地震作用下节理岩质边坡稳定性影响因素研究。

滕光亮^{1,2,4},陈永明^{1,2,3},石玉成^{1,2,3},孙崇绍^{1,2},卢育霞^{1,2,3},强正阳^{1,2} (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. 甘肃省建筑设计研究院,甘肃 兰州 730030)

摘 要:汶川地震灾害调查表明,在基岩山区地震滑塌主要发育在局部强度相对较大、节理较发育的 厚层或块状岩体中。以岩石中含两组节理的岩质边坡为例,输入实际的地震记录,采用离散单元法 进行数值模拟,分别探讨坡高、地震烈度、坡角及节理倾角组合对节理岩质边坡稳定性的影响。结 果表明:地震作用下坡体中质点的加速度、速度具有高程放大效应;节理岩质边坡稳定性随着坡高、 坡角和地震烈度的增加而降低;两组节理不同组合的岩质边坡,其稳定性变化较为复杂,受节理倾 角与坡角的关系、节理的倾向、两组节理之间夹角等因素的影响。节理岩质边坡在地震作用下是受 拉区逐渐向受剪区扩展而最终导致边坡失稳破坏,是受拉和受剪的复合破坏。上述初步结论为评 价山区节理较发育的岩质边坡在地震作用下的稳定性提供一定的依据。

关键词:节理岩质边坡;地震作用;滑塌;离散元;影响因素

中图分类号: TU457 文献标识码: A 文章编号: 1000-0844(2013)01-0119-07 DOI:10.3969/j.issn.1000-0844.2013.01.0119

A Study on the Influencing Factors of Joint Rock Slope Stability under Earthquake Activity

TENG Guang-liang^{1,2,4}, CHEN Yong-ming^{1,2,3}, SHI Yu-cheng^{1,2,3},

SUN Chong-shao^{1,2}, LU Yu-xia^{1,2,3}, QIANG Zheng-yang^{1,2}

(1. Key Laboratory of Loess Earthquake Engineering, Gansu Earthquake Administration, CEA, 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. Gansu Institute of Architectural Design & Research, Lanzhou, Gansu 730030, China)

Abstract:Disaster survey results of the Wenchuan earthquake show that seismic landslides mainly develop within thick-bedded or massive rock, in which local intensity is relatively large and joints are obvious. Although seismic landslides differ markedly from those induced by rainfall and other factors, this topic has not drawn sufficient attention. Moreover, numerical analysis methods of finite element and finite difference, both based on the assumption of continuous media and small deformation, are used in previous studies of slope stability. However, some limitations exist in dynamic analysis of large deformations of rock slope due to a large number of interfaces of discontinuity.

To overcome those problems, the dynamic response of joint rock slope in this thesis is simulated by means of the discrete element numerical simulation, particularly deformation characteristics, failure mechanism, and influencing factors of slope stability. Here, a rock slope containing

① 收稿日期:2012-05-30; 中国地震局兰州地震研究所论著编号:LC2013015

基金项目:中国地震局兰州地震研究所地震科技发展基金(2012M05)

作者简介:滕光亮(1986一),男(汉族),甘肃金昌人,硕士研究生,主要从事岩土工程方面的研究工作。E-mail:gulteng@163.com

two groups of joints is used as the research object. In addition, discrete element numerical simulation is conducted, and actual earthquake records are input to simulate a large number of cases. The influencing factors of the joint rock slope stability are respectively explored under various conditions of slope height, seismic intensity, slope angle, and joint angle. Topographic amplification effects are observed from both acceleration and velocity of the monitoring points of the slope. Joint rock slope stability is reduced with slope height, slope angle, and seismic intensity. In addition, the stability of the rock slope that contains two groups of joints is complex and is influenced by other factors including joint inclination, slope angle, the tendency of joints, and the angle between two group joints. The regions of tension failure are gradually extended to the shear zone and eventually lead to slope instability and failure, compounded by tensile and shear failure. This study provides a reference for evaluation of the rock slope and joints stability under seismic loading in mountainous areas.

Key words: Joint rock slope; Eearthquake action; Slump; Discrete element method; Influencing factors

0 引言

2008年汶川 8.0级特大地震触发了大量崩塌、 滑坡地质灾害,国内许多学者对此开展了大量的研 究,并取得了许多成果,如郑颖人^[1-2]采用 FLAC3D 动力强度折减法对地震边坡破坏机制进行数值分 析;郭明伟等^[3]学者在动力有限元方法的基础上采 用边坡矢量和法进行动力稳定性分析;冯文凯等[4] 结合汶川地震造成的斜坡震裂变形破坏现象,通过 有限元研究了边坡在地震作用下的失稳机制;毕忠 伟等[5]利用利用有限元分析了地震作用下边坡的动 力响应规律。此外,言志信^[6]、刘建军^[7]、李海波^[8] 等对地震作用下边坡的失稳机理和安全系数进行了 深入探讨;曹琰波^[9]利用离散元对唐家山滑坡变形 运动机制进行了数值模拟研究。以上研究的数值方 法大多基于有限元和有限差分法,二者皆以连续介 质作为出发点,受到小变形假设的限制,而对于含有 众多不连续面的节理岩质边坡大变形分析具有一定 的局限性。

震后灾害调查表明,在基岩山区,地震滑塌主要 发育在强度相对较大、节理发育的厚层(块状)岩体 中。这与降雨和其他因素诱发的滑塌发育条件有很 大的差别^[10],但一直没有引起关注。而发生在节理 岩体中的滑塌往往动能很大,有滑速快、滑距远、危 害性强的特点。本文以岩体中最为常见的含两组节 理的岩质边坡为例,输入实际的地震记录,采用离散 单元法进行大量的数值模拟,着力探讨影响节理岩 质边坡稳定性的主要因素。为评价山区节理较发育 的岩质边坡在地震作用下的稳定性提供依据。

1 离散单元法简介

离散单元法最早是由 Cundall P.A.于 1971 年 提出的一种用于不连续介质的数值方法模型[11-12]。 这种方法明显的优点是适用于模拟节理系统或离散 颗粒组合体在准静态或动态条件下的变形过程。其 基本原理不同于有限元,是建立在最基本的牛顿第 二定律的基础之上。它以每个单元刚体运动方程式 为基础,在建立描述整个破坏状态的显式方程组之 后,根据牛顿第二运动定律并结合不同的本构关系, 以动态松弛法进行迭代计算,结合 CAD 技术,可形 象直观地反应岩体运动变化的应力场、位移场、速度 场等各力学参量的变化。离散元法可以很好地模拟 节理,反映节理的变形特征和模式以及块体本身的 变形特征,且适合于随时间变化的动态荷载输 入[13]。而节理岩质边坡的失稳破坏具有大变形和 非连续的特点,因此离散单元法成为研究节理岩质 边坡破坏机制的最有效方法之一,已被国内外科研 工作者广泛应用于边坡稳定性研究领域[14-16]。

2 模型的建立

节理岩质边坡的稳定性在很大程度上取决于节理的 强度及其分布形式。因此,本文针对含两组节理的 岩质边坡,采用二维离散元程序 UDEC,通过数值模 拟对其在地震作用下的稳定性进行分析。对坡高、 地震烈度及坡角、节理倾角在地震作用下对节理岩 质边坡变形特征的影响规律进行深入探讨。

2.1 岩体、节理的物理力学参数及本构模型

完整岩石材料的体积模量、剪切模量和密度及 节理的法向刚度、切向刚度和摩擦角等参数的合理 选取对计算结果的合理性有很大影响。本文选取由 灰岩构成的节理岩质边坡为研究对象,结合工程经验,其岩体、节理的物理力学参数如表1、表2所示。

表1 岩体物理力学参数

Table1 Physico-mechanical parameters of rock mass

| 密度/ | 体积模量 | 剪切模量 | 内摩擦 | 粘聚力 | 抗拉强 |
|-------------------------|------|------|-----|------|-------|
| [kg • m ⁻³] | /GPa | /GPa | 角/° | /MPa | 度/MPa |
| 2 690 | 14.1 | 8.87 | 47 | 2.45 | 1.2 |

表 2 节理力学参数

| Table 2 | Mechanical | parameters | of | joints |
|---------|------------|------------|----|--------|
|---------|------------|------------|----|--------|

| 法向刚度 | 切向刚度 | 山底按 角/° | - | | |
|-----------------------|-----------------------|----------------|---------|--|--|
| $/[GPa \cdot m^{-1}]$ | $/[GPa \cdot m^{-1}]$ | 内摩僚用/ | 柏索刀/KPa | | |
| 4.5 | 2.0 | 21 | 22.0 | | |

岩体本构模型采用塑性模型中的 Mohr-Coulomb 模型,节理本构模型采用节理面接触一库伦滑 移模型。

2.2 网格尺寸及离散元数值模型

在离散元计算中,网格尺寸的大小会对计算结 果产生很大的影响。一般而言,网格尺寸越小,模型 划分的网格数越多,计算结果也就越精确,但势必会 占用计算机更多的内存空间和耗费大量的计算时 间。我们力求尽可能使网格数目和计算精度达到平 衡和合理。

在用离散元程序 UDEC 进行数值模拟中,将岩体划分为大量的有限差分三角形网格单元。Kuhlemeyer 和 Lysmer(1973)的研究表明,要想精确描述 模型中波的传播,那么网格的尺寸 Δ*l* 必须要小于输 入波形最高频率对应的波长的 1/8~1/10^[17],即

$$\Delta l \leqslant \left(\frac{1}{8} \sim \frac{1}{10}\right) \cdot \lambda \tag{1}$$

$$\lambda = \frac{C}{f} \tag{2}$$

其中, Δl 为沿着波传播方向的三角形网格单元最大 尺寸; λ 为最高频率所对应的波长;C为波的传播速 度,取 C_p 和 C_s 中的较小者;f为波的频率。当没有 现场实测波速值时, C_p 和 C_s 由下式确定

$$C_{\rm p} = \sqrt{\frac{K + 4G/3}{\rho}} \tag{3}$$

$$C_{\rm s} = \sqrt{\frac{\rm G}{\rho}} \tag{4}$$

式中,K为岩体的体积模量;G为岩体的剪切模量;p 为岩体的质量密度。

为真实地模拟输入波形在节理岩体中的传播, 有效地防止波形失真,对网格单元尺寸的选择决定 了所输入地震波的最高频率。在 UDEC 中,对于已 经给定的网格尺寸,其所允许的在该系统中传播而 不使波形失真的输入波的最高频率 fmax为

$$f_{\max} = \frac{C}{\lambda} = \frac{C}{10 \cdot \Delta l} \tag{5}$$

根据式(1)~(5)计算后可知,本数值模拟选取 的离散单元的网格尺寸满足上述要求。

含两组节理的理想二维离散元岩质边坡模型如 图 1 所示。



图 1 含两组节理的岩质边坡二维离散元模型 Fig. 1 Two-dimensional discrete element model of the joint rock slope.

2.3 边界条件确定

本模型中,边坡的左右边界均设为粘滞(不反 射)边界且施加法向约束;边坡的上部为自由边界, 底部施加 y 方向约束。地震荷载施加在模型的底 部边界上。由于本模型输入的地震荷载采用速度时 程输入,因此边坡底部不能设为粘滞边界;而当采用 转化后的应力时程输入时则可设为粘滞边界。

2.4 地震荷载输入

本文输入的水平地震荷载选用截取的一段 20 s 的甘肃文县地震台在 2008 年汶川地震中的地震记录,相应的水平加速度峰值为 137 cm/s² (0.14 g), 对应的地震烈度为 M 度。结合本文所采用的边界条件,地震荷载选用速度时程输入,如图 2 所示。

3 边坡稳定性影响因素分析

工程中,常用来对边坡的稳定性进行评价的判据主要包括:边坡岩体的位移、应力、速率、安全系数和可靠度或破坏概率。本文将采用边坡岩体永久位移的大小来衡量其稳定性。且规定:节理倾角为 *x* 轴正方向沿逆时针旋转到与该节理重合时的角度,取值范围为 0°~180°。

3.1 坡高对边坡稳定性的影响

为了研究地震作用下坡高对节理岩质边坡永久 位移的影响,取5种常见坡高建立数值计算模型,每 种模型均含有两组节理,且节理间距均为4m。



Fig. 2 Time-history curves input in numerical model.

(1)节理倾角分别为 15°和 135°,坡角不同时, 永久位移随坡高的变化见图 3 所示。可以看出,在 地震作用下节理岩质边坡的永久位移随坡高的增加 而增大,表现为其稳定性随着坡高的增加而降低。 除此之外,其稳定性还受坡角的影响,即对于相同的 坡高,坡角越大,稳定性越低。





(2)坡度为 30°,节理倾角不同时,永久位移随 坡高的变化见图 4 所示。可以看出,在地震作用下 节理岩质边坡的永久位移随坡高的增加而增大,说 明边坡稳定性随坡高的增加而降低。不同组合的节 理倾角,其永久位移随坡高增加的增幅不同;坡高相 同时,不同的节理倾角其永久位移不同。由此说明 节理倾角是影响边坡稳定性的因素之一。

3.2 地震烈度对边坡稳定性的影响分析

为了研究地震烈度对节理岩质边坡永久位移的 影响,分别取地震烈度为 \[度(0.086 g)、\[度(0.



报

学

图 4 节理倾角不同时永久位移随坡高的变化 Fig. 4 Permanent displacements in different joint combination with slope height change.

140 g)、WI度(0.268 g)和IX度(0.482 g),在坡高为 50 m、80 m、100 m条件下建立数值计算模型进行计 算。

(1)坡高为 100 m,坡角为 45°,节理倾角组合分 别为 45°、135°和 0°、135°(节理间距均为 4 m)时,永 久位移随地震烈度的变化见图 5 所示。



图 5 不同节理组合时永久位移随地震烈度的变化 Fig. 5 Permanent displacements in different joint combinations with earthquake intensity change.

(2)坡角为 30°,节理倾角组合均为 15°和 135°
(节理间距为4 m),坡高分别为 50 m、80 m、100 m
时,永久位移随地震烈度的变化见图 6 所示。

(3)坡高为 50 m,节理倾角组合均为 0°和 120°
 (节理间距为 4 m),坡角分别为 30°、45°和 60°时,永
 久位移随地震烈度的变化见图 7 所示。

由以上分析可以看出,在地震作用下节理岩质 边坡的永久位移随地震烈度的增加而增大,即稳定 性随着地震烈度的增加而降低。且在地震烈度相同 的情况下,节理岩质边坡的稳定性还受坡高、坡角和 节理倾角等因素的影响。



图 6 坡高不同时永久位移随地震烈度的变化 Fig. 6 Permanent displacements in different slope hights with earthquake intensity change.

3.3 坡角、节理倾角对边坡稳定性影响

由于自然界的边坡形态多样,节理倾角与坡面 的关系复杂多变。本文取自然界中常见的几种坡角 (30°、45°、60°、75°)及节理倾角与坡面的组合为研究 对象,坡高 H 均取 100 m,重点探讨坡角和节理倾



角与坡面的关系对节理岩质边坡永久位移的影响规

图 7 坡角不同时永久位移随地震烈度的变化 Fig. 7 Permanent displacements in different slope angles with earthquake intensity change.

(1)一组节理与坡面平行,另一组节理与坡面相交

坡角和节理分别为 30°、45°、60°、75°时,永久位 移随第二组节理倾角变化的计算结果如表 3 所示。

| 坡角 | J1 倾角 | | | | | J2 参数 | | | | | |
|-----|-------|---------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|-------|-------|
| | | 倾角/° | 15 | 60 | 75 | 90 | 105 | 120 | 135 | 150 | 165 |
| 30° | 30° | 夹角/° | 15 | 30 | 45 | 60 | 75 | 90 | 75 | 60 | 45 |
| | | 永久位移/cm | 83.07 | 26.68 | 22.17 | 9.55 | 2.06 | 1.58 | 1.81 | 2.27 | 16.16 |
| | · | 倾角/° | 15 | 75 | 90 | 105 | 120 | 135 | 150 | 165 | |
| 45° | 45° | 夹角/° | 30 | 30 | 45 | 60 | 75 | 90 | 75 | 60 | |
| | | 永久位移/cm | 破坏 | 破坏 | 破坏 | 60.6 | 7.67 | 2.35 | 3.23 | 18.54 | |
| | | 倾角/° | 15 | 30 | 90 | 105 | 120 | 135 | 150 | 165 | |
| 60° | 60° | 夹角/° | 45 | 30 | 30 | 45 | 60 | 75 | 90 | 75 | |
| | | 永久位移/cm | 破坏 | 破坏 | 破坏 | 破坏 | 破坏 | 1,89 | 1.60 | 1.98 | |
| | | 倾角/° | 15 | 30 | 45 | 105 | 120 | 135 | 150 | 165 | |
| 75° | 75° | 夹角/° | 60 | 45 | 30 | 30 | 45 | 60 | 75 | 90 | |
| | | 永久位移/cm | 破坏 | 破坏 | 破坏 | 破坏 | 破坏 | 破坏 | 1.52 | 1.22 | |

表 3 坡角不同时永久位移随第二组节理倾角的变化 Table 3 Permanent displacements change with the angles of J2 change in different slope angles

从表 3 可以看出,一组节理与坡面平行,另一组 节理与坡面相交的岩质边坡,在 W 度地震作用下,其 变形具有如下特征:

 ① 边坡是否发生失稳,与两组节理之间的夹角 密切相关,当夹角小于坡角时边坡很容易发生破坏, 而当夹角大于坡角时边坡都很稳定;

② 边坡的永久位移均随两组节理夹角的增大 而减小,说明两组节理之间的夹角越大,边坡越稳 定,

③ 第二组节理是反倾向时的边坡比正倾向时 稳定。 (2)一组节理水平,另一组节理与坡面相交

坡角分别为 30°、45°、60°、75°时,永久位移随第 二组节理倾角变化(第一组节理倾角为 0°)的计算 结果如表 4 所示。

从表 4 可以看出,一组节理水平,另一组节理与 坡面斜交的岩质边坡,在 W 度地震作用下,其变形具 有如下特征:

① J2 节理为正倾,且当 J1 与 J2 之间的夹角不 大于坡角(15°除外)时边坡最容易发生失稳破坏;当 两组节理之间的夹角大于坡角时,边坡的永久位移 随两组节理夹角的增大而减小,说明 J1 与 J2 之间

| 表4. 坡角不同时永久位移随第二组节理倾角6 | 的变化 | 角的す | 角 | 偭 | 古理 (| 组节 | 二维 | 第こ | 随 | 移 | 岱 | 久 | 永 | 时 | 同 | 不 | 角 | 坡 | 4 | 表 |
|------------------------|-----|-----|---|---|------|----|----|----|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
|------------------------|-----|-----|---|---|------|----|----|----|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|

Table 4 Permanent displacements change with the angles of J2 change in different slope angles

| 坡角 | J1 倾角 | | | | | J2 💈 | 参数 | | | | | |
|-----|-------|-------------|------|----|------|------|------|------|------|--------|------|------|
| | | 15 | 30 | 45 | 60 | 75 | 90 | 120 | 135 | 150 | 165 | |
| 30° | 30° | 夹角/° | 15 | 30 | 45 | 60 | 75 | 90 | 60 | 45 | 30 | 15 |
| | | 永久位移/cm | 9.86 | 破坏 | 11.9 | 11.2 | 11.1 | 7.03 | 2.82 | , 5.21 | 5.64 | 5.69 |
| | | 倾角/° | 15 | 30 | 45 | 60 | 75 | 90 | 120 | 135 | 150 | 165 |
| 45° | 45° | 夹角/° | 15 | 30 | 45 | 60 | 75 | 90 | 60 | 45 | 30 | 15 |
| | | 永久位移/cm | 5.69 | 破坏 | 破坏 | 45.7 | 14.1 | 0.64 | 1.92 | 3.28 | 4.63 | 4.80 |
| | | 倾角/° | 15 | 30 | 45 | 60 | 75 | 90 | 120 | 135 | 150 | 165 |
| 60° | 60° | 夹角/° | 15 | 30 | 45 | 60 | 75 | 90 | 60 | 45 | 30 | 15 |
| | | 永久位移/cm | 7.81 | 破坏 | 破坏 | 破坏 | 7.24 | 5.55 | 4.25 | 5.78 | 6.55 | 6.68 |
| | | 倾角/° | 15 | 30 | 45 | 60 | 75 | 90 | 120 | 135 | 150 | 165 |
| 75° | 75° | 夹角/° | 15 | 30 | 45 | 60 | 75 | 90 | 60 | 45 | 30 | 15 |
| | | 永久位移/cm | 9.81 | 破坏 | 破坏 | 破坏 | 破坏 | 18.8 | 0.26 | 0.41 | 0.54 | 0.68 |

的夹角越大,边坡越稳定;

②J2 节理为反倾时,边坡均未发生破坏,表明 在该种情况下边坡的稳定性最高,其永久位移随 J1、J2 夹角的增大而减小,说明 J1、J2 夹角越大,边 坡越稳定;

③ 对于夹角相同的两组节理,J2 节理是反倾时 比其是正倾时的永久位移小得多,表明 J2 节理是反 倾时的边坡比正倾时稳定;

④ 在地震作用下,节理岩质边坡极易沿着比坡 角小的节理面发生滑动而破坏,而当节理倾角不大 于 15°时,反而不会沿着该小倾角节理面发生滑动, 而具有很高的稳定性。

(3) 两组节理都与坡面斜交

坡角分别为 30°、45°、60°、75°时,永久位移随节 理倾角变化的计算结果如表 5 所示。

表 5 坡角不同时永久位移随节理倾角的变化

 Table 5
 Permanent displacements change with the joint angles change in different slope angles

| 坡角 | | | 参数 | | | | |
|-------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | J1 倾角/° | 10 | 15 | 25 | 45 | 45 | 110 |
| 20° | J2 倾角/° | 25 | 60 | 150 | 75 | 150 | 165 |
| 30 | 夹角/° | 15 | 45 | 55 | 30 | 75 | 55 |
| | 永久位移/cm | 56.26 | 26.79 | 33.27 | 16.39 | 6.06 | 13.72 |
| 45° | J1 倾角/° | 15 | 25 | 35 | 50 | 50 | 100 |
| | J2 倾角/° | 40 | 75 | 135 | 80 | 145 | 165 |
| 40 | 夹角/° | 25 | 50 | 80 | 30 | 85 | 65 |
| | 永久位移/cm | 破坏 | 破坏 | 破坏 | 101.1 | 18.89 | 64.32 |
| | J1 倾角/° | 10 | 15 | 25 | 45 | 45 | 110 |
| e o ° | J2 倾角/° | 25 | 60 | 150 | 75 | 150 | 165 |
| 00 | 夹角/° | 35 | 50 | 90 | 20 | 85 | 65 |
| | 永久位移/cm | 破坏 | 破坏 | 破坏 | 破坏 | 2.05 | 251.3 |
| | J1 倾角/° | 15 | 30 | 60 | 78 | 78 | 105 |
| 75° | J2 倾角/° | 60 | 80 | 150 | 88 | 160 | 165 |
| 75 | 夹角/° | 45 | 50 | 90 | 10 | 82 | 60 |
| | 永久位移/cm | 破坏 | 破坏 | 破坏 | 破坏 | 1.41 | 破坏 |

从表 5 可以看出,两组节理都与坡面斜交的岩 质边坡,在 \II 度地震作用下,其变形具有如下特征:

① 当两组节理倾角都小于坡角或两组节理中 有一组节理的倾角小于坡角时,除坡角为 30°时未 发生破坏外,其余均已破坏,说明在该种情况下,边 坡不稳定;

② 当两组节理的倾角都大于坡角且两组节理 倾向一致时,两组节理都为反倾时的边坡比两组节 理都为正倾时的边坡永久位移小,更稳定;③ 当两 组节理的倾角都大于坡角且两组节理倾向相反时, 边坡的永久位移很小,边坡最稳定。

在地震作用及滑体重力作用下,首先在坡体表 面形成一受拉破坏区,随着地震作用进行,受拉破坏 区逐渐由坡体下部向坡体上部、坡体表面向坡体内 部发展,直至发展到形成一个贯通的滑动区,在此过 程中,紧邻受拉破坏区的内部坡体处于强烈的剪切 状态,受拉区逐渐向受剪区扩展而最终导致边坡失 稳破坏,是受拉和受剪的复合破坏。此外,地震作用 下坡体中质点的加速度、速度还具有高程放大效应。

4 结论与讨论

通过数值计算结果,可以得出以下结论:(1)地 震作用下影响节理岩质边坡的稳定性主要因素有岩 石完整性(节理发育程度)、边坡高度、坡角以及节理 的组合方式等。

(2)完整硬质岩石边坡在地震作用下一般不发 生滑塌;而节理岩质边坡的稳定性受软弱结构面(节 理)强度的控制,并随着坡高、坡角和地震烈度的增 加而降低。

(3)边坡是否发生失稳与两组节理之间的夹角 大小和倾角密切相关,且夹角越大边坡越稳定,反倾 向比正倾向稳定;节理倾角大于坡角或倾角很小(小) 于 15°)时,由于没有形成有利的临空面而使块体不易沿着节理面发生滑动,边坡较稳定。

(4)数值模拟技术为定量研究边坡的失稳破坏 提供了力学基础,其结果的合理性还取决于所建立 的数值模型是否能真实反映边坡的地质特征和所处 的地质环境,即数值计算模型的合理性。本模型中 假设节理是连续的且贯通整个计算模型,且节理间 距都相同,与实际的地质模型存在一些偏差,但并不 影响对地震作用下节理岩质边坡稳定性影响因素的 定性描述。

[参考文献]

- [1] 郑颖人,叶海林,黄润秋.地震边坡破坏机制及其破裂面的分析 探讨[J]. 岩石力学与工程学报,2009,28(8):1714-1723.
 ZHENG Ying-ren, YE Hai-lin, HUANG Run-qiu. Analysis and Discussion of Failure Mechanism and Fracture Surface of Slope Under Earthquakw[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering,2009,28(8):1714-1723.
- [2] 郑颖人,叶海林,黄润秋,等.边坡地震稳定性分析探讨[J].地 震工程与工程振动,2010,30(2):173-180.
 ZHENG Ying-ren, YE Hai-lin, HUANG Run-qiu, et al. Study on the Seismic Stability Analysis of A Slope[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration,2010,30 (2):173-180.
- [3] 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 Ming-wei, GE Xiu-run, WANG Shui-lin, 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.
- [4] 冯文凯,许强,黄润秋. 斜坡震裂变形力学机制初探[J]. 岩石力 学与工程学报,2009,28(增1):3124-3130.
 FENG Wen-kai, XU Qiang, HUANG Run-qiu. Preliminary Study on Mechanical Mechanism of Slope[J]. Earthquake — Induced Deformation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009,28(Supp. 1):3124-3130.
- [5] 毕忠伟,张明,金峰等. 地震作用下边坡的动态响应规律研究
 [J]. 岩土力学,2009,30(增 1):180-183.
 BI Zhong-wei, ZHANG Ming, JIN Feng, et al. Dynamic Response of Slopes under Earthquakes[J]. Rock and Soil Mechanics,2009,30(Supp. 1):180-183.
- [6] 言志信,张森,张学东,等. 地震边坡失稳机理及稳定性分析
 [J]. 工程地质学报,2010,18(6):844-850.
 YAN Zhi-xin, ZHANG Sen, ZHANG Xue-dong, et al. Failure Mechanism and Stability Analysis of Slope under Earthquake[J]. Journal of Engineering Geology, 2010,18(6):844-850.
- [7] 刘建军,李跃明,车爱兰. 地震载荷下岩质边坡动安全系数评价
 [J]. 应用力学学报,2011,28(6):595-601.
 LIU Jian-jun, LI Yue-ming, CHE Ai-lan. The Evaluation for

Dynamic Safety Coefficient of Rock Slope under Seismic Loading[J]. Chinese Journal of Applied Mechanics, 2011, 28(6): 595-601.

- [8] 李海波,肖克强,刘亚群.地震荷载作用下顺层岩质边坡安全系数分析[J].岩石力学与工程学报,2007,26(12):2385-2394. LI Hai-bo, XIAO Ke-qiang, LIU Ya-qun. Factor of Safety Analysis of Bedding Rock Slope under Seismic Load[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(12): 2385-2394.
- [9] 曹琰波,戴福初,许冲,等. 唐家山滑坡变形运动机制的离散元 模拟[J]. 岩石力学与工程学报,2011,30(增1):2878-2887. CAO Yan-bo, DAI Fu-chu, XU Chong, et al. Discrete Element Simulation of Deformation and Movement Mechanism for Tangjiashan Landslide[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering,2011,30(Supp. 1):2878-2887.
- [10] 陈永明,滕光亮. 汶川地震中甘肃滑塌灾害特征及减轻对策刍 议[J]. 西北地震学报,2011,33(增):451-455.
 CHEN Yong-ming, TENG Guang-liang. A Preliminary Discussion on the Characteristics of Landslide-collapse Disaster Induced by Wenchuan Earthquake in Gansu and Countermeasures for Disaster Mitigation[J]. Northwestern Seismological Journal,2011,33(Supp.):451-455.
- [11] 杨庆华,姚令侃,邱燕玲,等. 高烈度地震区岩土体边坡崩塌动 力学特性研究[J]. 西北地震学报,2011,33(1):33-39. YANG Qing-hua, YAO Ling-kan, QIU Yan-ling et al. Research on Dynamical Characteristics of Collapse of Rock and Soil Slope in High Seismic Intensity Areas[J]. Northwestern Seismological Journal,2011,33(1):33-39.
- [12] 倪振强,孔纪名,阿发友,等. 地震作用下非贯通节理岩体斜坡 破坏的物理模型试验研究[J]. 西北地震学报,2011,34(1): 209-214.

NI Zhen-qiang, KONG Ji-ming, A Fa-you. Physical Model Test of Rocky Slope Failure Containing Intermittent Joints under Earthquake Action [J]. Northwestern Seismological Journal, 2011,34(1);209-214.

- [13] Cundall P A. The Measurement and Analysis of Acceleration in Rock Slopes[D]. London: University of London Imperial, College of Science and Technology, 1971.
- [14] Sung O Choi, So-Keul Chung. Stability Analysis of Jointed Rock Slopes with the Barton - Bandis Constitutive Model in Udec[J]. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. ,41(3),1-6.
- [15] R Bhasin, A Kaynia, L H Blikra, et al. Insights into the Deformation Mechanisms of A Jointed Rock Slope Subjected to Dynamis Loading[J]. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 41(3): 1-6.
- [16] C Wang, D D Tannant, P A Lilly. Numerical Analysis of the Stability of Heavily Jointed Rock Slopes Using PFC^{2D}[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 40 (2003):415-424.
- [17] Universal Distinct Element Code, ITASCA Consulting Group Inc. Version 4.0 User's manual[S]. USA:[s. n.],2010.