

文章编号: 1006-6616 (2011) 04-0402-08

重庆某不稳定斜坡变形监测及稳定性分析

陈晓洋¹, 张宏阳², 冀东¹, 毛市龙¹

(1. 北京科技大学土木与环境工程学院, 北京 100083;

2. 成都理工大学, 四川 成都 610059)

摘要: 位于重庆市区的某不稳定斜坡, 其变形区范围内拟进行大规模基坑开挖, 为保证安全施工, 必须准确评价斜坡的稳定性。在现场调查、归纳地质环境条件的基础上, 对不稳定斜坡进行变形监测, 研究斜坡变形特征; 采用 FLAC-3D 有限差分软件进行数值模拟分析, 将结果与实际变形监测曲线进行对比、拟合, 得到监测点的位移情况, 从而准确了解不稳定斜坡的变形情况; 最后基于极限平衡法和 FLAC-3D 强度折减法对不稳定斜坡天然状况以及基坑开挖工况下的稳定性进行评价。

关键词: 不稳定斜坡; 变形监测; 强度折减法; 数值模拟; 稳定性分析

中图分类号: P642

文献标识码: A

0 引言

位于重庆市区的某不稳定斜坡, 其纵向长度约 200 m, 前缘宽约 96 m, 后缘宽约 100 m, 平面面积约 21000 m², 不稳定斜坡的变形破坏特征明显。因拟在不稳定斜坡影响区附近进行基坑开挖、平场等施工活动, 如何认识不稳定斜坡的变形机制, 并正确评价其稳定性, 显得尤为关键^[1]。

本文在前人研究的基础上, 结合现场调查, 总结并归纳研究区地质环境条件, 通过对已有监测资料分析, 研究实测监测点位移特征; 在此基础上开展 FLAC-3D 三维数值模拟, 对不稳定斜坡原始条件和基坑开挖后稳定性进行较全面的分析; 将数值模拟变形结果与实际变形监测结果反复比对、拟合, 得到准确的岩土体变形形态, 并结合前人的经验^[2-7]对边坡进行稳定性评价, 指导工程实践的开展。

1 不稳定斜坡基本特征

不稳定斜坡在空间上呈“圈椅”状, 开口向东北(见图1)。根据地面变形调查, 地面高程 180~220 m, 坡角一般 15°~23°, 后缘较陡峭, 前缘较平坦。该不稳定斜坡纵向长度约 200 m, 平面面积约 21000 m², 中前缘不稳定斜坡平均厚度约 20 m, 中后缘不稳定斜坡平均厚度约 8 m, 不稳定斜坡的体积约 2.8×10^5 m³, 中前部主滑方向 43°, 后部主滑方向 60°。

收稿日期: 2011-03-12

作者简介: 陈晓洋(1985-), 男, 北京科技大学采矿专业硕士研究生。E-mail: earth1127@163.com

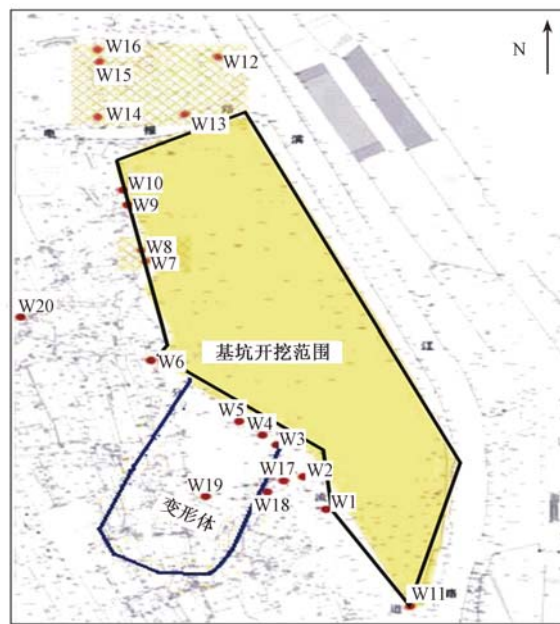


图1 不稳定斜坡位置及其监测点布置示意图

Fig. 1 A sketch map showing the locations of unstable slopes and monitoring points

1.1 物质组成及地下水特征

不稳定斜坡物质主要由填土、粉质粘土夹块碎石、碎块石夹粉质粘土组成。受地形坡度变化影响，不稳定斜坡土厚度变化较大，总体上后缘薄，前缘厚，南、北两侧较薄。

根据组成物质含水特性及地下水赋存、排泄条件，斜坡的地下水含水介质可划分为松散介质孔隙水和基岩裂隙水。松散介质孔隙水赋存于第四系中，其中堆积成因的填土层与河流冲积成因的粉细砂、砂砾石层是主要的含水层；粉质粘土层是相对的隔水层。

1.2 基床特征及潜在滑动面

不稳定斜坡中、后缘蠕滑沿岩土界面进行，其下部稳定基床由中侏罗统沙溪庙组砂质泥岩、泥岩、砂岩构成；前缘蠕滑沿粉质粘土内部进行，下部粉质粘土、砂土及基岩共同构成其相对稳定基床。

据钻孔资料，该不稳定斜坡土体内部及岩土界面未发现明显的相互错动痕迹、摩擦镜面等滑面特征。变形区中、后缘基岩顶面坡度较大，潜在滑动面位于土、岩接触带之上；前缘受开挖形成的临空面控制，不稳定斜坡潜在滑动面位于粉质粘土层内。

1.3 变形监测结果

针对不稳定斜坡平面位移进行观测，在不稳定斜坡范围内共布设监测点20个（见图1），本次分析采用了其中的12个，每点各获监测数据12个。

各监测点累计位移曲线如图2所示，具有以下特征：①12个监测点累计位移曲线均表现出从加速蠕变（第一阶段）至趋于平稳（第二阶段）特征，但随后出现差异，部分监测点表现为加速蠕变（第三阶段），其斜率与第一阶段基本一致，另有部分监测点则表现为趋于平稳，即维持第二阶段保持不变；②位于临空面附近监测点累计位移较大，最大可达20 mm，最小为7.5 mm，而远离临空面监测点累计位移最大为7.2 mm，远小于位于临空面

附近监测点；③位于不稳定斜坡内部、临空面附近监测点累计位移量最大（如 W3、W4、W5 监测点），且在第三阶段均表现为加速蠕变趋势；④远离临空面附近监测点位移量均较小，且在第三阶段均表现为趋于稳定，即累计位移量基本无变化。

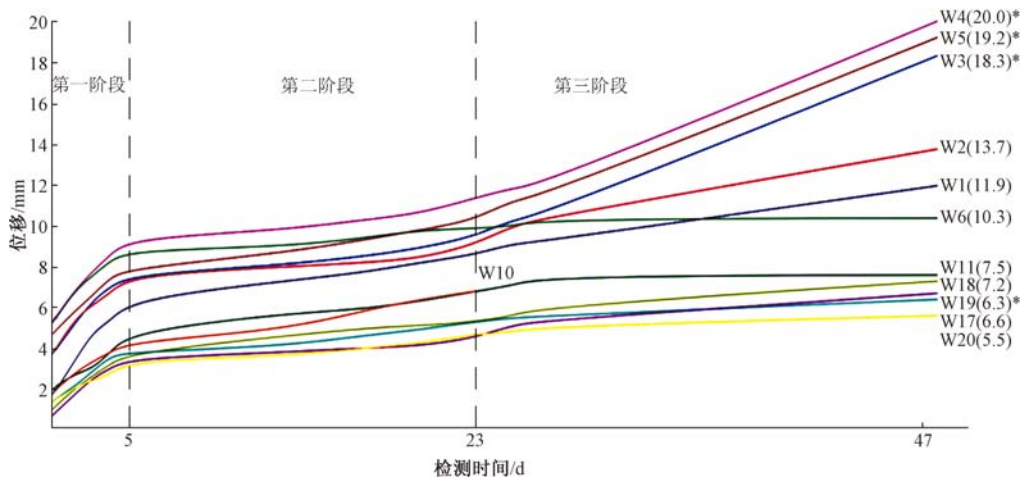


图2 监测点累计位移曲线图

Fig. 2 Cumulative displacement curves of monitoring points

2 数值模拟分析

对天然和降雨情况下的不稳定斜坡进行数值模拟计算的目的，不仅是验算天然情况下不稳定斜坡的稳定性，更重要的是与监测数据形成对比，检验所建立的计算模型、参数取值是否合理，以便正确地评价不稳定斜坡稳定性^[8~9]。

2.1 计算模型

对斜坡稳定性的数值仿真分析采用了 ANSYS 和 FLAC-3D 有限差分软件。利用 ANSYS 软件强大的前处理功能，生成不稳定斜坡几何结构模型，网格划分后保存单元和节点几何信息，然后通过接口程序转化为 FLAC-3D 的前处理数据格式，在 FLAC-3D 中导入这些数据之后生成的网格模型。

2.2 模型建立

根据不稳定斜坡的地质原型，建立计算分析模型。为了尽量减小模型边界效应的影响，模型范围取得较大。模型边界上部取至 230 m 高程，前部取至 175 m 高程，底部取至 100 m 高程。模型长 331 m，宽 316 m，高 130 m。模型 X 轴正方向对应地理坐标的正东向，Y 轴正方向对应地理坐标的正北向，Z 轴正方向对应地理坐标竖直向上（见图 3）。

2.3 参数选取

不稳定斜坡滑带土的天然抗剪强度根据现场测量的数据结合室内试验值综合确定，饱和抗剪强度根据现场测量数据、计算数据及反算值综合确定（见表 1）。计算模型的岩土物理力学参数由实际测量值结合计算数据综合确定（见表 2）。

2.4 数值模拟计算结果

采用 FLAC 分析程序对上述模型进行数值模拟，分别模拟运算 300 步、600 步、900 步后得到模型在天然工况下不稳定斜坡 X、Y 方向坡体表面位移云图及监测点处位移。同时，

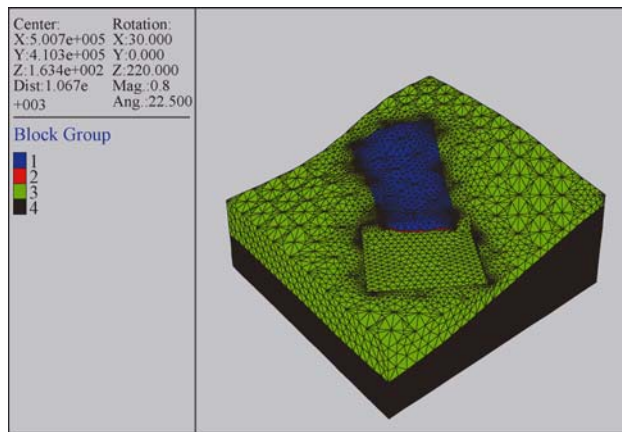


图3 计算模型

Fig. 3 Calculation model

表1 滑带土抗剪强度参数综合取值表

Table 1 Slip soil integrated values of shear strength

参数	室内试验		现场测量		类比值	反算值	综合取值
	值	权重	值	权重			
天然	C/kPa	20.9	0.2	15	0.6	24.1	15
	$\phi/(\circ)$	13.7	0.2	14	0.6	12.6	13
饱和	C/kPa			15	0.2	17.6	13
	$\phi/(\circ)$			14	0.2	10.2	11

表2 计算模型岩土的物理力学性质参数

Table 2 Physical and mechanical properties parameters of calculation model rock

工况	岩土体	E/MPa	μ	C/MPa	$\phi/(\circ)$	$\gamma/(N \cdot m^{-3})$
天然工况	粉质粘土夹碎块石	70	0.33	0.021	15	2100
	潜在滑带	50	0.34	0.015	13	2100
	基岩	15000	0.37	6.000	26	2500
降雨工况	粉质粘土夹碎块石	67	0.34	0.020	14	2200
	潜在滑带	46	0.35	0.013	11	2200
	基岩	14000	0.38	6.000	26	2550

为考虑降水对不稳定斜坡的影响，在模拟 1200 步的基础上调整至降雨工况下的岩土体参数，模拟 1500 步和 1800 步后得到降雨工况下模型 X、Y 方向坡体表面位移云图及监测点处位移。水平位移的计算公式为 $\sqrt{X^2 + Y^2}$ ，监测点取 W3、W4、W5、W19 共 4 个。图 4 - 图 7 列出了模拟运算 300 步的计算过程及分析，其他过程以此类推。

模型计算 300 步后，可以看出地表中后部沿 X 方向变形较大，滑体前缘沿 Y 方向变形较大，后缘沿 Y 方向位移较小。计算后得出各观测点水平位移分别为 4.8 mm、6.0 mm、6.0 mm、4.3 mm。

通过模拟计算可以清楚地了解不稳定斜坡表面的 4 个监测点在天然和降雨工况下沿 X、Y 方向的位移变化，计算其水平位移增量，并描绘基坑开挖后各监测点的累计水平位移随时步的变化曲线（见图 8）。

在天然工况下，计算曲线与实际监测的累计水平位移曲线（见图 2）基本拟合。降雨工

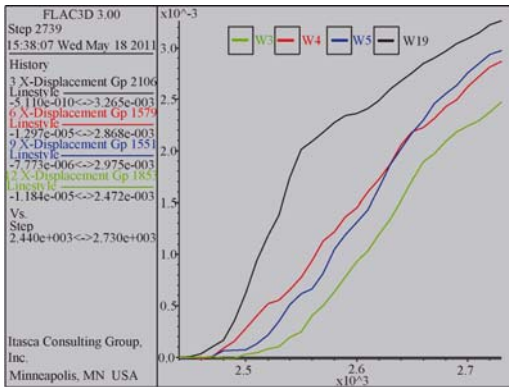


图4 计算300步X方向位移图

Fig. 4 X-direction displacement chart of step 300

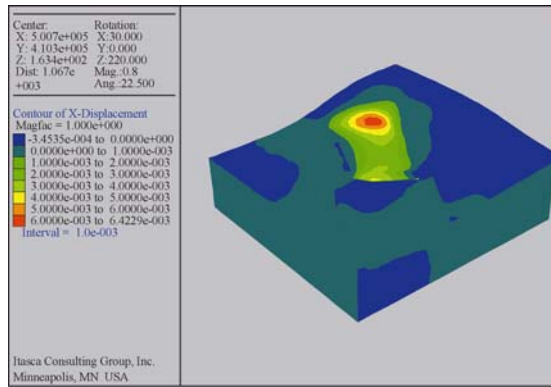


图5 计算300步X方向位移云图

Fig. 5 X-direction displacement cloud chart of step 300

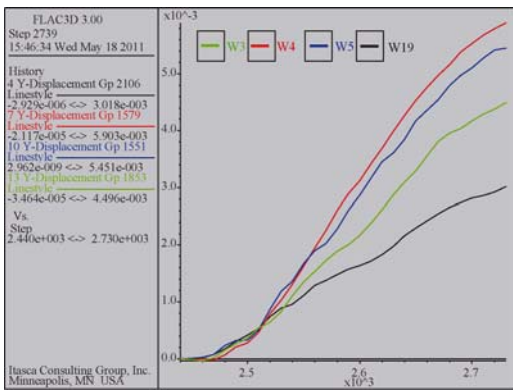


图6 计算300步Y方向位移图

Fig. 6 Y-direction displacement chart of step 300

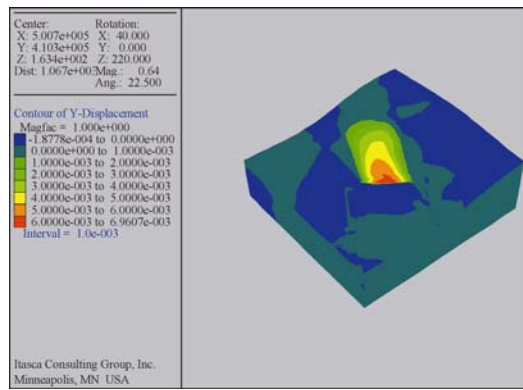


图7 计算300步Y方向位移云图

Fig. 7 Y-direction displacement cloud chart of step 300

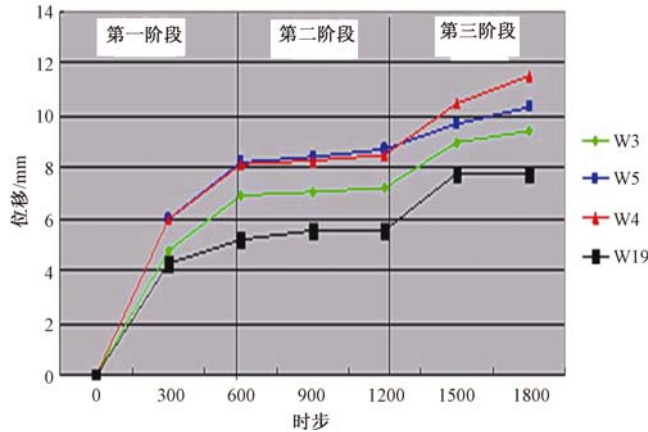


图8 模拟监测点处的累计水平位移曲线

Fig. 8 Cumulative horizontal displacement curves of simulative monitoring points

况下，由于实际降雨并未使不稳定斜坡整体处于饱和状态，所以模拟结果比实际偏大，但变化趋势基本一致。从水平位移监测曲线可知，基坑开挖后，W19 变形最小，后期趋于稳定，W3、W4、W5 变形较大。

3 稳定性评价分析

3.1 计算方法

分别运用传统的极限平衡方法^[10]和基于 FLAC-3D 强度折减法的三维数值计算方法对斜坡进行稳定性分析计算。

极限平衡法稳定性系数的计算公式：

$$K_f = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} ((W_i(1 - r_u) \cos \alpha_i) \text{tg} \phi_i + C_i L_i \prod_{j=i}^{n-1} \psi_j) + R_n}{\sum_{i=1}^{n-1} (W_i (\sin \alpha_i + A \cos \alpha_i) \prod_{j=i}^{n-1} \psi_j) + T_n} \quad (1)$$

式中： $R_n = (W_n((1 - r_u) \cos \alpha_n - A \sin \alpha_n) - R_{Dn}) \text{tg} \phi_n - C_n L_n$

$T_n = (W_n (\sin \alpha_n + A \cos \alpha_n) + T_{Dn})$

$\prod_{j=i}^{n-1} \psi_j = \psi_i \psi_{i+1} \cdots \psi_{n-1}$

$\psi_j = \cos(\alpha_i - \alpha_{i+1}) - \sin(\alpha_i - \alpha_{i+1}) \text{tg} \phi_{i+1}$

ψ_j ——第 i 块的剩余下滑力传递至第 $i+1$ 块时的传递系数 ($j=i$)；

W_i ——第 i 条块的重量，kN/m；

C_i ——第 i 条块内聚力，kPa；

ϕ_i ——第 i 条块内摩擦角，(°)；

L_i ——第 i 条块滑面长度，m；

α_i ——第 i 条块滑面倾角，(°)；

β_i ——第 i 条块地下水线与滑面的夹角，(°)；

A ——地震加速度（即重力加速度 g ）， m/s^2 ；

K_f ——稳定系数。

3.2 计算结果

将不稳定斜坡的稳定性划分为 4 级^[11]： $K_f \geq 1.15$ 为稳定， K_f 在 1.05 ~ 1.15 为基本稳定， K_f 在 1.00 ~ 1.05 为欠稳定， $K_f < 1.0$ 为不稳定。极限平衡法和 FLAC-3D 强度折减法对边坡稳定性计算结果对比见表 3。

表 3 不稳定斜坡极限平衡法和强度折减法计算结果对比

Table 3 Results contrast between limit equilibrium method and strength reduction method

主剖面	计算工况	K_f		稳定性状态
		极限平衡法	FLAC-3D 计算	
原始条件下	工况 I	1.77	1.62	稳定
	工况 II	1.61	1.43	稳定
基坑开挖后	工况 I	1.49	1.36	稳定
	工况 II	1.36	1.21	稳定

4 结论

在调研不稳定斜坡的基本特征以及现场变形监测数据的基础上，基于 FLAC-3D 数值分析与极限平衡法，对其现有支护条件下的稳定性进行复核与评价，得到以下结论：

(1) 模拟基坑开挖后不稳定斜坡表面的4个水平位移监测点X、Y位移变化曲线,水平位移与实际监测结果基本一致。

(2) 原始条件下,稳定系数:工况 I > 工况 II; 基坑开挖后,稳定系数:工况 I > 工况 II。两种工况下,不稳定斜坡基坑开挖后的稳定性明显低于原始条件下的稳定性。

(3) 不稳定斜坡整体状态较为稳定,但是在局部存在不稳定的区域,运用传统的极限平衡法只能对不稳定斜坡整体进行稳定性评估,不能了解不稳定斜坡局部的变形形态。运用FLAC-3D的强度折减法进行分析计算可以精确了解不稳定区域的位置以及状态,及时地对变形大的不稳定区域加强支护或进行治理,对实际工程有重要的指导意义。

参 考 文 献

- [1] 祝玉学. 不稳定斜坡可靠性分析 [M]. 北京:冶金工业出版社,1993.
ZHU Yu-xue. Reliability analysis of unstable slope [M]. Beijing: Metallurgical Industry Press, 1993.
- [2] 金爱兵,王金安. 某露天边坡加固方案研究及其稳定性数值分析 [J]. 金属矿山,2003,(3):1~3.
JIN Ai-bing, WANG Jin-an. Study of an open slope reinforcement scheme and numerical analysis of its stability [J]. Metal Mine, 2003, (3): 1~3.
- [3] 罗本全. 震区某不稳定斜坡成因机制及稳定性评价 [J]. 中国水运,2010,(1):132~133.
LUO Ben-quan. Genesis mechanism and stability evaluation of an unstable slope in the earthquake area [J]. China Water Transport, 2010, (1): 132~133.
- [4] 邓韧,郑光,许强,等. 地震灾区青川县骑马乡明家不稳定斜坡工程治理分析 [J]. 工程建设与设计,2011,(2):89~91,94.
DENG Ren, ZHENG Guang, XU Qiang, et al. Analysis on project management of Mingjia unstable slope in earthquake of Qima Township, Qingchuan County [J]. Construction & Design for Project, 2011, (2): 89~91, 94.
- [5] 陈祖煜. 土质边坡稳定分析——原理、方法、程序 [M]. 北京:中国水利水电出版社,2003.
CHEN Zu-yi. Stability analysis of soil slope: Principle, method and procedure [M]. Beijing: China Water Power Press, 2003.
- [6] 杜宇本,郑光,蒋良文,等. 大瑞铁路澜沧江大桥工程边坡稳定性三维数值模拟分析 [J]. 地质力学学报,2010,16(1):108~114.
DU Yu-ben, ZHENG Guang, JIANG Liang-wen, et al. 3D numerical simulation of slope stability of Lancangjiang bridge on Dali-Ruili railway [J]. Journal of Geomechanics, 2010, 16(1): 108~114.
- [7] 罗利锐,刘志刚. 断层对隧道围岩稳定性的影响 [J]. 地质力学学报,2009,15(3):226~232.
LUO Li-rui, LIU Zhi-gang. Influence of fault crush belts on the stability of tunnel rock [J]. Journal of Geomechanics, 2009, 15(3): 226~232.
- [8] 康胜. 石阡子滑坡成因机制及稳定性研究 [D]. 兰州:兰州大学,2006.
KANG Sheng. Research on the genesis mechanism and stability of Shi'ezhi landslide [D]. Lanzhou: Lanzhou University, 2006.
- [9] 刘华丽,朱大勇,刘德富,等. 边坡安全系数的多解性讨论 [J]. 岩土力学,2007,28(8):1661~1664.
LIU Hua-li, ZHU Da-yong, LIU De-fu, et al. Discussion on multiple solution of safety factor of a slope [J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(8): 1661~1664.
- [10] 邵龙潭,李红军. 土工结构稳定分析:有限元极限平衡法及其应用 [M]. 北京:科学出版社,2011.
SHAO Long-tan, LI Hong-jun. Stability analysis of soil engineering: finite element limit equilibrium method and its application [M]. Beijing: Science Press, 2011.
- [11] 孙玉科,杨志法,丁恩保,等. 中国露天矿边坡稳定性研究 [M]. 北京:中国科学技术出版社,1999.
SUN Yu-ke, YANG Zhi-fa, DING En-bao, et al. Research on stability of open mining slope in China [M]. Beijing: China Science and Technology Press, 1999.

DEFORMATION MONITORING AND STABILITY ANALYSIS OF AN UNSTABLE SLOPE IN CHONGQING CITY

CHEN Xiao-yang¹, ZHANG Hong-yang², JI Dong¹, MAO Shi-long¹

(1. School of Civil and Environmental Engineering, University of Science and Technology Beijing, Beijing 100083, China;

2. Chengdu University of Technology, Chengdu 610059, China)

Abstract: The unstable slope is located in the cantonal of Chongqing City, where large foundation excavation will be carried out in the influenced scope. Analysis on stability must be taken for construction safety. On the basis of previous studies, combined with field investigation, the geological environment of this study area is summarized. By analyzing the measured monitoring data, the displacement characteristics of the monitoring point is studied. To know the deformation of unstable slopes, FLAC-3D numerical simulation is adopted to obtain soil parameters by the comparison of monitoring curves and numerical results. Finally, based on limit equilibrium theory and strength reduction method, the evaluation results of stability are studied for natural state of unstable slopes and excavation.

Key words: unstable slope; deformation monitoring; strength reduction method; numerical simulation; analysis on stability

(上接第 387 页)

NUMERICAL STUDY ON THE HAZARD EFFECT OF A BUILDING NEAR THE FAULT PRODUCED BY THE WENCHUAN EARTHQUAKE

SU Sheng-rui¹, ZHANG Yong-shuang², HAO Li-li¹, LI Song¹

(1. School of Geological Engineering and Surveying, Chang'an University, Xi'an 710054, China;

2. Institute of Geomechanics, Chinese Academy of Geological Sciences, Beijing 100081, China)

Abstract: Particular destroy phenomena occurred in the main building of Shuimo Silicon Company near the fault produced by the 2008 Wenchuan earthquake. On the basis of site investigation, two-dimension finite element model is set up, and the hazard effect of a building caused by the faulting is simulated. The simulation result may be used to explain the mechanism for the formation of the particular destroy phenomena of the building during the earthquake. It is thought that the formation of fault altered the local stress field and acceleration, thus led to the differential destroy of the building at the hanging wall of the fault which is characterized by the stronger destroy near the fault. The destroy of the main beam is caused by the co-action of axial stress and shear stress.

Key words: fault zone; building; hazard effect; numerical modelling