

文章编号: 1000-7598-(2006)10-1811-04

多剖面反算滑带土抗剪强度指标的研究

程媛彩, 戴自航

(福州大学 环境与资源学院, 福州 350002)

摘 要: 基于最小二乘原理, 首先探讨了采用多个剖面反算滑带土综合抗剪强度指标的方法, 其次, 根据滑动带物质结构组成或是否受地下水侵蚀的不同, 反算不同滑动段多种强度指标。以工程实例介绍了两种方法的应用, 并以两种方法反算的强度指标进行滑坡推力计算, 对结果进行了对比分析。结果表明, 前者在简单小型滑坡治理设计计算中其精度仍是较为可靠的, 而在大中型复杂滑坡治理设计计算中采用后者将更为合理和可靠。

关 键 词: 滑坡推力; 抗剪强度; 最小二乘原理; 反算法

中图分类号: TU 411.3

文献标识码: A

Back-analysis of indexes of shearing strength of slip zone with multi-sections

CHENG Ai-cai, DAI Zi-hang

(College of Environment and Resources, Fuzhou University, Fuzhou 350002, China)

Abstract: At first, based on the principle of least squares, the back-analysis method of the average shearing strength of the slip zone soils with multi-sections is discussed. Secondly, a back-analysis method of considering different slip segments with different shearing strength indexes is brought forward according to the difference of the matter components or whether eroded by groundwater in landslides. A practical example is introduced by using the two methods. Meanwhile, the landslide thrusts of a section calculated by utilizing the two kinds of shearing strength indexes are compared and analyzed. The results show that the calculation precision of the former is still comparatively reliable in landslide control and design when landslides are simple and in small scale. However the latter will be more reasonable and reliable in control and design of large or medium scale landslides as well as complicated ones.

Key words: landslide thrust; shearing strength; principle of least squares; back-analysis method

1 引 言

在滑坡推力计算中, 影响推力计算大小的土工参数^[1]主要有 c (岩土体、滑带土的黏聚力)、 φ (岩土体、滑带土的内摩擦角) 和 γ (岩土体的重度)。 γ 通过试验或凭经验易于确定, 且其选用值的误差对滑坡推力计算的影响远小于 c 、 φ , 滑带土的抗剪强度的取值成为影响滑坡推力计算结果可靠度的关键, 因此计算推力时研究 c 、 φ 值的确定方法具有很大的实际意义。

目前确定 c 、 φ 值的方法主要有试验手段、经验数据对比和反算法^[2], 试验法受多种条件的限制, 难以模拟滑坡体实际的载荷或应力条件, 而经验数据对比法过多的强调经验, 因此反算法便成为人们常用的一种方法, 试验指标仅为参考。为简化起见,

常取两个或多个滑动剖面来反算滑带土的 c 、 φ 值, 而在实际工程中滑动面常穿透不同性质的土层或部分滑动面受地下水浸透, 此时, 客观上滑带土的不同段抗剪强度指标是不同的, 因此, 笔者认为根据滑坡滑动带物质结构组成, 或是否受地下水侵蚀的不同反算滑动带各段的强度指标无疑是更为合理和可靠。本文针对某滑坡工程, 介绍在一个滑体上截取多个剖面, 基于最小二乘原理的现行综合指标反算法及滑带土分段强度指标反算法。

2 基本原理和方法

滑坡的滑动面一般分为主滑段、牵引段、抗滑段^[3,4]。反算法就是要选择滑动前的瞬间极限平衡断面, 根据此时滑坡整体稳定安全系数 $K=1$, 反算出滑动带的抗剪强度值。如图 1 所示, 目前国内在计

算滑坡推力时常采用折线滑面不平衡推力传递系数法^[2], 无地下水影响下计算表达式为

$$E_n = E_{n-1}\Psi_n + KW_n \sin \alpha_n - W_n \cos \alpha_n \tan \varphi_n - c_n l_n \quad (1)$$

式中, Ψ_n 为推力传递系数; K 为滑坡治理安全系数, E_n 第 n 条块所受的其上一条块传来的剩余下滑力; W_n 、 α_n 、 φ_n 、 c_n 、 l_n 分别为最后一块滑体的重量、滑面倾角、滑带土的内摩擦角、黏聚力和滑面长度。

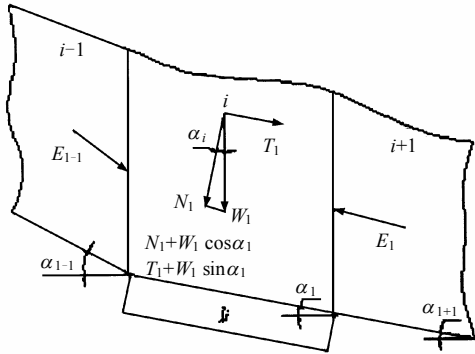


图 1 条块受力分析

Fig.1 Forces acting on the slice

对已产生的滑坡, 在其暂时稳定且可能再次滑动而尚未滑动时滑体处于极限平衡状态, 在其上所截取的断面, 均处于极限平衡状态, 即各断面稳系数均等于 1, 断面上最后一块的剩余下滑力应等于零, 即

$$E_n = E_{n-1}\Psi_n + W_n \sin \alpha_n - W_n \cos \alpha_n \tan \varphi_n - c_n l_n = 0 \quad (2)$$

对于处于极限平衡状态滑坡体, 设整个滑带土强度指标一致, 选择距主滑面大致相等的两个断面建立极限平衡方程, 就不难反算出这 2 个强度指标。为提高反算结果的准确度, 可在滑体上截取多个断面建立多个极限平衡方程, 按最小二乘原理求解 c 、 φ 值^[5,6], 例如, 在滑坡体上沿主滑方向截取 4 个剖面, 按库仑强度准则各剖面静力极限平衡方程为

$$\left. \begin{aligned} \sum_1^n W_i \cos \alpha_i \tan \varphi + \sum_1^n c l_i - \sum_1^n W_i \sin \alpha_i &= 0; \\ \sum_1^n W_j \cos \alpha_j \tan \varphi + \sum_1^n c l_j - \sum_1^n W_j \sin \alpha_j &= 0; \\ \sum_1^n W_k \cos \alpha_k \tan \varphi + \sum_1^n c l_k - \sum_1^n W_k \sin \alpha_k &= 0; \\ \sum_1^n W_m \cos \alpha_m \tan \varphi + \sum_1^n c l_m - \sum_1^n W_m \sin \alpha_m &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

为了简化计算, 令 $\sum W_n \cos \alpha_n = a_n$, $\sum l_n = b_n$,

$-\sum W_n \sin \alpha_n = d_n$, $\tan \varphi = f$ 。由于每个计算剖面之间都存在着代表性误差、测量误差和计算误差, 因此, 按最小二乘法解得的未知数代入各剖面平衡方程后也就存在着一定的误差 V , 则式(3)变为

$$\left. \begin{aligned} V_1 &= a_1 f + b_1 c + d_1; V_2 = a_2 f + b_2 c + d_2; \\ V_3 &= a_3 f + b_3 c + d_3; V_4 = a_4 f + b_4 c + d_4 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

将式(3)两边平方, 为了使其值为最小, 分别求它对 f 和 c 的偏导数, 并令其等于零, 即

$$\left. \begin{aligned} \partial[VV]/\partial c &= 2(a_1 f + b_1 c + d_1)b_1 + 2(a_2 f + b_2 c + d_2)b_2 + \\ &2(a_3 f + b_3 c + d_3)b_3 + 2(a_4 f + b_4 c + d_4)b_4 = 0; \\ \partial[VV]/\partial f &= 2(a_1 f + b_1 c + d_1)a_1 + 2(a_2 f + b_2 c + d_2)a_2 + \\ &2(a_3 f + b_3 c + d_3)a_3 + 2(a_4 f + b_4 c + d_4)a_4 = 0 \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

将上列两式展开, 分别按照未知数 f 、 c 集项并采用总和符号 $[\]$, 式(5)可写为

$$\left. \begin{aligned} [a, a]f + [a, b]c + [a, d] &= 0; \\ [a, b]f + [b, b]c + [b, d] &= 0 \end{aligned} \right\}$$

则

$$\left. \begin{aligned} f &= \frac{[a, b][b, d] - [b, b][a, d]}{[a, a][b, b] - [a, b]^2}; \\ c &= \frac{[a, b][a, d] - [a, a][b, d]}{[a, a][b, b] - [a, b]^2} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中 f 为内摩擦系数。

基于以上计算原理和方法, 笔者编制了实用的计算程序。

3 实例计算与分析

福建省三明市某一山体滑坡, 因建房开挖坡脚, 破坏了山体原有静力平衡条件, 导致了山体失稳。滑坡总体积为 8 037 m³, 属小型滑坡。滑坡体由坡积土和强风化含砾砂岩组成。计算中, 根据勘察报告和滑面出露情况, 在滑体上截取了大致与主断面对称的 4 个剖面, 用以反算 c 、 φ 值, 其中第一断面和第二断面的分块传递系数法剖面图如图 2 所示。采用自编程序对此进行了计算, 第一断面和第二断面计算结果列于表 1, 可得第一、第二断面的静力极限平衡方程分别为

$$\left. \begin{aligned} 2\ 076.4f + 34.6c - 1\ 036.5 &= 0; \\ 2\ 284.2f + 38.1c - 1\ 140.8 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

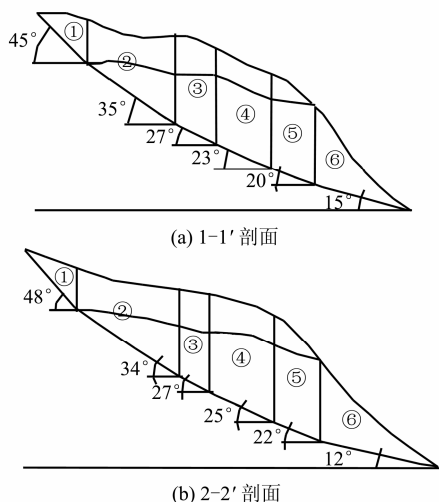


图 2 剖面分条示意图
Fig.2 The slice map of sections

表 1 第一剖面计算表
Table 1 Calculation of section 1

剖面	条块号	W_n /kN·m ⁻¹	α_n /(°)	l_n /m	$W_n \cos \alpha_n$ /kN·m ⁻¹	$W_n \sin \alpha_n$ /kN·m ⁻¹
第一剖面	1	90	45	5.8	63.6	63.6
	2	610	35	8.5	499.7	349.9
	3	470	27	3.7	418.8	213.4
	4	570	23	4.8	524.7	222.7
	5	380	20	3.7	357.1	130.0
	6	220	15	8.1	212.5	56.9
	Σ			34.6	2 076.4	1036.5
第二剖面	1	85	48	6.3	56.9	63.2
	2	650	34	9.7	538.9	363.5
	3	490	27	2.8	436.6	222.4
	4	680	25	5.6	616.3	287.4
	5	390	22	4.0	361.6	146.1
	6	280	12	9.7	273.9	58.2
	Σ			38.1	2 284.2	1140.8

对第三、第四剖面做类似计算, 其静力极限平衡方程分别为

$$\left. \begin{aligned} 2\ 206.7f + 37.8c - 1\ 151.1 &= 0; \\ 2\ 154.6f + 35.7c - 1\ 072.9 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

联立以上 4 个断面的方程式 (7) 和式 (8), 由最小二乘法计算得: $f=0.281$, $c=13.1$ kPa, 由 $f=\tan \varphi=0.281$, 得 $\varphi=15.7^\circ$ 。

对于大多数工程滑坡来说, 由于滑动面各段的岩土性质不尽相同, 即使是单一土层的滑坡, 在地下水位以上和地下水位以下滑带土的 c 、 φ 理应有所差别, 因而整个滑带土仅反算出 2 个综合的 c 、 φ 值是没有代表性的。为使该滑坡的滑带土抗剪强度值的反算更为准确, 假定坡积粉质黏土的抗剪强度

值为 c_1 、 φ_1 , 强风化含砾砂岩抗剪强度值为 c_2 、 φ_2 , 可列出上述相同的 4 个断面含 4 个强度指标的 4 个极限平衡方程。以第一剖面为例, 第 1 条块滑带通过的物质为坡积土, 取抗剪强度值为 c_1 、 φ_1 , 第二条块至第 6 条块滑带通过的物质为强风化含砾砂岩, 取抗剪强度值为 c_2 、 φ_2 , 则此时的极限平衡方程为

$$63.6f_1 + 2\ 012.8f_2 + 5.8c_1 + 28.8c_2 - 1\ 036.5 = 0 \quad (9)$$

类似地, 可计算依次列出其他 3 个剖面的极限平衡方程:

$$\left. \begin{aligned} 56.9f_1 + 2\ 227.1f_2 + 6.3c_1 + 31.8c_2 - 1\ 140.8 &= 0; \\ 66.2f_1 + 2\ 140.5f_2 + 6.5c_1 + 31.3c_2 - 1\ 115.1 &= 0; \\ 59.7f_1 + 2\ 094.9f_2 + 5.9c_1 + 29.8c_2 - 1\ 072.9 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

联立以上 4 个剖面的方程式 (9) 和式 (10) 进行求解, 可得: $c_1=18$ kPa, $f_1=0.268$, $\varphi_1=15^\circ$; $c_2=10.4$ kPa, $f_2=0.306$, $\varphi_2=16^\circ$ 。

为比较采用综合强度指标和分段多强度指标反算对滑坡推力计算大小的差异, 现选取第一断面进行滑坡推力计算, 采用不平衡推力传递系数法, 取安全系数 $K=1.2$, 计算结果如表 2 所列。

表 2 滑坡推力计算结果表
Table 2 Calculated results of landslide thrust by average shearing strength

指标	条块号	α_n /(°)	KT_n /kN·m ⁻¹	$N_n f_n$ /kN·m ⁻¹	l_n /m	ψ_n	$E_{n-1} \psi_n$ /kN·m ⁻¹	E_n /kN·m ⁻¹
综合抗剪强度	1	45	76.32	17.87	5.8			-17.53
	2	35	419.9	140.4	8.5	0.936	-16.4	151.7
	3	27	256.1	117.7	3.7	0.951	144.3	234.2
	4	23	267.2	147.4	4.8	0.978	229.1	286
	5	20	156	100.3	3.7	0.984	281.4	288.6
	6	15	68.28	59.71	8.1	0.972	280.4	182.9
分段多	1	45	76.32	17.04	5.8			-45.12
	2	35	419.9	152.9	8.5	0.988	-42.3	136.2
	3	27	256.1	128.2	3.7	0.948	129.1	218.6
	4	23	267.2	160.6	4.8	0.976	213.4	270.1
	5	20	156	109.3	3.7	0.983	265.4	273.7
	6	15	68.28	65.02	8.1	0.97	265.5	184.5

由此可见, 对于此小型滑坡, 因滑动面仅在第一条块穿透坡积土, 且此段滑面长度不大(仅 5.8 m), 二者计算最后条块剩余滑坡推力的相差仅为 1.61 kN, 这是正常的, 亦证明本文提出的分段强度指标计算方法的正确性。但不难理解, 对于大中型滑坡

或滑面穿透不同土层的长度较大或滑面部分浸水, 则两者滑坡推力计算结果差异可能较大, 显然此时以分段多强度指标计算结果更接近实际。

4 结 语

在滑坡推力计算中, 滑带土的抗剪切强度指标的取值直接影响滑坡推力计算结果的可靠度, 进而影响滑坡治理工程量和治理设计方案, 这是设计人员应高度重视的一个问题。

基于最小二乘法原理, 探讨了采用多个剖面反算滑带土综合强度指标的方法和反算滑面分段多强度指标的方法, 并成功地应用于福建省三明市某山体滑坡的治理设计中。

实际计算表明, 对于简单小型滑坡采用现行方法反算滑带土的综合强度指标是可行的。笔者认为, 对于大中型滑坡或滑面穿透不同土层的长度较大或滑面部分浸水时有必要对各分段强度指标进行反算。

参 考 文 献

- [1] 刘祖典, 党发宁. 强度指标对滑坡稳定性的影响[J]. 岩土工程技术, 2002, (3): 140—143.
 - [2] 刘光代. 浅谈滑坡推力计算[A]. 兰州滑坡泥石流学术研讨会文集[C]. 兰州: 兰州大学出版社, 1998. 26—36.
 - [3] 王恭先. 中国铁路滑坡灾害及其防治研究[J]. 中国地质灾害与防治学报, 1996, 7(1): 1—5.
WANG Gong-xian. Landslide disasters and prevention on china railway[J]. **The Chinese Journal of Geological Hazard and Control**, 1996, 7(1): 1—5.
 - [4] 徐邦栋. 滑坡分析与防治[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2000.
 - [5] Schuster R L, Krized R J. Landslides Analysis and Control[M]. Washington D C: National Academy of Sciences: 1978. 165—184.
 - [6] 聂文波, 张利洁, 晏鄂川. 滑坡推力计算中抗剪强度指标 c 、 ϕ 的确定[J]. 土工基础, 2002, (2): 58—60.
NIE Wen-bo, ZHANG Li-jie, YAN Echuan. Determination of indexes of shearing strength c and ϕ in landslide thrust calculation[J]. **Soil Engineering and Foundation**, 2002, (2): 58—60.
-
- 上接第 1804 页
- [3] 靳永久, 许建业, 桑文才. TBM 施工中节理的编录[J]. 山西水利科技, 2001, (3): 72—74.
JIN Yong-jiu, XU Jian-ye, SANG Wen-cai. Mapping of Joints in TBM Construction[J]. **Shanxi Hydrotechnics**, 2001, (3): 72—74.
 - [4] 蔡文, 杨春燕, 林初伟. 可拓工程方法[M]. 北京: 科学出版社, 1997. 1—10.
 - [5] 刘跃丽, 郭峰, 田满义. 双护盾 TBM 开挖隧道围岩类型判别[J]. 同煤科技, 2003, (1): 27—28.
LIU Yue-li, GUO Feng, TIAN Man-yi. Assessment of the surrounding rock masses classification of double-shield TBM construction[J]. **Science and Technology of Datong Coal Mining Administration**, 2003, (1): 27—28.
 - [6] 刘冀山, 苗挨发. 隧洞 TBM 地质编录软件系统的建立和开发[J]. 水利技术监督, 2003, (5): 58—60.
LIU Ji-shan, MIAO Aifa. Establishment and development of tunnel TBM geological cataloguing software system[J]. **Technical Supervision in Water Resources**, 2003, (5): 58—60.
 - [7] 连建发, 慎乃齐, 张杰坤. 基于可拓方法的地下工程围岩评价研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, (23): 1 450—1 453.
LIAN Jian-fa, SHEN Nai-qi, ZHANG Jie-kun. Research on surrounding rock evaluation of underground engineering based on extension method[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2004, 23 (9): 1 450—1 453.
 - [8] 谢全敏, 夏元友. 岩体边坡稳定性的可拓聚类预测方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(3): 438—441.
XIE Quan-min, XIA Yuan-you. Extension classification prediction method for the stability of rock-mass slopes[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2003, 22(3): 438—441.
 - [9] 熊怡, 张家桢. 中国水文区划[M]. 北京: 科学出版社, 1995.
 - [10] Hock E Brown E T. Underground Excavation in Rock[M]. London: The Institute of Mining and Mitellurgy, 1980.
 - [11] Dubois D, Prade H Fuzzy Sets, Systyms. Theory and Appllcation[M]. New York: Academic Press, 1998.
 - [12] Thom R. Structrual Stability and Worpho Gensis[M]. [s.l.]: [s.n.], 1975. 1—50.