

地震与水压力耦合作用下岩质边坡倾覆解析方法^①

张彦君¹, 年廷凯¹, 郑路², 刘凯¹, 宋雷³

(1. 大连理工大学 土木工程学院及海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024;

2. 四川大学灾后重建学院, 四川 成都 610065;

3. 中国矿业大学深部岩土力学与地下工程国家重点实验室, 江苏 徐州 221008)

摘要:以往对平面破坏模式的岩质边坡稳定性评价, 主要关注潜在滑坡体在自重、坡体内静水压力 and 地震荷载耦合作用下沿破坏面的抗滑稳定性, 并未涉及各类外荷载作用线不通过潜在滑体重心而引起的绕坡趾倾覆稳定性。针对这一问题, 提出地震与张裂缝水压耦合作用下的岩质边坡倾覆稳定性解析方法, 基于力矩平衡原理推导出岩质边坡抗倾覆稳定性系数的一般表达式; 通过深入的变动参数比较研究, 探讨张裂缝水压和地震荷载对抗倾覆安全系数的影响, 认为水压是控制岩质边坡倾覆破坏的决定性因素, 而地震荷载处于次要因素, 其在一定程度上增加或减小抗倾覆稳定性。在此基础上建立不同参数组合下的岩质边坡抗倾覆稳定图, 为工程技术人员快速评估饱水岩质边坡地震倾覆稳定性提供直接依据。

关键词: 岩质边坡; 倾覆破坏; 静水压力; 地震荷载; 解析方法

中图分类号: TU45

文献标志码: A

文章编号: 1000-0844(2015)02-0428-06

DOI: 10.3969/j.issn.1000-0844.2015.02.0428

Analytical Method for the Overturning Stability of a Rock Slope under the Coupling Action of Earthquakes and Water Pressure

ZHANG Yan-jun¹, NIAN Ting-kai¹, ZHENG Lu², LIU Kai¹, SONG Lei³

(1. School of Civil Engineering and the State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, Liaoning 116024, China; 2. Institute of Disaster Mitigation and Reconstruction, Sichuan University, Chengdu, Sichuan 610065, China; 3. State Key Laboratory for Geomechanics and Deep Underground Engineering, China University of Mining and Technology, Xuzhou, Jiangsu 221008, China)

Abstract: The failure modes of rock slopes can be classified into five types: plane, wedge, circular, toppling, and buckling failures. These failure modes mainly depend on the lithological characteristics of the rock, properties of the discontinuities, and degree of weathering. Generally, rock slope stability analysis under the plane failure mode mainly focuses on the sliding stability of a potential sliding mass subjected to gravity, hydrostatic stress in the slope, and seismic loads. However, there exists the possibility of overturning failure around the toe of slopes because of the fact that all loadings do not act through the centroid of the sliding mass. This failure mode is completely different from common topping failure, which involves the rotation of columns or blocks of rock about the fixed base, mainly occurring in anti-dipping layered rock mass slopes with steep dipping

① 收稿日期: 2014-08-20

基金项目: 国家自然科学基金项目 (No. 51179022, No. 41474122); 地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室基金项目 (SKLGP2010K005)

作者简介: 张彦君 (1991-), 男, 博士研究生, 主要从事地震边坡大变形破坏过程的试验与数值模拟工作. E-mail: zhangyanjun@mail.dlut.edu.cn

通讯作者: 年廷凯 (1971-), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事滑坡 (动) 力学与防灾减灾技术、海岸与海洋岩土工程方面的科研和教学. E-mail: tknian@dlut.edu.cn

discontinuities. Thus, the existing methods for the stability assessment of the five common failure modes are no longer applicable, and a new method to determine the overturning failure is required. Note that although this overturning failure mode has not been observed and recorded, it is not impossible under extreme rainfall conditions coupled with the strong ground motion in Southwest China. Aiming to resolve this issue, this study presents an analytical approach for the stability analysis of overturning rock slopes. Considering the combined loadings mentioned above, the generalized analytical formula for the anti-overturning stability factor is derived based on the moment equilibrium theory. Based on the definition of the safety factor against overturning for earth-retaining structures, an anti-overturning stability factor is defined as the ratio of the resultant resistant moments to resultant driving moments. A comparative analysis by the variation of parameters was implemented, and the effects of the hydrostatic stress and seismic load on the anti-overturning stability factor of rock slopes are discussed. For a steep rock slope with a tension crack, the stability factor against overturning decreases rapidly from the infinitely great value for a dry slope to a finite value for a saturated slope. For the saturated rock slope, the safety factor against overturning changes significantly with the changes in the water pressure distribution. In addition, the vertical upward seismic force and horizontal seismic force on the slope face weaken the stability against overturning. It can be concluded that the hydrostatic stress in the tension crack plays a vital role in inducing the overturning failure and that the seismic load is secondary and can increase or decrease the possibility of overturning to a certain extent. On the basis of this, a series of preliminary charts for rock slope stability against overturning is produced and can be used to assess the seismic stability against overturning for saturated rock slopes. This series is produced by considering the different combinations of parameters such as the horizontal and vertical seismic coefficients, distribution modes of water pressure in the tension crack, and relative depth of tension cracks to the height of the slope.

Key words: rock slope; overturning destruction; hydrostatic stress; seismic load; analytical method

0 引言

在土木工程和采矿工程领域中,岩质边坡在外荷载作用下的稳定性评价和失稳破坏模式研究对于工程项目的顺利开展至关重要。岩质边坡工程中通常根据岩性、结构面特性和风化程度等指标,将岩质边坡失稳破坏模式归纳为中风化和强风化软岩边坡中的圆弧形破坏和溃曲破坏模式,以及硬质岩坡中由显著结构面控制的平面破坏、楔体破坏和倾倒破坏模式^[1-3]。针对岩质边坡平面破坏模式,Hoek 等^[1]基于极限平衡原理推导出典型岩质边坡在自重和坡体内静水压力共同作用下的无量纲化的抗滑稳定性安全系数解析式;Ling 等^[4]则采用拟静力分析方法将地震作用系数纳入抗滑稳定性安全系数解析式中,基于 Newmark 方法^[5]计算得到滑动体的永久位移;在此基础上,Shukla 等^[6-7]深入探讨了超载对锚固岩质边坡稳定性的影响以及多向锚对岩质边坡的加固作用。然而,上述研究基于外荷载作

用线通过滑体重心,不产生倾覆力矩,因此滑体仅具有沿平面滑动的趋势。而实际工程中,岩质边坡会因张裂缝和滑动面中存在静水压力,导致外荷载作用线不通过滑体重心从而引发绕坡趾的倾覆问题。为此,许光祥^[8]开展了饱水岩质边坡的抗倾覆稳定性评价工作,认为地下水的存在决定岩质边坡倾覆破坏的可能性,但尚未考虑地震荷载对岩质边坡倾覆破坏的影响,而在地震易发或高发区,由地震惯性力所诱发的倾覆力矩将会足够大,从而造成岩质边坡发生倾覆破坏。基于这一想法,本文开展张裂缝饱水和地震荷载耦合作用下的岩质边坡抗倾覆稳定性解析工作,推导张裂缝不同水压分布模式下岩质边坡地震抗倾覆安全系数表达式的一般形式,并深入探讨地震效应对岩质边坡倾覆稳定性的影响。

1 抗倾覆稳定系数解析式推导

沿用 Hoek^[1]中典型岩质边坡平面破坏模式分

析的基本假定,参照其分析模型,考虑潜在倾覆体受到自重、坡体内静水压力和地震惯性力等荷载作用,简化得到岩质边坡几何要素及倾覆体受力分析示意图(图 1)。其中,坡体高度为 H ,坡面倾角为 Ψ_f ,岩体单位重度为 γ ;坡体内存在一倾角为 Ψ_p 的节理破坏面,与位于坡顶后方距离为 B 处、深度为 Z 的张裂缝相交形成重量为 W 的潜在破坏体;若张裂缝中存在地下水且水深为 Z_w ,则其水深范围内静水压力呈三角形分布,合力为 V ;假定节理破坏面上水压合力为 U ,其存在与否和具体的水压分布模式需要在综合考虑充填材料的渗透性以及坡面的排水情况的前提下进行合理判断。

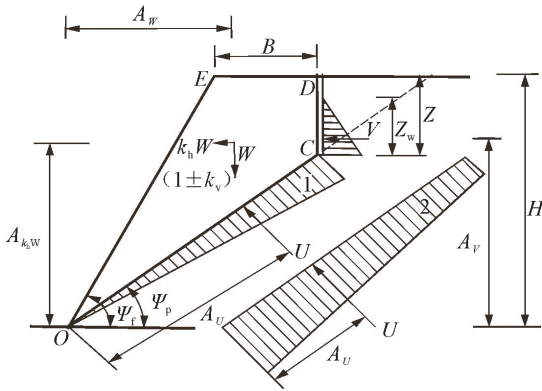


图 1 岩质边坡几何要素及两种水压模式下倾覆体受力分析

Fig.1 The schematic diagram of geometry of rock slopes and forces analysis of overturning mass under two water pressures

考虑到坡体内实际水压分布模式复杂且未知,本文仅针对两种不同的水压分布模式开展地震荷载作用对岩质边坡倾覆稳定性的影响研究。如图 1 所示,模式 1 为常规水压分布模式:坡体内地下水能够沿着破坏面自由渗透,并且在大气压作用下沿着破坏面在坡面的出露处流出,因此假定破坏面上水压呈倒三角分布;模式 2 为极端水压分布模式:边坡坡面排水通道堵塞,坡面处水压应当等于坡体内总水头产生的水压,因此假定破坏面上水压呈梯形分布。

通过引入水平地震作用系数 k_h (k_h 方向指向坡面为正值,背离坡面为负值)和竖向地震作用系数 k_v (k_v 方向向下为正值,向上为负值),采用拟静力方法将地震荷载作用等效为地震惯性力,则其可以分别表示为水平地震惯性力 $k_h W$ 与竖向地震惯性力 $k_v W$ 。

借鉴岩土工程中关于挡墙结构抗倾覆安全系数的定义^[9],即抗倾覆力矩与倾覆力矩的比值,可以类

似地得到岩质边坡的抗倾覆安全系数解析式。令 $Z/H = Z^*$, $Z_w/H = Z_w^*$, 坡体内地下水重度为 γ_w , 根据图 1 可以分别求得潜在倾覆体 $OCDE$ 的重力 W 以及张裂缝 CD 上的水压合力 V , 如下所示:

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 [(1 - Z^{*2}) \cot \Psi_p - \cot \Psi_f] \quad (1)$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w Z_w^2 \quad (2)$$

若节理破坏面 OC 上的水压按模式 1 分布,其水压合力为

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w Z_w H (1 - Z^*) \csc \Psi_p \quad (3a)$$

若节理破坏面 OC 上的水压按模式 2 分布,其水压合力为

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 (1 - Z^* + 2Z_w^*) \cdot (1 - Z^*) \cos \Psi_p \quad (3b)$$

倾覆体绕坡趾 O 点倾倒破坏时,各荷载作用 W 、 $k_v W$ 、 $k_h W$ 、 V 和 U 相对应的力臂如图 1 所示,其表达式如下:

$$A_w = \frac{(1 + 2Z^*)(1 - Z^*)^2 \cot^2 \Psi_p - \cot^2 \Psi_f}{(1 - Z^{*2}) \cot \Psi_p - \cot \Psi_f} \cdot \frac{H}{3} \quad (4)$$

$$A_{k_h W} = \frac{(1 - Z^*)[3 - (1 - Z^*)^2] \cot \Psi_p - 2 \cot \Psi_f}{(1 - Z^{*2}) \cot \Psi_p - \cot \Psi_f} \cdot \frac{H}{3} \quad (5)$$

$$A_v = H - Z + \frac{1}{3} Z_w \quad (6)$$

水压分布模式为 1 时, U 对应的力臂为

$$A_u = \frac{2}{3} \cdot \frac{H - Z}{\sin \Psi_p} \quad (7)$$

水压分布模式为 2 时, U 对应的力臂为

$$A_u = \frac{1}{3} \cdot \frac{H - Z + 3Z_w}{H - Z + 2Z_w} \cdot \frac{H - 2}{\sin \Psi_p} \quad (8)$$

联立式(1)~式(7),计算抗倾覆力矩与倾覆力矩的比值,即可得到水压分布模式 1 情况下的岩质边坡抗倾覆稳定系数(FS_o)的解析式为

$$FS_o = \frac{M_R}{M_D} = \frac{WA_w + \frac{1 + \cos \alpha}{2} \cdot k_v \cdot WA_w}{k_h WA_{k_h W} + UA_u + VA_v + \frac{\cos \alpha - 1}{2} \cdot k_v \cdot WA_w} \\ = \frac{\left(1 + \frac{1 + \cos \alpha}{2} k_v\right) \cdot S}{\frac{1 - \cos \alpha}{2} k_v S + k_h \{P [3 - (1 - Z^*)^2] - 2 \cot \Psi_f\} + \left[2 \gamma_w^* Z_w^* T^2 + 3 \gamma_w^* Z_w^{*2} (1 - Z^* + \frac{1}{3} Z_w^*)\right]} \quad (9)$$

式中, $\gamma_w^* = \gamma_w / \gamma$; α 视作竖向加速度方向与竖直向下方向线的夹角, 取值为 0° 和 180° ; α 取 0° 时, 倾覆体受到竖直向下的地震惯性力, 对其施加一抗倾覆力矩; 相反的, 倾覆体因为受到竖直向上的地震惯性力而具有一倾覆力矩时, α 取 180° 。其他参数表达式为

$$S = (1 - Z^*)^2 \cot^2 \Psi_p (1 + 2Z^*) - \cot^2 \Psi_f \quad (10)$$

$$P = (1 - Z^*) \cot \Psi_p \quad (11)$$

$$T = (1 - Z^*) \csc \Psi_p \quad (12)$$

同理, 可以推导得出水压分布模式 2 下的岩质边坡抗倾覆稳定系数解析式为

$$\begin{aligned} FS_0 &= \frac{M_R}{M_D} = \frac{WA_w + \frac{1 + \cos \alpha}{2} \cdot k_v \cdot WA_w}{k_h WA_{k_h} + UA_U + VA_V + \frac{\cos \alpha - 1}{2} \cdot k_v \cdot WA_w} \\ &= \frac{\left(1 + \frac{1 + \cos \alpha}{2} k_v\right) \cdot S}{\frac{1 - \cos \alpha}{2} k_v S + k_h \{P[3 - (1 - Z^*)^2] - 2 \cot \Psi_f\} + \left[\gamma_w^* (1 - Z^* + 3Z_w^*) P^2 + 3\gamma_w^* Z^{*2} \left(1 - \frac{2}{3} Z^*\right)\right]} \quad (13) \end{aligned}$$

令式(9)和式(13)中 $Z_w = Z^*$, 即可简化得到饱水岩质边坡在两种不同水压分布模式之下的抗倾覆稳定系数解析式。同样, 式(9)和式(13)可以退化得到干边坡在地震荷载作用下的抗倾覆稳定系数解析式:

$$FS_0 = \frac{\left[1 + \frac{1 + \cos \alpha}{2} k_v\right] \cdot S}{\frac{1 - \cos \alpha}{2} k_v S + k_h \{P[3 - (1 - Z^*)^2] - 2 \cot \Psi_f\}} \quad (14)$$

2 影响因素研究

2.1 静水压力分布对 FS_0 的影响

以坡角 Ψ_f 和节理破坏面角度 Ψ_p 分别为 65° 和 40° 的饱水岩质边坡 ($Z^* = Z_w^*$, $\gamma_w / \gamma = 1/2.5$) 为研究对象, 可以得到水平地震作用系数 k_h 为 0.3 时, 不同地震作用系数比 ($\lambda = k_v / k_h$) 对应的抗倾覆稳定系数 FS_0 与张裂缝相对深度 Z^* 的关系曲线 (图 2)。对于给定坡面倾角和节理面倾角的岩质边坡, 当张裂缝相对深度 Z^* 超过其临界取值 $Z_{cr}^* = 1 - \tan \Psi_p / \tan \Psi_f$ 时, 张裂缝的位置会由坡顶变化至坡面上, 不在本文所考虑的范围之内, 因此 Z^* 的取值范围不会超出其临界值。

由图 2 可知, 不论竖向地震加速度取何种方向,

水压分布模式为何种状态, 饱水岩质边坡抗倾覆稳定系数 FS_0 都会随张裂缝相对深度 Z^* 的增加而降低。通过比较两种不同水压分布模式之下的抗倾覆稳定系数曲线, 可知相对于水压分布模式 2, 饱水岩质边坡坡体内水压分布为模式 1 时, 抗倾覆稳定系数 FS_0 对张裂缝相对深度 Z^* 的改变更为敏感。此外, 张裂缝相对深度 Z^* 相同时, 水压分布模式的变化对抗倾覆稳定系数 FS_0 的影响很大, 但是其影响程度随着 Z^* 的增加而逐渐削弱。上述曲线特征可以解释为, 随着张裂缝相对深度 Z^* 的不断增大, 不同水压分布模式之间的差别也逐渐减小, 因此当 Z^* 取临界值时, 两种水压分布模式下的 FS_0 相当接近。

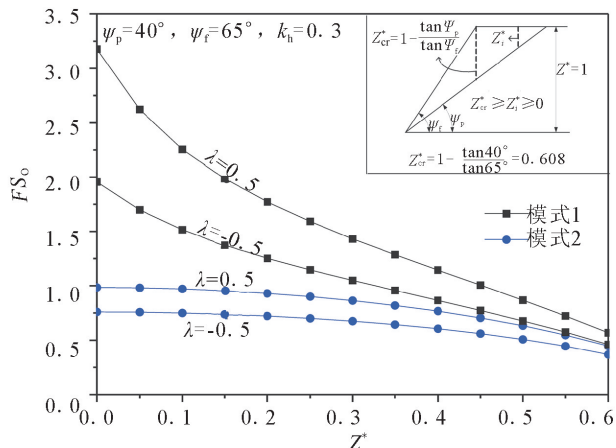


图 2 不同 λ 值情况下 FS_0 与 Z^* 的关系曲线

Fig. 2 Relationship between FS_0 and Z^* under different values of λ

2.2 地震荷载作用对 FS_0 的影响

以坡角 Ψ_f 和节理破坏面角度 Ψ_p 分别为 65° 和 40° , 张裂缝相对深度 Z^* 为 0.25 的饱水岩质边坡 ($\gamma_w / \gamma = 1/2.5$) 为研究对象, 当边坡坡体内水压分布为模式 1 时, 可以得到抗倾覆稳定系数 FS_0 与地震作用系数的关系曲线 (图 3 和图 4)。

图 3 反映了竖向地震系数与水平地震系数成比例变化时, 饱水岩质边坡抗倾覆安全系数随着水平地震作用系数改变而变化的特征。对于给定的地震作用系数比, 抗倾覆稳定系数 FS_0 随着水平地震系数 k_h 的增加而降低, 但降低的趋势变缓; 此外, 水平地震系数和竖向地震系数取值大小相同时, 竖向地震作用方向竖直向下时的 FS_0 要高于竖向地震作用方向竖直向上时的 FS 。

图 4 则具体反映了水平地震作用大小方向已定的情况下, 饱水岩质边坡抗倾覆稳定系数 FS_0 与

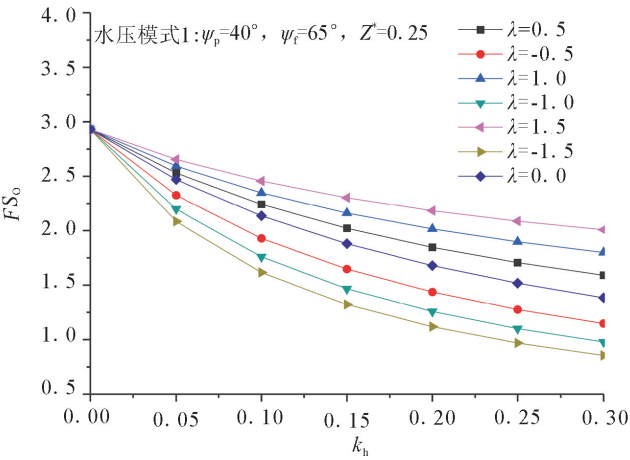


图 3 不同 λ 情况下 FS_O 与 k_h 的关系曲线

Fig.3 Relationship between FS_O and k_h under different values of λ

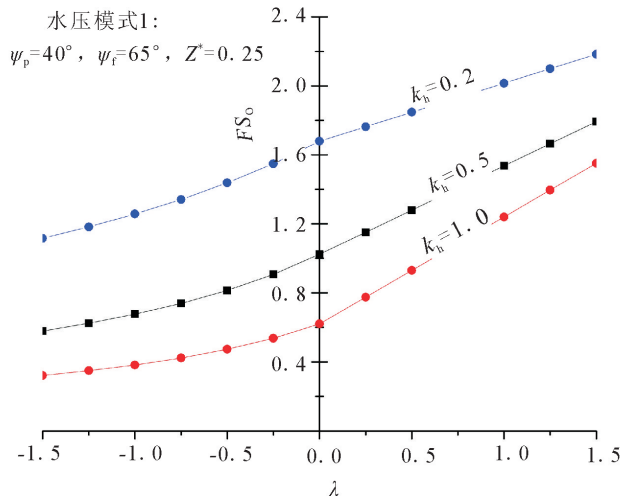


图 4 不同 k_h 情况下 FS_O 与 λ 的关系曲线

Fig.4 Relationship between FS_O and λ under different values of k_h

竖向地震作用大小和方向之间的关系。对于任意给定的指向坡面的水平地震作用,边坡抗倾覆稳定系数 FS_O 随着地震系数比 λ 的增加而逐渐提高,即竖向地震作用方向竖直向下,作用系数数值越大, FS_O 越大;反之,当竖向地震作用方向竖直向上时,作用系数取值越大, FS_O 越小。当然,上述结论同样适用于饱水岩质边坡坡体内水压分布为模式 2 的情况,此处不予赘述。

2.3 静水压力分布与地震作用对 FS_O 的影响对比

以坡角 Ψ_f 和节理破坏面角度 Ψ_p 分别为 65° 和 40° ,张裂缝相对深度 Z^* 为 0.25 的岩质边坡($\gamma_w/\gamma = 1/2.5$)为研究对象,计算其在不同荷载组合下的抗倾覆稳定系数,如表 1 所示。

表 1 不同荷载组合下的抗倾覆稳定系数

Table 1 Anti-overturning stability coefficients under different load combinations

边坡状态	静水压力	地震作用	FS_O
干边坡	-	-	$+\infty$
	-	$k_h=0.3, \lambda=0.5$	3.017 7
	-	$k_h=0.3, \lambda=-0.5$	1.882 9
饱水岩坡	模式 1	-	2.930 0
		$k_h=0.3, \lambda=0.5$	1.591 9
		$k_h=0.3, \lambda=-0.5$	1.146 3
	模式 2	-	1.115 5
		$k_h=0.3, \lambda=0.5$	0.900 2
		$k_h=0.3, \lambda=-0.5$	0.700 5

注:“-”表示无该荷载项; $\lambda = k_v/k_h$,表示地震作用系数比。

根据表 1 中各荷载组合下的抗倾覆稳定系数可知,岩质边坡在坡体内不存在静水压力且不受地震作用的情况下不可能发生绕坡角的倾覆破坏;当岩质边坡受到静水压力或者地震荷载作用时,其抗倾覆稳定系数均会由干坡状态下的无穷大降低至某一具体数值,若该数值小于抗倾覆稳定系数设计值,则认为该岩质边坡具有倾覆破坏的趋势;饱水岩质边坡静水压力分布从模式 1 变化为模式 2 时,抗倾覆稳定系数由 2.930 降低为 1.116,减小约 62%。可见对静水压力的分布模式的合理假定将在很大程度上影响饱水岩质边坡倾覆稳定性评价的最终结果。当承受 $k_h=0.3, \lambda=0.5$ 的地震作用时,该饱水岩质边坡在水压分布模式 1 和 2 情况下的抗倾覆稳定系数 FS_O 分别降低约 46% 和 19%,可知地震作用对 FS_O 的影响程度取决于坡体内静水压力的分布模式。此外,考虑静水压力作用持久性和地震荷载的瞬时性,可认为坡体内静水压力的存在及其分布决定某一时间段内边坡抗倾覆稳定系数,而地震荷载作用只会改变某一时刻的边坡抗倾覆稳定系数,而且瞬时的边坡抗倾覆稳定系数小于设计值,也只能认为边坡具有倾覆破坏的趋势。

3 饱水岩质边坡倾覆稳定性初判图表

为了便于工程实践中快速判断饱水岩质边坡的倾覆稳定性,本文考虑不同的坡面倾角取值(例如 $\Psi_f=0^\circ \sim 80^\circ$,间隔取 10°)、节理面倾角(例如 $\Psi_p=0^\circ \sim \Psi_{per}$,间隔取 10°)、张裂缝相对深度(例如 $Z^*=0.25, 0.5, 0.75$)、水平地震作用系数(例如 $k_h=0.1, 0.2, 0.3$)、地震作用系数比(例如 $\lambda=-0.5, 0.0, 0.5$)和前述两种水压分布模式,绘制出一系列倾覆稳定性初判图表。这里需要注意,在给定坡面倾角和张裂缝相对深度的情况下,节理面倾角的变化范围不

能超过其临界取值 $\Psi_{\text{per}} = \tan^{-1} \{ (1 - Z^*) \tan \Psi_f \}$, 否则,张裂缝的位置会由坡顶变化至坡面以上,而这种情况不在本文考虑范围。鉴于上述参数的组合方式很多,文中无法详尽列出,因此仅列出六张代表性的倾覆稳定性初判图表(图 5)以示说明。假定岩质边坡坡面倾角和节理面倾角取值分别为 70° 和 40° ,张裂缝相对深度为 0.25,水平地震系数为 0.2,地震

作用系数比为 0.5,可以很简单地从图 5(a)和图 5(b)中查出上述饱水岩质边坡在两种不同水压分布模式情况下的抗倾覆稳定系数分别为 1.88 和 1.00。如果岩质边坡抗倾覆稳定系数设计值为 1.5,则上述边坡坡体内水压分布模式由 1 变为 2 时,该边坡将会具有倾覆破坏的趋势而变得不稳定。

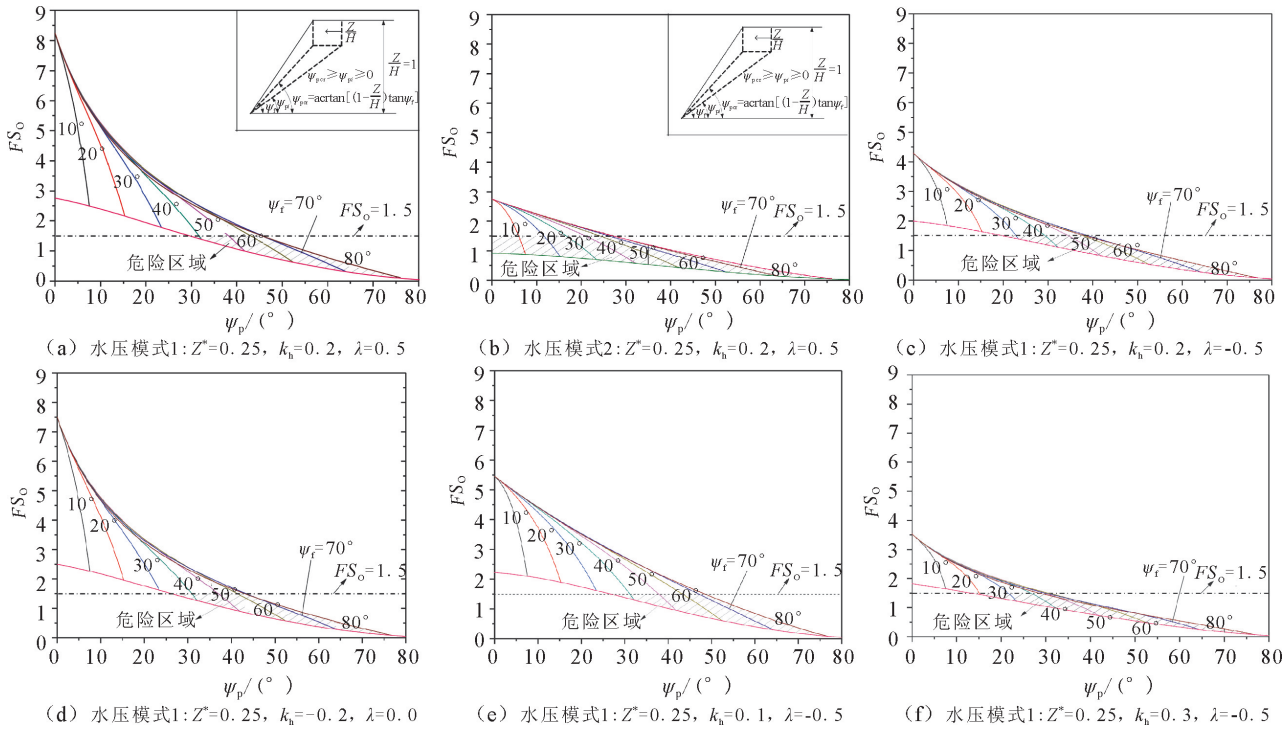


图 5 饱水岩质边坡倾覆稳定性初判图表

Fig.5 Preliminary judgment of overturning stability for saturated rock slopes

4 结论与建议

基于力矩平衡原理,开展岩质边坡在自重、坡体内静水压力和地震荷载作用下的抗倾覆稳定性分析,得出岩质边坡抗倾覆稳定系数无量纲化的统一解析式。通过深入地探讨静水压力分布模式和地震荷载作用方式等对饱水岩质边坡抗倾覆稳定系数的影响,得出如下几点结论:

(1) 坡体内地下水存在与否及其分布模式对饱水岩质边坡倾覆稳定性起决定性作用,模式 1 分布模式普遍,模式 2 分布模式少见,但对坡体倾覆稳定性影响更大。

(2) 地震荷载改变坡体的瞬时倾覆稳定状态,指向坡面的水平地震力和方向向上的竖向地震力将会降低坡体的整体倾覆稳定性,且随着地震系数增加,坡体稳定性下降幅度逐渐增大。

(3) 倾覆稳定系数图表为工程技术人员快速评估边坡稳定性提供了科学依据,建议将抗滑稳定和抗倾覆稳定结合使用,开展张裂缝条件下饱水岩质边坡地震稳定性的综合评价。

参考文献(References)

[1] Goodman R E.Introduction to Rock Mechanics (2nd ed)[M]. New York:John Wiley & Sons,1989.

[2] Hoek E,Bray J.Rock Slope Engineering (Revised Second Edition)[M].London:Institution of Mining and Metallurgy,1977.

[3] Wyllie D C,Math C W.Rock Slope Engineering (4th ed)[M]. London:Spon Press,2004.

[4] Ling H I,Cheng AHD.Rock Sliding Induced by Seismic Force [J].International Journal of Rock Mechanics and Mining Science,1997,34(6):1021-1029.

[5] Newmark N M.Effects of Earthquakes on Dams and Embankments[J].Geotechnique,1965,15(2):139-160.

隙比越大,相对密度越小,孔隙越多,则孔隙水压力传递越快,在不排水条件下砂土越容易发生液化。不同粒径土的室内试验表明,粗粒砂土较细粒砂土更难于液化,而从 S_{19} 砂土的不均匀系数(界限粒径与有效粒径之比)可以看出,其细粒土含量多于其他两种砂土,粗粒土的粒径也小于其他两种砂土。但不均匀系数越大的砂土越容易发生液化的结论还有待进一步的试验验证。两种粉质壤土的对比中, S_{23} 较不容易发生液化,其干容重和饱和容重明显大于 S_{17} ,而孔隙比则明显要小,即越密实的砂壤土越不容易发生液化。

(3) 总的来看,在设定运行工况下,每种情况都存在不同程度的问题,总趋势是地震烈度越强,土的密度越差,越容易发生液化。用以上五种土做堤防时,除 S_{23} 粉质壤土外都应采取工程措施,提高其密实程度。Ⅷ度地震时,只有拟选的 S_{23} 粉质壤土堤身不会发生液化,其他四种土筑堤均有发生液化的可能,选用该土筑堤较合适。

参考文献(References)

[1] 刘颖,谢君斐.砂土震动液化[M].北京:地震出版社,1984.
LIU Ying, XIE Jun-fei. Vibrated Liquefaction of Sandy Soil

[M].Beijing:Seismological Press,1984.(in Chinese)
[2] 顾淦臣.土石坝地震工程[M].南京:河海大学出版社,1989.
GU Gan-chen. Earthquake Engineering for Earthrock Dams [M].Nanjing: Hohai University Press,1989.(in Chinese)
[3] 杨玉生,刘小生,赵剑明,等.土石坝坝体和地基液化分析方法与评价[J].水利发电学报,2011,30(6):90-97.
YANG Yu-sheng, LIU Xiao-sheng, ZHAO Jian-ming, et al. Methods for Liquefaction Potential Evaluation of Embankment and Foundation and Discussion on These Methods[J].Journal of Hydroelectric Engineering,2011,30(6):90-97.(in Chinese)
[4] 杨健,陈庆寿.砂土液化影响因素及其判别方法[J].西部探矿工程,2004(2):1-2.
YANG Jian, CHEN Qing-shou. Affecting Factors and Distinguishing Methods of Sandy Soil Liquefaction[J]. West-China Exploration Engineering,2004(2):1-2.(in Chinese)
[5] 杨依民.饱和砂土的三轴试验及地震液化分析研究[D].大连:大连理工大学,2013.
YANG Yi-min. Triaxial Test and Analysis of Seismic Liquefaction of Saturated Sand[D].Dalian:Dalian University of Technology,2013.(in Chinese)
[6] 赵剑明,常亚屏,陈宁.加强高土石坝抗震研究的现实意义及工作展望[J].世界地震工程,2004,20(1):95-99.
ZHAO Jian-ming, CHANG Ya-ping, CHEN Ning. Significance and Prospects About Earthquake Resistant Studies of High Earth-rockfill Dams[J]. World Earthquake Engineering,2004,20(1):95-99.(in Chinese)

(上接 433 页)

[6] Shukla S K, Khandelwal S, Verma V N, et al. Effect of Surcharge on the Stability of Anchored Rock Slope With Water Filled Tension Crack Under Seismic Loading Condition[J]. Geotechnical and Geological Engineering,2009,7(4):529-538.
[7] Shukla S K, Hossain M M. Stability Analysis of Multi-directional Anchored Rock Slope Subjected to Surcharge and Seismic Loads[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering,2011,31(2):841-844.
[8] 许光祥.饱水岩石边坡抗倾覆稳定系数计算[J].岩土工程学报,1999,21(2):227-229.
XU Guang-xiang. Calculation of Stability Factor Against Overturning for Saturated Rock Slope[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,1999,21(2):227-229.(in Chinese)
[9] Das B M. Principles of Geotechnical Engineering (5th ed)[M]. Ontario: Thomson Canada Lt.,2006.