

基于边坡变形场的抗滑桩最优加固位置探讨

杨光华^{1, 3, 4, 5}, 张有祥^{2, 5}, 张玉成^{1, 4}, 汤佳茗³

(1. 广东省水利水电科学研究院, 广东 广州 510610; 2. 北京市勘察设计研究院有限公司, 北京 100038; 3. 华南理工大学土木与交通学院, 广东 广州 510641; 4. 广东省水利重点科研基地, 广东 广州 510610; 5. 武汉大学土木建筑工程学院, 湖北 武汉 430072)

摘要: 采用抗滑桩加固滑坡体是工程中常用的一个方法, 其中涉及到很关键的一个问题是抗滑桩合理位置的确定, 本文认为抗滑桩设置使得滑坡的安全系数最大应是最优的设置位置。基于变模量强度折减法方法求得滑坡体的变形场, 通过研究发现抗滑桩设置于滑坡体中位移最大的地方可以得到最大的安全系数, 因此, 抗滑桩加固时的合理位置可以通过变形场来确定, 既方便又合理。所得到的分析结果对边(滑)坡治理工程中抗滑桩的设桩位置确定具有参考意义。

关键词: 变模量; 强度折减法; 边坡; 变形场; 抗滑桩;

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2011)S1-0001-06

作者简介: 杨光华(1962-), 男, 博士, 1982年毕业于武汉水利电力学院电厂结构工程专业, 现任教授级高级工程师, 博士研究生导师, 主要从事土的本构理论、基坑及边坡工程、高层建筑基础工程和软土工程等方面的研究工作。E-mail: ygh@gdsky.com.cn。

Optimal site of anti-landslide piles based on deformation field of slopes

YANG Guang-hua^{1, 3, 4, 5}, ZHANG You-xiang^{2, 5}, ZHANG Yu-cheng^{1, 4}, TANG Jia-ming³

(1. Guangdong Research Institute Resources and Hydropower, Guangzhou 510610, China; 2. BGI Engineering Consultants Ltd., Beijing 100038, China; 3. School of Civil Engineering and Transportation of South China University of Technology, Guangzhou 510641, China; 4. Guangdong Key Scientific Research Base of Hydraulic Engineering, Guangzhou 510610, China; 5. School of Civil and Architectural Engineering, Wuhan University, Wuhan 430072, China)

Abstract: Landslides are usually reinforced by anti-slide piles, and a very important problem is to determine the reasonable position of the anti-slide piles in the slope. It is considered that the optional position of the anti-slide piles is the position which can make the largest safety factor of the landslides. Based on the deformation field obtained by variable modulus of strength reduction method, this study finds that when the anti-slide piles setting in the position which has the largest displacement of the landslides can get the maximum safety factor, therefore, a reasonable location of the reinforcement by means of the anti-slide piles can be determined through the deformation field. The proposed method is convenient and reasonable. The results obtained can be a reference value to determine the location of the anti-slide piles.

Key words: variable modulus; strength reduction method; slope; deformation field; anti-slide pile

0 引言

抗滑桩因其抗滑能力强、布桩灵活、施工方便等优点而广泛的应用于滑坡治理中, 但因桩与周围岩土体相互作用的复杂性, 目前抗滑桩的设计加固理论并不成熟, 其中之一的关键问题是抗滑桩位置的研究。很多学者对这一问题进行了大量的研究, 但对最优抗滑桩位置存在分歧, 有的甚至得到相反的结论。如Ito等^[1]、Hassiotis等^[2-3]认为抗滑桩加固在中上部更有利于坡体的整体稳定性; Lee等^[4]认为抗滑桩设置在坡顶或坡脚有利于坡体的稳定; Cai和Ugai^[5]采用三维弹塑性强度折减分析, 认为将抗滑桩设置在滑坡体中部能

得到较大的安全系数; 铁道部第二勘测设计院^[6]、戴自航等^[7]、Ausilio等^[8]认为抗滑桩设计在坡脚更有利于坡体稳定; 最近, 年延凯^[9]通过桩侧有效土压力的上下限解认为有效加固区位于坡脚至坡中下部。因此, 对抗滑桩的最优桩位置研究至今未能达到统一的判断依据, 且即使确定在坡体的某一部位(如在坡顶、坡中或坡脚)设置抗滑桩最佳, 其范围也较大, 也只能通过在此范围内进行大量的枚举试算, 且有的理论分析计算公式复杂, 且公式中影响因数较多, 难以在实

际工程中应用。

为解决抗滑桩最优位置的设置, 目前在设计实践中, 通常从两个方面进行分析: 其一为枚举法, 也即对滑坡体不同部位设置抗滑桩, 求得其安全系数, 根据安全系数的大小判断最优设置抗滑桩的位置, 雷文杰等^[10]通过枚举法得到抗滑桩设置在中部安全系数最高; 韦立德等^[11]通过枚举计算认为对各向同性材料, 抗滑桩设置在滑坡体中线有利于边坡稳定。其二是根据滑坡体推力曲线计算得到抗滑桩的最优位置, 但这两种方法各自均存在不足, 枚举法要通过很多次的枚举试算, 找到最优的设桩位置; 而滑坡体剩余推力法是建立在刚体力学平衡基础上, 该方法本身及其计算均有一定误差。

因此, 无论是理论研究还是实际设计实践中采用的方法对抗滑桩最优位置的选择都是一个很重要的问题, 而目前还缺乏一个更合理和方便的确定方法。为解决这一问题, 本文基于Duncan-Chang非线性本构模型基础上, 利用文献^[12-14]提出的变模量弹塑性模型强度折减法, 获得边坡的变形场, 通过研究发现抗滑桩设置于滑坡体中位移最大的地方可以得到最大的安全系数, 因此, 抗滑桩加固时的合理位置可以通过变形场来确定, 从而为实际工程提供一个简单有效的确定方法。

1 基于变模量弹塑性强度折减法滑坡体变形场的确定方法

1.1 变模量弹塑性强度折减法

参考 Duncan-Chang 模型^[15]和原位土体的变形参数, 文献^[12]提出了土体变形参数随强度参数折减而降低的非线性本构模型, 这样可模拟在土体强度降低的同时, 土体单元应力水平提高, 相应单元体的模量将降低的变模量弹塑性强度折减法, 通过这种方法, 试图确定更符合实际的边坡变形场和应力场, 并通过一些工程案例进行初步的应用, 为解决稳定与变形的统一这一难题提供参考。

土体其实在达到 Mohr-Coulomb 屈服前其变形也是非线性的, 通常采用理想弹塑性模型的算法中, 在应力达到 Mohr-Coulomb 屈服之前是按线弹性考虑的, 这是不合理的。为了更好地模拟土体强度的折减对土体变形参数的影响, 以及表达屈服前土体的非线性, 可借鉴 Duncan-Chang 模型, 该模型的切线模量为^[15]

$$E_t = [1 - R_f \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}]^2 E_i \quad (1)$$

$$E_i = k \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad (2)$$

式(1)中 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 是土体的极限强度, 与土体的强度参数及应力状态有关, 采用的是 Mohr-Coulomb 强度准则:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cdot \cos \varphi + 2\sigma_3 \cdot \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3)$$

因此, 当土体的强度参数 c , φ 被折减时, 土的切线模量参数 E_t 可考虑按公式(1)而降低, 即可以采用 Duncan-Chang 模型表述屈服前土体的变形参数, 则其可以较好的反映强度参数 c , φ 折减的影响。

式(2)是土体的初始切线模量, 按原模型的要求要进行不同围压 σ_3 的试验来确定。对于该参数的合理确定也是一个需要研究的问题, 且当 σ_3 值接近于0时, 式(2)的结果误差大^[16], 同时, 对于结构性较强的硬塑原状土, 尤其是一些山坡风化土, 取样扰动对土的参数影响很大^[17], 室内试验参数与现场原位参数相差较大。因此, 为简化且更好地符合实际, 本文对 E_i 确定建议采用原位载荷试验确定其初始切线模量^[18], 也即相当于土的弹性模量, 通过式(1)只是表示土体屈服前弹性模量也是随强度降低而减少的, 且是非线性的。对 E_i 的确定可采用原位压板试验, 设图1所示为直径为 D 的圆形压板载荷试验曲线, 曲线的初始斜率设为 k_0 , 按弹性力学方法, 则土的初始切线模量为^[18]

$$E_i = D(1 - \mu^2)w \cdot k_0 \quad (4)$$

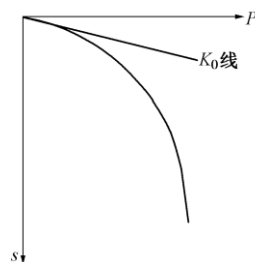


图1 典型压板试验 $P-s$ 曲线

Fig. 1 Typical $P-s$ curve of plate loading tests

对于实际工程, 通常采用原位载荷试验确定土的变形模量, 同时实践中也积累了很多变形模量确定的经验方法, E_i 也可采用变形模量 E_0 来近似表达^[18]:

$$E_i = 2E_0 \quad (5)$$

泊松比 μ 的确定采用

$$\mu_t = \mu_i + (\mu_f - \mu_i) \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \quad (6)$$

式中, μ_i 为初始泊松比, μ_f 为破坏时的泊松比, 可取 $\mu_f = 0.49$, 同时要求 μ_i 满足下式的要求^[19], $\sin \varphi \geq 1 - 2\mu_i$, 这样, 在通常的强度折减法中, 土体

的参数 E_t 、 μ_t 在屈服前按以上式 (1)、(4) 或 (5) 和 (3) 确定, 屈服时按弹塑性模型进一步计算塑性变形量, 可称其为变模量弹塑性强度折减法。

1.2 滑坡体安全系数的计算方法

本文的安全系数仍采用强度折减法的思想: 将边坡土体强度参数黏聚力 c 和内摩擦角 φ 同除以一个折减系数 F , 得到一组新的 c' , φ' , 然后用这组新的材料参数再进行计算, 直到计算边坡刚好达到临界破坏状态, 此时对应的折减系数 F 被称为边坡的最小安全系数 F_s , 其计算方程为

$$c' = c / F \quad , \quad (7)$$

$$\varphi' = \arctan(\tan \varphi / F) \quad . \quad (8)$$

将抗滑桩和岩土体的实际强度参数输入, 利用 FLAC 的 fish 语言将等效剪应变和变模量弹塑性强度折减法嵌入程序中, 可在计算过程中得到边坡等效剪应变分布的变化过程, 从中可以看出边坡渐进破坏的过程。等效剪应变计算公式为

$$\varepsilon_q = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + \frac{3}{2}(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2)} \quad (9)$$

1.3 边坡变形场的确定方法

本文选用 FLAC 有限差分法计算软件^[20], 通过二次开发, 加入变模量弹塑性强度折减法, 利用 1.1 节的变模量弹塑性强度折减法可计算得到边坡的变形场, 抗滑桩加固时的合理位置试图通过变形场来确定。

2 抗滑桩位置对滑动面形状的影响

利用前一节的计算方法, 结合具体工程实例, 分析了抗滑桩位置对滑动面形状的影响, 工程概况如下: 广东省鹅公岱古滑坡体位于韶关乐昌市境内的武江河边, 滑坡体是乐昌峡水利枢纽工程主要潜在滑坡危险地段, 为保证该枢纽工程的正常运行, 需要对其整治。根据现场勘查和室内外试验结果, 其岩土层分布形式如图 2 (a) 所示, 根据岩土层分布形式, 采用变模量弹塑性强度折减法建立的计算模型如图 2 (b) 所示, 边坡岩土体参数见表 1。

表 1 岩土层的参数表

Table 1 Parameters of rock and soil layers					
土层名称	重度 γ /(kN m^{-3})	摩擦角 φ ($^\circ$)	黏聚力 c /kPa	弹性模量 /MPa	泊松比
坡积层	19	15	35	50	0.30
残积层 水位线以上	19.5	34.7	55.8	78	0.30
(全风化) 水位线以下	20.9	29.7	48	42	0.30
滑动带	21	27.6	27	75	0.30
强风化	24	35	100	180	0.25
中风化	26	42	400	1800	0.25

计算结果表明: 抗滑桩加固后, 其加固位置对桩

前后滑体的稳定性和滑移面位置和形状有较大的影响。通常破坏面位置有 3 种形式: 桩后 (坡顶侧) 土体失稳产生越顶滑动、桩前 (坡脚侧) 滑体脱落、滑面穿过抗滑桩的整体滑动失稳。具体破坏形式与滑坡体的边界条件有关系, 对鹅公岱古滑坡体, 当抗滑桩设置在距离坡顶水平距离 50 和 72 m 处时, 出现桩前滑坡体脱落破坏, 见图 3; 当抗滑在设置距离坡顶水平距离 120 和 140 m 处, 滑坡体从桩前脱落转化为整体滑动, 从 140 到 360 m 也均为整体滑动, 见图 4; 当抗滑桩设在坡脚附近 (即距离坡顶水平距离 380 m) 时, 则滑坡体将从桩顶越过破坏, 见图 5。因此, 抗滑桩从坡上部向下部设置时, 滑坡体滑坡形式依次是桩前滑体脱落、滑坡体整体失稳、滑坡体越顶失稳。

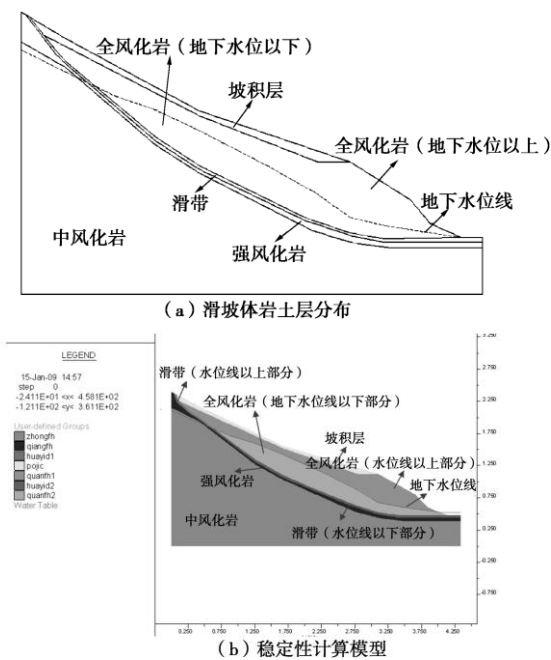
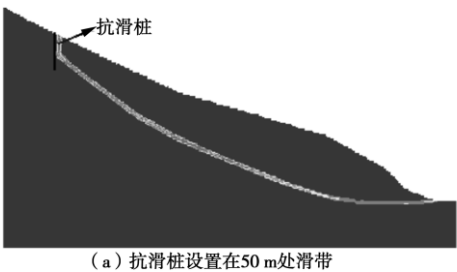
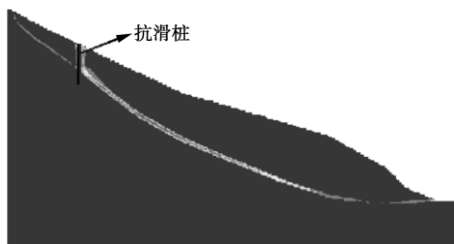


图 2 鹅公带滑坡体岩土层分布及计算模型

Fig. 2 Distribution of rock and soil layers and calculation model of Egongdai landslide



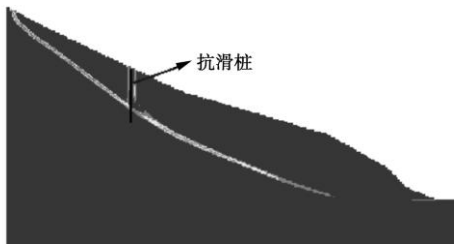
(a) 抗滑桩设置在50 m处滑带



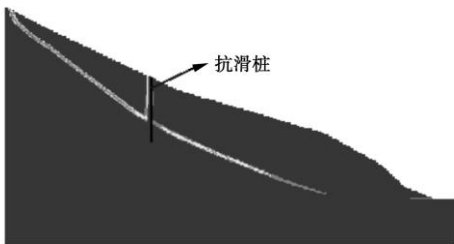
(b) 抗滑桩设置在70 m处滑带

图3 桩前滑体脱落面云图

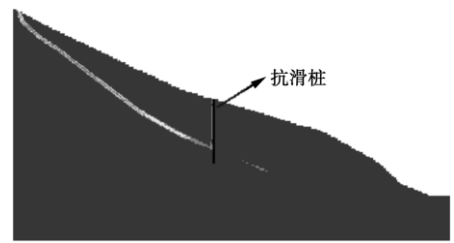
Fig. 3 Schematic diagram of sliding mass abscisis before pile



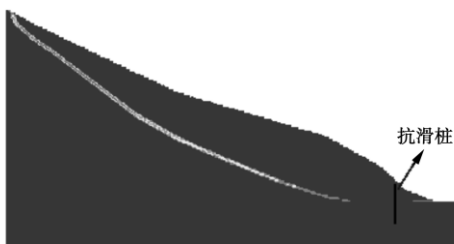
(a) 抗滑桩设置在120 m处滑带



(b) 抗滑桩设置在140 m处滑带



(c) 抗滑桩设置在200 m处滑带



(d) 抗滑桩设置在360 m处滑带

图4 滑坡体整体滑动面云图

Fig. 4 Schematic diagram of whole slide for landslide

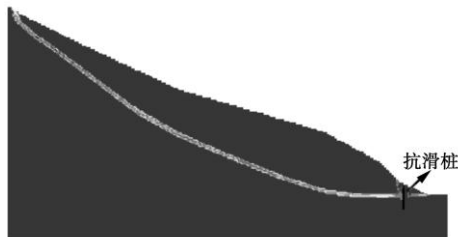


图5 滑坡体越顶滑动面云图(抗滑桩设置在380 m处)

Fig. 5 Schematic diagram of overtopping slide for landslide

3 不同设桩位置对滑坡体安全系数的影响

3.1 抗滑桩的设置

为比较不同位置设置抗滑桩后滑坡体的安全系数,首先需要确定抗滑桩的位置,为不盲目设置,现根据加固前坡面点的水平位移特征设置抗滑桩位置,见图6,首先根据滑坡坡面位移变化趋势,确定3个抗滑桩设置控制点A、D和J,其坡面的水平坐标分别为50, 140和370 m,然后在3个控制点中间分别设置不同抗滑桩,以便和控制点对比,见图中的B、C、E、F、G、H、I和K点,其位于坡面处的横坐标见表2。

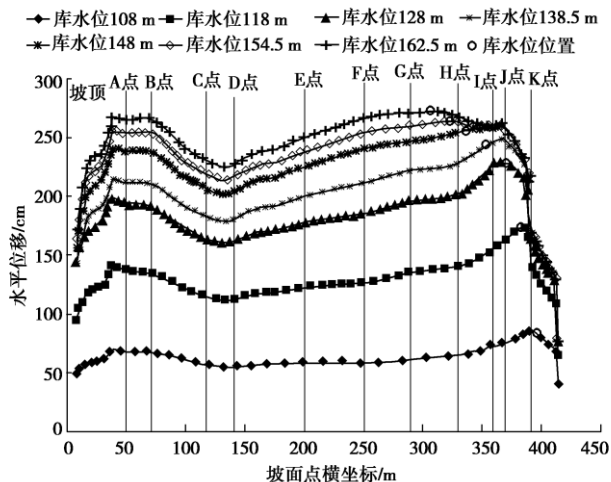


图6 抗滑桩设置位置示意图

Fig. 6 Location of anti-slide piles

表2 抗滑桩位置横坐标

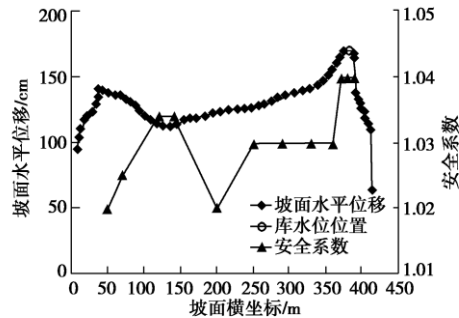
Table 2 Abscissa of location of anti-slide piles

点号	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
横坐标	50	70	120	140	200	250	290	330	360	370	390

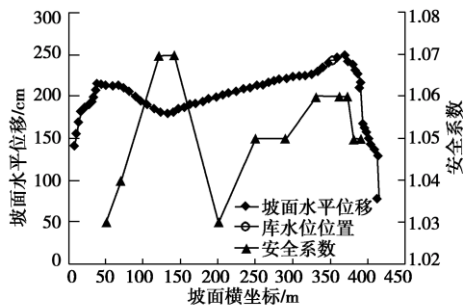
3.2 不同桩位时安全系数与变形的关系

根据抗滑桩的设置位置,分别计算了库水位上升到118, 138.5和154.5 m 3种库水位状态下不同位置设置抗滑桩后的安全系数,见图7。

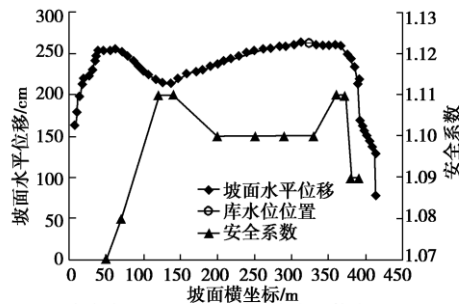
由图 7 可知, 在坡上部, 在滑体由桩前滑落转成滑坡体整体滑动(即抗滑桩设置在 120~140 m)时, 安全系数最大, 为坡上部最优桩位; 在坡脚, 在位移最大处设置抗滑, 其安全系数也大, 为坡脚最优桩位; 在坡中部, 水平位移变化相对稳定, 在坡中部不同位置设置抗滑桩时, 其安全系数变化不大, 均小于坡上部和坡脚最优设桩处的安全系数。



(a) 库水位为118 m时安全系数与坡体位移的关系



(b) 库水位为138.5 m时安全系数与坡体位移的关系



(c) 库水位为154.5 m时安全系数与坡体位移的关系

图 7 水平位移与安全系数关系

Fig. 7 Relationship between safety factor and horizontal displacement

当抗滑桩设置在水平坐标为 140~370 m 范围时, 滑体为整个古滑坡体, 其滑面即为古滑坡体的滑带, 见图 4。显然, 此时滑坡体的下滑力是一定的, 其稳定性主要取决于抗滑桩提供的抗滑力, 而抗滑桩提供的抗滑力与其产生的位移成正比, 因此, 设置在水平位移较大处, 抗滑桩提供的抗滑力则增大, 滑坡体的安全系数也最大, 因此可以得出: 抗滑桩设置于滑坡体中位移最大的地方可以得到最大的安全系数。

本文基于变模量弹塑性模型强度折减法计算得到的变形场, 分析了边坡加固中抗滑桩设置的最佳位置, 并且给出了抗滑桩加固后滑坡体安全系数的确定方法, 通过研究发现抗滑桩设置于滑坡体中位移最大的地方可以得到最大的安全系数。基于有限元法的变模量强度折减法可以计算坡体的变形, 这样, 可以在位移最大处设置抗滑桩, 从而可以使抗滑桩发挥更大的效果, 该方法对边(滑)坡治理工程中抗滑桩的设桩位置确定具有较好的参考意义。

参考文献:

- [1] ITO T, MATSUI T, HONG W P. Design method for stabilizing piles against landslide-one row of piles[J]. Soils and Foundations, 1981, **21**(1): 21 - 37.
- [2] HASSIOTIS S, CHAMEAU J L, GUNARATNE M. Design method for stabilization of slopes with piles[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1997, **123**(4): 314 - 323.
- [3] HASSIOTIS S, CHAMEAU J L, GUNARATNE M. Design method for stabilization of slopes with piles(closure)[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1999, **125**(10): 913 - 914.
- [4] LEE C Y, HULL T S, POLLOUS H G. Simplified pile-slope stability analysis[J]. Computers and Geotechnics, 1985, **17**: 1 - 16.
- [5] CAI F, UGAI K. Numerical analysis of the stability of a slope reinforced with piles[J]. Soils and Foundations, 2000, **40**(1): 73 - 84.
- [6] 铁道部第二勘测设计院科学技术研究所. 抗滑桩设计与计算[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1983. (Technion Institute of Technology of China Railway Second Survey and Design Institute. Traditional anti-slide pile design and calculation[M]. Beijing: Railway Publishing House of China, 1983. (in Chinese))
- [7] 戴自航, 彭振斌. 土体滑坡体治理的合理设计与计算[J]. 中南工业大学学报, 2000, **31**(2): 98 - 101. (DAI Zi-hang, PENG Zhen-bin. The reasonable design and calculated of soil mass landslide treatment[J]. Journal of Central South University of Technology, 2000, **31**(2): 98 - 101. (in Chinese))
- [8] AUSILIO E, CONTE E, DENTE G. Stability analysis of slopes reinforced with piles[J]. Computers and Geotechnics, 2001(28): 591 - 611.
- [9] 年延凯. 桩-土-边坡相互作用数值分析及阻滑桩简化设计方法研究[M]. 大连: 大连理工大学出版社, 2005. (NIAN

4 结 语

- Yan-kai. A study on numerical analysis of pile-soil-slope interaction and simplified design procedure of stabilizing piles against landslide[M]. Dalian: Dalian University of Technology Press, 2005. (in Chinese))
- [10] 雷文杰, 郑颖人, 冯夏庭. 滑坡治理中抗滑桩桩位分析[J]. 岩土力学, 2006, **27**(6): 950 - 954. (LEI Wen-jie, ZHENG Ying-ren, FENG Xia-ting. Analysis of pile location on landslide control[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, **27**(6): 950 - 954. (in Chinese))
- [11] 韦立德, 杨春和, 高长胜. 基于三维强度折减有限元的抗滑桩优化探讨[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(11): 1350 - 1352. (WEI Li-de, YANG Chun-he, CAO Chang-sheng. The optimization discussing of anti-slide pile basing on 3-D strength reduction finite element[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(11): 1350 - 1352. (in Chinese))
- [12] 杨光华, 张玉成, 张有祥. 变模量弹塑性强度折减法及其在边坡稳定分析中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(7): 1506 - 1512. (YANG Guang-hua, ZHANG Yu-cheng, ZHANG You-xiang. Variable modulus elastoplastic strength reduction method and its application to slope stability analysis[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(7): 1506 - 1512. (in Chinese))
- [13] 张玉成. 基于变形场和应力场的土质边坡稳定性研究[博士论文[D]. 武汉: 武汉大学, 2007. (ZHANG Yu-cheng. Stability research of soil slopes based on deformation field and stress field[D]. Wuhan: Wuhan University, 2007. (in Chinese))
- [14] 杨光华, 钟志辉, 张玉成, 等. 用局部强度折减法进行边坡稳定性分析[J]. 岩土工程学报, 2010, **31**(增刊 2): 53 - 58. (YANG Guang-hua, ZHONG Zhi-hui, ZHANG Yu-cheng, et al. Slope stability analysis based on local strength reduction method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **31**(S2): 53 - 58. (in Chinese))
- [15] DUCAN J M, CHANG C Y. Nonlinear Analysis of stress and strain in soils[J]. J S M F D, ASCE, 1970, 96 [SMS];1629 - 1623.
- [16] 袁建新, 毛源. 修正割线模量法与邓肯切线模量法的对比分析. 岩土力学, 1984, **5**(1): 1 - 8. (YUAN Jian-xin, MAO Yuan. On the comparison of the modified secant modulus method and Duncan-Chang tangent modulus method[J]. Rock and Soil Mechanics, 1984, **5**(1): 1 - 8. (in Chinese))
- [17] 杨光华. 地基沉降计算的新方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(4): 679 - 686. (YANG Guang-hua. New computation method for soil foundation settlement[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(4): 679 - 686. (in Chinese))
- [18] 杨光华. 残积土上基础非线性沉降的双曲线模型的研究[C]//第七届全国岩土力学数值分析与解析方法讨论会论文集, 大连: 大连理工大学出版社, 2001: 168 - 171. (YANG Guang-hua. Hyperbola model method in calculating the non-linear settlement of foundation on granite residual soil[C]// Proceedings of the 7th National Conf on the Numerical Analysis and Analytical Method for Rock and Soil Mechanics. Dalian: Press of Dalian University of Technology, 2001: 168 - 171. (in Chinese))
- [19] 郑宏, 李春光, 李焯芬, 等. 求解安全系数的有限元法[J]. 岩土工程学报, 2002, **24**(5): 626 - 628. (ZHENG Hong, LI Chun-guang, LI Dao-fen, et al. Finite element method for solving the factor of safety[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, **24**(5): 626 - 628. (in Chinese))
- [20] User's Manual of FLAC, Itasca Consulting Group, Inc., 2005.

(本文责编 李运辉)