

# 用弹塑性板理论分析顺层边坡的弯曲失稳

冯 君, 周德培, 杨 涛

(西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031)

**摘 要:** 滑移弯曲失稳是顺层岩质边坡中较为常见的一种破坏模式, 以往采用弹性压杆稳定理论或弹性板稳定理论来进行分析, 弹性压杆理论将岩板视为一维受压杆件, 弹性板稳定理论将岩板视为二维受压板, 均未考虑岩体塑性对稳定性的影响。对于顺层岩质边坡的弯曲失稳破坏, 如果岩层中应力较大, 则可能在岩层开始屈曲前, 应力已超过弹性极限, 因而岩层的屈曲变形一开始就不完全是弹性的, 如仍采用弹性屈曲理论进行分析, 可能会得到不真实的结果, 应根据具体情况将其视为弹塑性屈曲问题。应用弹塑性板的翘曲理论对顺层岩质边坡的弯曲失稳进行了分析, 同时考虑了边坡长度以及岩体塑性对其稳定性的影响, 推导了相应计算公式, 并通过工程实例进行了验证。

**关键词:** 顺层岩质边坡; 弹塑性板理论; 弯曲失稳; 岩板

中图分类号: TU45

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 4548(2010)08 - 1184 - 05

**作者简介:** 冯 君(1977 - ), 男, 四川渠县人, 博士, 副教授, 从事边坡工程与地基基础方向研究。E-mail: fengjun4316@163.com。

## Stability analysis of consequent rock slopes using elastic-plastic plate theory

FENG Jun, ZHOU De-pei, YANG Tao

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

**Abstract:** Flexural failures often occur in construction of consequent rock slopes. The elastic compression bar theory and the elastic plate theory are often used in the stability analysis of consequent rock slopes for flexural failure mode. Rock plates are assumed as one-dimensional compression bar in the elastic compression bar theory and two-dimensional plate in the elastic plate theory. The influences of rock plasticity on the slope stability are not considered in the above two methods. For the flexural failure mode, if stresses in rock strata are large enough to exceed their elastic limits, the rock material will sustain both elastic and plastic strains. In such a case, the application of the elastic theory may lead to unreasonable results. On the basis of the stability theory for elastic-plastic plates, a study on the mechanism of flexural failure of consequent rock slopes is carried out by using the energy method. The influences of slope length and plasticity of rock mass are considered particularly in deducing the computational formula for the stability analysis of consequent rock slopes. The feasibility of the proposed method is verified by some practical engineering cases.

**Key words:** consequent rock slope; elastic-plastic plate theory; flexural failure; rock plate

## 0 引 言

对于顺层岩质边坡, 在一定条件下, 可能由于坡体后部岩层滑移而前缘坡角受阻而发生滑移-弯曲型变形破坏或者叫做溃屈失稳破坏。自 80 年代以来, 许多学者应用弹性压杆稳定理论对顺层边坡的滑移弯曲问题进行了研究<sup>[1-4]</sup>, 推导了理论公式。分析中假定边坡的长度无限延伸, 将滑移-弯曲型顺层岩质边坡简化为平面应变多层板梁的稳定问题, 通过建立相应的板梁力学模型, 同时考虑不同约束情况, 利用能量法对其稳定性进行分析。对于岩质边坡而言, 由于自然界的各种地质作用, 沿边坡的长度方向总是存在着一

些大的节理裂隙和断层, 将其切割为不连续体, 使边坡成为长度有限的坡段, 所以, 对于顺层边坡的失稳破坏, 考虑到边坡长度的影响, 根据情况将其视为长度有限的板来进行研究, 有时会得到更加符合实际的结果。因此, 刘小丽等<sup>[5]</sup>根据弹性受压板的稳定理论, 利用能量法对弹性条件下顺层边坡的弯曲失稳情况进行了分析, 并与传统的弹性压杆稳定理论方法进行了比较。

对于岩体这种复杂介质而言, 当岩体应力较小

**基金项目:** 国家自然科学基金项目(50808149); 中央高校基本科研业务费专项资金项目(SWJTU09CX007)

**收稿日期:** 2009 - 04 - 13

时, 岩体材料服从虎克定律, 可看作弹性材料, 而当应力增大, 超过岩体的弹性极限以后, 岩体则进入塑性变形阶段, 此时岩体的应力应变之间的线性关系已不成立, 已不可看作弹性材料, 此时可视为弹塑性材料。因此, 对于顺层岩质边坡的弯曲失稳破坏, 如果岩层中应力较大, 则可能在岩层开始屈曲前, 应力已超过弹性极限, 因而岩层的屈曲变形一开始就不完全是弹性的。此时, 如仍采用弹性屈曲理论进行分析, 可能会得到不真实的结果, 而应根据具体情况将其视为弹塑性屈曲问题。同时考虑到边坡沿走向方向长度有限, 故将边坡岩层视为长度有限的弹塑性板, 根据受压弹塑性板的稳定理论, 利用能量法对顺层岩质边坡的滑移弯曲失稳情况进行分析。

### 1 模型的建立

由于发生滑移弯曲失稳破坏的顺层边坡岩层厚度相对坡长较小, 岩层变形较小, 故可按小变形理论进行分析; 同时设顺层岩板弯曲时引起的弯曲应力比板的中曲面的应力大, 且由于岩板的抗拉能力较低, 所以一般岩板的挠度要比其厚度小得多, 因此可以按弹塑性薄板理论进行计算; 并且假定边坡只发生沿层面的表层滑动和弯曲, 所以弯曲部分的岩板可看为底边铰支、周边辊轴支撑的弹塑性受压板; 当其发生滑移弯曲失稳破坏时底层不变形, 即为刚性层。对于板结构而言, 当其发生屈曲后仍有相当大的承载能力<sup>[6-10]</sup>, 其破坏荷载较临界荷载要大很多, 故有些学者在分析顺层边坡的滑移弯曲失稳破坏时也分析了后屈曲的影响。但顺层边坡中节理裂隙的存在, 一旦发生初始屈曲, 在地下水作用及蠕变作用影响下, 最终会导致失稳破坏。故本文中不考虑其屈曲后的性能。

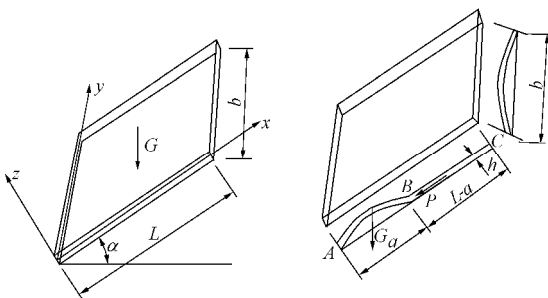


图 1 边坡几何模型和弯曲变形模型

Fig. 1 Geometrical and flexural failure models for slopes

根据上述假设, 将顺层岩质边坡滑移弯曲失稳问题简化为放置在斜坡上的板, 如图 1 所示。在外力和自重的共同作用下, 边坡的表层 (厚度为  $h$ ) 发生了滑移弯曲破坏。整个表层岩体可以分为两部分, 即长

度为  $a$  的  $AB$  段, 和长度为  $L_a$  的  $BC$  段,  $AB$  段已和底层脱离, 是向外鼓出的弯曲段; 而  $BC$  段则是发生滑移的滑动段。从弯曲段的变形形状来看, 似乎把  $A$  端和  $B$  端简化为固定端比较合理。然而当弯曲失稳时, 表层的弯曲端已经脱离底层, 黏结力自然不存在, 而滑动段也已移动, 层间的黏结力也是很小的残余值, 不能承受弯矩, 因而把  $A$  端简化为铰支座,  $B$  端简化为辊轴支撑支座是偏于安全的<sup>[4]</sup>。对于整个岩板来说, 则可以简化为四边简支板。这样, 顺层岩质边坡的稳定问题就可简化为四边简支薄板的翘曲模型<sup>[5]</sup>。又根据薄板的稳定理论可知, 在非受压边 (图 1 中即为  $y$  向) 只有一个半波时板的临界屈曲应力最小; 同时为了简化问题只考虑在板屈曲时受压边 ( $x$  方向) 出现一个半波的情况, 设  $w$  为  $z$  向挠度, 据此可将板的挠曲变形方程设为

$$w = f \sin \frac{\pi x}{a} \sin \frac{\pi y}{b} \quad (1)$$

满足板的边界条件, 即  $w(x=0, x=a)=0$ ,  $w(y=0, y=b)=0$ ,  $\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}(x=0, x=a)=0$ ,  $\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}(y=0, y=b)=0$ 。  $f$  为挠度的最大值, 即  $f = w \sin \frac{\pi a}{a} \sin \frac{\pi b}{b} = w_{\max}$ 。

图 1 中  $a$  为岩层的倾角, 弯曲段的岩板自重为  $G$ , 滑动段  $BC$  对弯曲段的推动作用则用推力  $P$  来表示, 这是使下部岩板产生弯曲变形的主要动力。若岩层间的黏聚力为  $c$ , 摩擦角为  $\varphi$ , 则推力为

$$P = (L - a) [ g h (\sin a - \cos a \tan j) - c ] b = (L - a) b H, \quad (2)$$

式中,  $H = g h (\sin a - \cos a \tan j) - c$ 。

### 2 公式推导

如前所述, 考虑到顺层边坡沿走向方向的长度有限, 以及边坡岩体材料的弹塑性特征, 可将顺层岩质边坡滑移弯曲失稳问题简化为弹塑性板的翘曲问题。板的弹塑性翘曲, 是指板翘曲时, 它的应力或应变在板的一部分或全部超过了材料的弹性极限而进入了塑性范围。板的弹塑性翘曲问题可用山雷 (Shanley) 理论进行分析, 分析中涉及到塑性理论, 推导过程极为复杂, 因此, 在实际工程中, 通常采用一种已被广泛接受的近似理论进行分析。对于  $x$  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 ( $E_t$  和  $E$  分

别为切线模量和弹性模量,如图2,  $x$  方向对  $y$  向的抗扭刚度将按  $\sqrt{E_t/E}$  减小,而  $y$  向的抗弯刚度则保持不变,即假定板是正交异性的<sup>[10]</sup>。

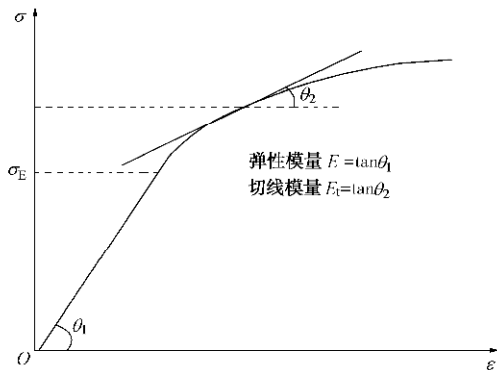


图2 切线模量示意图

Fig. 2 Sketch of tangent modulus

因此,在下面的推导中,将弹塑性岩板看成正交异性板进行分析。在  $x$  方向,由于压应力超过了弹性极限,材料的模量不是弹性模量  $E$ ,而是切线模量  $E_t$ 。对于某种材料而言,  $E$  是常量,而切线模量  $E_t$  则随应力大小而异,有  $E_t = ds/de$ 。令  $y_t = E_t/E$ ,则有  $x$  方向的弹性模量  $E_x = y_t E$ 。 $y$  方向的弹性模量保持不变,即  $E_y = E$ 。泊松比  $m$  变化微小,所以有  $m_{yx} = m_{xy} = m$ 。

此时可利用能量法对顺层边坡滑移弯曲失稳问题进行近似分析。能量法的提法为:在平衡状态下,外力由于微分位移对弹性体所做的功等于系统弹性势能的增加,即

$$dU = dW \quad (3)$$

式中,  $dU$  是弹性体弹性能的微分增量,  $dW$  是外力对弹性体的微分功。

根据正交异性板的稳定理论,岩板由于弯曲变形而增加的势能为

$$U = \frac{1}{2} \int_0^a \int_0^b \left\{ D_x \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 + 2D_{xy} \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \left( \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) + D_y \left( \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 + 4D_k \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right\} dx dy \quad (4)$$

式中,  $D_x = \frac{E_x h^3}{12(1-m_{xy}^2)} = \frac{y_t E h^3}{12(1-m^2)} = y_t D$ ,  $D$  为板的

单位宽度的抗弯刚度,且有  $D = \frac{E h^3}{12(1-m^2)}$ ,

$$D_y = \frac{E h^3}{12(1-m^2)} = D, \quad D_k = \frac{G h^3}{12} = \frac{\sqrt{y_t} E h^3}{24(1+m)} = \frac{1-m}{2} \sqrt{y_t} D。$$

将式(1)代入式(4)中,可得:

$$\begin{aligned} U &= \frac{D}{2} f^2 \int_0^a \int_0^b \left( y_t \frac{\pi^4}{a^4} + 2y_t m \frac{\pi^4}{a^2 b^2} + \frac{\pi^4}{b^4} \right) \sin^2 \frac{\pi y}{b} \sin^2 \frac{\pi x}{a} dx dy + \\ &\quad \frac{D}{2} f^2 \int_0^a \int_0^b 2(1-m) \sqrt{y_t} \frac{\pi^4}{a^2 b^2} \cos^2 \frac{\pi y}{b} \cos^2 \frac{\pi x}{a} dx dy \\ &= \frac{D}{2} f^2 \left( y_t \frac{\pi^4}{a^4} + 2y_t m \frac{\pi^4}{a^2 b^2} + \frac{\pi^4}{b^4} \right) \frac{ab}{4} + \frac{D}{2} f^2 \cdot \\ &\quad 2(1-m) \sqrt{y_t} \frac{\pi^4}{a^2 b^2} \frac{ab}{4} \\ &= \frac{abD}{8} \left( y_t \frac{\pi^4}{a^4} + 2\sqrt{y_t} \frac{\pi^4}{a^2 b^2} + \frac{\pi^4}{b^4} \right) f^2 \quad (5) \end{aligned}$$

外力所做功为

$$\begin{aligned} W &= \frac{h}{2} \left\{ \int_0^b s_x \left[ \int_0^a \left( \frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 dx \right] dy + \int_0^a s_y \left[ \int_0^b \left( \frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 dy \right] dx \right\} + \\ &\quad t h \int_0^a \int_0^b \frac{\partial w}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial y} dx dy \quad (6) \end{aligned}$$

式中,  $s_x, s_y, t$  均为板的中面内力,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。现不考虑水压力和地震力等一些外力的作用,则可知边长为  $a, b$  的板只受到下滑力  $P$  和重力  $G$  的作用,由此可计算板所受的正应力  $s_x$ ,根据弹性理论可将  $z$  方向的重力分量忽略。 $s_x$  的表达式为

$$s_x = \frac{P}{bh} + g(a-x)\sin\alpha = \frac{(L-a)H}{h} + g(a-x)\sin\alpha \quad (7)$$

将式(1)、(7)代入式(6),可得:

$$\begin{aligned} W &= \frac{h}{2} \int_0^b s_x \left[ \int_0^a \left( \frac{\pi^2}{a^2} f^2 \cos^2 \frac{\pi x}{a} \sin^2 \frac{\pi y}{b} \right) dx \right] dy \\ &= \frac{h}{2} \int_0^b \left( \frac{L-a}{h} H + g(a-x)\sin\alpha \right) \left[ \int_0^a \left( \frac{\pi^2}{a^2} f^2 \cos^2 \frac{\pi x}{a} \sin^2 \frac{\pi y}{b} \right) dx \right] dy \\ &= \frac{h}{2} \int_0^b \left( \frac{L-a}{h} H + g a \sin\alpha \right) \left[ \int_0^a \left( \frac{\pi^2}{a^2} f^2 \cos^2 \frac{\pi x}{a} \sin^2 \frac{\pi y}{b} \right) dx \right] dy - \\ &\quad \frac{h}{2} \int_0^b g x \sin\alpha \left[ \int_0^a \left( \frac{\pi^2}{a^2} f^2 \cos^2 \frac{\pi x}{a} \sin^2 \frac{\pi y}{b} \right) dx \right] dy \\ &= \frac{\pi^2 b h}{8a} \left( \frac{L-a}{h} H + g a \sin\alpha \right) f^2 - \frac{\pi^2 g h b \sin\alpha}{16} f^2 \\ &= \frac{\pi^2 b h}{8a} \left( \frac{L-a}{h} H + \frac{g a \sin\alpha}{2} \right) f^2 \quad (8) \end{aligned}$$

由于板最初无变形,所以可认为板中增加的弹性势能即为板由于弯曲变形而引起的全部内能,如式(4)所示;推力  $P$  和重力  $G$  的分量所作之功即为外力功,如式(8)所示。所以根据能量法,将式(4)和(8)代入式(3)中,即

$$\begin{aligned} & \frac{abD}{4} \left( y_t \frac{\pi^4}{a^4} + 2\sqrt{y_t} \frac{\pi^4}{a^2 b^2} + \frac{\pi^4}{b^4} \right) fdf \\ & = \frac{\pi^2 bh}{4a} \left( \frac{L-a}{h} H + \frac{g a \sin a}{2} \right) fdf \quad (9) \end{aligned}$$

将  $D$  代入式 (9) 并整理, 可得

$$\begin{aligned} & \frac{\pi^2 E h^2}{12 b^2 (1-m^2)} \left( \frac{y_t b^2}{a^2} + 2\sqrt{y_t} + \frac{a^2}{b^2} \right) - \\ & \left( \frac{L-a}{h} H + \frac{g a \sin a}{2} \right) = 0 \quad (10) \end{aligned}$$

令  $s^* = \frac{L-a}{h} H + \frac{g a}{2} \sin a$ , 定义为下滑应力;

同样令  $s_{cr} = \frac{\pi^2 E h^2}{12 b^2 (1-m^2)} \left( \frac{y_t b^2}{a^2} + 2\sqrt{y_t} + \frac{a^2}{b^2} \right)$ , 定义为

临界应力。所以, 当下滑应力大于临界应力时, 边坡有滑移弯曲失稳的趋势。整理式 (10), 可得到关于弯曲段岩板沿  $x$  轴方向的边长  $a$  的极限平衡方程式为

$$\begin{aligned} & \frac{\pi^2 D}{b^4} a^4 + \left( H - \frac{g h}{2} \sin a \right) a^3 + \\ & \left( \frac{2\pi^2 D \sqrt{y_t}}{b^2} - LH \right) a^2 + \pi^2 D y_t = 0 \quad (11) \end{aligned}$$

将边坡的物理参量和几何参数代入式 (11), 通过求解方程可得到未知量  $a$ , 从而可以确定边坡沿  $x$  轴方向的弯曲段和滑动段的长度, 为该类边坡的防治与加固提供依据。由于平衡方程为高次方程, 因此可利用数值程序如 MATLAB 直接进行求解。

由式 (11) 可知, 本文所建立的模型的特点是: 相对于应用弹性压杆稳定理论建立的模型, 考虑了顺层边坡沿走向方向长度的影响; 相对于应用弹性板稳定理论建立的模型, 则考虑了岩体材料塑性对该类顺层边坡稳定性的影响。如取  $y_t = E_t / E = 1$ , 即将岩板看作各向同性弹性板进行分析, 不考虑岩体材料的塑性特性, 并代入式 (11) 中, 可得

$$\begin{aligned} & \frac{\pi^2 D}{b^4} a^4 + \left( H - \frac{g h}{2} \sin a \right) a^3 + \\ & \left( \frac{2\pi^2 D}{b^2} - LH \right) a^2 + \pi^2 D = 0 \quad (12) \end{aligned}$$

可以看出, 式 (12) 与刘小丽等<sup>[5]</sup>应用单向受压弹性板稳定理论推导出的表达式完全一致, 因此, 本研究应用单向受压弹塑性板翘曲稳定理论推导出的公式较应用弹性板稳定理论推导的公式应用范围要广。

### 3 算例分析

以下的实例均来自渝怀 (重庆至怀化) 铁路沿线

的顺层岩质边坡工点。

#### (1) DK374+200—DK374+630 工点

该工点天然斜坡坡度为  $20^\circ \sim 30^\circ$ , 坡面斜长  $L$  约 80 m, 岩层为厚层白云质灰岩, 岩层平均产状为  $NW5^\circ / NE \angle 26^\circ$ , 层面呈微波状, 粗糙, 层面胶结较好, 表层灰岩平均厚度  $h=1$  m。根据调查资料可知: 弹性模量  $E=25$  GPa, 泊松比  $\mu=0.2$ , 取层间综合摩擦角为  $j=16^\circ$ , 岩层重度为  $g=27$  kN/m<sup>3</sup>, 岩层倾角取为  $a=26^\circ$ ,  $b$  取为 430 m, 表层岩层应力水平较低, 仍处于弹性工作阶段, 取  $y_t = E_t / E = 1$ 。

再将其他各参数代入式 (11), 可得方程  $0.6265a^4 - 1.0406a^3 - 158.5199a^2 + 21418412.3287 = 0$ 。求解该方程, 得不到合理的  $a$  值, 由此说明此顺层边坡比较稳定, 不容易发生弯曲失稳, 同时根据现场调查情况, 该边坡也未出现弯曲失稳的现象。

#### (2) DK372+630—DK372+850 工点

该工点位于泔溪—龙潭溶蚀槽谷北段西侧, 圆梁山东坡坡脚。圆梁山东坡相对高度 750 m, 坡度  $20^\circ \sim 35^\circ$ , 坡面整体上较稳定, 但其中相隔 300~800 m 就发育一条 10~100 m 冲沟, 因此, 该顺层边坡是开挖冲沟之间的山脊而成。岩层均以白云质灰岩为主, 夹灰质白云岩, 层面呈微波状, 粗糙, 平均产状  $NE14^\circ / SE \angle 25^\circ$ , 层面胶结较好。根据地质调查资料可取边坡表面岩层厚度  $h=0.8$  m, 斜坡面长  $L=800$  m, 层面的综合内摩擦角取为  $j=26^\circ$ , 由于将黏聚力折算为内摩擦角, 因此可将层面间的黏聚力  $c$  视为零, 岩层的弹性模量  $E=25$  GPa, 泊松比  $\mu=0.2$ , 重度  $g=27$  kN/m<sup>3</sup>, 层面倾角为  $a=25^\circ$ , 边坡长度  $b$  取为 220 m; 路堑开挖后, 由于坡体较高, 边坡坡脚处岩层压应力水平也较高, 加上爆破施工等的影响, 表层部分岩体很有可能已经进入塑性工作阶段, 偏于安全, 可取坡脚处岩层的实际应力状态所对应的切线模量作为计算使用的  $E_t$ , 即取  $E_t=15$  GPa, 由此可得  $y_t = E_t / E = 0.6$ 。将以上各几何物理参数代入式 (11), 可得  $a=209.01$  m, 说明该顺层边坡有失稳破坏的可能性, 弯曲段位于边坡的下部。

若取  $y_t=0.3$ , 可得弯曲段长度  $a=167.61$  m, 当取  $y_t=1$ , 即不考虑岩板的塑性时, 得  $a=252.69$  m。由此可见,  $y_t$  的取值对计算结果影响很大。同时根据弹塑性板屈曲理论: 对于同样一块板, 按弹性板考虑得到的临界应力要大于按弹塑性板考虑求出的临界应力, 也就是说按弹性板计算偏于不安全。因此, 对于顺层边坡而言, 若不考虑岩板实际所处的应力状态, 统一按照常规的弹性理论进行计算, 很有可能得到与

实际不符的结论。

## 4 结 论

(1) 对于顺层岩质边坡的弯曲失稳破坏, 如果岩层中应力较大, 则可能在岩层开始屈曲前, 应力已超过弹性极限, 因而岩层的屈曲变形一开始就不完全是弹性的。此时, 如仍采用弹性屈曲理论进行分析, 可能会得到不真实的结果, 而应根据具体情况将其视为弹塑性屈曲问题。

(2) 根据弹塑性板的翘曲理论, 将边坡岩层视为长度有限的弹塑性板, 根据受压弹塑性板的稳定理论, 利用能量法对顺层岩质边坡的滑移弯曲失稳情况进行分析, 推导了相应公式, 并通过几个计算实例, 验证了本文方法的可行性。

### 参考文献:

- [1] GOODMAN R E. Introduction to rock mechanics[M]. New York: John Wiley and Sons, 1980.
- [2] HOKE E, BRAY J W. Rock slope engineering[M]. London: Inst. Min. and Metal, 1979.
- [3] CAVERS D S. Simple methods to analyze bulking of rock slopes[J]. Rock mechanics, 1981, **14**: 87 - 104.
- [4] 刘 钧. 顺层边坡弯曲破坏的力学分析[J]. 工程地质学报, 1997, **5**(4): 335 - 339. (LIU Jun. Mechanical analysis of bend failure of anaclinal slope[J]. Journal of Engineering Geology, 1997, **5**(4): 335 - 339. (in Chinese))
- [5] 刘小丽, 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 Xiao-li, ZHOU De-pei. Stability analysis of layered dip rocky slopes with elastic plane theory[J]. Rock and Soil Mechanics, 2002, **23**(2): 162 - 165. (in Chinese))
- [6] 吴连元. 板壳理论[M]. 上海: 上海交通大学出版社, 1989. (WU Lian-yuan. Theory of plate and shell[M]. Shanghai: Shanghai Jiaotong University Press, 1989. (in Chinese))
- [7] 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. (TANG Jia-xiang, WANG Shi-tong, PEI Ruo-juan. Theory of structure stability[M]. Beijing: China Railway Press, 1989. (in Chinese))
- [8] 黄与宏. 板结构[M]. 北京: 人民交通出版社, 1992. (HUANG Yu-hong. Plate structure[M]. Beijing: China Communications Press, 1992. (in Chinese))
- [9] 肖明心. 板的稳定理论[M]. 成都: 四川科学技术出版社, 1993. (XIAO Ming-xin. Stability theory of plate[M]. Chengdu: Sichuan Science and technology Press, 1993. (in Chinese))
- [10] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1996. (LI Guo-hao. Stability and vibrate of bridge structure[M]. Beijing: China Railway Press, 1996. (in Chinese))

## 宏微观岩土力学与岩土技术国际研讨会二号通知

宏微观岩土力学与岩土技术国际研讨会 (International Symposium on Geomechanics and Geotechnics: From Micro to Macro, 简称 IS-Shanghai 2010) 将于 2010 年 10 月 10 日至 12 日在上海同济大学举行。该会议由国际土力学与岩土工程协会 (ISSMGE) TC35 委员会 (现为 TC105 委员会) 和中国土木工程学会土力学及岩土工程分会联合主办, 由同济大学和日本山口大学联合承办, 由国家自然科学基金委和光华同济大学土木工程学院基金资助, 旨在对宏微观土力学与岩土技术进行国际交流研讨, 探讨土的宏微观特性、离散单元法数值模拟、岩土工程应用技术的最新国际研究成果与发展趋势。会议特邀英国剑桥大学 Malcom Bolton 教授、荷兰特文特大学 Stefan Luding 教授、日本山口大学 Masayuki Hyodo 教授等著名专家学者做专题学术报告。截至目前, 共收到 400 余份摘要投稿和 220 余篇全文投稿, 经过同行评审, 遴选优秀论文将刊印在国

际 SCI 源期刊 Granular Matter 和 Géotechnique 的 special issue, 以及国际英文期刊 Frontier of Architecture and Civil Engineering in China, 其余会议论文将由国外著名出版商 CRC Press - Taylor & Francis Group 出版正式论文集, 论文集将送呈 EI 和 ISI 检索数据库。

**会议主题:** ①土体宏微观力学特性的最新进展; ②描述岩土、岩石、粘结材料宏微观发展的新试验新技术; ③利用离散单元法模拟土体特性的新发展、新技术; ④离散元、有限元在岩土工程中的应用的最新发展趋势; ⑤离散元、有限元在与岩土工程相关领域如隧道、水利、道路等的发展与应用。

**联系方式:** 蒋明镜教授, 刘芳博士; 地址: 上海市四平路 1239 号同济大学地下建筑与工程系 (200092); 电话: 13761404246, 21-65983142; E-mail: mingjing.jiang@mail.tongji.edu.cn; [isshanghai2010@gmail.com](mailto:isshanghai2010@gmail.com)。

(IS-Shanghai2010 组委会 供稿)