

DOI: 10.16285/j.rsm.2016.11.029

动荷载作用下隧道围岩块体稳定性分析及其应用

张露晨, 李育慧, 李树忱, 马腾飞, 谢 璨

(山东大学 岩土与结构工程研究中心, 山东 济南 250061)

摘 要: 隧道围岩中的结构面将岩体切割成块体, 块体在自然状态下的静力平衡因为隧道开挖而被打破, 临空面的产生和动荷载的施加都可能导致块体的滑移, 进而引起围岩失稳。以往应用块体理论寻找关键块体时, 多只考虑纯重力的作用, 而忽视了爆破振动、地震等动荷载对诱发失稳灾害的重要作用。将爆破振动荷载和地震荷载转化为等效静力, 并通过数学计算求出使块体安全系数最低的动荷载方向, 再利用关键块体理论矢量分析方法分析隧道围岩的稳定性。在长岗隧道中的应用表明, 考虑动荷载作用下的块体安全系数明显小于只考虑重力作用时的安全系数, 原本稳定的块体也可能在动荷载作用下变成关键块体导致围岩失稳, 这与长岗隧道现场记录的破坏现象相符。

关 键 词: 动荷载; 块体理论; 隧道; 稳定性; 矢量分析

中图分类号: U 451+2

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2016) 11-3275-08

Stability analysis of surrounding rock mass of tunnel under dynamic load and its engineering application

ZHANG Lu-chen, LI Yu-hui, LI Shu-chen, MA Teng-fei, XIE Can

(Research Center of Geotechnical and Structural Engineering, Shandong University, Jinan, Shandong 250061 China)

Abstract: Surrounding rock of tunnel is cut into blocks by structural planes. Tunnel excavation breaks the mechanical balance of the blocks in the natural state. Dynamic loads may promote the slip of a block toward a free surface, which will cause the failure of surrounding rock. However, most applications of block theory only consider the effect of gravity without taking blasting vibration load and seismic load into account. Blasting vibration load and seismic load are transformed into equivalent static loads, and the most unfavorable direction of dynamic load is calculated where the safety factor of block is the lowest. The vector analysis method of block theory is applied to analyze the stability of surrounding rock mass in tunnel considering the effect of dynamic load as well as gravity. The calculated results for Changgang tunnel show that the safety factor of block under dynamic load is obviously lower than that only considering the effect of gravity. Under the action of dynamic load, the original stable block can be turned into a key block and leads to surrounding rock failure, which is consistent with the actual destruction phenomenon recorded in Changgang tunnel.

Keywords: dynamic load; block theory; tunnel; stability; vector analysis

1 引 言

围岩稳定性分析是隧道工程研究的核心问题, 通过稳定性分析, 得出岩体变形破坏规律, 判定围岩稳定性, 为隧道工程的设计和施工提供理论基础, 为制定针对性的围岩支护和加固方案提供依据。岩体是一种复杂的介质, 被断层、节理、软弱夹层等

结构面切割成形状各异的空间结构体。在自然状态下, 这些块体处于静力平衡状态, 而隧道开挖将这些岩体暴露在空气中, 产生临空面, 破坏了块体的静力平衡。事实上, 隧道、地下洞室等地下工程的围岩失稳一般可以归结为岩体滑动^[1], 因而, 块体理论对于隧道围岩稳定性分析有其特有的优势。关键块体理论自从提出以来被广泛应用于岩土工程稳

收稿日期: 2016-03-22

基金项目: 国家自然科学基金面上项目 (No. 51379113, No. 51134001); 教育部新世纪优秀人才支持计划 (No. NCET-12-2012); 山东省杰出青年基金 (No. 201313JQE27042); 山东大学自主创新基金 (No. 2014YQ005)。

This work was supported by the National Nature Science Foundation of China (51379113, 51134001), the Program of New Century Excellent Talents (NCET-12-2012), the Outstanding Youth Fund of Shandong Province (201313JQE27042) and the Independent Innovation Foundation of Shandong University (2014YQ005).

第一作者简介: 张露晨, 男, 1988 年生, 博士研究生, 主要从事岩土工程支护研究工作。E-mail: zhangchen411@163.com

通讯作者: 李树忱, 男, 1973 年生, 博士, 教授, 主要从事深部岩体力学与隧道灾害防治方面的教学与研究工作。E-mail: geoscli@163.com

定性分析中^[2-4]，然而，以往应用块体理论寻找关键块体时，多只考虑重力作用，而忽略了爆破振动和地震等动荷载的作用。

动荷载对隧道的破坏越来越受到人们的重视。2008 年 5 月，四川省发生汶川大地震让都汶公路的 11 座隧道发生不同程度的破坏，包括坍塌、掉块和岩体开裂^[5]。相对于地震，爆破振动发生更频繁，是诱发地下工程滑坡、坍塌等岩体失稳灾害的重要因素，也是工程施工中最常见的问题。

爆破振动和地震等动荷载对节理裂隙发育的岩体作用显著，块状岩体更易在动荷载的作用下沿着薄弱结构面发生滑移和脱离。动荷载对块体的作用主要包括：（1）动荷载直接作用于块体，推动块体运动；（2）动荷载的频率振动可能导致结构面力学性能的弱化，如凝聚力降低和内摩擦角减小。

许多学者利用各种方法对动荷载作用下地下工程的稳定性进行了研究。徐栋栋等^[6]基于块体理论，研究了在地震荷载作用下，定位块体的动力稳定性，提出用动安全系数结合块体累积滑动位移作为评价块体动力稳定性的两个指标。王帅等^[7]利用离散单元法研究两种地震工况作用下洞室围岩动力响应，在二维尺度下分析了围岩的变形特征和节理的张开、滑移特征，研究了地下洞室块体的塌落机制。傅洪贤等^[8]以贵阳至广州铁路棋盘山隧道为工程背景，测试了在隧道各点的爆破振动速度，研究了隧道掌子面后方隧道拱顶、掌子面正上方和侧面围岩的爆破振动规律。刘维柱等^[9]以田湾核电站二期工程负挖爆破为背景，在实地试验的基础上，对测量的震动加速度进行了回归分析，得出加速度大小与炸药量和爆源距离的关系式。

本文介绍了块体理论，将隧道围岩可能遇到的爆破振动荷载和地震荷载转化为等效静力荷载，并计算其最不利块体安全的方向，利用块体理论的三维矢量分析法，引入到长岗隧道关键块体的识别中，并将只考虑重力作用和考虑动荷载作用下的结果进行对比，表明了动荷载对隧道围岩稳定性的重要作用。

2 块体理论

块体理论由 Goodman 等^[10]在 20 世纪 70 年代提出，目前广泛应用于隧道围岩稳定性分析中。对块体理论的运用主要包括全空间赤平投影法、矢量分析方法和赤平解析法。赤平投影法通过作图将空间问题转化为平面问题，无需大量计算，但只适用于小规模块体分析；而矢量分析法将结构面、临

空面和结构体的各要素通过数学矢量表述，明了清晰，可得出精确解，且方便利用计算机程序计算；张子新等^[4]提出的赤平解析法将赤平投影法和矢量运算法两种方法有机结合，该方法简便实用，且同时适用于凸块体和凹块体。本文着重介绍矢量分析法^[11]。

2.1 块体的可动性

在块体理论中，岩体由结构面和结构体即块体组成。被结构面切割而成的块体根据其几何和力学特性可进行分类，如图 1 所示。应用块体理论对隧道围岩稳定性分析的过程就是依次寻找关键块体的过程。

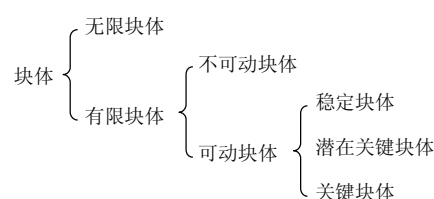


图 1 块体分类

Fig.1 Block classification system

块体的可动性由结构面和临空面的几何参数决定。将空间各组结构面和临空面平移到坐标原点，则可构成一系列以坐标原点为顶点的棱锥，包括仅以结构面切割成的裂隙锥（JP）、仅以临空面切割成的开挖锥（EP）和由临空面与结构面切割成的块体锥（BP）。

根据块体的有限性定理，若块体锥为空集则块体有限；结合块体可动性定理可以找到所有的可动块体；可动性定理可表述为：仅由结构面构成的块体为无限，而由临空面和结构面组成的块体有限^[11]。块体可动等价于：

$$\left. \begin{array}{l} JP \neq \emptyset \\ BP = \emptyset \end{array} \right\} \quad (1)$$

式中： $\emptyset$ 为空集。

2.2 块体运动模式及其受力

块体理论主要研究块体的两种运动形式：塌落和滑动。其中滑动又可分为沿单面滑动和沿双面滑动。已知可动块体时，通过矢量分析可以判定其运动模式，再利用块体极限平衡理论，计算出各块体的净滑动力和安全系数，进而判断其是否为关键块体^[11]。

2.2.1 塌落

如图 2(a)所示，块体沿着主动力合力方向 $\vec{r} = w \cdot \hat{r}$ 运动（其中， $\hat{r}$ 为合力的单位矢量， w 为主动

力合力大小)各结构面上的法向反作用力为 $N_i = 0$, 故应满足条件:

$$\hat{r} \cdot \hat{v}_i > 0 \quad (2)$$

式中: $\hat{v}_i$ 为 i 结构面指向块体内部的单位法向矢量。

2.2.2 沿单面滑动

如图 2(b)所示, 块体运动方向仅平行于某一结构面 i , 块体运动时应不脱离滑动面 i , 同时脱离其余结构面。故应满足条件:

$$\left. \begin{aligned} \hat{r} \cdot \hat{v}_i &\leq 0 \\ \hat{s}_i \cdot \hat{v}_j &> 0 \quad (j \neq i) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

运动方向 $\hat{s}_i$ 为 $\hat{r}$ 在滑动面 i 上的投影:

$$\hat{s} = \hat{s}_i = \frac{(\hat{n}_i \times \hat{r}) \times \hat{n}_i}{|\hat{n}_i \times \hat{r}|} \quad (4)$$

式中: $\hat{n}_i$ 为各结构面的向上单位法向矢量。

设结构面的凝聚力为 $c = 0$, 内摩擦角为 φ 。则由受力分析可得, 块体的滑动力 H 、阻滑力 T 、净滑动力 F 和安全系数 F_s 分别为

$$H = \bar{r} \cdot \hat{s}_i = |\hat{n}_i \times \bar{r}| \quad (5)$$

$$T = N \tan \varphi_i = |\hat{n}_i \cdot \bar{r}| \tan \varphi_i \quad (6)$$

$$F = H - T = |\hat{n}_i \times \bar{r}| - |\hat{n}_i \cdot \bar{r}| \tan \varphi_i \quad (7)$$

$$F_s = \frac{T}{H} = \frac{|\hat{n}_i \cdot \bar{r}| \tan \varphi}{|\hat{n}_i \times \bar{r}|} \quad (8)$$

2.2.3 沿双面滑动

如图 2(c)所示, 若可动块体沿着结构面 i 和结构面 j 运动, 块体运动时应不脱离滑动面 i 和滑动面 j , 同时脱离其余结构面。故应满足条件:

$$\left. \begin{aligned} \hat{s}_i \cdot \hat{v}_j &\leq 0, \quad \hat{s}_j \cdot \hat{v}_i \leq 0 \\ \hat{s}_{ij} \cdot \hat{v}_k &> 0 \quad (k \neq i, k \neq j) \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

运动方向 $\hat{s}_{ij}$ 为滑动面 i 和滑动面 j 的交线:

$$\hat{s} = \hat{s}_{ij} = \frac{\hat{n}_i \times \hat{n}_j}{|\hat{n}_i \times \hat{n}_j|} \text{sign}[(\hat{n}_i \times \hat{n}_j) \cdot \hat{r}] \quad (10)$$

式中: sign 为符号函数, $\text{sign}(x) = \begin{cases} +1 & x > 0 \\ 0 & x = 0 \\ -1 & x < 0 \end{cases}$ 。

由受力分析可得块体滑动力和阻滑力分别为

$$H = \bar{r} \cdot \hat{s}_{ij} \quad (11)$$

$$\begin{aligned} T &= N \cos \gamma_1 \cdot \tan \varphi_i + N \cos \gamma_2 \cdot \tan \varphi_j = \\ &= \frac{[(\bar{r} \times \hat{n}_j) \cdot (\hat{n}_i \times \hat{n}_j)]}{|\hat{n}_i \times \hat{n}_j|^2} \tan \varphi_i + \frac{[(\bar{r} \times \hat{n}_i) \cdot (\hat{n}_i \times \hat{n}_j)]}{|\hat{n}_i \times \hat{n}_j|^2} \tan \varphi_j \end{aligned} \quad (12)$$

式中: N 为法向力; γ_1 和 γ_2 分别为两滑动面法向反力与其合力 N 的夹角。

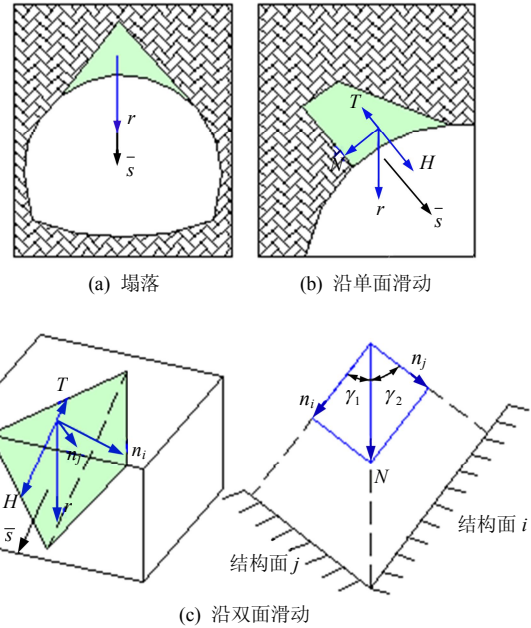


图 2 块体的 3 种运动模式

Fig.2 Three patterns of block motion

3 动荷载作用下的块体理论

动荷载是诱发地下工程发生滑坡、坍塌等岩体失稳灾害的重要因素, 然而, 以往应用块体理论对隧道围岩稳定性分析多只考虑重力重用, 忽视了爆破振动和地震对块体稳定性的影响。本文考虑动荷载的力学作用, 分析步骤如下: (1) 将块体受到的动荷载转化为等效静力; (2) 计算其最不利方向; (3) 将动荷载与重力的合力, 引入到稳定性分析中。

3.1 动荷载的等效静力加速度

3.1.1 爆破振动荷载

隧道爆破振动荷载计算并无统一的计算公式, 通常爆破质点振动加速度 a 可按照波动原理通过岩体质点振动速度 v 求得, 其简化关系式为: $a = 2\pi f v$ [12]。其中, f 为振动频率, 其范围一般为 10~100 Hz。

而岩体质点的振动速度与药量和距离的关系可由萨道夫斯基经验公式给出

$$v = K \left[\frac{\sqrt[3]{Q}}{R} \right]^{k_1} \quad (13)$$

式中: K 为爆破地震波衰减系数; v 为质点振动速度 (cm/s); Q 为炸药药量 (kg); k_1 为爆破地震波衰减指数。

天然地震加速度值平均为 0.1 g 时, 一般会造

成建筑物一定程度的破坏,而根据美国矿务局的爆破振动安全标准,爆破地震加速度值为 $1.0g$ 时,才会引起建筑物的破坏,这与爆破地震的频率高、持续时间短、幅值衰减快等特点有很大关系^[13]。因而,在将震动惯性力等效成静力荷载时,通常引入爆破动力折减系数 k_2 (k_2 取值一般为 $0.1 \sim 0.3$ ^[14])。则爆破振动的等效静荷载加速度为

$$e = 2\pi f k_2 K \left[\frac{\sqrt[3]{Q}}{R} \right]^{k_1} \quad (14)$$

3.1.2 地震荷载

地震加速度可由工程所在地的基本烈度进行推算,如表 1 所示。

表 1 设计基本地震动峰值加速度

Table 1 Designing basic vibration peak acceleration

基本烈度	水平向 /g	竖向 /g
VI	≤ 0.05	0.00
VII	0.10 0.15	0.00
VIII	0.20 0.30	0.10 0.17

3.2 动荷载最不利方向

由于动荷载加速度的方向未知,需找出对块体造成最不利影响即块体安全系数最小时的动荷载方向。块体塌落时,显然最不利情况是动荷载方向与重力方向重合;若块体为滑动,由于摩擦力的作用,动荷载与重力重合时安全系数并不一定最小。

假设块体仍然沿在重力作用下的滑动方向滑动。块体安全系数最小时,动荷载的方向应位于重力与滑动方向 $\hat{s}$ 所在的平面。假设动荷载大小为 D ,结构面的凝聚力为 0,内摩擦角为 φ_i 。分别求出块体在不同运动模式下,造成最不利影响时的动荷载方向。

3.2.1 沿单面滑动

假设动荷载矢量 $\vec{e} = \hat{e} \cdot D$,与滑动方向 $\hat{s}$ 间的夹角为 α ,如图 3(a)所示,则块体的安全系数为

$$F_s = \frac{(N - D \sin \alpha) \tan \varphi}{H + D \cos \alpha} \quad (15)$$

式中: H 和 N 分别为块体在重力作用下的滑动力和法向力。由极值原理得,当导数 $\dot{F}_s = 0$ 、 F_s 取得极小值时:

$$\alpha = \arcsin \frac{D}{G} + \theta_i \quad (16)$$

式中: θ_i 为滑动方向 $\hat{s}_i$ 的倾角; G 为块体重力。

若角度和大小已知,即可求出最不利情况下动荷载矢量 $\vec{e}$ 以及主动力合力 $\vec{a} = \vec{r} + \vec{e}$ 。

3.2.2 沿双面滑动

块体沿着两结构面 i 和 j 的交线滑动,在两结构面上均产生摩擦力,设动荷载 $\vec{e}$ 与滑动方向 $\hat{s}_{ij}$ 之间夹角为 α ,如图 3(b)所示,则块体安全系数为

$$F_s = \frac{(N_i + N_j) \tan \varphi}{H + D \cos \alpha} \quad (17)$$

式中: N_i 和 N_j 分别为法向力在两结构面的分力:

$$\left. \begin{aligned} N_i &= (N - D \sin \alpha) \frac{\sin \gamma}{\sin \beta \cos \gamma + \sin \gamma \cos \beta} \\ N_j &= (N - D \sin \alpha) \frac{\sin \beta}{\sin \beta \cos \gamma + \sin \gamma \cos \beta} \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

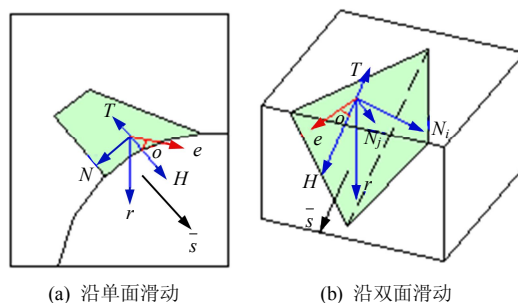


图 3 块体受力示意图

Fig.3 Force diagrams of a block

由极值原理得,当导数 $\dot{F}_s = 0$ 、 F_s 取得极小值时

$$\alpha = \arcsin \frac{D}{G} + \theta_{ij} \quad (19)$$

式中: θ_{ij} 为滑动方向 $\hat{s}_{ij}$ 的倾角。

4 长岗隧道围岩稳定性分析

4.1 工程概况

长岗隧道为福寿高速公路全线第 2 条长隧道,位于福建省与浙江省交界地带,左洞长 2 400 m,右洞长 2 408 m,隧道走向为 60° ,坡度近似为 0° ,断面宽为 12 m,高为 9.6 m,如图 4 所示。隧道围岩主要为风化溶结凝灰岩和风化凝灰质砂岩,属于较坚硬岩。隧道岩体裂隙发育,围岩稳定性差。某 V 级围岩洞段有 3 组优势结构面,其产状和力学特性如表 2 所示。

2014 年 10 月 14 日,隧道右洞进口段掌子面爆破时,距离掌子面约 30 m 处的右侧壁一岩块发生松动滑移,导致初期喷混凝土破裂、侧壁围岩产生较小空洞。该围岩块体体积约为 0.5 m^3 ,近似呈椎体,沿结构面 2 滑动,如图 5 所示。

鉴于此块体滑动现象发生在爆破振动作用时, 下文将以长岗隧道为例, 利用块体理论矢量分析方法论证振动爆破等动荷载对块体稳定性的作用。

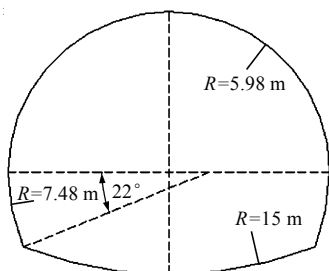


图 4 长岗隧道断面图

Fig.4 Cross-section of Changgang tunnel

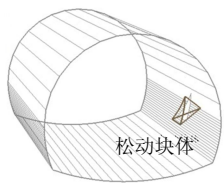
表 2 结构面参数表

Table 2 Parameters of structural plane

结构面	倾角 α /(°)	倾向 β /(°)	内摩擦角 φ /(°)	凝聚力 c /kPa
1	36	46	30	0
2	25	330	30	0
3	72	17	30	0



(a) 松动块体照片



(b) 松动块体示意图

图 5 长岗隧道断面图隧道侧壁松动块体

Fig.5 Loose mass of side wall of the section of Changgang tunnel

4.2 寻找可动块体

由 3 组结构面可切割成 8 个块体, 利用块体与各结构面的位置关系标注块体有两种方法: 数字编号法 (“0” 表示块体在该平面的上半空间, “1” 表示块体在该平面的下半空间) 和符号编号法 (“+1” 表示块体在该平面的上半空间, “-1” 表示块体在该平面的下半空间)。如用数字编号法标注的块体 110 表示该块体位于结构面 1 的下半空间、结构面 2 的下半空间和结构面 3 的上半空间。其余 7 个块体分别为 000、001、010、011、100、101、111。

根据式 (1), 寻找可动块体, 即需找到裂隙锥为非空集的块体, 再验证其在不同临空面下的块体锥是否为空集。

4.2.1 判定裂隙锥非空

(1) 由结构面的产状可得出结构面的向上单位

法向矢量 $\hat{n}_i = (\sin \alpha_i \sin \beta_i \quad \sin \alpha_i \cos \beta_i \quad \cos \alpha_i)$ 和棱矢量 $\bar{l}_{ij} = \hat{n}_i \times \hat{n}_j$, 如下式:

$$\left. \begin{aligned} \hat{n}_1 &= (0.422 \ 818 \quad 0.408 \ 310 \quad 0.809 \ 017) \\ \hat{n}_2 &= (-0.211 \ 309 \quad 0.365 \ 998 \quad 0.906 \ 308) \\ \hat{n}_3 &= (0.278 \ 062 \quad 0.909 \ 500 \quad 0.309 \ 017) \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{l}_{12} &= (0.073 \ 955 \quad -0.554 \ 155 \quad 0.241 \ 030) \\ \bar{l}_{13} &= (-0.609 \ 626 \quad 0.094 \ 299 \quad 0.271 \ 017) \\ \bar{l}_{23} &= (-0.711 \ 187 \quad 0.317 \ 308 \quad -0.293 \ 955) \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

(2) 计算各棱和结构面的方向参数 $I_k^j = \text{sign} \cdot [(\hat{n}_i \times \hat{n}_j) \cdot \hat{n}_k]$, 得到方向参数矩阵 $[I]$:

$$[I] = \begin{pmatrix} 0 & 0 & -1 \\ 0 & 1 & 0 \\ -1 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (22)$$

(3) 求出各块体判别矩阵 $[T] = [I][D]$, 其中 $[D]$ 为符号对角矩阵, 其对角元素依次为块体的符号编号法的标号。如对块体 011, $D = \text{diag}(1 \ -1 \ -1)$ 则

$$[T] = [I][D] = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 1 \\ 0 & -1 & 0 \\ -1 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (23)$$

(4) 对 $[T]$ 进行判定, 若 $[T]$ 至少有一行仅包含 0 与 1 或 0 与 -1, 则表示块体含有真实棱, 块体无限, 棱锥非空; 反之则为空集。

如块体 011 的判别矩阵 $[T]$ 每一行只包含 0 和 1 或 0 和 -1, 则其裂隙锥非空即 $JP \neq \emptyset$ 。同理可求出其余 7 个块体的裂隙锥均为非空。

4.2.2 拱顶处的可动块体

以拱顶为临空面, 为便于计算, 将拱顶简化为水平面, 其向上单位法向矢量为 $\hat{n}_4 = (0 \ 0 \ 1)$, 由以下参数求出各判别矩阵。

$$\left. \begin{aligned} \hat{n}_1 &= (0.422 \ 818 \quad 0.408 \ 310 \quad 0.809 \ 017) \\ \hat{n}_2 &= (-0.211 \ 309 \quad 0.365 \ 998 \quad 0.906 \ 308) \\ \hat{n}_3 &= (0.278 \ 062 \quad 0.909 \ 500 \quad 0.309 \ 017) \\ \hat{n}_4 &= (0 \quad 0 \quad 1) \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

如对于块体 110, 计算得:

$$[T] = \begin{pmatrix} 0 & 0 & -1 & 1 \\ 0 & -1 & 0 & 1 \\ 0 & 1 & -1 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & -1 \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ -1 & 1 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (25)$$

[T] 每一行都同时包含 1 和 -1, 则其块体锥为空集即 $BP \neq \emptyset$ 。

块体 110 满足可动性条件 $\begin{cases} JP \neq \emptyset \\ BP = \emptyset \end{cases}$, 因而其为

拱顶处的可动块体; 通过计算可知, 其余 7 个块体的块体锥均为非空, 为不可动块体。

4.2.3 侧壁处的可动块体

以左右侧壁为临空面, 侧壁简化为走向 60° 的垂直面, 两侧壁的向上单位法向量分别为 $\hat{n}_5$ 和 $\hat{n}_6$:

$$\hat{n}_5 = (-0.5 \quad 0.866 \quad 0.26 \quad 0) \quad (26)$$

$$\hat{n}_6 = (0.5 \quad -0.866 \quad 0.25 \quad 0) \quad (27)$$

3 组结构面分别与两侧面组合进行计算, 计算得在左侧壁可动块体为 011, 右侧壁下可动块体为 100。

4.2.4 可动块体最大体积

已求出 3 个可动块体。利用三维块体分析软件 Unwedge 可简便地求出可动块体的最大体积及其形态^[15], 见图 6、7。块体 110、011、100 的最大体积分别为 1.536 、 49.684 、 28.402 m^3 , 取岩体重度为 26.5 kN/m^3 , 则 3 块体所受的重力分别为 $G_1 = 40.704 \text{ kN}$ 、 $G_2 = 1\,316.626 \text{ kN}$ 、 $G_3 = 752.653 \text{ kN}$ 。

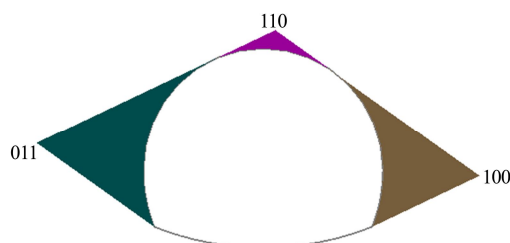


图 6 块体最大可动区域二维视图

Fig.6 2D view of the maximum movable block

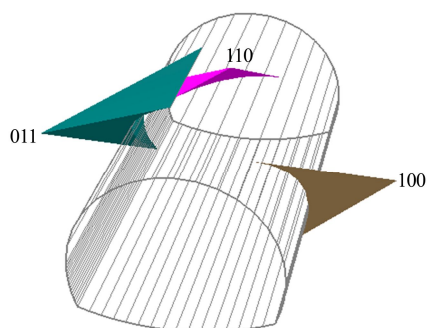


图 7 块体最大可动区域三维视图

Fig.7 3D view of maximum movable block

4.3 重力作用下的关键块体

上节已求出 3 个可动块体, 对上述块体进行力学分析, 分别计算各块体在重力作用下的净滑动力

和安全系数。

此时主动力合力为重力 $\vec{r} = G \cdot \hat{r}$ 。其中 $\hat{r} = (0 \quad 0 \quad -1)$ 。

以拱顶处块体 110 为例, 重力在结构面 3 上的投影为

$$\hat{s}_3 = \frac{(\hat{n}_3 \times \hat{r}) \times \hat{n}_3}{|\hat{n}_3 \times \hat{r}|} = (0.090 \quad 3 \quad 0.295 \quad 5 \quad -0.951 \quad 1) \quad (28)$$

由 $\begin{cases} \hat{r} \cdot \hat{v}_3 = -0.309 \quad 0 \leq 0 \\ \hat{s}_2 \cdot \hat{v}_i > 0, \quad i=1,2 \end{cases}$ 可知, 块体 110 沿着结

构面 3 滑动, 滑动方向为 $\hat{s}_3$ 。

由式 (8) 计算得安全系数 $F_s = 0.187 \quad 6 < 1$, 故块体 110 为关键块体。

同理对右侧壁处块体 100 和左侧壁处块体 011 进行计算, 结果如表 3 所示。

4.4 动荷载作用下的关键块体

纯重力作用下, 右侧壁块体 100 并不是关键块体, 因而在长岗隧道右侧壁沿结构面 2 松动滑移的块体并不是因为重力作用而失稳。下面将长岗隧道右侧壁发生松动滑移的块体可能受到的动荷载转化为等效静力进行分析。

表 3 重力作用下的关键块体
Table 3 Key blocks under gravity effect

块体	运动方式	安全系数 F_s	净滑动力系数 $/G$	是否 关键块
110	沿 S_3 滑动	0.187 6	0.772 6	是
011	沿 S_{13} 滑动	2.749 2	-0.703 5	否
100	沿 S_2 滑动	1.238 1	-0.100 6	否

4.4.1 爆破振动荷载

根据式 (14) 计算爆破震动荷载加速度, 参照王源等^[13]的测试结果, 取 $f = 25 \text{ Hz}$; 结合刘维柱等^[9]的研究, 取 $Q=100, K=200, k_1=1.5$; 爆破动力折减 k_2 取 0.2, 则计算得等效静力加速度为 $e = 3.824 \text{ m/s}^2$ 。为方便计算, 取近似值 $e = 0.4 g$ 。

4.4.2 地震荷载

在中国地震烈度区划图上可查得隧道所处位置基本烈度为 VI 度, 考虑最不利情况, 取地震荷载的等效静力加速度为 $e = 0.1 g$ 。

4.4.3 最不利动荷载方向

以爆破振动作用下的可动块体 100 为例, 其运动方式为沿结构面 2 单面滑动。爆破振动加速度 $e = 0.4 g$, 设其与滑动方向的夹角为 α , 根据式 (16), 当 $\alpha = 48.58^\circ$ 时, 安全系数取得极小值为 0.509 6。此时地震荷载为 $\vec{e} \cdot G_1 = (-0.185 \quad 7 \quad 0.321 \quad 6 \quad 0.148 \quad 6) \cdot$

G_1 , 合力为 $\bar{a} \cdot G_1 = (-0.185\ 7\ 0.321\ 6\ -0.851\ 4) \cdot G_1$ 。

将各可动块体在纯重力作用、考虑地震荷载 ($0.1G$) 和考虑爆破振动荷载 ($0.4G$) 时的计算结果整理得表 4。各块体的稳定性分析如下:

(1) 隧洞拱顶处的可动块体 110 的可能运动方向为沿结构面 3 滑动, 在纯重力作用时为关键块体, 考虑动荷载作用后稳定性进一步降低, 安全系数最低仅为 0.048 5, 且块体位于隧道拱顶, 若破坏产生的危害较大, 应加强对隧道拱顶的支护。

表 4 考虑重力和地震荷载时的关键块体
Table 4 Key blocks with the effects of seismic load and gravity

可动块体	滑动方向	动荷载大小	主动力合力/ G	安全系数	净滑动力系数 G	净滑动力值 /kN	是否 关键块
110	S_3		$r=(0\ 0\ -1)$	0.187 6	0.772 6	31.4	是
		0.1G	$a=(0.029\ 1\ 0.095\ 2\ -0.990\ 1)$	0.125 5	0.850 3	34.6	是
		0.4G	$a=(0.108\ 6\ 0.355\ 2\ -0.851\ 4)$	0	0.928 9	37.8	是
011	S_{13}		$r=(0\ 0\ -1)$	2.749 2	-0.703 5	-926.2	否
		0.1G	$a=(0.098\ 3\ -0.015\ 2\ -0.990\ 1)$	2.138 4	-0.557 1	-733.5	否
		0.4G	$a=(0.367\ 0\ -0.056\ 8\ -0.851\ 4)$	1.115 1	-0.078 6	-103.5	否
100	S_2		$r=(0\ 0\ -1)$	1.238 1	-0.100 6	-75.7	否
		0.1G	$a=(-0.049\ 8\ 0.086\ 2\ -0.990\ 1)$	0.970 9	0.014 8	11.1	是
		0.4G	$a=(-0.185\ 7\ 0.321\ 6\ -0.851\ 4)$	0.509 6	0.341 5	257.0	是

(2) 隧道左侧壁处的可动块体 011 可沿结构面 1、3 的交线滑动, 在纯重力作用下安全系数为 2.749 2, 在动荷载为 $0.4G$ 时安全系数为 1.115, 且滑动方向近乎平行于洞轴线, 属于较为安全的块体。

(3) 隧道右侧壁处的可动块体 100 可沿结构面 2 滑动, 在只考虑重力时, 可保持相对稳定; 考虑动荷载作用时, 安全系数仅为 0.530 2。由此可知, 长岗隧道右侧壁的滑块现象, 正是在爆破振动荷载和重力的合力作用下发生的。且考虑到该块体可能形成的最大体积较大, 若破坏将产生较大危害, 因而有必要采取措施对右侧壁加强支护。

不同大小动荷载作用下各块体安全系数如图 8 所示。由图可知, 随着动荷载的不断增大, 块体的安全系数不断降低, 即使相对安全的块体也可能在动荷载作用下失稳 (如块体 011)。

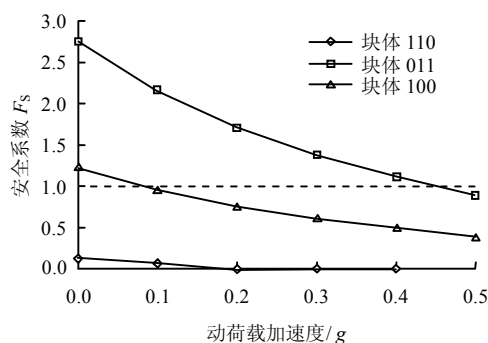


图 8 不同大小动荷载作用下块体安全系数
Fig.8 Safety factors of blocks under dynamic loads

5 结 论

(1) 介绍了块体理论, 对于已知结构面参数的隧道, 运用矢量分析法对块体稳定性进行分析, 能够准确地找出可动块体及其可能的最大体积。进一步的静力学分析可找出关键块体及其净滑动力和安全系数, 为隧道支护的针对性设计提供依据。

(2) 本文将爆破振动荷载和地震荷载转化为等效静力荷载, 并计算出其最不利方向, 引入到隧道围岩关键块体的识别中, 对块体理论的力学分析方面有一些有益的补充, 使块体理论的应用更加贴近工程实际。

(3) 对长岗隧道进行块体稳定性分析, 结果表明, 考虑动荷载后, 块体的安全系数变低, 岩体稳定性变差, 随着动荷载的增加, 块体的安全系数也随之下降。在重力作用下的非关键块体也可能变为关键块体, 如在重力作用下相对稳定的块体 100 在动荷载作用下失稳, 这与长岗隧道实际破坏现象相吻合。

(4) 考虑动荷载作用更能反映工程实际, 因而建议在隧道的设计和施工中应考虑动荷载特别是爆破振动的作用, 由于其发生频繁, 峰值加速度大, 对围岩块体稳定性的影响也更显著。

参 考 文 献

- [1] 石根华. 岩体稳定分析的几何方法[J]. 中国科学, 1981,

- (4): 487—495.
- SHI Gen-hua. Geometric method of stability analysis of rock mass[J]. **Science in China**, 1981, (4): 487—495.
- [2] 张瑞新, 李泽荃, 赵红泽, 等. 节理岩体关键块体稳定的概率分析[J]. 岩土力学, 2014, 35(5): 1399—1405.
- ZHANG Rui-xin, LI Ze-quan, ZHAO Hong-ze, et al. A probabilistic analysis of key block stability in jointed rock masses[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2014, 35(5): 1399—1405.
- [3] 郑银河, 夏露, 于青春. 考虑岩桥破坏的块体稳定性分析方法[J]. 岩土力学, 2013, 34(增刊): 198—203.
- ZHENG Yin-he, XIA Lu, YU Qing-chun. Stability analysis method of block considering cracking of rock bridge[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2013, 34(Supp.): 198—203.
- [4] 张子新, 廖一蕾. 基于块体理论赤平解析法的地下水封油库围岩稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(7): 48—56.
- ZHANG Zi-xin, LIAO Yi-lei. Stability analysis of surrounding rock mass of water-tight oil storage using block theory based on stereo-analytical method[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2010, 29(7): 48—56.
- [5] 李天斌. 汶川特大地震中山岭隧道变形破坏特征及影响因素分析[J]. 工程地质学报, 2008, 16(6): 742—750.
- LI Tian-bin. Fail characteristics and influence factor analysis of mountain tunnels at epicenter zones of great Wenchuan[J]. **Journal of Engineering Geology**, 2008, 16: 742—750.
- [6] 徐栋栋, 邬爱清, 卢波, 等. 基于结构面抗剪强度演化的块体动力稳定性分析[J]. 岩土力学, 2012, 33(12): 3545—3553.
- XU Dong-dong, WU Ai-qing, LU Bo, et al. Dynamic stability analysis of located block based on shear strength evolution of structural plane[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2012, 33(12): 3545—3553.
- [7] 王帅, 盛谦, 朱泽奇, 等. 地震荷载作用下地下洞室不利地质结构塌落机制研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(10): 2897—2902.
- WANG Shuai, SHENG Qian, ZHU Ze-qi, et al. Study of collapse mechanism of underground caverns with unfavorable geological structures under seismic loading[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2012, 33(10): 2897—2902.
- [8] 傅洪贤, 赵勇, 谢晋水, 等. 隧道爆破近区爆破振动测试研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(2): 335—340.
- FU Hong-xian, ZHAO Yong, XIE Jin-shui, et al. Study of blasting vibration test of area near tunnel blasting source[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2011, 30(2): 335—340.
- [9] 刘维柱, 方向, 高振儒, 等. 田湾核电站负挖爆破地震波衰减参数的回归与分析[J]. 爆破, 2003, 20(2): 72—74.
- LIU Wei-zhu, FANG Xiang, GAO Zhen-ru, et al. Regression and analysis for attenuation parameters of blasting seismic wave in negative digging at Tianwan nuclear power station[J]. **Blasting**, 2003, 20(2): 72—74.
- [10] GOODMAN R E, SHI Gen-hua. Block theory and its application to rock engineering[M]. New Jersey: Prentice-Hall Inc, 1985.
- [11] 刘锦华, 吕祖珩. 块体理论在工程岩体稳定分析中的应用[M]. 北京: 水利电力出版社, 1988.
- LIU Jing-hua, WU Zu-heng. Block theory and its application to stability analysis of rock engineering[M]. Beijing: Water Resources and Electric Power Press, 1988.
- [12] 张时忠, 张天锡, 吴立. 爆破施工对边坡稳定性影响初探[J]. 中国地质灾害与防治学报, 1996, 7(1): 39—43.
- ZHANG Shi-zhong, ZHANG Tian-xi, WU Li. An approach to slope stability due to blasting excavation[J]. **Chinese Journal of Geological Hazard and Control**, 1996, 7(1): 39—43.
- [13] 王源, 刘松玉, 谭跃虎, 等. 九华山隧道爆破施工对明城墙振动影响的监测与分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(增刊): 3584—3589.
- WANG Yuan, LIU Song-yu, TAN Yue-hu, et al. Monitoring and analysis of Ming dynasty wall vibration influenced by explosion construction of Jiuhuashan tunnel[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2007, 26(supp.): 3584—3589.
- [14] 许红涛. 岩石高边坡爆破动力稳定性研究[D]. 武汉: 武汉大学, 2006.
- XU Hong-tao. Study on the dynamic stability of high rocks lope induce by blasting vibration[D]. Wuhan: Wuhan University, 2006.
- [15] 杨继华, 郭卫新, 姚阳, 等. 基于 UNWEDGE 程序的地下洞室块体稳定性分析[J]. 资源环境与工程, 2013, 27(4): 379—381.
- YANG Ji-hua, GUO Wei-xin, YAO Yang, et al. The block stability analysis based on unwedge program in underground caverns[J]. **Resources Environment and Engineering**, 2013, 27(4): 379—381.