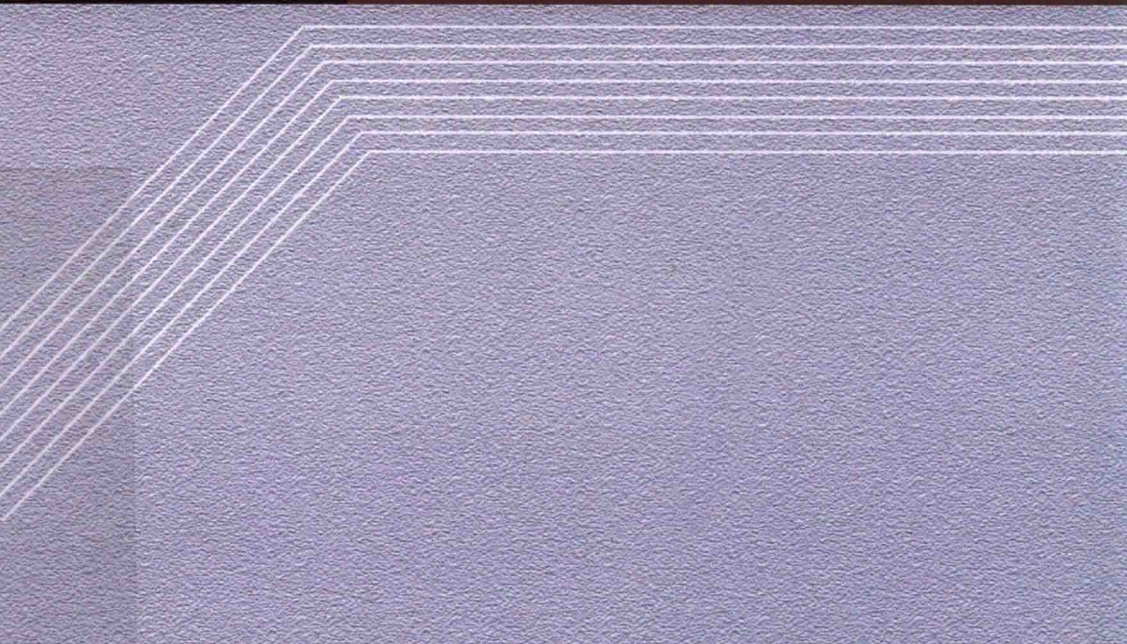


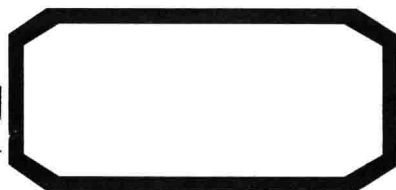


方宏伟 著

边坡稳定性极限曲线法



吉林市科技
东北电力大学



66008)
M-201519)

边坡稳定性极限曲线法

方宏伟 著

科学出版社

北·京

内 容 简 介

本书主要介绍作者提出的基于滑移线场理论的极限曲线法,该法可看作求有重边坡极限荷载的逆过程,是强度折减法的对偶过程,相对于已有方法,该法最大的优势是不必假设和搜索求解临界滑裂面,而且以边坡坡面变形特征为失稳变形破坏标准,物理意义明确。全书共分六章,主要包括以下内容:传统安全系数法的介绍与滑移线场理论简介,极限曲线法理论简介和分类,算法正确性和变形破坏准则的证明及影响因素敏感性分析,算例与样本的计算,在露天矿边坡工程中的应用,成层土质边坡算例的计算等,同时指出以后的研究要点。

本书主要供边坡稳定性分析研究领域的专家学者使用,也可作为高等院校和科研部门相关研究人员的参考用书。

图书在版编目 CIP 数据

边坡稳定性极限曲线法 / 方宏伟著. —北京: 科学出版社, 2017. 4
ISBN 978-7-03-052118-7

I. ①边… II. ①方… III. ①边坡稳定性—极限—曲线—研究
IV. ①TV698.2 ②0123.3

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2017)第 050385 号

责任编辑:孙伯元 周 炜 / 责任校对:桂伟利

责任印制:张 伟 / 封面设计:照 望

科 学 出 版 社 出 版

北京东黄城根北街 16 号

邮政编码: 100717

<http://www.sciencep.com>

北京厚诚则铭印刷科技有限公司 印刷

科学出版社发行 各地新华书店经销

*

2017 年 4 月第 一 版 开本: 720×1000 B5

2017 年 7 月第二次印刷 印张: 10

字数: 189 000

定价: 80.00 元

(如有印装质量问题, 我社负责调换)

前 言

边坡工程是岩土工程的重要研究课题之一,相关文献和书籍很多,其中最重要的内容当属稳定性分析,包括安全系数的计算和临界滑裂面的搜索,其相关计算方法较多,但是还没有一种方法能够彻底解决问题,每种方法都有不足之处,或是理论基础不完善,或是与工程实践存在差距,这些不足为新方法的研究提供了空间。

本书以滑移线场理论为基础提出了极限曲线法,基本原理是应用滑移线场理论计算得到的极限平衡状态下的边坡坡面曲线(简称极限坡面曲线)与边坡坡面线的相对位置关系判断边坡稳定性。计算均质边坡极限坡面曲线主要方法有 Sokolovskii 研究得出的特征线法和 Cehkob 根据试验得到的极限坡面曲线方程,这里取相关研究学者的姓氏开头字母作为方法分类命名的依据,即分为 S 曲线法和 C 曲线法,对于后者,由于是从均质土体得出的试验公式,因此只适用于均质边坡。对于非均质边坡,依据将土层分界面看成一种特殊应力间断面的观点,进行了折射判断条件和相关公式的研究,目前仅限于成层土质边坡。极限曲线法相对于已有方法的最大优点是不必假设和搜索临界滑裂面而直接评价边坡稳定性,而且以边坡坡面变形量为失稳变形破坏准则,具有量化的数值,避免了失稳判据中的人为因素,而且物理意义明确。

S 曲线法是以有限差分法为工具的,该算法稳定性在作者的论文“均质边坡稳定性极限曲线法”已做了相关研究,本书不再叙述。S 曲线法可以看作求有重边坡极限荷载的逆过程,由于无重边坡可以看作特殊的有重边坡,因此对无容重边坡求极限荷载的逆过程也成立。滑移线场理论的极限荷载公式是通过理论推导的,对无容重边坡在施加该极限荷载后,S 曲线法计算的极限坡面曲线和边坡坡面线应该相重合,通过这一点可验证该算法程序的正确性。强度折减法基本原理是边坡体几何形状不变,对强度参数黏聚力 c 和摩擦角 φ 折减使边坡达到极限平衡状态,但该算法的失稳判据存在争议,而 S 曲线法和 C 曲线法可以看作强度折减法的对偶过程,即强度参数不变,边坡坡面几何形状改变使边坡达到极限平衡状态,此为极限曲线法的核心内容:变形破坏准则,该准则为极限曲线法的失稳判据。以该准则为基础定义两个稳定性评价指标:安全度和破坏度。因此,变形破坏准则正确性的证明是研究的重点,论文“均质边坡稳定性极限曲线法”中选用边坡坡度分级数据的算例进行证明,本书选用新的文献数据,相对于论文,本书将边坡坡度分级计算数据进一步细化,通过计算安全度和破坏度并与安全系数对比,更深入地证明了变形破坏准则的正确性。土质边坡稳定性影响因素主要有容重 γ 、黏聚力 c 、摩擦

角 φ 、坡度 α 、坡高 H 等,每个因素量值变化对边坡稳定性影响的敏感性已有确定的研究成果,反映了安全系数法中各因素对边坡稳定性影响程度的客观规律。采用同样参数,通过极限曲线法计算分析,各因素对 S 曲线法和 C 曲线法计算结果敏感性与安全系数法完全相同,这也证明了本书的极限曲线法同样反映了各因素影响边坡稳定性程度的客观规律。对标准均质边坡算例的计算结果表明,S 曲线法和 C 曲线法与安全系数法的评价结论一致。应力状态法是分析边坡稳定性的一种解析解算法,本书选取相关文献的 4 个实例进行计算。目前工程中应用最广的是条分法,研究最多的是有限元法,对前者本书选取 4 个实例计算分析,对后者选取 5 个实例。选用了学术文献中有实践结果的 22 个工程样本进行了正确率的分析,计算分析可知,S 曲线法和 C 曲线法及安全系数法的样本正确率一致,说明该法对均质边坡稳定性计算结果可靠,另一方面也说明影响边坡稳定性的因素很多,不局限于本法的 5 个,要判断边坡的稳定性需考虑更多因素。在上述“均质边坡稳定性极限曲线法”中,已将极限曲线法应用于露天矿边坡工程实践中,对坡角敏感性以及边坡稳定性进行了分析,使极限稳定状态下的坡角提高了 $1^\circ \sim 2^\circ$ 。本书中,对极限曲线法在该工程实践中的验算进行了更详细的介绍。

在论文“成层土质边坡稳定性极限曲线法”中,作者选用了 7 个成层土质边坡实例进行了计算分析,与目前已有方法评价结论相一致。本书再选用 7 个实例进行了计算,除一个实例计算结果偏大外,其余也与已有方法评价结论相一致。摩擦角 $\varphi=0$ 的情形,转移线场理论已有相关的理论分析和公式介绍,但本书没有编入程序。对黏聚力 $c=0$ 的情形,S 曲线法和 C 曲线法尚需进一步研究。相关 MATLAB 程序可见本书附录,其中成层土质边坡极限曲线法计算程序主体部分由辽宁省交通高等专科学校道桥系赵丽军博士编写。本书的极限曲线法在非均质边坡稳定性分析中的应用还需进一步研究,包括有限差分的收敛性,而非均质特征线差分方程组正确性尚需试验的进一步验证。目前,极限曲线法可以分析边坡的稳定性,下一步研究工作的重点是如何结合强度折减法确定临界滑裂面。

本书转移线场理论内容引用了相关文献和著作的观点,相关算例和样本数据也来源于已公开发表的文献和著作,索引文献和著作条目都已经在书中按顺序标注,并列于书尾的参考文献中,这里对相关专家和学者表示感谢。书中难免有不足之处,希望广大读者批评指正。

本书主要符号

σ_x —— x 轴正应力	σ_n ——坡面法向正应力
σ_y —— y 轴正应力	σ_t ——坡面切向正应力
τ_{xy} ——剪应力	τ_{nt} ——坡面剪应力
X ——体积力在 x 轴上的分量	P_0 ——极限荷载
Y ——体积力在 y 轴上的分量	P_1 ——与 P_0 相差 $c \cot \varphi$
σ_1 ——最大主应力	$P_{\min}$ ——极限荷载最小值
σ_3 ——最小主应力	S_1 ——坡面线与极限坡面曲线之间面积
θ ——最大主应力 σ_1 与 x 轴夹角	S_2 ——坡面线与正 x 轴之间面积
μ ——滑移线与与最大主应力 σ_1 夹角	S_3 ——极限坡面曲线与正 x 轴之间面积
γ ——容重	DOS——安全度
c ——黏聚力	DOF——破坏度
φ ——内摩擦角	$F_0(x, y)$ ——坡面线过原点一次函数
α ——坡角	$F_1(x, y)$ ——极限坡面曲线拟合二次函数
α_0 ——极限坡角	H ——坡高
x_{11} —— $F_1(x)$ 与 x 轴的交点	σ ——特征应力
x_{22} ——坡顶横坐标	P ——坡顶荷载
x_1 —— $F_1(x, y)$ 与 $F_0(x, y)$ 交点横坐标	SCM——S 曲线法
Δx ——主动区边界步长	CCM——C 曲线法
f_6 ——有限元法	N_1 ——对 SCM 为主动区边界剖分数
f_7 ——强度折减法的失稳判据	——对 CCM 为坡高剖分数
ν ——泊松比	N_2 ——过渡区坡角剖分
$y_{\min}$ —— $F_1(x, y)$ 纵坐标最小值	FOS——安全系数

E ——弹性模量	CSS——滑裂面
A ——第一族滑裂线上的点	K ——强度折减系数
B ——第二族滑裂线上的点	f_1 ——SCM 和 CCM 算法
A_1 ——第一族滑裂线上 f_1 与 f_2 的交点	——分界面函数
B_1 ——第二族滑裂线上 f_1 与 f_2 交点	f_2 ——计算 DOS/DOF 方法
A_2 ——第一族滑裂线上折射点	——滑移线线段近似直线函数
B_2 ——第二族滑裂线上折射点	f_3 ——搜索滑裂面的方法
C —— A 与 B 计算得的第三点	f_4 ——求解安全系数的方法
C_1 —— A_2 与 B_2 计算得到的第三点	f_5 ——确定全局最小安全系数的方法

目 录

前言

本书主要符号

第 1 章 边坡稳定性研究的内容	1
1.1 安全系数的定义与计算方法	1
1.2 临界滑裂面的确定方法	3
1.3 本书研究内容	4
第 2 章 土体滑移线场理论简介	6
2.1 滑移线场理论与计算公式	6
2.1.1 土体塑性理论与强度条件	6
2.1.2 土体滑移线场理论极限平衡方程组	7
2.1.3 土体极限平衡方程组的特征线法	9
2.2 滑移线场理论边界条件与计算流程	14
2.3 试验极限稳定边坡坡面曲线近似方程	18
第 3 章 边坡稳定性极限曲线法理论简介	19
3.1 基本概念与定义	19
3.2 极限曲线法分类与计算流程图	21
3.2.1 均质边坡极限曲线法	21
3.2.2 成层土质边坡极限曲线法	23
第 4 章 均质边坡极限曲线法的算例	27
4.1 SCM 程序验证与变形破坏准则证明	27
4.1.1 容重为零 SCM 程序的验证	27
4.1.2 不同坡角变形破坏准则的证明	31
4.2 因素敏感性分析	41
4.3 均质边坡算例	44
4.3.1 标准均质边坡算例	44
4.3.2 应力状态法边坡算例	46
4.3.3 条分法边坡算例	49
4.3.4 有限元法边坡算例	53
4.4 样本正确率分析	57
4.5 露天矿边坡稳定性研究	58

4.5.1	露天矿边坡工程简介	58
4.5.2	南帮扩建边坡稳定性计算分析	59
第 5 章	成层土质边坡极限曲线法	86
5.1	已有成层土质边坡算例	86
5.2	新的成层土质边坡算例	90
第 6 章	结论	97
参考文献		99
附录 A	均质边坡极限曲线法程序	104
附录 B	成层土质边坡极限曲线法程序	115
附录 C	因素敏感性分析程序(均质边坡)	147

第1章 边坡稳定性研究的内容

边坡稳定性分析方法包括定性和定量两个分类^[1],定性方法主要有自然成因历史分析、图解、分析数据库、专家系统、工程类比等;定量方法可以分为非确定性和确定性两种,前者主要包括灰色系统评价、可靠度分析、模糊综合评价、聚类分析、人工神经网络、遗传算法、复合法等,后者主要包括极限平衡法、滑移线场法、极限分析法、数值分析法、现场监测等,相关的研究论文与著作很多,本书的研究内容属于确定性方法,因此这里只选择与本书内容相关的文献进行综合论述。

1.1 安全系数的定义与计算方法

边坡稳定性确定性分析方法的评价指标一般为安全系数,其定义与计算方法是紧密相关的,即不同计算方法对应不同的安全系数定义。如文献[2]定义安全系数为结构所具有的极限承载力与所需要的承载力之比,并认为土坡稳定性分析所给出的安全系数即按此定义。文献[3]对边坡工程中安全系数的定义进行了系统总结和详细分析论述,认为边坡工程不同于结构工程,增大荷载并不一定能充分体现增大安全系数,指出采用的安全系数主要有三种:一是基于强度储备的安全系数,即通过降低岩土体强度体现安全系数;二是超载储备安全系数,即通过增大荷载体现安全系数;三是下滑力超载储备安全系数,即通过增大下滑力而不增大抗滑力计算滑坡推力设计值。通过不同理论方法计算检验,结论是一般情况下采用目前国际上使用的强度储备安全系数是较合理的,特殊情况下,采用超载储备安全系数更能符合设计情况。文献[4]归纳了四种安全系数定义:沿整个滑面的抗剪强度与实际产生的剪应力(或与保持平衡所需要的抗剪强度)之比;强度调整系数(强度折减系数);下滑力调整系数(下滑力超载储备系数);超载系数(超载储备系数)。通过理论分析认为滑面抗剪强度与剪应力之比就是强度参数调整系数,对考虑条间力的非平面滑动,边坡与滑坡稳定系数定义只能是强度参量调整系数,这里的调整系数只是建立平衡方程的需要,并不表示边坡稳定性变化过程中该因子变大或变小。文献[5]指出最常用的两种边坡稳定性分析方法分别是基于超载安全系数和基于强度储备安全系数,前者概念不明确,后者与岩土体的实际强度特性有较大差别,这两类安全系数定义的物理或力学意义受到一些学者的质疑,基于安全系数原始定义给出了经典的安全系数定义:潜在滑动面所能提供的极限抗滑力的“总和”与作用在潜在滑动面上滑动力的“总和”之比。文献[6]总结了安全系数的七种

定义,分析了适用于有限元计算的定义与公式。文献[7]对此进行了深入的研究,认为二维有限元分析主要是强度储备和超载两种定义,并以此为依据确定临界滑裂面,结论是后者偏于不安全,推荐前者为设计和稳定性评价的标准,文献[8]对该文的观点进行了讨论,认为应用强度储备概念确定临界滑裂面时,只需将单元体的强度参数折减到 Mohr-Coulomb 准则与莫尔应力圆相切时即可,这与极限平衡理论体系是一致的,且不需要解决初始值问题。

综合以上文献可知,安全系数的定义有多种,学者之间有不同的认识,同时新定义和新方法也在不断涌现,如文献[9]以损伤力学为基础,提出了安全系数可以定义为极限损伤变量与在使用阶段所容许的最大损伤变量的比值。不过,目前应用和研究最广泛的依然是条分法和有限元法。

条分法的研究和应用已有八十多年的历史,是建立在安全系数定义、Mohr-Coulomb 破坏准则和静力平衡条件基础上的,根据条间力作用点与方向的不同假设,以及平衡条件的不同,条分法可以分化出不同的计算方法。近十年以来的研究方向主要是对已有方法和公式的改进和统一。文献[10]基于原有方法的基本假设,对 Morgenstern-Price 法、严格 Janbu 法与 Sarma 法进行了实质性的改进,重新推导出更为简洁实用的安全系数计算公式,方便工程实践应用;文献[11]推导出二维边坡稳定分析的统一计算公式;文献[12]将目前已有的条分法纳入统一计算格式;文献[13]根据极限平衡条分法所满足的平衡条件,将已有条分法进行分类,通过 Newton-Raphson 法建立了传统意义上基于严格平衡的安全系数统一求解格式。不过文献[14]认为 Morgenstern-Price 法以后,在条分法的计算理论方面进行更多的研究工作不会深化对这一领域的认识。文献[15]实现了条分法的另一个途径,即利用 Green 公式将有关域积分转化为边界积分,提出了边坡稳定性分析的无条分法。文献[16]认为不同时代学者对条分法进行修缮的研究和发展思路依然是假定滑动面、细分土条、试算等,其派生出来的各类计算方法对于同一边坡工程稳定性分析不仅计算工作量大,并且结果差异也是工程实际难以接受的,为此提出了应力状态解析解算法。文献[17]也认为在条分法的框架下有新的发展已经很难,并提出了基于圆弧滑动面的有限元应力变形计算的边坡稳定分析方法,本质上是基于滑面应力分析有限元方法^[18],该法为有限元法应用于边坡稳定性分析的两种方法之一,另一种为有限元强度折减法。基于滑面应力分析有限元方法的计算过程如下^[19]:首先应用有限元求得边坡应力场,对给定滑面上点所在的单元内进行插值,求得应力后计算安全系数,并搜索全局最小安全系数,该类方法的实质是研究如何对一个无显式表达式的变量寻找最小值,该法研究重点是临界滑裂面形状的确定和求解最小安全系数的最优化方法,这也是上述条分法的研究要点。有限元法强度折减法^[20]基本原理是首先确定一个破坏标准,即边坡失稳判据,将土体强度参数黏聚力 c 和摩擦角正比值 $\tan\varphi$ 同时除以一个安全系数,将得到的新土体

参数 c_1 和 $\tan\varphi_1$ 代入程序后进行试算,重复以上过程直到土体达到设定的破坏标准为止,此时将自动获得临界滑裂面。该方法不需要人为假设临界滑裂面,这是相对于其他计算方法的独有优势,这使其成为近年来的研究热点,文献[21]~[23]对该方法进行了深入的研究和讨论。但总体来说,有限元法还不能取代极限平衡法,尤其是失稳判据的定量比是个难题,文献[24]对相关方法进行了总结,认为应考虑抗拉强度指标与抗剪强度指标同等地减少,对于失稳判据的认识还存在比较激烈的争议。当然,强度折减法这一理论不仅仅局限于有限元分析,也有学者将其应用于有限差分法^[25]。除此以外,边坡稳定性分析尚有很多方法,这里作简要介绍。

从力学的角度来说,极限平衡法计算结果并不是边坡稳定分析的精确解,可以采用基于塑性极限理论的极限分析上下限定理来限定边坡稳定性问题精确解的范围,该法建立在材料为理想刚塑性体、微小变形和材料遵守相关关联流动法则基础上,一般采用临界坡高和破坏荷载来表示边坡稳定性的解^[26],文献[27]研究认为极限分析法上下限解可验证条分法的计算结果,下限解可直接应用于边坡工程实践,但文献[28]结论与之不同,即由于下限法很难找到合适的静力许可的应力分布,故多数情况下实际应用是上限法,首要任务是选取合适的机动场,很多机动场是在滑移线场理论基础上结合经验确定的,该理论即是本书极限曲线法的理论基础,在第2章将作进一步详细理论公式介绍。滑移线场理论^[29]是根据平衡方程、屈服条件和应力边界条件求解塑性区的应力、位移速度的分布,最后求出极限荷载或安全系数理论,该理论的缺点主要是没有考虑土体应力应变关系,且大部分问题只能用差分法求解,要针对具体问题编制相应程序。目前极限分析法和滑移线场理论在边坡工程中的研究趋势是与其他方法相结合,解决更复杂的问题^[28]。文献[30]以力是矢量为出发点,将潜在滑动面所能提供的极限抗滑力的“总和”与作用在潜在滑动面上滑动力的“总和”之比定义为抗滑稳定安全系数,提出了矢量和分析法,文献[31]、[32]对该法进行了讨论和回复,总体来说该法还有进一步的研究空间。数值分析方法是今后边坡稳定性分析的发展趋势,文献[33]研究了边界元法在岩质边坡稳定性分析中的应用,文献[34]以有限差分为基础,以增大水平加速度为条件,提出了坡向离心法,文献[35]提出了基于流形方法和图论算法岩或土质边坡稳定性分析新方法,以上方法都需要假设或确定临界滑裂面。当然,除了本书论述的安全系数定义和计算方法以外,还有其他定义和方法,这里限于篇幅不再论述。

1.2 临界滑裂面的确定方法

边坡稳定性分析方法都需要人为假定或采用各种方法确定临界滑裂面,也就是在诸多安全系数对应的滑裂面中,找出最小安全系数对应的临界滑裂面,这是评

价边坡稳定性的核心步骤^[36]。同时,安全系数可以写成关于临界滑裂面的函数,求最小安全系数即为求该函数的最小值,该函数具有非凸性和多极值性,前者阻碍了常规数学方法的使用,后者使搜索方法容易陷入局部最小值^[37]。

目前临界滑裂面搜索方法大致可以分为五类^[38]:一是变分法,数学上较为复杂,应用有限,但对其他方法有指导意义;二是固定模式法,包括区格搜索法、模式搜索法、二分法、单形体法等,普遍存在搜索范围广、计算量大、不收敛、容易陷入局部最小值等缺点;三是数学规划法,主要是借鉴变分法的思路,包括线性或非线性规划法和动态规划法^[39,40],其中前者有单纯形法、共轭梯度法、复形法,主要问题是技术复杂,容易陷入局部最小值,后者主要问题是不能确定局部最小值,且存在路径“迟到或早退”现象;四是随机搜索法,该法计算量大;五是人工智能法,主要包括遗传算法和蚂蚁算法等,该法初步取得了较好的效果。除以上方法外,近年来发展了其他一些方法,如基于强度折减的最大剪应变率法^[41];基于变模量弹塑性强度折减法可获得更符合实际的变形场,利用位移梯度和滑动区节点速度非常大的特性及发生位移突变的点来确定最不利滑动面的方法^[42];基于强度折减的塑性应变法^[43];基于整体稳定性分析法的非线性优化模型^[44];另外,还有根据滑裂面与强度指标 c 和 φ 的关系绘制的图表法^[45]。

文献^[46]提出了条分法和最优化相结合的临界滑动场法,认为边坡的安全系数与滑裂面函数不存在连续的泛函关系,任何优化方法都不可能得出理论上的临界滑裂面解,边坡最小安全系数是边坡体固有的,它不依赖于临界滑动面而存在,而临界滑动面才真正是依附最小安全系数的“副产品”,可以直接求出边坡的最小安全系数。该文思路对本书的研究方法具有启发意义,即不求临界滑裂面而直接依据新定义的变形破坏准则判断边坡稳定性。

1.3 本书研究内容

滑移线场理论是本书极限曲线法的理论基础,是塑性力学中最具特色和最完善的一部分,在金属材料力学中有着广泛的应用^[47],然而该理论的研究却是从1773年 Coulomb 提出土体破坏条件开始的^[48],实际上,第二节所述的条分法只是极限平衡法基于 Coulomb 思路的一个分支,另一个就是基于 Rankine 思路的滑移线法(或称特征线法)。针对该理论没有考虑本构关系的缺点,文献^[49]建立了基于非均质非线性各向异性岩石破坏准则的滑移线场理论,并应用于断层力学规律的定量分析。文献^[50]应用建立在考虑中主应力的统一强度理论下的滑移线场理论求得了典型边坡极限荷载公式,这也是滑移线场理论在边坡稳定性分析中的主要用途^[51]。近年来已有学者认为滑移线具有更重要的意义,研究了应用滑移线场理论并基于有限元应力场的临界滑裂面确定方法^[52,53],同时文献^[54]对滑移线场

理论本身进行了拓展,提出了潜在滑坡线场概念。

实际上,滑坡线场理论在边坡稳定性分析中还有一个用途,就是可以求得边坡极限平衡状态下的坡面曲线(本书简称极限坡面曲线)。文献[55]指出,根据松散介质静力学中的滑坡线场理论计算出的边坡极限稳定状态下的坡面线为凹形,即具有上陡下缓的外形,在矿山工程中,相同条件下比直线形边坡要挖出更多的岩石,故在实践中很少采用,然而文献[56]通过静力有限元分析充分论证了高堆石坝的合理边坡形状是一上陡下缓的非线性函数曲面,文献[57]也认为滑坡线场理论对土坝和土石坝合理边坡设计与研究具有启发意义。

本书作者在应用滑坡线场理论分析边坡稳定性时,发现了边坡坡面线与极限坡面曲线的相对位置关系可用来判断边坡稳定性这一客观规律,表现为当安全系数 $F < 1$ 时,即边坡破坏时,边坡坡面线与极限坡面曲线相交;反之当 $F > 1$ 时,即边坡稳定时,边坡坡面线与极限坡面曲线相离,以此为边坡失稳判据并定义为失稳变形破坏准则,提出了边坡稳定性极限曲线法,该法目前只适用于均质边坡和成层土质边坡,其详细概念与定义将在第3章予以介绍和说明。

第 2 章 土体滑移线场理论简介

为了使本书能够自成体系,让读者在不阅读文献情况下方便了解本书的极限曲线法,本章将系统介绍滑移线场理论,并对相关公式及边界条件作简要介绍,并说明了该理论解法的一般步骤,阐述了具体应用过程,章尾介绍了由试验得出的极限坡面曲线公式近似方程。本章内容主要引于文献[58]~[62]。

2.1 滑移线场理论与计算公式

2.1.1 土体塑性理论与强度条件

塑性力学理论主要研究土体在外荷载作用下达到极限平衡状态或塑性平衡状态时的应力分布场与塑性应变速度分布场,借以计算土体在已知边界条件下的极限荷载,在计算过程中要对具体问题作一定的假设,例如对滑裂面形状和位置的假设等。可以把岩土介质简化为理想弹塑性材料,在不变的荷载作用下变形可继续增长,称为理想弹塑性体的极限状态。极限状态下的荷载,称为塑性极限荷载。采用塑性理论方法的前提是认为应力超过某个点之后,土体进入或开始发生剪切滑动。实际计算中,如何确定该点位置是个比较复杂而重要的问题。

自 1903 年 Kottter 首先建立了塑性平衡滑移线方程以来,人们沿着该方向不断探求散体极限平衡课题的严密数学解。Prandtl 首先求得了该方程在无重量条形地基极限平衡课题中的封闭解,但是由于散体或土体的复杂性和实际边界条件的多变性,除极少数实际课题外,很难求得严密数学解。该学派的理论方法,一般称为滑移线法或特征线法。苏联学者 Sokolovskii 首先成功地应用特征线数值解取得一系列散体极限平衡实际课题的解,Bepezaueb 等又相继发展了这方面的理论。Cehkob 根据 Sokolovskii 的理论进行了极限稳定状态边坡的试验,得出了均质土体只考虑自重时的极限坡面曲线方程。在散体极限平衡理论与土力学的发展过程中,曾先后出现过各种散体极限平衡课题的近似计算方法,例如 Terzaghi 等提出的稳定性计算方法。这类方法采用散体极限平衡理论的某些已有成果,假定土体达到极限平衡状态时的滑动区形状与范围,按静力平衡原则找出与最危险滑动情况相应的极限荷载。

在研究土体极限平衡状态课题时,土的强度准则是个重要影响因素。土体中任一点达到极限平衡状态的强度条件有不同的表达方式,按 Coulomb 强度条件表

示时:

$$\tau_f = \sigma_n \tan \varphi + c \quad (2-1)$$

式中, τ_f 为该点土的抗剪强度; σ_n 为剪切面上的法向作用应力; φ 为内摩擦角; c 为土的黏聚力。

按 Mohr-Coulomb 强度条件表示时:

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

式中, σ_1 和 σ_3 分别为某点处于极限平衡状态时所受的最大和最小主应力。

已有研究指出,在与剪切特性直接有关的土体稳定性研究中,剪破以前的应力应变特性更具有实际意义,实际上土坡由稳定状态到剪破状态或滑动破坏是土坡应力应变状态发展的结果。开始时,稳定状态土坡的变形可能以压缩变形为主,而后则逐渐发展为以剪切变形为主,最后导致土坡的滑动破坏。因此,合理的稳定性表示方法应该是按照土坡的变形发展过程定量地估计其稳定程度^[60],例如可假设几种高度相同而坡角不同的土坡断面,根据不同断面土坡的不同应力状态,计算出土坡变形情况,判断出土坡达到破坏状态时的变形,以破坏状态时坡角与实际设计采用的坡角比值作为实际土坡的稳定性安全系数,此时的安全系数与土坡变形发展情况相联系,在概念上更为合理明确。当然,联系土坡的变形发展状况还可能采用其他形式表达土坡的安全程度,即将土体稳定性问题作为变形发展问题来处理,根据不同应力状态下变形发展情况,来估定土体稳定性与安全程度。本书建立的极限曲线法即是按此思路根据边坡坡面变形量来确定边坡稳定性。

2.1.2 土体滑移线场理论极限平衡方程组

本节主要讲述散体极限平衡状态下平面课题方程组的推导,如果边坡体沿轴向(取 z 轴方向)没有变形,而在垂直于截面均有形变,位移不随坐标 z 的变化而变化,表达式为

$$u = u(x, y), \quad v = v(x, y), \quad w = 0 \quad (2-3)$$

式中, u 为 x 轴方向位移; v 为 y 轴方向位移; w 为 z 轴方向位移。

这种特殊的空间问题,称为平面变形问题,微分体应力平衡方程组可按图 2.1 所示应力情况根据静力平衡条件写出。

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = X \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = Y \end{cases} \quad (2-4)$$

式中, σ_x, σ_y 为 x, y 轴向的正应力, kPa; τ_x, τ_y 为 x, y 轴向的剪应力, kPa; X, Y 为

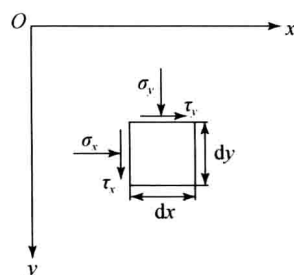


图 2.1 微分土体应力图

土体体积力在 x 、 y 轴向上的分量,当土体只有重力作用时, $X=0, Y=\gamma$ (γ 为土体容重, kN/m^3)。在平衡方程组中,含有三个未知量 $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ ($=\tau_{yx}$),需要三个有关方程才能求解,所缺的第三个方程采用强度条件来补足。

土力学已经证明:根据 Mohr-Coulomb 破坏准则,通过土体中任一点 M 有两条滑动线 I 与 II,且两线与大主应力 σ_1 的作用线方向夹角均为 $\mu = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$,与小

主应力 σ_3 的作用线方向夹角分别为 $\frac{\pi}{2} + \mu$ 和 $\frac{\pi}{2} - \mu, \varphi$

为内摩擦角,如图 2.2 所示。由工程力学中的莫尔应力圆可得 M 点 σ_x, σ_y 与 σ_1, σ_3 的关系:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_x \\ \sigma_y \end{matrix} \right\} = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) \pm \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\theta \tag{2-5}$$

$$\tau_x = \tau_y = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\theta \tag{2-6}$$

式中, θ 为大主应力 σ_1 与 x 轴的夹角,与所研究点的应力状态有关,计算中规定: θ 沿 x 轴逆时针转动为正,反之为负。

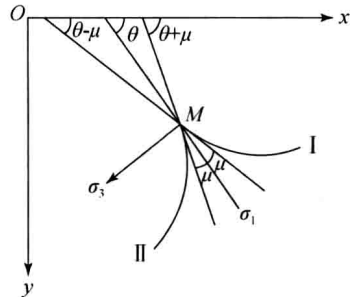


图 2.2 滑移线与大主应力夹角示意图

根据 Mohr-Coulomb 破坏准则,在极限平衡状态时,由 σ_1, σ_3 确定的应力圆与土体的强度包线相切,表达式(2-2)可改写为

$$\frac{\frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)}{\sin \varphi} = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) + c \cot \varphi \tag{2-7}$$

令 $\frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) + c \cot \varphi = \sigma$, 称特征应力,是与散体中一点的应力状态(σ_1, σ_3)或($\sigma_x, \sigma_y, \tau_x (= \tau_y)$)及强度参数 c, φ 有关的计算应力,引用该参数主要是为了便于方程组