

机动位移法在顺层岩质边坡稳定性 分析中的应用

曹兴松¹, 赵其华¹, 周德培², 冯君²

(1. 成都理工大学 地质灾害防治国家专业实验室, 四川 成都 610059;

2. 西南交通大学 土木工程学院, 四川 成都 610031)

摘要: 目前, 岩体边坡稳定性的分析多数采用极限平衡法将边坡一律按照刚体进行分析, 没有考虑软弱夹层的影响, 但对于岩体内部存在多个软弱带(层)的边坡看做是一个刚性体是不切合实际的, 那如何考虑它们之间的相互作用, 目前还是一个空白, 没有这方面的研究。鉴于此, 在塑性极限分析理论的基础上, 将内部存在多个软弱带(层)的边坡视为刚塑性体, 提出利用机动位移法、采用能量系数对存在单个或多个平面型软弱夹层的岩体边坡进行稳定性评价方法, 并推导了相应计算公式, 同时, 利用典型实例进行了验证, 并与传统的极限平衡法结果进行了对比, 证明了该方法的可行性和实用性, 具有很高的实用价值。

关键词: 顺层边坡; 稳定性; 机动位移法; 能量系数; 计算

中图分类号: P642.2 TU457

文献标识码: A

岩体边坡的失稳, 主要是指岩体受各种性质的软弱结构面与岩体构造或裂隙面的切割, 沿其最不利组合面的滑动^[1-2]。对于顺层滑移的破坏模式, 控制岩体边坡稳定性的结构面通常是边坡岩体中的软弱夹层, 软弱夹层的存在为边坡的失稳创造了有利的条件, 常成为实际滑坡失稳的主要因素。目前, 岩体边坡稳定性的分析多数采用极限平衡法将边坡一律按照刚体进行分析^[3-6], 而没有考虑软弱夹层的影响。但对于岩体内部存在多个软弱带(层)的边坡, 看做是一个刚性体是不符合实际的, 因此, 在分析岩体边坡的稳定性时, 如何考虑软弱夹层的影响, 尤其是当边坡岩体内部存在多个软弱带时如何考虑它们的作用, 现在还没有这方面的研究, 值得进一步探讨^[7]。本文在塑性极限分析理论的基础上, 将内部存在多个软弱带(层)的边坡视为刚塑性体, 并提出了利用机动位移法、采用能量系数对存在单

个或多个平面型软弱夹层的岩体边坡进行稳定性评价方法, 并推导了相应的计算公式, 同时, 利用典型实例进行了验证, 并与传统的极限平衡法结果进行了对比, 证明了该方法的可行性和实用性, 具有很高的实用价值。

1 机动位移法的计算原理

1.1 基本假定

机动位移法的理论基础是塑性力学极限分析中的上限定理。塑性极限分析的上限定理认为: 在所有与机动许可的速度场对应的荷载中, 极限荷载为最小, 此时物体破坏, 外荷载所做的功就等于塑性变形机构(屈服机构)中所耗散的能。对边坡来说, 可以将其看为刚塑性体, 构造一个机动许可的速度场, 分别计算外荷载所做的功率和屈服机构的内能耗散

收稿日期(Received date): 2008-07-15; 改回日期(Accepted): 2008-10-22.

作者简介(Biography): 曹兴松(1972-), 男, 博士, 教授级高级工程师, 2006年毕业于西南交通大学岩土工程专业, 导师周德培教授, 现为成都理工大学在站博士后, 合作导师赵其华教授, 主要从事岩土体大变形分析及其控制等方面的研究工作。[Caoxingsong(1972-), male, doctor, professor engineer, graduated from Southwest Jiaotong University in 2006 with a specialty in rock and soil engineering, tutor is professor Zhoudepei who is working in postdoctoral station of Chengdu Polytechnic University, cooperated-tutor is professor Zhaoqihua who is mainly engaged in analysis and control large-deformation of soil and rock.] E-mail: xinsca81@126.com

率,如果外力功率等于内能耗散率,则边坡处于极限状态;如果外力功率大于内能耗散率,则边坡失稳;如果外力功率小于内能耗散率,则边坡处于稳定状态。因此可以运用上限定理来对边坡的稳定性做出评价。为了运用上限定理进行分析,在理论公式推导过程中作如下假定:

1. 边坡岩体为刚塑性体;
2. 在屈服机构中,定义软弱夹层为滑带,其上、下部的岩体为滑体。中间滑带由于上、下滑体的运动使得整个滑带随之产生运动,整个滑带均消耗能量;底层滑带一般在紧挨上部滑体附近区域产生运动,所以设其能量耗散发生于滑带的表面;
3. 对中间滑带,将其作为一系列的速度间断面,为了满足机动许可速度场的要求,设各速度间断面之间的法向速度不变,切向速度按线性变化。

1.2 单层滑带岩体边坡的稳定性分析

对于只存在单层滑带的岩体边坡稳定性验算,建立如图 1 所示的计算模型。假设滑体的速度为 V_1 ,滑体重为 G_1 ,滑带的内聚力为 c_1 ,倾角为 θ_1 ,容重为 γ_1 ,滑带厚为 h_1 。则有:

1. 外力功率(W_1)和内能耗散率(D_{s1})

本计算模型中只有重力 G_1 的作用,其功率为

$$W_1 = G_1 V_1 \sin(\theta_1 - \varphi_1) \quad (1)$$

因为滑带为底层滑带,由假定 2 可知:内能耗散发生在滑面上,滑面上有垂直滑面方向的正应力 σ 和沿滑面方向的剪应力 τ 的作用,根据 Mohr-Coulomb 破坏准则, $\tau = c_1 + \sigma \tan \varphi_1$ 所以内能耗散率 D_{s1} 为

$$\begin{aligned} D_{s1} &= L_1 (\tau V_1 \cos \varphi_1 - \sigma V_1 \sin \varphi_1) \\ D_{s1} &= c_1 L_1 V_1 \cos \varphi_1 \end{aligned} \quad (2)$$

2. 能量系数(E_s)

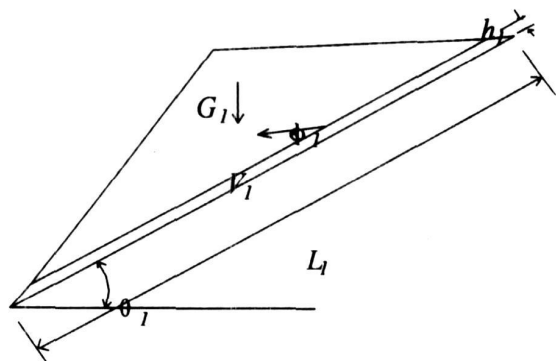


图 1 单层滑带岩体边坡计算模型

Fig 1 Single slide with rock slope calculation model

定义能量系数 (E_s) 为极限状态下滑体的内能耗散率与实际作用的外力功率的比值来作为岩体边坡的稳定性评价指标。即

$$E_s = \frac{D_{s1}}{W_1} = \frac{c_1 L_1 V_1 \cos \varphi_1}{G_1 \sin(\theta_1 - \varphi_1)} \quad (3)$$

所以,判定准则为:当 $E_s > 1$ 时,边坡处于稳定状态; $E_s < 1$ 时,边坡失稳; $E_s = 1$ 时,边坡处于临界失稳状态。

1.3 多层滑带岩体边坡的稳定性分析

首先建立存在多个滑带岩体边坡的稳定性计算模型,各层滑体和滑带的参量如图 2 所示。在此以两个滑带的边坡为例进行分析,对于存在更多个滑带的边坡依此类推。假设 φ_{21} 为滑体 2 的速度 V_2 与滑带 1 的夹角,则有:

当 $\theta_1 \geq \theta_2$ 时, $\varphi_{21} = \varphi_2 + (\theta_1 - \theta_2)$;

当 $\theta_1 < \theta_2$ 且 $\varphi_2 > \theta_2 - \theta_1$ 时, $\varphi_{21} = \varphi_2 + \theta_2 - \theta_1$; 而对于 $\theta_1 < \theta_2$ 且 $\varphi_2 < \theta_2 - \theta_1$ 时,由于在滑带 1 与滑体 2 的交界面处法向速度不可能连续,此时边坡早已沿滑带 1 破坏,所以此种情况可不考虑。

1. 计算中间滑带速度

由于滑带 1 的速度是从上表面的 V_1 变化到下表面的 V_2 ,所以可把滑带 1 看作是一系列的速度间断面,根据假定 3 可知,滑带 1 中法向速度不变,即

$$V_{1n} = V_1 \sin \varphi_1 = V_2 \sin \varphi_{21} \quad (4)$$

滑带 1 上表面切向速度分量为 $V_{1s} = V_1 \cos \varphi_1$; 下表面的切向速度为 $V_{2s} = V_2 \cos \varphi_{21}$,其滑带切向速度场的计算如图 3 所示。

2. 计算外力功率(W)和内能耗散率(D_s),如图 4 所示。

A: 本例中的外力功率为滑体 1、滑体 2 和滑带

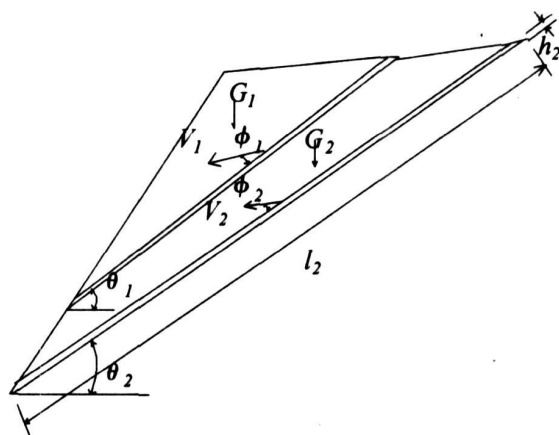


图 2 两层滑带岩体边坡计算模型

Fig 2 Multi-band rock slide slope calculation model

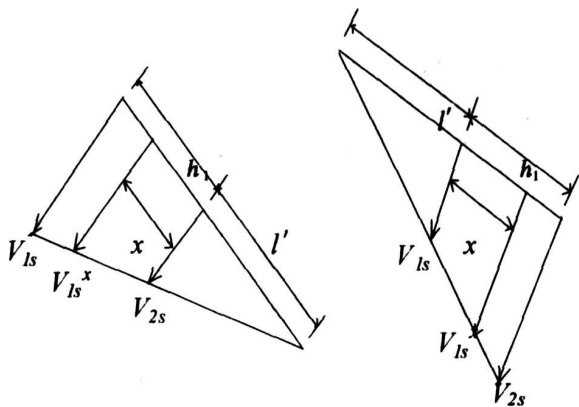


图 3 滑带速度计算示意图

Fig 3 Slip with the speed of calculation diagram

1 的外力功率之和。滑体 1 的外力功率 W_1 如式 (1), 滑体 2 和滑带 1 的外力功率分别为: W_2 和 W_{s1} , 即

$$\begin{aligned} W_2 &= G_2 \sin(\theta_2 - \phi_2) V_2 \\ &= G_2 \sin(\theta_2 - \phi_2) \frac{\sin \phi_1}{\sin \phi_{21}} V_1 \end{aligned} \quad (5)$$

$$\begin{aligned} W_{s1} &= \int_0^{h_1} (V_{1s} \sin \theta_1 - V_1 \sin \phi_1 \cos \theta_1) \gamma_1 L_1 dx \\ &= \gamma_1 L_1 V_1 (Ah_1 + \frac{Bh_1^2}{2l'}) \end{aligned} \quad (6)$$

其中的 A 、 B 和 l' 分别为

$\phi_1 \leq \phi_{21}$ 时

$$A = \sin \phi_1 \sin \theta_1 \operatorname{ctg} \phi_{21} - \sin \phi_1 \cos \theta_1$$

$$B = \sin \phi_1 \sin \theta_1 \operatorname{ctg} \phi_{21}$$

$$l' = \frac{V_{2s}}{V_{1s} - V_{2s}} h_1 = \frac{\cos \phi_{21}}{\operatorname{ctg} \phi_1 \sin \phi_{21} - \cos \phi_{21}} h_1$$

$\phi_1 > \phi_{21}$ 时, $A = \cos \phi_1 \sin \theta_1 - \sin \phi_1 \cos \theta_1 = \sin(\theta_1$

$- \phi_1)$, $B = \cos \phi_1 \sin \theta_1$, $l' = \frac{\cos \phi_1}{\operatorname{ctg} \phi_{21} \sin \phi_1 - \cos \phi_1} h_1$

B 内能耗散率为滑带 1 和滑带 2 之和。即

由于将滑带 1 可视为一系列的速度间断面, 其法向相对速度为零, 所以内能耗散率为零, 滑带的能量耗散只发生于存在相对变形的切向, 切向力为 $c_1 L_{10}$ 。即 $\phi_1 < \phi_{21}$ 时

$$\begin{aligned} D'_{s1} &= \int_0^{h_1} c_1 L_1 \cdot \Delta V_{1s} \\ &= \int_0^{h_1} c_1 L_1 \frac{V_2 \cos \phi_{21}}{l'} dx \\ &= \frac{c_1 L_1 h_1}{l'} \cos \phi_{21} V_2 \\ &= \frac{c_1 L_1 h_1}{l'} \cos \phi_{21} \frac{\sin \phi_1}{\sin \phi_{21}} V_1 \end{aligned}$$

$\phi_1 > \phi_{21}$ 时

$$\begin{aligned} D'_{s1} &= \int_0^{h_1} c_1 L_1 \cdot \Delta V_{1s} \\ &= \int_0^{h_1} c_1 L_1 \frac{dx}{l'} V_1 \cos \phi_1 \\ &= \frac{c_1 L_1 h_1}{l'} \cos \phi_1 V_1 \end{aligned}$$

$\phi_1 = \phi_{21}$ 时, $D'_{s1} = 0$ 底层滑带 2 的表面内能耗散率为

$$\begin{aligned} D_{s2} &= c_2 l_2 V_2 \cos \phi_2 \\ &= c_2 l_2 \cos \phi_2 \frac{\sin \phi_1}{\sin \phi_{21}} V_1 \end{aligned}$$

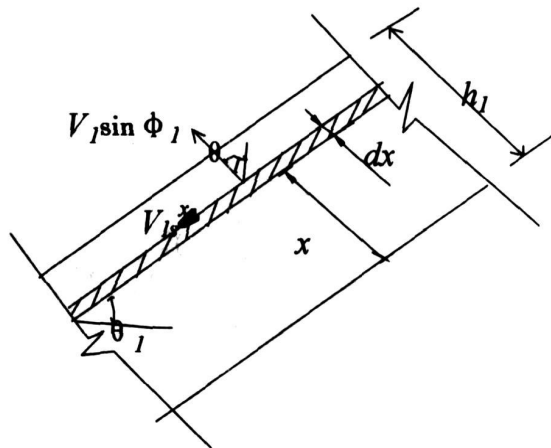


图 4 滑带外力功率计算图

Fig 4 Slip calculate with external power diagram

3. 计算能量系数 (E_s)

根据能量系数的定义有

$$E_s = \frac{D'_{s1} + D_{s2}}{W_1 + W_2 + W_{s1}}$$

根据内能耗散率 (D_s) 和外力功率 (W) 的比值对边坡进行稳定性分析和评价。在以上的计算中外力只考虑了重力作用, 如果边坡体上还作用有其他的外力, 可以将其所产生的功率累加到外力功率项中; 如果滑带表面存在孔隙水压力, 可将其作用叠加到滑面的内能耗散率中。

2 实例分析

2.1 工点简介

川藏公路二郎山东坡工点 K2729+920~K2730+425 段, 在 1997 年雨季受连续暴雨影响后开始滑动, 导致公路变形破坏, 且在以后的几年中, 该滑坡体的变形和公路的破坏不断加剧。根据现场地质调查和钻探结果, 川藏公路二郎山东坡工点 K2729+

920~ K2730+ 425 段滑坡中的主剖面 1#滑坡 IV - IV断面坡体中含有三层滑面, 如图 5所示。图中坡体由强风化地层 W 3 中风化地层 W 2和弱风化地层 W 1组成。坡体中的滑带有浅层滑带 BE、中层滑带 CG、深层滑带 DH 以及由断层结构面形成的滑带 AD, 另外还有节理面和断层面。该滑坡在川藏公路沿线众多滑坡病害中有较好的代表性, 因此选定该断面进行稳定性分析和现场监测。

在此利用本文的计算方法对川藏公路二郎山东岸工点 K2729 处滑坡中的主剖面 IV - IV断面进行

稳定性分析。根据前期现场工程地质勘察、补充工程地质勘察和三年来滑坡深部位移监测资料, 确定了该滑坡体的结构、滑动原因及模式, 滑坡体的破坏主要是沿软弱夹层面的滑移变形。如图 6所示, 分为浅层滑带、中层滑带和深层滑带三个, 根据已有资料分析, 该滑坡主要是浅层滑带失稳, 中层滑带较浅层滑带稳定, 但有开始变形的迹象, 深层滑带相对较为稳定。坡体岩性主要是志留系罗惹坪组下段的钙质泥岩, 坡表部是冲洪坡积物和崩坡积物; 滑带主要由一些岩屑、软化泥、断层泥及少量次生泥构成。

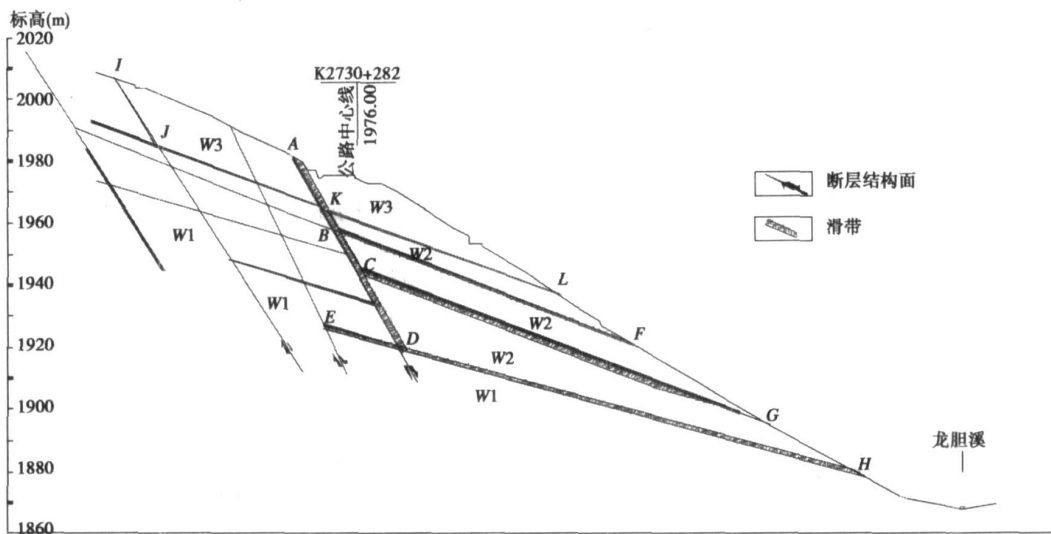


图 5 地层及结构面 (1#滑坡典型断面地层结构图)

Fig 5 Stratigraphy and structure of surface

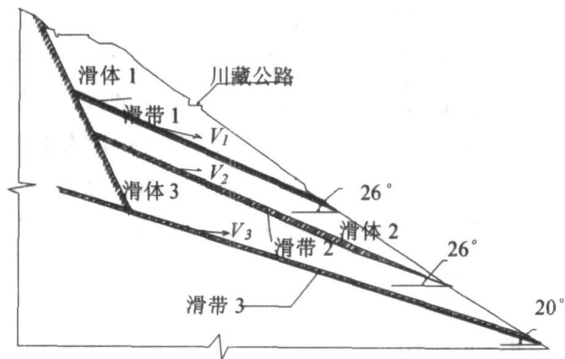


图 6 滑带速度计算示意图

Fig 6 Typical structure of slope

其影响。各滑体重量为: $G_1 = 15\,062\text{ kN}$; $G_2 = 15\,319\text{ kN}$; $G_3 = 25\,003\text{ kN}$; 各滑带的参量见表 1所列。根据滑带岩土体内摩擦角、滑带倾角、各滑带之间的相互位置知 $\varphi_{21} = \varphi_2 + (\theta_1 - \theta_2) = \varphi_2 = 24^\circ$, $\varphi_{32} = \varphi_3 + (\theta_2 - \theta_3) = 25^\circ$ 。

表 1 滑带的参量

Table 1 Slide with the parameters

滑带名称	内聚力 c_i (kPa)	内摩擦角 φ_i (°)	滑带倾角 θ_i (°)	滑带长度 L_i (m)	滑带厚度 h_i (m)	滑带重量 γ_i (kN/m ³)
滑带 1	10	23	26	79.8	0.9	21
滑带 2	15	24	26	108.2	1.6	22
滑带 3	20	19	20	120	1.0	22

2.2 利用机动位移法进行稳定性分析

现利用机动位移法对该断面中滑体沿三层滑带滑动的稳定性进行计算。各滑带和滑体的编号见图 6。由于竖向滑带的内聚力近似为零, 在计算时忽略

1. 滑带 1 的稳定性计算分析

外力功率为和内能耗散率分别为

$$W_1 = G_1 \sin(\theta_1 - \phi_1) V_1$$
$$= 788.28V_1$$

$$D_{s1} = c_1 L_1 V_1 \cos \phi_1$$

$$= 734.56 V_1$$

能量系数为

$$E_{s1} = \frac{D_{s1}}{W_1}$$

$$= \frac{734.56}{788.28}$$

$$= 0.93 < 1.0$$

所以, 滑带 1 处于不稳定状态。

2. 滑带 2 的稳定性计算分析

滑带 1 的外力功率和内能耗散率分别为 $W_{s1} = 64.75V_1$, $D'_{s1} = 34.25V_1$;

滑带 2 的外力功率为 $W_2 = 513.59V_1$; 滑带 2 的内能耗散率为 $D_{s2} = 1\,424.34V_1$ 。所以, 能量系数为

$$E_{s2} = \frac{D'_{s1} + D_{s2}}{W_1 + W_2 + W_3}$$

$$= \frac{34.25 + 1\,424.34}{788.28 + 513.39 + 64.75}$$

$$= \frac{1\,458.59}{1\,366.62}$$

$$= 1.07 > 1.0$$

即: 滑带 2 暂时处于稳定状态, 但接近于临界失稳状态。

3. 滑带 3 的稳定性计算分析

滑带 3 的外力功率 $W_3 = 403.44V_1$; 滑带 2 的外力功率和内能耗散率分别为 $W_{s2} = 94.57V_1$, $D'_{s2} = 64.39V_1$; 滑带 3 的内能耗散率 $D_{s3} = 2\,098.03V_1$; 所以, 能量系数为

$$E_{s3} = \frac{D'_{s1} + D'_{s2} + D_{s3}}{W_1 + W_2 + W_3 + W_{s1} + W_{s2}}$$

$$= \frac{34.25 + 64.39 + 2\,098.03}{788.28 + 513.39 + 403.44 + 64.75 + 94.57}$$

$$= \frac{2\,196.67}{1\,864.63}$$

$$= 1.18 > 1.0$$

即: 滑带 3 处于相对稳定的状态。

2.3 利用极限平衡法进行稳定性分析

若采用极限平衡法进行稳定性计算, 则其衡量稳定性的指标是传统的安全系数, 对于滑裂面为平面的岩体边坡稳定性验算, 则第 i 层滑面的安全系数 F_{si} 为

$$F_{si} = \frac{c_i L_i + G'_i \cos \theta_i \tan \phi_i}{G'_i \sin \theta_i}$$

式中 c_i , L_i , θ_i , ϕ_i 分别为滑面 i 的内聚力、长度、倾角和内摩擦角; G'_i 为滑面以上岩体总重量, $G'_1 = 15\,062\text{ kN}$; $G'_2 = 31\,889.7\text{ kN}$; $G'_3 = 60\,701.34\text{ kN}$ 。根据 F_{si} 公式求得各安全系数为: $F_{s1} = 0.99$, $F_{s2} = 1.03$, $F_{s3} = 1.06$ 。所以, 从极限平衡法的计算结果看, 浅层滑带处于临界失稳状态, 中层滑带和深层滑带较浅层滑带稳定, 但也接近于极限平衡状态。

2.4 现场支挡防护方案

为了从根本上遏制滑坡的发展, 确保整治工程的有效性, 根据计算结果分析, 对该滑坡采取了综合整治方案, 针对该区域不同地段滑坡体的危险程度的不同分别采用相应的整治工程措施, 这主要包括预应力锚索抗滑桩、普通抗滑桩、预应力锚索框架、滑坡坡脚挡墙和截排水沟等。I # 滑坡 IV - IV 断面处所采取的主要工程措施包括预应力锚索框架和预应力锚索抗滑桩, 如图 7 所示。

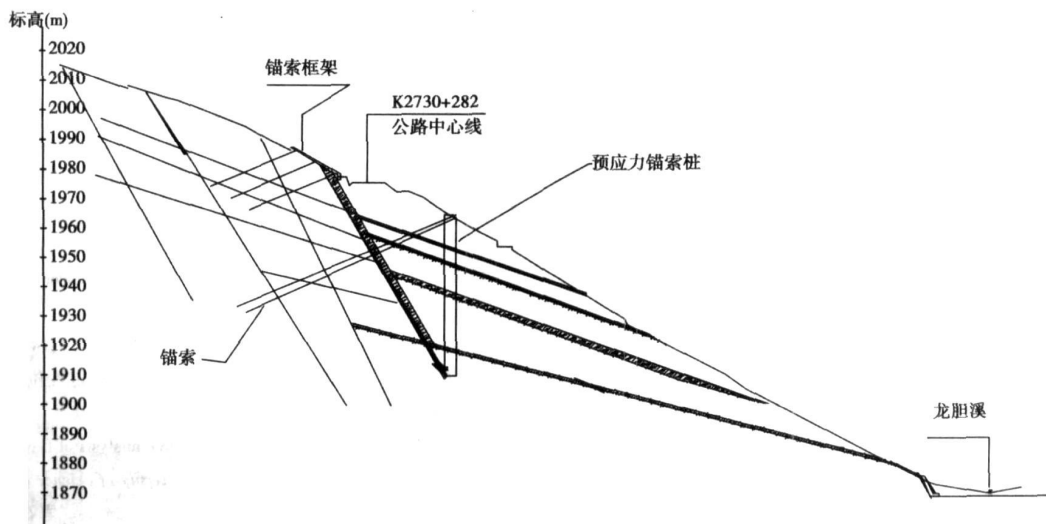


图 7 K2729 段 I# 滑坡 IV - IV 断面处支挡结构的分布及形式示意图

Fig. 7 Section Department of retaining structures and the form of the distribution diagram

2.5 现场监测内容及结果分析

为了检查 # 滑坡防治工程措施的整治效果, 结合 # 滑坡采用的支挡结构受力特点, 对锚索抗滑桩、锚索框架等进行现场原位测试, 在工程施工前和施工后布置了 4 个钻孔, 在桩体中布置了深孔作深部位移动态监测; 施工后在 # 滑坡区域布置了 12 个观测点, 作滑坡地面位移监测。对锚索抗滑桩的主要测试内容有: (1) 锚索受力测试; (2) 桩身主筋应力测试; (3) 桩背应力测试 (即土压力测试); 对锚索框架的主要测试内容有: (1) 框架下的土压力测试; (2) 框架梁立柱的钢筋应力测试; (3) 框架锚索力测试; 同时, 对滑坡区进行地表位移和深部位移动态监测。通过滑坡地面和深部位移动监测可以清楚地了解该滑坡目前所处的状态; 对工程结构物的受力监测可以大致了解这些工程结构物所处的工作状态, 以验证对该边坡采取机动位移法进行稳定性分析的正确性。基于篇幅限制, 本文只对锚索抗滑桩土压力及深部位移动态监测结果进行分析, 从而验证边坡稳定性计算的正确性。

对锚索抗滑桩经过 1 a 多的监测, 它揭示了两个变形带, 埋深分别为 5~ 8.5 m、20~ 22.5 m, 累计位移量分别为 29.4 mm 和 31 mm。从变形特征看, 浅层未收敛, 仍呈增大之势, 且季节效应明显, 施工期间位移不到 1 mm, 完工以后, 浅、中层滑带位移量已经收敛。而土压力由于锚索力的作用在浅层土压力突然增大然后缓慢减小, 而 16.2~ 18.55 m 间由小缓慢增大表明浅层滑坡推力的作用下土压力在逐步调整。中层滑坡土压力变化不大而靠河侧土压力在缓慢增加说明河侧抗力是由于中层滑体移动迫使桩体变形所致。而深层滑带 (49.4~ 56.30 m) 是比较稳定的, 无基本变化。这也证明了锚索抗滑桩的下端在稳定的岩层内、锚索锚固端是牢固的。

以上关于三层滑带的稳定性计算结果与现场实际情况监测情况较为吻合。

3 机动位移法与极限平衡法计算结果的比较

综上分析, 采用上述两种方法对边坡岩体进行稳定性分析时, 对于浅层滑带, 二者基本等效; 对于中层和深层滑带, 虽然在数值上能量系数大于安全系数, 但用极限平衡法得到的稳定度较机动位移法得到的稳定度为大。究其原因, 可能是极限平衡法

中未考虑中间滑带的不利影响, 而一律按刚体进行分析, 从而夸大了边坡的稳定性能, 这也是极限平衡法对于存在多层滑带 (面) 的边坡不能准确分析的关键所在, 而采用机动位移法、运用能量系数评价存在多个平面型软弱夹层的岩体边坡的稳定性则显示其实用性和优越性, 这也是对极限平衡法的补充和完善。

4 结论

本文在塑性极限分析理论的基础上, 将内部存在多个软弱带 (层) 的边坡视为刚塑性体, 提出利用机动位移法、采用能量系数对存在单个或多个平面型软弱夹层的岩体边坡进行稳定性评价方法, 并推导了相应计算公式, 同时, 利用典型实例进行了验证, 并与传统的极限平衡法结果进行了对比, 结果表明: 对于浅层滑带的边坡, 采用上述两种方法对边坡岩体进行稳定性分析时, 二者基本等效; 对于中层和深层滑带, 虽然在数值上能量系数大于安全系数, 但用极限平衡法得到的稳定度较机动位移法得到的稳定度为大, 这也证明了对存在多个软弱带 (层) 的边坡不能简单的将其视为刚性体, 而将其视为刚塑性体更为切合实际。

参考文献 (References)

- [1] Chinese Association for Anchorage Engineering in Rock and Soil New Techniques in Rock-soil Anchorage Engineering [M]. Beijing: China Communications Press, 1998 [中国岩土锚固工程协会. 岩土锚固新技术 [M]. 北京: 人民交通出版社, 1998]
- [2] Xiong Houjin. New Progress of International Anchoring and Grouting Techniques for Geotechnical Engineering [M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1996 [熊厚金. 国际岩土锚固与灌浆新进展 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1996]
- [3] Zhang Tianjun, Li Yunpeng. Linear viscoelasticity stability analysis of bluff rock slope [J]. *Mechanics in Engineering*, 2003, 25(6): 51~54 [张天军, 李云鹏. 直立顺层边坡的黏弹性稳定分析 [J]. 力学与实践, 2003, 25(6): 51~54]
- [4] Li Yunpeng, Yang Zhilin, Wang Zhiyin. Displacement analysis of structure stability for rock mass bedding slope [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2000, 19(6): 747~750 [李云鹏, 杨治林, 王芝银. 顺层边坡岩体结构稳定性位移理论 [J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(6): 747~750]
- [5] Gu Shuancheng, Zhang Shibing. A force analysis of flexural failure of high rock mass slope [J]. *Xi'an University of Science and Technology*, 2003, 23(1): 10~13, 26 [谷栓成, 张士兵. 岩石高边坡弯曲破坏的力学分析 [J]. 西安科技学院学报, 2003, 23(1): 10~13, 26]

[6] He Manchao, Yao Aijun, Lu Cu. Study of mechanical functions of underground water in slope rock mass[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 1998, 17(6): 662~ 666[何满朝, 姚爱军, 鹿粗. 边坡岩体力学作用的研究[J]. 岩石力学与工程学报, 1998, 17(6): 662~ 666]

[7] Hoek E, Bray Jw. Rock Slope Engineering[M]. Translated by Lu Shizong, Li Chengcun, Xia Jixiang *et al.* Beijing: China Metallurgical Industry Press, 1983[Hock E, Bray Jw. 岩石边坡工程[M]. 卢世宗, 李成村, 夏继祥, 等译. 北京: 冶金工业出版社, 1983]

A Application Research of Mobile Displacement Method in Parallel Rock Slope Stability Analysis

CAO Xingsong¹, ZHAO Qihua¹, ZHOU Depei², FENG Jun²

(1. National Laboratory of Geological Hazard Prevention and Geological Environment Protection, Chengdu University of Technology, Chengdu 610059, China; 2. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract At present, most of the rock slope stability analysis using limit equilibrium, Slope will be in accordance with the rigid body analysis, did not consider the impact of weak sandwich. It is not realistic to take the slope as rigid body since there are a number of internal soft rock band (floor) . It is still a gap considering how the interaction between them, there is no research in this area. In this paper, based on the plastic limit analysis, take the existence of a number of the slope of internal weakness strip (layer) as rigid-plastic body, bring forward mobile displacement method, use energy factor to carry through the stability evaluation method on slope which had single or multiple-plane dissection of the soft rock evaluation, and the corresponding formula is derived. At the same time, verified by a typical example of the use, and compare the results with the traditional limits, proved the feasibility and practicality of this method, with a very High practical value.

Key words parallel slope; stability; Mobile Displacement method; energy factor; Calculation