

天水市某典型黄土边坡块石支护稳定性效果分析^①

雷 天¹, 吴志坚^{1,2,3}, 陈 拓⁴

(1.甘肃省地震局 中国地震局黄土地震工程重点实验室, 甘肃 兰州 730000;

2.中国地震局兰州地震研究所, 甘肃 兰州 730000; 3.甘肃省岩土防灾工程技术研究中心, 甘肃 兰州 730000;

4.中国科学院寒区旱区环境与工程研究所 冻土工程国家重点实验室, 甘肃 兰州 730000)

摘要:以天水地磁013台黄土边坡为研究对象,通过现场勘测、室内强度试验确定了该边坡的土质条件及其相应的土体力学性质,根据相应规范的要求提出运用块石挡土墙对此边坡进行上下分层支护。采用强度折减理论验证了边坡施加支护后的稳定性评价。结果表明,相比未加块石支护的边坡模型,采用块石支护的边坡的安全系数达到1.41,属稳定状态;同时块石支护可以有效地减小土体的水平方向位移,并约束土体总位移向临空面滑动。

关键词:黄土边坡;有限元强度折减法;块石挡土墙支护

中图分类号: P642.22

文献标志码: A

文章编号: 1000-0844(2014)04-0968-07

DOI:10.3969/j.issn.1000-0844.2014.04.0968

Stability Analysis of a Typical Loess Slope Supported by Block Stone Retaining Wall in Tianshui

LEI Tian¹, WU Zhijian^{1,2,3}, CHEN Tuo⁴

(1.Key Laboratory of Loess Earthquake Engineering of CEA, Earthquake Administration of Gansu Province, Lanzhou, Gansu 730000, China; 2. Lanzhou Institute of Seismology, CEA, Lanzhou, Gansu 730000, China;

3.Geotechnical Disaster Prevention Engineering Technology Research Center of Gansu Province, Lanzhou, Gansu 730000, China;

4.Key State Laboratory of Frozen Soil Engineering, Cold and Arid Regions Environmental and Engineering Institute, CAS, Lanzhou, Gansu 730000, China)

Abstract: In this study, field and laboratory tests are used to obtain the soil conditions and mechanical properties of a 013 loess slope in Tianshui. This study introduces a hierarchical support scheme using a block stone retaining wall, and the stability of the slope is verified on the basis of the strength reduction method. Moreover, the safety factor and the equivalent plastic strain law of this slope is determined before and after application of the support using ABAQUS software in which the yield criteria of the corner point circumcircle of the Drucker-Prager (D-P) criterion is adopted. The horizontal displacement law of the slope before and after the support is also obtained using ABAQUS. The results show that using the finite element strength reduction method, the safety factor of the slope without support is 0.59; in contrast, the safety factor of the slope in block stone retaining wall is 1.41. Therefore, the stability state of the slope is reached. Moreover, on the basis of the finite element strength reduction method, the equivalent plastic strain zone of the slope without the stone retaining wall is located at the foot of the slope, and the failure form of the slope is local soil failure with a maximum plastic strain of 0.023. Therefore, no sliding sur-

^① 收稿日期: 2014-01-24

基金项目: 中国地震局地震预测研究所基本科研业务费项目 (No. 2012IESLZ01); 国家自然科学基金项目 (No. 11372180, No. 40902094)

作者简介: 雷 天(1989—), 男(汉族), 湖北武汉人, 硕士研究生, 主要从事黄土地震工程方面的研究工作. E-mail: 826912866@qq.com

face is present in the slope.By comparison, an equivalent plastic strain zone occurred under the slope supported by the rock block,and the failure form of the slope is also local soil failure. In addition,the maximum plastic strain is 0.02.With further reduction of the soil strength,the upper soft soil will develop a sliding surface through the slope in the stone retaining wall.At the same time,the stone retaining wall will decrease the horizontal displacement of the soil,which can prevent the total displacement from sliding to a free surface.

Key words: loess slope; finite element strength reduction method; supporting of block stone retaining wall

0 前言

边坡的稳定性分析一直是滑坡工程研究领域的核心问题。黄土是我国滑坡发育的易滑地层之一,对应于纯黄土滑坡来说,其变形破坏形式常以滑移-拉裂式为主。目前边坡稳定性分析的常用方法可分为基于有限元强度折减理论的各类数值方法以及基于极限平衡理论的各类条分法^[1]。极限平衡法求解的安全系数是基于条块间力假设的解析解,对于静不定问题,极限平衡法需要通过引进一些假定条件来使问题达到静定^[2];与此对比,有限元强度折减理论则侧重于岩土体应力-应变即破坏机理的分析,得到的边坡安全系数属近似解,因此这两种方法求得的安全系数均不是所谓的“真实解”。从工程应用的角度讲,这两种方法均只提供一个评价指标,仅适用于边坡工程的初步分析。然而由于强度折减法能够模拟支挡结构与岩土体的相互作用,因此可作为本文边坡稳定性分析的辅助手段^[3]。

本文以天水地磁 013 台黄土边坡作为研究对象,以有限元强度折减法作为辅助手段,通过分析黄土边坡天然状态下的位移场分布规律以及失稳后的应变增量来验证块石挡土墙支护对坡体的稳定性影响^[4]。

1 天水地磁 013 黄土边坡工程概况

天水市位于陇西黄土高原东南部,渭河及其支流河谷地带,受地形地貌、地质构造、岩土性质等的控制和影响,地质环境较差,滑坡、泥石流等地质灾害发育且活动频繁。

天水中心地震台地磁绝对观测测点位于Ⅱ级阶地上,属堆积阶地,具二元结构^[5]。上部为黄褐色黄土状亚粘土及含砂亚粘土,结构疏松,厚 18~25 m。下部为含泥质砂、砾、卵石,分选较差,次磨圆状,结构中密,厚 3 m 左右。地下水埋深大于 8 m。

该边坡坡面垂直高度为 13 m,坡角为 85°,属于陡边坡(图 1)。

根据野外钻孔波速资料(图 2)以及土样静三轴实验结果^[6],可将该黄土边坡土层划分为三类,如表 1 所示。

表 1 各层土体物理特性
Table1 The physical characteristics of the soil

岩性	密度/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	泊松 比	等效波速/ ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)	弹性模 量/MPa	黏聚力 /kPa	内摩擦 角/(°)
黄土①	1 520	0.3	165	65.9	10.4	14.6
黄土②	1 500	0.3	130	107.6	21.6	12.9
黄土③	1 720	0.3	249	277.3	45.5	10.5



图 1 天水地磁 013 台黄土边坡
Fig.1 The loess slope at 013 station in Tianshui

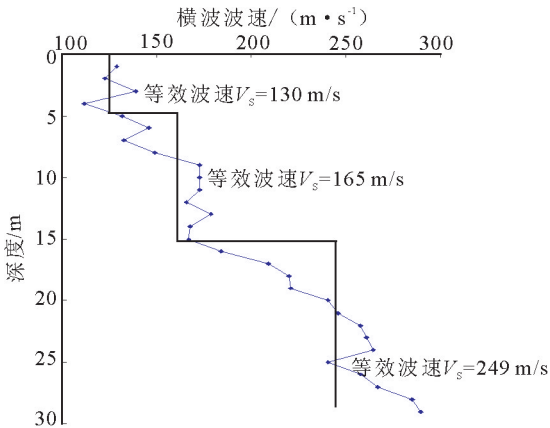


图 2 天水 013 台钻孔波速测试成果图
Fig.2 The Borehole wave velocity of 013 station in Tianshui

2 边坡稳定性判断依据

2.1 屈服准则的选取

影响边坡失稳破坏的关键因素是岩土体的抗剪强度,当最大剪应力达到破坏极限时,土坡将失稳破坏。基于此,本文在用折减系数法求解边坡稳定问题时,采用的是理想弹塑性模型,屈服准则采用 Mohr-Coulomb 破坏准则^[7]:

$$F = \frac{1}{3} I_1 \sin \varphi + \left(\cos \theta_\sigma - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin \theta_\sigma \sin \varphi \right) \sqrt{J_2} - c \cos \varphi = 0 \quad (1)$$

式中, I_1 、 J_2 分别为应力张量的第 1 不变量和应力偏张量的第 2 不变量; θ_σ 为应力罗德角; φ 为土的内摩擦角; c 为土的黏聚力。Mohr-Coulomb 准则应用比较广泛和可靠,但缺点是在三维应力空间中的屈服面存在尖顶和棱角的非连续点,因此有必要对 Mohr-Coulomb 准则进行相应的改进,通过 M-C 准则与 D-P 准则之间的转换来为更好地实现数值模拟的可行性提供保障^[8]。目前国际通用的大型有限元计算软件大多采用外角外接圆 D-P 准则。ABAQUS 软件中采用了扩展的 Mohr-Coulomb 准则,即外角外接圆 D-P 准则,该准则中偏应力空间中无拐角,流动势是完全光滑的,只有唯一的塑性流动方向^[9]。

2.2 边坡失稳的破坏依据

采用有限元强度折减法分析边坡稳定性的一个关键问题是如何根据有限元计算结果来判别边坡是否处于破坏状态。目前有 4 类准则:(1)特征点位移法;(2)结构面某一幅值的广义剪应变的贯通;(3)计算不收敛;(4)结构面塑性区贯通^[10]。

上述边坡失稳的判据大致可以划分两类:第 1 类以广义塑性应变或等效塑性应变从坡脚到坡顶贯通作为边坡破坏的标志;第 2 类是在有限元计算过程中采用力和位移的不收敛作为边坡失稳的标志。本文采用的是第二类失稳判据。

3 天水地磁 013 黄土边坡稳定性分析

3.1 有限元模型

有限元计算分析采用 Abaqus 商用有限元计算软件。根据现场考察及现场钻孔勘探结果,建立简化的二维有限元黄土斜坡计算模型。模型网格划分如图 3 所示。模型的边界尺寸为:水平方向 43.15 m;模型高度 20 m;边坡坡面垂直高度 13 m。在网格划分中,坐标取向沿高度方向为 Y 正方向,沿长轴方向为 X 方向,长度单位为 m。

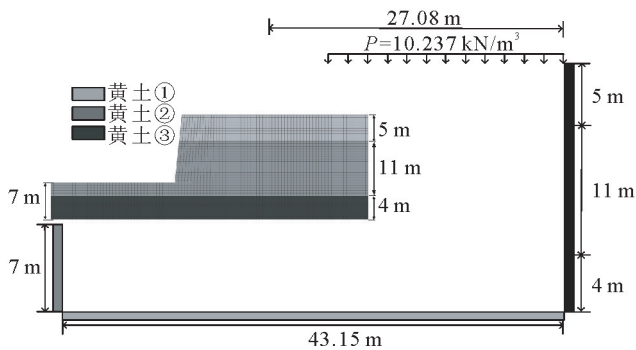


图 3 边坡简化模型的网格划分

Fig.3 The grid of simplified model for the slope

模型土体均采用四边形四节点平面应变单元划分,节点总个数为 4 134,单元总个数为 3 976。模型采用 Mohr-Column 屈服准则。在计算过程中,模型底面及侧面均采用人工边界。

3.2 荷载

为了合理考虑该黄土斜坡的稳定性,在计算中主要考虑黄土斜坡在自重和外部荷载作用下的安全系数及应力应变状态。根据该斜坡顶面所架设的地磁房重量及占地面积,确定计算中应该施加的外部荷载。基于此确定出天水地磁 013 台黄土斜坡顶面单位面积承受压力为 10 237 N。

3.3 天然边坡稳定性分析

3.3.1 天然状态边坡位移场分布

图 4 为自重及外部荷载作用下黄土边坡模型天然状态下的水平和垂直方向及总位移响应。水平方向土体最大位移为 0.8 cm,发生在下层边坡坡体中部,并且变形值向边坡内侧逐渐减小;垂直方向土体最大位移为 2.46 cm,最大位移值发生在外部荷载施加位置,并且随着深度的增加逐渐减小;土体总最大位移值为 2.48 cm,位移箭头方向指向坡外。

基于有限元强度折减法,设初始折减系数,对边坡的抗剪强度 c (内聚力)、 Φ (内摩擦角) 值进行折减,并通过一系列迭代运算获得了边坡在失稳状态下的响应。图 5 为自重及外部荷载作用下,黄土边坡坡面顶点的折减系数随水平方向位移 U_1 的变化关系曲线。由图可见,本文采用数值计算不收敛作为判定边坡失稳的标志,可以认定该边坡的安全系数为 0.59。

3.3.2 应变增量规律

图 6 为自重和外部荷载作用下,黄土边坡模型等效塑性应变随时间的发展情况。可以看出等效塑性应变随时间不断地增大,且逐渐向上扩展,最大塑

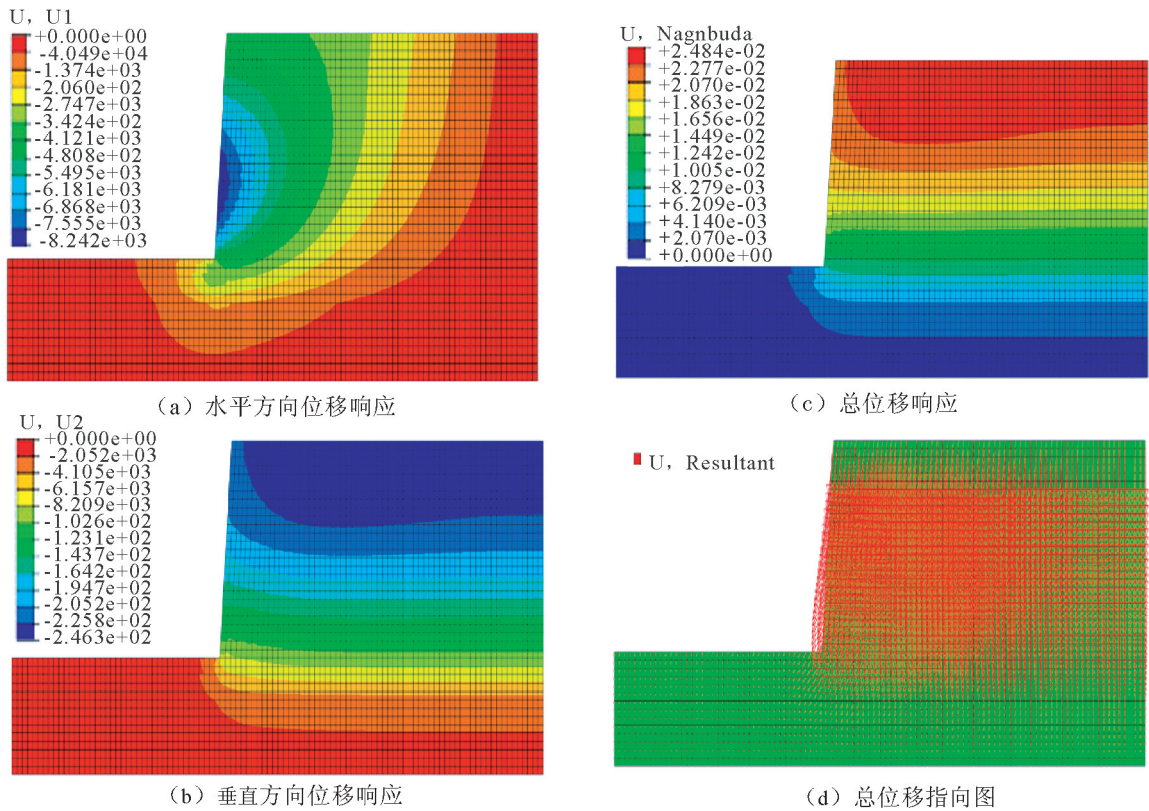


图 4 天然状态下模型位移响应

Fig.4 The displacement response of the model under natural condition

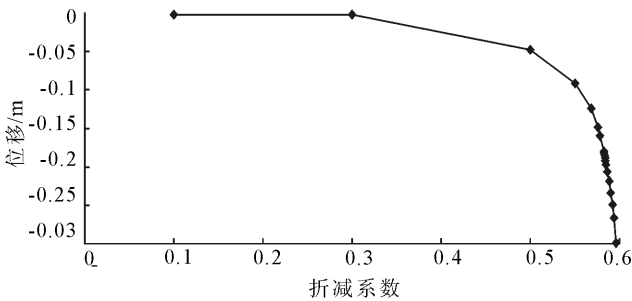


图 5 折减系数随水平位移变化关系

Fig.5 The reduction coefficient changes with the level displacement

性应变为 0.023。从图中可以看出,边坡破坏区域为坡脚位置,破坏形式为局部土体破坏,边坡并未形成完整的贯通滑移面。

3.4 边坡支护方案及效果验证

3.4.1 支护方案及参数

鉴于天水地磁 013 台黄土边坡的稳定性,需要进行边坡支护。根据 2002 年国家发布的《建筑边坡工程设计规范》的要求,对于坡高不超过 8 m 的土质边坡来说,应采用重力式挡墙的支护方案。施工工艺采用块石挡土墙,分上下两层。斜坡上层支护

上端面为 0.3 m,下端面为 0.8 m;斜坡下层支护上端面为 0.45 m,下端面为 1.2 m。

在数值计算中,块石挡土墙的物理力学参数参照花岗岩体的力学参数进行确定,具体材料参数见表 2。

表 2 块石挡土墙物理力学参数

Table 2 The physical and mechanical parameters of block stone retaining wall

岩性	密度/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	泊松比	弹性模 量/GPa	黏聚力 /MPa	内摩擦 角/($^{\circ}$)
块石支护	2 500	0.2	2.5	3	50

3.4.2 支护模型

在数值计算中,边坡支护采用简化的模型(图 7)。考虑到边坡支护的施工工艺,在数值计算过程中边坡采用接触面处理,如图 8 所示。在块石和土体的接触部位设置接触面,接触特性选用硬接触,摩擦属性选为 Penalty,摩擦系数为 0.3。

3.4.3 边坡支护天然状态位移响应

图 9 为自重及外部荷载作用下黄土边坡支护模型天然状态下的水平和垂直方向及总位移响应。水平方向土体最大位移为 0.02 cm,发生在上层斜坡

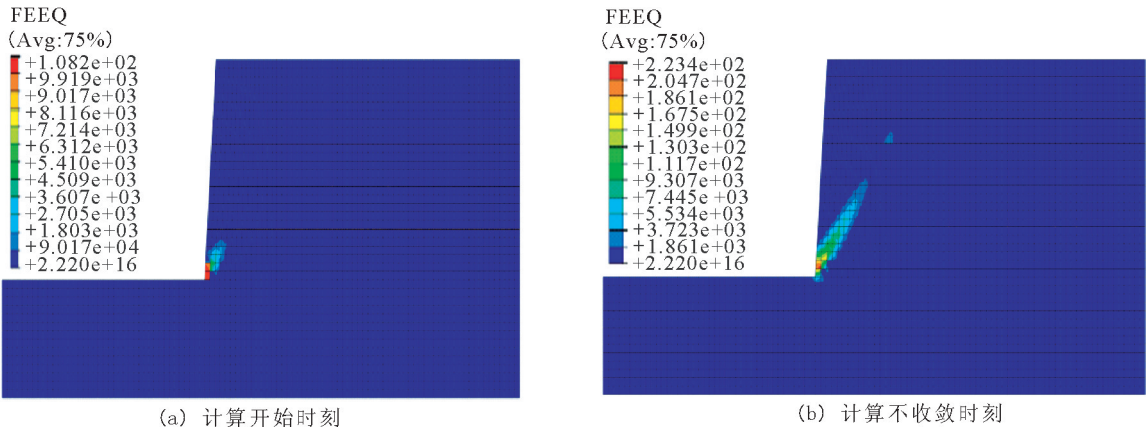


图 6 等效塑性应变随时间变化云图

Fig.6 The variation of equivalent plastic strain with time

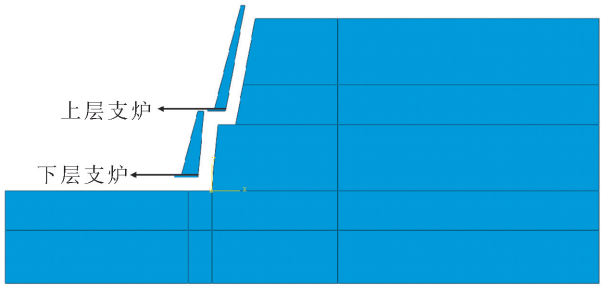


图 7 边坡支护简化数值模型

Fig.7 Simplified numerical model for the slope supporting

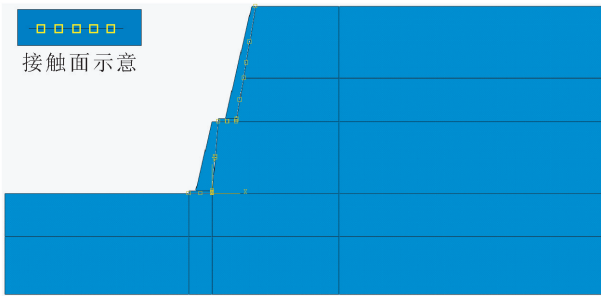


图 8 边坡支护的接触面设置

Fig.8 Contact surface setting for the slope supporting

体中部位置,并且变形值向边坡内侧逐渐减小;垂直方向土体最大位移为 1.8 cm,并且随着深度的增加逐渐减小;土体总最大位移值为 1.8 cm,位移箭头方向指向向下,箭头长度上大下小。

3.4.4 护坡支护效果分析

图 10 为自重和外部荷载作用下黄土边坡支护模型坡面顶点的折减系数随水平方向位移 U_1 的变化关系曲线。由图可见,本文采用数值计算不收敛作为判定边坡失稳的标志,可以认定该边坡的安全系数为 1.41。

3.4.5 应变增量规律

图 11 为自重和外部荷载作用下,黄土边坡支护模型等效塑性应变随时间的发展情况。可以看出等效塑性应变在计算开始时刻出现在坡脚支护内侧区域,随时间不断地增大,且逐渐扩展,直到计算不收敛时刻,最大塑性应变为 0.02。从图中可以看出,边坡破坏区域为坡脚位置块石支护下方位置,破坏形式为局部土体破坏,随着土体强度进一步折减,在斜坡内侧形成贯通滑移面,主要发生在上层软弱土体内。

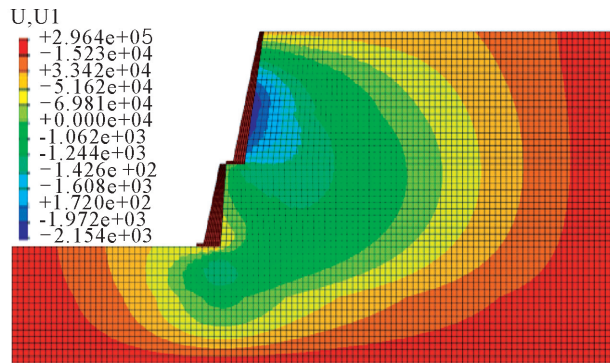
4 结论

本文围绕支护作用下黄土边坡静力稳定性问题,以相应的数值模拟方法,对天水某典型黄土边坡进行了块石挡土墙支护效果验证,其主要结论如下:

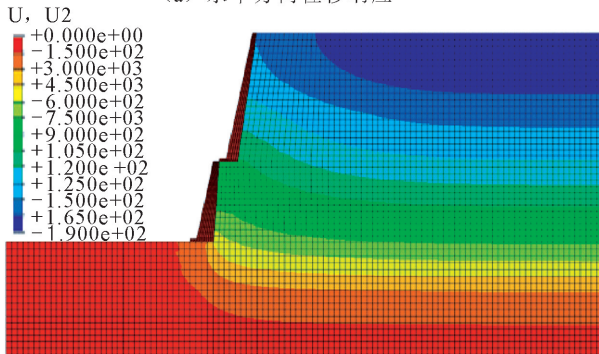
(1) 采用数值计算不收敛和位移的拐点作为综合判定该黄土斜坡失稳的标志。在自重及外部荷载作用下,未加支护的边坡的安全系数为 0.59,进行边坡支护后边坡的安全系数为 1.41,边坡支护可以极大地提高边坡的稳定性。

(2) 未加支护的黄土边坡模型天然状态下的水平方向上土体最大位移为 0.8 cm,垂直方向土体最大位移为 2.46 cm;进行支护后的黄土边坡模型水平方向土体最大位移为 0.02 cm,直方向土体最大位移为 1.8 cm。相比未加支护的边坡模型,边坡支护可以有效地减小土体的水平方向位移,同时可以约束土体总位移向临空面滑动。

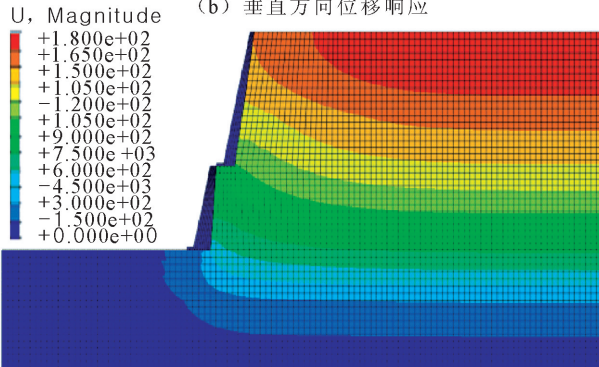
(3) 未加边坡支护的斜坡失稳区域为坡脚位置,破坏形式为局部土体破坏,斜坡并未形成完整的贯通滑移面。而对进行支护的斜坡模型进行强度折减计算,斜坡破坏区域为坡脚块石支护下方位置,破



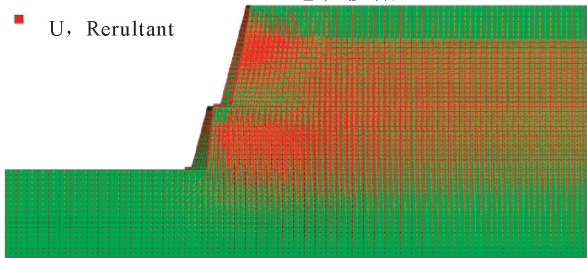
(a) 水平方向位移响应



(b) 垂直方向位移响应



(c) 总位移响应



(d) 总位移指向图

图 9 边坡支护天然状态下模型位移响应

Fig.9 Displacement response of the model under natural condition

坏形式为局部土体破坏,随着土体强度进一步折减,在斜坡体内侧形成贯通滑移面,主要发生在上层软弱土体内。

参考文献(References)

[1] 陈祖煜.土质滑坡稳定分析——原理方法程序[M].北京:中国

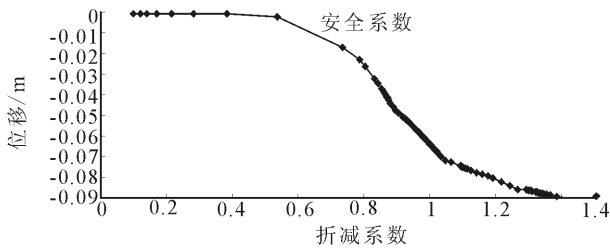
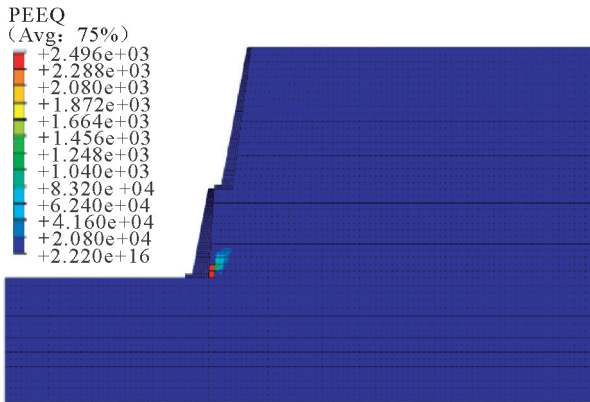
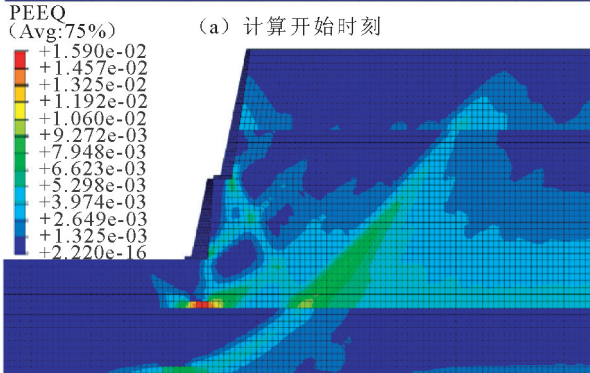


图 10 折减系数随水平位移变化关系

Fig.10 The reduction coefficient changes with the level displacement



(a) 计算开始时刻



(b) 计算不收敛时刻

图 11 等效塑性应变随时间变化云图

Fig.11 Variation of the equivalent plastic strain with time variation

水利水电出版社,2003:533-560.

CHENG Zu-yu. Soil Slope Stability Analysis——Theory, Methods and Programs[M]. Beijing: China WaterPower Press, 2003:533-560.(in Chinese)

[2] Zienkiewicz O C, Humpheson C, Lewis R W. Associated and Non-associated Visco-plasticity in Soil Mechanics [J]. Geotechnique, 1975, 25(4): 671-689.

[3] 赵尚毅,郑颖人,时卫民,等.用有限元强度折减法求边坡稳定性安全系数[J].岩土工程学报,2002,24(3):344-346.

ZHAO Shang-yi, ZHENG Yin-ren, SHI Wei-min, et al. Analysis on Safety Factor of Slope by Strength Reduction FEM[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24(3): 344-346.(in Chinese)

- [4] 杜永峰,余钰.重力式挡土墙结构体系可靠度的 Monte Carlo 模拟[J].西北地震学报,2012,34(1):29-32.
DU Yong-feng, YU Yu. Monte Carlo Simulation of System Reliability of Gravity Retaining wall[J]. Northwestern Seismological Journal, 2012, 34(1): 29-32. (in Chinese)
- [5] 刘小丰,高红山,刘洪春,等.河流阶地研究进展评述[J].西北地震学报,2011,33(2):195-199.
LIU Xiao-feng, GAO Hong-shan, LIU Hong-chun, et al. Review on Research Progress of River Terrace[J]. Northwestern Seismological Journal, 2011, 33(1): 195-199. (in Chinese)
- [6] 邓津,王兰民,张振中,等.我国黄土的微结构类型与震陷区域划分[J].地震工程学报,35(3):665-670.
DENG Jin, WANG Lan-min, ZHANG Zhen-zhong, et al. The China Loess Microstructure Types and Its Seismic Subsidence Zones Divided[J]. Earthquake Engineering Journal, 35(3): 665-670. (in Chinese)
- [7] 邓楚雄,何国杰,郑颖人.基于 M-C 准则的 D-P 系列准则在岩土工程中的应用研究[J].岩土工程学报,2006,28(6):735-739.
DENG Chu-xiong, HE Guo-jie, ZHENG Yin-ren. Studies on Drucker-prager Yield Criteria Based on M-C Yield Criterion and Application in Geotechnical Engineering[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(6): 735-739. (in Chinese)
- [8] 张学岩,闫彭旺.岩土塑性力学基础[M].天津:天津大学出版社,2006:78-83.
ZHANG Xue-yan, YAN Peng-wang. Fundamentals of Geotechnics Plasticity[M]. Tianjin: Tianjin University Press, 2006: 78-83. (in Chinese)
- [9] 时卫民,郑颖人.摩尔-库伦屈服准则的等效变换及其在边坡分析中的应用[J].岩土工程技术,2003(3):155-159.
SHI Wei-min, ZHENG Yin-ren. Equivalent Transformation of Mohr-Coulomb Criterion and Its Application in Slope Stability Analysis[J]. Geotechnical Engineering Technique, 2003(3): 155-159. (in Chinese)
- [10] 吕庆,孙红月,尚岳全.强度折减有限元法中边坡失稳判据的研究[J].浙江大学学报:工学版,2008,42(1):83-87.
LU Qing, SUN Hong-yue, SHANG Yue-quan. Slope Failure Criteria of Shear Strength Reduction Finite Element Method [J]. Journal of Zhejiang University: Engineering Science, 2008, 42(1): 83-87. (in Chinese)