第 1 章　绪　论

§1.1　概　述

§1.1.1 边坡失稳与滑坡

边坡是自然或人工形成的斜坡，是人类工程活动中最基本的地质环境之一，也是工程建设中最常见的工程形式。作为全球性三大地质灾害(地震、洪水、崩塌滑坡泥石流)之一的边坡失稳塌滑严重危及到国家财产和人们的生命安全。随着我国基础建设的大力发展，在矿山、水利、交通等部门都涉及到大量的边坡问题，因此对边坡的正确认识，合理地设计、适当的治理，把边坡失稳造成的灾害降低到最低限度，是岩土工程界的学者和工程设计人员必须考虑的问题。

边坡是否稳定受多种因数的影响，主要有：(1)岩土性质的影响，包括岩土的坚硬程度、抗风化能力、抗软化能力、强度、组成、透水性等；(2)岩层的构造与结构的影响，表现在节理裂隙的发育程度及其分布规律、结构面的胶结情况、软弱面和破碎带的分布与边坡的关系、下伏岩土界面的形态以及坡向坡角等；(3)水文地质条件的影响，包括地下水的埋藏条件、地下水的流动及动态变化等；(4)地貌因数，如边坡的高度、坡度和形态等；(5)风化作用的影响，主要体现为风化作用将减弱岩土的强度，改变地下水的动态；(6)气候作用的影响，气候引起岩土风化速度、风化厚度以及岩石风化后的机械、化学变化，同时引起地下水(降水)作用的变化；(7)地震作用除了使岩土体增加下滑力外，还常常引起孔隙水压力的增加和岩土体的强度的降低；另外人类活动的开挖、填筑和堆载等人为因数同样可能造成边坡的失稳。

一个边坡的失稳往往是多种因素的共同作用的结果，我们通常将导致边坡失稳的这些因素归结为两大类。一是外界力的作用破坏了岩土体原来的应力平衡状态，如路堑或基坑开挖、路堤填筑或边坡顶面上作用外荷载，以及岩土体内水的渗流力、地震力的作用等，改变原有应力平衡状态，使边坡坍塌；另一是边坡岩土体的抗剪强度由于受外界各种因素的影响而降低，促使边坡失稳破坏，如气候等自然条件使岩土时干时湿、收缩膨胀、冻结融化等，水的渗入、软化效应、地震引起砂土液化等均将造成强度降低。

边坡在自然与人为因素作用下的破坏形式主要表现为滑坡、滑塌、崩塌和剥落。滑坡(slides)是斜坡部分岩土体在重力作用下，沿一定的软弱面，缓慢地整体向下移动，具有蠕动变形、滑动破坏和渐趋稳定三个阶段，有时也具有高速急剧移动现象。滑塌(slip—slumps)是因开挖、填筑、堆载引起斜坡的滑动或塌落，一般较突然，粘性土类边坡有时也会出现一个变形发展过程。崩塌(fall—slumps)是整个岩土体块脱离母体，突然从较陡的斜坡上崩落、翻转、跳跃、堆落在坡脚，规模巨大的称为山崩，规模较小的称为塌方。剥落(falls)是斜坡岩土长期遭受风化、侵蚀，在冲刷和重力作用下，岩(土)屑(块)不断沿斜坡滚落堆积在坡脚。

边坡失稳破坏产生的滑坡、滑动、沉陷、泥石流、岩崩，这些在表面上看似斜坡岩土体运动的不同表现形式，但随时都有可能带来严重的破坏，甚至是灾难。如美国的布法罗的煤矿废物泥浆挡坝的倒塌造成125人的死亡；1963年北意大利的Vaiont水库左岸滑坡，使得25

000万立方米的滑体以28m/ s的速度下滑到水库，形成250多米高的涌浪，造成下游2 500多人丧生；1980年我国湖北运安盐池河磷矿发生山崩，100万立方米的岩体崩落，摧毁了矿务局和坑道的全部建筑物，造成280人死亡；1989年7月10日，华莹市溪口镇因崩塌形成的滑坡、泥石流造成222人死亡。1994年宜宾市兴文县久庆镇，因建设切坡脚，诱发滑坡，导致楼房倒塌，赶集村民一次死亡48人，伤40人。1995年10月，330国道青田县茅洋村路段边坡崩塌，途经此地至金华大客车被埋，车内37人全部身亡，车辆报废。1998年美姑县乐约乡特大滑坡，导致150余人失踪；1999年，古蔺县滑坡、泥石流灾害死亡41人。2001年5月1日重庆市武隆县县城江北西段发生山体滑坡，造成一栋9层居民楼房跨塌、死亡79人，阻断了319国道新干道，几辆停靠和正在通过的汽车也被掩埋在滑体中。世界上每年由于人工边坡或自然边坡失稳造成的经济损失数以亿记,如1978年Schuster收集的资料显示,在美国仅加州由于边坡失稳造成的损失每年可达33亿美元，除此之外，在美国平均每年至少有25人死于这种灾害；1984年在英国的Carsington大坝滑动，使耗资近1500万英镑的主堤几乎完全破坏。在我国，据不完全统计,1998年以来福建省先后发生的崩塌、滑坡、泥石流、地面塌陷等21300多起，涉及40多个县(市、区)，造成300余人死亡，伤500余人，毁房500余间，经济损失高达10多亿元；四川省近10 年来,每年地质灾害造成的损失达数亿元,死亡人数在300人左右;三峡库区的最新统计表明,1982年以来库区两岸发生滑坡、崩塌、泥石流70多处，规模较大的40多处，死亡400人，直接经济损失数千万。云南省的公路边坡灾害调查数据显示，1990～1999年，云南公路边坡发生大、中型崩塌、滑坡、泥石流135～144次，造成1 000余座桥梁被毁，经济损失达168亿余元，并对全省2 220km公路的运营构成严重威胁。

边坡的治理费用在工程建设中也是极其昂贵的，根据1986年E.N.Brohead的统计，用于边坡治理的费用约占地质和自然灾害的25％～50％左右。如在英国的北Kent海岸滑坡处治中，平均每公里混凝土挡墙耗资高达1 500万英镑；在伦敦南部的一个仅2 500m^2的小型滑坡处理中，勘察滑动面耗资2万英镑，而建造上边坡抗滑桩、挡土墙及排水系统花去15万英镑，如果加上下边坡，费用将翻倍。在我国，随着大型工程建设的增多，用于边坡处治的费用在不断增大，如三峡库区仅用于一期的边坡处治国家投资高达40亿元人民币；特别是在我国西部高速公路建设中，用于边坡处治的费用占总费用30％～50％。因此对边坡进行合理地设计和有效治理将直接影响到国家对基础建设的投资以及安全运营。

§1.1.2 边坡形态与分类

在实际工程中,为满足不同工程用途的需要,边坡设计形态多种多样,边坡的分类通常有以下几种：

(1)按照边坡的成因可分为天然边坡和人工边坡。天然边坡是自然形成的山坡和江河湖海的岸坡。

(2)按照构成边坡坡体的岩土性质可分为粘性土类边坡、碎石类边坡、黄土类边坡和岩石类边坡。

(3)按照边坡的稳定性程度可分为稳定性边坡、基本稳定边坡、欠稳定边坡和不稳定边坡。这种分类方法一般根据边坡的稳定性系数的大小进行划分，但无严格的规定。

(4)按照边坡的高度分类，边坡高度大于15m称为高边坡，小于15m称为一般边坡。

(5)根据边坡的断面形式可分为直立式边坡、倾斜式边坡和台阶形边坡，如图1.1所示。根据这三种形式可构成复合形式的边坡，如图1.2所示。边坡横断面外形和各部位名称如图1.3所示。

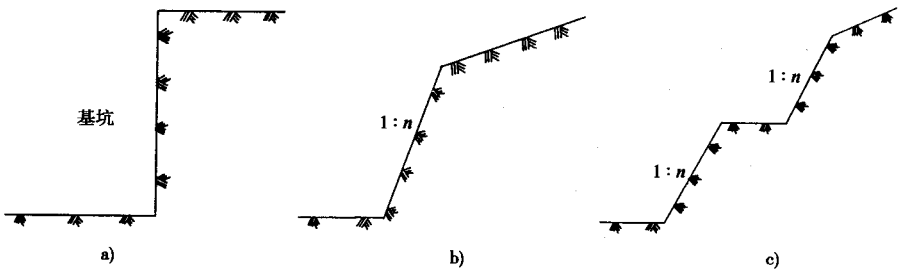


图 1.1　边坡基本形态

a)直立式坡;b)倾斜式边坡;c)台阶式状边坡

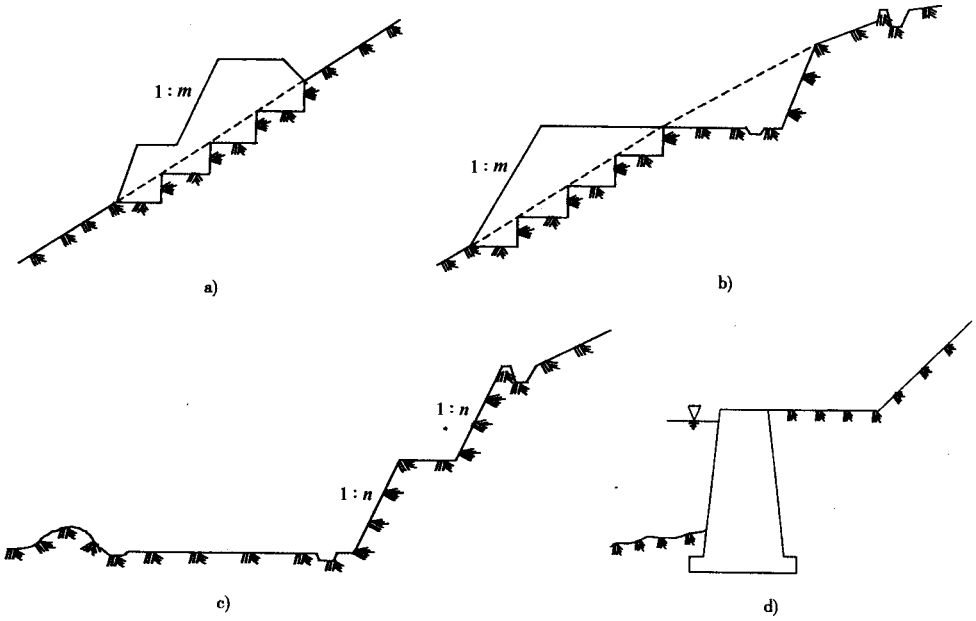


图 1.2　复合边坡形态

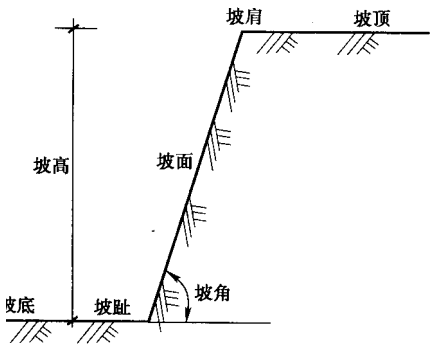


图 1.3　边坡构成要素

(6)根据使用年限分为临时性边坡和永久性边坡。临时性边坡是指工作年限不超过两年的边坡；永久性边坡是指工作年限超过两年的边坡。

除了上述分类方法外，边坡还可以根据支护结构形式进行分类。

在实际工程中，由于设计或施工不当，或因地质条件的特殊复杂性难以预计，边坡中一部分坡体相对于另一部份坡体产生相对位移以至丧失原有稳定性,从而形成滑坡，其滑动形式可用图1.4表示。

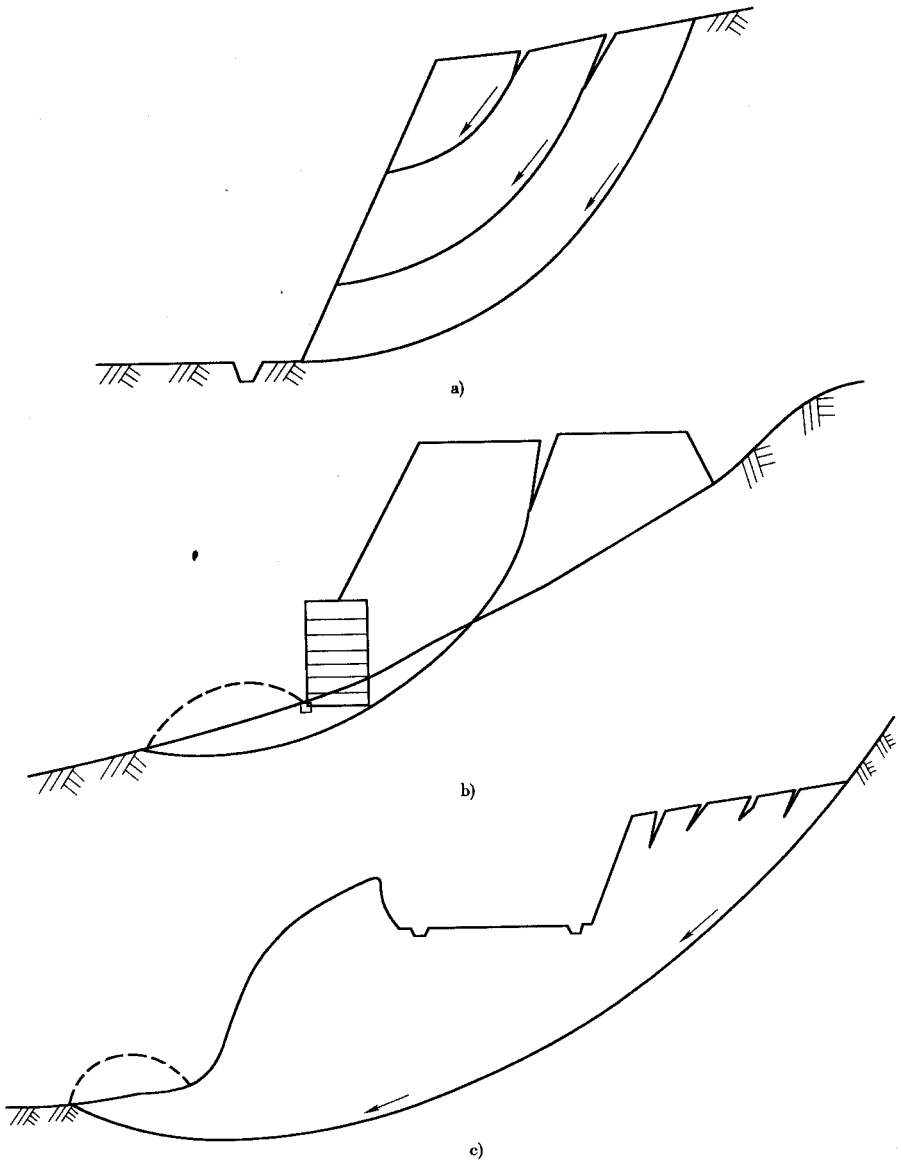


图 1.4　边坡滑动特征

a)牵引式滑坡;b)推移式滑坡;c)整体滑坡

牵引式滑坡主要是由于边坡开挖卸载，坡体内部应力释放，原有平衡状态被打破，在坡顶后缘一定位置处产生拉裂缝，随着边坡开挖深度的增加，裂缝逐渐向后发展，滑动面位置相应由浅部向深部发展。推移式滑坡主要是由于整个路堤(或堤坝、土堤等)向下滑动，推动坡体变形或破坏，坡顶出现明显的下沉，并出现拉裂缝，形成台阶；坡脚附近的地面有较大的侧向位移并向上隆起。而整体式滑坡则是由于坡体开挖或填筑，破坏了整个古滑坡体的平衡状态，致使整个古滑坡体复活，在整个坡面上均出现大小不同的拉裂缝，坡脚产生明显的向上隆起。

边坡的安全等级的划分是根据边坡破坏后造成的损失的严重性、边坡的类型及坡高等因素确定的，它是边坡工程设计和施工中根据不同的地质环境条件及工程具体情况加以区别对待的重要标准。根据《建筑边坡支护技术规范》，边坡的安全等级划分为三级，如表1.1所示。

《建筑边坡支护技术规范》规定的边坡安全等级　　表 1.1

边坡类型		边坡高度(m)	破坏后果	安全等级
岩质边坡	岩体类型为Ⅰ或Ⅱ类	$H\leqslant 30$	很严重	一级
			严重	二级
			不严重	三级
	岩体类型为Ⅲ或Ⅳ类	$15<H\leqslant 30$	很严重	一级
			严重	二级
		$H\leqslant 15$	很严重	一级
			严重	二级
			不严重	三级
土质边坡		$H>12$(挖方) $H>8$(填方)	很严重	一级
			严重	二级
		$H\leqslant 12$(挖方) $H\leqslant 8$(填方)	很严重	一级
			严重	二级
			不严重	三级

注:表中的边坡类型划分参阅《建筑边坡支护技术规范》的规定。

§1.1.3 边坡稳定性研究的发展

边坡研究的基础理论是建立在土力学和岩石力学之上的，所以土力学和岩石力学的成就与发展决定了对边坡研究的完善程度。二次世界大战前后，边坡问题的研究尚属土力学的研究范畴，边坡稳定性分析方法主要借鉴土力学的研究成果，例如1916年由Prantle提出，Felle—nius和Taylor(1922)发展的圆弧滑动法、1955年的Bishop条分法、1954年的Janbu条分法和20世纪70年代的王复来分析方法等形成极限平衡理论，是建立在刚塑性体模型基础上的破坏理论，是古典土力学解决土质边坡稳定性的核心。而现代土力学致力于土体真实破坏过程的理论研究，它的建立可能要运用到损伤力学、细观力学和分形理论等现代力学分支，最后要完成对边坡破坏过程的数学模拟。

岩石边坡的研究依赖于岩石力学的发展，早期人们将简单均质弹性、弹塑性理论为基础的半经验半理论边坡分析方法用于岩质边坡的稳定性研究，但其计算结果与工程实际有较大差异。在20世纪60年代初期，随着大型工程的建设，所形成的边坡规模加大，地质条件也变得极其复杂，特别是1963年意大利Vaiont水库左岸的滑坡等一系列水电工程事故的发生后，促使人们对岩石力学进行深入的研究，岩石边坡稳定性研究也向前迈进了一大步，人们清楚的认识到在边坡稳定性分析中，必须将地质分析与力学机制分析紧密结合起来，从而形成了60年代初期的刚体极限平衡法，以及结构面的力学特性对岩体滑动的影响研究。1967年人们第一次尝试用有限元研究边坡的稳定性问题，给定量评价边坡的稳定性创造条件，并使其逐步过渡到数值方法，从而使边坡稳定性研究进入模式机制和作用过程研究成为可能，同时以概率论为基础的可靠度方法也被引入边坡稳定性研究中。同一时期，我国在边坡工程稳定性研究方面也取得了丰硕的成果，如岩体结构理论及相应的边坡岩体稳定性分析的岩体工程地质力学方法等。

20 世纪 80 年代后，由于计算技术的发展及岩体力学性质研究的进展，各种复杂的数值计算方法广泛地应用于边坡研究。1983 年孙玉科对盐池河山崩变形机制作了平面有限

元分析；1989 年陈宗基对抚顺露天矿边坡按照 19°、24°、34° 的坡角以及坡角为 19° 并有深部开采的不同模式进行有限元分析；1991 年 Jons 对英国威尔士煤田边坡稳定性与采矿沉陷性状的相关性进行了有限元分析，并用模型实验进行验证。1971 年 Cundall 提出了非连续介质的离散元，用于模拟边坡的渐进破坏，1991 年 Toshihisa 运用该方法分析了日本 305 国道的岩石边坡的破坏过程。1986 年 Flac 的出现，为边坡分析提供了一种极其有效的方法，它不但可以处理大变形问题，而且可以模拟某一软弱面的滑动变形，能真实反映实际材料的动态行为，并可考虑锚杆、挡土墙、抗滑桩等支护结构与围岩的相互作用，被公认为是岩土力学数值模拟行之有效的方法；1988 年 Brady 运用它对矿山倾斜采场的加固方案进行了模拟，1993 年 Billaux 对 6m 高冲填体进行了模拟，1995 年王永嘉将 Flac 引入国内，先后在水电、隧洞、边坡中广泛使用。

进入20世纪90年代，边坡问题的研究将传统的边坡工程地质学、现代岩土力学和现代数学力学相结合，形成了所谓的现代边坡工程学；各种现代科学的新技术，如系统工程论、数量理论、信息理论、模糊数学、灰色理论、现代概率统计理论、耗散论、协同学、突变理论、混池理论、分形理论等不断用于边坡问题研究中，从而给边坡的稳定性研究提供了新理论、新方法。

综上所述，不难发现，目前边坡稳定性研究已有了相当的水平与规模。边坡作为一个系统工程，其发展过程可表述为5个阶段，即借助于古典土力学的稳定性分析阶段、50年代偏重于稳定性描述与分析的地质历史分析阶段、60年代考虑时效过程的稳定性分析阶段、80年代后期以数值模拟、模型试验为主的半定量分析阶段和90年代以后的现代边坡工程学阶段。

§1.1.4 边坡处治技术的发展

边坡治理是一项技术复杂、施工困难的灾害防治工程。近年来，随着高速公路建设事业的迅速发展，以及大型重点工程项目的日益增多，边坡治理总是越来越突出。

在20世纪50年代，我国治理边坡主要采用地表排水、清方减载、填土反压、抗滑挡墙及浆砌片(块)石防护处治等措施。但工程实践经验证明，采用地表排水、清方减载、填土反压仅能使边坡暂时处于稳定状态，如果外界条件的发生改变，边坡仍然可能失稳。在1981年洪水期间，宝成铁路有10处滑坡是属于曾经整治过但仅采取排水、减载或抗滑挡土墙措施。

20世纪60年代末期，我国在铁路建设中首次采用抗滑桩技术并获得成功。随后在成昆线、湘黔线、宝成线、川黔线等铁路建设中推广应用。抗滑桩技术的诞生，使一些难度较大的边坡工程问题的处理成为现实，由于它具有布置灵活、施工简单、对边坡扰动小、开挖断面小、圬工体积少、承载能力大、施工速度快等优点，受到工程师们和施工单位的欢迎，在全国范围内迅速得到推广应用，并从20世纪70年代开始逐步形成以抗滑桩支挡为主、结合清方减载、地表排水的边坡综合治理技术。1975铁道部颁布的《铁路工程技术规范》有关路基章节中对滑坡治理强调一次根治，强调综合整治，重视支挡作用，将地表排水、地下排水、抗滑挡土墙作为主要技术推荐，将抗滑桩作为新技术推荐，强调减载要注意是否会引起后部次生滑坡的产生。1985年修订的《路基设计规范》(TBJ 1—85)，与1978年规范对照，其变化之处在强调支挡为主、综合整治，抗滑桩作为一种主要措施被推荐。

在20世纪80年代末期，由于锚固技术理论研究和凿岩机械突破性的发展，我国开始采用锚喷防护技术。锚喷技术的采用对高边坡提供了一种施工快速、简便、安全的处治防护手段，因此很快得到广泛采用。对于排水，人们也有了新的认识，主张以排水为主、结合抗滑桩、预应力锚索支挡综合整治。南昆铁路八渡车站巨型滑坡，采用地面、地下、立体排水、锚索和

锚索桩支挡、建立滑坡地质环境保护区的综合治理措施获得成功，并被誉为20世纪90年代治理巨型滑坡的成功典范。

在20世纪90年代，压力注浆加固手段及框架锚固结构越来越多地用于边坡处治，尤其是用于高边坡的处治防护工程中。它是一种边坡的深层加固处治技术，能解决边坡的深层加固及稳定性问题，达到根治边坡的目的，因而是一种极具广泛应用前景的高边坡处治技术。

目前可供采用的边坡加固措施很多，有削坡减载技术、排水与截水措施、锚固措施、混凝土抗剪结构措施、支挡措施、压坡措施以及植物框格护坡、护面等，在边坡治理工程中强调多措施综合治理的原则，以加强边坡的稳定性。然而随着工程建设规模的不断增大，边坡高度增高，复杂性增大，对边坡的处治技术要求也越来越高。如采矿边坡可达300～500m，在新西兰已达1000m;举世瞩目的长江三峡工程，其双线连续五级船闸是世界上规模最大的船闸，位于山顶劈岭下切的岩槽中，土石方开挖量达3700万立方米，形成的花岗岩体高边坡高度达170多米，且下部为50～60m的直立岩墙，在边坡加固中仅锚杆用量就达18万多根。可以预见，随着科学技术的发展，边坡处治技术将得到进一步的发展，并逐步走向完善。

§1.2 边坡工程的地质勘探

边坡工程的地质勘察是边坡处治设计前必须进行的一项重要工作。其主要目的是查明边坡的工程地质条件、确定边坡的类型和破坏模式、为边坡稳定性分析和设计计算提供必备的参数，同时给出不稳定边坡的整治建议措施。其具体内容包括地形地貌特征、地层结构特征、地质构造、地下水、地震、边坡岩土体的物理力学参数、边坡的稳定性现状及边坡邻近的建筑物情况。边坡勘察应根据不同的阶段布置不同的勘察工作；通常在初步勘察阶段要求在收集已有的地质资料的基础上，进行工程地质测绘、勘探和试验工作，通过分析边坡的变形机制，以达到初步评价边坡稳定性的目的。而详细勘察则是对经过初勘发现不稳定或稳定性差的边坡及其邻近地段进行工程地质测绘、勘探、测试和分析计算，提出边坡计算参数，作出边坡的稳定性评价。施工勘察主要是对前阶段勘察的补充。不同阶段勘察中采用的勘察手段所占工作量是不同的，应当符合相关规范的要求。

§1.2.1 边坡勘察中的地质测绘

边坡工程地质测绘的主要任务是在图上如实反映出边坡的地形、地貌、地物特征以及结构面的产状和性质等。

边坡地形复杂，起伏高差大。边坡测绘时，应尽量以导线点作测站。当导线点作测站测绘范围受到限制时，可根据导线点用视距法或交会法设置独立地形转点。在地物、地貌复杂处，可连续设置第二个地形转点。

边坡测绘范围应超出工程处治范围一定距离，一般为20m。地形图所用比例尺一般不小于1：500。边坡横断面地形图测绘通常每隔20m一道。当地形复杂变化较大时，在地形变化特征点处应加测横断面地形图。横断面地形图所用比例尺通常不小于1：200。

§1.2.2边坡工程地质勘探手段

仅通过工程地质测绘是难于查明边坡的工程地质条件的，所以在边坡的工程地质勘察中必须采用地质勘探工作。边坡工程地质勘探工作的首要任务就是要全面查明边坡的工程

地质条件，包括地质构造、地貌特征及其成因、滑动面形状特征以及水文地质条件，其次就是为测定边坡岩土的物理力学性质、地下水运动规律准备条件。勘探的主要手段有钻探、探井、探槽和物探等。

1)钻探

通过钻探，可揭示边坡各地层的厚度、位置、产状。根据钻孔取芯试样的分析，可进一步确定出各地层的物质成分、物理力学性质。为鉴别和划分地层，钻孔直径不宜过小，须满足试验对取样尺寸的要求。

2)探井

探井比钻探更直观、更能准确地揭示边坡各地层的厚度、位置、产状、结构组成情况。探井的深度受施工难易程度的限制，不及钻探所能达到的深度，成本也比钻探高得多。

3)探槽

在边坡顶部滑动面边缘附近下部剪出口附近，滑动面位置较浅，可利用槽探手段揭示滑动面在边缘或剪出口部位处的形态特征及相应地层的情况。

4)物探

物探(又称地球物理勘探)应在工程地质测绘和钻探的相互配合下进行，可作为一种辅助性勘探手段。物探方法可根据工程要求、探测对象的地球物理特性和场地地形地质条件等因素确定。

选择物探方法时，应充分考虑边坡场地的地形起伏、表土层的均匀性和各向异性、场地附近有无对物探工作造成干扰的因素(如变电设备、高压电线、地下金属管道、机械振动)等场地条件的适宜性。

§1.2.3 边坡工程地质试验

测绘、勘探只能查明边坡中土石的结构和地下水位等问题，要定量地测定边坡中土石和地下水各种性能指标，则必须由室内实验和野外试验工作来完成。野外试验工作能在天然条件下测定边坡土石的各种性能，其所得资料比在实验室内用小块土石试样所得资料更符合实际情况，更能反映岩土体由于裂隙、软弱夹层及层理等的切割而造成的非均质性及各向异位，但是这类工作需要较大型设备，费时而且成本高昂，所以一般多在后期勘察阶段中采用，即主要应在详细勘察阶段进行，以便为详细设计计算提供指标。初步勘察阶段也要进行相当数量的这类工作，但所得数据主要是用于初步评价边坡的稳定性。在补充勘察阶段中，为了补充前一阶段工作之不足也进行一定量的实验室实验及野外试验工作。

工程地质勘察中常用的野外测试工作大致可分成4大类，亦即岩土力学性质的试验、岩体中应力测量、水文地质试验和改善岩石性能的试验等。土石力学性质野外测定包括疏松土和坚硬岩石的强度和变形性能的野外测定。岩体中应力测量不仅要测定岩体的原有应力状态，同时还要测定工程活动过程中应力的变化，一般对于大型边坡才进行。水文地质试验包括测定地下水的流动途径、渗水、钻孔注水、压水、抽水试验测定土石的渗透性等。

在一般边坡的治理工程中，对于边坡岩土体的试验通常仅考虑下列项目的试验。

(1)粘性土：天然容重、天然含水量、土粒容重、可塑性、压缩性及抗剪强度(固结快剪或快剪)。(2)砂土：颗粒分析、天然容重、天然含水量、土粒容重及自然休止角。(3)碎石土：作颗粒分析，对含粘性土较多的碎石土，宜测定粘性土的天然含水量和可塑性，必要时，可作

现场的大体积容重试验。(4)岩石：应测定天然状态和饱和状态下的无侧限抗压强度。

此外，应某一具体工程而言，根据土质条件、设计及施工需要或地区经验，可适当增减试验项目。

§1.2.4 边坡变形观测

边坡在坡体自重、震动或地震等外荷载作用下，常会产生开裂、沉降、位移甚至失稳破坏，因此有必要对边坡的变形情况进行观测，以便对边坡的稳定性进行预测及评价。

变形观测网的形式，应根据边坡的特征和地形地貌条件确定。当边坡的范围不大，其形状窄而长，主轴位置较明显时，可采用十字交叉状观测网；当地形开阔，边坡范围不大，在其四周有小山丘时，可采用放射状观测网；当边坡地形复杂，范围较大时，可采用任意方格观测网。

在进行观测点的布置时，主要观测线上的观测点，不得少于5个。水准点、置镜点、照准点及其两端的观测点，均应设置在边坡体的稳定地段上。观测站桩点的埋设应考虑观测线的通视要求。

边坡变形观测的次数，一般每月1～2次，遇降雨或变形速度加快时，应适当增加观测次数。每次的观测资料，应随时整理，当发现异常现象时，应及时分析处理。

§1.2.5 边坡滑动面的地质勘探

边坡滑动面地质勘探的主要目的是查明滑动面的位置、形态、力学特征、滑体结构、各地层面物理力学性质、滑动的成因、稳定程度，并预测其发展趋势。

边坡滑动面勘探点、线的布置应以查明滑动面的位置和形态为原则，除应在滑动主轴线布置勘探线外，在其两侧宜布置一定数量的勘探点、线。勘探主轴线上的勘探点间距，一般不大于30m。在支挡构筑物位置处，应布置一条勘探线。在勘探点的总数中，宜有适量探井或探槽。

勘探孔的深度应超过最底层的滑动面，并应进入稳定地层一定深度；在抗滑桩位置处的勘探深度，应按其预计锚固深度确定。

勘探取样时，应从滑体前、中、后部的滑动带及其上下各主要土层中分别采取土样；当滑动面不明显时，应在预定的滑动带附近连续取样。

§1.3 边坡设计的基本资料

§1.3.1 设计基本资料

边坡设计开始之前，除了应掌握有关整个边坡的资料，包括工程地质、水文条件、地震烈度受国家颁发的有关设计规范外，应注意相关工程资料的搜集和分析，如公路边坡设计中应搜集路线平、纵、横断面设计资料及路基设计表，水工边坡中应搜集大坝、船闸等相关工程的有关资料。此外，还应重视土质调查试验资料，当地同类边坡工程的经验资料的搜集与分析。

1)工程地质勘察报告

这是对边坡进行稳定性分析与评价的主要资料，它包括边坡的地层结构，各地层的产状、构造、岩层的完整及破碎程度、风化程度等，覆盖层厚度及变化情况，可能破裂面(或滑动面)的立置、形态及潜在变化，地形变化及地貌特征等。

2)水文条件

边坡设计时，应掌握边坡地段处地表水及地下水的情况，包括雨季及枯水季节的地下水位情况，设计标准年限内的最大降雨量等资料。

3)地震资料

边坡设计时，应查阅国家地震烈度区划图，当地震烈度低于6度时，可不考虑地震荷载；当地震烈度达到6度以上(含6度)时，应计算地震荷载的影响。

4)土质调查试验报告

在进行边坡设计时，应掌握土层的类别及物理、力学性质，它是在进行工程地质勘测时通过调查、钻(挖)孔采集各土层(地层)的原状土(岩)样，并以室内或原位试验方法取得的。各层土的物理力学性质指标有粒径级配、塑液限、天然含水量、土体天然容重、饱和容重、抗剪强度指标、渗透系数水力坡体、岩石天然状态及饱和状态下的单轴(无侧限)抗压强度，以及土(岩)样柱状剖面图等。

5)相关工程资料

边坡工程的设计应与相关工程相适应，尽量不影响相关工程的使用功能，因此，在设计前应搜集相关工程的总体平面布置图、纵断面及横断面设计图，对于公路边坡工程，还应搜集路基设计表。

6)同类边坡工程的经验资料

边坡设计时，在对当地的地质条件及降雨情况缺乏把握的情况下，对当地同类边坡工程的经验资料，包括边坡断面设计形状、坡比、台阶高度、台阶宽度、防护结构形式等进行深入细致的分析研究显得尤为重要。

7)边坡工程环境资料

边坡工程设计应考虑边坡工程对周边环境的影响，以保护与美化环境，因此在边坡设计前必须收集与边坡工程有关的环境资料。

§1.3.2 常用设计参数

边坡治理工程设计中，常用物理力学参数有边坡岩土体的物理力学参数以及结构面的抗剪强度指标参数。

1)土体物理力学指标

(1)土的天然容重

土的天然容重是指在天然状态下单位体积内的土体重力，是边坡稳定性分析荷载计算中常用的一个指标，用y表示，其表达式为

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (1.1)$$

式中：W——土体在天然状态下的重力，kN；

V——土体的体积，m^3。

(2)土的饱和容重

土的饱和容重是指土体中的孔隙全部被水充满时，即饱和状态下单位体积内的土体重力，用γ_{sat}表示，其表达式为

$$\gamma_{sat}=\frac{W_s+V_v\gamma_w}{V}\quad(1.2)$$

式中：W_s——土颗粒的重，kN；

V_v——土体中孔隙的体积，m^3；

γ_w——水的容重，kN。

(3)土的浮容重

土体浮容重是指土体被水淹没，受到水的浮力作用时单位体积内的土体重力，以γ'，表示，其表达式为：

$$\gamma'=\frac{W_s-V_s\gamma_w}{V}=\gamma_{sat}-\gamma_w\quad(1.3)$$

式中：V_s——土体中土颗粒的体积，m^3。

(4)土的孔隙率

孔隙率是指土体中孔隙体积与总体积之比，用n表示，其表达式为：

$$n=\frac{V_v}{V}\quad(1.4)$$

(5)水头梯度

水头梯度是指地下水沿着水流方向(渗透方向)单位长度上的水头差，用i表示，其表达式为：

$$i=\frac{\Delta H}{\Delta e}\quad(1.5)$$

式中：ΔH——沿水流方向(渗流方向)相邻两点间的水头差，m；

Δe——沿水流方向(渗流方向)相邻两点间的透径距离，m。

(6)土的粘结力

土的粘结力是指土体中颗粒间的连接力，又称内聚力，用c表示。

土的抗剪强度主要取决于粘结力c的大小。土的粘结力包括原始粘结力和固化粘结力。原始粘结力是指由于土粒间水膜与相邻土粒之间的分子引力所形成的粘结力。当土体被压缩时，土粒间的距离减小，原始粘结力随之增大。当土体的天然结构被破坏时，将丧失原始粘结力的一部分，但会随着时间而恢复其中的一部分。固化粘结力是指由于土中化合物的胶结作用而形成的粘结力。当土体的天然结构被破坏时，即丧失这一部份粘结力，而不能恢复。

(7)土的内摩擦角

土的内摩擦角是反映土体颗粒之间摩擦特性的一个重要指标，用φ表示。

土的粘结力c与内摩擦角φ可通过直剪试验或三轴试验测定。

2)岩石物理力学指标

岩石材料的物理性质指标主要是指岩石的密度、容重、空隙比、含水量、吸水性，力学指标主要有抗拉压强度，C、φ值，以及变形参数等。

(1)岩石质量密度

岩石的质量密度是指单位体积岩石所含有的质量，设岩块的质量为m，自然体积为V，则天然状态下岩石的质量密度为

$$\rho=\frac{m}{V}\quad(1.6)$$

岩石的质量密度，简称为密度。组成岩石的矿物密度越大，岩石矿物质胶结越紧密，岩石的密度就越大。如果能确定岩石的矿物组成，岩石的密度可以由各种矿物成分的多少大致确定。例如，基性岩和超基性岩的岩石矿物密度较大，胶结紧密，岩石的密度也大；酸性岩的矿物密度较小，胶结松散，岩石的密度也就小；主要成分为石英的砂岩，其密度与石英就很相近。

(2)容重

单位体积岩石的重力叫重力密度，简称为容重。由于天然体积包括孔隙体积，岩石的重力又可能包括其中含水的重力，因此，容重应有干容重、湿容重之分，天然状态下的容重应与湿容重相同，因此，天然容重为

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (1.7)$$

式中：W——岩石自然状态下的重力，kN；

V——相应的岩石在自然状态下的体积，m^3。干容重为

$$\gamma_d = \frac{W_D}{V} \quad (1.8)$$

式中：W_D——岩石试件完全烘干后的重力，kN；

V——岩石试件的体积，m^3，这里假定干燥过程中岩石试样的体积保持不变。

在工程中区别天然容重和干容重，对于一些粘土质岩石(例如泥岩)具有较重要的意义。按定义，岩石的容重与岩石的矿物成分、孔隙性和含水量有关，深层的岩石由于孔隙性小，岩石埋深越大，容重也越高；多孔性岩石由于孔隙性大，容重就较小；一些火山溶岩、浮石、漂石等孔隙性很大，其容重甚至可能小于水的容重。

(3)岩石的孔隙性

岩石的孔隙性指岩石内的裂隙和空隙发育程度。在工程上常用孔隙比来表示孔隙性的大小。定义为孔隙体积与岩石实在固体体积之比，即

$$e = \frac{V_a}{V_o} \quad (1.9)$$

式中：V_a——孔隙体积；

V_o——岩石内固体矿物颗粒的体积。

岩石的孔隙性在岩石力学中有重要的意义，岩石受力作用或温度变化时发生变形，孔隙体积要发生改变，从而也改变岩石的孔隙性，相应地改变岩石的密度，岩石的声学特性也随之发生变化，因此，孔隙性是岩石的一个重要物理特性。这里所说的孔隙性指岩块而言，不包括岩石中的宏观节理及其他不连续结构面。岩石孔隙性的工程意义在于：随着岩石孔隙比的增大，一方面岩石的完整性降低，同时也降低岩石的容重与强度；另一方面，使岩石的透水性增加，从而为各种风化营力以可乘之机，使风化进程加快，导致岩石的力学性质进一步弱化。

(4)岩石的吸水性与渗水性

岩石的吸水能力指标用吸水率表示。在一定的压力下，岩石于试样吸入水的重力与岩样干重力之比即为吸水率，吸水率常用ω表示。即

$$\omega = \frac{W_W}{W_D} \quad (1.10)$$

式中：W_W ——在一个大气压力下试样吸入水的重力；

W_D ——岩样的干重力。

岩石吸水率的大小既与岩石孔隙率、孔隙的连通和开闭情况有关，也与压力的大小有关。相同的岩样在压力大时吸水率也大，压力低时吸水率小。它还与浸水时间有关，浸水时间不同，可得出不同的吸水率。

岩石的渗水性是指在一定的试验条件下水渗入岩石透过试样的能力。由于透过岩石必须有连通的孔隙，透水性的大小不仅取决于孔隙比的大小。还与孔隙的大小和连通情况有关。

岩石渗水性指标用渗透系数K表示，渗透系数根据达西定律定义为

$$q = -KiF \quad (1.11)$$

式中：q——单位时间内的渗流重；

i——水力梯度；

F——过水面积；

K——透水性系数，其量钢为速度的量纲。

一般地，完整性好密度大的岩石，渗透系数很低，常常小于10^{-7}m／s。

(5)岩石单轴抗压强度与抗拉强度

岩石单轴抗压强度反映了岩石在无侧限条件(即σ_3=o)下承受单向压缩荷载的能力，用R_c表示，抗拉强度反映了岩石在无侧限条件(即σ_3=o)下承受单向拉伸荷载的能力，用R_t表示。

(6)岩石的抗剪强度指标

岩石的抗剪强度指标是指岩石的粘结力C与内摩擦角φ，它可以通过岩石的直剪试验和三轴试验获得。

(7)岩石的变形基本指标

描述岩石变形性的基本指标有岩石的变形模量和泊松比，这两个指标可以根据应力一应变曲线求得。变形模量是指岩石在单轴压缩下轴向压应力与轴向应变之比。如果岩石的应力应变曲线是直线，岩石的变形为弹性变形，岩石的变形模量为一常数。岩石的泊松比是侧应变与轴应变之间比值，对于弹性体来也是一个常数。在实际工程中，常采用应力应变曲线上与应力为极限强度50％的对应点的侧应变与轴应变来计算岩石的泊松比。

对于岩石边坡，岩体结构面的抗剪强度指标是边坡工程设计中的一个重要参数，结构面的抗剪强度参数与结构面特征密切相关。上述所有指标在无法由试验确定时，可参考相关规范的标准值。

§1.4 边坡设计的基本原则

§1.4.1 边坡处治的常用措施

1)放缓边坡

放缓边坡是边坡处治的常用措施之一，通常为首选措施。它的优点是施工简便、经济、安全可靠。

边坡失稳破坏通常是由于边坡过高、坡度太陡所致。通过削坡，削掉一部份边坡不稳定岩土体，使边坡坡度放缓，稳定性提高。

2)支挡

支挡(挡墙、抗滑桩等)是边坡处治的基本措施。对于不稳定的边坡岩土体，使用支挡结构(挡墙、抗滑桩等)对其进行支挡，是一种较为可靠的处治手段。它的优点是可从根本上解决边坡的稳定性问题，达到根治的目的。

3)加固

(1)注浆加固

当边坡坡体较破碎、节理裂隙较发育时，可采用压力注浆这一手段，对边坡坡体进行加固。灌浆液在压力的作用下，通过钻孔壁周围切割的节理裂隙向四周渗透，对破碎边坡岩土体起到胶结作用，形成整体；此外，砂浆柱对破碎边坡岩土体起到螺栓连接作用，达到提高坡体整体性及稳定性的目的。

注浆加固可对边坡进行深层加固。

(2)锚杆加固

当边坡坡体破碎，或边坡地层软弱时，可打入一定数量的锚杆，对边坡进行加固。锚杆加固边坡的机理相当于螺栓的作用。

锚杆加固为一种中浅层加固手段。

(3)土钉加固

对于软质岩石边坡或土质边坡，可向坡体内打入足够数量的土钉，对边坡起到加固作用。土钉加固边坡的机理类似于群锚的作用。

与锚杆相比，土钉加固具有“短”而“密”的特点，是一种浅层边坡加固技术。两者在设计计算理论上有所不同，但在施工工艺上是相似的。

(4)预应力锚索加固

当边坡较高、坡体可能的潜在破裂面位置较深时，预应力锚索不失为一种较好的深层加固手段。目前，在高边坡的加固工程中，正逐渐发展成为一种趋势，被越来越多的人接受。

在高边坡加固工程中，与其他加固措施相比，预应力锚索具有：

①受力可靠；

②作用力可均匀分布于需加固的边坡上，对地形、地质条件适应力强，施工条件易满足；

③主动受力；

④勿需放炮开挖，对坡体不产生扰动和破坏，能维持坡体本身的力学性能不变；

⑤施工速度快等优点。

4)防护

边坡防护包括植物防护和工程防护。

(1)植物防护

植物防护是在坡面上栽种树木、植被、草皮等植物，通过植物根系发育，起到固土，防止水土流失的一种防护措施。这种防护措施一般适用于边坡不高、坡角不大的稳定边坡。

(2)工程防护

①砌体封闭防护

当边坡坡度较陡、坡面土体松散、自稳性差时，可采用圬工砌体封闭防护措施。砌体封闭防护包括浆砌片石、浆砌块石、浆砌条石、浆砌预制块、浆砌混凝土空心砖等。

②喷射素混凝土防护

对于稳定性较好的岩质边坡，可在其表面喷射一层素混凝土，防止岩石继续风化、剥落，达到稳定边坡的目的。这是一种表层防护处治措施。

③挂网锚喷防护

对于软质岩石边坡或石质坚硬但稳定性较差的岩质边坡，可采用挂网锚喷防护。挂网锚喷是在边坡坡面上铺设钢筋网或土工塑料网等，向坡体内打入锚杆(或锚钉)将网钩牢，向网上喷射一定厚度的素混凝土，对边坡进行封闭防护。

5)排水

(1)截水沟

为防止边坡以外的水流进入坡体，对坡面进行冲刷，影响边坡稳定性，通常在边坡外缘设置截水沟，以拦截坡外水流。

(2)坡内排水沟

除在边坡外缘设置截水沟外，在边坡坡体内应设置必要的排水沟，使大气降雨能尽快排出坡体，避免对边坡稳定产生不利影响。

§1.4.2 边坡工程设计的基本原则

1)边坡工程中的极限状态设计原则

边坡设计要解决的根本问题是在边坡的稳定与经济之间选择一种合理的平衡，力求以最经济的途径使服务于工程建筑物的边坡满足稳定性和可靠性的要求。边坡工程的可靠性是指边坡及其支护结构在规定的时间内，在规定的条件下，保持自身整体稳定的能力，它是边坡安全性、适用性和耐久性的总称。

①安全性。边坡及其支护结构在正常施工和正常使用时能承受可能出现的各种荷载作用，以及在偶然时间发生时及发生后应能保持必须的整体稳定性。

②适用性。边坡及其支护结构在正常使用时能满足预定的使用要求，如作为建筑物环境的边坡能保证主题建筑物的正常使用。

③耐久性。边坡及其支护结构在正常维护下，随着时间的变化，仍能保持自身整体稳定，同时不会因边坡的变形而引起主体建筑物的正常使用。

为了对边坡及其支护结构的可靠性进行定量描述，可采用边坡工程的可靠度的概念。它是指边坡及其支护结构在规定的时间内，在规定的条件下，保持自身整体稳定的概率。显然它是边坡及其支护结构可靠性的一种概率度量。鉴于坡稳定性涉及岩土介质多种不确定性因素的影响，边坡可靠度的研究难度远较结构可靠度大，因此目前在边坡工程设计中主要是应用较成熟的结构可靠度理论，在保证边坡稳定性的前提条件下对支护结构采用极限状态设计原则。

在边坡工程设计中采用的极限状态设计法(其基准期以主体建筑物的设计基准期为准)，一般采用承载能力极限状态和正常使用极限状态两种极限状态：承载能力极限状态是指支挡结构强度破坏、锚固系统失效、边坡失稳；正常使用极限状态是指支护结构和边坡变形量、危及邻近建(构)筑物正常使用、耐久性能不能满足结构设计年限要求等。

2)边坡设计中的荷载效应原则

在边坡稳定性分析与推力计算中的涉及的主要荷载有：边坡岩土体自重，边坡上的各种建筑物产生的附加荷载，地下水产生的诸如静水压力、渗透压力等荷载，以及地震荷载。在边坡支挡结构设计中涉及的荷载，根据结构设计原理有永久荷载、可变荷载和偶然荷载。各种荷载的取值应根据不同极限状态的设计要求取不同的代表值，永久荷载一般以其标准值作为代表值，可变荷载一般以其标准值、组合值、准永久值作为代表值。

各种荷载的标准值是根据边坡处治结构按照极限状态设计时采用的荷载基

本代表值，它可以统一由设计基准期最大荷载概率分布的某一分位数确定；可变荷载的准永久值是按照正常使用极限状态长期效应组合设计时采用的荷载代表值，准永久值主要依据荷载出现的累计持续时间而定，即按照设计基准期内荷载超过该值的总持续时间与整个设计基准期的比值确定。可变荷载的组合值是当结构承受两种或两种以上的可变荷载时，按承载能力极限状态基本组合及正常使用极限状态短期组合设计时采用的荷载代表值。

各种荷载效应组合应根据有关国家现行规范，按照最不利原则进行。边坡工程设计中采用的荷载效应按照最不利原则进行组合。通常在下列情况下采用荷载效应组合应采用承载能力极限状态基本组合：

①计算边坡与支挡结构的稳定性及滑坡推力时，其荷载分项系数应取1.0；

②在确定锚杆、支护结构立柱、挡板、挡地墙截面尺寸、内力与配筋及相应的基底反力时，并用相应的荷载分项系数。

在计算锚杆变形和支护结构水平位移与垂直位移时，荷载效应组合应为正常使用极限状态准永久组合，但不计人风荷载和地震荷载作用。

承载能力极限状态下基本组合的荷载效应设计值按下式计算：

$$S=\gamma_g S_{gk}+\gamma_{Q1}\varphi_{c1}S_{Q1k}+\gamma_{Q2}\varphi_{c2}S_{Q2k}+\gamma_{Q3}\varphi_{c3}S_{Qk}+\ldots+\gamma_{Qn}\varphi_{cn}S_{Qnk} \quad (1.12)$$

式中：S_{gk}——按永久荷载标准值G。计算的荷载效应值；

γ_g——永久荷载分项系数；

γ_{Qi}——可变荷载Q_i分项系数；

φ_{ci}——可变荷载Q_i组合系数。

在按锚杆承载力确定锚杆锚固段长度和按地基承载力确定支护结构立柱(肋柱或桩)与挡墙基础底面积埋深时，采用荷载效应组合应采用正常使用极限状态标准组合；而在支护结构抗裂计算时，荷载效应组合采用正常使用极限状态的标准组合，并应考虑长期荷载影响。正常使用极限状态下荷载效应标准值按下式计算：

$$S=S_{gk}+S_{Q1k}+\varphi_{c2}S_{Q2k}+\varphi_{c3}S_{Qk}+\ldots+\varphi_{cn}S_{Qnk} \quad (1.13)$$

式中：S_{gk}——按永久荷载标准值G_k计算的荷载效应值；

S_{Qik}——按可变荷载标准值Q_{ik}计算的荷载效应值；

φ_{ci}——可变荷载Q_i组合系数；

各分项系数的取值应按照相关国家规范执行。

3)边坡工程设计中的设计计算原则

在边坡工程设计中必须进行下列验算：

①支护结构强度计算，包括锚杆抗拉，立柱、挡板、挡墙及其基础的抗压、抗弯、抗剪及局部抗压承载力均应满足要求。

②在锚杆挡墙设计中，必须锚杆抗拔承载力和立柱与挡墙基础的地基承载力验算。

③当边坡位于滑坡地段或边坡的滑踏可能影响道周围的建筑物时，应对边坡工程进行支护结构整体或局部稳定性验算。

④如果对边坡的变形有较高的要求时，应对边坡进行变形分析，并根据分析结果采取有效的措施控制变形量，使之满足规定要求。

4)边坡工程设计中的信息化设计原则

由于边坡岩土介质的复杂性、可变性和不确定性，地质勘察参数难以准确确定，加之设计理论和设计方法带有经验性和类比性。因此边坡工程的设计往

往难以一次定型，需要根据施工中反馈的信息和监控资料不断效核、补充和完善设计，这是目前边坡工程处治设计中较为科学的动态设计方法，这种设计法要求提出特殊的施工方案和监控方案，以保证在施工过程中能获取对原设计进行效核、补充和完善的有效资料和数据。

5)边坡工程设计中的综合治理原则

厂在边坡工程设计，应根据边坡的具体情况，结合主体工程建筑物实施多措施综合治理原则。在保证边坡自身整体稳定的前提下，综合考虑主体建筑物、周边建筑物、周边环境以及整体美观、适用、经济等特点进行优化设计。

§1.4.3 边坡处治方案比选及优化

边坡处治方案主要取决于地层的工程性质、水文地质条件、荷载的特性、使用要求、原材料供应及施工技术条件等因素。方案选择的原则是：力争作到使用上安全可靠、施工技术上简便可行、经济上合理。因此，一般应作几个不同方案的比较，从中得出较为适宜而又合理的设计方案与施工方案。

对于高边坡，由于其稳定性较差，在边坡顶部常常产生平行于坡面的张性拉裂缝，表现为边坡中上部极易失稳破坏。高边坡一旦失稳，造成的后果是比较严重的。因此，在高边坡治理时，对于中上部，应加大削坡减载的力度，放缓边坡，并采取必要的加固处理措施，确保一次根治，不留后患。

对于滑坡，由于是在一定的地形地质条件下，受地下水活动、河流冲刷、人工切坡、人工填筑、地震活动等因素的影响，使斜坡上的大量土体或岩体在重力作用下，沿地层中的某一软弱面(或带)作整体的、缓慢的、间歇性的滑动。其对工程建设的危害是很大，在以往的工程实践中，有的由于缺乏经验，对自然界中暂时处于稳定状态的滑坡认识不足，工程建设开始后不久或建成以后发生了滑坡，有的已建成工程被滑坡摧毁，有的被迫迁移或改线，有的则耗费大量的整治费用。所以，在山区土木工程建设中，注意识别和防治滑坡，其治理原则要求方案可行、安全可靠、经济合理、一次根治、不留后患。

§1.4.4 边坡处治设计的程序

边坡工程处治设计是在地质勘察分析资料的基础上，通过对边坡的稳定性进行分析计算后，给出控制不稳定边坡的具体方案和措施的技术工作。设计的内容包括边坡的稳定性分析、边坡荷载效应分析或推力计算、治理方案的设计与优化、支护结构的设计与计算、施工设计图纸文件编制、施工方案、施工监测及长期监测方案的设计与制定等内容。其设计程序可分如下几个步骤：

(1)现场考察并分析边坡工程地质勘察资料。这是边坡设计人员熟悉现场和边坡性状的必不可少的重要步骤。

(2)在考察现场分析地勘资料的基础上，初步判断边坡的稳定状态，并根据边坡服务的工程情况和相关规范规定，确定边坡的稳定性系数。

(3)参照试验资料，对边坡的稳定性进行详细分析计算，对于大型复杂的边坡，往往还要辅以必要的数值分析；分析过程中可以采用反分析法对滑动面及滑动面参数进行分析计算，

同时研究边坡稳定性对各影响参数的敏感性。

(4)分析边坡稳定性满足规定要求时的各种荷载效应，为支护结构的计算作好准备。

(5)按照边坡设计基本原则,拟定边坡处治方案,并进性各种方案的对比,选择最优方案。

(6)进行支护结构的设计计算。

(7)对边坡及支护结构进行局部和整体稳定性验算。

(8)编制并出版设计图纸文件。

(9)结合边坡设计制定施工、监测方案。

(10)在施工过程中，根据施工及监测的反馈信息不断对设计进行补充、优化和完善。

主要参考文献

1 翟才旺.水利水电岩质边坡的加固技术综述，广西水利水电，p1—3，Nv.3，2002

2 洪毓康主编.土质学与土力学.北京：人民交通出版社，1997

3 吴德伦、黄质宏、赵明阶.岩石力学.重庆：重庆大学出版社，2002

4 夏元友、朱瑞赓、李新平.边坡稳定性研究综述与展望，金属矿山，p9—12，No.12，1995

5 胡柳清，边坡稳定性研究及其发展趋势，矿山研究与开发，p7—9，Vo1.20，No.5，2000

6 王建锋、李世海等.重庆武隆滑坡成因分析，中国工程科学，p22—28，Vo1.4，No.4，2002

7 重庆市地方标准，建筑边坡支护技术规范(DB 50／5018－2001)重庆市建设委员会，2001

8 魏勇幸、杨建国.边坡地质灾害防治技术综述，路基工程，p4—7，No.6，2000

9E N.Bromhead，The Stability of Slopes，Surrey University Press，New York，USA，1986

第 2 章 边坡处治基本理论及稳定性分析

§2.1 概 述

边坡处治，首先要进行稳定性分析。边坡稳定分析的方法很多，目前在工程中广为应用的是传统的极限平衡理论。近几年，基于不同的力学模型而建立起来的各种数值分析计算方法也越来越受到工程界的重视。

一般来说，不同的边坡类型，不同的分析目的以及可获得的基本资料情况，应采用与之相适应的计算理论和稳定分析方法。

§2.1.1 边坡稳定性概念

边坡一般是指具有倾斜坡面的土体或岩体，由于坡表面倾斜，在坡体本身重力及其他外力作用下，整个坡体有从高处向低处滑动的趋势，同时，由于坡体土(岩)自身具有一定的强度和人为的工程措施，它会产生阻止坡体下滑的抵抗力。一般来说，如果边坡土(岩)体内部某一个面上的滑动力超过了土(岩)体抵抗滑动的能力，边坡将产生滑动，即失去稳定；如果滑动力小于抵抗力，则认为边坡是稳定的。

在工程设计中，判断边坡稳定性的大小习惯上采用边坡稳定安全系数来衡量。1955年，毕肖普(A.W.Bishop)明确了土坡稳定安全系数的定义：

$$F_S = \frac{\tau_f}{\tau} \quad (2.1)$$

式中：τ_f ——沿整个滑裂面上的平均抗剪强度；

r——沿整个滑裂面上的平均剪应力；

F_S ——边坡稳定安全系数。

按照上述边坡稳定性概念，显然，F_S >1，土坡稳定；F_S <1，土坡失稳；F_S =1，土坡处于临界状态。

毕肖普的土坡稳定安全系数物理意义明确，概念清楚，表达简洁，应用范围广泛，在边坡工程处治中也广泛应用。其问题的关键是如何寻求滑裂面，如何寻求滑裂面上的平均抗剪强度τ_f和平均剪应力τ。

在工程建设中，常见的边坡滑动有两种类型。一种是天然边坡由于原来的地质条件改变而产生的滑坡，通常用地质条件对比法来衡量其稳定的程度；另一种是由于工程建设需要而人工开挖或填筑形成的人工边坡，由于设计的坡度一般都比较陡，或由于工作条件的变化改变了边坡体内部的应力状态，使局部的剪切破坏发展成一条连贯的剪切破坏面，边坡的稳定平衡状态遭到破坏而产生滑坡。本章所要讨论的主要针对第二种滑坡，或第二种边坡稳定问题。

§2.1.2 影响边坡稳定性的因素

边坡的稳定是一个比较复杂的问题，影响边坡稳定性的因素较多，简单归纳起来有以下几方面：

(1)边坡体自身材料的物理力学性质

边坡体材料一般为土体、岩体、岩土及其他材料混合堆积或混合填筑体(如工业废渣、废料等)，其本身的物理力学性质对边坡的稳定性影响很大，如抗剪强度(内摩擦角φ，凝聚力c)、容重(包括天然容重和饱和容重等)。

(2)边坡的形状和尺寸

这里指边坡的断面形状、边坡坡度、边坡总高度等。一般来说，边坡越陡，边坡越容易失稳，

坡度越缓，边坡越稳定；高度越大，边坡越容易失稳，高度越小，边坡越稳定。

(3)边坡的工作条件

边坡的工件条件主要是指边坡的外部荷载，包括边坡和边坡顶上的荷载、边坡后传递的荷载，如公路路堤边坡顶上的汽车荷载、人行荷载等，储灰场后方堆灰传递的荷载，水坝后方水压力等。

边坡体后方的水流及边坡体中水位变化情况是影响边坡稳定的一个重要因素，它除自身对边坡产生作用外，还影响边坡体材料的物理力学指标。

(4)边坡的加固措施

边坡的加固是采取人工措施将边坡的滑动传送或转移到另一部分稳定体中，使整个边坡达到一种新的稳定平衡状态，加固措施的种类不同，对边坡稳定的影响和作用也不相同，但都应保证边坡的稳定。

§2.1.3 边坡稳定性分析基本理论和假定

边坡稳定分析的方法比较多，但总的说来可分为两大类，即以极限平衡理论为基础的条分法和以弹塑性理论为基础的数值计算方法。

条分法以极限平衡理论为基础，由瑞典人彼得森(K.E.Petterson)在1916年提出，20世纪30～40年代经过费伦纽斯(W.Fellenius)和泰勒(D.W.Taylor)等人的不断改进，直至1954年简布(N.Janbu)提出了普遍条分法的基本原理，1955年毕肖普明确了土坡稳定安全系数，使该方法在目前的工程界成为普遍采用的方法。

条分法实际上是一种刚体极限平衡分析法。其基本思路是：假定边坡的岩土体坡坏是由于边坡内产生了滑动面，部分坡体沿滑动面而滑动造成的。滑动面上的坡体服从破坏条件。假设滑动面已知，通过考虑滑动面形成的隔离体的静力平衡，确定沿滑面发生滑动时的破坏荷载，或者说判断滑动面上的滑体的稳定状态或稳定程度。该滑动面是人为确定的，其形状可以是平面、圆弧面、对数螺旋面或其他不规则曲面。隔离体的静力平衡可以是滑面上力的平衡或力矩的平衡。隔离体可以是一个整体，也可由若干人为分隔的竖向土条组成。由于滑动面是人为假定的，我们只有通过系统地求出一系列滑面发生滑动时的破坏荷载，其中最小的破坏荷载要求的极限荷载与之相应的滑动面就是可能存在的最危险滑动面。

条分法的基本假定如下：

把滑动土体竖向分为n个土条，在其中任取1条记为i，如图2.1所示，在该土条上作用的已知力有：土条本身重力W_i，水平作用力Q_i(如地震产生的水平惯性力等)，作用于土条两侧的孔隙水压力U_i及U_{i+1}，作用于土条底部的孔隙水压力U_{di}。土条上的力矢多边形如图2.2所示。当滑面形状确定后，土条的有关几何尺寸也可确定，如底部坡角a_i，底弧长l_i，滑面上的土体强度c'，$tg\varphi_i'$也已确定。要使整个土体达到力的平衡，其未知力还有：每一土条底部的有效法向反力N_i'，共n个；两相邻土条分界面上的法向条间力E_i，共n-1个，切向条间力X_i，共n-1个；两相邻土条间力X_i及E_i合力作用点位置Z_i，共n-1个；每一土条底部切力T_i及法向力N_i的合力作用点位置a_i，共n个。另外，滑体的安全系数F_s，1个。

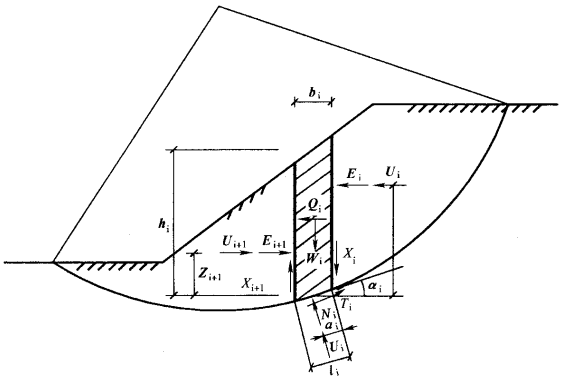


图 2.1　作用于土条上的各种力

综合上述分析，我们得到共计有 5n-2 个未知量，我们能得到的只有各土条水平向及垂直向力的平衡以及土条的力矩平衡共计 3n 个方程。因此，边坡的稳定分析实际上是一个求解高次超

静定问题。如果土条比较薄(b_i较小)，T_i与N_i的合力作用点可近似认为在土条底部的中点，a_i变为已知，未知量变为4n-2个。与已有的方程数相比，还有n-2个未知量无法求出，要使问题有唯一解就必须建立新的条件方程。解决的途径有两个：一个是利用变形协调条件，引进土体的应力～应变关系，另一个是作出各种简化假定以减少未知量或增加方程数。前者会使问题变得异常复杂，工程界基本上不采用，后者采用不同的假定和简化，而导出不同的方法。

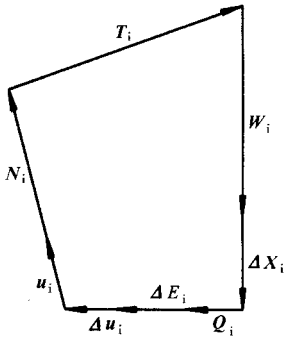


图2.2　土条的力矢多边形

假定n-1个X_i值，更简单地假定所有X_i=0，这就是常用的毕肖普方法。

假定X_i与E_i的交角或条间力合力的方向，而有斯宾塞(Spencer.E)法，摩根斯坦－普赖斯法(Morgenstem—N.R，Price.V.E)、沙尔玛法(Sarma.S.K.)以及不平衡推力传递法。

假定条间力合力的作用点位置，而有简布(N.Janbu)提出的普遍条分法。

考虑土条间力的作用，可以使稳定安全系数得到提高，但有两点必须注意：一是在土条分界面上不能违反土体破坏准则，即切向条间力得出的平均剪应力应小于分界面土体的平均抗剪强度;二是不允许土条间出现拉应力,如果这两点不能满足,就必须修改原来的假定,或采用别的计算办法。

研究表明[1]，为减少未知量所作的各种假设，在满足合理性要求的条件下，求出的安全系数差别都不大。因此，从工程实用观点来看，在计算方法中无论采用何种假定，并不影响最后求得的稳定安全系数值。我们进行边坡稳定分析的目的，就是要找出所有既满足静力平衡条件，同时又满足合理性要求的安全系数解集。从工程实用角度看，就是找寻安全系数解集中最小的安全系数，这相当于这个解集的一个点，这个点就是边坡稳定安全系数。

需要说明的是，采用极限平衡法来分析边坡稳定，由于没有考虑土体土身的应力—应变关系和实际工作状态，所求出土条之间的内力或土条底部的反力均不能代表边坡在实际工作条件下真正的内力和反力，更不能求出变形。我们只是利用这种通过人为假定的虚拟状态来求出安全系数而已。由于在求解中做了许多假定，不同的假定求出的结果是不相同的，但由于极限平衡法长期在工程中应用，各行业应用不同的方法，都积累了大量的经验，工程界就用这种虚拟状态，来近似模拟实际工作状态，再加上工程经验从而作出工程设计判断。

为了克服极限平衡法的不足，人们提出了以有限元法为代表的各种数值计算方法。有限元法，是将边坡体离散成有限个单元体，或者说，用有限个单体所构成的离散化结构代替原来的连续体结构，通过分析单元体的应力和变形来分析整个边坡的稳定。与极限平衡法所不同的是，数值计算是以弹性(塑性)理论为基础，需要首先弄清楚岩土体的本构关系，即应力—应变关系，它既要求出单元体的力的平衡，也要考虑单元体的变形协调，同时还要考虑岩土体的破坏准则。由于岩土体应力—应变关系是非线性的，它使边坡的数值计算变得十分复杂。数值计算发展到今天，由于计算机的普及和大量应用，复杂而又精细的计算方法已不再是数值计算的障碍了，而计算成果的优劣取决于岩土体的主要构造和有关参数的获得情况。

有关数值计算的原理和方法在后面的相关章节中介绍。

§2.2 瑞典圆弧法

§2.2.1 基本假定

瑞典圆弧法又简称为瑞典法或费伦纽斯法，它是极限平衡方法中最早而又最简单的方法，其基本假定如下：

(1)假定土坡稳定属平面应变问题，即可取其某一横剖面为代表进行分析计算。

(2)假定滑裂面为圆柱面，即在横剖面上滑裂面为圆弧；弧面上的滑动土体视为刚体，即计算中不考虑滑动土体内部的相互作用力(E_i，X_i不考虑)。

(3)定义安全系数为滑裂面上所能提供的抗滑力矩之和与外荷载及滑动土体在滑裂面上所产生的滑动力矩和之比；所有力矩都以圆心O为矩心。

(4)采用条分法进行计算。

§2.2.2 计算公式

图2.3表示一均质土坡，按瑞典法假定，其中任一竖向土条i上的作用力。土条高为h_i，宽为b_i，W_i为土条本身的自重力，N_i为土条底部的总法向反力，T_i为土条底部(滑裂面)上总的切向阻力；土条底部坡角为a_i；长为l_i，坡体容重为γ_i，R为滑裂面圆弧半径，AB为滑裂圆弧面，x_i为土条中心线到圆心O的水平距离。

根据摩尔一库仑准则，滑裂面AB上的平均抗剪强度为

$$\tau_f = c' + (\sigma - u)tg\varphi' \quad (2.2)$$

式中：σ——法向总应力；

u——孔隙应力；

c'，φ'——坡体有效抗剪强度指标。

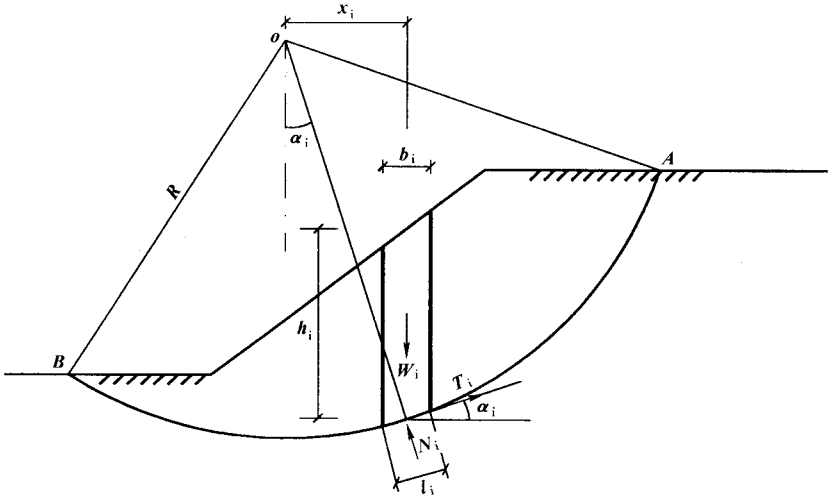


图 2.3　瑞典法计算图示

如果整个滑裂面AB上的平均安全系数为F_s，按照式(2.1)定义，土条底部的切向阻力T_i为

$$T_i = \tau l_i = \frac{\tau_f}{F_S} l_i = \frac{1}{F_S}[c_i' + (N_i - u_i)tg\varphi_i']l_i \quad (2.3)$$

取土条底部法线方向力的平衡，可得

$$N_i = W_i \cos\alpha = \gamma_i b_i h_i \cos\alpha_i \quad (2.4)$$

取所有土条对圆心的力矩平衡，有

$$\Sigma W_i x_i - \Sigma T_i R_i = 0 \quad (2.5)$$

如图所示，根据几何关系

$x_i = R\sin\alpha_i$

将式(2.3)、(2.4)代入式(2.5)，整理后有

$$F_s = \frac{\Sigma\left[c_i' l_i + (W_i\cos\alpha_i - u_i l_i)tg\varphi_i'\right]}{\Sigma W_i \sin\alpha_i} \quad (2.6)$$

计算时土条厚度均取单宽，即有$W_i = \gamma_i h_i b_i$，因此式(2.6)可写为

$$F_s = \frac{\Sigma\left[c_i' + \gamma_i h_i \cos^2\alpha - u_i\right] b_i \sec\alpha_i tg\varphi_i'}{\Sigma\gamma_i h_i b_i \sin\alpha_i} \quad (2.7)$$

式(2.6)或式(2.7)就是瑞典法土坡稳定计算公式，它也可以从第(3)条假定中直接导出。

§2.2.3 渗流影响

当土坡内部有地下水渗流作用时，滑动土体中存在渗透压力。边坡稳定分析计算时应考虑地下水渗透压力的影响。

同样，在滑动坡体中任取一竖向土条i，如图2.4所示，如果将土条和土条中的水体一起作为脱离体时，此时土条重力W_i就包括土条和土条中的水体重力，即

$$W_i = \left(\gamma h_{1i} + \gamma_m h_{2i}\right) b_i \quad (2.8)$$

式中：γ——土的湿容重；

γ_m——土的饱和容重(包括了土体和水体)。

土条的两侧和底部都作用有渗透水压力，在稳定的情况下，土体均已固结，由附加荷载引起的孔隙应力均已消散，土条底部的孔隙应力u_i也就是渗透水压力。设土条底部中点处的渗透水水头为h_{wi}(一般根据流网确定)，则有

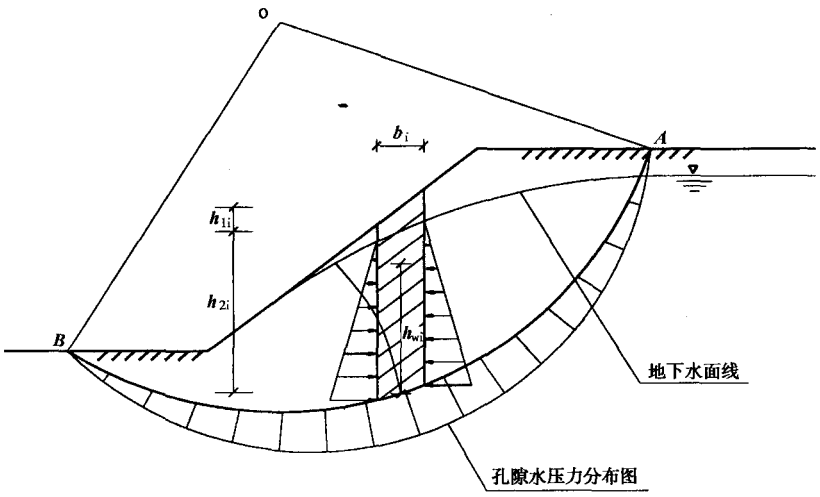


图 2.4　渗流对边坡稳定的影响

$$u_i = \gamma_w h_{wj} \quad (2.9)$$

式中：γ_w——水的容重。

一般地，b_i较小，即土条取得很薄，地下水面与滑裂面接近平行，土条两侧的渗透水压力几乎相等，可认为相互抵消，这也是为了计算的简化。

将式(2.8)和式(2.9)代入式(2.7)，有

$$F_s = \frac{\Sigma b_i\left[c_i' + (\gamma h_{1i} + \gamma_m h_{2i})\cos^2\alpha - \gamma_w h_{wi}\right]\sec\alpha_i tg\varphi_i'}{\Sigma b_i(\gamma h_{1i} + \gamma_m h_{2i})\sec\alpha_i} \quad (2.10)$$

§2.2.4 稳定计算分析

设计计算时，滑裂面是任意给定的，即前述的虚拟工作状态。因此，需要对各种可能的滑裂面均进行计算，从中找出安全系数最小的滑裂面，即认为是存在潜在滑动最危险的(或最有可能的)滑裂面。这种计算工作量是相当大的，特别是当边坡外形和土层分布都比较复杂时，寻找最危险滑裂面位置相当困难。以前，在计算手段有限的情况下，许多学者在寻找最危险滑裂面位置方面作了很大努力，通过各种途径探索最危险滑弧位置的规律，制作图表、曲线，或将某类边坡归类分别总结出滑弧圆心的初始位置，以减少试算工作量并尽可能找到最危险滑裂面。在今天，由于计算机的普遍采用，这些问题已经变得并不那么重要了。我们可充分利用计算机及编制相应的程序，而使这种计算变得异常简单，即使对复杂边坡和复杂土层情况，以前担心多个F_s极小值区的问题现在也比较容易解决了。

用计算机编程计算边坡稳定时，我们先在坡顶上方根据边坡特点或工程经验，先设定一个各种可能产生的圆弧滑裂面的圆心范围，画成正交网格，网格长可根据精度要求而定，网格交点即为可能的圆弧滑裂面的圆心，如图2.5所示。对每个网结点，分别取不同的半径用式(2.7)或式(2.10)进行计算，得到该圆心点的最危险滑裂面(F_s最小对应的滑裂面)。比较全部网结点(不同的圆心位置)的F_s值，最小的F_s值对应的圆心和圆弧即为所求的边坡最危险滑裂面。为了更精确的计算，可将该圆心为原点，再细分小区域网络，按前述方法再进行计算，类似可找出该小区域网络中最小的F_s。

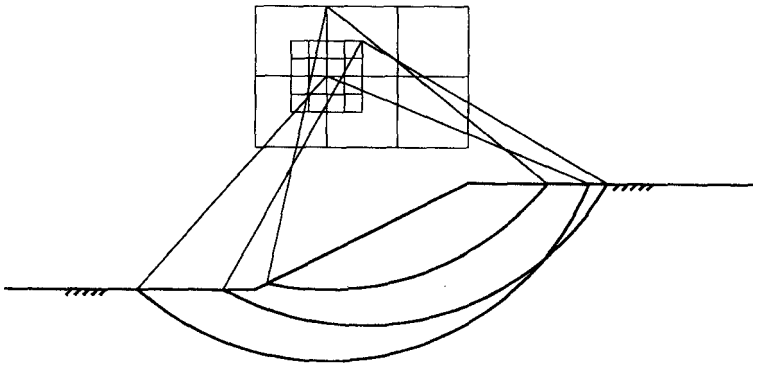


图 2.5　最危险滑裂面的搜索

§2.3 Bishop条分法

§2.3.1 基本假定和计算公式

毕肖普考虑了土条间力的作用，如图2.6所示，E_i及X_i分别表示土条间的法向和切向条间作用力，W_i为土条自重力，Q_i为土条的水平作用力，N_i、T_i分别为土条底的总法向力和切向力，e_i为土条水平力Q_i的作用点到圆心的垂直距离，图中其余符号意义同前。

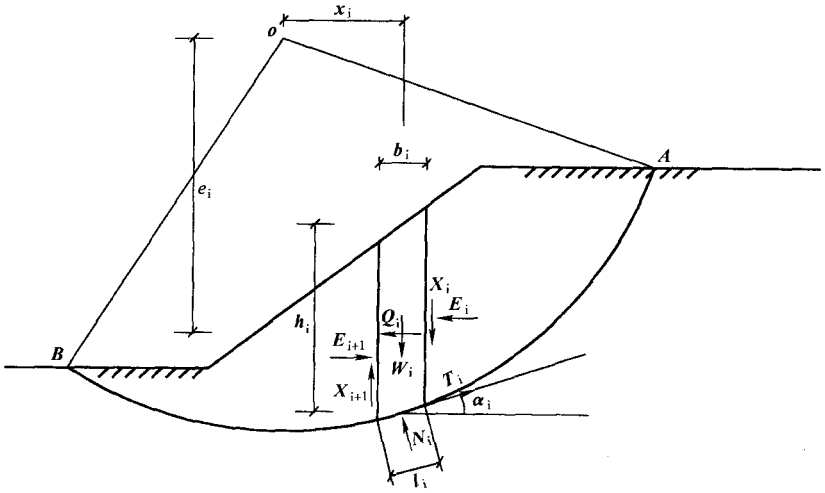


图 2.6　毕肖普法计算图示

分析土条i的作用力，根据竖向力平衡条件，有

$$W_i + X_i - X_{i+1} - T_i \sin\alpha_i - N_i \cos\alpha_i = 0$$

从而得

$$N_i \cos\alpha_i = W_i + X_i - X_{i+1} - T_i \sin\alpha_i \quad (2.11)$$

将前述的安全系数定义和摩尔—库仑准则，即式(2.3)代入式(2.11)，整理后有

$$N_i = \left[W_i + X_i - X_{i+1} - \frac{c'l_i \sin\alpha_i}{F_s} + \frac{u_i l_i tg\varphi_i' \sin\alpha_i}{F_s} \right] \zeta_i \quad (2.12)$$

式中：$\zeta_i = \dfrac{1}{\left[\cos\alpha_i + \dfrac{tg\varphi_i' \sin\alpha_i}{F_s} \right]}$　(2.13)

根据各土条力对圆心的力矩平衡条件，即所有土条的作用力对圆心点的力矩之和为零，此时土条间的作用力将相互抵消，从而有

$$\Sigma W_i x_i - \Sigma T_i R + \Sigma Q_i e_i = 0 \quad (2.14)$$

将式(2.3)、(2.12)代入式(2.14)，得

$$F_s = \frac{\Sigma \zeta_i \left[c_i' b_i + \left(W_i - u_i b_i + X_i - X_{i+1} \right) tg\varphi_i' \right]}{\Sigma W_i \sin\alpha_i + \Sigma Q_i \dfrac{e_i}{R}} \quad (2.15)$$

式(2.15)中有3个未知量：F_s和X_i、X_{i+1}，要么补充新的条件，要么做一些简化消除两个未知量，问题才得有解。毕肖普采用了假定各土条之间的切向条间力X_i和X_{i+1}，略去不计的方法，即假定条间力的合力为水平力，这样，式(2.15)简化为

$$F_s = \frac{\Sigma \left[c_i' b_i + \left(W_i - u_i b_i \right) tg\varphi_i' \right] \zeta_i}{\Sigma W_i \sin\alpha_i + \Sigma Q_i \dfrac{e_i}{R}} \quad (2.16)$$

§2.3.2 稳定计算方法

式(2.16)为使用相当普遍的简化毕肖普法。注意，在该表达式中，F_s待求，等式右边的中间参数ζ_i中含有F_s，只能采用试算或迭代计算的方法求出F_s。在迭代计算时，一般可先假定F_s=1(或预先估计一个接近于1的数)，求出ζ_i，代入右边计算出新的F_s，再用此F_s求出ζ_i及另一新的F_s，如此反复计算，直至前后相邻两次算出的F_s非常接近(或满足预先设定的精度要求)时为止。在毕肖普法的迭代计算中，每次迭代所求的是同一个滑面的F_s值，所以每次计算中，各土条的c_i'、$tg\varphi_i'$、b_i、W、u_i Q_i e_i α_i R等均为定值，在式(2.16)中的分母和分子中除ζ_i以外的各项一次算后就不再变动，因此，这种迭代计算通常收敛很快。根据经验，一般迭代3～4次即可满足精度要求。

§2.3.3 注意问题

毕肖普法迭代计算时要注意两点：

(1)毕肖普法适用于任意形状的滑裂面，尽管我们的推导是从圆弧面开始的。土条的滑面倾角a_i有正负之分，当滑面倾向与滑动方向一致时，a_i为正；当滑面倾向与滑动方向相反时，a_i为负。由式(2.13)可知，当a_i为负时，有可能使式(2.13)分母趋近于零，从而使ζ_i趋近于无穷大，亦即N_i趋近于无穷大，这显然是不合理的。此时，毕肖普法就不能用。这是因为毕肖普法在计算中略去了X_i的影响，又要令各土条维持极限平衡，前后并不完全一致，根据某些学者的意见，当任一土条的ζ_i>5时，就会使求出的F_s值产生较大误差，此时应考虑X_i的影响或采用别的计算方法。

(2)由于毕肖普法计入了土条间作用力的影响，多数情况下求得的F_s值较瑞典法为大，一般来说，瑞典法简单，但偏于安全；毕肖普法较接近实际，求得的F_s值较高，似可节省工程造价。两种方法的设计计算国内外都积累了大量经验，在设计准则及安全系数的确定上两者是有差别的，设计时应注意计算方法和相应的设计准则的一致，更不可张冠李戴。

§2.4 Janbu 条分法

§2.4.1 基本假定

简布(Janbu)法又称普遍条分法，它适用于任意形状的滑裂面。如图 2.7 所示土坡滑动的一般情况，坡面是任意的，坡面上作用有各种荷载，在坡体的两侧作用有侧向推力 E_a和 E_b，剪力 T_a和 T_b，滑裂面也是任意的。土条间作用力的合力作用点连线称为推力线。在土坡断面中任取一土条，其上作用有集中荷载△P，△Q 及均布荷载 q，$\triangle W_r$为土条自重力，土条两侧作用有土条条间力 E、T 及 E+△E，T+△T，滑裂面上的作用力△S 和△N。如图 2.8 所示。

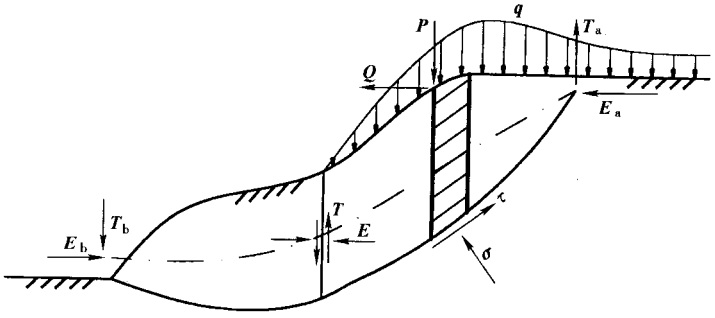


图 2.7　简布法计算图示

为了求出一般情况下土坡稳定安全系数以及滑裂面上的应力分布，简布做了如下假定：

(1)假定边坡稳定为平面应变问题。

(2)假定整个滑裂面上的稳定安全系数是一样的，可用式(2.1)表达。

(3)假定土条上所有垂直荷载的合力△W：△W_r+q△x+△P，其作用线和滑裂面的交点与△N的作用点为同一点。

(4)假定已知推力线的位置，即简单地假定土条侧面推力成直线分布，如果坡面有超载，侧自推力成梯形分布，推力线应通过梯形的形心；如果无超载，推力线应选在土条下三分点附近，对非粘性土(c′=0)可在三分点处，对粘性土(c′>0)，可选在三分点以上(被动情况)或选在三分点以下(主动情况)。

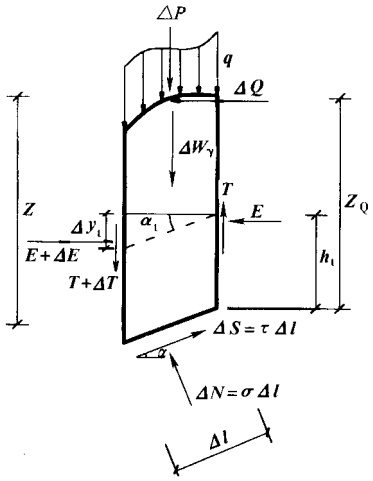


图 2.8　土条的受力分析

§2.4.2 计算公式

根据以上假定和图 2.8，单位土条上作用的总垂直荷载为

$$p=\frac{\Delta\omega}{\Delta x}=\gamma Z+q+\frac{\Delta p}{\Delta x}\quad(2.17)$$

式中：γ——土的容重；

z——土条高度；

q——土条顶部的均布荷载；

其余符号见前述。

根据力及力矩平衡条件，对每一土条，有

$$\tau=\frac{\tau_f}{F_s}=\frac{1}{F_s}\left[c'+(\sigma-u)tg\varphi\right]\quad(2.18)$$

$$\Sigma Y=0:\sigma=p+t-\tau tg\alpha\quad(2.19)$$

$$\Sigma Z=0:\Delta E=\Delta Q+(p+t)\Delta x tg\alpha-\tau\Delta x(1+tg^2\alpha)\quad(2.20)$$

$$\Sigma M=0\quad T=Etg\alpha_t+h_t\frac{dE}{dx}-Z_Q\frac{dQ}{dx}\quad(2.21)$$

式中：u——滑裂面上的孔隙压力；

t——中间变量，$t=\dfrac{\Delta T}{\Delta x}$

其余符号意义见前述及图2.8所示。

对整个边坡滑动土体，总水平力平衡，有

$$\sum\Delta E=E_b-E_a$$

将其代入式(2.20)，有

$$E_b-E_a=\sum[\Delta Q+(p+t)\Delta x\,tg\alpha]-\sum\tau\Delta x(1+tg^2\alpha)\qquad(2.22)$$

将式(2.18)代入上式，有

$$F_s=\frac{\Sigma\tau_f\Delta x(1+tg^2\alpha)}{E_a-E_b+\Sigma\left[\Delta Q+(p+t)\Delta xtg_\alpha\right]}\quad(2.23)$$

$$\tau_f=c'+\left[(p+t-u)-\frac{\tau_f}{F_S}tg\alpha\right]tg\phi'\quad(2.24)$$

式(2.23)两边均含有F项，须用迭代法计算。

由式(2.24)得

$$\tau_f=\frac{c'+(p+t-u)tg\varphi'}{1+tg\alpha tg\varphi'/F_S}\quad(2.25)$$

令 $M=\tau_f\Delta x(1+tg^2\alpha)$ (2.26)

$N=\Delta Q+(p+t)\Delta xtg\alpha$ (2.27)

将式(2.25)代入式(2.26)，并令

$$M'=\left[c'+\left(p+t-u\right)tg\varphi'\right]\Delta x\quad(2.28)$$

$$\eta_a=\frac{1+tg\alpha tg\varphi'/F_s}{1+tg^2\alpha}\quad(2.29)$$

则得到 $M=M'/\eta_\alpha$ (2.30)

可将 η_α 表达式制成 $tg\varphi'/F_s$～$tg\alpha$ η_α 的关系曲线备用，将上述各中1剐参数M、N及 $tg\varphi'/F_s$ 代入式(2.23)，有

$$F_s=\frac{\Sigma M}{E_a-E_b+\Sigma N}\quad(2.31)$$

滑裂面上的剪应力r由下式求出

$$\tau=\frac{\tau_f}{F_s}=\frac{M}{F_s(1+tg^2\alpha)\Delta x}$$

正应力盯由下式求出

$$\sigma=p+t-\tau tg\alpha$$

在上列各式中，T及t=△T/△x均为未知。将式(2.26)和式(2.27)代入式(2.20)，得

$$\Delta E=N-M/F_s\quad(2.33)$$

每一土条侧向水平力可由A点开始(见图2.7)，从上往下逐条推求，即

$$E=E_a+\Sigma\Delta E\quad(2.34)$$

求出E以后，T即可由式(2.21)求得，当土条两侧的T均已知时，该土条的△T及t也就容易求出。但因为求M、N的计算式中均含有t项，所以t无法直接解出，也必须采用迭代法来计算。

§2.4.3 计算步骤

简布法的具体计算步骤如下：

(1)假定滑裂面(可根据边坡的具体情况和类似工程计算经验确定)，划分土条，求出各土条的tgα、△x、P、u、c′、$tg\varphi'$及△Q。

(2)假定t_0=0，有

$$N_0=\Delta Q+p\Delta xtg\alpha$$

$$M'_0=[c'+(p-u)tg\varphi']\Delta x$$

(3)先假定 η_{a0}=1，则M_0=M′$_0$， $F'_{s0}=\frac{\Sigma M'_0}{E_a-E_b+\Sigma N_0}$。

(4)由 F'_{s0} 选取 F^*_{s0}，（一般 $F^*_{s0} > F'_{s0}$），求出 η_{a0}，再求出 $M_o = \frac{M'_o}{\eta_{ao}}$。

(5)再由M_0, N_0求出 $F_{s0} = \frac{\Sigma M_0}{E_a - E_b + \Sigma N_0}$。若求出的 F_{s0} 与 F^*_{s0} 相比误差小于5%，可选用，否则重新选取 F^*_{s0}，再计算，直至满足要求为止。

(6)当t=0时，计算$\triangle E_0 = N_0 - M_0 / F_{s0}$。

(7)求出各土条分界面的E_0，从坡顶逐条往下推算，$E_0 = E_a + \Sigma \triangle E_0$，直到最后满足条件$E_a - E_b = \Sigma \triangle E_0$。

(8)根据推力线位置(按前述第(4)条假定给出)求出$tg\alpha_t$、h_t，由集中水平荷载的位置求出Z_Q。

(9)计算 $\frac{dE}{dx}$、$\frac{dQ}{dx}$

$$\left(\frac{dE}{dx}\right)_{i,i+1} \approx \frac{\Delta E_i + \Delta E_{i+1}}{\Delta x_i + \Delta x_{i+1}}$$

$$\left(\frac{dQ}{dx}\right)_i \approx \frac{\Delta Q_i}{\Delta x_i}$$

(10)求各土条分界面上第一个近似的T值

$$T_1 = -E_0 tg\alpha_t + h_t \frac{dE}{dx} - Z_Q \frac{dQ}{dx}$$

(11)求每一土条的$\triangle T$值和t值

$$\Delta T_i = T_{i,i+1} - T_{i,i-1}, t_i = \frac{\Delta T_i}{\Delta x_i}$$

(12)求出M′、N的第1次近似值

$$N_1 = N_0 + \Delta T \mathrm{tg}\alpha$$

$$M'_1 = M'_0 + \Delta T \mathrm{tg}\varphi'$$

(13)由 F_{s0} 假定 F^*_{s1}，求出各土条的 η_{a1}，并求得 $M_1 = \frac{M'_1}{\eta_{a1}}, F_{s1} = \frac{\Sigma M_1}{E_a - E_b + \Sigma N}$，若 F_{s1} 与 F^*_{s1} 相比误差小于5%，可选用 F_{s1}，否则重新假定 F^*_{s1}，再进行计算。

(14)重复进行(6)～(13)步，从$\triangle E_1 = N_1 - M_1 / F_{s1}$开始，直到算出安全系数的第二次近似值$F_{s2}$，将如与$F_{s1}$比较，若满足精度要求，则迭代计算结束，并取$F_s = F_{s2}$，否则再重复(6)～(13)步的计算。

(15)当F_s确定后，再算出各土条滑裂面上的应力σ_i和τ_i

$$\sigma_1 = P + t_i - \tau_i tg\alpha_i$$

$$\tau_i = \frac{M}{F_s(1 + tg^2{}_{\alpha_i})\Delta x_i}$$

通过上述计算，已获得沿滑裂面上的平均安全系数F_s，所有土条分界面上的作用力E_i及T_i，每一土条底面的平均应力σ_i和τ_i。

(16)校核各土条分界面上抵抗剪切的安全系数F_v。

假定土条界面上的水平向(法向)应力σ_h和垂直向(切向)应力τ_v均沿界面上呈直线分布,则有$\sigma_{hi} = E_i / Z_i$，$\tau_{vi} - T_i / Z_i$,Z_i为土条分界面长度(高度)。若分界面上的总孔隙水压力为U_{hi}(方向水平)，平均孔隙应力$U_{hi} = U_{hi} / Z_i$，则

$$F_v = \frac{\tau_{fv}}{\tau_v} = \frac{c' + (\sigma_{hi} - u_{hi})tg\varphi'}{\tau_v} = \frac{c'Z(E_i - U_{hi})tg\varphi'}{T_i} \quad (2.35)$$

式中：c'、φ'——分界面上的平均强度指标。

一般来说，$F_v \geq F_s$，若$F_v < F_s$，则说明该土条界面上的F_v已小于整体的F_s，应调整推力作用线，使该界面上的τ_v值落入容许范围内，调整推力线后，应再作一次计算。

(17)整理计算结果。

Janbu法通常用来校核一些形状比较特殊的滑裂面，一般不必假定很多滑裂面来计算，上述的迭代计算虽比较复杂和烦琐，根据经验，一般3～4轮迭代计算即可满足要求。

§2.4.4 王复来改进条分法

根据土压力的特点，如果假定土条的水平土压力呈三角形分布，则其合力作用点在界面高度的下三分点处，这就是王复来的改进条分法。任取一土条进行分析，根据力的平衡条件导出基本方程组：

$$\Delta E_i = S_i\sec\alpha_i - (W_i + \Delta T_i)\mathrm{tg}\alpha_i - Q_i \tag{2.36}$$

$$N_i = (W_i + \Delta T_i)\sec\alpha_i - S_i\mathrm{tg}\alpha_i \tag{2.37}$$

$$(T_i + T_{i+1})\frac{\Delta x_i}{2} + E_i(Z_i - \frac{\Delta x}{2}tg\alpha_i) - E_{i+1}\left[Z_{i+1} - Z_i + \Delta x_i tg\alpha_i + Z_i - \frac{\Delta x_i}{2}tg\alpha_i\right] \tag{2.38}$$

$$-\Delta Q_i Z_{Qi} - W_i d_1 - N_i d_2\sec\alpha_i = 0$$

$$S_i = \frac{C_i l_i}{F_s} + (N_i - U_i)\frac{tg\varphi'}{F_s} \tag{2.39}$$

对上述基本方程进行整理代换后有

$$\Delta E_i = \frac{c' + (p_i + t_i - u_i)tg\varphi_i'}{F_s + tg\alpha_i tg\varphi_i'}\Delta x_i(1 + tg^2\alpha) - (p_i + t_i)\Delta x_i tg\alpha_i - \Delta Q_i \tag{2.40}$$

当土条宽度足够小时，认为△x_i、△T_i、△E_i均趋于零，再忽略二次微量，则有

$$T_{i+1} = E_i(tg\alpha_i - \frac{Z_i h_i}{\Delta x_i}) + E_{i+1}\frac{Z_{i+1}}{\Delta x}\frac{\Delta Q}{\Delta x_i}Z_{Qi} \tag{2.41}$$

将式(2.41)代入式(2.40)，整理后有

$$E_{i+1} = \frac{1}{1 - \frac{Z_{i+1}}{\Delta x_i}(\frac{\sec^2\alpha_i tg\varphi_i'}{F_s + tg\alpha_i tg\varphi'} - tg\alpha_i)}$$

$$\left\{\begin{array}{l} E_i + \left[c' + (p-u)tg\varphi_i'\right]\dfrac{\Delta x_i\sec^2\alpha_i}{F_s + tg\alpha_i tg\varphi'} - \Delta Q_i - p\Delta x_i tg\alpha_i - \\ \left[E_i + (\dfrac{Z_i}{\Delta x_i} - tg\alpha_i) - \dfrac{\Delta Q_i}{\Delta x}Z_{Qi} + T_n\right]\left[\dfrac{tg\varphi_{ii}'(1 + tg^2\alpha)}{F_s + tg\alpha_i tg\varphi'} - tg\alpha_i\right] \end{array}\right\} \tag{2.42}$$

安全系数公式同式(2.23)。如果土坡两端无外力，即E_a、E_b、T_a、T_b均为零，土坡共划分为n个土条，则有：

$$F_s = \frac{\sum_{i-1}^{n}\left[c_i'\Delta x_i + (p\Delta x_i + \Delta T_i - u\Delta x_i)tg\varphi_i'\right]\sec^2\alpha_i/(1 + tg\alpha_i)}{\sum_{i=1}^{n}\left[\Delta Q_i + (p\Delta x_i + \Delta T_i)tg\alpha_i\right]} \tag{2.43}$$

计算时仍采用试算法或迭代法。

迭代法步骤要比Janbu法简单一些。先假设F_{s0}，根据边界条件E_1=0，T_1=0，由式(2.42)、式(2.41)从下往上逐条推求侧向推力直至n-1号土条，分别求出E_2，T_2，E_3，T_3，…，E_n，T_n；再根据T_{n+1}=0的条件，算出各土条的△T_1，△T_2，…，△T_m。，用假设的F_{s0}及△T_1，△T_2，…，△T_N代入式(2.43)算得F_s的第一次近似值F_{s1}比较F_{s1}和F_{s0}，看是否满足精度要求。如不满足，则以F_{s1}当作F_{s0}，重复上述步骤的计算，直到前后两次的F_s值满足精度要求时为止。

§2.5 不平衡推力传递系数法

在滑体中取第i块土条，如图2.9所示，假定第i-1块土条传来的推力P_{i-1}的方向平于第I-1块土条的底滑面，而第i块土条传送给第i+1块土条的推力P_i平行于第i块土条的底滑面。即是说，假定每一分界上推力的方向平行于上一土条的底滑面，第i块土条承受的各种作用力示于图2.9中。将各作用力投影到底滑面上，其平衡方程如下：

$$P_i=\left(W_i\sin\alpha_i+Q_i\cos\alpha_i\right)-\left[\frac{c_il_i}{F_s}+\frac{\left(W_i\cos\alpha_i-u_il_i+Q_i\sin\alpha_i\right)tg\varphi_i'}{F_s}\right]+P_{i-1}\Psi_{i-1}\quad(2.44)$$

式中：$\Psi_{i-1}=\cos\left(\alpha_{i-1}-\alpha_i\right)-\frac{\varphi_i'}{F_s}\sin\left(\alpha_{i-1}-\alpha_i\right)$ (2.45)

式(2.44)中第1项表示本土条的下滑力，第2项表示土条的抗滑力，第3项表示上一土条传下来的不平衡下滑力的影响，Ψ_{i-1}称为传递系数。在进行计算分析时，需利用式(2.44)进行试算。即假定一个F_s值，从边坡顶部第1块土条算起求出它的不平衡下滑力P_1(求P_1时，式中右端第3项为零)，即为第1和第2块土条之间的推力。再计算第2块土条在原有荷载和P_1作用下的不平衡下滑力P_2，作为第2块土条与第3块土条之间的推力。依此计算到第n块(最后一块)，如果该块土条在原有荷载及推力P_{n-1}作用下，求得的推力P_n刚好为零，则所设的F_s即为所求的安全系数。如P_n不为零，则重新设定F_s值，按上述步骤重新计算，直到满足P_n=0的条件为止。一般可取3个F_s同时试算，求出对应的3个P_n值，作出P_n～F_s曲线，从曲线上找出P_n=0时的F_s值，该F_s值即为所求。

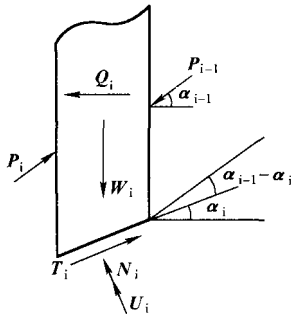


图 2.9　传递系数法图示

为了使计算工作更加简化，在工程单位常采用快捷的简化方法：即对每一块土条用下式计算不平衡下滑力：

不平衡下滑力=下滑力×F_s-抗滑力

由此，式(2.44)可改写为：

$$P_i=F_s\left(W_i\sin\alpha_i+Q_i\cos\alpha_i\right)-\left[c_i'l_i+\left(W_i\cos\alpha_i-Q_i\sin\alpha_i-u_il_i\right)tg\varphi_i'\right]+P_{i-1}\Psi_{i-1}\quad(2.46)$$

上式中，传递系数Ψ_{i-1}改用下式计算

$$\Psi_{i-1}=\cos\left(\alpha_{i-1}-\alpha_i\right)-tg\varphi_i'\sin\left(\alpha_{i-1}-\alpha_i\right)\quad(2.47)$$

求解F_s的条件仍是P_n=0。由此可得出一个含F_s的一次方程，故可以直接算出F_s而不用试算。所得结果与前述复杂的试算方法有时相差不大，但计算却大为简化了。

如果采用总应力法，式(2.46)中可略去U_i1_i项，c、Φ值可根据土的性质及当地经验，采用勘测试验和滑坡反算相结合的方法来确定。F_s值可根据滑坡现状及其对工程的影响等因素确定，一般取1.05～1.25。另外，要注意土条之间不能承受拉力，当任何土条的推力P_i如果出现负值，则意味着P_i不再向下传递，而在计算下一块土条时，上一块土条对其的推力取P_{i-1}=0。

各土条分界面上的P_i求出后，可求出此分界面上的抗剪安全系数：

$$F_{vi}=\left[c_i'h_i+(P_i\cos\alpha_i+U_{Pi})tg\varphi_i'\right]\frac{1}{P_i\sin\alpha_i}\quad(2.48)$$

式中：U_{Pj}——作用土条侧面的孔隙水压力；

h_i——土条侧面高度；

c_i'、φ_i'——土条侧面各土层的平均抗剪强度指标。

传递系数法能够计及土条界面上剪力的影响，计算也不繁杂，具有适用而又方便的优点，在我国的铁道部门得到广泛采用。但传递系数法中P_i的方向被硬性规定为与上分块土条的底滑面(底坡)平行，所以有时会出现矛盾，当α较大时，求出的F_{vi}可能小于1。同时，本法只考虑了力的平衡，对力矩平衡没有考虑，这也存在不足。尽管如此，传递系数法因为计算简捷，在很多实际工程问题中，大部分滑裂面都较为平缓，对应垂直分界面上的c、φ值也相对较大，基本上能满足式(2.48)的要求。即使滑体顶部一、二块土条可能满足不了式(2.48)的要求，但也不致对F_s产生很大影响。所以，该方法还是为广大工程技术人员所乐于采用。

§2.6 边坡稳定分析有限元法

§2.6.1 有限元法概述

有限元法的突出优点是适于处理非线性、非均质和复杂边界等问题，而土体应力变形分析就恰恰存在这些困难问题，有限元方法的应用，能比较好的解决这些困难，在处理边坡稳定分析中开辟了新的途径。

有限元法就是用有限个单元体所构成的离散化结构代替原来的连续体结构来分析土体的应力和变形，这些单元体只在结点处有力的联系。一般材料应力－应变关系或本构关系可表示为

$$\{\sigma\}=[D]\{\varepsilon\} \quad (2.49)$$

由虚位移原理可建立单元体的结点力与结点位移之间的关系，进而写出总体平衡方程

$$[K]\{\delta\}=\{R\} \quad (2.50)$$

式中：[K]——劲度矩阵；

{δ}——结点位移列向量；

{R}——结点荷载列向量。

利用有限单元法，可考虑土的非线性应力一应变关系，求得每一个计算单元的应力及变形后，便可根据不同强度指标确定破坏区的位置及破坏范围的扩展情况。若设法将局部破坏与整体破坏联系起来，求得合适的临界滑面位置，再根据力的平衡关系推得安全系数，这样，就能将稳定问题与应力分析结合起来。或者求出在各种工作状态下边坡内部的应力分布状况，由边坡土的性质确定一个破坏标准，以此来衡量边坡的安全程度。

土体的应力－应变关系是非线性的，反映到式(2.49)中，矩阵[D]就不是常量，而随着应力或应变的变化，由此推得的劲度矩阵[K]也将发生变化，这使得土坡有限元的计算比一般弹性有限元计算要复杂得多。

影响土体应力－应变关系的因素是很多的，有土体结构，孔隙、密度、应力历史、荷载特征、孔隙水及时间效应等。这些因素使得土体在受力后的行为非常复杂，而且往往是非线性的。

土体在应力作用下产生的变形一般是非线性的，在各种应力状态下都有塑性变形；土体在受力后有明显的塑性体积变形，而且在剪切时也会引起塑性体积变形(剪胀性)；土体受剪时发生剪应变，其中一部分为弹性剪应变，另一部分与土颗粒间相对错动滑移而产生塑性剪应变，剪应力引起剪应变，体积应力也会引起剪应变；土体还表现出硬化和软化特性，应力路径和应力历史对变形有影响，中主应力和固结压力对变形也有影响，而且表现出各向异性。我们一般根据土的变形特性建立土的本构模型，反过来，它也是检验本构模型理论的客观标准。

§2.6.2 弹性非线性模型

土体可采用非线性弹性模型来反映其本构关系。弹性非线性模型是根据广义虎克定律建立刚度矩阵[D]。由于其非线性性质，包含在矩阵[D]中的弹性常数E、μ就不再是常量，而是随应力状态而改变的量。当土体处于某一应力状态{σ}时，若施加微小的应力增量{△σ}，则可

用该应力状态下的弹性常数形成矩阵[D]，或者其逆矩阵[C]，来计算其相应的应变增量{△ε}，即

$$\{\Delta\sigma\}=[D]\{\Delta\varepsilon\} \quad (2.51)$$

或者写成

$$\{\Delta\varepsilon\}=[C]\{\Delta\sigma\} \quad (2.52)$$

式中：

$$\{\Delta\sigma\}=[\Delta\sigma_x,\Delta\sigma_y,\Delta\sigma_z,\Delta\tau_{yz},\Delta\tau_{zx},\Delta\tau_{xy}]^T$$

$$\{\Delta\varepsilon\}=[\Delta\varepsilon_x,\Delta\varepsilon_y,\Delta\varepsilon_z,\Delta\gamma_{yz},\Delta\gamma_{zx},\Delta\gamma_{xy}]^T$$

$$[C]=\frac{1}{E}\begin{bmatrix}1 & -\mu & -\mu & 0 & 0 & 0\\ -\mu & 1 & -\mu & 0 & 0 & 0\\ -\mu & -\mu & 1 & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\mu) & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\mu) & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\mu)\end{bmatrix} \quad (2.53)$$

弹性常数E、μ是应力状态{σ}的函数。

问题在于土体的E、μ如何随应力变化而变化，怎样建立其关系表达式，即建立其弹性非线性模型。

下面简要介绍邓肯(Duncan)和张(zhang)的双曲线模型。

(1)切线弹性模量

对于通常的砂土和粘土，Kondner建议将其应力一应变关系用双曲线表示如下：

$$\sigma_1-\sigma_3=\frac{\varepsilon}{a+b\varepsilon}=\frac{1}{(a/\varepsilon)+b} \quad (2.54)$$

式中：σ_1——大主应力；

σ_3——小主应力；

ε——轴向应变；

a、b——常数。

在式(2.54)中，令$\varepsilon\to\infty$，则得到

$$\frac{1}{b}=(\sigma_1-\sigma_3)_u \quad (2.55)$$

其中$(\sigma_1-\sigma_3)_u$为应力差的渐近值。令抗压强度与应力差渐近值的比值为R，则有

$$(\sigma_1-\sigma_3)_f=R(\sigma_1-\sigma_3)_u \quad (2.56)$$

式中：$(\sigma_1-\sigma_3)_f$土体抗压强度；

R——破坏比，小于1，通常为0.75～1.00。

由式(2.55)、式(2.56)得到常数b，即

$$b=\frac{R}{(\sigma_1-\sigma_3)f} \quad (2.57)$$

由式(2.54)求导数，得到土的切线模量

$$E_1=\frac{d(\sigma_1-\sigma_3)}{d\varepsilon}=\frac{a}{(a+b\varepsilon)^2} \quad (2.58)$$

在式(2.58)中令ε=0，得到

$$E_0=\frac{1}{a} \quad (2.59)$$

E_0为初始切线模量，常数。为初始切线模量的倒数。将式(2.54)做一些变换，得到

$$\frac{\varepsilon}{(\sigma_1-\sigma_3)}=a+b\varepsilon \quad (2.60)$$

以$\frac{\varepsilon}{\sigma_1-\sigma_3}$为纵坐标，ε为横坐标，上式将是一条直线，a、b分别是这条直线的截距和斜率。用这种方式整理试验资料，可很方便地确定参数a和b。

试验表明，土体的切线模量随着侧限压力而改变。邓肯(Duncan)和张(Zhang)建议用下式表示初始切线模量与侧限压力之间的关系：

$$E_0=KP_a(\frac{\sigma_3}{P_a})^n \quad (2.61)$$

式中：E_0——初始切线模量；

P_a——大气压力；

σ_3——小主应力；

K、n——参数。

为了考虑土的抗拉强度，王复来建议用下式计算初始切线模量：

$$E_0=KP_a(\frac{\sigma_3-\sigma_1}{P_a})^n \quad (2.62)$$

$$\sigma_t=-2ctg(45^\circ-\varphi/2)$$

式中：σ_t——土体拉抗强度；

其余符号意义同前。

对式(2.62)两边取对数，可知此式在双对数坐标上是一条直线，利用这一点，可方便地利用试验资料决定参数K和n。

根据Mohr—Coulomb破坏准则，抗拉强度可由下式表示：

$$(\sigma_1-\sigma_3)_f=\frac{2c\cos\varphi+2\sigma_3\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \quad (2.63)$$

把a、b代入式(2.58)，得到切线模量E_t如下

$$E_t=\frac{1/E_0}{\left[\frac{1}{E_0}+\frac{R\varepsilon}{(\sigma_1-\sigma_3)_f}\right]^2} \quad (2.64)$$

为便于用于有限元计算，从上式中消去应变ε，把式(2.54)改写为

$$\varepsilon=\frac{(\sigma_1-\sigma_3)a}{1-b(\sigma_1-\sigma_3)}=\frac{\sigma_1-\sigma_3}{E_0\left[1-\frac{R(\sigma_1-\sigma_3)}{(\sigma_1-\sigma_3)_f}\right]}=\frac{\sigma_1-\sigma_3}{E_0(1-RS)}$$

将上式代入式(2.64)，消去ε，得

$$E_t=(1-RS)^2E_0 \quad (2.65)$$

其中：$S=\frac{\sigma_1-\sigma_3}{(\sigma_1-\sigma_3)_f}$称为应力度。

把E_0、S、$(\sigma_1-\sigma_3)_f$的表达式代入式(2.65)，有

$$E_t=\left[1-\frac{R(1-\sin\varphi)(\sigma_1-\sigma_3)}{2\cos\varphi+2\sigma_3\sin\varphi}\right]KP(\frac{\sigma_3-\sigma_1}{P_a})^n \quad (2.66)$$

式(2.66)可方便地用于土体的有限元分析。式中的c、φ、R、K、n共5个参数应通过试验求得。

(2)回弹模量

在实际工程中，可能发生卸荷以及卸荷后再加荷的情况。通过试验资料表明，土体在卸荷一

再加荷过程中，其应力－应变关系可足够准确地用一个统一的切线模量E_u表示。卸荷－再加荷的切线模量与应力水平关系不大，而只与侧限压力有关，可表示为

$$E_u = K_u P_a (\frac{\sigma_3 - \sigma_1}{P_a})^n \quad (2.67)$$

式中：E_u——卸荷及再加荷的切线模量；

K_u、n——参数。

实际中，此处的n值可采用初始切线模量计算式(2.61)中的n值，参数K_u一般比初始切线模量酥的参数K为大。

(3)切线泊松比

在计算土体的应力和应变时，除了切线模量E外，还要用到泊松比。土体的侧向变形和纵向变形之间的关系也可用双曲线表示

$$\varepsilon_a = \frac{\varepsilon_r}{\mu_0 + m\varepsilon_r} \quad (2.68)$$

或

$$\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a} = \mu + m\varepsilon_r \quad (2.69)$$

式中：ε_a——轴同应变；

ε_r——径向应变(三轴试验)；

μ_0——相对应于零应变时的初始泊松比；

m——参数。

由式(2.69)可得

$$\varepsilon_r = \frac{\mu_0 \varepsilon_a}{1 - m\varepsilon_a} \quad (2.70)$$

根据泊松比定义

$$\mu_t \varepsilon_r = \frac{d\varepsilon_r}{d\varepsilon_a} \quad (2.71)$$

即有

$$\mu_t = \frac{\mu_0}{(1 - m\varepsilon_a)^2} \quad (2.72)$$

试验资料表明，初始泊松比μ_0随侧限压力σ_3的增加而减少，可表示如下：

$$\mu_0 = g - h\log(\frac{\sigma_3 - \sigma_t}{P_a}) \quad (2.73)$$

式中：g、h——参数，由试验资料确定；

其余符号意义同前。

将式(2.73)代入式(2.72)，得泊松比如下：

$$\mu_t = \frac{g - h\log(\frac{\sigma_3 - \sigma_t}{P_a})}{(1 - m\varepsilon_a)^2} \quad (2.74)$$

上式计算中有3个参数g、h、m，由试验确定。

式(2.66)和式(2.74)分别用于计算土体的切线模量和泊松比，是由邓肯提出的，通常称为邓肯模型。

(4)体积变形模量

1980年邓肯和Wonz等人改用体积变形模量K.作为计算参数，定义如下：

$$K_t = \frac{dP}{d\varepsilon_v} = K_b P_a (\frac{\sigma_3}{P_a})^m \quad (2.75)$$

式中：$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$；

ε_v——体积变形；

K_b、m——试验确定的常数。

求出K_t和E_t后，再计算泊松比

$$\mu=\frac{3K_t-E_t}{6K_t} \quad (2.76)$$

邓肯模型反映了土体变形的主要规律，但有许多方面没有得到反映。它反映了非线性；把总变形中的塑性变形部分也当着弹性变形处理，通过弹性常数的调整来近似地考虑这部分塑性变形；它用于增量计算，能反映应力路径对变形的影响；通过回弹模量E_u与加荷模量E_t的差别部分体现加荷历史对变形的影响，但却没反映固结压力增加与降低的差别，也没有反映加荷、卸荷对μ的影响；邓肯模型没有反映中主应力对E、μ和强度指标的影响，不能反映剪胀性；也不能反映软化和各向异性等问题。

尽管如此，上述邓肯模型由于计算参数是从试验曲线的直接拟合得来，比较直观，易为工程人员所接受；对于主应力方向没有明显偏转的问题，其计算结果一般是可以接受的。因此邓肯模型在实际工程计算中得到广泛的应用。

§2.6.3 双屈服面弹塑性模型

以剑桥模型为代表的弹塑性模型等，从假定的屈服面出发推导出应力—应变关系，计算的位移有时偏大一些，但计算结果定性上较为合理。沈珠江院士在汲取了邓肯模型和剑桥模型的优点后，提出了双屈服面弹塑性模型，其应力—应变关系具有剑桥模型的形式，但有关系数则像邓肯模型一样，从应力—应变关系的试验数据拟合而得来。

(1)屈服函数与弹塑性矩阵

把总应变增量分成弹性应变增量$\{\Delta\varepsilon^e\}$和塑性应变增量$\{\Delta\varepsilon^p\}$两部分，即

$$\{\Delta\varepsilon\}=\{\Delta\varepsilon^e\}+\{\Delta\varepsilon^p\} \quad (2.77)$$

再把塑性应变增量分成两部分，即

$$\{\Delta\varepsilon^p\}=\{\Delta\varepsilon_1^p\}+\{\Delta\varepsilon_2^p\} \quad (2.78)$$

假足对应于每一部分塑性应变各有一个屈服面，采用正交流动法则，应变增量可计算如下：

$$\Delta\varepsilon_{ij}=\Delta\varepsilon_{ij}^e+A_1\Delta f_1\frac{\partial f_1}{\partial\sigma_{ij}}+A_2\Delta f_2\frac{\partial f_2}{\partial\sigma_{ij}} \quad (2.79)$$

式中：f_1、f_2——分别为两个屈服面函数；

A_1、A_2——分别相应于屈服面f_1、f_2的塑性系数。

设

$$p=\frac{1}{3}(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)$$

$$\tau=\frac{1}{3}[(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2]^{1/2}$$

式中：P、τ——分别为八面体正应力和剪应力；

其余符号意义同前。

沈珠江建议分别用椭圆和幂函数为第1和第2屈服函数，即

$$f_1=\rho^2+r^2\tau^2,\ f_2=\frac{\tau^2}{p} \quad (2.80)$$

式中：r——椭圆的长、短轴之比；

s——幂次系数。

设$v=\varepsilon_1+\varepsilon_2+\varepsilon_3$为体积应变，$\gamma=\frac{2}{3}\left[(\varepsilon_1-\varepsilon_2)^2+(\varepsilon_2-\varepsilon_3)^2+(\varepsilon_3-\varepsilon_1)^2\right]^{1/2}$为八面体剪切应变，由式(2.79)、式(2.80)两式，得其增量如下：

$$\left.\begin{aligned}\Delta\nu &= \frac{\Delta p}{K} + A_1\frac{\partial f_1}{\partial p}\Delta f_1 + A_2\frac{\partial f_2}{\partial p}\Delta f_2\\ \Delta\gamma &= \frac{\Delta\tau}{G} + \frac{2}{3}\left(A_1\frac{\partial f_1}{\partial \tau}\Delta f_1 + A_2\frac{\partial f_2}{\partial \tau}\Delta f_2\right)\end{aligned}\right\} \tag{2.81}$$

式中：K、G——分别为弹性体积模量和剪切模量。

由式(2.80)，有

$$\Delta f_1 = 2p\Delta p + 2r^2\tau\Delta\tau$$

$$\Delta f_2 = -\frac{\tau^s}{p^2}\Delta p + \frac{s\tau^{s-1}}{p}\Delta\tau$$

把上式代入式(2.81)，得到

$$\Delta\nu = \frac{\Delta p}{K} + A\Delta p + C\Delta\tau \tag{2.82}$$

$$\Delta\gamma = \frac{\Delta\tau}{G} + \frac{2}{3}(B\Delta\tau + C\Delta p) \tag{2.83}$$

式中：

$$A = 4p^2A_1 + \frac{\tau^{2S}}{p^4}A_2$$

$$B = 4r^2\tau^2A_1 + \frac{s^2\tau^{2S}}{p^2\tau^2}A_2$$

$$C = 4r^2p\tau A_1 - \frac{s\tau^{2S}}{p^3\tau}A_2$$

在π平面上采用Prandt—Reuss流动法则，式(2.83)可扩展为

$$\Delta e_{ij} = \frac{\Delta s_{ij}}{2G} + \frac{1}{3}(B\Delta\tau + C\Delta P)\frac{s_{ij}}{\tau}$$

$$\Delta e_{ij} = \Delta\varepsilon_{ij} - \frac{1}{3}\Delta\nu\delta_{ij} \qquad (2.84)$$

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - P\delta_{ij}$$

式中：e_{ij}——应变偏量；

s_{ij}——应力偏量；

δ_{ij}——Kronecker单位函数。

考虑到$\Delta\tau = \frac{1}{3}\frac{s_{ij}}{\tau}\Delta s_{ij}$，式(2.84)两边乘上$s_{ij}$后可解出△τ，再代入式(2.82)和式(2.84)中，得到

$$\left.\begin{aligned}\Delta P &= K_P\Delta\nu - P\frac{1}{\tau}\{s\}^T\{\Delta e\}\\ \Delta S_{ij} &= 2G\Delta e_{ij} - P\frac{s_{ij}}{\tau}\Delta\nu - Q\frac{s_{ij}}{\tau^2}\{s\}^T\{\Delta e\}\end{aligned}\right\} \qquad (2.85)$$

式中：

$$K_P = \frac{K}{1+KA}\left(1 + \frac{2}{3}\times\frac{KGC^2}{1+KA+GD}\right)$$

$$P = \frac{2}{3}\times\frac{KGC}{1+KA+GD}$$

$$Q = \frac{2}{3}\times\frac{G^2D}{1+KA+GD}$$

$$D = \frac{2}{3}(B + KAB - KC^2)$$

对于平面应变问题，式(2.85)变成如下形式：

$$\{\Delta\sigma\} = [D]_{ep}\{\Delta\varepsilon\} \qquad (2.86)$$

式中：

$$\{\Delta\sigma\}^T=[\Delta\sigma_X,\Delta\sigma_Y,\Delta\sigma_Z,\Delta\tau_{XY}]$$

$$\{\Delta\varepsilon\}^T=[\Delta\varepsilon_X,\Delta\varepsilon_Y,\Delta\gamma_{XY}]$$

$$[D]_{ep}=\begin{bmatrix} M_1-P\frac{S_X+S_Y}{\tau}-Q\frac{S_X^2}{\tau^2}, & M_2-P\frac{S_X+S_Y}{\tau}-Q\frac{S_XS_Y}{\tau^2}, & -P\frac{S_{XY}}{\tau}-Q\frac{S_XS_{XY}}{\tau^2} \\ M_2-P\frac{S_Y+S_X}{\tau}-Q\frac{S_YS_X}{\tau^2}, & M_1-P\frac{S_Y+S_X}{\tau}-Q\frac{S_Y^2}{\tau^2}, & -P\frac{S_{XY}}{\tau}-Q\frac{S_YS_{XY}}{\tau^2} \\ M_2-P\frac{S_Z+S_X}{\tau}-Q\frac{S_ZS_X}{\tau^2}, & M_2-P\frac{S_Z+S_Y}{\tau}-Q\frac{S_ZS_Y}{\tau^2}, & -P\frac{S_{XY}}{\tau}-Q\frac{S_ZS_{XY}}{\tau^2} \\ -P\frac{S_{XY}}{\tau}-Q\frac{S_{XY}S_X}{\tau^2}, & -P\frac{S_{XY}}{\tau}-Q\frac{S_{XY}S_Y}{\tau^2}, & G-Q\frac{S_{XY}^2}{\tau^2} \end{bmatrix} \tag{2.87}$$

$$M_1=K_p+4G/3, M_2=K_p-2G/3$$

$[D]_{ep}$为对称的弹塑性矩阵。

(2)塑性系数

假定塑性系数A_1和A_2只是应力状态的函数，与应力路径无关，于是室内简单应力路径下测得的结果，可以直接应用于现场的复杂应力条件，可用常规三轴试验的结果。此时

$$\Delta\gamma=\frac{\sqrt{2}}{3}(3\Delta\varepsilon_1-\Delta\nu)$$

$$\Delta p=\frac{1}{3}\Delta\sigma_1$$

$$\Delta\tau=\frac{\sqrt{2}}{3}\Delta\sigma_1$$

代入式(2.82)，并定义

$$E_t=\Delta\sigma_1/\Delta\varepsilon_1$$

$$\mu_t=\Delta\nu/\Delta\varepsilon_{11}$$

得到

$$\left.\begin{aligned} \frac{9}{E_t}&=\frac{1}{K}+\frac{3}{G}+4(p+\sqrt{2}\gamma^2\tau)^2A_1+\frac{\tau^{2S}}{p^2}\left(\frac{1}{p}-\frac{\sqrt{2}s}{\tau}\right)^2A_2 \\ \frac{3\mu_t}{E_t}&=\frac{1}{K}+4p(p+\sqrt{2}\gamma^2\tau)A_1+\frac{\tau^{2S}}{p^2}\left(\frac{1}{p}-\frac{\sqrt{2}s}{\tau}\right)A_2 \end{aligned}\right\} \tag{2.88}$$

由上式可解出A_1、A_2：

$$\left.\begin{aligned} A_1&=\frac{\tau\left(\frac{9}{E_t}-\frac{3\mu_t}{E_t}-\frac{3}{G}\right)+\sqrt{2}sp\left(\frac{3\mu_t}{E_t}-\frac{1}{K}\right)}{4\sqrt{2}(p+\sqrt{2}\gamma^2\tau)(sp^2+\gamma^2\tau^2)} \\ A_2&=\frac{p^4\tau^2}{\tau^{2S}}\times\frac{p\left(\frac{9}{E_t}-\frac{3\mu_t}{E_t}-\frac{3}{G}\right)-\sqrt{2}\gamma^2\tau\left(\frac{3\mu_t}{E_t}-\frac{1}{K}\right)}{\sqrt{2}(\sqrt{2}sp-\tau)(sp^2+\gamma^2\tau^2)} \end{aligned}\right\} \tag{2.89}$$

上面公式中，E_1可用式(2.66)计算。

沈珠江用抛物线拟合试验得出的$\nu\sim\varepsilon_1$关系曲线，由定义$\mu_t=\Delta\nu/\Delta\varepsilon_1$，得到

$$\mu_t=2C_d\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^d\frac{E_0R_S}{\sigma_1-\sigma_3}\frac{1-R_d}{R_d}\left(1-\frac{R_S}{1-R_S}\frac{1-R_d}{R_d}\right) \tag{2.90}$$

$$R_d=(\sigma_1-\sigma_3)_d/(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$$

式中，C_d为σ_3=Lat时的最大主应变；d为体应变随σ_3而变化的幂次；R_d为最大体应变发生时的应力比(剪胀比)。卸荷一再加荷的切线模量由式(2.67)计算求得。假定泊松比μ为常数，弹性体积模量K和剪切模量G可由下式计算

$$K=\frac{E_u}{3(1-2\mu)}, G=\frac{E_u}{2(1+\mu)} \tag{2.91}$$

对大多数土，可取 μ=0.30。

屈服面参数r和s，对于土体，根据沈珠江的计算结果，可取r=2，s=3。

§2.6.4 非线性有限元计算

将荷载{R}作用于离散体结构，则产生相应的结点位移{δ}，由式(2.50)可解出{δ}。由于土的本构关系是非线性的，{σ}与{δ}关系如图2.10a)所示，那么{R}与{δ}的关系也是非线性的，如图2.10b)所示。曲线包含了应力各分量与应变各分量之间的关系。其斜率可抽象理解为[D]。

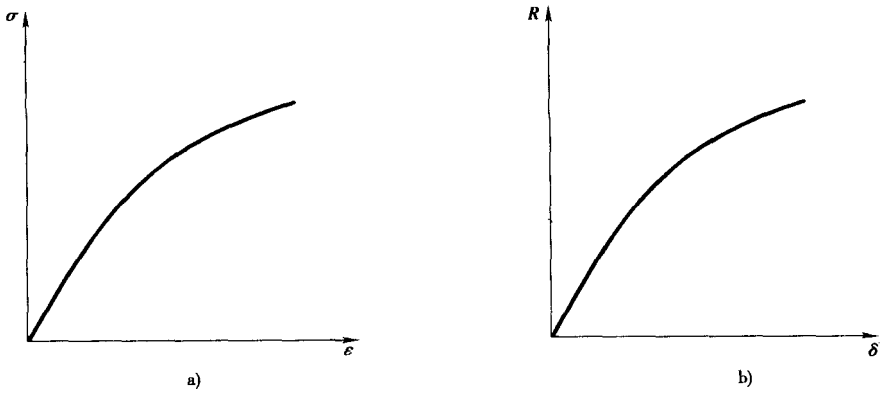


图 2.10　非线性的变形图示

a){σ～ε}曲线;b){R～δ}曲线

{R}和{δ}的坐标也是示意性的，曲线的斜率可理解为劲度矩阵[K]，σ和ε的关系是在试验基础上由本构模型给定的，在进行有限元计算时它是已知的。而{R}与{δ}的关系是未知的，它决定于d与ε的关系。下面介绍如何根据非线性的σ与ε的关系来求解非线性的R与δ的求解方法。

一般来说，求解方法有迭代法和增量法2种。

(1)迭代法

迭代法是用修正劲度的方法(变劲度法)，或保持劲度不变而用调整荷载的方法(常劲度法)，重复试算逐步逼近真实解，在每次试算中作一次线性有限元计算。它可分为割线迭代、余量迭代、初应力迭代和初应变迭代等。下面作一简要介绍。

(a)割线迭代法

假定非线性的余量应力与全量应变关系是已知的，即式(2.49)中反映全量应力—应变关系的刚度矩阵[D]随应力的变化是已知的，[D]相当于图2.11a)中割线的斜率，又叫割线刚度。对弹性非线性问题，它含有弹性常数，称为割线弹性常数，如割线弹模E_s，割线泊松比μ_s。在有限元计算时，把荷载{R}全部作用于结构，先取一组适当的弹性常数E_{S1}和μ_{S1}形成劲度矩阵$[K]_1$，用式(2.50)解得位移的第一次近似值$\{\delta\}_1$，如图2.11b)中的M_1点所示。由$\{\delta\}_1$解算各单位的应变$\{\varepsilon\}_1$和应力$\{\sigma^*\}_1$，如图2.11a)中的N_1点所示。$\{\sigma^*\}_1$不一定符合给定的非线性关系，则在非线性的σ与ε的关系曲线上找出$\{\varepsilon\}_1$，所对应的应力$\{\sigma\}_1$，再由$\{\varepsilon\}_1$和$\{\sigma\}_1$确定割线弹性常数的第二次近似值E_{S2}和μ_{S2}，形成新的劲度矩阵$[K]_2$，解第2次位移近似值$\{\delta\}_2$。如此反复进行解算，直至前后两次位移解相当接近(或满足预先给定的精度要求)为止。此时所解得的位移，应变和应力就是所求的解。

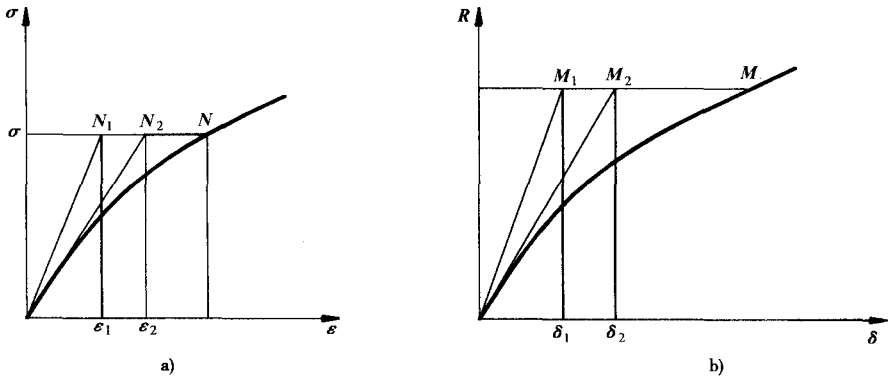


图 2.11　割线迭代法图示

a)$\sigma \sim \varepsilon$ 曲线;b)$R \sim \delta$ 曲线

将上述的计算步骤再简叙如下：

对第i次迭代

①由i-1次迭代所得应变$\{\varepsilon\}_{i-1}$。根据$\sigma \sim \varepsilon$曲线，由$\{\varepsilon\}_{i-1}$求对应的$\{\sigma\}_{i-1}$，计算割线弹性常数E_{si}和μ_{si}；

②由E_{si}和μ_{si}形成劲度矩阵$[K]_i$；

③解方程组$[K]_i\{\delta\}_i=\{R\}$，解得$\{\delta\}i$；

④由$\{\delta\}_i$求各单元应变$\{\varepsilon\}_i$；

⑤由$\{\delta\}_i$，利用E_{Si}和μ_{Si}求$\{\sigma\}_i$；

⑥由$\{\varepsilon\}i$，利用$\sigma \sim \varepsilon$关系求$\{\sigma\}_i$；

⑦由$\{\varepsilon\}i$和$\{\sigma\}i$确定i+1次迭代所用的E_{Si+1}和μ_{Si+1}。

重复②～③步，比较i+1次计算所得的$\{\delta\}_{I+1}$与第i次计算所得的$\{\delta\}i$，两者接近或满足精度要求，则停止计算，并根据④～⑤步算出$\{\delta\}$、$\{\varepsilon\}$、$\{\sigma\}$，即为所求。否则，再进行⑥～⑦步计算。

在迭代过程中，每次迭代都向真实解逼近，即图2.11中的$N_1, N_2, \cdots, N_i, \cdots$越接近曲线上的N点，$M_1, M_2 \cdots, M_i, \cdots$也越来越接近真实解。

(b)余量迭代法

余量迭代是先将总荷载施加于结构作一次有限元计算，解得的应变在非线性关系上所对应的应力，该应力与外荷载一般来说是不平衡的，在总荷载中扣除计算所得的应力所平衡了的那部分荷载，剩下的不平衡荷载则再施加于结构，再作迭代计算。如此反复，直至全部平衡。

如图2.12所示，第1次试算后得$\{\delta\}_1$、$\{\varepsilon\}_1$、$\{\sigma^*\}_1$，在非线性$\sigma \sim \varepsilon$关系上对应的$\{\sigma\}_1$。

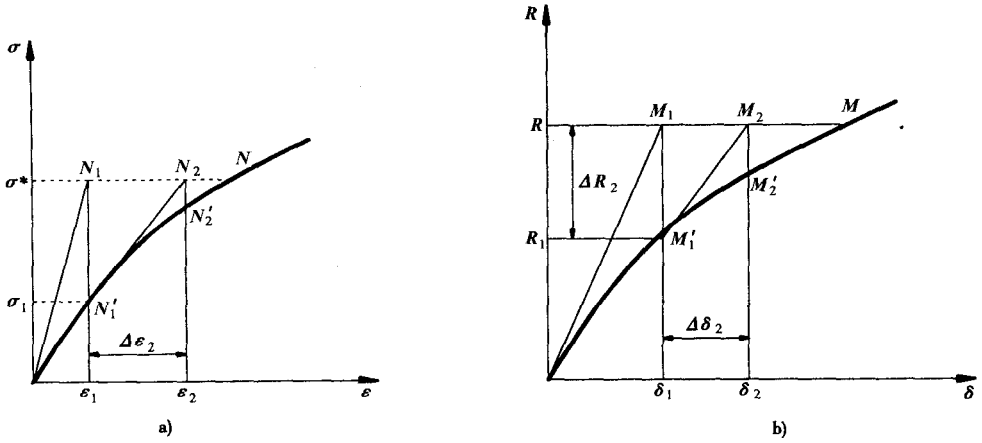


图 2.12　余量迭代图示

$\{\sigma_1^*\}$与外荷$\{R\}$是平衡的，但$\{\sigma\}_1$与$\{R\}$不能维持平衡。由各单元的应力$\{\sigma\}_1$，可用下式求单元结点力

$$\{F\}^e = \iint [B]^T \{\sigma\} dxdy \quad (2.92)$$

式中：[B]——几何矩阵；

$\{F\}^e$——单元结点力。

各结点将相邻单元在该点的结点力迭加起来形成$\{R\}_1$，应力解$\{\sigma\}_1$是与$\{R\}_1$平衡的，尚有$\{\triangle R\}_2=\{R\}-\{R\}_1$未得到平衡。在第2次试算中将剩余荷载$\{\triangle R\}_2$作为外荷施加于结构上，解出位移，并从非线性应力—应变关系中确定应力增量，又使得$\{\triangle R\}_2$中的一部分荷载得到平衡，剩余的不平衡荷载为$\{\triangle R\}_3$。如此迭代，从而使余荷逐渐减小，最后使应力解答结果与实际的外荷载相平衡，解变为真实解。

余量迭代法第i次的具体计算步骤如下：

①由各单元的$\{\sigma\}_{i-1}$求切线弹性常数E_t、μ_t，从而形成弹性矩阵$\{D\}_i$；

②由$\{D\}_i$形成劲度矩阵$\{K\}_i$；

③计算单元结点力(用式(2.92))，各单元结点迭加形成$\{R\}_{i-1}$(当i=1时，令$\{R\}_0=0$)；

④计算剩余荷载$\{\triangle R\}_i=\{R\}-\{R\}_{i-1}$；

⑤根据$\{\triangle R\}_i$，$\{K\}_i$，由$\{K\}_i\{\triangle\delta\}_i=\{\triangle R\}_i$解算$\{\triangle\delta\}_i$；

⑥由$\{\triangle\delta\}_i$计算$\{\triangle\varepsilon\}_i$总应变为$\{\triangle\varepsilon\}_i=\{\varepsilon\}_{i-1}+\{\triangle\varepsilon\}_i$，从非线性的应力—应变关系上确定对应的应力$\{\sigma\}i$；

⑦重复①～⑥步，直至所计算的$\{\triangle R\}$很小或满足精度要求时为止。

(2)增量法

增量法是将全荷载分为若干级微小增量，逐级用有限元法计算。对于每一级增量，在计算时假定材料性质不变，用一般的线性有限元计算方法，解得位移、应变和应力相应的增量。而各级增量荷载之间，材料性质不同，刚度矩阵不同，用它来反映非线性的应力—应变关系。这种方法实际上是用分段直线来逼近曲线，即以折线代替应力—应变曲线。增量法有基本增量法、中点增量法和增量法。下面主要介绍中点增量法。

各级荷载作用下的材料性质是由刚度矩阵[D]来体现的。无论弹性矩阵还是弹塑性矩阵，都决定于应力状态。对于某一级荷载，应力从初始状态到终了状态，弹性常数是变化的。设想用该级荷载下的平均应力所对应的[D]来进行计算，结果会比以初始应力状态来计算要好。这就是中点增量法的基本思路和特点。

中点增量法第i步的计算步骤如下：

①用前级终了时的应力，也就是本级的初始应力$\{\sigma\}_{i-1}$，确定刚度矩阵$\{D\}_i$。先确定切线弹性常数E_{ti}和μ_{ti}从而形成$\{D\}_i$。这相当于图2.13a)中N_{i-1}点处曲线的斜率；

②由$\{D\}_i$形成劲度矩阵$\{K\}_i$，相当于图2.13b)中M_{i-1}点的斜率；

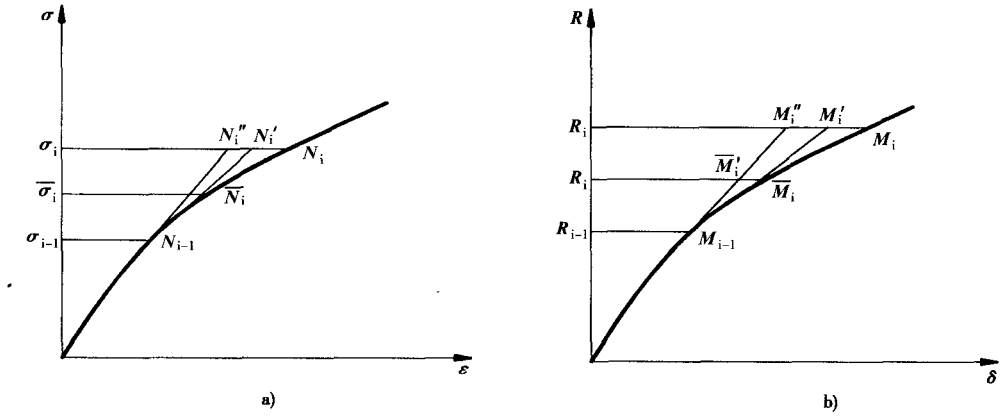


图 2.13　中点增量法图示

③解线性方程$[K]_i\{\triangle\delta\}=\{\triangle R\}_i$，得位移增量$\{\triangle\delta\}_i$，相应的位移总量$\{\delta\}_i=\{\delta\}_{i-1}+\{\triangle\delta\}_i$；

④由$\{\triangle\delta\}_i$求各单元应变增量$\{\triangle\varepsilon\}_i$和应力增量$\{\triangle\sigma\}_i$，即$\{\varepsilon\}_i=\{\varepsilon\}_{i-1}+\{\triangle\varepsilon\}_i$，$\{\sigma\}_i=\{\sigma\}_{i-1}+\{\triangle\sigma\}_i$；

⑤取应力平均值$\{\bar{\sigma}\}_i=(\{\sigma\}_{i-1}+\{\sigma\}_i)/2$；

⑥由平均应力$\{\bar{\sigma}\}_i$求$\left[\bar{D}\right]_i$，再形成$\left[\bar{K}\right]_i$；

⑦解方程组$\left[\bar{K}\right]_i\{\Delta\delta\}_i=\{\Delta R\}_i$，求得位移增量$\{\triangle\delta\}_i$，相应的位移总量$\{\delta\}_i=\{\delta\}_{i-1}+\{\triangle\delta\}_i$；

⑧由{△δ}$_i$求应变增量{△ε}$_i$和应力增量{△σ}$_i$，进而求应力和应变全量。

中点增量法并不能使计算结果收敛于真实解，只是改进了计算方法。要获得真实解，还需采用迭代计算。即在上述中点增量法中，对每一级荷载增量，重复计算①～⑧步，使得前后两次迭代计算结果的差别很小，或满足给定的精度要求为止，再进行下一级荷载增量的计算。

采用增量加迭代的方法，计算比较复杂，计算时间较长。从理论上讲，解得的结果最精确，但对土体而言，由于土体的本构关系的复杂性，迭代不一定收敛。因此，工程中更偏向于只使用中点增量法。

§2.6.5 土单元的破坏模式及应力迁移

土体一般是不能承受拉力的。而且当主应力之差过大时还会造成剪切破坏。由于在计算中常用的邓肯模型是一个用于增量计算的弹性非线性模型，在计算中，荷载增量的取值不可能无限小，因而在某一级增量下，某些土单元的计算应力可能处于破坏状态，即当计算拉应力超过土的抗拉强度时，则处于拉裂状态；当计算剪应力超过土体极限抗剪强度时，则处于剪坏状态，而实际应力都不可能超过土体的极限抗拉和抗剪强度。因此，在有限元法计算中若遇到某一土体单元的应力超过极限应力，则应予以修正，再进行应力迁移，即将破坏单元多余的应力迁移到附近其他单元。这就需要对多余荷载施加于整个结构(土体)系统进行应力重分配。

(1)拉裂破坏应力的修正和迁移

当某一单元计算所得的σ$_3$为拉应力，或σ$_1$、σ$_3$同为拉应力，则此时要进行拉裂破坏的应力修正和迁移，其处理原则为：

把σ$_3$修正为σ′$_3$=0，也就是说拉裂破坏后土体已不能再承受任何拉应力。此时仍维持σ′$_1$=σ$_1$，维持应力主向不变，即2a′=2a，如图2.14所示。

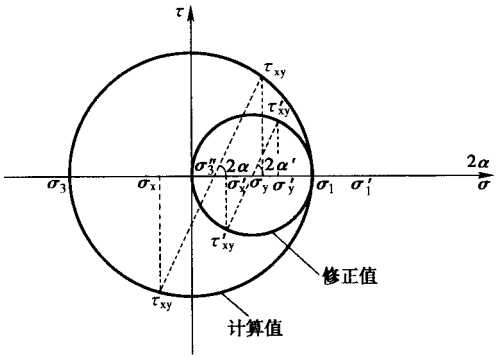


图 2.14　拉裂破坏应力的修正和迁移

根据修正前后两圆的几何关系可推得修正后的应力{σ′}为

$$\tau'_{xz}=\frac{\sigma_1}{2}\mathrm{tg}2\alpha=\frac{1}{2}\times\frac{\left[\frac{\sigma_z+\sigma_x}{2}+\sqrt{\left(\frac{\sigma_z-\sigma_x}{2}\right)^2+\tau_{xz}^2}\right]}{\left[\left(\frac{\sigma_z-\sigma_x}{2}\right)^2+\tau_{xz}^2\right]^{1/2}}$$

$$\sigma'_z=\frac{1}{2}\left\{\frac{\sigma_z+\sigma_x}{2}+\left[\left(\frac{\sigma_z-\sigma_x}{2}\right)^2+\tau_{xz}^2\right]^{1/2}+\frac{\sigma_z-\sigma_x}{2}\right\}\frac{\tau'_{xz}}{\tau_{xz}}$$

$$\sigma'_x=\sigma'_z-(\sigma_z-\sigma_x)\frac{\tau'_{xz}}{\tau_{xz}} \tag{2.93}$$

此时，由该单元迁移的应力，即修正前后的应力差为

$$\{\Delta\sigma\}=\{\sigma\}-\{\sigma'\} \tag{2.94}$$

式中：{σ}——修正前的计算应力。

多余应力{△σ}构成不平衡的节点荷载增量为

$$\{\Delta R\}=\iint[B]^{\mathrm{T}}\{\Delta\sigma\}\mathrm{d}x\mathrm{d}y \tag{2.95}$$

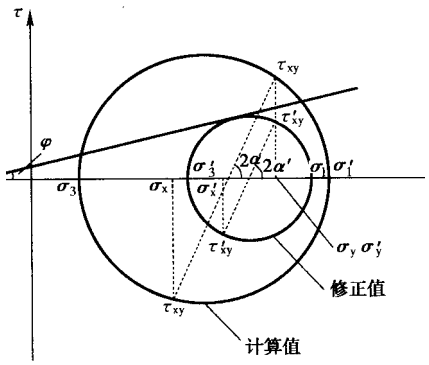


图 2.15　剪切破坏应力的修正和迁移

这就是未被平衡的那部分荷载。将该荷载施加于原结构，重新作有限元计算，把求得的应力增量与原应力值迭加，迭加后的结果即为新的单元应力。

以上的步骤要重复多次，直到所有的单元均不发生破坏时为止。

(2)剪切破坏应力的修正和迁移

当大小主应力之差($\sigma_1-\sigma_3$)太大时，计算应力构成的圆超过了库仑强度包线，则该土体单元发生剪切破坏，如图2.15所示。实际上，土体能承担的剪应力是不可能超过破坏状态的，因此，要进行剪切破坏的应力修正及迁移。

剪坏修正主要有如下两种方法：

①假定垂直应力分量σ_z在修正前后不变，只改变σ_x和σ_{xz}，并假定修正前后主应力方向不变。如图2.15所示。

修正后的应力值为

$$\left.\begin{aligned}\tau'_{xz} &= \frac{\sigma_z\sin\varphi + c\cos\varphi}{\frac{\sigma_z-\sigma_x}{2}\sin\varphi + \left[\left(\frac{\sigma_z-\sigma_x}{2}\right)^2+\tau_{xz}^2\right]^{1/2}}\tau_{xz}\\ \sigma'_x &= \sigma_z-(\sigma_z-\sigma_x)\frac{\tau'_{xz}}{\tau_{xz}}\end{aligned}\right\} \qquad (2.96)$$

②假定主应力之和($\sigma_1+\sigma_3$)修正前后不变。这一假定认为剪切破坏只改变土体形状，不改变土体体积，因而不改变体积应力。同样，也假定修正前后主应力方向不变。求出修正后的应力$\{\sigma'\}$和需迁移的应力$\{\triangle\sigma\}$后，后续计算与拉裂修正和迁移处理相同。

土体单元拉裂或剪切破坏后，仍然要选定土体弹性常数，以计算下一级荷载增量。一般来说，应力达到破坏阶段后，E总是较小的，有文献建议土单元拉裂后K_1取原计算值的10%，而E_t=0.1K_t。

§2.6.6有限元计算成果和安全判定准则

有限元法计算获得了土坡各土体单元的应力、应变和变位，如何根据这些计算结果来判定土坡的稳定性，目前有以下一些安全判定准则和方法。

工程实践表明，土坡稳定和变形有着十分密切的关系，一个土坡在发生整体稳定破坏之前，往往伴随着相当大的变形——垂直沉降和侧向变形。因此，有人建议根据土坡大主应变等值线图来确定最危险滑面，或根据各单元的最大剪应变值而勾绘的最大剪应变等值线图来确定最危险滑动面，再辅以判定单元体破坏的应变标准来判定土坡的稳定性。

通过有限元计算得到坡体各单元体上的应力后，再在坡体断面图上画出试算的滑动面，利用滑动面上力的平衡关系来计算安全系数。此时，安全系数的计算式中的法向应力σ和切向应力τ均根据有限元法计算的结果取值。对平面问题，按下式计算

$$\left.\begin{aligned}\sigma &= \frac{1}{2}(\sigma_x+\sigma_y)-\frac{1}{2}(\sigma_x-\sigma_y)\cos2\alpha-\tau_{xy}\sin\alpha\\ \tau &= \frac{1}{2}(\sigma_x-\sigma_y)\sin2\alpha-\tau_{xy}\cos2\alpha\end{aligned}\right\} \qquad (2.97)$$

式中：σ_x，σ_y——单元体上x、y方向的法向应力，以拉力为正；

τ_{xy}——单元体上xy面上的剪应力；

α——单元体中的滑面与水平面的夹角(近似取滑面计算点的切线与水平面夹角)。

对于圆弧滑面，第i条土条滑动面上滑动力矩为$\tau_i l_i R_i$，而抗滑力矩为$\left(\sigma_i l_i tg\varphi_i + c_i l_i\right)R$，该圆弧滑面的安全系数为

$$F_S = \frac{\Sigma(\sigma_i l_i tg\varphi_i + c_i l_i)}{\Sigma \tau_i l_i} \quad (2.98)$$

式中各符号意义同前。

为了充分利用有限元计算的结果，有人提出了“单元安全度”概念。单元安全度的定义如下：

$$F_i = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{if}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_i} \quad (2.99)$$

式中：F_i——单元安全度系数；

$(\sigma_1 - \sigma_3)$——第i单元计算所得的最大和最小主应力之差；

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{if}$——第i单元土体发生剪切破坏时最大和最小主应力之差。

显然，如果$F_i>1$，表明该单元体是稳定的，$F_i=1$，表明该单元体已处于极限平衡。(由于我们在有限元计算中已考虑了土体单元达极限平衡后的应力修正和迁移，计算结果中不含出现$F_i<1$的情形)。如果土坡体内各单元体的$F_i>1$，土坡应是稳定的。如果$F_i=1$的单元体在坡体中贯穿，则可认为在坡体中存在极限平衡带，即潜在滑裂带或危险带。如果仅有部分单元体满足$F_i>1$。则可在坡体断面图中画出F_i的等值线图。如果F_i接近于1的单元体仅有部分与坡体自由面相连，则可考虑计算潜在滑裂面上的平均安全系数：

$$\overline{F}_S = \frac{\Sigma F_i l_i}{\Sigma l_i} \quad (2.100)$$

式中：$\overline{F}_S$——潜在滑裂面上的平均安全系数；

F_i——滑裂面穿过的单元体的安全度；

l_i——滑裂面穿过单元体的长度。

即使$\overline{F}_S$满足稳定安全系数的要求，也要分析$F_i=1$的单元体(或F_i接近于1的单元体)是在坡顶部分还是在坡足部分。如在坡足部分，则不要轻易作出土坡是稳定的结论，还应做进一步的分析或采取适当的措施后再进行计算。

对其他情况，先找出F_i接近于1的等值线，认为沿该等值线形成潜在滑裂面，按式(2.100)计算平均安全系数即可。

§2.7 边坡大变形的流形元法

§2.7.1 数值流形方法的位移

流形方法的局部位移函数是建立在单个物理覆盖上的。在整个材料域内，流形单元上所有物理覆盖的位移函数的加权求和形成该单元的总体位移函数。对于有限流形方法，物理覆盖上的位移函数与材料边界无关。覆盖上的位移函数可以取为常数、线性或高阶多项等。在平面问题中，物理覆盖上的位移函数可取为

$$\begin{Bmatrix} u_i(x,y) \\ v_i(x,y) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sum_{j=1}^{m} u_{ij} S_{ij}(x,y) \\ \sum_{j=1}^{m} v_{ij} S_{ij}(x,y) \end{Bmatrix} \quad (2.101)$$

流形单元e是由q个覆盖的交集构成，则该单元的总体位移函数为

$$\begin{Bmatrix} u(x,y) \\ v(x,y) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sum_{i=1}^{q} (W_{e(i)}(x,y) u_i(x,y)) \\ \sum_{i=1}^{q} (W_{e(i)}(x,y) v_i(x,y)) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sum_{i=1}^{q} (W_{e(i)}(x,y) \sum_{j=1}^{m} u_{ij} S_{ij}(x,y)) \\ \sum_{i=1}^{q} (W_{e(i)}(x,y) \sum_{j=1}^{m} v_{ij} S_{ij}(x,y)) \end{Bmatrix} \quad (2.102)$$

式中：m——是物理覆盖i上所定义的位移函数的项数；

u_{ij}、v_{ij}——覆盖i上第j个沿x向和y向的位移变量；

$S_{ij}(x, y)$——覆盖i上的基本函数；

$W_{e(i)}$——覆盖i上位移函数对单元e贡献权值。

将式(2.102)化简写为

$$\begin{Bmatrix} u(x,y) \\ v(x,y) \end{Bmatrix} = [T_e]\{D_e\} \tag{2.103}$$

其中，

$$[T_e(x,y)] = [T_{e(1)}(x,y), T_{e(2)}(x,y), \cdots, T_{e(N)}(x,y)] \tag{2.104}$$

$$[T_{e(i)}(x,y)] = \begin{bmatrix} f_{i1} & 0 & \cdots & f_{ij} & 0 & \cdots & f_{im} & 0 \\ 0 & f_{i1} & \cdots & 0 & f_{ij} & \cdots & 0 & f_{im} \end{bmatrix}$$

$$f_{ij} = W_{e(i)}(x,y)S_{ij}(x,y) \qquad i = 1,\cdots,q; j = 1,\cdots,m \tag{2.105}$$

$$\{D_e\} = \{D_{e(1)} \quad D_{e(2)} \quad \cdots \quad D_{e(q)}\}^T \tag{2.106}$$

$$\{D_{e(i)}\} = \{u_{i1} \quad v_{i1} \quad \cdots \quad u_{im} \quad v_{im}\} \tag{2.107}$$

式中，权函数$W_{e(i)}$表示组成该流形单元e间的各物理覆盖的位移函数对流形单元位移函数的贡献比率。

对于基于有限数值流形方法，因数学网络是有限网络，对于均质材料由各物理覆盖交集构成的流形单元正是有限单元，此时各物理覆盖的位移函数就相当于流形单元e的“结点”位移。流形单元e由几个物理覆盖组成j就有几个“结点”。故将各覆盖对流形单元e的贡献权函数可直接取为该单元的形函数。对于含有节理、裂隙等不连续面的岩体，流形单元的权函数不同于有限元的形函数。一般情况，在每一单元中，权函数应满足

$$\sum_{i=1}^{q} W_{e(i)}(x,y) = 1 \tag{2.108}$$

并且

$$W_{e(i)}(x,y) \geqslant 0 \quad (x,y) \in V_i$$

$$W_{e(i)}(x,y) = 0 \quad (x,y \notin V_i)$$

式中：V_i——构成流形单元e的物理覆盖。

§2.7.2 大变形流形方法的基本方程

(1)应力应变分析

流形方程的应力应变分析与有限元法类似，即本构关系为

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \tag{2.109}$$

式中：{σ}——应力矩阵；

[D]——弹性矩阵；

{ε}——应变矩阵。

考虑大变形以初始构形为参考构形，格林应变矩阵可表示为

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon^0\} + \{\varepsilon^L\} \tag{2.110}$$

式中第一项为应变分量的线性部分，即

$$\{\varepsilon^0\} = [B_0]\{D_e\} \tag{2.111}$$

其中，

$$[B_0] = [B^0_{e(1)} \quad B^0_{e(2)} \quad \cdots \quad B^0_{e(q)}] \tag{2.112}$$

$$[B^0_{e(i)}] = \begin{bmatrix} \dfrac{\partial f_{i1}}{\partial x} & 0 & \dfrac{\partial f_{i2}}{\partial x} & 0 & \cdots & \dfrac{\partial f_{im}}{\partial x} & 0 \\ 0 & \dfrac{\partial f_{i1}}{\partial y} & 0 & \dfrac{\partial f_{i2}}{\partial y} & \cdots & 0 & \dfrac{\partial f_{im}}{\partial y} \\ \dfrac{\partial f_{i1}}{\partial y} & \dfrac{\partial f_{i1}}{\partial x} & \dfrac{\partial f_{i2}}{\partial y} & \dfrac{\partial f_{i2}}{\partial x} & \cdots & \dfrac{\partial f_{im}}{\partial y} & \dfrac{\partial f_{im}}{\partial x} \end{bmatrix} \tag{2.113}$$

第二项为应变分量的非线性部分，即

$$\{\varepsilon^{L}\} = \frac{1}{2}[C]\{\theta\} \tag{2.114}$$

对于平面问题

$$[C]=\begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} & \frac{\partial v}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial u}{\partial y} & \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} & \frac{\partial v}{\partial y} & \frac{\partial u}{\partial x} & \frac{\partial v}{\partial x} \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} \sum_{i=1}^{q}\sum_{j=1}^{m}\frac{\partial f_{ij}}{\partial x}u_{ij} & \sum_{i=1}^{q}\sum_{j=1}^{m}\frac{\partial f_{ij}}{\partial x}v_{ij} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \sum_{i=1}^{q}\sum_{j=1}^{m}\frac{\partial f_{ij}}{\partial y}u_{ij} & \sum_{i=1}^{q}\sum_{j=1}^{m}\frac{\partial f_{ij}}{\partial y}v_{ij} \\ \sum_{i=1}^{q}\sum_{j=1}^{m}\frac{\partial f_{ij}}{\partial y}u_{ij} & \sum_{i=1}^{q}\sum_{j=1}^{m}\frac{\partial f_{ij}}{\partial y}v_{ij} & \sum_{i=1}^{q}\sum_{j=1}^{m}\frac{\partial f_{ij}}{\partial x}u_{ij} & \sum_{i=1}^{q}\sum_{j=1}^{m}\frac{\partial f}{\partial x}v_{ij} \end{bmatrix} \tag{2.115}$$

$$\{\theta\} = [G_e]\{D_e\} \tag{2.116}$$

而 $$[G_e] = [G_{e(1)} \quad G_{e[2]} \quad \cdots \quad G_{e(i)} \quad \cdots \quad G_{e(q)}] \tag{2.117}$$

$$[G_{e(i)}] = \left[\frac{\partial f_{ij}}{\partial x}I \quad \frac{\partial f_{ij}}{\partial y}I\right]^{T} \qquad I = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \tag{2.118}$$

由式(2.110)、式(2.111)、式(2.114)及式(2.116)有

$$\{\varepsilon\}=\left[\overline{B}\right][D_e] \quad (2.119)$$

式中，

$$\left[\overline{B}\right]=[B_0]+[B_L]$$

$$[B_L]=\frac{1}{2}[C]+[G_e]$$

(2)大变形分析的平衡方程

数值流形方法的平衡方程的建立可借助于最小势能原理。设分析域内有N个流形单元,n个物理覆盖，每个覆盖有2m个待求量，则整个系统的总势能为

$$\Pi=\sum_{e=1}^{N}\iint_{e}\frac{1}{2}\{\sigma\}dA+\left|D_1^T D_2^T \quad \ldots \quad D_n^T\right|\{F\}^T \quad (2.120)$$

对于覆盖i

$$\partial\frac{\partial\Pi}{\partial d_{ir}}=0 \qquad r=1,2,...,2m \quad (1.121)$$

于是,可导出岩石大变形分析的流形方法整体平衡方程

$$\begin{bmatrix} K_{11} & \ldots & K_{1n} \\ \square & & \square \\ \square & \ldots & \square \\ \square & & \square \\ K_{n1} & \ldots & K_{nn} \end{bmatrix}\begin{bmatrix} D_{1\,1} \\ \square \\ \square \\ \square \\ n \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} F \\ \square \\ \square \\ \square \\ n \end{bmatrix} \quad (1.122)$$

式中：D_i——覆盖i内待求位移变量$\{d_{i1}, d_{i2}, \cdots, d_{i2m}\}^T$；

F_i——覆盖i内分布到2m个位移变量上的等效荷载$\{F_{i1}, F_{i2}, \cdots, F_{i2m}\}^T$；

K_{ij}——切线刚度系数子矩阵，其为2m×2m阶矩阵，且具有 $K_{ij}=K_{ij}^T$ ； 。

将式(2.122)简写为

$$\left[K_T\right]\{U\}=\{F\} \quad (2.123)$$

式中：{F}——总体荷载矩阵；

{U}——总体位移变量列阵，即

$$\{U\}=\{D_1 \quad D_2 \quad \ldots \quad D_n\}^T \quad (2.124)$$

$\{K_T\}$——总体切线刚度矩阵，对于流形单元e，切线刚度矩阵可直接表示为

$$\{K_T\}_e=\{K_0\}_e+\{K_L\}_e+\{K_\sigma\}_e \quad (2.125)$$

式中：

$$\{K_0\}_e=\iint_{A_e}[B_0]^T[D][B_0]tdA \quad (2.126)$$

$$\{K_L\}_e=\iint_{A_e}[B_0]^T[D][B_L]+[B_L]^Y[D][B_L]+[B_L]^T[D][B_0]td \quad (2.127)$$

$$\{K_\sigma\}_e=\frac{1}{2}\iint_{A_e}[G_e]^T[M_e][G_e]tdA \quad (2.128)$$

$$[M_e]=\begin{bmatrix}\sigma_x & 0 & \tau_{xy} & 0\\ 0 & \sigma_x & 0 & \tau_{xy}\\ \tau_{xy} & 0 & \sigma_y & o\\ 0 & \tau_{xy} & 0 & \sigma_y\end{bmatrix} \quad (2.129)$$

以上公式中的积分均是在物理覆盖的交集(即流形单元e)上进行的。

§2.8 快速拉格朗日法(FLAC 法)

§2.8.1FLAC 法简述

各种数值计算方法在岩土、边坡稳定分析中应用虽近几年有很大的发展，但这些方法其理论本身以及采用的算法都有着各自的局限性。有限元法和边界元法都有小变形的假设。近几年发展起来的快速拉格朗日法(Fast Lagrangian Analysis of Continua，简称FLAC法)则是较好的吸取了其他数值方法的优点并克服其缺点而形成的一种新型数值计算方法。

FLAC法基本原理类同于离散单元法，但它却能像有限元那样适用于多种材料模式与边界条件的非规则区域的连续问题求解。在求解过程中，FLAC又采用了离散元的动态松弛法，不需求解大型联立方程组，便于计算。另外，FLAC法不但能处理一般的大变形问题，而且能模拟岩体沿某一软弱面产生滑动的变形。FLAC法能针对不同的材料特性，使用相应的本构方程来比较真实地反映实际材料的动态行为。FLAC法还可考虑锚杆、挡墙、抗滑桩等支护结构与围岩的相互作用。

§2.8.2 FLAC 法基本原理

下面以显式拉格朗日有限差分为例，介绍FLAC法的基本原理。

对于函数F，由高斯定理，

$$\int_B Fn_i dS=\int_V \frac{\partial F}{\partial x}dV \quad (2.130)$$

式中：V——函数求解域(或单元)的体积；

B——V的边界；

n_i——V的单位外法线矢量。

定义梯度$\frac{\partial F}{\partial_{xi}}$的平均值为：

$$(\frac{\partial F}{\partial x_i})=\frac{1}{V}\int_V \frac{\partial F}{\partial x_i}dV \quad (2.131)$$

式中，<.>表示求平均值。

对于一个具有N条边的多边形，上式可写成对N条边求和的形式。

$$(\frac{\partial F}{\partial x_i})=\frac{1}{V}\sum_N \bar{F}_i n_i \Delta S_i \quad (2.132)$$

式中：$\triangle S_i$——多边形的边长；

$\bar{F}_i$——F在$\triangle S_i$上的平均值。

假定以速度u_i代替式(2.132)中的F_i，且u_i取各条边两端的结点(即差分网络的角点)a和b的速度平均值，则

$$(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j})=\frac{1}{2V}\Sigma\left[(\dot{u}_i^a+\dot{u}_{ii}^a)n_j\Delta S_j\right]\approx\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} \quad (2.133)$$

对于四边形单元(图2.16)：

$$(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j})=\frac{1}{2V}\begin{bmatrix}\dot{u}_i^{(1)}+\dot{u}_i^{(2)}n_j\Delta S_i^{(a)}+\dot{u}_i^{(2)}+\dot{u}_i^{(3)}n_j\Delta S_i^{(b)}\\+\dot{u}_i^{(3)}+\dot{u}_i^{(4)}n_j\Delta S_i^{(c)}+\dot{u}_i^{(4)}+\dot{u}_i^{(1)}n_j\Delta S_i^{(d)}\end{bmatrix} \quad (2.134)$$

同理可求出$\left(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial_{xi}}\right)$值。则由几何方程可求得单元的平均应变增量：

$$(\Delta e_{ij})=\frac{1}{2}\left[(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j})+(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_i})\right]\Delta t \quad (2.135)$$

由广义虎克定律，各向同性材料的本构方程为

$$\sigma_{ij}=2\nu\varepsilon_{ij}+\lambda\theta\delta_{ij} \quad (2.136)$$

其中，λ、ν为拉梅常数：$\theta=\varepsilon_{ii}=\varepsilon_{11}+\varepsilon_{22}+\varepsilon_{33}$为体积应变。

$$\delta_{ij}=\begin{cases}1 & (i=j)\\0 & (i\neq j)\end{cases}$$

因此，单元的平均应力增量可表达成：

$$(\Delta\sigma_{ij})=\lambda\delta_{ij}(\Delta\theta)+2\nu(\Delta e_{ij}) \quad (2.137)$$

同时，若以应力表示应变，则其本构关系为

$$(\Delta e_{ij})=\frac{1+\mu}{E}(\Delta\sigma_{ij})+\frac{\mu}{E}I_1\delta_{ij} \quad (2.138)$$

式中：μ——泊松比；

E——弹性模量；

I_1——应力第一不变量。

这样，通过上述各式的迭代求解，便可求出每一迭代时步相应各单元的应力和应变值。

上面已求出了各域(单元)的应力，下面来求各结点的平衡力。

由结点的运动方程：

$$\frac{\partial\sigma_{ij}}{\partial x_i}+\rho g_i=\rho\ddot{u}_i \quad (2.139)$$

式中：$\ddot{u}_i$——总加速度；

g_i——重力加速度。

对式(2.139)沿积分路径积分(图2.17)得

$$\rho\ddot{u}_i=\frac{1}{V}\Sigma(\sigma_{ij})n_j\Delta S_i+\rho g_i \quad (2.140)$$

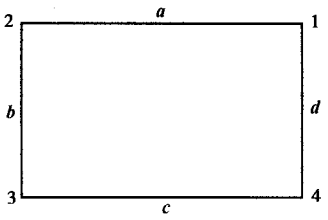


图 2.16　计算单元示意图

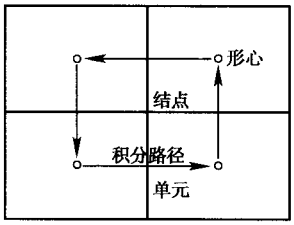


图 2.17　积分路径

其中，$\Sigma(\sigma_{ij})n_j\triangle S_i$为某结点周围单元作用在该结点上的集中力。

$$\ddot{u}_i=\frac{1}{m}F+g_i \quad (2.141)$$

式中：F——指作用在结点上的合力(净力)。

利用中心差分，得某结点加速度和速度：

$$\ddot{u}_i(t)=\frac{\ddot{u}_i(t+\Delta t/2)-\ddot{u}_i(t-\Delta t/2)}{\Delta t} \quad (2.142)$$

$$\ddot{u}_i(t+\Delta t/2)=\ddot{u}_i(t-\Delta t/2)+\ddot{u}_i(t)\Delta t \quad (2.143)$$

其中，如$\dot{u}_i(t-\Delta t/2)$为结点上一时步的速度，而ü$_i$[t]△t也已求出。

进一步得结点位移：

$$u_i(t+\Delta t)=u_i(t)+\dot{u}_i(t+\Delta t/2)\Delta t \quad (2.144)$$

§2.8.3 FLAG 法计算过程

按照上述思路，通过迭代求解，便可求出各个时步边坡上各单元(或结点)的应力、位移值，进而可模拟出整个边坡变形破坏的全过程。其迭代求解过程如图2.18所示。

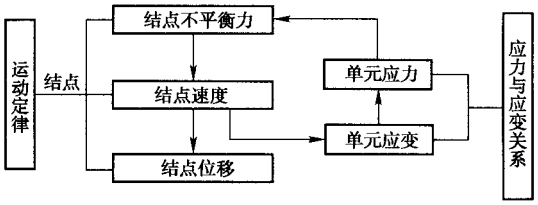


图 2.18　FLAC 法求解过程示意图

§2.9 边坡工程的反分析法

§2.9.1 反分析法简述

由确定的力学模型，给定岩土介质物理参数以及受力状态而求边坡岩土体的位移、应变、应力等，称之为正问题，我们在前面各节中介绍的方法可以求解此类问题。通过工程现场的位移等量测信息作为“计算参数”，推求边坡岩土体的初始地应力以及介质参数，这类分析称之为反分析，或反问题。

反分析的基本思想最先由Kavangh(1973)、Gioda和Maier(1980)等人提出，Sakurai(1983)首次给出了均匀地应力与岩体弹性模量的有限元反分析数值解。近年来，国内许多学者已做了大量的研究工作。刘维宁(1993)对岩土工程反分析方法的信息问题进行了系统的研究，杨林德(1996)、吕爱钟和蒋斌松(1998)对岩土工程和岩石力学的反演理论和分析方法进行了系统的研究和阐述。李宁、崔政权等(1996)对边坡安全监测进行了仿真反演分析(2000)，对碎裂块体围岩安全监测与仿真进行了反演分析。谭昌明(1999)提出了动态反演予测分析法和迭代反演综合预测法。郑颖人院士和高玮(2001)提出了用快速遗传算法进行岩土工程反分析的方法。刘迎曦等(2001)对边坡的地层参数提出了优化反演的有限元方法。

反分析法作为解决岩土工程介质本构模型及物性参数选求问题的有效方法，其分析方法主要有优化法和逆解法。反演参数求解应满足适定性，即解的存在性、稳定性。

§2.9.2 反分析基本原理

(1)初始应力场

边坡开挖后，边坡的位移与开挖形状、边坡岩土力学状况、地质结构、初始地应力场等诸多因素有关。对于一个给定的边坡结构，边坡岩土中某点的位移总可表示为

$$\{u\}=f(x,y,z,t,E,u,\varphi,c,\eta,T,k,\gamma,\{\sigma_0\},\{ST\}) \quad (2.145)$$

式中：{u}——空间点(x，y，z)处t时刻的位移；

x、y、z——边坡中测得位移的空间坐标点；

t——观测位移的对应时刻；

E、μ、c、φ、η——分别为边坡岩土体介质的变形参数和强度参数；

γ——边坡岩土体的容重；

T——代表温度因素；

k——代表渗流因素；

{σ₀}——初始应力场；

{ST}——代表其他地质构造因素。

若初始地应力场是一非均匀分布场，则{σ₀}可表示为

$$\{\sigma_0\}=[X]\{P\}+\{S_0\} \quad (2.146)$$

式中：[X]——空间坐标的函数矩阵；

{P}——初始地应力分布参数组成的矢量；

{S₀}——随已知因素变化而变化的量(如自重变化引起的应力)。

对平面问题，假定初始地应力场为位置坐标(x，y)的线性函数，则有：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{x0} &= P_1+P_4x+P_6y\\ \sigma_{y0} &= P_2+P_5x+P_7y+\gamma y\\ \tau_{xy0} &= P_3+P_8x+P_9y\end{aligned}\right\} \quad (2.147)$$

式中：P₁，…，P₉——待定参数。

式(2.147)中的9个参数P₁，P₂，…，P₉应满足以应力表示的变形协调方程和平衡微分方程，即

$$\Delta^2(\sigma_{x0}+\sigma_{y0})+(1-\mu)\left(\frac{\partial\gamma_x}{\partial x}+\frac{\partial\gamma_y}{\partial y}\right)=0 \quad (2.148)$$

$$\left.\begin{aligned}\frac{\partial\sigma_{x0}}{\partial x}+\frac{\partial\tau_{xy0}}{\partial x}+\gamma_x&=0\\ \frac{\partial\sigma_{x0}}{\partial y}+\frac{\partial\tau_{xy0}}{\partial x}+\gamma_y&=0\end{aligned}\right\} \quad (2.149)$$

在Y轴向上的右手螺旋坐标中，如只计入自重引起的体力，则有

$$\gamma_x=0 \qquad \gamma_y=-\gamma$$

按式(2.147)分布的初始应力场将满足变形协调方程式(2.148)，由此可得

$$P_8=-P_7 \quad P_9=-P_4 \quad (2.150)$$

则可将式(2.147)改写为

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{x0} &= P_1+P_4x+P_6y\\ \sigma_{y0} &= P_2+P_5x+P_7y+\gamma y\\ \tau_{xy0} &= P_3-P_7x-P_4y\end{aligned}\right\} \quad (2.151)$$

与式(2.146)对应，就有

$$[Z]=\begin{bmatrix}1&0&0&x&0&y&0\\0&1&0&0&x&0&y\\0&0&1&-y&0&0&-x\end{bmatrix} \quad (2.152)$$

$$\{P\}=[P_1,P_2,P_3,P_4,P_5,P_6,P_7]^T \quad (2.153)$$

$$\{S_0\}=[0,\gamma y,0]^T \quad (2.154)$$

可证明在满足式(2.148)、式(2.149)后，式(2.153)中的7个参数P_1，P_2，P_3，P_4，P_5，P_6，P_7，是相互独立的。

在式(2.145)中，如除{σ0}为未知数外，其他因素及参数都已知，则可由观测所得的位移u，根据有限元列式反推求得表征{σ0}的初始地应力场分布参数。

(2)初始应力场反推基本方程

在有限元计算中，有限元的平衡方程为

$$[K]\{\delta\}=\{R\}$$

引入条件后，有

$$\{\delta\}=[K]^{-1}\{R\} \quad (2.155)$$

这里，参数{R}是初始地应力场经开挖后释放所产生的荷载，即

$$\{R\}=\sum_{e=1}^{N_e}[C^e]^T\iint[B^e]^T\{\sigma_0\}dA \quad (2.156)$$

$$\{R\}=\sum_{e=1}^{N_e}[C^e]^T\iint[B^e]^T[X]dA\{P\}+\sum_{e=1}^{N_e}[C^e]^T\iint[B^e]^T[S_0]dA \quad (2.157)$$

$$\{\delta\}=[K]^{-1}(\sum_{e=1}^{N_e}[C^e]^T\iint[B^e]^T[Z]dA\{P\}+\sum_{e=1}^{N_e}[C^e]^T\iint[B^e]^T[S_0]dA) \quad (2.158)$$

设任一点i在αi方向(αi为与x轴正向夹角)的位移ui为已知，并设i点在单元e内，则ui可表示为

$$u_i=\{T_{ai}\}^T\begin{Bmatrix}u\\v\end{Bmatrix} \quad (2.159)$$

式中：u、v——i点在坐标轴x、y方向位移矢量；

{Tαi}T——位移转换矩阵，$\{T_{\alpha i}\}^T=[\cos\alpha_i,\sin\alpha_i]$。

由有限元列式的几何关系，有

$$\begin{Bmatrix}u\\v\end{Bmatrix}=[N_p^e]\{\delta^e\}=[N_p^e][C_p^e]\{\delta\} \quad (2.160)$$

式中：$[N_P^e]$——单元e在测点i处的形函数矩阵；

{δe}——单元e的位移矢量。

将式(2.160)代入式(2.159)，有

$$u_i=\{T_{ai}\}^T[N_p^e][C^e][K]^{-1}\sum_{e=1}^{N_e}[C^e]^T\iint[B^e]^T[X]dA\{P\}+[T_{ai}]^T[N_p^e][C^e][K]^{-1}\sum_{e=1}^{N_e}[C^e]^T\iint[B^e]^T[S_0]dA \quad (2.161)$$

令

$$\{A_i\}^T=\{T_{ai}\}^T[N_p^e][C^e][K]^{-1}\sum_{e=1}^{N_e}[C^e]^T\iint[B^e]^T[X]dA \quad (2.162)$$

$$u_i^*[T_{ai}]^T\left[N_p^e\right]\left[C^e\right][K]^{-1}\sum_{e=1}^{N_e}\left[C^e\right]^T\iint\left[B^e\right]^T[S_0]dA \quad (2.163)$$

则

$$u_i=\{A_i\}^T\{P\}+u_i^* \quad (2.164)$$

如果有n个测点，则可将各测点位移u_i(i=1，2，…，n)代入式(2.164)，从而得到n个方程组。可用矩阵表示为

$$[A]_{n\times m}\{P\}_m=\{u\}_n \quad (2.165)$$

式中：m——{P}的维数。

而有

$$\{u\}_n=\{u_i\}_n-\{u_i^*\}_n \quad (2.166)$$

上式即为用有限元列式建立的初始地应力场分布参数的绝对位移反推关系式，或反推基本方程。

§2.9.3 参数反演的优化法

(1)优化法定义

参数反演求解要满足适定性。所谓适定性，是指除物理基本定律所确定的关系外，尚需知道多少有关解的局部信息，才足以在全局范围内唯一、稳定地确定解。如果外加信息不足或欠定，则解不是唯一的，不确定；如果超定，则不必要，若数据中有噪声，则解不存在。

在已知信息超定且不考虑噪声的情况下，通常用优化法定义解。对于反问题，可记介质参数容许函数类为

$$F_{ad}:\{\lambda,G\mid\lambda(x_1,x_2),G(x_1,x_2)\in C_P,\underline{\lambda}\leqslant\lambda\geqslant\overline{\lambda},\underline{G}\leqslant G\leqslant\overline{G}\} \quad (2.167)$$

式中：λ——介质的拉梅常数；

G——介质的剪切弹性模量；

C_P——具有有限间断的函数类，与介质分片均质相对应；

$\underline{\lambda},\overline{\lambda},\underline{G},\overline{G}$——与λ，G相对应的已知常数。

定义初始应力场{σ_0}的容许应力函数类为：

$$B_{ab}:\{\sigma_0\mid\sigma_0(x_1,x_2)\in H^1,(x_1,x_2)\in\Gamma_2\text{ 或 }R\} \quad (2.168)$$

式中：H´——表示属于平方可积的具有一阶广义导数的函数空间。

给定泛函：

$$J=\frac{1}{2}\sum_{j=1}^{n}\sum_{i=1}^{2}\left[u_i(x_{1j},x_{2j})-u_i^*(x_{1j},x_{2j})\right]^2 \quad (2.169)$$

其中，$u_i(x_{1j},x_{2j})$是当λ、G给定后，对应的解u_i在点(x_{1j},x_{2j})的值。u_i^*是施工中能测量出的同一点的位移(共有n组)。J显然是λ、G、σ_0的泛函(通过中间变量u_i)。可定义：若(λ，G∈F_{ad}，$\sigma_0\in B_{ad}$，对所有可能的F_{ad}和B_{ad}中的函数，使得泛函J达到最小，即为所求反问题的解。

按此定义，可推出多种逐次逼近的算法，其中最基本的是沿负梯度逐次逼近的最速下降法。

(2)反演参数优化解的迭代解法

参数反演的代解法可按下述步骤进行：

第一步，给参数赋初值$y=(y_1,y_2,\cdots,y_{2t})^T=(\lambda_1,G_1,\lambda_2,G_2,\cdots,\lambda_T,G_T)^T$，r为参数分区数，设待定函数$P_i$(i=1，2)，则$P_i$应满足伴随方程：

$$L_i(P_1,P_2,\lambda,G)=\Sigma\delta(x_1-x_{1j})\delta(x_2-x_{2j})(u_i-u_{ij}^*)\quad i=1,2 \quad (2.170)$$

式中：L_i——关于λ，G及u_i的双线性算子。

第二步，在参数初值下，作一次正演分析，求出对应的位移场。正分析若采用有限元法进行，可得线性代数方程：

$$[K]^0[u]^0=[F]^0 \quad (2.171)$$

式中：[K]^0——与参数初值相对应的结构总刚度矩阵；

[u]^0，[F]^0——相应的位移与结点力列阵。

解方程(2.171)得[u]^0。

第三步，解伴随方程(2.170)，采用同正分析相同的有限元法计算，形成线性代数方程组：

$$[F]^0[P]^0=[F]^1 \quad (2.172)$$

式中[P]^{0}为待定函数列阵。设[F]^{1}的元素为(F_j^1)，在观测点处$(F_j)^1_{2\times1}=(u_j-u_j^*)_{2\times1}$。其余点处$(F_j)^1_{2\times1}=\begin{pmatrix}0\\0\end{pmatrix}$。解方程(2.172)得待定函数列阵[P]^0。

第四步，求梯度：

$$gradJ=(J'_{\lambda1},J'_{c1},J'_{\lambda2},J'_{c2}...,J'_{\lambda r}J'_{cr})^T \quad (2.173)$$

式中$J'_{\lambda i}=\int_{R_e}N_2dx_1dx_2, J'_{ci}=\int_{R_e}N_2dx_1dx_2, i=1,2,...,r, N_1, N_2$分别为线性微分算子：

$$N_1=-P_{i,i}uk,k$$

$$N_2=-\left[(P_{j,i}+P_{j,i})(u_{j,i}+u_{i,j})\right]+2(\Sigma P_{i,i}u_{i,i}) \quad i,j,k=1,2 \quad (2.174)$$

第五步，迭代：

$$(y)^{N+1}=(y)^N-a\nabla gradJ \quad (2.175)$$

其中N为迭代次数，而α的选取应使目标J下降或达到极小。

第六步，判断停机，当||(y)$^{N+1}$-(y)^N||<e或N≥N$_k$或J<ε$_1$时停机。否则转到第二步继续计算。

§2.10 其他方法简介

§2.10.1 遗传进化算法

(1)遗传进化法简介

用极限平衡理论分析边坡稳定性，其关键就在于确定最危险滑动面极其对应的最小安全系数。该类方法自身的局限性容易使之陷入局部极小值，尤其是对于非均质土坡。用遗传进化算法搜索最危险滑动面极其对应的最小安全系数，克服了传统方法容易陷入局部极小的缺点，是近几年发展起来的一种全局优化算法。

(2)遗传进化算法

遗传进化算法就是模拟生物进化过程，模仿生物遗传进化的步骤，将自制、杂交、变异、竞争和选择等生物种群进化过程的概念引入到算法中。其方法步骤为：

①定义一个目标函数，函数值代表可行解的适应性；

②将候选解群体在一定的约束条件下初始化，每一个候选解用一个向量X来编码，称为一条染色体，向量的分量则代表了基因；

③群体中的每一条染色体X$_i$(i=1，2，…，n)，被译码成适于评价的形式，并赋予它一个适定值(函数值)；

④以优胜汰劣的机制,将适应值差的染色体淘汰掉,对幸存的染色体根据其适应值的好坏按概率随机选择，进行自我复制，形成新的群体；

⑤通过随机选择染色体进行遗传操作(杂交或变异)，产生子代。杂交是随机选择两条染色体(双亲)，将某一位置的基因互换而产生两个新个体；变异是基因中的某一位发生突变，以达到产生新品种的目的；

⑥对子代群体重复步骤③～⑤的操作,进行新一轮遗传进化过程,如果找到合适解或达到最大进化代数，则计算结束。

(3)土坡稳定分析的遗传进化算法

①目标函数的定义

以土坡稳定安全系数公式为目标函数。以简单条分法为例，目标函数可用式(2.7)。用安全系数的大小表示可行解的适应性。为寻找最小安全系数，则F_s值越小，适应性能越好。

②初始解种群的确定

给定最危险滑弧圆心搜素范围，在此范围内随机、均匀地选择n个圆心$O_j(x_j, y_j)$，.i=1，2，…，n。其中n为圆心群体数；圆心O_j代表第歹条染色体；坐标分量x_j，y_j为染色体O_j的基因。

③最危险滑弧半径的确定

对每个圆心给出滑弧半径搜索范围，在此范围内搜索最危险滑弧半径。具体方法为：

a.随机均匀地选取m个半径R_j(j=1，2，…，m)作为父代；

b.按概率对父代中的每个半径进行变异操作，即加上一个随机量，产生子代个体，从而形成新的群体R_j(j =1，2，…，2m)；

e.对新群体中每个半径R_j按式(2.7)计算安全系数F_{sj}，则F_{sj}为R_j所对应的适应值；

d.以优胜汰劣的机制，将群体中F_s值较大的一半淘汰掉，幸存者作为新一代父代；

e.重复～的操作，直至连续几代求出的最小安全系数不变，即为圆心O_j所对应的适应值F_{sj}。

④竞争、选择和复制的操作

将O_j所对应的适应值F_{sj}(j=1，2，…，n)中n／2个F_s值较大的圆心点淘汰掉，对幸存的n／2个圆心点根据其适应值大小按概率自我复制，形成新的n个圆心点。

⑤杂交和变异的操作

随机选择n／4对圆心，将每一对圆心坐标的某一个分量进行互换，产生一对新的圆心，从而完成杂交操作。然后再随机选择n／2个圆心，将每个圆心坐标的某个分量通过加上一个随机量来产生新的圆心，从而完成变异操作。

⑥最危险滑动面确定

对子代群体重复③～⑤的操作，直至对最小安全系数F_s值满意或达到最大进化代数，则计算结束。由F_{s1}对应的圆心O_1和半径R_1确定的滑动面即为最危险滑动面。

计算表明，遗传进化算法与圆心搜索范围关系不大，只要大概给出一个合理的范围，就能得到全局最优解。上述步骤也可推广到Bishop法计算公式。

§2.10.2 神经网络算法

神经网络算法从模拟人脑的形象思维入手，具有非线性、并行性和强泛化性等特点。对于处理强噪声、模糊性、非线性的岩土体信息，具有广阔的应用前景。目前，用于岩土体的神经网络主要是BP网络，卢才金等提出了一种改进的BP网络，用于岩土体边坡稳定的判别。

(1)动态自适应BP网络

BP网络算法包括学习和回判两个过程。学习由已知样本通过调整各层网络的连接权和阈值来获取输入与输出的非线性关系；回判由网络掌握的“知识”进行工作。卢才金等对传统的BP网络作了如下修正：

①采用累计误差传播BP法，以减少计算量；

②网络由三层组成，输出层激励函数改为如下形式：

$$f(x)=\frac{1}{1+e^{-\beta x}},\beta<1 \quad (2.176)$$

该函数能扩大S型函数的非饱和区，改善其性能。隐层的激励函数取反正切函数；

③为加快收敛，引入动量项，且动态调整学习率和动量系数；

④隐节点数目动态调整，分两个阶段进行。在学习阶段通过增加隐节点个数来帮助跳出局部极小点，并加快收敛速度和提高精度。学习完成后，如果隐节点过多(如超过样本个数)，则通过对节点进行敏感性测试来删除多余节点，以提高其泛化能力。

⑤训练样本动态调整。由于岩土体信息本身就具有模糊性和不可知性，加之获取时掺杂的一些人为主观性，可能存在着错误样本。就要按下述方法剔除这些错误样本：先用尽可能多的样本学习，经过一定的运算次数后，如果收敛达不到要求或出现震荡，则进行回判检查，若发现某个样本误差很大，而其他样本的误差都远小于它，则应去掉该样本，继续学习，经过一定次数后重复上述操作，直至收敛。注意，样本数不能太少，否则会降低网络的泛化性能，应考虑读入新的样本。

(2)岩土边坡稳定度和破坏方式的预测方法

与岩土边坡稳定性有关的因素概括起来为坡形、岩土体、影响因素三大类。其中，坡形是稳定性的外部表现，岩土体是稳定的核心，它是岩土体性质和所受各种荷载作用的综合反映，而影响因素则是通过坡形和岩土体来影响岩土边坡稳定的外部作用。

输入节点分别属于以下三大类因素：

坡形因数：坡高、坡角、坡型。

岩土体因素：容重、抗剪强度、压缩模量、下伏软弱层和基岩的特征、风化程度、地下水情况。

外在影响因素：挡墙结构、邻近荷载、植被覆盖率、坡角开挖值。

为了不使输入节点的绝对值影响网络的学习性能，应对定量值归一化。归一化采用实测值除以最大值的办法进行，节点的输入值应为实测值的归一化值。输入节点的数量的选取应以能考虑到各种因素的影响为宜。如果选择输入6个节点，前3个节点表示稳定程度，依次为稳定(1,0,0)、较稳定(0,1,0)和不稳定(0,0,1)；后3个节点对应于可能的破坏方式(程度)，依次为切层圆弧滑动(1,0,0)、表层坍塌(0,1,0)、风化剥落(0,0,1)。则岩土边坡稳定性评判就既能评价边坡的稳定程度，又能预测边坡可能的破坏型式。

§2.10.3 模糊测度理论

土坡稳定问题受到多种客观因素的综合影响，因而土坡的稳定程度本身就构成了一个复杂的非清晰的系统——模糊系统。该模糊系统可表示成下述的多元函数形式，

$$F_S = F(H,\alpha,\omega,c,\varphi,E,\mu,\gamma,\beta,\cdots) \qquad (2.177)$$

式中：F_S——边坡实际稳定系数值；

H——坡高；

α——坡角；

ω——地下水影响系数；

c、φ、γ——分别为边坡土体的凝聚力、内摩擦角和容重；

E、μ——分别为边坡土体的弹性模量和泊松比；

β——人工开挖、爆破等动力影响系数。

就土坡稳定问题经典分析而言，若给定$F_s \geqslant 1.20$为稳定值，则$F_s \leqslant 1.00$就是不稳定值，这种定值取法的合理程度往往取决于专家的经验。从1.00到1.20之间，亦即从不稳定到稳定之间往往存在着一个中间过渡。将1.00到1.20之间分成若干小区间，依此来分析稳定问题效果可能更好。

模糊数学分析方法的特点就是考虑客观模糊因素的影响，考虑事物发生本质变化的中间过渡过程，以便更好的体现客观事物的固有特性和本来的模糊属性。对于土坡稳定性问题采用模糊测度理论模型，可定量地给出土坡破坏或失稳程度的具体区间，并对土坡总体稳定性进行评价。

稳定分析的模糊测度模型简介如下：

根据模糊测度理论，表达式如下，

$$M(x_i) = \int_{\Omega} \mu_{Ai}(X) f_{Ai}(X) \mathrm{d}X \qquad (i = 1,2,\cdots,n) \qquad (2.178)$$

式中：$M(x_i)$——模糊测度；

$\mu_{Ai}(X)$——隶属函数，由实际工程问题而定；

A_i——客观事物中的模糊因素所构成的模糊集合；

$f_{Ai}(X)$——某些因素的固有特征函数：

Ω——积分区域(工程变量的变化范围)。

为分析问题方便，首先建立模糊集合。将各种因素(包括大量的模糊因素)影响下的土坡失稳视为客观存在的模糊集合B_i；$M(x_i)$视为土坡失稳的模糊测度。$M(x_i)$表示$M(x_i)$属于B_i的程度或落入B_i中的可能性大小。研究和分析$M(x_i)$属于B_i的程度大小，就可对土坡的稳定程度进行定量评价。

§2.10.4 灰色系统理论

灰色系统系指部分信息已知，部分信息未知的系统。灰色系统理论是将看似离散的数据系列经变换后形成有规律的生成数列，对生成数列建立微分方程GM，得到模型设计值，再与实测只值比较，获得残差，用残差再对模型GM作修正，然后便可用建立的GM对系统行为进行预测、决策及控制。

土坡滑动是很多因素综合作用的结果，有些因素是已知的，土坡滑动形成和发展可看成是一个随机过程。土坡稳定系统可认为是一个灰色系统，一般用GM(1，1)模型对其进行时间预报。

GM(1，1)模型的一阶微分方程为

$$\frac{dx^{(1)}}{dt}+ax^{(1)}=u \quad (2.179)$$

式中：x——待预测的变量，上标(1)表示为一阶；

a、u——待定参数。

(1)预报变量的选择

一般滑坡的发育和发展是一个缓慢的长期变化过程。通常将滑坡的发育过程划分为三个阶段，即蠕动变形阶段、滑动破坏阶段和压密稳定阶段。

尽管土坡产生滑动的影响因素是很复杂的，发展变化也是多样的，但它在突然滑动之前的各种变化集中反映在潜在滑动体的蠕动位移随时间而不断发展变大。从图2.19可看出蠕动应移曲线明显地分为等速蠕变阶段和加速蠕变阶段。用位移值的大小来判断比较困难，但在加速蠕变阶段的位移曲线上可看出蠕变曲线的切线角越来越大，在突然发生时的切线角大致为90°，这可为我们提供突然滑动的判据。因此，在建立滑坡预报模型时，选择蠕动位移曲线的切线夹角为预报变量。

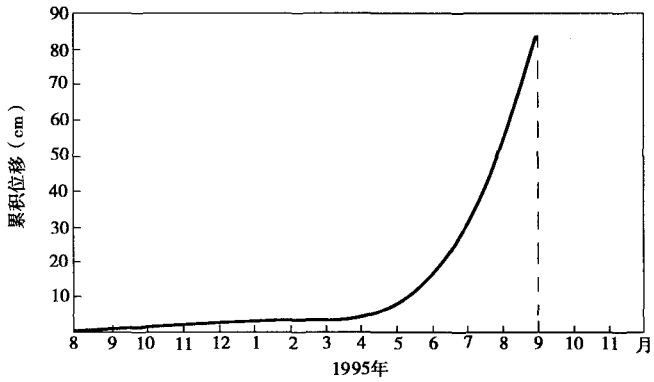


图 2.19　边坡蠕动位移～时间曲线及滑坡预报

(2)预报原始数据的获取及其处理

在滑坡预报中，以潜在滑动体蠕动位移曲线上的切线角为原始数据，必须先对潜在滑动体进行长期的位移监测，做出滑坡体的蠕动位移曲线。观测的时间间隔根据滑坡的具体情况和发生周期而定，一般为天、周、旬、月为单位。

GM(1，1)模型的精度与原始数据的精度及其选取有关。该模型是时间的连续函数，从理论上讲，可以从初值一直延伸到发生滑坡前的任何一个时间。应用GM(1，1)进行滑坡预报其意义和作用最大的是原始数据中最后的一些数据。要想准确预报滑坡时间，就必须尽可能精确地获得临近滑动破坏时的原始数据。处于加速蠕动位移阶段的潜在滑坡体应重点监测。

由于影响滑坡因素的复杂性及其作用的周期性，实际监测的位移曲线都有一定的波动。为了提高模型精度，一般要对原始数据采用均匀滤波法进行处理，即反复取离散数据得邻点中值进行平滑处理，直到获得一条较光滑的曲线为止。这种情况适宜于在不可逆的外营力作用下的滑动破坏，对可逆的外营力作用情况下可采用非均匀滤波法进行处理。经过处理的原始数据规律性较强，预报的精度可以提高。

(3)滑坡灰色预报模型的建立步骤

①数据生成

将监测得到的位移转换为蠕动位移曲线的切线角后，就得到了原始数据。但是，灰色系统理论的建模并不是直接采用原始数据，而是先将原始数据进行一定的生成变换(累加生成或累减生成)用得到的生成数建立GM(1，1)预报模型。

累加生成记为AGO(Acctmmlated generating operation)，是生成变换的一种，用以降低波动数据的随机性。若原始数列为$X^{(0)}$，将原始数据做一次累加生成后的生成数列为$X^{(1)}$，则

$$X^{(0)}(i)=\sum_{m=1}^{i}X_m^{(0)}=X^{(1)}(i-1)+X^{(0)}(i) \quad (2.180)$$

式中：i——表示生成数列中第i个数据。

将原始数据做一次累加生成后就可以建立模型了。

②GM(1，1)模型建立

以潜在滑动体蠕动位移曲线上等时间间隔处各点的切线角为原始数列$X^{(0)}$：

$$X^{(0)}=\left\{X^{(0)}(1),X^{(0)}(2),...,X^{(0)}(n)\right\}$$

按灰色理论的建模方法，生成$X^{(1)}$，相应的GM(1,1)模型为式(2.179)，其中a、u为待定系数，上式只有$X^{(1)}$一个变量。要解出此微分方程，必须先求参数a、u，若记$a=[a,u]^T$，则a、u可由下式给出：

$$\hat{a}=(B^TB)^{-1}B^TY_n \quad (2.181)$$

式中，

$$B=\begin{bmatrix}-\left[x^{(0)}(1)+x^{(1)}(2)\right] & \cdots & 2 & 1\\ -\left[x^{(1)}(2)+x^{(1)}(3)\right] & \cdots & 2 & 1\\ \vdots & & \vdots & \vdots\\ -\left[x^{(1)}(n-1)+x^{(1)}(n)\right] & \cdots 2 & 1\end{bmatrix} \qquad Y_n\begin{bmatrix}x^{(0)}(2)\\ x^{(0)}(3)\\ \vdots\\ x^{(0)}(n)\end{bmatrix} \quad (2.181)$$

上式B^T为B的转置矩阵，$(B^TB)^{-1}$为B^TB的逆矩阵。a求出后，将求出的参数值代入式(2.179)中，解微分方程，可得

$$\hat{X}^{(1)}(t+1)=\left[X^{(0)}(1)-ua\right]e^{-at}+ua \quad (2.182)$$

当t取时间序号k时，上式变为

$$\hat{X}^{(1)}(k+1)=\left[X^{(0)}(1)-ua\right]e^{-ak}+ua \quad (2.183)$$

利用式(2.183)，即可对预报变量进行预测。

③模型检验

求出预报模型后，要对其精度和准确性进行检验。检验包括残差检验和后验差检验。

模型的残差检验是用累加生成的实际值$X^{(1)}(i)$减去用生成模型得到的计算数据$X^{(1)}(i)$，得残差ε(i)，然后计算残差百分数e(i)，再求出平均残差的百分数T。

$$\varepsilon(i)=X^{(1)}(i)-\hat{X}^{(1)}(i) \quad (2.184)$$

$$e(i)=\varepsilon(i)X^{(1)}(i)\times100\% \quad (2.185)$$

$$T=\frac{1}{2}\sum_{i=1}^{n}\left|e(i)\right| \quad (2.186)$$

若T小于等于一个给定值，即认为模型满足精度要求，可取T≤10%。

后验差检验是先求出残差ε的离差S_2和$X^{(0)}$的离差S_1：

$$S_1^2=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left[X^{(0)}(i)-X\right]^2 \quad (2.187)$$

$$S_2^2=\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}\left[\varepsilon(i)-\varepsilon\right]^2 \quad (2.188)$$

式中：X、ε——分别为$X^{(0)}$和ε(i)的平均值。

由此求出后验差的比值c：

$$C = S_1 / S_2 \quad (2.189)$$

对于精度较高的预报模型，C必须小。因为C小，说明S_2小或S_1大，S_1大说明观测数据离散性强，规律性差；S_2小说明残差离散性小，预报数据规律性强。一般要求C<0.35，C≯0.65。

另外，求出S_1后，还可以利用“小误差频率P”来检验预报模型的精度：

$$P = P\left\{\left|\varepsilon(i) - \varepsilon\right| < 0.675S_1\right\} \quad (2.190)$$

对于高精度的预报模型，P一般较大。P越大，即偏差$|\varepsilon(i)-\varepsilon|<0.675S_1$出现的概率越大，偏差越小预报数据越准确。一般要求P>0.95，P≮0.7。

按照P、C的大小，可将预报模型分为好、合格、勉强、不合格四个等级，如表2.1所示。

预报模型精度等级 表 2.1

模型精度等级	*P* 值	*C* 值
好(一级)	> 0.95	<0.35
合格(二级)	> 0.85	<0.5
勉强(三级)	>0.7	<0.65
不合格(四级)	≤0.7	≥0.65

④残差GM(1，1)模型

经过模型检验之后，如果预报模型不符合精度要求，则需要用残差来建立GM (1,1)模型修正原预报模型。用所求的残差$\varepsilon^{(0)}$作原始数列，按前述步骤求得残差GM(1，1)模型

$$\hat{\varepsilon}^{(1)}(k+1) = \left[\varepsilon^{(0)}(1) - u_\varepsilon / a_\varepsilon\right]e^{-a_\varepsilon k} + u_\varepsilon / a_\varepsilon \quad (2.191)$$

用$\hat{\varepsilon}^{(1)}(k+1)$修正$\hat{X}^{(1)}(K+1)$，修正后的模型为：

$$\hat{\hat{X}}^{(1)}(k+1) = \left[X^{(0)}(1) - u/a\right]e^{-ak} + \left[\varepsilon^{(0)}(1) - u_\varepsilon / a_\varepsilon\right]e^{-a_\varepsilon k} + (u/a + u_\varepsilon / a_\varepsilon) \quad (2.192)$$

若修正后模型精度仍不符合要求，可反复进行修正，直至符合要求为止。

⑤滑坡时间预报

假设时间k时发生滑坡，因为$X^{(0)}(K)$为蠕动位移曲线上的切线角，由前面的论述可知，滑动破坏时的切线角约为90°，即$X^{(0)}(K)=90°$。

又因 $\hat{\hat{X}}^{(1)}(k) = X^{(1)}(k-1) + X^{(1)}(k)$ (2.193)

则 $\hat{\hat{X}}^{(1)}(k) = X^{(1)}(k-1) + 90°$ (2.194)

把式(2.194)代入 $\hat{X}^{(1)}(k) = \left[X^{(0)}(1) - u/a\right]e^{-a(k-1)} + u/a$ 中，可解出破坏时间：

$$k = 1 - \frac{In\left|\dfrac{\hat{X}^{(1)}(k-1) + 90 - u/a}{\hat{X}^{(0)}(1) - u/a}\right|}{a} \quad (2.195)$$

可以把k由时间序号换成破坏日期。

上述过程计算比较繁杂，一般应编制计算机程序进行计算和预报。

主要参考文献

1 钱家欢，殷宗泽主编.土工原理与计算(第二版).北京：中国水利电力出版社，1996

2 张天宝著.土坡稳定分析与土工建筑物的边坡设计.成都：成都科技大学出版社，1987

3 潘家铮.建筑物的抗滑稳定和滑坡分析.北京：中国水利电力出版社，1980

4 Janbu N.，Slope Stability Computotions.Embankment—Dam Engineering.1973

5 Sarma,S.K.,Stability Analysis of Embankments and Slopes.Geotechnique.Vo1.23,No.3.1973

6 朱伯芳著.有限单元法原理与应用(第二版).北京：中国水利电力出版社，1998

7 交通部第二公路勘测设计院编.公路设计手册／路基(第2版).北京：人民交通出版社，1996

8 铁道部第一勘测设计院编.铁路工程设计技术手册／路基.北京：中国铁道出版社，1992

9 崔政权，李宁.边坡工程——理论与实践最新发展.北京：中国水利电力出版社，1999

10 吴世明，杨挺等编著.岩土工程新技术.北京：中国建筑工业出版社，2001

11 中华人民共和国交通部标准.公路路基设计规范(JTJ013—95).北京：人民交通出版社，1996

12 中华人民共和国交通部标准.港口工程地基规范(JTJ250—98).北京：人民交通出版社，1998

13 中华人民共和国国家标准.堤防工程设计规范(GB 50286—98).北京：中国计划出版社，1998

14 重庆市地方标准.重庆市建筑地基基础设计规范(DB50／5001—1997).重庆:重庆市建委,1997

第3章　坡率法与减重设计

§3.1　概　　述

§3.1.1坡率法与减重的概念

在边坡设计中，如果通过控制边坡的高度和坡度而无须对边坡进行整体加固就能使边坡达到自身稳定的边坡设计方法，通常称之为坡率法；坡率法是通过控制望坡的高度和坡度，使边坡对所有可能的潜在滑动面的下滑力和阻滑力处于安全的平衡状态。一般的简单岩土边坡(非滑坡)，如果不受场地限制，总可以满足边坡稳定的要求，在公路边坡处理中被大量采用，工程中又称为削坡(或刷坡)，如图3.1所示。

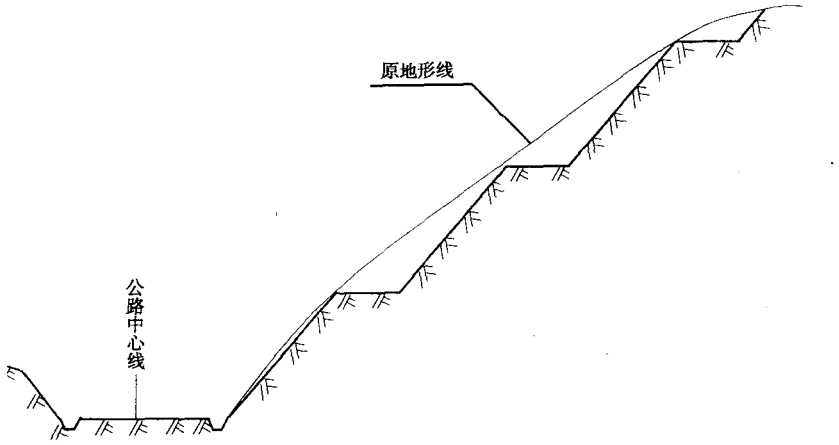


图 3.1　分级削坡

减重的概念是针对滑坡处治而提出的，它是减轻滑坡致滑段的滑体超重部分，以减小滑体的下落力，使滑坡趋于稳定，显然它与坡率法有着本质的区别，不同于一般的边坡削坡，因为减重的目的是使滑坡稳定，赦减去的土体位于滑坡的致滑段(一般在、滑坡的上部)，如图3.2所示，如果误将滑坡下部的阻滑部分削去，将进一步加剧滑坡的发展。在滑坡处治技术中，与减载相对应的另一种技术是堆载阻滑技术，它是通过在滑坡的阻滑段(一般在滑坡的下部)堆载来提高滑坡的阻滑力以使滑坡处于稳定的方法，如图3.3所示。这两种方法都是公路滑坡处理中最直接、最有效的方法，在公路滑坡处治中被广泛采用。)

§3.1.2坡率法与减重的适用范围

坡率法是一种比较经济、施工方便人工边坡的处理方法，在公路路堑边坡、填方路堤边坡中广泛使用，适用于岩层、塑性粘土和良好的砂性土中，并要求地下水位较低，放坡开挖时有足够的场地。坡率法可分别与砂袋堆码、锚钉边坡、锚板支护等方法联合应用，形成组合边坡。例如当不具备全高放坡时，上段可采用坡率法，下段可采用土钉墙、喷锚、挡土墙等方法以稳定边坡。

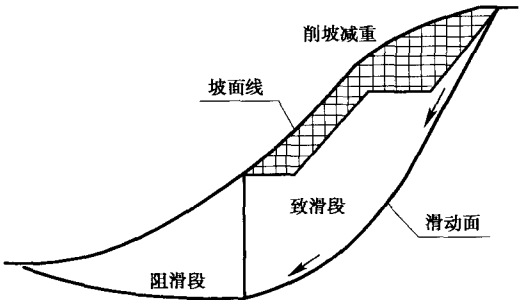


图 3.2　滑坡减重

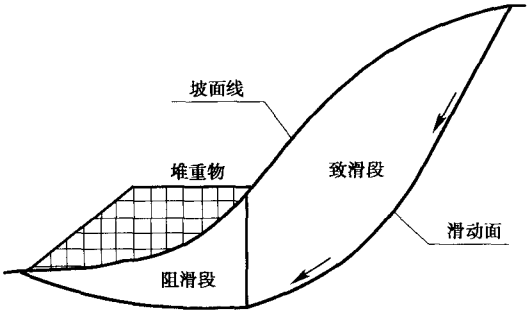


图 3.3　堆载阻滑

由于减重是在滑坡后缘挖除一定数量的滑体而使滑坡稳定下来，因而它适用于推动式滑坡或由塌落形成的滑坡，并且滑床上陡下缓，滑坡后缘及两侧的地层稳定，不致因刷方而引起滑坡向后或向两侧发展。与减重相对应的堆载阻滑技术则主要适用于牵引式滑坡，同时应注意堆载不要引起次一级的滑面。

在一般情况下，滑坡减重和堆载阻滑都只能减小滑体的下滑力或增大阻滑力，不能改变其下滑的趋势，因此它们常与其他整治措施配合使用。

§3.2坡率法的设计

§3.2.1设计的内容与一般规定

坡率法设计边坡主要是在保证边坡稳定的条件下确定边坡的形状和坡度。其设计内容包括确定边坡的形状、确定边坡的坡度、设计坡面防护和边坡稳定性验算。但在进行设计之前必须查明边坡的工程地质条件，包括边坡岩土名称性质、各种软弱结构面的产状、地质构造、岩土风化或密实程度、地下水、地表水、当地地质条件相似的自然极限山坡或人工边坡。

边坡的形式一般可以分为四种：直线形(图3.4a)、上陡下缓折线形(图3.4b)、上缓下陡折线形(图3.4c)和台阶形(图3.4d)。直线形边坡一般适用于均质或薄层互层且高度较小的边坡；如果边坡较高或由多层土组成而上部岩土层的稳定性较下部好时，可采用上陡下缓的折线形边坡；若上部为覆盖层或稳定性较下部岩土层差时，宜采用上缓下陡的折线形边坡；当边坡由多层土组成或边坡高度很大时，可在边坡中部或岩土层界面处设置不小于1.0m宽的平台，形成台阶式边坡。台阶形边坡稳定性较好，但相应的土石方量较大。

边坡的坡度的确定可以根据岩石性质、工程地质和水文地质条件、施工方法、边坡的高度等因素，对照当地自然极限边坡或人工边坡的坡度确定；对于土质均匀的边坡，可采用力学检验法或稳定性验算法进行确定。

边坡的防护主要是针对容易风化剥落或破碎程度较为严重的坡面，应当考虑坡面的防护措施，以防止各种自然应力对边坡的破坏作用，以保证边坡的稳定性。设计中应注意边坡的防护与边坡环境美化相结合。

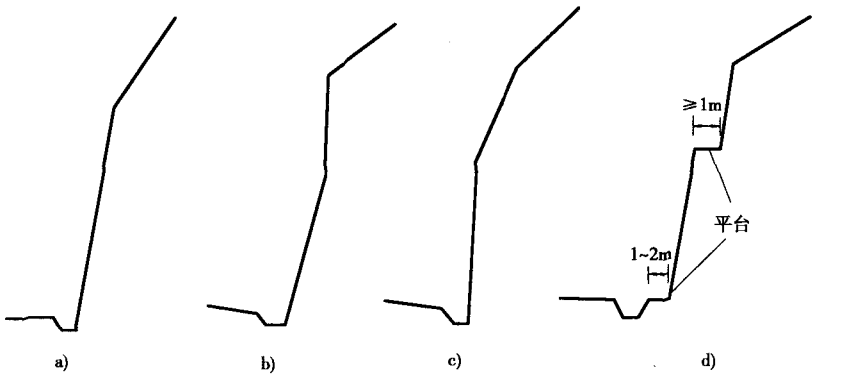


图 3.4　边坡形式

边坡水系应因势利导保持畅通，稳定边坡应采取保护措施，防止土体流失、岩层风化及环境恶化造成边坡稳定性降低。对于土质边坡或易软化的岩质边坡，坡顶应作成向外倾斜的不渗水地面，坡底应做不漏水的排水沟和集水井，以便及时排除积水。

受外倾软弱结构面影响、稳定性较差的岩块应加锚杆处理；永久性边坡坡面应采用锚喷、锚钉等构造措施。

§3.2.2岩质边坡的削坡坡率

对于岩质边坡，在坡体整体稳定的条件下，要选择合理的允许坡率，应根据岩性、地质构造、岩石风化破碎程度、边坡高度、地下水及地面水等因数，结合实际经验按照工程类比的原则，并参考该地区已有的稳定边坡的坡率综合分析确定。当无外倾结构面时，可参考表3—1进行确定。

岩质边坡坡率值 表 3.1

边坡岩石类型	风化破碎程度	坡度率值	
		坡高 < 20m	坡高 20 ~ 30m
岩浆岩 厚层灰岩、厚层砂砾岩 片麻岩、石英岩、大理岩	轻度	1:0.10 ~ 1:0.20	1:0.10 ~ 1:0.20
	中等	1:0.10 ~ 1:0.30	1:0.20 ~ 1:0.40
	严重	1:0.20 ~ 1:0.40	1:0.30 ~ 1:0.50
	极重	1:0.30 ~ 1:0.50	1:0.50 ~ 1:0.75
中薄层灰岩 中薄层砂砾岩 较硬的板岩、千枚岩	轻度	1:0.10 ~ 1:0.30	1:0.20 ~ 1:0.40
	中等	1:0.20 ~ 1:0.40	1:0.30 ~ 1:0.50
	严重	1:0.30 ~ 1:0.50	1:0.50 ~ 1:0.75
	极重	1:0.50 ~ 1:0.75	1:0.75 ~ 1:1.00
薄层砂页岩互层 千枚岩、云母、绿泥石片岩	轻度	1:0.20 ~ 1:0.40	1:0.30 ~ 1:0.50
	中等	1:0.30 ~ 1:0.50	1:0.50 ~ 1:0.75
	严重	1:0.50 ~ 1:0.75	1:0.75 ~ 1:1.00
	极重	1:0.75 ~ 1:1.00	1:1.00 ~ 1:1.25

表3.1中岩石风化破碎程度按表3.2进行划分。

岩石风化破碎程度表 表 3.2

等级	颜色	矿物成分	结构构造	破碎程度	强度
轻度	较新鲜	无变化	无变化	裂缝不多，基本上是整体，裂缝基本上不张开	基本上不降低，用锤击时很易回弹
中等	造岩矿物失去光泽	基本不变	无显著变化	开裂成直径为 20 ~ 50cm 的大块体，大多数裂缝张开较小	有降低，用锤击时声音清脆
严重	显著改变	有次生矿物	不清晰	开裂成直径为 5 ~ 20cm 的碎石状，有时裂缝张开较大	有显著降低，用锤击时声音低沉
极重	变化极重	大部成分已改变	只具有外形，矿物失去结晶联系	裂缝极多，爆破以后较多呈碎石土状，有时细粒部分已略具塑性	极低，用锤击时基本上不回弹

若边坡所在地层具有明显的倾斜结构面(如层面、节理面、断层面和其他软弱面)，且倾向边坡外侧，则此结构面的倾斜坡度及其面上的单位粘聚力和摩擦力的大小将影响边坡的稳定性。此时应通过稳定性计算来确定边坡的坡率，必要时应采取其他相应的加固措施。根据调查统计资料表明，当滑动面为如下几种情况时，边坡仅在重力作用下，软弱面的倾角大于其摩擦角而小于边坡角时是最危险的软弱面：

(1)粘土岩、粘土页岩、泥质灰岩、泥质板岩等泥化层面时，滑动倾角为9° ～12°；

(2)砂岩层面或砾岩层面时，滑动倾角大于30° ～35°；

(3)无泥质充填物的结构面时，滑动倾角为30° ～75° (大多变化于35° ～60° 范围)。

在讲行稳定性计算时如没有试验数据，可参考表3.3及表3.4中的数值.

各种软弱面的抗剪强度有关参数 表 3.3

软弱面类型	摩擦角	摩擦系数	单位粘聚力 c (kPa)
各种泥化的软弱面、滑石片岩片理面、云母片岩片理面等	9°～20°	0.16～0.36	0～50
粘土岩层面、泥灰岩层面、凝灰岩层面、夹泥断层、页岩层面、炭质夹层、干枚岩片理面、绿泥石片岩片理面等	20°～30°	0.36～0.53	50～100
砂岩层面、石灰岩层面、部分页岩层面、构造节理等	30°～40°	0.58～0.84	50～100 有时至 400
各种坚硬岩体的构造节理、砾岩层面、部分砂岩层面、部分石灰岩层面等	40°～43.5° 有时至 49°	0.84～0.95 有时至 1.15	80～220 有时至 500

注；本表是根据相当数量的现场试验，沿软弱面施加剪力所得的岩体软弱面峰值抗剪强度资料而综合得出的。

软弱夹层的抗剪强度参数 表 3.4

软弱夹层性质	f	c (kPa)	软弱夹层性质	f	c (kPa)
含阳起石的构造挤压破碎带	0.48	27	节理中充填 30%的粘土	1.0	100
粘土页岩夹层	0.40	15	节理中充填 40%的粘土	0.51	0
断层破裂带	0.35	0	碎石充填的节理	0.4～0.5	100～300
膨润土薄层充填的页岩状石灰岩	0.13	15	有粘土覆盖的节理	0.2～0.3	0～100
膨润土薄层	0.21～0.30	93～119	含角砾的泥岩	0.42	10

§3.2.3土质边坡的削坡坡率

对于土质边坡，在确定坡率时应根据边坡的高度、土的湿度、密实程度、地下水、地面水的情况、土的成因类型及生成时代等因数，并参考同类土的稳定坡率进行确定。

1.一般土质边坡

对于一般较好的均质土可参考表3.5进行设计。但如果边坡高度大于8m、或土层中地下水发育且不易排除、或土层为软质土、或有堆积荷载时，应通过边坡稳定计算来确定土坡率。

土质边坡坡率值 表 3.5

土质类型	状态	坡高≤5m	5m＜坡高≤8m
粘性土	硬塑	1:0.75～1:1.25	1:1.25～1:1.50
	可塑	1:1.25～1:1.50	1:1.50～1:1.75
人工素填土 (填土年限＞8年)	密实	1:0.75～1:1.00	1:1.00～1:1.25
	中密	1:1.00～1:1.25	1:1.25～1:1.50
	稍密	1:1.25～1:1.50	1:1.50～1:1.75

2.土囱堆积俸迈圾

对于土石混合堆积体边坡，一般采用与天然安息角相应的边坡坡率(如表3.6所示)；但对于已稳定的堆积体可根据其胶结和密实程度采用较陡的边坡坡度。如果边坡中出现松散夹层，应进行适当的防护。边坡高度超过20m，应分台阶进行放坡。在堆积体中开挖后形成的边坡应特别注意剩余土体的稳定性，必要时可放缓边坡或清除全部剩余土体。因挖方破

坏了原堆积体的平衡条件，堆积体可能沿接触面滑动。

堆积体边坡坡率参考值 表3.6

岩 堆 情 况	条 件 说 明	边 坡 坡 度
不含杂质的碎石	山区的堆积层	1:1～1:1.25
不含杂质的碎石	平坦地区、已密实	1:0.75～1:1
碎石被小颗粒包围，碎石间互不接触	小颗粒是无粘结力的砂	1:1.5
碎石被小颗粒包围，碎石间互不接触	小颗粒是粘性土	1:1.75～1:2.0
碎石相互间尚能接触，中夹粘性土	碎石有棱角	1:1.25
碎石相互间尚能接触，中夹粘性土	碎石失去棱角，较圆滑	1:1.5
一般堆积层		≥1:1.5

3. 膨胀土边坡

由于膨胀土工程性质特殊而复杂，使膨胀土地区的边坡变形破坏受多种因素的影响，往往对建筑工程的潜在破坏十分严重。因此在进行边坡设计前，应充分进行工程地质调查、既有建筑物调查，并收集当地气象资料，然后在此基础上确定经济合理的边坡形式和坡率。

实践证明，膨胀土边坡坡度的确定，是一个比较复杂的工程地质问题，对于这类边坡的设计，目前尚无成熟的理论与方法。现场调查表明，无论公路、铁路或渠道膨胀土边坡，坡度在1：2～1：3的边坡，仍表现出普遍不稳定性，甚至有的铁路路堑及渠道膨胀土边坡，坡度缓至1：5～1：8，也不一定完全稳定。特别是在边坡土体结构与环境地质条件比较复杂的地区，或分布有软弱夹层(如灰白色、灰绿色强膨胀土)，边坡稳定问题更为复杂。膨胀土边坡的破坏，有位于坡脚的，也有位于坡腰与堑顶的，与一般粘性土边坡的破坏完全不同。因此，在膨胀土路堑边坡设计中，目前仍然以工程地质比拟法为主，必要时再进行力学分析检算边坡稳定性。

工程地质比拟法，是以同类膨胀土边坡，在相同或相似工程地质、水文地质及环境地质条件下的稳定性为参照系，对比拟设计边坡的上述条件，参照稳定程度最佳的边坡进行设计的一种方法。因为自然界是千变万化的，在进行对比分析时一定要收集足够的第一手资料，并充分掌握已有膨胀土边坡的历史和现状，切不可简单照搬。表3.7是根据实践经验得出的边坡设计参考值。

膨胀土边坡设计参考值 表3.7

膨胀土类别	边坡高度(m)	边 坡 坡 度	边坡平台宽度(m)
弱膨胀土	<6	1:1.5	1.0
	6～10	1:1.5～1:2.0	
	>10	1:1.75～1:2.0	
中等膨胀土	<6	1:1.5～1:1.75	2.0
	6～10	1:1.75～1:2.0	
	>10	1:1.75～1:2.5	
强膨胀土	<6	1:1.75	2.0
	6～10	1:1.75～1:2.5	
	>10	1:2.0～1:2.5	

4. 黄土边坡

黄土是第四纪的一种特殊堆积物。主要特征是颜色以黄色为主，有灰黄、褐黄等色，含有大量粉粒，一般在55%以上，孔隙比在1左右，垂直节理发育，具有湿陷性、溶蚀性、易冲刷和各向异性等工程特性。广泛分布于我国北纬34°～45°之间的干旱和半干旱地区。目前黄土边坡的设计主要以工程地质比拟法为主，力学分析验算为辅。表3.8为各类黄土边坡设计参考值。

黄土边坡设计参考值 表 3.8

地区	工程分类		边坡坡度 边坡高度				
			≤6m	6～12m	12～20m	20～30m	30～40m
东南地区	新黄土(马兰黄土)	坡积	1:0.5	1:0.5～1:0.75	1:0.75～1:1.0		
		洪积、冲积	1:0.2～1:0.3	1:0.3～1:0.5	1:0.5～1:0.75	1:0.75～1:1.0	
	新黄土(马兰黄土)		1:0.3～1:0.4	1:0.4～1:0.6	1:0.6～1:0.75	1:0.75～1:1.0	1:1.0～1:1.25
	老黄土(离石黄土)		1:0.1～1:0.3	1:0.2～1:0.4	1:0.3～1:0.5	1:0.5～1:0.75	1:0.75～1:1.0

续上表

地区	工程分类		边坡坡度 边坡高度				
			≤6m	6～12m	12～20m	20～30m	30～40m
中部地区	新黄土(马兰黄土)	坡积	1:0.5	1:0.5～1:0.75	1:0.75～1:1.0		
		洪积、冲积	1:0.2～1:0.3	1:0.3～1:0.5	1:0.5～1:0.75	1:0.75～1:1.0	
	新黄土(马兰黄土)		1:0.3～1:0.4	1:0.4～1:0.5	1:0.5～1:0.75	1:0.75～1:1.0	1:1.0～1:1.25
	老黄土(离石黄土)		1:0.1～1:0.3	1:0.2～1:0.4	1:0.3～1:0.5	1:0.5～1:0.75	1:0.75～1:1.0
	红色黄土(午城黄土)		1:0.1～1:0.2	1:0.2～1:0.3	1:0.3～1:0.4	1:0.4～1:0.6	1:0.6～1:0.75
西中地区	新黄土(马兰黄土)	坡积	1:0.5～1:0.75	1:0.75～1:1.0	1:1.0～1:1.25		
		洪积、冲积	1:0.2～1:0.4	1:0.4～1:0.6	1:0.6～1:0.75	1:0.75～1:1.0	
	新黄土(马兰黄土)		1:0.4～1:0.5	1:0.5～1:0.75	1:0.75～1:1.0	1:1.0～1:1.25	1:1.25
	老黄土(离石黄土)		1:0.1～1:0.3	1:0.2～1:0.4	1:0.3～1:0.5	1:0.5～1:0.75	1:0.75～1:1.0
北部地区	新黄土(马兰黄土)	坡积	1:0.5～1:0.75	1:0.75～1:1.0	1:1.0～1:1.25		
		洪积、冲积	1:0.2～1:0.4	1:0.4～1:0.6	1:0.6～1:0.75	1:0.75～1:1.0	
	新黄土(马兰黄土)		1:0.3～1:0.5	1:0.5～1:0.6	1:0.6～1:0.75	1:0.75～1:1.0	1:1.0～1:1.25
	老黄土(离石黄土上部)		1:0.1～1:0.3	1:0.2～1:0.4	1:0.3～1:0.5	1:0.5～1:0.75	1:0.75～1:1.0
	老黄土(离石黄土下部)		1:0.1～1:0.2	1:0.2～1:0.3	1:0.3～1:0.4	1:0.4～1:0.6	1:0.6～1:0.75

注：①当边坡高度>20m时，宜考虑进行力学验算；

②本表所替供的参考值，系指一般均质土，并无不良水文地质及工程地质现象时的坡度值。

§3.2.4边坡稳定性验算

1.岩质边坡的稳定性验算

对采用坡率法设计的岩质边坡应进行稳定性验算，验算的方法应根据结构面情况确定，如无外倾结构面可直接按平面滑动面进行验算。如有不利结构面，还应对结构面进行验算，但在验算时强度参数指标应取结构面的c、ϕ值。下面分别就平面破坏和楔形破坏的稳定性介绍验算过程。

(1)平面破坏的稳定性验算

假设边坡上的变形岩体为单一的层状结构，如图3.5所示，岩体在自重作用下的稳定性系数为

$$K=\frac{W\cos\alpha tg\phi+cL}{W\sin\alpha} \qquad (3.1)$$

$$W=\frac{\gamma}{2}hL\cos\alpha$$

式中：W——变形岩体的重力，；

h——滑动面上变形岩体的高度；

α——滑动面的倾角；

L——滑动面的长度；

γ——岩体的容重；

c、ϕ——滑动面的内摩擦角和粘聚力。

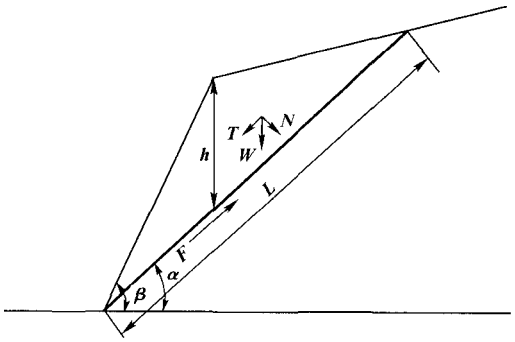


图 3.5　岩质边坡平面滑动面验算图示

对于无不利结构面的岩石边坡，c、ϕ值取岩体的c、ϕ值；对于结构面的验算取结构面的c、φ值；根据两者比较，以稳定性系数最小者控制设计。

由式(3.1)可以求得直立边坡的极限变形体高度，如图3.6所示，设单一倾斜结构面的直立边坡，设稳定性系数为K=1，则有：

$$H_v = h_v = \frac{2c}{\gamma \cos^2 \alpha (tg\alpha - tg\phi)} \quad (3.2)$$

倾斜边坡求算变形体高度的公式与直立边坡完全一样，所不同的是直立边坡的极限高度(H_v)恒等于变形体高度(h_v)，而倾斜边坡$H_v \neq h_v$，如图3.7所示。其岩体的极限稳定坡角β_v，可根据已求得的h_v(H_v)的数值通过作图求得，也可按下述公式来求取(图3.8)：

$$H = h\frac{1}{1 - mtg\alpha} \quad (3.3)$$

式中：H——边坡高度；

h——变形岩体的高度；

m——边坡坡率，m=tgβ；

β——边坡的坡角；

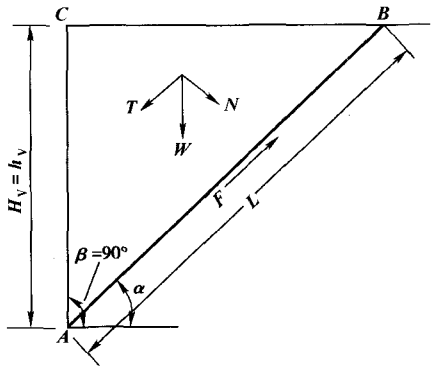


图 3.6　岩质直立边坡验算图示

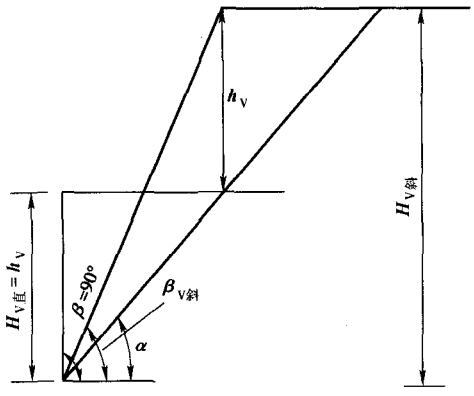


图 3.7　坡高、坡角与极限高度的关系

当确定边坡坡角为β或坡率为 m 时，则可用式(3.3)求极限边坡高度 H；反之，当坡高为 H 时，则边坡保持极限稳定状态的最大边坡坡角的正切为

$$tg\beta = \frac{H}{H - h} tg\alpha \quad (3.4)$$

$$m = ctg\beta = \frac{H-h}{H}ctg\alpha$$

或 (3.5)

(2)边坡楔形破坏的仿平面处理

当楔形岩体由两个结构面所构成，两个结构面为预测的滑动面，边坡为直立平顶的边坡时(如图3.9所示)，可得：

楔形体的体积：

$$V_{ABCD} = \frac{1}{3}\Delta ABC \cdot h$$

$$\Delta ABC = \frac{1}{2}AC \cdot h_0$$

楔形体的重力：

$$W = \frac{\gamma h}{6}AC \cdot h_0$$

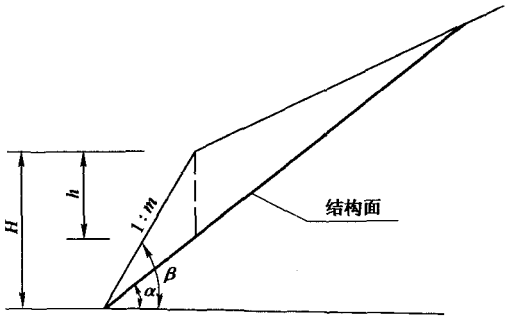


图 3.8 受结构面控制的边坡

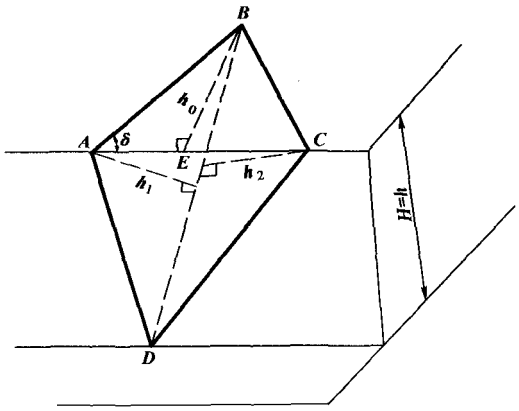


图 3.9 边坡楔形破坏示意图

两个结构面的面积：

$$\Delta ABD = \frac{1}{2}BD \cdot h_1$$

$$\Delta BCD = \frac{1}{2}BD \cdot h_2$$

又令BD=L，设两结构面的ϕ值相等，c_1和c_2分别为两结构面的单位粘聚力，且断面是三角形，按“仿平面”问题来处理，则岩体的稳定系数为

$$K = \frac{W\cos\alpha tg\phi + c_1\Delta ABD + c_2\Delta BCD}{W\sin\alpha} = \frac{tg\phi}{tg\alpha} + \frac{3L(c_1h_1 + c_2h_2)}{\gamma ACh_0\cos\alpha(tg\alpha - tg\phi)} \quad (3.6)$$

当K=1，即在极限平衡条件下，则：

$$H_v = h_v = \frac{3L(c_1h_1 + c_2h_2)}{\gamma ACh_0\cos\alpha(tg\alpha - tg\phi)} \quad (3.7)$$

式中，L、$\overline{AC}$及h_0、h_1、h_2等数据可依三角关系求得。

式(3.6)和(3.7)是边坡由两个结构面所构成的楔形岩体滑动，求稳定系数及极限变形高度的普遍公式。虽然它由直立平顶边坡推导求得，但也适用于倾斜边坡，既适用于两个结构面为预测的滑动面，也适用于一个面为预测的滑动面，另一个面为直立面，该面垂直于滑动面，即两个面的交角等于90°的特例。

(3)边坡楔形破坏的立体处理

楔体破坏，按立体问题来分析时，应求出作用于相交面A及B的法向反力R_A和R_B，如图 3.10所示。图中ζ为楔形体的张角， θ为楔形体张角的平分线距水平线的夹角，这都是按沿交线的视图而言。

为了求R_A和R_B，在顺交线的视图上对力作水平方向和垂直方向的分解，得：

$$R_A \sin(\theta-\frac{1}{2}\zeta)=R_B \sin(\theta+\frac{1}{2}\zeta) \tag{3.8}$$

$$R_A \cos(\theta-\frac{1}{2}\zeta)=R_B \cos(\theta+\frac{1}{2}\zeta)=W\cos\alpha \tag{3.9}$$

解R_A和R_B，并相加得：

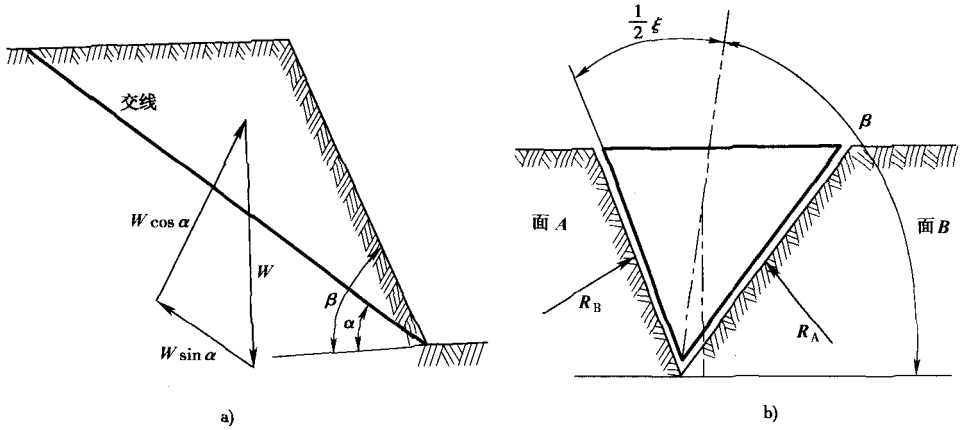


图 3.10　边坡楔形破坏受力图

a)垂直交线的视图;b)沿交线的视图

$$R_A+R_B=W\cos\alpha\frac{\sin\theta}{\sin\frac{1}{2}\zeta} \tag{3.10}$$

在式(3.6)中，将Wcosα改用式(3.10)之值 $W\cos\alpha\frac{\sin\theta}{\sin(\zeta/2)}$ 代替，则式(3.6)及(3.7)将变成：

$$K=\frac{W\cos\alpha\frac{\sin\theta}{\sin(\zeta/2)}tg\phi+c_1\Delta ABD+c_2\Delta BCD}{W\sin\alpha}$$

$$=\frac{tg\phi}{tg\alpha}\frac{\sin\theta}{\sin\frac{1}{2}\zeta}+\frac{3L(c_1h_1+c_2h_2)}{\gamma ACh_0\sin\alpha} \tag{3.11}$$

$$H_v=h_v=\frac{3L(c_1h_1+c_2h_2)}{\gamma ACh_0\cos\alpha(tg\alpha-\frac{\sin\theta}{\sin(\zeta/2)}tg\phi)} \tag{3.12}$$

$$W\cos\alpha\frac{\sin\theta}{\sin(\zeta/2)}>1$$

从式(3.11)及(3.12)考察 及增大，甚至可增大1～2倍时，亦即摩擦力部分增大，因而按式(3.11)及(3.12)计算的K及H_v=h_v之值，均与按式(3.6)及(3.7)计算的有相当差异。

以上只是考虑了岩体的边坡上的重力作用。实际上，除重力作用外，还有地下水、地震及其他作用力等。因此在分析边坡稳定性时，还应注意各种附加力作用的影响，以及由

于水的作用使滑动面或充填物的力学强度降低而导致边坡发生变形的可能性。

(4)具有张节理和静水压力的边坡稳定性验算

存在于边坡的张节理，对边坡的稳定性有很大的影响。特别是在暴雨情况下，由于张节理底部排水不畅，张节理可能临时充水达一定高度，沿张节理及滑动面产生静水压力，使滑动力突然增大，这往往是暴雨后容易产生滑动的重要原因。张节理的位置，有两种情况：一是张节理在坡顶上；另一是张节理在坡上。此时作如下假定：

①滑动面及张节理的走向平行坡面；

②张节理是直立的，深度为Z，其中充水深度为Z_W。

③沿张节理的底进入滑动面并沿滑动面渗透，在大气压下沿坡面的滑动面出露处流出。在张节理中和沿滑动面由于存在着地下水而引起的水压分布如图3.11所示。

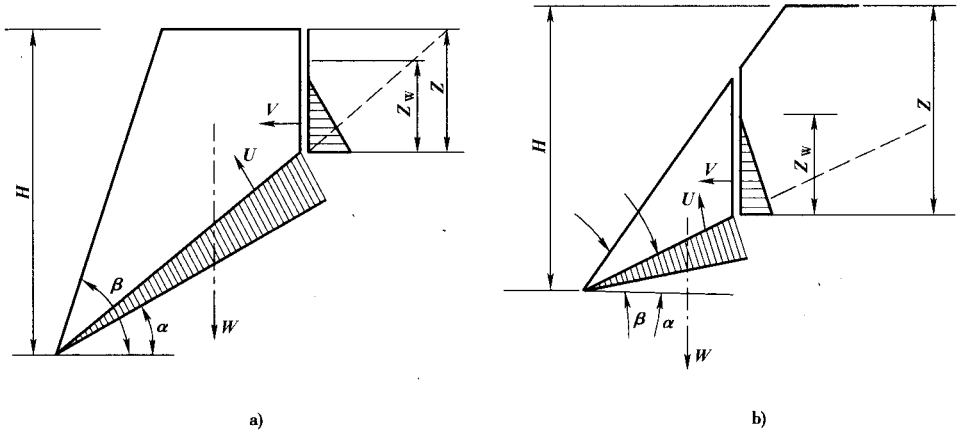


图 3.11　具有张节理和静水压力的边坡

a)张节理在坡顶上;b)张节理在坡面上

④W(滑动块的重力)、U(滑动面上水压所产生的上举力)和V(张节理中的水压力)三力均通过滑体重心来作用，也就是假定没有使岩块旋转的力矩，所以破坏仅是滑动。

⑤考虑单位长度的岩块，并假定有节理面存在，所以破坏的侧面边界对滑动没有阻力。

稳定系数等于总抗滑力与总滑动力之比，即：

$$K=\frac{(W\cos\alpha-U-V\sin\alpha)tg\phi+cL}{W\sin\alpha-V\cos\alpha} \quad (3.13)$$

式中各参数由图3.11可得：

$$L=(H-Z)\csc\alpha \quad (3.14)$$

$$U=\frac{1}{2}\gamma_W Z_W(H-Z)\csc\alpha \quad (3.15)$$

$$V=\frac{1}{2}\gamma_W Z_W^2 \quad (3.16)$$

当张节理在坡顶上时：

$$W=\frac{1}{2}\gamma H^2\left\{\left[1-(\frac{Z}{H})^2\right]ctg\alpha-ctg\beta\right\} \quad (3.17)$$

当张节理在坡面上时：

$$W=\frac{1}{2}\gamma H^2\left[(1-\frac{Z}{H})^2 ctg\alpha(ctg\alpha ctg\beta-1)\right] \quad (3.18)$$

式中，γ，γ_w为岩体、水的容重，W为张节理以下部分的岩块重力(张节理以上部分重力不计)。

2.碎石边坡的稳定性验算

在有剪切试验结果或有较可靠的经验数据时，可用圆弧或直线滑动面法验算边坡的稳定性。对于疏松的碎石土边坡，宜用直线滑动面法，此时边坡的最小稳定系数，可按下述方法求得。

如图3.12所示，土楔ABCD沿假定的破裂面AD滑动，其稳定系数K按下式计算：

$$K=\frac{F}{T}=\frac{fW\cos\alpha+cL}{W\sin\alpha} \quad (3.19)$$

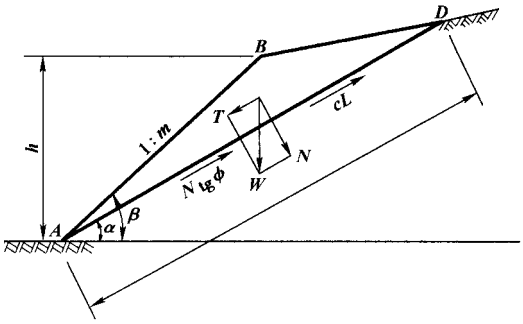


图 3.12　直线破裂面验算法

由 $W=\frac{\gamma HL}{2}\frac{\sin(\beta-\alpha)}{\sin\beta}$，令 $a_0=\frac{2c}{\gamma H}$，则有：

$$K=(f+a_0)ctg\alpha+a_0ctg(\beta-\alpha) \quad (3.20)$$

式中：W——土楔ABD的重力；

α——破裂面的倾角；

β——边坡的坡度角；

γ——边坡土体容重；

H——边坡竖向高度；

f——边坡土体内摩擦系数，f=tgϕ；

c——边坡土体的粘聚力；

L——破裂面的长度。

按微分方法 $\frac{dK}{d\alpha}=0$，可以求得K为最小时的边坡破裂角：

$$ctg\alpha_0=ctg\beta+\csc\beta\sqrt{\frac{a_0}{f+a_0}} \quad (3.21)$$

代入(3.20)式，得到最小稳定性系数：

$$K_{\min}=(f+2a_0)m+2\sqrt{a_0(f+a_0)(m^2+1)} \quad (3.22)$$

验算时，K_{min}不应小于规范规定的值。

3.膨胀土边坡稳定性验算

膨胀土边坡稳定性力学分析，至今还是一个正在研究的课题，现有各种力学分析与计算方法还不够完善。这里给出在进行边坡稳定性分析时，应当考虑的几个重要问题：

1)膨胀土坡变形破坏的类型较多，但剥落、冲蚀、泥流以及溜塌，均属于边坡表层变形破坏，一般不涉及边坡的整体稳定性，只需加强相应的边坡防护措施，即可防止此类病害的发生，故一般不作为边坡设计的依据。

2)膨胀土边坡变形破坏类型中，影响边坡稳定性的主要是坍滑和滑坡。调查表明，边坡坍滑与滑坡的破裂面形状，主要受膨胀土体裂隙结构面控制，后壁受高倾角近垂直裂隙影响，呈陡直状；前缘受缓倾角近水平裂隙影响，呈平缓状；中部接近圆弧状。

3)膨胀土边坡稳定性大多与土体的各种界面密切相关，如土的风化带界面、不同性质土层界面、胀缩效应层界面、软弱夹层界面等，因此，在边坡稳定性分析中应充分考虑各种界面效应的作用。

4)膨胀土边坡开挖，由于一部分超固结应力释放而产生卸荷膨胀，同时土中裂隙发展，表面水下渗，导致土体吸水膨胀，因而在堑坡内产生相应的膨胀力。实测表明，水平方向的膨胀力较大，对边坡的稳定产生不利影响，设计中应予以考虑。

5)膨胀土的多裂隙结构和湿胀干缩的特殊工程性质，使边坡的剪切破坏有多种形式。例如，滑裂面完全与裂隙面一致的裂面剪切破坏；滑裂面与裂隙面无关的非裂面剪切破坏；滑裂面一部分沿裂隙面，一部分与裂隙无关的综合剪切破坏；边坡表层强风化层的湿胀干缩效应剪切破坏等。

边坡设计必须综合考虑膨胀土的类型、性质，填筑条件，工程措施以及地区气候特点等因素，以使设计更为合理。

4.均质土边坡稳定性验算

对于较均一的土质边坡，根据土层的物理力学参数与水环境条件，采用第二章的圆弧整体急定性分析方法或条分法进行稳定性验算。

§3.3滑坡减重的设计

§3.3.1一般规定

1)滑坡减重设计前必须弄清滑坡的成因和性质，查明滑动面的位置、形状及可能发展的范习，根据稳定滑坡和修建防滑构造物的要求进行设计计算，以决定减重范围。对于小型滑坡可以全部清除。

2)滑坡减重的弃土，不能堆置在滑坡的主滑地段，应尽量堆填于滑坡前缘，以便起到堆载阻滑的作用。

3)牵引式滑坡或滑带土具有卸载膨胀性质的滑坡，不宜采用滑坡减重的方法。

4)滑坡减重之后，应检算滑面从残存滑体的薄弱部分剪出的可能性。

5)滑坡减重后的坡面必须注意整平、排水及防渗处理。

§3.3.2滑坡超重计算

滑坡超重计算是滑坡减重设计的重要依据，一个滑坡应在什么部位减重，减重多少完全取夹于滑坡超重计算的结果。超重计算在主滑断面上进行，对于大面积的滑坡应取多个纵断面计算。计算方法采用不平衡推力传递系数法。计算步骤如下：

1)确定潜在滑动面及滑体、滑面的物理力学参数，地下水位；

2)确定安全系数五(高速、一级公路取1.2～1.3，其他等级公路取1.15～1.2)；

3)对滑体分条并用传递系数法计算每个土条的下滑力、剩余下滑力；

4)根据3)的计算结果确定减重的部位和数量。

§3.3.3滑坡稳定性验算

在滑坡超重计算后，便可按照计算获得的减重部位和数量对滑坡进行削坡设计，设计中应生意控制滑坡从残存滑体的薄弱部分剪出。为了检验设计是否满足边坡稳定的要求，需要对成重后的滑坡进行稳定性验算。验算所用的力学参数、安全系数、主滑断面、计算方法均与超重计算完全相同；验算时除了验算原滑动面外，还要对滑坡从残存滑体的薄弱部分剪出的可能的潜在滑动面进行验算。当所有验算均满足要求时，可认为滑坡的减重设计可行；否则须重新修改设计或采用其他方案。

在进行滑坡稳定性验算时，滑带岩土抗剪强度指标的选取除采用试验方法外，还应用反分析法和经验数据法加以验证。

主要参考文献

1.交通部第二公路勘察设计院主编．公路设计手册一路基．北京：人民交通出版社，1997
2.交通部第二公路勘察设计院主编．公路路基设计规范．北京：人民交通出版社，1995
3.中华人民共和国建设部标准．岩土工程勘察规范．北京：中国建筑工业出版社，1995
4.重庆市地方标准．建筑边坡支护技术规范．重庆市建设委员会．2001

第4章抗滑挡土墙的设计与施工

§4．1　概　　述

滑坡是岩土工程中常见的主要病害之一。当斜坡岩土体在各种自然因素或人为因素的影响下，斜坡岩土体在重力作用下，沿着一定的土层(软弱层)整体向下滑移的现象，即称为滑坡。大规模滑坡对人类的生产建设活动和人民的生命财产有着极大的危害，如重庆云阳滑坡和武隆滑坡等。因此，应对滑坡进行预防和处理。通过预防来预料可能发生的灾害，并在与处理工程所需费用权衡之后，或将居民和建筑物迁移到另一安全地带，或改移公路、河道等，或在稳定的基岩中修建隧道以避免滑坡，或在小规模滑坡情况下用桥梁通过。在不得已必须在滑坡区兴工动土进行建设，而改变自然环境时，就应事先修建整治工程，以提高滑坡体的稳定性，防止滑坡体产生滑坡。

滑坡整治工程大致分为减滑工程和抗滑工程两点。减滑工程的目的在于不改变滑坡的地形、土质、地下水等的状态，即通过改变滑坡体自然条件，而使滑坡运动得以停止或缓和。抗滑工程则在于利用抗滑构筑物来支挡滑坡体运动的一部分或全部，使其附近及该地区的设施及人民生命财产等免受危害。这类工程主要用来制止小规模滑坡或部分制止大规模滑坡。常用的抗滑工程主要有抗滑挡土墙和抗滑桩等。

减滑工程主要有排除地表水工程(水沟、防渗工程)、排除地下水工程、截断地下水工程、刷方减重等工程措施。

本章主要介绍抗滑工程中的抗滑挡土墙的设计与施工特点。

§4．1．1　抗滑挡土墙类型、特点和适用条件

抗滑挡土墙是目前整治中小型滑坡中应用最为广泛而且较为有效的措施之一。根据滑坡的性质、类型和抗滑挡土墙的受力特点、材料和结构不同，抗滑挡土墙又有多种类型。从结构型式上分，有：(1)重力式抗滑挡土墙；(2)锚杆式抗滑挡土墙；(3)加筋土抗滑挡土墙；(4)板桩式抗滑挡土墙；(5)竖向预应力锚杆式抗滑挡土墙等型式。从材料上分，有：(1)浆砌条石(块石)抗滑挡土墙；(2)混凝土抗滑挡土墙(浆砌混凝土预制块体式和现浇混凝土整体式)；(3)刚筋混凝土式抗滑挡土墙；(4)加筋土抗滑挡土墙等。

选取何类型的抗滑挡土墙，应根据滑坡的性质、类型(渐断性的滑坡或连续性的滑坡、单一性的滑坡或复合式的滑坡、浅层式的滑坡还是深层式的滑坡等)、自然地质条件、当地的材料供应情况等条件，综合分析，合理确定，以期达到整治滑坡的同时，降低整治工程的建设费用。

采用抗滑挡土墙整治滑坡，对于小型滑坡，可直接在滑坡下部或前缘修建抗滑挡土墙，对于中、大型滑坡，抗滑挡土墙常与排水工程、刷土减重工程等整治措施联合适用。其优点是山体破坏少，稳定滑坡收效快。尤其对于由于斜坡体因前缘崩塌而引起大规模滑坡，抗滑挡土墙会起到良好的整治效果。但在修建抗滑挡土墙时，应尽量避免或减少对滑坡体前缘的开挖，必要时，可设置补偿形抗滑挡土墙，在抗滑挡土墙与滑坡体前缘土坡之间填土，如图4.1所示。

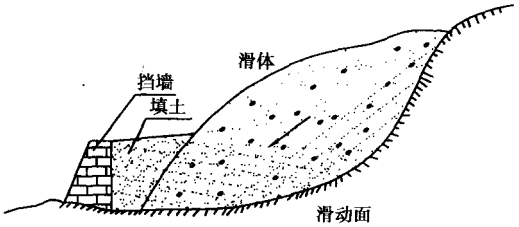


图 4.1　补偿抗滑挡土墙的设置

在修建抗滑挡土墙时，必须认真进行踏勘、调查滑坡的性质、滑体结构、滑移面层位和层数，以及基础的地质情况，合理确定滑坡体的推力大小。原则上抗滑挡土墙应设置在滑坡体前缘稳定基础上，防止由于滑坡体前缘地基过大的变形，而使抗滑挡土墙体变形而失效。对于滑坡地段上的构筑物(如公路挡墙)，为使其在地基有一定程度变形情况下，也能保持其功能，最好采用柔性结构。对于深层滑坡体和正在滑移的滑动体，可能因修建挡土墙进行基础开挖时，加剧滑坡体的滑动，因此这类滑坡，不宜采用抗滑挡土墙，而宜采用其他抗滑整治措施(如抗滑桩等)。鉴于重力式抗滑挡土墙是一种典型而常用的型式，本章仅介绍其设计方法，其他类型的抗滑挡土墙略。

重力式抗滑挡土墙可采用浆砌块石(片石)，混凝土预制块体，也可采用混凝土和钢筋混凝土直接现浇。加筋土抗滑挡土墙就其工作原理，也属重力式挡土墙范畴，但其受力方式等不同。

抗滑挡土墙与一般挡土墙类似，但它又不同于一般挡土墙，主要表现在抗滑挡土墙所承受的土压力的大小、方向、分布和作用点等方面。一般挡土墙主要抵抗主动土压力，而抗滑挡土墙所抵抗的是滑坡体的剩余下滑推力。一般情况下滑坡的剩余推力较大，对于滑体刚度较大的中厚层滑坡体压力的分布图形于矩形，推力的方向与滑移面层平行；合力作用点位置较高，位于滑面以上1／2墙高处。因此，一般情况下，滑坡推力较主动土压力大。为满足抗滑挡土墙自身稳定的需要，这要求通常抗滑挡土墙墙面坡度采用1∶0．3～1∶0．5，甚至缓至1∶0．75～1∶1。有时为增强抗滑挡土墙底部的抗滑阻力，将其基底做成倒坡，或锯齿形；而为了增加抗滑挡土墙的抗倾覆稳定性和减少墙体圬工材料用量，有时可在墙后设置1～2m宽的衡重台或卸荷平台。

抗滑挡土墙的主要功能是稳定滑坡。因滑坡型式的多种多样，滑坡推力的大小也因滑坡的型式、规模和滑移面层的不同而不同。抗滑挡土墙结构的断面形式应因地适宜而采用和设计，而不能像一般挡土墙那样采用标准断面。工程中常用的抗滑挡土墙断面形式如图4．2所示。

§4．1．2　抗滑挡土墙布置原则

抗滑挡土墙的布置应根据滑坡位置、类型、规模、滑坡推力大小、滑动面位置和形状，以及基础地质条件等因素，综合分析来进行，一般其布置原则如下：

(1)对于中、小型滑坡，一般将抗滑挡土墙布设在滑坡前缘。

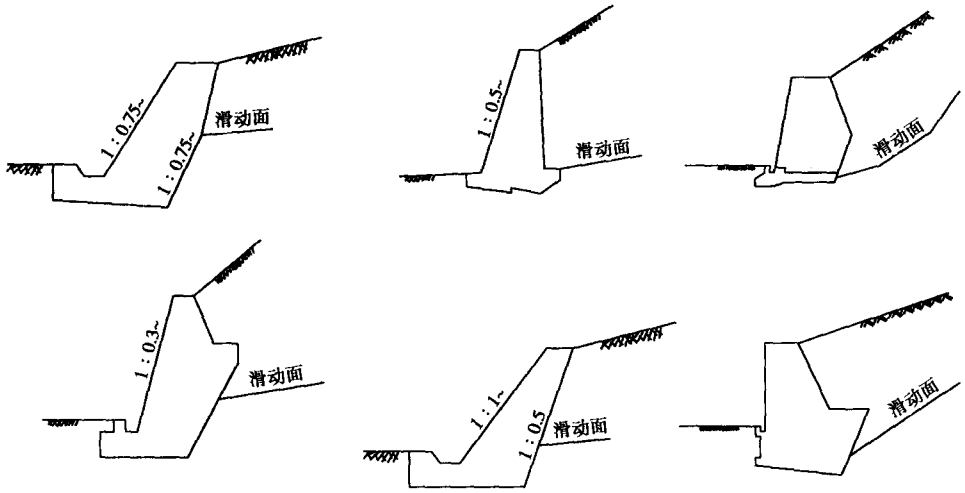


图 4.2　常用的抗滑挡土墙断面形式

(2)对于多级滑坡或滑坡推力较大时，可分级布设抗滑挡土墙。

(3)对于滑坡中、小部有稳定岩层锁口时，可将抗滑挡土墙布设在锁口处，如图4.3所示，锁口处以下部分滑体另作处理，或另设抗滑挡土墙等整治工程。

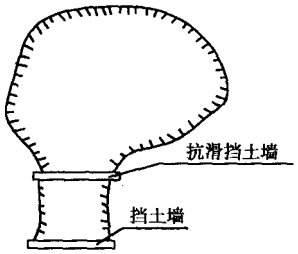


图 4.3　锁口处抗滑挡土墙的布置

(4)当滑动面出口在构筑物(如公路、桥梁、房屋建筑)附近，且滑坡前缘距建筑物有一定距离时，为防止修建抗滑挡土墙所进行的基础开挖引起滑坡体活动，应尽可能将抗滑挡土墙靠近建筑物布置，以便墙后留有余地填土加载，增加抗滑力，减少下滑力。

(5)对于道路工程，当滑面出口在路堑边坡上时，可按滑床地质情况决定布设抗滑挡土墙的位置；若滑床为完整岩层，可采用上挡下护办法。若滑床为不宜设置基础的破碎岩层时，可将抗滑挡土墙设置于坡脚以下稳定的地层内。

(6)对于滑坡的前缘面向溪流或河岸或海岸时，抗滑挡土墙可设置于稳定的岸滩地，并在抗滑挡土墙与滑坡体前缘留有余地，填土压重，增加阻滑力，减少抗滑挡土墙的圬工数量，降低工程造价；或将抗滑挡土墙设置在坡脚，并在挡土墙外进行抛石加固，防止坡脚受水流或波浪的浸蚀和淘刷。

(7)对于地下水丰富的滑坡地段，在布设抗滑挡土墙前，应先进行辅助排水工程，并在抗滑挡土墙上设置好排水设施。

(8)对于水库沿岸，由于水库蓄水水位的上升和下降，使浸水斜坡发生崩塌，进而可能引起的大规模的滑坡，除在浸水斜坡可能崩塌处布设抗滑挡土墙外，在高水位附近还应设抗滑桩或二级抗滑挡土墙，稳定高水位以上的滑坡体；或根据地形情况及水库蓄水水位的变化情况设置2～3级或更多级抗滑挡土墙。

§4．1．3　抗滑挡土墙的设计程序

抗滑挡土墙一般可按如图4．4所示框图的程序进行设计。

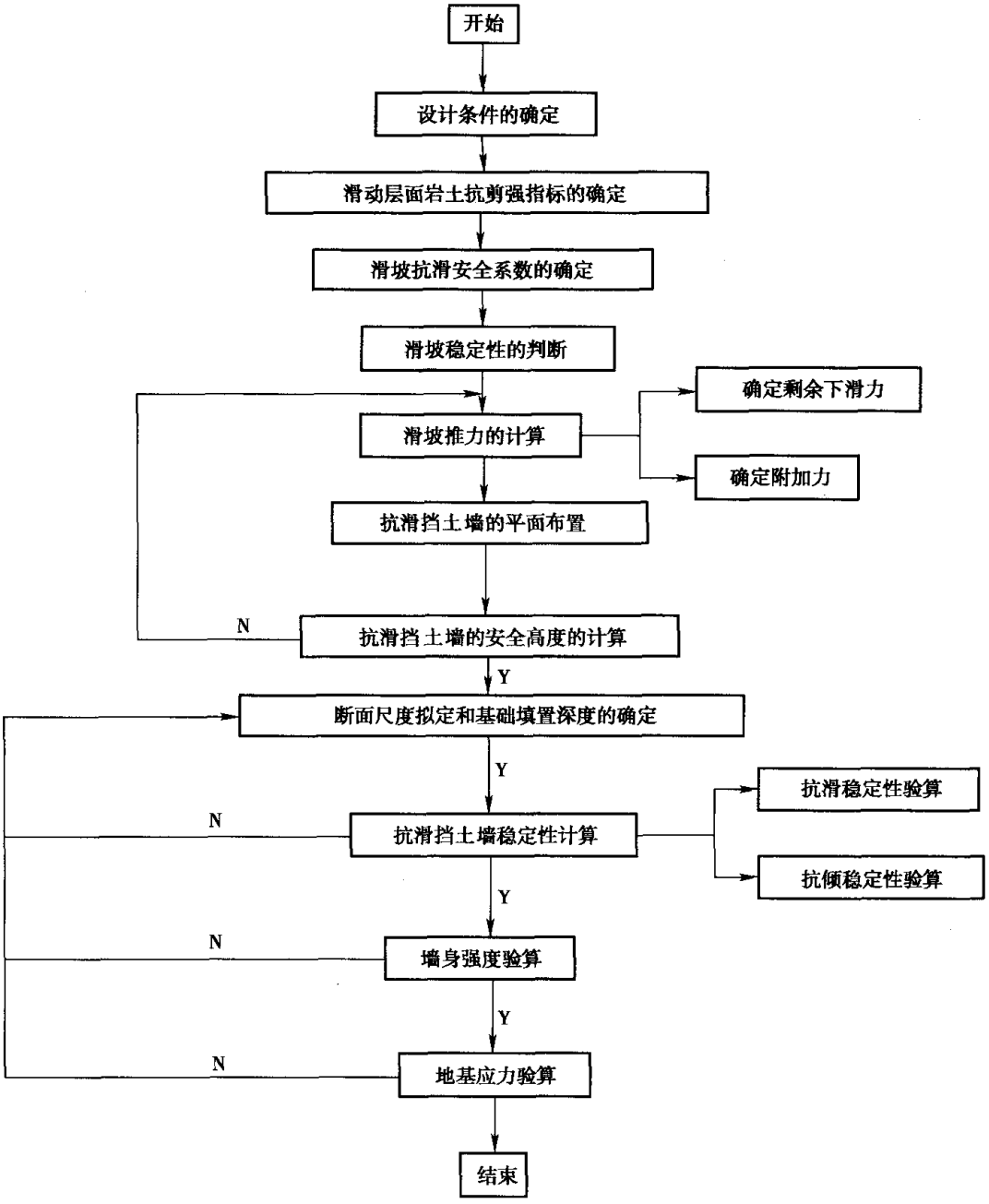


图 4.4　抗滑挡土墙计算框图

§4．2　抗滑挡土墙设计与计算

§4．2．1　抗滑挡土墙上力系分析与荷载确定

作用于抗滑挡土墙的力系，与一般挡土墙所受力系相似，只是在进行抗滑挡土墙设计时，侧压力一般不是采用主动土压力，而是滑坡推力，其大小、方向、分布和合力作用点位置与一般挡土墙上的土压力不同。在进行抗滑挡土墙设计时应充分分析作用于挡土墙上的各种力系，合理确定作用于抗滑挡土墙上的滑坡推力。通常将作用于抗滑挡土墙上的力系分为基本力系和附加力系。

基本力系是指由滑坡体和抗滑挡土墙本身产生的下滑力和阻滑力，它与滑体的大小、容

重、滑动面形状和滑面(带)的抗剪强度指标c、φ值等因素有关。附加力系是作用于抗滑挡土墙上除基本力系外的其他力学，主要包括：

(1)作用于滑体上的外加荷载：如：建筑物自重、汽车荷载等；

(2)对于水库岸坡，水库蓄水时滑体有水，且与滑带水连通时，应考虑动水压力和浮力；

(3)滑体两端有贯通主滑带的裂隙，在滑动时裂隙充分，则应考虑的裂隙水对滑体的静水压力；

(4)其他偶然荷载：如地震力和其他特殊力。

1．滑坡推力的计算

滑坡推力的计算是在已知滑动面形状、位置和滑动面(带)上土的抗剪强度指标的基础上进行的，计算方法一般采用剩余下滑力法。

计算滑坡推力时，作了如下假定：

(1)滑坡体是不可压缩的介质，不考虑滑坡体的局部挤压变形；

(2)块间只传递推力不传递拉力；

(3)块间作用力(即推力)以集中力表示，其方向平行于前一块滑动面；

(4)垂直于主滑动方向取1m宽的土条作为计算单元，忽略土条两侧的摩阻力；

(5)滑坡体的每一计算块体的滑动面为平面，并沿滑动面整体滑动。

根据滑动面的变坡点和抗剪强度指标变化点，将滑坡体分成若干条块，如图4．5所示，从上到下逐块计算其剩余下滑力，最后一块的剩余下滑力即为滑坡推力。

如果滑动面为单一平面(如图4．6所示)时，滑坡推力为：

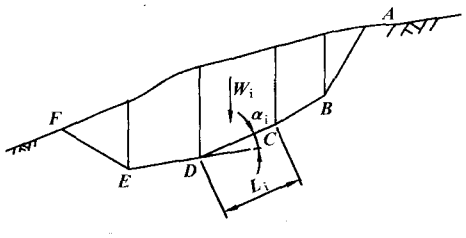


图4.5　滑块块体分块

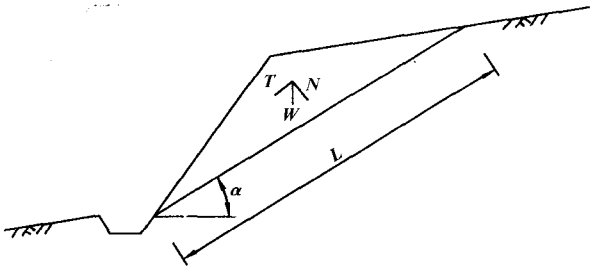


图4.6　单一滑面滑体

$$E = KW\sin\alpha - (W\cos\alpha\,\mathrm{tg}\varphi + cL) \qquad (4.1)$$

式中：E——滑坡体下滑力，kN；

W——滑坡体重力，kN；

α——滑动面与水平面间的倾角；

L——滑动面长度，m；

c——滑动面土的粘聚力，kPa；

φ——滑动面土的内摩擦角；

K——安全系数。

如果滑动面为折面(如图4．7所示)，根据第i条块的受力情况(如图4．8所示)，其剩余下滑力为：

$$E_i = KT_i + E_{i-1}\cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \left[N_i + E_{i-1}\sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i)\right]\mathrm{tg}\varphi_i - c_i L_i \qquad (4.2)$$

式中：E_i——第i条块的剩余下滑力，kN；

Ti——第i条块自重W_i的切向分力，kN；

$$T_i = W_i\sin\alpha_i$$

N_i——第i条块自重W_i的法向分力，kN；

$$N_i = W_i \cos\alpha_i$$

α_i——第i条块所在的滑动面的倾角；

φ_i——第i条块滑动面土的内摩擦角；

C_i——第i条块滑动面土的粘聚力，kPa；

L_i——第i条块滑动面的长度，m。

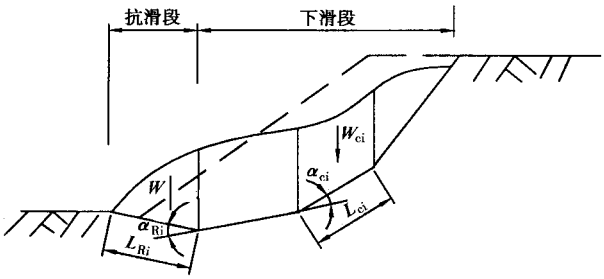


图 4.7　折线型滑动面

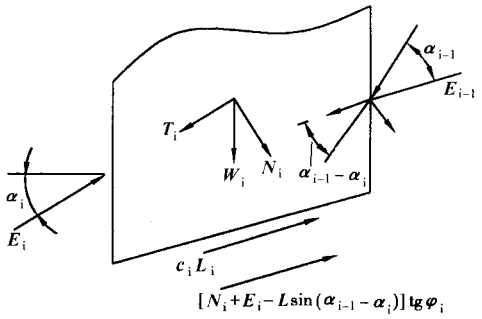


图 4.8　作用于滑体分块上的基本力系

上式亦可表示为：

$$E_i = KT_i - (N_i \operatorname{tg}_i \varphi_i + c_i L_i) + E_{i-1}\psi_i \qquad (4.3)$$

式中，$\psi_i = \cos(\alpha_{i-1}-\alpha_i) - \sin(\alpha_{i-1}-\alpha_i)\operatorname{tg}\varphi_i$，$\psi_i$称为传递系数，即上一条块的剩余下滑力$E_{i-1}$通过该系数转换变成下一条块剩余下滑力$E_i$的一部分。

对于第一条块，其剩余下滑力E_1的计算与单一滑动面的相同，即：

$$\begin{aligned} E_1 &= KT_1 - (N_1 tg\varphi_1 + c_1 L_1) \\ &= KW_1 \sin\alpha_1 - (W_1 \cos\alpha_1 tg\varphi_1 + c_1 L_1) \end{aligned} \qquad (4.4)$$

如果是圆弧滑动面，其推力可采用条分法进行计算。

当E_i为正值时，说明滑坡体有下滑推力，是不稳定的，应传给下一条块；E_i为负值时，表示第i条块以上滑坡体处于稳定状态，E_i不能传递；E_i为零时，第i条块以上滑坡体也是稳定的。

在滑坡推力计算中，关于安全系数K的使用目前认识尚不一致，有的建议采用$c_i' = \dfrac{c_i}{k}$、$\operatorname{tg}\varphi_i' = \dfrac{\operatorname{tg}\varphi_i}{K}$来计算推力；而有的则采用扩大自重下滑力，即采用$KW_i \sin\alpha_i$来计算推力。式(4．1)至式(4．4)是后者来计算滑坡推力的。

用式(4．2)或式(4．3)计算推力时应注意：

(1)计算所得E_i为负值时，说明以上各条块在满足安全情况下已能自身稳定。根据假定，负值E_i(即拉力)不再往下传递，因此，下条块计算时按上一条块的推力等于零考虑。

(2)计算断面中有反坡时，由于滑动面倾角为负值，因而分块$W_i \sin\alpha_i$也为负值，即它已不是下滑力，而是抗滑力了。在计算推力时，$W_i \sin\alpha_i$项就不应乘安全系数K。

应该指出，剩余下滑力法只考虑了力的平衡，而没有考虑力矩平衡的问题。虽有缺陷，但因计算简便，工程上应用较广。

2．附加力的计算

在计算滑坡推力的同时，还需考虑附加力的影响。应考虑的附加力有(如图4．9所示)：

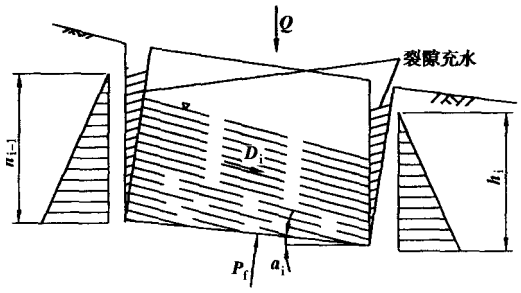


图 4.9　作用于滑体分块上的附加力系

(1)滑坡体上有外荷载Q时，如：建筑物自重、汽车荷载等，应将Q加在相应的滑块自重形之中。

(2)对于水库岸坡等地带的滑坡，滑体有水，且与滑带水连通时，应考虑动水压力和浮力。动水压力D，其作用点位于饱水面积的形心处，方向与水力坡度平行，大小为：

$$D = \gamma_W \Omega I \tag{4.5}$$

式中：γ_W ——水的容量,kN／m^3;

Ω——滑坡体条块饱水面积，m^2;

I——水力坡降。

浮力P,其方向垂直于滑动面,大小为：

$$P = \eta \gamma_W \Omega \tag{4.6}$$

式中：η——滑坡体土的孔隙度。

(3)当滑动面水有承压水头H_0时，应考虑浮力P_f,其方向垂直于滑动面，大小为：

$$P_f = \gamma_W H_0 \tag{4.7}$$

(4)滑坡体内有贯通至滑动面的裂隙,滑动时裂隙充水,则就考虑裂隙水对滑坡体的静水压力J，作用于裂隙底以上h_i／3高度处，水平指向下滑方向，大小为：

$$J = \frac{1}{2}\gamma_W h_i^2 \tag{4.8}$$

式中：h_i——裂隙水深度，m。

(5)在地震烈度≥7度的地区，应考虑地震力P_h的作用，P_h作用于滑坡体条块重心处，水平指向下滑方向，其大小可按相关计算公式计算。

3．设计推力的确定

当滑坡推力小于主动土压力时，应把主动土压力作为设计推力进行设计，但当滑坡推力的合力作用点位置较主动土压力的作用点高时，挡土墙的抗倾覆稳定性取其力矩较大者进行验算。因此，抗滑挡土墙设计既要满足抗滑挡土墙的要求，又要满足普通挡土墙的要求。

§4．2．2　抗滑挡土墙平面尺寸与高度的拟定

1．抗滑挡土墙平面尺寸的拟定

抗滑抗土墙承受的是滑坡推力，不同于普通重力式挡土墙。由于滑坡推力大，合力作用点高,因此抗滑挡土墙具有墙面坡度缓、外形矮胖、平面尺度大的特点,这有利于挡土墙自身的稳定。抗滑挡土墙墙面坡度常用1∶0．3～1∶0．5的坡率，有时甚至缓至1∶0．75～1∶1。其基底常做成反坡或锯齿形，有时为了增加抗滑挡土墙的稳定性和减少墙体圬工，还在墙后设置1～2m宽的衡重台或卸荷平台，利用衡重台或卸荷平台上填土的重力来代替减少部分墙体的圬工用量，达到降低工程造价。在平面上，抗滑挡土墙一般应布置在滑坡前缘滑床平缓处。对于纵长形滑坡，当用一级抗滑挡土墙不能承受全部滑坡推力或当用一级抗滑挡土墙来承

受全部滑坡推力不经济时，可在中部等适当位置(如滑床有起伏变化的明显变缓处)增设一级或多级抗滑挡土墙分别承受部分滑坡推力，达到最终承受全部滑坡推力，起到稳定滑坡的效果。常用抗滑挡土墙常断面形式如图4．2所示。

2．抗滑挡土墙高度的拟定

抗滑挡土墙的高度如果不合理的话，尽管它使滑坡体原来的出口受阻，但滑坡体可能沿新的滑动面发生越过抗滑挡土墙的滑动。因此，抗滑挡土墙的合理墙高应保证滑坡体不发生越过墙顶的滑动。合理墙高可采用试算的方法确定(如图4．10所示)，先假定一适当的墙高，过墙顶A点作与水平线成$(45^\circ-\varphi/2)$夹角的直线，交滑动面于a点，以Sa、Aa为最后滑动面，计算滑坡体的剩余下滑力。然后，再自a点向两侧每隔5°作出Ab、Ac…和Ab′、Ac′、…等虚拟滑动面进行计算，直至出现剩余下滑力的负值低峰为止。若计算结果为剩余下滑力为正值时，则说明墙高不足，应予增高；当剩余下滑力为过大的负值时，则说明墙身过高，应予降低。

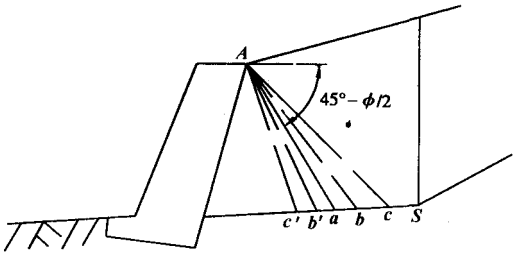


图 4.10　合理高度的确定

如此反复调整墙高，经几次试算直至剩余下滑力为不大的负值时，即可认为是安全、经济、合理的挡土墙高度。

§4．2．3　基础的埋深

基础的埋置深度应通过计算予以确定。一般情况下，无论何种型式的抗滑挡土墙，其基础必须埋人到滑动面以下的完整稳定的岩(土)层中，且应有足够的抗滑、抗剪和抗倾覆的能力；对于基岩不小于0．5m，对于稳定坚实的土层不小于2m，并置于可能向下发展的滑动面以下，即应考虑设置抗滑挡土墙后由于滑坡体受阻，滑动面可能向下伸延。当基础埋置深度较大，墙前有形成被动土压力条件时(埋入密实土层3m、中密土层4m以上)，可酌情考虑被动土压力的作用。

§4．2．4　基底应力及地基强度验算

抗滑挡土墙的基底应力、合力偏心距及地基强度验算与普通重力式挡土墙的验算相同，验算公式简述如下：

抗滑挡土墙的刚度一般很大，基底应力可按直线分布，按偏心受压公式计算，对于矩形墙底，可按下式计算：

$$\sigma_{max/min}=\frac{V_k}{B}(1\pm\frac{6e}{B}) \qquad (4.9)$$

式中：$\sigma_{max/min}$——分别表示基底的最大和最小应力，kPa；

B——表示墙底宽度，m；

V_k——表示作用的基底面上的竖向合力标准值，kN；

e——表示作用的基底面上的合力标准值作用点的偏心距，m，$e=B/2-\xi$；一般对于岩石地基，e≤B／6，对于土质地基，e≤B／4；

ξ——合力作用点距墙前趾的距离，m；

$$\xi = (M_R - M_0)/V_K \qquad (4.10)$$

M_R、M_0——分别为竖向合力标准值和倾覆力标准值对墙底面前趾的稳定力矩和倾覆力矩，kN·m。

当$\xi \leqslant B/3$时，σ_{min}将出现负值，即产生拉应力。但墙底和地基之间不可能承受拉应力，此时基底应力将出现重分布。根据基底应力的合力和作用在挡土墙上的竖向力合力相平衡的条件，得：

$$\sigma_{max} = 2V_K / 3\xi$$

$$\sigma_{min} = 0$$

设计时要求基底最大应力应小于地基承载力，即：

$$\gamma_\sigma \sigma_{max} \leq \sigma_\gamma \qquad (4.11)$$

式中：σ_γ——地基承载力设计值，kPa。

§4．2．5　抗滑挡土墙的稳定性及强度验算

1．挡土墙的稳定性验算

抗滑挡土墙的稳定性验算与普通重力式挡土墙的稳定性验算相同，仅由设计推力替代主动土压力。验算内容包括：抗滑稳定性验算和抗倾覆稳定性验算；

(1)稳定性验算

$$K_S = (V_K \mu + E_P)/H \geq [K_S] \qquad (4.12)$$

式中：V_K——作用于抗滑挡土墙上的竖向合力，kN；

μ——挡土墙基底摩擦系数；

E_P——当挡土墙埋置较深时，墙前被动土压力的水平分力，可取计算值的0．3倍作为设计值，kN；

H——作用于抗滑挡土墙上的水平设计推力，kN；

$[K_S]$——抗滑挡土墙所允许的最小抗滑安全系数。

(2)稳定性验算

$$K_0 = M_R / M_0 \geq [K_0] \qquad (4.13)$$

式中：$[K_0]$——抗滑挡土墙所允许的最小抗倾安全系数；

M_R、M_0的意义同前。

2．挡土墙截面强度验算

为保证墙身的安全可靠，要求挡土墙墙身应有足够的强度。设计时应对墙身截面承载力进行验算，验算的内容包括：偏心压缩承载力验算和弯曲承载力验算。一般可取一、二个控制截面进行强度验算。

(1)偏心压缩的承载力计算

石砌或混凝土砌块砌筑的挡土墙截面，在自重及水平向土压力作用下，使截面承受偏心压缩的作用。

砌体偏心受压构件，随偏心距e的增加，其强度将逐渐降低，这主要是偏心受压构件截面上应力分布不均匀所致。砌体偏心受压构件承载力计算公式

$$N \leq \varphi f A \qquad (4.14)$$

式中：N——由荷载设计值产生的轴向力；

f——砌体抗压强度设计值；

A——截面面积；

φ——承载力影响系数；

$$\varphi=\frac{1}{1+12\left(\frac{e}{h}\right)^2} \tag{4.15}$$

h——构件的厚度，挡土墙计算取墙厚。

当为石砌体时，偏心距e按荷载标准值时不宜超过0．7y，y为截面重心到轴向力所在偏心方向截面边缘的距离。

当0．7y<e≤0．95y时，应按正常使用极限状态验算：

$$N_K \le \frac{f_{tm,k}A}{\frac{Ae}{W}-1} \tag{4.16}$$

式中：N_k——轴向力标准值；

$f_{tm,k}$——砌体沿近缝截面的弯曲拉强度标准值，取 $f_{tm,k}=1.5f_{tm}$；

W——截面抵抗矩。

当e>0．95y时，按下式计算：

$$N \le \frac{f_{tm}A}{\frac{Ae}{W}-1} \tag{4.17}$$

式中：N——为轴向力设计值。

对于混凝土灌注的挡土墙，则应按素混凝土偏心受压计算，除应计算弯矩作用平面的受压承载力，还应按轴心受压构件验算其受压承载力，此时，不考虑弯矩，但应考虑稳定系数φ的影响。

受压承载力应按下列公式计算

$$N \le \varphi f_{cc} b(b-2e_0) \tag{4.18}$$

式中：N——轴向力设计值；

δ——素混凝土构件的稳定系数，对于重力式挡土墙可取1．0；

f_{cc}——素混凝土的轴心抗压强度设计值，其值由表查得f_c值再乘以系数0．95；

e_0——受压自混凝土的合力点至截面重心的距离；

b——截面宽度，挡土墙计算中多取1．0m。

当e≥0．45y′，应在混凝土受拉区配置构造钢筋，否则必须满足下式方可不配构造筋。

$$N \le \frac{\gamma_m f_{et} bh}{\frac{be_0}{h}-1} \tag{4.19}$$

式中：f_{et}——素混凝土抗拉强度设计值，由表查出f_1值乘以数0．6确定；

γ_m——截面抵抗矩塑性系数，对于挡土墙计算截面为矩形时，γ_m=1．75；

b、h——分别为单位长和挡土墙的厚度。

(2)受剪承载力计算

抗滑挡土墙其断面尺寸一般很大，通常可不进行其受剪承载力的计算。对于石砌或砌块砌筑的挡土墙当尚需验算其抗剪承载力时，可按受弯构件受剪承载力计算：

$$V \le f_V bz \tag{4.20}$$

式中：V——剪力设计值；

f_v——砌体的抗剪强度设计值；

b——截面宽度，挡土墙为单位延长米；

z——内力臂，$z=\frac{I}{S}$，在挡土墙计算时，截面为矩形，$z=\frac{2h}{3}$；

I——截面惯性矩；

S——截面面积矩；

h——截面高度，即挡土墙的厚度。

对于挡土墙，特别是重力式挡土墙截面大，剪应力很小，通常可不作剪力承载力计算，如计算时可用下式进行：

$$V \le \frac{2}{3} h f_v \tag{4.21}$$

在进行抗滑挡土墙设计时，还应注意：

①若在墙后有两层以上滑动面存在时，则应视其活动情况，将沿各层滑动面的滑坡推力绘制出综合推力图形(取各图形之包络线)进行各项验算，特别应注意上面中央几层滑动面处挡土墙截面的验算。

②如原建挡土墙不足以稳定或已被滑坡破坏而需要加固时，可经过验算另加部分圬工，使新旧墙成一整体共同抗滑。加固墙的设计计算与新墙基本相同，但应特别注意新旧墙的衔接与截面验算，必要时可另加钢筋及其他材料，以保证新旧墙联成整体共同发挥作用。

③原滑坡的滑动面受挡土墙的阻止后，应防止滑动面向下延伸，致使挡土墙结构失效，必要时，应对墙基以下可能产生的新滑动面进行稳定性验算。

§4．3　抗滑挡土墙的施工

§4．3．1　填料选择

为保证抗滑挡土墙既能安全正常工作，又减少其断面尺度，降低工程造价，其墙后填料的选择也是一项重要的工作。

由土压力理论知道，填土容重越大，土压力也越大；填土的内摩擦角越大，土压力则越小。因此墙后应选择容重小，而内摩擦角又大的填料，一般以块石、砾石为好。这样的填料透水性也强，抗剪强度稳定，易排水。

因粘性土的压实性和透水性都较差，并且又常具有吸水膨胀性和冻胀性，产生侧向膨胀压力，影响挡土墙的稳定性。当不得不采用粘性土作填料时，应适当加以块石或碎石。任何时候不能采用淤泥、膨胀土作墙后填料。对季节性冻土地区，不能用冻胀性材料作为填料。填土必须分层夯实，达到要求强度，保证质量。

另外为降低工程造价，选择填料时，宜就近取材，充分利用刷方减载的弃土，必要时可对弃土进行改善处理，以满足墙后填料的需要。

§4．3．2　墙身材料选择

墙身材料的选择应与抗滑挡土墙的结构型式相适应。

对于重力式抗滑挡土墙，墙身材料一般采用条石、块石或块石混凝土或素混凝土。条石或块石应质地坚实，未风化，风化程度弱，强度较高，一般应选择Mu30号以上的条石或块石；采用混凝土时，混凝土强度等级一般不应低于C15。

对于锚杆式抗滑挡土墙、板桩式抗滑挡土墙、竖向预应力锚杆式抗滑挡土墙等型式，其墙身材料最好采用混凝土或钢筋混凝土，混凝土强度等级不宜低于C20。对预应力锚杆的锚固区域，其混凝土等级不宜低于C30，锚固区域的大小应通过计算合理确定，防止施加预应力时锚固区域被压坏。

对于加筋土抗滑挡土墙，其墙身材料一般采用级配良好的砂卵石或级配良好的碎石土

作为加筋体部分的填料,筋带最好采用钢塑复合带,加筋挡土墙的面板宜采用钢筋混凝土面板。

§4．3．3　施工注意事项

(1)抗滑挡土墙应尽可能在滑坡变形前设置，或在坡脚土体尚未全面开挖前，以较陡的临时边坡分段开挖设置。根据施工过程中建筑物的受力情况，施工时采取“步步为营”分段、跳槽、马口开挖，并及时进行抗滑挡土墙的修建。一般跳槽开挖的长度不宜超过总长的20%。切忌中途停工或冒进。在雨季施工时要有切合实际的防范措施，防止雨水的侵蚀加剧滑坡的发展。对于变形剧烈的滑坡,宜从两端向中间分段施工,逐段稳定滑坡,减小滑坡规模,控制滑坡运动。要防止大面积开挖(尤其在坡脚)而造成土体滑动,加剧滑坡体运动,影响抗滑的稳定性，甚至破坏已修建的抗滑挡土墙。

(2)在滑坡地段修建挡土墙前，应事先作好排水系统，合理编制施工组织设计，集中施工力量，作好施工准备，尽量缩短施工工期。

(3)注意掌握施工季节,尽可能避免雨季滑坡正在急剧发展时在滑坡脚开挖基坑和修建建筑物。由于开挖、填土而使地形有相当大的变化，因此要充分注意排除地表水，也应注意排除地下水，以防水的滞留。同时，对施工用水也应特别注意。

(4)施工时应先对滑坡体上(后)部进行刷方减载，以减小滑坡体产生的下滑力。刷方减载应按自上而下的原则进行。对刷方减载的弃土可作为抗滑挡土墙后的填料或抗滑挡土墙前的压载体。若滑坡体前缘极为松散，有时需将其清除，在这种情况下，也应采用自上而下的原则进行施工。

(5)当地下水丰富时，除按设计要求作好主体工程的施工外，对辅助工程，如墙后排水沟、墙身泄水孔等，也应切实注意其事故质量，防止墙后积水。

(6)对墙后的回填土必须分层夯实，达到设计要求。

(7)墙体施工时，必须保证施工质量，对浆砌条石挡土墙或浆砌块石挡土墙，砌筑时，砂浆必须饱满，砂浆强度应符合设计要求，保证墙体的整体性和其刚度。

(8)施工时,应保证基础埋置到最深的可能滑动面以下的稳定岩(土)中,并满足设计深度。挡土墙的基底面应严禁做成顺坡，基底面的倒坡应符合设计要求。

主要参考文献

1　马永潮编著．滑坡整治及防治工程养护．北京：中国铁道出版社．1998

2　牟会龙编著．滑坡．北京：地震出版社，l987

3　交通部第二公路勘察设计院主编．公路设计手册—路基．北京：人民交通出版社，l997

4　蔚希成编著．新型支挡结构．北京：中国建筑出版社．1999

5　陈忠达编著．公路挡土墙设计．北京：人民交通出版社，2000

第5章　抗滑桩的设计与施工

§5.1　概　述

桩是深入土层或岩层的柱形构件。边坡处治工程中的抗滑桩是通过桩身将上部承受的坡体推力传给桩下部的侧向土体或岩体,依靠桩下部的侧向阻力来承担边坡的下推力,而使边坡保持平衡或稳定，见图5.1。

抗滑桩与一般桩基类似，但主要是承担水平荷载。抗滑桩也是边坡处治工程中常见常用的处治方案之一，从早期的木桩，到近代的钢桩和目前在边坡工程中常用的钢筋混凝土桩，断面型式有圆形和矩形，施工方法有打入、机械成孔和人工成孔等方法，结构型式有单桩、排桩、群桩，有锚桩和预应力锚索桩等。

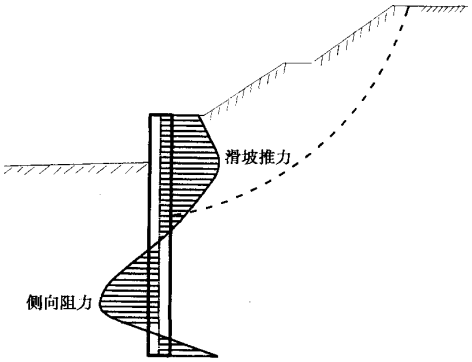


图 5.1　抗滑桩工作原理示意图

§5.1.1　抗滑桩类型、特点及适用条件

(1)抗滑桩的类型

抗滑桩按材质分类有木桩、钢桩、钢筋混凝土桩和组合桩。

抗滑桩按成桩方法分类，有打入桩、静压桩、就地灌注桩，就地灌柱桩又分为沉管灌注桩、钻孔灌注桩两大类。在常用的钻孔灌注桩中，又分机械钻孔和人工挖孔桩。

抗滑桩按结构型式分类，有单桩、排桩、群桩和有锚桩，排桩型式常见的有椅式桩墙、门式刚架桩墙、排架抗滑桩墙(见图5.2)，有锚桩常见的有锚杆和锚索，锚杆有单锚和多锚，锚索抗滑桩多用单锚，见图5.3。

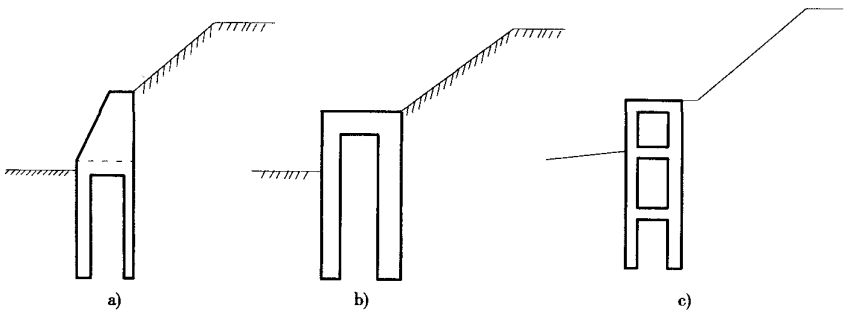


图 5.2　抗滑排桩型式

a)椅式;b)门式;c)排架式

抗滑桩按桩身断面形式分类，有圆形桩、方形桩和矩形桩、“工”字形桩等。

(2)各类桩型的特点及适用条件

木桩是最早采用的桩，其特点是就地取材、方便、易于施工，但桩长有限，桩身强度不高，一般用于浅层滑坡的治理、临时工程或抢险工程。钢桩的强度高，施打容易、快速，接长方便，但受桩身断面尺寸限制，横向刚度较小，造价偏高。钢筋混凝土桩是边坡处治工程广泛采用的桩材，桩断面刚度大，抗弯能力高，施工方式多样，可打入、静压、机械钻孔就地灌注和人工成孔就地灌注，其缺点是混凝土抗拉能力有限。

抗滑桩的施工采用打入时，应充分考虑施工振动对边坡稳定的影响，一般是全埋式抗滑桩或填方边坡可采用，同时下卧地层应有可打性。抗滑桩施工常用的是就地灌注桩，机械钻孔速度快，桩径可大可小，适用于各种地质条件，但对地形较陡的边坡工程，机械进入

和架设困难较大，另外，钻孔时的水对边坡的稳定也有影响。人工成孔的特点是方便、简单、经济，但速度较慢，劳动强度高，遇不良地层(如流沙)时处理相当困难，另外，桩径较小时人工作业困难，桩径一般应在1000mm以上才适宜人工成孔。

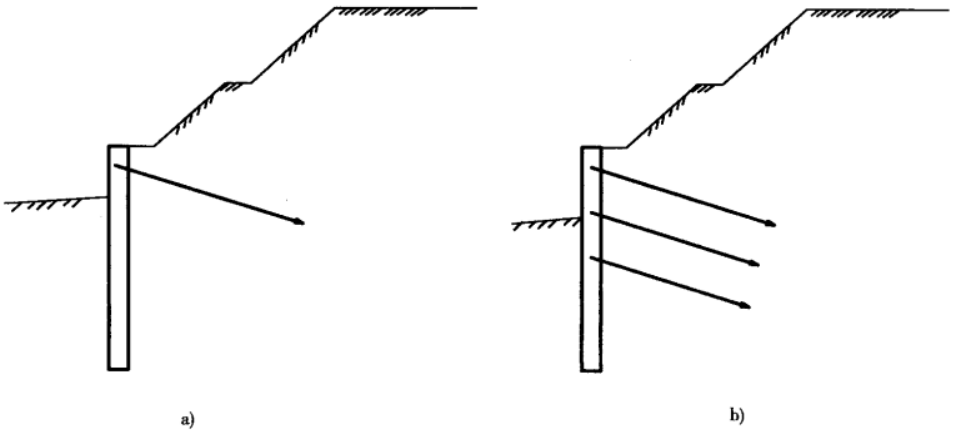


图 5.3　有锚抗滑桩

单桩是抗滑桩的基本型式，也是常用的结构型式，其特点是简单，受力和作用明确。当边坡的推力较大，用单桩不足以承担其推力或使用单桩不经济时，可采用排桩。排架桩的特点是转动惯量大，抗弯能力强，桩壁阻力较小，桩身应力较小，在软弱地层有较明显的优越性。有锚桩的锚可用钢筋锚杆或预应力锚索，锚杆(索)和桩共同工作，改变桩的悬臂受力状况和桩完全靠侧向地基反力抵抗滑坡推力的机理，使桩身的应力状态和桩顶变位大大改善，是一种较为合理、经济的抗滑结构。但锚杆或锚索的锚固端需要有较好的地层或岩层，对锚索而言，更需要有较好的岩层以提供可靠的锚固力。

抗滑桩群一般指在横向2排以上，在纵向2列以上的组合抗滑结构，类似于墩台或承台结构，它能承担更大的滑坡推力，可用于特殊的滑坡治理工程或特殊用途的边坡工程。

§5.1.2　抗滑桩设计要求和设计内容

抗滑桩设计一般应满足以下要求：

(1)抗滑桩提供的阻滑力要使整个滑坡体具有足够的稳定性，即滑坡体的稳定安全系数满足相应规范规定的安全系数或可靠指标，同时保证坡体不从桩顶滑出，不从桩间挤出；

(2)抗滑桩桩身要有足够的强度和稳定性，即桩的断面要有足够的刚度，桩的应力和变形满足规定要求；

(3)桩周的地基抗力和滑体的变形在容许范围内；

(4)抗滑桩的埋深及锚固深度、桩问距、桩结构尺度和桩断面尺寸都比较适当，安全可靠，施工可行、方便，造价较经济。

根据上述设计要求，抗滑桩的设计内容一般为：

(1)进行桩群的平面布置，确定桩位、桩间距等平面尺度；

(2)拟定桩型、桩埋深、桩长、桩断面尺寸；

(3)根据拟定的结构确定作用于抗滑桩上的力系；

(4)确定桩的计算宽度，选定地基反力系数，进行桩的受力和变形计算；

(5)进行桩截面的配筋计算和一般的构造设计；

(6)提出施工技术要求，拟定施工方案，计算工程量，编制概(预)算等。

§5.1.3　抗滑桩的设计计算程序

根据上述设计要求和设计内容，抗滑桩的设计计算程序如图5.4所示。

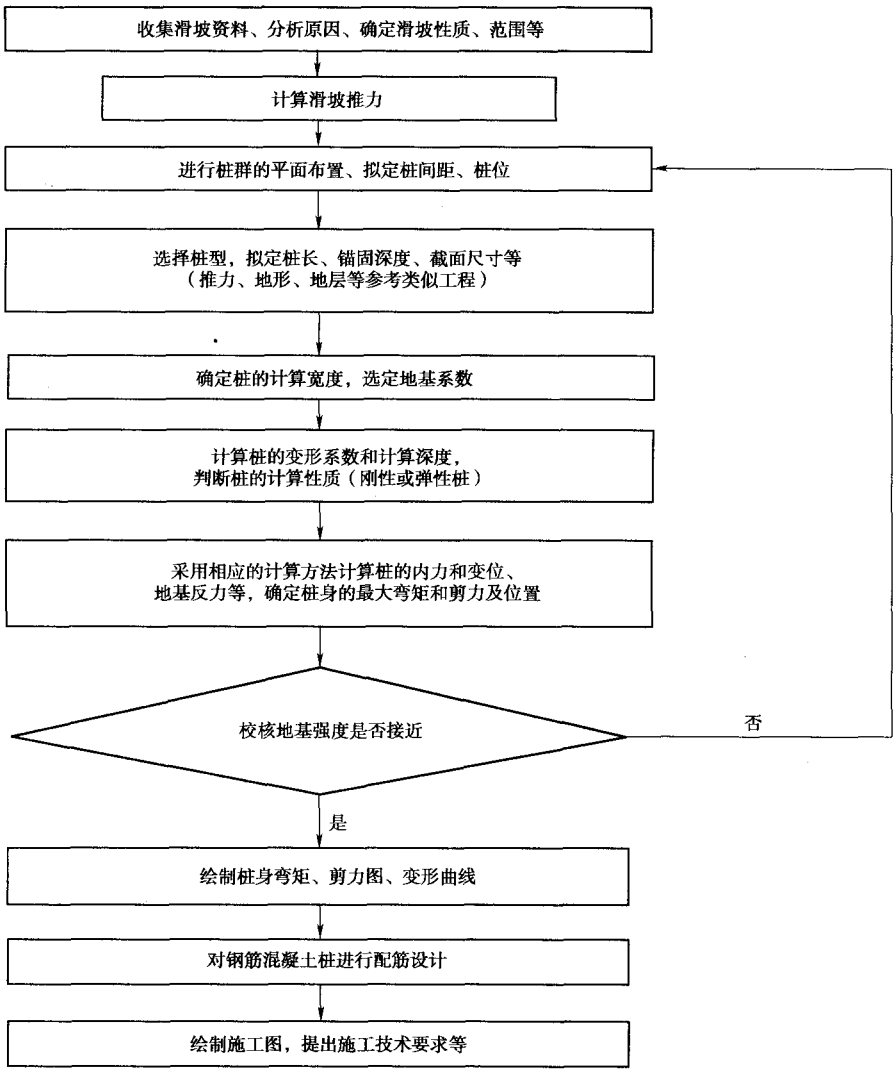


图 5.4　抗滑桩设计计算程序

§5.2　抗滑桩设计荷载的确定

作用于抗滑桩上的力系主要有两大部分：作用于桩上部的滑坡推力和桩周地层对桩的反力。对有锚桩，还有锚杆或锚索系统对桩上部的横向拉力和压力(此部分内容见第 6 章，本章从略)。

§5.2.1　滑坡推力的确定

滑坡推力作用于滑面以上部分的桩背上，其方向假定与桩穿过滑面点处的切线方向平行。滑坡推力的计算见第 2 章或第 4 章相关内容，即采用不平衡推力传递系数法计算所得的桩所在坡体坡足处的不平衡推力。通常假定每根桩所承担的滑坡推力等于两桩中心间距宽度范围内的滑坡推力，即将前述方法计算所得的滑坡推力值乘以桩间距。滑坡推力在桩背上的分布和作用点位置，与滑坡的类型、部位、地层性质、变形情况及地基反力系数等因素有关。根据文献[2]、[3]的经验，对于液性指数小，刚度较大和较密实的滑坡体，从顶层至底层的滑动速度常大体一致，假定滑面上桩背的滑坡推力分布图形呈矩形；对于液性指数较大，刚度较小和密实度不均匀的塑性滑体，其靠近滑面的滑动速度较大，而滑体表层的速度则较小，假定滑面以上桩背的滑坡推力图形呈三角形分布；介于上述两者之间的情况可假定桩背推力分布呈梯形。

§5.2.2　地基反力的确定

(1)地基反力

当桩前土体不能保持稳定可能滑走时，不考虑桩前土体对桩的反力，仅考虑滑面以下地基土对桩的反力，抗滑桩嵌固于滑面以下的地基中，相当于悬臂桩。当桩前土体能保持稳定，此时抗滑桩按所谓的“全埋式桩”考虑，可将桩前土体(亦为滑体)的抗力作为已知的外力考虑，仍可将桩看成悬臂桩考虑。

桩将滑坡推力传递给滑面以下的桩周土(岩)时，桩的锚固段前后岩(土)体受力后发生变形，并由此产生岩(土)体的反力。反力的大小与岩(土)体的变形状态有关。处于弹性阶段时，可按弹性抗力计算，处于塑性阶段变形时，情况则比较复杂，但地基反力应不超过锚固段地基土的侧向容许承载能力。

另外，桩与地基土间的摩阻力、粘着力、桩变形引起的竖向压力一般来说对桩的安全有利，通常略去不计。为简化计算，桩的自重和桩底应力等也略去不计。

(2)地基反力系数

桩侧岩土体的弹性抗力系数简称为地基反力系数，是地基承受的侧压力与桩在该位置处产生的侧向位移的比值。也即单位土体或岩体在弹性限度内产生单位压缩变形时所需施加于其单位面积上的力。目前常采用的有三种假设：①假设地基系数不随深度而变化，即地基系数为常数的 K 法；②假定地基系数随深度而呈直线变化的 m 法；③地基反力系数沿深度按凸抛物线增大的 C 法。

地基反力系数 K，m 应通过试验确定。一般情况下，试验资料不易获得，文献[1]、[2]列出了较完整岩层的地基系数 K 值，见表 5.1，非岩石地基的 m 值，见表 5.2，可供设计时参考。

较完整岩层的地基系数 K_V 值　　表 5.1

序号	饱和极限抗压强度 R(MPa)	K_V (kN/m³)	序号	饱和极限抗压强度 R(MPa)	K_V (kN/m³)	序号	饱和极限抗压强度 R(MPa)	K_V (kN/m³)
1	10	$(1\sim2)\times10^5$	4	30	4.0×10^5	7	60	12×10^5
2	15	2.5×10^5	5	40	6.0×10^5	8	80	$(15\sim25)\times10^5$
3	20	3.0×10^5	6	50	8.0×10^5	9	>80	$(25\sim28)\times10^5$

注：一般情况，$K_H=(0.6\sim0.8)K_V$；岩层为厚层或块状整体时，$K_H=K_V$。

非岩地基 m 值　　表 5.2

序号	土的名称	m(kN/m⁴)	序号	土的名称	m(kN/m⁴)
1	流塑性粘土($I_L\geq1$)，淤泥	3000～5000	4	半坚硬的粘性土、粗砂	20000～30000
2	硬塑性粘土($1>I_L>0.5$)，粉砂	5000～10000	5	砾砂、角砾砂、砾石土、碎石土、卵石土	30000～80000
3	硬塑性粘土($I_L<0.5$)，细砂，中砂	10000～20000	6	块石土、漂石土	80000～120000

当地基土为多层土时，采用按层厚以等面积加权求平均的方法求算地基反力系数。当地基土为2层时，有

$$m=\frac{m_1l_1^2+m_2(2l_1+l_2)l_2}{(l_1+l_2)^2} \tag{5.1}$$

当地基土为3层时，有

$$m=\frac{m_1l_1^2+m_2(2l_1+l_2)l_2+m_3(2l_1+2l_2+l_3)l_3}{(l_1+l_2+l_3)^2} \tag{5.2}$$

式中：m_1、m_2、m_3——分别为第1层、第2层、第3层地基土的m值；

l_1、l_2、l_3——分别为第1层、第2层、第3层地基土的厚度。

其他多层土可仿此进行计算。

当采用C法时，地基反力系数式为C_x　$Cx^{\frac{1}{2}}$，C为地基反力系数的比例系数，x为深度。研究表明，当x达到一定深度时，地基反力系数渐趋于常数。比例系数c值参见表5.3。

C法的比例系数C值　　表5.3

序号	土　　类	C值(MN/m$^{3.5}$)	[y_0](mm)
1	$I_L>1$的流塑性粘土，淤泥	3.9～7.9	≤6
2	$0.5\leqslant I_L\leqslant 1.0$的软塑性粘土，粉砂	7.9～14.7	≤5～6
3	$0<I_L<0.5$的硬塑性粘土，细砂，中砂	14.7～29.4	≤4～5
4	半干硬性粘土、粗砂	29.4～49.0	≤4～5
5	砾砂、角砾砂、砾石土、碎石土、卵石土	49.0～78.5	≤3
6	块石、漂石夹沙土	78.5～117.7	≤3

注：[y_0]为桩在地面处的水平位移允许值。

(3)P～Y曲线法

上述的K法、m法和C法能根据弹性地基上梁的挠曲线微分方程用无量纲系数求解抗滑桩的承载力、内力和变位。但当桩发展到较大的位移，土的非线性特性将变得非常突出。P～Y曲线法则考虑了土的非线性特点，它既可用于小位移，也可用于较大位移的求解。

P～Y曲线法是根据地基土的实验数据来绘制，目前一般采用Matlock建议的软粘土P～Y曲线绘制方法[1]和Resse建议的硬粘土和砂性土的P～Y曲线绘制方法[4]。在滨河、滨海的软土地基中，P～Y曲线已得到较多的应用。

§5.3　抗滑桩的计算方法

抗滑桩为承受水平荷载的桩，计算水平受荷桩的方法均可采用。

§5.3.1　刚性桩与弹性桩的区分

抗滑桩受到滑坡推力后，将产生一定的变形。根据桩和桩周土的性质和桩的几何性质，其变形有两种情形:一是桩的位置发生了偏离，但桩轴线仍保持原有线型，变形是由于桩周土的变形所致。另一种是桩的位置和桩轴线同时发生改变，即桩轴线和桩周土同时发生变形。前一种情况桩尤如刚体一样，仅发生了转动，故称其为刚性桩，后者就称为弹性桩。试验研究表明，当抗滑桩埋入稳定地层内的计算深度为某一临界值时，可视桩的刚度为无穷大，桩的侧向极限承载力仅取决于桩周土的弹性抗力大小。工程中就把这个临界值作为判断是刚性桩或弹性桩的标准。

临界值规定如下：

按K法计算，$\alpha l_2\leqslant 1.0$时，抗滑桩属刚性桩；$\alpha l_2>1.0$时，抗滑桩属弹性桩。

按m法计算，$\beta l_2\leqslant 2.5$时，抗滑桩属刚性桩；$\beta l_2>2.5$时，抗滑桩属弹性桩。

式中，α、β均定义为桩的变形系数，单位为m^{-1}，分别按下式计算：

$$\alpha \quad (\frac{K_H B_P}{4EI})^{\frac{1}{4}} \tag{5.3}$$

$$\beta \quad (\frac{m_H B_P}{EI})^{\frac{1}{5}} \qquad (5.4)$$

式中：K_H——K法的侧向地基系数，kN / m^3；

B_P——桩的正面计算宽度，m；

m_H——m法的地基系数的比例系数，kN / m^4；

E、I——桩的弹性模量，kPa，桩的截面惯性矩，m^4。

§5.3.2 刚性桩的计算

把滑面以上抗滑桩受荷载段上所有的力均当作外力，桩前的滑体抗力按其大小从外荷载中减去，对滑面以下的桩段取脱离体，滑面以上的外荷载对滑面处桩截面产生弯矩和剪力。滑面下桩周土的侧向应力和土的抗力可由脱离体的平衡而求得，并进而计算桩的内力。

(1)地基土为单一土层时

如图5.5所示，滑面以下为同一m值，桩底自由，滑面处的弹性抗力系数分别为A_1、A_2，H为滑坡推力与剩余抗滑力之差，x_0为下部桩段转动轴心距滑面的距离，α为旋转角，Z_0为滑坡推力至滑面的距离。

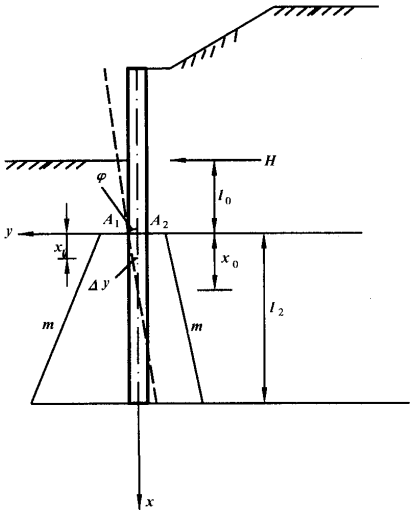


图 5.5 单一土层桩的受力分析

当 0≤x≤x_0 时

桩身变位：Y=(x_0-x) φ

桩侧应力：$\sigma_x = (A_1 + m_x)(x_0 - x)\varphi$

桩身剪力：

$$Q_x = H - \frac{1}{2}B_P A_1 \varphi x(2x_0 - x) - \frac{1}{6}B_P m\varphi x^2(3x_0 - 2x)$$

桩身弯矩：

$$M_x = H(h_0 + x) - \frac{1}{6}B_p m\varphi X^2(3x_V - x_V) - \frac{1}{12}B_p m\varphi x^3(2x_0 - x)$$

当 x_0≤X≤l_2 时

桩身变位：$y = (x_0 - x)\varphi$

桩侧应力：$\sigma_X = (A_2 + m_X)(x_0 - x)\varphi$

桩身剪力：

$$Q_X = H - \frac{1}{6}B_P m\varphi x^2(3x_0 - 2x) - \frac{1}{2}B_P A_1 \varphi x_0^2 + \frac{1}{2}B_P A_2 \varphi (x - x_0)^2$$

桩身弯矩：

$$M_X = H(h_0 + x) - \frac{1}{6}B_P A_1 \varphi x_0^2(3x - x_0) + \frac{1}{6}B_P A_2 \varphi (x - x_0)^3 + \frac{1}{12}B_P m\varphi x^3(x - 2x_0)$$

根据静力平衡条件∑H=0 和∑M=0 可解得：

$$(A_1 - A_2)x_0^3 + 3l_0(A_1 - A_2)x_0^2 + \left[l_2^2 m(3l_0 + 2l_2) + 3l_2 A_2(2l_0 + l_2)\right]$$

$$-0.5l_2^3 m(4l_0 + 3l_2) - l_2^2 A_2(3l_0 + 2l_2) = 0$$

令

$$A = (A_1 - A_2)$$

$$B = 3l_0(A_1 - A_2)$$

$$C = l_2^2 m(3l_0 + 2l_2) + 3l_2 A_2(2l_0 + l_2)$$

$$D = l_2^3 m(2l_0 + 1.5l_2) + l_2^2 A_2(3l_0 + 2l_2)$$

则有

$$Ax_0^3 + Bx_0^2 + Cx_0 - D = 0 \qquad (5.5)$$

$$\varphi = \frac{6H}{B_P\left[3x_0^2(A_1 - A_2) + 3l_2x_0(ml_2 + 2A_2) - l_2^2(2ml_2 + 3A_2)\right]} \qquad (5.6)$$

解方程式(5．5)，可找出 x_0，将其代入式(5．6)，则可算出 φ。

(2)地基土为两种地层时

桩身置于两种不同的地层，桩底按自由端考虑，桩变位时，旋转中心将随地质情况变化而变化。仍采用单一土层时求静力平衡方程ΣH=0 和ΣM=0 的条件求解。先求解出 x_0，再计算 φ (表达式繁冗，此处略，可参见文献[2])。

§5.3.3　弹性桩的计算

抗滑桩滑面以上部分所受荷载，见图 5．6a)，可以将其对滑面以下桩段进行简化，简化后桩的计算图式见图 5．6b)。此时，可根据桩周土体的性质确定弹性抗力系数，建立挠曲微分方程式，通过数学求解可得滑面以下桩段任一截面的变位和内力计算的一般表达式。最后根据桩底边界条件计算出滑面处的位移和转角，再计算出桩身任一深度处的变位和内力。

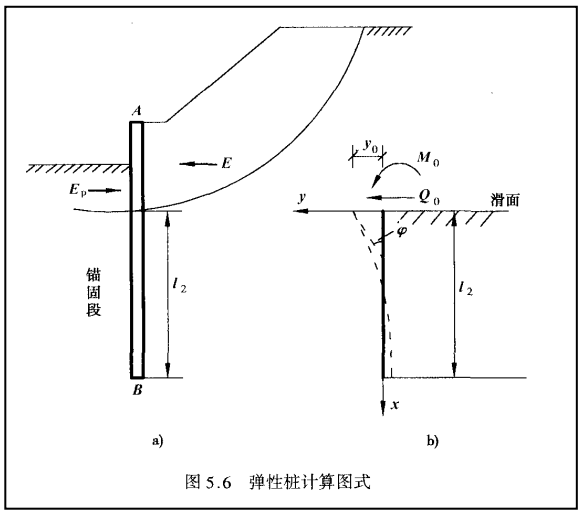


图 5.6　弹性桩计算图式

(1)m 法

桩顶受水平荷载的挠曲微分方程为

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} \quad B_P m_h xy \quad 0 \qquad (5.7)$$

式中：EI——桩的抗弯刚度；

B_P——桩的计算宽度；其余符号意义见图 5．6b)或同前。

式(5.7)为四阶线性变系数齐次微分方程，采用幂级数的解法，整理后有：

$$\begin{aligned}
y_x &= y_0A_1 + \frac{\varphi_0}{\alpha}B_1 + \frac{M_0}{\alpha^2EI}C_1 + \frac{Q_0}{\alpha^3EI}D_1 \\
\varphi_x &= \alpha[y_0A_2 + \frac{\varphi_0}{\alpha}B_2 + \frac{M_0}{\alpha^2EI}C_2 + \frac{Q_0}{\alpha^3EI}D_2] \\
M_x &= \alpha^2EI[y_0A_3 + \frac{\varphi_0}{\alpha}B_3 + \frac{M_0}{\alpha^2EI}C_3 + \frac{Q_0}{\alpha^3EI}D_3] \\
Q_x &= \alpha^3EI[y_0A_4 + \frac{\varphi_0}{\alpha}B_4 + \frac{M_0}{\alpha^2EI}C_4 + \frac{Q_0}{\alpha^3EI}D_4]
\end{aligned} \qquad (5.8)$$

式中：y_x，φ_x，M_x，Q_x——分别为锚固段桩身任意截面的位移(m)、转角 (rad)、弯矩 (kN·m)和剪力(kN)；

Y_0，φ_0，M_0，Q_0——分别为滑面处桩的位移(m)、转角(rad)、弯矩(kN·m)和剪力(kN)；

A_i，B_i，C_i，D_i——随桩的换算深度 l　αx 而变化的 m 法的影响函数值，见表 5.4；

x——滑面处以下锚固段计算断面的深度(m)。

其余符号意义同前，α 按式(5.4)计算。

式(5.8)为 m 法计算桩的一般表达式。计算时必须先求得滑动面处的 Y_0 和 φ_0，才能 求出桩身任一截面处的位移、转角、弯矩和剪力，地基土对该截面的侧向应力。一般应根据桩底的边界条件来确定。

①当桩底为固定端时，有 y_B=0，φ_B=0，$M_B \neq 0$，$Q_B \neq 0$。将边界条件代入式(5.8)中的第 1 式和第 2 式，联立求解得：

$$\begin{matrix} y_0 \\ \\ \varphi_0 \end{matrix} \quad \begin{matrix} \dfrac{M_0}{\alpha^2 EI}\dfrac{B_1C_2 \quad C_1B_2}{B_1A_2} & \dfrac{Q_0}{\alpha^3 EI}\dfrac{B_1D_2 \quad D_1B_2}{A_1B_2 \quad B_1A_2} \\ \dfrac{M_0}{\alpha EI}\dfrac{C_1A_2 \quad A_1C_2}{A_1B_2 \quad B_1A_2} & \dfrac{Q_0}{\alpha^2 EI}\dfrac{D_1A_2 \quad A_1D_2}{A_1B_2 \quad B_1A_2} \end{matrix} \tag{5.9}$$

②当桩底为铰接端时，$y_B=0$，$M_B=0$；$\varphi_B \neq 0$，$Q_B \neq 0$。将边界条件代入式(5.8)中第1、第3式，联立求解得：

$$\left.\begin{aligned} y_0 &= \frac{M_0}{a^2 EI}\frac{C_1B_3 - B_1C_3}{B_1A_3 - A_1B_3} + \frac{Q_0}{a^3 EI}\frac{D_1B_3 - B_1D_3}{B_1A_3 - A_1B_3} \\ \varphi_0 &= \frac{M_0}{aEI}\frac{A_1C_3 - C_1A_3}{B_1A_3 - A_1B_3} + \frac{Q_0}{a^2 EI}\frac{A_1D_3 - D_1A_3}{B_1A_3 - A_1B_3} \end{aligned}\right\} \tag{5.10}$$

③当桩底为自由端时，$M_B=0$，$Q_B=0$；$\varphi_B \neq 0$，$y_B \neq 0$。将边界条件代入式(5.8)中第3、第4式，联立求解得：

$$\left.\begin{aligned} y_0 &= \frac{M_0}{a^2 EI}\frac{B_3C_4 - C_3B_4}{A_3B_4 - B_3A_4} + \frac{Q_0}{a^3 EI}\frac{B_3D_4 - B_4D_3}{A_3B_4 - B_3A_4} \\ \varphi_0 &= \frac{M_0}{aEI}\frac{C_3A_4 - A_3C_4}{A_3B_4 - B_3A_4} + \frac{Q_0}{a^2 EI}\frac{D_3A_4 - A_3D_4}{A_3B_4 - B_3A_4} \end{aligned}\right\} \tag{5.11}$$

弹性桩 *m* 法初参数解的计算系数 表 5.4

换算深度 $l=\alpha x$	A_1	B_1	C_1	D_1	A_2	B_2	C_2	D_2
0.0	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1.00000	0.00000	0.00000
0.1	1.00000	0.10000	0.00500	0.00017	−0.00000	1.00000	0.10000	0.00500
0.2	1.00000	0.20000	0.20200	0.00133	−0.00007	1.00000	0.20000	0.02000
0.3	0.99998	0.30000	0.04500	0.00450	−0.00034	0.99996	0.30000	0.04500
0.4	0.99991	0.39999	0.08000	0.01067	−0.00107	0.99983	0.39998	0.08000
0.5	0.99974	0.49996	0.12500	0.02083	−0.00260	0.99948	0.49994	0.12499
0.6	0.99935	0.59987	0.17998	0.03600	−0.00540	0.99870	0.59981	0.17998
0.7	0.99860	0.79967	0.24495	0.05716	−0.01000	0.99720	0.69951	0.24494
0.8	0.99727	0.79927	0.31988	0.08532	−0.01707	0.99454	0.79891	0.31983
0.9	0.99508	0.89852	0.40472	0.12146	−0.02733	0.99016	0.89779	0.40462
1.0	*0.99167*	*0.99722*	*0.49941*	*0.16657*	*−0.04167*	*0.98333*	*0.99583*	*0.49921*
1.1	0.98658	1.09508	0.60384	0.22163	−0.06096	0.97317	1.09262	0.60346
1.2	0.97927	1.19171	0.71787	0.28758	−0.08632	0.95855	1.18756	0.71716
1.3	0.96908	1.28660	0.84127	0.36536	−0.11883	0.93817	1.27990	0.84002
1.4	0.95523	1.37910	0.97373	0.45588	−0.15973	0.91047	1.36865	0.97163
1.5	0.93681	1.46839	1.11484	0.55997	−0.21030	0.87365	1.45259	1.11145

续上表

换算深度 $l=\alpha x$	A_1	B_1	C_1	D_1	A_2	B_2	C_2	D_2
1.6	0.91280	1.55346	1.26403	0.67842	-0.27194	0.82565	1.53020	1.25872
1.7	0.88201	1.63307	1.42061	0.81193	-0.34604	0.76413	1.59963	1.41247
1.8	0.84313	1.70575	1.58362	0.96109	-0.43412	0.68645	1.65867	1.57150
1.9	0.79467	1.76972	1.75190	1.12637	-0.53768	0.58967	1.70468	1.73422
2.0	0.73502	1.82294	1.92402	1.30801	-0.65822	0.47061	1.73457	1.89872
2.2	0.57491	1.88709	2.27217	1.72042	-0.95616	0.15127	1.73110	2.22299
2.4	0.34691	1.87450	2.60882	2.19535	-1.33889	-0.30273	1.61286	2.51874
2.6	0.03315	1.75473	2.90670	2.72365	-1.81479	-0.92602	1.33485	2.74972
2.8	-0.38548	1.49037	3.12843	3.28769	-2.38756	-1.75483	0.84177	2.86653
3.0	-0.92809	1.03679	3.22471	3.85838	-3.05319	-2.82410	0.06837	2.80406
3.5	-2.92799	-1.27172	2.46304	4.97982	-4.98062	-6.70806	-3.58647	1.27018
4.0	-5.85333	-5.94097	-0.92677	4.54780	-6.53316	-12.1581	-10.60840	-3.76647
换算深度 $l=\alpha x$	A_3	B_3	C_3	D_3	A_4	B_4	C_4	D_4
0.0	0.00000	0.00000	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1.00000
0.1	-0.00017	-0.00001	1.00000	0.10000	-0.00500	-0.00033	-0.00001	1.00000
0.2	-0.00133	-0.00013	0.99999	0.20000	-0.02000	-0.00267	-0.00020	0.99999
0.3	-0.00450	-0.00067	0.99994	0.30000	-0.04500	-0.00900	-0.00101	0.99992
0.4	-0.01067	-0.00213	0.99974	0.39998	-0.08000	-0.02133	-0.00320	0.99966
0.5	-0.02083	-0.00521	0.99922	0.49991	-0.12499	-0.04167	-0.00781	0.99896
0.6	-0.03600	-0.01080	0.99806	0.59974	-0.17997	-0.07199	-0.01620	0.99741
0.7	-0.05716	-0.02001	0.99580	0.69935	-0.24490	-0.11433	-0.03001	0.99440
0.8	-0.08532	-0.03412	0.99181	0.79854	-0.31975	-0.17060	-0.05120	0.98908
0.9	-0.12144	-0.05466	0.98524	0.89705	-0.40443	-0.24284	-0.08198	0.98032
1.0	-0.16652	-0.08329	0.97501	0.99445	-0.49881	-0.33298	-0.12493	0.96667
1.1	-0.22152	-0.12192	0.95975	1.09016	-0.60268	-0.44292	-0.18285	0.94634
1.2	-0.28737	-0.17260	0.93783	1.18342	-0.71573	-0.57450	-0.25886	0.91712
1.3	-0.36496	-0.23760	0.90727	1.27320	-0.83753	-0.72950	-0.35631	0.87638
1.4	-0.45515	-0.31933	0.86573	1.35821	-0.96746	-0.90954	-0.47883	0.82102
1.5	-0.55870	-0.42039	0.81054	1.43680	-1.10468	-1.11609	-0.63027	0.74745
1.6	-0.67629	-0.54348	0.73859	1.50695	-1.24808	-1.35042	-0.81466	0.65156
1.7	-0.80848	-0.69144	0.64637	1.56621	-1.39623	-1.61346	-1.03616	0.52871
1.8	-0.95564	-0.86715	0.52997	1.61162	-1.54726	-1.90577	-1.29909	0.37368
1.9	-1.11796	-1.07357	0.38503	1.63969	-1.69889	-2.22745	-1.60770	0.18071
2.0	-1.29535	-1.31361	0.20676	1.64628	-1.84818	-2.57798	-1.96620	-0.05652
2.2	-1.69334	-1.90567	-0.27087	1.57538	-2.12481	-3.35952	-2.84858	-0.69158
2.4	-2.14117	-2.66329	-0.94885	1.35201	-2.33901	-4.22811	-3.97323	-1.59151
2.6	-2.62126	-3.59987	-1.87734	0.91679	-2.43695	-5.14023	-5.35541	-2.82106
2.8	-3.10341	-4.71748	-3.10791	0.19729	-2.34558	-6.02299	-6.99007	-4.44491
3.0	-3.54058	-5.99979	-4.68788	-0.89126	-1.96928	-6.76460	-8.84029	-6.51972
3.5	-3.91921	-9.54367	-10.3404	-5.85402	1.07408	-6.78895	-13.69240	-13.82610
4.0	-1.61428	-11.7307	-17.9186	-15.07550	9.24368	-0.35762	-15.61050	-23.14040

将上述各种边界条件下相应的y_0、φ_0代入式(5.8)，即可求得滑动面以下桩身任一截面的位移、转角、弯矩和剪力。

(2)K法

依假定，桩锚固段的挠曲微分方程为：

$$EI\frac{d^4\gamma}{dx^4}+K_hB_p\gamma=0 \tag{5.12}$$

由式(5.3)N定义，有 $K_hB_p=4EI\beta^4$，式(5.12)可写为

$$\frac{d^4\gamma}{dx^4}+4\beta^4\gamma=0 \tag{5.13}$$

求解上述常系数齐次微分方程，整理代换后有：

$$\begin{aligned}
y_X&=y_0\eta_1+\frac{\varphi_0}{\beta}\eta_2+\frac{M_0}{\beta^2EI}\eta_3+\frac{Q_0}{\beta^3EI}\eta_4\\
\varphi_X&=\beta\left[-4y_0\eta_4+\frac{\varphi_0}{\beta}\eta_1+\frac{M_0}{\beta^2EI}\eta_2+\frac{Q_0}{\beta^3EI}\eta_3\right]\\
M_X&=\beta^2EI\left[-4y_0\eta_3-\frac{4\varphi_0}{\beta}\eta_4+\frac{M_0}{\beta^2EI}\eta+\frac{Q_0}{\beta^3EI}\eta_3\right]\\
Q_X&=\beta^3EI\left[-4y_0\eta_2-\frac{4\varphi_0}{\beta}\eta_3-\frac{M_0}{\beta^2EI}\eta_4+\frac{Q_0}{\beta^3EI}\eta_1\right]\\
\sigma_X&=K_Hy_X
\end{aligned} \tag{5.14}$$

式中：η_1，η_2，η_3，η_4——K法的影响函数，表达式如下：

$$\left.\begin{aligned}
\eta_1&=\cos\beta x\,\mathrm{ch}\,\beta x\\
\eta_2&=\frac{1}{2}(\sin\beta x\,\mathrm{ch}\,\beta x+\cos\beta x\,\mathrm{sh}\,\beta x)\\
\eta_3&=\frac{1}{2}\sin\beta x\,\mathrm{sh}\,\beta x\\
\eta_4&=\frac{1}{4}(\sin\beta x\,\mathrm{ch}\,\beta x-\cos\beta x\,\mathrm{sh}\,\beta x)
\end{aligned}\right\} \tag{5.15}$$

式(5.14)为K法的一般表达式。同样，计算时要先求滑面处的y_0和φ_0，才能求桩身任一截面处的变位和内力以及地基土在该截面处的侧向应力。一般根据桩底边界条件确定。

①当桩底为固定端时，$y_B=0$，$\varphi_B=0$，代入式(5. 14)中第1、第2式，联立求解得：

$$\left.\begin{aligned}
y_0&=\frac{M_0}{\beta^2EI}\frac{\eta_2^2-\eta_1\eta_3}{4\eta_2\eta_4+\eta_1^2}+\frac{Q_0}{\beta^3EI}\frac{\eta_2\eta_3-\eta_1\eta_4}{4\eta_2\eta_4+\eta_1^2}\\
\varphi_0&=\frac{-M_0}{\beta EI}\frac{\eta_1\eta_2+4\eta_3\eta_4}{4\eta_2\eta_4+\eta_1^2}-\frac{Q_0}{\beta^2EI}\frac{\eta_1\eta_3+4\eta_4^2}{4\eta_2\eta_4+\eta_1^2}
\end{aligned}\right\} \tag{5.16}$$

②当桩底为铰接端时，$y_B=0$，$M_B=0$，代入式(5.14)中第1、第3式，联立解得：

$$\left.\begin{aligned}
y_0&=\frac{M_0}{\beta^2EI}\frac{4\eta_3\eta_4+\eta_1\eta_2}{4\eta_2\eta_3-\eta_1\eta_4}+\frac{Q_0}{\beta^3EI}\frac{4\eta_4^2+\eta_2^2}{4\eta_2\eta_3-\eta_1\eta_4}\\
\varphi_0&=\frac{-M_0}{\beta EI}\frac{\eta_1^2+4\eta_3^2}{4\eta_2\eta_3-\eta_1\eta_4}-\frac{Q_0}{\beta^2EI}\frac{4\eta_3\eta_4+\eta_1\eta_2}{4\eta_2\eta_3-\eta_1\eta_4}
\end{aligned}\right\} \tag{5.17}$$

③当桩底为自由端时，$M_B=0$，$Q_B=0$，代入式(5.14)中第3、第4式，联立解得：

$$\left.\begin{aligned} y_0 &= \frac{M_0}{\beta^2 EI}\frac{4\eta_4+\eta_1\eta_3}{4\eta_3^2-4\eta_2\eta_4}+\frac{Q_0}{\beta^3 EI}\frac{\eta_2\eta_3-\eta_1\eta_4}{4\eta_3^2-4\eta_2\eta_4} \\ \varphi_0 &= \frac{-M_0}{\beta EI}\frac{4\eta_3\eta_4+\eta_1\eta_3}{4\eta_3^2-4\eta_2\eta_4}-\frac{Q_0}{\beta^2 EI}\frac{4\eta_2^2-\eta_1\eta_3}{4\eta_3^2-4\eta_2\eta_4} \end{aligned}\right\} \quad (5.18)$$

将上述各种边界条件下相应的Y_0、φ_0代入式(5．14)即可求得滑面下锚固段桩身任一截面的变位和内力。

(3)滑动面处地基反力不为零时的处理方法

对于滑坡工程而言，由于滑面以上有滑体存在，抗滑桩桩前土体和桩后土体的高度是不一致的，对于滑面来说，相当于在桩后土体(弹性体)的表面有附加荷载的作用。若用K法，这一附加荷载不影响地基土的弹性性质。若采用m法，即地基系数随深度而呈直线增加，在滑面处的地基系数不为零，而是某一数值A，则滑面以下某一深度x处岩土抗力的表达式为P_x=A+mx，即滑面以下的地基系数分布呈梯形变化。为了利用m法推出的公式和影响系数计算此类问题，可进行如下处理：

①将地基系数的变化图形向上延伸至虚点A，延伸的高度$l_1=\frac{A}{m}$，见图5．7；

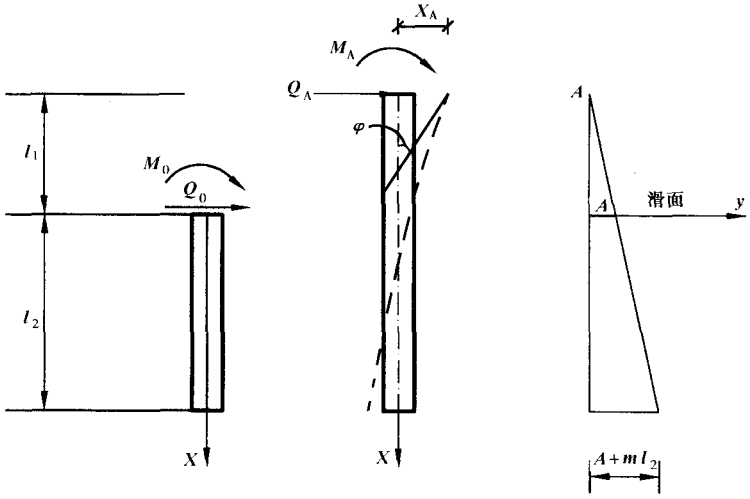


图 5.7　滑面处桩力不为零时的处理方法

②自虚点A向下计算桩的内力和变位，仍可使用表5．4，但此时应重新确定A点的初参数M_A、Q_A、y_A、φ_A；

③A点处的初参数可由滑面处条件和桩底处的边界条件确定，即在M_A和Q_A作用下，必须满足下列条件：

当x=0时(在滑面处)

$$M=M_0, Q=Q_0;$$

当x=l_2时(桩底处)

$M_B=0$，　$Q_B=0$（桩底为自由端）

或$Y_B=0$，　$\varphi_B=0$(桩底为固定端)

桩底为自由端时可建立下列方程

$$\left.\begin{aligned}
&a^2EI\left(y_A A_3^0+\frac{\varphi_A}{a}B_4^0+\frac{M_A}{a^2EI}C_3^0+\frac{Q_A}{a^3EI}D_3^0\right)=M_0\\
&a^3EI\left(y_A A_4^0+\frac{\varphi_A}{a}B_3^0+\frac{M_A}{a^2EI}C_4^0+\frac{Q_A}{a^3EI}D_4^0\right)=Q_0\\
&y_A A_3^B+\frac{\varphi_A}{a}B_3^B+\frac{M_A}{a^2EI}+\frac{Q_A}{a^3EI}D_3^B=0\\
&y_A A_4^B+\frac{\varphi_A}{a}B_4^B+\frac{M_A}{a^2EI}C_4^B+\frac{Q_A}{a^3EI}D_4^B=0
\end{aligned}\right\} \qquad (5.19)$$

桩底为固定端时可将式(5.19)中第3式、第4式改为下列方程即可，

$$\left.\begin{aligned}
&y_A A_1^B+\frac{\varphi_A}{a}B_1^B+\frac{M_A}{a^2EI}C_1^B+\frac{Q_A}{a^3EI}D_1^B=0\\
&y_A A_2^B+\frac{\varphi_A}{a}B_2^B+\frac{M_A}{a^2EI}C_2^B+\frac{Q_A}{a^3EI}D_2^B=0
\end{aligned}\right\} \qquad (5.20)$$

上列各式中：A_i^0，B_i^0，C_i^0，D_i^0 (i=3，4)——在滑面处的影响系数值；

A_i^B，B_i^B，C_i^B，D_i^B (i=1，2，3，4)——在桩底处的影响系数值。

桩底为自由端时，联解组(5.19)；桩底为固定端时，联解式(5.19)中第1式、第2式和式(5.20)组成的方程组，求得M_A、Q_A、Y_A、φ_A值，代入式(5.8)中直接使用表5.4中的影响系数值，就可方便地计算滑面以下桩身任一深度处的内力和变位。

(4)滑面处(桩顶，x=0)桩为铰接时或箝固时的处理方法

当抗滑桩采用排架桩时,桩顶处由于系梁或承各排架的作用而简化为铰接或箝固,此时用m法计算时需要做一些变换处理。

式(5.8)为m法计算抗滑桩在任意深度戈处桩变位和内力的表达式，也可写成如下形式的表达式(将式(5.9)～(5.11)代人式(5.8)整理代换后即可得)：

$$\left.\begin{aligned}
y_X&=\frac{Q_0}{a^3EI}A_Y+\frac{M_0}{a^2EI}B_Y\\
\varphi_X&=\frac{Q_0}{a^2EI}A_\varphi+\frac{M_0}{aEI}B_\varphi\\
M_X&=\frac{Q_0}{a}A_M+M_0B_M\\
Q_X&=Q_0A_Q+aM_0B_Q
\end{aligned}\right\} \qquad (5.21)$$

式中：A_Y，B_Y，A_φ，B_φ，A_M，B_M，A_Q，B_Q——分别为计算位移、转角、弯矩和剪力的无量纲系数。

桩顶铰接时的A值见表5.5～5.8，B值见表5.9～5.12。

当桩顶箝固时，即边界条件为φ_x(x=0)=0，代入式(5.21)中第2式，可得

$$M_0=-\frac{Q_0}{\alpha^2EI}A_\varphi\times\frac{\alpha EI}{B_\varphi}=-\frac{Q_0}{a}\times\frac{A_\varphi}{B_\varphi} \qquad (5.22)$$

将式(5.22)代入式(5.21)中第1式，得

无量纲系数 A_y 值 表 5.5

$l=\alpha x$ \ $\bar{l}=\alpha l_2$	4.0	3.5	3.0	2.8	2.6	2.4
0.0	2.44066	2.50174	2.72658	2.90524	3.16260	3.52562
0.1	2.27873	2.33783	2.55100	2.71847	2.95795	3.29311
0.2	2.11779	2.17492	2.37640	2.53289	2.75429	3.06159
0.3	1.95881	2.01396	2.20376	2.34866	2.55258	2.83201
0.4	1.80273	1.85590	2.03400	2.16791	2.35373	2.60528
0.5	1.65042	1.70161	1.86800	1.99069	2.15850	2.38223
0.6	1.50269	1.55187	1.70651	1.81796	1.96790	2.16355
0.7	1.36024	1.40741	1.55022	1.65037	1.78228	1.94985
0.8	1.22370	1.26882	1.39970	1.48847	1.60223	1.74157
0.9	1.09361	1.13664	1.25543	1.33271	1.42816	1.53906
1.0	0.97041	1.01127	1.11777	1.18841	1.26053	1.34249
1.1	0.85441	0.89303	0.98696	1.04974	1.09336	1.15100
1.2	0.74588	0.78215	0.86315	0.90481	0.94377	0.95724
1.3	0.64498	0.67875	0.74637	0.77560	0.79497	0.78831
1.4	0.55175	0.58285	0.63655	0.65296	0.65223	0.61477
1.5	0.46614	0.49435	0.53349	0.53662	0.51518	0.44616
1.6	0.38810	0.41315	0.43696	0.42629	0.38346	0.28202
1.7	0.31741	0.33901	0.34660	0.32152	0.25654	0.12174
1.8	0.25386	0.27166	0.26201	0.22186	0.13387	-0.03529
1.9	0.19717	0.21074	0.18273	0.12676	0.01487	-0.18971
2.0	0.14696	0.15583	0.10819	0.03362	-0.10114	-0.34221
2.2	0.06461	0.06243	-0.02870	-0.13706	-0.32649	-0.64355
2.4	0.00348	-0.01233	-0.15330	-0.30093	-0.54685	-0.94316
2.6	-0.03985	-0.07251	-0.26399	-0.46038	-0.76553	
2.8	-0.06902	-0.12202	-0.38275	-0.61832		
3.0	-0.08741	-0.16453	-0.49434			
3.5	-0.10495	-0.25866				
4.0	-0.10788					

无量纲系数 A_φ 值　　表 5.6

$l=\alpha x$ \ $l=\alpha l_2$	4.0	3.5	3.0	2.8	2.6	2.4
0.0	-1.62100	-1.64076	-1.75755	-1.86940	-2.08419	-2.32680
0.1	-1.61600	-1.63576	-1.75255	-1.86440	-2.04313	-2.32180
0.2	-1.60117	-1.62034	-1.73774	-1.84000	-2.02841	-2.90705
0.3	-1.57676	-1.59654	-1.71341	-1.82531	-2.00418	-2.28290
0.4	-1.54334	-1.56616	-1.68017	-1.79219	-1.97122	-2.25013
0.5	-1.50161	-1.52142	-1.63874	-1.75099	-1.93036	-2.20977
0.6	-1.45206	-1.47216	-1.59991	-1.70288	-1.88263	-2.16283
0.7	-1.39593	-1.41624	-1.53435	-1.64828	-1.82914	-2.11060
0.8	-1.33398	-1.35468	-1.47467	-1.58896	-1.77116	-2.05445
0.9	-1.23713	-1.28637	-1.41015	-1.52579	-1.70935	-1.93594
1.0	-1.18647	-1.21845	-1.34266	-1.46009	-1.64662	-1.93571
1.1	-1.12283	-1.14578	-1.27315	-1.39289	-1.58257	-1.87583
1.2	-1.04733	-1.071548	-1.20290	-1.32553	-1.51913	-1.81753
1.3	-0.97078	-0.99657	-1.13286	-1.25902	-1.45734	-1.76186
1.4	-0.89409	-0.92183	-1.06408	-1.19446	-1.39835	-1.71000
1.5	-0.81801	-0.84811	-0.99743	-1.13272	-1.34305	-1.66280
1.6	-0.74337	-0.77630	-0.93887	-1.07480	-1.29241	-1.62116
1.7	-0.67075	-0.70699	-0.87403	-1.02132	-1.24700	-1.58551
1.8	-0.60077	-0.64805	-0.81863	-0.97297	-1.20743	-1.55627
1.9	-0.53393	-0.57842	-0.76818	-0.93020	-1.17400	-1.53348
2.0	-0.47063	-0.52013	-0.72309	-0.89333	-1.14686	-1.51693
2.2	-0.35588	-0.41727	-0.64992	-0.33767	-1.11079	-1.50004
2.4	-0.25831	-0.33411	-0.59979	-0.80513	-1.09559	-1.49729
2.6	-0.17849	-0.27104	-0.57092	-0.79158	-1.09307	
2.8	-0.11611	-0.22727	-0.55914	-0.78943		
3.0	-0.06987	-0.20056	-0.55721			
3.5	-0.01206	-0.18372				
4.0	-0.00341					

无量纲系数 A_M 值　　表 5.7

$l=\alpha x$ \ $\bar{l}=\alpha l_2$	4.0	3.5	3.0	2.8	2.6	2.4
0.0	0	0	0	0	0	0
0.1	0.09960	0.09959	0.09955	0.09953	0.09948	0.09942
0.2	0.19696	0.19689	0.19660	0.19638	0.19606	0.19561
0.3	0.29010	0.28984	0.28891	0.28818	0.28714	0.28569
0.4	0.37739	0.37678	0.37463	0.37296	0.37060	0.36732
0.5	0.45752	0.45635	0.45227	0.44913	0.44471	0.43859
0.6	0.52938	0.52740	0.52057	0.51534	0.50801	0.49795
0.7	0.59228	0.58918	0.57868	0.57069	0.55956	0.54439
0.8	0.64561	0.64107	0.62588	0.61445	0.59859	0.57713
0.9	0.68926	0.68292	0.66200	0.64642	0.62494	0.59608
1.0	0.72305	0.71452	0.68681	0.66637	0.63841	0.60116
1.1	0.74714	0.73602	0.70045	0.67451	0.63930	0.59285
1.2	0.76183	0.74769	0.70324	0.67120	0.62810	0.57187
1.3	0.76761	0.75001	0.69570	0.65707	0.60563	0.53934
1.4	0.76498	0.74349	0.67845	0.63285	0.57280	0.49654
1.5	0.75466	0.72884	0.65232	0.59952	0.53089	0.44520
1.6	0.73734	0.70677	0.61819	0.55814	0.48127	0.38718
1.7	0.71381	0.67809	0.57707	0.50996	0.42551	0.32466
1.8	0.68488	0.64364	0.53005	0.45631	0.36540	0.26008
1.9	0.65139	0.60432	0.47834	0.39868	0.30291	0.19617
2.0	0.61413	0.56097	0.42314	0.33864	0.24013	0.13588
2.2	0.53160	0.46583	0.30766	0.21828	0.12320	0.03942
2.4	0.44334	0.36518	0.19480	0.11015	0.03527	0.00000
2.6	0.35458	0.26560	0.09667	0.03100	0.00001	
2.8	0.26996	0.17362	0.02680	0.00000		
3.0	0.19305	0.09535	0.00000			
3.5	0.05081	0.00001				
4.0	0.00005					

无量纲系数 A_Q 值 表 5.8

$l=\alpha x$ \ $l=\alpha l_2$	4.0	3.5	3.0	2.8	2.6	2.4
0.0	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000
0.1	0.98833	0.98803	0.98695	0.98609	0.98487	0.98314
0.2	0.95551	0.95434	0.95033	0.94688	0.94221	0.93569
0.3	0.90468	0.90211	0.89304	0.88601	0.87604	0.86221
0.4	0.83898	0.83452	0.81902	0.80712	0.79034	0.76724
0.5	0.76145	0.75464	0.73140	0.71373	0.68902	0.65525
0.6	0.67486	0.66529	0.63323	0.60913	0.57569	0.53041
0.7	0.58201	0.56931	0.52760	0.49664	0.45405	0.39700
0.8	0.48522	0.46906	0.41710	0.37905	0.32726	0.25872
0.9	0.38689	0.36698	0.30441	0.25932	0.19865	0.11949
1.0	0.28901	0.26512	0.19185	0.13998	0.07114	-0.01717
1.1	0.19388	0.16532	0.08154	0.02340	-0.05251	-0.14789
1.2	0.10153	0.06917	-0.02466	-0.08828	-0.16976	-0.26953
1.3	0.01477	-0.02197	-0.12508	-0.19312	-0.27824	-0.37903
1.4	-0.06586	-0.10698	-0.21828	-0.28939	-0.37576	-0.47356
1.5	-0.13952	-0.18494	-0.30279	-0.37549	-0.46205	-0.55031
1.6	-0.20555	-0.25510	-0.37800	-0.44994	-0.52970	-0.60654
1.7	-0.26359	-0.31699	-0.44249	-0.51147	-0.58233	-0.63967
1.8	-0.31345	-0.37030	-0.49562	-0.55889	-0.61637	-0.64710
1.9	-0.35501	-0.41476	-0.53660	-0.59098	-0.62996	-0.62610
2.0	-0.38839	-0.45034	-0.56480	-0.60665	-0.62138	-0.57406
2.2	-0.43174	-0.49514	-0.58052	-0.58438	-0.53057	-0.36592
2.4	-0.44647	-0.50579	-0.53789	-0.48287	-0.32889	0.00000
2.6	-0.43651	-0.48379	-0.43139	-0.29184	0.00001	
2.8	-0.40641	-0.43066	-0.25462	0.00001		
3.0	-0.36065	-0.34726	0.00000			
3.5	-0.19975	0.00001				
4.0	-0.00002					

无量纲系数 B_y 值 表 5.9

$l = \alpha x$ \ $\bar{l} = \alpha l_2$	4.0	3.5	3.0	2.8	2.6	2.4
0.0	1.62100	1.64076	1.75755	1.86940	2.04849	2.32680
0.1	1.45094	1.47003	1.58070	1.68555	1.85190	2.10911
0.2	1.29088	1.30930	1.41385	1.51169	1.66561	1.90142
0.3	1.14079	1.15854	1.25697	1.34780	1.48928	1.70368
0.4	1.00064	1.01772	1.11001	1.19383	1.32287	1.51585
0.5	0.87036	0.88676	0.97292	1.04791	1.16629	1.33783
0.6	0.74981	0.76553	0.84553	0.91528	1.01937	1.16941
0.7	0.63885	0.65390	0.72770	0.79037	0.88191	1.01039
0.8	0.53727	0.55162	0.61917	0.67472	0.75364	0.86043
0.9	0.44481	0.45846	0.61967	0.56802	0.63421	0.71915
1.0	0.36119	0.37411	0.42889	0.46994	0.52324	0.58611
1.1	0.28606	0.29822	0.34641	0.38004	0.42027	0.46077
1.2	0.21908	0.23045	0.27187	0.29791	0.32482	0.34261
1.3	0.15985	0.17038	0.20481	0.22306	0.23635	0.23098
1.4	0.10793	0.11757	0.14472	0.15494	0.15425	0.12523
1.5	0.06288	0.07155	0.09108	0.09299	0.07790	0.02464
1.6	0.02422	0.03185	0.04337	0.03663	0.00667	-0.07148
1.7	-0.00847	-0.00199	0.00107	-0.01470	-0.06006	-0.16383
1.8	-0.03572	-0.03049	-0.03643	-0.06163	-0.12298	-0.25314
1.9	-0.05798	-0.05413	-0.06965	-0.10475	-0.18272	-0.34007
2.0	-0.07572	-0.07341	-0.09914	-0.14465	-0.23990	-0.42526
2.2	-0.09940	-0.10069	-0.14905	-0.21696	-0.34811	-0.59253
2.4	-0.11030	-0.11601	-0.19023	-0.28275	-0.45381	-0.75833
2.6	-0.11136	-0.12246	-0.22600	-0.34523	-0.55748	
2.8	-0.10544	-0.12305	-0.25929	-0.40682		
3.0	-0.09471	-0.11999	-0.29185			
3.5	-0.05698	-0.10632				
4.0	-0.01487					

无量纲系数 B_φ 值 表 5.10

$l=\alpha x$ \ $\bar{l}=\alpha l_2$	4.0	3.5	3.0	2.8	2.6	2.4
0.0	-1.75058	-1.75728	-1.81849	-1.88855	-2.01289	-2.22691
0.1	-1.65058	-1.65728	-1.71849	-1.78855	-1.91289	-2.12691
0.2	-1.55069	-1.55739	-1.61861	-1.68868	-1.81303	-2.02707
0.3	-1.45106	-1.45777	-1.51901	-1.58911	-1.71351	-1.92761
0.4	-1.35204	-1.35876	-1.42008	-1.49025	-1.61476	-1.82904
0.5	-1.25394	-1.26069	-1.32217	-1.39249	-1.51723	-1.73186
0.6	-1.15725	-1.16405	-1.22581	-1.29638	-1.42152	-1.63677
0.7	-1.06238	-1.06926	-1.13146	-1.20245	-1.32822	-1.54443
0.8	-0.96978	-0.97678	-1.03965	-1.11124	-1.23795	-1.45556
0.9	-0.87987	-0.88704	-0.95084	-1.02327	-1.15127	-1.37080
1.0	-0.79311	-0.80053	-0.86558	-0.93913	-1.06885	-1.29091
1.1	-0.70981	-0.71753	-0.78422	-0.85922	-0.99112	-1.21638
1.2	-0.63038	-0.63851	-0.70726	-0.78408	-0.91869	-1.14789
1.3	-0.55506	-0.56370	-0.63500	-0.71402	-0.85192	-1.08581
1.4	-0.48412	-0.49338	-0.56776	-0.64942	-0.79118	-1.03054
1.5	-0.41770	-0.42771	-0.50575	-0.59048	-0.73671	-0.98228
1.6	-0.35598	-0.36689	-0.44918	-0.53745	-0.68873	-0.94120
1.7	-0.29897	-0.31093	-0.39811	-0.49035	-0.64723	-0.90718
1.8	-0.24672	-0.25990	-0.35262	-0.44927	-0.61224	-0.88010
1.9	-0.19916	-0.21374	-0.31263	-0.41408	-0.58353	-0.85954
2.0	-0.15624	-0.17240	-0.27808	-0.38468	-0.56088	-0.84498
2.2	-0.08365	-0.10355	-0.22488	-0.34203	-0.53179	-0.83056
2.4	-0.02753	-0.05196	-0.18980	-0.31834	-0.52008	-0.82832
2.6	0.01415	-0.01551	-0.17078	-0.30888	-0.52821	
2.8	0.04351	0.00809	-0.16335	-0.30745		
3.0	0.06296	0.02155	-0.16217			
3.5	0.08294	0.02947				
4.0	0.08507					

无量纲系数 B_M 值 表 5.11

$l=\alpha x$ \ $l=\alpha l_2$	4.0	3.5	3.0	2.8	2.6	2.4
0.0	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000
0.1	0.99974	0.99974	0.99972	0.99970	0.99967	0.99963
0.2	0.99806	0.99804	0.99789	0.99775	0.99753	0.99719
0.3	0.99382	0.99373	0.99325	0.99279	0.99207	0.99096
0.4	0.98617	0.98598	0.98486	0.98382	0.98217	0.97966
0.5	0.97458	0.97420	0.97209	0.97012	0.96704	0.96236
0.6	0.95861	0.95797	0.95443	0.95056	0.94607	0.93835
0.7	0.93817	0.93178	0.93173	0.92674	0.91900	0.90736
0.8	0.91324	0.91178	0.90390	0.89675	0.88574	0.86927
0.9	0.88407	0.88204	0.87120	0.86145	0.84653	0.82440
1.0	0.85089	0.84815	0.83381	0.82102	0.80160	0.77303
1.1	0.81410	0.81054	0.79213	0.77589	0.75145	0.71582
1.2	0.77415	0.76963	0.74663	0.72658	0.69667	0.65354
1.3	0.73161	0.72599	0.69791	0.67373	0.63803	0.58720
1.4	0.68694	0.68009	0.64648	0.61794	0.57627	0.51781
1.5	0.64081	0.63259	0.59307	0.56003	0.51242	0.44673
1.6	0.59373	0.58401	0.53829	0.50072	0.44739	0.37528
1.7	0.54625	0.53490	0.48280	0.44082	0.38224	0.30497
1.8	0.49889	0.48582	0.42729	0.38155	0.31812	0.23745
1.9	0.45219	0.43729	0.37244	0.32261	0.25621	0.17450
2.0	0.40658	0.38978	0.31890	0.26605	0.19779	0.11803
2.2	0.32025	0.29956	0.21844	0.16255	0.09675	0.03282
2.4	0.24262	0.21815	0.13110	0.07820	0.02654	-0.00002
2.6	0.17546	0.14778	0.06199	0.02101	-0.00004	
2.8	0.11979	0.09007	0.01638	-0.00023		
3.0	0.07595	0.04619	-0.00007			
3.5	0.01354	0.00004				
4.0	0.00009					

无量纲系数 B_Q 值 表 5.12

$l=ax$ \ $l=al_2$	4.0	3.5	3.0	2.8	2.6	2.4
0.0	0	0	0	0	0	0
0.1	-0.00753	-0.00763	-0.00819	-0.00873	-0.00958	-0.01090
0.2	-0.02795	-0.02832	-0.03050	-0.03255	-0.03579	-0.04079
0.3	-0.05820	-0.05903	-0.06373	-0.06814	-0.07506	-0.08567
0.4	-0.09554	-0.09698	-0.10502	-0.11247	-0.12412	-0.14185
0.5	-0.13747	-0.13966	-0.15171	-0.16277	-0.17994	-0.20584
0.6	-0.18191	-0.18498	-0.20159	-0.21668	-0.23991	-0.27464
0.7	-0.22685	-0.23092	-0.25253	-0.27191	-0.30148	-0.34524
0.8	-0.27087	-0.27604	-0.30294	-0.32675	-0.36271	-0.41528
0.9	-0.31245	-0.31882	-0.35118	-0.37941	-0.42152	-0.48223
1.0	-0.35059	-0.35822	-0.39609	-0.42856	-0.47634	-0.54405
1.1	-0.38443	-0.39337	-0.43665	-0.47302	-0.52570	-0.59882
1.2	-0.41335	-0.42364	-0.47207	-0.51187	-0.56841	-0.64486
1.3	-0.43690	-0.44856	-0.50172	-0.54429	-0.60333	-0.68054
1.4	-0.45486	-0.46788	-0.52520	-0.56969	-0.62957	-0.70445
1.5	-0.46715	-0.48150	-0.54220	-0.58757	-0.64630	-0.71521
1.6	-0.47378	-0.48939	-0.55250	-0.59749	-0.65272	-0.71143
1.7	-0.47496	-0.49174	-0.55604	-0.59917	-0.64819	-0.69188
1.8	-0.47103	-0.48883	-0.55289	-0.59243	-0.63211	-0.65532
1.9	-0.46227	-0.48092	-0.54299	-0.57695	-0.60374	-0.60035
2.0	-0.44914	-0.46839	-0.52644	-0.55254	-0.56243	-0.52562
2.2	-0.41179	-0.43127	-0.47379	-0.47608	-0.43825	-0.31124
2.4	-0.36312	-0.38101	-0.39538	-0.36078	-0.25325	-0.00002
2.6	-0.30732	-0.32104	-0.29102	-0.20346	-0.00003	
2.8	-0.24853	-0.25452	-0.15980	-0.00018		
3.0	-0.19052	-0.18411	-0.00004			
3.5	-0.06672	-0.00001				
4.0	-0.00045					

$$y_X = \frac{Q_0}{\alpha^3 EI}\left(A_Y - \frac{A_\varphi}{B_\varphi}B_Y\right) = \frac{Q_0}{\alpha^3 EI}A_{YF} \tag{5.23}$$

将式(5.22)代人式(5.21)中第3式，

得

$$M_X = \frac{Q_0}{\alpha}\left(A_M - \frac{A_\varphi}{B_\varphi}B_M\right) = \frac{Q_0}{\alpha}A_{MF} \tag{5.24}$$

将式(5.22)代入式(5.21)中第4式，

得

$$Q_X = Q_0\left(A_Q - \frac{A_\varphi}{B_\varphi}B_Q\right) = Q_0 A_{QF} \tag{5.25}$$

式中，A_{YF}、A_{MF},A_{QF}分别为桩顶箱固时计算桩位移、弯矩、剪力的无量纲系数。Q_0可根据排桩、排架桩或群桩的空间位置、刚度和连接情况将滑坡推力分配到各根桩上而求得。

(5)复合地基反力法(P～Y曲线)简介

m法、K法都认为桩上的水平荷载与桩的横向变位呈线性关系，地基处于弹性变形。当桩的横向变位较大时，弹性假定就不再适用，而应采用弹塑性分析法，亦即复合地基法。在复合地基法中，目前应用较广的是P～Y曲线法。

P～Y曲线法首先要解决P～Y曲线的绘制。下面简要介绍硬粘土和砂土的P～Y曲线绘制方法。

对硬粘土，每单位桩长的极限阻力P_u、土阻力达到极限值一半时相应的位移及P～Y曲线按下式计算，

$$P_u = \min\left[\left(3 + \frac{\gamma}{C_n}x + \frac{Jx}{b}\right)C_u b, 9C_u b\right] \tag{5.26}$$

$$y_{50} = b\varepsilon_{50} \tag{5.27}$$

$$\frac{P}{P_u} = 0.5\left(\frac{y}{y_{50}}\right)^{\frac{1}{4}} \tag{5.28}$$

当$y \geqslant 16y_{50}$时，$P=P_u$。

上述各式中：γ——由地面到深度x处土的平均有效重度；

C_u——土的不排水抗剪强度；

x——计算截面的深度；

J——实验系数，较硬的土取J=0．25；

b——桩的宽度或直径；

y_{50}——土阻力达到极限阻力一半时相应的位移；

ε_{50}——三轴不排水压缩试验中最大主应力差一半时的应变值；可参考表5．13取用。

给定某一深度x，可绘出该深度处的P～Y曲线，从桩顶至桩底，取一组深度，相应可绘出一族P～Y曲线。

ε_{50} 参 考 值　　表 5.13

C_U(kPa)	54～107	107～215	215～430
ε_{50}	0.007	0.005	0.004

对砂性土，先确定砂土中单位桩长上的有限土抗力

$$\left.\begin{aligned} P_u &= (C_1 x + C_2 B)\gamma x \qquad x < x_r \\ P_u &= C_3 B \gamma x \qquad\qquad x > x_r \end{aligned}\right\} \tag{5.29}$$

式中：C_1，C_2，C_3——与砂土内摩擦角有关的系数，查图5．8；

x_r——临界深度，联解式(5．29)中两式，可得；

其余符号意义同前。

砂性土的侧向土反力与桩的挠曲变形的相对关系也是非线性的。任一深度x的P～Y曲线可近似按下式确定：

$$p = Ap_u \operatorname{th}\left(\frac{kx}{Ap_u} y\right) \tag{5.30}$$

式中：A——计算系数，$A=(3．0—0．8\dfrac{x}{B})\geqslant 0．9$；

k——地基反力的初始模量，由土的内摩擦角查图5．9得出；

其余符号意义同前。

对于每一个要计算的深度x_1，x_2，…，x_n，可重复上述步骤去推求出相应的一条P～Y曲线。

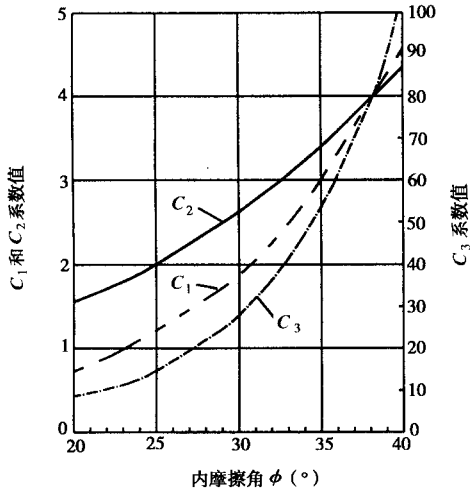


图 5.8　C_1、C_2、C_3 系数值

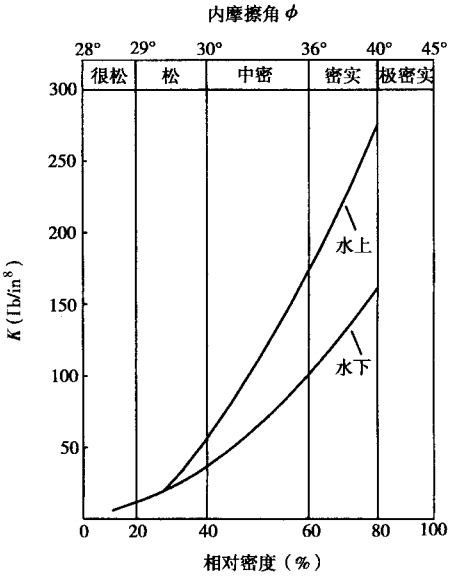


图 5.9　K 值曲线图

求得P～Y曲线后，一般用数值方法计算桩的内力和变位。数值方法中比较简单和实用的是有限差分法。

将桩身划分为若干个分段或单元，如图 5．10 所示，对各个单元的划分点以差分式近似代替桩身的弹性曲线微分方程中的导数式，将上列微分方程变成一组代数差分方程组。

桩身的微分方程为　$EI\dfrac{d^4y}{dx^4}+E_{si}y=0$　(5.13)

相应的差分方程为 $y_{i-2}-4y_{i-1}+\left(6+\dfrac{E_{si}h^4}{EI}\right)y_i-4y_{i-1}+y_{i+2}=0$　(5.32)

式中：E_{si}——i 点处土的反力模量；

h——桩分段长度(单元长度)。

将一根桩分成n段，每段长为h，如图5.11所示，对每一分段点，类似于式(5.32)可写出n+1个方程式，在桩顶和桩底各增加2个虚拟点，根据桩顶和桩底边界条件得出另外4个附加方程，共有n+5个方程，可联立求解，解求各单元的y值。

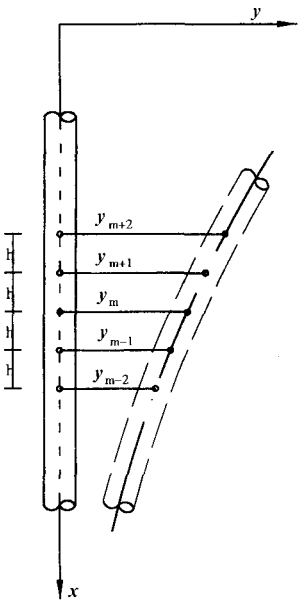


图 5.10　桩的挠曲和分段

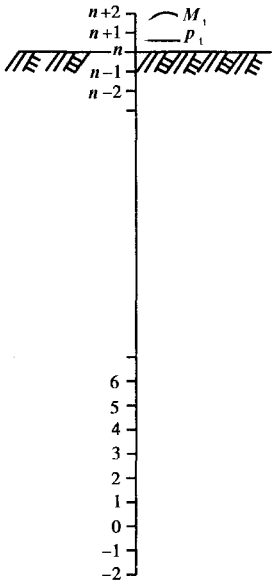


图 5.11　桩的分段及编号

对常用的长桩，桩顶的剪力Q_0和弯矩M_0是已知的，桩底的剪力和弯矩很小，可略去不计，即假定桩底的剪力和弯矩为零，有

$$\left.\begin{aligned} y_{n-2}-2y_{n-1}+2y_{n+2}-y_{n+2}&=\frac{2Q_0h^3}{EI} \quad (\text{剪力})\\ y_{n-1}-2y_n+y_{n+1}&=\frac{M_0h^2}{EI} \quad (\text{弯矩}) \end{aligned}\right\} \tag{5.33}$$

$$\left.\begin{aligned} y_{-2}-2y_{-1}+2y_1-y_2&=0 \quad (\text{剪力})\\ y_1-2y_0+y_{-1}&=0 \quad (\text{弯矩}) \end{aligned}\right\} \tag{5.34}$$

联立求解n+5个方程时，需先假定土反力模量E_s沿桩身的分布。每一个计算点i假定一个E_{si}值，然后解方程，求出值y_i，由y_i值查P～Y曲线，得P_i值，从而得出一个新的E。i值。重复上述过程进行叠代计算，直到假定的E_{si}值与计算所得的E_{si}值接近或小于给定的允许值为止。

当桩身各点的挠度求出后，就可用以下差分的形式求出桩身各点的转角φ_i、弯矩 M_i、剪力Q_i和土反力P_i：

$$\left.\begin{aligned} \varphi_i&=\frac{1}{2h}(y_{i-1}-y_{i+1})\\ M_i&=\frac{EI}{h^2}(y_{i-1}-2y_i+y_{i+1})\\ Q_i&=\frac{EI}{2h^3}(y_{i-2}-2y_{i-1}+2y_{i+1}-y_{i+2})\\ P_i&=-E_{si}y_i \end{aligned}\right\} \tag{5.35}$$

§5.4　抗滑桩的设计

§5.4.1　抗滑桩的布设

(1)抗滑桩的平面布置

抗滑桩的平面布置指的是桩的平面位置和桩间距。一般根据边坡的地层性质、推力大小、滑动面坡度、滑动面以上的厚度、施工条件、桩型和桩截面大小以及可能的锚固深度以及锚固段的地质条件等因素综合考虑决定。

对一般边坡工程，根据主体工程的布置和使用要求而确定布桩位置。

对滑坡治理工程，抗滑桩原则布置在滑体的下部，即在滑动面平缓、滑体厚度较小、锚固段地质条件较好的地方，同时也要考虑到施工的方便。对地质条件简单的中小型滑坡，一般在滑体前缘布设一排抗滑桩，桩排方向应与滑体垂直或接近垂直。对于轴向很长的多级滑动或推力很大的滑坡，可考虑将抗滑桩布置成两排或多排，进行分级处治，分级承担滑坡推力；也可考虑在抗滑地带集中布置 2～3 排、平面上呈品字形或梅花形的抗滑桩或抗滑排架。对滑坡推力特别大的滑坡，可考虑采用抗滑排架或群桩承台。对于轴向很长的具有复合滑动面的滑体，应根据滑面情况和坡面情况分段设立抗滑桩，或采用抗滑桩与其他抗滑结构组合布置方案。

(2)抗滑桩的间距

抗滑桩的间距受滑坡推力大小、桩型及断面尺寸、桩的长度和锚固深度、锚固段地层强度、滑坡体的密实度和强度、施工条件等诸多因素的影响，目前尚无较成熟的计算方法。合适的桩间距应该使桩间滑体具有足够的稳定性，在下滑力作用下不致从桩间挤出。可按在能形成土拱的条件下，两桩间土体与两侧被桩所阻止滑动的土体的摩阻力不少于桩所承受的滑坡推力来估计。一般采用的间距为 6～10m[2][3]。。当桩间采用了结构连接来阻止桩间楔形土体的挤出，则桩间距完全决定于抗滑桩的抗滑力和桩间滑体的下滑力。

当抗滑桩集中布置成 2～3 排排桩或排架时，排间距可采用桩截面宽度的 2～3 倍[3]。

(3)桩的锚固深度

桩埋入滑面以下稳定地层内的适宜锚固深度，与该地层的强度、桩所承受的滑坡推力、桩的相对刚度以及桩前滑面以上滑体对桩的反力等因素有关。原则上由桩的锚固段传递到滑面以下地层的侧向压应力不得大于该地层的容许侧向抗压强度、桩基底的压应力不得大于地基的容许承载力来确定。

锚固深度是抗滑桩发挥抵抗滑体推力的赖以生存的前提和条件，锚固深度不足，抗滑桩不足以抵抗滑体推力，容易引起桩的失效。但锚固过深则又造成工程浪费，并增加了施工难度。可采取缩小桩的间距，减少每根桩所承受的滑坡推力，或增加桩的相对刚度等措施来适当减少锚固深度。

当锚固段地层为土层及严重风化破碎岩层时，桩身对地层的侧压力应符合下列条件：

$$\sigma_{\max} \le \frac{4}{\cos\phi}(\gamma l \operatorname{tg}\phi + c) \tag{5.36}$$

式中：$\sigma_{\max}$ —桩身对地层的侧压应力，kPa；

γ ——地层岩(土)的重度，kN／m3；

ϕ ——地层岩(土)的内摩擦角，°；

c——地层岩(土)粘聚力，kPa；

l——地面至计算点的深度，m。

桩底可按自由支承处理，即令 QB=0，MB=0。

当锚固段地层为比较完整的岩质、半岩质地层时，桩身对围岩的侧向压应力应符合下列条件：

$$\sigma_{\max} \le K_1' K_2' R_0 \tag{5.37}$$

式中：σ_{max}——桩身对围岩的侧压应力，kPa；

K_1'——折减系数，根据岩层产状的倾角大小，取 0．5～1．0；

K_2'——折减系数，根据岩层的破碎和软化程度，取 0．3～0．5；

R_0——围岩岩石单轴抗压极限强度，kPa。

桩底可按铰支承情况处理，即令 XB=0，MB=0。

根据经验，对于土层或软质岩层，锚固深度取 l／3～1／2 桩长比较合适，对于完整、较坚硬的岩层可取 1／4 桩长。

§5.4.2　桩型选择

适用于抗滑桩的桩型有钢筋混凝土桩和钢管桩、H 型钢桩等，最常用的是钢筋混凝土桩。

抗滑桩桩型的选择应根据滑坡性质、滑坡处的地质条件、滑坡推力大小、工程造价、施工条件和工期要求等因素综合考虑，按安全、可靠、经济、方便的原则，结合设计人员的工程经验来选择。

(1)钢筋混凝土桩

钢筋混凝土桩是抗滑桩用得最多的桩型，其断面形式主要有圆形、矩形。圆形断面可机械钻孔成桩，也可人工挖孔成桩，桩径根据滑坡推力和桩间距而定，从Φ600～Φ2000，最大可达Φ4500。矩形断面可充分发挥其抗弯刚度大的优点，适用于滑坡推力较大，需要较大刚度的地方。一般为人工成孔抗滑桩，断面尺寸 b×h 一般为 1000×1500、1200 X 1800、1500×2000、2000 ×3000 等。

滑坡推力大、桩间矩大，选择桩径较大或桩断面尺寸较大的桩，反之则选桩径小的桩。

(2)钢管桩

钢管桩一般为打入式桩，其特点是强度高、抗弯能力大、施工快、可快速形成桩排或桩群。钢管桩桩径一般为 D400～D900，常用的是 D600。

钢管桩适合于有沉桩施工条件和有材料可资利用的地方，或工期短、需要快速处治的滑坡工程。

(3)H 型钢桩

H 型钢桩与钢管桩的特点和适用条件基本相同，其型号有 HP200、HP250、HP310、HP360 等。

§5.4.3　桩的内力和变位计算

(1)桩的计算宽度确定

抗滑桩受滑坡推力的作用产生位移，桩则岩(土)体对桩产生反力，当岩(土)变形处于弹性变形阶段时，桩受到岩(土)的弹性抗力作用，抗力大小及分布与桩的作用范围有关。试验研究表明，桩在水平荷载作用下，不仅桩身宽度内的桩侧岩(土)体受挤压，而且桩身宽度以外一定范围内的土体也受到影响，呈现出空间受力状态；岩(土)体的影响范围随不同截面形状的桩而有所不同。为了简化计算，即将空间受力状态简化为平面问题，考虑到桩截面形式的影响，将桩宽(或桩径)换算成相当于实际工作条件下的矩形桩宽度B_p称为桩的计算宽度。

根据试验资料，对于正面边长b大于或等于1m的矩形桩和桩径d大于或等于1m的圆形桩，其计算宽度为：

$$\left.\begin{aligned} &\text{矩形桩}: B_p = b+1 \qquad (m)\\ &\text{圆形桩}: B_p = 0.9(d+1)(m) \end{aligned}\right\} \qquad (5.38)$$

(2)确定地基反力系数或计算参数

水平地基反力系数一般应通过试验确定。但无试验资料时，可参照表5.1、表5.2、表5.3的数据，结合当地情况以及设计人员的工程经验确定。对于常用的m法，我国公路、铁路、

港口、建筑等行业在相应的规范中都给出了相应的数值，设计取值应在规定的取值范围内。

(3)计算图式的拟定

根据前述的抗滑桩平面布置，初步选出桩型，初步确定锚固深度，确定桩长，计算桩上承受的滑坡推力，绘出计算图式，确定桩的边界条件。

收集并整理出计算的基本数据，如地基土的粘聚力C、内摩擦角φ、重度γ、桩长l、锚固深度l_2、计算宽度B_p、桩的刚度EI、地基反力系数m和A(或k值等)。

(4)计算方法选择和桩性质的判定

抗滑桩的计算方法分为刚性桩的计算和弹性桩的计算。弹性桩的计算方法很多，常用的有“m法”、“k法”和“P～Y”曲线反力法，还有数值分析方法和双参数方法，用得最多的是“m 法”。

水平承载桩的计算分析理论和方法比较完善，计算也较精确。但是，理论方法总有一些假定，对实际情况总有一定简化，关键是能否得到计算所需的切合工程实际的土性参数。因此，设计中不排除使用一些经验的方法，更常见的是设计人员长期习惯采用的方法，这些方法有时在解决实际工程问题时显得更为有效。这也是岩土工程设计的一个特点。

桩的性质是根据桩的变形系数(α 或 β)和拟采用的计算方法的临界值来判定。当采用 m 法时，

$$\left.\begin{array}{l}\alpha l_2 \le 2.5\text{时，抗滑桩为刚性桩}\\ \alpha l_2 > 2.5\text{时，抗滑桩为弹性桩}\end{array}\right\} \qquad (5.39)$$

当采用 k 法时，

$$\left.\begin{array}{l}\beta l_2 \le 1.0\text{时，抗滑桩为刚性桩}\\ \beta l_2 > 1.0\text{时，抗滑桩为弹性桩}\end{array}\right\} \qquad (5.40)$$

式中：l_2——锚固深度；

α ——“m法”计算时桩的变形系数，按式(5.4)计算；

β ——“k法”计算时桩的变形系数，按式(5.3)计算。

(5)桩内力和变位计算

根据所确定的计算图式和计算参数、选择的计算方法、桩的性质，便可按本章第3节介绍的各种方法计算出桩沿轴线的弯矩分布图(M_x)、剪力分布图(Q_x)、桩的水平变位(y_x)和转角

根据所确定的计算图式和计算参数、选择的计算方法、桩的性质，便可按本章第 3 节介绍的各种方法计算出桩沿轴线的弯矩分布图(M_x)、剪力分布图(Q_x)、桩的水平变位(y_x)和转角(ϕ_x)分布图，同时计算出桩身对地层岩(土)体的侧向应力分布图(σ_x)。

计算时，先计算出桩在滑面处的位移y_0和侧向压应力。判断y_0值是否在桩的水平位移限值内。若不在，应适当增加桩的刚度或锚固深度，重新计算，使其满足要求。判断侧向压应力是否满足桩侧地层的岩(土)稳定性时，一般可在锚固深度中选取几个代表断面，如l_2／3处、l_2／2处和l_2处等，判断这些代表断面的侧压应力是否小于式(5. 37)或式(5. 38)所确定的稳定极限应力值。若不能满足断面稳定要求，则应调整桩的刚度、锚固深度和桩的间距，再次进行计算，直到满足稳定要求时为止。最后根据调整确定计算参数，得出桩的M_x、Q_x、y_x、φ_x，等计算结果。

§5.4.4　桩的配筋计算和构造设计

(1)桩的配筋计算

抗滑桩从使用安全和经济方面考虑，都宜采用钢筋混凝土桩。

钢筋混凝土桩的配筋计算一般根据所算得的桩身最大弯矩值M_{max}，进行配筋计算，再

验算最大弯矩值断面的抗裂要求、剪力最大截面处的抗剪强度。配筋计算方法与一般钢筋混凝土结构相同，不赘述。

(2)钢筋混凝土桩的构造要求

①混凝土强度：一般采用C20，不低于15，水下灌注时不低于C20；

②主筋保护层厚度：一般不小于35mm，水下灌注混凝土时不小于50mm；

③主筋不宜小于8φ10(/Ix桩径)，常用12φ16以上(D600以上)，纵向主筋沿桩身周边均匀布置(圆桩)，钢筋净距不应小于60mm；

④配筋长度(滑面以下)宜采用4/a，通长配筋；

⑤配筋率一般不低于0．65%～0．20%(小桩径取高值，大桩径取低值)；

⑥箍筋率一般不低于φ6@200mm，宜采用螺旋箍筋或焊接环式箍筋；钢筋骨架中，应每隔2m左右设一道焊接加强箍筋。

⑦钢筋的接长等符合钢筋混凝土构件的构造要求。

§5.5　抗滑桩的施工

§5.5.1　施工一般程序

搞滑桩施工多采用机械成孔或人工成孔，现场灌注混凝土施工。

灌注桩是一项质量要求高，施工工序较多，并须在一个短时间内连续完成的地下隐蔽工程。因此，施工应按程序进行。备齐技术资料，编制施工组织设计，做好施工准备。应按设计要求、有关规范、规程及施工组织设计，建立各工序的施工管理制度。施工、监理、设计和业主各方管理到位、监控到位、技术服务和技术跟踪到位。保证施工有序、快速、高质地进行。

灌注桩施工的一般程序如图5．12所示。

灌注桩施工一般应先进行试成孔施工，试成孔的数量不少于两个，以便核对地质资料，检验所选的设备、施工工艺以及技术要求是否适宜，同时检验并修正施工技术参数。如出现缩颈、坍孔、回淤、吊脚或出现流沙、地下水量大等情况，不能满足设计要求，或增加了施工难度、达不到工期要求时，应重新制定施工方案，考虑新的施工工艺，甚至选择更适合的桩型。

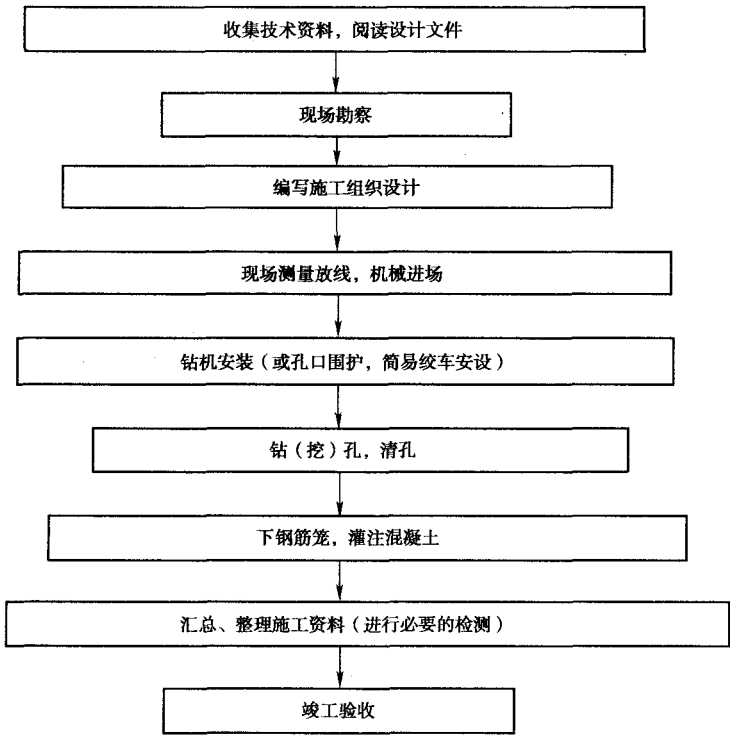


图 5.12　灌注桩施工程序框图

§5.5.2　设桩工艺选择

设桩工艺又称成孔方法或成孔工艺。灌注桩施工的类型较多，抗滑桩施工常用的主要为非挤土灌注桩类型。正确、恰当地选择设桩工艺，才能保证施工质量和施工工期。各种设桩工艺适用范围及特点见表5．14。

设桩工艺选择时，应根据具体的地质情况、桩径和桩长、工期要求，并结合机具设备供应情况和各种设桩(成孔)工艺的适用范围和优缺点，灵活、正确地选用。

各种设桩工艺适用范围　　表 5.14

序号	成孔方法	适用范围			对环境的影响
		孔径(mm)	孔深(m)	土层	
1	人工推钻或机械推钻	600～1600	30～40	粘性土，砂类土，含少量砂砾(粒径小于10cm，含量低于30%)的土	振动小，不需泥浆
2	人工挖孔	800～4000	≤25	各种土石	无噪声，不需泥浆
3	潜水钻成孔	450～4500	≤80	淤泥腐质土，粉沙，砂类土	振动小，需泥浆
4	正循环钻成孔	400～2500	≤50	粘性粉沙，细、中、粗砂，含少量卵石、砾石的土，软岩	振动小，需泥浆
5	反循环钻成孔	400～4000	≤90	粘性土，砂类土，含少量砾石、卵石的土，软岩	振动小，需泥浆
6	钻斗钻成孔	800～1500	≤40	淤泥质土，粘性土，粉土	有振动，不需泥浆
7	冲抓锥成孔	1000～2000	20～30	淤泥，密实粘土，砂类土，砂砾、卵石	振动大，不需泥浆
8	冲击实心锥成孔	800～2000	≤50	粘性土，砂类土，砾、卵、漂石，软岩	有振动，需泥浆

§5.5.3　施工机具

灌注桩的施工机具较多，有定型产品，也有自制机具，大部分采用国内产品，也有部分进口产品。各种施工机具的主要技术指标及适用的成桩方法见表 5．15。

主要施工机具性能表　　表 5.15

序号	设备名称及型号	主要性能指标				适用成孔方法	制造者
		钻孔直径（mm）	深度（m）	钻进速度（m/min）	电机功率（kW）		
1	螺旋钻孔机 ZKL800－C	800	12～18	1	55	机动推钻	郑州勘机厂
2	螺旋钻孔机 ZKL600	600	15.5		45	机动推钻成孔	兰州建机厂
3	螺旋钻孔机 LZ	300～600	13.0	1	30	机动推钻成孔	北京桩机厂
4	钻孔机 TEXOMA700Π	1828	18		100	机动推钻成孔	天津钻机厂
5	螺旋钻孔机 ZKL1500	1500	40		83	机动推钻成孔	北京成建厂
6	YS—100 型打井机	600～1100	40		7	推钻成孔	河南机械厂
7	螺旋钻孔机 RT3/S	2200	42		118	推钻成孔	意大利 Soilmec
8	潜水钻机 KQ—1500	800～1500	80	0.10～	37	潜水钻成孔	河北新河钻机厂
9	潜水钻机 KQ—3000	2000～3000	80		111	潜水钻成孔	河北新河钻机厂
10	潜水钻机 LB	800～3000	70		40～75	潜水钻成孔	日本富士机械
11	潜水钻机 RRC－20	1500～2000	50		2×14	潜水钻成孔	日本利根
12	正循环钻机 GPS—10	400～1200	50		37	正循环成孔	上海探机厂
13	正循环钻机 GQ—80	600～800	40		22	正循环成孔	重庆探机厂
14	正循环钻机 XY—5G	800～1200	40		45	正循环成孔	张家口探机厂
15	正、反循环钻机 QJ250	2500	100		95	正、反循环成孔	郑州勘机厂
16	正反循环钻机 GJC—40HF	1000～1500	40		118	正、反循环成孔	天津探机厂
17	正、反循环钻机 BRM—2	1500	40～60		22	正、反循环成孔	武汉桥机厂
18	反循环钻机 S480H	1000～4800	100		75	反循环成孔	日立建机
19	反循环钻机 MD150	3000～5000	200		110	反循环成孔	三菱重工
20	反循环钻机 FX—360	1500～3000	65		2×40	反循环成孔	江苏沛县农机厂
21	钻斗钻机 20HR	1200～2000	27～42		49	钻斗钻成孔	日本加藤
22	钻斗钻机 TH55	1500～2000	30～40		88	钻斗钻成孔	日立建机
23	钻斗钻机 RTAH	1200	28		11	钻斗钻成孔	意大利土力公司
24	钻斗钻机 R18	3000	62		183	钻斗钻成孔	意大利土力公司
25	冲抓钻机 20—THC	450～1200	40		48＋88	冲抓锥成孔	日本加藤
26	冲抓钻机	600～1200	50		16	冲抓锥成孔	湖南筑路机械厂
27	冲击钻机 CJD—1500	1500～2000	50		118	冲击钻成孔	张家口探机厂
28	冲击钻机 KC—31	1500	120		60	冲击钻成孔	洛阳矿机厂
29	冲击钻机 CZ—30	1200	180		40	冲击钻成孔	太原矿机厂
30	冲击钻机 CJC—40H	700	80		118	冲击钻成孔	天津探机厂

§5.5.4　施工质量控制

(1)一般要求

抗滑桩是一项质量要求高的工程，搞滑桩的施工质量直接关系到工程的成败。因此，控制施工质量显得特别重要。施工时必须坚持质量第一原则，推行全面质量管理。

抗滑桩多采用灌注桩，要特别把好成孔(包括钻孔和清孔)、下钢筋笼和灌注混凝土等几道关键工序。每一工序完毕时，均应及时进行质量检验，上道工序不清，下道工序就不能进行，以免留存隐患。

施工时每一工地应设专职质量检验员，对施工质量进行全面检查监督，质量责任落实到

人，落实到每一根桩。灌注桩的质量控制，主要是指钻孔、清孔，钢筋笼制作、安放，混凝土配制、灌注等工艺工序过程的质量标准和控制方法，应以设计文件和国家或行业标准为准，制定出切合工程实际和易于操作的具体标准和要求。

(2)质量检验及质量标准

灌注桩钻、挖孔在终孔和清孔后，应进行孔位和孔深检验。孔径、孔形和倾斜度宜采用专用仪器测定，或采用外径为钻孔钢筋笼直径加100mm(不大于钻头直径)、长为4～6倍桩径的钢筋检孔器吊入钻孔内检测。钻、挖成孔的质量标准参见表5.16，施工允许误差也可参考表5.17。

桩径检测可用专用球形孔径仪，伞形孔径仪和超声波孔壁孔测定仪等测定。孔深用专用测绳测定，钻深可由核定钻杆和钻头长度来测定。孔底沉淀厚度可用CZ-ⅡB型沉渣测定仪测定。桩位允许偏差可用经纬仪、钢尺和定位圆环测定。垂直度偏差可用定位圆环、测锤和测斜仪测定。

钢筋笼的制作允许偏差见表5．18。

钻、控孔成质量标准(JTJ 041—2000) 表 5.16

项　目	允　许　偏　差
孔的中心位置(mm)	群桩:100;单排桩:50
孔　径(mm)	不小于设计桩径
倾斜度	钻孔:小于1%,挖孔:小于0.5%
孔深	不小于设计规定
沉淀厚度	符合设计要求,或桩径≤1.5m,沉淀≤300mm;桩径＞1.5m,或桩长＞40m,沉淀≤500mm
清孔后泥浆指标	相对密度:1.03～1.10;粘度:17～20Pa·s;含砂率:＜2%;胶体率:＞98%

灌注桩施工允许误差(JGJ 94—94) 表 5.17

序号	成孔方法		桩径偏差(mm)	垂直度允许偏差(%)	桩位允许偏差(mm)	
					单桩或垂直轴线方向	沿轴线方向
1	泥浆护壁冲(钻)孔桩	$d\leqslant1000$	$0.1d\leqslant-50$	1	$d/6$ 且不大于100	$d/4$ 且不大于150
		$d>1000$	−50	1	100+0.01H	150+0.01H
2	振动冲击沉管成孔	$d\leqslant500$	−20	1	70	150
		d＞500	−20	1	100	150
3	螺旋钻成孔		−20	1	70	150
4	人工挖孔桩	现浇混凝土护壁	±50	0.5	50	
		长钢套管护壁	±20	1	100	

注：①桩允许偏差负值是指个别断面；

②H为施工现场地面标高与桩顶设计标高之差，d为桩径。

灌注桩钢筋笼制作允许偏差 表 5.18

项　次	项　　目	允许偏差(mm)
1	主筋间距	±10
2	箍筋间距或螺旋筋螺距	±20
3	钢筋笼直径	±10
4	钢筋笼长度	±50

钢筋笼吊放入孔径位容许偏差为：钢筋笼定位标高：±50mm；钢筋笼中心与桩中心：10mm。钢筋笼主筋保护层允许偏差：水下灌注混凝土：±20rnm，非水下灌注混凝土：±10mm。钢筋笼主筋的焊接接头、接头间距、焊接长度或其他接长方法，均应符合钢筋混凝土结构的相关规定。

(3)施工质量控制要点

孔位：在现场地面设十字形控制网、基准点，随时复测、校核。

成孔：成孔设备就位后，必须平正、稳固，确保在施工中不发生倾斜和移动、松动。要求现场施工和管理人员充分了解、熟悉成孔工艺、施工方法和操作要点，有事故预防措施和事故处理方案。同时，规范施工现场管理。

钢筋笼制作：采用卡板成型法或支架成型法，加强箍筋直径适当加大或适当加密，加强筋与主筋定位后在接点处点焊固定；对直径较大的桩(2m以上)，加强筋可考虑用角钢或扁钢，以增大钢筋笼的刚度，或在钢筋笼内设临时支撑梁。在钢筋笼主筋外侧设钢筋定位器，以控制主筋的保护层厚和钢筋笼的中心偏差。钢筋笼沉放时要对准孔位、扶稳、缓慢放入孔中，避免碰撞孔壁，到位后立即固定。

混凝土灌注：混凝土的配合比严格按混凝土施工规范进行，严格控制其坍落度。一般采用直长导管法(孔内水下灌注)或串筒法(孔内无水灌注)连续灌注，成孔质量合格后尽快灌注，灌注充盈系数一般土质控制在1．1，软土控制在1．2～1．3。直径大于1m的桩应每根桩留有1组试件，且每个台班不得少于1组试件。灌注时适当超过桩顶设计标高。当桩的尺寸较大而又是人工成孔时，可考虑采用人工入孔振捣混凝土，以提高桩的浇注质量。

检测：桩施工后，为检查桩的质量，应进行必要的检测。对桩径、桩混凝土质量可采用超声检测、振动检测、钻孔取芯检测、电动激振器检测、水电效应检测等。在有条件的情况下或大型滑坡工程，应考虑进行试桩检测。

试桩可分为鉴定性试桩和破坏性试桩。鉴定性试桩的荷载为设计荷载的1．2～1．5倍，可在一般的桩上进行。破坏性试桩的荷载可分级加荷，直到桩破坏，应在专供试验用的桩上进行。

§5.5.5　施工中应注意的问题

灌注桩施工从总体上来看比较简单，但在成孔及钢筋笼吊放和混凝土灌注中也经常出现一些问题，应予特别注意和预防，如坍孔、钻孔偏斜、钻头脱落、糊钻、扩孔或缩孔、梅花孔、卡钻、钻杆折断、钻孔漏浆等，人工挖孔桩出现流沙或大量涌水、承压水等。

(1)坍孔

各种成孔方法都可能发生坍孔事故，引起坍孔的原因有自然原因，如地质情况异常和地下水位变化；也有施工原因，如泥浆密度不够，掏渣后未及时补充泥浆，护筒埋置太浅，钻进太快，吊入钢筋笼时碰撞孔壁等。在施工中要充分注意上述引发坍孔的各种因素，若一旦发生，在孔口时，应立即拆除护筒并回填钻孔，重新埋设护筒再钻；在孔内时，应判明坍塌位置，回填砂和粘土，待回填物沉积密实后再钻。

(2)钻孔偏斜

在钻孔中遇较大孤石、软硬地层交界、岩面倾斜、机座不平或发生不均匀沉陷、钻杆弯曲和接头不正时都可能发生钻孔偏斜。若发生时，应判明原因，查明钻孔偏斜的位置和偏斜情况，在偏斜处吊住钻头反复扫孔；严重时回填砂或粘土，沉积密实后再钻进；在地层交界和岩面倾斜处可吊着钻杆控制进尺、低速钻进。

(3)钻头脱落

钻头脱落也是常见的事故之一。应经常检查钻具、钻杆及连接；在孔口加盖，防止零星铁件吊入孔内。发生时，应先摸清情况，清孔，用打捞叉、打捞钩或打捞活套、打捞钳等进行打捞。

(4)糊钻

在采用正、反向循环回转钻进或冲击锥钻进时，因进尺快，钻渣量大，出浆口堵塞而造成糊钻。施工时应控制进尺，发生时提出钻锥、清除残渣，或适当降低泥浆稠度。

(5)扩孔和缩孔

扩孔是孔内局部坍塌现象，不影响钻进时可不处理，只是要增加混凝土灌注量。若严重，则按坍孔处理。

缩孔是由于钻具磨损或孔内出现橡皮土而造成，一般采用上下反复扫孔的方法处理。

(6)梅花孔

冲击钻进时，由于转向装置失灵、泥浆太稠、阴力大而使冲击锥不能转动，或冲程太小等原因引起梅花孔。可采用选用适当粘度和浓度的泥浆、及时掏渣、适当提高冲程等措施加以预防。发生时，可回填片石、卵石和粘土混合物后重新冲击施工。

(7)卡钻

钻进施工时，由于更换了钻头、冲锤倾倒，又遇孔内探头石或孔内掉入物件而卡住钻头。卡钻后不要强提，应采用小冲击锥冲、吸其卡钻周围的钻渣，待其松动后再提。若仍无效，则可考虑爆破提锥。

(8)钻杆折断

由于转速过大、钻杆摩损、地层太硬、进尺太快等原因，都可导致钻杆折断。发生时，可按前述方法进行打捞。

(9)钻孔漏浆

由于穿越透水性强的地层、泥浆稠度不够或水头过高都可能引起漏浆。防止的方法主要有加稠泥浆，回填土掺片、卵石，反复冲击增强护壁。

(10)质量缺陷桩的处理

通过检验，发现了未达到设计要求或有质量缺陷的桩，也是施工中经常遇到的问题。应先判明问题桩的缺陷程度，再采取加固补强措施，不要轻易作出“废弃”的决定。加固措施包括在该桩附近增加“小桩”，以弥补承载能力欠缺部分；或采用处理桩周地基土的方法，提高桩周地基土的强度等。

主要参考文献

1 桩基工程手册编写委员会．桩基工程手册．北京：中国建筑工业出版社，1995

2 交通部第二公路勘测设计院编．公路设计手册·路基(第2版)，北京：人民交通出版社，1996

3 铁道部第一勘测设计院编．铁路工程设计技术手册·路基．北京：中国铁道出版社，1992

4 杨克己，韩理安．桩基工程．北京：人民交通出版社，1992

5 横山幸满[日](唐业清等译)．桩结构物的设计方法和计算实例．北京：中国铁道出版社，1984

6 Broms，J．E，Foundation Analysis and Design．(中译本)．北京：中国建筑工业出版社，1987

7 H .G .Poulos .E .H .Davis .Pile Foundation Analysis and Design .Series in Geotechanical Engineerin9 .John Wiley and Sons，New York：1980

8 交通部标准．公路桥涵地基与基础设计规范(JTJ 024—85)．北京：人民交通出版社，1991

9 交通部标准．港口工程桩基规范(JTJ 254—98)．北京：人民交通出版社，1998

10 建设部标准．建筑桩基技术规范(JGJ 94—94)．北京：中国建筑工业出版社，1995

11 交通部标准．公路桥涵施工技术规范(JTJ 41—2000)．北京：人民交通出版社，2000

12 交通部第一公路工程局．公路施工手册·桥涵(上册)．北京：人民交通出版社，1992

第6章　锚杆(索)设计与施工

§6.1　概　　述

§6.1.1　岩土锚固技术的发展与应用

岩土锚固技术是把一种受拉杆件埋入地层中，以提高岩土自身的强度和自稳能力的一门工程技术；由于这种技术大大减轻结构物的自重、节约工程材料并确保工程的安全和稳定，具有显著的经济效益和社会效益，因而目前在工程中得到极其广泛的应用。岩土锚固的基本原理就是利用锚杆(索)周围地层岩土的抗剪强度来传递结构物的拉力以保持地层开挖面的自身稳定，由于锚杆锚索的使用，它可以提供作用于结构物上以承受外荷的抗力；可以使锚固地层产生压应力区并对加固地层起到加筋作用；可以增强地层的强度，改善地层的力学性能；可以使结构与地层连锁在一起，形成一种共同工作的符合体，使其能有效地承受拉力和剪力。在岩土锚固中通常将锚杆和锚索统称为锚杆。

最早使用锚杆的是1911年美国矿山巷道支护中利用的岩石锚杆，1918年西利西安矿山开始使用锚索支护，1934年舍尔法坝采用了预应力锚杆(索)，目前各类岩石锚杆已达数百种之多，并且许多国家和地区先后都制定了锚杆规范或推荐性标准。我国在20世纪50年代开始应用岩石锚杆，60年代开始大量采用锚固技术，特别是在我国矿山巷道、铁路隧道、公路隧道、排水遂洞等地下工程中大量采用普通粘结型锚杆与喷射混凝土支护。近年来随着高速公路的迅猛发展，在公路边坡、大型滑坡治理中更多采用预应力锚索加固技术。岩土锚固技术几乎遍及土木工程的各个领域，如边坡、基坑、隧道、坝体、码头、船闸、桥梁等。

§6.1.2　锚杆(索)的结构与分类

锚杆是一种将拉力传至稳定岩层或土层的结构体系，主要由锚头、自由段和锚固段组成，如图6.1所示。

(1)锚头：锚杆外端用于锚固或锁定锚杆拉力的部件，由垫墩、垫板、锚具、保护帽和外端锚筋组成。

(2)锚固段：锚杆远端将拉力传递给稳定地层的部分锚固深度和长度应按照实际情况计算获取，要求能够承受最大设计拉力。

(3)自由段：将锚头拉力传至锚固段的中间区段，由锚拉筋、防腐构造和注浆体组成。

(4)锚杆配件：为了保证锚杆受力合理、施工方便而设置的部件，如定位支架、导向帽、架线环、束线环、注浆塞等(图6。2)。

锚杆的分类方法较多，通常可以按应用对象、按是否预先施加应力、按锚固机理以及按固形态进行分类。按应用对象可分为岩石锚杆(索)和土层锚杆(索)：岩石锚杆是指内锚段锚固于各类岩层中的锚杆，而自由段可以位于岩层或土层中。土层锚杆是指锚固于各类土层中的锚杆，其构造、设计、施工与岩石锚杆有共同点也有其特殊性。

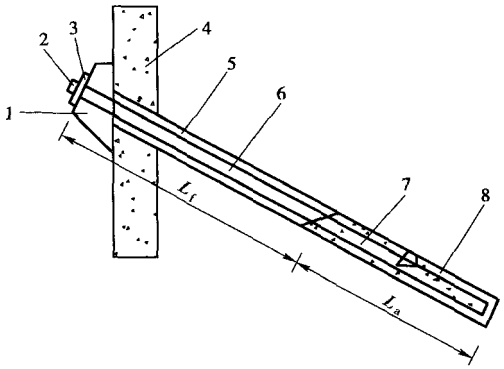


图 6.1　锚杆结构示意图

1-台座；2-锚具；3-承压板；4-支挡结构；5-钻孔；6-自由隔离层；7-钢筋；8-注浆体；L_f-自由段长度；L_a-锚固段长度

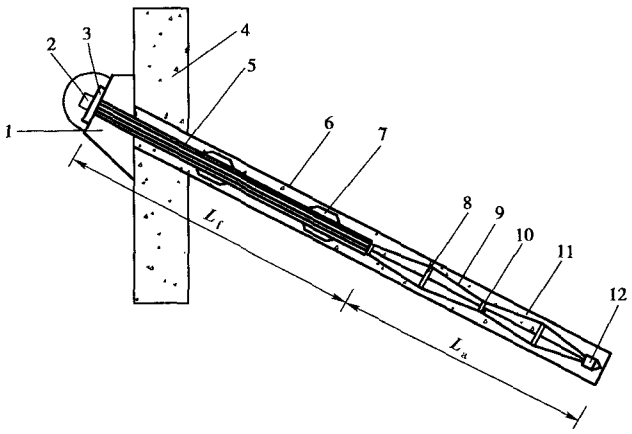


图 6.2　锚索结构示意图

1-台坐；2-锚具；3-承压板；4-支档结构；5-自由隔离层；6-钻孔；7-对中支架；8-隔离架；9-钢绞线；10-架线环；11-注浆体；12-导向帽；Lr-自由段；La-锚固段

按是否预先施加应力分为预应力锚杆(索)和非预应力锚杆(索)：非预应力锚杆是指锚杆锚固后不施加外力，锚杆处于被动受载状态；非预应力锚杆通常采用Ⅱ、Ⅲ级螺纹钢筋，锚头较简单，如板肋式锚杆挡墙、锚板护坡等结构中通常采用非预应力锚杆，锚头最简单的作法就是将锚筋作成直角弯钩并浇注于面板或肋梁中。预应力锚杆是指锚杆锚固后施加一定的外力，使锚杆处于主动受载状态；预应力锚杆在锚固工程中占有重要地位，图6.1和图6.2是典型的预应力锚杆(索)结构示意图，预应力锚杆的设计与施工比非预应力锚杆复杂，其锚筋一般采用精轧螺纹钢筋(ϕ25～32)或钢绞线，目前在公路滑坡处治中广泛采用预应力锚索加固技术。

按锚固形态分为圆柱形锚杆、端部扩大型锚杆(索)和连续球型锚杆(索)：圆柱型锚杆是国内外早期开发的一种锚杆形式，这种锚杆可以预先施加预应力而成为预应力锚杆，也可以是非预应力锚杆；锚杆的承载力主要依靠锚固体与周围岩土介质间的粘结摩阻强度提供，这种锚杆适用于各类岩石和较坚硬的土层，一般不在软弱粘土层中应用，因软粘土中的粘结摩阻强度较低，往往很难满足设计抗拔力的要求，图6.1所示即为圆柱型锚杆。端部扩大头型锚杆(如图6.3所示)是为了提高锚杆的承载力而在锚固段最底端设置扩大头的锚杆，锚杆的承载力由锚固体与土体间的摩阻强度和扩大头处的端承强度共同提供，因此在相同的锚固长度和锚固地层条件下端部扩大头型锚杆的承载力远比圆柱型锚杆为大；这种锚杆较适用于粘土等软弱土层以及比邻地界限制土锚长度不宜过长的土层和一般圆柱型锚杆无法满足要求的情况；端部扩大头型锚杆可采用爆破或叶片切削方法进行施工。连续球型锚杆(如图6.4所示)是利用设于自由段与锚固段交界处的密封袋和带许多环圈的套管(可以进行高压灌浆，其压力足以破坏具有一定强度5.0MPa的灌浆体)，对锚固段进行二次或多次灌浆处理，使锚固段形成一连串球状体，从而提高锚固体与周围土体之间的锚固强度；这种锚杆一般适用于淤泥、淤泥质粘土等极软土层或对锚固力有较高要求的土层锚杆。

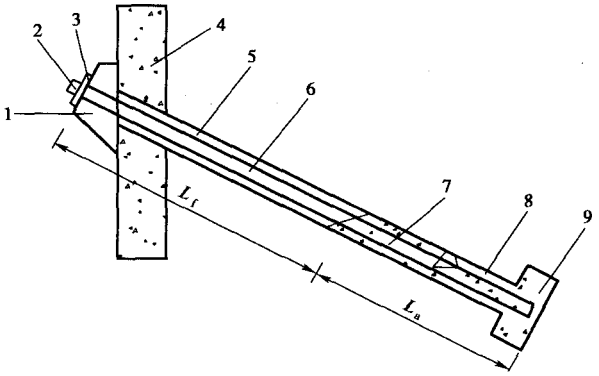


图 6.3　端部扩大头型锚杆

1-台座；2-锚具；3-承压板；4-支挡结构；5-钻孔；6-自由隔离层；7-钢筋；8-注浆体；9-端部扩头体；L_f-自由段长度；L_a-锚固段长度

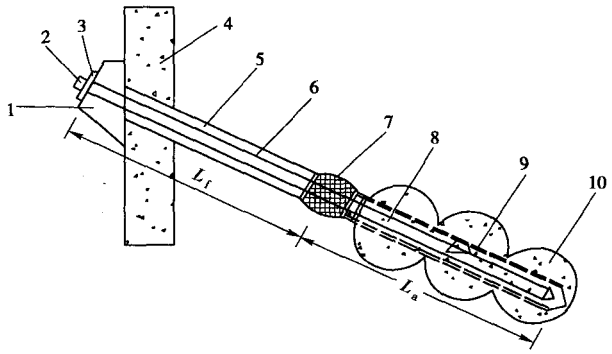


图 6.4　连续球体型锚杆

1-台座；2-锚具；3-承压板；4-支挡结构；5-钻孔；6-自由隔离层；7-止浆密封装置；8-预应力筋；9-注浆导管；10-锚固体；L_f-自由段长度；L_a-锚固段长度

除此之外，按锚固机理还可分为有粘结锚杆、摩擦型锚杆、端头锚固型锚杆和混合型锚杆。目前在边坡加固工程中广泛采用锚钉也是一种较短的粘结型锚杆，它是通过在边坡中埋入段而密的粘结型锚杆使锚杆与坡体形成复合体系，增强边坡的稳定性；这种锚杆一般适用于土质地层和松散的岩石地层。

§6.1.3　锚杆(索)在边坡处治中的应用

在边坡工程中，当潜在的滑体沿剪切滑动面的下滑力超过抗滑力时，将会出现沿剪切面的滑移和破坏。在坚硬的岩体中，剪切面多发生在断层、节理、裂隙等软弱结构面上。在土层中，砂性土的滑面多为平面，粘性土的滑面一般为圆弧状。有时也会出现沿上覆土层和下卧基岩间的界面滑动。为了保持边坡的稳定，一种办法是采用大量削坡直至达到稳定的边坡角；另一种办法是设置支挡结构。在许多情况下单纯采用削坡或挡墙往往是不经济的或难以实现的。这时可采用锚杆(索)加固边坡。

采用锚杆(索)加固边坡，能够提供足够的抗滑力，并能提高潜在滑移面上的抗剪强度，有效地阻止坡体位移，这是一般支挡结构所不具备的力学作用。在土层中，边坡安设锚杆(索)后所提高的安全系数可用下式条分法公式计算(图6.5)：

$$k=\frac{f(\sum_{i=1}^{n}N_i+P_N)+\sum_{i=1}^{n}c_iL_i}{\sum_{i=1}^{n}T_i+P_T} \qquad (6.1)$$

式中：N_i——作用在第i条滑面上的法向力；

T_i——作用在第i条滑面上的切向力；

C_i——第i条滑面上的粘聚力；

L_i——第i条滑面长度；

P_X——锚杆锚固力沿滑面法向的分力；

P_T——锚杆锚固力沿滑面切向的分力；

f——滑面上的摩擦系数。

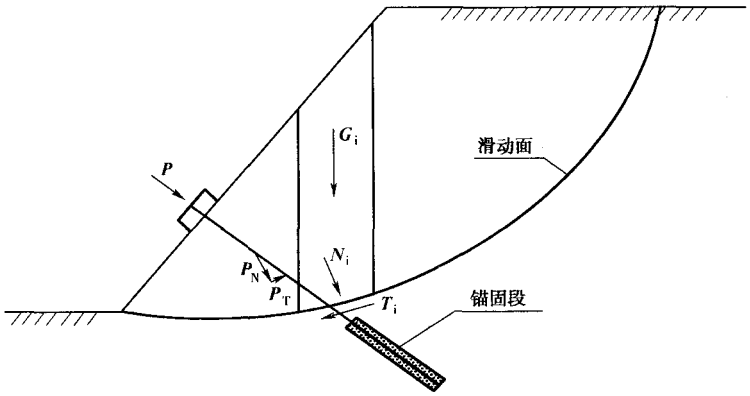


图 6.5　锚固边坡的稳定性分析

在岩体中，由于岩石产状及软硬程度存在严重差异，岩石边坡可能出现不同的失稳和破坏模式，如滑移、倾倒、转动破坏等。锚杆的安设部位、倾角为抵抗边坡失稳与破坏最有利的方向，一般锚杆轴线应当与岩石主结构面或潜在的滑移面呈大角度相交，如图6.6所示。

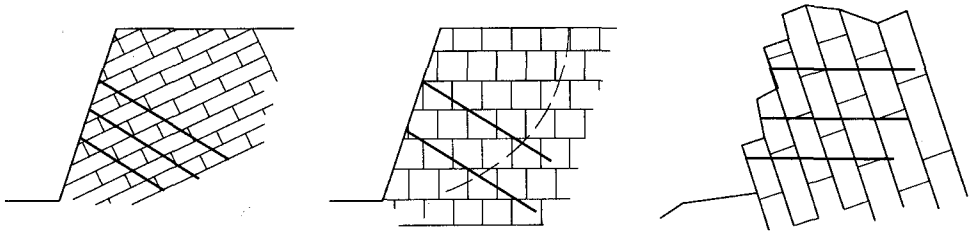


图6.6锚杆增强岩石边坡的稳定性

a)锚杆平衡滑动力；b)锚杆抵抗转动破坏；c)锚杆抵抗倾倒

锚杆在边坡加固中通常与其他支挡结构联合使用，例如：

(1)锚杆与钢筋混凝土桩联合使用，构成钢筋混凝土排桩式锚杆挡墙。排桩可以是钻孔桩、挖孔桩或劲性混凝土桩，锚杆可以是预应力或非预应力锚杆，预应力锚杆材料多采用刚绞线(预应力锚索)、四级精轧螺纹钢(预应力锚杆)。锚杆的数量根据边坡的高度及推力荷载可采用桩顶单锚点作法和桩身多锚点作法。在边坡支护中排桩式锚杆挡墙主要用于下列情况：

①位于滑坡区域的边坡支护、路堑开挖造成的牵引式滑坡或路堤引发的推力式滑坡、工程滑坡可能性较大的潜在滑坡区域的边坡支护，在抗滑桩难以支挡边坡推力荷载时，宜采用预应力锚索抗滑桩结构，如图6.7所示。

②边坡切坡后，由于外倾软弱结构面形成临空状楔体塌滑可能性较大，造成危害性较大的边坡。

③高度大于12m、稳定性较差的土层边坡，此时由于抗滑桩悬臂较长，承受的弯矩过大，为了防止抗滑桩破坏，可采用单锚点或多锚点作法。

④坡顶0.5m内有重要建筑物或较大荷载的III、Ⅳ类岩石边坡和土层边坡宜采用排桩式锚杆挡墙支护。

(2)锚杆与钢筋混凝土格架联合使用形成钢筋混凝土格架式锚杆挡墙，锚杆锚点设在格架结点上，锚杆可以是预应力锚杆(索)或非预应力锚杆(索)。这种支挡结构主要用于高陡岩石边坡或直立岩石切坡，以阻止岩石边坡因卸荷而失稳。如图6.8所示。

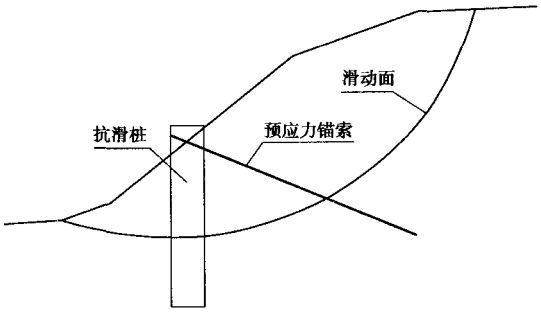


图 6.7　滑坡处治中的预应力锚索抗滑桩结构

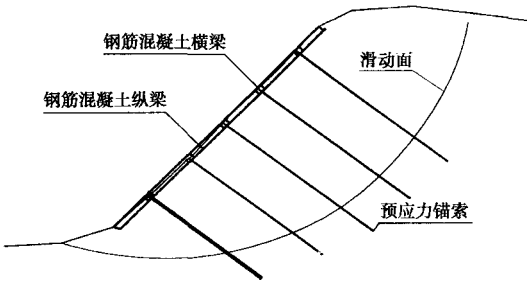


图 6.8　钢筋混凝土格架式锚杆支护

(3)锚杆与钢筋混凝土板肋联合使用形成钢筋混凝土板肋式锚杆挡墙，这种结构主要用于直立开挖的III、IV类岩石边坡或土质边坡支护，一般采用自上而下的逆作法施工。如图6.9所示。

(4)锚杆与钢筋混凝土板肋、锚定板联合使用形成锚定板挡墙。这种结构主要用于填方形成的直立土质边坡，如图6.10所示。

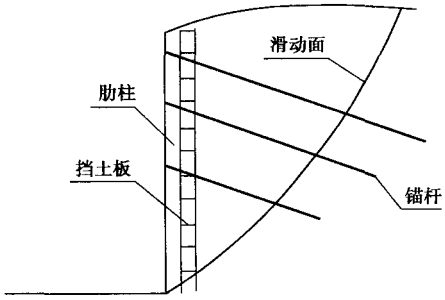


图 6.9　钢筋混凝土板肋式锚杆挡墙

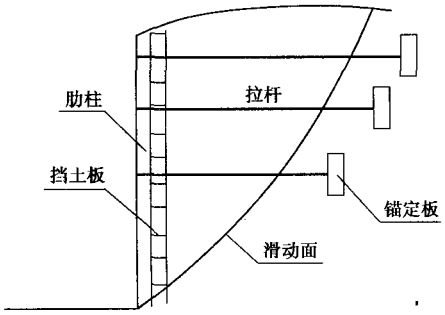


图 6.10　锚定板挡墙

(5)锚杆与钢筋混凝土面板联合使用形成锚板支护结构，适用于岩石边坡。锚杆在边坡支护中主要承担岩石压力，限制边坡侧向位移，而面板则用于限制岩石单块塌落并保护岩体表面防止风化。锚板可根据岩石类别采用现浇板或挂网喷射混凝土层。

(6)锚钉加固边坡，在边坡中埋入段而密的抗拉构件与坡体形成复合体系，增强边坡的稳定性。这种方法主要用于土质边坡和松散的岩石边坡，加固高度较小，多用于临时边坡加固。

§6.2　锚杆(索)的设计与计算

§6.2.1　锚杆(索)设计的基本原则

在计划使用锚杆的边坡工程中，应充分研究锚固工程的安全性、经济性和施工的可行性。设计前认真调查边坡工程的地质条件，并进行工程地质勘察及有关的岩土物理力学性能实验，以提供锚固工程范围类的岩土性状、抗剪强度、地下水、地震等资料。对于土质边坡还应提供土体的物理性质和物理状态指标。

设计锚杆的使用寿命应不小于公路或被服务建筑物的正常使用年限，一般使用期限在两年以内的工程锚杆应按临时锚杆设计，使用期限在两年以上的锚杆应按永久性锚杆进行设计。对于永久性锚杆的锚固段不应设在有机质土、液限大于50%或相对密度小于0.3的土层中；因有机质土会引起锚杆的腐蚀破坏；液限大于50%的土层由于其高塑性会引起明显的徐变而导致锚固力不能长期保持恒定；相对密度小于0.3的土层松散不能提供足够的锚固力。

当对支护结构变形量容许值要求较高、或岩层边坡施工期稳定性较差、或土层锚固性能较差、或采用了钢绞线和精轧钢时，宜采用预应力锚杆。但预应力作用对支承结构的加载影响、对锚固地层的牵引作用以及相邻构筑物的不利影响应控制在安全范围之内。

设计的锚杆必须达到所设计的锚固力要求，防止边坡滑动剪断锚杆，锚杆选用的钢筋或钢绞线必须满足有关国家标准，特别是预应力钢绞线，除了满足G13 / T 5224—95标准外，还必须获得IS09002国际质量认证；同时必须保障钢筋或钢绞线有效防腐，以避免锈蚀导致材料强度降低。

非预应力锚杆长度一般不要超过16m，单锚设计吨位一般为100～400kN，最大设计荷载一般不超过450 kN。预应力锚杆(索)长度一般不要超过50m，单束锚索设计吨位一般为500～2500kN，最大设计荷载一般不超过3000kN，预应力锚索的间距一般为4～10m。

进行锚杆设计时，选择的材料必须进行材性试验，锚杆施工完毕后必须对锚杆进行抗拔试验，验证锚杆是否达到设计承载力的要求；同时对于公路上遇到的大型滑坡在采用预应力锚索加固后必须进行至少一年的位移监测。

§6.2.2　锚杆(索)的设计程序

对边坡锚杆(索)加固设计首先必须对边坡工程地质调查，在掌握地质情况的基础上，对边坡的破坏方式进行判断，并分析采用锚杆方案的可行性和经济性，如果采用锚杆方案可行，开始计算边坡作用在支挡结构物上的侧压力，根据侧压力的大小和边坡实际情况选择合理的锚杆型式，并确定锚杆数量、布置形式、承载力设计值，计算锚筋截面、选择锚筋材料和数量。在确定锚筋后，按照锚筋承载力设计值进行锚固体设计(包括锚固段长度、锚固体直径、注浆材料和工艺等)。如果采用预应力锚杆还要确定预应力张拉值和锁定值，并给出张拉程序。最后是进行外锚头和防腐构造设计并给出施工建议、试验、验收和监测要求。设计流程图如图6.11所示。

在边坡锚杆加固中要选择合理的锚杆型式，必须结合被加固边坡的具体情况，根据锚固段所处的地层类型、工程特征、锚杆承载力的大小、锚杆材料、长度、施工工艺等条件综合考虑进行选择。表6.1给出了土层、岩层中的预应力和非预应力常用锚杆类型的有关参数，可供边坡锚杆加固选型使用。

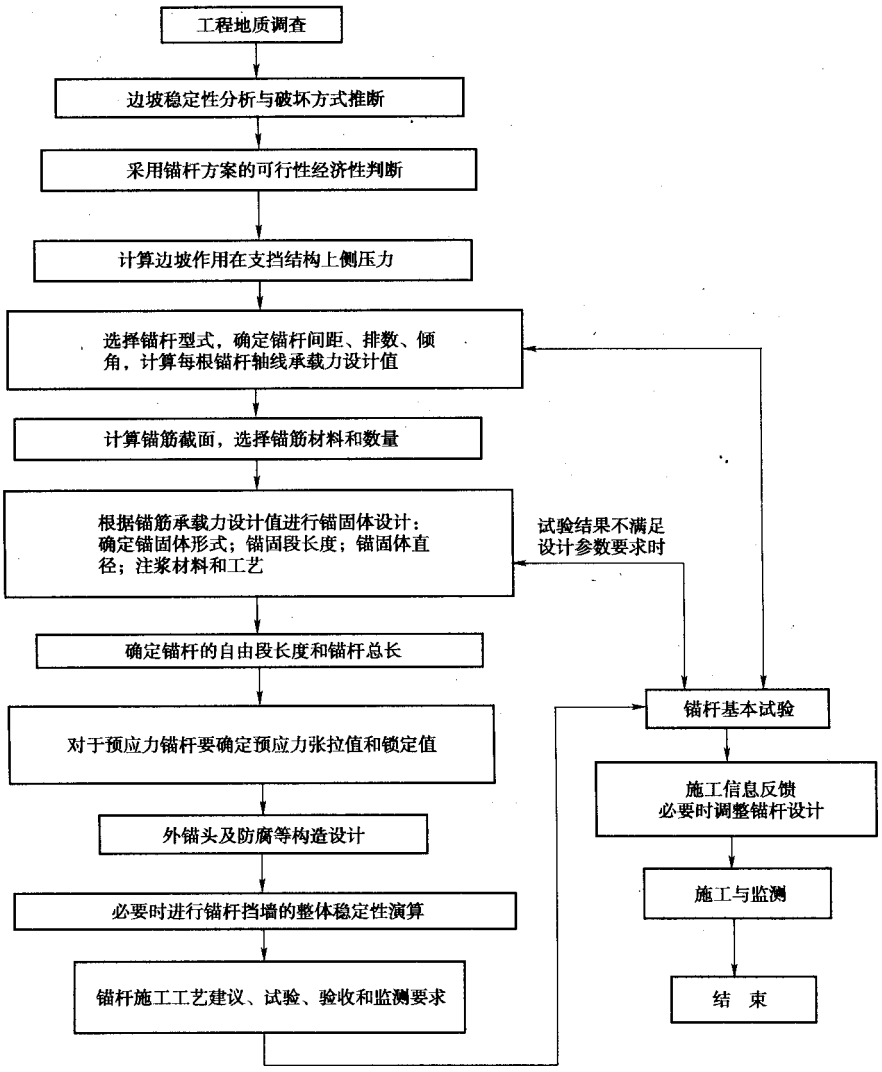


图 6.11　锚杆设计流程图

常用边坡锚杆型式　　表 6.1

锚杆类别	锚筋选料	承载力（kN）	锚杆长度	应力状态	注浆方式	锚固体形式	适 用 条 件
土层锚杆	钢　筋（II、III 级）	< 450	< 16m	非预应力	常压灌浆 压力灌浆	圆柱型 扩孔型	锚固性较好的土层
	精轧螺纹钢筋 ϕ25 ~ 32	400 ~ 1100	> 10m	预应力	压力灌浆二次高压灌浆	连续球型、扩孔型	土层锚固性较差；边坡允许变形值较小。
	钢绞线	600 ~ 1600	> 10m	预应力	同上	同上	同上

续上表

锚杆类别	锚 筋 选 料	承载力（kN）	锚杆长度	应力状态	注浆方式	锚固体形式	适 用 条 件
岩层锚杆	钢　筋（II、III 级）	< 450	< 16m	非预应力	常压灌浆	圆柱型	边坡稳定性较好
	精轧螺纹钢筋 ϕ25 ~ 32	400 ~ 1100	> 10m	预应力	常压灌浆 压力灌浆	圆柱型	边坡稳定性较差
	钢绞线	600 ~ 2000	> 10m	预应力	常压灌浆 压力灌浆	圆柱型	同上

锚杆的布置与安设角度原则上应根据实际地层情况以及锚杆与其他支挡结构联合使用的具体情况确定，一般有如下基本要求：

(1)锚杆上覆地层厚度应不小于4.0m，以避开车辆反复荷载的影响，也避免由于采用高压注浆使上覆土层隆起。

(2)锚杆水平与垂直间距宜大于2.5m，以避免应力集中，同时不得小于1.5m，以免群锚效应发生而降低锚固力。

(3)锚杆的安设角度，需要考虑邻近状况、锚固地层位置和施工方法。一般锚杆的俯角不小于15°，不大于45°；俯角愈大，有利于抵抗侧压力的水平分力，但同时由于垂直分力加大，会引起护壁桩向下压力增大的不利影响。实际工程中应根据锚固地层的位置选择合适的安设角度。

除此之外，对于预应力锚索可根据两种方法综合确定最优锚固角：

(1)理论分析表明，锚索满足下式是最经济的：

$$\beta = \theta - (45^\circ + \phi/2) \tag{6.2}$$

式中：β——锚系1贝用；

θ——滑面倾角；

ϕ——滑面内摩擦角。

(2)对于注浆锚索，根据经验，锚固角度必须大于11°，否则须增设止浆环进行压力注浆。

§6.2.3　锚杆(索)锚固设计荷载的确定

锚杆(索)锚杆锚固设计荷载的确定应根据边坡的推力大小和支护结构的类型综合考虑进行确定。首先应当计算边坡的推力或侧压力，然后根据支挡结构的形式计算该边坡要达到稳定需要锚固提供的支撑力。根据这个支撑力和锚杆数量、布置便可确定出锚杆(索)锚固荷载的大小，该荷载的大小作为锚筋截面计算和锚固体设计的重要依据。

§6.2.4　锚杆(索)锚筋的设计

按照设计程序，在确定出锚杆轴向设计荷载后，需要对锚杆进行结构设计，结构设计的第一步就是根据锚杆轴向设计荷载计算锚杆的锚筋截面，并选择合理的钢筋或钢绞线配置锚筋；在配置锚筋后可由锚筋的实际面积和锚筋的抗拉强度标准值计算出锚杆承载力设计值，然后方能进行锚杆体和锚固体的设计计算。

(1)锚杆锚筋的截面积计算：

假设锚杆轴向设计荷载为N，则可由下式初步计算出锚杆要达到设计荷载N所需的锚筋截面：

$$A_g = \frac{kN}{f_{ptk}} \tag{6.3}$$

式中：Ag——由N计算出的锚筋截面；

k——安全系数，对于临时锚杆取1.6～1.8对于永久性锚杆取2.2～2.4；

f_{pkt}——锚筋(钢丝、钢绞线、钢筋)抗拉强度设计值。

(2)锚筋的选用：

根据锚筋截面计算值Ag，对锚杆进行锚筋的配置，要求实际的锚筋配置截面 $A_g \geq A'_g$ 。配筋的选材应根据锚固工程的作用、锚杆承载力、锚杆的长度、数量以及现场提供的施加应力和锁定设备等因数综合考虑。

对于采用棒式锚杆，都采用钢筋做销筋。如果是普通非预应力锚杆，由于设计轴向力一般小于450kN,长度最长不超过20m．因此锚筋一般选用普通Ⅱ、Ⅲ级热轧钢筋，如果是预应力锚杆可选用Ⅱ、Ⅲ级冷拉热轧钢筋或其他等级的高强精轧螺纹钢筋。钢筋的直径一般选用ϕ2～32。

对于长度较长、锚固力较大的预应力锚杆应优先选用钢绞线、高强钢丝，这样不但可以降低锚杆的用钢量，最大限度地减少钻孔和施加预应力的工作量，而且可以减少预应力的损失。因为钢绞线的屈服应力一般是普通钢筋的近7倍，如果假定钢材的弹性模量相同(1.9×10^5MPa)，它们达到屈服点的延伸率钢绞线是钢筋的7倍，反过来讲，在同等地层徐变量的条件下，采用钢绞线的锚杆的预应力损失仅为普通钢筋的1／7。在选用钢绞线时应当符合国标(GB／T 5223—95、GB／T 5224--95)要求，7丝标准型钢绞线参数如表6.2所示。除此之外，也可选用美国标准(ASTM A416--90a)、英国标准(BS5896：80)、日本标准(JIs G3536--88)的钢绞线，表6.3所示为ASTM A416—90a 7丝标准型钢绞线(270级)参数。为了便于选用，表6.4给出了按国标计算的出的不同锚杆设计拉力值所需的钢绞线根数。

国标7丝标准型钢绞线参数表 表6.2

公称直径(mm)	公称面积(mm^2)	每1000m理论重量(kg)	强度级别(N/mm^2)	破坏荷载(kN)	屈服荷载(kN)	伸长率(%)	70%破断荷载1000h低松弛(%)
9.50	54.8	432	1860	102	86.6	3.5	2.5
11.10	74.2	580	1860	138	117	3.5	25
12.70	98.7	774	1860	184	156	3.5	2.5
15.20	139.0	1101	1860	259	220	3.5	2.5

ASTM A416－90a7丝标准型钢绞线参数表 表6.3

公称直径(mm)	公称面积(mm^2)	每1000m理论重量(kg)	强度级别(N/mm^2)	破坏荷载(kN)	屈服荷载(kN)	伸长率(%)	70%破断荷载1000h低松弛(%)
9.53	54.84	432	1860	102.3	92.1	3.5	2.5
11.11	74.19	582	1860	137.9	124.1	3.5	25
12.70	98.71	775	1860	183.7	165.3	3.5	2.5
15.24	140.00	1102	1860	260.7	234.6	3.5	2.5

锚杆设计轴向力与钢绞线使用根数对照表　　表 6.4

锚杆设计轴向力(kN)		250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000
7φ4钢绞线(根)	临时性	3	3	4	4	5	5	6	6	7	7	8	8	9	9	10	10
	永久性	4	4	5	5	6	7	7	8	9	9	10	10	11	12	13	13
7φ5钢绞线(根)	临时性	2	2	3	3	4	4	4	5	5	5	6	6	6	7	7	7
	永久性	3	3	4	4	4	5	5	6	6	7	7	7	8	8	9	9

(3)按实际锚筋截面计算锚杆承载力设计值：

假设实际锚筋配置截面为Ag(Ag≥Ag)，由下式按实际锚筋计算锚杆承载力设计值：

$$N_g = \frac{A_g f_{ptk}}{k} \geq N \tag{6.4}$$

式中：Ng——实际锚筋配置情况下锚杆的承载力设计值；

k——安全系数，取值同前；

f_{ptk}——所配锚筋(钢丝、钢绞线或钢筋)的抗拉强度设计值。

§6.2.5　锚杆(索)的锚固力计算与锚固体设计

锚杆(索)的锚固力也可称为锚杆(索)承载力。锚杆极限锚固力(极限承载力)是指锚杆锚筋沿握裹砂浆或砂浆沿孔壁产生滑移破坏时所能承受的最大临界拉拔力，它可以通过破坏性拉拔试验确定。锚杆容许锚固力(容许承载力)是极限锚固力(极限承载力)除以适当的安全系数(通常为2.0～2.5)，这种锚固力在《公路钢筋混凝土规范》中称为容许承载力，而在《工民建钢筋混凝土结构规范》中又称为锚杆锚固力(承载力)标准值；这种标准值为设计锚固力提供参考，通常锚杆容许锚固力是锚杆设计锚固力(或称为锚固力设计值)的1.2～1.5倍。在设计时，锚杆的设计荷载必须小于锚固力设计值。

锚杆锚固力的计算方法随锚固体形式不同而异，圆柱型锚杆的锚固力由锚固体表面与周围地层的摩擦力提供；而端头扩大型锚杆的锚固力则由扩座端的面承力及与周围地层的摩擦力提供。

(1)圆柱型锚杆锚固力与锚固长度计算

对于圆柱型锚杆，根据锚固机理，锚杆的极限锚固力可按下式计算：

$$P_u = \pi L d q_s \tag{6.5}$$

式中：L——锚固体长度；

d——锚固体长度；

q_s——锚固体表面与周围岩土体之间的极限粘结强度。

式(6.4)给出了锚杆承载力设计值Ng(≥锚杆设计荷载)，由式(6.5)可得锚杆要达到锚固力设计值Ng所需的最小锚固体长度：

$$L_m \geq \frac{kN_g}{\pi d q_s} \tag{6.6}$$

式中：Lm——锚固体长度；

k——安全系数，对于临时锚杆取1.6～1.8对于永久性锚杆取2.2～2.4；

Ng——锚杆锚固力设计值；

q_s——锚固体表面与周围岩土体之间的极限粘结强度标准值(表6.5)。

(2)端部扩大头型锚杆的锚固力和锚固长度计算

如图6.12所示，端部扩大头型锚杆的极限锚固力由三部分组成：直孔段圆柱型锚固体摩阻力、扩孔段圆柱型锚固体摩阻力以及扩大头端面承载力。前两项摩阻力可由式(6.5)计算，而扩大头端面承载力目前主要运用锚定板抗拔力计算公式近似计算。

砂土中锚杆的极限锚固力计算：

$$P_u = \pi d L_1 q_s + \pi D L_2 q_s + \frac{1}{4}\pi (D^2 - d^2)\beta_c \gamma h \tag{6.7}$$

粘性土中锚杆的极限锚固力计算：

$$P_u = \pi d L_1 q_s + \pi D L_2 q_s + \frac{1}{4}\pi (D^2 - d^2)\beta_c c_u \qquad (6.8)$$

式中：Pa——锚杆极限锚固力；

L_1，L_2，D，d——锚固体结构尺寸；

q_s——锚固体表面与周围岩土体之间的极限粘结强度标准值(表6.5)；

h，γ——扩大头上覆土层的厚度和土体容重；

c_u——土体不排水抗剪强度；

β_c——锚固力因数，与h／D呈正比例增加，当h／D>10时，Bc保持恒定不再随h／D的增加而改变。

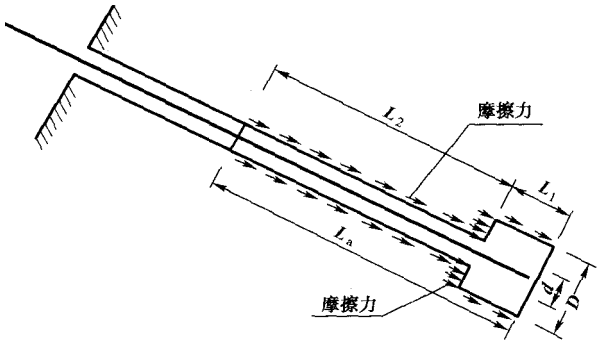


图 6.12　端部扩大头型锚杆的锚固力的计算模式

已知锚杆的承载力设计值为Ng，则满足该承载力设计值所需的最小锚固长度可由公式(6.7)和(6.8)求得，为：

砂性土：

$$kN_g \le \pi d L_1 q_s + \pi D L_2 q_s + \frac{1}{4}\pi (D^2 - d^2)\beta_c \gamma h \qquad (6.9)$$

粘性土：

$$kN_g \le \pi d L_1 q_s + \pi D L_2 q_s + \frac{1}{4}\pi (D^2 - d^2)\beta_c c_u \qquad (6.10)$$

式中：k——安全系数；

Ng——锚杆锚固力设计值。

在实际工程设计中，为了便于计算，通常对式(6.9)和(6.10)根据经验进行简化，简化后的计算公式为：

$$N_g \le \frac{1}{k}\pi d L_1 q_s + \frac{1}{k}\pi D L_2 q_s + \frac{1}{4}\pi (D^2 - d^2) B_c c_u$$

式中：Ng——锚杆锚固力设计值；

k——安全系数，对于临时锚杆取1.6～1.8对于永久性锚杆取2.2～2.4；

Bc——扩大头承载力修正系数，对于临时锚杆取4.5～6.5对于永久性锚杆取3.0～5.0；

q_s——锚固体表面与周围岩土体之间的极限粘结强度标准值(表6.5)。

锚固体与周围岩土体间的粘结强度标准值 表 6.5

岩 土 类 别	岩 土 状 态	标准值 q_s(kPa)
淤泥质土		20 ~ 50
粘性土	坚　硬	60 ~ 75
	硬　塑	50 ~ 60
	可　塑	40 ~ 50
	软　塑	30 ~ 40
粉土	中　密	80 ~ 120
砂性土	松　散	50 ~ 80
	稍　密	90 ~ 140
	中　密	150 ~ 210
	密　实	220 ~ 300
岩石	极软岩(泥岩、砂质泥岩、石膏岩)	300 ~ 500
	软质岩(泥岩、砂质泥岩、泥质砂岩)	500 ~ 2000
	硬质岩(沙眼、石灰岩)	2000 ~ 3500

注：(1)表中q_s系一次常压灌浆工艺确定，适用于注浆标号M25～M30；当采用高压灌浆时，可适当提高。

(2)极软岩：岩石单轴饱和抗压强度f_p≤5MPa；软质岩：岩石单轴饱和抗压强度5MPa≤f_p≤30MPa硬质岩：岩石单轴饱和抗压强度f_p≥30MPa。

(3)表中数据用作初步设计时计算，施工时宜通过试验检验。

(4)岩体结构面发育时，取表中下限值。

(3)锚筋与锚固砂浆间的最小握裹长度计算

前面对于圆柱型锚杆和端头扩大型锚杆的极限锚固力计算公式是基于锚固段锚杆体与周围岩土间的极限摩阻力给出的，这种公式的应用条件是锚杆破坏首先从锚固体与周围岩土之间的界面剪切滑移，一般来讲对于土层或较软的岩石满足这种条件。对于坚硬的岩层，如果锚固体与岩层间的极限摩阻力大于锚筋与锚固砂浆之间的极限握裹力，锚杆将首先从锚筋与锚固砂浆之间开始剪切破坏，此时应根据锚筋与锚固砂浆之间的粘结强度来计算锚杆的锚固长度。极限锚固力计算公式为：

$$P_u = \pi L n d_g q_g \quad (6.11)$$

式中：L——锚固体长度；

d_g——锚筋直径；

n——锚筋数量；

q_g——锚筋与锚固砂浆之间的极限粘结强度。

锚杆锚固力设计值为Ng，锚杆要达到锚固力设计值所需的锚筋与锚固砂浆间的最小握裹长度：

$$L_g \geq \frac{kN_g}{\pi n d_g q_g} \quad (6.12)$$

式中：L_g——锚筋与锚固砂浆间的最小握裹长度；

k——安全系数，对于临时锚杆取1.5～1.8对于永久性锚杆取2.0～2.3；

q_g——锚筋与锚固砂浆间的极限粘结强度标准值(表6.6)。

钢筋与砂浆之间的粘结强度标准值 表 6.6

螺纹钢筋与砂浆面	水泥砂浆强度等级				
	M15	M20	M25	M30	M35
q_g(kPa)	1600	2200	2400	2700	3000

注：(1)当采用两根钢筋点焊成束作法时，粘结力应乘以0.85折减系数。

(2)当采用三根钢筋点焊成束作法时，粘结力应乘以0.7折减系数。

(3)成束钢筋不应超过三根，钢筋总截面积不应超过孔径面积的20%，以保证钢筋在砂浆中的锚固效果，除非采用特殊的锚固段钢筋和注浆体设计，并通过实验可适当增加钢筋数量。

§6.2.6 锚杆弹性变形计算

锚杆的变形是由锚杆本身在外荷作用下变形和由于地层徐变引起的变形组成，由地层徐变引起的锚杆变形计算可以通过徐变系数计算锚杆在不同时期的徐变位移。锚杆本身在外荷载作用下变形以弹性变形为主，下面是锚杆弹性变形的计算方法。

(1)非预应力土层锚杆弹性变形的计算

对于土层锚杆在外荷载作用下，除了锚杆自由段产生弹性变形外，锚固段也存在一部分变形，一般需要通过试验确定，在初步设计时可以近似估算：

$$S_c = \left(\frac{L_f}{E_s A} + \frac{L_a}{3E_c A_c}\right) N_g \qquad (6.13)$$

式中：Sc——锚杆弹性变形；

L_f，L_a——锚杆自由段和锚固段长度；

A，Ac——杆体截面面积和锚固体截面面积；

Es，Ec——杆体弹性模量和锚固体组合弹性模量，锚固体组合弹性模量可有下式确定：

$$E_c = \frac{AE_s + A_m E_m}{A + A_m} \qquad (6.14)$$

Am，Em——锚固体中砂浆体的截面积和弹性模量。

(2)非预应力岩石锚杆弹性变形的计算

非预应力岩石锚杆的弹性变形主要为锚杆自由段的弹性变形，估算公式为：

$$S_c = \frac{L_f}{E_s A} N_g \qquad (6.15)$$

(3)预应力锚杆(索)弹性变形的计算

预应力锚杆在受到的轴向拉力小于预应力实际保留值时，可按刚性拉杆考虑；如果承受的轴向拉力大于预应力实际保留值，预应力锚杆将再次产生拉伸变形，此时锚杆的变形量可根据拉力超出预应力保留值的增量代入公式(6.13)和(6.15)中的Ng计算变形量。

如果计算的变形量增量值较小时，预应力锚杆也可近似按刚性拉杆考虑。

§6.2.7 锚杆(索)的锁定荷载和锚头设计

对于锚杆，原则上可按锚杆设计轴向力(工作荷载)作为预应力值加以锁定，但锁定荷载应视锚杆的使用目的和地层性状而加以调整。

1)边坡坡体结构完整性较好时，可将设计锚固力的100%作为锁定荷载。

2)边坡坡体有明显蠕变且预应力锚杆与抗滑桩相结合，或因坡体地层松散引起的变形过大时，应由张拉试验确定锁定荷载。通常这种情况下将锁定荷载取为设计锚固力的50%～80%。

3)当边坡具有崩滑性时，锁定荷载可取为设计锚固力的30%～70%。

4)如果设计的支挡结构容许变位时，锁定荷载应根据设计条件确定，有时按容许变形的大小可取设计锚固力的50%～70%。

5)当锚固地层有明显的徐变时，可将锚杆张拉到设计拉力值的1.2～1.3倍，然后再退到设计锚固力进行锁定，这样可以减少地层的徐变量引起的预应力损失。

锚杆头部的传力台座(张拉台座)的尺寸和结果构造应具有足够的强度和刚度，不得产生有害的变形；可采用C25以上的现浇钢筋混凝土结构，一般为梯形断面，表6.7为推荐尺寸表。

外锚墩尺寸推荐表 表 6.7

设计荷载级别	底面积(m^2)	顶面积(m^2)	高(m)	备　注
1000kN	0.8×0.8	0.4×0.4	0.4	加两层钢筋网 ϕ8@50
2000kN	1.0×1.0	0.5×0.5	0.5	加三层钢筋网 ϕ8@50
3000kN	1.2×1.2	0.6×0.6	0.6	加四层钢筋网 ϕ8@50

预应力锚杆的锚具品种较多，锚具型号、尺寸的选取应保持锚杆预应力值的恒定，设计中必须在工程设计施工图上注明锚具的型号、标记和锚固性能参数。表6.8为OVM锚具的基本参数。

OVM 锚具的基本参数 表 6.8

OVM 锚具	钢绞线 直径(mm)	钢绞线根数	锚垫板(mm) 边长×厚度×内径	锚板(mm) 直径×厚度	波纹管(mm) 外径×内径
OVM15－6、7	15.2～15.7	6 根、7 根	200×180×140	135×60	77×70
OVM15－12	15.2～15.7	12 根	270×250×190	175×70	97×90
OVM15－19	15.2～15.7	19 根	320×310×240	217×90	107×100

§6.2.8　锚杆(索)的防腐设计

对锚杆进行防腐设计时，应充分调查腐蚀环境，并选择适宜的防腐方法。防腐方法应适应岩土锚固的使用目的，即不能影响锚杆各部件(包锚固体、自由段和锚头)的功能，因此对锚杆的不同部位要作不同的防腐结构设汁。永久住锚杆应采用双层防腐，临时性锚杆可采用简单防腐，但当腐蚀环境严重时，也必须采用双层防腐。

1)锚固体防腐

锚固于无腐蚀条件地层内的锚固段，经出锈后可不再作特殊处理，直接由水泥砂浆密封防腐，但钢杆(索)必须居中，一般使用定位器，使水泥砂浆保护层厚度不小于20mm。对于锚固于具有腐蚀条件地层内的锚固段应作特殊仿佛处理，一般可用环氧树脂涂刷钢筋的方法。

2)自由段防腐

防腐构造必须不影响张拉钢材的自由伸长，对于预应力锚杆自由段防腐：采用Ⅱ、Ⅲ级钢筋制作锚杆的非锚固段(位于土层区段)仿佛处理可采用出锈、刷沥青船底漆二度，沥青玻纤布缠裹二层。对于预应力锚杆自由段防腐：采用钢绞线、精轧螺纹钢筋制作的予应力锚杆(索)非锚固段防腐宜采用杆体表面出锈、刷沥青船底漆二度后绕扎塑料布，在塑科布上再涂润滑油，最后装入塑料套管中，形成双层防腐，自由段套管两端100～200mm范围内用黄油充填，外绕扎工程胶布固定。

3)锚头防腐

永久性锚杆的承压板一般应刷沥青。一次灌浆硬化后承压板下部残留空隙，应再次充填水泥浆和润滑油，经防腐处理后的非锚段外端应伸入钢筋混凝土构件内50mm以上。如锚杆不须再次张拉，则锚头的锚具涂以润滑油、沥青后用内配钢筋网的混凝土罩封闭，混凝土标号不低于C30，厚度不小于100mm，混凝土保护层不小于30mm。如锚杆需要重新张拉，则可采用盒具密封，但盒具的空腔内必须有润滑油充填。

4)临时性锚杆的防腐

对于临时性锚杆重点对外锚头和自由段作防腐处理，锚固段一般可依靠注浆材料达到防腐效果。非预应力锚杆非锚固段可用出锈后刷沥青防锈漆处理。预应力锚杆自由段可采用出锈后刷沥青防锈漆或加套管方案。外锚头防腐可采用外涂防腐材料或外包混凝土方案解决。

§6.3　锚杆(索)的构造设计

§6.3.1　锚杆的一般构造要求

1)锚杆总长度为锚固段长、自由段长和外锚段之和。锚杆自由段长度按外锚头到潜在滑裂面的长度计算，但予应力锚杆自由段长度不小于5.0m；锚杆锚固段长度按计算确定，同时土层锚杆锚固段长度宜大于4.0m、小于14.0m，岩石锚杆锚固段长度宜大于3.0m、小于10.0m；如果岩石锚杆承载力设计值≤250kN，且锚固区段为结构完整无明显裂隙的硬质岩

石时，锚固段长度可用2.0～3.0m。

2)锚杆对中支架(架线环)应沿锚杆轴钱方向每隔1.0～2.0m设置一个，对于岩石锚杆支架间距可适当增大至2.0～2.5m。

3)在无特殊要求的条件下，锚杆浆体一般采用水泥砂浆，其强度设计值不宜低于M20。

4)锚杆外锚头、台座、腰梁及辅助件应按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》、《钢结构设计规范》进行设计。

§6.3.2 锚杆挡墙的构造

1)板肋式和桩排式锚杆挡墙中的肋柱和排桩的间距一般为2.0～6.0m，肋柱间距较小，排桩间距较大。它们的截面尺寸除应满足强度和刚度要求外，其宽度还应满足挡土板(挡土拱板)的支座、锚杆穿孔和锚固要求，一般肋柱宽度不小于300mm，肋高不小于300mm；钻孔桩的直径不小于500mm，挖孔桩的直径不小于800mm。

2)肋柱和排桩截面一般采用对称配筋作法，但如果顶端设单锚的桩锚结构可根据立柱的内力包络图采用不对称配筋作法。

3)锚杆布置上下排垂直间距不宜小于2.5m，水平间距不宜小于2.0m。锚杆锚固体上覆土层不宜小于4.0m，上覆岩层不宜小于2.0m。倾斜锚杆的倾角15°～35°为宜，不宜大45°。对于直立边坡，第一锚点位置应设于坡顶下1.5～2.0m。

4)桩和肋柱顶应设置钢筋混凝土联系梁，以保证支挡结构整体共同工作；如果支护结构在施工期变形较大时，连系梁宜后浇或设置后浇段。

5)现浇挡土板和拱板厚度不宜小于20cm，并应保证其满足支座长度构造要求。

6)锚杆挡墙混凝土构件强度等级均不应小于C20，肋柱宜采用碎石混凝土。同时锚杆挡墙现浇混凝土构件温度伸缩缝的间距不宜大于25～30m。

7)外锚头的防腐设计作重点考虑时，应有可靠的防腐构造处理，保证其永久防腐的可靠性。

§6.3.3 锚板支护结构的构造

1)系统锚杆布置要求：锚杆倾角宜与水平线成5°～20°夹角；锚杆布置宜采用菱形排列，或采用行列式排列；锚杆间距宜在1.5～2.5m，不应大于锚杆长度的一半，I、II类岩体最大间距为3m，III类岩体最大间距为2.5m，IV类岩体最大间距为1.5m；锚杆长度设计应遵循一般规定。

2)局部锚杆布置要求：受拉破坏时，锚杆方向应按有利于锚杆受拉布置；受剪破坏时，宜逆着不稳定块体滑动方向布置。

3)面板可采用喷射混凝土和现浇混凝土板；喷射混凝土的设计强度等级不应低于C20，喷射混凝土1天龄期的抗压强度不应低于5MPa，不同强度等级的喷射混凝土的设计强度可按表6.9采用。

喷射混凝土强度设计值和弹性模量(MPa) 表6.9

喷射混凝土强度等级	C20	C25	C30	抗拉强度设计值	1.1	1.3	1.5
轴心抗压强度设计值	10	12.5	15	弹性模量	2.1×10^4	2.3×10^4	2.5×10^4
弯曲抗压强度设计值	11	13.5	16.5				

4)喷射混凝土的重度可取22kN／m^3，弹性模量按表6.9采用，喷射混凝土与岩面的粘结力：整体状与块体状岩体不应低于0.7MPa，碎裂状岩体不低于0.4MPa。喷射混凝土与岩体的粘结强度试验方法应遵循《锚杆喷射混凝土支护技术规范》的规定。

5)喷射混凝土面层厚度不应低于50mm，一般为80～120mm；含水岩层的喷射混凝土支护厚度应不低于80mm；钢筋网喷射混凝土支护厚度不应小于100mm，钢筋直径宜为ϕ6～ϕ12，钢筋间距为200～300mm，钢筋保护层厚度不应低于30mm。

6)现浇板厚度宜为150～200mm，混凝土强度等级标号不应小于C20。根据设计需要可采用双层或单层配筋，钢筋直径宜为ϕ8～ϕ14，钢筋间距为200～300mm。面板与锚杆应有可靠连结。面板应沿纵向按15～20m的长度分段设置竖向伸缩缝。

§6.3.4 锚钉边坡的构造

1)锚钉孔直径为70～120mm，锚钉中的钢筋应采用Ⅱ级螺纹钢，钢筋直径ϕ16～ϕ32。

2)锚钉布置方式可采用行列式或梅花式，间距1～2m，锚钉与水平面的倾角为5°～20°，一般不大于15°。锚钉的长度在岩质边坡中最短不应小于3m，在土质边坡中最短不应小于3m且不小于0.4倍坡高。

3)现浇面板的厚度为150～200mm，混凝土强度等级不低于C20，板内设1级钢筋，钢筋网间距一般为200mm。

4)锚钉边坡护面板必须与锚钉有可靠的连接。连数方式可采用螺帽加垫板或简易弯钩锚头，简易弯钩应与面板中的附加构造钢筋焊接。

5)锚钉边坡的护面板应沿纵向按20～30m的长度分段设置竖向伸缩缝。同时必须在护面板背面或坡脚前等适当部位设置排水带(沟)，坡顶应采取隔水封闭措施。

§6.4　锚杆(索)的施工

锚杆施工质量的好坏将直接影响锚杆的承载能力和边坡稳定安全，一般在施工前应根据工程施工条件和地质条件选择适宜的施工方法，认真组织施工。在施工过程中如遇与设计不符的地层，应及时报告设计人员，以作变更处理。锚杆施工包括施工准备、造孔、锚杆制作与安装、注浆、锚杆锁定与张拉等五个环节。

§6.4.1　施工前的准备工作

施工前的准备工作包括施工前的调查和施工组织设计两部分。施工前的调查是为施工组织设计提供必要资料，其内容有：

1)锚固工程计划、设计图、边坡岩土性状等资料是否齐全；

2)施工场地调查，施工对交通的影响情况，对于新建中的公路可不考虑；

3)施工用水、用电条件调查；

4)边坡工程周边可能对施工造成影响的各种状态调查；

5)对于城区公路边坡，考虑施工噪音、排污的影响；

6)掌握作业限制、环保法规或地方法令对施工造成的影响；

7)其他条件的调查，如施工用便道、气象、安全等条件。

在对上述内容作调查、并掌握详细资料后，应制定施工组织设计，确定施工方法、施工程序、使用机械、工程进度、质量管理和安全管理等事项。施工组织设计书包括工程目的、工程概要、设计锚杆规格和锚固力要求、工程进度、组织编制表、使用机械、临时设施、使用材料、作业程序及人员配备、施工管理与质量控制计划、安全管理计划、应交付工程验收的各种技术资料、施工管理程序图表等13个方面的内容(图6.13)。

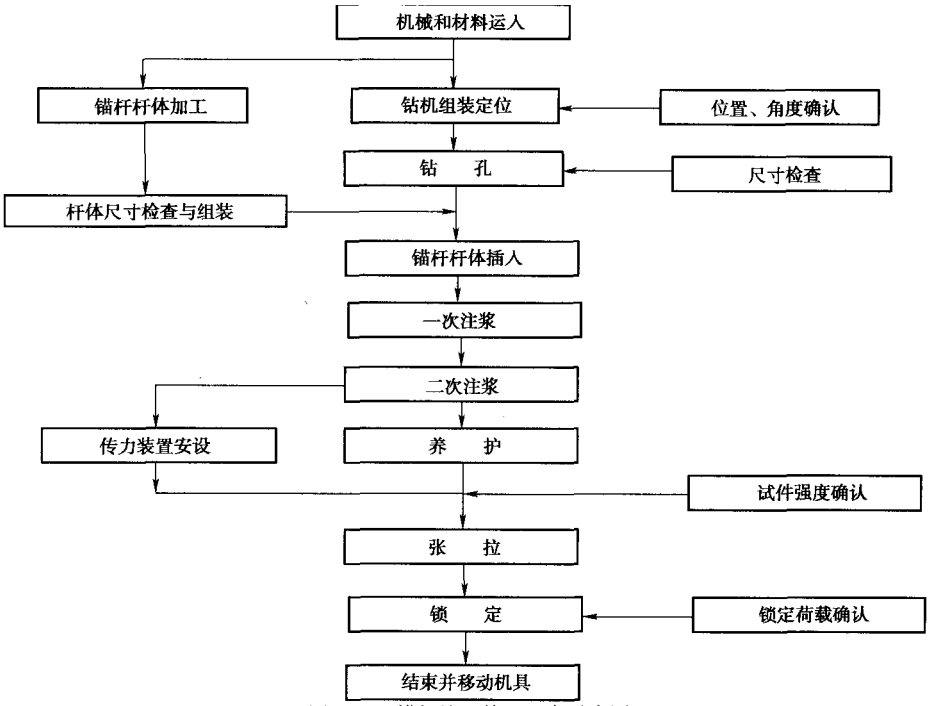


图 6.13　锚杆施工管理程序示意图

§6.4.2　造孔

锚杆(索)施工的第一步就是按照施工图的要求钻孔，钻孔是锚固工程费用最高、控制工期的作业，因而是影响锚固工程经济效益的主要因数。锚杆钻孔应满足设计要求的孔径、长度和倾角，采用适宜的钻孔方法确保精度，要使后续的杆体插入和注浆作业能顺利地进行。一般要求如下：

1)在钻机安放前，按照施工设计图采用经纬仪进行测量放线确定孔位以及锚孔方位角，并作出标记。一般要求锚孔入口点水平方向误差不应大于50mm，垂直方向误差不应大于100mm。

2)确定孔位后根据实际地层及钻孔方向选取适当的钻孔机具并确定机座水平定位和立轴倾角(即锚孔倾角)，钻机立轴的倾角与钻孔的倾角应尽量相吻合，其允许的误差只能是岩心管倾角略大于立轴倾角，不允许有反向的偏差出现。开孔后，尽量保持良好的钻进导向。在钻进过程中根据实际地层变化情况，随时调整钻进参数，以防止造成孔斜偏差。

3)在边坡锚固的钻孔过程中应注意岩芯的拾取，并尽量提高岩芯采取率，以求不断地准确地划分地层、确定不稳定岩土体厚度，判断断裂破碎带、滑移面、软弱结构面的位置和厚度，从而验证设计所依据的地勘资料，必要时修改设计。锚孔深度应超过设计长度0.5～1.0m，同时锚孔锚固段必须进入中风化或更坚硬的岩层，深度一般不得小于5m。

§6.4.3　锚杆制作与安装

在锚杆制作上，棒式锚杆的制作十分简单，一般首先按要求的长度切割钢筋，并在外露端加工成螺纹以便安放螺母，然后在杆体上每隔2～3m安放隔离件以使杆体在孔中居中，最后对杆体按要求进行防腐处理，这样棒式锚杆的制作便完成。而对于多股钢绞线的锚杆(如图6.2所示)制作较复杂，其锚固段的钢绞线呈波浪形，自由段的钢绞线必须进行严格的防护处理。对于各种形式的锚杆总的要求如下：

1)严格按照设计进行钢筋(或钢绞线)选材。对进场的钢筋或钢绞线必须验明其产地、生日期、出厂日期、型号，并核实生产厂家的资质证书及其各项力学性能指标。同时须进行抽样检验，以确保其各项参数达到锚固施工要求。对于预应力锚固结构，优先选用高应力、低松弛的钢绞线，保证其与混凝土有足够的粘结力(握裹力)，同时应保证预应力损失后仍能建立较高的预应力值。

2)严格按照设计长度进行下料。对进场钢筋经检验达到上述技术要求后，即可进行校直、出锈处理，然后，按照施工设计长度进行断料，其长度误差不应大于50mm。一般实际长度应大于计算长度的0.3～0.5m，但不可下得过短，以致无法锁定或者给后续施工带来不便。

3)锚杆组装可在严格管理下由熟练人员在工地制作。对于Ⅱ、ⅢJ级钢筋连接时宜采用对接焊或双面搭接焊，焊接长度不应小于8倍钢筋直径，精轧螺纹钢筋定型套筒连接。锚杆自由段必须按照设计作防腐处理和定位处理。

4)锚束放入钻孔之前，应检查孔道是否阻塞，查看孔道是否清理干净，并检查锚索体的质量，确保锚束组装满足设计要求。安放锚束时，应防止锚束扭压、弯曲，注浆管宜随锚体一同放人钻孔，注浆管端部距管底宜为50～100mm，锚束放人角度应与钻孔角度保持一致，在人孔过程中，注意避免移动对中器，避免自由长度段无粘结护套或防腐体系出现损伤。锚束插入孔内深度不应小于锚束长度的95%。

§6.4.4　注浆施工

锚固的注浆是锚杆施工过程中的一个重要环节，注浆质量的好坏将直接影响锚杆的承载能力。锚孔一般采用水泥浆或水泥沙浆灌注，浆液的拌合成分、质量和关注方式在很大程度上决定了锚杆的粘结强度和防腐效果。因此在锚杆注浆施工应当严格把握浆材质量、浆液性能、注浆工艺和注浆质量。一般要求有：

1)按规定选择水泥浆体材料。选用水泥标号应为灌浆浆液标号的1.5～2倍，且不宜低于425#的新鲜普通硅酸盐水泥，对进场水泥应复查力学性能。搅拌浆液所用水中不含有影响水泥正常凝结、硬化的有害物质。选用砂料的含泥量按重量计不得大于3%，砂中有害物质(如云母、轻物质、有机物、硫化物等)含量应低于1%～2%，砂的粒径以中砂(平均粒径0.3～0.5mm)较好，但要求含水量不应大于3%。外加剂的品种与用量由试验确定，一般情况下加速浆体凝固的水玻璃掺量为0.5%～3%；提高浆液扩散能力和可泵性的表面活性剂(或减水

剂)，如三乙醇胺等，其掺量为水泥用量的0.02～0.05%；为提高浆液的均匀性和稳定性，防止固体颗粒离析和沉淀而掺加的膨润土，其掺量不宜大于水泥用量的5%。

2)锚束浆液在28天龄期后要求抗压强度达到设计标号强度；当注浆为水泥砂浆时，一般选用灰砂比为1：1～1：2，水灰比为0.38～0.48，且砂子粒径不得大于2mm，而二次高压注浆形成的连续球型锚杆的材料宜选用水灰比0.45～0.50的纯水泥浆。对与配置好的浆液应有稳定性好，常温、常压下较长时间存放，不易改变其基本性质，不发生强烈的化学反应特点，同时浆液对注浆设备、管路、橡胶制品无腐蚀性、易清洗，浆液固化时无收缩现象(或收缩性小)，固化后有一定的粘结性，能牢固地与岩石、混凝土及砂子等粘结。除此之外还要求浆体配置方便操作、容易掌握、原料来源丰富，价格便宜，能够大规模使用。

3)注浆作业应连续紧凑，中途不得中断，使注浆工作在初始注入的浆液仍具塑性的时间内完成；在注浆过程中，边灌边提注浆管，保证注浆管管头插入浆液液面下50～80cm，严禁将导管拔出浆液面，以免出现断杆事故。实际注浆量不得少于设计锚索的理论计算量，即注浆充盈系数不得小于1.0。

4)二次高压注浆形成连续球型锚杆的注浆还应注意：一次常压注浆作业应从孔底开始，直至孔口溢出浆液；对锚固体的二次高压注浆应在一次注浆形成的水泥结石体强度达到5.0MPa时进行，注浆压力和注浆时间可根据锚固体的体积确定，并分段依次由下至上进行。

§6.4.5　锚杆的张拉与锁定

锚杆的张拉，其目的就是要通过张拉设备使锚杆杆体自由段产生弹性变形，从而对锚固结构施加所需求的预应力值。在张拉过程中应注重张拉设备选择、标定、安装、张拉荷载分级、锁定荷载以及量测精度等方面的质量控制，一般要求如下：

1)张拉设备要根据锚杆体的材料和锁定力的大小进行选择。选择时应考虑它的通用性能，从而使得它具备除可能张拉配套锚具外，还能张拉尽可能多的其他系列锚具的通用性能，做到一项多用。同时张拉设备应能使预应力筋的拉力既能从已有荷载上增加或降低，又能在中间荷载下锚固，最后张拉设备还应能拉锚以确定预应力荷载的大小。

2)张拉前对张拉设备进行标定。对于1000kN以下的千斤顶，可用2000kN的压力机标定，标定的数据与理论出力误差应小于2%。

3)安装锚夹具前，要对锚具进行逐个严格检查。锚具安装必须与孔道对中，夹片安装要整齐，裂缝要均匀，理顺注浆管后依次套入锚垫板、工作锚、限位板，在限位板上用千斤顶预拉，每根预拉一定荷载后，再套入千斤顶、工具锚、工具夹片等。

4)张拉前，必须待锚固段、承压台(或梁)等构件的混凝土强度达到设计强度方能进行张拉，同时必须把承压支撑构件的面整平，将台座、锚具安装好，并保正和锚索轴线方向垂直(误差<5°)。

5)张拉应按一定程序和设计张拉速度(一般为40kN／min)进行。正式张拉前进行二次预张拉，张拉力为设计拉力的10%～20%。正式张拉荷载要分级逐步施加，不能一次加至锁定荷载。分级施加荷载和观测变形的时间可按表6.10执行。

锚杆张拉荷载分级及观测时间表　　表6.10

张拉荷载分级	观测时间(min)		张拉荷载分级	观测时间(min)	
	砂质土	粘性土		砂质土	粘性土
$0.10N_t$	5	5	$1.00N_t$	5	10
$0.25N_t$	5	5	$(1.10\sim1.20)N_t$	10	15
$0.50N_t$	5	5	锁定荷载	10	10
$0.75N_t$	5	5			

注：N_t为锚索设计拉力，即最终锁定荷载。

§6.5　锚杆(索)的试验与观测

§6.5.1　锚杆(索)的性能试验

锚杆的性能试验(又称为破坏性试验或基本试验)是在锚固工程开工前为了检验设计锚杆性能所进行的锚杆破坏性抗拔试验，其目的是为了确定锚杆的极限承载力，检验锚杆在超过设计拉力并接近极限拉力条件下的工作性能和安全程度，及时发现锚索设计施工中的缺陷，以便在正式使用锚杆前调整锚杆结构参数或改进锚杆制作工艺。

性能试验的锚杆数量一般为三根，用作性能试验的锚杆参数、材料和施工工艺必须与

工程锚杆相同，并且必须在与安设工程锚杆相同的地层中进行。张拉过程中采用逐级循环加荷，每级循环荷载的增量为0.1A$_g$f$_{ptk}$～0.15A$_g$f$_{ptk}$(f$_{ptk}$为所配锚筋的抗拉强度设计值，A$_g$为实际锚筋配置截面)；在各级荷载下锚束受力与伸长值量测应同步进行，每一循环中的最大荷载稳定时间为10min，其余均为5min；最大荷载为锚杆的破断荷载，但不应超过锚筋强度标准值的0.8倍(即为0.8A$_g$f$_{ptk}$)。加荷过程及观测时间如表6.11所示，图6.14为基本试验(Q～S)曲线。

锚杆性能试验加荷过程及观测时间 表 6.11

加 荷 循 环	荷载等级 A_gf_{ptk}(%)(观测时间　　分钟)
初始荷载	10(5)
第一循环	10(5)→30(10)→10(5)
第二循环	10(5)→20(5)→30(5)→40(10)→30(5)→20(5)→10(5)
第三循环	10(5)→30(5)→40(5)→50(10)→40(5)→30(5)→10(5)
第四循环	10(5)→30(5)→50(5)→60(10)→50(5)→30(5)→10(5)
第五循环	10(5)→30(5)→50(5)→70(10)→50(5)→30(5)→10(5)
第六循环	10(5)→30(5)→60(5)→80(10)→60(5)→30(5)→10(5)

§6.5.2　锚杆(索)的验收试验

锚杆验收试验是在锚固工程完工后为了检验所施工的锚杆是否达到设计的要求而进行的检验性抗拔试验，该试验起到鉴别工程是否符合要求的目的。通常验收试验检验的锚杆的数量应不少于锚杆总数的 5%，且一个边坡不得少于 3 根。

验收试验最大试验荷载：对于永久性锚索应为设计轴向拉力值的 1.5 倍；对于临时性锚索应为设计轴向拉力值的 1.2 倍。荷载分级施加并测读各级荷载下的伸长值。试验结果进行计算机处理，并绘制试验荷载～位移(Q～S)曲线(图 6.15)。

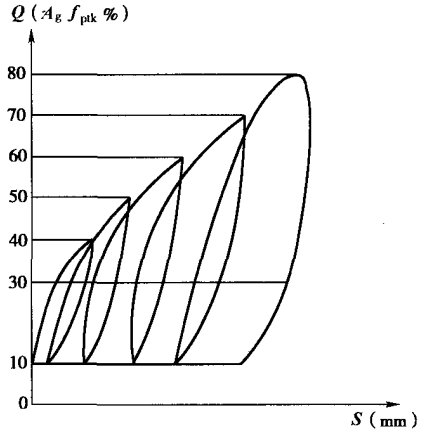


图 6.14　锚杆性能试验($Q\sim S$)曲线

锚杆验收试验满足以下条件，即为合格：

1)验收试验所得的总弹性位移超过自由段长度理论弹性伸长的 80%，但小于自由段长度与 1／2 锚固段长度之和的理论弹性伸长。

2)在最大试验荷载作用下，锚头位移趋于稳定。

锚杆验收试验加荷等级与观测时间见表 6.12。

锚杆验收试验加荷等级与观测时间　　表 6.12

荷载分级	观测时间(min)		荷载分级	观测时间(min)	
	临时锚杆	永久锚杆		临时锚杆	永久锚杆
$0.10N_t$	5	5	$1.00N_t$	10	15
$0.25N_t$	5	5	$1.20N_t$	15	15
$0.50N_t$	5	10	$1.50N_t$		15
$0.75N_t$	10	10			

§6.5.3　锚杆(索)的蠕变试验

在软粘土中设置的锚杆,在较大荷载作用下会产生很大的蠕变变形,为了掌握软粘土中的锚杆的工作特性，国内外的有关标准都对锚杆的蠕变试验作了相应的规定。我国有关锚杆标准规定，凡塑性指数大于 20 的土层中的锚杆，均应进行蠕变试验，且试验的根数不应少于 3 根。

蠕变试验的加荷等级和观测时间应满足表 6.13 的要求,在观测时间内,荷载必须保持恒定,每级荷载下观测蠕变量随时间的变化。最后将每级荷载下的锚杆蠕变量一时间对数曲线在 s～lgt 坐标系中绘出。定义 S～lgt 曲线的斜率值(s～lgt 曲线为直线)为蠕变系数，即：

$$K_s = \frac{s_2 - s_1}{\lg t_2 - \lg t_1}$$

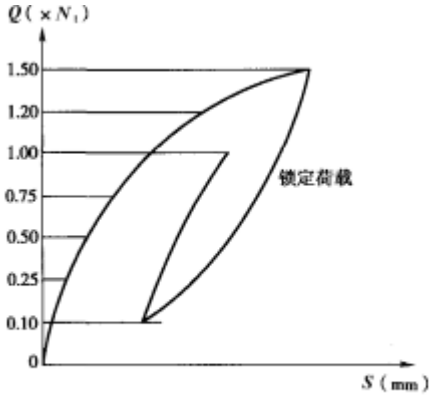


图 6.15　锚杆性能试验(Q～S)曲线

式中：Ks——某一级荷载下的蠕变系数；

s_1——t_1 时刻的蠕变量；

s_2——t_2 时刻的蠕变量。

锚杆蠕变试验所测得的最后一级荷载下的最终一段观测时间内的蠕变系数不应大于 2.0mm。

锚杆蠕变试验加荷等级与观测时间　　表 6.13

荷载分级	观测时间(min)		荷载分级	观测时间(min)	
	临时锚杆	永久锚杆		临时锚杆	永久锚杆
$0.10N_t$		10	$1.00N_t$	60	120
$0.5N_t$	10	30	$1.20N_t$	90	240
$0.75N_t$	30	60	$1.33N_t$	120	360

§6.5.4　锚杆(索)的长期观测

锚杆施工完毕后，为了了解锚杆预应力损失情况和锚杆的位移变化规律，以便确认锚杆的工作能力，需要对锚杆进行长期观测，一般连续观测时间超过 24 小时就可看作是长期观测。在观测结果过程，如果发现锚杆的工作性能较差或不能完全承担锚固力，可以根据观测结果，采用二次张拉锚杆或增设锚杆数量等措施，以保证边坡锚固工程的可靠性。

锚杆预应力变化的可采用测力计，测力计按照机械、振动、电气和光弹原理制作成不同

类型，锚杆长期观测中应当选择精度高、准确可靠的测力计，测力计一般安装在传力板和锚具之间并始终保持中心受荷。由于锚杆张拉锁定后头几个月预应力损失较大，一年后逐渐递减，两年后预应力损失基本终止，趋于稳定状态。故张拉锁定后的长期监控时间一般不得少于 1 年，但如遇自然环境恶劣并对边坡稳定性有较严重影响时，监控时间应适当延长。且每个工点不得少于 3～5 个观测点。同时在混凝土浇筑过程中应有专人对观测设施进行监护。

锚杆张拉锁定后第一个月内每日观测 1 次；2～3 个月内每周观测 1 次；4～6 个月内每月观测 3 次；7 个月～1 年内每月观测 2 次；1 年以后每月观测 1 次。在观测过程中，如出现异常，应立即进行检查，处理完毕后，方能继续观测。观测成果及时整理，第一年内的观测成果将作为工程验收的资料。

主要参考文献

1 中华人民共和国国家标准．锚杆喷射混凝土支护技术规范(GBJ 86—85)，北京：中国建筑工业出版社，1985

2 段振西．锚杆支护技术新发展·岩土锚固新技术．北京：人民交通出版社，2000

3 顾金才等．预应力锚索内锚固段受力特点现场试验研究·岩土锚固新技术．北京：人民交通出版社，2000

4 程良奎编著．岩土加固适用技术．北京：地震出版社，1995

第7章　格构加固边坡的设计与施工

§7．1　概　述

§7．1．1　格构的作用、特点及适用条件

传统的格构是用毛石、卵石或顶制的空心砖在人工开挖的软质边坡面上，按正方形或菱形干砌或浆砌形成骨架，格构中间种草，以减少地表水对坡面的冲刷，减少水土流失，从而达到护坡和保护环境的目的，该方法在铁路、公路的边坡和路堤防护中已经得到广泛应用。

格构加固技术是利用浆砌块石、现浇钢筋混凝土或预制预应力混凝土进行边坡坡面防护，并利用锚杆或锚索加以固定的一种边坡加固技术。格构技术一般与公路环境美化相结合，利用框格护坡，同时在框格之内种植花草可以达到极其美观的效果。这种技术山区高速公路中高陡边坡加固中被广泛采用，其护坡达到既美观又安全的良好效果。

格构的主要作用是将边坡坡体的剩余下滑力或土压力、岩石压力分配给格构结点处的锚杆或锚索，然后通过锚索传递给稳定地层，从而使边坡坡体在由锚杆或锚索提供的锚固力的作用下处于稳定状态。因此就格构本身来讲仅仅是一种传力结构，而加固的抗滑力主要由格构结点处的锚杆或锚索提供。一般提及到的格构加固技术是一种广义的术语，它包含了格构本身和锚杆(索)两部分。

边坡格构加固技术具有布置灵活、格构形式多样、截面调整方便、与坡面密贴、可随坡就势等显著优点。并且框格内视情况可挂网(钢筋网、铁丝网或土工网)、植草、喷射混凝土进行防护，也可用现浇混凝土(钢筋混凝土或素泥凝土)板进行加固。

根据格构的特点和作用，格构加固技术特别适用于坡度较陡、坡体岩土均匀且较坚硬的公路边坡或公路滑坡。但应当注意，对于不同稳定性的边坡应采用不同的格构形式和锚固形式的组合进行加固或坡面防护。例如，当边坡定性好，但因前缘表层开挖失稳出现塌滑时，可采用浆砌块石格构护坡，并用锚杆锚固；如果边坡稳定性差，可用现浇钢筋混凝土格构加锚杆(索)进行加固；而对于稳定性差、下滑力大的滑坡，可用现浇钢筋混凝土格构加预应力锚杆(索)进行加固；

所有这些锚杆(索)都必须穿过滑动面并使锚固段位于稳定可靠的地层中，方能起到阻滑的作用。

§7．1．2　格构的结构型式及其布置

根据格构采用的材料不同，格构可分为浆砌块石格构、现浇钢筋混凝土格构和预制预应力混凝土格构(又称PC格构)。其中PC格构在日本应用较为广泛，并有较为完善的设计施工规范；目前我国在边坡工程中主要使用浆砌块石和现浇钢筋混凝土格构，格构的常用型式有4种：

1)方型：指顺边坡倾向和沿边坡走向设置方格状格构(如图7．1所示)。格构水平间距对于浆砌块石格构应小于3．0m，对于现浇钢筋混凝土格构应小于5．0m。

2)菱型：沿平整边坡坡面斜向设置格构(如图7．2所示)。格构间距对于浆砌块石格构应小于3．0m，对于现浇钢筋混凝土格构应小于5．0m。

3)人字型：按顺边坡倾向设置浆砌块石条带，沿条带之间向上设置人字型浆砌块石拱或钢筋混凝土(如图7．3所示)。格构横向或水平间距对于浆砌块石格构应小于3．0m，对于现浇钢筋混凝土格构应小于4．5m。

4)弧型：按顺边坡倾向设置浆砌块石或钢筋混凝土条带，沿条带之间向上设置弧型浆砌块石拱或钢筋混凝土(如图7．4所示)。格构横向或水平间距对于浆砌块石格构应小于3．0m，对

于现浇钢筋混凝土格构应小于4．5m。

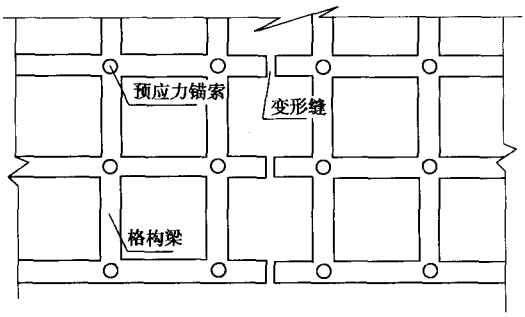


图 7.1　方型格构

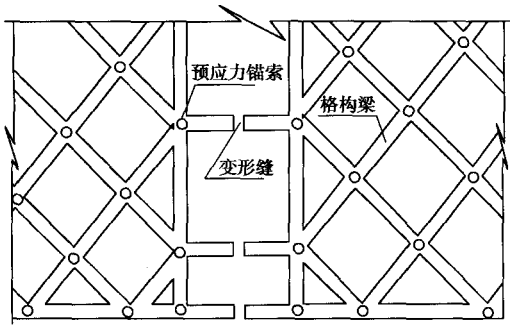


图 7.2　菱型格构

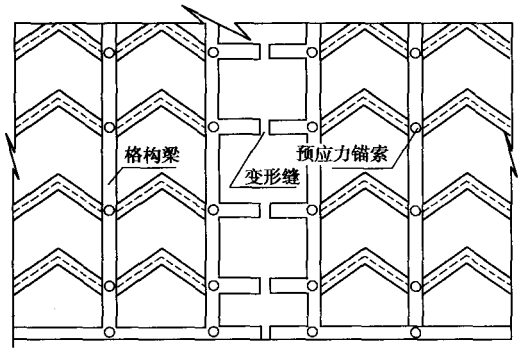


图 7.3　人字型格构

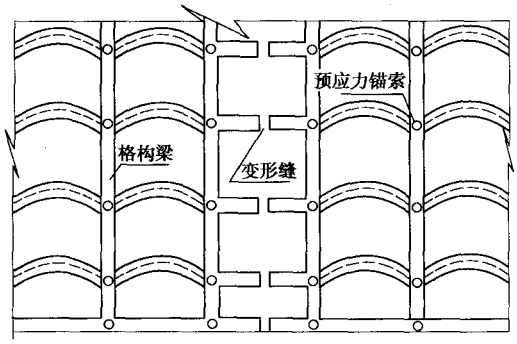


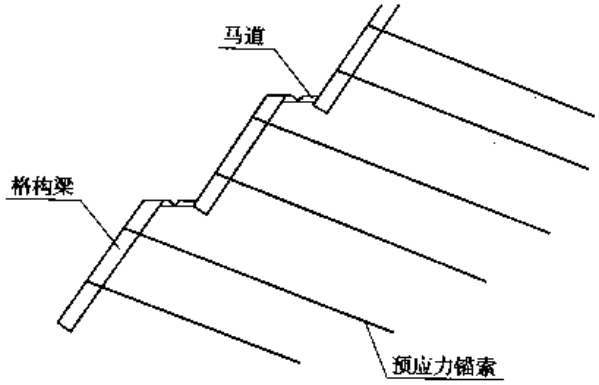
图 7.4　弧型格构

§7．2　边坡格构加固设计

§7．2．1　格构加固设计的一般要求

格构设计必须充分考虑工程的服务期限，可按照50～80年服务期进行设计。设计之前，应在调查、收集、分析原有地形、地质资料的基础上，进行详细工程地质勘察，进行现场钻探和各种试验，搞清楚地质体的强度、渗透性、断层和节理的形态与产状，以及边坡的环境地质条件；并对边坡稳定系数进行计算，作为设计的依据。边坡设计荷载应包括边坡体自重、静水压力、渗透压力、孔隙水压力、地震力等。

对于整体稳定性好，并满足设计安全系数要求的边坡，可采用浆砌块石格构进行护坡。采用经验类比法进行设计，坡度一般不大于35°，即1∶1．7。当边坡高度超过30m时，须设马道放坡，马道宽1．5～3．0m，如图7．5所示。



对于整体稳定性好，但前缘出现溜滑或坍滑的公路滑坡，或坡度大于35°的高陡边坡，宜

采用现浇钢筋混凝土格构进行护坡，并采用锚杆进行加固。采用经验类比和极限平衡法相结合的方法进行设计。锚杆须穿过潜在滑面1．5～2．0m，且采用全粘结灌浆。

对于整体稳定性差，且前沿坡面须防护和美化的滑坡，宜采用现浇钢筋混凝土格构与预应力锚索进行防护。而对于整体稳定性差、滑坡推力过大，且前沿坡面须防护和美化的滑坡，宜采用预制预应力钢筋混凝土格构与预应力锚索进行防护。锚固荷载可按第六章锚杆(索)的锚固力计算公式以及有关预应力锚索设计吨位推荐值或规定进行确定。

边坡格构加固设计的内容包括：

1)边坡稳定性分析和荷载计算；

2)选择格构型式及加固方案；

3)拟定格构的尺寸、确定锚杆(索)的锚固荷载；

4)锚杆(索)的设计计算；

5)格构内力计算及结构设计；

6)加固后边坡的稳定性验算。

设计程序流程如图7．6所示。其中加固前后的边坡稳定性分析与验算均采用第二章中介绍的条分法(对于滑坡采用传递系数法)进行，锚杆(索)的设计计算已在第六章进行了详细阐述；下面主要就锚固荷载和格构设计计算进行探讨。

§7．2．2　锚固荷载的计算

对于采用格构加固的高陡边坡设计，首要的问题是计算锚固荷载；边坡在设计所提供的锚固荷载的作用下应处于稳定，并且稳定性系数应达到规范要求(对于一级和高速公路1.2～1.3，二级及以下等级公路1．1～1．2)。通常情况下，计算锚固荷载应根据边坡的破坏类型确定计算方法。对于无连续滑动面的直立或近直立的边坡，在采用锚杆(索)挡墙加固时，可以采用土压力理论计算土压力或岩石压力，然后确定锚固荷载，这类问题在挡土墙设计中有详细介绍。而对于具有连续的潜在滑动面的边坡，采用条分法稳定性进行锚固荷载反算，下面仅介绍这种方法。

如图7．7所示边坡受力分析，取一个条块作为独立分析单元，其上的作用力包括坡面荷载Q、条块重力W、锚索预应力L、剪切面反力N、抗滑力S以及条间作用力E和V。根据竖向平衡可以得到：

$$N\cos\alpha_i - W - Q - (V_i - V_{i+1}) - L_i\sin\beta + S\sin\alpha_i = 0 \qquad (7.1)$$

式中的抗滑力S可以表示为抗剪强度与安全系数的比，因此可以解出滑面的法向力：

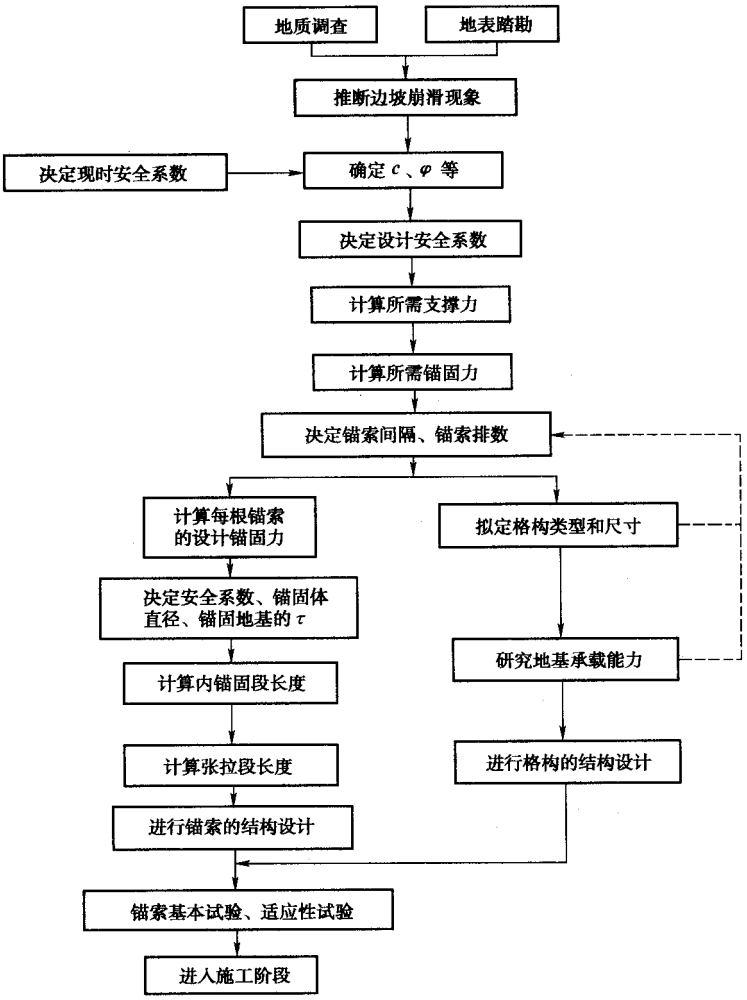


图 7.6　格构加固技术设计流程

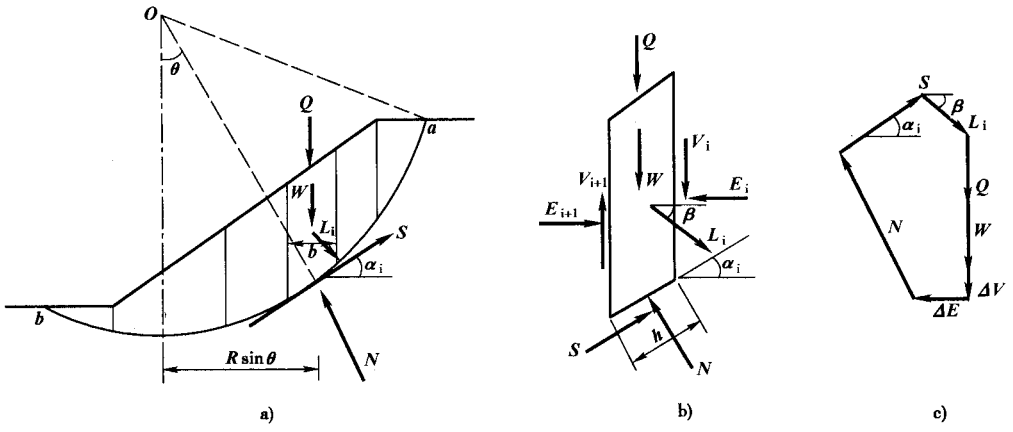


图 7.7　锚固荷载计算图示

$$N=\left[W+Q+L_i\sin\beta+(V_i-V_{i+1})-\frac{c_i l_i}{k}\sin\alpha_i\right]\frac{1}{\cos\alpha_i+tg\phi_i\sin\alpha_i/k} \qquad (7.2)$$

边坡的安全系数：

$$k=\frac{\sum\dfrac{c_i b_i+\left[(W+Q)+L_i\sin\beta+(V_i-V_{i+1})\right]tg\phi_i}{\cos\alpha_i+tg\phi_i\sin\alpha_i/k}}{\sum\left[(W+Q)\sin\alpha_i+L_i\cos(\alpha_i+\beta)\right]} \qquad (7.3)$$

为了简化计算,忽略条间作用力;如果坡面荷载为0,则上式变为：

$$k=\frac{\sum\dfrac{c_i b_i+(W+L_i\sin\beta)tg\phi_i}{m_\alpha}}{\sum\left[W\sin\alpha_i+L_i\cos(\alpha_i+\beta)\right]} \qquad (7.4)$$

式中：$m_\alpha=\cos\alpha_i+\mathrm{tg}\,\phi_i\sin\alpha_i/k$；

α_i——条块滑面倾角；

b_i——条块滑面长度；

β——锚索倾角；

c_i，ϕ_i——滑面强度参数，通常假定原整个滑面是均匀分布的。

利用式(7.4)，按照规范确定安全系数后，反算锚固荷载L；从上面的推导可以看出，采用的方法实际上是第二章中介绍的简化的Bishop条分法，同样可以采用第二章中介绍的不平衡推力传递系数法按照上述考虑锚固荷载的原理进行锚固荷载反算,其他因素的影响如地下水、地震等的考虑与边坡稳定性分析完全相同。

§7．2．3　格构的结构设计与计算

根据计算求得的锚固荷载和边坡实际情况,确定锚索分布及不同高度的锚索设计锚固力,然后计算格构的内力。为了方便，将两个锚固点之间的格构梁简化为一个简支梁来计算其内力，简化模型如图7．8所示。

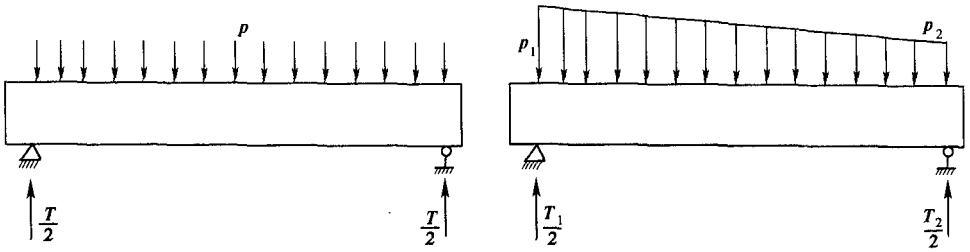


图 7.8　格构内力计算模式

严格地讲，简化模型梁上的分布荷载应根据相应格构所处边坡位置上的岩土压力和设计锚固力确定，但对于某些边坡的岩土压力分布极其复杂，因此通常按最不利原则，用锚索的最大设计荷载T近似计算分布荷载P，即：

$$\begin{cases}p_1=(2T_1-T_2)/l\\ p_2=(2T_2-T_1)/l\end{cases} \qquad (7.5)$$

式中：l——两锚索之间格构梁的长度；

T_1,T_2——格构梁两端锚索的设计荷载($T_1\geqslant T_2$)。

如果$T_1=T_2=T$，则格构梁上的荷载均匀分布，有

$$p_1=p_2=p=T/l \qquad (7.6)$$

为了保证锚索在超张拉或边坡变形过程中格构梁的安全性，在设计计算时，常将T_1，T_2

乘以1．5的系数或直接采用锚索的极限荷载代入上式中进行计算。

按上述计算求得格构梁的荷载后，便可计算格构梁的内力，并按受弯构件考虑来验算格构梁的强度和进行配筋计算。假设计算获得的格构梁的最大弯矩为$M_{\max}$，截面尺寸为：b，h；截面相对受压高度为ξ_{jg}，截面有效高度为h_0，混凝土安全系数γ_c=1．25，钢筋安全系数γ_s=1．25；计算步骤如下：

①计算最大配筋率$\mu_{\max}=0.55\dfrac{R_a}{R_g}$；最小配筋率为$\mu_{\min}=0.15\%$。

②验算双筋的可能性：

如果$\dfrac{1}{\gamma_c}R_a bh_0^2\xi_{jg}(1-0.5\xi_{jg})>M_{\max}$，按单筋截面进行设计；否则按双筋截面进行设计。

③单面配筋计算：

受压区高度：$$x\le h_0-\sqrt{h_0^2-\frac{2\gamma_c M}{\gamma_b R_\alpha b}}<\xi_{jg}h_0$$

配筋截面积：$$A_g=\frac{R_\alpha bx}{R_g}$$

配筋率：弘=导$\mu=\dfrac{A_g}{bh_0}$，配筋率应满足要求。

④配筋：纵向受力钢筋按计算设置，构造筋按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》要求设置。

§7．2．4　格构的构造要求

1．浆砌块石格构

浆砌块石格构可分为方型、菱型、人字型和弧型四种型式。各种型式格构水平间距均应小于3．0m。浆砌块石断面设计以类比法为主，采用的断面高×宽一般不小于300mm×200mm。浆砌块石格构边坡坡面应平整，坡度一般小于35°。为了保证格构的稳定性，可根据岩土体结构和强度在格构节点设置锚杆，长度一般3～5m，全粘结灌浆。若岩土体较为破碎和易溜滑时，可采用锚管加固，全粘结灌浆，注浆压力一般为0．5～1．0MPa。

2．现浇钢筋混凝土格构

现浇钢筋混凝土格构同样有方型、菱型、人字型和弧型四种型式。方型和菱型格构水平间距均应小于5．0m，人字型和弧型格构水平间距均应小于4．5m。钢筋混凝土格构断面设计应采用简支梁法进行弯矩计算，并采用类比法校核。一般断面高×宽不小于300mm×250mm。格构纵向钢筋应采用Φ14以上直径的Ⅱ级螺纹钢筋，箍筋应采用Φ6以上直径的钢筋。格构混凝土强度等级不应低于C25。

现浇钢筋混凝土格构护坡的坡面应平整，坡度一般不大于70°。当边坡高于30m时，应设置马道。为了保证格构护坡的稳定性，根据岩土体结构和强度在格构节点设置锚杆。锚杆应采用Φ25～40直径的Ⅱ级螺纹钢加工，长度一般4m以上，全粘结灌浆，并与格构钢筋笼点焊连接。若岩土体较为破碎和易溜滑时，可采用锚管加固，锚管用Φ50架管加工，全粘结灌浆，注浆压力一般为0．5～1．0MPa，同样应与格构钢筋笼点焊连接。Φ50架管设计拉拔力可取为100～140kN。锚杆(管)均应穿过潜在滑动面。如果是整体稳定性差或下滑力较大的滑坡时，应采用预应力锚索进行加固。

不论是浆砌块石格构还是现浇钢筋混凝土格构，均应每隔10～25m宽度设置伸缩缝，缝宽2～3cm，填塞沥青麻筋或沥青木板。同时为了美化环境和防护表层边坡，在格构间应培土和植

草。

§7．3　格构的施工

§7．3．1　浆砌块石格构的施工要点

1)浆砌块石格构应嵌置于边坡中，嵌置深度大于格构截面高度的2／3。

2)浆砌块石格构护坡坡面应平整、密实，无表层溜滑体和蠕滑体。

3)格构可采用毛石或条石，但毛石最小厚度应大于150mm，强度应大于Mu30，用水泥砂浆浆砌，砂浆强度不应低于M7．5。

4)格构每隔10～25m宽度设置伸缩缝，缝宽2～3cm，填塞沥青麻筋或沥青木板。

§7．3．2　现浇钢筋混凝土格构的施工要点

1)钢筋混凝土格构可嵌置于边坡中或上覆在边坡上。

2)钢筋混凝土格构护坡坡面应平整、夯实。无溜滑体、蠕滑体和松动岩块。

3)用于浇注格构的钢筋应专门建库堆放，避免污染和锈蚀；水泥一般使用425#普通硅酸盐水泥，避免使用受潮和过期水泥；砂石料的杂质和有机质的含量应符合《混凝土结构工程施工及验收规范》(GBJ50204—92)的有关规定。

4)应对边坡开挖的岩性及结构进行编录和综合分析，将开挖的岩性与设计对比，出入较大时，应进行变更处理。

5)开挖的弃渣应按设计的要求堆放，不得造成次生灾害。

§7．4　国外格构加固技术简介

前述格构加固技术主要是针对我国边坡工程中常用的浆砌块石格构和现浇钢筋混凝土格构。下面简要介绍在日本广泛应用的PC格构加固技术和QS格构加固技术。

§7．4．1　PC格构加固技术简介

PC(Prestress Concrete Frame Anchor Method)格构加固技术是从锚固技术发展起来的，它是由预制预应力混凝土框架和灌浆锚索组成，它将传统的现浇四菱锥台式锚墩结构改为预制预应力混凝土构件，其加固机理是：锚固力通过预制预应力混凝土构件传递给边坡面，从而保持边坡的稳定。该方法在日本推广已有十年的历史，成立了PC协会，经过PC协会会员的不断开发与改良，已有多种型号规格可供选择。PC格构加固技术有较为完善的设计施工规范，实现了标准化和系列化，在日本的许多重要工程中得到了应用。PC格构加固技术的主要优点有：

(1)工厂制作的预制预应力混凝土强度高，无裂缝，有良好的耐久性，不需要在现场养护，因而是一种可靠性高、施工速度快的边坡加固方法；

(2)采用边向下开挖边坡、边锚固的逆作法施工顺序，避免了边坡长期暴露和处于不稳定状态，容易保证边坡的安全；

(3)锚索采用双层防腐结构，锚头采用了专门防锈措施，解决了锚固体的永久防腐问题，采用了可复拉的外锚头结构，解决了地层松动后的再张拉问题，结构耐久，便于维护管理；

(4)预制构件结构尺寸统一，外形美观，框格内可种植草本植物恢复生态，与环境相协调，符合21世纪高标准环境保护的要求。

预应力混凝土格构锚索的设计、施工工艺与混凝土格构类似。PC格构的类型主要有4种型式：十字形(C)、半正方形(SS)、正方形(S)和一字形(B)，如图7．9所示，其技术参数见表7．1～7．3所示。

选定预应力混凝土框架主要从工程地质条件考虑，其基本的框架是十字形框架，当采用十字形框架有困难时再研究考虑其他类型。半正方形框架是采用十字形框架坡面表层地基承载力

不足时使用，而当采用半正方形框架坡面表层地基承载力仍然不足时，则要采用正方形框架。正方形框架是构成全面板的要素，适用于具有崩塌性强的地质条件和坡面，或者担心十字形框架会出现抽心时使用，在坡面表层地基承载力不足、使用十字型框架预应力衰减严重时也十分有效。另外，框架的选择还要综合考虑行人的安全、防火、防止崩蹋、外观、经济性、施工性等各种要素后加以确定。例如，为了给予邻近的来往车辆和行人以安全感，采用正方形框架；或者靠近公路的坡面最下排以防止丢弃烟头引起边坡绿化工程火灾为目的，采用正方形框架。

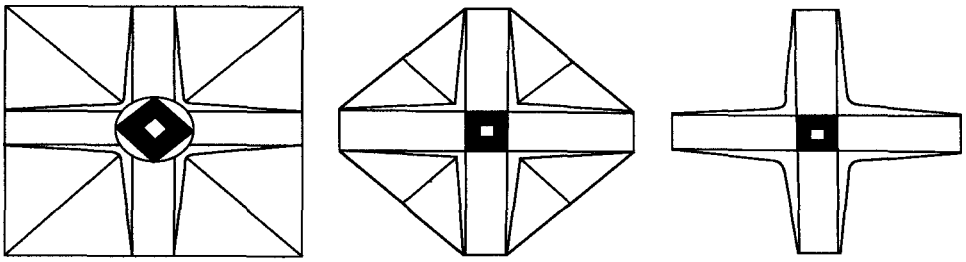


图 7.9　预制预应力格构类型

a)正方形；b)半正方形；c)十字形

十字形 PC 格构的规格与参数　　表 7.1

钢绞线根数（ϕ12.7）	设计锚固力（×9.8kN）	型　号	单位重量（kg）	型　号	单体重量（kg）	型　号	单体重量（kg）
9	100	C300－55	3 030	C250—55	2 480	C200—55	1 850
8	89.7						
7	78.5	C300—50B	2 730	C250—50B	2 230	C200—50B	1 650
6	67.3	C300—50A		C250—50A		C200—50A	
5	56.1	C300—45	2 400	C250—45	1 950	C200—45	1 480
4	44.8	C300—40	2 100	C250—40	1 700	C200—40	1 280
3	33.6	C300—35B	1 780	C250—35B	1 450	C200—35B	1 100
2	22.4	C300—35A		C250—35A		C200—35A	
		C300	承压面积 2.429m^2	C250	承压面积 1.979m^2	C200	承压面积 1.464m^2

半正方形 PC 格构的规格与参数 表 7.2

钢绞线根数（ϕ12.7）	设计锚固力（×9.8kN）	型　号	单位重量（kg）	型　号	单体重量（kg）	型　号	单体重量（kg）
9	100	SS300—55	4 580	SS250—55	3 360	SS200—55	2 320
8	89.7						
7	78.5	SS300—50B	4 290	SS250—50B	3 130	SS200—50B	2 140
6	67.3	SS300—50A		SS250—50A		SS200—50A	
5	56.1	SS300—45	3 670	SS250—45	2 690	SS200—45	1 860
4	44.8	SS300—40	3 370	SS250—40	2 450	SS200—40	1 670
3	33.6	SS300—35B	2 910	SS250—35B	2 110	SS200—35B	1 430
2	22.4	SS300—35A		SS250—35A		SS200—35A	
		SS300	承压面积 4.998m^2	SS250	承压面积 3.523m^2	SS200	承压面积 2.298m^2

正方形 PC 格构的规格与参数 表 7.3

钢绞线根数（ϕ12.7）	设计锚固力（×9.8kN）	型　号	单位重量（kg）	型　号	单体重量（kg）	型　号	单体重量（kg）
9	100	S300—55	6 800	S250—55	4 790	S200—55	3 120
8	89.7						
7	78.5	S300—50B	6 510	S300—50B	4 550	S200—50B	2 940
6	67.3	S300—50A		S250—50A		S200—50A	
5	56.1	S300—45	5 490	S250—45	3 860	S200—45	2 510
4	44.8	S300—40	5 200	S250—40	3 620	S200—40	2 330
3	33.6	S300—35B	4 300	S250—35B	3 000	S200—35B	1 940
2	22.4	S300—35A		S250—35A		S200—35A	
		S300	承压面积 8.123m^2	S250	承压面积 5 523m^2	S200	承压面积 3.423m^2

§7．4．2　QS格构加固技术简介

QS(Quick & Strong)格构加固技术是指用一种在工厂中预先组装好的可折叠式钢筋笼，组装在坡面上之后，在钢筋笼中喷射混凝土，从而在坡面上形成钢筋混凝土框架的一种加固方法。该技术无论在现场的施工性能还是在构造强度上都具有明显的优势。在急倾斜的坡面上架设箍筋是十分困难的，而且相当费时，QS框架的构件，是在工厂中生产出预先组装好箍筋的折叠式钢筋笼(如图7．10所示)，然后把它运送到现场打开即可使用的一种具有优越施工性能的构件。QS格构加固技术必要时采用锚杆或锚索等来进行补强，QS格构加固技术即使是用于带有地锚的框架坡面保护也是很适用、很经济以及施工性能有其独特之处。QS格构加固技术的主要特点在于：

(1)格构构件在焊接表面处进行了表面处理，所以极少产生锈蚀现象，具有良好的耐久性能：

(2)格构构件作为焊接的金属网网状构造，在其间隙中预先装入了箍筋，因此，在现场具有良好的施工性能；

(3)格构构件自重较轻，能任意变形，具有良好的作业性；

(4)由于所有的框架都是连续的，所以对岩体的崩坏的抵抗力增大；

(5)由于安装了ϕ4．0的空间定位筋，所以能保证下层钢筋和山体间的间隙，保证钢筋的

保护层厚度；

(6)不需要模板；

(7)湿式喷射混凝土的发展使得QS格构加固技术的质量更有保证。

QS格构加固技术可用于滑坡治理工程、陡坡防护工程、堤坝斜面防护工程、灾害修复工程、基岩斜面绿化工程、人工基岩边坡加固工程、隧道洞口斜面防护工程以及道路、住宅等削被造成的边坡加固工程。

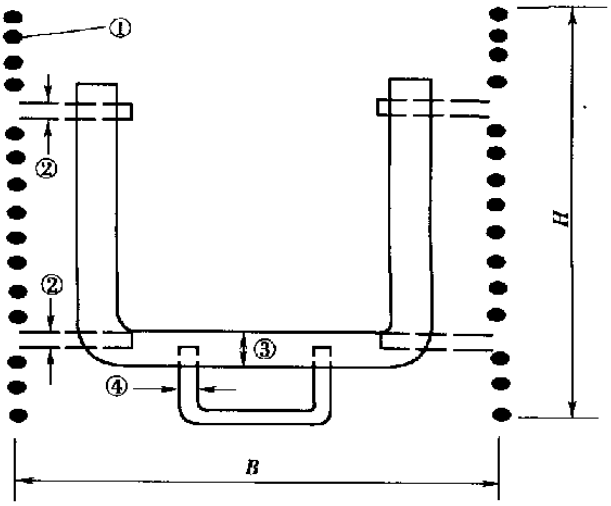


图 7.10　QS格构钢筋笼构造示意图

主要参考文献

1　胡石友．新型框格护坡的设计与实践．地质灾害与环境保护．V_0I．11，N0．2，2000

2　杨重存．锚喷加固岩土边坡的理论计算与分析·岩土锚固技术的新进展．北京：人民交通出版社．2000

3　徐祯祥．软弱破碎岩体条件下的高边坡治理技术·岩土锚田技术的新进展．北京：人民交通出版社．2000

4　国家标准．三峡移民牵建区滑坡防治工程设计与施工技术规则．北京：中国水利出版社，2001

5　王英祖，高永涛等．某特殊路堑稳坡方案研究与应用·岩土锚固新技术．北京：人民交通出版社．2000

第 8 章　加筋边坡和加筋土挡墙的设计与施工

§8.1　概　述

§8.1.1 加筋土结构的特点

加筋土是一种在土中加入加筋材料而形成的复合土。在土中加入加筋材料可以提高土的强度，增强土体的稳定性。因此，凡在土中加入加筋材料而使整个土工系统的力学性能得到改善和提高的土工加固方法均称为土工加筋技术，形成的结构亦称之为加筋土结构。

加筋土技术从广义上讲是一门土工增强技术，或称土工补强技术。土工增强技术常见有加筋土、纤维土、复合土、改性土等。

加筋土技术应用于工程结构中形成加筋土结构，目前在工程中应用较多的是加筋土挡墙、加筋土边坡和加筋土地基，以及加筋路面。

加筋土边坡一般由加筋材料和土体填料组成，坡面比较陡，根据工作条件和需要，坡面可设面板，也可不设面板，见图 8.1。加筋土挡墙一般由基础、面板、加筋材料、土体填料、帽石等主要部分组成，见图 8.2。加筋土陡坡和加筋土挡墙，与传统支挡结构相比，具有以下特点：

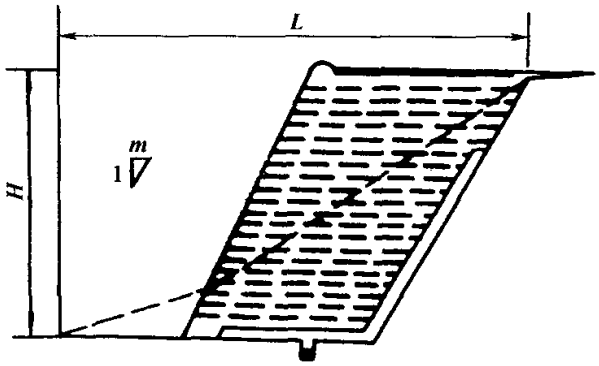


图 8.1　加筋土边坡

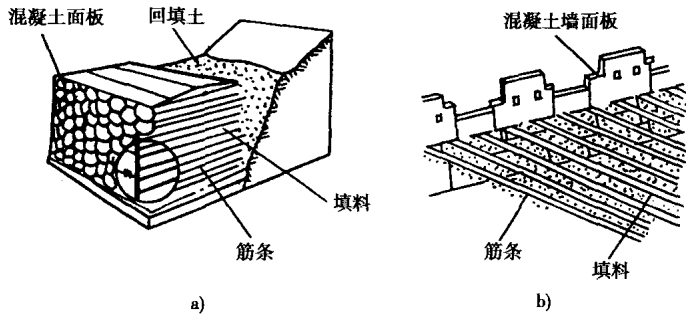


图 8.2　加筋土挡墙

(1)结构新颖、造型美观

加筋土结构新颖，巧妙地利用了面板、填料和加筋带。面板可根据环境和需要构思出各种图案，与景观、环境、相邻建构筑物等配套协调，富于艺术感染力。

(2)技术简单、施工方便

加筋土结构虽然机理复杂，但结构简单，技术容易掌握，需要的施工机械较少，不需专门的施工机具；再加之加筋体逐层回填压实形成，是柔性结构，墙体形成的加载而引起的地基变形对加筋土结构本身的影响很小，因而需要的地基处理也比较简单，施工十分方便。

(3)要求较低、节省材料

加筋土各组成部分对材料的要求不高，大宗材料为加筋土填料(一般填土)，其来源广泛，易于获得；对地基承载能力的要求相对来说较低，比较容易满足；基础小、面板薄，所用材料少。在边坡工程中与其他支挡结构相比，能较显著地节省材料用量。

(4)施工速度快、工期短

加筋土结构由于技术简单、施工容易方便，而且材料用量少，现场土石方量减少，圬工量大大减少。面板可现场先预制，也可进行工厂化生产，再运至现场安装。施工作业简单，可组织流水作业，也可进行大面积施工。另一方面，加筋土工程施工组织简单，施工工序少，现场比较好管理和指挥。因此，加筋土工程施工速度很快，工期都比较短。

(5)造价低廉、效益明显

加筋土结构的造价与同等条件下的其他支挡结构相比，节约造价幅度一般为 10%～50%。加筋土挡墙的墙面板可以垂直砌筑，加筋土边坡的坡度一般也比较大，因此，工程占地较少。另外，施工时对环境的影响小，施工快、工期短，其综合效益十分显著。

(6)适应性强、应用广泛

加筋土技术的应用经过几十年的发展，已从公路路堤、路肩发展到应用于其他各种支挡结构和边坡防护。目前已用于处理公路边坡、市政建设、护岸工程、铁道工程路基边坡、工民建配套的支挡及边坡工程、防洪堤、林区工程、工业尾矿坝、渣场、料场、货场等；甚至还用于危险品(如石油、氨等)或危险建筑(核电站)的围堤设施等。

§8.1.2 加筋土工作基本原理

在工程实践中，我们知道松散的砂土可堆成具有天然休止角的斜坡，粘性土体可开挖出一定高度的垂直坡面。如果在砂土中分层埋设水平向的加筋材料，则这种由砂土和加筋材料形成的筋土复合体就可保持一定的高度和直立状态而不塌成斜坡，与粘性土体相类似。这表明砂土加筋后所形成的复合体的力学性能和稳定性比以前有所改善和提高。如果利用加筋后的复合体来建筑某种建筑物，如挡土墙、边坡等，则加筋技术就具有一定的工程实际意义，并有可能获得一定的经济效果。加筋土技术的提出、应用正是从这一思路出发而发展起来的。

为了弄清砂土加筋后复合体强度和稳定性提高的原因，维达尔等人分别进行了三轴试验和现场试验测试，提出了各种假说来解释和阐述筋土之间的相互作用机理。根据迄今为止的研究结果，筋－土间相互作用的基本原理大致可归纳为两大类：一是摩擦加筋原理，二是准粘聚力原理，或似粘聚力原理。

(1)摩擦加筋原理

根据加筋土复合体中筋－土之间的基本构造，我们在加筋体中取出一微段来分析。

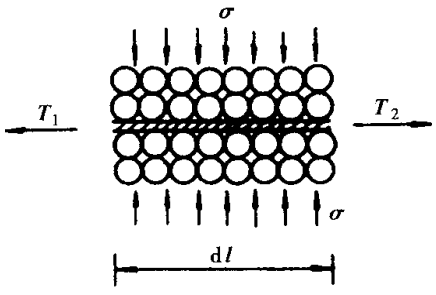


图 8.3　摩擦加筋原理

如图 8.3 所示，微元体长为 dl，拉筋左截面受力为 T_1，右截面受力为 T_2，压住拉筋的法向应力为 σ，略去筋带重量和微元体土体重量。设拉筋与土粒之间的摩擦系数为 f，设 b 为筋带宽度。由于土的水平推力在该微元段拉筋中所引起的拉力为 dT，$dT= T_1- T_2$。设 dF 为土粒与拉筋在该微元段上产生的总摩擦力，则有：

$$dF=2\sigma fbdl \qquad (8.1)$$

根据该微元体的受力分析，可知

如果　　dF>dT　　(8.2)

则筋－土之间就不会产生相互错动，换句话说，土的水平推力被筋－土间的摩擦力所克服，微元体保持稳定。反之则不能保持稳定。

从式(8.1)和式(8.2)可知，拉筋材料要满足两点：一是表面要粗糙，能使筋－土之间产生足够的摩擦力；二是要有足够的强度和模量，前者保证在筋－土之间产生错动前拉筋不被拉断，后者保证拉筋的变形与土体的变形大致相同。

在加筋土挡墙中，墙体由于受土体的推力产生破坏时(暂将加筋土体看成无筋土体)，依据郎肯理论，沿主动破裂面 BC 将墙体分为主动区和稳定区，见图 8.4。下滑土棱体 ABC 自重产生的水平推力对每一层拉筋形成拉力，欲将拉筋从土中拔出，而稳定区土体与筋带的摩擦阻力阻止拉筋被拔出。如果每一层拉筋与土体的摩擦阻力均能抵抗相应的土推力，则整个墙体就不会出现 BC 滑动面，加筋土体的内部稳定性就有保证。

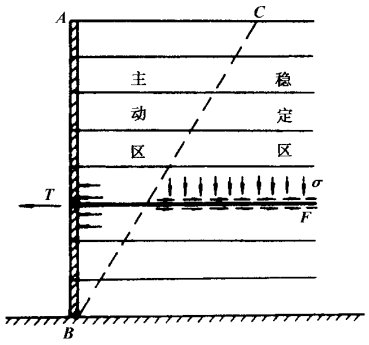


图 8.4　加筋土挡墙的受力分析

设每层筋带所受的土体的水平推力为 T，那么

$$T < \int_{L_2} 2\sigma lfbdl \qquad (8.3)$$

为判定加筋体稳定与否的必要条件。式中 L_2 为拉筋在稳定区的长度。这一点为我们在工程中的实际计算提供了思路。

按上述的摩擦加筋原理分析，拉筋的工作类似于通过筋带将结构锚固在稳定土体中，所以，稳定区又称为锚固区，拉筋在稳定区的长度称为锚固段长度或有效长度。

摩擦加筋原理由于概念明确、简单，在加筋土挡墙的足尺试验中得到较好的验证。因此，在加筋土的实际工程中，特别是加筋土边坡和挡墙工程中得到较广泛的应用。

但是，摩擦加筋原理忽略了筋带在力作用下的变形，也未考虑土是非连续介质、具有各向异性的特点。所以，对高模量的加筋材料，如金属加筋材料比较适用，对加筋材料本身模量较小、相对变形较大的合成材料(如塑料带等)，则是比较近似的。

(2)准粘聚力原理

加筋土结构可看作是各向异性的复合材料，一般情况下拉筋的弹性模量远远大于填土的弹性模量，拉筋与填土共同工作，外测强度包括了填土的抗剪力、填土与拉筋的摩阻力和拉筋的抗拉力的共同作用，使得加筋土的强度明显提高。在加筋砂圆柱土样与未加筋砂圆柱土样三轴对比试验中得到验证。

砂土试样在单轴压力下受到压密，土样侧向在侧压力作用下发生侧向应变。如在土中布置了拉筋，由于拉筋对土体的摩擦阻力，当土体受到垂直应力作用时，在拉筋中将产生一个轴向力，起着限制土体侧向变形的作用，相当于在土中增加了一个对侧压力的反力，使土的强度提高了。根据维达尔等人的试验，加筋土的强度与土的抗剪强度、土和拉筋间的摩擦系数、拉筋的抗拉强度、拉筋数量等有关。加筋土在受力变形过程中可能出现拉筋抗拉极限状

态、拉筋与填土间摩擦—粘着极限状态以及填土抗剪极限状态。加筋土的强度分析主要针对前两种。第三种只有当拉筋的弹模与填土相近时才会出现。

加筋砂样比无筋砂样强度提高，可根据库仑理论和摩尔破坏准则来加以阐明。

根据库仑理论，土的极限强度为

$$\tau_f = \sigma tg\phi + c \qquad (8.4)$$

式中：τ_f——土的极限抗剪强度；

σ——土体上受到的正应力；

c——土的凝聚力；

ϕ——土的内摩擦角。

当c=0时为砂土，c≠0时为粘性土。

设σ_{1f}为土样破坏时的最大主应力，σ_3为土样侧面的最小主应力。根据土样破坏时土样的摩尔圆与土样的库仑强度线相切的条件，可得

$$\sigma_{1f} = \sigma_3 tg^2\left(45^\circ + \phi/2\right) + 2ctg\left(45 + \phi/2\right) \qquad (8.5)$$

在三轴对比试验中，如果未加筋砂土样在σ_1、σ_3作用下达到极限平衡(见图8.5，①为未破坏时的应力状态，②为未加筋砂极限破坏状态)。保持σ_3不变，则加筋砂在相同应力状态下未破坏，而是σ_1增至σ_{1f}时才达到极限破坏状态，如图8.5③所示。砂样在加筋前后的ϕ值不变，加筋后土的强度提高了，它应有一条新的强度线来反映这些关系。

将未加筋砂和加筋砂试验的极限平衡条件两相比较，加筋砂多了一项由c引起的强度增加，或者说承载力增加。从三轴对比试验的结果来看(图8.6)，加筋砂与未加筋砂的强度线几乎完全平行，说明加筋前后砂样的ϕ值基本不变，但加筋砂的强度曲线不通过$\sigma-\tau$坐标原点，而与纵坐标τ相截，其截距c相当于式(8.5)中的c，或者说，式(8.5)或式(8.4)对加筋砂土是成立的。因此，有人认为，加筋砂土力学性能的改善是由于新的复合土体具有某种“粘聚力”缘故。这个“粘聚力”砂土本身是没有的，而是砂土加筋后的结果。在试验中对加筋砂样施加的侧向力为σ_3，而实际上砂样受到的侧压力是$\sigma_3+\triangle\sigma_3$，而$\triangle\sigma_3$正是由于砂与拉筋间的摩阻而产生的，但在最后结果的表述中却被“c”所代替。事实上它不是粘聚力，而应是加筋土的强度增量。为表述方便，我们将这个“粘聚力”称为“准粘聚力”，或“似粘聚力”。它反映了加筋土这个复合体本身的材料特性。

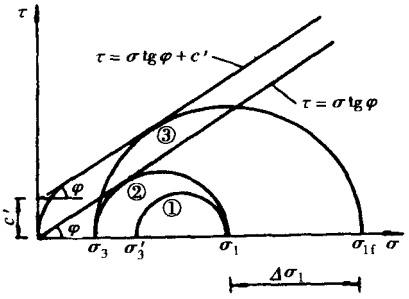


图 8.5　无筋及加筋砂强度分析

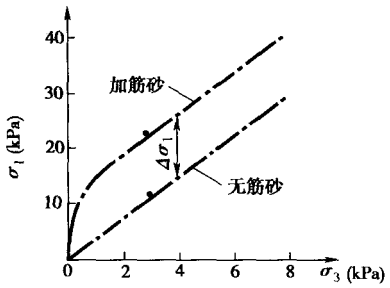


图 8.6　无筋砂及加筋砂强度曲线

将c看作加筋土的强度增量，用该原理不但可分析加筋砂的工作机理，同样可用来分析粘土类加筋土。

(3)其他理论假定

(a)均质等代材料原理

加筋土是由填料土与加筋材料层层交替铺设而成的复合体，每一加筋材料和每一层填土形成一个单元层，每层相互平行且间距相等，因此，可将加筋体看成为交替正交层系。加

筋体由很多的单元层组成，加筋体的厚度(即正交层系)与单元层相比要厚得多。假定各单元层的分层界面上无相对位移,每一层中三个均质材料的平面垂直于一个直角坐标轴,而且层面必须平行于一个弹性对称面。那么,这种交替正交层系可以用等代均质材料的理论来分析，以研究加筋土在工作荷载作用下性状。

为计算加筋体中的应力分布,需要确定“等代于”土与加筋层系统的均质正交材料的性质、有关荷载条件和所给结构的几何条件。如果要确定等代材料中一点的应力，则可用正交层理论求得土与加筋中同一点的应力。将未加筋土体中的临界应力区与加筋数量不同、加筋方向不同、加筋材料布置不同的加筋体中的临界应力区进行比较，就可获得加筋土的最佳设计。

均质等代材料分析要求加筋体是弹性体，土与加筋材料问不产生相对滑动。实际上，只要土中应力状态低于土的破坏包络线,加筋材料中的主应力小于加筋材料的破坏应力,且土与加筋材料的界面剪应力低于界面土的最大抗剪强度，都可以用均质等代分析法进行计算。也就是说，要应用均质等代分析法，加筋体应在工作荷载条件下而不能在极限荷载条件下。

均质等代材料分析计算可采用有限元法、有限差分法、边界积分法或积分变换来求解。未加筋土体和加筋体的应力区比较判断从工程实用的角度上讲,还有一个判定标准问题要解决。均质等代材料分析的关键是确定等代的正交材料的有关参数。

(b)弹塑性层板理论

加筋体是填土与加筋材料层层铺设而成，把每一层加筋材料和填土看成为一个“层板单元”，整个加筋体就是由粘结在一起的层板单元的有限层组成。假定每一层单元具有唯一的确定的材料性质,则可用增量分析法计算层板单元在弹塑性状态下的位移和应力,从而对加筋体的应力—变形特性进行分析。

弹性层板理论计算一般采用有限元法进行计算，关键是要选择并确定层板单元的弹一塑性模型和相应的屈服准则。

(c)有限元分析

将加筋体看成一般的实体结构，利用有限元计算的方便特点，将土体、加筋材料、加筋材料与填土界面进行离散,形成各自的单元。各种单元的性质用相应的材料的本构关系去描述,材料特性描述可以是弹性模型，也可采用弹塑性模型。一般，土体单元采用常应变三角形单元，加筋材料采用一微单元，接触面单元采用古德曼单元。

§8.1.3加筋土技术应用概述

(1)工程应用概况

加筋土技术国外在20世纪60年代就开始应用，目前已应用得相当普遍。我国于1979年在云南的田坝矿区的小型工程中第一次试用,80年代逐渐在公路、水运、铁路和水利工程中试用,使用地域主要集中在陕西、山西、重庆、四川、湖北、广东、云南和浙江。90年代应用规模和范围加大,先后在公路、水运、铁路、水利、市政、煤矿、林业等部门或行业应用这项技术,特别是近几年在公路建设和水利、水运建设中应用得较多，取得了巨大的经济效益和显著的社会效益。加筋土工程的设计计算理论和施工技术也日臻成熟，加筋材料品种多样化和产品标准化和规范化,使加筋土技术的应用领域和使用地域也不断扩大,从东到西、从南到北遍布全国,包括台湾、香港、澳门等。

在护岸及边坡处理工程应用中,比较有代表的和重要的工程有重庆长江滨江路工程、江津滨江西段护岸工程、彭水乌江西岸护岸工程、重庆江北滨江路护岸工程、重庆渝中区嘉陵江滨江路护岸工程、北碚嘉陵江防洪堤一期工程、泸州小市沿江整治工程、四川合江滨江路工程、重庆珊瑚公园护岸工程等。上述工程中，加筋墙直立墙高最大已达22m，半直立半斜坡复合式路堤结构总高达35m。

(2)应用规范、标准

在国内，交通部1991年就正式颁发了《公路加筋土工程设计规范》(JTJ 015—91)和《公路加筋土工程施工技术规范》(JTJ 035—91)，这是一套比较系统的加筋土工程设计施工专门规范。1998年底和1999年初国家和各部门相继正式颁发了《土工合成材料应用技术规范》(GB 50290—98)、《水运工程土工织物应用技术规程》(JTJ 239—98)、《水利水电工程土工合成材料应用技术规范}(st / T 225—98)、《铁路路基土工合成材料应用技术规范》(SL / T 225—98)，这四本应用技术规范(规程)中都有专门章节阐述加筋土的设计和施工规定。

在国外，对加筋土技术的应用，法国颁发有《法国标准》，日本有《日本指南》，美国有联邦公路局(FHWA)出版的《加筋土结构建造指南》(1990)和《土工合成材料设计和施工导则》(1998) 等。英国、荷兰、意大利、澳大利亚也有相应的标准或指南。

(3)加筋材料

加筋土工程中使用的加筋材料基本上都属于土工合成材料。土工合成材料按结构和工艺可分为5大类，即土工布、特种土工材料、土工膜、土工复合材料和其他材料等，在上述五大类材料中，除土工膜外，其余四大类中的大部分产品均可用作加筋材料。我国目前使用的加筋材料主要有条带式加筋带、土工格栅、土工布。条带式加筋带主要有国内生产的钢塑复合加筋带(CAT)、防老化塑料加筋带(PP)、玻璃纤维复合加筋带等，工格栅主要有国内生产的和部分进口的单向格栅、土工网、土工格室，土工布主要为织造土工布、复合土工布。

对加筋土工程中的最重要的元件——加筋材料，各国都比较重视，将其视作基本的建筑材料，制定了有关产品标准和测试试验标准。目前，已正式出版的国际标准(ISO)有14个，另有10个即将出版。英国出版了8个标准(BS6906)，法国出版了14个标准或直接采用国际标准，意大利出版了8个标准(UN18279)，美国发布了58个标准。值得注意的是，美国标准中也有2个涉及土工合成材料的耐久性性能。

我国于1988年开始制定有关国家标准，迄今已正式发布了31个国家标准，其中21个基础标准和方法标准不同程度地采用了国际标准或国外标准。31个标准中，主要包括了土工布、土工膜、土工格栅等。对我国加筋土工程中用得较多的条带式加筋材料(合成材料和复合材料)，目前尚未有国家标准，有关行业标准中涉及了一部分，多数为生产厂家的企业标准。对各类土工合成材料的耐久性，目前也未有国家标准。

(4)理论研究和学术交流

加筋土技术的应用领域不断扩大，但理论研究总的说来严重滞后于工程应用。在土工合成材料应用界，加筋是一个非常活跃的一支，但基本上集中在工程应用上。对加筋土的基本性状、机理，新的设计计算理论，10多年来未见有新的突破、新的发现。对加筋土挡墙结构，内部稳定计算一直采用局部应力平衡法，对高大挡墙的设计，这一方法显然不能适用。除公路规范规定采用总体平衡法外，其他行业规范均回避这一不应回避的问题。对外部稳定计算，均采用刚性墙的假定，计算问题虽大大简化了，但与其实际工作状态的差距也拉大了，显得十分勉强和无奈。近年来做了一些现场试验，并用有限元方法进行数值计算，但土体的本构方程的准确描述不容易，弹—塑性模型选择上争论较大，试验获取土性指标与实际的差异，筋、土的界面处理困难，而且，繁杂的数值计算并不为大众所理解和掌握，使得数值计算的结果具有更多的学术意义。筋—土共同工作的机理的明白阐述和简洁的设计计算才是工程应用中所企求的。加筋堤、加筋边坡的基本假定和计算方法与实际不太符合，工程应用中亟待改进。

我国在黄文熙、刘宗耀、王正宏等老前辈的倡导和努力下，1995年经国家民政部批准，正式成立“中国土工合成材料协会”。从1986年到2000年11月，共召开了5届“全国土工合成材料学术讨论会”，加筋土技术一直是历届学术讨论会的热门话题，提交的论文也最多。交

通、水利、铁道等行业也召开过各类学术讨论会。近10多年来，正式出版的各类手册、专著、宣传教材约10本，在岩土工程、基础工程、交通类、水利类、铁道类、建筑类的有关学术刊物中，每年均有数篇到数十篇论文发表。

(5)加筋土技术应用中尚待解决的问题

通过10多年加筋土技术的推广应用和工程实践，获得了许多宝贵的经验。为了使该技术的应用更趋合理、完善、规范，尚待研究解决以下问题：

(a)计算理论和计算方法的改进

加筋土挡墙目前有较系统的方法，但对高大加筋土挡墙(墙高大于12m)的设计内部稳定计算可以说是一个空白。对外部稳定计算，采用刚性墙的假定显然不符合实际，需要对原方法加以改进，或另行建立新的计算方法。对加筋边坡和加筋垫层，计算理论假定和计算方法也需要改进。加筋地基的设计计算理论和方法应尽快提出，满足工程应用要求。筋—土共同工作的机理需要进一步研究，工程应用中企盼简洁、可靠的设计计算方法。

(b)加筋材料的耐久性问题

选用韵加筋材料必须充分考虑耐久性。目前的国家标准或行业规范对此尚不明确，加筋材料生产厂家几乎对此避而不提，国家对工程建设质量管理的加强和法制化，国家对建筑工程设计、施工、监督等条例的实施，业主、设计、施工、监理和质量监督各方却不能回避这个问题。应尽快制定和颁发各类土工合成材料(加筋材料)的耐久性标准。在国家标准未正式发布前，选用塑料带(PP带)或土工格栅时应按设计要求检验其防老化性能。或建议选用防老化性能较好的钢—塑复合带，或聚烯烃玻璃纤维复合带等。

(c)加筋技术应用规范的补充和完善

修正加筋土挡墙的外部稳定计算，改进加筋边坡的计算方法，补充加筋地基的设计规定和施工要求，明确加筋土工程的耐久性或使用年限，都是加筋土技术应用中亟待解决的问题。

在现行的5本应用规范中，加筋土结构设计的有关条文均按传统的单一安全系数法进行规定，而其配套规范大部分业已宣布废止，急需进行修改、完善，才能使规范的使用配套。加筋土的施工规范也应制定。在工程推广应用中，针对我国的具体国情，应制定得比较具体、详细，便于操作、执行和管理。

§8.2加筋材料

§8.2.1加筋材料种类

加筋材料是加筋土结构的关键部分，正是因为加筋材料的研究开发才使加筋土技术得以广泛应用和不断向前发展。根据材质情况，加筋材料可分为4大类：

第一类属天然植物，如竹筋(竹片)、柳条等。一般用于临时工程、临时抢险工程等。

第二类为金属材料，如扁钢带、带肋钢带、镀锌钢带、不锈钢钢带等。

第三类为合成材料，如聚丙烯、聚乙烯、聚酯、尼龙、玻璃纤维材料等。其形式主要有聚丙烯条带、土工格栅、土工网、土工织物(俗称土工布)、土工格室等。

第四类为复合材料，如钢筋混凝土带、钢—塑复合加筋带等。

第三、第四类材料目前用得比较普遍，其主要构件形式见图8.7，有关主要指标见表8.1、表8.2和表8.3。

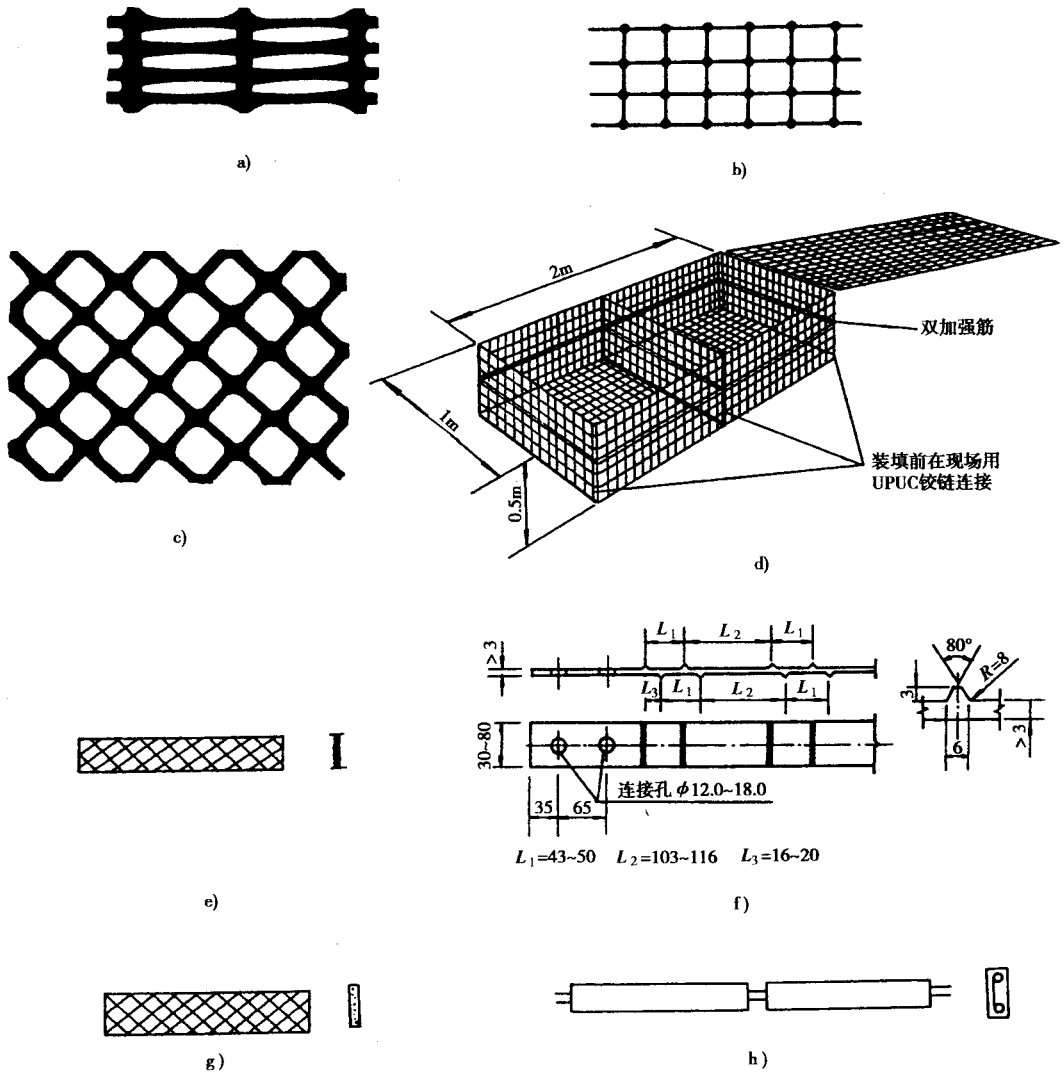


图 8.7 加筋材料构件形式

a)单轴格栅;b)双轴格栅;c)网格;d)网箱;e)塑料条带;f)带肋钢带;g)钢 - 塑复合带;h)钢筋混凝土带

土工格栅主要指标 表 8.1

产品名称	幅宽 (m)	卷长 (m)	网眼尺寸 纵 × 横(mm)	抗拉强度(kN/m)		材料	拉伸方式
				纵向	横向		
SR1	1	30	53 × 10	60	13	HDPE	单向
SR2	1	30	110 × 22	80	13	HDPE	单向
SR55	1	30	156 × 23	55		HDPE	单向

续上表

产品名称	幅宽（m）	卷长（m）	网眼尺寸 纵×横（mm）	抗拉强度（kN/m）		材料	拉伸方式
				纵向	横向		
SS1	4	50	28×38	12	18	PP	双向
SS2	4	50	28×40	15	28	PP	双向
SS3	4	50	46×71	12	26	PP	双向
CE131	2.5	30	27×27	5.8		PP	双向
CE153	1	30	50×50			PP	双向
SDL25	1.16	50	90×25	31.5		PP	单向
SDL35	1.16	50	90×25	39.5		PP	单向
SDL50	1.16	50	155×25	51.8		PP	单向

土工织物主要指标 表 8.2

产品型号	单位面积质量（g/m^2）	拉伸强度（kN/5cm）		伸长率（%）		梯形撕裂强度（N）	CBR 顶破强度（N）	垂直渗透系数（cm/s）	宽度（cm）	长度（m）
		纵向	横向	纵向	横向					
B110	110	1.0	0.8	22	18	250	2000	0.01～0.001	380	按需
B180	180	1.5	1.3	22	18	400	3500	0.01～0.001	380	
B230	230	2.1	1.7	22	18	600	4500	0.01～0.001	380	
B250	250	2.5	1.8	22	18	700	5000	0.01～0.001	380	
BDZ350	350	1.2	1.0	23	20	250	3000	0.01～0.001	330	
BDZ380	380	1.5	1.5	25	23	400	3500	0.01～0.001	350	
JDZ350	350	2.1	2.0	35	28	550	4500	0.01～0.001	350	
JDZ380	380	2.6	2.5	35	28	700	5000	0.01～0.001	350	
128	180	1.6	1.5	22	18	380	3400	0.01～0.001	3860	
230	230	2.1	1.9	22	18	600	4500	0.01～0.001	3860	
380 复合	380	2.6	2.5	35	28	900	5000	0.02		

条带式加筋材料主要指标 表 8.3

产品型号	规格（mm）	破断拉力（kN）	极限抗拉强度（MPa）	破断伸长率（%）	单位长重量（kg/m）	材质
CAT30020A	30×2	≥7.0	115	≤2.0	13.0	钢塑复合
CAT30020B	30×2	≥9.0	150	≤2.0	11.0	钢塑复合
CAT30020C	30×2	≥9.0	150	≤2.0	12.0	钢塑复合
CAT40022	40×2.2	≥18.0	205	≤2.0		钢塑复合
CAT50022	50×2.2	≥22.0	200	≤2.0	5.5	钢塑复合
CAT60022	60×2.2	≥30.0	225	≤2.0	4.0	钢塑复合
A44	44×3.2	≥20.0		≤2.0	10	PO
B44	44×3.2	≥17.0		≤2.0	11	PO
A30	30×3	≥9.0		≤2.0	15	PO
PP301.5		10.0		22	32	PP
PP50		16.0		22	19	PP
PP70		18.0		25	14	PP

§8.2.2加筋材料试验

加筋材料试验主要有拉伸试验和直剪摩擦试验，对合成类材料还包括蠕变试验和老化试验。拉伸试验用于测定加筋材料的抗拉强度及延伸率，直剪试验用于测定加筋材料与土

之间、加筋材料之间的滑动阻力。抗拉强度是指在外力作用下加筋材料在断裂时或断裂前所能承受的最大拉力，用kN／m表示或kN／根表示。延伸率是指对应最大拉力时加筋材料的应变量，用％表示。加筋材料与土之间或加筋材料之间的滑动阻力用滑动力与其上的法向压力的比值表示，这个比值称为摩擦系数。本节主要介绍加筋材料的拉伸试验和直剪摩擦试验，这是加筋材料最基本的试验，加筋材料的单位质量、宽度、厚度、加筋带的偏斜率、土工布和土工格栅的连接强度试验也是加筋土工程设计所要用到的技术指标，可参见有关规范规定。

(1)土工织物拉伸试验

土工织物的拉伸试验用于测定土工织物的拉伸特性，即抗拉强度和延伸率。它适用于各种编织、机织和针织土工布，非织造型(无纺)土工布、复合土工布、土工格栅等。

样品应从批量产品中随机抽取，试样在抽取的样品中剪取，每项试验每组应不少于6个样品，每项试验的每个样品应至少能剪取3个试样。剪取试样前，应根据试验项目、试验数量制定剪裁计划。试样采用梯形取样法随机剪取，应符合有关规范规定。

如果要同时测量干态和湿态拉伸强度，则试样裁剪长度应为原试样长度的2倍，再一分为二，一块用于测干态强度，一块用于测湿态强度。

准备好干、湿试样，对湿态试样要从水中取出至上机拉伸的时间间隔不大于10min。将试样对中防入夹具内，使试样上的两条平行线尽可能贴近上下夹具的边缘。设定拉伸速度，进行试验，并做好记录。

若试样在钳口内打滑或有损伤，该试样应废除，并增补试样。

试验的抗拉强度和延伸率可由下式计算：

$$T_s=\frac{P_f}{B_0},\varepsilon_P=\frac{L_1-L_0}{L_0} \qquad (8.6)$$

式中：T_s——抗拉强度，kN／m；

P_f——测得的最大抗拉力，kN；

B_0——试样宽度，m；

ε_p——延伸率，％；

L_0——试样的初始长度，mm；

L_1——对应最大拉力时试样长度(标距范围)，mm。

按规定方法计算每组试样的抗拉强度、延伸率及各模量的平均值、标准差和变异系数。

(2)加筋带拉伸试验

加筋带的拉伸试验与土工织物的拉伸试验基本相同。夹具可利用土工织物试验的窄条试样夹具，也可采用专用夹具。取样在批样材料中随机抽取，每组不少于6个样本，每个样本的长度应能裁取3个试样。试样制取后，用游标卡尺测其宽度和厚度(初始宽度和初始厚度)，进行拉伸试验，将试验结果记录在加筋带拉伸试验记录表中。

加筋带的抗拉强度按下式计算：

$$T_u=\frac{P_f}{A_0}\times10^3=\frac{P_f}{B_0H_0}\times10^3 \qquad (8.7)$$

式中：T_u——加筋带的抗拉强度，kPa；

P_f——测得的加筋带的最大抗拉力，N；

A_0——加筋带试样的初始断面积，mm^2，$A_0=B_0H_0$；

B_0——加筋带试样宽度，mm；

H_0——加筋带试样厚宽度，mm。

延伸率计算同土工织物。

(3)土工织物直剪摩擦试验

直剪摩擦试验目的是为了确定土与土工织物之间的滑动阻力、土工织物与土工织物之间的滑动阻力。

在直剪仪的上下盒内添土，在下盒顶放土工织物，上盒内填土，在法向压应力σ的作用下，土与织物压在一起，加荷移动下盒，使土工织物与土产生相对滑动，测定其滑动力τ。根据一组不同的σ、τ值，作出σ～τ曲线，一般，σ～τ曲线近似为直线，且过原点，则σ/τ=$tg\varphi$ = f，f称为摩擦系数。

按规范规定的操作步骤进行试验，每组试验至少3个试样，按有关规定选取和制备有代表性的土样。将试验结果记录在土工织物直剪摩擦试验记录表中。

水平剪切力和摩擦系数分别按下式计算：

$$\tau = F/A, f = tg\varphi_{sg} = \tau/\sigma = F/P \qquad (8.8)$$

式中：τ——剪切力，kPa；

σ——法向压应力，kPa，σ=P/A；

P——法向压力，kN；

F——测得的水平推力，kN；

A——试样盒断面积，m^2；

φ_{sg}——土与土工织物之间的界面摩擦角，°；

f——土与土工织物之间的摩擦系数。

(4)加筋带现场拉拔试验

拉拔试验就是对埋在填料中的加筋带施以拉拔力，将加筋带从填料中拔出或拔动，用以测定筋－土之间的摩擦特性。拉拔试验分为室内模型槽拉拔试验和现场拉拔试验，两者都是测定筋－土摩擦特性的简便试验方法。事实上，拉拔试验更多地反映了加筋带在填料中的实际工作状态，并不能完全反映筋－土之间的摩擦特性，所测得的摩擦系数叫做似摩擦系数。

(a)室内模型槽拉拔试验

试验在试验槽中进行，加载和量测按规范规定。加筋带上下之间的填料必须按规定填筑，铺带时下部填土应平整。每组试件不少于3根，分别在不同的法向压力下进行试验。

加筋带与填料的似摩擦系数按下式计算：

$$f^* = \frac{T_f}{2\sigma_V bL} \qquad (8.9)$$

式中：f^*——似摩擦系数；

T_f——测得的加筋带被拔出或拔动的最大拉力，kN；

σ_v——加筋带上的法向压应力，kPa，σ_v=P+γh；

P——填料上施加的法向压力在加筋带上产生的法向压应力,kPa；

γ——加筋带上的填料重度，kN/m^3；

h——加筋带上的填料高度，m；

b——加筋带宽度，m；

L——加筋带在填料中的埋置长度，m。

计算每组试件所得的f^*的平均值、方差和变异系数。

(b)现场拉拔试验

与室内模型槽试验基本一样，埋设于试验槽中的加筋带改为埋设于施工现场的加筋带。用于试验检测加筋带与土的摩擦性能的试样应至少有3组，每组不少于3根，每组加筋带的高度位置基本一致，水平向间距5～10m，每根埋设长度一般取6m。用于检测施工质量的试件应沿墙高布置，每填高2～3m布设一组，埋设长度与同一位置结构用加筋带设计长度相同(加筋带不太长时)，也可少于设计长度(加筋带较长时)。

§8.2.3加筋材料指标选用及注意问题

加筋材料目前应用的有5种，一是钢带，二是钢筋混凝土板带，三是聚丙烯条带，四是复合土工带，钢—塑复合土工带和玻璃纤维复合土工带，五是土工格栅、土工网格和复合土工布。前4种仅用于加筋土挡墙后一种可用于加筋土挡墙和加筋土边坡。

钢带用3号钢轧制，分有肋钢带和无肋钢带，有肋钢带较好，可采用表层镀锌防腐。钢带断面一般为扁矩形，宽度3cm左右，长度不等，中间连接用螺栓。如果批量较大，亦可按设计长度和规格由生产厂专门轧制。钢带应采取防腐蚀措施，同时预留锈蚀厚度。对非镀锌钢带，无水工程预留腐蚀厚度为1.5mm，浸淡水工程为2.0mm，浸海水工程为2.5mm；对镀锌钢带，无水工程预留腐蚀厚度为0.50mm，浸淡水工程为0.75mm。

钢筋混凝土板带的混凝土强度一般为C20，主钢筋大小由受力确定，墙高较大时可适当按高度分组，以避免造成过大浪费。钢筋混凝土带平面多为长条矩形，断面为扁矩形(也可做成楔形)，宽10～25em，厚6～10cm，分节预制，每节长3m左右，现场施工时将主钢筋焊接而成，接头处须做防腐蚀处理。为防断裂，可在板中布设钢丝网或用纤维混凝土。

塑料土工带即聚丙烯土工带，它是在包装带生产的基础上发展起来的，目前在工程中用的最多的是PP301.5和PP191.2两种规格。从外观上看，要求压纹清晰，无撕裂损伤，断面尺寸均匀；从性能指标来看，要求断裂强度不小于220MPa，断裂伸长率不大于10%，容许应力为断裂强度的1／5左右。聚丙烯筋带的一个特点是变形较大，材料强度得不到充分利用。为满足工程的正常使用要求，国内目前已有厂家可将其断裂伸长率控制在7%～8%以内，这对于充分利用材料强度是比较有利的。聚丙烯筋带的另一个问题是蠕变和老化，蠕变影响结构本身的最终变形，而老化影响工程的耐久性，引起聚丙烯筋带老化的主要原因是筋带受到紫外线的照射。埋于土中的聚丙烯筋带，与暴露在自然状态下的聚丙烯筋带不可一概视之，一般来说应无多大问题。但由于使用聚丙烯筋带所建成的加筋土工程检验时间不长(最长的不到20年)，加之早期使用的聚丙烯加筋带的检验方法和手段、标准不统一，防止老化的添加剂的使用和剂量也不统一，所收集和积累的资料的可用性和权威性较差。尽管聚丙烯筋带在经济上有很大的诱惑力，但对其耐久性问题还缺乏一个权威的证明。因此，当选用聚丙烯做加筋材料时，对耐久性问题应特别注意，应选用抗老化的加筋材料。另外，聚丙烯筋带在采购、运输、储存和加工铺设过程中，紫外线的照射和影响比在土中要大得多。因此，在上述过程中，应尽量防止暴露，尽力减少阳光直接照射的时间。

复合加筋带在某种程度上说弥补了聚丙烯筋带的不足，变形问题获得了较为满意的解决，蠕变和老化问题缓解。钢—塑复合加筋带是以高强细钢丝为主受拉元件，外包裹抗老化塑料层，塑料层既使钢丝能协调共同工作，又保护钢丝免遭锈蚀。聚烯烃玻璃纤维复合带与钢—塑复合带类似，用有捻玻纤代替了高强钢丝，玻纤外包裹层为高聚烯烃复合物。就目前情况而言，钢—塑复合加筋带具有较好的工程性能，对于建筑高大加筋土挡墙，具有比较明显的优势。

土工格栅目前国内已有生产厂，其强度指标已能满足各种工程需要。土工格栅的优点在于使土体能真正起到加筋作用，双向土工格栅使土体在平面的两个方向均受到约束，它在加筋地基中的作用和功能是条带式加筋材料所无法替代。另外，建筑加筋边坡工程，

可以不设面板。

土工网格在加筋工程中是土工格栅未投入使用的一种过渡产品，主要用作滤层和垫层，也有一定的加筋作用。由于生产成本较低，在要求不高的部分工程中当成加筋材料使用仍能收到一定的效果和获得较好的经济效应。

对于高度不大的边坡，也可采用土工格室。复合高强土工织物(高强土工布)也正在不断发展，但国内应用的不多。

总之，加筋材料应具有较高的强度，受力后变形小，表面粗糙、能与填料产生足够的摩擦力，抗腐蚀性好，加工、接长方便，与面板的连接简单、可靠。

加筋材料的设计取值，有两个重要指标，即强度和变形，各种手册和规范给出了一个较大的选择范围。在实际工程中，对合成类材料，应以2%变形时的强度值为控制值，最大不超过破断荷载的1／4，同时还应注意材料的防老化性能；对钢—塑复合带，变形比较小，材料的设计取值不应超过其破断荷载的1／3。对材料检测中离散性较大的材料，强度设计取值还应适当降低。

目前国内国外生产加筋材料的生产厂很多，规格、品中比较多、比较杂，工程中使用的加筋材料必须根据设计要求，认真选择。能用于加筋工程的加筋材料的有关枝术指标见表8.4。

加筋用土工合成材料要求 表 8.4

类别	加筋材料种类	极限抗拉强度	伸长率 %	视摩擦系数	抗腐蚀性能	设计应力水平伸长率	备注
土工织物	有纺土工织物	50kN/m	20	≮0.35	好	≯4%	
	无纺土工织物	50kN/m	20	≮0.40	好	≯4%	
土工格栅	土工格栅(单向)	25kN/m	12	≮0.45	好	≯2%	
	土工格栅(双向)	15kN/m	12	≮0.45	好	≯2%	
土工带	聚丙烯条带	220MPa	8	≮0.45	好	≯2%	
	高密聚乙烯条带	220MPa	10	≮0.3	好	≯2%	
	复合土工带	180MPa	3	≮0.3	好	≯2%	
其他	复合土工织物	50kN/m	10	≮0.4	好	≯4%	

在加筋土结构中，不管采用哪类加筋材料，有两点必须特别强调和严格控制，一是材料的变形和强度，二是材料的耐久性。

§8.3加筋边坡

§8.3.1加筋边坡形式

加筋边坡一般形式见图8.8。路堤边坡、防洪堤边坡、护岸边坡、碴场边坡等形式见图8.9。

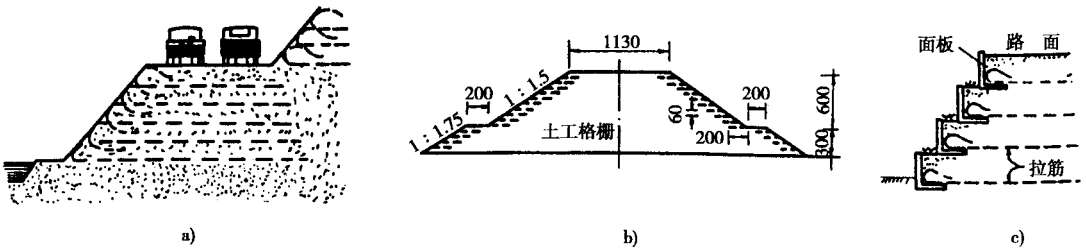


图 8.8 加筋土边坡一般形式

a)包裹式;b)阶梯式;c)有面板式

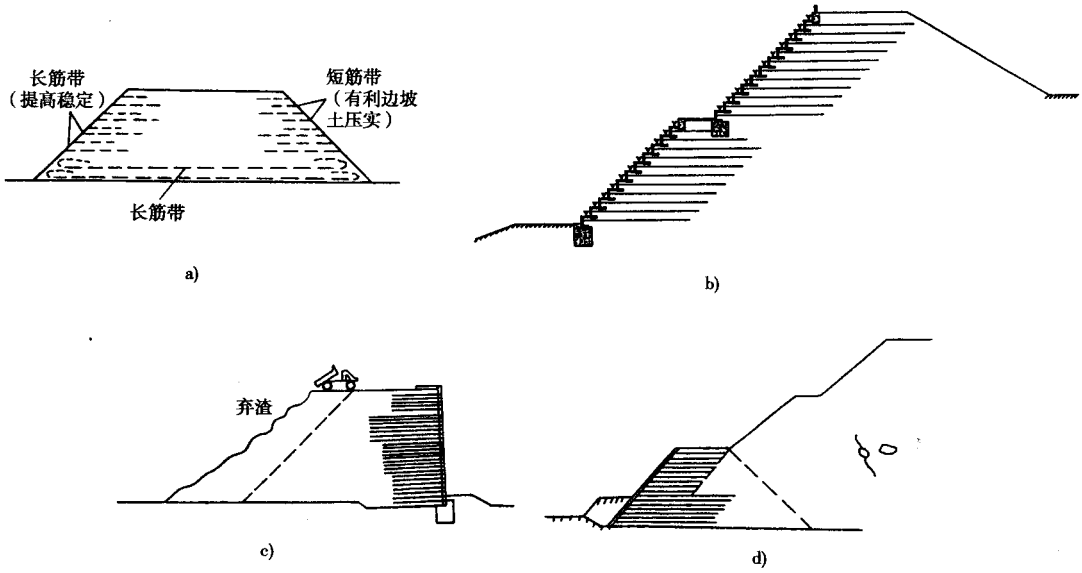


图 8.9 加筋土边坡应用情况

a)路堤边坡;b)防洪堤边坡;c)碴场;d)尾矿坝

§8.3.2加筋边坡的设计

(1)加筋边坡的构造要求

加筋边坡的构造比较简单，相关部分可参见加筋土挡墙构造部分内容。

(2)加筋边坡稳定计算

(a)一般情况

为了使加筋边坡的稳定安全系数达到要求的数值，在土坡内水平铺设若干层加筋材料以增加稳定。其稳定计算一般按瑞典条分法核算其安全系数K_s(图8.10)

$$K_S=\frac{\sum_{i=1}^{n}\left(W_i\cos\theta_i tg\phi+c\vee l_i\right)R+\sum_{i=1}^{m}T_{ai}y_i}{\sum_{i=1}^{n}\left(W_i\sin\theta_i\right)R} \qquad (8.10)$$

式中：W_i——第i土条重量;

θ_i——第i土条底弧的仰角;

$\triangle l_i$——第i土条底弧长;

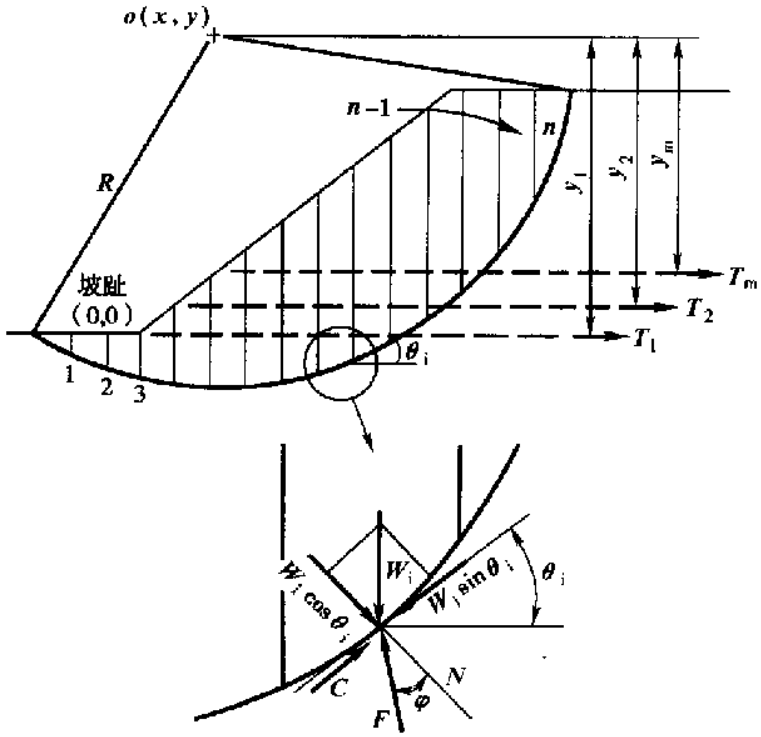


图 8.10　加筋边坡稳定性核算图示

R——最危险滑动圆弧的半径；

Y_i——第 i 层加筋材料至滑弧圆心的距离；

φ、c——边坡填土的内摩擦角和凝聚力；

T_{ai}——第 i 层筋材的抗拉强度；

n、m——分别为土条数和加筋层数。

要求按上式算得的安全系数 $K_s \geq 1.3$，如不满足，应调整筋材和布置间距。

(b)土层单一时

如果填土是细粒粘性土，当其含水率接近饱和时，分析中常采用不排水抗剪强度 c_u，它不随作用于剪切面上的法向应力而变化，此时分析不再需要分条，而直接采用总强度指标。安全系数表达式变为(图 8.11)：

$$K_S = \frac{c_u RL + \sum_{i=1}^{m} T_{ai} y_i}{Wx} \qquad (8.11)$$

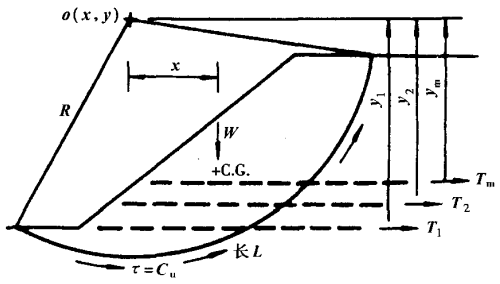


图 8.11　单一土层时加筋边坡稳定计算

式中：L——滑动圆弧全长；

W——土坡滑动部分的总重量；

x——形距滑动圆心 O 的水平距离；其余符号意义同前。

(c)加筋边坡加筋材料长度

保证每层筋材延伸出滑动弧以外的长度 L_p，可提供充分的握裹力，防止筋材被拔出。

$$L_p = \frac{T_a K_f}{2W_V tg\varphi_{sg}} \qquad (8.12)$$

式中：T_a——筋材的容许抗拉强度；

K_f——要求的安全系数；K_f

W_v——作用在某层筋材上的覆盖压力；

φ_{sg}——土与筋材间的摩擦角，由拉拔试验测得。

对于接近饱和的软粘土，筋材与土之间的摩阻力不随界面处的法向应力而变化，而是靠二者间的粘着力 c_a 提供握裹力，则筋材的被动段长度

$$L_p = \frac{T_a K_f}{2c_a} \qquad (8.13)$$

筋材总长度 L 为：

$$L = L_a + L_p \qquad (8.14)$$

式中：L_a——主动段长，即在滑弧以内的长度。

(d)堤底加筋垫层

在软基上采用加筋垫层的堤坝坝体稳定分析计算可采用圆弧滑动面法或水平滑动面法。对厚层软基，假定为圆弧滑动破坏，圆弧穿过堤身、加筋垫层和地基。其抗滑稳定系数K_{SR}可按下式估算：

$$K_{SR} = \frac{M_T + \nabla M_T}{M_D} \qquad (8.15)$$

式中：$M_T=\Sigma(c_iL_i十W_i\cos\alpha_i tg\Phi_i)$；

$MD=\Sigma W_i\sin\alpha_i$

$\triangle MT=T_d(a+btg\Phi)$(见图8.12a)；

或$\triangle M_T=T_dR$(见图8.12b)。

K_{SR}——有土工织物加筋时的抗滑安全系数，取1.1～1.3；

M_T——不计土工织物加筋时的抗滑力矩，kN·m/m；

M_D——滑动力矩，kN·m／m；

$\triangle M_T$——土工织物加筋作用产生的抗滑力矩，kN·m/m；

L_i——第i土条弧长，m；

W_i——第i土条的重力，kN／m；

α_i——第i土条弧线中点切线与水平线的夹角，°；

c_i、Φ_i——第i土条滑动面上的抗剪强度指标标准值,KPa；

T_d——土工织物的设计抗拉强度，kN／m；

R——滑动圆弧半径，m。

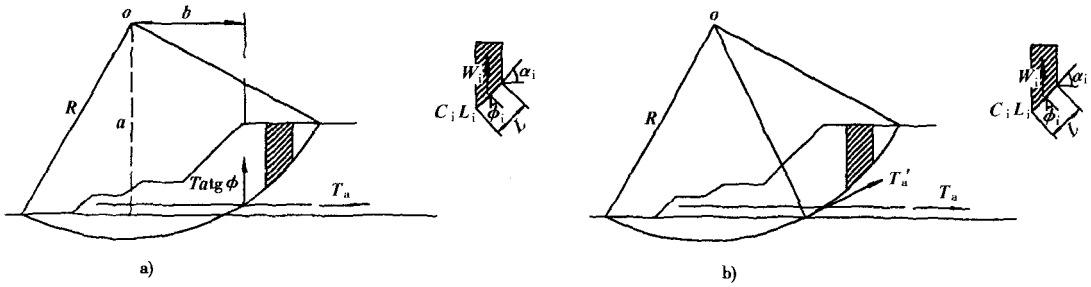


图 8.12　厚层软基圆弧滑动稳定计算图示

§8.3.3加筋边坡的施工

加筋边坡的施工方法基本上与一般筑堤工程类似。其施工顺序如下：

(1)平整坡底和基础。

(2)铺放第一层加筋材料。

加筋材料在现场加工成铺设块，铺设块的拼缝采用“丁缝”或“包缝”连接，土工格栅可采用搭接后用细铅丝拴接。铺设时，加筋材料的纵向(材料强度大的方向)垂直于坡面，铺设底面必须平整，保证加筋材料顺直、平展，不皱折。可用沙袋等间隔摆放，也可按一定间隔打塑料钉或木钉，以固定加筋材料的位置。

(3)加筋材料上铺土压实。

在加筋材料上按设计厚度铺土，先铺边坡处，再逐渐向后铺填。碾压机械碾压时，填土厚度不少于15cm，近坡面处用轻型机械压实，以保持坡面平整成线，堤身用一般碾压机械压实，达到设计要求的压实度。为保证压实，压实时填料的含水率应为最优含水率。

加筋边坡的施工及施工程序见图8.13和图8.14。由下至下逐层施工，直至坡顶。坡顶压顶按设计要求进行，为常规施工方法。

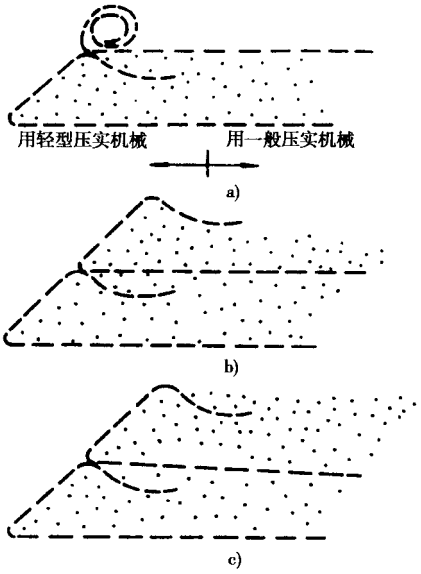


图 8.13　加筋边坡的施工

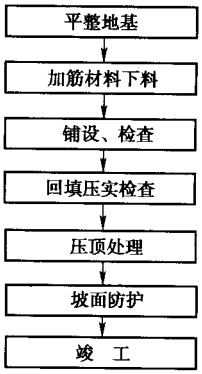


图 8.14　加筋边坡的施工程序

§8.4加筋土挡墙

§8.4.1加筋土挡墙形式

加筋土挡墙按其断面外轮廓形式，一般分为路肩式、路堤式、台阶式和复合式，见图8.15。按结构断面分又有矩形、梯形、倒梯形和锯齿形，见图8.16。

§8.4.2加筋土挡墙构造　　.

(1)断面型式

断面型式根据地形和地质条件、结构稳定要求拟定。常用的有矩形、倒梯形、正梯形和锯齿形。

加筋体墙高6m以下者，一般选用矩形断面。

墙后边坡较陡，地基基础条件较好，宜选用倒梯形断面。

加筋体地基条件较差，后方边坡平缓，宜选用正梯形断面。

墙体较高，或墙基础本身较高，为满足整体稳定要求和地基承载力要求时，可选用锯齿形断面。

断面型式应考虑地形、地质条件，满足结构稳定要求(外部稳定和内部稳定)，方便施工，尽量节约材料和造价，经稳定计算和多方案技术经济比较后确定。

(2)基础

基础分为面板下的条形基础和加筋体下的基础。

条形基础的作用主要是便于安砌墙面板，起支托、定位的作用。其尺寸大小视地基、地形条件而定，宽度不宜小于30cm，厚度也不宜小于30cm。可采用C15素混凝土或浆砌条石。

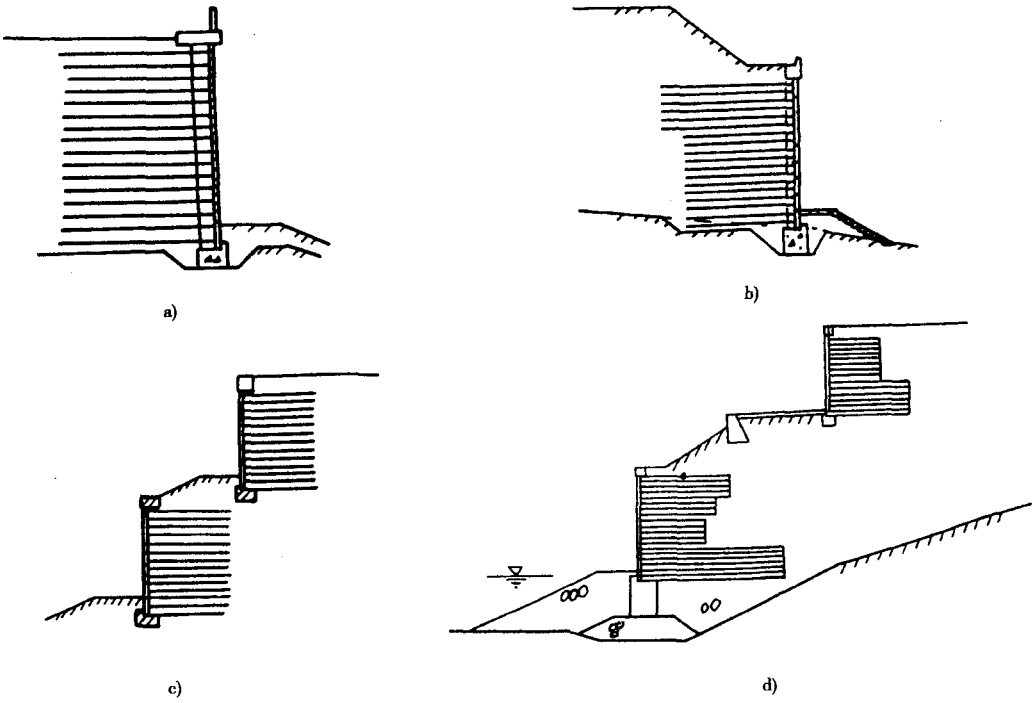


图 8.15　加筋土挡墙一般形式

a)路肩式加筋土挡墙;b)路堤式加筋土挡墙;c)阶梯式加筋土挡墙;d)复合式加筋土挡墙

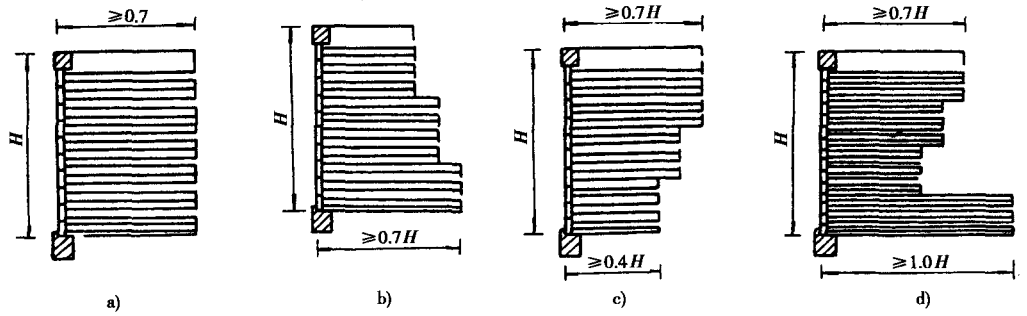


图 8.16　加筋土结构断面形式

a)矩形;b)正梯形;c)倒梯形;d)锯齿形

基础的埋深在无浸水地区，一般可取60～100cm；浸水工程应根据水流的冲刷和淘刷作用大小而定，一般不少于150cm。如开挖基槽困难或不经济，可考虑人工抛填或浆砌块石护脚。在季节性冰冻地区，基底应在冻结线下，若不满足，则应在基础底至冻结线间换填非冻涨性材料，如中粗砂、砾石等。

斜坡上的加筋体应设不小于1m宽的护脚，埋深由护脚顶起算。

面板下的基础及加筋体下的基础都应满足地基承载力要求。若承载力不满足，应进行地基处理，处理方法与其他地基处理方法一样，如换填、挤密、抛石、桩基和加筋地基处理等。

条形基础沿纵向可根据地形、地质、墙高等条件设置沉降缝，其间距一般取10～30m，岩石地基可取大值。在新旧建筑物衔接处、在地形或地质条件突变处都应设沉降缝。沉降缝间距设置时还应考虑面板的长度模数。基础的沉降缝、加筋体墙面的变形缝、帽石或压顶(包括檐板)的伸缩缝应统一考虑，一般做成垂直通缝，缝宽2～4cm，用沥青木板等填塞。

基础底结合地形地质情况,在纵向可做成台阶形,每一个台阶长度应与板的长度模数相协调。条形基础因尺寸较小，在横向应成水平，或后倾。加筋体基础在纵向同条形基础，在横向可做成阶梯形，但台阶最好2阶为宜，第1级的宽度不小于墙高的40%，且不小于4m。

(3)加筋材料

加筋材料目前应用的有5种，一是钢带，二是钢筋混凝土板带，三是聚丙烯条带，四是复合土工带，钢一塑复合土工带和玻璃纤维复合土工带，五是土工格栅、土工网格和复合土工布。前4种仅用于加筋土挡墙，后一种可用于加筋土挡墙和加筋土边坡。

加筋材料应具有较高的强度,受力后变形小,表面粗糙、能与填料产生足够的摩擦力，抗腐蚀性好，加工、接长方便，与面板的连接简单、可靠。

筋带的铺设一般为平铺。国内外均有资料介绍有倒坡铺时效果更好，考虑到施工压实，倒坡坡度也比较小。加筋材料铺设时应尽量在每层中均匀铺开，除结点附近外，不能重叠。加筋材料应伸直，不宜有挠曲，不应有折皱。加筋材料在空间可以交叉，但交叉处加筋材料不宜接触。其他构筑物也不宜直接压在加筋材料上。

(4)加筋体填料

填料的选择要求易压实、与拉筋材料有足够的摩擦力、满足化学和电化学标准，对浸水工程，要求水稳定性好。因此，砾类土、砂类土、碎石土、黄土、中低液限粘性土及工业废渣(要满足化学和电化学标准)均可应用。从因地制宜、降低工程造价方面来看，不满足上述要求的土可通过适当的工程措施或结构上采取相应的技术措施后采用。

用钢带作加筋材料时，应控制填料中的氯离子和硫酸根离子的含量。对无水工程，其氯离子含量应小于或等于5.6m.e／1009土，硫酸根离子小于或等于21.0m.e／100g土。对淡水工程，其氯离子含量应小于或等于2.8m.e／100g土，硫酸根离子小于或等于10.5m.e／100g土。

对目前大量应用的聚丙烯土工带、土工格栅、土工织物等土工合成材料，应尽量避免金属离子(铜、锰、铁等)进入加筋体，填料中不宜含有氯化钙、碳酸钠、硫化物等化学物质。

填料的压实能否达到设计要求是加筋土工程成败的关键。加筋土力学性能的改善和稳定性的提高与填料的压实紧密相关，因此，填料除了上述要求之外，还必须要有一个土工标准。

土工标准包括力学标准和施工标准，力学标准包括填料的组成成分、物理指标、力学指标，施工标准主要以压实度来控制，一般均要求压实度大于90%，距路槽底以下80cm厚范围应达到93%～95%。公路工程加筋土结构要求的加筋体填料压实度见表8.5。

公路工程加筋体填料压实度　　表 8.5

填土范围	路槽底面以下深度（cm）	压实度	
		高速、一级公路	二、三、四级公路
距面板 1m 以外	0～80	≥95	≥93
	80 以下	>90	>90
距面板 1m 以内	全部墙高	≥90	≥90

注：①表列压实度的确定系按交通部现行《公路土工试验规程. JTJ 051》重型击实试验标准，对于三、四级公路允许采用轻型击实标准；

②特殊干旱或特殊潮湿地区，表内压实度可减少2%。3%；

③加筋体上填土按现行《公路路基设计规范》执行。

要达到规定的压实度，填料本身的颗粒级配应比较好，对砂砾石填料，最大粒径不得大于填件压实厚度的2／3，且不大于150cm，其总量不大于15%；第二，填料的含水量应接近于最佳含水量；第三，填料必须分层碾压，分层厚度一般在30cm左右，碾压机械也必须达到一定的标准。

(5)面板

面板的作用是装饰整洁墙面、约束土体、传递下滑土体的推力，与加筋材料、填料共同形成加筋体。

面板的选择原则是与环境协调、造形优美、便于施工(预制脱模方便、便于安装、与筋带连接方便，规格品种少)、造价经济。

面板的形式常用的有槽形板、十字板、六角形板、L 形板、矩形板等，见图 8.17 和图 8.18。

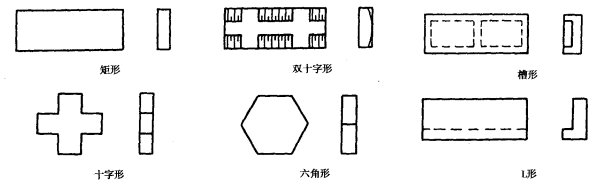


图 8.17　面板形式图

面板的厚度由拉筋拉力对面板的作用计算而确定，长和宽要与筋带的铺设、施工方法相一致，厚度一般在 12～20cm 左右，长以 150cm 左右为宜，高 50～120cm。每块标准板上应有四个结点。上、下两面形状和尺寸要考虑到安砌和整体性要求。

面板上的筋带结点，可采用预埋钢拉环、钢板锚头或预留穿筋孔等形式。采用钢带加筋材料时用预埋钢板锚头，用聚丙烯条带加筋材料时多采用预埋钢拉环或在板上预留穿筋孔。钢锚板厚度不小于 5mm，钢拉环用 I 级钢筋，钢筋直径不小于 12mm。钢锚板和钢拉环露于混凝土外部分应作防腐蚀处理，聚丙烯加筋带应与钢筋面隔开，预留穿筋孔与加筋带接触部分宜做成圆弧形。

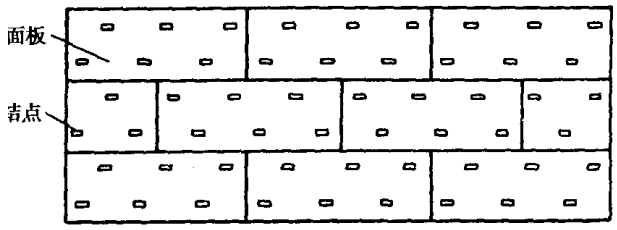


图 8.18　墙面板背面结点布置图

工程中常用的面板是钢筋混凝土面板，混凝土标号不低于 C20。为了施工安装方便，同

时也增强墙面的整体性，可在面板中预留插孔，用钢筋作连接插销。板安装就位后用钢筋插入插销孔，再灌入水泥浆或水泥砂浆。这种处理可省去板安装施工时的支架，施工非常方便、简单、快速。插销孔直径 3cm，插筋 10～12mm。

在墙顶、转角处、沉降缝处、与其他构筑物相结处可采用部分异形面板或交隅板。异型板或角隅板既要考虑到结构上的需要，也要考虑到整个墙面的美观、整洁、顺畅、自然。

(6)排水设施

加筋土挡墙和加筋土边坡都需做好排水设施。在基础上，可结合地基处理或基槽回填做片石盲沟，在条形基础上设排水孔，孔径不小于 10cm，间距 3～5m。当加筋土体的填料要求不容许浸水时，排水设施必须保证不被淤塞。这时应在片石盲沟顶层加入碎石，再覆盖 1～2 层滤水土工布。

位于河岸上的加筋土工程，其填料必须保证水稳定性好，一般宜采用砂砾填料。同时应在墙面板后做好反滤设施。反滤设施起两个作用，一是墙前水位陡降时，迅速派出加筋体中和加筋体后方来水，使墙外墙内的水位差不超过容许值，即不形成过大的剩余水压力。二是在排水过程中，不允许将加筋体的填料带出墙外，使墙顶产生塌陷或其他变形。根据近几年的工程实践，在变形缝和排水缝处贴无纺土工布，施工时土工布与板紧贴，在板后设置约30cm后的混合倒滤层。从施工、经济、效果三方面来看，都比较好，关键的问题是施工时土工布必须紧贴面板，才不至于发生走砂现象。

总之，加筋土工程在有水的地方，构造上必须保证水的畅通，同时还应防止有害水体对加筋材料寿命的影响。

(7)其他

加筋土挡墙和加筋土边坡顶部根据道路线路或工程在纵向的布置要求，用现浇混凝土或浆砌混凝土预制块体、浆砌条石作压顶或帽石，帽石外沿宜伸出墙面外5～10cm。当墙顶设置纵坡时，可按纵坡要求设置异形板，使帽石尺寸在纵向一致。也可不设异形板，墙顶异形板的缺口用浆砌条石或现浇混凝土补齐,帽石在纵向成阶梯状。或者用现浇混凝土做帽石，将顶层板部分伸入帽石，使帽石尺寸在纵向一致。

墙顶栏杆可根据需要情况设置，现浇混凝土帽石时预留栏杆柱插口。

加筋体基底和后方边坡，在填筑时不管是土质或岩石，原则上都应开挖成台阶形，使新回填土与原边坡不形成明显的界面。

当挡墙高度较大时，在墙的中部宜设置错台。错台处下级墙顶宜设置帽石，错台宽不少于1m，错台顶宜封闭，并设20％的排水坡。错台上级墙应另行设置面板基础，基础下设垫层，垫层可采用砂砾或灰土，垫层厚1m以上，宽1.5m左右。错台可设1个，也可根据需要和墙高设多个。

当墙上有其他构筑物时，如涵洞等，构筑物的稳定应单独考虑。加筋土结构与构筑物交接处应适当加强。

如填料不宜浸水，则墙(坡)顶不宜种植乔木，可改种花草或灌木，或在墙(坡)顶附近采取特别措施，如改换填料，使墙顶部分加筋体填料既满足结构上的需要，也能满足绿化要求。

§8.4.3加筋土挡墙设计计算

1)概述

目前应用的最多的加筋土结构是加筋土挡墙、加筋土边坡，加筋土技术应用的最多的部门是交通行业。本章将主要针对加筋土挡墙类结构和加筋土边坡类结构进行阐述。对于加筋土挡墙类结构，包括一般的挡土墙和加筋土边坡，国内已有10多年的研究和工程实践，积累了一定经验，公路、水运、水利、铁路等行业已总结和制定了较为系统的、与中国国情相适

应的设计、施工规范和规程或设计施工指南。

加筋土工程设计应根据工程的使用任务、工程性质、工程特点和发展需要，按照安全、适用、经济、美观的要求和因地制宜、合理取材、有利施工、便于维护和多方案比选的原则进行设计。

加筋土工程设计应保证结构的稳定和安全，保证各部分具有足够的强度、耐久性，保证加筋体的整体稳定性。

加筋土工程设计一般包括四方面的内容，一是构造设计，二是结构计算，三是施工图绘制和明确施工技术要求，四是工程概算或预算。

构造设计应根据工程的使用要求、工作条件和环境条件、使用的加筋材料、采用的加筋土填料的特性等，参考类似工程和有关规范规定确定。

结构计算包括内部和外部稳定计算。内部稳定计算主要是确定加筋材料的数量(截面积或筋带根数)和加筋材料的布置，计算分为加筋材料拉力强度计算和抗拔稳定计算。加筋材料的拉力计算和强度校核规范规定均按容许应力法(或容许抗拉强度法)，《公路加筋土工程设计规范》对钢带、钢筋和混凝土的容许应力规定见公路工程加筋土设计规范，对聚丙烯加筋带(PP带)则取其在规定条件下进行测试所得的断裂强度的20%作为容许应力的采用值。对用于加筋垫层的土工织物，其容许抗拉强度的采用值为极限抗拉强度的25%～30%；对用于加筋土护岸的土工织物或各种材料制造的条带式加筋材料，其容许抗拉强度的采用值为极限抗拉强度的20%～25%，且相应的延伸率不大于2%。外部稳定计算包括加筋土体整体抗滑动验算、加筋土体基底及变截面处的抗滑移验算、加筋土体抗倾覆验算、加筋土体地基承载力验算和沉降计算等。公路工程规范的有关规定和要求见表8.6。

安全系数和稳定系数(JTJ 015—91) 表 8.6

荷载组合	筋带抗拔安全系数 K_f	稳定系数		
		基底滑移 K_c	倾覆 K_0	整体滑动 K_s
组合 I	2.0	1.3	1.5	1.25
组合 II～IV	1.7	1.3	1.3	1.25
组合 V	1.6	1.2	1.2	1.25
组合 VI	1.2	1.1	1.2	1.10

施工图和施工技术要求是设计成果的具体体现，也是工程施工的依据，除了要遵守相应的行业规范要求之外，还应对加筋土的结构和特殊构造表述清楚和明白。加筋土工程与其他相比，有一个显著特点，由于加筋材料种类繁多、规格品种复杂、性能指标差异较大，填料的种类和物理力学指标不尽相同，各工程项目间可参考性较差。因此，对加筋土工程的施工技术要求，除了一般要求之外，尚应针对所设计的具体工程的加筋材料和填料，提出具体而又明确的技术要求，以用于指导工程施工。

2)荷载类型和荷载组合

(1)荷载类型

与其他结构物一样，作用于加筋土结构上的荷载有永久荷载、可变荷载、偶然荷载三种类型。作用在加筋土结构上的荷载作用有三类：永久作用、可变作用和偶然作用。加筋土挡墙及加筋边坡上的荷载一般为：

a.加筋体重力；

b.加筋体上填土重力；

c.水的浮力和加筋体后方的剩余水压力、水流力；

d.加筋土体后方土的侧压力；

e.车辆的等代荷载、固定设备、堆货等使用荷载(包括垂直力和侧压力)；

f.地震荷载。

各种结构根据使用要求不同、工作环境条件不同和设计验算的荷载组合不同，所受到的荷载为上述荷载的一部分。

(2)荷载组合

公路加筋土结构的荷载组合有6种：

组合Ⅰ：基本可变荷载(平板挂车和履带车除外)的一种或几种与永久荷载的一种或几种组合；

组合Ⅱ：基本可变荷载(平板挂车和履带车除外)的一种或几种与永久荷载的一种或几种与其他可变荷载的一种或几种组合；

组合Ⅲ：平板挂车和履带车与结构重力、土重力及土压力中的一种或几种组合；

组合Ⅳ：基本可变荷载(平板挂车和履带车除外)的一种或几种与永久荷载的一种与偶然荷载中的船只或漂流物撞击力相组合；

组合Ⅴ：在施工阶段，与可能出现的施工荷载相组合；

组合Ⅵ：结构重力、土重力及土压力中的一种或几种与地震力相组合。

结构计算进行荷载组合时，根据可能同时出现的作用荷载，选择荷载组合。加筋体挡墙在组合Ⅰ、Ⅲ、Ⅴ、Ⅵ中选择荷载组合，加筋体桥台在组合Ⅰ～组合Ⅵ中选择荷载组合。

3)加筋土工程设计计算内容

加筋土挡墙和加筋土边坡设计计算内容一般包括：(a)内部稳定计算，即加筋材料抗拉强度计算和抗拔稳定计算；(b)外部稳定计算，即加筋体倾覆稳定、滑移稳定、整体稳定、基底应力和地基承载能力验算等(包括加筋体中变截面处的倾覆稳定、滑移稳定和整体稳定验算)；(c)构件强度和配筋计算，即面板强度计算、钢筋混凝土加筋带强度计算、桥台垫梁强度计算和地基基础梁强度计算等；(d)其他计算，如水流对基础的冲刷与防护计算，特殊结构型式需要的计算，沉降变形计算等。

设计计算时应考虑各种可能的荷载组合，即各种可能的工况。

4)加筋土挡墙内部稳定计算

(1)条带式直立加筋土挡墙

对高度小于12m的一般直立式加筋土挡墙，按局部平衡法计算。设结点的水平向间距为S_x。，竖向间距为S_y，则加筋体中第i层1个结点加筋带的拉力为：

$$T_i = K_i W_i S_x S_y \qquad (8.16)$$

K_i可按规范计算，

即

$$\left.\begin{aligned} K_i &= K_0\left(1-K_i/6\right)+K_a z_i/6 \quad z_i < 6m \\ K_i &= K_a \qquad\qquad\qquad\qquad z_i > 6m \end{aligned}\right\} \qquad (8.17)$$

$$K_0 = 1-\sin\varphi, K_a = tg^2\left(45^\circ-\varphi/2\right) \qquad (8.18)$$

式中：z_i——第i层加筋材料至墙顶的距离；

W_i——计算截面上的垂直压应力，kPa；

φ——加筋体填料内摩擦角，°。

加筋体中第i层1个结点所需加筋带的根数为：

$$n_{ik} = \frac{T_i}{T_d} \qquad (8.19)$$

式中：n_{ik}——由强度计算所得的第层1个结点加筋带的根数；

T_d——加筋带的设计拉力，取单根加筋带在延伸率为1.5%～2%的抗拉力，且不大于加筋带的极限抗拉强度的1／4～1／5，kN。

第i层加筋带的锚固长度按下式计算：

$$L_{2i}=\frac{K_f T_i}{2n_i b W_i f} \qquad (8.20)$$

式中：n_i——1个结点加筋带根数的设计实际采用值，$n_i \geqslant n_{ik}$且不小于2，一般取偶数；

b——单根加筋带的宽度，m；

其余符号意义同前。

加筋带的下料长度为：

$$L_{xi}=2\left(L_{1i}+L_{2i}\right)L_0+\left(0.6-0.5\right)m \qquad (8.21)$$

加筋带与面板在结点处采用钢筋拉环连接，拉环设计同吊环设计，拉力为T_i。

(2)包裹式加筋土挡墙

包裹式加筋土挡墙(见图8.19)加筋材料采用高强土工布或土工格栅,在纵向方向一般连续铺设，加筋材料拉力和抗拔稳定计算同前，包裹回折长度L_0按下式计算：

$$L_0=\frac{K_f T_i}{4\gamma Z_i tg\varphi_{sg}} \qquad (8.22)$$

式中：L_0——回折长度，m；

K_f一抗拔安全系数；

T_i——加筋材料拉力，kN／m，$T_i=K_i W_i S_i$；

K_i——侧压力系数；

W_i——计算截面上的垂直压应力，kPa；

S_i——第i层加筋材料的层间距，m；

φ_{sg}——加筋材料与填土的摩擦角，°，由试验测得；

其余符号意义同前。

加筋带的下料长度为：

$$L_{xi}=L_0+L_1+L_2+S \qquad (8.23)$$

由于加筋材料在纵向连续铺设，为了达到经济的目的，可调整加筋材料的层间距S_i

$$S_i=\frac{T_d}{K_i W_i} \qquad (8.24)$$

式中：T_d——加筋材料的设计拉伸强度，kN／m，取极限抗拉强度的1／4～1／5。

(3)L形面板阶梯型挡墙

如图8.20所示的L形面板阶梯型墙,稳定坡面(或破裂面)的倾角为β。破裂面以外为滑动体，每层滑动体的平均宽度为aS+0.5ρS，每层滑动体的重量为：

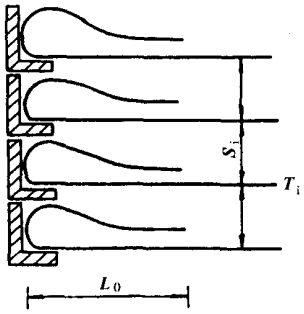


图 8.19　包裹式挡墙回折长度计算

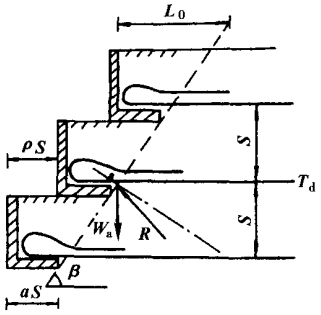


图 8.20　阶梯型墙 L 形面板的稳定

$$W_a = (a + 0.5\rho)\gamma S^2 \qquad (8.25)$$

防止面板滑动所需要的加筋材料拉力为：

$$T_d = W_a tg(\beta - \varphi) \qquad (8.26)$$

加筋材料与面由拉环锚固时，按式(8.19)和式(8.20)确定筋带数量。加筋材料在L板处采用回折包裹时，加筋材料与面板的摩擦力F_b为：

$$F_b \approx 2a\gamma S^2 tg\varphi_b \qquad (8.27)$$

回折加筋材料的摩擦力F_0为：

$$F_0 = 2\gamma S L_0 tg\varphi_{sg} \qquad (8.28)$$

$$K_f T_i = F_b + F_0 \qquad (8.29)$$

上述各式中：W_a——每层滑动体的重量，kN／m；

S——加筋材料层间距，m；

α——L面板底宽系数，α=B／S；

ρ——梯形墙坡度比；

β——破裂面倾角，°；

φ_b——加筋材料与面板的摩擦角，°；

由式(8.27)、(8.28)和(8.29)确定回折长度L_0。

(4)其他

对整体式桥台或墙高大于12m的挡墙，在公路荷载组合I(基本可变荷载的一种或几种与永久荷载的一种或几种组合)时，应采用总体平衡法验算，也可直接采用经验法计算。

对外墙面陡于稳定面的阶梯型挡墙，也可用总体平衡法计算加筋体的内部稳定。

5)加筋土挡墙外部稳定验算

首先确定加筋体结构断面的“墙背”，见图8.21。根据加筋体的填料和“墙背”后的填料及施工要求，参照有关规定或经验确定“墙背”的外摩擦角，按规定确定各种工况，分别计算作用在“墙背”上的荷载(主要为土压力)。

加筋体沿基底及各界面处的滑移稳定按下式进行验算。

$$S_d \leqslant R_d \qquad (8.30)$$

加筋体的倾覆稳定(沿加筋体前趾处)按下式进行验算。

$$S_{md} \leqslant R_{md} \qquad (8.31)$$

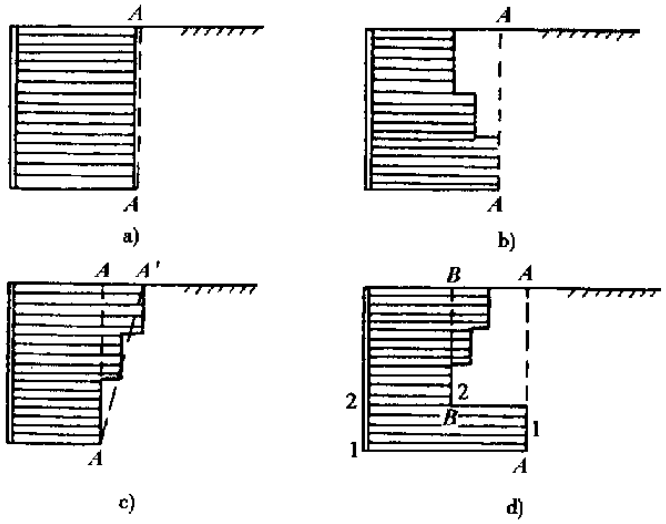


图 8.21　各种加筋土结构"墙背"确定

加筋体基底应力按下述公式进行验算。

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{\max}&=\frac{N}{L}+\frac{6M}{L^2}\le K[\sigma]\\ \sigma_{\min}&=\frac{N}{L}-\frac{6M}{L^2}\ge 0\end{aligned}\right\}\qquad(8.32)$$

根据规范规定，加筋体后踵处的基底应力 $\sigma_{min}\geqslant 0$，当要满足 $\sigma_{min}=0$ 时，相应的加筋体宽度，即底层加筋长度为最小

$$L_{\min}=HK_a\qquad(8.33)$$

墙体前趾处不超过地基容许承载能力[R]，其加筋长度为：

$$L\ge\sqrt{\frac{K_a\gamma_1 H}{[R]-\gamma_1 H}}\qquad(8.34)$$

式中：K_a——墙后填土的主动土压力系数；

H——计算墙背的填土高度(含等代土层高度)，m；

γ_1——墙后填土重度，kN／m^3；

[R]基容许承载力，kPa。

由于加筋体属柔性结构，按上述方法计算的墙前趾处的最大基底应力可进行适当折减。

加筋体与地基及后方部分填土的整体稳定按第2章介绍的各种方法进行验算。计算时一般不考虑圆弧穿过加筋层的情况。对于锯齿型断面，滑弧面穿过加筋体的下部加筋层时，应考虑用复合滑动面进行稳定验算(图8.22)，此时

$$K_S=\frac{R_{AD}+R_{DE}+R_T}{F_{AD}}\qquad(8.35)$$

式中：R_{AD}、R_{DE}——圆弧段AD、直线段DE的阻滑力；

F_{AD}——圆弧段AD的下滑力；

R_T——BD段拉筋产生的阻滑力；

$$R_T = \sum_{i=1}^{n_k} \min(T_{fi},\ T_d)$$

T_{fi}——BD段第层加筋对应该滑面的抗拔力；

T_d——BD段第层加筋的容许拉力；

n_k——BD 段加筋带总层数。

6)其他设计计算

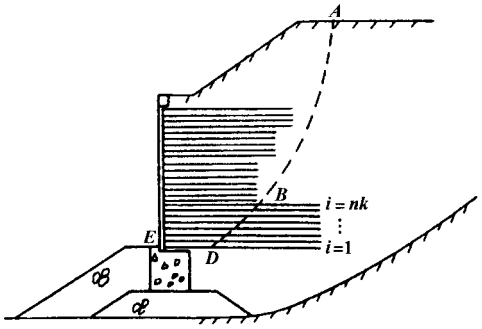


图 8.22　复合滑动面计算

面板承受填土压力，填土压力通过结点加筋材料向后传递。面板结点为面板的支承点，对有4个结点的面板，可按均布荷载4点支承板计算，或者简化为带悬臂的简支梁(板)计算，荷载强度为结点处的土压力强度。后者的计算比较简便，能满足工程要求。

墙高较小时，可设计一种面板，取墙最高处的底层面板为代表进行计算。墙高较大时，可按高度设计1～3种面板，分别用于所代表的墙高范围。面板强度计算一般只计算抗弯和抗剪即可。

7)加筋土工程设计注意问题

(1)加筋体填料

加筋体填料的重度、内摩擦角、似摩擦系数等指标都应以实测值为准，小型工程可参考类似工程取值。对填料的内摩擦角，计算时可采用等代内摩擦角。目前采用三种方法进行换算，一是经验法，根据凝聚力大小将粘性土内摩擦角增大5º～10º；二是按抗剪强度相等原理计算等代内摩擦角；三是按土压力相等原理计算等代内摩擦角。

(2)后方填料及地基承载能力

墙后填料在工程设计中应予充分重视，其设计取值既关系到工程的安全，同时又与工程造价紧密相关。设计中对后方回填料应明确施工标准，对填筑方式和排水设施都应充分注意。

地基承载力指的是加筋体下的地基，其承载能力应以多种方式确定，以现场实测为主。

§8.4.4加筋土挡墙的施工

1)工程施工主要内容

加筋土工程施工一般应包括基槽开挖、地基处理及基础施工，面板预制和面板安砌，加筋材料铺设，填料采集、摊铺及压实，倒滤排水设施、帽石(胸墙)浇注、基础护脚和附属设施的施工等，每一个环节都应按设计要求进行，并及时做好工程质量检查和隐蔽工程的验收等。

2)准备工作

加筋土工程施工前应做以下好各项准备工作：

第一，熟悉施工图设计文件，做好现场材料，特别是填料的核查工作(质量和数量)。

第二，根据现场情况、设计文件和工期要求，编制施工组织设计，其内容一般包括施工方法，主要工程数量，开工、完工日期，劳动力、机械设备(重点是压实机械设备)和运输车辆的调配计划，主要材料数量和进度计划，关键技术问题，质量保证体系，安全施工措施，临时工程和现场布置等。河岸和海岸工程、水运和水利工程还应制定防洪(台)渡汛措施等。

第三，设置施工基线和施工水准点，进行中线测量、水平测量，复测横断面。堤防、码头和护岸工程的水下基槽开挖及基础填筑的测量定位。

施工基线和高程控制点的布设时要考虑到工程施工中和竣工后能对加筋土工程的沉降和位移进行连续和可靠的观测。

第四，临时道路、临时设施、预制场和工地仓库的修建，施工用水、电和通信线路的敷设等。

第五，材料准备，加筋材料、钢筋、水泥、砂、石、防腐材料、反滤材料等的直接采购或招标采购。材料有关性能指标必须达到设计要求和符合国家标准或行业规范要求。

勘测填料采集场，取样进行必要的土工试验。

第六，机具准备。

碾压机械：加筋土工程都必须用机械碾压；对砂砾石填料，宜选用振动式压路机；对面板附近，宜选用平板夯、蛙式打夯机或轻型压路机。

其他施工机械：混凝土搅拌机、挖掘机、铲运车、点焊机、运输车辆、钢筋加工机械等。

测量检测仪器：水平仪、经纬仪、填料压实度检测设备和仪器、混凝土性能检测设备和仪器。

第七，人员组织。工地现场管理人员，专业技术人员，技术工人和普通工人等。

第八，其他。各种施工记录表格，各类材料出厂质保书，分部分项工程质检(自检)和报检、交验表格，开工文件，工地标识等。

3)施工工艺流程

加筋土工程施工的工艺流程可按图8.23的框图安排作业。

4)基础施工

(1)基槽开挖和检查

加筋土工程的基槽开挖，开挖前应进行详细测量定位并标出开挖线，基槽底应按设计图纸开挖到设计标高，槽底平面尺寸一般大于基础外缘300mm，当为岩石基槽时，基础嵌入中风化基岩深度不宜小于0.6m，当纵向高度变化较大时，基槽底沿纵向可成阶梯状开挖，但每一台阶长度不宜小于3.0m，且应与面板的长度模数相一致。基槽底和加筋体下的基础在横向倒坡为3%～5%。

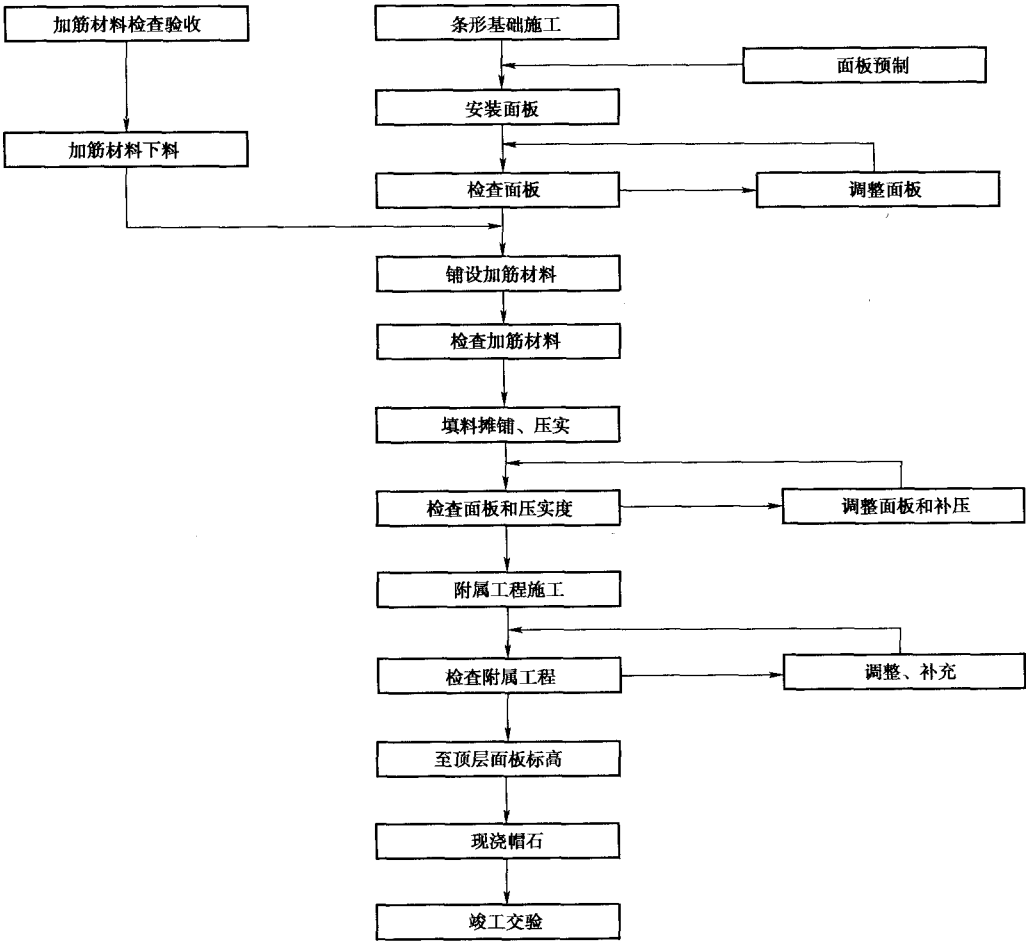


图 8.23　加筋土工程施工程序图

(2)地基处理

基槽底为一般土，且满足承载力和稳定时，仅进行整平夯实。

基槽底和加筋体下基础为软弱地基时，则应根据稳定和承载要求、地基土质情况进行处理。常用的处理方法有换填夯实、砂井碎石桩、砂垫层、加筋地基、石灰土、水泥土，也可做旋喷桩、混凝土短桩、深层搅拌、桩基(打入桩、钻孔桩或挖孔桩)，或进行强夯等。

当基础位于水下时，水下基槽的开挖及抛石基床的填筑、预制混凝土块体水下安装、水下浇注混凝土基础等施工要求可参照重力式码头规范要求。

(3)变形缝和沉降缝

加筋土挡墙必须沿长度方向设置变形缝和沉降缝，两缝合一，统称变形缝，缝宽20～30mm，做成垂直通缝，基础及胸墙变形缝用弹性材料填充。变形缝间距根据气温、地基条件、结构使用情况、基床厚度情况和面板长度模数确定，一般15～30m。在新旧建筑物衔接处、结构型式改变处、基高程、土质差别较大处及基床厚度突变处等位置应设置变形缝。

变形缝是沿墙面及基础竖向设置的通缝，实际上是加筋土挡墙面板和基础的纵向分段长度。由于墙面板后的加筋土体是柔性体，因此，填土中不考虑变形缝。岩石地基，变形缝间距可为20～30m，土基上的加筋土挡墙的变形缝间距一般不宜大于15m，以适应不均匀沉降的要求。变形缝间距必须是墙面板长度的模数。

(4)现浇混凝土基础

基础一般为现浇混凝土，标号一般为C15。施工时一般是分段开挖，分段处理，分段验收，分段浇筑。遇地下水时应做好排水。

基础浇筑时，每段基础的轴线误差不大于±10mm，基顶高程误差不大于±10mm，若地形变化调整基础顶标高时，调整时应注意与面板的高度模数相吻合。

5)墙面板预制和安砌

(1)墙面板预制

加筋土工程的面板应坚固美观、运输方便、易于安装。面板可根据需要采用钢筋混凝土或混凝土预制面板，其强度不低于C20。面板外型可选用十字形、双十字形、矩形、L形、六角形、槽形或其他形式。其一般尺寸为长800～2000mm，宽500～600mm，厚80～200mm；长度根据施工情况定，宽度应与加筋材料的分层间距协调，厚度根据结构受力情况计算确定。

加筋土工程的墙面板应采用钢模预制，模板要求具有足够的强度和刚度、稳定性和准确性。预制面板应表面平整、外光内实、尺寸准确、外轮廓及设计图案清晰、线条顺直、企口分明、不得有露筋、翘曲、掉角、啃边等情况发生。

面板的尺寸和规格和种类宜尽量少，一般情况下除墙顶和角隅板外，宜采用两种规格。

面板与加筋材料的连接方式应根据加筋材料类型和面板形式选用，一般可采用预设钢筋拉环、预留穿筋孔等形式。钢筋拉环直径应根据受力和耐久性要求计算确定，钢筋拉环暴露于混凝土外部分应做防腐处理，加筋材料与钢筋拉环接触处应做隔离处理。未作防腐处理的钢筋拉环不宜与土工带直接接触，以免腐蚀土工带。

为了使筋材在土体中分布得更均匀一些，筋土之间的相互作用发挥的更充分一些，上下相邻层的预埋拉环或预设穿筋孔在水平向应错开布置。

墙面板的尺寸和外棱角一是关系到墙板安砌时的难易程度，二是关系到墙竣工后的外观，三是防止板上的应力分布不均以及接缝处漏沙等问题。因此，面板的边长误差不大于5mm或不大于边长的3%。，对角线误差不大于7mm或不大于对角线的3%。，凡检验不合格及残次面板均不得使用。

面板尺寸愈大，砌成的墙面整体性愈好，侧向变形也小，施工进度也会加快，但安砌、搬运困难。国外施工机械化程度高，有采用大型整体面板的工程实例。

(2)墙面板堆放和运输

墙面板在堆放和运输过程中宜侧面竖向堆放或平放，应防止板角隅处碰损，平放堆放时，其高度不宜超过5层板，且板间应用垫木支垫。面板在搬运过程中，应轻搬轻放。

(3)墙面板安装

墙面板的安砌，一般按下述步骤和要求进行：在条形基础上准确划出面板外缘线，画线时应用经纬仪操作，在曲线部分应加密画线点；在确定的外缘线上定点，进行水平测量，并按板长划线分割，整平板基座；板安砌一般从变形缝处开始，依次向两边安砌延伸，见图8.24；安装时用M5或M7.5水泥砂浆砌筑调平；对河、海岸边工程，除排水缝之外，水平缝及竖缝内侧均全部填塞；板外侧应平整光滑，一般不勾缝；同层相邻面板水平误差不大于10mm，轴线偏差每15m不大于10mm，安装缝宜小于10mm。面板安装可用人工或机械吊装就位，按要求的垂度、坡度挂线安装；单块面板的倾斜度可控制在内倾1%左右；严禁面板外倾。板安装时只能用砂浆调整水平误差，不得用石子或铁片支垫。在面板后不小于0.3m范围内宜回填砂砾或碎石。

第一层板安砌是控制全墙基线是否符合设计的关键，其面板外缘线，应在基础上画出，并用经纬仪控制，安砌完后还应反复检查。

面板安装缝各层间沿纵向应错开，相邻上下层间垂直安装缝间距应不小于板长的1／3。相临板间可设企口连接，也可采用平口再加扦销连接，扦销一般采用不低于10mm的一级钢筋，在板中贯通。

加筋土护岸工程受水位涨落影响，防止墙后填料漏出非常重要。安墙面板时，除排水缝外，水平缝坐浆安砌，重直缝和水平缝在内侧勾缝，而外侧则做成平缝。

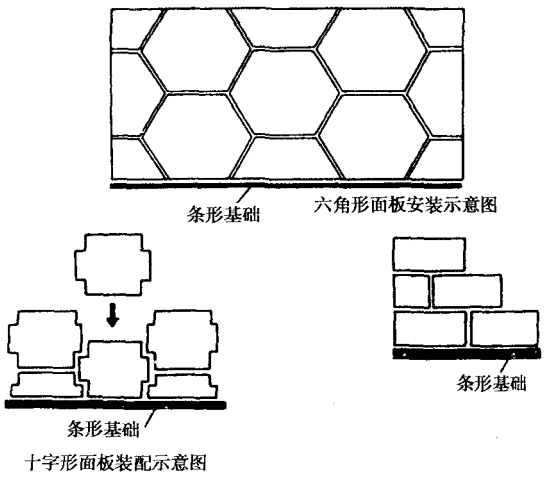


图 8.24　面板安装示意图

(4)质量检查

每安装 2～3 层面板应全面检查一次安装质量，超出规定者须及时纠正。检查项目包括轴线偏差、垂度或坡度、平整度、面板破损情况、相邻面板高差、板缝宽和最大宽度等。

6)加筋材料铺设

(1)加筋材料选择和抽检

目前国内国外生产加筋材料的生产厂很多，规格、品种比较多、比较杂，工程中使用的加筋材料必须根据设计要求，认真选择。能用于加筋工程的加筋材料的有关技术指标见表8.4。

加筋材料应采用专业工厂生产的各类加筋材料,材料应色泽均匀,无开裂损伤,厚薄一致,网格均匀，断面一致。施工时必须有相应资质证书的检测单位检测的正式报告。批量少于30t，应按每批每3～5t抽检一组；批量大于30t，可按每批每5t抽检。抽样方法按国家标准GB 8053—87执行。抽检的主要项目为：断裂抗拉强度、断裂伸长率、宽度、厚度、单位长质量。检测方法按相应的国家标准或行业规范进行，并给出相应的检测报告。如不满足设计要求，应不予验收。

土工织物加筋材料应堆放在通风遮光室内，当堆放时间累计超过3个月者，使用时必须重新检测。

(2)加筋材料下料

加筋材料提前下料是为了保证加筋材料尺寸的正确,避免边铺边下料,人为造成的随意性和筋材尺寸误差。

加筋材料的下料长度不得少于设计长度。

土工带为条带式加筋材料，一般是一根穿过拉环后成2股，其设计长度为该结点处加筋体的设计宽度，另加300～500mm的富余，作为穿过拉环时所占的长度。

加筋材料应坚持当班用多少材料下多少材料。对于聚丙烯带，在运输、保管中应防止日光照射，施工时暴露的总时间最长以一个台班为宜，夏天宜更短些，冬天可长些。

(3) 加筋材料铺设

加筋材料铺设时底面应平整、密实，一般应平铺、拉直，不得重叠，不得卷曲、扭结。土工格栅的纵向肋、土工织物的纵向纤维应与墙面垂直，土工带可成扇形辐射状铺设。

加筋材料不得与硬质尖锐棱角的填料直接接触。

加筋材料与面板的连接应牢固、可靠，并且易于拉紧、拉直。

加筋材料铺设的主方向与墙纵向垂直，以保证加筋材料均匀受力和共同发挥作用，

另外，加筋材料在加筋体中应尽可能均匀分布，保证加筋体能发挥整体作用。故要求条带式加筋材料在加筋体内有2／3的长度不重叠，并应尽量均匀，达到在后半部各结点间的加筋带无明显界限。

加筋材料在铺设时，下层填料要压实、整平，其横向倾斜度不大于5%为宜，这是保证加筋材料拉紧、拉直，不卷曲、不扭结、不重迭和皱折的关键。加筋材料铺设时，边铺边用填料固定其铺设位置，先用填料在加筋材料的中后部成若干纵列压住加筋材料，填料的多少和疏密以足以固定加筋材料的位置为宜，再逐根检查，拉直、拉紧。

一般说来，加筋材料间的摩擦要小于筋材与填料之间的摩擦，故要求加筋材料在加筋体内不相互接触，在结构转角处要用填料隔开。考虑到加筋材料分层铺设和填料压实厚度一般为300mm左右，故厚度宜大于50mm。在外转角处，为防止加筋体后半部分无加筋材料的情况发生，同时也为了加强墙体在转角处的整体性，在外转角处两侧相邻2～4块板上增设加筋材料，交叉处用填料隔开。

加筋材料的分层铺设间距应根据加筋材料的强度和铺设要求计算确定，一般取300mm左右，不宜超过500mm。每层加筋材料的数量由计算确定。土工织物应成片铺设，土工格栅单片宽度不低于300mm；单根土工带宽度不小于20mm，带厚不小于1.0mm，每层单位宽度上土工带的总宽度不宜大于墙体单宽的75%。

(4)加筋材料铺设质量检查

筋带铺设后每层都应进行检查验收，质量检验内容包括筋带铺设的长度、宽度(或根数)、均匀程度、平展度、连接方式、与面板连接处的松紧情况等。

7)填料采集、摊铺、压实

(1)填料采集

应按设计要求确定填料采集场，填料的粒径要求主要是级配均匀，填料种类要求填料易压实、水稳定性好。填料采集场选好后，应按设计要求和《土工试验方法标准》(GBJ 123)规定的击实方法，确定填料在施工状态下的最大干密度和最佳含水量，作为填料压实过程中压实度控制的标准。如填料情况与取样试验时的情况发生变化，应重新进行击实试验，即保证施工时的情况与取样试验时情况基本一致。

根据工程经验，填料中的块体的最大块径，以不超过分层厚度的2／3为宜，且相应粒径的块体的总含量不大于15%。在《公路加筋土施工规范》中亦规定填料粒径不宜大于填料压实厚度的2／3，且最大粒径不得大于15cm。最大粒径和最大粒径总含量的限制规定，目的在于控制填料级配，使加筋体的压实质量有保证。

(2)填料摊铺和碾压

加筋土工程填料的压实是加筋土工程成败的关键。为保证填料的压实，填料应分层回填和分层碾压。根据我国基本上采用的是人工搬运和安砌面板，板的尺寸都比较小，加筋材料分层铺设的厚度一般为300mm左右，最大不超过500mm。

填料可人工摊铺，也可机械摊铺。填料摊铺平整后，用压路机进行碾压，碾压的顺序为(图8.25)：压路机运行方向应平行于墙面板，下一次碾压的轮迹应与上一次碾压轮迹重迭轮迹宽度的1／3。第一遍先轻压，使加筋材料的位置在填料中能完全固定，然后再重压。碾压时从筋带中部逐步压向尾部，再碾压靠近面板部位，轻压后再全面碾压。碾压的遍数以填料碾压后达到规定的压实度为准。

如填料为砂砾石，压路机最好采用振动式压路机，低频慢速行驶。不管加筋土用什么土做填料，压实机械都禁止采用羊足碾。

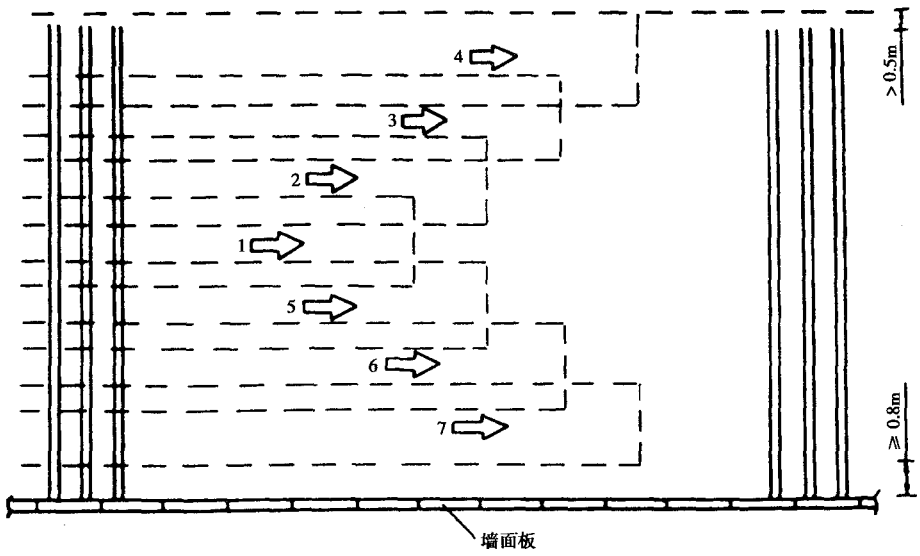


图 8.25　填料碾压顺序示意图(第一遍)

碾压前应进行试验，根据碾压机械和填料性质确定碾压遍数以指导施工。

距面板0.8m范围内及拐角压路机无法压实处，宜用蛙式夯或平板夯等轻型机械压实。一般情况下不要采用人工夯，如为砂砾石填料，还可辅以射水补砂。

当采用机械卸料、摊铺时，必须辅以人工作业，人工作业是就近将填料搬运和摊铺在加筋材料上，当推土机摊铺填料时，加筋材料上填料的覆盖厚度不得小于200mm。未压实的加筋体，一般不允许运输车辆在上面行驶。若需临时行驶，则填料厚度不得小于300mm，同时其车速不得大于5km／h，并不准急刹车，以免造成加筋材料的错位。

填料碾压时填料的含水率应控制在最佳含水率左右。

正式碾压前一般先进行试碾压。根据碾压机械、填料及摊铺厚度，初步确定碾压遍数和碾压方法，压后进行压实度检测，取得有关施工参数或经验，以指导大面积施工。

(3)填料压实度检查

加筋体必须进行压实度检查。每一压实层每500m^{2}或每50m长工程段至少有三个检测点，检测点应相互错开，随机选定。加筋体后半部分的检测点不应低于总数的60％，面板后80cm宽范围的压实度检测每层每50m不少于1点。压实度应达到设计要求，最低不得低于设计要求3个百分点，且在总检测点数中不超过3％。

8)附属工程施工

帽石可采用现浇混凝土或浆砌条石，前者整体性好，后者施工简单、经济。帽石应保证线型顺适，美观。现浇混凝土帽石采用悬挑式模板，模板应有足够刚度，以保证施工时的稳定安全，保证帽石和挡墙线性顺直、美观。

当填料为非砂砾石填料或不透水填料时，加筋体基础及加筋体中应根据情况设置排水设施，如泄水孔、盲沟、滤水排水管等，使其排水畅通。

加筋体基础的盲沟中下层填片石，上层先填二片石，再填碎石，顶层和沟两侧铺滤水土工布。在加筋体基础后踵设纵向盲沟以截水和排水。加筋体中的排水盲沟宜用碎石、砂砾石等，并与滤水土工布配套使用。

当后方来水中含有对加筋材料会造成腐蚀的成分时，可采用盲沟或其他排水管道将有害水体直接排出，而不进入加筋体。

当加筋土工程位于水边，墙前水位有涨落变化时，加筋结构面板后均应设倒滤层。倒滤层一般用级配碎砾石(d5～d40)，在排水缝处挂贴滤水土工布。滤水土工布在条形基础上应向墙内平铺，其长度不少于500mm，随墙面板升高而逐渐向上挂贴，挂贴时一定要紧贴

墙面板，以保证墙后细粒料在水位涨落时不致从墙面板后漏出。倒滤层材料一是要保证级配均匀，二是施工时要保证厚度，板后碎石滤层用插板法施工，滤层随面板、填料升高而升高。三是必须密实，施工时可用轻型机械压实，再辅以灌中粗砂、水夯振捣等措施。

墙顶栏杆、扶手、路缘石、人行道等，加筋土桥台的垫梁、搭板、檐石、落水管等与一般施工相同，不赘述。

在挡墙或堤基础前有冲刷发生的地方，挡墙或堤前基础都应进行护脚处理。护脚可用干砌片石或条石，也可用浆砌条石。

9)施工质量控制要点

加筋土工程施工质量控制的关键是加筋材料质量、加筋材料铺设质量、填料压实质量。加筋土工程的地基处理和排水工程、面板安装质量也相当重要。施工质量控制应抓住要害、抓住关键。

加筋材料每批运到工地，应即进行检查。首先进行外观检查，主要是检查其宽度和厚度及均匀性、偏斜度、表面花纹及均匀性等。随后进行随机抽检，试验检测其物理、力学性能。加筋材料的抽查检验必须是由国家授权认证的质量检测单位出具的检测报告，检测报告应按设计要求给出实际的检测数据，并给出合格与不合格的结论。

对合成材料类的加筋材料，其耐久性也应进行试验。

加筋材料铺设质量、填料压实质量的控制关键在现场。每一层填料、每一层加筋材料铺设，对下道工序而言，上道工序都成了隐蔽工程，因此，施工现场应建立一套完整有效的和多层的质量监督、检查和质量保证体系，才能保证工程质量。

10)施工质量检测项目和标准

检测项目包括基础、基础梁、墙面板、加筋材料质量及铺设、填料回填及压实等。

加筋材料的质量、规格、性能指标必须达到设计要求，加筋材料铺设的检验标准见表8.7。

加筋材料铺设的检验标准(JTJ 035—91) 表 8.7

项次	检 查 项 目	规定值或允许偏差值	检查方法及频度	规定分
1	筋带长度(断面)	不小于设计值	检查 5 根(束)	20
2	筋带根数	不小于设计值	检查 5 根(束)	20
3	筋带与面板连接	符合设计	检查 5 处	20
4	筋带与筋带连接	符合设计	检查 5 处	15
5	筋带铺设	符合设计	检查 5 处	10
6	钢件防锈处理	符合相应规范规定	检查 10 处	15

注:以 20m 为检查单位,小于 20m 仍以 20m 计;条带式按束检查,格栅按铺设片检查,钢带、混凝土带按根检查。

填料压实的检验标准见表8.8。

填料压实的检验标准(JTJ 035—91) 表 8.8

项目	检 查 项 目	合格率规定值	检查方法及频度	规定分
1	距面板 1m 范围以内	70%	每层 100 延米取 3 点做工地试验,小于 100 延米时取 3 点	30
2	距面板 1m 范围以外	97%	每层 500m² 或 50 延米取 3 点做工地试验	40

注:不合格测点的最低压实度,不得低于要求压实度的 3 个百分点,此时可获规定分,否则不予计分。

主要参考文献

1 何光春.加筋土工程设计与施工.北京：人民交通出版社，2000
2《土工合成材料工程应用手册》编写委员会.土工合成材料工程应用手册.北京：中国建筑工业出版社，1994
3何光春.加筋土护岸工程的设计与施工.路基工程.1995.4
4 何光春，刘传源.加筋土技术在内河码头及护岸工程中的应用.港口工程，1997.6
5 何光春，刘传源.水工加筋土应用技术.全国水运工程技术进步大会论文集.1995
6 何光春.加筋土在护岸及防洪工程中的应用.全国水运工程港口航道技术交流会.1998
7 张师德，吴邦颖.加筋土结构原理与应用.北京：中国铁道出版社，1986
8 FHWA-EP-90-001-005.Tensar Geogrid-Reinforced Soil Wall Grade-Separation Structures on the Tanque Verde-Wright-stown-Pantano Roads，Intersection Tucson.Arizona.
9 中华人民共和国国家标准.土工合成材料应用技术规范(GB 50290—98).北京：中国计划出版社，1998
10 交通部标准.公路加筋土工程施工技术规范(JTJ 035—91).北京：人民交通出版社，1993
11 交通部标准.公路加筋土工程设计规范(JTJ 015—91).北京：人民交通出版社，1993
12 交通部标准.水运工程土工织物应用技术规程(JTJ／T239—98).北京：人民交通出版社，1998
13 铁道部标准.铁路工程土工合成材料应用技术规范(TB 10118—99).北京：中国铁道出版社，1999
14 水利部标准.水利水电工程土工合成材料应用技术规范(SLJ／T 225—98).北京：水利电力出版社，1998
15 交通部水运工程土工织物应用推广组.土工织物主要生产厂家简介.交通部水运工程土工织物应用技术交流研讨会.1999

第9章　注浆加固边坡的设计与施工

§9.1　概　　述

§9．1．1　注浆加固技术概念

注浆加固技术是用液压或气压把能凝固的浆液注入物体的裂缝或孔隙，以改变注浆对象的物理力学性质，以满足各类土木建筑工程的需要；注浆加固技术的成败与工程问题、地质特征、注浆材料和压浆技术等直接相关，如果忽视其中的任何一个环节，都可能造成注浆工程的失败。工程问题、地质特征是灌浆取得成功的前提，注浆材料和压浆技术是注浆加固技术的关键。

随着注浆技术和相关技术的迅速发展，今天灌浆法已成为解决各类工程问题的非常重要的手段，许多不能满足工程要求的物体，几乎都可借助注浆技术解决问题，例如某些化学浆液可以注入0.01mm的小裂隙，某些浆液的结石强度可高达60MPa。

注浆的对象可以是岩石、土体、混凝土等多种材料。在公路边坡注浆加固中，注浆对象主要是岩层和土体。注浆通过把浆液注入岩石的裂隙或土体的孔隙，待浆液凝固后，使岩层和土体的强度大大提高，并改变岩土的力学性状，从而增强岩土的稳定性。

§9.1.2注浆法的分类

注浆法的分类很多，可以按解决的工程问题、浆液材料的品种、注浆的对象、浆液分布状态和注浆功能等进行分类。

按解决的工程问题可分为坝基注浆、隧道注浆、基坑注浆、边坡加固注浆、混凝土结构物补强加固注浆等。坝基注浆主要用于解决坝基的渗漏问题和强度问题，如果坝基是渗透性较大的地层，在建坝之前采用注浆在坝基中形成防渗帷幕，帷幕一般深入基岩中一定深度。隧道注浆主要用以解决在隧道施工过程中的塌方及围岩稳定性问题。基坑注浆主要用以解决城市高层房屋建筑中基坑开挖或基坑壁的稳定问题，通常可采用注浆加锚杆的作法进行加固。

按浆液材料的品种可分为水泥注浆、化学注浆、混合注浆。水泥注浆是指注浆采用的浆液为水泥浆，纯水泥浆是由水和水泥按一定比例混合而成，常用的水灰比在0.5：1～5：1之间；水泥浆具有结石强度高、造价低、无毒不污染环境，在岩土加固和防渗中普遍采用；由于普通水泥浆在细小裂隙和微空隙地层中的可灌性较差，一般只能灌注大于0.2～0.3mm的裂隙和空隙，因此研究出了超细水泥浆，超细水泥浆可以灌注更小的裂缝。化学注浆是指注浆采用的浆液为化学浆材制成，化学注浆主要用于微裂缝的注浆，通常所用的化学浆液有硅酸盐浆(含水硅酸钠，又称水玻璃)、酸性水玻璃、丙烯酰胺类浆液、改性环氧树脂浆液以及聚氨酯浆液等。混合注浆是指注浆采用的浆液为混合浆材制成，如在水泥浆中加入粉煤灰形成粉煤灰水泥浆，在水泥浆中加入硅粉形成硅粉水泥浆，而在水泥浆中加入水玻璃形成水泥水玻璃浆，等等。

按注浆的对象可分为岩石注浆、砂砾注浆、粘土注浆。岩石注浆是指注浆加固的地层是岩层；砂砾注浆是指注浆加固的地层是砂砾层；粘土注浆是指注浆加固的地层是粘土。

按浆液的分布状态可分为充填注浆、渗透注浆、劈裂注浆、劈裂渗透注浆以及挤密注浆等。充填注浆是指注入浆液充填地基土内的大孔隙、大空洞的注浆，如卵石层、碎石层、砂砾层等的注浆；渗透注浆是浆液在压力作用下，渗入土的孔隙和岩石的裂隙中，将孔隙中的自和气体排挤出去，但不改变土体结构的原状和体积，浆液凝固后把土颗粒粘接在一起，土层的抗压强度和抗渗性能得以提高；所谓劈裂注浆，即浆液在较高(相对渗透、充填注浆)压力的作用下，似利斧劈入粘土层，浆液的劈裂路线呈纵横交叉的脉状网络，故此又称脉状注浆，固结形态多呈偏平球体或板状固结；劈裂渗透注浆控制注人压力、速度使其先形成劈裂注入，但形成的劈裂面不大，此后浆液沿劈裂脉作渗透注人，固结形状为扁平球体。挤密注浆是用一定的压力注入粘稠的不易流动的惰性浆液取代并挤压周围土体，凝固形状多为柱体或球体占据一定的空间，同时压密土体。

按注浆功能可分为防渗注浆、加固注浆、基础托换注浆。防渗注浆是指主要用于防止渗漏的注浆，一般用于水库坝基；加固注浆是指主要用于增强地层或结构的强度和稳定性的注浆；基础托换注浆是指为了阻止各类建筑物基础因地基原因引起不均匀沉降导致上部结构或基础开裂、避免危及建筑物的安全，在基础下面的空隙或软土地基中进行的加固灌浆；这种灌浆不但可以阻止基础继续下沉，而且能将建筑物回升，使不均匀沉降减小。

对上述注浆的分类，不管那一类注浆，其实质都是为了减小物体的渗透性以及提高物体

的力学强度和抗变形能力。所以都可归属于防渗注浆和加固注浆的范畴。

§9.1.3注浆加固技术在边坡处治中的应用

引起边坡失稳的原因主要有两个方面，一是由于外界因数破坏了边坡原有的平衡状态使边坡产生滑动，如边坡上缘加荷、边坡下部开挖等等；另一是由于外界因数影响降低边坡土体或滑面的抗剪强度参数使边坡失稳，如坡体中的地下水作用不但可以产生水压力而且降低边坡的C、Φ值。但最终边坡失稳的实质是由于边坡的下滑力超过了边坡抗剪强度所提供的阻滑力，因此注浆加固边坡就是要达到一方面增强边坡坡体的抗剪强度、减小坡体的渗透性，从而提高其地基承载力、减小水压力或动水力，另一方面提高可能的潜在滑面的抗剪强度以增强坡体的稳定性。

注浆加固技术在边坡处理中的应用一般有两个方面，一种是对于由崩滑堆积体、岩溶角砾岩堆积体、以及松动岩体构成的极易滑动的边坡或由于开挖形成的多卸荷裂隙边坡，对坡体注入水泥砂浆，以固结坡体并提高坡体强度，避免不均匀沉降，防止出现滑裂面。另一种是对于正处于滑动的边坡、存在潜在滑面的边坡、或者处于不稳定的滑坡，运用注浆技术对滑带压力注浆，从而提高滑面抗剪强度，提高滑体稳定性；这种情况实际上是把注浆加固作为边坡滑带改良的一种技术，滑带改良后，边坡的安全系数评价一般采用抗剪断标准。

由上述可知，边坡注浆加固一般适用于以岩石为主的滑坡、崩塌堆积体、岩溶角砾岩堆积体，以及松动岩体边坡(图9.1)。同时采用注浆加固边坡前必须进行注浆试验和效果评价，注浆后必须进行开挖或钻孔取样检验。

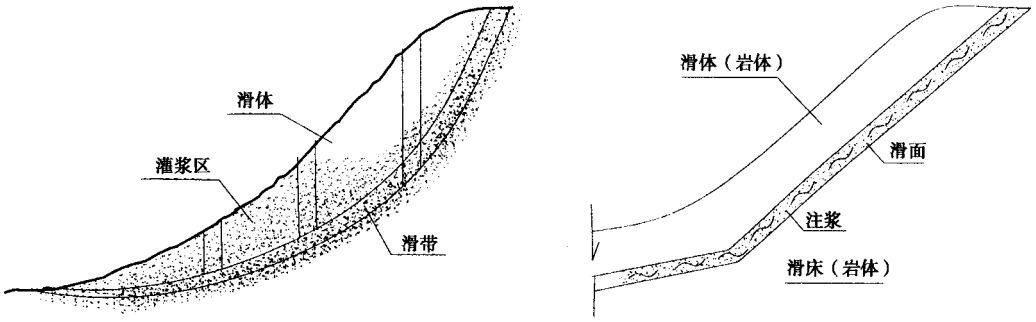


图 9.1

§9．2 注浆材料及浆液的性质

在注浆工程中，使用的浆液都是由主剂(主要的原材料，如水泥、砂、粘土、粉煤灰、水玻璃等)、溶剂(水或其他溶剂)以及各种外加剂(如催化剂、固化剂、凝胶剂、缓凝剂等)按照一定的比例而成的混合液体。注浆材料是指构成注浆浆液的材料，简称浆材，通常所说的浆材多数系指主剂，即主要原材料。由于浆材品种和性能的好坏将直接影响到注浆工程的成败、质量和造价，因而注浆工程界长期以来对注浆材料的研究和发展都极为重视。目前可用的浆材种类繁多，特别是在我国，浆材性能和应用问题得到了系统深入的研究，部分浆材通过改性使其缺点消除后，在工程中应用广泛。

§9．2．1注浆材料及其性能

目前可供使用的浆材总体上可以分为化学类浆材和粒状浆材两大类。所谓化学浆材是指配成浆液后要发生化学反应的材料，主要有水玻璃类的各种浆材和有机高分子类各种浆材；而粒状浆材是指水泥、粘土、砂、粘土、粉煤灰等颗粒状的材料，又称非化学浆材。

(1)粒状浆材

粒状浆材是构成悬浊型浆液的主剂，目前工程中主要使用的粒状浆材有水泥、粘土、砂、粘土、粉煤灰、硅粉等。

一般性水泥：一般性水泥有普通硅酸盐水泥、矿渣水泥、高铝水泥和耐酸水泥。其中普通硅酸盐水泥是注浆工程最常用水泥；矿渣水泥与普通硅酸盐水泥的主要差别使氧化钙的含量低；高铝水泥是由磨细的矾土和石灰石的混合物熔融而成，它的水凝速度快，是一种早强的水硬性胶凝材料；耐酸水泥是磨细的石英砂与具有高度分散表面的活性硅土物质的混合物，具有抗酸腐蚀作用。

粘土：化学成分是含水的铝硅酸盐及一些金属氧化物。细粒成分多，亲水性好。在水泥浆中添加粘土，可大大提高浆液的稳定性。

膨润土：以蒙脱石为主要成分的粘土矿物。吸水性好，吸水后膨胀形成不透水的可塑胶体；是较好的防水材料。

粉煤灰：在潮湿的条件下固结体具有自硬性，单轴强度随龄期的增大而增大。掺入水泥中作为注浆材料使用的主要作用是节约水泥、降低成本，同时可以提高浆液结石的抗溶蚀能力和防渗帷幕的耐久性。

超细水泥：与一般水泥相比具有渗透能力强、化学活性好、固化速度快、强度高(可达62MPa)、抗离析能力强(分散性大，沉淀少)。

硅粉：是冶金厂生产硅铁和工业硅过程中的副产品，主要成分是SiO_2，平均粒径0.6μm，比表面积$15\times10^4\sim2\times10^8 cm^2/g$。在浆液中掺入硅粉，可以改善浆液的可灌性和稳定性，同时由于硅粉中的能与水泥水化放出来的反应生成Ca/Si的CSH凝胶，这种凝胶的强度高于$Ca(OH)_2$晶体，从而使得浆液结石的强度大大提高。

砂：是砂浆、水泥砂浆的主要材料。在浆液中掺砂可以降低成本、防止浆液扩散过远、提高浆液的固结强度。通常要求砂粒径小于2mm，且级配均匀。

由粒状浆材为主剂配置的浆液，称为悬浊型浆液，它是指一种或几中上述浆材悬浮在水中形成的浆液，又称为非化学类浆液。目前边坡工程中采用的主要是水泥基浆液，即在水泥浆中加入其他的粒状浆材形成的悬浊型浆液。其分类如图9.2所示。

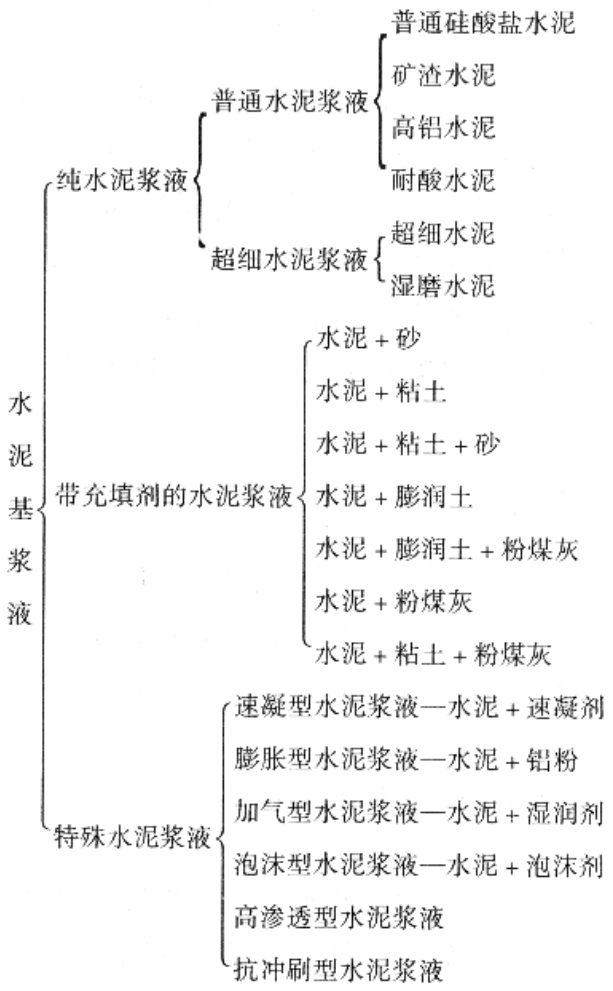


图 9.2　水泥基浆液的分类

(2)水玻璃类浆材

水玻璃又称硅酸钠，是常见的可溶性硅酸盐。因呈玻璃状，所以溶于水后所得到的粘稠溶液叫做水玻璃。表达水玻璃的化学和物理性质的参数有两个：

①模数：是指水玻璃含二氧化硅SiO_2的克分子数与氧化钠Na_2O的克分子数的比值，用m表示。

$$m=\frac{SiO_2\text{的克分子数}}{Na_2O\text{的克分子数}}$$

硅酸钠可以表示为$Na_2O \cdot mSiO_2$。模数的高低对浆液的凝结时间和结石强度都有一定的影响，注浆用水玻璃的模数一般为2．4～3。

②波美度：在化学工业中用于表示水玻璃密度的一种指标(°be’)。但在注浆领域中一般采用密度(d)来表示，他们之间存在如下关系：

$$d=\frac{114.15}{144.3-{}^{0}be'}$$

水玻璃溶于水时发生水解反应，致使水玻璃溶液呈碱性；通常碱(Na_2O)的量用重量百分比表示。实践表明水玻璃是无毒物质，不会污染地下水。

由水玻璃作为主剂配置的浆液，称为水玻璃类浆液。根据水玻璃类浆材组分、液态类型、酸碱性和加入不同的反应剂，可将水玻璃类浆液分成多种类型(图9．3)。

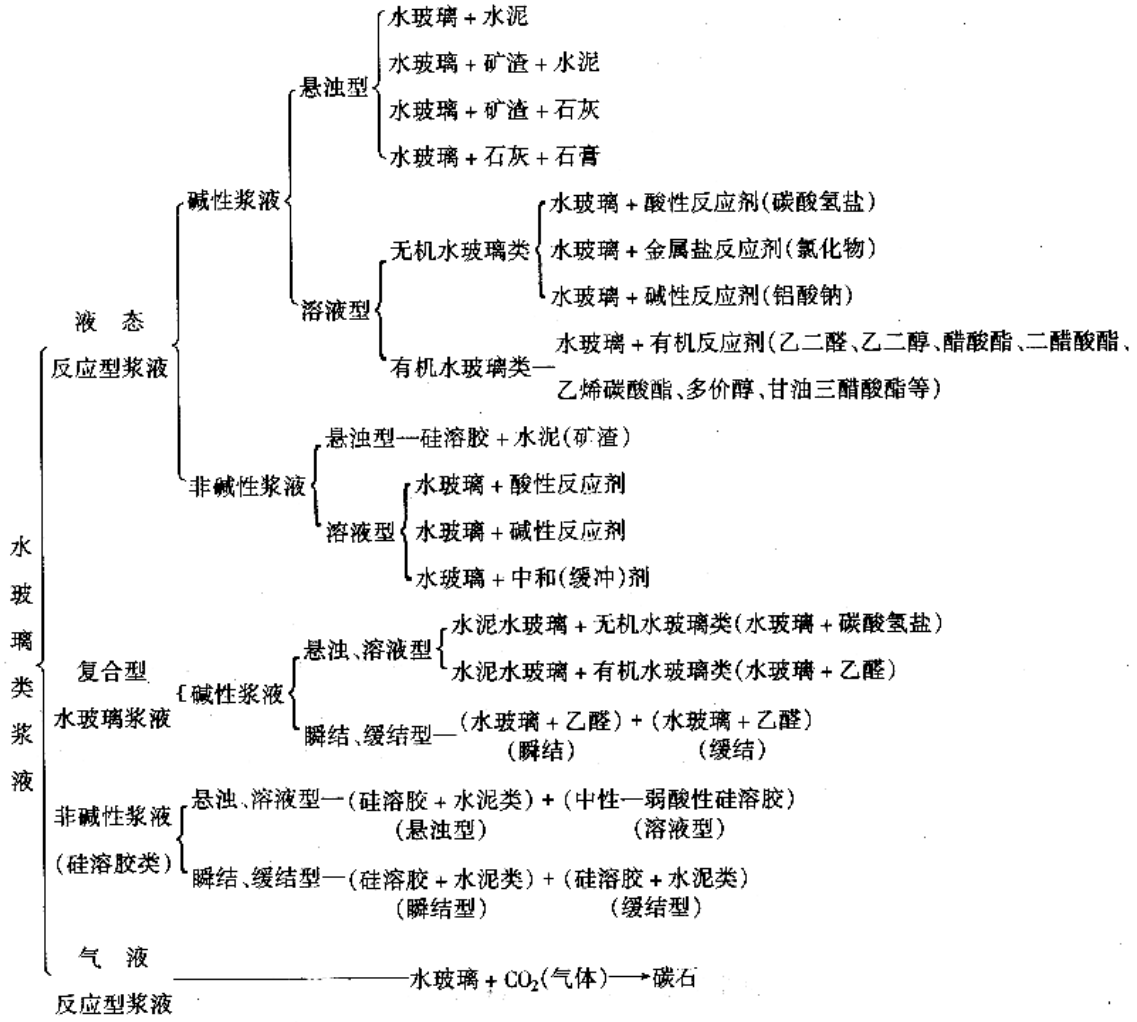


图 9.3　水玻璃类浆液的类型

(3)有机高分子类浆材

由于大多数高分子溶液含有剧毒物质，目前被一些国家列为禁用浆液。但由于这类浆材渗透性好，凝胶时间易于控制，注入后的土层抗压强度、抗渗性均较理想等优点，故这类浆液是注入水泥浆液、水玻璃浆液无法解决工程疑难问题时的必不可少的主要材料，所以一些国家仍载继续使用，如丙烯酰胺类、无毒丙凝、改良的环氧树脂、聚氨酯等浆材。高分子类浆液的种类繁多，其分类概况如图9．4所示。

§9．2．2注浆浆液的性质

(1)浆液的渗入性

浆液的渗入性是指浆液渗入岩土孔隙的能力。浆液渗入性的好坏直接影响道浆液的扩散

距离，渗入性好，浆液的扩散距离大。

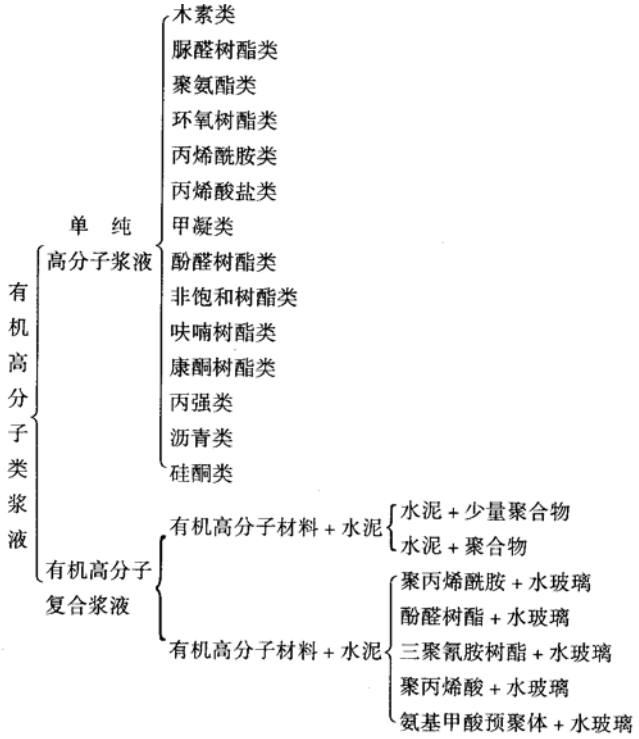


图 9.4　有机高分子类浆液的分类

浆液的渗入性与所用的灌浆原理和浆液的种类有关，不同的灌浆原理和不同浆液品种，其控制因素是不相同的。如渗入性灌浆在采用粒状浆材注浆时，材料颗粒越小，浆液的流动性越好，渗入能力越高；但如果采用真溶液化学浆液时，浆液的渗入能力将受到流动性的影响。对于劈裂灌浆时，如果灌浆裂缝和形式在灌浆过程中发生变化，尺寸效应和流变效应将产生较复杂的影响。

从尺寸效应出发，浆材颗粒的细度越高，渗入能力越强；但同时导致浆液的粘度增加，浆液变稠，影响渗入能力。因此在实际浆液的配制时应正确处理浆液的细度。表9．1为不同水灰比对浆液粘唐的影响。

颗粒细度和浆液浓度对浆液粘度的影响[2]　　表 9.1

编　　号	1	2	3	4	5	6
水泥比标面积(cm^2/g)	3850	3850	5550	5550	7100	7100
浆液水灰比	0.6:1	1:1	0.6:1	1:1	0.6:1	1:1
浆液粘度(s)	28.3	18.8	42.8	19.4	51.8	26.2

对于浆液的渗入性，一般情况下，渗入能力越高越有利于注浆；但如果边坡岩土层孔隙较大，或有地下水流时，流动性好、渗入能力强往往并不利于注浆；此时为了实现预期的注浆目的，通常需要在浆液中加入早凝剂或级配砂石料。

(2)浆液的稳定性

浆液的稳定性主要是指浆液的化学稳定性，即浆液是否会发生强烈的化学反应，以致影响浆液的基本力学性质。在边坡注浆加固中采用的粒状浆材的稳定性主要是指水泥浆和水泥砂浆的分层性和析水性。

众所周知，水泥浆和水泥砂浆是一种不稳定的悬浮体系，其颗粒容易载水溶液中沉淀分层。在灌浆过程中，如果浆液在裂缝中的流动速度缓慢或完全终止流动时，粒状浆材的颗粒将发生沉淀分层，使浆液的均匀性降低，从而丧失流动性。对于稳定性较差的浆液会导致浆液分层后的上下强度不均、灌浆通道堵塞，从而影响灌浆效果。

浆液的析水性是指随着固体颗粒的下沉，浆液中的水被析出并向浆液顶端上升，表达这种析水机理的是司笃克定律：

$$q=\frac{9}{32}\frac{d_m}{\eta}\frac{\rho_c-\rho_w}{\rho_w}\frac{W^2}{(1+3W)}$$

式中：q——起始析水速率；

d_m——悬液中水泥颗粒的当量圆球直径；

η——水的运动粘滞系数；

ρ_c——水泥的密度；

ρ_w——水的密度；

W——浆液的水灰比。

浆液的析水可能会造成浆液的流动性变坏、结石强度均匀性降低、灌浆体顶部出现空隙等影响灌浆效果的不良现象。

(3)浆液的结石率

结石率是指浆液的最初体积于凝固后结石体积之比，一般以百分数表示。在强度指标得到满足的条件下，结石率越高加固效果越好，然而由于种种原因，不少浆材都难以达到理想的结石率。影响结石率降低的因素主要有析水沉淀和浆液自身的体积收缩。通常在浆液中掺入高塑性粘土和降低浆液的含水量可以有效地阻止浆液的结石率的降低。图9．5为粘土和水量对结实率的影响。

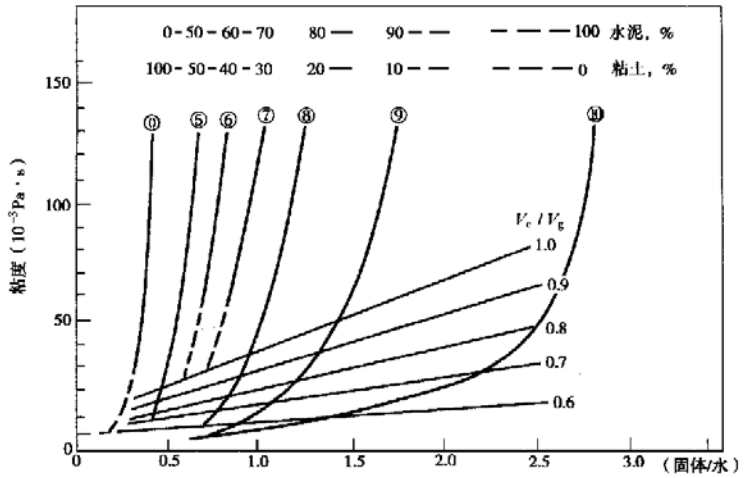


图9.5　粘土和水量对结实率的影响

(4)浆液的强度特性

边坡注浆加固的目的主要是改善边坡岩土体的力学特性，增强滑带岩土的力学强度。因此浆材的强度越高，加固效果就越好。实际工程经验表明，要提高灌浆后的结石强度，除了增强浆材的强度外，还须考虑其他影响因素，如在灌浆后的结石网格结构、浆液的含水量、浆液的掺合料、水泥浆的搅拌时间、注浆压力等等。

(5)浆液的耐久性

在灌浆加固的岩土体中，由于某些特殊的环境下，如养护条件差、水压力长期作用、化学侵蚀等，可能使浆液灌注后力学强度降低、灌浆效果降低甚至无效。因此浆液的耐久性便成为灌浆工程的一个重要课题。

处于潮湿环境或无水压的条件下，多数灌浆体的结构和强度都比较稳定或有所提高。但在反复干湿变化的条件下，灌浆体的结构将遭到破坏，其强度将呈现连续下降趋势。对于长期承受水压力的灌浆体，由于结石中的氧化钙被溶解或带走，结石的强度也将降低。已有研究表明，当水泥中的氧化钙被溶解25％时，强度降低50％，于是由此可以推导出灌浆体的寿命：

$$T=\frac{0.081Wb}{KJ}\left(\frac{1}{C_1}+\frac{1}{C_2}\right)$$

式中：T——灌浆体中的氧化钙被溶解25％的时间，年；
W——每立方米灌浆体中的水泥量，k9／m3；
b——灌浆体承受水压力的厚度；
K——灌浆体的渗透系数；
J——水力比降；
C_1——水泥中水化铝酸四钙的极限氧化钙浓度；
C_2——水泥中水化铝酸三钙的极限氧化钙浓度。

对于化学侵蚀主要表现在两个方面，一是有害化学离子分解水泥石中的水化硅酸钙，导致结石强度的降低；二是含硫酸盐的矿化水与水泥结石中的石灰作用，生成石膏，石膏膨胀，导致水泥结石破坏。

§9．3　注浆理论

任何一种注浆工艺都必定依据一定的注浆理论，注浆理论研究浆液在岩土裂缝中的流动
规律，揭示地质条件、浆液性质和注浆工艺之间的相互关系，为注浆设计和现场施工提供科学的依据。传统的注浆工艺是以渗入性理论为基础，注浆时采用的注浆压力相对较低，可以不破坏岩土的原有结构，但对于渗透性较小的岩土介质可灌性较差；而近年来广泛采用的水力劈裂注浆是基于水力劈裂理论而形成的，这种注浆可以人为地扩大岩土中的裂缝，提高岩土的可灌性，已解决了不少的特殊工程问题。下面分别介绍渗入性注浆理论和水力劈裂注浆理论。

§9．3．1渗入性注浆理论

1．渗入性灌浆理论公式

1938年马格(Maag)首次发表牛顿型浆液球形扩散公式，随后各国学者又导出了一些理论公式，运用这些公式可以计算有关注浆参数的大致范围，了解影响注浆效果的各种因数，对注浆设计、施工都具有一定意义。

1)砂土注浆球形扩散公式

Maag假定被灌砂土为均质各向同牲体，浆液为牛顿流体，浆液从灌浆管底部进入地层后呈球形状扩散，推导出浆液的渗透公式为

$$t=\frac{r_1^3\beta n}{3kh_1r_0} \qquad (9.1)$$

$$r_1=\sqrt[3]{\frac{3kh_1r_0t}{\beta n}} \qquad (9.2)$$

式中：k——砂土的渗透系数，cm／s；
β——浆液粘度对水的粘度比；
r_1——浆液的扩散半径，cm；
h_1——灌浆压力水头高度，cm；
r_0——灌浆管半径，cm；
t——灌浆时间，s；
n——砂土的孔隙率。

公式(9．1)或(9．2)表明对于均质砂性土，浆液在注浆管底部的扩散可近似看作球形扩散，在不同灌浆时间的扩散半径可由公式计算出。除了上述球形扩散公式外，常见的还有Karol和Raffle公式：

Karol 公式：

$$t=\frac{r_1^2\beta n}{3kh_1} \tag{9.3}$$

$$t=\frac{r_0^2 n}{3kh_1}\left[\frac{\beta}{3}\left(\frac{r_1^3}{r_0^3}-1\right)-\frac{\beta-1}{2}\left(\frac{r_1^2}{r_0^2}-1\right)\right] \tag{9.4}$$

Raffle 公式：

2)砂土注浆的柱形扩散公式

$$t=\frac{r_1^2\beta n\ln\left(r_1/r_0\right)}{2kh_1} \tag{9.5}$$

$$r_1=\sqrt{\frac{2kh_1t}{\beta n\ln\left(r_1/r_0\right)}} \tag{9.6}$$

3)砂砾石层的注浆扩散公式

假定浆液在砂砾石层中作紊流运动，则扩散公式为：

$$t=\frac{1}{4}r_1^2 n\sqrt{\frac{d_0}{kvh_1r_0}} \tag{9.7}$$

$$r_1=2\times\sqrt{\frac{t}{n}\sqrt{\frac{kvh_1r_0}{d_0}}} \tag{9.8}$$

4)裂隙岩石的注浆扩散公式

假定浆液为牛顿型流体，浆液在岩石裂隙中作层流运动，则有扩散公式：

$$r_1=9005\sqrt[2.21]{\frac{\left(p_c-p_0\right)tb^2r_0^{0.21}}{\eta}}+r_0$$

刘嘉村公式：

$$p_c-p_0=\frac{6nQ}{\pi b^3}\ln\left(\frac{r_1}{r_0}\right)+\frac{3\forall Q^2\left(\frac{1}{r_0^2}-\frac{1}{r_1^2}\right)}{20g\pi^2e^2}$$

贝克(Baekr)公式：

式中：P_c——注浆压力；

P_0——裂隙内地下水压力；

b——裂隙宽度，cm；

η——浆液的粘度；

Q——注浆量；

Δ——浆液密度；

g——重力加速度；

其余符号同前。

2．渗入性注浆的尺寸效应

渗入性注浆的尺寸效应是指由于渗入性注浆是在注浆压力较小、地层结构不受破坏的条件下使浆液渗入裂缝，因而要完全实现渗入性注浆，就必须使浆材的颗粒尺寸小于裂缝的尺寸。显然满足这个尺寸效应是渗入性注浆的前提条件。假设浆材的颗粒尺寸为d，地层裂缝的尺寸为D_p，尺寸效应可表示为：

$$R=D_P/d>1 \tag{9.9}$$

R通常称为净空比。从理论上讲只要R>1，就可实现渗入性注浆；但在实际注浆过程中，当注浆浓度较大时，浆材颗粒会群集进入裂缝，从而使裂缝堵塞；为了避免这种现象发生，必须使净空比增大，一般认为当净空比大于或等于3时，浆材颗粒的群集容易被注浆压力击散；因此实际尺寸效应应为：

$$R=D_P/d\geqslant 3 \qquad (9.10)$$

公式中浆材的颗粒尺寸d容易确定；下面讨论地层裂缝的尺寸D_P的确定：

1)砂砾石的空隙尺寸

砂砾石的空隙尺寸目前尚无有效方法，一般采用数学方法估算；设D为砂砾石的颗粒直径，可定义有效空隙比$e_E=D_P/D$；根据试验表明，有效空隙比一般在0．195～0．215之间变化，如果取平均值$e_E=0.2$，则砂砾石的空隙尺寸可近似表示为：

$$D_P=0.2D \qquad (9.11)$$

2)岩石裂隙的尺寸

要准确测定岩石中的裂隙尺寸较为困难，这里介绍一种运用钻孔压水资料估算岩石裂隙尺寸的近似方法；假设有一宽度为e的平面裂隙被半径为r_0的钻孔垂直穿过，现用大小为P 的压力进行压水实验，并测得裂隙的吸水量为q，由下式可近似计算出裂隙的宽度：

$$e=\sqrt[3]{\frac{6q\eta\log\left(\frac{R}{r_0}\right)}{\pi P}} \qquad (9.12)$$

式中：η——水的粘度；

R——水的扩散距离。

3．渗入性灌浆的流变效应

渗入性灌浆的流变效应是指浆液在裂缝中流动时，浆液内部、浆液与孔壁之间将产生摩擦阻力，从而影响渗入性灌浆的可灌性。这种影响可以从浆液在空隙中流动时单位时间的流量计算公式中看出。

对于牛顿流型浆液(在圆管中流动时，剪切率dv／dr与剪应力τ成正比，τ＝η dv／dr)在毛细管中流动时单位时间内的流量Q计算公式为：

$$Q=\frac{\pi r^4}{8\eta}\cdot\frac{\Delta P}{L} \qquad (9.13)$$

式中：r——毛细管的半径；

△P——有效灌浆压力；

η——浆液的粘度(牛顿型)；

L——浆液在管中流动的距离。

对于非牛顿流型浆液(如宾汉体，当剪应力τ超过屈服应力τ_0后，流体才能流动，剪切率
dv／dr与剪应力τ的关系为，$\tau=\tau_0+\eta_d dv/dr$)，在毛细管中流动时单位时间内的流量Q计算公式为：

$$Q=\frac{\pi r^4}{8\eta_p}\left(\frac{\Delta P}{L}-\frac{2\tau_0}{r}\right) \qquad (9.14)$$

式中：η_d——浆液的塑性粘度；

τ_0——屈服应力；

其余参数同前。

公式(9.13)表明，牛顿型浆液的流速随浆液的粘度增大而减小；公式(9．14)表明，非牛顿型浆液的流动性除与浆液的粘度有关外，还将受到屈服应力的影响，一部分灌浆压力必定消耗在由屈服应力产生的阻力上。

4.渗入性灌浆的局限性

由前述可知，渗入性灌浆由于存在尺度效应和流变效应的制约，一般在大空隙介质中容易实施。而在实际地层中的裂缝有大有小，要在小缝隙中提高浆液注满度，一方面缩小浆材的颗粒尺寸，另一方面要准确确定裂缝尺寸，但实际上裂缝尺寸都是采用近似方法确定的。

§9.3.2　劈裂注浆理论

鉴于渗入性注浆的一些局限性，后来提出了劈裂注浆理论，该理论是通过增大注浆压力，使细小裂缝产生水力劈裂，以提高浆液的可注性。劈裂注浆的理论主要解决的问题就是产生水力劈裂的最小注浆压力。对于不同地层在注浆过程中要产生水利劈裂所须的最小注浆压力可通过劈裂注浆理论公式进行计算。

1)岩层劈裂公式

假定地层为各向同性、均匀的线弹性体，钻孔壁开始发生水力劈裂的条件为：

垂直劈裂：$$p_0=\left(\frac{1-v}{1-Nv}\right)\left(2\gamma hK_0+S_t\right) \tag{9.15}$$

水平劈裂：$$p_0=\left(\frac{1-v}{v(1-N)}\right)\left(\gamma h+S_t\right) \tag{9.16}$$

式中：p_0——注浆压力；

γh——岩石竖向自重应力；

v——岩石泊松比；

K_0——岩石侧压力系数；

S_t——岩石抗拉强度；

N——比例系数，与地层的渗透系数和浆液的粘度有关，在0～1之间变化，对于不透水岩石取1，透水性较大的岩石接近于0。

2)砂和砂砾石劈裂公式

在砂和砂砾石地层中注浆，当注浆压力达到下述公式的标准时，就会导致地层的破坏。

$$p_0=\frac{\left(\gamma h-\gamma_w h_w\right)\left(1-K\right)}{2}-\frac{\left(\gamma h-\gamma_w h_w\right)\left(1-K\right)}{2\sin\phi'}+c'ctg\phi' \tag{9.17}$$

式中：p_0——注浆压力；

γ——砂砾石土的容重；

γ_w——水的容重；

h——注浆段的深度；

h_w——地下水位高度；

K——主应力比。

3)粘性土劈裂公式

在粘性土中，水力劈裂将引起土体固结和挤出等现象，当仅有固结时，注浆量体积V及单位体积所需的浆液量Q可由下式计算：

$$V=\int_0^a (p_0-u)m_v\cdot 4\pi r^2 dr \tag{9.18}$$

$$Q=pmv \tag{9.19}$$

式中：P_0——注浆压力；

p——有效注浆压力；

a——浆液扩散半径；

u——孔隙水压力；

m_v——土的压缩系数。

土层注浆后的固结度的计算公式为：

$$U=\frac{(1-V)(n_0-n_1)}{(1-n_0)}\times 100\% \tag{9.20}$$

式中：V——注入土中的结石总体积；

n_0——土体的天然孔隙比；

n_1——土体注浆后的孑L隙比；

U——注浆后土体的固结度。

值得注意的是，在裂隙岩石中灌浆，控制水力劈裂发生和发展的主要因数是岩石中已存在的软弱结构面。含裂隙岩石是否发生了水力劈裂可以通过压水试验资料分析判断，通常采用的方法有数值法和Q～P曲线法(流量一压力曲线法)。

§9.4注浆加固设计

§9.4.1设计内容与设计程序

对边坡进行注浆加固设计，主要内容包括：边坡工程地质调查、注浆方案选择、注浆标准的确定、边坡注浆位置的确定、浆液的配方设计、钻孔的布置与注浆压力的确定以及注浆后边坡的稳定性验算等。设计流程如图9.6所示。

§9.4.2注浆方案与注浆标准的确定

对于公路边坡工程一般都是永久性工程，注浆的目的主要是提高承载力和抗滑稳定性，根据不同的地层可由表9.2选择相应的注浆方法和常用浆材。

边坡注浆加固的方案选择 表9.2

岩土类别	适用的注浆原理	注浆方法	常用浆材
岩层	渗入性注浆 劈裂注浆	自上而下 分段注浆法	水泥浆或 硅粉水泥浆
岩石堆积体、松散岩体	渗入性注浆	自上而下 分段注浆法	水泥浆或 水泥砂浆
断层带、滑带	渗入性注浆 劈裂注浆	自上而下 分段注浆法	水泥浆或先灌水泥浆 后灌改性环氧树脂
卵石、砾石	渗入性注浆	自上而下 分段注浆法	水泥浆或 硅粉水泥浆
砂土、粉细砂	渗入性注浆 劈裂注浆	自上而下 分段注浆法	硅粉水泥浆或 酸性水玻璃
粘性土	压密注浆 劈裂注浆	自上而下 分段注浆法	水泥浆或 硅粉水泥浆

注：在边坡注浆中采用自上而下分段注浆法，每段4m，孔口至地下1～2m留空。

注浆标准是指注浆后应达到的质量标准，在边坡工程中，由于边坡的地质条件千差万别，稳定性差异较大，因而很难规定一个统一的标准，基本原则是要求边坡稳定性安全系数达到公路规范的规定。一般而言，可以根据边坡的地质情况和要求的稳定性安全系数反求边坡岩土体的强度参数(C，ϕ值)，以该强度参数作为对边坡注浆加固设计的标准。

§9.4.3注浆材料及配方设计原则

用于公路边坡注浆加固的浆液一般要求具有流动性好、稳定性高、无毒、无污染等特点，一般采用水泥浆，水泥标号不低于425号，水灰比采用逐级变换方式，一般用5：1～2：1开灌，然后根据耗浆量逐渐变换水灰比，最后为0.5：1，具体参数还要通过现场灌浆试验确定。

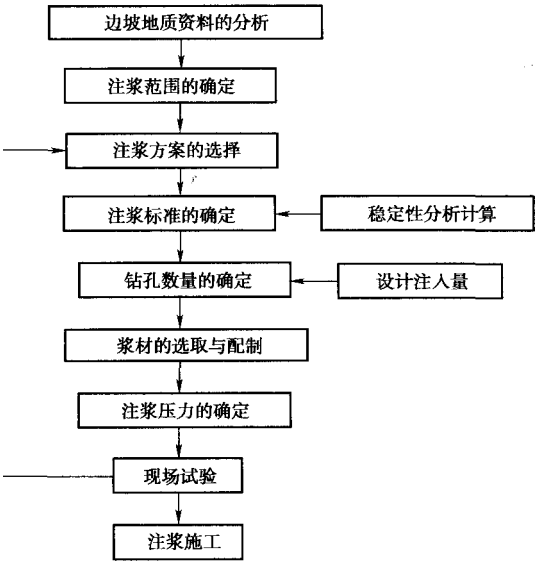


图 9.6　注浆加固设计流程图

浆液存在凝结时间问题，凝结时间应根据边坡的具体情况进行适当的调整，这是进行浆液配方设计时必须要考虑的因数之一。对于干燥且裂缝不发育的边坡，浆液应有足够长的凝结时间，以保证注浆达到预定的影响范围；反之如果边坡中地下水丰富或裂隙发育孔隙尺寸较大，应尽量缩短凝结时间，以防止浆液过分稀释或大量流失。一般浆液的凝结时间可分为极限注浆时间、零变位时间、初凝时间和终凝时间，在进行浆液设计时应视具体情况的需要分别予以考虑。

§9.4.4浆液扩散半径的确定及注浆孔平面布置

准确确定浆液扩散半径将对注浆工程的工程量、造价和注浆效果有着重要的意义。浆液扩散半径的确定有两种方法，一是运用第三节的理论公式进行计算，该计算值虽然是近似的，但对注浆设计仍然具有重要的参考价值；第二种方法是通过现场注浆试验来确定。现场注浆试验可采用三角形、矩形或圆形布孔方法(如图 9.7 所示)，通过对观测孔进行压水试验和冲浆观测确定出浆液的扩散半径。

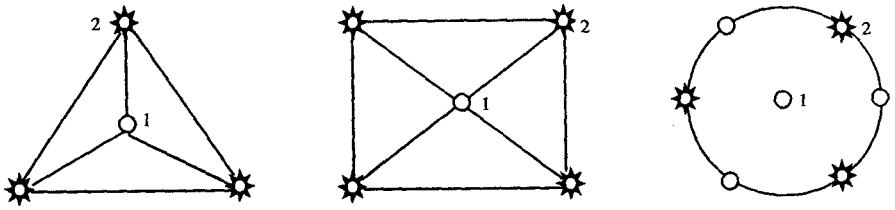


图 9.7　注浆试验钻孔布置

1-检查孔;2-注浆孔

在确定了浆液扩散半径后，在边坡上确定的注浆范围内进行注浆孔的平面布置，钻孔布置的原则如下：

1)注浆钻孔深度取决于堆积体的厚度、以及所要求的地基承载力。一般以提高地基承载力为目的的灌浆深度可小于15m。提高滑带抗剪强度为目的的灌浆应深达滑带下滑床2m。

2)应呈梅花状分布，间距为注浆半径的 2 / 3，一般为 1.0～2.0m(如图 9.8 所示)。

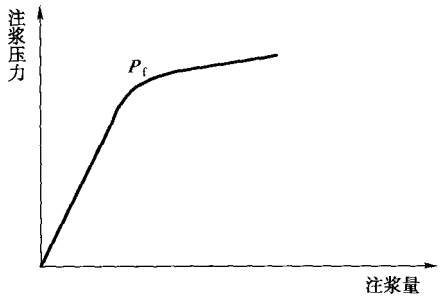


图 9.8　注浆试验曲线

3)钻孔设计孔径为 91～127mm，一般用 127mm 开孔。

4)注浆孔的设计中应适当地布置用于注浆质量检查的测量孔。

§9.4.5灌浆压力确定

浆液的扩散能力与注浆压力的大小密切相关,如果提高注浆压力将有助于使一些微裂缝张开提高可灌性，同时由于浆液的扩散能力增强使的钻孔数减少。但是，当灌浆压力超过地层压重和强度时，将有可能导致地层破坏。因此一般以不使地层结构破坏或仅发生局部少量破坏作为确定注浆压力的基本原则。

注浆压力的确定可以通过注浆试验确定,如图9.8所示为注浆试验获得的注浆压力与注浆量的关系曲线；从曲线上可以看出，当注浆压力达到某一值P_f时，注浆量突然增大，这表明在注浆压力为P_f时，地层结构发生破坏回孔隙尺寸已被扩大，因而可以把P_f作为地层的容许注浆压力值。当缺乏试验资料，或在进行现场灌浆试验前颈定一个试验压力时，可用理论公计算确定容许压力，然后在灌浆过程中根据具体情况再作适当的调整。

砂砾地层和岩石的注浆压力计算公式：

1)砂砾地基注浆压力：

$$P_B = C(0.75T + K\lambda h)$$

或 $$P_B = \beta\gamma T + CK\lambda h$$

式中：P_B——容许注浆压力(100kPa)；

T——覆盖层厚度；

h——地面至注浆段的深度；

γ ——覆盖层土体容重；

β ——系数，取值1～3；

K——与注浆方式有关的系数，自上而下注浆取0.8，自下而上注浆取0.6；

λ ——与地层性质有关的系数，渗透性强时取低值；

C——与注浆期次有关的系数，第一期孔取1，第二期孔取1.25，第三期孔取1.5。

2)岩石注浆压力：

$$P_B = P_o + mD$$

式中：P_B——容许注浆压力；

D——注浆段深度；

P_0——表面段容许注浆压力；

m——注浆段每加深1m容许增加的应力；P_0和m可查表9.3。

P_0和m值选用表　　表9.3

岩　性	Po (100kPa)	m(100kPa)				
		注浆方法		注浆期次		
		自上而下	自下而上	1	2	3
裂隙少，结构密实	1.5,3.0	2.0	1.0～1.2	1.0	】.0～1.25	1.0～1.5
略受风化的岩石	0.5～1.5	0.1	0.5～0.6	1.0	1.0～1.25	1.0—I.5
严重风化的岩石	0.25～0.5	0.5	0.25.0.30	1.0	1.0～1.25	1.0～1.5

除了上述确定注浆压力的方法外，也可根据场地条件，采用1.0～8.0MPa。灌浆耗浆量采

用不同级别注浆压力，一般可按1.0、2.0、2.5、3.0、3.3、4.0、5.0、6.0、8.0逐级增大。当注浆在规定压力下，注浆孔(段)注入率小于0.4L／min，并稳定30min时即可结束。

§9.5边坡注浆加固施工

§9．5．1注浆施工前期工作

为了使注浆施工能顺利完成并达到合理、有效的加固目的，在进行注浆施工前必须进行如下一些准备工作：

(1)施工前的原位现场调查

调查的内容包括土质调查、地下水调查、环境调查、地下埋设物调查。土质调查主要调圣土层构成、地层强度、颗粒成分、压缩特性、渗透特性等，这对于选择施工方法和注浆工艺是极其重要的；地下水调查系测定调查孔的自然水位和实施渗水试验，求取地层的渗透系数，应特别注重地下水对注浆效果的影响，如水的流向和酸碱性对浆液的影响；地下埋设物一般是指地下管网或地下建筑物，对于非城市道路的公路边坡通常较少涉及该项内容；环境调查系指灌注区及其附近地区的地下水、井、动植物、公用水域、生活环境等调查，防止施工废水、有毒化学浆液、施工噪声等对环境的影响。

(2)现场原位注入试验

注浆工程正式施工前，应在现场进行注入试验，并调查注浆是否达到预期的设计要求。通常情况下，原位现场调查和现场原位注入试验是进行注浆工程设计前需要进行的工作，作为施工阶段来讲，掌握这些资料对制定详细合理的施工计划也是极其有利的。

(3)N定施工计划

根据注浆设计、原位试验和现场调查资料，策划制定施工计划，注浆施工必须按照计划进行顺序施工。施工计划通常应当包括施工工艺(如注浆顺序、注浆速度、注浆压力、节长等)、施工材料及关系(如注人材料的配比和凝胶时间等)、施工进度、施工组织管理等等。

§9.5.2注浆施工管理

注浆工程中对浆液的要求是压人地层中的浆液能确实高效硬化，并在地层中形成加固效果的固结物。迄今为止，开发过多种主剂和硬化剂，而这些浆材中有些浆材是有毒的。特别是1974年日本发生注入有机高分子浆液污染地下水等严重问题发生后，致使政府部门对安全性倍加重视，为此制定了“有关建设工程中的化学注浆工法的施工暂行准则”(以下简称“暂行准则”)。建议浆液材料(从防止污染地下水观点考虑)只限于使用水玻璃类浆液，水玻璃类以外的浆液，几乎被禁用。随着新技术的开发，注浆施工法自身的安全性也在提高。为了在地层内确实生成固结物，必须对注入量、注入压的状况和疑胶时间等有关参数进行切实的施工管理。

在暂行准则中对工法的选择、设计、施工和水质监测等项目作了如下规定：

(1)注浆工法中使用的浆液，目前为水玻璃类浆液(主剂是硅酸钠的浆液)，不允许使用有毒物或者氟化物。

(2)关于注浆工法的设计和施工，要求注浆地点周围的地下水和公共水域应维持在一定的水质标准，应切实地掌握该地区地层的性质、地下水和公共水域等状况。

(3)注入机器的清洗水、浆液注入地点的涌水等废水排向公共水域时，其水质必须达到相应的标准。

(4)为了防止注浆造成的地下水和公共水域的水质污染，施工单位必须监视注浆周围的地下水和公共水域的水质污染状况。

在制定注浆施工的管理具体办法时，通常应当包括现场质量及数量管理(浆液质量、数量的有关证明、运输、使用等)、注入量和材料使用量的确认(含相关报表)、合同与施工计划的相关事项及相应措施等。

在边坡注浆加固中如采用纯水泥浆液，则上述问题可以避免。

§9.5.3注浆施工的常用方法

注浆施工按照注入方式可以分为钻杆法、花管法、双层管双栓塞法、同步注浆法、压实注浆法、布袋注浆法、高压喷射搅拌法等，简要叙述如下：

(1)钻杆法

钻杆注浆法是把钻机钻杆的内管直接作为注浆管进行注浆的方法。这种方法的优点是操作简单、经济；缺点是浆液易从钻杆和孔壁间的空隙中串出，该法通常只能用来注入单一浆液，且在注浆时钻机不能离开，钻机的使用效率低，早期的注浆均是采用这种方法。近年来

兴起的压实注浆原则上归属于这类方法。

(2)花管法

花管注浆是钻孔成形后，拔出钻杆，插入一端上面开有多个小孔的注浆管(俗称花管，也叫过滤管)，然后进行注浆的方法。这种方法因浆液是通过许多小孔分散进入地层，所以浆液能够比较均匀地注入到地层中。但是在埋设花管时要防止堵塞花管上的小孔，更不能让土颗粒从小孔逆流进入注浆管造成管路堵塞，近年来这种方法的使用率也在下降。

(3)双层管双栓塞注浆法

该方法是在钻孔成形后，拔出钻杆撤走钻机，然后向钻孔中插入一根套管(也称外管)。该套管的节长为 33～50cm，其上开有小孔(即注浆孔)，孔口外侧用胀圈(橡胶圈)包好，胀圈的作用是当孔内加压注浆液时，胀圈胀开浆液从小孔中喷出进入土层，不注浆时胀圈封闭喷射口，故土和地下水均被胀圈拒之喷射口之外，不会逆向进入注浆管内。注浆把两端都装有密封栓塞的注浆芯管插入上述外管内，由于注入压力的作用，浆液从两组栓塞的中间经喷射口胀开胀圈进入土层中，逐次提升(或下降)芯管，即可实现逐段分层注浆。施工顺序如图 9.9 所示。

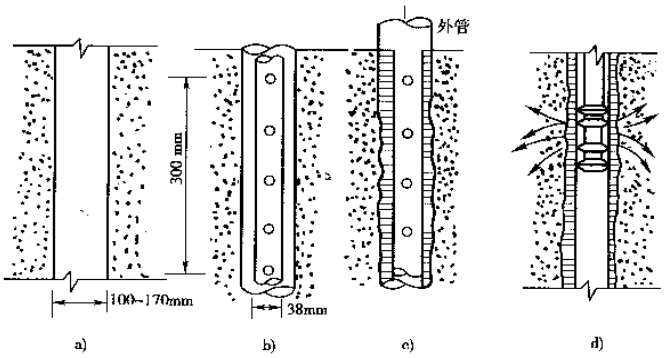


图 9.9　双层管双栓塞注浆法施工顺序

a)钻孔插入下管；b)插入外管；c)注入封材引援外管(随后养后)；d)插入双栓塞注入开始

这种方法的特点是：①注人不受时间限制，故可进行多次注浆以提高注浆的加固效果；②注入不受深度限制，可深可浅；③可据不同地层，有选择地进行分层注浆；④钻孔和注浆两步工艺分开进行，故缩短了施工周期；⑤因注入的是长凝浆液，故注入效果理想。同时因注入压力小，故对周围环境的影响小。该方法的缺点是工序复杂，成本稍高一些。

(4)同步注浆法

在钻杆管上开设n个直径相同的小孔，用高压压送浆液，将两种浆液分别从上下喷射口的混合室按不同比例混合后，从上部喷口喷出瞬结浆液，同时从下部喷口喷出缓结浆液，从而实现同步注入。图9.10给出同步注浆法的施工顺序。

(5)压实注浆法

压实注浆法是一种把不易流动的惰性注入材料压人地层中，在形成匀凝固结体的同时，压密周围土体的方法，即CPG工法。图9.11为几种注入法的比较，除压实注浆法外，其他的方法均使用易于流动的材料。而这种方法使用塌落度近似为零的不流动的惰性水泥浆，这是这种施工法与其他施工法的根本差异。因为材料的流动，故不易向地层中流动，所以可以在预定的地点准确地形成固结体。这种施工法以前只停留在理论上，最近几年美国在硬件(泵、拌和器、机械设备等)方面的改进速度极快。

该方法由于注入浆液必须是不易流动的坍落度趋于零的惰性浆材，这是压实注浆工法成功的关键因素之一，因此一般浆材由水泥、粉煤灰、砂、石灰粉、掺入适量膨润土(占水泥投入量的1%～10%)，再添加少量的缓凝剂、膨胀剂及适量的水配置而成。水泥及砂的投放量太少对提高强度不利。砂料的级配较为关键：砂粒太粗浆液易失水出现固结断裂、损伤注浆泵及堵塞注浆管；砂料太细浆液不易控制，耐久性差。理想的砂料为天然圆粒砂，以能100%地通过8号筛，小于50μm的细粒成分不得超过20%为好。

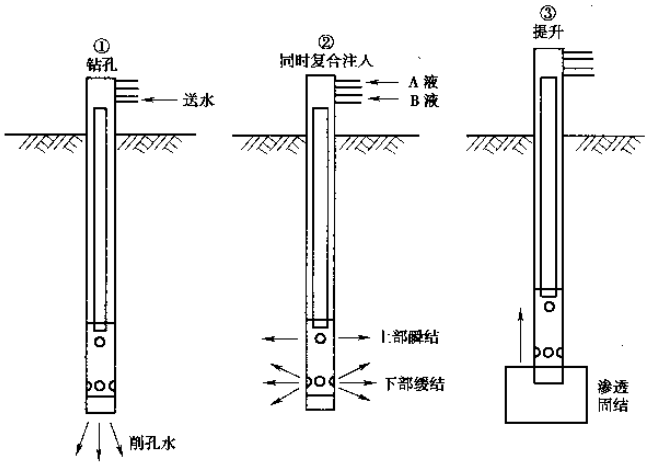


图 9.10　同步注浆法施工顺序

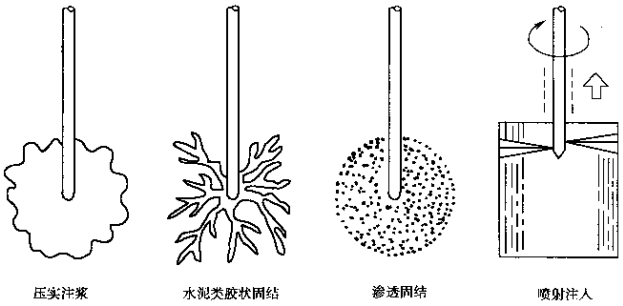


图 9.11　同步注浆法施工顺序

这种施工方法适用于非均匀沉降的构造物的修正加固、表层硬而中层深层土质松软的地层加固、托换基础、盾构隧道周围环境的保护、防止地层的液化等方面。

(6)高压喷射搅拌注浆法

高压喷射搅拌注浆法，是利用高压射流破坏土体结构，使土体与固化材浆液混合拌后凝结成高强度的固结体的一种加固地层的方法。若高压射流是旋转喷射，则称旋喷；若高压射流是定向喷射，则称之为定向喷射；若高压射流是成一定角度的摆动喷射，则称之为摆喷。

高压喷射搅拌法的优点有：①因高压喷射的浆液局限在土体破坏的范围内，也就是说浆液的注入部位和范围可以控制的。②可调节注入参数(切削土体的压力、固化材的注入速度、注入量等参数)，获得满足设计需求的(强度和抗渗性)固结体。③与以往的注入法相比，除高压泵和特殊喷嘴不同外，其他设备基本相同。也就是说高压喷射搅拌法仍然具有设备轻便、施工方法简单、操作容易、施工所需的空间小、占地小等优点。④由于注入浆液多使用水泥和水玻璃类浆液，故成本低，且不污染环境。

高压喷射搅拌注浆法适用于砂土、粘土、人工回填土，而对含有大砾石(直径大)、纤维质的腐植土层及地下水流动过快的地层，高压喷射搅拌注浆法不适用。

高压喷射搅拌注浆法可以分为：CCP工法(单重管或单介质施工法)、JSG工法(双重管或双介质施工法)、RIP工法(高压射水(气)旋喷浆液施工法)、SUPERJET工法(大流量整流喷射法)、X—Jet工法(交叉喷射法)、MJS工法(全方位超高压喷射法)、JACSMAN工法(机械搅拌交叉喷射法)、SMW工法(土体搅拌混合成墙施工技术)。这些方法是软土地层加固的良好方法，具体施工工艺可参阅有关专著，在此不再赘述。

§9.5.4边坡注浆施工的一般要求

边坡注浆加固施工包括施工组织、钻孔浆液配制、注浆等过程，一般要求如下：

1)造孔采用机械回转或潜孔锤钻进，严禁采用泥浆护壁。土体宜干钻，岩体可采用清水或空气钻进。

2)随钻进作好地质编录，尤其是对洞穴、塌孔、掉块、漏水等各种情况进行详细编录。

3)若岩土体空隙大时，可改用水泥砂浆。砂为天然砂或人工砂，要求有机物含量不宜大于3%，SO_3含量宜小于1%。

4)双管法灌浆：浆液从内管压人，外管返浆。浆液注入后，通过返浆管检查止浆效果、测压

及控制注浆压力，主要是通过胶塞挤压变形止浆。

5)单管法灌浆：利用钻杆直接向试段输浆，可利用胶塞止浆。主要用于止浆段孔壁不完整，利用胶塞止浆困难的试段。

6)采用自上而下分段注浆法。每段4m，孔口至地面以下1～2m留空。

§9.6注浆效果评价与边坡稳定性验算

为了检验注浆是否达到设计要求和预期效果，在注浆施工完毕后应对注浆区域岩土介质的物理力学性能进行评价，边坡加固要求对其注浆后稳定性进行验算。注浆效果的评价方法甚多，可以采用静态力学检验法、动力测试评价法、电探法以及化学分析等进行确认，可以在边坡表面进行，也可以在钻孔中进行。

静态力学检验法主要是通过对注浆后的岩土体作静力学试验(如旁压试验、载荷试验、静力触探、动力触探等)，或通过注浆后钻探取样进行室内岩土体力学参数实验，来获取岩土体在注浆后的地基承载力以及强度指标，根据这些指标对注浆效果进行评价；这类方法是较为直观、可信的方法，但要大面积进行检查，费用昂贵。

动力测试评价法，是利用动力学测试技术通过对边坡注浆前后测得的动力学参数的相互对比来评价注浆达到的效果。目前一般采用超声波测试法，即在边坡被注浆加固区域设置测试孔用声波对注浆前后的岩土体性状进行检测，求取注浆前后的纵横波速、动弹性模量、动剪切模量、动泊松比等，由这些参数对注浆效果进行评价。超声波测试方法可采用垂向单孔测试和水平跨孔检测，测试钻孔应均匀分布于注浆区，测试孔的深度应达到或超过设计注浆深度，如果采用水平跨孔，跨孔间距不能大于注浆孔间距的1～2倍；注浆后的测试必须待浆液凝结并达到设计强度时进行，一般为注浆后28天。

目前在边坡注浆工程中一般采用动力学测试方法并结合钻探取样对注浆效果进行评价。下面主要介绍工程中常用的声波测井和CT成像两种测试方法。

§9.6.1声波测井法

声波测井法是在灌浆区域布设一定密度的钻孔，在钻孔中采用一发双收的超声波换能器，测试沿深度的声波速度变化，通过声速的变化来反映灌浆的密实度。每个钻孔中的测点间距一般为20～50cm。目前使用的声波仪器有RS—UT01型、SYC—IIB型等非金属超声波测试仪，其最小采样间隔为0.1μs，全自动化数据采集系统。采用的换能器的频率一般为50kHz。测试的技术要求可按《超声波检测混凝土缺陷技术规程>>CECS21：90进行。

各测点的声速值按下式计算：

$$v_i = l_i / t_{ci} \quad (9.21)$$

式中：v_i——第i点混凝土声速值，m/s；

l_i——第i点测距值，mm；

t_{ci}——第i点混凝土声速值，μs；

各钻孔的声速平均值m_v和标准差s_v及离差系数c_v分别按下式计算：

$$m_v = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} v_i \quad (9.22)$$

$$s_v = \sqrt{(\sum_{i=1}^{m} v_i^2 - n \cdot m_v^2)/(n-1)} \quad (9.23)$$

$$c_v = s_v / m_v \quad (9.24)$$

式中：V_i——第i点混凝土声速值，m/s；

n——某测试断面的测点数。

将每一个钻孔各测点的声速值由大到小按顺序排列，将排在后面明显小的数据视为可疑，再将这些可疑数据中的最大的一个(假定为v_j)连同其前面的数据按式(9.22)和(9.23)

计算出 $m_v^{(j)}$ 和 $s_v^{(j)}$ 值，并带入下式计算出异常情况的判断值 $v_0^{(j)}$)：

$$v_0^{(j)} = m_v^{(j)} - \lambda_1 \cdot s_v^{(j)} \quad (9.25)$$

将判断值 $v_0^{(j)}$ 与可疑数据中的最大值v_j进行比较，如果v_j小于或等于 $v_0^{(j)}$ ，则v_j及排列于其后的各数据均为异常值；如果v_j大于 $v_0^{(j)}$ ，则表明v_j为非异常值，而排列于v_j后的各数据需重新进行统计计算和判断。对于各钻孔出现异常值的测点，结合异常测点的分布、实际地质情况以及灌浆深度对灌浆效果进行综合评价。

同时，对钻孔取芯进行声波测试，还可以获得灌浆后边坡岩体的完整性系数：$K_w=(V_{岩体}/V_{岩石})^2$；反应了岩体的裂隙化程度的裂隙系数又称岩体的龟裂系数：$L_m=(V_{岩石}—V_{岩体})/V_{岩石}$；反应岩石的风化程度的风化系数：$K_f=(V_{新鲜}—V_{风化})/V_{新鲜}$。这些参数对于边坡加固后的稳定性评价均具有重要的参考意义。

§9.6.2 CT评价方法

CT层析成像技术是近年来被广泛用于灌浆效果评价的一种新技术，其基本原理就是利用钻孔间的声波透射，测试岩土介质的纵、横波速，来反映灌浆后的密实度。如图9.12所示，被研究的对象是钻孔1和钻孔2之间介质的结构。对于这样一个二维介质，使用一个适当的网格进行离散来模拟其不均匀性，最简单的离散方法就是使用矩形网格来离散二维介质，如图9.13所示。

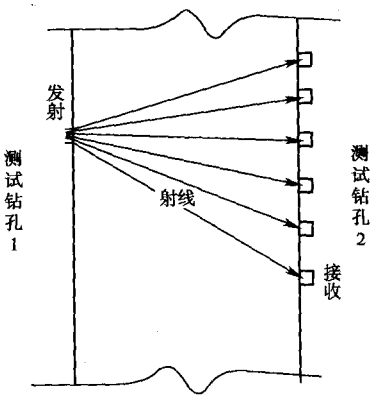


图 9.12 几何模型

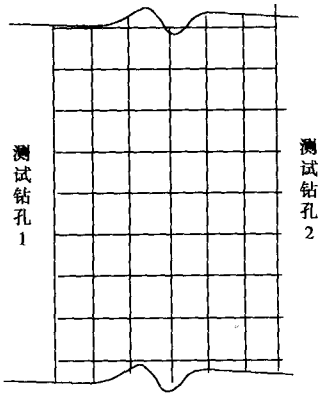


图 9.13 矩形网格离散

运用CT成像正反演理论，利用测试数据可以反演出整个剖面的纵、横波速分布，由此对灌浆区域的灌浆效果作出评价。图9.14为某边坡灌浆后的CT成像纵、横波速剖面。

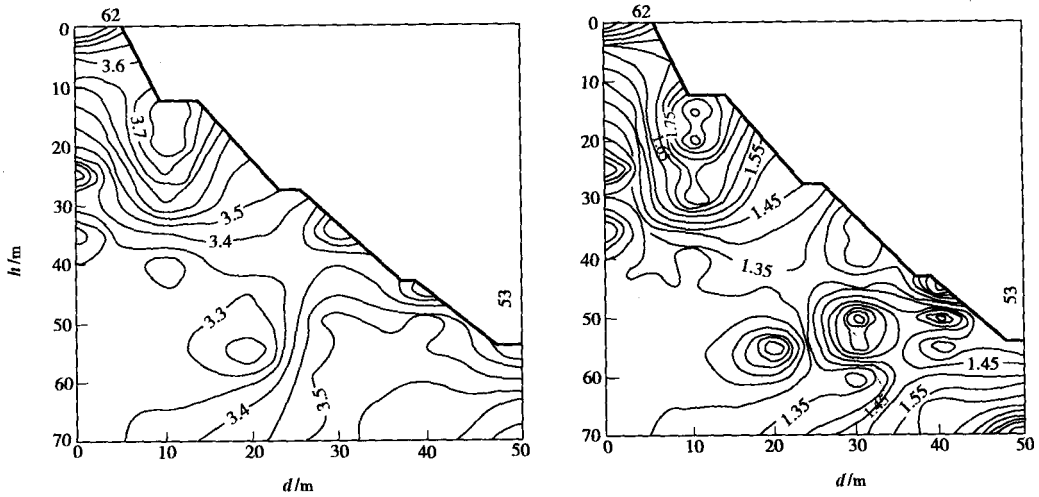


图 9.14 CT成像纵、横波速剖面

§9.6.3注浆后的边坡稳定性验算

边坡注浆的最终目的是使边坡趋于稳定，因此检验注浆是否达到目的的最有效方法就是进行边坡的稳定性验算。验算仍然采用条分法，稳定性系数根据公路等级确定，所需的物理

力学参数由注浆后的静力学试验确定。除了验算原滑动面的稳定性外，还要验算注浆后可能引起的新的滑动面或破裂面的稳定性。稳定性的验算方法见第2章。

主要参考文献

1程骁，张凤祥．土建注浆施工与效果检测．上海：同济大学出版社，1998
2程良奎．岩土加固适用技术．北京：地震出版社，1995
3赵明阶．坝基灌浆效果评价中的波速成像法．桂林工学院学报，1996
4赵明阶．结构混凝土损伤成像技术研究．重庆交通学院研究报告，2000

第10章　排水工程设计与施工

§10.1概　述

§10.1.1滑坡中的水及其对稳定性的影响

产生滑坡的因素是多种多样的，其内因(如岩性、土性、地质构造、地形和风化状态等)一般起着控制作用，但外因(如降雨、融雪等气象条件和挖方、填土引起的应力变化等因素)往往加剧滑坡的运动，有时甚至是引起滑坡发生的主要直接原因。在产生滑坡的自然外因中，降雨、融雪和地下水的渗透水作用则是最大的外因。降雨、融雪形成的地表水下渗到土体的孔隙和岩石的裂隙中，一方面增加岩土的重度，加大滑坡体的重量，使下滑距离增加，另一方面使土石的抗剪强度降低；同时，降雨、融雪形成的渗透水补给到地下水中，使地下水位或地下水压(在受压状态下)增加，其结果也将造成岩土体的抗剪强度降低。此外，渗透到地下的渗透水以一定的流速通过透水层到不透水的面层(此层与上层的结合层一般是滑动面或滑动带)上滞留，这样便形成了一个在均质斜坡中不可能有的具有很大孔隙水压的含水层，这种孔隙水压力一方面在透水层中将引起流砂或砂层剪切破坏，另一方面在不透水层上的结合层(滑动层或滑动带)中，土颗粒将因之发生塑性破坏。因此，滑坡中的水将加剧滑坡的发生。

§10.1.2排水工程在滑坡处治中的地位和作用

从上述分析可知，大气降雨、融雪形成地表水，它经过地面裂缝或孔隙渗入滑坡体，并到达滑动面(带)，造成滑面(带)岩土强度的降低，促使和加剧滑坡形成和滑动。水是产生滑坡的主要原因之一。要防止岩(土)体抗剪强度降低，就必须控制地表水和地下水。所以，排水工程是整治滑坡病害中一项极其重要的内容，一切滑坡地区的防治措施，都必须修建排除地表水的工程和排出地下水的工程。

排水不仅对土质滑坡是十分必须的，对岩质滑坡，譬如破碎岩石滑坡，也应考虑排水措施。对塑性牵引式滑坡，尤为重要。当然，任何排水工程的设计和施工及其方案的确定，必须进行地表水和地下水的调查，搞清楚地下水补给、迳流和排泄条件以及地质状况，尤其必须弄清楚如前所述的使滑动面产生孔隙水压的地下水含水体的分布，并测定其压力，以便用稳定计算所需求的安全系数来制定排水方案。否则，不能收到预期效果。地下水的调查工作可分为初查和详查两个阶段(图10.1)。在初查阶段，根据地下水的水质、地质和地质构造等推断含水层的平面和垂直位置；而后通过详查对初查结果加以验证和明确确定。

《排水工程应使其尽量做到排泄地表水和疏导地下水，以减少引起滑动土体的重量，增加组成斜坡物质的强度洞时，还应该考虑排水系统的完整性和总体性。通过排水工程，使水不再渗透到或滞留在滑坡体内，并排出和疏干滑坡体内已有的水，从而增加滑坡的稳定性，达到处治滑坡的目的。

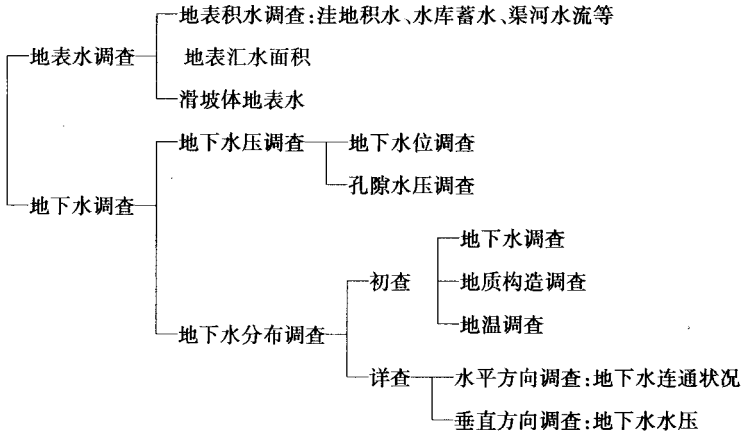


图 10.1　边坡体水调查分类

§10.1.3滑坡处治中常见的排水措施

滑坡处治中，对于滑坡体内的水应以“截、排和引导”为原则修建排水工程。通常，排水工程中所修建的排水建筑物可分为地表排水建筑物和地下排水建筑物两大类型。对于地表水采用多种形式的截水沟、排水沟、急流槽来拦截和排引；对地下水则用截水渗沟、盲沟、纵向或横向渗沟、支撑渗水沟、汇水隧洞、立井、渗井、砂井—平孔、平孔排水、垂直钻孔群等排水措施来疏干和排引。通过这些排水措施，使水不再进入或停留在滑坡范围内，并排除和疏干其中已有的水，以增加滑坡的稳定性。

1.排除地表水

从大气降雨后，水浸湿土壤，使土壤容重增大，而强度降低；如果汇聚成为迳流，可以引起地面的冲刷；渗入地下，又成为地下水的补给来源。由于气温的变化，土中水分发生干湿循环和冻融，可以加速土壤风化。所以，在滑坡区，排除地表水是处理路基病害不可缺少的辅助措施，而且是首先应当采取的措施，对整治滑坡更为如此。排除地表水的目的在于：拦截、引离滑坡范围外的地表水，使其不致进入滑坡区；将降落或出露在滑坡范围内的雨水及泉水尽速排除，使其不致渗入滑坡体。

所以，修建地表排水建筑物工程措施，按其分布的相对位置可分为滑坡体内和滑坡体外的两种。在滑坡体内的排水建筑物，为了使降落在滑坡体上的雨水能迅速排走，防止渗入滑坡体内，应以防渗、汇集和尽快引出为原则。在滑坡体外的地表排水建筑物，应使所有的水不流入滑坡区，故以拦截、引离为原则。要求达到“水随人意，沟沟皆通，有水必流，涓涓不渗”。

在透水性特强的地区，或在地表水特别丰富、渗透量也大的地区，则可做防渗工程。在地基上发生裂缝的地方，进行防渗，用粘土或水泥浆充填裂缝，在滑坡未采取工程措施稳固前，并用聚乙烯布等不透水材料将滑坡区域覆盖，以防止滑坡的发生。

选择地表水排水工程，应根据滑坡地貌，地形条件，利用自然沟谷，在滑坡体内外修筑环形截水沟、排水沟和树叉状、网状排水系统，以迅速引走坡面雨水。在滑坡区范围内则设树枝状排水沟等。同时，对滑坡体表面的土层应进行整平夯实，并采用粘土等夯填裂缝，使地表水尽快归沟，防止或减少地表水下渗；对滑坡体范围内的泉水、封闭洼地积水，应引向排水沟予以排除或疏干；对浅层和渗水严重的粘土滑坡，可在滑坡体上植树、种草、造林等措施来稳定滑坡。

2.排除地下水

对一般滑坡来讲，地下水常是诱发滑坡的重要因素，而地下水的存在往往亦是形成滑坡的主要条件，所以疏干滑坡体内以及截断和引出滑坡面附近的地下水，常常是整治滑坡的根本措施，显得十分必要。由于滑动面(带)常常积聚了大部分地下水，因此，排除滑面(带)积水又是滑坡地下排水的主要目的。因为排除地下水可使滑坡体土体干燥，从而提高其强度指标，降低土壤的重

度，并可消除地下水的水压力，以提高滑坡体的稳定性。

排除地下水是一项比较复杂、艰巨，而且投资较大的工程。设计中必须搜集足够的水文地质资料，注意施工质量，确保施工安全。

治理地下水的原则是“可疏而不可堵”。应该根据水文地质条件，特别是滑面(带)水分布类型，补给来源及方式，合理采用拦截、疏干、排引等排水措施，达到:“追踪寻源，截断水流，降低水位，晾干土体，提高岩土抗剪强度，稳定滑坡”的目的。

§10.2地表排水工程设计与计算

§10.2.1地表水汇流量的确定

进行地表排水工程设计时，要确定排水量大小，以合理确定排水工程的有效断面。根据上述介绍，地表排水工程主要是拦截、引离滑坡范围外的地表水和排除降落或出露在滑坡范围内的雨水和出露的泉水以及封闭洼地积水。对于出露的泉水和封闭洼地积水等地表水可以通过实际调查，方便确定。对于雨水等降水形成的地表水则需根据当地的气象条件、地形地质状况等因素，通过相关计算方法确定其汇流量。本节仅介绍后者的确定方法。地表水汇流量的计算方法很多，可用推理法、统计分析法、地区分析法或现场评判法等方法。这里仅介绍采用推理法确定地表水汇流量的有关计算公式。

1.地表水汇流量的计算公式

滑坡体外或滑坡体内的地表水设计汇流量可按下式计算确定：

$$Q = 16.67\psi qF \quad (10.1)$$

式中：Q——设计地表水汇流量，m^2 / s；

q——设计重现期和降雨历时内的平均降雨强度，mm / min；

φ——径流系数；

F——汇水面积，km^2。

2.地表水汇流量的计算公式相关参数的确定

(1)设计降雨的重现期

设计降雨重现期的确定，一方面会影响到滑坡的稳定性措施，另一方面则会影响到排水设施的有效断面尺寸。因此设计降雨的重现期应根据滑坡类型及其受水影响的程度、滑坡区域处建筑等级和排水设施等因素综合分析确定。

参照我国《公路排水设计规范》(JYJ 018—97)，建议：对重要性建筑物处的滑坡，设计时降雨重现期可取15年，对一般性建筑物处的滑坡，设计时降雨重现期可取10年。但对多雨地区或特殊地区，可根据需要适当提高降雨重现期。

(2)降雨历时

降雨历时通常按汇流时间计，包括汇水区内的坡面汇流历时和截流排水沟内的汇流历时。

①坡面汇流历时的计算

坡面汇流历时的计算方法很多，此处介绍形式简单、计算方便的柯毕(Kerby)公式及其相应的地表粗度系数(m_1)。

坡面汇流历时可按下式计算确定：

$$t_1 = 1.445\left[\frac{m_1 L_s}{\sqrt{i_s}}\right]^{0.467} \quad (10.2)$$

式中：t_1——坡面汇流历时，min；

L_s——坡面流的长度，m；

i_s——坡面流的坡降；

m_l——地面粗度系数，可按地表情况查表10.1确定。

地 面 粗 度 系 数 表 10.1

地 表 状 况	粗度系数(m_1)	地 表 状 况	粗度系数(m_1)
光滑的不透水地面	0.02	牧草地、草地	0.40
光滑的压实地面	0.10	落叶树林	0.60
稀疏草地、耕地	0.20	针叶树林	0.80

②截流排水沟内汇流历时的计算

截流排水沟内汇流历时需在排水设施或构造物的过水断面和出水口确定后才能计算得到。而设计排水量尚未确定，过水断面和出水口又元法确定。因此，需采用试算法，先假定一个截流排水沟内的汇流历时，计算汇流历时和设计汇流量，确定截流排水沟的过水断面和出水口；然后按满宁公式计算设计排水沟内的平均流速，再计算汇流历时，并同假设的汇流历时进行比较。若相差较大时，则调整假设值，重新计算，直至满足设计精度要求为止。具体计算如下：

先在断面尺寸、坡度变化点或有支沟汇入处分段，分别计算各段的汇流历时后再叠加而得，即：

$$t_2 = \sum_{i=1}^{n}\left(\frac{l_i}{60v_i}\right) \quad (10.3)$$

式中：t_2——截流排水沟汇流历时，min；

n和i——截流排水沟分段数和分段序号；

l_i——第i段的长度，m；

v_i——第i段的平均流速，m／s。

排水沟内的平均流速可按下式计算确定：

$$v = \frac{1}{n}R^{\frac{2}{3}}I^{\frac{1}{2}} \quad (10.4)$$

式中：n——排水沟壁的粗糙系数，按表10.2选用；

R——水力半径，m，R=A／ρ，各种排水沟的水力半径计算式可按表10.3计算；

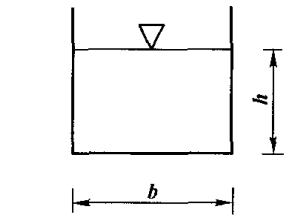
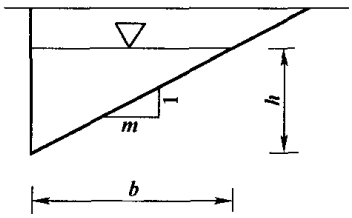
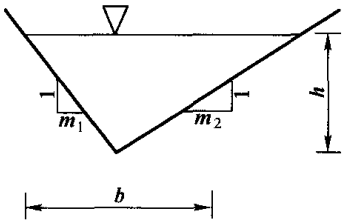
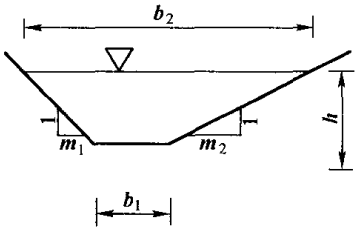
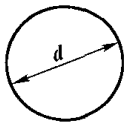
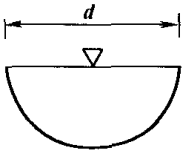
ρ——过水断面湿周，m；

I——水力坡度，可取用排水沟的底坡。

排 水 沟 壁 的 粗 糙 系 数 表 10.2

排水沟类别	粗糙系数(n)	地表状况	粗糙系数(n)
岩石质明沟	0.035	浆砌片石明沟	0.032
植草皮明沟(流速0.6m	0.035～0.050	水泥混凝土明沟(镘抹面)	0.015
植草皮明沟(流速	0.050～0.090	水泥混凝土明沟(预制)	0.012
浆砌片石明沟	0.025		

各种排水沟的水力半径和过水断面积计算用表 表10.3

断面型式	断　面　图	断面面积(A)	水力半径(R)
矩形		$A=bh$	$R=\frac{bh}{B+2h}$
三角形		$A=0.5bh$	$R=\frac{0.5b}{(1+\sqrt{1+m^2})}$
三角形		$A=0.5bh$	$R=\frac{0.5b}{(\sqrt{1+m_1^2}+\sqrt{1+m_2^2})}$
梯形		$A=0.5(b_1+b_2)h$	$R=\frac{0.5(b_1+b_2)h}{b_2+h(\sqrt{1+m_1^2}+\sqrt{1+m_2^2})}$
圆形		$A=\pi d^2/4$	$R=d/4$
半圆形		$A=\pi d^2/8$	$R=d/4$

初步设计时，排水沟内的平均流速可按下式估算

$$v=20i_g^{0.6} \quad (10.5)$$

式中：i_g——该段排水沟内的平均坡度。

③降雨强度的计算

当地气象部门有10年以上自记雨量记录资料时，可利用气象部门的观测资料按下式整理分析得到设计重现期的降雨强度：

$$q=\frac{a}{t+b}\quad(10.6)$$

式中：t——降雨历时，min；

a和b——地区性参数。

若当地缺乏自记雨量记录资料时，可利用标准降雨强度等值线图和有关转换关系，按下式计算降雨强度：

$$q=C_pC_tq_{5,10}\quad(10.7)$$

式中：$q_{5,10}$——表示5年重现期和10min降雨历时的标准降雨强度，mm/min，可按地区，根据，我国5年一遇10min降雨强度($q_{5,10}$)等值线图查取。

C_P——重现期转换系数，为设计重现期降雨强度q_t同标准重现期降雨强度q_5的比值(q_P/q_5)，可按地区，根据我国5年一遇10min降雨强度($q_{5,10}$)等值线图查取。

C_t——降雨历时转换系数，为降雨历时t的降雨强度q_t同10min降雨历时的降雨强度q_{10}的比值(q_t/q_{10})，可按地区的60min转换系数(C_{60})，根据我国60min降雨强度转换系数(C_{60})等值线图查取。

④径流系数的确定

径流系数按汇水区域内的地表种类由表10.4确定。当汇水区域内有多种地表时，应分别为每种类型选取径流系数后，按相应的面积大小取加权平均值。

径流系数(ψ)　　表10.4

地表种类	径流系数(ψ)	地表种类	径流系数(ψ)
粗粒土坡面	0.10~0.30	平坦的草地	0.40~0.65
细粒土坡面	0.40~0.65	平坦的耕地	0.45~0.60
硬质岩石坡面	0.70~0.85	落叶林地	0.35~0.60
软质岩石坡面	0.50~0.75	针叶林地	0.25~0.50
陡峻的山地	0.75~0.90	水田、水面	0.70~0.80
起伏的山地	0.60~0.80		

3.地表水汇流量的计算程序

地表水汇流量的计算程序可参照图10.2所示进行。

§10.2.2地表排水体系设计及结构形式

进行地表水排水体系设计，应根据滑坡区域地貌、地形特点，充分利用自然沟谷，在滑坡体内外修筑截水沟、排水沟和树叉状、网状排水系统，以迅速引走坡面雨水。

1.滑坡体外截水沟设置及其结构型式

为防止滑坡体外坡面汇水进入滑坡体，通常在滑坡体外修筑截水沟和排水沟。

滑坡体外截水沟：可以沿滑坡体周围，根据水流汇聚情况及滑坡在可以发展的边界以外不小于5m处，设置环形截水沟。

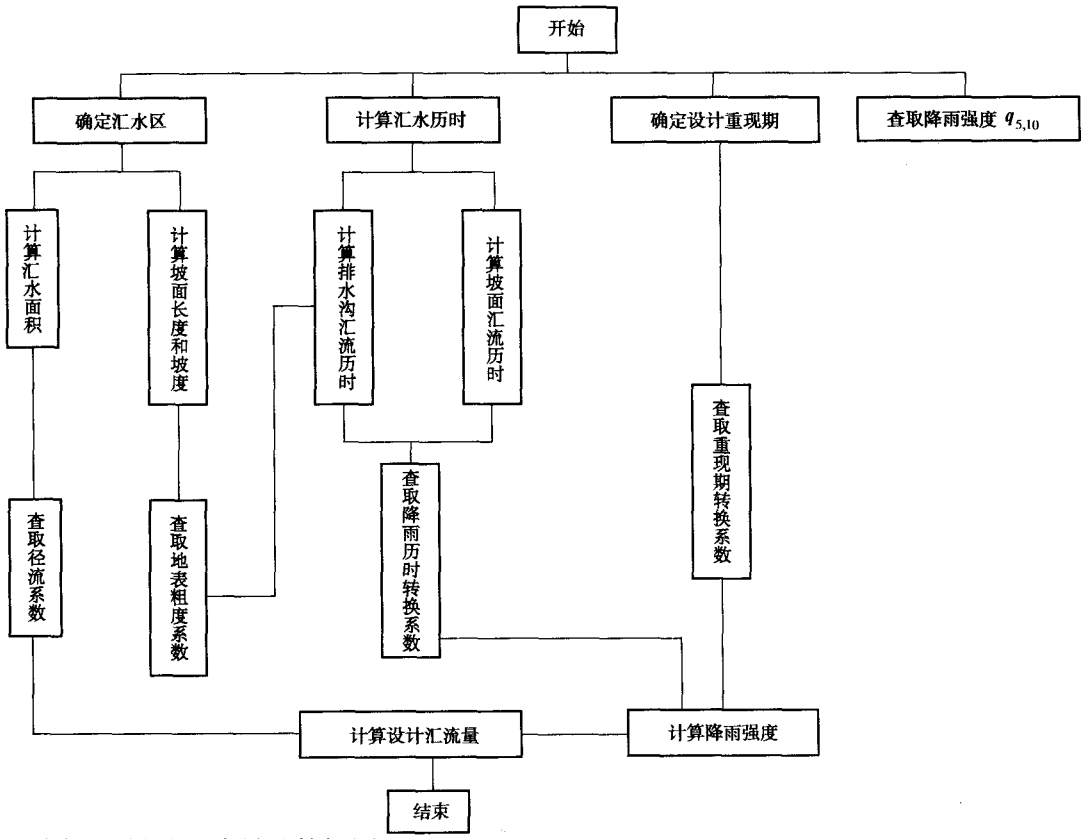
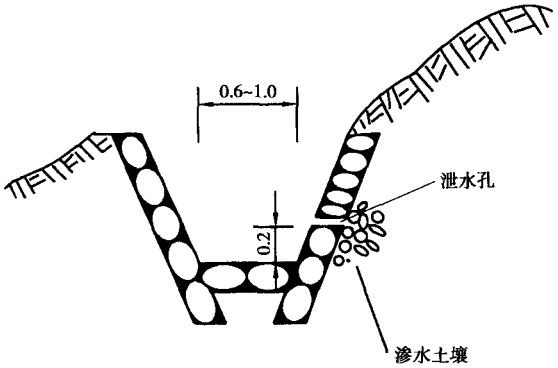


图10.2设计汇流量计算框图

环形截水沟可以根据山坡汇水面积、降雨量(尤其是暴雨量)和流速等计算而得的汇水量大小，设置一条或多条，以拦截引离地表径流，不使坡面雨水流入滑坡体范围之内。

环形截水设计数条截水沟时，其间距一般以50～60m为宜，每条截水沟的断面尺寸，应按山坡沟间汇水面积和汇流量计算确定。其断面形式，应根据当地所引起的作用及土质等因素而定，多用倒梯形、矩形等型式。

截水沟铺砌时应先砌沟壁，后砌沟底，以增加其坚固性。迎水面沟壁应设泄水孔(10cm×20cm)，以渲泄土中渗水。沟壁应嵌入边坡内，如图 10.3 所示。



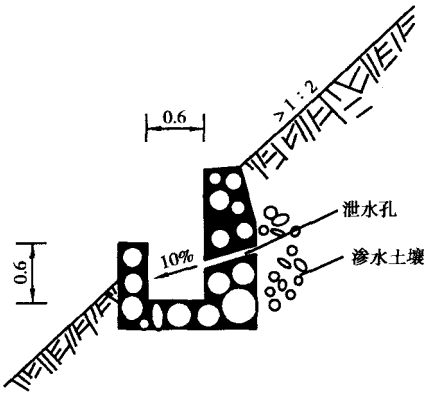


图 10.3 截水沟铺砌构造

若滑坡附近的自然沟有水流补给滑坡体时，则应铺砌其漏水地段。

2.滑坡体地表排水沟设置及其结构型式

为把滑坡区域内的雨水迅速地汇集并排到滑坡区外，防止或减少坡面流水渗入滑坡体，增加滑坡体下滑力和降低岩土抗剪强度，应在滑坡体内修筑树叉状、网状排水系统，以迅速引走坡面流水。因此，要尽可能详细地测量滑坡区内的地形，并绘成地形图来设计排水沟网。

排水沟网分为集水沟和排水沟两类，两类纵横交错形成良好的排水系统。

(1)集水沟

这类沟渠主要是横贯斜坡，以便尽可能地汇集雨水、地表水，并把横贯斜坡的范围较宽的浅的水沟与纵向的排水沟连结起来。集水沟有沥青铺面的沟渠、半圆形钢筋混凝土槽和半圆形波纹槽等多种，用刚性材料时要缩短各槽的长度，并用桩支承在地基上。

(2)排水沟

排水沟是用来把汇集的水尽快排出滑坡区，因此应采用较陡的坡度，并通过流量计算来确定断面尺寸。地表凹形部位的排水沟，每隔20～30m设置一个连结箍，特别是在地基松软的情况下，有时还要用桩来固定排水管路。排水沟的末端应设置端墙，并将水排到河流等处。

排水沟可用石砌水沟，混凝土水沟，U形槽，半圆形波纹槽等。

在滑坡范围内的排水系统，可充分利用地形和自然沟谷为排除地表水的渠道，因此必须对自然沟谷进行必要的整修、加固和铺砌，使水流畅通，不得渗漏。

在滑坡区范围内可设树枝状排水沟。其布置形式，排水沟的主沟应与滑坡的移动方向一致；支沟(集水沟)则应尽量避免横切滑坡体，支沟与滑坡移动方向成30º～45º角的斜交，不宜太大，以免滑坡体移动时沟身变形。支沟间距以20～30m为宜。

在滑坡体内的水沟应有防止渗水的铺砌：如采用浆砌片石、混凝土板或沥青板铺砌，砂胶沥青堵塞砌缝搬口图10.4和图10.5所示。它既能防冲、防渗，而且经久耐用，亦便于施工和养护。通过滑坡裂缝处的沟身可用木质或塑料硬板水槽搭叠做成，以免沟身挤压时断裂渗水。

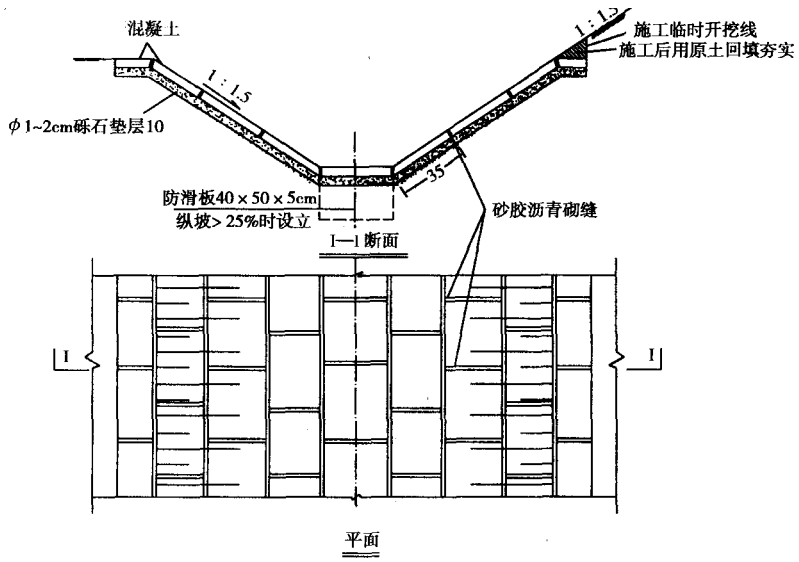


图 10.4　混凝土铺砌的截水沟防渗构造

同时，应整平地表，夯填裂缝，使地表水尽快归沟，减少渗漏。

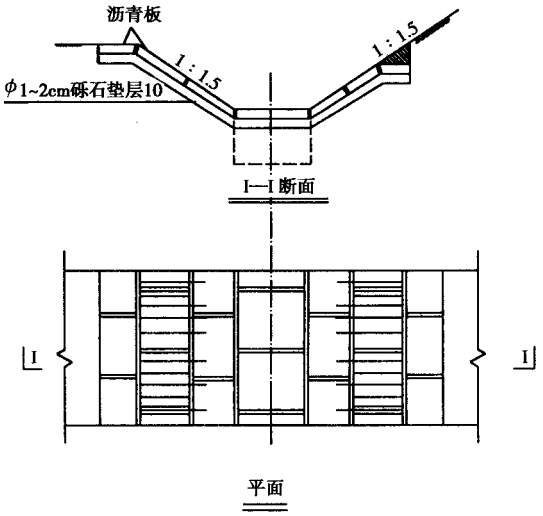


图 10.5　沥青铺砌的截水沟构造

在滑坡地区的灌溉沟渠、蓄水池、有裂缝的道路侧沟等集水地，应对它们修建防漏工程。对于滑坡范围内的泉水、湿地也必须处理。一般设置渗沟与明沟等引水工程，排除山坡上层滞水和疏干边坡，如图 10.6 所示。这类工程包括集水和排水两部分，埋入地下部分类似一个集水渗沟，须设反滤层，露出地面部分是排水明沟，用浆砌片石或混凝土块砌筑。

§10.2.3地表排水沟过流量的验算

地表排水沟排水的型式是多种多样的，各种型式的排水沟其过水流量的大小是不一样的。排水断面尺寸的大小可通过相应的水力计算来验算是否满足设计要求，并检查其流速是否在允许范围内。

对于一般沟或管的过水能力(过水流量)可按下式计算：

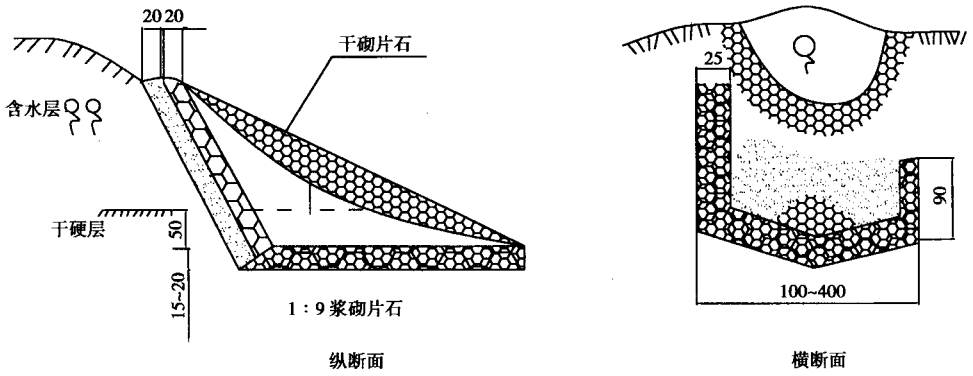


图 10.6　排水渗沟与明沟的设置

$$Q_c=vA \quad (10.8)$$

式中：Q_c——表示沟或管的泄水能力，m^3/s；

v——沟或管内的平均流速，m/s；

A——过水断面面积，m^2。

沟或管内的平均流速可按式(10.4)进行计算。对于浅三角形沟过水断面的泄水能力按下述修正公式计算：

$$Q_c=0.377\frac{1}{i_h n}h^{\frac{8}{3}}I^{\frac{1}{2}} \quad (10.9)$$

式中：i_h——表示沟或过水断面的横向坡度；

h——表示沟或过水断面的水深，m。

§10.2.4地表排水工程设计原则和要求

在整治滑坡工作中,无论是事先预防滑坡的发生,老滑坡的复活,即有滑坡的急剧恶化,都必须加强对滑坡区域水的排除。水是导致滑坡的重要因素，许多滑坡都是由于未能及时对水拦截、引离造成的。因此，必须随时加强对滑坡区域内水的监测，修筑排水工程，以消除水的危害。

排水工程往往和其他工程相互配合使用，如“排”与“挡”,“减”与“挡”等经常相互配合使用。实践证明，相互配合使用是比较经济合理、安全可靠的整治滑坡的方法。特别是在处理大型滑坡时，往往需要运用这些方法综合的整治，才能彻底解决问题。而且一切滑坡地区的防治措施，都必须首先消除水的危害。

进行地表排水工程设计的总原则是：滑坡体外的地表水，应予以截流引离；滑坡体上的地表水要注意防渗，并尽快汇集引离。

在进行地表排水工程设计时，应详细进行现场踏勘，充分收集设计资料，因地制宜，合理布置排水工程，选择合适的断面及结构型式，达到既有效排除地表水，又降低工程造价。

1.填平坑洼、夯实裂缝。

山体坡面产生坑洼和裂缝，往往是滑坡的先兆，也是导致严重滑动的主要原因。大气降雨，地表水就会汇集在坑洼处或沿着裂缝浸渗入土层，使土的粘着力和抗剪强度降低，造成山体滑动。因此，对坑洼和裂缝应仔细地查找，认真地夯填。

发现山坡有坑洼、塌陷、裂缝时，应立即时行处理。要夯实整平坡面，减少坑洼，夯填裂缝，防止积水，尽量减少地表水渗入量。对于裂缝，应沿裂缝挖至失灭为止，若裂缝太深，至少需挖深1m，挖至一定宽度，裂缝两侧的扰动土也要挖掉，再用当地的有适当含水量的粘性土分层填塞夯实，在夏季或气候干燥的时候，如有必要在分层填塞时要随时洒水。在填塞山坡裂缝切忌采用砂或透水性强的土壤。

必须注意，夯实裂缝时，顶部要夯成鱼背形，可以防止地表水在已夯实的裂缝处滞留而渗透下去。夯实裂缝后要不断的进行观测，尤其是雨后几天内及每年的雨季前后都要细致的检查，

有裂缝出现要立即夯紧。

滑坡体内外的坑洼处所，都为地表水带来很好的渗透条件。因此，在滑坡区应该采取削高补低，填平坑洼，排除积水。

2.合理确定截水沟的平面位置

截水沟主要是拦截滑坡体外的地表水。通常应设在滑坡体可能发展的边界5m以外。根据需要截水沟可置数条，以分段拦截地表水。截水沟应与侧沟、排水沟、桥涵相通，达到沟涵相连，以便有效、全面地控制地表水，使之迅速引离滑坡体范围。

截水沟平面布置时，应尽量顺直，并垂直于径流方向。如遇到山坡有凹地或小沟时，应将凹地填平或于外侧作挡墙，内侧与水沟密贴联结，避免水沟内的水射流越出或渗入截水沟沟底流过，招致水沟破坏。

截水沟横断面型式和尺寸大小应根据当地地形和地质情况、汇水面积和地表水的大小以及流速和土壤中水分布情况，进行汇流量的计算后确定。设计时应对水沟断面，尤其是沟底进行防渗处理，对地质软弱地段进行加固措施的设计，保证截水沟的正常工作。

3.滑坡体内排水系统的布置

在滑坡体范围内，排水系统的布置以汇集和引离为原则。对滑坡体内的地表排水系统应结合地形条件，充分利用自然沟谷作为主沟，汇集并旁引坡面水流于滑坡体外排出。排水沟的布置与滑坡一致，以减少变形。支沟通常与滑动方向成30°～45°斜交，按人字形或树枝形布置。排水沟布置应避免距滑坡裂缝太近，招致开裂破坏。必须经过滑坡裂缝区时可用临时性的折叠式木槽沟或混凝土板和砂胶沥青柔性混凝土预制块板水沟，如图10.7所示。它容许有一定的伸缩，以防止山坡变形拉断排水沟，使坡面水集中下渗。它既能防冲、防渗、且较经久耐用，又便于施工和养护。

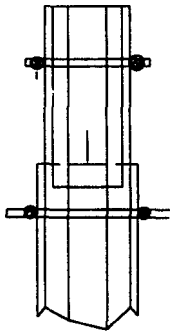


图 10.7　木质水槽平面布置示意图

采用浆砌片石、混凝土修筑的排水沟，应每隔4～6m设一沉降缝，用沥青麻筋仔细塞实，表面勾缝，随时发现断裂，随即修补。当滑坡地段上土中水丰盈时，则浆砌的排水沟上侧应增设泄水孔，泄水孔背后设反滤层，必要时还应在水沟底设石磕或卵石垫层，如图10.8所示。

排水沟是顺着地形向山谷或洼地排水，故纵坡不能太陡，陡度下的平面转折处容易出“毛病”。在南方，暴雨时排水沟中的急流顺陡坡而下，在转折处向沟处溢水，常常引起边坡滑坍。因此，平面转折处的曲线半径至少要有 5～10m，外侧沟壁应加高，其加高的数值根据流速和曲线半径来计算。

在地表水流速大于 3m / s，同时砖、石的供应比较方便的时候，可以采用砖砌排水沟或是浆砌片石截水沟。

排水沟的断面要根据汇水面积最大的降雨量来验算，沟底的宽度一般不应小于 0.40m，深度不应小于 0.60m，在干燥少雨地区，或岩石路堑中，深度可减至 0.40m，多雨地区，汇水面积大，同时有集中水流进入该地段，其水沟断面应进行水力计算后确定，并应采取防冲或防渗的加固措施。

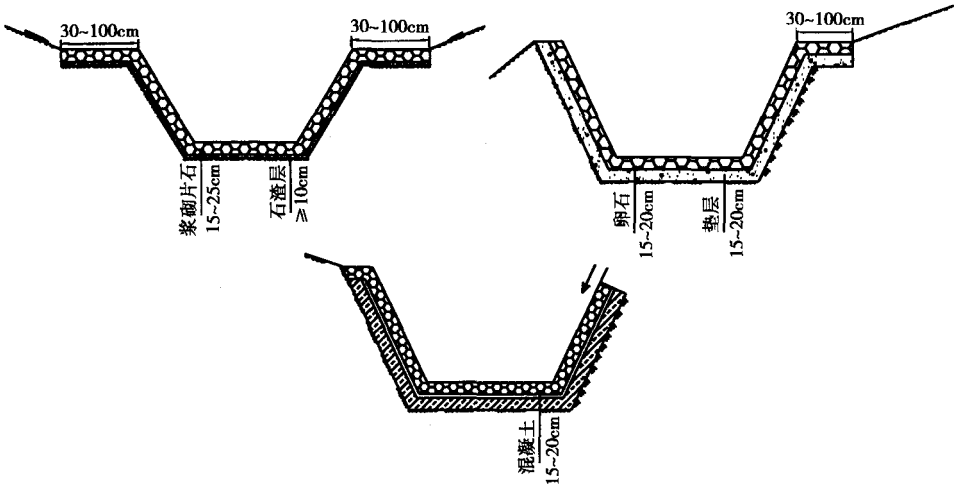


图 10.8　浆砌片石铺砌截水沟

§10.3地下排水工程设计与计算

§10.3.1地下水渗透流量的确定

1.渗透系数的确定

为处治滑坡而进行地下排水工程设计时，必须通过详细的调查、勘探等方法查明使滑动面(带)产生空隙水压力的地下水含水体的分布状况，并测定其水压力，以便用滑坡稳定设计计算所要求的稳定性安全系数来确定采用合理的地下水排水工程方案。

地下水调查和测定是一项深入细致的工作。地下水调查可采用地质调查方法，对于水文地质条件较复杂的地区，还应结合坑探和钻探等方法，了解和收集：地下水的类型和补给来源；含水层与不透水层的性质、层数和层厚；泉水出露的埋藏深度、水位变化规律和变化幅度；地下水的流向、流速、水力坡度和流量等；当地地下水的利用和已有的地下排水设施使用状况等。作出地下水对滑坡体稳定性影响的评价，为地下排水工程时提供可靠的依据。

地下水的流向可采用三点法测定，在边长约为50～150m的等边三角形的顶点布置钻孔，按各钻孔的地下水水位高程绘制等水位线。垂直等水位线的方向即为地下水的流向。另外，向钻孔内投放作色指示剂，可测定地下水的流速，或利用已知的水力坡度和渗透系数来计算流速。

用排除地下水来处治滑坡，就要使引起滑坡发生的地下水位降至符合稳定性设计计算所需的安全系数的相对应的水位以下。因此设计时必须根据滑坡体岩土渗透系数，合理确定排水工程类型和布置排水工程的间距，即时排除足够的地下水量。这就要求合理确定岩土的渗透系数。天然岩土内的渗透系数，由于不同位置处岩土的类别不同而有很大变化，在设计时应予以充分重视。

求渗透系数的方法可采用室内试验或现场试验。但室内试验需要采取大量的原状岩土试样，这对滑坡土是很难做到。采用室内试验时，可采用常水头或变水头渗透试验确定。常水头渗透试验适用于透水性高的粗粒岩土，而变水头渗透试验适用于透水性中等或低的细粒岩土。试验方法可参考《公路土工试验规程》(JTJ 051—93)，但试件的直径应为岩土颗粒最大粒径的8倍或12倍。

现场试验又有抽水试验和注水试验。抽水试验适用于地下水位较高的含水层，注水试验则适用于地下水位较低的含水层。而在滑坡区一般采用抽水试验。抽水试验一般用垂直钻孔进行，抽水的深度应达到含水层下部的弱透水层。通常在抽水孔的周围，沿地下水流动

的方向按20～30m间距设置水位观测钻孔，这些观测孔也应深至所需要的含水层。通过对现场的抽水试验，测定抽水量和水位随时间的变化数据后，可通过计算确定渗透系数。具体的测定和计算方法可参考《工程地质手册》。

各类岩土的渗透系数，随岩土的种类和组成岩土的颗粒成分、大小及其密实程度的不同而相差很大，同类岩土的渗透系数变化范围也很大。表10.5为代表性岩土的渗透系数的经验参考值范围。利用表列数值或其他工程的经验数值，可按含水层介质的岩土类别粗略估计其渗透系数，供初步设计参考。

各类岩土渗透系数参考值　　表10.5

岩土名称	渗透系数(cm/s)	岩土名称	渗透系数(cm/s)
粘土	$<6\times10^{-6}$	中砂	6×10^{-3}～2×10^{-2}
粉质粘土	6×10^{-6}～1×10^{-4}	粗砂	2×10^{-2}～6×10^{-2}
粉土	1×10^{-4}～4～	砾石	6×10^{-2}～1×10^{-1}
粉砂	6×10^{-4}～1×10^{-3}	卵石	1×10^{-1}～6×10^{-1}
细砂	1×10^{-3}～6×10^{-3}	漂石	6×10^{-1}～1×10^{0}

2.渗透流量的确定

地下水渗透量的确定主要采用渗流定律。下面列出三种渗透流量的计算公式，其主要差别在于不透水层的坡度和排水渗沟的深度(相对于不透水层)。

(1)渗沟深度达不透水层而不透水层的坡度又较平缓的情况

渗沟底部挖至或挖入不透水层，而不透水层的横向坡度较平缓时，可采用地下水自然流动速度近于零的假设，按下列计算公式计算单位长度渗沟由沟壁一侧流入沟内的流量(如图10.9所示)：

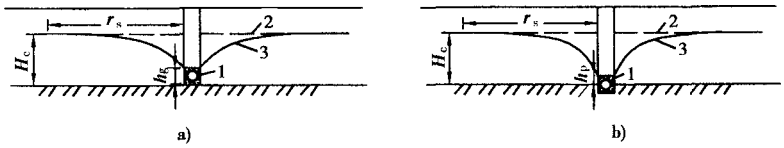


图 10.9　不透水层坡度平缓时的渗沟流量计算

a)沟底设在不透水层上;b)沟底设在不透水层内

1-渗沟;2-地下水位;3-地下水降落曲线

$$Q_s=\frac{k\left(H_c^2-h_g^2\right)}{2r_s}\quad(10.10)$$

$$h_g=\frac{I_0}{2-I_0}H_c\quad(10.11)$$

$$r_s=\frac{H_c-h_g}{I_0}\quad(10.12)$$

$$I_0=\frac{1}{3000\sqrt{k}}\quad(10.13)$$

式中：Q_s——表示每延米长渗沟由沟壁一侧流入沟内的流量，$m^3/(s\cdot m)$；

H_c——含水层地下水位的高度，m；

h_g——渗沟内的水流深度，m，在渗沟底位于不透水层内，且渗沟内水面低于不透水层顶面时，按式(10.11)计算；

k——含水层岩土颗粒的渗透系数，m/s；

r_s——地下水位手渗沟影响而降落的水平距离，m。可按式(10.12)确定；

I_0——地下水位降落曲线的平均坡度，可按含水层岩土颗粒的渗透系数由近似公式

(10.13)估算。

如地下水由两侧流入渗沟内，则上述渗沟内的流量应乘以2倍。

(2)渗沟深度远较不透水层浅的情况

渗沟深度浅而不透水层很深时，渗流量计算的主要参数是渗透系数和地下水位受渗沟影响而降落的水平距离或平均坡度。地下水位受渗沟影响而降落的水平距离或平均坡度与含水层岩土的透水性，即渗透系数有关。这种情况下，位于含水层内单位长度渗沟内的流量按下式计算确定(如图10.10所示)：

$$Q_s = \frac{\pi k H_g}{2\ln\left(\frac{2r_s}{r_g}\right)} \quad (10.14)$$

式中：r_s——相临渗沟间距之半，m；

k——含水层岩土颗粒的渗透系数，m/s；

H_g——渗沟位置处地下水位的下降幅度，m。

(3)不透水层有较大横坡的情况

不透水层横向坡度较陡时，假设地下水位的平均坡降与不透水层的横向坡度相同，则单位长度渗沟由沟壁一侧流入沟内的渗流量可按下式计算(如图10.11所示)：

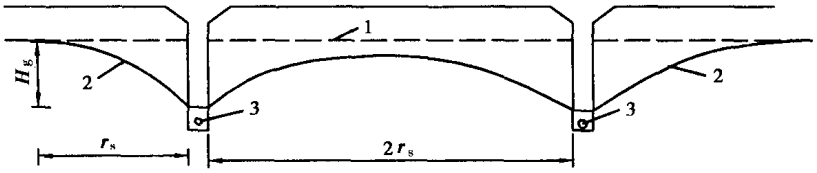


图 10.10　不透水层深时渗沟流量的计算

1-原地下水位；2-降落后地下水位；3-渗沟

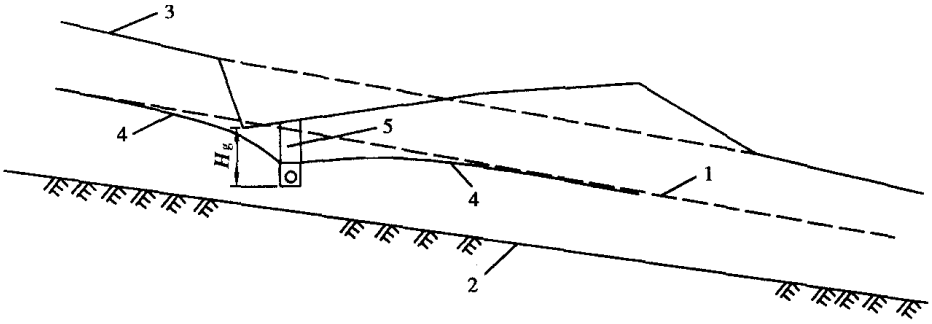


图 10.11　不透水层坡度较陡时渗沟流量的计算

1-原地下水位；2-不透水层；3-坡面；4-设渗沟后地下水位；5-渗沟

$$Q_s = k i_h H_g \quad (10.15)$$

式中：i_h——不透水层横向坡度。

§10.3.2地下排水体系设计

排除地下水工程的目的在于把分布于滑坡体范围内的地下水，造成滑坡土体中渗透系数大的地层，再通过它诱导排出，以降低滑动面(带)的含水率或孔隙水压力，使滑坡土体趋于稳定。当地下水从滑坡体范围外流入滑坡体内的透水层时，应在地下水流入滑坡体范围之前，就将地下水截断，而把地下水流量的一部分作为地表水排除。

地下水从滑坡体范围外流入的情况，也包括排除来自滑动面下基岩石的地下水。

排除地下水工程分为排除浅层地下水和排除深层地下水两类。

1.常用的排除地下水工程措施

常用的排除滑坡体地下水的工程措施有：

(1)拦截地下水的建筑物：截水明沟、槽沟、排水隧洞以及截水渗沟等。

(2)疏干地下水设施：边坡渗沟、支撑渗沟、疏干排水隧洞、渗水暗沟、渗井、渗管、渗水支垛、垂直钻孔排水等。

(3)降低地下水的措施：多布置在路基两侧附近，其中常用的有槽沟、纵向渗沟、横向渗沟、排水隧洞、带渗井及渗管的隧洞等。

2.地下水排水体系设计

为了良好地排除滑坡体内的地下水，根据滑坡体内地下水的情况，通常各种排水设施应综合运用。地下水排水体系的设计，一方面要合理进行各种地下水排水设施的布置，另一方面要根据各种地下水排水设施的特点进行构造设计，满足排水量的要求。目前常用的排除地下水建筑物设计如下：

(1)明沟和槽沟

明沟一般适用于地下水埋藏很浅，譬如深度仅在1～2m之内，或水沟通过地层稳定能够进行较深的明挖的地方。

槽沟则用于处理地下水埋藏较深或地质不良，水沟边坡容易发生滑塌的地方，其深度可达到3m左右。

明沟、槽沟用处很广，可以作拦截、排引、疏干、降低地下水之用。施工简便，养护容易，造价低廉。

明沟、槽沟的断面形式，常用的有梯形和矩形两种，如图10.12和图10.13所示。明沟常用浆砌片石或砖砌筑。槽沟则有用浆砌片石、木质结构及钢筋混凝土结构。并可根据其设置的位置和作用的不同分别作好过滤、隔水和防渗等设施。

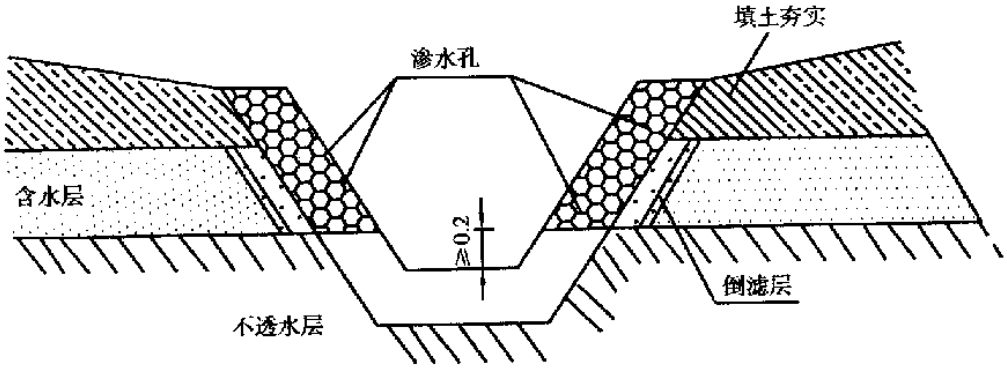


图 10.12　浆砌片石明沟断面

(2)暗沟和明暗沟

这种设施最宜用来排除分布于自地表到地表下3m左右这个范围的地下水。它能排除分布于渗透系数小的土层中土颗粒间孔隙内的地下水。

暗沟有集水暗沟和排水暗沟两种。集水暗沟用来汇集它附近的地下水；而排水暗沟的主要目的是与地表排水沟连接起来，把汇集的地下水作为地表水排除。

①集水暗沟

集水暗沟是在挖到预定深度的沟中砌成石笼，或是在沟中铺填碎石和安设透水混凝土管的盲暗沟，为了防止漏水，在底部铺设杉皮，聚乙烯布或沥青板，在暗沟的上面和侧面则设置树枝及砂砾组成的过滤层，以防淤塞。在集水量特多的情况下，也可用有孔的管道。集水暗沟过长时，会使已汇集的水再渗透，也会引起管道淤塞，所以一般每隔 20～30m 设置一个集水池或检查井，其端头则与地表排水沟或排水暗沟连接起来。

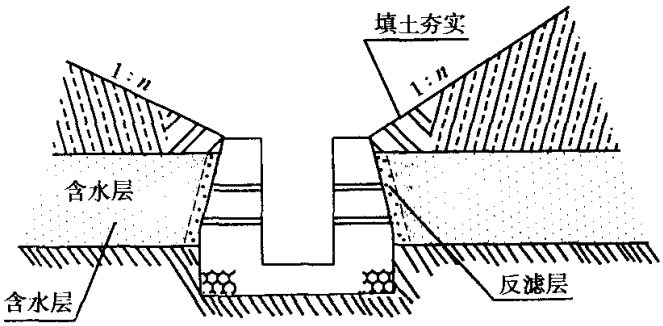


图 10.13 浆砌片石排水沟槽

②排水暗沟

排水暗沟用有孔的钢筋混凝土管、波纹管、透水混凝土管等制成，有时也有一定程度上起集水暗沟的作用，在端墙及集水池等处，与地表排水沟相连接。

管式暗沟易受滑坡运动引起的地基变形的影响，而使其作用显著降低，同时由于检修困难，所以暗沟的长度应尽量短，坡度应大一些，最好使其尽快地与容易检修的地表排水沟连结起来。

③明暗沟

浅层地下水的分布，与地表水一样，受地表地形的支配，地表的凹部及谷部容易集水，所以暗沟网多同地表排水沟网一致。通常在滑坡地区，这种方法用得最多。

④大型暗沟

在地表以下3～5m有含水层时，暗沟的规模就大，开挖的土方量也非常大。这样的暗沟可用来截断和汇集排除来自浅层流动状滑坡或滑坡区外的浅层地下水。在滑坡区内修建这种暗沟时，可设置在滑坡斜坡上部的边界附近。而在斜坡下部，则要注意由于设置这些暗沟的开挖，会使滑坡土体丧失稳定，可能促使滑坡活动更加激化，施工时应特别注意。

(3)渗沟

渗沟在整治中小型的浅层滑坡中能起到良好作用，在滑坡处治应用中较多。它具有疏干表层土体，增加坡面稳定性；截断及引排地下水，降低地下水位，防止土壤细粒间的冲移和浸蚀作用。渗沟如作到浅层活动面以下，可以起到土体的支撑作用。所以，它是整治滑坡中常用的一种有效措施。渗沟按其作用的不同可分为截水渗沟、边坡渗沟、支撑渗沟等几种型式。这些渗水设施只要在设计时资料搜集正确，布置得当，施工质量好，勤养细修，一般都能起到良好的排水效能。

①截水渗沟

当滑坡范围外有丰富的深层地下水进入滑坡体时，为了使地下水在流入滑坡体之前就被拦截引离，可在垂直于地下水流方向上设置截水渗沟。它适用于地下水位埋藏深度在 15m 以内，水量较大，地下水为单向流动，含水层较明显的地区。

截水渗沟的作用比支撑渗沟更好，它能拦截水源，使滑坡体干燥稳定。截水渗沟的位置，一般设置在滑坡体的后缘及其周围，距滑坡可能发展的范围以外不少于 5m 的稳定土体上，其平面位置呈折线或环状形，如图 10.14 所示。

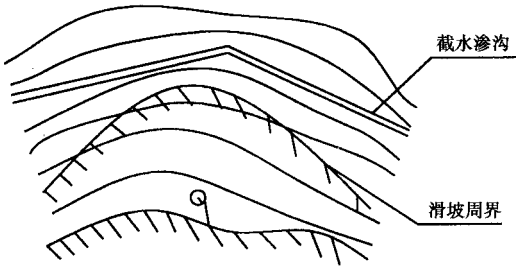


图 10.14 截水渗沟平面布置

截水渗沟的断面尺寸：沟底宽度不应少于 1.0～1.5m，随着沟深的加大，沟底也要相应加宽。且渗沟愈深，施工愈困难，故做渗沟时，必须作技术经济比较决定。

截水渗沟的填料，采用碎石、卵石、粗砂或片石，以利排水。在正对地下水流向的截水渗沟背水面沟壁应设置隔渗层，以防止地下水透过截水渗沟后又渗入滑坡体。隔渗层可用粘土、

粘土混合土或浆砌片石，其厚度一般采用0.3～0.5m。截水渗沟的正面设反滤层，其厚度一般采用45～60cm。渗沟的基底应埋入一层含水层以下的不透水层或基岩内，以拦截流入滑坡体的地下水并排于滑坡体之外。当沟底并非埋入完整基岩时，为防止沟底冲刷或被水泡软，一般用浆砌片石砌筑沟槽，沟的流水应埋入稳定的不透水层内。流水沟常用的断面尺寸为0.4m×0.4m～0.7m×0.7m，如图10.15所示。

这种截水渗沟沟底断面的缺点是：日常养护维修时工作人员不能入内检查清理，且安置在流水孔内的铁丝刷，日久生锈，加至沟内淤土沉积，平时铁丝不容易拉动，有些甚至卡在孔内，堵塞了流水孔。截水渗沟深度达10m，翻修困难。建议今后修筑截水沟时，流水断面采用宽度0.8～1.0m，高度1.5～1.6m左右，使维修人员可以进去检查清理为宜。同时可以节省检查井的费用。

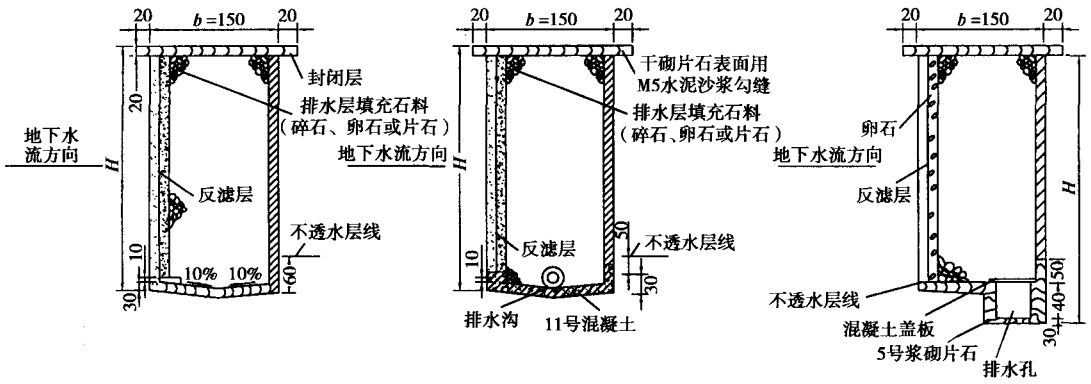


图 10.15　截水渗沟断面形式(cm)

截水渗沟沟底纵坡要使水流夹带的泥砂，既不淤积，又不致于冲刷的流速，故此排水纵坡不得小于4%～5%。

为了防止地表及坡面流泥渗入沟内堵塞填料空隙，在其截水渗沟的表面应设置适当的隔水层封顶，一般可采用图10.16所示的型式。当地表坡度较陡时夯填粘土的最小厚度应不小于0.5m，粘土表面呈弧形凸起，可以防止当粘土或填料沉落时渗沟顶面形成积水的凹坑，同时也可以作为截水渗沟位置的标志。有时为了防止地表水沿缝隙渗入截水沟内，在夯填粘土前应先将截水渗沟表面的回填片石大面均朝上砌筑平整，并在其上面先均匀的铺一层小碎石，然后再倒铺上一层草皮作为隔离层(亦可用草垫代替)。同时，将沟缘挖成台阶，分层夯填紧密；或者在沟内回填片石的表面用水泥浆砌勾缝，防止地表水下渗。截水渗沟亦往往由于勘测资料不足，或设置不当，极易错断失败，远不如支撑渗沟群那样容易收效。

截水渗沟一般深而窄，为了维修和疏通的需要，在直线段每隔30～50m和渗沟转折点、边坡处设置检查井。检查井井壁应设泄水孔，以排除附近的地下水。检查井的平面布置，如图10.17所示。

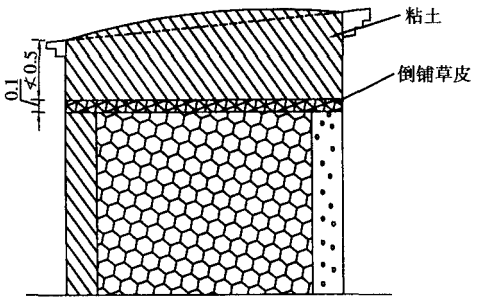


图 10.16　截水渗沟顶层构造图

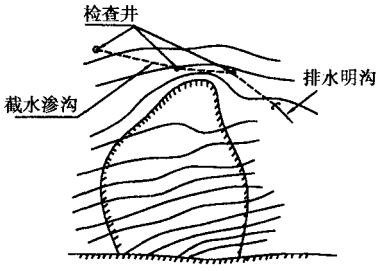


图 10.17　检查井布置示意图

②边坡渗沟

边坡渗沟的作用是用以引排边坡上局部出露的泉水或上层滞水，疏干潮湿的边坡，并支撑对坡，减轻坡面冲刷。

边坡渗沟深度视边坡潮湿土层的厚度决定，原则上应埋入潮湿带以下的较稳定的土层内或地下水位线以下，最好将沟底置于坚硬不透水层内，应当比滑动面低0.5m。且比湿润土层深，并比冻结深度低0.4m，一般深度不小于1.5～2.0m。

边坡渗沟断面一般采用矩形，宽度多用 1.2～1.5m，一般不小于 0.8m，其间距取决于地下水的分布、流量和边坡土质等因素，一般采用 6～15m。由于引排的地下水流量较小，故沟底填以大粒径的石料作为排水通道，沟壁作反滤层。其余空间可利用当地卵石、砾石、碎石、粗砂以及过筛的炉渣等渗水好的材料填充。

边坡渗沟顶面在缓于1：1.5的边坡上多用粘土覆盖，当边坡陡于1：1时，一般则应用于砌片石砌筑，表面用水泥砂浆勾缝，以免受地表水冲刷而破坏。为保持边坡渗沟本身稳定，沟底大多挖成台阶式，台阶一般长2～3m，高1～2m，最下层的台阶长度大致应为其他台阶长的2倍。并用浆砌块石砌筑，以防水流冲刷和渗漏。当地下水有承压力时，沟底则应采用干砌片石码砌，并设置好倒滤层。其下部出水口，一般用干砌片石垛支挡渗沟内的填料和排出所汇集的地下水。

边坡渗沟的平面形式可分为垂直单个的、分岔的、拱形的等几种，即I字型、Y字型等，如图10.18所示。这种边坡渗沟适用在地下水分布比较均匀，或者只见边坡大片潮湿，而没有明显地下水露头地段。边坡渗沟对整治浅层的小型滑坡，疏于边坡壤中水，效果更好。

③支撑渗沟

支撑渗沟适用于较深层(2～10m)滑动面的不稳定边坡；或在路暂、路堤坡脚的下部；或在自然沟沟壁或山坡湿地，有壤中水形成滑坍处；对堆积层或风化岩层边坡上有渗水处；或者是滑坡堆积体的边坡上有壤中水露头处；或在抗滑挡墙背后与挡墙配合使用。主要是支撑不稳定的土体兼引排土体中的地下水或上层滞水，疏干土体的作用。

支撑渗沟是滑坡整治中广泛使用的一种工程措施。它具有力的支挡与排水结合的措施，一般使用在滑坡体前部，尤其在整治牵引式土体滑坡时，成效显著。

支撑渗沟主要有主干和支干两种。主干一般顺滑坡移动方向平行修筑，布置在地下水露头处或由土中水形成坍塌的地方。支沟应根据坡面汇水情况合理布置，一般其方向可与滑坡移方向成30°～45°的交角，并可伸展到滑坡体以外，以起拦截地下水的作用。若滑坡推力，大范围广，可采用抗滑挡墙与支撑渗沟相配合使用，以支撑滑坡体。

支撑渗沟的深度一般以不超过10m为宜；断面采用矩形，宽度一般采用2～4m，视渗沟深度、抗滑需要及便于施工等因素而定。其基底应设在滑动面以下的稳定地层内0.5m，并设置2%～4%的排水纵坡。

在修建这种支撑渗沟时，当滑面较陡时，为了加强支撑渗沟的支撑作用，以及渗沟本身的稳定，应将沟底基脚筑成台阶形，将沟底埋入稳定的干硬岩(土)层内。台阶宽应不小于1～2m，台阶的高度不应太高(高度与水平比1：1.5～1：2.0)，以免施工的台阶本身形成坍塌。在底部采用浆砌片石铺砌隔水层，其厚度一般为0.2～0.3m，如图10.19所示。为防止淤积，在支撑渗沟的进水侧壁及顶端应做各层0.2m厚的砾砂及砂砾反滤层。在寒冷地区，渗沟出口应考虑防冻措施。

支撑渗沟的填料是：内部堆砌坚硬片石，使它具有良好的透水性和支撑作用。通常支撑渗沟很少单个使用，常是成群分布，间距根据被疏干滑坡体的类型和地下水分布状况、流量大小及岩土密实程度和透水性而定，一般为8～10m，最小的可用3～5m，最大不超过15m。多雨地区，宜布置得短而密的形式，间夹一、二条长的渗沟，效果更好。但是对规模大、滑体厚、地下水丰富的滑坡，支撑渗沟做得浅、短了，则不起作用，而深长了又给施工造成很大困难，且不安全。渗沟在干旱季节都可挖成直立坡，在雨季中必须支撑施工，这样挖方量少，堵塞密实，作用亦大。支撑渗沟出露部分用石块砌筑完整，在支撑渗沟顶部，一般不设置隔渗层，用大块片石铺砌表面即可，必要时为防止地表水及坡面流泥渗入沟内堵塞填料空隙，在沟上方修月牙形的挡水埝。如在沟顶采用夯

填粘土(厚度至少0.5m)，粘土表面夯成弧形凸起，在粘土与填料间应倒铺一层草皮或草垫，以防止粘土落入渗沟填料中，或者浆砌片石封顶，或者用于砌片石表面水泥砂浆勾缝均可。

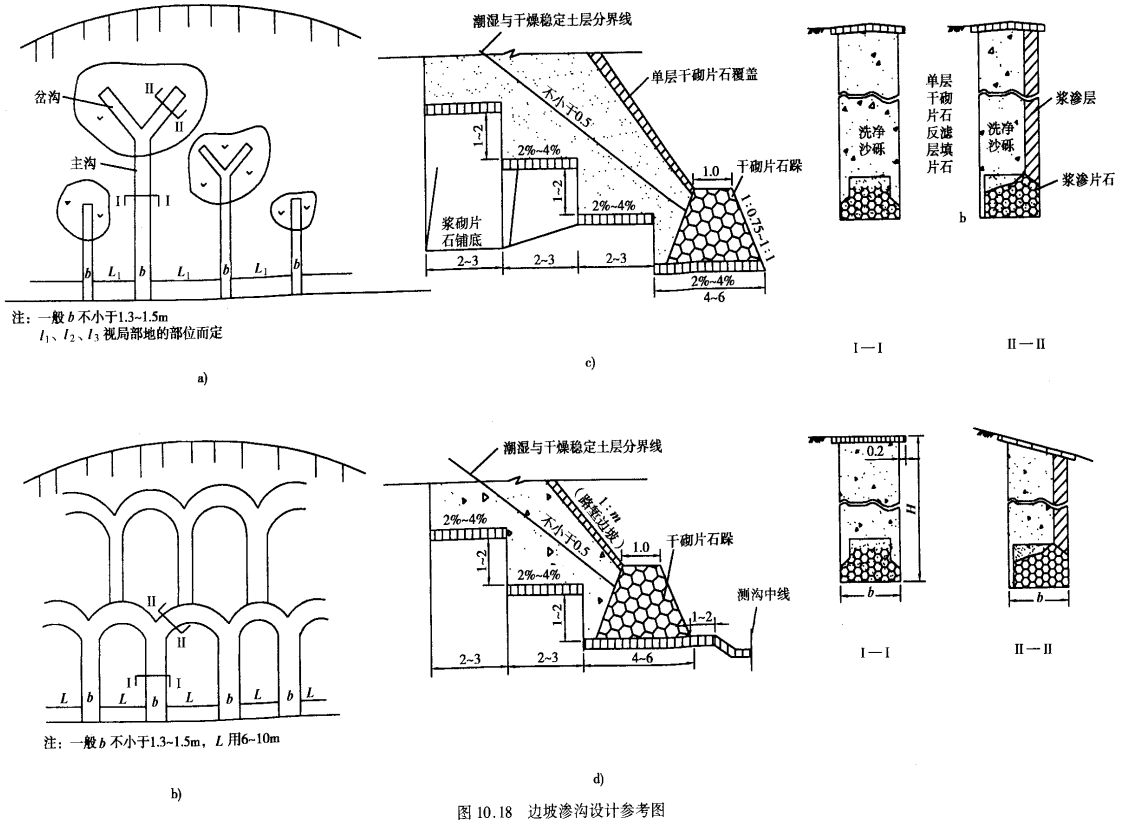


图 10.18　边坡渗沟设计参考图

a)条形及分岔形；b)拱形；c)、d)下部出口处干砌片石垛图

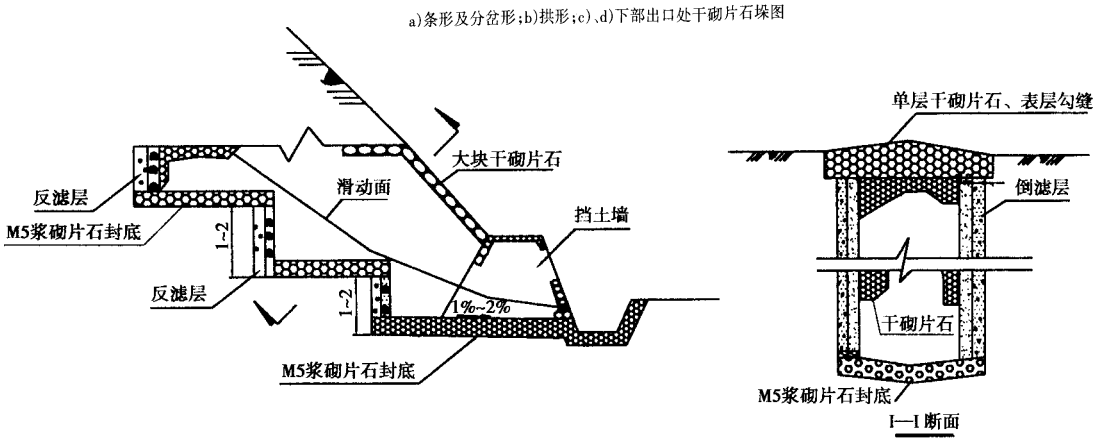


图 10.19　支撑渗沟结构示意图

支撑渗沟的结构形式有：直条形、枝叉形和拱形等。如做成Y形叉沟的应与边坡主沟作成30°～45°角，这样遭受破坏的较少。

根据实践经验，不同土质地段支撑渗沟间距，如表10.6所示。

支撑渗沟横向间距参考表　　表 10.6

土　质	间　距(m)	土　质	间　距(m)
粘土	6.0～10.0	亚砂粘土	10.0～15.0
重亚粘土	8.0～12.0	破碎岩层	15.0

(4)排水隧洞

排水隧洞主要用于截排或引排滑面附近埋藏又较深的一层地下水。对于滑面以上的其他含水

层，可在排水隧洞顶上设置若干渗井或渗管(如图 10.20 所示)将水引进。对于排水隧洞以下的承压含水层，可在排水隧洞底部设置渗水孔将水引进洞内予以排出。

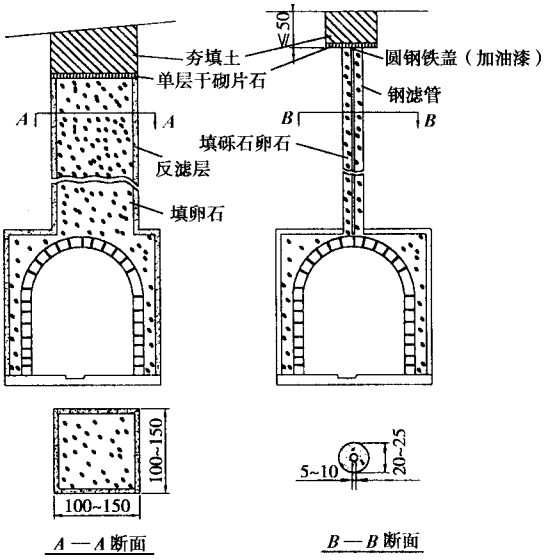


图 10.20　集水渗井及渗管参考图(cm)

在基岩内或基岩面附近，确实分布大量的地下水时，采用排水隧洞，是最可靠有效的排水工程，其维修也方便。

关于排水隧洞的构造等将在后面详细介绍。

(5)检查井(竖井、立井)

检查井(竖井、立井)可供渗沟、暗沟、排水隧洞的检查、清理和通风之用。一般每隔 30～50m 设计一处，在渗沟、暗沟、排水隧洞的中线转折处还需另行增设，如图 10.21 所示。

检查井的结构形式可分临时性与永久性两种断面。临时性的多用木质的框木支撑，成方形尺寸 1.0m×1.0m 或 2.0m×2.0m。而永久性的多采用圆形的混凝土、钢筋混凝土预制的井筒或砖砌的井壁。内径不少于 1.0m。检查井深度在 30m 以内时，可采用圆形混凝土衬砌，其井筒壁厚 0.2～0.3m；如深度不大时亦可用圆形钢筋混凝土衬砌，其井筒壁厚 0.10～0.15m。在地层复杂、稳定性差或地下水多的地带，为了保证井壁有足够的强度，在设计时应根据当地地层土壤坚实程度和井深，按侧压力计算来设计支撑和衬砌断面。一般井壁上部可薄一些，下部可厚些，并注意将井筒接头接牢。检查井井壁均应在上下左右每隔 2.0m 设置泄水孔一处，孔径为 10～15cm，孔后填小卵石等反滤层便于集水，以减少土体对井壁的侧压力。井口一般高出地面约 0.5m，并加设井盖。井盖在春秋季打开，疏通空气，冬季盖上保暖，雨季盖上防污秽物落入。此外所有井盖及上下人的铁梯均应刷油漆，否则，铁梯受潮湿极易腐蚀生锈。

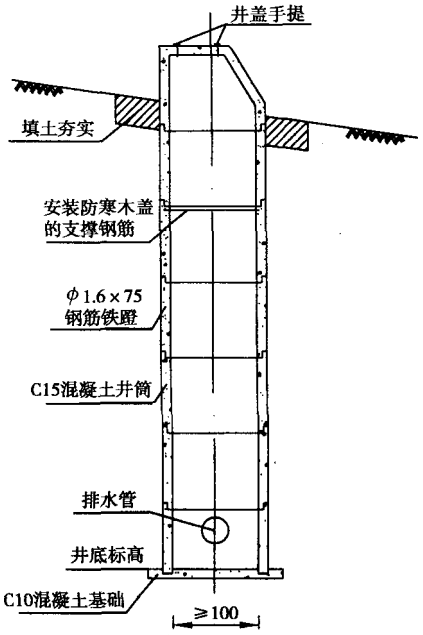


图 10.21 检查井结构断面图

(6)渗水石垛

渗水石垛亦称渗水支垛或抗滑支垛。它好像一种不相连续的低挡墙，通常是用干砌片石或块石砌筑。它适用于边坡地下水多，易产生表层滑坍、坍塌，并且坡脚有较坚硬基底的地方，如整治粘性土的塑性滑坡。

渗水石垛可以分段隔开砌筑在路基边坡中，有时常常成群的设置。一方面可以疏干路堤及路堑边坡的地下水，另一方面对边坡滑坍土体起一定的支撑作用。因此，渗水石垛又可以分为路堑支垛和路堤支垛。

渗水石垛的设计方法与支撑渗沟相同。支垛有一定的间距，施工方便，且可避免过于切割所引起的滑坡体变形。所以，渗水石垛的基础必须埋入滑坡以下坚硬地层上，并做好基底防渗工作，防止基础土壤软化而减少摩擦力。

(7)平孔排水

用平孔排除滑坡地下水，这种排水设施具有施工简便、工期短、节约材料和劳动力的特点，是一种经济有效的排水措施。

平孔的设置位置和数量应视地下水分布的情况和地质条件而定(如图10.22所示)。钻孔一般上倾100～150，所以平孔排水亦称仰斜孔排水。其孔径大小一般不受流量控制，主要决定于施工机具和孔壁加固材料，通常孔径由数十毫米至100mm以上。由于其孔径较小，集水能力较小，若不是汇集来自透水性很强的砾石层的地下水，则排水效果不好。因此，要排除来自透水性弱的地层中的地下水，就必须采用100mm以上的大孔径钻孔，但是由于土质关系(例如遇到砾石或夹巨砾的砂土)，有时也不能很好钻进。平孔排水可单独使用，也可与砂井、竖孔、竖向集水井等联合使用。与砂井或竖孔联合使用时，用砂井或竖井汇集滑坡体内的地下水，用平孔连砂井或竖孔把水排出；与竖向集水井联合使用时，可在其井壁上打以短的水平钻孔，使附近的地下水汇集到集水井中，再在坡面上设置水平钻孔，使竖向集水井中的集水自然地流到滑坡体外，这样可以缩短水平钻孔的尺度，降低工程造价。

平孔的布置：在平面上，依滑坡体内水文地质条件的不同，平孔可布置为平行排列或扇形放射状排列，如图10.23所示。原则上其方向应与滑动方向相一致，以免因滑坡滑动而破坏。

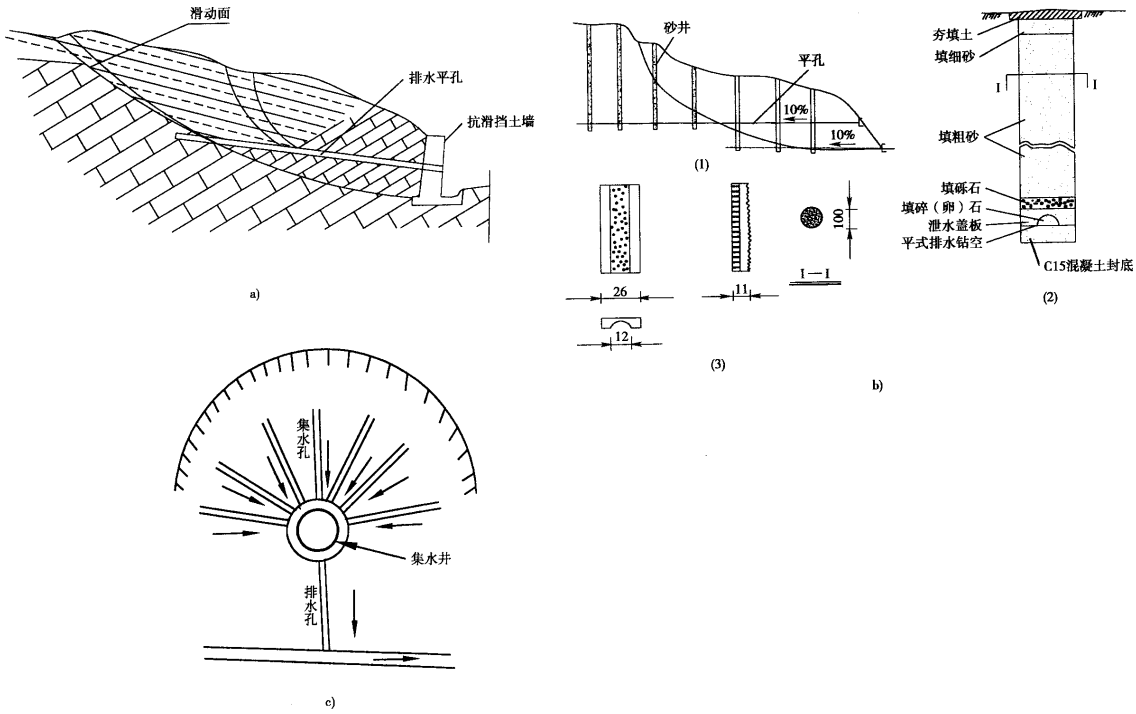


图 10.22　平孔排水

a)平孔排水；b)平孔和砂井或竖孔排水；(1)平孔与砂井联合使用；(2)集水井剖面图；(3)C15 混凝土泄水盖板大样；c)平孔和集水井排水

当滑床顶面具有汇水洼槽时，应集中布置于洼槽部分。

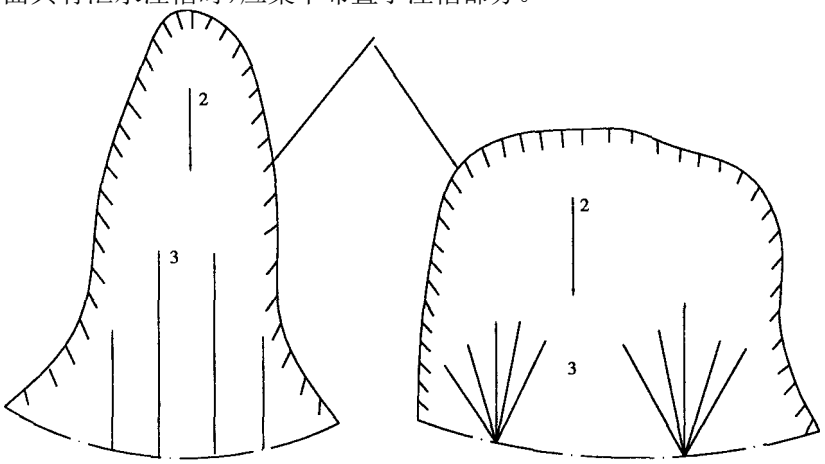


图 10.23 平孔排水平面布置示意图

1-滑坡周界；2-滑动方向；3-水平钻孔

在立面上，依据地质纵断面确定，在汇水面积较大的滑面洼部，地下水集中分布处，钻孔一般穿过或伸入滑床。并可以根据要求排除的地下水层数、滑动面的陡缓和要求疏干的范围，布置单层或多层，如图 10.24 所示。平孔的位置必须埋于地下低水位以下，隔水层顶板之上，尽量扩大其渗水疏干面积。因此，设计时应该在充分研究分析水文地质条件下，先用直孔或物探找到了水的分布规律之后再设计水平钻孔，力求达到每孔出水。

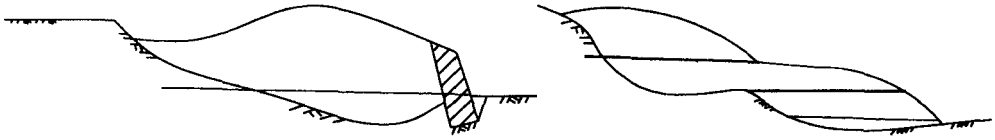


图 10.24 平孔立面布置示意图

a)单层；b)多层

平孔的间距：视滑坡体含水层渗透系数和要求疏干的程度而定，一般采用 5～15m 为宜。

平孔的深度：孔深随含水层的分布位置和滑坡体的形态而定，为增加排水效果，总是尽量加大入水深度。

平孔的孔径；根据机械设备能力和排水效果，目前国内使用的有直径127mm，孔内设107mm滤水套管，以防孔壁坍塌堵死和有利于泄水。插入孔内滤水管可用镀锌钢管、硬质韧性的塑料管或竹管。除管底部分作流水槽外，上部约3／4范围，均钻φ0.5～1.0cm的孔眼以利排水，孔眼间距5cm，呈梅花状排列。为防止孔眼被堵塞，管周应填以砂砾石，其颗粒直径级配视含水层土颗粒大小和孔眼大小而定。

平孔排水施工安全，操作方便，钻一个孔只需2～3天，与开挖渗沟相比较，可大量节省挖方和支撑木材，是疏导滑坡内地下水的良好办法。但是平孔排水亦存在着问题，即管径太小，无反滤层，对于平孔的淤塞、使用年限、平孔的吸引管范围和合理间距的确定等问题，均有待进一步研究解决。

对于有多个含水层的滑坡，有时需打多层孔分别排水，其间距视土的渗透性而定，一般为5～30m不等，并和一定数量的竖孔或立井联合使用，以穿通各个含水层。

(8)垂直钻孔群排水

当坡内含水层的渗透性较强，滑带以下有含水层时，还可采用垂直钻孔群排水。它是将滑坡体内的部分或全部水，借助一般勘探钻孔群穿透滑床一隔水层而转移到其下的另一较强透水层或含水层的一种工程措施。目的在于提高滑坡的稳定性。它适用于排除处在相对稳定阶段的滑坡的地下水。它比排水隧洞排水，施工安全，工效高、造价低。排水钻孔结构如图10.25所示。

排水钻孔钻机一般用水文、工程地质勘探用的 100 型或 150 型，即可满足施工要求。孔群最好成排地平行地下水线等高线，即每排孔群方向是垂直于地下水流向。孔距要看含水层的渗透能力和要求下降预定水位的指定工期而定。

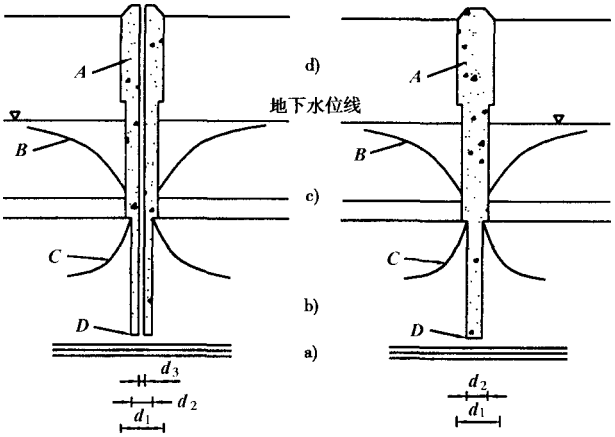


图 10.25　垂直钻孔排水示意图

a)砂岩页岩泥浆；b)沙砾卵石土；c)滑动带；d)滑体

A-塑料过滤管；*B*-地下水降落曲线；*C*-地下水吸收曲线；*D*-沙砾过滤管；d_1-钻孔开孔直径；d_2-钻孔终孔直径；d_3-过滤管直径

§10.3.3排水隧洞的设计

1.排水隧洞的布置

排水隧洞适用于地下水埋藏较深(大于15～30m)，含水层有规律，水量较大，且多位于滑动面附近，为造成滑坡体滑动的主要因素的滑动区。修筑排水隧洞，一方面可截断地下水流，疏干滑坡体，以增加其滑坡体稳定性；另一方面又可避免明开挖太深而引起的施工困难。这种排除滑体及滑带水的排水隧洞，国内采用较多。

排水隧洞应尽可能避免在活动的土体中开挖。一般汇水隧洞洞身应置于滑动面以下的稳定地层内，洞身设置方向最好垂直于地下水流向，出口应置于滑坡体以外的稳定区域。它可事先按衬砌断面分块预制，边掘进边装拼衬砌，这种施工既快捷、节省，又安全、可靠，是一种行之有效的

措施。一般都根据地下水的水源、流向、含水层、水位等资料进行排水隧洞的设计。

把排水隧洞与集水井连接起来，可利用该集水井作除淤口，或用作集水井的排水孔。

当地下水沿着滑坡区外明显的流路流入滑坡区时，可在地下水流入滑坡区前，就用隧洞将其截断并加以排除，这种方法施工时的危险性也小；也有的在滑坡区背后的山地上，设置洞口进行排水。

2.排水隧洞的设计原则

排水隧洞造价较高，施工养护也较困难，位置不易布置准确，采用时需要特别慎重，不得轻率从事。一般必须在地表排水工程修筑后，仍不能制止滑坡体滑动时，且滑坡滑带附近地下水是流动的，和滑坡移动主要是因水量增大所造成等原因时，才有条件考虑修排水隧洞工程。这类建筑物设计前，必须收集详细而准确的工程地质、水文地质资料。根据地质勘探，摸清地下水的活动规律和地质情况，即必须在获得有详尽的工程地质和水文地质资料之后，做出综合剖面和横断面地质图，经过仔细的研究分析，进行多种方案比较后，才能进行设计和修建。否则，难以收到预期的效果。

设计时首先要分析滑坡体各层水的联系，如水流的位置、性质(流速、流向和流量)和相互补给关系。通常是需要重复的进行钻探与电探工作，并绘出各水层的水位等高线图。如系堆积层沿基岩顶面滑动，则须绘出基岩顶面等线图；如系岩层滑动须绘出滑坡床等高线图。对各层地下水的流量、流向、流速和岩土渗透系数，均须搜集单独资料，才能够正确决定是否采用排水隧洞方案及其设置的位置、长度断面形式和衬砌厚度等。设计时可以先在地质平面图上确定排水隧洞平面位置，并根据地下水埋藏情况和地质纵断面及横断面，定出排水隧洞纵断面位置；或者为了控制排水隧洞洞身的平面位置，在勘探时可每隔40～60m打一钻孔，并每隔20～30m加设一电探点，或尽可能在排水隧洞施工中可先开挖竖井(渗井或立井)，随渗井及竖井开挖后的情况，以便进一步调整隧洞的纵断面位置，使设计更加切合实际。

排水隧洞的横断面，应视地下水埋藏深度，排水要求，建筑材料，结构型式，施工和检查维修方便而定，其宽度不宜小于1.2m，高度不宜小于1.6m。

在排水隧洞平面转折处，纵坡由陡变缓处及中间适当位置应设置检查井，其间距一般为100～120m左右。

3.排水隧洞的类型

排水隧洞的类型按其作用可分为截水隧洞、排水隧洞、疏干隧洞三种。

(1)截水隧洞

当查明补给滑坡的地下水来源是在滑坡体以外的上方或一侧时，就应在地下水流入滑坡体内前设置截水隧洞截断。一般截水隧洞布置滑坡体以外，其轴线应大致与地下水流向垂直，其底部应低于隔水层顶面最少0.5m。若截水隧洞布置在滑坡后部滑动面之下，其开挖顶线必须切穿含水层不小于0.5m，即切穿隔水的滑动带，且衬砌顶拱必须低于滑动面0.5m。

(2)排水隧洞

当滑坡体内有封闭式积水时，可设排水隧洞将其积水排出。这种排水隧洞穿过于正在活动的滑坡体时，应全部埋于滑动面或可以发展为滑动面的下部不小于0.5m。穿过滑坡稳定部分，排水隧洞应低于含水层底面不小于0.5m，直接排出积水。

(3)疏干隧洞

一般在老滑坡尚处于稳定状态，而滑坡头部常有土中水活动，湿润软化头部抗滑土体，削弱滑坡的抗滑能力，这时可平行滑动方向设置疏干隧洞群，洞内回填片石，以疏干滑体。这种疏干隧洞底部应置干滑动面以下不小于0.5m。若潮湿土体厚度较大，可于洞顶设渗井、渗管等以增大疏干范围。

4.排水隧洞的断面型式

排水隧洞断面的结构型式有：拱型、鹅卵型及梯型三种。一般采用砖、石及混凝土衬砌。

(1)拱型断面

拱型排水隧洞的拱圈多为圆弧形，边墙内、外直立或斜坡，如图10.26所示。

当排水隧洞埋在较好的岩层中，如强度系数f=2～4时，采用拱型断面，其边墙可用C15混凝土或M10浆砌片石筑成直墙式；顶部可以采用C15混凝土预制块拼装或整体灌注。

排水隧洞的横断面宽度一般为1.0～1.5m，高度为1.6～1.8m。

(2)鹅卵型断面

鹅卵型排水隧洞的衬砌断面，受力条件好，衬砌厚度小，在风化破碎岩层及堆积层中，岩层强度系数f=1.5时，均可使用。并采用带有泄水孔的C15混凝土块拼装砌筑，厚度为20cm，其横断面的宽度为1.2～1.5m，高度为1.6～1.7m。如图10.27所示。这种排水隧洞的特点是能承受较大的压力，但是施工比较复杂。

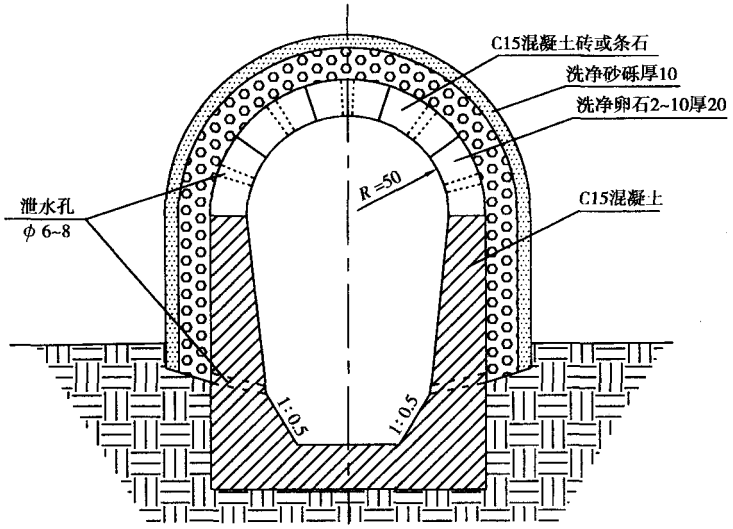


图 10.26　拱型排水隧洞断面

当岩层松散，强度系数f小于1.5时，衬砌断面应加厚，但一般不超过0.4m。

(3)梯型断面

图10.28所示为拼装式钢筋混凝土结构，适用于松散地层，其最大优点是可以预制构件，随挖随撑，一次完成正式建筑物，既节约支撑工程，又保证安全。框架间留适当间距或拱圈及边墙各块作凹槽，以利泄水。

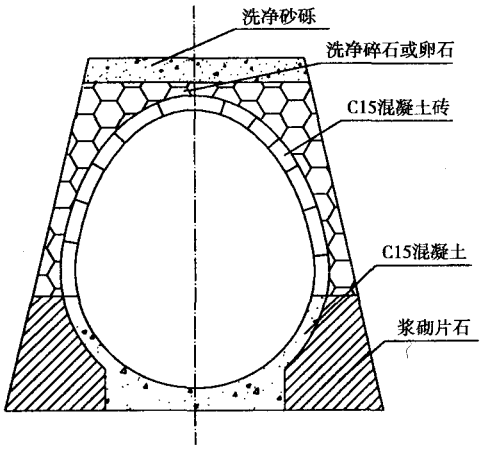


图 10.27　鹅卵型排水隧洞断面

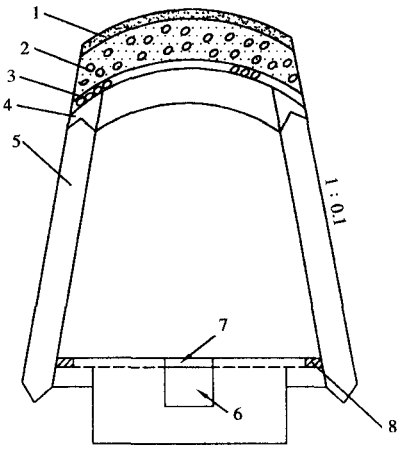


图 10.28　梯型断面

1-粗砂；2-砾石；3-ϕ > 10cm 块石；4-C15 钢筋混凝土；5-凹槽；6-M7.5 浆砌片石；7-C15 钢筋混凝土底撑；8-C15 钢筋混凝土纵梁

为了保证排水隧洞洞身的稳定，基底必须做在滑动面以下的基岩或稳定地层中。当含水层较多，被不透水层分隔时，应视当地地质及水文地质状况，可埋在最低一层；也可埋在水量最大的一层。当上层还有地下水为害时，为了加强排水隧洞疏干土体的作用，则可在排水隧洞顶采用钻孔、渗井或渗管收集上层的地下水经由隧洞排除。一般在隧洞顶部和两侧都是留有泄水孔的，可作为集水之用。孔的大小和孔外的集粒(反滤层)，都是按地下水渗入的流量、流速分层设计的。保证四周细颗粒不被带入，反滤层在泄水孔外成自拱。底凹槽主要起排水作用，凹槽的深度，视当地的地下水流量而定，应保证可以流走最大的流量，一般为0.4～0.5m。

当滑坡床以下有承压水补给滑坡面时，可以在隧洞下加渗管，引水入隧洞内排走。

排水隧洞也可修建在坡体内，但整个隧洞需要在滑动面以下，其深度视滑坡堆积体的岩土状况而定。当隧洞因受地形限制或排水的需要，必须将隧洞设置在不太稳定地层内或滑坡体内时，为了避免土体滑移破坏隧洞，在初期可采用木质临时隧洞，待滑动体稳定后再改为永久性衬砌。

当山坡地下水埋藏情况复杂，有时单靠修建一条排水隧洞不能把所有的地下水均集中流出，因此在地下水流多，含水量紊乱的地方，往往还要修建支洞。一般情况下，先修好主洞，经过观测，证明在主洞附近周围尚有较大的水流需要引入隧洞内排除时，即沿着这些支流由外向内开挖，修建支洞。支洞可修成T、Y或叉形。支洞的断面可采用与主洞一样的尺寸，亦可以用较小的尺寸。

5.渗井、渗管

当排水隧洞顶上滑坡体内有一层或数层地下水时，可设渗水井或渗管汇集汇入隧洞中排出。

渗井、渗管的间距根据集水半径设计，一般约10～15m设置一处渗管；每隔20～30m设置一处渗井。渗管利用带孔的铁管、钢管或塑料管放入钻孔中，四周回填粗砂、砾石等渗水填料而成。渗井、渗管连接于隧洞上侧或直接连于隧洞顶上。

渗管施工比较简便，但是由于管径小，集水效能不大，而且易被淤塞，故不常采用。渗井采用支撑施工，从地面向下开挖，达到隧洞顶后再逐层填充，并随填随拆除支撑。在渗井与隧洞连接处应特别加固，以防隧洞承压过大遭致破坏。

渗井、渗管据现场调查，一般渗水不多，效果不佳，尚有待进一步调查研究和改建。

6.排水隧洞的排水能力计算

排水隧洞的断面不受水流量的控制，主要决定于施工和养护的方便，并考虑节约投资。但一般排水隧洞的断面都较大，因此其排水能力可以不需计算即能满足滑坡体地下水排除量的要求。若需计算时，可参阅有关无压力式涵洞的计算方法确定。

7.排水隧洞的结构计算

排水隧洞的结构计算与一般隧道相似，这里不作介绍，详细请参阅有关书籍。

§10.4排水工程的施工

排水工程是一项综合性的工作，要消除各种水源对滑坡体稳定性的影响，提高滑坡稳定安全系数，保护滑坡区域建筑物免遭破坏，应做好以下几项工作：

第一，认真设计，精心施工，及时维护，三者密不可分。任何工程，设计是前提，施工是关键，维护是补充。只有做到认真设计，精心施工，及时维护，才能建立和保持完善的排水系统，保证滑坡体外的水流不会入滑坡体内，也才能保证滑坡体内的地表水和地下水随时排除，以提高滑坡体的稳定性。

第二，充分调查，合理布置，综合治理。设计时，进行地面排水设施和地下排水设施时，应进行全面、详细的调查研究，查明地表水和地下水的分布状况和大小，分析水对滑坡的影响程度，做到地面排水设施和地下排水设施相互配合，相互协调，同时做到排水工程与其他处治工程相互配合，以最大可能排除影响滑坡的各种水源。

第三，因地制宜，经济实用。设计时，应结合地形、地质情况和水文情况，因地制宜，合理设计，尽量选择有利的地形和地质的区域设置排水工程，既可起到排除、疏干滑坡堤范围的地下水和地表水，又可对滑坡体起到加固和保护作用。同时，设计时，要注意就地取材，以降低工程造价。

§10.4.1地表排水体系施工

在滑坡体区域修筑的地表水排水措施主要有截水沟、排水沟和截水沟、排水沟组成的树叉状、网状排水系统等设施。这些设施的修筑基本上是在滑坡体坡面外或坡面内进行的。由于其尺度一般较小，且土石方开挖量较小，其施工较为简单。施工时关键要细致，各个施工程序应到位。

1.截水沟的施工要求

截水沟常用的横断面型式有梯形、矩形和三角形等几种，用的最多还是梯形和矩形。它一般是设在滑坡体外适当的地方，用以拦截上方来水，防止滑坡体外的水流人滑坡体内。施工应注意：

(1)当山坡覆盖土层较薄，又不稳定时，截水沟的沟底应设置在基岩上，以拦截覆盖土层与基岩面间的地下水，同时保证截水沟的自身稳定和安全；

(2)在截水沟沟壁最低边缘开挖深度不能满足断面设计要求时，可在沟壁较低一侧培筑土埂。土埂顶宽1～2m，背水面坡坡采用1：1～1：1.5，迎水面坡则按设计水流流速、漫水高度所确定类型加强。如土埂基底横向坡度陡于1：5时，应沿地面挖成台阶，台阶宽度应符合设计要求，一般不小于1.0m。

(3)截水沟的出口处应与其他排水设施平顺衔接，同时要注意防渗处理，必要时可设跌水或急流槽，避免排水在山坡上任意自流，造成滑坡脚稳定土体的冲刷，影响滑坡体的稳定性。

(4)截水沟应结合地形地质合理布置，要求线形顺直舒畅，在转弯处应以平滑曲线连接，尽量与大多数地面水流方向垂直，以提高截水效果和缩短截水沟长度。若因地形限制，截水沟须绕行，工程艰巨，附近又无出水口，可分段考虑，中部以急流槽衔接。如图 10.29 所示。

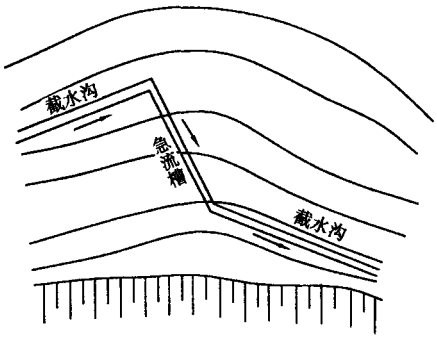


图 10.29 中部以急流槽衔接的截水沟

(5)截水沟应与侧沟、排水沟、桥涵勾通，达到沟涵相连，以便有效地、全面地控制地表水，使之迅速流出滑坡范围之外。

(6)截水沟布置应避免距滑坡裂缝太近，招致开裂破坏。必须经过坡裂缝区时可用临时性的折叠式木槽沟或混凝土板和砂胶沥青柔性混凝土预制块板水沟。它容许有一定的伸缩，以防止山坡变形拉断截水沟。它既能防冲、防渗，且较经久耐用，又便于施工和养护。

(7)采用浆砌片石、混凝土修筑的截水沟时，每隔4～6m应设一沉降缝，缝内用沥青麻筋仔细塞实，表面勾缝，随时发现断裂，随即修补。当滑坡地段上中水丰盈时，则浆砌的截水沟上侧应增设泄水孔，泄水孔背后设反滤层，必要时还应在水沟底设石磕或卵石垫层。

(8)在砂粘土、粘砂土或黄土质砂粘土的路堑边坡上，流速不大于 2.5m／s 时，可采用 1：3 石灰砂浆抹面，厚度 3～5cm，表层再用 1：3 水泥沙浆抹面，厚度 3cm，或用 1：1：5(石灰：粘土：炉碴)三合土，或用 1：3：6：9(水泥：石灰：河砂：炉碴)四合上捶面做防渗层。在岩层破碎、节理发育的坡面上修建截水沟，为减少造价，可以在沟壁、沟底采用 1：3 水泥砂浆抹面或采用 1：3：6 和 1：3：6：9 配合比的三合土、四合土捶面，勾缝等方法处理，以减少雨水沿岩层裂隙渗透。

(9)施工工程中要注意施工质量，沟底、沟壁要求平整密实，不滞水，不渗水，必要时要予以加固，防止渗漏和冲刷。

2.排水沟的施工要求

排水沟的作用主要在于引排截水沟的汇水和滑坡体附近及其滑坡体内低洼处积水或出露泉水等水流。

排水沟平面线形应力求简捷，尽量采用直线，必须转弯时，可做成圆弧形，其半径不宜小于10～

20m。

在滑坡体内修筑排水沟时，应有防止渗水的措施，如采用浆砌片石、混凝土板或沥青板铺砌，砂胶沥青堵塞砌缝等，避免沟内排水渗入滑坡体内。

利用地表凹形部位设置排水沟时，每隔20～30m应设置一个连结箍，特别是在地基松软的情况下，有时还要用桩来固定。对于土质松软的坡面，可就地夯成沟形，上铺粘性土或石灰三合土加固。通过裂缝处，可采用搭叠式木质水槽、混凝土槽或钢筋混凝土槽，以防山坡变形拉断水沟，使坡面水集中下渗。

排水沟的末端应设置端墙，并将水排到滑坡体以外的渠河或河道等处。

排水沟的施工要求与截水沟的施工要求相似，其施工质量应符合相关工程质量检验评定标准。

§10.4.2地下排水体系施工

地下排水体系主要是拦截、排引或排除地下含水层的水分，降低地下水位，疏干滑坡体内含水，提高滑坡的稳定性。

地下排水体系设施主要有截排渗沟、集排水暗沟与明沟、平孔排水和排水隧洞等设施。这些设施一般距地面较深，土石方开挖量较大，施工难度也较大，有的需要专门的施工技术队伍才能保证其施工质量。有时在进行这些设施的施工时，还对滑坡的稳定性产生一定的影响。因此，施工时一定要有周密详细的施工方案，正确合理的施工顺序，既保证施工质量，又不会降低滑坡的稳定性安全系数。

1.明沟施工

明沟主要是对滑坡体上层滞水或埋藏很浅的潜水进行引排，并可兼作地面排水设施。其断面形式常用梯形和矩形。梯形断面一般适用于地下水埋藏很浅，深度仅2m范围内，或水沟通过的地层稳定且能够进行较深的明挖的地方。矩形槽式断面则适用于引排地下水埋藏较深，或地质不良、水沟边坡容易发生滑塌的地方，其深度可达3m左右。

明沟的开挖，一般采用人工或机械进行，施工时必须注意安全，防止塌方，尤其在边坡较高时。当土质均匀、地下水位低于沟底标高，且开挖深度符合表10.7要求时，其开挖边坡可不加设支撑。但当开挖深度较深，土质又较差时，则必须进行支撑。沟槽挖好后，应及时进行浆砌块石等结构的施工。

在迎水侧沟壁上设置集水的泄水孔处，其孔后应设滤水层，防止坡内岩土颗粒等流出，引起坡面坍塌。滤水层应符合设计要求，确保施工质量。

沟槽开挖要求　　表10.7

土质情况	可不支撑的允许深度(m)
密实、中密的砂土和碎石类土(充填物为砂土)	1.0
硬塑、可塑的轻亚粘土及亚粘土	1.25
硬塑、可塑的粘土及碎石类土(充填物为粘性土)	1.5
坚硬的粘土	2.0

2.集排水暗沟施工

集水暗沟用来汇集它附近的地下水；而排水暗沟则是与地表排水沟连结起来，把汇集的地下水作为地表水排除。

集水暗沟是在挖到预定深度的沟中砌成石笼，或是在沟中铺填碎石和安设透水混凝土管的盲暗沟。为了防止漏水，在底部铺设杉皮，聚乙烯布或沥青板，在暗沟的上面和侧面则设置树枝及砂砾组成的滤水层，以防淤塞。在集水量特多的情况下，也可用有孔的管道。集水暗沟过长时，会使已汇集的水再渗透，也会引起管道淤塞，所以一般每隔20～30m设置一个集水池或检查井，其端头则与地表排水沟或排水暗沟连接起来。

排水暗沟是用有孔的钢筋混凝土管、波纹管、透水混凝土管等制成，有时也在一定程度上有起集水暗沟的作用。排水暗沟在端墙及集水池等处，与地表排水沟相连结。

暗沟易受滑坡运动引起的地基变形的影响，而使其作用显著降低，同时由于检修困难，所以暗沟的长度应尽量短，坡度应大一些，最好使其尽快地与容易检修的地表排水沟连结起来。施工时要特别注意，当暗沟埋设较深时，则要注意由于设置这些暗沟的开挖，可能会加剧滑坡体的滑动，使滑坡土体丧失稳定。必要时可先在滑坡体滑动面出口设置阻止滑坡滑动的支挡建筑物后，在进行施工。

3.渗沟的施工

渗沟属于隐蔽工程，埋置于地下，不易维护。因此施工时，必须确保施工质量，保证渗流畅通，引排有效。施工时要求：

①沟内用于集水和排水的填充料级配应满足设计要求，填料应经过筛选和清洗。

②渗够的封闭层通常采用浆砌片石、干砌片石水泥砂浆勾缝和粘土夯实。粘土层下面应铺双层土工布或草皮。在冰冻地区应设保温层，保温层可采用炉渣、砂砾、碎石等铺筑。

③渗沟的出水口宜设置端墙，端墙下部留出与沟排水通道大小一致的排水沟，端墙排水孔底面距排水沟沟底的高度不宜小于20cm，在冰冻地区不小于50cm，端墙出口的排水沟应进行加固，防止冲刷。

④渗够的排水沟与沟壁间应设反滤层和隔渗层。沟底置于不透水层上时，反滤层设在迎水侧，隔渗层设在背侧；若沟底设在含水层时，两侧沟壁及沟底均应设置反滤层。反滤层的结构及材料级配应符合设计要求。

⑤隔渗层采用粘土夯实，砂浆片石或土工薄膜等防渗材料。土工薄膜的渗透系数要小于10^{-11}cm／s，其横向强度要求大于0.3kN／m。

⑥渗够的开挖宜自下游向上游进行，并随挖随填，即支撑后即迅速回填，不可暴露太久，以免造成坍塌。当渗沟开挖深度超过6m时，须选用框架式支撑。在开挖时自上而下随挖随支撑，施工回填时自下而上逐步拆除支撑。

4.平孔排水的施工

平孔排水也是滑坡治理中常用的一种地下水排水措施。其具有施工简便、工期段，节省材料和劳动力，且经济有效的特点。

平孔排水施工要求专门的施工机具和施工队伍。其施工程序可按以下步骤进行：

①用钻孔75～150mm、钻深可达180m的钻机(具体可根据设计要求选用)，在挖方边坡平台上水平向钻入滑坡体含水层，钻空的仰斜坡度可为10％～20％。然后在钻孔内推入直径50mm、带槽孔的塑料(PVC)排水管(有钻机也可将塑料排水管放在钻杆内一起钻入，然后抽回钻杆)。

②带孔的排水管的圆孔直径为10mm，纵向间距75mm，沿管周分三排均布排列，一排在管顶，其他两排在管的两侧，顶排圆孔位置与侧排圆孔交错排列。

③靠近出水口1～10m的长度范围内，应设置不带槽孔的塑料排水管，在靠近出水口至少60cm长范围内，应用粘土堵塞钻机与排水管之间的空隙，防止泉水外渗而影响滑坡的稳定。

④钻孔时应注意：一般在夹砾石的砂土层或不均质地层中，钻孔容易弯曲。因此，要正确地达到预定的地层，就必须仔细地和慎重地钻进。

⑤如果钻到了含水层，在含水层部分的钻孔上面的侧面要用带过滤器的保孔管保护钻孔。在钻孔前端有时也安装聚乙烯网状管。为了防止保孔管漏水造成的渗透水引起孔口崩坍，而在排水管的出口处，用石笼或混凝土墙加以保护。从透水性弱的地基中集水时，有时整个保孔管都要安装过滤器。

⑥此外尚需注意，但当穿过滑动面时，由于滑坡运动，有可能塌孔。另外，有时在钻进过程中，碰到坚硬的孤石或软硬悬殊的岩石，容易引起钻杆弯曲，而不能钻到预定的位置，从而达不到排水效果，就应采取其他工程措施来排除地下水，达到处治滑坡的目的。

对于其他地下排水工程的施工，如排水隧洞、集水井等工程，可参阅有关书籍或规程，但施工时应结合排水工程的特点，作好滤水层和防渗层的施工，保证排水的畅通，随时将滑坡体内地下水排出滑坡体外，疏干滑坡体，提高滑坡体岩土抗剪强度，达到稳定滑坡的目的。

主要参考文献

1 交通部第二公路勘察设计院主编.公路设计手册—路基(第二版).北京：人民交通出版社，1996

2 马永潮编著.滑坡整治及防治工程养护.北京：中国铁道出版社，1996

3 牟会宠编著.滑坡.北京：地震出版社，1987

4 (苏)E.П.叶米里杨诺娃著.铁道部科学院西北所滑坡室译.滑坡作用的基本规律.重庆：重庆出版社，1986 5 中华人民共和国交通部行业标准.公路排水设计规范.北京：人民交通出版社出版，2000

6 朱新实，蒋周平主编.公路排水设施.北京：人民交通出版社，2000

第11章　边坡工程监测

§11.1概　述

§1 1.1.1边坡工程监测的意义

从岩土力学的角度来看，边坡处治是通过某种结构人为给边坡岩土体施加一个外力作用或者通过人为改善原有边坡的环境，最终使其达到一定的力学平衡状态。但由于边坡内部岩土力学作用的复杂性,从地质勘察到处治设计均不可能完全考虑边坡内部的真实力学效应,我们的设计都是在很大程度的简化计算上进行的。为了反映边坡岩土真实力学效应、检验设计施工的可靠性和处治后的边坡的稳定状态，边坡工程防治监测具有极其重要的意义。

边坡处治监测的主要任务就是检验设计施工、确保安全,通过监测数据反演分析边坡的内部力学作用，同时积累丰富的资料作为其他边坡设计和施工的参考资料。边坡工程监测的作用在于：

(1)为边坡设计提供必要的岩土工程和水文地质等技术资料。

(2)边坡监测可获得更充分的地质资料(应用侧斜仪进行监测和无线边坡监测系统监测等)和边坡发展的动态，从而圈定可疑边坡的不稳定区段。

(3)通过边坡监测,确定不稳定边坡的滑落模式,确定不稳定边坡滑移方向和速度,掌握边坡发展变化规律，为采取必要的防护措施提供重要的依据。

(4)通过对边坡加固工程的监测，评价治理措施的质量和效果。

(5)为边坡的稳定性分析、提供重要依据。

边坡工程监测是边坡研究工作中的一项重要内容,随着科学技术的发展,各种先进的监测仪器设备、监测方法和监测手段的不断更新，使边坡监测工作的水平正在不断地提高。

§11.1.2边坡工程监测的内容与方法

边坡处治监测包括施工安全监测、处治效果监测和动态长期监测。一般以施工安全监测和处治效果监测为主。

施工安全监测是在施工期对边坡的位移、应力、地下水等进行监测，监测结果作为指导施工、反馈设计的重要依据，是实施信息化施工的重要内容。施工安全监测将对边坡体进行实时监控，以了解由于工程扰动等因素对边坡体的影响，及时地指导工程实施、调整工程部署、安排施工进度等。在进行施工安全监测时，测点布置在边坡体稳定性差，或工程扰动大的部位，力求形成完整的剖面，采用多种手段互相验证和补充。边坡施工安全监测包括地面变形监测、地表裂缝监测、滑动深部位移监测、地下水位监测、孔隙水压力监测、地应力监测等内容。施工安全监测的数据采集原则上采用24h自动实时观测方式进行，以使监测信息能及时地反映边坡体变形破坏特征，供有关方面作出决断。如果边坡稳定性好，工程扰动小，可采用8～24h观测一次的方式进行。

边坡处治效果监测是检验边坡处治设计和施工效果、判断边坡处治后的稳定性的重要手段。一方面可以了解边坡体变形破坏特征，另一方面可以针对实施的工程进行监测，例如，监测预应力锚索应力值的变化、抗滑桩的变形和土压力、排水系统的过流能力等，以直接了解工程实施效果。通常结合施工安全和长期监测进行，以了解工程实施后，边坡体的变化特征，为工程的竣工验收提供科学依据。边坡处治效果监测时间长度一般要求不少于一年，数据采集时间间隔一般为7～10天，在外界扰动较大时，如暴雨期间，可加密观测次数。

边坡长期监测将在防治工程竣工后，对边坡体进行动态跟踪，了解边坡体稳定性变化特征。长期监测主要对一类边坡防治工程进行。边坡长期监测一般沿边坡主剖面进行，监测点的布置少于施工安全监测和防治效果监测；监测内容主要包括滑带深部位移监测、地下水位监测和地面变形监测。数据采集时间间隔一般为10～15天。

边坡监测的具体内容应根据边坡的等级、地质及支护结构的特点进行考虑，通常对于

一类边坡防治工程，建立地表和深部相结合的综合立体监测网，并与长期监测相结台；对于二类边坡防治工程；在施工期间建立安全监测和防治效果监测点，同时建立以群测为主的长期监测点；对于三类边坡防治工程，建立群测为主的简易长期监测点。

边坡监测方法一般包括：地表大地变形监测、地表裂缝位错监测、地面倾斜监测、裂缝多点位移监测、边坡深部位移监测、地下水监测、孔隙水压力监测、边坡地应力监测等。表11.1为边坡工程监测项目表。

边 坡 工 程 监 测 项 目 表　　表 11.1

监测项目	测试内容	测点布置	方法与工具
变形监测	地表大地变形、地表裂缝位错、边坡深部位移、支护结构变形	边坡表面、裂缝、滑带、支护结构顶部	经纬仪、全站仪、GPS、伸缩仪、位错计、钻孔倾斜仪、多点位移计、应变仪等
应力监测	边坡地应力、锚杆(索)拉力、支护结构应力	边坡内部、外锚头、锚杆主筋、结构应力最大处	压力传感器、锚索测力计、压力盒、钢筋计等
地下水监测	孔隙水压力、扬压力、动水压力、地下水水质、地下水、渗水与降雨关系以及降雨、洪水与时间关系	出水点、钻孔、滑体与滑面	孔隙水压力仪、抽水试验、水化学分析等

§11.1.3边坡工程监测计划与实施

边坡处治监测计划应综合施工、地质、测试等方面的要求，由设计人员完成。量测计划应根据边坡地质地形条件、支护结构类型和参数、施工方法和其他有关条件制定。监测计划一般应包括下列内容：

(1)监测项目、方法及测点或测网的选定，测点位置、量测频率，量测仪器和元件的选定及其精度和率定方法，测点埋设时间等。

(2)量测数据的记录格式，表达量测结果的格式，量测精度确认的方法。

(3)量测数据的处理方法。

(4)量测数据的大致范围，作为异常判断的依据。

(5)从初期量测值预测最终量测值的方法，综合判断边坡稳定的依据。

(6)量测管理方法及异常情况对策。

(7)利用反馈信息修正设计的方法。

(8)传感器埋设设计。

(9)固定元件的结构设计和测试元件的附件设计。

(10)测网布置图和文字说明。

(11)监测设计说明书。

计划实施须解决如下三个关键问题：

(1)获得满足精度要求和可信赖的监测信息。

(2)正确进行边坡稳定性预测。

(3)建立管理体制和相应管理基准，进行日常量测管理。

§11.1.4边坡工程监测的基本要求

边坡监测方法的确定、仪器的选择既要考虑到能反映边坡体的变形动态，同时必须考虑到仪器维护方便和节省投资。由于边坡所处的环境恶劣，对所选仪器应遵循以下原则：

(1)仪器的可靠性和长期稳定性好；

(2)仪器有能与边坡体变形相适应的足够的量测精度；

(3)仪器对施工安全监测和防治效果监测精度和灵敏度较高；

(4)仪器在长期监测中具有防风、防雨、防潮、防震、防雷等与环境相适应的性能；

(5)边坡监测系统包括仪器埋设、数据采集、存储和传输、数据处埋、预测预报等；

(6)所采用的监测仪器必须经过国家有关计量部门标定，并具有相应的质检报告；

(7)边坡监测应采用先进的方法和技术，同时应与群测群防相结合；

(8)监测数据的采集尽可能采用自动化方式，数据处理须在计算机上进行，包括建立监测数据库、数据和图形处理系统、趋势预报模型、险情预警系统等；

(9)监测设计须提供边坡体险情预警标准。并在施工过程中逐步加以完善。监测方须半月或1月一次定期向建设单位、监理方、设计方和施工方提交监测报告，必要时，可提交实时监测数据。

§11.2边坡的变形监测

边坡岩土体的破坏，一般不是突然发生的，破坏前总是有相当长时间的变形发展期。通过对边坡岩土的体的变形量测，不但可以预测预报边坡的失稳滑动，同时运用变形的动态变化规律检验边坡的处治设计的正确性。边坡变形监测包括地表大地变形监测、地表裂缝位错位移监测、地面倾斜监测、裂缝多点位移监测、边坡深部位移监测等项目内容。对于实际工程应根据边坡具体情况设计位移监测项目和测点。

§11.2.1地表大地变形量测

地表大地变形监测是边坡监测中常用的方法。地表位移监测则是在稳定的地段测量标准(基准点)，在被测量的地段上设置若干个监测点(观测标桩)或设置有传感器的监测点，用仪器定期监测测点和基准点的位移变化或用无线边坡监测系统进行监测。

地表位移监测通常应用的仪器有两类：一是大地测量(精度高的)仪器，如红外仪、经纬仪、水准仪、全站仪、GPS等，这类仪器只能定期的监测地表位移，不能连续监测地表位移变化。当地表明显出现裂隙及地表位移速度加快时，使用大地测量仪器定期测量显然满足不了工程需要，这时应采用能连续监测的设备，如全自动全天候的无线边坡监测系统等。二是专门用于边坡变形监测的设备：如裂缝计、钢带和标桩、地表位移伸长计和全自动无线边坡监测系统等。

测量的内容包括边坡体水平位移、垂直位移以及变化速率。点位误差要求不超过±2.6～5.4mm，水准测量每公里中误差±1.0～1.5mm。对于土质边坡，精度可适当降低，但要求水准测量每公里中误差不超过±3.0mm。边坡地表变形观测通常可以采用十字交叉网法，如图11.1a)所示，适用于滑体小、窄而长，滑动主轴位置明显的边坡；放射状网法，如图11.1b)所示，适用于比较开阔、范围不大，在边坡两侧或上、下方有突出的山包能使测站通视全网的地形；任意观测网法，如图11.1c)所示，用于地形复杂的大型边坡坡。

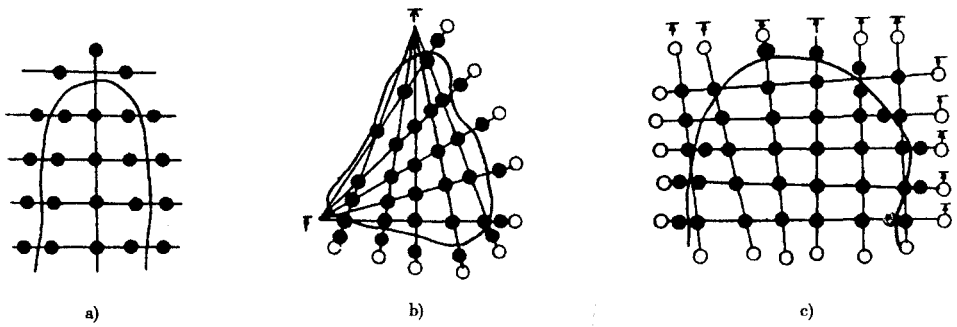


图 11.1　边坡表面位移观测网

§11.2.2边坡表面裂缝量测

边坡表面张性裂缝的出现和发展，往往是边坡岩土体即将失稳破坏的前兆讯号，因此这种裂缝一旦出现，必须对其进行监测。监测的内容包括裂缝的拉开速度和两端扩展情况，如果速度突然增大或裂缝外侧岩土体出现显著的垂直下降位移或转动，预示着边坡即将失稳破坏。

地表裂缝位错监测可采用伸缩仪、位错计或千分卡直接量测。测量精度0.1～1.0mm。对于规模小、性质简单的边坡。在裂缝两侧设桩(图11.2a)、设固定标尺(图11.2b)或在建筑物裂缝两侧贴片(图11.2c)等方法，均可直接量得位移量。

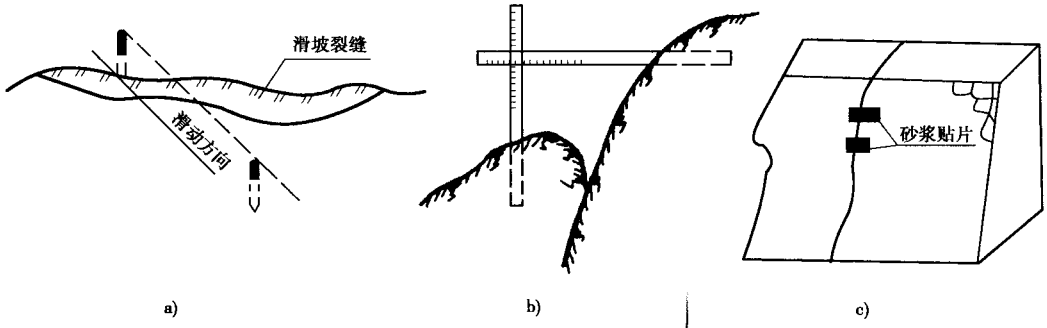


图 11.2　裂缝观测示意图

a)打桩观测裂缝；b)固定标尺观测裂缝；c)固定标尺观测裂缝

对边坡位移的观测资料应及时进行整理和核对，并绘制边坡观测桩的升降高程、平面位移矢量图，作为分析的基本资料。从位移资料的分析和整理中可以判别或确定出边坡体上的局部移动、滑带变形、滑动周界等，并预测边坡的稳定性。

§11.2.3边坡深部位移量测

边坡深部位移监测是监测边坡体整体变形的重要方法，将指导防治工程的实施和效果检验。传统的地表测量具有范围大、精度高等优点；裂缝测量也因其直观性强，方便适用等特点而广泛使用，但它们都有一个无法克服的弱点，即它们不能测到边坡岩土体内部的蠕变，因而无法预知滑动控制面。而深部位移测量能弥补这一缺陷，它可以了解边坡深部，特别是滑带的位移情况。

边坡岩土体内部位移监测手段较多，目前国内使用较多的主要为钻孔引伸仪和钻孔倾斜仪两大类。钻孔引伸仪(或钻孔多点伸长计)是一种传统的测定岩土体沿钻孔轴向移动的装置，它适用于位移较大的滑体监测。例如武汉岩土力学所研制的WRM－3型多点伸长计，这种仪器性能较稳定，价格便宜，但钻孔太深时不好安装，且孔内安装较复杂；其最大的缺点就是不能准确地确定滑动面的位置。钻孔引伸仪根据埋设情况可分埋设式和移动式两种；根据位移仪测试表的不同又可分为机械式和电阻式。埋设式多点位移计安装在钻孔内以后就不再取出，由于埋设投资大，测量的点数有限，因此又出现了移动式。有关多点位移计的详细构造和安装使用可参阅有关书籍。

钻孔倾斜仪运用到边坡工程中的时间不长，它是测量垂直钻孔内测点相对于孔底的位移(钻孔径向)。观测仪器一般稳定可靠，测量深度可达百米，且能连续测出钻孔不同深度的相对位移的大小和方向。因此，这类仪器是观测岩土体深部位移、确定潜在滑动面和研究边坡变形规律较理想的手段，目前在边坡深部位移量测中得到广泛采用。如大冶铁矿边坡、长江新滩滑坡、黄腊石滑坡、链子崖岩体破坏等均运用了此类仪器进行岩土深层位移观测。

钻孔倾斜仪由四大部件组成：测量探头、传输电缆、读数仪及测量导管，其结构如图11.3所示。其工作原理是：利用仪器探头内的伺服加速度测量埋设于岩土体内的导管沿孔深的斜率变化。由于它是自孔底向上逐点连续测量的，所以，任意两点之间斜率变化累积反映了这两点之间的相互水平变位。通过定期重复测量可提供岩土体变形的大小和方向。根据位移一深度关系曲线随时间的变化中可以很容易地找出滑动面的位置，同时对滑移的位移大小

及速率进行估计。图11.4为一个典型的钻孔倾斜仪成果曲线。从图中可清楚地看到：在深度10.0 m 处变形加剧，可以断定该处就是滑动控制面。

钻孔倾斜仪测量成功与否，很大程度上取决于导管的安装质量。导管的安装包括钻孔的形成、导管的吊装以及回填灌浆。

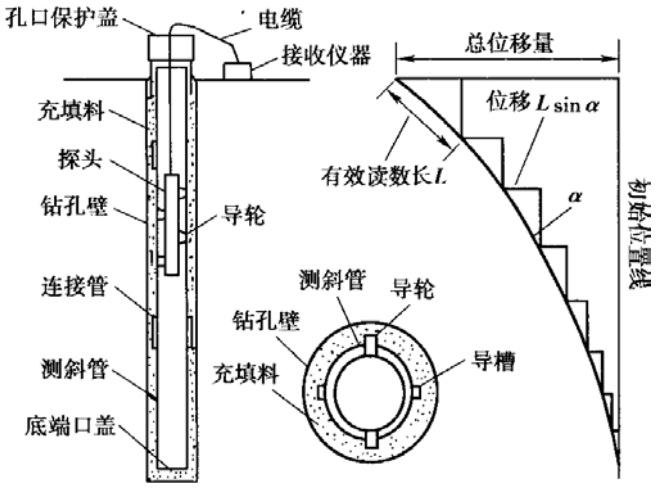


图 11.3　钻孔倾斜仪原理图

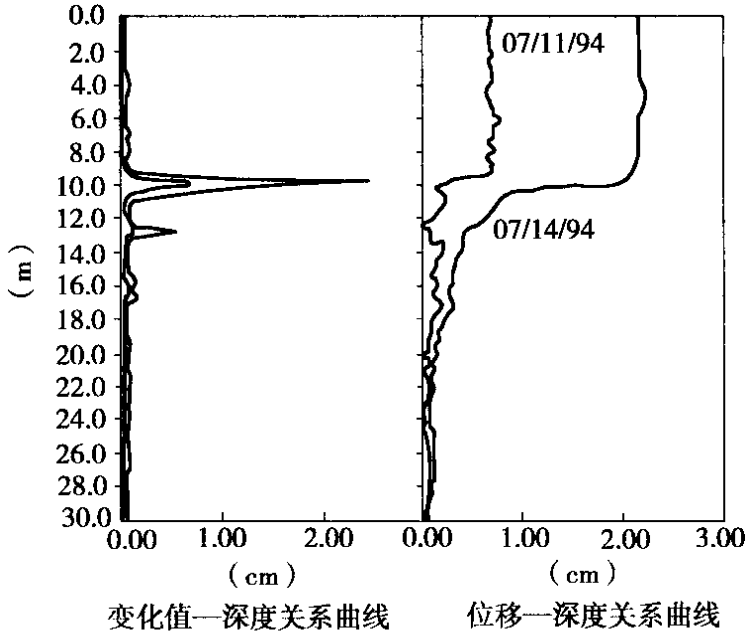


图 11.4　钻孔倾斜典型曲线(见参考文献 3,1999)

钻孔是实施倾斜仪测量的必要条件，钻孔质量将直接影响到安装的质量和后续测量。因此要求钻孔尽可能垂直并保持孔壁平整。如在岩土体内成孔困难时，可采用套管护孔。钻孔除应达到上述要求外，还必须穿过可能的滑动面，进入稳定的岩层内(因为钻孔内所有点的测量均是以孔底为参考点的，如果该点不是“不动点”将导致整个测量结果的较大误差)，一般要求进入稳定岩体的深度不应小于5～6m。

成孔后，应立即安装测斜导管，安装前应检验钻孔是否满足预定要求，尤其是在岩土体条件较差的地方更应如此防止钻孔内某些部位可能发生塌落或其他问题，导致测量导管不能达到预定的深度。测量导管一般是2～3m一根的铝管或塑料管，在安装过程中由操作人

员逐根用接头管铆接并密封下放至孔底。当孔深较大时，为保证安装质量，应尽可能利用卷扬机吊装以保证导管能以匀速下放至孔底。整个操作过程比较简单，但往往会因操作人员疏忽大意而导致严重后果。一般，在吊装过程中可能出现的问题有：①由于导管本身的质量或运输过程中的挤压造成导管端部变形，使得两两导管在接头管内不能对接(即相邻两导管紧靠)。粗心的操作人员往往会因对接困难而放弃努力，而当一部分导管进入接头管后就实施铆接、密封。这样做对深度不大的孔后果可能不致太严重，但当孔深很大时，可能会因铆钉承受过大的导管自重而被剪断(对于完全对接的导管铆钉是不承受多大剪力的)。这样做的另一隐患就是：由于没有完全对接，在导管内壁两导管间形成的凹槽可能会在以后测量时卡住测量探头上的导轮。所以，应尽量避免这种情况发生，通常的办法是在地面逐根检查。②由于操作不细心，密封不严，致使回填灌浆时浆液渗进导管堵塞导槽甚至整个钻孔，避免出现这一情况的唯一办法是熟练、负责的操作。

导管全部吊装完后，钻孔与导管外壁之间的空隙必须回填灌浆保证导管与周围岩体的变形一致。通常采用的办法是回填水泥砂浆。对于岩体完整性较好的钻孔，采用压力泵灌浆效果无疑是最佳的，但当岩体破碎、裂隙发育甚至与大裂隙或溶洞贯通时，可考虑使用无压灌浆，即利用浆液自重回填整个钻孔，但选择这种方法灌浆时应相当谨慎；首先要保证浆液流至孔底，检验浆液是否流至孔底或是否达到某个深度的办法是在这些特定位置预设一些检验装置(例如根据水位计原理设计的某些简易装置)。当实施无压灌浆浆液流失仍十分严重时，可考虑适当调整水泥稠度，甚至往孔内投放少许干砂做阻漏层直至回填灌满。

所有准备工作完成后，便可进行现场测试。由于钻孔倾斜仪资料的整理都是相对于一组初始测值来进行的，故初始值的建立相当重要。一般应在回填材料完全固结后读数，而且最好是进行多次读数以建立一组可靠的基准值。读数的方法是：对每对导槽进行正、反方向两次读数，这样的读数方法可检查每点读数的可靠性，当两次读数的绝对值相等时，应重新读数以消除可能是记录不准带来的误差。从仪器上直接读取的是一个电压信号，然后根据系统提供的转换关系得到各点的位移。逐点累加则可得到孔口表面处相对于孔底的位移。

在分析评价倾斜仪成果时，应综合地质资料，尤其是钻孔岩芯描述资料加以分析，如果位移一深度曲线上斜率突变处恰好与地质上的构造相吻合时，可认为该处即是滑坡的控制面，在分析位移随时间的变化规律时地下水位资料及降雨资料也是应加以考虑的。

测量位移与实际位移之间包含有一定的误差，误差的来源有两个：一是仪器本身的误差，这是用户无法消除的；另一就是资料的整理方法，在整理钻孔倾斜仪资料时，人为地做了两个假定：①孔底是不动的；②导管横断面上两对导槽的方位角沿深度是不变的，即导管沿孔深没有扭转。在大多数情况下这两个条件是很难严格满足的，虽然第一个条件可能通过加大孔深来满足，但后一个条件往往很难满足，尤其是在钻孔很深时。有资料表明：对于铝管，由于厂家的生产精度和现场安装工艺等因素，导管在钻孔内的扭转可达到1° / 3m。也就是说，实际上是导槽沿深度构成的面并非平面而是一个空间扭曲面，因此，测量得到的每个点的位移实际上并非同一方向的位移。而根据假设将它们视为同一方向进行不断累加必然带来误差。消除这一误差的办法是利用测扭仪器测量各数据点处导槽的方位角；然后将用倾斜仪得到的各点位移按此方位角向预定坐标平面投影；这样处理得到的各点位移才是该平面的真实位移。这时，孔中表面点的位移大致上反映了该点的真正位移。

§11.2.4边坡变形量测资料的处理与分析

边坡的变形测量数据的处理与分析，是边坡监测数据管理系统中一个重要的研究内容，可用于对边坡未来的状况进行预报、预警。边坡变形数据的处理可以分为两个阶段，一是对边坡变形监测的原始数据的处理，该项处理主要是对边坡变形测试数据进行干扰消除，以获

取真实有效的边坡变形数据，这一阶段可以称作为边坡变形量测数据的预处理。边坡变形数据分析的第二阶段是运用边坡变形量测数据分析边坡的稳定性现状,并预测可能出现的边坡破坏,建立预测模型。

1)边坡变形量测数据的预处理

在自然及人工边坡的监测中，各种监测手段所测出的位移历时曲线均不是标准的光滑型曲线。由于受到各种随机因素的影响,例如测量误差、开挖爆破、气候变化等,绘制的曲线往往具有不同程度的波动、起伏和突变，多为振荡型曲线，使观测曲线的总体规律在一定程度上被掩盖，尤其是那些位移速率较小的变形体，所测的数据受外界影响较大，使位移历时曲线的振荡表现更为明显。因此，去掉干扰部分，增强获得的信息，使具突变效应的曲线变为等效的光滑曲线显得十分必要,它有利于判定不稳定边坡的变形阶段及进一步建立其失稳的预报模型。目前在边坡变形量测数据的预处理中较为有效的方法是采用滤波技术。

在绘制变形测点的位移历时过程曲线中,反复运用离散数据的邻点中值作平滑处理,使原来的振荡曲线变为光滑曲线,而中值平滑处理就是取两相邻离散点之中点作为新的离散数据。如图11.5所示，点1′、2′、3′、4′为点1、2、3、4、5中值平滑处理后得到的新点。

平滑滤波过程是先用每次监测的原始值算出每次的绝对位移量，并作出时间一位移过程曲线，该曲线一般为振荡曲线，然后对位移数据作6次平滑处理后，可以获得有规律的光滑曲线(如图11 6所示)。

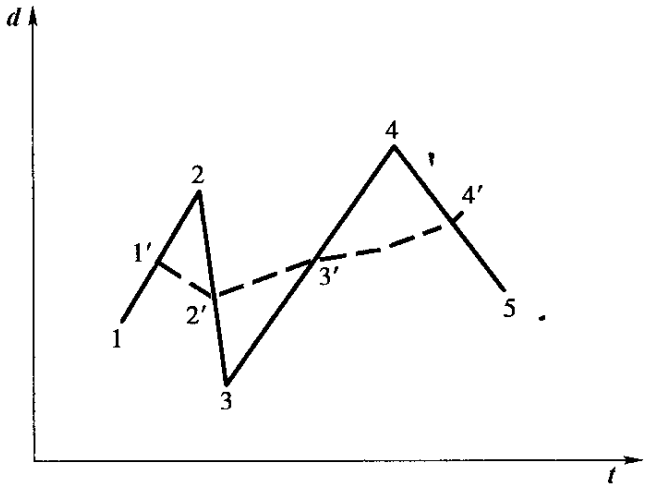


图 11.5　平滑滤波处理示意图

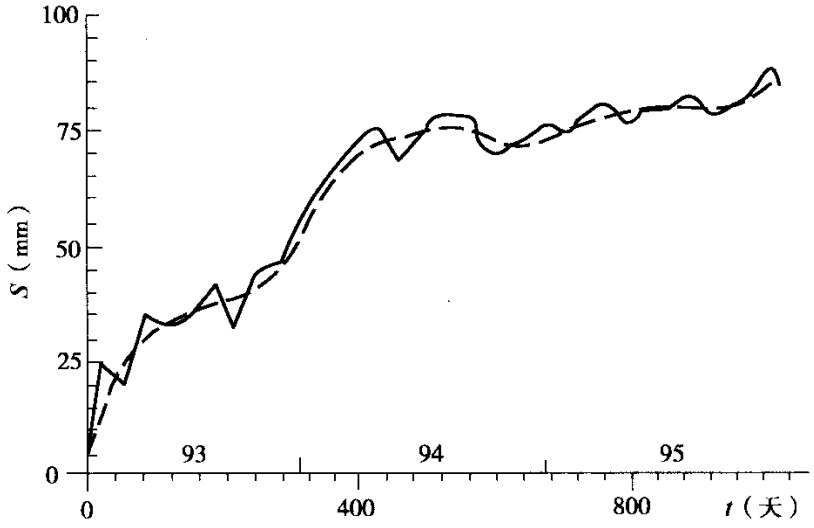


图 11.6　某实测曲线的平滑滤波处理曲线

2)边坡变形状态的判定

一般而言，边坡变形典型的位移历时曲线为如图11.7所示，分为三个阶段：第一阶段为初始阶段(AB段)，边坡处于减速变形状态；变形速率逐渐减小，而位移逐渐增大，其位移历时曲线由陡变缓。从曲线几何上分析，曲线的切线由小变大。

第二阶段为稳定阶段(BC段)，又称为边坡等速变形阶段；变形速率趋于常值，位移历时曲线近似为一直线段。直线段切线角及速率近似恒值，表征为等速变形状态。

第三阶段为非稳定阶段(CD段)，又称加速变形阶段；变形速率逐渐增大，位移历时曲线由缓变陡，因此曲线反应为加速变形状态，同时亦可看出切线角随速率的增大而增大。

可以看出，位移历时曲线切线角的增减可反应速度的变化。若切线角不断增大，说明变形速度也不断增大：即变形处于加速阶段；反之，则处于减速变形阶段；若切线角保持一常数不变，亦即变形速率保持不变，处于等速变形状态。根据这一特点可以判定边坡的变形状态。具体分析步骤如下：

首先将滤波获得的位移历时曲线上每个点的切线角分别算出，然后放在如图11.8所示的坐标中。

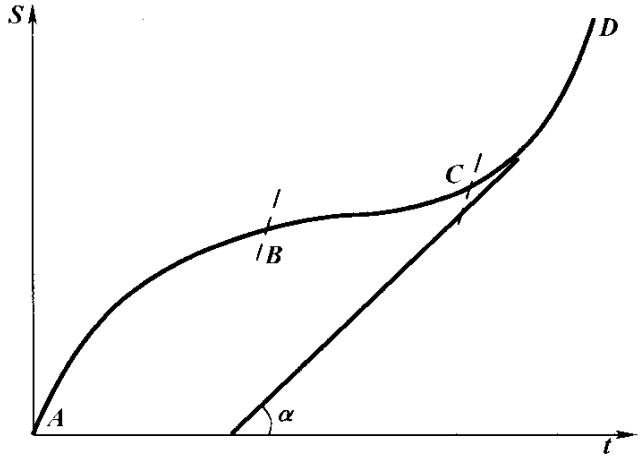


图 11.7　边坡变形的典型曲线形状

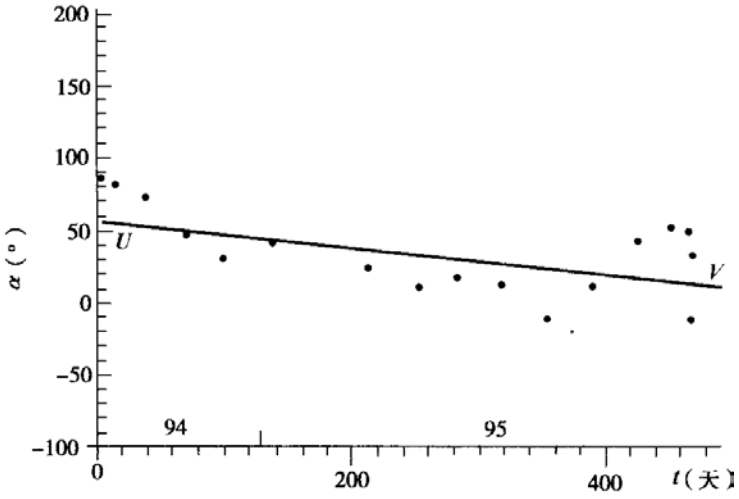


图 11.8　切线角—时间线性关系图

纵坐标为切线角，横坐标为时间。对这些离散点作一元线性回归，求出能反映其变化趋势的线性方程：

$$\alpha = At + B \quad (11.1)$$

式中：α——切线角；

A、B——待定系数。

当A<0时，上式为减函数，随着t的增大，变小，变形处于减速状态；当A=0时，α为一常数，变形处于等速状态；当A>0时，上式为增函数，α随t的增大而增大，变形处于加速状态。

A值由一元线性回归中的最小二乘法得到：

$$A = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(t_i - \bar{t}\right)\left(\alpha_i - \bar{\alpha}\right)}{\sum_{i=1}^{n}\left(t_i - \bar{t}\right)^2} \quad (11.2)$$

式中：i——时间序数，i=1，2，3，…，n；

t_i——第i点的累计时间；

$\bar{t}$——各点累计时间的平均值$\left(\bar{t} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} t_i\right)$；

α_i——滤波曲线上第i个点的切线角；

$\bar{\alpha}$——各切线角的平均值$\left(\bar{\alpha} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} \alpha_i\right)$。

3)边坡变形的预测分析

经过滤波处理的变形观测数据除可以直接用于边坡变形状态的定性判定外，更主要的是可以用于边坡变形或滑动的定量预测。定量预测需要选择恰当的分析模型。通常可以采用确定性模型和统计模型,但在边坡监测中,由于边坡滑动往往是一个极其复杂的发展演化过程,采用确定性模型进行定量分析和预报是非常困难的。因此目前常用的手段还是传统的统计分析模型。

统计模型有两种两类，一种多元回归模型，一种是近年发展起来的非线性回归模型。多元回归模型的优点是能逐步筛选回归因子，但对除了时间因素外，其他因素的分析仍然非常困难和少见。非线性回归模型在许多的情况下能较好地拟合观测数据，但使用非线性回归的关键是如何选择合适的非线性模型及参数。

对于多元线性回归，即：

$$y = a_0 + \sum \alpha_i t^i \quad (11.3)$$

式中：α_i——待定系数。

对于非线性回归分析，应根据实际情况选择回归模型，如朱建军[1](2002)选择了生物增长曲线型模型.即：

$$y = y_m\left(1 - \exp\left(-\alpha t^b\right)\right) + c \quad (11.4)$$

式中：a、b、c——待定参数；

y_m——可能的最大滑动值；

t——时间变量。

在对整个边坡的各监测点进行回归分析，求出各参数后就可以根据各参数值对整个边坡状态进行综合定量分析和预测。通常情况下非线性回归比线性回

归更能直观反映边坡的滑动规律和滑动过程，并且在绝大多数情况下，非线性回归模型更有利于对边坡滑动的整体分析和预测，这对变形观测资料的物理解释有着十分重要的理论与实际意义。

§11.3　边坡应力监测

在边坡处治监测中的应力监测包括边坡内部应力监测、支护结构应力监测、锚杆(索)预应力监测。

§11.3.1边坡内部应力测试

边坡内部应力监测可通过压力盒量测滑带承重阻滑受力和支挡结构(如抗滑桩等)受力，以了解边坡体传递给支挡工程的压力以及支护结构的可靠性。压力盒根据测试原理可以分为液压式和电测式两类(如图11.9、11.10所示)，液压式的优点是结构简单、可靠，现场直接读数，使用比较方便；电测式的优点是测量精度高，可远距离和长期观测。目前在边坡工程中多用电测式压力测力计。电测式压力测力计又可分为应变式、钢弦式、差动变压式、差动电阻式等。表11.2是国产常用压力盒类型、使用条件及优缺点归纳。

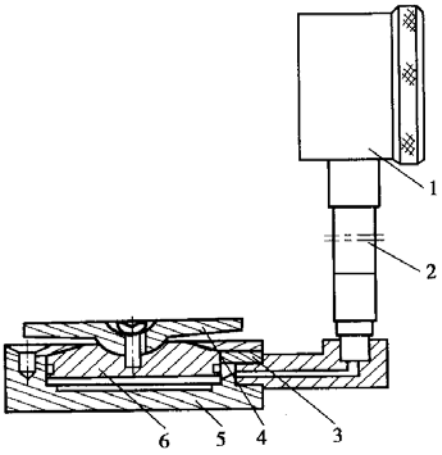


图 11.9　液压测力计结构
1-压力表；2-高压胶管；3-压盖；4-调心盖；5-油缸底座；6-活塞

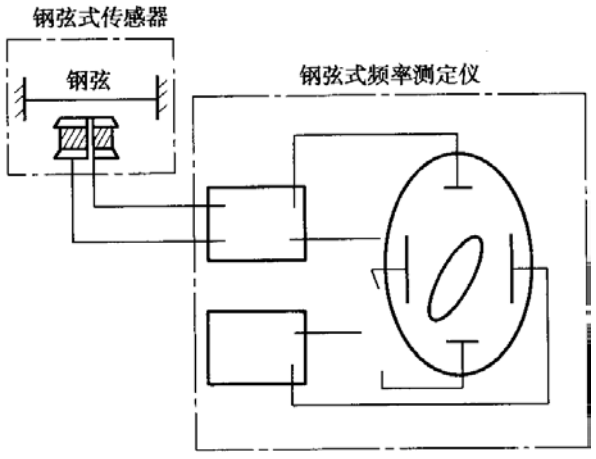


图 11.10　钢弦式测试系统

压力盒的类型及使用特点　　表 11.2

工作原理	结构及材料	使用条件	优缺点
单线圈激振型	钢丝卧式 钢丝立式	测土压力 岩土压力	1.构造简单； 2.输出间歇非等幅衰减波，不适用动态测量和连续测量，难于自动化
双线圈激振型	钢丝卧式	测水压力 土、岩压力	1.输出等幅波，稳定，电势大； 2.抗干扰能力强，便于自动化； 3.精度高，便于长期使用
钨　丝压力盒	钢丝立式	测水压力 土压力	1.刚度大，精度高，线性好； 2.温度补偿好，耐高温； 3.便于自动化记录
钢弦摩擦压力盒	钢丝卧式	测井壁与土层间摩擦力	只能测与钢筋同方向的摩擦力

在现场进行实测工作时,为了增大钢弦压力盒接触面,避免由于埋设接触不良而使压力盆失效或测值很小,有时采用传压囊增大其接触面。囊内传压介质一般使用机油,因其传压系数可接近 1，而且油可使负荷以静水压力方式传到压力盒，也不会引起囊内锈蚀，便于密封。压力盒与传压囊装配情况如图 11.11 所示。

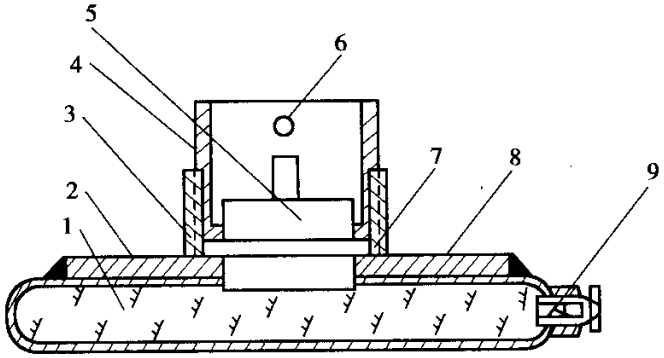


图 11.11　钢弦压力盒与传压囊装配图

1-机油;2-底板;3-连接套管;4-压紧套管;5-钢弦压力盒;
6-拧紧插孔;7-密封圈;8-油囊;9-注油嘴

压力盒的性能好坏，直接影响压力测量值的可靠性和精确度。对于具有一定灵敏度的钢弦压力盒，应保证其工作频率，特别是初始频率的稳定,压力与频率关系的重复性好;因此在使用前应对其进行各项性能试验，包括钢弦抗滑性能试验、密封防潮试验、稳定性试验、重复性试验以及压力对象、观测设计来布置压力盒。压力盒的埋设，虽较简单，但由于体积变大、较重，给埋设工作带来一定的困难。埋设压力盒总的要求是接触紧密和平稳，防止滑移，不损伤压力盒及引线。

§11.3.2岩石边坡地应力监测

边坡地应力监测主要是针对大型岩石边坡工程，为了了解边坡地应力或在施工过程中地应力变化而进行的一项重要监测工作。地应力监测包括绝对应力测量和地应力变化监测。绝对应力测量在边坡开挖前和边坡开挖中期以及边坡开挖完成后各进行一次，以了解三个不同阶段的地应力场情况,采用的方法一般是深孔应力解除法。地应力变化监测即在开挖前，

利用原地质勘探平洞埋设应力监测仪器，以了解整个开挖过程中地应力变化的全过程。
250

对于绝对应力测量，目前国内外使用的方法，均是在钻孔、地下开挖或露头面上刻糟而引起岩体中应力的扰动，然后用各种探头量测由于应力扰动而产生的各种物理量变化的方法来实现。总体上可分为直接测量法和间接测量法两大类。直接测量法是指由测量仪器所记录的补偿应力、平衡应力或其他应力量直接决定岩体的应力，而不需要知道岩体的物理力学性质及应力应变关系；如扁千斤顶法、水压致裂法、刚性圆筒应力计以及声发射法均属于此类。间接测量法是指测试仪器不是直接记录应力或应变变化值，而是通过记录某些与应力有关的间接物理量的变化，然后根据已知或假设的公式，计算出现场应力值，这些间接物理量可以是变形、应变、波动参数、密、放射性参数等等；如应力解除法、局部应力解除法、应变解除法、应用地球物理方法等均属于间接测量法一类。关于绝对应力测量读者可参阅有关岩石力学的书籍。

对于地应力变化监测，由于要在整个施工过程中实施连续量测，因此量测传感器长期埋设在量测点上。目前应力变化监测传感器主要有Yoke应力计、国产电容式应力计及压磁式应力计等。

1)Yoke应力计

Yoke应力计为电阻应变片式传感器，该应力计在三峡工程船闸高边坡监测中使用。它由钻孔径向互成60°的3个应变片测量元件组成，其结构如图11.12所示。根据读数可以计算测点部位岩体的垂直于钻孔平面上的二维应力。

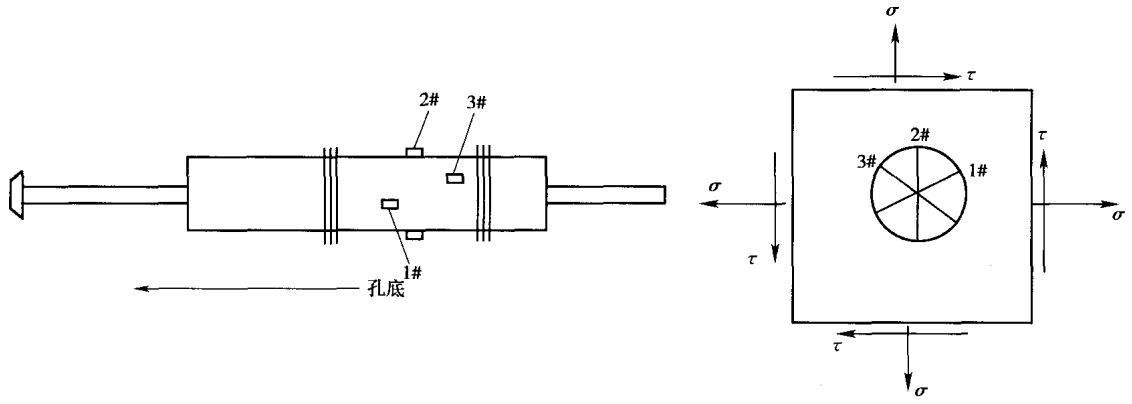


图 11.12　Yoke 应力计结构示意图

2)电容应力计

电容式应力计最初主要用于地震测报中监测地应力活动情况。其结构与Yoke压力计类似，也是由垂直于钻孔方向上的3个互成60°的径向元件组成。不同之处是3个径向元件安装在1个薄壁钢筒中，钢筒则通过灌浆与钻孔壁固结合在一起。

3)压磁式应力计

压磁式压力计由6个不同方向上布置的压磁感应元件组成，即3个互成60°的径向元件和3个与钻孔轴线成45°夹角的斜向元件组成。其结构如图11.13所示。从理论上讲，压磁式应力计可以量测测点部位岩体的三维应力变化情况。

§11.3.3边坡锚固应力测试

在边坡应力监测中除了边坡内部应力、结构应力监测外，对于边坡锚固力的监测也是一项极其重要的监测内容。边坡锚杆锚索的拉力的变化是边坡荷载变化的直接反映。

1)锚杆轴力的量测

251

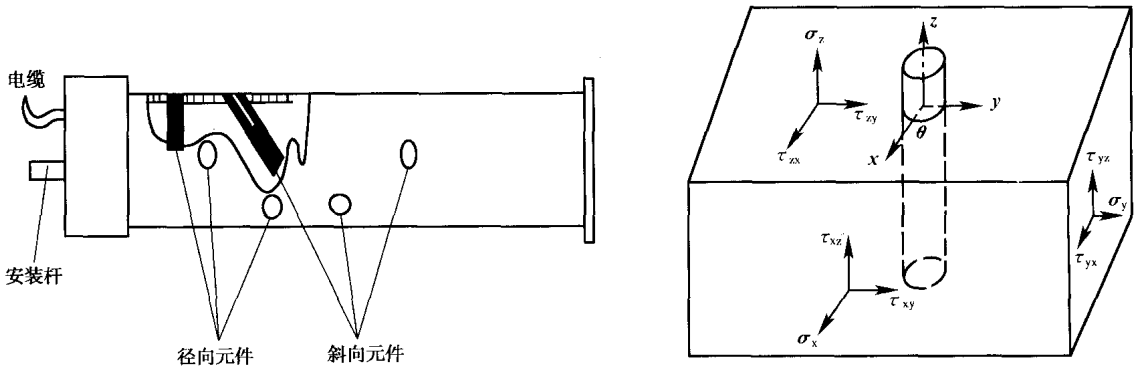


图 11.13　压磁式应力计结构示意图

锚杆轴力量测的目的在于了解锚杆实际工作状态，结合位移量测，修正锚杆的设计参数。锚杆轴力量测主要使用的是量测锚杆。量测锚杆的杆体是用中空的钢材制成，其材质同锚杆一样。量测锚杆主要有机械式和电阻应变片式两类。

机械式量测锚杆是在中空的杆体内放入四根细长杆(图11-14)，将其头部固定在锚杆内预定的位置上。量测锚杆一般长度在6m以内，测点最多为4个，用千分表直接读数。量出各点间的长度变化，计算出应变值，然后乘以钢材的弹性模量，便可得到各测点间的应力(图11-15)。通过长期监测，从而可以得到锚杆不同部位应力随时间的变化关系(图11-16)。

电阻应变片式量测锚杆是在中空锚杆内壁或在实际使用的锚杆上轴对称贴四块应变片，以四个应变的平均值作为量测应变值，测得的应变再乘以钢材的弹性模量，得各点的应力值。

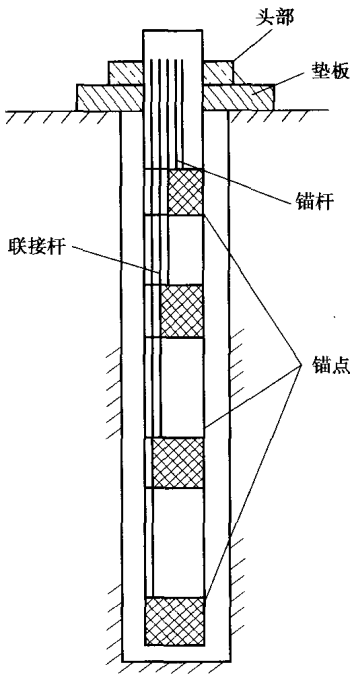


图 11.14　量测锚杆结构与安装示意图

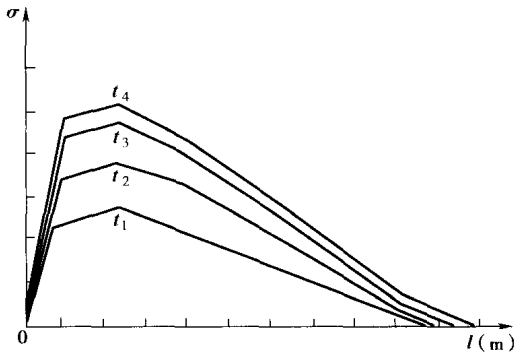


图 11.15　不同时间锚杆轴力随深度的变化曲线

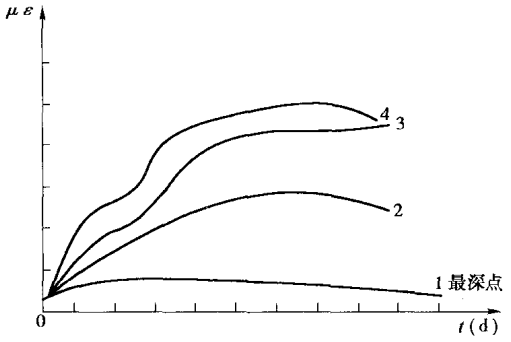


图 11.16　不同点锚杆轴力随时间的变化曲线

2)锚索预应力损失的量测

对预应力锚索应力监测，其目的是为了分析锚索的受力状态、锚固效果及预应力损失情况，因预应力的变化将受到边坡的变形和内在荷载的变化的影响，通过监控锚固体系的预应力变化可以了解被加固边坡的变形与稳定状况。通常一个边坡工程长期监测的锚索数，不少于总数的5%。监测设备一般采用圆环形测力计(液压式或钢弦式)或电阻应变式压力传感器。

锚索测力计的安装是在锚索施工前期工作中进行的，其安装全过程包括：测力计室内检定、现场安装、锚索张拉、孔口保护和建立观测站等。锚索测力计的安装示意图如图11.17所示。

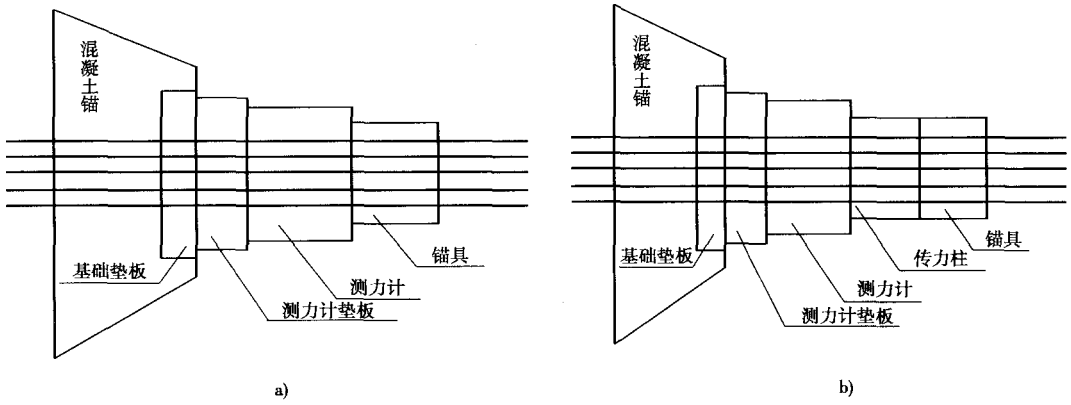


图 11.17　锚索测力计的安装示意图

a)未加传力柱;b)加传力柱

如果采用传感器，传感器必须性能稳定、精度可靠，一般轮辐式传感器较为可靠，其安装示意如图 11.18 所示。

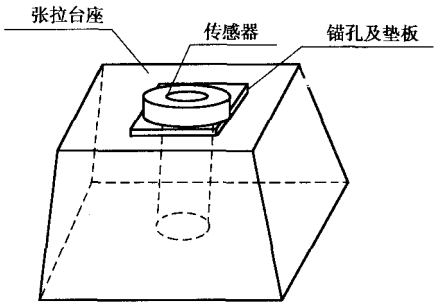


图 11.18　传感器埋设示意图

监测结果为预应力随时间的变化关系，通过这个关系可以预测边坡的稳定性。图 11.19 所示为某高速公路边坡预应力监测结果，从图中可以看出，经过半年时间，各锚索预应力趋于稳定，说明边坡的锚固效果良好，边坡经过雨季后，预应力值无异常出现，边坡经过加固处理后已趋于稳定。

监测结果为预应力随时间的变化关系，从图中可以看出，经过半年时间，各锚索预应力趋于稳

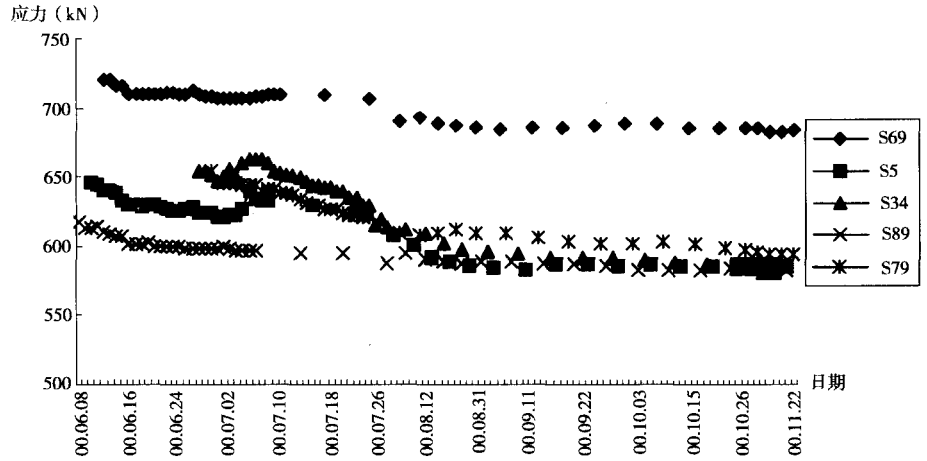


图 11.19　某高边坡锚索预应力随时间的变化关系

目前采用埋设传感器的方法进行预应力监测，一方面由于传感器的价格昂贵，一般只能在锚固工程中个别点上埋设传感器，存在以点代面的缺陷；另一方面由于须满足在野外的长期使用，因此对传感器性能、稳定性以及施工时的埋设技术要求较高。如果在监测过程中传感器出现问题无法挽救，这将直接影响到工程的整体稳定性的评价。因此研究高精度、低成本、无损伤、并可进行全面监测的测试手段已成为目前预应力锚固工程中亟待解决的关键技术问题。针对上述情况，已有人提出了锚索预应力的声测技术，但该技术目前仍处于应用研究阶段。

§11.4边坡地下水监测

地下水是边坡失稳的主要诱发因素，对边坡工程而言，地下水动态监测也是一项重要的监测内容，特别是对于地下水丰富的边坡，应特别引起重视。地下水动态监测以了解地下水位为主，根据工程要求，可进行地下水孔隙水压力、扬压力、动水压力、地下水水质监测等。

§11.4.1地下水位监测

我国早期用于地下水位监测的定型产品是红旗自计水位仪，它是浮标式机械仪表，因多种原因现已很少应用。近十几年来国内不少单位研制过压力传感式水位仪，均因各自的不足或缺陷而未能在地下水监测方面得到广泛采用。目前在地下水监测工作中，几乎都是用简易水位计或万用表进行人工观测。

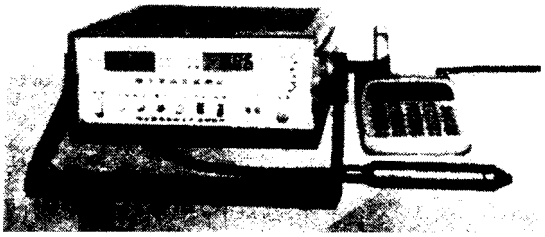


图 11-20　WLT－1020 地下水动态监测仪

我国在20世纪90年代初成功研制了WLT－1020地下水动态监测仪(图11.20)，后又经过两次改进，现在性能已臻完善。该仪器用进口的压力传感器和国产温度传感器封装于一体，构成水位－温度复合式探头，采用特制的带导气管的信号电缆，水位和温度转变为电压信号，传至地面仪器中，经放大和A／D变换，由液晶屏显示出水位和水温值，通过译码和接口电路，送至数字打印机打印记录。仪器的特点是小型轻便、高精度、高稳定性、抗干扰、微功耗、数字化、全自动、不受孔深孔斜和水位埋深的限制，专业观测孔和抽水井中均可使用。

§11.4.2孔隙水压力监测

在边坡工程中的孔隙水压力是评价和预测边坡稳定性得一个重要因素，因此需要在现场埋设仪器进行观测。目前监测孔隙水压力主要采用孔隙水压力仪(图11.21)，根据测试原理可分为四类：

(1)液压式孔隙水压力仪：土体中孔隙水压力通过透水测头作用于传压管中液体，液体即将压力变化传递到地面上的测压计，由测压计直接读出压力值。

(2)电气式孔隙水压力仪：包括电阻、电感和差动电阻式三种。孔隙水压力通过透水金属板作用于金属薄膜上，薄膜产生变形引起电阻(或电磁)的变化。查率定的电流量－压力关系，即求得孔隙水压力的变化值。

(3)气压式孔隙水压力仪：孔隙水压力作用于传感器的薄膜，薄膜变形使接触钮接触而接通电路，压缩空气立即从进气口进入以增大薄膜内气压，当内气压与外部孔隙水压平衡薄膜恢复原状时，接触钮脱离、电路断开、进气停止，量测系统量出的气压值即为孔隙水压力值。

(4)钢弦式孔隙水压力仪：传感器内的薄膜承受孔降水压力产生的变形引起钢弦松紧的改变，于是产生不同的振动频率，调节接收器频率使与之和谐，查阅率定的频率—压力线求得孔隙水压力值。

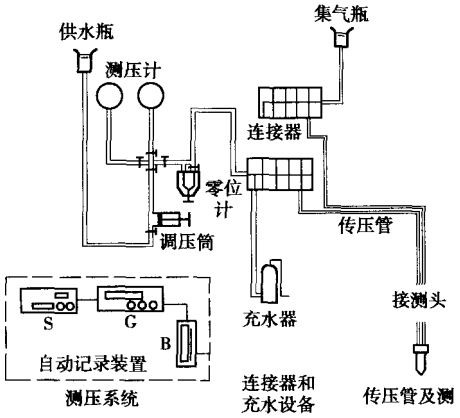


图 11.21 封闭双水管型孔隙水压力仪

孔隙水压力的观测点的布置视边坡工程具体情况确定。一般原则是将多个仪器分别埋于不同观测点的不同深度处，形成一个观测剖面以观测孔隙水压力的空间分布。

埋设仪器可采用钻孔法或压入法而以钻孔法为主，压入法只适用于软土层。用钻孔法时，先于孔底填少量砂，置入测头之后再在其周围和上部填砂，最后用膨胀粘土球将钻孔全部严密封好。由于两种方法都不可避免地会改变土体中的应力和孔隙水压力的平衡条件，需要一定时间才能使这种改变恢复到原来状态，所以应提前埋设仪器。

观测时，测点的孔降水压力应按下式求出：

$$u = \gamma_w h + P$$

式中：γ_w ——水的容重；

h——观测点与测压计基准面之间的高差；

P——测压计读数。

主要参考文献

1 朱建军，郭光明等.边坡变形测量资料的分析.矿冶工程，Vol.22，NO.1，2002
2 杜晋东.边坡变形资料处理及变形状态判定.西北水电，No.1，1997
3 胡志毅.钻孔倾斜仪在边坡工程中的运用.有色冶金设计与研究，Vol.20，No.4，1999
4 韩建设.岩土工程中滑坡监测的主要技术方法简述.西北水电，No.2，2002
5 邬晓岚，涂亚庆.滑坡监测的现状及进展.无损检测，Vol.23，No.11，2001
6 吝全奎.GPS测量技术在滑坡监测中的应用.西北水电，No.2，2002
7 毛志红，吴春荣等.精密导线网平面位移监测应用与分析.四川测绘，Vol.21，No.4，1998

第12章　边坡工程与环境

§12.1概　述

§12.1.1环境的概念

《中华人民共和国环境保护法》明确指出:“所谓环境,是指影响人类生存和发展的各种天然的和经过人工改造的自然因素的总体,包括大气、水、海洋、土地、矿藏、森林、草原、野生生物、自然遗迹、人文遗迹、自然保护区、风景名胜区、城市和乡村等。”这里指的是作用于人类这一客体的所有外界事物,即对人类来说,所谓环境就是人类的生存环境,是人类赖以生存和发展的各种因素的总和。环境总是相对于某以中心事物而言的,总是作为某一中心事物的对立面而存在的。它因中心事物的不同而不同,随中心事物的变化而变化,与某一中心事物有关的周围事物就是这个中心事物的环境。

环境是一个非常复杂的系统。可按环境的形式、环境的功能、环境范围的大小和环境要素等不同的原则进行分类。在环境科学中最常用的分类法是把环境分为自然环境和人工环境。

自然环境在人类出现之前就已存在,是赖以生存、生活和生产所必须的自然条件和自然资源的总称,即阳光、温度、气候、地磁、空气、水、岩石、土壤、动植物、微生物以及地壳的稳定性等等自然因素的总和。自然环境按人类对其影响和改造的程度,又可分为原生自然环境和次生自然环境。原生自然环境是指未受人类影响,或只受人类间接影响,景观面貌基本上未发生变化,按照自然规律发展和演替的区域。次生环境是指受人类发展运动的影响,景观面貌和环境功能发生了某些变化的自然环境。次生环境的发展和演替,虽然受人类影响,但基本上仍然受自然规律的支配和制约,所以它仍然是属于自然环境的范畴。

社会环境(人工环境)是人类在自然环境的基础上,为了不断提高自己的物质和精神生活水平通过长期有计划、有目的的经济和社会发展,逐步创造和建立起来的一种人工环境。如城市环境、农村环境、工业环境等。社会环境是与自然环境相对应的概念社会环境的发展和演化,既受自然规律,又受经济规律和社会规律的支配和制约。社会环境是人类物质文明和精神文明发展的标志,它随着经济的发展,特别是科学技术的发展而不断地变化。社会环境又称智能环境、技术环境或社会生活环境等。我们赖以生存的环境就是这样由简单到复杂,由低级到高级发展而来的。社会环境的好坏,对人的工作与生活,对社会进步,都影响极大。

§12.1.2环境岩土工程

环境岩土工程是一门跨学科的新兴科学,它包括土壤和岩石以及它们和各种环境因的相互作用。它与环境圈(包括大气圈、生物圈、水圈、岩石圈以及地球微生物圈)的相互作用关系如图12.1所示。它涉及岩土力学与岩土工程、卫生工程、环境工程、土壤学、地质学、水文地质、水文地球物理、地球化学、工程地质、采矿工程以及农业工程等。利用这些基础理论去解决生产实践特别是工程建设当中存在的一系列问题,然后又在实践中发现新的问题,来发展和充实这门学科,同时也对环境学理论做出贡献,因此它是理论与实践之间的桥梁。

环境岩土工程的研究范畴有狭义的和广义的研究范畴之分。狭义的环境岩土工程问题是由人类活动引起的次生环境岩土工程,其表现方式又可分为环境污染和环境破坏两种类型;环境污染是指人类活动向环境排放了超过环境自净能力或环境质量标蹬的有毒有害物质和能量所引起的环境问题;环境破坏是指在开发利用自然环境和自然资源的非排污性活动过程中所引起的问题,例如,边坡开控引起的滑坡灾害,打桩、盾构和顶管推进以及基坑开挖对周围建筑

及道路的影响，降水工程和地下工程引起的环境问题，水土流失、土壤盐碱化、自然景观的破坏等问题。

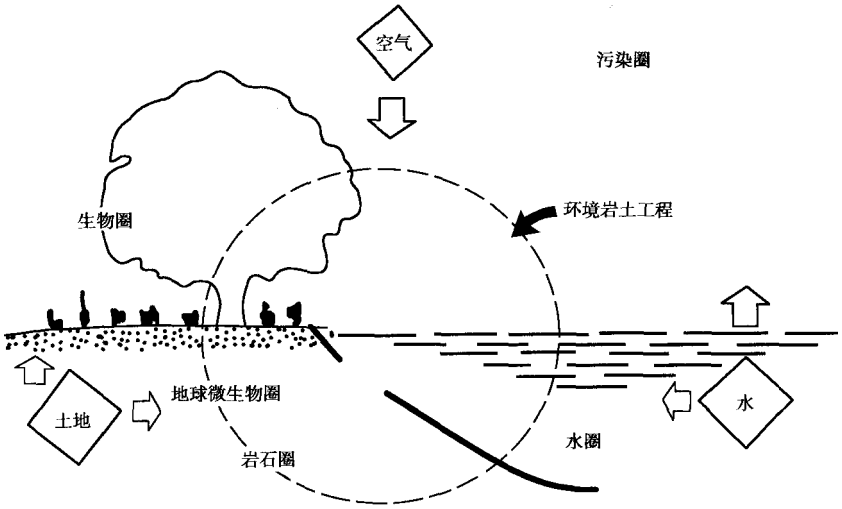


图12.1环境岩土工程与环境的关系

12.1.3边坡与环境

随着科学技术的突飞猛进，人类获得了巨大的开发和利用大自然的能力。人类在赖以生存的家园上大兴土木，开山辟地，筑路架桥，修房建厂，这些工程为人类提供了必要的生存的条件，但同时也破坏了大自然原有的生态平衡。公路、铁路、水利、电力、矿山等工程建设过程中经常要大量挖方、填方，形成了大量的裸露边坡。裸露边坡会带来一系列环境问题，如水土流失、滑坡、泥石流、局部小气候的恶化及生物链的破坏等。这些工程所形成的边坡靠自然界自身的力量恢复生态平衡常常需要较长时间。陡峭的岩石边坡，往往留下永久的伤痕，不能自然恢复。

在进行边坡设计、滑坡治理中充分结合生态工程绿化、美化环境、保护和恢复自然，促进人类文明的可持续发展正越来越受到全世界的重视。进入20世纪90年代以来，我国基础设施建设，尤其是高速公路建设蓬勃发展。在高等级公路的修建中，出现大量的深挖路堑与高填路堤边坡，其防护问题十分突出。公路边坡沿公路分布的范围广，对自然环境的破坏面大。如果在防护的同时，注意保护环境和创造环境，采用适当的绿化防护方法来进行，则会使公路具有安全、舒适、美观、与环境相协调等待点，也将会产生可观的经济效益、社会效益和生态效益。

作为工程建设中最常见的工程形式之一的岩土边坡，与环境有着紧密的联系，它们相互影响，相互制约。研究边坡与环境的相互作用将涉及边坡工程学、环境工程、土壤学、地质学、水文地质、水文地球物理、地球化学、工程地质等。

边坡对环境的影响主要表现在以下几个方面：

(1)在不同建设工程中形成的边坡处治可能会造成占用土地、砍伐森林、拆迁建筑物、破坏自然风貌和人文景观等一系列社会环境问题。

(2)在边坡工程施工过程中，因开挖使地表植被遭到破坏，原有表土与植被之间的平衡关系失调，表土抗蚀能力减弱，在雨滴和风蚀作用下水土极易流失，严重时造成滑坡、泥石流、山洪等危害。同时边坡处治工程常常改变边坡周围环境的小气候。

(3)当一个边坡位于自然景区时(如公路、铁路、水电建设等)，必然会给自然景观的和谐性

带来影响，从而改变人们的视觉平衡。植物不仅对生态环境起着决定性的作用，而且也是自然景观最美丽的皮肤。边坡的开挖和处治本身要占用自然空间，这就等于撕掉自然界景观的一块皮肤。在环境生态价值减少的同时，也会给自然景观带来严重的损害。

此外边坡开挖与处治形成的取土场地、材料堆放场地等，也会破坏自然植被。

§12.1.4国内外边坡处治中的环境保护技术发展

由于边坡工程对环境造成严重影响，因此在边坡处治中必须加强环境保护措施。对边坡已经造成的环境破坏进行生态恢复，目前国内外采用的主要方法就是边坡的植被防护技术。

岩土边坡植被护坡防护技术与传统的圬工相比，不仅具有防护功能，而且能快速地改善建设工程场地的生态环境，因此世界各国都在不断研发与应用。土质边坡绿色防护技术的发展源于草坪技术的发展和应用，而草坪的利用源于亚洲，兴起于欧洲，发展于美洲。大体上经历了从天然草原、庭院住宅(人工绿地)、运动、娱乐、休假场地等到具有各种机能的草坪(如处理地表面)，防止尘土的过程。其播种方式经历了一个从单播植物技术到混播技术；从人工播种，机械液压喷播技术到草坪卷生产技术的发展历程。坡面绿化的防护类型也经历了一个从土质边坡到岩质边坡的发展过程。20世纪30年代以来，美、英、法、日、韩等国相继开展研究液压喷播植草技术，并在这些国家的农业、道路边坡工程中得到广泛应用。20世纪70年代以来，先是欧、美国家，继而东南亚国家和地区的液压喷播技术也蓬勃兴起。自20世纪80年代起，日本开始对岩质边坡绿化技术进行研究开发，据有关资料显示，20世纪80年代至今，日本在本国及国际上注册的植被防护的专利技术就多达40多项，其中20世纪80年代至90年代开发的泥浆喷播技术是采用泥浆泵，将沃土、草种等混合而成的浆体均匀地喷射到坡面上，较好地解决了平缓的贫瘠土质及破碎风化的岩质边坡的绿化问题；厚层基材植被护坡技术，从1976年至今，先后作了大量的研究工作。粘结剂先后用过水泥、无机高分子聚合物浮化液与凝聚剂的混合物；纤维先后用过草本、木本有机短纤维及连续纤维，基材的基本材料有砂土、壤土、有机质泥炭土等。较好地解决了贫瘠的高、陡边坡的绿化问题。此外，对多气孔生态混凝土也作了一定的研究工作，取得了一定的进展。目前，日本不仅在新建公路、各种地质灾害的恢复工程和水库等土质、岩质边坡上广泛采用植被护坡技术，而且对已建的挡、护工程正在逐步拆除，用新型的植被护坡所取代。此外，英国、意大利等国将加筋土技术与植被护坡技术相结合，成功地修建了包裹式的加筋土植草墙面的挡土墙。

在国内，铁路、公路、水利部门以往常采用撒草籽、铺草皮来解决土质边坡的绿化问题，近几年，随着“绿色通道建设”工作的推进，我国也开始借鉴和引用国外先进的技术和成功的经验，逐步从传统的边坡防护方式向边坡绿色防护方向转变，从传统的撒草籽、铺草皮绿化方式向现代的液压喷播、土工网垫植草、草皮卷植草等新型绿色防护技术转变，如京珠、郑(州)洛(阳)高速公路等一批国家重点工程中已成功地采用了液压喷播植草护坡，从而大大提高了土质边坡植草的快速成活率和公路沿线的整体景观效果。

在重视环境保护、美化的思想深入人心的今天，怎么解决传统呆板的防护形式，大力发展充满活力的植被防护技术，特别是岩石边坡的绿化技术、正在被工程界所重视，亦是岩土边坡防护技术发展的重要方向。

§12.2边坡处治中的绿化技术

§12.2.1边坡绿化的原则

工程边坡绿化可分为开挖边坡和回填边坡两大类。回填边坡土石夹杂，坡陡疏松；开挖边坡可分为岩石边坡、土加石边坡和土边坡三种。岩石边坡根据风化和未风化又分为两种，即风化破

碎岩石边坡和完整岩石边坡,石质边坡往高陡常达70º以上,植被不能自然恢复,人工绿化也非常困难。边坡绿化可美化环境，涵养水源，防止水土流失和滑坡，净化空气。对于石质边坡而言，边坡绿化的环保意义尤其突出。

对于公路、铁路、水库、江河的边坡绿化、防护及美化，我们遵循以下原则：

(1)首先对边坡的自然条件进行充分调查,在掌握地理地质、边坡形状、土壤特性及气候环境的基础上确定总体设计方案；

(2)“点、线、面”有机结合，即局部地段重点防护、绿化和美化，局部地段过渡处理；

(3)设计手法采用自然式和规则式并用；

(4)从安全、美学角度考虑植物品种配置和种植形式，形成色彩、色带的韵律变化；

(5)选用固土护坡作用强的植物,以植草为主,灌草结合,短、长期水保效益兼顾,从根本上防治水土流失。

在边坡设计与处治过程中，必须综合考虑以下因素：

(1)全性因素:考虑边坡地质与土质、坡高与坡度、降水与冲刷等因素的影响,选定适当的防护方法，保证边坡工程的安全与稳定。

(2)保护环境因素:使开发对环境破坏的扰乱程度减少到最小,并谋求人工构造构与自然环境相协一致。

(3)永久因素：边坡的防护与绿化必须做到一劳永逸，避免重复建设。

(4)经济因素:必须考虑合适的处治方案,做到经济合理,且尽量减少日常维护和管理费用。

(5)综合效应:综合防光、防眩、防烟、视线、改善景观等目的进行边坡防护,充分发挥防护工程的综合效益。

§12.2.2边坡绿化的主要方法

工程边坡绿化方法按不同的标准可分为不同的类型。通常按所用植物不同分为木本植物绿化、藤本植物绿化、草本植物绿化和草木混合绿化。按栽种植物方法不同分为栽植法和播种法，播种法主要用于草本植物的绿化，其他植物绿化适用栽种法。播种法按使用机械与否，又可分为机械播种法和人工播种法。按播种方式不同还可分为点播、条播、撒播。按植生土的来源不同可分为客土绿化和原地绿化；客土绿化按所用材料不同又分为移土绿化和植被混凝土绿化。

在符合边坡绿化基本原则的前提下，边坡绿化方法的选择需考虑以下因素：

(1)边坡绿化后所要达到的目的，如美学要求的高低、安全等级要求等；

(2)边坡所在地区的气候条件；

(3)边坡本身的地质条件，如土质、坡度、肥瘦；岩坡还涉及到节理发育情况；

(4)施工条件，如施工机械、施工季节等。

(一)传统的边坡绿化方法

传统的边坡防护类型，对于土质边坡主要有撒草籽、铺草皮、干砌片石、浆砌片石护坡；对于岩石边坡主要有挂网喷浆、喷混凝土护坡和浆砌片石护墙等。这些护坡、护墙各有其适应条件和特点。

(1)撒草籽、铺草皮护坡:指人工铺贴草皮、栽种灌木或撒播草籽,多用于草皮来源较易,边坡高度不高,且坡度较缓的土质路堤边坡。其施工方便,造价较低,但成活率低,见效慢,工程

质量难以保证，往往达不到满意的防护效果而造成被面冲沟，表面溜坍等边坡病害，导致大量的边坡整治工程，同时，大量的移植草皮易造成新的环境破坏和水土流失。

(2)干砌片石护坡：多用于当地草皮缺乏，石料来源丰富，边坡较缓但较高的土质边坡。其防护效果好，但施工速度侵，造价较高，缺乏景观效果，不适应“绿色环保”的要求。

(3)浆砌片石护坡：大多用于石料来源丰富、边坡较陡的防护工程。其优点是可以一劳永逸，缺点是造价高，缺乏景观效果。

(4)浆砌片石等圬工骨架护坡:它是草皮和圬工骨架护坡相结合的防护措施,效果较好,但传统的铺草皮方式有待改进。

(5)喷浆、挂网喷浆、喷混凝土护坡及浆砌片石护墙:适用于岩石边坡,初期强度高、抗雨水冲蚀能力强，但造价高，亦缺乏景观效果，不符合“绿色环保”要求。

(二)液压喷播植草护坡技术

液压喷播植草护坡是利用液态播种原理，将草籽、肥料、粘着剂、纸浆、土壤改良剂和色素等按一定比例在混合箱内配水搅匀，通过机械加压喷射到边坡坡面而完成植草施工的绿化技术。液压喷播具有以下优点：

(1)机械化程度高，可大面积快速植草。液压喷播机是一种高效的现代化的植草机械，一台液压喷草机可日喷草8000～10000㎡。

(2)适应性广，可在人工难以施工的地域建植草坪。由于液压喷播机上装有可任意调节方向的高压喷料枪，其喷料扬程为30～80m，此外，还配有30多米的喷料软管。因此，液压喷播机可在人工难以施工的陡坡、高坡上建植草坪。

(3)在植物难以成活的地域建植草坪。喷料枪高速喷出的种子混合液中含有营养物及土壤等配料，可使植物在难以生存的场所生长成坪。特别是配料中含有保水剂，这种保水剂可吸收相当于自身数十倍至数百倍的水分，而且它不仅吸水能力强，吸水后即使用力挤压水也不会流出；但将其混入土壤中，水分却能慢慢释放出来。因此，应用保水剂可改善土壤物理特性，有利于通风透气，蓄水排水，尤其可提高抗旱性。

(4)能建植高质量的草坪。液压喷植机所喷出的是事先经过催芽的草种，这样可以免去草种萌发所需的时间，再加上地表形成一层薄膜，能保温保水，因此，出苗快，生长迅速，能很快覆盖土表，而且密度均匀，封闭度好。

(5)养护简单，喷播后基本不用浇水就能成坪，适合管理粗放的荒山荒坡。

(6)可根据具体的自然条件或按设计要求，选择几种不同的草籽进行混播，以达到覆盖度、根系、生长期、抗逆性等方面优势互补的效果。

(三)土工网垫植草护坡技术

土工网垫植草护坡是利用国外近年来开发的集边坡加固、植草防护和绿化于一体的复合型防护措施，其施工顺序为：平整边坡——铺设土工网垫——摊铺种植土——人工或机械播种，也可以在草皮培育场按上述工序培植成人工草皮卷后，再整体贴铺在需要防护的边坡上。土工网垫(又叫三维网垫)不仅具有加固边坡的功能，在播种初期还能起到防止雨水冲刷，保持土壤以利草籽发育、生长的作用。随着植物生长、成熟、坡面逐渐被植被覆盖，植物与土工网垫共同对边坡起到了长期防护、绿化作用。

(四)土工格栅与土工网垫或液压喷格植草综合护坡技术

对填料不良的土质路堤边坡，边坡上可采用土工格栅加筋材料补强，保持路堤边坡的浅层稳定；同时对坡面采用液压喷播植草或土工网垫植草，可防止雨水冲刷。

(五)圬工骨架植草护坡技术

圬工骨架植草护坡技术是在修建好的边被面上砌筑或预制混凝土构件拼装成拱形、正方形、菱形、正六角形浆砌片石或混凝土骨架，在骨架内可采用液压喷格植草、土工网垫植草、铺人工培植草皮(当框架面积大时)。该技术所用的浆砌或混凝土骨架能有效地分散坡面雨水径流、减缓水流速度，防止坡面冲刷，保护草皮生长。同时，该技术施工简单，外观整齐，造型美观，具有边坡防护与绿化的双重效果，工程造价也适中。

(六)喷植水泥土植草护坡技术

喷植水泥土植草护坡、厚层基材喷植草护坡是利用锚杆与金属网或土工网对坡面进行加固，以防止坡面浅层溜坍和厚层基材脱落，然后利用喷射机械将植生很合料喷射在敷设有金属网或土工网的岩面上，使植生基材全面覆盖整个岩石坡面，从而达到使坡面很快植草绿化的目的。由于植生基材中前者加了水泥，后者添加了高分子的稳定剂，因此喷射后的坡面初期具有较好的抗雨水冲刷和水土保持能力。该方法适应所有岩石坡面的植生绿化防护，是环境绿化工程的一大突破。

(七)植被混凝土护坡绿化技术

植被混凝土护坡绿化技术是采用特定的混凝土配方和种子配方，对岩石边坡进行防护和绿化的新技术。它是集岩石工程力学、生物学、土壤学、肥料学、硅酸盐化学、园艺学和环境生态等学科于一体的综合环保技术。植被混凝土是根据边坡地理位置、边坡角度、岩石性质、绿化要求等来确定水泥、土、腐殖质、长效肥、保水剂、混凝土添加剂(三峡大学专利技术)及混合植绿种子的组成比例。混合植绿种子是采用冷季型草种和暖季型草种根据生物生长特性混合优选而成。植被混凝土边坡防护绿化技术具体做法是：

先在岩体上铺上铁丝或塑料网，并用锚钉和锚杆固定；将植被混凝土原料经搅拌后，由常规喷锚设备喷射到岩石坡面，形成近10cm厚度的植被混凝土；喷射完毕后，覆盖一层无纺布防晒保护，水泥使植被混凝土形成具有一定强度的防护层；经过一段时间洒水养护，青草就会覆盖坡面，揭去无纺布，茂密的青草自然生长。植被混凝土护坡绿化技术可以一劳永逸地解决岩坡防护与绿化问题，故此，又称之为工程绿化技术。

此外，国外还有“土壤卫士”植草护坡和行栽香根草护坡。前者护坡都是通过专用机械，将新型化工产品技一定比例稀释后和草籽一起喷于坡面上，在极短时间内硬化、形成边坡表面土固结成弹性固体薄膜，达到植草初期边坡防护的目的，数月后弹性薄膜开始逐渐分解，草种发芽、生长、成熟，根深叶茂的植物也能起到独立的边坡防护、绿化双重作用，比较适用于贫瘠的土质边坡和风化严重的岩石边坡。

261

1999年铁道部第二勘察设计研究院给出了各类边坡防护工程的经济比较，如表12.1所示。

各类边坡防护工程的经济比较　　表12.1

边坡防护类型	单位（元/m^2）	备　注	边坡防护类型	单位（元/m^2）	备　注
撒草籽植草	0.8～1.5		于砌片石护坡	45～60	片石厚0.30,垫层0.15
铺草皮植草	3～5	利用天然草皮移栽	浆砌片石护坡	70～80	厚0.3m

液压喷播植草	6～10		挂网喷混凝土	119	
人工植草移植	10～12		浆砌片石护墙	135～181	变截面护墙
网垫草皮卷移栽	18～20		浆砌骨架尊皮护坡	24～33	
人工网垫植草	18～20		喷植水泥土骨架护坡	100～120	厚10cm

从表中可知，与传统的边坡防护技术相比，新型植被防护造价大多数较低，其中个别造价较高是由于该类边坡防护既能达到防护目的，又能对施工因素造成的生态环境破坏起到恢复和美化作用。因此，在保持边坡稳定的条件下，合理地选择边坡绿色防护技术从经济上来说是可行的。

(八)几种特殊边坡的绿化

(1)岩石边坡绿化：岩石边坡一般属高陡边坡，无植物生长的条件，绿化时需要客土，对于节理不发育，稳定性良好，坡高不超过10m的岩坡，可考虑藤本植物绿化，方法是在边坡附近或坡底置土，在其上栽种藤本植物，藤本植物生长、攀援、覆盖坡面。对于节理发育的岩坡，应充分考虑坡面防护，一般采用植被混凝土绿化，方法是先在岩坡上挂网，再采用特定配方的台有草种的植被混凝土，用喷锚机械及工艺喷射到岩坡上，植被混凝土凝结在岩坡上后，草种从中长出，覆盖坡面。

(2)高硬度土质边坡绿化：当土壤抗压强度大于15kg / cm^2时，植物根系生长受阻，植物生长发育不良，这时可采用钻孔、开沟客土，改良土壤硬度，也可以用植被混凝土绿化。

(3)陡坡绿化：对大于25°，小于45°的边坡，绿化时要特别注意边坡防护，植物可选用灌木、草本类植物，可在边坡上设置栅栏，浆砌石框格以利于边坡稳定和植物生长，后期还要维护和管理，对大于45°的边坡，可选用植被混凝土绿化。

(4)景点边坡绿化：景点边坡的绿化对美学要求高，需要经常维护和管理，绿化时需经过精心设计和施工，树木宜选用四季常青类，草类宜用生长旺盛的种类，还可选用花卉。边坡应进行必要的加固处理，应设置人行通道，便于日常维护管理。

(5)路堤边坡：通常由各种松土压实堆积而成，一般可直接进行喷播，而后加盖无纺布。草种以百喜草和百慕大草为主，冬季加少量的黑麦草。亦可采用边坡草皮铺面工程，将草皮、草籽以面状、点状或格子状的方式种植在边坡上，充分压实，让草皮、草籽与边坡土层紧密粘附。此法草籽成坪速度较快，抵抗降雨等的侵蚀能力较强。

(6)堤坝迎水面的绿化防护：在堤坝的迎水面植草，草种最好选用根茎性和缠绕性、耐湿耐水淹的种类，华南地区以百募大草和双穗雀混播效果较好。另外，香根草也具有良好的护坡性能，香根草根系厚达3～6m，能抵御极度的干旱和长时间的水涝(可连续抵抗60天的水涝)，pH值适应范围很广，能在盐碱、酸性等多种土壤中生长，在迎水面、河边和海滩上生长良好，防护效果显著。但该草不结籽，只能进行分株繁殖。栽植时以间隔20～30cm穴栽为好，栽后三个月内达到封闭式覆盖效果。

§12.2.3边坡绿化的植被品种

可用于边坡的植物资源有许多，一般情况下，选择以草本为主，藤本、灌木为辅，种源树料多样性以便因地制宜配置不同组合的方式。本地土生土长的栽培种优于进口的草坪草，本地适于绿化的野生草优于栽培草。

(1)草本植物

可用于护坡的草本植物大部分属于禾本科和豆科。禾本科植物一般生长较快，根量大，护坡效果好，但需肥较多。而豆科植物苗期生长较慢，但由于可以固氮，故较耐瘠薄，耐租放管理。其花色较鲜艳，开花期景观效果较好。

根据各草种对季节性温度变化的适应性，可分为暖季型与冷季型两类。冷季型草比较耐寒，但耐热性和耐旱性较差，适当管理下，在冷热过渡地可以达到四季常青。而暖季型草较耐热，耐旱，但不耐寒，以地下茎或匍团茎过冬，故冬季景观效果较差，但其管理较冷季型草粗放。

冷季型草中，常用草种为高羊茅、多年生黑麦草、无芒雀麦、草地早熟禾、白三叶、红三叶、百脉根、苗于、多变小冠花、紫花首苍、草木棒、马蹄金等。

暖季型草中，常用的草种有百慕大(狗牙根)、马尾拉、结缕草、百喜草、虎尾草、隐花狼尾草、野牛草、假俭草、非洲狗尾草、湾叶画眉草、东非狗尾草、葛藤等。

(2)灌木

目前灌木的应用较少，主要有紫穗槐、柠条、沙棘、胡枝干等。一般在硬质材料边坡首先考虑的是藤本，其次是小灌木(如爬山虎、常青藤、葛藤、崖豆藤、三叶木通、海桐球、小叶女贞球、小叶黄扬球、红叶小架、金叶女贞球、丁香球等)，在松软基质坡面植被依坡度不同选择上有差异，可分为0～15º，15º～35º，35º～45º三种情况选择植物；在紧实基质坡面上与松软基质坡面上基本相同，但很少考虑乔木和花卉，只有个别土层较厚的坡面考虑乔木。

§12.2.4边坡绿化植被的选择

一、边坡绿化植被选择的原则

(1)选择适合当地气候条件的植物：选择适合当地生长的植物是关键环节，在选择绿化材料时首要考虑的是气温，最高气温决定植物是否能安全越夏，而最低气温决定能否安全越冬。因此，在南方应选择暖季型植物，百喜草、狗牙根、假俭草等都是适宜的草种。而在北方应选择冷季型植物，如高羊茅、多年生黑麦草、白三叶等都是适宜的草种。在冷热过渡地带，暖季型草是适宜的，但冬天的景观效果不理想。因此，可选择冷季型草中的高羊茅和白三叶，特别是要求较长绿期时。

另外当地野生植物资源往往是最好的选择，它是在本地气候与土壤环境中长期进化的结果，最适应当地环境。我国有着丰富的植物资源，但这方面的工作还很少。常用的有茅草、野豌豆、紫穗槐等。

(2)选择根系发达、分生能力强的植物：植物根系的好坏直接关系到固土能力，地下生长量越大，根系分布越深、保持水土能力越强，植物的抗逆性也强。较强的分生能可以增加覆盖度，减少土壤裸露，减少降水的侵蚀能力。但是植物不能过高，生长不能太快，否则会影响景观，增加维护成本。选择根状茎的植物、如狗牙根、假俭草、白三叶，可以达到目的。

(3)选择抗性强、耐瘠薄的植物：边坡土壤一般较为贫瘠，因此，应选择较耐瘠薄的植物，边坡土壤保水性能差，应选择耐旱的植物。同时由于养护强度低，还要求植物具有较好的抗病性。在温带和寒带，可选用草地早熟禾、细羊茅、黑麦草；在半干旱地区可选择野牛草、冰草和格兰马草；在亚热带地区可选择狗牙根、百喜草和结缕草。高羊茅草可用于亚热带和温带的过渡地带。

(4)采用混播技术：一种草往往不能满足各方面的要求，如狗牙根是一理想的护坡草种，但绿色期短；高羊茅也是理想的护坡草种之一，绿色期长，但越夏有些困难；白三叶覆盖好，能自养，但苗期生长短，护坡效果不理想。而且，单一植被易退化，且难以恢复。而多种植物混合可以增加群体的生物多样性和稳定性。因此可将不同的草种按一定的比例混合起来，使其在不

同的阶段发挥作用。如可将一年生黑麦、高羊茅、白三叶混播，一年生黑麦草可以提供快速的植被，高羊茅和白三叶提供持久的覆盖。还可将冷、暖季草混合，起到四季常绿的效果，如高羊茅与结缕草混播。将多种草花混合也能达到“三季有花，四季常青”的效果。

二、边坡绿化植被选择方法

(1)初选：开展本地区公路、铁路、堤坝边坡地植物调查，通过观测筛选出适应性较好的种类，并采集初选材料的种子或种条。

(2)复选：选定不同边坡条件进行初选种类播植试验，通过成活率、保存率、生长表现的观测、评价，筛选出复选种类。

(3)决选：用复选材料进行小区绿化施工，观测、评价施工效果，确定可应用推广种类，并大量繁殖中选材料。引种外来材料也应进行复选、决选播植试验，筛选出表现好的方可用于施工。

§12.2.5边坡绿化播种量的估算

对于播种绿化，播种量随土壤及种子的性质不同而不同，不同的植物种子的发芽率与成活率不同。在不同的地质气候条件下，种子的发芽率与成活率也可能不同，不同地质条件下发芽障碍修正值应给予适当的修正(表12.2)，以达到期望的绿化效果。播种量的计算公式为

$$W=G(1+Q)/(SPB)$$

式中：W——每平方米经发芽障碍修正后的播种量，g/m^2；

G——期望成活株数，株/m^2；

S——平均粒数，粒/m^2；

P——种子纯度，%；

B——发芽率，%(播种前应自行鉴定)；

Q——发芽障碍修正率值。

不同地质条件下发芽障碍修正率值　　表12.2

地质条件	修正值(%)	地质条件	修正值(%)
砂砾石土壤	+20	特别潮湿地	+10
干旱地	+10	缓坡地	-10
特别干旱地	+20	高边坡	-20

§12.2.6边坡绿化的施工

一、边坡绿化施工程序

(1)接受工程任务、获取路段工程设计图。按照图纸勾画边坡位置、范围，框算施工面积和种苗材料需要量。

(2)在边坡基本完成土石方工程后进行路况调查，实地测量各路段边坡面积、坡度、坡面立地条件。

(3)设计施工配置图。编制施工计划和预算。采用讨论式设计配置图，应取得施工者与业主的共识，成为施工的蓝图和验收的依据。设计图应标明配置方式的播植量、苗木规格、成活率；施工计划不仅包括施工组织、进度，还要包括苗木供应、肥料购买、工具准备内容。编制预算应按双方同意的单价和项目计划，浮动幅度不宜大。

(4)确定施工期。要根据季节、天气和施工人员力量，在完成土石方工程后，选择适宜时间开工。避免高温天气、暴雨天和寒冷季节施工，切勿与土石方工程同时进行。

(5)播植后的保育。播植后一个月种子萌发，苗木成活方可提请监理部门和业主进行种植验收。验收前的保育工作是成败的关键。

(6)补植护理期。种植验收后有3～5个月补植护理期，业主方可最后验收接管，结清工程款。此间通过补植和加强水肥管理，使播植地被物达到合同要求的标准，形成良好覆被固坡效果。

二、边坡绿化施工的主要技术措施

(1)建立绿化材料种苗供应基地。实现因地制宜、自繁自用，确保种苗适应性和规格质量。

(2)编制路段气候区边坡绿化施工月历。可避免盲目接受业主提出的不合理施工期要求，有序安排施工进度。

(3)加强播后喷水保温。配备专用水车，播植后1月内晴天每天均需喷灌一次，保持地面湿润。

(4)在补植后，对地被物喷施二次400倍广增素、802等生长调节剂促进生长和抗旱力。

(5)补植后，每月喷施一次200倍复合肥液。

(6)不断完善专人、分段管护承包责任制，做到每路段有专人巡逻看守，防止人畜践踏。1月后每3～5天喷水一次保湿。

三、边坡绿化施工方法

(一)边坡种草绿化施工

边坡种草绿化施工方法通常有如下几种方式：

(1)种子洒布施工

采用人工播种方式或使用固定在卡车上的种子洒布机，将种子、肥料、木质纤维、侵蚀防止剂等，加水搅拌后，以泵向外洒布。适用于边坡土质较软，厚度在25mm以下的砂性土、23mm以下的粘性土的情况。可使边坡迅速全面绿化。

(2)借土种子喷播施工

用喷枪等将种子、肥料、土、水等的混合韧，以压缩空气向边按喷射1～3cm的厚度后，洒布沥青浮液等侵蚀防止剂进行养生。为抵抗雨水、冻胀、冻结等影响，一般多与金属网张拉工程组合施工。常用于厚度在23mm以下的粘性土、亚粘土土坡。

(3)点穴、挖沟施工

点穴施工是在边坡上用钻具挖掘直径为1～3cm、深10～15cm的涧、每平方米约8～12个、将固体肥料等放入，用土、砂等将洞埋填后，进行种子洒布或借土种子喷播施工。也可用向洞内放借土时放种子纸，再用乳化沥青液等侵蚀防止剂养生的方法。挖沟施工是在边坡大致按水平间隔10cm左右、挖掘深10～15cm的沟，放入肥料土后，用种子洒布或借土种子喷播进行施工。这两种方法常用于绿化用地立地条件较差的情况。此外，此种方法也可用于治理公路路堑堆积层滑坡或路堤滑坡。

(二)边坡铺草皮施工

预先将生长的草种挖取后，铺设在要防护的边披上，施工主要方法有：

(1)阶梯植被施工

将草皮在边坡上成台阶状水平铺设，这是一种最简便的绿化施工法，使用于边坡的坡长短、坡度缓的土、砂土边坡的绿化。

(2)铺面施工

将草皮切割成一定大小(一般为30cm×30cm左右)，在边坡全面铺成格子状，然后用竹(或

铁)钎子固定。施工必须使草皮与土充分粘附，接头部分注意密接。适用于希望迅速绿化，并起园林建筑效果的缓坡处。常用在填方边坡或凹凸少、有较厚土壤的挖方边坡，或挖方边坡的坡肩部分。

(3)岩体绿化施工

岩体绿化施工主要是针对原来无土壤的岩体面进行绿化，它包括在急坡度的岩体面、砂浆喷射或浆砌片石防护的路堑坡面上进行的绿化，这种方法遇到的最困难的问题是如何将植物生长所需的基盘固定在陡急的坡面上。目前用作植物基盘的材料有以有机质为主体的、以沙土为主体的和由有机质及沙土混合的三种。施工时用喷射砂浆用的喷枪将混合好的材料向岩体面喷射，厚度为3～10cm。当喷射厚度超过10cm时，若坡度陡急，应事先张拉金属网，再行喷射施工。当用有机质材料喷射时，其平均喷射厚度随降雨量和标高增大而减薄。随裂隙数及土类粒径增大而增厚。植物类型以攀援性藤本植物为主(如爬山虎)。适用于岩质、岩堆、花岗岩风化沙土等无土壤边坡的绿化防护。

(4)框格坡面绿化施工

将在工厂预制好的混凝土或钢铁、塑料、金属网网格在边坡上装配不同的形状，用锚或桩固定后、框格内借土或堆填土袋进行植被施工，或填塞大卵石等石料进行施工。常与借土喷播或种子洒布施工及直接铺草皮等方法联合使用。框格及横肋宽0.4～0.6m，植格间距2.5～3.5m，这种方法广泛用于高等级公路的路基边坡及隧道进、出口边坡防护工程中。

(三)特殊边坡绿化施工

(1)土质缓边坡的绿化

采用对坡面直接液压喷播草籽的方法。边坡坡度的大小对草籽的发芽生长有较大的影响，坡度较缓，则草坪生长的持久性较好，不需采取挖沟、挖坑或其他补助措施。在种籽喷播施工时，先对边坡进行简易修整，然后使用喷草机将种籽、肥料、覆盖材料、土壤改良剂、保水剂、色素和防蚀剂等加水搅拌后直接喷洒在边坡的表面，然后覆盖无纺布，这样即可减少雨水冲刷和侵蚀，防止种籽在发芽期移动流失，又可防止地表水分蒸发，起到保温和保湿的作用。无纺布由木纤维组成，覆盖地面3个月内将完全降解。所用草种根据地区不同而不同，华南地区所采用的草籽以百慕大草和百喜草为主，其中掺以少量的画眉草，冬季可加一定数量黑麦草。多种草籽混播，可使边坡草坪适应差别较大的土壤和气候条件，能更快地覆盖土表，并能延长边坡草坪的使用年限。

(2)土壤贫瘠的陡边坡的绿化

可先开挖行距 20～40cm 水平横沟，回填有机肥土，然后喷播草籽，再加盖无纺布进行保护。路堑挖方边坡的坡度陡，草籽在发芽前期易移动、流失，水分和养分补给也较困难，而且由于坡陡，草籽生长的基盘本身(如土壤层)的滑落会对草籽根系的伸展造成极其不良的影响，而砂质、砾质土、强风化岩面，又无一不是草籽生长、成坪的障碍。所以，只有开挖横沟，回填有机肥土，再进行草籽的喷播才能最大限度地减低这些不利影响。挖沟后喷播所选用草籽应以百喜草为主，该草良好的生根性和耐土壤贫瘠(可从岩石深层吸收养分)的能力令其即使在土壤肥力较差的砂质、砾质土中亦能生长良好。

(3)欠稳定的膨胀边坡的绿化

对于坡面以膨胀土为主，油面岩及片状面岩数量多，面积大，自身状态不稳定的边坡，其自身的物质构成极不稳定，一通雨水被面就容易被冲刷，特别是受暴雨、雪、冻胀、地下水、风等因素的影响边坡很可能发生崩塌现象。此类边坡单纯依靠植被防护是不够的，只有采用植草与工程措

施相结合，对之进行全面、综合防护，才能获得较好的防护效果。综合防护大致又分为两类：一类是以植草为主，边缘用石块防护。一般在50º以上的陡坡上可采用此法，石块可砌成菱形、人字形和拱形，其内再喷播草籽。在斜坡的坡脚和坡顶，应栽植1～2行固坡能力强的酒木，如胡颓子、勒杜鹃等。另一类是以工程措施为主，结合植草护坡。此法一般在陡坡上应用，具体措施是先铺石块或卵石，再在间隙中种植草本植物。在草种选择上，依次以百喜草、百慕大草和画眉草为主。

(4)土质混合夹石边坡的绿化

边坡构成复杂，必须认真分析，区别对待。对于土质混合夹石边坡，仍采用第三类边坡的施工方法；而对于中等及弱风化岩石边坡，则在边坡上开挖水平沟，放置编织袋，袋内混有肥料、土壤、草籽和灌木种籽，或是在边坡上钻孔后放入有机肥，加入适量的固体肥料，以保证前期和中期边坡绿化效果良好，为草坪草和酒木生长提供基质。所选用的草种仍以画眉草、百喜草和百慕大草为主，灌木以胡颓子为主。在此类边坡的绿化防护中，为增加其防护效果和绿化层次，还应在边坡坡顶和边坡的夹石中栽植垂吊植物，边坡坡脚和夹石的下部栽植攀援植物，并在边坡的边、角、底等地方栽植勒杜鹃等，以体现出立体绿化效果。

§12.2.7边坡绿化的养护与管理

通常选择栽植在边披上的植物都是无需修剪和施肥管理的粗放型植物，以减少养护工作。但在建坪初期，养护工作却是必需的，因为草坪草的幼苗嫩绿多汁，易受各种食叶性害虫的咬噬。当发现有虫害时，须及时喷洒敌百虫、乐果等农药。草坪建植一年后、在夏季多雨季节、草坪草长势良好，形成密实的覆盖层，极易通风不良，使草坪草染上腐霉病，此时虽不会造成草坪草退化、死亡，但会使坡面发黑，影响景现，故亦需喷洒百菌清，多茁灵等灭菌性农药。

§12.3边坡工程美学

§12.3.1边坡工程的环境美学

(一)环境美学原理

环境美学主要是研究人类创造优美环境的原则和形式及其美学功能。环境质量和环境气氛体现社会购物质文明和精神文明，又与人们的心境感觉息息相关。环境美学是建筑艺术、园林艺术、生态环境和绿化美化等诸方面融合统一的形象美感，环境美学是环境心理学的美学感觉，优美环境是人类自由创造的艺术品。科学运用环境美学原理，对整体环境进行科学设计，统一规划，注重生态环境，植物造景，绿化美化，营造优美的自然景观，是人类的社会文明和科学进步的结晶。

(1)环境美学的基本原则

环境美学基本原则是多样统一、调和对比、对称均两和韵律节奏四项原则。科学运用这四项原则，创造优美的环境，环境形象呈现出诗情画意照的美学感觉。

多样统一的原则：多样统一是环境美学最重要的原则。多样统一造成环境的整体美感及和谐美感。建筑形体、植物群落、生态系统、山石流水等构成环境的元素，变化万千，但是，整体环境结构又要体现和谐统一，景是在变化中有统一，又在统一中有变化。多样统一的原则使人感到环境特征丰富多彩、规则整齐、生动活泼、错落有序。北大校园环境有绿茵的草坪，常绿的松柏，衬托庄严的华表。校内的建筑，中国古典风格与现代建筑并存，协调融合。未名湖畔，垂柳婀娜多姿，湖光塔影，景色迷人。小丘林木，变态万千，自然景观，园林艺术，美不胜收。从整体上讲，北大校园的优美环境，体现了多样统一的原则。

调和对比的原则：对环境构成元素的形体、线条、色彩形式美感，注意相互间的露密关系与彼此间的有机配合，科学应用调和对比的原则，环境的整体美感表现融合流畅，主题鲜明。生动活泼。有声有色。调和使人感到有柔和、雅致、舒适和愉悦的美感。幻想的原则体现于北京天坛景观，天坛的深蓝色的琉璃瓦与浅蓝色的天空和四周的综材配合在一起显得很调和。对比显示整体中的差异变化，层次分明，鲜明醒目，突出主题，烘托气氛。“万绿丛中一点红”，这是色彩红与绿的对比，鲜明醒目，兴奋刺激。

对称均衡的原则：对称均衡是关于环境构成的各个形体的布局形式和方法。对称的布局，显得稳重安定，还衬托中心。对称的原则，无论是在城市环境的规划设计，或是工程技术方面，随处都能发现对称原则的普通存在，对称的原则，不仅是形体的美感，而且，还是普遍存在的自然规律，无论是人和动物的形体，还是植物的花和叶，都发现有对称的规律。均衡表示环境中形体的布局不完全对称等同，还可以有差异变化。均衡比较自然和自由。

韵律节奏的原则：优美的环境，是建筑艺术、园林艺术、生态环境、植物群落、多重生态系统、相互融合协调，整体环境是一副具有韵律节奏的表现艺术作品，犹如一首优美的乐章。

(2)环境美学的主要形式

环境美学的主要形式是表现环境外观特征的色彩、线条和形体。色彩是环境形式美的重要因素，也是美感最常见的形式。色彩的主要形式是绿色、红色、黄色、紫色和白色。绿色是宁静的色彩，表示安静和平的环境气氛，绿色象征着生命和新生，生机勃勃，充满自然的气息。红色是热烈奔放的颜色，红色的感觉使人联想到炽热的火焰，热血沸腾，红色的内涵是血与火，红色使人感到火辣辣的，具有强烈的刺激感觉。黄色是明亮的色彩，明亮的黄色具有很强的直观效果，黄色使人产生欢快和振奋的情绪。蓝色是广阔天空和无边海洋的色彩，令人胸怀开阔，容纳万千，蓝色给人以深远和清凉的感觉。白色是纯洁的象征，表现悠闲淡雅。

道循环境美学的基本原则，巧妙地充分利用环境美学的主要形式，植物造景，科学设计，使植物习性与生态环境适应一致，体现出植物个体及群体的形式美。通过植物的花相和生命周期的变化，使环境绿化美化的艺术效果、整体环境形象呈现出一幅动态的艺术美感构图。突出环境美的艺术效果，创造主题鲜明的环境气氛，则是环境绿化美化完美艺术的体现。

(二)环境美学和植物生态学

随着现代社会的进步和科学的发展，人们追求的优美环境，是要寻求环境与大自然的协调发展，人与自然的和谐统一，将城市和建筑镶嵌在绿色的原野之中。观赏树木和园林花卉是环境绿化美化植物造景的基本材料。因此，关于环境美学与植物生态学的相关关系，及其创造优美环境艺术构图的内在联系，是环境美学研究中提出的重要问题。自然环境的基本因素如温度、光照、水分、土壤、空气等，对于植物的生长发育和开花结果过程，产生重要的生理作用和生态效应，因此，观赏树木和园林花卉的植物生态学，是环境绿化美化和植物造景的重要理论基础。观赏树木和园林花卉造景植物长期生长在特定的地域环境条件，形成本身特有的生态习性。由于植物生态学、植物群范学和环境科学的发展，提出了生态系统理论，即生态系统是在一定的时间空间内，生物和环境间物质循环和能量变动的相互作用和依存的功能单位整体。生态系统在不同地段有不同的类型，提出“生物地理群落”概念，认为在地球表面一定的时、空、地段内，生物群落与其环境是互相作用的统一整体。生态系统、生物群落和植物生态学，为环境绿化、美化的研究提供了基本理论依据。不同的地域环境，存在着不同的生态系统、生物地理群范和植物生态，生长着不同的植物类型。

自然环境复杂多样，植物种类丰富多姿，形成多样性的植物群落，不同的植物群落都有其独特的植物种类、外貌、层次和结构，植物群落在色彩上对形态外貌产生根大的影响，一年四季，色彩变化，犹如一幅流动的色彩图画。环境绿化美化必须遵循植物群落和植物生态学的基

本规则，从大自然的植物群落的组成和结构中得到启示和借鉴，从而使环境美化的构思设计和艺术效果具有大自然的情调，才有可能在环境美化艺术上充满生机，获得成功。

(三)环境美学的功能

环境的美学功能在于优美的环境形象所渲染的柔和、雅致、祥和欢乐的环境气氛中，在心理情感上，感受到轻松愉快和心旷神怡；由欣赏环境美学艺术表现出来的文化魅力，理解环境自然景物的意境美。环境美是环境外观形象显现的丰富多彩的情感知觉，因此，环境美陶冶人的情操，提高人的思想境界，培养热爱自然热爱生活的情感，增进身心健康，启迪人的积极思维和创造精神。环境美是一种在情感上具有巨大的感染力的具体形象，环境优美是人类共同创造共同事有的现代文明。

通过对环境美学的鉴赏和思想交流，达到人类的和谐友爱，营造安定团结的社会环境。环境的优美，大自然的优美，呼唤人们热爱生活，热爱自然，热爱祖国，用自己的劳动和智慧，创造更优美的未来，可以说环境美学艺术是一部形象生动的热爱祖国、热爱自然、热爱生活的教科书。

环境的美学意境是建筑艺术、园林艺术、自然景观和生态环境的和谐统一的美感形象体现出来的诗情画意。意境是情感交融的结晶，是环境美学艺术欣赏水平的升华，景物和情感相互交融达到天人合一的境界。中国历史悠久，文化灿烂，自古以来，中国人民赋予园林树木和花卉以人格化，表达审美的思想感情。如松、竹、梅谓之岁寒三友，象征着人的坚贞、气节、理想、品德的高尚。观赏树木和园林花卉的意境美，是我国独具特色的传统文化，也是世界文化的灿烂瑰宝。

(四)环境美学在边坡工程中的体现

(1)边坡工程中的树木绿化美化艺术

树木种类繁多，资源丰富，但是各种树木都有其独特的形态、色彩、风韵和芳香。它们的独特之美，可以创造优美的环境自然经管。树木不同的年龄时期呈现不同的形态风貌，树木本身就是大自然的艺术品，它们的叶、花、果、枝、皮、树姿均具有很高的欣赏价值和产生美感的能力。

在边坡工程的环境绿化美化中，根据边坡所处的地域和环境特点，结合边坡自身的结构构造形式，进行环境绿化美化的艺术美感设计，让树木的形态呈现多姿多彩、情感横生。

在边坡上进行树木构景要注重树木美感与边坡的协调性，除了体现树木的形体姿态、色彩光泽、韵味联想、芳香和自然衍生美外，还要体现树木的配植方式，突出边坡美化艺术的主题。巧妙合理的配植，构成优美的边坡自然景观，显现内涵丰富的意境美。

(2)边坡工程中的花卉装饰美化艺术

我国国土辽阔，地势复杂，气候迥异，生态环境多样。是名花异草的故乡。我国花卉种类繁多，资源丰富，被称为园林之母。在边坡处治设计中，根据边坡实际情况合理布置花坛、花镜、花台、花丛等，不仅让因开挖或回填边坡造成的环境损害恢复自然，同时让边坡整体环境流畅，生机勃勃，给人以类似自然美景的享受。

边坡上的花坛一般设置于马道上或边坡护面墙上。花坛要保持鲜艳的色彩和整齐的轮廓，应选用植株低矮、生长整齐而花色艳丽的花卉。如若获得良好的花坛美化艺术效果，则图案要简洁，体形要有对比，要体现韵律节奏美感。边坡上的花坛应注意与其他绿化植物的映衬，要体现和谐的美感。

在缓边坡上设置花镜可以草坪作为背景，花卉的装饰背景呈带状自然形式，能体现边坡中

美景中花卉自然散布生长的规律。花镜的边缘可以是自然曲线或直线。各种花卉的配植可以自然斑状混合，注意同一季节中彼此的色彩、姿态以及数量的调和对比，花镜的构图应完整统一。适于边坡花镜的花卉应依据各地的生态环境条件，宜选用适合于本地生长的花卉，同时尽量减少维护工作量为宜。

边坡草坪植物在边坡环境绿化美化中起重要的联结纽带作用，把树木花草、道路桥梁、建筑、山丘等联结起来，形成广阔的绿色环境。在城市边坡工程中的草坪植物除了装饰美化草地，也可供人们观赏。

§12.3.2边坡工程的景观美学

(一)景观美学的概念

在景观生态学中，景观被定义为一组以类似方式重复出现的、相互作用的生态系统所组成的异质性陆地区域;是地形和地表形成的富有深度的视觉模式,是社会环境质量的重要要素,也是与其他资源(如国土资源、水资源等)同等重要的一种资源。现代景观概念强调景观是具有高度空间的、由相互作用的景观元素或生态系统以一定规律组成的。景观本身是人类经济活动的资源和开发利用对象,同时又具有自然历史价值、生态价值、社会价值、文化价值等多重内在价值。景观是研究人类活动对环境影响的合适尺度，因为人类的经济开发活动主要是在景观层次上进行的。随着经济的持续发展、社会的不断进步和人们的审美观念的提高，人们对景观美学质量的要求也将不断提高，从而将推动环境美学与景观的深入研究。

建设类型对景观的要求或研究有所侧重。例如，公路景观较多地关注于大自然，关注于生态系统。一条精心设计的公路应与周围的自然景观和谐一致，应该充分利用地形和景色，包括一些当地最好的代表植物，使其融入自然。并且在可能的情况下，凭藉自己独到的设计和上乘的品质，使其成为一个旅游观赏景区。边坡工程景观是人们视觉所能看到的各种自然与边坡工程要素的综合体，是边坡三维空间加上时间而成为能够反映时空变化的四维空间造型和人的视觉、心理感受等形式的综合环境效应，也就是人对边坡环境的印象。边坡绿化是将边坡融入到周围环境中，以改善由于边坡施工何处治对环境和景观规律的破坏。

边坡景观作为一种主观概念,不能精确地加以量化,它包含了相当多的参数并具有特定的结构功能和动态特征。通过对地形、植物、土地及其周围的建筑、水、路构成的系统进行研究可以确定出所研究区域存在的多个不同的景观元素。每个元素虽为该区域的一部分，但因其地形、土地使用形式、植物、颜色等的不同而都具有自己的特色。对其美景度,即美学质量的评价依赖于人们的视觉感受而定,易理解、等级、和谐、连贯、稳定、敏感度等准则常常用来描述和评价景观元素的特点。如果一个风景区很容易为观察者所理解领悟，则该风景区是易理解的；具有等级的风景区一定是一个重要的风景元素；如果组成风景区的各个元素之间存在着一种合理的、符合大自然规律的几何关系,该风景区可称之为和谐,审美经验表明,美的,必定是和谐的,和谐是美学上的平衡,是共性与个性的统一,基调与特色的融合;如果一个风景区的各种组成部分,包括自然景观和人造景观,均是和谐的,该风景区可称之为连贯,整体的连贯与最广泛的多样化相适应又构成了整体的和谐;一个稳定的风景区，就是一个尽管有所变化，但始终保持同样特色和品质的风景区;景观阀值是指景观作为一个生态系统,对人类干扰的抵御、吸收、同化能力及受干扰后自我平衡和自我抵御能力的量度，它取决于景观的结构因素和外部因素(如气候)；景观敏感度指景观被人注意程度的量度，公路景观敏感度主要由相对坡度、景观相对于观景者的距离、景观在视域内出现的机率以及景观的醒目程度等因素决定。

景观的评价的方法有视觉美感文字描述法、视觉印象评价法、视觉心理测量评价法、计分评价法、平均信息量法、回归分析法、加权网络分析法、模糊集值统计法、系统评价法、图形叠置法以及运用CAD和地理信息系统等手段进行分析显示的方法等。

(二)边坡景观美化的功能

边坡景观美化的主要功能是美化环境和协调环境。

(1)美化环境

由于边坡开挖形成的土石方和边坡支护的人工构造物使边坡环境景观往往单调枯燥，而绿化在视觉上能给人以柔和而安静的感觉，把边坡环境景观融入到具有生机的自然界，使整个环境得到美化。

(2)协调环境

边坡工程往往造成其周围自然景观杂乱，通过景观美化使边坡环境有统一的背景，以减轻由于边坡构造物而造成的强烈印象，并与周围景观融为一体。

(三)边坡景观的设计方法

边坡对环境、视觉、心理的影响要比其他工程强烈，因此，在运用力学原理选择其结构形式、构筑材料的同时，应充分考虑周围环境的特点，把它潜在的环境效益挖掘出来，使边坡工程结构物既满足功能要求、经济可行，又不显得生硬、呆板，与周围环境协调、统一，边坡工程在设计手法上应当从功能性、经济性及视觉效果等方面综合分析与归纳，其景观设计手法与构造形式大致有以下几种：

(1)对于土质较好，高差不大的台地尽可能按斜坡台地处理，以绿化作为过渡；即使高差较大，放坡有困难的地方，也可以在其下部设置台阶式挡墙。既保证了土坡稳定，空隙地也便于绿化，以保持生态平衡，同时也降低挡土墙高度、节省工程造价(图12.2)。

(2)高差较大的台地，挡墙不宜一次砌成，以免造成过于庞大的整体污工挡墙，而宜化整为零。分成多阶的挡墙修筑，中间跌落处设平台绿化，这样多层次设置的小墙与原先设置的大挡墙相比，不仅解除了视觉上的庞大笨重、生硬呆板感，而且挡墙的断面也大大减小，绿化有效地软化了墙面的硬质景观效果。此种设计，环境景观与工程经济得到统一(图12.3)。

(3)在一些景观上有特殊要求的边坡工程中，高差较大时，可将化大为小、使其外观变小，具体做法是将挡墙立面一分为二，下部宽度大，挡墙更稳定，两者之间的联系部分作为绿化挡墙的种植槽或种植穴(图 12.4)

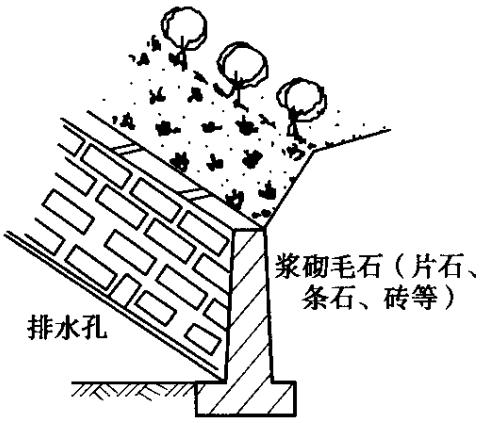


图 12.2　台阶挡墙

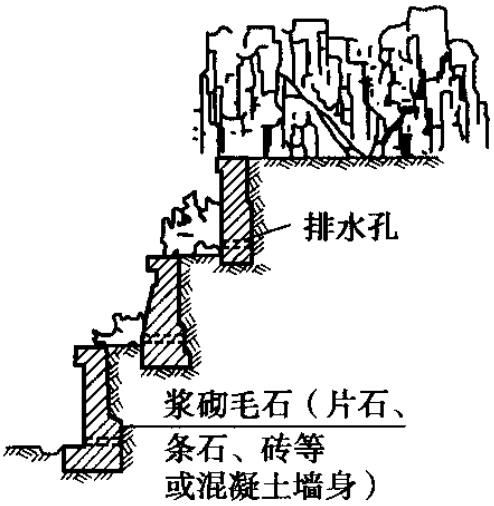


图 12.3　多级台阶

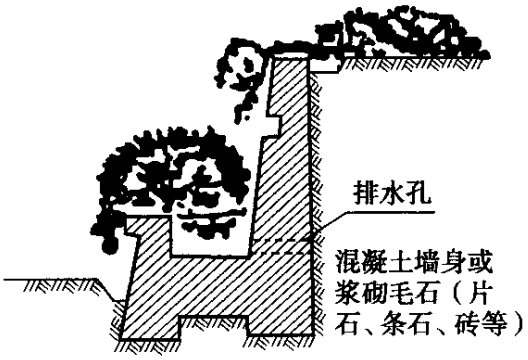


图 12.4　种植槽

(4)由于人的视角所限，同样高度的边坡，对人产生的压抑感大小常常由于边坡界面到人眼的距离远近的不同而不同，如图12.5所示的挡墙顶部绿化空间，在直立式挡墙不能见时，在倾斜面墙面时则能见到。倾斜式墙面使空间在视觉上变化开敞，环境也显得明快。

(5)曲线比直线更能吸引人的视线，给人以舒美的感觉，在路桥工程中的一些特殊场合。如服务休息区、停车场、立交桥、桥台等处，为解决地坪高差，可结合功能所需，将挡墙设计为曲线或折线，以增强动感，创造景观，形成空间视觉中心(图12.6)

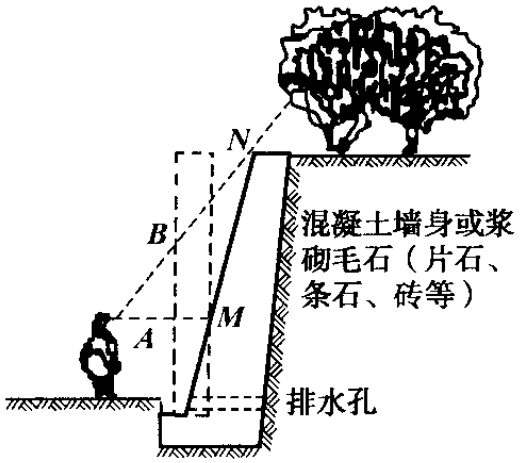


图 12.5　倾斜挡墙

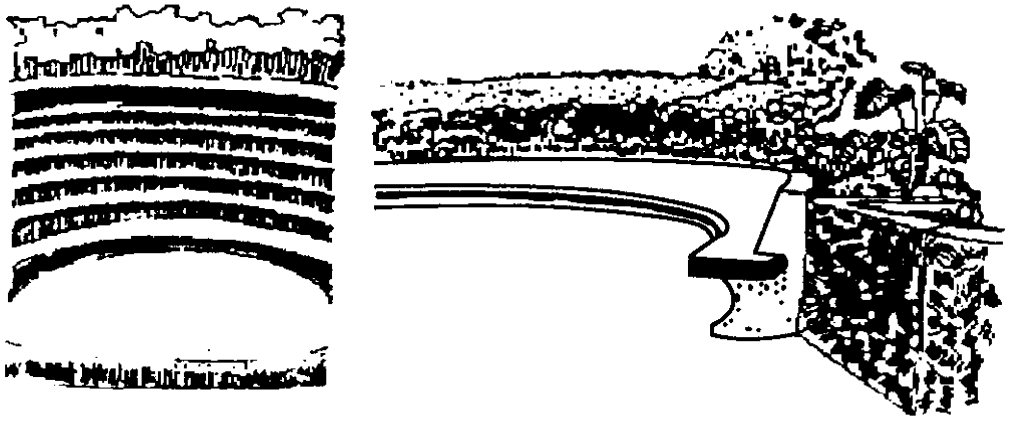
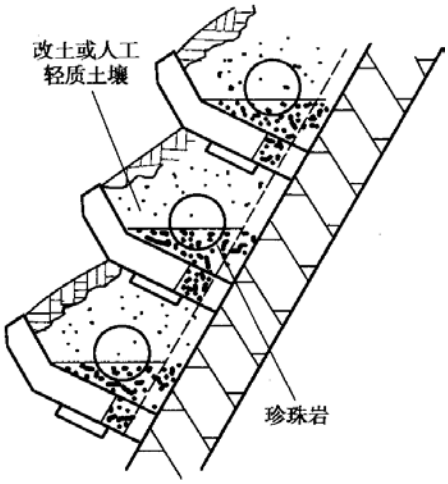


图 12.6 曲线挡墙

(6)砖、石、混凝土等砌块或饰面挡墙，在视觉及心理上给人呆板、生硬、沉重、压抑之感。若在其立面上进行绿化处理，引入生物工程学方法或采用不同材质质感对比、浮雕图案设计等手法，则可改善其原有景观效果，化硬为软，化单调为丰富(图 12.7)。



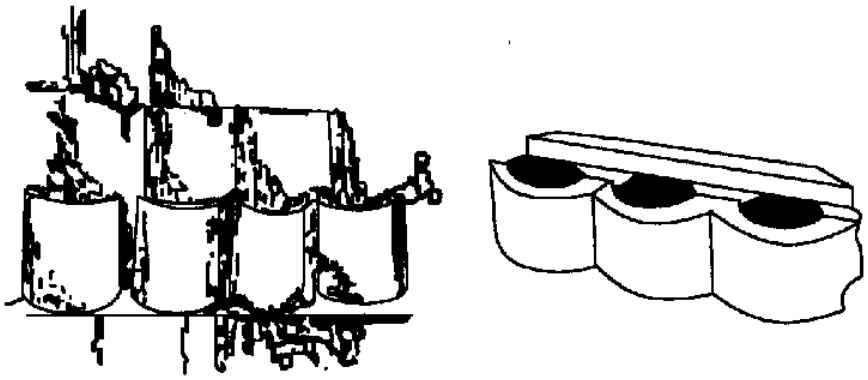


图 12.7 浮雕式边坡构造

材料质感是材料的表面属性，质感的对比与变化主要体现在粗细之间、坚柔之间以及纹理之间。质感处理一方面可以利用材料本身所固有的特点来谋求效果，另一方面也可用人工的方法来“创造”某种特殊的质感效果。在路桥工程中，边坡支护所用材料及其质感效果除满足功能要求外，在景观处理上应视其所处环境及观赏者运动方式而定。通常，位于城镇或观赏者静止、慢行等路段的边坡，选用材料及工程做法、材料质感等相对来说应细腻、优美，而位于原野、丘陵、山地或快速车道等处，支护选用材料及质感则以粗犷、奔放为主。

主要参考文献

1 吴东强，罗幸平.高等级公路边坡绿化防护方法.公路与汽运，No.4，2001
2 蒋自立，江海东.高等级公路边坡植被的选择方案.江苏交通工程，No.2，2002
3 石东扬，熊宏臣等.高速公路边坡绿化的研究.中国园林.No.3，2001
4 周颖.高速公路路基边坡环境综合治理.岩土力学. Vol.22，No.4，2001
5 许文年，王铁桥等，工程边坡绿化技术初探.三峡大学学报. Vol.23，No.6，2001
6 周呈样，崔涛等，公路边坡生态恢复技术浅析.公路交通技术.No.2，2002
7 冯俊德.路基边坡植被护坡技术综述.路基工程.No.5，2001
8 朱剑云，吴江.三维植被网路基边坡防护.市政技术.No.3，2002
9 许文年，王铁桥.岩质边坡护坡绿化技术应用研究.水利水电技术.No.7，2002
10 张阳，袁卫宁.路桥工程中挡土墙景观设计方法研究.西北建筑工程学院学报(自然科学版).Vol.17，No.3，2000

第 13 章　工程实例

§13.1　重力式抗滑挡墙算例

§13.1.1 工程概况

如图13.1所示的一滑坡体,拟采取修建重力式抗滑挡土墙支挡措施。滑面为折线型,按滑面倾角变化分为4段，各段滑面的内摩擦角均ϕ=14º，粘聚力C=0。验算沿墙顶滑出的可能性时，墙后滑体的内摩擦角ϕ=30º，粘聚力C=0，γ=19kN／m^3；墙前回填高度按2.2米考虑，γ=19kN／m^3，ϕ=30º，粘聚力C=0。墙体采用C20片石混凝土，基础置于中风化泥岩层上,其容许承载力为800kPa;墙底与泥岩摩擦系数取μ=0.4。要求滑动稳定系数Kc≥1.3,倾覆稳定系数K$_0$≥1.6。

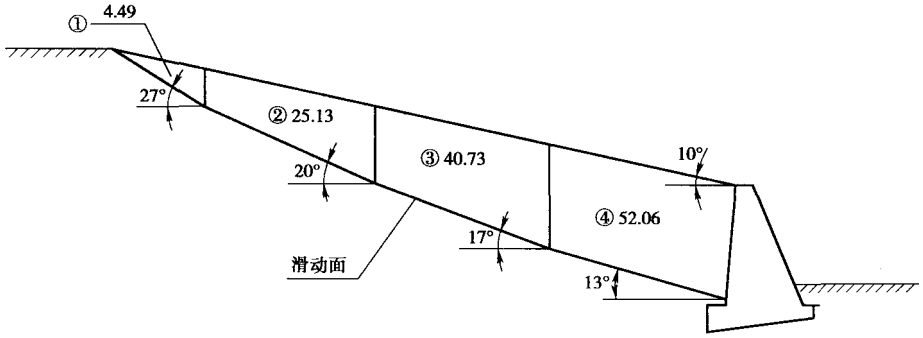


图13.1滑坡断面图

§13.1.2 设计计算

一、剩余下滑力计算

滑坡推力的计算是在已知滑动面形状、位置和滑动面土抗剪强度指标的基础上进行的，采用不平衡推力传递系数法。

$$E_i = KT_i + \cos(a_{i-1} - a_i) - [N_i + E_{i-1}\sin(a_{i-1} - a_i)]tg\phi_i - C_iL_i$$

式中：E$_i$——第i条块的剩余下滑力，kN；

T$_i$——第i条块自重W$_i$的切向分力，kN，T$_i$=W$_i$sinα$_i$；

N$_i$——第i条块自重W$_i$的法向分力，kN，N$_i$=W$_i$cosα$_i$；

α$_i$——第i条块所在滑动面的倾角；

ϕ_i——第i条块滑动面土的内摩擦角；

C$_i$——第i条块滑动面土的粘聚力。

剩余下滑力具体计算见表13.1,大小为331.16kN,方向与水平方向成13º夹角。

剩余下滑力计算表(安全系数 $F_{st}=1.2$)　　表 13.1

块段	面积 S (m^2)	重度 γ_s(kN)	滑动面倾角 $\alpha°$	抗剪强度		下滑力 T_i(kN)	阻滑力 R_i(kN)	传递系数 ψ	剩余下滑力 P_i(kN)
				C (kPa)	$\phi°$	$S\gamma_s\sin\alpha$	$S\gamma_s\cos\alpha\tg\phi - CL$		
1	4.49	23.56	27	0	14	48.025	23.50		34.13
2	25.13	23.56	20	0	14	202.49	138.72	1.02	139.19
3	40.73	23.22	17	0	14	276.51	225.50	1.01	247.13
4	52.06	57.14	13	0	14	669.16	722.67	1.01	331.16

注:1.传递系数 $\psi=\cos(\alpha_{i-1}-\alpha_i)-\sin(\alpha_{i-1}-\alpha_i)\tg\phi_i$

2.剩余下滑力 $P=P_{i-1}\psi+F_{st}T_i-R_i$

二、安全墙高的计算

根据推力计算中所拟定的墙高，自墙背顶点向下作与水平线成(45° − Φ / 2)倾角的Aα线与滑面相交于α点，并在此线以上每隔5°作出Ab，Ac，…等线(图13.2)，求算出这些虚拟滑面的剩余下滑力，并列于表13.2中。

某滑坡自墙顶滑出的验算表($K=1.20$)　　表 13.2

虚拟滑面	滑面面积 S(m^2)	重　度 γ(kN)	滑面倾角 α	抗剪强度		下滑力 T_i (kN)	阻滑力 R_i(kN)	传递系数	剩余下滑力
				C	ϕ				
sa	25.77	23.15	13	0	14°	134.2	144.93	1.01	265.71
aA	13.47	23.15	− 38	0	30°	− 191.98	141.87	0.73	− 178.28
sb	21.76	23.15	13	0	14°	113.32	122.38	1.01	263.2
bA	15.35	23.15	− 33	0	30°	− 193.54	172.06	0.88	− 172.69
sc	17.04	23.15	13	0	14°	88.74	95.83	1.01	260.25
cA	17.54	23.15	− 28	0	30°	− 190.63	206.99	0.92	− 196.32
sd	11.34	23.15	13	0	14°	59.05	63.78	1.01	256.69
dA	20.16	23.15	− 23	0	30°	− 182.34	237.91	0.96	− 210.30

从上表验算结果表明，出现剩余下滑力的负值峰值，说明所拟墙高和埋深均属适当。

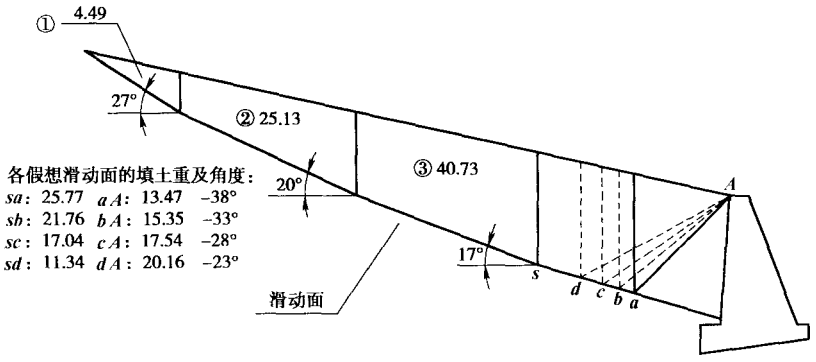


图 13.2　验算墙高计算图

三、抗滑挡墙尺寸拟定

根据上述计算，挡墙尺寸拟定见图13.3所示。

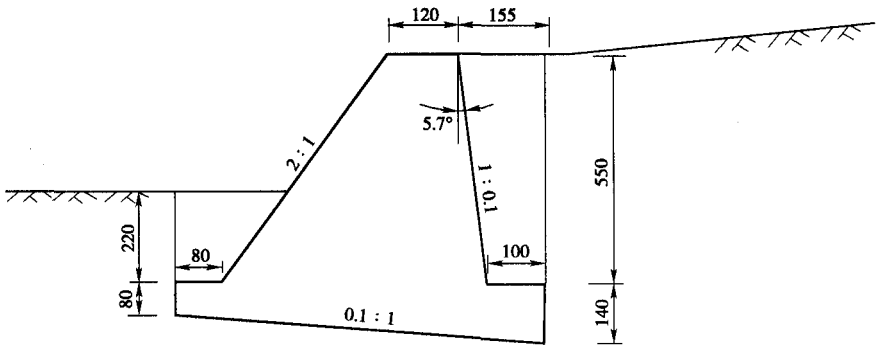


图 13.3　挡墙断面尺寸

四、基本参数计算

根据上述滑坡推力的结果，下滑力大小为 331.16kN，方向与水平方向成 13° 夹角，作用点在位于墙后滑坡体 1 / 2 高位置。土压力计算中，墙前被动土压力采用朗金土压力理论计算；墙后主动土压力按库仑土压力理论计算，然后与滑坡推力比较，取大者进行计算。各力作用位置如图 13.4 所示(相对于墙趾 0 点)。

1.挡墙重量断面面积

$$S = 22.92 \ \text{m}^2$$

$$G = 22.92 \times 24 = 550.08\text{kN}$$

2.前趾填土重量

$$W_1 = 0.5 \times (0.8 + 1.9) \times 2.2 \times 19 = 56.4\text{kN}$$

3.后趾填土重量

$$W_2 = 0.5 \times (1 + 1.55) \times 5.5 \times 19 = 133.24\text{kN}$$

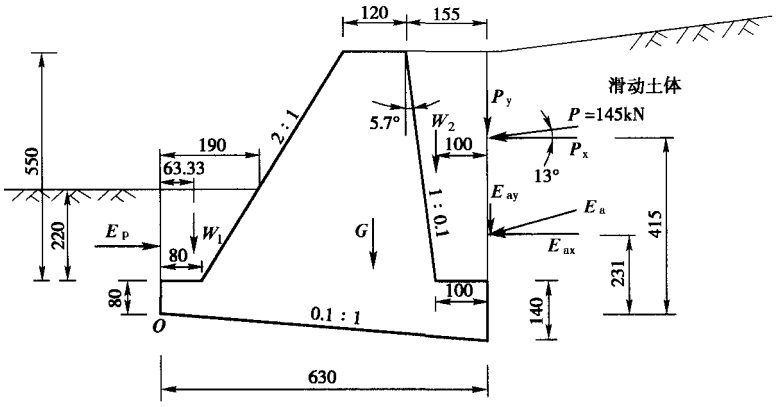


图 13.4　各力作用位置图

4.滑坡推力：P=331.16kN

$$P_x = P \times \cos 13° = 322.67\text{kN}$$

$$P_y = P \times \sin 13° = 74.49\text{kN}$$

5.墙前被动土压力(按郎金土压理论计算)：

$$K_P = tg^2(45° + \frac{\varphi}{2}) = 1.64$$

6.墙后主动土压力：(库仑土压力理论计算)

$\varphi=30°,\delta=\frac{1}{3}\phi=10°,\varepsilon=5.7°,\beta=8°$，算得，$K_a$=0.387

σ_1=rH_1Ka=19×6.9×0.387=50.74kPa

Ea=$\frac{1}{2}$×50.74×6.9=175.04kN

Eax=Eacos θ=Eacos(δ+ε)=168.51kN

Eay=Easin θ=Easin(δ+ε)=43.37kN

由上计算可知，应按滑坡推力来设计挡墙，以上计算数据见表13.3。

断面参数一览表 表 13.3

编号	项　　目	作用力(kN)		力臂 (m)	弯矩 (MN·m)	备　注
		水平向	竖向			
1	挡墙	0	550.08	3.486	1917.58	稳定力矩
2	前趾填土	0	56.4	0.633	35.72	
3	后趾填土	0	133.24	5.3	706.172	
4	墙前被动土压力	140.22	0	1	140.22	
5	下滑力	322.67	0	4.15	1339.08	

注：力臂为相对前趾的距离。

五、稳定性验算

1. 抗滑稳定性验算

按未设倾斜基底验算时，

$$K_c=\frac{\mu\Sigma N+E_P}{E_x}=\frac{0.4\times(550.08+56.4+133.24+74.49)+140.22}{322.67}=1.444$$ 满足

要求。实际实施时可考虑墙底设置向内倾斜基底，以有利于挡墙的抗滑稳定性，

还可降低挡墙断面10%，以降低工程造价。

2. 抗倾覆稳定性验算

$$K_0=\frac{\Sigma M_y}{\Sigma M_0}=\frac{1917.58+35.72+706.172+469.29)+140.22}{1339.08}=\frac{3268.982}{1339.08}=2.44$$

故满足要求。

3. 基底应力及合力偏心距验算

如图13.5所示，将竖向力ΣN和水平方向力E_x分别按倾斜基底的法向分解：

$$\Sigma N'=\Sigma N\cos5.7°+E_x\sin5.7°=810.18+17.17=827.35\text{kN}$$

倾斜基底法向力ΣN′对墙趾的力臂为Z′N：

$$Z'_N=\frac{\sum M_y-\sum M_o}{\sum N'}=\frac{3268.982-1339.08}{837.35}=2.305m$$

倾斜基底的合力偏心距e′为：

$$e' = \frac{B'}{2} - Z'_N = 0.845m, |e'| < \frac{B'}{6},$$

$$\sigma_1 = \frac{\sum N'}{B'}\left(1 + \frac{6e'}{B'}\right) = 233.25kPa < [\sigma] = 800kPa$$，（泥岩）

$$\sigma_2 = \frac{\sum N'}{B'}\left(1 - \frac{6e'}{B'}\right) = 25.23kPa$$，故满足要求。

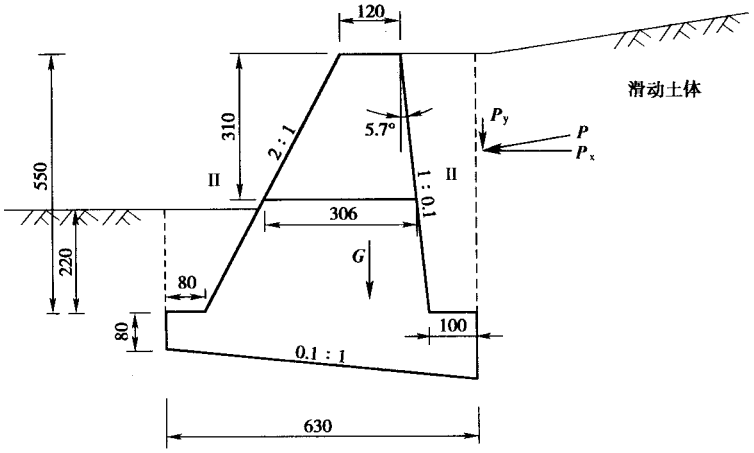


图 13.5　基础偏心验算示意图

六、墙身截面强度验算

1.法向应力及偏心距验算（Ⅰ—Ⅰ断面，图13.6）

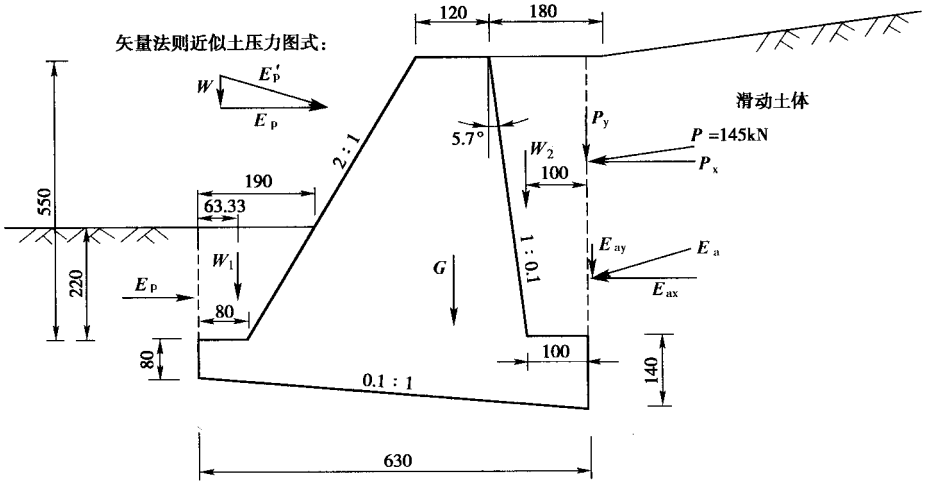


图 13.6　法向应力及偏心距验算示意图

$$E_p = \frac{1}{2}rH^2K_p = 0.5\times19\times2.2^2\times1.64 = 75.41kN$$

$$W = \frac{1}{2}\times2.2\times1.1\times19 = 23kN$$

$$\sum N = 749.4kN$$

$$\sum M_y = 3207.172kN\cdot m$$

$$\sum M_o = 1339.08kN\cdot m$$

$$Z_N = \frac{\sum M_y - \sum M_o}{\sum N} = 2.49m$$

$e = \frac{B}{2} - Z_N = \frac{5.3}{2} - 2.49 = 0.16m < 0.3B = 1.59m$，满足

$\sigma_1 = \frac{\sum N}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) = 137.08kPa < [\sigma] = 3MPa$，（20号片石混凝土）

$$\sigma_2 = \frac{\sum N}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) = 100.83kPa$$

满足要求。

2.应力验算

水平方向剪应力验算(Ⅱ—Ⅱ断面，图13.7)：

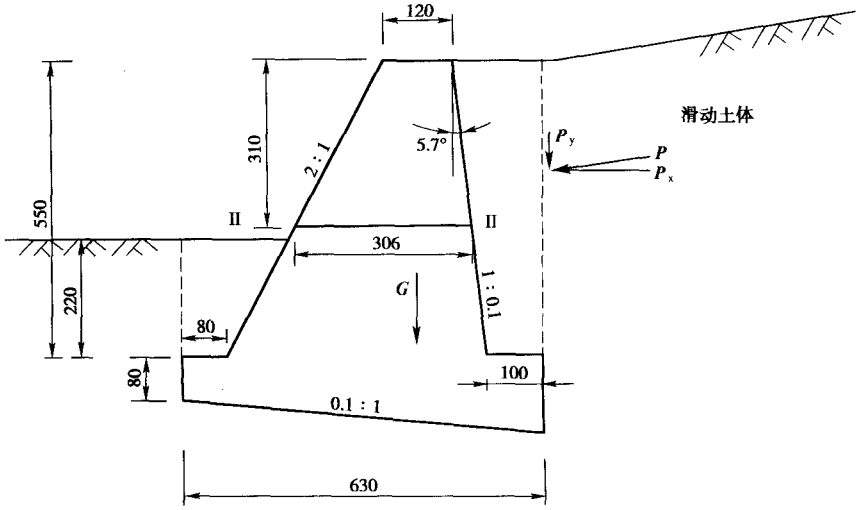


图 13.7　水平方向剪应力验算示意图

$$\tau = \frac{\sum T}{B} = \frac{322.67}{3.86} = 83.59kPa < [\tau] = 0.23MPa$$ (20 号片石混凝土)

满足要求。

§13.2 加筋陡坡路堤实例

§13.2.1 工程概况

涪陵鹅颈关1号桥引道路堤工程为涪陵鹅颈关立交桥主线(四环路——重庆)重庆端、重庆至南川匝道和涪陵西车站至重庆出站引道等道路路堤，路堤长约120m，路堤高度约50m，在已建挡碴坝坝顶以上约32m，挡碴坝在1号桥右侧约80m。根据鹅颈关立交桥规划和建设要求，原鹅颈关1号桥予以拆除，改用路堤代替。路堤堤基部分为近几年防洪大堤料场弃土倾填，厚度30m左右，必须进行堤基处理。

§13.2.2 设计基本资料

(1)地形地貌

工程所在地形南高北低，位于一条自南往北流向的“V”形冲沟，地形坡度10º～30º，地面高程233～267m，地面高差约30m，平均坡度15º～20º。地貌属低山丘陵剥蚀地貌。

(2)地层岩性

地层上部为第四系全新统人工堆积层(Q_4^{ml})，堆填时间2～3年，自上而下分别为褐黄色粉质粘土，含岩体碎块20%～40%，碎块直径多在50cm以下；褐灰色粉质粘土，含岩体碎块25%～40%，碎块直径多在20cm以下；紫褐色粉质粘土，含岩体碎块10%～40%，碎块直径多在30cm以下。下部为三叠系上统须家河组，黄灰或灰黄色砂岩。

(3)不良地质现象与地质勘察评价与结论

根据地质勘察，未发现场地有滑坡、断层、崩塌和泥石流等不良地质现象。

场地整体较稳定，无不良地质现象，但地基属软土地基，进行加固处理后才能进行路堤建设。

(4)土壤物理力学指标

根据地勘报告，堤基已填部分土壤物理力学指标如下：

紫褐色粉质粘土：γ=19.30kN/m^3，C=19kPa，ϕ=16º46′，α_{1-2}=0.45MPa；

褐灰色粉质粘土：γ=19.60kN/m^3，C=16kPa，ϕ=17º37′，α_{1-2}=0.41MPa；

褐黄色粉质粘土：γ=19.70kN/m^3，C=20kPa，ϕ=15º17′，α_{1-2}=0.49MPa。

路堤新填部分土壤，碎石土：γ=20.5～21.0kN/m^3，ϕ≥34º，K=0.95(重型标准)

(5)使用条件

荷载等级：汽车荷载，汽-20，挂-100

人群荷载，q=3.5kN/m^2

路面结构标准轴载，B22-100

地　震：地震基本烈度，Ⅵ度

(6)建设标准

设计车速：主线，60km/h；引道，30km/h；

路面宽度：主线，2×8.5m；引道，8m；

路基宽度：主线，5+8.5+4+8.5+5m=31rn；引道，10m；

引道平曲线最小半径：45m

引道最大纵坡：≤3.5%；

设计年限：路堤及护坡，50年

路面结构，15年(沥青路面)

§13.2.3 设计方案

堤基处理采用分片强夯，在引道、道路宽度范围内(B区)强夯一遍，再振动沉入带孔钢管(花管)，高压注入水泥稀浆，以加固、密实路堤堤基；在其他范围(A区和C区)采用强夯3遍，强夯时加入片石处理现有堤基。

堤基处理后，路堤堤身采用分阶加筋、分层填筑碾压碎石土结构，分阶高度8m，坡度1:2，最上一阶1:1.5。堤基上部采用分层填筑碾压碎石土；堤身坡面采用预制混凝土六角空心绿化块体护坡。

引道、道路基层采用2层高强土工格栅处理，以增加强度和减少不均匀沉降。路面采用改性沥青混凝土路面。

§13.2.4 工程施工

(1)施工技术标准及规范：交通部标准，《公路路基施工技术规范》(JTJ 033—95)；《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》(JTJ 017—96)；《公路加筋土工程施工技术规范》(JTJ 035～91)；《公路土工合成材料施工技术规范》(JTJ／T 019—98)；《公路工程质量检验评定标准》(JTJ 071—94)。建设部标准，《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—91)(1998年版)；《城市道路路基工程施工及验收规范》(CJJ 44—91)；《城市绿化工程施工及验收规范》(CJJ／T 82—99)。

(2)堤基处理施工要求

强夯分区A、分区C：

现状沟谷填土分台阶挖平，采用强夯加片石置换的处理方案。

强夯施工的初步施工参数为：单击夯击能≥1200 kN·m，单位面积夯击能≥3000kN·m／m^2。夯击3遍，夯点布置采用点夯，第一遍夯点间距3×3m，呈正方形或等边三角形，夯击数≥8击，最后两击平均沉降量≤70mm；第二遍与第一遍基本相同，夯点与第一次错开；第三遍满夯，单击夯击能≥1000kN·m，夯击数≥5击，最后两击平均沉降量≤50mm。

每遍施工间歇时间：每遍施工间歇时间大约10天，但不得少于7天。

加入的片石饱和强度不低于30MPa，无风化、裂隙等。

分区B——强夯一遍加钢管高压注浆：

现状沟谷填土简单整平，先进行强夯一遍预处理，强夯施工参数及要求同分区A和分区C的第一遍。强夯后采用振动法沉入钢管(花管)，再高压注浆。注浆钢管间距1.8m，呈梅花形布置(三角形布置)，孔底深度距基岩层约3m。

高压注浆的施工参数(每孔注浆量、注浆速度、浆液水灰比、注浆压力等)通过现场试验确定。

(3)施工管理

强夯和注浆施工都必须按有关规范规定加强施工管理，严格按规定程序操作，认真做好施工记录。

(4)施工质量检查要求

强夯完成后分别在A区和C区做2个探坑检查，探坑深7m以上，每1m深做1个密实度检查和标贯试验，6m深以上部分的密实度不低于88％。或分别进行3个点以上的静力触探(或波测)。

B区在注浆完成后选择不少于6个点进行质量检查，检查方法可采用静力触探或波测，等效的贯入击数(N)宜控制在10以上。

(5)路堤及堤坡施工要求

堤底采用高强钢塑防老化复合土工格栅(A型格栅)，纵向抗拉强度不低于180kN／m，横向不低于80kN／m，施工时应有厂家提供的该批产品的物理力学性能检测报告和同类产品的老化检测报告，同时按每批每5000m^2进行一组抽样检查。堤底格栅铺设3层，层间距0.5m，铺设时地面应碾压平整，纵向最好为整块，横向搭接，并用细铅丝绑扎。每层格栅上填料采用碎石土或开山土，分层压实；压实度不低于95％(重型标准)。填料指标要求：γ=20.5～21.0kN／m^3，ϕ=>34°。填料中应避免尖锐棱角块体直接压在格栅上。

堤坡采用钢塑防老化复合土工格栅(B型格栅)，纵向抗拉强度不低于50kN／m，横

向不低于20kN／m，层间距1.0m，铺设时地面应碾压平整。其余要求同上。

堤坡后填料及施工要求同堤坡施工，分层回填、碾压与堤坡同步进行。

堤底格栅、堤坡格栅和堤后回填压实按每层每500m^{2}抽检3点进行现场压实度检查。

堤坡整平后直接铺砌六角空心块体，并按设计要求组成图案。坡脚和坡顶现浇C15混凝土。

(6)路基排水施工

路基在不同高程处沿原山坡设置排水盲沟，盲沟下部为片石，顶部铺填10cm厚2～8cm碎石和一层滤水土工布规格为300g/m^2；盲沟施工应保证后方山体渗流能顺畅排出堤外。

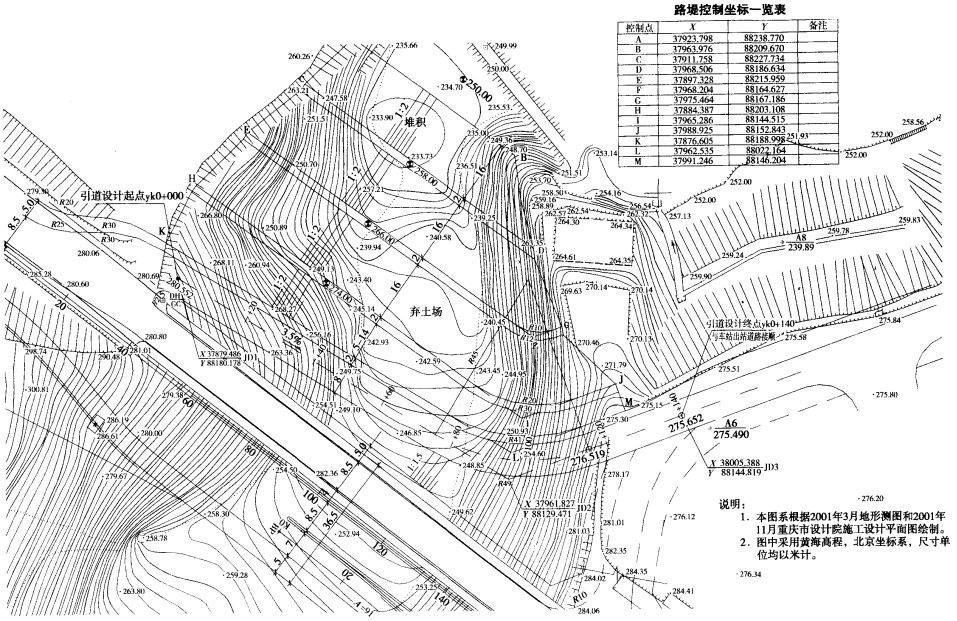
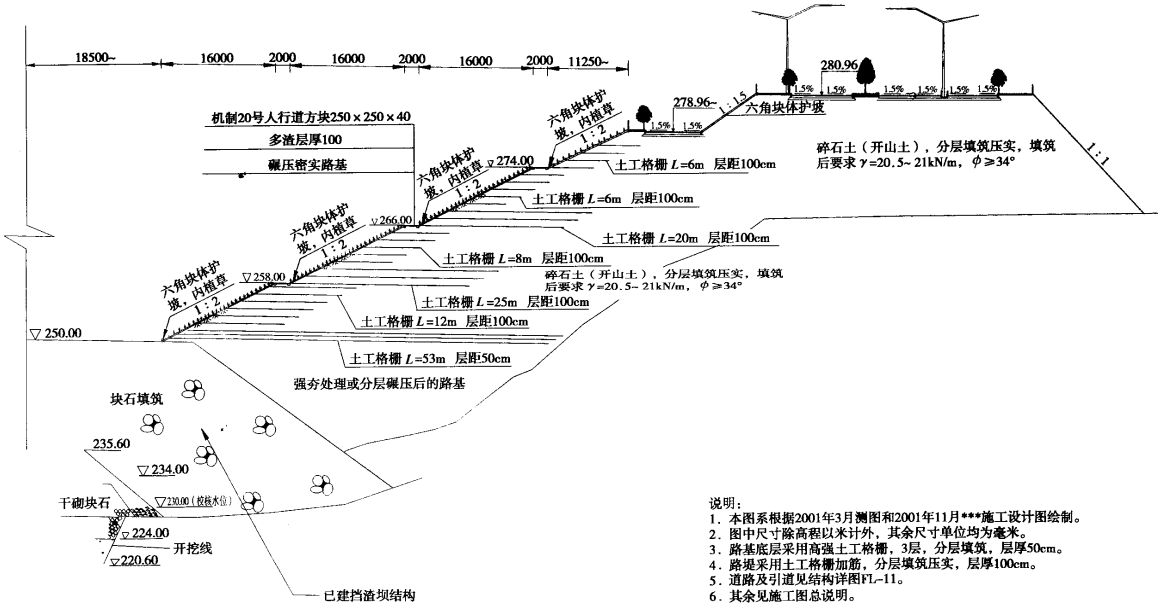
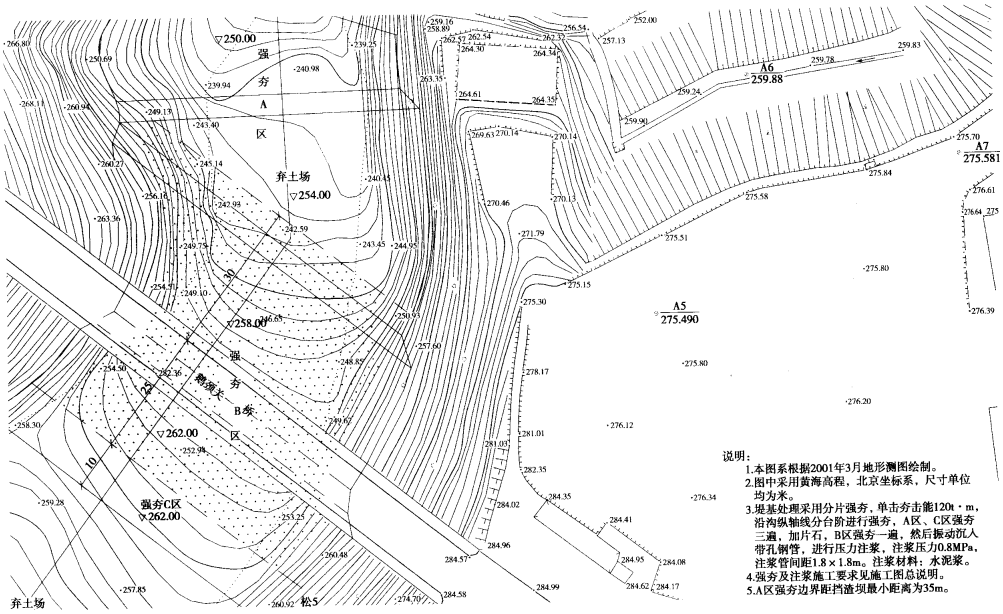


图 13.8　加筋陡坡路堤平面图



说明：
1．本图系根据2001年3月测图和2001年11月***施工设计图绘制。
2．图中尺寸除高程以米计外，其余尺寸单位均为毫米。
3．路基底层采用高强土工格栅，3层，分层填筑，层厚50cm。
4．路堤采用土工格栅加筋，分层填筑压实，层厚100cm。
5．道路及引道见结构详图FL-11。
6．其余见施工图总说明。

图13.9加筋路堤陡坡结构断面图



说明：
1.本图系根据2001年3月地形测图绘制。
2.图中采用黄海高程，北京坐标系，尺寸单位均为米。
3.堤基处理采用分片强夯，单击夯击能120t·m，沿沟纵轴线分台阶进行强夯，A区、C区强夯三遍，加片石，B区强夯一遍，然后振动沉入带孔钢管，进行压力注浆，注浆压力0.8MPa，注浆管间距1.8×1.8m。注浆材料：水泥浆。
4.强夯及注浆施工要求见施工图总说明。
5.A区强夯边界距挡渣坝最小距离为35m。

图 13.10 加筋路堤陡坡地基处理平面图

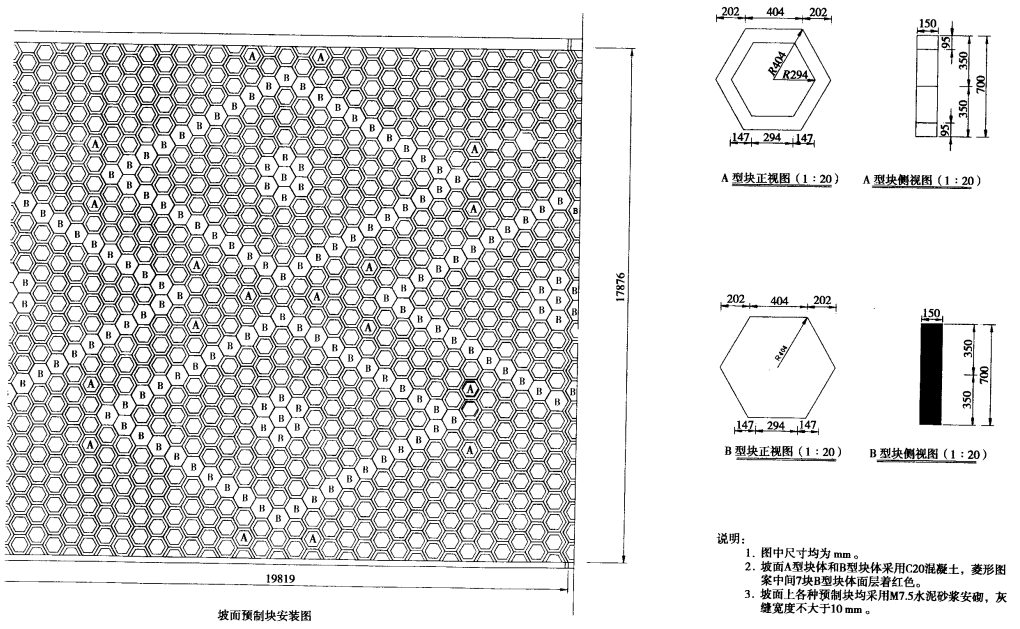


图 13.11　加筋路堤陡坡面层绿化花格构造图

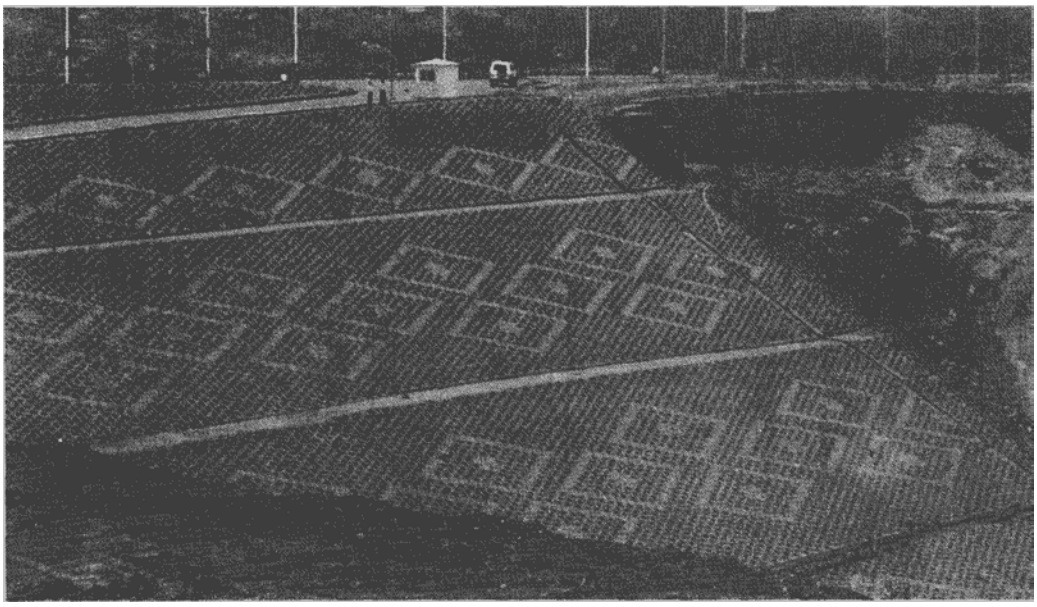


图13.12刚竣工后的路堤(照片)

§13.2.5 效果及评述

该路堤工程施工在3个月内完成，其中加筋路堤施工时间约1个月。工程竣工后，经过近一年的使用，情况良好。坡面未发生变形，路面沉降很小。实践证明，根据该工程的地形及地质条件、使用要求和工期要求，采用加筋路堤是成功的。

该路堤工程的主要设计图见图13.8～13.11，竣工后的照片见图13.12。

§13.3 抗滑桩实例

§13.3.1 工程概况

某高速公路K91+700～K92+070段路线位于剥蚀丘陵地带，山坡自然坡度为20°～30°，坡顶海拔高度300m，地形特点是谷深、坡陡、顶平。覆盖层厚度5.0～7.5m，表层为碎石粘性土。线路以填方形式通过，地基为粘性土夹碎石块石组成的滑坡堆积体，沿坡面呈上薄下厚分布。堆积体结构松散，空隙发育，透水性好，稳定性差，对路基加载较为敏感。在K91+700～K91+980段，第四系堆积层厚度为27～32m。此路段路基原设计采用路堤挡土墙形式，挡土墙高度为6.17m。当路基填筑至设计标高时，路基挡土墙出现开裂和变形。坡体在暴雨季节最小稳定性系数为0.99，具有滑动的可能性，为了保证路基的稳定，须对该段路基所处的边坡进行抗滑治理。

§13.3.2 设计基本资料

1)地形、地貌及地表水

拟建公路从斜坡通过，山体斜坡坡度上陡下缓：上部20°～30°，中下部10°～20°，山顶地势平坦，最大标高约320m，坡脚为民房，坡底被40～50m宽的溪流切割，常年流水。斜坡以梯田为主，种植桑树以及蔬菜等农作物，半山腰有一水渠通过。该路段分布有涵洞及排水管。

地表水主要为片流、梯田农作物浇灌水。据观察，降雨量少或短时间降水，片流基本上都沿凹陷及塌落处渗入碎块石内；当降雨量大或较长时间降雨时，部分坡面流进入溪流中，另有一部分沿地下裂缝或通道从低处流出。

2)地下水

该地区地下水主要第四系空隙潜水，前第四系基岩的透水性弱，含水性差。空隙潜水含水介质为斜坡坡积物，地下水主要受大气降水、地表水体、梯田灌溉水的人渗补给。一般从碎石亚粘土层中深入地下。地下水顺坡向下迳流至溪流排泄。

3)地层岩性

经地质钻探显示，该段地层结构从上到下分别为填土、含碎石的亚粘土、含块石的亚粘土、含粘性土碎石、含粘性土块石、全风化凝灰岩、强风化凝灰岩、中风化凝灰岩和微风化凝灰岩。基岩以上的地层多为坡积物、滑坡堆积体等松散物质构成覆盖层，其力学强度低。基岩地层为上侏罗统大爽组沉积岩及凝灰岩，全风化和强风化岩力学强度低，中风化岩力学强度高。

4)边坡滑动机制

经地勘揭示，该边坡滑动形成的主要机制为：(1)第四系松散堆积层，透水性好，在地下水的长期作用下，基岩表层土体强度降低；(2)地层产状与坡向基本一致；(3)公路施工路基土及弃石堆填，对公路上坡产生牵引，对公路下坡造成挤压；(4)大气降水控制滑坡滑动的速度和强度。

5)岩土物理力学参数

滑体土层：粘聚力C=43kPa，内摩擦角 ϕ=13.6°，容重 γ=20.4kN／m^3，空隙度n=0.479。

滑动面：粘聚力C=37kPa，内摩擦角 ϕ=16°

中风化岩石：天然抗压强度标准值61.3MPa，饱和抗压强度标准值49.8MPa。

6)地震烈度

该地区场地基本地震烈度为Ⅴ度。

7)使用条件

汽车-超20级，挂车-120；汽车荷载等代土层厚度取1.5m。

8)边坡荷载系数

边坡荷载系数：K=1.25。

§13.3.3 设计方案

一、设计依据

(1)地质勘察报告；

(2)公路路基设计规范；

(3)公路桥涵地基与基础设计规范；

(4)公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范；

(5)建筑地基基础设计规范。

二、设计计算

1)滑坡推力计算

采用传递系数法对K91+740、K91+800、K91+840三个主滑动断面进行推力计算。计算过程中将汽车荷载等效为1.5m厚的等待土层，滑体中动水压力按照雨季最高水位考虑，计算获得的滑坡推力分别为：

(1)K91+740断面：在支挡结构处的滑坡体剩余下滑推力为3204.33kN／m，剪出口的剩余下滑推力为1773.32kN／m。

(2)K91+800断面：在支挡结构处的滑坡体剩余下滑推力为4875.2kN／m，剪出口的剩余下滑推力为1867.54kN／m。

(3)K91+840断面：在支挡结构处的滑坡体剩余下滑推力为2549.75kN／m，剪出口的剩余下滑推力为106.47kN／m。

2)抗滑桩尺寸拟定及内力计算

对于K91+740断面，拟订2.0m×3.0m的异型桩，桩间距4.5m，嵌入基岩7m，桩长25m；对于K91+800断面，拟订2.0m×3.0m的异型桩，桩间距4.5m，嵌入基岩7m，桩长31m；对于K91+840断面，拟订1.2m×1.8m的方桩，桩间距6.0m，嵌入基岩7m，桩长26m。

抗滑桩在地面以上部分采用悬臂梁计算内力，在地面以下部分采用弹性地基梁理论计算，桩前土压力按静止土压力计。抗滑桩嵌岩深度计算公式为：

$$h=\sqrt{M_h/(0.0833\beta R_a b)}$$

式中：h——嵌岩深度；

M_h——抗滑桩在嵌岩面的最大弯矩；

R_a——中风化岩石的单轴抗压强度；

β——中风化岩石的裂隙系数；

b——抗滑桩的截面宽度。

本实例计算获取的抗滑桩嵌岩深度为7m。

3)抗滑桩配筋计算及强度验算

纵向受力钢筋配筋计算时，取C25混凝土、ϕ钢筋，相对受压高度

$\xi_{jg}=0.55,\gamma_c=1.25,\gamma_s=1.25$；验算公式为：

$$M=\frac{1}{\gamma_c}R_a b h_0^2 \xi_{jg}\left(1-0.5\xi_{jg}\right)$$

除了计算受力钢筋和箍筋外，按照构造要求配置相应的架立钢筋和腰筋。

4)锚索锚固长度验算

锚索锚入基岩的长度由砂浆与锚索之间和砂浆与岩石之间的粘结力确定。砂浆与锚索之间的握固力P_s为：

$$P_s=\pi d_s L_m \tau_s / K_s \geq T$$

式中：P_s——一根锚索的锚固力；

d_s——一根锚索的直径；

L_m——锚固长度；

τ_s——砂浆与锚索之间的抗剪强度，查阅有关资料，该值约为1.7～2.0MPa，也可取砂浆强度的1／10，此处采用M30砂浆，其强度为17.5MPa，故取τ_s=1.75MPa；

K_s——安全系数，取K_s =1.75。

锚固长度的计算：

$$L_m \geq \frac{K_s T}{\pi d_s \tau_s}$$

砂浆与岩石之间的抗剪力用下式计算：

$$P_R=\pi d_R L_m \tau_R / K_g$$

式中：P_R——一个锚索孔中砂浆与岩石问的极限锚固力；

d_R——一个锚索孔直径，选用≯150；

τ_R——砂浆与岩石之间的抗剪强度；

K_g——安全系数，取K_g=1.25。

在本实例中，按照1000kN的锚固荷载计算，锚索锚固长度为8m。

5)其他计算

除了上述计算内容外，还有挡土板强度验算、横系梁的强度验算以及挖孔护壁、锁口等的强度验算。

三、主要处治措施

1)放坡堆载阻滑

根据地勘揭示的可能滑动面，此路段路基挡土墙外侧位于可能滑坡体的前缘，因此载挡土墙外侧进行放坡堆载反压有助于滑坡的稳定性，同时也有助于解决K91+450～K91+500处滑坡体助滑弃方问题。对于K91+700～K91+840段，堆载反压边坡坡率为1：2；K91+845～K91+980段，路基边坡按照1：1.5和1：1.75正常放坡，变坡平台为原挡土墙顶，宽度为1m。

2)抗滑桩支挡

在K91+700～K91+840沿堆载放坡坡角处布设一排矩形钢筋混凝土预应力锚索抗滑桩，共计33根，以彻底解决滑坡深层滑动问题。抗滑桩根据推力大小设置三种：

A型抗滑桩共计16根，断面尺寸采用2.0m×3.0m的矩形桩，桩间距4.5m，嵌入基岩7m，桩长25m；B型桩14根，断面尺寸采用2.0m×3.0m的矩形桩，桩间距4.5m,嵌入基岩7m，桩长31m；C型桩3根，断面尺寸采用1.2m×1.8m的矩形桩，桩间距6.0m，

嵌入基岩7m，桩长26m。

抗滑桩顶设置150cm×150cm的横系梁，加强抗滑桩之间的联系，同时在桩和横系梁上各布置预应力锚索2束；桩上的锚索间距为1.164m，横系梁上的锚索间距为1.10m，预应力锚索共计122束，结构为8Φ15.24mm，设计抗拔力为1000kN。横系梁下抗滑桩高出地面部分采用30cm钢筋混凝土挡土板。

四、边坡处治工程量

1)阻滑堆载；填土方77700.9m^3。

2)挖孔桩：挖土方3615.1m^3；挖石方1221.4m^3；C_{15}护壁混凝土1468.6m^3，护壁钢筋59.1t；桩身C25混凝土4743.4 m^3，桩身钢筋370.8t。

3)挡土板：C25混凝土146.6m^3；钢筋6.1t。

4)预应力锚索：Φ150钻孔4200m，钢绞线33600m，M30水泥砂浆74.2m^3，Φ110塑料导管3240m。

5)防护：7.5号浆砌片石1131m^3。

§13.3.4 工程施工

(一)抗滑桩施工要点

(1)人工挖孔钢筋混凝土抗滑桩孔施工时应从两端向中间跳开挖，跳孔数为1，4，7，10，13，…。

(2)所有抗滑桩嵌岩必须牢固可靠，嵌入完整基岩中风化层内的深度不得低于设计所注尺寸，如施工过程中发现中风化基岩的埋深与设计有较大出入时，应及时进行变更。

(3)人工挖孔进入中风化基岩层时，施工过程中不得破坏桩孔周围的岩石结构。

(4)所有抗滑桩桩身受力主筋焊接接长时，焊接必须牢靠，焊缝强度不得低于钢筋强度，必须严格按照施工规范办理。

(5)在进行护壁混凝土浇筑时，锁口与第一节护壁应整体浇筑，但锁口与第一节护壁应预留横系梁、锚索与桩身联接处的位置；当上一节护壁混凝土达到设计强度的80%时再行开挖下一节桩孔及浇筑护壁混凝土。

(6)桩身混凝土必须连续灌筑，不得间断，并采用导管灌筑混凝土。

(7)人工挖孔时应注意排水和施工安全，当挖至设计高程后应尽快浇筑桩身混凝土，禁止长期浸泡基坑。

(8)抗滑桩桩头与横系梁应整体浇筑，在整体浇筑时，应预埋锚索孔通道PVC管，管径为外径Φ159mm。

(9)滑坡治理工程的施工有其特殊的复杂性和技术难度，在施工中加强施工质量管理及施工监理。

(二)锚索施工要点

(1)锚索孔钻孔：孔径为Φ150mm，索孔倾角与设计倾角误差不得超过2°。

(2)成孔后立即下锚，下锚后先压注锚固段M30水泥砂浆，注浆压力为0.6～0.8MPa。当水泥砂浆强度达到设计强度的80%时即可张拉。

(3)检测吨位张拉：施工过程中对所有锚索进行抗拔力的检测，以验证锚固质量的可靠性。锚索设计抗拔力为1000kN，因此，检测张拉时每束锚索的实测抗拔力应达到设计值。检测张拉顺序为：0kN～50kN～100kN～200kN～300kN～400kN～500kN～600kN～700kN～800kN～900kN～1000kN，5min保压停顿后开始卸载。卸载顺序为：1000kN～900kN～800kN～

700kN～600kN～500kN～400kN～300kN～200kN～100kN～50kN～0kN。

(4)锁定吨位张拉:每束锚索的锁定张拉吨位为350kN,张拉顺序为:0kN～50kN～100kN～150kN～200kN～250kN～300kN～350kN，15min保压停顿后顶锚锁定。

(5)锚索检测和锁定时应单束张拉，不得两束以上同时张拉。

(6)锚索锁定后，用M30水泥砂浆住浆封孔并封闭外锚头，注浆压力为0.6～0.8MPa。

(7)锚索锚固段长度不得小于设计锚固长度。

§13.3.5 效果及评述

该工程在竣工投入使用以来，经历了不同程度降雨的考验，坡体未发现开裂、蠕动变形等斜坡滑移迹象，同时该段路基一直保持良好的稳定状态。实践证明，该工程是比较成功的(图13.13～13.19)。

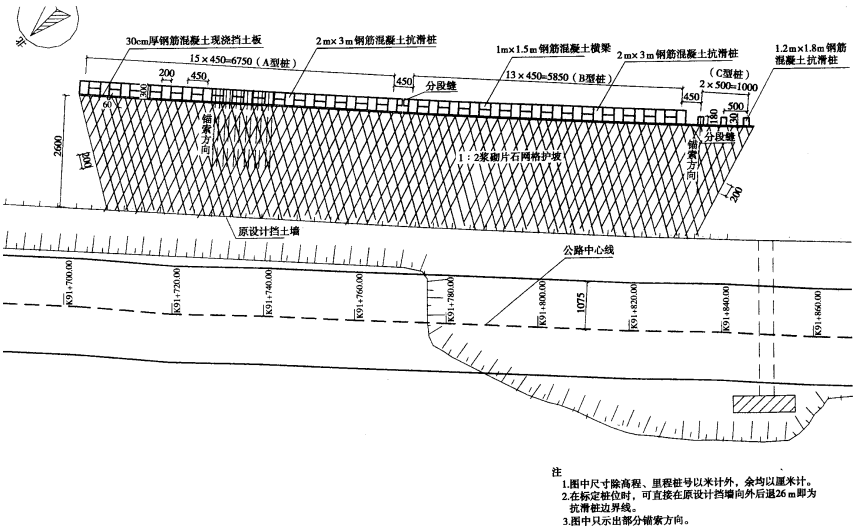
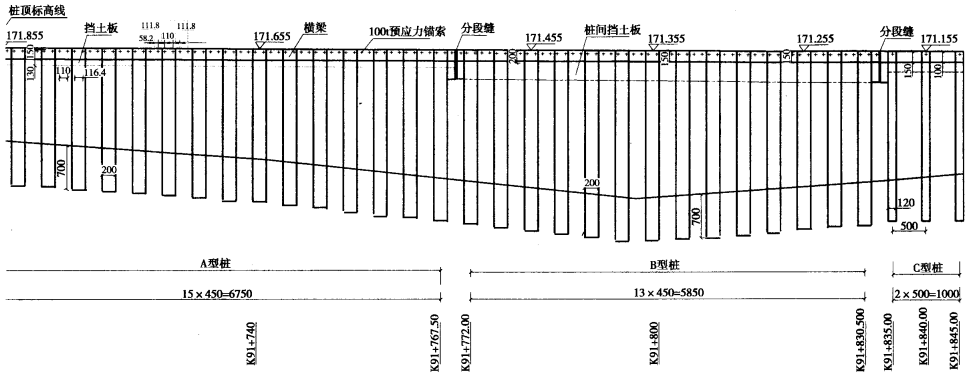


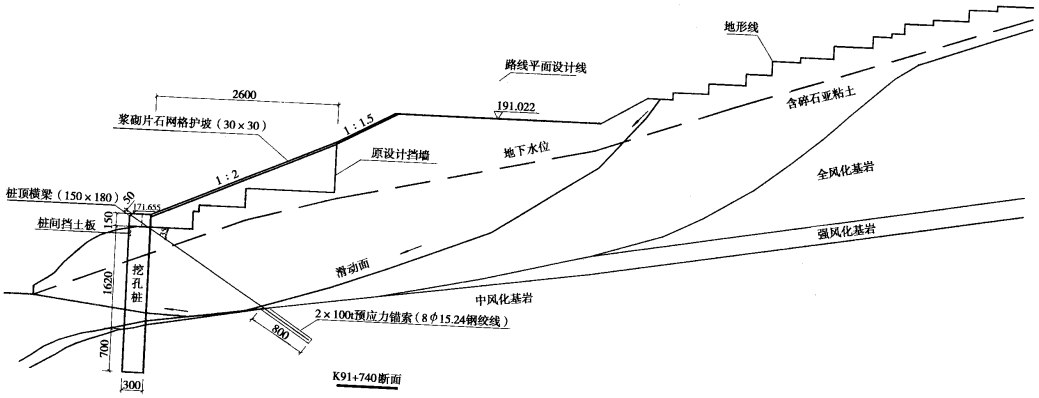
图 13.13　滑坡处治平面图



注

1.图中尺寸除高程、里程桩号以米计外，余均以厘米计。
2.桩底嵌入中风化岩层内的深度不低于7.0 m。

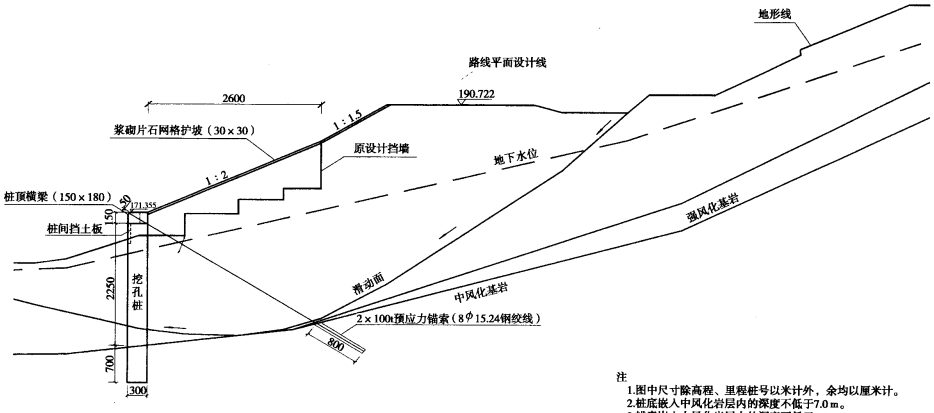
图 13.14　滑坡处治立面图



注

1.图中尺寸除高程、里程桩号以米计外，余均以厘米计。
2.桩底嵌入中风化岩层内的深度不低于7.0 m。
3.锚索嵌入中风化岩层内的深度不低于8.0 m。
4.桩间挡土板高度根据施工现场地形情况确定，但板底伸入土层的深度不低于0.5 m。

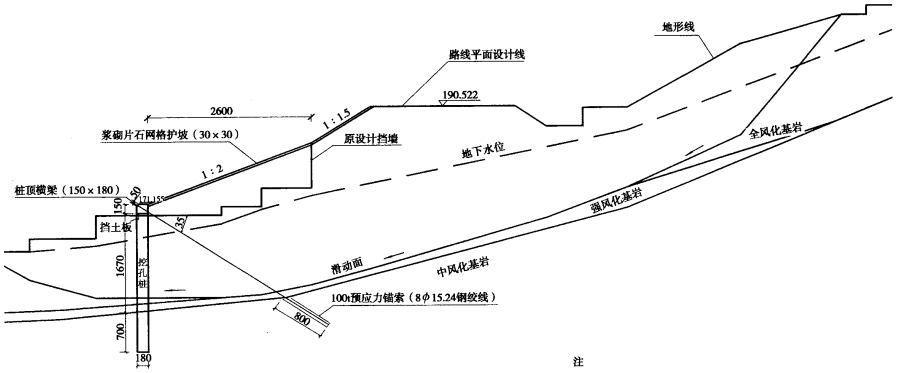
图 13.15　滑坡处治断面图(一)



K91+800断面

注
1.图中尺寸除高程、里程桩号以米计外，余均以厘米计。
2.桩底嵌入中风化岩层内的深度不低于7.0 m。
3.锚索嵌入中风化岩层内的深度不低于8.0 m。
4.桩间挡土板高度根据施工现场实际地形确定，但板底伸入土层深度不低于0.5 m。

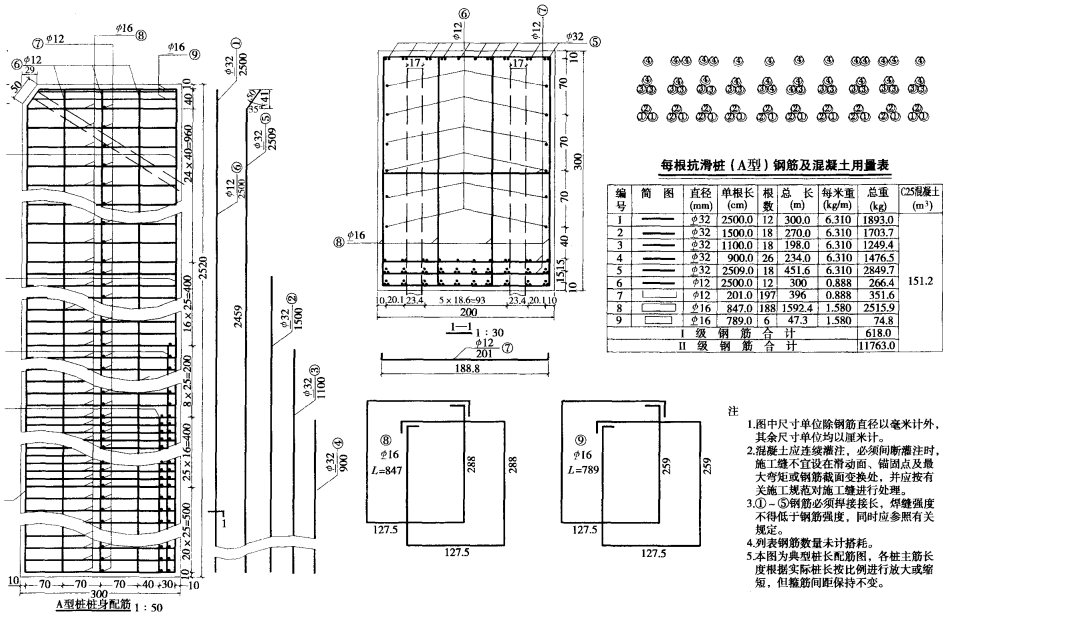
图 13.16　滑坡处治断面图(二)



K91+840断面

注
1.图中尺寸除高程、里程桩号以米计外，余均以厘米计。
2.桩底嵌入中风化岩层内的深度不低于7.0 m。
3.锚索嵌入中风化岩层内的深度不低于8.0 m。
4.桩间挡土板高度根据施工现场实际地形情况确定，但板底伸入土层深度不低于0.5 m。

图 13.17　滑坡处治断面图(三)



每根抗滑桩（A型）钢筋及混凝土用量表

编号	简图	直径(mm)	单根长(cm)	根数	总长(m)	每米重(kg/m)	总重(kg)	C25混凝土(m³)
1		φ32	2500.0	12	300.0	6.310	1893.0	
2		φ32	1500.0	18	270.0	6.310	1703.7	
3		φ32	1100.0	18	198.0	6.310	1249.4	
4		φ32	900.0	26	234.0	6.310	1476.5	
5		φ32	2509.0	18	451.6	6.310	2849.7	
6		φ12	2500.0	12	300	0.888	266.4	151.2
7		φ12	201.0	197	396	0.888	351.6	
8		φ16	847.0	188	1592.4	1.580	2515.9	
9		φ16	789.0	6	47.3	1.580	74.8	
I级钢筋合计							618.0	
II级钢筋合计							11763.0	

图 13.18　抗滑桩结构图

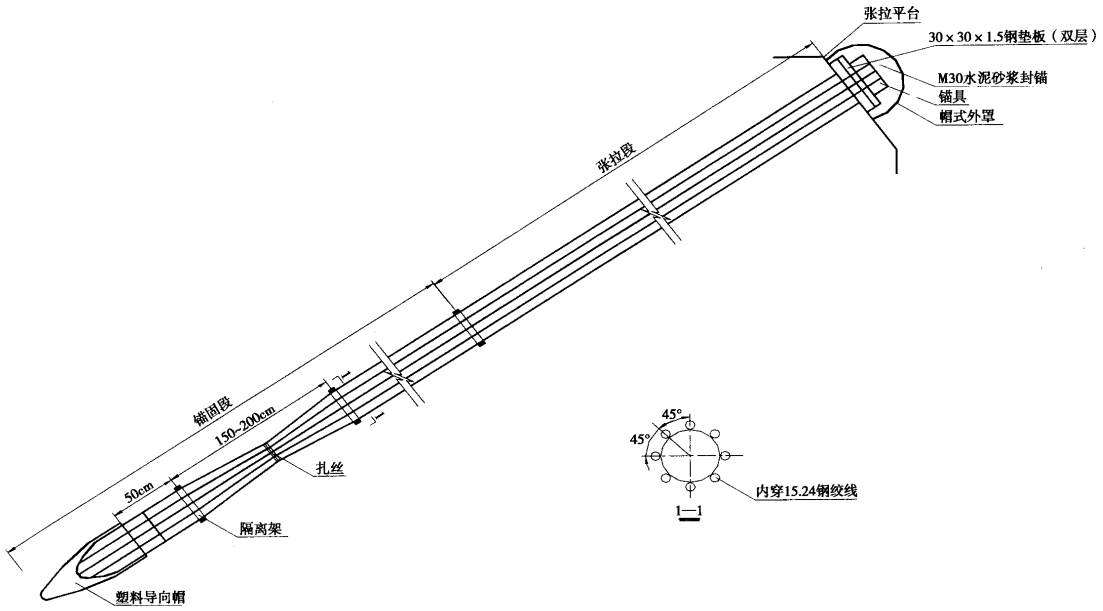


图 13.19　预应力锚索构造示意图