

DOI: 10.11779/CJGE201707019

边坡力的分布特征和稳定性分析

卢应发¹, 黄学斌², 刘德富¹

(1. 湖北工业大学土木学院, 湖北 武汉 430068; 2. 三峡库区地质灾害防治工作指挥部, 湖北 宜昌 443200)

摘 要: 边坡在渐进破坏过程中, 力的分布和稳定性分析是值得研究的。针对推移式和牵引式边坡, 分别提出了 5 种破坏机理, 根据边坡现状特征, 提出了 5 种推移式边坡形式; 定义了破坏方向, 边坡渐进破坏的特征是处于峰值应力状态的地质材料, 遵循材料的破坏规律, 且一步一步向前移动, 一点一点发生破坏; 在破坏区, 沿滑面的下滑力大于摩阻力, 在临界状态, 材料所承受的应力达到最大值, 且矢量和等于零, 在稳定区和欠稳定区下滑力等于摩阻力; 在整个滑面, 其压力等于反力。对于条块分析, 边坡渐进破坏过程中, 发生剪破坏时, 临界状态存在力平衡, 发生拉破坏状态时, 存在力矩平衡; 两种破坏形式在临界状态均是应力达到材料的极限值, 且矢量和为零。提出了抗滑防护措施的刚性、柔性和刚柔性设计, 并指明了相应的设置位置; 定义了破坏率、破坏比、破坏面积比、力学破坏和工程破坏, 并以此评价边坡的破坏程度。分析了力在边坡渐进破坏过程中的规律, 提出了传统基于摩阻力和下滑力之比的稳定性系数定义是值得商榷的。并以实例证明主推力法(或主拉力法)、综合位移法、富余位移法和拉破坏法是可用于工程实践的。

关键词: 力的分布; 临界状态; 剪应力模型; 稳定性分析; 抗滑设计

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)07-1321-09

作者简介: 卢应发(1964-), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土力学及路基工程方面的教学和研究工作。

E-mail: lyf77@126.com。

Distribution characteristics of force and stability analysis of slope

LU Ying-fa¹, HUANG Xue-bin², LIU De-fu¹

(1. School of Civil Engineering, Hubei University of Technology, Wuhan 430068, China; 2. Headquarters of Geological Hazard Prevention and Treatment in the Three Gorges Reservoir, Yichang 443200, China)

Abstract: It is worthy of researching the force distribution and stability analysis during the progressive failure process of slope. The five sorts mechanical failure mechanisms are proposed for the thrust-type and tract-type landslide respectively, the another five sorts existence modes of the thrust-type slope status on site also suggested, the forward direction of slope failure is defined. The characteristics of progressive failure of slope can be described as: the failure mode of slope obeys the geo-material rule under the peak stress state, the critical stress state moves forward step by step under the condition that the slope failure occurs. The sliding force is greater than that of frictional resistance along the sliding face in the destruction zone. The bearing stress of geo-material reaches the maximum and its vector sum is equal to zero on the critical state. The frictional resistance is the same as the sliding force quantitatively in the stable and less-stable zones along sliding face, the pressure is equal to the reaction quantitatively in the entire sliding face. There exist force and moment balances under the critical state during the progressive failure process, when the shear and tensile failure occur by using the slice block method. The bearing stresses occur under the limit stress state, and the stress vector sum is equal to zero under the critical state for the tensile and shear failure. The rigid, flexible and rigid-flexible design methods are proposed for the protective measures of slope, and their location is also suggested. The failure ratio, failure percentage, failure area percentage, mechanical failure and engineering failure are defined respectively, and they can be used to evaluate the stability of slope. The force distribution rules of sliding face is analyzed during the progressive failure of slope. The conventional definition of stability factor which is equal to that of the frictional force is divided by sliding force along sliding face). The case studies indicate the main thrust method (or main traction method), comprehensive displacement method, surplus displacement

method and tensile failure method are feasible to evaluate the stability of slopes tensile failure method are feasible to

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(41372363, 41641027, 50879044); 三峡后续工作地质灾害防治项目(0001212015CC60005)
收稿日期: 2016-03-28

evaluate the stability of slopes.

Key words: force distribution; critical state; shear stress model; stability analysis; protective measure design

0 引言

自然和人类工程活动创造了无数的边坡, 边坡灾害引起了无数的财产损失和夺去了众多生命, 众多学者对其进行了一百年多年的研究, 取得了一些成果, 提出了瑞典法、简化 Bishop 法、Janbu 法、传递系数法、Sarma 法、Fellenius 法、有限元强度折减法等^[1-6]十几种边坡极限平衡稳定性计算方法。

在传统边坡稳定分析中, 多数采用极限平衡条分法。对于给定滑面的边坡, 为了静定可解, 各种极限平衡条分法都对条块底边上法向力的作用点以及条块间推力的方向和作用线作了不同的假定, 影响方法的严密性。

随着数值分析的发展, 越来越多学者开始尝试各种不同计算方法。近来矢量和法被应用于边坡和高坝稳定性^[1-2]评价, 另有学者^[3-6]通过一定假设, 建立三维严格平衡方程, 提出了 4 个标准等。

上述分析均是基于极限平衡状态。文献[7~14]在现行岩土体力学特性划分为两种形式(I型和II型)基础上, 提出了岩土体力学行为可以划分为I型、II型和III型的划分标准, 其中II型源于试验控制, I型具有明显的峰值应力, 而III型现行试验难以确定其峰值应力。由于峰值应力随围压变化而变化, 进而提出了岩土体力学行为从I型变为III型时的过度状态围压称为临界围压, 这个围压可以作为高地应力判别标准。提出了一种新剪应力模型, 可以描述地质材料全过程行为, 该本构模型不仅可以描述岩土体地质材料I型, 也可以描述III型行为, 相关参数具有一定的物理力学意义。分析了岩土体力学特性, 提出了沿滑面可划分为不稳定区、临界状态、欠稳定区和稳定区的观点。分析了滑坡力的传递规律, 提出了边坡临界条块(或单元)力的特征: 边坡临界条块(或单元)在沿破坏面方向所承受的应力达到极限状态, 且矢量和等于零, 则该条块(或单元)处于临界状态; 在沿滑面发生拉破坏时, 垂直于滑动方向的拉应力与极限抗拉强度矢量和为0时, 则该条块(或单元)处于临界状态。提出了推移式和牵引式滑坡的破坏机制、类型及控制标准。研究了现行极限平衡状态滑坡稳定性系数计算方法, 证明了现行同一种极限平衡状态法计算稳定系数值具有不同特征: 当滑坡条块取残余应力状态参数时稳定性系数最小, 当滑坡条块部分处于破坏后区和部分处于峰值应力前应力状态时, 其稳定性系数介于临界应力状态和全部残余应力状态之间, 当滑坡条块取

临界应力状态力学参数时稳定性系数最大。在机制分析的基础上, 认为现行边坡极限状态分析法只在残余应力状态下是适宜的, 且均属于经验法。在对边坡现状变形、应力分析的基础上, 结合边坡可能的破坏形式, 提出了综合下滑力-抗滑力法、主推力法(或主拉力法)、综合位移法、富余位移法和拉破坏法。指出了现行不平衡推力法不适宜于牵引式边坡稳定性分析, 提出了不平衡拉力法(经验法)。对于边坡潜在的破坏形式, 提出了破坏角转动法, 这种方法假设材料峰值应力满足莫尔库仑准则, 则破坏角为 $45^\circ + \varphi/2$, 边坡由于临空面的存在, 主应力轴发生偏转, 从而决定潜在滑动面。并定义了边坡的破坏率、破坏比和主滑方向。针对有限单元, 认为强度折减法对摩阻力打折, 使计算应力场和位移场逻辑上不具有和实际现场进行比较的可能性, 另外计算所得稳定系数与极限平衡条分法结果不能进行比较。分析了引起边坡有限元计算往往不收敛的主要原因, 认为不收敛的结果是不可信的。鉴于滑面在破坏区的剪应力和位移两者不连续, 提出了有限元计算的滑面边界法, 滑面边界法有限元法计算结果可与传统极限平衡条分法加以比较。当滑面边界利用新剪应力模型时, 可以较准确地预测边坡渐进破坏时的力和位移。研究了边坡监测时间与位移的特征, 提出了时间与位移两种曲线形式, 稳定位移-时间曲线和不稳定位移-时间曲线。当位移-时间曲线为不稳定型时, 其曲线呈S型特征, 研究了滑面上每一点的位移与滑体高度的关系曲线, 在不同时刻呈现不同的抛物线曲线特征。并指出了滑坡发生拉破坏时, 位移值很小, 这给现场监测提出了挑战。推广了条块力-位移法, 使其能实施边坡力和位移的预测预报。

1 破坏过程分析

为了清楚地描述边坡的破坏过程, 制定坐标及破坏路线的关系是十分必要的。

1.1 破坏方向定义

边坡滑面的发展是有一定方向的, 定义坐标系如图1所示, 沿滑面点的切线方向与X轴方向的顺时针夹角为该滑点夹角, 图中AB, EF和DC的夹角分别为 α , β , θ 。在峰值应力满足摩尔库仑准则条件下, 对于岩土体, 其剪切破坏时破坏角与最小主应力之间的夹角 φ 为 $45^\circ + \varphi/2$ 时, 岩土体呈现剪切破坏, 其它角度则表现为拉或拉剪破坏; 另外的破坏形式为沿边坡岩土体弱面发生剪、拉或拉剪破坏, 亦即边坡在

渐进破坏过程中往往呈现出 3 种破坏形式。

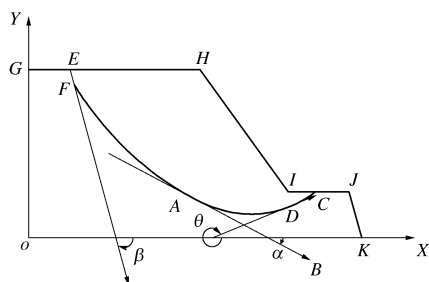


图 1 滑面发展方向定义示意图

Fig. 1 Scheme of developing direction of sliding face

1.2 破坏特征

边坡滑面在渐进破坏过程中，滑面上的每一点均遵循相应的力学破坏规律，针对推移式和牵引式两种边坡破坏形式分析如下。

(1) 推移式边坡破坏特征

对于推移式边坡，地质材料在一定条件下，可以沿后缘（如图 2 中 A 点）直至前缘（如图 2 中 C 点）

（或沿 GQ 软弱面）发生连续的剪切破坏，在渐进破坏时，其破坏点的应力处于峰值状态，在该点的前面，地质材料处于弹塑性或弹性状态，在该点的后面处于破坏后区状态（如图 3），该破坏特征称为模式 I，即沿整个滑面处于剪切破坏状态。后缘出现拉或拉剪破坏（如图 2 中 DB），前缘则表现为剪切破坏（如图 2 中 BC），由于 DB 破坏面的出现，其三角区 ABD 紧接着可能发生剪切破坏，这种破坏形式在自然界较为普遍，该破坏定义为模式 II。边坡后缘发生剪破坏（如图 2 中 ABE），而前缘发生拉（或拉剪破坏）（如图 2 中 EF），该破坏模式频率较少，但在黄土边坡中时有发生，可以定义为模式 III。第四种破坏模式则为第 II 和第 III 结合模式，表现为后缘发生拉（或拉剪）破坏，中间为剪切破坏，而前缘表现为拉（或拉剪）破坏，如图 2 中 DBEF）。第五种模式相对层状具有节理分布的岩体而言，推移式边坡沿着节理（或裂隙）面发生拉（或剪、拉剪）破坏，其基本破坏模式为剪、拉、剪的循环破坏方式（如图 2 中 GHIJ...KLMP 破坏路径）。5 种破坏模式，沿滑面可以划分为不稳定区、临界状态、欠稳定区和稳定区（如图 3）。

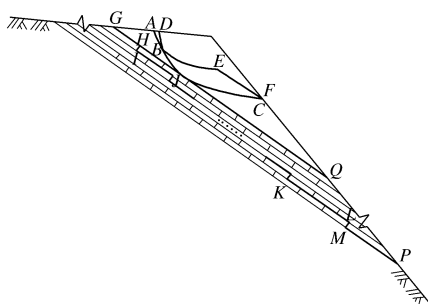


图 2 推移式滑坡 5 种破坏模式示意图

Fig. 2 Five sorts of failure modes of trust-type landslide

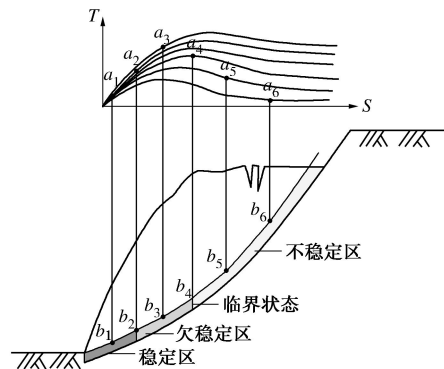


图 3 推移式滑坡沿滑面的稳定性划分示意图（ $T-S$ 荷载与剪位移关系曲线）

Fig. 3 Stability classification along sliding face of thrust-type landslide

(2) 牵引式边坡破坏特征

对于牵引式边坡，地质材料可以沿前缘（如图 4 中 B 点）直至后缘（如图 4 中 A 点）发生连续的剪切破坏，在渐进破坏时，其破坏点的应力处于峰值状态，在破坏点的后面，地质材料处于弹塑性或弹性状态，在破坏点的前面处于破坏后区状态，该破坏特征称为模式 I，即沿整个滑面处于剪切破坏状态。前缘出现剪破坏（如图 4 中 CB），后缘则表现为拉（或拉剪）破坏（如图 4 中 DC），由于 DC 破坏面的出现，其三角区 ACD 可能紧接着发生剪切破坏，这种破坏形式在自然界较为普遍，该种破坏定义为模式 II。第三种模式相对层状具有节理分布的岩体而言，牵引式边坡沿着层间滑动，由于岩体中存在贯穿的节理（或裂隙），因而沿节理发生拉（或拉剪）破坏，其基本破坏模式为剪、拉、剪的循环破坏方式（如图 4 中 GHIJ...KLMP 破坏路径）。第四种破坏模式则为第 I，II，III 3 种模式结合滑体的拉破坏模式（如图 4 中 EF），表现为前缘发生剪（或拉剪或剪、拉、剪等）破坏，后缘滑体为拉破坏。第五种破坏模式则为第 I，II，III 3 种模式结合滑体的剪（或拉剪）破坏模式（如图 4 中 ES 或 ET），表现为前缘发生剪（或拉剪或剪、拉、剪等）破坏，后缘滑体为剪（或拉剪）破坏。对于牵引式边坡的五种破坏模式，相对临界状态而言，大多数情况前缘处于破坏后区状态，后缘处于峰值应力前状态。

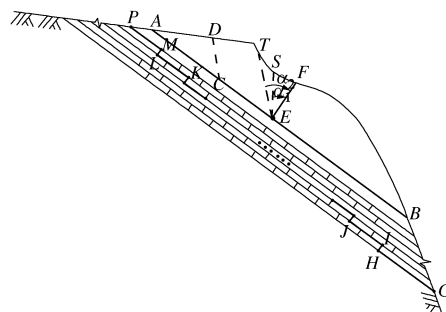


图 4 牵引式滑坡 5 种破坏模式示意图

Fig. 4 Five sorts of failure modes of traction-type landslide

(3) 变形破坏特征

边坡主要由滑体、滑面和滑床组成, 一般而言, 滑面的抗剪、拉强度小, 滑体次之, 而滑床最大; 因此, 滑面首先发生破坏, 并带动滑体一起移动, 随着变形的发展, 相对应的滑面应力发生改变, 对滑面单元而言, 每点必将经历应力-应变的全过程特征, 即弹性、弹塑性、峰值应力、破坏后区和残余应力 5 种状态。由于变形和力的传递特征, 滑面将在不同的部位表现出弹性、弹塑性、峰值应力、破坏后区和残余应力 5 种状态特征。对于推移式边坡而言, 滑面上部往往是下滑力大于摩阻力, 且存在剩余下滑力, 下部往往是阻力起作用, 即存在剩余摩阻力; 对于实际边坡而言, 主要存在 V 种应力状态形式: 第 I 种形式为整个滑面的处于比例极限应力前状态 (亦即: 稳定斜坡); 第 II 种形式为整个滑面的部分处于峰值应力前状态 (亦即: 欠稳定斜坡); 第 III 种形式为整个滑面的部分处于峰值应力前状态、部分处于峰值应力状态、部分处于破坏后区状态和部分处于残余应力状态; 第 IV 种形式为整个滑面的处于破坏后区和残余应力状态, 第 V 种形式为整个滑面的处于残余应力状态 (见图 5)。对于第 I 种形式, 如果在边坡上没有附加工程活动, 对其进行加固意义不大; 对于第 II 种形式, 其临界状态往往为峰值应力状态, 看其重要性, 决定是否加固; 对于第 III、IV、V 种形式, 其临界状态所在的应力状态可能是, 也可以不是峰值应力状态, 或是其破坏后区某一应力状态, 这 3 种滑坡往往现场已经产生了较大的变形, 由于滑坡变形过程中, 其形状的改变, 几何特征有利于滑坡的稳定。但是对于第 II、III、IV、V 4 种形式的滑坡, 视其重要性, 实施加固是必要的。

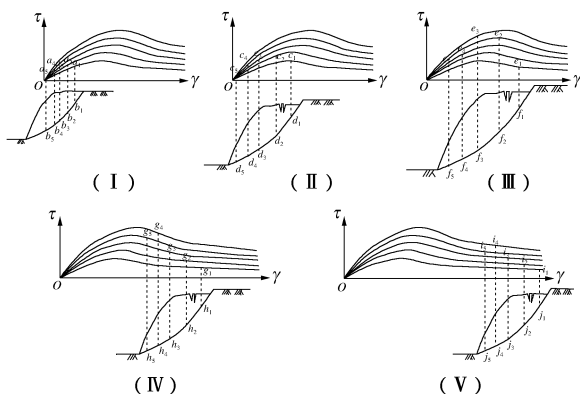


图 5 现场边坡的 5 种存在形态 ($\tau - \gamma$ 剪应力与剪应变关系曲线)

Fig. 5 Five sorts of existence modes of slopes

2 滑面力分布特征

在边坡破坏过程分析中, 已对不同的破坏方式进

行了说明, 本节主要介绍滑体、滑面和滑床的力分布特征, 现对推移式边坡为例加以介绍:

滑面以如图 6 单元加以表示, 在滑面单元的上部来自于滑体的下滑应力 ($\sigma_{n\phi}^u, \sigma_n^u, \sigma_{n\tau}^u$), 在滑面单元的下面来自于滑床的抗滑应力 ($\sigma_{n\phi}^b, \sigma_n^b, \sigma_{n\tau}^b$), 从这个应力分布可知, 对于推移式滑坡, 在滑面的后缘其下滑应力值是大于抗滑应力的, 在临界状态, 其下滑应力值是等于抗滑应力值, 且抗滑应力值达到了最大值, 在滑面的前缘, 其下滑应力值是等于抗滑应力值, 但抗滑应力值小于其临界状态值。

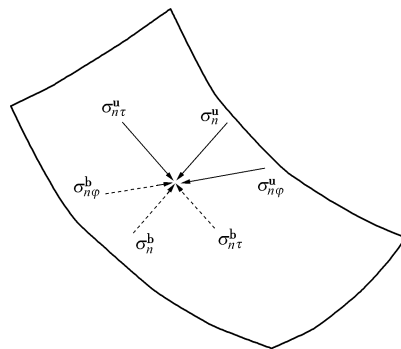


图 6 滑面单元示意图

Fig. 6 Scheme of sliding element

按图 6 的应力分析, 针对二维推移式滑坡滑面所承受来自滑体的下滑力 P_i 和压力 N_i , 滑面所承受来自于滑床的摩阻力 F_i 和反压力 N_i^f 力分布如图 7, 从图中可以看出, 在临界状态点上部, 滑面下滑力大于摩阻力, 而反压力等于压力, 在临界状态点下部, 下滑力和压力分别等于摩阻力和反压力, 只是在临界状态点, 摩阻力达到了临界值。从力的分子可知, 整个滑体在渐进变形破坏过程中滑面不存在力平衡, 但存在滑面的下滑力值大于摩阻力值, 在滑面破坏后区, 沿滑面的位移值大于滑床的位移值, 但压力与反压力处处相等, 在临界状态点: 下滑力等于最大摩阻力。从有限元计算方法可知, 必须发展剪应力和剪位移都不连续的单元, 才能对滑面破坏后区进行数值模拟。

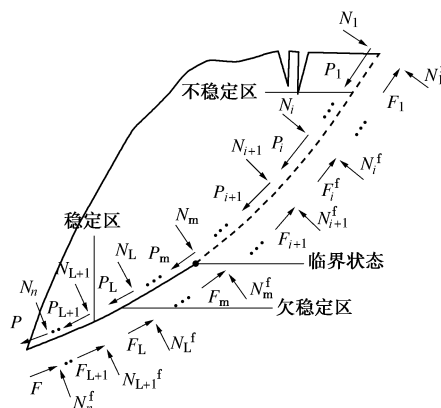


图 7 推移式滑坡沿整个滑面力分布特征

Fig. 7 Distribution characteristics of force along sliding face of thrust-type landslide

3 临界状态特征

从上述分析可知, 临界状态的稳定程度直接相关于边坡稳定, 而临界状态需要克服的力主要是来自于后缘至临界状态的剩余下滑力, 在数值计算时, 临界状态的确定以应力平衡加以确定。即临界状态必须满足:

$$\left. \begin{aligned} |\sigma_{n\theta}^u| &= |\sigma_{n\theta}^b|, \\ |\sigma_{nr}^u| &= |\sigma_{nr}^b|, \\ |\sigma_n^u| &= |\sigma_n^b|. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

在条分法的情况下, 在滑面处于剪切破坏时, 临界状态条块存在3个方向的力平衡:

$$\left. \begin{aligned} \sum F_x &= 0, \\ \sum F_y &= 0, \\ \sum F_z &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

如果临界状态条块完全处于拉破坏时, 存在3个面的力矩平衡:

$$\left. \begin{aligned} \sum M_{xy} &= 0, \\ \sum M_{yz} &= 0, \\ \sum M_{zx} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

根据现场情况, 临界状态平衡方程可能是方程(2)与方程(3)的组合形式, 如在XY平面处于力矩平衡, 而在YZ和ZX平面处于力平衡, 则有:

$$\left. \begin{aligned} XY \text{ 平面: } \sum M_{xy} &= 0, \\ YZ \text{ 平面: } \sum F_y &= 0, \sum F_z = 0, \\ ZX \text{ 平面: } \sum F_x &= 0, \sum F_z = 0. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

此时, 可能滑面临界状态的摩阻应力和拉应力必须取最大强度值。值得一提的是, 现行许多方法只考虑了压剪破坏, 而不能描述拉破坏特征, 如: 简化Bishop法、Janbu法、传递系数法、Sarma法、Morgenstern法。

从临界状态的力分析可知, 以式(1)~(4)完全可以解释: 现场滑坡治理工程实践中, 打一个抗滑楔子就可以阻止滑坡继续破坏。边坡防护工程设计的布设位置和安全系数的定义可以重新描述。

一直以来, 防护措施的布设位置是没有解决的问题, 本文提出如下3种布设方法。

方法一: 对于边坡在临界状态位置布设防护措施, 对于基坑以比例极限应力作为设计标准, 并施以一定的安全系数, 这种设计统称为刚性支护设计, 因为要求防护措施的变形很小。

方法二: 对于边坡以比例极限应力位置布设防护

措施, 对于基坑以峰值应力作为设计标准, 并施以一定的安全系数, 这种设计统称为柔性支护设计, 它要求防护措施的变形比刚性设计大。

方法三: 其它设计位置可以位于方法一与方法二之间, 称为刚柔性防护设计。在满足一定安全系数条件下, 在防护位置满足式(1)~(4), 可以确定防护工程所提供力的大小和方向, 并能计算位移值大小。如果将防护措施设置于弹性区域内, 那是不经济的。

4 剪应力模型

为了研究边坡渐进破坏特征, 对新剪应力模型介绍是必须的。该模型为四参数方程:

$$\tau = G\gamma \left[1 + \gamma^q / p \right]^\xi, \quad (5)$$

式中, τ , γ 分别为剪应力和剪应变, G 为依赖于法向应力的初始剪切模量, p , q , ξ 为依赖于法向应力的常数, τ , G 的单位为 MPa 或 kPa 或 Pa, p , q , ξ 为无单位参数。

对于具有软化特征的材料行为, 则有 $-1 < \xi \leq 0$ 和 $1 + q\xi \neq 0$ 。临界应变(临界应变定义为临界应力对应的应变)满足如下关系式:

$$p + (1 + q\xi)\gamma_{\text{peak}}^q = 0, \quad (6)$$

式中, γ_{peak} 为临界应力对应的应变。

假设临界应力 τ_{peak} 满足莫尔库仑准则(也可以满足其它相关准则):

$$\tau_{\text{peak}} = c + \sigma_n \tan \varphi, \quad (7)$$

式中, c 为黏聚力, σ_n 为法向应力, c 和 σ_n 的单位为 MPa 或 kPa 或 Pa, φ 为滑面摩擦角。

临界应变可以假设仅相关于法向应力, 临界应变 γ_{peak} 采用如下方程:

$$(\gamma_{\text{peak}} / a_3)^2 + [(\sigma_n - a_2) / a_1]^{\zeta_N} = 1, \quad (8)$$

式中, a_1 , a_2 , a_3 , ζ_N 为常数, a_1 , a_2 单位为 MPa 或 kPa 或 Pa, a_3 , ζ_N 为无量纲系数。

$$\text{且: } G = G_0 + b_1 \sigma_n + b_2 \sigma_n^2, \quad (9)$$

式中, G_0 为法向应力 σ_n 为零值的 G 值, b_1 , b_2 为常数, 单位为无量纲和 1/MPa 或 1/kPa 或 1/Pa。

对于无量纲参数 ξ ,

$$\xi = \xi_0 / [1 + (\xi_0 / \xi_c - 1)(\sigma_n / \sigma_n^c)^\varsigma], \quad (10)$$

式中, ξ_0 为法向应力 σ_n 为零值的 ξ 值, ξ_c 为 σ_n 等于 σ_n^c 时的 ξ 值, ς 为常数; 该方程可由不同的法向压力剪切试验曲线而获得。

模型参数的物理意义: 对于临界应变方程(8), a_2 为临界法向应力 ($a_2 = \sigma_n^{\text{crit}}$), a_3 为当法向应力为临界法向应力 (a_2) 时, 岩土所具有的临界剪应变 ($a_3 = \gamma_{\text{peak}}^{\text{crit}}$), a_1 : 相关于法向应力为零时的临界剪应变为: $a_3 \sqrt{1 - (a_2 / a_1)^2}$ (即: $\gamma_{\text{peak}}^0 = a_3 \sqrt{1 - (a_2 / a_1)^2}$),

$a_1 > a_2$ 。 ξ 物理意义为描述材料在不同法向应力作用下的软化程度。而系数 p , q 为联系峰值应力和应变的相互关系, 它们是过度参数。这个模型相对传统模型而言, 只是实施全过程试验, 各种参数可以试验决定, 且具有明确的物理意义。

5 稳定系数研究

5.1 几个术语定义

为了更进一步研究边坡的程度性, 对 5 个学术术语加以定义是很有必要的。

破坏率 f_r : 材料所承受的应力除以其极限强度, 当该值大于 1 时, 取值为 1。破坏比 f_p : 沿可能的破坏面, 破坏率与面积之积除以总面积。定义破坏面积比 f_s : 沿可能的破坏面, 破坏面积除以总面积。力学破坏: 沿可能的破坏面, 材料最后破坏区处于临界应力状态, 其余处于破坏后区应力状态, 这种破坏称为力学破坏。工程破坏: 沿可能的破坏面, 某处材料所处的状态 (如: 应力、应变等) 大于等于工程所要求的力学状态, 称为工程破坏。这些定义有利于概率论在边坡工程中的应用, 也有利于边坡渐进破坏潜在滑动面的决定。

现行边坡稳定系数定义为最大摩阻力除以下滑力, 以强度折减法计算稳定系数, 且被广大的科研工作者所接受, 为了说明该定义在边坡渐进破坏过程中的变化规律, 定义 3 个稳定系数如下:

现状稳定系数 F_{con} : 在边坡渐进破坏过程中, 沿滑面的破坏摩阻力矢量和除以某时刻下滑力矢量和, 称为该时刻的现状稳定系数, 当然分 X , Y , Z 和矢量和方向的稳定系数。

摩阻力变化系数 F_f : 在边坡渐进破坏过程中, 沿滑面的破坏摩阻力矢量和除以不同时刻摩阻力矢量和, 当然分 X , Y , Z 和矢量和方向的稳定系数。

综合下滑力——抗滑力稳定系数法 (F_{CSRM})、主推力法稳定系数 F_{MTM} 、综合位移法 F_{CDM} 和富余位移法稳定系数 F_{SDM} 的定义见文献[7~14]。

5.2 稳定系数比较

为了提供渐进破坏变形过程中计算所得稳定系数与传统稳定系数的对比, 本文针对传统提出分段稳定系数算法, 其计算方法是: 首先以传统的方法计算整个滑体的稳定系数, 再以传统的方法计算从后缘至临界状态 (对于推移式滑坡) 稳定系数 (即局部传统稳定系数), 将整体滑坡稳定系数减去局部传统稳定系数, 即为传统富余系数 (F_{sc}), 该传统富余稳定系数用于与渐进破坏主推力法加以比较。本文传统稳定系数计算方法采用不平衡推力法, 其基本公式如下:

第 i 条块, 正压力 N_i 为

$$N_i = W_i \cos \alpha_i + P_{i-1} \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i), \quad (11)$$

正应力 σ_i^n 为

$$\sigma_i^n = N_i / l_i, \quad (12)$$

临界摩阻应力 τ_i^{crit} 为

$$\tau_i^{\text{crit}} = c_i + \sigma_i^n \tan \varphi_i, \quad (13)$$

摩阻力 T_i^{crit} 为

$$T_i^{\text{crit}} = c_i l_i + N_i \tan \varphi_i, \quad (14)$$

抗滑力折减后的摩阻力 $T_{i,F}^{\text{crit}}$ 为

$$T_{i,F}^{\text{crit}} = T_i^{\text{crit}} / F, \quad (15)$$

下滑力 P_i^S (但是 $P_0 = 0$) 为

$$P_i^S = W_i \sin \alpha_i + P_{i-1} \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i), \quad (16)$$

剩余下滑力 P_i 为

$$P_i = P_i^S - T_{i,F}^{\text{crit}}. \quad (17)$$

式中 W_i 为第 i 块重量; l_i 为条块底边长度; α_i 为条块底边与水平夹角; c_i 为条块底边的凝聚力; φ_i 为摩擦角; F 为稳定系数; σ_i^n 为法向应力。

6 实 例

采用不平衡推力条分法, 条块数为 13, 其相应条块水平坐标和竖直坐标见图 (8), 滑面基本物理力学指标如下: $c = 30 \text{ kPa}$, $\varphi = 16^\circ$, $G_0 = 3 \text{ MPa}$, $\rho_{i,c} = -0.5$, $\rho_{i,0} = -0.9999$, $\sigma_i^{n,c} = 330 \text{ kPa}$, $\zeta_i = 1.77$, $a_{i,1} = 450 (\text{kPa})$, $a_{i,2} = 400 (\text{kPa})$, $a_{i,3} = 0.0227$, $\xi_{N,i} = 2$, $b_1 = 37.56$ 。

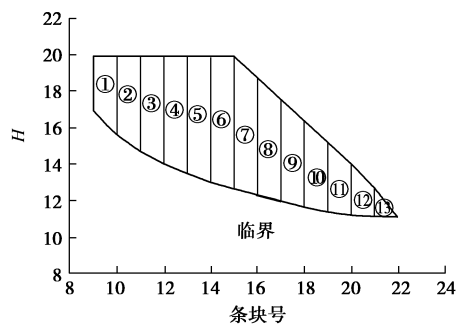


图 8 条块划分图

Fig. 8 Classification of slice block

利用文献[7~14]的假设, 即相连两条块破坏后区的剪应变满足 $\gamma_{i-1} = \gamma_i / \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i)$, 满足这个条件应该是最小变形假设。假设初始临界状态为第八条块, 首先利用传统不平衡推力法计算第 1~13 条块的稳定系数 F_{1-13} , 接着分别计算从第 1 至第 8、至第 9、至第 10、至第 11、至第 12 和 13 条块的传统局部稳定系数 (F_{1-8} , F_{1-9} , F_{1-10} , F_{1-11} , F_{1-12} , F_{1-13}), 再计算传统富余稳定系数 F_{sc} (F_{sc}^{8-13} , F_{sc}^{9-13} , F_{sc}^{10-13} , F_{sc}^{11-13} , F_{sc}^{12-13} , F_{sc}^{13-13}) (见表 1)。其渐进变形破坏计算为:

随着变形的增加, 临界条块逐渐由第 8 条块向第 9 直至第 13 条块, 相对应的破坏率 (f_r) (见图 9)、破坏比 (f_p) 和破坏面积比 (f_s) (见图 10) 逐渐向 1 靠近, 表面其滑面整体即将发生破坏。另外, 现状稳定系数 (F_{con})、摩阻力变化系数 (F_f)、综合下滑力——抗滑力稳定系数法 (F_{CSR})、主推力法稳定系数 (F_{MTM})、综合位移法稳定系数 (F_{CDM})、富余位移法稳定系数 (F_{SDM}) (见表 2) 均可计算获得。

表 1 传统整体、局部稳定系数和富余系数表

Table 1 Conventional whole local and surplus stability factors						
F_{1-13}	F_{1-8}	F_{1-9}	F_{1-10}	F_{1-11}	F_{1-12}	F_{1-13}
1.5434	1.2091	1.2556	1.2976	1.3889	1.4712	1.5434
F_{sc}	0.3343	0.2878	0.2458	0.1545	0.0722	0

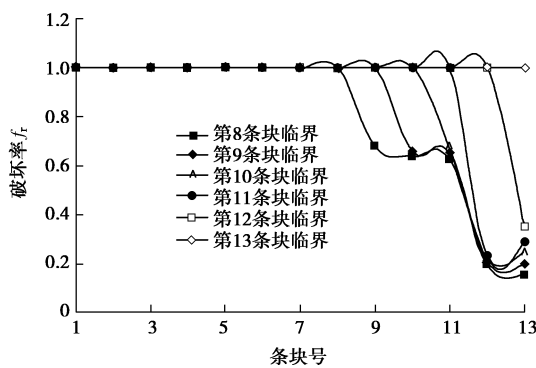


图 9 破坏率随临界状态的演化曲线

Fig. 9 Curves of failure ratio and critical state

破坏率越来越接近 1, 当最后一条块破坏率为 1 时, 该滑坡处于力学破坏状态。从破坏比和破坏面积比曲线的变化趋势可以看出, 两者趋势一致, 均是向滑面整体破坏方向发展, 但是, 破坏比考虑了力的影响, 因而值比破坏面积比大, 从两者可以看出, 滑面破坏在一点一点增大。

表 2 临界条块从第 8 至 13 时, 现状稳定系数 (F_{con})、摩阻力变化系数 (F_f) 和综合下滑力——抗滑力法 (F_{CSR})、主推力法 (F_{MTM})、综合位移法 (F_{CDM})、富余位移法 (F_{SDM}) 稳定系数演化表

Table 2 Stability factors of present stable method (F_{con}), frictional resistance variation (F_f), comprehensive sliding-resistance method (F_{CSR}), main thrust method (F_{MTM}), comprehensive displacement method (F_{CDM}) and surplus displacement method (F_{SDM}) under the critical state change from the 8 th to the 13 th slice block																		
条块	F_{con}^x	F_{con}^y	F_{con}	F_f^x	F_f^y	F_f	F_{CSR}^x	F_{CSR}^y	F_{CSR}	F_{MTM}^x	F_{MTM}^y	F_{MTM}	F_{CDM}^x	F_{CDM}^y	F_{CDM}	F_{SDM}^x	F_{SDM}^y	F_{SDM}
8	0.8336	0.6572	0.7956	0.8529	0.8594	0.8538	0.1402	3.1847	0.7947	0.2025	0.0199	0.1512	1.2258	1.2258	1.2258	0.1870	0.0333	0.1393
9	0.7166	0.5749	0.6871	0.8866	0.8958	0.8879	0.1253	2.9042	0.7040	0.0995	0.0048	0.0752	1.1529	1.1529	1.1529	0.0920	0.0109	0.0690
10	0.6263	0.5113	0.6031	0.9170	0.9259	0.9187	0.1133	2.6783	0.6307	0.0519	0.0024	0.0391	1.0976	1.0976	1.0976	0.0415	0.0665	0.0308
11	0.5659	0.472	0.5473	0.9412	0.9537	0.9430	0.1051	2.5385	0.6579	0.0286	0.0014	0.0211	1.0620	1.0620	1.0620	0.0176	0.0032	0.0124
12	0.4869	0.4285	0.4763	0.9810	0.9874	0.9820	0.0942	2.3862	0.5078	0.0057	0.0011	0.0018	1.0170	1.0170	1.017	0.0029	0.0011	0.0020
13	0.4555	0.4156	0.4487	1	1	1	0.0898	2.3433	0.4773	0	0	0	1	1	1	0	0	0

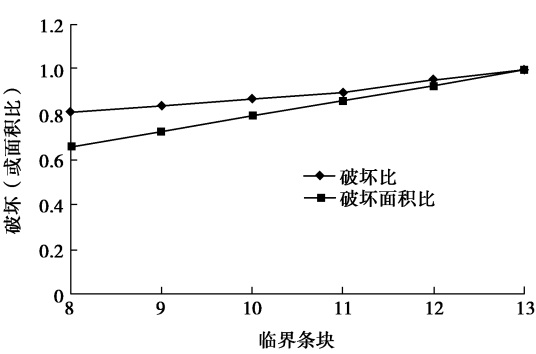


图 10 破坏比 (f_p) 和破坏面积比 (f_s) 随临界状态的变化

Fig. 10 Relationship among failure (f_p), failure area (f_s) percentage and critical state

从现状稳定系数 (F_{con}) 的变化 (见表 2) 可知, 沿整个滑面在渐进破坏过程中的任一时刻, 其下滑力和摩阻力值难以相等, 且在大多数情况下是下滑力大于摩阻力, 即 F_{con}^x , F_{con}^y , F_{con} 均小于 1, 因而推动滑坡沿滑面向前发展。通过对摩阻力变化系数 (F_f) 在渐进变形破坏过程分析, 对于该类型的滑坡, 在不同时刻的沿滑面摩阻力小于滑坡破坏时沿滑面的摩阻力值, 因而表现出 X , Y 和综合方向的摩阻力变化系数由小变大 (见表 2), 同时也表明沿滑面渐进破坏过程中, 沿滑面摩阻力是变化的。对于综合下滑力和抗滑力法 (F_{CSR}), 主要描述反压力对滑坡变形破坏的作用, 从表 2 可以看出, 沿滑面的综合下滑力难以与沿滑面的综合摩阻力和反压力相等, 亦即稳定系数难以等于 1, 这个概念应用时可能会与传统科研工作者认为整个滑体处于临界状态时, 其稳定系数等于 1 印象相矛盾。

对于主推力法 (F_{MTM})、综合位移法 (F_{CDM}) 和富余位移法 (F_{SDM}), 主要用于描述边坡在渐进变形

破坏过程中力和位移的变化规律, 其变化规律均是由大变小, 对于综合位移法, 其稳定系数等于 1 时, 主推力法和富余位移法的稳定系数等于 0 时, 则表示整个滑体处于临界状态, 物理意义明显, 概念正确, 容易应用于边坡设计。

为了与传统进行比较, 本文提出了传统整体稳定系数和局部稳定系数, 并将其差值作为富余稳定系数, 其计算结果见表 1, 比较表 2 中主推力法和表 1 结果, 两者变化趋势一致, 均是由大变小, 而量值上传统方法偏大。

7 结 论

本文在文献[7~14]研究的基础上, 对边坡渐进破坏进行了深入探讨, 得出了如下初步结论:

(1) 定义了边坡渐进破坏的前进方向, 从边坡渐进破坏的轨迹可以初步判定滑面处于何种力学破坏(剪破坏、拉破坏和拉剪破坏)状态。

(2) 对于推移式渐进变形破坏, 提出了整个滑面发生剪切破坏(模式 I), 后缘出现拉或拉剪破坏, 其余剪切破坏(模式 II), 后缘拉剪或拉破坏, 中部剪切破坏, 前缘拉(或拉剪)破坏(模式 III), 第 IV 种破坏模式则为第 II 和第 III 结合模式, 第 V 种模式为剪、拉、剪的循环破坏方式。

(3) 对于牵引式边坡, 提出了模式 I: 整个滑面发生剪切破坏。模式 II: 前缘出现剪破坏, 后缘则表现为拉(或拉剪)破坏。模式 III: 沿滑面发生剪、拉、剪的循环破坏方式。模式 IV: 该破坏模式为滑面以第 I、II、III 3 种模式结合滑体的拉破坏。模式 V: 该破坏模式为滑面以第 I、II、III 3 种模式结合滑体的剪(或拉剪)破坏。

(4) 提出了边坡现场实际存在的现 5 种形式: 第 I 种为整个滑面的处于比例极限应力前状态(简称: 稳定斜坡); 第 II 种为整个滑面处于弹性、弹塑性状态, 最大为峰值应力状态(简称: 欠稳定斜坡), 第 III 种为滑面的部分处于峰值应力前状态、部分处于峰值应力状态、部分处于破坏后区状态和部分处于残余应力状态; 第 IV 种为整个滑面的处于破坏后区和残余应力状态, 第 V 种为整个滑面的处于残余应力状态。

(5) 分析了边坡沿滑面的力分布特征, 指出对于推移式边坡在临界状态点上部, 下滑力大于摩阻力, 而反压力等于压力, 在临界状态点下部, 下滑力和压力分别等于摩阻力和反压力, 只是在临界状态点, 摩阻力达到了最大值。整个滑体在渐进变形破坏过程中不存在力平衡, 但存在下滑力值大于摩阻力值, 压力与反压力处处相等, 在临界状态点: 下滑力等于最大

摩阻力。分析了沿滑面的剪应力和剪应变变化特征, 对于破坏后区, 其两者均不连续, 这对数值计算提出了挑战。

(6) 提出临界状态的稳定程度直接相关于边坡稳定, 而临界状态在数值计算时, 具有应力平衡特征; 在条分法时, 临界状态条块分别满足力和力矩平衡方程。针对边坡防护工程设计提出相应的布置方法: 刚性设计、柔性设计和刚柔性设计。

(7) 定义了破坏率、破坏比、破坏面积比、力学破坏和工程破坏, 明确了一些概念, 有利于概率论在边坡工程中的应用。

(8) 提出了传统局部稳定系数和富余系数计算, 并将其稳定系数与渐进破坏加以比较。

(9) 论证了现行力的稳定性系数定义是值得商榷的, 如: 稳定性系数为极限摩阻力除以下滑力, 而极限摩阻力是随变形的变化而变化的, 适宜于单个单元(或条块)的稳定性评价, 但在边坡渐进破坏稳定性分析应用中主推力法、综合位移法、富余位移法和拉破坏法是可以用于工程实际的。

参考文献:

- [1] GUO M W, GE X R, WANG S L. Slope stability analysis under seismic load by vector sum analysis method[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2011, 3(3): 282 - 288.
- [2] LIU Yan-zhang, GE Xiu-run, LI Chun-guang, et al, Stability analysis of slope and dam foundation based on vector method safety factor[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(10): 2130 - 2140.
- [3] ZHU Da-yong, QIAN Qi-hu, Rigorous and quasi-rigorous limit equilibrium solutions of 3D slope stability and application to engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(8): 1513 - 1528.
- [4] LI Ning, QIAN Qi-hu. Four criteria of stability analysis and assessment of high rock slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(9): 1754 - 1759.
- [5] ZHENG Hong. A rigorous three-dimensional limit equilibrium method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(8): 1529 - 1538.
- [6] ZHENG H, YANG Z L, SN G H. Extreme solutions to the limit equilibrium method subjected to physical admissibility[J]. Natural Hazards, 2013, 65(1): 79 - 96.
- [7] 卢应发, 路 韬, 周建军, 等. 一种新的节理模型及其在基桩分析中的应用[J]. 岩土力学, 2013, 34(4): 967 - 973. (LU

- Ying-fa, LU Tao, ZHOU Jian-jun, et al, A new joint constitutive model and its application to pile foundation analyses[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(4): 967 - 973. (in Chinese))
- [8] 卢应发, 石峻峰, 刘德富. 一种边坡稳定性计算的滑面边界法: 中国, ZL2014100250810[P]. 2014. (LU Ying-fa, SHI Jun-feng, LIU De-fu, A sliding face boundary method of stability analysis of slope: China, ZL2014100250810[P]. 2014. (in Chinese))
- [9] 卢应发, 刘德富, 石峻峰. 基于牵引式滑坡变形破坏机制的稳定性分析和预测预警方法: 中国, ZL201410025081.2[P]. 2014. (LU Ying-fa, LIU De-fu, SHI Jun-feng, Method of stability analysis and failure precast based on the deformation mechanism of traction-type landslide: China, ZL201410025081.2[P]. 2014. (in Chinese))
- [10] 卢应发, 邓国栋, 杨丽平, 等. 滑坡的关键块力学行为及力传递特征和不同应力状态的稳定系数研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**: 884 - 891. (LU Ying-fa, DENG Guo-dong, YANG Li-ping, et al. Study of mechanical behaviors of key block and characteristics of force transmit and stability coefficient of different state stress of landslides[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**: 884 - 891. (in Chinese))
- [11] 卢应发, 杨丽平, 华国辉. 一种新的节理本构模型及几种新的滑坡稳定系数计算方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **31**(12): 433 - 454. (LU Ying-fa, YANG Li-ping, HUA Guo-hui. A new joint constitutive model and a few new methods of stability coefficient calculation of landslides[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **31**(12): 433 - 454. (in Chinese))
- [12] 卢应发, 石峻峰, 刘德富. 基于边坡变形破坏机制的临界位移预测预警方法: 中国, ZL 201410014057.7[P]. 2014. (LU Ying-fa, SHI Jun-feng, LIU De-fu. A precast method of critical deformation of slope failure based on the deformation mechanism: China, No. ZL 201410014057.7[P]. 2014. (in Chinese))
- [13] LU Ying-fa. Deformation and failure mechanism of slope in three dimensions[J]. Journal of Rock Mechanics and Geo-technical Engineering, 2015, **7**(2): 109 - 119. (in Chinese))
- [14] 卢应发, 黄学斌, 刘德富. 边坡稳定分析条块力-位移法及其应用[J]. 岩土力学, 2015, **36**(10): 2780 - 2786. (LU Ying-fa, HUANG Xue-bin, LIU De-fu. Force-displacement method of slice block analysis of slope stability and its application[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(10): 2780 - 2786. (in Chinese))

本期广告索引

- 封 2 南京嘉兆仪器设备有限公司
封 3 北京理正软件股份有限公司
封 4 南瑞集团水利水电技术分公司
后插 1 济南普业机电技术有限公司
后插 2 重庆地质仪器厂