

DOI:10.3969/j.issn.1003-5060.2024.09.020

三维加筋边坡抗震稳定性的拟动力上限分析

王 振¹, 孙志彬¹, 杨胜宇¹, 聂秀鹏¹, 谭晓慧²

(1. 合肥工业大学 汽车与交通工程学院, 安徽 合肥 230009; 2. 合肥工业大学 资源与环境工程学院, 安徽 合肥 230009)

摘 要: 拟动力法可以更好地考虑地震传播的时空变化特性, 文章采用拟动力分析方法研究均匀加筋与三角加筋 2 种不同加筋模式下, 加筋土坡的三维地震稳定性问题; 基于极限分析上限定理, 构建三维加筋土边坡的破坏机构, 推导地震边坡三维安全系数的表达式, 并考察拟静力与拟动力分析结果之间的差异性; 通过参数分析揭示三维加筋边坡的拟动力安全系数变化规律。结果表明: 相对于拟动力分析, 拟静力分析获得的安全系数解更为保守, 特别是对于水平地震力系数 k_h 和坡角 β 较大的情况, 两者差异更加显著; 随着水平地震力系数 k_h 、宽高比 B/H 、放大系数 f 的增加, 加筋土边坡的稳定性明显降低; 而随着平均加筋强度 k_0 增加, 边坡稳定性显著提高; 地震波周期 T 对边坡稳定性的影响较小; 2 种加筋模式对边坡稳定性的影响规律一致, 且三角加筋模式效果更优。

关键词: 边坡工程; 三维稳定性分析; 拟动力法; 加筋模式; 上限定理; 安全系数

中图分类号: U416.14 **文献标志码:** A **文章编号:** 1003-5060(2024)09-1288-09

Seismic stability analysis of three-dimensional reinforced slope based on pseudo-dynamic method

WANG Zhen¹, SUN Zhibin¹, YANG Shengyu¹, NIE Xiupeng¹, TAN Xiaohui²

(1. School of Automobile and Traffic Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China; 2. School of Resources and Environmental Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China)

Abstract: The pseudo-dynamic method can better consider the spatial and temporal variation characteristics of earthquake propagation. In this paper, the pseudo-dynamic analysis method is used to study the three-dimensional seismic stability of reinforced soil slopes under two different reinforcement modes of uniform reinforcement and triangular reinforcement. Based on the upper limit theorem of limit analysis, the failure mechanism of three-dimensional reinforced soil slope is constructed, the expression of three-dimensional safety factor of seismic slope is derived, and the difference between pseudo-static and pseudo-dynamic analysis results is investigated. The variation law of pseudo-dynamic safety factor of three-dimensional reinforced soil slope is revealed by parameter analysis. The results show that the safety factor solution obtained by pseudo-static analysis is more conservative than that obtained by pseudo-dynamic analysis, especially when the horizontal seismic force coefficient k_h and slope angle β are larger, the difference is more significant. With the increase of horizontal seismic force coefficient k_h , ratio of slope width to height B/H and amplification factor f , the stability of reinforced soil slope decreases obviously, while the stability of reinforced soil slope increases with the increase of average reinforcement strength k_0 . The influence of seismic wave period T on slope stability is small, the influence of two reinforcement modes on slope stability is the same, and the effect of

收稿日期: 2021-06-05; **修回日期:** 2021-07-09

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(41972278); 中央高校基本科研业务费专项资金资助项目(JZ2020HGTB0042)

作者简介: 王 振(1996—), 男, 江苏泰州人, 合肥工业大学硕士生;

孙志彬(1984—), 男, 安徽黄山人, 博士, 合肥工业大学副教授, 硕士生导师, 通信作者, E-mail: sunzb@hfut.edu.cn;

谭晓慧(1971—), 女, 安徽宣城人, 博士, 合肥工业大学教授, 博士生导师。

triangular reinforcement mode is better.

Key words: slope engineering; three-dimensional stability analysis; pseudo-dynamic method; reinforcement mode; upper limit theorem; safety factor

边坡失稳是自然界中常见的问题,而地震诱发的外力作用会加速边坡的破坏。为了提高边坡稳定性,工程中经常采取一些预防措施,如在土中加桩或安装土工合成材料,以提供额外的抗力,加筋土结构具有工程成本低、易于施工等优点,在实际工程中得到广泛的应用。加筋土边坡的抗震稳定性计算是加筋土结构设计中的重要问题。文献[1]在前人的建模思路及拟静力作用下加筋土挡墙水平位移计算公式的基础之上,推导加筋挡土墙残余位移的二维计算公式,并结合振动台试验模型验证计算方法的合理性;文献[2]利用土工合成加筋土结构的强度算法探索二维地震力加筋边坡的稳定性,研究得出不同地震力系数下钢筋所需的抗拉强度;文献[3]基于二维离散化的运动学分析方法提出2种地震力输入模式,对垂直加筋边坡的地震稳定性进行研究。

上述关于地震加筋边坡稳定性评估的研究均是在二维平面应变条件下进行的,但值得指出的是,许多加筋土边坡的破坏通常在某种程度上具有三维特征,仅当三维滑动体的宽度远大于其他2个方向的尺寸时,才可以将三维边坡简化为二维边坡进行稳定性分析。同时,二维简化分析往往不能真实反映边坡的实际受力状态和失稳破坏模式,提供的计算结果与三维相比偏保守^[4-6],因此较二维分析而言,三维分析在边坡工程安全性评估和加固设计中更具有实际意义。文献[7]基于“牛角型”三维旋转破坏机制,对地震力作用下筋材所需要提供的抗力进行研究,并生成相对应的稳定性图表;文献[8]采用极限分析法,研究具有非线性破坏准则的三维加筋边坡的地震稳定性;文献[9]通过建立加筋边坡的内外功率平衡方程,采用极限分析法推导地震力作用下三维边坡加筋所需临界加筋强度的表达式,并评估各设计参数对临界加筋强度三维解的影响。

以上研究均采用传统拟静力方法研究三维加筋边坡的地震效应,该方法将地震力作用等效为静力,简单易行,但这种理想化的假设并没有考虑地震波的动态时变性,无法准确描述加筋边坡的地震效应,且在工程实践中也有一定局限性^[10-13]。相比于拟静力法,拟动力法可以体现地震力随时间的变化以及地震波在土体中的传播特

性,更加符合工程实际。

本文在极限分析上限定理的基础上构建边坡的三维破坏机构,采用拟动力法将地震作用转化为地震力功率方程,从而建立整个破坏机构的内能耗散平衡方程。在充分考虑水平地震力的情况下,研究2种常见加筋模式(均匀加筋与三角形加筋)的边坡三维地震稳定性。在与传统的拟静力方法进行对比讨论的同时,对三维加筋土边坡的安全系数进行评价,探讨边坡宽高比以及不同的地震力系数对三维加筋土边坡稳定性的影响,其数值解可为加筋边坡的抗震稳定性设计提供理论指导。

1 基本理论与假设

1.1 极限分析

本文采用上限定理对三维加筋边坡的地震稳定性进行分析,假定边坡土体是完全刚塑性体,当破坏机构中出现速度不连续点(破裂面),则不连续矢量必须以内摩擦角向不连续点倾斜,同时对任何机动许可的速度场的外力所做功小于或等于内部能量耗散率,即

$$\int_V \sigma_{ij}' \epsilon_{ij}' dV \geq \int_S T_i v_i dS + \int_V F_i v_i^* dV \quad (1)$$

其中: σ_{ij}' 为静力许可应力; ϵ_{ij}' 为与 σ_{ij}' 相关的应变张量; T_i 为变形体所受面力; F_i 为变形体所受体力; S 、 V 分别为变形体表面积和体积; v_i 、 v_i^* 为运动容许速度, $v_i^* = v_i$ 时均在边界 S 上。

1.2 拟动力法

拟动力法假设地震加速度随着时间的推移而发生变化,且沿着土工结构底部向上线性放大,基底加速度主要是利用与土体剪切速度相对应的速度经过土体向上传播,由于竖向加速度对边坡稳定性的影响小于水平加速度,因此本文忽略竖向加速度对边坡稳定性的影响。

目前,水平加速度一般简化为正弦函数,假设地震运动振幅随高度线性增加,从坡底到坡顶的加速度变化幅度可以使用放大系数 f 来量化,在水平加速度方面考虑边坡内有限的剪切波速 $V_s = \sqrt{G/\rho}$,其中: G 为剪切模量; ρ 为土体密度。当不考虑放大效应时,水平加速度的最大幅值是恒定的。根据上述条件,在任意 t 时刻,高度 y_i

处的水平加速度可表示为:

$$a_h = \left[1 + \frac{y_i}{H}(f-1) \right] k_h g \sin \left[2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{y_i}{\lambda_s} \right) \right] \quad (2)$$

其中: T 为地震传播周期; $\lambda_s = TV_s$ 为地震横波波长; H 为坡高; g 为重力加速度; k_h 为水平地震力系数。

2 破坏机制与筋材布设

2.1 三维破坏机制

极限分析法需要构造一个运动学允许的破坏机构,文献[7]首先提出边坡稳定性的三维“牛角型”破坏机构,如图 1 所示。文献[14-16]研究表明,该机构在三维加筋边坡地震分析中取得较好的适用性,并且能够较为准确地反映边坡的三维破坏特性。

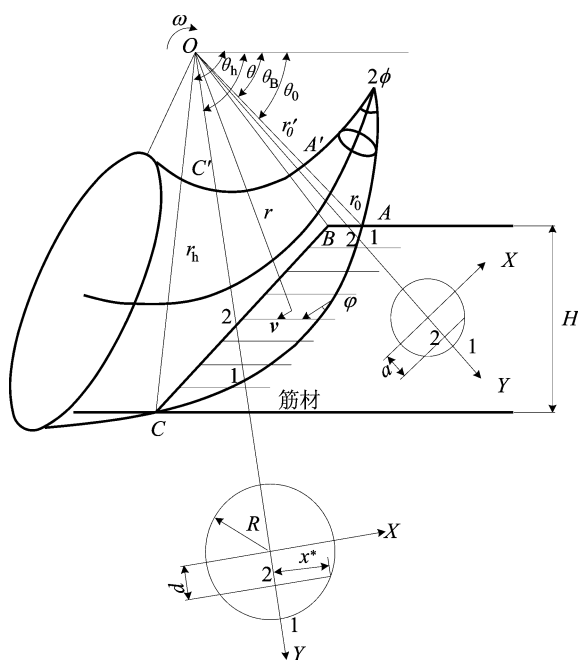


图 1 三维加筋边坡旋转破坏机构

设 θ_b 为坡肩点对应的角度; ω 为块体滑动时绕旋转中心 O 的角速度; C 为边坡坡趾; r 、 v 分别为滑动面上任一点的旋转半径和运动速度; R 为破坏面任意一点处的半径。破坏机构主要由顶角为 2ϕ 的曲线锥体构成,锥体的破坏面由 2 条对数螺旋线 AC 、 $A'C'$ 表述。

旋转机构破坏面上的 2 条对数螺旋线 AC 、 $A'C'$ 可以分别表示为:

$$r = r_0 \exp[(\theta - \theta_0) \tan \varphi] \quad (3)$$

$$r' = r_0' \exp[-(\theta - \theta_0) \tan \varphi] \quad (4)$$

其中: r 、 r' 分别为破坏面上、下螺旋线的极径; r_0 、 r_0' 为 $\theta = \theta_0$ 时的极径; φ 为土体内摩擦角; θ_0 、 θ_b 为 OA 、 OC 之间的夹角。

为方便描述失效机构的具体几何形状,一般在旋转中心 O 点处建立一个极坐标系 (θ, r) , 机构内部任意点的滑移线速度大小表示为:

$$v = \omega r \quad (5)$$

为了体现边坡破坏时维度的转化,将通过一块宽度为 b 的块体插入机构的中心部分来改变原破坏机构,如图 2 所示。当 b 不受限制(即 $b \rightarrow \infty$) 时,破坏机构退化为二维平面应变条件,为了保证重构的滑动表面的光滑性,此时,该插入件的几何形状应与“牛角型”机构的几何形状一致。

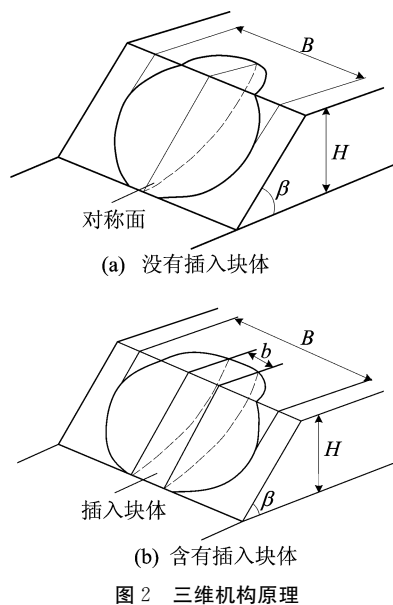


图 2 三维机构原理

2.2 筋材布设方式

工程中常在边坡中加入筋材来增加其稳定性,其中均匀加筋、下密上疏的三角加筋 2 种加筋模式应用较为普遍,如图 3 所示。

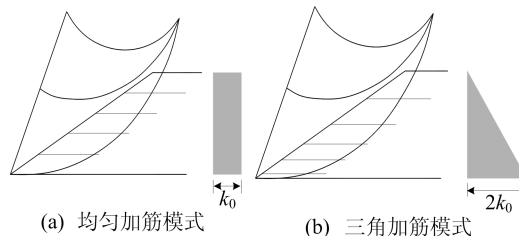


图 3 筋材布设平面图

图 3 中 k_0 为坡内布筋平均抗拉强度。定义单位高度边坡内筋材的抗拉强度 k_t 为:

$$k_t = T/s \quad (6)$$

其中: T 为单位宽度筋材的抗拉强度; s 为加筋的竖向间距, 对于均匀加筋模式, $s = H/n$, n 为加筋层数。

对于均匀加筋模式, 有

$$k_t = k_0 \quad (7)$$

对于三角加筋模式, 有

$$k_t = 2k_0 \frac{\sin \theta \exp(\theta - \theta_0) \tan \varphi - \sin \theta_0}{H/r_0} \quad (8)$$

3 破坏机制能耗计算

3.1 外力功率计算

整个三维机构的外力功率包括重力、水平地震荷载做功 2 个部分。由图 3 可知, 土体重力功率 W_γ 可由“牛角型”部分的功率 $W_{\gamma_{\text{Hom}}}$ 和“插入块体”部分的功率 W_{γ_b} 组成。其中, “牛角型”部分土体的重力功率 $W_{\gamma_{\text{Hom}}}$ 表达式为:

$$W_{\gamma_{\text{Hom}}} = \left[\int_{\theta_0}^{\theta_h} \int_0^{x^*} \int_a^{y^*} (r_m + y)^2 \cos \theta dy dx d\theta + \int_{\theta_b}^{\theta_h} \int_0^{x^*} \int_d^{y^*} (r_m + y)^2 \cos \theta dy dx d\theta \right] 2\omega\gamma \quad (9)$$

其中: a 、 d 分别为破坏面过 AB 和 AC 时, 坡面与截面圆心的距离; x^* 为破坏面上某一破坏土体的最大宽度; γ 为土体容重; ω 为破坏面 ABC 绕 O 点旋转的角速度。 r_m 、 R 、 a 、 d 、 y^* 、 x^* 的表达式为:

$$d = \frac{\sin(\theta_h + \beta)r_0 \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi]}{\sin(\theta + \beta)} - r_m \quad (10)$$

$$r_m = \frac{r + r'}{2} \quad (11)$$

$$R = \frac{r - r'}{2} \quad (12)$$

$$a = \frac{\sin \theta_0}{\sin \theta} r_0 - r_m \quad (13)$$

$$y^* = \sqrt{R^2 - x^2} \quad (14)$$

$$x^* = \begin{cases} \sqrt{R^2 - a^2}, & \theta_0 \leq \theta \leq \theta_b; \\ \sqrt{R^2 - d^2}, & \theta_b < \theta \leq \theta_h \end{cases} \quad (15)$$

“插入块体”可视为二维对数螺旋机构在宽度方向拉伸 b 得来, 因此可推导出“插入块体”的重力功率 W_{γ_b} 为:

$$W_{\gamma_b} = b\omega\gamma \left[\int_{\theta_0}^{\theta_b} \int_a^R (r_m + y)^2 \cos \theta dy d\theta + \int_{\theta_b}^{\theta_h} \int_d^R (r_m + y)^2 \cos \theta dy d\theta \right] \quad (16)$$

总的土体重力功率 W_γ 为:

$$W_\gamma = W_{\gamma_{\text{Hom}}} + W_{\gamma_b} \quad (17)$$

为考虑地震荷载作用的影响, 通过拟动力法

将地震荷载的外力功率计入功率平衡方程。在地震惯性力方面, 因为只考虑水平地震荷载, 所以在计算“牛角型”块体在水平地震荷载作用下的功率 W_k 时, 可以分为“牛角型”和“插入块体”部分。其中, “牛角型”部分的水平地震荷载功率 $W_{k_{\text{Hom}}}$ 表达式为:

$$W_{k_{\text{Hom}}} = \left[\int_{\theta_0}^{\theta_b} \int_0^{x^*} \int_a^{y^*} (r_m + y)^2 \sin \theta dy dx d\theta + \int_{\theta_b}^{\theta_h} \int_0^{x^*} \int_d^{y^*} (r_m + y)^2 \sin \theta dy dx d\theta \right] 2k_h \omega\gamma \quad (18)$$

对于“插入块体”, 水平地震荷载作用下的功率 W_{k_b} 表示为:

$$W_{k_b} = \left[\int_{\theta_0}^{\theta_b} \int_a^R (r_m + y)^2 \sin \theta dy d\theta + \int_{\theta_b}^{\theta_h} \int_d^R (r_m + y)^2 \sin \theta dy d\theta \right] k_h b \omega\gamma \quad (19)$$

总的地震荷载功率 W_k 为:

$$W_k = W_{k_{\text{Hom}}} + W_{k_b} \quad (20)$$

则破坏机构总的外力功率 W 为:

$$W = W_\gamma + W_k \quad (21)$$

3.2 内能耗散计算

由于边坡土体为均质黏土, 当潜在破坏块体沿速度不连续面与剩余土体分离时, 将产生内部能量耗散, 同时, 土体在不同区域的分离运动会导致钢筋的张拉, 由于钢筋的塑性破坏, 将会产生内部的能量消耗, 因此整个破坏机构的内部能量耗散率由筋材拉拔和土体黏聚力做功产生。

“牛角型”块体黏聚力的内部能量耗散为:

$$D_{c_{\text{Hom}}} = -2c\omega r_0^2 \cot[\varphi(f_1 \sqrt{R^2 - a^2} + f_2 \sqrt{R^2 - d^2})] \quad (22)$$

“插入块体”黏聚力的内部能量耗散为:

$$D_{c_b} = -bc\omega r_0^2 \cot[\varphi(f_1 + f_2)] \quad (23)$$

总的土体黏聚力内能耗散率 D_c 为:

$$D_c = D_{c_{\text{Hom}}} + D_{c_b} \quad (24)$$

假定坡内所有筋材上的能量耗散沿着速度间断面发生, 且均为筋材拉拔产生, 三维情形下需要考虑整个破坏面的筋材, 单位宽度内筋材拉拔破坏如图 4 所示, 图 4 中 η 为破坏面与筋材的夹角。三维加筋边坡筋材拉拔破坏机理如图 5 所示, 微元段 $d\theta$ 所对应加筋边坡破坏面的面积 ds 可表示为:

$$ds = Ldx = \frac{rL}{\cos \varphi} d\theta \quad (25)$$

其中: dx 为边破坏面的宽度; L 为微元段 $d\theta$ 处破坏面的长度。

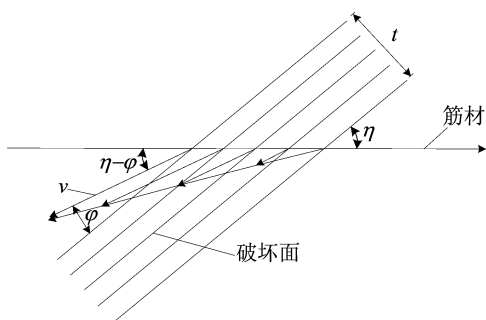


图 4 筋材拉拔破坏

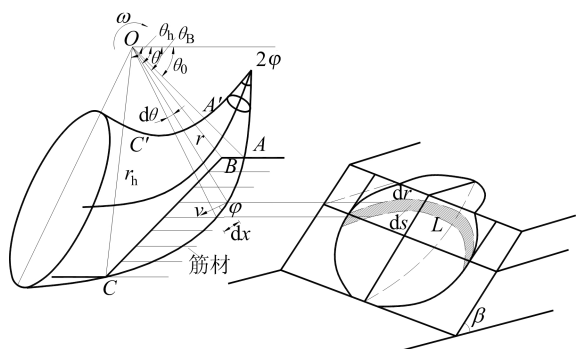


图 5 三维加筋边坡破坏机理

边坡在有筋材存在的情况下,抵抗边坡破坏的筋材张力会产生内部能量耗散,沿整个滑动面筋材的能量耗散率表示为:

$$D_{r_{\text{Hom}}} = \int_L k_t v \cos(\eta - \varphi) \sin \eta ds \quad (26)$$

其中: $v = \omega r_0 \exp[(\theta - \theta_0) \tan \varphi]$; η 为筋材与破坏面倾斜角度,且 $\eta = \frac{\pi}{2} - \theta + \varphi$ 。

对于均匀加筋模式,筋材在“牛角型”块体内部的能量耗散为:

$$D_{r_{\text{Hom}}} = \frac{k_0 r_0^2 \omega}{\cos \varphi} (f_3 + f_4) \quad (27)$$

筋材在“插入块体”内部的能量耗散为:

$$D_{r_b} = \frac{b k_0 r_0^2 \omega}{\cos \varphi} (f_5 + f_6 - f_7) \quad (28)$$

对于三角加筋模式,筋材在“牛角型”块体内部的能量耗散为:

$$D_{r_{\text{Hom}}} = \frac{2 k_0 r_0^2 \omega}{(H/r_0) \cos \varphi} (f_8 + f_9) \quad (29)$$

筋材在“插入块体”内部的能量耗散为:

$$D_{r_b} = \left[\left(\frac{3 \cos \varphi}{4} f_{10} + \frac{9 \sin \varphi}{4} f_{11} - f_{12} - f_{13} \right) - (f_5 + f_6 - f_7) \sin \theta_0 \right] \frac{2 b k_0 r_0^2 \omega}{(H/r_0) \cos \varphi} \quad (30)$$

总的筋材内能耗散率 D_r 为:

$$D_r = D_{r_{\text{Hom}}} + D_{r_b} \quad (31)$$

则破坏机构总的内能耗散率 D 为:

$$D = D_c + D_r \quad (32)$$

其中, $f_1 \sim f_{13}$ 的计算表达式为:

$$f_1 = \sin^2 \theta_0 \int_{\theta_0}^{\theta_b} \frac{\cos \theta}{\sin^3 \theta} d\theta \quad (33)$$

$$f_2 = \exp[2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] \times \sin^2(\theta_h + \beta) \int_{\theta_b}^{\theta_h} \frac{\cos(\theta + \beta)}{\sin^3(\theta + \beta)} d\theta \quad (34)$$

$$f_3 = \int_{\theta_0}^{\theta_b} \cos(\theta - \eta) \arcsin \sqrt{1 - \left(\frac{a}{R}\right)^2} \times \exp[2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] 2 \sin \theta d\theta \quad (35)$$

$$f_4 = \int_{\theta_b}^{\theta_h} \cos(\theta - \eta) \arcsin \sqrt{1 - \left(\frac{d}{R}\right)^2} \times \exp[2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] 2 \sin \theta d\theta \quad (36)$$

$$f_5 = \frac{1}{1 + \tan^2 \varphi} \left\{ \cos(2\theta_h) - \tan \varphi \sin(2\theta_h) + \tan \varphi \sin(2\theta_h) - \cos(2\theta_h) \right\} \times \exp[2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] \frac{\cos \varphi}{4} \quad (37)$$

$$f_6 = \frac{\cos \varphi}{4} \left\{ \exp[2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] - 1 \right\} \quad (38)$$

$$f_7 = \frac{1}{1 + \tan^2 \varphi} \left\{ -\tan \varphi \cos(2\theta_h) - \sin(2\theta_h) + [\sin(2\theta_h) + \tan \varphi \cos(2\theta_h)] \times \exp[2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] \right\} \frac{\sin \varphi}{4} \quad (39)$$

$$f_8 = 2 \int_{\theta_0}^{\theta_b} \cos(\theta - \eta) \arcsin \sqrt{1 - \left(\frac{a}{R}\right)^2} \times \sin \theta \exp[2(\theta - \theta_0) \tan \varphi] \times \{ \sin \theta \exp[2(\theta - \theta_0) \tan \varphi] - \sin \theta_0 \} d\theta \quad (40)$$

$$f_9 = 2 \int_{\theta_b}^{\theta_h} \cos(\theta - \eta) \arcsin \sqrt{1 - \left(\frac{a}{R}\right)^2} \times \sin \theta \exp[2(\theta - \theta_0) \tan \varphi] \times \{ \sin \theta \exp[2(\theta - \theta_0) \tan \varphi] - \sin \theta_0 \} d\theta \quad (41)$$

$$f_{10} = \frac{-3 \tan \varphi \cos \theta_0 - \sin \theta_0}{3(1 + 9 \tan^2 \varphi)} + \frac{\exp[3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi]}{3} \times \frac{\sin \theta_h + 3 \tan \varphi \cos \theta_h}{1 + 9 \tan^2 \varphi} \quad (42)$$

$$f_{11} = \frac{-3 \tan \varphi \sin \theta_0 + \cos \theta_0}{31 + 9 \tan^2 \varphi} + \frac{\exp[3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi]}{3} \times \frac{3 \tan \varphi \sin \theta_h - \cos \theta_h}{1 + 9 \tan^2 \varphi} \quad (43)$$

$$f_{12} = \frac{1}{1 + \tan^2 \varphi} \left\{ \exp[3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] \times [\sin(3\theta_h) + \tan \varphi \cos(3\theta_h)] - \tan \varphi \cos(3\theta_h) + \sin(3\theta_h) \right\} \frac{\cos \varphi}{12} \quad (44)$$

$$f_{13} = \frac{1}{1 + \tan^2 \varphi} \left\{ \exp[3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] \times [\tan \varphi \sin(3\theta_h) - \cos(3\theta_h)] \frac{\sin \varphi}{12} + \cos(3\theta_h) - \tan \varphi \sin(3\theta_h) \right\} \quad (45)$$

3.3 安全系数的计算与优化

本文采用经典强度折减法进行安全系数 F_s 的计算, F_s 定义为土体的抗剪强度与维持边坡稳定所需的剪应力之比, 即

$$F_s = \frac{c}{c_d} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_d} \quad (46)$$

其中: c 、 φ 为初始抗剪强度参数; c_d 、 φ_d 为边坡土体处于临界状态下的抗剪强度参数。

当边坡各项参数一定时, 将三维加筋边坡的外力所做功率 W 等效为破坏机构的内能耗散 D , 即可得到功能平衡方程, 在一定约束条件下, 通过自变量 r_0 、 r_h 、 r'_0/r_0 、 b/B 和 t 的优化程序, 将强度折减法与极限分析上限法相结合, 从而可以求得拟动力作用下三维加筋土坡的地震临界安全系数 F_s 。

4 结果讨论与分析

4.1 拟静力与拟动力的对比

为了更深入地了解拟静力与拟动力对边坡稳定性的不同影响, 有必要对 2 种地震稳定性分析方法的适用性进行讨论, 本节以一个均匀加筋的边坡算例, 讨论 2 种方法在评价三维加筋土坡安全系数 F_s 方面的差异。

$B/H=3$ 、坡角为 75° 和 90° 的加筋边坡在不同水平地震力系数 k_h 对边坡安全系数 F_s 的影响如图 6 所示。其余参数如下: 土体黏聚力 $c=10$ kPa, 地震波横波波速 $V_s'=150$ m/s, $T=0.30$ s, $f=1.5$, $\gamma=20$ kN/m³, $H=5$ m, $k_0=15$ kN/m², $\varphi=20^\circ$ 。

从图 6 可以看出, 2 种方法计算所得安全系数 F_s 均随着水平地震力系数 k_h 的增大而显著减小, 拟动力的分析结果更加保守。2 种方法的计算误差随着水平地震力系数 k_h 提高而不断增大。当 $\beta=75^\circ$ 时, 若 k_h 从 0.2 增加到 0.4, 拟动力解比拟静力解分别降低 8.8%、10.6%、12.1%。该误差也与

坡度有关, 坡度越大时, 两者差异更加显著。由此可见, 拟静力法可能会高估边坡的地震稳定性, 尤其当 k_h 和 β 较大时, 拟静力分析的结果误差会显著增大。

为了保证边坡设计的安全性, 在实践中推荐采用拟动力法进行边坡稳定性分析。

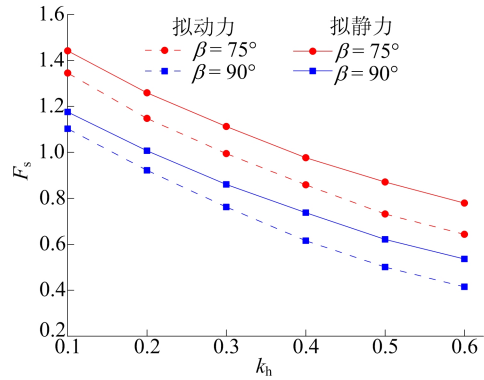


图 6 不同坡度下拟动力法和拟静力法所得 F_s 的比较

4.2 加筋边坡的动态分析

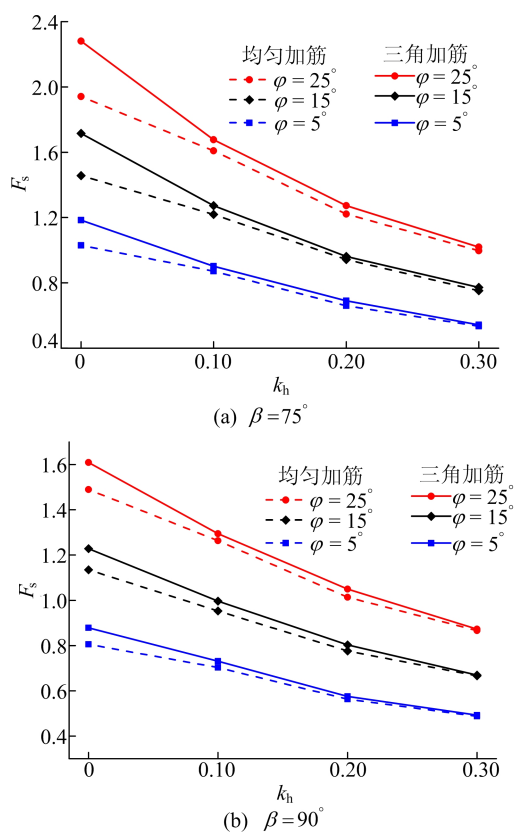
基于本文的计算模型, 应用拟动力法对三维加筋边坡的地震稳定性进行分析, 保持其他参数在合理取值的情况下, 重点对比研究均匀加筋、三角加筋水平地震力系数 k_h 、放大系数 f 、地震波周期 T 、边坡宽高比 B/H 、筋材平均抗拉强度 k_0 以及土体内摩擦角 φ 对边坡安全稳定性的影响。其余参数如下: $c=10$ kPa, $V_s=150$ m/s, $\gamma=20$ kN/m³, $H=5$ m。

4.2.1 水平地震力系数 k_h 的影响

本节对比讨论 2 种加筋模式下, 不同水平地震力系数 (k_h 为 0、0.1、0.2、0.3)、边坡坡角 (β 为 75° 、 90°)、土体内摩擦角 (φ 为 5° 、 15° 、 25°) 对三维加筋边坡 F_s 的影响, 结果如图 7 所示。其余参数如下: $T=0.30$ s, $f=1.5$, $k_0=15$ kN/m², $B/H=3$ 。

从图 7 可以看出: 在均匀加筋和三角加筋 2 种加筋模式下, 边坡安全系数 F_s 均随着水平地震力系数 k_h 的增大而逐渐减小, 但其变化速率也不断降低; 当 k_h 值较小时, 三角加筋模式下 F_s 大于均匀加筋模式; 当 k_h 值较大时, 两者计算所得 F_s 的差异越来越小。

观察土体内摩擦角 φ 对 F_s 的影响, φ 值越大, 2 种加筋模式下的安全系数差值越大; 同时, 边坡坡角 β 对安全系数差值也有显著影响。坡度越大, 不同加筋模式的 F_s 差值越小。

图7 不同水平地震力系数 k_h 对三维加筋边坡 F_s 的影响

当 $\beta = 75^\circ$ 的边坡, $k_h = 0$, φ 为 5° 、 15° 、 25° 时, 基于均匀加筋和三角加筋模式下得到的 F_s 差值分别为 0.15、0.26、0.34; 当 $\beta = 90^\circ$ 时, 2 种模式之间 F_s 的差值为 0.07、0.10、0.12。 φ 不仅影响边坡破坏面的形状, 而且是计算能量耗散的一个重要参数, 因此在边坡设计时要充分考虑 φ 取值的合理性。

就加筋模式而言, 对于水平地震力系数 k_h 较大的情况下, 2 种模式对加固边坡所起的作用相近似, 对于 k_h 较小的情况下, 为了保证边坡设计的安全性, 应选择三角加筋。

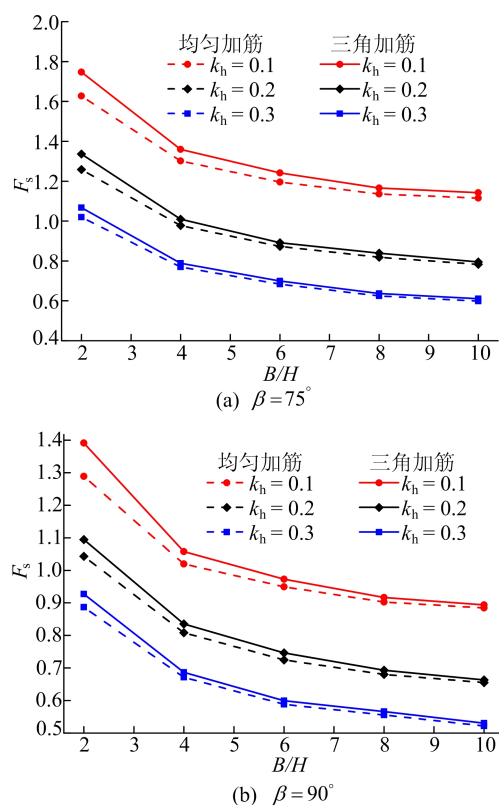
4.2.2 边坡宽高比 B/H 的影响

为了研究三维效应对边坡稳定性的影响, 考虑 2 种加筋模式, 对不同水平地震力系数 (k_h 为 0、0.1、0.2、0.3) 及边坡坡角 (β 为 75° 、 90°) 条件下三维加筋边坡 F_s 随 B/H 的变化规律进行分析, 结果如图 8 所示。其余参数如下: $T = 0.30$ s, $f = 1.5$, $k_0 = 15$ kN/m², $\varphi = 20^\circ$ 。

从图 8 可以看出, 不同水平地震力系数 k_h 以及坡角 β 条件下, 2 种加筋模式下 F_s 随边坡宽高比 B/H 的变化规律较为相似。当 B/H 以及 k_h 一定时, 2 种加筋模式计算所得 F_s 的差值随着 B/H 及 k_h 的不断增大而逐渐减小。

比较 B/H 的变化对 F_s 的影响, 当 $B/H \leq 4$ 时, 随着 B/H 的增加边坡安全系数急剧骤减, 变化较为显著; 当 $B/H > 4$ 时, 随着 B/H 的增加 F_s 的变化速率逐渐降低, 最终趋于水平, 边坡二维效应较为显著。

因此, 当 B/H 较小时, 应该充分考虑三维效应对边坡稳定性的影响; 当 B/H 较大时, 二维结果可以近似等效为三维分析结果。

图8 不同边坡宽高比 B/H 对三维加筋边坡 F_s 的影响

4.2.3 平均加筋强度 k_0 的影响

为了研究平均加筋强度对边坡稳定性的影响, 考虑 2 种加筋模式, 对不同水平地震力系数 (k_h 为 0.1、0.2、0.3) 及边坡坡角 (β 为 75° 、 90°) 条件下三维加筋边坡 F_s 随 k_0 的变化规律进行分析, 结果如图 9 所示。其余参数如下: $T = 0.30$ s, $f = 1.5$, $B/H = 3$, $\varphi = 20^\circ$ 。

从图 9 可以看出, 边坡安全系数 F_s 随着平均加筋强度 k_0 的提高而呈现非线性增长的趋势。在实际工程中, 可以根据这种变化特性确定合理的预加筋强度。比较 2 种加筋模式可以看出, 当 k_0 相同时, 三角加筋模式得到的边坡 F_s 高于均匀加筋模式下的 F_s , 因而该加筋模式下的边坡稳定性更高。当平均加筋强度 k_0 较小时, 2 种加筋模式对边坡的加固作用差别不大, 随着平均加筋

强度 k_0 的提高,三角加筋模式对边坡加固效果更加显著。

不同 β 条件下, k_0 对 F_s 的影响也服从上述所描述的规律,说明 k_0 对 F_s 的影响规律与 β 无关。因此对于实际工程中的边坡,合理地选择筋材强度既能节约工程经费,又能保证工程设计的安全性。

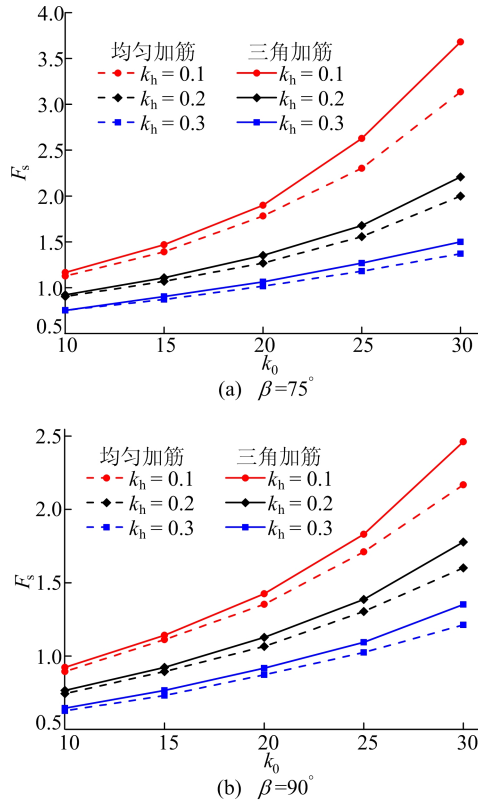


图 9 不同平均加筋强度 k_0 对三维加筋边坡 F_s 的影响

4.2.4 放大系数 f 的影响

为了研究放大系数 f 对边坡稳定性的影响,考虑 2 种加筋模式,对不同水平地震力系数 (k_h 为 0.1、0.2、0.3) 及边坡坡角 (β 为 75° 、 90°) 条件下三维加筋边坡 F_s 随 f 的变化规律进行分析,结果如图 10 所示。其余参数如下: $B/H=3$, $\varphi=20^\circ$, $T=0.30$ s, $k_0=15$ kN/m²。

从图 10 可以看出,2 种加筋模式下边坡安全系数 F_s 均随着放大系数 f 的增大呈现出线性减小的趋势。当 k_h 值较小时,安全系数的下降趋势更为明显,这说明当水平地震力系数较小时,放大系数 f 对边坡稳定性的敏感性更高,与此同时,不同坡角 β 下,不同加筋模式的安全系数变化规律是一致的,表明 f 对 F_s 的影响与 β 和加筋模式无关。因此在工程实践中放大系数 f 对于分析地震作用下的边坡稳定性是一个不容忽视的重要因素。

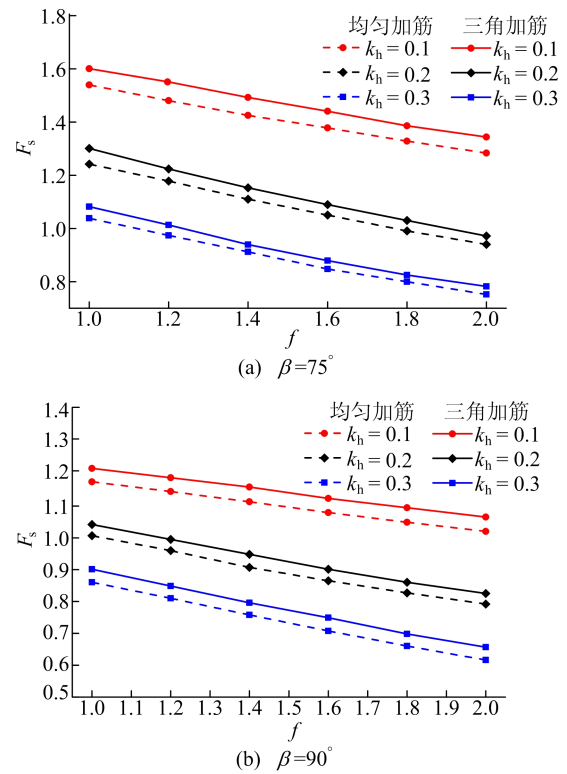


图 10 不同放大系数 f 对三维加筋边坡 F_s 的影响

4.2.5 地震波周期 T 的影响

为了研究地震波周期 T 对边坡稳定性的影响,考虑 2 种加筋模式,对不同水平地震力系数 (k_h 为 0.1、0.2、0.3) 及边坡坡角 (β 为 75° 、 90°) 条件下三维加筋边坡 F_s 随 T 的变化规律进行分析,结果如图 11 所示。

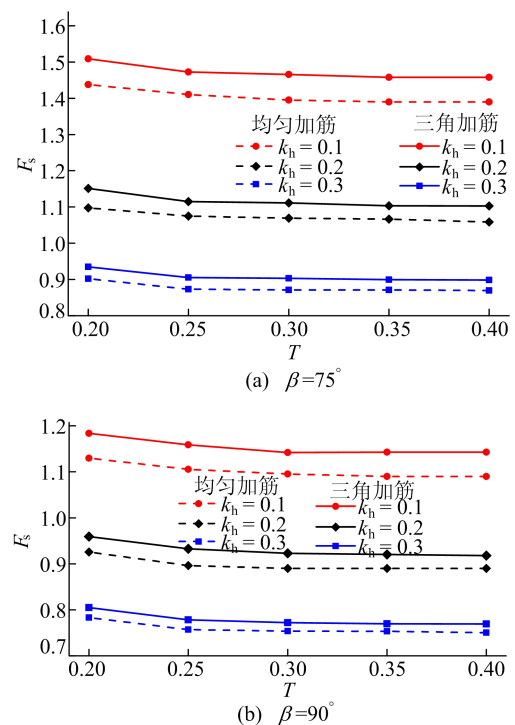


图 11 不同地震波周期 T 对三维加筋边坡 F_s 的影响

其余参数如下: $B/H=3$, $\varphi=20^\circ$, $f=1.5$, $k_0=15 \text{ kN/m}^2$ 。

从图 11 可以看出,随着地震波周期 T 的增大,三角加筋模式下的边坡安全系数 F_s 始终高于均匀加筋。随着水平地震力系数 k_h 的不断增加,2 种加筋模式之间 F_s 的差值越来越小。当地震波周期 $T \leq 0.25$ 时,安全系数 F_s 显著降低;当地震波周期 $T > 0.25$ 时, F_s 下降速率几乎为 0,地震动力效应几乎可以忽略不计。这是由于地震波周期较长时,边坡高度远小于地震波波长,任意时刻在边坡高度范围内传播的地震波只占其整个波长的一小部分,地震加速度变化不显著。

5 结 论

本文基于拟动力法对三维加筋边坡的抗震稳定性进行了评价,根据上限定理将三维加筋土边坡的稳定性问题转化为约束条件下的多变量数学规划问题,结合极限分析上限定理评估了水平地震力作用下不同加筋边坡的三维拟动力稳定性,得出如下结论。

1) 随着水平地震力系数 k_h 的增加,拟动力法和拟静力法得出的安全系数 F_s 的差异也随之增大。相比拟动力法,拟静力法计算结果较为保守。拟动力法不仅体现地震波在边坡土体中传播的时变性,而且更能保证边坡工程的安全性,因此在实际工程中,推荐采用拟动力方法进行边坡地震稳定性评价。

2) 随着水平地震力系数 k_h 、宽高比 B/H 、地震波周期 T 、放大系数 f 增大,三维加筋土边坡的 F_s 显著下降,前三者对 F_s 的影响为非线性,而放大系数的影响为线性。而随着加筋强度 k_0 的提高,安全系数 F_s 显著增大;上述各参数中 T 对边坡稳定性的影响相对较小;当 β 变化时,各参数对安全系数 F_s 的影响仍然符合上述规律。

3) 在相同参数条件下,2 种加筋模式对安全系数 F_s 的变化规律基本没有影响。三角加筋模式计算所得的安全系数大于均匀加筋模式,当 k_0 较小时,均匀加筋和三角加筋模式的加固效果相差不大;当 k_0 较大时,三角加筋模式对边坡加固效果更加明显。

【参 考 文 献】

[1] 王丽艳,陈国兴,井合进.地震作用下土工格栅加筋土挡墙水平变形的拟静力算法[J].中国公路学报,2015,28(3):28-34.
[2] VAHEDIFARD F, LESHCHINSKY D, MEEHAN C L. Relationship between the Seismic coefficient and the un-

tored geosynthetic force in reinforced earth structures[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2012, 138(10):1209-1221.
[3] QIN C, CHIAN S C. Seismic stability of geosynthetic-reinforced walls with variable excitation and soil properties: a discretization-based kinematic analysis[J]. Computers & Geotechnics, 2018, 102(10):196-205.
[4] GAO Y, ZHU D, ZHANG F, et al. Stability analysis of three-dimensional slopes under water drawdown conditions[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2014, 51(6):1355-1364.
[5] MICHALOWSKI R L, MARTEL T. Stability charts for 3d failures of steep slopes subjected to seismic excitation[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2011, 137(2):183-189.
[6] MICHALOWSKI R L, NADUKURU S S. Three-dimensional limit analysis of slopes with pore pressure[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2013, 139(9):1604-1610.
[7] MICHALOWSKI R L. Limit analysis and stability charts for 3d slope failures[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, 136(4):583-593.
[8] XU J S, YANG X L. Seismic stability of 3D soil slope reinforced by geosynthetic with nonlinear failure criterion[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2019, 118(12):86-97.
[9] 聂秀鹏,逢焕平,孙志彬,等.三维加筋边坡地震稳定性上限分析[J].岩土力学,2019,40(9):3483-3492.
[10] GAO Y, YANG S, ZHANG F, et al. Three-dimensional reinforced slopes: evaluation of required reinforcement strength and embedment length using limit analysis[J]. Geotextiles & Geomembranes, 2016, 44(2):133-142.
[11] GAO Y F, WU D, ZHANG F. Effects of nonlinear failure criterion on the three-dimensional stability analysis of uniform slopes[J]. Engineering Geology, 2015, 198(9):87-93.
[12] LI Z W, YANG X L. Seismic analysis of 3D geosynthetic-reinforced soil structures in cohesive backfills with cracks-ScienceDirect[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2020, 48(5):691-702.
[13] LI Z, YANG X. Required strength of geosynthetics for reinforced 3D slopes in cohesive backfills with tensile strength cut-off[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2019, 34(7):65-76.
[14] BHANDARI T, HAMAD F, MOORMANN C, et al. Numerical modelling of seismic slope failure using MPM[J]. Comput & Geotechnics, 2016, 75(5):126-134.
[15] PAN Q, DIAS D. Upper-bound analysis on the face stability of a non-circular tunnel[J]. Tunnelling & Underground Space Technology, 2017, 62(2):96-102.
[16] GAO Y F, ZHANG F, LEI G H, et al. An extended limit analysis of three-dimensional slope stability[J]. Geotechnique, 2013, 63(6):518-524.

(责任编辑 张 镛)