

DOI: 10.16285/j.rsm.2020.1252

抗滑桩加固三维复杂边坡抗震设计的新方法——拟动力法

李见飞

(中国铁路上海局集团有限公司 上海工务段, 上海 200071)

摘 要: 提出一种抗滑桩加固三维复杂边坡抗震设计的新方法——拟动力方法。采用“牛角型”破坏机构, 并基于极限运动学原理分析了抗滑桩加固三维复杂边坡在地震动态荷载下的稳定性。与传统的拟静力方法相比, 提出的拟动力方法更接近实际且更加经济。经参数分析求得了各影响因素对边坡安全系数 F_s 的影响规律, 并得出以下结论: 相较于简单的单台阶边坡, 带平台边坡更趋于稳定; 在三维复杂边坡的抗震设计时, 抗滑桩能有效提升边坡的稳定性能。根据工程实际提出相应的工程建议。

关 键 词: 三维复杂边坡; 拟动力法; 极限分析运动学原理; 抗震设计

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2022) 增刊 1-0275-11

New approach for seismic design of 3D complex slopes reinforced with piles

LI Jian-fei

(Shanghai Engineering Section, China Railway Shanghai Group Co., Ltd., Shanghai 200071, China)

Abstract: In this work, the pseudo-dynamic method is introduced to evaluate the seismic stability of multi-level slopes reinforced with piles. Based on the kinematic limit analysis and the strength improvement technique, a horn failure mechanism is adopted to calculate the safety factors of the 3D complex slope reinforced by a row of piles. Comparisons between the solutions of pseudo-static method and the presented results show that the proposed technique is effective. Through parametric analysis, the influence law of each factor on the safety factor F_s is explored, and it is shown that multi-level slopes are safer than single-level slopes. In addition, in the seismic design of 3D complex slopes, piles can effectively improve the stability of slopes. Finally, the suggestions are provided for the seismic design of 3D complex slopes reinforced with piles.

Keywords: 3D complex slope; pseudo-dynamic method; kinematic limit analysis; seismic design

1 引 言

边坡发生滑塌破坏给人们造成大量的财产损失, 甚至危及生命。在地震活跃地区, 地震是造成边坡滑塌的主要诱因之一^[1]。为减少或避免边坡滑塌造成的损失, 学者们已开发出几种方法来分析地震情形下边坡的稳定性。

现阶段, 评价边坡地震稳定最常见的方法为拟静力方法。该方法将复杂的地震荷载等效为水平和竖直方向的两个静态荷载。该方法原理简单, 计算快捷, 受到了学者们的青睐, 并取得了丰硕成果^[2-5]。然而, 在运用拟静力方法分析边坡的地震稳定性时,

它没能考虑到地震的时间效应和周期效应, 只是以近似的方式等效于地震力的作用。更为重要的是, 在运用拟静力方法进行大体积边坡的稳定性分析时, 可能会导致边坡的长期加固, 致使对边坡的抗震设计时会过于保守。为了避免这些弊端, Steedman 等^[6]提出了拟动力方法。它假定剪切模量在滑动面范围内为定值, 地震加速度随着时间和深度呈正弦规律变化。结果与试验数据对比, 验证了该方法的合理性, 该方法也逐渐成为学者们研究的热点。

Choudhury 等^[7-8]对 Steedman 等^[6]提出的这一理论做了进一步发展, 他假定水平和竖向的地震荷载随时间发生变化, 探究了挡土墙在地震荷载下的稳

定性;根据拟动力法,Pain等^[9]估算了地震被动土压力条件下刚性挡土墙的旋转位移。Bellezza^[10]基于刚性基岩上覆填土在水平地震荷载作用下的黏弹性特征,对现有的拟动力方法做了进一步的推广。Ruan等^[11]运用拟动力方法并基于极限平衡原理评价了加筋土挡墙的抗震稳定性;Qin等^[12]在现有文献的基础上将拟动力方法延伸到分析分析边坡稳定性,并基于极限分析原理求得了边坡发生滑塌破坏时的上限解。

在边坡工程中,地震边坡稳定性分析多为单台阶简单边坡^[13-15]。现有文献中对抗滑桩加固三维复杂边坡的地震稳定性研究较少。而人们普遍认为,台阶边坡能有效地提高边坡稳定性,忽略台阶的影响可能导致边坡的稳定性设计过于保守。而带有平台的复杂边坡在现实生活中却普遍存在,如在高速公路的设计与施工过程中常常会遇到带平台的土坡。

本文采用拟动力法探究了抗滑桩加固平台边坡的地震稳定性。文中采用“牛角型”破坏机构,并基于极限分析原理和强度增强技术,求出了抗滑桩加固平台边坡的安全系数。首先,推导了外力做功功率和内能耗散功率的计算公式;然后,分别以初始角、终止角、内外半径比及插入块体宽度为变量搜索出平台边坡的最小安全系数,与现有结果的比较,验证了本文计算结果的正确性;最后,通过参数分析,探究了各影响因素对平台边坡稳定性的影响规律,并为边坡工程的加固设计提供了建议。

2 拟动力方法

为了探究土堤的动力响应,Steedman等^[6]提出了拟动力法。学者们认为水平地震荷载对土体稳定具有明显的降低效应,而竖向地震荷载的效果并不明显,一般可以忽略不计。本文作出以下假设:

- (1) 假定破坏面穿过边坡坡趾;
- (2) 忽略了剪切模量 G 随深度的变化;
- (3) 地震加速度峰值随坡高的增加呈线性增长;
- (4) 作用在斜坡上的地震加速度为谐波正弦加速度。

在地震条件下,水平方向地震波速度 $v_s = (G/\rho)^{1/2}$, ρ 为边坡土体密度。周期 $T = 2\pi/\omega$, ω 为角速度,一般取 1。当地震波接近地面时,土体的振动会被放大,其放大因子为 f_0 。对于水平方向正弦波,坡趾以上任何深度和时间的水平加速度 a_h 可以表示为

$$a_h = \left[1 + \frac{y_i}{H} (f_0 - 1) \right] k_h g \sin 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{y_i}{\lambda_s} \right) \quad (1)$$

式中: H 为坡高; y_i 为边坡上任一点到坡趾的竖向距离; k_h 为水平地震加速度系数; g 为地震加速度; $\lambda_s = Tv_s$, 为地震波波长; t 为地震波内任意时刻。

3 破坏机制及公式推导

3.1 破坏机制

Michalowski 等^[16]在分析探究边坡三维稳定性时提出了“牛角型”破坏机制,并假定滑动面穿过边坡坡趾。Gao 等^[17]则在此基础上做了进一步的拓展,指出对于土体的内摩擦角 $\varphi > 0$ 的土质边坡,当发生滑塌破坏时,滑动面通常通过边坡坡趾,当相对宽高比 B/H 较大或非常小时,滑动面分别通过坡趾下方和上方。由于本文的研究对象为 $\varphi > 0$ 、相对宽高比 B/H 大小适中的土质边坡,因此,本文也采取滑动面通过坡趾的“牛角型”破坏机构。“牛角型”结构的上、下边界分别为对数螺旋线 $A'B'$ 、 AB 。破坏面上方土体围绕 O 点旋转,破坏面下方土体保持不变, α_1 、 α_2 为边坡上下台阶高度系数,且 $\alpha_1 + \alpha_2 = 1$, β_1 、 β_2 为上下台阶倾角。破坏机构如图 1 所示。

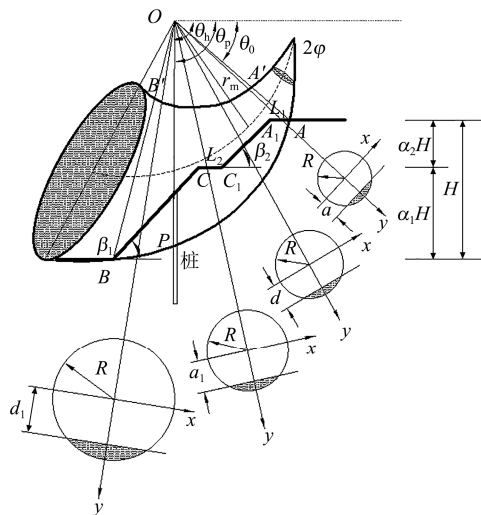


图 1 “牛角型”三维旋转破坏机构
Fig.1 Horn-shaped 3D rotational mechanism

AB 的表达式 r 为

$$r = r_0 e^{(\theta - \theta_0) \tan \varphi} \quad (2)$$

式中: r_0 为 OA 的长度; θ 为对数螺旋线 AB 上任一点与点 O 连线的倾角; r 为对数螺旋线 AB 上任一点与 O 点连线的长度; θ_0 为 OA 的倾角。

$A'B'$ 的表达式 r' 为

$$r' = r'_0 e^{-(\theta - \theta_0) \tan \varphi} \quad (3)$$

式中： r' 为 $A'B'$ 上任一点到点 O 的距离； r'_0 为中轴线上任一点到点 O 的距离。

上述“牛角型”机构的破坏具有明显的三维特征，但随着边坡宽度 B 的增加，边坡破坏模式由三维逐渐向二维转变^[16]。为反映 B 对破坏特征的影响，将宽度为 b 的块体插入图 2(a) 中所示的机构中，该块体可看成由二维对数螺旋线机构“拉伸”而成，如图 2(b) 所示。采用插入块体后的破坏机构，能够更加准确地反映不同宽度边坡的三维破坏特征。

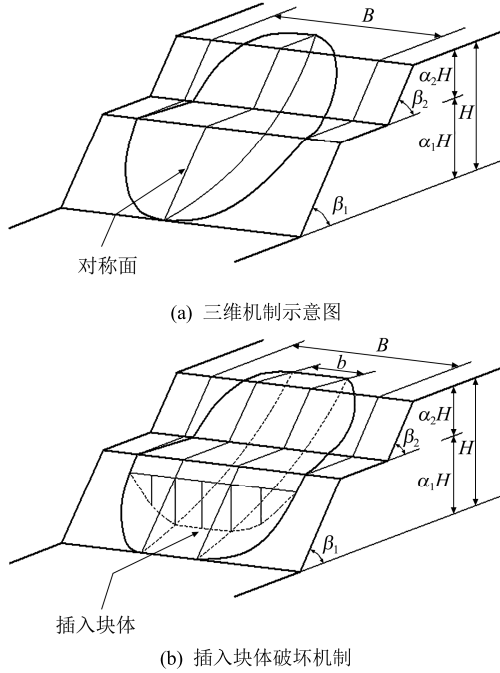


图 2 三维机制示意图和插入块体破坏机制
Fig.2 Schematic diagrams of 3D mechanism and mechanism with inserted block

3.2 能耗计算

本文考虑地震力对边坡稳定性的影响，因此破坏机构的总外力功率 W 由土体重力功率 W_s 和地震力功率 W_k 两部分组成，即

$$W = W_s + W_k \quad (4)$$

土体重力功率为

$$W_s = W_{\text{soil}} + W_{\text{soilb}} \quad (5)$$

式中： W_{soil} 为“牛角型”块体的重力功率； W_{soilb} 为插入块体的重力功率。 W_{soil} 、 W_{soilb} 计算公式分别为

$$W_{\text{soil}} = 2\omega\gamma \left[\int_{\theta_0}^{\theta_A} \int_0^{x^*} \int_0^{y^*} (r_m + y)^2 \cos \theta dx dy d\theta + \int_{\theta_{C_1}}^{\theta_C} \int_0^{x^*} \int_0^{y^*} (r_m + y)^2 \cos \theta dx dy d\theta + \int_{\theta_{C_1}}^{\theta_C} \int_0^{x^*} \int_0^{y^*} (r_m + y)^2 \cos \theta dx dy d\theta + \int_{\theta_C}^{\theta_{C_1}} \int_0^{x^*} \int_0^{y^*} (r_m + y)^2 \cos \theta dx dy d\theta \right] \quad (6)$$

$$W_{\text{soilb}} = b\gamma r_0^3 \omega (f_1 - f_2 - f_3 - f_4 - f_5) \quad (7)$$

式中： θ_{A_1} 、 θ_{C_1} 、 θ_C 、 θ_h 分别为 OA_1 、 OC_1 、 OC 、 OB 的倾角； x^* 、 y^* 分别为破坏土体圆形截面边界上任意一点的横坐标及纵坐标； x 、 y 分别为破坏土体圆形截面上任意一点的横坐标及纵坐标； γ 为土的重度。 $r_m = (r + r')/2$ ， $R = (r - r')/2$ ， a 、 d 、 a_1 、 d_1 、 x^* 、 y^* 及 $f_1 - f_5$ 表达式详见附录 A。

地震力功率 W_k 为

$$W_k = W_{kh} + W_{kbb} \quad (8)$$

式中： W_{kh} 为地震对“牛角型”块体的外力功率； W_{kbb} 为地震对插入块体的外力功率。 W_{kh} 、 W_{kbb} 计算公式分别为

$$W_{kh} = 2\omega r \left[\int_{\theta_0}^{\theta_A} \int_0^{x^*} \int_0^{y^*} \frac{a_h}{g} (r_m + y)^2 \sin \theta dx dy d\theta + \int_{\theta_{C_1}}^{\theta_C} \int_0^{x^*} \int_0^{y^*} \frac{a_h}{g} (r_m + y)^2 \sin \theta dx dy d\theta + \int_{\theta_{C_1}}^{\theta_C} \int_0^{x^*} \int_0^{y^*} \frac{a_h}{g} (r_m + y)^2 \sin \theta dx dy d\theta + \int_{\theta_C}^{\theta_{C_1}} \int_0^{x^*} \int_0^{y^*} \frac{a_h}{g} (r_m + y)^2 \sin \theta dx dy d\theta \right] \quad (9)$$

$$W_{kbb} = \omega r b \left[\int_{\theta_0}^{\theta_A} \int_a^R \frac{a_h}{g} (r_m + y)^2 \cos \theta dy d\theta + \int_{\theta_{C_1}}^{\theta_C} \int_d^R \frac{a_h}{g} (r_m + y)^2 \cos \theta dy d\theta + \int_{\theta_C}^{\theta_{C_1}} \int_{a_1}^R \frac{a_h}{g} (r_m + y)^2 \cos \theta dy d\theta + \int_{\theta_C}^{\theta_{C_1}} \int_{d_1}^R \frac{a_h}{g} (r_m + y)^2 \cos \theta dy d\theta \right] \quad (10)$$

式中： a_h 为地震加速度。

考虑抗滑桩对边坡稳定性的影响，破坏机构的总内能耗散功率 D 由土体内能耗散功率 D_s 和抗滑桩引起的内能耗散功率 D_p 两部分组成，即

$$D = D_s + D_p \quad (11)$$

其中：

$$D_s = D_{\text{soil}} + D_{\text{soilb}} \quad (12)$$

式中： D_{soil} 为“牛角型”块体的能量耗损功率； D_{soilb} 为插入块体的能量耗损功率，分别为

$$D_{\text{soil}} = D_{AA_1} + D_{A_1C_1} + D_{C_1C} + D_{CB} \quad (13)$$

$$D_{\text{soilb}} = D_{AA_1b} + D_{A_1C_1b} + D_{C_1Cb} + D_{CBb} \quad (14)$$

式中： D_{AA_1} 、 $D_{A_1C_1}$ 、 D_{C_1C} 和 D_{CB} 分别为按坡面 AA_1 、

$$F_s = \frac{c}{c_m} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_m} \quad (24)$$

式中: c_m 、 φ_m 为破坏块体达到平衡状态时的土体黏聚力和内摩擦角。

边坡的安全系数 F_s 通过二分方法求得, 其优化过程的主要步骤如图 4 所示。

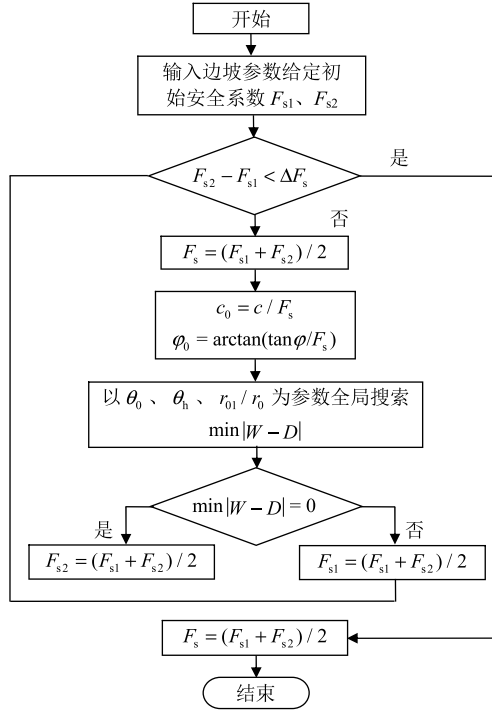


图4 设计流程图

Fig.4 Flow chart of design procedure

图4中 ΔF_s 为设定安全系数误差允许值, 文中为 10^{-6} ; r_{01} 为 OA' 的长度。

4 对比分析

在研究边坡稳定性分析时, 传统的方法为拟静力方法。为验证本文提出的拟动力方法的正确性, 将本文的计算结果与拟静力方法作对比, 如图5所示。其参数分别为: 边坡高度 $H = 10$ m, $\alpha_1 = \alpha_2 = 0.5$, 边坡倾角 $\beta_1 = \beta_2 = 45^\circ$, 平台宽度 $L_2 = 1.0$ m, 黏聚力 $c = 23.94$ kPa, 内摩擦角 $\varphi = 10^\circ$, 土体重度 $\gamma = 19.63$ kN/m³, 抗滑桩布设位置 $X_F/L_X = 0.8$, 抗滑桩结构参数 $D_1/d_p = 2.5$ ($d_p = D_1 - D_2$), 放大因子 $f_0 = 1$, 周期 $T = 0.2$ s, 波速 $v_s = 150$ m/s。

由图 5 可知, 当水平地震力系数 $k_h = 0.0$ 时, 两种方法的结果具有很好的一致性。而当 k_h 为 $0.0 \sim 0.2$ 时, 拟动力方法的结果高于拟静力方法的结果, 且差异随着 k_h 的增加而增大。这种差异主要是由拟静力分析方法的局限性造成的, 由于拟静力方法没

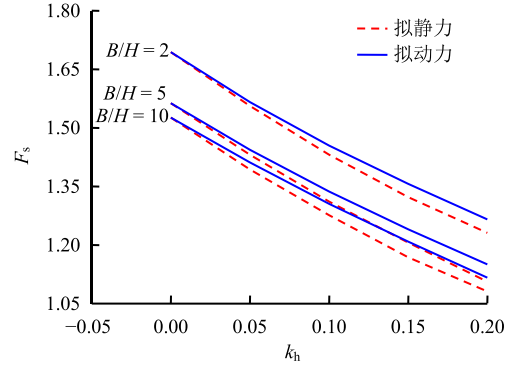


图 5 与拟静力方法结果的对比分析

Fig.5 Comparison of safety factors from two approaches

能考虑到地震波的时间效应及相位差的影响, 致使拟静力方法在分析边坡的稳定性分析时过于保守。因此, 文中提出了拟动力方法分析抗滑桩加固土坡的动态响应。

4.1 地震荷载 k_h 对 F_s 的影响

图 6 为相对宽高比 B/H 分别为 2、5、10 时地震荷载对 F_s 的影响规律。其余参数分别为 $c = 23.94$ kPa, $\varphi = 10^\circ$, $\gamma = 19.63$ kN/m³, $H = 10$ m, $\alpha_1 = \alpha_2 = 0.5$, $\beta_1 = \beta_2 = 45^\circ$, $X_F/L_X = 0.8$, $D_1/d_p = 2.5$, $f_0 = 1$, $T = 0.2$ s, $v_s = 150$ m/s, k_h 的取值范围为 $0 \sim 0.2$ 。

由图 6 可知, 地震荷载下边坡的稳定性能迅速下降。如当 $B/H = 10$, $L_2 = 2.0$ m, 水平地震力系数 $k_h = 0$ 增加到 $k_h = 0.2$ 时, 边坡的安全系数 F_s 由 1.64 迅速下降到 1.12, 降低了近 31.9% (见图 6(a), $L_2 = 2$ m)。由图 6 还可发现, 随着平台宽度 L_2 的增加, 边坡更趋于稳定。如 $k_h = 0.1$, $B/H = 10$, 当 L_2 由 0 m 增加到 2.0 m 时, 边坡的安全系数 F_s 提升了近 8.8%。

4.2 f_0 对 F_s 的影响

图 7 为放大因子 f_0 对边坡安全系数 F_s 的影响规律。此时, $L_2 = 1$ m, $X_F/L_X = 0.8$, $D_1/d_p = 2.5$, $T = 0.2$ s, $v_s = 150$ m/s。由图 7 可知, F_s 随着 f_0 的增加线性逐渐减小。当 $k_h = 0.3$, $B/H = 10$ 时, 放大因子 f_0 由 1.0 增加到 2.0 时, 边坡的安全系数 F_s 由 0.95 降低到 0.84, 降低了近 11.6%。这是因为随着 f_0 的增加, 地震加速度的振幅也随之增大, 从而降低了边坡的承载能力。由图 7 还可发现, 相对宽高比对边坡的稳定性能也有着显著的影响, 随着 B/H 的降低, F_s 逐渐增大, 特别是当 $B/H \leq 2$ 时, 边坡的稳定性能更为显著。

4.3 v_s 对 F_s 的影响

图 8 为波速 v_s 对边坡安全系数 F_s 的影响规律。此时, $L_2 = 1$ m, $X_F/L_X = 0.8$, $D_1/d_p = 2.5$, $T = 0.2$ s,

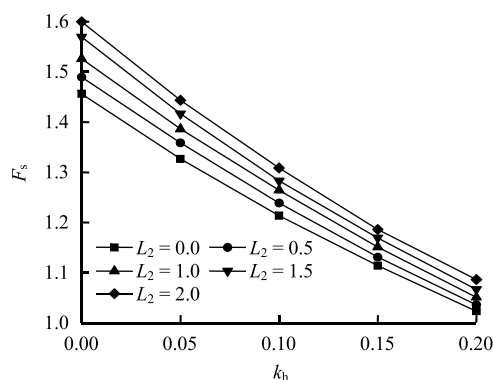
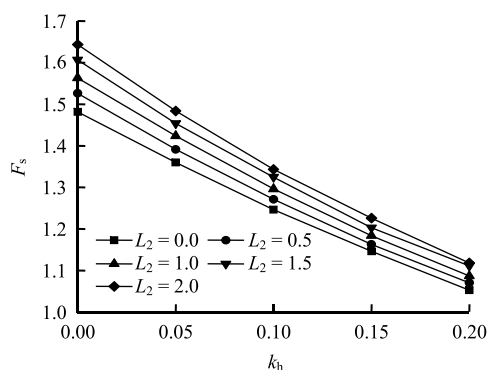
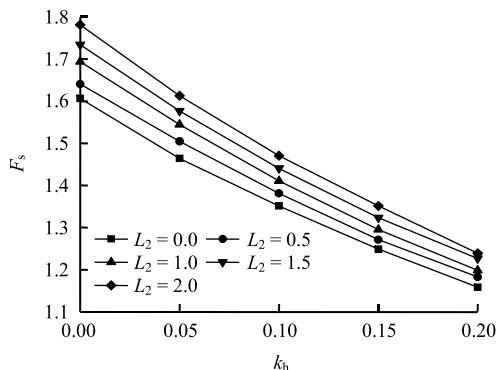
(a) $B/H = 10$ (b) $B/H = 5$ (c) $B/H = 2$

图6 k_h 对 F_s 的影响
Fig.6 Effects of k_h on safety factor

$f_0 = 1.0$ 。由图 8 可知, F_s 随着波速 v_s 的增加而逐渐减小。当 $k_h = 0.3$, $B/H = 10$, 波速 v_s 由 100 m/s 增加到 200 m/s 时, 边坡的安全系数 F_s 由 0.93 降低到 0.89, 降低了近 4.3%。这是因为随着波速 v_s 的增加, 地震加速度也随之增大, 从而降低了边坡的承载能力。

4.4 T 对 F_s 的影响

图 9 为地震波周期 T 对边坡安全系数 F_s 的影响规律。此时, $L_2 = 1$ m, $X_F/L_X = 0.8$, $D_1/d_p = 2.5$, $f_0 = 1.0$, $v_s = 150$ m/s。由图 9 知, F_s 随着 T 的增加而逐

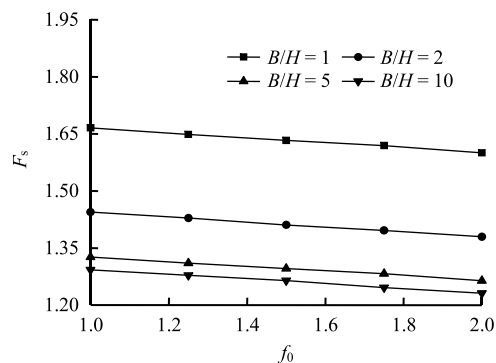
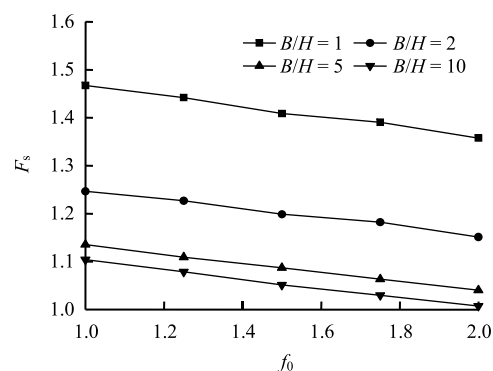
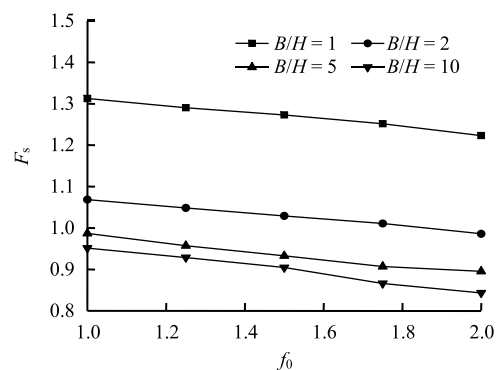
(a) $k_h = 0.1$ (b) $k_h = 0.2$ (c) $k_h = 0.3$

图7 f_0 对 F_s 的影响
Fig.7 Effects of f_0 on safety factor

渐减小。与剪切波速 v_s 情况一样, T 对 F_s 的影响也相对较小。当 $k_h = 0.1$, $B/H = 1$, 周期 T 由 0.2 s 增加到 0.4 s 时, 边坡的安全系数 F_s 由 1.65 降低到 1.63, 降低了近 1.3%。鉴于此, 可以选择该参数的任何值, 作者建议 T 值为 0.3 s。

4.5 抗滑桩对 F_s 的影响

图 10、11 分别为抗滑桩布设位置及抗滑桩结构参数对边坡安全系数 F_s 的影响规律。图 10 中 $D_1/d_p = 2.5$, X_F/L_X 的取值范围为 0~1.0; 图 11 中 $X_F/L_X = 0.8$, D_1/d_p 的取值范围为 1.5~3.5。由图 10 可知,

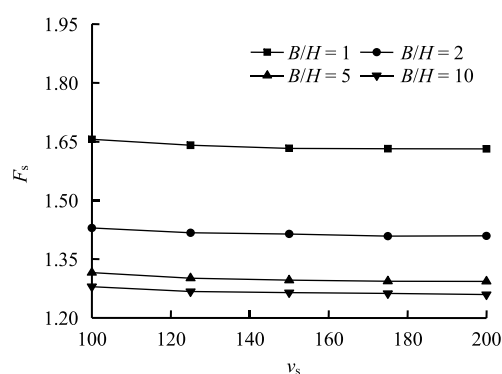
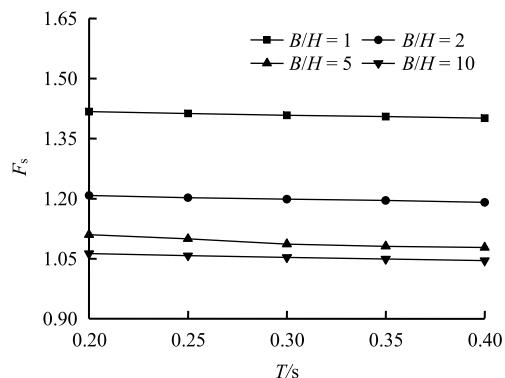
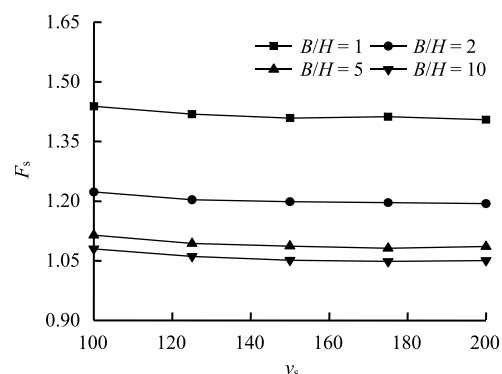
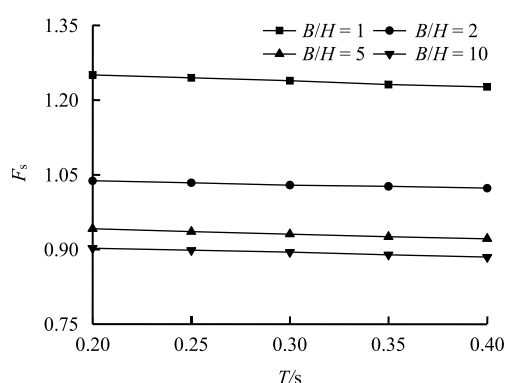
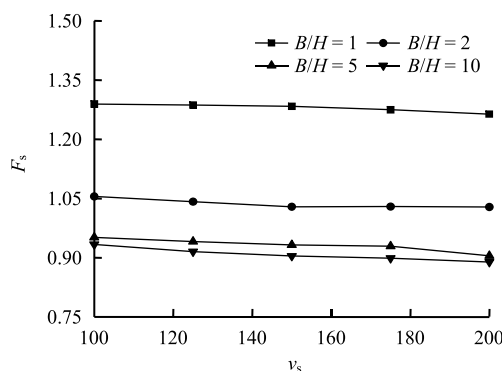
(a) $k_h = 0.1$ (b) $k_h = 0.2$ (b) $k_h = 0.2$ (c) $k_h = 0.2$ (c) $k_h = 0.3$

图 8 v_s 对 F_s 的影响
Fig.8 Effects of v_s on safety factor

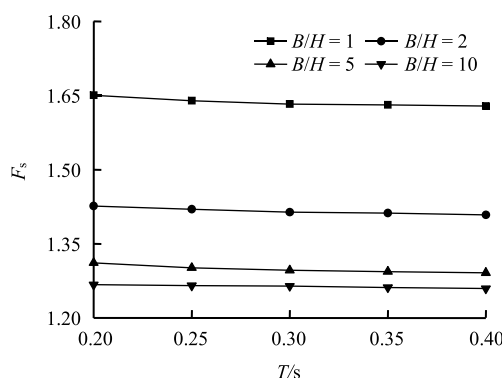
(a) $k_h = 0.2$

图 9 T 对 F_s 的影响
Fig.9 Effects of T on safety factor

F_s 随着 X_F/L_X 的增加而增大, 且其趋势逐渐增大。例如, 令 $B/H = 1$, 当 X_F/L_X 由 0 增加到 1.0 时, F_s 也由 1.33 增加到 1.74, 增加了近 31% (见图 10(b))。因此, 抗滑桩应尽量布设在较高的位置。由图 11 可知, 抗滑桩的结构参数 D_1/d_p 对 F_s 也有重要影响。 F_s 随着 D_1/d_p 的增加而逐渐放缓。例如, 令 $B/H = 1$, 当 D_1/d_p 由 1.5 增加到 3.5 时, F_s 降低了近 18.4% (见图 11(b))。另外, 还可发现, 特别是当 $D_1/d_p \leq 2.0$ 时, 抗滑桩的加固效果更为显著。这可能是因为当 D_1/d_p 较小时, 周围的土体很难从抗滑桩之间的缝隙中穿过, 致使滑动土体受到抗滑桩作用的侧向力增大, 从而提高了边坡的稳定性能。因此, 在三维平台土坡的加固设计时抗滑桩的结构参数应尽可能的设计在 $D_1/d_p \leq 2.0$ 的范围内。

4.6 边坡倾角对 F_s 的影响

图 12、13 分别为边坡倾角 β_2 、 β_1 对边坡安全系数 F_s 的影响规律。图 12 中 $\beta_1 = 60^\circ$, β_2 的范围为 $30^\circ \sim 60^\circ$; 图 13 中 $\beta_2 = 30^\circ$, β_1 的范围为 $30^\circ \sim 60^\circ$ 。其余参数为 $c = 23.94$ kPa, $\varphi = 10^\circ$, $\gamma = 19.63$ kN/m³, $H = 10$ m, $\alpha_1 = \alpha_2 = 0.5$, $X_F/L_X = 0.8$, $D_1/d_p = 2.5$, $k_h = 0.1$, $f_0 = 1.5$, $v_s = 150$ m/s, $T = 0.3$ s。

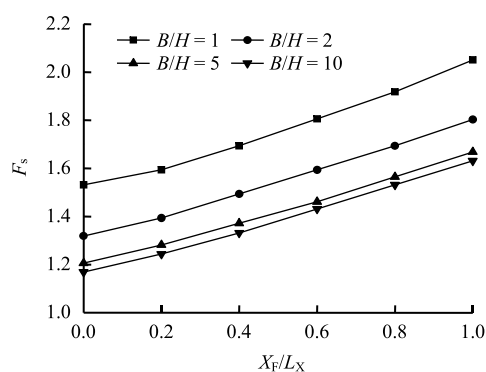
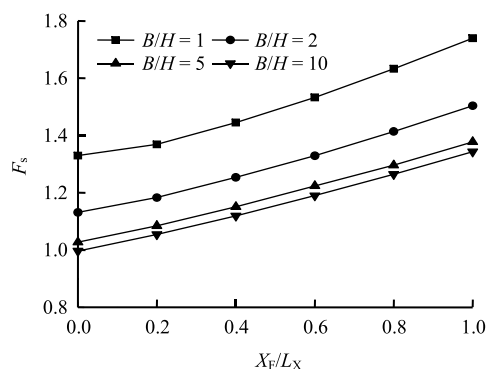
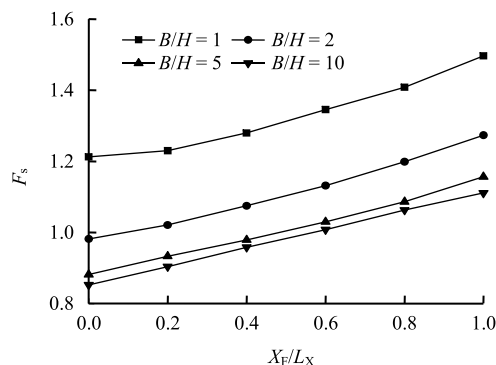
(a) $k_h = 0.0$ (b) $k_h = 0.1$ (c) $k_h = 0.2$

图 10 X_F/L_X 对 F_s 的影响
Fig.10 Effects of X_F/L_X on safety factor

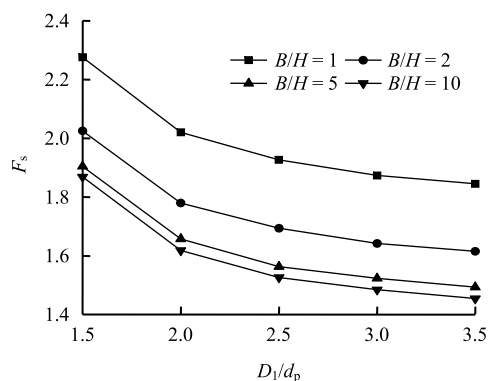
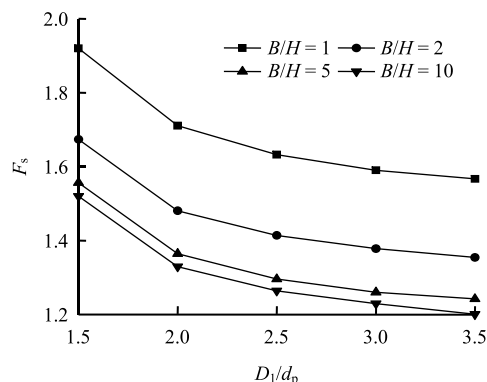
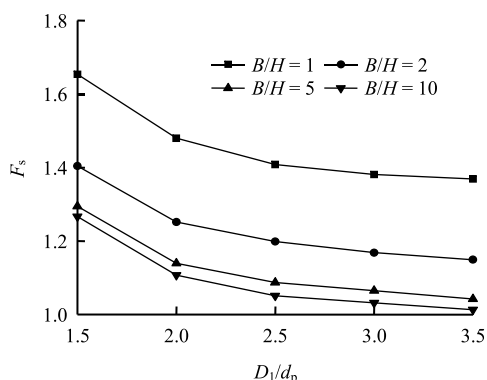
(a) $k_h = 0.0$ (b) $k_h = 0.1$ (c) $k_h = 0.2$

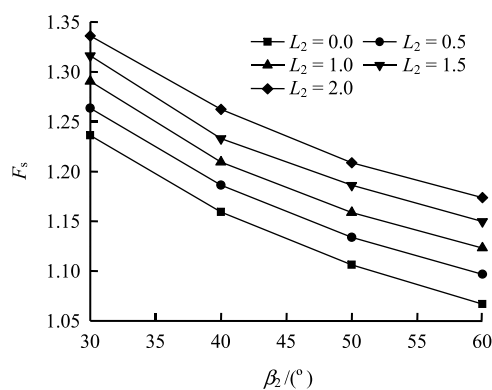
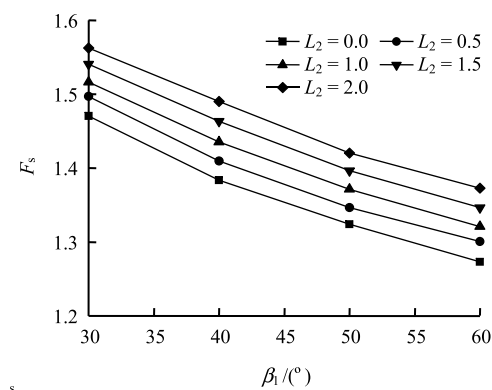
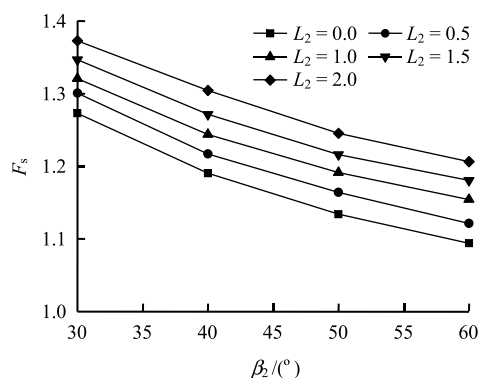
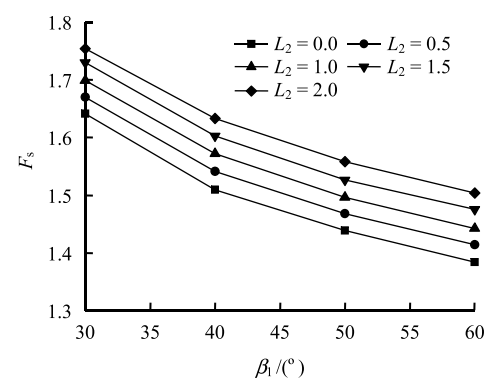
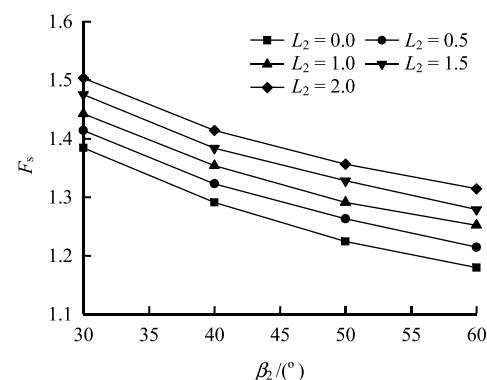
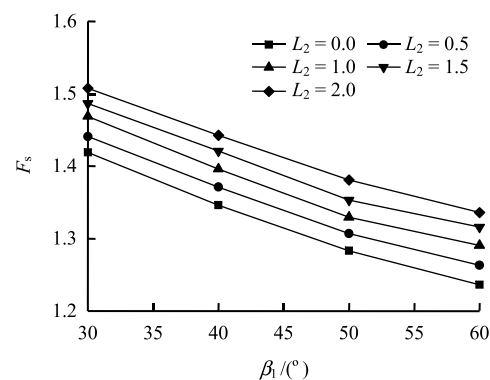
图 11 D_1/d_p 对 F_s 的影响
Fig.11 Effects of D_1/d_p on safety factor

由图 12、13 可知, 放缓边坡倾角有利于边坡稳定性的提高。 F_s 随着 β_1 、 β_2 的减小而增大, 且其趋势逐渐增大。例如, 令 $\beta_1 = 60^\circ$, $L_2 = 0$ m, 当 $\beta_2 = 60^\circ$ 降到 $\beta_2 = 30^\circ$ 时, F_s 增加了近 18.6% (见图 12(c)); 令 $\beta_2 = 30^\circ$, $L_2 = 0$ m, 当 $\beta_1 = 60^\circ$ 降到 $\beta_1 = 30^\circ$ 时, F_s 增加了近 17.4% (见图 13(c))。对比图 12(c) 与图 13(c) 发现, 上下边坡倾角 β_2 、 β_1 对 F_s 影响相差不多。因此, 在三维平台土坡的加固设计时边坡的倾角应适当放缓。

5 结 论

本文提出基于拟动力原理探究抗滑桩加固三维平台土坡抗震设计方法。采用“牛角型”破坏机构, 并基于极限分析原理和强度增强技术, 分别计算出外力做功功率和内能耗散功率, 令两者相等, 获得拟动力作用下抗滑桩加固三维平台土坡的安全系数 F_s 。经参数分析, 探究各因素对 F_s 的影响规律, 并得出如下结论:

(1) 相较于传统的拟静力方法, 本文提出的基于拟动力原理探究抗滑桩加固三维平台土坡抗震设计方法, 考虑了地震波的动态响应, 更接近工程实

(a) $B/H = 10$ (b) $B/H = 5$ (b) $B/H = 5$ (c) $B/H = 2$ (c) $B/H = 2$ 图 12 β_2 对 F_s 的影响Fig.12 Effects of slope angle β_2 on safety factor(a) $B/H = 10$ 图 13 β_1 对 F_s 的影响Fig.13 Effects of slope angle β_1 on safety factor

际且计算结果更为经济。当三维平台土坡受到地震荷载的作用时,其稳定性能迅速降低; F_s 也随着 f_0 、 v_s 、 T 的增加逐步降低。

(2) 相较于单台阶边坡,三维平台土坡更趋于稳定。虽然平台宽度 L_2 对两台阶边坡的三维稳定性的影响较小,但一定宽度的平台能为抗滑桩的施工提供方便,因此在工程中应结合实际情况合理选择平台宽度。

(3) 随着 B/H 的降低,平台土坡也逐步由平面破坏转变为三维破坏,特别是当 $B/H \leq 2$ 时,边坡的三维特性更为显著。因此,在三维平台土坡的抗震设计时,要充分考虑到 B/H 对平台土坡地震稳定性的影响。

(4) 抗滑桩的布设有利于三维平台土坡的稳定。在三维平台土坡的加固设计时抗滑桩应尽可能的布设在较高的位置,其结构参数宜控制在 $D_1/d_p \leq 2.0$ 的范围内。

参考文献

- [1] LI A J, LYAMIN A V, MERIFIELD R S. Seismic rock slope stability charts based on limit analysis methods[J].

- Computers and Geotechnics**, 2009, 36(1-2): 135-148.
- [2] XU J, LI Y, YANG X. Stability charts and reinforcement with piles in 3D nonhomogeneous and anisotropic soil slope[J]. **Geomechanics and Engineering**, 2018, 14(1): 71-81.
- [3] SHARMA L, GHOSH S. Pseudo-static limit equilibrium method for bearing capacity of footing on slope and seismic uplift capacity of horizontal strip anchor[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 2019, 6(3): 18-31.
- [4] YANG X L, PAN Q J. Three dimensional seismic and static stability of rock slopes[J]. **Geomechanics and Engineering**, 2015, 8(1): 97-111.
- [5] QIN C B, CHIAN S C, WANG C Y. Kinematic analysis of pile behavior for improvement of slope stability in fractured and saturated Hoek-Brown rock masses[J]. **Geotechnique**, 2017, 41(6): 803-827.
- [6] STEEDMAN R S, ZENG X. The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall[J]. **Geotechnique**, 1990, 40(1): 103-112.
- [7] CHOUDHURY D, NIMBALKAR S S. Pseudo-dynamic approach of seismic active earth pressure behind retaining wall[J]. **Geotechnical & Geological Engineering**, 2006, 24(5): 1103.
- [8] CHOUDHURY D, NIMBALKAR S S. Seismic rotational displacement of gravity walls by pseudo-dynamic method[J]. **International Journal of Geomechanics**, 2008, 8(3): 169-175.
- [9] PAIN A, CHOUDHURY D, BHATTACHARYYA S K. Seismic rotational stability of gravity retaining walls by modified pseudo-dynamic method[J]. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 2017, 94(3): 244-253.
- [10] BELLEZZA I. Seismic active earth pressure on walls using a new pseudo-dynamic approach[J]. **Geotechnical and Geological Engineering**, 2015, 33(4): 795-812.
- [11] RUAN X B, SUN S L. Seismic stability of reinforced soil walls under bearing capacity failure by pseudo-dynamic method[J]. **Journal of Central South University**, 2013, 20(9): 2593-2598.
- [12] QIN C B, CHIAN S C. Kinematic analysis of seismic slope stability with a discretization technique and pseudo-dynamic approach: a new perspective[J]. **Géotechnique**, 2017, 68(6): 1-12.
- [13] CHANDA N, GHOSH S, PAL M. Analysis of slope using modified pseudo-dynamic method[J]. **International Journal of Geotechnical Engineering**, 2018, 12(4): 337-346.
- [14] ESKANDARINEJAD A, SHAFIEE A H. Pseudo-dynamic analysis of seismic stability of reinforced slopes considering non-associated flow rule[J]. **Journal of Central South University of Technology**, 2011, 18(6): 2091-2099.
- [15] SABHAHIT N, MADHAV M R, BASUDHAR P K. Seismic analysis of nailed soil slopes-a pseudo-dynamic approach[J]. **Civil Engineering**, 1996, 19(6): 437-452.
- [16] MICHALOWSKI R L, DRESCHER A. Three-dimensional stability of slopes and excavations[J]. **Geotechnique**, 2009, 59(10): 839-850.
- [17] GAO Y F, ZHANG F, LEI G H, et al. Stability charts for 3D failures of homogeneous slopes[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2013, 139(9): 1528-1538.
- [18] ITO T, MATSUI T. Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles[J]. **Soils and Foundations**, 1975, 15(4): 43-59.

附录A 参数计算

$$a = \frac{\sin \theta_0}{\sin \theta} r_0 - r_m \quad (\text{A1})$$

$$d = \frac{\sin(\theta_{A_1} + \beta_2)}{\sin(\theta + \beta_2)} r_{A_1} - r_m \quad (\text{A2})$$

$$a_1 = \frac{\sin \theta_{C_1}}{\sin \theta} r_m \quad (\text{A3})$$

$$d_1 = \frac{\sin(\theta_h + \beta_1)}{\sin(\theta + \beta_1)} r_0 e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - r_m \quad (\text{A4})$$

式中: r_{A_1} 为 A_1 到旋转中心 O 点的距离。

$$x^* = \begin{cases} \sqrt{R^2 - a^2}, \theta_0 \leq \theta \leq \theta_{A_1} \\ \sqrt{R^2 - d^2}, \theta_{A_1} \leq \theta \leq \theta_{C_1} \\ \sqrt{R^2 - a_1^2}, \theta_{C_1} \leq \theta \leq \theta_C \\ \sqrt{R^2 - d_1^2}, \theta_C \leq \theta \leq \theta_B \end{cases} \quad (\text{A5})$$

$$y^* = \sqrt{R^2 - x^2} \quad (\text{A6})$$

函数 f_1 、 f_2 、 f_3 、 f_4 和 f_5 分别为

$$f_1(\theta_h, \theta_0) = \frac{1}{3(1+9\tan^2\varphi)} \{ (3\tan\varphi\cos\theta_h + \sin\theta_h) \cdot \exp[3(\theta_h - \theta_0)\tan\varphi] - (3\tan\varphi\cos\theta_0 + \sin\theta_0) \} \quad (\text{A7})$$

$$f_2(\theta_h, \theta_0) = \frac{1}{6} \frac{L_1}{r_0} \left(2\cos\theta_0 - \frac{L_1}{r_0} \right) \sin\theta_0 \quad (\text{A8})$$

$$f_3(\theta_h, \theta_0) = \frac{\alpha_2}{3} \frac{H}{r_0} \left[(\cos\theta_0)^2 + \left(\frac{L_1}{r_0} \right)^2 - 2\frac{L_1}{r_0}\cos\theta_0 + \sin\theta_0\cot\beta_2 \left(\cos\theta_0 - \frac{L_1}{r_0} \right) - \frac{\alpha_2}{2} \frac{H}{r_0} \cot\beta_2 \left(\cos\theta_0 - \frac{L_1}{r_0} + \sin\theta_0\cot\beta_2 \right) \right] \quad (\text{A9})$$

$$f_4(\theta_h, \theta_0) = \frac{L_2}{r_0} \left[\alpha_2 \frac{H}{r_0} \left(\cos\theta_0 + \frac{L_1}{r_0} - \alpha_2 \frac{H}{r_0} \cot\beta_2 - \sin\theta_0\cot\beta_2 - \frac{1}{2} \frac{L_2}{r_0} \right) - \frac{L_1}{r_0} \sin\theta_0 + \sin\theta_0\cos\theta_0 - \frac{1}{2} \frac{L_2}{r_0} \sin\theta_0 \right] \quad (\text{A10})$$

$$f_5(\theta_h, \theta_0) = \frac{1}{3} \frac{H}{r_0} \{ \cot\beta_1 (\cos\theta_h + \sin\theta_h\cot\beta_1) + [(\cos\theta_h)^2 + \sin\theta_h\cos\theta_h\cot\beta_1] e^{(\theta_h - \theta_0)\tan\varphi} \} e^{(\theta_h - \theta_0)\tan\varphi} \quad (\text{A11})$$

D_{AA_1} 、 $D_{A_1C_1}$ 、 D_{C_1C} 和 D_{CB} 分别为按坡面 AA_1 、 A_1C_1 、 C_1C 、 CB 段计算的土体内能耗散, D_{AA_1b} 、 $D_{A_1C_1b}$ 、 D_{C_1Cb} 和 D_{CBb} 分别为按坡面 AA_1 、 A_1C_1 、 C_1C 、 CB 段计算的插入块体内能耗散, 其计算表达式分别为

$$D_{AA_1} = -2c\cot\varphi\omega r_0^2 (\sin\theta_0)^2 \cdot \int_{\theta_0}^{\theta_{A_1}} [\cos\theta\sqrt{R^2 - a^2} / (\sin\theta)^3 d\theta] \quad (\text{A12})$$

$$D_{A_1C_1} = -2c\cot\varphi\omega r_0^2 (\sin\theta_{C_1} + \beta_2)^2 \cdot \int_{\theta_{A_1}}^{\theta_{C_1}} [\cos(\theta + \beta_2)\sqrt{R^2 - a^2} / (\sin\theta + \beta_2)^3 d\theta] \quad (\text{A13})$$

$$D_{C_1C} = -2c\cot\varphi\omega r_C^2 \cot\varphi(\sin\theta_{C_1})^2 \cdot \int_{\theta_{C_1}}^{\theta_C} [\cos\theta\sqrt{R^2 - a^2} / (\sin\theta)^3 d\theta] \quad (\text{A14})$$

$$D_{CB} = -2c\cot\varphi\omega r_h^2 \cot\varphi(\sin\theta_h + \beta_1)^2 \cdot \int_{\theta_C}^{\theta_h} [\cos(\theta + \beta_1)\sqrt{R^2 - a^2} / (\sin\theta + \beta_1)^3 d\theta] \quad (\text{A15})$$

$$D_{AA_1b} = -bc\cot\varphi\omega r_0^2 (\sin\theta_0)^2 \int_{\theta_0}^{\theta_{A_1}} [\cos\theta / (\sin\theta)^3 d\theta] \quad (\text{A16})$$

$$D_{A_1C_1b} = -bc\cot\varphi\omega r_0^2 (\sin\theta_{C_1} + \beta_2)^2 \cdot \int_{\theta_{A_1}}^{\theta_{C_1}} [\cos(\theta + \beta_2) / (\sin\theta + \beta_2)^3 d\theta] \quad (\text{A17})$$

$$D_{C_1Cb} = -bc\cot\varphi\omega r_0^2 \cot\varphi(\sin\theta_{C_1})^2 \int_{\theta_{C_1}}^{\theta_C} [\cos\theta / (\sin\theta)^3 d\theta] \quad (\text{A18})$$

$$D_{CBb} = -bc\cot\varphi\omega r_h^2 \cot\varphi(\sin\theta_h + \beta_1)^2 \cdot \int_{\theta_C}^{\theta_h} [\cos(\theta + \beta_1) / (\sin\theta + \beta_1)^3 d\theta] \quad (\text{A19})$$