



DOI: 10.13476/j.cnki.nsbdtqk.2017.05.017

马斌, 李昕尧, 梁超. 地震作用下呷爬滑坡的变形特征分析[J]. 南水北调与水利科技, 2017, 15(5): 110-115.
MA Bin, LI Xin yao, LIANG Chao. Deformation characteristics analysis of Gapa landslide under seismic effects[J]. South to North Water Transfers and Water Science & Technology, 2017, 15(5): 110-115. (in Chinese)

地震作用下呷爬滑坡的变形特征分析

马斌, 李昕尧, 梁超

(天津大学 水利工程仿真与安全国家重点实验室, 天津 300072)

摘要: 运用有限差分软件FLAC^{3D}, 建立了呷爬滑坡体三维模型, 分别施加1倍和3倍E1-Centro地震波。计算结果表明, 1倍地震波作用下会发生一定的永久位移, 但不会滑动失稳; 3倍地震波作用下将发生滑动失稳。进一步发现边坡在1倍和3倍地震波激励下的变形滑移特征不同, 第一种情况属于累积效应阶段, 变形主要集中于滑体 \hat{O} , 第二种情况属于触发效应阶段, 滑体 \hat{N} 的滑动变形同样剧烈。文中从滑坡体的组成物质和材料参数、滑动区域的地形因素和滑动区域的动力响应三方面进行了分析。运用Newmark有限滑动位移法, 基于滑体 \hat{N} 和滑体 \hat{O} 的加速度响应时程, 计算了两者的永久位移, 结果与数值计算吻合良好。表明滑体 \hat{O} 处的动力响应会产生更大的永久位移, 从而验证了数值计算的结果。同时, 基于结构动力响应而计算得到的永久位移也可以作为衡量地震作用对该处结构变形影响的指标, 从而估计地震对局部结构的破坏作用。

关键词: 呷爬滑坡; 变形特征; Newmark方法; 永久位移; 加速度响应

中图分类号: TU443 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-1683(2017)05-0110-06

Deformation characteristics analysis of Gapa landslide under seismic effects

MA Bin, LI Xin yao, LIANG Chao

(State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: We established a three dimensional Gapa landslide model using the finite difference software FLAC^{3D}, and applied to it the E1-Centro seismic wave magnified by one and three folds respectively. The calculation results showed that the slope would be permanently displaced under the effect of single fold seismic waves, but would not slide; under three fold seismic waves, the slope would slide. Moreover, the slope had different deformation and slippage characteristics when agitated by single fold and three fold seismic waves. In the first case, the deformation mainly concentrated on the sliding body \hat{O} ; but in the second case, the sliding body \hat{N} also had intense deformation. We analyzed this phenomenon from three aspects: the components and materials parameters of the landslide, the topographic factors of the slide region, and the dynamic response of the slide region. We calculated the permanent displacement of sliding bodies I and III using the Newmark finite sliding displacement method, and the results were consistent with the numerical calculation. The results showed that the dynamic response of sliding body \hat{O} would result in greater permanent displacement, and thus verified the numerical calculation. The permanent displacement obtained based on structural dynamic response can also be used as an index of the impact of earthquake on local deformation, and thus to estimate the damage of an earthquake.

Key words: Gapa landslide; deformation characteristics; Newmark method; permanent displacement; acceleration response

收稿日期: 2016-10-12 修回日期: 2017-02-22 网络出版时间: 2017-08-29
网络出版地址: <http://kns.cnki.net/kcms/detail/13.1334.TV.20170829.1934.027.html>
基金项目: 国家科技支撑计划(2013BAB05B05)

Fund: National Science and Technology Support Program(2013BAB05B05)

作者简介: 马斌(1979), 男, 安徽人, 副教授, 博士, 主要从事大坝安全监测方面研究。E-mail: mab97@126.com

通讯作者: 梁超(1989), 男, 内蒙古人, 博士研究生, 主要从事高坝泄流诱发结构振动方面研究。E-mail: liangchao_0016@sina.com

对于人口分布稀疏的山区,地震触发的滑坡、山体崩塌以及泥石流等灾害所造成的损失往往比地震造成的直接损失更大。对于20世纪末到21世纪初发生的台湾集集地震^[1]、汶川地震^[2,3]、雅安芦山地震^[4,5],均伴随多次大规模滑坡和其它次生灾害,其人员伤亡和财产损失不亚于一场地震。因此,地表运动激励下的滑坡体稳定性分析逐渐被岩土工程界和地震工程界所重视。近年来,专家学者对于地震作用下边坡的失稳机制和动力特性进行了大量研究。何蕴龙等^[6]通过有限元对滑坡体进行了动力分析,可以近似计算滑坡所受到的地震作用;祁升文等^[7,8]对各种情况下滑坡的动力响应进行了数值模拟与分析,总结出了高、低边坡的动力反应形式;言志信等^[9]对于顺层岩质滑坡体地震激励下的加速度响应规律、频谱特性、破裂面发生位置以及失稳判定条件进行了研究,并对耦合地震波作用、多级平台和黄土地质等情况进行了较为全面的研究;徐光兴等^[10]结合Newmark方法,提出了根据加速度预测边坡永久位移的数学模型;张雪东等^[11]运用FLAC^{3D}有限差分商业软件分析了锦屏库区呷爬滑坡在静力作用下的变形特征和稳定性;殷跃平等^[12]结合大量的现场资料,分析了大光包巨型滑坡的失稳机制和动力响应。本文根据呷爬滑坡体变形监测图及地形图,建立了滑坡体模型,运用FLAC^{3D}对其动力作用下的变形特征进行了分析,并结合Newmark数值算法利用边坡地震响应计算了边坡的永久位移。

1 模型建立

1.1 滑坡体地质概况

呷爬滑坡位于锦屏水电站库区上游右岸,距离坝址约11.5 km。雅砻江流经该滑体处的河道较顺直,流向约为N12°E。该处河谷宽阔,左岸山体较为平缓,并有河漫滩、阶地发育;右岸山体呈反向坡,岸坡的坡度约为35°。



图1 滑坡体原型照片

Fig. 1 The landslide photo

雅砻江岸坡岩层产状在呷爬滑坡处呈N10~30°E/SE∠85°,岩层主要由三叠系杂谷脑组深灰-灰黑色粉砂质板岩夹变质细砂岩组成。

呷爬滑坡体的平面投影呈长条状,具有完整的圈谷地貌。滑体靠近雅砻江一侧高程较低,为1 655 m,与枯水期雅砻江水位相同,靠近山体一侧高程较高,为2 120 m,滑体前后缘高差为465 m。滑坡体的纵长约为880 m,宽度在260到300 m之间,表面面积约为0.28 km²,滑坡残体体积约为1 300万m³。

滑坡表面可见3级平台,3级平台高程分别为1 775~1 840 m、1 880~1 925 m、2 010~2 100 m,坡度为17~18°,原为耕地。在第一和第二级平台中发育有两条纵向冲沟。其中,一条位于滑坡轴线的北侧(1号沟),另一条位于滑坡轴线的南侧(2号沟),南侧冲沟比北侧冲沟更为深长。

在滑坡体临江侧到中部,表层岩体主要由块碎石土组成,块碎石土的成分为粉砂质板岩、泥岩和砾岩;在滑坡中部到靠近山体一侧,表层岩体主要由孤石,块碎石土,解体不完全的粉砂质板岩、变质细砂岩和砾岩等组成;滑体物质分层明显,据钻孔揭露,孔深27.97~39.57 m以上,为褐黄、灰黄色块碎石土,以下至77.08~81.80 m为破碎的岩石碎块夹黏土,局部岩体保留有原始层面。

在滑坡临江侧和两条冲沟内,可见明显的滑带出露。出露的滑带在剪出口处反翘,根据地址勘察结果,其产状为N15°E/SE∠22°。滑带的主要组成物质为灰黑色泥夹碎石并带有大量石英颗粒,其中碎石成分为炭质板岩、变质细砂岩等,滑带在滑体范围内平均厚度为1~3 m,局部可达8 m,上述滑带组成物质在干燥时刚度较大,含有一定水分后刚度显著减小。

1.2 建立数值模型

模型建立是FLAC^{3D}的短板,本文采用先在CAD中生成面域,导入ANSYS划分网格,再利用清华大学郑文棠博士开发的ANSYS2FLAC3D程序将复杂的地质体模型数据变换为FLAC^{3D}内部代码,从而实现模型导入。

为了模拟地震波在滑坡体中的传播,避免在不同介质的分界面上产生与实际不符的反射和折射,必须设置合理的边界条件。本文在有限元模型四周网格设置自由场边界条件,它的原理是在边界节点上添加水平和垂直阻尼器来达到边界条件与主体网格的耦合,并将自由场网格所受的不平衡力传递给主体网格^[13]。自由场边界条件对入射角大于30°的波具有良好的衰减效果。对于呷爬滑坡体的基岩,由于其变形模量较大,假定为刚性地基,因此

底部可不设置自由场边界条件^[14], 直接输入地震加速度时程。边界条件见图 2。

本文采用局部阻尼形式, 局部阻尼通过增加或减少节点的质量, 达到衰减振动的目的。阻尼比取为 0.157。表 1 给出了滑坡体数值模型建立需要的材料。

根据文献[15-16]的研究, 网格的最大尺寸应不大于最小波长的 1/10 到 1/8, 兼顾模型的计算速度, 网格最大尺寸取为 15 m, 局部网格更小。

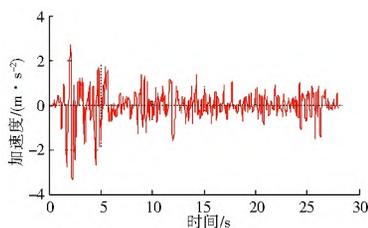


图 3 地震波加速度时程曲线

Fig. 3 Acceleration time curve of seismic wave

2.2 不同状态下的边坡变形特征

图 4 给出了滑坡体位移监测点布置情况。为了分析不同情况下的滑坡体变形特征, 本文分别将 E1-Centro 加速度时程乘以 1 和 3 的系数输入, 其中 1 倍和 3 倍加速度时程峰值为 3.417 m/s^2 和 10.251 m/s^2 , 分别代表一般地震作用和较极端的地震作用, 从而综合分析两种情况下滑坡的变形特征和失稳破坏情况, 以揭示同一滑坡体在不同峰值特性动力输入情况下的变形特征的不同。对于单个单元, 如果应力等于屈服应力, 将产生较大的塑性变形。但对于整个滑坡体模型, 只有当滑体或滑动面上所有单元均处于塑性变形状态且应变大于一定值时, 滑动才会发生^[18]。可以预见, 当地震动达到峰值时, 监测点对应单元容易进入塑性状态, 但当地震后期地震动趋于小幅平稳振动时, 塑性单元将受到周围处于弹性变形的单元或其它边界约束条件的影响, 使其变形受到限制。这时, 若监测点位移仍具有变形趋势(即残余速度), 则表明监测点附近单元或滑面对应单元均进入塑性变形阶段, 位移持续增大, 滑坡体破坏。因此, 本文将监测点产生一定的永久变形, 并且在地震动结束时仍然具有残余速度作为滑坡体滑动失稳的判据。图 5 给出了滑坡体位移云图和关键点监测位移时程, 施加 1 倍地震波后, 所有测点先急剧变形, 而后在 15 s 左右变形停止, 基本处于稳定状态, 直至地震结束, 不符合滑动破坏判据, 因此认为滑坡体产生了一定的永久位移, 并未滑动失稳。3 倍地震波输入后, 滑体 \tilde{N} 和滑体 \hat{O} 持续大幅变形, 地震结束时变形呈发散状态, 监测点仍具有残余速度(E 点速度为 0.17 m/s), 符合滑动判据, 因此认为滑体 \tilde{N} 和滑体 \hat{O} 处于滑动失稳状态; 小滑坡体测点变化趋势与 1 倍地震输入相同, 因此处于稳定状态。

值得注意的是两种情况下滑坡体的变形滑移特征不同, 施加 1 倍 E1-Centro 地震波时, 位移集中分布于滑体 \hat{O} 的凸起处, 最大产生 3.3 m 左右的永久位移。施加 3 倍 E1-Centro 地震波情况下, 滑体 \tilde{N} 的滑动位移显著增加, 与滑体 \hat{O} 相近。由图 5(b) 可见, 位移较大区域分为两块, 分别位于滑体 \tilde{N} 和滑体 \hat{O} 。根据

图 2 数值模型边界条件示意图

Fig. 2 Diagram of the boundary conditions of the numerical model

表 1 边坡不同区域材料参数

Tab. 1 The materials parameters of different regions of the slope

| 参数 | 岩土体 | | | | |
|-------------------------------------|----------------|--------------|--------------|----------|----------|
| | 滑体 \tilde{N} | 滑体 \hat{O} | 滑体 \hat{O} | 小滑坡 | 基岩 |
| 内聚力/MPa | 0.06 | 0.06 | 0.06 | 0.06 | 1 |
| 内摩擦角/(°) | 34 | 32 | 30 | 34 | 40 |
| 密度/($\text{kg} \cdot \text{m}^3$) | 2 500 | 2 500 | 2 500 | 2 500 | 2 700 |
| 抗拉强度/MPa | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.08 |
| 剪切模量/MPa | 606.06 | 568.18 | 530.3 | 606.06 | 3 937.01 |
| 体积模量/MPa | 1 481.48 | 1 388.89 | 1 296.30 | 1 481.48 | 7 246.38 |

2 边坡的变形特征分析

2.1 地震波输入

根据呷爬滑坡现场覆盖层剪切波速大约在 460~490 m/s, 地表覆盖层平均厚度约为 90 m。根据文献[17]规定, 该场地为二类场地, 因此选择适用于二类场地的 E1-Centro 南北向地震波经滤波和基线调整后, 作为输入地震波, 取其持续时间为 28 s, 峰值加速度为 3.417 m/s^2 , 加速度时程曲线见图 3。

边坡在动力作用下产生的位移场直接反应了其变形特征和破坏程度。加速度场作为动力响应最基本资料, 具有重要意义。因此本文主要从位移场分析滑坡体的变形特征和稳定状态, 并基于 Newmark- β 法和模型加速度响应计算了模型不同点处的永久位移。

实际算例表明,随着地震动峰值的继续增大,滑体 \tilde{N} 的运动速度更快,位移更大,滑动更加剧烈。

张倬元等^[19]对于岩体边坡的滑动机制理论可以较好地解释本文的计算结果,该理论认为地震对岩体的作用主要表现在累积效应和触发效应两个方面,前者主要引起边坡岩土体结构的松动,软弱结构面错位等失稳前兆;后者主要表现在地震作用造成的边坡中软弱夹层流变和液化以及边坡瞬间失稳等。该理论与Newmark有限滑动位移理论一样,都认为地震可能造成滑坡体产生一定的永久位移,但边坡是否滑动取决于位移的大小以及岩土体内部的应力应变情况,滑动后的情况则与地形、滑体物质

组成,滑体的启动条件等诸多复杂因素相关。

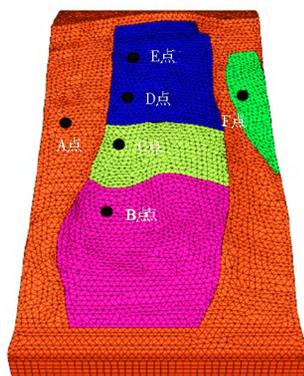


图4 滑坡体表面位移监测点布置

Fig. 4 Lay out of displacement monitoring points on the landslide

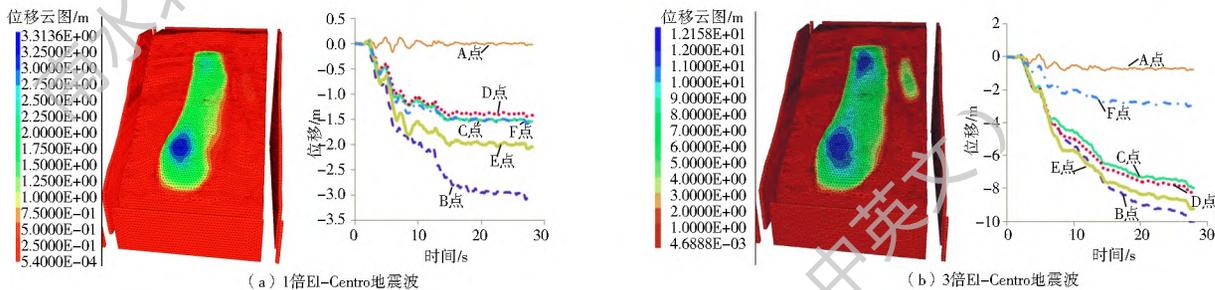


图5 不同地震波作用下的位移云图和监测点时程

Fig. 5 The displacement contour plot and displacement time curves of monitoring points under different seismic waves

因此,可以认为施加1倍地震波时,滑体 \hat{O} 的累积效应非常明显,产生较大的永久位移。一旦滑动区由累积效应过渡到触发效应后,滑体 \tilde{N} 的滑动位移显著增加,与滑体 \hat{O} 相近。主要原因归纳为三点:

(1) 整个滑坡体前缘至中部,表层组成物质主要为块碎石土;中部及后缘,表层组成物质主要为含孤石及块石较多的块碎石土、未完全解体的变质粉砂质板岩及变质细砂岩、砾岩。滑体 \hat{O} 岩体组织较为松散,更易变形,从数值模型材料参数上来看其模量较小;

(2) 滑体 \hat{O} 位于坡面局部凸起处,其下滑坡度较缓,滑体 \tilde{N} 所处位置坡面较陡,一旦进入触发效应阶段,相同条件下其速度和位移势必更加剧烈;

(3) 施加1倍El-Centro波时,滑体本身的动力反应导致滑体 \hat{O} 的永久位移要大于滑体 \tilde{N} 。分析过程如第3节所示。

从数值分析结果看,小滑坡的稳定状态好于主滑坡。

3 利用Newmark方法估计边坡动力响应对变形的影响

3.1 屈服加速度的确定

根据Newmark方法^[20-22],假设滑动面为圆弧形,见图6,由动力稳定系数定义,有下面两式:

$$\overline{FS} = \frac{R \sum s_q ds}{Wb + KWh} \quad (1)$$

由 $\overline{FS} = 1$,可知:

$$R \sum s_q ds = Wb + KcWh \quad (2)$$

式中: $R \sum s_q ds$ 为圆弧上的抗滑力矩; s_q 为土体不排水抗剪强度; b 为重力对滑弧圆心的作用力臂; ds 为微分弧段; h 为地震力作用力臂。

联立求解式(1)、(2)则有:

$$Kc = K(\overline{FS}) + \frac{b}{h}(\overline{FS} - 1) \quad (3)$$

假定 $K = 0$,动力稳定系数 $\overline{FS} = \overline{FS}$, \overline{FS} 为滑动面上的阻力力矩和重力力矩的比值。

当 $K = 0$ 时,有:

$$WB = R \sum \tau ds \quad (4)$$

因此动力稳定系数可以表示为:

$$\overline{FS} = \frac{\sum s_q ds}{\sum \tau ds} \quad (5)$$

τ 为重力作用在圆弧滑面上产生的剪应力。此时,屈服加速度可由下式表示:

$$Kc = \frac{b}{h} \left[\frac{\sum s_q ds}{\sum \tau ds} - 1 \right] = \frac{b}{h} (\overline{FS} - 1) \quad (6)$$

当土体的静剪应力和动剪应力相差不大时, \overline{FS} 可以用静力安全系数 FS 代替。因此,有下式:

$$Kc = \frac{b}{h} (FS - 1) \quad (7)$$

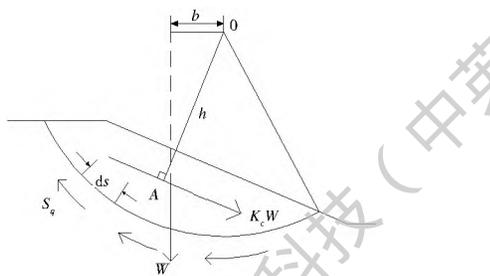


图 6 圆弧滑动面屈服加速度计算示意图

Fig. 6 Calculation sketch of yield acceleration of circular sliding surface

本文运用自编强度折减法程序,对组成模型的所有材料的内聚力和内摩擦角进行折减,得到滑体Ⅱ为最危险滑动体,其安全系数为 1.4。然后保持滑体Ⅱ的材料参数不变,对其他材料进行参数折减,得到最危险滑动体为滑体Ⅰ,其安全系数为 1.5。见图 7,与动力计算得出的两个滑动危险区域相对应。

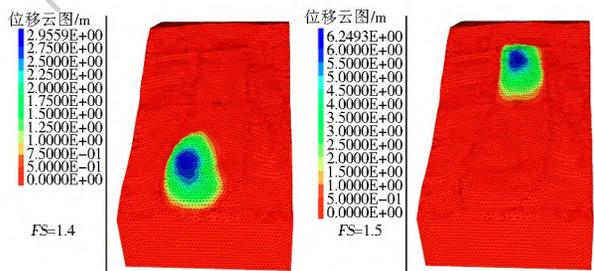


图 7 两个滑体的静力稳定系数

Fig. 7 Static stability coefficients of the two sliding bodies

本文将两个滑体的滑动面概化为圆弧,见图 8,由式(7)可分别求出其屈服加速度。

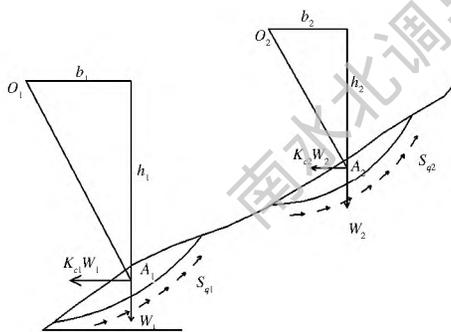


图 8 不同水位下水平及竖向加速度峰值分布

Fig. 8 The distribution of horizontal and vertical acceleration peak values at different water levels

3.2 滑体Ⅱ和滑体Ⅰ的变形情况分析

选择滑动处某点的加速度响应时程,根据 Newmark 有限滑动位移原理,方向指向坡外,绝对值大于屈服加速度的加速度时程部分,才能产生永久位移,称为有效加速度。

图 9 中分别为滑体Ⅱ和滑体Ⅰ上某点的有效加速度时程以及由有效加速度时程二次积分求得的永久位移。计算得滑体Ⅱ永久位移为 2 185 m,滑体

Ⅰ永久位移为 3 102 m。与数值模型结果符合较好。

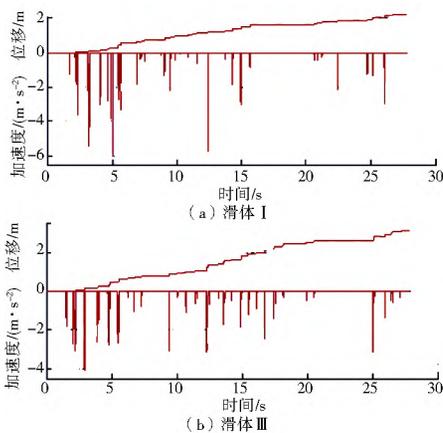


图 9 加速度时程和永久位移

Fig. 9 The acceleration history and permanent displacement

4 结语

(1) 根据爬壁滑坡体的数值分析结果,在地震达到一定程度时,滑体Ⅱ和滑体Ⅰ将首先发生滑动,并且在 1 倍和 3 倍 El-Centro 波作用下具有不同的变形滑动机制:在 1 倍地震波作用下,滑坡体处于累积效应阶段,滑体Ⅰ的永久位移较大;在 3 倍地震波作用下,转入触发效应阶段,滑体Ⅱ的滑动速度及位移显著增加,与滑体Ⅰ相近。本文分别从滑体物质组成和材料参数、滑动地形和动力响应三个方面进行了分析。从数值计算结果看,小滑坡的稳定性要好于主滑坡。

(2) 本文根据 Newmark 有限滑动位移理论,基于滑体Ⅱ和滑体Ⅰ处某点的加速度响应时程,估计了滑坡体的永久位移,与数值计算结果对比符合较好。它还可以作为边坡动力响应对滑坡体影响的一个指标,可以估计地震作用对局部区域的变形影响。但必须指出,由于动力响应的非线性和共振现象,同一区域内不同点的加速度时程所产生的永久位移必然存在差异,并不是所有加速度时程都可以代表整个滑坡体进行永久位移的计算,因而,在加速度时程的选取方面还有待进一步改进。

参考文献 (References):

[1] 徐龙军, 谢礼立. 集集地震近断层地震动频谱特性[J]. 地震学报, 2005, 27(6): 656-665. (XU Longjun, XIE Lili. Characteristics of frequency content of near fault ground motions during the Chi-Chi earthquake[J]. Acta Seismologica Sinica, 2005, 27(6): 656-665. (in Chinese))

[2] 许强, 黄润秋. 5.12 汶川大地震诱发大型崩塌灾害动力特征初探[J]. 工程地质学报, 2008, 16(6): 721-729. (XU Qiang,

- HUANG Rur qiu. Kinetics characteristics of large landslides triggered by may 12th Wenchuan earthquake[J]. Journal of Engineering Geology, 2008, 16(6): 721-729. (in Chinese)
- [3] 李志才, 张鹏, 金双根, 等. 基于 GPS 观测数据的汶川地震断层形变反演分析[J]. 测绘学报, 2009, 38(2): 108-113. (LI Zhicai, ZHANG Peng, JIN Shuanggen, et al. Wenchuan earthquake deformation fault inversion and analysis based on GPS observation[J]. Acta Geodaetica et Cartographica Sinica, 2009, 38(2): 108-113. (in Chinese))
- [4] 秦四清, 薛雷, 李国梁, 等. 四川省芦山“4.20”7.0 级地震的前瞻性预测验证及震后趋势分析[J]. 地球物理学进展, 2014, 29(1): 141-147. (QIN Siqing, XU E Lei, LI Guoliang, et al. The verification of prospective prediction for the Lushan Ms 7.0 earthquake on 20 April 2013 and an analysis on future earthquake situation[J]. Progress in Geophysics, 2014, 29(1): 141-147. (in Chinese))
- [5] 齐文浩, 陈龙伟, 单振东, 等. 芦山 7.0 级地震宏观场地效应[J]. 地震工程与工程振动, 2013, 33(4): 29-34. (QI Wenhao, CHEN Longwei, SHAN Zhen dong, et al. Summary of macro level site effects in Ms 7.0 Lushan Earthquake[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2013, 33(4): 29-34. (in Chinese))
- [6] 何蕴龙, 陆述远. 岩石边坡地震作用近似计算方法[J]. 岩土工程学报, 1998, 20(2): 66-68. (HE Yulong, LU Shuyuan. A method for calculating the seismic action in rock slope[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1998, 20(2): 66-68. (in Chinese))
- [7] 祁生文. 单面边坡的两种动力反应形式及其临界高度[J]. 地球物理学报, 2006, 49(2): 518-523. (QI Shengwen. Two patterns of dynamic responses of single free surface slopes and their threshold height[J]. Chinese Journal of Geophysics, 2006, 49(2): 518-523.)
- [8] 祁生文, 伍法权, 严福章, 等. 岩质边坡动力反应分析[M]. 北京: 科学出版社, 2007. (QI Shengwen, WU Faquan, YAN Fuzhang, et al. Dynamic response analysis of rock slope[M]. Science Press, 2007. (in Chinese))
- [9] 言志信, 张刘平, 曹小红, 等. 地震作用下顺层岩质边坡动力响应规律及变形机制研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(增刊1): 54-58. (YAN Zhixin, ZHANG Liuping, CAO Xiaohong, et al. Dynamic response and deformation mechanism of a bedding rock slope under earthquakes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(S1): 85-90. (in Chinese))
- [10] 徐光兴, 姚令侃, 李朝红, 等. 基于汶川地震强震动记录的边坡永久位移预测模型[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(6): 1131-1136. (XU Guangxing, YAO Lingkan, LI Chaohong, et al. Predictive models for permanent displacement of slopes based on recorded strong motion data of Wenchuan Earthquake[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(6): 1131-1136. (in Chinese))
- [11] 张雪东, 陈剑平, 黄润秋, 等. 用 FLAC3D 分析呷爬滑坡的变形特征[J]. 岩土力学, 2005, 26(1): 131-134. (ZHANG Xuedong, CHEN Jianping, HUANG Rurqiu, et al. A study of deformation features of gapa landslide using FLAC3D[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(1): 131-134. (in Chinese))
- [12] 殷跃平, 王猛, 李滨, 等. 汶川地震大光包滑坡动力响应特征研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(10): 1969-1982. (YIN Yueping, WANG Meng, LI Bin, et al. Dynamic response characteristics of Daguangbao landslide triggered by Wenchuan earthquake[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(10): 1969-1982. (in Chinese))
- [13] Itasca Consulting Group. FLAC3D Version 4.0 (fast lagrangian analysis of continua in 3 dimensions) User's manual[M]. USA: Itasca Consulting Group, 2009.
- [14] 陈育民, 徐鼎平. FLAC/FLAC3D 基础与工程实例(第二版)[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2013. (CHEN Yumin, XU Dingping. FLAC/FLAC3D basics and engineering practices (2nd Edition) [M]. Beijing: China Water & Power Press, 2013. (in Chinese))
- [15] Kuhlemeyer R L, Lysmer J. Finite element method accuracy for wave propagation problems[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1973, 99(SM5): 421-427.
- [16] 郑颖人, 赵尚毅, 张鲁渝. 用有限元强度折减法进行边坡稳定分析[J]. 中国工程科学, 2002, 4(10): 57-62. (ZHENG Yingren, ZHAO Shangyi, ZHANG Luyu. Slope stability analysis by strength reduction FEM[J]. Engineering Science, 2002, 4(10): 57-62. (in Chinese))
- [17] GB50011-2010. 建筑抗震设计规范[S]. (GB50011-2010. Code for seismic design of buildings[S]. (in Chinese))
- [18] 赵尚毅, 郑颖人, 张玉芳. 极限分析有限元法讲座——有限元强度折减法中边坡失稳的判据探讨[J]. 岩土力学, 2005, 26(2): 332-336. (ZHAO Shangyi, ZHENG Yingren, ZHANG Yufang. Study on slope failure criterion in strength reduction finite element method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(2): 332-336. (in Chinese))
- [19] 张倬元, 王士天, 王兰生. 工程地质分析原理[M]. 北京: 地质出版社, 1993. (ZHANG Zhuoyuan, WANG Shitian, WANG Lansheng. Analytical theory of engineering geology[M]. Beijing: Geological Publishing House, 1993. (in Chinese))
- [20] Newmark N M. Effects of earthquakes on dams and embankments[J]. Geotechnique, 1965, 15(2): 139-160.
- [21] Vessely D A, Cornforth D H. Estimating Seismic Displacements of Marginally Stable Landslides Using Newmark Approach[J]. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III. ASCE, 1998: 806-811.
- [22] Faroughi S, Lee J. Analysis of tensegrity structures subject to dynamic loading using a Newmark approach[J]. Journal of Building Engineering, 2015, 2: 1-8.