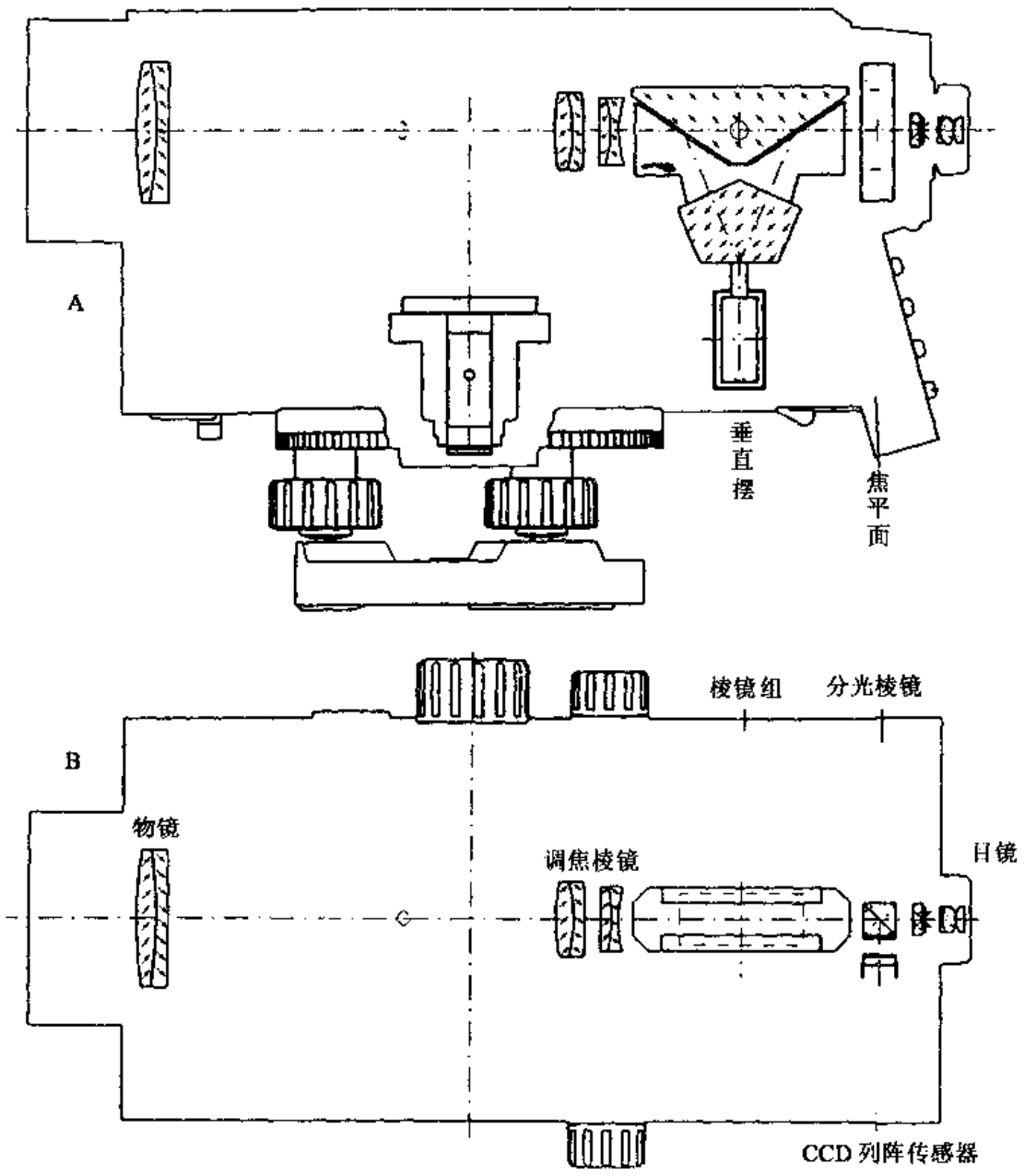


图 2-12　电子水准仪 DiNi10/20 的结构示意图

第三节　专用测量方法和技术

工程测量的专用测量方法和技术集中反映在仪器的发展上，主要用于精密工程测量、三维工业测量和工程建筑物的变形监测。专用测量方法和技术可概括为精密角度、距离、高程、倾斜、基准线（偏距）、定位测量以及精密投点[8]，它们相互之间有一定联系。与上述测量方法和技术相应的专用仪器包括机械式、光电式及光机电（子）结合式的仪器或测量系统。主要特点是：高精度、自动化、遥测和持续观测。

（一）精密角度测量

精密角度测量主要采用精密光学经纬仪和精密电子经纬仪进行水平角和垂直角测量。用

精密陀螺经纬仪可测量某一方向线与真北方向之间的水平角（称陀螺方位角）。角度测量是一种最基本的测量，通过前方交会、后方交会或与距离测量相结合，可以测定点的二维或三维坐标。电子经纬仪采用光电测角法，又分编码法、动态法和增量法，前两种属于绝对法，增量法属于相对法。测角分粗测和精测两步，测角精度取决于精测精度。光电测角可消除读数误差、度盘偏心误差和刻划误差等的影响，其测角精度主要受仪器对中误差、照准误差以及外界大气条件的影响。目前，精密电子经纬仪和精密光学经纬仪的精度相当，已达到测角的极限精度（约0.5″）。

用两台电子经纬仪采用空间前方交会方法可构成三维工业测量系统，用于飞机、轮船、轿车等的外形测量。带步进马达和CCD相机的智能化自动寻标和照准的电子全站仪系统（俗称测地机器人或测量机器人），可用于滑坡监测和大型特种工程的施工测量。上述两种系统都是与角度测量有关的专用测量系统。

（二）精密距离测量

主要采用机械法和光电法。机械法包括各种定长杆尺和定长铟瓦线尺配合测微装置组成的量测仪和测量距离变化的应变仪、伸缩仪等。光电法又分干涉法和相位法。精密距离测量按测程可分为三种：测量中长距离（数十米至数公里），短距离（数米至数十米）和测量微距离（毫米至数米）及其变化量。以ME5000为代表的精密激光测距仪和TERRAMETER-LDM2双频激光测距仪，中长距离测量精度可达亚毫米级；许多短距离、微距离测量都实现了测量数据采集的自动化，如铟瓦线尺测距仪DISTINVAR，应变仪DISTERMETER-ISETH，石英伸缩仪，各种光学应变计，位移与振动激光快速遥测仪等。采用多谱勒效应的双频激光干涉仪，能在数十米范围内达到±0.01μm的计量精度，成为重要的长度检校和精密测量设备；采用CCD线列传感器测量微距离可达到百分之几微米的精度。它们使距离测量精度从毫米、微米级进入到了纳米级世界。

精密电子全站仪集测角、测距于一身，是最重要的地面测量仪器，可与GPS接收机媲美。由徕卡公司生产的全站仪TC2002K，其精度已与ME5000相当。

下面以铟瓦线尺测距仪为例说明微距离精密测量的方法和技术。

图2-13是由欧洲原子核研究中心（CERN）所研制的铟瓦线尺测距仪DISTINVAR，该仪器按杠杆平衡原理设计。仪器由直径为1.65mm的铟瓦线尺、端点固定装置、测距仪三部分组成。测距仪的工作原理：借助直径为30mm的嵌合圆柱将仪器安置在附有强制对中设备的观测墩上，仪器可灵活转动以保证线尺的直线性，线尺的拉力则通过杠杆和平衡重控制拉力支架的移动来实现，杠杆平衡时的拉力为标准拉力，采用两个刃口接触的方法来保证拉力的灵敏度。以红外二极管和接收光电池作传感器，将信号输送给伺服马达，控制马达转动。随着马达的运动，齿轮传动机械带动精密丝杆转动使支架来回移动，以改变作用在线尺上的拉力，当为额定拉力时，马达停止转动。仪器由一台微型电子计算机控制。距离读数用高精度增量编码的机械计数器显示，并通过微型计算机传到计算中心实现数据通信。

仪器支架的移动范围为50mm，铟瓦线尺可根据用途选用0.40m至50m的相应线尺。仪器的最小分辨率为2μm，测量精度可达±0.03mm。

（三）精密高程测量

精密高程测量的专用测量方法和技术主要是微水准测量、激光扫平水准测量和液体静力水准测量。前者采用专用微型水准尺和激光水准仪；而后者则是根据连通管原理，通过各种类型的传感器测量容器的液面密度，同时获取数十乃至数百个测点的高程，具有高精度、遥

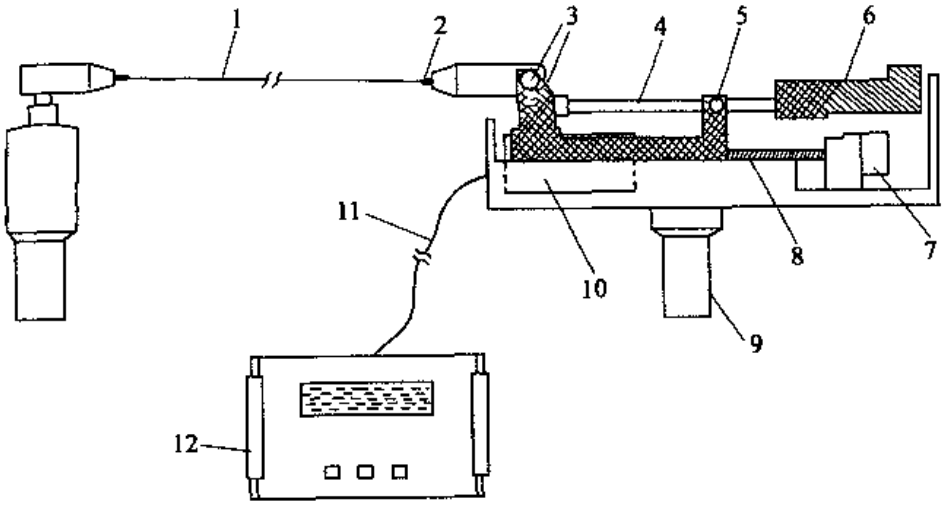


图 2-13　铟瓦线尺测距仪

1. 铟瓦丝　2. 连接装置　3. 刃口　4. 支架　5. 光电传感器系统　6. 平衡重
7. 可逆编码计数器　8. 精密丝杆　9. 嵌合圆柱　10. 马达　11. 连接电缆　12. 控制箱

测、自动化、可移动和持续测量等特点。两容器间的距离可达数十公里，如用于跨河与跨海峡的水准测量；通过一种压力传感器，允许两容器之间的高差从过去的数厘米达到数十米。

1. 微水准测量

大量研究表明，精密几何水准测量的主要误差来源有：瞄准和读数误差，仪器检校后的剩余误差，温度变化对仪器和标尺的影响，标尺分划误差和标尺弯曲，标尺底面不水平；在观测过程中，仪器和标尺的下沉、视场影像跳动和折光影响；对大范围的水准测量，还有重力、潮汐和地壳运动的影响；自动安平水准仪还应顾及磁场的影响。为克服上述各种误差因素影响，目前常采用短视线的观测方法，称为微水准测量。表 2-1 中列举了不同视线长度和等级的水准测量中的测站精度 μ_D。由表可见，采用精密水准仪，当视线长度为 5m 时，求得每公里的高差中误差 m_k（km）最小。表中 μ_5 为不同等级换算到视线长度 5m 时的精度，有 $\mu_5 = \mu_D \sqrt{D_5/D}$。

表 2-1　不同视线长的测站精度 μ_D 比较表

等　级	视线长 D（m）	独立线路数	m_k（mm）/（km）	μ_D（mm）	μ_5（mm）
短视线	5	2	0.28	0.04	0.04
Ⅰ	35	2	0.50	0.19	0.07
Ⅱ	50	2	1.0	0.45	0.14
Ⅲ	75	2	3.0	1.64	0.42
Ⅳ	100	1	5.0	2.24	0.50

微水准测量中采用专用微型水准尺，其分划线的图案、分划线的粗细度以及望远镜中楔形丝的夹角如图 2-14 所示，可根据视线长度选择相应的图案。一般认为（d）中的 NO.5，楔形丝与标志轮廓线的交角为 10°～15°时，有利于提高照准精度。

减少读数和照准误差的另一种途径是研制和采用新型激光水准仪。按照激光束的置平方式分类，以激光光电水准仪的精度最高。该仪器的主要部件和工作原理，如图 2-15 所示。

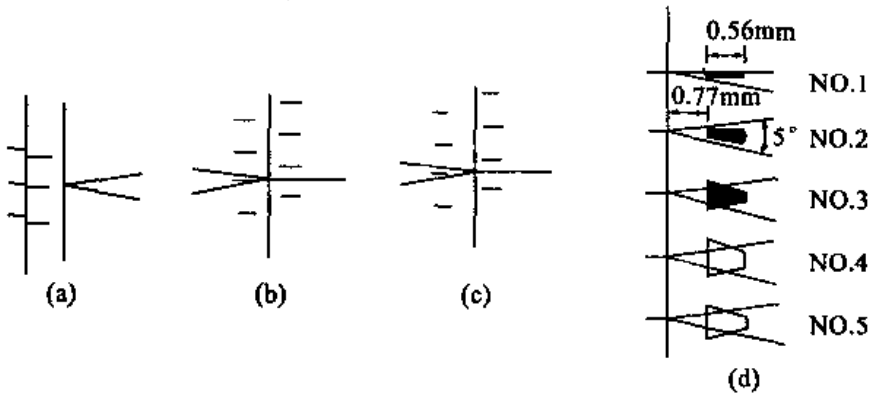


图 2-14　微型水准尺分划线

当激光束经过分光镜后，一束光按原方向照射到水银池表面的浮镜上，另一束光则以 90°方向反射出去。若反射的光束投射到光电探测器中心时，则电表指针为零，表示由分光镜反射的激光束是水平的。在水准尺上设置自动跟踪的探测器，可得到激光束在水准尺上的读数，代替人工照准和读数。

2．液体静力水准测量

根据连通管原理，若用两根软管将两个或多个容器相连接起来时，液面状态可由贝努利方程描述，即

$$P + \rho g H = C \tag{2-15}$$

或

$$P_1 + \rho_1 g_1 H_1 = P_2 + \rho_2 g_2 H_2$$

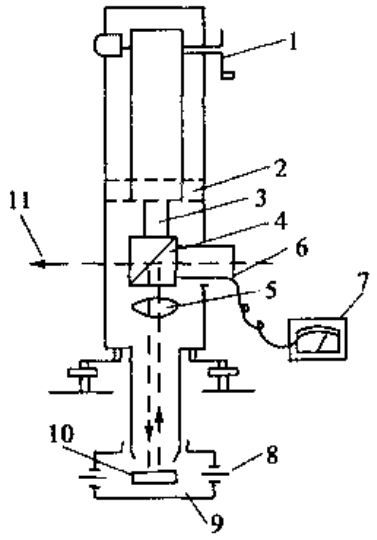


图 2-15　激光光电水准仪

1．涡杆传动装置　2．方向吊挂　3．照准器　4．分光棱镜　5．聚焦镜　6．光电对中探测器
7．指示器　8．固定销钉　9．密封容器　10．水银面上的平面镜　11．激光束

式中：P 为作用在液面上的大气压力，ρ 为液体的密度，g 为重力加速度，H 为液面高度，C 为常数。

测量两点（A、B）之间高差的原理和方法如下：如图 2-16 所示，容器 C_1、C_2 置于

A、B 两点之上，在水管连通的容器间再用气管连接，当各容器处于封闭状态时，P 不变。若采用同一种液体，各容器中的 ρ、g 相等，在各容器液面处于平衡状态时，有

$$\rho g a = \rho g\ (b + h) \tag{2-16}$$

式中：a、b 为两容器中的液面读数，h 为两容器零点间的高差。显然有：$h = a - b$。

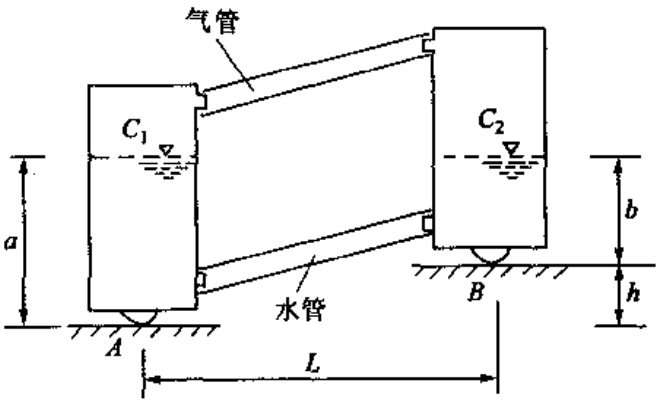


图 2-16　液体静力水准测量

若采用固定安置方式，可以测出两点间的高差变化量

$$\Delta h = h_2 - h_1 \tag{2-17}$$

和两点间倾角变化量

$$\Delta\Phi'' = \frac{\Delta h}{L}\rho'' \tag{2-18}$$

由上可见，液体静力水准测量主要在于测定容器的液面高度。目前测定液面高度的方法主要有以下两种：

1）目视接触法　早期在大坝变形观测中采用。它是利用转动的测微圆环带动水中的触针上下运动，根据光学折射原理，在观测窗口可以观察到触针尖端的实像和虚像，当两像尖端接触时，在测微圆环上可读出触针接触水面时的高度。

2）电子传感器法　通过传感器可实现液体静力水准测量的自动化。常用的有电感式传感器，如我国研制的 FSQ 型浮子水管倾斜仪，除应用于地壳形变的定点微量变形的监测之外，在葛洲坝大型水利枢纽工程的变形观测中，与微机和电子系统相联接，构成了水坝垂直位移的自动监测系统。该仪器的线性作业范围为 ± 3mm，记录液面变化的重复精度为 ±0.15μm，可实时得到大坝 0.01mm 的瞬时变化。还可由计算机进行连续采样、存储和绘图。

此外还有采用光电传感器（如 ELWAAG 连通管水准仪）或电容式传感器的液体静力水准测量装置，后者可用于轨道水平度的检测。

液体静力水准测量系统有固定式和移动式两种，容器可以平放也可悬挂。图 2-17 是一种悬挂式的液体静力水准测量装置，采用电感式传感器测量液面读数。

（四）倾斜测量

倾斜测量又称挠度曲线测量，是确定被测对象（如桥、塔等）在竖直平面内相对于水平基准线（面）或铅直基准线（面）的挠度曲线。各种机械式测倾（斜）仪、电子测倾仪都朝着数字显示、自动记录和灵活移动等方向发展，其精度达微米级。下面以气泡倾斜仪和伺服

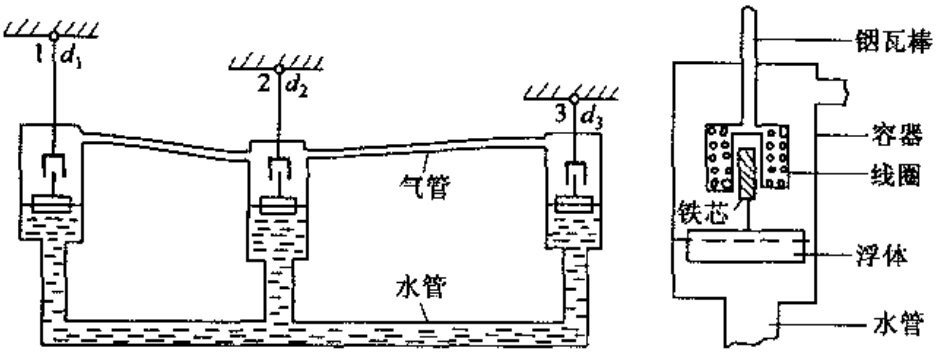


图 2-17　悬挂式液体静力水准测量中的传感器

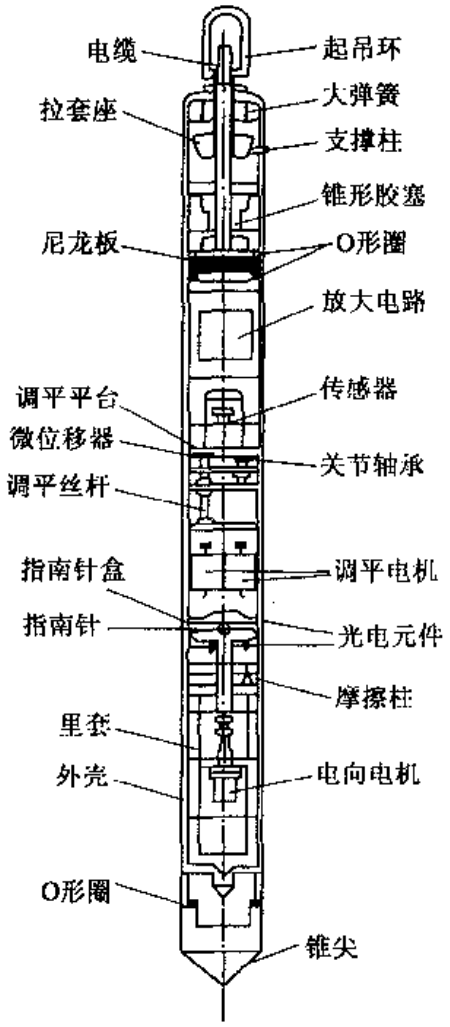


图 2-18　JQY-2 型气泡倾斜仪的探头

加速度计式倾斜仪为例简述之，前者以水平线（面）作为基准，后者则是以铅垂线作为测量基准。

1．气泡倾斜仪

具有代表性的 JQY-2 型钻孔式气泡倾斜仪安置于井孔中，用于测量地基倾斜，也可测基岩的变形和固体潮的水平分量。该仪器由探头、控制电路和数据记录系统三部分组成。控

制电路包括高压稳压电源、低通滤波放大和电平迁移；记录系统主要是用微机采集数据。探头的结构如图 2-18 所示，由外壳和机芯组成，机芯包括传感器、放大电路、调平、标定和定向装置等。

探头采用弹簧三爪装置固井，仪器定向采用光电跟踪指南针，使传感器灵敏轴与地理方向（南北或东西）一致。当探头下井固定、定向后，需要把传感器调到水平位置，以保持传感器、放大器处于线性范围。

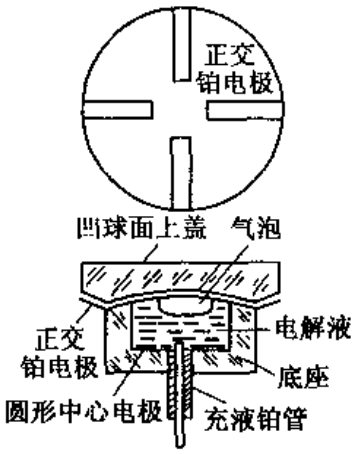


图 2-19　倾斜传感器

双轴电解液气泡倾斜传感器是一种高精度的新型传感器。它的外形尺寸仅 25mm × 13mm。其结构如图 2-19 所示。玻璃上盖内的凹球面刻造了四条正交铂电极。下底为圆柱形槽，槽底中心镀有圆形铂电极，用铂管引出。导电液由铂管注入，留有气泡。上盖与下底用胶密封。传感器处于水平位置时，气泡居中，四条铂电极与导电液接触面积相等，中心电极与四条电极之间的电阻相等，成为电阻型传感器。每对电极与一对精密电阻接成桥式电路。交流激励电压加在中心极与精密电阻桥臂公共端，形成两个交流电阻电桥。当传感器倾斜时，电桥失去平衡，桥路输出电压与电阻变化量满足关系：

$$\Delta V_0 = K_1 \Delta R$$

当角度不大时，倾斜角 $\Delta\alpha$ 与 ΔR 成线性关系，即

$$\Delta R = K_2 \cdot \Delta\alpha$$

桥路输出电压为

$$\Delta V_0 = K_1 \cdot K_2 \cdot \Delta\alpha = K \cdot \Delta\alpha \tag{2-19}$$

式中，K 为传感器电压灵敏度，定义为：电桥在每伏激励电压作用下传感器每角秒倾斜输出的电压毫伏数。因此，可以根据输出电压测得传感器的倾斜角。

2．伺服加速度计式倾斜仪

我们知道，重力加速度是具有方向和大小的矢量，以重力加速度矢量作为基准测量倾斜的基本原理如下：在图 2-20 中，当轴线 OB 偏离重力加速度矢量 OA 的角度为 φ 时，在 OB 及其正交方向 OC 上的分量为：

$$\left.\begin{aligned} \vec{g}_{OB} &= \vec{g} \cdot \cos\varphi \\ \vec{g}_{OC} &= \vec{g} \cdot \sin\varphi \end{aligned}\right\} \tag{2-20}$$

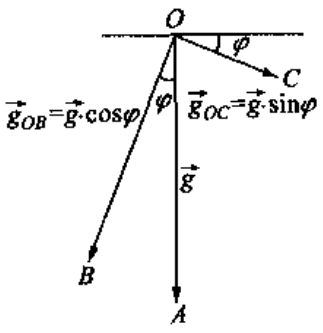


图 2-20　重力加速度及其分量

以重力加速度矢量为基准测量倾斜的方法分两类：一类是以 OB、OA 之间的偏离确定倾斜角 φ，例如垂线以及各种垂直摆、水平摆等；另一类是直接以数值确定倾斜角 φ，伺服加速度计式倾斜仪属于后种。

伺服加速度计的结构见图 2-21。受理想约束的质量块 1 被挠性支撑 2，使传感器在确定轴向上仅有一个自由度。力矩器 5 由磁钢与线圈组成。位移传感器 3 将质量块在轴向上的位移转成偏差信号输出到伺服放大器 4。经过放大校正的驱动电流由放大器送入力矩器，所产生的电动力与外界施于质量块的惯性力精确平衡。力矩器的力与电流

成正比。由电阻 R 上的输出电压 V_0 可精确得到加速度的值，根据下式

$$\Delta V = 2Kg\sin\varphi \qquad (2\text{-}21)$$

可求出倾斜角 φ，式中，ΔV 为加速度计正、倒置时输出电压 V_+ 与 V_- 之差，K 为常数，g 为重力加速度。

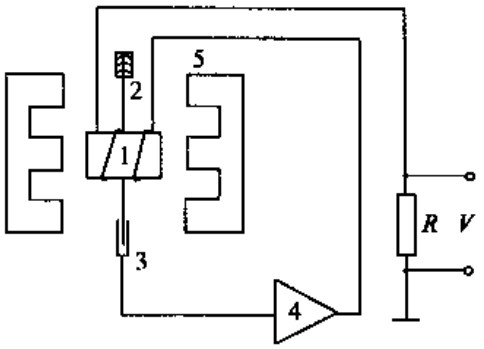


图 2-21　伺服加速度计结构示意图

（五）精密基准线测量

精密基准线测量又称精密准直测量，是直线型设备精密安装或水平位移精密测量的一种方法。基本原理是在两个基准点之间通过光学视准线或机械引张线或激光束建立一条基准线，测出设备上观测点偏离该基准线的偏离值，从而把设备调整安装到该基准线上或者测出水平位移观测量。常有三种方法：光学法、机械法和光电法。

光学法包括测小角法、活动觇牌法和测微准直望远镜法。测小角法是用精密经纬仪测出基准线与观测点间的微小角度 α，若测点 i 至仪器距离为 S_i，则偏离值 $\Delta i = \alpha \cdot S_i/\rho$。活动觇牌法是直接用安装在测点上的活动觇牌测量偏离值。测微准直望远镜法是在两基准点的球体中，一球体内插入测微准直望远镜，另一球体内插入目标，通过准直望远镜照准目标，此时视准线即为基准线，在测点处安置照准目标，用测微望远镜测微器测定目标的偏离值。

机械法准直测量是在两基准点之间吊挂一条不锈钢丝或尼龙丝，利用垂直投影仪测量测点到引张线的偏离值。

光电法激光束准直测量是利用 He-Ne 激光器产生可见红色激光束，由望远镜发射出去，发射的激光束在相当长的距离内近乎平行光束，且横断面上光束能量服从高斯分布，能量中心连线构成基准线。在测点处安置光电接收装置，通过寻找光束中心，测出该点的偏离值。此外，还采用波带板激光准直法，如图 2-22，在基准线两端点 A、B 上分别安置激光器点光源和光电探测器，在观测点 C 上安置波带板，根据激光的特点和光波干涉原理，通过波带板的激光束在光电探测器上成像、成亮点或十字线，可测出 AC 连线在 B 点处相对于基准面的偏离值 d，从而计算出 C 点对于基准面的偏离值 $d_c = L_c \cdot d/L$。波带板激光准直的精度可达 10^{-6}，在真空管道中可达 10^{-7}。

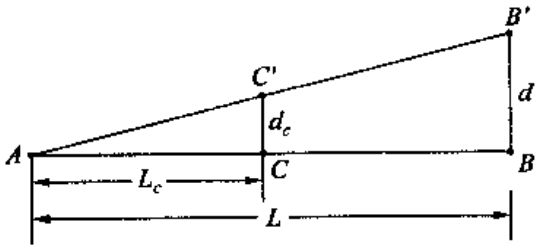


图 2-22　波带板激光准直示意图

精密铅直测量实质上也是一种基准线测量，这时的基准线是一条铅垂线，在不同高程面上可测定测点相对于铅垂线的偏离值。主要用于高耸建筑物（如核电站的冷却塔、高烟囱、电视塔、摩天大楼等）的施工放样和变形观测。典型的仪器有正、倒锤加垂线观测仪，向下、向上的铅直仪，如天底垂准仪和天顶垂准仪。

（六）精密投点

精密投点是将一个高程面上的点在垂直方向上精确地投影到另一个高程面上的测量，其精度为毫米级到微米级。常用方法有机械法和光学法投点，前者实质是改进的正锤线或倒锤线，除进行投点外，也用于倾斜测量。光学法又分为光学投影仪和激光铅直仪等。光学投影仪多利用自动安平水平视线，通过精密五角棱镜将水平视线转折成向上或向下的铅垂视线，如天顶垂准仪和天底垂准仪。激光铅直仪则是利用人造水平面获得铅垂激光束，为提高精度，采用光电探测系统，激光束铅垂精度可达0.3″~0.5″。

（七）精密定位测量

将统一工序中的工艺构件或设备精确安装到设计位置上的测量工作。常是在有预埋件的专用基础上安装单体构件或大型设备。为此，在精密定位前必须对预埋件和设备上的标志位置进行严格检查。精密定位测量分为初定位和精定位两个阶段，都是依据水平和高程控制网进行。利用控制点坐标和测点的设计坐标计算放样数据，用准直法、直角坐标法、极坐标法、角度或距离交会法等进行定位。准直法是依据建立的基准线，借助专用设备引出垂直方向，用经校正过的钢瓦尺或钢尺量取设计距离。极坐标法是用强制对中在控制点上的经纬仪或全站仪测出设计的方向角，用钢瓦尺量距或用测距仪测距。角度交会法是用两台强制对中在控制点上的经纬仪根据设计点的交会角度交会出点位。距离交会法利用强制对中在两个控制点上的测距仪根据设计距离交会定位。无论采用哪种方法，均需进行校核并多次趋近。高程精密确定，一般采用精密几何水准测量，也可采用液体静力水准测量方法或微距水准测量方法。

（八）三维工业测量

利用光学和摄影测量原理，在航空航天、汽车和船舶制造等现代工业中为进行产品质量控制而提供在特定坐标系下的精确三维坐标的测量工作。例如，对机器制造工业中空间尺寸在50m×50m×50m以内，测量误差限制在毫米以下的工件和整机进行的形体测量。三维工业测量的目的，是使机器零件与部件的制造、装配，以及整机的安装符合设计图纸的要求。三维工业测量可视具体条件采用经纬仪（含全自动化）系统、摄影测量系统和非常规量测系统（包括三维坐标量测仪、激光干涉仪、长度或角度传感器、全息术比长器、量测显微镜和断面投影器等）。其中，经纬仪系统是利用两台以上电子经纬仪对工件上的观测点作三维空间前方交会。工业摄影测量是根据多站摄影机对同一个工件拍摄的像片，由量测的像点坐标用光束法平差计算出物点的三维空间坐标。在近距离情况下，上述系统均可达到10^{-5}的相对精度，测量过程逐步向实时处理和自动化方向发展。

（九）混合测量系统

混合测量系统是将多种测量仪器和方法集成在一起的测量系统。例如电子全站仪上装配GPS接收机构成超全站仪；采用多传感器的高速铁路轨道测量系统，是用测量机器人自动跟踪沿铁路轨道前进的测量车，测量车上装有棱镜、倾斜传感器、长度传感器和微机，可实时测量轨道的三维坐标、轨道的宽度和倾角。液体静力水准测量与金属丝准直集成的混合测量系统在数百米长的基准线上可精确测量点的高程和偏距。混合测量系统是工程测量特别是精密工程测量发展的方向。

第四节　空间测量方法和技术

空间测量方法和技术主要有甚长基线干涉测量、激光测月、激光测卫、卫星测高、卫星

导航定位等。其中卫星导航定位测量方法和技术已广泛应用于工程测量的各领域，而前面的几种方法和技术则用于全球性测量，如建立与维持全球参考框架，测定地球的形状、大小、外部重力场、地球的极移和自转参数、地球的板块运动和地壳形变、海洋潮汐以及海面地形等。本节主要介绍全球定位系统（GPS）及其在工程中的应用。

一、全球定位系统（GPS）概述

全球定位系统是美国国防部用于实时导航、测时等军事目的而研制的，从20世纪70年代初到现在，经历了方案论证、工程研制和生产应用等三个阶段。目前，GPS的应用范围已远远超出军事领域，导致了测绘行业的技术革命。GPS由空间、控制和用户三大部分组成（图2-23）。空间部分由24颗卫星组成，它们均匀地分布在倾角为55°的6个轨道上，卫星距地面高度约为20 200km，绕地球一周的时间为12h。卫星上装有微处理器、大容量存储器、高稳定的铷铯原子钟、多波束定向天线和全向遥控遥测天线、太阳能电池板以及动力推进系统等。卫星的主要功能是：接收和存储由地面控制部分发送的信息，维持精密时间信息并向地面发射调制有多种信息的无线电信号。

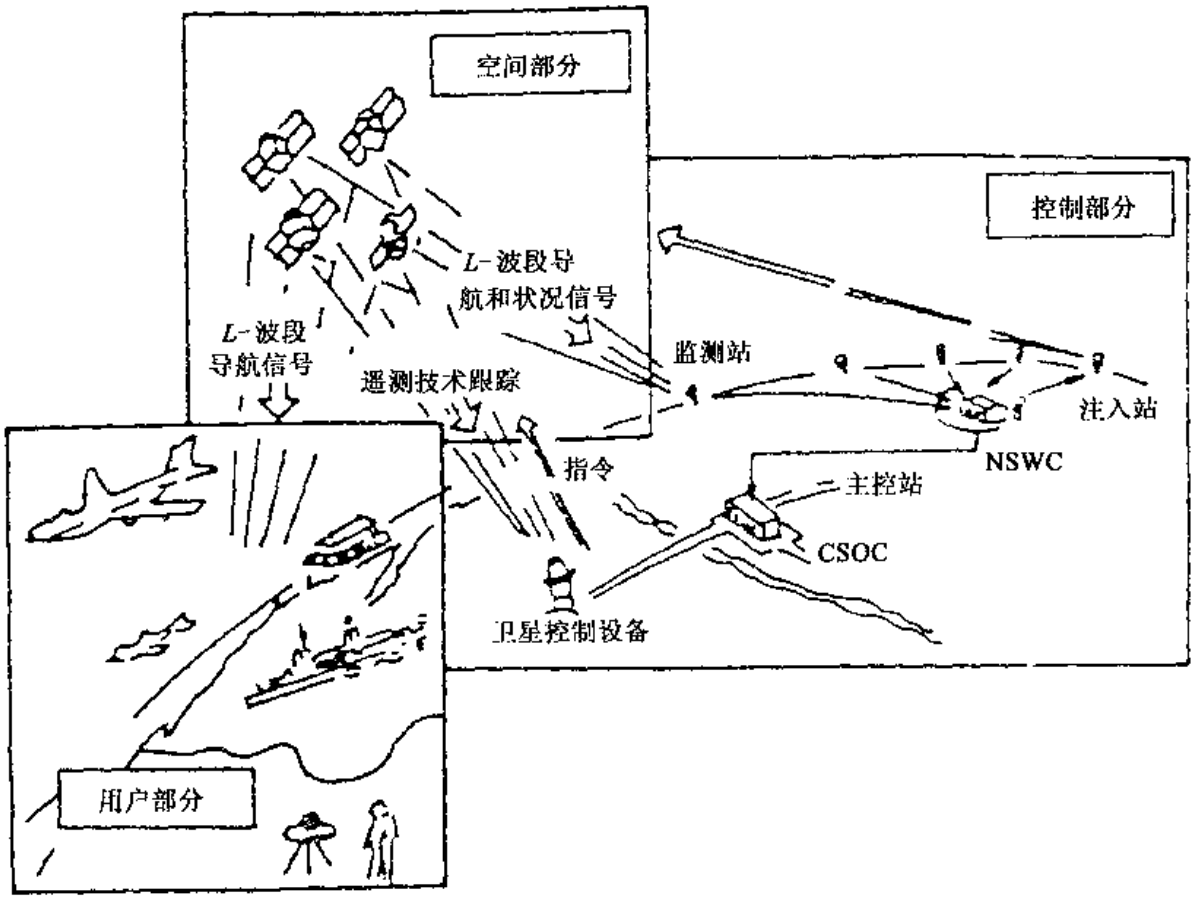


图2-23　GPS的三大组成部分

控制部分目前由一个主控站、三个注入站和五个监测站组成。主控站接收由监测站跟踪的数据，计算并预报卫星的广播星历，校正卫星的轨道，指挥备用卫星代替发生故障的工作卫星；注入站的作用是把导航数据注入给卫星；监测站是对卫星进行连续的跟踪监测，计算每颗卫星每15min的平滑数据，每隔8h，传送注入卫星导航信息和其他控制参数。

用户部分主要指各种型号的接收机，包括硬件、软件和技术发展。接收机的主要功能是对接收信号解码，分离出导航电文，进行伪距和载波相位测量等。

二、GPS 卫星信号

卫星发生的信号由一个基本频率 F_0 等于 10.23MHz 的振荡器产生。发射信号的载波频率有两个，分别为：$f_1 = 154F_0 = 1\ 575.42\text{MHz}$，$f_2 = 120F_0 = 1227.60\text{MHz}$，称为 L_1、L_2 载波。两个载波上都调制有频率为 F_0 的 P 码 $P(t)$ 和导航电文 $D(t)$。此外，在 L_1 上还调制有频率为 $0.1F_0$ 的 C/A 码 $G(t)$。P 码和 C/A 码正交，它们是由反馈移动寄存器所产生的二进制伪随机噪声码系列，C/A 码是周期为 1ms、长度为 1 023bit 的短码，P 码的周期约为 267 天（称长码）。C/A 码的信号强度比 P 码大 3～6dB，故更易于接收。P 码的测距精度比 C/A 码高一个数量级，只供军方和指定单位使用，是保密的。美国政府使用反电子欺骗技术（AS 技术）对 P 码进行加密处理，使之变为 Y 码。同样采用选择用户技术（SA 技术）降低星钟和卫星轨道的精度，使提供民用的 C/A 码受污染，从而使实时单点定位精度降低。

GPS 卫星所发出的信号可以写成

$$A_pP(t)D(t)\cos(2\pi f_1 t + \Phi_{p1}) + A_pP(t)D(t)\cdot\cos(2\pi f_2 t + \Phi_{p2}) + A_cC(t)D(t)\sin(2\pi f_1 t + \Phi_c) \tag{2-22}$$

式中，f_1、f_2 分别为 L_1、L_2 的频率，Φ_{p1}、Φ_{p2} 和 Φ_c 为初相，A_p、A_c 为振幅。

三、GPS 观测量及观测方程

（一）伪距

卫星按星钟发射的某一结构的伪随机噪声码（称测距码）经过 Δt 的时间后到达接收机，接收机在本身时钟的控制下也产生一组结构完全相同的码（称复制码），通过机内的可调延时器对这两组码进行相关处理，即调整延时器使复制码与接收到的测距码的自相关系数 $R(t)$ 达到最大值（趋近于 1），相当于使二码对齐，这时，复制码的延迟时间 τ 就等于卫星信号的传播时间 Δt，乘以电磁波在真空中的速度 C，即得卫星至接收机的伪距：

$$\tilde{\rho} = C \cdot \tau \tag{2-23}$$

由于 τ 中含星钟和接收机钟不同步的影响和测距码在大气中传播的延迟误差，故称为伪距。卫星到接收机的实际几何距离 ρ 可表示如下：

$$\rho = \tilde{\rho} + \delta\rho_{\text{ion}} + \delta\rho_{\text{trop}} - C \cdot V_t^s + C \cdot V_{Tb} \tag{2-24}$$

式中：$\delta\rho_{\text{ion}}$为电离层折射改正，$\delta\rho_{\text{trop}}$为对流层的折射改正，V_t^s为发射时刻的星钟改正数，V_{Tb}为接收时刻的接收机钟改正数。上式即为伪距观测量的观测方程。

设对流层和电离层改正采用模型计算得到，卫星钟的改正数根据导航电文给出的系数求得，几何距离 ρ 与卫星坐标（X_S，Y_S，Z_S）和接收机坐标（指天线相位中心的坐标）（X，Y，Z）有关，则上式中只剩下 4 个未知数，即接收机坐标及其时钟的误差。若同时观测 4 个以上卫星的伪距，就可采用最小二乘法求解。由上式可得伪距法单点定位的数学模型：

$$\begin{aligned}&\left[(X_{S_i} - X)^2 + (Y_{S_i} - Y)^2 + (Z_{S_i} - Z)^2\right]^{\frac{1}{2}} - C \cdot V_{Tb}\\ &= \tilde{\rho}_i + (\delta\rho_i)_{\text{ion}} + (\delta\rho_i)_{\text{trop}} - C \cdot V_t^s \qquad (i = 1,2,3,4\cdots)\end{aligned} \tag{2-25}$$

（二）载波相位

1．基本观测方程

卫星 S 发出载波信号，设某一瞬间该信号在接收机 R 和卫星处的相位分别为 Φ_R 和 Φ_S，假设它们为从某一起点时刻开始计算的包括整周数在内的相位值，以周计，波长为 λ，则卫星至接收机间的距离 $\rho=\lambda\ (\Phi_S-\Phi_R)$。由于无法量测到 Φ_S，故在接收机中设置振荡器，它能产生一个频率和初相都与卫星载波信号完全相同的基准信号，则任一瞬间 t_0 在接收机处的基准信号的相位 $\Phi^0\ (R)$ 与接收到的卫星载波信号相位 $\Phi^0\ (S)$ 之差为：

$$\Phi^0\ (R)\ -\Phi^0\ (S)\ =\Phi_S-\Phi_R=N_0+F_r^0\ (\Phi) \tag{2-26}$$

由于卫星并非绕接收机作圆周运动，它和接收机间的距离不断变化，故接收到的卫星信号频率由于多普勒效应发生频移，信号的相应值将随时间发生变化，但其整周数 $Int\ (\Phi)^i$ 可用计数器记录下来。因此，在任一时刻的完整载波相位观测值可表达为（参见图 2-24）：

$$\varphi_i\ =\ N_0+\tilde{\varphi}_i\ =\ N_0+Int(\Phi)^i+F_r^i(\Phi) \tag{2-27}$$

N_0 称初始整周模糊度，$F_r^0\ (\Phi)$ 和 $F_r^i\ (\Phi)$ 分别为 t_0 和 t_i 时刻不是整周的信号相位，可通过接收机量测得到。

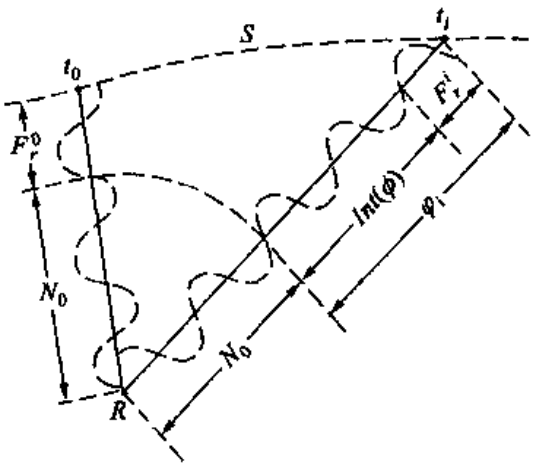


图 2-24　载波相位观测值

在信号到达接收机时刻 T_i 的载波相位测量的基本观测方程为：

$$\tilde{\varphi}\ =\frac{f}{C}(\rho-\delta\rho_{\text{ion}}-\delta\rho_{\text{trop}})+fV_t^i-fV_{Tb}-N_0 \tag{2-28}$$

若将上式两端均乘以 $\lambda=C/f$，且令 $\lambda\tilde{\varphi}=\tilde{\rho}'$，可得：

$$\rho\ =\ \tilde{\rho}'+\delta\rho_{\text{ion}}+\delta\rho_{\text{trop}}-CV_t^i+CV_{Tb}+\lambda N_0 \tag{2-29}$$

与 (2-25) 式比较，两个方程的实质是一致的，在形式上也完全相同（满足 $\tilde{\rho}=\tilde{\rho}'+\lambda N_0$）。若将接收机至卫星的几何距离 ρ 用接收机和卫星的坐标来表示，并在接收机的近似坐标 $(X_0,\ Y_0,\ Z_0)$ 处用泰勒级数展开，将线性化方程

$$\rho\ \approx\ \rho_0+\frac{X_0-X_S}{\rho_0}\mathrm{d}x+\frac{Y_0-Y_S}{\rho_0}\mathrm{d}y+\frac{Z_0-Z_S}{\rho_0}\mathrm{d}z \tag{2-30}$$

代入 (2-25) 式，便可得到线性化的载波相位测量的观测方程，用它既可进行单点定位，也可进行相位定位。

2．相位观测量差分方程

通过对相位观测值按下述方法求差，可得载波相位的一次、二次和三次差分方程：

1）在接收机间求一次差

如图 2-25（a）所示，在 t_1 时刻于测站 i、j 同时对卫星 p 进行载波相位测量，可得测站 i 对卫星 p 的观测方程和测站 j 对卫星 p 的观测方程，将两个观测方程两端对应相减，可得求一次差（单差）后的虚拟观测值方程。在接收机间求一次差消除了卫星钟误差的影响，同时可大大削弱卫星星历误差和大气折射改正残余误差的影响。

2）在接收机和卫星间求二次差

若在同一时刻（t_i）接收机 i、j 还对卫星 q 进行了观测（图 2-25（b）），则可得另一个一次差观测方程，将两个一次差分方程的两端对应相减，即可得接收机 i、j 与卫星 p、q 间的二次差（双差）虚拟观测值方程。二次差方程进一步消去了 t_i 时刻接收机的相对钟差改正数，大大减少了未知数的个数，故广为采用。

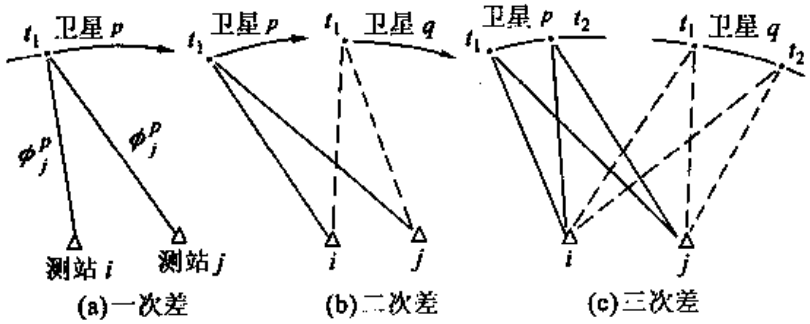


图 2-25　相位观测值求差法

3）在接收机、卫星和历元间求三次差

将时刻 t_k 和 t_{k+1} 的双差方程两端对应相减，可得接收机 i、j 和卫星 p、q 在历元 t_k 与 t_{k+1} 间的三差方程。在三差观测方程中已不存在整周未知数了。

3．整周跳变和整周模糊度

(2-24) 式中的整周计数因某种原因（如卫星信号遮挡）而中断计数（称失锁），恢复计数（锁定）后的整周计数会产生一个偏差（为中断期间所丢失的整周数），但不足一周的部分 $F'_r(\Phi)$ 仍是正确值，这种现象称为整周跳变（简称周跳）。对载波相位观测值进行检验和处理，使其成为一组不含周跳的干净观测值，这一过程称为周跳的探测和修复。具体方法主要有：对相邻观测值求高次差和多项式拟合法，对同时观测的不同卫星观测值高次差求差的方法及残差检验法等，对双频观测值还可采用电离层延迟法。

整周模糊度的确定是载波相位测量中的一个关键问题，采用的方法有：伪距法、三差法、FARA 法、在 go and stop 测量中的各种初始化方法以及 OTF 中所采用的方法等。将整周模糊度作为待定参数进行平差解算，是 GPS 测量中广为采用的方法，根据对 N 的处理方式的不同，又分为整数解（固定解）和实数解（浮点解），前者精度较高，用于短基线（例如基线长小于 20km），后者用于长基线。

四、GPS 定位及误差来源

（一）GPS 定位

GPS 定位包括静态定位、快速静态定位、动态定位，或分为单点定位（也称绝对定位）和相对定位等重要概念。单点定位只需要一台接收机，可以用伪距观测值，也可用载波相位

观测值，其原理是一种距离的空间后方交会。用户只要用 GPS 接收机同时观测到 4 颗（或更多颗）卫星的伪距，就可列出 4 个（或更多个）观测方程，解算出测站的三维坐标及接收机钟差改正数共 4 个未知数。单点定位结果受卫星星历误差和大气延迟误差的影响显著，故精度较低，一般用于导航或精度要求较低的勘测工作。在工程测量中，主要用载波相位观测值进行相对定位。相对定位中的静态定位和快速静态定位用于各种工程控制网的建立和维护测量，而动态定位可用于图根加密，低精度的控制测量，也可广泛用于施工放样和地形图、地籍图的碎部测量。

(二) GPS 定位的误差来源

可分为以下三大类，每类又分若干小类。

1．与卫星有关的误差

1）卫星星历误差：由卫星星历所给卫星位置与实际位置之差称星历误差，主要取决于卫星定轨网的性能，呈系统误差特性。由于美国政府实行选择用户（SA）技术，广播星历精度较低（100m 左右），对单点定位精度影响较大。对相对定位来说，采用差分组合技术，轨道径向分量误差 dR 对基线 B 的影响 dB 为下式（ρ 为接收机至卫星的距离）：

$$dB = \frac{dR}{\rho}B \tag{2-31}$$

2）卫星钟误差：该误差含系统误差和随机误差两部分，各卫星钟的误差可视为相互独立，除用二次多项式模拟改正外，采用相位观测值求差法可有效消除。

2．与信号传播有关的误差

1）对流层折射误差：对流层是高度为 50km 以下的大气层，其折射误差通常根据在地面观测的气象元素用数学模型模拟和改正，常用的有霍普菲尔德（Hopfield）模型和萨斯塔莫林（Saastamoinen）模型，对流层折射改正的精度与气象元素误差和模型误差有关，当基线较短时（＜10km），其残余误差可通过在接收机间求一次差较好地消除。

2）电离层折射误差：与对流层折射一样，属于系统误差。由于电离层对 L 波段信号有色散作用，采用双频接收机可以很好地消除其影响；对于单频接收机，可利用广播的电离层参数，采用“单层模型”改正。在接收机间求一次差可大大削弱此项影响。

3）多路径效应：指卫星信号由测站周围的障碍物反射后传至天线，造成信号间的干涉，影响测量结果。该项影响与天线性能和测站周围环境有关，因此应仔细选择天线的设置位置。

3．与接收机有关的误差

1）接收机钟的误差：在单点定位中，可作为未知数求出，在相对定位中，可通过相位观测值的二次差分予以大部分消除。

2）天线相位中心误差：与天线设计有关，除采用检测改正等方法外，应注意严格置中、对中和精确量测天线高。

3）观测误差：观测误差与测量信号的波长有关，利用现代测相技术，可达波长的 1% 的分辨率，对于 C/A 码、P 码及载波相位测量，分别为 3m、30cm 和 2mm。

另外，为了提高定位精度，应增强定位的几何图形强度（用精度因子 DOP 表示）。对 PDOP、GDOP 和 RDOP 值有一定的限制，它们与观测时段和被测卫星数有关，其值越小越好。PDOP、GDOP 常用来衡量单点定位的图形强度，RDOP 则与相对定位特别是快速静态定位有关。

五、GPS 网的布设、外业施测和观测成果的检核整理

下面针对在工程测量中广为应用的静态和快速静态两种相对定位模式，简述 GPS 网的设计、外业施测及观测成果的检核整理。

（一）GPS 网的设计

GPS 网点的踏勘、选点和埋标与常规地面控制网相似，但不要求两点之间必须通视，而对于顶空通视要求较高，点的环境要求主要是远离高压线和强电磁波辐射源，避开多路径干扰大的物面和水体等。

网的观测方案可采用点连式、边连式和网连式三种，整个网应由独立基线组成多边形网，多边形的边数不能太多，最好每个点上至少有三条独立基线通过，且至少观测两个时段。这样可以保证网的图形坚强，有足够多余观测。相位观测值的质量与观测时段、时段长短、点周围的环境等有关。根据需要，应尽量与国家或地方的等级控制点联测，并采用电磁波测距测边进行外部检核。

（二）外业施测和观测成果的检核整理

外业施测要根据作业计划进行，作业计划的制订与网的设计、GPS 接收机台数、到达网点的时间等有关。接收机要保证有足够的数据记录空间和充足的电源，要保持测站之间的通信，由调度者通知各站的开、关机时间，保证一个时段最短的同步观测时间满足设计要求。天线三角架要仔细对中、整平和量测天线高，正确记录和输入测站信息。

观测成果的检核整理包括：检查测站的输入信息和测站记录基线向量解算质量的初步判别；同步环闭合差、异步环闭合差以及复测基线闭合差的计算检核；独立基线选取以及为网平差准备已知数据和观测基线文件等。

六、用 GPS 作高程控制测量

（一）原理

我们知道，地面上任一点 P 的 GPS 大地高 H_G 与正高 H^g 之间的关系为（图 2-26）：

$$H_G = H^g + N \tag{2-32}$$

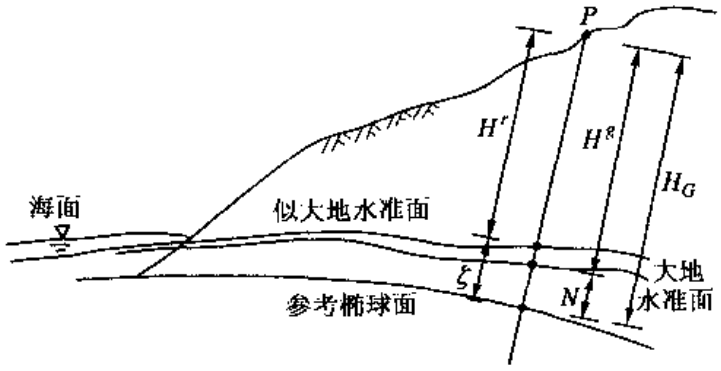


图 2-26　大地高和正高

N 称为大地水准面高。然而正高 H^g 无法精确求得，故用正常高 H^r 代替，于是 GPS 大地高与正常高和高程异常 ζ 的关系式可表示为：

$$H_G = H^r + \zeta \tag{2-33}$$

地面任意两点之间的正高或正常高的高差为：

$$\Delta H^g = \Delta H_G - \Delta N \tag{2-34}$$

$$\Delta H^r = \Delta H_G - \Delta \zeta \tag{2-35}$$

由于似大地水准面与大地水准面之间的差异很小，在小范围内，ΔN 与 $\Delta\zeta$ 的差异更小，在实际应用中一般不区分正高和正常高，下面统一按正高系统讨论。可见，要将 GPS 大地高转换为工程应用中所需要的正高，必须求出相应的大地水准面高 N。

（二）确定大地水准面高的方法

大地水准面高由三部分组成，即：

$$N = N_{GM} + N_{\Delta G} + N_H \tag{2-36}$$

其中，N_{GM}表示按地球重力场模型所计算的长波分量，它构成平滑的大地水准面，$N_{\Delta G}$为重力异常所引起的中波分量，N_H 为地形起伏影响造成的短波分量。利用地球重力场模型所计算的大地水准面高，在全球范围内其精度约在 ±（2～6）m，在局部区域，可达到 0.5m。采用重力资料（全球的或局部的）用斯托克斯积分或莫洛金斯基积分公式以及综合地球重力场模型与重力法等方法计算大地水准面高，其精度只能达到 3～4cm，而且必须利用测区附近1～2°范围的重力资料。利用 GPS 资料精确确定大地水准面高的方法主要有以下几种。

1．GPS 与水准测量综合法。

该法的实质是在 GPS 网中选择若干个点（称公共点）用水准测量方法测出其水准高程（正高），由公共点的大地高可按（2-33）式计算出各点的大地水准面高。设公共点的大地水准面高 N 与该点二维平面坐标 x、y 存在函数关系：

$$N = f(x, y) + \varepsilon \tag{2-37}$$

式中，ε 为趋势值的误差，f（x，y）为 N 的趋势值，一般采用多项式拟合法，即：

$$N_i = f(x_i, y_i) = a_0 + a_1 x_i + a_2 y_i + a_3 x_i^2 + a_4 x_i y_i + a_5 y_i^2 + \cdots \tag{2-38}$$

如果有 n 个公共点，则可组成 n 个误差方程，按 $[\varepsilon^2] = \min$ 的原则解算出 m 个（$m \leqslant n$）待定系数 a_i，再根据其他点（非公共点）的平面坐标，代入上式，求出这些点的大地水准面高，进而由（2-33）式求出它们的正高。一般当公共点数小于 6（至少是 3）时，只能作平面拟合，当大于或等于 6 时，可作二次多项式曲面拟合。试验表明，若公共点分布比较好，例如分布比较均匀，且在具代表性的水准高程面上，非公共点位于内插区而不是外推区，同时，在测区内大地水准面变化较平缓，则拟合的正高可达到四等几何水准测量的精度，即每公里高差中数的偶然中误差 $M_\Delta \leqslant 5$mm。

2．改进的 GPS 与水准测量综合法

由于大地水准面高的短波特性是由地形起伏所引起的，在 GPS 与水准测量综合法中，可以从 N 中去掉地形起伏的影响N_H，即公共点上的大地水准面高只考虑（2-36）式中的前两项，用

$$N'_i = N_i - N_{Hi} \tag{2-39}$$

代替（2-38）式中的 N_i，估计系数 a_i，求出各非公共点的 N' 值后，再加上其相应的地形起伏影响即得 N 值，进而求得正高。这对山区和丘陵区更适宜。

除采用多项式拟合外，还可采用多面函数拟合和最小二乘配置确定大地水准面高，但最小二乘配置只有在顾及地形起伏影响和构造合适的信号向量的协方差函数的前提下才能得到

满意的结果。

3．天文大地水准方法

两点间大地水准面高的增量 ΔN 可按下式计算：

$$\Delta N = \int_A^B (\zeta \cos\alpha + \eta \sin\alpha) \mathrm{d}S \tag{2-40}$$

式中 ζ、η 分别为线路上点的垂线偏差子午和卯酉分量，$\mathrm{d}S$ 为相邻两点的长度，α 为 $\mathrm{d}S$ 的方位角。ζ、η 可以通过点的天文经纬度和大地经纬度进行计算，也可以采用天顶距观测的方法得到。在 GPS 网建立的同时，布设一定数量的天顶距观测点，按最小二乘原理解算出各要求点上的垂线偏差分量 ζ_i、η_i，即可求出两点之间的 ΔN。据有关文献报道，按上述方法求得的垂线偏差的精度可达到 $\pm 3''$ 左右，ΔN 可达到厘米级精度。

第三章　工程控制网的布设理论

第一节　工程控制网的参考基准

控制网根据其用途不同分为两大类，即国家基本控制网和工程控制网。

国家基本控制网的主要作用是提供全国范围内的统一参考框架。其特点是控制面积大，控制点间距离较长，点位的选择主要考虑布网是否有利，不侧重具体工程施工利用时是否有利。它一般分级布设，共分四等，即一、二、三、四等。

工程控制网是针对某项工程而布设的专用控制网，它分为测图控制网、施工控制网、变形监测网等。

测图控制网是在工程施工前勘测设计阶段建立的测图控制网，其目的主要是为测绘地形图服务。点位的选择是根据地形条件来确定的，并不考虑工程建筑物的总体布置，因而在点位分布和密度上都满足不了后续工程建设的需要。

施工控制网的点位、密度以及精度取决于建设的性质，施工控制网点的精度一般要高于测图控制网，它具有控制范围小，控制点的密度大，精度要求高，受施工干扰大等特点。

变形监测网不同于一般工程控制网，它不仅要求解决网点的静态参数（如点位、方向、距离等），更重要的是求解监测对象的动态参数（水平位移及其速率、结构内部的应变等），这些参数在一段时间内均会发生微变量，一般接近于毫米[63]，因此该种网的特点之一是精度要求高，其次还要求对某一特殊方向或区域的变形要有足够的灵敏度，以及将网点的物理变形与观测误差而引起的其他模型误差加以分离的可区分性。

以上各种控制网视其用途不同和选定的坐标系统的不同其平差方法有所不同。一般测图控制网均采用国家坐标系统，构成非独立网；施工控制网一般较多使用独立网，与国家网进行联测。这两种控制网均采用经典平差，即控制网中有必要或足够的起始数据。对于变形监测网其主要目的是变形观测。对起始点的稳定性要求较高，故需对监测网的基准点所构成的网进行定期的检测。一般认为基准点是稳定的或部分点是稳定的，但也不能排除其受外界影响而发生变化，因此对这种网的平差一般均采用秩亏自由网平差，即以所有控制点坐标为未知参数进行控制网平差。此时的误差方程和法方程系数矩阵为秩亏阵，也就是线性代数中方程式个数少于未知数个数的情况，或虽然方程个数与求解未知数相同，但其中有相容方程式，故得不到惟一解，即存在着无限多组解。为了求得一组最佳的确定解，就必须根据控制网设计要求附加一个基于现有控制点观测信息的基准配置条件。

在工程控制网中有些专用网如变形网、高精度的施工控制网不一定与国家大地网或某些特定的坐标系统相连，因此不必给定这些特定的起算数据。当控制网中没有必要起算数据时，由上可知其法方程系数阵会出现秩亏，从测量的角度来讲，就是控制网没有参考基准，网的位置不能固定。对于这种情况现代测量平差中提出了两种方法：第一种是按经典平差方

法，假定网点的坐标值或网点坐标之间的关系即给出必要的起算数据，称为经典自由网平差，由于这一平差结果只是相对于假定起算数据（基准）而得出的，假定的数据或条件不同，平差后的坐标也将不同，这样的基准称为经典自由网平差基准；第二种方法是在平差时，通过对全部或部分坐标未知数进行某种约束，这种网的平差称为秩亏自由网平差，其相应的基准为秩亏自由网平差基准。

一、经典自由网平差基准

对于观测方程：

$$\boldsymbol{L} + \boldsymbol{V} = \boldsymbol{AX} \tag{3-1}$$

其相应的法方程为：

$$\boldsymbol{A}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{PAX} = \boldsymbol{A}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{PL} \tag{3-2}$$

如果没有足够的起算数据，则上述法方程的系数矩阵 $N = \mathbf{A}^{\mathrm{T}}\mathbf{PA}$ 将会秩亏，法方程没有惟一解。这里，$\boldsymbol{L}$ 表示观测向量，$\boldsymbol{V}$ 表示观测值改正数，$\boldsymbol{A}$ 为网形的设计矩阵，在测量平差中称为误差方程系数阵，$\boldsymbol{X}$ 是未知数，表示网近似坐标的改正数。所谓基准问题就是选择或假定适当的数据或条件参与平差，从而求得方程（3-2）的惟一解。

经典自由网平差基准是通过假定某些点的坐标数值或方位来定义的，例如对平面网，在观测方程线性化后，可假定一个点的坐标等于该点的近似坐标，意即该点近似坐标的改正数等于 0。同样可假定在某两个网点之间的方位角等于由线性化过程中的近似坐标所求得的方位角，即近似方位角改正数为 0，某两个点之间的边长等于由近似坐标计算而得的边长。在平差过程中，上述假设可以用方程表示。测角三维网，基准数为 7，我们可以固定 1 点的坐标，1 点到 2 点的方位角，1 点到 2 点及 1 点到 3 点的高度角和 1 点到 2 点的距离来定义其参考基准。

上述假设条件可以用矩阵方程表示为

$$\boldsymbol{D}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{X} = \boldsymbol{0} \tag{3-3}$$

这里

$$\boldsymbol{D}^{\mathrm{T}} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ a_1 & a_2 & a_3 & -a_1 & -a_2 & -a_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ b_1 & b_2 & b_3 & -b_1 & -b_2 & -b_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ c_1 & c_2 & c_3 & 0 & 0 & 0 & -c_1 & -c_2 & -c_3 & 0 & \cdots & 0 \\ d_1 & d_2 & d_3 & -d_1 & -d_2 & -d_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 \end{bmatrix} \tag{3-4}$$

$$\boldsymbol{X} = (\delta x_1, \delta y_1, \delta z_1, \delta x_2, \delta y_2, \delta z_2, \delta x_3, \delta y_3, \delta z_3, \cdots, \delta x_m, \delta y_m, \delta z_m)$$

我们将（3-3）式称为基准条件方程。

将（3-3）式与（3-1）式一并求解，就可求得网点坐标 $\boldsymbol{X}$ 的惟一值。（3-3）式表示了三维测角自由网的参考基准。对于不同的三维网，根据观测值的不同，可以删除 $\boldsymbol{D}^{\mathrm{T}}$ 矩阵中的某些对应行。

二、秩亏自由网平差的基准

经典的自由网参考基准实际上是固定某个实际的点的位置，固定一个实际的方位角，一

条实际的边长等等来定义的。与经典的自由网不同，秩亏自由网平差基准是通过对整个网点的坐标或部分网点的坐标进行某种约束（条件）来定义的，这种约束实际上是固定某个虚拟点的位置，固定某个虚拟方向、虚拟距离等等。例如，对三维网，这种约束将要求：1）平差前后网点重心不变（即固定重心点坐标）；2）平差前后控制网相对其重心不绕 X，Y，Z 轴旋转（即固定重心与所有网点连线的平均方位角与天顶距）；3）平差前后所有网点相对重心的平均距离不变（即固定与重心的平均距离）。对平面网，这种约束将要求：1）平差前后网点重心坐标不变；2）平差前后各网点与重心连线的平均方位角不变；3）平差前后所有网点相对重心的平均距离不变（即固定与重心的平均距离）。对于一维的高程网，这种约束是使平差前后网点的平均高程保持不变。

这些定义秩亏自由网参考基准的约束条件，可由秩亏自由网平差的最小范数条件：

$$\boldsymbol{X}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{X} = \min \tag{3-5}$$

导出。例如对于二维测角网，有 4 个基准参数：两个平移参数（t_x，t_y），一个旋转参数 ω，一个尺度参数 λ。如果给定其中一个点的初始坐标（X_i^0，Y_i^0），该点在一个新坐标系中的坐标（X_i，Y_i）将可由相似变换确定为：

$$\begin{pmatrix} X_i \\ Y_i \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} t_x \\ t_y \end{pmatrix} + \lambda \begin{pmatrix} \cos\omega & -\sin\omega \\ \sin\omega & \cos\omega \end{pmatrix} \begin{pmatrix} X_i^0 \\ Y_i^0 \end{pmatrix} \tag{3-6}$$

令

$$\boldsymbol{t} = (t_x,\ t_y,\ \lambda\sin\omega, \lambda\cos\omega)^{\mathrm{T}}$$

则

$$\begin{pmatrix} X_i \\ Y_i \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & -Y_i^0 & X_i^0 \\ 0 & 1 & X_i^0 & Y_i^0 \end{pmatrix} \boldsymbol{t} \tag{3-7}$$

考虑到 $X_i = X_i^0 + \delta x_i$，$Y_i = Y_i^0 + \delta y_i$，全部网点可组成如下方程：

$$\boldsymbol{X} = \boldsymbol{X}_0 + \boldsymbol{G}\boldsymbol{t} \tag{3-8}$$

其中

$$\boldsymbol{X} = (\delta x_1, \delta y_1, \delta x_2, \delta y_2, \delta x_3, \delta y_3, \cdots, \delta x_m, \delta y_m)$$

$$\boldsymbol{X}_0 = (X_1^0, Y_1^0, X_2^0, Y_2^0, X_3^0, Y_3^0, \cdots, X_m^0, Y_m^0)$$

$$\boldsymbol{G}^{\mathrm{T}} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 1 & 0 & \cdots & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 1 & \cdots & 0 & 1 \\ -Y_1^0 & X_1^0 & -Y_2^0 & X_2^0 & \cdots & -Y_m^0 & X_m^0 \\ X_1^0 & Y_1^0 & X_2^0 & Y_2^0 & \cdots & X_m^0 & Y_m^0 \end{pmatrix} \tag{3-9}$$

在最小范数条件（3-5）式下，可求得：

$$\boldsymbol{G}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{X} = 0 \tag{3-10}$$

式（3-15）表示的就是平面测角秩亏自由网参考基准。其中 $\boldsymbol{G}^{\mathrm{T}}$ 称为附加矩阵，附加矩阵 $\boldsymbol{G}$ 实际上是 $\boldsymbol{N}$ 矩阵的零特征值所对应的特征向量的集合。矩阵中的第 1、2 行表示对网的重心的约束，第 3 行为对网中各点与重心连线的平均方位角的约束，第 4 行为对网中各点与重心连线的平均长度的约束。对于平面边角网或测边网，由于网中已经观测了边长，因此必须解除基准中对边的约束，即删除 $\boldsymbol{G}^{\mathrm{T}}$ 中的第 4 行。如果网中观测了方位角，则应删除 $\boldsymbol{G}^{\mathrm{T}}$ 中的第 3 行。如果网中有已知点的则应删除 $\boldsymbol{G}^{\mathrm{T}}$ 中的第 1、2 行。

一维高程网的基准也可用式（3-10）形式的方程定义，但相应的 $\boldsymbol{G}^{\mathrm{T}}$ 应为：

$$\boldsymbol{G}^{\mathrm{T}} = (1,1,1,\cdots,1) \tag{3-11}$$

上面的秩亏自由网平差基准是对通过约束所有网点的坐标来定义的，如果约束只是针对其中的部分网点，即组成 $\boldsymbol{G}$ 矩阵时只使用其中的部分网点，则形成的基准就是所谓的拟稳平差基准，其数学表达式仍然为式（3-10），但 $\boldsymbol{G}$ 矩阵相应为：

一维网：

$$\boldsymbol{G}^{\mathrm{T}} = (1,1,1,\cdots,1,0,\cdots,0) \tag{3-12}$$

二维网：

$$\boldsymbol{G}^{\mathrm{T}} = \begin{Bmatrix} 1 & 0 & 1 & 0 & \cdots & 1 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 1 & \cdots & 0 & 1 & 0 & \cdots & 0 \\ -Y_1^0 & X_1^0 & -Y_2^0 & X_2^0 & \cdots & -Y_m^0 & X_m^0 & 0 & \cdots & 0 \\ X_1^0 & Y_1^0 & X_2^0 & Y_2^0 & \cdots & X_m^0 & Y_m^0 & 0 & \cdots & 0 \end{Bmatrix} \tag{3-13}$$

三维网：

$$\boldsymbol{G}^{\mathrm{T}} = \begin{Bmatrix} 1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & \cdots \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 1 & 0 & \cdots \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 1 & \cdots \\ 0 & -Z_1^0 & Y_1^0 & 0 & -Z_2^0 & Y_2^0 & \cdots \\ Z_1^0 & 0 & -X_1^0 & Z_2^0 & 0 & -X_2^0 & \cdots \\ -Y_1^0 & X_1^0 & 0 & -Y_2^0 & X_2^0 & 0 & \cdots \\ X_1^0 & Y_1^0 & Z_1^0 & X_2^0 & Y_2^0 & Z_2^0 & \cdots \end{Bmatrix}$$

$$\begin{matrix} 1 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & -Z_m^0 & Y_m^0 & 0 & \cdots & 0 \\ Z_m^0 & 0 & -X_m^0 & 0 & \cdots & 0 \\ -Y_m^0 & X_m^0 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ X_m^0 & Y_m^0 & Z_m^0 & 0 & \cdots & 0 \end{matrix} \Bigg\} \tag{3-14}$$

对于不同的情况，如何删除 $\boldsymbol{G}^{\mathrm{T}}$ 中的行与秩亏自由网基准完全相同，这里不再赘述。

第二节　工程控制网的质量标准

工程控制网的优化设计的目的，就是在一定的观测条件下要使控制网有较高的质量。为了衡量网的质量，现代测量中提出了若干条标准。

工程控制网的质量标准是指工程控制网的精度、可靠性和费用，对于变形监测网，还应有灵敏度等标准。这些标准决定了优化设计的方法和模型是一个与工程控制网设计、施测和成果处理全过程有密切关系的实际问题。在后面所谈到的工程控制网优化设计，实质上就是围绕上述标准选择合理的布网方案的过程。

下面将分别介绍工程控制网的四个标准，即精度、可靠性、灵敏度和费用。

一、精度标准

在经典的控制网设计与分析中，由于计算条件的限制，往往只作最弱点和最弱边精度估

计。它们只能反映整个控制网的非常有限的信息，因此在现代工程控制网的设计中已经不作主要的精度标准使用，绝大多数情况下只作参考。随着测量仪器和技术的不断进步，计算机的应用以及现代测绘理论研究与发展，控制网网点坐标估值的协因数阵 Q_x 中包含了控制网的全部精度信息，根据实际的工程背景，导出各种相应的量或矩阵作为控制网设计的精度标准。一般将其分为两大类，即总体精度标准和局部精度标准，也称为纯量精度标准。

对于点数较多的大型测量控制网，用一个纯量精度数据进行优化设计有时还难以描述整体控制网的精度特征。为了使设计的控制网能同时顾及控制网的各种质量标准，现代控制网设计理论中提出了准则矩阵的概念，用来描述网的整体质量和细部结构。此方法主要用于解析法优化设计中。

(一) 控制网的总体精度标准

所谓总体精度标准就是指包含控制网全部精度信息的协方差矩阵 Q_x 的某些特征量。例如，目前主要使用的特征量有 Q_x 矩阵的迹，Q_x 矩阵的行列式的值，Q_x 矩阵的最大特征根，Q_x 矩阵的最大特征根与最小特征根之比。这四个特征分别称为 A 标准、D 标准、E 标准和 C 标准，它们从不同的侧面反映了控制网整体的精度情况。在工程控制网的优化设计中，我们总是希望所设计的方案在整体上具有良好的精度，在某些局部应满足设计的基本要求，对不同的设计网形进行比较和优化，这些都要用到总体精度标准。

1．A 标准

A 标准为协方差矩阵 Q_x 的迹：

$$Q_x = \begin{bmatrix} q_{x_1x_1} & q_{x_1y_1} & q_{x_1x_2} & q_{x_1y_2} & \cdots & q_{x_1x_p} & q_{x_1y_p} \\ q_{y_1x_1} & q_{y_1y_1} & q_{y_1x_2} & q_{y_1y_2} & \cdots & q_{y_1x_p} & q_{y_1y_p} \\ q_{x_2x_1} & q_{x_2y_1} & q_{x_2x_2} & q_{x_2y_2} & \cdots & q_{x_2x_p} & q_{x_2y_p} \\ q_{y_2x_1} & q_{y_2y_1} & q_{y_2x_2} & q_{y_2y_2} & \cdots & q_{y_2x_p} & q_{y_2y_p} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ q_{x_px_1} & q_{x_py_1} & q_{x_px_2} & q_{x_py_2} & \cdots & q_{x_px_p} & q_{x_py_p} \\ q_{y_px_1} & q_{y_py_1} & q_{y_px_2} & q_{y_py_2} & \cdots & q_{y_px_p} & q_{y_py_p} \end{bmatrix} \tag{3-15}$$

$$\mathrm{tr}(Q_x) = Q_{x_i} + Q_{y_i} + \cdots + Q_{x_n} + Q_{y_n} \tag{3-16}$$

即 Q_x 矩阵的迹的大小从整体上反映了网点点位误差的大小，当它达到最小时，称为 A 最优。

2．D 标准

D 标准为 Q_x 矩阵行列式

$$\det(Q_x) \tag{3-17}$$

该行列式的值反映的是由 Q_x 矩阵所作的超误差椭球的体积大小，它也是网点点位误差大小的一种整体反映，当 $\det(Q_x) = \min$，称为 D 最优。当只有一点时，乘上 σ_0 就是韦尔克迈斯特点位误差。

3．E 标准

E 标准为 Q_x 的最大特征值 $\lambda_{\max}$，该特征根主要是反映网中最大的点位误差的大小，当 $\lambda_{\max} = \min$ 时，最弱点的点位精度最好，称为 E 最优。

4．C 标准

C 标准为Q_x矩阵的最大和最小特征值比值$\lambda_{max}/\lambda_{min}$，该比值反映网点点位精度的均匀性，当

$$\lambda_{max}/\lambda_{min} = \min$$

称为 C 最优，此时精度最均匀。

在以上四个标准中，A 标准优化采用得比较广泛，它的特点是具有直观和易于计算的优点，它的缺陷是它仅利用了Q_x的对角线元素从而忽略了未知数之间的相关信息。D、E、C 标准由于其计算复杂，多用于理论研究，但对于点数少的小网，当要求进行精密设计时，可以考虑采用这些标准。对于较大的网，由于计算高阶矩阵的行列式和特征值比较困难，从而限制了这三个标准的应用。

（二）局部精度标准

实际的工程背景可能对控制网的某些局部有特殊的要求，因而对协因数阵Q_x中的部分元素提出特殊的要求。这种利用协因数阵Q_x中的部分元素进行局部精度的评价，即称为局部精度标准。局部精度标准主要有：点位精度、相对精度以及函数精度。从式（3-15）的协因数阵Q_x中，抽取与某一点的坐标相应的子矩阵，例如，对于平面网第 i 子块矩阵为：

$$Q_{Di} = \begin{bmatrix} q_{x_i x_i} & q_{x_i y_i} \\ q_{y_i x_i} & q_{x_i y_i} \end{bmatrix} \tag{3-18}$$

其相应的特征值为：

$$\left.\begin{aligned} \lambda_1 &= \frac{1}{2}\ (q_{x_i x_i} + q_{y_i y_i} + W_i) \\ \lambda_2 &= \frac{1}{2}\ (q_{x_i x_i} + q_{y_i y_i} - W_i) \end{aligned}\right\} \tag{3-19}$$

式中

$$W_i = \sqrt{(q_{x_i x_i} - q_{y_i y_i})^2 + 4q_{x_i y_i}^2}$$

特征值对应的特征向量的方向由下式确定：

$$\tan 2\varphi_0 = \frac{2q_{x_i y_i}}{q_{x_i y_i} - q_{y_i y_i}} \tag{3-20}$$

1．点位精度

点位误差虽然可以用来评定特定点点位精度，但它不能评定在任意方向的精度，特别在工程控制网的设计与应用中，需要研究待定点在任意方向上的误差大小，通常用待定点的点位误差椭圆来实现。

我们可以证明误差椭圆的长、短半轴为特征值与σ_0^2的乘积：

$$E^2 = \sigma_0^2 \cdot \lambda_1 ; F^2 = \sigma_0^2 \cdot \lambda_2 \tag{3-21}$$

置信椭圆其相应的长、短半轴为：

$$\left.\begin{aligned} A_K^2 &= \sigma_0^2 \cdot \lambda_1 \cdot X_{2,1-\alpha}^2 \\ B_K^2 &= \sigma_0^2 \cdot \lambda_2 \cdot X_{2,1-\alpha}^2 \\ Q_K &= Q_F \end{aligned}\right\} \tag{3-22}$$

长轴与 X 轴间的夹角如（3-20）式所示。

在待定点上，任意方向上的方差值为：

$$m_\varphi^2 = \sigma_0^2(q_{x_i x_i}\cos^2\varphi + q_{y_i y_i}\sin^2\varphi + 2q_{x_i y_i}\sin\varphi\cos\varphi) \tag{3-23}$$

式中 φ 为所求方向的方位角值。

2．相对精度

由

$$\Delta x_{kj} = x_j - x_k$$

$$\Delta y_{kj} = y_j - x_k$$

得：

$$Q = \begin{bmatrix} Q_{\Delta x} & Q_{\Delta x\Delta y} \\ Q_{\Delta y\Delta x} & Q_{\Delta y} \end{bmatrix} \tag{3-24}$$

推出相对误差椭圆参数为：

$$\lambda^2 = \frac{1}{2}\sigma_0^2(Q_{\Delta x} + Q_{\Delta y} + W_i) \tag{3-25}$$

$$F^2 = \frac{1}{2}\sigma_0^2(Q_{\Delta x} + Q_{\Delta y} - W_i) \tag{3-26}$$

$$W_i = \sqrt{(Q_{\Delta x} - Q_{\Delta y})^2 + 4Q_{\Delta x\Delta y}^2} \tag{3-27}$$

长轴与 X 轴的夹角：

$$\tan 2\varphi_E = \frac{2Q_{\Delta x\Delta y}}{Q_{\Delta x} - Q_{\Delta y}} \tag{3-28}$$

3．未知函数的精度

有很多工程控制网往往是为某些特殊的工程而布设的，这些特殊工程控制网布设的要求往往不能直接由网点的精度或相对精度来反映，而必须通过网点的某些函数来反映。

对一般的情形，其函数可表示为：

$$\begin{pmatrix} f_1 \\ f_2 \\ \vdots \\ f_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} f_1(Y) \\ f_2(Y) \\ \vdots \\ f_n(Y) \end{pmatrix} \tag{3-29}$$

这里，$Y = X^0 + X$ 为网点的坐标向量，n 为表达工程的实际要求所需的函数关系的个数，f_i（Y）为表达工程实际要求的函数。线性化后，上式可表示为：

$$\boldsymbol{\delta}_f = \boldsymbol{f}\boldsymbol{x} \tag{3-30}$$

由方差传播定理，有

$$\boldsymbol{Q}_f = \boldsymbol{f}\boldsymbol{Q}_x\boldsymbol{f}^{\mathrm{T}} \tag{3-31}$$

即在控制网设计时，以 $\boldsymbol{Q}_f$ 为精度标准来分析设计布网方案。

（三）准则矩阵

所谓准则矩阵是指人工事先构造的、用上述各种标准来衡量都有“较好”效果的、理想化的协因数矩阵 $\boldsymbol{Q}_x$。准则矩阵不是控制网质量度量的数字标准，而是衡量控制网设计方案好坏的一个准则。

准则矩阵的构造方法大致分为两类：第一类方法称为“相关函数法”，其基本思想是将网点坐标估计量 $\boldsymbol{X}$ 的误差向量 $\boldsymbol{\varepsilon}_x$ 看成是空间的一个关于距离的随机过程，这一随机过程是

用空间的一个随机（信号）函数来表示的，构造理想化的协因数矩阵 $\boldsymbol{Q}_x$，即准则矩阵就在于对这一随机过程导出一个理想的协方差函数，以协方差函数来计算准则矩阵各元素。其代表为 T-K 结构。第二类方法称为“直接配置法”，例如根据对坐标、边长等元素的精度要求，顾及各元素间的相关性，先构造网点坐标的某个函数 $\boldsymbol{F}$ 的方差-协方差矩阵 $\boldsymbol{Q}_F$（称为“广义准则矩阵”），再由 $\boldsymbol{F}$ 与网点坐标 $\boldsymbol{X}$ 之间的协方差传播律反求准则矩阵 $\boldsymbol{Q}_x$，其间通过迭代逐步完善。其代表的准则矩阵为 SVD 结构。

由于篇幅原因下面只就 T-K 结构和 SVD 结构的基本概念进行阐述，涉及到的随机过程以及相关函数的概念读者可参考有关书籍。

1. T-K 结构

T-K 结构的基本思想：要求控制网点的误差是均匀的各向同性的，即网中各点的点位误差为等半径的误差圆。由均匀和各向同性的要求，必导致

$$\begin{cases} Q_{x_i x_i} = Q_{y_i y_i} = \sigma^2 \\ Q_{x_i y_i} = Q_{y_i x_i} = 0 \end{cases} \tag{3-32}$$

其中 i 为点号。上式标准化后有：

$$\begin{cases} Q_{x_i x_i} = Q_{y_i y_i} = 1 \\ Q_{x_i y_i} = Q_{y_i x_i} = 0 \end{cases} \tag{3-33}$$

$Q_{y_i x_i}=0$ 意味着点在两个坐标方向上的误差 ϵ_{x_i} 和 ϵ_{y_i} 不相关，这是一种理想情况。

我们用 T-K 结构相关函数的基本关系式，导出具有 T-K 结构的准则矩阵 $\boldsymbol{Q}_{\mathrm{TK}}$ 的实用计算公式

$$\begin{cases} Q_{x_i y_j} = \Phi_m(S) + [\Phi_L(S) - \Phi_m(S)] \dfrac{\Delta X_i \Delta X_j}{S^2} \\ Q_{x_i y_j} = [\Phi_L(S) - \Phi_m(S)] \dfrac{\Delta X_i \Delta Y_j}{S^2} \\ Q_{y_i y_j} = \Phi_m(S) + [\Phi_L(S) - \Phi_m(S)] \dfrac{\Delta Y_i \Delta Y_j}{S^2} \end{cases} \tag{3-34}$$

式中，ΔY_i、ΔY_j 为两点之间的坐标差，S 是两点间的距离；$\Phi_L(S)$、$\Phi_m(S)$ 为相关函数，且有 $\Phi_1(0)=\Phi_m(0)=1$

对于只含两个点的二维网，其 T-K 结构准则矩阵 $\boldsymbol{Q}_{\mathrm{TK}}$ 有以下形式：

$$\boldsymbol{Q}_{\mathrm{TK}} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & Q_{x_1 x_2} & Q_{x_1 y_2} \\ 0 & 1 & Q_{y_1 x_2} & Q_{y_1 y_2} \\ Q_{x_2 x_2} & Q_{x_2 y_1} & 1 & 0 \\ Q_{y_2 x_1} & Q_{y_2 y_1} & 0 & 1 \end{pmatrix} \tag{3-35}$$

2. SVD 结构

Sprinsky 提出用矩阵的奇异值分解法（Singular Value Decomposition——SVD）构造准则矩阵，该方法的基本思想在前面已叙述。它适用于自由网，也适用于非自由网，具体构造方法是：

首先，取观测权阵 $\boldsymbol{D}=\boldsymbol{I}$，根据已知的设计矩阵，按伪逆解求 $\boldsymbol{Q}_x=(\boldsymbol{A}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{P}\boldsymbol{A})^{+}$。由线性代数可知，任意一个 $M\times M$ 阶正交矩阵 $\boldsymbol{V}$，使

$$\boldsymbol{V}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{Q}_x\boldsymbol{V}=\boldsymbol{\Lambda} \tag{3-36}$$

我们把 $\boldsymbol{V}$ 称为模矩阵，$\boldsymbol{\Lambda}=\mathrm{diag}(\lambda_1,\ \lambda_2,\ \cdots,\ \lambda_K,\ \lambda_{K+1},\ \cdots,\ \lambda_m)$ 称为谱矩阵，换句话说是由 $(\boldsymbol{A}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{P}\boldsymbol{A})^{-1}$的特征值 $\lambda_1,\ \lambda_2,\ \cdots,\ \lambda_K,\ \lambda_{K+1},\ \cdots,\ \lambda_m$ 为对角线元素的对角阵。因此有：

$$\boldsymbol{Q}_X=\boldsymbol{V}\boldsymbol{\Lambda}\boldsymbol{V}^{\mathrm{T}} \tag{3-37}$$

这就是对矩阵 $\boldsymbol{Q}_x$ 的谱分解，或称正交分解。由于 $\boldsymbol{Q}_x$ 秩亏，有若干个 λ 值为零，即特征值 $\lambda_i=0$（当 $i\leqslant K$）；$\lambda_i\neq 0$（当 $i>K$）。将 λ_i 按降序排列：

$$\lambda_1\geqslant\lambda_2\geqslant\cdots\geqslant\lambda_K;\lambda_{K+1}=\lambda_m=0 \tag{3-38}$$

在几何上我们可以理解为一个 m 维误差椭球，该椭球各长半轴分别为各相应特征值的平方根 $\sqrt{\lambda_i}$，$(i=1,\ \cdots,\ m)$，其方向即为相应特征值向量所指的方向。我们可以人为地缩短这个误差椭圆的各长半轴以减少误差椭球的体积，并使椭球各轴长大致相等，这样一方面提高了全网的整体精度，也改善了网的精度均匀性。

试验表明由这两种方法构造的准则矩阵用于优化设计其结果相近，但后者比前者的计算量大。试验还表明旋转角不能过大，不适当的旋转会造成负权，或最大、最小权之比太大。

二、可靠性标准

测量控制网的可靠性是指控制网抵抗观测粗差的能力，它有两种标准，即内部可靠性和外部可靠性。所谓内部可靠性是指控制网通过平差和统计检验发现粗差的能力。外部可靠性是指未发现的粗差对平差结果的影响。可靠性从与精度不同的另一个侧面反映控制网的质量。

一个控制网有好的精度（以各种精度标准来衡量）不意味着它有好的可靠性。在控制网的设计中，必须将精度与可靠性同时考虑。事实上我国经典的测量规范中要求前方交会应有三个以上交会方向，这实质上就是对方案的可靠性所提的要求。

下面我们分别介绍网的内部可靠性和外部可靠性及其标准。

（一）工程控制网的内部可靠性及度量

控制网通过平差统计检验发现粗差的能力可以用两种方法来衡量：1）能发现粗差的大小；2）某一固定大小的粗差被发现的可能性的大小。很显然，一个控制网能发现的粗差越小或某一固定大小的粗差被发现的可能性越大则控制网的可靠性越好。下面介绍控制网可能发现的最小粗差。

由（3-1）式可推出改正数 $\boldsymbol{V}$ 的协因数阵：

$$\boldsymbol{Q}_V=\boldsymbol{Q}_L-\boldsymbol{A}(\boldsymbol{A}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{P}\boldsymbol{A})^{-1}\boldsymbol{A}^{\mathrm{T}} \tag{3-39}$$

根据 Baarda 的粗差探测理论，单个观测的粗差估计为

$$\delta=\frac{v_i}{r_i} \tag{3-40}$$

相应的方差为：

$$\sigma_\delta^2=\frac{\sigma_i^2}{r_i} \tag{3-41}$$

式中，v_i 确为第 i 个观测值改正值，δ 表示粗差估计，σ_δ^2 表示粗差估计的方差，σ_i^2 表示观测值观测方差，r_i 为矩阵 $\boldsymbol{R}$

$$\boldsymbol{R} = \boldsymbol{Q}_V\boldsymbol{P} \tag{3-42}$$

的对角元素中第 i 个元素。对于观测值相互独立的情形：

$$r_i = q_{v_i}p_i \tag{3-43}$$

其实际意义是对应的第 i 个观测值的多余观测分量。q_{v_i} 为 Q_V 的对角线元素。由(3-40)中的粗差估计和（3-41）中的估计方差，可以构成粗差探测的统计量

$$T_i = \frac{\delta}{\sigma_\delta} = \frac{V_i}{\sqrt{r_i}\sigma_i} \sim N(0,1) \tag{3-44}$$

对统计量 T_i 进行假设检验。原假设 H_0 为 l_i 中不含粗差，备选假设 H_1 为 l_i 中存在粗差。利用上式所能发现或探测的最小粗差（也称为发现单个粗差的临界值）为

$$\delta_{i\min} = \sigma_i \frac{\delta_0}{\sqrt{r_i}} \qquad (i = 1,2,\cdots,n) \tag{3-45}$$

为了比较不同精度的观测值之间发现粗差能力的差别，需将上式中的观测值精度 σ_i 抽掉，由此得到一个单纯反映观测值发现粗差能力的无量纲指标：

$$\delta_i = \frac{\delta_0}{\sqrt{r_i}} \qquad (i = 1,2,\cdots,n) \tag{3-46}$$

δ_0 为原假设与备选假设之间可区分的最小距离，它的大小由检验的置信水平（$1-\alpha$）和检验功效（$1-\beta$）确定，显然，对于一个控制网，如果 $\delta_{i\min}$越小，说明该控制网发现粗差的能力越强。

由上式可以看出控制网的内部可靠性实际上是取决于相应的多余观测分量 r_i。它实际上也反映了控制网内部可靠性的大小，因而作为评价内部可靠性的一个标准。

（二）工程控制网的外部可靠性

可能发现的最小粗差实际上是不可发现的最大粗差，因此未发现的最大粗差实际上就是 $\delta_{i\min}$，这个未发现的粗差对平差结果的影响为：

$$\hat{\delta}_{oi} = \delta_0\sigma_i\sqrt{\frac{1-r_i}{r_i}} \tag{3-47}$$

$\hat{\delta}_{oi}$可以作为观测值外部可靠性的标准。令

$$\bar{\delta}_{oi} = \delta_0\sqrt{\frac{1-r_i}{r_i}} \tag{3-48}$$

则有：

$$\hat{\delta}_{oi} = \bar{\delta}_{oi}\sigma_i \tag{3-49}$$

显然 $\bar{\delta}_{oi}$反映了不可发现的粗差对平差未知数的影响，它相当于观测误差的倍数，所以 $\bar{\delta}_{oi}$也可作为观测值外部可靠性标准。

由上式可知外部可靠性也取决于多余观测分量，多余观测分量越大，则网的外部可靠性越好，反之则差。

网的内部、外部可靠性都取决于多余观测分量，这一性质对工程控制网的优化设计理论特别重要，可根据多余观测分量建立可靠性标准，综合照顾控制网的内、外可靠性。

三、灵敏度标准

灵敏度是用来衡量变形监测控制网质量的一个标准，它反映变形监测控制网发现变形、

区分变形的能力。它不适用于其他类型的工程控制网。根据实际要求和背景的不同，变形监测网的灵敏度标准也可以从多个侧面来描述：考虑单点变形的灵敏度（椭圆）；考虑单点变形模型的灵敏度和考虑多个变形模型的可区分度。在变形监测控制网的设计中，灵敏度是一个很重要的质量标准，下面我们介绍灵敏度标准的一般概念。

（一）灵敏度定义

灵敏度椭圆是建立在重点变形检验的相对误差椭圆法基础上的。假设变形网进行了两期观测，并且两期观测的观测方案相同，得到在同一基准下变形向量 $\hat{\boldsymbol{d}}$ 及其协因数阵 $\boldsymbol{Q}_{dd}$，即：

$$\hat{\boldsymbol{d}} = \hat{\boldsymbol{x}}_2 - \hat{\boldsymbol{x}}_1 \tag{3-50}$$

$$\boldsymbol{Q}_{dd} = \boldsymbol{Q}_{x_1x_1} + \boldsymbol{Q}_{x_2x_2} \tag{3-51}$$

式中，$\hat{\boldsymbol{x}}_1$、$\hat{\boldsymbol{x}}_2$ 分别为两期观测网的未知参数，$\boldsymbol{Q}_{x_1x_1}$、$\boldsymbol{Q}_{x_2x_2}$为两期观测协因数矩阵，当两期方案完全相同时，还可简化为：

$$\boldsymbol{Q}_{dd} = 2\boldsymbol{Q}_{x_1x_1}$$

根据以上两式所计算的变形估值和估值的协因数阵，可用多种方法分析网点是否产生变形。所谓相对误差椭圆法，就是对单点进行变形分析，根据变形分析结果，做出各点的一个两期之间的相对误差椭圆，再根据变形估值是否超出椭圆来判断变形与否。误差椭圆的长短轴以及长半轴方向的计算可由（3-18）、（3-19）、（3-20）以及（3-21）式确定。

（二）变形模型的灵敏度

当实际的变形特征比较清楚的时候，我们可用一组数学模型来描述这些变形特征：

$$\boldsymbol{d} = \boldsymbol{B}\boldsymbol{c} \tag{3-52}$$

这里 $\boldsymbol{c}$ 为变形模型的待定参数，$\boldsymbol{B}$ 为反映模型的系数矩阵。根据移动量估值，我们可以构成如下统计量：

$$T = \frac{\hat{\boldsymbol{d}}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{P}_d\hat{\boldsymbol{d}}}{\sigma_0^2 f} \tag{3-53}$$

式中 f 是二次型的自由度，它等于 $\boldsymbol{P}_d$ 的秩。假设：

$$\mathrm{H}_0: E(\boldsymbol{c}) = \boldsymbol{0}, \mathrm{H}_{\mathrm{A}}: E(\boldsymbol{c}) \neq \boldsymbol{0}$$

则在原假设下 T 服从中心 F 分布 $F(f, \infty)$，若备选假设成立，则 T 服从中心 F 分布 $F(f, \infty, \delta)$，非中心参数由下式确定：

$$T = \frac{\boldsymbol{d}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{P}_d\boldsymbol{d}}{\sigma_0^2} = \frac{\boldsymbol{c}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{B}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{P}_d\boldsymbol{B}\boldsymbol{c}}{\sigma_0^2} \tag{3-54}$$

在给定的显著性水平 α 和检验功效 β 的条件下，可求得统计量（3-53）式所能区分的最小非中心化参数 δ_0，代入（3-54）式，则变形参数向量应满足：

$$\boldsymbol{c}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{B}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{P}_d\boldsymbol{B}\boldsymbol{c} = \delta_0\sigma_0^2$$

令 $\boldsymbol{c} = a\boldsymbol{g}$，其中 $\boldsymbol{g}$ 是单位向量，a 是向量的模，是一个标量，代入上式有：

$$a = \sigma_0^2\sqrt{\frac{\delta_0}{\boldsymbol{g}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{B}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{P}_d\boldsymbol{B}\boldsymbol{g}}} \tag{3-55}$$

a 表示能发现的变形参数向量（模）的大小，因而可作为模型灵敏度的量度。但 a 的大小随 $\boldsymbol{g}$ 的不同而变化，当 $\boldsymbol{g}$ 为矩阵（$\boldsymbol{B}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{P}_d\boldsymbol{B}$）的最小特征值 $\lambda_{\min}$所对应的特征向量时，a 取最大值。从设计的角度，应考虑最不利的情况，因此可定义：

$$a_m = \sigma_0^2 \sqrt{\frac{\delta_0}{\lambda_{\min}}} \tag{3-56}$$

作为变形监测网对某一变形模型的灵敏度。至于多个变形模型的可区分灵敏度，与变形模型灵敏度思想基本一致，就不一一介绍了。

四、经济标准

建网经费涉及多种因素，要给出一个合乎实际的经费目标函数比较困难，虽然人们提出过多种描述经费目标函数的方法，但至今没有一个较理想的模型。目前，在优化设计中，最简单的处理方式是以观测权总和作为经费标准，但实际上完成一个测站观测所需要的经费并不能以观测重复数计算，它涉及多项开支。下面只就控制设计阶段，对经济指标的考虑做一阐述。

在控制网设计阶段一般以成本作为经济标准来衡量，其表示为：

$$(\text{成本}) = (\text{常数}) \times F$$

式中，常数由控制网以外的因素所决定，F 为某一函数，它与控制网本身的各因素有关。如 F 可取下列因素：

$$F = F\ (\text{控制面积, 观测数, 观测精度, 观测类型})$$

在实际应用中往往仅考虑一个主要的因素，并且取成本与该因素成一定的比例，由此得到一些简单的成本函数，如在水准网中，其成本函数取下列形式：

$$(\text{成本}) = (\text{常数}) \times (\text{观测值的精度总和})$$

当测量仪器设计一定时，提高观测值精度的主要措施是增加测回数。此时，单纯以测回数来作为经济指标就不太合适了，应考虑用测站总数或观测值的数目来计算成本更符合实际。这种经济指标在观测方案的设计中可直接作为优化问题的目标函数或约束条件。

另一种处理方式是在满足控制网精度标准的优化设计之后，单独作经费标准的优化。当经费优化设计达不到规定要求时，再修改原设计，形成一个迭代过程，这样简化了优化设计的解算模型，也比较符合实际要求。

第三节　工程控制网的优化设计

所谓工程控制网的优化设计，广义地说就是要在一定的人力、物力、财力的情况下设计出精度高、可靠性强、灵敏度最高（对监测网而言）、经费最省的控制网布设方案。具体说来，就是要根据实际的工程背景设计出最佳的网形，根据对控制网实际的质量要求设计出最佳的观测方案。通过工程控制网的最优化设计，指导测量技术人员选择适当的测绘仪器，制定合理的工作方案，避免进行一些无意义的观测从而大量节省野外工作时间，提高工效，同时还能使方案最大限度地排除粗差的影响。

现代控制网的优化设计不同于经典的规范设计，它是一种更为精密的设计方法。在精度方面，它克服了经典设计的某种盲目性和不确定性，最大限度地实现预定的精度结构要求，例如精度分布的均匀和各同向性或误差椭圆的特定指向等。它可以同时顾及精度、可靠性和经费的全面质量设计指标。借助优化设计的数学方法，通过精密的计算获得最合理的设计方案，即在许多个可能设计方案中找出一个最优的可行方案。

按目前国际上所公认的优化设计问题分类方法，测量控制网优化设计分为四类：（1）零

类优化设计；(2) 一类优化设计；(3) 二类优化设计；(4) 三类优化设计。

优化设计的实施方法主要可分为两类：解析法和机助模拟设计法。所谓解析法是根据实际的工程背景，建立严格的最优化数学模型，然后按数学方法严格求解。机助模拟设计法是利用人机对话方式，根据观测值对各质量准则及约束条件的敏感性逐个选择观测值，直到设计者认为观测方案满意为止。下面分别介绍这两种方法。

一、控制网优化设计的解析方法

解析法一般要经历以下几个步骤：(1) 根据实际需要，建立最优化的数学模型；(2) 分析数学模型，选择合适的求解方法；(3) 编制计算程序进行解算。

根据数学模型的不同，解析法又可分为线性规划法与非线性规划法。在线性规划问题中，目标函数和约束条件均为设计变量的一次函数。在非线性规划问题中，目标函数或约束条件至少有一个函数是设计变量的非线性函数。但在本书中，我们只按控制网优化设计的四类问题来介绍控制网解析法设计的有关内容。

(一) 零类优化设计

零类优化设计也称零阶段设计，其实质是在控制网形与观测条件一定的条件下，确定网点坐标 $\boldsymbol{X}$ 与其协因数 $\boldsymbol{Q}_x$，达到目标函数的最佳值，一般说来零阶段设计就是一个平差问题。根据布网的目的及实际工程要求，我们可以将工程控制网零阶段设计分为以下几种情况：(1) 工程位置本身与国家或地方坐标系有关，例如用于城镇日常测量的工程控制网、测图控制网、地籍测量控制网等；(2) 对部分网点有特殊要求的工程专用控制网；(3) 对网点没有特殊要求，各网点具有同样重要性的局部工程控制网；(4) 变形监测控制网。

对于第一种情况，测量的目的是保证测量的点处在国家坐标系或城镇局部坐标系的指定位置，因此必须以国家或城镇局部坐标系为参考系，因而不存在基准的选择问题，只需与国家或地方局部坐标系联测或直接以网中国家或地方局部坐标作为起算点即可。

对于第二种情况，则应根据工程的实际背景来选择参考系。例如大坝施工控制网，由于坝体及很多附属工程的设计是以坝轴线为依据的，测量的目的是保证这些设施与坝轴线处于一定的相互关系之中，因而可选择坝轴线的两个端点作为网的参考基准。如果这一专用控制网还需兼顾其他测量任务，则也可根据需要选择其他的参考基准。对于第三种情况，可以这样考虑，以该工程控制网为基础进行施测与定位的任意点的位置或任意点与点之间的关系可以表示为：

$$\boldsymbol{F}=\boldsymbol{f}\ (\boldsymbol{X},\ \boldsymbol{L}_S) \tag{3-57}$$

线性化后有：

$$d\boldsymbol{F}=\boldsymbol{f}\delta\boldsymbol{X}+\boldsymbol{f}_S\delta\boldsymbol{L}_S \tag{3-58}$$

$\boldsymbol{X}$ 为工程控制网点坐标向量，$\boldsymbol{L}_S$ 为以工程控制网为基础进行施测与定位时的观测值，F 为以该工程控制网为基础进行施测与定位的任意点的位置或任意点与点之间的关系。由误差传播定理有：

$$\boldsymbol{Q}_F=\boldsymbol{f}\boldsymbol{Q}_x\boldsymbol{f}^{\mathrm{T}}+\boldsymbol{f}_S\boldsymbol{Q}_{LS}\boldsymbol{f}_S^{\mathrm{T}} \tag{3-59}$$

工程控制网设计应该使该控制网的测量误差对 $\boldsymbol{Q}_F$ 影响最小，即

$$\mathrm{tr}\ (\boldsymbol{f}\boldsymbol{Q}_x\boldsymbol{f}^{\mathrm{T}})=\min \tag{3-60}$$

由于 $\boldsymbol{F}$ 是任意的，且各点具有同样的重要性，所以 $\boldsymbol{f}$ 也是任意的，并且不偏向任何点，

因而有：

$$\mathrm{tr}(fQ_x f^{\mathrm{T}}) = \min \Leftrightarrow \mathrm{tr}(Q_x) = \min \tag{3-61}$$

满足 $\mathrm{tr}(Q_x) = \min$ 的参考基准为秩亏自由网平差基准。

对于第四种情况，即变形监测网基准的选择又可分为两种情况，即布网时基准的选择与变形网平差及变形分析时基准的选择。在变形网设计时根据实际情况的不同，可选秩亏自由网参考基准或拟稳平差基准。

（二）一类优化设计

一类优化问题实际上是设计最佳网点位置的问题，即在观测值权阵一定的条件下，确定与网形有关的设计矩阵。由于地形条件的限制和各种测量控制网的特殊要求，网中有一些点的位置已经确定，而另一部分点在一定范围内可以变动，因而必须设计它们的位置以获得最有利的设计方案。下面只扼要地介绍两种方法：

1．变量轮换法进行点位优化

我们从测量的间接平差中可知，未知数函数 Φ 的权倒数关系式为（3-31）式，由于矩阵中的元素是未知数 X 的函数，所以又可写成：

$$Q_\Phi = \Phi(X) = \Phi(x_1, y_1; x_2, y_2; \cdots; x_t, y_t) \tag{3-62}$$

如前所述，在 t 个网点中可分为两类点：一类为特殊工程需要固定的点，或因地形条件、地质条件因素受限不能改动位置的点；第二类为在一定范围内可以按优化方法确定的点，设网中有 p 个第二类点，各点的变动范围为

$$x_{ai} \leqslant x_i \leqslant x_{bi}, y_{ai} \leqslant y_i \leqslant y_{bi} \tag{3-63}$$

x_{ai}、x_{bi}，y_{ai}、y_{bi} 分别为 X、Y 变动的上下界限。由于第一类点已先行确定，故在(3-63)式中可视为常数，从而建立以第二类点坐标为变量的目标函数

$$Q_\Phi = \Phi(x_1, y_1; x_2, y_2; \cdots; x_p, y_p) \tag{3-64}$$

在上面所限定的范围内，确定一组（p 个）点的坐标，使目标函数（3-64）式的值为极小值，即

$$\boldsymbol{X}^* = (x_1^*, y_1^*; x_2^*, y_2^*; \cdots; x_p^*, y_p^*)^{\mathrm{T}} \tag{3-65}$$

$$\Phi(\boldsymbol{X}) = \min\Phi(X) \tag{3-66}$$

这就是所要的优化设计最优解。解的方法采用一维搜索法即变量轮换法，对 $2p$ 个变量沿坐标轴方向按一维搜索法探索最优点。

此方法虽然简单，不需要计算目标函数的导数，但对于高维网解算时会出现困难。

2．用梯度法进行点位优化

我们首先设目标函数，由（3-31）式同理得：

$$Z = f^{\mathrm{T}} Q_x f \tag{3-67}$$

其中 f 为权函数系数列向量，在构网允许的范围内，第二类点 K 沿 X 轴移动 ΔX_K，则目标函数 Z 与 K 点的移动量的关系式为

$$\Delta \boldsymbol{X}_K^{(K)} = f^{\mathrm{T}} \Delta Q_x^{(K)} f \tag{3-68}$$

可推导出目标函数 Z 相对于 X 的偏导数关系式。当网中有 p 个第二类点时，目标函数的梯度向量 ∇Z 为

$$\nabla Z = \left[\frac{\partial Z}{\partial X_1} \frac{\partial Z}{\partial Y_1} \cdots \frac{\partial Z}{\partial X_P} \frac{\partial Z}{\partial Y_P}\right] \tag{3-69}$$

设梯度方向的单位向量为 $\boldsymbol{D}$，则有：

$$\boldsymbol{D} = \frac{\nabla f(X)}{\| \nabla f(X) \|} = \frac{\nabla Z}{\| \nabla Z \|} \tag{3-70}$$

式中

$$\| \nabla Z \| = \left[\sum_{K=1}^{p} \left(\frac{\partial Z}{\partial X_K} \right)^2 + \sum_{K=1}^{p} \left(\frac{\partial Z}{\partial X_K} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

当沿负梯度方向搜索时，有：

$$X^{K+1} = X^K - \lambda D^{(K)} \qquad \lambda \geqslant 0 \tag{3-71}$$

式中的 K 为迭代次数，λ 为步长。

具体做法是：设定初始值 $\boldsymbol{X}^{(0)}$，先求定梯度方向 $\boldsymbol{D}^{(0)}$，按负梯度方向进行搜索，得 $\boldsymbol{X}^{(1)}$；由此计算 $\boldsymbol{D}^{(1)}$位置并作进一步搜索直到满足计算精度要求。计算所得的 $\boldsymbol{X}^{(*)}$就是该条件下最佳图形结构的网点。图形结构的最优设计，对国家等级控制网而言没有什么实际意义，但对工程专用控制网来说，具有很大的实际意义。

（三）二类优化设计

在控制网的网点位置设计确定后，下一步的工作就是确定这些网点之间进行一些什么样的观测和如何观测，也就是已知控制网的设计矩阵，如何确定观测值的权阵，这就是工程控制网二类优化设计的问题。在这一阶段，我们必须根据已有设备条件从控制网的精度、可靠性、灵敏度（针对变形监测网）和经济等方面全面考虑，制定整个的观测方案。二类优化是控制网优化设计的最重要的部分。下面以一个实例[63]来说明二类优化的设计意义及过程。

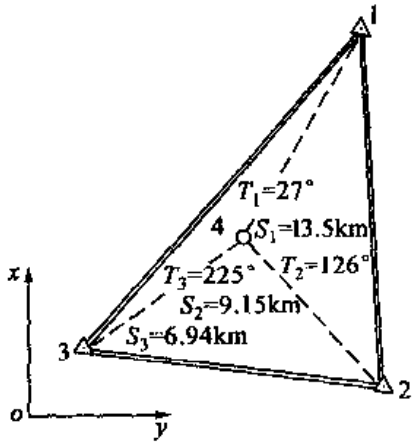


图 3-1　距离交会定点示意图

在图 3-1 中，1、2、3 点是已知点，现使用距离交会的方法确定 4 号点，该点的点位已确定，现在需要用二级优化设计使待测的三条边 1-4、2-4、3-4 的观测值的权 P_1、P_2、P_3 的分配达到平差后 4 号点的点位误差椭圆为半径等于 1cm 的圆，也就是要求其协因数阵

$$\boldsymbol{Q}_x = \boldsymbol{I} = \begin{pmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{pmatrix} \tag{3-72}$$

以此作为精度设计准则，由已知数据可获得误差方程的系数矩阵（即设计矩阵）$\boldsymbol{A}$ 为：

$$\boldsymbol{A} = \begin{bmatrix} -\sin T_1 & -\cos T_1 \\ -\sin T_2 & -\cos T_2 \\ -\sin T_3 & -\cos T_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.454 & -0.891 \\ -0.809 & +0.588 \\ +0.707 & +0.707 \end{bmatrix} \tag{3-73}$$

按上面所述的设计要求，令

$$\boldsymbol{N} = \boldsymbol{A}^{\mathrm{T}} \boldsymbol{P} \boldsymbol{A} = \boldsymbol{Q}_x^{-1} = \boldsymbol{I} \tag{3-74}$$

其中 $\boldsymbol{P}$ 矩阵为待求的观测边长的未知权阵。

$$\boldsymbol{P} = \begin{pmatrix} P_1 & 0 & 0 \\ 0 & P_2 & 0 \\ 0 & 0 & P_3 \end{pmatrix} \tag{3-75}$$

将（3-75）式代入（3-74）式中并展开求解得：

$$P_1 = 0.511, P_2 = 0.974, P_3 = 0.515$$

由此得到理论上的设计权，要实现这一理想权的分配方案，需根据实际采用的仪器精度指标和各已知点到4号点的距离，采用不同的测回数来达到这一理想的分配方案。如假定采用测距仪测量边长，仪器标准精度为 $\sigma_S = \pm$（0.5 + 1ppm·S）cm（在实际工作中可采用仪器实际精度），对各边一次测量的中误差为 $\sigma_{S1} = \pm 1.86$cm，$\sigma_{S2} = \pm 1.42$cm，$\sigma_{S3} = \pm 1.19$ cm，各次测量相互独立，则经 n 次测量后的中误差为：

$$\sigma = \sigma_S / \sqrt{n} \tag{3-76}$$

相应的权为：

$$P = \sigma_0^2 / \sigma^2 = n \cdot \sigma_0^2 / \sigma_S^2 \tag{3-77}$$

前面已给出 $\sigma_0 = \pm 1$cm，根据（3-77）式解出各边在给定的最优分配权下各边的测回数，$n_{S1} = \pm 1.76$，$n_{S2} = \pm 1.96$，$n_{S3} = 0.73$，实际测回数经取整后为 $n_1 = 2$，$n_2 = 2$，$n_3 = 1$，由此各边实测中误差：

$$n'_{S1} = \pm 1.32\text{cm}, n'_{S2} = \pm 1.01\text{cm}, n'_{S3} = 1.19\text{cm}$$

相应的权为：

$$P'_{S1} = 0.57,\ P'_{S2} = 1.00,\ P'_{S3} = 0.71$$

组成法方程系数阵 $\boldsymbol{N}$，相对应的协因数阵 $\boldsymbol{Q}$，其相应的误差椭圆各元素及点位中误差为：

$$\varphi = 133.2°, a = 0.96\text{cm}, b = 0.80\text{cm}, m = \pm 1.25\text{cm}$$

从图3-2中可以看出，最后按实际最优观测权分配计算的误差椭圆位于设计给定的标准误差椭圆（半径为1cm的圆）内，且十分接近于这个圆，因此满足了前面所提出的理想分配方案。如果不是按最优权分配方案进行施测，每边按一般测量规范或规则进行观测两次（$n = 2$），则各边观测权为：

$$P_{S1} = 0.578,\ P_{S2} = 0.992,\ P_{S3} = 1.412$$

求解得相应点位精度为：$\varphi = 134°$，$a = 1.99$cm，$b = 0.71$cm，$m = \pm 1.22$cm，同上面优化权分配比较，平差结果的精度相当，也满足了给定的精度标准，但工作量增加了。

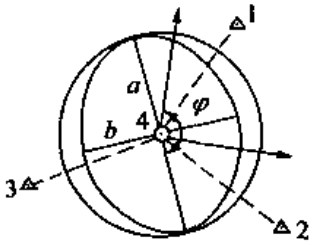


图3-2　4号点误差椭圆

如果我们把 $\sum_{i=1}^{3} P_{Si}$ 作为目标函数，将式（3-74）的展开式中的等号改为不等号（≤），并增加 $p \geqslant 0$ 作为约束条件，在满足约束条件下求目标函数的极小值解。这一最优设计问题就是线性规划问题。

二类优化设计按精度标准设计时，可采取纯量精度标准或准则矩阵 $\boldsymbol{Q}_x$ 进行最优观测权的设计。前者是早年采用较多的方法；后者是近二十年来才发展起来的方法。

纯量精度标准是对全网的总体精度提出的要求，如规定 tr（$\boldsymbol{Q}_x$）的上限值或求其极小值，或是对网中某些推算元素的精度提出特定的要求。按纯量精度标准进行优化设计可能使

得全网的点位精度和边长精度分布不均匀，这种不均匀性往往不能在设计过程中加以估计和控制，这是该方法的局限性。

准则矩阵是一个理想化的协因数阵 Q_r（或方差-协方差阵 $D_r=\sigma_0^2(Q_r)$），以此作为优化设计的精度标准求定观测权的一个最佳分配方案，使平差后网点坐标的协因数阵 Q_x 等于或尽可能接近于预先给定的准则矩阵 Q_r，这就是按准则矩阵进行二类优化设计。

准则矩阵法的缺点在于计算复杂，工作量大（需要进行大量迭代运算）。因此，逼近准则矩阵的优化方法还需要有一个完善的过程，但它的意义使它无疑成为大地控制网二级优化设计研究的一个方向。由于篇幅有限，关于二级设计理论推导就不一一介绍了。

（四）三类优化设计

三类优化设计就是按最优化的原则对一个现有的工程控制网通过增测新点和新的观测元素以期改善现有加密网，也就是现有控制网改造的优化设计。这就涉及两个问题：一是部分点位的选择为最优点位选择；二是观测计划和观测精度的变化及二者的相互影响。因此三类设计实际上是一个一类和二类设计的综合问题，也是一个网的动态设计问题。

三类优化设计是严格意义的解析算法，也就是前面所介绍的一类、二类设计算法的混合应用，其数学模型比较复杂，这里不作介绍。三类设计实现方法是采用序贯优化方法。

序贯优化可归结为两个极端形式："网的逐次构造法"和"网的逐次缩减法"。前者最初开始于一个仅有必要的观测量的图形，即网中无多余观测的"最小"图形。然后逐步扩展观测计划，使每一步所增加的观测量都给目标函数带来最大的增益，当目标函数达到预定要求，而费用不超过规定的上界时，则逐步优化过程完成。

网的逐次缩减法则采取相反过程，它开始于一个一切可能观测的图形，或称为"最大"图形。通过逐步剔除那些对目标函数影响最小的观测，此时网的精度和可靠性逐步降低，当达到某一规定的下限，且经费已达到一个合理的标准时，则缩减过程结束。

这两种方法都有一个关键问题，即每步都要计算全网的方差-协方差阵，对全网方程求逆。为了减少求逆次数，通常采用分组最小二乘平差。而后在此基础上进行野外作业经费的优化，再返回来对精度和可靠性进行调整优化，从而形成一个迭代过程。

二、机助模拟法优化设计

在上面介绍的解析法优化设计中，我们是依据对控制网的四类设计问题，分别给出了一些常用的求解方法。然而，实际的优化设计中间环节往往是比较复杂的，许多问题并不能单纯地归于哪一类，这给优化的数学模型（包括目标函数和约束条件）的建立带来很大的困难，如各类设计问题的组合问题。因为要建立一个高质量的控制网，不仅要有一个完善的观测纲要，而且要有一个较好的网形，两者之间具有紧密的联系。人为地将其分为两类设计问题，仅仅是简化了优化的数学模型，不可能获得组合设计的最优结果。此外，解析法有时得到的结果是脱离实际的，如负权的出现问题。

所谓机助模拟优化设计，就是将计算机的计算能力与设计者的判断能力和实际经验结合起来，利用计算机的屏幕显示功能，通过人机对话，对所设计的方案做不断的修改，直到设计者满意为止的一种设计方法。它一般不是严格最优方案，但这种设计方法的数学模型不需建立，因而可用于任何类型的优化设计问题。同时，它的最后结果一定是满足要求的、切实可行的近似最优方案。

从机助设计的过程来看，一个机助设计系统大体上可以分为六个部分，即初始方案、数

学模型、终端显示、人机对话、调整方案和文件编辑。下面分别说明各个部分应具备的基本功能。

1．初始方案

机助设计首先必须确定一个初始方案，初始方案通常是由设计人员在设计图纸上（一般为地形图）根据自己的实践经验和对控制网所提出的基本要求初步拟定的。

2．数学模型

数学模型部分由许多个具有不同功能的程序模块所组成，它能对一项设计方案进行各种加工处理。

3．终端显示和人机对话

终端显示和人机对话是两个密切相关的部分，终端显示的内容和方式将受到人机对话部分的控制，并且所显示的信息又为人机对话服务。特别是近年来发展的人机可视化技术，使显示和人机对话通过计算机图形学的中介，把人们的视觉与测量数据和数学模型的数据联系起来用直观的图形展现在人们面前，设计者可以很直观地了解到所设计的方案的各种性质和指标。通过人机对话，设计者可以选择显示的内容、各种图形的比例尺和色彩，同时可告诉计算机对所设计的方案是否满意，若不满意则下一步想修改什么等。极大地发挥了设计者本人的主观能动性。设计方案一目了然地展现在设计者面前，使设计者的思想得以不断地渗透到设计中去，这就是计算机辅助设计不同于解析法优化设计的实质所在。

4．调整方案

机助设计是一个不断地对设计方案进行调整的过程。当需要对某一设计方案进行修改时，调整部分将通过一系列提示，询问设计者想修改什么，在什么地方修改和如何修改等，并且引导设计者将拟定好的修改方案准确无误地输给计算机。

5．文件编辑

机助优化设计完成之后，在计算机的内存和外存中储存着大量的信息或数据。这些数据中有些是优化设计的结果而必须提供给用户的数据，有些则是暂时不用而对今后的数据处理或进一步的分析问题是有用的数据。

文件编辑部分的功能是，将计算机提供的各种信息或数据，按照它们的性质进行分类、编码、记录和存档等整理工作。把那些当前需要提供给用户的数据，按照一定的方式，整理成表格、绘制成图形，在输出终端打印或绘制出来，使用户对设计结果一目了然。

第四节　工程控制网的布设及内外业数据处理一体化

工程控制网的布设，传统的测量方法是根据地形图（或现场踏勘）选点布网，再按某个等级的测量精度，用最弱边边长相对中误差或最弱点点位中误差的公式估算所设计的控制网的精度，如满足不了网的精度要求，通过增加观测量和提高观测精度的办法调整设计方案，直到设计的控制网满足精度要求为止。因此这种方案设计仅仅是一种测量的可行性方案而已，并非是最佳的控制网的设计方案。而上节中所述的方法是近几十年来发展起来的现代化设计方法，今后随着计算机的进一步发展，以及软件业的兴起，对于测量专业软件的发展必定会起到一个促进作用。更多、更好的现代优化设计软件的面市，将会推动工程控制网的优化设计上一个新台阶。

而野外观测和内业数据处理，传统的测量方法均是采用人工记录，内业数据处理手工录

入数据的方式进行。随着电子经纬仪、全站仪以及 GPS 的新型仪器和技术的出现与发展，工程控制网的内外业一体化作业方式已初现成效。

一、机助设计软件包 CAENDS 和 CAMNDS

(一) CAENDS 软件包

CAENDS 为英文 Computer Aided Engineering Network Design System 的缩写，即计算机辅助工程控制网设计系统。

该系统结合工程测量实际研制而成，可用于工程测量控制网的机助设计，得到一个理论上较优、实际上可行的控制网的设计方案，其基本功能有：

1. 对一维网（水准网和三角高程网）、二维网（方向网、测边网和边角网）和三维网（角网、边网和边角网）等一般的工程测量控制网进行方案优化设计。

2. 可给出精度指标（如点位中误差、点位误差椭圆和相对误差椭圆等）、可靠性指标以及监测网的灵敏度指标。

3. 屏幕可显示控制网网形、各点的点位误差椭圆。设计者可对一个设计方案的修改方式作出如下选择：1）任意增加一组观测值；2）任意删去一组观测值；3）改变任意一组观测值的精度；4）增加某个网点；5）删去某个网点；6）改变网的基准。

该系统在设计上考虑到今后扩充的方便性，尽量使每个程序标准化和独立化，这样只需少量的编译工作，就能得到不同功能的程序，如平差程序等。

(二) CAMNDS 软件包

该软件主导思想是建立变形监测网优化设计软件系统（Computer Aided Monitoring Network Design System），它以灵敏度、可靠性为设计质量准则，顾及经济上的合理性，利用序贯公式进行优化设计。其基本功能为：(1) 根据网的性质可以选择经典网或秩亏网的类型。(2) 根据用户的不同要求，可设计有灵敏度要求的监测网，也可设计有不同的精度的工程控制网。(3) 屏幕显示设计方案的网形、各点灵敏度椭圆、点位误差椭圆及要求计算的相对误差椭圆等。

二、工程控制网内外业数据处理一体化

工程控制网内外业处理一体化，着重于外业观测电子手簿代替手工记录，现已有专用软件，如地面控制与施工测量一体化自动化系统，以及 GPS 网内外业一体化软件等。下面简单介绍这两种类型软件的特点。

(一) 地面控制与施工测量工程一体化自动系统[39]

“科傻”系统是“地面控制与施工测量一体化系统”（A Connected Sequence and Automatic System in Control and Construction Surveying and Data Processing）的英文缩写 COSA 的译音，同时也有“用高科技集成的傻瓜式测量系统”的寓意。它由三个子系统组成（参见图 3-3）：

(1)“基于掌上型电脑的控制测量数据采集和处理系统”，也称“科傻 1”（COSA1）。

(2)“现代测量控制网数据处理通用软件包”，也称“科傻 2”（COSA2）。

(3)“施工放样测量通用软件包”，也称“科傻 3”（COSA3）。

科傻 1 和科傻 3 在掌上电脑上运行。科傻 2 在便携机或台式微机上运行。

现对各子系统的功能简述如下：

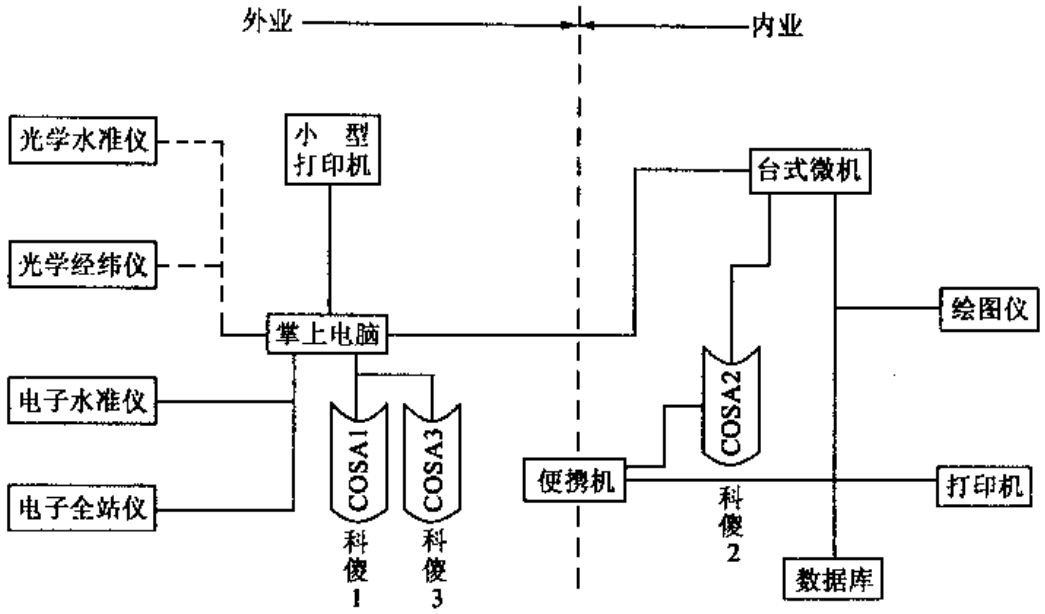


图 3-3 科傻系统软硬件配置框图

1．“科傻 1”

本系统可实现控制测量外业数据采集和数据处理一体化自动化，其主要特点如下：

1）控制测量过程控制和数据采集、检查与网平差计算

(1) 一维水准测量：各等级水准测量的数据记录、测站检查与数据预处理等。

(2) 二、三维控制网：能对二、三、四等，以及 5 秒、10 秒和各种加密图根网进行记录与检查。在外业观测完毕之后，可实时地进行网的概算和平差计算，其处理能力可以是 50 个网点的任意网，真正实现从外业观测到内业平差的一体化、自动化。

2）数据管理功能

可进行基本信息的设置、修改和查看。

3）数据通信功能

(1) 在线控制下将电子全站仪或电子水准仪的观测值传输到掌上电脑。

(2) 与微机、便携机的双向数据通信。

(3) 与打印机连接进行原始观测值或平差成果的打印输出。

2．“科傻 2”

该子系统既可作为一套通用平差软件包单独使用，又可与“科傻 1”子系统联合使用。联合使用时，仅用“科傻 1”做观测数据的采集，然后将数据传输到微机，进行数据转换、预处理、概算，最后做平差计算。所有的工序都由计算机完成。这种集成主要针对多于 50 个网点的大型平面网、高程网或需要做精确概算的高精度网（如变形监测网、工程专用网等）。该子系统采用严格的间接平差模型，可做不等精度观测平差和多级网的整体平差。除平差功能外，还有粗差探测与定值定位、方差分量估计、贯通误差影响值估算、闭合差计算、坐标转换与换带计算、图形报表输出以及网的模拟优化设计等功能。

3．“科傻 3”

主要包括“工程放样”和“道路测设”两大部分。通过对各种工程的施工放样工作进行分析研究，可以归纳成放样点坐标的批量计算（放样计算），逐点实地放样和放样检查。其

中放样计算对于铁路和公路，系根据已知坐标和设计参数进行道路平面定义、纵面定义、超高和加宽定义，按等间距或里程计算道路中心线上的中间桩和加桩坐标，根据需要计算道路边线上对应桩点的坐标。对于曲线桥梁，除计算曲线要素和曲线上内插点的坐标外，还要根据专业需要，计算桥墩、桥台工作线交点坐标以及横向护桩的坐标等。对一般工程放样，涉及最多的是直线定义、弧线定义及其上内插点的坐标计算。

(二) GPS 网数据处理与平差软件

GPS 网正逐步进入工程控制网领域，其内外业一体化程度较其他测量手段更高、更系统，其数据处理应用了很多现代测量数据处理的方法，自动化程度高，使用方便。国内现有 GPS 网数据处理平差软件，主要由同济大学与原武汉测绘科技大学开发研制并投入生产。它们的共同特点是将 GPS 野外测量观测数据首先进行基线处理，即使用基线处理软件，而后再使用 GPS 网平差软件进行附合路线闭合差计算、坐标变换和高程拟合计算、网图和误差椭圆绘制等功能。就现阶段而言，从野外观测到室内数据处理已实现无纸化作业。随着电子仪器的不断普及与完善，内外业一体化作业模式会得到更加长足的发展，用它代替手工作业迟早会实现。

第四章　大比例尺图数字化测绘

第一节　工程建设各阶段对地形图的要求

一般的工程建设，基本上可以分为三个阶段，即规划设计阶段、建筑施工阶段与运营管理阶段。各项工程建设在规划设计或施工之前，都要进行勘察测量工作，了解建设区内与设计有关的自然现象及人工构筑物情况；工程竣工之后，还要进行验收和竣工测量。而测量所提供的成果之一，则是各种比例尺的地形图（包括模拟地图和数字地图）。为满足工程建设各阶段的需要，地形图的主要质量标准是：地形图精度、比例尺选择、测绘内容取舍等。要合理解决这些问题，使得既能充分满足设计的要求，又能使测绘工作经济合理，这就要根据设计工作使用地形资料的具体情况进行分析。

一、地形图的精度

目前，国内测绘地形图的方法主要有野外地面测图（野外实地测量）和航测法（包括近景摄影）成图，这里主要讨论地面测图的情况。地面测图方法又分模拟法测图和数字法测图，所测的地形图绝大多数是为满足工程建设初步设计和施工设计所需的大比例尺（主要是1:5 000、1:2 000、1:1 000、1:500）地形图（本章主要讨论对象）。因这两种地面测图方法的不同，所测得的大比例尺地形图的精度也大不相同，下面分别来讨论。

（一）模拟法测图的地形图精度

模拟法测图（传统的地面测图方法）是利用平板仪或经纬仪配合视距尺（水准标尺）在野外测量测站至地物点的方向、距离和高差，现场利用分度器、直尺等工具，将测量数据按测图的比例尺及图式符号展绘到白纸（绘图纸或聚酯薄膜）上，所以又俗称白纸测图，测绘出的地形图为模拟地图。

1．模拟地形图上平面位置的精度

模拟地形图上平面位置的精度可用地物点相对于邻近的解析图根点的点位中误差（图上）来衡量。地物点平面位置的误差主要受下列误差的影响[1]：

（1）解析图根点的展绘误差——$m_{展}$

（2）图解图根点的测定误差——$m_{图}$

（3）测定地物点的视距误差——$m_{视}$

（4）测定地物点的方向误差——$m_{向}$

（5）地形图上地物点的刺点误差——$m_{刺}$

因此，地形图上地物点平面位置的点位中误差可用下式表示：

$$m_{物}=\sqrt{m_{展}^2+m_{图}^2+m_{视}^2+m_{向}^2+m_{刺}^2} \tag{4-1}$$

根据不同测图比例尺及其容许的最大视距长度以及上述各项误差的研究分析，将结果代

入公式（4-1），计算所得的地形图上地物点平面位置的点位中误差（图上）列于表4-1中。

表4-1 较平坦〔0°～6°〕地区地形图上地物点平面位置的中误差

比例尺	地物类别	最大视距 (m)	$m_{展}$ (mm)	$m_{图}$ (mm)	$m_{视}$ (mm)	$m_{向}$ (mm)	$m_{测}$ (mm)	$m_{物}$ (mm)	$m_{复}$ (mm)
1:1 000	重要	100	0.18	0.3	0.39	0.18	0.2	0.59	0.66
	次要	150	0.18	0.3	0.61	0.26	0.2	0.78	0.84
1:2 000	重要	180	0.18	0.3	0.39	0.16	0.2	0.58	0.65
	次要	250	0.18	0.3	0.64	0.22	0.2	0.79	0.85
1:5 000	重要	300	0.18	0.3	0.36	0.10	0.2	0.55	0.63
	次要	350	0.18	0.3	0.51	0.12	0.2	0.56	0.64

由表4-1可以看出，地物点平面位置的中误差主要来源于视距误差，而视距误差主要受视线长度及视线倾斜角的影响，因此，当地面的倾斜角较大时，要达到上述地物点平面位置的精度，视线长度应适当缩短。

表4-1中 $m_{物}$ 是指地形原图（图纸一般选用聚酯薄膜）上地物点平面位置的中误差。而在工程建设各阶段所用的地形图一般是复制图，分析复制图的平面位置精度时，还应考虑复制过程中图纸变形误差对地物点平面位置的影响，根据生产单位的经验，此项误差大约为0.3mm。在顾及复制误差的情况下，地形图上地物点平面位置的点位中误差（图上）列于表4-1中最后一列 $m_{复}$。

2．模拟地形图上的高程精度

地形图的高程精度，是根据地形图按等高线所求得的任意一点高程的中误差来衡量的。因此，地形图的高程精度即指等高线所表示的高程的精度。影响地形图高程精度的因素有多种，对于大比例尺地形图来说，主要有[1]：

（1）图根控制点的高程误差 $m_{控}$；（2）测定地形点的高程误差 $m_{形}$；（3）地形概括误差 $m_{概}$；（4）地形点平面位移引起的高程误差 $m_{移}$；（5）内插和勾绘等高线的误差 $m_{绘}$。因此，等高线的高程中误差可用下式表示：

$$m_{等} = \sqrt{m_{控}^2 + m_{形}^2 + m_{概}^2 + m_{移}^2 + m_{绘}^2} \tag{4-2}$$

根据不同地形情况和测图比例尺，计算出的上述各项中误差及等高线高程中误差（图上）的数值列于表4-2中。

表4-2 等高线高程中误差

比例尺	最大视距 (m)	基本等高距 (m)	倾斜角 (mm)	$m_{控}$ (mm)	$m_{形}$ (mm)	$m_{概}$ (mm)	$m_{移}$ (mm)	$m_{绘}$ (mm)	$m_{等}$ (mm)
1:1 000	150	1	0～6°	0.10	0.06	0.07	0.04	0.05	0.15
			6～12°	0.10	0.14	0.26	0.15	0.16	0.38
			12°以上	0.10	0.33	0.43	0.35	0.29	0.71
1:2 000	250	2	0～6°	0.20	0.10	0.09	0.08	0.10	0.27
			6～12°	0.20	0.27	0.34	0.29	0.32	0.64
			12°以上	0.20	0.59	0.56	0.64	0.57	1.20
1:5 000	350	5	0～6°	0.50	0.17	0.13	0.17	0.26	0.63
			6～12°	0.50	0.50	0.47	0.59	0.79	1.30
			12°以上	0.50	1.08	0.79	1.23	1.44	2.37

由表 4-2 可见：地形点高程的测定误差 $m_{形}$ 随着视线倾斜角的增大而急剧地增加，这是由于视距法测距的误差在视线长度不变的情况下，随着视线倾斜角的增大而快速增加，视距法测距的误差又在影响高程测定误差各因素中起着主要的作用。同时，在影响等高线高程精度的各种因素中，地形概括误差的影响也是比较大的。因此，欲提高等高线高程的精度，除了要提高地形点高程的测定精度外，必须注意地形点要有一定的密度（即地形点的间距不能太大）。例如《冶金勘察测量规范》中地形点的最大间距 d 规定为：

1 : 1 000　测图　d = 30 m

1 : 2 000　测图　d = 50 m

1 : 5 000　测图　d = 100 m

在工程建设施工阶段和运营阶段，经常需要测绘比例尺为1:500的地形图，在精度要求较高的地方（如重要设备位置、厂房位置及其他重要地物等），视距的精度不够，要用钢尺或皮尺量距，或用红外测距仪或电子速测仪测距，用坐标展点。

（二）数字法测图的地形图精度

数字法测图是利用电子速测仪（全站式或半站式）或其他测量仪器配合棱镜在野外测量测站至地物点的方向、距离和高差，并将野外测量的数据自动传输（或人工键入）到电子手簿、磁卡或便携式微机内记录。现场绘制地形（草）图，到室内将数据自动传输到计算机，借着计算机及配套的数字测图软件，人机交互编辑后，按一定的比例尺及图式符号自动生成数字地形图，并控制绘图仪自动输出地形图。这种方法是从野外实地采集数据的，所以又称野外地面数字测图（以区别其他的数字测图，如航测数字测图），其实质是一种全数字机助测图的方法。测绘出的地形图是以计算机磁盘（或光盘）为载体的数字地图，它以数字的形式表达地形信息（几何信息和描述信息）。

1．数字法测图时地物点平面位置的误差来源

数字法测图时地物点平面位置的精度可用地物点相对于邻近的图根点的点位中误差（实地）来衡量。数字法测图时地物点平面位置的误差主要受下列误差的影响：

1）定向误差对地物点平面位置的影响—— $m_{定}$；

2）对中误差对地物点平面位置的影响—— $m_{中}$；

3）观测误差对地物点平面位置的影响—— $m_{测}$；

4）棱镜中心与待测地物点不重合对地物点平面位置的影响—— $m_{重}$。

因此，数字法测图时地物点相对邻近的图根点平面位置的点位中误差可用下式表示：

$$m_{物} = \sqrt{m_{定}^2 + m_{中}^2 + m_{测}^2 + m_{重}^2} \tag{4-3}$$

2．数字法测图时地物点平面位置的精度分析

1）定向误差对地物点平面位置的影响 $m_{定}$

定向误差对地物点平面位置的影响可用下式计算：

$$m_{定}^2 = D^2 \cdot m_{\alpha_0}^2 / \rho^2 \tag{4-4}$$

式中，D 为测站点到地物点的平距，m_{α_0}为定向方位角中误差，$\rho = 206\ 265''$。

设测站点坐标为（x_0，y_0），定向点坐标为（x_1，y_1），则定向方位角 α_0 为：

$$\alpha_0 = \arctan(\Delta y_0 / \Delta x_0) \tag{4-5}$$

其中，$\Delta x_0 = x_1 - x_0$，　$\Delta y_0 = y_1 - y_0$。

对（4-5）式微分得：

$$d\alpha_0 = -(\sin\alpha_0/D_0)\cdot d\Delta x_0 + (\cos\alpha_0/D_0)\cdot d\Delta y_0 \tag{4-6}$$

式中，D_0 为测站点到定向点的平距。将（4-6）式转化为中误差形式：

$$m_{\alpha_0}^2 = (\rho^2/D_0^2)\cdot(\cos^2\alpha_0 m_{\Delta y_0}^2 + \sin^2\alpha_0 m_{\Delta x_0}^2) \tag{4-7}$$

式中，设两个图根点之间的相对中误差为 m_{xy}，且 $m_{\Delta x_0} = m_{\Delta y_0} = \sqrt{2}/2\cdot m_{xy}$

则

$$m_{定}^2 = D^2/(2D_0^2)\cdot m_{xy}^2 \tag{4-8}$$

2）对中误差对地物点平面位置的影响 $m_{中}$

对中误差包括测站对中误差和定向对中误差，它通过对测角的影响而影响地物点平面位置。根据对中误差对测角的影响可推求得[23]：

$$m_{中}^2 = 5D^2/(2D_0^2)\cdot m_1^2 \tag{4-9}$$

式中，m_1 为仪器上光学对中器的对中误差，一般不超过 5mm。D、D_0 意义同上。

3）观测误差对地物点平面位置的影响 $m_{测}$

数字法测图时是根据测量的距离和角度直接解算地物点坐标，观测误差主要包括测距误差和测角误差两部分，根据误差传播理论，推出观测误差对地物点平面位置的影响 $m_{测}$ 为（不考虑测站点起始误差）：

$$m_{测}^2 = A^2 + B^2\cdot D^2 + D^2\cdot m_\beta^2/\rho^2 \tag{4-10}$$

式中，A 为测距仪固定误差，B 为测距仪比例误差，m_β 为测角中误差。

4）棱镜中心与待测地物点不重合对地物点平面位置的影响 $m_{重}$

根据文献 [25]，此项误差的影响可控制在 2.0cm 之内，取 $m_{重}=2$cm。

一般情况下，$D/D_0 \leqslant 1.5$，两个图根点之间的相对中误差 m_{xy} 取 2.0cm，分别代入（4-8）、（4-9）式，得：$m_{定}=2.1$cm，$m_{中}=0.5$cm。

根据不同的测距测角精度和观测平距，由（4-10）式计算出 $m_{测}$，并与上述的 $m_{定}=2.1$cm、$m_{中}=0.5$cm、$m_{重}=2$cm 一起代入公式（4-3），计算所得的地物点平面位置中误差列于表 4-3 中。

表 4-3　数字法测图地物点（实地）平面位置中误差　　（单位：cm）

仪器标称精度	半测回水平角中误差（″）	平距（m）						
		50	100	150	200	300	400	1 000
3mm + 2ppm·D 2″级	4	3.0	3.0	3.1	3.1	3.1	3.1	3.6
5mm + 5ppm·D 6″级	12	3.0	3.1	3.2	3.2	3.5	3.8	6.5
5mm + 10ppm·D 10″级	20	3.1	3.2	3.4	3.6	4.2	5.0	10.2

由表 4-3 可以看出：即使用最低精度的仪器（测距精度 5mm + 10ppm·D，测角精度 10″），在观测平距不超过 400m 时，所测地物点相对于邻近图根点的平面位置中误差可保证在 5cm 以内（实地），这大大高于模拟法测图的精度，充分体现了数字法测图在精度方面的优势。另外，这也是精度要求较高的城镇地籍测量、房产测量、地下管网测量等目前均要用

数字法测图的原因之一。

3. 数字法测图时地物点高程的误差来源

数字法测图时，地物点高程的误差来源主要有：测距误差、测角误差、量测仪器高和目标高误差以及球气差影响。根据分析，测距误差和球气差对所测地物点高程的影响可忽略不计。因此，相对于邻近图根点的地物点高程中误差可用下式计算：

$$m_H^2 = D^2 \cdot m_z^2/\rho^2 + m_i^2 + m_v^2 \tag{4-11}$$

式中，m_H 为地物点高程中误差，D 为测站至地物点间水平距离，m_z 为天顶距观测中误差，m_i 为仪器高量测中误差，m_v 为目标高量测中误差。用钢尺量取仪器高和目标高时，中误差一般不超过0.5cm，取 $m_i = m_v = 0.5$cm，按（4-11）式计算地物点高程中误差列于表4-4中。

表4-4 数字法测图地物点（实地）高程中误差 （单位：cm）

仪器标称精度	半测回天顶距中误差（″）	平距（m）						
		50	100	150	200	300	400	1 000
3mm + 2ppm·D 2″级	6	0.7	0.8	0.9	0.9	1.1	1.4	3.0
5mm + 5ppm·D 6″级	18	0.8	1.1	1.5	1.9	2.7	3.6	8.8
5mm + 10ppm·D 10″级	30	1.0	1.6	2.3	3.0	4.4	5.9	14.6

二、地形图的比例尺

对于测绘工作者而言，测图的比例尺影响着控制网的布设方案、观测精度、地形点密度以及等高线间隔等，这些都是关系到测量工作量的基本问题。而对于用图的人而言，比例尺的大小影响着图面所表示的内容的精确程度、详细程度和明晰程度，这些又都是影响设计工作的基本因素。因此，测图比例尺的选择，应根据所服务的工程建设的性质、用图单位的要求、工程建设与竣工运营过程中的需要以及地形图的测绘方法等方面综合考虑。

以工业企业设计中测图比例尺的选择为例，地形图主要是用于总图运输专业设计。这项设计就是在地形图上进行各项建筑物、构筑物和运输线路的布置，所用的地形图可以是模拟地形图（这时需要人工利用笔和绘图工具进行设计），也可以是数字地形图（这时需要在计算机上，设计人员通过机助设计软件进行设计）。为了设计的方便，设计人员一般要求地形图的比例尺与设计图纸的比例尺相一致。而总图运输设计的图纸比例尺的选定，基本上取决于占地面积、设计内容的详细程度和建筑密度。一般的工业企业的设计，多数是采用比例尺为1:1 000的地形图，很多设计单位认为这种图是设计用的“通用地形图”。但也越来越多地采用1:500的地形图，以便给出细部设计图。对于大型的工业企业来说，初步设计阶段的图纸比例尺可小些（可为1:2 000），在施工设计阶段所要求的比例尺要大些（可为1:1 000或1:500）。对于一些中、小型的企业，可按施工设计所要求的比例尺（1:1 000或1:500）测绘一种地形图即可。工业企业根据设计要求建设完成之后，所进行的竣工测量，其测图比例

尺一般为1:500。

对于城市地形测量来说，测图工作通常要满足不同部门的用图需要，属于综合性用图。一次测量完成后，可以绘出城市地形图、地籍图、房地产图、管网图等，常称此为“一测多用”。大、中城市的建筑区测图比例尺常为1:500，中、小城镇为1:1 000，而郊区可采用1:2 000比例尺地形图作为基本图。

对于模拟法测图，在测图前应首先知道测图比例尺；而对于数字法测图，测图前只需知道地形图必须达到的精度即可，地形图的比例尺及等高距可以在图形生成或图形输出时根据要求自由改变，这也是数字法测图的优点之一。

三、测绘内容的取舍

地形图上测绘内容的取舍程度，主要应根据工程性质和用图单位的要求而定。例如为工业企业的设计而测绘的地形图，属于一次性专用地形图。在工业企业建成之后，建厂区的原地形图与现实情况相差很大，使原测的地形图失去保留的价值。这时应根据用图的细致程度和设计内容，对于与设计无关的地物可以不测。对于工业企业建成之后的竣工地形测量，测绘出的地形图一般应包括地面上的所有建筑物及构筑物、地下的管线及构筑物、地面上架空的管线及工业设施等，所需测绘的内容较多，而且是将该图作为建厂区的基本地形图，使用时间较长。

又如对于为城镇土地和地籍管理而测绘的地籍图，重点是详细测绘出权属界线、行政界线、主要道路及河流沟渠、权属界线内的主要房屋等，与此无关的地物原则上可以不绘，或择其主要者绘出。

若是用数字法测图测绘城市的基本地形图，最好的方法是测绘内容尽量详细，在出图时可以根据不同的用图部门要求输出不同的专题图（如地籍图、房地产图、地下管网图），“屏蔽”掉与本专题无关的地形地物。

第二节　大比例尺数字测图

目前，大比例尺数字测图（尤其是地面数字测图）在我国逐渐得到普及和应用，主要是由于：(1) 电子化和数字化的地面测量仪器的大量出现以及计算机技术的迅速发展，地面测量仪器可以通过电子手簿或便携式计算机（以下简称便携机），与各种电子速测仪或测距仪、电子经纬仪连接成一体构成野外地面数据采集系统；(2) 内业图形处理软件及图形输入输出设备（如计算机、扫描仪、数字化仪、绘图仪、打印机等）性能的完善和成本的降低，为实现数字测图提供了内业保障；(3) 地理信息产业的崛起和各类土木工程建设中计算机辅助设计（CAD）的飞速发展，迫切需要数字化的地图产品，为大比例尺数字地图的应用找到了出路；(4) 地面数字测图具有高精度、低成本、灵活、方便等特点，与GPS（Global Positioning System，全球定位系统的简称）定位和航空航天遥感测图形成了极好的互补关系。本节主要根据地面数字测图的作业流程，从野外数据采集及数据组织、图形生成及编辑、图形输出及数字地图的应用三个方面进行分析和阐述。

一、野外数据采集及数据组织

（一）野外数据采集

大比例尺数字测图的数据采集方式包括野外（地面）数据采集、摄影（航空摄影或地面摄影）数据采集、原图（底图）数据采集三种。用摄影测量的方法，尤其是航空摄影测量的方法制作较大范围内的大比例尺数字地图（包括数字影像图），已受到普遍重视。对于已有纸介质（或聚酯薄膜）大比例尺地图的区域，利用数字化仪或扫描仪进行地图数字化，也是目前获得大比例尺数字地图的常用方法，有关这两方面的内容另有专著叙述，本章主要介绍通过野外（地面）数据采集生成大比例尺数字地图。

在进行大比例尺地面数字测图时，野外数据采集的方法按数据记录器的不同可以分为：电子手簿记录模式、便携机记录模式、电子速测仪数据存储卡记录模式、GPS 测量模式。

1．电子手簿记录

采用电子手簿通过电缆与全站式或半站式电子速测仪连接，可以实现观测数据或坐标值的在线采集，也可与测距仪和光学经纬仪配合，观测数据由人工按键输入。使用的电子手簿可以是：（1）电子速测仪原配套的电子手簿（如 GE3/4、SDR 系列、REC 系列等）；（2）利用PC-1500 或 PC-E500 改装的电子手簿；（3）利用掌上型电脑开发的电子手簿。因第三种电子手簿具有与 MS-DOS 兼容的操作系统或嵌入式操作系统 Windows CE，并含有汉字菜单和提示，内存大，运行速度快，并可进行简单的图形显示，因而国内主要使用这类电子手簿作为大比例尺数字测图野外数据采集的记录器。

采用此种作业模式时，一个外业测量小组所需作业人员如下：观测员一人，在测站上负责观测和数据记录；绘图员一人，白天在野外负责画草图和指挥司镜员，晚上负责在电子手簿上连码（即输入地物的属性信息）；司镜员一人或两人（可以是非测绘专业人员或临时工），负责在待测地物点与地形点上设置棱镜。在晚上当连码完成后，即可将手簿中的测量数据和连码数据传输到微机，由测图系统生成图形，并进行适当的图形编辑。

优点：硬件成本低，省电，携带轻，操作方便；多个小组可以共用一套测图系统，购置软件费用低；对司镜员条件要求很低，工资支出少；野外无需连码和图形生成，可以减少野外作业时间。

缺点：现场不能及时看到所测的全图，测错时只有到微机上生成出图时（一般是当天晚上）才能发现；内业工作量较大。

2．便携机记录

采用便携机记录模式时，可以将便携机通过电缆与全站式或半站式电子速测仪连接，实现观测数据或坐标值的在线采集，此时要求便携机必须在测站；也可以在便携机与电子速测仪之间建立无线数据传输，将电子速测仪的观测数据传输到便携机接收、记录，此时便携机可以随棱镜一起移动，当然也可以放在测站或其他方便的位置。随着便携机价格的降低、重量的减轻、抗外界环境的性能增强及便携机整体性能的提高，该记录模式在大比例尺地面数字测图野外数据采集时将会被越来越多的采用。该记录模式的便携机类似于模拟法测图时的小平板，所测地物可在屏幕上显示，因此，采用便携机记录模式测图，也被人们称为“电子平板法”测图或“电子图板法”测图。

采用此种作业模式时，一个外业测量小组所需作业人员如下：观测员一人，在测站上负责观测；绘图员一人，在测站上负责便携机的数据记录，并在便携机上连码，现场由测图系统生成图形，并进行适当的图形编辑；司镜员一人或两人（必须是测绘专业人员），负责选定待测点，并在点上设置棱镜，以及画部分草图。

优点：现场可以及时看到所测的全图，测错时比较容易发现；内业工作量少。

缺点：硬件成本高，耗电，携带不方便；每个小组必须配一套测图系统，购置软件费用高；对司镜员条件要求较高，工资支出多；野外连码和图形生成，野外作业时间增加。

3．电子速测仪数据存储卡记录

近年来生产的电子速测仪（如 POWERSET2000 系列）已大多不再采用电子手簿作为数据记录器，而是采用内存（类似计算机的硬盘）或可卸式 PCMCIA 卡记录观测的数据，而且在电子速测仪中自带与 MS-DOS 兼容的操作系统，可以由用户编制记录程序并安装到电子速测仪中，输入数据编码。它无需电缆连接，野外记录十分方便。将电子速测仪与计算机用通信电缆连接后，电子速测仪内存中记录的数据可以方便地传输到计算机中，用PCMCIA 磁卡记录的数据，可以直接被计算机读取。另外，对于具有自动跟踪测量模式的电子速测仪（也被称为测量机器人），测站可以无人操作，而在镜站遥控开机测量，电子速测仪自动跟踪、照准、数据记录，还可在镜站遥控进行检查和输入数据编码。这类电子速测仪的价格一般是普通电子速测仪的 5 倍左右，代表产品主要有：瑞士徕卡（Leica）公司推出的 TCA 系列（TCA1100，TCA1800）电子速测仪 + RCS1000 遥控器，德国蔡司（Zeiss）公司生产的 Elta S10/S20 系列电子速测仪，瑞典光谱精仪公司（捷创力）生产的 Geodimeter ATS 电子速测仪。

4．GPS 测量

GPS 定位技术在测绘中已得到应用和普及。近年来推出的载波相位差分技术，又称 RTK（Real Time Kinematic）实时动态定位技术，能够实时提供测点（流动站）的三维坐标。有关 RTK 技术的原理在许多文献已有阐述。应用 RTK 技术进行定位时要求基准站（测站）GPS 接收机实时地把观测数据（如伪距或相位观测值）及已知数据（如基准点坐标）传输给流动站 GPS 接收机，流动站快速求解整周模糊度，在观测到四颗卫星后，可以实时地求解出厘米级的流动站动态位置。

采用 RTK 技术进行大比例尺数字测图时，仅需一个人背着 GPS 接收机在待测点上观测 1～2min 即可求得测点坐标，通过电子手簿记录（配画草图，室内连码）或便携机记录（现场显示图形并连码），由大比例尺数字测图系统软件输出所测的地图。采用 RTK 技术进行测图时，无需测站点与待测点间通视，而且仅需一人操作，便可完成测图工作，可以大大提高工作效率。但在影响 GPS 卫星信号接收的遮蔽地带，还需将 GPS 与电子速测仪结合，二者取长补短，更快更简洁地完成测图工作。

随着 RTK 技术的进一步发展和系列化产品的不断改进（更轻便化）以及价格的降低，GPS 测量模式在开阔地区的大比例尺数字测图野外数据采集时将会被广泛使用。

（二）数据组织

大比例尺数字测图野外数据采集时，首先通过对待测点的观测获得测点的三维坐标（几何信息），但是，如果仅知道测点的坐标，数字测图系统（以计算机为核心，在外连输入输出设备硬、软件的支持下，对地形空间数据进行采集、输入、成图、绘图、输出、管理的测图系统[17]）还无法绘出地物，还必须知道地物的属性信息。地物的属性信息包括：（1）该地物是哪类地物（如房屋、道路、消防栓、沟渠等），每类地物有一个惟一的编码；（2）该地物上共测了哪些点；（3）地物上各点的连接顺序及连线线型（直线、圆、圆弧、曲线等）。当一个点被两个以上的地物使用时，该点为地物公共点；当一个地物仅有一个点组成时，该地物为独立地物（点状地物）。无论采用哪一种数字测图系统软件及野外数据采集模式，地物属性的数据组织（包括编码、输入、编辑、保存格式）都是大同小异。

1. 地物编码

为了区分不同的地物，必须进行地物编码。编码应惟一、简洁明了、实用，便于计算机处理，并符合国标图式分类。目前国内数字测图系统一般是采用三位整数或四位整数地物编码方案。在三位整数编码方案中，第一位表示地物的大分类，基本是按照《1:500　1:1 000　1:2 000　地形图图式》的要求共分为10大类：测量控制点、居民地、工矿企业建筑物和公共设施、独立地物、道路及附属设施、管线及栅栏、水系及附属设施、境界、地貌与土质、植被；第二、三位表示地物的细分类，即具体某一地物在某大分类中的顺序号，普通房屋的编码为101，其中第一位1代表居民地类地物，第二、三位01代表居民地类地物中的普通房屋。在四位整数编码方案中，前三位含义不变，第四位表示某一地物的进一步细分，如同一种地物（如围墙、桥等）有时又分为依比例尺表示、不依比例尺表示、半依比例尺表示等。

2. 地物上各点连接信息

确定每个地物由哪些点组成，以及点之间的连接顺序和线型，可以根据野外草图上所画的地物及标注的测点点号，在电子手簿或计算机上输入，也可以在野外测量现场对照实地地物在便携机上输入（将便携机屏幕当成一个图板一样）。

按照所用数字测图系统的要求，数据组织完毕并存盘后，即可由数字测图系统调用其系统内的图式符号库，进行图形生成。

二、图形生成及编辑

图形生成及编辑是大比例尺数字测图的重要一环，它将根据图式规范的要求，生成标准的数字地图（图形文件），供图形输出及应用。图形生成的内容包括：（1）将不同来源（如来自航测立体坐标量测仪、解析测图仪、各类电子速测仪或磁卡、电子手簿、GPS接收机、数字化仪、扫描仪等）的观测（或量测）数据转换成数字测图系统所能接受的数据格式；（2）由测点平面坐标和地物属性信息（地物编码、各点连接信息等）生成平面图；（3）根据测点三维坐标和地形（物）属性信息生成等高线，并完成等高线遇地物的自动断开、计曲线及地形点高程的自动注记，等高线与平面图的叠加；（4）图廓整饰内容的自动注记；（5）若是地籍图，自动注记宗地号、地类号，有时还需注记宗地界址点号、界址边长、面积；若是地下管线图，自动标注管线的管线类别、管径、管质、埋深等。在图形生成时，测图系统会对测点坐标及地物属性信息是否正确、完整等进行检查，如陡坎是否有比高，斜坡是否有坡底点，房屋边界线、界址线是否闭合，测点坐标是否超出测区（平面及高程）范围，界址线是否交叉等。

图形生成完毕后，在输出前一般还要经过图形编辑，其内容包括：（1）对测错的地物进行修改，对漏测的地物进行增加；（2）在不影响地物表示精度的情况下，从美观角度考虑，对部分地物进行修饰、配置等；（3）对地图上的有关道路、河流、村庄、单位等名称进行注记说明，对重要地物进行标注；（4）图廓整饰。总之，对于新生成的数字地图，只有经过图形编辑和检查后才能输出或交付使用。为了完成这些编辑工作，数字测图系统的图形编辑软件应具有如下功能：图形（包括地物、注记、等高线等）的增加、删除、修改、旋转、平移、复制、放大、缩小、冻结、打印等，以及多边形裁剪、图层及颜色管理、典型图形的坐标计算、地图符号库的建立及修改等。

三、图形输出及数字地图的应用

图形输出是大比例尺数字测图的最后一环。图形输出设备主要有图形显示器（计算机显示器）、绘图仪、打印机、计算机外存（包括软磁盘、光盘、硬盘）等。通过绘图仪自动绘制出的大比例尺地图可供设计人员在图纸上完成各项设计和在图纸上查询所需的信息；通过图形显示器输出的大比例尺数字地图可供设计人员直接在计算机上进行各项计算机辅助设计（如城市规划、管线设计等）和计算（如土石方量计算、土地面积计算等）；通过打印机输出地图，方便快捷，主要满足对图纸质量和打印精度要求不高的人员用图；输出到计算机外存，可以将所测的地图长期保存，并便于今后地图的修测和缩绘。

在数字地图输出时，可以按地物地形类别分层输出各种专题图，也可以分幅或局部输出、比例放大或缩小输出、多幅合并输出等，达到一测多用、一图多用的目的。

大比例尺数字地图除可直接在输出设备上输出图形之外，更重要的是它可作为地理信息系统（GIS）和各种专题信息系统的基础资料，分别输出到不同的信息系统中。例如，目前在我国大部分城市，都开展了数字地籍测量工作，形成了大比例尺数字地籍图，为建立城镇地籍信息系统作好了数据准备，大比例尺数字测图的数据，可以直接被地籍信息系统使用；又如在利用整个市区的航测数据建立起城市的 GIS 后，为了及时地反映城市日新月异的变化，保持 GIS 中数据的现势性，经常需要利用地面测绘的大比例尺数字地图作局部更新，以便 GIS 更好地为城市经济建设服务。

四、大比例尺数字测图系统

目前，国外大比例尺数字测图系统软件多集中在主要测绘仪器公司，如瑞士徕卡（Leica）公司、德国蔡司（Zeiss）公司、瑞典光谱精仪公司（捷创力）、日本索佳（SOKKIA）公司等，一般都与其仪器及电子手簿相配套。另外，国外的 GIS 软件中一般也具有数字测图功能。国内研制大比例尺数字测图系统软件是从 20 世纪 80 年代初开始的，目前比较有代表性的有：武汉瑞得信息工程有限公司研制的 RDMS 数字测图系统，清华山维新技术开发公司研制的 EPSW 数字测图系统，南方测绘仪器公司研制的 CASS 数字测图系统等。这些国产数字测图系统软件目前在国内各测绘部门已得到广泛应用，今后的发展趋势是，数字测图系统软件将更紧密地与 GIS 和专题信息系统（如城镇地籍信息系统、房地产管理信息系统、矿山信息系统、海洋信息系统等）、基于地图的工程设计软件系统（如公路铁路选线设计、水利枢纽设计等）结合。

第三节　水下地形图测绘方法和技术

一、水下地形图的用途

同陆地上一样，在海洋上与江河湖泊上进行开发的第一阶段工作就是测图。不同的是，在水域是测量水下地形图。

水下地形图的用途可以归纳为以下几个方面：

（1）建设现代化的深水港，开发国家深水岸段和沿海、河口及内河航段，已建港口回淤研究与防治等都需要高精度的水下地形图；

(2) 在桥梁、港口码头以及沿江河的铁路、公路等工程的建设中也需要进行一定范围的水下地形测量；

(3) 海洋渔业资源的开发和海上养殖业等都需要了解相关区域的水下地形；

(4) 海洋石油工业及海底输油管道、海底电缆工程和海底隧道，以及海底矿藏资源的勘探和开发等，更是离不开水下地形图；

(5) 江河湖泊及水库区域的防洪、灌溉、发电和污染治理等离不开水下地形图这一基础资料；

(6) 在军事上，水下潜艇的活动、近海反水雷作战兵力的使用、战时登陆与抗登陆地段的选择等，其相关区域的水下地形图是指挥作战人员关心的资料；

(7) 从科学研究的角度上看，为了确定地幔表层及其物质结构、研究板块运动、探讨海底火山爆发与地震等，也需要水下特殊区域的地形图；

(8) 为了进行国与国之间的海域划界工作，高精度的海底地形图是必备的。

水下地形图在投影、坐标系统、基准面、图幅分幅及编号、内容表示、综合原则以及比例尺确定等方面都与陆地地形图相一致，但在测量方法上相差较大。在进行地面数字测图时，测点的平面位置（平面坐标）与高程是用同一种仪器（如电子速测仪或 GPS 接收机）和方法同时测得的；水下地形测量时，每个测点的平面位置与高程一般是用不同的仪器和方法测定，如测点的平面位置可通过无线电定位、电子速测仪定位或 GPS 定位等方法确定，测点的高程可通过测深仪器测出水深后，由水面高程（水位）减去水深得到。如果在海上或江河入海口处测量，对于测得的水深值还需加入潮汐影响（水位改正）、仪器换能器吃水改正及声速改正等。

水下地形测量时，水下地形的起伏看不见，不像陆地上地形测量可以选择地形特征点进行测绘，而只能用测深线法或散点法均匀地布设一些测点。另外，水下地形测量的内容不如陆上的那样多，一般只要求用等高线或等深线表示水下地形的变化。如果是计算机辅助成图，还可用水下地形立体图更直观地表示水下地形的变化。

本节主要从水下地形测量的定位方法、测深手段、成图这三个方面进行阐述。

二、水下地形测量的定位方法

定位是水下地形测量的一个重要组成部分。根据离岸距离的远近有不同的定位方法，主要包括无线电定位、电子速测仪定位、差分 GPS 定位、水下声学定位等。

(一) 无线电定位

由于无线电定位系统具有全天候、连续实时定位的特点，而且在定位精度方面基本上能满足水下地形测量要求的前提下，作用距离远（进程定位作用距离达 300km，中程定位作用距离达 1 000km，远程定位作用距离大于 1 000km）、覆盖面大，所以，无线电定位系统是目前海洋测量的主要定位手段之一。

按测量的方式划分，无线电定位系统有单向测距、双向测距和距离差三种测量方式[7]，现分别介绍如下：

1. 双向测距定位

双向测距定位又称圆曲线定位，要求在岸上设置两个电台（称为副台，其平面坐标已知），每个电台设有接收机、发射机和定向天线；测船上设置一个电台（称为主台，其中包括发射机、接收机、全方向天线和显示设备）。定位时，船上主台发射一定频率的电磁能脉

冲，经由天线以 $V=300\ 000$km/h 的速度向所有方向辐射。当电磁能脉冲到达副台后，经接受放大又向船上主台发射回答脉冲。当主台接收到回答脉冲后，就能精确地测定出发射脉冲和回答脉冲的时间间隔 T。这时，主台与副台之间的距离 $D=V\cdot T/2$。实际上 D 的大小可在仪器的显示器上直接读出。这种圆曲线定位方式，由于两条圆曲线的交会角一般较好，因此定位精度较高，适用的最大测图比例尺为 1:2 000。这种测量方式的缺点在于用户是有限的，而且系统的工作状态不能被监测。一般地说，同样的岸台，海上能同时利用的用户只有一个。对于某些系统，采用分时的方法，用户的数目最多可以增加到 4 个。

2．单向测距定位

发射台安在岸上，而接收机放在船上，它测量了电磁能脉冲由岸台传播到船台的时间，从而测得距离。这种系统必须要有精密的计时标准来控制发射台和接收机的工作，保证它们同步。这种系统的几何定位方式和双向测距一样，都是圆曲线定位系统。和双向测距系统相比，单向测距精度要低一些，原因在于发射机和接收机内的计时钟总会存在着微小的不同步误差（约 10^{-14}数量级）。但是，它有以下优点：（1）船上不需要有发射机和大的天线；（2）用户是无限的；（3）系统的工作状态可以通过岸上的监测台监测。

3．测量距离差定位

岸上发射台包括一个主台和两个副台，主台尽量设在两个副台中间，使得主台一副台基线构成一个凹向测区的“V”形，以保证好的定位几何图形。船上接收机测量了由主台来的信号和由主台信号所诱发的副台来的信号的时间差，从而测得船台到主台和副台的距离差。两个距离差观测构成了双曲线定位方式。该系统具有单向测距系统的优点，但是定位的几何图形比圆曲线弱些，因而定位精度低一些，适用的最大测图比例尺为 1:5 000。与圆曲线定位系统相比，双曲线定位系统的接收机要便宜得多。

（二）电子速测仪定位

传统的光学仪器定位，以行驶的测船上与测深点在同一铅直线的标志为观测目标，由岸上的两台经纬仪同时照准目标，实施前方交会法定位，并且做到与水深测量工作同步。为了达到上述要求，通常用对讲机报点号，记录测深点的交会角和水深值。

近年来，随着电子速测仪的普遍使用，用传统的光学经纬仪前方交会法定位已很少采用。新的方法是直接利用电子速测仪，按一方位一距离的极坐标法进行定位。观测值通过无线通信可以立即传输到测船上的便携机中，立即计算出测点的平面坐标，与对应点的测深数据合并在一起；也可存储在岸上测站与电子速测仪在线连接的电子手簿中或电子速测仪的内存中。到内业时由数字测图系统软件，可自动生成水下地形图。这种定位及水下地形图自动化绘制方法，目前在港口及近岸水下地形测量中用得越来越多。它既可以满足测绘大比例尺（如 1:500）水下数字地（形）图的精度要求，而且方便灵活，自动化程度高，精度高。

（三）差分 GPS 定位

GPS 定位技术的应用，可以快速地测定测深仪的位置。GPS 单点定位精度为几十米，这对于远海小比例尺水下地形测量来说，可以满足精度要求，但对于大比例尺近海（或江河湖泊）水下地形测量的定位工作就显得不够，必须用差分 GPS 技术进行相对定位。

测量时将 GPS 接收机与测深仪器组合，前者进行定位测量，后者同时进行水深测量。利用便携机（或电子手簿）记录观测数据，并配备一系列软件和绘图仪硬件，便可组成水下地形测量自动化系统。近十年来在国内外研制开发成了多种商品化的此类系统。如美国的 IMC 公司生产的 Hydro I 型自动定位系统，野外有两人便可完成岸上和船上的全部操作。当

天所测数据只用1—2h就可处理完毕，并可及时绘出水下地形图、测线断面图、水下地形立体图等。我国大连舰艇学院于1992年研制成功了HSD-001型GPS海上动态测量定位系统。该系统是在GPS接收机的基础上，配套差分基准台、无线电传输设备和一系列软件组成。基准台的作用是向船台发送一系列差分定位改正数。船台上启动微机工作软件后，根据不同的定位方式，对GPS接收机的各种状态自动进行设定，不断收集GPS接收机中的测量数据，对来自基准台的差分数据，可自动收集并更新数据。船台软件还可按计划的测线进行导航。该系统先后在广东珠江口和南沙海区进行水下地形测量，比单点定位精度提高约10倍。可以满足海上较大比例尺水下地形测量、海上工程勘察、海洋石油开采以及海洋矿藏开发等方面的需要。

利用水下声标在水底建立测量控制网，是为了满足局部海域精确测定水下地形、划定海上边界及进行海洋工程建设的需要，是在近20年发展起来的一种海洋测量定位手段。水声定位的基本原理是：在水底设置若干水下声标，首先利用一定的方法测定这些水下声标的相对位置；然后同时测定船只相对陆上的位置以及船只相对水下声标的位置，通过测量数据处理，即可求得水下声标在陆上统一坐标系统下的位置。而后，当一个待定船位的测量船通过发射设备向水中发射声脉冲询问信号时，水下声标接收该信号并发回应答信号（也可由水下声标主动发射信号），应答信号被测量船接收并经计算机处理后，便可得到测量船的定位结果。

三、水下地形测量的测深技术

水下地形测量的测深技术主要有以下几种：

（一）利用测深杆和测深锤测量水深

利用测深杆和测深锤测量水深是最原始的测深手段，它适用于水深5m以内且流速很小的浅水区。该方法不仅精度低，而且费工、费时。

（二）回声测深仪测量水深

回声测深仪最早出现于20世纪20年代，随着电子及计算机技术的发展，回声测深仪得到了不断的改进和完善，国内外均有多种型号的产品。它的适用范围很广，目前仍然是国内外进行水深测量的最基本的仪器（也称常规仪器）。其测深原理是，利用安装在测量船下的水声换能器垂直向水下发射超声波并接收水底回波，根据超声波在水中往返所需的时间和超声波在水中传播的速度来确定被测点的水深。

（三）海底地貌探测仪测量水深

20世纪60年代出现的海底地貌探测仪又称侧扫声纳或旁视声纳。它可显示海底地貌，确定目标的概略位置和高度。工作时它向测量船航向一侧（目前多使用两侧）发射倾斜的声波波束，用来探测沿测量船航迹一侧（或两侧）一定面积海域内的水下障碍物和海底地貌。利用海底地貌仪探测水底，可以获得类似于航空摄影效果的水底表面声学图像。

（四）多波束测深系统测量水深

多波束测深系统是在回声测深仪基础上发展起来的。最早出现于20世纪70年代，它能一次给出与航线相垂直的平面内的几十个甚至上百个海底被测点的水深值。因此，多波束测深系统能精确地、快速地测定沿航线一定宽度内水下目标的大小、形状、最高点和最低点，从而较可靠地描绘出水下地形的精细特征。它与单波束回声测深仪相比，具有测量范围大、效率高得多的优点。将它与GPS定位系统、无线电定位系统等相连，可由微机控制组成自

动成图系统。

多波束测深系统的主要组成部分包括：声波发射系统、多波束接收系统、换能器基阵水平稳定系统、信号处理线性电路部分、信号控制及时间门电路部分、水底地形剖面显示器、斜距数字记录部分、水深图显示部分等。目前，国内外生产的多波束测深系统有多种型号，其中，国外的多波束测深系统，以美国通用仪器公司生产的 BOSUN 和海束系统在世界上应用较广。

（五）激光测深仪测量水深

激光具有相干性好、高度单色性、功率大以及射线束发散小等特点。利用激光测深的原理与回声测深的原理相类似。当激光测深系统安置在飞行器（如飞机）上时，其测深原理是从飞行器上向海面发射两种波段的激光，其中一种为波长 1.064μm 的红外光，另一种为波长 0.532μm 的绿光，红外光被海面反射，绿光则投射到海水中，到达海底后被反射回来。这样，两束反射光被接收的时间差等于激光从海面到海底的传播时间的两倍。

考虑海水折射率后，激光测深的公式为：

$$Z = c/n \cdot t/2 \tag{4-12}$$

式中，c——光在真空中的传播速度；

n——海水折射率；

t——所接收红外光与绿光的时间差。

这种激光测深技术（也称机载激光测深）始于 20 世纪 60 年代末 70 年代初，目前已进入实用阶段。它具有速度快、覆盖率高、灵活性强等优点，除可用于常规海道测量外，还可广泛应用于沿岸大陆架海底地形测量中。

除了上述的测深手段外，还有其他方法，如利用航空像片的光度测量法来测定水深，利用潜水器测定水深，用水下仪器（如水下经纬仪、水下气压水准仪、水下摄影系统等）进行水下地形测量。

四、水下地形图绘制

利用上面所述的方法，每个测深点的平面坐标和高程测定后，即可进行水下地形图的绘制。传统的方法是根据平面坐标人工将测深点展绘在白纸（绘图纸或聚酯薄膜）上，并同时标注各点的高程，然后，人工内插等高线（等深线）。目前，随着数字化测图软硬件的不断成熟和水下地形测量数据的自动记录和处理，水下地形图的生成及绘制已大都由计算机辅助自动完成。可提供各种比例尺的水下数字地形图、断面图，并可根据需要实时显示水下地形立体图。多波束测深系统与 GPS 定位系统结合，并与计算机（包括大屏幕显示器）、绘图仪、打印机以及水下地形数据处理和绘图软件一起，将构成水下地形自动化测绘系统。由于其精度高、速度快（实时显绘）、测量范围大、自动化等诸多优点，这种方法必将成为水下地形（尤其是海洋）的主要测绘方法。

第四节　数字高程模型及其应用

一、数字高程模型基本概念

数字高程模型（Digital Elevation Model，简称 DEM）是仅以地面点的高程作为地面特性

的数字描述，它是数字地面模型（Digital Terrain Model，简称 DTM）的主要表现形式之一。数字地面模型这一术语是在 20 世纪 50 年代末期，由美国麻省理工学院 C.L.Miller 教授首先提出来的[16]。1978 年 F.T.Doyle 在“数字地面模型”一文中对 DTM 的定义是：DTM 是描述地面诸特性空间分布的有序数值阵列，在最通常的情况下，所记的地面特性是地面点高程 Z，它们的空间分布由地面点平面坐标（X，Y）来描述。数字地面模型还可以包括除高程以外的诸如地价、土地权属、土壤类别、岩层深度及土地利用等其他地面特性信息的数字数据。由上述定义可以看出，DTM 比 DEM 包括的范围要广，DEM 只是研究地面特性的高程信息。在实际应用中，许多人习惯将 DEM 称为 DTM，实质上它们是不完全相同的。图 4-1 给出了数字高程模型与数字地面模型的关系。

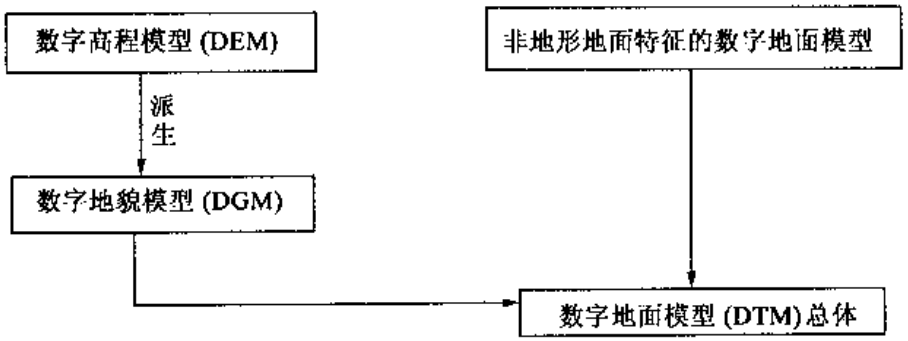


图 4-1　数字高程模型与数字地面模型的关系

建立某一区域的 DEM，首先要在该区域内采集相当数量的地面点三维坐标，这些采样点可以是离散的，或者是规则的（例如格网点）；然后，由 DEM 系统软件对采集的数据进行处理，并按照规定的数据结构对处理后的数据进行存储和管理；第三步是计算机显示（或打印输出）已建立的 DEM，或者利用 DEM 生成等高线（图）、断面（图）、坡度（图）等，以及进行开挖土石方量计算、坡度坡向计算。

二、DEM 的数据采集

DEM 的数据采集就是提取并测定地面点的三维坐标以及地形和地物的特征信息，如山脊线、山谷线、断裂线、变坡线等。数据的采集是建立 DEM 最费工时而又最重要的一步，它直接影响着所建 DEM 的正确性、精度、效率、成本。DEM 的数据采集方式目前常用的有以下几种。

（一）野外地面数据采集

利用地面测量仪器（如测距仪、经纬仪、电子速测仪等）进行野外实地测量，得到地面特征点（或称地形点）的三维坐标及地物信息，作业方法与大比例尺地面数字测图的野外数据采集相同。这种采集方式比较适用于小范围内（一般是几平方公里至十几平方公里）的 DEM 建立。

（二）摄影测量方法数据采集

利用立体坐标量测仪或解析测图仪，对航空摄影测量或地面摄影测量的像片进行室内量测，量测出地面特征点的三维坐标。这种采集方式比较适用于大范围内（一般是几十平方公里以上）或沿铁路、公路等带状的 DEM 建立。

对遥感图像经图像处理系统处理后也可得到 DEM 所需的地形点数据。

（三）原有地形图上数据采集

如果区域内已有现势性比较好的地形图，在建立该区域内的 DEM 时，可以利用数字化仪采集图上地形点的三维坐标及其他地物信息；也可利用扫描仪对地图扫描，然后由扫描（光栅）矢量化软件进行地形点三维坐标及其他地物信息的自动或半自动采集。

（四）水下地形测量方法数据采集

如上节所述，建立水下区域的 DEM 时，需利用水下地形测量方法进行水下地形点的数据采集。地形点数据采集完成后，在建立 DEM 前还需对这些数据进行预处理，内容包括错误数据的检查及剔除含粗差的数据、必要的数据加密、不同来源数据的格式转换和统一等。

三、DEM 的建立

建立 DEM 的常用方法主要有规则网格化法（Grid）、非规则网格化法（TIN）以及 Grid-TIN 的混合形式。

（一）规则网格化法

规则网格化法是将所采集的离散地形点转化成规则网格（最常用的是矩形网格）分布的数值，即离散数据的网格化。如图4-2所示，设 DEM 区域沿 X 方向的网格分划记为 $j=1, 2, \cdots, n$，沿 Y 方向的网格分划记为 $i=1, 2, \cdots, m$，则区域内有网格数据点 $m \times n$ 个，对每一个网格点的高程可以表示为 $H(i, j)$，网格点的平面坐标 (x, y) 可以根据它在网格中的位置及网格的左下角坐标和每个网格的实地长度来自动求出，现在的问题是这些网格点上的高程值如何由离散的非均匀地形点来确定，即是一个插值加密过程。插值的方法多种多样，总的思路都是用地面上一系列离散的数据点，变成表示地形表面的连续函数，实质上就是插值逼近或曲面拟合。前者使插值面通过已知数据点，后者使拟合面相对已知数据点的距离的平方和为最小，即遵从最小二乘法条件。目前常用的插值方法有[21]：线性和双线性多项式内插法，移动拟合和加权平均法，按方位取点加权法，多层叠加面法，分块多项式（样条函数）内插法，最小二乘配置法，有限元内插法等。采用不同的插值方法，所得到的结果是有差异的，应根据具体情况和要求选择合适的插值方法。通常可以从逼近程度、外推能力、平滑效果、惟一性、计算时间、可靠性、内插数据的用途等方面综合评价某种插值方法是否满足要求。

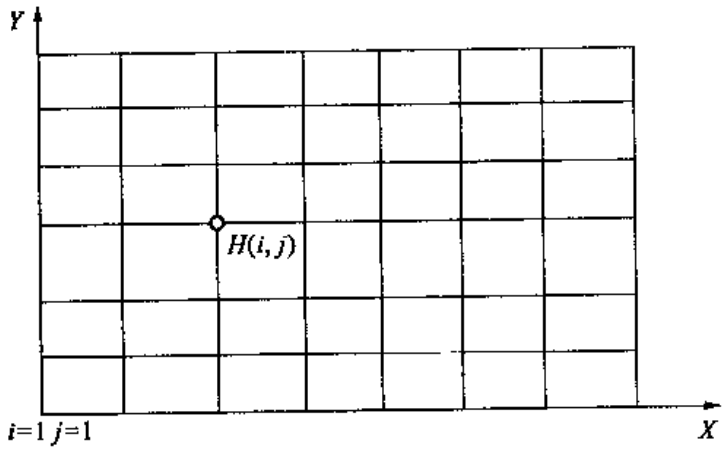


图 4-2　规则网格

（二）非规则网格化法

非规则网格化法是以所采集的离散地形点的坐标位置作为格网的结点，组成非规则形状格网，通常称为非规则三角形网 DEM 或 TIN（Triangulated Irregular Network），如图 4-3 所示。TIN 与规则格网的最大区别是，TIN 的每个格网点（即三角形的各个顶点）的三维坐标都是直接来自原始测量成果，它避免了内插规则格网点的高程而牺牲原始测点的精度，从而保证了整个 DEM 的精度。另外，TIN 是非规则格网中最简单的形态，而且在等高线追踪、地形立体图显示、断面图处理等应用中也是最常用和最简单的结构。因此，在大比例尺地面数字测图中建立 DEM 时，大都采用 TIN。

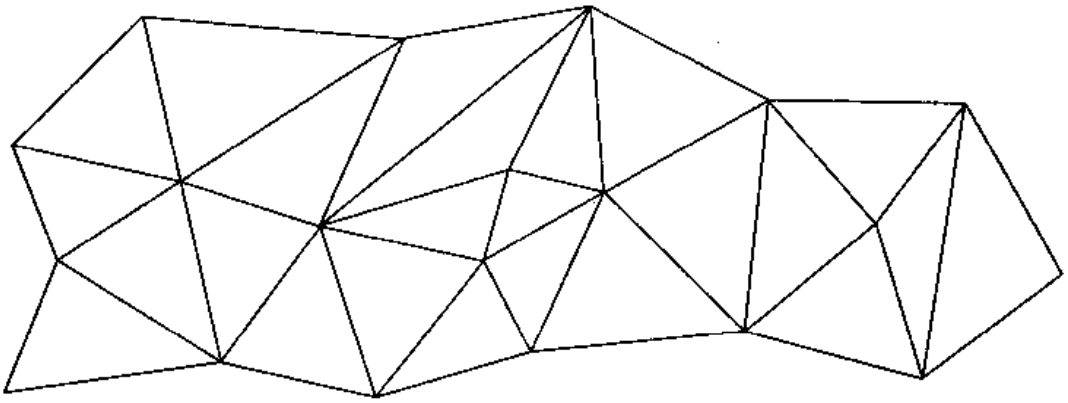


图 4-3　不规则三角网 TIN

建立 TIN（也简称构网）的基本过程是从区域内任一离散点开始，选取与该点最邻近的另外两个离散点一起连接成初始三角形，再以这个初始三角形的每一条边为基础分别连接邻近离散点，组成新的三角形。新三角形的边又成为连接其他离散点的基础，如此继续下去，直到所有的三角形的边都无法再扩展成新的三角形，而且区域内所有离散点都被三角形用到为止。建立 TIN 时，由于取相邻离散点的判断准则不同，就产生了生成 TIN 的不同算法，常用的有：泰森（Thiessen）多边形算法、最近距离算法，最小边长算法。

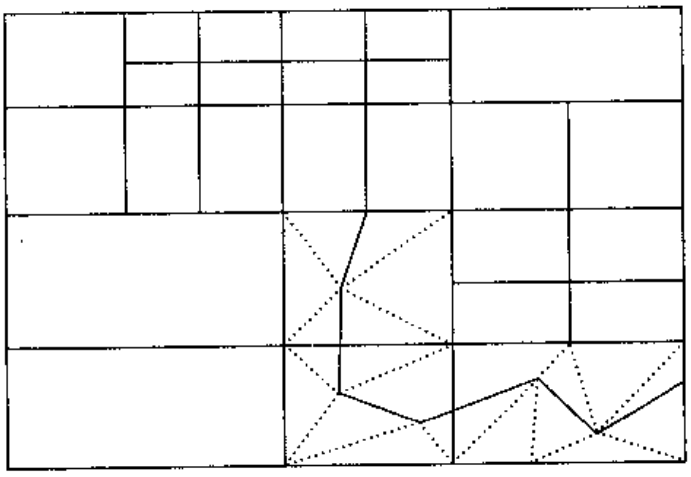


图 4-4　Grid-TIN 混合形式 DEM

（三）Grid-TIN 混合法

规则网格 DEM 的优点是数据结构简单，存储量最小，非常便于使用和管理；其缺点是格网点高程是原始采样点高程的派生值，内插过程的误差将损失高程精度。此外，格网点与地貌特征点线不重合，不能精确地描述地形的结构和细部。不规则三角网（TIN）DEM 能很好地顾及地貌特征点、线，表示复杂地形表面比规则格网（Grid）更精确，其缺点是数据结构复杂，存储量大。为了充分利用上述两种形式 DEM 的优点，德国的 Ebner 教授等提出了 Grid-TIN 的混合形式的 DEM（如图 4-4），即一般地区使用规则格网数据结构（还可以根据地形采用不同密度的格网），沿地形特征则附加三角网数据结构。

四、DEM 的应用

DEM 的应用很广，在计算机辅助制图方面，利用区域内建立的 DEM，可以生成等高线图（或等深线图）、剖面图、地貌晕渲图、三维透视立体图及各种数字专题图等；在工程计算方面，利用 DEM 可以进行开挖土石方量的计算，坡度、坡向的计算，面积及空间距离的计算等；在工程设计方面，DEM 可用于铁路、公路及通信线路的选线与优化设计，水利枢纽布置方案设计及坝线选择和库容分析，高压输电线路及输油（气）管道的选线与优化设计，机场、电视发射台、雷达站及导弹发射场的机助地址选择与视野范围计算等；在模拟实际地形方面，可以利用 DEM 制作各种不同光照下地形起伏的影像图，或模拟机载雷达的扫描影像；在灾情预测方面，如发生洪水灾害时，快速计算被淹面积、积水量及财产损失情况等。另外，利用区域内建立的 DEM，可用于军事指挥、城镇小区规划设计、水土保护等方面。DEM 还是地理信息系统（GIS）中一个非常重要的组成部分。下面仅对如何利用 DEM 生成等高线图及地形立体图进行简要说明。

（一）生成等高线图

生成等高线图是 DEM 的一个具体应用，同时也是对区域内所建立的 DEM 正确性、合理性的一个检验。利用 DEM 生成等高线图的步骤是：（1）在网格（规则的矩形格网或非规则的三角形格网）边上求出等值点；（2）追踪等值点，其内容包括确定等高线进入网格时的大致走向及进入网格后从哪一条边出去等；（3）连接等值点，并做等高线遇地物（如道路、河流、房屋等）的断开处理；（4）等高线光滑处理，然后单独输出或与平面地物叠加后一起输出。

（二）生成地形立体图

生成地形立体图，这里是指地形立体透视图，它具有符合视觉印象、空间立体感强、形象逼真等优点。利用 DEM 生成地形立体图时，主要分三步进行：一是解决空间物体在平面上的投影表示，即完成 DEM 中每个格网点的三维空间坐标到二维平面坐标系统的线性变换；二是隐藏线的处理，即处理由于前面物体遮挡而无需画出的图形，得到消除了隐藏线的网状曲面立体图；三是对网状曲面立体图进行曲面光滑处理后输出。

第五章　工程建筑物的施工放样测量

第一节　概　　述

工程建筑（或建筑）是建筑物和构筑物的总称。作为测量的对象常称为工程建筑物（或建筑物）。工程建筑物的种类繁多，通常分为工业建筑和民用建筑两大类。

工程建设在施工阶段所进行的测量工作称为施工测量。施工测量主要包括：施工控制网测量、施工放样测量、竣工测量以及施工期间的变形测量。放样又称测设。施工放样测量是指将图纸上设计好的建筑物或构筑物的平面位置和高程标定在实地上的测量工作。

工程建筑物施工放样的程序大体分为三个阶段。首先，由施工控制网和总平面图在实地放样出建筑物的主轴线；其次，由已放样的主轴线点放样建筑物的纵向和横向轴线或其他辅助轴线；第三阶段是根据已完成的建筑基础来放样工艺设备的轴线和位置。如工业厂房，应先放样出厂房主轴线，再确定各生产线或机械设备轴线，然后再确定各安装结构物的位置。

采用这种由总体到局部的放样程序能严格保持放样元素间存在的几何关系，保证工程整体上按设计要求进行。施工放样是联系设计和施工的重要环节。放样的结果是建筑工地上的标桩，这些标桩和放样数据就是施工的依据。因此，放样工作的任何差错都将对工程建设造成巨大的损失。本章主要叙述施工放样测量的技术方法、精度要求以及现代发展。设备的安装和检校测量见本书第七章。

第二节　建筑限差及施工放样的精度

一、建筑限差与测量误差

工程建筑物的建筑限差是指建筑物竣工后实际位置相对于设计位置的极限偏差，设其为 Δ，并认为它是建筑物放样点偏离其设计位置的容许误差 δ 的两倍（这样理解偏于安全），即[69]

$$\delta = \frac{\Delta}{2} \tag{5-1}$$

一般容许误差为两倍点位中误差 m，即

$$m = \frac{\delta}{2} = \frac{\Delta}{4} \tag{5-2}$$

总的说来，点位中误差 m 主要由测量误差 m_1、设计工艺计算的误差 m_2 以及建筑安装误差 m_3 组成，设这些误差相互独立，则有：

$$m^2 = m_1^2 + m_2^2 + m_3^2$$

在设计中通常给出建筑物的容许误差 δ 值。上述误差之间的比例关系应根据不同建筑物的结构特征确定。考虑到目前的测量技术水平和测量精度较高，测量误差 m_1 对总误差 m 的影响可采用忽略不计的原则处理，一般取 m_1 等于 $m/2$、$m/3$ 或 $m/5$，故有：

$$m_1 = \frac{m}{2} = \frac{\delta}{4}$$
$$= 0.25\delta$$

或

$$m_1 = \frac{m}{3} = \frac{\delta}{6}$$
$$= 0.17\delta$$

或

$$m_1 = \frac{m}{5} = \frac{\delta}{10}$$
$$= 0.1\delta \tag{5-3}$$

m_1 又包括控制测量的误差 $m_{控}$ 和放样角度、距离或点位的放样误差 $m_{放}$。即有

$$m_1^2 = m_{控}^2 + m_{放}^2 \tag{5-4}$$

$m_{控}$ 与 $m_{放}$ 之间的关系可按忽略不计原则或等影响原则根据不同情况处理。正确制定放样的容许误差十分重要，限差过宽，可能影响工程质量，反之则浪费人力、物力和时间，而且与现代化施工安装的速度不相适应。

建筑限差按不同的建筑结构和用途，应遵循我国现行标准执行，如《混凝土结构工程施工及验收规范》、《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》、《建筑安装工程施工及验收技术规范》等。

二、工程建筑物放样的精度要求

（一）精度标准

1．建筑物主轴线对周围物体相对位置的精度

周围物体包括建筑物的自然条件以及近旁的其他建筑物。若为新建工程，则只需考虑建筑区的地形（与工程量有关）与地质情况（与建筑物稳定性有关）。

2．建筑物各部分之间及各部分相对于主轴线的精度

建筑物各部分若有一定的几何联系，或由于连续作业的需要，或各部分之间存在着装配关系以及从美观的角度出发的要求，这时对放样的精度要求往往很高，用装配式构件进行施工更是如此。大部分安装精度要求较高的构件，其位置一般应以主轴线或辅助轴线为依据进行放样。

（二）建筑物施工放样的主要技术要求

我国《工程测量规范》对工业与民用建筑物的施工放样，其主要技术要求如表 5-1 所示。

柱子、桁架或梁的安装测量容许偏差应不超过表 5-2 的规定。

构件预装测量的容件偏差不应超过表 5-3 的规定。

附属构筑物的安装测量容许偏差不应超过表 5-4 的规定。

表 5-1　建筑物施工放样的主要技术要求

建筑物结构特征	测距中误差	测角中误差（″）	在测站上测定高差中误差（mm）	根据起始水平面在施工水平面上测定高程中误差（mm）	竖向传递轴线点中差（mm）
金属结构、装配式钢筋混凝土结构、建筑物高度 100～120m 或跨度 30～36m	$\frac{1}{20\,000}$	5	1	6	4
15 层房屋、建筑物高度 60～100m 或跨度 12～30m	$\frac{1}{10\,000}$	10	2	5	3
5～15 层房屋、建筑物高度 15～60m 或跨度 6～18m	$\frac{1}{5\,000}$	20	2.5	4	2.5
5 层房屋、建筑物高度 15m 或 60m 跨度以下	$\frac{1}{3\,000}$	30	3	3	2
木结构、工业管线或公路、铁路专用线	$\frac{1}{2\,000}$	30	5		
土工建筑（竖向整平）	$\frac{1}{1\,000}$	45	10		

注：① 对于具有两种以上特征的建筑物，应取要求高的中误差值。

② 特殊要求的工程项目，应根据设计对限差的要求，确定其放样精度。

表 5-2　柱子、桁架或梁安装测量容许偏差

测量内容	容许偏差（mm）
钢柱垫板标高	±2
钢柱±0 标高检查	±2
混凝土柱（预制）±0 标高	±3
混凝土柱、钢柱垂直度	±3
桁架和实腹梁，桁架和钢架的支承结点间相邻高差的偏差	±5
梁间距	±3
梁面垫板标高	±2

注：当柱高大于 10m 或一般民用建筑的混凝土柱、钢柱垂直度，可适当放宽。

表 5-3　构件预装测量容许偏差

测量项目	测量容许偏差（mm）
平台面抄平	±1
纵横中心线的正交度	$\pm 0.8\sqrt{l}$
预装过程中的抄平工作	±2

注：l 为自交点起算的横向中心线的长度的米数。不足 5m 时，以 5m 计。

表 5-4　附属构筑物的安装测量容许偏差

测　量　内　容	测量容许偏差（mm）
栈桥和斜桥中心线投点	±2
轨面标高	±2
轨道跨距丈量	±2
管道构件中心线定位	±5
管道标高测量	±5
管道垂直度测量	$\frac{H}{1\,000}$

注：H 为管道垂直部分的长度。

设备安装过程中的测量应符合如下要求：

基础竣工中心线必须进行复测，两次测量的较差不应大于 5mm，埋设有中心标板的重要设备基础，其中心线由施工中心线引测同一中心标点的偏差不应超过 ±1mm。纵横中心线应进行垂直度检查，并调整横向中心线。同一设备基准中心线平行误差或同一生产中心线的直线精度不应超过 ±1mm。

第三节　施工放样的方法和技术

一、施工控制网

为工程建设的施工而布设的测量控制网称为施工控制网。施工控制网的作用在于限制施工放样时测量误差的累积，使整个建筑区的建（构）筑物能够在平面及竖向方面正确衔接，以便对工程的总体布置和施工定位起到宏观控制作用，同时便于不同作业区同时施工。施工控制网一般分两级布设，首先布设顾及整个建筑区范围的首级控制网，然后再布设次级控制网。控制网可布设成 GPS 网、边角网、导线网或建筑方格网。网的布设理论在第三章有详细论述，这里仅对施工控制网的特点和建筑方格网进行说明。

（一）施工控制网的特点

（1）控制网点位设置应考虑到施工放样的方便。如桥梁和隧道施工控制网在其轴线的两端点一定要有控制点。同时由于施工现场的复杂条件，施工控制网的点位分布应尽可能供放样时有较多的选择。

（2）控制网的精度不像测图控制网那样要求均匀，而要求保证某一方向或某几个点相对位置的高精度。如为保证桥梁轴线长度和桥墩定位的准确性，要求沿桥轴线方向（纵向）的精度要高。隧道施工则要求保证隧道横向贯通的正确。

（3）为使由控制点坐标反算的距离与实地距离之差尽量减小，控制网的长度应投影到厂区的平均高程面上；桥梁控制网投影到桥墩顶平面上；隧洞控制网投影到隧道贯通平面上。

（4）施工控制网常采用独立坐标系，其坐标轴平行或垂直于建筑物的主轴线。主轴线通常由主要厂房的轴线、工艺流程方向、运输干线等所决定，其他建筑物的轴线常平行或垂直于主轴线。有些工程有其特定的坐标轴方向，如水电站和桥梁分别以大坝轴线和桥中线为坐

标轴线。

为了保证施工过程中引入高程和标定高程，在施工区要建立以直接水准测量为主的高程控制网。高程控制网通常也分两级布设，即基本高程控制网与加密网。在施工期间，要求在建筑物近旁的不同高度上都必须布设临时水准点。临时水准点的密度应保证放样时只设一个测站，即能将高程传递到建筑物上。

（二）建筑方格网

工业厂房一般都是矩形的，而且每个建筑系统中，其轴线基本上都是互相平行或垂直的，因此，常将各边布设成矩形或正方形，且与拟建的建（构）筑物平行而便于施工放样的平面控制网，称为建筑方格网。方格网中，与主要建筑物平行，作为建筑方格网定向及测设依据的两条相互垂直的直线称为建筑方格网的主轴线。所以主轴线的选定应考虑整个工业场地的需要。当场地较大时，主轴线应适当增加，如上海宝钢建筑场地布置了由七条纵向轴线、一条横向轴线和一个闭合多边形环组成格网作第一级控制。在主轴线下再布设第二级分区方格网。一级网的边长为300～500m。加密后的方格网边长在100～200m之间。

1．建筑方格网主轴线的测定

根据大地控制点测设主轴线的端点常用极坐标法和角度交会法。通常一条主轴线至少放出三个点，然后用经纬仪测定直线角 β，如不满足 $180^\circ \pm 5''$ 的要求时，通过在中间点移动 δ 使其精确地投到标石钢板上[1]。

$$\delta = \frac{1}{2}\left[\frac{a+b}{2}(90^\circ - \beta)\frac{1}{\delta}\right] \tag{5-5}$$

式中：a、b 为中间点距两端的距离。

2．主轴线上点的加密

主轴线确定后，可按设计的分段距离用测距仪或检定过的钢尺往返测量轴线上的分段点，并测定直线角，仍可按上式进行归化改正。改正后再测量直线角，直至 δ 小于 ± 3mm 为止。

3．用导线测量方法布设建筑方格网

主轴线的确定方法同前所述，主轴线点经归化改正后，从轴线上先定出加密方格网的过渡点，用导线测量方法测量和计算过渡点的平差值，并与设计坐标比较，然后对过渡点进行改正。

（三）厂房控制网

为了保证建筑物细部以及车间内设备相互位置的正确性，这些位置的放样误差通常为1～2cm；而放样大型连续性生产自动化设备基础上不同用途的金属预埋件，其放样误差一般为1～3mm，因此，对于每一个大型车间厂房，必须建立厂房控制网，又称矩形控制网。

为大、中型厂房布设的厂房控制网，应先定出厂房主轴线，如图5-1所示，其中Ⅰ-Ⅰ′和Ⅱ-Ⅱ′为纵、横主轴线，它们正交于 O 点。

主轴线测设与调整方法同建筑方格网。主轴线段 ON、OS、OE 和 OW 的距离按有关规范规定的精度测量。我国《工程测量规范》规定一级厂房控制网，如机械传动性能较高且有连续生产设备的，或者桥式吊车的生产厂房的量距精度为1/3万，测角中误差为 $\pm 7''\sqrt{n}$（n 为建筑结构的跨数），二级为一般厂房，边长相对误差为1/1.5万。测角中误差为 $\pm 15''\sqrt{n}$（n 为建筑物结构的跨数）。

主轴线测定后，由各轴线端点定出矩形网 $ABCD$ 各点的初步位置，按规定的精度量距

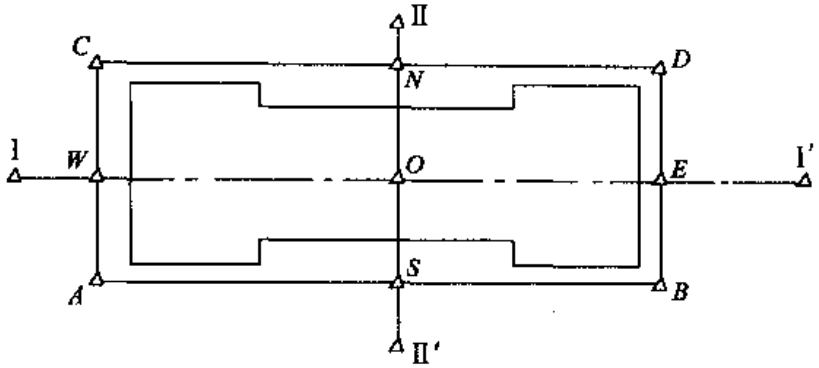


图 5-1　大型厂房控制格网的测设

设定距离指示标桩，同时使标桩与厂房柱子的中心线重合。在 A、B、C、D 及各桩点测定转折角，按导线测量方法进行严密平差，计算各点的实际坐标，与设计坐标比较，求定归化值，对各桩点进行调整。

对于一般小型厂房，先根据厂区控制点定出一条边作为基线，然后再在基线两端测设直角，设置厂房控制网的两条边，再沿各边丈量距离，并埋设距离指示桩。

二、基本放样方法

施工控制网建立后，即可按施工需要进行放样测量。放样与测图相反，它是将设计的建筑物的位置、形状、大小与高低，在实地上标定出来。正如第二章所述，通过测量地面间的距离、方向、高程这三个基本量，经计算可确定地面点的空间位置。同样，放样工作也是通过方向、距离和高程三个基本量的测设，在实地标定出地面点的空间位置。空间的两个点可组成直线，三个以上的点组成空间的面，其他复杂的物体也均由点、线、面综合组成，因而，放样时通过对三个基本量的放样，进而对建筑物点、线、面、体进行放样。

（一）方向（角度）、距离、高程的放样

1．方向（角度）放样

放样角度实际上是从一个已知方向出发放样出另一个方向，使它与已知方向的夹角等于预定角值，也就是说，角度是已知的，要在地面上标定设计的方向。如图5-2中，已知 OA 方向，要在地面上标定出 OP 方向。在 O 点架设经纬仪，先用正倒镜按设计给出的 β 定出 P_1 点，并观测 $\angle AOP_1$ 数测回，

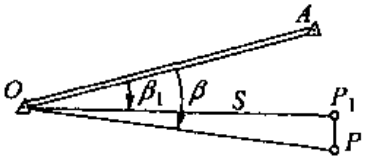


图 5-2　放样角度的方法

取其均值 β_1，与设计值比较，计算距离 $PP_1=\dfrac{S}{\rho}(\beta-\beta_1)$，因 PP_1 与 S 相比甚小，可在 OP_1 方向上作垂线，并将 P_1 点移在 P 点。

2．距离放样

距离放样是将图上设计的已知距离在实地上标定出来，即按给定的一个起点和方向，标定出另一个端点。当用钢尺量距时，该距离应施加尺长检定、温度和地面倾斜等改正。与方向放样类似，放样距离后，先在终点临时标定出该设计距离，然后再反复进行丈量，取其平均值并与设计值比较求出等值 ΔS，根据 ΔS 的大小与符号，最后标定出放样距离的端点。用测距仪放样距离，应进行测距仪加常数、乘常数和气象改正。

3. 高程放样

施工中常要进行高程放样，如基坑开挖时要求放样坑底高程，为保证房屋基础面的水平和确定±0高程，保证各层楼板的应有高程和平整性等都涉及高程放样。

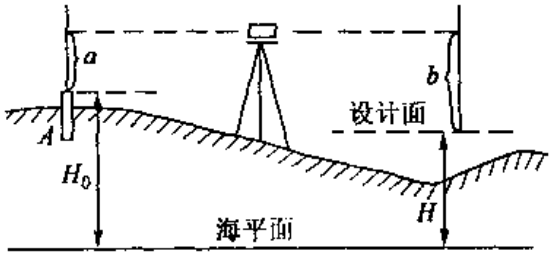


图5-3 高程放样图

高程放样时，附近地面应有已知高程的水准点 A，其高程为 H_0，a 为已知点上标尺读数，如图5-3所示，则水平视线高程 H_i 为 $H_i = H_0 + a$，根据设计高程 H，可求得设计面上的前视读数 b 为

$$b = H_0 + a - H \tag{5-6}$$

对高建筑物或深基坑引测高程时，一般用钢带尺代替水准标尺，此时钢尺应加尺长改正和温度改正。当精度要求较高时，还应加拉力改正，其计算公式为[69]

$$\Delta h_p = \frac{1}{AE}\left[\Delta P(b-a) + \frac{q}{2}(b^2 - a^2)\right] \tag{5-7}$$

式中，Δh_p 为用钢尺读数间高差的拉力改正数（m）；a、b 为尺上、下端读数，零端在下（m）；q 为钢尺每米的重量（kg/m）；ΔP 为拉力增量，即施加拉力与检定拉力之差（kg）；A 为钢尺横断面（mm^2），E 为钢尺的弹性模数（200Gpa）。

（二）点位放样

建筑物的形状和大小是通过其特征点在实地上表示出来的。如建筑物的中心、四个角点、转折点等。因此点位放样是建筑物放样的基础。放样点位时应有两个以上的控制点，且已知待定点坐标，通过测设距离或方向来放样待定点。

1. 放样数据准备

放样前的准备工作包括：研究待放样建筑物的技术设计与施工图；收集建筑场地已有的测量控制与地形图，编制放样计划；建立施工控制网，准备放样数据和放样工作图以及相应的仪器设备等。

准备放样数据就是将待放样建筑物的特征点与已知控制点联系起来。这种联系可用数表和工作图表示，也可将已知点坐标等存储于计算机内，以备应用时调出。

2. 极坐标法

如图5-4所示，设 O、A 为已知坐标的控制点，P 为待放样点，其设计坐标为已知。在 O 点安置全站仪，根据计算出的 β 角值标定出放样方向，再从 O 点出发沿此方向放样距离 S，此即 P 点位置，并标定之。

极坐标法的两个放样元素 β 和 S 是由 O、A、P 三点坐标反算求得：

$$\beta = \alpha_{OP} - \alpha_{OA} = \arctan\frac{Y_P - Y_O}{X_P - X_O} \tag{5-8}$$

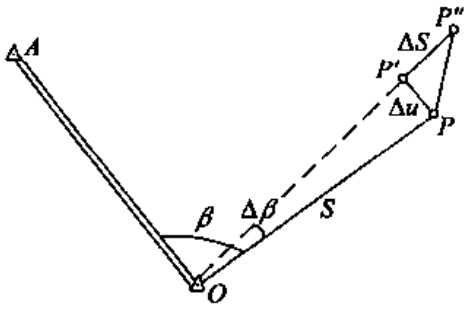


图 5-4　极坐标放样误差

$$S = \sqrt{(X_P - X_O)^2 + (Y_P - Y_O)^2} \tag{5-9}$$

放样角 β 的误差 $\Delta\beta$ 使点位产生横向位移 PP'，设为 Δu，$\Delta u = \frac{\Delta\beta}{\rho} \cdot S$，又因放样距离 S 的误差 ΔS，使点位发生纵向位移又移到 P''。设角度的放样中误差为 m_β，放样距离的中误差为 m_S，则放样点的点位中误差为

$$m_P = \pm \sqrt{m_S^2 + (\frac{m_\beta}{\rho})^2 \cdot S^2} \tag{5-10}$$

当用测距仪测得斜距为 S，竖直角为 α 时，则

$$m_P = \pm \sqrt{m_S^2 \cos^2\alpha + (\frac{m_\beta}{\rho})^2 S^2} \tag{5-11}$$

若顾及仪器对中误差 $m_{中}$，照准起始边目标误差 $m_{偏}$ 和放样点标定误差 $m_{标}$，则放样点点位中误差为

$$m_P = \pm \sqrt{m_S^2 \cos^2\alpha + (\frac{m_\beta}{\rho})^2 \cdot S^2 + m_{中}^2 + m_{偏}^2 + m_{标}^2} \tag{5-12}$$

3．直角坐标法

当建筑施工坐标系的坐标轴与建筑物主轴线平行或垂直时，为了使建筑物尺寸与坐标差一致，采用直角坐标法放样较方便。

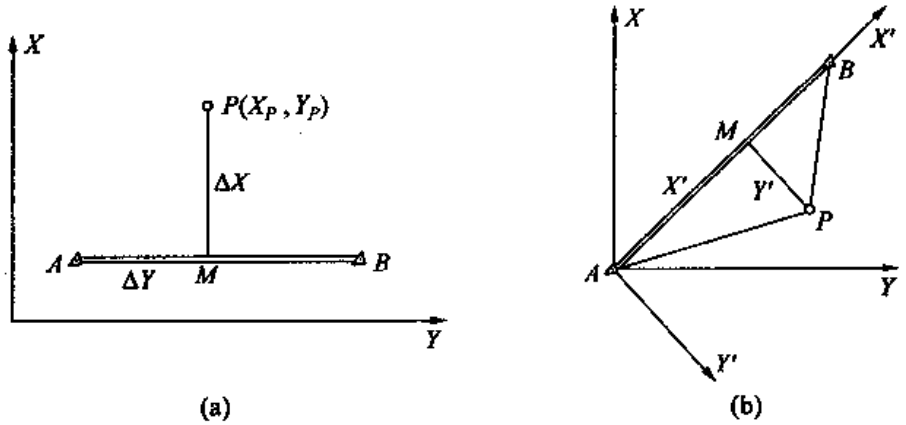


图 5-5　直角坐标法放样

在图 5-5（a）中，A、B 为建筑方格网的已知点，它们的坐标与放样点 P 的坐标皆为

已知，于是可以算出坐标增量 ΔX、ΔY。将仪器置于 A 点，照准 B 点，放样距离 ΔY，得垂点 M，然后在 M 点安置经纬仪，照准 A（或 B），拨 90°角得 MP 方向，放样距离 ΔX，即得待定点 P。每次标定方向须用正倒镜观测。

放样点的点位精度取决于测设距离 ΔX、ΔY 的误差 $M_{\Delta X}$、$M_{\Delta Y}$，在 M 点测设直角的误差 m_β，在 A 点和 M 点进行对中、照准以及标定 M 点和 P 点的误差，则 P 点点位中误差为

$$M_P = \pm \sqrt{M_{\Delta X}^2 + M_{\Delta Y}^2 + (\Delta X \frac{m_\beta}{\rho})^2 + 2(m_{对中}^2 + m_{偏}^2 + m_{标}^2)} \tag{5-13}$$

如果两控制点的连线不平行于坐标轴，如图 5-5（b）所示，已知边 AB 与坐标轴不平行，$AM = X'$，P 点至 AB 的垂距 $MP = Y'$，则可根据 A、B 与 P 点坐标计算边长 S_{AB}、S_{AP} 与 S_{BP}，并由 $\triangle ABP$ 计算出 $\angle BAP$，从而计算得 X'、Y'，再由前述方法标定出 P 点。

4．距离交会法

为了放样 P 点位置（图 5-6（a）），先根据 P 点设计坐标及控制点坐标计算边长 S_1、S_2。测设时在 A、B 量取 S_1、S_2 的距离，相交即为放样点 P，此时交会点的误差为

$$M_P = \pm \sqrt{\frac{m_{S_1}^2 + m_{S_2}^2}{\sin^2\gamma} + m_{标}^2} \tag{5-14}$$

式中，m_{S_1}、m_{S_2} 为放样距离 S_1、S_2 的误差，它们与距离长短有关，$m_{标}$ 为标定特定点时的误差。

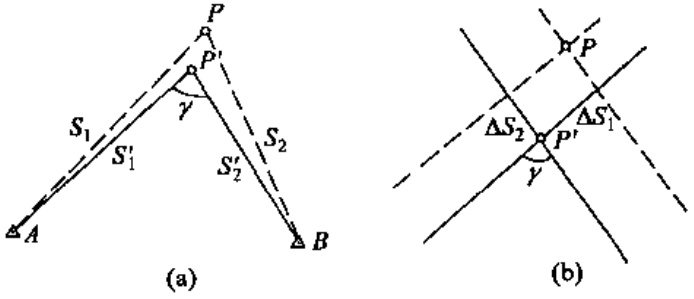


图 5-6　距离交会归化放样

用测距仪进行距离交会时，同样先计算放样数据 S_1 及 S_2，并计算交会角 γ。放样时测距仪置于过渡点 P' 上，棱镜置于已知点 A、B 上，测得 P' 至 A、B 的距离为 S'_1、S'_2。然后可计算 $\Delta S_1 = S_1 - S'_1$ 和 $\Delta S_2 = S_2 - S'_2$，当 ΔS 较大时，可近似地先求一个过渡点，重新测量距离。当 ΔS 较小时，可绘制归化图纸。其方法是在图纸上适当位置绘制一个过渡点 P'，画夹角为 γ 的两条直线，并在 P' 作线段 ΔS_1、ΔS_2，然后作平行 $P'A$ 及 $P'B$ 的两条平行线，其交点为 P 点位置，如图 5-6（b）所示。利用归化图纸可在实地上找到 P 点位置。

5．前方交会法

用两个方向进行前方交会放样时，应计算放样元素 β_1、β_2 及辅助量 S_1、S_2。在图 5-7（a）中，先放样过渡点 P'，然后观测 $\angle P'AB = \beta'_1$，$\angle ABP' = \beta'_2$，并计算角差 $\Delta\beta_1 = \beta_1 - \beta_1'$，$\Delta\beta_2 = \beta_2 - \beta_2'$。当 $\Delta\beta$ 较小时，PP' 间距小于 0.5m，可用图解法由 P' 点求 P 点位置。其方法是在白纸上刺出 P'，画两条直线使夹角为 γ（图 5-7（b）），用箭头指明 $P'A$ 及 $P'B$ 方向，并按下式计算位移量 ϵ_1 及 ϵ_2。

$$\varepsilon_1=\frac{\Delta\beta_1}{\rho}\cdot S_1,\qquad \varepsilon_2=\frac{\Delta\beta_2}{\rho}\cdot S_2 \tag{5-15}$$

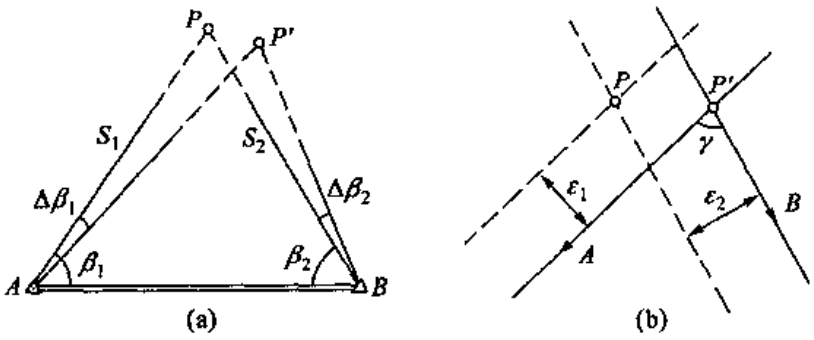


图 5-7　前方交会归化法放样

然后以 1:1 的比例作 $P'A$、$P'B$ 的平行线，其间距为 ε_1 与 ε_2，其符号由 $\Delta\beta_1$ 与 $\Delta\beta_2$ 决定，它们的交点即为 P 点点位。

将图纸上的 P' 点与实地过渡点重合，并使图纸上 $P'A$ 方向与实地方向重合，另一方向作为校核，这时图上 P 点的位置就是实地的设计位置，这种方法也称角差-位移图解法。

当三个方向前方交会时，也可应用角差-位移图解法。由已知点测定放样过渡点的角度，与已知角度比较，其差值称为角差 $\Delta\beta_i$。设各点到 P 点距离为 S_i，则由角差引起放样点横向位移 $\varepsilon_i=\frac{\Delta\beta_i}{\rho}\cdot S_i$，其中 S_i/ρ'' 为对于不同边长所对应的弧长，称为秒差，单位为 cm/s 或 mm/s。在图 5-8 中，设 P 为放样点的设计位置，可先在纸上画出交会点 P 的三个已知方向，再按位移值 ε_i 的大小和方向画出该三条已知方向线的平行线，它们应交于一点 P'。由于存在观测误差，交出一个示误三角形，这时取其重心即为 P' 位置。按前述方法求出 P 点的实地位置。该法需多次进行。

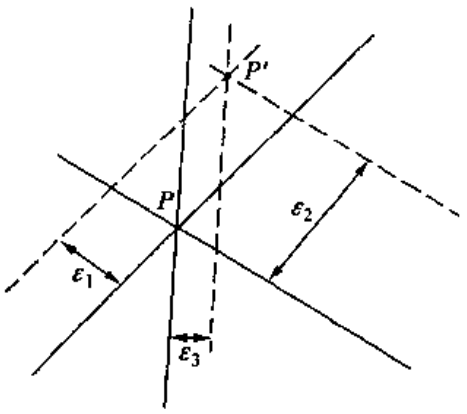


图 5-8　三方向前方交会

6．后方交会法[69]

先在待定点附近设置过渡点 P'，然后测量该过渡点与控制点 A、B、C 之间的角度 γ'_1、γ'_2（图 5-9），计算该过渡点坐标与设计坐标的差值，并将点位归化到设计位置 P。

如果根据四个控制点进行后方交会，按上述方法可得到两组成果。也可采用平差得 P'

的坐标。

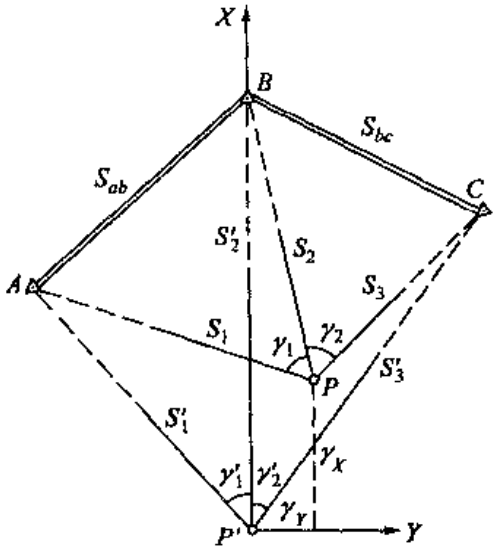


图 5-9　用解析法求后方交会待定点图

7. 自由设站法

电子全站仪的广泛应用，给放样工作带来了很多方便。在已有两个以上已知点的情况下，置全站仪于任一合适的地方，观测到已知点的边长、方向，即可按最小二乘法求得测站点坐标，同时也完成了测站定向。再根据测站点、已知点和放样点的坐标，采用极坐标法放样各放样点，该法称自由设站法。自由设站实际上是一种边角后方交会，它包括前面的方向后方交会，也包括边长后方交会和边角同测的混合后方交会。

放样点的精度取决于自由测站点的精度和极坐标测设点的精度，极坐标法的精度已在前面讨论过，测站点的精度与交会图形和边角测量精度以及多余观测数有关。

自由设站加极坐标法是实现施工放样测量一体化的主要方法。

（三）直线放样

1. 内插定线

在图 5-10 中，设已知点 A、B 间长度为 L，现要求在距 A 点为 S_1 的距离，在方向线上放样 P 点，即 A、P、B 在一条直线上。有两种归化法放样直线：一是置经纬仪于 A 点，设过渡点 P' 到 A 的概略距离 $AP' = S_1$，观测 $\angle BAP' = \Delta\beta$，计算得 $PP' = \dfrac{S_1}{\rho}\Delta\beta$，在实地移动 PP' 求得 P 点，因测角误差而使 P 点偏离直线的误差为 $m_{P'} = \dfrac{m_\beta}{\rho}\cdot S_1$；二是置经纬仪于 P' 点观测角 γ，设 $\Delta\gamma = 180^\circ - \gamma$，这时 $PP' = \dfrac{S_1 S_2}{L}\cdot\dfrac{\Delta\gamma}{\rho}$，因测角误差 m_γ 而使 P 点偏离 AB 直线的误差为 $m_{P'} = \dfrac{S_1 S_2}{L}\cdot\dfrac{m_\gamma}{\rho}$。设 $m_\beta = m_\gamma$，则 $\dfrac{m_P}{m_{P'}} = \dfrac{L}{S_2}$，当 $S_2 = \dfrac{L}{2}$ 时，$m_P = \dfrac{1}{2}m_{P'}$。可见，后一种方法精度较高，宜采用逐点向前搬站的方法进行定线。

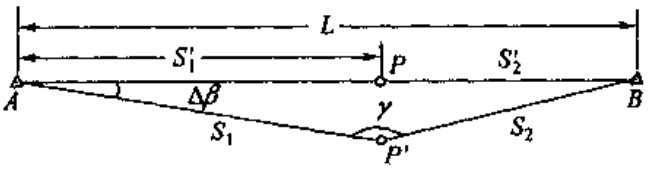


图 5-10　归化法放样直线

2．外延定直线

要在直线的延长线上定出一系列待定点。经纬仪要置在图 5-11 中的 B 点，盘左、盘右时均先照准 A 点，然后倒转望远镜定出 1′ 与 1″，取其中点为最终位置。同理可定出延长线上其他待定点。

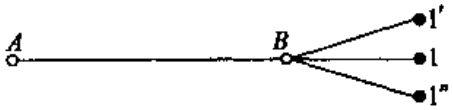


图 5-11　外延定直线

3．铅垂线的放样

放样铅垂线，如烟囱、铁塔等高耸建筑物或柱子的中心线，是为了保证建筑物的垂直度。以往常采用吊垂球方法或在两个相互垂直的方向上架设经纬仪进行交会的方法。目前多采用激光铅直仪（参见第二章第二节）放样。

现以放样烟囱中心线为例。在烟囱滑模施工中，每一层模板都须定出中心线。为便于施测，通常在基坑的标桩 O 点上浇筑固定的观测墩，将激光铅直仪安置在观测墩上，在施工平台上设置接收屏。观测员调节望远镜焦距使激光光斑在接收屏上聚焦，且每隔 120° 转动仪器，使三个光斑点组成示误三角形，取其中心为 O 点沿铅垂线的投影，如图 5-12 所示。

铅垂线的精度主要取决于仪器竖轴的倾斜误差，若水准管分划值为 20″/格，采用符合棱镜，该误差约在几秒以内，其垂准的相对精度可达 1/5 万左右。事实上外界条件如日照、风力、温度对激光束的准直产生较大影响，放样时应选择合适的施测条件或进行必要的改正。

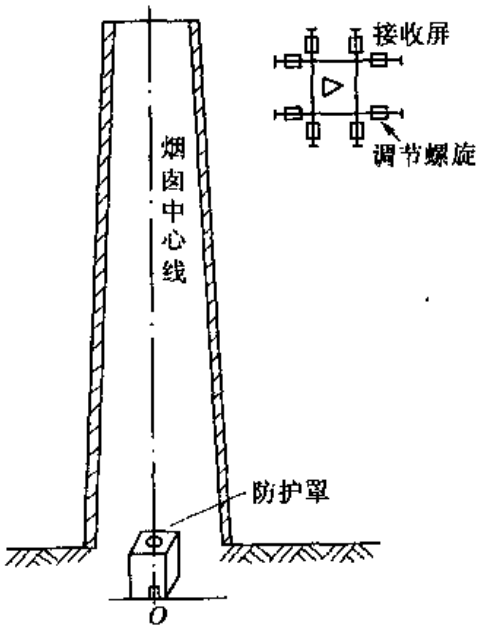


图 5-12　烟囱垂准测量

（四）平面（水平面和竖直面）的放样

在自动安平水准仪上加上发射激光管就构成激光水准仪。激光经五角棱镜反射成水平可见光，当五角棱镜由电动机带动旋转时，光束在空间描绘出一个连续的闪光平面，在离仪器一定距离的点上，可以看到强度相同的连续闪光。此仪器可用于对隔墙和外墙水平和垂直位置校准、场地平整、检测工程结构和装配。我国现已生产自动激光扫平仪。美国生产的“Rotol-isht”面水准仪配有专门的标尺，可目视读数，也可根据尺上装有的光电检波器的指示器读数。

利用经纬仪的视准面可作竖直面放样，但仪器竖轴倾斜的误差影响较大，且不能用两个盘位消除。可采用激光面水准仪进行竖直面的放样，为此，只需改变一下光线扫描部件中的直角反光镜即可。有关曲线的放样将作专门的讨论。

（五）复杂物体的放样

一些外形呈曲面的复杂构筑物，不能用规则的数学曲面（如椭球面、抛物面等）表示，给放样点坐标计算带来很大困难，需要采用特殊的方法。下面以无锡灵山大佛为例说明复杂物体的放样方法。

建成后的无锡灵山大佛是一尊底座高 30m、佛像高 88m 的释迦牟尼青铜铸像。佛像形态丰满安详，衣皱复杂，凝重细致，有极高的艺术性。

首先由艺术家将小样加工成 1∶11 的 8m 高石膏模型，以佛像模型平面投影中心为原点

设立右手坐标系，围绕模型建立专用控制网，用全站仪进行全边角测量和严密平差。并测量在石膏模型表面和外围支架不同位置所布像控点的三维坐标。同时，用激光经纬仪和激光水准仪在石膏模型上布设了方格网。用两台摄影经纬仪对模型进行像片对的摄影。

在解析测图仪上，量测像片对上的格网点和特征点坐标，形成模型坐标文件、数据处理和图形编辑生成模型的等值线图形数据文件。用 TA10 绘图桌绘制出比例尺 1:1 的佛像分层段状模块的等值线图。根据这些等值线图，制作各模块的木制基础箱，再由基础箱制作石膏模块。

为了放样 1:1 的石膏模块和测定它们的三维坐标，在专门的制模车间（26m×46m）建立制模控制网，控制网以佛像模型平面投影中心为坐标原点的制模坐标系，以此网为依据测定各模块角顶的三维坐标。

对于比例尺 1:1 的段状石膏模型，经切割分块，形成平面投影 2m×2m 的标准模块，运抵铸造车间，进行青铜模块的浇铸，铸成 8mm 厚的青铜模块，再运至现场施工安装。为了将 2 022 块青铜模块在空中精确定位，需在现场建立施工坐标系下的安装测量控制网。佛像内部为混凝土塔式结构，外部为钢架结构，用以支撑青铜模块，每 6m 高设置一层模块。由控制网在每层壁板横梁上加密数十个控制点。这些均由全站仪观测，自动记录，经读卡器将观测数据传输给计算机，并由应用程序对观测数据进行处理，自动生成放样点坐标文件，以进行青铜模块的安装。为保证每层之间佛像特征部位和轴系相对位置正确，以及佛像整体的垂直度，采用激光准直仪通过模板顶预留孔把施工坐标系逐级向上传递。

复杂物体的放样集成了摄影测量、全站仪三维测量、CAD 绘图以及数据的自动化处理技术，无疑是大型复杂特殊工程施工放样测量内外业一体化的发展趋势。

第四节　曲 线 测 设

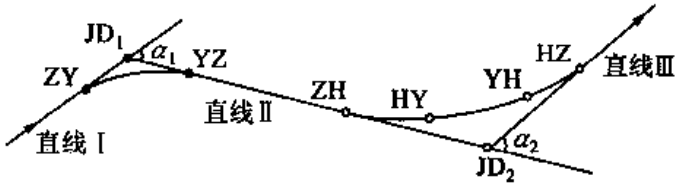
公路、铁路、渠道、输电线以及其他管道工程都属于线型工程，它们的中线通称为线路。这些线路实际上由空间的直线段和曲线段组合而成。在线路方向发生变化的地段，连接直线转向处的曲线称为平曲线。平曲线有圆曲线和缓和曲线两种，如图 5-13（a）所示，圆曲线是有一定曲率半径的圆弧。缓和曲线是连接直线和圆曲线的，其曲率半径由无穷大逐渐变化至圆曲线的半径。当线路转向角 α 较大时，则应用回头曲线连接（图 5-13（b）），回头曲线也由圆曲线和缓和曲线组成。

圆曲线又分单曲线和复曲线两种。具有单一半径的曲线称为单曲线，具有两个或两个以上不同半径的曲线称为复曲线，如图5-13（c）所示。当相邻两段直线段存在不同坡度时，也必须有曲线连接，这种连接不同坡度的曲线称竖曲线。

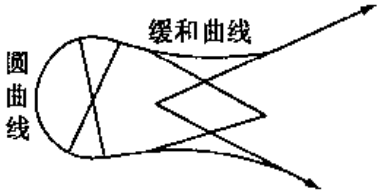
一、圆曲线

（一）圆曲线主点放样

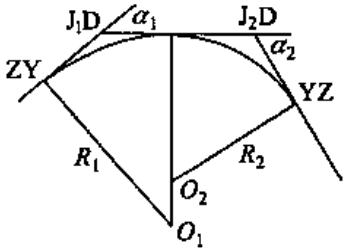
圆曲线放样时，首先放样曲线主要点，即 ZY（直圆点）、QZ（曲中点）、YZ（圆直点）。在图 5-14 中，α 为交点 JD 上实地测出的偏角，又称交角或转向角。圆曲线半径由设计给出。因而可以根据图中的几何关系计算出切线长 T，曲线长 L，外矢距 E 及切曲差 q 四项曲线要素：



(a)



(b)



(c)

图 5-13　线路曲线图

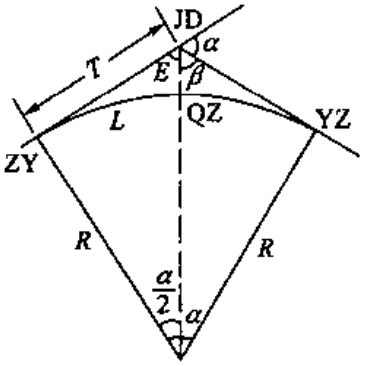


图 5-14　圆曲线

$$\left.\begin{aligned} T &= \tan\frac{\alpha}{2}; \qquad L = \frac{\pi}{180^\circ}\alpha R \\ E &= R\left(\sec\frac{\alpha}{2} - 1\right); \qquad q = 2T - L \end{aligned}\right\} \tag{5-16}$$

圆曲线主点放样时，将仪器置于 JD 点，按线路后视方向定向，从 JD 沿切线方向量取 T 长，得直圆点 ZY。在 JD 点按前视方向定向，沿方向线量取 T 长，得圆直点 YZ。用经纬仪平分 $180^\circ - \alpha$，沿角平分线从 JD 量取 E 长，得曲中点 QZ。三个主点规定用方桩标定并标以桩号里程，里程增加的方向为 ZY→QZ→YZ。

（二）圆曲线的详细放样

详细放样就是在曲线上每隔一定距离在地面标定百米桩和其他加桩。

圆曲线详细放样的方法有极坐标法、直角坐标法、自由设站法以及偏角法等。下面简介偏角法的原理。

偏角法实质上是方向距离交会法。偏角是弦线和切线的夹角。以曲线的起点（或其他点）为坐标原点，以该点的切线为 X 轴，如图 5-15 所示。今欲测设曲线上的 i 点（设 i 以前各点已测设），可在 ZY 点置镜，后视 JD 点，拨出偏角 δ_i，再以规定的长度 c，自 $i-1$ 与 ZY 点拨出的视线方向相交，得出 i 点。

根据圆曲线半径 R 和弧长 c，可以计算偏角 δ_i

$$\delta_i = i\cdot\frac{\varphi}{2} = i\cdot\frac{c}{2R}\cdot\frac{180^\circ}{\pi} = i\cdot\delta \qquad i = 1,\ 2,\ \cdots,\ n \tag{5-17}$$

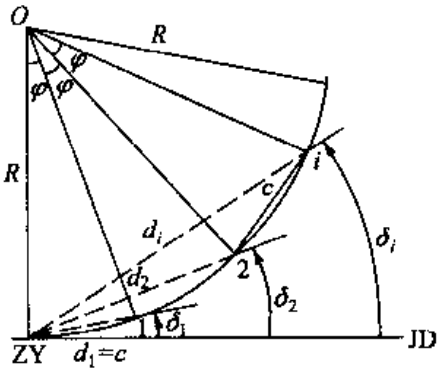


图 5-15　用偏角法详细放样

（三）复曲线的放样

两个或两个以上半径的圆曲线相连而组成的曲线称复曲线。转向相反的两个圆曲线相衔接，称反向曲线，它也是一种复曲线。如图 5-16 所示，在选定交点 JD_1 与 JD_2 后，可测得交角 α_1 与 α_2。在确定半径时，应先考虑受限制条件较严的一个曲率半径，譬如要使该段曲线通过某桥梁，其半径限为 R_2，以免 T_2 过长。而另一个曲率半径可按下式计算：

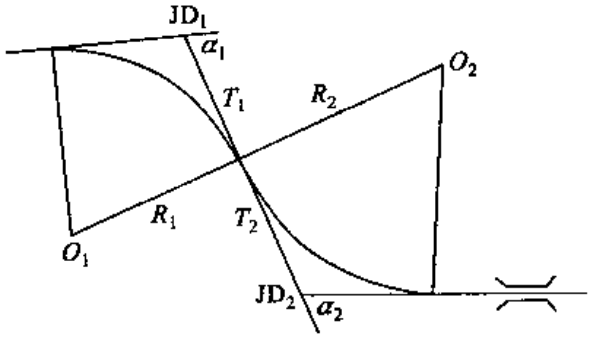


图 5-16　复曲线

$$R_1=\frac{S-T_2}{\tan\left(\frac{1}{2}\alpha_1\right)}=\frac{S-R_2\tan\left(\frac{1}{2}\alpha_2\right)}{\tan\left(\frac{1}{2}\alpha_1\right)} \tag{5-18}$$

式中，S 为两交点间的距离，它可由交点间里程计算或测量得到。曲线要素的计算与单曲线相同，知道了交点的里程和圆曲线要素，即可计算主点的桩号，测设方法同圆曲线。

在线路设计中，有时为了行车安全舒适，还在两个反向曲线相连处设置一小段称为缓和段的直线段。其测设方法同复曲线。

二、缓和曲线

缓和曲线是设置在直线和圆曲线之间的一种线型，它起到缓和与过渡作用，以使车辆安全、迅速、舒适地运行。

缓和曲线可用螺旋线等空间曲线来设置。其特点是：曲线上任一点的曲率半径 R' 与该点至起点的曲线长 l 成反比，即 $R'\propto\frac{1}{l}$ 或 $R'=\frac{C}{l}$，C 为常数。

当 l 增至缓和曲线全长 l_0 时，其曲率半径 R' 等于圆曲线半径 R，故

$$l\times R'=l_0\times R=\text{常数}=C \tag{5-19}$$

我国线路测量中，当缓和曲线与圆曲线衔接时，采用 C（公路）$=0.035V^3$，C（铁路）$=0.098V^3$，V 为车辆平均车速，以 km/h 表示。则相应的缓和曲线长度为

$$\left.\begin{aligned} l_0(\text{公路})&\geqslant 0.035\frac{V^3}{R}\\ l_0(\text{铁路})&\geqslant 0.098\frac{V^3}{R}\end{aligned}\right\} \tag{5-20}$$

由上式可见，当 V 一定时，R 愈大则 l_0 愈短。故当行车速度 V 小到一定数值或圆曲线半径 R 大到一定数值时，则可不设置缓和曲线。为安全起见，l_0 应取较计算结果稍大的值，且取 5m 和 10m 的整倍数。

图 5-17（a）为单圆曲线情况。当圆曲线两端加入缓和曲线后，圆曲线应内移一段距离，方能使缓和曲线与直线衔接。内移圆曲线的方法有两种：一是圆心不动，其半径减小；另一种是半径不变，圆心沿圆心角平分线方向移动。在铁路测量中，多使用后一种方法；而在公路测量中，因圆曲线半径较小，故常用前者。

若采用内移圆心的方法，如图 5-17（b），圆心 O_1 内移至 O_2。圆曲线两端就可以插入缓和曲线，将圆曲线与直线连接起来。具有缓和曲线和圆曲线，其主要点为：

ZH（直缓点）：直线与缓和曲线的连接点；HY（缓圆点）：缓和曲线与圆曲线的连接点；QZ（曲中点）：曲线中点；YH（圆缓点）：圆曲线与缓和曲线的连接点；HZ（缓直点）：缓和曲线与直线的连接点。

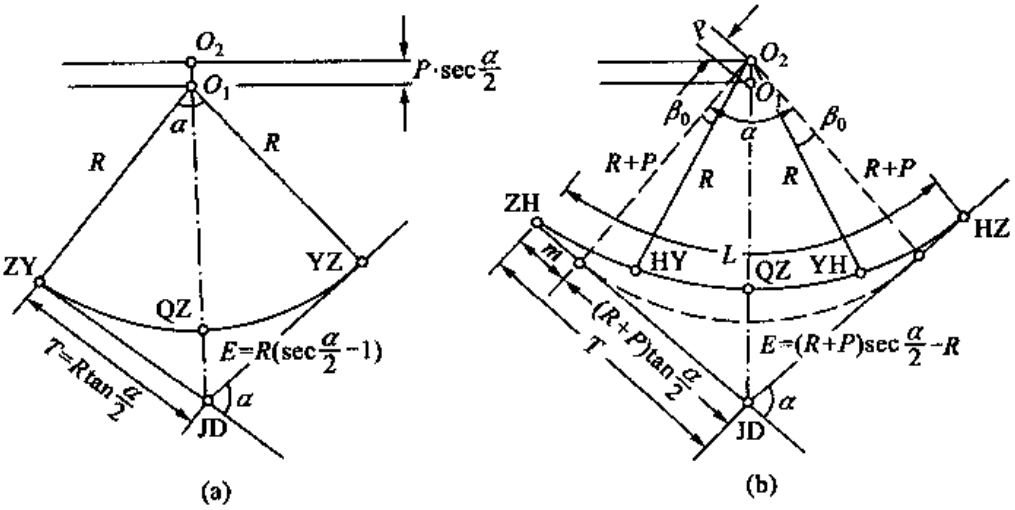


图 5-17　缓和曲线元素图

从图 5-17（b）可以看出，加入缓和曲线后，其曲线要素可以用下列公式计算：

$$\left.\begin{aligned} T &= m + (R + P)\tan\frac{\alpha}{2} \\ L &= \frac{\pi R(\alpha - 2\beta_0)}{180^\circ} + 2l_0 \\ E &= (R + P)\sec\frac{\alpha}{2} - R \\ q &= 2T - L \end{aligned}\right\} \tag{5-21}$$

式中，α 为偏角（线路转向角）；R 为圆曲线半径；l_0 为缓和曲线长度；m 为加设缓和曲线后使切线增长的距离；P 为因设缓和曲线而圆曲线相对于切线的内移量；β_0 为缓和曲线角度。m、P、β_0 称缓和曲线参数，可按下式计算：

$$\left.\begin{aligned} \beta_0 &= \frac{l_0}{2R}\cdot\rho \\ m &= \frac{l_0}{2} - \frac{l_0^3}{240R^2} \\ P &= \frac{l_0^2}{24R} \end{aligned}\right\} \tag{5-22}$$

缓和曲线方程的应用公式可写成：

$$\left.\begin{aligned} x &= l - \frac{l^5}{40R^2l_0^2} \\ y &= l^3/6Rl_0^2 \end{aligned}\right\} \tag{5-23}$$

式中，l 为曲线长，R 为圆曲线半径。根据曲线上某一点的长度 l_i 即可计算该点在以 ZH 为原点 ZH 至 JD 为 X 轴方向所组成坐标系的平面坐标。

对于圆曲线而言，仍设上述坐标系上圆曲线的第 i 点坐标为

$$\left.\begin{aligned} x_i &= l_i - 0.5l_0 - \frac{(l_i - 0.5l_0)^3}{6R^2} + \cdots + m \\ y_i &= \frac{(l_i - 0.5l_0)^2}{2R} - \frac{(l_i - 0.5l_0)^4}{24R^3} + \cdots + P \end{aligned}\right\} \tag{5-24}$$

式中，l_0 为缓和曲线的长度，其余符号意义同上。缓和曲线放样的方法与圆曲线相同，最常采用的是自由设站法。

三、回头曲线和竖曲线的测设

（一）回头曲线测设

当曲线偏角接近 180°时，常需测设回头曲线。特别是公路越岭，为了减少土石方和按设计的纵坡选线时应用较广，也称套线或灯泡线。

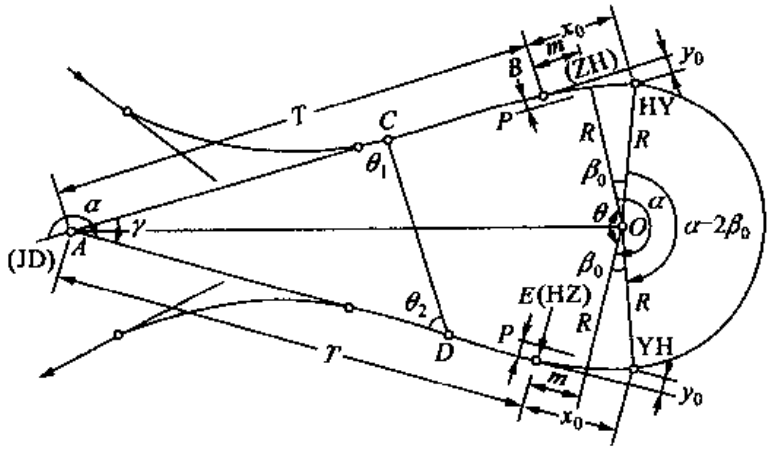


图 5-18　回头曲线的测设

在图 5-18 中，JD 点偏角大于 180°，O 为回头曲线的圆心，B、E 分别为曲线的起、终点。一般在 JD 点上不易测得 α，此时应在直线段上选取副交点 C、D 并测得 θ_1、θ_2，且量取 CD 的长度，间接求得线路偏角与测设主点的位置。这时

$$\left.\begin{aligned} \alpha &= 360^\circ - (\theta_1 + \theta_2) \\ T &= (R + P) \cdot \tan\frac{(\theta_1 + \theta_2)}{2} - m \\ L &= \frac{\pi R}{180^\circ}(\alpha - 2\beta_0) + 2l_0 \end{aligned}\right\} \tag{5-25}$$

相应符号见图中注释。在△ACD 中，由正弦定理求得 AC、AD 的长度。由副交点 C 沿 AC 方向量取 $CB = T - AC$，定出直缓点 ZH（B）。再由副交点 D，沿 AD 方向量取 $DE = T - AD$，定出缓直点 HZ（E），再由 B（或 E）点，根据直角坐标 x_0、y_0，定出 HY（或 YH）

点。曲线主点放样后，其详细测设可按圆曲线或缓和曲线测设方法进行。

（二）竖曲线测设

在公路或铁路修建中，除水平路段外，不可避免地有坡度。两个相邻坡度段的交点称为变坡点。为了行车安全，在两个坡度变化处要加设竖曲线，如图 5-19 所示。

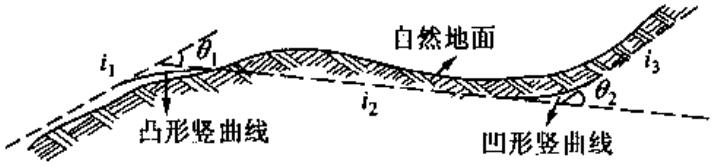


图 5-19　凸形和凹形竖曲线

竖曲线又有凸形与凹形之分。图中 i_1、i_2、i_3 分别为设计路面坡道线（又称坡道）的坡度，规定上坡为正，下坡为负，θ_i 为竖曲线转折角，因 i 的允许值很小，所以可以认为 $\theta_i = |i_2 - i_1|$。

公路竖曲线一般为圆曲线。根据断面设计中给定的竖曲线半径 R 以及坡度转折角 θ，可计算竖曲线长 L，切线长 T 及外矢距 E 等曲线要素。由图 5-20 可知

$$L = R \times \theta = R\,|i_2 - i_1|$$

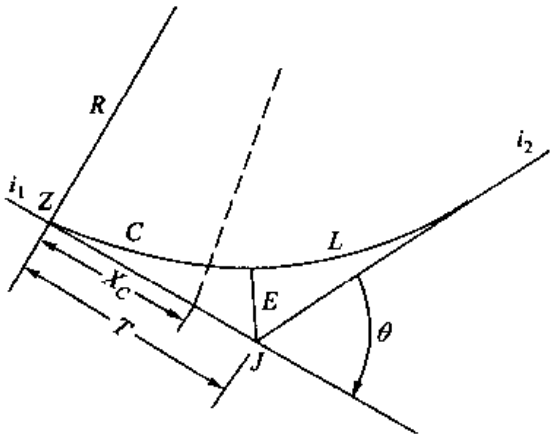


图 5-20　竖曲线计算

由于 θ 较小，而半径 R 较大，故切线长 T 可近似地用 L 的一半来代替，外长距也可用近似公式计算，则有

$$T \approx \frac{1}{2}L = \frac{1}{2}R\,|i_2 - i_1| \tag{5-26}$$

$$E \approx \frac{T^2}{2R} \tag{5-27}$$

切线长 T 求出后，即可由变坡点 J 沿中线向两边量取 T 值，定出竖曲线的起点 Z 和结点 Y。竖曲线一般每隔 10m 测设一个加桩，测设前按规定间距确定各加桩至竖曲线起（终）点的距离，并求出各加桩的设计高程（标高）。因此，在图示的竖曲线坐标系中，任一加桩的坐标 x、y 可表示为该点至起（终）点的距离与高程等。而竖曲线与任一点的标高（H_i）可表示为

$$H_i = H'_i \pm y_i \tag{5-28}$$

式中，H'_i 为该点在切线上的高程，也即在坡道线上的高程，称为坡道点高程；y_i 又称为该点的标高改正。当竖曲线为凸形时，式中 y_i 前取“－”号，反之取“＋”号。

坡道点高程可根据变坡点 J 的设计高程 H_0、坡度 i 及该点至变坡点间距来推求，计算公式为：

$$H'_i = H_0 \pm (T - x_i)i \tag{5-29}$$

至于曲线上任一点的 y 值可由 x 值推求，即

$$y \approx \frac{x^2}{2R} \tag{5-30}$$

由图还可以看出 $y_{max} \approx E$，和 $E \approx \frac{T^2}{2R}$。

第六章　工程的变形监测、分析与预报

第一节　基础理论

一、变形监测的意义和变形的分类

变形监测是对被监视的对象或物体（简称变形体）进行测量以确定其空间位置随时间的变化特征。变形监测为变形分析和预报提供基础数据。变形监测又称变形测量或变形观测。变形体一般包括工程建筑物、技术设备以及其他自然或人工对象，譬如：古塔与电视塔、桥梁与隧道、船闸与大坝、大型天线、车船与飞机、油罐与贮矿仓、崩滑体与泥石流、采空区与高边坡、城市与灌溉沉降区域等。工程建筑物和技术设备变形以及局部地表形变的监测乃是工程测量学的重要内容。

变形监测的意义在于：通过对工程建筑物的沉陷、倾斜以及形变的监测，为改善建筑物理参数、地基强度参数提供依据，防止工程破坏事故，提高抗灾能力；对于机械技术设备，则保证设备安全、可靠、高效地运行，为改善产品质量和新产品的设计提供技术数据；对于滑坡，通过监测其随时间的变化过程，可进一步研究引起滑坡的成因，预报大的滑坡灾害；通过对矿山由于矿藏开挖所引起的实际变形的观测，可以采用控制开挖量和加固等方法，避免危险性变形的发生，同时可以改进变形预报模型。在地壳构造运动监测方面，主要是大地测量学的任务，但对于近期地壳垂直和水平运动以及断裂带的应力积聚等地球动力学现象、大型特种精密工程如核电厂、粒子加速器以及铁路工程也具有重要的工程意义。

变形体的变形可分为两类：变形体自身的形变和变形体的刚体位移。自身形变包括：伸缩、错动、弯曲和扭转四种变形；而刚体位移则含整体平移、整体转动、整体升降和整体倾斜四种变形。

二、变形的原因和一般动态变形模型

引起变形的原因有多种多样，如地壳运动、基础形变、地下开采、地下水位变化、工程建筑物的各种荷载作用、机械设备安装偏离设计值等。变形原因的时间特征又表现为近似线性变化、周期变化、急剧变化以及随机变化等情况。我们将引起变形的原因称为影响因子，可以定义一个一般的动态变形模型如下：

一个随时间变化的影响因子所引起的变形体的变形，在 t 时刻的变形量，不仅与 t 时刻影响因子的大小有关，而且与 t 时刻以前各时刻的影响因子大小有关。用数学公式可表达为：

$$y(t) = \int_0^{\infty} g(\tau)x(t-\tau)\mathrm{d}\tau \tag{6-1}$$

式中：$y(t)$ 为 t 时刻的变形量；$x(t-\tau)$ 为 $(t-\tau)$ 时刻影响因子的大小（观测量）；$g(\tau)$ 为权函数，相当于 $x(t-\tau)$ 对 $y(t)$ 的贡献；τ 为回返的时间间隔。

$g(\tau)$ 与影响因子和变形体有关，难于建模。在矿山开挖引起的地表沉陷、建筑自重荷载增加引起的基础沉陷、温度变化引起的混凝土变形等情况下，权函数可根据附加物理量如传递常数和时间常数进行估计。

三、典型的影响因子变化所引起的变形

对于影响因子呈跳跃变化（突变）、线性变化和周期变化所引起的变形体的典型变形可用图 6-1 的 (a)、(b)、(c) 表示。图中 x_0、x_E 为始末时刻变形因子的值，y_0、y_E 为始末时刻的变形量，H_∞、T 为传递常数和时间常数，T_p 为变化周期，T_γ 为时间延迟。对于 (a)，变形体的动态变形模型为：

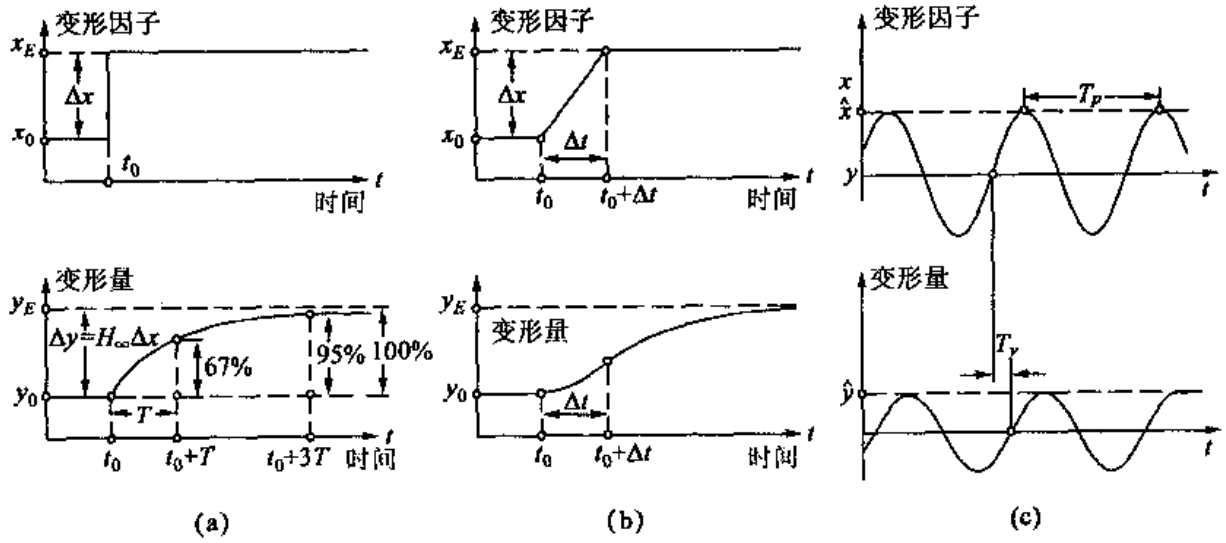


图 6-1　典型影响因子下的变形模型

$$y(t) = H_\infty\left[1 - \exp\left(-\frac{t-t_0}{T}\right)\right] \tag{6-2}$$

最大变形速度在时刻 t_0 处，有：

$$\left(\frac{\mathrm{d}y}{\mathrm{d}t}\right)_{t_0} = \frac{H_\infty}{T}\Delta x \tag{6-3}$$

末时刻的变形量（最终状态）为：

$$y_E = y_0 + H_\infty(x_E - x_0) = y_0 + H_\infty \cdot \Delta x \tag{6-4}$$

对于 (b) 即线性变化的情况，动态方程为：

$$y(t) = y_0 + H_\infty\frac{\Delta x}{\Delta t}\left\{(t-t_0) - T\left[1-\exp\left(-\frac{t-t_0}{T}\right)\right]\right\}$$

$$t_0 \leqslant t \leqslant t_0 + \Delta t$$

或

$$y(t) = y_0 + H_\infty\frac{\Delta x}{\Delta t}\left\{\left(1-\exp\frac{\Delta t}{T}\right)\left[\Delta t + T\cdot\exp\left(-\frac{t-t_0}{T}\right)\right]\right\} \tag{6-5}$$

$$t > t_0 + \Delta t$$

变形在 t_0 时刻有延迟，在 $t_0+\Delta t$ 时刻的变形速度达到最大，有：

$$\left(\frac{dy}{dt}\right)_{t+\Delta t} = H_\infty \frac{\Delta x}{\Delta t}\left[1-\exp\left(-\frac{\Delta t}{T}\right)\right] \tag{6-6}$$

对于呈周期变化的影响因子即图中（c）的情况，影响因子随时间的变化 x（t）以及相应的响应（变形）y（x）可表示为：

$$x(t) = \hat{x}\sin(2\pi\frac{t}{T_p}+\varphi_x) \tag{6-7}$$

$$y(t) = \hat{y}\sin(2\pi\frac{t}{T_p}+\varphi_y) \tag{6-8}$$

式中，$\hat{x}$、φ_x 为影响因子的振幅和初相；$\hat{y}$、φ_y 为变形的振幅和初相，T_p 为周期。传递因子定义为：

$$H = \frac{\hat{y}}{\hat{x}} = \frac{H_\infty}{\sqrt{1+\left(2\pi\frac{t}{T_p}\right)^2}} \tag{6-9}$$

变形的时间延迟为：

$$T_v = T_p\frac{\varphi_y-\varphi_x}{2\pi} = \frac{T_p}{2\pi}\arctan(2\pi\frac{t}{T_p}) \tag{6-10}$$

由式(6-9)和式(6-10)可见，T_v 与 H_∞ 无关，但 T_v 与 H 和 $\frac{t}{T_p}$ 都有关。当 $T_p \gg t$ 时，$T_v \to 0$，$H \to H_\infty$；当 $T_p \ll t$ 时，$T_v \to \frac{T_p}{4}$，$H \to 0$。

四、变形的运动模型

在许多情况下，影响因子的大小是随机性变化且不可量测的，或者虽可量测而难于建立影响因子与变形间的函数模型。例如滑坡，外部影响因子是间接的长时间的起作用，使稳定性参数发生变化，这时可用运动模型来描述，即把变形视为时间的下列函数：

$$y(t) = y(t_0)+\dot{y}(t_0)(t-t_0)+\ddot{y}(t_0)\frac{(t-t_0)^2}{2} \tag{6-11}$$

上述模型如图 6-2 所示，在任一起始时刻 t_0 附近的变形与变形的速度 $\dot{y}$（t_0）和加速度 $\ddot{y}$（t_0）有关，特别是在 $\ddot{y}>0$ 的情况下，滑坡不稳定；只有当 $\ddot{y}<0$ 时，才趋近于稳定和安全。

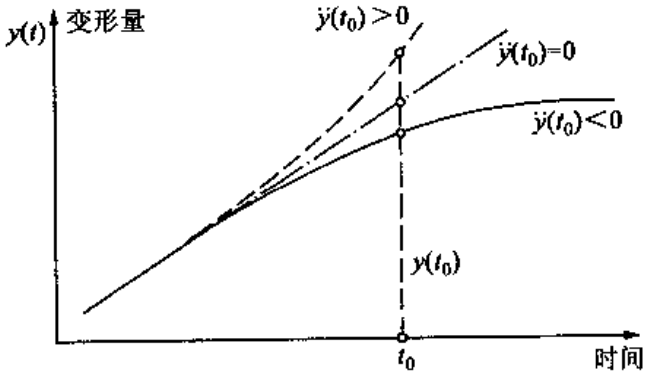


图 6-2　变形的运动模型特征

五、变形体的几何模型及监测点布设

变形监测是通过对变形体进行空间上的离散化和数据获取在时间上的离散化实施的。前者是用一定数量的有代表性的位于变形体上的目标点（或称为观测点）来代表变形体的几何模型，变形监测就是确定目标点之间的相对运动以及相对于变形体周围的绝对运动（参见图6-3）。

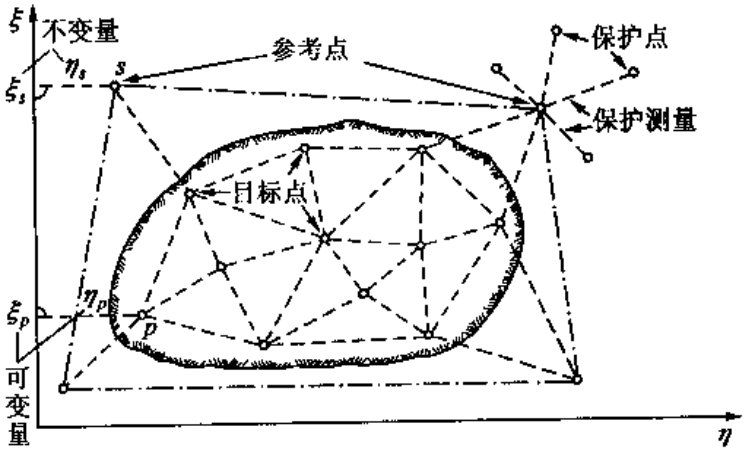


图6-3　变形体的几何模型

目标点通过距离、角度、高差等（称为连接元素）几何量相互连接，目标点之间的相对运动通过对连接元素进行周期性或连续测量（称相对定位）而得到，它是计算变形体自身形变的基础。

变形体的绝对运动是通过对位于变形体之外的参考点（或称基准点）与目标点之间连接元素进行周期性或连续性的测量（称绝对定位）而获取的。

目标点和参考点统称为监测点。为了方便，常常在变形体上或附近布设工作基点。由参考点和工作基点所构成的网称为参考网，由目标点所构成的网称为相对网，参考网和相对网定义在一个确定的局部坐标系，可以是一维、二维或三维的。通过对参考网的周期观测（称检控测量），参考点的稳定性可以用假设检验确定。凡是认为是稳定的点，其坐标是不变量；周期或连续观测所得到的目标点和动点的坐标变化则反映了变形体的变形。

若只对目标点的相对变形感兴趣，则可以不设参考点，这时存在秩亏问题，坐标系的定义也需另定。

监测点的布设对于所有的变形监测都有共性，但具体的要求又不尽相同，一般要与相邻学科（如地球物理、岩土力学、建筑工程、机械制造等）人员共同研究决定。参考点的布设主要应考虑稳定，不受干扰，埋标要求高，且要考虑测量技术。在参考点周围一般还要设保护点，当参考点受破坏时可用保护点来恢复，平时可用于参考点的检核。参考点一般要钻孔深埋，要求与基岩固结在一起。平面网点常设观测墩和强制对中装置；水准基准点有时还设在平峒内，或采用深埋双金属标等。目标点的布设应具有一定的密度，具有代表性。不仅仅布设在变形体的表面，而且还布设在内部的不同部位，呈立体式分布。应与变形体固连在一起，能反映所代表部位的变形，且稳定；能长期保存，与变形体共存亡；便于观测，对外界的其他干扰影响不敏感。目标点的埋设方式很多，可参见有关规程规范，如《工程测量规

范》、《建筑变形测量规程》等，在此不一一介绍。

第二节　变形监测方案和方法设计

变形监测方案设计包括：测量方法的选择、监测网布设、测量精度和观测周期的确定等。

前一节中的一般动态变形模型是变形监测方案设计的基础。根据变形影响因子（如力、荷载等）的预估值大小、时间特性及其对变形体发生作用的知识性推断，可得到一个概略模型，由该模型计算出变形的预计值及其时间特性。以此为基础，可确定出测量精度、观测周期数、一周期允许的时间长短以及周期间的时间间隔。下面仍按典型情况予以说明。

一、典型变形分析

（一）非周期变形

测量精度应满足（参见图 6-4）：

$$\sigma_y \leqslant \frac{1}{50}\Delta y = \frac{1}{50}(y_E - y_0) \tag{6-12}$$

或

$$\sigma_y \leqslant \frac{1}{5}\delta_y \tag{6-13}$$

式中，Δy 为预计的最大变形量；δ_y 表示两周期之间能以一定概率（如 $p=95\%$）区分的最小变形量，也是测量方法分辨率需求值的一个量度。

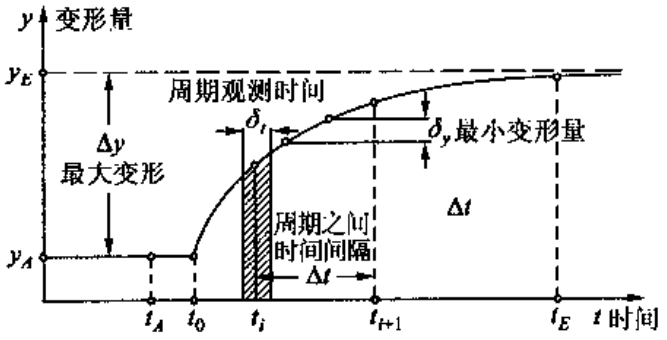


图 6-4　非周期变形的获取

对于最简单的情况，即变形体在突变荷载下（图 6-1 中（a））发生变形，在初始状态即 t_A 时刻施加荷载，随即就进行初始观测（t_0 时刻）得变形值为 y_A，末期观测必须在变形趋于平缓的时刻进行，一般要求：

$$t_E > t_0 + 3T \tag{6-14}$$

T 为与变形体有关的时间常数，可以根据试验和经验数据确定。

为了获取变形随时间的变化情况，在 t_0 和 t_E 之间要进行多周期观测。设第 t_{i+1} 与 t_i 周期之间的时间间隔为 Δt，则 Δt 与观测时刻的变形速率 $\dot{y}$ 和测量方法分辨率量度 δy 有关，有

$$\Delta t \geqslant \frac{\delta y}{|\dot{y}|} \tag{6-15}$$

换句话说，两周期之间所发生的变形（$\Delta t \cdot |\dot{y}|$）应不小于 δy。由 δy 与 σy 的关系式，可令

$$\Delta t = 5 \cdot \frac{\sigma y}{|\dot{y}|} \tag{6-16}$$

为两观测周期时间间隔的设计值。在初期，$\dot{y}$ 较大且不精确，Δt 则较小；到后期，$\dot{y}$ 值越来越精确，且也愈来愈小，Δt 愈来愈大。

设观测周期内的最大变形速度为 $\dot{y}_{max}$，则要求观测周期所花时间 δt 满足：

$$\delta t \leqslant \frac{\sigma y}{|\dot{y}_{max}|} \tag{6-17}$$

显然有：

$$\delta t \leqslant \frac{\Delta t}{5} \tag{6-18}$$

δt 的大小对于选择测量方法是很有意义的。

（二）周期变形

在周期变化的荷载作用下，变形近似呈正弦函数变化，这种假设对制定测量方案是足够的。这时，测量精度仍应满足（6-12）式，其中的 Δy 称为振荡间距（见图 6-5），即

$$\Delta y = y_{max} - y_{min} \tag{6-19}$$

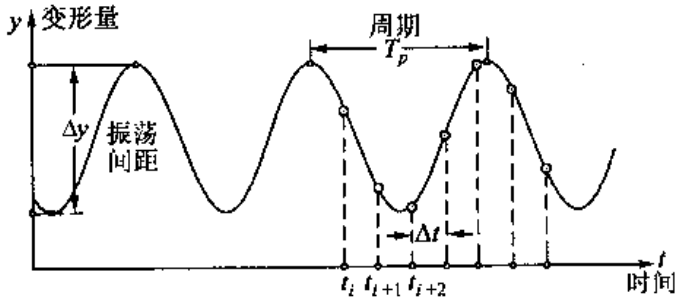


图 6-5　周期变形的监测

观测周期间的时间间隔按等间隔设计，与周期时间 T_p 有关，有

$$\Delta t = \frac{T_p}{m} \qquad 2 \leqslant m \leqslant 20 \tag{6-20}$$

m 的取值应考虑在 Δt 内所推估出的变形值应不小于测量方法的分辨率 δy，即满足（6-15）式。当取 $m=2$，表示只对两个极值有兴趣且准确地知道所发生的时间，如在大坝的最高水位和最低水位时观测。$m=20$ 时由上式和（6-18）式不难得出一次测量的时间 δt 应满足：

$$\delta t \leqslant \frac{T_p}{100} \tag{6-21}$$

对于周期变形来说，我们假设（6-16）式中的平均变形速率 $\dot{y}$ 由 Δy 和 T_p 导出。

（三）运动变形模型

若不能采用一般动态变形模型来描述变形体的变形，或只是为了证实有无变形发生，这时可采用运动变形模型。测量精度根据要求监测的最小变形量 δy 来确定，即要求满足(6-13)式，而 δy 需要根据具体情况与相邻学科如工程地质共同确定。两观测周期之间的时间间隔 Δt 亦应满足（6-15）式，由于在监测初期 $\dot{y}$ 难以精确得到，故 Δt 也不会很精确，在监测过程中要随时估计 $\dot{y}$ 和 Δt，将其作为变量看待。每一次的观测时间 δt 由（6-18）式

估算。

二、变形监测方案制定的准则

变形体由离散化的目标点来代表，目标点与参考点连接，构成变形体的几何模型，参考点和目标点定义在一个统一的坐标系中，根据目标点坐标随时间的变化可导出变形体的变形。用测量技术获取变形及其时间变化特性所应遵循的准则包括：

(1) 描述或确定变形状态所需要的测量精度 σ_y。对于监测网而言，则为：确定目标点坐标 ξ、η 或坐标差 Δ_ξ、Δ_η 所允许的精度σ_ξ、σ_η 或$\sigma_{\Delta\xi}$、$\sigma_{\Delta\eta}$。

(2) 所要施测的次数（观测周期数）和两周期之间的时间间隔 Δt。

(3) 一个观测周期所允许的观测时间 δt。

对于不同的监测对象，按一般动态变形模型所预估的 Δy 和确定的最小变形量 δy 各异；同一变形体不同位置不同方向上的变形亦不相同，因此，各目标点所允许的坐标或坐标差的精度也不相同，一般目标点的平面位置精度还常采用置信椭圆描述。由于同一变形体上各目标点处的变形速率 $\dot{y}$ 不相同，观测周期间隔 Δt 和每一周期的观测时间δt 将不同，在测量方案设计中都应加以考虑。例如通过在两周期之间进行一次加密观测或放弃一个周期的方法缩短或延长 Δt。对于 δt 的确定，同一周期中不同目标点上的观测时间若不相同，一种方法是根据最短的 δt 选择最快的测量方法，另一种是根据不同的 δt 选择不同的测量方法，在方案设计时要权衡考虑。

三、测量方法选择所应考虑的问题

测量方法选择须满足前面所提出的要求，对于具体问题要具体分析，不能一成不变地生搬硬套。以下几个方面需要加以考虑。

(一) 测量精度的确定

对于监测网而言，各目标点坐标或坐标差的要求精度（可以用准则矩阵来描述，参见本节的监测网布设）知道以后，往往不能直接测量坐标值，且参考点和目标点所描述的变形体的几何模型中也不会连接元素信息，因此，要将坐标精度转化为观侧值的精度。首先进行网的观测方案设计，模拟网的观侧值及观测精度等信息，用控制网模拟优化设计方法，进行反复的大量的人机交互式计算。看在哪种情况下所计算得到的坐标精度符合要求，从而确定观测元素（如方向、距离、高差、GPS 基线边长等）的测量精度。模拟计算时要根据仪器的标称精度、测量精度的经验值选取，且要考虑外界的影响，要留有余地，测量精度应有一定富余。直到按设计的测量方案和精度计算出各目标点坐标的精度完全满足要求为止。一般来说，如果变形观测是为了确保建筑物的安全，则测量精度应小于允许变形值的 1/10～1/20；如果是为了研究变形的过程，则观测精度还应更高。普遍的观点是：应采用所能获得的最好的测量仪器和技术，达到其最高精度，变形测量的精度愈高愈好。表 6-1 给出了变形测量的等级及精度要求。

对于大坝变形观测，混凝土坝的水平位移和沉陷观测精度为 1～2mm，土坝为 3～5mm；滑坡变形的观测精度为几毫米至 50mm。不同类型的工程建筑物，其变形观测的精度要求差别较大，同一建筑物，不同部位不同时间对观测精度的要求也不相同。

表 6-1　建筑物变形测量等级及精度

变形测量等级	沉降观测	位移观测	适用范围
	观测点测站高差中误差（mm）	观测点坐标中误差（mm）	
特级	≤0.05	≤0.3	特高精度要求的特种精密工程和重要科研项目变形观测
一级	≤0.15	≤1.0	高精度要求的大型建筑物和科研项目变形观测
二级	≤0.50	≤3.0	中等精度要求的建筑物和科研项目变形观测；重要建筑物主体倾斜观测、场地滑坡观测
三级	≤1.50	≤10.0	低精度要求的建筑物变形观测；一般建筑物主体倾斜观测、场地滑坡观测

注：(1) 观测点测站高差中误差，系指几何水准测量测站高差中误差或静力水准测量相邻观测点相对高差中误差。

(2) 观测点坐标中误差，系指观测点相对于测站点（如工作基点等）的坐标中误差、坐标差中误差以及等价的观测点相对于基准线的偏差值中误差、建筑物（或构件）相对于底部定点的水平位移分量中误差。

(二) 观测周期和一周期内的观测时间的确定

1. 观测周期的确定

观测周期数取决于变形的大小、速度及观测的目的。在工程建筑物建成初期，变形速度较快，观测周期应多一些，随着建筑物趋向稳定，可以减少观测次数，但仍应坚持长期观测，以便能发现异常变化。对于周期性的变形，在一个变形周期内至少应观测两次。图 6-6 为大坝的呈年周期变化的水平位移，对于大坝安全监测特别重要的是：是否存在向下游方向的水平位移的趋势性变化，参数 a 是否显著。如果观测周期的时刻选择不当，将导致错误的结论。图 6-7 给出了四种不同的一维变形过程，如果都用三个离散的时刻来获取，则会出现完全不同的结果，有的正确，有的比较正确，有的则完全错了。

大坝变形观测的周期确定可参见表 6-2。

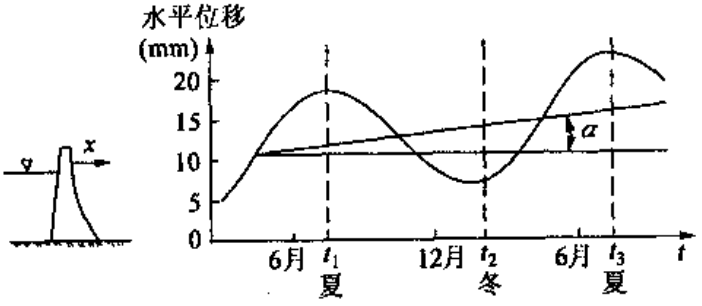


图 6-6　大坝水平位移模型与观测时刻选择

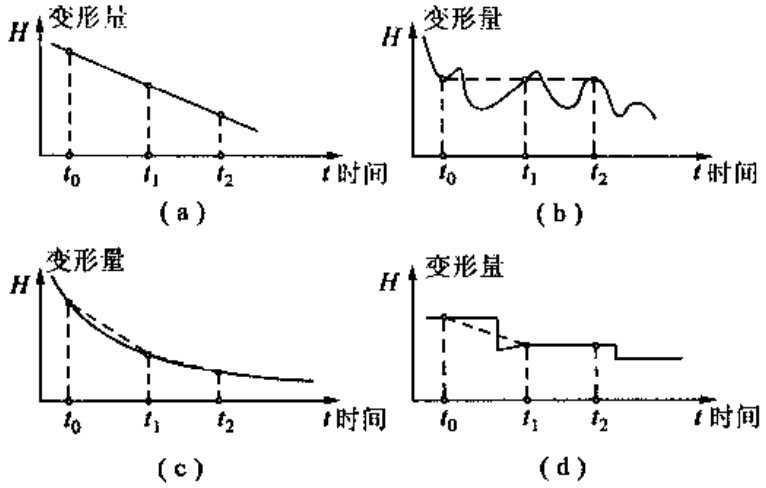


图 6-7　不同变形模型和观测时刻选择问题

表 6-2　大坝变形观测周期选择表

变形种类	水库蓄水前	水库蓄水	水库蓄水后 2～3 年	正常运营
混凝土坝：				
沉　陷	1 个月	1 个月	3～6 月	半年
相对水平位移	半个月	1 周	半个月	1 个月
绝对水平位移	0.5～1 个月	1 季度	1 季度	6～12 个月
土石坝：				
沉陷、水平位移	1 季度	1 个月	1 季度	半年

2．一个周期内观测时间的确定

一个周期所有的测量工作须在所允许的时间间隔 δt 内完成，否则观测周期内的变形将歪曲目标点的坐标值。对于长周期（如年周期）变形，δt 可达几天甚至数周，故可选用各种大地测量仪器和技术。对于短周期变形，δt 仅为数分甚至数秒，对于日周期，δt 为 10 多分钟。这时用大地测量仪器和方法将无能为力，需要考虑采用摄影测量方法或自动化测量方法。

（三）监测费用

监测方案设计和测量方法的选择必须要有经济的观点，总费用可分成以下几方面。

（1）建立监测系统的一次性花费。

监测网和持续性自动化测量装置所需费用。包括踏勘、埋设永久性标石、标志、观测墩的费用，仪器设备的购置费、安装费，数据处理软硬件费等。

（2）每一个观测周期的花费。包括人员费、仪器使用费、观测费、数据处理费、临时标志费以及交通费等。

（3）维护和管理费。主要包括标石标志的维护费、仪器设备折旧费以及管理人员费用等。

当变形监测所要求的观测周期较少时，可将上述一、三项放到每周期进行预算，这种情况采用常规大地测量方法较好；对于观测周期很多且要求周期中测量持续时间短的情况，应

考虑研制特殊的测量方法和仪器，特别是要建立测量和数据处理全自动化的监测系统。

（四）其他考虑和选择

除前面几方面外，还需考虑以下情形：

（1）在监测时，变形体不能被触及，更不准人在上面行走，否则将影响其变形形态。这种情况下，许多测量方法都不能采用。

（2）只有在一定的时候才能到达变形体，而在大多数时间在变形体上工作都有特别的危险性，这时，许多测量方法也不能采用。

（3）当变形量达到一定的值时，对变形体（被监测的工程建筑物或技术设备）本身或环境将造成巨大危害，但这种危害可通过事先报警而避免或减小时，宜采用自动化的持续监测系统，用计算机进行实时监控检核，需要时报警。

（4）在进行荷载作用变形试验时，荷载与变形的关系以及临界值的确定都需要快速地实时数据处理，具备全自动化或半自动化数据采集与处理功能的监测系统则比较合适。

（5）有的变形监测实施时有极高的技术要求，可能造成其他工作的停顿。停产将造成经济损失，在选择测量方法时这一点可能起决定性的作用。

（6）有的变形监测任务仅在于将变形体的原始状态保存下来，一旦该监测对象发生了变化，则通过测量来比较和证明所发生变化的情况，这时宜采用摄影测量方法，其优点是初始测量的费用少，在需要时可对丰富的摄影信息进行详细处理乃至空间分析。

四、变形监测网的布设

变形监测网由参考点和目标点组成。一个网可以由任意多个网点组成，但至少应由一个参考点和一个目标点（确定绝对变形）或两个目标点（确定相对变形）组成。变形体的变形由目标点的运动来描述。变形监测网分一维网、二维网和三维网。它可以布设成各式各样的形状，主要取决于变形监测的目的和变形体的形状，此外还与地形和环境条件有关。采用地面测量技术可布设成由三角形构成的边角网或三边网、导线或导线网；用空间测量技术建立GPS监测网以及GPS网点与地面测量网点构成混合网已经得到广泛应用。图6-8是一个抽水蓄能水库环形大坝变形监测网的示意图。图中参考点周围的保护点起检查作用，根据它们与参考点的相邻关系检查参考点是否存在局部变动。参考点上的定向点应为足够远处的固定目标，其坐标无需精确知道，起改善网的定向之作用。变形体（大坝）上设工作基点，主要便于对其他目标点的观测，在数据处理分析中仍作为目标点看待。对一条堤坝进行监测，可布置成一条平行于堤坝的导线作为参考网，通过观测左、右角和重复测量提高其可靠性。目标点设在堤上，其位置由多个参考点进行前方交会得到。对于一个高塔的变形监测甚至可通过一个参考点进行。

监测网的坐标系和基准的选取遵循以下实际准则：变形体的范围较大且形状不规则时，可选择已有的大地坐标系统。其好处是已知系统的归化和投影改正公式，另一方面监测网也可得到检查。将监测网与已有的大地网连测或将大地控制网点直接作为参考点的方法可实现坐标系及基准的确定。因为一维网、二维网和三维网的秩亏数分别是1、3和6（测边时），故在理论上一维网只需一个已知点，二、三维网只需要两个已知点。由于变形监测网的精度有时还高于国家大地控制网的精度，与大地网点连接时，为了不产生尺度上的张紧，应采用无强制的连接方法，即只固定一个点的坐标，二、三维网再固定一个定向方向。

对于那些具有明显结构性特征的变形体，最好采用基于监测体的坐标系统，该坐标系的

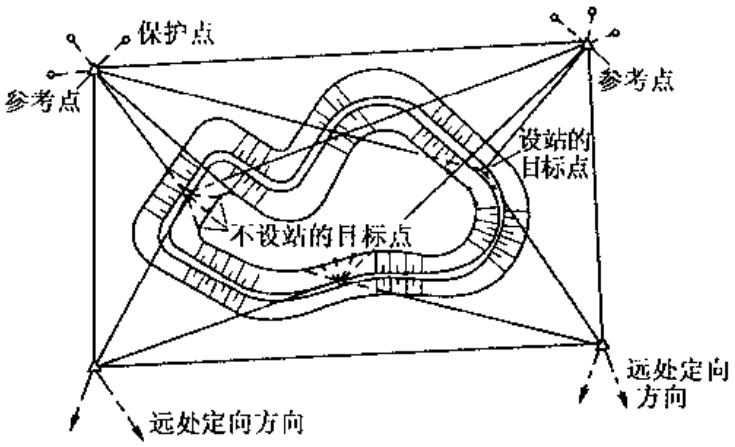


图 6-8　某抽水蓄能水库的监测网

坐标轴与监测体的主轴线重合、平行或垂直，这时目标点的变形刚好在某一坐标方向上。因为变形是通过目标点的坐标变化来反映的，采用什么样的坐标系和固定基准都不重要，关键是一旦选定了固定基准，该基准在整个变形监测时期都应保持不变。换句话说，那些稳定的参考点的坐标在整个期间的坐标应保持不变。

当仅对目标点的相对运动感兴趣时，可不设参考点，这时可采用自由基准，变形体的变形不是通过目标点的坐标变化而是用可估计的基准不变量导出的。

根据网的布设，坐标系和基准的确定，各目标点在变形体上的位置以及精度要求，网的精度得以确定。在设计时可用准则矩阵表示网的精度，它是一个人为组成的网点坐标未知数的协方差阵 $\boldsymbol{C}_{xx}$，一般当做对角矩阵，它与基准有关。在确定测量精度时，就是根据设计网形、观测方案及观测值精度，用人机交互式的模拟优化设计方法计算在同一基准下的坐标未知数的协方差阵 $\boldsymbol{\Sigma}_{xx}$，通过对 $\boldsymbol{C}_{xx}$ 和 $\boldsymbol{\Sigma}_{xx}$ 进行比较，来确定测量精度。优化设计包括增减观测值，修改测量方案，改变观测值精度等措施。例如采用网形“由密到疏”、“由肥到瘦”，观测精度“由高到低”等策略进行优化。此外，还应计算网的内部、外部可靠性以及网的灵敏度。内部可靠性是网发现观测值粗差的能力，外部可靠性是抵御粗差的能力，网的灵敏度是发现某一给定变形的能力，它们都对应于一定的概率。同时顾及精度、可靠性、灵敏度以及费用进行监测网的优化设计是监测网布设的重要内容，国内外许多学者进行了大量研究，可参见所列的有关参考文献。

最后值得讨论的是，因为监测网都要做多期重复观测，所以要求每一期的观测方案、观测方法（如所使用的仪器乃至观测员）和精度保持不变，这样可以消除周期中所存在的相同的系统误差。但变形监测的时间很长，而测量技术发展也很快，中途改变测量方法和观测方案的事随时有可能发生，这时应在一个观测周期同时使用新旧方法，以确定两个方法间的系统性差别。

五、变形监测方法

（一）常规的大地测量方法

指用常规的经典或现代的大地测量仪器测量方向、角度、边长和高差等量所采用方法的总称，除用于变形监测外，还用于国家大地测量、不动产测量以及各种工程测量。上述测量

仪器主要包括光学经纬仪、光学水准仪、电磁波测距仪、电子经纬仪、电子水准仪、电子全站仪以及GPS接收机等。这里，我们把GPS定位也纳入常规的大地测量方法，是因为它与电子全站仪一样，已广泛使用。带马达的电子全站仪已发展成为智能型测地机器人，可用于变形监测的许多领域。在此不对常规大地测量方法进行叙述，详情参见第二章。常规大地测量方法中的误差理论值得特别注意，其中仪器和目标的对中误差最好用强制对中装置予以削弱；电磁波测距仪的检定，三维网以及GPS网观测中仪器高、目标高的精密量取，光学和电子经纬仪竖轴误差及其改正等是值得特别注意的问题。

（二）摄影测量方法

与其他方法相比有其显著特点，可在某些监测任务中应用。

（1）不需要接触被监测的变形体。

（2）外业工作量小，观测时间短，可获取快速变形过程，可同时确定变形体上任意点的变形。

（3）摄影影像的信息量大，利用率高，利用种类多，可以对变形前后的信息做各种后处理，通过底片可观测到变形体任一时刻的状态。

（4）摄影的仪器费用较高，数据处理对软硬件的要求也比较高。

摄影测量方法的精度主要取决于像点坐标的量测精度和摄影测量的几何强度。前者与摄影机和量测仪的质量、摄影材料质量有关，后者与摄影站和变形体之间的关系以及变形体上控制点的数量和分布有关。在数据处理中采用严密的光束法平差，将外方位元素、控制点的坐标以及摄影测量中的系统误差如底片形变、镜头畸变作为观测值或估计参数一起进行平差，亦可以进一步提高变形体上被测目标点的精度。目前摄影测量的硬件和软件的发展很快，像片坐标精度可达2～4μm，目标点精度可达摄影距离的十万分之一[6]。近年来发展起来的数字摄影测量和实时摄影测量为该技术在变形监测中的应用开拓了更好的前景。

（三）特殊的大地测量方法

作为对常规大地测量方法的补充或部分的代替，这些特殊测量方法特别适合于变形监测。这些方法的特点是：或者操作特别方便简单，或者精度特别高，许多时候是精确地获取一个被测量的变化，而被测量本身的精度不要求很高。下面仅就众多方法中择几种典型方法予以说明。更详细的论述请参见本书第二章第三节。

1．短距离和距离变化测量方法

对于小于50m的距离，由于电磁波测距仪的固定误差所限不宜采用，根据实际条件可采用机械法。如GERICK[45]研制的金属丝测长仪，是将很细的金属丝在固定拉力下绕在钢瓦测鼓上，其优点是受温度影响小，在上述测程下可达到优于1mm的精度。

两点间在i和$i+1$周期之间的距离变化Δl可表示为（参见图6-9）：

$$\Delta l = l_{i+1} - l_i = l_{i+1} - l_i \tag{6-22}$$

如果传递元素（钢瓦线、石英棒等）的长度a、b保持不变，则只需测微小量l_i和l_{i+1}即可，这样不仅花费小，而且精度很高。瑞士苏黎士高等工业学校道路研究所研制的伸缩测微钢瓦线尺由伸缩测量和拉力测量两部分组成，其测微分辨率为0.01mm，Δl的精度可达0.02mm。应注意的是，上述仪器对风的影响都很敏感。

对于建筑预留缝和岩石裂缝这种更小距离的测量，一般通过预埋内部测微计和外部测微计进行。测微计通常由金属丝或钢瓦丝与测表构成，其精度可优于0.01mm。

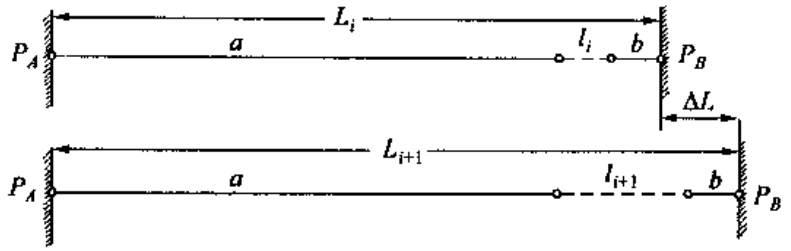


图 6-9　伸缩测微仪原理

2．偏离水平基准线的微距离测量——准直法

水平基准线通常平行于被监测物体，如大坝、机器设备的轴线。偏离水平基准线的垂直距离称偏距（或垂距），测量偏距的过程称准直测量。基准线可用光学法、光电法和机械法产生。

光学法是用一般的光学经纬仪或电子经纬仪的视准线构成基准线，也常用测微准直望远镜的视准线构成基准线。若在望远镜目镜端加一个激光发生器，则基准线是一条可见的激光束。光学法可采用测小角法、活动觇牌法和测微准直望远镜法测量偏距。

光电法是通过光电转换原理测量偏距，最典型的是三点法波带板激光准直。激光器点光源中心、光电探测器中心和波带板中心三点在一条直线上，根据光电探测器上的读数可计算出波带板中心偏离基准线的偏距（参见图 2-22）。

机械法是在已知基准点上吊挂钢丝或尼龙丝（亦称引张线）构成基准线，用测尺游标、投影仪或传感器测量中间的目标点相对于基准线的偏距。机械法准直原理也可用于直伸三角形测高，对于拱坝或环形粒子加速器，常布设如图 6-10 所示的直伸重叠三角形网，每个直伸三角形长边上的高可视为偏距，精密地测量各偏距值，可大大提高导线点的精度。

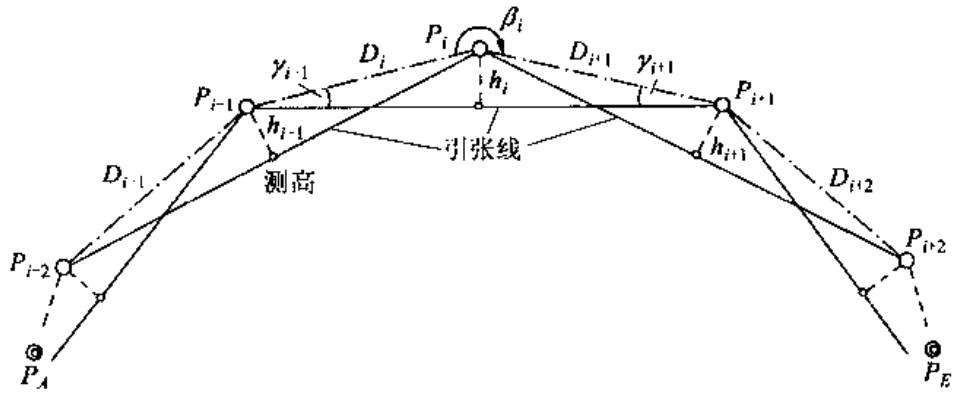


图 6-10　环形直伸三角形网

3．偏离垂直基准线的微距离测量——铅直法

以过基准点的铅垂线为垂直基准线，与水平基准线一样，可以用光学法、光电法或机械法产生。例如，两台经纬仪过同一基准点的两个垂直平面的交线即为铅垂线。用精密光学垂准仪可产生过底部基准点（底向垂准仪）或顶部基准点（顶向垂准仪）的铅垂线。与此相对的机械法仪器是倒锤和正锤。光学法仪器中加上激光目镜，则可产生可见铅垂线。光学法中铅垂线的误差可通过仪器严格置平、盘左盘右观测或 4 个位置投点等方法予以削弱。机械法

主要是克服风和摆动的影响。沿铅垂基准线的目标点相对于铅垂线的水平距离（亦称偏距）可通过垂线坐标仪、测尺或传感器得到。

准直和铅直中的基准点或工作基点必须与变形监测网连测。

4．液体静力水准测量法

该方法基于贝努利方程，即对于连通管中处于静止状态的液体压力满足 $P + \rho gh =$ 常数。按该原理制成的液体静力水准测量仪或系统可以测两点或多点之间的高差，其中的一个观测头可安置在基准点上，其他观测头安置在目标点上，进行多期观测，可得各目标点的垂直位移（参见图 2-16，图 2-17）。这种方法特别适合建筑物内部（如大坝）的沉降观测，尤其是用常规的光学水准法观测较困难且高差又不太大的情况。目前，液体静力水准测量系统采用自动读数装置，可实现持续监测，监测点可达上百个。同时也发展了移动式系统，且观测的高差可达数米，因此也用于桥梁的变形监测。

5．挠度曲线测量法——倾斜测量

挠度曲线为相对于水平线或铅垂线（称基准线）的弯曲线，曲线上某点到基准线的距离称为挠度。大坝在水压作用下产生弯曲，塔柱、梁的弯曲以及钻孔的倾斜等，都可以通过倾斜测量方法获得挠度曲线及其随时间的变化。两点之间的倾斜也可用测量高差或水平位移，通过两点间距离进行计算间接获得。用测斜仪（或称倾斜仪、测倾仪）可直接测出倾角，根据两点上所测倾角 α_i、α_{i+1}和两点间的距离 D，可按下式计算挠度曲线的倾角 α 和坐标差（参见图 6-11）：

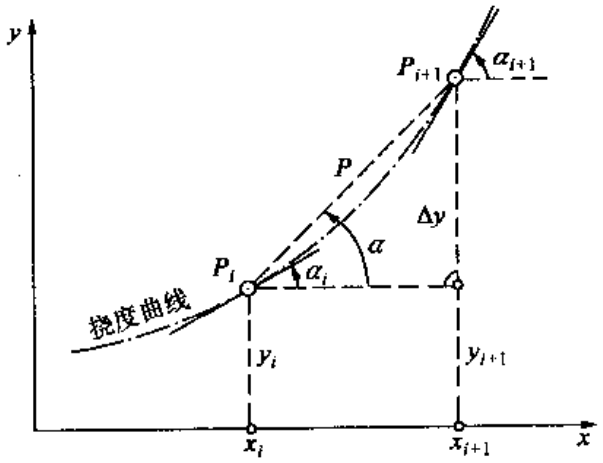


图 6-11　用测斜仪测量挠度曲线

$$\alpha = \frac{1}{2}(\alpha_i + \alpha_{i+1}) \tag{6-23}$$

$$\Delta y = y_{i+1} - y_i = D \cdot \sin\alpha \tag{6-24}$$

挠度曲线的各测点构成“导线”，在端点与周围的监测点连测，通过周期观测，可获取挠度曲线的变化。

测斜仪包括摆式测斜仪、伺服加速度计式测斜仪以及电子水准器等。

六、变形监测的自动化

变形监测的自动化要求基于下述原因：

●变形速度太快；
●需要同一时刻获得许多个测点上的变形；
●变形过程需要大量短时间间隔的观测数据描述；
●监测环境恶劣，噪声、高压、高热、高磁场或人无法到达；
●不影响生产和运行管理。

目前测量技术的发展使变形监测自动化成为可能并得到广泛应用。基于信号转换的传感技术，可以把变形监测中需要确定的距离、角度、高差、倾角等几何量及其微小变化转化为电信号，按转换原理可分电感式、电容式、光电式、电阻式、压电式和压抗式等信号转换。由上述原理所制造的各种传感器有电感式传感器中的差动变压器、直线式感应同步器、电容式传感器、光栅式传感器、硅光电池、电荷耦合器（CCD，又称固态图像传感器）、数模转换器等。将这些用于变形监测以及精密测量的传感器安装在伸缩仪、应变仪、准直仪、铅直仪、测斜仪以及静力水准测量系统中，通过数据获取、信号处理、数据转换与通讯，可将成百上千个测点上的监测数据传送到数据终端或数据处理中心，实现变形的持续监测、数据的自动记录、传输与处理。

变形监测方法设计中必须对各种测量方法的原理、使用范围以及变形监测的要求、所能提供的经费等进行综合了解，使设计的监测方案既先进可靠，又切实可行。

第三节　变形观测数据处理

变形观测数据可分为两种：一种是监测网的周期观测数据，根据这些数据，计算网点的坐标，进行参考点稳定性检验和周期间的叠合分析，从而得到目标点的位移，进一步确定变形模型，进行模型参数估计和统计检验；另一种是各监测点上的某一种特定的监测数据，如某一方向上的位移值，该点的沉降值、倾斜值以及其他与变形监测有关的量，如气温、体温、水温、水位、渗流、应力、应变等。通过对上述数据的处理，进行变形分析和预报。变形分析又可分为几何分析和物理解释。变形观测数据处理的过程就是进行变形分析和预报的过程。

一、监测网数据处理

变形体的位移由其上离散的目标点相对于参考点的变化来描述，参考点和目标点之间通过边角或高差观测值连接。由参考点组成的网称参考网。对参考网进行周期观测的目的在于检查参考点是否都是稳定的。通过检验，选出真正的稳定点作为监测网的固定基准，从而可确定监测体上目标点的变形，以及其他特征监测点如倒锤点、引张线或坝内导线端点变形的时间空间特性。下面介绍两种参考点稳定性分析的方法。

（一）平均间隙法和最大间隙法

平面网一般布设为边角网，对每一个周期按全自由网内制约法平差，即将每个参考点都当做等权的非固定点，整个网做平移或绕网的重心旋转，都不会改变网的角度和边长观测值。另外，假设各周期的观测方案、使用仪器、观测方法以及观测精度相同（即为不变设计），对于第 i 周期观测值，由高斯-马尔可夫模型：

$$\left.\begin{aligned} \mathrm{E}\{\boldsymbol{L}_i\} &= \boldsymbol{A}_i\boldsymbol{x}_i \\ \boldsymbol{\Sigma}_{LL,i} &= \sigma_0^2\boldsymbol{Q}_{LL,i} = \sigma_0^2\boldsymbol{P}_i^{-1} \end{aligned}\right\} \tag{6-25}$$

可得参考点坐标向量的估值及协因数矩阵，即

$$\hat{\boldsymbol{x}}_i = (\boldsymbol{A}_i^{\mathrm{T}}\boldsymbol{P}_i\boldsymbol{A}_i)^{+}\boldsymbol{A}_i^{\mathrm{T}}\boldsymbol{P}_i\boldsymbol{l}_i \tag{6-26}$$

$$\boldsymbol{Q}_{xx,i} = (\boldsymbol{A}_i^{\mathrm{T}}\boldsymbol{P}_i\boldsymbol{A}_i)^{+} \tag{6-27}$$

其中，$\boldsymbol{Q}_{xx,i}$是法方程矩阵的伪逆。若对两个周期观测值都按上述模型平差，可计算出两个周期坐标向量的差向量（或称位移向量）

$$\boldsymbol{d} = \hat{\boldsymbol{x}}_{i+1} - \hat{\boldsymbol{x}}_i \tag{6-28}$$

及 $\boldsymbol{d}$ 的协因数阵

$$\boldsymbol{Q}_{dd} = \boldsymbol{Q}_{xx,i+1} + \boldsymbol{Q}_{xx,i} = 2\boldsymbol{Q}_{xx,i} \tag{6-29}$$

由 $\boldsymbol{d}$ 及$\boldsymbol{Q}_{dd}$构成的二次型

$$\theta^2 = \frac{\boldsymbol{d}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{Q}_{dd}^{+}\boldsymbol{d}}{h} \tag{6-30}$$

称为平均间隙。h 为$\boldsymbol{Q}_{dd}$的秩，即独立坐标的个数。当所有参考点都很稳定时，则以下假设成立：

$$\left.\begin{array}{l}\text{零假设 } (\mathrm{H_0}):\quad \mathrm{E}(\boldsymbol{X}_{i+1}) = \mathrm{E}(\boldsymbol{X}_i)\\ \text{或}\qquad\qquad\quad \mathrm{E}(\boldsymbol{d}) = \boldsymbol{0}\end{array}\right\} \tag{6-31}$$

否则，备选假设 $\mathrm{H_A}$ 成立，即

$$\mathrm{E}(\boldsymbol{X}_{i+1}) \neq \mathrm{E}(\boldsymbol{X}_i), \text{或 } \mathrm{E}(\boldsymbol{d}) \neq \boldsymbol{0} \tag{6-32}$$

在零假设成立的情况下，差向量纯粹由测量误差引起，平均间隙 θ^2 可以视为单位权方差 σ^2 的无偏估值。由两个周期观测的平差也可得单位权方差的验后估值 S_0^2，于是可构成统计量

$$T = \frac{\theta^2}{S_0^2} \sim F_{h,f} \tag{6-33}$$

当 $T \leqslant F_{h,f,1-\alpha}$成立时，说明不存在显著性变形的参考点，参考点所构成的网是叠合的。式中 f 是计算 S_0^2 时的自由度（多余观测数），α 为显著水平（亦称错误概率），一般取 0.05。$T_{h,f,1-\alpha}$为 F 分布的分位值。上述检验称为整体检验或参考网的叠合分析。当 $T > F_{h,f,1-\alpha}$ 时，说明整体检验未通过，两个周期间存在显著性变形的参考点，需进一步做变形点的局部定位。为此对 $\boldsymbol{d}$ 和$\boldsymbol{Q}_{dd}^{+}$做如下分解：

$$\boldsymbol{d} = \begin{pmatrix}\boldsymbol{d}_M\\ \boldsymbol{d}_F\end{pmatrix}, \quad \boldsymbol{Q}_{dd}^{+} = \begin{pmatrix}\boldsymbol{p}_{MM} & \boldsymbol{p}_{MF}\\ \boldsymbol{p}_{FM} & \boldsymbol{p}_{FF}\end{pmatrix} \tag{6-34}$$

式中，下标 M 表示某一个参考点（如点 j）是动点的坐标差向量，下标 F 表示其他被假设为不动的点的坐标差向量，以及相应的矩阵分解。对 $\boldsymbol{d}_M$ 和 $\boldsymbol{p}_{FF}$做以下变换：

$$\left.\begin{array}{l}\bar{\boldsymbol{d}}_M = \boldsymbol{d}_M - \boldsymbol{p}_{MM}^{-1}\boldsymbol{p}_{MF}\boldsymbol{d}_F\\ \bar{\boldsymbol{p}}_{FF} = \boldsymbol{p}_{FF} - \boldsymbol{p}_{FM}\boldsymbol{p}_{MM}^{-1}\boldsymbol{p}_{MF}\end{array}\right\} \tag{6-35}$$

并构造二次型：

$$\left.\begin{array}{l}\theta_{(j)}^2 = \dfrac{\boldsymbol{d}_F{}^{\mathrm{T}}\bar{\boldsymbol{p}}_{FF}\boldsymbol{d}_F}{h-2}\\ \omega_j = \dfrac{\bar{\boldsymbol{d}}_M{}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{p}_{MM}\bar{\boldsymbol{d}}_M}{2}\end{array}\right\} \tag{6-36}$$

对所有的参考点，均做上述分解并计算 ω_j，其中最大的一个称为最大间隙，它所对应的点为显著性变形点。对剩下的平均间隙 $\theta_{(j)}^2$再重复上述的整体检验，直至整体检验通过。

若经过检验，参考网存在至少两个稳定点，则可将稳定点作为固定基准进行经典的约束平差。如果不存在稳定点，则进行拟稳平差，即把参考网点当做拟稳点，拟稳点的权根据其上的位移向量大小按一定的规则确定，如

$$P_d = \mathrm{diag}\{(|\boldsymbol{d}_j| + c)^{-1}\} \tag{6-37}$$

$\boldsymbol{d}_j$ 表示第 j 点的位移向量，c 是一个小的正数。在确定出固定基准或拟稳基准后，所计算出动点以及目标点的位移向量则是相对于基准的真实位移，利用所求的位移及其精度就可以进行变形体变形模型鉴别和变形参数的估计。

（二）卡尔曼滤波法

由第 $K-1$ 期参考网的坐标未知数向量及其协方差阵，并考虑第 K 期参考网的观测值，求解第 K 期的坐标未知数向量及其协方差阵可采用卡尔曼滤波的递推算法，称为参考网静态点场的更新。在动态更新过程中可通过统计检验确定有显著性变形的参考点。

若将参考网扩大到包括相对网（由变形体上的目标点构成）的变形监测网，将参考点视为稳定点，而将目标点视为动点，也可按卡尔曼滤波法做递推计算和有显著性变形的参考点的统计检验，动点和变形点位移向量计算，称为似静态点场的更新。

1．参考网检验和静态点场更新

卡尔曼滤波的递推公式为：

$$\left.\begin{aligned}
&\boldsymbol{X}_K = \boldsymbol{T}\hat{\boldsymbol{X}}_{K-1} + \boldsymbol{\xi}_K = \boldsymbol{I}\hat{\boldsymbol{X}}_{K-1} + \boldsymbol{0}\\
&\boldsymbol{\Sigma}_{XX,K} = \sigma_0^2\,\boldsymbol{Q}_{XX,K} = \boldsymbol{\Sigma}_{\hat{X}\hat{X},K-1} + \boldsymbol{\Sigma}_{\xi\xi,K}\\
&\boldsymbol{I}_K = \boldsymbol{L}_K - \bar{\boldsymbol{L}}_K = \boldsymbol{L}_K - \boldsymbol{A}_K\boldsymbol{X}_K\\
&\boldsymbol{\Sigma}_{LL,K} = \sigma_0^2\,\boldsymbol{Q}_{LL,K}\\
&\boldsymbol{X}_K = \boldsymbol{X}_K + \boldsymbol{x}_K = \boldsymbol{X}_K + \boldsymbol{K}\boldsymbol{I}_K\\
&\boldsymbol{\Sigma}_{\hat{X}\hat{X},K} = \sigma_0^2\,\boldsymbol{Q}_{\hat{X}\hat{X},K} = \sigma_0^2(\boldsymbol{Q}_{XX,K} - \boldsymbol{K}\boldsymbol{D}\boldsymbol{K}^{\mathrm{T}})\\
&\boldsymbol{K} = \boldsymbol{Q}_{XX,K}\boldsymbol{A}_K^{\mathrm{T}}\boldsymbol{D}^{-1}\\
&\boldsymbol{D} = \boldsymbol{Q}_{LL,K} + \boldsymbol{A}_K\boldsymbol{Q}_{XX,K}\boldsymbol{A}_K^{\mathrm{T}}
\end{aligned}\right\} \tag{6-38}$$

式中，$\hat{\boldsymbol{X}}_{K-1}$、$\boldsymbol{\Sigma}_{\hat{X}\hat{X},K-1}$表示第 $K-1$ 周期参考网点的坐标向量及其协方差阵，是已估计值，由递推公式要估计出第 K 期的$\hat{\boldsymbol{X}}_K$ 和$\boldsymbol{\Sigma}_{\hat{X}\hat{X},K}$；$\boldsymbol{T}$ 为传递矩阵或状态转移矩阵，在此取为单位矩阵；$\boldsymbol{Q}_{XX,K}$和$\boldsymbol{\Sigma}_{XX,K}$为第$K$ 期坐标向量预报值 $\boldsymbol{X}_K$ 的协因数阵及协方差阵；$\boldsymbol{L}_K$ 是第K 期的观测值向量，其协方差阵为 $\boldsymbol{\Sigma}_{LL,K}$；$\bar{\boldsymbol{L}}_K$ 称为$\boldsymbol{L}_K$ 的预报值，$\boldsymbol{A}_K$ 为观测方程线性化后的系数矩阵；$\boldsymbol{I}_K$ 称为预报残差或新息向量，其协因数阵为 $\boldsymbol{D}$；$\boldsymbol{K}$ 称为增益矩阵；$\boldsymbol{x}_K$ 表示加进 $\boldsymbol{L}_K$ 后，预报值 $\boldsymbol{X}_K$ 的变动量。

在此需要特别说明的是系统噪声向量 $\boldsymbol{\xi}_K$ 及其协方差阵 $\boldsymbol{\Sigma}_{\xi\xi,K}$。$\boldsymbol{\xi}_K$ 是未知的随机量，由于地下水位变动、环境温度变化、阳光照射、埋标不稳固以及对中不好等原因，在静态点场中也应加以考虑。它的量级即扰动的可能取值范围一般可以用协方差矩阵对角元素的估值表示，即 $\boldsymbol{\Sigma}_{\xi\xi,K}$用对角阵描述。对角元素值为各参考点（$p$ 个）的 X、Y、Z 坐标的方差，即

$$\mathrm{Diag}(\boldsymbol{\Sigma}_{\xi\xi,K}) = (\sigma_{X_1}^2\sigma_{Y_1}^2\sigma_{Z_1}^2\cdots\sigma_{X_p}^2\sigma_{Y_p}^2\sigma_{Z_p}^2) \tag{6-39}$$

如深埋点且带强制对中装置的观测墩，σ_X、σ_Y、σ_Z 的取值约为 0.2mm，而采用光学对中的一般测量标石，取 $\sigma_X=\sigma_Y=\sigma_Z=1\mathrm{mm}$。这仅是考虑埋标、对中装置和对中方法几项影响的经验值。在缺少关于系统噪声信息时，通常假设 $\boldsymbol{\xi}_K=\boldsymbol{0}$，卡尔曼滤波公式中的第 1、第 2 式

表示：从第 $K-1$ 周期到第 K 周期，坐标向量 $\hat{\boldsymbol{X}}_{K-1}$ 仍假设保持不变，但其取值范围因加进系统噪声影响增大了（方差扩大）。

两周期间的一致性整体检验是对预报残差 $\boldsymbol{I}_K$ 的零假设和备选假设：

$$\left.\begin{aligned} &H_0: \quad E(\boldsymbol{I}_K) = 0 \\ &H_A: \quad E(\boldsymbol{I}_K) = \tilde{\boldsymbol{I}}_K \neq 0 \end{aligned}\right\} \tag{6-40}$$

检验统计量为：

$$T = \frac{\boldsymbol{I}_K^{\mathrm{T}} \boldsymbol{D}^{-1} \boldsymbol{I}_K}{\sigma_0^2} \sim \chi^2_{n_k} \tag{6-41}$$

n_k 为第 K 周期的观测值个数，当

$$\left.\begin{aligned} &\boldsymbol{I}_K^{\mathrm{T}} \boldsymbol{D}^{-1} \boldsymbol{I}_K \leqslant \sigma_0^2 \chi^2_{n_k, 1-\alpha}, H_0 \text{ 成立} \\ &\boldsymbol{I}_K^{\mathrm{T}} \boldsymbol{D}^{-1} \boldsymbol{I}_K > \sigma_0^2 \chi^2_{n_k, 1-\alpha}, H_A \text{ 成立} \end{aligned}\right\} \tag{6-42}$$

H_0 成立，表示预报的坐标与当前观测值一致，$\boldsymbol{I}_K$ 可直接用于点场的更新。若拒绝 H_0，则须进一步找原因，或者是 $\boldsymbol{L}_K$ 中含粗差，或者是点位发生显著性变动。观测值粗差可通过数据探测法或粗差定位定值法予以检验和剔除。在确认无观测粗差存在的情况下若仍拒绝 H_0，则应推测有显著性变动点，为此要按式（6-38）中的第 5 式计算由于加入观测值向量 $\boldsymbol{L}_K$ 后所产生的坐标变化量 x_k 及其协因数阵，有：

$$\boldsymbol{x}_K = \boldsymbol{K}\boldsymbol{I}_K = (x_{1,k}, x_{2,k}, \cdots, x_{p,k})^{\mathrm{T}} \tag{6-43}$$

$$\boldsymbol{Q}_{XX,K} = \boldsymbol{K}\boldsymbol{D}\boldsymbol{K}^{\mathrm{T}} = \begin{pmatrix} \boldsymbol{Q}_{11,k} & & & \\ & \boldsymbol{Q}_{22,k} & & \\ & & \ddots & \\ & & & \boldsymbol{Q}_{pp,k} \end{pmatrix} \tag{6-44}$$

若 H_0 假设成立，则统计量为

$$T_i = \frac{\boldsymbol{x}_{i,k}^{\mathrm{T}} \boldsymbol{Q}_{ii,k}^{-1} \boldsymbol{x}_{i,k}}{\sigma_0^2} \sim \chi^2_3, \; i = 1, 2, \cdots, p \tag{6-45}$$

p 为参考网网点数。由于一个点的显著性变动对点场更新计算有影响，故上述的统计量并不严格，故采取以下搜索算法，若

$$\frac{\boldsymbol{x}_{m,k}^{\mathrm{T}} \boldsymbol{Q}_{mm,k}^{-1} \boldsymbol{x}_{m,k}}{\sigma_0^2} = \max\left(\frac{\boldsymbol{x}_{i,k}^{\mathrm{T}} \boldsymbol{Q}_{mm,k}^{-1} \boldsymbol{x}_{i,k}}{\sigma_0^2} \right) \quad i = 1, 2, \cdots, p \tag{6-46}$$

则认为第 m 点发生了显著性变动。

为了确定坐标变化量（位移量），需修改系统噪声向量的协方差阵 $\boldsymbol{\Sigma}_{\delta\delta,K}$，即 m 点的方差 σ_{xm}^2、σ_{ym}^2 要显著地大于其他点的方差。由此引起 $\boldsymbol{\Sigma}_{XX,K}$、$\boldsymbol{D}$ 和 $\boldsymbol{K}$ 发生变化，这样，m 点的变动不再影响两周期间的一致性检验。若由预报残差构成的检验统计量总是拒绝 H_0 假设，则表明仍存在显著性变动点，须再做搜索选代并重复以上步骤，直至 H_0 假设成立。

最后将点场分为动点和不动点，动点的坐标按（6-38）式的第 5 式计算，不动点的坐标在其确定的精度范围内保持不变。用上述卡尔曼滤波递推算法作静态点场更新，不会改变点场的秩亏数。

2．监测网检验和似静态点场更新

监测网可视为由参考网和相对网组成，与静态点场的区别在于：事先将一部分点（目标点）当做动点而将另一部分点（参考点）视为不动点。第 $K-1$ 周期的坐标向量按参考点

（下标为 s）和目标点（下标为 o）分组：

$$\hat{\boldsymbol{X}}_{K-1}=\begin{pmatrix}\hat{\boldsymbol{X}}_{s,k-1}\\ \hat{\boldsymbol{X}}_{o,k-1}\end{pmatrix} \tag{6-47}$$

其协方差阵为：

$$\boldsymbol{\Sigma}_{\hat{X}\hat{X},K-1}=\sigma_0^2\boldsymbol{Q}_{\hat{X}\hat{X},K-1}=\sigma_0^2\begin{pmatrix}\boldsymbol{Q}_{ss,k-1} & \boldsymbol{Q}_{so,k-1}\\ \boldsymbol{Q}_{os,k-1} & \boldsymbol{Q}_{oo,k-1}\end{pmatrix} \tag{6-48}$$

t_k 周期的观测值向量 $\boldsymbol{L}_k$ 及其协方差阵同前。参考点和目标点的系统噪声向量 $\boldsymbol{\xi}_K$ 及其协方差阵 $\boldsymbol{\Sigma}_{\xi\xi,K}$ 与静态点场有区别，参考点的处理完全相同，对于目标点，都看做动点，其坐标的先验方差 $\sigma_{x_i}^2$、$\sigma_{y_i}^2$ 一般要给一个比所预计的位移还要大一点的值。似静态点场更新的算法与静态点场的算法完全相似（见式（6-38））。对于参考点要做稳定性检验，具有显著性变动的点通过给一个大的系统噪声并加到 $\boldsymbol{\Sigma}_{\xi\xi,K}$ 中，使动点从参考点中分离出来。

第 K 期的更新后的坐标向量 $\hat{\boldsymbol{X}}_K$ 及其协方差阵按式（6-38）的第 5、第 6 式计算为：

$$\left.\begin{aligned}\hat{\boldsymbol{X}}_K&=\begin{pmatrix}\hat{\boldsymbol{X}}_{s,k}\\ \hat{\boldsymbol{X}}_{o,k}\end{pmatrix}\\ \boldsymbol{\Sigma}_{\hat{X}\hat{X},K}&=\sigma_0^2\boldsymbol{Q}_{\hat{X}\hat{X},K}=\sigma_0^2\begin{pmatrix}\boldsymbol{Q}_{ss,k} & \boldsymbol{Q}_{so,k}\\ \boldsymbol{Q}_{os,k} & \boldsymbol{Q}_{oo,k}\end{pmatrix}\end{aligned}\right\} \tag{6-49}$$

坐标变化向量 $\boldsymbol{X}_K$ 及其协方差阵的分解式为：

$$\boldsymbol{X}_K=\boldsymbol{K}\boldsymbol{I}_K=\begin{pmatrix}\boldsymbol{x}_{s,k}\\ \boldsymbol{x}_{o,k}\end{pmatrix} \tag{6-50}$$

$$\boldsymbol{\Sigma}_{xx,k}=\sigma_0^2\boldsymbol{Q}_{xx,k}=\sigma_0^2\boldsymbol{K}\boldsymbol{D}\boldsymbol{K}^{\mathrm{T}}=\sigma_0^2\begin{pmatrix}\boldsymbol{Q}_{xs,xs,k} & \boldsymbol{Q}_{xs,xo,k}\\ \boldsymbol{Q}_{xo,xs,k} & \boldsymbol{Q}_{xo,xo,k}\end{pmatrix} \tag{6-51}$$

对于进一步分析变形体的刚体运动或变形体的形变，目标点的坐标变化量 $\boldsymbol{x}_{o,k}$ 及其协因数阵 $\boldsymbol{Q}_{xo,xo,k}$ 是必不可少的，详见后面的分析。

二、变形体的变形分析

（一）目标点的位移向量场

对似静态点场的更新计算采用平均间隙法得到固定（或拟稳）基准，最终可以得到两周期之间目标点的位移值，可制作如图 6-12 所示的位移向量图。该图可直观地反映目标点位移的大小和方向。位移量除包括刚体运动和相对形变外，还有测量误差和点的随机变动。这种图对于变形模型的选择和时间空间特性的模拟有参考价值。

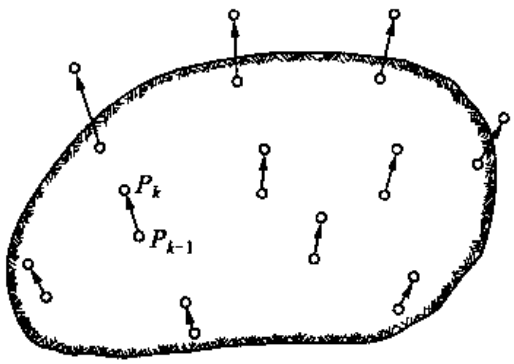


图 6-12　变形体的位移向量图

对于单目标点的沉陷过程可绘制如图 6-13 所示的变形过程曲线图（时间-沉降图），并加注影响因子和曲线的置信范围。

变形分析在于将变形体的刚体运动、相对形变与随机扰动相分离，为此发展了以下一些近似的分析方法：采用一般的回归分析和滤波方法，

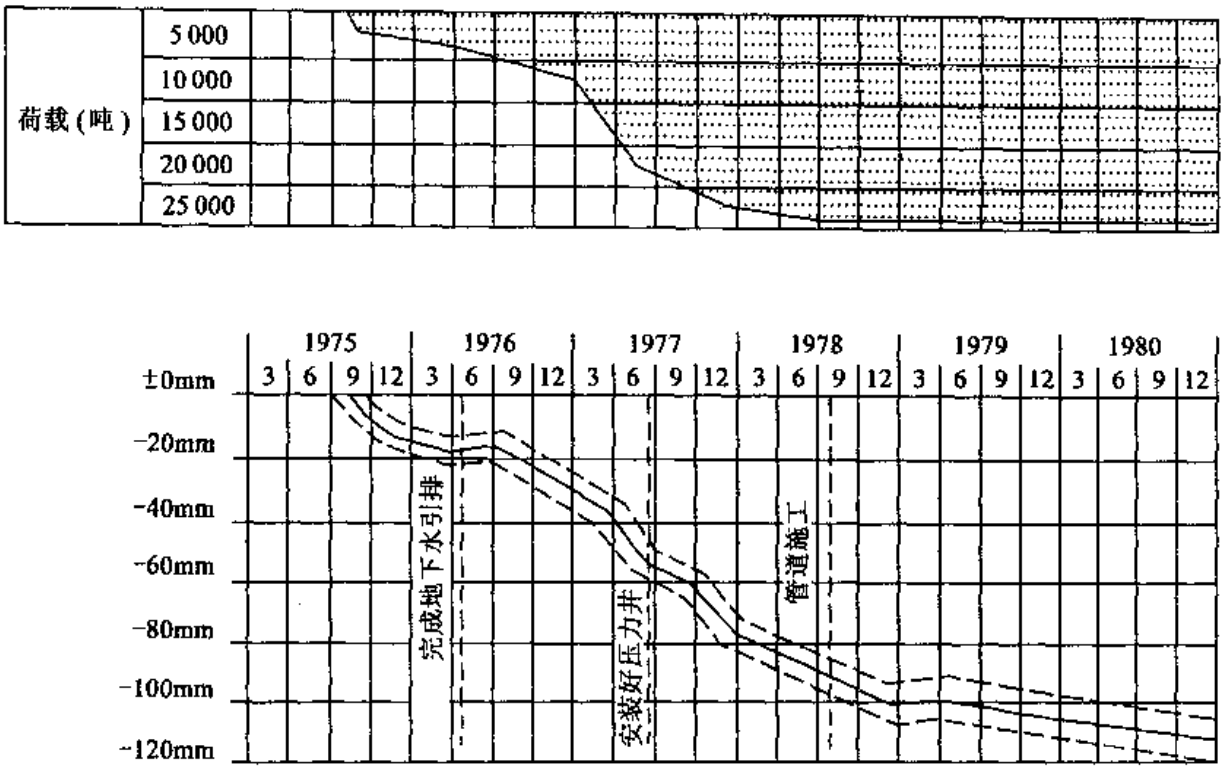


图 6-13　某桥墩的荷载变化及沉降过程曲线（99%的置信域）

去逼近和光滑点的位移曲线，这种方法特别适合处理一维问题（如沉陷或高程变化）；面向问题的结构化回归分析法，除做平滑处理外，对全部目标点或部分目标点进行刚体运动和相对形变模拟分析。这种方法具有实际意义，其原理如后面所述。

（二）变形体的变形模型

1．刚体运动和相对形变模型

刚体运动包括刚体平移和旋转，前者为刚体重心在坐标轴方向的移动，后者为刚体绕坐标轴旋转。刚体上一点 P_j 在刚体做微小运动时的运动方程为（左手坐标系）：

$$\begin{bmatrix}\Delta x_j\\ \Delta y_j\\ \Delta z_j\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}1 & 0 & 0 & 0 & z'_j & -y'_j\\ 0 & 1 & 0 & -z'_j & 0 & x'_j\\ 0 & 0 & 1 & y'_j & -x'_j & 0\end{bmatrix}\begin{bmatrix}a_x\\ a_y\\ a_z\\ w_x\\ w_y\\ w_z\end{bmatrix} \tag{6-52}$$

式中，Δx_j、Δy_j、Δz_j 为 P_j 在坐标轴方向的位移分量；

x'_j、y'_j、z'_j 为 P_j 的重心坐标；

a_x、a_y、a_z 为刚体（重心）在坐标轴方向的平移量；

w_x、w_y、w_z 为刚体绕坐标轴的微小旋转。

相对形变或称均匀应变由应变张量描述，即

$$\begin{bmatrix}\delta x_j\\ \delta y_j\\ \delta z_j\end{bmatrix} = \boldsymbol{S}\boldsymbol{X}'_j = \begin{bmatrix}\varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz}\\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz}\\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz}\end{bmatrix}\begin{bmatrix}x'_j\\ y'_j\\ z'_j\end{bmatrix} \tag{6-53}$$

式中，δx_j、δy_j、δz_j 为 P_j 相对于重心的坐标变化；$\boldsymbol{S}$ 为应变张量，由应变参数 ε_{xx}、ε_{yy}、ε_{zz}和剪切参数ε_{xy}（$=\varepsilon_{yx}$）、ε_{xz}（$=\varepsilon_{zx}$）、ε_{yz}（$=\varepsilon_{zy}$）组成。

变形体的变形可简单地用刚体运动和相对形变叠加来描述。根据对目标点位移向量图的分析并结合地质力学信息，可将变形体分成若干个子块，每个子块具有均匀的刚体运动和相对形变特性（称均质同性子块）。某一目标点 P_j 位于某子（或整）块上，其坐标变化向量（或称位移量）$\boldsymbol{x}_{j,k}$（属于 $\boldsymbol{x}_{o,k}$的子向量）可描述为

$$\boldsymbol{x}_{j,k} = \begin{bmatrix}x_j\\ y_j\\ z_j\end{bmatrix}_k = \begin{bmatrix}\Delta x_j\\ \Delta y_j\\ \Delta z_j\end{bmatrix} + \begin{bmatrix}\delta x_j\\ \delta y_j\\ \delta z_j\end{bmatrix} = \boldsymbol{H}_j\boldsymbol{t} \tag{6-54}$$

矩阵 $\boldsymbol{H}_j$ 主要由P_j 的重心坐标描述：

$$\boldsymbol{H}_j = \begin{bmatrix}1 & 0 & 0 & 0 & z'_j & -y'_j & x'_j & 0 & 0 & y'_j & z'_j & 0\\ 0 & 1 & 0 & -z'_j & 0 & x'_j & 0 & y'_j & 0 & x'_j & 0 & z'_j\\ 0 & 0 & 1 & y'_j & -x'_j & 0 & 0 & 0 & z'_j & 0 & x'_j & y'_j\end{bmatrix} \tag{6-55}$$

$\boldsymbol{t}$ 包括刚体运动和应变张量参数共 12 个，$\boldsymbol{t} = (a_x a_y a_z w_x w_y w_z \varepsilon_{xx} \varepsilon_{yy} \varepsilon_{zz} \varepsilon_{xy} \varepsilon_{xz} \varepsilon_{yz})$。当一个子块（或整块）上有 4 个目标点时，则可解出上述 12 个参数，多余 4 个时，构成平差模型可得变形参数的最小二乘解。该模型称为描述变形体变形的变形模型，即

$$\begin{bmatrix}\boldsymbol{x}_{1,k}\\ \boldsymbol{x}_{2,k}\\ \vdots\\ \boldsymbol{x}_{q,k}\end{bmatrix} + \begin{bmatrix}\boldsymbol{V}_{1,k}\\ \boldsymbol{V}_{2,k}\\ \vdots\\ \boldsymbol{V}_{q,k}\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}\boldsymbol{H}_1\\ \boldsymbol{H}_2\\ \vdots\\ H_q\end{bmatrix}\boldsymbol{t} \tag{6-56}$$

相应的随机模型由子块矩阵 $\boldsymbol{\Sigma}_{xo,xo,k}$得到（参见（6-51）式）。

2．运动模型

当目标点的运动不是由扰动所引起，而是近似的按同一种形式出现，计算运动速度甚至加速度是有意义的。运动模型用于作用力和作用机理不太清楚的变形分析，不考虑产生运动的力，通常分回归模型和卡尔曼滤波模型。

1）回归模型

适用于对高程变化的建模。变形体上目标点（p 个）与固定水准点（不变的高程基准）进行多期（m 期）观测，每个目标点含三维坐标，其平面坐标仅起到在定义的坐标系下固定点位的作用，对各期均取相同的近似坐标即可，而点的高程则是通过对每一周期做相同基准的经典平差得到，即

$$\hat{\boldsymbol{H}}_K{}^{\mathrm{T}} = (H_{1,k}, H_{2,k}, \cdots, H_{p,k}), \quad k = 1,2,\cdots,m \tag{6-57}$$

$$\boldsymbol{\Sigma}_{HH,K} = \sigma_0^2 \boldsymbol{Q}_{HH,K} \tag{6-58}$$

用下列回归多项式模拟每个目标点 P_j 的运动：

$$\hat{H}_{j,k} = \hat{H}_{j,0} + \hat{c}_j(t_k - t_0) + \hat{b}_j(t_k - t_0)^2 + r_{j,k} \quad j = 1,2,\cdots,p \tag{6-59}$$

式中，$\hat{H}_{j,0}$为点 P_j 在零周期（t_0 时刻）的高程，$\hat{H}_{j,k}$为P_j 在第K 周期（t_k 时刻）的高程，

均为已知值；$\hat{c}_j$、$\hat{b}_j$ 为 P_j 点的速度和加速度；$r_{j,k}$ 为噪声。于是，运动点场的回归模型为：

$$\left.\begin{aligned} \boldsymbol{H} &= \boldsymbol{T}\boldsymbol{U} + \boldsymbol{r} \\ \boldsymbol{\Sigma}_{HH} &= \sigma_0^2 \boldsymbol{Q}_{HH} \end{aligned}\right\} \tag{6-60}$$

进一步表示为：

$$\boldsymbol{H}^{\mathrm{T}} = (\hat{\boldsymbol{H}}_1, \hat{\boldsymbol{H}}_2, \cdots, \hat{\boldsymbol{H}}_m) \tag{6-61}$$

$$\boldsymbol{T} = \begin{pmatrix} \boldsymbol{I} & (t_1 - t_0)\boldsymbol{I} & (t_1 - t_0)^2\boldsymbol{I} \\ \boldsymbol{I} & (t_2 - t_0)\boldsymbol{I} & (t_2 - t_0)^2\boldsymbol{I} \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ \boldsymbol{I} & (t_m - t_0)\boldsymbol{I} & (t_m - t_0)^2\boldsymbol{I} \end{pmatrix} \tag{6-62}$$

$$\boldsymbol{U}^{\mathrm{T}} = (\hat{\boldsymbol{H}}_0, \hat{\boldsymbol{c}}, \hat{\boldsymbol{b}}) \tag{6-63}$$

$$\boldsymbol{r}^{\mathrm{T}} = (\hat{\boldsymbol{r}}_1, \hat{\boldsymbol{r}}_2, \cdots, \hat{\boldsymbol{r}}_m) \tag{6-64}$$

$$\boldsymbol{\Sigma}_{HH} = \sigma_0^2 \begin{pmatrix} \boldsymbol{Q}_{HH,1} & \boldsymbol{0} & \cdots & \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{0} & \boldsymbol{Q}_{HH,2} & \cdots & \boldsymbol{0} \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ \boldsymbol{0} & \boldsymbol{0} & \cdots & \boldsymbol{Q}_{HH,m} \end{pmatrix} \tag{6-65}$$

该模型的缺陷在于回归多项式过于简单，每个目标点都模拟相同的速度和加速度，相邻点间可能相差很大，产生不连续性。改进方法是，将各点的速度、加速度作为该点位置的一个近似函数，如模拟以下二次平面函数：

$$\begin{aligned} c_j &= \varphi_c(x_j \cdot y_j) = a_{00} + a_{10}x_j + a_{01}y_j + a_{20}x_j^2 + a_{11}x_jy_j + a_{02}j_j^2 \\ b_j &= \varphi_b(x_j \cdot y_j) = b_{00} + b_{10}x_j + b_{01}y_j + b_{20}x_j^2 + b_{11}x_jy_j + b_{02}j_j^2 \end{aligned} \tag{6-66}$$

将上式代入式（6-59），从而得到一个修改的回归模型，该模型用近似函数参数代替各点的速度和加速度。

另一种更简明的方法是按（6-60）式的回归模型解算出 $\hat{c}$、$\hat{b}$ 及其协方差阵，然后由回归模型

$$\begin{pmatrix} \hat{\boldsymbol{c}} \\ \hat{\boldsymbol{b}} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \boldsymbol{v}_c \\ \boldsymbol{v}_b \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \boldsymbol{\varphi}_c, (\boldsymbol{x}, \hat{\boldsymbol{a}}) \\ \boldsymbol{\varphi}_b, (\boldsymbol{x}, \hat{\boldsymbol{a}}) \end{pmatrix} \tag{6-67}$$

按间接观测平差原理解算近似函数的参数向量 $\hat{\boldsymbol{a}}$。

2）卡尔曼滤波模型

与静态点场和似近静态点场相似，运动点场的卡尔曼滤波模型递推公式为：

$$\left.\begin{aligned} &\boldsymbol{Y}_K = \boldsymbol{T}_K\hat{\boldsymbol{Y}}_{K-1} + \boldsymbol{S}\boldsymbol{a} \\ &\boldsymbol{\Sigma}_{YY,K} = \sigma_0^2\,\boldsymbol{Q}_{YY,K} = \boldsymbol{T}_K\boldsymbol{\Sigma}_{\hat{Y}\hat{Y},K-1}\boldsymbol{T}_K^{\mathrm{T}} + \boldsymbol{S}\boldsymbol{\Sigma}_{aa}\boldsymbol{S}^{\mathrm{T}} \\ &\boldsymbol{l}_K = \boldsymbol{L}_K - \boldsymbol{A}_Y\boldsymbol{Y}_K = \boldsymbol{L}_K - \bar{\boldsymbol{L}}_K \\ &\boldsymbol{\Sigma}_{LL,K} = \sigma_0^2\,\boldsymbol{Q}_{LL,K} \\ &\hat{\boldsymbol{Y}}_K = \boldsymbol{Y}_K + \boldsymbol{K}\boldsymbol{l}_K \\ &\boldsymbol{\Sigma}_{\hat{Y}\hat{Y},K} = \sigma_0^2\,\boldsymbol{Q}_{\hat{Y}\hat{Y},K} = \sigma_0^2(\boldsymbol{Q}_{YY,K} - \boldsymbol{K}\boldsymbol{D}\boldsymbol{K}^{\mathrm{T}}) \\ &\boldsymbol{K} = \boldsymbol{Q}_{YY,K}\boldsymbol{A}_Y^{\mathrm{T}}\boldsymbol{D}^{-1} \\ &\boldsymbol{D} = \boldsymbol{Q}_{LL,K} + \boldsymbol{A}_Y^{\mathrm{T}}\boldsymbol{Q}_{YY,K}\boldsymbol{A}_Y \end{aligned}\right\} \tag{6-68}$$

其中：

$\hat{\boldsymbol{Y}}_{K-1}^{\mathrm{T}}=(\hat{\boldsymbol{X}}_{K-1}\ \dot{\boldsymbol{X}}_{K-1}\ \ddot{\boldsymbol{X}}_{K-1})$，第 $K-1$ 周期的状态向量；

$\boldsymbol{T}_K=\begin{pmatrix}\boldsymbol{I} & (t_k-t_{k-1})\boldsymbol{I} & \frac{1}{2}(t_k-t_{k-1})^2\boldsymbol{I}\\ \boldsymbol{0} & \boldsymbol{I} & (t_k-t_{k-1})\boldsymbol{I}\\ \boldsymbol{0} & \boldsymbol{0} & \boldsymbol{I}\end{pmatrix}$，传递矩阵；

$\boldsymbol{S}=\begin{pmatrix}\frac{1}{2}(t_k-t_{k-1})^2\boldsymbol{I}\\ (t_k-t_{k-1})\boldsymbol{I}\\ \boldsymbol{I}\end{pmatrix}$，称为扰动矩阵；

$\boldsymbol{a}$ 为扰动加速度。

$\boldsymbol{A}_y^{\mathrm{T}}=(\boldsymbol{A}_k\ \boldsymbol{0}\ \boldsymbol{0})$，其中 $\boldsymbol{A}_k$ 的意义同式（6-38）。第 K 周期单位权方差 σ_0^2 的子样验后估值为：

$$S_{0,k}^2=\frac{\boldsymbol{I}_k^{\mathrm{T}}\boldsymbol{D}^{-1}\boldsymbol{I}_k}{n_k} \tag{6-69}$$

n_k 为第 K 周期的观测值个数。$S_{0,t}^2$ 对于运动点场的变形分析即检验推估的状态向量 $\boldsymbol{Y}_k$ 与滤波计算所得的实时状态向量 $\hat{\boldsymbol{Y}}_k$ 是否一致十分重要。检验方法在此不再介绍。

扰动加速度表示点的不规则运动，包括对中和归心误差，温度、地下水位变化所引起的点的随机变化等。由于它是不能量测的伪随机量，可赋其伪观测值为零，即 $\boldsymbol{a}=\boldsymbol{0}$，在扰动矩阵 $\boldsymbol{S}$ 已给定的情况下，可按下式估算 $\boldsymbol{a}$ 的协方差阵 $\boldsymbol{\Sigma}_{aa}$，即

$$\boldsymbol{\Sigma}_{aa}=4(t_k-t_{k-1})^{-4}\boldsymbol{\Sigma}_{ss}(X,X) \tag{6-70}$$

$\boldsymbol{\Sigma}_{ss}(X,X)$ 为点位坐标扰动部分的协方差阵，与（6-39）式中 $\boldsymbol{\Sigma}_{\xi\xi,k}$ 的意义相同。

还需说明的是，卡尔曼滤波模型是在假设第 $K-1$ 周期的状态向量及其协方差阵都已知的情况下进行的。对于初始测量即零周期（t_0 时刻），却无此信息，在 t_1、t_2 周期，速度和加速度信息也不充分，因此存在着最初几周期对状态向量及协方差阵的处理问题。另外，对于监测网中的参考点和目标点，其速度、加速度向量以及相应的协方差矩阵也应有所区别。当从某一周期 t_k 开始，若增加了新的目标点或/和参考点，也存在上述问题。由于篇幅有限，这里不做叙述，可参见有关文献[47]。

3．*动态模型*

动态模型的特点是：不仅研究点的运动，同时研究引起点运动的作用力。当变形体上目标点的运动和作用力的函数关系能构造出来时，则可采用动态模型。尽管在前面的卡尔曼滤波模型中涉及到扰动加速度 $\boldsymbol{a}$ 对点场的作用，但引起扰动加速度的力不是已知的且无关紧要，故仍纳入运动模型。

动态模型远比运动模型更为丰富多彩，它涉及确定点的变动、引起变动的作用力以及动态模型函数。下面用一个简单的例子说明。如图 6-14 所示，目标点 p 从 t_0 时刻起受到一个压力 P，压力一直作用到该点且不随时间发生改变，由于压力作用所引起的地面下沉可通过测量得到。

地面受压引起下沉是一个典型的压密过程，它既可用一个理论模型来描述，也可根据经验用一个指数函数表示：

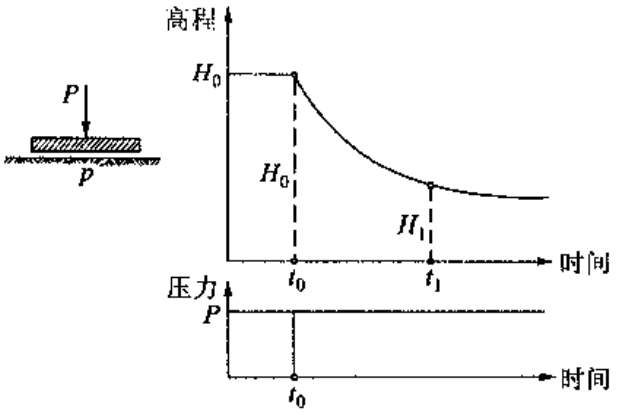


图 6-14　地面受压下沉的动态模型

$$H = H_0 - PK\left[1 - \exp\left(1 - \frac{t - t_0}{T}\right)\right] \tag{6-71}$$

式中，H_0 和 H 分别为 t_0 和 t 时刻的 p 点高程，P 为压力，K 为土壤综合系数，T 为时间常数，与土壤的特性有关。高程变化的动态函数模型可表示为：

$$\tilde{H}^{(j)} - \tilde{H}_0^{(j)} + \tilde{P}^{(j)}\tilde{K}^{(j)}\left(1 - \exp\left(1 - \frac{t - t_0}{\tilde{T}^{(j)}}\right)\right) = 0 \quad j = 1, 2, \cdots, m \tag{6-72}$$

上式中，m 为目标点数，上述模型与一般的间接观测函数模型 $\varphi(\tilde{L}, \tilde{X}) = 0$ 完全一致，但必须弄清下述问题：模型中哪些是直接或间接的观测量？观测量的随机模型如何确定？哪些模型参数如 P 和 K 可以区分？是对每一个目标点还是对子块或者是对整个变形体配置模型参数？

综上所述，动态模型涉及到许多交叉学科的问题，在模型研究中，既存在很多困难，同时也具有很大的应用前景。

三、变形观测数据的回归分析法

（一）回归问题

回归分析是处理变量之间相关关系的一种数理统计方法。将变形体当做一个系统，按系统论分析方法，将各目标点上所获取的变值（如位移、沉陷、挠度、倾斜等）作为系统的输出，将影响变形体的各种因子作为系统的输入，将输入称自变量，输出称因变量，对它们均进行长期大量的观测，则可以用回归分析方法近似地估计出因变量与自变量，即变形与影响因子之间的函数关系。根据这种函数关系可以解释变形产生的主要原因，即受哪些因子的影响最大；同时也可以进行预报，自变量取预计值时因变量即变形的预报值。回归分析同时也给出估计精度。

若只是两个变量之间的问题，即一个自变量的情况；称一元回归，若它们之间存在线性函数关系，则为直线回归。若是一种非线性关系，或根据散点图和常见的函数曲线（如双曲线、幂函数曲线、指数曲线、对数曲线）进行匹配，通过变量变换把曲线化为直线问题，或者用多项式拟合任一种非线性函数。这时，通过变量变换把这种一元非线性回归化为多元线性回归问题。

直线回归方程的标准式为：

$$y = a + bx \tag{6-73}$$

常用函数曲线的方程如双曲线方程：

$$\frac{1}{y} = a + \frac{b}{x}$$

经过代换：

$$y' = \frac{1}{y}, x' = \frac{1}{x}$$

可化为一元直线回归问题：

$$y' = a + bx'$$

对于指数函数：

$$y = de^{\frac{b}{x}}$$

做如下变换：

$$y' = \ln y, x' = \frac{1}{x}, a = \ln d,$$

则也变为标准式

$$y' = a + bx'$$

对于二次多项式（抛物线）：

$$y = a + bx + cx^2$$

做变换：

$$x_1 = x, x_2 = x^2$$

则变为二元线性回归方程：

$$y = a + bx_1 + cx_2 \tag{6-74}$$

对于大多数情况，影响变形的因素是多方面的，而且不是线性的。对于多元非线性回归，我们也总可以通过变量变换化为多元线性回归问题。一般依据专业知识确定可选因子，采用多项式函数进行拟合，通过统计检验进行逐步回归计算，获得最佳回归方程，藉以预报或控制因变量的值。

（二）回归模型及解

一元和多元线性回归计算完全是按最小二乘原理解算线性方程组，其函数模型的矩阵表示为：

$$\boldsymbol{y} = \boldsymbol{x\beta} + \boldsymbol{\varepsilon} \text{ 或 } \boldsymbol{y} + \boldsymbol{v} = \boldsymbol{x\hat{\beta}} \tag{6-75}$$

式中，$\boldsymbol{y}$ 为因变量即变形观测值向量 $\boldsymbol{y}^{\mathrm{T}} = (y_1, y_2, \cdots, y_n)$，$n$ 为观测值个数；

$\boldsymbol{\varepsilon}$ 为观测值误差向量，其协方差阵 $\boldsymbol{\Sigma}_{\varepsilon\varepsilon} = \sigma_0^2 \boldsymbol{Q}_{\varepsilon\varepsilon} = \sigma_0^2 \boldsymbol{I}$；

$\boldsymbol{X}$ 是一个 $n \cdot (m+1)$ 阶矩阵，其形式为

$$\boldsymbol{X} = \begin{pmatrix} 1 & x_{11} & x_{12} & \cdots & x_{1m} \\ 1 & x_{21} & x_{22} & \cdots & x_{2m} \\ \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots \\ 1 & x_{n1} & x_{n2} & \cdots & x_{nm} \end{pmatrix} \tag{6-76}$$

表示有 m 个影响因子，每个影响因子表示一种自变量的观测值或其函数（如其不同次幂），它们构成 $\boldsymbol{X}$ 矩阵的元素，与因变量相对应，共有 n 组；

$\boldsymbol{\beta}$ 是回归系统向量，$\boldsymbol{\beta}^{\mathrm{T}} = (\beta_0, \beta_1, \cdots, \beta_m)$，

即共有 $m+1$ 个回归系数。在 $n>m+1$ 时，按最小二乘原理可得法方程组及其解的估值与精度：

$$\left.\begin{aligned}&(\boldsymbol{X}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{X})\hat{\boldsymbol{\beta}}=\boldsymbol{X}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{Y}\\&\hat{\boldsymbol{\beta}}=(\boldsymbol{X}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{X})^{-1}\boldsymbol{X}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{Y}\\&\boldsymbol{\Sigma}_{\hat{\beta}\hat{\beta}}=\sigma_0^2\boldsymbol{Q}_{\hat{\beta}\hat{\beta}}=\sigma_0^2(\boldsymbol{X}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{X})^{-1}\\&\hat{\boldsymbol{Y}}=\boldsymbol{Y}+\boldsymbol{V}=\boldsymbol{X}\hat{\boldsymbol{\beta}}\end{aligned}\right\}\tag{6-77}$$

因变量的精度即单位权方差 σ_0^2 的验后估值为：

$$S_0^2=\frac{\boldsymbol{V}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{V}}{n-(m+1)}\tag{6-78}$$

其中 $\boldsymbol{V}=\hat{\boldsymbol{Y}}-\boldsymbol{Y}=\boldsymbol{X}\hat{\boldsymbol{\beta}}-\boldsymbol{Y}$。

在回归分析中，引入以下概念：

残差平方和 Q、回归平方和 U 以及总离差平方和S，由

$$\boldsymbol{Y}-\bar{\boldsymbol{Y}}=(\boldsymbol{Y}-\hat{\boldsymbol{Y}})+(\hat{\boldsymbol{Y}}-\bar{\boldsymbol{Y}})\tag{6-79}$$

定义

$$S=(\boldsymbol{Y}-\bar{\boldsymbol{Y}})^{\mathrm{T}}(\boldsymbol{Y}-\bar{\boldsymbol{Y}})=\sum_{i=1}^{n}(y_i-\bar{y})^2$$

$$Q=(\boldsymbol{Y}-\hat{\boldsymbol{Y}})^{\mathrm{T}}(\boldsymbol{Y}-\hat{\boldsymbol{Y}})=\sum_{i=1}^{n}(y_i-\hat{y})^2=\boldsymbol{V}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{V}$$

$$U=(\hat{\boldsymbol{Y}}-\bar{\boldsymbol{Y}})^{\mathrm{T}}(\hat{\boldsymbol{Y}}-\bar{\boldsymbol{Y}})=\sum_{i=1}^{n}(\hat{y}_i-\bar{y})^2$$

式中

$$\bar{y}=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}y_i$$

为因变量的平均值。$\hat{y}_i$ 为回归值。有

$$S=Q+U\tag{6-80}$$

回归平方和 U 为经过回归之后使总离差平方和S减少的那一部分，U 愈大，表示回归效果愈好；残差平方和 Q 表示经过回归之后自变量对因变量的非线性影响及它们的测量误差影响部分，回归计算公式是以 Q 等于最小的原理推导的。显然，在 S 一定的情况下，Q 愈小，则 U 愈大。由 (6-80) 式可见，Q 愈小，S_0^2 愈小，另外，影响因子的个数 m 愈少，S_0^2 也愈小。因此，在用回归模型进行预报或控制时，应选用尽可能少的影响因子，达到尽可能高的拟合度，即 Q、m 都尽可能地小。

一元线性回归中，自变量与因变量之间的相关系数 ρ 描述它们的线性相关程度，其估值为：

$$\hat{\rho}=\frac{\sum(x_i-\bar{x})(y_i-\bar{y})}{\sqrt{\sum(x_i-\bar{x})^2}\cdot\sqrt{\sum(y_i-\bar{y})^2}}=\frac{S_{xy}}{S_xS_y}\tag{6-81}$$

相关系数 ρ 在 $(-1,\ 1)$ 之间，是自由度和置信水平 α 的函数，可查表得临界值，用相关系数检验法可得回归直线是否有效。

对于多元线性回归，定义复相关系数为：

$$R=\sqrt{\frac{U}{S}}=\sqrt{1-\frac{Q}{S}}\tag{6-82}$$

它表示因变量与自变量的线性关系程度。在多元线性回归中，任意两个变量之间的相关系数不能用如式（6-81）所述的简单方法计算，因为其他变量也在变化并产生影响。除去了其他变量影响后所计算的相关系数称为偏相关系数。设有三个变量 x_1、x_2、x_3，x_1、x_2 在除去 x_3 影响后它们之间的相关系数 $r_{12,3}$ 称为 x_1、x_2 对 x_3 的偏相关系数，有

$$r_{12,3} = \frac{\rho_{12} - \rho_{13} \cdot \rho_{23}}{\sqrt{1-\rho_{13}^2} \cdot \sqrt{1-\rho_{23}^2}} \tag{6-83}$$

式中，ρ_{12}、ρ_{13}、ρ_{23} 为按（6-81）式计算的简单相关系数。偏相关系数反映了两个变量之间的本质联系。在多元回归中，回归系数 $\hat{\beta}_i$ 的符号与该影响因子及因变量间的偏相关系数的符号相一致；在一元线性回归中，表现为 $\hat{\rho}$ 与 $\hat{\beta}_1$ 的符号一致。表明在多元线性回归中，回归系数 $\hat{\beta}_i$ 是在除去其他变量的影响后 x_i 对 y 的影响。

利用多元线性回归方程

$$\hat{y}_k = \boldsymbol{x}_k^{\mathrm{T}}\hat{\boldsymbol{\beta}} = \hat{\beta}_0 + x_{k1}\hat{\beta}_1 + \cdots + x_{km}\hat{\beta}_m \tag{6-84}$$

进行预报时，实例值 y_k 与预报值 $\hat{y}_k$ 之差一般不应超过 $2S_0$（概率为 0.955）。

由上可见，多元线性回归中影响因子的取舍十分重要，除专业知识外，主要采用逐步回归算法得到最佳回归方程。现对此法简述如下。

（三）逐步回归算法

逐步回归算法是建立在 F 检验的基础上。

先说明回归系数的显著性检验。回归方程中影响因子对因变量是否有显著作用可进行以下检验（亦称影响因子的显著性检验）：

零假设 H_0：$E(\hat{\beta}_i) = 0$

备选假设 H_A：$E(\hat{\beta}_i) = \hat{\beta}_i \neq 0$

构成统计量：

$$T = \frac{\hat{\beta}_i^2 / q_{\text{逆},i}}{Q/n-(m+1)} \sim F_{1,n-(m+1)} \tag{6-85}$$

式中：$q_{\text{逆},i}$ 为 $Q_{\text{逆}}$ 矩阵中第 i 个对角元素。当 $T > F_{1,n-(m+1),1-\alpha}$，表示 $\hat{\beta}_i$ 是显著的，相应的影响因子应接纳到回归方程，否则，零假设成立，表明相应的变量 x_i 对 y 的影响甚微，应舍去。α 通常取 0.05。

其次需要进行新增添影响因子的显著性检验。设某多元线性回归方程为

$$\hat{y} = \hat{\beta}_0 + \hat{\beta}_1 x_1 + \cdots + \hat{\beta}_m x_m$$

相应的残差平方和为 Q_m，回归平方和为 U_m。若增添一个影响因子 x_{m+1} 后，其回归方程为

$$\hat{y}'_x = \hat{\beta}'_0 + \hat{\beta}'_1 x_1 + \cdots + \hat{\beta}'_m x_m + \hat{\beta}'_{m+1} x_{m+1}$$

相应的残差平方和及回归平方和分别为 Q_{m+1}，U_{m+1}。

令

$$\Delta Q = Q_m - Q_{m+1} = U_{m+1} - U_m = \Delta U \tag{6-86}$$

并称为 y 对 x_{m+1} 的偏回归平方和，反映新增添影响因子对回归效果的贡献。新增添影响因子显著性检验的零假设和备选假设为：

零假设 H_0：$E(\hat{\beta}'_{m+1}) = 0$

备选假设 H_A：$E(\hat{\beta}'_{m+1}) = \hat{\beta}'_{m+1} \neq 0$

构成统计量：

$$T = \frac{\Delta Q}{Q_{m+1}/(n-m-2)} = \frac{\Delta Q\ (n-m-2)}{Q_{m+1}} \sim F_{1,n-m-2} \tag{6-87}$$

当 $T > F_{1,n-m-2,1-\alpha}$ 时，拒绝零假设，说明新添影响因子对 y 的作用显著，应归入回归方程，否则不应增添该新影响因子。

由于回归方程中各影响因子之间具有相关性，接纳或舍去某一个因子后将对其他因子产生影响。基于上述检验的逐步回归算法步骤可归纳如下：

(1) 根据专业知识初步筛选影响因子，如大坝的某一坝段监测点上的挠度值与库水位、气温以及坝内与之相关的部位的混凝土温度有密切关系。有些因子如库水位的二次幂、三次幂、观测的前 10 天平均水位、前 30 天的平均气温等为影响因子观测的函数。初选因子应包括所有可能选入的因子。

(2) 设共选了 m 个影响因子，首先对每一个因子建一个一元线性回归方程，共建 m 个，分别计算每一个回归方程的残差平方和 Q_i，做以下搜索算法，若

$$Q_k = \min(Q_i), \quad i = 1, 2, \cdots, m \tag{6-88}$$

则第 k 个因子可作为候选因子，对它再做显著性检验。若是显著的，接纳该因子的回归方程。

(3) 基于该一元线性回归方程，对其他 $m-1$ 个未选因子依次增添一个进来，共建 $m-1$ 个二元线性回归方程，可计算 $m-1$ 个偏回归平方和 ΔQ_i，取

$$\Delta Q_j = \max(\Delta Q_i), \quad i = 1, 2, \cdots, m-1 \tag{6-89}$$

则添加的第 j 个因子为候选因子，进行显著性检验。若其回归系数是显著的，则接纳该因子的二元回归方程，否则逐步回归到一元为止。

(4) 对于挑选第三个因子，其过程同第 (3) 步骤。这时可建立 $m-2$ 个三元线性回归方程，计算 $m-2$ 个偏回归平方和。

值得注意的是，当选入第三个影响因子后，还要对原已选进的两个因子做显著性检验。若因选入第三个因子后，原来的因子变得不显著时，则应将其剔除，并重复进行上述步骤。若第三个因子的显著性检验未通过，则前一步骤的二元线性回归方程则为最佳回归方程。

(5) 若三个因子都是显著回归因子，则按前述方法继续挑选第四个影响因子。反复进行因子的增添和剔除，直到既不能增添新的因子也不能剔除已选入的因子为止，最后所得到的结果为最佳回归方程。

第四节　变形监测成果整理、表达和解释

一、成果整理

变形观测成果包括自动采集或人工采集的各种原始观测数据，对原始观测值经过处理所得到的结果。绝大多数以数字形式提供，少部分是以模拟的方式输出，如持续记录仪器所绘出的曲线。

对于变形监测网的周期观测数据需进行观测值的质量检查，如完整性、一致性检查，进行粗差和系统误差检验，方差分量估计，保证变形观测数据处理结果正确可靠。对于各监测点上的时间序列实测资料，通过插值方法或拟合方法整理成等间隔时间的观测序列以便供变形分析使用。

观测成果计算和分析中的数字取位应符合规范规定，如取至 0.1mm 或 0.01mm。原始记录成果应整洁、清晰，不得涂改，严禁作伪；计算成果应完整、正确，图表应整齐、美

观。每一项变形测量工程应提交下述综合成果资料：

- ●技术设计书和测量方案；
- ●监测网和监测点布置平面图；
- ●标石、标志规格及埋设图；
- ●仪器的检校资料；
- ●原始观测记录（手簿和/或电子文件）；
- ●平差计算、成果质量评定资料；
- ●变形观测数据处理分析和预报成果资料；
- ●变形过程和变形分布图表；
- ●变形监测、分析和预报的技术报告。

为了获得很高的精度和可靠性，变形观测的数据量通常很大，这使数据处理和成果解释变得复杂。因此，需要从大量数据中提取有用信息，使提交的成果既概括直观，又能反映本质的东西。在技术设计阶段就必须明确，成果中哪些参数、哪些变形需要提交；提交成果最简单清晰的图表形式及格式；所有的成果都须附上精度说明，最好给出置信域。

二、成果表达

表格是一种最简单的表达形式，用它直接列出观测成果或由之导出的变形。表格的设计编排应清楚明了，如按建筑阶段或观测周期编排。变形值与同时获取的其他影响量如温度、水位等数据可一起表达，表格和图形应配合得当，表达的形式取决于变形的种类和研究的目的。应结合实际情况设计具有特色的最好表达形式。下面举一些例子说明。

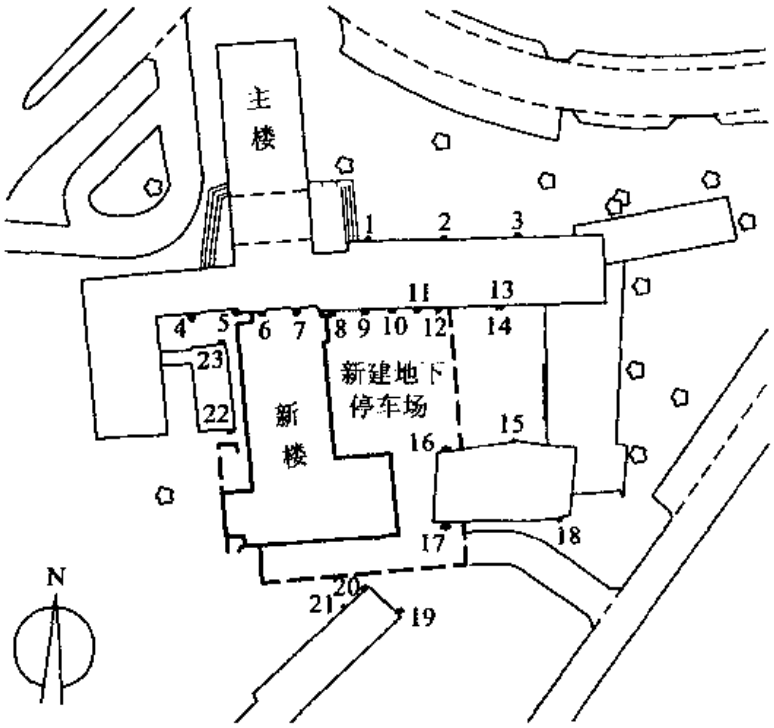


图 6-15　某大楼沉降变形监测示意图

图 6-15 是某大楼的沉降变形监测示意图，在主楼南边修建一幢新楼和地下停车场，共布设了 23 个高程监测点，采用精密水准测量，监测点的高程精度为 0.5mm。按建筑阶段划

分成基础开挖处理、基础完成、地下水位下降、框架完成和全部建成五个阶段。共进行了八个周期观测，其中基础开挖处理阶段观测了三个周期，基础完成阶段一个周期，地下水位下降阶段两个周期，框架完成和全部建成阶段各一个周期。即变形监测贯穿于整个建筑过程。其主要作用是：通过监测的沉降值与预先设计的沉降值进行比较来控制施工的进程，如果偏差过大，则要缩短观测周期之间的时间间隔，并要求快速提交处理成果。通过监测，可分析出沉降变形的主要原因，如本例的沉降主要与基础开挖加固方式和地下水位下降有关，但对各点的影响也大不相同，1～14 点的影响甚微，16、17、20 点的影响较大，但未超过限值。带状基础的结构有 100cm×50cm 和 50cm×30cm 两种，不同的结构对沉降有影响。

表 6-3 列出了各监测点的绝对沉降值，除零周期外，对各复测周期列出了监测点的高程值、相对于上一个周期的沉降值和相对于零周期的沉降值。由两相邻周期之间的相对沉降值通过内插可以得到任一时间的相对于零周期的变形量，称为监测点的绝对变形值。根据周期观测资料，对于每一个监测点，可以绘制出如图 6-13 所示的变形过程曲线，对它做曲线拟合，可用于变形预报，即根据拟合曲线得到某一未来时刻的变形值（预报值）。当实测值与预报值相差过大时，则需分析原因并缩短观测周期间隔。

表 6-3 中的绝对变形量不能反映大楼的内部变形，大楼的内部变形可从表 6-4 得到。表中列出了两监测点间的高差，高差相对于上一个周期和相对于零周期的变化。两相邻监测点之间的高差相对于零周期的变化量，称为相对沉降值。由这种相对沉降值可以确定建筑物及其内部的倾斜位置及倾斜量，倾斜量系根据两点之间的相对沉降量，按建筑物侧边或对边用每米的相对沉降量来描述，倾斜量的测定是沉降监测的重要目的之一。

在沉降监测中，对于基坑的回弹可绘制如图 6-16 的纵横断面图，T_1、T_2、T_3、T_4、T_5 为基坑纵断面监测点，T_6、T_7、T_8、T_9 为横断面监测点，由图可见，基坑的中部回弹较大。

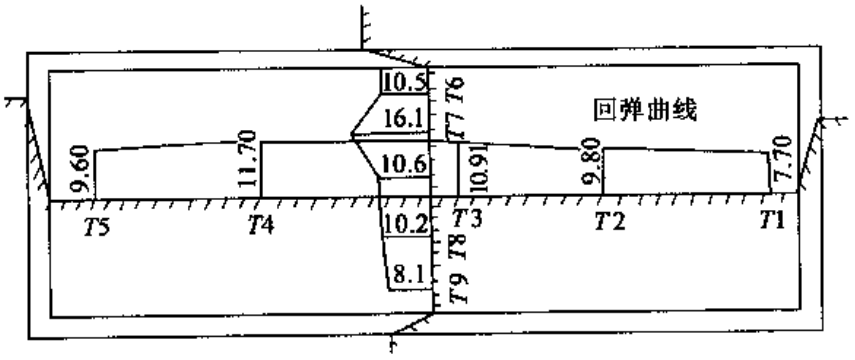


图 6-16　基坑回弹的纵横断面图

也可根据土层的深度（Z）、不同深度监测点的沉降量（S）和所受荷载（P）的关系绘制如图 6-17 所示的土层荷载-沉降量-深度曲线图。图中分 I_1、II_1、II_2、II_3 和 III_4 共 5 种土层，分别埋设了标 1 到标 5 共 5 个监测标，从 1979 年 10 月 30 日至 1981 年 3 月 6 日共进行了 9 期观测，土层上的荷载与观测周期相对应，从图上可直观看出荷载与不同深度的沉降量的关系。

一维变形如沉降量还经常采用绘制平面等值线图进行表达。图 6-18 是某大楼的沉降等值线图。图 6-19 是某矿区地表沉降等值线图，该图还绘出了各监测点的平面位移向量，图

表 6-3 某大楼高程监测点的绝对沉降值

周期	零周期	复测周期							
	1	2	3	4	5	6	7	8	
时间	1982.2.2	1982.2.12	1982.2.25	1982.3.1~4	1982.3.23	1982.4.7	1982.6.7	1983.9.30	
建筑阶段	基础开挖处理			基础完成	地下水位下降	最低地下水位	框架完成	全部建成	
监测点	高程	沉降值	高程	沉降值	高程	沉降值	高程	沉降值	高程	沉降值	高程	沉降值	高程	沉降值	高程	沉降值
		上周期 零周期		上周期 零周期		上周期 零周期		上周期 零周期		上周期 零周期		上周期 零周期		上周期 零周期		上周期 零周期
点号	m	mm	m	mm	m	mm	m	mm	m	mm	m	mm	m	mm	m	mm
1	9.568						9.568				9.568		9.568		9.567	-1 -1
2	9.058						9.059	+1			9.059	+1	9.059	+1	9.058	-1
3	8.611						8.612	+1			8.611		8.612	+1 +1	8.611	-1
4	7.769		7.769				7.770	+1	7.770	+1	7.770	+1	7.770	+1	7.768	-2 -1
5	7.632		7.629	-3			7.629	-3	7.630	+1 -2	7.629	-1 -3	7.628	-1 -4	7.626	-2 -6
6	7.632		7.628	-4			7.628	-4	7.628	-4	7.628	-4	7.627	-1 -5	遮挡	
7	7.525		7.520	-5			7.520	-5	7.521	+1 -4	7.520	-1 -5	7.520	-5	·	
8	7.368		7.365	-3			7.364	-4	7.365	+1 -3	7.364	-1 -4	7.364	-4	7.360	-4 -8
9	7.360		7.358	-2	7.357	-1 -3	7.357	-3	7.358	+1 -2	7.357	-1 -3	7.357	-3	遮挡	
10	7.384		7.382	-2			7.382	-2	7.382	-2	7.382	-2	7.382	-2	·	
11	7.388		7.387	-1			7.387	-1	7.387	-1	7.387	-1	7.387	-1	·	
12	7.391		7.390	-1			7.390	-1	7.390	-1	7.390	-1	7.391	+1	·	
14	7.713		7.712	-1	7.713	+1	7.712	-1 -1	7.712	-1	7.713	+1	7.714	+1 +1	7.711	-3 -2
15	7.768		7.767	-1	7.767	-1	7.767	-1	7.768	+1	7.768		7.768		7.766	-2 -2
16	7.444		7.442	-2	7.432	-10 -12	7.431	-1 -13	7.432	+1 -12	7.432	-12	7.432	-12	7.429	-3 -15
17	7.909				7.901	-8	7.900	-1 -9	7.900	-9	7.900	-9	7.900	-9	7.896	-4 -13
18	7.794				7.794		7.794		7.795	+1 +1	7.794	-1	7.796	+2 +2	7.795	-1 +1
19	7.953		7.954	+1	7.950	-4 -3	7.950	-3	7.951	+1 -2	7.951	-2	7.951	-2	7.948	-3 -5
20	7.803				7.793	-10	7.793	-10	7.793	-10	7.793	-10	7.794	+1 -9	7.791	-3 -12
21	7.956				7.954	-2	7.953	-1 -3	7.953	-3	7.953	-3	7.953	-3	7.951	-2 -5
22	7.716		7.716		7.716		7.716		7.716		7.716		7.716		7.712	-4 -4
23	7.700		7.699	-1			7.699	-1	7.700	+1	7.700		7.699	-1 -1	7.695	-4 -5

表 6-4　某大楼相邻高程监测点相对沉降值

周期	零周期	复测周期							
	1	2	3	4	5	6	7	8	
日期	1982.2.2	1982.2.12	1982.2.25	1982.3.1~4	1982.3.22	1982.4.7	1982.6.7	1983.9.30	
建筑阶段	基础开挖处理			基础完成	地下水位下降	最低地下水位	框架完成	全部建成	
监测点	高差 Δh	相对沉降 上周期	相对沉降 零周期	高差 Δh	相对沉降 上周期	相对沉降 零周期	高差 Δh	相对沉降 上周期	相对沉降 零周期	高差 Δh	相对沉降 上周期	相对沉降 零周期	高差 Δh	相对沉降 上周期	相对沉降 零周期	高差 Δh	相对沉降 上周期	相对沉降 零周期	高差 Δh	相对沉降 上周期	相对沉降 零周期
编号	mm	mm		mm	mm		mm	mm		mm	mm		mm	mm		mm	mm		mm	mm		mm	mm	
1																								
2	-510									-509		+1				-509		+1	-509		+1	-509		+1
3	-447									-477						-447			-447			-447		
4																								
5	-138			-140		-2				-140		-2	-140		-2	-141	-1	-3	-141		-3	142	-1	-4
6	+1			-1		-2				-1		-2	-2	-1	-3	-2		-3	-1	+1	-2			
7	-107			-108		-1				-108		-1	-107	+1		-108	-1	-1	-108		-1			
8	-157			-155		+2				-156	-1	+1	-156		+1	-156		+1	-156		+1			
9	-8			-7		+1				-7		+1	-7		+1	-8	-1		-7	+1	+1			
10	+23			+24		+1				+24		+1	+25	+1	+2	+25		+2	+25		+2			
11	+4			+5		+1				+5		+1	+5		+1	+5		+1	+6	+1	+2			
12	+3			+3						+3			+3			+4	+1	+1	+4		+1			
14	+322			+322						+323	+1	+1	+322	-1		+323	+1	+1	+323		+1			
15																								
16	-325			-325			-334	-9	-9	-336	-2	-11	-336		-11	-366		-11	-366		-11	-338	-2	-13
17																								
18	-115						-106		+9	-106		+9	-105	+1	+10	-106	-1	+9	-104	+2	+11	-101	+3	+14
19																								
20	-150						-157		-7	-157		-7	-158	-1	-8	-157	+1	-7	-157		-7	-158	-1	-8
21	+152						+160		+8	+160		+8	+160		+8	+160		+8	+159	-1	+7	+160	+1	+8
22																								
23	-17			-18		-1				-17	+1		-16	+1	+1	-17	-1		-17			-17		

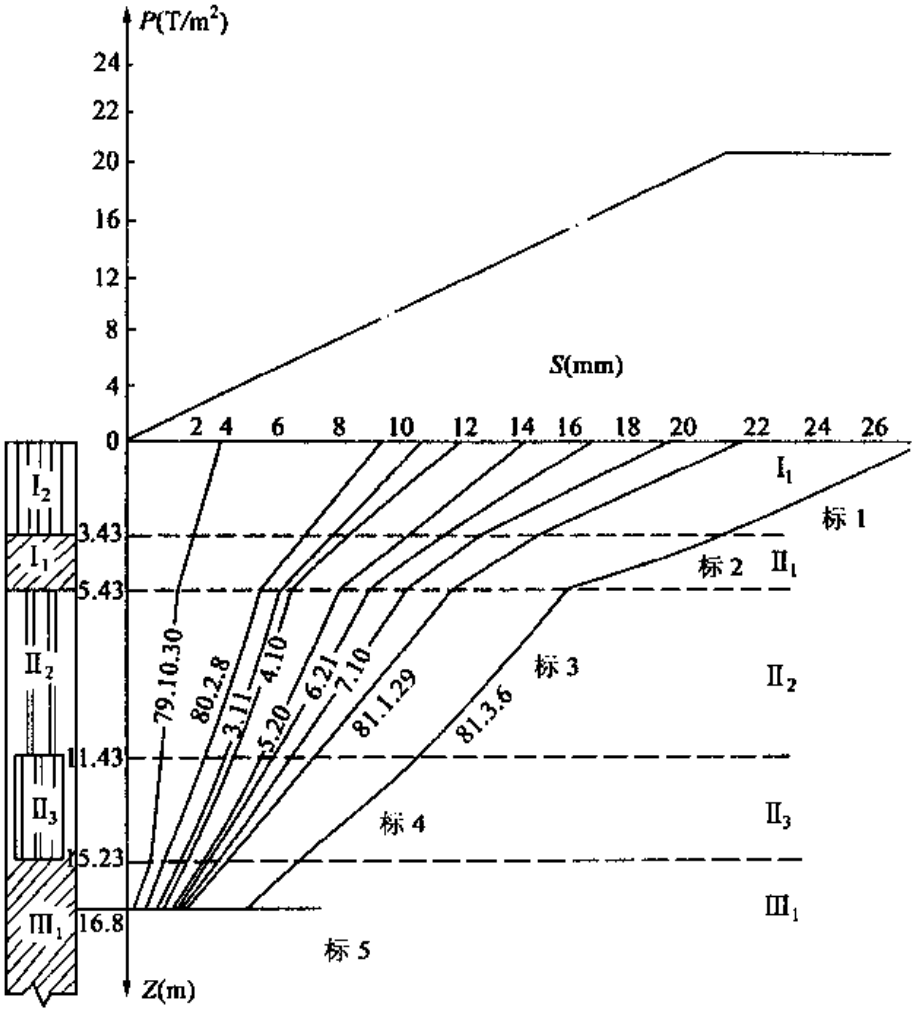


图 6-17　土层的荷载-沉降量-深度（*P-S-Z*）曲线图

中除需注出高程和平面的精度外，还需绘出比例尺。从等值线上所注的沉降值和等值线的疏密可以直观地描述沉降的局部和总体情况。

还可以绘制建筑物某一断面上在某一时刻的沉降线图，图 6-20 是某核电厂竣工后某一断面的沉降线图，它形象地表示出沉降与建筑物分布及荷载的关系。

图 6-21 为某一大坝断面的铅直观测布置图及在不同坝高的水平位移时间过程线图。图分为三个部分，第一部分为大坝断面和监测点布设示意图，采用铅直基准线法，注出了每一层的高程；第二部分为水位和温度曲线，从 1981 年 9 月开始，观测上、下游坝面两种温度；第三部分为各监测点的水平位移变形曲线，采用连续自动观测。拱冠的外部观测采用大地测量方法进行周期观测。上述三个部分特别是二、三部分可以对照，非常直观。图 6-22 绘出了该大坝断面各观测周期用测倾仪测得的挠度曲线图，同时绘出了水位过程曲线，说明中给出了置信范围。

当监测点点数不多时，可将几期的位移成果绘在一张图上，并与影响量相联系。图6-23是某拱坝坝顶多期观测的位移矢量图，除平面图、剖面图与比例尺说明外，还列表说明了几周期的观测时间和库水位。

图 6-24 将滑坡体上几个断面监测点的水平位移和沉降位移绘在一起，并绘出了滑坡周界。

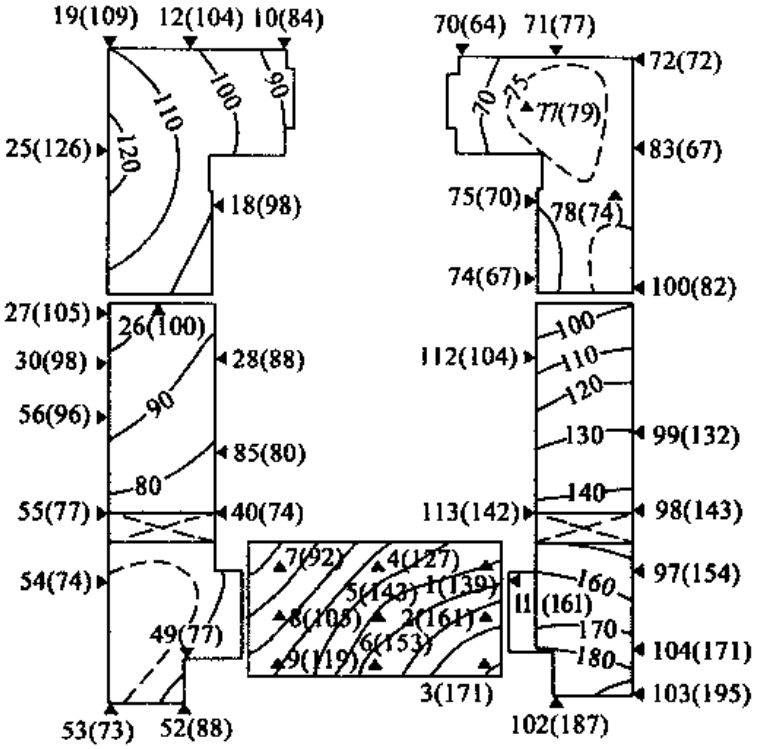


图 6-18　某大楼沉降等值线图

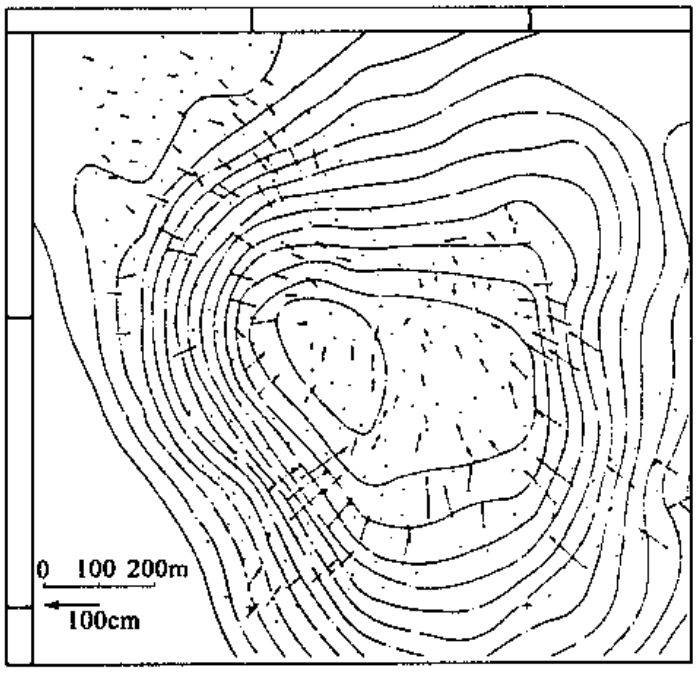


图 6-19　某矿区地表沉降等值线和平面位移向量图

三维立体描述是一种辅助方法，图 6-25 是一个地表沉陷的例子。图 6-26 则是对大坝变形的直观模拟。这种方法生动直观，但得不到精确的变形值，需与其他图表配合使用。

在图形表达中，比例尺的选择十分重要，变形体的比例尺与变形的比例尺要选配得当。若有多种图在一起，其比例尺应统一。对于多周期观测，要考虑图形的增绘。使用的颜色和

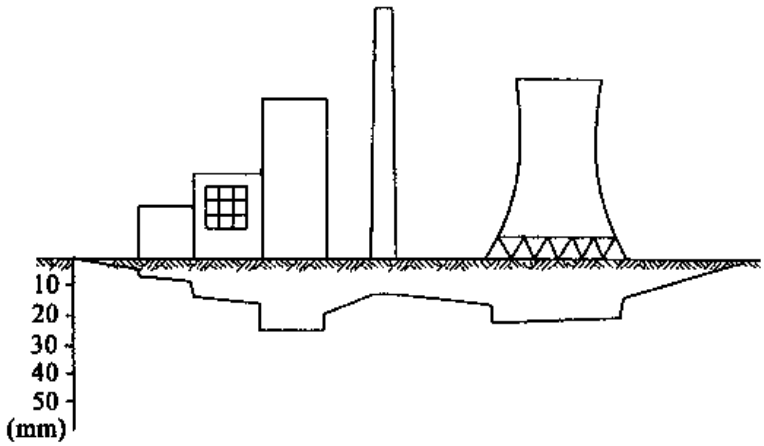


图 6-20　建筑物某一断面上的沉降线图

符号要有助于加强表达效果，注记要吸引人，图中的信息应完备。要将测量与制图知识结合起来，绘出的图让非专业技术人员也能看懂。

上述各种图形表达，应实现用计算机辅助制图完成。

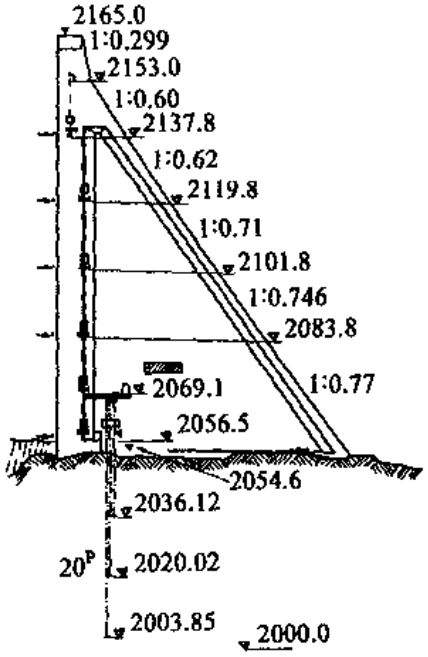
三、对所测变形的解释

对由测量获得的变形的解释需要多学科专业知识，因此，在变形监测的整个过程中，测量人员与建筑设计人员、工程地质人员以及其他有关专业人员的合作是非常重要的。对变形的解释与变形体的性质和监测目的有关，需要解答以下的问题：

- 是变形体及其环境的状态安全监测还是交通安全监测或运行安全监测；
- 需在不同荷载情况下，对变形体的变形模型做检验验证；
- 根据岩土力学性质建立物理力学模型；
- 工程整治的效果怎样；
- 对地球物理或物理假设进行验证；
- 对工程建筑物进行监测和检验；
- 采取建筑措施后做建筑物的安全证明。

在安全证明方面，需要快速地得到结果，例如通过获取倾斜位置及倾斜量，来说明采取加固措施后的效果。一般要选取一些监测点，将测量得到的变形值与事先给出的一个界限值进行比较，用统计检验的方法检验变形是否显著。如果出现不安全现象如超出设计预估的趋势性变形，则需要做详细的变形分析。例如，对所能得到的全部资料进行处理，以便找出变形产生的原因并提出整治方案。这时，对成果仅做概括性地表达或一般的整理就不能达到目的了。

如果变形分析的目的是为了检验所建立的变形模型，则要将按模型预测的变形量与测量获得的量进行比较，若结果相差很大，一般要对模型做修改：改变模型参数或对模型进行扩展。这种修改要在证实有附加的影响因子情况下进行。对于物理力学模型也是类似的，往往偏差更大，这是因为材料的物理力学参数选取近似性很大。对于地球物理或物理假说，更难给出一个先验值，因此，测量所获得的变形量是各种建模的基础。然而，若能找到确定性的数学公式，它既能进行有意义的解释，又能支持某种假说或能导出新的认识，这无疑是最好的解答。



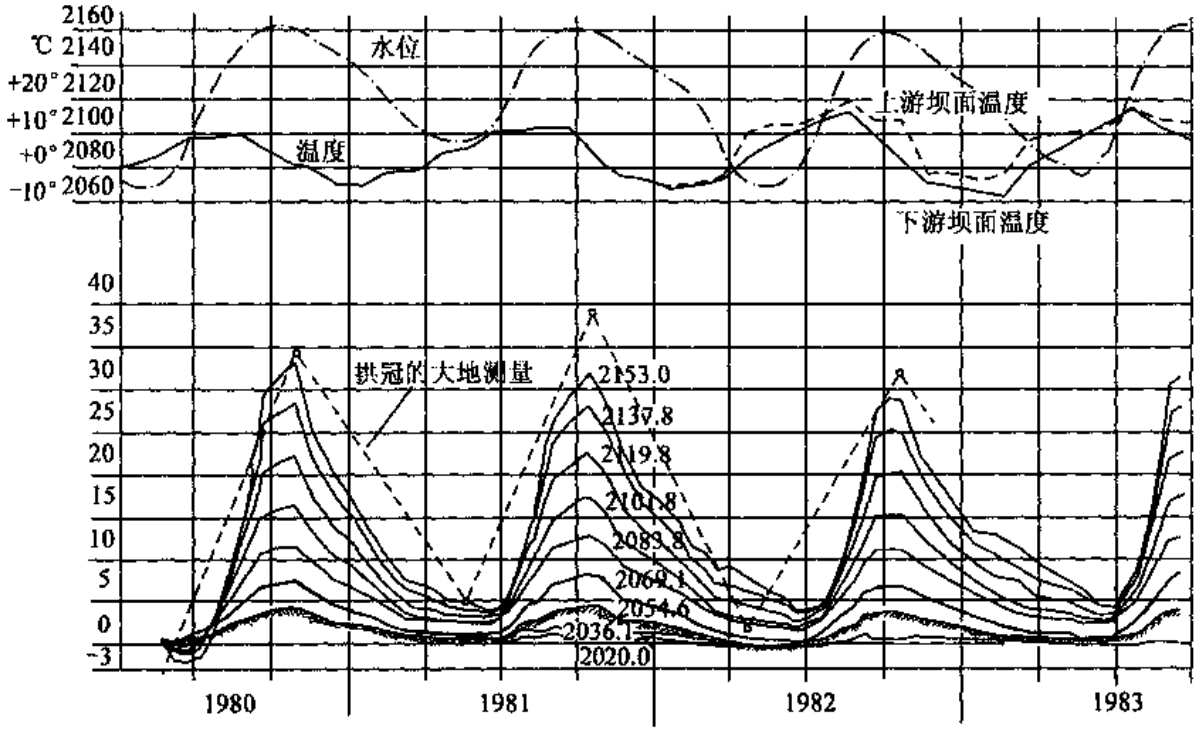


图 6-21　某大坝铅直观测测线上不同高程面上的水平位移曲线图
（位移值的 95% 置信范围为 ± 1.6mm）

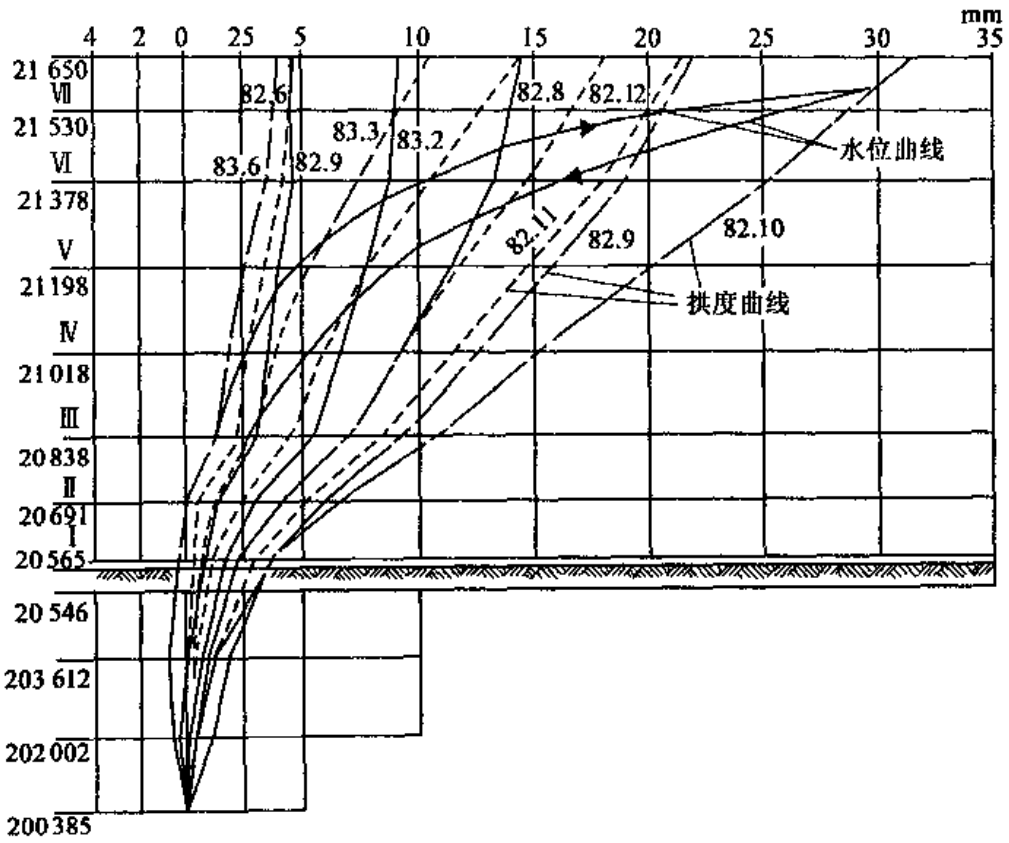
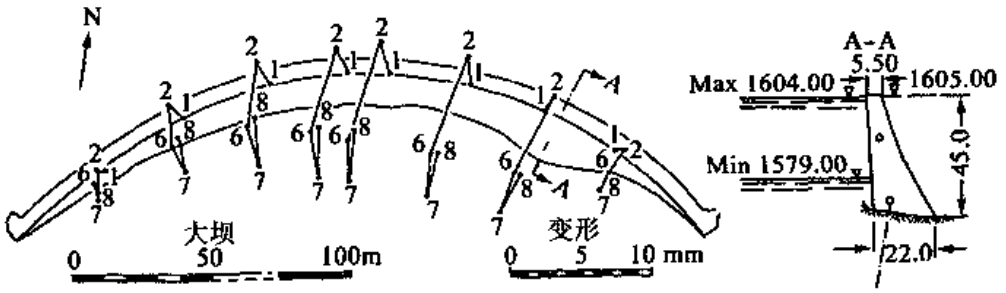


图 6-22　某大坝由测倾仪得到的挠度曲线图



周期	日期	水位
1	1980.06.08	空
2	1980.07.28	空
6	1981.08.16	1604
7	1982.06.18	1604
8	1983.05.20	1591

图 6-23　多期位移矢量图

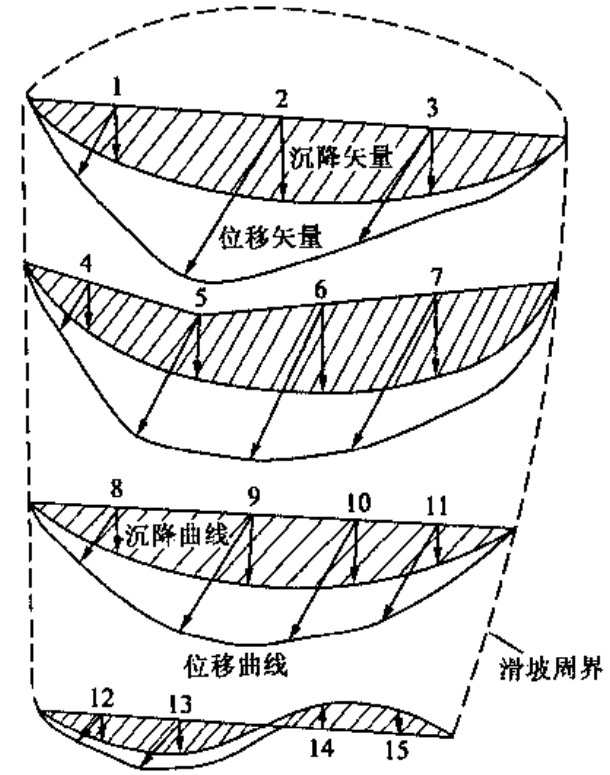


图 6-24　某滑坡体上的位移和沉降矢量图

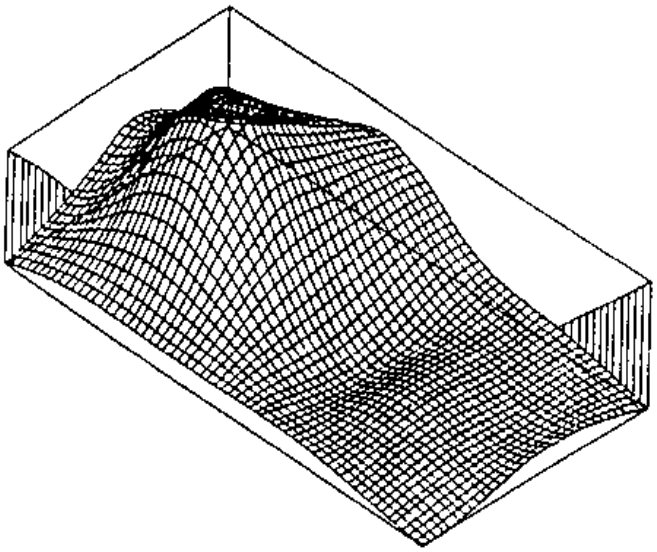


图 6-25　地表沉降的三维表达

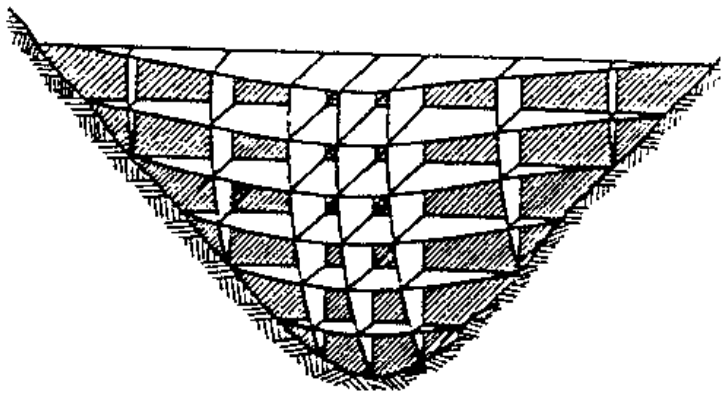


图 6-26　大坝水平位移的立体表达

第七章　设备的安装和检校测量

第一节　精密微型控制网

进行设备安装和检校，测量工作的主要任务是根据设计和工艺的总体要求，将大量的工艺设备构件按规定的精度和工艺流程的需要安置到设计的位置上，并在设备运转过程中进行必要的检测和校准测量，因此必须建立安装测量控制网。这类网常布设成精密微型控制网的形式，其精度与设备安装的精度要求有关，对于大型和特种精密设备安装，测量精度甚至达到了计量级。这类网一般由规则图形构成，下面介绍几种特殊的控制网形式。

一、直伸三角形网

直伸边角网如图 7-1 所示，设 A 为固定点，AB 为固定方向，且设为 x 轴方向。其他控制点 1、2…基本上位于直线 AB 上，通过边角测量来确定各点的纵横向坐标。

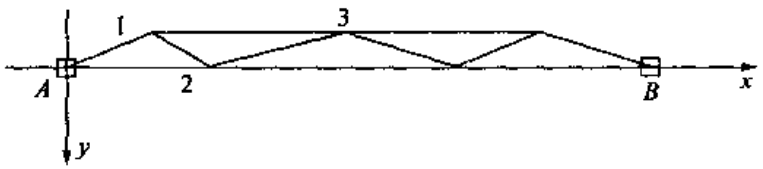


图 7-1　直伸边角控制网

由于控制点基本上位于一条直线上，三角形内角接近 0°或 180°，故三角网的图形条件很差，但边角网的图形条件是强的。这一结论可以从对边角观测值误差方程的分析中得到。

1．边长观测误差方程

边长观测误差方程的一般形式为：

$$V_{ij}^{S} = -\cos\alpha_{ij}^{o}\mathrm{d}x_i - \sin\alpha_{ij}^{o}\mathrm{d}y_i + \cos\alpha_{ij}^{o}\mathrm{d}x_j + \sin\alpha_{ij}^{o}\mathrm{d}y_j + l_{ij}^{S} \tag{7-1}$$

其中，α_{ij}^{o}为 ij 边的近似方位角，$l_{ij}^{S} = S_{ij}^{o} - S_{ij}$，$S_{ij}^{o}$为边长的近似值，为观测值。由于各控制点近似在一条直线上，方位角接近 0°或 180°，故有：

$$\sin\alpha_{ij}^{o} \approx 0, \cos\alpha_{ij}^{o} \approx 1 \text{ 或 } -1$$

因此直伸网边长误差方程可简化为：

$$V_{ij}^{S} = -\mathrm{d}x_i + \mathrm{d}x_j + l_{ij}^{S}, (j > i) \tag{7-2}$$

即边长误差方程仅用于求解 x 坐标（纵向）的改正数。

2．方向观测误差方程

方向观测误差方程的一般形式为：

$$V_{ij}^{D} = -\mathrm{d}\xi_i + \frac{\sin\alpha_{ij}^{o}}{S_{ij}^{o}}\mathrm{d}x_i - \frac{\cos\alpha_{ij}^{o}}{S_{ij}^{o}}\mathrm{d}y_i - \frac{\sin\alpha_{ij}^{o}}{S_{ij}^{o}}\mathrm{d}x_j + \frac{\cos\alpha_{ij}^{o}}{S_{ij}^{o}}\mathrm{d}y_j + l_{ij}^{D} \tag{7-3}$$

其中，$\mathrm{d}\xi_i$ 为定向角改正数，S_{ij}^{o} 为 ij 边近似边长，$l_{ij}^{D} = T_{ij}^{o} - T_{ij} - Z_i^{o}$，$T_{ij}^{o}Z_i^{o}$ 为 ij 方向近似值，Z_i^{o} 为 i 测站定向角近似值。

(7-3) 式进一步简化为：

$$V_{ij}^{D} = -\mathrm{d}\xi_i + \frac{1}{|x_i^{o} - x_j^{o}|}\mathrm{d}y_i + \frac{1}{|x_j^{o} - x_i^{o}|}\mathrm{d}y_i + l_{ij}^{D} \tag{7-4}$$

式中，x_i^{o}、x_j^{o} 为 i、j 点的近似坐标。因此方向误差方程仅用于求解 y 坐标（横向）的改正数。

二、环形控制网

高能物理粒子加速器中，粒子束是在储能环中高速运动的。为了让粒子束在封闭的环内运行，周围需要安装很多巨型磁块，使粒子进行转向。要求任意两个相邻磁块间的相对径向中误差为 0.1mm。磁块安装在地下环形隧道内，测量工作是在隧道内进行的。为了安装这些磁块并在运行期间观测其变形，要沿闭合曲线布设一系列测量控制点。由于隧道内通视条件的限制，目前环形控制网一般布设成测高直伸三角形环网或大地四边形环锁等形式。

1. 环形测高直伸三角网

环形测高直伸三角形网的布网方案如图 7-2 所示，除了测定每个三角形的三条边外，在每一个直伸的三角形中，在长边上引张一条弦线，用专用工具丈量三角形的高，根据两边和高可以推算出三角形的三个角值。在加速器工程中，采用专用钢瓦测距仪 Distinvar 测距，精度可达 0.03～0.05mm，因此能显著地改善方位角传递的精度，有效地克服了三角形因视线靠近隧道壁产生的旁折光影响，实质上是以测边、测高达到高精度测角。下面来分析一下间接测角的精度。

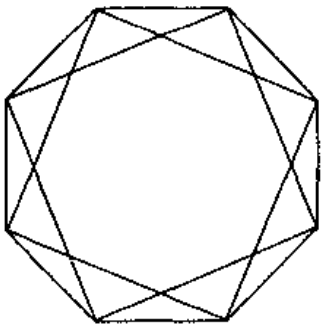


图 7-2　环形直伸三角形网

如图 7-3，在直伸三角形 abc 中，三角形内角的计算公式为：

$$\sin a = \frac{h}{S_1}, \sin c = \frac{h}{S_2}, b = 180^{\circ} - a - c$$

微分上式的第一式，并转换成中误差可得：

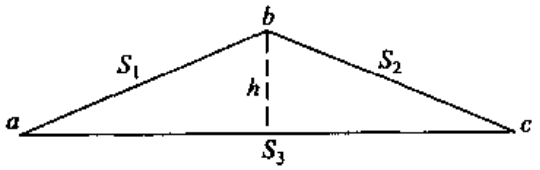


图 7-3　测高直伸三角形

$$m''_a = \rho'' \cdot \tan a \sqrt{\left(\frac{m_h}{h}\right)^2 + \left(\frac{m_{S_1}}{S_1}\right)^2} \tag{7-5}$$

环形控制网的边长一般较短，三角形为狭长三角形，故有 $\tan a \approx h/S_1$，上式化为：

$$m''_a = \rho'' \sqrt{(\frac{m_h}{S_1})^2 + (\frac{h}{S_1})^2(\frac{m_{S_1}}{S_1})^2} \tag{7-6}$$

由此可见，在测边误差和边长一定的条件下，h 越小，m_a 也随之变小。

例如在某环形加速器工程中，环的半径为 $R=233.45$m，布设 60 个控制点，由此可算得 $S_1=24.4$m，$h=1.28$m。设 $m_S=0.06$mm，$m_h=0.03$mm，代入（7-6）式后可得 $m_a=\pm 0.25''$，同样可得 $m_c=\pm 0.25''$，而 $m_b=m_a=\pm 0.35''$。

如果只测量狭长三角形的三条边 S_1、S_2、S_3，那么可以推出三角形的角值：

$$\cos b = \frac{S_1^2 + S_2^2 - S_3^2}{2S_1S_2} \tag{7-7}$$

微分上式并整理，可得中误差公式为：

$$m_b = \pm \frac{\rho''}{h} \sqrt{m_{S_1}^2 + m_{S_2}^2 + m_{S_3}^2} \tag{7-8}$$

在上例中，$h=1.28$m，设：$m_{S_1}=m_{S_2}=m_{S_3}=0.04$mm，则可得：$m_b=\pm 11.2''$。

由此可见，用直伸三角形三条边长来推求角度的精度不高，证明了用测量二条短边和高来求角的方案是最佳的。但增加测量底边长可以起到检核作用，也有助于减少相邻点的相对点位误差。

2．大地四边形环锁

如图 7-4 所示，四边形环锁的图形结构比较坚强，测量全部边，不测角度，也是一种较好的布设方案。但它的工作量大，需要具备四种不同长度的钢瓦尺。

在评定环形控制网的精度时，一般要求给出切向误差和径向误差，如果在直角坐标系下进行平差，则平差后要将 x 和 y 方向的误差转换成切向误差和径向误差。考虑到环形控制网的特点，可采用极坐标系，如图 7-5，平差后可直接得到径向误差值。在平差时要建立大地四边形环锁在极坐标系下的边长误差方程。

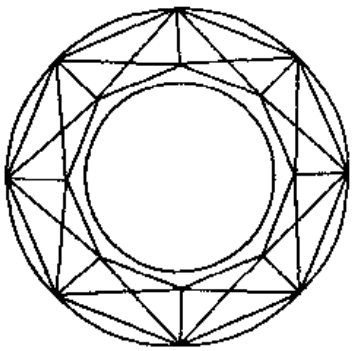


图 7-4　四边形环锁

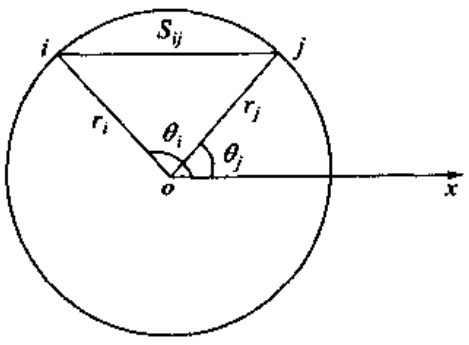


图 7-5　极坐标系

三、三维控制网

一般的工程控制网，通常是将平面和高程分别建立的。这样做的主要原因是三角高程测量的精度较低，与平面位置的精度不匹配，特别是在野外，大气折射对垂直角的影响很大。但在安装控制网的小范围内，采用全站仪可以同时获得精度相匹配的斜距、水平角、天顶距等观测元素，经过三维网整体平差可一次性得到网中各待定点的三维坐标（x，y，z）。三维网的意义在于：避免了二次布网、观测和平差的繁琐工作；也避免了一些相关元素分开处

理在精度上、时间上和信息上带来的损失，理论上更加完善，因此在安装控制网中三维网的应用已越来越广。本章第三节工业测量系统将介绍有关建立三维网的方法。

第二节　精密定线和短边方位传递

一、精密定线的方法

在设备的安装和调试中，直线的准直是轴线调整的主要内容。下面介绍几种精密定线的方法。

（一）外插定线

如图7-6中，已知A、B两点，要在延长线上定出一系列待定点。

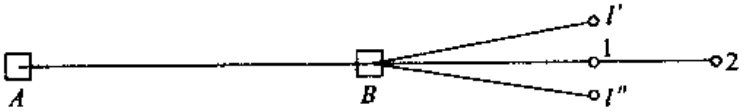


图7-6　经纬仪外插定线

操作方法是将经纬仪架在B点，盘左照准A点，固定照准部，然后把望远镜绕横轴纵转180°定出待定点$1'$；盘右重复上述步骤，定出$1''$；取$1'$、$1''$的中点即为1号点的最终位置。

可以仿此放样出2号点，当B、2两点相距较远时，可将经纬仪设在1号点上，用A、1两点来放样2号点。如果要放样一批点，可一站站往前搬，称为逐点向前搬站外插定线。

（二）内插定线

设地面上有A、B两点，如图7-7所示，现要在AB直线上放样出P点。如A点或B点能设置经纬仪，那么望远镜照准B或A点后固定经纬仪照准部，在所需的位置上即可放样出P点。如A、B两点不便于设置经纬仪（如为设备上的两点等），可采用所谓的归化法内插定线的方法。

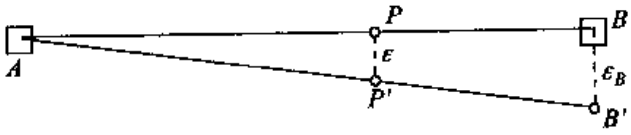


图7-7　内插定线

在概略点P'架设经纬仪，P'基本位于AB直线上，采用外插定线的方法在B点附近放出一点为B'，量出BB'的距离，那么PP'的距离为：

$$\varepsilon = \frac{S_a}{S_a + S_b} \cdot \varepsilon_B \tag{7-9}$$

将P'点往P点方向改正距离ε即可得到P点。

实际上在归化过程中，并不是一次就可以将P点放样到AB直线上，需要逐次归化。为达到上述目的，也可以通过在P'点测量$\angle AP'B = \gamma$，然后利用γ角来计算归化值，如下图7-8所示。归化值的计算公式为：

$$\varepsilon = \frac{S_a S_b \sin\gamma}{L} \tag{7-10}$$

式中，S_a、S_b、L采用概略距离即可。由于γ角接近180°，故$\Delta\gamma = 180° - \gamma$为小角度，上

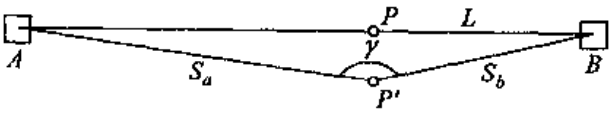


图 7-8　归化法定线

式可化为：

$$\varepsilon = \frac{S_a S_b}{S_a + S_b} \cdot \frac{\Delta\gamma''}{\rho''} \tag{7-11}$$

利用归化值将 P' 点调整到 P 点，再测角，直到满足设计给定的限差为止。本法特别适用于 A、B 点已标定在墙上或高处，而不便于设站的情况。可以证明用这种方法求归化值的精度要比将经纬仪放在端点测小角度来计算归化值的精度要高。

（三）激光准直测量

在高精度设备安装中，如北京正负电子对撞机工程中，加速器直线段的准直测量精度要求为±0.2mm，用经纬仪测角的方法是很难满足这一要求的，一般采用精密准直测量方法。准直测量分光学机械法、激光束准直法和波带板激光准直测量法等。波带板激光准直测量是利用激光单色性好的优点，采用波带板进行衍射法准直，准直精度可达 10^{-6}，在真空管道内准直，精度可达 10^{-7}。

北京正负电子对撞机工程中，激光准直测量采用往返观测，并提供支架相对于基准线的偏离值。支架调整时，由激光准直检测支架的调整量，直到各支架调整到符合设计要求为止。为减弱大气条件的影响，激光准直的观测工作在夜间进行，并排除热辐射的影响。

激光准直在大气条件下，准直的精度为 10^{-6}～10^{-5}。提高精度的主要障碍是大气折光的影响，为此可采取两种途径减弱折光影响：其一，将整个波带板装置放置于近似真空的环境下；其二，在点光源到接收装置的光路上用“层流”代替“紊流”也可减弱影响。除了在设备精密安装中的应用外，激光准直测量还广泛地应用于线状工程建筑物的变形观测，例如导弹发射用的高速轨道及大坝变形观测等。

二、短边方位传递

在一些特殊的工程测量项目中，需要进行短边角度和方位测量。由于测量现场条件的限制，控制点间的边长一般很短，通常只有几米至十几米的距离，对于这样短的边长，要保证角度测量和方位传递的精度，必需采取一些特殊的测量手段和方法。

（一）短边测角的技术特点

1．短边测角的主要误差影响

短边测角的主要误差是系统误差，其次才是偶然误差。系统误差主要有：仪器和目标对中误差、望远镜调焦误差和经纬仪垂直轴倾斜误差等。

1）对中误差的影响

对中误差分为仪器对中误差和目标偏心误差两项，如图 7-9 所示。

作为一个特例，设测站 O、照准点 A、B 的对中误差 $e_1 = e_2 = e_3 = e$，边长 $s_1 = s_2 = s$，$\beta \approx 180°$，那么由仪器对中误差（此时不考虑目标偏心误差）产生的测角中误差为：

$$m_{\beta_{仪}} = \pm \frac{\sqrt{2}e}{s} \cdot \rho'' \tag{7-12}$$

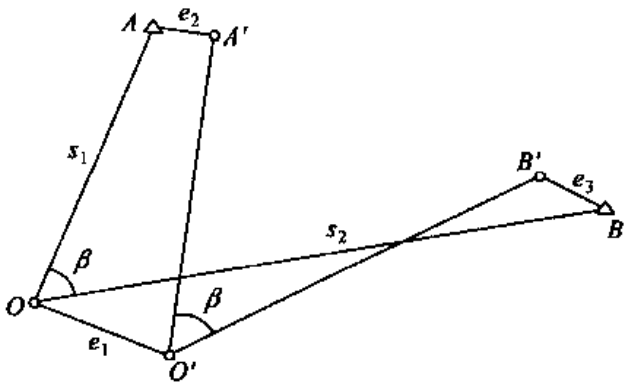


图 7-9　偏心误差对角度测量的影响

同样，由目标的偏心误差（不考虑仪器对中误差）产生的测角中误差为：

$$m_{\beta_{目}} = \pm \frac{e}{s} \cdot \rho'' \tag{7-13}$$

设目标偏心误差和仪器对中误差互相独立，因此，这两项误差产生的测角误差为：

$$m_{\beta} = \pm \frac{\sqrt{3}e}{s} \cdot \rho'' \tag{7-14}$$

对中的方法通常有：垂球对中、光学对点器对中、激光对点器对中、对中杆对中和强制对中等方法。一般来说，垂球对中误差为 2～3mm，对中杆对中误差在 1mm 左右，而经过严格检校的光学对点器的对中精度为 0.5mm，采用固定螺丝的强制对中精度最高，一般要小于 0.1mm。表 7-1 给出了不同对中精度（e）和边长（s）时的测角精度（m_β，单位秒）情况。

表 7-1　不同对中精度和边长时的测角精度情况

s \ e	3mm	2mm	1mm	0.5mm	0.1mm
2m	535.9	357.3	178.6	89.3	17.9
5m	214.2	142.9	71.4	35.7	7.2
10m	107.2	71.5	35.7	17.9	3.6
20m	53.6	35.7	17.9	8.9	1.8

2）望远镜的调焦误差

在短边情况下观测目标，望远镜调焦透镜的变动量是较大的，因此不同方向望远镜的调焦是不可避免的。所谓望远镜的调焦误差是指在观测过程中，因调节望远镜物镜焦距而引起的望远镜照准轴的变动给测角带来的误差。望远镜调焦误差的光路如图 7-10 所示。

图中：o_1 为物镜光心，C_2 为分划板十字丝中心，x 为调焦镜光心（O）偏离理论照准轴 o_1C_2 的距离。如果将 C_2 看成物点，根据凹透镜的成像原理有：C_2 点可被调焦透镜成一虚像点 C_2'，此时 $C_2'o_1$ 就成了望远镜实际的照准轴。

设 C_2' 到 o_1C_2 的距离为 x'，到物镜光心的距离为 l_1'，那么调焦误差 α 的公式为：

$$\alpha'' = \frac{x'}{l_1'} \cdot \rho'' \tag{7-15}$$

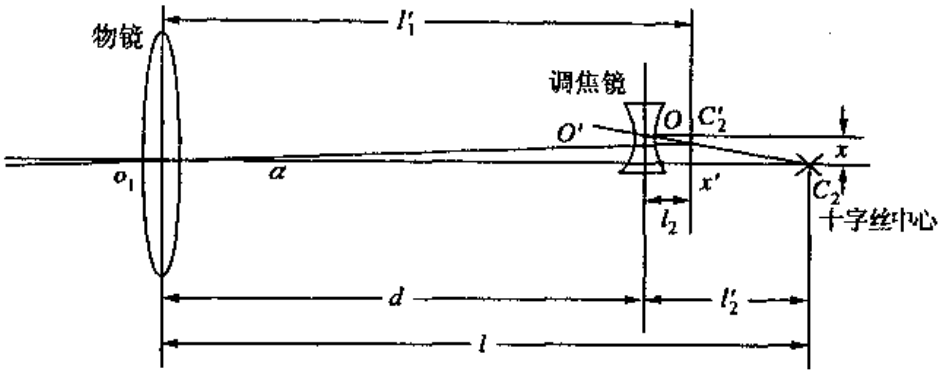


图 7-10　望远镜调焦误差示意图

设望远镜物镜焦距为 f_1'，调焦透镜的像方焦距为 f_2'，d 为调焦镜至物镜的距离，那么调焦误差的计算公式还可化为：

$$\alpha'' = \frac{d - f_1'}{f_1' \cdot f_2'} \cdot x \cdot \rho'' \tag{7-16}$$

由此可见，望远镜的调焦误差有如下性质：

（1）调焦误差（照准轴偏角）α 与调焦物镜光心偏离物镜光心和分划板十字丝中心连线的距离 x 成正比。

（2）望远镜对同一目标观测调焦，如果盘左、盘右透镜的光心能处于同一位置，保持 d 和 x 不变，那么盘左、盘右 α 的绝对值相等，符号正好相反，因此，盘左、盘右取中数可消除调焦误差的影响。

（3）对远近不同距离的目标调焦观测，调焦透镜沿望远镜套筒内壁滑行，因存在隙动差，即使对同一目标两次调焦，调焦轨迹也会发生微小的变化，这种晃动属于偶然误差，不能通过盘左、盘右取中数的方法来消除，但多次观测取中数可以减弱。

通过上述分析，在短边测角时调焦一定要注意用力均匀操作，同时在作业前应检查望远镜调焦运行的正确性。观测方法可采用盘左、盘右对一个目标同时测完后再观测下一个目标。

3）垂直轴倾斜误差

由于边长较短，仪器与目标点之间的垂直角可能很大，因此，垂直轴倾斜误差的影响将不可忽略，由垂直轴倾斜误差的公式有：

$$\Delta v = i_v \cdot \tan\alpha \tag{7-17}$$

式中，i_v 为垂直轴在水平轴方向（横向）上的倾斜量，α 为观测目标点的垂直角。Δv 不能通过盘左、盘右取中数来消除，因此在观测中应加入垂直轴倾斜改正，或在各测回之间，重新调整仪器气泡居中，使 i_v 呈现偶然性。

最新的电子经纬仪，如 Leica 的 T2002/T3000 等，在仪器设计上增加了一个液面传感器，以测定垂直轴在两个方向上的倾斜量（纵向和横向），可以对垂直轴倾斜误差进行自动改正。补偿范围在 $\pm 3'$ 以内，精度可达 $\pm 0.1''$。

2．照准标志

特种工程测量特别是短边条件下，照准标志和照明条件是非常重要的。实践证明，瞄准精度除与经纬仪望远镜的光学性能、大气透明度、成像的稳定度等有关外，也与照准目标和

照明条件有相当大的关系。好的照准目标和照明条件可减少观测者疲劳，有利于加快工作速度和提高瞄准精度。好的目标应满足下列要求：

(1) 其形状和大小便于精确瞄准；

(2) 没有测量相位差；

(3) 反差大，亮度好；

(4) 目标的图案或实体中心轴应与机械轴重合，没有偏心差。

觇标的图案一般有三种：线条形、楔形和圆形，如图 7-11 所示。

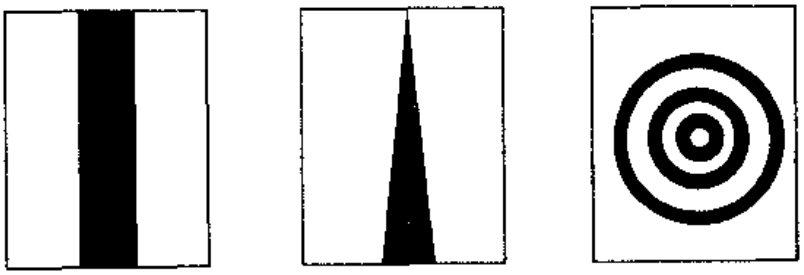


图 7-11　觇标的一般图案

实验表明，当目标与十字丝同宽、同样明亮、具有同样的反差时，瞄准精度为最高。因此，不同视线长度的目标应具有不同的宽度。一般光学经纬仪十字丝线条的宽度约为 6μm，望远镜物镜的焦距约为 300mm，由此算得十字丝的角宽约为 4″。如果希望目标宽在测站处的张角与十字丝同粗，则目标像宽应为 4″。

用双丝去夹准目标时，采用目标两侧空隙是否对称来判断是否瞄准目标。设十字丝双丝间隔的宽度为 t''，目标像两侧空隙宽为 b''，如图 7-12，则目标像宽为：

$$d'' = t'' - 2b'' \tag{7-18}$$

在大多数仪器中，$t = 30'' \sim 40''$，如果 b 最小等于 5″，则 d 最大等于 20″～30″。取 $b = d$，那么，$d = 10'' \sim 13''$。由上述分析可见目标宽大约在 4″～30″之间。

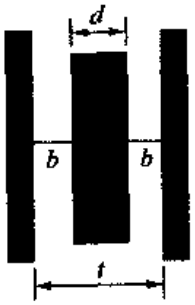


图 7-12　双丝照准目标

(二) 短边方位角传递

运载火箭的惯性制导系统，舰船及飞机上定位定向的惯导平台和平台罗经等，都是以陀螺为核心的装置，这些装置在使用前均应对陀螺进行测试，其中方位标定（子午线标定）是由精密工程测量给出的。

由于这些设备一般都是在实验室内，因此不具备直接测定天文方位角的条件，故通常的方法是在室外选一个天文观测点，测定某一方向的天文方位角，然后再将方位传递到室内，在传递过程中，边长都很短，因此称为短边方位传递。

为了克服对中误差和调焦误差的影响，短边方位传递一般采用三台仪器同时作业的角导线互瞄法，如图 7-13 所示。

1. 互瞄十字丝

由于经纬仪的十字丝是处在物镜的焦平面上，因此互瞄十字丝时，两台经纬仪的望远镜的焦距都要调整到“无穷远”位置，此时的望远镜实际上是一个平行光管。两台经纬仪互瞄十字丝后，实际上实现了两台经纬仪视准轴的互相平行，而不是重合，它们之间的关系如图

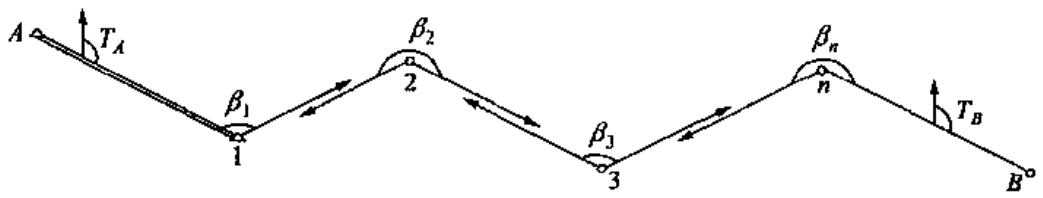


图 7-13　角导线互瞄法方位传递



图 7-14　望远镜无穷远时经纬仪互瞄关系

7-14 所示。

由于望远镜的视准轴相互平行的关系，因此不影响最后方位角的计算，其公式同样为：

$$T_B = T_A + \sum_{i=1}^{n} \beta_i + n \times 180^\circ \tag{7-19}$$

经纬仪互瞄法需三台仪器同时工作，仅需在 A、B 两点设置观测目标，而在 1 到 n 各点均需要设置经纬仪进行互瞄十字丝观测。测量方法是先用经纬仪的盘左互瞄，从 1 号点测到 n 点，然后用盘右从 n 点测到 1 号点，为一个测回，一般要观测 9～12 个测回。由于每次互瞄的方向都是变化的，因此每个角的上下半测回互差（2C）和测回互差都不应作比较，而限差的检查仅检查最后一条边的方位角 T_B 的测回互差。

2．互瞄内觇标

Leica 电子经纬仪 T2000 和 T3000 的望远镜内可以高精度地安装内觇标，一般要求安装精度（与视准轴的偏差）要达到 $\pm 4''$。事实上，即使内觇标偏离视准轴位置，通过对作为目标的经纬仪的两个度盘位置的内觇标进行观测并取中数，也能消除内觇标安装偏差的影响。互瞄内觇标法，测量的是仪器的中心，因此需要调焦观测。在测站设计时应尽量使各站间的距离相等，从而减弱调焦误差的影响，如果测站是稳定的（仪器未动），那么测站间的角度值是固定的，因此内觇标互瞄法可以检查各测回间单个角的测回互差。如果仪器搬动，那么只能检查最后一条边 T_B 的测回间互差。

3．互瞄法方位角传递实际精度

某试验中心的室内方位角需要从已知方位角的基准镜上进行传递，如图 7-15 所示。实际测量中采用两台 T3000 电子经纬仪进行短边方位传递。

图 7-15 中 A 为已知方位的基准镜，即其法线的天文方位角已知，B 为设备上的基准镜，其方位角未知。1、2 为两台 T3000 的设站点，1 到 A 的距离为 2m，2 到 B 的距离为 4m，1、2 间的距离约为 18m。

基准镜 A 的高度为 1.5m，而基准镜 B 的高度有 2m 多，因此在 2 点上设站需要有可升

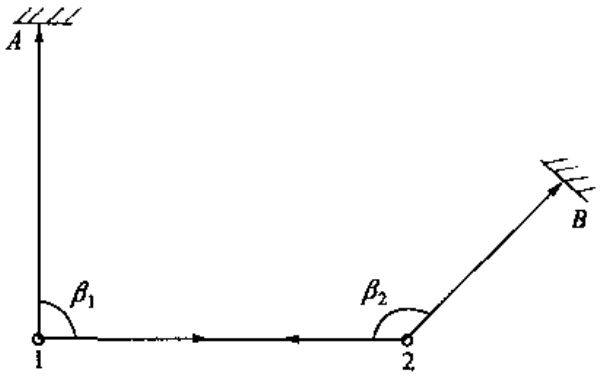


图 7-15　某短边方位角传递示意图

降的专用脚架。对基准镜观测采用自准直的方法，需要将焦距调至“无穷远”的位置，因此焦距调整好后，在互瞄过程中都不需再调焦了。

为了确保观测成果的可靠性，采用上午、下午两个时段，在 1、2 两点重新设站观测的方法，每个时段观测 9 个测回。

因为无法比较单个角的测回差，故列出各测回的观测结果，见表 7-2。

表 7-2　上午、下午两个时段方位角传递比较

$\beta_1+\beta_2$	上　午	下　午
1	195°06′34.8″	195°06′35.2″
2	35.4	36.0
3	35.2	35.0
4	33.1	35.6
5	34.2	35.4
6	33.6	33.4
7	35.0	35.4
8	33.9	35.0
9	33.1	34.8
Ⅱ 中　数	195°06′34.2″	195°06′35.1″
σ	±0.29″	±0.24″

从表中可以看出，上午、下午分别设站后方位角传递的互差仅为 0.9″，因此成果是可靠的。如果按 18 个测回取中数作为传递值，那么传递误差（1σ）为±0.21″。

第三节　工业测量系统

工业测量（Industrial Measurement）是指测量方法和技术在工业制造、产品质量检验、设备安装调试中的应用。工业测量系统主要是指用于进行精密定位的三维坐标测算系统。根据采用的仪器设备不同，可分为电子经纬仪工业测量系统、全站仪极坐标测量系统、近景摄影测量系统和激光跟踪测量系统等。本节主要介绍经纬仪、全站仪工业测量系统。

一、经纬仪、全站仪测量系统的基本配置

(一) 系统的硬件配置

经纬仪交会测量系统和全站仪极坐标测量系统的主要硬件由电子经纬仪、全站仪、接口、电缆、标准尺、测量标志、工业测量专用脚架以及计算机和打印输出设备等组成。其基本配置如图 7-16。图 7-17 是经纬仪测量系统的主要设备照片。

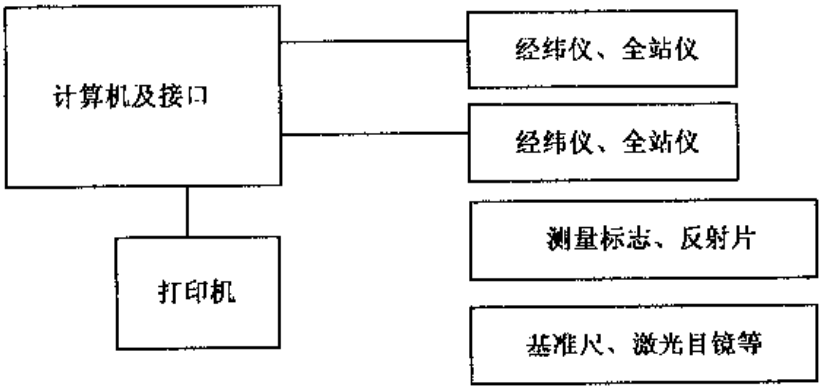


图 7-16　经纬仪、全站仪测量系统的基本配置

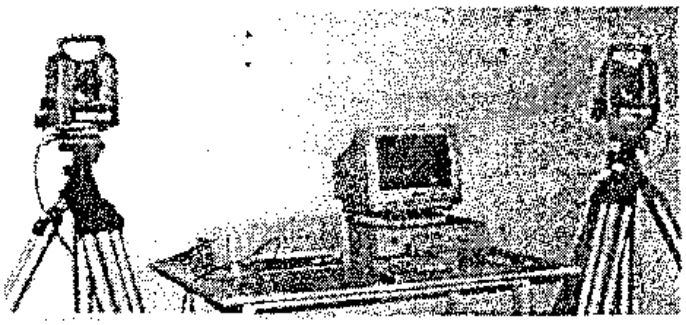


图 7-17　两台 T3000 电子经纬仪构成的测量系统

(二) 电子经纬仪和全站仪

工业测量系统使用的经纬仪和全站仪都是目前精度最高的仪器，以徕卡公司的 T3000、TC2002 和 TPS5000 系列的 TM5100 为例，其典型仪器的基本技术数据见表 7-3。

表 7-3　工业测量典型仪器的基本技术数据

仪器型号 / 技术参数	T3000	TC2002	TM5100
角度测量	绝对编码，动态系统，全度盘对径积分扫描		
测角精度	0.5″	0.5″	0.5″
距离测量	×	1mm + 1ppm	×
补偿器	液体双轴 3′	液体双轴 3′	液体双轴 3′
显示面板	三个单行显示窗	三个单行显示窗	一个八行显示窗

续表

仪器型号 / 技术参数	T3000	TC2002	TM5100
记录模块	非标准 REC 模块	非标准 REC 模块	标准 PCMCIA 卡
最短视距	0.6m	1.7m	0.6m
望远镜向下最大倾角	−55°	−54°	−55°
工作电压	12V	12V	12V
工作温度范围	−20～+50℃	−20～+50℃	−20～+50℃
望远镜成像	正立	正立	正立
马达定位精度	×	×	0.2mgon
马达旋转速度	×	×	50gon/s
重　量	7.5kg	7.6kg	6.8kg

为检验电子经纬仪和全站仪是否达到标称精度，需要进行各种检验和误差修正。通常，仪器具有以下几种机械误差：

（1）补偿器指标差；

（2）垂直度盘指标差；

（3）水平视准差；

（4）水平轴倾斜误差。

上述误差随时间和温度而变化，在下列情况下，需要重新测试并设置在仪器里：

（1）首次使用前；

（2）每次精密测量前；

（3）长途运输后；

（4）长期工作后；

（5）温度变化大于20℃。

各项误差的测定均有相应的指令和操作，一般应在工作现场进行。一些特殊项目的检验，如望远镜的调焦误差、自准直功能检校、内视标的校准等，全站仪的测距部分的检验如测距频率的检校、周期误差的检验以及加乘常数的检测等，需由专门的人员来完成。

（三）多路串口转换卡

多路串口转换卡也称多用户卡。一般计算机主板上有两个串口：com1 和 com2，缺省情况下，鼠标口为 com1。多路串口转换卡可以使计算机的串口扩充至4个、8个，甚至16个。便携机与台式机均有相应的多路串口转换卡。

Quatech 公司的产品 DSP-100 两用户卡是便携式 PCMCIA 卡，STB 系统公司的 4-COM 卡是台式计算机 4 用户卡。其技术参数如表 7-4 所示。

表 7-4　多路串口转换卡技术参数

名称	端口数	串行口 I/O	最高波特率	中断	适用于
DSP-100	2	RS-232	120K	3-7，9-12，14，15	便携机
4-COM	4	RS-232	112K	2-5，10-12，15	台式机

一般便携机的 PCMCIA 卡槽有两个，因此两块 DSP-100 可接 4 台仪器。

（四）基准尺

基准尺是为了给经纬仪测量系统提供一个绝对的尺度基准，所以它的精度要求很高，材料都是采用碳纤维，因此尺长受温度影响很小，表 7-5 给出了国内和国外制造的两把基准尺的技术参数。

表 7-5　基准尺的技术参数

尺子	检定长度（mm）	检定精度（mm）	检定单位	检定日期
徕卡尺	900.661	0.001	瑞士苏黎士 ETH	1996.2
304 所尺	999.162	0.010	航空总公司 102 所	1996.7

基准尺长度的检定一般用高精度的计量仪器如三维坐标测量机或双频激光干涉仪来完成，后者的精度可达 1～2μm。

二、联机通信及在线控制

为了进行数据的实时处理和分析，经纬仪、全站仪工业测量系统必须实现与计算机的联机通信和控制。

（一）通信的基本知识

为了简便、快捷地使用与控制测量仪器，实现测量数据的后续处理自动化，需要将测量数据以及控制信号在电子测量仪器和计算机之间传递，为此，设备间必须按一定的协议规定相互连接。

1．联机协议

常用的联机协议有三种，即应答方式、同步方式和无条件方式。

（1）应答方式：设备间设置一对“握手”线，作为应答信号，当应答信号彼此确认后，设备间方可进行数据传输；

（2）同步方式：在设备间以某种确定的时钟速率进行传输操作；

（3）无条件方式：它始终处于准备工作状态，能随时接收和提供数据。

2．传输方式

数据的传输通常有并行和串行两种方式。

（1）并行数据传输：数据在多条并行、1 位宽的传输线上，同时由源传到目的地；

（2）串行数据传输：数据在 1 位宽的单条传输线上，1 位接 1 位地按顺序分时传送。测量仪器通常都是采用串行通信。

3．传输形式和电气标准

串行通信采用调幅（AM）和调频（FM）两种方式进行。

调幅方式为被传送的数据经调幅后，在传输线上以某种电平或电流表示逻辑 1，用另一种电平或电流表示逻辑 0。它通常有以下几种标准：TTL、RS-232、RS-423、RS-422 等。徕卡的测量仪器全部采用的是 RS-232 标准。

调频方式是指用两种不同的频率表示逻辑 0 和 1 两种状态。常用的有曼彻斯特编码和堪

萨斯城两种标准，在此不再赘述。

串行通信又分为同步串行通信和异步串行通信。同步串行通信的特征是发送和接收双方的时钟保持同步。异步串行通信则不需要时钟同步及同步字符，也不必保持数据流的连续性，只需将数据格式化，并用起始位和结束位来表示一字节数据的头尾。一般测量仪器采用串行异步通信方式。

4．通信参数

通信参数有波特率、校验位、数据位、停止位、应答方式和终止符。其中应答方式有以下几种：

(1) 硬件应答：RTS/CTS（请求发送/清除发送）。若数据缓冲区中接收数据已满，便发送一个信号，终止发送器的数据传送。待数据缓冲区中的数据被 CPU 处理后，再发出一个信号通知发送端，允许发送器发送数据。

(2) 无应答：接收端仅按照设置的波特率接收发送端发送的所有数据。

(3) 软件应答：软件应答有 XON/XOFF、ACK/NAK、GSI 等。

GSI 指发送器发送一个数据块和储存数据的指令，接收器确认后送出一个“?”。

(二) GeoCOM 通信

徕卡最新的 TPS1000/TPS5000 系列测量仪器都可采用 GeoCOM 通信。GeoCOM 是基于 SUN 微系统公司的远程调用（RPC）协议而建立的，它属于点对点通信协议。通信双方称为客户（外部设备）和服务器（TPS 系列仪器）。通信时由客户发出请求信号，并由服务器返回应答信号而完成。

基于 GeoCOM 的通信有两种模式。

(1) 低级模式：即 ASCII 码方式。由计算机向仪器发送可执行代码（包括附加参数），每个指令代码对应一种相应的操作请求，然后由 TPS 仪器应答。该模式主要用于在不支持 MS-Windows 的操作平台上开发应用程序。例如指令：

%R1Q，5005：“New Instrument Name” `m

表示调用 RPC 函数 CSV-SetUserInstrumentName 设置新的用户仪器名。

而下面的指令是对 RPC5008-CSV-GetDateTime 的应答：

%R1P，0，0:0，1996，“07”，“19”，“10”，“13”。“2f” `m

(2) 高级模式：即函数调用方式。在该模式下，GeoCOM 提供 VB 或 VC 的各种功能函数调用接口，各种操作通过调用相应的函数来完成，但一次只能与一台仪器通信。

当仪器处于 GeoCOM 通信模式时，仪器上按键操作被禁止（关机除外），操作只能通过计算机来控制。在这种模式下，必须首先初始化 GeoCOM 和设置通信端口，以确保可以进行通信，而且使 TPS 仪器正确连接。

函数调用可以用 VB 和 VC 两种语言，即同一种操作的函数既有 VC 格式，也有 VB 格式。如 VC 中的函数 TMC-GetSimpleMea，在 VB 中为 VB-TMC-GetSimpleMea，只要按相应语言的函数调用格式来调用即可。

TPS 系统提供有一套函数，按功能可分为：

AUT——自动化函数，提供诸如自动目标识别、翻面或定位功能；

BAP——基本应用函数，获取测量数据；

BMM——基本人机对话函数，控制一些基本的输入输出功能；

COM——通信函数，处理基本通信参数及类似功能；

CSV——中心服务函数，获取/设置 TPS 仪器的中心/基本信息；

CTL——控制任务函数，有关系统控制方面；

EDM——电子测距函数，有关测距功能方面；

MOT——摩托化函数，控制仪器的运动及运动的速度；

SUP——监控函数，控制 TPS 仪器的一些常用值；

TMC——经纬仪测量与计算，获取测量数据的核心模块；

WIR——字索引记录函数，有关 GSI 记录方面。

以上每一个具体的功能函数均有相应的语言定义。

（三）模拟键盘与在线控制

模拟键盘是指测量仪器上各个键由相应的字母代替而构成的虚拟键盘。这样，就可由计算机向仪器发送相应字母来替代人工按键操作，完成在线控制，从而实现测量数据的自动采集、自动传输、自动处理和处理结果的自动反馈。

T2000/T3000 系列电子经纬仪/全站仪的键盘基本一致，共有 18 个键，每个按键对应的模拟键盘如图 7-18 所示。

F	G	H	I	J	L	N	OFF	ON
							b	a
A	B	C	D	E	K	M	O	P

图 7-18　T2000 的模拟键盘

有了模拟键盘功能，则用各种实用程序就可以实现在线控制。例如，用 VB 程序控制 T2000 系列仪器的主要步骤有：打开通信串口，设置通信参数，发送模拟控制指令。详细语句见下面，其中，MSComm1 为串口通信控件名。

```
MSComm1.CommPort = 3                          使用 comm3 进行通信
MSComm1.PortOpen = TRUE                       打开串口
MSComm1.Settings = "2400, E, 7, 1"            2400 波特率，偶校验，7 个数据位，1 个停止位
MSComm1.Output = "KDEAMDM" & vbCrLf           角度单位设为 360 度十进制
MSComm1.Output = "H" & vbCrLf                 测量水平角、垂直角
MSComm1.Output = "P" & vbCrLf                 记录水平角、垂直角
```

设串口 3 和串口 4 各连了一台仪器，则下面的语句可实现多路控制（设控件 MSComm1 连 comm3，MSComm2 连 comm4）：

```
MSComm1.Output = "P" & vbCrLf                 第一台仪器记录水平角、垂直角
```

MSComm2. Output= "P" & vbCrLf　　第二台仪器记录水平角、垂直角

徕卡 TPS 系列仪器不再有键盘模拟功能，但可以在 GeoCOM 模式下进行在线控制。同样，在 GSI 模式下也可以实现在线控制，不过不是键盘模拟，而是由专门的指令来完成。

（四）T2000 系列电子经纬仪的数据格式

徕卡 T2000/T3000 系列仪器的数据块有两种形式：即测量块和编码块。用全站仪测量时，计算机数据采集只需要用到水平角、垂直角和斜距的观测值，其他信息可输入到计算机中进行处理。徕卡系列仪器提供了标准记录格式，其数据块内含有若干个所谓的“字”，而每个“字”有 16 个字符的固定长度。标准记录格式的数据块为表 7-6 的形式。

表 7-6　标准数据块

字　1	字　2	字　3	字　4	字　5
点号	水平角	垂直角	斜距	加乘常数

每个字的定义如表 7-7 的格式。

表 7-7　字定义格式

字索引		与信息有关的数据				数			据						空格
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16

其中字索引为 1、2 两位，如 11 表示点号索引，21 表示水平度盘读数，22 表示垂直度盘读数，31 表示斜距等。

与信息有关的数据在 3～6 位上，表示输入方式、测量单位等信息。测量结果的数据位在 7～15，其中第 7 位为符号位 + 或 −，8～15 为 8 位数据。

三、系统定向原理及精度分析

（一）空间前方交会坐标测量原理

经纬仪工业测量系统在进行三维坐标测量时，采用空间前方交会原理，多台仪器构成系统的最基本测量模式，如图 7-19 所示。图中 1、2、3 为仪器设站点，P 为待测量点，2、3 号点在水平面的投影点为 2′、3′。解算 P 点的三维坐标（x，y，z），称为空间角度前方交会。

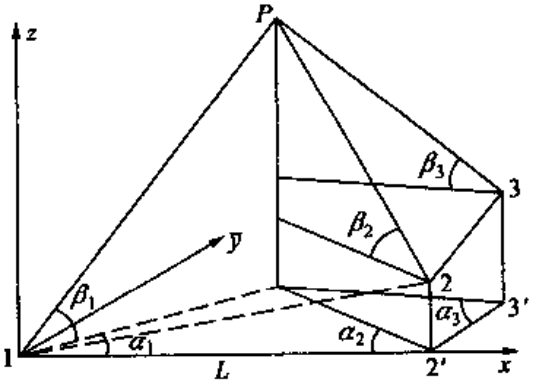


图 7-19　空间前方交会原理

由 1、2 两台仪器交会得到空间三维坐标的计算公式为（参见第二章第一节）：

$$\left.\begin{aligned} x &= L \cdot \frac{\sin\alpha_2\cos\alpha_1}{\sin(\alpha_1+\alpha_2)} \\ y &= L \cdot \frac{\sin\alpha_2\sin\alpha_1}{\sin(\alpha_1+\alpha_2)} \end{aligned}\right\} \quad (7\text{-}20)$$

$$\left.\begin{aligned} z_1 &= L\cdot\frac{\sin\alpha_2\tan\beta_1}{\sin\ (\alpha_1+\alpha_2)}\\ z_2 &= L\cdot\ [\frac{\sin\alpha_1\tan\beta_2}{\sin\ (\alpha_1+\alpha_2)}+\tan\beta_{12}]\\ z &= \frac{z_1+z_2}{2} \end{aligned}\right\} \tag{7-21}$$

式中：α_1、α_2 为 1、2 两台仪器分别测得的目标点的水平角；β_1、β_2 为 1、2 两台仪器分别测得的目标点的垂直角；L 为 1、2 两台仪器间的水平距离；β_{12} 为 1、2 两台仪器间的垂直角。由于经纬仪实际测量的是方向值 γ_{1P} 和 γ_{2P}，设 1、2 两台仪器间的方向值为 γ_{12} 和 γ_{21}，因此有：

$$\left.\begin{aligned} \alpha_1 &= \gamma_{12}-\gamma_{1P}\\ \alpha_2 &= \gamma_{2P}-\gamma_{21} \end{aligned}\right\} \tag{7-22}$$

习惯上我们把确定初始参数 γ_{12}、γ_{21}、β_{12} 和 L 的值称为系统的定向。因此由两台或多台（三台以上）的传感器（电子经纬仪或全站仪）构成的经纬仪工业测量系统要实现对空间点的三维坐标的测量，首先必须确定传感器之间的相对位置（相对定向）和绝对尺度（绝对定向），统称之为系统定向。系统定向又可分为大地测量的精确互瞄法定向和摄影测量的光束法定向。大地测量方法一般是直接用来测定系统参数的值，而摄影测量方法是一种间接求定系统参数值的方法[32]。

（二）系统相对定向方法

1．大地测量方法

大地测量方法可以直接测定 γ_{12}、γ_{21}、β_{12} 和 L 的值，但需要将经纬仪严格整平，因此对经纬仪的硬件要求较高。对于多台仪器来说，可以将各站构成控制网，通过平差计算来确定各站的坐标和定向参数。

（1）互瞄内觇标法

因为徕卡电子经纬仪 T2000 和 T3000 的望远镜内可以高精度地安装内觇标，从而可直接测定 γ_{12}、γ_{21}、β_{12} 的值。实测结果表明当经纬仪间的距离在 3～10m 时，这种方法的相对定向精度可达 $\pm0.5''$ 左右，因此是精度最高的一种相对定向方法。对于多台经纬仪测量系统，互瞄内觇标观测相当于构成了一个小型的测角三维网，再对基准尺测量确定起始边后，即可按三维网进行平差计算了。

（2）互瞄外觇标法

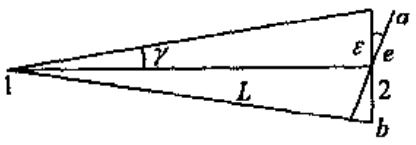


图 7-20　外觇标定向的原理

外觇标法与内觇标法相对定向的基本思想是一致的，由于外觇标不可能安装到视准轴的位置上，故外觇标定向的原理如图 7-20 所示。设外觇标的偏距为 e，仪器间的距离为 L，故有：

$$\gamma = \rho \cdot \frac{e}{L} \tag{7-23}$$

因此，在两个度盘位置观测时，$2C$ 差不应作为限差来进行控制。

外觇标法定向的精度除了与外觇标的标志、形状及大小有关外，还与第二台经纬仪对准第一台经纬仪的角度误差有关。微分（7-23）式有：

$$\mathrm{d}\gamma = \rho \cdot \frac{\mathrm{d}e}{L} \tag{7-24}$$

设照准误差为 ε，由图 7-20 显然有：

$$\mathrm{d}e = e(1 - \cos\varepsilon) \tag{7-25}$$

当两台经纬仪间的距离为 5 000m 时，如要求 $\mathrm{d}\gamma < 0.1''$，那么由（7-25）式有：$\mathrm{d}e < 2.4\mu\mathrm{m}$，设偏距 $e = 5\mathrm{mm}$，由（7-25）式可解得 $-\varepsilon < 1.8°$，这一要求对经纬仪的概略互瞄来说是完全可以达到的。因此，只要外觇标的标志好，其定向的精度应与内觇标法的精度相当。

2. 摄影测量方法

用摄影测量方法进行系统定向的实质是依据光束法平差来处理经纬仪的角度观测值，即将角度测量值化算为虚拟像平面坐标值，然后利用光束法平差原理来求解两台或多台经纬仪在空间的姿态和位置关系。因此，摄影测量方法在原理上说来对经纬仪没有整平的要求。当然经纬仪轴系间相互垂直的关系要保持正确。

虽然高精度电子经纬仪可以精确整平，但事实上即使仪器精确整平后，也不能保证各仪器的垂直轴互相平行的几何关系，因此两台经纬仪的左测站坐标系与右测站坐标系的关系如图 7-21 所示。此时右测站 $X'Y'Z'$ 坐标系相对于左测站 XYZ 坐标系存在 3 个平移参数（X_S，Y_S，Z_S）和 3 个旋转参数（φ，ω，κ），称为 6 个定向参数。由于这些参数无法直接测定，因此需用光束法平差进行定向。

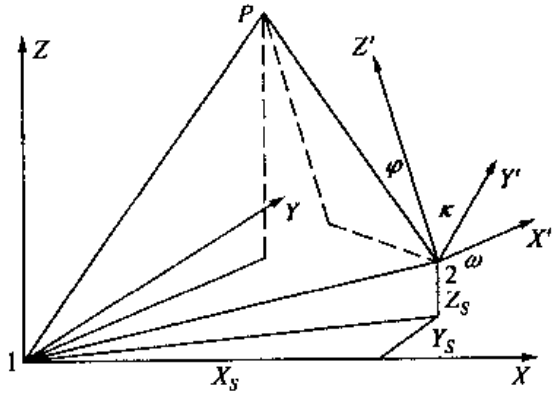


图 7-21　经纬仪测站坐标系的关系

设物点 P 的空间坐标为（X，Y，Z），对应于左、右虚拟像点坐标分别为（x_1，z_1），（x_2，z_2）。右测站坐标系相对于左测站坐标系的角度旋转元素为（φ，ω，κ），右测站坐标系的原点在测量坐标系中的坐标为（X_S，Y_S，Z_S），故左、右测站的共线方程为：

$$\left.\begin{aligned} x_1 &= f \cdot X/Y \\ z_1 &= f \cdot Z/Y \end{aligned}\right\} \tag{7-26}$$

$$\left.\begin{aligned} x_2 &= f\cdot\frac{a_1(X-X_S)+b_1(Y-Y_S)+c_1(Z-Z_S)}{a_2(X-X_S)+b_2(Y-Y_S)+c_2(Z-Z_S)} \\ z_2 &= f\cdot\frac{a_3(X-X_S)+b_3(Y-Y_S)+c_3(Z-Z_S)}{a_2(X-X_S)+b_2(Y-Y_S)+c_2(Z-Z_S)} \end{aligned}\right\} \tag{7-27}$$

式中：a_i、b_i、c_i 为旋转矩阵中的元素，是（φ，ω，κ）的函数。很显然，右测站共线方程包含了定向参数的信息。对两台经纬仪的工业测量系统而言，每观测一个物点可列出 4 个共线方程，而物点坐标的未知数为 3 个，因此有 1 个多余观测。当物方至少有一个已知的距离时，如基准尺的两个端点间的距离为已知，就可解决 6 个参数的求解，即系统定向问题。

摄影测量定向方法的精度与物方点的图形结构有关，因此用光束法平差定向对定向点的选取是非常重要的。

3．相对定向方法的比较

精确互瞄法与光束法平差法从两种不同的途径解决了经纬仪工业测量系统的定向问题。精确互瞄法定向的基础和条件是各台仪器严格整平，认为仪器的垂直轴是平行的。所以，仪器不水平的误差是作为系统误差而带入定向和点的解算过程中的；光束法平差定向则不要求仪器整平，它是将经纬仪角度观测值化算为虚拟像平面坐标值，基于摄影测量中的共线方程，利用光束法平差来求解多台经纬仪在空间的姿态和位置关系。

实验表明，在几米范围内的空间三维坐标测量，光束法和互瞄法的精度是相当的，但光束法定向结果和精度与空间的选择关系较大，参与定向的物方点必须能够代表测量场的整体形状；精确互瞄法也与点位图形有关，但对图形的要求没有光束法严格。

互瞄法应用在比较稳定的环境里比较好，但在有些不稳定的环境里（如船舱里面），仪器无法严格整平，用光束法定向则可以克服互瞄法的不足。

（三）系统绝对定向方法

绝对定向实际上是给出工业测量系统的尺度基准。通常是用电子经纬仪对某一基准尺的两端点进行观测，在测站三维控制网中加入距离条件方程，解决网的尺度问题，如图 7-22 所示。

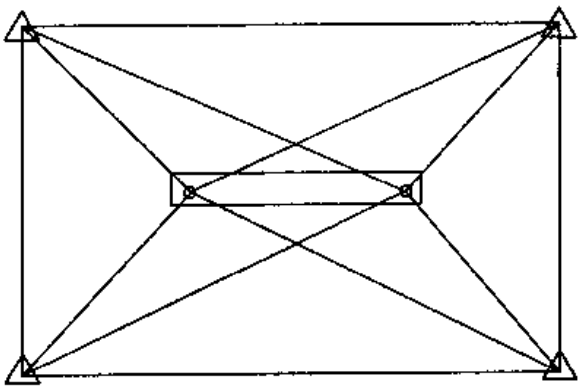


图 7-22　绝对定向测量

由于对基准尺的照准误差是偶然性的，所以，建议基准尺的位置要多测几个，以消除偶然的照准误差。

四、坐标系及其相互转换

(一) 坐标系的基本概念

在工业测量系统中，会碰到很多种坐标系，如测站坐标系、物方坐标系、设计坐标系等。工业测量系统中缺省的测量坐标系（精确互瞄法系统相对定向）为测站 1 坐标系（图 7-19），即测站 1 为坐标系原点（0，0，0），测站 1 指向测站 2 在水平面内的投影为 X 轴，Y 轴在水平面内垂直于 X 轴，再以右手准则确定 Z 轴。测站 1 坐标系称为基本坐标系。

工业测量系统所获得的物方点坐标是测量坐标系中的三维直角坐标，在实际应用中，需要将测量坐标系中的点坐标转换到其他坐标系（如工件的设计坐标系）中去。任意两个空间坐标系都可以通过三个平移、三个旋转、一个缩放进行转换。

(二) 坐标系的生成

除了平移、旋转、缩放生成一个新坐标系外，另外还有两种方法在工业测量中经常使用，即轴对准法和最小二乘转换法。

1. 轴对准法

如图 7-23 所示，由空间不在一直线上的三个点 P_1（X_1，Y_1，Z_1）、P_2（X_2，Y_2，Z_2）、P_3（X_3，Y_3，Z_3），生成坐标 P_1-$X'Y'Z'$，使得在新坐标系中点 P_1、P_2、P_3 的坐标分别为 P_1'（0，0，0）、P_2'（X_2'，0，0）、P_3'（X_3'，Y_3'，0），且 X_2'、X_3' 大于零，尺度保持不变，称为轴对准法生成坐标系。

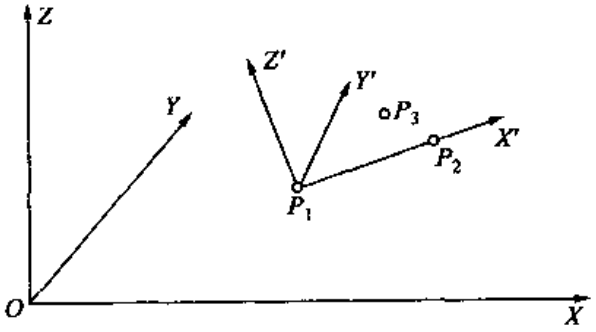


图 7-23　轴对准生成坐标系

坐标系 P_1-$X'Y'Z'$ 是坐标系 O-XYZ 经过平移（X_0，Y_0，Z_0），旋转（ε_z、ε_y、ε_x）得到，则显然有：$X_0 = X_1$，$Y_0 = Y_1$，$Z_0 = Z_1$。而

$$\left.\begin{aligned}
\varepsilon_z &= \arctan^{-1}\frac{Y_2 - Y_1}{X_2 - X_1} \\
\varepsilon_y &= -\frac{Z_2 - Z_1}{Y_2 - Y_1}\cdot\sin\varepsilon_z \\
\varepsilon_x &= \frac{(X_3 - X_1)\sin\varepsilon_y\cos\varepsilon_z + (Y_3 - Y_1)\sin\varepsilon_y\sin\varepsilon_z + (Z_3 - Z_1)\cos\varepsilon_y}{(Y_3 - Y_1)\cos\varepsilon_z - (X_3 - X_1)\sin\varepsilon_z}
\end{aligned}\right\} \tag{7-28}$$

轴对准法生成坐标系的另一种形式是两点轴对准。条件是坐标系 O-XYZ 的 Z 轴为铅垂方向，XOY 平面为水平面；点 P_1、P_2 生成的新坐标系 P_1-$X'Y'Z'$ 的 Z' 轴平行于 Z 轴，P_1 为原点，X' 轴过 P_2 在水平面 $X'P_1Y'$ 的投影为 P_2'，如图 7-24 所示。

此时，坐标系 P_1-$X'Y'Z'$ 的三个旋转参数为：

$$\left.\begin{aligned}
\varepsilon_z &= \arctan^{-1}\frac{Y_2 - Y_1}{X_2 - X_1} \\
\varepsilon_y &= \varepsilon_x = 0
\end{aligned}\right\} \tag{7-29}$$

2. 最小二乘转换法

所谓最小二乘转换就是利用一组在两个坐标系中的均有坐标值的公共点，进行最小二乘

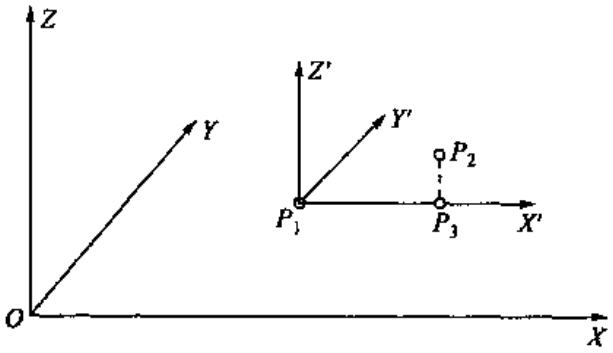


图 7-24　轴铅垂时的轴对准

平差转换，求出两个坐标系间的转换参数。例如，在测量坐标系下测量了工件上的一组点，而这组点在工件的设计坐标系中的坐标是设计为已知的，则利用最小二乘转换，把这组点的测量坐标转换到设计坐标系中去，即可分析比较它们的实测值与理论值的差异。

设原坐标系 O-XYZ 经过平移（X_0，Y_0，Z_0），再旋转 ε_z、ε_y、ε_x 和缩放 K 倍后，成为坐标系 O-xyz。在 O-XYZ 中的点 P（X，Y，Z）相应变成 p（x，y，z）。由于转换参数个数为 7，而每点可列出 3 个误差方程，所以至少需 3 个公共点即可求解。由于误差方程是非线性化后得到的，故需要迭代求解。

（三）坐标系间的转换

空间任意两个坐标系均可以通过平移、旋转、缩放进行转换，而每一个坐标系又可以用 7 个坐标系参数来表示，所以我们可以定义一个参考坐标系，它的平移参数为（0，0，0），3 个旋转参数均为 0，缩放系数为 1，称该坐标系为当前坐标系或基本坐标系，记作 O-XYZ。各坐标系的参数都是相对于当前坐标系而言的，当前坐标系是个相对概念，因此可选不同的坐标系为当前坐标系，而各坐标系的参数也随当前坐标系的不同而相应变化。设在当前坐标系中的另外两个坐标系为 O'-$X'Y'Z'$ 和 O''-$X''Y''Z''$。$(X_{01}, Y_{01}, Z_{01})^{\mathrm{T}}$、$M_1$、$K_1$ 和 $(X_{02}, Y_{02}, Z_{02})^{\mathrm{T}}$、$M_2$、$K_2$ 分别为它们的平移参数、旋转矩阵和缩放系数。那么可以很方便地进行这两个坐标系间的转换。公式为：

$$\begin{bmatrix} X'' \\ Y'' \\ Z'' \end{bmatrix} = K \cdot \boldsymbol{M}^{\mathrm{T}} \cdot \left[\begin{bmatrix} X' \\ Y' \\ Z' \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} X_0 \\ Y_0 \\ Z_0 \end{bmatrix} \right] \tag{7-30}$$

其中：

$$K = \frac{K_2}{K_1},\quad \boldsymbol{M} = \boldsymbol{M}_1^{\mathrm{T}}\boldsymbol{M}_2,\quad \begin{bmatrix} X_0 \\ Y_0 \\ Z_0 \end{bmatrix} = K_1 \boldsymbol{M}_1^{\mathrm{T}} \begin{bmatrix} X_{02} - X_{01} \\ Y_{02} - Y_{01} \\ Z_{02} - Z_{01} \end{bmatrix} \tag{7-31}$$

五、空间曲线和曲面拟合

工业测量系统只能获得被测物在测量坐标系中的三维直角坐标，但在测量坐标系中，被测物（如抛物面天线）的理论方程较为复杂，不便于进行各种计算，如校正量、变形值等。因此拟合计算过程中需要将坐标转换参数和曲面参数一并进行求解。

设曲面在设计坐标系中的标准方程为：

$$F(x, y, z, t) = 0 \tag{7-32}$$

式中：

$$t = (t_1, t_2, \cdots, t_m)^{\mathrm{T}} \tag{7-33}$$

为曲面的参数。如在曲面上观测了 n 个点，各点的空间坐标为（x_i、y_i、z_i），由于坐标观测值存在测量误差，因此可以得到如下误差方程：

$$v_i = F(x_i, y_i, z_i, t) \tag{7-34}$$

利用这 n 个点进行曲面拟合，需要对误差方程进行线性化处理。将上式在 x_i、y_i、z_i、t° 处展开有：

$$v_i = \boldsymbol{A}_i \cdot \mathbf{d}t + F_i \tag{7-35}$$

式中：

$$\boldsymbol{A}_i = \left(\frac{\partial F}{\partial t_1}, \frac{\partial F}{\partial t_2}, \cdots, \frac{\partial F}{\partial t_m}\right)\Bigg|_{x_i, y_i, z_i, t^\circ}$$

$$\mathbf{d}t = (\mathrm{d}t_1, \mathrm{d}t_2, \cdots, \mathrm{d}t_m)^{\mathrm{T}}$$

$$F_i = F(x_i, y_i, z_i, t^\circ)$$

故按最小二乘平差可以求解曲面参数。

由于测量坐标系与设计坐标系存在3个平移参数（X_0，Y_0，Z_0）和3个旋转参数（ε_x、ε_y、ε_z），因此在测量坐标系中的曲面方程为：

$$F(X, Y, Z, X_0, Y_0, Z_0, \varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, t) = 0 \tag{7-36}$$

将误差方程线性化时，通常需已知近似的坐标转换参数及曲面近似参数，同样按最小二乘法一并求出坐标转换参数和曲面参数。

空间曲线的拟合实际上是拟合两个空间曲面的交线，可采用一步拟合和两步拟合的方法。一般空间曲线的参数方程为：

$$\left.\begin{aligned} x &= x(t) \\ y &= y(t) \\ z &= z(t) \end{aligned}\right\} \tag{7-37}$$

表示成两个曲面的交线，其方程为：

$$\left.\begin{aligned} \varphi_1(x, y, z, t) &= 0 \\ \varphi_2(x, y, z, t) &= 0 \end{aligned}\right\} \tag{7-38}$$

如构成两个误差方程：

$$\left.\begin{aligned} v_i^1 &= \varphi_1(x_i, y_i, z_i, t_1) \\ v_i^2 &= \varphi_2(x_i, y_i, z_i, t_2) \end{aligned}\right\} \tag{7-39}$$

线性化后，同时利用最小二乘拟合，称为一步拟合法。

如将（7-38）式第一式化为：

$$z = \varphi_1(x, y, t_1) \tag{7-40}$$

先拟合 t_1，然后再按：

$$\varphi_2(x, y, \varphi_1(x, y, t_1), t_2) = 0 \tag{7-41}$$

拟合出参数 t_2，称为两步拟合法[14]。

六、MetroIn 工业测量系统

工业测量系统在国际上已有多个商业化的系统，20 世纪 80 年代以来国内也开发了一些类似的系统，在此我们介绍解放军测绘学院研制的最新的 MetroIn 经纬仪、全站仪测量系统。

（一）MetroIn 的系统功能

MetroIn 是用 VB5.0 基于 Win95 平台开发的，它用数据库来组织与管理各种测量和非测量数据，直接对数据库操作，操作比较方便、简单。

系统具有多窗口、后台数据采集与测量结果实时显示功能，可设置误差警告提示的颜色。系统可以容纳其他外部数据，并可对数据进行各种点、线、面关系的分析和计算，进行各种规则几何形状的拟合与形状误差的检测，还可以将数据和结果输出到外部文件。

系统功能主要包括以下 8 个方面内容：

（1）设备联机与控制

设备联机包括与经纬仪的连接和经纬仪的初始化。由计算机控制经纬仪完成各项初始化参数的设置以及在测量时提供相应的提示信息等。

（2）系统定向

定向测量完成后，进行定向平差解算，可以查看定向的精度、详细结果以及打印输出。

（3）坐标测量

多台经纬仪的系统在定向完成后可以在两台或多台间构成多个测量系统同时开展测量工作，测量数据显示在屏幕的不同窗口中。在全站仪和经纬仪的组合测量系统中，全站仪可单独采集坐标数据，亦可与经纬仪一起交会采集坐标数据。

在脱机状态下，对已有足够观测值的点也可进行脱机单点解算。

（4）近距加常数修正

通过将全站仪的测距值与两台仪器的交会值比较，求出近距加常数，并在随后测量过程中，自动对距离值加以改正。

（5）数据管理及编辑

内部数据管理器窗口界面类似于 Win95 的资源管理器，其左面是一个树形结构，为数据库的主要列表，如工件、设站、基准尺、反射片、参考库、坐标系等。右面是左面选中的具体数据库的各个数据库表及其内容显示，如点坐标、观测值等。

可编辑、添加、删除数据记录和对记录进行排序，但原始观测值只可读，不可更改。每次操作即更改数据库中的内容，不会因突然“死机”而造成数据丢失。

（6）坐标系的生成与转换

通过平移、旋转、缩放、轴对准法和最小二乘转换法可生成一个新的坐标系。

（7）测量数据分析与计算

依据坐标测量结果可进行各种点、线、面的分析、计算。拟合生成的各种几何形状可以以坐标系的形式存入数据管理器的坐标系库中。

（8）数据的输入与输出

MetroIn 系统不仅使用它本身的数据，也能兼容外部数据。可将外部数据直接输入到某指定工件并转换到特定坐标系中；点坐标及其观测值可以输出到相应类型格式的文件中。

（二）MetroIn 系统的测试

1．空间坐标精度

用4台T3000构成4m×6m的四边形测站网，按精确互瞄法进行定向，然后对包容范围内的一组空间点进行坐标测量（4台仪器交会），测试结果表明，空间点位精度可达到0.05mm，如表7-8所示。

表7-8　空间点测量结果　　（单位：mm）

点号	X	Y	Z	中误差
P_1	1 811.452	−1 989.244	−956.736	0.059
P_2	982.811	−2 229.024	−958.608	0.039
P_3	1 408.318	−1 830.985	−956.546P	0.025
P_4	913.446	−1 807.340	−1 400.237	0.026
P_5	1 911.531	−1 762.261	−1 400.433	0.026

2．基准尺长度测定误差

为了测试系统对长度测量的误差，将基准尺（检测长度为900.706mm）在测站网包容范围内的前、后、左、右、上、下共放置了10个位置。根据基准尺两端点的坐标计算出基准尺的实测长度，统计得到所测基准尺平均长度为900.739mm，长度测定相对误差为：$\pm 3.7\times10^{-5}$。

3．与Axyz比较

AxyzMTM是Leica公司最新的工业测量系统软件。为了与Axyz的测量结果进行比较，我们将3台仪器布置好后就不再动，都采用精确互瞄法定向，并分别用Axyz和MetroIn对8个空间点进行了测量，两组点的三维坐标总差值列于表7-9中。

表7-9　与Axyz比较测试结果　　（单位：mm）

点　号	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7	P_8	均值
坐标差	0.022	0.034	0.007	0.010	0.046	0.065	0.065	0.009	0.033

从表7-9中可看出，MetroIn与Axyz对同一组点的坐标的差值在0.1mm之内，平均约为30μm，这里面还包括两个系统所建立的测量坐标系的微小差异在内。

七、工业测量系统在多波束天线检测中的应用

多波束天线是某研究所的一项重要科研项目，其基本设计思想是一个天线可安装多个馈源装置，并且可提高天线的增益，以期实现一天线多用、小天线代替大天线的目的。该所在我国第一次实现了设计和制造这种天线。由于多波束天线的面积大（6.2m×10m），传统的经纬仪加带尺的安装检测方法显得无能为力。因此通过多次方案论证、分析和试验，决定采用电子经纬仪工业测量系统来指导天线的安装并进行面形检测。工业测量系统的硬件采用2台徕卡公司生产的T3000电子经纬仪，系统测量软件采用徕卡最新推出的Axyz-CDM/MTM，工程中的实用计算软件在测量过程中现场开发。多波束天线的实际形状如图

7-25 所示。

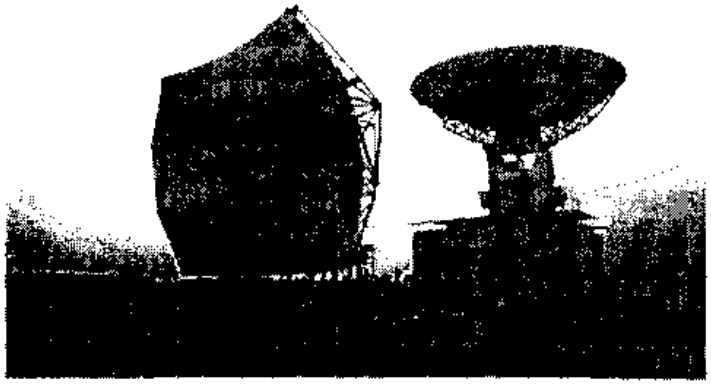


图 7-25　多波束天线（左）

由于在测试现场作业，为了尽可能地减少硬件配置，我们采用将 2 台经纬仪的联机电缆通过一转二 PCMCIA 串口卡直接与笔记本相联。为保证电子经纬仪在整个测量过程中有着很好的稳定性，我们设计并施工了附有强制对中装置的水泥观测墩，结果表明，将经纬仪整置在观测墩上可保持长时间的高度稳定性。实测中，2 台电子经纬仪相距 5m，到天线的距离约 10m，天线放置在与 2 台经纬仪基本对称的位置上，交会角在 30°左右，基本上满足了方便测量的要求。

为使多次测量结果有基本相同的坐标系，因此定向测量采用互瞄内觇标法，并测量 3 个基准尺位置，以提高定向测量的精度。另外，在天线调整的初期，由于调整量较大，天线的变形在调整量中的比重不大，测量工作都是在白天进行。随着天线面形精度的不断提高，调整越来越精密，为减弱日晒、温度等带来的变形误差对天线的影响，测量工作转至晚间进行，因此要保证目标的良好照明，实测中采用了 3 台聚光灯，照明效果非常好。

我们于 1998 年 4 月 30 日至 5 月 18 日在多波束天线安装现场对其进行了十几次的测量和安装调整指导工作，获得了大量的实测数据，利用这些数据对其面形精度进行了分析。现摘录几组数据（见表 7-10）。

表 7-10　多波束天线面形误差统计表

观测日期	调整前平均面形误差（mm）	调整后平均面形误差（mm）	备注
5 月 6 日	±4.92	±0.83	粗调，白天观测 92 点
5 月 7 日	±0.83	±0.68	精调，白天观测 204 点
5 月 16 日	±0.68	±0.66	精调，白天观测 205 点
5 月 18 日	±0.66	±0.67	精调，晚上观测 205 点

从上表可以看出，经过多次调整，最后可将整个面板的精度控制在 ±0.67mm 左右，这一精度是面板的最终精度，再做调整面板精度无大的变化，从而达到了设计提出的要求。

实践表明，工业测量系统的测量速度快、精度高，为大型天线的检测提供了一个全新的手段。

第八章　典型工程的测量工作

第一节　道路工程测量

为铁路与公路、石油与燃气管道、水渠与排灌管道、输电与通讯线（缆）路及架空索道等线性工程的勘察设计、施工安装与运营管理等阶段所进行的测量工作统称为线路测量。这些国家基础建设工程，对国民经济发展和改善人民生活都有非常重要的意义，是工程测量为国民经济建设服务的重要方面。

为铁路（公路）工程建设，维护与营运管理等进行的测量工作称为铁路（公路）工程测量。铁路工程包括新建铁路、扩建复线及改建工程。这些工程项目投资巨大、工程内容复杂、工程量大，需要进行踏勘选线、线路初测与定测等测量工作。已有路线的改建及站场扩建工程，不仅要进行线路测量，还要进行地形测量与施工测量等工作。

公路特别是高等级公路工程，其测量工作的内容和方法与铁路工程测量基本相同，因此，一般又将铁路工程测量与公路工程测量统称为道路工程测量。若掌握了道路工程各阶段的测量工作原理、方法与精度要求，只要针对其他线型工程的具体情况，即可完成该项工程的测量工作。

一、选线

选线工作首先应进行实地勘察，了解经过地区的经济发展状况，掌握地理地貌、工程地质与水文地质等自然条件。在收集该地区的城镇居民地、资源、已有交通网、工农业发展以及道路等级和承担的运输任务以后，可以利用较小比例尺地形图，辅以其他实地勘测资料和地质图等，在室内选择路线方案。目前多采用在航空摄影测量取得的像片图上拟定路线方案。

对不同的方案，测量人员应与设计人员到实地考察，进一步收集资料，分析方案技术上的先进性和经济上的合理性。通过论证，选择一二个较合理的方案供进一步研究。

二、初测

初测是道路工程初步设计阶段的测量工作，它是根据初步提出的各个线路方案，对地形、地质及水文等进行较为详细地勘察与测量，以便进一步研究与比较，确定最佳的线路方案，作为定测的依据。初测的外业工作主要是沿线控制测量和带状地形图测绘。

（一）布置测量控制网

首级控制测量多采用GPS控制网。在道路的起点、终点和中间部分尽可能搜集国家的等级控制点，一般布设D级或E级带状GPS网，要求起始点分布均匀、有足够精度。应该指出，由于一些国家高级点年代较久，且存在不同坐标系统或点位移动等情况，使用前应加

以分析，确认可靠后方可使用。

现以沪宁高速公路GPS网为例，该网在江苏段长260km，途经南京、镇江、常州、无锡、苏州市，在昆山与上海相接。首级D级网沿道路中心线两侧不超过200m布设，平均点距2.8km，这是考虑到用其加密的一级导线总长不超过3.6km的规范规定。共利用国家一、二等点16个，主网点108个，过渡点28个，且将沿线6市布设的等级平面控制网纳入网内。全网由75个同步环、52个异步环、15条附合路线组成。网中独立基线数203条（必要基线数151条）。异步环和附合路线的基线数均控制在6条以内。用三台接收机按快速静态法观测。基线解算起算点选57＃点，WGS-84坐标系的坐标由单点定位而得。

由于网形狭长和已知点间有不兼容现象，经反复比较，最后决定采用分东、西网分别平差。东、西网分界除国家一等点外，还有单点57＃。经约束平差后得两网57＃点横坐标差为6.9mm，纵坐标差为24.9mm。两网最弱点点位中误差均小于±5cm，符合规范要求。最后在沿线各市选择36条边，用检定后的DI2002测距仪（1mm＋1ppm·D）进行边长检测，其与GPS边长之差最大为6mm。

虽然GPS网点间无需通视，但考虑到加密导线时，作为起始点应有联测方向，所以一般要求GPS网每3km布设一对点，对点间距约为0.5km，保证对点间通视。

导线测量应沿线路中线附近进行，每隔一段距离应与GPS点连结，以便检核。导线点的位置应便于今后线路的放样和测绘地形图，并符合相应等级规范的要求，计算时应考虑高斯投影和高程面上的投影改正，以检查测距精度。

高程控制一般采用四等或图根水准测量。一般每隔2km设置一个水准点，并与国家水准点联测。测定沿线路水准点高程控制通常称为基平。从基平所得高程控制点开始，测定导线点高程以及中线上的转点、百米桩、整桩、加桩和控制桩的高程，称为中平测量。中平测量可布设附合水准路线。也可按光电测距三角高程方法进行基平和中平测量，为此应限制边长和竖直角。

（二）带状地形图的测绘

以设计的中线为准测绘带状地形图，通常向两侧各测出100～150m。测图比例尺为1:2 000～1:5 000，在山区或丘陵地区时，测图比例尺较平原地区为大，一般为1:2 000。在设置大型或重要构筑物时，则需测绘比例尺1:500～1:1 000的地形图。此外还需沿中线两侧一定范围内进行土壤地质、桥涵、水文、边坡稳定等有关调查工作。

我国铁道、交通勘测设计单位多采用航空摄影测量方法进行选线和测绘带状地形图。现以北京-上海国道主干线新淮段航测为例说明之。首先在该线路110km地段布设了E级GPS点17个，加密次级网370个点，再于其下布设一级导线测量（5″级）。用四等水准测量作为首级高程控制。其工作流程如图8-1。航空摄影时，要求飞机沿中心线飞行，实际航迹应保证道路中心线左右300m距离在像片边缘1.5cm以内成像。航向重叠为60%～65%。航摄比例尺因成图比例尺而定。由于本次成图比例尺为1:2 000，故选择航摄比例尺为1:8 000，像幅尺寸为23cm×23cm。用国产运5飞机及GPS进行航线定位。

像片控制测量采用单航线平高区域网布点方法，每隔4～5条基线布设一对平高点，航线转弯另增加平高点数。在比例尺1:8 000航片上选刺像控点，并相应地在实地标定和编号。像控点平面位置用GPS快速静态法或导线测量测定。高程用GPS水准、图根水准或三角高程导线测定。根据综合法成图要求，除选取电算加密必需的标准点外，还应在道路中心线300m以外、跨度在1km左右近似对称处选定四个纠正点。接着进行纠正和编制像片平面

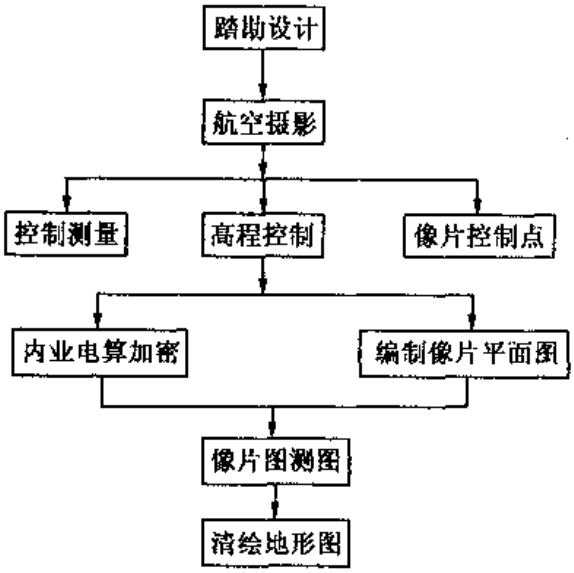


图 8-1　道路勘测工作流程框图

图。最后在比例尺 1:2 000 的像片图上进行综合法测图。像片图测图的质量关键在于投影差和房檐宽度的改正。高程注记点与等高线在外业实测。

带状地形图的内容、注记与内业清绘均按规范与图式进行。

新近发展的数字摄影测量将为航测在道路工程测量的应用开辟更为广阔的前景。

三、线路的详细测量（定测）

在初测基础上，根据设计路线走向和坡度，必须经过的地点，如城镇、桥涵、隧洞等，在平面上定出路线的交点和平曲线的半径，并将所确定的线路位置标定到实地上。同时要进行线路的纵、横断面测量和局部地形测量，并为施工设计搜集沿线居民地、植被等资料，这就是详细测量，现分述如下。

（一）定线测量

定线测量就是将初步设计的中线测设到实地的工作，也称放线。如果线路中线是用解析法设计的，线路各交点均有设计坐标，则可根据布设的导线点坐标反算出导线点与线路交点的距离与方向，并在实地上把它们标定出来。如果线路各交点坐标是在初测的带状地形图或航测图上用图解法量取，也可按导线点坐标计算出与交点的距离与方向，然后在实地上按极坐标法定出第一个交点的位置，并依中线间夹角和交点间距离定出下一个交点，依此类推。

（二）中线测量

测设中线位置后，应沿中线量距，测设线路里程桩（控制桩、百米桩、加桩）及放样曲线，这就是中线测量。

线路的起点、交点、隧道、桥涵的端点，曲线的起点、中点、终点的标桩统称控制桩，因为它们控制了线路的方向，为线路的骨干点。

里程桩的作用是用来标志线路的位置和距离，同时也是纵、横断面测量的依据。一般线路每隔 100m 设一个点，称百米桩。在坡度变换处或与地物相交处，应测设加桩。

里程桩和加桩应有标志，标志上写明编号、里程和必要说明。里程桩的编号为：线路起点为 DK0 + 000，以后的桩号为DK0 + 100，…。“+”号前为距起点的公里数，“+”号后

为不足一公里的百米数。加桩的编号量到米为止，控制桩编号应写至厘米。如控制桩编号为DK2 + 345.26，即距起点为2 345.26m。里程桩对绘制纵断面图、计算土方量也有用。测量里程距离时，用往返较差计算的相对精度应小于1:1000。

（三）线路的纵、横断面测量

1．纵断面测量与纵断面图的绘制

纵断面测量是测定各里程桩高程以决定线路纵坡急缓和工程大小，并直观地将其投影到纵剖面上。图8-2为一段道路的纵断面图。图上直线与曲线一样是根据中线测量资料绘制的。平曲线部分用凸、凹的矩形表示，凸表示线路向右转，凹表示向左偏转，并在矩形内注明交点编号和曲线半径等。

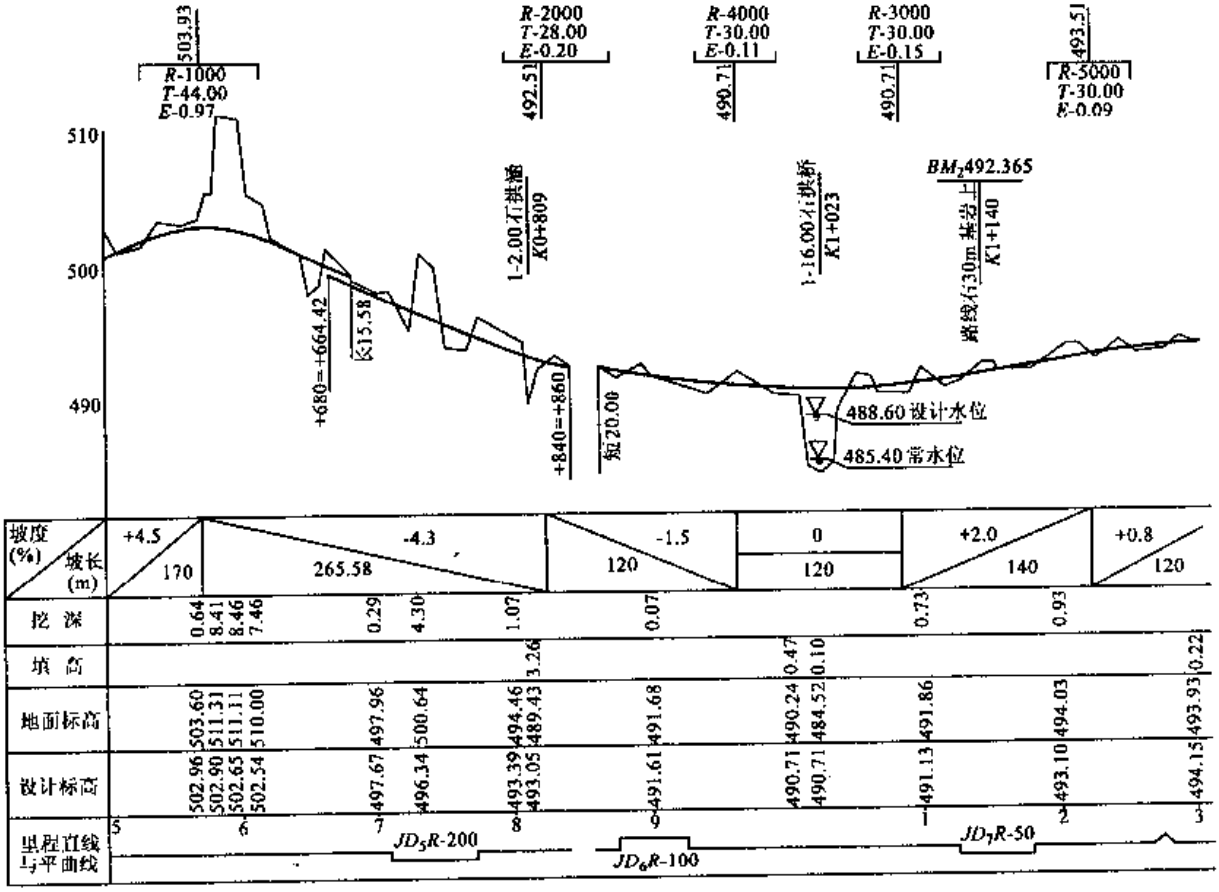


图8-2　线路纵断面图

为清晰起见，在图的下端里程栏中只注百米桩，里程只写1～9的数字，并注公里数。设计标高是根据道路等级和技术要求规定的设计纵坡和平距计算的。在纵坡设计时，根据各种设计因素确定坡度和坡长。坡度是两个变坡点间高差与平距之比，用百分率表示，坡长是两个变坡点间的平距。变坡点处设有竖曲线，其上方绘以相应的符号，并注明曲线元素。

设计标高与地面标高之差，即为线路中心线的填挖高度数值。为将线路纵向地形起伏明显地表示出来，绘制纵断面图时，高程比例尺通常比平距的比例尺放大10倍。

如遇局部改线，或事后发现测距有误，都会造成里程的不连续，称为“断链”。这时除应在设计文件和测量成果中说明外，在现场要设置断链桩，如图中断链 + 680 = + 664.42，等号前为来向里程，表明该桩与 + 600 桩相距80m。等号后为去向里程，表明与 + 700 桩相

距 35.58m。

2．横断面测量与横断面图的绘制

横断面测量是在中线的各里程桩处垂直线路方向上测量地面的起伏变化，其内容包括：定出横断面方向，测量横断面上地形起伏点与中线点高差，测量该地形起伏点至中线的距离及绘制横断面图，供设计路基、计算土石方量以及放样和检查路基形状使用。

四、道路施工测量

公路或铁路在定测的基础上，由设计人员进行施工设计，经批准后即可施工。

施工阶段的测量工作主要是根据工程进度要求，及时恢复道路中线和测设路面高程等。现以公路为例说明。

（一）恢复中线

施工前应对定测阶段设置的原桩点进行复核。并在交点上重新测定偏角，再与原偏角比较，如相差较大时，则应按地形和原切线长，改动曲线半径，用重新计算的曲线要素放样曲线。对于改线地段，要重新定线和测绘纵、横断面图。在恢复中线过程中，还要将附属构筑物（如涵洞、挡土墙等）位置一并标定到实地上。

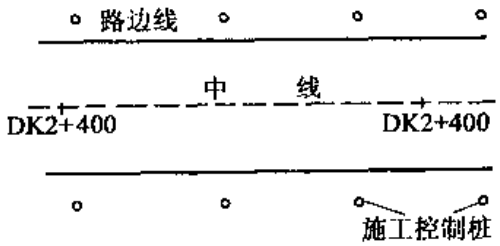


图 8-3 施工控制桩的放样

（二）设置施工控制桩

中桩点在施工中将被填挖掉。在施工过程中，为控制中线位置，需在受施工干扰少，且便于引用处设置施工控制桩，通常在中线两侧的等距离处设置两排控制桩，其间距以 10～30m 为宜（图 8-3）。

（三）路基放样

根据纵断面图上各线段的设计坡度，可计算得各桩号的设计高程，也称红色高程。它与地面高程之差，即为施工高度，取挖深为正号，填高为负号，编制成“路基设计表”。

路基断面是由路宽、边坡的坡度、设计高度和排水沟底宽等参数组成。设计的横断面与实测横断面线之间所围的面积就是待施工（填或挖）的面积。

（四）计算面积与土石方量

利用横断面可求得施工面积。面积计算可用解析法与图解法，根据相邻两个横断面面积和断面的间距，就可按下式计算这一线段的施工土方量 V：

$$V = \frac{1}{3}S(F_1 + F_2 + \sqrt{F_1 F_2}) \tag{8-1}$$

式中，F_1、F_2 为横断面截面面积。当 F_1 与 F_2 接近时，上式可简化为：

$$V = \frac{1}{2}S\ (F_1 + F_2) \tag{8-2}$$

五、道路工程测量的现代化

（一）数字地面模型在道路工程中的应用

在铁路、公路勘测设计过程中，通常是在地形图上研究线路方案，同时还利用地形图绘制线路中线的纵横断面图和计算土石方工程量。由于在地形图上图解大量点位，使数据精度大大降低。如果能将实测的数据与应用程序存储在计算机内，从而建立起一系列离散点或规则点的平面坐标域中表示地面起伏特征的数据集合，这就是数字地面模型，简称 DTM。数字地面模型的建立一般要经过数据采集（采样）、数据处理（内插）等过程。

获取数据点的三维坐标可以采用全站仪实测的方法，也可利用摄影测量方法，还可利用数字化仪将地形图上的信息输入计算机。有了这些原始数据，就可以编制相应的软件加以处理。数据处理是以数据点作为控制基础，以某一种数字模型来模拟地表面，进行内插加密计算，以取得方形格网点或矩形格网点的高程值。

设计人员进行线路设计时，可利用 DTM 与设计软件系统，先调出线路某段带状地形图显示在屏幕上，或按一定比例尺由机助绘图仪绘出地形图，设计人员研究后选出某一方案，将此方案的特征点输入计算机，让计算机利用 DTM 求算沿中线各点的高程。在屏幕上或绘图仪上输出该方案的纵断面图。按纵断面图选定线路坡度，并把设计意图输入计算机中，计算机利用 DTM 求算一系列横断面上的地面高程，然后，将存储在计算机内的线路标准横断面放到各横断面处的设计中线高度上，就可以计算各横断面的填挖面积，再乘以横断面间距可求得填挖方量。

（二）实时 GPS 测量在道路工程测量中的应用

高等级公路 GPS 控制宜采用静态测量。在一般道路的控制测量中，如采用实时 GPS 动态测量，能快捷地进行定位，在达到预定精度后即可停止作业，大大地提高了作业效率。

实时 GPS 动态测量也可应用于 DTM 的数据采集，在沿线路每个地形特征点上仅停留几分钟，即可获得它们的三维坐标，结合输入点的特征编码及属性信息，构成特征点的数据。通过数据处理形成数字地面模型。设计人员根据数字地面模型和设计软件系统选出合理的线路方案，并显示或打印出所需地段的带状图和断面图。放样中线时，设计人员只需在 DTM 上将中线确定，并将中线桩点坐标输入 GPS 接收机，系统就会定出放样定位。由于每个点位的测量都是独立的，不会产生误差积累。

据报道，加拿大魁北克省交通厅用特制汽车实现实时 GPS 动态测量绘制高速公路断面图，获得良好的效果。

（三）自动化断面测量系统

国外曾研制生产 DQM2 道路断面全自动化测量系统和 PMS2 横断面高速自动化测量系统。该系统装在汽车上，车前的电子闪光器在 80km/h 的行驶速度中，以每秒 1/2 000 频率的电子闪光形成光剖面，这个光剖面被装在车后的视频摄像机记录下来，通过计算机处理，自动绘制断面图。据报道该仪器的纵、横向距离测量精度分别为 10cm 与 1cm，高程达毫米精度。

第二节　水利水电枢纽工程测量

水利水电工程一般指水坝、水闸、隧洞、发电厂、渠道、堤线、河道等工程，同时还包

括与此相关的铁路、公路、桥梁等运输系统以及输电线路、管线、围堰等辅助工程，还有筛分、拌合、皮带机、缆机等混凝土生产系统。

和其他所有工程一样，建设水利水电工程也包括三个阶段：勘测设计阶段、施工建设阶段和运营管理阶段。勘测阶段的测量工作主要是为规划设计提供各种比例尺的地形图。根据工程的规模、工程项目和阶段来选择测图比例尺。《水利水电工程测量规范（规划设计阶段）》SL197-97 给出了不同工程项目测图比例尺的选择。施工建设阶段的测量工作包括施工控制测量、放样的准备与选择放样方法、开挖工程测量、立模与填筑放样、金属结构与机电设备安装测量、地下洞室测量、辅助工程测量、施工场地地形测量、疏浚及渠堤施工测量、竣工测量、施工期间的外部变形观测等。在运营阶段，为确保工程的安全运转，对不同的工程构造及运营状况，制定出相应的观测方案，这就是变形监测。

一、水工建筑物施工放样与安装测量

（一）施工控制网的布设与精度

水利水电工程是由许多建（构）筑物组成的，结构复杂。各建筑物在平面位置及高程方面都有一定的联系，而建筑物又是分期施工，因此，施工前应建立施工控制网，作为施工放样的依据。

由于水利枢纽多建设在山区，地形起伏大，所以应先在施工总平面图上选择通视良好和便于保存的控制网点，并在现场标定。此外，由于枢纽的多数建筑位于水坝的下游，随着施工的进展，上、下游间的通视将受阻，因此，控制点的分布应以坝下游为重点，适当照顾上游。为便于施工放样和使基本网点长久保存，施工控制网常采用分级布设，即在基本网下加密二级定线网。

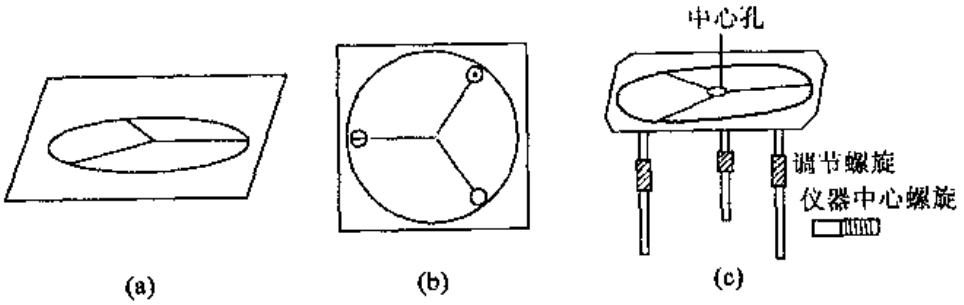


图 8-4　强制对中基座

由于施工控制网平均边长一般在 1km 以下，各点高差有时较大。为了提高观测精度，常采用有强制对中标志的混凝土观测墩，如图 8-4 所示。我国《水利水电工程施工测量规范》（SL52-93，以下简称规范）中按工程规划和不同结构给出了各等级控制网的适用范围。规范对平面控制网的精度标准规定："无论采用何种梯级布网，其最末级平面控制点相对于同级起始点或邻近高一级控制点的点位中误差不应大于 10mm"。因而，在选定点位后，应进行精度估算和控制网的优化设计。

高程控制网依次划分为二、三、四、五等。规范同样也列出了它们的适用范围。对于高程控制的精度要求，规范指出："最末级高程控制点相对于首级高程控制点的高程中误差，对于混凝土建筑物应不大于 10mm，对于土石建筑物应不大于 20mm"。

（二）施工放样数据准备与放样精度

放样前应详细查阅设计图纸，掌握施工控制成果资料。根据设计要求与现场条件，选择放样方法，计算放样数据，绘制放样草图。平面位置的放样方法主要有极坐标法、交会法、自由设站法等（参见本书第五章第三节）。

对不同的工程建筑物，施工测量的精度要求也是不同的。就精度概念而言，也有不同的含义。有的建筑物轮廓点的放样精度是相对于邻近基本控制点的，但对机电设备与金属结构安装工程的安装点，其放样精度是相对于安装轴线或相对水平度的。规范给出的施工测量精度指度如表 8-1 所示。

表 8-1　施工测量主要精度指标

序号	项目		精度指标			说明
			内容	平面位置中误差（mm）	高程中误差（mm）	
1	混凝土建筑物		轮廓点放样	±（20～30）	±（20～30）	相对于邻近基本控制点
2	土石料建筑物		轮廓点放样	±（30～50）	±30	相对于邻近基本控制点
3	机电设备与金属结构安装		安装点	±（1～10）	±（0.2～10）	相对于建筑物安装轴线和相对水平度
4	土石方开挖		轮廓点放样	±（50～200）	±（50～100）	相对于邻近基本控制点
5	局部地形测量		地物点	±0.75（图上）	—	相对于邻近基本控制点
			高程注记点		1/3 基本等高距	相对于邻近高程控制点
6	施工期间外部变形观测		水平位移测点	±（3～5）	—	相对于工作基点
			垂直位移测点	—	±（3～5）	相对于工作基点
7	隧洞贯通	相向开挖长度小于 4km	贯通面	横向±50 纵向±100	±25	横向、纵向相对于隧洞轴线，高程相对于洞口高程控制点
		相向开挖长度 4～8km	贯通面	横向±75 纵向±150	±38	

（三）混凝土坝体放样线的测设

混凝土坝由坝体、闸门、廊道、电站厂房和船闸等多种构筑物组成。施工时，应根据施工控制网测设坝轴线，再根据坝轴线放样各坝段的分段线，然后，由分段线标定每层每块的放样线，再由放样线确定立模线。

坝体浇筑前，以坝基开挖设计有关轮廓点的坐标和定线网点为基础，用交会法等方法放样出基础开挖线。当开挖至设计高程后，对坝体进行分层，每层又分段分块（或分跨分包）浇筑混凝土，如图 8-5 所示。每块的四个角点都有坐标，连接这些角点的直线就是立模线。但是，为了安装模板方便和浇筑前检查立模的正确性，通常不直接放样立模线，而是放出与之平行且相距 0.5～1.0m 的放样线，作为立模的依据。

测设放样线的方法，应根据坝型、施工区域地形及施工程序等条件确定。对于直线型坝体，一般采用方向线交会法测设，根据坝块放样线的坐标，在围堰上及河两岸布设一系列平

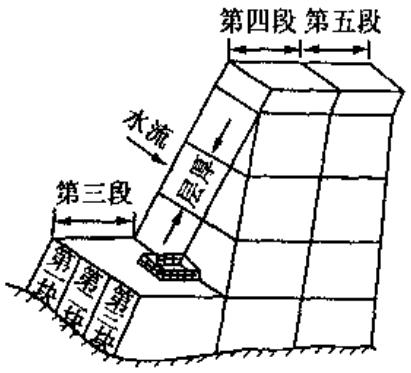


图 8-5　混凝土坝体分段分块

行和垂直于坝轴线的方向线，如图 8-6 所示，其端点称为定向点。在定向点 A_1、B_1 分别安置经纬仪，各自照准 A_1'、B_1'，两方向线的交点，即为 f 点位置。其他角点 g、d、e 等用同样方法确定。

当围堰不与坝体平行时，只要根据分段分块图测设定向点，就可以用方向线交会法迅速定出放样线。

对于重力式拱坝，通常采用前方交会法测设方向线。目前使用全站仪按极坐标法放样也很方便。此时可按拱坝设计图纸所给出的拱冠弧长、半径、圆弧所对圆心角等要素，以圆心为坐标原点，以圆心与中间坝段分段线的连线为 X 轴，计算出拱坝分段分块四个角点的坐标。

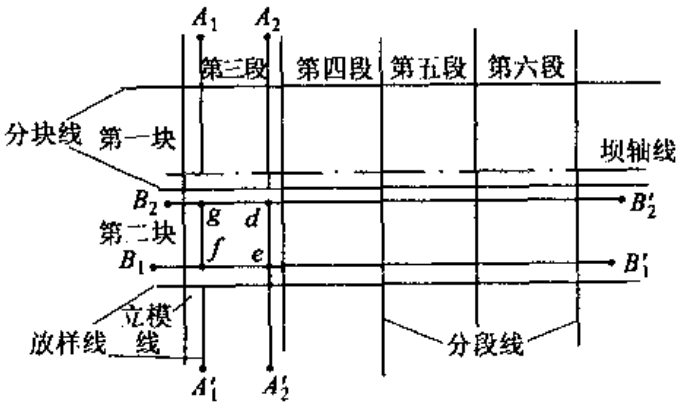


图 8-6　方向线交会法测设放样线

为了控制新浇混凝土坝块的高程，可先将高程引测到已浇坝块面上，从坝体分块图上，查取新浇筑坝块的设计高程，待立模后，再从坝设置的临时水准点，在模块内侧每隔一定距离放样出新浇坝块的高程。

模块立模后，用放样点检查立模及预埋件安装质量，认定合格后才能浇筑混凝土。待混凝土凝固后，再进行上层模块的放样。

（四）安装测量的基本工作

水工建（构）筑物施工时，对预埋金属构件要进行安装测量。施工结束后，还要进行闸门、钢管、水轮发电机组的安装测量。安装测量的精度很高，但大多数是相对于某轴线或某点高度的，即是一种相对精度。例如水轮机座环上水平面的水平度，即相对高差的中误差为 ±（0.3～0.5）mm，应采用特殊的仪器与方法，才能达到要求。

金属结构与机电设备安装轴线和高程基点一经确定，在整个施工中不宜变动。在垂直构件安装中，同一铅垂线上安装点的纵、横向偏差值，因不同的工程项目的构件而定。例如人字闸门底枢、顶枢同轴性的纵、横向中误差为 ±1mm。水轮发电机各种预埋管道的纵、横向中误差为 ±10mm。铅垂投点的方法有重锤投点法、经纬仪投点法、天顶仪投点与激光铅垂仪投点法等。

（五）船闸的安装测量

图 8-7 为我国目前最大的船闸，全长 900m，宽 100m，闸室有效长度为 280m，净宽

34m，船闸中心线与坝轴线的交角为81.5°。为便于分层分块浇筑，施工放样时，先建立矩形格网。在设计的闸中心线上选择上、下游围堰附近的Ⅲ602、Ⅲ607和Ⅲ601作为纵向控制轴线。以此为依据，用检定过的钢尺，依船闸设计数据在上、下游围堰上量距，定出船闸纵缝立模线，左右闸墙边线和输水廊道中心线等位置，并埋设固定标志，构成船闸的纵向基本控制线。

在右岸高程为40m的平台上，设Ⅲ604和Ⅲ605两个三等点，延长至围堰上埋设固定靶牌，要求它们与船闸中心线严格平行，此时可按其坐标计算该直线方位角应与船闸中心线的方位角相等，否则应加以调整。根据Ⅲ604和Ⅲ605两点的实测坐标与船闸各部分设计坐标，量出各分块立模线的控制点，如图8-7中a_1、a_2、a_3、a_4等。由于船闸左侧有其他建筑物同时施工无法布置控制点，所以船闸横向就是经a_1、a_2、a_3、a_4且垂直于Ⅲ604-Ⅲ605方向的各条直线。

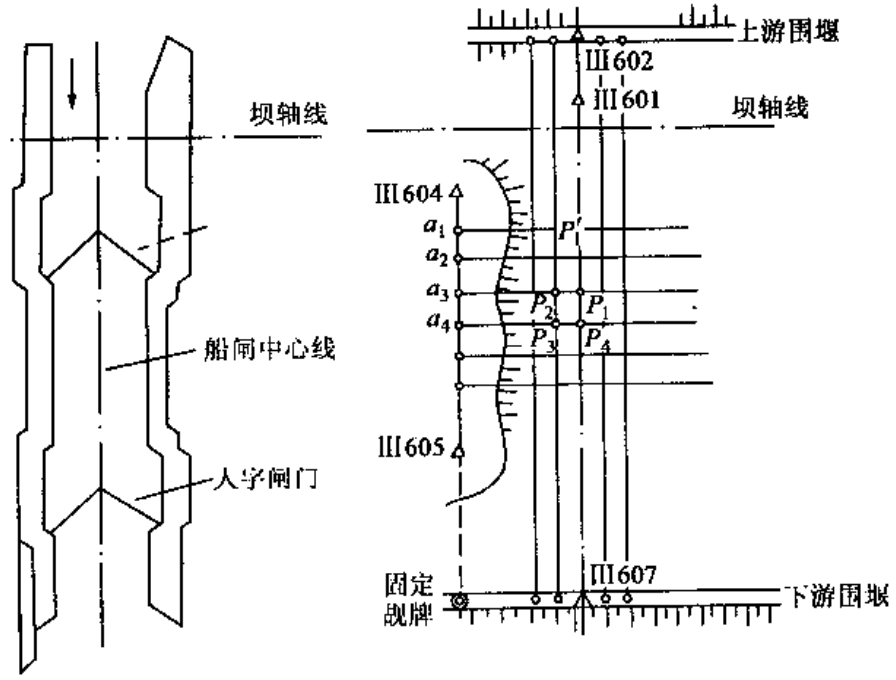


图8-7　船闸的施工控制

以此矩形网为基础，按设计要求放样出闸室底板分块的角顶位置如p_1、p_2、p_3、p_4。放样时先定出过渡点p_1'，使p_1'严格在Ⅲ602和Ⅲ607的连线上，然后置仪器于p_1'点，由Ⅲ607定向，转经纬仪90°，从望远镜中得出偏离a_3标志的距离，并使仪器严格置于p_1点为止。其余各点方法相同。

二、水工建筑物的安全监测

有关工程建筑物安全监测的意义、内容与方法在第六章已有详细介绍，就水工建筑物而言，此项工作尤显重要，因为溃坝灾害一般在10～20min内造成，洪水巨浪所到之处，摧毁力极强，国内外无数实例令人触目心惊。另外，由于设置了监测系统，通过长期观测和资料分析，及时对工程进行加固，把事故消灭在萌芽之中，这种化险为夷的事例也很多。

安全监测不仅确保水工建筑物安全施工和正常运营，也是对施工质量的评定。例如，葛

洲坝电厂是建在产状平缓、多软弱夹层的地基上，因此担心开挖后会破坏基岩稳定，于是安装了大量基岩应变计。在施工期间及1981年大江截流和百年一遇的洪水期间的观测表明，基岩处理后，变形量在允许范围内，大坝是安全稳定的。此外，安全监测结果也是对设计数据的验证，为改进设计和科学研究提供资料。

(一) 水工建筑物安全监测的内容与精度要求

不同结构的水工建筑物，其观测内容也不相同。以大坝为例，一般包括现场检查，外部观测和内部观测。现场检查是指对坝的上、下游面、廊道、空腔、坝肩等外露部分是否存在裂缝、渗水、冲蚀、磨损、松软老化等进行检查。还应检查排水、止水设备是否畅通或止水。外部观测包括坝的水平位移、沉降、倾斜、挠度观测以及纵、横缝和裂缝观测，还要进行基岩变形和岸坡稳定（滑坡）观测。内部观测包括坝内的应力、应变观测、渗流观测、水力观测、水文和泥沙观测等。

尽管观测项目因对象而异，但共同且必需的项目为水平位移、沉降和水位观测。对于混凝土坝还应观测伸缩缝和混凝土温度。

水工建筑物某点的位移矢量，可分解为 δ_x、δ_y、δ_z 三个分量。在该矢量空间坐标系中，沿坝轴线方向位移为 δ_x，称侧向位移，以向右为正；沿上、下游方向的位移为 δ_y，称顺河向位移，以向下游为正；沿铅垂方向的位移为 δ_z，称垂直位移（或沉降），以向下为正。

安全监测的精度要求取决于观测的目的和建筑物本身允许变形值的大小。现将我国《混凝土大坝安全监测技术规范》中有关精度指标列于表8-2中。

表8-2 变形监测的精度

项目				位移量中误差限量
水平位移	坝体	重力坝		±1.0mm
		拱坝	径向	±2.0mm
			切向	±1.0mm
	坝基	重力坝		±0.3mm
		拱坝	径向	±1.0mm
			切向	±0.5mm
坝体、坝基垂直位移				±1.0mm
坝体、坝基挠度				±0.3mm
倾斜	坝体			±0.5″
	坝基			±1.0″
坝体表面接缝和裂缝				±0.2mm
近坝区岩体	水平位移			±2.0mm
	垂直位移	坝下游		±1.5mm
		库区		±2.0mm
滑坡体和高边坡		水平位移		±0.3～3.0mm
		垂直位移		±3.0mm
		裂缝		±1.0mm

(二) 大坝变形监测系统布设

就混凝土大坝而言，首先应在坝轴线上、下游靠岸的适当地点布设变形监测控制点，目前仍以大地测量方法为主，且多采用边角网。边角网应在坝轴线的两端附近设点，以监测大

坝与岸坡连接部分的变形。对库区滑坡，也应建立边角网。由于现代测绘仪器的测角、测距精度较高，控制网的精度可达到表 8-2 的要求，近年来国内外已开始用 GPS 控制网来代替边角网，如我国清江隔河岩水电站，共安装 7 台双频 GPS 接收机，可连续地、全天候地实时监测大坝的变形，其精度达亚毫米级，这在国际上也是先进的。

下面结合某重力拱坝的变形监测系统布置作进一步说明。

该重力拱坝的坝高 245m，坝顶长 1 066m，坝顶宽 25m，底宽 102m，共分 60 个坝段，其纵剖面图如图 8-8（a）所示。设计书提出的精度要求为：大坝和基础水平位移的中误差 1mm，坝顶拱冠处水平位移中误差 3mm，大坝和基础的垂直位移中误差 1mm。监测系统包括：

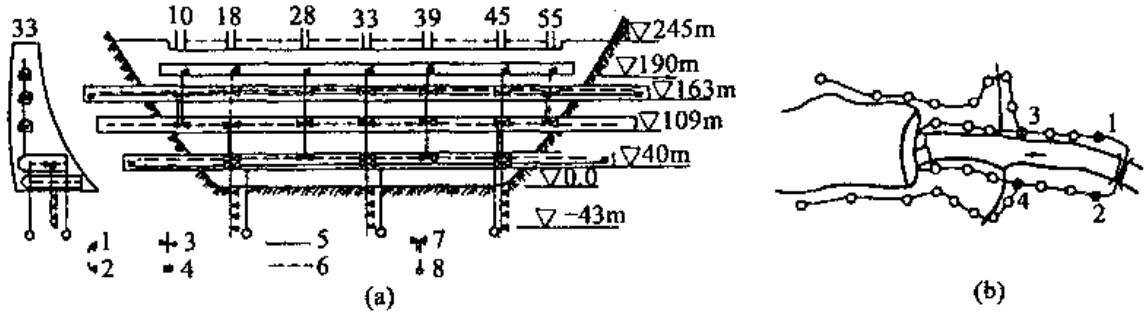


图 8-8　某重力坝变形监测系统布置图

图例说明：1－正锤锚块；2－倒锤锚块；3－垂线读数仪；4－导线控制点；5－导线；6－静力水准；7－正锤与测高仪结合；8－深埋水准点组

（1）边角监测网。用于检核导线端点和垂线的稳定性。

（2）用精密直伸导线（弦矢导线）测定坝体水平位移。该导线布置在高程为 40m、109m 和 163m 的廊道和平洞中，平洞深度为 70～100m，平洞末端的导线端点为位置相对稳定的起始点。

（3）在 190m 高程廊道的 7 个断面上，悬挂正锤线，正锤线的读数站位于高程为 40m、109m、163m 的导线附近，以便互相校核位移值。

（4）在 18、33、45 坝段各埋设一个倒锤组，用以确定基础的位移并与正锤线衔接。所谓倒锤就是用锚块固定在基础稳定的基岩上的锤线装置，锤线由安装在坝顶浮箱的重锤拉紧，每个倒锤组有 4 个不同深度的锚块，坝体读数站相对于倒锤线的移动，表明坝体的位移。

垂直位移观测系统由水准基点和工作基点组成的精密水准网进行监测。在图 8-8（b）中，水准基点组 1、2 在坝下游 3km 河两岸的水平坑道中，3、4 基点组在坝下游 1.5km 处。可从 3、4 两点向 40m 高程廊道的固定式静力水准系统传递高程。

大坝垂直位移分别在 40～109m、163m 高程廊道和平洞中进行观测。为了确定大坝和基础的倾斜变形，又分别在 18、25、83、39 和 45 坝段且高程为 5m 的灌浆廊道和 40m 的横向廊道中进行观测。用静力水准系统观测廊道和平洞的垂直位移，该系统包括直径为 150mm 的管子和连接软管，在每一坝段的两接缝处各设置一个垂直位移观测点。

对于直线重力坝，一般是用基准线（视准线、引张线、激光准直）加正、倒锤组成基准线和垂线系统，用基准线观测坝体水平位移，以垂线检查基准线端点的位移。

三、大坝岸坡自动化监测系统

瑞士 Leica 仪器公司研制的由计算机控制、马达驱动的电子经纬仪 TM300，可自动跟踪目标。该仪器装上 CCD 摄像机就构成 TM300V，利用图像处理软件和程序指令，仪器自动扫描待测对象上的所有目标，测出目标点的三维坐标。在 TM300V 中若安装测距仪，则为 TM300V/D，这类仪器又称测量机器人。若与软件相结合，则组成自动化监测系统 APSV/D。下面简介该系统在意大利北部某河段一座双曲拱重力坝的应用情况。该坝建成于 20 世纪 50 年代。大坝高 132m，坝顶弧长为 408m，设计容量 7 200 万 m^3。1964 年水库首次蓄满水，左岸多处渗漏，从而引起地表沉降。经地质调查研究表明：河右岸的岩基是稳定的，而左岸受太阳曝晒影响，使地面雨水和库水渗漏。当时监测近坝区的地表形变主要采用常规的地面控制测量方法，包括布设边角网、水准网以及 5 个倒锤装置。

20 世纪 90 年代后期，为对大坝左岸变形进行自动化监测，在近坝区右岸，安装了一套 APSV/D 系统，在坝左岸不稳定区域埋设了 16 个反射棱镜，测站到目标的距离为 170～1 500m。每个反射器固定在混凝土墩上，其中两个埋设在坝左、坝右较为平坦的河谷上作为参考点。

测站上包括一台带 CCD 摄像机的测量机器人，一台微处理机及相应的 APS 软件，还包括供电设备、稳压设备和数据转换器。仪器安置在观测墩上，观测墩设置在装有特殊透光玻璃窗的观测房内。整个测量过程由 APS 软件控制。TM300V/D 由伺服马达驱动，能按设置的测量程序对每个目标点进行自动照准，自动获取水平方向、天顶距和距离值。在良好的大气条件下，测角精度可达 0.6″，测距精度为 1mm＋1ppm·D。系统可通过设置在护罩外的传感器自动读取温度、气压并进行气象改正。

APSV/D 系统测量一个目标点，从寻标、照准到读数约需 20s，可做重复测量。通过取平均值提高精度和减小大气因素的影响，也可按设定的时间间隔进行周期观测，如每天观测数个周期。测量工程师仅需每两周去现场一次，对测量成果进行简单的检查分析，然后将数据传送到远离电站的公司总部。在那里结合其他观测资料如库水位、含水量等对测量机器人观测数据做进一步处理和分析评价。

第三节　大型桥隧工程测量

桥梁和隧道是线路的重要组成部分。凡桥长大于 500m 的各种桥称为特大桥，长度大于 4km 的隧道称为长大隧道，也即是本节讨论的大型桥隧工程。除铁路公路隧道外，还有矿山巷道、城市地铁、水工隧洞等类似工程，另外中小型桥隧工程更多。它们的测量工作有许多共性，但大型桥隧工程的要求高、内容全、更有代表性。

一、大型桥梁工程测量

（一）选址和桥址测量

桥址选线（简称选址）主要以线路走向和高程为主要条件确定选址河段范围，然后根据地形、地质、水文情况和其他条件以及可能出现的特殊要求确定桥址。

1．选址与线路的关系

总体上来说，桥址应服从线路的总走向，但对大型桥梁，在局部上，线路亦应服从桥

址。首先，应根据线路总走向确定桥址区域线路的延伸，桥端引线尽可能直线延伸或以较大半经的曲线连接，立面坡度尽量平顺，引桥尽可能地短，避免高填深挖。

2．地形条件

地形是桥址选线的基本条件，优良的地形可以选定经济合理的桥址，使桥梁的总长减小，投资降低。武汉长江大桥充分利用龟蛇锁大江的有利山丘地形，引桥很短，这在桥梁中罕见。

3．地质条件

工程地质对选址有重要意义，有时起决定性的作用。在桥址区，两岸天然地质和河床地质条件对桥梁墩台、桥头路基和导流设施等建筑的稳定性至关重要。桥下河床冲刷程度、覆盖层厚度、基岩性质、岩层倾角、岩土滑动可能性、雨水和地下潜水冲蚀等都属于工程和水文地质问题，要进行地质测绘调查和钻孔探察。

4．河道水文

选址与河段形态和水流情况密切相关，要求河道稳定、顺直、水流通畅、流向不紊乱。

5．其他因素

特大桥选址还要考虑政治、经济、环保等因素，考虑桥址上下游的拦河坝位置及其对桥梁安全运行的影响等。

(二) 桥址测量

主要有桥址中线测定、桥址地形测绘、水文测量和施工控制测量。

1．桥址中线测定

在草测、初测和定测阶段均涉及桥址中线测定，这里以定测为例。用控制桩确定出桥址中线，必要时增设加桩、曲线交点桩，均为永久性桩。同时要测量桥址中心断面并绘断面图。

2．地形测绘

在充分利用已有图纸资料基础上，进行补测和重测，包括1:2000～1:5000的桥址方案地形平面图。桥址确定后测绘供桥梁设计用的1:500～1:1000的桥址地形平面图和更大比例尺的墩台局部地形图等。

3．水文测量

包括桥址选线草测、初测和定测阶段的水文资料搜集、调查、水文站建立、水位观测、洪水调查、河道变迁调查、水文断面测量、流速流向测量、流量计算以及河床地形测绘等工作。这些资料对桥址确定、桥高设计、桥跨及墩台设计以及桥梁施工有特殊意义。

4．施工控制测量

包括平面和高程控制测量。平面控制要基于桥址中线测定以控制桥梁轴线（方向、长度），满足墩台等建筑物的放样要求，保证与线路的整体连接。平面施工控制网的图形多以三角形、大地四边形为基本图形，宜采用边角网或GPS网，坐标轴与桥轴线方向一致，桥轴线为网的一条边（参见图8-9）。按目前的测量技术，桥轴线长度的精度要求容易满足。无论以桥长精度还是墩台中心点位精度为准则确定网的精度，都很容易在网的优化设计中通过程序实现。

高程控制的目的是统一高程基准，同时满足高程放样的要求，通过在两岸桥址附近设立基本水准点和工作水准点组成高程控制网。采用跨河水准测量，用双线过江，不同时段的观测方法与两岸的水准线路组成闭合环，其精度可达国家一、二等水准测量精度。国外还有采用过河或过海的液体静力水准测量进行两岸连测的方法。

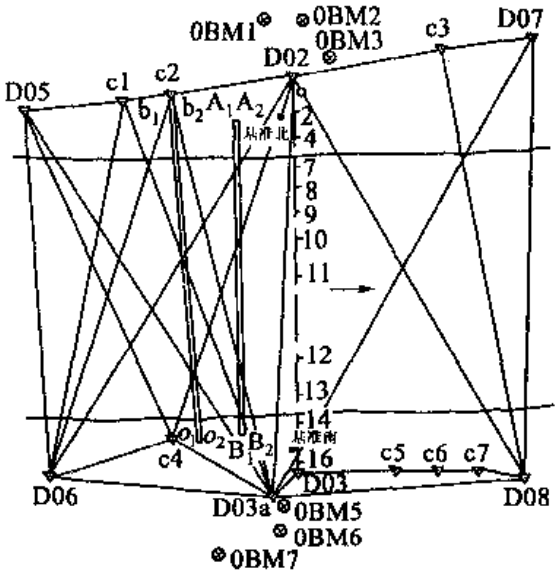


图 8-9　某大桥施工控制网

（三）桥梁施工测量

施工测量主要指根据施工控制网和桥梁设计数据，将桥梁逐步放样到实地所进行的一切测量工作。其中包括桥墩台基础施工和定位测量，墩台放样测量和全桥贯通测量，主梁架设测量。对于大型斜拉桥还有高塔柱施工测量，索道管的定位测量，施工期桥墩台沉降观测，高塔柱摆动观测，施工各阶段的竣工测量，竣工后通车前的静荷载、动荷载试验中的桥梁变形测量。此外，还有许多相关的测量如施工控制网的复测与加密，施工场地和运输线路测量，桥墩基础施工中大型双壁钢围堰的拼装测量，定位测量，钻孔桩测量和施工期间的水文观测等。下面择其一、二予以简介。

1．大型双壁钢围堰的定位测量

桥墩位于江中，其基础施工采用围堰法进行。武汉长江二桥主塔墩位于主航道上，水深达41m，围堰直径28.4m，在河床覆盖层下沉约22m，内布设21根直径2.5m的钻孔桩，钻入岩石深度达27m。钢壁围堰采用分节拼装方法或分节整体吊装方法通过浮动的拼装船下沉，然后逐渐接高，整个拼装都要在测量的指导下进行。在实践中，总结了一套“倾斜经纬仪法”建立基准平面和中轴线的方法进行水中围堰的接高放样。

双壁钢围堰的初步定位在前后定位船、导向船所构成的锚定系统中进行，采用两方向的角差-位移图解法作快速定位（参见第五章第三节），而在精密定位中，则采用三点的角差-位移图解法加极坐标法。在围堰吸泥下沉期，要采用不同方法比较和进行重复测量等措施保证放样的准确性和可靠性。角差-位移图解法和极坐标的原理十分简单，特别是用电子全站仪，可以用自由设站的方法快速精确地得到测站点的坐标，用极坐标法可测量任意一点的坐标，也可根据放样点的设计坐标计算放样数据，同时还可通过三角高程测量得到点的高程，较之角差-位移图解法更方便。这些方法除了用于围堰的精密定位和竣工测量外，也用于桥墩中心的精密放样和测定。

2．斜拉桥主梁架设测量[37]

武汉长江二桥的斜拉段主梁系跨度为180m＋400m＋180m的双塔双索面预应力混凝土加劲梁（图8-10）。采用双向对称悬臂法由索塔下双向架设、在跨中合拢的方法。测量的任