

doi:10.11835/j.issn.1000-582X.2019.11.006

抗滑桩加固含软弱夹层边坡的静动力极限分析

郑刚^{a, b, c}, 赵佳鹏^{a, b}, 周海祚^{a, b, c}, 杨新煜^{a, b}

(天津大学 a. 建筑工程学院; b. 滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室;
c. 水利工程仿真与安全国家重点实验室, 天津 300072)

摘要: 边坡破裂面的确定和稳定性分析一直是岩土工程稳定分析的热点问题, 其中, 对数螺旋线旋转破坏机制是公认的均质边坡最不利滑裂面。工程实践中常见含有软弱夹层的边坡, 此类坡体很容易发生失稳滑塌进而造成重大危害。目前, 对于该类型破坏的稳定性及破坏机制尚缺乏深入研究。文中基于极限分析上限法采用平动破坏机制, 对静、动力荷载作用下含软弱层的边坡进行稳定性分析, 比较了不同桩体位置、不同桩间距时抗滑桩加固边坡的效果。结果表明, 对于静力作用下边坡, 文中所采用的破坏机制得到的结果与前人吻合较好, 地震荷载作用下边坡, 坡顶破裂面向坡外延伸。抗滑桩能显著提高边坡的安全系数, 桩体设置在边坡坡体中间偏上时, 对安全系数的提高最为有效。随着地震加速度和桩间距的增加边坡安全系数逐渐减小, 破裂面沿软弱层延展。

关键词: 边坡; 安全系数; 破裂面; 极限分析; 地震

中图分类号: TU47

文献标志码: A

文章编号: 1000-582X(2019)11-047-09

Stability analysis of weak interlayer slopes reinforced with piles under seismic load

ZHENG Gang^{a, b, c}, ZHAO Jiapeng^{a, b}, ZHOU Haizuo^{a, b, c}, YANG Yinyu^{a, b}

(a. School of Civil Engineering; b. Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety, Ministry of Education; c. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, P. R. China)

Abstract: The stability of slopes and the position determination of sliding surfaces are always the hot spots in geotechnical engineering. The rotational failure mechanism in form of the logarithmic spiral is a potential slip surface of homogeneous slope. The slope with a weak interlayer is a common problem encountered in engineering practice, where the instability occurs easily and a loss of the life and property may happen. However, there is a lack of the relevant studies on destabilization and destructive mechanism of this type of damage. In this paper, based on the upper-bound limit analysis, the failure mechanism of translational movements is adopted to investigate the stability of slopes with weak interlayer under static or seismic load and the effects of the position of a single pile and the pile spacing on the stability of slopes is compared. A

收稿日期: 2019-05-16

基金项目: 国家重点研发计划(2017YFC0805407); 国家自然科学基金(41630641); 天津市科技计划项目(16YDLJSF00040)。

Supported by National Key R&D Program of China (2017YFC0805407), National Natural Science Foundation of China (41630641) and the Project of Tianjin Science and Technology Plan (16YDLJSF00040).

作者简介: 郑刚(1967—), 男, 教育部长江学者特聘教授, 博士生导师, 主要从事土力学及岩土工程研究, (E-mail)zhenggang1967@163.com。

notable agreement between the results obtained from the proposed failure mechanism and the previous literature is observed for the static load. Under the seismic load, there is a failure slip extending from the top of the slope towards the outside. The mid-upper position of the slope is the most effective one for a pile. The factor of safety of the slope decreases with the increase of the earthquake acceleration and the pile spacing, and the failure slip extends along the weak interlayer.

Keywords: slope; factor of safety; sliding surface; limit analysis; seismic load

边坡稳定是岩土工程三大稳定问题之一,评估边坡稳定性的方法主要有极限平衡法、极限分析法和数值方法等。条分法相对成熟,Fredlund 等^[1]对 6 种经典条分法,如 Bishop 法等,做了对比和评述。部分学者将条分思想运用到三维边坡稳定分析,如 Hungr^[2]建立了适用于三维模型的简化 Bishop 法,Zhang^[3]和陈祖煜^[4]将 Spencer 法推广应用到三维。Duncan^[5]对前人研究进行了总结,详细论述了极限平衡法解决三维边坡问题的方法特点和局限性。随着计算机技术发展,数值分析方法愈发普遍,比如,Griffiths 等^[6]研究了三维边坡稳定性问题中边界情况和几何条件的影响,Won 等^[7]基于有限差分法对抗滑桩加固边坡的稳定性进行了分析。

极限平衡法需要理想化假定,得到的边坡稳定结果并非上限或者下限解;数值分析法针对实际工况需要进行复杂的建模,工程应用不便。为此,许多学者采用极限分析方法,具有严格的假设,能够提供精确的上限解或下限解。对均质边坡问题,基于旋转破坏机制,Chen^[8]进行了二维分析,Michalowski^[9]、Gao 等^[10]进行三维研究,Ausilio^[11]、何思明等^[12]基于转动破坏机构对二维抗滑桩加固边坡进行了稳定性分析。

上述研究主要针对均质边坡。实际工程中常见具有软弱夹层的边坡,这种软弱土层的强度较低,对边坡的稳定性影响显著。Huang 等^[13]等通过离心机试验和上限法^[14]提出一种转动-平动-转动破坏机制,对含有软弱层无加固的边坡进行了静力稳定性分析,并得出了有益结论。然而,该类边坡在地震条件下的稳定特性以及破坏形式尚缺乏深入研究。

在 Huang 等^[14]的研究基础上,笔者提出一种平动剪切破坏机制,分析了含软弱层边坡的静、动力稳定特性,研究了抗滑桩对于边坡稳定性的影响。通过与之前学者在静力作用下的计算结果进行对比,证明了平动破坏机制的有效性。采用此机制,对静、动力作用下单排抗滑桩加固软弱边坡进行了稳定分析,并探究了各个参数对安全系数和破坏面的影响。

1 含有软弱夹层边坡上限分析

1.1 上限定理

极限分析法基于塑性理论的假定,具体涵盖了上限理论和下限理论,常被运用于求解边坡稳定和地基承载力等土力学问题。极限分析上限法对岩土问题中的材料给出如下假定:1)材料的本构为理想塑性;2)材料的屈服方程形状为应力空间内外凸;3)材料遵循相关联流动法则。假定系统具备一种机动许可的机构,此时系统的内能耗散率总是大于或等于外力功率,即

$$\int_V \sigma_{ij} \dot{\epsilon}_{ij} dV \geq \int_\Gamma T_i v_i d\Gamma + \int_V X_i v_i dV, \quad (1)$$

式中: σ_{ij} 为遵循相关联流动法则的应力场; $\dot{\epsilon}_{ij}$ 为满足运动许可的塑性应变率场; T_i 、 X_i 分别为边界 Γ 上的面积分布力和滑动体 V 的体积分布力; v_i 为满足机动许可的速度场;左边为系统的内能耗散率 D ;右边为外力功率 E 。

1.2 破坏模型

对于二维边坡的稳定问题,当土层为遵循 Mohr-Coulomb 准则的均质土层,或者含有埋置深度较深的软弱层、不影响边坡整体稳定时,对单排抗滑桩加固情况的研究常基于转动破坏机制,如图 1 所示。此时破坏面为对数螺旋线 $r=r_0 e^{\theta \tan \varphi}$,其稳定性分析在文献[12]中有详细论述。

对于无加固的二维边坡,如果含有埋置深度较浅并且强度较弱的软弱层,此时边坡的破坏面会呈现沿软弱层滑动的趋势,而不再具有整体转动破坏机制^[14];黄茂松等^[15]基于极限分析上限解提出了一种刚性旋转-

平动-旋转破坏机制进行计算分析,为满足刚性旋转与刚性平动面上的速度相容,其速度间断面为曲线,需引入相应的数值手段求解该曲线。Zhou 等^[16]提出一种满足速度相容条件的平动破坏机制,如图 2 所示。图中 OAB 和 $O'MD$ 为连续变形的对数螺旋线受剪破坏面,包含一系列的三角形刚性体,三角形之间产生速度间断面,满足速度相容条件; $MECFN$ 为沿软弱层平动的刚性体。研究局限于地震后边坡累积位移的影响,未对各类影响因素进行深入分析。图 2 定义了相关的几何参数,其中,软弱层与水平面的夹角为 δ ,坡脚与软弱层的高度差为 d 。

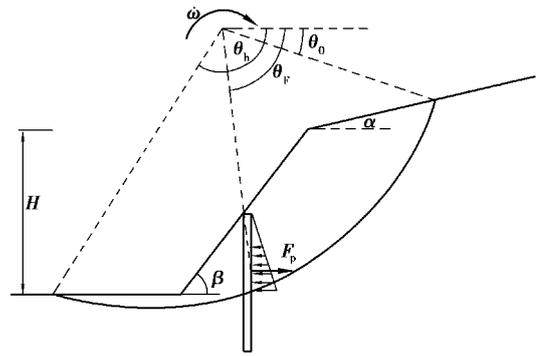


图 1 均质边坡破坏模式

Fig. 1 Homogeneous slope failure mechanism

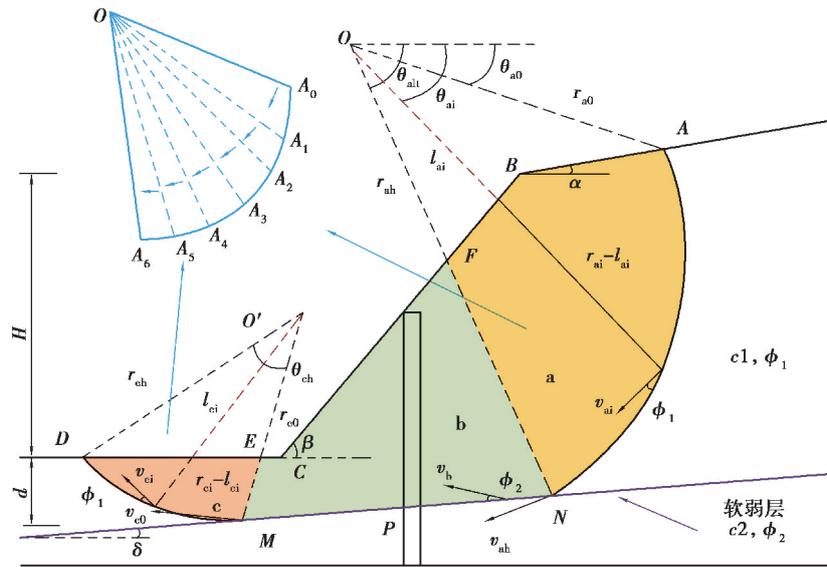
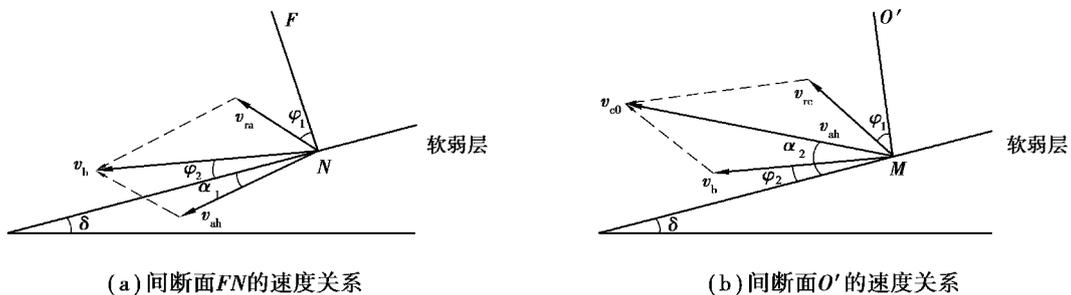


图 2 含软弱层边坡破坏模式

Fig. 2 Slope with weak layer failure mechanism

1.3 相容速度场

根据相关联流动法则,假定刚性体和外界土体之间的 3 个间断面分别为 AN 、 NM 、 MD ,刚性体之间的速度间断面分别为 FN 和 $O'M$ 。其速度关系如图 3 所示。



(a) 间断面 FN 的速度关系

(b) 间断面 $O'M$ 的速度关系

图 3 相容速度场

Fig. 3 Velocity hodo-graph

图 3 显示了速度矢量图线,其中, v_b 是刚性块 b 的速度; v_{ah} 是对数螺旋线剪切区域 a 在终点 N 处的速度, v_{e0} 是对数螺旋线剪切区域 c 起始点 M 的速度; 块体速度方向与断裂线之间的夹角 $\psi = \varphi$ 。对数螺旋线区域是由速度图确定的, 这些速度构成了一个相容速度场。

假定 v_b 为刚性体 2 的速度, 根据此速度推导出了相容关系, 刚性体 $ABFN$ 的对数螺旋线在 N 点处速度

分量 $v_{ah} = v_b (\cos(\varphi_1 + \varphi_2 + \alpha_1) / \cos \varphi_1)$, 可得到刚性体旋转体 $ABFN$ 的旋转角速度 $\omega_1 = v_{ah} / r_{ah}$ 。刚性体 c 在 M 点速度 $v_{c0} = v_b (\cos(\varphi_1 + \varphi_2 - \alpha_2) / \cos \varphi_1)$, 从而可得到旋转刚性体 $O'MD$ 的角速度 $\omega_2 = v_{c0} / r_{c0}$ 。

1.4 上限法公式推导

根据极限分析理论, 对于任何运动许可的破坏机构, 当外力和土体自重的功率超过内能的耗散, 那么边坡就会坍塌。在这一转化机制中, 由于土体自重而产生的外功率是不同部分的总和。

$$W^\gamma = W_a + W_b + W_c. \quad (2)$$

对数螺旋线剪切带 a 和 c 的自重而产生的外功率为

$$W_a = \int_{\theta_{a0}}^{\theta_{ah}} m_a \cdot g \cdot v_a \cdot \cos \theta d\theta = \int_{\theta_{a0}}^{\theta_{ah}} \frac{1}{2} (r_a^2 - l_a^2) \cos \theta \cdot v_{a0} \exp((\theta - \theta_{a0}) \cdot \tan \varphi_1) d\theta, \quad (3)$$

$$W_c = \int_{\theta_{c0}}^{\theta_{ch}} m_c \cdot g \cdot v_c \cdot \cos \theta d\theta = \int_{\theta_{c0}}^{\theta_{ch}} \frac{1}{2} (r_c^2 - l_c^2) \cos \theta \cdot v_{c0} \exp((\theta - \theta_{c0}) \cdot \tan \varphi_1) d\theta. \quad (4)$$

对数螺旋线剪切带 b 的自重量而产生的外功率为

$$W_b = m_b g \sin(\delta - \varphi_2) v_b = \gamma S_b \sin(\delta - \varphi_2) v_b, \quad (5)$$

式中: r_a 和 r_c 分别是对数螺旋线对应角度为 θ_{a0}, θ_{c0} 时的半径; γ 是土的重度; φ_1, φ_2 是土的内摩擦角; l_a 和 l_c 如图 2 所示; S_b 是区域 b 的面积。

当含软弱夹层的边坡承受水平加速度时, 能量平衡方程需要考虑惯性力的影响。分析中假定破坏机构为初始破坏机构, 且不影响震动方式。通过将水平荷载施加在潜在滑块的重心上以反映震动荷载的影响, 其通过地震系数 k 以及潜在滑块的质量确定。由惯性力产生的外功率为下列部分的总和

$$W^s = W_a^s + W_b^s + W_c^s, \quad (6)$$

惯性力在对数螺旋剪切区域 a, c 所做的外功率可表示为

$$W_a^s = k \int_{\theta_{a0}}^{\theta_{ah}} m_a \cdot g \cdot v_a \cdot \sin \theta d\theta = k \int_{\theta_{a0}}^{\theta_{ah}} \frac{1}{2} \gamma (r_a^2 - l_a^2) \sin \theta \cdot v_{a0} \exp(\theta - \theta_{a0} \cdot \tan \varphi_1) d\theta. \quad (7)$$

$$W_c^s = k \int_{\theta_{c0}}^{\theta_{ch}} m_c \cdot g \cdot v_c \cdot \sin \theta d\theta = k \int_{\theta_{c0}}^{\theta_{ch}} \frac{1}{2} \gamma (r_c^2 - l_c^2) \sin \theta \cdot v_{c0} \exp(\theta - \theta_{c0} \cdot \tan \varphi_1) d\theta. \quad (8)$$

块体 b 惯性力外功率为

$$W_b^s = k m_b g \cos(\delta - \varphi_2) v_b = k \gamma S_b \cos(\delta - \varphi_2) v_b. \quad (9)$$

抗滑桩加固含软弱夹层边坡的总能量耗散为 D^c 和 D^p 之和。

$$D = D^p + D^c, \quad (10)$$

式中: D^p 为桩体引起的能量耗散; D^c 为土体粘聚力引起的能量耗散。为计算桩体的作用, 假定一个水平力施加于潜在破坏面上, 由此得到的能量耗散为

$$D^p = F_p v_i \cos(\delta - \varphi_2), \quad (11)$$

式中: F_p 为桩体为单位宽度土体提供的水平抗力; v_i 为滑动土体的速度。

采用了 Ito 和 Matsui^[17] 提出的计算桩体水平抗力 F_p , 单位宽度土体施加于桩体上的水平力 F_p 的计算公式为

$$F_p = AcH \left(\frac{1}{N_\varphi \tan \varphi} \left\{ \exp \left[\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\varphi \tan \varphi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right] - 2N_\varphi^{1/2} \tan \varphi - 1 \right\} + \frac{2 \tan \varphi + 2N_\varphi^{1/2} + N_\varphi^{-1/2}}{N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1} \right) - cH \left(D_1 \frac{2 \tan \varphi + 2N_\varphi^{1/2} + N_\varphi^{-1/2}}{N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1} - 2D_2 N_\varphi^{-1/2} \right) + \frac{\gamma H^2}{2N_\varphi} \left\{ A \exp \left[\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\varphi \tan \varphi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\pi}{4} \right) \right] - D_2 \right\}, \quad (12)$$

式中: D_1 为相邻桩体间的桩间距; D_2 为相邻桩体间的净距; H 为滑动土体由顶面至破坏面的高度; $N_\varphi = \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$; $A = D_1(D_1/D_2)(N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1)$ 。由公式可知, 水平力随 D_2/D_1 的减小而增大。Li

等^[12]研究表明,当 D_2/D_1 小于 0.5~0.6 时,桩体的行为类似于连续墙,桩间土不可能进入塑性状态。因此,仅考虑了 D_2/D_1 大于 0.5 的情况。

对于破坏机制,内能耗散中的土体粘聚力部分可通过下式计算:

$$D^c = D_a + D_{FN} + D_b + D_{EM} + D_c, \tag{13}$$

其中:

$$D_b = l_{MNC2} v_b \cos \varphi_2, \tag{14}$$

$$D_{FN} = c_1 l_{FN} \sin 2\varphi_2 v_b, \tag{15}$$

$$D_{EM} = c_1 l_{EM} \sin(\varphi_1 - \varphi_2) v_b. \tag{16}$$

剪切区 a 、 c 的能量耗散为不连续面之间的能量耗散以及对数螺旋线破坏面上的能量耗散的总和。如图 2 所示,剪切区 a 、 c 包含 n 个刚性块体,由于所有刚性三角形沿着与不连续面呈 φ_1 角度的方向运动,沿着射线 OA_0, OA_1, OA_2 等发生能量耗散;同时,沿着滑动面 $A_0 A_1 A_2 A_3 A_4 A_5 A_6$ 也存在能量耗散。不连续面间的能量耗散为粘聚力乘以相对速度以及土体中不连续面的长度:

$$D_a = c_1 \int_{\theta_{a0}}^{\theta_{ah}} (2r_{a0} - l_a) \cdot v_{a0} \exp(2(\theta - \theta_{a0}) \cdot \tan \varphi_1) d\theta, \tag{17}$$

$$D_c = c_1 \int_{\theta_{c0}}^{\theta_{ch}} (2r_{c0} - l_c) \cdot v_{c0} \exp(2(\theta - \theta_{c0}) \cdot \tan \varphi_1) d\theta. \tag{18}$$

通过计算内能耗散与外功率相等的情况,确定使边坡处于临界状态的临界水平地震加速度 k_c , 此时有

$$W^y + W^s = D^p + D^c. \tag{19}$$

为了求解边坡安全系数,将公式(19)改变为公式(20)的形式:

$$\Gamma = \frac{D^p + D^c}{W^y + W^s}. \tag{20}$$

边坡的安全系数通常采用折减土的强度参数的方式^[18],定义为 $F_s = c/c_m = \tan \varphi / \tan \varphi_m$ 。对式(20)中的土体参数由安全系数进行强度折减,以 Γ 为目标函数,通过 $FS_{i+1} = \sqrt{\Gamma} FS_i$ 反复计算,当 $\Gamma = 1$ 时,边坡整体达到极限状态,此时对应的 FS 为安全系数,可通过参数 $\theta_{a0}, \theta_{ah}, \theta_{c0}, \theta_{ch}, v_{ah}/v_b, v_{c0}/v_b$ 确定最危险滑动位置和最优上限解,计算流程如图 4 所示。

2 算例分析

为了对文中破坏模式的正确性进行验证,首先选取已有文献中的含软弱层无加固边坡的经典算例对安全系数进行比较分析,然后求解地震荷载作用下抗滑桩加固边坡的安全系数和破坏面。

2.1 对比验证

1) 工况 1

Fredlund^[1]通过经典的 6 种二维边坡分析方法(如,简单 Bishop 法,Janbu 法等),Zhang^[3]、Lam 等^[19]通过三维极限平衡法,以及 Griffiths 等^[6]通过强度折减有限元法对工况 1 的边坡进行了稳定性分析,如图 5 所示。

计算结果如表 1 所示。对于二维边坡的稳定性问题,忽略了滑体两侧的抗滑力,因此安全系数要小于三维情况的结果。此外,文中的计算结果较 Janbu 法^[1]计算结果保守,与简化 Bishop 法^[1]的解答较为接近。

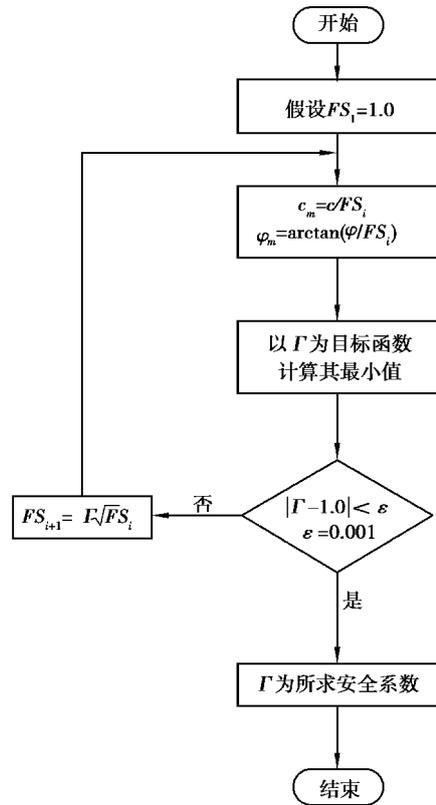


图 4 安全系数计算

Fig. 4 Determination of the factor of safety

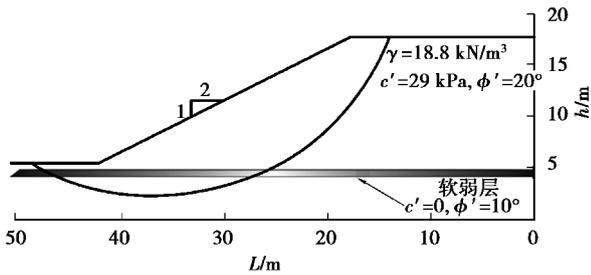


图 5 工况 1
Fig. 5 Case1

2) 工况 2

Huang 等^[14]分别采用上限法和强度折减有限元法对无加固边坡的安全系数进行研究,如图 6 所示。

计算结果如表 2 所示。文中的结果与 Huang 等的上限解及有限单元法的差异约为 2.8%。可见,所采用的破坏机制与前人在计算边坡的静力稳定时具有较好的一致性,适合进一步的抗震分析。

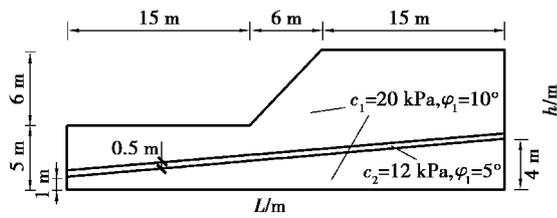


图 6 工况 2
Fig. 6 Case2

表 1 各种方法计算结果

Table 1 The results calculated by different methods

计算方法	计算结果
Zhang 三维极限平衡法 ^[3]	1.553
Lam 三维极限平衡法 ^[20]	1.603
Griffiths 强度折减有限元法 ^[6]	1.580
Fredlund 采用简化 Bishop 法 ^[1]	1.377
Fredlund 采用 Janbu 法 ^[1]	1.448
本文方法	1.360

表 2 各种方法计算结果

Table 2 The results calculated by different methods

计算方法	计算结果
有限强度折减(二维) ^[14]	1.280
上限法 ^[14]	1.274
本文方法	1.310

根据平动机制,分别以 2 种典型工况的边坡稳定安全系数与文献进行了对比,结果表明,平动机制的计算结果与文献的数值解以及极限平衡解较为接近,证明了文中所采用破坏模式的有效性。

2.2 静动力加固边坡安全系数和破坏面

以工况 1 为例,分别对无加固二维边坡和有加固二维边坡进行静、动力荷载作用时的稳定性分析。根据对边坡安全系数和破裂面的影响,主要考虑的因素包括:地震加速度 k , 桩体距离坡脚位置 Px 以及桩间距系数 λ 。

抗滑桩加固边的最有效位置坡位于边坡中部靠上^[19],因此,采用的几何条件为桩体位置 $Px = 12\text{ m}$ 、桩间距系数 $\lambda = 5$ 。分别研究加固边坡和无加固边坡安全系数与地震加速度的关系,如图 7 所示。容易看出,边坡安全系数随着地震加速度的增大急剧减小。对于无加固边坡,安全系数在 $k = 0.2g$ 时,降低为 0.96,这意味着边坡已经失稳。而对于有加固的边坡,安全系数直到 $k = 0.25g$ 时,才降低为 0.98,加固作用可显著提高边坡动力稳定性。并且可以看出,安全系数的增幅在地震加速度较小时更为显著。图 8 为地震加速度对破裂面的影响,桩体位置如虚线所示。结果表明,桩体右侧的破裂面会随着地震加速度的增加急剧增大。而对于坡脚处的破裂面,随着地震加速度的增加,一开始变化不大;当地震加速度增大到一定程度时,破裂

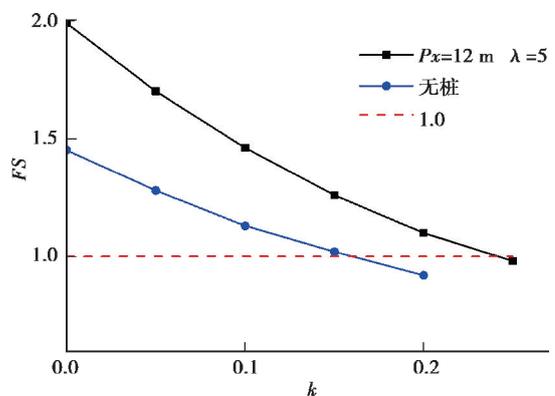


图 7 地震加速度与安全系数的关系(k 为地震水平加速度与重力加速度之比; FS 为安全系数)

Fig. 7 Relationship between eismic acceleration and safe coefficient

面会急剧增大,此时,坡体破裂面在软弱层有较大的滑移,坡体发生整体失稳。

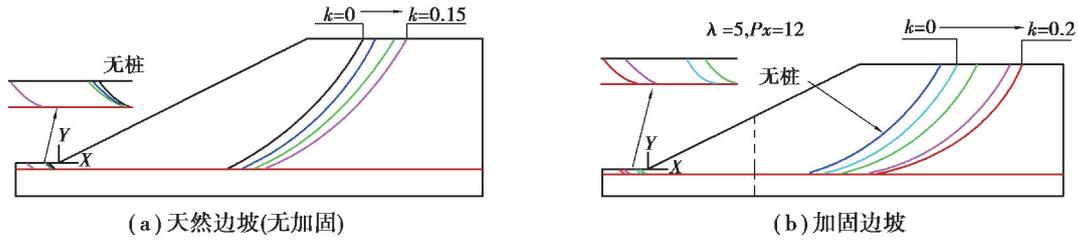


图 8 地震加速度与破裂面的关系

Fig. 8 Relationship between seismic acceleration and sliding surface

类似的,采用桩体位置 $P_x=12\text{ m}$ 、地震加速度 $k=0.1\text{g}$,分别对有地震和无地震条件下的边坡进行稳定性分析,进而研究安全系数与桩间距系数关系,如图 9 所示。结果表明,边坡安全系数随着桩间距系数的增大而持续减小,但这个减小的趋势在桩间距系数达到 7 时逐渐变得平缓。这意味着对于一定的工况,改变桩间距系数的做法对安全系数的影响不大。图 10 描绘出桩间距系数与破裂面的关系,结果表明,桩体上方的破裂面会随着桩间距系数的增大而减小;坡脚位置处的破裂面对桩间距系数不敏感。

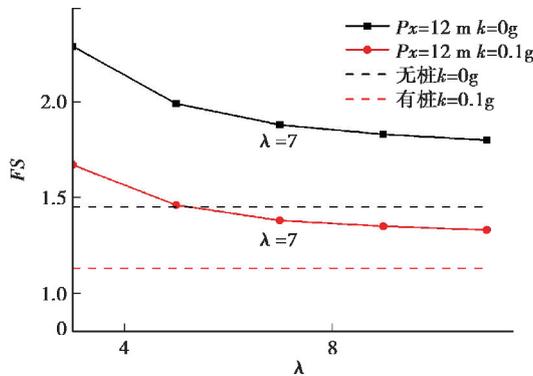


图 9 桩间距系数与安全系数的关系 (FS 为安全系数;λ 为桩间距与桩径之比)

Fig. 9 Relationship between pile spacing and safe coefficient

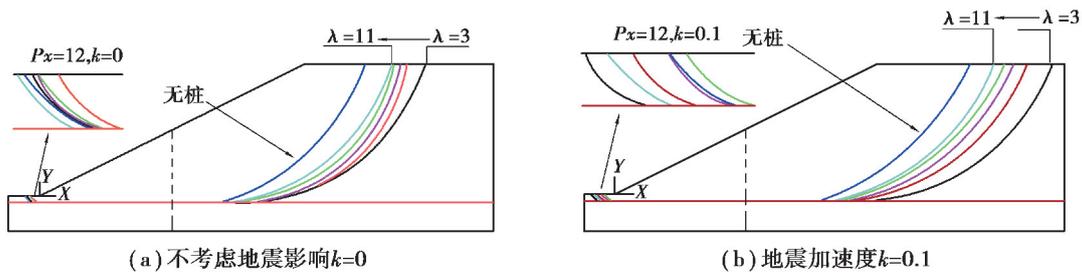


图 10 桩间距系数与破裂面的关系

Fig. 10 Relationship between pile spacing and sliding surface

采用桩间距系数 $\lambda=5$,分别对静力条件下和地震加速度 $k=0.1\text{g}$ 时,不同桩体位置加强边坡的效果进行分析,研究安全系数和桩体位置的关系,如图 11 所示。结果表明,边坡安全系数随着桩体位置的向右移动呈现先增大后减小的趋势。对于静力条件,安全系数在桩体位于 $14\sim 15\text{ m}$ (坡长 24 m)时达到峰值 2.1;对于地震加速度 $k=0.1\text{g}$ 时,安全系数在桩体位于 $16\sim 17\text{ m}$ 时达到峰值 1.61。定义桩体加固最有效位置为安全系数达到峰值时所对应的桩体位置。根据 Ausilio^[11] 基于转动破坏机构对二维抗滑桩加固边坡的稳定性分析结果,对于均质边坡,抗滑桩体的最有效位置应在靠近坡体中部。而对于含有软弱层的边坡,抗滑桩体的最有效位置则变得更为复杂,与软弱层的强度指标、埋深和倾角等因素均有关。图 11 表明,对于含有软弱层的边坡桩体最有效位置位于坡体中间靠上。对于动力情况,桩体最有效位置随着地震加速度的增大而逐渐向

坡顶方向移动。图 12 表明,当桩体从坡脚向坡体中间移动时,边坡破裂面不断扩大;当桩体位置超过坡体中间向上时,边坡破裂面急剧缩小。桩体有效长度 H_p 与桩体位置明显相关,当边坡含有软弱层,可以得出,桩体有效长度最大值并不在坡体中部位置时取得,而在坡体中部偏上的位置取得。由于桩体对坡体加固的抗力与其有效长度 H_p 直接相关,因此,在坡体中间偏上的位置时含软弱层边坡加固桩体的最有效位置。

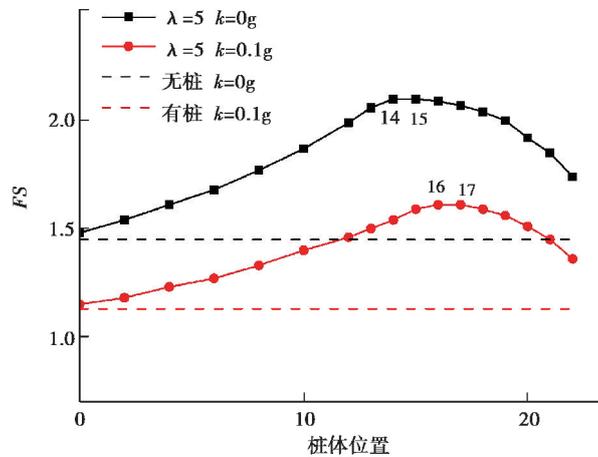


图 11 桩体位置与安全系数的关系 (FS 为安全系数;桩体位置为以坡脚为原点的水平坐标)

Fig. 11 Relationship between pile location and safe coefficient

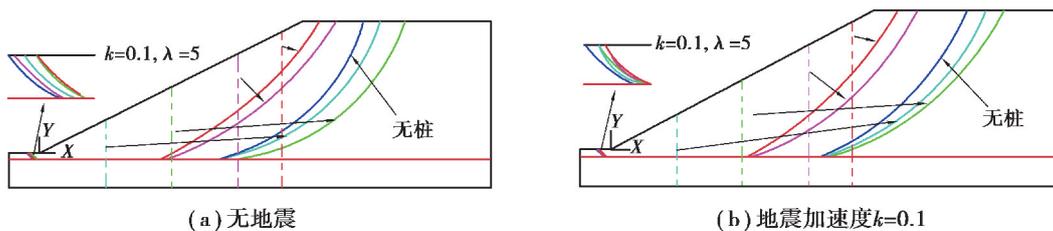


图 12 桩体位置与破裂面的关系

Fig. 12 Relationship between pile location and sliding surface

3 结 论

文中基于极限分析上限法,提出一种平动破坏机制,对静、动力作用下抗滑桩加固的含有软弱层边坡进行研究,分析了抗滑桩对坡体稳定的贡献,探讨了地震加速度、桩间距以及桩体位置对安全系数和破裂面的影响,得出以下主要结论:

1) 对于含软弱层的天然边坡,通过与文献计算结果的对比,证明了文中提出的平动剪切破坏机制适用于含软弱夹层的稳定性分析。

2) 抗滑桩可以提高边坡的安全系数,这是由于抗滑桩对土体的阻拦作用。随着桩间距系数 λ 的增加,安全系数不断减小,但是在桩间距系数达到 7 之后变得平稳,说明在安全系数满足要求时,适当选取较大的桩体间距对边坡稳定影响很小。

3) 在地震荷载的影响下,边坡坡顶破裂面由坡中心向外延伸。边坡安全系数随着地震加速度的增加而不断下降,破裂面呈现沿软弱层延展的趋势,坡体从而丧失稳定性。

4) 对于含有软弱层的边坡,抗滑桩的最有效位置为边坡坡体中间靠上。当存在地震作用时,抗滑桩的位置应适当上移。边坡安全系数随着地震加速度和桩间距的增加而减小,破裂面呈现沿软弱层延展的趋势。

参考文献:

- [1] Fredlund D G, Krahn J. Comparison of slope stability methods of analysis[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1977, 14 (3): 429-439.

- [2] Hungr O. An extension of Bishop's simplified method of slope stability analysis to three dimensions[J]. Géotechnique, 1987, 37(1): 113-117.
- [3] Xing Z. Three-dimensional stability analysis of concave slopes in plan view[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1988, 114(6): 658-671.
- [4] 陈祖煜, 弥宏亮, 王小刚. 边坡稳定三维分析的极限平衡方法[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(5): 525-529.
CHEN Zuyu, MI Hongliang, WANG Xiaogang. A three-dimensional limit equilibrium method for slope stability analysis [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, 23(5): 525-529.(in Chinese)
- [5] Duncan J M. State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 122(7): 577-596.
- [6] Griffiths D V, Marquez R M. Three-dimensional slope stability analysis by elasto-plastic finite elements[J]. Géotechnique, 2007, 57(6): 537-546.
- [7] Won J, You K, Jeong S, et al. Coupled effects in stability analysis of pile - slope systems [J]. Computers and Geotechnics, 2005, 32(4): 304-315.
- [8] Mccook D K. Limit Analysis and Soil Plasticity[M]. Elsevier Scientific Pub, 1975.
- [9] Michalowski R L, Drescher A. Three-dimensional stability of slopes and excavations[J]. Géotechnique, 2009, 59(10): 839-850.
- [10] Gao Y F, Zhang F, Lei G H, et al. An extended limit analysis of three-dimensional slope stability[J]. Géotechnique, 2013, 63(6): 518-524.
- [11] Ausilio E, Conte E, Dente G. Stability analysis of slopes reinforced with piles[J]. Computers and Geotechnics, 2001, 28(8): 591-611.
- [12] Li X P, He S M, Wu Y. Seismic displacement of slopes reinforced with piles [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, 136(6): 880-884.
- [13] 刘怡林, 黄茂松, 袁伟, 等. 斜坡含软弱夹层地基路堤离心模型试验与数值模拟[J]. 岩土力学, 2013, 34(S2): 22-26,34.
LIU Yilin, HUANG Maosong, YUAN Wei, et al. Centrifugal model test and numerical simulation of embankments on sloping ground with weak interlayer[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(S2): 22-26,34.(in Chinese)
- [14] Huang M S, Wang H R, Sheng D C, et al. Rotational - translational mechanism for the upper bound stability analysis of slopes with weak interlayer[J]. Computers and Geotechnics, 2013, 53: 133-141.
- [15] 王浩然, 黄茂松, 刘怡林. 含软弱夹层边坡的三维稳定性极限分析[J]. 岩土力学, 2013, 34(S2): 156-160.
WANG Haoran, HUANG Maosong, LIU Yilin. Three-dimensional stability analysis of slope with weak interlayer [J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(S2): 156-160.(in Chinese)
- [16] Zhou H Z, Zheng G, Yang X Y, et al. Displacement of pile-reinforced slopes with a weak layer subjected to seismic loads [J]. Mathematical Problems in Engineering, 2016: 1-10.
- [17] Ito T, Matsui T. Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles.[J]. Soils and Foundations, 1975, 15(4): 43-59.
- [18] Taylor D W. Fundamentals of soil mechanics[J]. Soil Science, 1948, 66(2):161.
- [19] Wei W B, Cheng Y M. Strength reduction analysis for slope reinforced with one row of piles [J]. Computers and Geotechnics, 2009, 36(7): 1176-1185.
- [20] Lam L, Fredlund D G. A general limit equilibrium model for three-dimensional slope stability analysis [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1993, 30(6): 905-919.