

文章编号: 1674—8247(2022)04—0059—09
DOI:10.12098/j.issn.1674-8247.2022.04.010

考虑加固桩轴力的层状土坡地震稳定性分析方法

王 瑄¹ 肖世国²

(1. 西南交通大学, 成都 610031; 2. 西南交通大学高速铁路线路工程教育部重点实验室, 成都 610031)

摘 要:在地震作用下,土质边坡的加固桩内力较静力条件下有一定增大,其轴力作用不可忽视。针对加固桩加固多层土质边坡的地震稳定性问题,充分考虑桩体轴力作用,基于对数螺旋面滑动模式,采用极限分析上限法和拟静力法,推导了桩体剪力计算表达式,确定了在给定设计安全系数下桩体需提供的剪力及坡体的临界滑动面位置。实例分析表明,静力条件下本法与忽略桩体轴力的既有方法得到的桩体剪力值较为一致,相对偏差约为4%;但在地震条件下,本法比既有方法结果偏大,且二者差异与地震影响系数呈正相关性。讨论了地震影响系数、设桩位置、桩径、层面倾角、各土层厚度等因素对桩体剪力的影响;其中,水平地震影响系数、层面倾角及设桩位置影响较大,桩体剪力与前两者呈显著正相关性,与后者呈非单调关系;多层土坡中较软弱土层的相对厚度对桩体剪力影响显著,剪力值随较软弱土层相对层厚增大而增加,但当设桩位置靠近坡顶或者层面倾角较大时,其影响减弱。

关键词:层状土坡;加固桩;地震稳定性;极限分析;桩体轴力

中图分类号:TU443

文献标志码:A

59

Seismic Stability Analysis Method of Stratified Soil Slope Considering Axial Force on Reinforcing Piles

WANG Xuan¹ XIAO Shiguo²

(1. Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China;

2. Key Laboratory of High-speed Railway Engineering, Ministry of Education,
Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: Under the seismic action, the internal force of reinforcing piles for soil slopes increases to a certain extent compared with that under static conditions, and its axial force action cannot be ignored. Aiming at the problem of seismic stability of multi-layer soil slope reinforced by reinforcing piles, the axial force of the pile body is fully considered. Based on the logarithmic spiral sliding mode, the upper limit method of limit analysis and pseudo-static method are employed to derive the calculation expression of pile shear force, and the shear force to be provided by the pile body and the critical sliding surface position of the slope body are determined under a given design safety factor. The case analysis shows that the shear force values of this method and the existing method neglecting the axial force on the pile body under static conditions are relatively consistent, with a relative deviation of about 4%. However, under seismic conditions, the results of this method are larger than those of the existing method, and the difference between

收稿日期:2021-03-14

作者简介:王瑄(1996-),女,硕士研究生。

基金项目:四川省交通运输科技项目(2020-A-01);国家自然科学基金资助项目(51578466)

引文格式:王瑄,肖世国.考虑加固桩轴力的层状土坡地震稳定性分析方法[J].高速铁路技术,2022,13(4):59-67.

WANG Xuan, XIAO Shiguo. Seismic Stability Analysis Method of Stratified Soil Slope Considering Axial Force on Reinforcing Piles[J]. High Speed Railway Technology, 2022, 13(4):59-67.

them is positively correlated with the seismic influence coefficient. The impact of seismic influence coefficient, pile location, pile diameter, the dip angle of the bedding plane, and thickness of each soil layer on the shear force of the pile body is discussed. Among them, the horizontal seismic influence coefficient, the dip angle of the bedding plane, and the pile location have a great impact, and the shear force of the pile body is significantly positively correlated with the former two and is non-monotonic with the latter two. The relative thickness of the softer soil layer in the multi-layer soil slope has a significant impact on the shear force of the pile body. The shear force value increases with the increase of the relative thickness of the softer soil layer, but when the pile location is close to the slope top or the dip angle of the bedding plane is large, its impact weakens.

Key words: stratified soil slope; reinforcing pile; seismic stability; limit analysis; axial force on pile body

抗滑桩或加固桩是边坡或滑坡治理中一种常用的有效措施。对于桩体加固坡体,在其抗震设计中,合理确定地震作用下桩体内力和临界滑动面,是关键环节之一。

以往有一些方法用于分析加桩边坡的静力和地震稳定性。其中,数值模拟方法可全面考虑坡体与桩体性质,但由于建模操作的复杂性及不确定性,在实际工程设计中有时存在计算效率低、不便操作等问题^[1-5]。拟静力法是实际边坡工程设计中处理地震力最为常用的方法^[6],极限平衡方法是桩体加固边坡稳定性分析的一种较简单方法^[7-9],二者结合可分析桩体加固边坡的地震稳定性。针对普通极限平衡法理论上的不严密性^[10],塑性极限分析法^[11]可视为分析桩体加固边坡稳定性问题的一种相对更加严密的理论方法。Ausilio等^[12]采用极限分析上限法,分析了桩体加固均质土坡的稳定性;Nian等^[13]考虑土体的非均质性与各向异性,采用极限分析上限法对桩体加固土坡的稳定性进行了分析;Li和Pei^[14]则采用极限分析上限法讨论了加固桩合理设桩位置;Xiao等^[15]基于两个对数螺旋滑面分别位于桩排的上、下坡土体中,求出设计安全系数下桩的最大侧向净推力和相应的临界滑动面;蒋赣猷^[16]建立了桩体加固二级土坡地震稳定性的拟静力法极限分析模型;Gong等^[17]采用极限分析上限法对桩体加固的各向异性非均质边坡进行了地震稳定性分析。

在以往采用极限分析方法进行桩体加固土坡稳定性研究中,对桩的作用一般仅考虑其在滑面处剪力和弯矩所做的功率,而忽略了桩体轴力的作用,即假定桩体轴力方向通过滑体转动中心。然而,当桩轴力相对较大(如地震工况)且方向远离旋转中心时^[14,18-20],桩轴力的功率是不可忽视的,其对桩阻力、桩长和滑面位置的确定都有不同程度的影响。Li和Xiao^[21]针对桩体加固的均质二级土坡地震稳定性,基于拟静力法,采用上限定理且考虑桩体轴力作用,得到了更保守的桩

身剪力上限解。此外,以往关于桩体加固土坡的极限分析研究多针对均质土坡进行,较少涉及多层土质边坡。

鉴于此,本文针对桩体加固多层土质边坡的地震稳定性问题,考虑桩体轴力的影响,采用拟静力法,基于塑性极限分析上限定理,建立加固桩所提供的抗力与坡体设计安全系数、地震影响系数等因素间的定量关系,进而讨论不同地震条件下诸重要因素对桩体剪力和临界滑动面的影响特征。

1 分析模型与公式推导

1.1 分析模型

对于层状土坡的临界滑动破坏机构,可考虑为对数螺旋破坏模式^[22-24](圆弧滑面为其特例),为不失一般性,本文采取过坡脚外任一点的对数螺旋式滑裂面,且假定桩体足够长,滑面从桩体中间穿过,如图1所示。

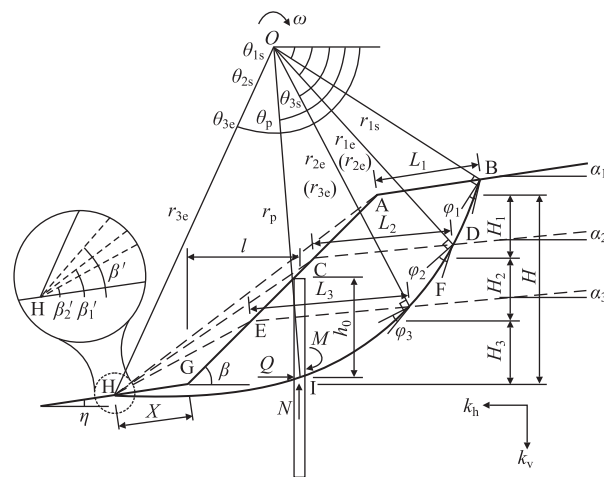


图1 桩体加固的层状土坡分析模型图

以桩体加固的3层土坡为典型示例具体阐述。在图1中,对数螺旋式潜在滑动面BDFIH的旋转中心为O,点D、F、I分别为潜在滑动面与土层分界线和加固

桩的交点, ω 为滑体绕 O 点旋转的角速度。滑面 $BDFIH$ 的几何方程可写为:

$$r(\theta) = r_{is} \times e^{(\theta - \theta_{is}) \tan \varphi_i} \quad (1)$$

式中: r ——滑面上任一点的矢径(m);

θ ——滑面上任一点的矢径与水平向夹角/(°);

i ——土层编号,由坡顶向下依次为1、2、3;

r_{is} ——各土层滑面起点 B 、 D 、 F 的矢径(m);

θ_{is} ——各土层滑面起点 B 、 D 、 F 的矢径的水平倾角/(°);

φ_i ——相应各土层的内摩擦角/(°)。

根据图1中所示的几何关系,有:

$$X = \frac{H \sin(\beta - \beta')}{\sin \beta \times \sin(\beta' - \eta)} \quad (2)$$

$$\beta'_1 = \tan^{-1} \left(\frac{X \sin \eta + H_2 + H_3}{X \cos \eta + \frac{(H_2 + H_3)}{\tan \beta}} \right) \quad (3)$$

$$\beta'_2 = \tan^{-1} \left(\frac{X \sin \eta + H_3}{X \cos \eta + \frac{H_3}{\tan \beta}} \right) \quad (4)$$

$$r_{1s} = [(H + X \sin \eta) \times \sin(\beta' - \alpha_1)] / \left\{ \sin \beta' \times [\sin(\theta_{3e} + \alpha_1) \times e^{(\theta_{1e} - \theta_{1s}) \tan \varphi_1} \times e^{(\theta_{2e} - \theta_{2s}) \tan \varphi_2} \times e^{(\theta_{3e} - \theta_{3s}) \tan \varphi_3} - \sin(\theta_{1s} + \alpha_1)] \right\} \quad (5)$$

$$r_{2s} = r_{1s} e^{(\theta_{1e} - \theta_{1s}) \tan \varphi_1} \quad (6)$$

$$r_{3s} = r_{1s} \times e^{(\theta_{1e} - \theta_{1s}) \tan \varphi_1} \times e^{(\theta_{2e} - \theta_{2s}) \tan \varphi_2} \quad (7)$$

$$L_1 = r_{1s} \times \frac{\sin(\theta_{3e} - \theta_{1s})}{\sin(\theta_{3e} + \alpha_1)} - \frac{(H + X \sin \eta)}{\sin \beta'} \times \frac{\sin(\theta_{3e} + \beta')}{\sin(\theta_{3e} + \alpha_1)} \quad (8)$$

$$L_i = \left(L_{i-1} \cos \alpha_{i-1} + r_{is} \cos \theta_{is} + \frac{H_{i-1}}{\tan \beta} - r_{(i-1)s} \times \cos \theta_{(i-1)s} \right) / \cos \alpha_i \quad (i = 2, 3) \quad (9)$$

$$h_0 = r_p \sin \theta_p + l \tan \beta - H - r_{1s} \sin \theta_{1s} - L_1 \sin \alpha_1 \quad (10)$$

式中: X ——滑面与边坡底面交点到坡脚(图1中 G 点)的距离(m);

H ——坡高(m);

β ——坡角/(°);

β' ——图1中辅助线 AH 的倾角/(°);

β'_1 ——图1中辅助线 CH 的倾角/(°);

β'_2 ——图1中辅助线 EH 的倾角/(°);

η ——边坡底面倾角/(°);

H_i ——各土层的层高(m);

r_{ie} ——各土层滑面终点 D 、 F 、 H 的矢径(m),其中 $r_{1e} = r_{2s}$ 、 $r_{2e} = r_{3s}$;

θ_{ie} ——各土层滑面终点 D 、 F 、 H 的矢径的水平倾角/(°),其中 $\theta_{1e} = \theta_{2s}$ 、 $\theta_{2e} = \theta_{3s}$;

α_1 ——坡顶面倾角/(°);

α_2 、 α_3 ——层面倾角/(°);

L_1 ——滑面与坡顶面的交点(图1中 B 点)到坡顶的距离/m(图1中 A 点);

L_2 、 L_3 ——滑面与层面的交点(图1中 D 、 F 点到坡面与层面的交点(图1中 C 、 E 点)的距离(m);

h_0 ——桩体受荷段长度(m);

r_p ——桩与滑面的交点的矢径(m);

θ_p ——桩与滑面的交点的矢径的水平倾角/(°);

l ——从设桩位置到坡脚的水平距离(m)。

1.2 公式推导

1.2.1 滑体重力功率 W_g

对于图1所示模型,采用叠加方法,可得滑体重力所做的功率 W_g 为:

$$W_g = \omega [\gamma_1(f_1 - f_2 - f_3 + f_4) + \gamma_2(f_5 - f_4 - f_6 + f_7) + \gamma_3(f_8 - f_7 - f_9 - f_{10})] \quad (11)$$

式中: γ ——土体重度/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$);

$f_1 \sim f_{10}$ ——与 θ_{1s} 、 θ_{2s} 、 θ_{3s} 、 θ_{3e} 、 β 相关的单位厚度滑体的功率计算系数(分区依次为对数螺旋线区域 OBD 、三角形区域 OAB 、 OAC 及 OCD 、对数螺旋线区域 ODF 、三角形区域 OCE 与 OEF 、对数螺旋线区域 OFH 、三角形区域 OEH 与 EHG)。

$f_1 \sim f_{10}$ 表达式分别为:

$$f_1 = r_{1s}^3 \times [(3 \tan \varphi_1 \cos \theta_{2s} + \sin \theta_{2s}) \times e^{3(\theta_{1e} - \theta_{1s}) \tan \varphi_1} - 3 \tan \varphi_1 \cos \theta_{1s} - \sin \theta_{1s}] / [3(1 + 9 \tan^2 \varphi_1)] \quad (12)$$

$$f_2 = \frac{1}{6} [(2r_{1s} \cos \theta_{1s} - L_1 \cos \alpha_1)] \times [r_{1s} L_1 \sin(\theta_{1s} + \alpha_1)] \quad (13)$$

$$OA = \sqrt{r_{1s}^2 + L_1^2 - 2r_{1s} L_1 \cos(\theta_{1s} + \alpha_1)} \quad (14)$$

$$AC = \frac{H_1}{\sin \beta} \quad (15)$$

$$OC = \left[\left(\frac{H_2 + H_3 + X \sin \eta}{\sin \beta'_1} \right)^2 + r_{3e}^2 + 2r_{3e} \times \left(\frac{H_2 + H_3 + X \sin \eta}{\sin \beta'_1} \right) \cos(\theta_{3e} + \beta'_1) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (16)$$

$$P_1 = \frac{1}{2} (OA + AC + OC) \quad (17)$$

$$f_3 = \left[\frac{1}{3} (r_{1s} \cos \theta_{1s} - L_1 \cos \alpha_1 + r_{1e} \cos \theta_{1e} - L_2 \cos \alpha_2) \right] \times$$

$$\sqrt{P_1(P_1 - OA)(P_1 - AC)(P_1 - OC)} \quad (18)$$

$$f_4 = \frac{1}{6}[(2r_{2s}\cos\theta_{2s} - L_2\cos\alpha_2)] \times [r_{2s}L_2\sin(\theta_{2s} + \alpha_2)] \quad (19)$$

$$f_5 = r_{2s}^3 \times [(3\tan\varphi_2\cos\theta_{3s} + \sin\theta_{3s}) \times e^{3(\theta_{2e}-\theta_{2s})\tan\varphi_2} - 3\tan\varphi_2\cos\theta_{2s} - \sin\theta_{2s}] / [3(1 + 9\tan\varphi_2^2)] \quad (20)$$

$$OE = \left[\left(\frac{H_3 + X\sin\eta}{\sin\beta'_2} \right)^2 + r_{3e}^2 + 2r_{3e} \times \left(\frac{H_3 + X\sin\eta}{\sin\beta'_2} \right) \cos(\theta_{3e} + \beta'_2) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (21)$$

$$CE = \frac{H_2}{\sin\beta} \quad (22)$$

$$P_2 = \frac{1}{2}(OC + CE + OE) \quad (23)$$

$$f_6 = \frac{1}{3}[(r_{2s}\cos\theta_{2s} - L_2\cos\alpha_2 + r_{2e}\cos\theta_{2e} - L_3\cos\alpha_3)] \times \sqrt{P_2(P_2 - OC)(P_2 - CE)(P_2 - OE)} \quad (24)$$

$$f_7 = \frac{1}{6}[(2r_{3s}\cos\theta_{3s} - L_3\cos\alpha_3)] \times [r_{3s}L_3\sin(\theta_{3s} + \alpha_3)] \quad (25)$$

$$f_8 = r_{3s}^3 \times [(3\tan\varphi_3\cos\theta_{3e} + \sin\theta_{3e}) \times e^{3(\theta_{3e}-\theta_{3s})\tan\varphi_3} - 3\tan\varphi_3\cos\theta_{3s} - \sin\theta_{3s}] / [3(1 + 9\tan\varphi_3^2)] \quad (26)$$

$$f_9 = \frac{1}{6}[(r_{3s}\cos\theta_{3s} - L_3\cos\alpha_3 + r_{3e}\cos\theta_{3e})] \times \left[r_{3e} \times \frac{(H_3 + X\sin\eta)}{\sin\beta'_2} \times \sin(\theta_{3e} + \beta'_2) \right] \quad (27)$$

$$f_{10} = \frac{1}{6} \left[\left(2r_{3s}\cos\theta_{3s} - 2L_3\cos\alpha_3 + r_{3e}\cos\theta_{3e} - \frac{H_3}{\sin\beta} \right) \times \left[X \times \frac{(H_3 + X\sin\eta)}{\sin\beta'_2} \times \sin(\beta'_2 - \eta) \right] \right] \quad (28)$$

式中: OA 、 OC 、 AC 、 OE 、 CE ——图 1 中线段长度(m);

P_1 ——三角形区域 OAC 的半周长(m);

P_2 ——三角形区域 OCE 的半周长(m)。

1.2.2 水平地震力功率 W_{kh}

按照拟静力法,将水平地震力简化为水平地震影响系数与滑体重力之积。于是,水平地震力所做功率 W_{kh} 可表示为:

$$W_{kh} = \omega k_h [\gamma_1(f_{11} - f_{12} - f_{13} + f_{14}) + \gamma_2(f_{15} - f_{14} - f_{16} + f_{17}) + \gamma_3(f_{18} - f_{17} - f_{19} - f_{20})] \quad (29)$$

式中: k_h ——水平地震影响系数;

$f_{11} \sim f_{20}$ ——与 θ_{1s} 、 θ_{2s} 、 θ_{3s} 、 θ_{3e} 、 β' 相关的单位厚度滑体的功率计算系数(与重力功率计算时的分区相同)。

$f_{11} \sim f_{20}$ 表达式依次为:

$$f_{11} = r_{1s}^3 \times [(3\tan\varphi_1\cos\theta_{1e} - \cos\theta_{1e}) \times e^{3(\theta_{1e}-\theta_{1s})\tan\varphi_1} - 3\tan\varphi_1\cos\theta_{1s} + \cos\theta_{1s}] / [3(1 + 9\tan\varphi_1^2)] \quad (30)$$

$$f_{12} = \frac{1}{6}[(2r_{1s}\sin\theta_{1s} + L_1\sin\alpha_1)] \times [r_{1s}L_1\sin(\theta_{1s} + \alpha_1)] \quad (31)$$

$$f_{13} = \frac{1}{3}[(r_{1s}\sin\theta_{1s} + L_1\sin\alpha_1 + r_{1e}\sin\theta_{1e} + L_2\sin\alpha_2)] \times \sqrt{P_1(P_1 - OA)(P_1 - AC)(P_1 - OC)} \quad (32)$$

$$f_{14} = \frac{1}{6}[(2r_{2s}\sin\theta_{2s} + L_2\sin\alpha_2)] \times [r_{2s}L_2\sin(\theta_{2s} + \alpha_2)] \quad (33)$$

$$f_{15} = r_{2s}^3 \times [(3\tan\varphi_2\sin\theta_{2e} - \cos\theta_{2e}) \times e^{3(\theta_{2e}-\theta_{2s})\tan\varphi_2} - 3\tan\varphi_2\sin\theta_{2s} + \cos\theta_{2s}] / [3(1 + 9\tan\varphi_2^2)] \quad (34)$$

$$f_{16} = \frac{1}{3}[(r_{2s}\sin\theta_{2s} + L_2\sin\alpha_2 + r_{2e}\sin\theta_{2e} + L_3\sin\alpha_3)] \times \sqrt{P_2(P_2 - OC)(P_2 - CE)(P_2 - OE)} \quad (35)$$

$$f_{17} = \frac{1}{6}[(2r_{3s}\sin\theta_{3s} + L_3\sin\alpha_3)] \times [r_{3s}L_3\sin(\theta_{3s} + \alpha_3)] \quad (36)$$

$$f_{18} = r_{3s}^3 \times [(3\tan\varphi_3\sin\theta_{3e} - \cos\theta_{3e}) \times e^{3(\theta_{3e}-\theta_{3s})\tan\varphi_3} - 3\tan\varphi_3\sin\theta_{3s} + \cos\theta_{3s}] / [3(1 + 9\tan\varphi_3^2)] \quad (37)$$

$$f_{19} = \frac{1}{6}[(r_{3s}\sin\theta_{3s} + L_3\sin\alpha_3 + r_{3e}\sin\theta_{3e})] \times \left[r_{3e} \times \frac{(H_3 + X\sin\eta)}{\sin\beta'_2} \times \sin(\theta_{3e} + \beta'_2) \right] \quad (38)$$

$$f_{20} = \frac{1}{6}[(2r_{3s}\sin\theta_{3s} + 2L_3\sin\alpha_3 + H_3 + r_{3e}\sin\theta_{3e})] \times \left[X \times \frac{(H_3 + X\sin\eta)}{\sin\beta'_2} \times \sin(\beta'_2 - \eta) \right] \quad (39)$$

1.2.3 竖向地震力功率 W_{kv}

由于竖向地震力与重力同向,采用拟静力法,由式(11)可得竖向地震力功率 W_{kv} 为:

$$W_{kv} = \omega k_v [\gamma_1(f_1 - f_2 - f_3 + f_4) + \gamma_2(f_5 - f_4 - f_6 + f_7) + \gamma_3(f_8 - f_7 - f_9 - f_{10})] \quad (40)$$

式中: k_v ——竖向地震影响系数。

1.2.4 内部能量损耗率 D_c

滑动机构内能耗散率 D_c 发生在速度间断面 $BDFIH$ 上,分为 3 段(相应于 3 个土层),每段均可采用积分方法确定,其表达式为:

$$D_c = \sum_{i=1}^3 E_i \quad (41)$$

$$E_i = \int_{\theta_{is}}^{\theta_{ie}} c_i (V \cos\varphi_i) \frac{rd\theta}{\cos\varphi_i} = c_i r_{is}^2 \omega f_{ci} \quad (42)$$

式中: c_i ——各层土体的黏聚力(kPa);

f_c ——关于 θ_{1s} 、 θ_{2s} 、 θ_{3s} 、 θ_{3e} 的函数。

f_c 可表示为:

$$f_{ci} = \frac{1}{2 \tan \varphi_i} (e^{2(\theta_{ie} - \theta_{is}) \tan \varphi_i} - 1) \quad (43)$$

1.2.5 加固桩作用功率 E_p

在滑面处桩身存在弯矩、剪力和轴力,其弯矩与轴力均可近似以剪力表达^[20],即:

$$M = mh_0 Q \quad (44)$$

$$N = \gamma_p A_p \frac{h_0}{S} + Q\mu \quad (45)$$

于是,加固桩内力所做功率为:

$$E_p = \omega (Qr_p \sin \theta_p + Nr_p \cos \theta_p - M) \quad (46)$$

式中: m ——加固桩受荷段净坡体推力(后侧推力-前侧抗力)的合力作用点到滑面距离与受荷段长度比值,若将净坡体推力视作三角形或矩形分布,则 m 为 1/3 或 1/2;

M ——单位厚度下滑面处桩体弯矩(kN);

Q ——单位厚度下滑面处桩体剪力(kN/m);

N ——单位厚度下滑面处桩体轴力(kN/m);

γ_p ——桩体重度(kN/m³);

A_p ——桩的横截面面积(m²);

S ——桩间距(m);

μ ——桩侧表面与土体的摩擦系数。

1.3 桩体剪力求解

根据极限分析上限定理^[11],外力功率与内能损耗率应满足:

$$W_g + W_{k_v} + W_{k_h} = E_p + D_c \quad (47)$$

将式(11)、式(29)、式(40)、式(41)、式(46)代入式(47),经整理可得:

$$Q = \frac{(W_g + W_{k_v} + W_{k_h} - D_c)/\omega - \left(\gamma_p A_p \frac{h_0}{S}\right) r_p \cos \theta_p}{r_p \sin \theta_p + \mu r_p \cos \theta_p - mh_0} \quad (48)$$

对于在设计安全系数为 F_s 的情况下,可通过强度折减法对土体剪切强度参数进行折减,以确定加固桩需提供的相应剪力。其中,强度折减表达式为:

$$c'_i = \frac{c_i}{F_s} \quad (49)$$

$$\tan \varphi'_i = \frac{\tan \varphi_i}{F_s} \quad (50)$$

式中: c'_i ——折减后各层土体的黏聚力(kPa);

φ'_i ——折减后各层土体的内摩擦角(°)。

由于在极限状态下加固桩需提供的剪力应取极大值以满足稳定性要求,所以,桩体剪力 Q 与独立自变量 θ_{is} 、 θ_p 、 θ_{3e} 、 β' 之间应满足:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial Q}{\partial \theta_{is}} &= 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial \theta_p} &= 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial \theta_{3e}} &= 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial \beta'} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (51)$$

同时,还需满足设桩位置和滑面位置间的约束条件,即:

$$\left. \begin{aligned} l &= r_p \cos \theta_p - r_{3e} \cos \theta_{3e} - X \cos \eta \\ r_{3s} &= \left[(H_3 + X \sin \eta) \times \sin(\beta'_2 - \alpha_3) \right] / \\ &\quad \left\{ \sin \beta'_2 \times [\sin(\theta_{3e} + \alpha_3) \times e^{(\theta_{3e} - \theta_{3s}) \tan \varphi_3} - \right. \\ &\quad \left. \sin(\theta_{3s} + \alpha_3)] \right\} \end{aligned} \right\} \quad (52)$$

由此,根据式(48)、式(51)和式(52)可计算搜索确定(数学规划求解)加固桩的剪力极大值及相应的临界滑面。具体可通过 MATLAB(主要以 fmincon 函数)或其他软件编程实现,不再赘述。

此外,需要说明的是,对于加固坡体如果采用圆弧滑面,同样可按照本文考虑桩体轴力的模式分析桩体作用,即桩体轴力对抗滑或下滑力矩的作用,但此时一般需采取传统的极限平衡法(圆弧滑动条分法)计算。由于极限分析上限定理得到的是桩体提供剪力的上限值,所以,若采用传统圆弧滑动条分法,其得到的桩体剪力值一般小于本文方法的计算结果。即,本文方法计算结果比圆弧滑动条分法的结果可能相对偏保守。

2 实例分析与验证

2.1 实例一

桩体加固的均匀土质边坡^[18]如图2所示,桩体重度 $\gamma_p = 25$ kN/m³,横截面面积 $A_p = 2.25$ m²,桩间距 $S = 3$ m。受荷段抗力视作三角形分布,即 $m = 1/3$,桩土摩擦系数 μ 取 0.3,加固边坡设计安全系数 $F_s = 1.5$ 。

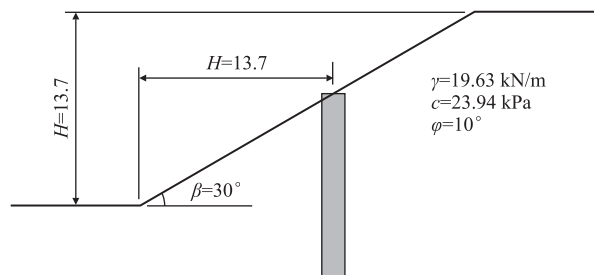


图2 桩体加固的均质土坡实例图(m)

在水平地震影响系数 k_h 分别为 0、0.05、0.1 的情况下,由式(48)、式(51)和式(52)计算搜索得到的桩体剪力及坡体临界滑动面分别如表 1 和图 3 所示。在 $k_h=0$ 时,本文结果与 Nian 等结果(没有考虑轴力)较吻合,本法相对略小,偏差为 4%;但随着 k_h 的增加,两法计算的剪力偏差呈现递增趋势,当 $k_h=0.1$ 时,本法结果相对增高约 20%;但坡体临界滑动面差异并不显著。由于两种方法(考虑与不考虑轴力)在坡体滑动机制上没有大的差异,偏差原因之一可能在于是否考虑桩体轴力作用。此外,由图 3 可知,在“桩体足够长,滑面从桩体中间穿过”的假定前提下,随着地震影响系数的增大,临界滑面深度逐渐增大,滑体范围逐渐扩大,进而导致桩体轴力的影响随之增大(见式(45)),使得两种算法的剪力值差异随之亦显著增大。

表 1 实例一桩体剪力结果对比表

方法及偏差	$k_h=0$	$k_h=0.05$	$k_h=0.1$
本文方法/(kN/m)	496.6	945.0	1 512.0
Nian 等/(kN/m)	517.5	846.0	1 250.9
相对偏差/%	-4.0	11.7	20.9

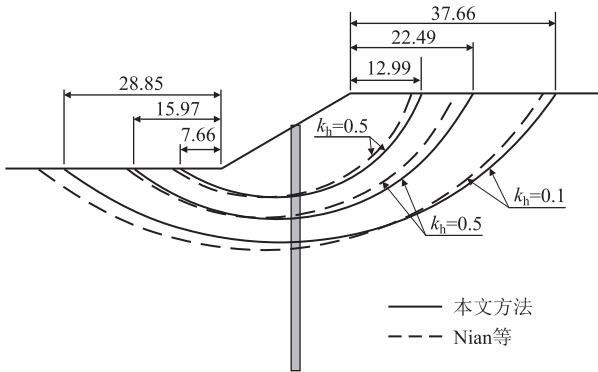


图 3 实例一坡体临界滑动面图(m)

2.2 实例二

一桩体加固的 3 层土坡实例如图 4 所示,坡体的物理力学参数如表 2 所示,桩体主要参数(同实例一)如表 3 所示,加固坡体设计安全系数 $F_s=1.25$ 。

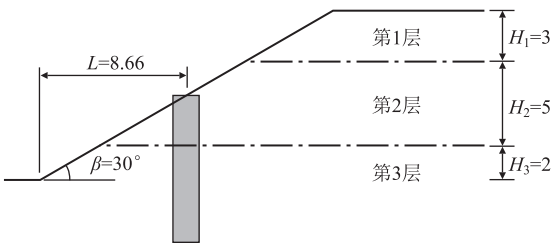


图 4 桩体加固的 3 层土坡实例图(m)

表 2 实例二坡体主要物理力学参数表

边坡土层	土体重量 /(kN/m³)	黏聚力 /kPa	内摩擦角 /(°)	弹性模量 /MPa	泊松比
第 1 层	18	5	10	5	0.40
第 2 层	19	10	15	5	0.40
第 3 层	20	10	20	20	0.30

表 3 桩体参数表

重度 /(kN/m³)	弹性模量 /GPa	泊松比	横截面积 /m²	惯性矩 /m⁴	周长 /m
25	30	0.30	2.25	0.248 5	4.712 4

根据式(48)、式(51)和式(52),以 $k_h=0$ 、 $k_h=0.1$ 和 $k_h=0.2$ 以及 $k_v=0.5k_h$ 为例分别计算搜索得到相应的桩体剪力和坡体临界滑面。同时,采用 FLAC3D 给出数值模拟结果验证本文方法的合理性,数值模型如图 5 所示,采取拟静力法模拟地震力,土体采用理想弹塑性本构模型、关联流动法则和 Mohr-Coulomb 屈服准则,且以桩单元模拟加固桩。理论推导和数值模拟计算结果如表 4 和图 6 所示。

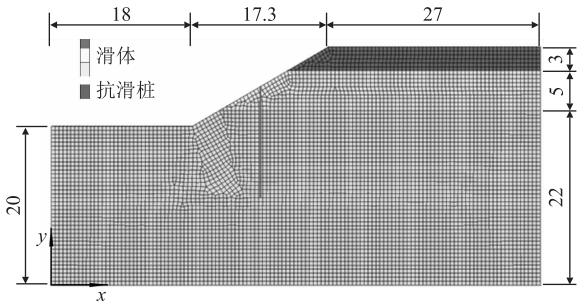


图 5 实例二数值模型图(m)

表 4 实例二桩体剪力计算结果表

方法及偏差	$k_h=0, k_v=0$	$k_h=0.1, k_v=0.05$	$k_h=0.2, k_v=0.1$
本文方法/(kN/m)	39.4	185.4	421.5
FLAC3D/(kN/m)	40.2	199.5	447.5
相对偏差/%	2.0	7.1	5.8

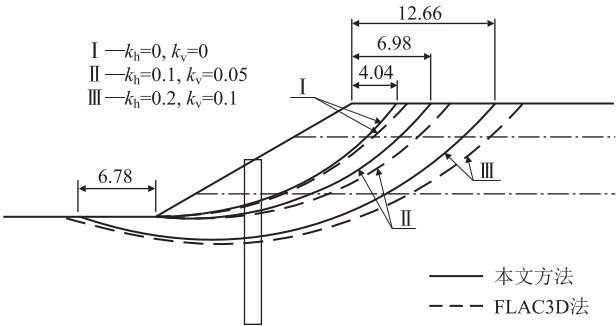


图 6 实例二坡体临界滑动面图(m)

由表 4 可知,在静力和地震条件下,本文方法与

FLAC3D 模拟得到的桩体剪力的相对偏差不超过 7.1%,二者吻合良好。由图 6 可知,本文理论方法搜索计算与数值模拟的坡体临界滑动面位置也基本一致。综上,本文提出的方法具有一定的合理性。

3 影响因素分析

由前述本文方法可知,坡体材料特性、水平与竖向地震影响系数、设桩位置、桩体截面尺寸以及层状坡体的各土层厚度、各土层界面倾角、桩间距等因素都对桩身剪力和坡体临界滑动面有影响。基于本文方法,以上述实例二相关参数为基本参数量,采用控制变量方式,分别讨论这些因素的影响特征。

鉴于以往研究中关于坡体材料特性方面的讨论较多,限于篇幅,这里不再予以讨论(作者经大量试算发现其影响特征与以往结果具有一定的相似性),而重点阐述其它因素。其中,为方便比较各土层厚度的影响,这里以相关的 4 种模型为例进行分析,即:(1)模型一: $H_1:H_2:H_3=111$; (2)模型二: $H_1:H_2:H_3=121$; (3)模型三: $H_1:H_2:H_3=112$; (4)模型四: $H_1:H_2:H_3=211$ 。

3.1 水平地震影响系数

$k_v=0.5k_h$ 条件下 4 种模型的桩体剪力随 k_h 变化曲线如图 7 所示。4 种情况下,随着 k_h 的增大,桩体所提供的剪力均呈非线性增大趋势。

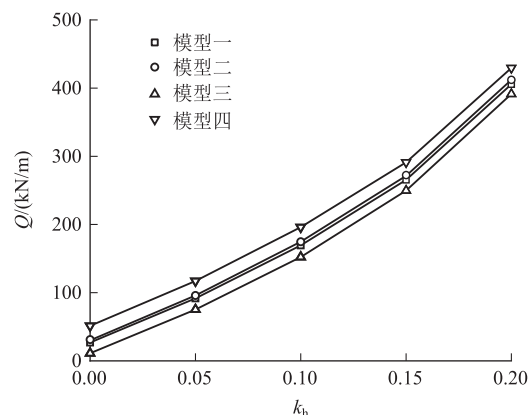


图7 桩体剪力随水平地震影响系数变化曲线图

3.2 竖向地震影响系数

当 $k_h=0.2$ 时随桩体剪力 k_v 变化曲线如图 8 所示。在 4 种情况下,桩体剪力随 k_v 并非单调变化。当 $k_v \leq 0.05$ 时,随着 k_v 的增大,剪力值呈明显非线性减小;当 $k_v > 0.05$ 时,随着 k_v 的增大,剪力值则呈缓慢增大变化。

3.3 设桩位置

考虑桩体轴力作用时,设桩位置与滑体旋转中心

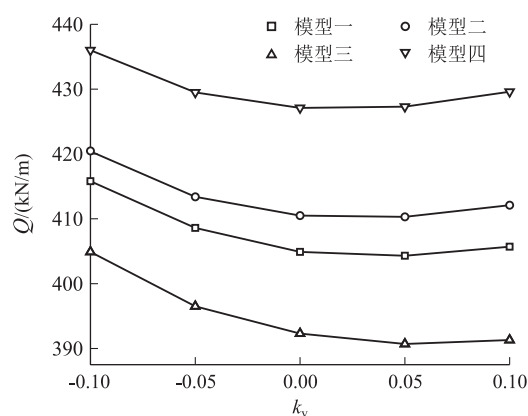


图8 桩体剪力随竖向地震影响系数变化曲线图

的相对关系显得尤为重要。下面以 x_p/L_s 描述设桩位置,其中 x_p 为桩中心距离坡脚的水平距离, L_s 为坡面在水平方向的投影长度。桩体建立随设桩位置变化曲线如图 9 所示,在 4 种情况下,随着设桩位置由坡脚向坡顶移动,桩体剪力均呈现先增后减的趋势,在 $x_p/L_s=0.25$ 时达到最大值。实际设桩时宜避开这一位置,以适当减小桩体受力。

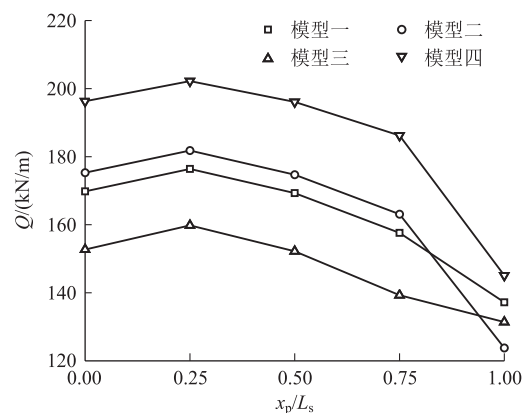


图9 桩体剪力随设桩位置变化曲线图

3.4 加固桩直径

桩体剪力随桩身直径的变化曲线如图 10 所示。在 4 种情况下,随着桩径的增大,桩体剪力均略呈非线性增大。

3.5 坡面及层面倾角

为便于比较,假定坡面倾角与各土层界面倾角一致且均为 α 。桩体剪力随层面倾角变化曲线如图 11 所示,在 4 种情况下,随着 α 的增加,桩体剪力均呈显著的非线性增大模式,而各模型之间的结果差异则逐渐缩小。

3.6 土层厚度

由前述的 4 种层厚模型相关影响因素分析结果可

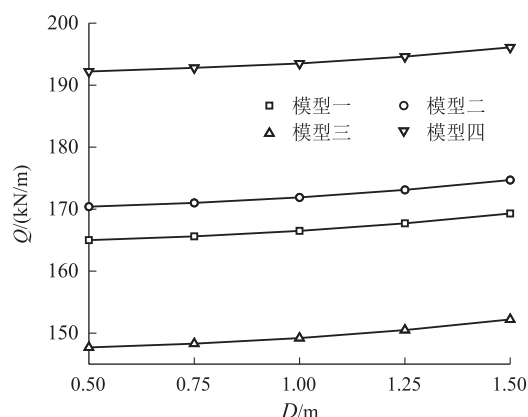


图10 桩体剪力随桩径变化曲线图

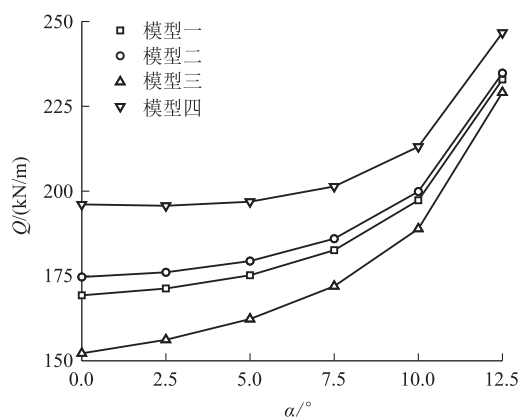


图11 桩体剪力随层面倾角变化曲线图

见,在不同因素影响下,4种模型的桩体剪力大小关系始终相对不变,即:模型四剪力最大,模型三剪力最小,模型一和模型二介于其间,且模型二剪力略大于模型一。也就是说,对于3层土坡,桩体剪力受较软弱土层的层厚影响较为显著,该层相对层厚越大,桩体剪力就越大。但是,随着设桩位置不断靠近坡顶或者层面倾角逐渐增大,其影响逐渐减小。

4 结论

针对桩体加固的多层土质边坡的地震稳定性,基于对数螺旋面滑动模式,采用极限分析上限法和拟静力法,推导了考虑桩体轴力作用的桩体剪力表达式,得到主要结论如下:

(1)层状土坡加固桩轴线未必通过坡体临界滑面的转动中心,桩体轴力对坡体稳定性存在影响。桩体轴力的功率可呈现于极限分析上限法确定在给定设计安全系数下桩体所需提供剪力的表达式中,通过极值原理可确定桩体提供的剪切阻力以及相应的坡体临界滑面。

(2)在地震力作用下,随着地震影响系数的增大,临界滑面深度逐渐增大,层状土坡滑体范围逐渐扩大,进而导致桩体轴力的影响随之增大,考虑桩体轴力所得到的桩体剪力值比忽略桩体轴力作用时结果偏大,且二者差异随地震影响系数增大而增大。考虑轴力的方法偏于安全保守一面。

(3)本文方法可定量反映坡体材料特性、地震影响系数、设桩位置、桩径、层面倾角、各土层厚度、桩间距等因素对桩体剪力的影响。其中,水平地震影响系数、层面倾角及设桩位置影响较大,桩体剪力与前两者呈成显著正相关性;随着设桩位置由坡脚向坡顶移动,桩体剪力呈现先增后减的趋势,其间存在最大值,实际设桩时宜避开这一位置;随竖向地震影响系数增大,桩体剪力呈先减小后增大的变化特征,但整体上其对桩体剪力影响较小。

(4)对于多层土质边坡,桩体剪力受较软弱层的土层相对厚度影响显著,其值随较软弱土层相对层厚增大而增加,但当设桩位置靠近坡顶或者层面倾角较大时,较软弱土层相对层厚对桩体剪力影响减弱。

参考文献:

- [1] 年廷凯,徐海洋,刘红帅. 抗滑桩加固边坡三维数值分析中的几个问题[J]. 岩土力学, 2012, 33(8): 2521-2526.
NIAN Tingkai, XU Haiyang, LIU Hongshuai. Several Issues in Three-Dimensional Numerical Analysis of Slopes Reinforced with Anti-Slide Piles[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(8): 2521-2526.
- [2] 张建文,付正道. 双排桩加固滑坡桥基模型试验与数值模拟研究[J]. 高速铁路技术, 2019, 10(3): 30-36.
ZHANG Jianwen, FU Zhengdao. Model Test and Numerical Simulation of Bridge Foundation with Front and Rear Anti-Slide Piles in Landslide Section[J]. High Speed Railway Technology, 2019, 10(3): 30-36.
- [3] 朱泳,朱鸿鹄,张巍,等. 抗滑桩加固边坡稳定性影响因素的参数分析[J]. 工程地质学报, 2017, 25(3): 833-840.
ZHU Yong, ZHU Honghu, ZHANG Wei, et al. Parametric Analysis on Factors Influencing Stability of Slopes Reinforced by Anti-Slide Piles[J]. Journal of Engineering Geology, 2017, 25(3): 833-840.
- [4] 陈冲,王卫,吕华永. 基于复合抗滑桩模型加固边坡稳定性分析[J]. 岩土力学, 2019, 40(8): 3207-3217.
CHEN Chong, WANG Wei, LV Huayong. Stability Analysis of Slope Reinforced with Composite Anti-Slide Pile Model[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, 40(8): 3207-3217.
- [5] 彭文哲,赵明华,肖尧,等. 抗滑桩加固边坡的稳定性分析及最优桩位的确定[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2020, 47(5): 23-30.

- PENG Wenzhe, ZHAO Minghua, XIAO Yao, et al. Stability Analysis of Anti-Slide Pile Reinforced Slope and Determination of Optimal Pile Position[J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2020, 47(5): 23–30.
- [6] GB 50330–2013 建筑边坡工程技术规范[S].
- GB 50330–2013 Technical Code for Building Slope Engineering [S].
- [7] 李海光,等. 新型支挡结构设计 with 工程实例[M]. 北京: 人民交通出版社, 2011.
- LI Haiguang, et al. New Type Retaining Structure Design and Engineering Examples [M]. Beijing: China Communications Press, 2011.
- [8] 李家平, 赖允瑾, 李永盛, 周生华. 利用抗滑桩加固临水岸坡的边坡稳定性分析[J]. 水利水电工程学报, 2005(2): 53–58.
- LI Jiaping, LAI Yunjin, LI Yongsheng, et al. Stabilization Analysis of River-Side Slope Reinforced by Stabilizing Piles [J]. Hydro-Science and Engineering, 2005(2): 53–58.
- [9] 梁冠亭, 陈昌富, 朱剑锋, 等. 基于 M-P 法的抗滑桩支护边坡稳定性分析[J]. 岩土力学, 2015, 36(2): 451–456.
- LIANG Guanting, CHEN Changfu, ZHU Jianfeng, et al. Stability Analysis of Pile Stabilized Slope Based on Morgenstern-Price Method [J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(2): 451–456.
- [10] YU H S, SALGADO R, SLOAN S W, et al. Limit Analysis Versus Limit Equilibrium for Slope Stability[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, 124(1): 1–11.
- [11] CHEN W F. Limit Analysis and Soil Plasticity [M]. Amsterdam: Elsevier, 1975.
- [12] AUSILIO E, CONTE E, DENTE G. Stability Analysis of Slopes Reinforced with Piles [J]. Computers and Geotechnics, 2001, 28(8): 591–611.
- [13] NIAN T K, CHEN G Q, LUAN M T, et al. Limit Analysis of the Stability of Slopes Reinforced with Piles Against Landslide in Nonhomogeneous and Anisotropic Soils [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2008, 45(8): 1092–1103.
- [14] LI Xipo, PEI Xiangjun, GUTIERREZ M, et al. Optimal Location of Piles in Slope Stabilization by Limit Analysis[J]. Acta Geotechnica, 2012, 7(3): 253–259.
- [15] XIAO Shiguo, HE Hong, ZENG Jinxiu. Kinematical Limit Analysis for a Slope Reinforced with one Row of Stabilizing Piles [J]. Mathematical Problems in Engineering, 2016, 2016: 5463929.
- [16] 蒋赣猷. 地震作用下抗滑桩加固二级边坡稳定性分析[J]. 结构工程师, 2019, 35(4): 190–197.
- JIANG Ganyou. Seismic Stability Analysis of a Two-Stage Slope Reinforced with Piles [J]. Structural Engineers, 2019, 35(4): 190–197.
- [17] GONG Weibing, LI Jingpei, LI Lin. Limit Analysis on Seismic Stability of Anisotropic and Nonhomogeneous Slopes with Anti-Slide Piles [J]. Science China Technological Sciences, 2018, 61(1): 140–146.
- [18] NIAN Tingkai, JIANG Jingcai, WANG Fawu, et al. Seismic Stability Analysis of Slope Reinforced with a Row of Piles [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2016, 84: 83–93.
- [19] CONTE E, TRONCONE A, VENA M. Behaviour of Flexible Piles Subjected to Inclined Loads [J]. Computers and Geotechnics, 2015, 69: 199–209.
- [20] XIAO Shiguo. Improved Limit Analysis Method of Piled Slopes Considering the Pile Axial Forces [J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 2021, 174(1): 75–82.
- [21] LI Zhaoying, XIAO Shiguo. Seismic Stability Analysis of Two-Stage Slopes Reinforced with one Row of Piles [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2022, 153.
- [22] 年廷凯, 刘凯, 黄润秋, 等. 多阶多层复杂边坡稳定性的通用上限方法[J]. 岩土力学, 2016, 37(3): 842–849.
- NIAN Tingkai, LIU Kai, HUANG Runqiu, et al. A Generalized Upper-Bound Limit Analysis Approach for Stability Analysis of Complex Multistep and Multilayer Slopes [J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(3): 842–849.
- [23] 王珍, 曹兰柱, 王东. 非均质边坡稳定性上限分析评价研究[J]. 岩土力学, 2019, 40(2): 737–742.
- WANG Zhen, CAO Lanzhu, WANG Dong. Evaluation on Upper Limit of Heterogeneous Slope Stability [J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, 40(2): 737–742.
- [24] 段君义, 杨果林, 林宇亮, 等. 考虑填料与土地基差异性的填方边坡稳定性上限分析[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2019, 50(11): 2783–2791.
- DUAN Junyi, YANG Guolin, LIN Yuliang, et al. Upper Bound Limit Method for Stability Analysis of Fill Slope Considering Difference between Filling and Foundation Soil [J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2019, 50(11): 2783–2791.