

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.2017.05.010

考虑地震力与静水压力的顺层岩质边坡 弯曲破坏分析^{*}

毛文涛, 冯 君, 杨 涛, 王 洋

(西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031)

摘要: 顺层岩质边坡是工程中较为常见的一种边坡类型, 而弯曲破坏又是顺层岩质边坡中常见的破坏形式。当边坡上覆岩体具备下滑条件, 岩体前缘下滑受阻, 造成坡脚附近顺层岩板承受纵向压应力, 加上地震力和静水压力的共同作用很容易发生弯曲变形直至弯曲破坏。基于弹塑性板稳定性理论, 考虑岩体塑性和边坡长度的影响, 并特别考虑地震力和静水压力的影响, 建立了弯曲破坏段长度的计算公式和稳定系数指标。将建立的计算公式与现有分析方法进行对比, 给出了两者的一致性和差异性。结合渝怀铁路 2 个工点的具体参数, 代入公式并采用 MATLAB 进行计算, 所得结果与现场实际调查情况相一致, 并且分析了地震影响系数和岩板塑性参数的不同取值对计算结果的影响, 验证了本文方法的可行性。

关键词: 顺层岩质边坡; 弹塑性板理论; 地震力; 静水压力

中图分类号: TU457 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2017)05-0763-06

Analysis of Flexural Failure of Consequent Rock Slope Considering Seismic Force and Hydrostatic Pressure

MAO Wentao, FENG Jun, YANG Tao, WANG Yang

(School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: The consequent rock slope is a common type slope in engineering, and the flexural failure often occurs in construction of consequent rock slope. When the overlying rock mass meets the requirement of sliding, and the front of rock is hindered in sliding, it will cause the consequent rock plate near the foot to be under vertical compress stress. In addition, with the joint action of the seismic force and the hydrostatic pressure. It will be liable to cause flexural deformation until flexural failure. The article is based on the theory of elastic-plastic plate stability, considering the influence of plasticity of rock mass and slope length, and giving special considerations to the influence of seismic force and the hydrostatic pressure, and then establishes the computing formula of the length of flexural failure and the stability coefficient. After contrastive analysis between the computing formula and the existing analysis method, the consistency and the difference will be given. Combined with the special parameters of the Chongqing-Huaihua Railway's two engineering projects and putting them into formula and then calculating with MATLAB, it finds that the results are consistent with the actual investigation. Besides, the influence of different parameters of seismic force and the plastic parameters of rock plate on the calculation results are analyzed, which verifies the feasibility of this method.

Keywords: consequent rock slope; elastic-plastic plate theory; seismic force; hydrostatic pressure

^{*} 收稿日期:2016-05-26;修回日期:2016-08-23

基金项目:国家自然科学基金项目(51178402)资助

作者简介:毛文涛(1992-),男,硕士。主要从事滑坡灾害机理及防治技术研究。Email:mwt16@163.com

通讯作者:冯 君(1977-),男,博士。主要从事岩土力学及滑坡工程研究。Email:fengjun4316@163.com

引 言

自然界中具有层状构造的沉积岩约占陆地面积的 2/3,许多变质岩石也具有层状构造特征^[1],而对于层状岩质边坡而言,最容易发生破坏的一类就是顺层岩质边坡。顺层岩质边坡是指坡面走向和层状岩体的倾向一致的边坡。当边坡上覆岩体具备下滑条件,岩体后部滑移而前缘下滑受阻,造成坡脚附近顺层岩板承受纵向压应力,加上地震力和静水压力的共同作用,在一定条件下可使之发生弯曲变形直至弯曲破坏。国内外的一些学者^[2-5]开创性地利用弹性理论中的压杆稳定性理论分析滑移弯曲失稳现象,假定边坡的长度无限沿伸,按平面应变问题的弹性梁来进行边坡的稳定计算,推导了相应理论公式。在此基础上,文献[6]认为边坡在其长度方向上由于节理和断层的存在,边坡被切割成不连续的块体。这些不连续的块体成为长度有限的坡段,即用长度有限的受压板来研究顺层边坡的弯曲失稳破坏。并利用弹性板受压理论推导出相关公式。该公式的适用范围是岩体应力较小,岩体材料服从虎克定律,可看做弹性材料。若岩体应力较大超过岩体的弹性极限时,文献[7]将不连续的顺层边坡看成长度有限的弹塑性板,同样利用能量理论对顺层边坡的滑移弯曲进行分析。在上述研究中,均未考虑地震力及静水压力对弯曲破坏的影响。本文利用弹塑性板的稳定性理论,同时特别考虑在滑坡中的地震力和静水压力的影响,综合对顺层边坡弯曲破坏进行分析,并推导出相关理论计算公式。

1 顺层边坡弯曲破坏的力学模型

1.1 顺层边坡弯曲微分方程的建立

设发生弯曲时引起的顺层岩板弯曲应力比岩板的中曲面应力大,同时由于顺层岩板抗拉能力低,故通常条件下岩板的挠度值要比其厚度值小得多,因此可以按弹塑性薄板理论分析。假定边坡只进行沿层面的表层滑动和弯曲。由于发生弯曲破坏时,顺层岩板的滑动段发生沿层面的移动,岩板和底层层面之间的黏结力是很小的残余值,岩板的弯曲段与底层也已脱离,层间黏结力为零,不能承受弯矩。所以将弯曲部分岩板视作底边铰支、周边辊轴支撑的

弹塑性受压板是偏于安全的。当其发生弯曲失稳破坏时底层不变形,即为刚性层。目前,文献[8-10]在分析顺层边坡滑移弯曲破坏时考虑了弯曲后岩板承载力的影响。但由于顺层边坡中裂隙、结构面的存在,一旦发生弯曲,在地下水 and 蠕变作用的影响下,最终导致弯曲破坏发生,故本文不考虑弯曲后的状态。

针对上述假定,本文建立的顺层岩质边坡弯曲失稳力学模型是放置在斜坡上的岩板模型。图 1 为顺层岩质边坡几何模型和弯曲变形模型。在自重、地震力和静水压力的作用下,边坡表层发生滑移弯曲失稳破坏。图 1 中岩板沿 X 方向的总长度为 L ,弯曲部分长度为 a ,滑动部分长度为 $L - a$,岩板沿 Y 方向的长度为 b ,设岩板为等厚度,沿 Z 方向为岩板的厚度 h 。岩层倾角为 α ,弯曲段岩板自重为 G ,滑动段对弯曲段的推力为 P ,这是下部岩板弯曲的主要作用力。假定静水压力线性分布^[11],同时由于降水对此类边坡的影响较大,考虑最不利情况,认为最高水位与地表平齐,顺层岩板张裂隙水柱高度为 z_w ,水的重度为 γ_w 。岩板上的静水压力为垂直于岩板表层层面,其分布情况如图 2 所示。设层间的内摩擦角和粘聚力分别为 φ 和 c 。

在 x 截面处取长度为 dx 的微元(图 3)进行分析。

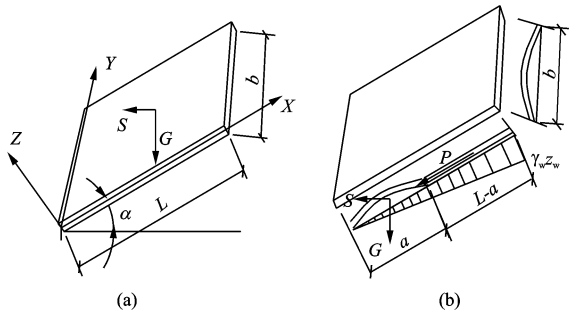


图 1 边坡几何模型和弯曲变形模型

Fig. 1 Geometrical and flexural failure models for slopes

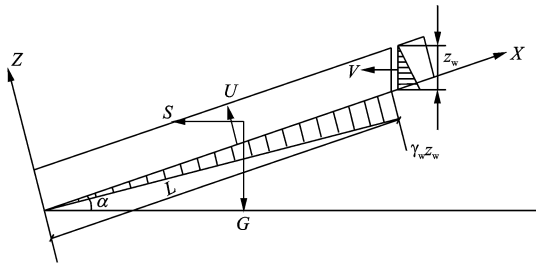


图 2 顺层岩质边坡的静水压力分布

Fig. 2 Distribution of hydrostatic pressure of consequent rock slope

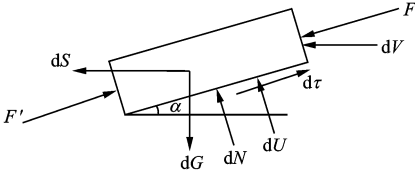


图3 顺层岩质边坡的微元受力分析

Fig. 3 Force diagram of element of consequent rock slope

该岩板微元所受荷载分别为:

(1) 坡体自重

$$dG = \gamma h dx dy \quad (1)$$

式中, γ 为岩板重度。

(2) 地震惯性力

$$dS = \alpha_s r h dx dy = \eta A_g r h dx dy \quad (2)$$

式中, α_s 为水平地震力系数; η 为水平地震作用修正系数; A_g 为地震动峰值加速度。

(3) 静水压力

dU 为岩板受到的层面法向的静水压力, dV 为岩板受到的厚度方向上的静水压力, 见式(3)。

$$\left. \begin{aligned} dU &= \gamma_w z_w \frac{x}{L} dx dy = \gamma_w \frac{h}{\cos \alpha} \frac{x}{L} dx dy \\ dV &= \frac{1}{2} \gamma_w z_w^2 dx dy = \frac{1}{2} \gamma_w \frac{h^2}{\cos^2 \alpha} dx dy \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

层面上的法向作用力 N 主要有重力 G , 地震力 S 和静水压力 U , $dN = \cos \alpha dG - \sin \alpha dS - dU - \sin \alpha dV$ 。则层间的摩阻力 $df = \tan \varphi dN$, 粘聚力 $d\tau = cdx$ 。在 X 截面处, 顺坡向荷载 F 为:

$$F = \int_a^L \int_0^b (\sin \alpha dG + \cos \alpha dS - cdx dy - \tan \varphi dN) \quad (4)$$

岩板上部滑动部分对下部弯曲部分的推力 P , 由岩板自重沿 X 向的分量, 静水压力 U 影响下的层间粘聚力和静水压力 V 沿 X 向的分量组成, 则推力 P 可表示为:

$$\begin{aligned} P &= \int_a^L \int_0^b [\sin \alpha dG + \cos \alpha dS - cdx dy + \cos \alpha dV - \tan \varphi \cdot \\ &\quad (\cos \alpha dG - \sin \alpha dS - dU - \sin \alpha dV)] = (L-a)b \\ &\quad [\gamma h \cdot (\sin \alpha + \alpha_s \cos \alpha + \alpha_s \tan \varphi \sin \alpha - \tan \varphi \cos \alpha) + \\ &\quad \frac{1}{2} \gamma_w \frac{h^2}{\cos^2 \alpha} (\cos \alpha - \sin \alpha) + \frac{1}{2} \gamma_w \frac{h}{\cos \alpha} \frac{L+a}{L} - c] \\ &= (L-a)bH \end{aligned} \quad (5)$$

其中,

$$\begin{aligned} H &= \gamma h (\sin \alpha + \alpha_s \cos \alpha + \alpha_s \tan \varphi \sin \alpha - \tan \varphi \cos \alpha) + \\ &\quad \frac{1}{2} \gamma_w \frac{h^2}{\cos^2 \alpha} (\cos \alpha - \sin \alpha) + \frac{1}{2} \gamma_w \frac{h}{\cos \alpha} \frac{L+a}{L} - c \end{aligned} \quad (6)$$

根据薄板的稳定理论可知, 在非受压边(即为 Y 方向)只有一个半波时板的临界弯曲应力最小; 同时为简化问题, 只考虑在板弯曲时受压边(X 方向)出现一个半波的情况, 板的挠曲变形方程可设为:

$$\omega = f \sin \frac{\pi x}{a} \sin \frac{\pi y}{b} \quad (7)$$

板的挠曲变形方程满足板的边界条件, 即 $\omega(x=0, x=a) = 0, \omega(y=0, y=b) = 0$,

$\frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2}(x=0, x=a) = 0, \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2}(y=0, y=b) = 0$ 。 f 为

挠度的最大值, 即 $f = \omega \sin \frac{\pi}{a} \frac{a}{2} \sin \frac{\pi}{b} \frac{b}{2} = \omega_{\max}$ 。

当岩体应力较大超过弹性极限时, 岩体进入塑性变形阶段, 此时再把岩体视作弹性材料是不合理的。本文将顺层边坡岩体视作弹塑性材料, 作为弹塑性板的翘曲问题进行分析。采用工程中广泛使用的计算理论进行分析, 对于在 X 方向受均布压力的矩形板, 当板的翘曲应力超过弹性极限时, 可假定板在 X 方向的抗弯刚度将按比值 E_t/E 减小 (E_t 为切线模量, E 为弹性模量), X 方向对 Y 方向的抗扭刚度将按 $\sqrt{E_t/E}$ 减小, 而 Y 方向的抗弯刚度则保持不变, 即假定板是正交异性的^[12]。针对某种特定材料, 弹性模量是常量, 切线模量随着应力大小变化而变化, 即 $E_t = d\sigma/d\epsilon$ 。设 $\Psi_t = E_t/E$, 有 X 方向弹性模量为 $E_x = \Psi_t E$, Y 方向弹性模量为 $E_y = E$ 。泊松比 μ 变化可以忽略, 所以有 $\mu_{xy} = \mu_{yx} = \mu$ 。根据正交异性板的稳定理论, 岩板由于弯曲而增加的势能为:

$$\begin{aligned} U &= \frac{1}{2} \int_0^a \int_0^b \left\{ D_x \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \right)^2 + 2D_x \mu_{yx} \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \right) \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right) + \right. \\ &\quad \left. D_y \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right)^2 + 4D_k \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y} \right)^2 \right\} dx dy = \\ &\quad \frac{D}{2} f^2 \int_0^a \int_0^b \left(\Psi_t \frac{\pi^4}{a^4} + 2\Psi_t \mu \frac{\pi^4}{a^2 b^2} + \frac{\pi^4}{b^4} \right) \cdot \\ &\quad \sin^2 \frac{\pi y}{b} \sin^2 \frac{\pi x}{a} dx dy + \frac{D}{2} f^2 \cdot \\ &\quad \int_0^a \int_0^b 2(1-\mu) \sqrt{\Psi_t} \frac{\pi^4}{a^2 b^2} \cos^2 \frac{\pi y}{b} \cos^2 \frac{\pi x}{a} dx dy = \\ &\quad \frac{abD}{8} \left(\Psi_t \frac{\pi^4}{a^4} + 2\sqrt{\Psi_t} \frac{\pi^4}{a^2 b^2} + \frac{\pi^4}{b^4} \right) f^2 \end{aligned} \quad (8)$$

式中, $D_x = \frac{E_s h^3}{12(1-\mu_{xy}^2)} = \frac{\Psi_t E h^3}{12(1-\mu^2)} = \Psi_t D; D = \frac{E}{12} \frac{h^3}{(1-\mu^2)}$, 为板的弯曲刚度; $D_y = D; D_k = \frac{G h^3}{12} = \frac{\sqrt{\Psi_t} E h^3}{24(1+\mu)} = \frac{1-\mu}{2} \cdot \sqrt{\Psi_t} D$ 。

根据弹塑性板稳定性理论, 各个荷载作用在 Z 方向上的分量忽略不计。板在推力 P 和体力分量

$$\begin{aligned} W &= \frac{h}{2} \left\{ \int_0^b \sigma_x \left[\int_0^a \left(\frac{\partial \omega}{\partial x} \right)^2 dx \right] dy + \int_0^a \sigma_y \left[\int_0^b \left(\frac{\partial \omega}{\partial y} \right)^2 dy \right] dx \right\} + \mathcal{H} \int_0^a \int_0^b \frac{\partial \omega}{\partial x} \frac{\partial \omega}{\partial y} dx dy = \frac{h}{2} \int_0^b \sigma_x \left[\int_0^a \left(\frac{\pi^2}{a^2} f^2 \sin^2 \frac{\pi y}{b} \cos^2 \frac{\pi x}{a} \right) dx \right] dy \\ &= \frac{h}{2} \int_0^b \left(\frac{L-a}{h} H + \gamma(a-x)(\sin \alpha + \alpha_s \cos \alpha) \right) \cdot \left[\int_0^a \left(\frac{\pi^2}{a^2} f^2 \sin^2 \frac{\pi y}{b} \cos^2 \frac{\pi x}{a} \right) dx \right] dy \\ &= \frac{h}{2} \int_0^b \left(\frac{L-a}{h} H + \gamma a (\sin \alpha + \alpha_s \cos \alpha) \right) \cdot \left[\int_0^a \left(\frac{\pi^2}{a^2} f^2 \sin^2 \frac{\pi y}{b} \cos^2 \frac{\pi x}{a} \right) dx \right] dy - \frac{h}{2} \int_0^b \left(\frac{L-a}{h} H + \gamma x (\sin \alpha + \alpha_s \cos \alpha) \right) \cdot \\ &\quad \left[\int_0^a \left(\frac{\pi^2}{a^2} f^2 \sin^2 \frac{\pi y}{b} \cos^2 \frac{\pi x}{a} \right) dx \right] dy - \frac{h}{2} \int_0^b \left(\frac{L-a}{h} H + \gamma x (\sin \alpha + \alpha_s \cos \alpha) \right) \cdot \left[\int_0^a \left(\frac{\pi^2}{a^2} f^2 \sin^2 \frac{\pi y}{b} \cos^2 \frac{\pi x}{a} \right) dx \right] dy \\ &= \frac{\pi^2 b h}{8a} \left[\frac{(L-a)}{h} f^2 H + \gamma a (\sin \alpha + \alpha_s \cos \alpha) f^2 \right] - \frac{1}{16} \pi^2 \gamma h b (\sin \alpha + \alpha_s \cos \alpha) f^2 \\ &= \frac{\pi^2 b h}{8a} \left[\frac{(L-a)}{h} H + \frac{1}{2} \gamma a (\sin \alpha + \alpha_s \cos \alpha) \right] f^2 \end{aligned} \tag{10}$$

由功能原理, 且由于板初始无变形, 故可认为岩板中增加的弹性势能与外力所做功相等, 即 $W = U$, 即:

$$\begin{aligned} \frac{abD}{8} \cdot \left(\Psi_t \frac{\pi^4}{a^4} + 2\sqrt{\Psi_t} \frac{\pi^4}{a^2 b^2} + \frac{\pi^4}{b^4} \right) f^2 = \\ \frac{\pi^2 b h}{8a} \left[\frac{(L-a)}{h} H + \frac{1}{2} \gamma a (\sin \alpha + \alpha_s \cos \alpha) \right] f^2 \end{aligned} \tag{11}$$

1.2 方程的求解

将 D 代入式(10)整理后可得:

$$\begin{aligned} \frac{\pi^2 E h^3}{12 b^2 (1-\mu^2)} \left(\Psi_t \frac{b^2}{a^2} + 2\sqrt{\Psi_t} + \frac{a^2}{b^2} \right) - \\ \left[(L-a) H + \frac{1}{2} \gamma a (\sin \alpha + \alpha_s \cos \alpha) \right] = 0 \end{aligned} \tag{12}$$

定义 $\sigma^* = (L-a) H + \frac{1}{2} \gamma a (\sin \alpha + \alpha_s \cos \alpha)$, 为

下滑应力, 定义 $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E h^3}{12 b^2 (1-\mu^2)} \left(\Psi_t \frac{b^2}{a^2} + 2\sqrt{\Psi_t} + \frac{a^2}{b^2} \right)$, 为临界应力。当下滑应力大于临界应力时, 边坡有弯曲破坏的趋势。由式(12)整理后可得关于弯曲部分长度 a 的极限平衡方程:

$$\beta_1 a^4 + \beta_3 a^3 + \beta_2 a^2 + \beta_1 = 0 \tag{13}$$

其中式(13)的 4 个系数分别如下:

($\sin \alpha dG + \cos \alpha dS$) 的作用下的中面内力, 正应力以压为正, 剪应力以板的中面相邻两边的夹角增大时的剪切变形相对应的剪应力为正。

$$\sigma_x = \frac{P}{bh} + \gamma(a-x)(\sin \alpha + \alpha_s \cos \alpha), \sigma_y = 0, \tau_{xy} = 0 \tag{9}$$

外力做功为:

$$\left. \begin{aligned} \beta_1 &= \pi^2 D \Psi_t \\ \beta_2 &= \frac{\pi^2 D}{b^2} \cdot 2\sqrt{\Psi_t} - rhL(\sin \alpha - \tan \varphi \cos \alpha) - \\ &\quad \alpha_s rhL(\cos \alpha + \tan \varphi \sin \alpha) - \frac{1}{2} r_w Lh \frac{1}{\cos \alpha} \\ &\quad \left(\frac{\cos \alpha - \sin \alpha}{\cos \alpha} h + 1 \right) + cL \\ \beta_3 &= rh \left(\frac{1}{2} \sin \alpha - \tan \varphi \cos \alpha \right) + \alpha_s rh \left(\frac{1}{2} \cos \alpha + \tan \varphi \sin \alpha \right) + \frac{1}{2} r_w \frac{h^2}{\cos^2 \alpha} (\cos \alpha - \sin \alpha) - c \\ \beta_4 &= \frac{\pi^2 D}{b^4} + \frac{1}{2} \frac{r_w h}{L \cos \alpha} \end{aligned} \right\} \tag{14}$$

将边坡的具体参数代入式(13), 通过 MATLAB 软件求解式(13)可以得到顺层岩质边坡弯曲破坏的临界长度 a 。用临界长度 a 与顺层岩板的总长度 L 来定义稳定系数 F_s :

$$F_s = a/L \tag{15}$$

当 $F_s \leq 1$ 时, 说明该边坡会发生弯曲破坏, 当 $F_s > 1$ 时, 即计算所得的临界长度 a 大于岩板的总长度 L , 说明岩板长度没有达到滑移弯曲破坏的临界长度要求, 故不会发生弯曲破坏。

本文建立的模型特点是既考虑了层状岩体材料的塑性性质对该类边坡稳定性的影响, 又考虑了降水所导致的静水压力的作用和地震的影响。若不考

考虑静水压力和地震力的影响,即 S 、 U 、 V 均取为 0, 可得:

$$\frac{\pi^2 D}{b^4} a^4 + [rh(\frac{1}{2} \sin \alpha - \tan \varphi \cos \alpha) - c] a^3 + [\frac{\pi^2 D}{b^2} \cdot 2\sqrt{\Psi_i} - rhL(\sin \alpha - \tan \varphi \cos \alpha)] a^2 + \pi^2 D = 0 \tag{16}$$

可以看出,式(16)与文献[7]推导的表达式一致。

2 工程实例分析

渝怀铁路 DK372+630—DK372+850(工点 1),斜坡坡度为 $20^\circ \sim 30^\circ$,岩层大部分以白云质灰岩为主,层面呈微波状,粗糙,岩层产状为 $NE14^\circ/SE < 25^\circ$ 。斜坡面长 $L=800\text{ m}$ 。表面岩层平均厚度 $h=0.8\text{ m}$,层间粘聚力折算成内摩擦角,层面综合内摩擦角取为 $\varphi=26^\circ$,泊松比 $\mu=0.2$,弹性模量 $E=25\text{ GPa}$,岩层材料重度 $\gamma=27\text{ kN/m}^3$,边坡位于 6 度抗震设防区,地震影响系数取为 $\alpha_s = \eta \cdot A_g = 0.0125$,层面倾角 $\alpha=25^\circ$,坡长 b 取 220 m ;由于开挖路堑过后的坡体较高,加之外界施工等因素的影响,偏于安全考虑,取坡脚岩层实际应力状态对应的切线模量进行计算,即 $\Psi_i = 0.6$, $E_i = 15\text{ GPa}$,由于滑坡岩体透水性较强,暂不考虑静水压力的作用。各个参数代入式(12)计算得出 $a=168.57\text{ m}$, $F_s=0.21 < 1$,边坡有发生溃屈失稳的可能性,溃屈段位于边坡下部。考虑 7 度抗震设防区的地震力影响,即 $\alpha_s=0.025$,得 $a=138.20\text{ m}$;当考虑 8 度抗震设防区的地震力影响时,即 $\alpha_s=0.05$,得 $a=100.19\text{ m}$ 。当取 $\alpha_s=0$ 时,即不考虑地震力影响时, $a=209.19\text{ m}$,与文献[7]计算结果一致。可见 α_s 的取值对计算结果影响很大,随着 α_s 的增大,弯曲段长度 a 逐渐减小,边坡断裂段向边坡下部移动,即可维持稳定的顺层岩质边坡的高度越低。故在顺层岩质边坡稳定性计算中,地震力影响是不可忽略的因素。

渝怀铁路 DK224+96—DK225+220 工段(工点 2),天然斜坡坡度为 $20^\circ \sim 30^\circ$,岩层均以灰白色斑状白云质灰岩为主,岩层产状为 $NE53^\circ/NW < 33^\circ$,坡面长 $L=400\text{ m}$,边坡表面岩层平均厚度 $h=0.8\text{ m}$,层理发育,层面平直粗糙、闭合,岩层走向与线路走向接近。岩层的弹性模量 $E=25\text{ GPa}$,泊松比 $\mu=0.2$,取层间综合摩擦角 $\varphi=26^\circ$,不考虑粘聚力,边坡长度 $b=260\text{ m}$,岩层倾角 $\alpha=33^\circ$,岩层材料重度 $\gamma=27\text{ kN/m}^3$ 。取 $\Psi_i=0.8$,考虑 6 度抗震设

防区地震力系数 $\alpha_s=0.0125$,由于滑坡岩体透水性较强,故暂不考虑静水压力作用的影响。计算得出 $a=85.86\text{ m}$, $F_s=0.21 < 1$,说明边坡有发生弯曲失稳的可能性,弯曲段位于边坡下部。当 Ψ_i 取不同值时,对应计算所得的弯曲段长度、临界应力和稳定系数见表 1。

表 1 弯曲长度、临界应力和稳定系数的变化
Table 1 Flexural length ,critical stress and stability coefficient

Ψ_i	弯曲段长/ mm	临界应力/ kN	稳定系数
1.0	95.26	1554.67	0.24
0.8	84.86	1525.83	0.21
0.4	59.44	1455.42	0.15
0.2	41.77	1406.48	0.10

由以上计算说明塑性参数 Ψ_i 的取值对结果影响很大。当取 $\Psi_i=1$ 时,即岩板按弹性参数考虑所得计算结果与文献[6]中计算结果 $a=99.09$ 较为接近。从表 1 中数据可以看出,岩板按弹性参数($\Psi_i=1$)计算所得的临界应力比按塑性参数($\Psi_i < 1$)计算所得临界应力要大,按弹性参数计算所得结果偏于不安全。并且随着材料的塑性性质的增强,即 Ψ_i 的减小,岩板的临界应力随之减小。故在顺层岩质边坡稳定性计算中,边坡实际所处的应力状态是不可忽略的因素。

3 结 语

基于弹塑性板稳定性理论,考虑地震力和静水压力的影响,对顺层岩质边坡进行弯曲破坏分析,并结合工程实例计算,得出以下主要结论:

(1)将弹塑性板的稳定性理论用于顺层岩质边坡的弯曲失稳分析,考虑岩质边坡失稳时的实际应力状态,同时特别考虑地震力和静水压力对其稳定性的影响,利用能量法进行分析,推导出考虑地震力与静水压力的顺层岩质边坡弯曲破坏段长度的计算公式,建立了稳定系数指标对顺层岩质边坡进行评价。

(2)所建立的计算公式和稳定系数指标与已有不考虑地震力和静水压力的弹塑性板理论分析顺层岩质边坡弯屈失稳的方法进行了对比分析。若将计算公式中地震力和静水压力的部分去掉,则与已有的分析方法一致,体现了两者的一致性;若将实际工点参数代入计算公式,两种计算方法所得结果不同,

考虑地震力和静水压力的计算公式所得结果更加符合实际,体现了两者的差异性。

(3)通过 2 个实际工点的具体参数,代入所建立的公式中进行计算,工点 1 与工点 2 考虑 6 度抗震设防区地震力影响计算得到的边坡弯曲破坏段长度结果与现场实际调查情况相一致。并且分析了地震力参数地震影响系数和岩板塑性参数的不同取值对计算结果的影响,验证了本文方法的可行性。

参考文献:

[1] 李安洪,周德培,冯 君,等. 顺层岩质边坡稳定性分析与支挡防护设计[M]. 北京:人民交通出版社, 2011:3-4.
Li A H, Zhou D P, Feng J, et al. Stability analysis of flexural failure of consequent rock slope and design of slope protection[M]. Beijing: China Communications Press, 2011:3-4. (in Chinese)

[2] Goodman R E. Introduction to rock mechanics[M]. New York: John Wiley and Sons, 1980:78-94.

[3] Hoke E, Bray J W. Rock slope engineering[M]. London: Inst. Min. and Metal, 1979:127-150.

[4] Cavers D S. Simple methods to analyze bulking of rock slopes[J]. Rock Mechanics, 1981, 14(2): 87-104.

[5] 孙广忠. 岩体结构力学[M]. 北京: 科学出版社, 1988:344-346.
Sun G Zh. Rock mass structural mechanics[M]. Beijing: The Science Publishing Company, 1988: 344-346. (in Chinese)

[6] 刘晓丽,周德培. 用弹性板理论分析顺层岩质边坡的失稳[J]. 岩土力学, 2002, 23(2): 162-165.
Liu X L, Zhou D P. Stability analysis of laveded dip

rocky slopes with elastic plane theory[J]. Rock and Soil Mechanics, 2002, 23(2): 162-165. (in Chinese)

[7] 冯 君,周德培,杨 涛. 用弹塑性板理论分析顺层边坡的弯曲失稳[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(8): 1184-1188.
Feng J, Zhou D P, Yang T. Stability analysis of consequent rock slopes using elastic-plastic plate theory [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(8): 1184-1188. (in Chinese)

[8] 唐家祥,王仕统,裴若娟. 结构稳定理论[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1989:73-81.
Tang J X, Wang Sh T, Pei R J. Theory of structural stability[M]. Beijing: China Railway Press, 1989:73-81. (in Chinese)

[9] 黄与宏. 板结构[M]. 北京:人民交通出版社, 1992: 123-148.
Huang Y H. Plate structure[M]. Beijing: China Communications Press, 1992:123-148. (in Chinese)

[10] 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.
Li Y P, Yang Zh L, Wang Zh Y. Displacement theory of structure stability for rock mass bedding slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2000, 19(6): 747-750. (in Chinese)

[11] Wyllie D C, Mah C W. Rock slope engineering[M]. London: Taylor & Francis Group, 2005:221-249.

[12] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1996:228-234.
Li G H. Stability and vibration of bridge structure [M]. Beijing: China Railway Press, 1996:228-234. (in Chinese)