边坡工程

Bianpo Gongcheng

黄求顺　张四平　胡岱文　著









457
770

重庆大学出版社

边坡工程

黄求顺　张四平　胡岱文　著

重庆大学出版社

内 容 提 要

本书主要介绍土质边坡、岩石边坡和山地地质灾害三大内容，其中重点讨论了岩石边坡和山地地质灾害问题，从理论到实践，从参数的取值到多种计算方法，都做了较详细的阐述和比较。为便于广大读者掌握边坡工程的有关理论，本书采用了大量工程实例，深入浅出地说明边坡工程的有关理论和实践经验，并提出了颇有价值的见解和建议。

本书可作为岩土工程专业研究生的教学用书，也可供岩土工程研究人员及有关技术人员参考。

图书在版编目(CIP)数据

边坡工程/黄求顺，张四平，胡岱文著. —重庆：重庆大学出版社，2003.7
ISBN 7-5624-2815-8

Ⅰ.边… Ⅱ.①黄…②张…③胡… Ⅲ.边坡稳定性—研究
Ⅳ.TU457

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2003)第 036859 号

边 坡 工 程

黄求顺 张四平 胡岱文 著
责任编辑：李长惠 郭一之 版式设计：李长惠
责任校对：任卓惠 责任印制：秦 梅

*

重庆大学出版社出版发行
出版人：张鸽盛
社址：重庆市沙坪坝正街 174 号重庆大学(A 区)内
邮编：400044
电话：(023) 65102378 65105781
传真：(023) 65103686 65105565
网址：http://www.cqup.com.cn
邮箱：fxk@cqup.com.cn (市场营销部)
全国新华书店经销
重庆华林天美彩色报刊印务有限公司印刷

*

开本：850×1168 1/32 印张：5.5 字数：137 千 插页：1
2003 年 7 月第 1 版 2003 年 7 月第 1 次印刷
印数：1—1 000
ISBN 7-5624-2815-8/P·29 定价：12.00 元

本书如有印刷、装订等质量问题，本社负责调换
版权所有 翻印必究

前 言

边坡是一种常见的地表形态。稳定的边坡将造福于人类，给人们的生产、生活带来安全的环境。许多名胜古迹，坐落于高陡的边坡之上显出雄伟、壮观的气势，给人以欢快和愉悦。重庆、香港等山城，建筑物依山傍水，高楼林立，错落有致，绚丽多姿，独具特色。但边坡一旦失稳，其祸害将非常严重。小型的边坡失稳破坏，可能导致大量人员伤亡；中型边坡失稳破坏，可能危及一座城镇的安全；大型边坡失稳破坏，其后果更不堪设想。为此边坡研究极为重要且迫在眉睫。

我国是一个多山的国家，地质灾害频繁。许多地质灾害如滑

坡、危岩崩塌、泥石流等，均与边坡的关系密切，但目前对地质灾害及边坡的治理，尚缺乏指导性的文献资料。本书作者从20世纪60年代初期接替前苏联等多国专家的工作，完成治理重庆钢铁公司大滑坡后，接着全身心投入规模宏大的“三线”建设，倾心于山区地基的研究与实践，解决了众多山区地基难题。本书作者还主编了国际上第一部山区地基基础设计规范《重庆市建筑地基基础设计规范》（荣获国家建设部1994年科技进步一等奖），并作为编制组主要成员参加了国家标准《建筑地基基础设计规范》和国家行业标准《建筑桩基技术规范》（荣获国家建设部1995年科技进步一等奖）的编写工作。随着城市化建设的加速进行以及长江三峡大坝的兴建，与边坡有关的地质灾害更显突出。应广大建设者的要求，现将作者长期积累的边坡治理经验和研究成果编著成本书，希望其出版能起到抛砖引玉和拾遗补阙的作用。

本书阐述了土质边坡、岩石边坡和山地地质灾害的破坏机理及治理措施，并结合大量工程实例，深入浅出地说明边坡工程的有关理论和实践经验。在土质边坡中，结合各种工程实际，对土压力计算和边坡稳定分析提出了改进意见。对加筋土边坡、锚碇板、土钉墙、桩锚支挡结构体系等各种新型挡土结构，也进行了深入的讨论研究。在岩石边坡上，作者根据多年的工程实践经验，将岩石边坡分为整体稳定边坡、外倾结构边坡、碎裂结构边坡3种类型。针对这3种类型，介绍了岩石边坡横推力的计算方法和边坡稳定性分析方法。在此基础上，讨论了岩石边坡的支护结构设计和构造要求。山地地质灾害，其破坏力极大。本书对滑坡的破坏机理，下滑推力的计算，可靠的治理措施以及危岩的整治，均进行了详细的研究和分析，提出了许多行之有效的办法。

本书原为面向土木工程学科岩土工程专业研究生的教学讲义，经过作者多年的修改补充，并经过历届研究生的不断实践和论证而得到完善。本书可作为相关专业研究生的教学用书，也可供岩土工程研究人员和有关工程技术人员参考。

本书付梓，得到很多同仁的关心帮助，在此向他们表示诚挚的感谢。

黄求顺

2002 年 8 月

目　录

1　绪言 …… 1

2　挡土墙上的土压力 …… 5

2.1　概述 …… 5
2.2　土压力的试验资料 …… 7
2.3　墙土间临界破裂面 …… 11
2.4　高大挡土墙上的土压力 …… 12
2.5　有限填土条件下的土压力 …… 15
2.6　平行墙上的土压力 …… 16

2.7 填埋式涵管上的土压力 …… 19
2.8 板桩上的土压力 …… 22

3 重力式挡土结构 …… 25

3.1 概述 …… 25
3.2 重力式挡土结构的形式 …… 27
3.3 重力式挡土结构的稳定性验算 …… 28
3.4 挡土结构的排水系统 …… 34
3.5 砌体或混凝土挡土结构的构造要求 …… 37
3.6 土钉墙 …… 38
3.7 加筋土边坡 …… 42
3.8 锚碇板挡墙 …… 52

4 桩锚挡土结构体系 …… 56

4.1 概述 …… 56
4.2 桩锚挡土结构体系施工简介 …… 58
4.3 土层锚杆的设计与计算 …… 61
4.4 岩石锚杆的设计与计算 …… 64
4.5 竖桩(立柱)的设计与计算 …… 68
4.6 竖桩(立柱)基础的计算 …… 69
4.7 挡板的计算 …… 75

5 均匀土质边坡的稳定性 …… 77

5.1 概述 …… 77
5.2 瑞典条分法 …… 79

5.3　毕肖普法 …… 83
5.4　传递系数法 …… 85
5.5　分块极限平衡法 …… 87
5.6　詹布法 …… 89

6　滑坡及其治理 …… 92

6.1　概述 …… 92
6.2　原始地应力对边坡稳定性的影响 …… 94
6.3　滑坡推力计算及稳定性分析 …… 97
6.4　滑坡治理措施 …… 104
6.5　抗滑挡墙 …… 113
6.6　抗滑桩及桩锚支挡结构体系 …… 117

7　岩石边坡的稳定性分析 …… 122

7.1　概述 …… 122
7.2　岩石结构面的几何要素 …… 124
7.3　单结构面外倾边坡 …… 127
7.4　双结构面外倾边坡 …… 128
7.5　双结构面棱形体破坏 …… 130

8　岩石边坡的支护 …… 135

8.1　概述 …… 135
8.2　整体稳定边坡的支护 …… 137
8.3　外倾结构边坡的支护 …… 140
8.4　碎裂结构边坡的支护 …… 145

9 危岩治理 148

9.1 概述 148
9.2 危岩破坏机理初探 150
9.3 表面风化剥落和坠石的防治 156
9.4 危岩裂隙水压力的计算 158
9.5 悬挑式危岩的防治 160
9.6 墙柱状危岩的防治 163
9.7 危岩的其他防护措施 166

参考文献 169

1

绪 言

坡地是地表的一种形态，坡地的侧面坡体则称为边坡。地球在形成和发展的整个过程中，受到地球内营力及外营力的作用，其表面总是凸凹不平的，到处存在着或高或低的坡地及其边坡。平原地形比较平坦，山区地形变化显著，但边坡总是无处不存在。边坡工程的研究，对人类的生产建设、生存环境，都具有重大的意义。

边坡的存在，在一定情况下，对工程建造有有利的一面，它能使建筑物错落有致，显得更加丰富多彩，一些宫殿和庙宇，以及许多纪念性的建筑物，坡地为其营造出一种庄严、肃穆的气氛。南京中山陵就是利用边坡地形很好的典范。山城重庆，建筑物依山傍水，高低错落，高楼林立，无比绚丽壮观，但同时坡地也给工程带来了较大的困难，许多山地灾害及工程事故，均与边坡有关。在一些

工程建设中，为了给人们创造一定的活动空间，经常需要挖山填壑，不仅使工程费用大增，还可能带来诸多隐患。

我国是个多山的国家，各类地形占全国陆地面积的比例大致为：山地33%，高原26%，盆地19%，平原12%，丘陵10%。通常所说的山区，包括山地、丘陵以及比较崎岖的高原，约占全国陆地面积的2/3。除个别的省、市以外，大多数省、市、自治区均以山区为主，许多省、市、自治区的山区面积达到90%以上。山区的自然灾害多与边坡有关，坠石、崩塌、滑坡、山崩、泥石流，都是危害人民生命财产的重大自然灾害（图1.1）。在山区建设中，边坡处理更是一个较突出的困难问题，处理如有失误，便可能遭受到毁灭性的灾难。例如2001年5月1日发生的重庆市武隆县滑坡事件，将一幢9层高的住宅楼房摧毁，当场死亡69人。山区建设中，这种血的教训不胜枚举。

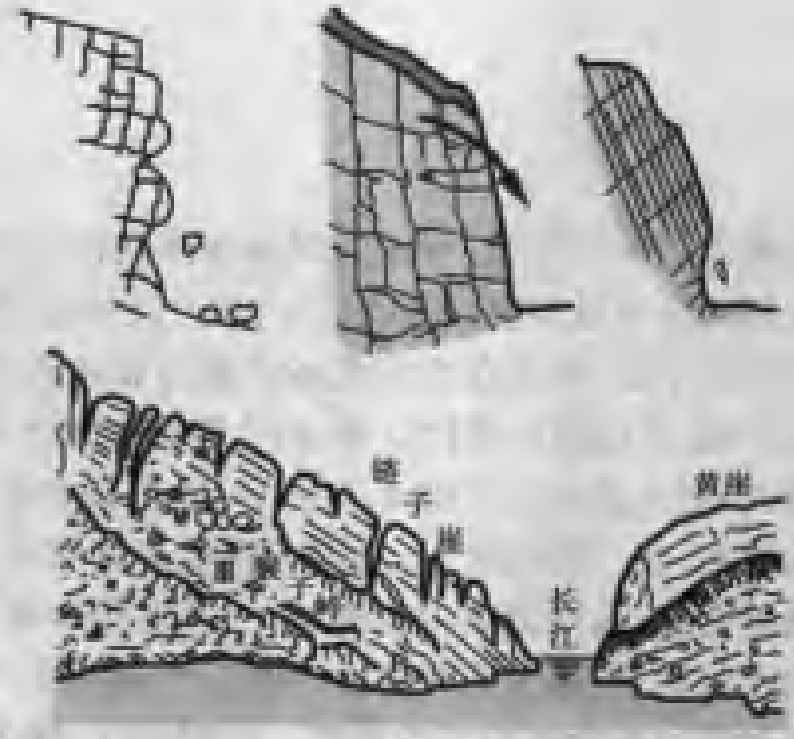


图1.1 山地灾害

边坡工程是一个古老的课题。自1773年库仑（Coulomb）发

表著名的土压力滑楔理论以来，对边坡的研究已进行了数百年，但至今研究尚不很充分，山地灾害的破坏机制尚未得到完全揭示，许多地质灾害的产生原因至今尚未得到合理的解释。例如某些山崩，崩塌量达到上亿立方米，其动力来源很难准确估计。就是最常见的滑坡，其滑动机理也尚未完全被人们所揭示，准确地计算滑坡推力还比较困难。山地灾害因牵涉的因素太多，目前还难以在试验室条件下进行全面模拟。

在治理山地灾害的过程中，精确的理论指导非常重要，但目前采用经验方法进行边坡治理还占有较高的比例。现场的岩土是天然的产物，岩土的形成是一个相当缓慢的过程，对其制约和影响的因素较多，其性质显示很不均匀，在理论计算上很难建立与实际相符的计算模型。模型建立后，其计算参数的确定也很困难，因为岩土性质很不均匀，试验出来的参数其变异性很大，必须采集大量标本进行试验，取得大量数据后进行统计分析，最后才能对参数进行取值。边坡的形态千变万化，悬岩的形态更是千差万别，在治理过程中其几何尺寸也难以确定。在诸多不定因素的情况下，边坡治理的实践经验，就显得非常重要。

影响边坡稳定性的因素较多。目前土质边坡的稳定性研究，其研究成果较多，技术比较成熟。对于岩石边坡的研究，则起步较晚，加上进行现场原位试验较困难，目前经常套用土质边坡的研究成果来处理工程问题，使边坡工程出现极大的浪费，且其安全性和可靠度令人担忧。岩石边坡的稳定性，主要取决于结构面的性状，是目前大家比较一致的意见。但结构面的野外形态，根据目前的勘察手段，要将其测定清楚还比较困难，例如岩体裂隙的开展深度，只能测定一个大概的数值，采用大概的数值来准确计算边坡的稳定性，显然是不可能的。

很长时间以来，人们疏于环境保护意识，对山区资源进行掠夺性开发，毁坏森林，盲目采矿，不适宜的开垦，造成严重的水土流

失，使山地灾害更趋严重，崩塌、滑坡、泥石流频频出现。在工程建设过程中，不按科学和自然规律办事，对山体随意大挖大填，人为造成大量的山地灾害。环境生态平衡一旦遭到破坏，要重新恢复往往比较困难，这种疏于环境保护意识的状态，应立即改变，还给人们一个舒适安宁的环境。

边坡工程是一项综合课题，它既是环境工程，又是土木工程的一部分，特别对环境保护、维护生态平衡具有重大的意义。对边坡进行整治时，必须进行综合治理才能获得成效，从工程的可行性论证，到规划、勘察、设计、施工，直到工程交付使用后的一段时期，都应重视边坡问题的研究、治理和保护。边坡的治理，应当在边坡发生破坏之前进行整治。边坡一旦破坏之后，滑动面上的摩擦力将大幅度下降，有时可能降低为0，这时才进行边坡的整治，事实上就是采用工程手段来弥补边坡滑动时所丧失的摩擦强度，其代价将是非常巨大的。崩塌发生后，事实上已无法治理，人们不可能将崩塌下来的岩体，再次搬上山巅以恢复原貌。

重庆是有名的山城，全市 $8.24\times10^4\ km^2$ 的国土面积内，除数小块山间平地外，几乎都属于山地，所有工农业生产建设，都离不开对边坡的治理，所以对边坡问题比较重视。重庆市做出了严格的规定：进行边坡治理时，边坡的勘察、支护方案及施工图都需要通过专家评审后，才能正式实施；边坡施工过程中，工程监理、技术监督都必须有专门机构负责；边坡工程投入使用后，要求监测不能间断，至少连续监测3年，并且要求设立边坡的维护和维修机构，以保证边坡的正常使用。

2

挡土墙上的土压力

2.1 概 述

土压力是专指作用在支挡结构上土的横推力。根据支挡结构的位移方向和位移量，可将土压力分为主动土压力、静止土压力、被动土压力3种形态。图2.1(a)是室内模型试验的结果，图2.1(b)是对密砂填土的电算值，对该2图进行比较可以看出，两者的结果基本一致。

从试验和计算的结果可以看出，对于密实或中密的砂，当具有

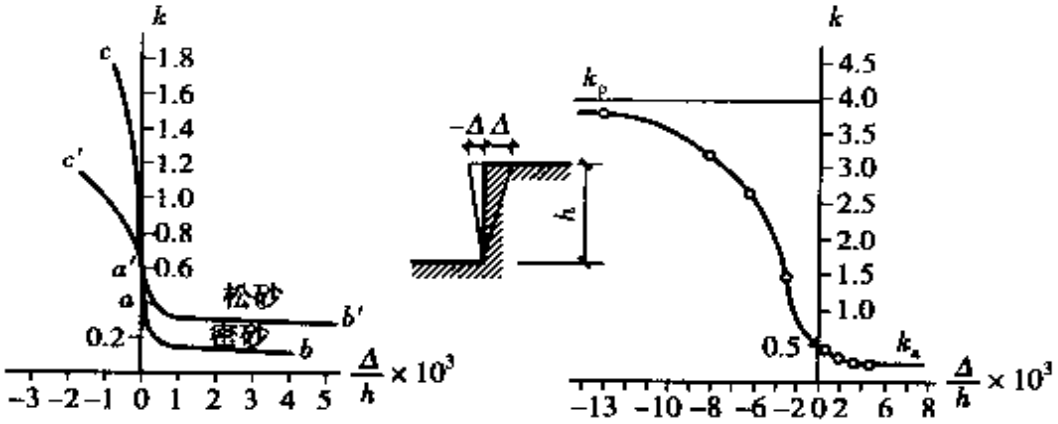


图 2.1 土压力 k 与支挡结构位移的关系

较小的位移时，如位移 Δ 与支挡高度 h 之比（Δ/h）≤0.5%时，已能出现土压力的主动状态。在通常条件下，支挡结构出现这种较小的位移是完全可能的，例如 5 m 高的支挡结构，其顶部出现 25 mm的外向位移是正常的。因此当支挡结构背面的填土为中密以上的无粘性土时，支挡结构上的土压力按主动土压力计算，是符合工程实际的。对于松砂，大量的试验结果表明，其主动土压力与静止土压力的数值比较接近，因此在实际工程施工中，要求支挡结构背面的填土，必须达到一定的密实度，才能取得良好的技术与经济效益。

产生被动土压力状态，所需要的支挡结构位移，要比主动土压力状态时大得多。从砂土的试验结果可以看出，Δ/h 值必须达到 5% ~8%才能出现被动土压力状态。通常的支挡结构是不允许出现这种巨大位移的，如拱支座在出现这种位移前，拱结构的变形已可能导致结构的完全破坏。因此支挡结构在外力作用下，推动支挡结构向后位移时，计算填土的抵抗力，只能利用被动土压力的一部分，例如 1/4 ~1/2。也有不少人认为，挡土墙设计时只能采用静止土压力作为设计依据。

2.2 土压力的试验资料

土是一种自然体，其性质与形成时期的环境、气候、温度、湿度、水文及物质成分等条件有关，性质的变异性很大。对挡土墙土压力进行现场原位测试，很难获得具有说服力的数据。科学家们大多通过实验室内试验，来解答土压力有关问题。图 2.2 是在实验室条件下，试验得出的各种土对挡土墙的土压力分布情况。从

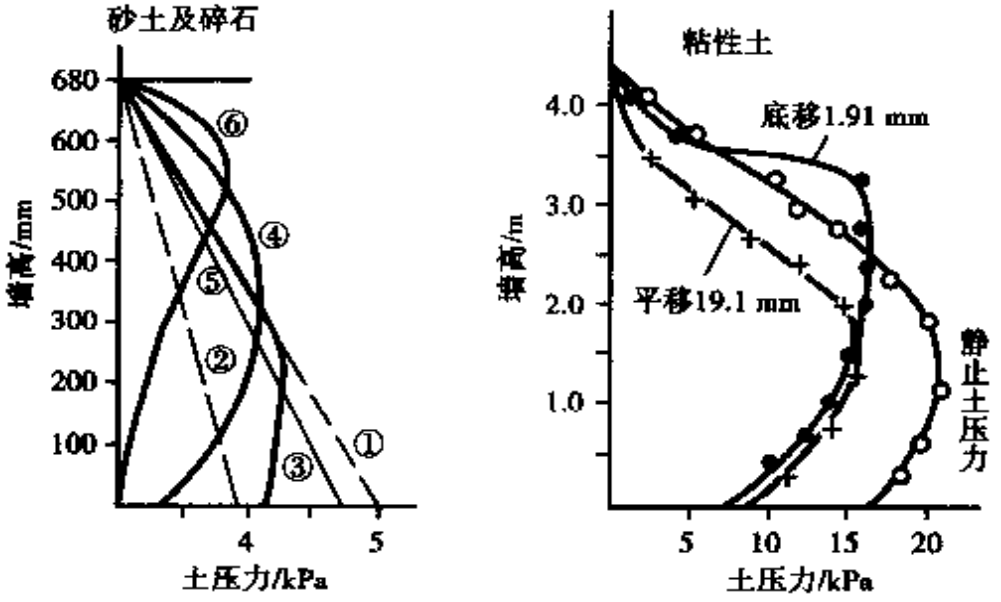


图 2.2 土压力室内试验资料

①—砂质土，由库仑公式算出；

②—碎石土，由库仑公式算出；

③—砂质土，墙向前平移 60 mm 时，试验得出；

④—砂质土，墙下部向前移动时，试验得出；

⑤—砂质土，墙上方移动时，试验得出；

⑥—碎石土，墙上方移动时，试验得出

室内模型试验资料可以很清楚地看出，由库仑或朗肯理论计算出的土压力分布，与实际分布的差别较大。根据很多重力式挡土墙的垮塌破坏情况分析，许多挡土墙的破坏，真正沿着通常验算的平推，或沿墙趾倾覆破坏的情况相对较少，大都是由于挡土墙约在墙高的1/3处爆突而破坏，究其原因是因为该段的土压力值较理论计算值偏大。

通常重力式挡土墙的设计，是在土压力呈线性分布假定的基础上进行的。当土压力总值计算无误时，对抗滑动稳定验算没有多大影响，还能保证其安全性。在倾覆稳定验算中，土压力呈线性匀变分布时，总土压力的作用点位于离墙底1/3高度处。但从试验资料得出的土压力分布曲线可以看出，总土压力的作用点实际上大于挡土墙高度的1/3，即在实际计算中，计算出的倾覆力矩小于实际值。因此按通常计算方法计算出的安全系数，在某些情况下实际上不存在安全储备。例如当土压力沿着墙高的分布接近于均匀分布时，按通常计算方法计算出的安全系数为1.5，而实际的安全系数只有1.0，这种设计明显是不安全的。

当挡土墙背面的填土为粘性土时，目前的试验数据较少，还不能做出比较广泛的结论。在工程实践中，当粘性土的质量较好，即比较密实时，挡土墙上的土压力，通常可按主动土压力考虑。但当填土为松软的粘土时，一些试验资料表明，墙的位移量要达到5%墙高时才能出现主动土压力状态。一旦墙体停止位移后，土压力将逐渐增大至静止土压力状态。因此有人认为：对于粘性填土的土压力值，宜采用静止土压力为依据。对于粘性填土的土压力值，较之无粘性土更难以产生，在计算土的抗力时更需慎重从事。

在工程应用中，有人采用一种等代摩擦角φ_D来替代粘性土的摩擦角φ及粘聚力c的计算方法。其出发点是根据朗肯土压力理论，令粘性土的土压力系数与砂土的土压力系数相等，认为这样可以提高计算的精度。这种做法是不符合实际的。其等代摩擦角

φ_D由下式求出：

$$\gamma h \tan^2\left(45° - \frac{\varphi_D}{2}\right) = \gamma h \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \tan\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$$

则 $$\varphi_D = 90° - 2\left(\arctan\sqrt{\tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{2c}{\gamma h}\tan\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)}\right)$$

必须注意的是：式中含有挡土墙高 h 这个参变量，即等代摩擦角 φ_D 不但与粘性土的内摩擦角 φ 及粘聚力 c 有关，而且与墙高有关，所以等代摩擦角 φ_D 不是一个常量。在工程计算中如当作一个常量来应用，那将是很危险的。

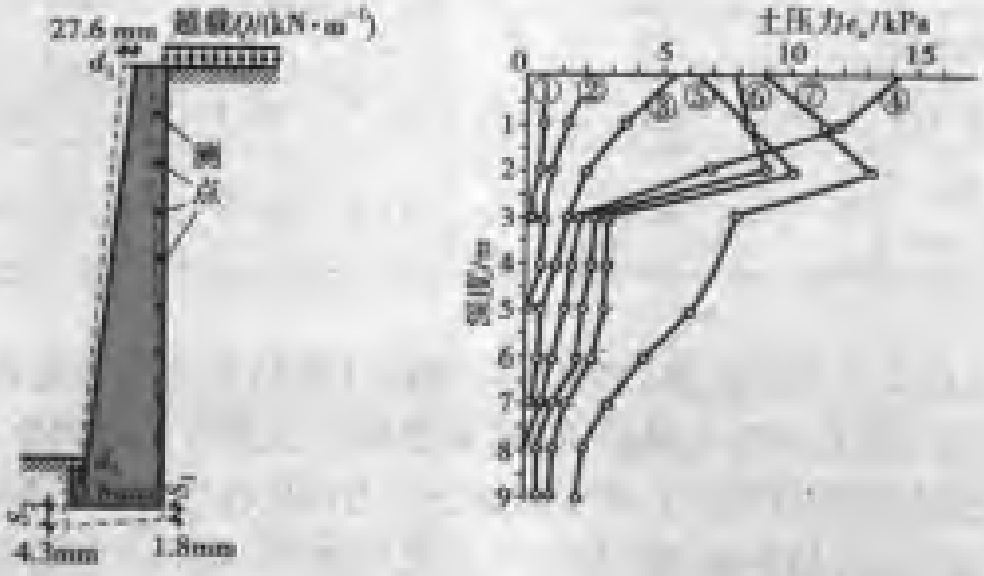


图 2.3 9 m 高挡土墙土压力分布

某建设项目结合工程实际，进行了一次挡土墙土压力的现场测试。试验挡土墙的墙高为 9.2 m，基础宽为 1.7 m，挡土墙底部宽度为 1.4 m，顶部宽度为 0.6 m，挡土墙采用强度不低于 30 MPa 的块石砌筑，砌筑砂浆强度为 5 MPa。挡土墙墙背的填土性质如表 2.1 所示。

为测试土压力的实际分布，沿着墙高每间隔 1 m 埋设一只压力盒。为使挡土墙达到极限破坏，在填土的顶部用钢锭施加超载，

超载共分7级施加，每级荷载量约为40 t，即16.7 kPa的均布荷载。最后一级(第7级)的均布荷载值为121.4 kPa。测试结果如表2.2及图2.3所示。

表2.1 墙背回填土的性质参数

含水量/%	天然重度/(kN·m^{-3})	液限/%	塑限/%	饱和度/%	孔隙比	内摩擦角/(°)	粘聚力/MPa
15.1	16.9	28.2	17.8	53.9	0.92	25	0.6

表2.2 某厂挡土墙土压力测试值

加载级别	1	2	3	4	5	6	7
超载/kPa	16.7	33.3	50.0	67.7	83.4	101.5	121.4
土压力/(kN·m^{-1})	1.4	4.4	12.0	32.3	30.8	34.8	61.7

从图2.3可以看出，实测值与理论计算结果的偏差是比较大的，该挡土墙在试验的最后阶段，其变形已达到较大的数值，实际上已达到极限破坏状态，而实测的土压力值仅仅为61.7 kN/m，按经验该土压力值是值得怀疑的。但无论如何，其土压力的分布状态应该是比较客观的，说明在高大挡土墙的条件下，其土压力分布不一定服从库仑理论。

图2.3中所示的土压力分布，在实验室模型试验中，也常见这种土压力分布形态。图2.4为实验室模型试验的几种典型土压力分布图。根据大量室内模型试验的成果表明，挡土墙背面土压力分布与墙的移动方式有关，挡土墙的顶部向外倾覆时，土压力接近于库仑分布；挡土墙底部外移倾覆时，土压力呈倒梯形分布；挡土墙沿基底向外平移时，土压力接近于均匀分布。根据室内模型试验的结果，有人据此对仰斜式挡土墙提出异议，认为仰斜式挡土墙

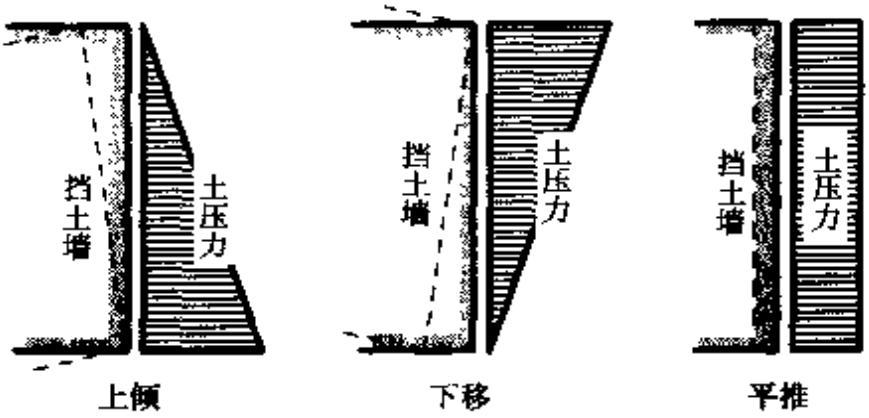


图 2.4 室内模型试验得出的土压力分布简图

的破坏,主要是下移式破坏,其土压力分布与库仑分布正好相反,如果按常规进行稳定性校核,以及构造措施不当,将产生不良后果。

2.3 墙土间临界破墙破

库仑土压力计算式是根据俯墙中的陡墙边界条件而推导出来的,假定挡土墙破坏时,填土将沿着墙背产生滑移,填土对墙背的摩擦角总是小于土的内摩擦角。当俯斜式挡土墙为坦墙时,填土不可能沿着墙背产生滑移,而是沿着临界破裂面滑移。在这种条件下,库仑土压力计算式中的墙背与土间的摩擦角 δ 应采用土的内摩擦角 φ。

俯墙临界面与铅直线的夹角 ε_{cr} 用下式计算:

$$\varepsilon_{cr} = \frac{1}{2}\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right) - \frac{1}{2}\left(\arcsin\frac{\sin\beta}{\sin\varphi} - \beta\right) \qquad (2.1)$$

当 $\beta = 0$ 时,

$$\varepsilon_{cr}=\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}$$

$$\alpha_{cr}=\frac{\pi}{2}-\varepsilon_{cr}=\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}$$

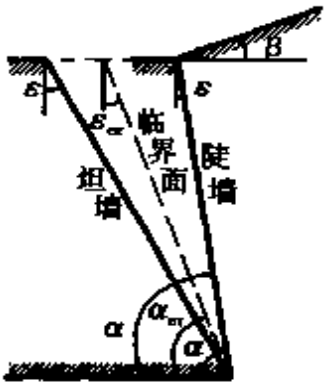


图 2.5 俯墙的临界面

如图 2.5 所示，如果挡土墙的墙背与铅直面间的夹角 $\varepsilon<\varepsilon_{cr}$ 时，称为陡墙；当 $\varepsilon>\varepsilon_{cr}$ 时，称为坦墙，这时 $\delta=\varphi$。

古典土压力理论一般只适用于俯墙中的陡墙式挡土墙，对于其他形式的挡土墙，计算出来的土压力将出现较大的误差。古典土压力计算式的适用条件为：

库仑公式：$-15°\leqslant\varepsilon<\varepsilon_{cr}$

朗肯公式：$\varepsilon=\frac{1}{2}\left(\arcsin\frac{\sin\delta}{\sin\varphi}-\delta\right)-\frac{1}{2}\left(\arcsin\frac{\sin\beta}{\sin\varphi}-\beta\right)$

当 $\varepsilon=\delta=\beta=0$ 时，库仑公式及朗肯公式都可适用。

2.4 高大挡土墙上的土压力

对于挡土高度大于 8 m 的挡土墙，一般称为高大挡土墙。大量的实验室模拟试验与现场原位试验的结果表明，对于高度小于 5 m 的挡土墙，其实际土压力小于古典土压力理论公式的计算值，这时采用古典土压力理论进行计算，是安全的。对于高度大于 8 m的高大挡土墙，其实际土压力将大于理论计算值，且其分布情况与理论分布也大有区别，如仍然采用古典土压力理论进行土压力计算，其结果将是不安全的。

挡土结构背面填土的土压力，是在填土达到极限状态的条件下推导出来的。填土要达到极限状态，挡土结构必须达到下列位移量，主动土压力才能发挥：

绕顶部转动变形时：0.002h（h 为支挡边坡的高度）

绕趾端转动变形时：0.005h

水平推移时：0.001h

当挡土结构达不到上列位移要求时，应取静止土压力，或者取主动土压力与静止土压力间的某一中间值。

高大挡土墙因其所支挡的土坡比较高大，垮塌后的后果比较严重，对人民生命财产将造成较大的威胁，因此设计时应更加慎重。据有关现场原位实测资料表明，当高大挡土墙出现发挥主动土压力所需达到的位移量时，其位移量通常是不允许的。在正常的工作状态下，高大挡土墙的土压力总是接近于静止土压力值。为此有人建议，对于高大挡土墙宜采用静止土压力作为设计依据。

静止土压力系数通用的计算式为：

$$k_0 = 1 - \sin\varphi$$

该静止土压力系数实质上是从朗肯主动土压力系数演变而成的，即对朗肯主动土压力系数乘以 $1 + \sin\varphi$。即：

$$k_a = \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi}$$

$$k_0 = k_a(1 + \sin\varphi) = 1 - \sin\varphi \tag{2.2}$$

土的内摩擦角 φ 一般在 10°～30°，则 $1 + \sin\varphi$ 实质上为 1.2～1.5 之间的数值。据此可以设想：对于高大挡土墙的土压力，仍然可以按照古典土压力理论进行计算，然后再乘以 1.2～1.5的土压力增大系数。即：

$$k_0 = k_a\psi_0 \tag{2.3}$$

式中 ψ_0——土压力增大系数，通常取 1.2～1.5。

为便于工程设计中的应用，我们建议土压力增大系数 ψ_0 按支

挡的土坡高度，参照表2.3取值。

表2.3 土压力增大系数表

土坡高度/m	≤5	5~6	6~8	8~12	≥12
增大系数 ψ_0	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4

在高大挡土墙破坏统计中，大量挡土墙多为爆突式破坏，如图2.6所示。这种破坏模式与土压力分布的实际测试结果是相吻合的。在工程设计中，土压力按库仑或朗肯分布作为设计依据，这种分布为上小下大，最大土压力分布在挡土结构的底部，中间不会出现爆突式破坏。为使土压力分布更接近于实际，建议将增大后的土压力分布按图2.6所示的分布图形进行调整。在增大后的土压力总值不变的条件下，对位于挡土墙上半部位，土压力按三角形分布，下半部位按均匀分布。调整后的土压应力的最大值 e_0' 为原有值 e_0 的0.67倍。

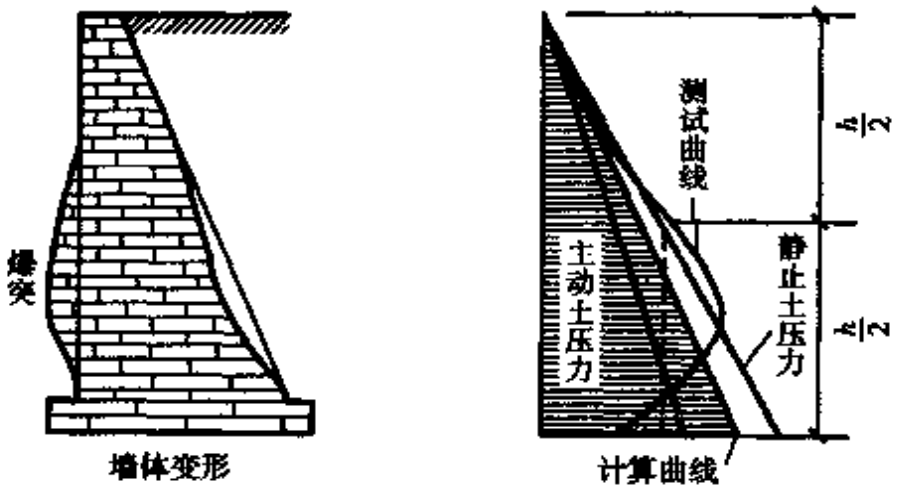


图2.6 高大挡土墙的破坏

2.5 有限填土条件下的土压力

在山区建设中，常能遇到有限填土的情况。如图 2.7 所示，山区存在着陡峻而稳定的岩石边坡，经常在坡脚修建一定高度的挡土墙，以创造一定的平地。陡峻的岩石边坡，其坡角 θ 经常大于库仑破裂面的倾角 $(45° + \frac{\varphi}{2})$，则挡土墙后的填土称为有限填土。有限填土条件下的土压力，一般都大于主动土压力，如果这时仍然采用古典土压力理论作为设计依据，将是不安全的。

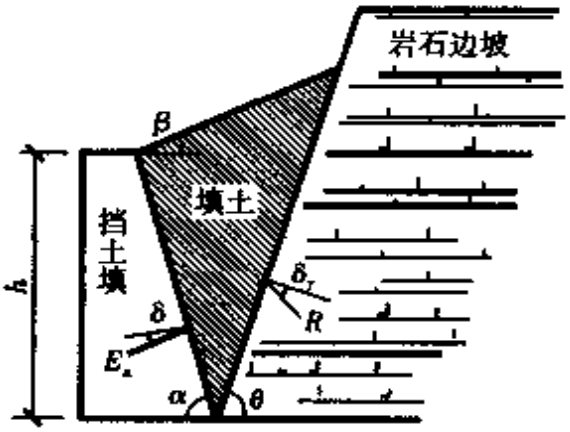


图 2.7 有限填土的土压力

有限填土条件下的土压力，是介于主动土压力与静止土压力间的数值。这种条件下的土压力，可采用楔体极限平衡条件求得。有限填土条件下的土压力计算式如下：

$$E_a = \frac{\gamma h^2 \sin(\alpha + \theta)\sin(\alpha + \beta)\sin(\theta - \delta_1)}{2\sin^2\alpha\sin(\theta - \beta)\sin(\alpha - \delta + \theta - \delta_1)} \qquad (2.4)$$

式中 γ——填土的重度；

h——挡土高度；

其余符号见图 2.7。

2.6 平行墙上的土压力

平行墙是一种特殊的挡土墙，由两道平行的刚性挡土墙所组成，两道平行墙间的距离，在库仑破裂面范围以内，两者间的相对位移较小，其土压力属于静止土压力的范畴。这种条件下的土压力，与按照古典土压力理论进行计算出来的土压力，在分布及总值上都完全不同，如图 2.8 所示。

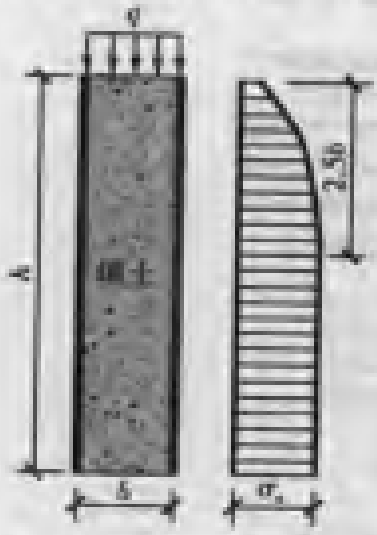


图 2.8 平行墙上的土压力

平行墙在土木工程中是很多的，粉粒储仓是典型的平行墙。箱形挡土结构、锚碇板挡墙，在计算箱体的内力时，也是一种平行墙体系。填埋式涵管上的土压力，也可借平行墙土压力理论进行计算。如图 2.9所示，在计算平行墙的土压力时，通常取墙长 1 m 作为计算单元；当平行墙间设有隔墙或拉杆时，取隔墙或拉杆的间距为计算单元。在墙顶下 z 深处，取一厚度为 dz 的微分体来考查，作用于该微分体上的力有：

(1)土体自重

$$dW = \gamma b dz$$

式中 γ——填土的重度。

(2)微分体上的竖向力

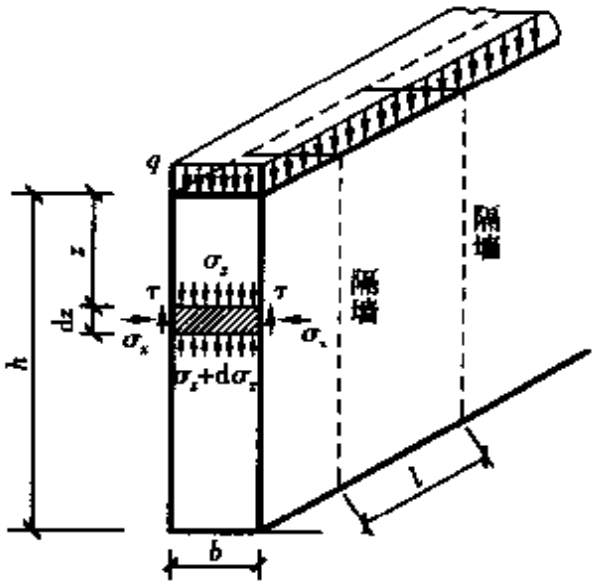


图 2.9 平行墙计算图

顶部为 $\sigma_z b$(b 为两平行墙间的净距)；

底部为 $(\sigma_z + d\sigma_z)b$。

(3)微分体上的摩阻力

$$T = \tau dz = \sigma_z \tan\delta$$

$$dz = \sigma_z k_0 \tan\delta dz$$

式中 δ——墙与土间的摩擦角，可取 $(0.33 \sim 0.5)\varphi$。

将作用在微分体上的上述 3 个力，建立平衡式如下：

$$\gamma b dz + \sigma_z b - (\sigma_z + d\sigma_z)b - 2\sigma_z k_0 \tan\delta dz = 0$$

即

$$d\sigma_z = dz\left(\gamma - \frac{2k_0 \tan\delta}{b}\sigma_z\right)$$

令

$$\lambda = \frac{2k_0 \tan\delta}{b}$$

若有隔墙时，同理可得 $\lambda = \dfrac{2k_0(b + l)\tan\delta}{bl}$

则

$$dz = \frac{d\sigma_z}{\gamma - \lambda\sigma_z}$$

对上式两边取积分，经整理后可得出：

$$\sigma_z = \frac{1}{\lambda}[\gamma - (\gamma - \lambda q)\exp(-\lambda z)] \qquad (2.5)$$

式中 σ_z——距填土顶面 z 深处的竖向应力。

式(2.5)也可适用于如图 2.10 所示涵洞顶部的土压力计算，这时式中的 δ 值宜用土的内摩擦角 φ 来代替。

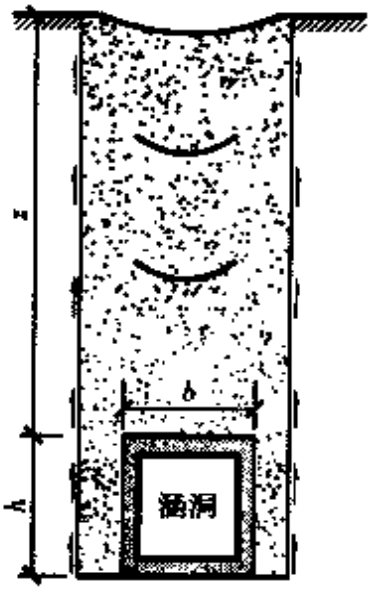


图 2.10 涵洞上的土压力

若填土表面没有外荷载 q 时，则式(2.5)可变成如下形式：

$$\sigma_z = \frac{\gamma}{\lambda}[1 - \exp(-\lambda z)] \qquad (2.6)$$

从式(2.6)可知，当 $z > 2.5b$ 时，$\exp(-\lambda z) = 0.001 \approx 0$，$\sigma_z$ 接近于常数，即在此深度以下，竖向应力值不变。

以上计算式是在无粘性土条件下推导出来的。如果填土为粘性土料时，可将粘聚力 c 所产生的内应力 $\sigma_c = c\cot\varphi$，近似地视为分布于填土边界面上的均布荷载，这时 σ_z 的计算式为：

$$\sigma_z = \frac{\gamma}{\lambda} - [\frac{\gamma}{\lambda} - (q + c\cot\varphi)]\exp(-\lambda z) - c\cot\varphi \qquad (2.7)$$

平行墙任一深度处的竖向应力值求得之后，将竖向应力乘以

静止土压力系数 k_0，便可求得任一深度处的横推力 σ_x。即：

$$\sigma_x = k_0 \sigma_z$$

静止土压力系数 k_0，建议采用 2.4 节所建议的取值方法，即采用主动土压力系数 k_a 乘以 1.2 ~ 1.5 的增大系数。

2.7 填埋式涵管上的土压力

在工程建设中，埋设涵洞或管道时，经常是事先开挖沟槽，然后将涵管敷设于沟内，进行回填掩埋。涵管本身的形状多为圆形，是一种受力条件较好的形体，对于浅埋涵管，上覆土的自重对涵管产生的应力，是完全能承受的。但在某些条件下，涵管的埋藏深度较深，如某煤矿的一道涵洞，上面将回填 50 m 厚的回填土，按通常土的自重应力公式进行计算，涵洞顶部将承受 1 200 kPa 的外荷载，这样巨大的外荷载，普通混凝土结构是无法承担的。在这种条件下，应当采用填埋式涵管上的土压力计算式进行计算。

深埋式涵管顶部的土层中，可以找到一个水平面，该水平面上在涵管上方的沉降量，与位于涵管外侧上方的沉降量相同时，该水平面称为等沉面。在图 2.11 中示出的一个面，在涵管顶部的沉降量为 $S_1 + S_2 + S_3$，而涵管外侧的沉降量为 $S_4 + S_5 + S_6$，当两者的沉降量相等时，即为等沉面。等沉面以上的土体，属于均匀下沉，即土体间不存在相互的竖向位移，因此没有剪应力存在，与一般天然土的自重应力相同。为此可将等沉面以上土体的自重应力作为外荷载，作用于等沉面上进行涵管顶部的土压力分析。等沉面与涵管顶部间的土层厚度，称为等沉厚度，如图 2.11 中的 h_e。

为推导涵管上的土压力计算式，假定填土在等沉厚度范围内的剪切面，为沿着涵管两侧外边线的两个竖直面。这一假定虽与

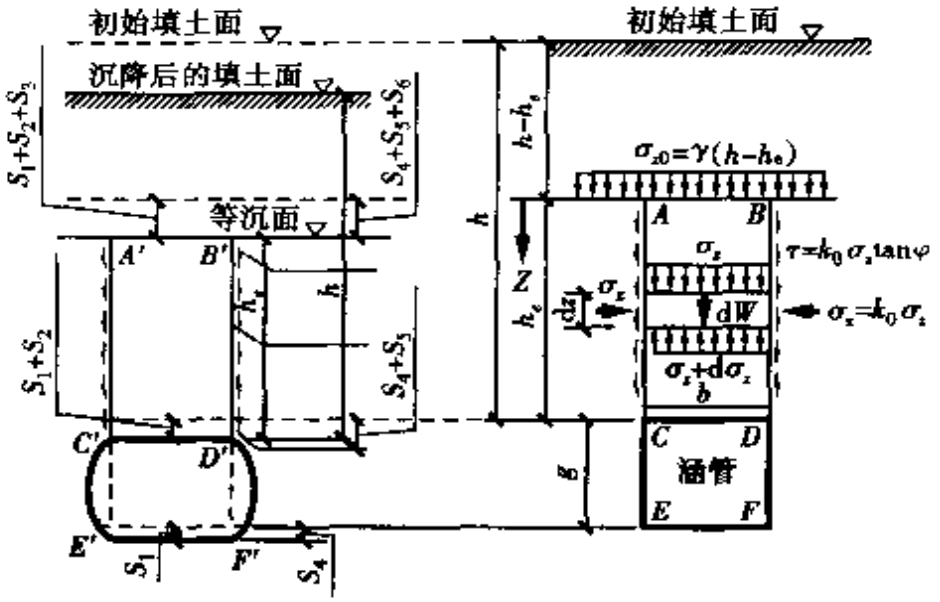


图 2.11 填埋式涵管上土压力计算图

实际有一定的出入，但一般不影响计算精度，在工程实际中是允许的。

在等沉厚度 h_e 内取微分体，竖向应力平衡式为：

$$(\sigma_z + \mathrm{d}\sigma_z)b = \sigma_z b + 2k_0\sigma_z\tan\varphi\mathrm{d}z + \gamma b\mathrm{d}z$$

即

$$b\mathrm{d}\sigma_z = (\gamma b + 2k_0\sigma_z\tan\varphi)\mathrm{d}z$$

整理后得：

$$\mathrm{d}z = \frac{b\mathrm{d}\sigma_z}{\gamma b + 2k_0\sigma_z\tan\varphi}$$

两边取积分，并考虑边界条件：当 $z=0$ 时，$\sigma_{z0}=\gamma(h-h_e)$，便得：

$$z = \frac{b}{2k_0\tan\varphi}\ln\left(\frac{\gamma b + 2k_0\sigma_z\tan\varphi}{\gamma b + 2k_0\sigma_{z0}\tan\varphi}\right)$$

在涵管的顶部，即当 $z=h_e$ 时，涵管顶部的土压力强度 σ_z 为：

$$\sigma_z = \frac{\gamma b}{2k_0\tan\varphi}\left[\exp\left(2k_0\frac{h_e}{b}\tan\varphi\right) - 1\right]\gamma(h-h_e)\exp\left(2k_0\frac{h_e}{b}\tan\varphi\right) \tag{2.8}$$

当涵管的总埋置深度 h 小于等沉厚度 h_e，或者按一般计算经

验，涵管的总埋置深度 h 小于或等于 2.25b（b 为涵管的宽度）时，可假定 $h-h_e=0$，涵管顶部的土压力强度则取式(2.8)右边的第一项，其第二项为0。

利用式(2.8)进行填埋式涵管的竖向土压力 σ_z 计算时，必须事先估算等层厚度 h_e，其估算工作可按下述方法进行。

设 m 为涵管的高宽比（即令 $m=a/b$）；另设 R 为沉降比，即沉降后涵管顶较两侧同高填土的凸出量，与涵管同高度填土的下沉量之比，根据图 2.11 所示，可知其表达式为：

$$R=\frac{(S_4+S_5)-(S_1+S_2)}{S_5}=\frac{S_3+S_6}{S_5} \tag{2.9}$$

根据上述涵管顶部的竖向土压力值，可按通常采用的沉降计算式，不难计算出上式右边的3个下沉量。上式中的3个下沉量的最后计算式如下：

$$S_3=\frac{1}{E_s}\left\{\frac{1}{2k_0\tan\varphi}\left[\frac{b}{2k_0\tan\varphi}\left(\exp\left(\frac{h_e}{b}2k_0\tan\varphi\right)-1\right)-h_e\right]\gamma b\right\}+\frac{b\sigma_{z0}}{E_s 2k_0\tan\varphi}\left[\exp(2k_0\tan\varphi)-1\right]$$

$$S_5=\frac{1}{E_s}\left[(\sigma_{z0}+\gamma b)mb+\frac{\gamma m^2 b^2}{2}\right]$$

$$S_6=\frac{1}{E_s}\left[\sigma_{z0}h_e+\frac{\gamma h_e^2}{2}\right]$$

将上面的3个下沉量值，代入式(2.9)中，经整理后可得方程如下：

$$R\approx\frac{\frac{b}{2k_0\tan\varphi}\left[\exp\left(2k_0\frac{h_e}{b}\tan\varphi-1\right)\right]-h_e}{mb}$$

或

$$\exp\left(2k_0\frac{h_e}{b}\tan\varphi\right)-2k_0\frac{h_e}{b}\tan\varphi-1=2k_0mR\tan\varphi$$

在工程设计中，已知 k_0，$\tan\varphi$，m，R 等参数后，便可根据上式计

算出等沉厚度 h_c。依据试验资料，R 及 $k_0\tan\varphi$ 的值大致如下：

$k_0\tan\varphi$ 值：饱和土 0.12；很湿的粉土 0.14；湿砂及干土 0.16；砂及碎石 0.18。

R 值：刚性涵管安放在坚实的地基上时为 1.0；刚性涵管安放在一般土层上时为 0.5～0.8；刚性涵管安放在不均匀土层上时为 0.0～0.5。

2.8 板桩上的土压力

板桩也是一种支挡结构，事先将板桩打入土体中一定的深度，靠板桩埋入土层中的部分，产生侧向位移时出现的支承力，来支挡上部边坡土体的水平推力。板桩设置有锁口，可以有效地阻止地下水的渗入，从而可以防止出现管涌和流泥现象的发生。板桩是在地下水位比较高的软土地区常用的基坑支护方式。

板桩上的土压力，如图 2.12 中画有横线的部分所示。这种土

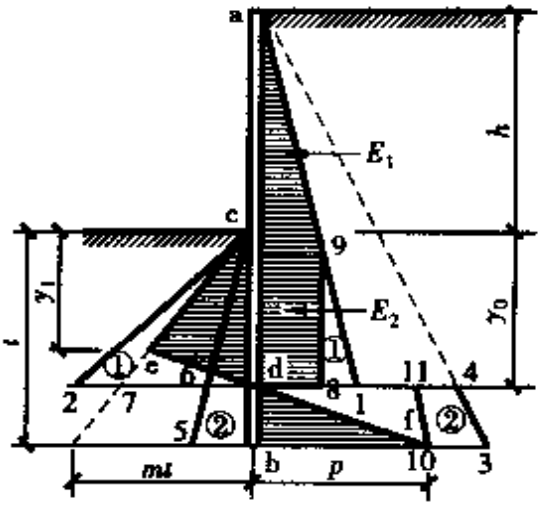


图 2.12 板桩上的土压力

压力通常采用做图法来确定。板桩的入土端在横向推力作用下，将产生挠曲，其反弯点位于 d 点。d 点以上的板桩，将向前倾；d 点以下的桩体将向后挠。计算板桩土压力的做图步骤如下：

①做桩背面的主动土压力线 a1。

②做桩前 cd 段的被动土压力线 c2。

③做桩背的被动土压力线 a3，其有效段为反弯点 d 点以下部分，即 34。

④做反弯点 d 点以下部分桩前的主动土压力 c5，其有效段为 56。

⑤图 2.12 中，土压力△981①与土压力△c72①相互平衡。

⑥图 2.12 中板桩两侧的土压力②，也是相互平衡的。

⑦在反弯点 d 处，不可能出现 7d 和 d11 这样的应力突变，为此可通过 d 点做 ef 线。

以上做图，可将板桩土压力曲线形式确定下来，但其中还有几个参数尚未确定，其确定方法如下：

根据朗肯土压力计算式，有：

$$k_a = \tan^2(45° - \frac{\varphi}{2}),\ k_p = \tan^2(45° + \frac{\varphi}{2}),\ m = \gamma(k_p - k_a)$$

$$E_1 = \frac{\gamma h^2 k_a}{2},\ E_2 = \gamma h y_0 k_a$$

取板桩水平方向力的平衡式，有：

$$\frac{mt^2}{2} - \frac{mt + p}{2}(t - y_1) - E_1 - E_2 = 0$$

或

$$t - y_1 = \frac{mt^2 - 2E_1 - 2E_2}{mt + p}$$

对 b 点取力矩平衡式，经整理后得：

$$p = \frac{(mt^2 - 2E_1 - 2E_2)^2}{mt^2 - 6E_1(\frac{h}{3} + t) - 6E_2(t - \frac{y_0}{2})} \leqslant \gamma[k_p(h + t) - k_a t] \tag{2.10}$$

式(2.10)是板桩土压力的最后计算式。但是该式中还有一些未知量,不能直接求解,通常采用迭代法求解,其求解的步骤如下:

①假定一个 t 值,通常可假定 $t=h$,然后假定 $y_0=0.75t$。

②代入式(2.10)求解 p 值,并应满足式(2.10)中的不等式要求。在求解过程中,如果分母为负值,则应加大 t 值,代入式(2.10)中重新计算 p 值。

③求 y_1 值。

④定 y_0 值:

因为 $$\frac{t-y_0}{t-y_1}=\frac{p}{p+my_1}$$

所以 $$y_0=t-\frac{p}{p+my_1}(t-y_1)$$

④求出的 y_0 值与假定值相比较,如果不符,则重新假定 y_0 值。重复以上步骤进行计算,直到计算出的 y_0 值与假定值相吻合为止。

3

重力式挡土结构

3.1 概 述

挡土结构是一种结构体系，以维护土坡的稳定，并使挡土结构两侧土体保持一定的高度差。在山区建设中，房屋、道路、铁路、桥梁等各种土木工程建设，都少不了挡土结构。在高层房屋建筑中，其地下室也属于挡土结构类型。

重力式挡土结构，因其经常以墙体形式出现，所以又称之为重力式挡土墙（图 3.1），它是挡土结构中应用时间最长且最广泛的

挡土结构形式。重力式挡土墙主要依靠挡土墙自身的质量,来支挡土坡的横推力。材料选择上,必须选择重度较大,取材较容易的材料,通常取用当地的石材砌筑,或采用混凝土浇注。

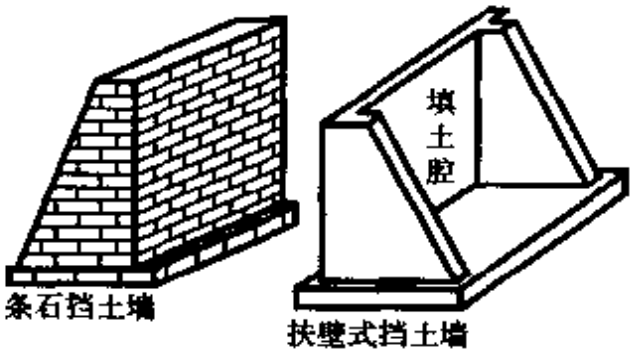


图 3.1 重力式挡土墙

重力式挡土墙因其就地取材,施工方便,造价低廉,所以得到广泛使用。但也有其不可克服的缺点,重力式挡土墙施工主要由人工操作,耗费的材料和人工过多,占地面积过大,在科学昌明的今天,已经不是经济的挡土结构形式。但重力式挡土墙在高度小于 5 m 的地方使用,还是比较经济合理的。而高度大于 8 m 的高大挡土墙,因土压力较大,需要的挡土墙体量也相对庞大,还需在重力式挡土墙建造之前开挖边坡的坡脚,施工难度较大,难免出现施工安全事故,在经济上便很不合算。在《重庆市建筑地基基础设计规范》中明确规定:"挡土高度小于 5 m 时,可采用重力式挡土墙;挡土高度大于 8 m 时,宜采用桩锚体系等新型支挡结构。"

钢筋混凝土扶壁式挡土墙、箱式挡土墙,是在混凝土重力式挡土墙的基础上发展起来的,即利用部分填土的重力代替混凝土的质量,以支挡土坡的横推力,还是属于重力式挡土墙体系。由于利用了部分填土的重力以代替混凝土的质量,使挡土结构的造价得到大幅度降低,同时提高了挡土结构的安全度。扶壁式挡土结构的设计与计算,与重力式挡土墙基本相同,只是增加了面板及扶壁等构件的计算。

到了 20 世纪六七十年代,出现了一种土钉墙,实质上还是一种重力式挡土结构,它是由扶壁式挡土结构演变而来的,即除保留了扶壁式挡土墙的面板外,其余部分由土钉及填土替代,使坡脚的开挖减少到最低的限度,降低了施工的危险程度,挡土结构的造价

得到进一步降低。与此同时出现的还有加筋土边坡，其基本原理与土钉墙相同，只不过采用了柔性的加筋带，替代了刚性或半刚性的土钉。加筋土边坡的加筋带在填土中布置比较稠密，使面板的支挡功能进一步退化，变成了装饰性的构件。加筋土边坡宜在填方边坡上使用。

3.2 重力式挡土结构的形式

重力式挡土结构有多种分类方法，通常多依其墙背的形态进行分类，主要有下列几种形式：

(1)俯斜式(图 3.2(a)) 这种墙背形态比较符合库仑土压力理论的基本假定，是常用的挡土结构形式。库仑土压力理论假定：当墙背填土达到极限状态时，填土将沿着墙背产生滑移，这是对陡墙而言；当墙背的倾角 ε 大于临界倾角 ε_{cr} 时，称为坦墙，滑移面将产生在填土的内部，即不再沿着墙背滑移。俯斜式重力式挡土结构，是应用最广泛的一种挡土结构形式，扶壁式、箱式、土钉墙、加筋土边坡以及其他许多挡土结构，都属于这种挡土结构形式。

(2)直立式(图 3.2(b)) 这种重力式挡土结构的墙背是铅直的，即墙背与铅直线的夹角 ε 为 0。墙背为直立式的挡土结构，比较符合朗肯土压力理论。由于其具有倾斜的墙面，所以占地面积较大，在建筑物密集地区不宜采用。

(3)仰斜式(图 3.2(c)) 这种重力式挡土结构是基于一种设想，即如果墙背的倾角 θ 与库仑破裂面重合，$\theta = 45° + \varphi/2$ 时，根据楔形体理论，这时的楔形体体积为 0，墙背上没有土压力作用，因此是最经济的重力式挡土结构。为此又派生出另一种重力

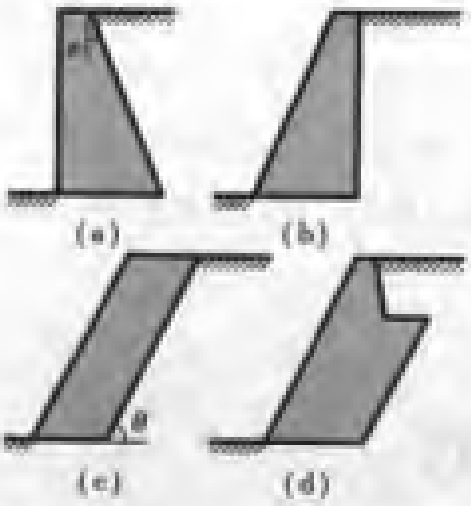


图 3.2 重力式挡土结构的形式

式挡土结构，即平台式（图 3.2（d）），在道路建设中得到了广泛使用。它的出发点为进一步节约建筑材料，在土压力较小的顶部，设置一个卸荷平台，或称衡重台，利用填土的质量来增加挡土结构的支挡能力。但通过大量的试验证明，这种挡土结构建成后，挡土结构本身就有后倒的趋势，达到极限破坏时，其倒塌方式总是墙顶后倒而墙基向前滑出，如图 3.3 所示。

应当指出，楔形体体积为 0 则挡土墙的土压力也为 0 是不成立的。以砂土为例，由于砂土的粘聚力为 0，所以砂土边坡的自然安息角 β 就等于砂土的内摩擦角 φ，边坡的坡角大于摩擦角 φ 时，必然存在下滑力，土的内摩擦角 φ 是永远小于 $45°+\varphi/2$ 的，所以不可能没有土压力存在。从以上分析看来，仰斜式挡墙的土压力分布与库仑土压力分布完全不同，如果再按照库仑土压力理论进行土压力计算，将与实际有较大的出入。

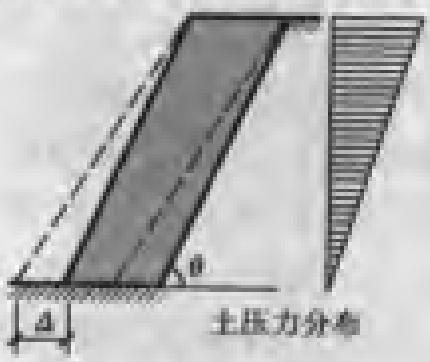


图 3.3 仰斜式挡墙

3.3 重力式挡土结构的稳定性验算

重力式挡土结构的稳定性验算，是挡土结构设计中的关键，稳定性验算通过后，挡土结构的安全承载便有了基本的保证。再配

合适当的构造措施，挡土结构便可安全无虑。重力式挡土结构的稳定性验算，主要由3部分组成，即抗倾覆稳定性、抗滑移稳定性、整体稳定性验算。

3.3.1 抗倾覆稳定性验算

抗倾覆稳定验算，通常是以墙趾 O 点作矩心，作用在挡土结构上的所有荷载对 O 点取矩，以抗倾覆力矩与倾覆力矩之比，来衡量挡土结构的抗倾覆稳定性，其比值称为抗倾覆安全分项系数。根据图3.4的示意图，抗倾覆安全分项系数 γ_t 的表达式如下：

$$\gamma_t = \frac{Gx_0 + E_{ax}x_f}{E_{ax}Z_f} \geqslant 1.6 \tag{3.1}$$

$$E_{ax} = E_a\sin(\alpha - \delta)，\quad E_{ax} = E_a\cos(\alpha - \delta)$$

$$x_f = b - z\cot\alpha，z_f = z - b\tan\alpha_0$$

式中 E_a——考虑增大系数后的土压力；

z——土压力作用点离墙趾的高度；

x_0——挡土结构重心离墙趾的水平距离；

δ——挡土结构墙背与填土间的摩擦角。

其余符号见图3.4所示。

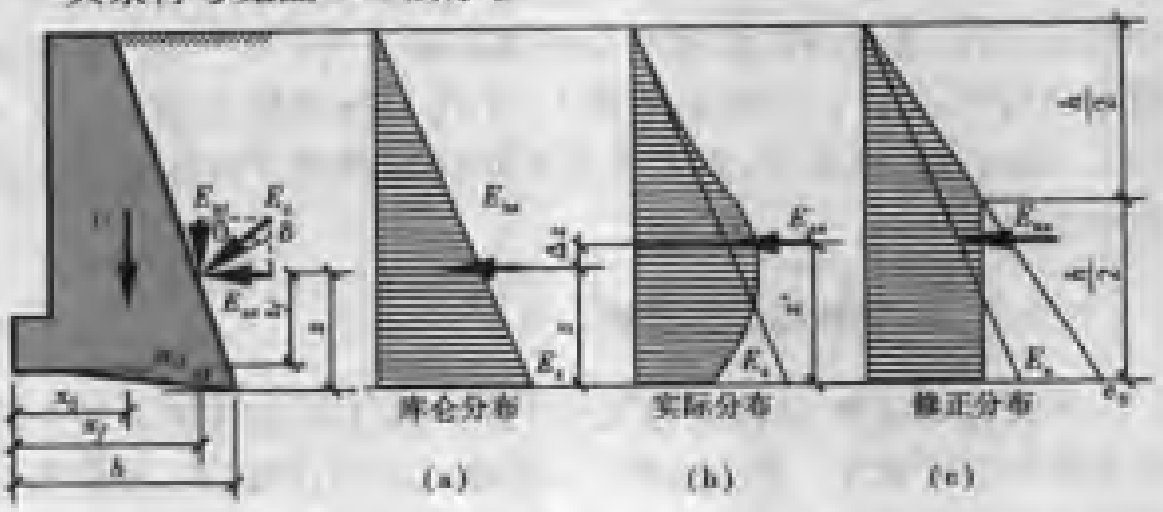


图3.4 倾覆稳定验算草图

表 3.1 挡土结构墙背与填土间的摩擦角

挡土结构情况	摩擦角 δ
墙背平滑、排水不良	$(0 \sim 0.33)\varphi_k$
墙背粗糙、排水良好	$(0.33 \sim 0.50)\varphi_k$
墙背很粗糙、排水良好	$(0.50 \sim 0.67)\varphi_k$
墙背与填土间不可能滑动	$(0.67 \sim 1.00)\varphi_k$

注：φ_k 为挡土结构背后填土的内摩擦角标准值。

在我国各有关设计规范中，对于抗倾覆安全分项系数 γ_t 一般取 1.5。经过大量的测算，认为该安全分项系数偏低。在重力挡土结构设计中，通常受抗滑动稳定验算控制，即抗滑动稳定验算过关后，抗倾覆稳定性必然能过关。这也是一种很不正常的现象。根据我们的统计，大量重力式挡土结构的破坏，都是由于抗倾覆稳定不足而出现的。从数值上看，抗倾覆安全分项系数 γ_t 取 1.5 已经够大的了，但从计算草图来分析，在验算时土压力分布是取库仑分布，土压力总合力的作用点比较低，计算出的倾覆力矩值偏小。实际的土压力分布如图 3.4(b)所示，其力臂的长度比计算值大，因此验算虽然过关，但仍显得不安全。为使挡土结构有一定的安全储备，我们建议将抗倾覆安全分项系数 γ_t 取 1.6。或者在抗倾覆安全分项系数 γ_t 不变的条件下，土压力分布修改成如图 3.4(c)。经过这种修正后，重力式挡土结构的爆突式破坏也可在验算中得到解决。

3.3.2 抗滑移稳定性验算

抗滑移稳定性，是指重力式挡土结构在土压力作用下是否有向前平移的可能性。重力式挡土结构的向前平移破坏，也是挡土结构常见的破坏方式之一。重力式挡土结构的水平移动，服从库仑摩擦定律，即与正压力及基底的摩擦系数有关。抗滑移稳定性

验算，根据图3.5的计算草图，计算表达式如下：

$$\gamma_s = \frac{(G_n + E_{an})\mu}{E_{at} - G_t} \geqslant 1.3 \quad (3.2)$$

$$E_{at} = E_a \sin(\alpha - \alpha_0 - \delta)$$

$$E_{an} = E_a \cos(\alpha - \alpha_0 - \delta)$$

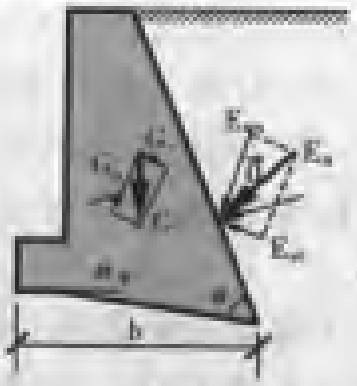


图3.5 抗滑稳定性验算草图

式中 γ_s——抗滑移安全分项系数；

G——重力式挡土结构每延米的自重；

α_0——重力式挡土结构基础底面的倾角；

α——重力式挡土结构墙背的倾角；

δ——挡土结构墙背与填土间的摩擦角，可按表3.1取用；

b——重力式挡土结构墙基的水平投影宽度；

μ——地基与挡土结构基底间的摩擦系数，宜由试验确定，也可按表3.2取用。

表3.2 地基与挡土结构基底间的摩擦系数 μ

土的名称		摩擦系数 μ	土的名称	摩擦系数 μ
粘性土	可塑	0.25～0.30	中砂、粗砂、砾砂	0.40～0.50
	硬塑	0.30～0.35	碎石土	0.40～0.60
	坚硬	0.35～0.45	软质岩石	0.40～0.60
粉性土	$S_r \leqslant 0.5$	0.30～0.40	表面粗糙的硬质岩石	0.65～0.75

注：1. 对于易风化的软质岩和塑性指数 I_p 大于22的粘性土，摩擦系数应通过试验确定。

2. 对于碎石土，可根据其密实程度、填充状态以及风化程度等因素确定。

我国《建筑地基基础设计规范》中，列出了各种基底条件下的摩擦系数，如表3.2所示，经过几十年的应用，证明该基底摩擦系数是比较可靠的。我们经过大量工程的试算，发现对于水平底面

的重力式挡土结构，其抗滑移稳定性计算很难过关，很多情况下，挡土结构的底面宽度达到了挡土高度的1/2，还不能满足抗滑移稳定安全分项系数的要求。但从已破坏的重力式挡土结构的统计分析，抗滑移稳定性的破坏几率并不很高，因此我们怀疑习惯上采用的抗滑移安全分项系数 $\gamma_s \geqslant 1.3$ 可能偏高，我们建议 γ_s 取1.25。

为解决抗滑移稳定性问题，采取加大挡土结构宽度的办法，往往是得不偿失的。加大基础宽度的实质是增大挡土结构的质量，从表3.2中可以看出，基底与地基间的摩擦系数 μ 为0.4左右，即每增加一份质量，只能发挥40%的效率。在工程设计中，采用基底逆坡则是一种比较可行的办法。如图3.6所示，逆坡可设置成单坡或多级坡，在设置基底逆坡时，基础的各个部位不允许出现锐角，以免受力后遭致破坏。基底设置逆坡 α_0 后，在不增大挡土结构体积的条件下，从式(3.2)可知，基底的正压力 G' 将得到提高，而滑移力 T' 则有所降低，从而提高了抗滑移稳定安全分项系数。逆坡 α_0 的角度也不宜过大，否则地基容易出现挤出破坏(图3.6(d))。在一般情况下，对于土质地基，基底逆坡的坡度不宜大于1:10；对于岩质地基，基底逆坡不宜大于1:5。

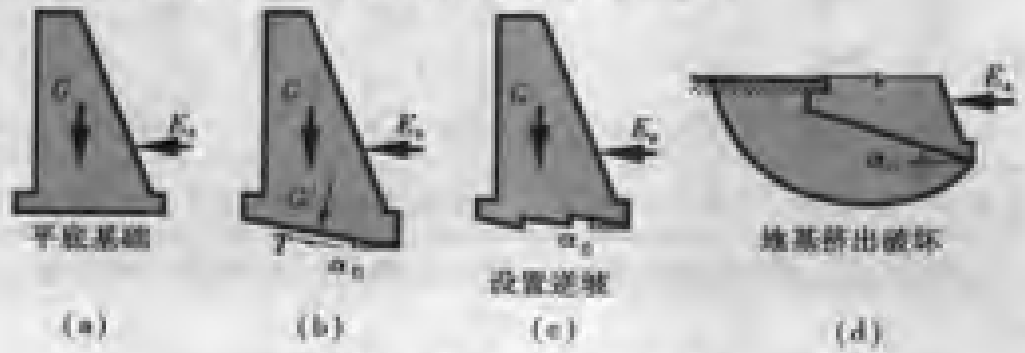


图3.6 挡土结构基底逆坡

为解决重力式挡土结构的滑移稳定问题，有人建议采用基底突榫或墙踵后拖板(图3.7)的办法。这两种办法都是基于充分利用突榫或拖板上的被动土压力，以抵抗挡土结构的水平滑移。采



图 3.7 基底突榫和墙踵拖板

用这种措施提高挡土结构的抗滑移安全分项时，必须注意 2 点：

①被动土压力发挥的程度：许多研究证明，被动土压力的发挥，较主动土压力发挥时所需要的位移大 10 ~ 15 倍，在通常条件下，挡土结构是不允许出现如此巨大位移的。我们认为，其最大限度只能取用静止土压力。

②认真核算结构强度：设置突榫时，突榫与基底的接触部位是剪切应力最大的地区，应认真核算该处的剪切强度。设置拖板时，拖板与拉结板之间将出现较大的张拉应力，必须配置腋筋。

3.3.3 整体稳定性验算

重力式挡土结构体系的整体稳定性，是指挡土结构连同地基一起是否有产生滑动破坏可能性。重力式挡土结构产生整体稳定性破坏，是屡见不鲜的，尤其是当基础埋置较浅且有软弱下卧层时，最容易出现这种破坏。其破裂面基本上呈圆弧状，圆弧破裂面通常通过墙趾（图 3.8）。进行整体稳定性验算时，选择一个圆心，以圆心点到墙趾的距离为半径，画一圆弧，该圆弧就是可能的滑动面，然后采用条分法的计算原理，计算出该圆弧滑动面的安全分项系数。反复选择多个圆心，进行滑动稳定计算分析，确定出安全分项系数最小的滑动面，如果该滑动面的安全分项系数 ≥（1.05 ~ 1.10）时，该挡土结构的整体稳定性是安全的。如果不能满足整

体稳定性要求，应适当加深基础的埋置深度，达到要求为止。

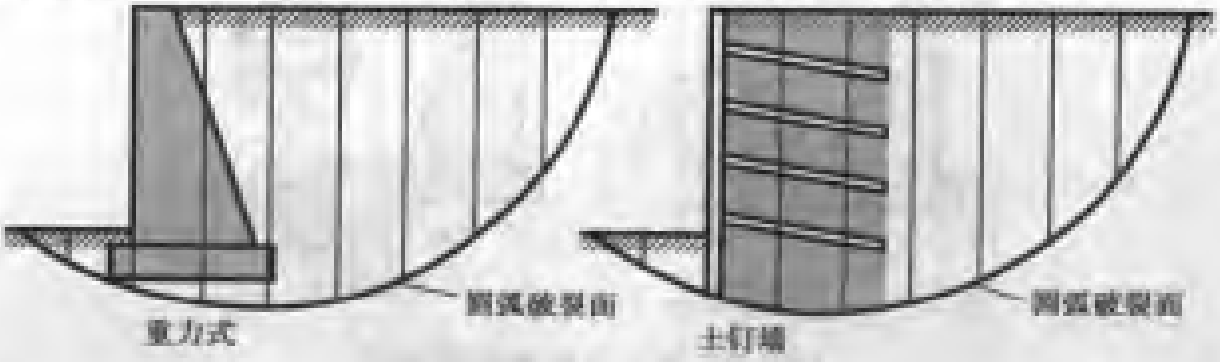


图 3.8 整体稳定破坏

3.4 挡土结构的排水系统

挡土结构的排水系统至关重要，在对已破坏的挡土结构的调查中发现，大多数挡土结构破坏的原因是由于排水不畅造成的。众所周知，静水压力的侧压力系数为 1.0，所以水压力较土压力的数值大，采用挡土结构来支挡水压力，在经济上和技术上都是不可取的。重庆市 1966 年在对破坏后的挡土墙调查中发现，由于排水不良或未做排水处理而导致破坏的数量占总破坏挡土墙的 90%，所以在进行挡土墙设计和施工时，必须重视处理好排水系统。挡土结构顶部应设置截水沟，阻截上部坡体的流水，防止对挡土结构的冲刷。顶部的填土面，最好采用植被覆盖，防止水土流失。解决挡土结构的地下水压力问题，最根本的办法还是在挡土结构上设置足够的泄水孔，充分排泄地下水(图 3.9)。在一般情况下，泄水孔应在挡土结构的墙面上，沿着横竖 2 个方向上设置，泄水孔的间距宜取 2 ~ 3 m，泄水孔的孔径宜取 50 ~ 100 mm，向外倾斜 3% ~ 5%。在设置泄水孔的墙背处，应铺设反滤层，防止墙背的填土随

着水流流失。

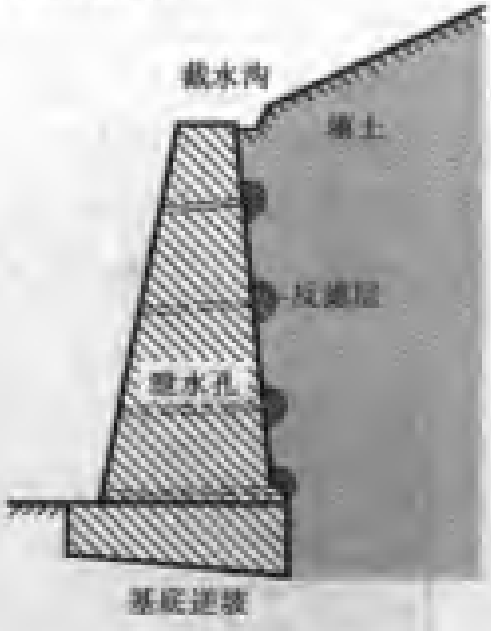


图 3.9 挡土墙排水

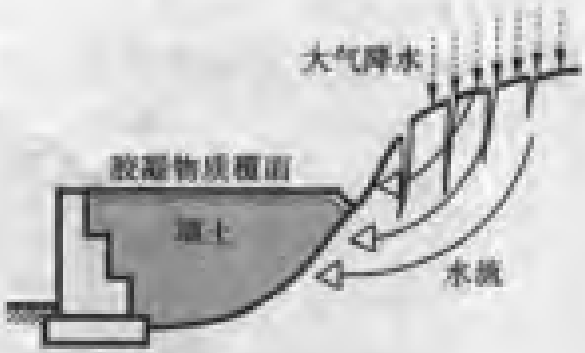


图 3.10 挡土墙的地下水补给

应特别着重指出，在山区或丘陵地区，采用覆盖阻水或挖沟截水，只能对挡土结构的工作条件有所改善，不是根本解决地下水压力的办法。当挡土结构填土顶部实行胶凝物质覆盖，并开挖截水沟后，远处高位山坡降水或水库漏水，仍然可绕过覆盖面和截水沟，从土体孔隙及岩体结构面中渗流到挡土结构上来，形成挡土结构背面填土的地下水位。在很多情况下，挡土结构上的地下水，其补给地区常距离挡土结构较远，岩体中的补给水更常常是源远流长，这种远距离的补给水(图 3.10)，只宜疏导不宜堵截，特别是碳酸盐类岩石地区的岩溶水，进行堵截后有可能出现严重的水灾。

在挡土结构中预留排水孔，是比较常用和有效的办法。当挡土结构为砌体结构时，常利用无浆灰缝作排水孔，但在砌筑过程中，施工时稍不注意，砂浆有可能流淌到排水孔内，将排水孔完全堵塞，失去了排水的效应。重庆市的砌体挡土结构为此而发生破坏的，占有较大的比例。为消除此弊病，现在重庆市多采用预埋 50 mm 直径钢管或塑料管作排水孔，其效果比较好。

挡土结构背面的地下水从墙面排出，很容易污染墙面，有碍观瞻，在建筑物周围通常不允许这种情况出现。采用暗沟（盲沟）排水可以免除这种污染。其主要做法是在挡土结构的下部设置暗沟，让地下水汇集在暗沟内，然后于适当地方排泄。排水暗沟通常是采用滚圆度较好的卵石码砌而成，暗沟的横截面积一般不应小于500 mm×500 mm，其外部根据反滤层的做法，分别堆码碎石、粗砂、中砂，以防止墙背填土流失。

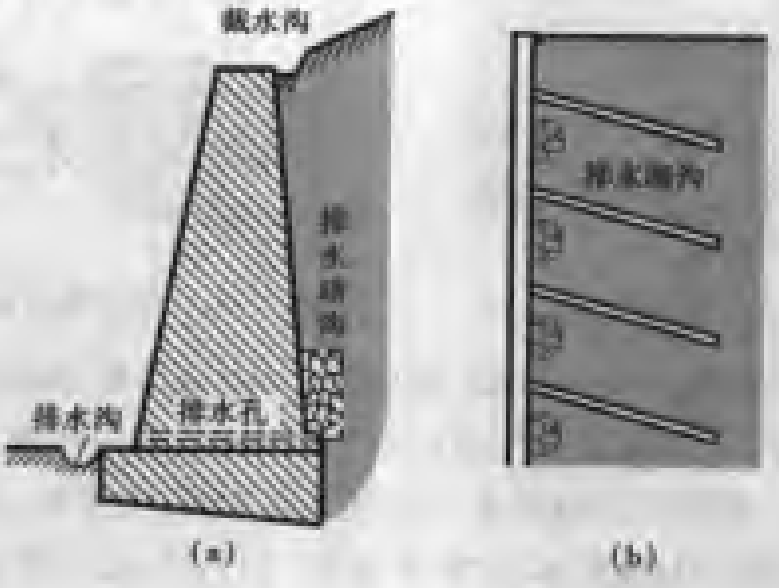


图3.11 排水暗沟

对于岩石边坡的支护结构，也应设置排水暗沟，其做法与挡土结构有所不同。土层中的地下水，是沿着土孔隙进行渗透，而岩石边坡的地下水则是沿着岩体裂隙渗流，岩体裂隙分布的规律性不强，在支挡结构设置集中的排水暗沟不能排泄所有的地下水。通常的做法是在岩石边坡上开凿与地平面大致平行的排水槽，排水槽的坡度为3%～5%，槽内干码卵石或碎石，将地下水导出坡体外部，如图3.11(b)所示。排水槽应沿着高度方向每间隔2～3m开凿一条，每条排水槽都应与边坡外的排水系统接通，以排泄边坡内的地下水。

3.5 砌体或混凝土挡土结构的构造凝求

重力式挡土结构的构造要求,随着挡土结构所处的位置不同而不同,这里只能讨论一些基本构造要求。

挡土结构背面填土的填料,应尽量选用透水性较强的无粘性土。若在某些地区无法选用无粘性土作为填料时,在粘性土中应掺入一定数量的碎石,以改变其透水性。在季节性冻土地区,应选择如矿渣、碎石、粗砂等非冻胀性填料。

片石砌筑的挡土结构,其顶部宽度不宜小于400 mm。挡土结构所采用的石材,其单轴受压强度不应小于30 MPa,砌筑砂浆的强度不宜小于7.5 MPa。混凝土挡土结构的最小宽度,不宜小于300 mm,混凝土强度等级不宜低于C25。

挡土结构为露天构筑物时,由于温差变化较大,必须预留伸缩缝,伸缩缝的间距以10~20 m为宜。当地基有变化时,还应在地基变化处设置沉降缝。沉降缝可兼作伸缩缝使用。

重力式挡土结构的外突弧形墙,或外转角墙,是最容易出现裂缝的部位。如果是砌体结构,应在外拐角处加配钢筋;如果是混凝土结构时,应在该部位加配适量的钢筋。

作用在基底各力的总和,其偏心距不应大于基底宽度的1/4,以免基底出现拉应力。基础的前沿为坡地时,应对坡面进行防护,防止冲刷或风化影响基础的安全。

挡土结构基础的埋置深度,应根据地基承载力、挡土高度、水流冲刷条件等因素确定。当地基比较软弱,或者岩石地基的裂隙比较发育、风化较厉害时,基础埋置深度应加大。当挡土结构位于土质地基上时,基础的最小埋置深度不应小于500 mm;位于软质

岩地基上时，基础的最小埋置深度不应小于 300 mm；位于硬质岩地基上时，基础的埋置深度不应浅于排水沟。挡土结构的顶部，必须设置防护栏杆。

3.6 土钉墙

土钉墙是从 L 形钢筋混凝土重力式挡土结构发展起来的一种挡土结构，即将 L 形挡土结构的面板减薄后保留，取消其底板，并施加一定数量的土钉，形成另一种形式的重力式挡土结构（图 3.12）。土钉墙主要在开挖的边坡上使用，施工时宜采用逆作业法，即随着边坡开挖进程，从上到下边开挖边进行支护，不能在边坡开挖完毕后再进行支护，如图 3.13 所示。

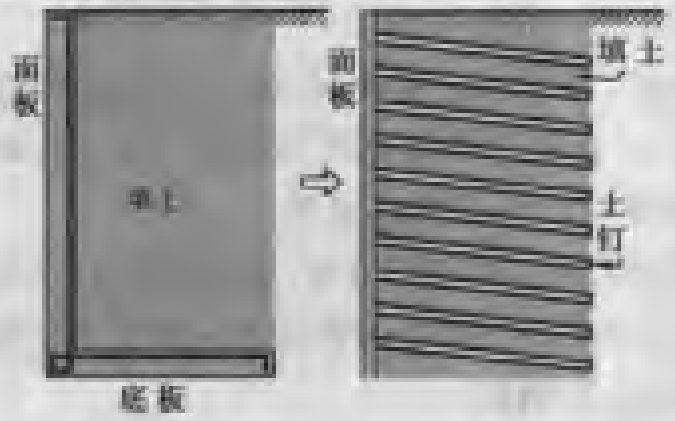


图 3.12 土钉墙

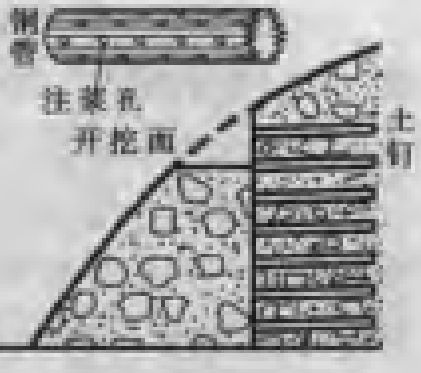


图 3.13 土钉墙施工

在重庆地区，有许多边坡是由抛掷填筑的岩石碎屑构成，其特点是含有大量的大块石，还存在着大量的孔洞，质地比较疏松，均匀性很差，在切削边坡时很容易出现坍塌，经常发生人员伤亡事故。解决这种边坡的支护问题，土钉墙是一种较好的办法。其做法是先开挖出 1 ~ 2 m 高的陡坡后，将钻有注浆孔并带有锯齿状钻

头的直径为 30 ~ 50 mm 的钢管，采取旋转冲击法将钢管顶入土体内，采用压缩空气将钢管内的石碴及土碴吹洗干净，再用 1 ~ 1.5 MPa 的压力向土体内注进水泥砂浆，使钢管与土体胶结成整体。边坡切削完毕后，在边坡的表面挂钢筋网片，并用混凝土将边坡封闭。采用这种施工工艺，其特点是：由于采用了锯齿状小直径钻头，比较容易钻穿块石，在岩块填土上容易成孔；另外由于采用压力注浆，可以使钢管周围的孔洞填充，将松散的岩块胶结成整体，提高了土体的整体稳定性。

土钉墙仍然属于重力式挡土结构，只是巧妙地利用了土体本身的重力，它与石材或混凝土挡墙比较，不但降低了造价，还大幅度提高了挡土结构的安全度。在设计与计算方面，土钉墙仍然要按照前面所述验算挡土结构的滑移稳定、倾覆稳定、整体稳定性以及地基承载能力。此外还需要设计和验算土钉墙中的各种构件，主要验算土钉墙中的土钉和面板。

3.6.1 土钉抗拔力特征值计算

土钉又称为土层锚杆，是设置在土层中的锚杆。其工作原理是借助于土钉与土层间的摩擦阻力，以承受边坡的土压力。土钉的抗拔力特征值 R_b 可由下式计算：

$$R_b = q_s U_b l \tag{3.3}$$

式中 R_b——土钉的抗拔力特征值；

U_b——土钉的周长；

l——土钉在土层中的长度；

q_s——土钉与土体间的摩阻力，应由试验确定，也可根据表 3.3 取值。

表 3.3 土钉与土体间的摩阻力

土的名称	土的状态	摩阻力 q_s/kPa	土的名称	土的状态	摩阻力 q_s/kPa
粘性土	$I_L>1$	14～24	粉、细砂	稍密	13～24
	$0.75<I_L\leqslant1$	24～33		中密	24～36
	$0.50<I_L\leqslant0.75$	33～45		密实	36～48
	$0.25<I_L\leqslant0.50$	45～54	中砂	中密	30～43
	$0<I_L\leqslant0.25$	54～61		密实	43～54
	$I_L\leqslant0$	61～68	粗砂	中密	44～57
粉性土	$e>0.90$	15～28		密实	57～69
	$0.70<e\leqslant0.90$	28～42	砾砂	中密，密实	69～81
	$e\leqslant0.70$	42～56	填土		11～15

注：I_L——土的液性指数；

e——土的孔隙比

3.6.2 土钉墙上的土压力

土钉墙虽然也属于重力式挡土结构的范畴，但它的位移较小，主动土压力不可能得到充分发挥，应该采用主动土压力与静止土压力间的某一中间值。为便于在工程设计中的应用，建议采用主动土压力乘以 1.4 的增大系数。同时为了使土压力分布更切合实际，将土压力分布改变成如图 3.14 的图形，即在边坡上部的 1/2 高度为匀变分布，下部的 1/2 高度为均匀分布，其最大土压力 e_{amax} 可按下式进行计算：

$$e_{amax}=0.94e_a \tag{3.4}$$

式中 e_a——主动土压力，按朗肯土压力公式进行计算。

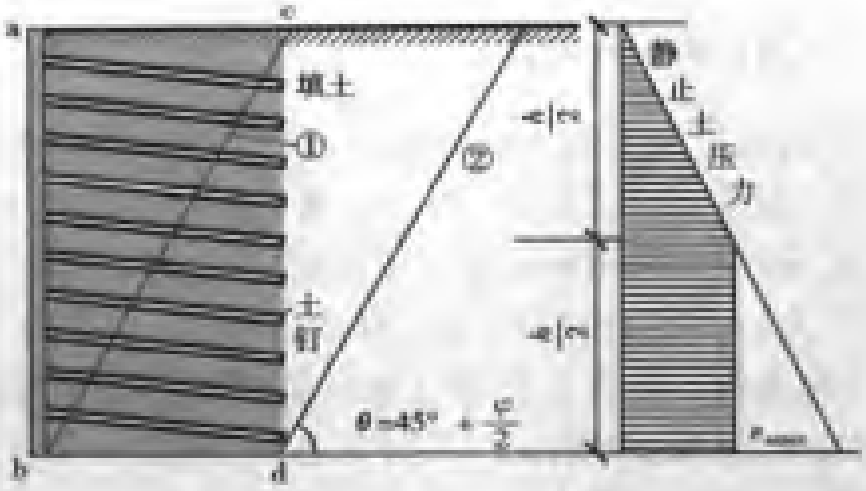


图 3.14 土钉墙的土压力分布

3.6.3 土钉长度的确定

土钉有效长度，应根据土钉受力情况按式(3.3)确定。土钉的实际施工长度，是由有效长度和非锚固段长度两部分组成。在土钉受力中，是否存在非锚固段长度问题，有两种不同看法：

一种看法是按破裂面定位，即当挡土结构背面的填土达到极限状态时，将出现一破裂面，其倾角为 $45° + \varphi/2$，如图 3.14 中的斜线①所示。斜线①与挡土结构之间的土钉长度为非锚固段，斜线①以外部分才是锚固段。土钉的施工长度应该是有效长度与非锚固段长度之和。

另一种看法认为在土体中设置土钉后，斜线①破裂面已不存在，这时的破裂面已从斜线①移到斜线②处，所以不存在非锚固段问题。土钉长度除应满足式(3.3)的要求外，还要将土钉墙 abdc 部分视作实体挡土结构，验算其抗滑移、抗倾覆及整体稳定性。当挡土结构不能满足稳定要求时，则应增加土钉的长度。因此土钉长度应以抗拔承载力及挡土结构的稳定性共同确定。笔者认为这一种看法比较切合实际。

3.6.4 面板的设计与计算

土钉墙的面板是多点支承的连续板，由于支承点的间距一般都很小，因此面板的跨度不大，所以通常取板厚为 200 mm 左右。在实际工程设计中，采用多点支承连续板的结构力学分析法，来分析板体的内力，当然是比较稳妥的方法，但这种计算的工作量较大，对于小跨度板也没有必要进行如此繁琐的计算。我们在大量的工程实践中，采用了一种简单的计算方法，即以每 4 个支承点中的面板作为计算单元，从中按纵向和横向各切取单位宽度的板带作为计算对象，面板所受土压力的平均值 q 作为荷载，取弯矩 $M = ql^2/10$ 进行配筋，其效果比较良好。

面板应进行双面、双向配筋，其最小配筋量不应少于 ϕ6@200。面板混凝土强度等级不宜低于 C20。在施工面板时，如遇有大量超挖的凹腔时，可采用片石码砌或低强度等级的混凝土填充。面板基础一般不需设置大放脚，但必须埋入到坡脚地坪线下至少 500 mm。面板应预留泄水孔，孔后应设置倒滤层，以便排泄地下水。当面板的面积过大时，应预留伸缩缝，伸缩缝的位置宜放置在两排土钉的中部。

3.7 加筋土边坡

加筋土是在土体内埋设若干抗拉的条带，以改善土的受力性能，如图 3.15 所示。加筋土起源于法国，1963 年亨利·维达尔(H. Videl)研究了土中加筋的作用，1965 年冬季在法国建成了世界上第一座加筋土边坡。由于加筋土边坡应用比较广泛，造价低廉，施工简便，安全可靠，一经问世就受到工程界的欢迎。我国于

20 世纪 70 年代初，开始引进和推广使用这种技术，获得了巨大的技术和经济效益。

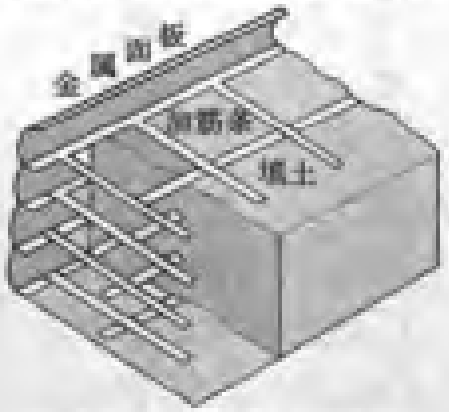


图 3.15 加筋土边坡

加筋土运用在我国实际上已有比较久远的历史，千百年来，黄河堤坝经常采用在土中加入一定的树枝，以加固堤坝，采用砂包作堤防更是常见。但是未能深入地进行理论研究。

3.7.1 加筋土的基本原理

通过深入的研究，发现土体中埋设一定量的抗拉条带后，土的性能得到很大的改善。对于加筋土强度的改善，大致有两种看法：即摩擦解释和内聚力解释。目前在加筋土边坡设计中，多采用内聚力解释的理论。

1）摩擦解释

土的内摩擦角是决定边坡稳定性很重要的因素，如果在土体中加入一定数量的粗糙筋条，以提高土体的内摩擦角，从而可达到提高土坡稳定的目的。从图 3.16 中可看到，当土体中加入筋条后，土粒间的摩擦已转换成加筋条与土粒间的摩擦。如图 3.17，取 dl 长的加筋条来考察，由于土粒与加筋条间有摩擦存在，加筋条两端的拉力是不等的。加筋条两端的拉力差为：

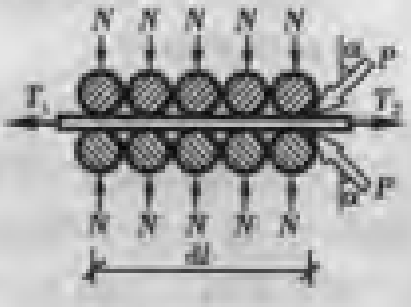


图 3.16 摩擦解释

$$dT = T_1 - T_2 \tag{3.5}$$

当满足下列条件时，加筋条在土体中处于稳定状态。

$$2N_i b\mu dl > dT$$

或 $$\mu > \tan\alpha$$

式中 b——加筋条的宽度；

μ——加筋条与土粒间的摩擦系数。

摩擦解释的根本点，是认为当填土中加入加筋条后，加筋条与土粒间的摩擦代替了土粒间的摩擦，因此要求加筋条的表面非常粗糙，最好具有刻纹，使摩擦增大。由于无论采用什么材料来制作加筋条，使摩擦角达到90°都是办不到的，所以不可能形成直立边坡。

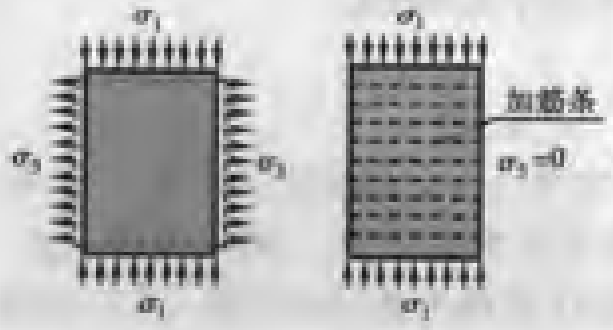


图3.17 内聚力解释

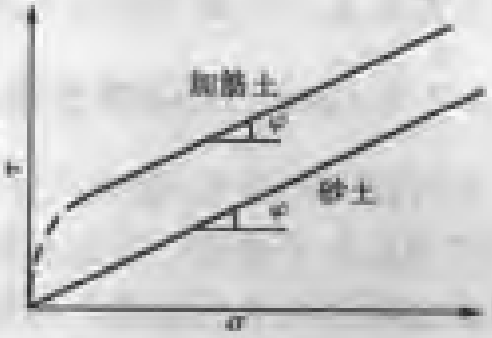


图3.18 加筋土的性质

2）内聚力解释

在粘性土中，由于内聚力的存在，可出现一定高度的直立边坡。直立边坡的高度，可采用朗肯土压力计算式直接算出。对于无粘性土，因为不存在内聚力，所以不可能堆积成一道直立的边坡。如果采用人为的方法，在土体内埋设一定量的具有一定抗拉性能的筋条后，就有可能堆积成直立的边坡。在囤积粮食时，经常将袋装粮食作为直立边坡，以囤积散装粮食，其实袋装粮食的编织袋就是在粮食中加入了筋条。在三轴试验中，如果小主应力 σ_3 为0，在大主应力 σ_1 作用下，土体将出现侧向膨胀，如图3.18所示。这时可设想如同在土的侧面上，作用有一拉伸应力，使土样朝侧向

拉伸(膨胀)。如果土中配置有能承受这一拉伸应力的筋条,则土样便不可能产生侧向膨胀,在一定的大主应力 σ_1 作用下而破坏。根据三轴应力状态,当土体内埋设有加筋条时,由于加筋能承受一定的拉应力 $\Delta\sigma_3$,所以有:

$$\sigma_1 = (\sigma_3 + \Delta\sigma_3)\tan^2(45° + \frac{\varphi}{2}) =$$

$$\sigma_3\tan^2(45° + \frac{\varphi}{2}) + \Delta\sigma_3\tan^2(45° + \frac{\varphi}{2}) \tag{3.6}$$

对照朗肯土压力计算式:

$$\sigma_1 = \sigma_3\tan^2(45° + \frac{\varphi}{2}) + 2c\tan(45° + \frac{\varphi}{2})$$

则

$$\Delta\sigma_3\tan^2(45° + \frac{\varphi}{2}) = 2c\tan(45° + \frac{\varphi}{2})$$

有

$$c = \frac{\Delta\sigma_3\tan(45° + \frac{\varphi}{2})}{2}$$

令

$$\Delta\sigma_3 = \frac{f_l}{S_y}$$

故

$$c = \frac{f_l\tan(45° + \frac{\varphi}{2})}{2S_y} \tag{3.7}$$

式中 f_l——单位长加筋条的抗拉强度;

S_y——加筋条的竖向距离。

由式(3.7)可知,在无粘性土中配置加筋条后,便出现了粘性土的抗剪特性图 3.18,犹如具有了"粘聚力",该"粘聚力"与加筋条的抗拉强度及加筋条的距离有关。

当满足下列条件时,无粘性土则具有粘性土的性能,可形成一定高度的直立边坡:

$$c \geqslant \frac{dT}{2Nbdl} \tag{3.8}$$

3.7.2 加筋土的土压力

加筋土边坡上的土压力，采用静止土压力已是工程界的共识。根据我国铁道部和国外的实测资料，加筋土边坡的上半部的土压力，与静止土压力比较一致，而下半部的土压力，则接近于主动土压力，但在其底部，土压力又有所增大，如图 3.19 所示。

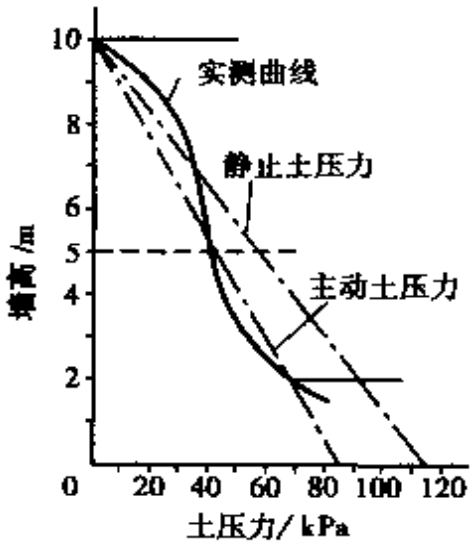


图 3.19 加筋土的土压力

法国《加筋土设计规范》规定，加筋土边坡的土压力计算，按主动土压力乘以 1.25～1.35 的增大系数。我国《铁路路基支挡结构物设计规范》中规定：在边坡高度 1/2 以上部分，按静止土压力计算，呈三角形分布；其以下部分为均匀分布，即分布图形为矩形；最大土压力为边坡高度 1/2 处的静止土压力值，静止土压力系数为 $k_0 = 1 - \sin\varphi$。综合国内外的资料进行分析后，在制订《重庆建筑地基基础设计规范》时，土压力系数按法国《加筋土设计规范》规定，取主动土压力系数乘以一适当的增大系数，增大系数为 1.1～1.4，而土压力的分布图形，则取自我国《铁路路基支挡结构物设计规范》中规定。根据图 3.19 所示的试验资料，我们认为这种取值法是比较合适的。法国《加筋土设计规范》有关土压力分布的规定中，底部的加路长度似嫌过长。

3.7.3 加路土边坡的计算

加筋土边坡在设计时，除应对加筋条进行仔细验算外，还应将加筋长度范围内的土体及加筋条，视作重力式挡土墙，在主动土压力作用下，核算其抗滑移、抗倾覆及其整体稳定性。有些工程，由

于忽视了稳定性的验算，虽然加筋条未被拔出，但由于稳定性问题而导致失败。

1）加筋条材料

加筋条材料国外普遍采用钢带。根据我国的国情，国内多采用混凝土条带，也有在钢筋上间隔一定距离焊接短钢筋或小钢片，将这些条带连接成链条，效果较好。近年来发展了抗老化、抗蠕变、抗拉力强的合成塑料（以聚丙烯为主）和玻璃纤维等加筋材料，如图 3.20 所示。还有一些单位进行了利用竹片作为加筋材料的试验，但防腐问题一直没有得到解决。

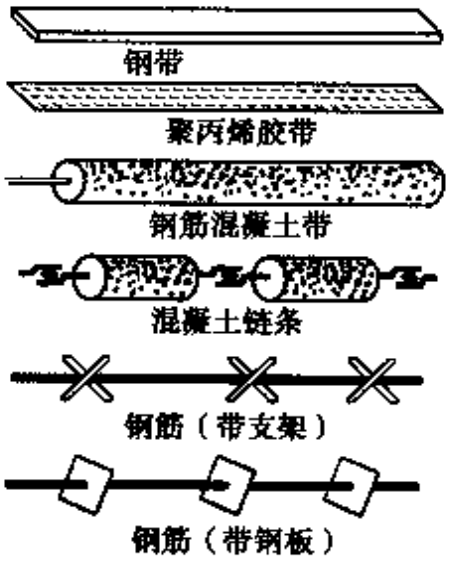


图 3.20 加筋条材料

作为加筋土边坡，其加筋材料的选择，应满足如下要求：

①有较高的抗拉强度，蠕变量较小。加筋条与填土间具有较大的摩擦系数。

②具有较好的柔性和韧性，便于填土夯实。

③应具有良好的耐腐蚀性能。

④加筋条与面板有良好的连接性。

⑤加筋条断面简单，便于制作。取材容易，经济合理。

重庆地区现在建成的加筋土边坡，最高边坡达到 30 m 以上，主要采用聚丙烯塑料带，基本上能满足上述 7 项要求，使用情况尚属良好。由于聚丙烯塑料带的老化问题，始终没有得到解决，对于房屋地基、城市道路、城市边坡、河流岸坡以及高等级公路和一级公路等地区的永久性边坡，最好慎用。

2）加筋条的拉力计算

加筋条的拉力主要来自边坡的土压力。若加筋条埋设在填土

中的横向和竖向距离为S_x,S_y,则每根加筋条所受的拉力T_i为:

$$T_i = \gamma_s m_a k_a \sigma_v S_x S_y \tag{3.9}$$

式中 σ_v——加筋条所在位置的竖向应力值;

γ_s——荷载分项系数,一般取1.0;

m_a——土压力增大系数,取1.1~1.4;

k_a——主动土压力系数,按库仑或朗肯土压力计算式进行计算。

加筋条的拉力T_i值,必须满足下式的要求:

$$T_i \leqslant \gamma_t f_t A_t \tag{3.10}$$

式中 γ_t——加筋条承载力分项系数,当采用聚丙烯塑料带时,取0.2;

f_t——加筋条的极限抗拉强度;

A_t——加筋条的截面面积。

3)加筋条长度的确定

确定加筋条长度的关键指标是加筋条与填土间的摩擦系数μ。该摩擦系数应通过现场试验后进行确定,其原因是加筋条材料是多种多样的,即使是同一种材料,因其加工制作和填土条件不同,其摩擦系数也各异。例如重庆市应用较多的聚丙烯塑料带,由于生产厂家或填土方式不同,摩擦系数的差别很大。重庆市地方标准《重庆市建筑地基基础设计规范》中,建议在缺乏资料时,取0.3~0.5。这一数值是通过大量的试验数据,经统计分析后得出的。日本国铁规范也建议取0.4,与《重庆市建填地基基础设计规范》的数值基本相同。

加筋条在填土中的有效埋设长度l_0,按下式计算:

$$l_0 = \frac{0.75 m_a k_a S_x S_y}{\mu b \gamma_t} \tag{3.11}$$

从上式可以看出,加筋条在填土中的有效埋设长度与加筋土所在高度及该处的应力无关,即在整个加筋土边坡上,可采用同一

的有效埋设长度。其原因是由于加筋条在任何位置上时，所受的横向力与竖向力成正比增长，当横向力增大时，加筋条与填土间的摩擦也同步增长。加筋的实用长度比有效埋设长度要大些，因为还应加上一定的无效长度。无效长度包括加筋土破裂面与面板间的长度以及与面板连接需要的长度。

加筋土破裂面是根据测试资料，将每根加筋条的最大拉应力点连接成的一条曲线。当筋条断裂时，将沿着这条曲线产生，所以称为加筋土破裂面，它与库仑破裂面有所不同，如图 3.21 所示。加筋土破裂面曲线起始于边坡底部的面板附近，向上呈螺旋曲线上升，最上部与面板的最大距离为 $0.3h$（h 为边坡的高度）。法国《加筋土设计规范》称为 $0.3h$ 法。

筋条与面板的连接长度与两者的连接方法和施工工艺有关，设计时应根据实际工艺估计其长度。

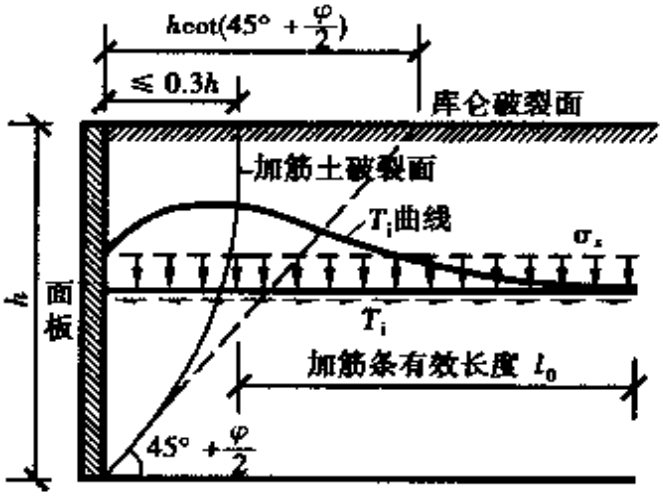


图 3.21 加筋条中的拉应力分布

4）面板的设置

面板是一种维护构件，从实测的资料得到了充分的证明，面板与加筋条的连接处，不是加筋条受力最大的地方，大约只有加筋条最大拉应力的 75%。法国《加筋土设计规范》也认为，面板处加筋条的拉力，相当于最大值的0.75倍。

在国外，加筋土边坡的面板多采用镀锌薄钢板制作成圆筒形，与加筋条（钢带）焊接。在我国多采用混凝土面板，多设计成十字形、矩形、六角形的等厚单板，其厚度为 100～200 mm，其他几何尺寸如表 3.4 所示。单板较大时，也可采用槽形板。

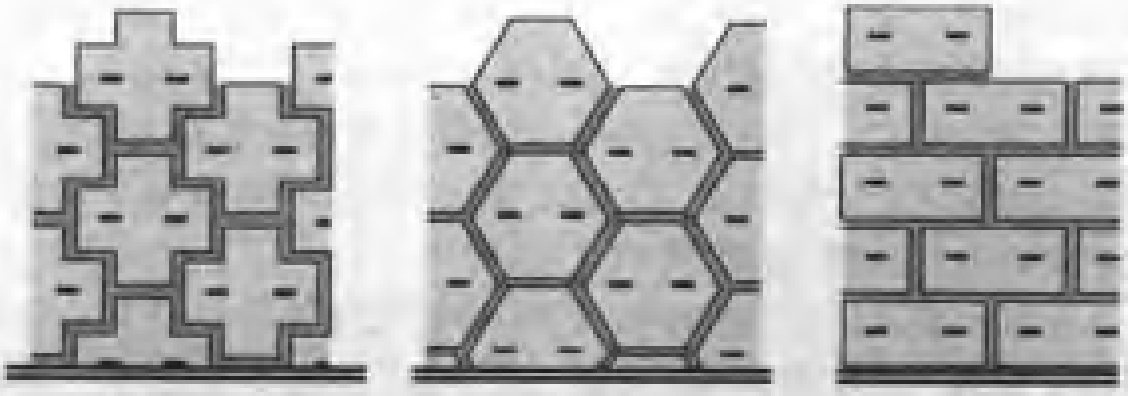


图 3.22 混凝土面板的形式

表 3.4 加筋土边坡的混凝土面板尺寸表

加筋条数量/根	面板高/mm	面板宽/mm	面板厚/mm
1(单 根)	500～750	500～1 000	80～150
2(双 根)	500～750	750～1 500	100～250
4(四 根)	1 000～1 750	1 000～2 000	150～300

实践证明,对于高度不同的边坡,面板所受的力相差无几,可根据经验选用,不须进行验算。混凝土面板是否配筋问题,有不同的看法。日本《土木结构结构物设计标准(1987 年)》规定钢筋配置量不少于 0.2%;法国规范则规定采用素混凝土面板。我国的加筋土面板,因考虑到搬运和安装的需要,常采用配筋混凝土制作。由于混凝土面板的厚度较薄,设计时应重视面板自身的稳定性,有必要时,可在适当的高度设置一道现浇钢筋混凝土连系梁。

面板与筋条间的连接,一般采用焊接、螺栓连接、楔形锚头连接等多种方式。焊接可用于金属或塑料筋条。螺栓连接是在面板上预留孔洞,将螺栓与筋条连接好后,把螺栓穿越预留孔紧固而成。对于塑料筋带或竹片筋条,多采用混凝土楔形锚头锚固。

5)对填料的要求

在加筋土边坡的使用初期,对填料的要求都比较严格,随着加

筋土边坡的推广使用，经验不断积累，对填料的要求有所放松。

在控制填料的粒径方面，各国有不同的规定。日本要求粒径小于0.075 mm的颗粒含量应小于2.5%。法国则要求粒径小于0.080 mm的颗粒含量≤15%，若>15%时，则要求小于0.015 mm的颗粒含量应小于10%。当小于0.015 mm的颗粒含量超过20%时，这种土便不能作为填料。

英国将作为填料的土，分为摩擦土和粘性摩擦土两类。对于摩擦土，要求小于0.063 mm的颗粒含量≤10%；而对粘性摩擦土则允许其含量大于10%，但必须满足下列要求：

①液限小于45；

②塑性指数小于20；

③小于0.002 mm的颗粒含量≤10%；

④填料中不得夹有淤泥、泥炭、腐殖质及生活垃圾，并不得含有对加筋条具腐蚀性的物质。

对于填料中关于粗颗粒的直径d，各国也有不同的规定。日本要求100 mm<d<200 mm的颗粒含量应<25%。法国考虑到加筋土边坡每层的夯填厚度较小，因此规定填料的最大粒径应小于250 mm，并不允许使用吸水性较强的纯粘土、白垩土、泥炭、腐殖土及生活垃圾等作填料。

近年来随着加筋土技术的向前发展，在大量试验研究的基础上，已普遍采用当地土体作为填料，但也不应忽视对填料的认真选择。重庆是一座典型的山城，除局部地区沉积有近代河流冲积层外，很少有无粘性土沉积。其余的土层，则为侏罗系岩层风化后的残积和坡积物，属粉土或粉质粘土，分布不连续，且厚度有限，虽可作为加筋土边坡的填料，但取土量有限。在重庆地区，作为加筋土边坡的大宗填料，主要来自从砂岩、泥岩岩层中爆破开采出来的岩屑。重庆市基于填料的具体情况，对填料提出了以下要求：

①液限不大于30；

②塑性指数不高于17；

③填料的最大粒径不大于2层加筋间竖向距离的1/2。

为保证加筋条和面板不被腐蚀破坏，各国对填料还提出了一些要求。一般要求pH值在5～10的范围内。对于电阻率的要求为1 000～50 000 Ω·m。对氯的含量：英国规定为300～500 mg/kg；法国对于旱地工程规定为≤200 mg/kg，淡水工程为≤100 mg/kg。对于SO的最大含量：英国规定为≤500 mg/kg；法国对于旱地工程规定为≤1 000 mg/kg，淡水工程为≤500 mg/kg。对于有关硫化物的含量，法国对于旱地工程规定为≤300 mg/kg，淡水工程为≤100 mg/kg。

3.8 锚碇锚挡墙

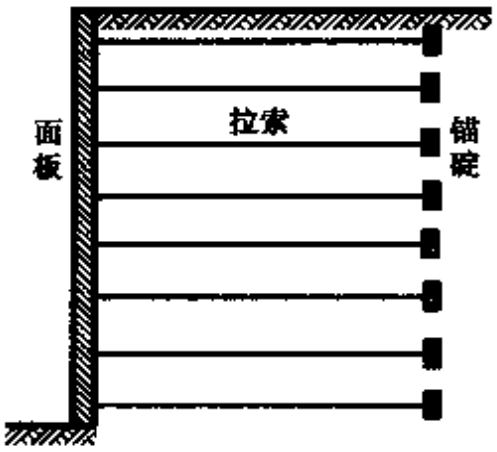


图3.23 锚碇板挡墙

锚碇板挡墙是由面板、拉索、锚碇和填土组成，如图3.23所示。其工作原理是用拉索将面板与锚碇紧密连系，利用填土的侧压力将锚索绷紧，由面板、锚索、锚碇和填土共同组成稳定的挡土结构，以支挡锚碇后的土体，使其不遭破坏。

锚碇板挡墙实质上就是普通的重力式挡土墙，只是巧妙地用面板、锚索、锚碇和填土来替代石料或混凝土等圬工材料，从面大幅度降低了造价，并增大了挡土结构的安全度。在验算锚碇板挡墙时，只需将面板、锚索、锚碇和填土组成的实体，视作普通的重力式挡土墙，在主动土压力作用下，

验算其抗滑移、抗倾覆及整体稳定性。如果稳定性验算未能过关时，只需将锚索的长度加长，便可达到稳定的目的。剩余的问题是面板、锚索、锚碇的验算。

3.8.1 作用在面板上的荷载

面板、锚索、锚碇的验算，其关键是土压力的取值问题。面板与锚碇间采用钢索连接，钢索的拉伸变形较小，其中间的填土不可能出现主动破坏，即不会出现主动土压力，只能考虑静止土压力。在这种条件下，土压力比较复杂，与填料性质和压实程度、锚索的材质与长度、锚碇的尺寸、面板的刚度等条件有关。

我国有关单位对这种土压力状态，进行了大规模的室内模型试验和现场原位测试工作。大量的测试结果表明，其土压力与主动土压力有较大的差别，其分布大致呈抛物线或对数螺旋线型分布，也有测试结果呈现锯齿状分布。

根据试验结果，有人认为这时可假定面板和由锚碇组成的墙是刚性的，可以按前述的2.6节平行墙土压力理论计算面板的土压力。按照这一假定计算出来的土压力，比较接近于试验结果，且理论比较成熟。有关面板与锚碇是刚性的假定，与实际稍有出入，因为受力后，面板和锚碇总是有一定的变形，但这种变形只能使土压力值有所减少，属偏于安全的假定。

我国铁道部标准《铁路路基支挡结构物设计规范》，为简化计算并采用大家所熟悉的计算式，按前述的2.4节高大挡土墙的土压力计算方法进行土压力计算。

3.8.2 锚碇抗拔力计算

锚碇的抗拔承载力计算，是锚碇板挡墙设计中的关键，但目前计算理论尚不很成熟，许多设计规范都建议采用现场抗拔试验，以确定其承载能力。下面列举我国有关部门根据试验结果得出一些

计算式，供在工程设计中参考(见图 3.24)。

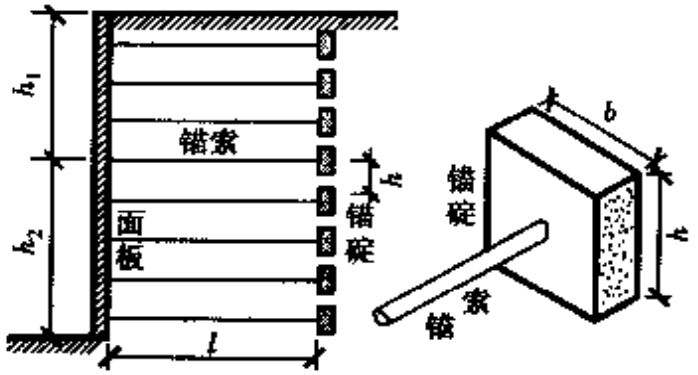


图 3.24　锚碇计算草图

1)铁道部科学研究院建议的允许抗拔力

铁道部科学研究院与原武汉铁路局、铁道部第三设计院、沈阳铁路局、上海轻工业设计院等单位，在武昌、太岚线、常州、四平、南平等地，进行了大量的试验研究工作，根据对试验资料的统计分析，并通过有限元法进行计算，经过验证后，建议锚碇单位面积上的允许抗拔力$[f_b]$采用下列数值：

当锚碇的埋置深度为 5 ~ 10 m 时，$[f_b] = 130 \sim 150$ kPa。

当锚碇的埋置深度为 3 ~ 5 m 时，$[f_b] = 100 \sim 120$ kPa。

当锚碇的埋置深度小于 3 m 时，锚碇的稳定性不是由抗拔力来控制，而是由锚碇前的被动抗力来控制，这时锚碇的允许总抗拔力$[F_b]$可按下式进行计算：

$$[F_b] = 0.25\gamma h_1^2(k_p - k_a)b \tag{3.12}$$

式中　h_1——锚索到填土顶部的距离；

b——锚碇的宽度。

2)铁道部第三设计院建议的经验计算式

铁道部第三设计院采用龙口石英作填料，进行了锚碇的实验室模型试验工作，以室内试验资料为依据，并利用部分现场资料进行核对，得出了锚碇的极限抗拔力f_{bu}计算式如下：

$$f_{bu} = \exp\left[5.7\left(\frac{h_1}{h}\right)^{-0.41}\ln\left(\frac{h_1}{h}\right)\right] \tag{3.13}$$

式中 h_1——锚碇的埋深；

h——锚碇的高度。

3)铁道部第四设计院的经验计算式

铁道部第四设计院根据模型试验的结果，推荐一道锚碇的允许抗拔力经验公式，该公式考虑的问题较多，除上列计算式考虑到的因素外，还增加了锚索长度和填土的压缩模量。其推荐的经验公式如下：

$$[f_b] = 0.01\beta E_s\sqrt{\frac{bh_2}{h}} \tag{3.14}$$

式中 β——与锚碇埋深及锚索长度有关的系数，按下式计算：

$$\beta = \frac{l}{\dfrac{2h_1 l}{h_1 - h} + b + h} \tag{3.15}$$

当 $\beta \geqslant 1.0$ 时，取 $\beta = 1.0$；

E_s——填土的压缩模量，当缺乏试验资料时，对于一般的粘性填土，根据锚索至坡脚的距离 h_2，按下列取值：

当 $h_2 \leqslant 3$ m 时，$E_s = 4 \sim 6$ MPa，

当 $h_2 > 3$ m 时，$E_s = 6 \sim 8$ MPa；

l——锚索的长度；

h_1——锚索至填土表面的距离；

h，b——锚碇的高度和宽度。

4

桩锚挡土挡构体系

4.1 概 述

随着建设的向前发展，挡土高度越来越高，重庆市已成功地建成了高度为 50 ~ 60 m 的挡土结构数处。对于高大土质边坡，再采用重力式挡土结构体系，实际上是将一座建筑材料大山堆积在土坡脚下，不但占据了大量的土地，在经济上也很不划算，安全问题也不易得到保证。为解决高大土坡的支挡问题，近 20 多年来，发展了桩锚挡土结构体系，它安全、经济地解决了高大土坡的支挡问

题，所以一经问世，就具有相当强劲的生命力。这种新型的支挡结构，在我国工程建设中已经使用近 20 年，取得了良好的经济与技术效益，积累了相当丰富的经验，技术已日趋成熟，并已制定了相应的标准或规范。

桩锚结构体系，是在岩石锚杆理论研究比较成熟的基础上发展起来的一种挡土结构，它由竖桩（立柱）、岩石锚杆、面板、压顶梁、连系梁等构件组成。竖桩（立柱）和岩石锚杆组成承载体系，面板、压顶梁、连系梁等构件组成构造体系，承载体系和构造体系共同组成桩锚支挡结构体系（图 4.1）。面板的作用主要是围护承载体系之间的土体，使其不致塌落，以保持墙面的美观。压顶梁和连系梁的主要作用是协调各榀承载体系间的受力条件，同时加强桩锚结构体系的整体刚度。

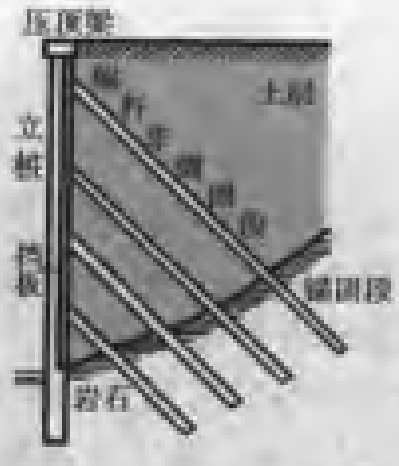


图 4.1 桩锚挡土结构体系

竖桩（立柱）的顶部应设置压顶梁，以调节桩锚结构体系间的变形。当竖桩（立柱）的高度较大时，为增加桩锚结构体系的平面刚度，应沿着竖桩（立柱）的长度方向，每间隔 3 m 左右设置一道连系梁。

锚杆的锚固段放置在稳定的土层中时，称为土层锚杆。锚杆的锚固段放置在稳定的岩层中时，称为岩石锚杆。土层锚杆一般在土层厚度较大，采用岩石锚杆不经济时使用。岩石锚杆因能发挥出较大抗拔能力，能有效地支护土质边坡，所以即使在土层厚达 10 m 左右时，在经济上、可靠性上、施工操作上，都还是可取的。重庆市大多数高大挡土结构，都采用桩锚支挡结构体系，其效果良好。

4.2 桩锚挡土结构体系施工简介

在山区进行工程建设，为了满足工程的需要，经常将已有的稳定边坡切削成陡峻的人为边坡，称为切坡。或者对平缓的斜坡填筑成陡峻的边坡，称为填坡。切坡和填坡，其施工工艺有所不同。在切坡地带，为防止边坡开挖过程中发生崩塌等安全事故，经常采用逆作业法施工，即从上向下随着开挖进程，进行边开挖边施工支挡结构的工艺流程（图 4.2）。填坡工程则应随着填土的填筑进程，逐级向上施工支挡结构体系（图 4.3）。

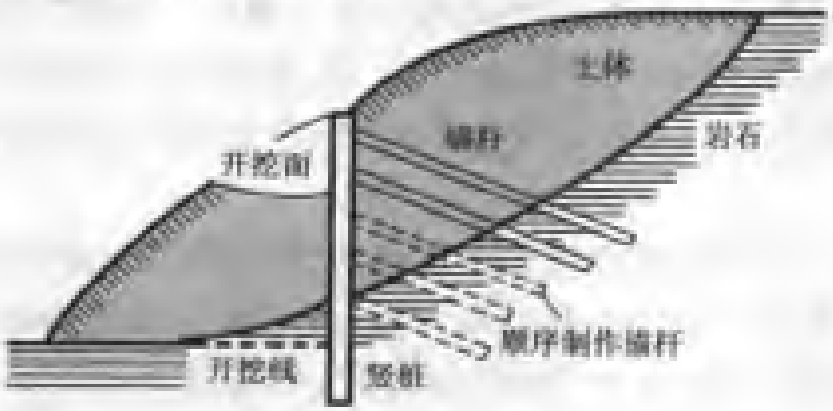


图 4.2 切坡施工工序

在挖方地区施工桩锚体系时，应采用逆作业法进行施工，即从上往下进行作业。在通常的情况下，为使边坡在挖掘过程中不会产生坍塌等不安全现象，应在边坡开挖之前，于竖桩（立柱）设计所规定的部位，预先采用钻孔或挖孔灌注桩施工工艺施工竖桩（立柱），并浇注压顶梁，以加强竖桩的整体刚度。待边坡开挖至锚杆所在标高后，进行锚杆钻孔、清孔、投放锚筋、浇注混凝土等施工工序，做好锚杆与竖桩间的连接，并根据设计图施工连系梁，使

桩锚形成能共同受力的桩锚结构体系。挡板可在桩锚结构体系施工完毕后，进行后期制作。

当开挖工作面到达应该设置的第一排锚杆位置时，应及时进行第一排锚杆的施工作业。第一排锚杆施工作业完毕后，应验算该排锚杆的抗拔承载力，只有在锚杆的抗拔承载力标准值大于开挖边坡时施加给锚杆的拔力 T_1 后，才能继续往下开挖。

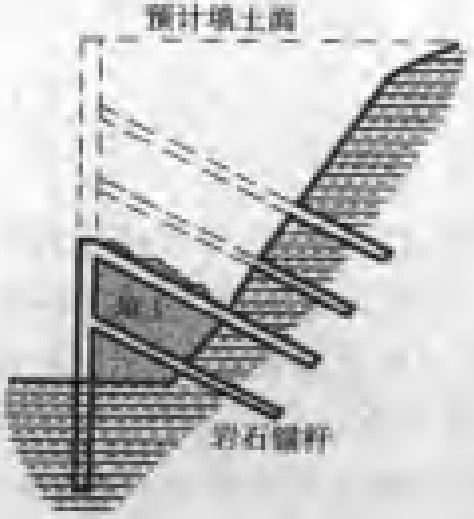


图 4.3 填坡施工工序

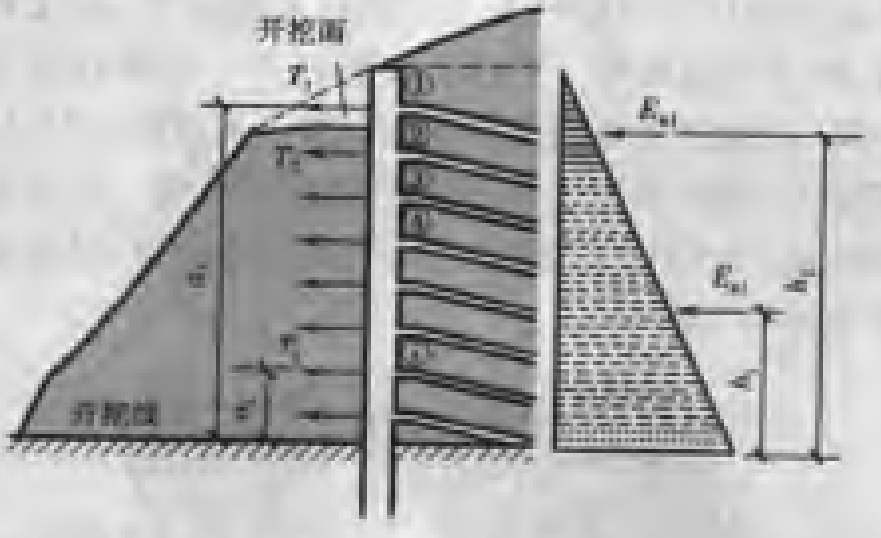


图 4.4 开挖时的锚杆拔力

开挖时边坡施加给锚杆的拔力 T_1，可根据第二排锚杆以上的土压力，由图 4.4 按下式进行计算：

$$T_1 = \frac{E_{a1} h_1}{a_1}$$

式中 E_{a1}——第二排锚杆所在位置以上主动土压力的合力；

h_1——E_{a1} 对基础顶面处的力臂；

a_1——第一排锚杆对基础顶面处的力臂。

当开挖到第 i 排锚杆位置时，第 i 排锚杆承受的拔力为：

$$T_i = \frac{E_{ai}h_i - \sum_{k=1}^{i-1} T_k a_k}{a_i}$$

式中 T_k、a_k——第 k 排锚杆的拔力和力臂。

在填方地区施工桩锚体系时，应预先施工立柱基础，按照混凝土施工规范预留出立柱的主筋。同时按设计图纸所规定的锚杆位置，施工完毕岩石锚杆的锚固段，并预留出锚筋的接头筋。随着填土的逐渐往上填筑，立柱与锚杆的非锚固段也随即进行浇注。新填筑的填土，将产生自重下沉，除对锚杆施加一个弯曲荷载外，锚杆下部的土体将脱离锚杆，而使锚杆悬空，锚杆因其自重也将产生弯曲。所以除锚杆本身应具有足够的抗弯刚度外，应设置一定的斜向支撑，防止挠曲破坏。支撑可设置在下一级锚杆的立柱与锚杆的结合处，或稳定边坡的出露部位。填土填筑时，还应仔细夯实锚杆下部填土，最好在上下锚杆间采用片石码砌。建议采用直径不小于 300 mm 的锚杆，锚杆主筋应沿着周边配置，以承受因填土而出现的弯曲应力。

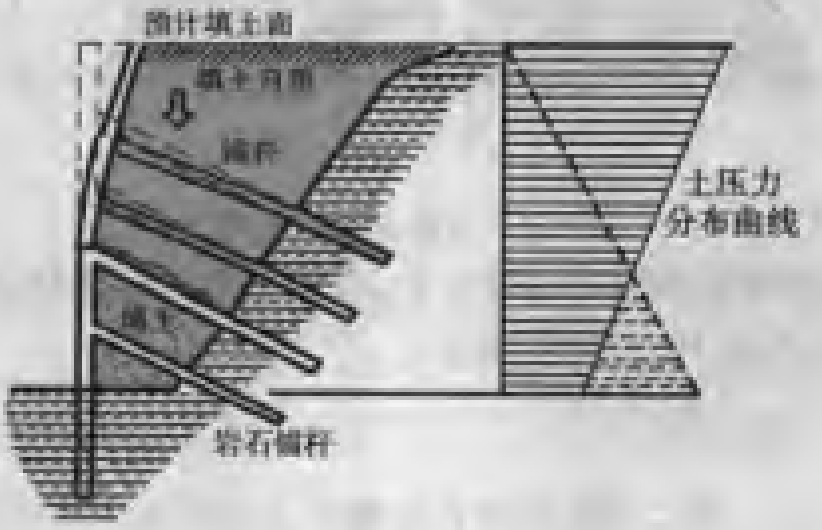


图 4.5 锚杆位移

基于上述原因，在填坡的桩锚支挡结构体系中，锚杆不宜采用钢丝绳、钢绞线等柔性锚索，柔性锚索无论在经济上或是技术上，都是不可行的。因为柔性锚索位于填土段是一根柔索，其抗弯刚度较小，根据锚索的受力特性，锚索处于悬索状时，才能承受较大的横向力，当处于绷紧状态时，稍许施加横向力，锚索内应力将数倍地增长，有可能将锚索绷断。为使锚索具良好的受力性能，有些设计者常采用预应力方案，许多工程用锚索，常在填土时被填土压力所绷断，并怪罪于施工单位填土不小心酿成事故。另外锚索承受填土施加的横向荷载后，将出现大幅度下垂。锚索下垂后，在锚索与竖桩（立柱）的接头部位，锚索的方向将发生巨大的改变，从而改变了锚索的拉力方向，减少了水平拉拔力。此外对锚索施加预应力后，在填土自重的共同作用下，竖桩（立柱）便有向后倒的趋势，土压力的分布将发生重大的改变，如图 4.5 所示。

4.3 土层锚杆的设计与计算

土层锚杆是设置在稳定土层中的一种抗拔构件，其抗拔力主要来自锚杆与土体间的摩擦阻力，称为抗拔摩阻力。锚杆与土体间的抗拔摩阻力，与土的类型和状态有关。土的性质越松软，抗拔摩阻力的分布愈接近于均匀分布；土质越紧密，强度越高，抗拔摩阻力的分布的变化愈大。图 4.6 是在实验室条件下将锚杆处于不同状态下的砂土中，所测得的抗拔摩阻力分布。在中密和松散砂条件下，抗拔摩阻力接近于均匀分布。在紧密和很紧密状态下，抗拔摩阻力呈对数螺旋曲线型分布，且只分布在锚杆的一定深度范围内。锚杆与土体间抗拔摩阻力的分布规律，可以用锚杆与土体间的刚性比进行解释。当钢筋混凝土锚杆设置在软弱土体中时，

由于锚杆的刚度远大于土体的刚度，当锚杆承受拔力后，锚杆全长的每一个点的变形基本相同，其抗拔摩阻力可在锚杆的全长同时发挥，趋近于均匀分布。当钢筋混凝土锚杆设置在坚硬的土体中时，特别是设置在岩体中时，由于两者的刚度相差不大，当锚杆承受拔力后，锚杆的孔口部分其位移量较锚杆底部的位移相对要大些，即锚杆外端的抗拔摩阻力很容易得到发挥，因此呈现出对数螺旋曲线型分布。

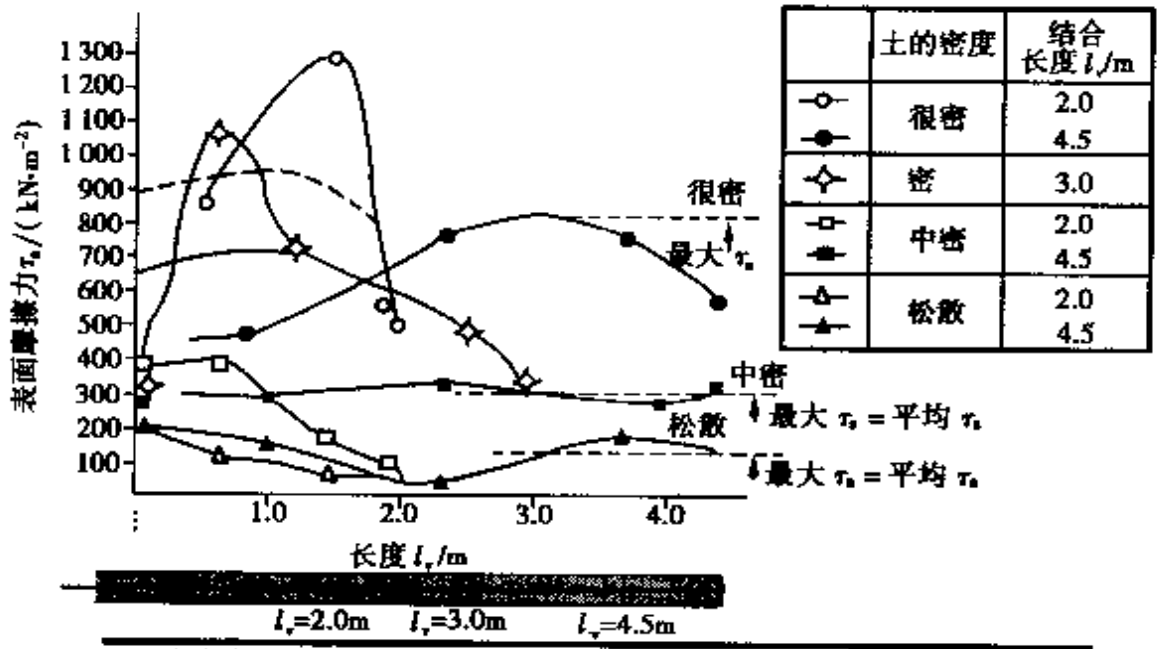


图 4.6 锚杆与土体间的抗拔摩阻力分布试验成果

在工程应用中，通常都假定锚杆与土体间的抗拔摩阻力是均匀分布的，根据这一假定，虽然计算上有一定的误差，但一般都在允许范围内。在实际工程设计中，可以引用竖向受压灌注式摩擦桩的桩土摩阻力作为设计计算依据。但是灌注桩的受压与锚杆受拔，其破坏机制是截然不同的。灌注式摩擦桩受压时，必须有相当大的位移值才能发挥其最大摩阻力，这时如将桩身弹性变形忽略不计，可认为灌注式摩擦桩桩身每一点的变形是相同的。锚杆承

受拔力后，首先是在邻近地表处产生拉伸变形，然后逐渐向内延伸，所以锚杆各点的位移是不一致的。考虑到上述两者的不同点，在工程设计中，计算锚杆的抗拔力时，可将灌注式摩擦桩受压时的桩土摩阻力乘以一个系数进行折减，作为锚杆的抗拔摩阻力，许多工程的实践表明，这种做法是安全可靠的。其计算式如下：

$$R_{bk} = U_{bs} \sum_{i=1}^{n} \zeta_{bi} q_{sik} l_i \tag{4.1}$$

式中 R_{bk}——锚杆抗拔力标准值，当换算成设计值时，应除以1.65的分项系数；

U_{bs}——锚杆埋设在土层中的周长；

ζ_{bi}——抗拔摩阻力发挥系数，当为无粘性土时，取0.6；当为粘性土及粉土时，取0.7；

l_i——位于第 i 层土中的锚杆有效锚固长度；

q_{sik}——灌注式摩擦桩的桩土摩阻力标准值，可按表4.1采取。

表4.1 灌注式摩擦桩的桩土摩阻力标准值

土的名称	土的状态	极限摩阻力 q_{sik}/kPa
填土		18~26
淤泥		10~16
淤泥质土		18~26
粘性土	$I_L > 1$	20~34
	$0.75 < I_L \leqslant 1$	34~48
	$0.50 < I_L \leqslant 0.75$	48~64
	$0.25 < I_L \leqslant 0.50$	64~78
	$0 < I_L \leqslant 0.25$	78~88
	$I_L \leqslant 0$	88~98
红粘土	$0.75 < \alpha_w \leqslant 1$	12~30
	$0.25 < \alpha_w \leqslant 0.75$	30~70

续表

土的名称	土的状态	极限摩阻力 q_{sik}/kPa
粉土	$e>0.90$	20~40
	$0.70<e\leqslant 0.90$	40~60
	$e\leqslant 0.70$	60~80
粉、细砂	稍密	22~40
	中密	40~60
	密实	60~80
中砂	中密	50~72
	密实	72~90
粗砂	中密	74~95
	密实	95~116
砾砂	中密、密实	116~135

4.4 岩石锚杆的设计与计算

岩石锚杆是嵌固在岩石中的锚杆。岩石与锚杆中的混凝土或水泥砂浆的弹性模量比较接近，能结合形成一个共同工作的整体结构。岩石的强度比较高，可以提供较大的抗拔承载能力，所以只要在一定深度范围内有岩石存在，采用岩石锚杆，总能较土层锚杆有更好的经济与技术效益。重庆市曾采用岩石锚杆的桩锚体系，支护高达20多米的土质边坡数处，其造价仅为重力式挡土墙的40%，现已投入使用多年，没有一处出现不良现象。

岩石锚杆的破坏机制，与土层锚杆有较大的区别，无论在锚杆破坏时的形态上，抗拔摩阻力发挥的条件上，以及分布上都有所不同。岩石锚杆被拔出破坏时，是呈长脚漏斗状拔出，而不是像土层

锚杆那样呈圆柱状或喇叭状拔出。岩石锚杆的破坏多为脆性破坏，锚杆破坏前的变形很不明显，破坏时将有噼啪的响声。土层锚杆破坏时，将出现较大的拔升位移，才能发挥其最大的抗拔摩阻力。为区分岩石锚杆与土层锚杆抗拔摩阻力间的差异，我们将岩石锚杆的抗拔摩阻力，命名为锚固力(Anchoring force)。2 种锚杆的抗拔摩阻力在分布上也有很大的差别，岩石锚杆的锚固力分布，

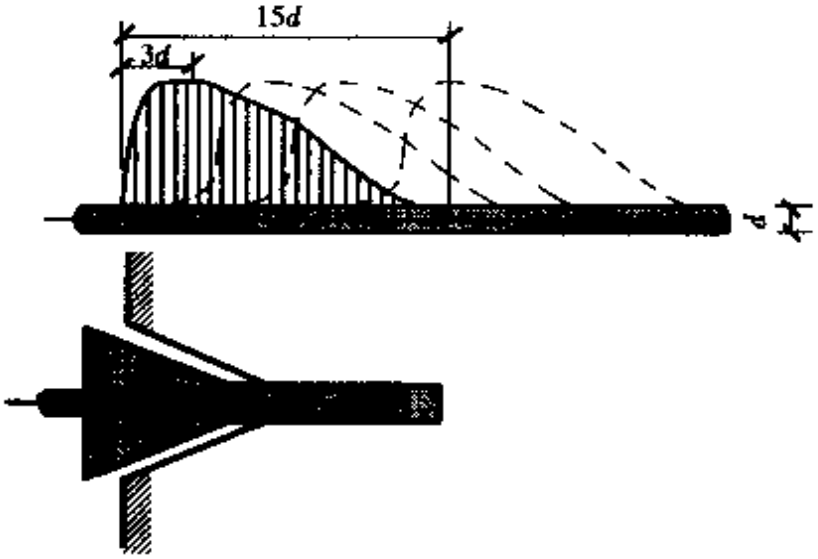


图 4.7 岩石锚杆的锚固力分布

是沿着长度方向呈类似于对数螺旋曲线分布，如图 4.7 所示。其最大锚固力出现在距锚杆顶部向内 3 ~ 5 倍锚杆直径的深度范围内，分布的最大深度为 15 ~ 20 倍锚杆直径的深度，并不是在锚杆长度范围内无限制的延伸。当锚杆出现破坏时，锚固力向锚杆深处转移，直到锚杆全部被拔出。

在推导岩石锚杆的实用抗拔极限承载力计算式时，从安全的角度出发，我们假定最大锚固力出现在距锚杆顶部 3 倍锚杆直径处，其分布范围为 15 倍锚杆直径的深度。并设 n 为锚固比，即锚杆的嵌岩深度 h_r 与锚杆直径之比。岩石锚杆的抗拔极限承载力 R_u 按下列计算式进行计算：

$$当\ n \leqslant 3\ 时,R_b = \pi d^2 f_b \frac{n^2}{6} \tag{4.2}$$

$$当\ n \geqslant 3\ 时,R_b = \pi d^2 f_b \frac{-n^2 + 30n - 45}{24} \tag{4.3}$$

式中 n——锚固比 h_r/d;

f_b——最大锚固力 $f_b = 0.14 f_{rk}$;

f_{rk}——岩石天然湿度条件下的单轴受压强度标准值;

h_r——锚杆的嵌岩深度;

d——锚杆的直径。

为了检验式(4.2)及式(4.3)的准确性,我们从国内外收集到数百根岩石锚杆的试验资料,筛选出20根资料完整的锚杆进行检验。检验时采用按上列计算式得出的锚杆极限抗拔力标准值,与试验得出锚杆极限抗拔力之比(简称计试比),为随机变量进行统计分析,得出计试比的平均值为1.039 75,变异系数为0.099。这说明计算值与试验值非常接近,且变异系数比较小,也说明计算结果比较准确可靠。

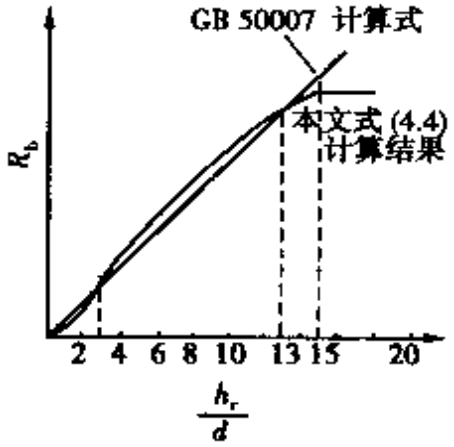


图4.8 锚杆的拟合曲线

考虑到国家标准《建筑地基基础规范设计》GB 50007中的锚杆抗拔力计算式比较简单明确,且已为大家所熟悉,我们将式(4.2)及式(4.3)与国家标准《建筑地基基础规范设计》GB 50007中的计算式进行拟合,当锚固比 n 为3~13时,两者的拟合性很好,如图4.8所示。因此建议当锚杆嵌入岩石中的深度大于3倍锚杆直径时,采用国家标准《建筑地基基础规范设计》GB 50007中的计算式来计算锚杆的抗拔力。但国家标准《建筑地基基础规范设计》GB 50007计算式

中的锚固力(岩石与砂浆间的粘结强度 f)取值,是按岩石名称来确定的,在实用上有所不便,例如砂岩这种岩石,若为泥质砂岩,其强度甚低,若为硅质砂岩,其强度将很高,两者同取一个锚固力值明显不合理。建议按岩石在天然湿度条件下的单轴受压强度进行取值,并对锚固力有所调整,即:

$$R_b = 0.045 f_{rk} U_b l_b \tag{4.4}$$

式中 U_b——锚杆的周长;

f_{rk}——岩石在天然湿度条件下的单轴受压强度标准值;

l_b——锚杆有效锚固段的长度(当锚杆的长度大于 13 倍锚杆的直径时,仍按 13 倍锚杆直径的长度进行计算)。

锚杆的有效锚固段,是指埋设在稳定岩体中的有效长度。采用锚杆对具结构面的危岩进行加固时,结构面以外危岩中的锚杆,只能使危岩与锚杆连接成整体,使危岩下坠的横推力,通过锚杆传递给稳定的岩体,不能提供抗拔力,称之为非锚固段。计算锚杆的抗拔承载能力时,不能将该段的抗拔力计算在内。

从库仑——莫尔强度理论知,当岩土达到极限破坏时,总是沿着一定的破裂面出现破坏,该破裂面与大主应力的作用面呈 $(45° + \varphi/2)$ 角。有人则据此认为,从坡脚以 $(45° + \varphi/2)$ 角画一道线,如图 4.9(b)所示,该道线与边坡边缘间的锚杆均为非锚固段,其以内的锚杆为锚固段。笔者认为,这种认识值得商榷。破裂面与大主应力的作用面呈 $(45° + \varphi/2)$ 角是不容置疑的,且该破裂面是无穷多个面,当边坡上设置锚杆后,通过坡脚这个破裂面已得到加面,边坡破坏时不会沿着该破裂面发生,而是往后推移到没有设置锚杆的位置出现。如果上述的认识成立,则所设立的锚杆将全部为非锚固段。从理论破裂面的角度来说,图 4.9(a)和(b)是等效的,破裂面将在同一地方出现。

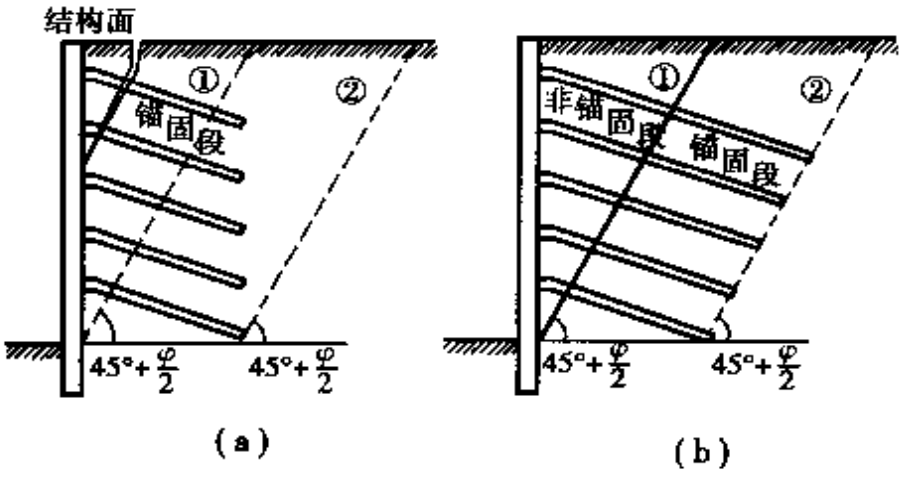


图 4.9 锚杆的有效锚固段计算

4.5 竖桩(立柱)的设计与计算

竖桩(立柱)是一根受弯构件,为使竖桩(立柱)的正负弯矩比较均衡,顶部宜设置一定长度的悬臂端,一般悬臂端的长度约 1 ~ 2 m,使竖桩(立柱)顶部产生一定的负弯矩。计算时可假定竖桩(立柱)与锚杆的交点为一铰支座,底部视基础的嵌固情况,可假设为固定支座或铰支座,按连续梁进行计算(图 4.10)。通常当竖桩(立柱)基础嵌入基岩内的深度超过 2 倍竖桩(立柱)的横截面尺寸时,可假定为固定端支座。在工程设计中,对连续梁进行精确的计算分析比较麻烦,同时在桩锚结构体系设计中所设定的有关参数,通常都比较粗糙,以实用为目的,设计时可采用简化法进行计算,即连续梁的正负弯矩均可采用 $M = ql^2/10$。

竖桩(立柱)与锚杆的交点是剪切应力最大的区域,应仔细验算竖桩(立柱)该点的剪切强度。当竖桩(立柱)的抗剪切强度不能满足要求时,可加大截面尺寸或加密和加粗箍筋,一般不宜设置弯起钢筋。必要时在该处设置抗剪切牛腿,加强竖桩(立柱)的剪

切强度。

竖桩(立柱)间应设置连系梁,以增强支挡结构体系的刚度。连系梁的间距以2~4 m为宜,并与锚杆的竖向间距相同,使锚杆设置在连系梁与竖桩(立柱)的交叉点上,同时可解决锚杆与竖桩(立柱)间的剪切强度问题。连系梁的横断面尺寸可采用300 mm×300 mm,梁内主筋不应少于4×ϕ16,箍筋宜采用ϕ8@200,两端宜设置抗扭箍筋。

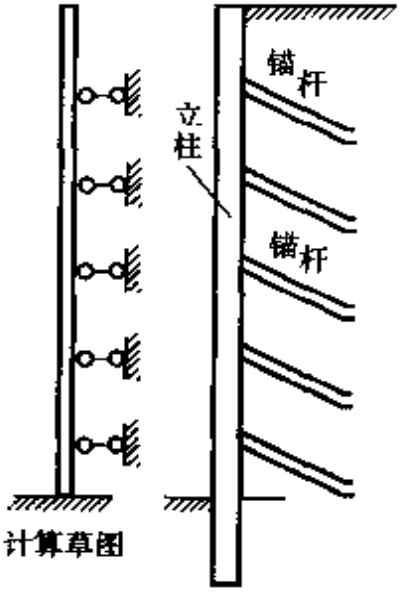


图4.10 立柱计算草图

竖桩(立柱)的顶部,应设置一道横向连系梁,通称为压顶梁,其作用是加强竖桩(立柱)间的连系,协调承载能力,使各排竖桩(立柱)能共同工作,同时便于设置防护栏杆。压顶梁的主筋配置在梁的两侧,其箍筋应采用抗扭箍筋。

4.6 竖桩(立柱)基础的计算

竖桩(立柱)必须插入稳定地层中一定的深度,才能使竖桩(立柱)的端部满足固定端的要求。竖桩(立柱)基础的埋置深度,应视基础顶部的水平推力而定,在通常条件下,岩质地基上基础的埋置深度不应小于0.5 m,土质地基上不得少于1.0 m。

4.6.1 岩质地基

当竖桩(立柱)的基础放置在稳定的岩石地基上时,由于桩锚

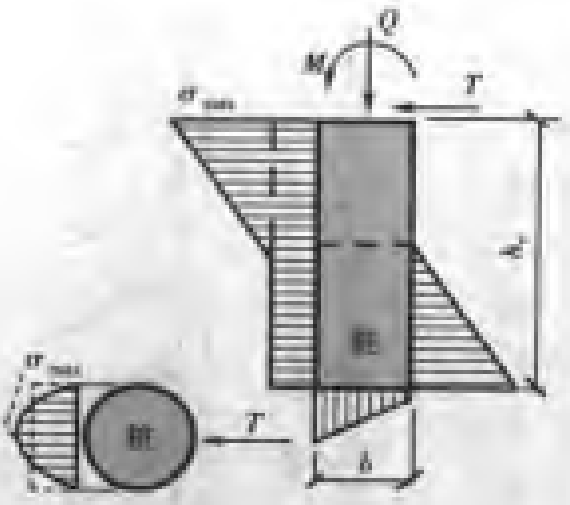


图 4.11 岩质地基

体系的竖向荷载较小，通常地基竖向承载能力总能得到满足。地基验算主要是横向承载能力问题，其横向承载能力应满足下式要求（图 4.11）：

$$\sigma_{max}=1.27\left(\frac{6M}{bh_r^2}+\frac{T}{bh_r}\right)\leqslant 0.5f$$

式中 σ_{max}——基础侧面的最大应力值；

M，T——竖桩（立柱）传递给基础的力矩和水平推力值；

f——岩质地基承载力设计值；

h_r——竖桩（立柱）基础的埋置深度；

b——为矩形基础的宽度或圆形基础的直径。

为此，桩锚支挡结构体系中的竖桩（立柱）基础，其嵌岩深度应满足下式的要求：

$$h_r\geqslant\frac{T+\sqrt{T^2+9.45fbM}}{0.79fb} \tag{4.5}$$

当竖桩（立柱）基础位于岩石斜坡上时，应在坡脚的上方 2 m 以内处设置一排结构锚杆，以承受竖桩（立柱）下端的水平推力，如图 4.12所示。

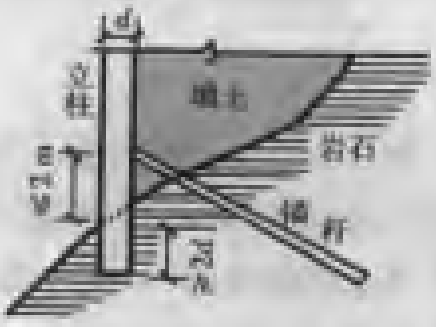


图 4.12 下端锚杆

在山区进行建设时，桩锚支挡结构体系，经常可能遇到如图 4.13所示的 3 种典型情况，在一般情况下，可参照图示的构造方法进行处理。图 4.13(a)与(c)情况相近

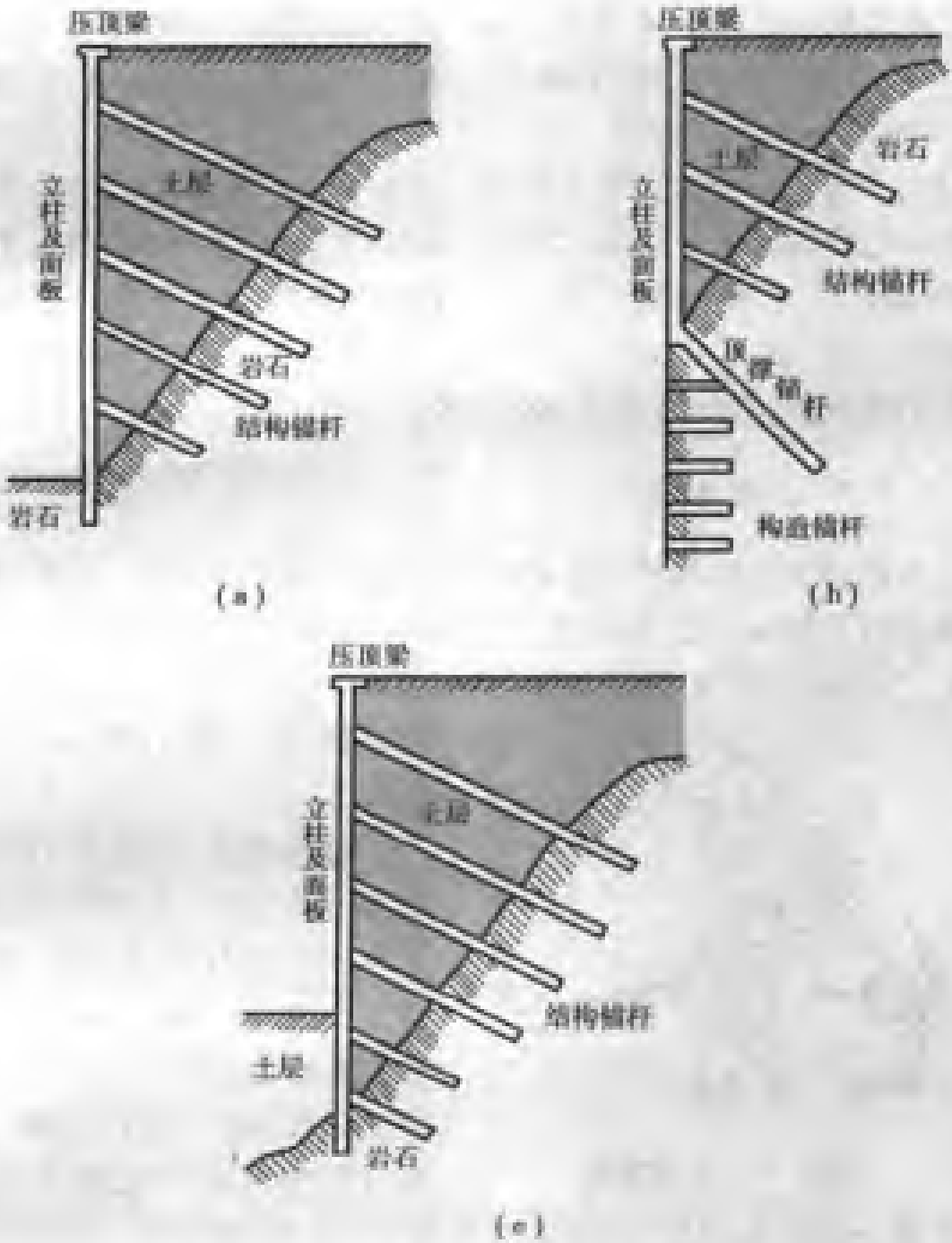


图 4.13 岩坡上立柱(竖桩)基础的设置

似,基础嵌入岩石中的深度应大于 2 倍基础的宽度。在图 4.13(c)中,竖桩(立柱)基础位于岩石斜坡上,必须认真验算岩石斜坡的稳定性。在这种情况下,竖桩(立柱)基础的顶部最好设置一根锚杆,以增强斜坡的稳定性。图 4.13(b)是支护切坡后残留在岩

石陡崖边坡顶部的土质边坡。在(b)中,当岩石陡崖边坡高度不太大时,可将竖桩(立柱)延伸到坡脚的岩层中。当岩石陡崖边坡高度超过3 m时,应设置一定的锚杆,以增强竖桩(立柱)的纵向稳定性。当岩石陡崖边坡高度超过5 m时,可将竖桩(立柱)在岩石陡崖边坡顶部下1~2 m处切断,同时在该处设置一根强有力的顶撑锚杆,以支承竖桩(立柱)底部的横向和竖向力,锚杆宜以45°角设置,锚杆直径不宜小于300 mm,主筋不宜少于6×φ18,箍筋宜采用螺旋箍,且不宜少于φ8@200。

4.6.2 土质地基

当桩锚支挡结构体系中的竖桩(立柱)基础放置在土层中时,我国普遍采用m法进行计算。所谓m法是假定基床侧向抗力系数k_z,为随埋置深度成正比例增加的系数,即假定$k_z = mz$。而桩底的竖向抗力系数则为:$k_0 = m_0 h$。

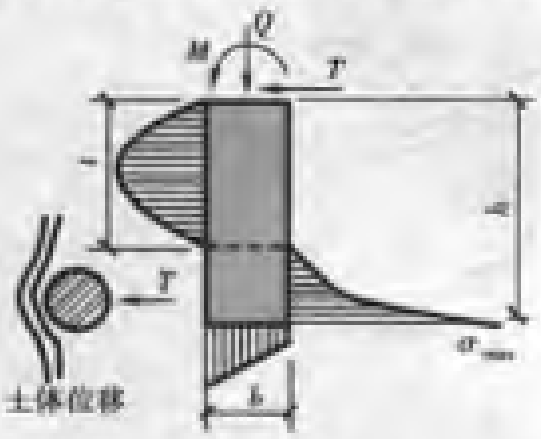


图4.14 土质地基

竖向桩在横向推力作用下,桩周土的抗力和位移不仅分布在桩的截面范围内,而且还分布在截面附近的一定区域。桩的截面形状对土抗力和位移分布也有一定的影响。在进行桩的内力与位移计算时,通常简化为平面问题,为解决桩截面周围土体的影响,计算时取桩的截面计算宽度b_0为:

对于圆形桩(柱):

当$d \leqslant 1$ m时,$b_0 = 0.9(1.5d + 0.5)$;

当$d > 1$ m时,$b_0 = 0.9(d + 1)$。

对于矩形桩(柱):

当 $b \leqslant 1$ m 时，$b_0 = 1.5b + 0.5$；

当 $b > 1$ m 时，$b_0 = b + 1$。

表 4.2 m 值表

土 的 名 称	$m, m_0/(\mathrm{MN \cdot m^{-4}})$
淤泥，淤泥质土	2.5～6
$0.75 \leqslant I_L < 1$ 的粘性土、松散的细砂，$e \geqslant 0.95$ 的粉土	6～14
$0.25 \leqslant I_L < 0.75$ 的粘性土，稍密或中密的粉细砂，$0.75 \leqslant e < 0.90$ 的粉土	14～35
$0 \leqslant I_L < 0.25$ 的粘性土，中密或密实的中、粗砂，$0.60 \leqslant e < 0.70$ 的粉土	35～100
中密或密实的砾砂、碎石土	100～200

表 4.3 竖向地基抗力系数 k_0 值

岩石单轴受压强度强度标准值/MPa	地基竖向系数 $k_0/(\mathrm{MN \cdot m^{-3}})$
≤5	3
10	10
15	25
20	30
30	40
40	60
50	80
≥60	120

根据 m 法进行计算土质地基中立柱(竖桩)基础，基础的埋置深度应满足下式的要求(图 4.14)：

$$\sigma_{max} = 0.32m\omega t^2 \leqslant 0.5f \tag{4.6}$$

$$\omega = \frac{36m + 24Th}{b_0 mh^4 + 18mhbW}$$

$$t=\frac{b_0mh^3(4M+3Th)+6Tm_0hW}{2b_0mh^2(3M+2Th)}$$

上式中的 $m_0h=k_0$ 称为桩底竖向地基抗力系数。当桩底为土质地基时，其 m_0 可按表 4.2 取值；当桩底为岩石地基时，竖向地基抗力系数 k_0 可按表 4.3 取值。

按 m 法进行桩身内力和变形计算时，m 值是一个很重要的参数，应在现场进行试验确定。进行现场试验 m 值时，先在现场设置试验桩，在横向荷载 T 作用下，测定桩的横向位移 S_t，再按下列方法计算 m 值。

已知桩身变形系数为：

$$\alpha=\sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}$$

从上式可以得到圆形桩的 m 值为：

$$m=\alpha^5\frac{EI}{0.9(d+1)}$$

方形桩的 m 值为：

$$m=\alpha^5\frac{EI}{1.5b+0.5}$$

只要知道上式中的 α 值，便可计算出式中的 m 值来。根据理论推导，横向荷载 T 及横向位移 S_t 值与 α 值的关系为：

$$\alpha=\sqrt[3]{\frac{2.440\ 66S_t}{TEI}}$$

表 4.2 中所列的土质地基抗力系数随深度变化的比例系数 m 值，可以作为初步设计时参考。当竖桩（立柱）基础的位移大于 6 mm 时，取表中的小值。

当竖桩（立柱）基础穿过数层不同的土层时，应将基础穿越的各个土层的 m_i 值，按下列计算式换算成统一的 m 值。

当存在 2 个土层时：

$$m=\frac{m_1h_1^2+m_2(2h_1+h_2)h_2}{(h_1+h_2)^2}$$

当存在3个土层时：

$$m=\frac{m_1h_1^2+m_2(2h_1+h_2)h_2+m_3(2h_1+2h_2+h_3)h_3}{(h_1+h_2+h_3)^2}$$

式中 m_i,h_i——各层土的 m 值及其相应厚度。

4.7 挡板的计算

在桩锚结构体系中，竖桩（立柱）与锚杆形成的整体结构，是一组刚度较大的结构体系，其变形量较小。两榀桩锚结构间的土体向外产生位移时，必然受到桩锚结构的约束，土压力将以卸荷拱的形式，直接传递给桩锚结构，而不需要另设传力构件。

实验室内的模型试验和工程实践证明，在具有一定刚度的桩锚结构体系中，卸荷拱确实存在。1989年建成的重庆市合川渭沱电站滑坡治理工程，即采用桩锚结构体系，该体系竖桩（立柱）的间距为3 m，竖桩（立柱）间未设置挡板。治理结束后，由于修筑公路的需要，将滑坡坡脚挖去，形成高度达18 m的陡峻边坡，但使用桩锚结构的边坡除有小范围的掉块外，没有出现崩塌现象。1993年建成的西南合成化工厂宿舍区，该处填方高度也是18 m，竖桩（立柱）的间距为2.5 m，其挡板只是在连系梁上砌筑一道厚为200 mm的粉煤灰砖墙体，墙体至今仍然完好无损。

在设计与计算挡板时，应考虑卸荷拱的存在。但至今没有这种卸荷拱的计算办法。抛物线型拱轴是比较理想的拱轴线，自然土塌落时一般是按照抛物线塌落，塌落拱的矢高通常为净跨的1/4，如图4.15中的矢高 $f=0.25l_0$。在实际工程应用中，我们建议

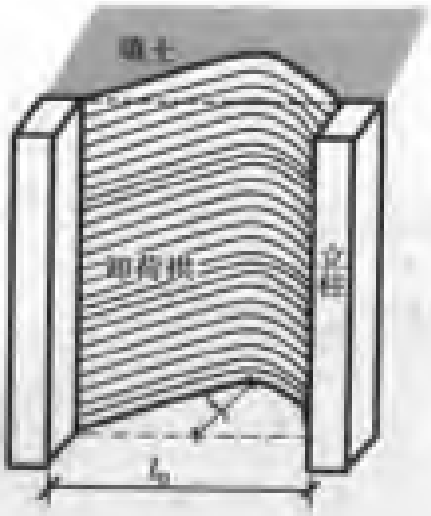


图 4.15 支挡结构中的卸荷拱

采用平行墙土压力的计算式来计算挡板的土压力。这时只需将矢高 f 代替图 2.9 中的两平行墙的距离 b，以这种方式计算出来的静止土压力，可以作为挡板结构设计的依据。例如某一支挡结构，挡土的高度为 22 m，填土的内摩擦角为 30°，重度为 22 kN/m^3，按库仑土压力公式计算得出最大主动土压力为 161.33 kPa。在计算挡板时，考虑到卸荷拱的作用，按平行墙理论计算挡板的静止土压力为 22.24 kPa。经室内模型试验、现场测试、电算等方法检验，获得的挡板土压力为 9～15 kPa，小于计算值。为此可以得出结论，按平行墙理论计算挡板的土压力，有相当的安全储备，是安全可靠的。

5

均匀土质边坡的稳定性

5.1 概 述

天然存在的土质边坡一旦失稳，将引起不良后果，其后果通常还是灾难性的。由于工程活动出现的填土新边坡，发生事故的几率更高，其祸害更大。崩塌、塌方、滑坡、泥石流，都是因为边坡处理不当或边坡自然失稳而造成的严重地质灾害，经常摧毁村镇和大批农田，阻塞水道和陆路交通，历史上血的教训不胜枚举。

在工程设计中，边坡是否安全合理，必须通过边坡的稳定性分

析来进行检验。目前分析边坡稳定性的方法较多，但大多数理论都是基于极限平衡原理，认为边坡之所以失稳，是由于坡体在自重应力作用下，达到了极限平衡状态。当边坡达到极限平衡状态时，坡体内某一点的剪应力将与土体的抗剪强度相平衡，这一点称为极限平衡点。所有的极限平衡点，连通成一个面时，则形成一个连续的滑动面，边坡便出现稳定极限破坏。边坡出现稳定性破坏后，其滑动面可通过地质勘探手段来确定滑动面的形态。

进行边坡稳定性分析时，通常假定边坡的纵向尺度远大于其横向尺度，所以可按平面问题来考虑坡体的受力条件。在进行具体分析时，对于已出现稳定性破坏的边坡，可按勘探确定的滑动面，逐点进行抗剪强度验算。对于目前还属于稳定的边坡，为验算其安全度，或验算其在工程活动后的稳定状态，一般是根据经验首先假定一个可能的滑动面进行验算。现行的边坡验算，常假定滑动面为平面、圆柱面、对数螺旋曲面、折面等多种形式。边坡的稳定分折是一个比较复杂的问题，目前还没有一个万能的分折计算模式可用来分析计算各种边坡的稳定性，只能在一定的理论指导下，对边坡的现状进行仔细的调查研究和认真的分析，结合已有的经验，确定计算模型，选择切合现场实际的理论，测试出切合实际的参数，从而进行分析计算。

对边坡的稳定分析，精心测试有关分析计算参数，至关紧要。参数在分析计算中，是一组比较敏感的数据，例如土的内摩擦角和粘聚力，这些参数略有变动，便会较大地影响边坡的安全度和可靠度的计算结果。参数选择不正确，再严密的理论也是枉然。边坡的计算参数必须进行现场原位测试，且必须直接在滑动面上进行，才不至于出现较大的误差。现场测试装置和试验方法的设计，还必须符合所选用的计算理论，不然将导致很大的偏差。

5.2 瑞典条分法

瑞典条分法首先由彼德森(Petterson K E)于1915年提出,经费伦纽斯(Fellenius D W)和泰勒(Taylor D W)的进一步发展,已成为边坡稳定性分析的经典方法。该法由于在瑞典首先被采纳应用,因此通常称为瑞典法。

5.2.1 基本假定

瑞典条分法有如下基本假定:

①边坡由均质材料构成,其抗剪强度服从库仑定律。

②按平面问题进行研究。

③剪切面为通过坡脚的圆弧面。

④进行分析计算时,不考虑分条之间的相互作用关系。

5.2.2 稳定性分析计算式

根据图5.1所示的计算草图,取第 i 条进行考查,该分条上的荷载有:

(1)垂直荷载 主要为自重及地面的超载,其合力为 W_i。

(2)水平荷载 因不考虑分条之间的相互作用关系,所以没有土压力相互作用。地下水位以上的土体中,存在着孔隙水压力 H_i,地下水位以下存在水压力 $U_{i,i-1}$,$U_{i,i+1}$,以及其他的水平荷载,如地震惯性力 $k_d W_i$。

(3)滑动面上的孔隙水压力合力 U_i 其作用方向与滑动面正交。

设作用于分条上的水平总合力为 Q_i,则:

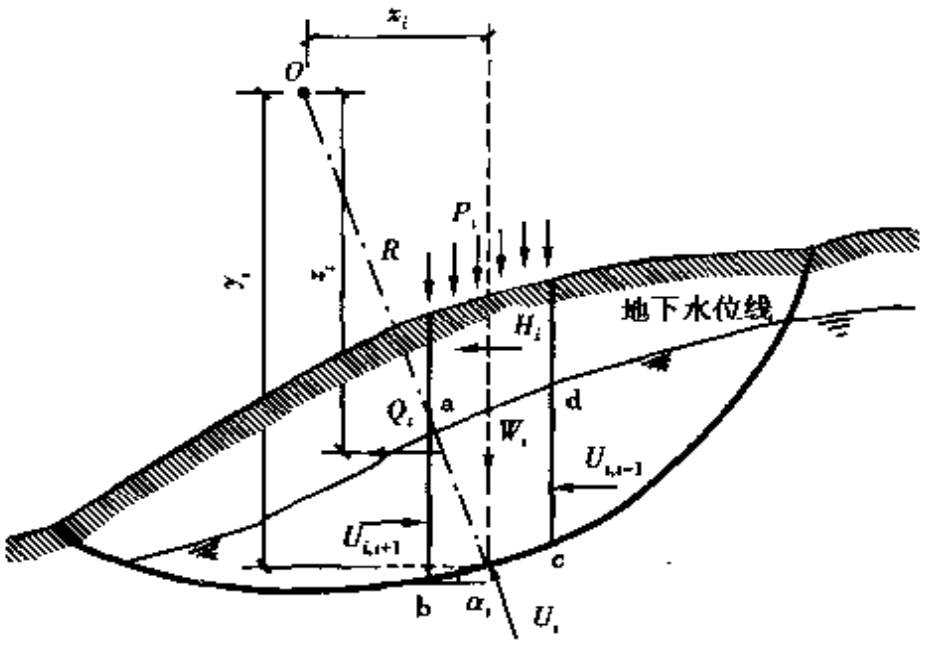


图 5.1 瑞典法计算草图

$$Q_i = U_{i,i-1} - U_{i,i+1} + H_i + k_d W_i$$

取滑动面上能提供的抗滑力矩为 M_r，与滑动力矩 M_0 之比为安全分项系数 k，则有：

$$k = \frac{R\sum [c_i l_i + (W_i \cos\alpha_i - Q_i \sin\alpha_i - U_i) f_i]}{R\sum W_i \sin\alpha_i + \sum Q_i Z_i} \approx$$

$$\frac{\sum [c_i l_i + (W_i \cos\alpha_i - Q_i \sin\alpha_i - U_i) f_i]}{\sum (W_i \sin\alpha_i + Q_i \cos\alpha_i)} \tag{5.1}$$

其中：

$$f_i = \tan\varphi_i$$

5.2.3 瑞典法存在的问题

瑞典法由于做出了滑动面为圆弧面，及不考虑分条间的作用力 2 个假定，使分析计算工作得到了极大的简化，但也因此面出现一定的误差，计算简图如图 5.1 所示。现分述如下：

1)滑动面的形状问题

在现实的边坡稳定破坏中,滑动面并不是真正的圆弧面。但通过大量的试验资料证明,对于均质边坡真正的临界剪切面,与圆弧面相差无几,按圆弧面进行边坡稳定性验算时,所得安全分项系数的偏差约为0.04。这一假定,对于非均质边坡,如山区的土层与岩面间的滑动,则会出现巨大的误差。

2)分条间的作用力问题

无论何种类型的边坡,边坡内必然存在着一定的应力状态;边坡失稳时,还将出现一种临界应力状态。这两种应力状态的存在,都必然在分条间存在着作用力。这些作用力,通常包括分条间的水平压力和竖向摩擦阻力。在进行边坡稳定性分析时,不考虑这些力的存在,不但在理论上说不通,且对安全分项系数也有相当的影响。但是,考虑到分条间的作用力存在时,静力平衡条件则不足以解答所有的未知量,如将边坡分割成 n 条,则短缺 $n-1$ 个方程,即有 $n-1$ 个未知量不能得到解答。这短缺的 $n-1$ 个方程,目前尚不能从理论上来建立,现在只能进行某些人为的假定,例如传递系数法,假定分条间接触面上的水平力与竖向摩擦阻力的合力,其作用方向平行于该分条的滑动面,且作用于分条的中部,来求解这些多余未知量。

5.2.4 孔隙水压力的考虑

孔隙水压力的存在对边坡稳定性的影响很大,许多边坡都是由于孔隙水压力的作用而遭到破坏。孔隙水压力主要有2种类型,即超水压力和地下水渗透压力。

孔隙水中的超水压力,主要是由于地表荷载下滑坡体没有达到完全固结而引起的,可按照单向面结理论进行计算。当边坡上的地表不存在附加荷载,或在附加荷载下地基已达到完全固结,或者是计算岩坡的稳定性时,则不必考虑超水压力对边坡稳定性的

影响。

对于渗透压力的计算比较麻烦，在工程设计中，通常有2种作法，即精确解和简化计算法。

1）精确解

可通过对流线（图5.2）的数学分析，或根据试验计算出各点的流速，此即精确解。这种计算方法比较精确，但计算比较麻烦，工程设计中通常不采用。

2）简化计算法

在工程设计中常采用简化计算法。简化计算法是基于任一点的渗透压力等于其静水压力的计算方法，简化计算法能够满足工程设计的要求。简化计算法的实质，是认为分条两侧的渗透压力，即为静水压力的总和。分条底部的渗透压力，又称为浮托力，是分条内地下水的总重力 U，作用方向垂直于滑动面，如图5.3所示。

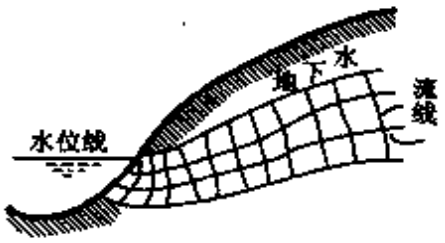


图5.2 流线图

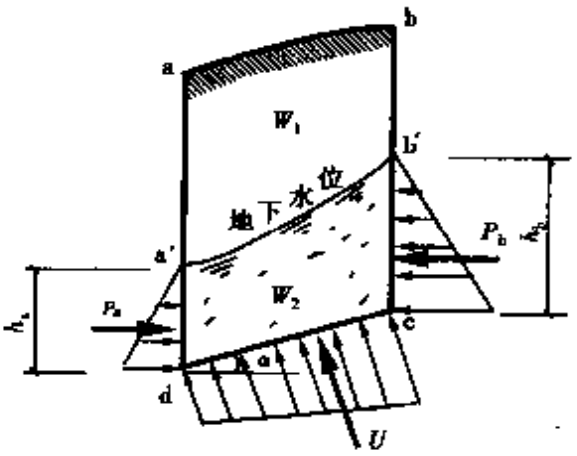


图5.3 渗透压力简化计算图

5.3 毕肖普法

毕肖普(Bishop)法是一种改进的条分法,该法假定分条间有水平力 E 存在,但分条间不存在剪应力。根据这一假定,滑动面上的抗滑阻力 T_i 为:

$$T_i = \frac{c_i l_i}{k} + \frac{N_i f_i}{k}$$

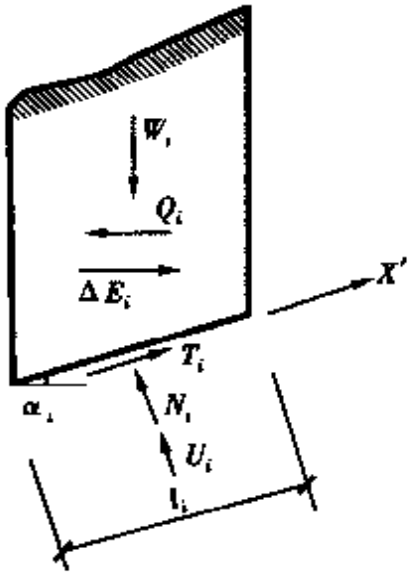


图 5.4 毕肖普计算图

根据图 5.4,在滑动面上沿着 X' 轴建立平衡式,这时滑动面上的下滑力 S_i 为:

$$S_i = -\Delta E_i \cos\alpha_i + Q_i \cos\alpha_i + W_i \sin\alpha_i$$

当边坡达到极限平衡状态时,滑动面上的抗滑阻力与下滑力相等,可根据上列两式相等的条件,求得分条两侧边的土压力增值 ΔE_i:

$$\Delta E_i = \frac{-(c_i l_i + N_i f_i)}{k\cos\alpha_i} + Q_i + W_i \tan\alpha_i$$

根据图 5.4,按竖直方向上的平衡条件,可以求得滑动面上的法向力 N_i:

$$N_i = \frac{W_i - U_i \cos\alpha_i - \frac{c_i l_i}{k}\sin\alpha_i}{\cos\alpha_i + \frac{f_i}{k}\sin\alpha_i}$$

又根据水平方向的平衡条件，可求得整个边坡的安全分项系数为：

$$k = \frac{\sum \left[c_i l_i + (W_i \sec\alpha_i - U_i) f_i \right] \dfrac{k}{k + f_i \tan\alpha_i}}{\sum Q_i \cos\alpha_i + \sum W_i \sin\alpha_i} \tag{5.2}$$

上式中只含有一个未知量 k，在数学上可以求得最后的解答。但是在等式两边都有未知量 k 存在，计算时将有些困难，其解决途径有两种：

(1)克莱法(Krey's method)　该法假定式(5.2)右边的安全分项系数 k 值等于1.0，然后计算出式左边的安全分项系数，即为所求。根据克莱法的假定，使计算工作变得非常简单，但在理论上不太合理，只能认为是毕肖普法的近似解答。

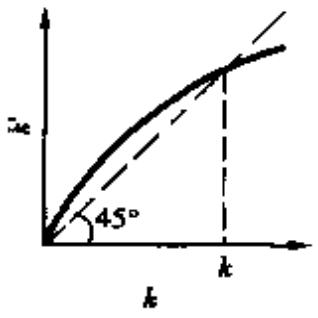


图5.5　迭代法

(2)迭代法　该法计算时先假定一个安全分项系数 k，代入式(5.2)的右边，计算出新的 k 值，又用新的 k 值代入式的右边，反复迭代，直到假定值与计算结果相等为止。另一种做法是在事先假定若干个 k 值，如 $k_1, k_2, k_3 \cdots$ 代入式(5.2)的右边，计算出相应的安全分项系数 $k_1', k_2', k_3' \cdots$ 将相对应的 k—k' 在坐标纸上描绘一条光滑的曲线，如图5.5所示，再在坐标图上绘制一根45°的射线，两线的交点即为所求的安全分项系数 k 值。为提高计算的精度可将采用做图法得出的安全分项系数 k，再次代入计算式中进行运算。

5.4 传递系数法

传递系数法又称为折线法，是验算山区土层沿着岩面滑动最常用的边坡稳定验算法，该计算法有 2 个基本假定：

①每个分条范围内的滑动面为一直线段，即整个滑体是沿着折线进行滑动。进行边坡稳定验算时，可根据岩面的实际情况，分割成若干直线段，每个直线段则成为一分条。

②分条间的反力平行于该分条的滑动面，且作用点在分隔面的中央。如第 i 块与下面 $i+1$ 块间的反力 P_i，平行于第 i 块的滑动面。

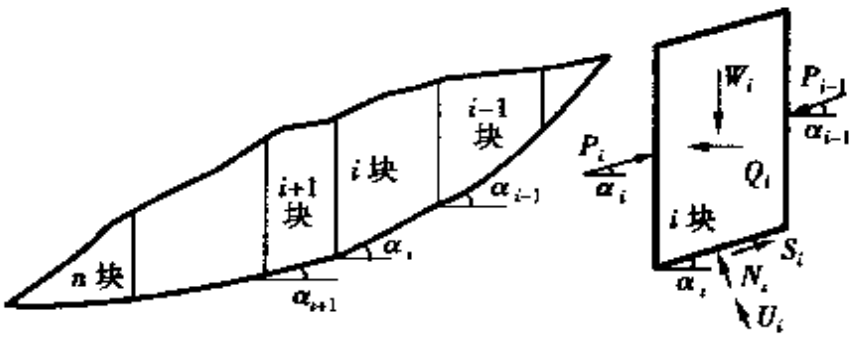


图 5.6 传递系数法计算草图

根据图 5.6 及上述假定，按滑动面上力的平衡条件，可获得分条间的反力 P_i 计算式如下：

$$P_i = P_{i-1}\cos(\alpha_{i-1}-\alpha_i) + Q_i\cos\alpha_i + W_i\sin\alpha_i - \left[P_{i-1}\frac{f_i}{k_f}\sin(\alpha_{i-1}-\alpha_i) + W_i\frac{f_i}{k_f}\cos\alpha_i - Q_i\frac{f_i}{k_f}\sin\alpha_i - U_i\frac{f_i}{k_f}\right] - \frac{c_i l_i}{k_c} \tag{5.3}$$

令 $$\psi_{i-1}=\cos(\alpha_{i-1}-\alpha_i)-\frac{f_i}{k_f}\sin(\alpha_{i-1}-\alpha_i)$$

则式(5.3)可写成：

$$P_i=W_i\sin\alpha_i+Q_i\cos\alpha_i-\left[\left(W_i\cos\alpha_i-U_i-Q_i\sin\alpha_i\right)\frac{f_i}{k_f}+\frac{c_i l_i}{k_c}\right]+\psi_{i-1}P_{i-1}$$

上式中的ψ_{i-1}称为传递系数，即对第i块而言，上面第$i-1$块对第i块作用力的传递系数。计算时从边坡顶部第1块开始，顺次一直往下进行计算，直算至最末一块，便可计算出该边坡最后一块的推力P。如果最后一块的推力P为小于0的数值，说明该边坡是稳定的。

上列各式中的抗剪强度安全分项系数k_f，k_c，在数值上是不相同的。在边坡工程计算中，摩擦角比较稳定，其安全分项系数k_f常采用1.25～1.67；而粘聚力的破坏因素较多，所以通常采用较高的安全分项系数。粘聚力安全分项系数k_c常采用2.5～5.0。在工程设计中，同一个项目的计算中采用两个不同的安全分项系数，计算比较麻烦，通常采用一个统一的安全分项系数k来进行计算。为减少计算工作量，可先假定若干个安全分项系数k，分别计算出最后一块的块间推力P_n值，然后在坐标纸上绘制k与P_n的关系曲线，如图5.7所示，对应于$P_n=0$的安全分项系数k，就是边坡的实际安全分项系数。为提高计算的精度，可利用该安全分项系数，再逐条进行核算，核对最后分条的P_n值是否为0。

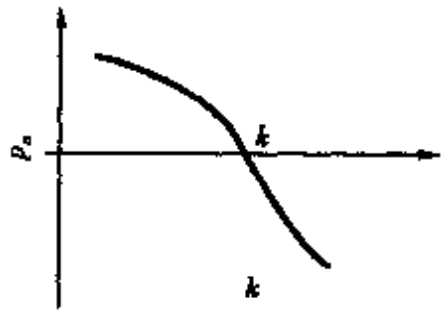


图5.7 $k-P_n$关系曲线

我国工程界常采用传递系数法来计算滑坡的推力，为便于计

算，一般不采用上述抗剪强度指标折减的办法，而是采用将各分条的条间推力乘以一个大于1.0的系数 k 向下传递，各分条间的推力，即为下滑力。计算出的最后一块的推力，即为边坡的最后下滑力。为此传递系数法的计算式可改写为：

$$\begin{aligned} P_i = {} & P_{i-1}\cos(\alpha_{i-1}-\alpha_i) + k(Q_i\cos\alpha_i + W_i\sin\alpha_i) - \\ & [P_{i-1}\sin(\alpha_{i-1}-\alpha_i) + W_i\cos\alpha_i - \\ & Q_i\sin\alpha_i - U_i]f_i - c_i l_i = \\ & \psi_i P_{i-1} + k(Q_i\cos\alpha_i + W_i\sin\alpha_i) - \\ & (W_i\cos\alpha_i - Q_i\sin\alpha_i - U_i)f_i - c_i l_i \end{aligned} \tag{5.4}$$

式中 ψ_i——传递系数，$\psi_i = \cos(\alpha_{i-1}-\alpha_i) - \sin(\alpha_{i-1}-\alpha_i)f_i$。

5.5 分块极限平衡法

分块极限平衡法是假定边坡达到破坏时，除滑动面达到极限平衡条件外，各分条将发生错动，也达到极限平衡状态。

边坡整体达到极限平衡状态时，滑动面上的剪力 S_i，及分块间的剪力 $T_{i-1,j}$，将满足下式要求：

$$S_i = \frac{N_i f_i + c_i l_i}{k}, \qquad T_{i-1,j} = \frac{R_{i-1,j} f_i + c_{i-1,j} l_{i-1,j}}{k}$$

在进行边坡的稳定分析时，先从首块开始计算，然后逐块往下进行计算，如图5.8所示。从首块沿着 X，Y 轴的2个方向，可建立下列两个平衡式：

$$W_1 = N_1\cos\alpha_1 + \frac{N_1 f_1 + c_1 l_1}{k}\sin\alpha_1 + U_1\cos\alpha_1 + \frac{R_{12} f_{12} + c_{12} l_{12}}{k}$$

$$U_{12} + R_{12} - Q_{12} = N_1\sin\alpha_1 - \frac{N_1 f_1 + c_1 l_1}{k}\cos\alpha_1 + U_1\sin\alpha_1$$

当安全分项系数 k 为已知时，可由上面两个平衡式求出 N_1 及 R_{12}；当安全分项系数 k 为未知时，可假定若干个 k 值，求解出若干组 N_1 及 R_{12}。

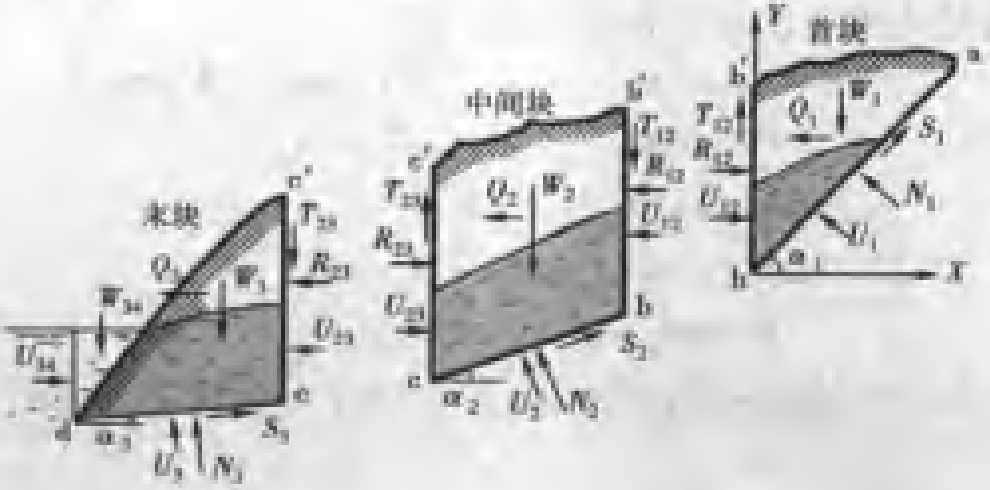


图 5.8 分块极限平衡法计算草图

对于中间块，同样可得出 2 个平衡方程：

$$W_2+\frac{R_{12}f_{12}+c_{12}l_{12}}{k}=N_2\cos\alpha_2+\frac{N_2f_2+c_2l_2}{k}\sin\alpha_2+U_2\cos\alpha_2+\frac{R_{23}f_{23}+c_{23}l_{23}}{k}$$

$$U_{23}+R_{23}-Q_2-U_{12}-R_{12}=N_2\sin\alpha_2-\frac{N_2f_2+c_2l_2}{k}\cos\alpha_2+U_2\sin\alpha_2$$

根据首块所假定的 k 值，将上列 2 个方程式联解，便可求出相应的 N_2 及 R_{23} 来。如果分块时分有多个中间块，则将上列 2 个方程式多次联立求解，求出相应的 N_i 及 $R_{i,i+1}$ 来。

对于末块，也同样可建立 2 个平衡方程式：

$$U_{34}+W_3+\frac{R_{23}f_{23}+c_{23}l_{23}}{k}=N_3\cos\alpha_3+U_3\cos\alpha_3+\frac{N_3f_3+c_3l_3}{k}\sin\alpha_3$$

$$U_{34} - Q_3 - R_{23} = N_3 \sin\alpha_3 - \frac{N_3 f_3 + c_3 l_3}{k}\cos\alpha_3 + U_3 \sin\alpha_3$$

上面的2个方程式，都是只有一个未知数 N_3。如果在首块计算时选择的安全分项系数正确，则由该2式算出来的 N_3 值相同，该安全分项系数就是该边坡的稳定性安全分项系数。一般来说从首块假定的安全分项系数不可能首选就正确。通常的计算方法是从首块开始，就选定若干个安全分项系数 k，对每个安全分项系数从首块计算到末块，根据末块的2个平衡方程式，得出相应的2个 N_3 值。然后在直角坐标纸上描绘出2根 k— N_3 曲线，2曲线的交点对应的安全分项系数，就是该边坡的稳定性安全分项系数。

分块极限平衡法的计算工作量比较大，特别对分块较多的边坡，其工作量就更大。但对土层中的折线形滑坡，因其考虑到分块间的相对错动，所以计算结果比较切合实际。

5.6 詹布法

前已述及，由于条分法平衡方程数量的关系，不能考虑分条间的作用关系。詹布(Nilmar Janbu)为解答分条间的作用关系，假定界面上推力的作用点为已知，并假定界面上的阻力 T 与横推力 E 之间为一定的函数关系，使问题得到了解答。

分条界面上的推力 E，其作用点大致在分条的下三分点附近，如图5.9所示。推力作用点的连线，则为推力作用线。

根据图5.10(a)，以滑动面上的法向力 N_i 的作用点为力矩中心，按力矩的平衡条件有：

$$T\Delta x_i + 0.5\Delta T_i \Delta x_i + E\Delta h = \Delta E_i h_i - Q_i z_i$$

当分条界面上有地下水渗透压力时，如图5.10(b)所示，可将

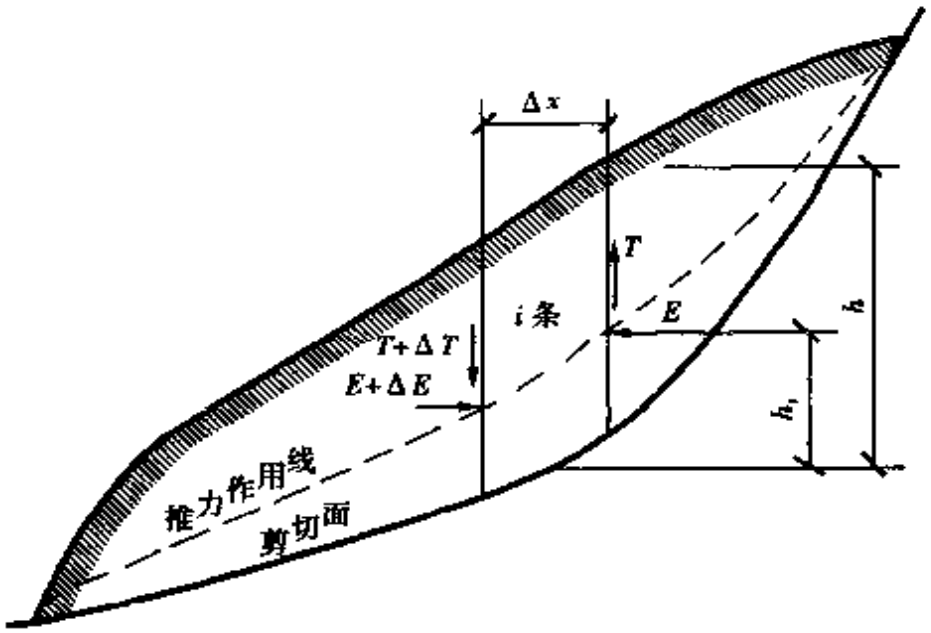


图 5.9 詹布法计算草图

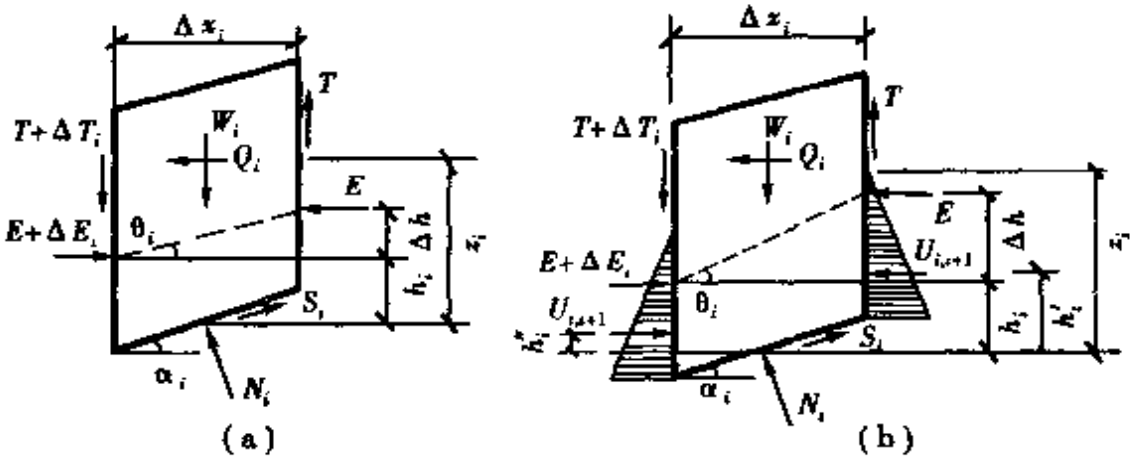


图 5.10 詹布分条计算图

渗透压力当作外力进行处理，这时的力矩平衡式为：

$$T\Delta x_i + 0.5\Delta T_i \Delta x_i + E\Delta h = \Delta E_i h_i - Q_i z_i + U_{i,i-1} h_i'' - U_{i,i-1} h_i'$$

如果对边坡进行条分时，分条数量较多，则每个分条较窄，这时 ΔT_i，Δx_i 为高级微量，在进行边坡稳定分析时，可忽略不计。同时注意到有下列关系：

$$\frac{\Delta E_i}{\Delta x_i}=\frac{dE}{dx},\qquad \frac{Q_i}{\Delta x_i}=\frac{dQ}{dx},\qquad U_{i,i+1}\frac{h_i^{''}}{\Delta x_i}=U_{i,i-1}\frac{h_i^{'}}{\Delta x_i}$$

为此上述的力矩平衡式，经整理后成为：

$$T=-E\tan\theta_i+\left(\frac{dE}{dx}\right)_i h_i-\left(\frac{dQ}{dx}\right)_i z_i \tag{5.5}$$

式(5.5)为界面上的横推力 E 与剪力 T 间的函数关系式。有了这一关系式后，便可根据毕肖普法计算边坡的安全分项系数。计算步骤如下：

①令所有界面上的剪力 $T_i=0$，这也是毕肖普法的基本假定，于是可完全采用毕肖普法计算边坡的安全分项系数。这种计算结果，只是詹布法的第一近似值。

第一近似安全分项系数求出后，采用下式计算 E_i 值：

$$\Delta E_i=(Q_i+W_i\tan\alpha_i)-\frac{\sec^2\alpha_i}{k+f_i\tan\alpha_i}(c_i\Delta x_i+W_i f_i-U_i f_i\cos\alpha_i)$$

累计 ΔE_i 值，便是各分条界面上的 E_i 值。

②将求得的 E_i 值和 ΔE_i 值，代入式(5.5)中，便可求出 T_i 和 ΔT_i 值，然后将 $W_i+\Delta T_i$ 代替原来的 W_i 值，再次代入毕肖普法计算式，重复①的计算。多次循环计算，直到收敛为止。通常循环计算二三次，即可达到收敛。

詹布法分析边坡的稳定性，其计算工作量较大，且非常烦琐，但其原理比较清晰。

6

滑坡及其治理

6.1 概 述

滑坡是一种自然地质现象，也是一种山地灾害。山地灾害的内容繁多，诸如坠岩、崩塌、塌方、滑坡、泥石流等等，但滑坡出现最为频繁，影响面积较大，对人民生命财产的安全破坏性极大，必须加强对滑坡的研究与治理。20 世纪 50 年代初期出现的重庆市钢铁总公司大滑坡，殃及炼焦厂、炼铁厂、炼钢厂、轧钢厂等大型重工业厂房，花费了巨额资金进行整治，才保住了该大型联合企业。

1982 年 7 月发生的重庆市云阳县鸡扒子滑坡,滑坡体为 1 800 万 m^3,石板沟镇整体滑入长江,使长江水域形成一道水下堤坝,迫使长江停止航运。1985 年 6 月发生的湖北省姊归县新滩滑坡,滑坡体为 3 000 万 m^3,新滩镇的 457 户居民建筑全部滑入长江,激浪高达 54 m,爬浪高达 96 m。图 6.1 是 1971 年 8 月四川省汉源大滑坡,滑坡体积超出 70 万 m^3,滑坡滑动时的速度极快,在 5 min 内,滑坡体从山颠倾泻而下,其势凶猛,滑坡体前沿越过河谷淹盖了对岸的村庄,并在河谷内形成厚约 20 m 的堆积物。

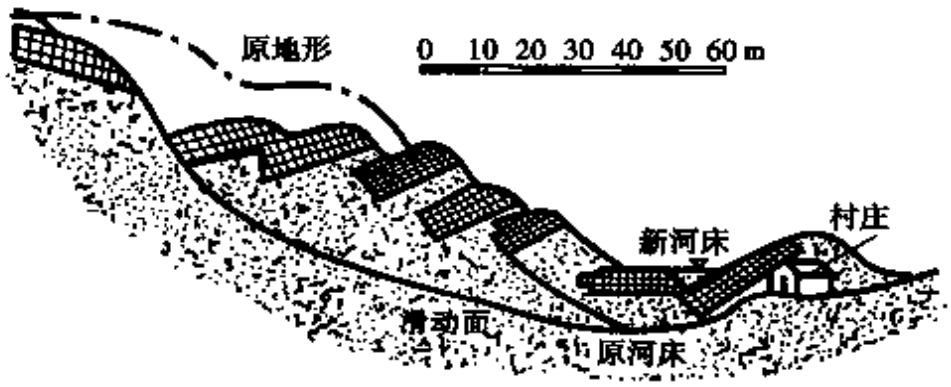


图 6.1 四川省汉源滑坡

滑坡虽然属于一种自然地质灾害,但也有不少滑坡,是由于人类的工程活动而造成的。在大规模填方地区,由于设计、施工以及使用不当,都有可能造成人为滑坡。本来是稳定的自然边坡,因某些工程不适当地挖掘坡脚,导致边坡失稳而出现滑坡,更是经常发生。许多大型滑坡的滑动原因中,人为活动占有很大比例。如湖北省姊归县链子崖滑坡(崩塌体),重庆市巫山县望霞乡桐心村滑坡,都与无序采煤有重大的关联。滥伐森林,造成水土严重流失,更是造成滑坡、泥石流等地质灾害的直接原因。

滑坡的孕育、发生和发展,是由于多种因素造成的,地质与地形条件、水文和水文地质条件、气候条件、人为的工程活动等等因素都与之有关。再加上庞大的滑坡体,很难在实验室中模拟其活动过程,虽然国内外的学者都很重视对滑坡的研究,但许多问题很

难做出符合实际的解释。

不同的学者,从不同的角度出发,对同一个滑坡可能出现多种解释,于是形成了多种多样的学派,如地貌学派、地质学派、工程力学学派等等。地貌学派主要从地貌的角度去观察滑坡,如从滑体的物质成分、滑体的厚度、滑动面的形态、滑动的状态、及其活动性等方面去尽量描述。地质学派则多从构造地质的角度去观察问题,如褶皱、节理、断层、层面、软弱结构面、地震等等方面去查找原因。工程力学学派则表现得很具体,主要从力学的角度查找原因,重点调查滑坡动力的来源,并侧重于调查和测试几何及力学参数,以便进行滑坡的推力计算,为治理滑坡提供力学依据。

"无水不滑坡"的论点,曾影响滑坡的研究几十年。不容置疑,大气大量降水,将增加坡体的质量;水分渗入地下裂隙,将使裂隙进一步开展;地下水的渗透压力,将助长坡体的破坏。所以许多滑坡都出现在暴雨来临之际。但最近发生的几处大型滑坡的滑动,似乎都与水无关,因此"水"并非滑坡的惟一成因,这是在滑坡治理中必须注意的。

6.2 原始地应力对边坡稳定性的影响

近20年来,边坡的力学研究,引入了渐进破坏的新概念,确认边坡随着时间而变化,边坡的破坏是由缓慢变形逐渐演变到突发性的崩溃过程,即通常所说的滑坡。1976年国际工程地质学会会刊(Bulletin of the International Association of Engineering Geology)第14期上,著名专家拉德布拉奇-哈尔(Radbruch-Hall D H)等人指出:"在滑坡的滑动过程中,区域构造应力场一定起着重要的作用。"同时承认,对"影响边坡稳定性的区域应力场作用,基本上还一无所知"。

对于一些大型滑坡，特别是体积为数十万 m^3 以上的滑坡，其滑动方向往往与原始地应力中大主应力方向基本一致。在滑坡滑动的预报工作中，可根据场地的构造地质条件以及现场的共轭剪力面来判断滑坡的滑动方向。

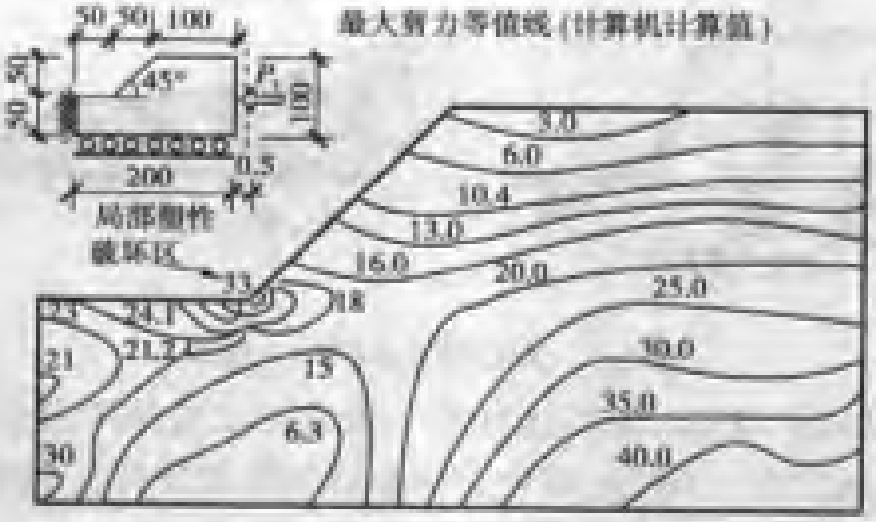


图 6.2 边坡应力的计算机分析

边坡的计算机计算分析（图 6.2）和二维光弹试验结果（图 6.3）表明，边坡的坡脚处其剪切应力比较集中，经常从该处开始出现塑性区，并逐渐向边坡坡体延伸，最后达到整体破坏。对于土质边坡，因其抗剪强度较低，坡脚处很容易达到塑性破坏，所以其滑动面一般都通过坡脚，然后向上延伸。边坡的顶部地区，是拉应力区，边坡的坡度越陡，高度越大，岩土抗拉强度愈低，由拉应力所产生的裂隙愈明显。岩石边坡的岩体具有较高的抗压和受剪切能力，但其抗拉强度较低，所以岩石边坡都是由于顶部出现拉裂缝，然后逐渐向下延伸破坏。



图 6.3 边坡应力的二维光弹分析

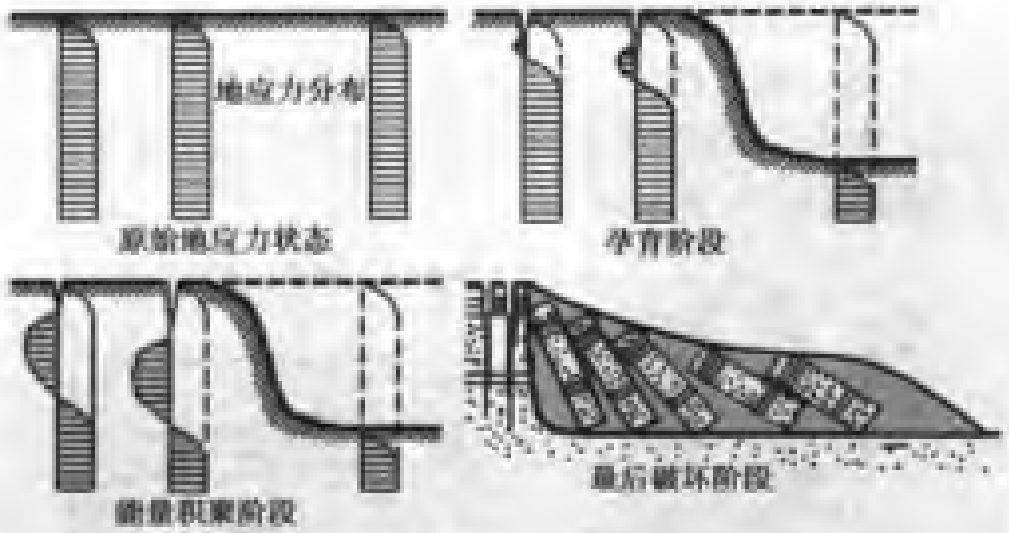


图 6.4 岩石滑坡发展的三阶段

根据对边坡的计算机计算和二维光弹试验结果分析，并根据岩体的原始地应力状态，可将岩体滑坡的发展分为 3 个阶段，如图 6.4 所示。

(1)孕育阶段　在岩石边坡上，由于各种原因对岩体的侵蚀切割，地应力得到释放，在边坡顶部出现拉应力和卸荷裂隙。卸荷裂隙的深度可达边坡高度的 0.2 ~ 0.3 倍。日本斋藤迪孝曾利用卸荷裂隙的宽度来预报滑坡的滑动时间。我国湖北省西陵峡岩崩监测处，也根据这种卸荷裂隙的发展情况于 1985 年 6 月 10 日发出了紧急警报，滑坡于 6 月 12 日整体滑塌，新滩镇上有 457 户居民共 1 371 人，滑坡滑动时无一人伤亡，成功地预报了新滩滑坡的准确滑动时间。

(2)能量积聚阶段　卸荷裂隙发展到一定的深度后，由于岩石自身的抗拉强度，卸荷裂隙将暂缓发展，边坡内的应力进行重新分布。坡体内的基岩，由于地应力的释放，除产生弹性位移外，还将出现长期的蠕变过程。边坡上部的硬质岩体，必然阻止下部软质岩的蠕变，从而在裂隙的尖端储备应变能，当岩石具有足够的强度支承裂隙尖端的拉应力时，边坡是稳定的。

(3)爆发阶段　当边坡底部软质岩石的蠕变发展到一定程度,边坡内部的应变能将达到饱和状态。这时如果边坡环境出现某种变化,例如在暴雨之前,气温、气压、湿度等的突然变化,致使裂隙快速发展,边坡岩体中积聚的能量立即被释放出来,变为推动滑坡滑移的巨大动力。据麻柳滩滑坡滑动时的见证者说:"大降暴雨不久,突闻三声巨响,在大雨滂沱中,仍见烟尘腾空,继而山崩地裂,山体快速下滑"。新滩镇滑坡也出现类似的状况,滑坡滑动的前3天,地下突冒热气炙人,随即裂隙迅速发展,到第3日,滑坡快速下滑。

6.3　滑坡推力计算及坡定性分析

6.3.1　滑坡体上的荷载

滑坡体上的荷载分为长期荷载、短期荷载、偶然荷载等3种类型。长期荷载主要是指滑坡体的自身重力及其上面的建筑物荷载。短期荷载主要是指常年降水,以及由于常年降水引起的水位变化,对滑坡产生的下滑推力。偶然荷载主要是指地震力,及百年一遇的大气降水及由此引起的水位变化所产生的水压力。

对于绝大多数滑坡而言,滑坡的下滑动力,主要是来源于滑坡体的重力。也有极少数的滑坡,滑坡的下滑动力除来自滑坡体的自重外,还与残余构造应力有关。但是目前关于残余构造应力对滑坡滑动的影响,研究的深度还不够,在工程设计中还不能准确计算其效果。

对于人们居住地的滑坡,建筑物荷载也是一种重要因素。在计算滑坡体上的荷载时,除应考虑建筑物总的荷载量外,还应考虑

建筑场地的容积率。对于一般的工业与民用建筑物，通常每层的荷载量为 10～15 kPa。建筑场地的容积率，通常为 0.2～0.3，在人口比较密集的大、中城市，其容积率取大值，小城镇宜取小值。例如某乡镇所在地的滑坡，其建筑物规模最大的为 6 层楼房，则作用在滑坡体表面的均布荷载可取 12～18 kPa。

地下水的作用对滑坡下滑推力的影响较大，也是滑坡推力计算中的主要因素。应当指出，土体饱和不一定就存在着地下水位，如土体中的毛细带，土体就是完全饱和的。在粉性土中，水的毛细上升高度可达数米到数十米。我国长江以南地区，空气比较潮湿，如重庆市的大气湿度通常在 80% 以上，空气的水分子向低温低压处运动，水分子在土体中凝固形成孔隙水，也能使土体饱和，所以地层中的土体大多处于饱和状态。对滑坡推力具有决定意义的地下水，是土体中的重力水，它能通过土的孔隙进行运动，其主要特征是具有溶解能力和传递静水压力的能力。重力水通常只在砂土中存在，粘性土中含量不大或不存在。形成地下水位，必须满足如下 2 个基本条件：①土层底部有良好的隔水层；②有可靠的补给源。山区河流向下侵蚀切割严重，河谷断面呈 V 形，通常由地下水补给河水，所以一般不存在地下水补给源。滑坡的滑体物质，主要是由粉土及粘性土组成，经常不存在地下水位。有人认为，在暴雨季节，地下水位必然存在是不确切的。暴雨季节，可能使地表下一定深度范围内的土体达到完全饱和的状态，但是这个饱和带与土层底部饱和带间有一个包气带隔离，所以仍然不能形成地下水位。当土体被地面水系所淹没时，这时必然存在着地下水位。当地面水系补给地下水时，地下水位与地面水位基本一致；当地下水补给地面水时，地下水位将高于地面水。

地下水对滑坡的危害主要是地下水产生的浮托力，地下水压力对滑动面上的正压力所产生的摩擦阻力较微，在计算滑动面上的抗力时，只能采用浮重度。此外地下水在滑坡体上还能产生渗

透压力，但这种渗透压力因有作用与抗力2个方面，所以对滑坡滑动的影响较小，有时还可能出现阻滑作用，所以有些规范规定，在计算滑坡推力时，可以不计算地下水的渗透压力。

进行滑坡推力计算时，应考虑多种荷载组合，最主要的有下列4种组合：

(1)长期荷载效应组合　滑坡体的重力主要包括滑坡体在正常气候条件下的质量，以及地面建筑物的质量。计算建筑物的质量时，应考虑建筑物的允许容积率，将荷载分布在有建筑物的条块上。计算推力采用自然状态下的计算参数。

(2)长期与短期荷载效应组合　短期荷载效应主要是在雨季或暴雨时期，滑坡土体处于完全饱和状态，计算推力采用饱和状态下的计算参数。

(3)偶然荷载效应组合　主要是在长期与短期荷载组合的基础上，增加地下水的渗透压力和浮托力。当地下水位出现陡降时，只需根据实降的地下水位进行计算。

(4)偶遇荷载效应组合　主要是在偶然荷载效应组合的基础上，增加地震荷载，地震荷载的计算，应按照国家标准《建筑抗震设计规范》透行计算。在偶遇荷载效应组合下，滑坡推力安全分项系数可取1.03。

6.3.2　滑坡计算参数取值

计算滑坡推力时，需要滑坡体的重度和滑带土的抗剪强度2种参数。这2种参数对滑坡推力的影响较大，应通过现场原位试验取得，通常在探坑(槽)中进行，每种参数的数据量不宜少于6个，经过统计分析后取值。当滑坡体的物质主要由崩坡积体组成时，滑坡体内含有大量的块石和碎石，试验室内进行的小块试样试验，没有任何代表性，不能作为滑坡计算参数。

滑坡体的重度宜取饱和重度平均值。

滑带土抗剪强度的取值，当滑坡处于极限平衡状态，即滑坡已出现明显的贯通性滑动面时，应取饱和快剪残剪值。当滑坡未出现明显的贯通性滑动面时，应取饱和快剪峰值。应当指出，进行土的抗剪强度试验时，有人将土样在没有任何约束条件下，对土样进行浸泡饱和是不恰当的，这种饱和方法将使试验值大幅度降低，严重影响试验精度。正确的方法是在土样的周围采用刚性剪力环进行约束，并在土样的上方施加相当于土样在地层中原有的自重应力，且不少于 10 kPa 的正压力，使土样被水浸泡时不致出现膨胀现象。

通过反算法取得滑动面上的抗剪强度参数，也是普遍认可的一种办法。但进行反算的条件比较苛刻，即只有滑坡处于极限平衡状态的条件下才能进行反算。对抗剪强度参数进行反算取值，一般采用传递系数法，该计算法只有一个计算式，不能同时计算出 2 个参数来。其处理办法是先根据现场大剪试验取得的 2 个参数，即粘聚力 c 和内摩擦角 φ，事先认定其中的一个，反算出另一个，然后与现场大剪试验结果进行综合取值。当滑坡体的平均厚度小于 10 m 时，抗剪强度中的粘聚力对滑动面上的抗滑阻力的作用较大，因此宜先认定滑动面上的内摩擦角，反算其粘聚力。当滑坡体的平均厚度大于 10 m 时，宜先认定滑动面上的粘聚力，反算其内摩擦角。

6.3.3 滑坡擦力的计算

滑坡推力的计算，对于均匀的土体滑坡，尚未出现明显的滑移时，通常采用圆弧滑动面法计算滑坡推力，并验算其稳定性。当滑坡的滑面为折线形时，应采用传递系数法进行推力计算（图 6.5）。我国山区的滑坡，主要是在土层与岩体间出现滑动，采用传递系数法计算滑坡推力，比较符合客观实际。

计算滑坡推力时，对同一滑坡体视其规模大小及地形地质条

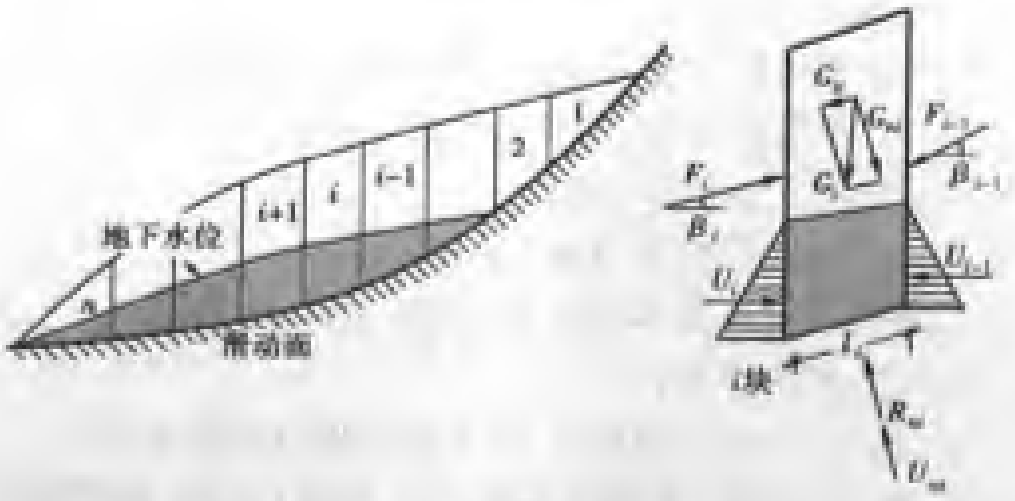


图 6.5 传递系数法滑坡推力计算图

件，至少应取 3 个或 3 个以上平行于滑动方向，并具有代表性的断面进行推力计算，其中至少有一个断面通过滑动主轴。

滑坡的下滑推力应按传递系数法进行计算。当有地下水存在时，应计算地下水的渗透压力。条块两侧的渗透压力，就等于其静水压力 U_i，U_{i-1}之和。由于 U_i，U_{i-1}的方向相反，两者之和的数值较小，有时还可能出现负值，即出现阻滑力，因此有人建议可以不计算该静水压力值。计算滑动面底部的渗透压力，即浮托力，最通用的办法是：计算滑坡下滑推力时，不论是地下水位以上或地下水位以下部位，均取滑坡体的饱和重度；当为计算滑动面上的摩擦阻力，而计算滑坡滑动面上的正压力时，地下水位以上部分取饱和重度，地下水位以下取浮重度。其计算式如下：

$$F_i = \psi_i F_{i-1} + \gamma_t (G_i \sin\beta_i + U_{i-1} - U_i) - [(G_i \cos\beta_i - U_{wi}) \tan\varphi_k + c_k l_i] \tag{6.1}$$

$$\psi_i = \cos(\beta_{i-1} - \beta_i) - \sin(\beta_{i-1} - \beta_i) \tan\varphi_k \tag{6.2}$$

$$U_{wi} = V_{wi} \gamma_w \tag{6.3}$$

式中 F_i——第 i 块滑体的剩余下滑力；

F_{i-1}——第 $i-1$ 块滑体的剩余下滑力，当 F_{i-1}为负值时，按 0 计算；

ψ_i——传递系数；

γ_i——滑坡推力安全分项系数，对于一级滑坡取1.25，二级滑坡取1.15，三级滑坡取1.05；

G_i——第i块滑体的重力；

U_{wi}——第i块滑体中地下水的总重力；

V_{wi}——第i块滑体在地下水位下的体积；

γ_w——水的重度；

U_i, U_{i-1}——第i块滑体上、下两侧的总静水压力；

β_i, β_{i-1}——第i块滑体及第$i-1$块滑体滑动面的倾角；

c_k, φ_k——第i块滑体的粘聚力和内摩擦角标准值；

l_i——第i块滑体滑动面的长度。

6.3.4 滑坡稳定性分析

滑坡的稳定性系数k宜采用传递系数法进行计算，计算步骤如下：

①先设定一组稳定性系数k，如0.8，0.9，1.0，1.1…

②按图6.5的传递系数法，从上到下按条块采用下式进行计算每一条块的剩余下滑力：

$$F_i = \psi_i F_{i-1} + \gamma_i (G_i \sin\beta_i + U_{i-1} - U_i) - \left[G_i \cos\beta_i - U_{wi} \right] \frac{\tan\varphi_k}{k} + \frac{c_k l_i}{k} \tag{6.4}$$

$$\psi_i = \cos(\beta_{i-1} - \beta_i) - \sin(\beta_{i-1} - \beta_i) \frac{\tan\varphi_k}{k} \tag{6.5}$$

$$U_{wi} = V_{wi} \gamma_w \tag{6.6}$$

③当计算到某一条块的下滑力F_i为负值时，则设其下滑力为0，不往下传递。

④当计算出的最后剩余下滑力有正、负2种数值时，绘制F_n与k关系曲线（图6.6），查找出剩余下滑力F_n为0时相对应的稳

定性系数。再根据式(6.4)~(6.6)重复以上计算,计算出滑坡的实际稳定性系数,并准确至小数点后二位数。

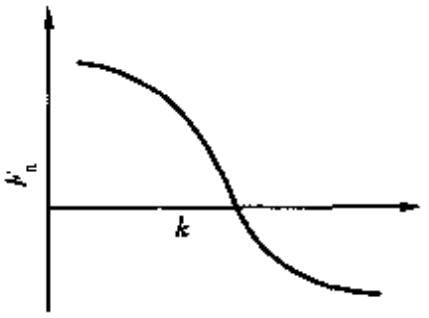


图 6.6 F_s与 k 关系曲线

6.3.5 滑坡滑动速度的估算

根据地质学对滑坡的定义,认为坡体在重力作用下,沿着一定的滑动面向下缓慢地移动,称为滑坡。其实有些滑坡的滑动速度是很快的,如意大利的瓦依昂滑坡,其最大滑速达到 30 m/s。如果滑坡滑动的动力主要是重力,且按滑动面上正常的摩擦系数来考虑,无论如何也不会得出如此的高速来。据报导,有些滑坡的速度,甚至超过了自由落体的速度。这是目前所有的滑速计算式中,还不可能考虑到的问题。

滑坡的滑速估算,是一个非常复杂的问题,迄今还没有得到很好的解答。目前常见的计算式,多采用牛顿的力学定律,即 $F = ma$。滑坡的滑动速度问题,牵涉的问题面较广,很难进行精确的理论分析,也不容易进行可靠的模型试验。在这里只能解决一点滑坡滑速的计算的概念,为此我们选用刚体的平面滑动来进行一些说明。

如图 6.7 所示,刚体的下滑力 T 为:$T = W\sin\beta$;

其法向力 N 为:$N = W\cos\beta$;

阻滑力为:$Nf + c$ (c 除粘聚力外,还包括其他阻滑力);

不平衡力为:$F = W\sin\beta - fW\cos\beta - c$。

于是刚体的下滑加速度 a 为:

$$a = \frac{F}{m} = \frac{W\sin\beta - fW\cos\beta - c}{\frac{W}{g}}$$

令刚体的初速为 0,则其速度为 $v = at$。

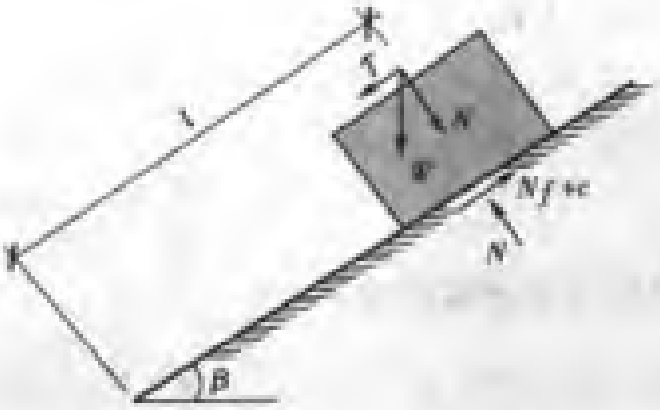


图 6.7 刚体下滑计算简图

当刚体的滑动距离为 l 时，其最大滑动速度 v_{max} 为：

$$v_{max}=\sqrt{2al}=\sqrt{2gl\left(\sin\beta-f\cos\beta-\frac{c}{W}\right)} \tag{6.7}$$

这一计算式只是概念性的，不能在工程实际中做滑坡滑速的估算，其计算结果只能作为定性的评价。

6.4 滑坡治理措施

滑坡治理必须密切结合生态环境保护以及城镇规划建设，充分利用国土资源，采用先进的技术和方法，做到安全可靠、经济合理、技术可行、美观实用，在施工过程中不产生安全事故。使用保证期限不低于 100 年。

进行滑坡治理必须采用多种手段进行综合整治，采取支挡、排水、注浆、绿化、边坡防护等多种措施。最积极的治理手段是进行结构性支挡，即采取一定的工程措施，将滑坡体中的下滑推力传递到滑坡床稳定的地层中。当然不是所有的滑坡，都必须实施结构性支挡，例如一些欠稳定的滑坡，只是在某些偶然因素下才可能出

现滑动，计算时只须针对这些偶然因素，采取一定的防护措施，便可促成滑坡的稳定。实施结构性支挡滑坡的同时还应辅以排水、卸载、植被、边坡防护等等措施，才能取到经济、安全的效果。植被的形成，是遏制滑坡最有效的措施，在植被比较完美的地区，产生滑坡的几率较低。在滑坡地带植树造林、退耕还林还草，不但能稳定滑坡，还对生态环境保护，起到良好的作用。例如地面水系岸坡处的滑坡，经常可能由于地面水的浸泡、冲刷及浪击，出现库岸崩塌，从面形成牵引式滑坡。这种形式的滑坡，其最佳治理措施是对岸坡进行植被防护，防止岸坡坍塌，滑坡便可得到整治。

6.4.1 支挡

最早的滑坡支挡结构，是采用石料垒砌，如图 6.8(a)所示。利用石料堆积体的重力来克服滑坡的下滑推力，称为重力式支挡结构。重力式支挡结构比较费工、费时、费料，经济效果较差，且安全性也不佳。重力式支挡结构的施工，必须先在滑坡的坡脚开挖基坑，将犯滑坡治理的大忌。因为本已开始滑动的滑坡，在开挖基坑时，有可能出现毁灭性的后果。有些滑坡采用重力式支挡结构进行支护后，表层滑坡虽已稳定，但又进一步发展成新的深层滑坡，即滑动面向下延伸，从重力式支挡结构基础的下部滑出，滑坡规模进一步扩大。所以现在已基本上不采用此种支护方式。



(a) 砌石支挡　(b) 悬臂桩支挡　(c) 桩锚体系支挡

图 6.8　滑坡支挡结构

20 世纪 60 年代以后，发展了悬臂式阻滑桩，如图 6.8(b)所示。悬臂式阻滑桩是一种大直径阻滑桩，它必须嵌固在滑动面以下的滑床中一定深度，使桩的下端符合结构力学中固定端的要求，利用滑动面以上的悬臂结构来支挡滑坡的下滑力。阻滑桩嵌入滑坡床中的深度，根据一般的经验为：在土层滑床中应取桩长的1/2，即嵌入滑坡床的深度与支挡部分的长度基本相同；在软质岩中取桩长的 1/3；在硬质岩中取桩长的 1/4。重庆市铁路坡滑坡(图 6.9)的滑体厚度为 12 m，在治理时，采用了 2 根断面为 2 000 mm×3 000 mm 的挖孔悬臂桩，桩的间距为 13 m，嵌入软质岩中 6 m，稳定了整个滑坡，并在滑坡体上修建了 3 幢 9 层的砖混结构住宅楼，已投入使用近 30 年，未发现有不良现象。

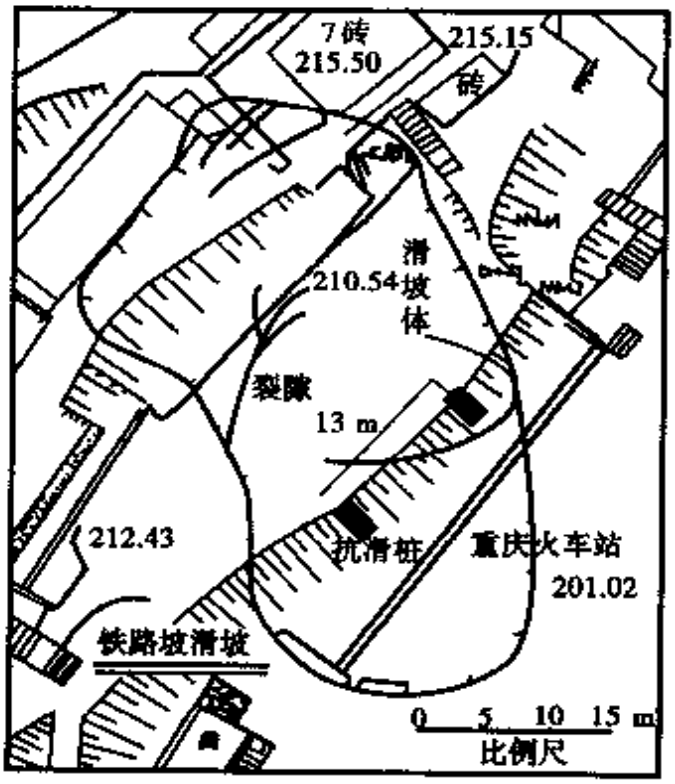


图 6.9 重庆铁路坡滑坡

20 世纪 70 年代以后，由于锚杆技术的发展，在悬臂式阻滑桩的基础上，发展了桩锚支挡结构体系，如图 6.8(c)所示，使支挡结

构更安全、更经济，现已成为滑坡支挡的主要结构形式。其技术特点是：滑坡推力由竖桩（立柱）承载后，将滑坡推力传递给锚杆和基础，锚杆及基础再将滑坡推力传递到稳定的地层中。与悬臂式阻滑桩相比，这时的竖桩（立柱）已不再是悬臂式杆件，而变成一种具有多个支点的超静定结构体系，使竖桩（立柱）的断面尺寸大幅度减小。同时大量的滑坡推力，已由锚杆承载，传递到基础上的滑坡推力也得到了大幅度降低。在施工作业上，完全采用地面操作，消除了地下作业的危险性，在经济上也具有很好的效益。如1988年重庆市渭沱滑坡的治理，滑坡体的厚度为18 m，采用重力式支挡结构需工程费用200万元，采用悬臂式阻滑桩需费用120万元，采用桩锚支挡结构体系后，整个治理工程费用仅花费了57万元，经济效益是很明显的。滑坡治理完毕后，为修建道路已将桩锚结构体系以外的滑坡坡脚（原阻滑段）全部切除，并在滑坡体上修建了大量的仓库、办公用房、住宅等建筑物（图6.10）。

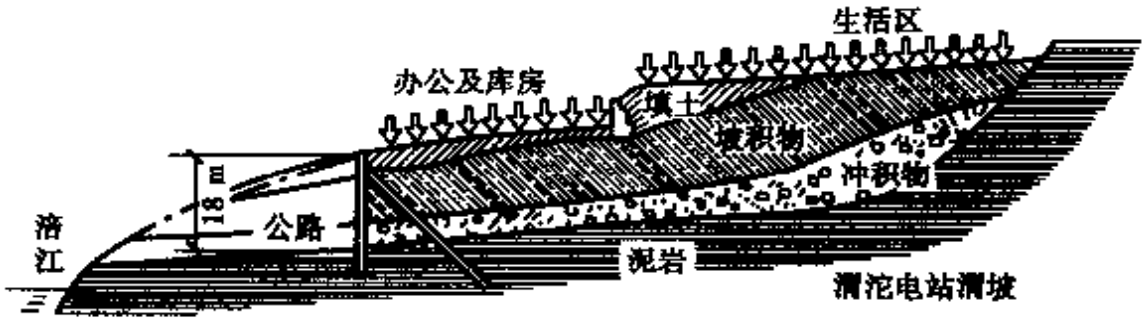


图6.10 重庆渭沱滑坡

滑坡经整治后，用以作为建筑场地时，支挡结构体系必须考虑建筑活动后增加的荷载量。滑坡的坡脚兼作岸坡时，设计中还须按照水工结构设计标准，对岸坡的冲刷、浪击等问题进行认真验算。

6.4.2 排水

设置排水系统，也是滑坡治理的必需手段。任何地面水不能

向滑坡地带排放，大气降水时不能在滑坡地带积存雨水，所以滑坡体上必须设置完善的地面排水系统。滑坡床通常处于低洼地带，最容易积水，当有丰富的地下水补给时，应在滑坡体内设置必要的排水暗沟，以排泄地下水。

重庆地区曾流行一种看法，叫做“无水不滑坡”，在现实中也确实存在着一种现象：“大雨大滑，小雨小滑，无雨不滑”。持“无水不滑坡”论点者，将水对滑坡的危害放在首位，认为只要将地面和地下水清除干净，滑坡将自然而然地稳定。其主要理论根据是：天降暴雨时，雨水渗入地下，滑坡体将被降水所完全饱和，土体中的水分增多，土体自重增加，土的抗剪强度降低，因此滑坡滑动。这里暂且不讨论将地面和地下水清除干净的可能性，奇怪的是“将地面和地下水清除干净”论者，也赞成在滑坡体上进行植物防护，殊不知滑坡体被植被覆盖后，植被能大量涵养水分，减少地表迳流，渗入地下的水会更多，与其理论根据相悖。不可否认，有些滑坡将滑坡体上的水疏干后，的确有逐渐趋向于稳定的事实。但是也有不少滑坡不服从于这一规律，例如湖北省姊归县新滩滑坡、重庆麻柳滩滑坡，其大规模滑动是在干旱时节；重庆市云阳县鸡扒子滑坡是在暴雨前奏。重庆钢铁公司大滑坡，在前苏联专家设计和指导下，耗费了大量资金搞排水设施，数年未见成效，甚至要求对炼铁高炉上的隔热“水帷幕”也要改为“空气帷幕”，后来是因为技术和资金的原因未能实现。

不可否认，水对滑坡的发生和发展起到了一定的作用，对滑坡进行治理时，必须考虑到水的作用。滑坡不是某一个固定的因素造成的，面是长期以来，滑坡体内的应力已处于完全的极限平衡状态，在外界因素改变时，例如大气降水、水管爆裂、地震、人工爆破、挖掘坡脚、在滑坡体上堆载等等，便会突然产生滑动。只是其中的大气降水发生的概率较高，且无法进行人为控制。大气降水在滑坡上的危害，主要是在植被未形成前，地表迳流量大，水土流失严

重,滑坡前缘很容易被冲刷垮塌,引发牵引式滑坡。我们认为治理滑坡的关键还是采取支挡结构来防止滑坡。治水只是在地表植被尚未具有成效前,为改善滑坡的稳定性方面,应采取的必要措施。

在治理滑坡时,应加强排水设施的建设,主要是疏浚地面水和引导地下水2个方面。疏浚地面水,其目的是让地表水不能在滑坡体上滞留,特别不能在滑坡后缘蓄水,为此可在滑坡体表面开凿沟渠,使地表水以最短的流程通畅地流出滑坡体外。有人建议,为杜绝地表水的浸透,采用胶凝物质对地表进行全面覆盖,这且不论如此巨大面积的覆盖,在经济上和技术上是否可行,即使覆盖后,远处的地面水和地下水仍可沿着土的孔隙或岩体结构面流入滑坡体,因此我们认为并不是一种理想的方法。在引导地下水方面,主要是在支挡结构上留足泄水通道,泄水孔内必须设置倒滤层,在疏干地下水时,防止土粒随着水流流出。

地下重力水比较丰富的滑坡,为减小地下水的渗透压力,可在滑坡体上设置排水暗沟。在滑坡体上设置的排水暗沟,通常采用支撑式盲沟(图6.11),使排水沟具有排水和支撑抗滑2种功能。在滑坡体范围内应设置多条盲沟,盲沟须平行于滑坡滑动方向布置,水流方向应垂直于滑坡带等高线。支撑式盲沟的间距一般采用10~25 m。盲沟的断面尺寸,应根据抗滑需要和便于施工考虑,可采用2~4 m。断面的构造形式如图6.11所示,底板采用块石砌筑,铺设在滑动面以下至少500 mm的稳定地层中,并按台阶方式设置,厚度不应小于500 mm。为了使盲沟起到支撑作用,盲沟的中央部位采用比较均匀的块石进行无浆码砌,要求尽量密实,其码砌宽度不宜小于1 000 mm。为防止地下水携带泥沙淤塞盲沟,盲沟两侧应按倒滤层原理依次铺设卵石、砾砂、中砂,或设置滤水板。盲沟的顶部,应采用500 mm厚浆砌块石盖顶。

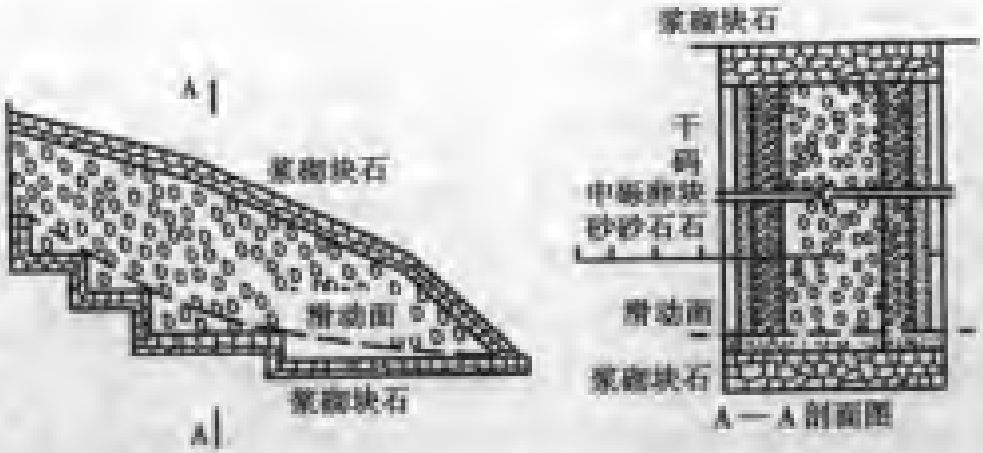


图 6.11 支撑式盲沟构造图

6.4.3 卸 载

就大多数滑坡而言，滑坡滑动的动力，主要是滑坡体自身的重力。当滑体自身的重力作用在倾斜的滑动面上时，其下滑分力大于滑动面上的抗力时，产生滑动。所以卸载必须在滑动面较陡段，即下滑段进行，如果在滑动面平缓段进行刷坡卸载，将减少滑坡自身的抗滑能力，加大了滑坡滑动的可能性(图 6.12)。

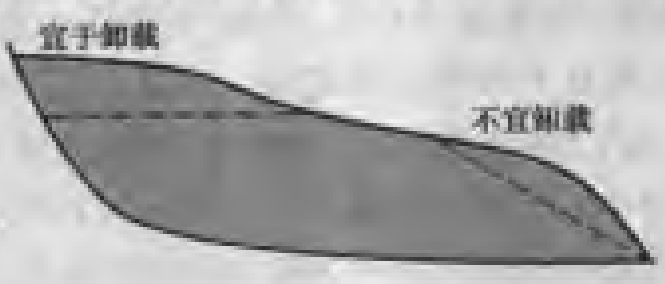


图 6.12 滑坡的卸载区域

在滑坡事故调查中，发现有不少滑坡产生的原因，都与人为因素有关，主要表现有 2 个方面：一是不合理开挖边坡的坡脚，削弱了抗力部分；二是在滑坡体上不适当的堆载，增大了作用部分。在治理滑坡时的卸载措施，就是将作为作用部分的土体或其他堆载卸除，以减少作用项，使滑坡达到稳定的目的。为挽救滑坡体下方的建筑物或农田，或者滑坡体治理后作为种植地，采取卸载的方法

治理滑坡是可行的。但是在工程建设中，许多滑坡的治理目的，就是在经过治理后的滑坡体上修建建筑物，而这与卸载措施又是矛盾的，因此对具体情况必须做具体处理。

在滑坡体上修建建筑物时，采用桩基础将荷载传递到滑动面下的稳定地层中，也可算是一种卸载措施。但是应当注意，滑坡虽然整治完毕已达到稳定状态，滑坡体内仍然存在着滑坡推力，还有一定的压缩位移，滑坡体内的滑坡裂隙也有一个压密的过程需要历经数年后才能达到完全的稳定平衡状态。桩基础中的基桩，在滑坡推力作用下，将产生水平位移，出现较大剪切应力（图 6.13），在进行桩基设计与计算时，应严格验算基桩竖向与横向承载力。

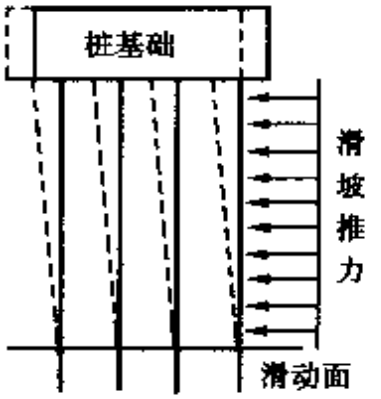


图 6.13 滑坡体上的桩

6.4.4 植物防护

植物防护不但能美化环境、改善生态平衡，还对滑坡稳定性具有积极的意义。在滑坡体上进行绿化，是防止水土流失的最科学的办法。香港特别行政区政府对此有严格的要求，滑坡治理完毕，绿化工作也应同步完工，否则不予验收。植物防护是通过种草植树，以固化地表，防止坡地表面的水土流失，从而达到防治的效果。不少牵引式滑坡，是由于坡脚部位的土体，受到大气降水或其他地表流水的浸蚀切割，使边坡变陡而失去平衡，导致边坡出现局部破坏。随着坡脚的进一步被浸蚀切割，破裂面逐步向后延伸，并愈演愈烈，最后形成坡体整体滑动。坡体种草植树后，植物根系犹如不断更新的加筋条带，将坡体表面一定厚度的土体完全面化，不再受地表流水的浸蚀切割破坏，达到防护的目的。

出现滑移变形或正在进行耕种的边坡，其土质大都比较疏松，

为了在植物根系尚未发达以前，不致遭受水土流失或滑移破坏，可在边坡表面设置格构锚杆体系稳定边坡，并立即在格构空格内进行绿化。格构是由混凝土小梁组成，在坡面上形成如棱形、拱形或其他各种几何图案，如图6.14所示。小梁断面一般采用200 mm×300 mm，嵌入岩石中不少于50 mm，或嵌入土体中100 mm。格构构件的交叉点上，设置一根小型锚杆，锚杆直径通常采用50～100 mm，锚杆长度宜采用2～4m，间距为1～3 m。锚杆内配置一根受拉主筋，主筋与格构小梁应妥善连接，采用强度为30 MPa的水泥砂灌注。

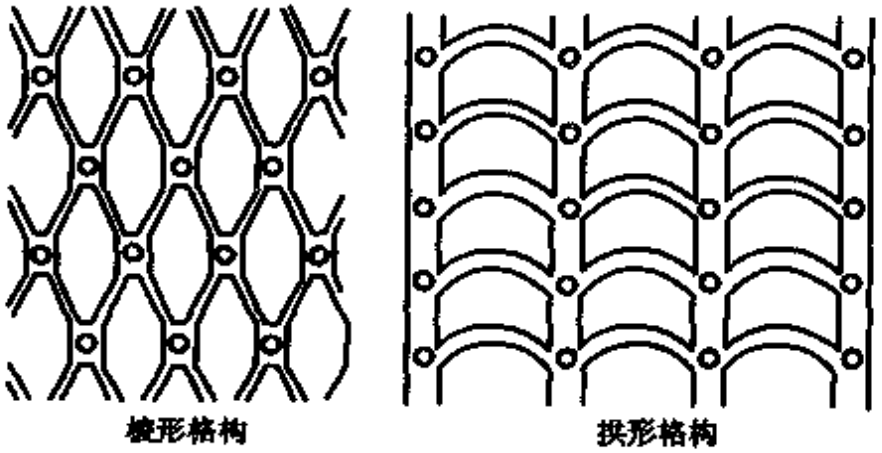


图6.14　格构锚杆体系正面图

进行绿化最简单的办法是将草籽、泥土、适量水泥拌合成浆液，采用泥浆泵喷射到空格的土体表面，让其生长。这种办法有可能使土体板结，对植物生长不利。比较可靠的办法是采用能够降解的纤维编织网对土体表面进行覆盖，纤维编织网内编入适量的种子，并浸泡植物营养液，在植物的幼苗阶段，纤维编织网起到水土保持作用，随着植物逐渐成长，纤维编织网逐渐降解消失。

6.5 抗滑挡墙

抗滑挡墙一般为重力式挡墙，其原理是主要依靠挡墙自身的重力来支挡滑坡推力，堆石压脚也属于这种挡墙类型。抗滑挡墙要求采用重度较大的材料来砌筑，滑坡主要发生在山区，山区石材资源比较丰富，所以通常采用块石垒砌，也可采用混凝土浇筑。抗滑挡墙一般只适用于滑动面深度小于5 m的小型滑坡，当滑动面过深时，施工时很容易引发边坡的整体滑动，酿成更大的灾害。根据滑坡推力的特性，抗滑挡墙一般都应设计成矮胖、前坡较平缓的形式。为了增加抗滑挡墙的抗倾覆稳定性，可在墙后设置卸荷平台。为增强挡墙基底的抗滑移能力，可在基底设置逆坡。如图6.15所示。



图6.15 抗滑挡墙

6.5.1 抗滑挡墙的计算

在通常情况下，滑坡推力一般大于主动土压力，但是对于一些中小型滑坡，有可能出现主动土压力大于滑坡推力的情况。因此在抗滑挡墙设计时，除计算滑坡推力外，还应计算支挡部位的主动土压力，在两者之间取其大值进行抗滑挡墙的验算。进行验算时，滑坡推力和主动土压力的荷载分项系数取1.0。

抗滑挡墙的稳定性验算，与普通重力式挡土墙基本一致，主要是抗倾覆稳定、抗滑移稳定及整体稳定性验算。重力式挡土墙的

稳定性计算，已在3.3节进行了讨论，在进行抗滑挡墙的设计时，应按照该节的内容进行详细验算。当抗滑挡墙可能处于地面水系的水位线以下时，其淹没部分应采用浮重度计算。

抗滑挡墙所承受的横推力通常较大，除验算其稳定性外，还应验算抗滑挡墙墙身的强度。验算墙身的强度时，应按照《砌体结构设计规范》和《混凝土结构设计规范》进行。当抗滑挡墙为砌体结构时，应验算下列内容：

1）构件正截面强度和稳定性

可采用以下公式进行验算：

计算强度时：
$$Q \leqslant \frac{\alpha A f_k}{\gamma_m} \tag{6.8}$$

计算稳定时：
$$Q \leqslant \frac{\varphi \alpha A f_k}{\gamma_m} \tag{6.9}$$

偏心影响系数：
$$\alpha = \frac{1 - \left(\frac{e_0}{y}\right)^8}{1 + \left(\frac{e_0}{r_x}\right)^2} \tag{6.10}$$

式中 Q——作用在正截面上的竖向力；

A——截面面积；

f_k——砌体受压极限强度，当石料单轴受压强度大于30 MPa时，可按表6.1取值；

γ_m——砌体承载力分项系数，可按表6.2取值；

φ——受压构件纵向弯曲系数，对于抗滑挡墙取1.0；

α——竖向力偏心荷载影响系数，按式(6.10)进行计算；

e_0——竖向力的偏心距；

r_x——弯曲平面内截面的回转半径，对于矩形截面 $r_x = 0.289h$（h 为截面高度）；

y——截面重心至偏心方向截面边缘的距离。

表 6.1 砌体受压极限强度 f_k

石料类型	砂浆强度 f_k/MPa				
	12.5	10	7.5	5.0	2.5
条石	6.8	6.3	6.0	5.5	4.8
块石	5.8	5.3	4.8	4.3	3.5
片石	3.8	3.4	3.0	2.5	1.8

表 6.2 砌体承载力分项系数

石料类型	砌体受力条件	
	受压	受弯、受剪、受拉
条石	1.85	2.31
块石	1.92	2.31
片石	2.31	2.31

2)砌体直接受剪

如图 6.16 所示,按下式进行验算:

$$Q_t \leqslant \frac{f_t A_t}{\gamma_m} + \mu F_N \qquad (6.11)$$

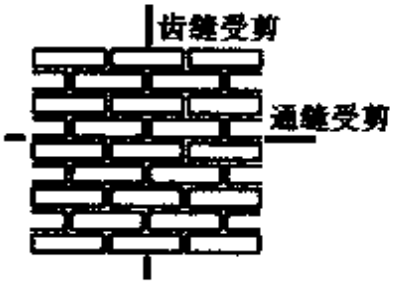


图 6.16 砌体结构受剪

式中 Q_t——作用在直接受剪面上的剪切力;

f_t——砌体截面的抗剪强度标准值,按表 6.3 取值;

A_t——受剪截面面积;

μ——砌体受剪截面的摩擦系数,一般可取 0.7;

F_N——作用在直接受剪面上的正压力。

表 6.3 砌体结构直接受剪强度标准值 f_t

剪切类型	砂浆强度 f_t/MPa				
	12.5	10.0	7.5	5.0	2.5
通缝受剪	0.36	0.33	0.27	0.24	0.15
齿缝受剪	0.72	0.66	0.54	0.48	0.30

注:条石砌体齿缝受剪时,可直接取用材料的抗剪强度。

6.5.2 抗滑挡墙的构造要求

抗滑挡墙的构造要求,与普通重力式挡土墙基本一致,可参照有关规范及文献资料进行构造设计。

地下水的疏导对抗滑挡墙稳定性的影响很大,疏导地下水最简捷而有效的办法,是在抗滑挡墙上设置泄水孔,并在墙后设置倒滤层,使地下水顺利排出,同时又能阻挡墙后土颗粒不致流失。当滑体厚度不大时,倒滤层的设置可进行整体敷设,即在墙后满铺 200 mm 厚的卵石或塑料滤水板,其后依次铺设砾石、粗砂、中砂或细砂各 100 mm 厚。当滑体厚度较大时,可以设置滤水包,即在泄水孔周围设置半径为 300 mm 的卵石堆,然后依次铺设砾石、粗砂、中砂或细砂各为 100 mm 厚的半球壳体。

条石挡墙的顶部宽度不宜小于 0.5 m;块石或片石挡墙顶部宽度不宜小于 0.8 m;混凝土挡墙顶部宽度不宜小于 0.3 m。挡墙墙胸的高宽比宜采用(1∶0.5)~)1∶0.3);当挡墙高度小于 4 m 时,可采用竖直墙胸。

抗滑挡墙的基础必须穿越滑动带,并埋置在滑动面以下的稳定地层中。在土质地基上,基础埋置在滑动带以下不得少于 2 m;在软质岩地基中不得少于 1.5 m;在硬质岩地基中不得少于 0.8 m。当基础底部顺着挡墙长度方向,地层或滑动面不在同一平面

时，可将基础底部做成台阶。在土质地基上，基础底部台阶的高宽比不宜大于1∶2；在软质地基上不宜大于1∶1；在硬质岩地基上，台阶可不受高宽比的限制。当基础底部顺着挡墙宽度方向，滑动面高度或地层有变化时，在土质地基上不允许做成台阶；在软质岩地基上宜设置高宽比不大于1∶2的台阶；在硬质岩地基上宜设置高宽比不大于1∶1的台阶。

为了增加抗滑挡墙的滑移稳定系数，可在基础底部设置单向或锯齿状逆坡。逆坡的高宽比，在土质地基上不宜大于1∶10；软质岩地基上不宜大于1∶8；硬质岩地基上不宜大于1∶5。为解决抗滑挡墙的倾覆稳定性问题，可在挡墙的背面设置卸荷平台，平台通常采用牛腿的方式挑出，必须验算挑出部分的抗剪强度。

6.6 抗滑桩及桩锚支挡结构体系

对于坡体厚度大于8 m的滑坡，若采用抗滑挡墙，往往由于挡墙的墙体过大，或场地不足，或施工困难等等而受到限制。此时可采用抗滑桩，抗滑桩又称为悬臂桩，它可以在场地内分散布置，分级支挡，不受场地限制，具有对滑坡体破坏小、施工快速安全等优点，已在国内外得到广泛应用。但是当滑坡推力过大，或滑坡体厚度过厚时，抗滑桩将需要较大的断面面积，从而降低了经济效益，并增大了施工难度。桩锚支挡结构体系可解决悬臂式抗滑桩的不足，它是在抗滑桩的基础上发展起来的一种支挡结构形式。这种支挡结构体系的特点，是在抗滑桩的顶部或其他部位增设锚杆，增设锚杆后，能明显减小抗滑桩的自由长度，同时由于锚杆可承受较大的拉拔力，从面减小了桩身和基础的荷载，可大幅度减小桩的断面。

6.6.1 抗滑桩设计

进行抗滑桩设计时，抗滑桩的前沿滑坡体如果处于稳定状态，宜考虑前沿滑坡体对抗滑桩的抗力作用。前沿滑坡体对抗滑桩的抗力可按图 6.5 的传递系数法进行计算，但计算时应从坡脚的最后一块（第 n 块）开始算起，往上一直计算至抗滑桩所在位置，紧邻抗滑桩下沿一块的多余抗力 F_{di-1} 除以安全分项系数 γ_t，便是抗滑桩下沿的多余抗力，也就是抗滑桩前沿可利用的阻滑力。在计算过程中，当多余抗力 F_{di-1} 为负值时，不往上传递，按 F_{di-1} 为 0 考虑。第 i 块滑体的多余抗力 F_{di-1} 按下式计算：

$$F_{di-1}=\frac{1}{\cos(\beta_{i-1}-\beta_i)}\left[\frac{F_i}{\gamma_t}-G_i\sin\beta_i\left(G_i\cos\beta_i-U_{ni}\right)\tan\varphi_k+c_k l_i+U_i-U_{i-1}\right] \tag{6.12}$$

抗滑桩应选择滑坡推力较小，且滑坡体厚度较薄的位置布置。通常采用矩形桩，桩的截平面宽度宜大于 1/6 倍滑坡体的厚度。桩在储平面上的宽度不宜小于 800 mm，以便进行人工开挖。桩身配筋宜使用延展性较好的钢筋，混凝土强度等级不宜低于 C30。

抗滑桩受拉一侧钢筋的最小配筋率不得小于 0.2%；当主筋直径小于 25 mm 时，钢筋接头宜采用焊接；钢筋直径大于 25 mm 时，宜采用机械连接。抗滑桩的两侧，应配置纵向构造钢筋，构造钢筋直径宜采用 14～16 mm，间距为 400～500 mm。断面受压一侧，应配置不少于 4 根 14～16 mm 的钢筋，钢筋间距不得大于 400 mm。箍筋宜采用封闭式箍筋，当抗滑桩的截面宽度≥1 200 mm 时，应采用 4 肢箍，箍筋直径宜采用 12～16 mm，间距应根据计算确定，但最大间距应≤500 mm，且应每间隔 2 000 mm 设置一道加强箍，加强箍的钢筋直径不得小于 16 mm。抗滑桩内不宜设置弯曲钢筋，当抗剪切承载力不足时，宜采用加大截面面积、加强箍筋

等办法解决。混凝土保护层厚度宜采用 50 mm。

抗滑桩的顶部应设置压顶梁,以加强抗滑桩结构的整体刚度。压顶梁的宽度,应为抗滑桩载平面宽度加 200 mm,其厚度宜为宽度的一半。压顶梁的受力主筋布置在梁的两侧,每侧不宜少于 4 根14 ~ 16 mm的钢筋。梁的上下两侧,其配筋量不宜少于 4 根 14 ~ 16 mm 的钢筋,且钢筋间距不宜大于 400 mm。

抗滑桩应伸入到滑坡床下面的稳定地层中,其伸入深度应由计算确定。当稳定地层为土层时,应按 m 法计算;当稳定地层为岩层时,可采用 k 值法进行计算。根据经验,当稳定地层为土层时,抗滑桩伸入到滑坡床下面的稳定地层中的深度,约等于滑坡体的厚度;当滑坡床下的稳定地层为软质岩时,抗滑桩伸入到滑坡床下面的稳定地层中的深度,约为滑坡体的厚度的 1/2;当滑坡床下的稳定地层为硬质岩时,抗滑桩伸入到滑坡床下面的稳定地层中的深度,约为滑坡体的厚度的 1/3。

设置抗滑桩后,如果抗滑桩顶部存在着较陡的坡体时,可能出现次生滑动面面发生局部稳定破坏,应采用圆弧滑动面法验算坡体的局部稳定性(图 6.17)。若坡体的局部稳定性不足,应采用卸载或二级支挡结构,防止局部稳定破坏。

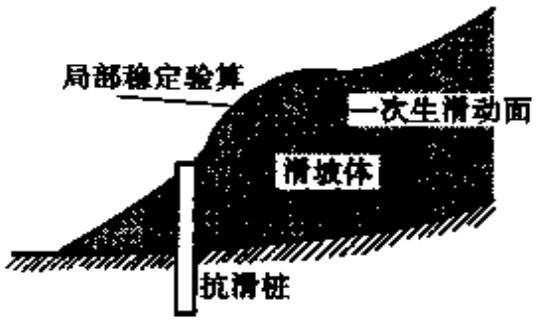


图 6.17 局部稳定验算草图

6.6.2 桩锚支挡结构体系

当滑坡床为稳定的岩层时,采用桩锚支挡结构体系对滑坡进行支挡,将具有较好的经济和技术效益。桩锚支挡结构体系是在抗滑桩的基础上发展起来的一种支挡结构,在抗滑桩的顶部增设锚杆后,竖桩的计算长度、弯矩、剪切力将大幅度减小,从而可节约

大量治理经费。此外这种超静定结构体系，其位移量也较悬臂式抗滑桩的位移量大为减少，加大了滑坡的安全度。

桩锚支挡结构体系是由竖桩（立柱）和锚杆组成的杆件结构受力体系，用以支挡滑坡推力，达到稳定滑坡的目的。压顶梁和连系梁为辅助结构，其作用是加强整体结构的刚度和调整荷载的分配。设置压顶梁后，还可保持地面的美观，也便于设置排水沟、防护栏杆等设施。连系梁还可解决竖桩（立柱）和锚杆的连接构造措施问题。当连系梁顶部到压顶梁的距离较小时，连系梁与压顶梁可以合并设置。

采用桩锚支挡结构体系来治理滑坡时，应先进行竖桩（立柱）的施工，待竖桩（立柱）的强度达到75%以后，才能进行锚杆的施工。竖桩（立柱）的施工，可采用人工挖孔或机械钻孔的方法。采用人工挖孔时，竖桩（立柱）的断面宜采用矩形。机械钻孔时，竖桩（立柱）的断面宜采用圆形。桩锚支挡结构体系中竖桩（立柱）的基础，必须嵌入滑坡滑动面下的稳定地层中，其嵌入深度应由计算确定，但不宜小于竖桩（立柱）截面宽度的3倍。

在很多情况下，采用桩锚支挡结构体系对滑坡进行支挡整治时，锚杆只能设置在地表或地表下的浅部地带，如图6.18所示。如果锚杆设置过深，将可能由于施工锚杆时需要开挖滑坡体而造成恶果。锚杆宜设置在地表下相当于滑动面深度的1/4深度处，这时竖桩（立柱）的正负弯矩比较接近，宜进行双面对称配筋。竖桩（立柱）与锚杆接合点的剪切应力较大，应认真验算剪切强度。为了解决剪切力的问题，应在该处设置连系梁，必要时还可在该处设置牛腿。

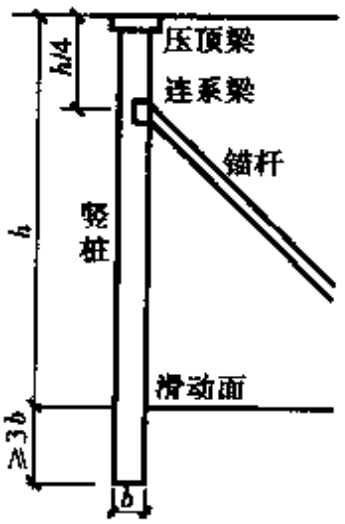


图6.18 桩锚支挡体系

在通常情况下，每一根竖桩（立柱）的上部只须设置一根锚杆。当滑坡推力较大时，在上部设置一根锚杆有可能存在锚杆承载力不足，这时可设置两根以上的锚杆，布置在竖桩（立柱）的两侧，采用连系梁将竖桩（立柱）与锚杆紧密连系。锚杆宜与水平面成45°的角度设置，锚杆的锚固段，应嵌入滑坡滑动面以下稳定的地层中，锚固段的长度不应小于20倍锚杆的直径。滑坡滑动后，滑坡体有一定的松动，支挡结构体系完工后，土体仍然存在一定的压缩变形，锚杆将承受一定的压缩变形应力，所以治理滑坡时不宜采用柔性锚杆。在通常情况下，锚杆直径宜大于250 mm。

桩锚支挡结构体系已在第4章进行了讨论，在第4章中讨论的主题是边坡支挡，其与滑坡的不同点是土压力分布，边坡工程中的土压力呈三角形分布，而在滑坡工程中则为均匀分布，其结构体系的设计与计算方法完全相同，这里不再赘述。

7

岩石边坡的稳定性分析

7.1 概 述

岩石边坡与土质边坡相比，从整体概念来说是比较稳定的。但一旦遭到破坏，将是山崩地裂，其后果比土质边坡严重得多。前面提到的重庆市云阳县石板沟滑坡、湖北省姊归县新滩滑坡，都是属于岩石边坡破坏而导致的大型滑坡，其后果是导致一个乡镇的全部毁灭。即使是极普通的崩塌或坠岩，其能量和规模也很巨大，摧毁建筑物、砸死砸伤人畜屡见不鲜，甚至连快速行进中的汽车也不能

幸免于难。对于山区建设而言,研究岩石边坡的稳定性,非常必要。

长江三峡曾有千仞绝壁的慨叹,这种慨叹虽有一定夸大,但在山区,百米陡崖则比比皆是。这些悬崖绝壁,也只有在岩体裂隙不发育的厚层硬质岩体上才会出现。岩石的质量对边坡的影响较大,在岩石强度大于 50 MPa 的硬质岩分布地区,经常形成陡峻的边坡。当岩石强度小于 30 MPa 的软质岩分布地区,则其边坡比较平缓,常成为耕植地。

岩石边坡表面剥落,是岩石表面风化的结果,也是岩石边坡破坏现象之一。岩石边坡表面剥落,在各种岩石边坡上都有可能发生,只是硬质岩边坡的发展比较缓慢,软质边坡发展比较快速。重庆市的泥岩表面剥落速度为 100 ~ 200 mm/a。这种表面剥落现象,对于临时性边坡,或很少有人类活动的区域,只要在岩石边坡上以胶凝物质覆面,便可延缓岩石表面风化的进程,从而遏制表面剥落的发展。对于永久性的边坡,则需要进行永久性支护,才能保证边坡的稳定。

天然岩体中总是存在着一定的结构面,如节理、层理、裂隙、断层等等,软弱结构面对岩石边坡的危害性更大。岩石边坡的破坏,其结构面的存在是主要的原因,大型的崩塌和滑坡,往往沿着结构面发生。所以要研究岩石边坡的稳定性,必须深入研究岩体的结构面。当岩体中结构面的倾向与边坡的坡向基本一致时,这种边坡的稳定性较差。数组结构面在边坡上形成不利组合时,容易出现崩塌现象。

比较完整的岩体,即节理、裂隙等结构面不发育的岩体,除强度小于 5MPa 的极软岩外,由于其自身具有较高的抗剪强度,一般不会出现如同土质边坡那样的破坏,即在其自重作用下不会出现滑坡。岩石滑坡的出现,都与岩体的结构面有关,通常都是沿着结构面进行滑动。为便于讨论,工程界将岩石滑坡分为平面滑坡和空间滑坡 2 种。当滑动面由一组结构面,或者多组走向大致平行

的结构面组成，结构面走向又与边坡走向基本平行的滑坡，称为平面滑坡。由多组不同走向的结构面组成，但其下滑棱线与边坡的坡向基本一致的滑坡，称为空间滑坡。

岩石结构面上的抗剪强度参数，如摩擦系数 $f=\tan\varphi$ 和内聚力 c，对岩石边坡稳定性的影响极大，应在现场对结构面进行实地测试。其试验方法，目前多采用现场大型直接剪切试验。每一组结构面的现场大型直接剪切试验数，一般不应少于6组，以便进行参数的统计分析。

岩体中的构造应力，在一定的条件下，可能转换成为边坡滑动的动力。在许多山区，虽然近代没有大的构造运动，但由于原来的构造运动而残留在岩体中的构造应力是比较大的，残余的构造水平向应力值，可以达到岩层自重应力的数倍乃至数十倍，所以在进行岩体的深部开挖时，可能出现岩爆或瓦斯爆炸。岩体中残留的构造应力，虽然是客观存在，但到目前为止，人们对其认识还很肤浅，地应力的测试工作开展得很不够，在工程设计中如何考虑原始构造应力的影响，尚未提上日程。

7.2 岩石结构面的几何要素

岩石结构面的空间形态，可采用结构面的走向、倾向、倾角来表示。走向是结构面延伸的方向，倾向是结构而倾斜的方向，走向与倾向都采用方位角来表示。例如走向为N180°，说明该结构面的延伸方向是南北向的；再如倾向为N90°，说明该结构面的倾斜方向为东方。倾角是结构面与水平面的夹角，采用符号“∠”表示，如∠30°，说明结构面与水平面的夹角为30°。结构面的走向与倾向两者相差90°角，因此在地质资料中，通常只标明倾向和倾

角,并不一定要标明走向,如上述结构面的几何要素,只需标明N90°∠30°。

7.2.1 结构面的视倾角

野外天然的岩石露头,或者人工开挖的边坡,与岩体结构面倾向完全一致的比较少见,更多的是与倾向线呈一定夹角。这时见到岩石结构面的倾角,不是结构面的真倾角,称为视倾角(有些资料称为假倾角),视倾角总是小于真倾角的。在进行野外调查时,如将视倾角误认为是真倾角,用以判断岩石边坡的稳定,将可能出现严重的偏差。

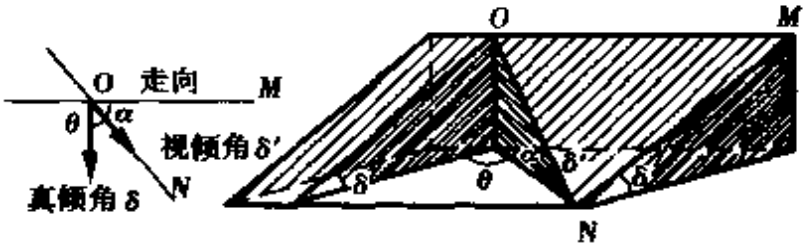


图 7.1 结构面几何要素图

设有一结构面(图 7.1)的走向 OM,倾角为 δ,某一剖面 ON 与倾向线的夹角为 θ,与走向线的夹角为 α,则剖面 ON 上的视倾角 δ' 可由下式求得:

$$\tan\delta' = \tan\delta\cos\theta = \tan\delta\sin\alpha$$

7.2.2 倾斜剖面的视倾角

在图 7.2 中,结构面的走向 OD,倾角为 δ。有一个剖面 $OO'D'$ 面,其 OD' 线与走向线 OD 的在平面上的投影角为 α,OD' 线的视倾角为 δ'。现有

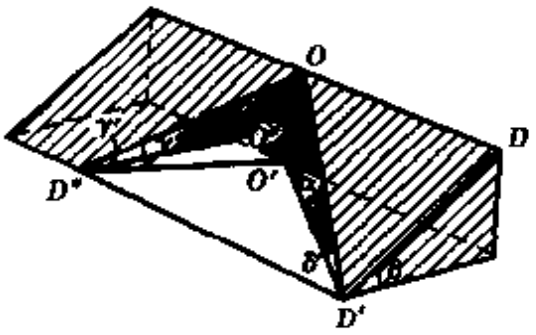


图 7.2 倾斜剖面的视倾角

一个斜剖面 S，其正剖面 $OO'D''$ 与 $OO'D'$ 面相互垂直，正剖面 $OO'D''$ 的视倾角可用下式求得：

$$\tan\gamma = \frac{\tan\delta}{\sqrt{1 + \sec^4\delta\tan^2\alpha}}$$

而用下式便可求得在 S 面上的视倾角 γ'：

$$\tan\gamma' = \frac{\tan\delta}{\sqrt{1 + \sec^2\delta\tan^2\alpha}}$$

7.2.3 两个结构面交线的视倾角

在岩体中如果存在着 2 个互不平行的结构面，这两个结构面有可能在岩体中相交，2 个结构面的交线为棱线，如图 7.3 中的 OV 线。2 结构面切割出来的部分岩体，称为棱形体，参见图 7.3 中的棱形体 OD_1D_2V。

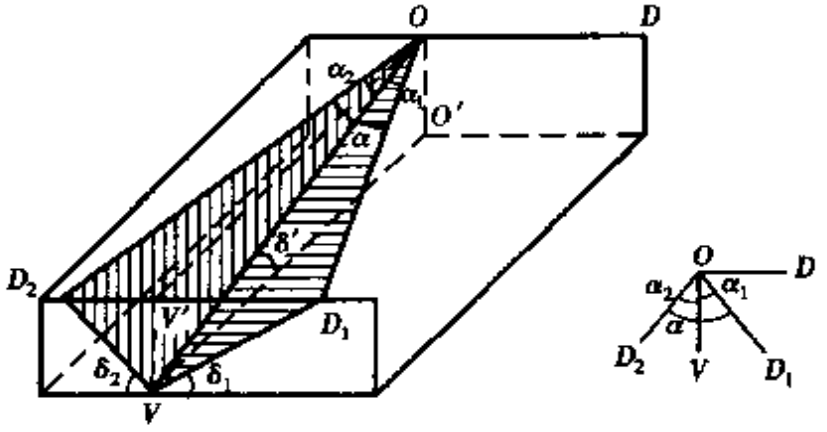


图 7.3 结构面交线的视倾角

设 2 个结构面走向线间的水平夹角为 α，结构面走向线 OD_1，OD_2 与通过棱线的竖直面间的水平夹角分别为 α_1，α_2。则：

$$\alpha = \alpha_1 + \alpha_2$$

$$\cot\alpha_2 = \frac{\tan\delta_2}{\sin\alpha\tan\delta_1} + \cot\alpha$$

$$\tan\delta' = \tan\delta_1\sin\alpha_1 = \tan\delta_2\sin\alpha_2$$

7.3 单结构面外倾边坡

单结构面外倾边坡，是指边坡上具有一组倾向大致与边坡坡向相同的结构面，结构面以上的岩体，很容易沿着结构面滑动。这种边坡，当结构面的倾角为 30°～70°时，出现稳定性破坏的可能性最大。当边坡的倾角小于 30°时，由于结构面上具有一定的抗剪强度，一般不容易出现稳定性破坏。当边坡的倾角大于 70°时，其横向推力明显减少，结构面以上岩体向下延伸，直接插入坡脚地面以下，形成一道比较稳定的岩石墙体，所以也不容易产生稳定性破坏。

由图 7.4 知，地下水位线以上岩体的重力为 $W_1 = V_1\gamma_1$，由 W_1引起结构面上的力有：

法向力：$N_1 = W_1\cos\alpha$

下滑力：$T_1 = W_1\sin\alpha$



图 7.4 单倾结构面边坡

V_3部分长期处于地面水位以下，计算其重力时采用浮重度 γ'，则该部分的重力为：$W_3 = V_3\gamma'$。由 W_3引起结构面上的力有：

法向力：$N_3 = W_3\cos\alpha$

下滑力：$T_3 = W_3\sin\alpha$

V_2部分长期处于地下水位以下，应采用饱和重度 γ_{sat}，则该部分的重力为：$W_2 = V_2\gamma_{sat}$。由 W_2引起结构面上的力有：

法向力：$N_2 = W_2\cos\alpha$

下滑力：$T_2 = W_2\sin\alpha$

由于结构面上存在着孔隙水压力，在边坡稳定中，将出现负面

影响，可将上列法向力N_2减去孔隙水压力。孔隙水压力 U 可采用下式进行计算：

$$U = V_2\gamma_w\cos\alpha$$

为评价边坡的稳定性，可采用通用的安全分项系数法，安全分项系数 k 的表达式如下：

$$k = \frac{(\sum N - U)\tan\varphi + cl}{\sum T} = \frac{[V_1\gamma_1 + (V_2 + V_3)\gamma'_1]\cos\alpha\tan\varphi + cl}{[V_1\gamma_1 + V_2\gamma_w + V_3\gamma']\sin\alpha}$$

7.4 双结构面外倾边坡

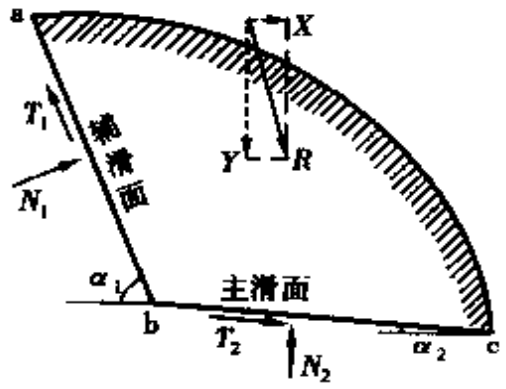


图 7.5 双结构面外倾边坡

双结构面外倾边坡，是指边坡岩体中具有 2 组结构面，且 2 组结构面的倾向都与边坡的坡向基本一致的边坡，如图 7.5 所示。2 组结构面可分为主滑面和辅滑面，通常主滑面较长，面辅滑面则较陡。这种双结构面外倾边坡，在山区比较常见，其主滑面多为层面；其辅滑面多为构造性裂隙或卸荷裂隙。

设图 7.5 中的 R 包括了滑体的自重、地震力和孔隙水压力，X，Y 为 R 的分力，根据图 7.5 可建立平衡式如下：

$$X = N_1\sin\alpha_1 - N_2\sin\alpha_2 + T_1\cos\alpha_1 + T_2\cos\alpha_2 \qquad (7.1)$$

$$Y = N_1\cos\alpha_1 - N_2\cos\alpha_2 + T_1\sin\alpha_1 + T_2\sin\alpha_2 \qquad (7.2)$$

设 k 为边坡的稳定性安全分项系数，则有：

$$T_1 = \frac{N_1\tan\varphi_1}{k} + \frac{c_1 l_1}{k}, \quad T_2 = \frac{N_2\tan\varphi_2}{k} + \frac{c_2 l_2}{k}$$

将 T_1，T_2 代入式(7.1)和式(7.2)中，可获得2个联立方程，这2个联立方程还不能直接求出解答，因其中还有3个未知量，即 N_1，N_2 和 k。但辅滑面必竟是结构面，结构面能承受的拉力值是很微弱的，即其中的 N_1 值可假定为0。为此可根据式(7.1)和式(7.2)联解求出 N_1 值，并假定其为0，便可获得条件方程如下：

$$Ak^2 + Bk + D = 0$$

其中

$$A = X\cos\alpha_2 + Y\sin\alpha_2$$

$$B = -\tan\varphi_2(Y\cos\alpha_2 - X\sin\alpha_2) - c_2 l_2 - c_1 l_1\cos(\alpha_1 - \alpha_2)$$

$$D = c_1 l_1\tan\varphi_2\sin(\alpha_1 - \alpha_2)$$

增加条件方程后，双结构面外倾边坡的稳定性，从理论上可以获得解答。但以上分析没有考虑到力矩的平衡条件，只有在主滑面较长，且辅滑面较陡并较短时，所得结果才接近于实际。为检验计算结果的准确性，可采用微图法进行检验(图7.6)。做图法检验的步骤如下：

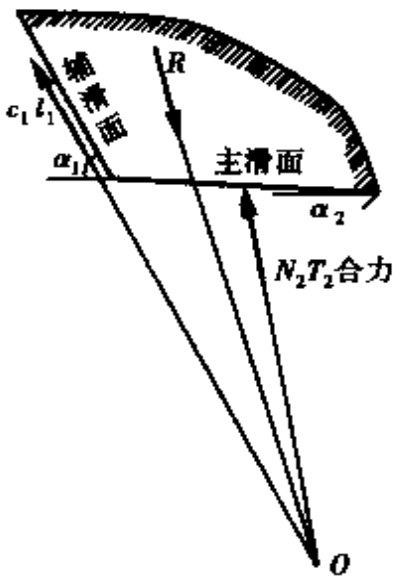


图7.6 双结构面做图法

①做 $c_1 l_1$ 和 R 的延长线交于 O 点。

②由 O 点做 N_2T_2 合力线的连线，以确定 N_2T_2 合力的作用点。

③要求 N_2T_2 合力的作用点必须通过主滑面中心的1/3范围内，至少不得超出主滑面的范围，否则 $N_1 \neq 0$。如超出主滑面则应降低所取的安全分项系数，重复上述

步骤做图，直到N_2T_2合力的作用点通过主滑面为止。所求得的安全分项系数才是边坡的真正安全分项系数。

7.5 双结构面棱形体破坏

如果边坡岩体中存在着2组结构面，且2组结构面的走向和倾向，均与边坡呈斜交状态，则使2组结构面有可能在边坡上形成一棱形体，在一定的时空条件下，棱形体将沿着棱线向下滑塌。这种破坏现象，属空间课题，称为棱形体破坏，即通称的塌方或崩塌，是山区常见的地质现象。

设一边坡如图7.7所示，边坡上存在着2组结构面：结构面①的走向为OD_1，倾角为δ_1；另一结构面②的走向为OD_2，倾角为δ_2。两组结构面将在边坡上形成一棱形体，棱形体的棱线为OV，棱线的倾角为δ'。

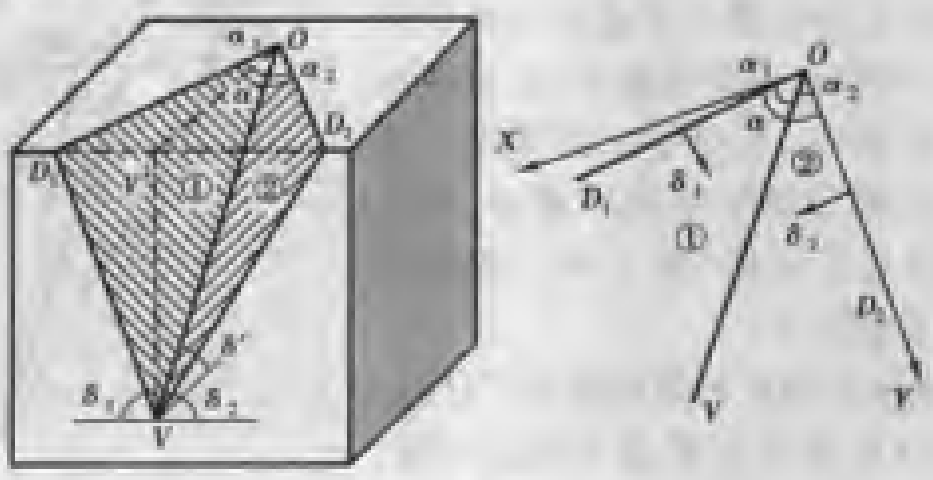


图7.7 岩石边坡的棱形体破坏

在棱形体的2个结构面上，可能出现的最大剪力值是结构面上的抗剪强度，即$Nf+cA$（其中$f=\tan\phi$，A为结构面的面积），前

者是由于法向压力产生的摩擦阻力，后者是由于结构面上的粘聚力。若棱形体的下滑力为 T，则该边坡的安全分项系数可由下式计算：

$$k=\frac{(N_1f_1+c_1A_1)+(N_2f_2+c_2A_2)}{T} \tag{7.3}$$

上式中有 3 个未知量（即 N_1，N_2，T），可按空间力系的平衡原理来进行确定，下面介绍几种求解的办法。

7.5.1 解析几何法

该法的实质是将外力分解为 3 个分力，即平行于棱线的下滑力 T，2 个结构面上的法向力 N_1，N_2。其计算步骤如下：

①计算棱线与 2 结构面走向线的夹角 α_1，α_2：

$$\cot\alpha_1=\frac{\tan\delta_1}{\sin\alpha\tan\delta_2}+\cot\alpha,\quad \cot\alpha_2=\frac{\tan\delta_2}{\sin\alpha\tan\delta_1}+\cot\alpha$$

②计算棱线 OV 的方向余弦：

为便于计算，取坐标 Z 轴铅直向下，X，Y 轴在水平面上，同时让 Y 轴与结构面②的走向线重合。在上述坐标轴条件下，棱线 OV 的方向余弦为：

$$l_0=\frac{-\cot\delta_2}{e_0},\quad m_0=\frac{-\cot\delta_2\cot\alpha_2}{e_0}$$

$$n_0=\frac{1}{e_0},\quad e_0=\sqrt{1+\cot^2\delta_2\cot^2\alpha_2}$$

③计算结构面①的法线方向余弦：

$$l_1=\frac{-\tan\beta}{e_1},\qquad m_1=\frac{1}{e_1}$$

$$n_1=\frac{\cot\delta_2\cot\alpha_2-\cot\delta_2\tan\beta}{e_1}$$

$$e_1=\sqrt{1+\tan^2\beta+(\cot\delta_2\cot\alpha_2-\cot\delta_2\tan\beta)^2}$$

$$\beta = \frac{\pi}{2} - \alpha$$

④计算结构面②的法线方向余弦：

$$l_2 = \sin\delta_2$$

$$m_2 = 0$$

$$n_2 = \cos\delta_2$$

⑤建立平衡方程式，计算法向力 N_1，N_2及下滑力 T：

$$Tl_0 + N_1 l_1 + N_2 l_2 = U$$

$$Tm_0 + N_1 m_1 + N_2 m_2 = V$$

$$Tn_0 + N_1 n_1 + N_2 n_2 = W$$

其中，U，V，W 为外力在各坐标轴上的分力，当外力仅为岩体的自重时，在 X，Y 轴上的分力 U，V 为0。

⑥按式(7.3)计算棱形体的安全分项系数。

7.5.2 外力分解法

外力分解法是先将外力沿棱线分解成2个分力，一个是平行于棱线的下滑力 T，另一个与 T 力相垂直的力 N，然后再进一步分解。此法对于仅有重力作用的边坡，计算较简便。其计算步骤如下：

①计算棱线与2结构面走向线的平面夹角 α_1，α_2及棱线的倾角 δ'，计算方法与解析几何法相同。

②计算作用于棱线上的下滑力 T 和分力 N：

$$T = W\sin\delta'$$

$$N = W\cos\delta'$$

③计算结构面①②沿垂直棱线方向的视倾角 δ_1'，δ_2'：

$$\tan\delta_1' = \frac{\tan\delta_1}{\sqrt{1 + \sec^4\delta_1 \tan^2\alpha_1}}$$

$$\tan\delta_2' = \frac{\tan\delta_2}{\sqrt{1 + \sec^2\delta_2 \tan^2\alpha_2}}$$

④将 N 值分解成 N_1，N_2：

$$N_1 = \frac{\sin\delta_2'}{\sin(\delta_1' + \delta_2')}$$

$$N_2 = \frac{\sin\delta_1'}{\sin(\delta_1' + \delta_2')}$$

⑤按式(7.3)计算棱形体的安全分项系数。

7.5.3 滑体分割法

滑体分割法(图 7.8)是将下滑的棱形体，沿着通过棱线 OV 的铅直平面分割成 2 块，先计算出 2 个块体的重力 W_1 和 W_2。然后将 W_1 和 W_2 沿着各自结构面①②的真倾角再次分解，分解为法向力 N 及平行于结构面的分力 Q，再将 Q 分解为平行于棱线的下滑力 T 及另一垂直力 S，最后计算 S 力产生的法向力校正值。其计算步骤如下：

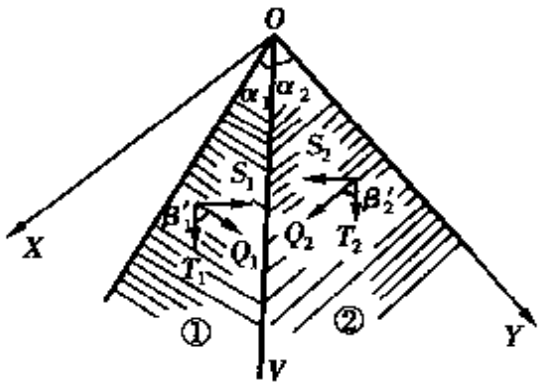


图 7.8 滑体分割法

①分块计算其重力 W_1 和 W_2。

②将 W_1 和 W_2 沿着各自的结构面真倾角进行分解。

$$N_1 = W_1\cos\delta_1, \quad Q_1 = W_1\sin\delta_1$$

$$N_2 = W_2\cos\delta_2, \quad Q_2 = W_2\sin\delta_2$$

将 Q_1 和 Q_2 沿着棱线方向进行分解：

$$T_1 = Q_1\cos\beta_1', \quad S_1 = Q_1\sin\beta_1'$$

$$T_2 = Q_2\cos\beta_2', \quad S_2 = Q_2\sin\beta_2'$$

式中的 β_1'，β_2' 为结构面上的角度，其水平面上的投影角为 β_1，β_2，两者的关系为：

$$\beta_1 = 90° - \alpha_1, \quad \tan\beta_1' = \tan\beta_1\cos\delta_1$$

$$\beta_2 = 90° - \alpha_2, \quad \tan\beta_2' = \tan\beta_2 \cos\delta_2$$

③计算由于 S_1, S_2 所产生的附加法向力 N_1', N_2'：

$$N_1' = \frac{-S_1}{\tan(\delta_1' + \delta_2')} + \frac{S_2}{\sin(\delta_1' + \delta_2')}$$

$$N_2' = \frac{S_1}{\sin(\delta_1' + \delta_2')} + \frac{-S_2}{\tan(\delta_1' + \delta_2')}$$

④最后的下滑力 $T = T_1 + T_2$

最后的正压力为：$N_1 + N_1'$，$N_2 + N_2'$

从而便可根据式(7.3)计算棱形体的安全分项系数。

8

岩石边坡的支护

8.1 概 述

岩石边坡的破坏具有一定的突发性，通常爆发于瞬间，且破坏力巨大，造成的损失惨重。为此加强边坡破坏前的防护，很有必要。由于目前对岩石边坡破坏机制的研究不够深入，对岩石边坡破坏动力的来源认识不足，所以在进行岩石边坡支护结构设计时，多少带有某些盲目性。

根据笔者的考查，现有岩石边坡支护结构设计的理论依据，多

借用土质边坡理论。很多设计者特别看重库仑破裂面，而忽视结构面的存在。这种设计，一方面可能造成较大的浪费，另一方面又存在着一定的安全隐患。岩石边坡的破坏机理与土质边坡有着本质的不同，两者的横推力各异，不能混为一谈。

新开挖出来的岩石边坡，应进行及时支护，特别是软质岩边坡，在开挖的过程中，岩体有不同程度的损伤，出现大量的卸荷裂隙和爆破振动裂隙，极易出现崩塌与风化剥落。边坡排水也很重要，大量的地下水涌入，不但增加了孔隙水压力，也会使结构面软化，降低结构面的抗剪强度，使岩体出现稳定性破坏，这也是雨季时岩体崩塌比较剧烈的根本原因。

岩石边坡的支挡结构，现在多采用桩锚体系，就是采用竖桩（立柱）、锚杆、挡板组成的结构体系。挡板是一种围护结构，主要作用是防止竖桩（立柱）间的岩体风化掉块现象，在人员罕到或稀少的地方，也可以不设置挡板。在边坡开挖时可能出现崩塌的地区，施工时宜采用钻孔灌注桩技术，在边坡开挖之前施工竖桩，然后随着边坡的开挖，从上而下地施工锚杆，称为半逆作业法。在边坡整体稳定性比较良好的地区，可以随着边坡开挖的进程，由上而下分段施工立柱和锚杆，称为逆作业法施工。

为了便于对岩石边坡的支护结构设计，根据岩体结构类型、结构面的发育特征、主要结构面与边坡坡面的关系、岩体的完整性等等因素，可将岩石边坡划分为整体稳定边坡、外倾结构边坡、碎裂结构边坡3种类型。

（1）整体稳定边坡　整体稳定边坡是指岩体结构比较完整，裂隙不发育且连通性较差，主要结构面或结构面组成的棱线，其倾向与边坡倾向呈大角度斜交的边坡。

（2）外倾结构边坡　外倾结构边坡是指岩体结构还比较完整，裂隙不太发育，但主要结构面或结构面组成的棱线，其倾向与边坡倾向基本一致或呈小角度斜交的边坡。

(3)碎裂结构边坡　碎裂结构边坡是指岩体裂隙比较发育，结构已遭受严重破坏，结构面的规律性较差且具良好的连通性，岩体的性质已很接近于散体结构的边坡。

8.2 整体稳定边坡的支护

整体稳定边坡是比较稳定的边坡。有些软质岩岩石边坡，由于各种原因，边坡开挖出来二三年，没有进行任何支护措施，除发生有少量的表面风化剥落外，边坡还基本保存完好。也有些边坡高度小于 10 m 的软质岩边坡，表面经采用胶凝物质覆盖后，历经数十年而基本完好。以上例子是在人员罕到的地方出现，只能说明整体稳定边坡的稳定性是比较好的，并不能说明整体稳定边坡不需要进行支护。近代大规模的经济建设，开挖高大边坡的地区，多为人口稠密的地带，特别是人员密集的城区，整体稳定边坡虽然比较稳定，但也必须进行认真的支护(图 8.1)，以防不虞。

在边坡支护结构中，常将锚杆分为结构锚杆和构造锚杆 2 类：

(1)结构锚杆　结构锚杆是指在边坡支护结构中，主要承受横推力的抗拔锚杆，常设置在边坡的上部。锚杆直径通常采用 110 ~ 250 mm，与水平面呈 20° ~ 45°钻进，主筋为 3 ~ 5 根Ⅱ级钢筋，焊接成一束。

(2)构造锚杆　构造锚杆是指在边坡支护结构中，于横推力不大的区段，主要用以防止边坡表面风化剥落而设置的锚杆。锚杆直径多采用 40 ~ 80 mm，与水平面呈 15° ~ 20°钻进，主筋为 1 ~ 2 根Ⅱ级钢筋。

整体稳定边坡最容易出现垮塌的地段，是边坡的顶部，边坡的顶部是拉应力区。大量的现场勘察资料表明，新开挖出来的岩石

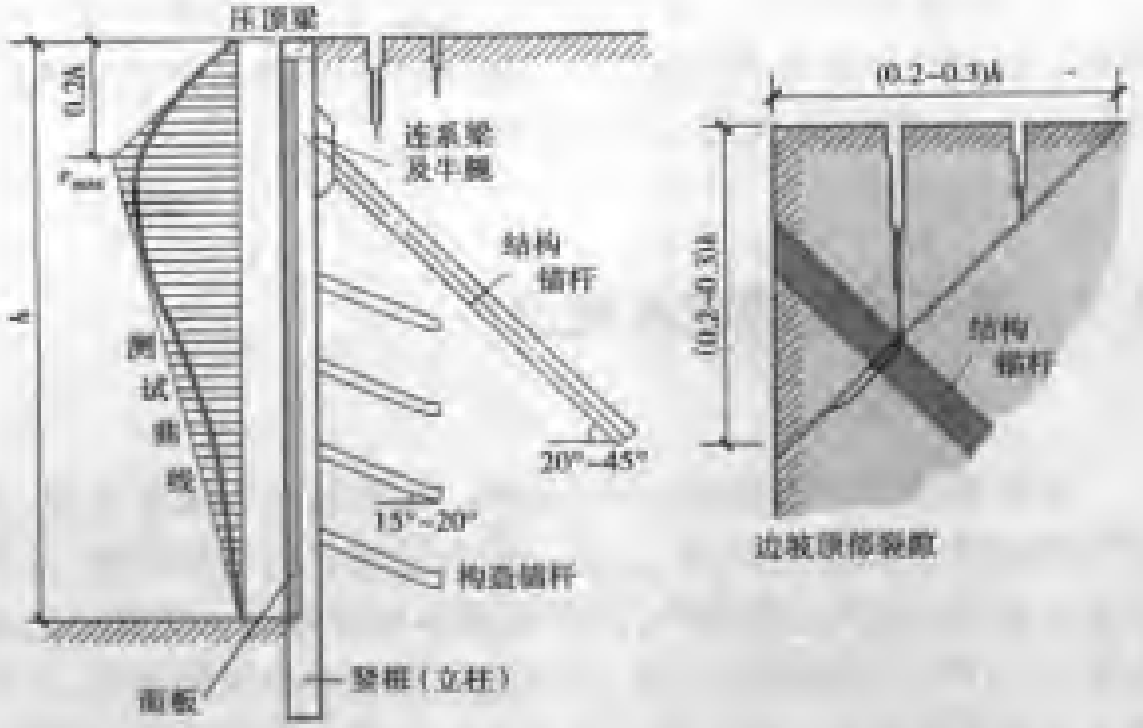


图 8.1 整体稳定边坡的支护结构

边坡,边坡顶部都发现有拉伸裂隙。拉伸裂隙发育的深度与广度,均与边坡的高度有着直接的联系。大量的调查资料表明,其深度和广度大致为边坡高度的 0.2~0.3 倍,在距离边坡顶部 0.2 倍坡高的宽度范围内,其拉伸裂隙最为明显。

在结构比较完整的岩体中开挖高大边坡,是近 20 来年才出现的事物,测试的资料非常缺乏,对整体稳定边坡上横推力的分布还是一个模糊的概念。从不多的测试资料看来,整体稳定边坡上的横推力分布,与库仑土压力分布有着本质的差别,呈上大下小的趋势,上部的横推力比较明显,坡腰及坡脚的横推力比较微弱。边坡横推力的最大值,通常出现在拉伸裂隙的尖端部位,即距坡顶向下约 0.2 倍坡高处。根据国内外对液性指数 $I_L \leq 0$ 的坚硬粘性土边坡的应力测试,边坡横推力的最大值也是在距坡顶向下约 0.2 倍坡高处出现,其最大值为 $0.2\gamma h \sim 0.25\gamma h$($\gamma$ 为岩土的重度,h 为边坡的高度)。通过多次测算和现场观测,认为对于岩石边坡,边坡

横推力的最大值取 $e_{max}=0.2\gamma h$ 比较合适。

为说明整体稳定边坡支护结构的设计，现举一实例：有一泥岩边坡，基本上呈铅直方向开挖，开挖高度为 12 m，泥岩在天然湿度条件下的单轴受压强度为 12 MPa，泥岩单位体积的重度为 24 kN/m^3。在离边坡顶部 2.4 m($0.2h$)处设置一排结构锚杆，锚杆间距为 2.5 m，以承受边坡顶部 4.8 m 高度的横推力。边坡上的最大横推力为：

$$e_{max}=0.2\gamma h=0.2\times 24\ \text{kN/m}^3\times 12\ \text{m}=57.6\ \text{kPa}$$

结构锚杆的有效承力范围内的横推力为：

$$e_{4.8}=0.75e_{max}=43.2\ \text{kPa}$$

为此每根锚杆应承受的横推力为：

$$Q_b=\left[\frac{1}{2}\times 57.6\times 2.4+\frac{1}{2}(57.6+43.2)\times 2.4\right]\text{kN/m}\times 2.5\ \text{m}=475.2\ \text{kN}$$

设锚杆与水平面呈 30°向下钻进，则要求锚杆提供的抗拔力为：

$$R_b=\frac{Q_b}{\cos\theta}=\frac{475.2\ \text{kN}}{\cos 30^\circ}=548.7\ \text{kN}$$

采用直径为 200 mm 的锚杆，锚杆的有效锚固深度为 2.5 m，锚杆的主筋采用 3×ϕ28，则可提供抗拔力为 567.5 kN，能满足边坡稳定性要求。结构锚杆所在部位，是边坡的顶部，有 0.2～0.3 倍边坡高度的裂隙开展区，在这个区域内的锚杆为非锚固段，所以锚杆的实际长度应为非锚固段加上有效锚固段长度，即本例的锚杆实际长度应为 6.5 m。

8.3 外倾结构边坡的支护

外倾结构边坡经常遇到的主要有2种情况，即单倾结构边坡和棱形体破坏边坡，现分述如下。

8.3.1 单结构面外倾边坡的支护

在实际工程设计中，外倾结构面多为节理、裂隙、层理等构造性断裂，是岩石边坡常见的形态，对边坡附近建筑物的影响极大，必须进行认真治理。

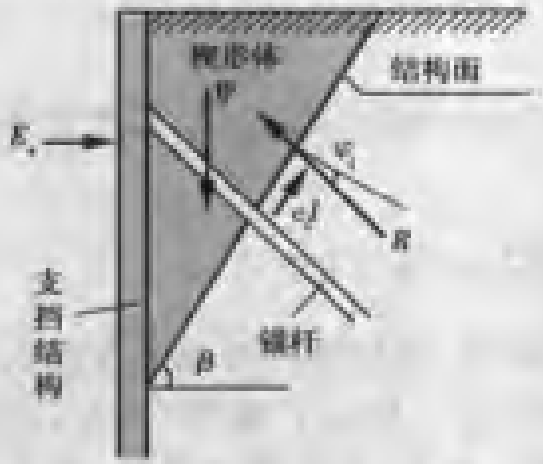


图8.2 单倾结构边坡的推力计算

在进行支挡结构设计时，对于单结构面外倾边坡的横推力计算，可采用楔形体法进行。楔形体向下滑动的动力，是楔形体自身的重力W，其作用点位于楔形体的重心，因此作用于支挡结构上的横推力，也必然通过楔形体的重心，即其横推力呈倒三角形分布。如图8.2所示，单结构面外倾边坡的横推力，可按滑动楔体的平衡条件，采用下式进行计算：

$$E_a = (W - c_j l\sin\beta)\tan(\beta - \varphi_j) - c_j l\cos\beta$$

式中 φ_j、c_j——结构面上的摩擦角和粘聚力，由现场试验确定；

β——结构面在边坡倾向方向上的视倾角。

例如：某一直立边坡，边坡顶部有一条与边坡倾向一致的结构面，结构面的倾角为50°。结构面与坡顶边缘的水平距离为2 m。经现场测试，结构面上的摩擦角为26.5°，其粘聚力 c 为0。岩石的重度为24 kN/m^3。则滑动三角体的重力为：

$$W=\frac{1}{2}\times 2\ \text{m}\times 2\ \text{m}\times\tan 50^\circ\times 24\ \text{kN/m}^3=57.2\ \text{kN/m}$$

作用在支挡结构上的横推力为：

$$E_a=57.2\ \text{kN/m}\times\tan(50^\circ-26.5^\circ)=24.9\ \text{kN/m}$$

作用于结构面上的反力为：

$$R=27.8\ \text{kN/m}$$

可据此设置所需要的锚杆和竖桩(立柱)。

在本例中，滑动三角体对竖桩(立柱)的横推力较小，设竖桩(立柱)的间距为2 m，其总横推力为24.9 kN/m×2 m=49.8 kN。只须设置1根直径为50 mm的小型锚杆，锚杆伸入到结构面内至少2 m，与水平面成15°向下钻进。锚杆内配置1根ϕ16的Ⅱ级钢筋，采用强度等级为30 MPa的水泥砂浆灌注。滑动三角体以下部位，采用直径为50 mm的小型锚杆，以2 m×2 m的方格网布置，锚杆伸入基岩内至少2 m，与水平面成15°钻进。锚杆内配置1根ϕ14的Ⅱ级钢筋，采用强度等级为30 MPa的水泥砂浆灌注。边坡支护如图8.3所示。

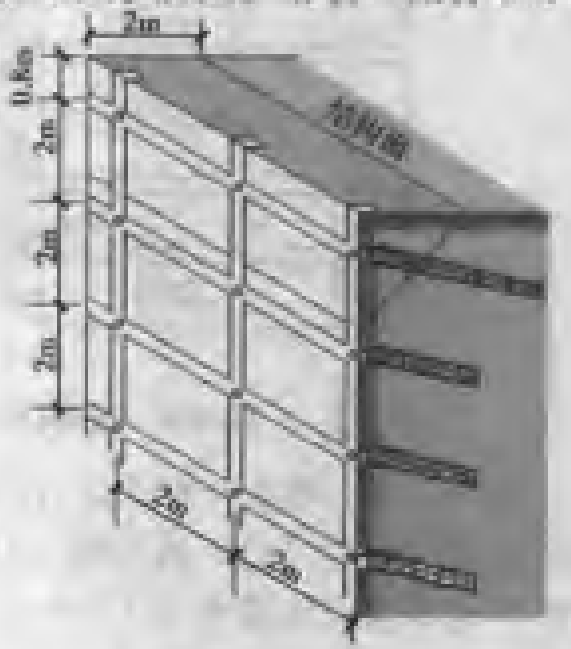


图8.3 单倾结构边坡支护

8.3.2 棱形体破坏边坡的支护

棱形体破坏边坡的下滑力,可根据6.4节中任一种方法进行计算。但在工程设计中,常采用外力分解法或滑体分割法进行计算,这两种方法简明扼要。棱形体破坏边坡的下滑力平行于棱线OV,下滑力的水平分力由锚杆承担,其竖向分力则由竖桩(立柱)承担。所以在支挡棱形体破坏边坡时,必须设置锚杆和竖桩(立柱)两种主要受力构件(图8.4)。水平连系梁的作用是增强支挡结构体系的刚度,同时可调整各组桩锚的受力均衡。竖桩(立柱)的顶部,必须设置一道连系梁,通常称为压顶梁。面板的主要作用,是保护竖桩(立柱)与连系梁间的岩体不暴露在大气中,以免发生风化剥落,防止掉块现象。

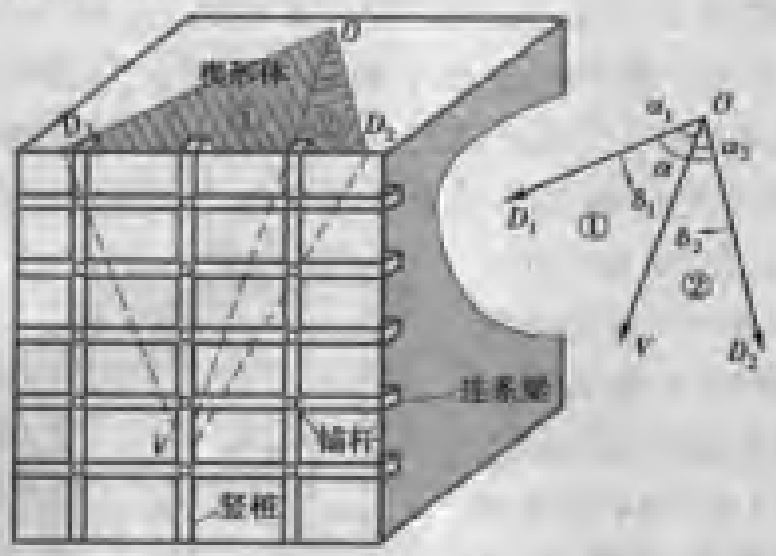


图8.4 棱形体破坏边坡支护

例如:某一准备开挖的岩石边坡,按设计要求为陡立边坡,边坡的走向为东西方向。边坡的岩体由泥岩组成,泥岩在天然湿度条件下的单轴受压强度为12 MPa。结构面上的内摩擦角为14°,粘聚力为0。在边坡的岩层中发现有2组结构面,其中结构面①的走向N215°,倾向N125°,倾角δ_1为43.3°;结构面②的走向

N140°，倾向 N230°，倾角 δ_2 为 57°。结构面②的走向线，由 2 结构面的交点到边坡顶部边缘的长度（图 8.5 中的 OD_2）为 9 m。现在计算该棱形滑动体的推力。

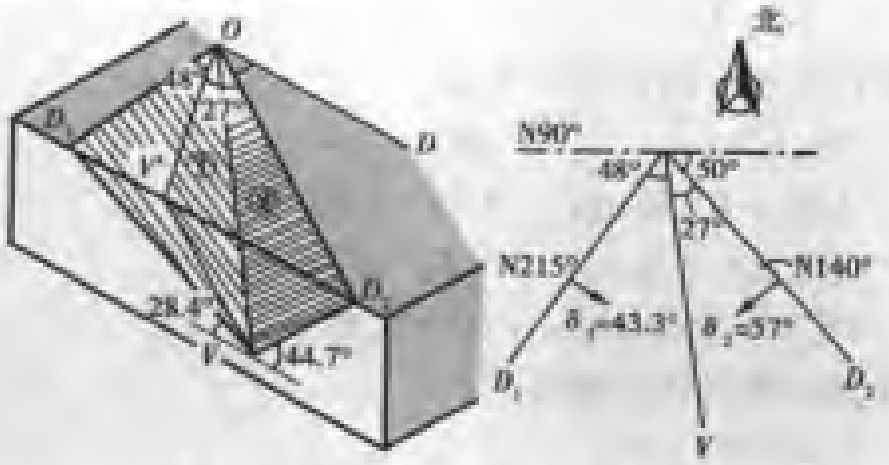


图 8.5 棱形体边坡推力计算实例

2 结构面走向线间的夹角 α，为 2 结构面走向线方位角之差：

$$\alpha = 215° - 140° = 75°$$

棱形体棱线 OV 在边坡顶部的投影线 OV'，将 2 走向线间的夹角一分为二，即 α_1 及 α_2，其值如下：

$$\cot\alpha_1 = \frac{\tan\delta_1}{\sin\alpha\tan\delta_2} + \cot\alpha = \frac{\sin 43.3°}{\sin 75°\tan 57°} + \cot 75° = 0.9$$

$$\alpha_1 = 48°;\alpha_2 = \alpha - \alpha_1 = 27°$$

计算棱线 OV 的视倾角 δ'：

$$\tan\delta' = \tan\delta_1\sin\alpha_1 = \tan 43.3°\sin 48° = 0.7$$

$$\delta' = 35°$$

计算结构面①②沿垂直棱线方向的视倾角 δ_1'，δ_2'：

$$\tan\delta'_1 = \frac{\tan\delta_1}{\sqrt{1 + \sec^4\delta_1\tan^2\alpha_1}} = \frac{\tan 43.3°}{\sqrt{1 + \sec^4 43.3°\tan^2 48°}} = 0.406$$

$$\delta'_1 = 22.08°$$

$$\tan\delta'_2 = \frac{\tan\delta_2}{\sqrt{1+\sec^2\delta_2\tan^2\alpha_2}} = \frac{\tan 57°}{\sqrt{1+\sec^2 57°\tan^2 27°}} =$$

1.12

$$\delta_2 = 48.35°$$

计算图 8.5 中的各部尺寸为：

$OD_2 = 9$ m；　　$OD_1 = 8.4$ m

$D_1D_2 = 10.62$ m；　　$OV' = 7.08$ m

$V'D_2 = 4.2$ m；　　$V'D_1 = 6.42$ m

$VV' = 4.95$ m；　　$OV = 8.64$ m

计算滑动棱形体的重力 W：

$W = 4\ 351$ kN

将滑动棱形体的重力 W 沿棱线方向进行分解，可求出下滑力 T 及正压力 N：

$$T = W\sin\delta' = 4\ 351\ \text{kN} \times \sin 35° = 2\ 496\ \text{kN}$$

$$N = W\cos\delta' = 4\ 351\ \text{kN} \times \cos 35° = 3\ 564\ \text{kN}$$

再将正压力 N 分解为正交于结构面①，②的 N_1，N_2：

$$N_1 = \frac{N\sin\delta'_2}{\sin(\delta'_1+\delta'_2)} = \frac{3\ 564 \times \sin 48.35°}{\sin(22.08°+48.35°)} = 2\ 826.36\ \text{kN}$$

$$N_2 = \frac{N\sin\delta'_1}{\sin(\delta'_1+\delta'_2)} = \frac{3\ 564 \times \sin 22.08°}{\sin(22.08°+48.35°)} = 1\ 421.85\ \text{kN}$$

边坡棱形体下滑力的最后值 E 为：

$$E = T - (N_1 + N_2)\tan\varphi r =$$

$$2\ 496\ \text{kN} - (2\ 826.36 + 1\ 421.85)\ \tan 14°\ \text{kN} =$$

$$1\ 437\ \text{kN}$$

下滑力 E 是平行于棱线的力，可分解为水平和竖向的分力，竖向分力由竖桩（立柱）承担，水平分力由锚杆承担。经计算，可在棱形体范围内配置 4 根直径为 130 mm 的锚杆，锚杆内放置 3 根直径为 25 mm 钢筋，便可保证该边坡的安全。其纵、横向梁系，可

按前面所述进行布置，如图 8.6 所示。

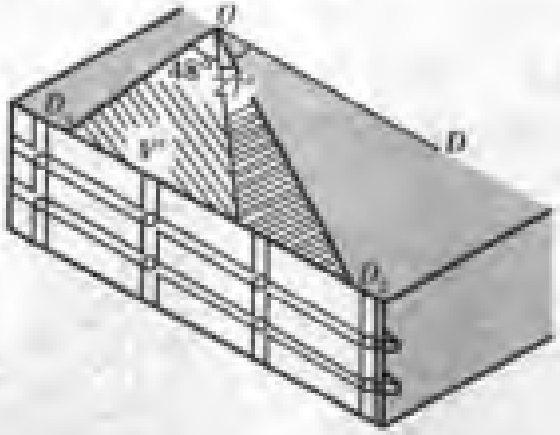


图 8.6 支挡实例

8.4 碎裂结构边坡的支护

碎裂结构边坡，岩体结构的完整性已遭受到严重的破坏，其性质已接近于散体，但其强度比散体高。碎裂结构岩体，多出现在多次经受大地构造运动比较古老的地层中。例如在重庆地区，多出现在奥陶系或更古老的地层中，奥陶系地层曾经历加里东、华力西、印支、燕山、喜马拉雅等大地构造运动，裂隙特别发育。而最新的岩层侏罗系地层，因只经受到一次喜马拉雅大地构造运动，裂隙不太发育，所以基本上没有碎裂结构边坡。

碎裂结构边坡的横推力，目前的测试资料较少，主要依据土压力理论进行计算。综合国内外的实测数据，碎裂结构边坡的横推力可按图 8.7 的横推力进行计算，横推力呈折线形分布，其最大横推力值为 $0.3\gamma h$，作用在离边坡顶部 $0.6h$ 高度处，坡顶及坡脚的横推力为 0。设计支护结构时，可按照这种横推力进行结构体系的布置与设计。在碎裂结构边坡上，比较理想的支挡结构是桩锚

结构体系，如图 8.8 所示。边坡的横推力由竖桩进行支挡，然后再由竖桩将横推力传递给锚杆，形成桩锚结构体系。在边坡尚未开挖之前，预先在设置支挡结构的位置上，采用钻孔灌注桩施工工艺先施工竖桩。然后随着边坡的开挖进程，分级施工锚杆。

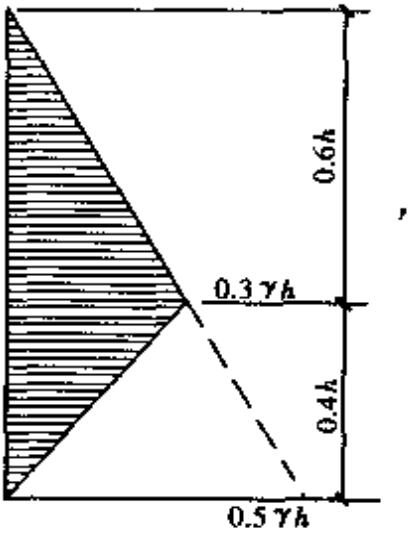


图 8.7 碎裂结构边坡的横推力

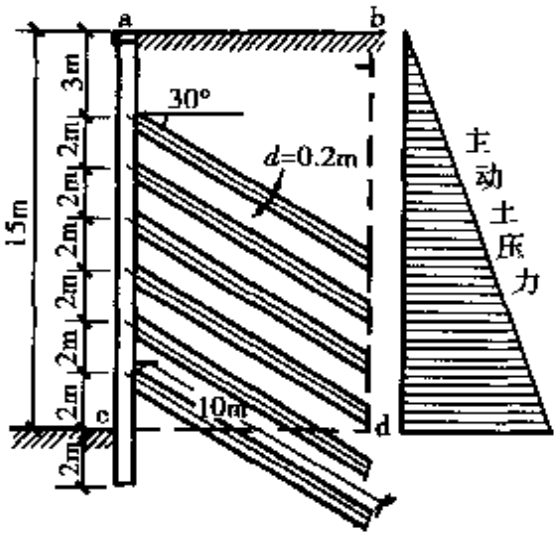


图 8.8 碎裂结构边坡支档

例如某一碎裂结构边坡，边坡岩体的重度为 24 kN/m^3，根据要求，边坡的开挖高度为 15 m。设计该边坡的支挡结构如下。

边坡上的横推力为：

$$e_{max} = 0.3\ \gamma h = 108\ \text{kN/m}^2$$

拟采用桩锚结构体系进行支挡，每榀桩锚结构的间距 s 采用 2.5 m，则每榀桩锚结构承受的总横推力 E 为：

$$E = e_{max} hs/2 = 108\ \text{kN/m}^2 \times 15\ \text{m} \times \frac{2.5}{2}\ \text{m} = 2\ 025\ \text{kN}$$

每榀桩锚结构设置 6 根直径为 200 mm 的锚杆，与水平面呈 30°钻进，则每根锚杆应提供的抗拔力 R_b 为：

$$R_b = \frac{E}{n\cos\alpha} = \frac{2\ 205\ \text{kN}}{6 \times \cos 30°} = 389.7\ \text{kN}$$

在碎裂结构岩体中的锚杆，与岩体的摩擦阻力 q_{sk} 为 100 ~ 200

kPa，这里按 100 kPa 考虑，则要求每根锚杆的锚固深度 l 为：

$$l=\frac{R_b}{0.7q_{sk}d\pi}=\frac{389.7\ \text{kN}}{0.7\times100\ \text{kPa}\times0.2\ \text{m}\times3.14}=8.86\ \text{m}$$

锚杆的实际设计钻进深度采用 10 m，配置 2 根直径为 28 mm 的Ⅱ级受拉钢筋。受拉钢筋应每间隔 1 500～2 000 mm 焊接在内接钢管上成束，内接钢管直径为 50 mm，每节长为 100 mm。

竖桩则按一端固定的连续梁进行计算，这里计算从略。竖桩直径采用800 mm，配置21 根直径为28 mm 的Ⅱ级钢筋，沿桩的周边配置，箍筋采用 ϕ10@200 mm 的螺旋箍。竖桩的顶部应设置一根压顶连系梁，并在锚杆与竖桩的交接点上，每间隔一个结点设置一根连系梁，以加强桩锚体系的总体刚度。竖桩间设置挡板，以防止竖桩间的碎块掉落。挡板中留有必需的泄水孔，使碎裂岩体中的地下水能顺利排除。

碎裂结构边坡进行支挡，还应验算其整体稳定性。验算时可将设置有锚杆的部分边坡岩体（如图 8.8 中的矩形 abcd），视作为重力式挡土结构，在后缘主动土压力作用下，验算其滑移、倾覆稳定性。

9

危岩治理

9.1 概 述

危岩是指在陡峭的岩石边坡上,存在的一些摇摇欲坠的岩块。在某些因素影响下,危岩将坠落下来形成崩塌。大量的危岩崩塌后,在坡脚形成崩塌堆积体,这种堆积体很容易形成滑坡,成为另一种地质灾害。危岩一旦崩塌,由于其势能较大,将有排山倒海之势,雷霆万钧之力,万劫不复。所以危岩必须及时进行治理,以确保人民生命财产的安全。

危岩主要出现在硬质岩岩层中，岩石的单轴受压强度越高，裂隙开展程度越严重，则越容易出现危岩。在地球内外营力的作用下，硬质岩的裂隙比较集中，容易产生宽而深的裂隙。岩体中有着多组裂隙存在时，便形成多种形态的危岩。而在软质岩中，如泥岩中则出现微细而分散的细微裂隙。由于软质岩存在着大量的网状裂隙，在风化营力作用下，极易风化剥落形成洼岩腔，使上覆岩体悬挑在陡崖之外，形成危岩。

为便于根据危岩的类型进行治理，可将危岩按其形态分为悬挑式危岩、墙柱状危岩、棱形体危岩3种：

(1)悬挑式危岩　硬质岩层下伏有较软弱岩体时，在风化营力作用下被风化剥蚀，上部硬质岩悬挑到陡崖的外面，形成危岩。

(2)墙柱状危岩　岩体受结构而的切割，陡崖边坡上的岩体被切割成墙体状或柱体状的危岩。

(3)棱形体危岩　由于结构面在边坡上的不利组合，将岩体切割成三棱体或多棱体危岩。这种危岩稳定性评价和防护措施，已在上一章讨论，这里不再赘述。

根据危岩的破坏过程，可分为表面剥落、坠石、崩塌、山崩等几种类型：

(1)表面剥落　又称为表而风化剥落，在陡崖边坡上，裸露的岩体在大气营力作用下，逐渐演变成碎屑物质面坠落。各种岩石裸露在大气中时，都有表而剥落现象发生，硬质岩的风化剥落速度相对缓慢，而软质岩的风化剥落速度相对较快。重庆市广泛分布的泥岩，风化剥落速度约为100～200 mm/a。由于表面剥落体均为碎屑物质，坠落时的破坏力较弱，对坡脚人民生命财产安全影响不大。但由于长期的风化剥落，将使边坡岩体形成巨大的洼崖腔，使上部硬质岩岩体形成危岩。边坡上裂隙比较发育的破碎岩体，如强风化的岩石，也是表而剥落的温床。

(2)坠石　在地球内外营力的作用下，特别是在风化营力作

用下，乃至在乔木树根的劈裂作用下，陡崖边上的孤石将向下坠落，形成灾害。从一般意义来说，坠石的体量较小，其破坏力也较小。但孤石从高处坠落时，由于其势能较大，故破坏力也不可低估。

(3)崩塌　崩塌是一种自然地质现象，也是一种地质过程，在未出现崩塌之前称之为危岩。在陡峭的岩石边坡上经常出现危岩，坠落时其势能较大，破坏力极强，速度极快，常猝不及防，行进中的汽车也无可幸免，崩塌体积较大时可摧毁整个村镇。如重庆市的洪崖洞危岩，1948 年崩塌方量约 2 000 m^3，毁坏房屋数十间，伤亡 300 多人；1985 年崩塌约 1 m^3 的危岩，砸烂房屋 4 间。所以崩塌是破坏力极强的一种地质灾害，必须进行认真治理。

(4)山崩　山崩是一种重大的地质灾害，发生山崩时，其能量极大，来势凶猛，破坏力特强，常使山体产生巨大的水平位移和倾覆，无法阻挡，是目前人类还无力抗拒的地质灾害。

表面剥落、坠石、崩塌是常见的地质灾害，在山区比比皆是。这些地质灾害的根本原因，是地壳运动的必然结果，但也不排除人为因素的影响。由于人们对大自然资源的掠夺性开发，将山岭植被砍伐殆尽，加速岩体的风化速度，风化裂隙开展迅速，使本来比较稳定的岩石边坡，变得山石嶙峋，危岩遍布，极易形成比较严峻的地质灾害。

9.2　危岩破坏机理初探

9.2.1　表面风化剥落

表面风化剥落主要发生在软质岩边坡上，虽然在硬质岩边坡

上也有发生，但其剥落速度比较缓慢，难以演变成大的地质灾害。

在软质岩的岩体中，由于受构造运动的影响，岩体内部发展了较密集的细微裂隙，称为网状裂隙。边坡上的岩体丧失了侧向约束，同时暴露在大气中，受气候条件如温度和湿度变化的影响，边坡表面的岩体形成一种比较疏松的碎屑物质，在自身重力作用下，逐渐剥落下坠。

9.2.2 坠石

发生坠石的岩体以硬质岩为主，在石灰岩等硬质岩的陡峭边坡上最容易出现坠石。坠石主要来源于以下4个方面：

①原存留在边坡某些部位的孤石，这些孤石早已跟母岩脱离，支承条件发生变化后，立即向下坠落。

②崩塌发生后的残留石块，当裂隙中水的作用，甚至植物根茎的劈裂作用，以及其他各种作用，裂隙尖端应力逐渐增大，裂隙进一步扩展时，岩块将发生坠落。

③岩石风化后的残留石块，如石灰岩中含锰的部分岩块，它抗风化力较强，其周边岩体被风化剥蚀后，这些岩块便悬挑出岩壁之外，当周围岩体被进一步风化剥蚀，悬挑岩块与母岩间的联系被削弱到一定程度，将发生坠落。

④当边坡上岩体的裂隙比较发育，特别是一些碎裂结构岩石边坡，其整体稳定可能较好，但经常发生个别岩块下坠，形成坠石。

坠石的体积一般都较小，有时是一些小石子坠落，最大也不过数立方米。

2001年5月1日在重庆市武隆县发生了山体滑塌事故。该处边坡的岩体裂隙比较发育，共发育有3组裂隙，裂隙间距为0.6 m，边坡的原始坡角为40°～50°，长期以来除有稀疏的坠石外，其整体稳定基本良好。后来出现不适宜的削坡，将边坡切削成70°～85°的陡峭边坡，导致1.6×10^4 m^3的岩体滑塌，酿成1幢9

层楼房倒塌，69 人死亡的重大事故。

9.2.3 崩塌

可能发生崩塌的危岩，主要在陡峭的岩质边坡上产生，也有可能在陡峻的裂隙性粘土层上出现。危岩在适当的条件下向下坠落，称为崩塌，崩塌是一种常见的地质灾害。



图 9.1 涪陵崩塌

危岩的存在是产生崩塌的先决条件。在地壳运动过程中，岩体将产生构造裂隙和卸荷裂隙，这些裂隙将岩体切割成相互独立的岩柱，形成危岩。危岩在适当的条件下，向下垮塌酿成灾害。图 9.1 为 2001 年 11 月 8 日重庆市涪陵区四环路发生崩塌的照片，当时该处边坡正在平行于岩层倾斜方向开挖，岩层为泥质粉砂岩，边坡剖面上的视倾角近于水平状。边坡开挖时，属于干旱季节，但不

时有毛毛细雨，计划开挖高度为 13 m，当 11 月 7 日边坡开挖高度达到 11 m 时，山坡顶部发现大量卸荷裂隙，其张开速度肉眼可见。8 日上午 8—10 时，出现快速崩塌，崩塌宽度达到 30 多米。对该崩塌，采用传统的岩石压力或地下水压力来解释，显然是不可信的，我们怀疑与当地的残余构造地应力有密切的关系。

对于新近开挖出来的岩石边坡，其边坡顶部边缘都将出现卸荷裂隙，如图 8.1 所示，将原有岩体切割形成相互联系较微弱的危岩，这种现象在平整建筑场地时，经常可见。当卸荷裂隙与原有构造裂隙达到不利组合时，将立即产生崩塌破坏。此外，在振动、地下水等外来因素影响下，将出现大规模的崩塌现象。

在一般条件下，由结构面切割形成的岩柱体，都有一定的横断面面积，能够承受较大的竖向荷载和一定的横向推力，倒塌的可能性较小。很多风景区存在有孤立的“摇摆石”，每当刮风时，左右摇摆，经历数十年没有倒塌的迹象。但位于陡崖边坡上的危岩，比这种孤立的“摇摆石”的情况要复杂得多，危岩与陡崖间的裂隙，是危岩发生崩塌的根本原因。在建筑场地上经常能见到边坡顶部的岩柱体出现倒塌现象。这种倒塌，有人归结于裂隙中水压力的作用，但我们曾对已倒塌的岩柱体进行过验算，水压力不足以将如此硕大岩柱体推倒。岩体中的裂隙，主要是开敞性的裂隙，没有积存地下水的条件，大气降水时，流进裂隙中的水，大多能立即得到排泄，不可能存在较大的水压力。我们通过现场仔细观察，其破坏的示意图如图9.2所示，倒塌的岩柱体的根部都具有一条由于岩体受剪而出现的剪切性裂隙，当仅作用有竖向荷载时，岩柱体一般是稳定的，但在水平力和竖向力共同作用下，剪切裂隙将发生剪切扩容现象(Dilatancy)，扩容应力将岩柱抵



图 9.2 崩塌体应力分布

升，岩柱体的重心将远离核心区，岩柱体基座外缘应力超过地基的承载力而倒塌破坏。

在自然界中，多数沉积岩都是硬质岩与软质岩相互成层。软质岩的抗风化能力较弱，常在边坡上形成注岩腔，使上部硬质岩形成悬挑式的危岩。这种危岩在水平推力和自身重力的共同作用下，将出现倒塌、基座承载力不足和错落等破坏形式，如图 9.3 所示。

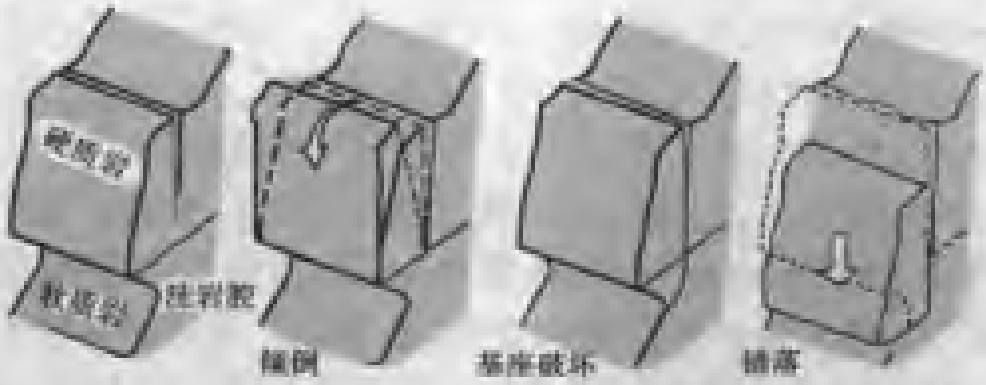


图 9.3 软硬岩层相互成层形成的注岩腔及其破坏

9.2.4 山崩

山崩是一种巨大的自然地质灾害，发生山崩时，可谓山崩地裂，偌大的岩体被拉裂，整座山体发生巨量位移，人力几乎不可抗拒。1856 年 6 月 10 日重庆市黔江区发生的山崩，山崩堆积成南北长 1 170 m，高 67.5 m 的堆积体，拦断老窖溪河，形成库容达 7 087 万 m^3、水面积为 2.87 km^2 的小南海水库，至今依然是重庆市黔江区的主要供水水源。轻微的山崩是山体变形，如图 9.4 所示，这种山体变形，与某些通称的表面变形体有着本质的不同。表

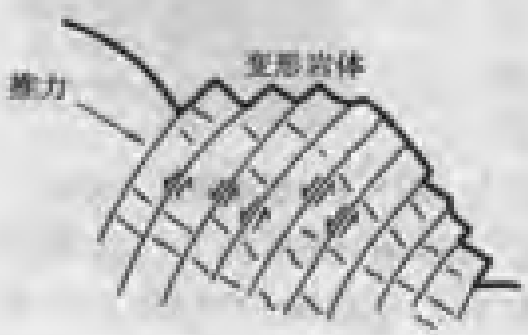


图 9.4 山体变形

面变形体，是指滑坡的初期阶段，只在地表出现位移变形，而没有形成真正的滑动面。重庆市万州区武陵镇有一处较典型的山体变形，可见到明显的岩层弯曲现象，山顶有多条发育良好的巨大裂缝，缝宽为1～2 m，蜿蜒近1 km。变形岩体的前缘，存在着较严重的崩塌现象，危及多户居民的生命财产安全。变形岩体前缘的危岩崩塌体，一般不宜采取清除措施，这些危岩一旦被清除，后缘变形岩体内失去支撑，便有发生山崩的危险。

重庆市是山崩灾害发生频率较高的地区之一，如1994年10月12日出现的秀山县甑子崖山崩，1999年7月15日发生的巫山县望霞乡山崩等。图9.5是重庆市巫山县望霞乡桐心村发生山崩时的照片，山崩体积约400万 m^3，危岩的高度达70多m。



图9.5 巫山崩塌

山崩的机理研究非常困难，目前还不能在试验室内进行模拟，在野外更无法进行现场测试，甚至山崩过程中拍摄的录像带尚属寥寥，所以对其发生发展的机理，带有较大的假定性。比较普遍的认识是，山崩的发生与地质构造运动后的残余地应力有关，在构造运动基本结束后，可能由于残余地应力的逐渐释放，使岩体中存在的软岩与硬岩交互成层间软、硬质的回弹及蠕变不均衡，当其达到某一极限状态时，山崩便会发生。地下无序开采矿藏，特别是遍布各地的小煤矿，基本上属于掠夺性的开采，不留矿柱，也从来不回填，冒顶现象经常发生，更促进了原始地应力的不平衡释放，也是诱发山崩的重要原因。

9.3 表面风化剥落和坠石的防治

表面风化剥落和坠石的预防与治理，应密切结合边坡绿化进行，做到治理一片绿化一片，只有在边坡完全绿化后，才能保证表面风化剥落的完全消除。

软质岩因为具有密集的网状微裂隙，受大气风化营力的影响，表面风化剥落比较严重。为了遏制表面风化剥落，最早的治理办法是采用胶凝物质覆盖。重庆市还存在着50多年前采用石灰煤渣胶泥覆面的泥岩边坡，虽然不时出现小块剥落现象，但至今基本完好，说明采用胶凝物质进行表面覆盖，是一种可行的措施。

为了使表面覆盖更经久耐用，后来又发展了喷锚覆盖法，即在需要防护的岩石边坡上，采用小型锚杆加挂网喷射混凝土进行边坡表面覆盖。小型锚杆有人称之为锚钉，是利用风钻或电钻钻孔，孔径一般为50～70 mm，孔深应伸入岩石破碎带2～3 m，插入一钢筋，用水泥砂浆灌注后形成锚杆。然后在边坡表面悬挂双向钢筋网，钢筋网通常采用ϕ(8～12)@(150～200)，当边坡高度小于8 m时，可采用单层网片，放置在喷射混凝土的外缘，与小型锚杆的主筋妥善连接。喷射混凝土的厚度，一般采用50～100 mm。喷锚覆盖法是一种既经济又一劳永逸的防护措施，但是经喷锚处理后的山坡，便变成了名副其实的光山秃岭，其后果是寸草不生，失去生态平衡，光辐射严重污染环境。为了改善生态环境，在喷锚覆盖法的基础上，发展了格构锚覆盖法。即在喷锚覆盖法中，采用格构小梁替代喷射混凝土层，如图9.6所示。小梁的截面一般采用100 mm×200 mm～200 mm×400 mm组成格构。当边坡比较平缓时，格构可采用图9.6(b)的棱形格构；当边坡坡度角大于30°

时，应采用图9.6(a)的格构形式，其中设置有竖向的格构梁，以便将荷载传递到坡脚的稳定地层中。小型锚杆便设置在格构梁的交叉点上，以固定住格构。格构间的空格即为绿化地。为了保证植物的生长，在格构的下面，应铺设可降解的纤维编织网，以防止水土流失。纤维编织网在编织时，可编入适量的植物种子，并浸透植物营养液，以利植物生长。

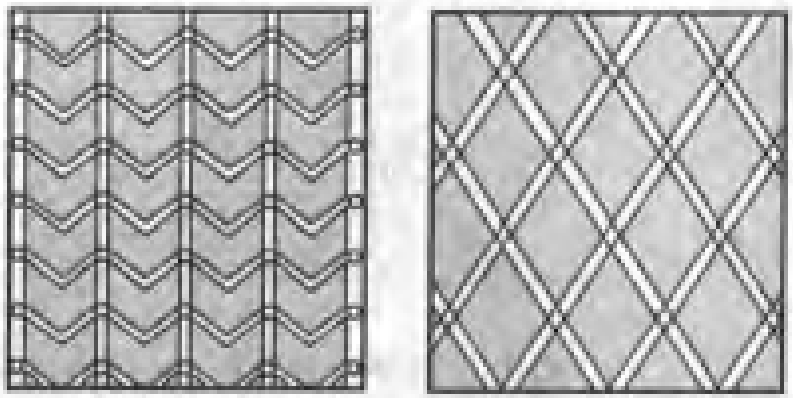


图9.6 格构锚支护

对于裂隙比较发育的岩体，特别是一些碎裂结构岩石边坡，采用格构锚进行加固治理也卓有成效(图9.7)。边坡表层岩石比较破碎时，应将锚杆嵌入比较完整的岩体中不少于2-3 m。当边坡岩体都比较破碎时，锚杆可设置在破碎的岩体中，但应采用圆弧滑动面法验算锚固体岩石的稳定性。

对于与母岩严重脱离的坠石防治，应以清除为主。清除危岩时，应采用人工打凿，不宜采取爆破方式。清除危岩时，危岩多处于悬崖的高处，坠落时的势能较大，应采取绝对安全的防护措施，以免危害人民生命财产安全。

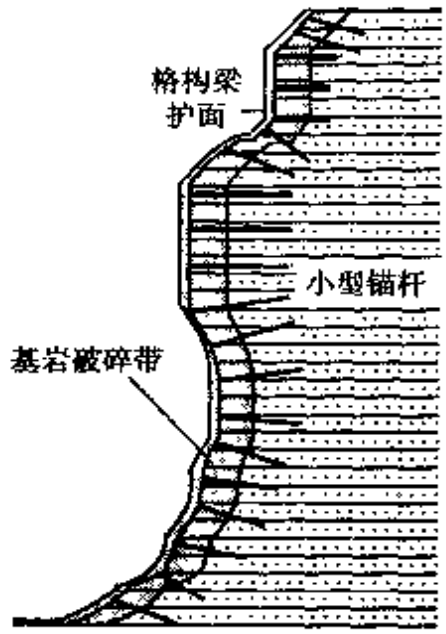


图 9.7 破碎岩体支护

9.4 危岩裂裂水压力的计算

危岩中的裂隙以及裂隙中的水压力，都是危岩稳定性的重要指标。只有调查清楚裂隙的分布和形态后，才能正确判断危岩的稳定性。调查危岩裂隙的任务是非常艰巨的工作，大多数危岩都出现在陡峻的峭壁上方，攀登非常困难，危险性较大，不便于调查检测工作，使危岩治理缺乏重要依据。裂隙水压力的计算，目前还缺乏成熟的计算式，有人建议按静水压力进行计算，即假定裂隙全部由静水充填。根据这一假定对危岩进行校核，则许多危岩都将发生崩塌，不复存在。

在现实生活中常可见到，危岩的垮塌基本上都发生在暴雨季节，说明裂隙水压力对危岩稳定性的影响较大。危岩裂隙基本上

都是敞开性裂隙，流入的雨水将从敞口流失，不可能积满裂隙，只能填充一部分，出现局部水压力。裂隙的尖端，其缝隙较细小，只能存在毛细水，毛细水是不可能产生静水压力的，所以裂隙中的水压力分布，只能如图 9.8 所示。当突降暴雨或短暂大量水流流进裂隙时，水分受裂隙两侧岩面摩阻力的影响，裂隙水只能滞留在裂隙的上部，如图 9.8(a)所示；当有地表水或地下水长期补给，或者长期降水时，裂隙水将积蓄于裂隙的底部，如图 9.8(b)所示。

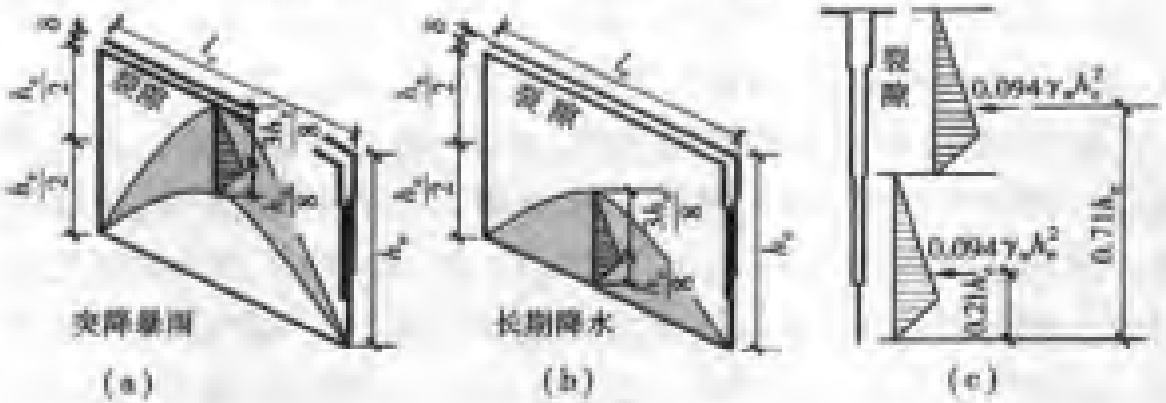


图 9.8 裂隙水压力计算草图

当计算危岩的倾覆稳定性时，取孔隙水压力作用于裂隙的上方；当验算危岩滑移稳定性时，取孔隙水压力作用于裂隙的下方。

计算裂隙水压力时，一般认为积水最大高度为 1/3～1/2 裂隙深度。在工程计算中，从安全的角度考虑，建议水压力分布高度为裂隙高度的 1/2，即采用图 9.8 所示的水压力图形。其裂隙水总压力 F_w 按下式计算：

$$F_w = 0.094\gamma_w h_c^2 \tag{9.1}$$

式中 γ_w——水的重度，取 10 kN/m³；

h_c——岩体裂隙的深度。

9.5 悬挑式危岩的防治

悬挑式危岩多出现在软硬岩层相间的岩层中，其上部多为强度较高的中、厚层硬质岩，而下部有一定厚度的软质岩时，最容易出现悬挑式危岩。在各种地质营力作用下，下部软质岩的风化速度远大于上部硬质岩，因此在软质岩部位形成洼崖腔。另外，人类的工程活动，或者水流冲刷等原因，也有可能形成洼崖腔。当上部硬质岩体积比较庞大时，硬质岩岩体将出现整体错落，称为错落体。前面已经阐明，岩石边坡顶部属拉应力区，边坡形成时就已经出现了卸荷裂隙，当下部软质岩出现洼崖腔后，裂隙将进一步扩展。在适当的条件下，边坡上的危岩将发生倾覆或错落破坏，也有可能出现基座的强度破坏。

9.5.1 危岩裂隙深度的估算

对于悬挑式危岩(图9.9)的治理，首先应查清危岩的节理裂隙形态，可采用超声波、地质雷达等探测。但是要求准确探测出裂隙的实际深度，还有一定的困难。在工程设计中，可认为危岩存在的条件下，应该还有一定的稳定系数，根据经验可假定悬挑式危岩的抗剪切安全分项系数为1.2，并根据岩石的抗剪断强度来验算裂隙的实际深度。在工程设计中，我们建议采用下式估算裂隙的可能深度：

$$h_c = h - \frac{40W}{f_r} \tag{9.2}$$

式中 h_c——裂隙的可能开展深度；

h——悬挑式危岩顶部到根部的高度；

W——悬挑式危岩单位宽度的重力；

f_r——岩石在天然湿度条件下的单轴受压强度。

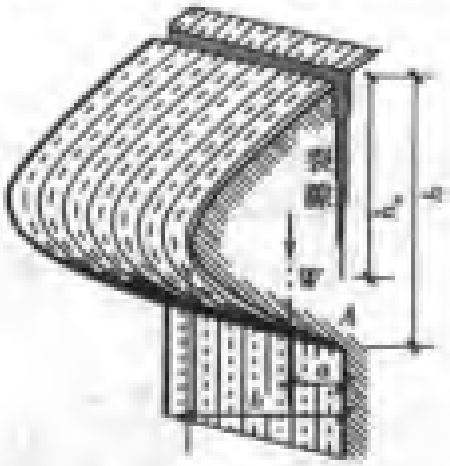


图 9.9 悬挑式危岩

9.5.2 悬挑式危岩的破坏模式

悬挑式危岩的破坏，如图 9.9 所示主要有 2 种可能：①绕 A 点转动倾覆破坏；②沿着裂隙面出现剪断破坏。

当悬挑危岩绕 A 点转动倾覆破坏时，其稳定安全分项系数 k_t 采用下式进行计算：

$$k_t = \frac{0.025 f_r (h - h_w)^2}{Wa + 0.71 F_w h_w} \tag{9.3}$$

式中 a——悬挑式危岩单位宽度的重力作用点到 A 点的水平距离。

当悬挑危岩出现剪断破坏时，其稳定安全分项系数 k_s 采用下式进行计算：

$$k_s = \frac{0.03 f_r (h - h_w)}{W} \tag{9.4}$$

上述 2 种安全分项系数 ≥ 1.5 时，认为是安全稳定的。当不能满足该要求时，应进行加固治理。

9.5.3 支撑加固悬挑式危岩

支撑加固方案是在洼崖腔内采用条石砌体或钢筋混凝土墙或柱进行支撑，如图9.10(a)所示，以承受危岩体的重力，从而减小危岩中的剪切力，使危岩得以稳定。同时可将洼崖腔密封，减缓洼崖腔的风化进程。采用支撑加固悬挑式危岩，必须是危岩的下方具有稳定良好的基座，且危岩与基座间的竖向距离不宜超过10 m。

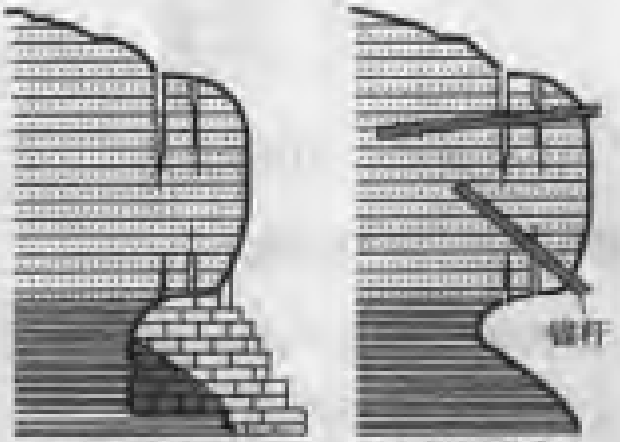


图9.10 危岩加固方案

计算支撑结构时，应考虑悬挑岩体的偏心距，还应考虑裂隙水的作用，按偏心受压构件进行计算，荷载分项系数取1.5。计算作用在支撑结构上的危岩重力时，可考虑裂隙端部完整岩体的抗剪断强度，即作用在支撑结构上的危岩重力 W_c 为：

$$W_c = W - 0.03 f_t (h - h_c) \tag{9.5}$$

支撑结构的地基，必须进行认真的验算，能够作为支撑结构地基，主要是软质岩平台，通常还存在一定的边坡，其承载力较低，稳定性较差，有可能出现承载力不足或稳定性破坏。当承载力不足或稳定安全系数不能满足要求时，可在地基表面设置锚杆防护。

9.5.4 锚杆加固悬挑式危岩

锚固方案是采用岩石锚杆技术,将危岩锚固在稳定的岩体中,如图9.10(b)所示。采用锚固方案时,至少应设置2排锚杆。上一排锚杆通常采用近于水平向设置,其作用是承受岩体顶部裂隙的拉应力,以及由于危岩坍塌时产生的倾覆力矩而出现的拉应力。所以上一排锚杆最好采用预应力型的锚杆或预应力锚索,在锚杆上施加预应力后,一方面抵消了岩体中的拉应力,另一方面可增加节理裂隙面上的正压力,增加其抗剪强度。下一排锚杆宜倾斜向上设置,主要承载危岩体的重力,即减少了危岩中的剪切力,消除了危岩坍塌的动力。

锚杆加固方案是一种比较经济可靠的方案,它由上、下两排锚杆以及部分稳定岩体,形成一种三角形的稳定结构体系,传力性能比较明确,计算方法简单,是目前治理危岩的主要手段。

在采用锚杆加固危岩的初期,曾有人试图仅利用水平向锚杆的抗剪切能力来加固危岩,结果以失败而告终。因为锚杆的主要受力特点是承受拉应力,锚杆的断面面积有限,能提供的抗剪切强度也是有限的,为承载巨大的剪切力,势必加大锚杆的设置密度,结果又使危岩的整体性遭到严重破坏,这种设计明显是片面的,不尽合理。

9.6 墙柱状危岩的防治

墙柱状危岩与悬挑式危岩有许多共同之处,在山体顶部厚层或巨厚层硬质岩下分布有一层较厚的软质岩时,最容易出现墙柱状危岩。顶部硬质岩在构造裂隙及卸荷裂隙共同切割下,形成墙

体状或柱体状，而未与母体部分全部脱离，主要是依靠下伏软质岩基座支持，及裂隙尖端的部分硬质岩的拉结而存在于山巅，成为岌岌可危的危岩。墙柱状危岩的体量较大，重心较高，发生崩塌时，破坏力很强，危害性较大，必须进行认真治理。如图9.5所示的巫山崩塌后残留的柱状危岩，危岩高度达数十米，高耸入云，对周围数百米范围内的建筑物、道路及其他设施，都造成严重的威胁。

目前对墙柱状危岩的破坏机制还研究得不够充分，尚不能预报发生崩塌的规模和时间。但大量的统计表明，墙柱状危岩崩塌在暴雨季节最为频繁，也有在干旱季节发生的可能。所以普遍认为顶部裂隙中的水压力将对危岩稳定性起着重要的作用，在水压力作用下，将出现倾倒、平推或折断破坏。当墙柱状危岩的体量较大时，可能由于基座承载力不足，或者下面洼崖腔崩塌而出现大量的垂直位移，称为错落。错落体将搁置在软质岩上，形成另一种形态的危岩，有的错落体的体量较大，有数百乃至数千立方米。错落体的基座遭到侵蚀破坏后，可能再次发生倒塌或错落。见图9.11。

墙柱状危岩的体量一般都较大，进行清除比较困难，安全性也不容易保证。再则当前方的危岩体被清除后，其后续岩体中的应力将得到释放，又将出现新的卸荷裂隙，形成新的危岩，酿成恶性循环。所以采用清除措施，对于墙柱状危岩不一定能取得较好的效果。治理墙柱状危岩通常采取锚固方案，将危岩锁定在稳定的母岩上，同时可防止母岩内的应力释放。

在进行墙柱状危岩加固设计时，除危岩本身的自重外，主要外荷载为裂隙水压力。裂隙水压力可按照9.4节危岩裂隙水压力的计算方法进行计算，其荷载分项系数宜取1.5。在进行锚杆设计时，应根据危岩可能出现的破坏模式，进行针对性的锚杆布置，一般在下列4部位设置锚杆，如图9.12所示：

(1)顶部锚杆　顶部锚杆的作用，主要是防止墙柱状危岩倾

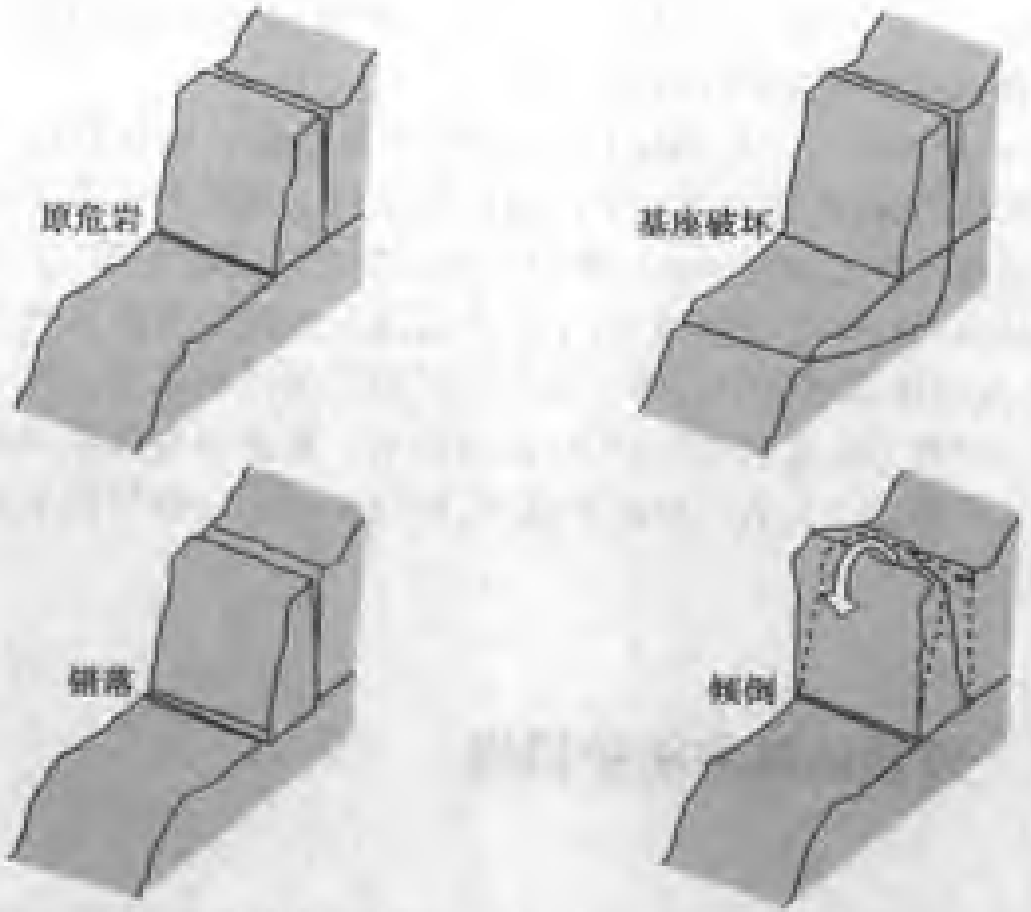


图 9.11 墙柱状危岩的破坏模式及支护

倒破坏。计算顶部锚杆时，其裂隙水压力按作用在裂隙上方考虑。

(2)下部锚杆 下部锚杆的作用，主要是防止墙柱状危岩平推破坏。计算下部锚杆时，其裂隙水压力按作用在裂隙下方考虑。

(3)中部锚杆 中部锚杆的作用，主要是防止墙柱状危岩折断破坏。只有当墙柱状危岩体高度大于 20 m 时才考虑设置

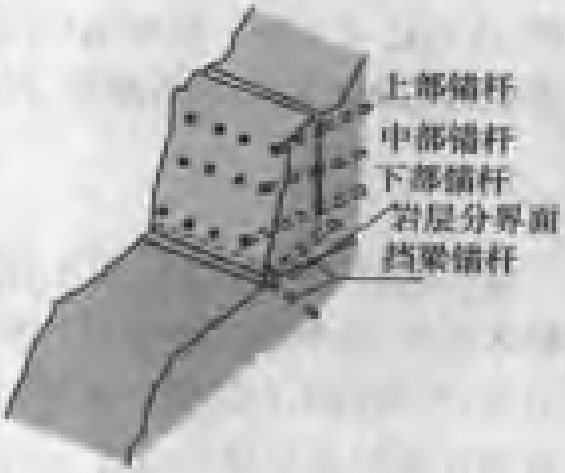


图 9.12 墙柱状危岩的支护

中部锚杆。中部锚杆可按构造设置，一般横向间距宜采用 2～4 m，竖向宜每间隔 5～6 m 设置一道。

(4)底部锚杆　底部锚杆的作用，主要是防止墙柱状危岩的基座破坏，同时还能起到与下部锚杆共同防止危岩平推破坏的作用。底部锚杆通常在危岩底部的软硬岩间的层面处布置，于硬质岩部分的锚杆向上倾斜布置，于软质岩部分的锚杆取向下倾斜布置，与危岩底部的稳定岩体一道形成较稳定的结构体系。在 2 排锚杆间设置一道高为 1.5～2.0 m 的挡梁。必要时应在危岩底部的软质岩岩面上设置一道防护锚杆，以防止基座软质岩的承载力破坏。

9.7　危岩的其他防护措施

采用锚杆对危岩进行支护，是一种积极有效的加固危岩措施。但是囿于目前对危岩的认识水平，许多不利因素尚未被人们完全认识，所以还应采取一些辅助性措施，以免出现危岩的垮塌事故。加固危岩的辅助性措施有灌浆、拦截、排水等。

9.7.1　灌浆

灌浆的目的是将裂隙封闭，阻止地面和地下水流入裂隙内，以减轻水压力，达到防治的效果。至于灌浆的胶结作用，对于硕大的危岩而言，是微不足道的。灌浆只能作为辅助性的加固措施，所以应在锚杆加固或支撑加固后，且应在锚固或支撑结构达到 75% 强度时，才能进行灌浆作业。

向危岩裂隙内灌浆，常采用水泥浆液，以自流灌浆为主。对微裂隙及封闭性裂隙灌浆时，其灌注压力也不宜大于 0.2 MPa。过

大的注浆压力,有可能使危岩崩溃。灌浆如遇大量的漏浆现象时,应采用快凝性的水泥浆液,其初凝时间宜控制在 5 ~ 10 min 之内。

9.7.2 拦截

由于目前的调查和勘察手段有限,再加上目前对危岩的破坏机制还认识不清,总有顾此失彼之虞,因此还不能对危岩进行彻底的加固。为预防万一,应在存在有危岩的坡脚,设置拦截工程,以阻挡危岩垮塌时的滚石,避免人员伤亡及毁坏建筑物。

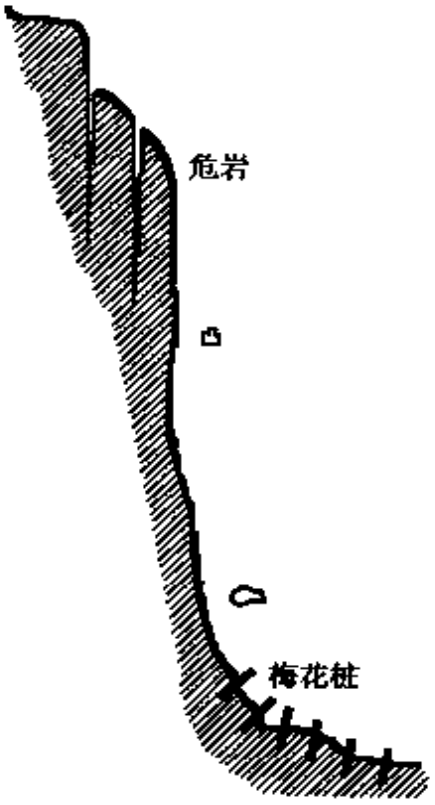


图 9.13 拦截梅花桩

阻挡滚石的最有效办法,是在落石的滚落范围内设置梅花桩(图 9.13)。梅花桩应设置 4 ~ 6 排,梅花桩主要起消能作用,使落石不致滚落到拦截范围之外。从而达到了减灾的目的。梅花桩桩径宜采用 1 ~ 3 m 的独立单桩,桩间距为 5 ~ 10 m,在平面上呈梅花形布置。桩顶冒出地面的高度应大于坠落危岩的弹跳高度,通常可取 3 ~ 5 m,埋藏在地面以下的深度不少于 3 m。桩身采用强度等级为 C30 的混凝土进行浇注,钢筋沿周边配置,其配筋率不宜少于 0.1%。

在坡脚设置钢筋混凝土防护栅栏,以拦截滚石,同时又不阻碍水流畅通,也是一种常用的拦截设施。防护栅栏经常与梅花桩配合使用,即在坡脚滚石范围内设置梅花桩群,而在建筑物附近设置防护栅栏,可确保建筑物的安全。

当坡顶危岩只有小块坠落时,可在陡崖的坡腰及坡脚设置拦

截网。当可能坠落的危岩与坡脚的距离较大时，拦截网可多层设置，以缓解危岩下坠的势能。拦截网是一种钢板网，经使用一段时间后将发生锈蚀，需要定时更换，是拦截网的主要缺点。

此外在铁路和公路上，还有如挡石坝、御塌棚、明硐等设施，也可对危岩坠落起到良好的拦截作用。

9.7.3 排水

对于危岩加固中的排水措施，主要是阻挡地面水流入岩体裂隙中，所以应在陡崖的顶部，特别是基岩破碎带范围内，应加强排水工程，让水流绕开危岩排泄。排水沟应顺着山势敷设，因势利导。对于危岩上的泉水，应设置落水井，不能让其向危岩的裂隙中倾泻。

参考文献

1 黄求顺. 软弱岩石边坡的破坏·滑坡文集(兰州滑坡会议论文选集). 北京:中国铁道出版社,1998

2 黄求顺,胡岱文,黄漫. 桩锚支挡结构体系. 中国建筑学会地基基础分会2000年学术年会论文集. 武汉:武汉理工大学出版社,2001

3 张四平. 带悬臂桩—锚桩抗滑体系的试验及计算机仿真分析. 重庆:重庆建筑大学学报. 1998年第2期

4 胡厚田. 崩塌与落石. 北京:中国铁道出版社,1989

5 山田刚二,渡正亮等. 滑坡和斜坡崩塌及防治翻译组. 滑坡和斜坡崩塌及防治. 北京:科学出版社,1980

6 黄求顺等. 重庆市地方标准《重庆市建筑地基基础设计规范》(DB 50/51—1997),1998

7 黄家愉等. 重庆市地方标准《工程地质勘察规范》(DB 50/5005—1998),1998

8 中华人民共和国国家标准《岩土工程勘察规范》(GB 50021—94),中国建筑工业出版社,1995
9 (英)E Hoek 等. 岩石边坡工程. 北京:冶金工业出版社,1983
10 代军,胡岱文. 桩锚支挡结构体系挡板土压力. 重庆:重庆建筑大学学报,2001 第4期
11 黄求顺,桂文明. 鸡扒子滑坡滑动原因分析. 滑坡文集(兰州滑坡会议论文选集). 北京:中国铁道出版社,1988
12 中国科学研究院武汉岩体土力学研究所. 岩质边坡稳定性的试验研究与计算方法. 北京:科学出版社,1981
13 孙玉科等. 边坡岩体稳定性分析. 北京:科学出版社,1988
14 山田邦光. 最新の斜面安定工法——设计、施工. 理工图书株式会社,1957
15 尉希成. 支挡结构设计手册. 北京:中国建筑工业出版社,1995
16 崔政权,李宁. 边坡工程——理论与实践最新进展. 北京:中国水利水电出版社,1999
17 李功伯,谢建清. 滑坡稳定性分析与工程治理. 北京:地震出版社,1997
18 黄求顺,杨世忠等. 地基基础. 贵阳:贵州科技出版社,1990
19 黄求顺等. 土力学及基础工程. 北京:中国建筑工业出版社,1997
20 周维垣. 高等岩石力学. 北京:中国水利水电出版社,1990
21 中国科学院成都地理研究所. 滑坡分析与防治. 北京:科学技术文献出版社,1983
22 中国建筑学会地基基础专业委员会,重庆市土木建筑学会地基基础专业委员会. 全国山区地基础学术会议论文集. 重庆:重庆大学出版社,1997
23 中国岩土锚固工程协会主编. 岩土工程中的锚固技术. 北

京:地震出版社,1992
24 Qiushun Huang, Failure of Weak Rock Slopes. Proceedings of the International Symposium on Weak. TOKYO, 21—24 September, 1981
25 黄求顺. 山区灌注桩的单桩承载力试验与研究. 重庆建筑工程学院学报. 1981 年第 2 期
26 黄求顺. 岩石地基承载力. 工程地质科学新进展(祝贺张咸恭教授七十寿辰论文集). 成都:成都科技大学出版社,1989
27 黄求顺. 嵌岩桩承载力的试验研究. 桩基专辑(中国建筑学会地基基础学术委员会论文集). 太原:山西高校联合出版社,1992
28 胡岱文. 嵌岩锚桩抗拔承载力的探讨. 成都:四川建筑,1991 年第 3 期
29 胡岱文. 陡崖边坡上建高层建筑物地基的稳定性处理措施. 成都:四川建筑,1994 年第 1 期
30 张四平. 嵌岩桩的传荷性能及破坏机理. 重庆:重庆建筑大学学报,1992 年第 2 期
31 黄求顺,张四平,胡岱文. 重庆市建筑地基基础设计规范讲座(一). 成都:四川建筑,1995 年第 3 期
32 黄求顺,张四平,胡岱文. 重庆市建筑地基基础设计规范讲座(二)成都:四川建筑,1995 年第 4 期
33 黄求顺,张四平,胡岱文. 重庆市建筑地基基础设计规范讲座(三). 成都:四川建筑,1996 年第 1 期
34 黄求顺,张四平,胡岱文. 重庆市建筑地基基础设计规范讲座(四). 成都:四川建筑,1996 年第 3 期
35 胡岱文,黄求顺. 岩石地基承载力的确定. 重庆:重庆建筑大学学报,1995 年第 4 期
36 张四平. 高崖边坡上高重心构筑物地基事故的原因及防治. 重庆:重庆建筑大学学报,1992 年第 2 期