

比奥固结理论下基于有效应力法的尾矿库稳定性分析

吴焕新¹, 张 峰²

(1. 中冶长天国际工程有限责任公司, 湖南 长沙 410205; 2. 河海大学 力学与材料学院, 江苏 南京 210098)

摘要: 抗滑稳定计算是尾矿库安全评价的重要内容。由于无法有效估算因尾矿库上升而引起的超静孔隙水压力, 目前常采用总应力法进行稳定性分析。然而, 尾矿库的整个生命周期内, 均可能存在超静孔隙压力, 且该部分超静孔隙压力的影响不可忽视。以某平地型尾矿库为例, 基于比奥固结理论, 采用有限单元法定性分析尾矿库断面堆坝期和退役期超静孔隙压力的产生和消散, 并以此进行有效应力法的稳定性计算。结果表明: 1) 超静孔隙压力在堆坝末期达到最大, 约为 130 kPa, 全部消散需要约 28 a; 2) 在堆坝末期, 利用有效应力法计算的抗滑稳定安全系数为 1.486, 随着坝体有效应力的增长, 超静孔压全部消散后的安全系数达到 1.648, 增长幅度约为 11%; 3) 采用有效应力法可以较为细致地考虑尾矿库上升过程中超静孔隙水压力对坝体稳定性的影响, 且结果更为科学可靠。

关键词: 尾矿固结; 超静孔隙水压力; 有效应力法; 稳定性分析

中图分类号: TU441⁺.35

文献标识码: A

文章编号: 1673-8993(2024)05-0016-06

doi:10.13402/j.gcjs.2024.05.057

Stability analysis of tailings pond based on effective stress method under Biot consolidation theory

WU Huanxin¹, ZHANG Feng²

(1. Zhongye Changtian International Engineering Co., Ltd., Changsha 410205, Hunan, China;

2. College of Mechanics and Materials, Hohai University, Nanjing 210098, Jiangsu, China)

Abstract: The calculation of anti-slip stability is an important part of the safety evaluation of tailings pond. Since it is not possible to effectively estimate the excess pore water pressure caused by the rise of the tailings pond, the total stress method is often used for stability analysis. However, there may be excess pore water pressure in the whole life cycle of the tailings pond, and the influence of this part of the excess pore water pressure cannot be ignored. Based on Biot's consolidation theory, a flat tailings pond is taken as an example, and the finite element method is used to qualitatively analyze the generation and dissipation of excess pore water pressure in the section of tailings pond during dam-filling and decommissioning, and then the stability calculation of the effective stress method is carried out. The results show that: 1) The excess pore water pressure reaches the maximum at the end of the dam-filling, which is about 130 kPa, and it takes about 28 a for it to dissipate completely; 2) At the end of dam-filling, the safety factor of anti-sliding stability calculated by effective stress method is 1.486, and with the increase of effective stress of dam body, the safety factor after excess pore water pressure is completely dissipated reaches 1.648, with an increase of about 11%; 3) The effective stress method can be used to consider the influence of excess pore water pressure on the stability of the dam body during the rising process of the tailings pond in detail, and the results are more scientific and reliable.

Key words: tailings consolidation; excess pore water pressure; effective stress method; stability analysis

收稿日期: 2023-11-27

作者简介: 吴焕新(1983—), 男, 高级工程师, 从事尾矿库方面的设计研究。

通信作者: 张 峰(1987—), 男, 博士研究生, 从事工程仿真方面的研究。

尾矿库抗滑稳定分析是评价尾矿库安全度的重要环节。《尾矿设施设计规范》(GB 50863—2013)和《尾矿库安全规程》(GB 39496—2020)均对尾矿库稳定性分析做出明确规定。抗滑稳定分析方法目前主要有总应力法和有效应力法两种,二者的区别在于超静孔隙水压力处理方式的不同。前者由于无法精确确定超静孔隙水压力而采用不排水指标考虑该部分影响;后者则根据有效应力原理,确定土体抗剪强度,理论较为严格。因此,采用有效应力法分析边坡稳定更为科学。而有效应力稳定性分析的关键是如何确定计算区域的孔隙水压力。目前,多数尾矿库因无法准确估计其内部的超静孔隙压力,而只能采用总应力法来计算边坡稳定。

关于尾矿库上升过程中引起的超静孔隙水压力及基于有效应力法的稳定分析方面的研究不多。何秉顺^[1]通过尾矿库坝体内部超孔隙压力的消散程度,将尾矿库生命周期分为初期坝施工结束期、堆坝期、退役期等 3 个阶段,并分别讨论了其计算方法和使用参数;王国华等^[2]对龙都尾矿库进行地震工况下的有效应力法分析时,仅考虑了地震动孔压,未涉及因堆载而形成的超静孔压;李强等^[3]结合流固耦合和强度折减法对承德某尾矿库进行稳定计算时,没有考虑因堆载而形成的超静孔压。

本文以某平地形尾矿库为例,基于比奥固结理论,采用有限元法定量分析堆坝期和退役期的超静孔隙压力,使用有效应力法分析稳定性,同时探讨该部分超静孔隙压力对于稳定性的影响,以期同类工程提供参考。

1 尾矿库稳定性分析的有效应力法

1.1 比奥固结及其实现

土的固结问题是土力学中的重要研究课题之一^[4]。在实际工程中,地基土的压缩、建筑物的沉降及稳定性,均与时间有关。随着土体超静孔隙压力的逐渐消散,内部孔隙水缓慢渗出,体积逐渐减小,即为土的固结。最早的固结理论是由太沙基于 1925 年提出,它建立在许多简化假设的基础上,特别是只考虑孔隙水沿竖向流动所引起

的竖向变形,故常被称为古典的一维固结理论^[5]。比奥从较严格的固结机理出发,推导了准确反映孔隙压力消散与土骨架变形相互关系的固结方程,一般称为真固结理论^[6],其二维方程形式如下。

$$\begin{cases} -G \nabla^2 u_x + \frac{G}{1-2\mu} \cdot \frac{\alpha \varepsilon_v}{\alpha x} + \frac{\alpha u}{\alpha x} = 0 \\ -G \nabla^2 u_z + \frac{G}{1-2\mu} \cdot \frac{\alpha \varepsilon_v}{\alpha z} + \frac{\alpha u}{\alpha z} = -\gamma \\ \frac{k}{\gamma_w} \nabla^2 u - \frac{\alpha \varepsilon_v}{\alpha t} = 0 \end{cases} \quad (1)$$

式中: ∇^2 为拉普拉斯算子; G 为土的剪切模量, MPa; u_x 、 u_z 分别为 x 、 z 方向的位移, mm; u 为孔隙水压力, 是 x 、 z 二向坐标与时间 t 的函数, kPa; ε_v 为土的体应变; μ 为泊松比; γ 为土的容重, kN/m³; γ_w 为水的容重, kN/m³; k 为渗透系数, 二向同性, m/s。

该偏微分方程组的直接求解较为困难,但随着计算技术的发展,特别是有限单元法的应用,上述求解变得可能。对于平面应变问题,采用虚功原理,单元结点力荷载列阵可以表示为

$$\{p\}^e = [k]^e \{\delta\}^e + [k']^e \{\beta\}^e \quad (2)$$

式中: $\{p\}^e$ 为单元结点力荷载列阵; $[k]^e$ 为单元刚度矩阵; $[k']^e$ 为孔隙压力矩阵; $\{\delta\}^e$ 为结点位移; $\{\beta\}^e$ 为单元的结点孔隙压力。

采用有限元法将计算区域离散化后建立总体平衡方程。该方程通常为一大型稀疏的线性方程组。同时,上述推导可以为线弹性也可以推广为非线性问题。这时,通过采用增量法求解,取 Δt 时段内的位移增量来代替位移,同时荷载也取相应增量,得到平衡方程组:

$$[K] \{\Delta \delta\} + [K'] \{\beta\} = \{R\} - \{R_t\} \quad (3)$$

式中: $[K]$ 为结构总体刚度矩阵; $\{\Delta \delta\}$ 为位移增量; $[K']$ 为孔隙水压力矩阵; $\{\beta\}$ 为结点孔隙水压力列阵; $\{R\}$ 为结点荷载列阵; $\{R_t\}$ 为前一步计算荷载列阵,则 $\{R\} - \{R_t\}$ 为该增量步的荷载增量。

假定土体中的流体不可压缩,土的压缩量等于排出土体水的体积,可得到 Δt 时刻的平衡方程组:

$$[K^k] \{\Delta \delta\} + [K'^k] \{\beta_t\} = 0 \quad (4)$$

式中: $[K^k]$ 为结点控制领域的体积改变量的叠

加; $[K^{\&}]$ 为所有结点孔隙压力差所引起的水力坡降在 Δt 时间内引起的从该控制领域边界排出的水量的叠加; $\{\beta_t\}$ 为 t 时刻的超静孔隙压力列阵; t 为时间, s。

联立上述两方程可得到比奥固结方程的有限单元法公式, 其中节点孔隙压力 $\{\beta\}$ 没有采用增量形式。这是因为渗流取决于总的孔隙压力, 而不是取决于 Δt 时间内孔隙压力增量。

$$\begin{bmatrix} K & K' \\ K'^T & K^{\&} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\delta \\ \beta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R - R_t \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (5)$$

1.2 稳定分析的有效应力法

根据有效应力原理, 土的抗剪强度是由有效应力所决定, 因此采用有效应力法分析边坡稳定更为科学可靠^[7-8]。有效应力法抗滑稳定安全系数计算公式如下。

$$F_s = \frac{\sum cL + [(W - U)\cos\theta + D\sin(\alpha - \theta)]\tan\varphi}{\sum W\sin\theta + D\cos(\alpha - \theta)} \quad (6)$$

式中: F_s 为安全系数; L 为单个土条滑动面长度, m; W 为土条自重, kN/m; U 为土条底部所受到的水压力, 包括静孔隙水压力和超静孔隙水压力, kN/m; D 为土条受到的渗透力, kN/m; c 为土的有效应力法黏聚力, kPa; φ 为土的有效应力法内摩擦角, ($^\circ$); θ 为土条重力线与通过土条底面中点半径之间的夹角, ($^\circ$); α 为土条渗透力与水平线的夹角, ($^\circ$)。

采用有效应力法分析稳定时需先确定静孔隙水压力和超静孔隙水压力。前者可以由稳定渗流场获得, 后者则需要通过求解流固耦合的固结过程获得。因此, 采用有效应力法进行尾矿库稳定性分析时, 需要如下步骤。

(1) 渗流场分析: 确定迎水坡库水位下尾矿库的渗流状态。

(2) 比奥固结分析: 获取尾矿库某一时刻的超静孔隙水压力场。

(3) 稳定性分析: 采用有效应力法确定坝体的稳定安全系数。

2 实例分析

2.1 工程概况

某平地型尾矿库属于新建库, 初期坝为透水碾压

堆石坝, 坝顶高程为 1 511 m, 上游坝坡坡比为 1:2, 下游坝坡坡比为 1:2.2。最终堆积坝顶高程为 1 542 m, 总坝高为 37 m, 总库容为 $5\,059.15 \times 10^4 \text{ m}^3$ 。初期坝顶以上采用上游法尾矿筑坝, 平均外边坡为 1:4.5, 每级子坝顶宽为 5 m, 高度为 2.5 m, 外边坡为 1:3.5, 内边坡为 1:2, 每隔 5 m 高差设置一道 5 m 宽平台。在 1 510、1 517、1 522、1 527 m 标高处分别设置一层反向槽孔管网排渗。为了加强库内尾砂固结, 确保堆积坝稳定, 放矿前在垂直坝轴线方向每隔 30 m 设置纵向导排盲沟。盲沟采用倒梯形断面, 净断面尺寸为 1 m $\times$ 1 m (宽 $\times$ 高)。库区场地抗震烈度按 6 度考虑, 基本地震加速度取 0.05 g 。

根据 GB 50863—2013 要求, 当尾矿库堆积坝顶标高为 1 542 m 时, 综合确定该尾矿库为三等库, 且其主要构筑物(尾矿坝、排水井、排洪涵管)按 3 级构筑物设计, 次要构筑物按 4 级构筑物设计, 临时构筑物按 5 级构筑物考虑。

当尾矿库进行有效应力法分析时, 渗流场分析均基于正常生产水位工况, 即 1 540 m, 干滩长度为 120 m。为得到较为合适的计算参数, 根据尾矿库的沉积规律, 结合该尾矿库同一选矿厂的另外一座尾矿库的工程勘察, 确定计算参数。工程勘察时, 沿着滩前不同距离采样并进行土工试验, 以此建立计算剖面, 如图 1 所示。应力变形计算采用邓肯-张非线性弹性模型, 初期坝的变形模量为 10 000 MPa、全风化泥岩的变形模量为 32 000 MPa, 泊松比均为 0.28, 其他应力变形计算参数取值如表 1 所示, 渗流计算和稳定分析的有效应力强度指标如表 2 所示。

2.2 渗流计算

对坝体进行正常生产水位下的稳定渗流分析, 得到渗流等势线(以水头消耗百分比形式), 如图 2 所示。由图 2 可知: 由于考虑了初期坝底部的碎石褥垫层, 浸润线整体不高, 渗透水流在褥垫层附近降至库底, 并在初期坝末端出逸, 整体渗流状态正常。

2.3 比奥固结分析

比奥固结计算时, 尾矿库上升速度取 2.5 m/a, 计算时间包括尾矿库堆坝期和退役期, 计算步长为 2 a, 其中堆坝期分 6 步, 退役期分 19 步, 共

50 a。比奥固结计算的位移边界取底部水平人工截断边界全约束,两侧竖直人工边界法向约束,考虑到计算断面结合尺寸较大,底部和两侧人工边界取不排水,地基及库身表面取自由排水边界。

尾矿库上升至坝顶堆积标高时孔隙水压力分布如图3所示,退役第四年末的孔隙水压力分布

如图4所示。由图3、4可知:在堆坝期末,超静孔隙水压力达到最大,出现在坝顶下方断面中下部,约为130 kPa,相当于附加了13 m高的水头。随着堆坝结束,孔隙水压力逐渐消散,在第四年末,最大超静孔隙压力降为46.8 kPa,位置与堆坝期末基本一致。

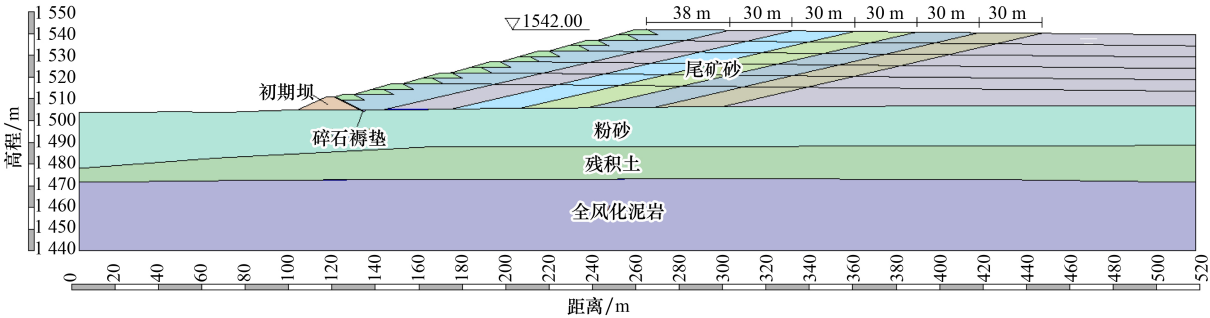


图1 尾矿库计算断面

表1 应力变形计算参数

区域	切线弹性 模量关系 曲线截距	切线弹性 模量关系 曲线斜率	破坏比	切线泊松 比关系曲 线截距	切线泊松 比关系曲 线斜率	切线泊松 比斜率	切线体积 模量系数	切线体积 模量指数	内摩擦 角/(°)	内摩擦角 增量/(°)
区域 38	86.8	0.70	0.74	0.26	0.21	3.18	30.6	0.38	36.6	5.6
区域 68	70.1	0.85	0.70	0.24	0.21	3.49	28.7	0.40	38.5	8.5
区域 98	67.5	0.78	0.69	0.21	0.11	3.58	23.8	0.59	37.7	8.4
区域 128	113.3	0.47	0.74	0.20	0.13	3.59	28.3	0.55	38.1	1.8
区域 158	109.6	0.62	0.78	0.21	0.14	3.17	31.9	0.44	37.6	5.3
区域 188	95.7	0.39	0.70	0.19	0.09	3.72	21.9	0.66	36.8	5.0
粉砂	150.0	0.70	0.75	0.25	0.21	3.30	32.5	0.38	38.0	4.0
残积土	120.0	0.70	0.80	0.26	0.21	3.20	35.0	0.38	28.0	5.0

表2 渗流和稳定计算参数

区域	渗透系数/(10 ⁻⁶ m·s ⁻¹)	容重/(kN·m ⁻³)	强度指标(固结排水剪)	
			黏聚力/kPa	摩擦角/(°)
区域 38	2.410	17.6	12.0	31.5
区域 68	1.030	17.6	14.0	31.1
区域 98	1.010	19.5	17.0	30.4
区域 128	0.534	19.5	21.0	29.2
区域 158	0.372	19.5	23.0	28.5
区域 188	0.214	19.5	24.0	26.4
初期坝	32.500	18.5	8.0	21.0
粉砂	3.750	20.6	5.0	24.2
残积土	4.000	19.6	32.3	19.7
全风化泥岩	0.100	19.8	39.6	21.4

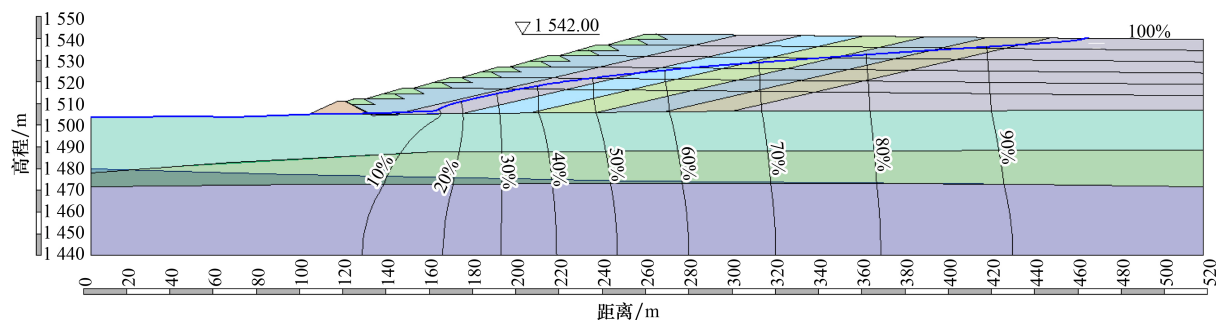


图 2 尾矿库断面渗流等势线

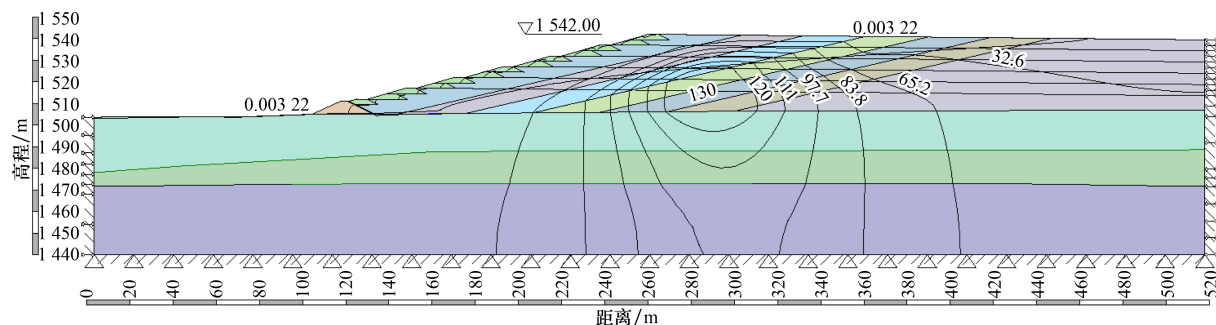


图 3 堆坝期末尾矿库断面超静孔隙压力分布

kPa

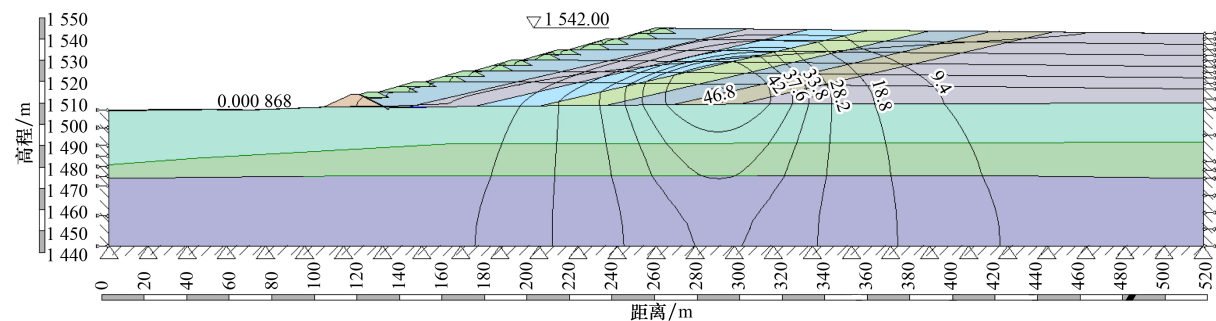


图 4 退役 4 a 末尾矿库断面超静孔隙压力分布

kPa

为详细了解计算模型的超静孔隙水压力的形成和消散过程,根据图 3、4 的分布等值线,在尾砂底部和地基中选取 P_1 、 P_2 两个监测点(高程分别为 $\nabla 1510$ m 和 $\nabla 1496$ m),绘制超静孔隙压力时程变化曲线,如图 5 所示。由图 5 可知:在堆坝期,上部荷载引起的孔压增长速度远大于孔压的消散,超静孔隙压力快速增长,在堆坝末期达到最大值,分别为 130、98 kPa;随着堆坝期结束,上部不再出现新的荷载,超静孔隙压力逐渐消散,至第二十三计算步基本消散完全,即若不排除库水情况下,尾矿库退役后需要 28 a 坝体内因堆坝产生超静孔隙压力才消散完全。

2.4 稳定性分析

对超静孔隙压力场进行有效应力法的稳定性分析,得到堆坝末期之后各时间点的坝体抗滑稳定系

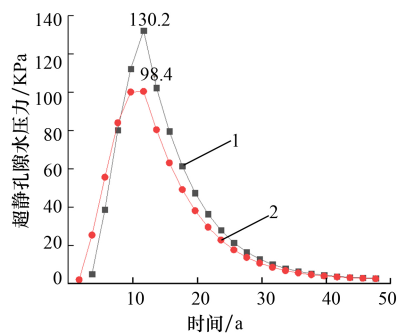
1—监测点 P_1 , 2—监测点 P_2 。

图 5 监测点位置及超静孔隙压力变化时程线

数,如图 6 所示。由图 6 可知:坝体在堆坝末期的抗滑稳定安全系数最小,为 1.486,此时坝体内超静孔隙压力达到最大,有效应力最小;随着超静孔隙压力的逐渐消散,有效应力增加,坝体的安全系数逐渐增加,最终达到 1.648,较堆坝末期提高了

0.162, 幅度约为 11.2%。此时, 也可以认为坝体上升过程中产生的超静孔隙压力使坝体抗滑稳定安全系数下降 0.162, 不可忽略其影响。

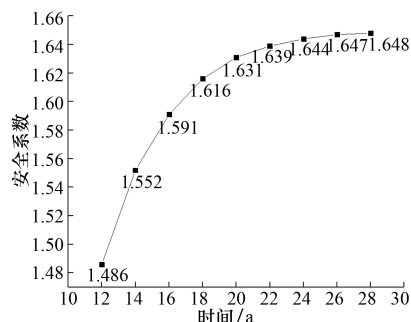


图 6 抗滑稳定安全系数时程变化

根据 GB 50863—2013 和 GB 39496—2020 规定, 尾矿库断面的抗滑稳定安全系数满足规范要求, 计算得到的各时间点的最危险滑弧重合, 如图 7 所示。

3 结 论

(1) 土的抗剪强度是由有效应力所决定, 因此采用有效应力法分析尾矿库稳定性更为科学可靠。文章基于比奥固结理论采用有限元分析尾矿库上升过程中因堆载产生的超静孔隙水压力, 通过有效应力法分析坝体稳定性, 理论上较为严密, 结果更为合理。

(2) 算例分析表明, 某平地尾矿库(总坝高为 37 m)在堆积到顶时产生了较大的超静孔隙压力, 最大值达到 130 kPa, 之后逐渐消散, 堆坝形成的超静孔隙压力需要 28 a 才能完全消散。有效应力法结果表明, 该超静孔隙水压力对坝体稳定安全系数的影响较大, 使安全系数出现了 0.162 的下

降, 幅度不可忽视。

(3) 采用比奥固结理论下基于有效应力法可以较好地考虑尾砂渗透固结排水影响, 分析尾矿库上升堆载对抗滑稳定性的影响。同时, 从比奥固结分析的角度探讨了尾矿库在上升过程中超静孔隙压力和稳定性安全系数的变化, 分析结果符合定性分析规律, 可以为尾矿库的设计及运行管理提供参考。

参考文献:

- [1] 何秉顺. 尾矿坝静力稳定分析的探讨与建议[J]. 中国安全生产科学技术, 2014, 10(10): 5.
- [2] 王国华, 段希祥, 杨溢, 等. 高烈度地震对龙都尾矿坝稳定性影响的研究[J]. 昆明理工大学学报(理工版), 2008, 33(4): 1-6.
- [3] 李强, 张力霆, 齐清兰, 等. 基于流固耦合理论某尾矿坝失稳特性及稳定性分析[J]. 岩土力学, 2012(S2): 8.
- [4] 陈祖煜. 土质边坡稳定分析: 原理·方法·程序[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2003.
- [5] 周星宇, 邢晓东, 夏永豪, 等. 考虑土体固结的不同层次土层沉井沉降规律研究[J]. 科学技术创新, 2022(27): 68-71.
- [6] 李子义, 骆祖江, 杨璐, 等. 南通市建筑荷载和地下水开采引发地面沉降模拟预测[J]. 工程勘察, 2023, 51(2): 8.
- [7] 殷宗泽. 土工原理[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2007.
- [8] 王洪新, 徐威, 李传勋. 基于降阶法的土体一维非线性固结简化解析解[J]. 岩石力学与工程学报, 2022, 41(1): 195-204.

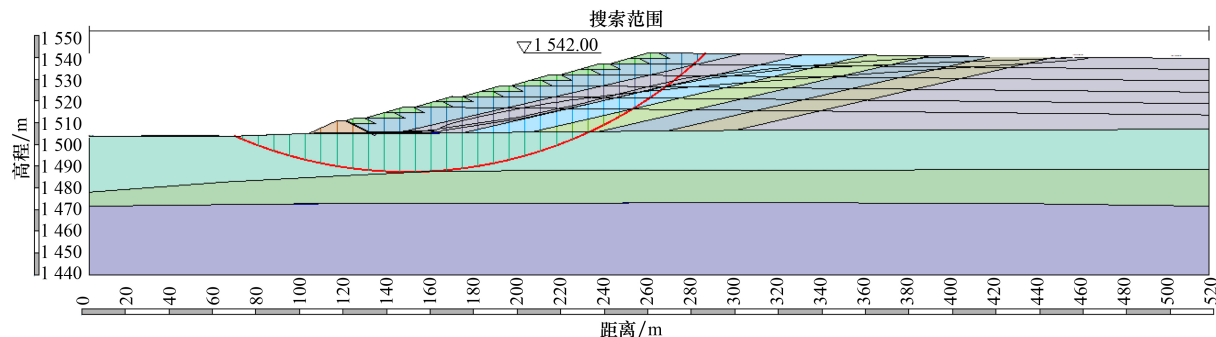


图 7 尾矿库稳定计算最危险滑弧