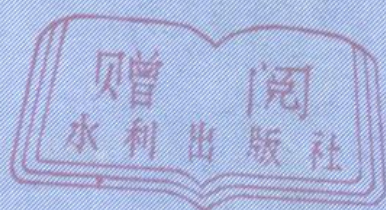


建筑物的抗滑稳定和 滑坡分析

潘家铮



水利出版社



内 容 提 要

本书系统地介绍了水工建筑物和其它一些建筑物的抗滑稳定的各种计算方法,并对各种滑坡情况进行了较详尽的分析,内容包括:瑞典条分法、改进的条分法、平面滑坡、空间滑坡、滑坡体滑速估算、滑坡涌浪估算、滑坡整治和抗滑桩的设计、重力坝深层抗滑稳定、拱坝坝头稳定分析等。书中附有很多计算实例,以便读者具体掌握和应用。

读者对象为:水利水电、交通、铁道、建筑等部门的设计、施工和科研人员。同时,亦可供有关的大专院校师生参考。

建筑物的抗滑稳定和滑坡分析

潘 家 铮

*

水利出版社出版

(北京德胜门外六铺炕)

新华书店北京发行所发行·各地新华书店经售

水利电力印刷厂印刷

*

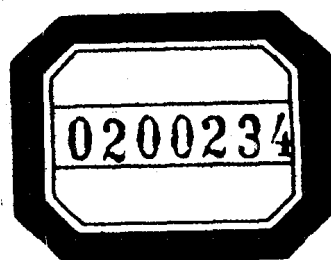
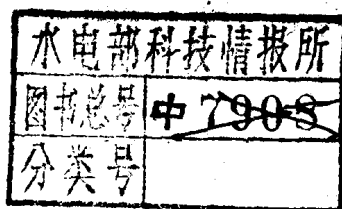
787×1092毫米 16开本 15印张 343千字

1980年6月第一版 1980年6月北京第一次印刷

印数 0001—9820册 每册 1.60元

书号 15047·4020

020



目 次



005795 水利部信息所

第一章 概述	1
1-1 问题的性质	1
1-2 材料的抗剪强度和剪切变形特性	2
1-3 建筑物或边坡稳定问题的精确分析和安全系数	6
1-4 建筑物或边坡稳定问题的近似分析——极限平衡法	7
第二章 瑞典条分法	9
2-1 瑞典条分法的基本概念	9
2-2 瑞典条分法的一般公式	11
2-3 孔隙压力问题	12
2-4 瑞典条分法的电算分析	15
2-5 最危险圆心的位置	20
第三章 改进的条分法	23
3-1 瑞典条分法的问题及其改进方向	23
3-2 不考虑分条间剪力的分析法——毕晓普法	25
3-3 考虑分条间剪力作用的分析	29
3-4 假定分条间推力方向的分析法——传递系数法	30
3-5 假定分条间达到极限平衡的分析法——分块极限平衡法	33
3-6 假定分条间推力作用点位置的分析法——詹布法	35
3-7 假定分条间剪力分布方式的分析法	38
3-8 算例	41
3-9 条分法的其它应用和讨论	55
第四章 平面滑坡	59
4-1 基岩边坡变形的类型	59
4-2 由一个滑面构成的滑坡体	60
4-3 由两个滑面构成的滑坡体——滑坡体为刚体	63
4-4 由两个滑面构成的滑坡体——滑坡体中有软弱面	65
4-5 其它计算方法的介绍和评述	67
4-6 由多个滑面构成的滑坡体	76
第五章 空间滑坡（一）	84
5-1 总述	84
5-2 由两个滑面构成的空间滑坡体	87
5-3 分析成果可靠性的讨论和滑坡分析中的两条基本原理	93
5-4 空间滑坡问题的合理解答	96
5-5 其它滑动方式	100

第六章 空间滑坡(二)	104
6-1 由三个滑面组成的空间滑坡体——滑坡体为刚体	104
6-2 由三个滑面构成的空间滑坡体——滑坡体非刚体	106
6-3 由三个滑面构成的空间滑坡体——不沿棱线滑动	111
6-4 由三个滑面构成的空间滑坡体——两条棱线	111
6-5 由三个滑面组成的空间滑坡体——两条棱线, 错动滑动	113
第七章 滑坡体滑速估算	120
7-1 总述	120
7-2 刚体的平面滑动	121
7-3 沿光滑缓变曲面的滑动	122
7-4 算例	126
7-5 几个问题的讨论	129
第八章 滑坡涌浪估算	133
8-1 单向水流中的滑坡涌浪分析	133
8-2 实际水库涌浪高程的近似估算	140
8-3 实例	147
8-4 滑坡涌浪试验	151
第九章 滑坡整治和抗滑桩设计	155
9-1 防治滑坡的措施	155
9-2 抗滑桩的基本设计原理	157
9-3 荷载的分布和抗力规律	162
9-4 抗滑桩的结构计算	164
9-5 抗滑桩的设计和计算步骤	173
9-6 抗滑桩间距的上限	184
第十章 重力坝的深层抗滑稳定	188
10-1 坝趾有抗力体的重力坝	188
10-2 重力坝的深层稳定核算	195
10-3 重力坝深层抗滑稳定的空间分析	201
10-4 有限单元分析和模型试验	204
10-5 提高重力坝抗滑稳定性的措施	211
第十一章 拱坝坝头稳定分析	214
11-1 拱坝稳定分析的原理	214
11-2 简单情况下的稳定分析	218
11-3 较复杂情况下的稳定分析	226
11-4 平面稳定分析	231
11-5 考虑内力重分布的稳定分析	237

第一章 概 述

1-1 问题的性质

在水工建筑物或其它建筑物的设计中，我们经常遇到以下一类问题：

土坝、堆石坝、堤防等建筑物的稳定；

地基的承载力和基础的稳定；

主动、被动土压力的确定；

滑坡体的稳定和处理；

重力坝沿地基内部软弱面的滑动稳定；

拱坝坝头的山体稳定；等等。

从理论的角度看，这些都是属于同一类型的课题，即建筑物本身、或建筑物连同一部分地基、或自然的山体沿着某个破裂面失去稳定的问题。这一类问题关系到整个建筑物或工程的安全，极为重要，但似尚少专门书籍加以综合论述。本书拟对这个专题作一初步探索，并归纳提供一些实用的分析方法。

任何材料当其应力或应变达到一定的状态时，就将产生屈伏或破坏。土石坝、地基、天然山坡等都由粘土、沙、卵砾石、破碎的岩石或夹有软弱层的岩石组成。这类材料的抗压强度较高，而抗拉和抗剪的强度很低，它们的屈伏或破坏的规律，至今尚未彻底弄清楚。近似地讲，这类材料的破坏总是从局部拉裂或滑移开始，然后逐渐扩大直至整体破坏。但拉裂和滑移两种影响又有区别。土石材料的抗拉强度很低，甚至接近为 0，所以在荷载作用下，物体内仅容许有极小的拉应力存在。当产生较大的拉应力时，材料即产生开裂，而这类颗粒状物体又容易重新排列，来适应新的情况。所以局部地区出现拉应力（或出现过大的拉应力），往往不会导致整体破坏，其后果只是发生一些裂缝，引起应力的重分布。应力重分布后拉应力自然消失，物体重又处于“无拉状态”，达到新的平衡和稳定。只要最终能达到这种稳定的无拉状态，建筑物和地基就不会破坏。在抗剪问题上性质就有些不同。局部地区的剪应力或剪应变达到极限值后，材料产生剪切屈伏，沿剪切面会发生较大的滑移，但抗剪强度并不完全丧失（可能有所降低）。局部的剪切屈伏也会产生应力重分布，使其它部位的剪应力增大，也进入屈伏状态。如果外荷载不断增加或材料的抗剪强度不断降低，则进入剪切屈伏的部位也不断扩展，直到这些部位发展成为一条连贯的屈伏面，建筑物或地基（边坡）的一部分就会沿这个连贯的屈伏面滑动失稳，从量变转化为质变，引起整体性破坏。所以，这一类问题多数归结为沿某一破坏面的剪切破坏问题，而拉裂破坏常不起作用或仅起次要的作用。本书以后各章所重点讨论的都是这类剪切破坏失稳问题。

1-2 材料的抗剪强度和剪切变形特性

根据所述, 既然多数失稳问题都属于剪切破坏性质, 我们就要研究材料的抗剪强度和剪切变形特性。不论是土石材料或天然基岩, 上述特性都十分复杂, 对它们的研究和试验是土力学和岩石力学中的重要内容, 国内外已有大量研究成果和文献可供参阅, 远非本书范围能及。但为了便于在以后各章中应用, 本节内分别就土石材料和天然基岩两种类型稍加介绍。

一、粘土和砂砾石

粘土和砂砾石是一种由不同颗粒组成的材料, 同钢铁或混凝土等连续体相比, 有完全不同的性质。一般讲, 不能简单地套用弹性理论来描述它们的特性。但由于目前还缺少适用而方便的数学模型, 我们仍常常借用连续体的弹性方程来研究它, 只是做些必要的修改或补充。

如果将这种材料制成试件, 例如直剪试件或三轴试件, 然后进行剪切试验。以直剪试验为例, 我们先在试件上施加一定的法向压力 σ (相应地将产生周围压力), 再陆续施加剪应力 τ , 观测相应的剪切位移 δ 。将 τ 与 δ 绘成曲线 (图 1-1), 可供我们研究这种材料的特性。分析 τ - δ 曲线, 大致可以看出以下一些特性:

1. 当 δ 很小时, τ 与 δ 近似成线性关系。如果将 δ 换化为剪切应变 γ (或在三轴试验中测定 τ - γ 关系), 则 τ - γ 曲线上的斜率就是这种材料在弹性工作阶段时的剪切模量 G :

$$\tau = G\gamma \quad (1-1)$$

2. 当 δ 稍大后, τ 与 δ 的关系线渐渐偏离直线, 即有塑性变形出现, 曲线开始偏离直线的点, 就是比例极限。

3. 当 δ 达到某一临界值时, 多数材料的 τ - δ 曲线有一较为明显的转折。在此以后, 塑性变形将大增。这一点称为屈服点, 相应的剪应力为其屈服时的抗剪强度 τ_f 。但也有一些材料并无明确的屈服点。

4. 当 δ 再次增大时, 曲线的发展有几种可能性。一种是, 超过屈服点后, 剪应力有所跌落, 降为某一定值 τ_r , 而且以后维持此值直到 δ 达破裂限 δ_b 为止。 τ_r 常称为残余强度。具有这种性质的材料称为残余强度型材料。有的材料在屈服后, 剪应力并不急剧降落到 τ_r , 而是逐步下降, 则称为应变软化。第二种情况是超过屈服点后, τ 不再增长, 维持为 τ_f , δ 则可继续增长, 直到破裂为止。这种材料的性质有点象理想弹塑性体。第三种情况是超过屈服点后, τ 尚可随 δ 的增长而略有增加, 直到达破裂限为止。这种性质称为应变硬化。其最终的抗剪强度 τ_u 将略大于 τ_f 。

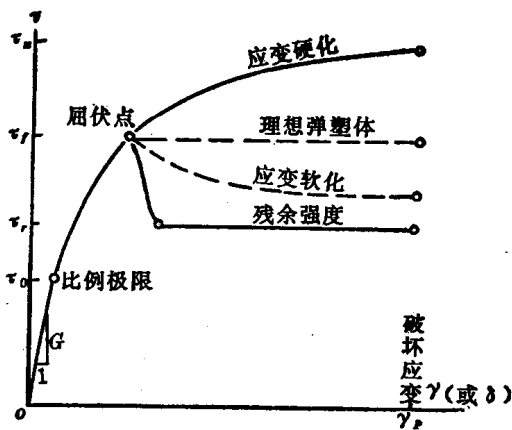


图 1-1

以上所述，只是指在试验中逐步增加剪力直到破坏的情况。如果在试验过程中有卸荷的情况，则对于多数材料而言，都不沿原曲线退回，而另取一途径，即产生了永久变形（图1-2）。再次增荷时，试验点大致复沿卸荷途径上升，直到与原曲线相合，然后再循该曲线变化。总之，在卸荷——再增荷过程中，材料的表现比较接近弹性，即该线接近于一条斜线，其斜率就是卸荷——再增荷过程中的模量。但由于多少仍有塑性变形存在，这一过程多少呈环形线形状，不过环的开口不大，可以用一斜线代替之。

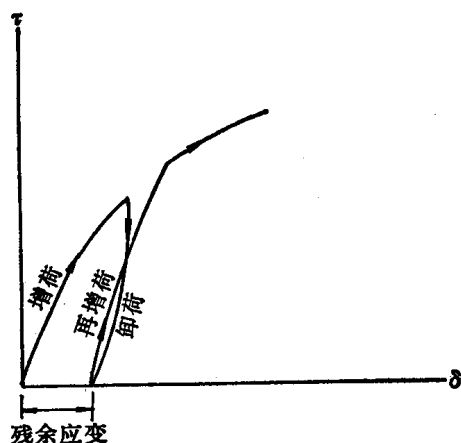


图 1-2

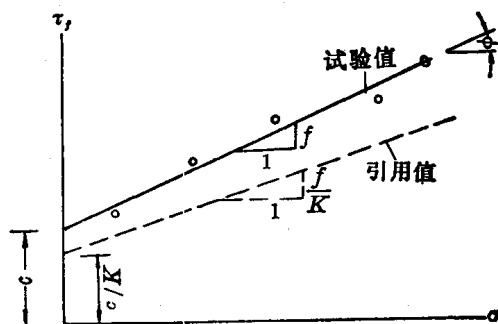


图 1-3

这样，当我们在试件上作用不变的法向力 σ ，改变剪应力 τ 直至破裂，可以得出在该法向应力下的抗剪强度 τ_f （或 τ_r 、 τ_u 等）值。如果改变法向压力 σ ，对每一个 σ 值都进行上述试验，则可以得出一组试验成果。抗剪强度 τ_f 将随 σ 而变，将 τ_f 与 σ 点绘成关系线，约如图1-3所示。 τ_f 随 σ 之增加而加大，近似地呈线性变化。如果用一条直线表示，则可写为：

$$\tau_f = c + f\sigma = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (1-2)$$

c 是直线的截距， ϕ 是直线的倾角， f 是直线的斜率。上述关系称为库伦定律。 c 一般称为材料的凝聚力或粘结力， f 和 ϕ 各称为其摩擦系数和摩擦角。 c 、 f 和 ϕ 都是材料本身的常数。有关 c 、 f 的测定方法，现已有很多文献和规程可供参考。

如果取残余强度 τ_r 与 σ 绘成关系线，也可以求出类似于式（1-2）的关系。此时， c 值常接近于0， f 值也比 τ_f 的相应值为低。

土料的变形特性除上面所介绍的以外，还有一种随时间变化的性质，即在固定的应力状态下，材料的变形随时间而增长。出现这种现象的原因，有两个因素：一是由于土体内的孔隙水在压力作用下不断挤出，即孔隙压力不断消减引起；另一个是土骨架本身的流变性能。对于前者，我们常另行分析孔隙压力的消减过程，而将式（1-2）写为：

$$\tau_f = c + f(\sigma - u) \quad (1-3)$$

u 为当时的孔隙压力， $\sigma - u$ 为接触压力或称为有效压力。采用上式计算时， c 及 f 值应通过排水慢剪方式测定。对于孔隙很大的砂砾石材料来讲，孔隙压力和骨架徐变的影响就都很小。

二、基岩中的软弱夹层

岩石是一种十分复杂的天然材料。新鲜完整的基岩不仅具有极高的抗压强度（例如可达到1000~2000公斤/厘米²），也有相当高的抗剪断强度和一定的抗拉强度，这和粘土或砂砾石是完全不同的，因此在新鲜完整的基岩中发生剪切破坏是很少可能的。但是，天然基岩中必然存在大量的缺陷。除表层的风化带或深层的风化囊部位，岩石可能已风化破碎成类似砂砾石一样的松散体外，更主要的是在基岩内部往往有很多软弱面存在，这种软弱面将基岩切割成大小不等的块体，沿软弱面上的抗剪强度便远低于新鲜基岩的相应值，剪切破坏也总是沿这种软弱面或其组合面产生。所以，我们所谓研究基岩的抗剪特性，实际上主要是研究这种软弱面上的抗剪特性。

软弱面的种类很多，包括在基岩生成过程中出现的节理、层理、劈理、软弱夹层等，以及受构造作用而产生的断层、裂隙、挤压破碎带、剪切破碎带等等。有的软弱面延伸不广，厚度不大（甚至只为一闭合的裂隙），产状不稳定，也有的可能延伸很广，产状稳定，厚度很大，夹有极易滑动的粘泥，这些都需要通过地质勘测予以查明。

软弱面上的抗剪性能，一般只能在现场进行大尺寸的试验才能确定。这种试验非常昂贵和费时，而且需要谨慎从事。在进行野外大型试验有困难或数据不足时，我们只能参考一些类似工程的经验以及取软弱带上的材料进行室内试验，然后综合研究选定设计数据。

图1-4为在探洞内测试基岩软弱夹层抗剪性能的装置示意。

野外试验常为“直剪”试验性质。对于每一试件常先进行抗剪断试验，在完全剪断

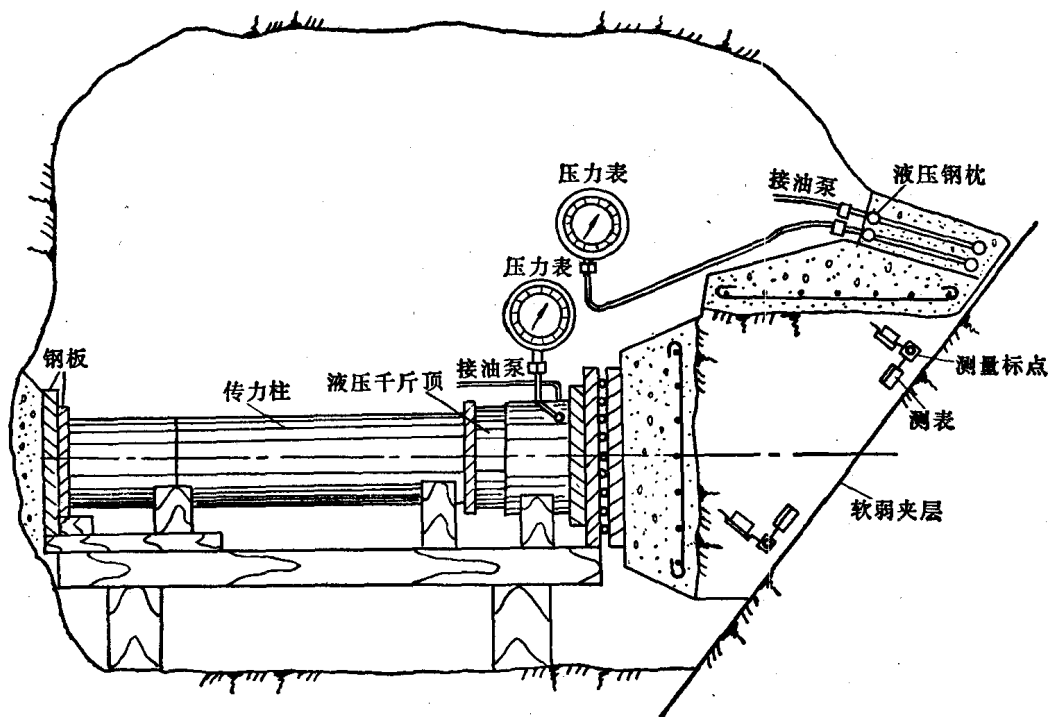


图 1-4

后, 再进行重复剪试验, 后者也称为摩擦试验。在摩擦试验中, c 值是很小的, 甚至接近于零, 而 f 值一般也比抗剪断试验中的相应值为小。当软弱面愈密合, 胶结得愈好时, 两种试验成果相差愈大; 反之, 对于夹有连续的较厚泥层的软弱面, 两者就无所区别。试验中要埋设必要的测表, 测读法向和切向变位。测点一般靠近剪切面布置。

我们若将试验中测到的切向变位 δ 与相应的剪应力 τ 绘成关系线, 则也可得到象图1-1中所示的曲线。应注意这里所测到的 δ , 实际上包括软弱面以下的基岩的切向变位和软弱面本身的错动两部分。

图1-5(a)中表示一条 $\tau \sim \delta$ 曲线。这条曲线一般具有以下一些特征,

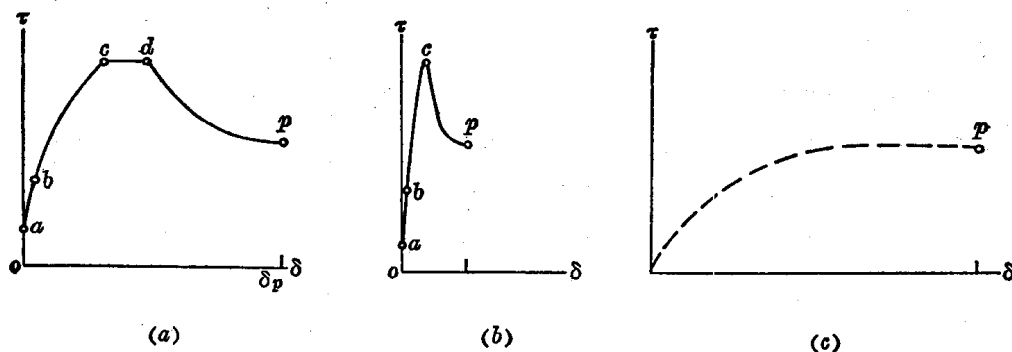


图 1-5

1. 在小的剪切荷载下, 水平变位 δ 极小, 甚至测量不出, 如图中 oa 段。荷载渐大时, δ 呈线性增加到 b 点止。这一点可称为比例极限。
2. 超过比例极限后 δ 的增加率加大。这时, δ 的组成中软弱夹层上的错动已占较多比重。到了 c 点, 剪应力达极大值 (抗剪强度)。点 c 可称为屈伏点。
3. 从 c 到 d 是一平段, 即剪应力不增加而夹层内的错动持续增长。过 d 点后, 剪应力降落, 已进入破坏阶段。最后降到 τ_r , 并在 δ 达 δ_p 时试块全部剪断。

对于不同的软弱面情况, 上述曲线有不同的表现特征。例如, 当软弱面两侧均为较坚硬的基岩, 啮合较紧密时, 则 bc 、 cd 段可能很短, 材料呈脆性断裂状, 相应于 b 及 c 点的 δ 值也非常微小 (例如 δ_b 仅为零点零几毫米, δ_c 仅零点几毫米), 而当软弱带较厚, 岩层性软, 或夹有较厚夹泥时, 就没有屈伏点和残余强度, 而呈塑性破坏, 相应的 δ 值可达到数厘米, 参见图1-5中的 (b) 和 (c)。

我们在软弱面上布置若干个试点, 各施加不同的正压力并进行上述试验, 就可以得到一组 τ_c 或 τ_r 值, 将它们依 σ 绘成关系线, 可以决定软弱面上的 c 、 f 或 ϕ 值。至于在设计中究竟应取用那一组 c 、 f 值, 还是一个未解决的问题。如果软弱面很广, 其上并不均匀, 例如局部地区有夹泥, 为闭合裂隙, 甚至局部地区为新鲜基岩时, 则选取综合指标时尤宜慎重。一般讲来, 不宜简单地将不同岩性段的极限强度 τ_c 作加权平均。

软弱夹层在长期荷载作用下, 也有明显的流变性质。目前对这方面的资料和研究分析成果尚较少。

1-3 建筑物或边坡稳定问题的精确分析和安全系数

根据上面的介绍,我们要对水工建筑物或边坡稳定问题进行精确分析,首先要对材料性能进行透彻的研究试验,查清它的各种应力-应变关系以及它的屈伏、破坏条件。假定这些问题都已查清,那么从理论上讲,边坡在指定荷载下的稳定问题是可以精确解决的。其步骤大致如下。

1.进行建筑物(包括地基)或边坡在指定荷载下的应力、变形的精确分析。分析过程中,要采用合适的数学模型来反映材料的特性,务使这种数学模型能够如实表达出材料的主要性能,例如应力-应变间的非线性性质、卸荷增荷性质、屈伏破坏性质等等。分析工作当然要应用电子计算机和非线性有限单元法进行。

2.这种精确合理的数学分析将给出各点应力、变形值。例如,就抗剪问题讲,通过分析我们得到了每一点上的 τ ,并可求得每一点上的抗剪强度 $\tau_f = c + f\sigma$,从而可以算出每一点上的局部安全系数($K = \tau_f / \tau$)。如果每一点上的 K 均大于1,整个计算体系在抗剪上当然是安全的。如果有个别点已达屈伏,则由于在计算程序中已反映了材料特性,这些部位的 τ 将自动等于 τ_f ,表明这些部位已进入屈伏(甚至破坏)状态。只要这些屈伏区是孤立的、小范围的,而没有形成连贯的破坏面,那么,在指定荷载下该体系仍是稳定的。进入屈伏状态的部位大小,也可以给出一个安全度的概念。反之,如果屈伏的部位已经连成一个连贯性的破坏面,甚至已求不出一个满足平衡要求的解答,就说明该体系在指定荷载下已不能维持稳定。

3.如果要推算“安全系数”,首先要给出安全系数的定义。

第一种办法,是将荷载乘以 K ,并将 K 逐渐增大。每取一个 K 值就进行如上一次分析,直到 K 达到某临界值,出现了连贯性断裂面或已无法求得解答为止。这个临界 K 值就是安全系数。显然,这样求出的 K 具有“超载系数”性质。其定义是:如果将荷载增大 K 倍,体系即将失稳;如果体系在设计荷载下已经不能稳定,则求出的 K 将小于1。

第二种办法是将材料的强度除以 K (图1-3中虚线),并用于计算中,逐渐增加 K ,使其强度逐渐降低,直至失稳止。相应的 K 值就是安全系数。显然,这样求出的 K 具有“材料强度储备系数”的意义,即如果材料的强度降低 K 倍,体系即将处于失稳状态。

对于同一计算体系,两种不同概念的安全系数值是不相同的,甚至相差很大。只有在个别最简单的情况下,它们才取相同的值。有些设计规范或设计大纲中笼统地提出对 K 的要求而不指明其性质,是不严密的。从总的趋势看,目前多趋向于采用“材料强度储备系数”来作为安全系数。分析其原因,可能为:(1)许多问题中,外荷载较为明确,而材料的强度变化较剧,又不易精确测定,其取值较无把握。设计中之所以要保留安全系数主要也是为此;(2)许多问题中,自重往往是最主要的荷载。但自重既产生下滑力,也产生抗滑力,采用超载系数的概念便不够明确;(3)在应用各种极限平衡法作稳定分析时,如将材料强度除以 K 并令整个体系处于临界失稳状态,则能简化分析工作。故本书以后所指的安全系数除注明者外,都指这一概念的值。

当然,我们也可以和其他建筑物一样,采用综合性的安全系数,使其一部分反映超载影响,一部分考虑材料强度不匀的影响或其它影响,但这样做将使问题复杂化,在建筑物或边坡稳定设计中未见应用。

如果建筑物不是一次建成的,荷载也是逐渐施加的,例如土石坝的分期填筑和蓄水,我们也可仿照实际施工、加荷过程,分阶段逐步分析,研究应力、应变和安全系数的演变过程。

如能采用这种方法进行分析,问题当然可以得到较为全面和彻底的解决。这时,我们不仅可以了解边坡或建筑物是否稳定,求出其安全系数,而且同时也了解边坡或建筑物和地基内的应力、应变分布状态,了解这些应力、应变的演化过程,了解屈伏区的发生、扩展和最终形成连贯性破裂面的过程,从而有利于主动采用有效措施加以防止。在科学技术水平不断发展的过程中,边坡和建筑物的稳定分析和设计最终一定会采取这种合理途径加以解决。“稳定分析”也就不再是一个独立的课题,而将与应力及变位分析合并在一起加以分析解决。

上述设想虽很理想,但近期内还不能实现。首先,要进行这种合理分析,必须对材料的特性有透彻、明确的了解。但目前对地基以及组成边坡的土、石这类材料的认识,还远未达到这个地步。实际上这类材料具有很复杂的性质,还没有统一的完善的理论可资遵循,也还没有一个合适的数学模型可以采用。其次,即使在理论上已解决了材料性能的问题,但要分析具体问题,还须对建筑物和地基进行详尽查勘,取得各种所需的数据和资料。尤其对于天然地基和边坡,材料不均匀性很大,试验勘察的工作量也将十分巨大,必须改革勘察和成果整理分析的手段才能满足要求。计算中,对于计算域的选取,及其边界条件的选用,也有待研究。最后,要进行这种分析,需要大容量的高速电子计算机,以及编制复杂的程序,这在目前也尚未解决。对于中小型工程以及需要快速估算的情况,更不适应。总之,这种精确分析法尚未达到实用程度,而只是一个发展的方向。

1-4 建筑物或边坡稳定问题的近似分析——极限平衡法

由于精确合理的稳定分析方法还在发展之中,目前我们几乎无例外地都采用近似方法来研究解决实际问题。本世纪以来,有许多学者都致力于建立和改进这种方法。这类方法可总称为“极限平衡分析法”,它们随着土力学的发展而出现和完善,是很自然的。将来即使出现了更为精确合理的方法,它们仍具有一定的实用价值。所以,对这类方法加以归纳、分析和改进,是很有意义的。

在极限平衡分析法中,我们采用以下一些基本概念:

1.通过大量的实践、观测,辅以简单的理论分析,归纳出在各种实际问题中最可能出现的破裂面的形态。例如,对于均质边坡,破坏面形状常接近为圆弧;在堆石坝中常出现折线状失稳;在承受基础荷载的土基中,破坏面常呈螺旋线形状;地基中有天然软弱夹层时,破坏面中总包含有一段软弱层;基岩的滑坡失稳,则常常沿断层、节理、破碎带发生,等等。这样,对于每个具体问题,我们常可决定失稳时的破坏面形式,它将与实际情况很

接近。

2. 决定破坏面的形式后，我们就拟定若干个可能的破坏面，分别进行核算。以下将这种进行核算的面称为“剪切面”或“滑面”。算出每个剪切面的安全系数，其中最低的安全系数，就接近于问题的解答。相应的剪切面也接近于最危险的面（如果 K 已小于1，这个面就是可能的破坏面）。

3. 在分析每个剪切面的安全系数时，我们用试算法进行。即假定一个 K 值，将材料的强度除此 K 值，作为计算中采用的强度。然后推算剪切面上的反力，这些反力既要和外荷载维持静平衡，又要在剪切面上达到极限平衡状态。对于一个任意假定的 K ，这两种条件常不能同时满足修改 K 值，直到这些条件得到满足。相应的 K 就是这个剪切面上的安全系数。总之，安全系数 K 需通过试算才能确定。只有在最简单的情况下（例如第二节中介绍的瑞典法）， K 值才能直接算出。

采用极限平衡分析法时，我们应注意以下几点：

（1）这个分析是针对一个虚拟的情况进行的，即假想材料的强度都降低了 K 倍，沿剪切面处处达到极限平衡状态。这个虚拟状态当然不等于现实情况（除非 K 恰等于1），我们只是利用这种状态来推求安全系数而已。

（2）因此，这种分析只能求出 K 值，以及在上述虚拟情况下的剪切面反力和某些内力，不能求出失稳以前真实的反力和内力，更不能求出变形。

（3）这种分析法只是一个粗糙和综合性的分析，在求解中一定要采用许多假定。不同的假定会得到不同的成果。所以，并不存在一个“精确解”。

尽管极限平衡分析法存在上述缺陷或问题，但如前所述，由于精确分析尚未成熟，它仍然是目前广泛应用的方法，也是一个比较有效的手段。实践证明，只要我们透彻了解它的基本原理，谨慎地选择计算方法和数据，这个近似分析仍能提供合理的解答，使我们顺利解决复杂的问题，完成设计任务。在以下各章中我们将逐一介绍这个方法在各类具体问题中的应用。

第二章 瑞典条分法

2-1 瑞典条分法的基本概念

瑞典条分法首先由彼德森氏 (Pettersen K.E.) 提出。费伦纽斯 (Fellenius W.) 和泰勒 (Taylor D.W.) 进一步发展了这个方法。由于此法首先在瑞典被采用, 因此常被称为瑞典法。在二十到四十年代中, 本法处于创建时期。在创建阶段中, 剪切面假定为圆弧, 计算中不考虑分条之间的作用力, 从而大大简化了计算工作。四十年代以后, 有不少作者致力于改进这个方法。他们努力的方向大致有二: 一是探索最危险圆弧的位置, 编制数表、曲线, 以减少工作量; 另一是研究滑裂曲面的形状。五十年代到六十年代中, 人们主要研究在计算中如何考虑分条间的相互作用力的影响, 以及推广此法使适用到任何形状的滑面。后来又推广到计算地基承载力和土压力等问题上去, 并取得不少成果。但是, 这种改进和推广已越出瑞典法的范围, 我们将另在第三章中加以论述。电子计算机被广泛采用后, 又有不少作者编制了条分法的电算程序, 并利用电算机的大量计算成果来研究探索一些规律。条分法的计算工作量不算大, 所以用电算机演算时, 往往仅需数分之一秒钟即可完成一个剪切面的分析。但由于要解决一个问题需核算大量剪切面, 因此仍需相当长的电算时间。

在本节中, 我们先介绍瑞典条分法的基本概念。图 2-1 中示一边坡, 现考察它的稳定性。设边坡由均质材料构成, 其抗剪强度服从库伦定律:

$$\tau_f = c + f\sigma = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (2-1)$$

式中 c 为凝聚力 (吨/米²), ϕ 为摩擦角, $f = \operatorname{tg} \phi$, 即摩擦系数, σ 为

剪切面上的法向压应力 (吨/米²)。当有孔隙压力存在时, 我们可按总应力法分析。如要更合理些, 可按有效应力法分析。在后者情况中, σ 指材料颗粒间的有效压应力, 即接触应力, 而 c 及 ϕ 亦分别表示相应的凝聚力及摩擦角, 或可另写为 $\tau_f = c' + \sigma' \cdot \operatorname{tg} \phi'$, 以示区别。

根据实践观测, 对于比较匀质的边坡, 滑裂面形状接近为一圆弧。瑞典条分法就是建立在这个基础上的。它的基本假定和计算方法, 可以综述如下:

(1) 假定问题是平面性质。

(2) 假定可能的剪切面是一个圆弧, 其位置及安全系数通过试算确定, 即作若干个

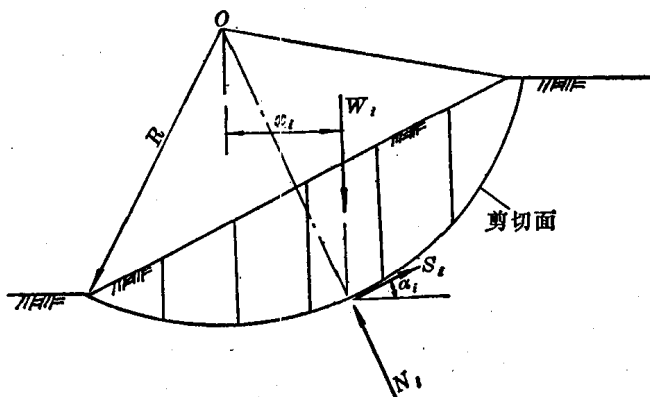


图 2-1

不同的圆弧，计算其相应的安全系数 K ，其中最危险的（ K 值最低）圆弧以及相应的 K 值就是所求的答案。

（3）各圆弧上的 K 值，根据下式计算：

$$K = \frac{\text{剪切面上能提供的抗滑力矩}}{\text{滑动力矩}} = \frac{M_r}{M_o} \quad (2-2)$$

所有这些力矩都以滑弧的圆心 O 为矩心。

（4）滑动力矩 M_o 可按法计算：求出作用在滑裂体上所有力量（除剪切面上的反力外）对 O 点的力矩并迭加之，即为 M_o 。如果仅承受自重作用，则可将滑裂体分为 N 个竖向分条，计算每一分条的重量 W_i ，再令 W_i 作用线到矩心 O 的平距为 x_i ，则：

$$M_o = \sum_{i=1}^{i=N} W_i \cdot x_i \quad (2-3)$$

以下为简化计，将 $\sum_{i=1}^{i=N}$ 简写为 Σ 。如果在滑动体上还作用着其它外力，例如表面荷载、地震惯性力等，则可在 M_o 的公式中放进上述各力对于圆心 O 的力矩。

（5）抵抗力矩 M_r 可按法计算：计算每一分条在剪切面上所能提供的最大抗滑剪力：

$$S_i = c_i l_i + f_i \cdot N_i \quad (2-4)$$

式中 N_i 是作用在第 i 号分条的底面（剪切面）上的有效法向力， l_i 是该分条底面长度（米）。于是：

$$M_r = \Sigma S_i \cdot R = R \cdot \Sigma (c_i l_i + f_i N_i) \quad (2-5)$$

（6）瑞典法中更假定各分条的 N_i 等于 $W_i \cos \alpha_i$ ，即：

$$M_r = R \Sigma (c_i l_i + f_i W_i \cos \alpha_i) \quad (2-6)$$

式中 α_i 是第 i 号分条剪切面与水平面的夹角。这样：

$$K = \frac{R \cdot \Sigma (c_i l_i + f_i W_i \cos \alpha_i)}{\Sigma W_i x_i} \quad (2-7)$$

以 $x_i = R \sin \alpha_i$ 代入上式，简化后有：

$$K = \frac{\Sigma (c_i l_i + f_i W_i \cos \alpha_i)}{\Sigma W_i \sin \alpha_i} \quad (2-8)$$

如果沿整个剪切面 c 及 f 为常量，则可提到 Σ 符号以外：

$$K = \frac{cL + f \Sigma W_i \cos \alpha_i}{\Sigma W_i \sin \alpha_i} \quad (2-9)$$

上式是瑞典法中最简单的公式，并可改写为：

$$1 = \frac{\frac{c}{K} \cdot L + \frac{f}{K} \cdot \Sigma W_i \cos \alpha_i}{\Sigma W_i \sin \alpha_i} \quad (2-9)'$$

可见，按此求出的安全系数 K 是一个材料强度的储备系数，而不是一个超载系数。

通过以上说明，我们可以弄清瑞典法的基本概念，而且可以理解到这个方法最重要的两条假定：（1）剪切面是个圆弧，所以安全系数 K 可根据绕圆心的抵抗力矩与滑动力矩的比来确定；（2）计算中不考虑分条之间的相互作用力，所以每个分条底部的反力可以直接由该分条上的荷载算出。

2-2 瑞典条分法的一般公式

了解瑞典条分法的基本原理后，我们可以就更复杂的情况，写出它的一般性公式。参考图2-2，设在第*i*号分条上作用有以下荷载：

(1) 垂直荷载：自重，可将其分为两部分，地下水位线以上用于容重计算，设为 W_{i1} （如果材料有显著毛细作用时，容重应适当提高）；地下水位以下的部分应该用饱和容重计算，设为 W_{i2} 。如果分条宽度不大，自重的作用线通过分条宽度的平分线。

除自重外，该分条还承受其它垂直荷载 P_i 。当分条宽度不大或自重是最主要的荷载时，可以近似假定 P_i 的合力作用线和自重合力作用线相重合。

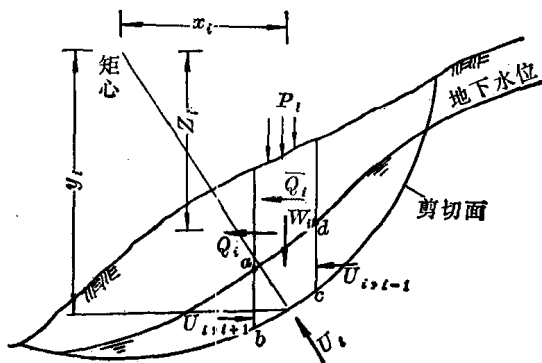


图 2-2

(2) 水平荷载：包括水平孔隙压力（右侧为 $U_{i,i-1}$ ，左侧为 $U_{i,i+1}$ ）和其它水平荷载 $\bar{Q}_i$ ，如地震惯性力 kW_i 等。

(3) 剪切面上的孔隙压力合力 U_i （与剪切面正交）。

我们将垂直荷载和水平荷载分别合并，得到其合力为：

垂直荷载合力 $W_i = W_{i1} + W_{i2} + P_i$ （向下为正，其作用线距圆心 O 的平距为 x_i ）；

水平荷载合力 $Q_i = U_{i,i-1} - U_{i,i+1} + kW_i$ （向剪切面的出口为正，其作用线距圆心的垂距为 Z_i ）。

则瑞典条分法的一般性公式可写为：

$$K = \frac{R \cdot \Sigma [c_i l_i + (W_i \cos \alpha_i - Q_i \sin \alpha_i - U_i) f_i]}{R \cdot \Sigma W_i \sin \alpha_i + \Sigma Q_i Z_i} = \frac{\Sigma [c_i l_i + (W_i \cos \alpha_i - Q_i \sin \alpha_i - U_i) f_i]}{\Sigma W_i \sin \alpha_i + \Sigma Q_i \frac{Z_i}{R}} \quad (2-10)$$

$$\approx \frac{\Sigma [c_i l_i + (W_i \cos \alpha_i - Q_i \sin \alpha_i - U_i) f_i]}{\Sigma (W_i \sin \alpha_i + Q_i \cos \alpha_i)} \quad (2-10)'$$

上述一般性公式可以根据具体情况作各种简化。例如，当无地下水作用时，取 $U_{i,i-1} = U_{i,i+1} = U_i = 0$ ，且分条的自重均按干容重计算；当无水平惯性荷载作用时，取 $kW_i = 0$ ；当无自重以外的垂直荷载作用时，取 $P_i = 0$ ；当沿剪切面上的 c 及 f 为常量时，可将 c 及 f 提到 Σ 符号以前；当 Z_i 接近于 r_i 时（或 Q_i 之值很小时）， $\frac{Z_i}{R}$ 可近似置为 $\cos \alpha_i$ （即得式2-10'），等等，其理甚明。对于最后一项简化，稍加说明于下。

当我们取 K 的定义为 $K = \frac{M_r}{M_o}$ ，并如果各分条上作用有水平荷载 Q_i 时，则 K 的公式的

分母中有 $\sum Q_i \frac{Z_i}{R}$ 项, 为此要确定各分条上 Q_i 合力线距圆心 O 的垂矩 Z_i 。在很多问题中 Q_i 与垂直荷载 W_i 相比较为次要, 或 Z_i 与 y_i 相差不远, 这一项可以近似地代以 $\sum Q_i \frac{y_i}{R} = \sum Q_i \cos \alpha_i$, K 的公式也从式 (2-10) 化为式 (2-10)'。这样就不必确定 Q_i 的力臂 Z_i , 工作可以简化。当然, 这样做也就不能在安全系数 K 的公式中反映出 Q_i 作用线位置对 K 的影响。但是, 如上所述, 这个影响一般很小, 常可忽略。另可注意, 式 (2-10)' 分子也可视为沿剪切面的平均抗剪强度 $\bar{\tau}_f$ 乘以弧长 L , 而其分母则视为沿剪切面的平均剪应力 $\bar{\tau}$ 乘以 L 。所以我们如把 K 定义为:

$$K = \frac{\text{沿剪切面的平均抗剪强度 } \bar{\tau}_f}{\text{沿剪切面的平均剪应力 } \bar{\tau}}$$

那么 K 的公式也就化为式 (2-10)'。

按瑞典法中安全系数的正确定义乃是:

$$K = \frac{\text{关于圆心的抵抗力矩 } M_r}{\text{关于圆心的下滑力矩 } M_o}$$

这是两个力矩的比值, 只是在分子和分母中各除以 R 后才成为 $K = \frac{cL + f \cdot \sum W \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha}$ 的形式, 变成两个力的比值。有的同志从公式形式出发, 认为 K 的定义是:

$$K = \frac{\text{沿圆弧的抗滑力 } S_r}{\text{沿圆弧的下滑力 } S}$$

这种提法和写法, 表面上似乎同样给人以清晰之概念, 实际上易于产生误解。因为将 $\sum W \sin \alpha$ 写为 S , 相当于将沿圆弧作用的矢量作了算术相加 (分子 S_r 也如此)。这在数学上讲是不妥的; 在物理上讲, 也不存在一个数值为 S 的合力。或者如上所述, 我们将分子、分母均除以弧长 L , 写成:

$$K = \frac{\text{沿圆弧的平均抗剪强度 } \tau_f}{\text{沿圆弧的平均剪应力 } \tau}$$

这样提较为合理, 但还不如将 K 定义为 $\frac{M_r}{M_o}$ 更明确合理。

对 K 采用不同的定义, 不仅在概念上有区别, 而且当滑坡体承受水平荷载时, 也影响计算成果。因为按 $K = \frac{M_r}{M_o}$ 的定义, K 的公式为式 (2-10); 而按 $K = \frac{\tau_f}{\tau}$ 的定义, 其公式将为式 (2-10)', 两者成果是不同的。在前一公式中反映了 Q_i 作用点位置的影响, 而在后一公式中则无此影响, 即 Q_i 不论作用在什么高程并不影响 K 值, 这和现实情况也不相符。当然, 在实际问题中这一影响常可忽略, 如前所述。

2-3 孔隙压力问题

在边坡稳定分析中, 各种荷载都较明确, 只有孔隙压力问题需加以解释, 因为这是容易产生误解的一个问题。

孔隙压力有两种情况。一种是边坡内有地下水作稳定或不稳定的渗流。这时孔隙内即存在孔隙压力，可称为渗流压力。另一种是边坡内有承压水作用，或存在着未消散的超静孔隙压力，如土坝在施工初期中坝体内的孔隙压力，可称为超静压力。当边坡内有地下水的渗流作用，或部分浸在水下，或有超静孔隙压力作用时，都必须在稳定分析中考虑孔隙压力的影响。

对于地下水渗流产生的孔隙压力，可以通过渗流的数学分析或试验，求出解答，绘制流网，确定各点的流速、流量与压力。对于超静孔隙压力，可以先进行土坝内的消散计算，确定坝内孔隙压力等值线。完成这些分析后，在滑动体内任意取出一个分条时，该分条各边界上的孔隙压力均为已知，并可沿界面绘出孔隙压力分布曲线。例如，图 2-3 中 $abcd$ 是从滑动体内取出的一个分条，在边界 $a'd$ 、 $b'c$ 和 cd 上都存在孔隙压力，如图中曲线所示。

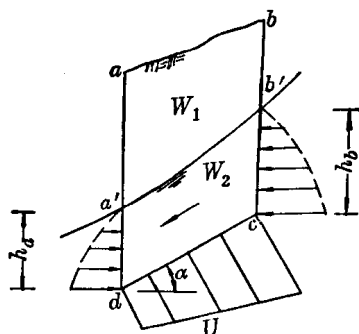


图 2-3

由此可求出作用在三条边界上的孔隙压力合力 $U_{i,i-1}$ 、 $U_{i,i+1}$ 和 U_i ，然后进行稳定分析。此时应注意以下几点原则：

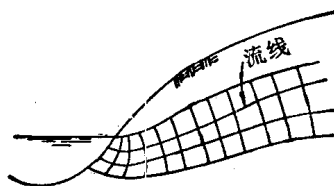


图 2-4

(1) 在边界 $a'd$ 、 $b'c$ 和 cd 上，同时存在着孔隙压力 U 和接触压力 N (土壤力学中称为有效压力)；

(2) 在考虑块体的平衡条件时，应同时计入 N 和 U ；

(3) 在计算摩阻力时，只考虑接触压力 N 。

根据这些原理，我们就得到式 (2-10)。

多数情况下，孔隙压力是由地下水活动产生的。此时，对孔隙压力的计算尚可作些推演。边坡内地下水有一定的流态，一般是稳定地补给河床 (图 2-4)。地下水水质点流动的轨迹称为流线。地下水位线是最表面的一条流线。如上所述，要精确地考虑孔隙压力影响，首先需进行渗流分析，求出孔隙压力分布场，然后在平衡计算中考虑界面上的孔隙压力 (更严格讲，在不稳定渗流时还有渗流产生的动力影响)，推求接触压力 N ，而摩阻力将仅由 N 产生。但是，这样的分析，失之过繁，在稳定分析中一般不要求如此“精确”。因此，我们采用如下的假定来简化孔隙压力问题，即认为任何一点处的孔隙压力就等于该点距地下水面之垂距乘以水的容重。这样，在图 2-3 中 $a'd$ 和 $b'c$ 两条边界上的孔隙压力就各为三角形分布，其合力各为 $P_a = \frac{1}{2} h_a^2$ ， $P_b = \frac{1}{2} h_b^2$ 。在滑面 cd 上，孔隙压力正交于 cd ，可以分为两个分力。垂直分力 $U_v = W'_2$ ， W'_2 指地下水位以下的体积乘以水的容重 1。水平分力 $U_x = U_v \cdot \tan \alpha = W'_2 \tan \alpha$ 。合力则为 $U = \frac{W'_2}{\cos \alpha}$ 。在这里孔隙压力的面积系数取为 1。