

近远场地震下高陡边坡的动力响应及永久位移分析

黄 帅¹, 宋 波¹, 蔡德钩^{2, 3}, 叶阳升^{2, 3}

(1. 北京科技大学土木与环境工程学院, 北京 100083; 2. 中国铁道科学研究院铁道建筑研究所, 北京 100081;

3. 高速铁路轨道技术国家重点实验室, 北京 100081)

摘 要: 基于软硬互层边坡的有限元模型, 研究了边坡在近远场地震作用下的动力响应规律, 得出远场地震对边坡动力响应(动力放大系数、最大剪应力和最大主应力)的影响总体比近场地震显著; 通过将时程分析法与规范中的拟静力法计算的安全系数进行对比, 明确了拟静力法在地震动力稳定性评价中的不足; 基于有限元时程分析法计算出的边坡临界加速度代入 Newmark 滑块位移法公式中, 得到了考虑地震近远场特性影响的边坡永久位移, 并与弹塑性有限元数值模拟结果进行了对比, 得出 Newmark 法计算结果偏小, 且远场地震作用下的永久位移比近场地震作用下分别增大 35% (Newmark 法) 和 21% (弹塑性有限元法); 最后基于 Jibson and Michae 提出的边坡稳定性评价的永久位移量进行了边坡的稳定性评价, 得出以永久位移 1 cm 作为岩质边坡从一个轻度破坏到中度破坏程度的评价临界值较为合理。
关键词: 近远场地震; 软硬互层边坡; 拟静力法; Newmark 滑块位移法; 永久位移

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2013)S2-0768-06

作者简介: 黄 帅(1987-), 男, 山东肥城人, 博士研究生, 主要从事土木工程结构抗震等方面的研究。E-mail: b20100038@xs.ustb.edu.cn。

Dynamic response and permanent displacement of high-steep slopes under near- and far-field earthquakes

HUANG Shuai¹, SONG Bo¹, CAI De-gou^{2, 3}, YE Yang-sheng^{2, 3}

(1. School of Civil and Environment Engineering, Beijing University of Science and Technology, Beijing 100083, China; 2. Railway

Engineering Research Institute, China Academy of Rails Science, Beijing 100081, China; 3. State Key Lab of Track Technology of

High-speed Railway, China Academy of Rails Science, Beijing 100081, China)

Abstract: Based on the two-dimensional finite element simulation model of rock slope interbedded by hard and soft layers, the dynamic responses of the slope under near-field and far-field earthquakes are studied. The dynamic responses (dynamic amplification factor, the maximum shear stress and the maximum principal stress) under far-field earthquakes are greater than those under near-field earthquakes. The safety factors of the slope calculated by means of the time history method and the pseudo-static method of Chinese standards are compared, and the pseudo-static method has shortcomings in seismic dynamic stability evaluation. The critical acceleration calculated by the elastic-plastic finite element numerical simulation is substituted in Newmark's sliding block formula, and the permanent displacements of the slope considering the effect of near-field and far-field earthquakes are calculated. The results calculated by use of the Newmark's method are lower. The permanent displacements under far-field earthquakes increase by 26% (Newmark's method) and 29% (elastic-plastic finite element method) compared with those under near field earthquakes. Finally, the stability of slope is evaluated based on the permanent displacements proposed by Jibson and Michae, and the permanent displacement of 1 cm as the critical evaluation value of slope from mild damage to moderate damage is more reasonable.

Key words: near- and far-field earthquake; rock slope interbedded by hard and soft layers; pseudo-static analysis; Newmark's block displacement method; permanent displacement

0 引 言

地震引发的滑坡灾害一直以来都是地质灾害领域研究的重点。1994 年, 美国 Northridge 地震 (Ms=6.7 级) 引发了面积超过 10000 km² 的 11000 处滑坡, 经

基金项目: 国家高技术研究发展计划专项经费项目 (2011AA11A102); 高速铁路轨道技术国家重点实验室开放课题基金项目 (2012SKL01); 中华人民共和国教育部海外名师项目 (MS2011BJKJ005)

收稿日期: 2013-07-17

济损失高达 300 亿美元^[1]。1995 年日本阪神大地震造成淡路湖岛和神户市区北部丘陵山地滑坡多达 60 多处^[2]。1999 年台湾集集地震 (Ms=7.3 级) 使得台湾中部山区的坡地产生重大的破坏, 因山崩所产生的崩毁面积达台湾本岛总面积的 3%^[3]。2008 年 5·12 汶川大地震 (Ms=8.0 级) 触发了 15000 多处滑坡、崩塌地质灾害, 成为全世界为数不多的超大规模滑坡之一^[4]。2012 年 9 月, 云贵地震 (Ms=5.7 级) 中由于山高坡陡, 地震引发的滑坡损毁了大量民房和道路。由此可见, 近年来地震灾害频繁发生, 其引发的大量滑坡给我国带来了巨大的经济损失和生命财产损失, 因此, 如何防止边坡尤其是高陡岩质边坡在地震动作用下的失稳破坏, 已成为目前亟待解决问题之一。

然而岩土构筑物抗震设防的核心问题已逐步由强度控制标准逐渐转变为变形控制标准。基于变形的设计方法是目前最重要的抗震设计理论之一。自 1965 年 Newmark^[5]提出滑块法求解边坡的永久位移后, 国内外对于边坡永久位移做了大量的研究。Jin 等^[6]提出了一种进行边坡永久位移计算的简便方法。E.Ausilio 等^[7]提出了基于边坡的永久位移的边坡稳定性评价的简便方法。林宇亮等^[8]研究了地震作用下不同压实度路堤边坡的残余变形特性。然而国内规范通过静力安全系数来评价边坡的稳定性, 认为只要满足规范规定的安全系数就认为边坡是稳定的。随着对边坡动力稳定问题研究的深入, 安全系数并不能保证边坡的安全。基于此, 本文对近远场地震作用下边坡的动力响应及永久位移进行研究, 为软硬互层边坡的滑坡预测提供指导。

1 基于永久位移的边坡稳定性评价

目前边坡抗震设计及稳定的评价指标主要包括: 安全系数和永久位移。Newmark^[5]明确指出, 应当采用地震累积滑移量进行边坡动力稳定性及抗震性能评价, 并提出了边坡永久位移的滑块法下式所示:

$$D = \iint_t (a(t) - a_c) dt dt \quad , \quad (1)$$

式中, D 为永久位移, $a(t)$ 为加速度时程, a_c 临界加速度。

在边坡抗震计算与设计中, 国内规范中对边坡永久位移量没有明确的定义, 而国外 Jibson and Michael (2009 年) 对边坡永久位移量的界定如表 1 所示。

表 1 边坡永久位移大小

Table 1 Permanent displacements of slope	
残余变形/cm	边坡破坏程度
0~1	低
1~5	中
5~15	高
>15	超高

2 边坡的有限元仿真分析

2.1 工程背景

边坡位于某铁路 DK199+000—250 段, 如图 1 所示, 属河谷型地貌, 地面高程 588~690 m, 相对高差 10~102 m, 坡脚有少量居住房屋, 并有铁路双线大桥及公路通过。边坡平均坡度约 40°, 局部坡度可达 75°~85°。该边坡为砂泥岩互层中缓型横向坡, 且由于岩体在空间上岩性的差异导致整个坡体呈阶梯状, 陡缓交替出现, 边坡局部常发育有危岩体。

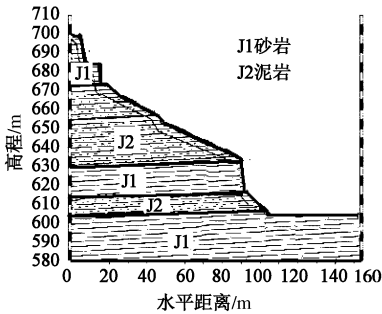


图 1 边坡地质工程剖面图

Fig. 1 Engineering geological profile of slope

2.2 有限元仿真模型的建立

采用有限元法建立边坡的概化仿真模型 (图 2 所示), 边坡高 100 m, 模型的坡脚前缘岩体宽度取 150 m (1.5H), 坡脚后缘宽度取 200 m (2.5H), 模型高度取 200 m (2H)。有限元模型底部和左右边界采用黏弹性动力人工边界, 其它边界为自由边界。单元类型选用 Solid-2D 单元。模型采用莫尔 - 库仑本构模型。岩体参数取值主要通过三轴试验测得, 如图 3 和表 2 所示。

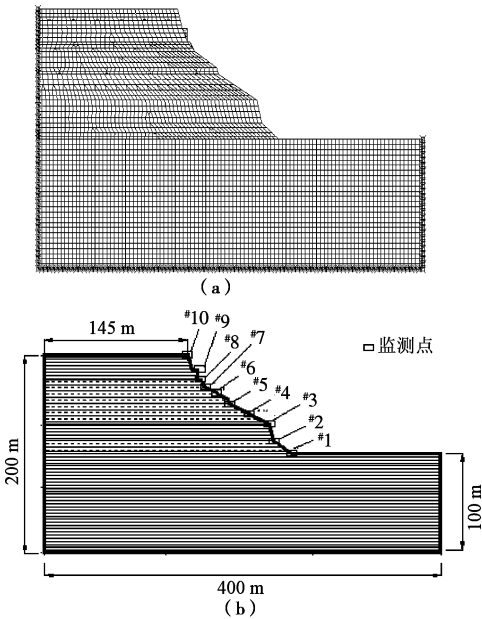


图 2 计算模型图

Fig. 2 Computational model

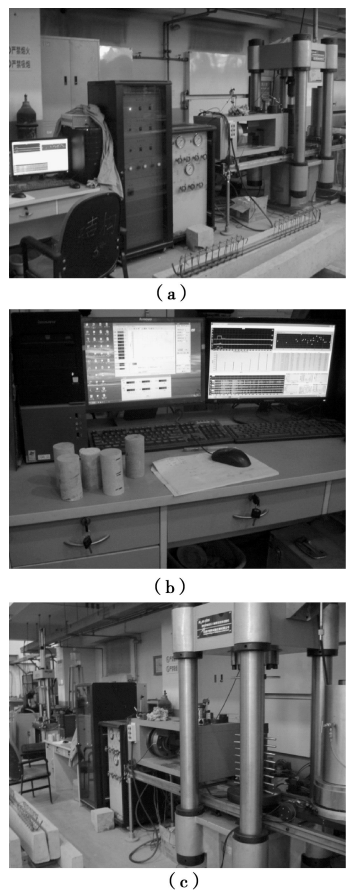


图3 岩石试块的三轴试验
Fig. 3 Triaxial test of rock
表2 边坡材料参数

Table 2 Parameters of slope materials						
岩层	弹性模量 E/GPa	泊松比 ν	密度 $\rho/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	黏聚力 c/MPa	内摩擦 角/ $(^\circ)$	抗拉强度 σ_t/MPa
砂岩	25.63	0.21	2518	27.23	48.65	3.52
泥岩	10.18	0.34	2462	11.05	37.23	1.47

边界采用黏弹性动力人工边界，其采用弹簧来模拟，弹簧参数计算如下所示：

$$\left. \begin{aligned} K_{\text{法}} &= \alpha_{\text{法}} \frac{G}{R}, \\ C_{\text{法}} &= \rho C_{\text{s}}, \\ K_{\text{切}} &= \alpha_{\text{切}} \frac{G}{R}, \\ C_{\text{切}} &= \rho C_{\text{p}}. \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中 $K_{\text{法}}$ ， $K_{\text{切}}$ 分别为弹簧法向和切向刚度； $C_{\text{法}}$ ， $C_{\text{切}}$ 分别为弹簧法向和切向阻尼系数； C_{s} ， C_{p} 分别为S波和P波的波速； ρ ， G 分别为介质的密度和剪切模量； R 为波源至人工边界的距离； $\alpha_{\text{法}}$ ， $\alpha_{\text{切}}$ 为黏弹性动力人工边界修正系数，取1和0.5。

2.3 地震波的选取

边坡所在地区基本烈度为7度，水平地震峰值加速度为0.1g。参考日本《道路桥示方书》的规定取I类场地的实测板块边界型地震波和内陆直下型地震

波分别作为远场地震记录和近场地震记录进行计算，如图4所示。水平与竖直的加速度幅值为1:0.65的规范要求进行调整。

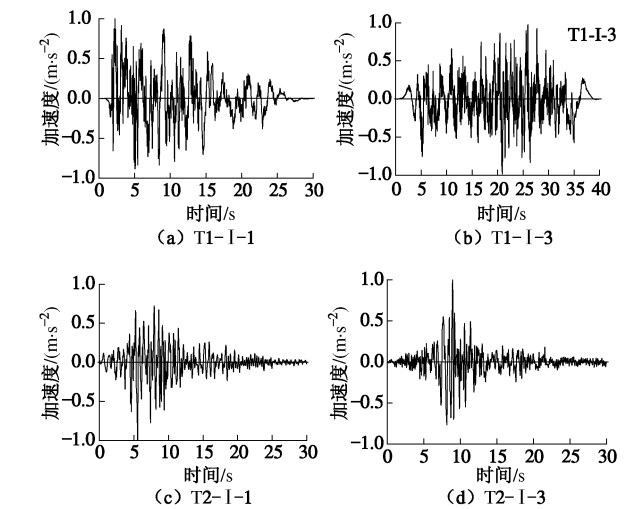


图4 地震加速度记录

Fig. 4 Seismic acceleration records

由图5可知，板块边界型地震波(Type1)，对应的谱值集中分布在周期0.25~1.5s内，周期域分布较宽。而内陆直下型地震波(Type2)，卓越周期平台较短，对应的谱值主要集中在周期0~0.8s内，随着结构自振周期增大，反应加速度下降速度比板块边界型地震波快。

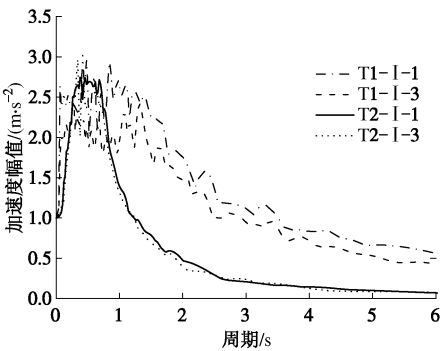


图5 地震波反应谱

Fig. 5 Seismic response spectra

3 地震作用下边坡动力响应分析

3.1 边坡的动力放大效应分析

定义动力放大系数 $\delta = F(h)/F_0$ ，其中， $F(h)$ 为边坡坡面高度h处的最大响应值， F_0 为边坡坡脚处的最大响应值，计算结果如图6所示。

由图6可知，近远场地震作用下边坡的加速度放大系数总体呈现出增大的趋势，表现出动力反应的“鞭梢”效应。而远场地震作用下边坡高度在42m时加速度放大系数开始出现减小的趋势，且在50~70m范围出现了局部减小，之后随着边坡高度增加又呈现

线形增大的趋势。分析其原因, 50~80 m 范围为边坡的软岩层, 其对地震波低频成分影响较大, 而远场地震低频成分丰富, 使得远场地震波经过软弱岩层介质时, 能量吸收较多, 从而导致边坡的动力反应减小。而近场地震和远场地震作用下边坡的位移放大系数均随着边坡高度的增加呈现出增大—减小—增大的趋势, 但最大值出现的位置不同。

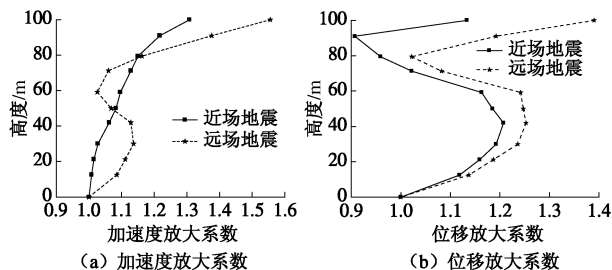


图 6 边坡加速度、位移放大系数

Fig. 6 Amplification coefficients of acceleration and displacement

计算出边坡 0, 50, 70, 100 m 高度处坡面的加速度反应傅里叶谱曲线, 如图 7 所示。

由图 7 可以看出, 远场地震作用下加速度卓越频率主要集中在 1~3 Hz, 近场地震作用下坡顶的加速度卓越频率要主要集中在 3~5 Hz, 即近场地震波对边坡振动能量影响的主要频段大于远场地震。近远场地震作用下 50 m 处和 70 m 处(软岩)处加速度傅里叶谱值要大于 0 m 处和 100 m 处(硬岩)的加速度傅里叶谱值。说明软硬互层边坡中, 软岩处对加速度放大明显, 说明边坡在软岩处震动剧烈, 更易发生破坏。

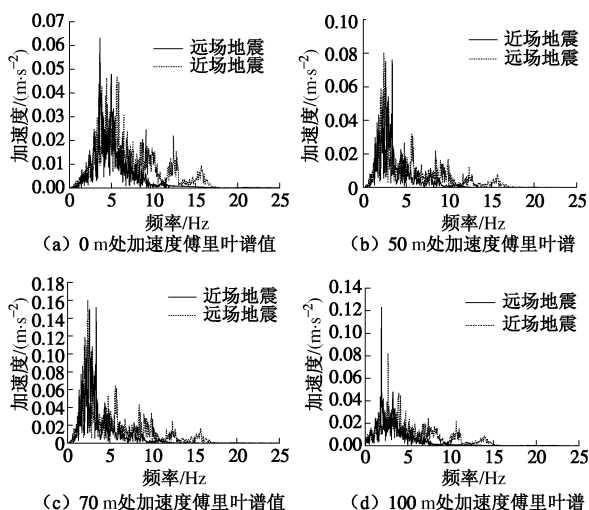


图 7 边坡加速度反应傅里叶谱

Fig. 7 Acceleration fourier spectra of slope

3.2 近远场地震作用下边坡的应力场分析

计算了近远场地震作用下边坡的最大剪应力和最大主应力如图 8 所示。

由图 8 可知, 在远场地震作用下坡表地形突兀的位置地震力响应敏感, 在边坡的中上部软岩层中出现

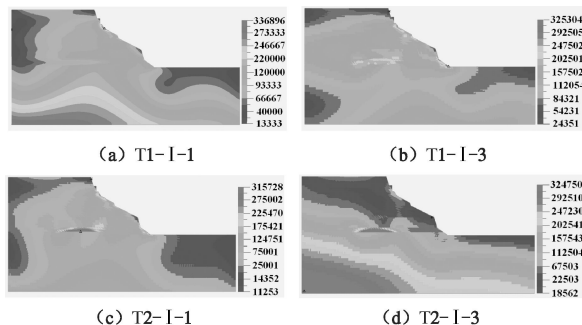


图 8 近远场地震作用下最大剪应力(地震整个作用过程中产生的最大值)

Fig. 8 Maximum shearing stresses under near- and far-field earthquakes (maximum values under earthquakes)

了剪应力最大值 336 kPa, 说明此处容易产生剪切破坏。而在近场地震作用下边坡剪应力最大值出现在坡内, 大小为 325 kPa。因此, 远场地震作用下边坡软弱岩层位置更容易发生剪切破坏, 此将在地震波的反应谱中可得到解释。

由图 9 可知, 近远场地震作用下边坡最大拉伸应力主要集中于坡体中上部, 远场地震下受拉岩体范围比近场地震下的大。且远场地震对边坡的最大主应力的影响比近场地震显著, 其平均最大拉伸应力为近场地震的 8.2%, 平均最大压缩应力为近场地震的 19%。即远场地震作用下坡顶附近岩体相对近场地震作用下更容易发生拉张破坏。此将为边坡预测预报及整治提供有利依据。

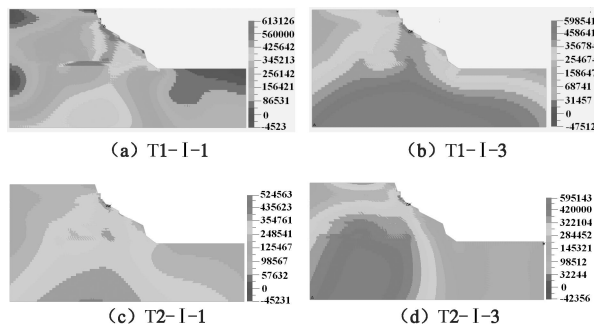


图 9 近远场地震作用下最大主应力(地震整个作用过程中产生的最大值)

Fig. 9 Maximum principal stresses under near- and far-field earthquakes (maximum values under earthquakes)

4 近远场地震作用下边坡的安全系数和永久位移分析

4.1 基于拟静力法与时程法的边坡安全系数分析

采用拟静力法和时程分析法求解了边坡的安全系数, 如图 10 所示。

由图 10 可知, 在近远场地震作用下, 基于拟静力法求得的边坡安全系数为 2.72, 而基于时程法求得边坡的安全系数随着地震不断变化, 远场地震作用下在第 9 秒时, 动力安全系数出现最小值 2.09, 比静力安

全系数减小了 23.16%；近场地震作用下，在第 8.1 秒时出现最小值 2.01，比静力安全系数减小了 26.10%。因此，在地震动力作用下拟静力法进行边坡实际工程的稳定性评价存有一定的不足。

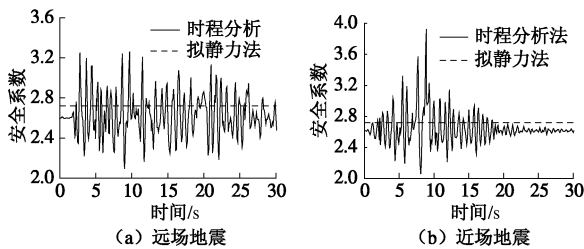


图 10 地震作用下边坡安全系数

Fig. 10 Safety factors under earthquakes

4.2 边坡的永久位移分析

为了计算近远场地震对边坡的永久位移的影响，本文将地震动峰值调整为 3 m/s^2 进行分析，通过动力有限元时程分析法计算出最危险滑移体的平均加速度随地震作用下的变化曲线，如图 11 所示。

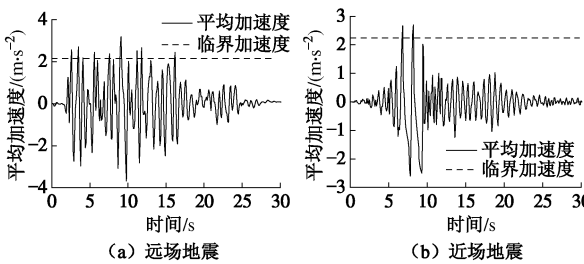


图 11 边坡平均加速度随时间变化的关系

Fig. 11 Relation between average acceleration and time

由图 11 可知，近场地震作用初始时刻边坡滑体平均加速度值波动较大，随着地震的持续作用，其平均加速度值逐渐趋于稳定。而在远场地震作用下边坡滑体平均加速度值一直处于较大波动状态。将平均加速度-时间曲线中的加速度大于临界加速度的部分积分，就得到地震时滑体的运动速度，然后对速度-时间曲线下的面积部分积分就可得到边坡地震时的永久位移。经计算可得远场地震作用下的永久位移为 13 mm，而近场地震作用下边坡的永久位移为 9.6 mm。

为了明确地震的近远场特性对永久位移的影响，定义影响系数： $R_s = \frac{\text{远场地震计算值} - \text{近场地震计算值}}{\text{近场地震计算值}}$ 。

将 Newmark 滑块法计算出的永久位移与弹塑性数值模拟法计算出的永久位移进行对比，如表 3 所示。

由表 3 可知，基于 Newmark 方法与弹塑性数值模拟法计算的远场地震作用下边坡永久位移要大于近场地震作用下的永久位移，其最大影响系数分别为 0.35 和 0.21。由于 Newmark 滑块法将滑移体考虑为刚塑性体，因此，其计算的边坡的永久位移比弹塑性数值模拟法计算的永久位移偏小。用 Jibson and Michae 提出

的岩石边坡的滑移量的大小进行边坡破坏程度的评价可知边坡破坏程度为中等程度，其强度并没有丧失，仍处于稳定状态。其也可从位移时程曲线最后是趋于收敛的及一定时间后位移不再随时间变化得到说明。

表 3 边坡的永久位移

Table 3 Permanent displacements of slope

计算方法	近场地震	远场地震	影响系数/ R_s	Jibson 法评价边坡破坏程度
	边坡永久位移/cm	边坡永久位移/cm		
Newmark 滑块法 ^[5]	0.96	1.30	0.35	近场地震：低 远场地震：中
弹塑性有限元数值模拟	1.52	1.84	0.21	近场地震：中 远场地震：中

为了验证边坡在发生永久位移后是否处于稳定状态，本文分别选取边坡高度为 0 m（坡脚）、50 m（坡腰）、100 m（坡顶）的水平位移响应作为监测点，列出了 T1-I-1 和 T2-I-1 地震作用下的位移响应，如图 12 所示。

由图 12 可知，位移时程曲线最后是趋于收敛，尽管局部岩体产生一定的塑性变形，但边坡整体处于稳定状态。结合边坡的最大主应力和最大剪应力云图以及发生的塑性变形，可知此时边坡已经不是轻度破坏的状态，沿着边坡高度方向局部均产生了较大的塑性变形，但边坡尚处于稳定状态，已经属于中等程度的破坏，因此，以永久位移 1 cm 作为岩质边坡一个轻度破坏到中度破坏程度的评价临界值较为合理。

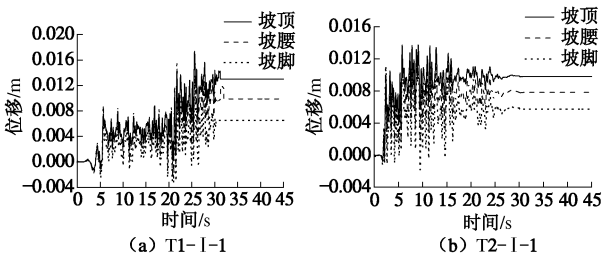


图 12 近远场地震作用下边坡的位移响应

Fig. 12 Displacements under near- and far-field earthquakes

5 结 论

本文基于软硬岩互层边坡的二维有限元仿真模型研究了近远场地震作用下边坡的动力响应规律及边坡的永久位移，得出以下主要结论。

(1)近远场地震作用下边坡的加速度放大系数总体呈现增大的趋势，而其在远场地震作用下软弱岩层处出现局部减小；位移放大系数均随着边坡高度的增加呈现出增大—减小—增大的趋势；软岩层处加速度傅里叶谱值放大明显，说明边坡在软岩处震动剧烈，更易发生破坏。

(2)远场地震作用下边坡的最大剪应力出现在边坡上部软岩层处,而近场地震作用时出现在坡内;且在边坡上部的软岩层中远场地震作用下最大拉伸区域大于近场地震,更容易出现拉裂破坏。

(3)由动力时程法计算的动力安全系数的最小值比拟静力法计算的安全系数在远场地震作用下小 23.16%,近场地震作用下小 26.10%,因此,基于规范的拟静力法进行边坡实际工程的地震稳定性评价存有不足。

(4)将动力有限元法计算的临界加速度代入 Newmark 滑块位移法公式中能较好的考虑地震近远场特性的影响,但 Newmark 滑块法将滑移体考虑为刚塑性,比弹塑性数值模拟法计算的结果偏小。以永久位移 1 cm 作为岩质边坡一个轻度破坏到中度破坏程度的评价临界值较为合理。

参考文献:

- [1] PARISEM, JIBSON R W, WASOWSKI J, et al. A seismic landslide susceptibility rating of geologic units based on analysis of characteristics of landslides triggered by the January, 1994, Northridge, California, earthquake[J]. Engineering Geology, 2000, **58**(34): 251 - 270.
- [2] 任自铭. 地震作用下斜坡动力响应及稳定性研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2007. (REN Zi-ming. Dynamic response and stability of slope under seismic excitations[D]. Chengdu: Southwest Jiatotong University, 2007. (in Chinese))
- [3] 林成功. 台湾 9·21 集集大地震滑坡动力分析研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2000. (LIN Cheng-gong. A study on the dynamic of slope stability at the 921chi-chi earthquake in taiwan[D]. Chongqing: Chongqing University, 2000. (in Chinese))
- [4] 殷跃平. 汶川八级地震地质灾害研究[J]. 工程地质学报, 2008(4): 433 - 444. (YIN Yue-ping. Researches on the Geo-hazards triggered by Wenchuan earthquake[J]. Journal of Engineering, 2008(4): 433 - 444. (in Chinese))
- [5] NEWMARK N M. Effects of earthquakes on dams and embankments[J]. Gotech-nique, 1965, **15**(2): 139 - 59.
- [6] JIN Man Kim, NICHOLAS Sitar. Probabilistic evaluation of seismically induced permanent deformation of slopes[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2012, **44**: 67 - 77.
- [7] AUSILIO E, CONTE E, DENTE G. Seismic stability analysis of reinforced slopes[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2000, **19**: 159 - 172.
- [8] 林宇亮, 杨果林. 不同压实度路堤边坡的地震残余变形特性[J]. 中南大学学报, 2012, **43**(9): 3631 - 3637. (LIN Yu-liang, YANG Guo-lin. Seismic residual deformation behavior of embankment slopes of different compaction degrees[J]. Journal of Central South University, 2012, **43**(9): 3631 - 3637. (in Chinese))

(本文责编 胡海霞)