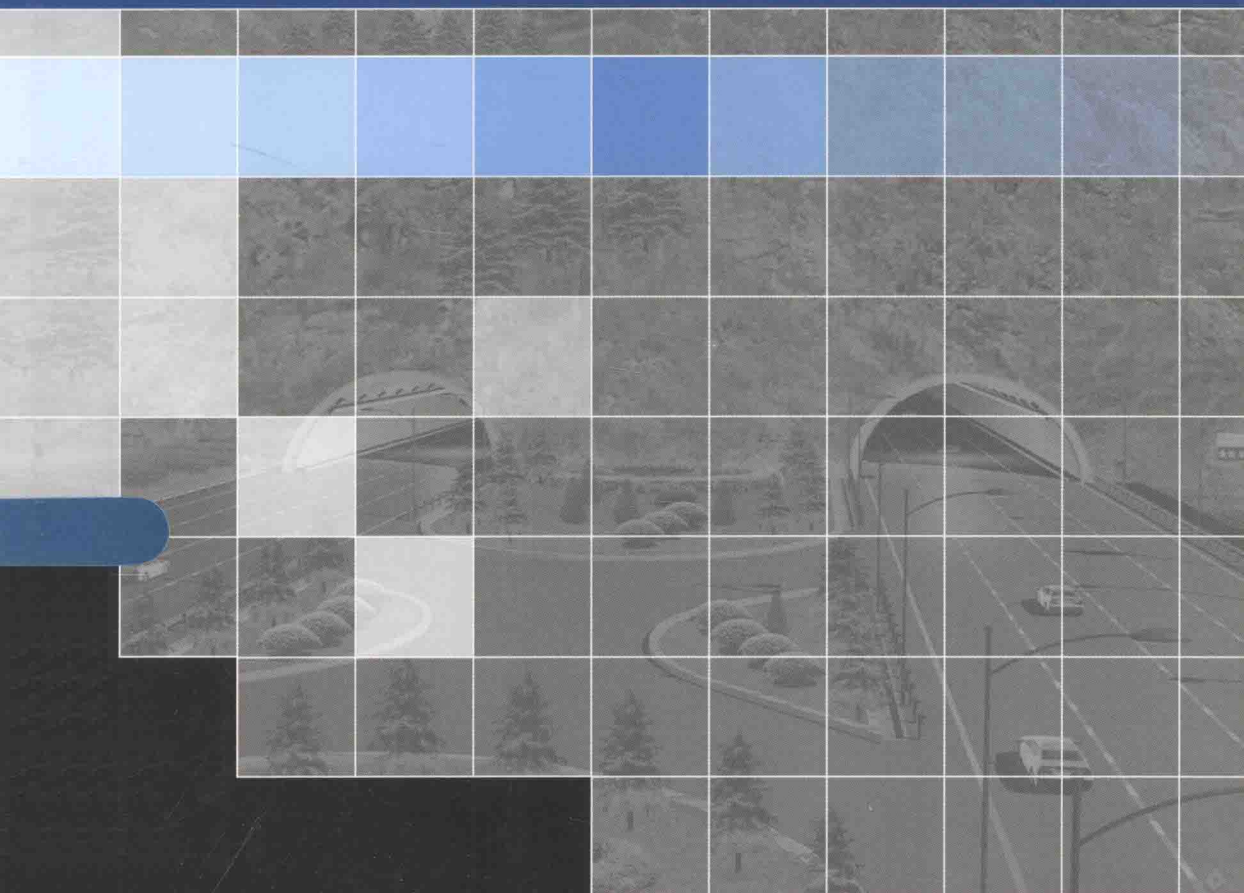


隧道围岩稳定性极限分析 上限有限元法与应用

杨 峰 阳军生 赵炼恒 张 箭 著



科学出版社

隧道围岩稳定性极限分析 上限有限元法与应用

杨 峰 阳军生 赵炼恒 张 箭 著

科 学 出 版 社

北 京

内 容 简 介

本书针对浅埋隧道围岩稳定性课题,以极限分析上限法作为主要手段,系统研究隧道稳定性与破坏模式等问题。全书共7章,介绍了岩土塑性力学极限分析基本理论,提出了刚性块体上限法、刚体平动运动单元上限有限元法、塑性变形单元上限有限元法以及自适应网格上限有限元法的实现流程,应用这些方法系统分析了隧道轮廓形状、隧道埋深、岩土强度参数、地表超载等多种因素对稳定性与破坏模式的影响,并将上限有限元法应用于实际工程。

本书可供公路、铁路、地铁、水利、矿山、国防等系统从事岩土与地下工程的科技人员及相关专业院校师生参考。

图书在版编目(CIP)数据

隧道围岩稳定性极限分析上限有限元法与应用/杨峰等著. —北京:科学出版社,2015.3

ISBN 978-7-03-043815-7

I. ①隧… II. ①杨… III. ①隧道工程-围岩稳定性-有限元分析-研究 IV. ①U452.1

中国版本图书馆CIP数据核字(2015)第053850号

责任编辑:刘凤娟 / 责任校对:邹慧卿

责任印制:张 倩 / 封面设计:耕 者

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>

文林印刷厂 印刷

科学出版社发行 各地新华书店经销

*

2015年3月第 一 版 开本:B5(720×1000)

2015年3月第一次印刷 印张:12 1/2

字数:238 000

定价:69.00元

(如有印装质量问题,我社负责调换)

前 言

隧道围岩稳定性是工程界普遍关注的问题,围岩稳定性评价及破坏模式的研究为工程现场施工和加固方案的制定提供理论支持。现阶段这方面的研究以极限平衡法为代表的解析或半解析法,以及以有限元分析为代表的数值计算方法为主。工程实践过程中还应用并发展了现场监测技术作为稳定性评价的辅助手段。目前,在岩土工程稳定性分析领域,极限分析理论被越来越多的学者所重视,特别是上限法,其理论基础严格,成为研究的热点。极限分析上限法与有限元技术相结合产生的上限有限元法,既具有有限元方法的优势,又能快速求解岩土稳定性上限解与破坏模式,是研究稳定性问题的有效手段。目前该法应用于隧道围岩稳定性的研究仍处于起步阶段。

本书以浅埋隧道围岩稳定性为对象,以极限分析上限法为主要研究手段,通过理论研究、程序编制、计算分析等工作,探讨了隧道稳定性与破坏模式等问题。首先,介绍了岩土塑性力学极限分析基本理论,总结了岩土破坏模式和速度场的构建方法,提出了刚性块体上限法计算流程;其次,针对刚性块体上限法需假定破坏模式的不足,提出了刚体平动运动单元上限有限元法,建立了非线性规划模型;再次,论述了通用的塑性变形单元上限有限元基本理论,引入高阶六节点三角形单元,实现了基于三节点和六节点三角形单元的自适应网格上限有限元;最后,利用上述多种上限有限元方法对隧道稳定性和破坏模式开展系统的计算分析,研究了隧道轮廓形状、隧道埋深、岩土强度参数、地表超载等多种因素对稳定性的影响,并进一步分析讨论了并行隧道、偏压隧道的稳定性和破坏模式。鉴于目前极限分析方法在实际中的应用尚不成熟,本书还探讨了极限分析上限法在隧道围岩稳定分析中的应用,并进行了工程实例分析。

本书是研究团队成员共同完成的成果。所述的相关研究工作,得到了国家科技支撑计划课题(No. 2012BAK24B02)和国家自然科学基金项目(项目编号:51008309)的支持。科学出版社刘凤娟对于本书的出版给予了很多帮助,在此一并表示感谢。

鉴于作者水平所限,书中难免存在不足之处,敬请读者批评指正。

作 者

目 录

前言

第 1 章 绪论	1
1.1 岩土工程稳定性分析研究现状	2
1.1.1 极限平衡法	2
1.1.2 滑移线(特征线)法	2
1.1.3 极限分析法	3
1.1.4 有限元法	5
1.2 隧道围岩稳定性分析研究现状	6
1.2.1 隧道围岩压力和稳定性分析	6
1.2.2 浅埋隧道模型试验研究	15
1.2.3 存在的不足	17
1.3 本书主要内容	17
第 2 章 极限分析基本理论	19
2.1 引言	19
2.2 基本假设	19
2.2.1 理想弹塑性假设	19
2.2.2 小变形假设	20
2.2.3 Drucker 公设	20
2.3 极限分析的基本理论	22
2.3.1 屈服准则	22
2.3.2 流动法则	22
2.3.3 虚功原理和虚功率原理	24
2.3.4 极限状态应变率	26
2.3.5 极限分析上下限定理	27
2.4 关联与非关联流动法则的影响	28
第 3 章 刚性块体极限分析上限法	29
3.1 引言	29
3.2 岩土破坏模式的构建方法	29
3.2.1 土体内部塑性区与滑动面的关联关系	29

3.2.2 破坏模式构建方法	30
3.2.3 破坏模式的适用性探讨	31
3.3 刚性块体极限分析上限法计算流程	31
3.4 条形基础地基极限承载力算例	32
3.5 矩形隧道围岩压力计算	41
3.6 隧道掌子面纵向稳定性	45
第4章 刚体平动运动单元上限有限元法	51
4.1 引言	51
4.2 刚体平动单元与速度间断线	52
4.3 刚体平动单元上限有限元	52
4.3.1 速度间断线约束	52
4.3.2 速度边界约束	53
4.3.3 单元自重功率	53
4.3.4 速度间断线耗散能	53
4.3.5 刚体平动单元上限有限元线性规划模型	53
4.3.6 刚体平动单元上限有限元计算流程	54
4.4 刚体平动运动单元上限有限元	55
4.4.1 速度间断线约束与耗散能计算	55
4.4.2 模型网格几何约束	55
4.4.3 刚体平动运动单元上限有限元非线性规划模型	55
4.4.4 刚体平动运动单元上限有限元计算流程	56
4.5 条形基础地基极限承载力算例	57
4.6 地表超载作用下隧道稳定性分析算例	60
4.7 隧道掌子面纵向稳定性分析算例	62
第5章 塑性变形单元上限有限元法	66
5.1 引言	66
5.2 三节点三角形单元上限有限元	66
5.2.1 三节点三角形单元	66
5.2.2 莫尔-库仑屈服函数线性化	67
5.2.3 单元内部塑性流动约束	68
5.2.4 速度间断线塑性流动约束	70
5.2.5 速度边界条件	72
5.2.6 外力功率和内部耗散能	73

5.2.7 上限有限元线性规划模型	75
5.2.8 上限有限元数值计算流程	75
5.3 六节点三角形单元上限有限元	76
5.3.1 六节点三角形单元	76
5.3.2 单元内部塑性流动约束	77
5.3.3 速度间断线塑性流动约束	78
5.3.4 速度边界条件	79
5.3.5 外力功率和内部耗散能	80
5.3.6 上限有限元线性规划模型	80
5.3.7 上限有限元数值计算流程	81
5.3.8 上限有限元后处理	81
5.4 上限有限元自适应加密方法	82
5.4.1 六节点三角形单元上限有限元(不设置速度间断线)	82
5.4.2 上限有限元网格自适应加密策略	83
5.4.3 上限有限元网格自适应加密数值计算流程	84
5.5 条形基础地基极限承载力算例	84
5.6 边坡稳定性算例	92
5.7 地表超载作用下隧道稳定性算例	96
第6章 隧道稳定性上限有限元分析	101
6.1 隧道稳定性分析方法	101
6.1.1 不排水条件下隧道稳定性分析	101
6.1.2 排水条件下隧道稳定性分析	102
6.1.3 隧道稳定性的强度折减法	102
6.2 隧道稳定性分析	103
6.2.1 不排水条件下圆形隧道稳定性	103
6.2.2 排水条件下圆形隧道稳定性	115
6.2.3 隧道破坏模式和影响因素分析	134
6.3 矩形隧道围岩压力计算	135
6.4 隧道掌子面纵向稳定性	141
6.4.1 隧道掌子面支护反力计算	141
6.4.2 隧道掌子面稳定性分析	150
6.5 并行隧道稳定性分析	154
6.5.1 不排水条件下并行隧道稳定性	154

6.5.2 排水条件下并行隧道稳定性	159
6.6 偏压隧道稳定性分析	164
第7章 隧道稳定性上限有限元实例分析	171
7.1 工程概况	171
7.2 隧道洞口段塌方	172
7.3 云阳山隧道上限有限元稳定性分析	176
参考文献	183

第 1 章 绪 论

随着我国国民经济的不断发展,交通基础设施的建设步伐相应加快。相比过去,隧道工程在交通基础设施建设中所占比例大大增加,尤其随着全国各大城市地铁工程的兴起和高速公路网的不断完善,涌现出越来越多的隧道,特别是覆土较浅的浅埋隧道。

浅埋隧道需要解决变形和稳定性这两个主要问题。变形问题包括预测地表沉降和地层位移,以评价隧道与建筑物之间的相互影响,在城市地铁中变形问题至关重要;稳定性问题包括评价隧道围岩与支护结构稳定性以及破坏模式的形态和范围等。由于城市地铁中变形控制处于首要地位,一般情况下,当变形控制能满足工程实际需要时,相应的稳定性问题多能得到保证。然而,实际工程往往受众多因素的限制,常出现地铁隧道变形控制失败、围岩和支护结构发生失稳破坏的案例。在山岭地区修建公路隧道,往往对变形控制要求并不严格,于是施工期间隧道围岩稳定性上升为首要问题。由于公路隧道断面面积和跨度均较大,隧道洞口段常常存在浅埋,并可能伴随地形偏压等不利条件。因此,在山岭地区公路隧道施工过程中,隧道围岩与支护结构发生大变形甚至失稳塌方等事故时有发生,造成较大的经济损失甚至人员伤亡。发生塌方的公路隧道大多具有以下特点。

(1) 隧道开挖跨度大。大部分隧道开挖跨度大于 10m,个别隧道单洞三车道开挖跨度超过 16m。

(2) 隧道围岩条件较差,多为 V 级围岩。

(3) 大多数隧道埋深较浅。

此外,隧道偏压、地下水等其他因素也是影响隧道围岩稳定性的重要因素。

当伴随地质条件较差、跨度大以及存在偏压等不利条件时,隧道更容易发生失稳破坏。然而,目前对于隧道稳定性的判断仅依靠水平收敛和拱顶下沉等变形指标,依经验法得到的数据进行评判,未能深入考虑诸多因素的影响。一般按照隧道围岩的稳定性进行分级。

有限元法是解决隧道围岩稳定性问题的通用方法,是目前的研究热点之一。尽管有限元法经过多年的发展具有长足的进步,然而采用有限元计算得到的围岩应力、位移、拉应力区和塑性区大小等结果很难准确确定隧道围岩的安全度和破坏面。

显然,对于实际工程,影响浅埋隧道围岩稳定性的因素复杂多样,难以提出明确的稳定性评判标准。然而,即使对于抽象出来的理想化模型,目前仍没有从理论

方面进行稳定性判断的有效方法。对于浅埋隧道围岩稳定性问题,需要解决的问题主要为:①隧道围岩稳定与安全的评判标准的制定;②隧道围岩发生失稳破坏时的滑裂面以及破坏形态与范围。解决这两个问题,对于浅埋隧道支护结构设计、隧道施工优化及理论的进展等问题均具有显著的指导意义。

1.1 岩土工程稳定性分析研究现状

目前对于浅埋隧道稳定性开展的研究工作并不像边坡工程那样成熟与完善,但其进行稳定性分析的理论和方法是近似的,主要包括极限平衡法、滑移线法、极限分析法和有限元法。

1.1.1 极限平衡法

库仑和朗肯分别建立了计算主动和被动土压力的方法,将其推广到地基极限承载力计算和边坡稳定分析中形成体系,即极限平衡方法^[1]。

极限平衡法以莫尔-库仑屈服为基础,将破坏区域划分成若干刚性体,通过建立刚性体之间的静力平衡方程,求解系统的安全系数或外荷载。实际上计算模型常常是静不定的,需引入简化假定使问题变得静定可解,于是该法的严密性受到损害。不过多数情况下其计算结果误差并不太大,因而在工程中获得广泛应用。

目前,极限平衡法应用最为广泛的当属边坡稳定性课题。在基于极限平衡法的边坡稳定性分析课题中,形成诸如条分法、瑞典圆弧法等^[1]方法。

在隧道工程中,极限平衡法也得到了应用,如隧道规范关于浅埋隧道围岩压力计算方法、太沙基土压力计算方法等^[2-4],求解思路均基于极限平衡理论。

极限平衡法存在不足之处:采用极限平衡法计算稳定性课题时,需假定滑裂面的位置和形状,然后通过试算寻找最小安全系数和最危险滑裂面。对于特定问题,如何合理地假定滑裂面是最难解决的问题。另外,极限平衡法主要用于边坡稳定性分析,对于诸如浅埋隧道稳定性和围岩压力等问题的应用仍不多,而且精度较低。这可能是隧道边界条件复杂,滑裂面几何形态难以合理地假定所致。

1.1.2 滑移线(特征线)法

滑移线法是根据平衡方程、屈服条件和应力边界条件求塑性区的应力、位移速度的分布,求出极限荷载或者稳定安全系数的方法。将土体视为理想的弹塑性体且弹性变形忽略不计,在不考虑土体的变形与应变软化或硬化的情况下,将土体分成塑性区和刚性区。假定塑性区内各点均达到极限平衡状态,在塑性区内的每一点,除建立静力平衡条件,还增加莫尔-库仑破坏条件,在特定的边界条件下,利用特征线法求解由此形成的一组偏微分方程组。

当计算区域的边界条件和土体强度均匀分布时,用特征线可得到有限的闭合解答,解得的特征线恰好就是土力学中的滑移线,其中一组就是滑动面^[5,6]。例如,Prandtl 得到了地基承载力的闭合解;索科洛夫斯基^[5]建立了非常完整的极限平衡滑移线理论,给出了较复杂边界条件下的土压力、地基极限承载力和边坡稳定的一系列闭合解。

滑移线法忽略了土体的应力-应变关系。按变形体力学,完全解必须满足这个条件,而滑移线法只用到了平衡条件和屈服条件。就平面应变问题而言,可以用两个平衡方程和一个屈服条件,从未知的应力分量个数与方程数相等的意义上讲,有时好像是静定的,然而在大多数实际问题中,边界条件都包含应力和位移,因此不能按静定问题来处理,必须考虑土的应力-应变关系才能求解。仅建立在应力平衡基础上的滑移线场是不完备的,严格的滑移线法还应要求其对应的速度场满足变形速率边界条件,同时还要检验塑性区内塑性功率非负条件,但这在实际应用中很少能做到,通常是根据实际工程性质直接由经验判断滑移线场的合理性。

传统滑移线法只适用于平面应变问题或者轴对称问题,对于一般问题,只能用差分法求解。目前没有类似有限元法这样通用的差分法程序,只能针对具体问题编制相应程序,所以用差分法按传统的滑移线理论去求解实际岩土问题的文献较少。

已有的文献中,陈庆中和高正中^[7]结合有限元法、极限平衡理论和常微分方程的数值解法等,提出了用于土坡稳定的滑移线数值分析法。考虑土的应力-应变关系和土坡失稳的破坏形式,从分析土坡应力分布的变化入手,直接确定临界滑动面的位置,进而计算土坡总体安全系数。张国祥和刘宝深^[8,9]将传统滑移线理论和弹塑性有限元分析结合起来,建立了一套潜在滑移线理论,提出了用潜在滑移线理论分析边坡滑动面及稳定性的新方法。根据弹塑性有限元的应力分析结果,用数值积分方法确定边坡的潜在滑移线、最危险潜在滑移面和边坡稳定性安全系数。朱以文等^[10]发展了一套基于滑移线场理论,并根据有限单元法的计算结果来确定边坡滑动面的数值模拟方法,在此基础上研究了流动法则对边坡稳定分析的影响。

1.1.3 极限分析法

塑性极限分析方法首创于 20 世纪 20 年代。1936 年前苏联学者格涅兹捷夫就杆系结构和混凝土结构提出了确定极限承载能力上限和下限的准则,首次完整描述了结构极限分析理论。到了 50 年代,极限分析的上、下限定理得以证实,Drucker 以稳定材料为基础提出了与屈服条件相关联的流动法则。Drucker 等^[11,12]把静力场和速度场结合起来提出了极值理论,建立了完整的塑性极限分析理论,也就是经典的上、下限定理,并对理想弹塑性模型的平面和空间问题的上、下限定理进行了研究,Hill^[13]则用理想刚塑性模型对最大塑性功原理和最小塑性功

原理进行了论证。这两种基于不同变形体的模型的论证计算所得的极限荷载是一致的。这样,塑性极限分析可以直接采用理想刚塑性模型,使问题进一步得到简化。

1975年,Chen^[14]在其专著《极限分析与土体塑性》中系统地阐明了极限分析理论在土木工程问题中的运用,即对于复杂且难于精确求解的土木工程问题,直接考虑破坏的极限状态,忽略中间的弹塑性过程,求解岩土结构物破坏时的极限荷载和安全系数的上限和下限,从而得到结构物的应力-应变状态。鉴于静力许可应力场和运动许可速度场的构造相对比较困难,人们开始根据经典的上、下限定理直接构造计算极限荷载因子上限和下限的算法格式,有限元与数学规划相结合是目前复杂结构极限分析问题的主要方法。1970年,Lysmer^[15]首次将有限元法引入极限分析中,构造了静力许可应力场和运动许可速度场,并运用线性规划的数值方法求解了土力学问题。此后,Bottern等^[16]在利用有限元进行塑性极限分析方面也做了大量工作,进一步推动了塑性极限分析这门学科的发展。

Sloan等^[17-25]将土力学中的极限分析与有限元法相结合。对于下限法,考虑单元之间相邻边上的应力间断条件,将理想塑性土体的平面应变问题的下限分析归结为求解一个大规模线性规划问题。针对线性规划问题的特点,提出了求解线性规划的最速边界有效集合算法。针对上限法,Sloan分别采用不考虑和考虑速度间断的塑性极限分析上限法,并进行对比分析,说明单元间设置速度间断线能显著提高计算结果的精度。Sloan在单元选取方面,提出二维问题可采用三节点三角形单元,对三维问题采用四节点四面体单元。Sloan^[18,19]提出的基于线性规划的塑性极限分析上限、下限方法理论体系,对塑性极限分析方法在岩土工程领域的应用奠定了基础。然而,由于线性规划模型需要将莫尔-库仑屈服准则线性化,在计算过程中引入了大量的决策变量,增加了线性规划的规模。为此,Lyamin和Sloan^[25]随后采用基于非线性规划的塑性极限分析。

针对有限元极限分析中的非线性规划问题的求解,沈卫平^[26]提出了一种上限有限元分析的无搜索迭代算法,Zouain等^[27]提出了一种适用于上、下限分析的二维可行方向迭代算法,Herskovits^[28]提出了一种用于下限分析的内点法。

同时,国内学者也对塑性极限分析法开展了研究。杨小礼等^[29,30]对塑性极限分析上限法在土木工程问题中的应用做了研究。王均星等^[31-35]借助有限单元法和线性规划,建立了边坡稳定的数学规划模型,由此可求出安全系数的上、下限解,同时给出了极限状态下的应力场和速度场。李泽和王均星^[36,37]在此基础上考虑了孔隙水压力,并结合塑性极限分析下限法理论、有限元离散技术以及非线性数学规划手段对岩质边坡进行稳定性分析。Chen等^[38]采用刚体元离散土体,提出了孔隙水压力条件下的刚体有限元上限分析法,这种上限法采用单元为刚体,内部不发生塑性变形,因此计算模型转化为非线性规划问题,所需决策变量相对较少。杨

洪杰等^[39]将下限分析应用于岩土工程问题中,分别考虑了莫尔-库仑屈服准则的内切圆、等面积圆和外切 Drucker-Prager 准则条件下三维地基承载力和边坡极限荷载的课题,并且采用非线性规划中的序列二次规划算法求解问题。王敬林等^[40,41]将广义塑性力学理论的一些原理引入塑性极限分析法中,考虑非关联流动法则条件下岩土类材料的结构达到极限状态时的稳定问题。

有限元法引入塑性极限分析领域,成功地解决了复杂条件下构造静力许可应力场和运动许可速度场的困难,而且可得到极限状态下破坏区域的应力场和速度场。日趋成熟的优化技术也可从成千上万的约束方程和决策变量中寻求问题的最优解;同时随着计算机硬件水平的不断提升,为解决复杂条件下较大规模的塑性极限分析提供了技术条件。正是如此,本书以极限分析上限有限元法为主要的分析手段,对浅埋隧道围岩的稳定性展开研究。

1.1.4 有限元法

随着计算机技术的发展和大型有限元软件的日益完善,有限元法逐渐被应用到边坡以及其他岩土工程稳定性分析中。与传统的极限平衡法相比,有限元法不但满足力的平衡条件,而且考虑了材料的应力-应变关系,计算时不需做任何假定,便能自动地求得任意形状的临界滑动面及相对应的最小安全系数,同时还可以反映坡体失稳及塑性区的开展过程。对于具有复杂边界条件、土体非匀质的情况亦可进行分析。

目前采用有限元进行稳定性分析主要结合强度折减法进行,通过计算稳定性安全系数来评价岩土体的稳定性。首先给定强度折减系数,通过逐级加载的弹塑性有限元数值计算来确定模型的应力场、应变场或位移场,并对应力、应变或位移的某些分布特征以及计算过程中的某些数学特征进行分析。之后不断折减岩土体强度参数,直至特征参数的分析表明岩土体已经发生失稳破坏,将此时原土体强度参数与折减后的强度参数之比定义为相应的安全系数。

该法最早由 Zienkiewicz 等^[42]提出,但当时缺少大型有限元程序,并且计算过程需耗费大量机时而未得到岩土工程界的关注。尽管与强度折减相结合的有限元法优势明显,但目前该方法在实际应用过程中存在一定困难,主要包括以下两方面。

(1) 强度参数如何折减。

首先,强度折减法是否足够合理是值得商榷的问题。尽管实际工程中可能出现因外界因素变化引起岩土体强度参数降低的情况,但多数情况下由强度折减法有限元得到的计算结果往往与原来土体实际受力状态并不相符。另外,岩土体材料中黏聚力和内摩擦角对稳定性的贡献亦不相同,按同一比例进行折减并不够合理。对于诸如多层土体之类的复杂情况,如何进行强度折减仍值得探讨。

(2) 失稳判据。

① 以数值迭代计算不收敛作为土体破坏的标准。Griffiths 和 Lane^[43]利用强度折减有限元法研究了边坡、路基和土坝的稳定性,规定以有限元算法在 1000 次迭代次数内是否收敛作为失稳判据。在 Dawson 等^[44]的研究中,以节点失衡力和外荷载的比值超过 10^{-3} 作为失稳判据,也得到了与极限平衡法非常接近的安全系数。赵尚毅等^[45,46]也以数值算法的收敛性作为失稳判据,研究了边坡稳定性问题。由于岩土体性质复杂,用有限元法等数值方法分析稳定性问题影响收敛性的因素很多,如荷载大小、荷载步长、初始应力、网格形状、强度参数、边界条件等,以数值不收敛作为失稳判据具有一定的随意性。

② 以塑性应变或应力水平达到一定标准作为失稳判据。如边坡的变形过程是塑性应变、广义剪应变及应力水平等发展的过程。Matsui 和 San^[47]以剪应变超过 15% 作为边坡失稳判据。连镇营等^[48]和刘金龙等^[49]认为当边坡达到极限平衡状态时,在广义剪应变或广义塑性应变的等值线图中,必有一条等值线(通常是数值较小的那条等值线)由坡底贯通到坡顶。也有研究者^[50]认为塑性区从坡脚到坡顶贯通并不一定意味着破坏,塑性区贯通是破坏的必要条件,但不是充分条件。

③ 以某些特征点位移或变形的突变作为失稳判据。当超过极限平衡状态时,模型中的特征点的位移会一直增大。Donald 等^[50]将某个点的位移与强度折减系数的关系处理为两条直线,以这两条直线的交点对应的折减系数作为边坡安全系数。但特征点选取不同,可能会得到不同的安全系数。

可以看出,尽管有限元法可作为分析岩土工程稳定性的方法之一,但其存在明显的不足。这主要因为有限元法对于计算弹塑性状态岩土体模型是行之有效的,而对于模拟岩土体处于塑性流动破坏状态是存在困难的。因此,一般该方法总是以数值计算来逼近塑性流动破坏状态,即通过逐级加载的方式。而在破坏区域内的塑性区开始扩展直至塑性流动发生的这个阶段内,有限元计算通常需要经过大量的迭代,计算过程相当耗时,且经常存在收敛问题。因此可这样认为,有限元法对于岩土工程稳定性分析而言并不是最佳方法。

1.2 隧道围岩稳定性分析研究现状

1.2.1 隧道围岩压力和稳定性分析

围岩压力是引起地下开挖空间周围岩体和支护变形或破坏的作用力等,包括由地应力引起的围岩应力及围岩变形受阻而作用在支护结构上的作用力。狭义的围岩压力是作用在支护结构上的压力,围岩稳定性和围岩压力是隧道工程中两个重要而又密切关联的课题。对于特定的工程问题,围岩稳定性和围岩压力应该是一个问题的两个方面。因此,这里将浅埋隧道围岩压力和稳定性分析问题放在一

起论述。

由于隧道围岩压力涉及的因素较多,对于隧道结构设计又特别重要。因此,尽管太沙基法在国内外得到了广泛认可,但这方面的理论研究从未停止。

谢家杰^[51]从浅埋隧道破坏特征出发,假定破坏时滑动土体的破裂面,并将整个滑动土体分为三个刚性块,按照滑块之间的静力平衡条件得到浅埋隧道(包括偏压情况)的围岩压力公式。该方法被认为比较符合浅埋隧道工程实际,后来被我国铁路及公路隧道设计规范相继推荐采用,并一直沿用至今。

徐祯祥^[52]通过对若干位于软弱或者破碎地层中浅埋隧道的施工过程及量测资料的分析,讨论了浅埋隧道的稳定性判据以及与之相应的支护参数的确定这两个基本问题。

由于边界条件和应力场的不对称,浅埋隧道围岩压力的解析解很难获得。房营光和孙钧^[53]利用对称性原理求得围岩应力和变形弹性解的拉普拉斯变换,把解表达为多个局部坐标中的级数之和,并由加法公式把它们变换为某个局部坐标中的双重级数,以满足边界条件,但公式形式复杂。陆文超^[54]利用复变函数解法研究了地面荷载下的浅埋隧道围岩应力分析问题,获得了该问题的弹性应力场和位移场。

对于浅埋隧道稳定性问题,采用极限分析方法是一个有效的手段,尽管这方面的研究之前较少,但目前取得了长足的进展。

Atkinson 和 Potts^[55]针对无黏性土地层圆形隧道发生失稳的临界状态的支护反力,分别采用极限分析上、下限法进行了研究,并将计算结果与既有离心机试验结果进行对比验证。下限法需要找到一个静力许可的应力场,并且在其内部处处不违反屈服准则。对于无黏性土地层浅埋隧道,Atkinson 描述的隧道围岩可能发生的应力状态如图 1-1 所示,在 AFE 组成的圆弧内部,主应力方向为法向和切向;在 AFE 包围的范围之外,主应力方向为竖向和水平向。

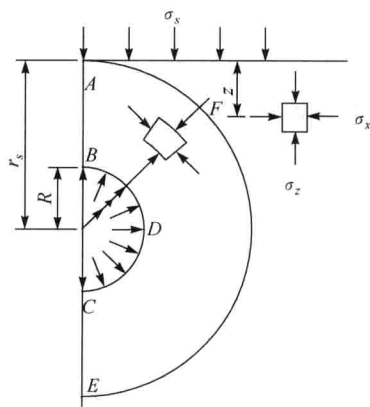
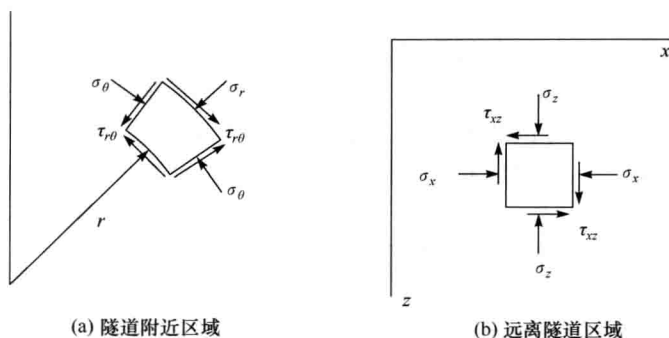


图 1-1 浅埋隧道围岩可能的应力状态^[55]

隧道附近和远离隧道区域对应的微元体应力状态如图 1-2 所示。由屈服准则和静力平衡条件,可得到隧道内部支护反力 σ_T 的下限解为

$$\frac{\sigma_T}{2\gamma R} = \frac{2}{2(\mu-2)} \left[\left(\frac{R}{r_s} \right)^{\mu-2} \left(3 - \frac{4}{\mu} \right) - 1 \right] \quad (1-1)$$

$$\frac{\sigma_T}{2\gamma R} = \frac{\mu}{\mu^2 - 1} \quad (1-2)$$

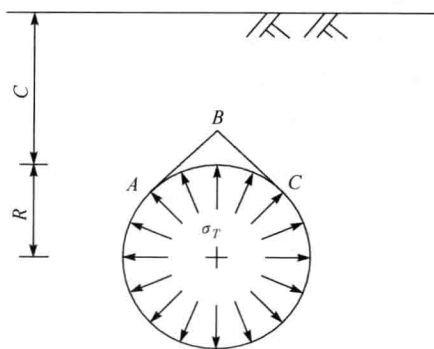
图 1-2 微元体应力状态^[55]

其中, $\mu = (1 + \sin\phi)/(1 - \sin\phi)$ 。

同时, Atkinson 等根据一系列无超载条件下隧道试验结果总结出如图 1-3 所示的破坏模式。其中楔形块 ABC 向下运动, 但受到滑动面 AB 和 BC 上所产生的阻力。为满足速度相容及相关联流动法则, 楔形体的顶角为 2ϕ 。由功率平衡方程可得到对应于该破坏模式的上限解为

$$\frac{\sigma_T}{2\gamma R} = \frac{1}{4\cos\phi} \left(\frac{1}{\tan\phi} + \phi - \frac{\pi}{2} \right) \quad (1-3)$$

式(1-3)成立的条件为 B 点位于地表下方, 即 $C/R \geq 1/\sin\phi - 1$, 于是, 其计算结果与隧道埋深无关。

图 1-3 无黏性土隧道破坏模式^[55]

Leca 和 Dormieux^[56]针对砂土地层, 构造了隧道掌子面的三维破坏模式, 如图 1-4 所示。其中, 第一种破坏模式由一个锥体组成, 破坏发生时整体下滑; 第二种破坏模式由两个锥体组成, 破坏发生时上面的锥体向下、下面的锥体向掌子面整体滑动。Leca 基于该破坏模式, 利用极限分析上限法, 分别考虑地表均布荷载和土体自重对稳定性的影响, 列出了相关计算图表。

