

文章编号: 1008-2786-(2007)2-184-06

地震作用下顺层岩质边坡稳定性的拟静力分析

李维光^{1,2}, 张继春¹

(1. 西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031; 2. 四川师范大学草堂校区, 四川 成都 610072)

摘要: 通过对顺层岩质边坡的受力分析, 应用极限平衡理论和 Mohr-Coulomb 准则, 按照 Bishop 关于边坡稳定性安全系数的定义, 推导出在爆破震动载荷作用下, 用于判别顺层岩质边坡稳定性的计算方法。研究表明垂直向下、水平指向坡外的爆破荷载以及两者的联合爆破荷载对边坡稳定性影响最大, 尤其是后两者; 水平指向坡外、垂直向下爆破荷载拟静力系数分别与边坡稳定性安全系数间呈负指数关系和 S 曲线关系; 从动荷载拟静力系数 0 起, 爆破震动水平指向坡外、垂直向下动荷载拟静力系数每增加 0.05, 有层裂长度的顺层边坡安全系数分别减少 7.79% ~ 10.67%、1.28% ~ 1.98%, 无层裂的顺层边坡安全系数分别减少 7.61% ~ 10.55%、1.47% ~ 2.29%。同时, 爆破震动产生的层裂长度、边坡长度以及联合爆破荷载的方向对顺层边坡稳定性也有影响。

关键词: 拟静力法; 顺层岩质边坡; 爆破震动; 安全系数

中图分类号: TU457

文献标识码: A

顺层岩质边坡在水电、露天矿山、公路、铁路等建设中经常遇到, 且通常采用钻眼爆破法开挖施工。爆破震动作用下的顺层岩质边坡稳定性研究, 日益受到国内外许多学者和工程技术人员的高度重视^[1-5]。爆破震动对顺层边坡稳定性的影响一是由于爆破荷载的反复作用, 导致岩体结构面力学参数降低; 二是爆破震动引起的震动惯性力可能导致坡体整体下滑力加大, 甚至动力失稳; 三是爆破作业形成新坡面, 改变了原有地形及覆盖层与边坡角的约束条件。震动惯性力的大小常采用拟静力荷载, 按照极限平衡理论为基础的条分法或弹塑性为基础的数值分析法分析评价顺层岩质边坡稳定性^[6-7], 但 these 方法都未解决爆破的震动特性和岩层的回响特性问题。本文采用极限平衡理论为基础的条分法。

1 顺层边坡稳定性的判别方法

沿潜在岩质滑坡体的纵向, 将其划分为 n 个垂直条块, 其中第 i 个垂直条块的受力如图 1 所示。底部的法向力 N_i 和切向力 T_i 以及平均孔隙水压力

U_i 、重力 W_i 、作用于质心的爆破水平动荷载 $K_{hi} \cdot W_i$ (K_{hi} 为水平动荷载拟静力系数) 和垂直动荷载 $K_{vi} \cdot W_i$ (K_{vi} 为垂直动荷载拟静力系数)、表面的水平卸荷载 Q_{hi} 和垂直卸荷载 Q_{vi} 、左侧和右侧的平均孔隙水压力 V_i 和 V_{i+1} 、左侧和右侧的传递力 E_i 和 E_{i+1} 。

根据平衡条件, 则平行于第 i 条块底边、垂直于底边的力平衡方程有

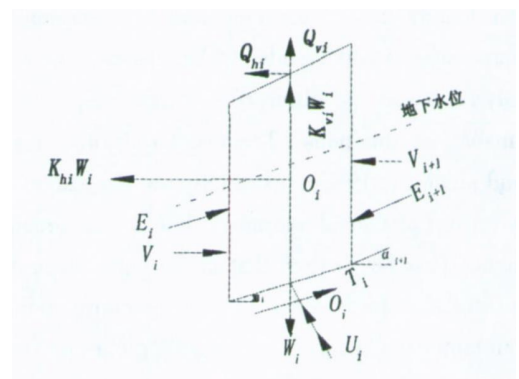


图 1 第 i 条块的作用力分析

Fig. 1 Acting forces analysis on the i th slice

收稿日期 (Received date): 2006-07-09; 改回日期 (Accepted): 2006-12-25.

作者简介 (Biography): 李维光 (1964-), 男, 西南交通大学在职博士研究生, 四川师范大学从事岩土工程、安全工程方面的教学和科研工作, 教授。[Li Weiguang (1964-), male, Doctorate candidate of Southwest Jiaotong University, Major in safety engineering geotechnical engineering in Sichuan Normal University, professor. Email: wklhee5@163.com]

$$\begin{aligned} & (Q_{vi} + K_{vi}W_i - W_i) \sin\alpha_i + T_i + E_i + (V_i - Q_{hi} - \\ & K_{hi}W_i - V_{i+1}) \cos\alpha_i - E_{i+1} \cos\alpha_{i+1} = 0 \quad (1) \\ & (Q_{vi} + K_{vi}W_i - W_i) \cos\alpha_i + N_i + U_i + (Q_{hi} + K_{hi}W_i \\ & + V_{i+1} - V_i) \sin\alpha_i - E_{i+1} \sin\alpha_{i+1} = 0 \quad (2) \end{aligned}$$

根据边坡稳定性安全系数的定义^[8]

$$F_s = \tau_f / T \quad (3)$$

$$F_s = \frac{\sum \{C_i (l_i - l_0) + [(W_i - Q_{vi} - K_{vi}W_i) \cos\alpha_i - U_i + (V_i - Q_{hi} - K_{hi}W_i - V_{i+1}) \sin\alpha_i + E_{i+1} \sin\alpha_{i+1}] \tan\varphi_i\}}{\sum \{(W_i - Q_{vi} - K_{vi}W_i) \sin\alpha_i - E_i + (Q_{hi} + K_{hi}W_i + V_{i+1} - V_i) \cos\alpha_i + E_{i+1} \cos\alpha_{i+1}\}} \quad (5)$$

2 算例结果与分析

某露天矿山为坚硬厚层白云质石灰岩, 层理、裂隙发育。在坡面角 α 为 50° 的边坡上, 有一倾角在 $22^\circ \sim 30^\circ$ 通常 26° 、平均厚度 7.9 m 的潜在滑移面, 构成岩层倾向与坡向一致的单斜顺层边坡。根据岩土勘察报告, 天然状态下潜在滑移面的粘结力 0.09 Mpa 内摩擦角 33.43° ; 饱水天然状态下潜在滑移面的粘结力 0 Mpa 内摩擦角 25.17° 。

2.1 水平方向震动荷载作用时顺层边坡安全系数

由式 (5) 知, 考虑条块间无相互传递作用力、条块无静水压力和卸荷载以及无垂直爆破震动作用力, 水平方向震动荷载作用时顺层边坡的安全系数

$$F_s = \frac{\sum \{C_i (l_i - l_0) + [W_i \cos\alpha_i - K_{hi}W_i \sin\alpha_i] \tan\varphi_i\}}{\sum \{W_i \sin\alpha_i + K_{hi}W_i \cos\alpha_i\}} \quad (6)$$

式中 T 、 τ_f 分别为沿整个潜在滑移面的总下滑力 (Mpa)、总抗滑力 (Mpa)。由摩尔 - 库仑准则知

$$\tau_f = C_i (l_i - l_0) + N_i \tan\varphi_i \quad (4)$$

式中 l_i 、 l_0 、 C_i 、 φ_i 分别为第 i 条块底部长 (m)、层裂长度 (m)、粘结力 (Mpa)、内摩擦角 ($^\circ$)。

将式 (1)、(2)、(4) 代入式 (3) 并整理得

1. 由式 (6) 分析可知, 水平指向坡里爆破荷载有利于顺层边坡的稳定。

2. 根据式 (6) 的计算结果, 在潜在边坡长度、层裂长度一定条件时, 水平指向坡外动荷载拟静力系数 K_h 与边坡稳定性安全系数 F_s 间回归结果如表 2 所示。可见, K_h 与 F_s 间呈负指数关系, 且线性化程度相当高。从动荷载拟静力系数 0 起, 随着水平指向坡外爆破荷载拟静力系数每增加 0.05 有层裂长度的顺层边坡安全系数减少 $7.79\% \sim 10.67\%$, 无层裂的顺层边坡安全系数减少 $7.61\% \sim 10.55\%$ 。

3. 潜在滑坡体处于天然状态、水平指向坡外动荷载作用下, 当潜在滑坡体长度 39 m , 层裂长度从 0 m 增加到 9.71 m 、增加到 12.76 m 时, 顺层边坡安全稳定性系数减少到 $11.73\% \sim 17.04\%$; 当潜在滑坡体长度 78 m , 增加到 9.71 m 、增加到 12.76 m 时, 顺层边坡安全稳定性系数减少到 $5.56\% \sim 7.96\%$; 当潜在滑坡体长度 117 m , 层裂长度从 0 m 增加

表 2 水平指向坡外动荷载拟静力系数与边坡稳定性安全系数间回归关系
Table 2 Regressive Formulae between horizontal pseudo-static coefficient and safety coefficient

序号	回归关系式	相关系数	潜在滑坡长度 (m)	层裂长度 (m)
1	$F_s = 2.16214 \exp(-1.9064k_h)$	0.996 921	39	
	$F_s = 2.23192 \exp(-1.89624k_h)$	0.996 875	78	12.76
	$F_s = 2.25136 \exp(-1.89351k_h)$	0.996 857	117	
2	$F_s = 2.20482 \exp(-1.9k_h)$	0.996 893	39	
	$F_s = 2.25051 \exp(-1.89352k_h)$	0.996 855	78	11.41
	$F_s = 2.26324 \exp(-1.89182k_h)$	0.996 844	117	
3	$F_s = 2.2298 \exp(-1.89657k_h)$	0.996 870	39	
	$F_s = 2.26142 \exp(-1.89209k_h)$	0.996 856	78	10.62
	$F_s = 2.27025 \exp(-1.8909k_h)$	0.996 843	117	
4	$F_s = 2.25855 \exp(-1.89231k_h)$	0.996 852	39	
	$F_s = 2.27396 \exp(-1.89043k_h)$	0.998 642	78	9.71
	$F_s = 2.27828 \exp(-1.88983k_h)$	0.996 850	117	
5	$F_s = 2.56557 \exp(-1.85489k_h)$	0.996 667	39	
	$F_s = 2.40782 \exp(-1.87297k_h)$	0.996 751	78	0
	$F_s = 2.3638 \exp(-1.87836k_h)$	0.996 780	117	

到 9.71 m、增加到 12.76 m 时,层裂长度从 0 m 顺层边坡安全稳定性系数减少到 3.63 % ~ 5.19 %。说明潜在滑坡体滑面长度对顺层边坡稳定性的影响较大;潜在滑坡体滑面层裂长度对顺层边坡稳定性的影响较大,尤其在潜在滑坡体长度短时。但当潜在滑坡体滑面层裂长度超过 9.71 m 时,层裂长度对顺层边坡稳定性的影响就不明显了。

2.2 垂直方向震动荷载作用时顺层边坡安全系数

由式 (5) 知,考虑条块间无相互传递作用力、条块无静水压力和卸荷载以及无水平方向爆破震动作用力,垂直方向震动荷载作用时顺层边坡的安全系数

$$F_s = \frac{\sum \{C_i (l_i - l_0) + [(W_i - K_{vi}W_i) \cos \alpha_i] \tan \varphi_i\}}{\sum \{(W_i - K_{vi}W_i) \sin \alpha_i\}} \quad (7)$$

表 3 顺层边坡稳定性安全系数与垂直向下动荷载拟静力系数间回归关系

Table 3 Regressive Formulae between vertical pseudo-static coefficient and safety coefficient

序号	回归关系式	相关系数	潜在滑坡长度 (m)	层裂长度 (m)
1	$F_s = 1/[0.368374 + 0.126962 \exp(-k_h)]$	0.999 969	39	12.76
	$F_s = 1/[0.35219 + 0.12977 \exp(-k_h)]$	0.999 980	78	
	$F_s = 1/[0.347889 + 0.130475 \exp(-k_h)]$	0.999 983	117	
2	$F_s = 1/[0.358379 + 0.128678 \exp(-k_h)]$	0.999 975	39	11.41
	$F_s = 1/[0.348092 + 0.130422 \exp(-k_h)]$	0.999 985	78	
	$F_s = 1/[0.345294 + 0.130895 \exp(-k_h)]$	0.999 986	117	
3	$F_s = 1/[0.352628 + 0.129732 \exp(-k_h)]$	0.999 978	39	10.62
	$F_s = 1/[0.34568 + 0.130849 \exp(-k_h)]$	0.999 987	78	
	$F_s = 1/[0.3438 + 0.131127 \exp(-k_h)]$	0.999 987	117	
4	$F_s = 1/[0.346329 + 0.130715 \exp(-k_h)]$	0.999 985	39	9.71
	$F_s = 1/[0.34302 + 0.131225 \exp(-k_h)]$	0.999 987	78	
	$F_s = 1/[0.342109 + 0.131369 \exp(-k_h)]$	0.999 989	117	
5	$F_s = 1/[0.289535 + 0.137299 \exp(-k_h)]$	0.999 997	39	0
	$F_s = 1/[0.316457 + 0.134782 \exp(-k_h)]$	0.999 998	78	
	$F_s = 1/[0.324785 + 0.13377 \exp(-k_h)]$	0.999 996	117	

3. 潜在滑坡体处于天然状态、垂直向下动荷载作用下,当潜在滑坡体长度 39 m、层裂长度从 0 m 增加到 9.71 m、增加到 12.76 m 时,顺层边坡安全稳定性系数减少到 10.37 % ~ 15.34 %;当潜在滑坡体长度 78 m、层裂长度从 0 m 增加到 9.71 m、增加到 12.76 m 时,顺层边坡安全稳定性系数减少到 4.77 % ~ 7.12 %;当潜在滑坡体长度 117 m、层裂长度从 0 m 增加到 9.71 m、增加到 12.76 m 时,顺层边坡安全稳定性系数减少到 3.1 % ~ 4.63 %。说明潜在滑坡体滑面层裂长度对顺层边坡稳定性的影响较大,尤其在潜在滑坡体长度短时。

1. 由式 (7) 分析可知,爆破震动垂直向上动荷载有利于顺层边坡的稳定。

2. 根据式 (7) 的计算结果,在潜在边坡长度、层裂长度一定条件下,垂直向下动荷载拟静力系数 K_v 与边坡稳定性安全系数 F_s 间回归结果如表 3 所示。可见, K_v 与 F_s 间呈 S 型曲线关系,且线性化程度相当高。从动荷载拟静力系数 0 起,随着爆破震动垂直向下动荷载拟静力系数每增加 0.05,有层裂长度的顺层边坡安全系数将减少 1.28 % ~ 1.98 %,无层裂长度的顺层边坡安全系数将减少 1.47 % ~ 2.29 %。说明爆破震动产生垂直向下作用于边坡的动荷载不利于顺层岩质边坡的稳定,但处于天然状态的潜在顺层岩质滑坡体受爆破震动产生垂直向下动荷载的影响很小。

2.3 水平指向坡外、垂直向下联合震动荷载作用时顺层岩质边坡的安全系数

由式 (5) 知,考虑条块间无相互传递作用力、条块无静水压力和卸荷载,以及前述水平指向坡外、垂直向下联合震动荷载作用对顺层边坡稳定性安全系数影响最大。所以,水平指向坡外、垂直向下联合震动荷载作用时,顺层岩质边坡的安全系数

$$F_s = \frac{\sum \{C_i (l_i - l_0)\}}{\sum [(W_i + K_{vi}W_i) \cos \alpha_i + K_{hi}W_i \sin \alpha_i]} \quad (8)$$

1. 根据式 (8) 的计算结果,当垂直向下动荷载拟静力系数、潜在滑坡长度、层裂长度一定时,水平

表 4 顺层边坡体稳定性安全系数与垂直向下、水平指向坡外合动荷载拟静力系数间回归关系

Table 4 Regressive Formulae between horizontal dynamic load pseudo-static coefficient and safety coefficient

序号	回归关系式	相关系数	层裂长度 (m)	潜在滑坡长度 (m)	垂直向下动荷载系数
1	$F_s = 2.13172 \exp(-1.93839k_h)$	0.999 628	12.76	39	0.05
	$F_s = 2.17242 \exp(-1.93209k_h)$	0.999 628	11.41		
	$F_s = 2.19639 \exp(-1.92915k_h)$	0.999 618	10.62		
	$F_s = 2.22274 \exp(-1.92126k_h)$	0.999 666	9.71		
	$F_s = 2.51775 \exp(-1.989104k_h)$	0.999 601	0		
	$F_s = 2.19834 \exp(-1.92845k_h)$	0.999 632	12.76		
2	$F_s = 2.21625 \exp(-1.92668k_h)$	0.999 619	11.41	78	0.1
	$F_s = 2.22664 \exp(-1.92499k_h)$	0.999 625	10.62		
	$F_s = 2.23866 \exp(-1.92354k_h)$	0.999 614	9.71		
	$F_s = 2.36683 \exp(-1.90789k_h)$	0.996 150	0		
	$F_s = 2.21694 \exp(-1.92594k_h)$	0.999 618	12.76		
	$F_s = 2.22747 \exp(-1.91853k_h)$	0.999 551	11.41		
3	$F_s = 2.23509 \exp(-1.9924k_h)$	0.991 800	10.62	117	0.15
	$F_s = 2.2428 \exp(-1.92315k_h)$	0.999 617	9.71		
	$F_s = 2.32456 \exp(-1.91222k_h)$	0.999 612	0		
	$F_s = 2.09703 \exp(-1.8624k_h)$	0.999 610	12.76		
	$F_s = 2.13521 \exp(-1.85572k_h)$	0.999 704	11.41		
	$F_s = 2.15951 \exp(-1.8579k_h)$	0.999 656	10.62		
4	$F_s = 2.18569 \exp(-1.854159k_h)$	0.999 640	9.71	39	0.15
	$F_s = 2.4664 \exp(-1.82126k_h)$	0.999 633	0		
	$F_s = 2.16132 \exp(-1.85736k_h)$	0.999 657	12.76		
	$F_s = 2.17837 \exp(-1.85507k_h)$	0.999 648	11.41		
	$F_s = 2.18828 \exp(-1.85351k_h)$	0.999 647	10.62		
	$F_s = 2.19979 \exp(-1.85235k_h)$	0.999 655	9.71		
5	$F_s = 2.32221 \exp(-1.83728k_h)$	0.999 646	0	78	0.15
	$F_s = 2.17914 \exp(-1.85495k_h)$	0.999 655	12.76		
	$F_s = 2.19004 \exp(-1.85369k_h)$	0.999 642	11.41		
	$F_s = 2.19633 \exp(-1.8526k_h)$	0.999 659	10.62		
	$F_s = 2.20366 \exp(-1.8517k_h)$	0.999 650	9.71		
	$F_s = 2.28202 \exp(-1.84215k_h)$	0.999 647	0		
6	$F_s = 2.06636 \exp(-1.79944k_h)$	0.999 688	12.76	117	0.15
	$F_s = 2.10373 \exp(-1.79944k_h)$	0.999 677	11.41		
	$F_s = 2.12551 \exp(-1.79119k_h)$	0.999 689	10.62		
	$F_s = 2.15071 \exp(-1.79792k_h)$	0.999 684	9.71		
	$F_s = 2.41942 \exp(-1.75707k_h)$	0.999 664	0		
	$F_s = 2.12728 \exp(-1.7907k_h)$	0.999 676	12.76		
7	$F_s = 2.14369 \exp(-1.78892k_h)$	0.999 673	11.41	39	0.15
	$F_s = 2.15396 \exp(-1.78746k_h)$	0.999 884	10.62		
	$F_s = 2.1642 \exp(-1.48644k_h)$	0.999 679	9.71		
	$F_s = 2.28139 \exp(-1.77215k_h)$	0.999 662	0		
	$F_s = 2.14428 \exp(-1.78832k_h)$	0.999 673	12.76		
	$F_s = 2.15477 \exp(-1.78718k_h)$	0.999 679	11.41		
8	$F_s = 2.16097 \exp(-1.78698k_h)$	0.999 677	10.62	117	0.15
	$F_s = 2.16796 \exp(-1.786k_h)$	0.999 675	9.71		
	$F_s = 2.2428 \exp(-1.7763k_h)$	0.999 672	0		

指向坡外动荷载拟静力系数 K_h 与边坡稳定性安全系数 F_s 间回归结果如表 4 所示。可见, K_h 与 F_s 间负指数关系, 且线性化程度相当高。

当潜在滑坡体处于天然状态、垂直向下爆破荷载一定时, 从动荷载拟静力系数 0.05 起, 爆破振动产生水平指向外动荷载拟静力系数每增加 0.05 有层裂长度的顺层边坡稳定性安全系数将减少 8.29% ~ 9.53%, 无层裂长度的顺层边坡稳定性安全系数将减少 8.16% ~ 9.41%。

2. 当潜在滑坡体处于天然状态、水平指向坡外动荷载一定时, 顺层边坡稳定性安全系数与垂直向下爆破振动荷载拟静力系数间呈 S 型曲线关系。

当潜在滑坡体处于天然状态、水平指向外爆破荷载一定时, 从动荷载拟静力系数 0.05 起, 爆破振动产生垂直向下动荷载拟静力系数每增加 0.05 有层裂长度的顺层边坡稳定性安全系数将减少 0.54% ~ 1.37%, 无层裂长度的顺层边坡稳定性安全系数将减少 0.75% ~ 1.63%。

3. 当潜在滑坡体处于天然状态时, 即使联合爆破荷载拟静力系数相同, 但联合荷载作用方向不同, 同一潜在滑面、同一层裂长度的顺层边坡安全系数也相差 8.37% ~ 18.47%; 且指向坡外的垂直向下和水平指向坡外联合爆破荷载与水平方向夹角大时, 联合爆破荷载对顺层岩质边坡的稳定性影响最大。

4. 同一潜在滑面长度条件时, 当顺层边坡层裂长度从 0 m 增加到 9.71 m 再增加到 12.76 m 时, 潜在滑面长度 39 m 的顺层边坡安全稳定性系数减少 11.52% ~ 15.53%; 潜在滑面长度 78 m 的顺层边坡安全稳定性系数减少 5.34% ~ 7.22%; 潜在滑面长度 117 m 的顺层边坡安全稳定性系数减少 3.38% ~ 4.56%。说明潜在滑坡体滑面长度对顺层边坡稳定性的影响较大; 潜在滑坡体滑面层裂长度对顺层边坡稳定性的影响较大, 尤其在潜在滑坡体长度短时; 但当潜在滑坡体滑面层裂长度超过 9.71 m 时, 层裂长度对顺层边坡稳定性的影响就不明显了。

4 结语

1. 采用极限平衡理论, 按照 Mohr-Coulomb 准则, 可导出在爆破震动、表面荷载、静水压力等作用下, 顺层岩质边坡稳定性安全系数的计算方法。在

简化条件下, 可得常见的评价顺层边坡稳定性安全系数的计算方法, 比如简布法。

2. 从爆破荷载的方向看, 垂直向下爆破荷载、水平指向坡外爆破荷载以及两者的联合爆破荷载对边坡稳定性影响大, 尤以指向坡外的垂直向下和水平指向坡外联合爆破荷载且与水平方向夹角大时影响最大。

3. 水平指向坡外动荷载拟静力系数 K_h 与边坡稳定性安全系数 F_s 间呈负指数关系, 垂直向下动荷载拟静力系数 K_v 与边坡稳定性安全系数 F_s 间呈 S 型曲线关系, 线性化程度相当高。从动荷载拟静力系数 0 起, 随着爆破震动水平指向坡外、垂直向下动荷载拟静力系数每增加 0.05 有层裂长度的顺层边坡安全系数分别减少 7.79% ~ 10.67%、1.28% ~ 1.98%, 无层裂的顺层边坡安全系数分别减少 7.61% ~ 10.55%、1.47% ~ 2.29%。

4. 当垂直向下动荷载拟静力系数、潜在滑坡长度、层裂长度一定时, 水平指向坡外动荷载拟静力系数 K_h 与边坡稳定性安全系数 F_s 间呈负指数关系。从爆破荷载拟静力系数 0.05 起, 水平指向外的爆破荷载拟静力系数每增加 0.05 有层裂的顺层边坡安全系数减少 8.29% ~ 9.53%, 无层裂的顺层边坡安全系数减少 8.16% ~ 9.41%。

当潜在滑坡体处于天然状态、水平指向坡外动荷载一定时, 顺层边坡稳定性安全系数与垂直向下爆破荷载拟静力系数间呈 S 型曲线关系。从动荷载拟静力系数 0.05 起, 垂直向下的爆破荷载拟静力系数每增加 0.05 有层裂的顺层边坡安全系数减少 0.54% ~ 1.37%, 无层裂的顺层边坡安全系数将减少 0.75% ~ 1.63%。

5. 潜在滑坡体滑面长度对、层裂长度对顺层岩质边坡的影响较大。但当潜在滑坡体滑面层裂长度超过 9.71 m 时, 潜在滑坡体滑面层裂长度对顺层边坡稳定性的影响就不明显了。

参考文献 (References)

- [1] Liu Liping, Lei Zunyu, Zhou Fuchun. The evaluation of seismic slope stability analysis methods[J]. *Journal of Chongqing Jiaotong University*, 2001, 20(3): 83~87 [刘立平, 雷尊宇, 周富春. 地震边坡稳定分析方法综述[J]. 重庆交通学院学报, 2001, 20(3): 83~87]
- [2] Sun Guangzhong. Rock Mass Structural Mechanics[M]. Beijing: Science Press, 1988. [孙广忠. 岩体结构力学[M]. 北京: 科学出版社, 1988.]
- [3] Jiang Liangwei, Huang Runqiu. Study on estimate of Sliding-bedding

- rupture of bedded rock slope [J]. *Journal of Mountain Science*, 2006, 24(1): 88~ 94[蒋良淮, 黄润秋. 层状结构岩体顺层斜坡滑移——弯曲失稳计算探讨 [J]. 山地学报, 2006, 24(1): 88~ 94]
- [4] Crespellani T, Madai C, Vannucchi G. Earthquake destructive-ness potential factor and slope stability[J]. *Geotechnique* 1998, 48(3) : 411~ 419
- [5] E. Hoek J. W. Bray. Rock Slope Engineering(Rev. ed.) [M]. London: Inst. Min. Metal 1977.
- [6] Griffiths D V, Madai C, Lane P A. Slope stability analysis [J]. *Geotechnique*, 1999, 49(3): 387~ 403
- [7] Samra S. K. Stability analysis of embankments and slope [J]. *Geotechnique*. 1973, 23(11): 423~ 433
- [8] Bishop A W. The use of slip circle in the stability of slope [J]. *Geotechnique*, 1955, 5(1): 7~ 17
- [5] E. Hoek J. W. Bray. Rock Slope Engineering(Rev. ed.) [M].

Equivalent Static Stability Study on Rock Mass Bedding Slope under Blasting

LI W eiguang^{1, 2}, ZHANG Jichun¹

(1. Civil Engineering School, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China;

2. Caotang School, Sichuan Normal University, Chengdu 610072, China)

Abstract The rock mass bedding slope was constantly met in the construction of open pit railway, highway *et al*, and yielded serious damage. The slope stability under blasting has been continually concerned at home and abroad. Based on the analysis acting forces of the slope slice, a calculation method of safety coefficient on the slope stability was given according to the definition of safety coefficient and Mohr-Coulomb criteria. The reliability of the method was verified. The relation between pseudo-static coefficient under blast seismic condition and safety coefficient on rock mass bedding slope was explained. The results show that the greatest acting forces were horizontal dynamic load and vertical dynamic load as well as their combined dynamic load by the computed results in some engineering case, especially the last two forces. The relation between horizontal dynamic load pseudo-static coefficient and the safety coefficient as well as vertical dynamic load pseudo-static coefficient and the safety coefficient was S type and negative exponential function. When horizontal dynamic load pseudo-static coefficient was added 0.05 from Q , the safety coefficient which the cracked length was zero and 9.71 m to 12.76 m was respectively reduced 7.79% to 10.67% and 7.61% to 10.53%. When vertical dynamic load pseudo-static coefficient was added 0.05 from Q , the safety coefficient which the cracked length was zero and 9.71 m to 12.76 m was respectively reduced 1.28% to 1.98% and 1.47% to 2.29%. Meanwhile, the slope length, the cracked length, the acting direction of combined load affect the slope stability.

Key words Pseudo-static analysis; rock mass bedding slope; blasting; safety coefficient