

DOI: 10.11779/CJGE201508012

顺坡渗流条件下土质边坡浅层稳定分析

连继峰, 罗 强*, 蒋良潍, 刘 钢, 谢 涛

(西南交通大学高速铁路线路工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031)

摘要: 从斜坡土体应力状态出发, 结合 Mohr-Coulomb 破坏理论, 开展了降雨入渗形成顺坡渗流条件下的无限长土质斜坡浅层稳定分析, 提出了边坡浅层失稳呈现上缘张拉区、中段主滑区和下缘挤压区三段滑动区域组成的“顺坡曲线”破坏模式; 基于定积分元素法, 论证了上下缘滑动区域土体的破裂面具有对数螺旋线形态特征, 建立了考虑渗透力作用、采用有效应力表达、能较好反映入渗深度 z_w 和主滑区长度 L_2 等因素影响的“顺坡曲线”组合滑面浅层稳定分析方法。研究表明: 边坡浅层土体稳定性随 L_2 增大逐渐降低, 最终趋近于无限长斜坡稳定分析结果; 随 z_w 增加直到最大入渗深度 z_f , 处于极限平衡状态下的滑体 L_2 逐渐减小至零, 浅层局部失稳的“顺坡曲线”破坏模式将退化为深层整体失稳的对数螺旋线型曲面破坏模式; $z_w < z_f$ 时, 对边坡浅层稳定性若采用整体曲面滑动法进行分析将得到偏于危险的结果。

关键词: 顺坡渗流; 土质边坡; 浅层破坏; “顺坡曲线”组合滑面; 稳定分析

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2015)08-1440-09

作者简介: 连继峰(1984-), 男, 博士研究生, 主要从事路基工程方面研究。E-mail: 453368452@qq.com。

Shallow stability analysis of soil slopes under seepage parallel to slope surface

LIAN Ji-feng, LUO Qiang, JIANG Liang-wei, LIU Gang, XIE Tao

(MOE Key Laboratory of High-Speed Railway Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: Based on the stress states of slope soils and the failure theory of Mohr-Coulomb, "parallel slope-curve" failure model is proposed, which includes the tension zone at the upper edge, the main slide zone in the middle and the squeeze zone at the lower edge. By using the elements of integral method, the logarithmic spiral equation expressing the rationality of the slip surface at the upper and lower edges is justified. The method of "parallel slope-curve" composite sliding is proposed taking into account factors such as penetration of soils and adopting effective shear strength. The researches indicate that under infiltration depth certain conditions, with the increase of the main slide area L_2 , the safety factor of shallow stability decreases, and it eventually tends to the same value as the infinite slope stability method. When the infiltration depth z_w reaches the maximum depth z_f , the relevant L_2 drops to zero, and the slip surface degrades as logarithmic spiral characteristics of deep sliding failure mode. When z_w is less than z_f , the whole curved surface method for stability analysis of shallow will produce dangerous results.

Key words: seepage parallel to slope surface; soil slope; shallow failure; "parallel slope-curve" composite sliding surface; stability analysis

0 引言

降雨入渗导致的土质边坡失稳现象普遍存在于众多国家和地区, 如(1967年~1983年)美国南加州的压实黏土边坡^[1]、(1988年)南非北部省份细粒风化火山灰岩填筑的路堤边坡^[2]等; 同样此类现象也广泛存在于中国东南、中南、西南地区的膨胀土、红黏土、软岩风化残积土等土质边坡中。事实表明, 降雨是边坡浅层失稳的触发因素^[3]。原因在于雨水入渗致使土体基质吸力降低, 孔隙水压力升高, 导致有效抗剪强度衰减及在渗流作用下发生失稳破坏。

滑动失稳模式是边坡稳定分析的前提, 均质黏性土边坡失稳破坏面为似圆弧滑动面, 相应分析方法有 Fellenius 法^[4]、Bishop 法^[5]、Morgenstern-Price 法^[6]等传统的极限平衡法。但上述方法大都针对边坡深层整体稳定性, 而降雨入渗于均质坡体内形成明显的湿润锋, 湿润锋向下推进过程中形成以湿润锋为分界面的强度差异土层, 此种情况下判断边坡浅层失稳模式对

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目(2013CB036204)

收稿日期: 2014-10-20

*通讯作者

于稳定分析至关重要。对降雨引起边坡失稳的大量调查资料表明^[1-2], 滑动体均呈现滑动深度相对较浅(1~1.5 m左右)且主体破坏面与原坡面基本平行的特征, 若采用边坡深层整体稳定分析方法则须考虑入渗深度对圆弧滑动模式的影响, 而降雨导致的边坡浅层失稳模式及相应稳定分析方法相对较少。Skempton等^[7]基于无限长斜坡假定, 在降雨饱和并形成平行于坡面渗流条件下, 建立了“顺坡平面”破坏模式及其浅层稳定安全系数表达式, 并于1978年载入了美国南加州地方规范^[8]。文献[9]认为当滑体长度远远大于厚度时, 可以忽略滑体下缘剪切作用, 采用该方法是十分可靠的。但Griffiths等^[10]和Milledge等^[11]以有限单元法计算结果为基准, 讨论了无限斜坡稳定分析方法的适用条件, 认为当滑动范围L与入渗深度z_w比值较小时过于保守; 同时指出二者比值也受土性参数的影响。虽文献[10, 11]均讨论了无限长斜坡的适用条件与L/z_w有关, 但并未能建立二者之间的内在关系。文献[12]将浅层溜坍破坏模式简化“顺坡折线”破坏模式, 考虑了滑体下端提供的抗力作用, 但由于假设条件的限制未被推广, 且没有考虑渗流作用。毛昶熙^[13]指出渗流作用下产生的孔隙水压水能减小有效应力或沿滑动面的摩阻力, 并沿渗流方向产生渗透力促使滑动, 因而对边坡稳定有很大的影响。

综上所述, 顺坡渗流对坡体土中应力状态和土性参数的影响关系到边坡失稳破坏模式, 而失稳破坏模式的判断合理与否又会致使稳定分析结果存在差异。为此, 在文献[7]的力学分析基础上, 从斜坡土体应力状态出发, 基于Mohr-Coulomb破坏理论, 分析无限长斜坡土体应力状态随雨水入渗深度增加的变化特征及顺坡滑动的前提条件及充分条件, 确立浅层局部和深层整体失稳模式, 进而建立相应的稳定安全系数表达式, 掌握边坡处于浅层局部临界失稳状态下L和z_w之间的相互关系。研究成果丰富了对顺坡渗流条件下土质边坡浅层稳定分析方法的认识。

1 无限长斜坡浅层失稳分析方法^[7]

在降雨(heavy rain)入渗导致无限长斜坡浅层土体达到饱和状态且产生平行于坡面渗流条件下, 对斜坡z_w深度内长度L₂土条进行如图1所示的力学分析。土条的有效重力W'=γ'z_wL₂; 根据流网可得出z_w深度处孔隙水压力u_w=γ_wz_wcos²α; 土条所受渗透力J=L₂γ_wiz_w=L₂γ_wz_wsinα。

下滑力T和抗滑力R按下式计算:

$$T=W'\sin\alpha+J=L_2\gamma_{\text{sat}}z_w\sin\alpha \quad (1)$$

$$R=(c'+\gamma'z_w\cos^2\alpha\tan\phi')L_2/\cos\alpha \quad (2)$$

由式(1)、(2)可得土条安全系数F_S:

$$F_S=\frac{R}{T}=\frac{c'+\gamma'z_w\cos^2\alpha\tan\phi'}{\gamma_{\text{sat}}z_w\cos\alpha\sin\alpha} \quad (3)$$

令F_S=1, 得到临界深度z_{cr}:

$$z_{\text{cr}}=\frac{c'}{\gamma_{\text{sat}}\cos\alpha\sin\alpha-\gamma'\cos^2\alpha\tan\phi'} \quad (4)$$

式中, i为水力梯度, γ_{sat}为饱和重度, γ'为有效重度, c'为效黏聚力, φ'为有效内摩擦角。

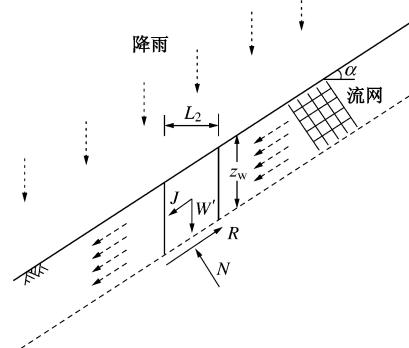


图1 无限长斜坡“顺坡平面”破坏模式

Fig. 1 Translational failure model for infinite slope

综上, “顺坡平面”破坏模式分析对象是无限长斜坡, 考虑了顺坡向的渗流作用, 稳定分析用有效应力表达, 在理论上具有合理性, 但将此方法应用于实际土坡浅层局部稳定性分析, 若仅以土条底部达到有效抗剪强度为浅层失稳破坏的判断依据, 则理由不够充分, 还需考虑滑动土体上下缘的有效抗剪效应, 因此, 采用该方法分析顺坡渗流条件下的边坡浅层稳定性, 存在低估安全系数的保守性。

2 改进的土质边坡浅层稳定分析方法

2.1 土质边坡浅层破坏模式

(1) 顺坡渗流对坡体浅层影响的状态划分

在无渗流条件下, 坡度为α的无限长均质斜坡距表面z深度处B点的竖向应力p_v=γzcosα, 如图2所示, 与B点铅垂面I-I上顺坡向的应力p₁互为共轭应力, 如图3(a)所示。在饱和顺坡向渗流条件下正应力和切应力由下式表示^[14]:

$$\sigma'_{yy}=\gamma'z\cos^2\alpha \quad (5)$$

$$\tau_{yx}=\gamma_{\text{sat}}z\cos\alpha\sin\alpha \quad (6)$$

因此, B点顺坡面上应力p'_v与倾斜面II-II上顺坡向应力p₂互为共轭应力, 如图3(b)所示。铅垂面I-I与倾斜面II-II夹角为α'-α。p'_v和夹角α'表示为^[14]

$$p'_v=\sqrt{\sigma'_{yy}^2+\tau_{xy}^2}=\gamma'z\cos\alpha\sqrt{1+\sin^2\alpha\left[\left(\frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma'}\right)^2-1\right]} \quad (7)$$

$$\alpha' = \tan^{-1}(\gamma_{\text{sat}} / \gamma' \cdot \tan \alpha)。 \quad (8)$$

由式(7)可知 p'_v 与深度 z 呈线性关系, 在距斜坡表面任意深度处 A 点的顺坡面上应力 A_v 与 Mohr 圆的关系如图 4 所示。由 Mohr-Coulomb 破坏理论, A_v 位于破坏包线下方时, 该面处于安全状态, 当 z 增加到 z_{cr} 时, 即 A_v 点到达 B_v 点, 该面上土体达到极限平衡状态^[14]。不难证明均质无限长斜坡在顺坡渗流情况下, 坡体内单元体大小主应力值仅与入渗深度成比例且方向不发生变化, 即 $\sigma'_{1B} : \sigma'_{1A} = \sigma'_{3B} : \sigma'_{3A} = z_B : z_A$ 。

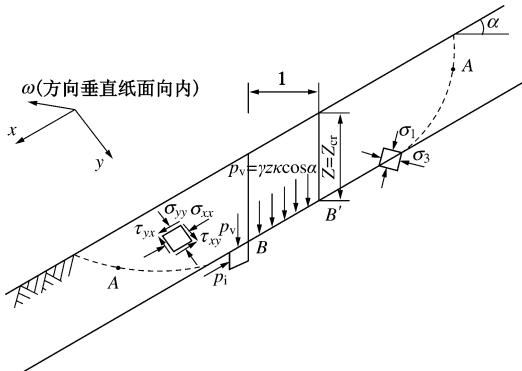


图 2 斜坡内某一深度 z 处的垂向应力

Fig. 2 Vertical stress of slope at depth z

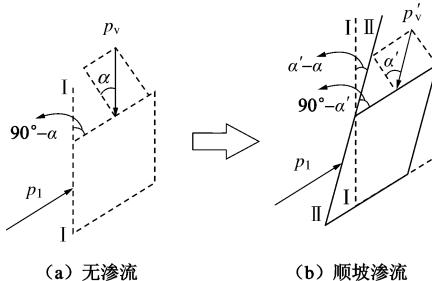


图 3 斜坡内某一深度 z 处 B 点的应力状态

Fig. 3 State of stress of slope at point B at depth z

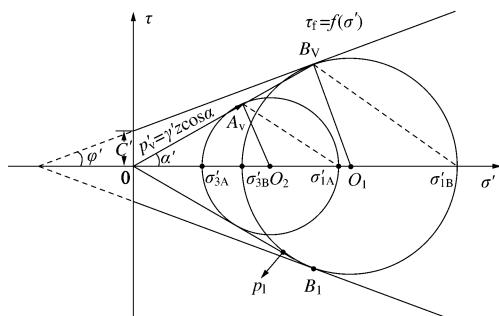


图 4 坡体点应力状态与 Mohr 圆关系

Fig. 4 Relationship between point stress state of slope and Mohr circle

由于渗流作用使得顺坡面上应力不仅改变了大小还导致沿深度应力线 OB_1 绕坐标 O 点向左发生了角度为 $\alpha' - \alpha$ 的偏转, 使得顺坡面达到极限状态对应的深度变的更浅。由图 5 可知, 受顺坡渗流作用影响的应力渐近线 OB_1 绕 O 点向左偏转与强度包线相交, 交

点存在 3 种可能: ①介于 B_1 和 B_2 之间, 如 B_v 点, 须满足 $\alpha < \alpha' < 45^\circ + \phi'/2$ 条件; ②恰好位于 B_2 点, 须满足 $\alpha' = 45^\circ + \phi'/2$; ③介于 B_2 和 B_3 之间, 如 B'_v 点, 须满足 $45^\circ + \phi'/2 < \alpha' < 90^\circ$ 。当处于②情况时, B_2 点对应的临界深度 z_{cr} 处 $\sigma'_3=0$, 且 $z_w < z_{cr}$ 时任意深度处均有 $\sigma'_3=0$, 坡体内任意一点土骨架有效小主应力方向受拉压临界状态; 当处于③情况时, B'_v 点对应的临界深度 z_{cr} 处 $\sigma'_3 < 0$, 且 $z_w < z_{cr}$ 时任意深度处均有 $\sigma'_3 < 0$, 由于渗流作用而使有效最小主应力出现负值, 即土体中产生了拉力, 则可归结为顺坡渗流侵蚀破坏; 当处于①情况时, 有限长均质土坡浅层在一定启动条件下将处于滑动状态。

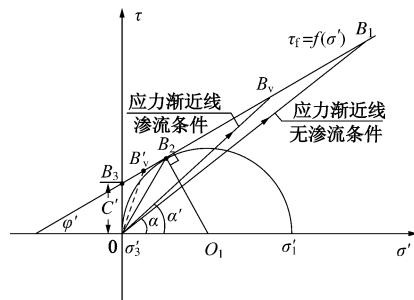


图 5 应力渐近线与强度包线关系

Fig. 5 Relationship between asymptote of stress and strength envelope

(2) 有限长土坡发生浅层滑动的启动条件判别

在上述①情况时, 对于无限长斜坡, 存在 BB' 顺坡面上土体应力达到极限平衡状态对应的临界深度 z_{cr} , 但此时对于有限长土坡, 滑体上缘切入口和下缘剪出口破坏面均处于 BB' 所在顺坡平面的上方, 如 A 点处 $z_A < z_{cr}$, 土体处于安全状态, 尚未与顺坡平面贯通, 如图 2 所示。因此, 雨水入渗深度 $z_w = z_{cr}$ 仅是边坡出现浅层失稳破坏的必要条件。

滑体上下缘 A 点应力要达到极限平衡状态须同时满足:

$$\left[\sigma'_z - \left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right) \right]^2 + \tau_z^2 = \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right)^2, \quad (9)$$

$$\sigma'_3 = \sigma'_1 K_a - 2c' \sqrt{K_a}. \quad (10)$$

式(9)、(10) 分别为 Mohr 应力圆方程与基于 Mohr-Coulomb 破坏理论的极限状态方程。

联立式(9)、(10) 得到两个等效表达式为 A 点处于极限平衡状态与否的判别方程:

$$(p'_v)^2 = \gamma' z \cos^2 \alpha \left[\sigma'_3 (1 + K_p) + 2c' \sqrt{K_p} \right] + (K_p \sigma'^2 + 2c' \sigma'_3 \sqrt{K_p}), \quad (11)$$

$$(p'_v)^2 = \gamma' z \cos^2 \alpha \left[\sigma'_1 (1 + K_a) - 2c' \sqrt{K_a} \right] - (K_a \sigma'^2 - 2c' \sigma'_1 \sqrt{K_a}), \quad (12)$$

式中, σ'_1 为有效大主应力, σ'_3 为有效小主应力, $K_a = \tan^2(45^\circ - \phi'/2)$ 为主动土压力系数, $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi'/2)$ 为被动土压力系数。

根据式(11)、(12) 可得 A 点两个与强度包线相切的极限 Mohr 圆, 如图 6 中的 C_4 和 C_5 , G 和 H 分别为 C_4 和 C_5 与 OB_1 线段的割点。主滑区滑体 $ABB'A'$ 在深度 $z_w > z_{cr}$ 时将产生剩余下滑力, E 点应力 p_2 受剩余下滑力挤压而增大, 当增大到 $(p_2)_{max}$ 时, 即由 E 点到 H 点, 此时铅垂面 I-I 上顺坡向应力由 p_l 也相应地增大到 $(p_l)_{max}$, 即 E' 到 H' , 滑体下缘将达到挤压剪切破坏状态; 当 E 点应力 p_2 受剩余下滑力张拉减小至 $(p_2)_{min}$, 即由 E 点到 G , 此时铅垂面 I-I 上顺坡向应力由 p_l 减小到 $(p_l)_{min}$, 即 E' 到 G' , 滑体上缘将达到张拉剪切破坏状态。因此, 主滑区剩余下滑力的产生是上缘切入口和下缘剪出口出现张拉、挤压破坏的前提条件, 其伴随雨水入渗深度 z_w ($z_w > z_{cr}$) 增加而增大, 最终促使滑体上下缘滑动面与顺坡平面贯通, 与此对应的雨水入渗深度 $z_w = z_l$ 作为有限长土坡发生浅层滑动的启动条件。

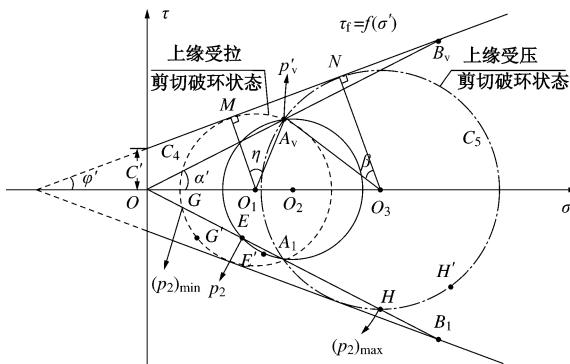


图 6 A 点处于极限状态的 Mohr 圆

Fig. 6 Mohr circle at Point A in limit state

(3) 确定浅层失稳破坏模式

令圆心 O_1 或 O_3 坐标为 $(\sigma_c, 0)$, 由 $A_v O_1 = O_1 M$ 或 $A_v O_3 = O_3 N$ 得

$$\sqrt{(\sigma'_z - \sigma_c)^2 + \tau_z^2} = \frac{|c' + \sigma_c \tan \phi'|}{\sqrt{1 + \tan^2 \phi'}} \quad (13)$$

由式(13) 得到

$$\sigma_c = (-b \pm \sqrt{\Delta})/(2a) \quad (14)$$

式中, $-b = 2c' \tan \phi' + 2\sigma'_z(1 + \tan^2 \phi')$, $\sqrt{\Delta} = \{4[c' \tan \phi' + \sigma'_z(1 + \tan^2 \phi')]^2 - 4[(1 + \tan^2 \phi')(\sigma'_z + \tau_z^2) - c'^2]\}^{1/2}$ 。

在 $\Delta A_v O_1 M$ 和 $\Delta A_v O_3 N$ 中, 由余弦定理得为边坡土体受剩余下滑力作用达到破坏状态时破裂面与顺坡面夹角 η 和 β 与 z_w 的函数关系式:

$$\cos \beta = 1 - \left\{ \left[\sigma'_z - \frac{(\sqrt{\Delta} - b) - 2c' \tan \phi'}{2(1 + \tan^2 \phi')} \right]^2 + \right.$$

$$\left. \left[\tau_z - \frac{(\sqrt{\Delta} - b) \tan \phi' + 2c'}{2(1 + \tan^2 \phi')} \right]^2 \right\} / \sqrt{2 \left\{ \left[\sigma'_z - \frac{1}{2}(\sqrt{\Delta} - b) \right]^2 + \tau_z^2 \right\}}, \quad (15)$$

$$\cos \eta = 1 - \left\{ \left[\sigma'_z + \frac{(\sqrt{\Delta} + b) + 2c' \tan \phi'}{2(1 + \tan^2 \phi')} \right]^2 + \right. \\ \left. \left[\tau_z + \frac{(\sqrt{\Delta} + b) \tan \phi' - 2c'}{2(1 + \tan^2 \phi')} \right]^2 \right\} / \sqrt{2 \left\{ \left[\sigma'_z + \frac{1}{2}(\sqrt{\Delta} + b) \right]^2 + \tau_z^2 \right\}}, \quad (16)$$

式中, β 为 $(0 \sim 90^\circ - \phi')$, 若不考虑裂缝存在, η 为 $(0 \sim 90^\circ + \phi')$, 若考虑裂缝影响, 即 $\sigma'_3 \geq 0$ 时, η 为 $(0 \sim 90^\circ + \phi' - 2\alpha')$ 。

将 $\sigma'_3 = 0$ 代入式(11) 得斜坡张拉裂缝深度 z_0 , z_0 为图 7 中 L_V 点对应的深度。对于裂缝的方向由图 7 可知, 圆 C_1 和 C_2 表示任意小于 z_0 深度处土中两点的土体均达到受拉平衡状态 Mohr 圆, $\angle L'_V O'_1 O = \angle L''_V O''_1 O = 2(90^\circ - \alpha')$, 因此受拉各点土体拉裂方向一致, 裂缝长度 L_0 可按下式计算:

$$z_0 = \frac{2c'}{\gamma' \sqrt{K_a}} \cdot \frac{1}{\cos^2 \alpha + [\sin \alpha (\gamma_{sat}/\gamma')]^2}, \quad (17)$$

$$L_0 = z_0 \cos \alpha / [\sin(90^\circ - \alpha')]. \quad (18)$$

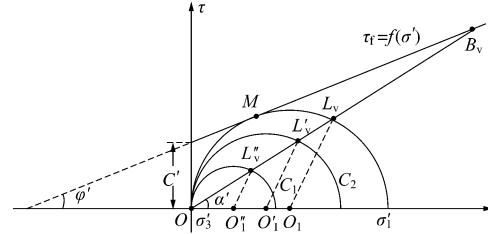


图 7 裂缝区受拉极限状态

Fig. 7 Tension zone in limit state

可见, 顺坡渗流作用下土质边坡浅层失稳破坏模式如图 8 所示, 滑体由中段主滑区产生的剩余下滑力对上下缘产生张拉挤压作用而形成上缘张拉区和下缘挤压区。因此, 将由三段滑动区域组成的浅层失稳破坏模式称为“顺坡曲线”破坏模式。

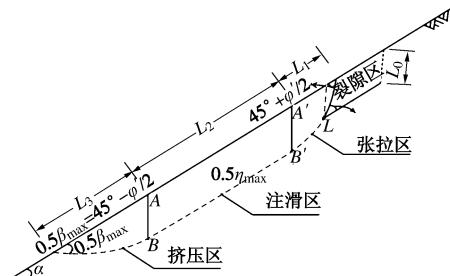


图 8 边坡浅层“顺坡曲线”破坏模式

Fig. 8 “Parallel slope-curve”failure model for slope surface

2.2 “顺坡曲线”组合滑面浅层稳定分析方法

(1) 滑体上下缘区域剪切破坏曲面形态

为得到滑体上下缘剪切破坏面形态, 沿坡面建立直角坐标系, 如图 9 所示。其中, 主滑区 $AA'B'B$ 用 $A(A')B(B')$ 表示。

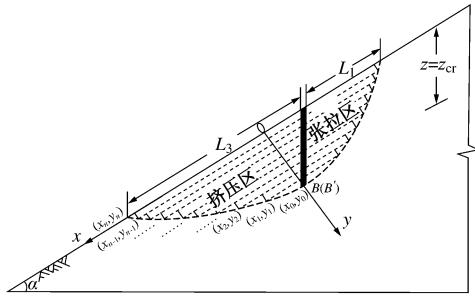


图 9 滑体上下缘剪切破坏曲面形态

Fig. 9 Failure surface morphology of upper and down zones

从图中可知, 曲线上任意点 (x_i, y_i) 符合 $y = f(x)$ 单调函数关系, 对应的斜率 $f'(x_i) = \tan(\beta_i/2)$ 。因此, 可得滑动面函数表达式为

$$f(x) = \int_0^x \tan(\beta/2) dx. \quad (19)$$

因 β 与 z_w 的关系式较复杂, 如式 (15) 所示, 式 (19) 不易求出滑动面函数的解析解。因此, 采用定积分元素法^[15], 沿深度 z_w 方向, 在 $[0, z_{cr}]$ 中任意插入若干等分点: $z_{cr} \cos \alpha = y_0 < y_1 < y_2 < \dots < y_{n-1} < y_n = 0$, 令 $\Delta y_1 = y_1 - y_0$, $\Delta y_2 = y_2 - y_1, \dots$, $\Delta y_n = y_n - y_{n-1}$, 对应的 $\Delta x_1 = x_1 - x_0$, $\Delta x_2 = x_2 - x_1, \dots$, $\Delta x_n = x_n - x_{n-1}$ 。任取一点 $\xi_i (x_{i-1} \leq \xi_i \leq x_i)$, 计算时导数 $f'(\xi_i)$ 可取 $[f'(x_{i-1}) + f'(x_i)]/2$ 代替 $[x_{i-1}, x_i]$ 之间曲线斜率, 有

$$\left. \begin{aligned} x_0 &= 0, y_0 = z_{cr} \cos \alpha, \\ x_1 &= x_0 + \frac{2z_{cr} \cos \alpha}{n[\tan(\beta_0/2) + \tan(\beta_1/2)]}, y_1 = y_0 - \frac{z_{cr} \cos \alpha}{n}, \\ x_2 &= x_1 + \frac{2z_{cr} \cos \alpha}{n[\tan(\beta_1/2) + \tan(\beta_2/2)]}, y_2 = y_1 - \frac{z_{cr} \cos \alpha}{n}, \\ &\dots \\ x_n &= x_{n-1} + \frac{2z_{cr} \cos \alpha}{n[\tan(\beta_{n-1}/2) + \tan(\beta_n/2)]}, y_n = y_{n-1} - \frac{z_{cr} \cos \alpha}{n}. \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

通过式 (20) 曲线坐标计算式可得到滑体下缘挤压剪切破坏曲线形态及下缘沿坡面长度 x_n 。同理, 滑体上缘张拉区也可计算出。

(2) 边坡浅层稳定分析

a) 上下缘剪切破坏曲面的对数螺旋线表达

因滑动面函数表达式 (19) 较为复杂不便用于边坡浅层稳定分析。Rendulic^[16]和 Chen 等^[17]假定路堤边坡失稳模式为对数螺旋曲面, 分别采用极限平衡方法与上限解法对边坡进行了稳定性分析。

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi}, \quad (21)$$

式中, r 为对数螺旋线上任意点矢径长度, r_0 为初始

的矢径长度, θ 为 r 和 r_0 的夹角, 用弧度表示。

为此, 结合定积分元算法进一步讨论顺坡渗流条件下, 上下缘曲面采用对数螺旋方程表达的合理性。

b) 对数螺旋线方程参数 θ , r 和 r_0

由滑移场理论可知, 两族滑移线在任意交点处的两个交角为 $90^\circ \pm \phi'$ ^[18]。因此, 浅层失稳的滑体上下缘对数螺旋线破坏形态的几何要素关系如图 10 所示。

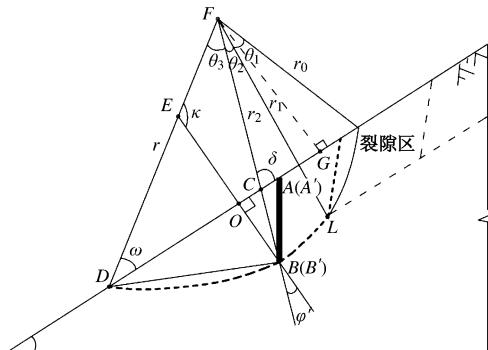


图 10 对数螺旋线几何要素关系

Fig. 10 Relationship among logarithmic spiral geometric elements

由图 10 几何关系可得

$$\frac{\sin \kappa}{BF} = \frac{\sin \phi'}{EF} = \frac{\sin \phi'}{FD - DO / \cos \omega}, \quad (22)$$

式中, $DO = x_n$ 。由式 (21) ~ (26) 导出上下缘对数螺旋线方程参数 r_0 , r_1 , r_2 , θ_1 , θ_2 和 θ_3 。因此, 可确定滑体上下缘整体的对数螺旋线滑面方程。

$$\frac{\sin \delta}{FD} = \frac{\sin \omega}{FC} = \frac{\sin \omega}{BF - BC}, \quad (23)$$

$$FG = r_2 \cos \phi' - y_n, \quad (24)$$

$$r_1 \cos(\phi' - \theta_2) - FG = z_0 \cos \alpha, \quad (25)$$

$$r_0 \cos \angle GFG'_1 = r_2 e^{-(\phi' + \theta_1 - \angle LFG)} \cos \angle GFG' = FG. \quad (26)$$

c) 滑体上下缘整体失稳破坏模式

结合定积分元素法, 分析用对数螺旋线方程表达潜在滑动面的合理性, 如图 11 所示 ($\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$, 坡比 $1:1.5$)。可见, ϕ' 值恒定时, 曲线随 c' 值增加呈平行扩大趋势, 不发生形态上的变化, 各对数螺旋线也呈现等比例平行扩大趋势, 与定积分元素法确定的曲面形态十分吻合。而 c' 值恒定时, 曲线随 ϕ' 值增大呈现趋于平直的规律, 对数螺旋线方程参数 r/r_0 和 θ 随 ϕ' 值增大发生变化, 但与定积分元素法确定的曲线仍保持一致, 结果如表 1 所列。这与黏性土边坡失稳时滑动面呈现似圆弧形, 无黏性土边坡滑动面为直线形^[19]的规律一致。因此, 滑体上下缘整体失稳呈现对数螺旋线曲面破坏模式, 危险滑动面随抗剪强度参数值降低而逐渐靠近浅层, 且滑动范围也相应减小。

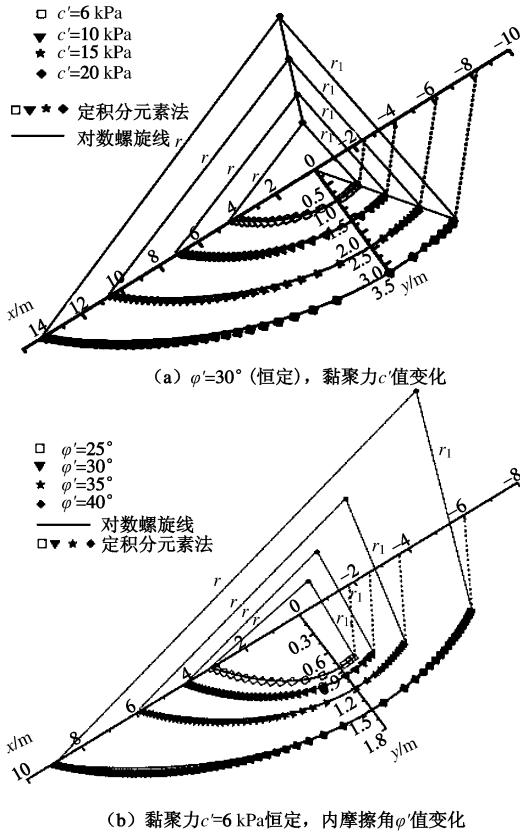


图 11 曲线形态的对数螺旋线表达

Fig. 11 Morphology of logarithmic spiral on curves

表 1 对数螺旋线参数随 c' 、 ϕ' 值变化Table 1 Change of logarithmic spiral parameters with c' and ϕ'

$\phi' = 30^\circ$ (恒定), c' 变动			$c' = 6 \text{ kPa}$ (恒定), ϕ' 变动		
c'/kPa	r/r_1	x_n/y_0	θ	$\phi' /(^{\circ})$	r/r_1
6	1.38	4.35	0.56	25	1.31
10	1.38	4.35	0.56	30	1.38
15	1.38	4.35	0.56	35	1.45
20	1.38	4.35	0.56	40	1.52

d) 滑体上下缘静力平衡分析

文献[20]认为在墙后填土倾斜条件下, 墙背土压力合力作用点位置在墙高 $1/2 \sim 1/3$ 范围内是合理的。因此, 挤压区 P_3 的作用点取 $1/2z_{cr}$ 处, 张拉区 P_1 作用点取 $1/3z_{cr}$ 处。边坡浅层上下缘隔离体受力如图 12 所示。

滑体下缘挤压区安全系数 F_{S3} 和上缘张拉区安全系数 F_{S1} 表达式为

$$F_{S3} = \frac{0.5c'r_0^2 \cot \phi' (e^{2\theta_3 \tan \phi'} - 1)}{W'_3 l_3 + P_3 d_3 + J_3 m_3}, \quad (27)$$

$$F_{S1} = \frac{P_1 d_1 + 0.5c'r_0^2 \cot \phi' (e^{2\theta_1 \tan \phi'} - 1)}{W'_1 l_1 + J_1 (m_1 \cos \alpha + l_1 \sin \alpha)}, \quad (28)$$

式中, J_3 , J_1 为渗透力, m_3 , d_3 , l_3 , m_1 , l_1 和 d_1 为相应的力臂, 如图 12 所示。

Petterson^[18]定义安全系数为抗滑力矩与滑动力矩之比, 即: $F_s = M_R / M_S$; Bishop^[5]对安全系数定义为

土体抗剪强度指标的安全储备程度, 即 $\bar{c} = c'/F_s$ 和 $\tan \bar{\phi}' = \tan \phi' / F_s$, 这就意味着 c' 与 $\tan \phi'$ 按等比例变化, 但对于对数螺旋线曲面破坏模式, 抗剪强度参数值变化将引起滑动面位置和形态的变化, 本文为了简化计算, F_{S3} 和 F_{S1} 采用抗滑力矩与下滑力矩之比。滑体上缘张拉区扇形 $A'B'D'$ 围成土体的有效重力 W'_1 (代替曲边四边形 $A'B'L'G'$ 围成土体的有效重力, 偏于安全)。

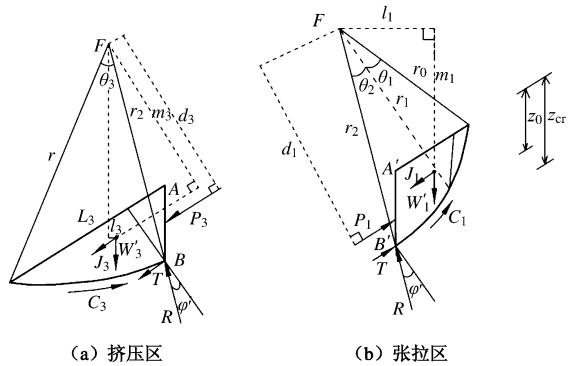


图 12 滑体挤压区和张拉区隔离体

Fig. 12 Slide isolation body in squeeze zone and tension zone

中段主滑区安全系数表达式为

$$F_s = \frac{(c' + \gamma' z_w \cos^2 \alpha \tan \phi') L_2 + P_3}{L_2 \gamma_{sat} z_w \cos \alpha \sin \alpha + P_1}. \quad (29)$$

对于固定滑面的滑体而言, 安全系数只能有一个, 令 $F_{S1}=F_{S3}=F_s$, 可联立式 (27) ~ (29) 求解。该浅层稳定分析基于上下缘刚体滑体满足力矩平衡、中段主滑区满足静力平衡。因此, 称该方法为“顺坡曲线”组合滑面法。但当“顺坡曲线”破坏模式退化为仅由张拉区和挤压区组成的对数螺旋线滑面破坏模式时, 其安全系数 F_s 可按下式计算:

$$F_s = \frac{0.5c'r_0^2 \cot \phi' (e^{2\theta_3 \tan \phi'} - 1)}{W'_3 l_3 + J_3 m_3}, \quad (30)$$

式中, $\theta' = \theta_2 + \theta_3$, W'_3 , J_3 分别为滑体上缘张拉区和下缘挤压区组成整体的有效重力和渗透力; l_3 , m_3 分别为 W'_3 和 J_3 对 F 点的力臂。

由式 (30)、(31) 为临界状态时 L_2 与 z_w 的关系式。

$$\frac{P_1 - P_3}{c' + z_w (\gamma_{sat} \cos^2 \alpha \tan \phi' - \gamma' \cos \alpha \sin \alpha)} = L_2. \quad (31)$$

因斜坡内 $z > z_{cr}$ 深度处某点土体已经屈服, 难以求得滑体上下缘滑动面形态精确解, 因此, 对边坡浅层稳定分析时按平行于 $z = z_{cr}$ 时确定的滑动面近似计算。当张拉区滑面穿过路肩时, 图 12 (b) 相应调整。值得注意的是对于 $z < z_{cr}$ 时, 主滑区滑体尚且处于安全状态, 土体不产生拉力, 计算 F_s 时无需考虑裂缝。

3 “顺坡曲线”组合滑面法应用

以南非北方省(The northern province of south africa)路堤边坡为例^[2]。路堤填料主要为残余火山岩土, 坡比为1:1.5, 粒径小于75 μm质量占总质量的79%, 塑性指数 $I_P=14$, 液限 $w_L=49\%$, $c'=6 \text{ kPa}$ 、 $\varphi'=30^\circ$, $\gamma_{\text{sat}}=20 \text{ kN/m}^3$ 。

(1) 本方法与无限长斜坡浅层稳定分析方法对比
采用无限长斜坡临界深度计算式(4)得 $z_{\text{cr}}=1.16 \text{ m}$, 此时在滑动范围 L_2 变化条件下, 与“顺坡曲线”组合滑面法进行对比分析如图13所示。

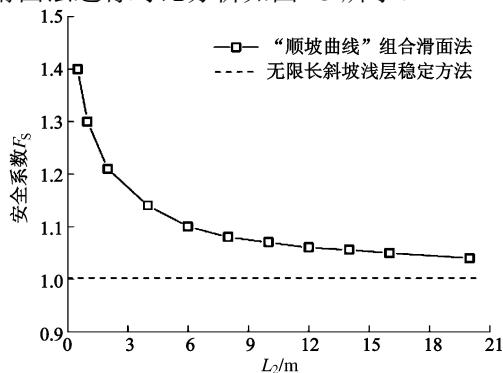


图 13 安全系数计算结果对比

Fig. 13 Comparison of calculated safety factors

可见, “顺坡曲线”组合滑面法计算的 F_S 随 L_2 增大呈现不断减小且逐渐逼近无限长斜坡计算结果的规律。在 z_w 恒定, L_2 较小时, 采用无限长斜坡计算方法偏于保守, 与文献[11, 12]采用有限元方法分析得出的结论一致。原因是 L_2/z_w 较小时, 整个滑动土体安全系数主要受上缘张拉区和下缘挤压区滑体的稳定性控制, 反之亦然。

(2) L_2 和 z_w 对安全系数及滑动模式的影响

从图14中可知, 在“顺坡平面”、“顺坡曲线”和上下缘整体曲面破坏模式下, F_S 均呈现随 z_w 的增大呈现逐渐减小的规律, 且上下缘整体曲面破坏模式下的 F_S 高于其余二者。

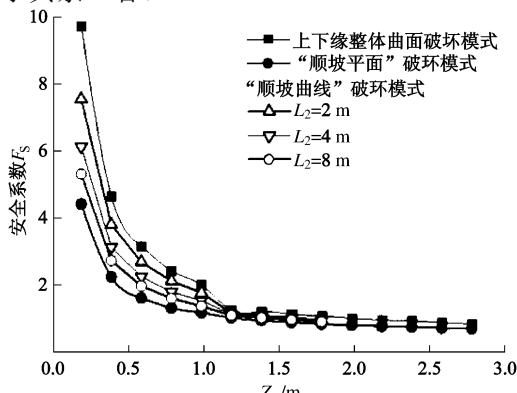


图 14 不同破坏模式下计算 F_S 随 z_w 变化图

Fig. 14 Change of safety factor with z_w by different models

同时, 由式(31)可知, 临界失稳状态时, L_2 随 z_w 的增加呈现双曲线衰减关系, 但对于 $F_{S1}=F_{S3}=1$ 条件下, 上缘张拉区抗力 P_1 和下缘挤压区推力 P_3 随 z_w 变化如图15所示, z_w 达到最终入渗深度 $z_f=1.94 \text{ m}$ 时, $P_1=P_3$, 对应的主滑区范围 L_2 减小至零。此时由三段组合的“顺坡曲线”破坏模式退化成仅由上缘张拉区和下缘挤压区组成的整体曲面破坏模式。可见, $z_w < z_f$ 时, 对边坡浅层稳定性采用整体曲面滑动法进行分析将得到偏于危险的结果。

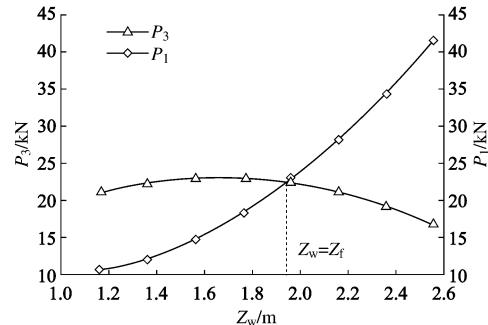


图 15 滑体上下缘临界状态时 P_1 与 P_3 随深度变化图

Fig. 15 Change of P_1 and P_3 in critical state upper and lower edges

(3) 本方法与圆弧滑面法对比

对于均质土坡, 降雨入渗致使坡体内形成以湿润锋为分界面的强度差异土层, 失稳破坏模式由均质土坡的似圆弧滑面模式转变为受该分界面影响的“顺坡曲线”破坏模式。

在入渗深度 $z_w=1.3 \text{ m}$ 条件下($z_w > z_{\text{cr}}$), 分别采用本方法与圆弧滑面法进行对比分析, 计算所得最危险滑面形状及位置如图16所示, 安全系数如表2所列。其中, 圆弧滑面法应用 slope/w 软件, 通过孔隙水压力比^[21] $R_u=u/(\gamma_{\text{sat}} z_w)=(\gamma_w z_w \cos^2 \alpha)/(\gamma_{\text{sat}} z_w)=0.339$ 反映饱和顺坡向渗流作用。

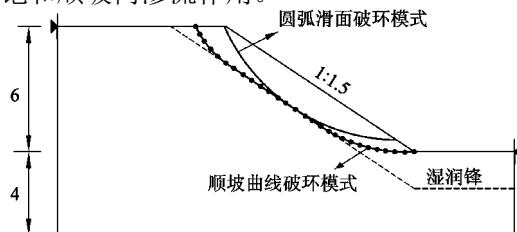


图 16 最危险滑裂面比较

Fig. 16 Comparison of most dangerous slide surfaces

对比分析可知, 圆弧滑面与湿润锋界面仅以切点接触, 而“顺坡曲线”破坏模式的中段主滑区与该分界面重合, 主滑段存在剩余下滑力, 表现出安全系数低于圆弧滑面法。Fellenius 法忽略了条间力作用, 安全系数较部分考虑条间力的简化 Bishop 法偏小, 本方法基于点应力状态确定滑面形状, 通过滑体平衡得安全系数为 1.002, 不仅低于简化 Bishop 法的 1.288, 也低于 Fellenius 法的 1.257。表明, “顺坡曲线”破坏模

式能更好地反映顺坡渗流条件下边坡浅层稳定特性, 计算结果较圆弧滑面法偏于安全。

表 2 安全系数对比

Table 2 Comparison of safety factors

破坏模式	Fellenius 法	简化 Bishop 法	本方法
圆弧滑面	1.257	1.288	—
顺坡曲线	—	—	1.002

4 结 论

在文献[7]的基础上, 根据无限长均质斜坡土体内一点的有效应力状态与极限 Mohr 圆的关系, 对顺坡向渗流条件下的边坡浅层失稳破坏模式、滑动面形态随强度参数变化特征及表达方程、浅层稳定分析方法进行了讨论, 得出以下结论:

(1) 界定了降雨引起顺坡渗流、产生浅层失稳滑动时坡体土性和几何参数须满足 $\alpha' < 45^\circ + \phi'/2$ 的关系, 建立了无限长斜坡坡体内一点土体达到破坏状态的判别方程, 明确了中段主滑区产生剩余下滑力是边坡浅层土体滑动的前提条件, 进而导致边坡浅层上下缘土体产生失稳破坏, 提出了边坡浅层失稳呈现由上缘张拉区、中段主滑区和下缘挤压区三段滑动区域组成的“顺坡曲线”破坏模式。

(2) 推导了顺坡向渗流条件下边坡土体受剩余下滑力作用达到破坏状态时, 破裂面与顺坡面夹角和雨水入渗深度 z_w 的函数关系式, 基于定积分元素法, 确定了滑体上下缘滑动面的几何形态, 结合滑移线场理论, 论证了顺坡渗流条件下, 滑体上下缘剪切破坏面具有对数螺线的形态特征。

(3) 基于构建的滑体上下缘对数螺旋线型剪切破坏模式, 分别建立了考虑渗透力、以有效应力表达的上下缘滑体采用抗滑力矩与下滑力矩之比、中段主滑区采用抗滑力与下滑力之比的安全系数表达式, 结合入渗深度 $z_w = z_{cr}$ 时确定的滑体上下缘滑动面形态精确解, 提出了能较好反映 z_w 、主滑区长度 L_2 及裂缝深度 z_0 等关键因素影响的“顺坡曲线”组合滑面浅层稳定分析方法。

(4) “顺坡曲线”组合滑面法在满足滑体上下缘刚体转动和中段主滑区平动的力学平衡框架下, L_2 随 z_w 增加逐渐减小, 据此得到了均质边坡由组合滑面破坏转化为整体曲面破坏模式的力学条件, 即 $z_w = z_f$ 时 $L_2=0$, 中段主滑区剩余下滑力消失, 上下缘滑体处于极限状态且满足挤压区推力 P_s 与张拉区抗力 P_i 相等。分析表明: $z_w < z_f$ 时, 对边坡浅层稳定性若采用整体曲面滑动法进行分析将得到偏于危险的结果。

参考文献:

- [1] ROBERT W D, GREGORY W A. Surficial stability of compacted clay slopes[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1989, **115**(4): 577 – 580.
- [2] VAN S A, THOMAS M A. Slope failures associated with the floods of September 1987 and February 1988 in Natal and Kwa-Zulu, Republic of South Africa[C]// Proceedings of 3rd International Conference on Tropical and Residual Soils. Lesotho, 1991.
- [3] 李宁, 许建聪, 钦亚洲. 降雨诱发浅层滑坡稳定性的计算模型研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **33**(5): 1485 – 1490. (LI Ning, XU Jian-cong, QIN Ya-zhou. Research on calculation model for stability evaluation of rainfall-induced shallow landslides[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **33**(5): 1485 – 1490. (in Chinese))
- [4] FELLENUIS W. Calculation of the stability of earth Dams [C]// Proceedings of the Second Congress on Large Dams. Washington D C, 1936.
- [5] BISHOP A W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes[J]. Géotechnique, 1955, **5**(1): 7 – 17.
- [6] MORGENTERN N R, PRICE V E. The analysis of the stability of general slip surfaces[J]. Géotechnique, 1965, **5**(1): 79 – 93.
- [7] SKEMPTON A W, DELORY F A. Stability of natural slopes in London clay[C]// Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. London, 1957.
- [8] Facilities, Building and Safety Division. Minimum standards for slope stability analysis[S]. Los Angeles: Orange County Dept of County Engineers, 1978.
- [9] 松岗元. 土力学[M]. 罗汀, 等译. 北京: 中国水利水电出版社, 2001. (MATSUOKA H. Soil mechanics[M]. LUO Ding, et al trans. Beijing: China Water Power Press, 2001. (in Chinese))
- [10] GRIFFITHS D V, JINSONGJ Huang, GIORGIA F Dewolfe. Numerical and analytical observations on long and infinite slopes[J]. International Journal for Numerical and Analytical Method in Geomechanics, 2011, **35**: 569 – 585.
- [11] MILLEDGE D J, GRIFFITHS D V, LANE S N, et al. Limited by the validity of infinite slope assumptions for modeling shallow stability[J]. Earth Surface Processes and Landforms, 2012, **37**: 1158 – 1166.

- [12] 黄尚燕. 膨胀土填土路堤的稳定性[C]/全国首届膨胀土科学研讨会论文集, 峨眉山: 西南交通大学出版社, 1990. (HUANG Shang-yan. Stability of expansive soil subgrade[C]/ Proceedings of the First National Seminar on Expansive Soil Science. Emei Mountain: Southwest Jiaotong University Press, 1990. (in Chinese))
- [13] 毛昶熙. 土坡稳定分析与控制—渗流作用下土坡稳定[J]. 人民长江, 1990, 21(12): 1 - 9. (MAO Chang-xi. Soil slope stability analysis and control under seepage conditons[J]. Yangtze River, 1990, 21(12): 1 - 9. (in Chinese))
- [14] TAYLOR D W. Fundamental of soil mechanics[M]. New York: John Wiley and Sons, 1948.
- [15] 同济大学应用数学系. 高等数学[M]. 北京: 高等教育出版社, 2002. (Applied Mathematics Department of Tongji University. Advanced mathematics[M]. Beijing: Higher Education Press, 2002. (in Chinese))
- [16] RENDULIC L. Ein Beitrag zur bestimmung der Gleitsicherheit[J]. Der Bauingenieur, 1935, 16(19): 230 - 233. (RENDULIC L. The determination of the anti-slip properties[J]. Structure Engineer, 1935, 16(19): 230 - 233. (in German))
- [17] CHEN W F, GIGER M W, FANG H Y. Limit analysis of stability of slopes[J]. Soil and Foundation, 1969, 4(4): 24 - 32.
- [18] 龚晓南. 土塑性力学[M]. 杭州: 浙江大学出版社, 2001. (GONG Xiao-nan. Soil plasticity mechanics[M]. Hangzhou: Zhejiang University Press, 2001. (in Chinese))
- [19] 陈仲颐, 周景星, 王洪瑾. 土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 1994. (CHEN Zhong-yi, ZHOU Jing-xing, WANG Hong-jing. Soil mechanics[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 1994. (in Chinese))
- [20] 张天宝. 求解粘性土土压力的圆弧滑面整体平衡法[J]. 水利学报, 1987(5): 51 - 58. (ZHANG Tian-bao. Overall balance method of solving circular slip surface of the earth pressure of cohesive soil[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1987(5): 51 - 58. (in Chinese))
- [21] JONE Krahn. Stability of modeling with SLOPE/W[M]. Canada: GEO-SLOPE/W International Ltd, 2004.

第四届全国地基基础与地下工程技术交流会（一号通知）

（2015年9月22~24日 北京）

随着我国城镇化进程的推进，城市土地资源紧缺，地下空间的开发和利用成为城市发展的大趋势，超大、超深基坑越来越多，施工难度及施工风险也越来越大。同时，随着国家“一带一路”政策的提出及对基础设施投入的不断增加，城市轨道交通、大型桥梁、机场等工程建设的规模、数量也在增长。基于此，由中国建设科技集团股份有限公司、中国建筑学会工程建设学术委员会、《施工技术》杂志社主办的“全国地基基础与地下工程技术交流会”在北京、宁波、广州成功举办3届的基础上，将于2015年9月22~24日在北京举办第四届。会议将更加专注于复杂地基、深基坑、桩基工程的安全与风险控制。会议将邀请业内顶级专家、学者做主题报告，为与会者成功打造了行业内高端交流平台，同期组织参观北京在建第一高楼“中国尊”等项目。

主题报告：①紧邻既有地铁深基坑施工的变形控制方法；②《建筑基桩自平衡检测技术规程》简介；③设计、施工不当引起地基基础事故的分析；④岩土工程顾问与基础工程风险控制；⑤北京地区超深超大基坑支护设计介绍；⑥“中国尊”基坑开挖技术与地下空间的综合开发利用；⑦软土地基超深地

铁车站施工技术；⑧复杂工况下的超深超大基坑支护方案的选择与实施；⑨城市中心区超大深基坑设计与施工典型经验（以深圳平安、北京国贸三期、天津津塔等工程为例）。

征文内容：①地基与基础工程新理论、新技术综述；②（超）深基坑工程设计、施工与监测技术；③隧道设计、施工与监测技术；④公路、桥梁基础设计、施工与监测技术；⑤地下空间开发新技术；⑥码头、堤坝及海洋工程建造新技术；⑦基坑工程安全质量事故分析与处理；⑧水下构筑物防腐、水工混凝土施工技术；⑨地下综合管廊的设计与施工。

截稿日期：2015年8月25日。请将论文发送E-mail至会议秘书处，并请注明“地下会议投稿”。论文格式同近期《施工技术》杂志。

联系方式：《施工技术》杂志社，电话：(010)68300059 68330203，周巍（会议咨询），高娅静（报名查询），(010)57368789 57368790，王云燕，王露（投稿查询），传真：(010)68300061，邮箱：weiz@cadg.cn, wangyy@cadg.cn, 794184134@qq.com，网址：<http://www.shigongjishu.cn>。