

doi: 10.3969/j.issn.1002-0268.2022.02.005

岩质边坡风化层的关键滑动面及其稳定性研究

钱健¹, 阮晓波², 龚永康¹

(1. 中交上海航道勘察设计研究院有限公司, 上海 200120;
2. 合肥工业大学 汽车与交通工程学院, 安徽 合肥 230009)

摘要: 为了分析具有类土特性的岩质边坡风化层的稳定性, 基于极限平衡原理改进了现有的对数螺旋线法。考虑到基岩的一般稳定性, 运用改进的对数螺旋线法, 建立相应的风化层稳定性分析计算模型, 此模型可以得到评价风化层稳定性安全系数的隐函数方程, 该方程包括了风化层的几何外形参数与岩土体力学特性参数等影响因素; 通过MATLAB程序的编写运行, 能够求出安全系数的值, 同时可以获得关键滑动面。通过对几何外形参数与岩土特性参数的单一调整, 对3种情况下风化层的稳定性进行对比分析。结果表明: 当基岩边坡坡角较大, 且不小于边坡坡角时, 基岩边坡坡角的变化对风化层稳定性产生的影响较小; 随着风化层岩土体黏聚力的增大, 基岩边坡坡角的减小有利于提高风化层的稳定性; 当风化层在坡顶处的宽度较小, 且基岩边坡坡角较小时, 岩质边坡风化层的破坏形式更可能为平移破坏, 此时关键滑动面在上下部会不同程度地更加接近基岩边坡坡面; 当风化层在坡顶处的宽度和基岩边坡坡角增大到某一值时, 风化层的稳定性将不受基岩边坡存在的影响, 与一般边坡失稳时的关键滑动面情形一致。此外, 张裂缝的作用可明显降低风化层的稳定性。该成果可以用于分析不同参数条件下的岩质边坡风化层的稳定性, 为风化层是否需要加固处理提供可靠的理论依据。

关键词: 道路工程; 关键滑动面; 稳定性分析; 岩质边坡; 风化层; 对数螺旋线法

中图分类号: TU416.1⁺4

文献标识码: A

文章编号: 1002-0268 (2022) 02-0040-09

Study on Critical Slip Surface and Stability of Weathering Layer of Rock Slope

QIAN Jian¹, RUAN Xiao-bo², GONG Yong-kang¹

(1. CCCC Shanghai Waterway Engineering Design and Consulting Co., Ltd., Shanghai 200120, China;

2. School of Automobile and Transportation Engineering, Hefei University of Technology, Hefei Anhui 230009, China)

Abstract: In order to analyse the stability of weathering layer of rock slope having soil-like characteristics, the existing log-spiral method is modified based on the limit equilibrium principle. Considering the general stability of bedrock, the corresponding weathering layer stability analysis and calculation model is established by using the improved log-spiral method. This model can obtain the implicit function equation for evaluating the safety factor of weathering layer stability, which includes the influencing factors such as the geometric shape parameters of weathered layer and the mechanical characteristic parameters of rock and soil. Then, the value of safety factor can be calculated and the critical slip surface can be obtained through the compilation and operation of MATLAB program. Through single adjustment of geometric shape parameters and geotechnical characteristic parameters, the stability of weathering layer under 3 working conditions is comparatively analysed. The result shows that (1) when the angle of the bedrock slope is large and not less than the slope angle, the change of the bedrock slope angle has little influence on the stability of weathering

收稿日期: 2020-12-23

基金项目: 中央高校基本科研业务费专项资金项目 (JZ2015HGBZ0458); 安徽省自然科学基金项目 (1608085QE121)

作者简介: 钱健 (1992-), 男, 安徽铜陵人, 硕士. (qianjian0921@163.com)

layer; (2) with the increase of the cohesion of weathering layer rock and soil, the decrease of the bedrock slope angle is beneficial to improve the stability of weathering layer; (3) when the width of the weathering layer at the top slope and the bedrock slope angle are small, the destruction of the weathering layer of rock slope is more likely to be translational failure, at this time, the critical slip surface will be differently closer to the bedrock slope surface in the upper and lower parts; (4) when the width of weathering layer at the slope top and the bedrock slope angle increase to certain values, the stability of the weathering layer will not be affected by the existence of bedrock slope, it is consistent with the situation when the critical slip surface of general slope loses stability. Additionally, the effect of tensile crack can obviously reduce the stability of weathering layers. The result can be used for analyzing the stability of the weathered layer of rock slopes under different parameter conditions, and provide a reliable theoretical basis for whether the weathered layer needs to be reinforced.

Key words: road engineering; critical slip surface; stability analysis; rock slope; weathering layer; log-spiral method

0 引言

岩质边坡由于风化作用通常会在基岩外部产生一层风化层。风化层一般是由残坡积层、全风化层、强风化层构成的类土质边坡的岩土结构,其岩土体的特征是破碎,土石混杂,分选性差,粒间结合力差,透水性强,常常被称为“土石混合体”、“类土岩”^[1]。在分析风化层的稳定性时,将其岩土体看作为均质的类土体;而由于基岩的存在,风化层的破坏将不同于一般的土质边坡。因而,传统的分析方法将不能直接用于风化层稳定性的分析。

对于均质材料的土质边坡来说,采用对数螺旋线滑动面近似边坡极限破坏的最危险滑动面更为合理^[2]。这是由于,作用于对数螺旋线滑动面上的每一点上的法向应力与切向应力的摩擦角部分的合力通过定义对数螺旋线的极点,使得此部分合力对于极点的力矩为零。这样建立的力矩平衡方程只有安全系数是未知量,从而不需要更多的假定便可以得到安全系数的解。在这里,我们将此种方法称为“对数螺旋线法”。此方法已经被广泛应用于边坡稳定性分析^[3-5]、主动土压力计算^[6-8]以及加筋土结构物设计^[9-15]。然而,将此种方法用于评价岩质边坡风化层的稳定性,目前尚未见报道。

本研究主要研究岩质边坡风化层的稳定性,基于现有的对数螺旋线法,考虑到基岩的一般稳定性,改进现有方法,建立相应的风化层稳定性分析计算模型。此计算模型可以综合考虑风化层的几何外形参数岩土体的力学特性参数,通过 MATLAB 程序的编写运行,获取不同参数条件的安全系数值与关键滑动面,将分析这些参数对风化层稳定性及关键滑动面的影响。

1 风化层稳定性分析计算模型

1.1 基本假定

岩质边坡风化层示意图如图 1 所示。区域 $D_1D_2D_3D_4$ 表示风化层, D_1D_2 表示坡面, D_2D_3 表示坡肩, H 表示边坡高度, H_L 表示风化层在坡肩顶处的宽度, α 表示坡顶坡角, w 表示坡角, w_0 表示基岩边坡坡角。

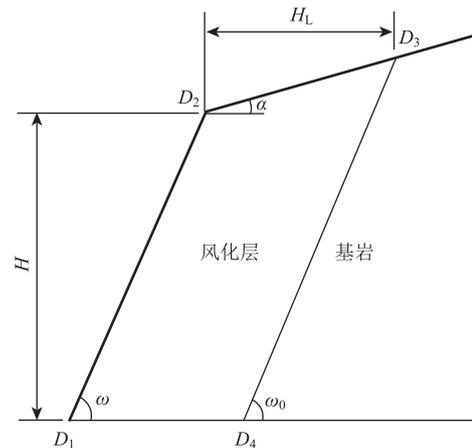


图 1 岩质边坡风化层示意图

Fig. 1 Schematic diagram of weathering layer of rock slope

为了能够顺利地建立分析岩质边坡风化层稳定性的计算模型,有必要事先做一些合理的假定。具体假定如下:

- (1) 风化层是类土体,是均质的库伦材料,破坏满足摩尔-库伦强度准则;
- (2) 基岩是稳定的,且其边坡坡面水平;
- (3) 关键滑动面在风化层内部沿着对数螺旋线滑动面在坡顶过 D_2D_3 范围内且过坡角(点 D_1)。

1.2 力矩平衡方程

对数螺旋线破坏体进行极限平衡分析, 建立力矩平衡等式。对数螺旋线破坏体的极限平衡分析示意图见图2, Z_c 为张裂缝深度, 且已知; $\psi = \tan \phi / FS$; φ 为覆盖层岩土体的内摩擦角; FS 为作用于滑动面上的安全系数。对数螺旋线滑动面在极坐标系中的表达式为^[16]:

$$R = Ae^{-\psi\beta}, \quad (1)$$

式中, R 为极点到对数螺旋线滑动面上某一点的矢径; β 为对数螺旋线滑动面上某一点在极坐标系中的角度; A 称为对数螺旋线常量, 由过点 D_1 和点 E 的对数螺旋线滑动面决定的。

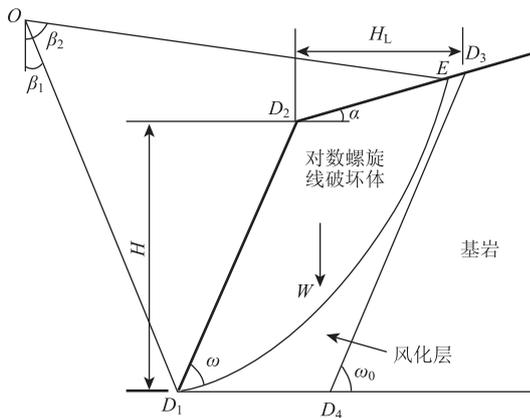


图2 岩质边坡风化层受力分析

Fig.2 Force analysis of weathered layer of rock slope

对极点 $O(x_c, y_c)$ 写出对数螺旋线破坏体极限平衡的力矩平衡等式, 具体如式(7)所示:

$$M_c = M_w, \quad (2)$$

式中, M_w 为对数螺旋线破坏体自身重力 W 产生的力矩; M_c 为对数螺旋线滑动面上的总黏聚力产生的力矩。

式(2)中的力矩 M_w 是驱使风化层发生破坏的驱动力, 而力矩 M_c 是抵抗风化层发生破坏的抵抗力矩。 M_w 是可以通过修改 Ebrahimi^[17] 的推导结果得到, 具体如式(3)所示:

$$\begin{aligned} M_w = & \gamma \int_{\beta_1}^{\beta_2} (Ae^{-\psi\beta} \cos \beta - Ae^{-\psi\beta_2} \cos \beta_2) (Ae^{-\psi\beta} \sin \beta) \\ & (Ae^{-\psi\beta}) (\cos \beta - \psi \sin \beta) d\beta - \gamma \left(\frac{1}{2} Y_1^2 \cot \omega \right) \\ & \left(Ae^{-\psi\beta_1} \sin \beta_1 + \frac{1}{3} Y_1 \cot \omega \right) + \gamma [(H - Y_1)^2 \cot \omega] \\ & \left[Ae^{-\psi\beta_1} \sin \beta_1 + Y_1 \cot \omega + \frac{1}{3} (H - Y_1) \cot \omega \right] + \\ & \gamma [(Z_c - H + Y_1) \cot \alpha (H - Y_1)] \\ & \left[Ae^{-\psi\beta_2} \sin \beta_2 - \frac{1}{2} (Z_c - H + Y_1) \cot \alpha \right] + \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \gamma (Z_c - H + Y_1)^2 \cot \alpha \left[Ae^{-\psi\beta_2} \sin \beta_2 - \right. \\ & \left. \frac{2}{3} (Z_c - H + Y_1) \cot \alpha \right], \quad (3) \end{aligned}$$

式中, γ 为风化层岩土重力密度; $Y_1 = Ae^{-\psi\beta_1} \cos \beta_2 - Ae^{-\psi\beta_2} \cos \beta_2$ 。

然而, M_c 通过 Vahedifard 等^[18] 推导及 Ruan 等^[14] 重新整理得到, 具体如式(4)所示:

$$M_c = \frac{c}{FS} \int_{\beta_1}^{\beta_2} (Ae^{-\psi\beta})^2 d\beta, \quad (4)$$

式中 c 为风化层岩土体黏聚力。

对于对数螺旋线常量 A 的求解, 可以通过分析图2中对数螺旋线破坏体的几何外形特性得到。

$$\begin{aligned} \text{即: } A = & [H - Z_c - H(\cot \omega \tan \alpha)] / \{ e^{-\psi\beta_1} (\cos \beta_1 + \\ & \sin \beta_1 \tan \alpha) - e^{-\psi\beta_2} (\cos \beta_2 + \sin \beta_2 \tan \alpha) \}. \quad (5) \end{aligned}$$

1.3 安全系数隐函数方程

通过力矩平衡关系, 如式(2)所示, 结合式(3)和式(4), 可以推导出关于安全系数 FS 的隐函数方程式, 具体如下式所示:

$$\begin{aligned} & \gamma \int_{\beta_1}^{\beta_2} (Ae^{-\psi\beta} \cos \beta - Ae^{-\psi\beta_2} \cos \beta_2) (Ae^{-\psi\beta} \sin \beta) (Ae^{-\psi\beta}) \\ & (\cos \beta - \psi \sin \beta) d\beta - \gamma \left(\frac{1}{2} Y_1^2 \cot \omega \right) \\ & \left(Ae^{-\psi\beta_1} \sin \beta_1 + \frac{1}{3} Y_1 \cot \omega \right) + \gamma [(H - Y_1)^2 \cot \omega] \\ & \left[Ae^{-\psi\beta_1} \sin \beta_1 + Y_1 \cot \omega + \frac{1}{3} (H - Y_1) \cot \omega \right] + \\ & \gamma [(Z_c - H + Y_1) \cot \alpha (H - Y_1)] \left[Ae^{-\psi\beta_2} \sin \beta_2 - \right. \\ & \left. \frac{1}{2} (Z_c - H + Y_1) \cot \alpha \right] + \gamma (Z_c - H + Y_1)^2 \cot \alpha \\ & \left[Ae^{-\psi\beta_2} \sin \beta_2 - \frac{2}{3} (Z_c - H + Y_1) \cot \alpha \right] - \\ & \frac{c}{FS} \int_{\beta_1}^{\beta_2} (Ae^{-\psi\beta})^2 d\beta = 0. \quad (6) \end{aligned}$$

1.4 安全系数求解

为了使所求得的安全系数值在理论上是合理的, 编制程序求解的时候, 需要给出一定的判断条件来排除不合理的值, 具体判断条件如下:

$$(1) A > 0;$$

$$(2) X_1 > 0 \text{ 且 } X_1 < X_2, \text{ 其中, } X_1 = (Ae^{-\psi\beta_2} \sin \beta_2 - Ae^{-\psi\beta_1} \sin \beta_1) - Y_1 \cot \omega, X_2 = H_L \sin(\omega_0 - \alpha) / (\cos \alpha \sin \omega_0) - (H - Y_1) \cot \omega_0;$$

$$(3) |FG| > |KG|, \text{ 其中, } |FG| = Ae^{-\psi\beta_1} \sin \beta_1 - Ae^{-\psi\beta} \sin \beta, |KG| = [(Ae^{-\psi\beta} \sin \beta - Ae^{-\psi\beta_1} \sin \beta_1) - [(H \cot \omega + H_L) - (H + H_L \tan \alpha) \cot \omega_0]] \tan \omega_0.$$

满足判断条件 (1) 是显而易见。满足判断条件 (2) 是为了对数螺旋线滑动面能够出现在边坡坡顶范围内。满足判断条件 (3) 是为了使对数螺旋线滑动面不至于和基岩边坡坡面相交, 如图 3 所示。通过 MATLAB 软件编制求解安全系数 FS 的计算程序, 下面给出了计算程序编制的流程图, 如图 4 所示, 其中 FS 表示迭代计算过程中的安全系数计算值。

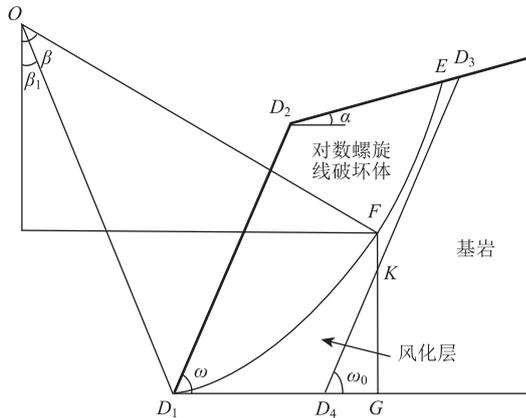


图 3 判断条件 (3) 所需满足的情形示意图

Fig. 3 Schematic diagram of circumstance of judgment condition (3) need to be met

2 与双楔体法对比分析

为了验证本研究方法 (M_2) 的合理性, 将其计算的安全系数与传统的双楔体法 (M_1) 计算的结果进行对比分析。参数的基本取值如下: 边坡高度 $H=10.0$ m, 张裂缝深度 $Z_c=0$, 坡顶坡角 $\alpha=5^\circ$, 边坡坡角 $\omega=60^\circ$, 风化层岩土体重力密度 $\gamma=17.3$ kN/m³, 风化层岩土体内摩擦角 $\varphi=25.5^\circ$, 风化层岩土体黏聚力 $c=6.5$ kPa。当采用双楔体法计算安全系数时,

表 1 本研究方法与双楔体法计算安全系数对比

Tab. 1 Comparison of safety factors obtained from proposed method and double-wedge method

$\alpha=5^\circ$	$\omega_0=55^\circ$		$\omega_0=60^\circ$		$\omega_0=65^\circ$							
	$H_L=2.0$ m	$H_L=3.0$ m	$H_L=2.0$ m	$H_L=3.0$ m	$H_L=2.0$ m	$H_L=3.0$ m						
$\gamma=17.3$ kN/m ³	M_1	M_2	M_1	M_2	M_1	M_2	M_1	M_2	M_1	M_2	M_1	M_2
$\varphi=20^\circ$	0.749	0.836	0.669	0.656	0.723	0.688	0.724	0.621	0.797	0.640	0.841	0.615
$\varphi=25^\circ$	0.841	0.911	0.786	0.735	0.848	0.765	0.876	0.710	0.944	0.724	1.003	0.709
$\varphi=30^\circ$	0.945	0.987	0.919	0.823	0.976	0.848	1.020	0.807	1.094	0.814	1.176	0.807
$c=3.0$ kPa	0.572	0.601	0.571	0.545	0.659	0.548	0.727	0.545	0.780	0.545	0.873	0.545
$c=6.0$ kPa	0.814	0.869	0.773	0.715	0.831	0.740	0.868	0.696	0.934	0.706	0.998	0.696
$c=10.0$ kPa	1.096	1.226	0.971	0.943	1.050	0.998	1.037	0.882	1.132	0.918	1.171	0.868

3 影响因素分析

为了分析不同参数对岩质边坡风化层稳定性的

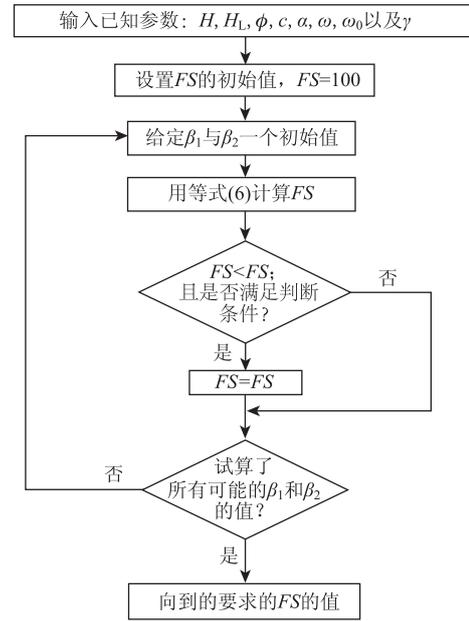


图 4 计算安全系数 FS 的流程图

Fig. 4 Flowchart of calculating safety factor FS

假设风化层岩土与基岩或者地基的界面摩擦角和黏聚力分别等于风化层岩土体的内摩擦角和黏聚力。

本研究方法与双楔体法计算的不同情况下的安全系数如表 1 所示。从表中可以看出, 当 $\omega_0=55^\circ$, $H_L=2.0$ m 时, 双楔体法计算出的安全系数小于本研究方法计算的结果, 因而此时岩质边坡风化层的关键破坏模式是沿着基岩边坡坡面及地基表面滑动的平移破坏模式。然而, 随着风化层在坡肩顶处宽度或者基岩边坡坡角的增加, 岩质边坡风化层的失稳将发生在其内部。若此时岩质边坡风化层的岩土体接近均质的库伦材料, 按照本研究方法计算风化层的安全系数在一定程度上是合理的。

影响, 首先给出了参数分析中所需参数的基本值和其变化范围, 具体如表 2 所示。并且在参数分析中考虑了 3 种不同情况下边坡几何外形参数对安全系

数 FS 的影响, 即情况 I: $\omega = 55^\circ$, $\omega_0 = 50^\circ$; 情况 II: $\omega = 55^\circ$, $\omega_0 = 55^\circ$; 情况 III: $\omega = 55^\circ$, $\omega_0 = 60^\circ$ 。此外, 同时分别考虑 $Z_c = 0$ 和 $Z_c = 2.0$ m 的情形。

表 2 参数分析中的基本取值与变化范围

Tab. 2 Basic values and its ranges their for parameter analysis

参数	参数名称	基本值	取值范围
几何外形 参数	H/m	8	6~10
	H_L/m	3	2~4
	$\omega/(\circ)$	55	55~65
	$\omega_0/(\circ)$	55	$(\omega-5)-(\omega+5)$
	$\alpha/(\circ)$	5	0~10
力学特性 参数	$\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	17.3	16.0~20.0
	c/kPa	6.5	3.0~10.0
	$\varphi/(\circ)$	25.5	20.0~30.0

3.1 几何外形参数对 FS 的影响

首先, 分析当 $Z_c = 0$ 时的情形。边坡高度 H 对安全系数 FS 的影响如图 5 (a) 所示, 当 H 从 6 m 变化到 10 m 时, 在情况 I 到 III 的条件下, FS 分别减小了 15.66%, 19.26% 和 19.39%。此时, 在情况 III 条件下, H 对 FS 的影响程度最大。风化层在坡顶处的宽度 H_L 对 FS 的影响如图 5 (b) 所示, 当 H_L

从 2.0 m 变化到 4.0 m 时, 在情况 I 到 III 的条件下, FS 分别减小了 14.92%, 3.84%, 0.65%; 可以说情况 I 条件下, H_L 对 FS 的影响程度最大。坡顶倾角 α 对 FS 的影响如图 5 (c) 所示, 当 α 从 0 变化到 10° 时, 在情况 I 到 III 的条件下, FS 分别增加了 2.26%, 减小了 0.28% 和 0.28%。可以看出, 情况 I 条件下 FS 随 α 的变化趋势不同于另外两种情况下的, 这也许是因为此种情况下发生了平移破坏, 从而导致用本研究方法计算的 FS 偏大。边坡坡角 α 对 FS 的影响如图 5 (d) 所示, 当 ω 从 55° 变化到 65° 时, 在情况 I 到 III 的条件下, FS 分别减小了 16.75%, 16.01%, 16.01%。可以看出, 在情况 I 条件下, ω 对 FS 的影响程度最大。基岩边坡坡角 ω_0 对 FS 的影响如图 5 (e) 所示, 当 ω_0 从 45° 变化到 65° 时, FS 减小了 11.77%; 当 $\omega_0 = 53^\circ$ 时, FS 则不再变化, 这主要是因为关键滑动面不再受基岩坡面的影响。然而, 当 $Z_c = 2.0$ m 时, 从图 5 中可以看出, 安全系数随几何参数的变化趋势与 $Z_c = 0$ 时一致, 而存在张裂缝时安全系数明显偏小。

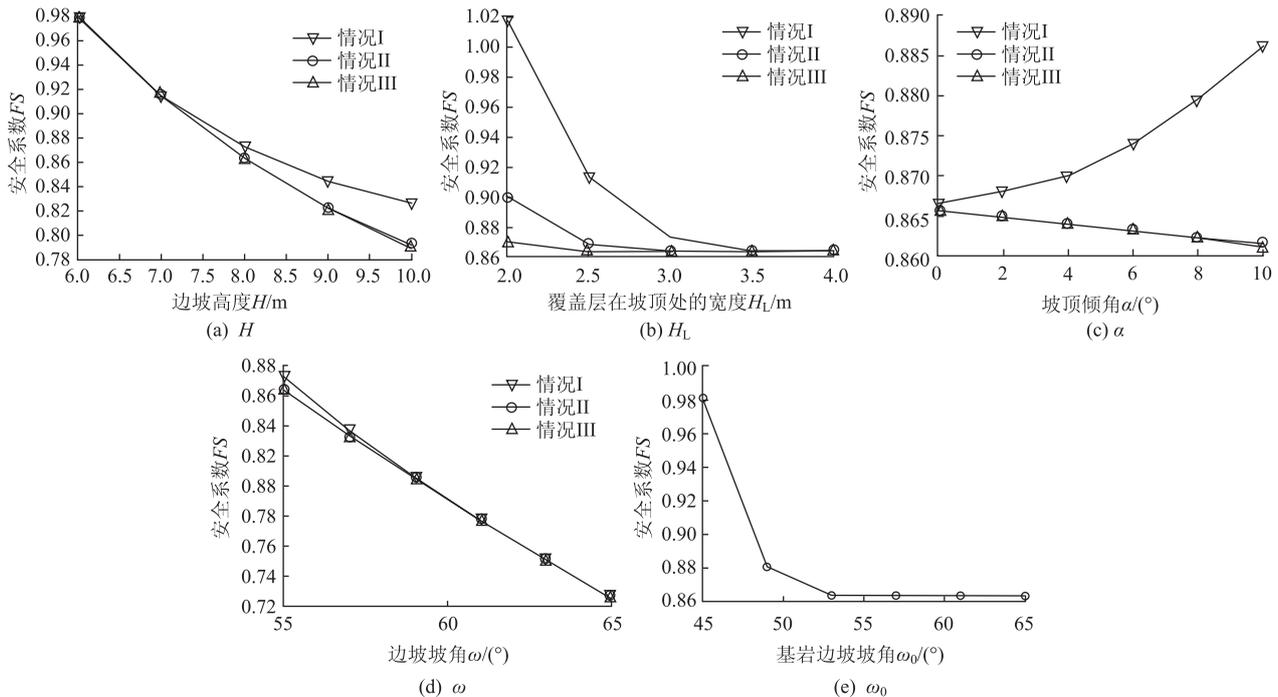


图 5 不同情况下几何外形参数对 FS 的影响

Fig. 5 Influence of geometric parameters on FS in different cases

从上面的结果可以看出, 随着边坡高度或者坡顶坡角变化, 基岩边坡坡角的增大对 FS 影响的变化将减弱; 当风化层在坡顶处的宽度或者边坡坡角增大到某一值时, 基岩边坡坡角的变化对 FS 的影响可以忽略; 在特定的边坡坡角条件下, 当基岩边坡坡

角增加到某一值时, FS 将不再随其变化而变化, 这说明此时风化层的失稳不再受基岩边坡存在的影响。

3.2 岩土体力学特性参数对 FS 的影响

首先, 分析无张裂缝影响的情形, 即 $Z_c = 0$ 。风化层岩土体重力密度 γ 对安全系数 FS 的影响如图 6 (a)

所示, 当 γ 从 16.0 kN/m^3 变化到 20.0 kN/m^3 时, 在情况 I 到 III 的条件下, FS 分别减小了 9.60% , 8.80% 和 8.80% ; 可以看出, 在情况 I 条件下, γ 对 FS 的影响程度最大; 而情况 II 和 III 条件下的影响程度相当。风化层岩土体黏聚力 c 对 FS 的影响如图 6 (b) 所示, 当 c 从 3.0 kPa 变化到 10.0 kPa 时, 在情况 I 到 III 的条件下, FS 分别增加了 67.17% , 61.46% 和 60.97% 。可以看出, 在情况 I 条件下, c 对 FS 的影响程度最大。风化层岩土体内摩擦角 φ 对 FS 的影响如图 6 (c) 所示, 当 φ 从 20.0° 变化到

30.0° 时, 在情况 I 到 III 的条件下, FS 分别增加了 27.60% , 30.46% 和 30.50% 。可以看出, 在情况 III 条件下, φ 对 FS 的影响程度最大, 但与情况 II 条件下情形差别不大。综合上面的分析可以看出, 不论在岩土体重力密度条件下, 还是在黏聚力或者内摩擦角条件下, 随着基岩边坡坡角的增大, 其对 FS 影响程度的变化将减弱。然而, 当 $Z_c = 2.0 \text{ m}$ 时, 安全系数随力学特性参数的变化趋势与 $Z_c = 0$ 时一致, 并且和图 5 中的情况一样, 张裂缝存在会导致安全系数减小。

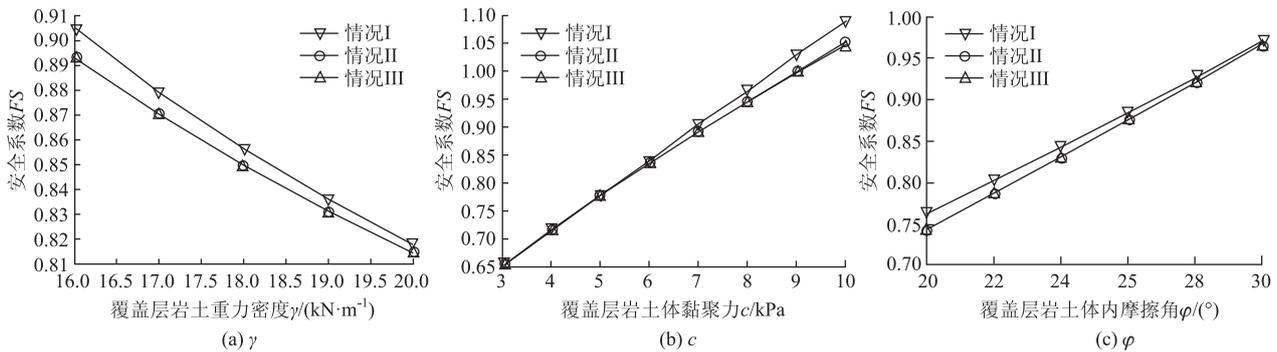


图 6 不同情况下岩土体力学特性参数对 FS 的影响

Fig. 6 Influence of rock-soil mechanical characteristic parameters on FS in different cases

3.3 关键滑动面分析

3.3.1 φ 对关键滑动面的影响

为了分析风化层岩土体内摩擦角 φ 对关键滑动面的影响, 首先给定一些基本的参数值, 具体如下: 边坡高度 $H = 10 \text{ m}$, 张裂缝深度 $Z_c = 2.0 \text{ m}$, 边坡坡角 $\omega = 60^\circ$, 风化层岩土体黏聚力 $c = 6.5 \text{ kPa}$ 。并且考虑 3 种情况: 情况 I, $\varphi = 20.0^\circ$; 情况 II, $\varphi = 25.0^\circ$; 情况 III, $\varphi = 30.0^\circ$ 。

当 $H_L = 2.0 \text{ m}$, $\omega = 60^\circ$, $\omega_0 = 55^\circ$ 时, φ 对关键滑动面的影响如图 7 (a) 所示, 可以看出, 随着 φ 的增加, 关键滑动面在底部更接近基岩边坡坡面。当 ω_0 增加到 60° 时, φ 对关键滑动面的影响如图 7 (b) 所示, 此时情况 I、II 及 III 条件下的关键滑动面非常接近。当 ω_0 再增加到 65° 时, φ 对关键滑动面的影响如图 7 (c) 所示, 与图 7 (b) 的情形相似, 情况 I、II 及 III 条件下的关键滑动面也是比较接近的。

当 $H_L = 3.0 \text{ m}$, $\omega = 60^\circ$, $\omega_0 = 55^\circ$ 时, φ 对关键滑动面的影响如图 7 (d) 所示, 关键滑动面的情形如图 7 (a) 所示; 当 ω_0 增加到 60° 时, φ 对关键滑动面的影响如图 7 (e) 所示, 情况 II 和 III 条件下的关键滑动面不受基岩边坡的影响。当 ω_0 再增加到 65° 时, φ 对关键滑动面的影响如图 7 (f) 所示, 可以

看出, 随着 φ 的增加, 关键滑动面远离基岩边坡坡面, 将不受基岩边坡存在的影响。

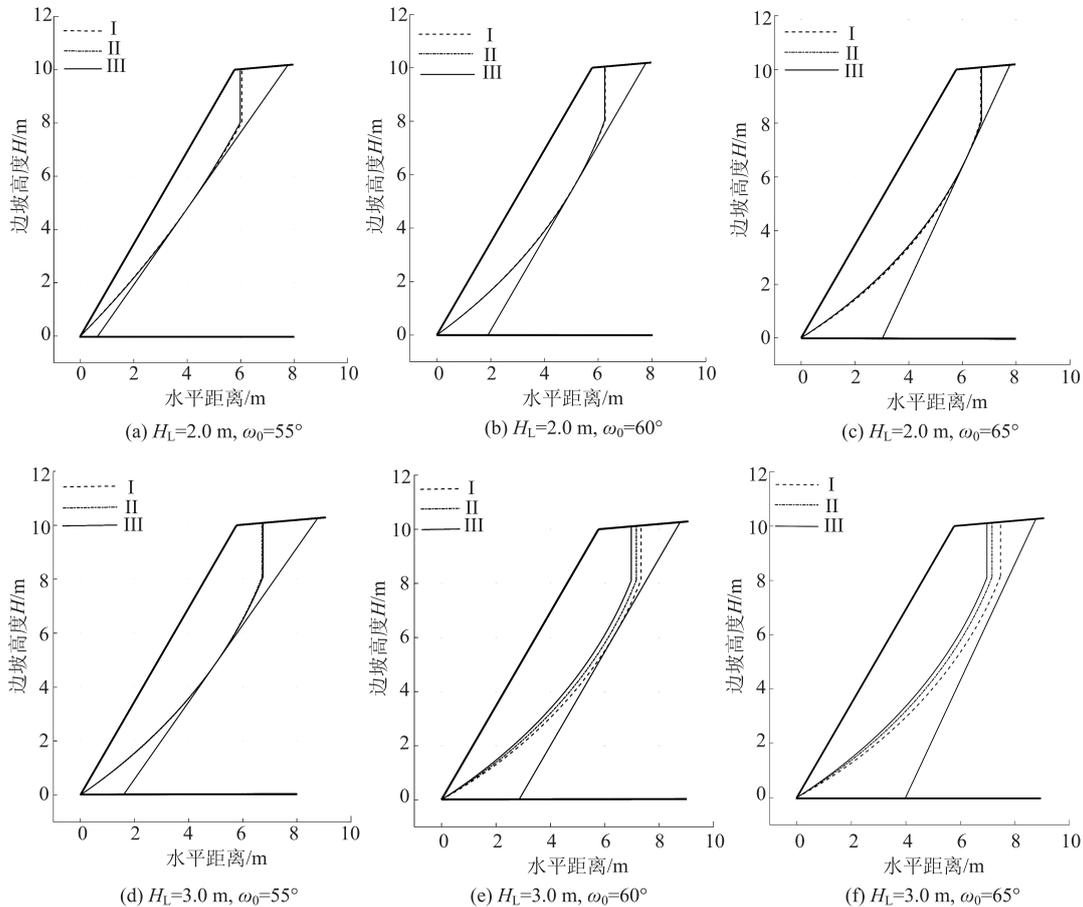
通过关键滑动面的观察, 还可以发现, 随着基岩边坡坡角的增大, 关键滑动面与基岩边坡坡面最接近处在往坡顶移动, 这有助于获得最大的破坏体体积以获得最小 FS 值。

3.3.2 c 对关键滑动面的影响

为了分析风化层岩土体黏聚力 c 对关键滑动面的影响, 首先给定一些基本的参数值, 具体如下: 边坡高度 $H = 10 \text{ m}$, 张裂缝深度 $Z_c = 2.0 \text{ m}$, 边坡坡角 $\omega = 60^\circ$, 风化层岩土体内摩擦角 $\varphi = 25.5^\circ$ 。并且考虑 3 种情况: 即情况 I, $c = 3.0 \text{ kPa}$; 情况 II, $c = 6.0 \text{ kPa}$; 情况 III, $c = 10.0 \text{ kPa}$ 。

当 $H_L = 3.0 \text{ m}$, $\omega = 60^\circ$, $\omega_0 = 55^\circ$ 时, c 对关键滑动面的影响如图 8 (d) 所示, 关键滑动面的情形相似于图 8 (c)。当 ω_0 增加到 60° 时, c 对关键滑动面的影响如图 8 (e) 所示, 可以看出, 情况 I 和 II 条件下关键滑动面不受基岩边坡的影响。当 ω_0 再增加到 65° 时, c 对关键滑动面的影响如图 8 (f) 所示, 可以看出, 情况 I, II 和 III 条件下的关键滑动面不受基岩边坡的影响。

综合以上分析发现, 随着基岩边坡坡角的增大,

图7 φ 对关键滑动面的影响Fig. 7 Influence of φ on critical slip surface

关键滑动面与基岩边坡坡面最接近处往坡顶移动；同时，较小的岩土体黏聚力条件下，关键滑动面不易受基岩边坡存在的影响。

4 结论

本研究建立了分析岩质边坡风化层稳定性的计算模型，该模型考虑了基岩边坡的影响作用。通过力矩平衡方程的建立和求解，得到评价岩质边坡风化层稳定性的安全系数隐函数方程。最后运用MATLAB编制程序，计算出安全系数的值。

本研究的计算模型包括边坡几何外形参数、风化层岩土体力学特性参数等影响因素，并且可以分析这些参数对安全系数与关键滑动面的影响。通过参数分析，得到如下结论。

(1) 风化层的几何外形参数包括：边坡高度、风化层在坡顶处的宽度、张裂缝深度、坡顶坡角、边坡坡角和基岩边坡坡角。由于基岩的影响，存在如下的情况：当不考虑张裂缝作用时，当基岩边坡坡角不小于边坡坡角时，随着边坡高度、坡顶坡角

或者边坡坡角的增大，基岩边坡坡角的变化对风化层的稳定性影响不大；当风化层在坡顶处的宽度足够大时，边坡坡角和基岩边坡坡角的关系对风化层稳定性的影响可以忽略；当边坡坡角 55° 时，基岩边坡坡角在达到 53° 之后，其继续增大不再影响风化层的稳定性。然而，当考虑张裂缝作用时，风化层稳定性明显降低。

(2) 风化层岩土体力学特性参数包括：风化层岩土体的重力密度、黏聚力和内摩擦角。同样是由于基岩存在影响的作用，出现如下情况：当基岩边坡坡角不小于边坡坡角时，随着风化层岩土体重力密度或者内摩擦角的增大，基岩边坡坡角的变化对风化层的稳定性影响较小；而随着风化层岩土体黏聚力的增大，基岩边坡坡角的减小有利于提升风化层的稳定性。

(3) 当风化层在坡顶处的宽度较小，且基岩边坡坡角较小时，关键滑动面在上下部会不同程度的更加接近基岩边坡坡面，这是由于该情况下，岩质边坡风化层的破坏形式更可能为平移破坏。当风化

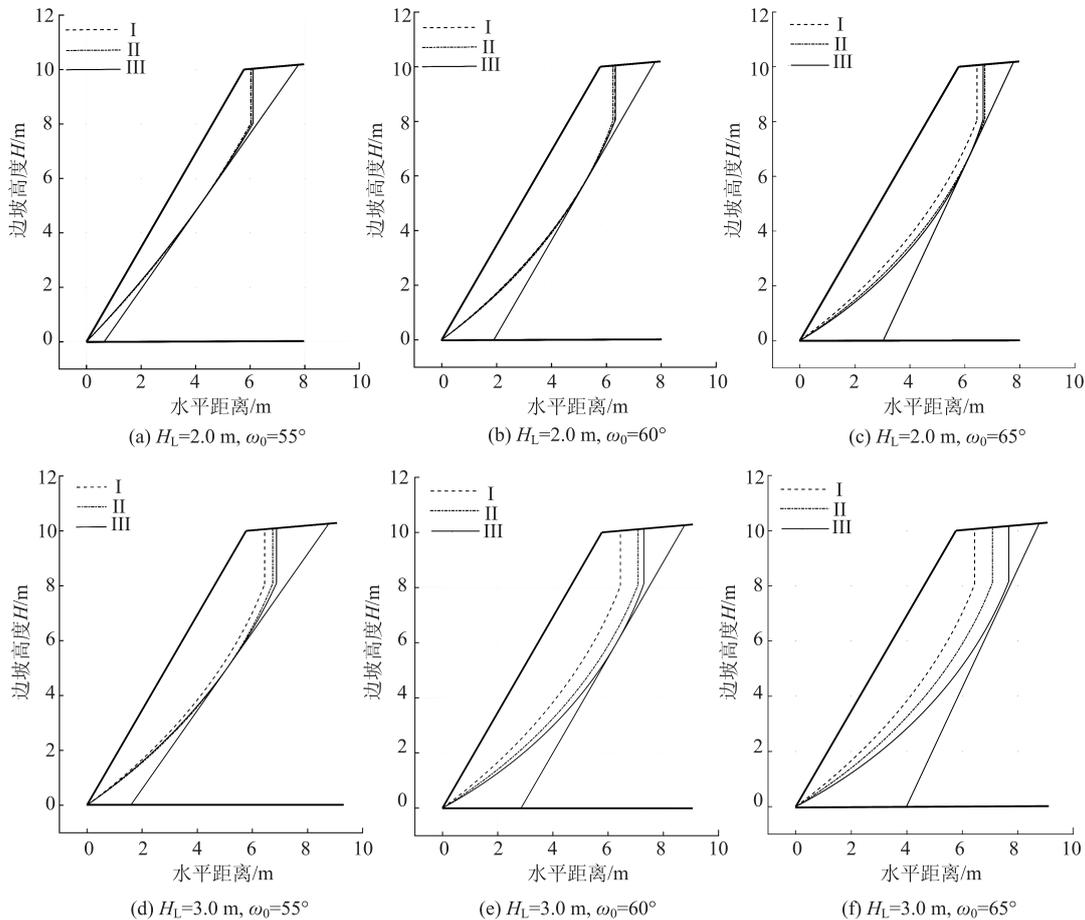


图 8 c 对关键滑动面的影响

Fig. 8 Influence of c on critical slip surface

层在坡顶处的宽度和基岩边坡坡角增大到某一值时, 关键滑动面逐渐远离基岩边坡坡面, 与一般边坡失稳时的关键滑动面情形一致, 即风化层的稳定性不受基岩边坡存在的影响。

参考文献:

References:

[1] 谭捍华. 类土质边坡稳定性及其控制技术研究 [D]. 重庆: 重庆大学, 2011.
TAN Han-hua. Study on Stability and Controlling Techniques of Cutting Slope in Pseudo-soil [D]. Chongqing: Chongqing University, 2011.

[2] DUNCAN J M, WRIGHT S G. Soil Strength and Slope Stability [M]. New Jersey: John Wiley & Sons, USA, 2005.

[3] LESHCHINSKY B A. Nested Newmark Model to Calculate the Post-earthquake Profile of Slopes [J]. Engineering Geology, 2018, 233: 139–145.

[4] MATHEWS N, LESHCHINSKY B A, OLSEN M J, et al. Spatial Distribution of Yield Accelerations and Permanent Displacements: A Diagnostic Tool for Assessing

Seismic Slope Stability [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2019, 126: 105811.

[5] STOCKTON E, LESHCHINSKY B A, OLSEN M J, et al. Influence of Both Anisotropic Friction and Cohesion on the Formation of Tension Cracks and Stability of Slopes [J]. Engineering Geology, 2019, 249: 31–44.

[6] VAHEDIFARD F, LESHCHINSKY B A, MORTEZAEI K et al. Active Earth Pressures for Unsaturated Retaining Structures [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2015, 141 (11): 04015048.

[7] HAN X F, CAI Z Y, HOU W N, et al. Passive Earth Pressure under the Log-spiral Failure Mechanism [C] // 2019 International Conference on Civil and Hydraulic Engineering. [S. l.]: IOP Publishing Ltd., 2019.

[8] ABDOLLAHI M, VAHEDIFARD F, ABED M, et al. Effect of Tension Crack Formation on Active Earth Pressure Encountered in Unsaturated Retaining Wall Backfills [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2021, 147 (2): 06020028.

[9] RUAN X, LESHCHINSKY D, LESHCHINSKY B A.

- Global Stability of Bilinear Reinforced Slopes [J]. Transportation Infrastructure Geotechnology, 2015, 2 (1): 34-46.
- [10] RUAN X, GUO X, LUO Y S, et al. Seismic Design of Bilinear Geosynthetic-reinforced Slopes [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2017, 100: 454-457.
- [11] LESHCHINSKY D, LESHCHINSKY B A, LESHCHINSKY O. Limit State Design Framework for Geosynthetic-reinforced Soil Structures [J]. Geotextiles and Geomembranes, 2017, 45: 642-652.
- [12] RUAN X, HAN X, ZHU D, et al. Impact of Embedment Resistance on Required Reinforcement Force in MSE Walls [J]. Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering, 2020, 44 (2): 767-773.
- [13] YANG S, GAO Y, LESHCHINSKY B A, et al. Internal Stability Analysis of Reinforced Convex Highway Embankments Considering Seismic Loading [J]. Geotextiles and Geomembranes, 2020, 48: 221-229.
- [14] RUAN X, LUO Y S, YAN J, et al. Seismic Internal Stability of Bilinear Geosynthetic-reinforced Slopes with Cohesive Backfills [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2021, 143: 106599.
- [15] 包承纲, 丁金华, 汪明元. 极限平衡理论在加筋土结构设计中应用的评述 [J]. 长江科学院院报, 2014, 31 (3): 1-10.
- BAO Cheng-gang, DING Jin-hua, WANG Ming-yuan. Review on Limited Balance Theory Applied in the Design of Reinforced Soil Structures [J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2014, 31 (3): 1-10.
- [16] BAKER R, GARBER M. Theoretical Analysis of the Stability of Slopes [J]. Géotechnique, 1978, 28 (4): 395-411.
- [17] LESHCHINSKY D, EBRAHIMI S, VAHEDIFARD F, et al. Extension of Mononobe-Okabe Approach to Unstable Slopes [J]. Soils and Foundations, 2012, 52 (2): 239-256.
- [18] VAHEDIFARD F, LESHCHINSKY B A, SEHAT S, et al. Impact of Cohesion on Seismic Design of Geosynthetic-reinforced Earth Structures [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014, 140 (6): 04014016.

(上接第29页)

- [13] 张阳, 鲍超, 刘榕. 预制RPC柱降低大跨PC刚构桥跨中长期下挠分析 [J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2016, 43 (3): 8-14.
- ZHANG Yang, BAO Chao, LIU Rong. Analysis of Precast RPC Column on Reducing Long-term Mid-span Deflection of Rigid Frame Bridge [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences Edition), 2016, 43 (3): 8-14.
- [14] 朱张峰, 郭正兴, 汤磊. 新型混合装配式混凝土剪力墙抗震性能试验研究及有限元分析 [J]. 土木工程学报, 2018, 51 (3): 36-43.
- ZHU Zhang-feng, GUO Zheng-xing, TANG Lei. Experimental Study and FEA on Seismic Performance of New Hybrid Precast Concrete Shear Walls [J]. China Civil Engineering Journal, 2018, 51 (3): 36-43.
- [15] 龙小波. 钢管混凝土轴心受压短柱试验及数值模拟研究 [D]. 长沙: 湖南大学, 2014.
- LONG Xiao-bo. Experimental Study and Numerical Simulation on Concrete-filled Steel Tubular Stub Columns under Axial Compression [D]. Changsha: Hunan University, 2014.
- [16] MH/T 5004—2010, 民用机场水泥混凝土道面设计规范 [S].
- MH/T 5004—2010, Specifications for Airport Cement Concrete Pavement Design [S].
- [17] 张献民, 董倩, 吕耀志, 等. 水泥混凝土跑道边缘区域力学响应 [J]. 南京航空航天大学学报, 2013, 45 (5): 693-699.
- ZHANG Xian-min, DONG Qian, LÜ Yao-zhi, et al. Mechanical Responses of Edge of Rigid Airport Pavement Under Aircraft Loadings [J]. Journal of Nanjing University of Aeronautics & Astronautics, 2013, 45 (5): 693-699.
- [18] 刘涛. 重载交通斜向预应力混凝土路面研究 [D]. 西安: 长安大学, 2018.
- LIU Tao. Study on Oblique Prestressed Concrete Pavement under Heavy-load Transport [D]. Xi'an: Chang'an University, 2018.