

DOI:10.16198/j.cnki.1009-640X.2018.03.010

黄诗渊, 王俊杰, 简富献, 等. 基于应变评价边坡-地基失稳的过程控制[J]. 水利水运工程学报, 2018(3): 71-77. (HUANG Shiyuan, WANG Junjie, JIAN Fuxian, et al. Process control of slope-foundation instability based on strain evaluation[J]. Hydro-Science and Engineering, 2018(3): 71-77. (in Chinese))

基于应变评价边坡-地基失稳的过程控制

黄诗渊^{1,2}, 王俊杰^{1,2}, 简富献^{1,2}, 熊建宁³

(1. 重庆交通大学 重庆市高校水工建筑物健康诊断技术与设备工程研究中心, 重庆 401120; 2. 重庆交通大学 水利水运工程教育部重点实验室, 重庆 400074; 3. 重庆市水利电力建筑勘测设计研究院, 重庆 401120)

摘要:传统的边坡监测手段主要是监测局部区域的水平位移,然而应力和应变指标可更直观体现边坡的实时状态。根据光纤传感分布式监测技术的原理,建立了边坡-地基数值模型,采用水平应变的评价指标,对其变形失稳过程开展了研究。结果表明:在加载过程中,相对于水平位移指标,边坡内部的水平应变指标可以更好地体现边坡的变形失稳过程并能够预测实际破坏的滑动面。坡体内部设置的6条水平测线中最大水平应变与稳定性系数呈较好的对数关系,通过比较,建议主要对坡中区域进行布线监控。此外,引入水平应变加速度指标,得到了与边坡稳定性系数的关系,并可预测边坡-地基的稳定性劣化趋势,进而实现过程控制。

关键词:边坡-地基; 应变; 有限元法; 稳定性系数; 变形

中图分类号: TU457

文献标志码: A

文章编号: 1009-640X(2018)03-0071-07

边坡的失稳破坏,一般都有从渐变到突变的发展过程和破坏前的某种征兆,因此,现场监测是防治边坡失稳破坏的一个主要手段,实时监测数据能够给边坡的安全稳定评价提供数据支持,是工程预警的重要支撑^[1]。由于影响边坡安全的因素较为复杂,边坡岩土体的力学参数和安全状态不仅难以确定,而且也是不断变化的^[2],应依靠设置各种监测仪器对边坡的岩土体进行精细监测,实现对边坡安全状态发展变化的监测。传统的边坡安全监测手段大致有两类,即大地测量和物理传感器测量方法^[3-5]。常规的大地测量方法具有测量精度高、适用范围广、数据可靠、技术成熟等优点,但同时也存在着效率低、易受环境和天气影响、作业辛苦及对监测网布设要求较高等缺点。物理学传感器方法根据形变的物理特征,深入变形体内部获得相对变形信息,该方法能够长期埋设在变形体内部进行自动化观测,缺点是只能观测有限的局部变形。不过,由于高效率及自动化的优点,后者在边坡工程运用更为广泛,目前常见的主要是借助测量或传感器(测斜仪、引伸计)等手段监测边坡位移(主要是水平位移、沉降数据),通过一定的方法和模型描述边坡的变形趋势,进而对边坡进行变形预测预报。

随着光纤传感技术的高速发展,已逐步运用于各种边坡、滑坡工程的监测中^[6-8]。该方法主要通过监测坡体内部的应变指标对边坡进行实时监测。相对位移而言,应力、应变的累积更能够表征边坡劣化过程,根据应变监测结果,可重构边坡内部应变场,对坡体内部滑动面进行预测并实现边坡失稳过程的评价。

本文根据光线传感监测原理,基于应变评价指标,针对西南山区常见的堆载边坡(边坡坡顶建设构筑物,文中称边坡-地基)^[9-11],对其失稳破坏过程进行探讨分析。

收稿日期: 2017-06-01

基金项目: 国家科技支撑计划资助项目(2015BAK09B01); 重庆市基础与前沿研究计划项目(重点)(cstc2015jcyjBX0139); 基础科学与前沿技术研究一般项目(cstc2017jcyjA1642); 重庆市教委科学技术研究项目(KJ1705123)

作者简介: 黄诗渊(1991—),男,江西赣州人,博士研究生,主要从事边坡模型试验及土体断裂方面的研究。

E-mail: cqjtdxhsy@163.com

1 计算模型

为简化问题,建立边坡-地基简化模型^[8]。坡顶处设一条形基础,紧邻坡肩,且认为基础埋深为 0,边坡模型及尺寸、材料参数见图 1,不考虑土体抗拉强度,采用莫尔-库仑模型进行分析计算。为达到边坡-地基灾变失稳过程的实时监测目的,于竖直方向每隔 2 m 设一水平监测线(光纤传感器监测),即 H1~H6,于坡肩处设 1 条垂直监测线(测斜仪监测),即 V1。此外,为提高计算准确性,网格尺寸设为 0.2 m。

首先,采用有限元增量加载法对基础逐级加荷,每级加荷 10 kPa,加荷至 80 kPa 时发现计算不收敛,说明此时边坡-基础已经达到破坏状态^[12-13]。同时,采用简化 Bishop 法对每级加荷时的边坡-地基进行边坡稳定计算,当基础荷载为 80 kPa 时,稳定性系数为 1.044,可认为边坡基本处于极限失稳状态,根据文献[14],说明 80 kPa 也是该边坡-地基结构的极限荷载值,此时地基也达到极限状态。

简化 Bishop 法计算的理论滑动面见图 2 中蓝色虚线,与文献[8]一致,也是从坡脚延伸至尊基础左缘。

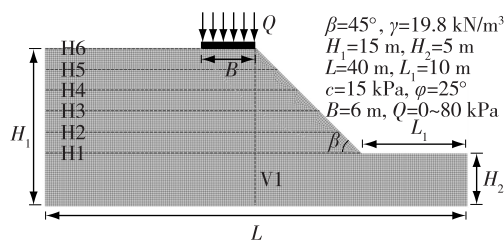


图 1 模型示意

Fig. 1 Schematic diagram of model

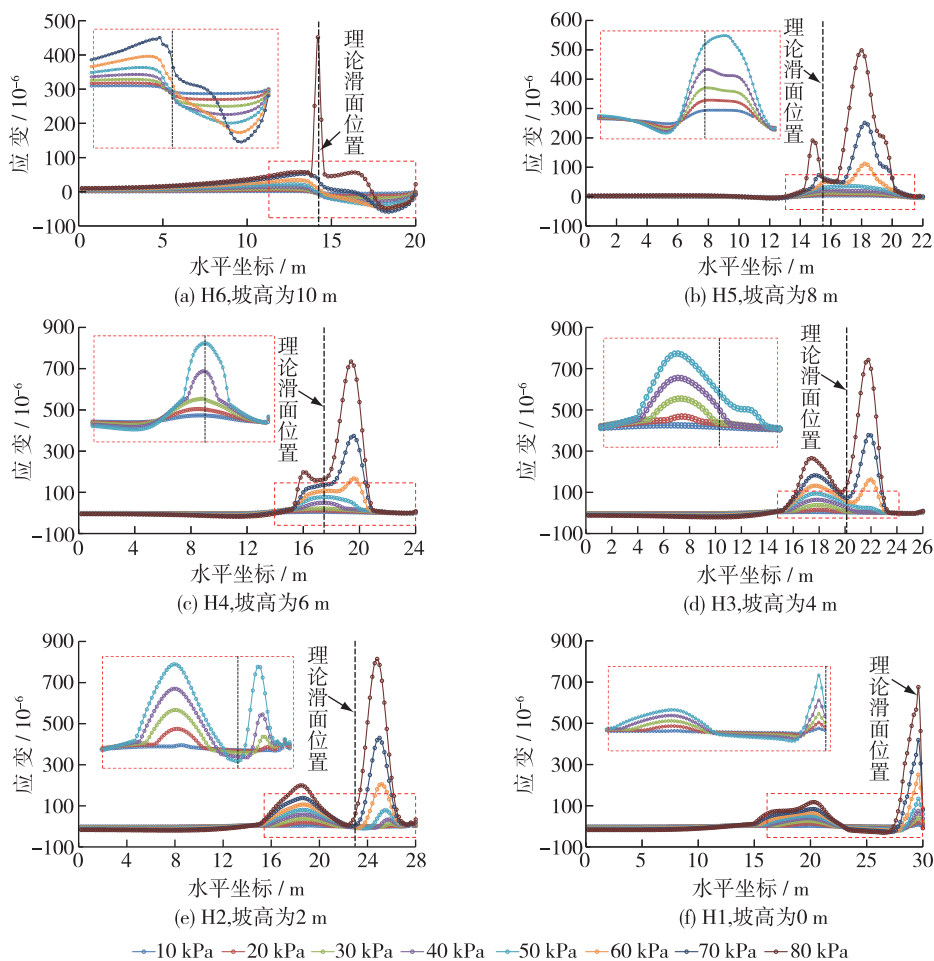


图 2 坡体不同高程处的水平应变分布

Fig. 2 Horizontal strain distribution at different elevations of slope

2 基于变形的路基过程控制分析

2.1 堆载过程中坡体水平应变监测

通过对边坡-地基进行加载模拟,得到了坡体不同高程处的水平应变分布曲线(见图2,其中正值表示拉应变,负值表示压应变)。

从图2(a)可看出,基础所处位置处(水平坐标为14~20 m)的水平应变值主要为压应变,而在基础左侧部位水平应变主要为拉应变。随着荷载的增加,各位置的水平应变值逐渐增大。当荷载施加至60 kPa后,水平应变随水平位置的变化发生改变,H6测线上的水平应变最大值所处位置逐渐向右移,压应变逐渐变小进而转变为拉应变,在80 kPa时,也就是基础处于失稳破坏状态时,理论滑面位置处的拉应力发生突变,较前一级荷载时的应变值增大了近10倍。值得指出的是,条形基础左端与理论滑动面恰好相交,同时80 kPa又是有限元增量加载法计算得到的极限承载力,因此该位置的水平应变发生突变也可能是边坡-地基上发生地基破坏的标志。

而对于坡中区域(坡高2~8 m范围,H2~H5)(图2(b)~(e)),当坡顶基础荷载较小时,坡体内部大部分区域的水平向应变为拉应变,随着坡顶荷载的增大,坡体各部位的拉、压应变值都迅速增大,不过,理论滑面位置处的水平应变并未达到最大值。但可以发现一个规律,当荷载增加至边坡接近破坏时,理论滑面两侧的水平拉应变均发生陡增现象,呈驼峰型分布,靠近坡面侧的水平应变峰值较大。

对于坡底测线(图2(f)),水平应变最大值出现位置的水平坐标为29.8 m,也并未处于理论滑动面上,在水平坐标为30 m时,水平应变最大值发生骤减。

为何H6测线上的水平应变峰值出现于理论计算滑面,但H1~H5测线上的水平应变峰值出现位置却并不在理论计算滑面上?为分析该原因,根据有限元增量加载法的计算结果,给出边坡-地基在10,40,60和80 kPa下的水平应变云图和等效塑性应变云图,见图3和图4。



图3 坡体水平应变演化过程

Fig. 3 Horizontal strain evolution process of slope

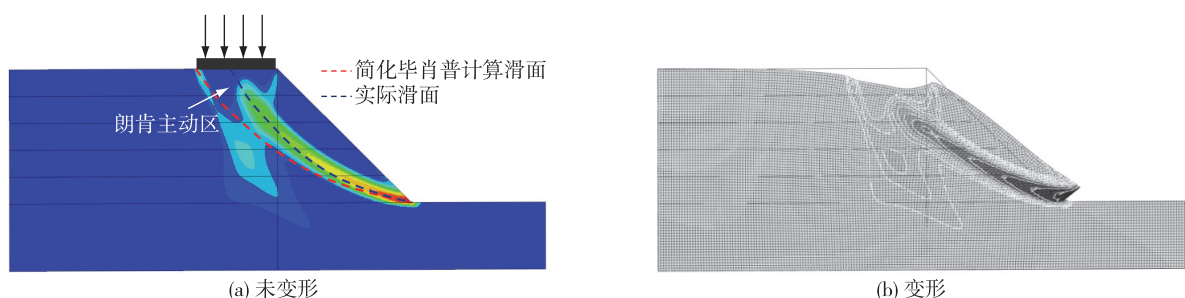


图4 坡体剪切应变云图($Q=80 \text{ kPa}$, $F_s=1.044$)

Fig. 4 Shear strain of slope ($Q=80 \text{ kPa}$, $F_s=1.044$)

在坡顶加荷过程中,边坡-地基失稳变形破坏为渐进性发展过程。首先在坡脚附近发生应变集中区,并随着荷载的增加,坡体的应变集中现象也越来越明显,但并不是沿着简化毕肖普计算滑面进行滑动,实际计算的塑性区从坡脚开始发展,将逐步延伸至坡顶基础中部位置(图3)。有限元计算的滑面与H6~H2测线

交点的水平坐标分别为 16.8, 18.0, 19.4, 21.8 和 25.0 m, 代入图 2(b)~(d) 中, 发现 H5~H2 测线上的水平应变最大值所处位置明显与有限元计算的滑面对应。而实际滑面在 H1 略上方侧剪出, 并未与 H1 测线相交, 故可以解释图 2(f) 中的水平应变分布规律。

此外, 从图 4 可发现, 在基础加荷过程中, 基础下方出现了明显的楔形体状塑性区, 即经典极限承载力分析理论中的朗肯主动区, 说明在基础加荷过程中其破坏为“边坡-地基”共同破坏机制。在荷载加至 80 kPa 时, 边坡剪切塑性应变区并未贯通至坡顶, 而是先出现了地基破坏的塑性区, 因此可以说明为何图 3 中 H6 测线上水平应变发生突变的位置首先出现于基础左侧。

综上可见, 由于极限平衡法引入了一些关于滑动面形状、条间作用力等的简化假定, 其计算的滑面较为单一, 不能考虑变形协调条件及渐进破坏过程, 而有限元法考虑了土体应力应变关系及变形协调问题, 可以重现边坡-地基的破坏过程, 且易观察破坏过程中危险滑弧的位置及演化过程。

2.2 堆载过程中坡体位移监测

从图 5 可发现, 随着荷载的增加, 最大水平位移出现点的高程先减后增, 然后保持不变, 当荷载加至 60 kPa 后, 位移变化幅度较大, 整个过程中最大位移约 14 mm, 最小位移小于 2 mm, 但数量级太小, 实际工程中不易监测。此外, 垂直测线 V1 上的水平位移最大值并不能预测滑动面位置, 因为滑面上方土体质点的水平位移一般都比滑面上质点的水平位移更大, 而且判定滑动面通过的标准是采用剪应变增量最大值点的连线作为滑动面。

2.3 水平应变与稳定性的关系

通过水平应变的监测数据, 将测线 (H1~H6) 水平应变峰值与对应的稳定性系数的关系作于图 6。从图中可发现, 随着水平应变峰值不断增大, 边坡-地基的稳定性逐渐劣化, 说明水平应变数据能够较好地反映坡体的破坏过程。

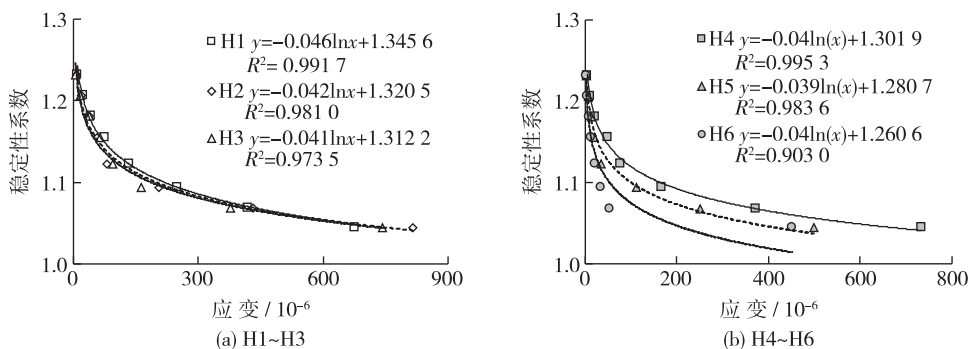


图 6 边坡稳定性与各测线最大水平应变的相关关系

Fig. 6 Relationships between slope stability and maximum horizontal strain of each measuring line

通过图中数据进行拟合, 发现对数函数能够很好地描述两者的关系 (见图 6), 相关系数 R^2 均在 0.9 以上。根据 R^2 的相关程度, 坡体内部的相关程度较坡顶的更好。其中坡顶测线 H6 的相关系数 R^2 为 0.903 0, 因为边坡潜在滑动面并未扩展至坡顶, 而是条形基础先发生破坏, 导致在荷载加至 80 kPa 时, 条形基础左端水平应变响应更为剧烈。因此, 在对边坡-地基监测过程中, 在综合监测精度及经济性的情况下, 可以主要对坡中区域布线进行监测。

综上, 通过应变与稳定性的相关关系, 说明采用水平应变监测数据反映边坡在不同过程中稳定状态是合

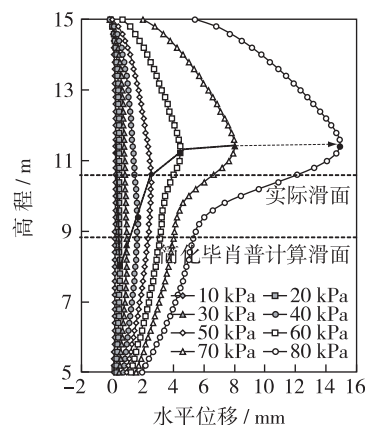


图 5 测线 V1 位移随高程变化

Fig. 5 Displacement changes of V1 with elevation

理可行的。

2.4 基于应变的路基灾变过程控制方法

由前文可知,监测过程中的水平应变均是随着荷载而增大,且应变与边坡稳定系数呈较好的对数关系。但在实际工程中,若能通过实时监测数据判断边坡的安全状态,则可使光纤传感监测技术实现更为有效的运用。

一般而言,边坡内部应变集中首先在坡脚位置出现。根据应变响应量,可以对边坡进行稳定性过程预测,因此应优先选取边坡内部位置进行监测。本文的 H1 测线与滑动面未相交,且 H6 测线设置在坡顶,实际工程中不太好铺设,故排除 H1 和 H6 测线,认为 H2~H5 等 4 条测线的监测数据较优。因此,对坡中区域测线的监测数据加以处理并分析。

定义基础加载过程(10~80 kPa)中的分析增量步为时间步 T ($T=1\sim 8$),定义水平应变速度、加速度分别如下式:

$$v_{\varepsilon} = (\varepsilon_t - \varepsilon_0) / \Delta T \quad (1)$$

$$a_{\varepsilon} = (v_{\varepsilon t} - v_{\varepsilon 0}) / \Delta T \quad (2)$$

通过对 H2~H5 测线的应变数据进行整理,发现水平应变加速度 a_{ε} 与稳定系数 F_s 曲线存在一定规律(图 7)。从图 7 可见,在基础荷载不断增大过程中,水平应变加速度刚开始可以认为处于匀速变化的稳定过程,当稳定系数降低至 1.12 时(图中虚线),应变加速度发生突变,开始剧烈增大的过程,此时边坡已开始接近失稳状态。从曲线整体来看,可以分为稳变段、突变段两个区域,根据这两个阶段的临界点,可以及时对边坡进行控制。

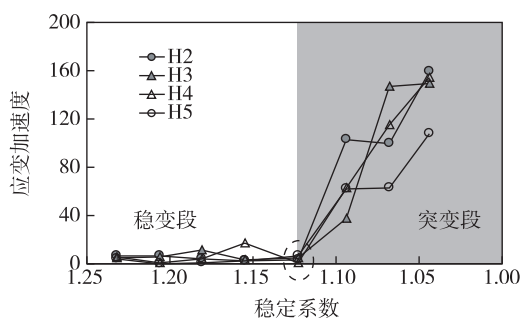


图 7 应变加速度与稳定性系数的关系曲线(H2~H5,坡中)

Fig. 7 Relationships between strain acceleration and stability coefficient (H2~H5, middle slope)

综上,说明采用水平应变加速度评价指标可对边坡在堆载过程中的劣化趋势进行预测,当坡体内部水平测线的加速度发生突变增大时,可以说明该边坡正趋于失稳状态,需要及时支护处理,进而使得边坡处于稳定可控的范围内。

3 结 语

采用基于应变指标的评价方式,开展了边坡-地基变形失稳的过程控制研究,得到以下结论:

(1) 在基础荷载较小时,边坡-地基的塑性区先从坡脚开始,然后朝坡顶方向向内部发展,当荷载增加到一定程度时,地基下部产生楔形体状塑性区,边坡-地基共同破坏。

(2) 采用水平应变指标可以较好体现边坡-地基的变形过程,坡体内部不同高程处的水平应变与稳定性系数具有较好的相关性,呈对数关系,相关系数 R^2 均能达到 0.9 以上。

(3) 引入水平应变加速度指标,可预测边坡-地基的稳定性劣化趋势,实现过程控制,进而使其处于稳定可控的范围。

参 考 文 献:

- [1] 郑颖人,陈祖煜,王恭先,等. 边坡与滑坡工程治理[M]. 北京:人民交通出版社,2007: 1-28. (ZHENG Yinren, CHEN Zuyun, WANG Gongxian, et al. Slope and landslide engineering management[M]. Beijing: China Communication Press, 2007: 1-28. (in Chinese))
- [2] 钱家欢,殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 2版. 北京:中国水利水电出版社,1996. (QIAN Jiahuan, YIN Zongze. Principles

- and calculations of geotechnical engineering[M]. 2nd ed. Beijing: China Water Power Press, 1996. (in Chinese))
- [3] 贺可强, 陈为公, 张朋. 蠕滑型边坡动态稳定性系数实时监测及其位移预警判据研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(7): 1377-1385. (HE Keqiang, CHEN Weigong, ZHANG Peng. Real-time monitoring of dynamic stability coefficient and displacement criterion of the creep slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(7): 1377-1385. (in Chinese))
- [4] 孟永东, 徐卫亚, 刘造保, 等. 复杂岩质高边坡工程安全监测三维可视化分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(12): 2500-2509. (MENG Yongdong, XU Weiya, LIU Zaobao, et al. Analysis of 3D visualization of safety monitoring for complicated high rock slope engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(12): 2500-2509. (in Chinese))
- [5] 殷建华, 丁晓利, 杨育文, 等. 常规仪器与全球定位仪相结合的全自动化遥控边坡监测系统[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(3): 357-364. (YIN Jianhua, DING Xiaoli, YANG Yuwen, et al. Integration of conventional instruments and gps for remote automatic monitoring of slopes[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(3): 357-364. (in Chinese))
- [6] 隋海波, 施斌, 张丹, 等. 边坡工程分布式光纤监测技术研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(增刊2): 3725-3731. (SUI Haibo, SHI Bin, ZHANG Dan, et al. Study on distributed optical fiber sensor-based monitoring for slope engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(Suppl2): 3725-3731. (in Chinese))
- [7] 丁勇, 施斌, 崔何亮, 等. 光纤传感网络在边坡稳定监测中的应用研究[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(3): 338-342. (DING Yong, SHI Bin, CUI Heliang, et al. A fiber optic sensing net applied in slope monitoring based on Brillouin scattering[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(3): 338-342. (in Chinese))
- [8] ZHU H H, WANG Z Y, SHI B, et al. Feasibility study of strain based stability evaluation of locally loaded slopes: Insights from physical and numerical modeling[J]. Engineering Geology, 2016, 208: 39-50.
- [9] 何思明, 张晓曦, 罗渝. 坡顶条形荷载作用边坡潜在滑裂面与稳定性分析[J]. 山地学报, 2011, 29(1): 95-100. (HE Siming, ZHANG Xiaoxi, LUO Yu. Potential sling surface position and slope stability analysis under the strip load[J]. Journal of Mountain Science, 2011, 29(1): 95-100. (in Chinese))
- [10] LESHCHINSKY B, XIE Y. Bearing capacity for spread footings placed near $c'-\phi'$ slopes[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2016, 143(1): 06016020.
- [11] SARAN S, SUD V K, HANDS S C. Bearing capacity of footings adjacent to slopes[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1989, 115(4): 553-573.
- [12] 邓楚键, 唐晓松, 郑颖人, 等. 载荷试验有限元数值模拟[J]. 岩土力学, 2007, 28(增刊1): 249-253. (DENG Chujian, TANG Xiaosong, ZHENG Yinren, et al. Numerical analysis of the plate loading test[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(Suppl1): 249-253. (in Chinese))
- [13] 邓楚键, 孔位学, 郑颖人. 极限分析有限元法讲座Ⅲ-增量加载有限元法求解地基极限承载力[J]. 岩土力学, 2005, 26(3): 500-504. (DENG Chujian, KONG Weixue, ZHENG Yinren. Analysis of ultimate bearing capacity of foundations by elastoplastic FEM through step loading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(3): 500-504. (in Chinese))
- [14] 赵杰, 邵龙潭. 有限元稳定分析法在确定土体结构极限承载力中的应用[J]. 水利学报, 2006, 37(6): 668-673. (ZHAO Jie, SHAO Longtan. Application of finite element analysis in determining the ultimate bearing capacity of soil mass[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2006, 37(6): 668-673. (in Chinese))

Process control of slope-foundation instability based on strain evaluation

HUANG Shiyuan^{1,2}, WANG Junjie^{1,2}, JIAN Fuxian^{1,2}, XIONG Jianning³

(1. *Engineering Research Center of Diagnosis Technology and Instruments of Hydro-Construction of Chongqing, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 401120, China*; 2. *Key Laboratory of Ministry of Education for Hydraulic and Water Transport Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China*; 3. *Chongqing Surveying and Design Institute of Water Resource, Electric Power and Architecture, Chongqing 401120, China*)

Abstract: The traditional slope monitoring method is mainly used to monitor the horizontal displacement of the local area, however, the stress and strain index can reflect the real state of the slope more visually. Based on the principles of distributed fiber optic strain sensing monitoring technology, a numerical slope-foundation model was developed, and by using the horizontal strain index, studies of the deformation and the failure process of the model were carried out. The analysis results show that the horizontal strain index can reflect the deformation process of the slope and it can predict the actual slip surface better in the loading process, comparing with the horizontal displacement index. And there is a good logarithmic fit between the maximum horizontal strain and the stability factor in the 6 horizontal measuring lines distributed in the slope. It is suggested that the best monitoring area is the middle of the slope by comparison. In addition, by introducing the horizontal strain acceleration index (HSA), the relationships between the slope stability coefficient and HSA were captured to predict the stability degradation trend of the slope-foundation, after which the process control could be realized.

Key words: slope-foundation; strain; finite element method; stability coefficient; deformation