

反倾岩质边坡破坏的力学机制研究

王林峰, 陈洪凯, 唐红梅

(重庆交通大学岩土工程研究所, 重庆 400074)

摘要: 以反倾岩质边坡为研究对象, 建立了由一组结构面切割时边坡稳定性系数的力学计算方法。根据岩块结构面的受力模式, 构建了岩块结构面的断裂力学模型, 并基于断裂力学建立了各岩块结构面等效应力强度因子的求解方法和稳定性判据。引入 Kelvin 蠕变模型, 获得了 t 时刻岩块结构面等效应力强度因子的求解方法和结构面长度计算方法, 为反倾岩质边坡的防治和监测提供了理论依据。以边坡内各岩块的转角为关联变量, 量化了岩块转动后岩块间的相互作用力, 建立了岩块转角的计算方法。最后, 通过实例分析, 表明建立的反倾岩质边坡破坏的力学分析方法计算结果与实际情况基本一致。

关键词: 反倾岩质边坡; 力学机制; 稳定性; 断裂力学; 破坏过程

中图分类号: TU457, P642.21, O346.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2013)05-0884-06

作者简介: 王林峰(1983-), 男, 重庆市合川人, 博士, 助理研究员, 主要从事地表动力过程研究。E-mail: wanglinfeng715@163.com。

Mechanical mechanism of failure for anti-inclined rock slopes

WANG Lin-feng, CHEN Hong-kai, TANG Hong-mei

(Institute of Geotechnical Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China)

Abstract: For the anti-inclined rock slope with a group of fissures, a mechanical method for its stability is proposed. At first, based on the bearing mode on the rock block, a fracture mechanics model is established. Through fracture mechanics, a method of the equivalent stress intensity factors for rock blocks and the relevant stability criteria are presented. By introducing the Kelvin creep mode, the methods for the equivalent stress intensity factors and length for fissure of the rock blocks at any time are obtained. It may provide a theoretical basis for controlling and monitoring the anti-inclined rock slope. Then taking the rotation angles of the rock blocks for relation variables, the interaction force between the rock blocks after rotation is quantified, and the relevant method is put forward. At last, through an example, the results calculated by the proposed method for anti-inclined rock slopes agree with the actual situations.

Key words: anti-inclined rock slope; mechanical mechanism; stability; fracture mechanics; failure process

0 引言

反倾岩质边坡是指边坡走向与岩层走向近于平行, 岩层层面的倾向与边坡坡向相反的边坡^[1]。反倾岩质边坡的破坏主要是由一组或多组倾向向外的结构面切割岩体导致岩块与母岩脱离而形成的。在中国西部山区, 天然或人工开挖形成了大量的反倾岩质边坡。反倾岩质边坡的破坏给山区人民的生命和财产带来了严重的威胁, 如重庆市巫山县巫峡镇龚家方岸坡为反倾岩质边坡, 于2008年11月23日, 突发大面积滑塌, 产生的涌浪高13 m, 给长江航道安全带来了严重威胁。

反倾岩质边坡一直受到国内外学者的关注, 主要采用现场调查、模型试验、数值模拟和理论分析等方法对其进行了研究。Amini等将反倾边坡内的岩块分

为两部分: 一部分视为岩块与母岩完全断开, 另一部分视为完好岩块与母岩连在一起, 通过力学平衡的方法对岩块进行受力分析并开发了分析软件^[2-3]。Goodman等基于极限平衡法建立了反倾岩质边坡稳定性分析方法^[4]。Brideau等通过三维数值模拟的方法对反倾岩质边坡倾倒破坏过程进行了研究^[5]。Majdi等从地质的角度研究了地质结构对边坡倾倒破坏的影响^[6]。蔡跃等利用离散元软件UDEC模拟边坡弯曲倾倒破坏行为, 探讨了影响边坡稳定性的各种因素^[7]。张子新等采用室内模型试验定性确定了块裂层状岩质边坡

基金项目: 国家自然科学基金项目(11272185, 41701017); 重庆市国土局科技项目(20110107); 重庆交通大学水利水运工程教育部重点实验室开放基金项目(SLK2009B04)

收稿日期: 2012-06-04

的破坏模式, 并基于极限分析上限法对试验结果进行了验证, 但其研究的岩块是彻底断开的, 岩块内部也没有裂隙^[8]。刘云鹏等基于模型试验对反倾岩质边坡的变形破坏机制和失稳模式进行了研究^[9-10]。邹丽芳等从地质学的角度对反倾岩质边坡的破坏机制进行了研究^[11]。陈洪凯等利用断裂力学方法对水平岩质陡坡的破坏过程进行了分析^[12-13]。对于反倾岩质边坡, 在以往的研究中, 主要针对边坡内只有岩层层面或者部分岩块与母岩脱离, 部分岩块完好的理想模型进行研究。而没有对岩块有结构面, 但是岩块并未与母岩完全脱离的情况进行考虑, 这与实际情况存在一定的误差。此外, 对反倾岩质边坡内岩块破坏顺序的力学机制分析也鲜有研究。

1 岩块稳定性分析

1.1 力学模型

反倾岩质边坡的物理模型如图 1 所示, 边坡内有一组倾向向外的结构面, 该组结构面控制了边坡的稳定性, 结构面的倾角为 β 。由于结构面的切割, 边坡形成了 n 块潜在不稳定的岩块, 岩块厚度为 H_i ($i=1, 2, \dots, n$), 结构面长度为 a_i ($i=1, 2, \dots, n$)。由于边坡坡面的不规则, 导致各岩块形状不规则, 为了简化计算, 将各岩块视为矩形岩块 (图 2), 简化后的岩块与简化前的岩块面积相等。现取潜在不稳定岩块中的第 i 岩块进行受力分析, 其受力模型如图 3 所示。图 3 中, 第 i 块岩块受到的荷载主要有自重 W_i 、层间水压力 e_{bi} 、 $e_{b(i+1)}$ 、岩块间的压力 T'_i 、 T'_{i+1} 、裂隙水压力 e_i 。图 3 中 b'_i 为第 i 块岩块与第 $i-1$ 块岩块的接触长度; b'_{i+1} 为第 i 块岩块与第 $i+1$ 块岩块的接触长度; h_i 为结构面未贯通段长度, b_i 为岩块的长度。

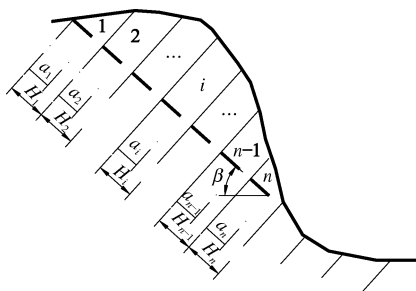


图 1 反倾岩质边坡的物理模型

Fig. 1 Physical model for anti-inclined rock slope

本文在研究反倾岩质边坡内岩块破坏机制时做了以下 3 个假定: ①由于岩块后部结构面的切割使岩块结构面处的刚度较岩块其它部位的刚度小很多, 因此假设岩块为刚体, 只考虑结构面处的变形; ②不考虑岩块崩落后对后面岩块的激振作用; ③岩块受力后发

生转动, 且绕着岩块后部结构面未贯通段的形心转动。

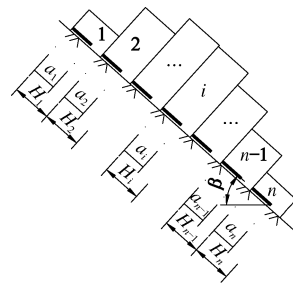


图 2 反倾岩质边坡简化物理模型

Fig. 2 Simplified theoretical model for anti-inclined rock slope

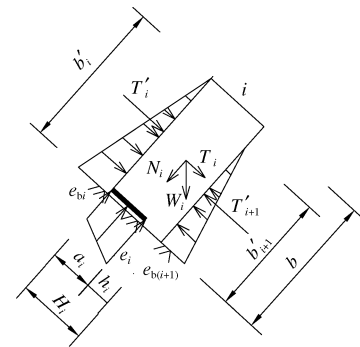


图 3 第 i 块岩块的受力图

Fig. 3 Forces acting on the i -th rock block

为了计算方便, 将岩块自重沿垂直于结构面方向和平行于结构面方向进行分解, 分别为

$$N_i = W_i \cos \beta \quad (1)$$

$$T_i = W_i \sin \beta \quad (2)$$

式中 W_i 为岩块自重; β 为结构面倾角; N_i 为垂直于结构面的力; T_i 为平行于结构面的力。

第 i 块岩块与第 $i-1$ 块岩块间的裂隙水压力合力为

$$P_{wi} = \frac{1}{2} \gamma_w b_i'^2 \cos \beta \quad (3)$$

$$b_i' = \min(b_{i-1}, b_i) \quad (4)$$

第 i 块岩块与第 $i+1$ 块岩块间的裂隙水压力合力为

$$P_{w(i+1)} = \frac{1}{2} \gamma_w b_{i+1}'^2 \cos \beta \quad (5)$$

$$b_{i+1}' = \min(b_i, b_{i+1}) \quad (6)$$

式中, γ_w 为水的重度。

结构面末端的裂隙水压力为

$$e_{bi} = \gamma_w b_i' \cos \beta \quad (7)$$

结构面尖端的裂隙水压力为

$$e_i = \gamma_w b_i' \cos \beta + \gamma_w a_i \sin \beta \quad (8)$$

1.2 稳定性分析

边坡中岩块的破坏主要是由结构面在荷载作用下不断扩展直至贯通, 进而导致岩块与母岩分离形成的。

因此，可以采用断裂力学方法分析各岩块的稳定性。根据岩块的受力情况，则岩块结构面的裂力学模型如图4所示，图4中结构面的应力强度因子主要由压应力 σ_{si} 、剪应力 τ_{si} 、弯矩 M_{si} 和平均裂隙水压力 \bar{e}_i 四个因素作用形成，其求解过程如下。

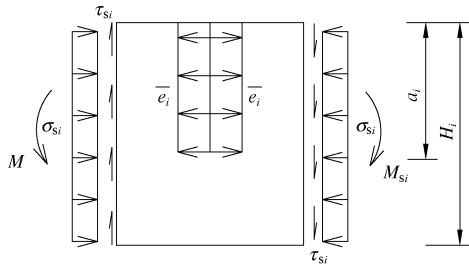


图4第*i*块岩块结构面的断裂力学模型

Fig. 4 Fracture mechanics model for fissures of the *i*-th rock block

图4所示断裂力学模型中的弯矩为

$$M_{si} = \frac{1}{2}T_i b_i + \frac{1}{3}(P_{wi} b'_i - P_{w(i+1)} b'_{i+1}) + \frac{1}{2}(T'_i b'_i - T'_{i+1} b'_{i+1}) \quad (9)$$

图4所示断裂力学模型中弯矩作用下产生的应力强度因子为^[14]

$$K_{i11} = F(a)\sigma_{i\max} \sqrt{\pi a_0} \quad (10)$$

$$F(a) = 1.122 - 1.40R + 7.33R^2 - 13.08R^3 + 14.00R^4 \quad (11)$$

$$\sigma_{i\max} = \frac{6M_{si}}{H_i^2} \quad (12)$$

$$R_i = \frac{a_i}{H_i} \quad (13)$$

图4所示断裂力学模型中的压应力为

$$\sigma_{si} = \frac{N_i}{H_i} \quad (14)$$

压应力产生的应力强度因子为^[14]

$$K_{i12} = -1.12\sigma_{si} \sqrt{\pi a_i} \quad (15)$$

图4所示断裂力学模型中的平均裂隙水压力为

$$\bar{e}_i = \frac{1}{2}(e_{bi} + e_i) \quad (16)$$

平均裂隙水压力产生的应力强度因子为^[14]

$$K_{i13} = 1.12\bar{e}_i \sqrt{\pi a_i} \quad (17)$$

图4所示断裂力学模型中的剪应力为

$$\tau_{si} = \frac{T_i + T'_i - T'_{i+1} + P_{wi} - P_{w(i+1)}}{H_i} \quad (18)$$

式中， T'_i 、 T'_{i+1} 分别表示*i*-1与*i*岩块之间的层间压力，*i*与*i*+1岩块之间的层间压力。

剪应力产生的应力强度因子为^[14]

$$K_{i14} = 1.12\tau_{si} \sqrt{\pi a_i} \quad (19)$$

由式(10)、(15)、(17)得岩块结构面总的I型应力强度因子为

$$K_{iI} = K_{i11} + K_{i12} + K_{i13} \quad (20)$$

岩块结构面I、II型应力强度因子联合作用下的等效应力强度因子为

$$K_{ie} = \cos \frac{\theta_0}{2} \left(K_{iI} \cos^2 \frac{\theta_0}{2} - \frac{3}{2} K_{iII} \sin \theta_0 \right) \quad (21)$$

$$\theta_0 = \arccos \frac{3K_{iII}^2 + \sqrt{K_{iI}^4 + 8K_{iI}^2 K_{iII}^2}}{K_{iI}^2 + 9K_{iII}^2} \quad (22)$$

该岩块的稳定性系数为

$$F_{is} = \frac{K_{iC}}{K_{ie}} \quad (23)$$

式中， K_{iC} 为岩块的临界应力强度因子。

当 $F_{is} > 1$ 时*i*岩块稳定；当 $F_{is} = 1$ 时*i*岩块处于临界状态；当 $F_{is} < 1$ 时*i*岩块破坏。

当 $F_{is} = 1$ 时，可以通过反解式(23)得到岩块破坏时的临界结构面长度 a_{iC} 。

在漫长的地质历史过程中，岩块结构面的稳定扩展主要是由荷载作用后结构面蠕变扩展形成的。设岩块蠕变符合Kelvin模型，则*t*时刻应力强度因子为^[15]

$$K_i(t) = K_i \sqrt{f(t)} \quad (24)$$

$$f(t) = 1 + EC(1 - e^{-\lambda t}) \quad (25)$$

式中 K_i 为初始时刻的应力强度因子； E 为弹性模量； C 为蠕变柔度； λ 为Kelvin模型参数；参数 C 和 λ 的取值和计算方法见文献[15]。

由式(21)、(24)得*i*岩块*t*时刻的等效应力强度因子为

$$K_{ie}(t) = K_{ie} \sqrt{f(t)} \quad (26)$$

此外，若时间*t*已知，可以通过联合求解式(21)、(26)获得该时刻岩块结构面的长度 $a_i(t)$ 。

2 层间荷载计算

潜在失稳岩块之间存在3种关系：①岩块不接触，则岩块间不存在相互作用；②岩块挤压，则岩块间存在相互作用；③岩块接触，但岩块间不相互作用。

岩块之间属于何种关系，可通过岩块的转角来判断。若上下2个岩块的转角刚好相等($\theta_{i-1} = \theta_i$)则岩块接触在一起(图5(a))，但岩块间不存在相互作用。若上面岩块的转角小于下面岩块的转角($\theta_{i-1} < \theta_i$)则岩块间不接触(图5(b))。因此以上两种情况，均可将2个岩块视为单个岩块进行分析。若上面岩块的转角大于下面岩块的转角($\theta_{i-1} > \theta_i$)，则上下2个岩块将会相互作用，但作用后会最终达到一个平衡状态，使上下2个岩块的转角相等。

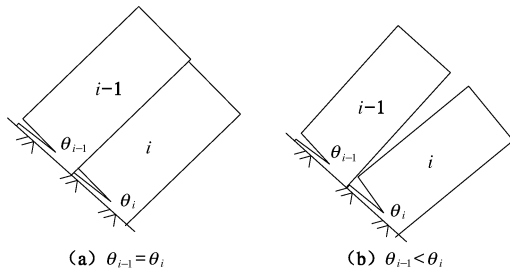


图 5 岩块间的相互作用

Fig. 5 Interaction between rock blocks

2.1 岩块不存在相互作用

若各岩块之间的相互作用, 则图 3 中的层间压力 $T'_i = T'_{i+1} = 0$ 。

岩块后部结构面张开的位移主要由 K_{il} 控制, 则由断裂力学可得岩块的后部结构面顶端张开的位移为

$$\Delta b_i = (1 - 2\mu) \frac{\sigma_s}{E} \left(\frac{K_{il}}{\sigma_s} \right)^2, \quad (27)$$

式中, μ 为岩块的泊松比, σ_s 为屈服应力, E 为弹性模量。

则岩块绕着结构面未贯通段转动的角度为

$$\theta_i = \arctan \left(\frac{\Delta b_i}{h_i} \right). \quad (28)$$

2.2 岩块相互作用

若边坡中有 n 块岩块发生了相互作用, 对于任意一块岩块, 若其编号为 i , 此时它的层间作用力 $T'_i = T'_{i+1} \neq 0$, 因此在边坡中存在 $n-1$ 个未知的层间压力, 各岩块相互作用后其转角大小将相等即有

$$\begin{cases} \theta_1 = \theta_2, \\ \theta_2 = \theta_3, \\ \dots \\ \theta_{n-1} = \theta_n. \end{cases} \quad (29)$$

当有 n 块岩块发生了相互作用时, 在计算式 (27) 中 K_{il} 除了要各岩块自身的荷载外还必须计算出层间压力, 其中岩块自身的荷载可以通过材料参数和几何尺寸计算出来, 而层间压力的计算相对较复杂。层间压力计算时可先将层间压力作为未知数, 带入 K_{il} 的表达式中, 然后通过式 (28) 可得到各岩块的转角, 最后将各岩块转角带入方程组 (29) 进行求解获得。因为方程组 (29) 由 $n-1$ 个方程构成, 而层间压力也为 $n-1$ 个, 因此通过求解方程组 (29) 可以获得各岩块的层间压力。计算出各岩块的层间压力后, 可计算出考虑层间压力作用后的 K_{il} , 再将其带入式 (27)、(28) 可以计算出考虑层间压力作用后的岩块转角。

3 边坡破坏分析程序

将该边坡潜在滑动岩块自上而下进行编号, 然后

开始分析:

(1) 不考虑层间相互作用, 分别计算出各岩块的转动角度 θ_i ($i=1, 2, \dots, n$)。

(2) 比较#1, #2 岩块的转动角度 θ_1 与 θ_2 的大小, 判断#1, #2 岩块是否存在相互作用。若 $\theta_1 \leq \theta_2$, 则#1 与#2 岩块不存在相互作用, 若 $\theta_1 > \theta_2$, 则#1 与#2 岩块存在相互作用, 则可以通过求解方程组 (29) 获得层间压力和考虑层间压力作用后的岩块转角 θ'_2 。设步骤 2 结束后岩块的转角用 θ'_i ($i=1, 2$) 表示, 则 $\theta'_1 = \theta'_2$, $\theta'_2 = \theta'_2$ (相互作用); $\theta'_1 = \theta_1$, $\theta'_2 = \theta_2$ (不相互作用)。

(3) #1, #2 岩块分析结束后开始分析#1, #2 和#3 岩块。先比较#2, #3 岩块的转动角度 θ'_2 与 θ_3 的大小, 判断#2, #3 岩块的相互作用情况。设步骤 3 结束后岩块的转角用 θ'_i ($i=1, 2, 3$) 表示, #2, #3 岩块之间存在以下两种情况: 情况①, $\theta'_2 < \theta_3$, 则#2, #3 岩块不存在相互作用, 此时 $\theta'_1 = \theta'_1$, $\theta'_2 = \theta'_2$, $\theta'_3 = \theta_3$; 情况②, $\theta'_2 > \theta_3$, 则#2, #3 岩块存在相互作用。若在步骤 2 中#1, #2 岩块存在相互作用, 则#1, #2 和#3 共同作用, 利用式 (29) 可计算出 3 个岩块的层间作用力和 2 个岩块相互作用后的转角 θ'_3 , 则岩块的转角变为 $\theta'_1 = \theta'_2 = \theta'_3 = \theta'_3$ 。若在步骤 2 中#2, #3 岩块不存在相互作用, 先通过式 (29) 计算#2, #3 岩块相互作用后两岩块的转角 θ'_3 , 然后比较#1 岩块与#2, #3 岩块的转角大小, 若 $\theta'_1 < \theta'_3$, 则#1 岩块与#2, #3 岩块无相互作用, 则 3 个岩块的转角分别为 $\theta'_1 = \theta'_1$, $\theta'_2 = \theta'_3 = \theta'_3$; $\theta'_1 > \theta'_3$, 则#1 岩块与#2, #3 岩块相互作用, 则需通过式 (29) 可以计算出 3 个岩块共同作用后的转角 θ'_3 , 即 $\theta'_1 = \theta'_2 = \theta'_3 = \theta'_3$ 。

(4) 依次类推, 直到最后一块第 n 岩块, 设步骤 4 结束后岩块的转角表示为 θ'_i ($i=1, 2, \dots, n$)。若 $\theta'^{n-1} < \theta'^{n-1}$ 则 $n-1$ 与 n 岩块无相互作用, 各岩块的转角为 $\theta'_1 = \theta'^{n-1}$, $\theta'_2 = \theta'^{n-1}$, \dots , $\theta'_n = \theta'^{n-1}$ 。若 $\theta'^{n-1} > \theta'^{n-1}$, 则 $n-1$ 与 n 岩块相互作用, 先根据各岩块转角大小的关系, 判定出有多少个岩块存在相互作用, 然后通过式 (29) 可以计算出各岩块共同作用后的转角 θ'_n 和岩块间的作用力。最后同理, 一直反推到#1 岩块。此时就得到了考虑岩块相互作用后各岩块的转角 θ'_i ($i=1, 2, \dots, n$) 和岩块间的作用力 T'_i 。

4 工程实例

本实例以三峡库区巫山县巫峡镇龚家方#G4 边坡为研究对象进行分析。该边坡东西两侧均为季节性表冲沟, 前缘为长江。斜坡地形北高南低, 前缘高程 100~155 m, 后缘高程 338 m, 相对高差 238 m。斜坡平面形态呈状, 其宽约 170 m, 纵向长(斜长) 304 m, 前缘地形较陡, 坡角约 56°, 后缘坡角约 40°~49°, 后缘坡角约 40°~49°。

表1 岩块稳定性系数计算

Table 1 Calculated results of stability coefficient of rock blocks

岩块编号	#1	#2	#3	#4	#5	#6	#7
长度 b_i/m	5.30	6.10	8.20	9.00	11.00	11.70	11.20
高 H_i/m	20.00	13.80	30.30	10.80	25.80	9.90	25.40
结构面贯通长度 a_i/m	15.00	8.70	20.50	3.00	13.50	4.50	13.00
结构面倾角 $\beta /(^{\circ})$	51	55	55	55	55	55	50
重度 $\gamma /(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	26.50	26.50	26.50	26.50	26.50	23.00	26.50
断裂韧度 ^[16] $K_{IC}/(\text{MPa}\cdot\text{m}^{1/2})$	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.48	0.62
弹性模量 E/MPa	5744.00	5744.00	5744.00	5744.00	5744.00	5744.00	5744.00
泊松比 ν	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21
屈服应力/MPa	15	15	15	15	15	15	15
层间水压力/kPa	P_{wi} 0.00	79.00	104.65	189.11	227.81	340.31	395.30
	$P_{w(i+1)}$ 86.67	104.65	189.11	227.81	340.31	352.80	0.00
	e_i/kPa 57.10	64.72	116.57	58.16	104.79	79.93	119.37
自重 W_i/kN	2809.00	2230.77	6584.19	2575.80	7520.70	2664.09	7538.72
转角 $\theta_i /(^{\circ})$	0.0137	0.0132	0.0134	0.0123	0.0125	0.0146	0.0151
$Ke/(\text{MPa}\cdot\text{m}^{1/2})$	548.67	356.32	639.18	433.57	366.86	756.10	574.07
F_s	1.13	1.74	0.97	1.43	1.69	0.82	1.08

前缘推测可能滑动倾角为 44° ，面积(斜面积)约 $3.24 \times 10^4 \text{ m}^2$ ，潜在不稳定岩体平均厚度 $8 \sim 12 \text{ m}$ ，体积约 $3.239 \times 10^5 \text{ m}^3$ ，为一中型岩质边坡(图6)。岩性为灰岩、白云质灰岩、角砾岩、泥质灰岩。边坡岩层反倾，有一组倾向朝外的结构面对边坡进行切割，在 $I-I$ 剖面中形成了7块稳定性较差的岩块(图7)。若这7个岩块失稳，会直接影响长江航道的安全，给过往船只造成潜在威胁。因此对该边坡进行稳定性分析和预测有着重要的意义。边坡的物理参数和力学参数根据地勘报告获得，其取值如表1所示，各岩块的断裂韧度根据文献[16]获得。

采用本文建立的计算方法对#G4边坡进行分析，其结果如表1所示。表1中：#1，#2，#4，#5和#7岩块稳定性系数大于1，表明岩块还未破坏；#3和#6岩块小于1，表明岩块可能已经破坏。从各岩块的稳定性系数值可知，边坡首先是#6岩块破坏，破坏后其自重主要由#7承担，导致#7的稳定性系数迅速降低，随着时间的演化，最后#6和#7岩块一起崩落。根据各岩块的转角可知：#1，#2和#3岩块间存在相互作用；#4和#5岩块间存在相互作用；#6和#3岩块间存在相互作用。#3岩块破坏后，其不再支撑#1和#2岩块，导致#1和#2岩块稳定性劣化，而#3岩块的自重将有#4和#5岩块承担，导致#4和#5岩块稳定性系数降低，最终#3，#4和#5岩块一起崩塌。此外，由于#1和#2岩块的稳定性系数比较大，尤其是#2岩块的稳定性系数达到了1.74，因此龚家方#G4边坡后缘是比较稳定的；而边坡前缘的#6和#7岩块稳定性系数较低，表明边坡前缘稳定性较差。现场调查发现边坡后缘无明显的张拉裂缝，而前缘出现了变形，表明结算结果基本上与实际情况吻合。

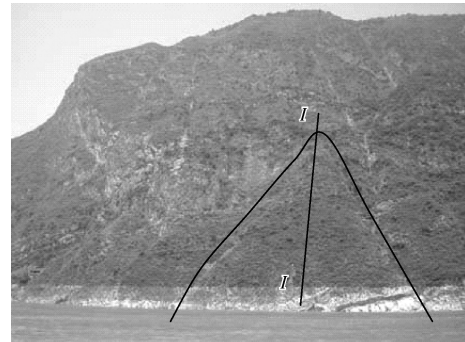


图6 龚家方#G4边坡全貌

Fig. 6 Overall perspective of G4 slope of Gongjiafang

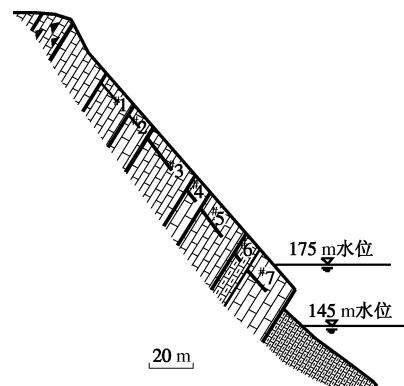
图7 龚家方#G4边坡 $I-I$ 地质剖面图

Fig. 7 Geological section of G4 slope of Gongjiafang

5 结 论

(1) 本文以反倾岩质边坡为研究对象，建立了由一组结构面切割时边坡稳定性系数的力学计算方法，从力学的角度分析了反倾岩质边坡的破坏过程。

(2) 根据岩块之间的作用机制，以岩块转角为关联变量建立方程组，得到了各岩块间的层间作用力，

进而将复杂的岩质边坡系统简化为单个岩块进行分析。基于断裂力学方法,研究了岩块的破坏机理和稳定性计算方法。

(3) 以三峡库区巫山县巫峡镇龚家方[#]G4 边坡为例,获得了各岩块的转角和稳定系数,分析了边坡的破坏过程和破坏形态,将其与现场调查结果进行对比,表明本文建立的反倾岩质边坡破坏的力学分析方法计算结果与实际情况基本一致。

(4) 本文在以后的工作中需将地震、岩块崩落的激振效应与下部岩石基座侵蚀、风化和软化等因素的力学效应考虑到其反倾岩质边坡破坏过程的力学分析中,更加系统,更加真实地反应出边坡的破坏过程。

参考文献:

- [1] 程东幸, 刘大安, 丁思保, 等. 层状反倾岩质边坡影响因素及反倾条件分析[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(11): 1362 - 1366. (CHENG Dong-xing, LIU Da-an, DING En-bao, et al. Analysis on influential factors and toppling conditions of toppling rock slope[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(11): 1362 - 1366. (in Chinese))
- [2] AMINI M, MAJDI A, VESHADI M A. Stability analysis of rock slopes against block-flexure toppling failure[J]. Rock mechanics and Rock Engineering, 2012, **45**(4): 519 - 532.
- [3] AMINI M, MAJDI A, AYDAN O. Stability analysis and the stabilisation of flexural toppling failure[J]. Rock Mechanics Rock Engineering, 2009, **42**(5): 751 - 782.
- [4] GOODMAN R E, BRAY J W. Toppling of rock slopes[C]// Proceedings Specialty Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes, 1977: 201 - 34.
- [5] BRIDEAU M A, STEAD D. Controls on block toppling using a three-dimensional distinct element approach[J]. Rock Mech Rock Eng, 2009, **43**: 241 - 260.
- [6] MAJDI A, AMINI M. Analysis of geo-structural defects in flexural toppling failure[J]. Int J Rock Mech Min Sci, 2011, **48**: 15 - 186.
- [7] 蔡跃, 三谷泰浩, 江琦哲郎. 反倾层状岩体边坡稳定性的数值分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(12): 2517 - 2522. (CAI Yue, MITANI Yasuhiro, ESAKI Tetsuro. Numerical analysis of stability for an antidip stratified rock slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(12): 2517 - 2522. (in Chinese))
- [8] 张子新, 徐营, 黄昕. 块裂层状岩质边坡稳定性极限分析上解[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2010, **38**(5): 656 - 663. (ZHANG Zi-xin, XU Ying, HUANG Xin. Upper bound solution of limit analysis for stability of block-layered rock slope[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2010, **38**(5): 656 - 663. (in Chinese))
- [9] 刘云鹏, 黄润秋, 邓辉. 反倾板裂岩体边坡振动物理模拟试验研究[J]. 成都理工大学学报(自然科学版), 2011, **38**(4): 413 - 421. (LIU Yun-peng, HUANG Run-qiu, DENG Hui. Study on physical simulation vibration test of the anti-inclined slab rent structure rock slope[J]. Journal of Chengdu University of Technology (Natural Science), 2011, **38**(4): 413 - 421. (in Chinese))
- [10] 蔡国军, 裴钻. 反倾互层岩质边坡开挖物理模拟试验研究[J]. 水土保持研究, 2007, **14**(5): 121 - 128. (CAI Guo-jun, PEI Zuan. Physical modeling research on consequent antidip rock slope induced by slope excavation[J]. Research of Soil and Water Conservation, 2007, **14**(5): 121 - 128. (in Chinese))
- [11] 邹丽芳, 徐卫亚, 宁宇, 等. 反倾层状岩质边坡倾倒变形破坏机理综述[J]. 长江科学院院报, 2009, **26**(5): 25 - 30. (ZOU Li-fang, XU Wei-ya, NING Yu, et al. Overview of toppling failure mechanism of countertendency layered rock slope[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2009, **26**(5): 25 - 30. (in Chinese))
- [12] 陈洪凯, 唐红梅, 王林峰, 等. 缓倾角岩质陡坡后退演化的力学机制[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(3): 468 - 473. (CHEN Hong-kai, TANG Hong-mei, WANG Lin-feng, et al. Mechanical mechanism for retreat evolution of steep rock slopes with gentle dip[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(3): 468 - 473. (in Chinese))
- [13] 唐红梅, 王林峰, 陈洪凯, 等. 软弱基座陡崖危岩崩落序列[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(2): 205 - 210. (TANG Hong-mei, WANG Lin-feng, CHEN Hong-kai, et al. Collapse sequence of perilous rock on cliffs with soft foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(2): 205 - 210. (in Chinese))
- [14] 中国航空研究院. 应力强度因子手册[M]. 北京: 科学出版社, 1981. (Chinese Aeronautical Establishment. Handbook of stress intensity factor[M]. Beijing: Science Press, 1981. (in Chinese))
- [15] 朱维申, 李术才, 陈卫忠. 节理岩体破坏机理和锚固效应及工程应用[M]. 北京: 科学出版社, 2002. (ZHU Wei-shen, LI Shu-cai, CHEN Wei-zhong. Failure mechanism and anchorage effect of jointed rock masses and engineering application[M]. Beijing: Science Press, 2002. (in Chinese))
- [16] SCHMIDT R A. Fracture-toughness testing of limestone[J]. Experimental Mechanics, 1976, **16**(5): 161 - 167.