

[文章编号] 1003—4684(2019)04-0090-04

边坡渐进破坏不平衡推力法在滑坡治理中的应用

刘珉玮, 夏承志, 卢应发

(湖北工业大学土木建筑与环境学院, 湖北 武汉 430068)

[摘 要] 长期以来对于边坡稳定性分析采用极限状态理论,该方法对条块以及力的传递作了一定简化,会影响结果的严密性。采用一种新的稳定性分析方法,以鹤峰县县城东街斜坡治理为例,根据边坡现场实际情况,应用新的渐进破坏不平衡推力法并结合一种新的本构模型对边坡进行稳定性分析,由此计算滑坡稳定性系数。研究结果表明:改进的不平衡推力法其稳定性系数要小于传统条分法计算的稳定系数,可以真实地反映出滑坡的稳定性情况。

[关键词] 滑坡; 渐进破坏不平衡推力法; 稳定性分析

[中图分类号] TU43

[文献标识码] A

滑坡、泥石流等自然灾害每年都会造成巨大的经济损失^[1-2],因此,边坡破坏机理以及稳定性分析一直是边坡研究的一个重点课题,众多学者提出了很多方法如:瑞典法、简化 Bishop 法、Janbu 法、传递系数法、楔形体法、Fellenius 法、有限元强度折减法等十几种边坡稳定性计算方法。在数值分析的研究的基础上,更多学者开始发展各种不同的计算方法,其中有限单元法得到广泛应用^[3-6]。以上滑坡稳定性计算方法,均是建立在临界状态之上得到的。但实际上,滑坡破坏过程并非如此,应该是一个渐进的过程;传统边坡稳定性的分析中均存在计算的严密性,各种极限平衡理论都假定了条块底边上法向力的作用点和条块间推力的方向和作用线。基于岩土体力学特性研究,文献^[7-14]将岩土体力学行为划分为三种类型,并引入一种全新本构模型,该本构模型具有软化特性,可以完整描述地质材料力学行为的全过程;同时针对边坡不同的破坏模式,提出了相应的临界状态应变方程,对于边坡现状变形应力分析提出了五种新的计算方法。

在前人研究的基础上,对滑坡稳定性的应用做了进一步的改善,并进行滑坡的稳定计算。将新的本构模型和新的渐进破坏不平衡推力法^[13-14]相结合,可以更好地确定滑坡的稳定性系数,并与实际相结合进一步推动滑坡预测预报工作。

1 滑坡渐进破坏理论研究

1.1 渐进破坏不平衡推力法

滑坡的发生是从局部到整体依次渐进破坏并形成滑面的过程,改进的不平衡推力法^[8]与传统计算方法相比有一定变化,例如:条块(图 1)已不是刚性的,沿滑面其摩阻应力随位移的变化而变化,破坏区第 i 与 $i+1$ 条块满足平行和垂直底边方向上剪应变变的矢量和关系(图 2);新的不平衡推力法不折减抗滑力,因此使得力的求解更具有真实性。

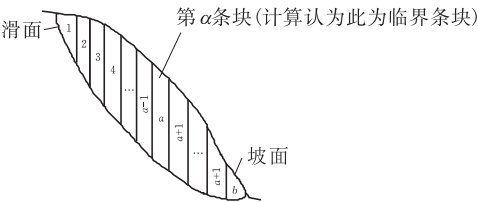


图 1 边坡稳定分析条块划分图

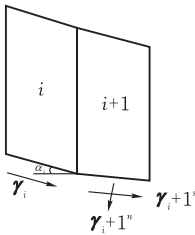


图 2 在破坏区相连条块的剪应变变关系

基本公式如下:

[收稿日期] 2019—03—12

[基金项目] 国家自然科学基金(41372363); 国家自然科学基金主任基金(41641027); 三峡后续工作地质灾害防治项目(0001212015CC60005)

[第一作者] 刘珉玮(1995—), 女, 山东菏泽人, 湖北工业大学硕士研究生, 研究方向岩土力学的理论

正压力

$$N_i = W_i \cos \alpha_i + P_{i-1} \sin (\alpha_{i-1} - \alpha_i) + \beta_i l_i \cos \alpha_i \cos \alpha_i + \Delta_i l_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i$$

正应力

$$\sigma_i^n = N_i / l_i$$

摩阻应力

$$\tau_i = G_i \gamma_i [1 + \gamma_i^{q_i} / p_i]^{\xi_i}$$

摩阻力

$$T_i = G_i \gamma_i [1 + \gamma_i^{q_i} / p_i]^{\xi_i} l_i$$

临界摩阻应力

$$\tau_i^{crit} = c_i + \sigma_{n,i} \tan \varphi_i$$

临界摩阻力

$$T_i^{crit} = c_i l_i + N_i \tan \varphi_i$$

下滑力

$$P_i^S = W_i \sin \alpha_i + P_{i-1} \cos (\alpha_{i-1} - \alpha_i) + \beta_i l_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i + \Delta_i l_i \cos \alpha_i \cos \alpha_i$$

剩余下滑力

$$P_i = P_i^S - T_i$$

式中： W_i 为第 i 块重量； β_i 、 Δ_i 为地表竖向和水平均布荷载； 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； σ_i^n 为法向应力。

1.2 软化本构模型

引入新本构模型^[15]，可以描述滑坡渐进破坏特征，该模型应力-应变方程为：

$$\tau = G \gamma [1 + \gamma^q / p]^{\xi}$$

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 为常系数（无量纲参数）。 τ 、 G 的单位为 MPa、kPa 或 Pa。

当 $-1 < \xi \leq 0$ 和 $1 + q\xi \neq 0$ 时，材料具有软化特征。临界应变关系式：

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

式中： γ_{peak} 为临界应力对应的应变。

满足摩尔库仑准则条件下的临界应力

$$\tau_{peak} = C + \sigma_n \tan \varphi$$

式中： φ 为滑面摩擦角， C 为凝聚力， σ_n 为法向应力，单位为 MPa、kPa 或 Pa。

当临界应变仅与压应力相关时，则

$$\gamma_{peak} = a_1 + a_2 \sigma_n$$

式中： a_1 、 a_2 为常系数。

$$G = G_0 + b_1 \sigma_n + b_2 \sigma_n^2$$

式中： G_0 为法向应力 $\sigma_n = 0$ 的 G 值， b_1 、 b_2 为常系数（其中 $b_2 = -b_1 / (2a_2)$ ），单位为无量纲和 1/MPa、1/kPa 或 1/Pa。

对于无量纲参数 ξ ，关系式为：

$$\xi = \xi_0 / (1 + (\xi_0 / \xi_c - 1)(\sigma_n / \sigma_n^c)^{\zeta})$$

式中： ξ_0 为法向应力 $\sigma_n = 0$ 时 ξ 值， ξ_c 为 σ_n 等于 σ_n^c

时的 ξ 值， ζ 为常系数。

模型参数的物理意义：参数 γ 物理意义是描述不同法向应力下材料的软化程度，系数 q 、 p 联系峰值应力和临界应变之间的相关性，该模型具有明确的物理意义。

2 工程概况

鹤峰县地处鄂西褶皱山地，山脉走向与褶皱构造线方向一致。全境位置西北高，东南低，平均高程 1147 m，最低点为东南江口谷，高程 194.6 m，最高点为燕子坪北侧的牛池峰，高程 2095.6 m，该区以中山为主，低山次之，地貌成因中的外营力在本区主要以结构侵蚀和侵蚀是主要因素，其次是结构侵蚀。该地区内河网分布密集，河谷强烈切割。相对高差为 500~1000 m，由北西向东南迳流的溇水河是境内侵蚀基准面。

东街斜坡位于徐水河右岸，东北面地势高，西南面地势低（图 3）。海平面坡度为 478.6~590.4 m。斜坡顶部最大高程 589.2 m，前缘坡脚 S245 省道路面高程为 488.6~489.9 m，坡脚至溇水河河谷较为平缓，临水岸主要是居住建筑，谷底标高为 475~476 m，相对高差为 80~120 m；坡面因建房、修路切坡及耕作改造多呈阶梯状，总体上，斜坡后缓前陡，呈直线坡形，坡度多在 30°~45°间，临空条件较好，前缘至河谷临水边为宽缓平台，宽 30~45 m；斜坡区坡面纵向“U”字型冲沟较发育，沟宽一般 5~10 m，冲沟纵比降总体较小，局部切割深度一般为 4~8 m，最大大于 10 m，两侧沟坡相对平缓，坡角一般 15°~25°，沟底基岩多为碎石土，局部有基岩露出。平常沟内水流量贫乏，雨后流量陡增，大气降雨以表流形式汇入前缘溇水河。

东街斜坡前缘以溇水河右河岸为界，后缘以山脊坡顶缓坡平台为界，左右两侧坡内发育有土质滑坡（图 4）。该段滑坡位于斜坡区的西南侧。滑坡平面形状为长方形，横向长度约为 100 m。纵向形状后部陡峭，中部适中，前部陡峭，整体坡度前陡后缓。滑坡中后部坡度为 25°~30°，前部坡度为 35°~45°。滑坡纵向上长约 60~70 m，面积约 6700 m²，体积 4.0×10⁴ m³，滑坡的滑动方向为 140°，松散砾石土和风化粉砂质泥岩或砂岩组成滑坡坡体材料。东街斜坡为大型土质斜坡，变形多发生在雨季，在地表水流动冲刷与地下水强烈浸蚀作用的迭加影响下，斜坡稳定性急剧降低引起局部变形。

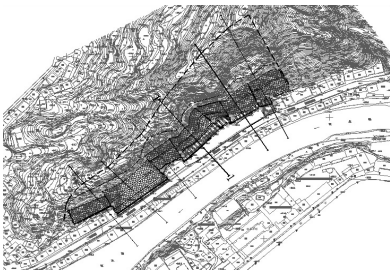


图3 工程区斜坡位置

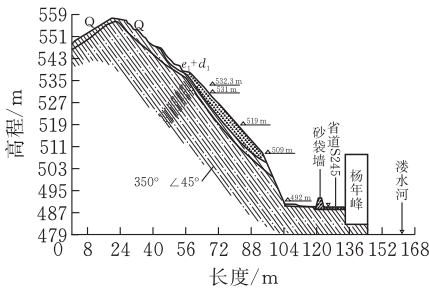


图4 滑坡1-1剖面

3 滑坡稳定性分析

3.1 滑坡体物理参数

根据现场勘查报告和室内土工试验,结合新的本构模型,得到东街斜坡稳定性计算本构模型所需参数值(表1)。

表1 本构模型参数分布表

C/kPa	φ	a_1	a_2	G_0/kPa
24	23	0.0132	0.02298	2800
b_1	b_2	ξ_0	ξ_c	ζ
0.113	0.124	-0.9999	-0.9	1.32

3.2 稳定性分析

将条块划分(图5),根据表1中参数对滑坡各条块来进行计算;通过分析滑坡1-1剖面获得沿整个滑动面力的分布特性。由本构模型定义的稳定系数(综合下滑力-抗滑力法($F_{\text{CSR}M}$))、主推力法(F_{MTM}))如表2、表3所示。

表2 综合下滑力-抗滑力法计算稳定系数

稳定系数	$F_{\text{CSR}M}^X$	$F_{\text{CSR}M}^Y$	$F_{\text{CSR}M}$
传统条分法	0.7700	2.1030	1.0194
渐进破坏不平衡推力法	0.7648	2.1057	1.0147

表3 主推力法计算稳定系数

富余系数	F_{MTM}^X	F_{MTM}^Y	F_{MTM}
传统条分法	0.0448	0.0180	0.0395
渐进破坏不平衡推力法	0.0304	0.0134	0.0270

表中: $F_{\text{CSR}M}^X$ 、 $F_{\text{CSR}M}^Y$ 为X方向稳定系数、Y方向稳定系数; F_{MTM}^X 、 F_{MTM}^Y 为X方向富余系数、Y方向富余系数。当力富余系数等于零时,滑坡即发生破坏。

计算出的滑坡稳定系数,按照滑坡相关勘查规范^[16]评价标准(表4)可以确定,滑坡安全性较低,处于欠稳定状态,在连续降雨的条件下,滑动变形的可能性很大,因而需对滑坡采取防护措施。

表4 稳定状态评价标准表

稳定系数	稳定状态
$F < 1.00$	不稳定
$1.00 \leq F < 1.05$	欠稳定
$1.05 \leq F < 1.15$	基本稳定

根据表2、表3计算结果可知,传统的稳定性系数为1.0194,由渐进破坏不平衡推力法计算的稳定系数为1.0147;主推力法计算出滑坡1-1剖面的力富余系数分别为0.0395、0.0270,由此可确定东街斜坡并未发生破坏,整体处于欠稳定状态。24号条块的剩余下滑力为0,即24号条块为临界条块,1-23号条块剩余下滑力大于0即处于破坏后区,25-36号条块剩余下滑力为0即处于欠稳定状态(图6)。渐进破坏不平衡推力法计算的稳定系数小于传统计算稳定系数,即边坡处于临界状态(或极限平衡状态)稳定系数时,由传统计算结果并不是等于1的。

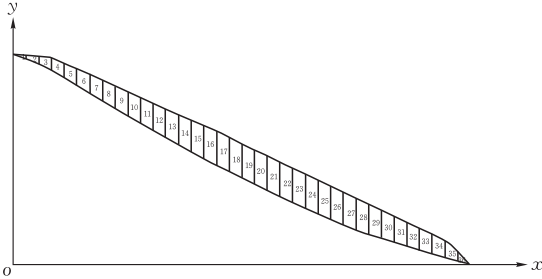


图5 剖面稳定性计算条块划分图

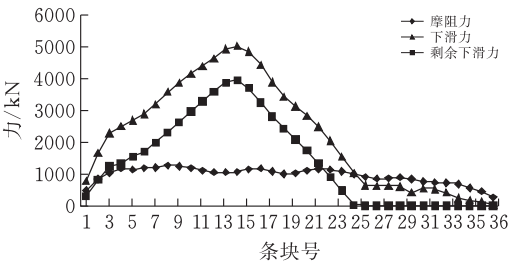


图6 各条块剩余下滑力分布图

4 结论

以东街斜坡为例,介绍了一种新型渐进破坏不平衡推力法,并结合一种新的本构模型来确定滑坡的整体稳定性系数。根据以上稳定性计算结果可知,东街斜坡整体处于欠稳定状态,需在斜坡局部采取防护措施。斜坡临界条块出现在24条块,故在24条块附近根据现场实际情况做相应的防治措施,来防止东街斜坡的进一步破坏。由综合下滑力-抗滑力法计算得到稳定系数对比传统条分法,以及主

推法计算得到主下滑方向富余系数对比传统条分法可知:传统的稳定系数计算结果偏大,斜坡处于临界状态(或极限平衡状态)稳定系数时,由传统计算结果并不是等于 1 的。实际治理情况与本文计算所得相符,由此证明了边坡渐进破坏不平衡推力法在边坡治理中是可行的。

[参 考 文 献]

[1] 黄润秋.20 世纪以来中国的大型滑坡及其发生机制[J].岩石力学与工程学报,2007,26(3):433-454.

[2] 刘广润.论滑坡分类[J].工程地质学报,2002,10(4):339-340.

[3] 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.

[4] ZHU Dayong, QIAN Qihu, 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.

[5] ZHENG Hong. A rigorous three-dimensional limit equilibrium method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(8):1529-1538.

[6] 黄昌乾,丁恩保.边坡工程常用稳定性分析方法[J].水电站设计,1999,15(1):57-58.

[7] 卢应发,黄学斌,刘德富.推移式滑坡渐进破坏机理及稳定性分析[J].岩石力学与工程学报,2016,35(2):333-345.

[8] 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.

[9] 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(5):884-891.

[10] 胡志杰.边坡渐进破坏理论在陈家岭滑坡治理中的应用[J].公路工程,2017(2):1674-0610.

[11] 卢应发,石峻峰,刘德富.一种边坡稳定性计算的滑面边界法 [P].中国,ZL 2014100250810.

[12] 杨丽平.一种黄土滑坡渐进破坏过程分析[J].岩土力学,2018,34(4):2591-2601.

[13] 殷坤龙,韩再生,李志中.国际滑坡研究的新进展[J].水文地质工程地质,2000,27(5):1-4.

[14] 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):2431-2438.

[15] 卢应发.一种新的本构模型及参数标定[J].岩土力学,2016,37(8):2138-2144.

[16] 中华人民共和国国土资源部.GBT32864—2016.滑坡防治工程勘查规范[S].北京:中国标准出版社,2006.

Application of Unbalanced Thrust Method for Slope Progressive Failure in Landslide Control

LIU Minwei, XIA Chengzhi, LU Yingfa

(School of Civil Engin.,Architecture and Environment ,Hubei Univ. of Tech.,Wuhan 430068,China)

Abstract: The limit state theory has long been used for slope stability analysis, which simplifies the transmission of strips and forces, and is prone to affect the rigor of the results. In this paper, a new stability analysis method is therefore adopted by taking the slope treatment of Dongjie in Hefeng County as an example. According to the actual situation of the slope site, a new progressive failure unbalanced thrust method and a new constitutive model are applied, by which the stability of the slope is analyzed, and the stability coefficient of the landslide is calculated. The results show that the stability coefficient of the improved unbalanced thrust method is smaller than that of the traditional slice method, which can truly reflect the stability of the landslide.

Keywords: landslide; incremental failure unbalanced thrust method; stability analysis

[责任编辑:裴 琴]