

地震荷载下三维边坡动力稳定性分析

邹 烨^{1,2}, 郭明伟¹, 王水林¹, 葛修润¹

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071; 2. 中国科学院大学, 北京 100049)

摘要: 边坡的动力稳定性分析一直是岩土工程领域的难点。为研究矢量和法在三维边坡动力稳定性分析中的应用, 从三维均质边坡出发, 给出了一种将矢量和法与动力有限元法相结合的三维边坡动力稳定性分析方法, 并给出其具体计算过程。最后, 将该方法运用到大型堆积体边坡的动力稳定性分析中。该边坡的动力分析表明, 三维边坡动力响应规律受地形的影响很大, 堆积体对地震波具有较好的吸收效果; 在 6.5 级地震(峰值加速度 0.2 g)作用下, 稳定性计算表明, 堆积体 Q1 与 Q2 的平均安全系数分别为 1.47, 1.23, 最小安全系数分别为 1.33, 1.18, 可认为边坡在该地震荷载下能够保持稳定。

关键词: 边坡工程; 三维边坡; 矢量和法; 地震; 动力有限元法

中图分类号: P 642

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2017)05 - 1174 - 11

Dynamic stability analysis of three dimensional slopes under seismic loads

ZOU Ye^{1,2}, GUO Mingwei¹, WANG Shuilin¹, GE Xiurun¹

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China; 2. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China)

Abstract: Dynamic stability analysis of slopes is a difficult problem in the field of geotechnical engineering. In order to apply the vector sum method(VSM) in dynamic stability analysis of a three-dimensional slope, a method which combines VSM with dynamic finite element method was developed, and an example of a three-dimensional uniform slope was analysed. The method was used to analyse the dynamic stability of two typical talus deposits. The dynamic analysis of the slope shows that the terrain has great effects on the dynamic response of the three-dimensional slope and that the absorption effect of talus deposit on the seismic wave is pretty obvious. Under the action of earthquake scale 6.5 (the peak acceleration is 0.2 g), the average safety factors of talus deposit Q1 and Q2 are 1.47 and 1.23 respectively, while the minimum values are 1.33 and 1.18 respectively. The slope was thus considered stable under this seismic load.

Key words: slope engineering; three-dimensional slope; vector sum method(VSM); earthquake; dynamic finite element method

1 引言

边坡的动力稳定性分析一直是岩土工程领域的

难点之一。地震与爆破是边坡所面临的两大主要动荷载^[1], 尤其是地震, 由地震作用所造成的滑坡、泥石流等灾害屡见不鲜, 人们的生命财产安全也因此受到了巨大的威胁。

收稿日期: 2016 - 09 - 27; **修回日期:** 2016 - 11 - 16

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(41302236, 51674239)

Supported by the National Natural Science Foundation of China(Grant Nos. 41302236 and 51674239)

作者简介: 邹 烨(1992 -), 男, 2014年毕业于长沙理工大学岩土工程专业, 现为硕士研究生, 主要从事边坡稳定性分析方面的研究工作。E-mail: zouye2014@163.com

DOI: 10.13722/j.cnki.jrme.2016.1241

目前，边坡的动力稳定性分析研究主要集中在如下几个方面：(1) 动力作用下稳定性分析与评价标准^[2]；(2) 边界条件的确定^[3-4]；(3) 地震波的输入方式^[5]；(4) 岩土体的动力本构模型^[6]等。安全系数是边坡稳定性评价中应用最广泛的指标之一。无可争议的是，对后三者的研究都是为了更准确的进行边坡稳定性评价。

动力作用下边坡的稳定性分析方法主要有拟静力法、Newmark 法、安全系数时程分析法等。国内外许多学者都曾对这些方法做过评述与研究。拟静力法^[7]将动力作用转换为作用在滑块重心上的水平向与竖直向的惯性力作用，引入了反映动力作用的系数(K_v 与 K_h)，将动力问题转换成静力问题进行求解，避免了动力分析的难度，在工程中得以广泛应用，并写入了国内的有关规范。但因简单所导致的缺点也不容忽视，由于没有考虑动力作用固有的特征，其准确性亦有待商榷。Newmark 法^[2]引入了边坡永久位移来评价边坡的整体稳定性，但以永久位移作为失稳的判据目前尚无定论，其应用也因此而受到一定的局限性。时程分析方法^[8]分析边坡在每一时刻的稳定性状态，并得到安全系数的时程变化曲线，其失稳判据目前大多基于统计学方法求解，如平均安全系数法、可靠性动力安全系数法等。

上述方法大多应用在二维边坡的稳定性计算中。目前三维边坡的稳定性分析方法尚不成熟，而关于三维边坡动力稳定性的研究则更为少见。刘汉龙等^[8]提出了边坡地震稳定性的时程分析法，并计算了二维堆石坝在地震荷载作用下的安全系数时程曲线；卢坤林等^[9]研究了三维边坡在地震荷载作用下的永久位移；王环玲和徐卫亚^[10]利用动力有限元法，研究了三维高边坡不同部位的地震响应特点，但没有进行安全系数的求解；郭明伟等^[11]基于二维情形下的矢量和分析方法，得到了边坡在地震过程中的安全系数时程曲线，但对三维情形没有涉及。地震波在岩土介质中的传播具有一定的空间效应，针对二维模型的分析难以准确地反映边坡的稳定性状态，因而有必要对三维问题进行深入地研究。

本文将采用边坡稳定性分析的矢量和法，结合工程实例，对三维边坡体的动力特性、安全系数时程曲线、滑动力与抗滑力的变化、滑动趋势方向的变化等进行研究。

2 矢量和分析方法

矢量和分析方法最早由葛修润于 1983 年提出。该方法的安全系数计算基于边坡内部的实时应力场，能够方便求解边坡在任意时刻下的安全系数^[12]。三维情形下的矢量和法计算原理见图 1。

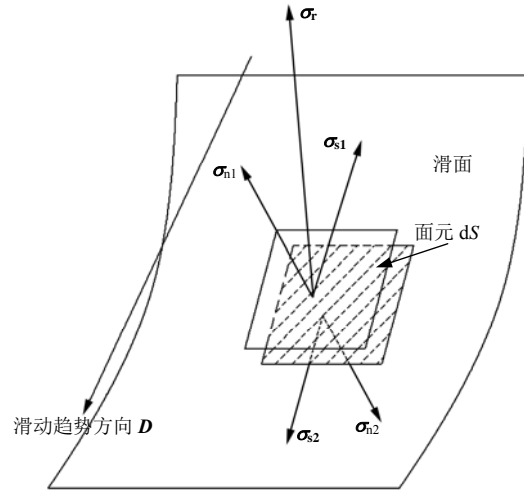


图 1 矢量和法计算图示

Fig.1 Diagram of vector sum method

矢量和法的安全系数定义为

$$F_s = \frac{R}{T} \tag{1}$$

式中： R 为滑面上的抗滑力矢量和在滑动趋势方向上的投影， T 为滑面上的下滑力矢量和在滑动趋势方向上的投影。 R 与 T 的计算为

$$R = \int_S \sigma_r (-D) dS \tag{2}$$

$$T = \int_S \sigma_t D dS \tag{3}$$

式中： dS 为滑面上的面元； σ_r 与 σ_t 为滑面上任一点的抗滑力与下滑力，分别按下式进行计算：

$$\sigma_r = \sigma_{s1} + \sigma_{n1} \tag{4}$$

$$\sigma_t = \sigma_n \tag{5}$$

σ_t 同时可以表示为

$$\sigma_t = \sigma_{s2} + \sigma_{n2} \tag{6}$$

式中： σ_{n1} ， σ_{s1} 分别为该点的抗滑正应力与极限抗滑剪应力； σ_{n2} ， σ_{s2} 分别为该点的下滑正应力与下滑切应力； σ 为该点的应力张量； n 为滑面上该点的外法向量(以指向滑体内部为正)。 σ_{n2} 可由 σ_t 表示为

$$\sigma_{n2} = (\sigma_t n) n \tag{7}$$

σ_{n1} 与 σ_{n2} 为一对作用力与反作用力，两者大小

相等，方向相反，即

$$\sigma_{n1} = -\sigma_{n2} \tag{8}$$

极限抗滑剪应力 σ_{s1} 的计算公式为

$$\sigma_{s1} = (c - \sigma_{n1} \tan \phi) t \tag{9}$$

式中： σ_{n1} 为该点正应力，并采用拉正压负的假定； t 为该点极限抗滑剪应力的方向向量； c 与 ϕ 为强度参数，分别为材料的黏聚力与内摩擦角。

郭明伟等^[13]对三维情形下的矢量和法极限抗滑剪应力方向 t 进行了研究。 t 的计算方式表述为：初始滑动趋势方向 D_0 在该点切平面上投影方向的反方向。其中，初始滑动趋势方向 D_0 定义为各 dS 面上实际剪应力的合力矢方向，即

$$D_0 = \frac{\int_S \sigma_{s2} dS}{\left\| \int_S \sigma_{s2} dS \right\|} \tag{10}$$

D 为滑动趋势方向，其定义为：滑面上极限抗滑剪应力方向的反方向，即

$$D = \frac{-\int_S (c - \sigma_{n1} \tan \phi) t dS}{\left\| \int_S (c - \sigma_{n1} \tan \phi) t dS \right\|} \tag{11}$$

合理地获取边坡体的应力状态是矢量和分析方法的关键之一。众所周知，动力分析的计算成本远高于同一问题的静力分析。根据已有研究成果^[12]，坡体的弹性或弹塑性应力状态对矢量和分析的结果影响很小。因此，为节约计算成本，本文后续稳定性分析中将采用坡体的弹性应力状态进行。

3 动力人工边界

岩土工程的数值模拟区域本应是无限大的，但为了节约计算成本，分析中往往进行了人工截断，在截断处根据受力与变形特征施加边界条件。同时，根据圣维南原理，边界条件只会对一定范围内的区域发生影响。因此，静力分析中，采用普通的边界条件也能获得可信度较高的模拟结果。但在动力问题的数值模拟中，使用传统的边界条件会使地震波在边界上发生多次反射，地震波往复作用于模拟区域，模拟往往会由此而失真。针对这一问题，学者们提出了人工边界，如黏弹性边界、无反射边界、透射边界、无限元边界等。这些边界或将地震波的能量加以吸收，或让地震波穿过边界，从而达到减轻或消除多次反射的效果。本文的动力计算采用无限元人工边界。

3.1 ABAQUS 中的无限元边界

ABAQUS 是一款大型有限元商业软件，其动力分析中的无限元理论参考了 Lysmer 与 Kuhlemeyer 的工作^[14]。国内也有许多学者对 ABAQUS 中的无限元人工边界进行过研究与应用^[15-16]。但 ABAQUS 提供的三维无限元单元都是基于有限元与无限元的交接面为四边形的情况，而本文中的交接面形状涉及三角形。为解决这一问题，本文的做法为：令四边形的任意相邻两点重合而退化成三角形，形成一种退化的无限元单元，具体操作如图 2 所示。由于目前尚无文献对这一做法的效果进行验证，因此有必要对其合理性进行讨论。

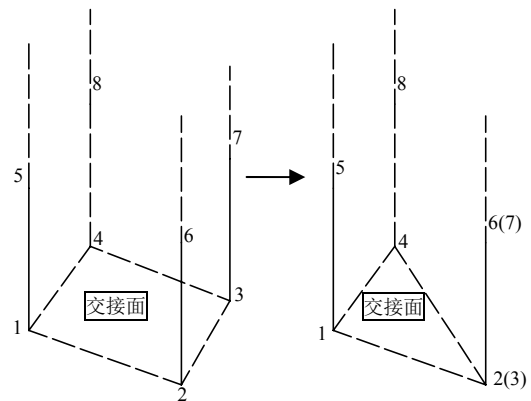


图 2 单元的转变

Fig.2 The conversion of elements

3.2 无限元边界效果验证

在 ABAQUS 中输入地震波时，采用力时程地震动输入方式可以保证无限元人工边界的吸收性能^[16]。因此，本文在输入地震动前先将加速度时程换算成节点力时程，然后以节点力的形式输入地震波。本文的验证按照交接面为四边形与三角形 2 种情况进行，可通过将有限元区域划分为六面体单元(C3D8)与四面体单元(C3D4)来实现。

模拟试验采用的是 $80 \times 80 \times 80$ 的立方块，材料参数设置为密度 $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$ ，弹性模量 $E = 2 \times 10^7 \text{ Pa}$ ，泊松比 $\mu = 0.25$ ；由此可得横波波速为 $V_s = 63.25 \text{ m/s}$ ，纵波波速为 $V_p = 109.54 \text{ m/s}$ 。

输入波的加速度时程曲线见图 3，其方程为

$$A = 40 \exp[-40\pi(t - 0.28)^2] \tag{12}$$

2 种情况下的有限元 - 无限元(FEM-INF)耦合模型见图 4。

图 5 表明，有限元区域无论是采用四面体单元还是六面体单元，所得的结果都与理论解十分接近，即地震波从地面垂直入射后，经过约 0.73 s 的延时，

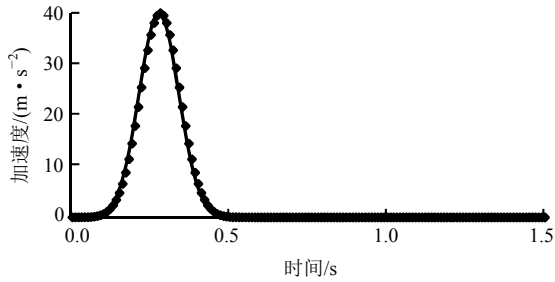
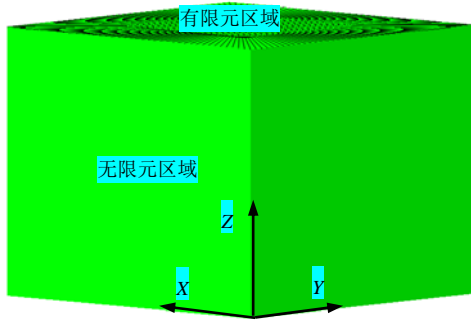
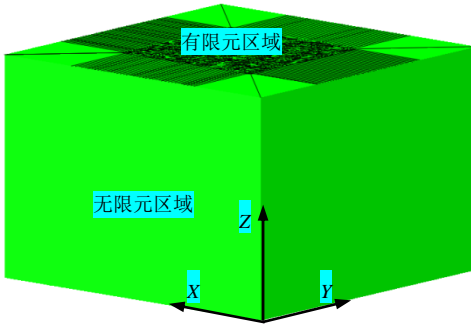


图 3 输入的加速度时程曲线
Fig.3 Time curve of acceleration



(a) 有限元区域采用六面体单元



(b) 有限元区域采用四面体单元

图 4 立方体检验模型
Fig.4 Cubic testing model

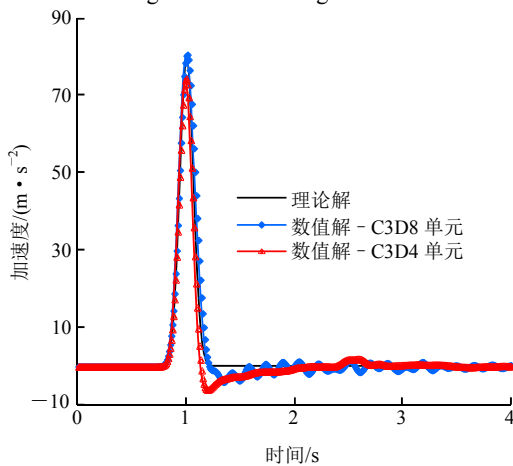


图 5 实际解与理论解的比较

Fig.5 Comparison between numerical and theoretical solutions

达到顶部自由面，随即在自由面发生反射，顶部加速度峰值放大为原来的 2 倍；反射波到达底面后将

传至无限元区域，不会再次发生反射，避免了地震波在边界多次反射造成的模拟失真。

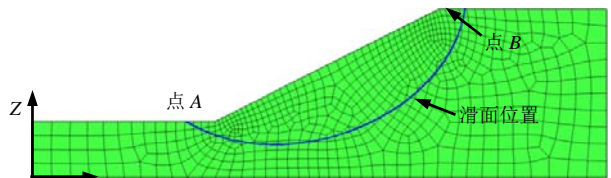
4 算例

边坡的外形尺寸以及滑面采用 X. Zhang^[17]的边坡案例。该案例已有许多学者使用过，本文将利用该边坡进行动力稳定性分析。

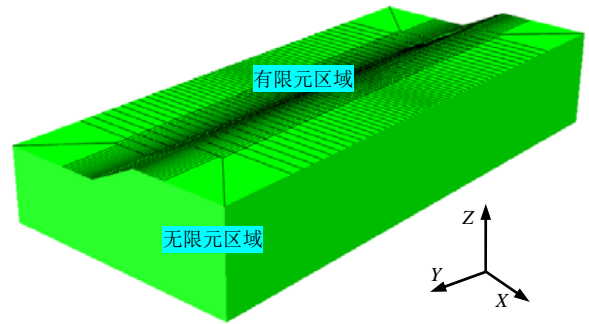
边坡坡比为 1 : 5，坡高为 12.2 m，采用椭圆滑动面，椭圆滑面的方程为

$$\frac{(x - 36.6)^2}{24.4^2} + \frac{(z - 27.4)^2}{24.4^2} + \frac{y^2}{66.9^2} = 1 \quad (13)$$

图 6 为边坡的 FEM-INF 耦合模型。其中，有限元区域采用 C3D8 单元，共划分了 33 850 个单元；无限元区域采用 CIN3D8 单元，共 4 054 个单元。对于动力问题，为加快运行速度，采用显式计算进行分析。通常来说，显式计算的步长要比隐式计算小得多^[14]，本文中设为 0.000 1。



(a) 有限元区域及滑面位置



(b) FEM-INF 耦合模型

图 6 算例 1 边坡模型

Fig.6 Slope model of example 1

模型的弹性模量 $E = 100 \text{ MPa}$ ，泊松比 $\mu = 0.3$ ，重度 $\gamma = 19.2 \text{ kN/m}^3$ ；由此可得横波波速为 $V_s = 44.75 \text{ m/s}$ ；纵波波速为 $V_p = 54.82 \text{ m/s}$ 。

输入地震波的加速度、速度以及位移幅值曲线见图 7。地震历时 22 s，单位时间步长 0.01 s，最大加速度为 0.2 g。为避免基线漂移现象，对地震波进行了基线校正，并采用基线校正后的地震波作为输入波。同时，地震波从底部垂直入射。此外，值得指出的是，在进行动力有限元分析时，需要先设置

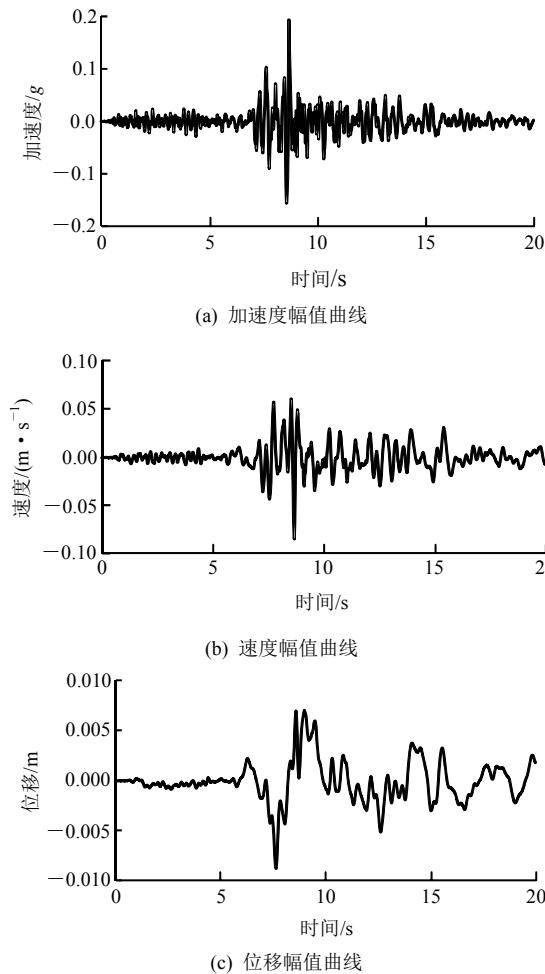
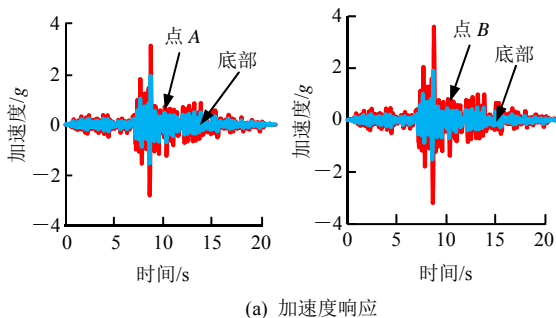


图7 加速度、速度与位移的幅值曲线
Fig.7 Amplitude curves of acceleration, velocity and displacement

初应力状态，否则模型在重力作用下会有一个初始的加速度，使得模拟失真。

在坡顶与坡脚位置设置动力响应的观测点 A, B, 观测点位置见图 6(a)。边坡各区域的地震响应见图 8。A, B 两点所在区域的动力响应特征与输入波相似，呈现整体放大效应；点 A 加速度、速度、位移峰值的放大倍数分别为 1.62, 1.81, 1.75 倍；点 B 加速度、速度、位移峰值的放大倍数分别为 1.85, 2.05, 2.21 倍。总的来说，坡顶的放大效应比坡底强，速度与位移的放大效应比加速度强；动力响应的时长与输入地震波基本一致，无明显变化。



(a) 加速度响应

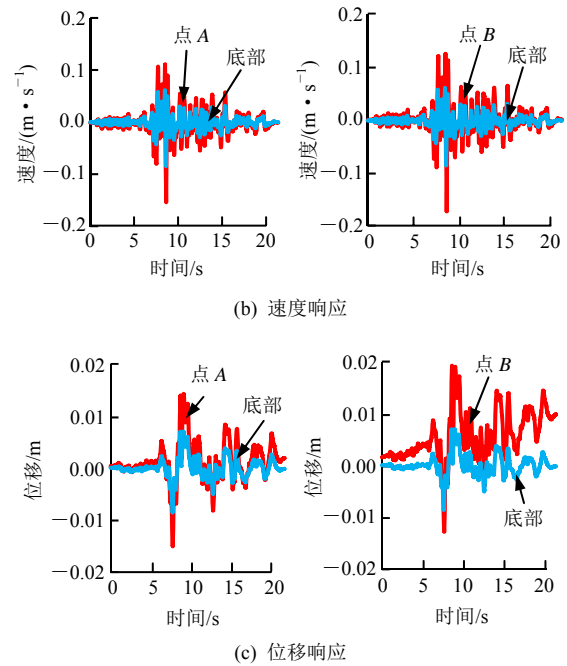


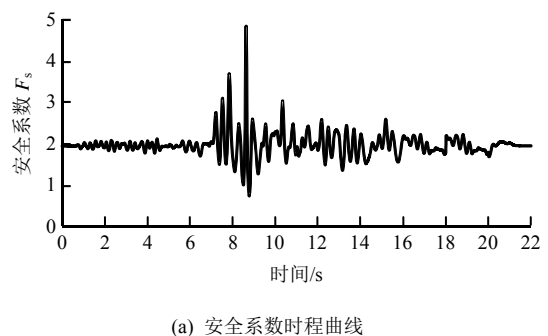
图8 代表性区域的动力响应

Fig.8 Dynamic response of representative regions

每间隔 0.01 s 获取一次有限元计算得到的应力结果，并保存为应力文件以用于矢量和法的计算。由于需要导出的应力文件非常多，逐一操作难以实现，因此需要编写相应的程序进行批量操作。

利用编写的矢量和法程序进行安全系数、主滑方向、抗(下)滑力的时程分析，计算结果见图 9。图 9 表明，安全系数的最大值为 4.82，发生在 8.63 s；最小值为 0.74，发生在 8.77 s；平均安全系数为 1.96。滑动趋势方向与坐标轴正向的夹角的平均值分别为 110.4°, 116.5°, 145.5°。滑动趋势方向、抗滑力、下滑力、安全系数时程曲线的波形变化规律与地震波的输入波形有一定的相似性，在 7.5~9.0 s 范围内，地震加速度的响应强烈；相应地，在该时间段内，安全系数、滑动力与抗滑力以及滑动趋势方向也有较大的波动。

现将采用矢量和法进行三维边坡动力稳定性分析的基本过程总结如下：



(a) 安全系数时程曲线

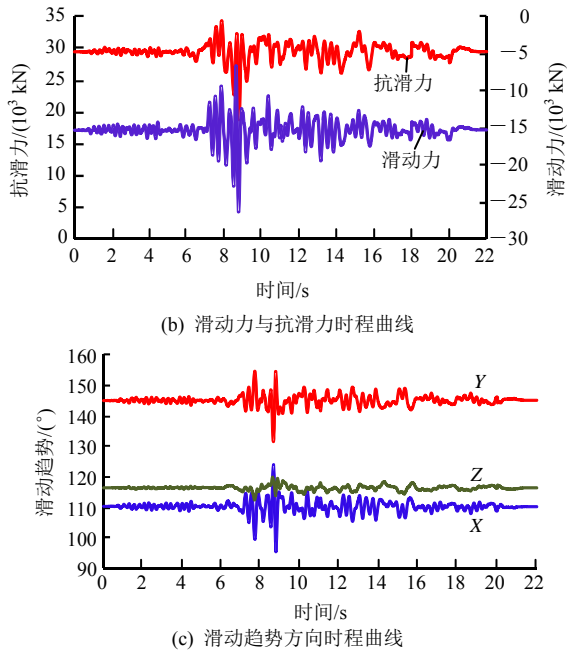


图 9 矢量和法计算结果

Fig.9 Calculation results of vector sum method

- (1) 建立并确定合理的模型及参数；
- (2) 建立适用于动力计算的分析模型；
- (3) 进行动力计算并导出每一时刻的应力；
- (4) 采用矢量和法计算安全系数、滑动趋势时程曲线；
- (5) 依据上述计算结果进行边坡体的整体稳定性评价。

5 工程实例

某大型堆积体边坡位于我国西南，所在区域地震活动频繁，自有记载以来已经发生过多次较大地震。该边坡地势整体北东高，南西低，分布高程 2 220~2 850 m；边坡基岩面上覆盖较厚的堆积层，堆积层上 2 个大的堆积体 Q1 与 Q2 为潜在滑体，其位置见图 10。堆积体 Q1, Q2 上有新发育的 3 个现代滑体，其中现代滑体 - 1 与现代滑体 - 2 位于堆积体 Q1 上；现代滑体 - 3 位于堆积体 Q2 上。该边坡在地震荷载与人类工程活动等的共同作用下可能会诱发滑坡。因此，有必要对该边坡的地震动力稳定性进行分析。

5.1 材料参数

通过前期的勘查结果以及室内外试验，得到分析所需的材料参数，见表 1。需指出的是，堆积体 Q1 与 Q2 的抗剪强度参数在矢量和法计算中用于求滑面的极限抗滑剪力，而在有限元应力分析时并不使用。动力计算采用瑞利阻尼，阻尼比综合试验与文献资料取为 5%。

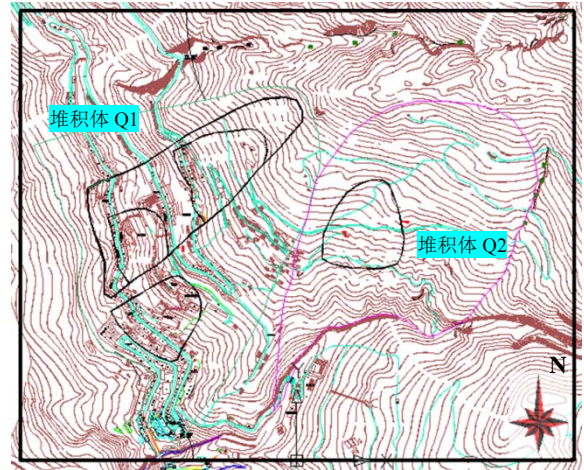


图 10 堆积体 Q₁ 与堆积体 Q₂
Fig.10 Talus deposit Q₁ and Q₂

表 1 各区域的材料参数表

Table 1 Material parameters for each area

材料区域	弹性模量/ MPa	重度/ (kN · m ⁻³)	泊松比 μ	抗剪强度	
				c/kPa	ϕ (°)
基岩	5 000	26	0.26		
堆积层	50	21	0.31		
堆积体 Q1	500	21	0.30	15	28
堆积体 Q2	500	21	0.30	16	29
现代滑体 - 1	20	21	0.35		
现代滑体 - 2	20	21	0.35		
现代滑体 - 3	20	21	0.35		

5.2 三维堆积体模型

根据地质勘查资料，分别以 X 轴正向、Y 轴正向代表正东和正北方向，Z 轴代表竖直方向，采用有限元分析软件 ABAQUS 建立三维边坡模型，见图 11(a)；图 11(b)为堆积体 Q1 与堆积体 Q2 的形状及空间相对位置，堆积体 Q1 与 Q2 和基岩之间的接触面为矢量和法计算滑面，2 组滑面呈不规则形状。在三维模型的各面上施加无限元边界，形成 FEM-INF 耦合分析模型，见图 11(c)。有限元区域 X 轴方向尺寸约为 1 534 m，Y 轴方向尺寸约为 1 242 m，竖向从+1 500 m 高程算起。

有限元区域采用四面体单元，共 14 593 个节点，67 030 个单元。无限元区域是边界单元向无穷远处自然延伸，向各方向延伸的尺寸为 760 m。

5.3 动力有限元分析

地震波从有限元模型底部垂直入射。地震波数据来源于 1967 年 12 月 11 日印度 Koyna 重力坝发

生的里氏 6.5 级地震，加速度峰值约为 0.2 g。

地震历时 10 s，单位时间步长 0.01 s；地震波的波形见图 12。

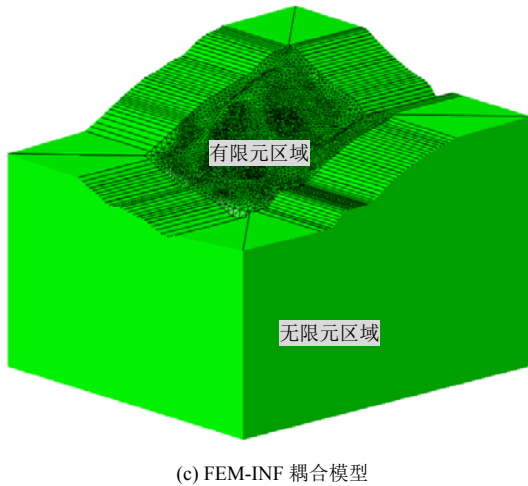
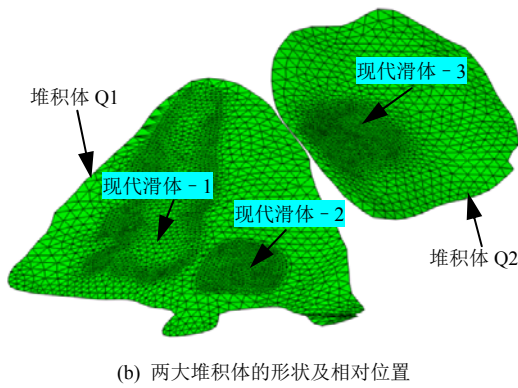
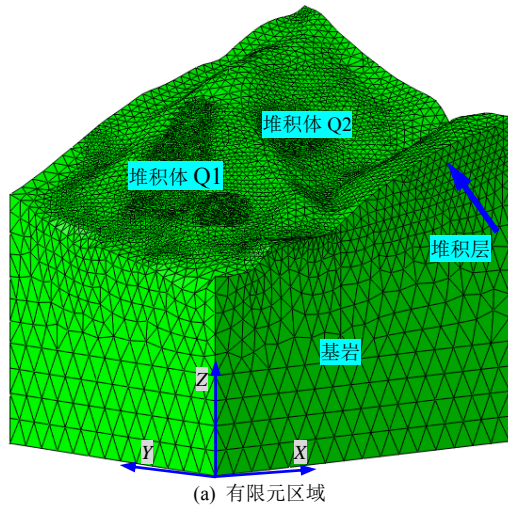


图 11 三维边坡模型

Fig.11 Three-dimensional slope model

在坡顶布置一系列观测点以记录边坡的地震动力响应过程，观测点位置见图 13，其中点 A~E 位于堆积体上，点 F 位于基岩上(顶部并没有全部被堆积层所覆盖)。点 A~E 堆积体厚度分别约为 25.3，30.9，189.4，84.0，70.1 m。各观测点的动力响应见图 14。

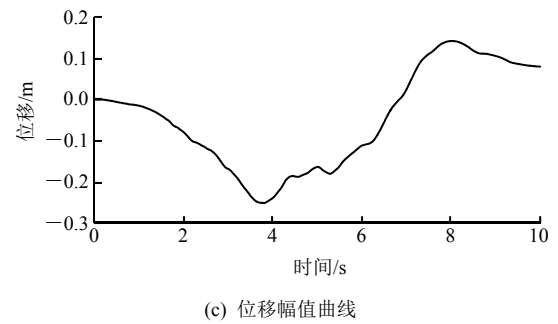
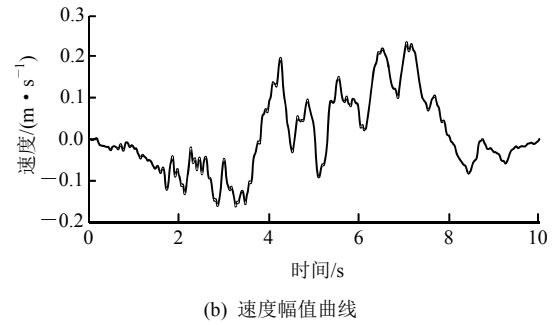
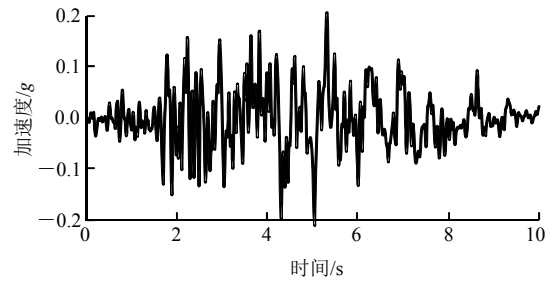


图 12 地震波幅值曲线

Fig.12 Amplitude curves of seismic wave

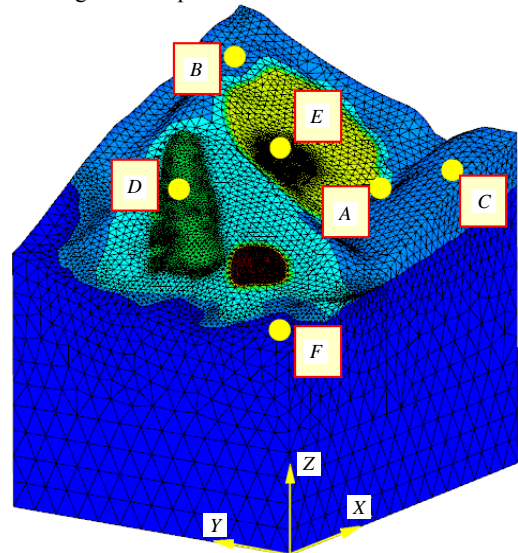


图 13 观测点布置

点 A 位于山谷区域，其地势特征为两侧高，中间低，总体呈“V”型。其加速度、速度、位移峰值的放大倍数分别为 1.42，1.76，1.17 倍。点 B 位于坡顶地势最高的区域，其加速度峰值放大了 1.59

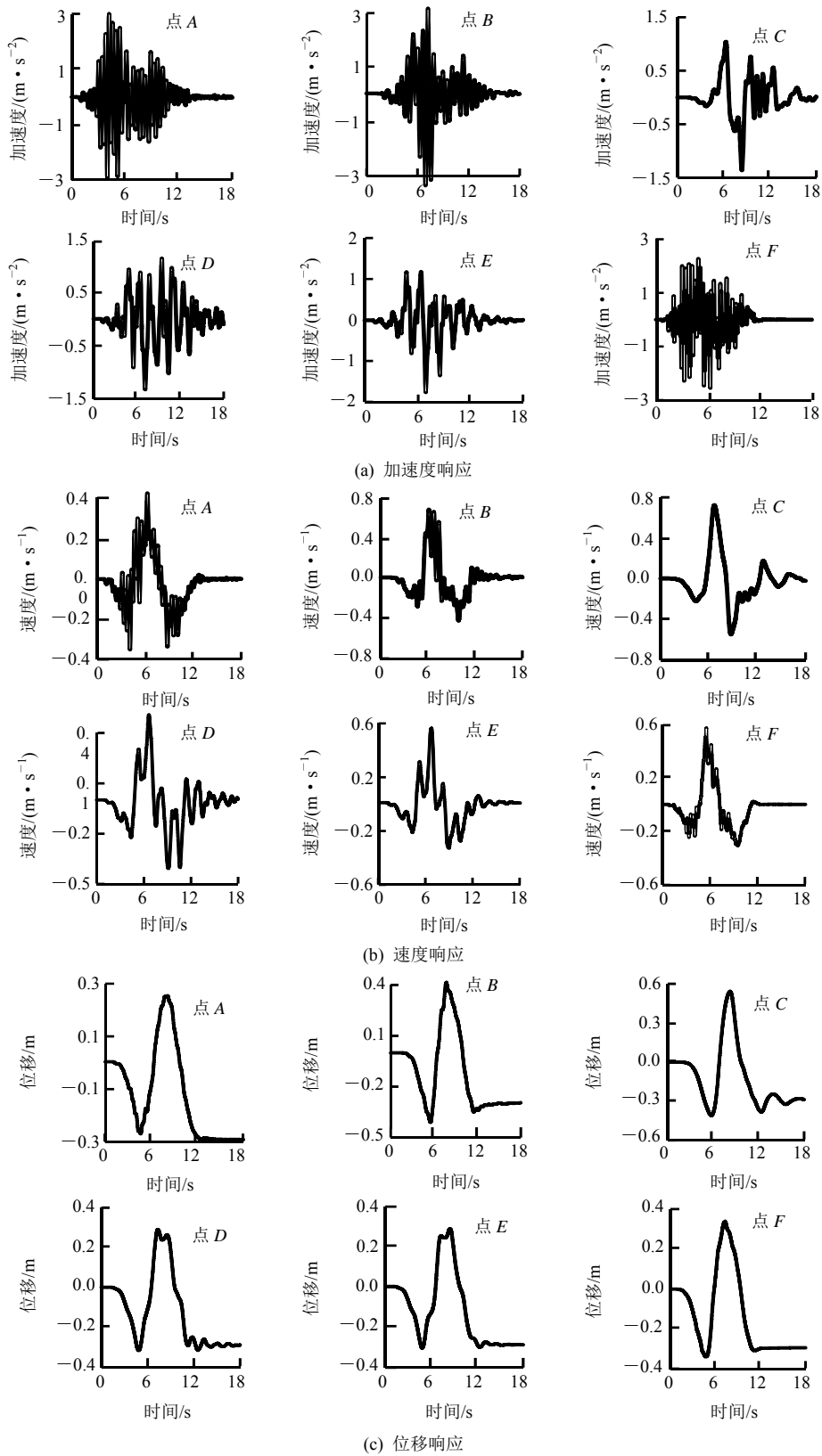


图 14 各观测点动力响应

Fig.14 Dynamic responses of observation points

倍，速度峰值放大了 2.84 倍，位移峰值放大了 1.65 倍。点 A 与 B 虽位于堆积层上，但由于这 2 个区域的堆积层厚度不大，因而对动力响应的削弱作用有

限，同时由于 2 个区域的地形特征对动力响应的放大作用有利，因此这 2 个区域仍然具有较明显的放大效应。

点 *C* 是整个坡顶堆积层最厚的区域，其加速度峰值为原来的 0.63 倍，而速度与位移峰值分别放大了 2.96, 2.18 倍。堆积体 Q1 上的点 *D* 与堆积体 Q2 上的点 *E* 的加速度峰值均有一定程度的减小(放大倍数分别为 0.64, 0.84 倍); 而速度与位移峰值仍有不同程度的放大(其中速度峰值放大倍数分别为 2.11, 2.31 倍; 位移峰值放大倍数分别为 1.27, 1.23 倍)。点 *C, D, E* 的结果表明，堆积层对加速度的动力响应具有较大的削弱作用，而速度与位移的放大效应仍然明显，说明堆积体对地震波具有较好的吸收效果。

点 *F* 位于坡顶基岩面上，该区域未被堆积层覆盖，地震波直接穿过基岩到达坡顶，因此其加速度、速度、位移的响应波形与输入波形相似；同时，该区域的地震放大效应比较明显，加速度、速度、位移的峰值分别放大了 1.19, 2.41, 2.42 倍。

从各点的动力响应可以看出，加速度、速度与位移的放大倍数各有不同。总体来说，位移与速度的放大效果更加明显，而加速度放大倍数相对较小。与简单均质边坡相比，复杂地形边坡坡顶各观测点的动力响应时间均长于输入波的历时，对比图 8 与 14 可认为，复杂地形(指地形起伏变化大)条件下地震波的响应时间比简单地形(指地形起伏变化小)下的要长。此外，地震波穿越不同地形区域以及不同材料介质时，加速度、速度与位移的响应波形可能会发生较大的变化。

5.4 矢量和法计算结果分析

5.4.1 堆积体 Q1

采用矢量和法分析堆积体 Q1 的计算结果见图 15~17。图 15 表明，堆积体 Q1 的初始安全系数为 1.47；最小安全系数为 1.33，发生在 5.28 s；最大安全系数为 1.55，发生在 7.59 s；平均安全系数为 1.47，因此可以认为在该地震作用下该边坡能保持稳定。

图 16 表明，滑动力在 7.54 s 达到最小值为 7.97×10^7 kN，在 5.37 s 达到最大值为 9.06×10^7 kN；

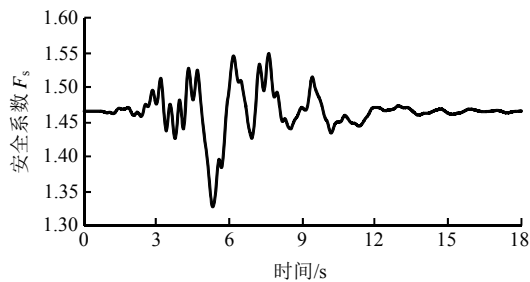


图 15 堆积体 Q1 安全系数时程曲线

Fig.15 Time curve of safety factor of talus deposit Q1

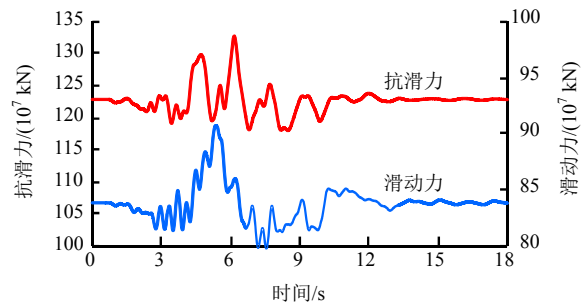
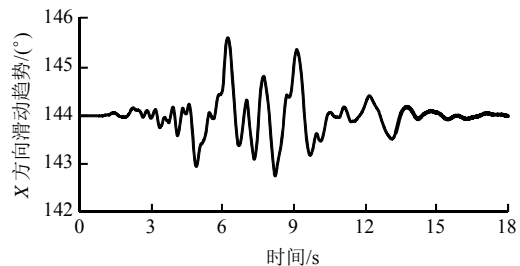
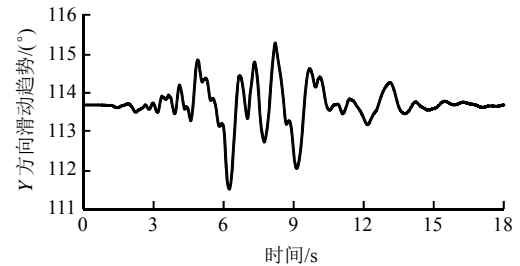


图 16 堆积体 Q1 滑动力与抗滑力时程曲线

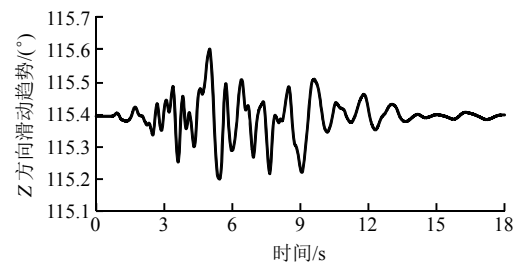
Fig.16 Time curves of sliding force and anti-sliding force of talus deposit Q1



(a) 滑动趋势与 X 轴正向夹角时程曲线



(b) 滑动趋势与 Y 轴正向夹角时程曲线



(c) 滑动趋势与 Z 轴正向夹角时程曲线

图 17 堆积体 Q1 滑动趋势时程曲线

Fig.17 Time curves of sliding direction of talus deposit Q1

抗滑力在 8.18 s 时为最小值 1.18×10^8 kN，在 6.15 s 达到最大值为 1.33×10^8 kN。可见，安全系数的最大值与最小值点并没有出现在抗滑力或滑动力的极值点处。

图 17 表明，滑动趋势方向与 X, Y, Z 轴正向的夹角平均值分别为 144.0° , 112.7° , 115.4° ，且与 X 轴、Y 轴正向夹角的变化幅度相对较大，分别为 2.87° , 3.76° ，而与 Z 轴正向的夹角变化很小，

只有 0.4°。这一特征与节 4 算例的结果类似。可见，地震波从底部垂直入射的情况对滑动趋势在重力方向的分量影响不大。

5.4.2 堆积体 Q2

采用矢量和法分析堆积体 Q2 的计算结果见图 18~20。图 18 表明，堆积体 Q2 的初始安全系数为 1.23；在地震载荷作用下的最小安全系数为 1.18，发生在 6.93 s；最大安全系数为 1.29，发生在 7.97 s；平均安全系数为 1.23，边坡基本稳定。

堆积体 Q2 的抗滑力与滑动力最大值分别为 6.77×10^7 ， 5.40×10^7 kN，发生时刻分别为 6.40 与 4.91 s；抗滑力与滑动力的最小值分别为 6.00×10^7 ，

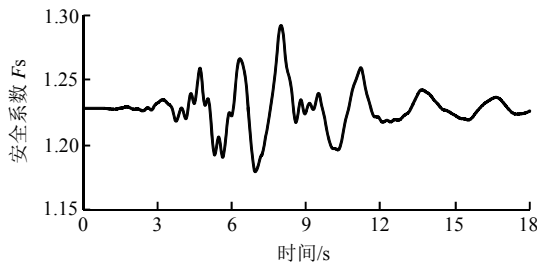


图 18 堆积体 Q2 安全系数时程曲线

Fig.18 Time curve of safety factor of talus deposit Q2

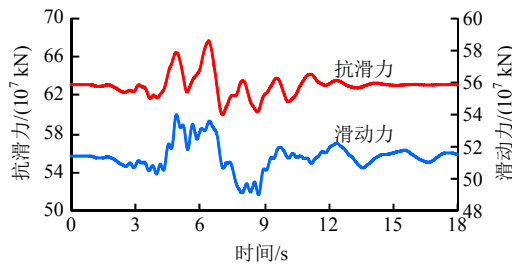
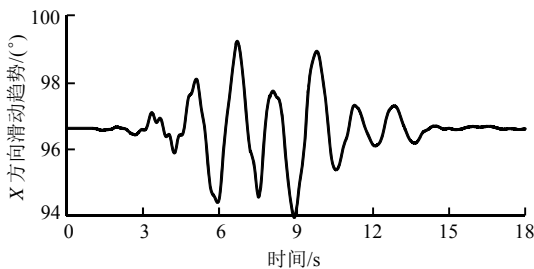
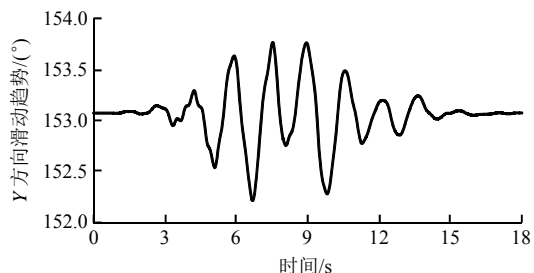


图 19 堆积体 Q2 滑动力与抗滑力时程曲线

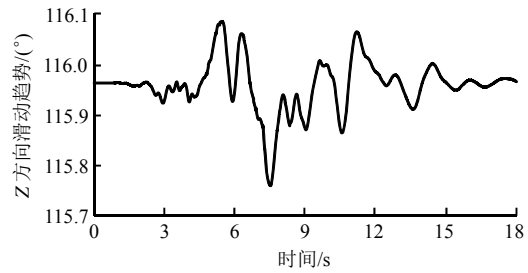
Fig.19 Time curves of sliding force and anti-sliding force of talus deposit Q2



(a) 滑动趋势与 X 轴正向夹角时程曲线



(b) 滑动趋势与 Y 轴正向夹角时程曲线



(c) 滑动趋势与 Z 轴正向夹角时程曲线

图 20 堆积体 Q2 滑动趋势时程曲线

Fig.20 Time curves of sliding direction of talus deposit Q2

4.90×10^7 kN，分别发生在 7.04 与 8.73 s。

堆积体 Q2 的滑动趋势方向与 X，Y，Z 轴正向的夹角的平均值分别为 96.62° ， 153.07° ， 115.96° 。同样地，滑动趋势与 X 轴、Y 轴夹角随地震作用的变化幅度较大，分别达到了 6° 和 2° ，而 Z 方向分量的变化幅度只有 0.4° 。

6 结 论

本文将三维矢量和法与动力有限元法相结合，提供了一种进行三维边坡动力稳定性分析的新途径，主要结论如下：

(1) 通过三维均质边坡算例，验证了三维矢量和法在边坡动力稳定性分析中的合理性与可行性，给出了利用矢量和法进行三维边坡动力稳定性分析的具体计算过程。

(2) 三维边坡的地震响应受地形的影响很大，地震波穿越多种不同介质时，波形会发生较大变化；同时复杂地形(指地形起伏变化大)条件下的地震响应时间往往比简单地形(指地形起伏变化小)下的要长。

(3) 总体而言，三维简单均质边坡坡脚地震响应的放大倍数小于坡顶；加速度的放大效应往往小于位移与速度。堆积体的加速度响应有一定程度的削弱现象，而其速度与位移响应的放大效应仍然比较明显；堆积体对地震波有较好的吸收效果。

(4) 滑动力或抗滑力的极值与安全系数的极值之间没有对应关系，即安全系数的最大(小)值往往不是出现在滑动力最小(大)或抗滑力最大(小)的时刻。

(5) 堆积体 Q1 与堆积体 Q2 在 6.5 级地震(峰值加速度 $0.2g$)的作用下，平均安全系数分别为 1.47，1.23；最小安全系数分别为 1.33，1.18；可认为边坡能够保持稳定。

参考文献(References):

- [1] 李海波, 蒋会军, 赵 坚, 等. 动荷载作用下岩体工程安全的几个问题[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(11): 1 887 - 1 891.(LI Haibo, JIANG Huijun, ZHAO Jian, et al. Some problems about safety analysis of rock engineering under dynamic load[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(11): 1 887 - 1 891.(in Chinese))
- [2] NEWMARK N M. Effects of earthquakes on dams and embankments[J]. Geotechnique, 1965, 15(2): 139 - 160.
- [3] 刘晶波, 谷 音, 杜义欣. 一致黏弹性人工边界及黏弹性边界单元[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(9): 1 070 - 1 075.(LIU Jingbo, GU Yin, DU Yixin. Consistent viscous-spring artificial boundaries and viscous-spring boundary elements[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(9): 1 070 - 1 075.(in Chinese))
- [4] 杜修力, 赵 密, 王进廷. 近场波动模拟的人工应力边界条件[J]. 力学学报, 2006, 38(1): 49 - 56.(DU Xiuli, ZHAO Mi, WANG Jinting. A stress artificial boundary in FEA for near-field wave problem[J]. Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics, 2006, 38(1): 49 - 56.(in Chinese))
- [5] 邱流潮, 金 峰. 地震分析中人工边界处理与地震动输入方法研究[J]. 岩土力学, 2006, 27(9): 1 501 - 1 504.(QIU Liuchao, JIN Feng. Study on method of earthquake input and artificial boundary conditions for seismic soil-structure interaction analysis[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(9): 1 501 - 1 504.(in Chinese))
- [6] 杜修力, 路德春. 土动力学与岩土地震工程研究进展[J]. 岩土力学, 2011, 32(8): 10 - 20.(DU Xiuli, LU Dechun. Advances in soil dynamics and geotechnical earthquake engineering[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(8): 10 - 20.(in Chinese))
- [7] 刘立平, 雷尊宇, 周富春. 地震边坡稳定性分析方法综述[J]. 重庆交通学院院报, 2001, 20(3): 83 - 88.(LIU Liping, LEI Zunyu, ZHOU Fuchun. The evaluation of seismic slope stability analysis methods[J]. Journal of Chongqing Jiaotong University, 2001, 20(3): 83 - 88.(in Chinese))
- [8] 刘汉龙, 费 康, 高玉峰. 边坡地震稳定性时程分析方法[J]. 岩土力学, 2003, 24(4): 553 - 560.(LIU Hanlong, FEI Kang, GAO Yufeng. Time history analysis method of slope seismic stability[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, 24(4): 553 - 560.(in Chinese))
- [9] 卢坤林, 朱大勇, 朱亚林, 等. 三维边坡地震永久位移初探[J]. 岩土力学, 2011, 32(5): 1 425 - 1 429.(LU Kunlin, ZHU Dayong, ZHU Yalin, et al. Preliminary study of seismic permanent displacement of 3D slope[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(5): 1 425 - 1 429.(in Chinese))
- [10] 王环玲, 徐卫亚. 高烈度区水电工程岩石高边坡三维地震动力响应分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(2): 5 890 - 5 895.(WANG Huanling, XU Weiya. 3D dynamical response analysis of high rock slope related to hydropower project in high intensive seismic region[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(2): 5 890 - 5 895.(in Chinese))
- [11] 郭明伟, 葛修润, 王水林, 等. 基于矢量和方法的边坡动力稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(3): 572 - 579.(GUO Mingwei, GE Xiurun, WANG Shuilin, et al. Dynamic stability analysis of slope based on vector sum analysis method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(3): 572 - 579.(in Chinese))
- [12] 葛修润. 岩石疲劳破坏的变形控制律、岩土力学试验的实时 X 射线 CT 扫描和边坡坝基抗滑稳定分析的新方法[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(1): 1 - 20.(GE Xiurun. Deformation control law of rock fatigue failure, real-time X-ray CT scan of geotechnical testing, and new method of stability analysis of slopes and dam foundations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(1): 1 - 20.(in Chinese))
- [13] 郭明伟, 葛修润, 李春光, 等. 边坡和坝基抗滑稳定性分析的三维矢量和法及其工程应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(1): 8 - 20.(GUO Mingwei, GE Xiurun, LI Chunguang, et al. Three-dimensional vector sum method in slope and dam foundation stability analysis and its applications to practical engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(1): 8 - 20.(in Chinese))
- [14] 费 康, 张建伟. ABAQUS 在岩土工程中的应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2009: 53 - 57.(FEI Kang, ZHANG Jianwei. Application of ABAQUS in geotechnical engineering[M]. Beijing: China Water and Power Press, 2009: 53 - 57.(in Chinese))
- [15] 戚玉亮, 大塚九哲. ABAQUS 动力无限元人工边界研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(10): 3 007 - 3 012.(QI Yuliang, HISANORI Oisuka. Study of ABAQUS dynamic infinite element artificial boundary[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(10): 3 007 - 3 012.(in Chinese))
- [16] 赵武胜, 陈卫忠, 郑朋强, 等. 地下工程数值计算中地震动输入方法选择及实现[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(8): 1 579 - 1 587.(ZHAO Wusheng, CHEN Weizhong, ZHENG Pengqiang, et al. Choice and implementation of seismic wave input method in numerical calculation for underground engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(8): 1 579 - 1 587.(in Chinese))
- [17] ZHANG X. Three-dimensional stability analysis of concave slopes in plan view[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1988, 114(6): 658 - 671.