普通高等教育地矿、安全类“十一五”规划教材

大地测量学基础

主 编 王佩贤
副主编 张国柳 王宝山 王建敏

煤炭工业出版社

普通高等教育地矿、安全类“十一五”规划教材

大地测量学基础

主　编　王佩贤
副主编　张国卿　王宝山　王建敏

煤炭工业出版社
·北　京·

内 容 提 要

本书全面系统地阐述了大地测量学的基本概念、基本理论和测量技术与方法。主要内容是研究地球形状的确定及地面点的精确定位。全书共分 8 章。第 1 章阐述大地测量学的定义、任务、作用、研究的基本内容、发展简史及对未来的展望。第 2，3，4 章侧重论述大地测量学的基本理论、技术与方法。其中包括大地测量的基准、大地坐标系的建立、高程系、传统与现代的大地测量技术与测量方法。第 5，6 章介绍地球椭球的数学性质及其数学投影变换。其中包括椭球的大小及其定位、国家平面直角坐标系的建立、地图投影的概念与性质、由地面观测值到高斯平面上的投影计算等。第 7 章阐述坐标转换与坐标系的选择问题。介绍了几种常用坐标系之间的数据转换关系与适用工程坐标系的选择方法。第 8 章侧重叙述常用大地控制网数据处理原理与常见导线网、水准网平差的具体流程与实践算例。

本书既可作为测绘工程专业与相关专业的教学用书，也可为从事测绘及相关工作的科学技术人员提供参考。

前　言

大地测量学基础是高等工科院校测绘工程专业的一门主要专业课程。为了更好地适应现代教学工作的需要，在总结多年教学经验、分析以往所编教材使用的基础上，编写了这本《大地测量学基础》。

大地测量学是地球科学的重要分支，是测绘科学的基础科学，在测绘专业的课程设置中占有重要的地位和作用。它的主要内容是研究地球形状、大小和外部重力场以及地面点的精确定位。本教材着重阐述了大地测量学的基本概念、基本理论与具体方法。这次教材的编写对传统测量技术与方法进行了部分删除、又增加了一些先进而又实用的测绘技术与方法。本教材的编写力求做到：①知识结构系统完整，信息量大，增强实用性；②内容精练，体现测绘技术发展的方向，体现教学内容的先进性；③层次结构严谨，文字通俗易懂，有利于自学。

本教材由王佩贤（辽宁工程技术大学）主编，张国卿（安徽理工大学）、王宝山（河南理工大学）、王建敏（辽宁工程技术大学）副主编，张恒景（辽宁工程技术大学）参编。另外，本教材的编写还得到许多老师的热情帮助，同时也得到煤炭工业出版社有关人员的大力协作，在此谨致以衷心的感谢。

由于作者水平有限，书中可能存在的错误与不足之处，恳请读者予以指正。

编　者

2007 年 8 月

目　　次

1 绪论 …… 1

1.1 大地测量学的定义 …… 1
1.2 大地测量学的任务和作用 …… 2
1.3 大地测量学研究的基本内容 …… 5
1.4 大地测量学发展与展望 …… 7

2 大地测量学的基本理论 …… 13

2.1 大地测量的基准面和基准线 …… 13
2.2 常用大地测量坐标系统 …… 18
2.3 大地测量时间基准 …… 29
2.4 高程系统概述 …… 32
2.5 关于确定地球形状的基本方法 …… 44
2.6 空间大地测量简介 …… 45

3 大地测量控制网的建立 …… 48

3.1 大地测量控制网概述 …… 48
3.2 国家平面大地控制网的建立 …… 50
3.3 国家高程控制网的建立 …… 57
3.4 国家 GPS 网的建立 …… 61
3.5 国家重力网的建立 …… 66
3.6 工程控制网的建立 …… 68
3.7 变形观测控制网 …… 84

4 大地测量的基本技术与基本方法 …… 90

4.1 精密角度测量 …… 90
4.2 精密高程测量 …… 123
4.3 精密距离测量 …… 135

4.4 全站仪简介 …… 150
4.5 GPS 定位测量 …… 154
4.6 天文测量 …… 167
4.7 甚长基线干涉测量 …… 173
4.8 惯性测量系统 …… 182

5 地球椭球与测量计算 …… 185

5.1 地球椭球及其定位 …… 185
5.2 椭球面上法截线曲率半径 …… 192
5.3 椭球面上弧长计算 …… 199
5.4 地面观测值归算至椭球面 …… 201
5.5 椭球面上大地问题解算 …… 212

6 高斯投影及其计算 …… 220

6.1 地图投影的概念和正形投影性质 …… 220
6.2 高斯投影与国家平面直角坐标系 …… 227
6.3 高斯投影坐标计算 …… 232
6.4 椭球面上的方向和长度归算至高斯投影平面 …… 242
6.5 高斯投影坐标换带计算 …… 249
6.6 通用横轴墨卡托投影和兰勃脱投影简介 …… 250

7 坐标转换与坐标系的选择 …… 259

7.1 大地坐标系之间换算 …… 259
7.2 空间直角坐标系之间换算 …… 261
7.3 大地坐标与空间三维直角坐标的关系及其转换 …… 263
7.4 我国的坐标系统与平面坐标系统之间的转换 …… 266
7.5 工程控制网实用的坐标系统选择 …… 273

8 常用大地控制网数据处理 …… 278

8.1 概述 …… 278
8.2 平面控制网平差 …… 283
8.3 高程控制网平差 …… 305
8.4 GPS 控制网平差软件概述 …… 313

参考文献 …… 315

1 绪　　论

大地测量学在测绘科学和测绘技术中有着重要的地位和作用，大地测量学是高等院校测绘工程专业教育中一门重要的专业课程。

学习大地测量学首先应对它的定义、性质、任务、作用与内容以及发展状况有一个概括的了解。

1.1 大地测量学的定义

大地测量学又叫测地学，是地球科学的一个分支学科，它着重研究测量和描绘地球并监测其变化，为人类活动提供关于地球的空间信息。为此，可以给出大地测量学如下的定义：

大地测量学是研究精确测定和描绘地面控制点空间位置、研究地球形状、大小和地球重力场的理论、技术与方法及其变化的学科。

测量学（又称普通测量学或测量学基础）是研究地球表面较小区域内测绘工作的基本理论、技术、方法和应用的学科。其基本目的是：以测绘工作为手段，确定地面点的空间位置，并把它表示成数据形式或描绘在图面上，供经济建设和工程设计施工所应用。大地测量学也为上述目的服务。

大地测量学与普通测量学的区别在于：

（1）大地测量学测量的精度等级更高。测量工作必须按照从整体到局部、由高级到低级的原则进行，大范围高等级的大地控制测量对局部的测量工作起到控制作用。因此，大地测量学要研究更加精密的测量仪器、测量方法与数据处理方法。

（2）大地测量学测量的范围更广。大地测量学测量的范围常常是数百千米乃至数千千米，甚至整个地球，此时就不能将地球表面作为平面来研究，地球形状接近于旋转椭球，其表面是一个不可展平的曲面，必须研究地球曲率等多种因素对测量成果的影响。大地控制测量既要保证高的测量精度，又要提供局部测图所需控制成果，故必须妥善解决地面观测成果到椭球面、再到平面上的转化问题，即投影的方法和投影的计算问题。

（3）侧重研究的对象不同。普通测量学侧重于研究如何测绘地形图以及进行工程施工测量的理论和方法。大地测量学侧重于研究如何建立大地坐标系、建立科学化、规范化的大地控制网并精确测定控制网点坐标的理论和方法。

如果按测量范围由整体到局部、由高级到低级，大地测量学与普通测量学可以依次表

示为：大地测量学→普通测量学。

经典大地测量学是把地球视为刚体不变，均匀旋转的球体或椭球体，并在一定范围内测绘地球和研究其形状、大小及外部重力场。在这方面，经典大地测量学在理论和技术上均取得了巨大的成就，奠定了几何大地测量及物理大地测量的理论基础和实用方法，为人类社会经济发展作出了重大贡献。但由于这些理论、方法受时代影响，具有局限性，还不够完全和完善。

无论是地球表面及外部空间，还是地球内部构造及演化，都在每时每刻地运动着和发展变化着。这种运动和变化不仅在地区和局域性范围内发生着，而且还在洲际乃至全球范围内进行着。其积累和突变必然给人类赖以生存的环境空间带来巨大的影响，甚至直接涉及社会和人类生存的安危。显然，经典大地测量技术已经不适应监测地球这种动态变化的要求。

直到近几十年来，以人造地球卫星及其他空间探测器为代表的先进的空间测绘技术的发展及应用，才把传统的大地测量学推进到以空间大地测量为主要标志的现代大地测量学的新时期。

1.2 大地测量学的任务和作用

1.2.1 任务

在广大的区域范围内设置一系列能够长期保存、便于应用的固定点位，称为大地控制点。这些点位按不同的测量方式彼此连接构成统一的整体网形，称为大地控制网。通过实地观测和数据处理，精密地确定出控制点在全区统一坐标系统中的空间位置和重力场参数，并且监测这些控制网点随时间的变化量。为完成这项任务，大地测量学还要研究有关的理论和方法。总之，大地测量学的基本任务可以概括为：

（1）在地球表面的陆地上建立高精度的大地测量控制网，并监测其数据随时间的变化；为测制地图、经济建设、国防建设和地球动力学等科研工作提供控制基础，也为人造卫星、导弹及各类航天器控制与通信提供精确的轨道坐标和地面控制站坐标。

（2）确定地球重力场及其随时间的变化，测定和描述地球动力学现象；为大地控制网、地球科学及空间科学提供基准面和基本数据。

（3）根据地球表面和外部空间的观测资料确定地球形状和大小。为大地控制网的归算、卫星的精密定轨、远程武器的精确打击和地球物理反演、地震预报等提供资料。

可以说，建立作为各种测量工作的基础的大地测量控制网是大地测量学的技术任务；研究地球重力场和地球形状与大小是大地测量的科学任务。两项任务密切相关，大地测量控制网的观测结果为研究地球形状和大小提供了主要资料；研究地球形状和大小又为大地测量控制网的计算提供了最适宜的根据面。

1.2.2 作用

大地测量学是地学领域中的基础性学科，即为人类的活动提供地球空间信息的学科。社会经济的迅速发展，人口的增长，人类可利用的地球空间受到严峻的约束。获取地球空间信息，合理利用空间资源，已成为当前社会经济发展战略的重要环节。大地测量学还与地球科学多个分支互相交叉渗透，还将为探索地球深层结构、动力学过程和力学机制服务。大地测量学的作用可概括为下列几个方面：

（1）为地形测图和大型工程测量提供基本控制。大地控制网从以下三个方面体现控制地形测图：

第一，控制测图误差，保证地形测图的精度。测图中每描绘一条方向线，测量一段距离，都会产生误差。这种误差在大面积测图时，将逐渐传递积累，使地形、地物在图上的位置产生大的误差，并使相邻图幅不能接合。如果以大地控制点控制测图，可以把误差限制在各大地点和图根点之间。这就保证了地形、地物在地图上的位置足够精确，即保证了地图的精度，并且相邻图幅自然可以接合。

第二，把地球表面（球面）上的地形、地物测绘成平面图，并控制由此产生的误差。地球接近于旋转椭球体，其表面是不可展曲面，若硬性展平就会出现变形和裂口等现象，即用一般方法不能把球面上的地形测绘在平面图上。但是，大地控制点在一定的旋转椭球面上的位置（坐标）是可以精密确定的，并且可以按一定的数学方法把它化算为投影平面上的点位，而后就可以把地球表面地形测绘在平面图上并控制测图误差，使地图能够拼接而不产生明显的变形和裂口。

第三，使各地的测图工作可以同时开展，并保证所测各图幅可以互相拼接。由于大地控制点的坐标系统是全国统一的，这样，不管在任何地区同时或先后开展测图工作，都不会出现相互重叠或不能拼接的现象。

（2）为人类活动提供地球空间信息。为国民经济建设和国防建设服务，并不断扩大在各个领域中的作用，用于交通工具的自动导航，大型精密工程的规划和建设，海洋资源的开发等。比如交通运输事业（铁路、公路、航海、航空等），资源开发事业（石油、天然气、钢铁、煤炭、矿藏等），水利水电工程事业（大坝、水库、电站、堤防等），工业企业建设事业（工厂、矿山等），农业生产规划和土地管理，城市建设发展及社会信息管理等，都需要地形图作为规划、设计和发展的依据。可以说，地形图是一切经济建设规划和发展必需的基础性资料。为测制地形图，首先要布设全国范围内及局域性的大地测量控制网，为取得大地点的精确坐标，必须要建立合理的大地测量坐标系以及确定地球的形状、大小及重力场参数。地球形体接近于旋转椭球，因此，研究地球的形状、大小，就是要确定旋转椭球的长半径 a 和短半径 b，或长半径 a 与扁率 f。要确定 a，f，必须综合利用大地测量，天文测量和重力测量的资料才能实现。因此可以说，大地测量学是一切测绘科学技术的基础，在国民经济建设和社会发展中发挥着决定性的基础保证作用。

（3）在防灾减灾和救援活动中发挥日益增强的作用。地震、洪水和强热带风暴等自

然灾害给人类社会带来巨大灾难和损失。地震大多数发生在板块消减带及板块内活动断裂带，且具有周期性，是地球板块运动中能量积累和释放的有机过程。我国以及日本、美国等国家都在地震带区域内建立了密集的大地测量形变监测系统，利用 GPS 和固定及流动的甚长基线干涉（VLBI），激光测卫（SLR）站等现代大地测量手段进行自动连续监测。随着监测数据的积累和完善，地震预报理论及技术可望有新的突破，为人类预防地震造福。大地测量还可在山体滑坡、泥石流及雪崩等灾害监测中发挥作用。世界每年都发生各种灾难事件，如空难、海难、陆上交通事故、恶劣环境的围困等，国际组织已建立了救援系统，其关键是利用 GPS 快速准确定位及卫星通信技术，将难事的地点及情况通告救援组织以便及时采取救援行动。为地震的预测提供监测信息，监测预报滑坡和泥石流，为预报厄尔尼诺现象提供信息。利用 GPS 定位技术结合卫星通信建立灾难事件救援系统。

（4）在环境监测和保护等领域中发挥重要作用。科学界正密切关注海水面上升，关注平均气温的变化，关注对农、林业等带来的影响，其中监测海水面变化最有效的手段就是利用 GPS 技术将全球验潮站联测到 VLBI 及 SLR 站上，以便根据长期监测结果，分析海水面变化，进而分析带来的影响。另外，为监测森林面积缩小、草原蜕化、沙漠扩大、耕地面积减小等环境破坏，主要的措施是发展遥感卫星、建立动态地理信息系统（GIS）。这也必须由大地测量来支持，因为发射近地卫星需要精密的地球重力场模型，发射站及跟踪站需要有准确的地心坐标、发展地理信息系统也需要有足够的大地测量控制点作保证。

（5）探索地球物理现象的力学机制，获取表征地球运动和形变的参数。如板块运动的速率、固体潮的洛夫数、地壳形变的速度和加速度等。利用卫星测高和重力测量数据结合地球物理资料，更精确地查清了许多海底板块边界分布情况，监测海平面变化和以更高的分辨率确定海面地形；利用卫星重力测量及陆、海大规模的重力测量提供更准确的重力场模型；VLBI 及 SLR 能以 1mm/a 的速度分辨率精确测定板块相对运动，能以前所未有的空间分辨率和时间分辨率测定全球、区域或局部的地壳运动，为解释板块内的断裂作用、地震活动以及其他构造过程提供依据等。总之，大地测量能以其本身独特的理论体系和测量手段，提供有关地球动力过程中时空度量上的定量和定性信息，与其他地学学科一起共同揭示地球的奥秘。

（6）为空间技术和国防现代化建设提供重要保障。空间科学技术发展水平是当今衡量一个国家综合科技水平和综合国力的重要指标，同时也是评估一个国家国防能力的重要标志。大地测量可以提供精确的点位坐标、点间距离与方位、地球重力场资料或确定基本控制点相对于地球质量中心的空间坐标。卫星、导弹、航天飞机以及其他宇宙空间探测器的发射、制导、跟踪、返回等都必须在大地测量保障下才能得以实现。

从古代战争到现代战争以及未来战争，都需要相应的军事测绘作保障，这主要表现在超前储备保障和动态实时保障。比如战争区域的电子地图、数字地图或数字地形信息库，打击目标的精确三维坐标及区域场景的数字影像地图等，都是现代战争必不可少的测绘文

件，而这些测绘资料都是依赖于大地测量技术直接或间接参与而取得的。大地测量历来都与军事结有不解之缘，是现代战争赢得首战必胜的重要技术保障。如地球重力场模型和精密地心参考框架等。

此外，大地测量学是测绘学科的各分支学科（其中包括大地测量、工程测量、海洋测量、矿山测量、航空摄影测量与遥感、制图及地理信息等）的基础科学，大地测量学的基础理论、手段和方法为测绘学科的发展奠定了坚实的基础，提供了先决条件。大地测量学的发展极大地影响和规定着测绘科学学科的发展。因此，凡从事测绘及相关工作的科技人员都应具备坚实的大地测量学基本知识。

1.3 大地测量学研究的基本内容

1.3.1 大地测量学与其他学科的关系

近几十年来，随着科学技术的发展，大地测量学的研究内容日益丰富。先后形成了实用大地测量学、椭球大地测量学、物理大地测量学、卫星大地测量学、测量平差、空间大地测量学、海洋大地测量学等不同分支。随着大地测量技术的发展和实际应用，大地测量学成为上述各分支学科之间的一个实用性很强的交叉学科。

大地测量研究布设大地网的理论和方法，其主要工作是设计和布设较合理的国家大地控制网，并对网中控制点间的角度、距离、高差等进行精密测量，经过严密的成果处理，以尽可能高的精度得到大地点的三维坐标。控制网的设计和布设，测量仪器的原理、检验和使用，测量方法的探讨以及成果质量的检核等，称为应用大地测量学或大地控制测量学。

计算大地网中各控制点位置时，必须选用一个计算基准面。地球近似一个旋转椭球，显然采用与地球接近的椭球面作为基准面，可以使点位有较高的精度。地形图是以平面表示的，控制点位还要按一定方法从椭球面投影到所选用的平面上；有关椭球面上计算、椭球面与其他曲面关系的理论探讨和公式推导，称为椭球大地测量学。

在大地网的某些点上需要观测天体的位置来确定其天文经纬度和至某一方向的天文方位角，从而提供大地网归算资料和提高网的精度。而研究天文测量的基础理论、使用仪器、测量方法以及成果计算处理等内容，称为大地天文学。

在地面上布设重力控制网为研究地球重力场提供直接观测资料，这也是研究地球形状的传统方法。综合天文测量结果，可为大地网的归算提供精确数据。当重力资料足够多时，可以推算地球椭球的扁率和大地水准面相对于地球椭球的起伏。讨论地球形状的理论基础，重力测量的原理和方法，以及致力于大地测量中的应用等问题称为大地重力学，也叫物理大地测量学。

测量必然有误差，为保证大地控制网的质量，增加了剩余观测，以检核大地网的精度，控制测量误差的积累。为消除剩余观测而引起的矛盾，需要根据最小二乘法原理，进

行网的平差，以获得点位坐标和高程的数学期望值。运用上述原理进行观测误差的分析和观测数据的处理，称为测量平差法。

大地控制测量只限于在大陆范围内开展，无法跨越海洋，各洲之间不能联系。每个国家只能采用与本国领土比较接近的椭球面来计算大地网，从而产生了许多独立的大地坐标系，但无法推求与地球最吻合的总地球椭球。重力测量在海洋、高山和丘陵地区也仅有少量资料，推算地球形状和地球重力场都得不到满意的结果。1957 年第一颗人造地球卫星发射成功后，逐步形成了卫星大地测量学，继而发展成利用其他天体或河外射电源进行测量的空间大地测量。

20 世纪 70 年代中期，在惯性导航基础上发展起来的惯性测量，可以同时测量控制点的几何参数和物理参数。惯性测量能实时提供测量数据，机动灵活，不需要外部信号，不受气候限制，在军事上首先得到应用。继而其在大地测量、工程测量、矿山测量、隧道测量和海洋测量中的应用也日益广阔，是大地测量学的一个新分支。研究惯性测量的原理和方法、数学模型、误差分析和成果处理等内容称为惯性大地测量学。

大地测量学的发展还与一系列相关学科的发展有着密切的关系。特别是电子学和空间科学的发展，电子计算机、人造地球卫星以及声呐等先进科学技术的出现，使得大地测量学同其他学科相结合出现了许多新的研究方向和分支，极大地发展和丰富了常规大地测量的内容和体系。比如，大地测量学与无线电电子学相结合产生了电磁波测距大地测量学；与天体力学及天文学结合产生了宇宙大地测量学，其中包括月球及行星大地测量学；与海洋地质学及海洋导航学结合形成了海洋大地测量学；与地球物理、海洋地质学及地质学相结合形成了地球动力学；与人造地球卫星学及天体力学相结合形成了卫星大地测量学；以惯性原理为基础，利用加速度计测量运动物体某方向加速度，通过计算机积分计算而得到运动物体空间位置的惯性大地测量学；与线性代数、矩阵、概率统计及优化设计、数值计算方法等相结合形成现代大地测量数据处理学等。以上这些新的方向和分支充分地说明了大地测量学已从传统的大地测量学进入到现代大地测量学的新时期。

大地测量学包括物理大地测量学、几何大地测量学、卫星大地测量学和空间大地测量学。几何大地测量学和物理大地测量学，构成了现代大地测量的基本体系，它的基本任务是研究全球，建立与时相依的地球参考坐标框架，研究地球形状及其外部重力场的理论与方法，研究描述极移、固体潮及地壳运动等，地球动力学问题，研究高精度定位理论与方法。

1.3.2 大地测量学研究的基本内容

按照研究对象的不同，现代大地测量学包括几何大地测量学、物理大地测量学和卫星大地测量学三个主要部分。

几何大地测量学是用一个同地球外形最为接近的几何体（即旋转椭球，称为参考椭球）代表地球形状，用天文大地测量方法测定这个椭球的形状和大小，并以它的表面为

基础推算地面点的几何位置。

物理大地测量学是从物理学观点出发研究地球形状的理论。用一个同全球平均海水面位能相等的重力等位面（大地水准面）代表地球的实际形状，用地面重力测量数据研究大地水准面相对于地球椭球面的起伏。

卫星大地测量学是利用卫星在地球引力场中的轨道运动，从尽可能均匀分布在整个地球表面上的十几个至几十个跟踪站，观测至卫星瞬间位置的方向、距离或距离差。积累对不同高度和不同倾角的卫星的长期（数年）观测资料，可以综合解算地球的几何参数和物理参数，以及地面跟踪站相对于地球质心的几何位置。

现代大地测量学综合利用几何法、物理法和卫星法，以求得大地测量学各种问题的最佳解决。除此以外，还发展了海洋大地测量和动态大地测量，使人类对地球的认识更趋于全面。

综上所述，可把现代大地测量学的基本科学技术内容归纳如下：

（1）确定地球形状、外部重力场及其随时间的变化，建立统一的大地测量坐标系，研究地壳形变（包括地壳垂直升降及水平位移），测定极移以及海洋水面地形及其变化等。

（2）研究月球和太阳系行星的形状及其重力场。

（3）研究地球表面向椭球面或平面的投影数学变换及有关的大地测量计算。

（4）研究为获得高精度测量成果的仪器和方法等。

（5）建立和维持具有高科技水平的国家和地球的天文大地水平控制网和精密水准网以及海洋大地控制网，以满足国民经济和国防建设的需要。

（6）研究大规模、高精度和多类别的地面网、空间网及其联合网的数学处理理论和方法，测量数据库建立及应用等。

以上概述了一般意义上现代大地测量学的各个领域和方面。本书的内容是依据其基本内容，系统地介绍现代大地测量的基本理论、技术和方法，为后续课程的学习和今后从事测绘科技工作打下坚实的基础。

综上所述，大地测量学由大地控制测量学、椭球大地测量学、大地天文学、物理大地测量学、测量平差、卫星大地测量学和惯性大地测量学等组成。它与其他学科的联系越来越广，其内容也日益丰富，分支也逐渐增加。本教材主要论述大地控制测量部分。

1.4 大地测量学发展与展望

1.4.1 大地测量学的发展

1.4.1.1 萌芽阶段

在17世纪以前，为了兴修水利和研究地球形状大小，大地测量就已处于萌芽状态。我国在夏禹治水时就使用了测量高低和距离的器械准绳和规则。公元前3世纪，埃及亚

历山大的埃拉托斯特尼（Eratosthenes）首先应用几何学中圆周上一段弧 AB 的长度 S、对应的中心角 r 同圆半径 R 的关系，估计了地球的半径长度。由于圆弧的两端 A 和 B 大致位于同一子午圈上，以后在此基础上发展为子午弧度测量。公元 724 年，中国唐代的南宫说等人在张遂（一行）的指导下，首次在今河南省境内实测了一条长约 300km 的子午弧。其他国家也相继进行过类似的工作，然而由于当时测量工具简陋，技术粗糙，所得结果精度不高，只能看做是人类试图测定地球大小的初步尝试。

1.4.1.2 大地测量学科的形成阶段

人类对于地球形状的认识在 17 世纪有了较大的突破。继牛顿（I. Newton）于 1687 年发表万有引力定律之后，荷兰的惠更斯（C. Huygens）于 1690 年在其著作《论重力起因》中，根据地球表面的重力值从赤道向两极增加的规律，得出地球外形为两极略扁的扁球体的论断。1743 年法国的 A. C. 克莱洛发表了《地球形状理论》，提出了克莱洛定律。惠更斯和克莱洛的研究为由物理学观点研究地球形状奠定了理论基础。

此外，17 世纪初荷兰的斯涅耳（W. Snell）首创了三角测量。这种方法可以测算地面上相距几百千米，甚至更远的两点间的距离，克服了在地面上直接测量弧长的困难。随后又有望远镜、测微器、水准器等的发明，使测量仪器精度大幅度提高，为大地测量学的发展奠定了技术基础。因此可以说，大地测量学是在 17 世纪末叶形成的。

1.4.1.3 大地测量学科的发展阶段

（1）弧度测量的发展。1683 ~ 1718 年，法国的卡西尼父子（G. D. Cassini & J. Cassini）在通过巴黎的子午圈上用三角测量法测量了弧幅达 8°20′的弧长，由其中的两段弧长和在每段弧两端点上测定的天文纬度，推算出地球椭球的长半轴和扁率。由于天文纬度观测没有达到必要的精度，加之两个弧段相近，以致得出了负的扁率值，即地球形状是两极伸长的椭球，与惠更斯根据力学定律所作出的推断正好相反。为了解决这一疑问，法国科学院于 1735 年派遣两个测量队分别赴高纬度地区拉普兰（位于瑞典和芬兰的边界上）和近赤道地区秘鲁进行子午弧度测量，全部工作于 1744 年结束。两处的测量结果证实纬度愈高，每度子午弧愈长，即地球形状是两极略扁的椭球。至此，关于地球形状的物理学论断得到了弧度测量结果的有力支持。

另一个著名的弧度测量是德朗布尔（J. B. J. Delam – bre）于 1792 ~ 1798 年间进行的弧幅达 9°40′的法国新子午弧的测量。由这个新子午弧和 1735 ~ 1744 年间测量的秘鲁子午弧的数据，推算了子午圈一象限的弧长，取其千万分之一作为长度单位，命名为一米。这是米制的起源。

从 18 世纪起，为了满足精密测图的需要，继法国之后，一些欧洲国家也都先后开展了弧度测量工作，并把布设方式由沿子午线方向发展为纵横交叉的三角锁或三角网。这种工作不再称为弧度测量，而称为天文大地测量。

中国清代康熙年间（1708 ~ 1718 年）为编制《皇舆全图》，曾实施了大规模的天文

大地测量。在这次测量中，也证实高纬度的每度子午弧比低纬度的每度子午弧长。另外，康熙还决定以每度子午弧长为200里来确定里的长度。

（2）几何大地测量学的发展。19世纪起，许多国家都开展了全国天文大地测量工作，其目的并不仅是为求定地球椭球的大小，更主要的是为测制全国地形图的工作提供大量地面点的精确几何位置。为达此目的，需要解决一系列理论和技术问题，这就推动了几何大地测量学的发展。首先，为了检校天文大地测量的大量观测数据，消除其间的矛盾，并由此求出最可靠的结果和评定观测精度，法国的勒让德（A. M. Legendre）于1806年首次发表了最小二乘法的理论。事实上，德国数学家和大地测量学家C. F. 高斯早在1794年已经应用了这一理论推算小行星的轨道。此后他又用最小二乘法处理天文大地测量结果，把它发展到了相当完善的程度，产生了测量平差法，至今仍广泛应用于大地测量。其次，三角形的解算和大地坐标的推算都要在椭球面上进行。高斯于1828年在其著作《曲面通论》中，提出了椭球面三角形的解法。关于大地坐标的推算，许多学者提出了多种公式。高斯还于1822年发表了椭球面投影到平面上的正形投影法，这是大地坐标换算成平面坐标的最佳方法，至今仍在广泛应用。另外，为了利用天文大地测量成果推算地球椭球长半轴和扁率，德国的F. R. 赫尔默特提出了在天文大地网中所有天文点的垂线偏差平方和为最小的条件下，解算与测区大地水准面最佳拟合的椭球参数及其在地球体中的定位的方法。以后这一方法被人称为面积法。

（3）物理大地测量学的发展。自1743年克莱洛发表《地球形状理论》之后，物理大地测量学的最重要发展是1849年英国的Sir G. G. 斯托克斯提出的斯托克斯定理。根据这一定理，可以利用地面重力测量结果研究大地水准面形状。但它要求首先将地面重力的测量结果归算到大地水准面上，这是难以严格办到的。尽管如此，斯托克斯定理还是推动了大地水准面形状的研究工作。大约100年后，前苏联的M. C. 莫洛坚斯基于1945年提出了莫洛坚斯基定理，它不需任何归算，便可以直接利用地面重力测量数据严格地求定地面点到参考椭球面的距离（即大地高程）。这个定理的重要意义在于它避开了理论上无法严格求定的大地水准面，而直接严格地求定地面点的大地高程。利用这种高程，可把大地测量的地面观测值准确地归算到椭球面上，使天文大地测量的成果处理不致蒙受由于归算不准确而带来的误差。伴随着莫洛坚斯基定理产生的天文重力水准测量方法和正常高系统已被许多国家采用。

（4）卫星大地测量学的发展。到了20世纪中叶，几何大地测量学和物理大地测量学都已发展到了相当完善的程度。由于天文大地测量工作只能在陆地上实施，无法跨越海洋；重力测量在海洋、高山和荒漠地区也仅有少量资料。因此，地球形状和地球重力场的测定都未得到满意的结果。直到1957年第一颗人造地球卫星发射成功之后，产生了卫星大地测量学，才使大地测量学发展到一个崭新的阶段。

人造卫星出现后的不长时间内，卫星法就精密地测定了地球椭球的扁率。此后经过了

10 多年时间，地球椭球长半轴的测定精度达到 ±5m，地球重力场球谐展开式的系数可靠地推算到 36 阶，而且还由卫星跟踪站建立了一个全球大地坐标系。现在的导航卫星多普勒定位技术，根据精密测定的卫星轨道根数，能够以 ±1m 或更高的精度测定任一地面点在全球大地坐标系中的地心坐标；正在发展中的全球定位系统将达到更高的精度。新发展的卫星射电干涉测量技术可以测定地面上相距几十千米的两点间的基线向量在全球坐标系三轴方向上的基线分量，即两点间的三个坐标差。经过初步试验，精度至少是1/200 000，目前正朝向高精度和长测程发展。这一技术将给地面点几何位置测定带来巨大变革。利用卫星雷达测高技术测定海洋大地水准面的起伏也取得了很好的成果。除此之外，利用发射至月球和行星的航天器，还成功地测定了月球和行星的简单几何参数和物理参数。卫星大地测量学仍在发展中，并具有很大的潜力。

（5）动态大地测量学的发展。地壳不是固定不动的，由于日、月引力和构造运动等原因，它经历着微小而缓慢的运动。如果没有精密的测量手段，这样的运动是无法准确测出的。1967 年甚长基线干涉测量技术问世。在长达几千千米的基线两端建立的射电接收天线，同步接收来自河外类星体射电源的信号，利用干涉测量技术，能够以厘米级的精度求得这条基线向量在一个惯性坐标系中的三个分量。类星体射电源距离地球极为遥远，它们相对于地球可以看做没有角运动。因此，由已知的一些类星体射电源的位置，可以建立一个极为稳定的，从而可以认为是惯性的空间参考坐标系。由长时期所作的许多短间隔的重复观测，可以求出基线向量三个分量的变化，并由此分解出极移、地球自转速度变化、板块运动和地壳垂直运动。因此，甚长基线干涉测量技术是研究地球动态的有效手段。结合卫星射电干涉测量技术，卫星激光测距技术和固体潮观测，便形成了动态大地测量学，给予地球动力学以有力的支持。

1.4.2 大地测量学的展望

大地测量学从形成到现在已有 300 多年的历史，虽然在研究地球形状、地球重力场和测定地面点几何位置各方面都已取得了可观的成就，但从整体来看，仍存在着若干不足之处，有着广阔的发展前途。

（1）卫星大地测量已经全面地和均匀地求出了地球重力场（包括大地水准面）的总貌，但还不能求得其精细结构。这是由于卫星运行的轨道至少在地面上方 20 200km 以上，对地球重力场效应的分辨能力也只能达到这一数量级。目前地面重力测量在全球的分布极不均匀，有待继续扩展。在海洋上空利用卫星雷达测高技术测定海洋大地水准面的起伏已取得了较好的结果。由天文大地测量求得的垂线偏差和由天文重力水准所得的大地水准面起伏，也都是地球重力场的信息。所以要研究地球重力场全面而精细的结构，必须综合利用卫星、物理和几何大地测量的各种信息，进行统一的处理，有人称之为整体大地测量。这是研究地球重力场的发展趋势。

（2）18 世纪以来进行的天文大地测量，各国大都采用不同的参考椭球，建立独立的

坐标系。20 世纪以来，通过联测和改算，有些独立坐标系连成一体，形成了西欧、北美、前苏联和东欧、印度、中国、澳大利亚等若干个较大的坐标系。直到全球卫星大地测量开展以后，特别是由于卫星多普勒定位技术的发展，才使建立全球统一的地心坐标系成为可能。许多国家都在原有的天文大地网内加测卫星多普勒定位点，把天文大地网和卫星定位网结合起来，这已成为当前的趋势。正在发展中的卫星射电干涉测量技术，不但有可能加强天文大地网，甚至可能局部代替传统的天文大地网。可以预期，测定地面点几何位置的大地网的布设和加密，将来必然向综合利用各种技术的方向发展；而如何最有效地和最经济地综合利用各种技术，也必然是今后的研究课题。

（3）海洋研究和海洋资源开发是当前受到重视的课题，但海洋大地测量目前尚处于初级发展阶段。近年来声呐技术发展很快，已成为在海水中进行测量的重要手段。如何利用这种技术进行海洋大地测量，也是今后的研究方向。

（4）全球只有为数很少的一些固定站在进行甚长基线干涉测量工作。为了更好地研究地壳构造运动，还必须发展流动站，测量较短的基线。同时还要再利用固体潮观测、卫星激光测距和卫星射电干涉测量等技术，综合全部测量结果，将为探索地震预报提供宝贵的信息。

（5）长期以来凡利用电磁波进行大地测量的技术中，大气中水汽对电磁波信号传播的影响，一直是一个需要在大地测量数据处理中加以剔除和削弱的对象。但这样一个长期困惑大地测量的问题，在近年来却转变成了大地测量工作的一个新领域——用地面或星载 GPS 测定电信号的总天顶延迟以计算大气可降水分。由于这些 GPS 数据可以全天候获得，不受云量的影响（不像过去使用的水汽辐射计），并可以获得缺少陆地的南半球和海洋上的相应数据。以同样的原理，GPS 也提供一种新的途径来描述电离层的不均匀性质。这就形成了所谓的卫星大气学，它的开拓和发展，还有待大地测量学家和大气学家的共同努力。

（6）地壳形变监测新技术——INSAR。GPS 阵列监测地壳形变的优点是精度高，但其提供的是“点数据”，有可能漏测最重要的小尺度构造活动，如震中附近的地表形变。空载综合孔径干涉雷达（INSAR）是新发展起来的观测地壳形变的有效技术，其精度可达厘米级，可克服 GPS“离散监测”的缺陷，但精度目前还低于 GPS。日本提出联合两种技术，用 GPS 约束 INSAR 的结果，他们在 75km×75km 范围内选定 9 个 GPS 站，形成一个阵列，由 JERS－1 卫星获得该区域的 SAR 影像，进行联合处理获得了高质量的“连续形变”图像。日本利用 INSAR 技术得到了 1995 年 5 月 27 日库页岛北部 7.0 级地震的断裂模型。这是一条 NNE 走向，长 35km 的右旋走滑地震断裂，最大横向位移为 8.1m。采用的数据是震前 1 个月（4 月 28 日）和震后 2 周（6 月 11 日）JERS－1L 频带（24cm）SAR 数据，经干涉处理得到的地壳形变干涉图像，其中用三通（3－Pass）方法消除了地形分量产生的干涉条纹。应用这一地壳形变数据和非线性最小二乘法构造了一个断层模

型。最后求得的形变 INSAR 干涉图有两个显著特征：其一，断层南端东侧周围清楚地出现一对相邻抬升尖点，最大的一点达 70cm；其二，断层北端东侧下沉约 7m。这些特征是包括 GPS 在内的其他技术所不能精细观测到的。这一结果展现了 INSAR 技术应用于地壳形变监测的诱人前景。

自 20 世纪 50 年代开始，由于现代科学技术成就，从根本上突破了传统大地测量的时空局限性。现代大地测量观测技术已能跨越时空和恶劣自然环境的限制，成为一种能持续稳定工作，以高灵敏度感测地球动力过程而引起的地表动态变化信号的精密技术系统，具有检测瞬时地学事件和解决众多与时间相依的科学工程问题能力。由于以上这些变革，在大地测量学学科原有的几个分支学科外，出现了空间大地测量学（含卫星大地测量学）、大地测量地球动力学（或称地球物理大地测量学）、行星大地测量学分支学科。空间大地测量技术（全球定位技术 GPS、甚长基线干涉测量 VLBI、卫星激光测距 SLR、干涉合成孔径雷达 INSRA、卫星重力探测技术等）给大地测量学学科带来了巨大冲击和新前景。它随时间变化的观测结果在地球结构和演化的研究以及自然灾害的监测和预警等方面起着重要作用，从而使大地测量与测量工程学科的服务应用领域大大拓宽，能够与地球科学和工程学科的多个分支学科相互交叉渗透，导致学科性质的变化。

展望未来，随着各种新的测地卫星的发射以及空载 SLR、空载 VLBI、空间潮汐干涉探测器等新观测手段的出现，特别是今后我国自己研制和发射的定位、测高、重力梯度卫星的升空，必将把我国空间大地测量推向一个新的更高的水平，从而为导航定位、环境保护、减灾防灾、资源探测、地学研究和社会发展作出更大贡献。

2　大地测量学的基本理论

本章介绍大地测量的基准面、基准线，大地测量坐标系统、时间系统等基本理论，研究地球形状的基本概念等基础知识，了解大地测量的工作基准和计算基准。为以后各章的学习奠定理论基础。

2.1　大地测量的基准面和基准线

大地测量是在地球自然表面上进行的，这个表面高低起伏、很不规则，有高山、深谷、平原、丘陵、江湖和海洋。世界上最高的山峰珠穆朗玛峰，海拔 8 844.43m，在我国和尼泊尔交界处。海洋最深的地方在太平洋西部马里亚纳海沟斐查兹海渊，深达 11 022m。两者高差近 20 000m，约为地球半径的 3/1 000。全球陆地面积占 29%，平均高度约 840m，海洋面积占 71%，平均深度约为 3 800m。显然在地球自然表面上无法处理测量成果，这就需要选择与地球体形极为接近、可用简单数学公式表示、且能确定其与地球相关位置的表面作为基准面，以计算测量成果。

2.1.1　水准面和大地水准面

地球上任何一个质点 O，都同时受到两个力的作用（图 2-1），一个是由于地球自转产生的离心力 OP，另一个是地心引力 OF，这两个力的合力称为重力 OG，重力的方向即为铅垂线方向。离心力与引力之比约为 1∶300，所以重力中起主导作用的还是地心引力。重力的作用线称为铅垂线，重力线方向就是铅垂线方向。

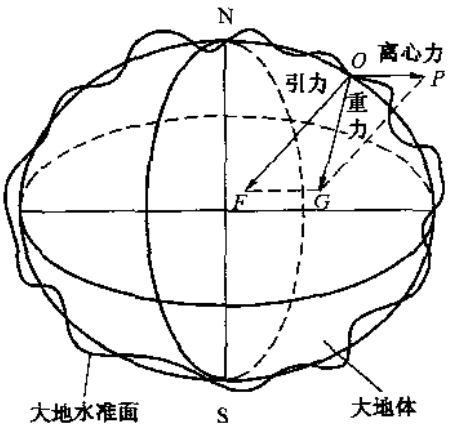


图 2-1　离心力、引力与重力

当液体处在静止状态时，其表面必处处与重力方向正交，否则液体就要流动。这个液体静止的表面就称为水准面。水准面是一个客观存在的、处处与铅垂线正交的面。通过不同高度的点都有一个水准面，所以水准面有无穷多个。

野外测量是通过水准器使仪器整平的。当水准器气泡居中，气泡中央的切线就是一条水平线。当测量仪器各部件相互关系正确时，仪器垂直轴方向就与铅垂线方向一致，水平度盘就是和水准面相切的水平面。因此，实际测得的水平角

是在高低不同的水准面上的角度；控制网中的起始边长，是在不同高度的水准面上量得的长度；按几何水准法测定的高差是水准面间铅垂线长。所以水准面、铅垂线就是大地测量野外作业的基准面和线。

上述三类观测值，特别是水准测量的结果，直接取决于水准面的选择。为了使测量成果有一个共同的基准面，可以选择十分接近地球表面又能代表地球形状和大小的水准面作为共同的、统一的基准面。

设想海洋处于静止平衡状态时，将它延伸到大陆下面且保持处处与铅垂线正交的、包围整个地球的、封闭的水准面，称它为大地水准面。它所包围的形体称为大地体。选取大地水准面作为野外测量的统一基准面，而与其相垂直的铅垂线则是野外测量的基准线。

2.1.2 地球椭球

地球自然表面的起伏不平、地壳内部物质密度分布的不均，使得引力方向产生不规则的变化。例如：在山岳附近，引力方向将偏向山岳，湖泊附近就会偏离湖泊；在大密度矿藏附近，则要偏向矿藏。因而引力方向除总的变化趋势外，还会出现局部变化，这就引起铅垂线方向发生不规则的变化，如图 2－2 所示。由于大地水准面处处与铅垂线正交，所以它是一个略有起伏、不规则的表面。这个表面无法用数学公式来表示，大地测量获得的数据也不可能在这个面上进行计算。因此，大地水准面不能作为大地测量计算的基准面。

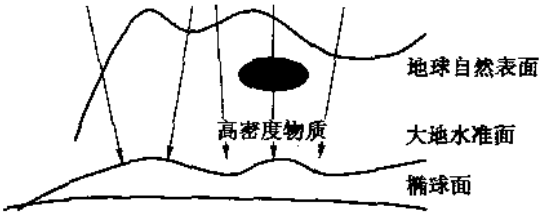


图 2－2 地球表面与大地水准面

大地体表面的不规则起伏并不大，因为这种起伏主要是由地壳层的物质分布不均匀所引起的，而地壳的质量占地球总质量的 1/65。从整体上看，大地体接近于一个具有极小扁率的旋转椭球。对于这样一个规则的几何形体表面，可以用数学公式将它准确地表达出来。选择一定形状和大小的椭球后，应该将以大地水准面为基准面的野外观测成果换算到这个椭球面上，在它上面计算点位坐标。

形状和大小与大地体相近，且两者之间相对位置确定的旋转椭球称为参考椭球。一个和整个大地体最为接近、密合最好的椭球又称为总地球椭球或平均椭球。总地球椭球满足以下条件：

（1）椭球质量等于地球质量。

（2）椭球旋转的角速度应与地球旋转的角速度相等。

（3）椭球体积与大地体体积相等，它的表面与大地水准面之间的差距平方和为最小。

（4）椭球中心与地心重合，椭球短轴与地球自转轴重合，大地起始子午面与天文起始子午面平行，椭球的赤道应与地球的赤道一致。

确定总地球椭球必须在整个地球表面上布测连成一体的天文大地网，并进行全球性的重力测量，这在过去是无法实现的。近年来，由于卫星大地测量技术的发展，根据卫星和陆地大地测量的成果才有可能求出总地球椭球的参数。

为了大地测量工作的实际需要，各个国家和地区只有根据局部的天文、大地和重力测量资料，研究局部大地水准面的情况，确定一个与总椭球接近的椭球，以表示地球的大小，作为处理大地测量成果的依据。这样的椭球只能较好地接近局部地区的大地水准面，不能反映整个大地体的情况，所以叫做参考椭球，它代表地球的数学表面。

17 世纪以来，许多科学工作者根据不同地区、不同年代的测量资料，按不同的处理方法换算出不同的椭球元素，比较重要和常用的椭球元素见表 2－1。表 2－1 中前 6 个元素都是根据天文、大地和重力测量资料推得的，曾用于或正用于不同国家的大地测量和地图制图中，后 5 个元素在推算时还应用了卫星观测资料。

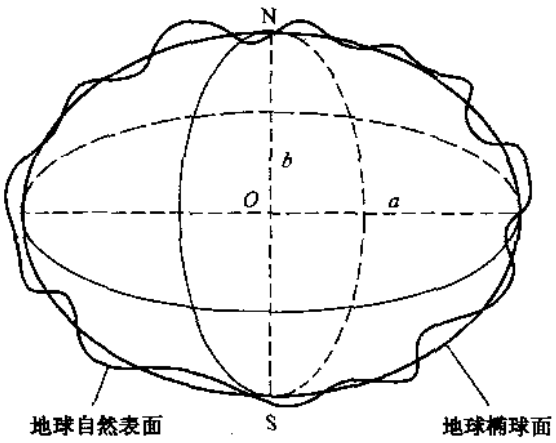


图 2－3　地球椭球

椭球体可以看做是由椭圆绕短半轴旋转而成，如图 2－3 所示，a 为长半径，b 为短半径。在测量计算中，常用长半径 a 和扁率 f 表示椭球的大小和形状。

$$f=\frac{a-b}{a} \tag{2-1}$$

式中　f——椭球的扁率。

扁率反映椭球的扁平程度，如当 $a=b$ 时，$f=0$，椭球体变为球体；当 b 减小时，f 增大，则椭球体变扁；当 $b=0$ 时，$f=1$，则椭球体变为平面。因此，f 值介于 1 和 0 之间。扁

表2-1 部分参考椭球元素

参考椭球名称	推求年代	长半径 a/m	扁率 f
贝塞尔	1841	6 377 397.155	1∶299.152 812 8
克拉克	1866	6 378 206.4	1∶294.978 698 2
赫尔墨特	1906	6 378 140	1∶298.3
海福特	1909	6 378 388	1∶297.0
克拉索夫斯基	1940	6 378 245	1∶298.3
1967 年大地坐标系	1971	6 378 160	1∶298.247 167 427
国际大地测量与地球物理联合会 IUGG 十六届大会推荐值	1975	6 378 140	1∶298.257
IUGG 十七届大会推荐值	1979	6 378 137	1∶298.257
IUGG 十八届大会推荐值	1983	6 378 136	1∶298.257
WGS-84	1984	6 378 137	1∶298.257 223 563

率 f 也可以用地球重力场二阶带球谐系数 J_2 表示。

在测量计算中还经常用到椭圆的第一偏心率和第二偏心率 2 个元素。

椭圆的第一偏心率：

$$e=\frac{\sqrt{a^2-b^2}}{a} \tag{2-2}$$

椭圆的第二偏心率：

$$e'=\frac{\sqrt{a^2-b^2}}{b} \tag{2-3}$$

偏心率 e 和 e' 是子午椭圆的焦点离开中心的距离与椭圆半径之比，也反映椭球体的扁平程度，偏心率越大，椭球愈扁。

为了简化公式的书写和运算，还常引用下列符号：

$$\left.\begin{aligned}\eta&=e'\cos B\\ W&=\sqrt{1-e^2\sin^2 B}\\ V&=\sqrt{1+e'^2\cos^2 B}\\ c&=\frac{a^2}{b}\\ t&=\tan B\end{aligned}\right\} \tag{2-4}$$

式中 B——大地纬度；

c——极曲率半径。

1954 年以前我国采用过美国海福特椭球元素。中华人民共和国成立后很长一段时间中采用 1954 年北京坐标系，用的是前苏联克拉索夫斯基元素。根据该坐标系建成了全国天文大地网，完成了大量的测图和制图工作，这个系统在今后仍需使用一段时间。全国天文大地网平差建立了 1980 年西安大地坐标系，其选用的是 1975 年国际大地测量与地球物理联合会（IUGG）第十六届大会上推荐的数值。为了使 1/50 000 以下比例在地形图的方里线基本上不变，提出了新 1954 年北京坐标系（整体平差转换值）。它是在 1980 年西安大地坐标系基础上将 IUGG 1975 年椭球改为克氏椭球，通过在空间 3 个坐标轴上进行平移转换而来的。

把大地控制网归算到椭球面上，仅知道椭球大小是不够的，还需要确定它同大地体的相关位置，这就是椭球的定位和定向。关于定位和定向的方法，详见椭球大地测量学。一个大小和定位都已确定的地球椭球才叫做参考椭球。参考椭球面是大地测量的计算面，椭球面法线则是大地测量计算的基准线。

2.1.3 垂线偏差

无论是参考椭球还是总地球椭球，其表面都不可能与大地水准面处处重合，因而在同一测站点上铅垂线与椭球面法线也不会重合（图 2－4）。两者之间的夹角 u 称为垂线偏差。

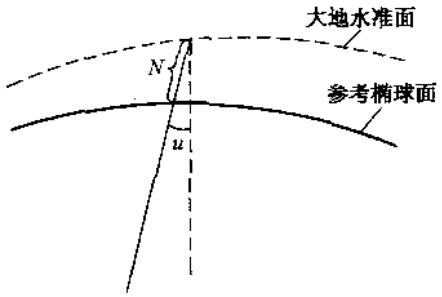


图 2－4　垂线偏差与大地水准面差距

垂线偏差的大小和方向随着点位不同发生不规则的变化，引起其变化的原因是地球内部质量分布不均匀以及椭球大小、形状和定位情况的不同。垂线偏差 u 通常用南北方向上的投影分量 ξ 和东西方向上的投影分量 η 来表示。大地水准面与椭球面在某一点上的高差称为大地水准面差距，用 N 表示。它们是标志大地水准面和椭球面之间的差异的量，测量计算时要进行归化。

垂线偏差和大地水准面差距对确定天文坐标与大地坐标的关系、地球椭球的定位以及研究地球的形状和大小等问题有着重要的意义。

2.2 常用大地测量坐标系统

地面和空间点位的确定总是要参照于某一给定的坐标系。根据不同的使用目的，坐标系是人为设计和确定为最适合于某一项目，可各不相同。故地面或空中一点在空间的位置可以用不同的坐标系统来表示。

2.2.1 天文坐标系

地面点 P 在大地水准面上的位置用天文经度 λ 和天文纬度 ϕ 表示。若地面点 P 不在大地水准面上，它沿铅垂线到大地水准面的距离 PP' 称为正高 $H_{正}$，如图 2-5 所示。

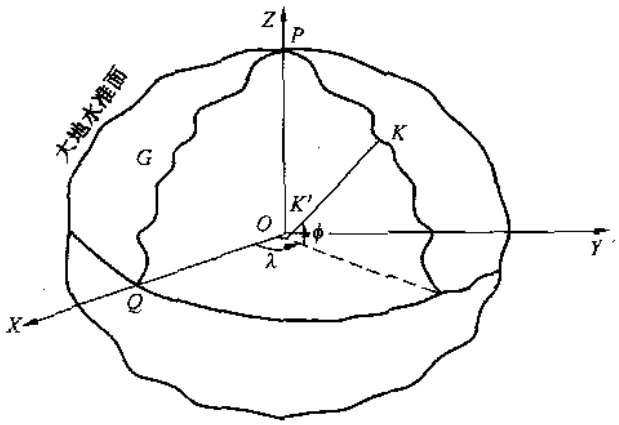


图 2-5 天文坐标系

在图 2-5 中，O 为地球质心，OP 为地球自转轴，P 为北极点，K 点为空间任意一点，KK' 为 K 点的垂线方向。包含 K 点垂线方向并与地球自转轴 OP 平行的平面称为 K 点的天文子午面。G 点为英国格林尼治平均天文台位置。过 G 点包含 OP 的平面称为起始天文子午面。过地球质心并与 OP 正交的平面称为地球赤道面。天文子午面、地球赤道面分别与大地水准面的交线称为天文子午线和地球赤道。P 点的垂线方向与赤道面夹角 ϕ 称为 K 点的天文纬度，由赤道起算，从 0°到 90°，向北为正，称为北纬；向南为负，称为南纬。P 点的天文子午面与起始子午面的夹角 λ 称为 P 点的天文经度，由起始子午面起算，向东为正叫东经，向西为负，叫西经。ϕ、λ 定义为 K 点的天文坐标。天文坐标方位角 α 的定义是：过 K 点铅垂线和另一地面点 Q 所作的垂直面与过 K 点的天文子午面的夹角 α 称为 KQ 方向的天文方位角，从 K 点的正北方向起始由 0°到 360°顺时针方向量取。

天文坐标系是可以通过天文观测直接测定点位坐标的一种“自然”坐标系。天文坐标给定一点的垂线方向，它不仅包含点位信息，而且包含重力场信息。天文坐标系在研究大地水准面形状中起着重要的作用。

以上定义仅为一般概念上的天文坐标系。

2.2.2 大地坐标系

地面点 P 在参考椭球面上的位置用大地经度 L 和大地纬度 B 表示。若地面点 P 不在椭球面上，它沿法线到椭球面的距离 PP' 称为大地高 H，如图 2-6 所示。

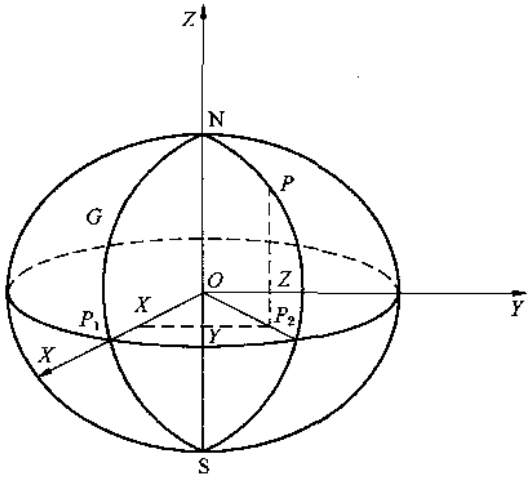


图 2-6 大地坐标系与空间大地直角坐标系

在图 2-6 中，O 为椭球中心，NS 为椭球的旋转轴（与地球自转轴平行），N 为北极，S 为南极，P 点为地面或空中任意一点，PP' 为 P 点的法线方向。包含 P 点法线方向与旋转轴 SN 的平面称为过 P 点的大地子午面。G 点为英国格林尼治平均天文台位置，过 G 点与 NS 的平面称为起始大地子午面。子午面与椭球面的交线称为子午圈或子午线。垂直于旋转轴 NS 的平面与椭球面的交线称为平行圈。过椭球中心的平行圈称为赤道。

大地坐标系规定以椭球的赤道为基圈，以起始子午线（过格林尼治的子午线）为主圈。对于任意一点 P，其大地坐标为（L，B，H）。

大地经度 L——过 P 点的椭球子午面与格林尼治的起始子午面之间的夹角。由起始子午面起算，向东为正，向西为负。

大地纬度 B——过 P 点的椭球面法线与椭球赤道面的夹角。由赤道起算，从 0°到 90°，向北为正，向南为负。

大地高 H——由 P 点沿椭球面法线至椭球面的距离。

大地方位角 A——P 点的子午面与过 P 点法线及 Q 点的平面所成的角度，由子午面顺时针方向量起。

以上定义仅为一般概念上的大地坐标系，未讨论具体的参考椭球形状和大小以及旋转轴的指向问题。大地坐标系又叫参心（参考椭球中心）坐标系。选取的参考椭球不同或

椭球定位不同，会产生不同的参心坐标系。参心坐标系对于地形图的测绘是较好的坐标系。

大地坐标系是大地测量的基本坐标系，其优点为：

（1）它是整个椭球体上统一的坐标系，是全世界公用的最方便的坐标系统。

（2）它与同一点的天文坐标（天文经纬度）比较，可以确定该点垂线偏差的大小。

大地坐标系与天文坐标系通常称为地理坐标系，它们之间的区别见表2-2。

表2-2 大地坐标系与天文坐标系

项　目	大地坐标系	天文坐标系
基准面、线	参考椭球面、法线	大地水准面、铅垂线
坐标起算面	起始大地子午面、椭球赤道面、参考椭球面	起始天文子午面、地球赤道面、大地水准面
地理经度	L，起始大地子午面与测站大地子午面间夹角	λ，起始天文子午面与测站天文子午面间夹角
地理纬度	B，椭球面法线与椭球赤道面夹角	ϕ，铅垂线与地球赤道面夹角
高程	H，沿法线至参考椭球面的距离	$H_{正}$，沿铅垂线至大地水准面的距离
方位角	A，大地子午面与包含照准点的法截面间的二面角	α，天文子午面与包含照准点的垂直面间的二面角
取得地理坐标的方法	地面上测角、边在椭球面上推算求得、不能通过观测获得	通过天文观测直接测得、不能经过推算求得
地理坐标的特点	依附于椭球面法线，各点大地坐标相关，计算求得，精度高	依附于铅垂线，各点天文坐标独立，观测求得，精度较低

2.2.3 地心纬度坐标系

图2-7所示为地心纬度坐标系，椭球面上任意一点K，其与椭球中心O以一直线联结，该直线与椭球赤道面的夹角φ叫做地心纬度。该点的大地经度L与地心纬度φ构成地心纬度坐标系。

2.2.4 空间直角坐标系

空间直角坐标系根据所选取的坐标原点位置的不同，可分为地心空间直角坐标系和参心空间直角坐标系，前者的坐标原点与地球质心相重合，后者的坐标原点则偏离子地心，而重合于某个国家、地区所采用的参考椭球的中心。

地心空间直角坐标系是在大地体内建立的坐标系$O-XYZ$，它的原点与地球质心重

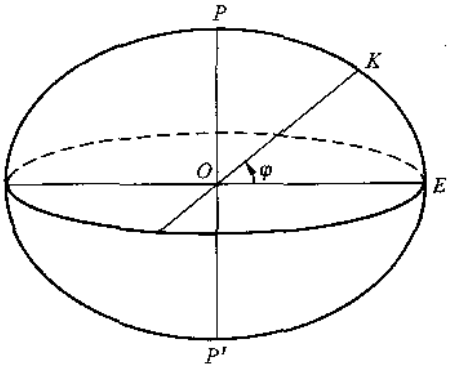


图2-7 地心纬度坐标系

合，坐标轴系的配置方法如图2-5所示。Z 轴与地球自转轴重合，X 轴与地球赤道面和起始子午面的交线重合，Y 轴与 XZ 平面正交，指向东方，X，Y，Z 构成右手坐标系，一点 K 的地心空间直角坐标用（x，y，z）表示。

地心坐标系是唯一的、因此，这一坐标系确定地面点的“绝对坐标”，它在卫星大地测量中获得广泛应用。

空间大地直角坐标系的原点 O 为椭球中心，如图2-6所示，Z 轴与椭球旋转轴一致，指向地球北极，X 轴与椭球赤道面和格林尼治平均子午面的交线重合，Y 轴与 XZ 平面正交，指向东方，X，Y，Z 构成右手坐标系，P 点的空间大地直角坐标用（X，Y，Z）表示。

参考椭球的中心一般均不会与地球的质心相重合。这种原点位于地球质心附近的坐标系通常又称为地球参心坐标系，简称为参心坐标系，主要用于常规大地测量的成果处理。

在卫星大地测量中，需要建立一个以地球质心为坐标原点的大地坐标系，称为地心空间直角坐标系。GPS 全球定位系统的 WGS-84 世界大地坐标系就是这种类型。该坐标系的几何定义为：坐标原点与地球质心重合，Z 轴指向国际时间局 *BIH1984.0* 定义的协议地球极（CIO）方向，X 轴指向 BIH1984.0 的零子午面和 CTP 赤道的交点，Y 轴与 Z 轴构成右手坐标系。

对应于 WGS-84 世界大地坐标系有一个 WGS-84 椭球，其椭球参数采用同级大地测量和地球物理联合会（IUGG）1980 年第十七届大会大地测量参数的推荐值，即

长半径　　$a=6\ 378\ 137\text{m}$

扁率　　$f=1:298.257$

WGS-84 世界大地坐标系于 1985 年开始启用，GPS 卫星定位系统的广播星历和精密星历，以及接收机的处理都是采用 WGS-84 世界大地坐标系的地心坐标。

对于上述参心坐标系与地心坐标系，只要已知或确定了两坐标系之间的转换参数（平移参数 ΔX，ΔY，ΔZ；尺度比参数 k；旋转参数 ε_X，ε_Y，ε_Z），即可进行两坐标系之间的坐标转换。

2.2.5 站心坐标系

原点位于地面测站点，z 轴指向测站点的椭球法线方向（又称大地天顶方向）；x 轴是原点的大地子午面和包含原点且和法线垂直的平面的交线，指向北点方向；y 轴与 x，z 轴构成左手坐标系。

图 2-8 所示为原点在测站 P 点的站心地平直角坐标系 $P-xyz$ 与站心地平极坐标系 $P-rAh$。P 点的站心大地坐标为（B，L，H），P 点的地心空间大地直角坐标为（X，Y，Z）。

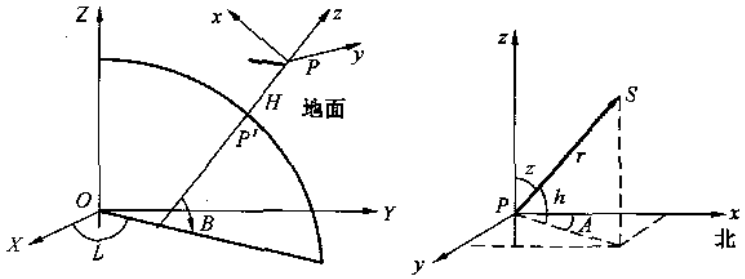


图 2-8 站心地平直角坐标系与站心地平极坐标系

类似于球面坐标系和直角坐标系，测站 P 至另一点（如卫星）S 的距离为 r，方位角为 A，高度角为 h。$P-xyz$ 与其相等价的（$P-rAh$）之间有与式（2-2）类似的关系，即

$$\left.\begin{aligned} x &= r\cos A\cos h \\ y &= r\sin A\cos h \\ z &= r\sin h \end{aligned}\right\} \tag{2-5}$$

$$\left.\begin{aligned} r &= \sqrt{x^2+y^2+z^2} \\ A &= \arctan(y/x) \\ h &= \arctan\left(z/\sqrt{x^2+y^2}\right) \end{aligned}\right\} \tag{2-6}$$

站心地平直角坐标系与站心地平极坐标系统称为地平坐标系。卫星的地平坐标表明了某一时刻卫星与测站点的关系。地平坐标系用于卫星或天体位置的观测与预报。

忽略法线方向与铅垂线方向之间的夹角，将法线方向视为铅垂线方向，则按上述方法定义的站心地平坐标系又称为天文观测坐标系。在测站点 P 观测天体某一时刻的高度角及其方位角可以进行天文坐标及天文方位角的计算。

2.2.6 子午面直角坐标系

设 P 点的大地经度为 L，在过 P 点的子午面上，以子午圈椭圆中心为原点，建立 x，y 平面直角坐标系。在该坐标系中，P 点的位置用 L，x，y 表示，如图 2－9 所示。

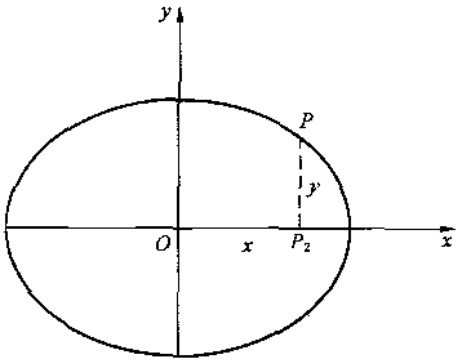


图 2－9　子午面直角坐标系

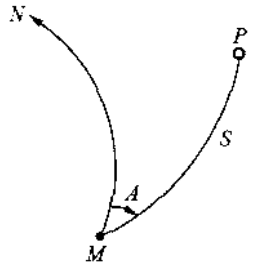


图 2－10　大地极坐标系

2.2.7　大地极坐标系

M 为椭圆体面上任意一点，MN 为过 M 点的子午线，S 为联结 MP 的大地线长，A 为大地线在 M 点的大地方位角。以 M 为极点，MN 为极轴，S 为极径，A 为极角，这样就构成了大地极坐标系。P 点位置用 S，A 表示，如图 2－10 所示。

椭球面上的极坐标（S，A）与大地坐标（L，B）可以互相换算，这种换算叫大地主题解算。

2.2.8　高斯平面直角坐标系

为了建立各种比例尺地形图的测图控制和工程测量控制，通常需要将椭球面上各点的大地坐标，按照一定的数学模型投影到平面上，并以相应的平面直角坐标表示。设椭球面上某点的大地坐标为（B，L），投影到平面上的平面直角坐标为（x，y），则其间的数学关系一般可表示为

$$x = F_1(B,\ L)$$
$$y = F_2(B,\ L)$$

式中　F_1，F_2——投影函数。

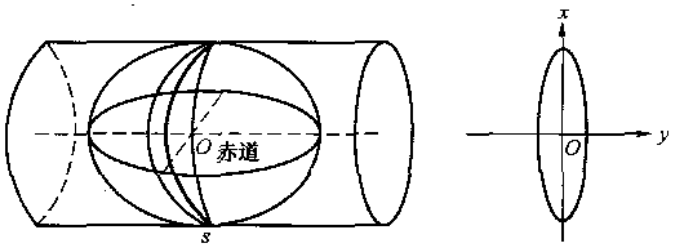
其根据对投影所提出的不同条件，具有不同的形式，从而构成不同的平面直角坐标系。

根据我国的地理情况，早在 1952 年便决定采用高斯－克吕格平面直角坐标系，简称为高斯平面坐标系。

高斯投影是一种等角（或正形）投影，投影后角度保持不变，这就保持了投影前后图形相似，对地形测图和用图是十分有利的。

高斯投影又称横轴椭圆柱等角投影。想象用一个椭圆柱面横套在椭球外面，并与某一

条子午线（此子午线称为中央子午线或轴子午线）相切，椭圆柱的中心轴通过椭球中心，然后用一定的投影方法将中央子午线两侧在一定经差范围内的地区投影到椭圆柱面上，再将此柱面展开即成为投影面，如图 2－11a 所示。在投影面上，中央子午线和赤道的投影都是直线。以中央子午线和赤道的交点 O 作为坐标原点，以中央子午线的投影为纵坐标轴，以赤道的投影为横坐标轴，便形成了高斯平面直角坐标系，如图 2－11b 所示。



(a) 高斯-克吕格投影　　(b) 高斯平面直角坐标系

图 2－11

高斯投影对投影函数的选择条件是：

（1）等角投影。椭球面上的任一角度，投影到平面后保持不变。

（2）作为平面坐标轴的中央子午线，投影后为一条直线，并且是投影点的对称轴。

（3）中央子午线投影到平面后，其长度不变。

高斯投影避免了角度变形，但避免不了长度变形，随着距中央子午线距离的增加，长度变形急剧增大。为了限制长度变形，需要把投影区域限定在中央子午线两旁的一定范围之内。为此，通常按经度每隔 6°用子午线把椭球面分成若干长条形的投影带，每个投影带独立投影到平面上，形成彼此独立的坐标系统。位于投影带中央的子午线叫中央子午线，中央子午线和赤道的投影像分别是纵坐标轴和横坐标轴。用于分带的子午线叫分带子午线或边界子午线，如图 2－12 所示。

第一带的西部边界子午线是格林尼治 0°子午线，由 0°子午线起每隔经度差 6°自西向东分带。依次编号 1、2、3，…，其带号 N 和中央子午线经度 L_N 的关系可用下式表示：

$$L_N = 6°N - 3° \tag{2-7}$$

对于 6°带边缘地区，长度变形仍然很大。为了进一步限制长度变形，可以采用 3°投影分带。此时，6°带的中央子午线和分带子午线均是 3°带的中央子午线。

第一个 3°带和第一个 6°带的中央子午线重合，所以 3°带的带号 n 和中央子午线经度 L_n 的关系可用下式表示：

$$L_n = 3°n \tag{2-8}$$

横坐标 y 的绝对值自中央子午线向两边增加，中央子午线以东取正号，以西取负号。

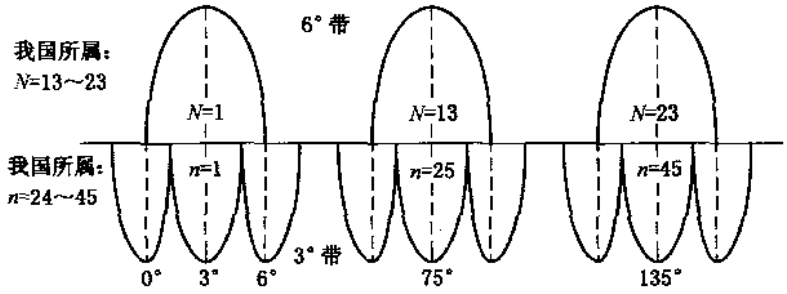


图2-12 高斯投影分带

实际工作中，为了避免y坐标出现负值，规定将y值加上500 000m。同时，为了区别各带坐标的不同，又规定在y值前面冠以带号。因此，y坐标的“通用值”与“自然值”的关系为

$$Y_{通用值} = N \times 1\,000\,000\text{m} + 500\,000\text{m} + y$$

例如，6°带第20带中，$y = -200.250$m，而在成果表中写为20 499 700.750m。在进行投影换算时，需要去掉带号，减去500 000m，恢复原来的“自然值”。至于纵坐标x值，无论在哪一带都是由赤道起算的自然值。

2.2.9 椭球面上常用几种坐标系间的关系

2.2.9.1 子午面直角坐标系同大地坐标系的关系

子午面直角坐标系同大地坐标系的关系，如图2-13所示。这2个坐标系中，L相同。因此，只需推求x，y同B的关系。

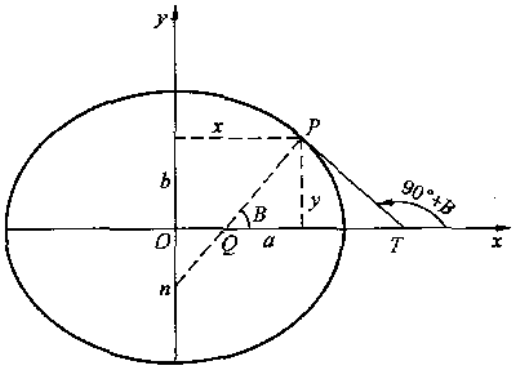


图2-13 子午面直角坐标系同大地坐标系的关系

过P点作法线Pn，与x轴的夹角为B，过P点作子午圈的切线TP，与x轴的夹角为$(90° + B)$。该夹角的正切值为曲线在P点处的斜率，它等于曲线在该点的一阶导数。

$$\frac{dy}{dx}=\tan(90^\circ+B)=-\cot B \tag{2-9}$$

P 点在以 O 为中心的子午椭圆上，必须满足以下关系：

$$\frac{x^2}{a^2}+\frac{y^2}{b^2}=1 \tag{2-10}$$

对 x 求导，得

$$\frac{dy}{dx}=-\frac{b^2}{a^2}\times\frac{x}{y} \tag{2-11}$$

同式（2-9）比较，得

$$\cot B=\frac{b^2}{a^2}\times\frac{x}{y}=(1-e^2)\frac{x}{y}$$

故

$$y=x(1-e^2)\tan B \tag{2-12}$$

将式（2-12）代入式（2-10），且用 $a^2\cos^2 B$ 乘式（2-12）两边，得

$$x^2[\cos^2 B+(1-e^2)\sin^2 B]=a^2\cos^2 B$$

或

$$x^2(1-e^2\sin^2 B)=a^2\cos^2 B$$

由此可得

$$x=\frac{a\cos B}{\sqrt{1-e^2\sin^2 B}}=\frac{a\cos B}{W} \tag{2-13}$$

将式（2-13）代入式（2-12），得

$$y=\frac{a(1-e^2)\sin B}{\sqrt{1-e^2\sin^2 B}}=\frac{a}{W}(1-e^2)\sin B=\frac{b\sin B}{V} \tag{2-14}$$

式（2-13）、式（2-14）即为子午面直角坐标 x，y 同大地纬度 B 的关系式。

若设 $Pn=N$（卯酉圈曲率半径），由图 2-13 可以看出：

$$x=N\cos B \tag{2-15}$$

与式（2-13）比较，可知

$$N=\frac{a}{W} \tag{2-16}$$

于是有

$$y=N(1-e^2)\sin B \tag{2-17}$$

又由图 2-13 看出

$$y=PQ\sin B \tag{2-18}$$

式（2-17）、式（2-18）比较得

$$PQ=N(1-e^2) \tag{2-19}$$

显然

$$Qn = Ne^2 \tag{2-20}$$

式（2-19）、式（2-20）指明了法线 Pn 在赤道两侧的长度。

2.2.9.2 空间直角坐标系与子午面直角坐标系的关系

注意到图 2-13 与图 2-14，空间直角坐标系中的 P_2P 相当于子午平面直角坐标系中的 y，OP_2 相当于 x，且两者的经度相同，于是可得

$$\left.\begin{aligned} X &= x\cos L \\ Y &= x\sin L \\ Z &= y \end{aligned}\right\} \tag{2-21}$$

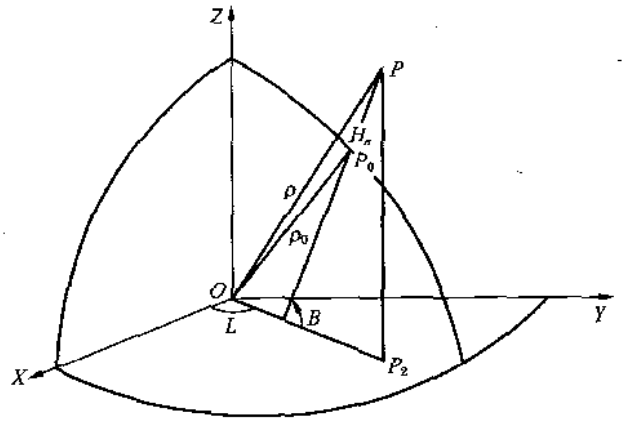


图 2-14 空间直角坐标系与子午面直角坐标系的关系

2.2.9.3 空间直角坐标系与大地坐标系的关系

将式（2-15）、式（2-17）代入式（2-21）可得

$$\left.\begin{aligned} X &= N\cos B\cos L \\ Y &= N\cos B\sin L \\ Z &= N(1-e^2)\sin B \end{aligned}\right\} \tag{2-22}$$

若将式（2-13）、式（2-14）代入式（2-22），则

$$\left.\begin{aligned} X &= \frac{a\cos B}{W}\cos L \\ Y &= \frac{a\cos B}{W}\sin L \\ Z &= \frac{b\sin B}{V} \end{aligned}\right\} \tag{2-23}$$

若 P 点不在椭球面上，如图 2－14 所示。设大地高为 H，P 点在椭球面上的投影为 P_0，则矢量为

$$\rho = \rho_0 + Hn \tag{2-24}$$

因为

$$\rho_0 = \begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix} = N \begin{bmatrix} \cos B\cos L \\ \cos B\sin L \\ (1-e^2)\sin B \end{bmatrix} \tag{2-25}$$

且外法线单位矢量为

$$n = \begin{bmatrix} \cos B\cos L \\ \cos B\sin L \\ \sin B \end{bmatrix} \tag{2-26}$$

因此

$$\rho = \begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} (N+H)\cos B\cos L \\ (N+H)\cos B\sin L \\ [N(1-e^2)+H]\sin B \end{bmatrix} \tag{2-27}$$

式（2－27）展开即可得到由 B，L，H 计算 X，Y，Z 的公式。

已知 P 点的空间直角坐标计算相应的大地坐标，对大地经度 L 有：

$$L = \arctan\frac{Y}{X}$$

或

$$L = \arcsin\frac{Y}{\sqrt{X^2+Y^2}} \tag{2-28}$$

或

$$L = \arccos\frac{X}{\sqrt{X^2+Y^2}}$$

大地纬度 B 的计算比较复杂，通常采用迭代法进行计算，如图 2－15 所示。

$$PP'' = Z$$

$$OP'' = \sqrt{X^2+Y^2}$$

$$PP''' = OK_p = Ne^2\sin B$$

$$OQ = Ne^2\cos B$$

由图 2－15 可知：

$$\tan B = \frac{Z + Ne^2\sin B}{\sqrt{X^2+Y^2}} \tag{2-29}$$

或

$$\cot B = \frac{\sqrt{X^2 + Y^2} - Ne^2 \cos B}{Z} \qquad (2-30)$$

式（2－29）、式（2－30）两端有 B，需进行迭代计算，迭代计算时，B 的初值 B_1 由式 $\tan B_1 = \frac{Z}{\sqrt{X^2 + Y^2}}$ 确定，用 B 的初值计算出 N_1 和 $\sin B_1$，按式（2－29）进行第二次迭代，直到最后两次 B 值之差小于允许误差为止。

当 B 已知时，按下式计算大地高：

$$H = \frac{Z}{\sin B} - N(1 - e^2)$$

$$H = \frac{\sqrt{X^2 + Y^2}}{\cos B} - N$$

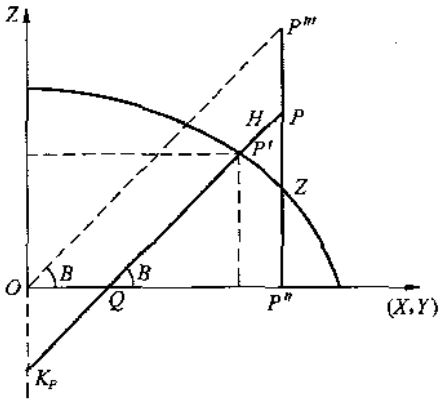


图 2－15　空间直角坐标系与大地坐标系的关系

2.3　大地测量时间基准

空间和时间是物质存在的基本形式，空间表示物质运动的广泛性，时间表示物质运动的连续性。因此，描述物体的运动时，除了空间坐标系统外，还必须有时间系统——时间基准。在卫星定位中，时间系统有着重要的意义。作为观测目标的 GPS 卫星以每秒几千米的速度运动。对观测者而言，卫星的位置和速度都在不断地迅速变化。因此，在对卫星的观测和跟踪定轨测量中，每给出卫星位置的同时，必须给出相应的瞬间时刻。

卫星运行的线速度大于 4km/s，要求卫星的位置误差小于 1cm，相应时刻的误差应小于 2.6μs；电磁波在真空中的传播速度约为 30×10^4km/s，要求电磁波测距误差小于 1cm，则相应时间传播误差应小于 0.03ns。因此，为了保证观测量的精度，对观测时刻的测量精度要求很高。

天文观测中，因地球自转的原因，天体的瞬间位置都与时间有关。

时间系统与坐标系统一样，应有其尺度（时间单位）与原点（历元）。把尺度与原点结合起来，才能给出时刻的概念。

2.3.1　时间系统

测量时间时，一般用周期运动来作为测量的基准，为了保证时间的测定具有一定的精度，这种周期运动必须是连续的、均匀的。根据不同的周期运动现象，定义了各种不同的时间系统。

2.3.1.1　恒星时（Sidereal Time）

恒星时是以春分点为参照点的时间系统（ST）。春分点（或除太阳以外的任一恒星）连续两次经过测站子午圈的时间间隔为一恒星日。恒星时是以地球自转为基础，并与地球

的自转角度相对应的时间系统。它在天文学中应用广泛。

2.3.1.2 平太阳时（Mean Solar Time）

习惯上是以太阳在天球上的位置来确定时间，但因为地球绕太阳公转运动的轨道是椭圆，所以真太阳周日视运动的速度是不均匀的（即真太阳时是不均匀的）。为了得到以真太阳周日视运动为基础而又克服其不均匀性的时间计量系统，引进了平均太阳日的概念。平太阳时是以平太阳（以平均速度运行的太阳）为参照点的时间系统（MT）。平太阳连续两次经过测站子午圈的时间间隔为一平太阳日。平太阳时从零点起算称为民用时。

2.3.1.3 世界时（Universal Time）

以平子夜作为0时开始的格林尼治（英国伦敦南郊原格林尼治天文台的所在地，它又是世界上地理经度的起始点）平太阳时，就称为世界时。世界时与恒星时有严格的转换关系，世界时是通过在世界各地利用天文望远镜观测恒星后平均得到的，其精度只能达到10^{-9}。由于地极移动和地球自转的不均匀性，最初得到的世界时，也是不均匀的，记为UT0；对UT0加上极移改正，得到的结果记为UT1；再加上地球自转速率季节性变化的经验改正就得到UT2。

以经度15°的倍数L_n的子午线所处地点所定义的民用时叫区时Tn。$Tn = UT + n$，n为时区号。如北京时间为经度120°处的民用时（$n=8$），与世界时相差8h。

2.3.1.4 历书时（ET）与力学时（DT）

由于地球自转速度不均匀，故用其定义的恒星时与平太阳时也是不均匀的。1958年第十届国际天文协会决定，自1960年起开始以地球公转运动为基准的历书时代替世界时。历书时的秒长规定为1900年1月1日12时整回归年长度的1/31 556 925.974 7，起始历元定在1900年1月1日12时。

历书时对应的地球运动理论是牛顿力学，根据广义相对论，太阳质心系和地心系所定义的历书时间将不相同。于是，1976年国际天文联合会定义了太阳系质心力学时（TDB）和地球质心力学时（TDT）。

以上几种时间系统在天文观测中得到了应用。

2.3.1.5 原子时（International Atomic Time）

为了满足卫星定位的精度要求，1967年第13届国际计量大会定义了更高精度的原子时。

原子时间计量标准在1967年正式取代了天文学的秒长的定义。新秒长规定为：位于海平面上的铯Cs^{133}原子基态的两个超精细能级间在零磁场中跃迁振荡9 192 631 770个周期所持续的时间为一个原子时秒，称之为国际原子时（TAI），其稳定度可以达到10^{-14}以上。另外规定原子时起点在1958年1月1日0时（UT），即在这一瞬间，原子时和世界时重合。

原子时时间精度高，可达纳秒以上，而平太阳时精度只能达到毫秒量级。

力学时 TDT 的计量已用原子钟实现，但两者的起点不同，TDT = TAI + 32.184。

2.3.1.6 协调世界时（Coodinated Universal Time）

以原子时秒长定义的世界时为协调世界时（UTC）。相对于以地球自转为基础的世界时来说，原子时是均匀的计量系统，这对于测量时间间隔非常重要。但世界时时刻反映了地球在空间的位置，并对应于春夏秋冬、白天黑夜的周期，是人们熟悉且在日常生活中必不可少的时间。为兼顾这两种需要，引入了协调世界时（UTC）系统。UTC 在本质上还是一种原子时，因为它的秒长规定要和原子时秒长相等，只是在时刻上，通过人工干预，尽量靠近世界时。

2.3.1.7 GPS 时间系统

GPS 系统是测时测距系统，GPS 定位要求有高度精确的、稳定的和连续的观测时间。因此，时间系统对 GPS 定位具有重要意义。

GPS 时间系统采用原子时 TAI 秒长作时间基准，秒长定义为铯原子 Cs^{133} 基态的两个超精细能级间跃迁辐射振荡 9 192 631 170 周所持续的时间，时间起算的原点定义在 1980 年 1 月 6 日世界协调时 UTC0 时，启动后不跳秒，保证时间的连续。以后随着时间积累，GPS 时与 UTC 时的整秒差以及秒以下的差异通过时间服务部门定期公布，不同的年份会有不同的值。

目前，GPS 卫星广播星历采用 WGS－84（G873）世界大地坐标系，其起始时元为 1996 年 9 月 29 日，而它的坐标基准时元是 1997.0。

GPS 时 = 原子时 TAI − 19。

2.3.2 恒星时与太阳时之间的关系

恒星时与太阳时之间换算，如图 2－16 所示。对于地球上的某点 P，地球绕太阳公转的同时，自转了一周。此时，对无穷远处的恒星（或春分点）来说如果地球正好自转一周，为一个恒星日；但对太阳来说，地球还要继续转 θ 角，才能算一个太阳日。

天文学上的测量表明地球围绕太阳运行一周即 365.242 2 个平太阳日，由于地球除自转外，还要绕太阳公转，一个平太阳日中，地球相对太阳转动了一周，然而在相同的时间，地球相对于恒星的转动并不止 360°，而是比 360°多一点（图 2－16）。对于春分点来说，地球自转了 366 个恒星日。实际上，一年等于 366.242 2 个恒星日，一年等于 365.242 2 个平太阳日，由此可进行两种时间系统的换算。

恒星时与平太阳时的关系式为

$$\text{平太阳时} = 366.242\,2/365.242\,2 \text{ 恒星时} = (1 + 0.002\,737\,909)\text{恒星时} \qquad (2-31)$$

根据式（2－31）可进一步计算平太阳时与恒星时的日、小时、分、秒之间的换算。

2.3.3 守时与授时

由于地球自转的不均匀性使天文方法所得到的时间（世界时）精度只能达到 3a 不差 1s，而“原子时”的稳定度能达到 $3\,000 \times 10^4$a 不差 1s。将一组高精度原子钟产生的时间

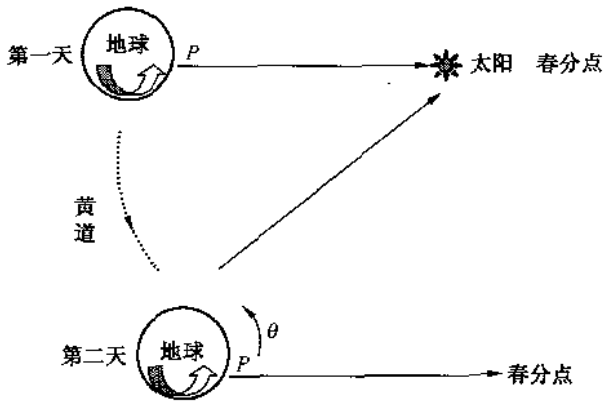


图 2－16　恒星时与太阳时

标准保持住并不断与国际标准时间精确比对，就是守时。各种钟表即为守时仪器。用精确的无线电信号播发时间信号叫授时。守时仪器接收无线电时号然后与其时间进行比对，叫时间比对（俗称对表）。

根据不同的精度要求，采取不同的比对方法。目前，有收录无线电时号比对法、电视副载波（秒信号）比对、GPS 时间比对等。

我国的授时无线电电台有上海天文台和陕西天文台。每天 8：00～22：00 以 10，15MHz 频率播发，22：00～8：00 以 10，5MHz 频率播发加了极移改正的世界时 UT1 和协调世界时 UTC 时号。

2.4　高程系统概述

建立统一的国家高程控制网，首先要选择高程系统和建立水准原点。选择高程系统，就是确定表示地面点高程的统一基准面。不同的高程基准面对应不同的高程系统。建立水准原点，就是确定国家高程控制网中用来传递高程的统一起始点。

2.4.1　高程基准面

高程基准面就是地面点高程的统一起算面。由于大地水准面所形成的体形——大地体是与整个地球最为接近的体形，因此，通常采用大地水准面作为高程基准面。

大地水准面是假想海洋处于完全静止的平衡状态时海水面延伸到大陆地面以下所形成的闭合曲面。事实上，海洋受潮汐、风力的影响，永远不会处于完全静止的平衡状态，总是存在不断的升降运动，但是可以在海洋近岸的一点处竖立水位标尺，成年累月地观测海水面的水位升降，根据长期观测的结果可以求出该点处海洋水面的平均位置。假定大地水准面就是通过这点处实测的平均海水面。

长期观测海水面水位升降的工作称为验潮，进行这项工作的场所称为验潮站。

根据各地的验潮结果表明，不同地点平均海水面之间存在着差异。因此，对于一个国家来说，只能根据一个验潮站所求得的平均海水面作为全国高程的统一起算面——高程基准面。

1956 年，我国根据基本验潮站应具备的条件，认为青岛验潮站位置适中。青岛验潮站地处我国海岸线的中部，其所在港口是有代表性的规律性半日潮港，又具有避开了江河入海口，外海海面开阔，无密集岛屿和浅滩，海底平坦，水深在 10m 以上等有利条件。因此，在 1957 年确定青岛验潮站为我国基本验潮站，验潮井建在地质结构稳定的花岗石基岩上，以该站 1950～1956 年的潮汐资料推求的平均海水面作为我国的高程基准面。以此高程基准面作为我国统一起算面的高程系统称为“1956 年黄海高程系统”。

“1956 年黄海高程系统”高程基准面的确立，对统一全国高程有其重要的历史意义，对国防和经济建设、科学研究等方面都起了重要的作用。但从潮汐变化周期来看，确立“1956 年黄海高程系统”的平均海水面所采用的验潮资料时间较短，还不到潮汐变化的一个周期（一个周期一般为 18.61a），同时又发现验潮资料中含有粗差。因此，有必要重新确定新的国家高程基准。

新的国家高程基准面是根据青岛验潮站 1952～1979 年的验潮资料计算确定，根据这个高程基准面作为全国高程的统一起算面，称为“1985 国家高程基准”。

2.4.2 水准原点

为了长期、牢固地表示出高程基准面的位置，作为传递高程的起算点，必须建立稳固的水准原点，用精密水准测量方法将它与验潮站的水准标尺进行联测，以高程基准面为零推求水准原点的高程，以此高程作为全国各地推算高程的依据。在“1985 国家高程基准”系统中，我国水准原点的高程为 72.260m。

我国的水准原点网建于青岛附近，水准原点的标石构造，如图 2－17 所示。

“1985 国家高程基准”已经国家批准，并从 1988 年 1 月 1 日开始启用，以后凡涉及高程基准时，一律由原来的“1956 年黄海高程系统”改用“1985 国家高程基准”。由于新布测的国家一等水准网点是以“1985 国家高程基准”起算的，因此，以后凡进行各等级水准测量、三角高程测量以及各种工程测量，尽可能与新布测的国家一等水准网点联测，即使用国家一等水准测量成果作为传算高程的起算值。如不便于联测时，可在“1956 年黄海高程系统”的高程值上改正一固定数值，得到以“1985 国家高程基准”为准的高程值。

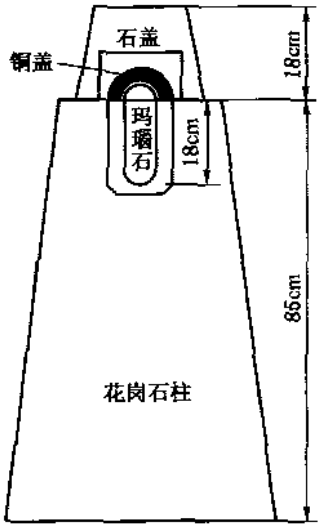


图 2－17 青岛水准原点示意图

必须指出，我国在新中国成立前曾以不同地点的平均海水面作为高程基准面。由于高程基准面的不统一，使高程比较混乱。因此，在使用过去旧有的高程资料时，应弄清楚当时是以什么地点的平均海水面作为高程基准面。

2.4.3 水准面的不平行性

在进行水准测量时，整平仪器使水准器气泡居中，这时仪器的水准管轴居于水平，与水准管轴平行的视准轴水平，也就是说视准轴与仪器高度处的水准面相切。所以，水准测量是沿着水准面进行的，两点间的高差应该是通过两点的两个水准面之间的差距。

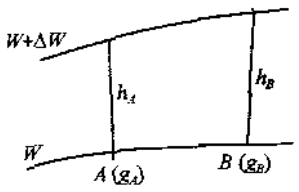


图 2-18 水准面的不平行性

由地球重力场基本理论可知，水准面是重力等位面，即在同一水准面上各点的重力位能都相等。上下相邻两个水准面，由于离开地心的距离（高度）不同，所以位能也不相等。如果两个水准面沿着重力方向的高差是 h，重力加速度为 g，则两个水准面的位能之差等于 gh。

取地球上纬度不同的 A，B 两点的上下相邻两水准面，如图 2-18 所示。两个水准面的位能不相等，设下面的位能为 W，上面的位能为 $W+\Delta W$。由于它们各自都是等位面，两个面上任意两点处位能之差 ΔW 都应相等，即

$$-\Delta W = g_A h_A = g_B h_B = \cdots = 常量 \tag{2-32}$$

式中 h_A，h_B——A，B 两点处两个水准面之间的距离；

g_A，g_B——A，B 两点处各自的重力加速度；

$-\Delta W$——位能增量的负值。

由于地面上的重力加速度随纬度和物质分布的情况而变化，即 $g_A \neq g_B$，所以 $h_A \neq h_B$。由此可以得出结论：水准面相互间是不平行的。这种特性称为水准面的不平行性。

水准面的不平行性是由两部分原因造成的。地面上不同点重力加速度的变化可以分为两个部分：一是随纬度不同的正常变化部分；一是随地壳内部物质密度不均匀的异常变化部分。

与地球质量相等且质量分布均匀的椭球称为正常椭球。正常椭球对其表面与外部点所产生的重力加速度叫做正常重力加速度。相应的正常重力加速度等位面称为“正常位水准面”。它的形状相当于一族向两极收敛的旋转椭球面，其不平行性是规则的，仅随纬度而变，即正常重力加速度只与点位纬度有关。正常椭球面上一点的正常重力加速度可以按下式计算。

1901～1909 年赫尔墨特公式：

$$\gamma_0 = 978.030(1 + 0.005\,302\sin^2 B + 0.000\,007\sin^2 2B)$$（我国大地测量用此式）

1930 年卡西尼公式：

$$\gamma_0 = 978.049(1 + 0.005\,288\sin^2 B - 0.000\,005\,9\sin^2 2B)$$（我国地质勘探用此式）

1979 年国际地球物理与大地测量联合会推荐公式：

$\gamma_0 = 978.032\ 7(1 + 0.005\ 302\ 45\sin^2 B - 0.000\ 005\ 8\sin^2 2B)$（我国 1980 大地坐标建立用）

式中 B——大地纬度。

WGS－84 大地坐标系采用的闭合式重力公式：

$$\gamma = \gamma_e(1 + k\sin^2 B)/(1 - e^2\sin^2 B)^{1/2}$$

$$k = \frac{b\gamma_p - a\gamma_e}{a\gamma_e}$$

式中 a，b——椭球长、短半轴。

将有关数据代入得

$\gamma = 978.032\ 677\ 14(1 + 0.001\ 931\ 851\ 386\ 39\sin^2 B)/(1 - 0.006\ 694\ 379\ 990\ 13\sin^2 B)^{1/2}$

如果将水准椭球看成是半径为 R 的均质椭球，对于高出水准椭球面 H 点处的正常重力计算公式如下：

对于高出地面 H 点，地心对其引力为

$$g = f\frac{M}{(R+H)^2}$$

对大地水准面上的一点引力为

$$g_0 = f\frac{M}{R^2}$$

两式相减，得重力改正数为

$$\Delta_1 g = g_0 - g = fM\left(\frac{1}{R^2} - \frac{1}{(R+H)^2}\right) = \frac{fM}{R^2}\left(1 - \frac{1}{\left(1+\frac{H}{R}\right)^2}\right)$$

其中右端括号外 $\frac{fM}{R^2}$ 项，可认为是地球平均正常重力 γ_0；由于 $H \ll R$，可把 $\left(1+\frac{H}{R}\right)^{-2}$ 展开级数，并取至二次项，整理得

$$\Delta_1 g = \gamma_0\left[1 - \left(1 - \frac{2H}{R} + \frac{3H^2}{R^2}\right)\right] = 2\gamma_0\frac{H}{R} - 3\frac{\gamma_0 H^2}{R^2}$$

将地球平均重力 γ_0 及地球半径 R 代入上式，得

$$\Delta_1 g = 0.308\ 6H - 0.72 \times 10^{-7}H^2$$

这就是对高出地面 H 点的重力改正公式，其中 H 以 m 为单位，$\Delta_1 g$ 以 m/s^2 为单位。显然式中第一项是主项，大约每升高 3m，重力值减少 $1m/s^2$；第二项是小项，只在特高山区才会顾及，在一般情况下可不必考虑，故通常可把上式写成

$$\Delta_1 g = 0.308\ 6H$$

则地面高度 H 处的点的正常重力计算公式为

$$\gamma = \gamma_0 - 0.3086H \tag{2-33}$$

地壳内部物质密度不均匀引起重力加速度变化，使地面点实际的重力加速度值与相应的正常重力加速度不相等，其差值叫重力异常。重力异常变化部分只有通过实测才能反映其变化规律。

水准面的不平行性，对水准测量将产生影响。

水准测量所测定的高程是由水准路线上各测站所得高差求和而得到的，则地面点 B 的高程可以按水准路线 OAB 各测站测得高差 Δh_1、Δh_2，…，之和求得（图2-19），即

$$H_{测}^{B} = \Delta h_1 + \Delta h_2 + \cdots = \sum_{OAB} \Delta h \tag{2-34}$$

如果沿另一条水准路线 ONB 施测，则 B 点的高程应为水准路线 ONB 各测站测得高差 $\Delta h_1'$、$\Delta h_2'$，…，之和，即

$$H'^{B}_{测} = \Delta h_1' + \Delta h_2' + \cdots = \sum_{OAB} \Delta h' \tag{2-35}$$

由水准面的不平行性可知，$\sum_{OAB} \Delta h \neq \sum_{ONB} \Delta h'$。因此，$H_{测}^{B}$ 与 $H'^{B}_{测}$ 也必定不等。也就是说，用水准测量测得两点间高差的结果随测量所循水准路线的不同而有差异。

如果将水准路线构成闭合环形 $OABNO$，既然 $H_{测}^{B} \neq H'^{B}_{测}$，可见，即使水准测量完全没有误差，这个水准环形路线的闭合差也不为零。在闭合环形水准路线中，由于水准面不平行所产生的闭合差称为理论闭合差。

由于水准面的不平行性，使得两固定点间的高差沿不同的测量路线所测得的结果不一致而产生多值性，为了使点的高程有唯一确定的数值，有必要合理地定义高程系。

2.4.4 高程系统

为了解决由于水准面不平行所产生的水准测量结果的多值性，使一点高程具有唯一确定值，必须研究并合理地选择高程系统。大地测量中，定义了正高、正常高、大地高及力高等高程系统。

2.4.4.1 正高系统

正高系统是以大地水准面和铅垂线定义的高程系统。对于地面一点 B，其正高为 B 点沿铅垂线至大地水准面的距离，如图2-19所示，B 点的正高为

$$H_{正}^{B} = \sum_{CB} \Delta H_i = \int_{CB} \mathrm{d}H \tag{2-36}$$

在铅垂线 BC 的不同点上，重力加速度有着不同的数值。如果相应于 $\mathrm{d}H$ 处的重力加速度为 g^B，由等位面的位差公式（2-32）可得

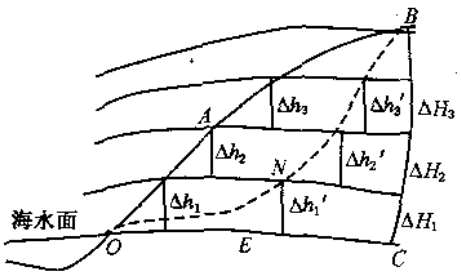


图2-19 水准面不平行产生理论闭合差

$$g^B \mathrm{d}H = g\mathrm{d}h$$

或

$$\mathrm{d}H = \frac{g}{g^B}\mathrm{d}h \tag{2-37}$$

式中 g——水准路线上相应于 $\mathrm{d}h$ 处的重力加速度。

将式（2-37）带入式（2-36），得

$$H^B_{正} = \int_{0AB} \frac{g}{g^B}\mathrm{d}h \tag{2-38}$$

取铅垂线 BC 方向上不同深度处重力加速度的平均值 g^B_m，则

$$H^B_{正} = \frac{1}{g^B_m}\int_{0AB} g\mathrm{d}h \tag{2-39}$$

由式（2-39）可知，点 B 的正高不随水准测量路线的不同而有差异，这是因为 g^B_m 为常数，$\int g\mathrm{d}h$ 为过 B 点的水准面与大地水准面之间的位能差，也不随路线而异。因此，正高高程是唯一确定的数值，可以用来表示地面的高程。

如果沿水准路线每隔若干距离测定重力加速度，则式（2-39）中的 g 值是可以得到的。但是由于沿垂线 BC 的重力加速度 g^B 不但随深入地下深度不同而变化，而且还与地球内部物质密度的分布有关，所以重力加速度的平均值 g^B_m 并不能精确测定，也不能由公式推导出来。因此，严格说来地面一点的正高高程不能精确求得。

2.4.4.2 正常高系统

1）正常高定义

由地球重力场理论可知，地球正常椭球表面与外部点的正常重力加速度 γ 可以准确计算，γ 与相应点的重力加速度 g 数值相近，而且具有相同的性质。所以可以用正常重力加速度 γ^B_m 代替式（2-39）中的 g^B_m，这样，就得到了正常高计算公式：

$$H^B_{常} = \frac{1}{\gamma^B_m}\int_{0AB} g\mathrm{d}h \tag{2-40}$$

其中 g 可在水准路线上由重力测量测得，$\mathrm{d}h$ 由水准测量测得，γ^B_m 可由正常重力加速度公式计算出，所以正常高可以精确求得，其数值也不随水准路线而异，是唯一确定的。因此，正常高系统可以作为计算高程的统一系统。

按地面各点的正常高沿铅垂线向下截取相应的点，将许多这样的点构成的一个连续曲面称为“似大地水准面”。可见，正常高系统是以似大地水准面为基准面的高程系统。因此，地面一点 B 的正常高也可以定义为：B 点沿铅垂线至似大地水准面的距离。

需要指出的是，似大地水准面只是用于计算的辅助面，不具备水准面的性质，正常高缺乏物理意义。但是似大地水准面极接近于大地水准面，它们之间相差甚微，在平均海水

面上为零，在平原地区只有几厘米，在高原地区最大差异达3m。所以正常高的数值与正高很接近，又能精确计算求得，故在实际工作中具有重要意义。因此，规定采用正常高高程系统作为我国的统一系统。

将式（2－40）中的g作变换，得

$$g = g + \gamma_m^B - \gamma_m^B + \gamma - \gamma$$

由式（2－33）知：

$$\gamma = \gamma_0 - 0.308\,6H$$

在有限路线上，认为γ线性变化，认为γ_m^B是$\frac{1}{2}H_B$处的值γ，即

$$\gamma_m^B = \left(\gamma_0^B - 0.308\,6\frac{H_B}{2}\right)$$

则

$$g = g + \gamma_m^B - \left(\gamma_0^B - 0.308\,6\frac{H_B}{2}\right) + (\gamma_0 - 0.308\,6H) - \gamma$$

$$= \gamma_m^B + (\gamma_0 - \gamma_0^B) + (g - \gamma) + 0.308\,6\left(\frac{H_B}{2} - H\right)$$

代入式（2－40），然后分项积分，并考虑最后一项积分后近似为0，可得

$$H_{常}^B = \int_{OAB} \mathrm{d}h + \frac{1}{\gamma_m^B}\left[\int_{OAB}(\gamma_0 - \gamma_0^B)\,\mathrm{d}h + \int_{OAB}(g - \gamma)\,\mathrm{d}h\right] \tag{2-41}$$

其中右边第二、三项分别为正常位水准面不平行改正和重力异常改正。

如果再将式（2－40）中的g改为γ，则得到近似正常高的计算公式：

$$H_{近}^B = \frac{1}{\gamma_m^B}\int_O^B \gamma\,\mathrm{d}h \tag{2-42}$$

2）正常高差的实际计算公式

将式（2－42）中的γ作变换，得

$$\gamma = \gamma + \gamma_m^B - \gamma_m^B$$

则

$$\begin{aligned} H_{近}^B &= \frac{1}{\gamma_m^B}\int_O^B (\gamma + \gamma_m^B - \gamma_m^B)\,\mathrm{d}h \\ &= \frac{1}{\gamma_m^B}\int_O^B \gamma_m^B\,\mathrm{d}h + \frac{1}{\gamma_m^B}\int_O^B (\gamma - \gamma_m^B)\,\mathrm{d}h \\ &= \sum_O^B \Delta h + \varepsilon_0^B \\ &= H_{测}^B + \varepsilon_0^B \end{aligned}$$

同理可得

$$H_{近}^{A}=H_{测}^{A}+\varepsilon_{0}^{A}$$

则 A，B 两点正常高差的计算公式为

$$\begin{aligned}H_{近}^{B}-H_{近}^{A}&=(H_{测}^{B}-H_{测}^{A})+(\varepsilon_{0}^{B}-\varepsilon_{0}^{A})\\&=(H_{测}^{B}-H_{测}^{A})+\varepsilon_{A}^{B}\end{aligned}\tag{2-43}$$

其中右边第一项为水准测量高差，第二项为水准面不平行改正。

水准路线 AB 正常高差与水准测量高差存在着如下关系：

$$\begin{aligned}H_{常}^{B}-H_{常}^{A}&=\int_{AB}\mathrm{d}h+\left[\frac{1}{\gamma_{m}^{B}}\int_{OB}(\gamma_{0}-\gamma_{0}^{B})\mathrm{d}h-\frac{1}{\gamma_{m}^{A}}\int_{OA}(\gamma_{0}-\gamma_{0}^{A})\mathrm{d}h\right]+\\&\quad\left[\frac{1}{\gamma_{m}^{B}}\int_{OB}(g-\gamma)\mathrm{d}h-\frac{1}{\gamma_{m}^{A}}\int_{OA}(g-\gamma)\mathrm{d}h\right]\\&=\int_{AB}\mathrm{d}h+\varepsilon+\lambda\end{aligned}$$

$$H_{常}^{B}-H_{常}^{A}=\int_{AB}\mathrm{d}h+\varepsilon_{A}^{B}+\lambda_{A}^{B}=(H_{测}^{B}-H_{测}^{A})+\varepsilon_{A}^{B}+\lambda_{A}^{B}\tag{2-44}$$

其中右边第一项为水准测量高差，第二项为水准面不平行改正，第三项为重力异常改正。

(1) 水准面不平行改正 ε_{A}^{B}。由式 (2-44) 可知：

$$\begin{aligned}\varepsilon&=\frac{1}{\gamma_{m}^{B}}\int_{OB}(\gamma_{0}-\gamma_{0}^{B})\mathrm{d}h-\frac{1}{\gamma_{m}^{A}}\int_{OA}(\gamma_{0}-\gamma_{0}^{A})\mathrm{d}h\\&=\frac{1}{\gamma_{m}^{B}}\int_{OB}(\gamma_{0}-\gamma_{0}^{B})\mathrm{d}h-\frac{1}{\gamma_{m}^{B}}\int_{OA}(\gamma_{0}-\gamma_{0}^{B})\mathrm{d}h+\frac{1}{\gamma_{m}^{B}}\int_{OA}(\gamma_{0}-\gamma_{0}^{A}+\gamma_{0}^{A}-\gamma_{0}^{B})\mathrm{d}h-\frac{1}{\gamma_{m}^{A}}\int_{OA}(\gamma_{0}-\gamma_{0}^{A})\mathrm{d}h\\&=\frac{1}{\gamma_{m}^{B}}\int_{AB}(\gamma_{0}-\gamma_{0}^{B})\mathrm{d}h+\frac{1}{\gamma_{m}^{B}}\int_{OA}(\gamma_{0}^{A}-\gamma_{0}^{B})\mathrm{d}h+\left[\frac{1}{\gamma_{m}^{B}}\int_{OA}(\gamma_{0}-\gamma_{0}^{A})\mathrm{d}h-\frac{1}{\gamma_{m}^{A}}\int_{OA}(\gamma_{0}-\gamma_{0}^{A})\mathrm{d}h\right]\\&=\frac{1}{\gamma_{m}^{B}}\int_{AB}(\gamma_{0}-\gamma_{0}^{B})\mathrm{d}h+\frac{\gamma_{0}^{A}-\gamma_{0}^{B}}{\gamma_{m}^{B}}H_{A}+\frac{\gamma_{m}^{A}-\gamma_{m}^{B}}{\gamma_{m}^{A}\gamma_{m}^{B}}\int_{OA}(\gamma_{0}-\gamma_{0}^{A})\mathrm{d}h\end{aligned}\tag{2-45}$$

式 (2-45) 右边第三项可忽略不计；第一项中 A，B 间距不大时，γ_{0} 呈线性变化。γ_{0} 可用平均值代替，即

$$\gamma_{0}=\frac{1}{2}(\gamma_{0}^{A}+\gamma_{0}^{B})$$

则

$$\frac{1}{\gamma_{m}^{B}}\int_{AB}(\gamma_{0}-\gamma_{0}^{B})\mathrm{d}h=\frac{1}{\gamma_{m}^{B}}\left(\frac{\gamma_{0}^{A}+\gamma_{0}^{B}}{2}-\gamma_{0}^{B}\right)\int_{AB}\mathrm{d}h=-\frac{\gamma_{0}^{B}-\gamma_{0}^{A}}{\gamma_{m}^{B}}\times\frac{\Delta h}{2}$$

故

$$\varepsilon=-\frac{\gamma_{0}^{B}-\gamma_{0}^{A}}{\gamma_{m}^{B}}\left(\frac{\Delta h}{2}+H_{A}\right)=-\frac{\gamma_{0}^{B}-\gamma_{0}^{A}}{\gamma_{m}^{B}}H_{m}=-\frac{\Delta\gamma}{\gamma_{m}^{B}}H_{m}\tag{2-46}$$

将赫尔墨特正常重力公式舍去第三项，得

$$\gamma_0 = 978.030(1 + 0.005\ 302\sin^2\varphi)$$

而 $\sin^2\varphi = 0.5 - 0.5\cos 2\varphi$，则

$$\gamma_0 = \gamma_e[1 + \beta(0.5 - 0.5\cos 2\varphi)] = \gamma_e(1 + 0.5\beta - 0.5\beta\cos 2\varphi)$$

当 $\varphi = 45°$时，$\gamma_{45°} = \gamma_e(1 + 0.5\beta)$，代入上式，得

$$\gamma_0 = \gamma_{45°}\left(1 - \frac{\beta}{2} \times \frac{\gamma_e}{\gamma_{45°}}\cos 2\varphi\right) = 980\ 616(1 - 0.002\ 644\cos 2\varphi) \tag{2-47}$$

对式（2-47）取微分，得

$$\mathrm{d}\gamma_0 = 980\ 616 \times 0.002\ 644 \times 2\sin 2\varphi \frac{\mathrm{d}\varphi'}{\rho'}$$

则

$$\Delta\gamma = 1.508\ 344\sin 2\varphi \times \Delta\varphi'$$

对式（2-46）中的 γ_m^B 以我国平均纬度 $\varphi = 35°$代入，得

$$\gamma_m^B = 980\ 616(1 - 0.002\ 644\cos 70°) = 979\ 773$$

将 γ_m^B 和 $\Delta\gamma$ 一并代入式(2-46)，得

$$\varepsilon = -0.000\ 001\ 539\ 5\sin 2\varphi_m \times \Delta\varphi' H_m = -A\Delta\varphi' H_m \tag{2-48}$$

式中 φ_m——A，B 两点平均纬度；

A——系数，$A = 0.000\ 001\ 539\ 5\sin 2\varphi_m$；

$\Delta\varphi$——纬度之差，$\Delta\varphi = \varphi_B - \varphi_A$，(′)。

如果在水准路线 AB 上有若干个测段组成，则水准路线 AB 上的水准面不平行改正 ε_A^B 的计算公式为

$$\varepsilon_A^B = -\frac{2\alpha}{\rho'}\sin 2\varphi_m \sum_A^B H(\Delta\varphi)' \tag{2-49}$$

式中 φ_m——水准路线 AB 上始末点的平均纬度；

H——每一测段上始末点的平均高程；

$(\Delta\varphi)'$——每一测段上始末点纬度差，(′)；

α——常数，$\alpha = 0.002\ 644$。

水准面不平行改正数 ε_A^B 的计算方法是：

对于一条水准路线，$A = \frac{2\alpha}{\rho'}\sin 2\varphi_m$ 是一个常数，对于其中的一个测段 i，有

$$\varepsilon_i = -AH_i\Delta\varphi_i' \tag{2-50}$$

$$\Delta\varphi = \varphi_2 - \varphi_1$$

式中 H_i——i 测段始末点的近似高程平均值；

φ_1，φ_2——第 i 测段的始末点的纬度，(′)。

各测段的 ε_i 相加，便得到一条水准路线 AB 的水准面不平行改正数 ε_A^B。

综上所述可知，①当沿平行圈进行观测时，$\Delta\varphi=0$，$\varepsilon=0$；②当沿子午线方向进行水准测量时，$\Delta\varphi$ 变化最大，ε 也最大；③在北半球，当水准路线由南向北进行时，纬度增加，$\Delta\varphi$ 为正 ε 为负，即两水准面愈加靠近，正高减小；④当所有的水准路线测得的高差中加了近似正高改正数后，则由它们所组成的水准环，其正高高差的闭合差应等于零。因此，由水准面不平行性所产生的理论闭合差就等于构成该水准环的各条水准路线的近似正高改正数之和。

（2）重力异常改正 λ_A^B。比较正常高公式和近似正常高公式，即式（2－40）、式（2－42）可以看出，两者之差是沿水准路线 OAB 的重力异常（$g-\gamma$）所引起。即

$$H_{常}^{B}-H_{近}^{B}=\frac{1}{\gamma_{m}}\int_{OAB}^{B}(g-\gamma)\mathrm{d}h \tag{2-51}$$

根据式（2－51），可写出水准路线上 A，B 点之间的正常高高差为

$$H_{常}^{B}-H_{常}^{A}=(H_{近}^{B}-H_{近}^{A})+\frac{1}{\gamma_{m}}\int_{AB}^{B}(g-\gamma)\mathrm{d}h \tag{2-52}$$

式（2－52）忽略了 γ_m^A 与 γ_m^B 的差异，代入它们的平均值 γ_m；其中右边第二项就是水准路线 AB 的重力异常改正 γ_A^B。

$$\lambda_A^B=\frac{1}{\gamma_m}\int_{AB}^{B}(g-\gamma)\mathrm{d}h=\frac{1}{\gamma_m}(g-\gamma)_m\sum_{A}^{B}\Delta h$$

$$\begin{aligned}\lambda&=\frac{1}{\gamma_m^B}\int_{OB}^{B}(g-\gamma)\mathrm{d}h-\frac{1}{\gamma_m^A}\int_{OA}^{A}(g-\gamma)\mathrm{d}h\\&=\frac{1}{\gamma_m^B}\int_{OB}^{B}(g-\gamma)\mathrm{d}h-\frac{1}{\gamma_m^B}\int_{OA}^{B}(g-\gamma)\mathrm{d}h+\frac{1}{\gamma_m^B}\int_{OA}^{B}(g-\gamma)\mathrm{d}h-\frac{1}{\gamma_m^A}\int_{OA}^{A}(g-\gamma)\mathrm{d}h\\&=\frac{1}{\gamma_m^B}\int_{AB}^{B}(g-\gamma)\mathrm{d}h+\frac{\gamma_m^A-\gamma_m^B}{\gamma_m^A\gamma_m^B}\int_{OA}^{B}(g-\gamma)\mathrm{d}h\approx\frac{1}{\gamma_m^B}\int_{AB}^{B}(g-\gamma)\mathrm{d}h\end{aligned} \tag{2-53}$$

A，B 间距不大时，$g-\gamma$ 同 $\mathrm{d}h$ 呈线性变化，可取平均值 $(g-\gamma)_m$ 代替，A，B 路线上的正常重力 γ_0^m 也可近似等于 B 点的 γ_B^m，则式（2－53）积分后变为

$$\lambda=\frac{1}{\gamma_0^m}\int_{AB}^{B}(g-\gamma)_m\mathrm{d}h\approx\frac{(g-\gamma)_m}{\gamma_0^m}\Delta H \tag{2-54}$$

进一步改化，并令 $\gamma_0^m=10^6-\Delta\gamma=10^6(1-\Delta\gamma\times10^{-6})$（$\mathrm{m/s^2}$），代入式（2－54），得

$$\lambda=\frac{(g-\gamma)_m}{\gamma_0^m}\Delta H=(g-\gamma)_m\Delta H\times10^{-6}(1+\Delta\gamma\times10^{-6})$$

令 $C=(g-\gamma)_m\Delta H\times10^{-6}$，$D=C\Delta\gamma\times10^{-6}$，则

$$\lambda=C+D \tag{2-55}$$

计算时，$(g-\gamma)_m$ 以 $\mathrm{m/s^2}$ 为单位，取至 $0.1\mathrm{m/s^2}$，ΔH 是 A，B 两点间的高差，取至米。

C 单位与 ΔH 相同。

计算重力异常改正数 λ_A^B 需要知道水准路线 AB 上的正常重力和重力异常的平均值。

2.4.4.3 大地高系统

地面一点沿法线到椭球面的距离叫大地高。椭球面及其法线是大地高系统的基准面和基准线。

大地水准面与参考椭球面在一般情况下不重合，它们之间的距离称为大地水准面差距，用符号 N 表示，如图 2-20 所示，于是地面点的大地高 H 就可以认为等于该点的正高与大地水准面差距之和，即

$$H = H_{正} + N \tag{2-56}$$

似大地水准面与参考椭球面在一般情况也不重合，它们之间的高程差成为高程异常，用 ζ 表示。则大地高为

$$H = H_{常} + \zeta \tag{2-57}$$

其中 ζ 可根据重力测量资料直接计算，也可通过“天文重力水准”方法求得。

从式（2-56）、式（2-57）可以看出，大地高 H 同正高 $H_{正}$ 或正常高 $H_{常}$ 之间通过大地水准面差距 N 或高程异常 ζ 取得了联系，可以互相换算，不过正高和大地水准面差距都不能精确得到。因此，大地高只能通过正常高求得。这也是我国目前采用正常高系统的原因之一。

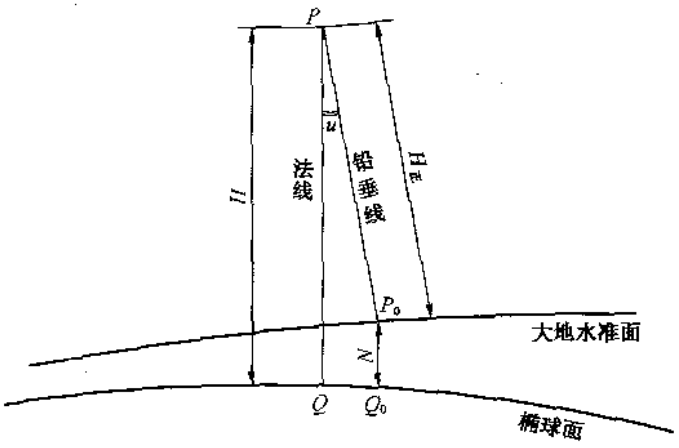


图 2-20 高程系统及其关系

2.4.4.4 地区力高高程系统

由正高和正常高的特性可知，同一水准面上各点的正高或正常高高程值不同。对于位于同一重力位水准面上的两点 A，B，按照正高（或正常高）的定义公式计算其正高（或

正常高），因两点的重力平均值（或正常重力的平均值）不相等，计算出的两点的正高（或正常高）不相等。这给某些大型工程建设（例如，大型水库）的测量工作带来不便。因为水库的静止水面是一个重力等位面，在设计、施工等工作中通常要求这个水面是一个等高面。这时采用正高或正常高是不合适的。为了解决这个矛盾，采用所谓力高系统。

力高的定义，如下：

将正常高定义公式中的 γ_m^B 用 $\gamma_{45°}$ 代替，得

$$H_{力}^{B} = \frac{1}{\gamma_{45°}}\int_{OB} g\mathrm{d}h \tag{2-58}$$

这就是说，一点 B 的力高是水准面在纬度 45°处的正常高。因为 $\gamma_{45°}$ 是一常数，故保证了同一水准面上各点的力高相同。

但由于工程测量范围一般不大，为使力高更接近于该测区的正常高数值，可采用地区力高系统。设测区平均纬度为 ϕ，用平均纬度处的正常重力 γ_ϕ 代替力高定义公式中的 $\gamma_{45°}$，则区域力高为

$$H_{力}^{B} = \frac{1}{\gamma_{\phi}}\int_{OB} g\mathrm{d}h \tag{2-59}$$

力高与正常高的差异为

$$H_{力} - H_{常} = \frac{\gamma_m - \gamma_\phi}{\gamma_\phi} H_{常} \tag{2-60}$$

由于力高是区域性的，故其不能作为国家统一高程系统，只能作为某一地区工程的区域高程系统。

2.4.4.5　正高与正常高的差异

由式（2-39）、式（2-40）可知：

$$\int_{OB} g\mathrm{d}h = H_{正}\, g_m^B = H_{常}\, \gamma_m^B$$

则

$$H_{正} = \frac{\gamma_m^B}{g_m^B} H_{常} = \frac{\gamma_m^B + g_m^B - g_m^B}{g_m^B} H_{常} = H_{常} - \frac{g_m^B - \gamma_m^B}{g_m^B} H_{常} \tag{2-61}$$

因此，对任意一点正常高和正高之差，即任意一点似大地水准面与大地水准面之差的差值为

$$H_{常} - H_{正} = \frac{g_m - \gamma_m}{g_m} H_{常} \tag{2-62}$$

假设山区 $g_m - \gamma_m = 500\mathrm{m/s^2}$，$H_{常} = 8\mathrm{km}$，则

$$H_{常} - H_{正} = \frac{g_m - \gamma_m}{g_m} H_{常} = 4\mathrm{m}$$

在平原地区 $g_m - \gamma_m = 500\text{m/s}^2$，$H_{常} = 500\text{m}$，则

$$H_{常} - H_{正} = \frac{g_m - \gamma_m}{g_m} H_{常} = 2.5\text{cm}$$

在海水面上 $W_0 - W_B = \int_0^B g\mathrm{d}h = 0$，故 $H_{正} = H_{常}$，即正常高和正高相等。这就是说在海洋面上，大地水准面和似大地水准面重合。因此，大地水准面的高程原点对似大地水准面也是适用的。

2.5 关于确定地球形状的基本方法

研究地球形状和大小是大地测量学的基本任务之一。确定地球形状和大小的基本方法：天文大地测量方法、重力测量方法、空间大地测量方法。

2.5.1 天文大地测量方法

（1）地球为圆球。测定地面上一段弧长 S，用天文测量方法测定该圆弧两端点的纬度差 ΔB，则地球半径为

$$R = S/\Delta B$$

式中 ΔB 单位为 rad。

（2）地球为椭球。用大地测量方法测定弧长 S_1，S_2，用天文测量方法测定这两段弧长端点的纬度 B_1, B_2 和 B_3, B_4，可以建立两个弧度测量方程，联立解出椭球参数（a，f）。

$$S_1 = f_1(a,\ f,\ B_1,\ B_2)$$
$$S_2 = f_2(a,\ f,\ B_3,\ B_4)$$

式中 a，f——地球椭球的长半径和扁率。

2.5.2 重力测量方法

（1）首先在地面上至少测定两个点的重力，并把它们归算到平均海水面上记为 g_1，g_2，用天文方法测定这两点大地纬度 B_1，B_2 及地球自转角速度 ω，用几何方法测定椭球长半轴 a，组成两个方程：

$$g_1 = \gamma_e(1 + \beta\sin^2 B_1)$$
$$g_2 = \gamma_e(1 + \beta\sin^2 B_2)$$

解出 γ_e 和 β，把它们代入 $\alpha = \frac{5}{2}q - \beta$，其中 $q = \frac{\omega^2 a}{\gamma_e}$ 为可计算的已知量，从而可求出椭球扁率 f。当点多于两个时，采用最小二乘法求解 γ_e 和 β。

（2）利用扰动位 T 计算地面点 A 的高程异常 ζ 和垂线偏差。扰动位 T 是地面点上地球重力位 W 与正常重力位 U 之差：

$$T = W - U \tag{2-63}$$

比较式（2-23）与式（2-24），经过推导可以得到用级数形式表示的扰动位模型：

$$T = \frac{fM}{r}\sum_{n=2}^{\infty}\left(\frac{a}{r}\right)^n\sum_{k=0}^{n}(A_n^k\cos k\lambda + B_n^k\sin k\lambda)P_n^k\cos\theta \tag{2-64}$$

其中 A_n^k，B_n^k 是待定系数。如果已知这些系数，则扰动位 T 就是一个已知的位函数，由它可以导出重力异常、高程异常、垂线偏差等重力场参数的函数。而重力异常是可以通过重力测量和计算求得的，所以用重力异常值可以解算出扰动位模型中的各个系数。

高程异常 ζ 是由正常椭球体表面起算至似大地水准面的垂直距离，向上为正。设地面 A 点的扰动位为 T_A，则高程异常 ζ 与扰动位 T_A 的关系为

$$\zeta = \frac{T_A}{\gamma} \tag{2-65}$$

式中 γ——A 点正常重力，$\gamma = \gamma_0 - 0.3086H$。

用扰动位计算垂线偏差的公式为

$$\left.\begin{aligned}\xi &= -\frac{1}{\gamma R}\times\frac{\partial T}{\partial\varphi}\\ \eta &= -\frac{1}{\gamma R\cos\varphi}\frac{\partial T}{\partial\lambda}\\ \theta^2 &= \xi^2+\eta^2\end{aligned}\right\} \tag{2-66}$$

垂线偏差和高程异常三个参数是研究地球形状和大小有重要应用价值的重力场参数。

2.5.3 现代推求新的椭球元素的方法

在原有旧的椭球元素基础上，综合利用天文、大地、重力及空间测量等资料，列出垂线偏差 ξ，η，高程异常 ζ 与大地直角坐标系平移参数（Δx，Δy，Δz），旋转参数（ε_x，ε_y，ε_z），长度比 m 以及椭球大小和形状参数（Δa，Δf）之间的关系式——弧度测量方程式，在 ξ，η 和 ζ 的平方和为最小的条件下求出新的椭球元素（$a_{新} = a_{旧} + \Delta a$，$f_{新} = f_{旧} + \Delta f$）以及定位元素（Δx，Δy，Δz）、定向元素（ε_x，ε_y，ε_z）。进而求出任意天文大地点的 $\xi_{新}$，$\eta_{新}$，$\zeta_{新}$。

2.5.4 空间大地测量方法

卫星轨道参数分为二体问题基本轨道参数和与地球形状有关的摄动轨道参数。通过对卫星的观测，求得卫星受摄轨道参数，利用轨道摄动与地球引力场的摄动位之间的关系确定摄动位函数中的各系数，进而求出地球形状和大小的几何参数。

2.6 空间大地测量简介

20 世纪 50 年代以后，无线电电子学的发展，人造卫星的出现，给大地测量带来了革命性的变革。先后出现的空间大地测量技术包括卫星大地测量技术、甚长基线干涉测量技术（VLBI）、卫星定位和跟踪技术等。卫星大地测量技术包括卫星激光测距（SLR）、海洋卫星雷达测高（SA）、全球定位系统（GPS 等）。卫星定位和跟踪技术包括激光技术和

无线电技术。文献［3］指出，卫星大地测量学加上 VLBI 以及电磁波测距、电子计算机和声呐等新技术在大地测量中的应用，便形成了现代大地测量学。可见，空间大地测量技术是现代大地测量学的重要组成部分。本节简要介绍卫星大地测量学、SLR、卫星测高、VLBI 等空间大地测量技术的有关内容与作用。

2.6.1 卫星大地测量学的主要内容与作用

卫星大地测量学是通过对人造卫星的观测，研究利用这些观测数据解决大地测量学中的问题。卫星大地测量技术包括卫星地面跟踪观测、卫星对地观测、卫星对卫星观测等技术。卫星地面跟踪观测，如卫星激光测距、星载多普勒定轨定位系统、星载精密测距测速系统等。卫星对地观测，如卫星测高、卫星重力梯度测量以及卫星导航定位系统（GPS 等）。卫星对卫星观测，有高、低卫星跟踪卫星等技术。

卫星大地测量学按其性质分为几何方法和动力方法。

几何方法是把卫星当作高空观测目标（具有某一瞬间的空间坐标点），从不同的地面站上观测卫星或接收卫星的定位信号，利用空间交会法确定卫星的位置或地面站的位置。它的优点是定位精度高，能实现远距离大地测量联测。

动力方法是将卫星作为地球重力场的探测器或传感器。由于卫星受地球引力场的作用，故通过对卫星的观测可以反求地球引力场和其他动力学参数。

卫星大地测量学的应用有诸多方面：①建立和维持全球和区域大地测量系统；②快速并精确测定空间点的三维位置和相互位置关系；③通过地面对卫星的观测确定卫星轨道；④探测地球重力场及其变化；⑤用于监测和研究地球动力学，测定地球自转参数、极移及其他动力学参数；⑥监测和研究大气层、海洋、冰川等随时间的变化。

2.6.2 卫星激光测距技术

卫星激光测距（SLR）的基本工作原理是：测量地面观测站激光发射时刻与经卫星反射后再接收到激光信号的时间差 Δt，根据光速 C 计算出测站至卫星的距离 d。

卫星激光测距仪分为安装在地面测站的固定式和安装在车辆上的流动式两种类型。目前全球约有 50 个 SLR 观测站。中国有 5 个固定观测站，2 个流动观测站。

SLR 技术精度高，可达厘米量级，主要用于卫星定轨。此外，卫星激光测距还用于测定地面测站的地心坐标，精密测定地球质心位置和地球定向参数，建立和维持精确的地球参考框架；用于精确测定和建立地球重力场模型；还可以准确测定大地测量常数及其随时间的变化，对确定全球坐标系统有着重大贡献。

2.6.3 卫星测高技术

海洋卫星测高的基本原理是：利用安装在卫星上的雷达测高仪以一定的时间间隔向海洋表面发射脉冲电磁波，测量测高仪到海面的往返时间，获得瞬时海面高。经各项改正后，测高精度可达厘米量级。

卫星测高技术用于精确测定平均海面高，实现海洋深度基准的垂向定位；测定高分辨

率的海洋重力场，精化全球和局部重力场模型；监测海平面变化及海洋动力环境等。

2.6.4 甚长基线干涉测量技术

甚长基线干涉测量（VLBI）的基本原理是：在相距甚远的两个测站上各安装一架射电望远镜，同时观测银河外同一射电源信号，分别记录射电微波噪声信号，通过对两个基测站所记录的射电信号进行相关干涉处理，求得同一射电信号波到两个测站的时间差，解算出测站点间的距离。目前全球已有 40 余个 VLBI 站。中国在上海和乌鲁木齐各有一个 VLBI 站。

甚长基线干涉测量可以用于精密测定河外致密射电源的位置，建立天球参考系，测量宇宙尺度；精密测定地面 VLBI 站的位置，建立和控制地球参考系；测定地球定向参数，如极移、自转、岁差和章动，确定地球参考系与天球参考系之间的转换参数；还可以精密测定地球的板块运动。

在过去的几年中，空间大地测量有了很大的发展，它的新进展主要表现在三个方面：① 卫星导航系统的现代化，GPS 系统的卫星在 L2 频率上要加载 C/A 码，并将设置第 3 民用频率 L5。欧洲、日本将各自发展自己的卫星导航系统，俄国的 GLONASS 在星历、坐标框架、时间系统等方面的精化和标准化；② 地基和星基 GPS 连续运行站网和综合服务系统的发展，GPS 网在导航定位、地球动力现象测定、对流层和电离层参数测定、海上波浪运动测定等方面的集成式的应用；③今后几年中将发射一系列能精确确定地球重力场和研究大气及海洋的近地低轨（LEO）卫星。这些都将进一步改变大地测量的面貌，使（空间）大地测量在地球科学中起到愈来愈重要的作用。

3 大地测量控制网的建立

3.1 大地测量控制网概述

3.1.1 建立大地测量控制网的基本任务

建立大地测量基准的基本任务是：确立大地测量系统和建立大地测量框架。后者的实质就是建立大地测量控制网，以精确可靠的地面点坐标、高程和重力值来实现大地测量系统。经典大地控制网大体分为平面控制网、高程控制网和重力控制网三类。

平面控制网是以一定形式的图形把大地控制点构成网状，测定网点的坐标，或通过测定网中的角度、边长和方位角，推算网点的坐标。进行这些地面大地测量时，必须事先选定一个（参考）坐标系，将在该大地控制网中所测的全部数据都归算至该参考坐标系，进行数据处理，算得控制网点的坐标。为了测制地图的需要，大地控制网还需投影到平面上，即将网点的大地坐标变换为相应投影面的平面直角坐标。

高程控制网由连接各高程控制点的水准测量路线组成。通过水准测量，可以求得相邻水准点之间的高差。为传算各水准点的高程，必须选择某一高程起算点，如水准原点；还需规定高程起算面，如似大地水准面。

重力控制网是由绝对重力点和相对重力点构成的网，作为一个国家重力基准的实现。平面控制网和高程控制网的观测都与地球重力场相联系，特别是高程控制网与重力的关系更为密切。因此，在建立平面和高程控制网中，重力测量也是其重要的组成部分。

20 世纪 70 年代以来，国家大地控制网也可以用空间大地测量技术进行布设。空间大地测量技术大体可分为三种类型：

（1）地面跟踪观测，如卫星激光测距（SLR）、甚长基线干涉测量（VLBI）、星载多普勒定轨定位系统（DORIS）、星载精密测距测速系统（PRARE）。

（2）卫星对地观测，如卫星测高（SA）、卫星重力梯度测量（SGG）以及导航定位卫星系统（如 GPS，GLONASS，GALILEO，中国北斗导航系统）。

（3）卫星对卫星观测，如高低卫星跟踪卫星（SST－hl）、低低卫星跟踪卫星（SST－ll）。

国家大地控制网的布设应当遵循“从大到小、逐级控制”的原则，从高级控制网通过几个等级逐步过渡到测图所需的低级控制网，精度逐级降低，边长（含水准路线）逐级缩短。

国家大地控制网是主控制网，是国家所有地理坐标、高程、重力值的基础，其精度和

可靠性应足以保证国家各类工程和各种测绘的需要。为了满足用户的需求，国家大地控制网应覆盖全国国土，并有必要的密度。为保证大地控制网的精度和可靠性，保持它的现势性，这些大地网应定期进行复测。

3.1.2 国家大地控制网的作用

3.1.2.1 为地形测图提供精密控制

国家大地控制网是具有统一坐标系统的高精度测量控制网，它是地形测量、航空摄影测量和工程测量中一切低精度控制网的基础，比如测绘地形图时所建立的测图控制网，就是以大地点为基础进一步加密而成的。

在测绘全国性大面积地图中，大地控制网是不可缺少的，它的重要作用具体体现在以下三个方面：

（1）限制测图误差积累，保证成图精度。测绘工作中测量误差是不可避免的，例如，平板测图中每描绘一条方向线，丈量一段距离，都会产生误差。这种误差在小范围内不易觉察出来，而在大面积测图中将逐渐传递和积累起来，使地形、地物在图上的位置产生较大误差，甚至使相邻图幅不能接合。如果以大地网的精确点位为基础，再进一步根据需要加密图根点作为测图控制，就能把误差限制在相邻控制点之间而不致积累传播，从而保证了成图的精度。

（2）统一坐标系统，保证相邻图幅拼接。全国各地区国防建设和经济开发时间上存在着差异，国家基本地形图通常是各个测绘部门在不同时期、不同地区分幅测绘的。但由于大地控制网点的坐标系统在全国是统一的，精度是一致的，因此，不管在任何地区、任何时间开展测图工作，都不会出现漏测或重叠，从而保证了相邻图幅的良好拼接，形成统一整体。

（3）提供点位的平面坐标，保证平面测图。地球接近于旋转椭球，其表面是不可展平的曲面，强制展平就会出现皱褶或破裂，也就是说，用一般的方法是不能把球面上的地形测绘在平面图上的。但大地控制点在椭球面上的位置是可以精密确定的，并且可以在保证必要精度的前提下，通过一定的数学方法把它化算为投影平面上的点位（x，y），进而算出图根点的平面坐标。根据这些平面点位就能在平面上测制地图了。

3.1.2.2 为研究地球形状、大小和其他科学问题提供资料

旋转椭球的形状和大小，是以长半径 a 和短半径 b 表示的，也可用 a 与扁率 $f=\frac{a-b}{a}$ 表示。研究地球形状和大小，就是要确定接近于地球形体的旋转椭球的 a，f，而要确定 a，f，必须综合利用大地测量、天文测量、重力测量和卫星大地测量等资料才能解决问题。所以为研究地球形状和大小提供资料也是大地控制网的主要作用之一。需要指出的是，进行大地控制网点的计算时，必须要知道椭球元素，反过来，大地控制网的资料为研究地球形状和大小提供依据。可见，建立大地控制网和研究地球形状和大小是个相辅相成

的问题。

此外，有关地球其他学科的研究，诸如地壳的水平和垂直运动、大陆漂移、海洋面的倾斜、地极移动等，大地控制网资料也是不可缺少的。

3.1.2.3 *为国防建设和空间技术提供资料*

在军事上，无论是常规火炮还是远程武器的发射，要想精确地命中目标，就必须知道发射点至目标的距离和方位，以及发射场至方位标的方位，为此就要提供具有足够精度的大地控制网点资料，以便联测或直接利用。此外，在国防工程建设上，如军事基地、机场、坑道、洞库、军港和地下设施等，都需要大地网提供保障。

随着空间技术的发展，为了保证人造卫星、火箭等成功发射和精确定轨，就必须知道发射场、观测站、跟踪站的精确位置和地球有关参数，而这些数据的获得，都离不开包括大地网在内的各种资料。

3.2 国家平面大地控制网的建立

3.2.1 国家平面大地控制网建立的基本原则

建立国家平面大地控制网是一项十分艰巨的工作，正确地处理数量、质量、时间和经费之间的辩证关系，是关系国家开发、建设和发展的大问题。为此，必须制定统一的布设原则以指导建网工作。

（1）分级布网，逐级控制。我国的具体情况是领土广大、地形复杂，再加上各地区开发建设的先后次序不同，因而它们对测图范围、比例尺大小和控制点的精度、密度要求各异；如果以最高精度、最大密度的一个等级的三角网布满全国，不但造成巨大的浪费，而且时间上也是不允许的。为此，我国国家平面大地控制网采取分级布网、逐级控制的原则。即先以高精度的、稀疏的一等三角锁，纵横交叉地布满全国，形成统一坐标系统的骨干网。然后，按不同地区，不同特点的实际需要，在一等锁环内有先有后的逐级布设二、三、四等三角网。这样既能充分而及时地满足各地需要，又能达到快速、节约的目的。

每一等级的三角网边长逐级缩短，控制点逐级加密，先完成的高等级的三角点，可以作为低一级的三角网的起算数据并起控制作用。

（2）保持必要的精度。国家平面大地控制网是控制测图的基础，它的精度必须保证满足测图的实际需要。根据测图要求，首级解析图根点对于起算三角点的点位中误差，在实地不得超过 $0.1N$（N 为测图比例尺分母）。例如，对于 1/10 000 比例尺测图，首级解析图根点相对于起算三角点的点位中误差不得超过 $0.1\text{mm} \times 10\,000 = 1\text{m}$。

由于图根点的这种误差，不但来源于图根点本身的测量中误差，而且含有起算三角点的点位中误差。为了使起算三角点的点位误差可以被忽略不计，通常规定相邻三角点的点位中误差应小于 $\frac{1}{3} \times 0.1\text{mm} \times N$。按照这一要求，列出不同比例尺测图对相邻三角点的相

对点位中误差的要求见表3－1。

表3－1　不同比例尺测图对相邻三角点的相对点位中误差的要求

测图比例尺	1∶50 000	1∶25 000	1∶10 000	1∶5 000	1∶2 000
图根点对三角点的点位中误差/m	±5.0	±2.5	±1.0	±0.5	±0.2
相邻三角点点位中误差/m	±1.7	±0.83	±0.33	±0.17	±0.07

（3）应有必要的密度。国家三角网中三角点的密度应该满足测图的实际需要。三角点的密度是指每幅图中包含的三角点数目。因为测图的比例尺不同，每幅图的面积也不同，所以三角点的密度可以用平均若干平方千米一个点来表示，也可以用平均边长表示。三角网中的边长愈短，三角点的密度就愈大。三角点的密度主要根据测图方法及测图比例尺而定。用航测方法成图时，不同比例尺测图对三角点的密度要求见表3－2。

表3－2　不同比例尺测图对三角点的密度要求

测图比例尺	每幅要求点数	每个三角点控制面积/km^2	三角网平均边长/km	等　级
1/50 000	3	约150	13	二等
1/25 000	2～3	约50	8	三等
1/10 000	1	约20	2～6	四等

若令 Q 代表每个三角点所控制的面积，S 代表平均边长，可以证明：

$$S = 1.07\sqrt{Q}$$

将表3－2中每个三角点控制面积 Q 的数值代入上式，则可求得相应的三角网平均边长 S。

为保证测图精度所需要的控制点，可在上述三角点一定密度的基础上，进一步加密图根点，以供测图的需要。

（4）应有统一的规格。由于我国三角锁网的规模巨大，加之各地区国防建设、经济开发的时间不同，必将有许多单位在不同地区有先有后地展开建网和测图工作。为了保证国家三角网能构成一个统一的整体，便于成果资料的互相利用和管理，必须由国家制定统一的大地测量法式和作业规范，作为建立全国统一技术规格的大地控制网的依据。

1958年和1959年国家测绘总局先后颁布了《大地测量法式（草案）》和《一、二、三、四等三角测量细则》，1974年又颁布了《国家三角测量和精密导线测量规范》。为规范GPS测量工作，1992年国家测绘局颁布了《全球定位系统（GPS）测量规范》。

《大地测量法式》是国家为开展大地测量工作而制定的基本测量法规。根据《大地测量法式》，国家又制定出相应的测量规范，它是国家为测绘作业制定的统一规定，主要有具体的布网方案、作业方法、使用仪器、各种精度指标等内容。全国各测绘部门，在进行测绘作业时都必须依此为技术依据而遵照执行。

3.2.2 国家平面大地控制网建立的方法

3.2.2.1 常规大地测量方法

我国建立平面控制网的常规大地测量方法主要是三角测量法，辅助方法有导线测量法、三边测量法和边角同测法。为了便于理解方法的实质，假定平面控制网点已化算到特定的平面上。

（1）三角测量法。在地面上按一定的要求选定一系列点，它们与周围临近点通视，并构成相互连接的三角形网状图形，称为三角网，如图 3－1 所示，网中各点称为三角点。在各点上可以进行水平角观测，精确测定各三角形内角，另外至少精确测定一条三角形边的长度和方位角，作为网的起始边长和起始方位角，按平面三角学原理可逐一推算网中其余边长、方位角，进而推算各点坐标。

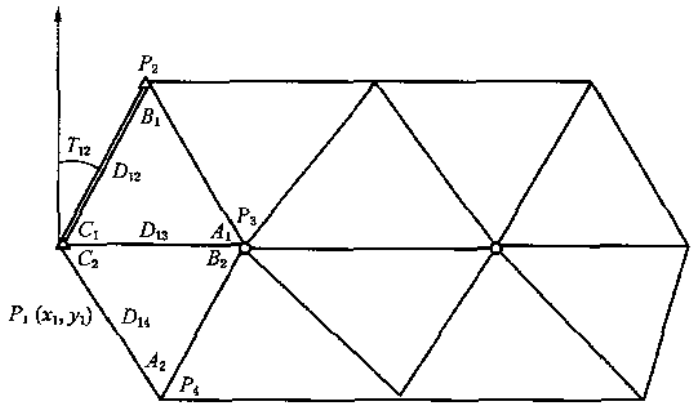


图 3－1　三角网

由于三角点布设成网状，控制面积大，有利于加密图根控制网。外业工作主要是测定水平角和测定少数边长，作业比较方便，同时由于使用精密的测角、测距仪器，所以观测成果可以达到很高的精度；内业平差计算时，几何条件多，点位精度高。所以我国和世界上许多国家用常规方法建立国家平面控制网时，都把三角测量作为主要的方法。

（2）精密导线测量。设想将地面控制点连接成一条折线的形式，直接测定各边的边长和相互之间的夹角，若已知 A 点的坐标和一条边（AM）的方位角 α_{AM}，便可以推算所有控制点的坐标，如图 3－2 所示。这种测量工作称为导线测量，这些控制点称为导线点。为了控制方位角传算误差的积累，通常需要沿导线测定必要数量的天文方位角。由于导线

测量在布点时是单线推进，所以灵活方便；各边的边长均是直接测定，边长精度均匀；观测和计算工作较简便。因此，在不易开展三角测量的地方，比如森林、荫蔽地区、高山地区等，为保证测图需要，可布设精密导线测量。所以精密导线测量是建立国家水平控制网的一种辅助方法。

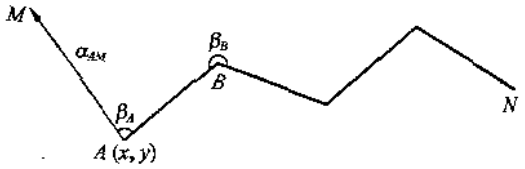


图3-2 导线

（3）三边测量。随着物理测距方法的发展和应用，也可以不观测三角形的三个内角，而直接测定它的三条边长，根据三角形的余弦公式，便可求出三个内角，进而推算出各边的方位角和各点的坐标。因为测定的是三角形的三条边长故称三边测量。假定一个三角网中所有的边长都是直接测定，而不观测内角，则该网称为测边网。因内角是通过推算求得，所以测边网方位角精度较差。

（4）边角同测法。为了限制传算边长的误差积累，必须增加直接测定边长的数量。一种是对三角网的角度和边长全部直接测定，称为边角全测网，这种网推算控制点点位的精度最高；另一种是测定较多数量的边长，并直接观测全部角度，称为边角同测网，简称边角网。

3.2.2.2 天文测量法

天文测量法是在地面点上架设仪器，通过观测天体（主要是恒星）并记录观测瞬间的时刻，来确定地面点的地理位置，即天文经度、天文纬度和该点至另一点的天文方位角。这种方法各点彼此独立观测，无须点间通视，组织工作简单、测量误差不会积累。但因其定位精度不高，因此，它不是建立国家平面大地控制网的基本方法。然而，在大地控制网中，天文测量却是不可缺少的。因为为了控制水平角观测误差积累对推算方位角的影响，需要在每隔一定距离的三角点上进行天文观测，以推求大地方位角，即

$$A = \alpha + (L - \lambda)\sin\varphi \tag{3-1}$$

式中 A——大地方位角；

L——大地经度；

φ——天文纬度；

λ——天文经度；

α——天文方位角。

式（3-1）也称为拉普拉斯方程式，由此计算出来的大地方位角又称为拉普拉斯方位角，

这也是通常称国家大地控制网为天文大地网的由来。

3.2.2.3 现代定位新技术简介

（1）GPS 测量。全球定位系统 GPS（Global Positioning System）可为各位用户提供精密的三维坐标、三维速度和时间信息。该系统的出现，对大地测量的发展产生了深远的影响，因为利用 GPS 技术可以在较短的时间里以极高的精度进行大地测量的定位，所以它使常规大地测量的布网方法、作业手段和内业计算等工作都发生了根本性的变革。

GPS 系统的应用领域相当广泛，可以进行海、空和陆地的导航，导弹的制导，大地测量和工程测量的精密定位，时间的传递和速度的测量等。仅就测绘领域而言，GPS 定位技术已经用于建立高精度的、全国性的大地测量控制网，测定全球性的地球动态参数，也可用于改造和加强原有的国家大地控制网；可用于建立陆地海洋大地测量的基准，进行海洋测绘和高精度的海岛陆地联测；可用于监测地球板块运动和地壳形变；在建立城市测量和工程测量的平面控制网时 GPS 已成为主要方法；GPS 还可用于测定航空航天摄影的瞬间位置，实现仅有少量的地面控制或无地面控制的航测快速成图。可以预言，随着 GPS 技术的不断发展和研究的不断深入，GPS 技术的应用领域将更加广泛，并进入人们的日常生活。

（2）甚长基线干涉测量系统（VLBI）。甚长基线干涉测量系统（Very Long Baseline Interferometry）是在甚长基线的两端（相距几千千米），用射电望远镜接收银河系或银河系以外的类星体发出的无线电辐射信号，通过信号对比，根据干涉原理，直接测定基线长度和方向的一种空间技术。长度的相对精度优于 10^{-6}，对测定射电源的空间位置，可达 0.001″。由于其定位的精度高，可在研究地球的极移、地球自转速率的短周期变化、地球固体潮、大地板块运动的相对速率和方向中得到广泛的应用。

（3）惯性测量系统（INS）。惯性测量系统（Inertial Navigation System）是利用惯导技术，同时快速地获得大地测量数据（如经度、纬度、高程、方位角、重力异常和垂线偏差）的一种新技术。惯性测量是利用惯性力学基本原理，在相距较远的两点之间，对装有惯性测量系统的运动载体（汽车或直升机）从一个已知点到另一个待定点的加速度，分别沿三个正交的坐标轴方向进行两次积分，从而求定其运动载体在三个坐标轴方向的坐标增量，进而求出待定点的位置和其他大地测量数据。

惯性测量系统的优点主要是：完全自主式，在测量过程中不需要任何外界信号，点间也不要求通视；全天候，只取决于汽车能否开动、飞机能否飞行；全能快速，机动灵活。它的缺点主要是：价格昂贵，不便于检修。

由于惯性测量系统属于相对定位，其相对精度为 $(1\sim2)\times10^{-5}$，测定的平面位置中误差为 ±25cm 左右，精度还不能满足布设国家大地控制网的要求，但随着惯性原件的改进和有关数学模型的优化，可望降低价格和提高精度，使该系统在大地测量领域中得到应用，为测量的自动化提供重要手段。

3.2.3 国家平面大地控制网的布设方案

3.2.3.1 常规大地测量方法布设国家三角网

（1）一等三角锁系。一等三角锁系是国家平面控制网的骨干，它的作用是控制二等以下各级三角网的建立并为研究地球形状和大小提供资料。也就是它应满足大地测量的技术任务和科学任务两个方面的要求。

一等三角锁一般沿经纬线方向布设成纵横交叉的网状，如图3－3所示。两个相邻交叉点之间的三角系称为锁段，图3－3中 $AB-CD$、$CD-GH$、$AB-EF$、$EF-GH$ 等即为4个锁段。锁段的长度一般在200km左右。由互相连接的纵横锁段构成锁环。三角形的平均边长为25km左右。

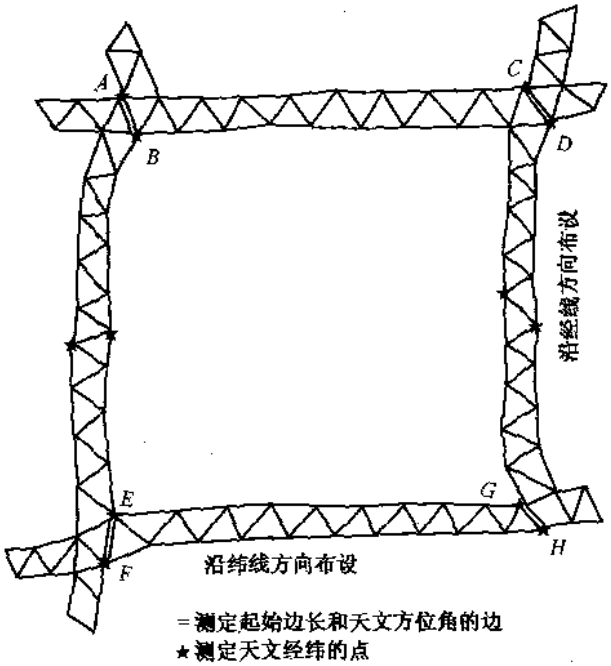


图3－3 一等三角锁

为了控制锁段边长推算误差，在锁段两段交叉处测定起始边长度。例如，测定 AB，CD、EF，GE 的边长。为了控制锁段方位角的传递误差，在起始边的两个端点测定天文方位角，例如，测定 $A\rightarrow B$，$B\rightarrow A$，$C\rightarrow D$，$D\rightarrow C\cdots$ 的天文方位角。为了推求垂线偏差的大小，在 A、B，C，D，E，F，G，H 各点以及锁段中央的点上，都测定该点的天文经纬度，所以国家一等三角锁系又称为天文大地网。锁段的图形一般采用三角形单锁，根据地形条件也有采用大地四边形锁或中点多边形锁，通常为混合锁。

（2）二等三角网。为使国家三角网满足地形测图的要求，在各一等锁环围成的面积上均需布设二等三角网。它是地形测图的基本控制，又是加密三、四等三角网（点）的基础，它和一等锁系同属于国家高级控制网。

1958 年以前，我国采用两级布设二等三角网的方法，即在一等锁环内首先布设纵横交叉的二等基本锁，将一等锁环分为 4 个部分，然后在锁间空隙布二等补充网（图 3－4）。由于它的精度低，所以 1958 年以后采用在一等锁环内直接布设二等全面网（图 3－5）的方法。习惯上，把 1958 年前分两级布设的二等网叫做旧二网，把 1958 年以后布设的全面网叫新二网。

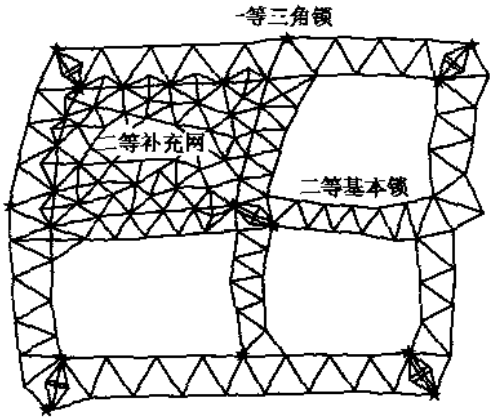


图 3－4　二等补充网

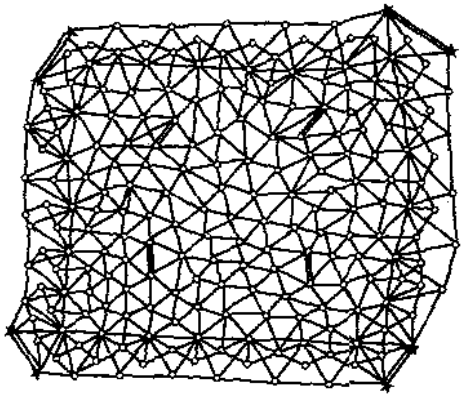


图 3－5　二等全面网

为了控制边长和方位角传递的误差，在全面网的中间部分，测定起始边长；在起始边的两个端点测定天文经纬度和方位角。当一等锁环面积过大时，还需在全面网的适当位置，酌情加测起始边，使任一条二等边距最近的一等边不多于 7 个二等三角网。测定起始边、天文方位角、天文经纬度的精度与一等锁相同。它的平均边长在 13km 左右，测角中误差小于 ±1.0″。

（3）三、四等三角网。为了控制大比例尺地形测图，在一、二等锁网的基础上，还需布设三、四等三角网（点），使大地点的密度与测图比例尺相适应，以便作为加密图根控制网的基础。

三、四等点的布设尽可能采用插网的办法、也可采用插点的办法。所谓插网的方法就是在高等级三角网内，以高级点为基础，布设次一等级的连续三角网。连续三角网的边长，可根据测图比例尺对密度的要求而定。A、B、C、D、E 为高等级的三角点，1、2，…，8 为次一等级的三角点，它们共同组成连续的三角网，如图 3－6a 所示。也可以把次一等级的短边三角网，只附合在高等级点上，此时就不要求高等级点与低等级点构成三角形，

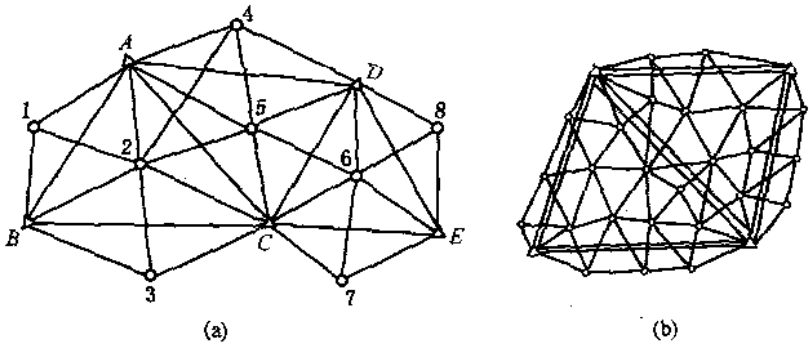


图3-6 三、四等三角网

如图3-6b所示。

所谓插点的方法是在高等三角网的一个或两个三角形内插入一个或两个低等级的新点。插点的图形形式较多，这里仅以图3-7为例说明在高等点中插入一个和两个新点的情况。当新点位于三角形内切圆中心附近时，插点精度高，新点离内切圆中心越远精度就越低。

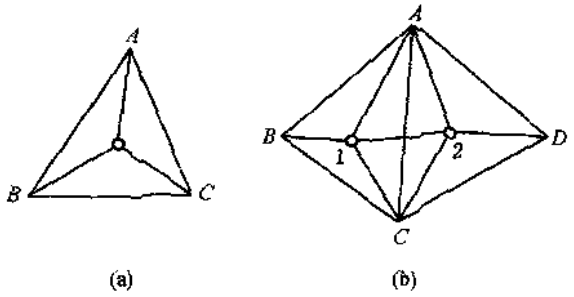


图3-7 插点法示意图

3.2.3.2 利用现代测量技术建立国家大地测量控制网

GPS技术具有精度高、速度快、费用省、全天候、操作简便等优点。因此，它广泛应用于大地测量领域。用GPS技术建立起来的控制网叫GPS网。一般可把GPS网分为两大类：一类是全球或全国性的高精度的GPS网，另一类是区域性的GPS网。后者是指国家C，D，E级GPS网或专为工程项目而建立的工程GPS网。

3.3 国家高程控制网的建立

3.3.1 国家高程控制网布设的基本原则

高程是表示地球上一点空间位置的量值之一，它和平面坐标一起，统一表达了点的位

置。而高程是对于某一具有特定性质的参考面而言，没有参考面高程就失去意义，同一点其参考面不同，高程的意义和数值就不同。布测全国统一的高程控制网，首先必须建立一个统一的高程起算基准面，所有水准测量测定的高程都是以这个面为零起算，也就是高程基准面作为零高程面。用精密水准测量联测到陆地上预先设置好的一个固定点，定出这个点的高程作为全国水准测量的起算高程，这个固定点称为水准原点，包括高程起算基准面和相对于这个基准面的水准原点，就构成了国家高程基准。

我国高程基准的传递经历了由局部到全国范围逐步完善和提高的过程，国家高程控制网的建立也经历了相应的发展过程。

国家高程控制网布设的目的和任务有两项：一是在全国领土上建立统一的高程控制网，为地形测图和各项建设提供必要的高程控制基础；二是为地壳垂直运动、平均海面倾斜及其变化和大地水准面形状等地球科学研究提供精确的高程数据。

因此，国家高程控制网必须通过高精度的几何水准测量方法来建立，根据我国地域辽阔、领土广大、地形条件复杂和各地经济发展不平衡的特点，按以下原则布设国家高程控制网：

（1）从高到低、逐级控制。国家水准网采用从高到低、从整体到局部，逐级控制、逐级加密的方式布设。分为一、二、三、四等水准测量。一等水准测量是国家高程控制网的骨干，同时也为相关地球科学研究提供高程数据；二等水准测量是国家高程控制网的全面基础；三、四等水准测量是直接为地形测图和其他工程建设提供高程控制点。

（2）水准点分布应满足一定的密度。国家各等级水准路线上，每隔一定距离应埋设稳固的水准标石，以便于长期保存和使用。设置水准标石的类型和间距及具体要求，见表3－3。

表3－3　设置水准标石具体要求

水准标石类型	间距/km			布设具体要求
	一般地区	经济发达地区	荒漠地区	
基岩水准标石	500			只设于一等水准路线上，在大城市和断裂带附近应增设，基岩较深地区可适当放宽，每省（市、自治区）至少两座
基本水准标石	40	20～30	60	设于一、二等水准路线上及交叉处，大、中城市两侧及县城附近。尽量设置在坚固岩层上
普通水准标石	4～8	2～4	10	设于各等级水准路线上，以及山区水准路线高程变换点附近，长度超过300m的隧道，跨河水准测量的两岸标尺附近

（3）水准测量达到足够的精度。足够的测量精度，是保证水准测量成果使用价值的头等重要问题。特别是一等水准测量应当用最先进的仪器、最完善的作业方法和最严格的数据处理，以期达到尽可能高的精度。

各等级水准测量的精度，是用每千米高差中数的偶然中误差 M_Δ 和每千米高差中数的全中误差 M_w 来表示的，它们的限值见表 4－14。

（4）一等水准网应定期复测。国家一等水准网应定期复测，复测周期主要取决于水准测量精度和地壳垂直运动速率，一般为 15～20a 复测一次。二等水准网按实际需要可进行不定期复测。复测的目的主要取决于满足涉及地壳垂直运动的地学研究对高程数据精度不断提高的要求，改善国家高程控制网的精度，增强其现实性。同时也是监测高程控制网的变化和维持完善国家高程基准和传递的措施。

3.3.2 国家高程基准

高程基准作为测绘基准体系的重要组成部分，是测量中确定陆地高程的依据。与高程有关的几个参考面有平均海水面、大地水准面、似大地水准面、参考椭球面等，我国的黄海高程基准是采用平均海水面作为参考面的高程系统。

平均海水面是指某地一定时期内每小时海平面变化的算术平均值，它可由当地验潮站的长期验潮资料来确定。它受到海面升降变化和地壳垂直运动的双重影响，因此，由此确定的高程基准仅具有相对意义，这种参考面系统称为视参考面系统。考虑到由验潮站确定的平面海水面受地区性影响较大，其中主要是海面地形和局部地壳垂直运动的影响，因此，由当地平均海水面定义的高程基准属于局部高程基准。目前，我国 1985 黄海高程基准采用的高程起算面，实际上不是整个黄海的平均海面，而是青岛验潮站一点的平均海水面，并认为大地水准面通过该点。由于平均海水面容易测量、容易监测，且考虑问题比较简单，世界各国和地区均采用各自验潮站的多年平均海水面来定义该国家或地区的局部高程基准起算面。

我国根据 1950～1956 年的青岛验潮站资料计算出了该验潮站的平均海水面，建立了“1956 黄海平均海水面”，作为全国统一的高程基准面，这就是“1956 年高程基准”。同时，为了明显、长期而稳定的表示高程基准面的位置，我国在青岛验潮站附近建立了一个与平均海水面相联系的水准点，作为推算国家高程控制网高程的统一起算点，这个水准点叫水准原点，称为“青岛水准原点”，如图 3－8 所示。用精密水准测量与青岛验潮站的水位标志线进行联测，从而求得水准原点高出“1956 黄海平均海水面”72.289 3m，实际采用值是 72.289m。



图 3－8 青岛观象山国家水准原点

长期以来，我国一直采用“1956 年高程基准”，在社会主义建设中发挥了重要作用、为适应科技发展的需要，国家测绘局决定采用“1985 年国家高程基准”。这

个基准是根据青岛验潮站1952～1979年的潮汐观测资料计算结果确定的，它比原基准上升了0.028 9m。于是，按“1985年国家高程基准”算得的青岛水准原点高程为72.260 4m。新基准比原基准更为稳定精确，科学适用。

3.3.3 国家水准网的布设方案

按国家水准测量规范的技术要求建立的高程控制网，称为国家水准网。

一等水准测量是国家高程控制网的骨干，同时也是研究地壳和地面垂直运动海面变化和不同海面差异以及有关科学问题的主要依据。因此，一等水准路线应沿地质构造稳定、交通不太繁忙、路面坡度平缓的交通路线布设，并构成网状，沿线还要进行重力测量。构成一等水准环的环线周长在平原和丘陵地区应在1 000～1 500km之间，一般山区应在2 000km左右。一等水准路线每隔15～20a沿相同路线复测一次。

二等水准网是国家高程控制网的全面基础，布设在一等环内。二等水准路线应尽量沿公路、铁路及河流布成环形，环线周长一般应在500～750km之间。在山区和困难地区可酌情放宽。

三、四等水准测量是直接为地形测图和各种工程建设提供高程资料的高程控制测量。三等水准路线在高等级水准网内加密，布成附合路线或闭合环，单独的附合路线长度应不超过200km，环线周长应不超过300km；四等水准路线一般在高等级水准点之间布成附合

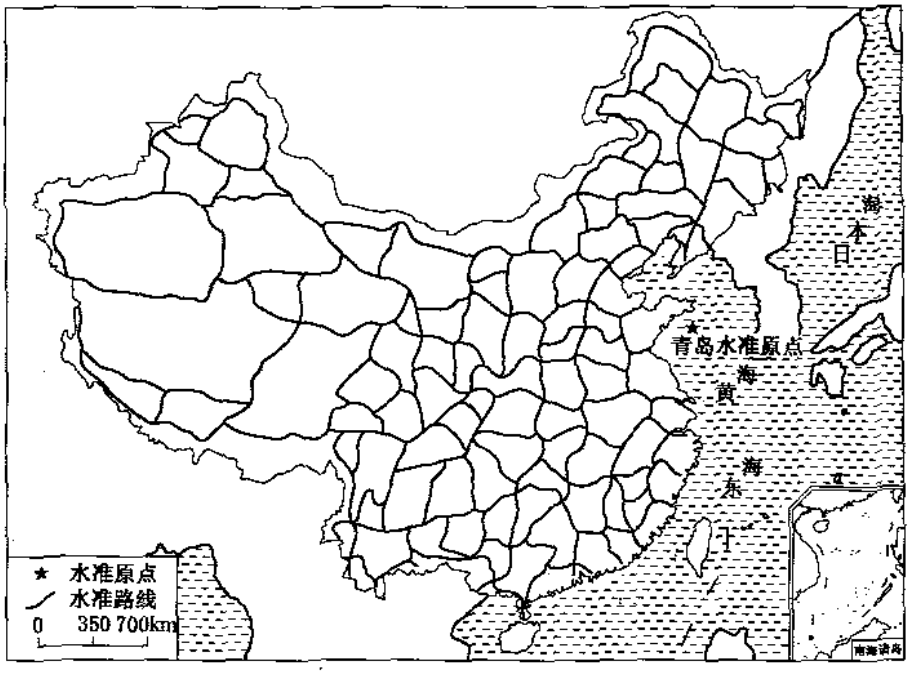


图3－9 国家水准网示意图

路线，路线长度应不超过80km。

各等水准路线上，每隔2～6km埋设标石一座，称为国家水准点。当要确定部分国家三角点、图根点或其他水准点（如水文站、气象站等）的高程时，即可从最近的国家水准点起，选择适宜的路线按要求精度进行联测。

我国的国家水准网是由一、二、三、四等水准测量路线所组成的。一等水准测量路线沿地质构造稳定的交通线布满全国，总长约93 000km，由100个闭合环组成，构成网状，如图3－9所示。一、二等水准路线需定期进行重复测量，以检查水准点的高程变化和研究地壳垂直运动，一、二等水准测量统称为精密水准测量。

3.4 国家GPS网的建立

目前，GPS已经成为全球、区域及局部地区高精度地心参考架、地壳运动与变形监测的主要技术手段。我国大陆地区已经布设了4个大规模的全国GPS网，它们是攀登计划项目“现代地壳运动与地球动力学研究”布设的GPS监测网，国家测绘部门建立的全国GPS A，B级网，军事测绘部门建立的GPS一、二级网和国家重大科学工程“中国地壳运动观测网络”的三级GPS网。尽管布设这些全国性GPS网的主要目的有所侧重，其中包括：监测研究地壳形变与块体运动；检核和加强各地区天文大地网，建立统一的高精度大地基准；建立地心参考系，精确确定参心坐标系与地心坐标系之间的转换参数；精化大地水准面等。但这些全国网的建立与复测都可以成为建立我国新一代高精度地心参考系、监测和研究地壳运动的基础。

3.4.1 攀登项目GPS网

攀登项目“现代地壳运动与地球动力学研究”设计并实施的GPS监测网，其目的就是为监测我国现今地壳运动。网的平均边长约为1 000km，全国共布设22个观测站，布设在我国大陆主要构造块体上。1992年10～11月首先进行了部分观测站的试验观测，并取得成功；1994年正式完成全国地壳运动GPS监测网的全网布设，并于1994年8～9月完成了首次观测，采用*Leica* 200接收机，每个点上连续观测6d，每天12h，采样率为30s。其后于1996年7月进行第二期复测，用Leica 200，Ashtech Z12和Rogue 8100接收机观测7d，每天观测12～24h。1999年4～8月第三次复测与中国地壳运动观测网络GPS基本网联合观测，使用Ashtech Z12接收机，观测4*d*，每天24h。攀登项目GPS全网有三期复测，跨6个年度的数据（其中10个站有四期复测，跨8个年度数据），采用GAMIT软件进行处理，表明所获得观测站位移速度精度优于3mm/a。

3.4.2 全国GPS A，B级网

全国GPS A，B级网由国家测绘部门设计实施，如图3－10所示。

A级网由30个主点和22个副点组成，主点中有9个与攀登项目GPS网的点位重合。A级网进行过两次测量，第一次于1992年7～8月进行。在27个主点和6个副点上进行9

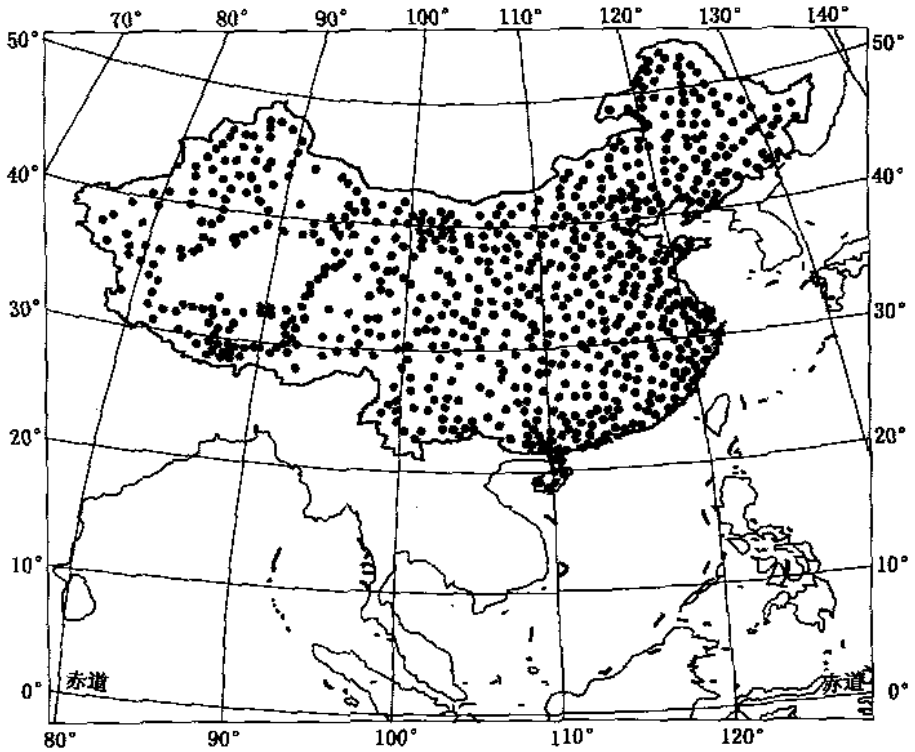


图3-10 全国GPS A，B级网

昼夜的连续观测，使用Ashtech MD12，Trimble 4000 SST接收机。第二次复测在1996年5月进行，使用14台Ashtech MD12，8台Ashtech Z12，6台Rogue 8000，17台Trimble 4000 SST和8台Leica 200接收机，在全部52个主副点上进行了10昼夜的连续同步测量。数据处理采用GAMIT软件做基线解，采用GPSADJ进行网平差。为了将A级网纳入ITRF参考框架，选择国内外17个IGS跟踪站数据与A级网数据联合处理，其基线相对精度达到10^{-9}。

全国GPS B级网由818个点组成，是在A级网基础上布设的。GPS B级网与地面网联系紧密，许多点与原三角点、天文点和水准点重合，新埋点仅89个。相邻点间距，沿海发达地区平均为50～70km，东部地区平均为100km，西部地区平均为150km。外业观测从1991～1996年，历时6a。与A级网不同，B级网分子网进行观测，各子网间相互交错与包容，使其网形结构变换极为复杂。数据处理采用GAMIT软件作基线解，Power ADJ Ver2.0软件做25个子网三维无约束平差，然后以A级网点为起算数据，在ITRF93框架下进行整网约束平差。B级网平差结果表明，平均点位中误差水平方向为13mm，垂直方

向为 26mm，基线相对精度达到 10^{-7}。

3.4.3 全国 GPS 一、二级网

全国 GPS 一、二级网由军事测绘部门建立，如图 3－11 所示。

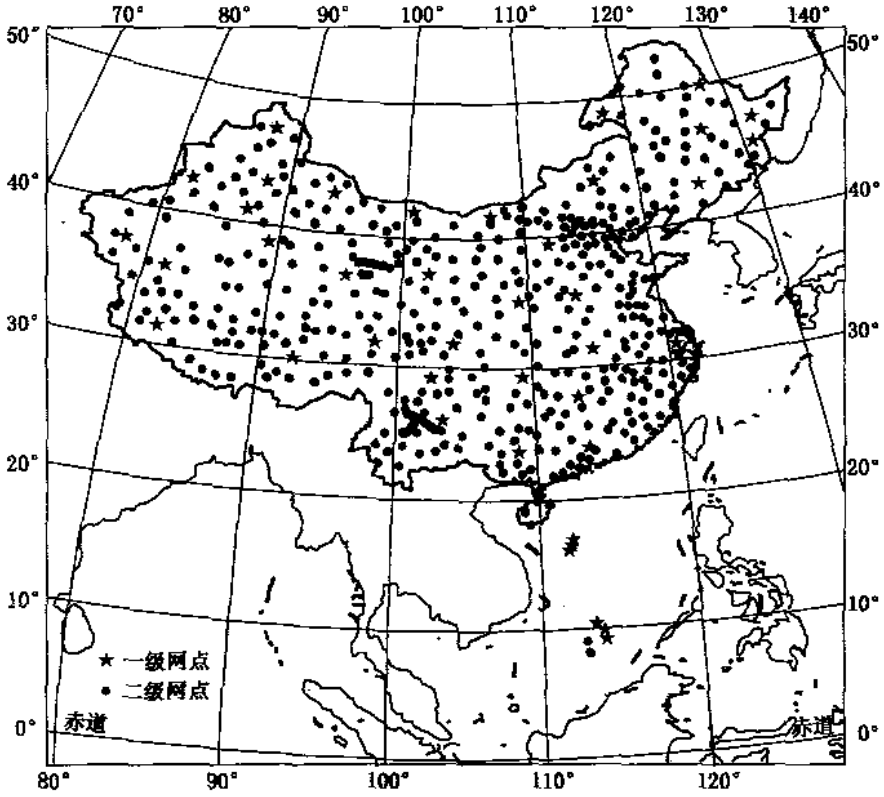


图 3－11　全国 GPS 一、二级网

一级网由 45 个点组成，较均匀地覆盖了我国大陆和南海岛屿。除南海岛屿外，其余各点均为国家天文大地网点，同时是水准点或水准直接联测点，相邻点间距离最大 1 667km，最小 86km，平均 680km。外业观测在 1991～1992 年进行，历时 290d，使用了 10 台 Minimac 2816 接收机，全国分为 12 个同步观测区，每区同步测段不少于 10 个，每测段观测不少于 3h，采样间隔 30s。数据处理中基线解采用 GAMIT/GLOBK 软件，网平差采用 VECADJ 软件。第一次平差完成于 1994 年，采用 SIO，GFZ 精密星历和广播星历，在 ITRF91 参考架上进行。1998 年对该网进行了再次平差，采用 DMA 和 SIO 两种星历，在 ITRF96 参考架上进行。据估计，平差后基线分量相对误差平均在 10^{-8}左右。

二级网由 534 个点组成，均匀分布在我国大陆及南海重要岛屿，所有的点都进行了水

准联测，相邻点间的距离平均为164.8km。外业观测从1992～1997年，历时5a，前期采用MINI－MAC 2816接收机，后期为Ashtech Z12接收机。与一级网一样，二级网也采用同步滚动推进的方式。后期观测，还同时在上海等7个站用Rogue 8000接收机进行连续观测，以保证网的结构、精度和效率。据估计，平差后各点坐标相对于ITRF的中误差，水平分量优于20mm，垂直分量优于30mm。国家GPS一、二级网实测的基本情况见表3－4。

表3－4　一、二级网实测情况及其精度

实测年代	网	地　区	使用仪器	相对精度
1991	一级网	全　国	MINI－MAC－2816	3×10^{-8}
1992	二级网	南　海	MINI－MAC－2816	$1\times10^{-7}\sim2\times10^{-7}$
1992	二级网	华　东	MINI－MAC－2816	$1\times10^{-7}\sim2\times10^{-7}$
1993	二级网	西　北	MINI－MAC－2816	1×10^{-7}
1994	二级网	东　南	MINI－MAC－2816	1×10^{-7}
1995	二级网	东北、华北	AshtechZ－12	1×10^{-7}
1997	二级网	青藏云贵川	AshtechZ－12	1×10^{-7}

3.4.4　中国地壳运动观测网络

“中国地壳运动观测网络”（Crustal Movement Observation Network of China，CMONOC）是我国“九五”期间实施的国家重大科学工程。该工程以监测地壳运动服务于地震预测预报为主要目标，同时兼顾大地测量和国防建设的需要，于1997～2000年实施。“中国地壳运动观测网络”以GPS技术为主，以VLBI，SLR，精密重力和精密水准为辅，构成大范围、高精度、高时空分辨率的现今地壳运动观测网络，如图3－12所示，其规模、布网密度和观测精度等方面都使我国地壳运动观测和研究达到前所未有的新高度。网络工程由基准网、基本网、区域网和数据传输与分析处理系统组成。地壳运动观测网络的基本情况见表3－5。

基准网由25个建于基岩上的GPS连续观测站组成，其点间距约为1 000km，其中有5个SLR并置站（上海、武汉、长春、北京、昆明）、3个VLBI并置站（上海、乌鲁木齐、昆明），工程研制的流动SLR也在西部部分地区基准点定期测量。基准站还联测绝对重力和精密水准。每个站配备VSAT卫星通信和ISDN有线通信，每天1次（必要时可设置为每小时1次）将GPS数据传送到位于北京的数据中心。基准网可实时监测我国大陆主要块体运动随时间变化形态。其中上海、武汉、拉萨、乌鲁木齐和北京房山加入国际GPS网。

基本网由56个均匀布设，每1～2a定期复测的GPS站组成，点间距约500km，主要

表3-5 地壳运动观测网络基本情况

	基准网	基本网	区域网
点 数	25	56	1 000
分 布	国内板块	国内板块	地壳运动活跃地区
观 测	连续观测	定期复测	不定期复测
水平精度		2.5mm	1.8mm
垂直精度		4.8mm	4.9mm
基线年变化率精度	1.3mm		
定轨精度	0.5m		

用于监测块体本身及块体间的地壳运动。基本网同时联测相对重力和精密水准。

区域网由1 000个不定期复测的GPS点组成，其中300个左右均匀布设，700个左右密集分布于主要断裂带和地震危险区，点间距30～50km，主要用于监测我国主要断裂带和地震带的现今活动形态，为地震预测和国民经济建设提供信息。

数据传输与分析中心由1个数据中心和3个数据共享子系统组成。主要功能是获取地壳运动信息，进行数据通信管理、数据预处理和分析，保证网络的正常运行，并自主发布GPS卫星精密星历和各种类型的中国地壳运动图。

基准网于1998年8～9月试验运行，1999年1月投入正式连续运行，大量的实时GPS观测数据通过卫星和有线通信线路源源不断地汇入北京的数据中心。

基本网分别于1998年8～9月、2000年6月、2001年8月和2003年8月进行了4次联测，在所有56个点位固定安置Ashtech Z12为主的接收机，以30s的采样率，观测8昼夜。计算表明，基线的相对精度达到3×10^{-9}。

区域网的全面观测（包括基准网和基本网，共1 081个站）于1999年3～8月进行，全国有102个小组在野外作业，加上25个基准网点的连续数据，每天有127台高精度GPS接收机分区作业，同步观测4昼夜。与此同时，攀登项目“现代地壳运动与地球动力学研究”GPS网的17个站也同时进行第四次复测。2001年3～8月区域网进行了第二次复测。区域站间GPS基线的观测精度，水平分量为3～5mm垂直分量不大于12mm。区域网的第三次复测于2004年3～8月进行。

1998年和2000年还在25个基准网站进行了两期绝对重力测量，使用国际上精度最好的FG－5绝对重力仪，每个测点至少获得1 500次合格落体测量结果。精度评定表明，除永兴岛因受海潮影响观测误差超限外，其余测点全部优于$5\times10^{-8}m/s^2$的精度要求。与此同时，56个基本网站进行了两期相对重力联测。基准网精密水准联测也已完成。

迄今，中国地壳运动观测网络已获得基准网连续5a的GPS观测数据，基本网和区域网也分别进行了4次和2次复测。丰富的观测数据由各承担单位分别用GAMIT/GLOBK、

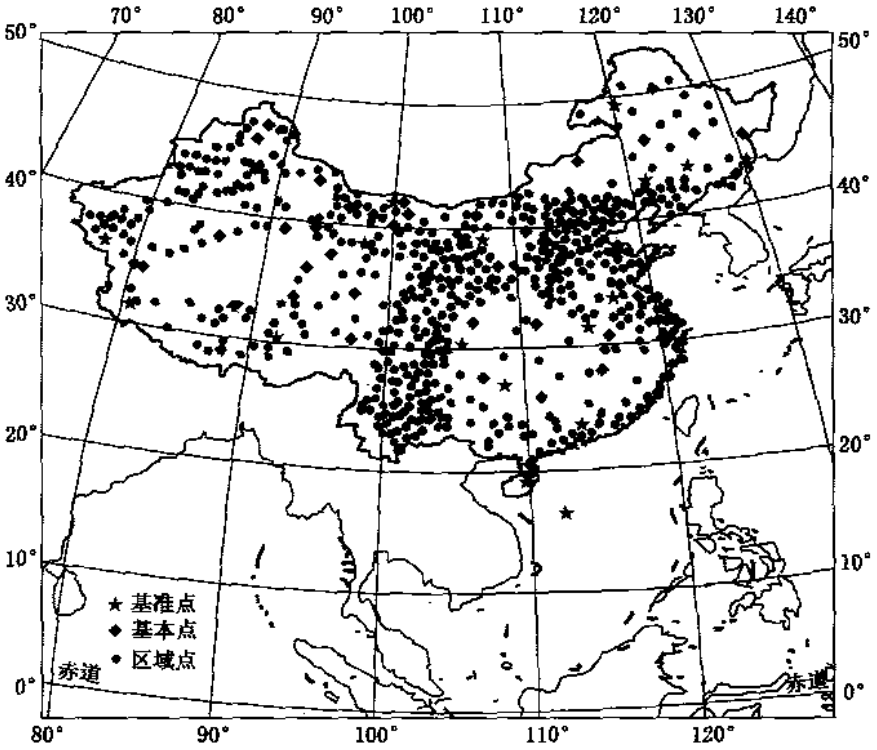


图 3-12　中国地壳运动观测网络

GIPSY 和 Bernes 软件进行处理，得到高精度的成果。特别应该提及的是，该工程基准网和基本网的站点大都直接建在基岩上，大大降低了各种干扰，更能反映地壳运动信息。

3.5　国家重力网的建立

3.5.1　基本概念

重力基准是指绝对重力值已知的重力点，作为相对重力测量（两点间重力差的重力测量）的起始点。世界公认的起始重力点称为国际重力基准。各国进行重力测量时都尽量与国际重力基准相联系，以检验其重力测量的精度并保证测量成果的统一。国际通用的重力基准有 1909 年波茨坦重力测量基准和 1971 年的国际重力基准网（IGSN－71）。

3.5.2　全国国家重力网简介

我国第一个国家重力控制网建于 20 世纪 50 年代，称为国家 57 重力基本网，该网由 21 个基本点和 82 个一等点组成。到 20 世纪 80 年代初，我国又更新建立了国家 85 重力基准网，相对于 57 重力基本网，该网重力精度提高了约 2 个数量级。现在提供使用的国家

85 重力基准中的重力系统是由国家 85 重力基本网中的绝对重力点所定义的，重力系统的实现则由该网和一等重力网完成。国家 85 重力基准网由 6 个基准重力点、46 个基本重力点和 5 个引点组成，实际精度为 $\pm 25 \times 10^{-6}\text{cm/s}^2$，一等网由 100 余个相对重力点组成，实际精度为 $\pm 30 \times 10^{-6}\text{cm/s}^2$。

1999 年开始筹建 2000 国家重力基准网，如图 3－13 所示。该网由 21 个基准点和 126 个基本点组成，还包括若干重力基线和重力引点，并改造国内现有的 9 条重力基线。该网的完成对我国现有的重力基准精度和分辨率的提高起了重要作用。重力基准点的重力观测精度优于 $5 \times 10^{-6}\text{cm/s}^2$；重力基本点的相对重力联测精度优于 $10 \times 10^{-6}\text{cm/s}^2$；由于该网使用了 FG5 绝对重力仪施测，并增多了绝对重力点的数量，2000 重力基准网的精度有所提高，平差后重力基本网的中误差不大于 $10 \times 10^{-6}\text{cm/s}^2$。国家 2000 重力基准网，已替代遭到严重损毁和精度略逊的国家 85 重力基准网。

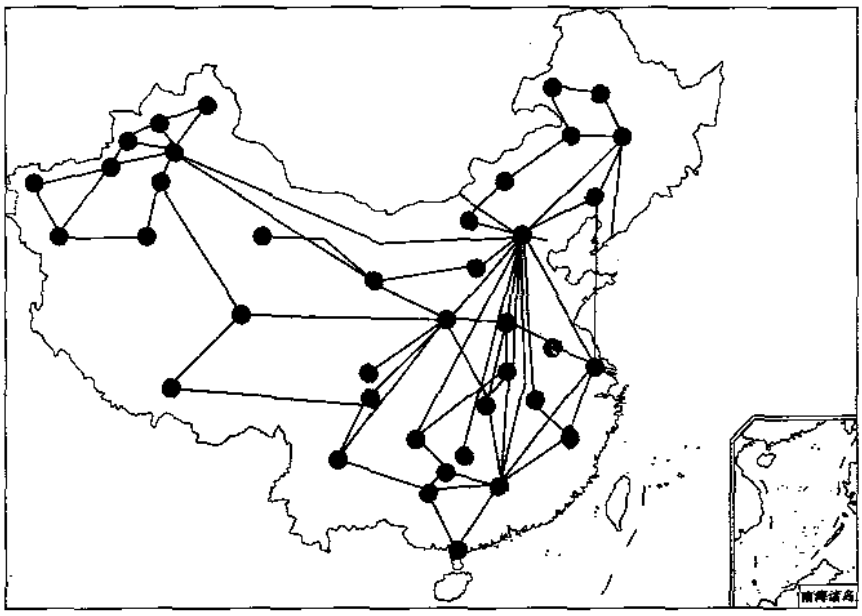


图 3－13　国家重力基准网示意图

我国在武昌（中国科学院测量与地球物理研究所）还设有永久性重力潮汐观测基准站，经过 10 余年的努力，为我国在重力潮汐参数的确定方面作出了重要贡献。

国家 2000 大地水准面已正式提供使用。它的绝对精度为 ±0.3～0.6m，分辨率为 30km×30km，覆盖范围包括了我国近海海域（离岸线 400km）。这些指标相对于 1970 大

地水准面提高了近一个量级。此外，国家测绘局现在可以提供包括我国海域在内的 30km × 30km 栅格平均重力异常，精度为 $\pm 0.5 \times 10^{-3}$cm/s^2。

目前用户在重力基准方面比较迫切的需求是如何快捷准确地将 GPS 测得的大地高转换为正常高（海拔高），这个需求的实质问题是要求测绘部门提供不低于 20km × 20km 分辨率及 ±5 ~ 10cm 精度的似大地水准面。因此，测绘部门应有计划地在“十五”和“十一五”期间按省和地区加密 GPS 水准和重力测量，推算和提供具有上述精度和分辨率的似大地水准面。

而从国家范围的重力测量来说，应该大幅度增加实测重力点的数量和分辨率，提高重力基准的精度等，目前我国正式列入国家重力计算资料的重力点按我国大陆面积估算约每 56km^2 一点，但分布很不均匀，大约有 46×10^4km^2 中没有重力点，影响了平均重力值的推算精度。因此，应充分利用地面重力测量、航空重力测量和卫星重力测量技术填补重力空白区。对 10 余个 $1^0 \times 1^0$和百余个没有实测重力值的空白地区，适当安排地面和航空重力测量，以改善相应地区重力值的精度和可靠性，有计划地分区域精化大地水准面和消灭重力实测空白区。

3.6 工程控制网的建立

3.6.1 工程控制网的布设

3.6.1.1 工程控制网的分类

在各种工程建设中，从工程的进行而言，大体上可分为设计、施工和运营三个阶段。因此，作为为工程建设服务的工程测量控制网来说，根据工程建设的不同阶段对控制网提出的不同要求，一般可分为以下三类。

（1）测图控制网。这是在工程设计阶段建立的用于测绘大比例尺地形图的测量控制网。在这一阶段，技术设计人员将要在大比例尺图上进行建筑物的设计或区域规划，以求得设计所依据的各项数据。测图控制网的作用在于使测量误差的累积得到控制，以保证图纸上所测绘的内容（如地形、地物等）精度均匀，使相邻图幅之间正确拼接。另外，这种测图控制网也是地籍测量的基本控制。

（2）施工控制网。这是在工程施工阶段建立的用于工程施工放样的测量控制网。在这一阶段，施工测量的主要任务是将纸上设计的建筑物放样到实地上。对于不同的工程来说，施工测量的具体任务也不同。例如，隧道施工测量的主要任务是保证对向开挖的隧道能按照规定的精度贯通，并使各建筑物按照设计修建；放样过程中，标尺所安置的方向、距离是依据控制网计算出来的。因此，在施工放样以前，应建立具有必要精度的施工控制网。

（3）变形观测专用控制网。这是工程竣工后的运营阶段，建立的监测建筑物变形为目的的变形观测专用控制网。由于在工程施工阶段改变了地面的原有状态，加之建筑物的

重量将会引起地基及其周围地层的不均匀变化。此外，建筑物本身及其基础也会由于地基的变化而产生变形，这种变形如果超过了一定的限度，就会影响建筑物的正常使用，严重的还会危及建筑物的安全。在一些大中城市，由于地下水的过量开采，也会引起市区大范围的地面沉降，从而造成危害。因此，在工程竣工后的运营阶段，需要对建筑物或市区进行变形监测，这就需要布设变形监测专用控制网。而这种变形的量级一般都很小，为了能精确地量出其变化，要求变形监测网具有较高的精度。有时又把以上施工和运营阶段布设的控制网称为专用控制网。

3.6.1.2　工程平面控制网的布网原则

在3.2.1节中，介绍了国家平面控制网的布网原则，面向工程建设服务的工程控制网所控制的测区面积比国家网大为减小（一般都小于2 000km^2），这就决定了工程控制网的布网原则与国家控制网既有相同之处，也有它自身的特点，它的布设一般应考虑以下原则：

（1）分级布网，逐级控制。对于工程控制网，通常先布设精度要求最高的首级控制网，随后根据测图需要，测区面积的大小，再加密若干级精度较低的控制网。用于工程建筑物放样的专用控制网，往往分二级布设。第一级作总体控制，第二级直接为建筑物放样而布设；用于变形监测或其他专门用途的控制网，通常无须分级，直接布设成高精度的控制网即可。城市或工程GPS控制网在布网时可以逐级布设、越级布设或布设同级全面网。

（2）要有足够的精度。以工程控制网为例，一般要求最低一级控制网（四等网）的点位中误差能满足大比例尺1∶500的测图需求。一般工程建设所采用的最大比例尺即为1∶500，虽然个别地方要求测绘更大比例尺的图，但范围很小，而且其目的不在于图的精度，而是为了使局部表现得更详细，给设计提供方便。所以只需考虑1∶500比例尺的情况。为使平面控制网能满足1∶500比例尺测图精度要求，应使四等以下（包括四等）的各级平面控制的最弱边的边长中误差（或导线的最弱点的点位中误差）不大于图上0.1mm，由此即可算得实地的中误差应不大于5cm。这一数值可以作为测图控制网精度设计的依据。

（3）要有足够的密度。不论是工程测图控制网还是专用控制网，都要求在测区内有足够多的控制点。控制点的密度通常是用控制网的平均边长来表示的，在我国现行的城市测量规范和各种工程规范中，将平面控制网的等级依次划分为：二、三、四等三角，一、二级小三角或城市一、二、三级导线。其中城市三角测量的等级，是沿用国家三角测量规范所规定的测角精度指标。这里没有列一等三角这个等级，是因为测区面积一般较小，上列的二、三、四等已经够用。工程测量的三角网与同级的国家网相比，平均边长大为缩短，见表3－6、表3－7。表3－6、表3－7中也列出了其他的技术要求。

（4）要有统一的规格。虽然工程控制网一般是由不同的测绘部门独立施测的，但为了能够互相利用和协调，也应制定统一的规范，以便大家共同遵照执行。工程控制网的规

表3-6 城市三角网主要技术要求

等　级	平均边长/km	测角中误差/(")	起始边边长 相对中误差	最弱边边长 相对中误差
二　等	9	±1.0	1/300 000	1/120 000
三　等	5	±1.8	1/200 000（首级） 1/120 000（加密）	1/80 000
四　等	2	±2.5	1/120 000（首级） 1/80 000（加密）	1/45 000
一级小三角	1	±5.0	1/40 000	1/20 000
二级小三角	0.5	±10.0	1/20 000	1/10 000

表3-7 电磁波测距导线的主要技术要求

等　级	附合导线长度/ km	平均边长/ m	测距中误差/ mm	测角中误差/ (")	导线全长相 对闭合差
三　等	15	3 000	±18	±1.5	1/60 000
四　等	10	1 600	±18	±2.5	1/40 000
一　级	3.6	300	±15	±5.0	1/14 000
二　级	2.4	200	±15	±8.0	1/10 000
三　级	1.5	120	±15	±12.0	1/6 000

范主要有《城市测量规范》、《工程测量规范》和《精密工程测量规范》等。1997年建设部颁发了行业标准《全球定位系统城市测量技术规程》，作为建立城市或工程GPS控制网的技术标准。

3.6.1.3 GPS技术应用于工程控制网

全球定位系统（Global Positioning System，简称GPS）是一种很有应用前途的新型空间大地测量技术，与常规控制测量技术相比，有许多优点，例如，不要求测站间的通视，网的几何图形及点之间的距离长短可不受限制，外业时间短且基本上不受天气条件的约束，内外业结合、自动化程度高等。GPS的不足之处主要在于：易受干扰（较大反射面或电磁波辐射源），对地形地物的遮挡高度有要求，以及需要经常进行外部检核等。显然，这些不足之处易于克服。因此，GPS技术在测量控制网的布设，特别是在城市控制网布设中，正发挥越来越重要的作用。

GPS技术用于测图控制网布设，可以使测区的控制精度均匀，尤其是测区的边缘地区精度大为改善。在目前GPS接受机价格比较昂贵，而常规测量仪器和技术十分雄厚的情况下，较为经济合理的做法是以GPS点作首级控制，以常规的控制测量方法进行加密。

城市或者工程 GPS 控制网的主要技术要求见表3－8，相邻点最小距离应为平均距离的1/2～1/3，最大距离应为平均距离的2～3倍。GPS 技术具体应用于工程控制网布设的原理、方法及内外业处理在后续的课程中会详细论述。

表3－8　城市或工程 GPS 网主要技术要求

等　级	平均距离/km	a/mm	b/mm	最弱边相对中误差
二　等	9	10	2	1/120 000
三　等	5	10	5	1/80 000
四　等	2	10	10	1/45 000
一　级	1	10	10	1/20 000
二　级	<1	15	20	1/10 000

注：a 为固定误差；b 为比例误差。

3.6.1.4　工程平面控制网的布设方案

以《城市测量规范》为例，它对控制网测设的主要技术要求都有具体的规定，其中三角网的主要技术要求见表3－6，电磁波测距导线的主要技术要求见表3－7。

由表3－6、表3－7可看出，工程控制网有以下的特点：

（1）同相应等级的国家三角网比较，工程三角网的平均边长显著地缩短。

（2）工程三角网的等级较多。

（3）各等级控制网均可作为测区的首级控制，这是因为工程测量的服务对象很广泛，测区面积大小不一，大的可达几千平方千米（如大的城市控制网），小的只有几公顷（如工厂的建厂测量）。这就决定了根据测区面积的大小，各等级的控制网均可作为测区的首级控制。

（4）三、四等三角测量的起始边，按首级网和加密网分别对待。对独立的首级网而言，起算边由电磁波测距获得。因此，起算边的精度以电磁波测距所能达到的精度考虑。而对于加密网，则上一等级控制网的最弱边的精度应能满足次一等级控制网对起始边的要求。这样，既做到了分级布设，逐级控制，也有利于在测区内利用已有的国家网或其他已建成的控制网的成果作为起算数据。

以上的特点和要求，是针对工程控制网应满足大比例尺1：500测图的基本要求而考虑的。

随着电磁波测距仪应用越来越普遍，电磁波测距导线测量已成为工测控制网布设的重要形式。在表3－8中，电磁波测距导线分为5个等级，其中三、四等导线与三、四等三角网的精度相当。

布设工程控制网时，应尽量与国家控制网联测。这样可使工程控制网纳入到国家坐标系中，以便于各有关部门互相利用资料，而不造成重复测量和浪费。

在布设专用控制网时，则要根据专用控制网的特殊用途和要求进行控制网的技术设

计。因为专用控制网是为工程建筑物的施工放样和变形观测等专门用途而建立的，其用途非常明确。例如，桥梁三角网对于桥轴线方向的精度要求应高于其他方向的精度，以利于提高桥墩放样的精度；而隧道三角网则对垂直于直线隧道轴线方向的横向精度的要求高于其他方向的精度，以利于提高隧道贯通的精度；用于建设环形粒子加速器的专用控制网，其径向精度应高于其他方向的精度，以利于精确安装位于环形轨道上的磁块。

3.6.1.5 工程高程控制网的布设

城市和工程测量中的高程控制网可按水准测量和三角高程测量的方法来建立。

1）水准测量建立工程高程控制网

水准测量是建立工程高程控制网的主要方法，为了统一水准测量的规格，并考虑到城市和工程建设的特点，水准测量的等级依次分为二、三、四等。首级高程控制网不应低于三等水准，且一般要求布设成闭合环，加密时可布成附合路线、结点图形和闭合环。

城市和工程建设的水准测量是各种大比例尺测图、城市工程测量和城市地面沉降观测的高程控制基准，又是工程测量施工放样和监测工程建筑物垂直形变的依据。因此，必须以较高精度和要求测设，各等级水准测量的精度和国家水准测量中相应等级的精度应一致。

城市和工程建设的水准测量的实施，同国家等级水准测量相似，其主要步骤一般是：水准网图上设计、选点、标石埋设、外业观测、平差计算和成果表的编制等内容。水准网的布设应力求做到经济合理。因此，首先要充分了解测区的有关情况，进行必要的实地踏勘，搜集和分析已有的有关水准资料，包括各等级水准网图、水准点之记、成果表和技术总结等，从而拟定出较为合适的布设方案。

图上设计应遵循以下几点：

（1）水准路线应尽量沿坡度小的道路布设，以减弱前后折光误差的影响。尽量避免跨越河流、湖泊、沼泽等障碍物。

（2）水准路线若与高压输电线或地下电缆平行，则应使水准路线在输电线或电缆50m以外布设，以避免电磁场对水准测量的影响。

（3）布设首级高程控制网时，应考虑到便于下一步加密。

（4）水准网应尽可能布设成环形网或结点网，个别情况下亦可布设成附合路线。水准点间的距离，一般地区为2～4km；城市建筑区和工业区为1～2km。

（5）应与国家水准点进行联测，以求得高程系统的统一。

（6）注意测区已有水准测量成果的利用。

根据上述要求，首先应在图上初步拟定水准网的布设方案，再到实地选定水准路线和水准点位置。如果测区的面积较大，则应先在1/250 000～1/100 000比例尺地形图上设计，图上技术设计的方法和国家水准测量相同。在实地选线和选点时，除了上述的要求，还应注意使水准路线避开土质疏松地段，确定水准点位置时，应考虑到水准标石埋设后点

位的稳定安全，并能长期保存，便于施测；城市或工程建设工地交通较为繁忙，选点时应避开干扰因素较多的地方。

城市和工程建设水准测量标石的制作与埋设，和国家水准测量的相应等级要求相同，如果需在墙上埋设水准标志（图3－14），一般嵌设在地基已经稳固的永久性建筑物的基础部分，水准测量时水准标尺安放在标志的突出部分。同样，标石埋设后，应绘制水准点之记，并办理委托保管手续。普通的水准标石是由柱石和盘石两部分组成，如图3－15所示，标石可用混凝土浇制或用天然岩石制成。水准标石上面镶嵌有铜质或不锈钢金属标志，如图3－16所示。

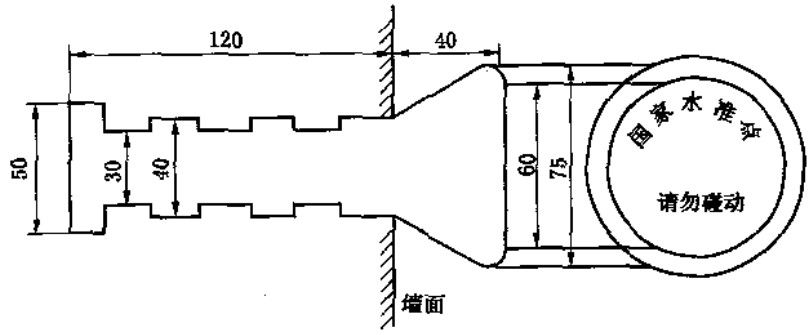


图3－14　墙面水准点

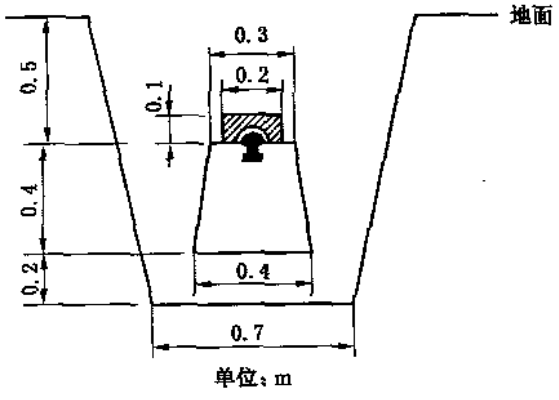


图3－15　水准标石

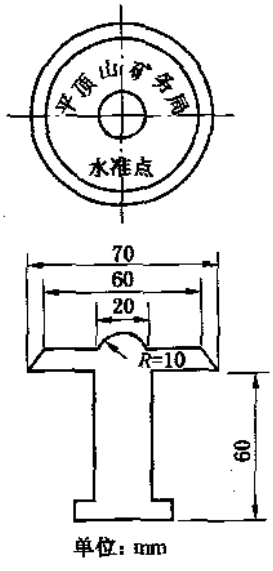


图3－16　水准点标志

2）光电测距高程导线测量建立工程高程控制网

在进行几何水准测量比较困难的山区以及沼泽、水网地区，可以利用三角高程导线测量的方式代替四等水准或其支线。如果采用三角高程导线测量，则宜在平面控制网的基础上布设成高程导线附合路线、闭合环或三角高程网。有条件的测区，可布设成光电测距三维控制网，高程导线各边的高差测定宜采用对向观测。

（1）经纬仪三角高程测量。传统的经纬仪三角高程导线测量受到垂直角观测误差和大气折光的双重影响，这两种影响复杂多变，很难用公式进行量化计算。因此，这种高程测量的方法实用中受到了很大的限制，精度很难满足需要。大量的试验表明，即便在1km的范围内，经纬仪三角高程测量的精度也很难达到五等水准测量的要求，而且随着距离的增加，高程中误差成比例增大。

尽管经纬仪三角高程测量不能用来建立工程高程的基本控制，但是用来建立图根高程控制，仍然是一种简单可用的好方法。《工程测量规范》规定（以下简称为《规范》），在一般地区进行1/1 000～1/5 000比例尺测图，若采用一、二级小三角测量建立测图控制网，可采用经纬仪三角高程方法测定小三角点的高程，此时高程导线应起闭于四等水准联测的高程点上。

（2）光电测距三角高程测量。近20年来随着高精度全站仪广泛使用，用全站仪可直接测量倾斜距离和垂直角来计算高差，这种方式称为光电测距三角高程测量。用这种方法建立的高程控制称为光电测距高程导线。近年来颁布的有关测量规范，已经将光电测距高程导线列为建立高程控制的方法之一。

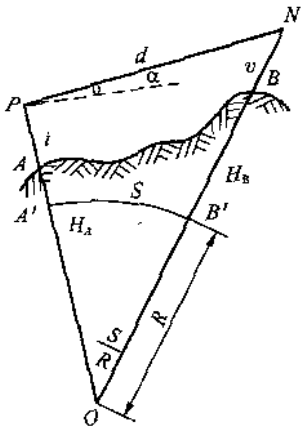


图3－17　三角高程测量示意图

基本公式：

如果在A点设站观测B点，如图3－17所示。测得倾斜距离d和垂直角α，同时考虑到A点的仪器高i，B点的觇标高v，则两地面点的高差计算式为

$$h = d\sin\alpha + \frac{1-K}{2R}d^2\cos^2\alpha + i - v \qquad (3-2)$$

式中　d——经过各项改正后的倾斜距离，m；

α——观测的垂直角；

R——测区处的地球椭球平均曲率半径，m；

i——仪器垂直度盘中心至地面点高度，m；

K——当地的垂直大气折光系数；

v——觇牌中心至地面点高度，m。

三角高程精度：

目前电磁波测距仪的发展异常迅速，精度越来越高。根据实测的试验表明，当垂直角观测精度$m_\alpha \leqslant \pm 2.0''$、边长在2km范围内，电磁波测距三角高程测量完全可以代替四等

水准测量，如果缩短边长或提高垂直角的测定精度，还可以进一步提高测定高差的精度。如 $m_\alpha \leqslant \pm 1.5''$、边长在3.5km范围内可达到四等水准测量的精度；边长在1.2km范围内可达到三等水准测量的精度。其主要的技术要求，见表3-9。

表3-9 光电测距高程导线的主要技术要求

等级	仪器	测回数		指标差较差/(")	垂直角较差/(")	对向观测高差较差/mm	附合或环形闭合差/mm
		三丝法	中丝法				
四等	DJ_2	—	3	≤7	≤7	$40\sqrt{D}$	$20\sqrt{\sum D}$
五等	DJ_2	1	2	≤10	≤10	$60\sqrt{D}$	$30\sqrt{\sum D}$

注：D—光电测距边长度，km。

各等级平面控制网用光电测距三角高程测量测定高程时，计算的高差经地球曲率和大气折光改正后，应满足以下规定：①由两个单方向算得的高程不符值不大于 $0.07\sqrt{S_1^2+S_2^2}$(m)（S_1，S_2 为两个单方向的边长，km）；②由对向观测所求得的高差较差不应大于 $0.1S$(m)（S 为边长，km）；③由对向观测所求得的高差中数，计算闭合环路或附合路线的高程闭合差不应大于 $\pm 0.05\sqrt{[S^2]}$ (m)。

3.6.2 工程控制网的观测与概算

3.6.2.1 工程控制网的技术设计

工程控制网设计一般在小比例尺地形图上进行。对于面积较大的测区，如水利工程库区和灌溉区测图，一般用航测的方法测绘，其控制网设计可在1/50 000比例尺图上进行。对面积较小，测图精度要求较高的测区，则多在1/10 000比例尺图上作控制网设计。设计应按照布网原则和方案进行，一般步骤为收集资料、实地踏勘、图上设计、上交资料。

1）收集资料

为了使设计与实际情况尽量相符，应充分收集测区内的各项资料，包括各种比例尺地图、交通图、气象资料。特别要注意收集已完成的大地测量成果资料，例如，三角测量、导线测量、GPS测量、水准测量的点之记、成果表、技术总结、控制网略图及水准路线图，原有点位的觇标、标石的保存情况等。将这些资料加以分析、研究，取其有价值的部分作为设计的参考。

2）实地踏勘

在拟定布网方案和计划时，可能由于资料不足或缺乏对测区实际地形、地物的了解，需要到测区作必要的踏勘和调查。对于某些尚未开发和考察的地区，还要进行一些必要的草测，以作为设计的依据。

3）图上设计

根据控制测量的任务，在地形图上依据平面网的布设方案、规格要求，拟定控制点的位置和网形结构，这一工作称为图上设计或图上选点。

图上设计的方法如下：

（1）把测区小比例尺地形图如1/10 000、1/50 000或1/100 000的地图拼接起来，在其上绘出测区的范围，标出已知的高等级控制点大概位置。

（2）根据等高线和各点间障碍物的高程决定待测控制点的位置。点间的边长、角度、图形结构应合乎规范相应等级的要求。若旧有控制点的位置适宜，应尽量与旧点重合。从已知点开始逐点向外扩展，直至选取的三角点均匀布满整个测区为止。

（3）控制点间要相互通视。在不能保证通视的方向上，要根据障碍物的高度，计算最合适的觇标高度。

（4）拟定起始边、起始方位角、平面和高程起算点的位置。

（5）进行边长、方位角、点位的精度估算，最重要的是最弱边边长和最弱点点位位置的精度估算。在下面将对这一问题进行专门的论述。

（6）图上设计完成后，须进行一次全面认真的检查。检查的项目有：设计的点位数量、质量是否合乎规范的要求，控制点之间是否通视，布设的项目是否齐全等。

4）上交资料

计划拟定后，应提交控制网设计说明书。设计书的内容包括：测量任务，测区范围，作业依据，测区的自然地理、气象、交通情况，已有资料及其利用情况，新网的起算数据、布设等级、点的数量和网形结构、精度估算、觇标高度和类型统计等。此外，还要提出所需仪器装备和各项器材的计划数量。

3.6.2.2 实地选点

图上设计完成后，设计的控制网是否合乎实际的要求，还需要到实地进行验证，最终确定控制点的适宜位置，这项工作即是实地选点。点位选定后，需打一木桩，树立标记，供周围点交会和造标人员找寻控制点用，并填写“点位说明”，它包括点位、所在地、计划建造的觇标类型、高度，标石类型等内容。

以上只是设计和实地选点一些框架和基础的内容，在实际的作业中，应不断的总结经验才能真正的掌握操作要领。

3.6.2.3 工程控制网精度估算

（1）按间接平差法估算精度的基本原理。控制网的精度估算，分为条件平差法和间接平差法两种计算方法。在计算机上，适合计算机编程的是间接平差法，现在广泛采用的也是间接平差估算精度的方法。利用概算程序，只需输入各控制点设计坐标概略值，观测量所对应的点号信息（例如，测方向的测站点号和照准点号，测边的两端点号），观测量的预计精度及必要的基准，就可以计算出待测坐标的协因数阵，并按需要输出点位误差椭圆元素，各观测方向，观测边长中误差和相对中误差等精度指标。按间接平差法估算控制

网精度的基本原理和计算公式如下：

观测值的误差方程为

$$V = A\hat{X} - l$$

观测值的权阵为 P，设计矩阵为 A，则法方程为

$$A^T PA\hat{X} = A^T Pl$$

未知参数的协因数阵为

$$Q_{\hat{X}\hat{X}} = (A^T PA)^{-1}$$

未知参数的中误差为

$$\sigma_{\hat{X}} = \sigma_0 \sqrt{Q_{\hat{X}\hat{X}}}$$

式中 σ_0——验前单位权中误差。

未知参数函数的协因数和中误差，根据测量平差基础中参数函数的协因数推导公式，可以计算得出。

（2）按条件平差法估算精度的基本原理。条件平差精度估算的实质是针对具体的设计网形，列出条件方程式和推算元素的权函数式，得到权函数系数 f_i，组成法方程式同时附加计算各推算元素的 $[af]$、$[bf]$，…，随同法方程式逐次约化，以求得该推算元素的权倒数 $\frac{1}{P_F}$ 和中误差 m_F。

如果推算元素用 F 表示，作为观测值平差值 $\hat{L}_i$ 的函数，一般形式为

$$F = f(\hat{L}_1, \hat{L}_2, \cdots, \hat{L}_n)$$

为了求上式对各观测平差值的偏导数 f_i，可以对函数式求全微分，从而写出权函数式。若以 L_i 表示观测值，v_i 表示其相应的改正数，则权函数式为

$$\begin{aligned} V_F &= f^T v = \left(\frac{\partial f}{\partial \hat{L}_1}\right)_{\hat{L}_1 = L_1} + \left(\frac{\partial f}{\partial \hat{L}_2}\right)_{\hat{L}_2 = L_2} + \cdots + \left(\frac{\partial f}{\partial \hat{L}_n}\right)_{\hat{L}_n = L_n} \\ &= f_1 v_1 + f_2 v_2 + \cdots + f_n v_n \end{aligned}$$

根据测量平差中求平差值函数的权倒数传播率公式，得

$$\frac{1}{P_F} = [ff_r] = [ff] - \frac{[af]^2}{[aa]} - \frac{[bf \times 1]^2}{[bb \times 1]} - \cdots - \frac{[rf(r-1)]^2}{[rr(r-1)]}$$

平差值函数的中误差为

$$m_F = m\sqrt{\frac{1}{P_F}} \tag{3-3}$$

式中 m——观测值单位权中误差。

由于精度估算是在实际观测之前进行的，这时还没有实测数据可用来计算单位权中误差，为此常常套用《规范》中的有关数据作为单位权中误差。例如，三、四等网的测角

中误差可以取 ±1.8″，±2.5″。

平差值函数的权倒数，一方面与推算元素在三角网中的位置有关，这反映在系数 f_i 中；另一方面与三角网中多余观测个数和由于多余观测所产生的条件形式有关，这比较明显地反映在条件方程式系数中。所以平差值函数的权倒数与三角网的图形结构有关。通过对最弱边的推算元素权倒数的分析，可以知道三角网的图形结构是否符合预定的要求。如不符合要求，就有必要改变图形结构，以便进一步提高推算元素的精度。

除了观测元素的精度和三角网图形结构以外，推算元素的精度还受到起始数据精度的影响。对于自由网，观测元素只需根据它们之间必须满足的几何条件进行平差，此时起始数据的误差和观测数据的误差均可视为独立的误差，因而按联合影响进行处理。在非自由网中，起始数据的误差和观测数据的误差对推算元素影响对推算元素误差的影响，严格说来就不能分开。但是确定非自由网中起始数据误差对推算元素影响的公式比较复杂。为简化计算，对非自由网，也将起始数据的误差和观测数据的误差视为独立的误差，并按联合影响进行处理。

精度估算时所需要的三角网结构形状的参数，是从设计图上图解量取或草测的概值算出，所以精度估算所用的参数自然不如平差计算所得之参数准确。不过，精度估算作为技术设计中的一种近似计算，一般认为准确到二位有效数字就够了。

3.6.2.4 造标和埋石

控制网的三角点点位置选定之后，就要在点上建造觇标和埋设中心标石。觇标的作用，主要是作为观测时的照准标志和便于寻找三角点；中心标石的作用，则是为了把三角点的位置在地面上永久地、稳固地保存下来，作为控制测量一切成果（坐标、距离、方位角）的依据和体现。如果标石遭受破坏，控制测量的成果也就失去意义。

（1）觇标的类型和建造要求。觇标的类型按其结构可分为寻常标（图 3－18）、双锥标（图 3－19）等；按其材料又可分为木质标和钢标。无论哪种类型的觇标，其顶端总得装置供照准用的标心柱或照准圆筒，它们的直径一般满足：

$$R = \frac{10''}{\rho''}D$$

式中 D——三角网边长。

建造觇标时应符合下列要求：①标形端正，基础坚实，标架稳固；②檐柱离开视线的距离，二等点不应少于 20cm，三、四等点不应少于 10cm。

（2）中心标石的类型和埋设要求。中心标石一般用混凝土灌制而成，也可用花岗岩、青石或其他坚硬石料凿成。标石分盘石和柱石两个独立体，如图 3－20a 所示。一旦柱石遭到破坏，尚可利用盘石恢复柱石。柱石、盘石的顶部中央均嵌一标志，标志中心也就是标石的中心，分金属和磁质两种。图 3－20b 所示为一金属标志。

中心标石分一般地区（非流沙、非岩石地区）标石、岩石标石、屋顶标石等不同形式。

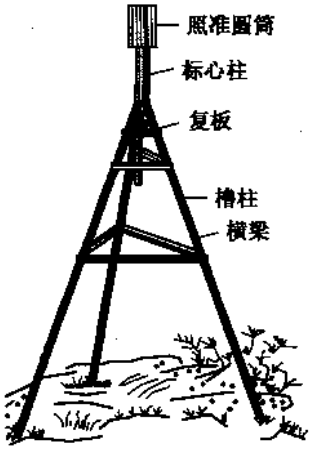


图 3－18　寻常标

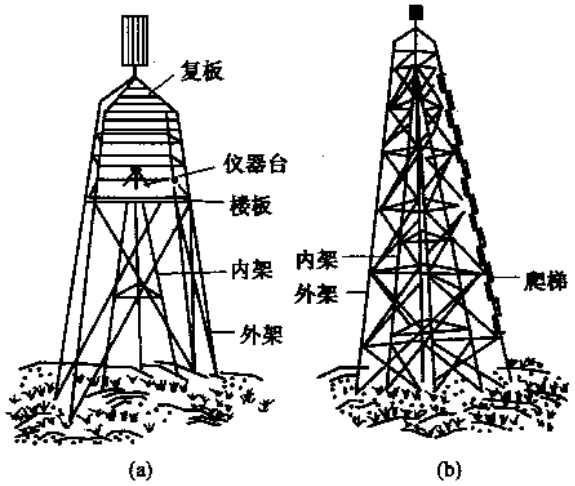
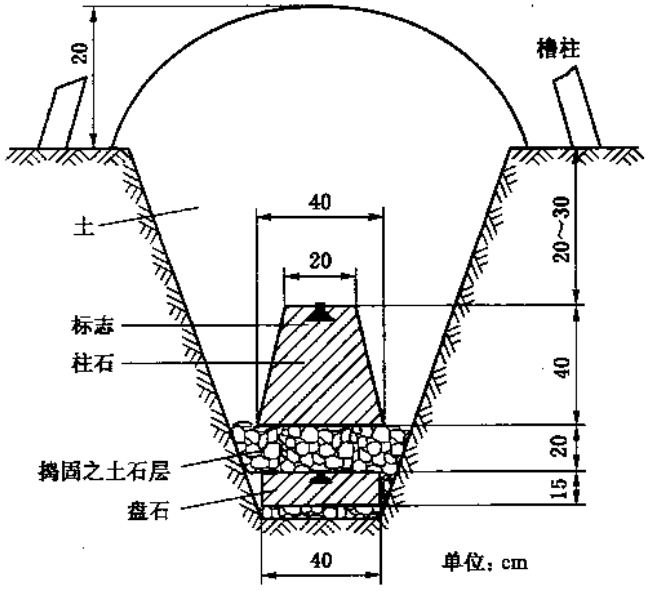
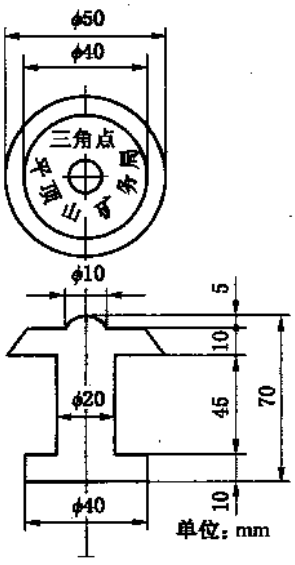


图 3－19　双锥标



(a) 中心标石



(b) 标石中心标志

图 3－20　中心标石及标石中心标志示意图

埋设时的基本要求是：①坑底要填以砂石或混凝土底层，捣固夯实，然后埋下盘石及柱石，用围土夯实；②各层标志中心应居于同一条铅垂线上，其偏差不得大于 3mm；③觇

标的标志中心与标石的标志中心也应居于同一铅垂线上，为此应在觇标的标志中心悬挂垂球，按垂球指示安置盘石和柱石。

一点上的造标、埋石工作结束后，应将标石断面图尺寸、标石面至觇标有关部位的高度等填绘在三角点位置说明上，并大力宣传保护测量标志的意义，向当地政府机关办理委托保管手续。三角网布设以后，最好待点位稳定一段时间，就可以全面实施三角点的观测工作。

3.6.2.5 外业观测

工程控制网施测所采用的经典测量技术主要是方向（或水平角）观测、距离测量以及三角高程测量。

（1）水平角观测。用于测量水平角和垂直角的主要测量仪器是经纬仪，观测方法主要是全圆方向法，对于仅有前后视的导线，采用测回法进行观测。

（2）距离测量。为推算控制网中点的坐标，必须测定网中少量边长作为起始边，作长度基准适用。经典方法是因瓦基线尺丈量，光电测距仪和微波测距仪问世后，逐步取代了因瓦基线尺，成为精密距离测量的主要工具。

（3）三角高程测量。三角高程测量是在平面网水平角观测的同时，观测相邻两点的垂直角（竖角），并通过控制网的计算，求得两点间水平边长或用测距仪直接测定边长，进而计算两点间的高差。

3.6.2.6 工程控制网概算

工程控制网概算，就是对外业观测成果进行的各项换算和检核。它是控制网外业工作的最后一道工序，也是内业平差计算前的必要准备工作。

1）概算的目的和内容

由于野外观测值是在地球自然表面上获得的，而平差计算一般在高斯投影平面上进行。为此，需将观测值加入归心改正和方向改正，换算成高斯投影平面上以标石中心为准的直线方向值。换算完成后，还要在高斯投影平面上对观测值进行一系列的检核计算，检查三角网的观测质量。

三角测量概算的主要内容如下：

（1）计算观测方向值的归心改正数。

（2）计算观测值的方向改正数。

为计算上述改正数需要计算近似边长和近似坐标。

将观测值改正并换算到高斯投影平面上后，进行三角形闭合差、测角中误差以及极条件、基线条件、方向角条件闭合差的计算与检核。

三角测量概算工作的流程，如图3－21所示。

2）观测成果的换算

在对外业观测资料进行汇总和全面检查以后，确认所用的起始数据准确可靠，便可进

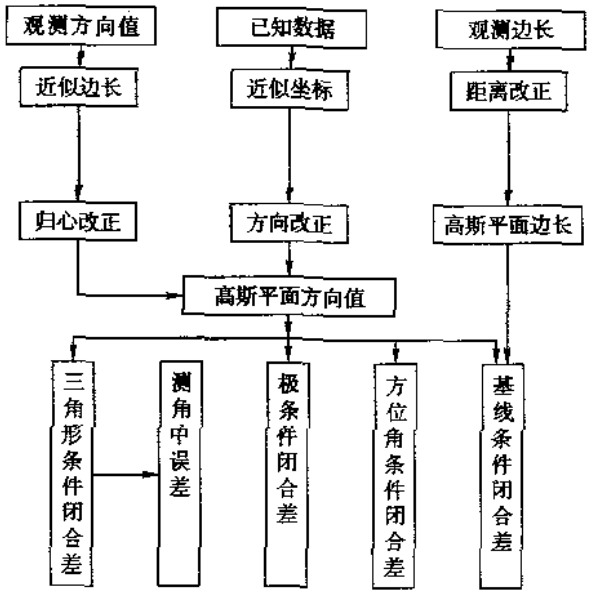


图3-21　三角测量概算工作流程

行改正计算，计算的步骤和方法简述如下：

（1）近似边长计算。计算近似边长，是为了计算归心改正、近似坐标以及三角高程的需要。按三角网略图上拟定的推算路线，用正弦公式依次推求各个边长。如图3-22所示，a 为已知边，A，B，C 为观测角，根据正弦定理知：

$$\frac{a}{\sin A}=\frac{b}{\sin B}=\frac{c}{\sin C}$$

则

$$b=a\frac{\sin B}{\sin A},\quad c=a\frac{\sin C}{\sin A}$$

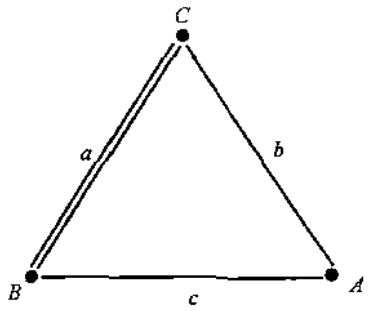


图3-22　近似边长计算示意图

（2）归心改正计算。控制点的位置是以标石中心表示的。在进行野外水平方向观测时，经纬仪的中心应该与测站点的标石中心在同一铅垂线上，照准目标的中心也应该和照准点的标石中心在同一铅垂线上，这样才能得到以标石中心为准的方向值。埋设标石、标杆时，基本中心都在同一铅垂线上，误差基本5mm之内，经过许多年风吹日晒等外界条件的作用，标石下沉，或者标杆倾斜，导致了偏心现象的发生；同时由于某些站需要进行GPS观测，标杆对信号有遮挡，也必须进行偏心观测。仪器中心偏离测站点标石中心，称为测站点偏心。照准标志中心偏离照准点标石中心称为照准点偏心。

归心改正计算的目的是将以仪器中心和照准标志中心为准的方向值换算成以标石中心为准的方向值，其计算公式和计算方法如下。

测站点归心改正 c：

B 为测站点标石中心，Y 为仪器中心，T 为照准点的标志中心，如图 3－23 所示。设 YB 间的水平距离 e_Y 为测站点偏心距；YB 与零方向的夹角 θ_Y 为测站点偏心角，它是以仪器中心 Y 开始，由偏心距方向顺时针量取至零方向的角度。偏心距 e_Y 和偏心角 θ_Y 称为测站点归心元素。在讨论测站点偏心问题时，不考虑照准点的偏心，正确的方向观测值应该是 BT，实际的方向观测值是 YT。BT 与 YT 之间相差了一个小角度 c，c 即为测站点归心改正数。

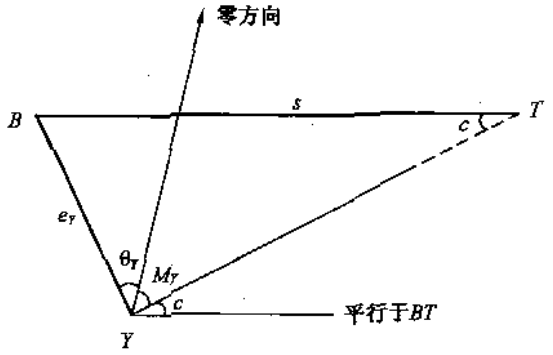


图 3－23　测站点归心改正计算示意图

以标石中心为准的正确方向观测值为

$$M_{BT} = M_{YT} + c''$$

根据平面三角形正弦定理，得

$$\frac{\sin c}{e_Y} = \frac{\sin(M_Y + \theta_Y)}{s} \tag{3-4}$$

式中　s——测站 B、照准目标 T 之间的近似边长；

e_Y，θ_Y——测站点偏心距和偏心角；

M_Y——测站上照准目标的方向观测值。

由于 c 值一般很小，可取 $\sin c \approx \frac{c''}{\rho''}$，式（3－4）变形为

$$c'' = \frac{e_Y}{s}\rho''\sin(M_Y + \theta_Y) \tag{3-5}$$

式（3－5）即为计算测站点归心改正数 c 的基本公式。

对归心改正数 c 的性质进行简单的分析：改正数 c 的符号取决于（$M_Y + \theta_Y$）；改正数

c 的大小既与测站点归心元素有关，也与边长观测 s、方向观测 M_Y 有关。当测站上的归心元素测定后，边长越短，改正数 c 越大；同时，对于不同的观测方向，各自的改正数 c 也不同。

照准点归心改正 r：

B_Y 为测站点标石中心，T 为照准点的标志中心，B 为照准点的标石中心，如图 3－24 所示。在研究照准点的偏心问题时，不考虑测站点的偏心。正确的方向观测值应该为 B_YB，实际的方向观测值却为 B_YT，B_YB 与 B_YT 之间相差的微小角值 r''为照准点的归心改正数。以标石中心为准的方向值应为

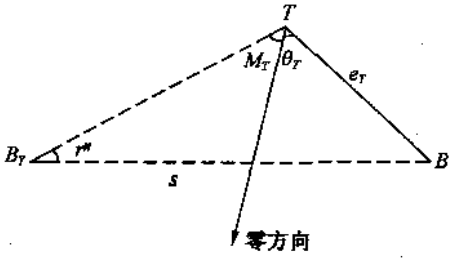


图 3－24　照准点归心改正计算示意图

$$M_{B_YB} = M_{B_YT} + r''$$

e_T 称为照准点偏心距，即图 3－24 中的 TB，TB 与观测零方向的夹角为 θ_T，称为照准点偏心角，它以照准点的标志中心 T 为顶点，由偏心距开始顺时针方向至照准点上零方向的角度。e_T 和 θ_T 均称为照准点归心元素。

根据平面三角形的正弦定理，得

$$\frac{\sin r}{e_T} = \frac{\sin(M_T + \theta_T)}{s}$$

同测站点归心改正一样，r 非常小，上式改写为

$$r'' = \frac{e_T}{s}\rho''\sin(M_T + \theta_T) \tag{3-6}$$

式中　M_T——在照准点设站观测时的方向观测值；

s——B_YB 间的近似边长；

e_T，θ_T——照准点的偏心距和偏心角。

注意事项：

无论是测站点的偏心，还是照准点的偏心，都是对测站点上的同一个方向观测值进行的偏心改正，如果某个测站点上的观测方向同时受到两种偏心的联合影响时，实测的方向值要加入两种归心改正，归化为两点间均以标石为中心的方向观测值。计算式为

$$M_{BB} = M_{YT} + c'' + r'' \tag{3-7}$$

（3）近似坐标计算。计算近似坐标主要是为了计算方向改正数。当三角网中有直接测定的边长时，近似坐标还用于计算距离改正数。应该注意，由于方向改正和距离改正都属于高斯投影改正计算，所以应将横坐标 y 的规定值去掉带号，减去 500km，恢复其自然值。

坐标计算时，可使用通常的坐标增量公式逐点推算，如下所示：

$$\left.\begin{aligned} x_2 &= x_1 + \Delta x_{12} = x_1 + s_{12}\cos T_{12} \\ y_2 &= y_1 + \Delta y_{12} = y_1 + s_{12}\sin T_{12} \end{aligned}\right\} \tag{3-8}$$

式中 s，T——近似边长和近似坐标方位角。

（4）方向改正计算。球面上的观测方向线为一曲线，正形投影到高斯平面后仍为曲线，由曲线围成的三角形内角和不等于180°，此时上述的边长和坐标计算公式也就不再适用，这为三角测量计算和平差带来极大不便。为便于利用平面三角关系解决测量计算问题，规定高斯平面上两点间的一切计算均以直线为依据。这样，就必须采用两点间的弦线代替投影曲线。将两点间投影曲线换算成两点间弦线方向所加的改正计算，就称为方向改正计算。

事实上，方向改正数本身数值微小，它和点的位置及两点间距离有关，只有在3°投影带边缘地区和边长大于4km时才有必要考虑，对于四等及其以下的三角网，没有必要考虑方向改正。

3.7 变形观测控制网

3.7.1 变形观测概述

建筑物和设备在施工过程中和运转过程中都会发生几何变形，包括下沉、位移、倾斜，并可能由此产生裂缝、构件挠曲、扭转等。

不同的建筑物有不同的允许变形值。如果实际变形超过了限值就会危害建筑物或设备的正常使用，或者预示建筑物或设备的使用环境产生了某种不正常的变化。例如，曾有大坝产生位移以至于垮掉；某重型机械厂柱子倾斜使行车轨道间距扩大，造成了行车下坠事故；粒子加速器的磁块是控制粒子束运行的关键部件，如果它们产生沉降或位移就会改变粒子束运动的轨迹以至使粒子束撞上外壳而失效；精密机械的导轨如果产生了不均匀变形会影响其正常运转；不均匀沉降会使建筑物的构件断裂或墙面开裂，而有空调的建筑物墙面不允许有裂缝，地下建筑物墙面上的裂缝会使防水措施失效；倾斜对高层建筑物的威胁是显而易见的。

引起变形的原因有客观原因和主观原因。客观原因主要有：建筑物的自重、使用中的自荷载、振动或风力等因素引起的附加荷载，建筑物结构的形式，地下水位的升降、它对基础的侵蚀作用，地基土在荷载与地下水位变化影响下产生的各种工程地质现象，温度的变化，建筑物附近新工程施工对地基的扰动等。主观原因主要有：①地质勘探不充分，例如，没发现地基下的旧河道；②设计错误，例如，对土的承载力、各种载荷估计错误，对当地的地基土特性不够了解，套用其他地方的做法造成的错误，结构计算中的失误等；③施工质量差，例如，地基基础处理不当，使用了不合格的材料，由于砂石没有洗净或者水分过多或者保养不当致使混凝土强度减弱等；④施工方法不当，例如，软土上施工时，由于没有处理好地下水或基坑壁的保护引起的显著的地面沉降和位移；打桩使附近地面隆起

引起上面的建筑物变形；高耸建筑物施工时，没有顾及大风的影响；钢结构施工时，没有顾及日照及气温变化的影响；巨大钢结构焊接时，没有注意保温，让灼热的焊缝过快冷却，从而产生巨大的热应力等不良后果。

变形观测的目的大致可分三类。

第一类是安全监测。例如，露天矿的边坡监测、高水位时大坝的位移监测、建筑物在大修时的安全监测等。希望通过重复观测能及时发现建筑物的不正常变形，以便及时分析并采取措施，防止事故发生。

第二类是积累资料。由于土的组成成分复杂，土力学对实验数据的依赖性很大。例如，在不同土质中不同基础的承载能力与预期沉降量等重要设计参数大多是用经验公式计算的。而经验公式中的一些参数则是在大量实践基础上用统计方法求得的。各地对大量不同基础形式的建筑物所作沉降观测资料的积累，是检验设计方法和验证经验公式的有效措施，也是以后修改设计方法制定设计规范的依据。

第三类是为科学实验服务。它实质上也可能是为了收集资料，验证设计方案，也可能是为了安全监测。只是它是在一个较短时期内，在人工条件下使建筑物产生变形，测量工作者要在短时期内以较高的精度测取一系列变形值。例如，对某种新结构、新材料做加载实验。

显然不同的目的所要求的精度不同。为积累资料而进行的变形观测精度可以低一些，而另两种目的精度要求要高一些。但是究竟要具有什么样的精度，常常是由设计、施工、测量几方面人员针对具体工程具体研究商议的结果，是需要与可能之间妥协的结果。

目前，了解建筑物变形情况最有效的方法是工程测量方法，这就是变形观测。变形观测就是对建筑物上的一些观测点进行重复观测，从这些观测点坐标（x，y，H）的变化中了解建筑物（几何）变形的空间分布和随时间变化的情况。

3.7.2 变形观测控制网简介

如果不仅要知道相对变形值，还需要知道绝对变形值，即相对于基准点的变形值，就要设置稳固的基准点。基准点应埋设在工程所引起变形影响范围之外。这有两个办法：一个是深埋，另一个是远离变形点。

如果基准点距离观测点太远，测量不便，费时费力，精度也要降低。因此，通常要在靠近观测点便于观测的地方设置工作点，平时从工作点出发测量观测点相对于工作点的变形量，过一段时间后测量工作点相对于基准点的变形量。经过内插修正后可求得观测点相对于基准点的变形量。

由此可见，变形观测控制网通常由三种点、两种等级的网组成，即基准点、工作点、变形观测点；首级网、次级网。所谓基准点通常埋设在变形影响范围之外，尽可能使它们长期稳定不动；工作点是基准点和变形观测点之间的联系点；变形观测点是位于建筑物上的变形特征点。基准点与工作点组成首级网，首级网复测时间较长，用来测量工作点相对

于基准点的变形量，这一变形量一般来说比较小。工作点和变形观测点之间要有方便的联测条件，它们组成次级网。次级网复测时间间隔较短，用来测量建筑物相对于工作点的变形量。变形观测点直接埋在建筑物上和建筑物一起移动，用它们的坐标变化来反映建筑物空间位置的变化。控制网的布设形式可根据实际情况采用导线网、三角网等。

3.7.3 变形观测方案的制订

由于目的、精度、内容等方面的差异，不同工程的变形观测方案之间将会有较大的差别。所以多数情况要求对具体工程单独制订观测方案。下面介绍制定变形观测方案的一般过程及方案应包括的内容。

3.7.3.1 调查研究

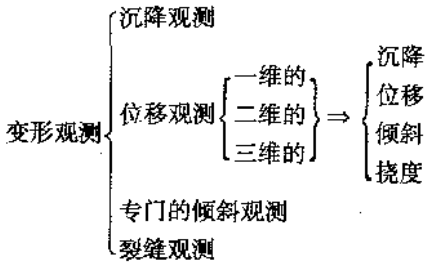
首先，要搞清目的，这是决定性的。由目的决定待观测的重点、观测应包含的内容以及观测应具有的精度等。方案中的其他具体内容也都与此有关。

其次，要了解工程地质和水文地质勘探资料，要对地基土的性能有尽可能多的了解。

再则要收集有关设计图纸及施工计划等。

3.7.3.2 观测的内容和方法

变形观测的内容有下列几种：



沉降观测是最主要的变形观测内容，因为沉降观测作业简单、精度高，它不仅能提供沉降量，还可以推算建筑物的倾斜以及水平构件的挠度等。此外，在多数情况下，建筑物发生其他变形（如位移）的同时，常会产生沉降。因此，对于需要作位移观测的建筑物，常同时安排沉降观测。沉降观测的主要方法是精密水准测量，在有条件的地方也可用静力水准测量或微距水准测量。

对于大坝、桥梁等线型建筑物常需进行位移观测，对于露天矿、深基坑附近的建筑物也需作位移观测。如只要求测量某个特定方向上的位移量，叫一维位移观测。如要求测量 X，Y 平面内的位移量，叫二维位移观测。二维位移观测不仅给出位移的大小，而且给出位移的方向。如要求测量 X，Y，H 三个方向上的位移量，叫三维位移观测。三维位移观测不仅要给出位移量的大小，还给出位移在三维空间的方向。

一维位移观测做得最多，主要方法有视准线法（测小角或利用活动觇牌），有条件时也常用引张线。精度要求较高又无法用引张线的地方宜用直伸形三角网法。

二维位移观测主要用前方交会法。

三维位移观测做得较少。通常是用二维观测再加上沉降观测。随着电子速测仪的推广，预计三维位移观测工作会多起来。例如，露天矿的边坡监测。

专门的倾斜观测，指除了用沉降观测或位移观测结果推求倾斜以外的倾斜观测。通常用特种工程测量仪器进行。例如，光学垂线仪或激光垂线仪，气泡式测斜仪或传感器测斜仪，正锤、倒锤等。对于高耸的建筑物，如烟囱、电视塔、工业反应罐、高层建筑等要进行倾斜观测。

裂缝观测通常不用测量仪器进行，简单的裂缝观测是在裂缝两侧埋上两个标志，以后随着裂缝的开裂用量具（如卡尺等）去定期丈量标志的距离，距离变化量就代表裂缝宽度的变化。

调查研究完成后，根据变形观测的目的，安排观测的内容；接着就是布置观测点的位置；同时，决定要采用哪种标志形式；然后根据需要与可能选择某种变形观测的方法。需要注意的是，并不是用的仪器越贵重，测量精度越高，方案就越好。好的方案是既要有技术上的先进性，又要有经济上的合理性。

最后，在方案中也应决定复测周期，复测周期与观测精度及变形发展的速度有关系。在制订方案时宜先根据经验初步定一个复测周期，经过几次复测，积累一些资料后，再作调整。

变形观测的成果对于说明工程建筑物的安危、验证设计理论与施工方法是否正确，影响很大；对于作为测定观测点位移值依据的工作基点或基准线端点的检核测量，必须可靠。因此，常常采用两种完全独立的方法进行观测。例如，前面提到的某土坝的视准线端点，一方面用检核视准线法，同时又用三角测量法；某混凝土重力坝的视准线端点，一方面用三角测量法，同时又用后方交会法。国外也有这种情况，例如，英国的莱恩·布瑞安尼（Liyn Brianne）堆石坝，它的变形观测是用三维的三边测量观测的，同时还用了三角测量与精密水准测量的方法进行检核，两种方法所得的成果是符合的，这样就可确认观测成果的可靠性。

需要指出的是随着 GPS 技术的发展与应用，将有可能选择离建筑物较远的稳定点直接用相对定位方法来测定工作基点的位移。目前用载波相位观测做相对定位可以达到的典型精度是 10^{-6}。用 GPS 技术来测定工作基点的位移，除了可以使稳定点离开建筑物承压范围之外且具有相当高的精度外，它的另一优点是不要求基准点与工作基点之间的通视。

3.7.4 变形观测实例——某码头的变形观测方案

某码头的主体离海岸约 500m，桥墩由钢管群桩支承，钢管插在海底黏土中，为了监视码头诸墩在海流、风浪、潮汐以及油轮停靠时对码头所施加应力的作用下变形的情况，验证设计并为今后改进设计提供数据，要求测量外侧 24 个桥墩的变形量。

为此在每个桥墩上布置了 4～6 个沉降观测点，在岸上设置水准基点。用精密水准测

量观测沉降点的高程，从重复观测成果中分析各桥墩高度变化的情况，还可从同一墩子上的几个观测点高差的变化中了解墩子倾斜的情况。

此外，在每个墩上设置了一个位移观测点。基准点设置在岸上（A，B，C，D，E），如图 3－25 所示。如果要从基准点直接用前方交会法测量这 24 个观测点的坐标，会遇到很多困难。主要是由于基准点距离观测点太远（500～1 200m，平均约 800m），如要求测量误差为 ±5mm，则测量交会角的误差 $m_\beta = 0.8''$，显然为达到这样高的精度要用精密仪器，施测较多测回，从而工作的代价将很高。其次，虽然视线在开阔的水面上通过，几何通视条件良好，但实际上每天早晨有雾，有时雾要到 10:00 左右才散，遇到下雪天视线也看不远，所以并不是随时都有光学通视条件。

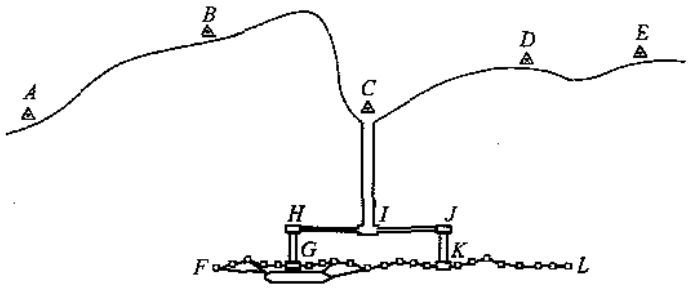


图 3－25　变形观测现场示意图

为了克服上述困难，在一些较大的桥墩上布置了 7 个工作点（F，G，H，I，J，K，L），这 7 个工作点与 5 个基准点组成三角网（图 3－26）。用此三角网测定工作点相对于基准点的位移量，而用工作点与观测点之间短边的控制网（大多为前方交会）测量观测点相对于工作点的位移量。计划对这个变形三角网每隔 1～3a 复测一次，要求测定工作点位置的精度小于 3mm，而测角精度设计为 1″。为此必须增加图形强度以提高精度，如图

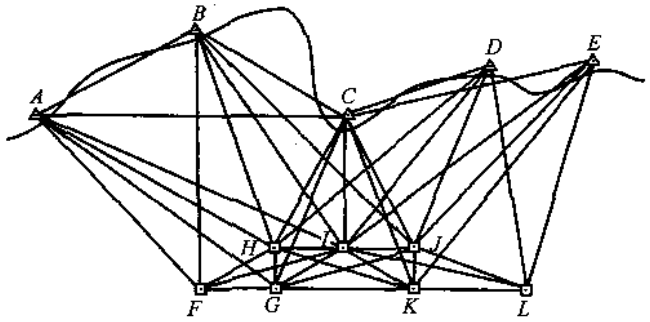


图 3－26　变形观测三角网

3－26 所示，在这个变形观测控制网中设计了大量对角线观测方向。理论和实践都表明增加多余观测方向不仅有助于提高精度，还显著提高了网的可靠性，有利于对观测值进行分析。例如，第二次复测时有三个三角形的闭合差偏大，经分析发现它们都与一条边有关，这一条边两侧的三角形闭合差符号是系统性差异。因此，断定该边两方向观测值存在问题，实地调查时发现视线紧挨着一钢质标语牌通过，可能引起旁折光，采取措施后重测，得到了满意的结果。

工作点离观测点距离较近，平均约 100m。设用 J_2 级经纬仪测 2～4 个测回可达到 2.5″～4″的测角精度，则可使观测点相对于工作点的测量精度达到约 2mm。

4　大地测量的基本技术与基本方法

在第3章已经介绍过，大地测量的基本技术与方法主要包括常规大地测量方法、天文测量法和现代定位新技术。常规大地测量方法包括三角测量、导线测量、三边测量、边角同测法和高程测量等，这就涉及精密角度测量、水准测量、距离测量。现代定位新技术主要包括GPS定位测量、甚长基线干涉测量系统（VLBI）、惯性测量系统（INS）等。

4.1　精密角度测量

在大地测量中，角度测量包括水平角测量和垂直角测量，是一项最基本、最大量的观测工作。为了获取高质量的角度观测成果，就必须了解角度观测误差的来源及消除或减弱的办法。《规范》中对于观测规则的一系列规定，应该切实掌握。

水平角测量的主要方法是方向观测法，垂直角测量的主要方法是单丝法和三丝法。

4.1.1　精密经纬仪

根据精密等级的高低，我国光学经纬仪型号的系列分为J_1、J_2、J_6等不同的级别。J为经纬仪汉语拼音的第一个字母，下标表示仪器室外检定时一测回水平方向观测中误差。使用经纬仪进行角度观测最重要的环节是：仪器整平、照准和读数。

4.1.1.1　精密光学经纬仪的基本结构

经纬仪的主要部件有：望远镜、照准部水准器、水平度盘、垂直度盘、垂直轴、水平轴测微器等。经纬仪的以上部件，除水平度盘以外，合称为经纬仪的照准部，照准部可以绕垂直轴旋转。

仪器的基座、水平度盘、垂直轴套和调平仪器的脚螺旋，是经纬仪的基础部分，叫做基座。

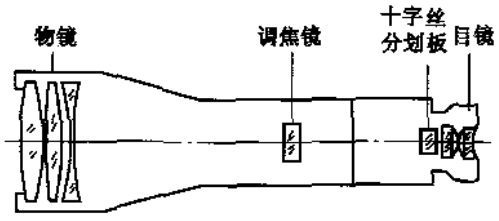


图4-1　望远镜光学系统

精密经纬仪的基本构造分为：望远镜、读数设备、水准器、轴系。

1）望远镜

望远镜是经纬仪上照准和放大目标的设备。望远镜光学系统，如图4-1所示，它由物镜与调焦镜组成的物镜组、十字丝分划板和目镜等三部分组成。为了提高望远镜系统的质量，物镜、调焦镜和目镜均为复合透镜。

在观测时，通过移动调焦镜来改变物镜与调焦镜的距离，获得一个焦距为 f 的等效物镜，从而使照准目标恰好成像在十字丝平面上。如果调焦不完善，目标不能恰好成像在十字丝平面上，就会产生视差。等效物镜的光心与十字丝中心的连线就是望远镜的视准轴。在望远镜调焦时，调焦透镜沿着望远镜筒内壁来回移动。此时，若调焦透镜运行的轨迹不是一条平行于光轴的直线，而是一条曲线，就将导致视准轴改变方向，而给方向观测成果带来误差。所以水平方向观测时，通常规定一个测回内不得重新调焦。

透镜成像的基本公式为

$$\frac{1}{u}+\frac{1}{v}=\frac{1}{f}$$

在一个测回内不调焦的情况下，焦距 f 保持不变。对上式微分可知，物距 u 变化与像距 v 变化之间的关系为

$$\mathrm{d}v=-\left(\frac{v}{u}\right)^2\mathrm{d}u$$

设 $v=0.25\mathrm{m}$，$u=2\ 000\mathrm{m}$，当 $\mathrm{d}u=\pm 1\ 000\mathrm{m}$ 时，代入上式可得 $\mathrm{d}v=\pm 0.016\mathrm{mm}$。就是说，对于平均边长为 2km 的控制网，若不同边长在 1km 内变通，即便一个测回内不重新调焦由此所产生的像距变化只有 0.016mm，这时物像仍较清晰，基本上感觉不出视差。

望远镜中的十字丝分划板是观测时用以精确照准目标的，所以使用分划板上十字丝时，应考虑照准目标的形式和种类。经验表明，当目标成像宽度为双丝间距的 1/3 ~ 1/2 时，用双丝照准精度较高，细长的目标宜用单丝照准，当目标成像宽度接近单丝宽度，且目标又较长时用单丝照准精度较高。

目镜相当于一个放大镜，它的作用是把十字丝面上的目标影像和十字丝同时放大，便于人眼观察。对于正常眼睛要求目镜与十字丝分划板的间距，相当于目镜的焦距。但由于观测者的眼睛视度不同，需要的间距也不相同。所以观测开始前，首先要调节目镜位置，使十字丝分划影像十分清晰后，再去照准目标，对望远镜调焦。

2）水准器

角度测量时必须使经纬仪的垂直轴与测站铅垂线一致。这样，在仪器结构正确的条件下，才能正确测定所需的角度。要满足这一要求，必须借助于安装在仪器照准部上的水准器，即照准部水准器。精密经纬仪上的水准器通常有两种：一种是圆形水准器，另一种是管状水准器。

圆水准器的内部表面是一球面，球面顶点为圆水准器的零点。由于球面的半径较小，所以圆水准器的精度较低，只能用于粗略整平仪器。

管状水准器又称水准管，它的内壁是一个半径很大的旋转圆弧面，所以它的精度较高，用于精确整平仪器。水准管内注有冰点低、流动性强、附着力小的液体（如酒精或硫酸醚），外表面刻有间距为 2mm 的分划线，其中间点 O 称为零点，过零点的圆弧切线

成为水准管轴。

水准管的一个分格所对的圆心角称为水准管的格值，以符号 τ'' 表示（图4－2）。它相当于气泡中心移动一格时，水准管轴相应倾斜的角值。不同仪器水准管的格值大小也不同。

水准管的精度，主要决定于格值 τ'' 的大小，其次还与水准气泡在管内移动的灵敏度有关。一般来说，气泡总是静止在水准管的最高位置。但当水准管一端受热时，气泡就会向热端移动。特别是格值较小、灵敏度较高的水准管，对温度影响的反应尤其敏感。所以在观测工作中，要防止太阳照射仪器、防止手指触摸水准管。

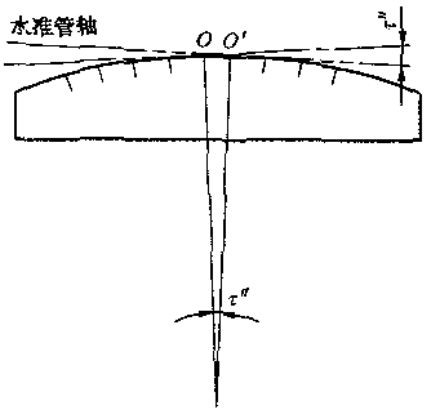
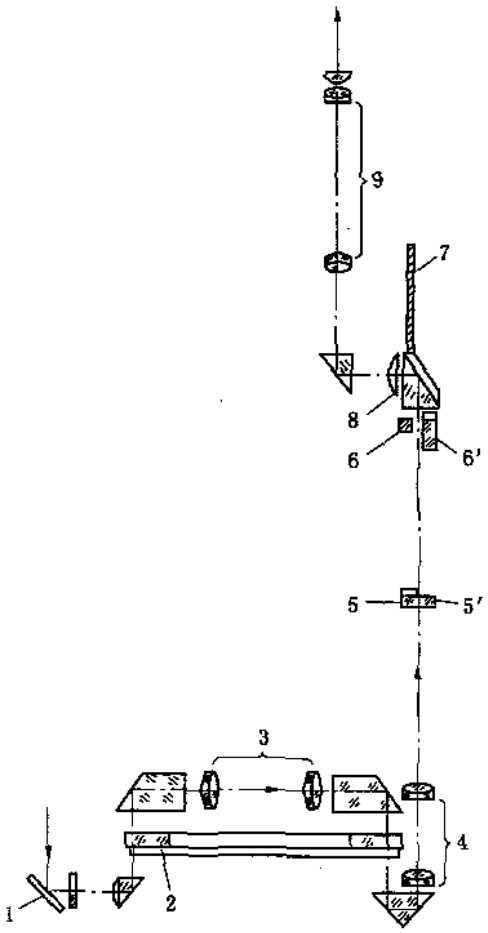


图4－2　水准管



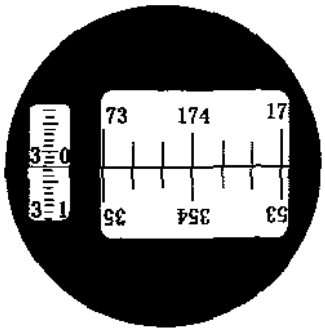
1—反光镜；2—玻璃度盘；3—透镜组；
4—物镜；5，5′—固定光楔；6，6′—活动光楔；
7—分划尺；8—读数窗镜；9—读数显微镜

图4－3　读数设备

3）读数设备

读数设备，包括度盘、光学测微器和读数显微镜三部分。以国产 JGJ_2 经纬仪为例，对这三部分的联系作一整体说明，图 4－3 所示为 JGJ_2 经纬仪的光学系统图。光线由反光镜 1 进入仪器照明玻璃度盘 2。度盘上方是1：1 转像透镜组 3，它的作用是使度盘对径两边分划线的影像映现在一起。然后通过物镜 4 成像于光学测微器的读数窗镜 8 上。光学测微器包括两块固定光楔(5 和 5′)和两块活动光楔(6 和 6′)，活动光楔与测微器分划尺 7 连在一起，由分划尺在读数窗内的读数可以确定活动光楔的移动量。当光线照明读数窗后，就可以通过读数显微镜 9，同时看到度盘对径分划影像和测微尺分划影像，如图 4－3 所示。

（1）水平度盘。光学经纬仪的水平度盘都是用玻璃制成的，安置在仪器基座的垂直轴套上，当仪器照准部转动时，要求水平度盘不得转动和移动。度盘是量测角度的标准器，其圆周刻着等间距的分划线，两相邻分划线间的角值称为格值。例如，图 4－4 所示的度盘格值为 20′。精密测角仪器的度盘直径一般为 75～160mm，格值为 4′～20′。



大窗读数174°0′
小窗读数3′02.7″
总读数174°03′02.7″

图 4－4　水平度盘

度盘的分划线是由刻度机刻制的。由于刻度机传动机构误差等影响，使得度盘分划线的间距并不严格相等，从而产生度盘分划误差。理论分析和实际测定均表明，度盘分划误差大部分表现为系统性质的误差。其中沿度盘全局逐渐变化，形成以圆周为周期的周期性误差，称为长周期误差；而以度盘上一小弧段，约为 30′～1°周期的，并在全周上多次重复出现，这种周期性误差称为短周期误差。检验结果表明，对于 J_1，J_2 级经纬仪，其长周期误差约为 ±1.5″～2.0″，短周期误差约为 ±1.0″～1.2″。

为减弱周期误差对方向观测的影响，《规范》规定，在方向观测中，各测回之间应变换度盘位置。一般是按下式进行各测回间度盘的变换：

$$\frac{180^\circ}{m}+\omega$$

式中　m——测回数；

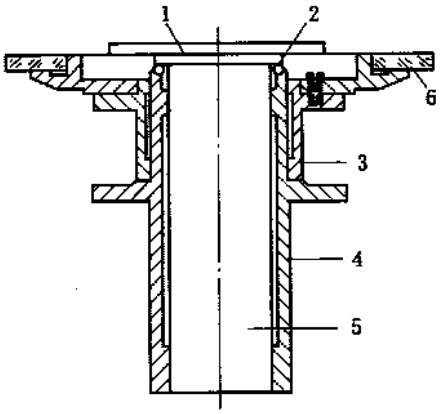
ω——度盘格值的一半。

变换$\frac{180^\circ}{m}$是为了将 m 个测回均匀分布于度盘全周上，减弱长周期误差的影响；变换 ω 则是为了减弱短周期误差的影响。同理，为了减弱分划尺的分划误差影响，亦应按测回数进行分配。

（2）光学测微器。精密经纬仪采用了双光学零件的测微器，按对径重合读数法读取

读数，可直接读到1″－0.1″。

（3）读数显微镜。由于度盘的圆周有限，相邻分划线的间距很小，如JGJ_2经纬仪的水平度盘直径为90mm，格值为20′，相邻分划线间距仅0.26mm。为了增大最小格值相对于眼睛的视角，采用了读数显微镜装置。



1—照准部；2—钢珠；3—水平度盘轴套；4—垂直轴轴套；5—垂直轴；6—水平度盘

图4－5　轴系

4）轴系

望远镜、读数设备、水准器以及垂直度盘等，是水平方向观测时的运转部分。由外壳将它们封装成一整体，通常称为照准部。而经纬仪轴系的作用，是使照准部在旋转过程中保持其轴线位置，所以轴系要求有良好的共轴性和较小的定向误差。

图4－5所示为照准部旋转轴1插在与基座相固连的轴套4中。照准部旋转轴用滚珠2与轴套的锥形表面接触，滚珠和锥面有自动定心作用，同时和轴的下端5一起起定向的作用，滚珠又承受仪器上部的载荷。水平度盘6安置在水平度盘轴套3上，位于照准部轴套4的外侧。这样，水平度盘6就与照准部旋转轴5隔开，照准部旋转时不能直接带动度盘。

按照仪器的共轴性要求，照准部旋转轴的轴心、度盘刻度中心、度盘轴套旋转的轴心，三个中心应该一致。否则，照准部旋转轴将产生置中偏差，称为照准部偏心差；度盘轴套旋转轴所产生的置中偏差称为度盘偏心差。对于新购置的仪器或修复后的仪器，按照《规范》规定，应进行照准部偏心差和度盘偏心差的检验。

同时，由于轴和轴套间的间隙，以及受到间隙中润滑油的作用，照准部相对于正确的旋转轴线位置也会产生偏差，这称为定向误差。定向误差造成照准部在旋转过程中摇晃、歪斜或平移，这种现象叫做照准部旋转不正确。按照《规范》规定，在每期业务开始前都要进行照准部旋转是否正确的检验。

4.1.1.2　光学测微器与对径重合读数方法

J_2光学经纬仪的度盘格值是20′，用这20′的精度直接测定角度是不够的。为此要设法解决比20′更精确的角度量测问题。光学测微器正是为解决这个问题而设计的。

（1）读数原理。度盘一边的分划影像通过一组棱镜可以呈现在其对径部分，然后经过一组物镜成像在读数窗平面上。读数窗有一大窗和一小窗。在大窗里看到的就是度盘对径两边的分划影像，一边为正像，一边为倒像。读取读数时通常取正像分划上的注记，在小窗里看到的是测微器的测微尺分划影像。

当转动测微轮时，上下两排的对径分划影像按相反的方向移动，且移动量相等。当测