

含锯齿状结构面的岩质边坡稳定性拟动力分析

潘浩,孙树林*,高诗钦,龚郴彬

(河海大学 地球科学与工程学院,江苏 南京 211100)

摘要: 为了研究含有锯齿状结构面的岩质边坡稳定性,结合锯齿状结构面的剪切强度经验公式,综合考虑结构面参数、锚固效应、地震作用以及地下水位深度等因素的影响,基于改进的拟动力法推导了加锚结构面边坡抗滑稳定性安全系数计算式,并分析了岩石边坡稳定性的影响因素,结果表明:锯齿状结构面的抗剪强度与起伏角呈线性关系,随着起伏角的增大而增大;随着地震系数、滑动面倾角、水位深度、边坡倾角以及土体重度的增加,边坡稳定性降低,随着内摩擦角的增大而提高;锚固力越大,岩体的抗剪强度增大,边坡抗滑稳定性提高,但是锚固角的增大对边坡的稳定性起着负面效应。

关键词: 边坡稳定;锯齿状结构面;锚固效应;安全系数

中图分类号: TU 457

文献标识码: A

Pseudo-Dynamic Analysis of Rock Slope Stability with Serrated Plane

PAN Hao, SUN Shulin*, GAO Shiqin, GONG Chenbin

(School of Earth Sciences and Engineering, Hohai University, Nanjing, Jiangsu 211100, China)

Abstract: In order to study the stability of rock slope with serrated discontinuity, by combining with the empirical formula of shear strength of serrated discontinuity and considering the influences of structural plane parameters, anchoring effect, seismic action and groundwater depth, the safety factor calculation formula of anti-sliding stability of the slope with anchor structural plane was derived in this paper based on the improved pseudo-dynamic method, and the influential factors of rock slope stability were analyzed. The results show that the shear strength of the serrated structural plane has a linear relationship with the fluctuation Angle and increases with the increase of the fluctuation angle. With the increase of the seismic coefficient, slip plane dip angle, water level depth, slope dip angle and soil weight, the slope stability decreases and increases with the increase of the internal friction angle. The larger the anchoring force, the greater the shear strength of rock mass, and the anti-sliding stability of slope is improved. However, the increase of the anchoring angle has a negative effect on the stability of slope.

Key words: slope stability; serrated structural plane; anchor effect; safety factor

边坡稳定性是建筑、交通、水利水电以及矿产开发等各项工程中最常遇到的地质灾害之一,每年不仅给我国带来巨大的经济损失,也严重危害了人民的生命财产安全,所以研究边坡稳定性具有非常重要的经济和社会意义。

结构面的性质对岩体稳定性有着非常重要的影响,其剪切力学特性是工程地质领域的重要研

究内容之一。李海波^[1]通过对混凝土试件直剪发现锯齿状结构面的峰值剪切强度随着法向应力、初始起伏角以及岩壁强度的增大而增大。沈明荣等^[2]研究了规则锯齿型结构面剪切强度及变形等力学特性。Homand 等^[3]分析了剪切前后节理表面面积的衰减变形规律,定量描述了低法向应力循环剪切条件下齿状节理面磨损随法向应力增强

收稿日期:2021-11-19

基金项目:国家自然科学基金资助项目(41674113);中央高校科研业务费专项资金资助项目(2109B42214)

作者简介:潘浩(1997-),男,河南漯河人,硕士研究生,从事土体改良、堤坝加固方面的研究。

* 通讯作者:孙树林(1963-),男,江苏建湖人,博士,教授,主要从事岩石力学与工程、环境岩土工程方面的研究。

的特性。Seidel 等^[4]通过加工的规则锯齿状节理面直剪试验及能量分析,发现在有效法向应力增大的情况下剪胀角发生明显减少。这些试验为研究含有锯齿状结构面的岩质边坡稳定性提供了新的角度。近几十年来,世界各国的学者针对边坡安全提出了很多分析方法,如拟静力法^[5]、拟动力法^[6]、数值模拟分析法^[7]、Newmark 滑块位移分析法^[8]以及概率分析法^[9]等。其中拟动力法是利用正弦波来模拟土体中地震波的传播情况,土体竖直方向上受到的地震力变化则通过放大系数进行计算^[10]。Nimbalkar 等^[11]通过拟动力法分析了加筋土挡墙曲线破裂面的边坡稳定性。Ghosh^[12]通过拟动力法分析了倾斜挡土墙的土压力分布情况。阮晓波等^[13]基于拟动力法研究了挡土墙的主动土压力,得到了地震条件下主动土压力的计算公式以及临界破裂角的解析解。拟动力法得到的结果展现了地震力随时间的变化以及土体中地震波的传播情况,更好地反映了边坡的动态稳定性。

综上所述,本文使用改进拟动力法对具有锯齿状结构面的岩体进行稳定性分析,综合考虑了地下水作用、坡顶荷载、地震作用以及锚固效应等一系列条件的影响,推导了锯齿状结构面岩体的安全系数,分析了滑面倾角、锚固效应、地震作用、起伏角等相关因素对锯齿状结构面岩体边坡稳定性的影响。

1 改进的拟动力法基本理论简介

Bellezza 等^[14]基于岩质材料为 Kelvin-Voigt 粘弹性介质对传统拟动力法进行了改进,但他提出的这种改进方法主要是针对边坡高度对地震加速度的影响,而对岩体的刚度和阻尼、边坡结构的刚度和几何形状、岩体深度等影响地震加速度的因素研究不足。为了更好地展现各种因素综合作用产生的效应,进而引入了放大系数 f 。通过 Bellezza 的研究可以知道考虑放大系数后,任意时间 t 下岩体任意深度 z 处地震作用引起的水平 $a_h(z,t)$ 和垂直 $a_v(z,t)$ 加速度分别为:

$$a_h(z,t) = \frac{k_h g \left[1 + \frac{H-z}{H} (f-1) \right]}{C_s^2 + S_s^2} \left[(C_s C_{sz} + S_s S_{sz}) \cos(\omega t) + (S_s C_{sz} - C_s S_{sz}) \sin(\omega t) \right] \quad (1)$$

$$a_v(z,t) = \frac{k_v g \left[1 + \frac{H-z}{H} (f-1) \right]}{C_p^2 + S_p^2} \left[(C_p C_{pz} + S_p S_{pz}) \cos(\omega t) + (S_p C_{pz} - C_p S_{pz}) \sin(\omega t) \right] \quad (2)$$

式中:

$$\begin{aligned} C_s &= \cos(y_{s1}) \cosh(y_{s2}) \\ S_s &= -\sin(y_{s1}) \sinh(y_{s2}) \\ C_{sz} &= \cos\left(\frac{y_{s1}z}{H}\right) \cosh\left(\frac{y_{s2}z}{H}\right) \\ S_{sz} &= -\sin\left(\frac{y_{s1}z}{H}\right) \sinh\left(\frac{y_{s2}z}{H}\right) \\ y_{s1} &= \frac{\omega H}{V_s} \sqrt{\frac{\sqrt{1+4D^2}+1}{2(1+4D^2)}} \\ y_{s2} &= -\frac{\omega H}{V_s} \sqrt{\frac{\sqrt{1+4D^2}-1}{2(1+4D^2)}} \\ C_p &= \cos(y_{p1}) \cosh(y_{p2}) \\ S_p &= -\sin(y_{p1}) \sinh(y_{p2}) \\ C_{pz} &= \cos\left(\frac{y_{p1}z}{H}\right) \cosh\left(\frac{y_{p2}z}{H}\right) \\ S_{pz} &= -\sin\left(\frac{y_{p1}z}{H}\right) \sinh\left(\frac{y_{p2}z}{H}\right) \\ y_{p1} &= \frac{\omega H}{V_p} \sqrt{\frac{\sqrt{1+4D^2}+1}{2(1+4D^2)}} \\ y_{p2} &= -\frac{\omega H}{V_p} \sqrt{\frac{\sqrt{1+4D^2}-1}{2(1+4D^2)}} \\ V_s &= (G/\rho)^{1/2} \\ V_p &= [2G(1-\nu)/\rho(1-2\nu)]^{1/2} \end{aligned}$$

其中: ν 为泊松比; ρ 为岩体密度; D 为岩石的阻尼比; G 为岩体的剪切模量; $\omega = 2\pi/T$; ω 为角速度, T 为震动周期; H 为边坡高度; f 为地震放大系数; k_h 为水平地震系数; k_v 为竖向地震系数。

由图1可知任意深度 z 处薄层单元体的质量为:

$$m(z) = \begin{cases} \frac{\gamma}{g} [(H-h) \cot\theta - (H-z) \cot\delta] d_z, & 0 < z \leq h \\ \frac{\gamma H}{g} \left[\left(1 - \frac{z}{H}\right) (\cot\theta - \cot\delta) \right] d_z, & h < z < H \end{cases} \quad (3)$$

所以边坡所受的水平地震力 Q_h 和竖向地震力 Q_v 大小分别为:

$$Q_h(t) = \int_0^h a_h(z,t) m(z) dz + \int_h^H a_h(z,t) m(z) dz \quad (4)$$

$$Q_v(t) = \int_0^h a_v(z,t) m(z) dz + \int_h^H a_v(z,t) m(z) dz \quad (5)$$

将 $a_h(z, t)$ 、 $a_v(z, t)$ 以及 $m(z)$ 代入, 则:

$$Q_h(t) = \int_0^h \frac{k_h g \left[1 + \frac{H-z}{H} (f-1) \right]}{C_s^2 + S_s^2} \left[(C_s C_{sz} + S_s S_{sz}) \cos(\omega t) + (S_s C_{sz} - C_s S_{sz}) \sin(\omega t) \right] \times \frac{\gamma}{g} [(H-h) \cot \theta - (H-z) \cot \partial] d_z + \int_h^H \frac{k_h g \left[1 + \frac{H-z}{H} (f-1) \right]}{C_s^2 + S_s^2} \left[(C_s C_{sz} + S_s S_{sz}) \cos(\omega t) + (S_s C_{sz} - C_s S_{sz}) \sin(\omega t) \right] \times \frac{\gamma H}{g} \left[\left(1 - \frac{z}{H} \right) (\cot \theta - \cot \partial) \right] d_z \quad (6)$$

$$Q_v(t) = \int_0^h \frac{k_v g \left[1 + \frac{H-z}{H} (f-1) \right]}{C_p^2 + S_p^2} \left[(C_p C_{pz} + S_p S_{pz}) \cos(\omega t) + (S_p C_{pz} - C_p S_{pz}) \sin(\omega t) \right] \times \frac{\gamma}{g} [(H-h) \cot \theta - (H-z) \cot \partial] d_z + \int_h^H \frac{k_v g \left[1 + \frac{H-z}{H} (f-1) \right]}{C_p^2 + S_p^2} \left[(C_p C_{pz} + S_p S_{pz}) \cos(\omega t) + (S_p C_{pz} - C_p S_{pz}) \sin(\omega t) \right] \times \frac{\gamma H}{g} \left[\left(1 - \frac{z}{H} \right) (\cot \theta - \cot \partial) \right] d_z \quad (7)$$

2 计算公式推导

2.1 计算模型建立

根据 Hoek 和 Bray^[15] 给出的典型岩石边坡作为计算模型, 主要考虑锚固力、地震力、坡顶荷载、结构面作用以及静水压力对边坡稳定性的影响, 同时为了计算的需要以及地震力的传播进行如下假设: 岩质边坡为 Kelvin-Voigt 材料; 边坡的剪切模量是不变的; 岩质边坡是刚性的, 其破坏方式为平面滑动破坏。

坡体的几何要素如图 1 所示: 坡脚为 ∂ , 坡高为 H , 张裂缝深度为 h , 在自身重力 G 、地震力、坡顶荷载 q 以及静水压力的作用下, 形成了滑动体 $ABCO$, 其中滑动面 OC 与水平面的夹角为 θ , 锚索与水平面的夹角为 α , T_1 为锚索预设拉力值。

2.2 推导安全系数计算公式

黄达^[16] 在 Mohr-Coulomb 屈服准则的基础上, 为了使抗剪强度公式一方面反映锯齿状结构面的峭断效应, 另一方面反映其爬坡效应, 引入了结构

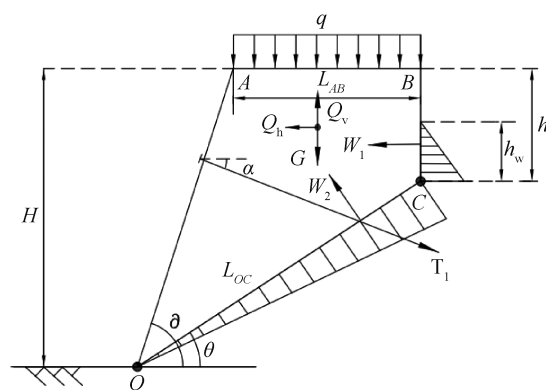


图 1 加锚边坡平面滑动受力分析

Fig. 1 Plane sliding force analysis of anchoring slope

面起伏角, 提出了锯齿状结构面的剪切强度公式:

$$\tau = \sigma_n \tan(\varphi_b + 0.155\beta) + 0.012\beta C_b \quad (8)$$

式中: τ 为峰值剪切强度; φ_b 为平滑结构面的基本摩擦角; σ_n 为法向应力; β 为结构面起伏角; C_b 为完整岩石的黏聚力。

由图一中的几何关系可得:

$$L_{OC} = L = H \frac{\left(1 - \frac{h}{H} \right)}{\sin \theta} \quad (9)$$

$$L_{AB} = l = L_{OC} \cos \theta - H \frac{\cos \partial}{\sin \partial} = H \left[\frac{\left(1 - \frac{h}{H} \right) \cos \theta}{\sin \theta} - \frac{\cos \partial}{\sin \partial} \right] \quad (10)$$

所以滑块 $ABCO$ 的重力为:

$$G = \frac{\gamma}{2} \left[(H^2 - h^2) \frac{\cos \theta}{\sin \theta} - \frac{H^2 \cos \partial}{\sin \partial} \right] \quad (11)$$

地下水对边坡 BC 和 OC 边的作用力分别为 W_1 和 W_2 :

$$W_1 = \frac{\gamma_w h_w^2}{2} \quad (12)$$

$$W_2 = \frac{\gamma_w h_w (H-h)}{2 \sin \theta} \quad (13)$$

式中: γ_w 为水的重度。

所以可以计算得到 OC 滑动面上的正应力 σ_n 为:

$$\sigma_n = \frac{(G + ql + Q_v) \cos \theta - (W_1 + Q_h) \sin \theta}{L} - \frac{W_2 + T_1 \sin(\alpha + \theta)}{L} \quad (14)$$

锯齿状滑动面上的剪应力为:

$$\tau = \sigma_n \tan(\varphi_b + 0.155\beta) + 0.012\beta C_b = \left[\frac{(G + ql + Q_v) \cos \theta - (W_1 + Q_h) \sin \theta - W_2}{L} + \right]$$

$$\frac{T_1 \sin(\alpha + \theta)}{L} \left] \tan(\varphi_b + 0.155\beta) + 0.012\beta C_b \right. \quad (15)$$

进而可以得到滑动面上抗滑力 F_r 为:

$$F_r = \tau L = [(G + ql + Q_v) \cos\theta - (W_1 + Q_h) \times \sin\theta - W_2 + T_1 \sin(\alpha + \theta)] \tan(\varphi_b + 0.155\beta) + 0.012\beta C_b L \quad (16)$$

坡体的下滑力 F_i 为:

$$F_i = (G + ql + Q_v) \sin\theta + (W_1 + Q_h) \cos\theta - T_1 \cos(\alpha + \theta) \quad (17)$$

然后利用极限平衡分析法对坡体进行分析,可得到安全系数 F_s 为:

$$F_s = \frac{F_r}{F_i} = \frac{[(G + ql + Q_v) \cos\theta - (W_1 + Q_h) \sin\theta - W_2] / [(G + ql + Q_v) \sin\theta + (W_1 + Q_h) \cos\theta - T_1 \cos(\alpha + \theta)] + [T_1 \sin(\alpha + \theta)] \tan(\varphi_b + 0.155\beta) + 0.012\beta C_b L}{[(G + ql + Q_v) \sin\theta + (W_1 + Q_h) \cos\theta - T_1 \cos(\alpha + \theta)]} \quad (18)$$

3 算例及参数敏感性分析

如图1岩质边坡经典模型所示,基本参数如下:坡高 $H = 10$ m、岩石阻尼比 $D = 0.3$ 、黏聚力 $C_b = 12$ kPa、地震周期 $T = 0.3$ s、坡顶荷载 $q = 60$ kN/m、横波波速 $V_s = 2900$ m/s、纵波波速 $V_p = 3900$ m/s、放大系数 $f = 1.2$ 、水平地震加速度系数 $k_h = 0.3$ 、竖向地震加速度系数 $k_v = 0.15$ (Q_v 竖向地震力方向向下为正,向上为负)、锚固力 $T_1 = 400$ kN、锚固角 $\alpha = 20^\circ$ 、水位深度 $h_w = 1$ m、起伏角 $\beta = 25^\circ$ 、边坡倾角 $\delta = 60^\circ$ 、滑动面倾角 $\theta = 20^\circ$ 、内摩擦角 φ_b 为 30° 、岩体重度 γ 为 26 kN/m³,计算出 $F_s = 1.268$ 。研究

参数变化时取值如表1所示。

利用 Matlab 软件根据公式(18)计算出相应的安全系数 F_s ,其结果如图2—图13所示。

3.1 静态稳定性参数分析

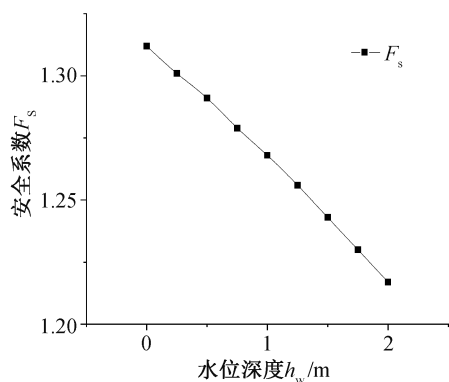
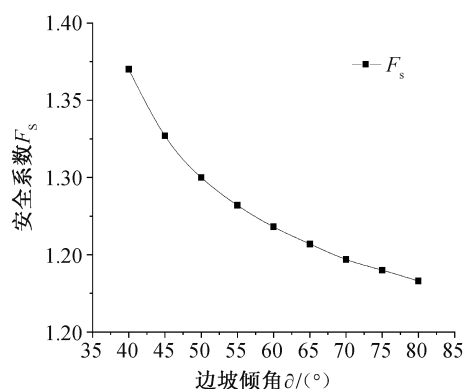
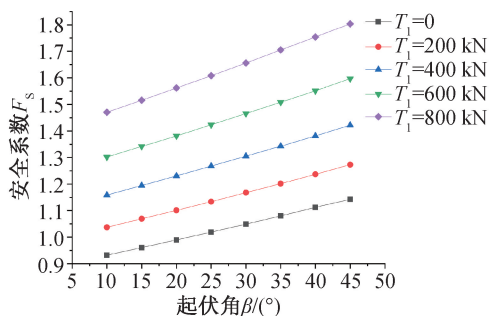
由图2可以看出:其他条件一定时,边坡安全系数随着水位深度的增加而逐渐下降,呈近似线性关系,曲线斜率随着水位深度增加略有增加,水位深度从0增加到2 m时,安全系数 F_s 从1.31降低到1.21,减小了7.6%,因此在边坡施工过程中要做好排水工作,尽量减小地下水的影响。从图3可以看出:边坡安全系数随着边坡倾角的增大而降低,曲线斜率逐渐减小,说明 F_s 随着边坡倾角的增大下降速率逐渐减缓。当边坡倾角从 40° 增加到 80° 时,安全系数 F_s 从1.37降到1.23,减小了10.2%,当边坡倾角达到 65° 后,其对安全系数的影响的比较轻微。

由图4、图5可以看出:岩体起伏角与安全系数呈近似直线关系, F_s 随着 β 的增大而增大。图4中:随着锚固力逐渐增加,直线的斜率逐渐增大。当 $T_1 = 0$ 时,随着 β 从 10° 增大到 45° , F_s 从0.932增加到1.143,增加了0.211;在 $T_1 = 200, 400, 600$ 和 800 kN 情况下, F_s 分别增加了0.236、0.263、0.295以及0.333。说明随着锚固力增大,起伏角 β 对边坡稳定性的影响也在增大。由图5可知,随着锚固角的增大,直线的斜率略微减小。随着 β 从 10° 增大到 45° , 在 $\alpha = 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ, 50^\circ, 60^\circ, 70^\circ$ 以及 80° 的情况下, F_s 分别增加了0.264、0.263、0.26、0.255、0.25、0.243、0.236以及0.229。锚固后起伏角对安全系数的影响有所增加,但这种影响随着锚固角的增大而逐渐减小。锚固前后, F_s 的变化率随着起伏角 β 的增大变化

表1 计算参数

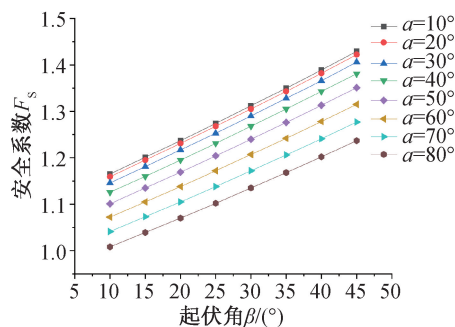
Tab.1 Calculation parameters

h_w /m	$\beta/(^\circ)$	$\theta/(^\circ)$	$\delta/(^\circ)$	$\varphi_b/(^\circ)$	$\alpha/(^\circ)$	$\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	T_1/kN	f	k_h	k_v	备注
0~2	25	20	60	30	20	26	400	1.2	0.3	0.15	h_w 变化
1	25	20	40~80	30	20	26	400	1.2	0.3	0.15	ρ 变化
1	25	20	60	30	20	26	400	1~1.8	0.3	0.15	f 变化
1	10~45	20	60	30	20	26	400	1.2	0.3	0.15	β 变化
1	25	20	60	20~40	20	26	400	1.2	0.3	0.15	φ_b 变化
1	25	20	60	30	20	26	0~800	1.2	0.3	0.15	T 变化
1	25	16~30	60	30	20	26	400	1.2	0.3	0.15	θ 变化
1	25	20	60	30	20	22~29	400	1.2	0.3	0.15	γ 变化
1	25	20	60	30	0~80	26	400	1.2	0.3	0.15	α 变化
1	25	20	60	30	20	26	400	1.2	0~0.4	0.15	k_h 变化
1	25	20	60	30	20	26	400	1.2	0.3	-0.2~0.2	k_v 变化

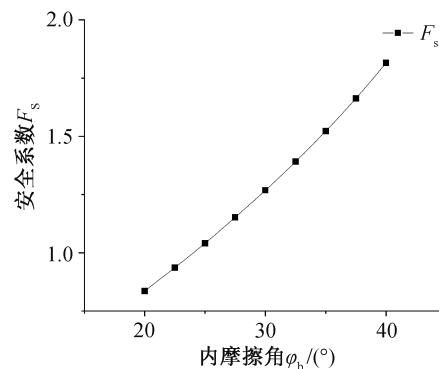
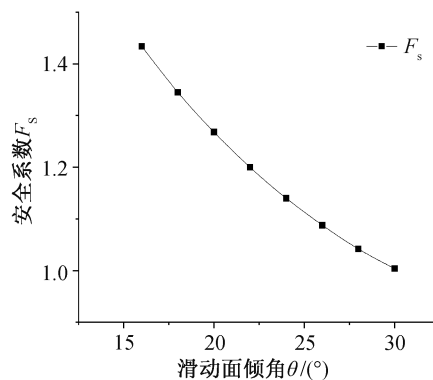
图2 水位深度 h_w 对边坡安全系数的影响Fig. 2 Influence of water level depth h_w on safety图3 边坡倾角 θ 对边坡安全系数的影响Fig. 3 Influence of slope angle θ on safety factor factor of slope of slope图4 不同锚固力 T_1 下 β 对边坡安全系数的影响Fig. 4 Influence of β on safety factor of slope under

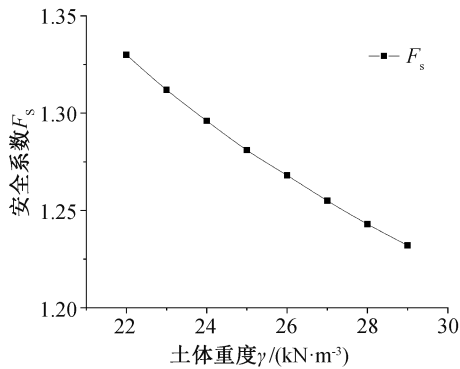
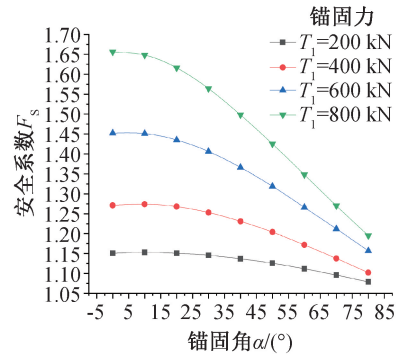
不大,其范围在 22.6%~22.8%之间。

由图6可以看出:当内摩擦角从 20° 增加到 40° 时, F_s 从 0.84 增加到了 1.82,增加了 116.7%,曲线斜率越来越大,说明随着内摩擦角的增大,其对边坡稳定性的影响越来越强烈。对比其他因素,内摩擦角对 F_s 的影响远远大于其他因素对边坡稳定性的影响,在边坡抗滑稳定性分析中起着至关重要的作用。由图7可知:安全系数 F_s 随着滑动面倾角的增大逐渐减小,并且曲线的斜率越

图5 不同锚固角 α 下 β 对边坡安全系数的影响Fig. 5 Influence of β on safety factor of slope at different anchorage force T_1 anchoring angle α

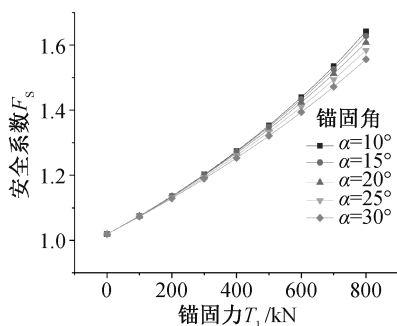
来越小,说明随着滑动面倾角的增加安全系数下降的速率越来越慢。当 θ 从 16° 增加到 30° 时, F_s 从 1.43 下降到 1.00,降低了 30.1%。由图8可知:边坡安全系数随着土体重度的增大而减小,呈近似线性关系,当土体重度从 22 kN/m^3 增加到 29 kN/m^3 时, F_s 从 1.33 降低到 1.23,降低了 7.5%,说明土体重度对安全系数的影响相对有限,安全系数在不同土体重度下的变化相对较小。

图6 内摩擦角 ϕ_b 对边坡安全系数的影响Fig. 6 Influence of internal friction angle ϕ_b on图7 滑动面倾角 θ 对边坡安全系数的影响Fig. 7 Influence of dip angle θ of sliding planesafety factor of slope on safety factor of slope

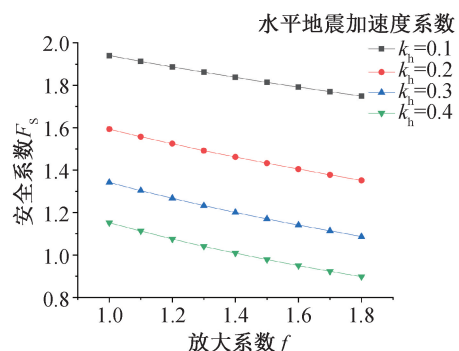
图8 土体重度 γ 对边坡安全系数的影响Fig. 8 Influence of soil weight γ on safety factor of slope图10 锚固角 α 对边坡安全系数的影响Fig. 10 Influence of anchorage angle α on safety factor of slope

3.2 锚固参数分析

由图9可知:当保持锚固角不变时,边坡安全系数随着锚固力增大而增大,且速率越来越快。当锚固力从0增加到800 kN时,在锚固角 $\alpha=10^\circ$ 、 15° 、 20° 、 25° 、 30° 的情况下,安全系数 F_s 分别增加了60.8%、59.8%、57.8%、54.9%以及52.0%,说明增加锚固力能很好地提升岩质边坡的抗滑稳定性。同时可以看出随着锚固角的增大,安全系数有所下降,但下降幅度较小,说明当锚固角 α 较小时,锚固力 T_1 对边坡安全系数的影响远大于锚固角的影响。由图10可知:当保持锚固力大小不变时,边坡安全系数随着锚固角的增大而减小,下降速率逐渐增大。在 $T_1=200$ 、400、600、800 kN情况下,当锚固角从 0° 增加到 80° 时,锚固力越大,安全系数减小的越快,当 $\alpha=80^\circ$ 时,安全系数分别降低了6.1%、13.4%、20%、27.7%,四种锚固力在 $\alpha=80^\circ$ 的情况下安全系数相差不大,说明当锚固角大到一定程度时,锚固角成了影响边坡安全系数的主要因素,而锚固力的大小影响相对较小。

图9 锚固力 T_1 对边坡安全系数的影响Fig. 9 Influence of anchoring force T_1 on safety factor of slope

增大而减小,随着 f 从1.0增加到1.8,在水平地震加速度系数 $k_h=0.1$ 、0.2、0.3和0.4的情况下, F_s 分别降低了9.8%、15.1%、19.4%和21.7%,说明地震作用放大效应对边坡的稳定性有着明显影响,并且随着 k_h 的增加,放大系数 f 对安全系数 F_s 的影响也在增加。由图12可知:安全系数 F_s 随着 k_h 的增大而减小,在放大系数 $f=1.0$ 、1.2、1.4、1.6和1.8的情况下,当 k_h 从0增加到0.4时, F_s 分别降低了52.9%、55.6%、58.4%、60.7%以及62.7%,虽然随着 f 的增大, k_h 对边坡稳定性的影响有所提升,但是相比于放大系数 f 的影响, F_s 的变化在水平地震加速度系数 k_h 的作用下更为显著。由图13可知:安全系数 F_s 随着 k_v 的增大而减小,在放大系数 $f=1.0$ 、1.2、1.4、1.6和1.8的情况下,当 k_v 从-0.2增加到0.2时, F_s 分别降低了8.8%、10.9%、13.1%、17.2%以及20.7%,竖向地震加速度系数 k_v 对 F_s 的影响远远小于水平地震加速度系数 k_h 的影响。

图11 放大系数 f 对边坡安全系数的影响Fig. 11 Influence of amplification factor f on slope safety factor

3.3 地震作用的影响

由图11可知:安全系数 F_s 随着放大系数 f 的

4 结论

1) 锯齿状结构面的抗剪强度与起伏角呈线性

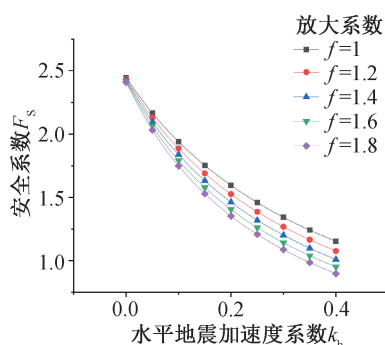


图 12 水平地震加速度系数 k_h 对边坡安全系数的影响

Fig. 12 Influence of horizontal seismic acceleration coefficient

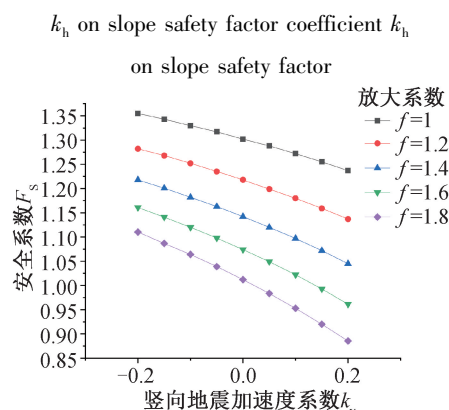


图 13 竖向地震加速度系数 k_v 对边坡安全系数的影响

Fig. 13 Influence of vertical seismic acceleration coefficient

k_v on slope safety factor

关系,随着起伏角的增大而增大。锚固作用能提高起伏角在边坡稳定性分析中的抗滑作用。

2) 锚固作用可以提高边坡的抗滑稳定性,主要是因为锚固力越大,岩体的抗剪强度增大,边坡抗滑稳定性提高,但是锚固角的增大对边坡的稳定性起着负面效应,因此要综合考虑,合理设置锚固力和锚固角的大小,否则将削弱锚固效应。

3) 随着滑动面倾角、水位深度、边坡倾角以及土体重度的增加,边坡稳定性降低,随着内摩擦角的增大而提高,其中土体重度的影响比较小,滑动面倾角和内摩擦角的影响较大。

4) 水平地震加速度系数 k_h 对边坡稳定性的影响显著,竖向地震加速度系数 k_v 和放大系数 f 的影响相对较小,但其影响也不容忽视,同时证明了改进的拟动力法相比于传统拟动力法更加准确。

实际情况中岩体边坡的稳定性不是被单一滑动面所控制,而是由多个滑动面共同作用,因此需要进一步研究。

参考文献:

[1] 李海波,刘 博,冯海鹏,等. 模拟岩石结构面试样剪切

变形特征和破坏机制研究[J]. 土力学,2008,29(7): 1741-1746.

[2] 沈明荣,张清照. 规则齿型结构面剪切特性的模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报,2010,29(4): 713-719.

[3] HOMAND F, BELEM T, SOULEY M. Friction and Degradation of Rock Joint Surfaces Under Shear Loads[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2001, 25(10): 973-999.

[4] SEIDEL J P, HABERFIELD C M. The Application of Energy Principles to the Determination of the Sliding Resistance of Rock Joints[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1995, 28(4): 211-226.

[5] 罗 强,赵炼恒,李 亮,等. 地震效应和坡顶超载对均质土坡稳定性影响的拟静力分析[J]. 岩土力学,2010,31(12): 3835-3842.

[6] CHOUDHURY D, NIMBALKAR S. Seismic Passive Resistance by Pseudo-Dynamic Method[J]. Geotechnique, 2005, 55(9): 699-702.

[7] UGAI K, LESHCHINSKY D O V. Three-dimensional Limit Equilibrium and Finite Element Analyses: A Comparison of Results[J]. Soils and Foundations, 1995, 35(4): 1-7.

[8] 陈训龙,高荣雄,龚文惠,等. 基于 Newmark- β 法的地震作用下顺层岩质边坡可靠度时程分析方法[J]. 中国公路学报,2017,30(7): 33-40.

[9] 邵龙潭,唐洪祥,孔宪京,等. 随机地震作用下土石坝边坡的地震稳定性分析[J]. 水利学报,1999,26(11): 66-71.

[10] 严敏嘉,夏元友,刘婷婷. 地震作用下预应力锚索加固顺层岩坡极限分析[J]. 岩土力学,2018,39(7): 2691-2698.

[11] NIMBALKAR S S, CHOUDHURY D, MANDAL J N. Seismic Stability of Reinforced-Soil Wall by Pseudo-Dynamic Method[J]. Geosynthetics International, 2006, 13(3): 111-119.

[12] GHOSH P. Seismic Active Earth Pressure Behind a Non-vertical Retaining Wall Using Pseudo-Dynamic Analysis[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2008, 45(1): 117-123.

[13] 阮晓波,孙树林,刘文亮. 锚固岩石边坡地震稳定性拟动力分析[C]//第13届全国岩石动力学学术会议. 重庆:中国科学院武汉岩土力学研究所,2013:293-300.

[14] BELLEZZA I. A New Pseudo-Dynamic Approach for Seismic Active Soil Thrust[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2014, 32(2): 561-576.

[15] HOEK E, BRAY J D. Rock Slope Engineering[M]. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1981.

[16] 黄 达,黄润秋,雷 鹏. 贯通型锯齿状岩体结构面剪切变形及强度特征[J]. 煤炭学报,2014,39(7): 1229-1237.

(责任编辑 周雪梅)