

DOI:10.3876/j.issn.1000-1980.2025.02.005

# 深厚软土覆盖层固结特性对面板堆石坝安全的影响

岑威钧<sup>1</sup>, 魏江梁<sup>1</sup>, 郑长海<sup>1</sup>, 彭凯<sup>2</sup>, 石含鑫<sup>2</sup>

(1. 河海大学水利水电学院, 江苏 南京 210098; 2. 中国电建集团中南勘测设计研究院有限公司, 湖南 长沙 410014)

**摘要:** 以某抽水蓄能电站上水库百米级深厚软土覆盖层上的沥青混凝土面板堆石坝为例, 选择主沟覆盖层最深处断面, 采用 Biot 固结理论计算分析了大坝填筑期及蓄水运行期坝体和坝基应力变形特性, 重点研究了坝基固结变形分布规律和超静孔隙水压力消散情况, 同时针对饱和软黏土覆盖层坝基, 施工期采用“ $\varphi=0$ ”总应力法开展坝基深层抗滑稳定分析。结果表明: 坝体填筑过程中覆盖层中超静孔隙水压力增长、扩散和消散同步发生, 其此消彼长的过程与地层的渗透系数密切相关, 当坝体填筑到约 1/3 坝高时, 覆盖层中超静孔隙水压力达到峰值, 上层碎石黏土覆盖层相对偏大的渗透性使得坝体施工完成时覆盖层超静孔隙水压力大部分已消散, 并在工后 5 a 覆盖层基本完成固结; 由于坝体填筑过程中及大坝蓄水后碎石黏土覆盖层孔压消散较快, 深层饱和黏土附加应力较小, 大坝工后沉降增量仅为 -7.35 cm (不计流变), 约占最终稳定沉降量 -337.58 cm 的 2.18%; 采用总应力法和有效应力法及相应参数计算得到的竣工期、蓄水期和库水位变动下大坝坝坡及坝基深层抗滑稳定安全系数均大于相应规范允许值, 坝坡失稳可能性小。

**关键词:** 深厚覆盖层; Biot 固结; 孔隙水压力; 应力变形; 稳定性分析

中图分类号: TV641.43

文献标志码: A

文章编号: 1000-1980(2025)02-0039-08

## Influence of consolidation characteristics of deep soft soil overburden on the safety of a CFRD

CEN Weijun<sup>1</sup>, WEI Jiangliang<sup>1</sup>, ZHENG Changhai<sup>1</sup>, PENG Kai<sup>2</sup>, SHI Hanxin<sup>2</sup>

(1. College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China;

2. PWOERCHINA Zhongnan Engineering Corporation Limited, Changsha 410014, China)

**Abstract:** Taking an asphalt concrete face rockfill dam (CFRD) on the 100 m-level deep soft overburden of the upper reservoir of a pumped storage power station as an example, the deepest overburden section of the dam is selected, and the stress and deformation behavior of the dam body during the filling period and the water storage operation period are calculated and analyzed by Biot's consolidation theory, with emphasis on the distribution law of consolidation deformation of the dam foundation and the dissipation of excess pore water pressure. Meanwhile, for the dam foundation with saturated soft clay overburden, the total stress method of “ $\varphi=0$ ” is used to analyze the deep anti-sliding stability of the dam foundation during construction. The results show that during the dam filling process, the excess pore water pressure in the overburden keeps increasing, diffusing and dissipating simultaneously. The complicated changing process is closely related to the permeability of the stratum. When the dam body is filled to about 1/3 of the dam height, the excess pore water pressure in the overburden reaches its peak. The relatively large permeability of the upper gravel clay overburden makes most of the excess pore water pressure in the overburden dissipate when the dam construction is completed, and the overburden is basically consolidated five years after the construction. Due to the rapid dissipation of pore pressure in the gravel clay overburden during dam filling and after dam impoundment, and the additional stress of deep saturated clay is small, the settlement increment after dam construction is only -7.35 cm (excluding rheology), accounting for about 2.18% of the final stable settlement of -337.58 cm. The safety factors of anti-sliding stability of dam slope and deep overburden calculated by total stress method, and effective stress method with corresponding parameters under the conditions of completion period, storage period and reservoir water level change are all greater than the corresponding allowable values according to specified design codes, thus the possibility of dam slope instability is small.

基金项目: 广西重点研发计划项目(桂科 AB24010047)

作者简介: 岑威钧(1977—),男,教授,博士,主要从事土石坝安全分析研究。E-mail:hhucwj@163.com

引用本文: 岑威钧,魏江梁,郑长海,等.深厚软土覆盖层固结特性对面板堆石坝安全的影响[J].河海大学学报(自然科学版),2025,53(2):39-46.

CEN Weijun, WEI Jiangliang, ZHENG Changhai, et al. Influence of consolidation characteristics of deep soft soil overburden on the safety of a CFRD[J]. Journal of Hohai University(Natural Sciences), 2025, 53(2): 39-46.

**Key words:** deep soft soil overburden; Biot's consolidation; pore water pressure; stress and deformation; stability analysis

目前,我国拟建、在建和已建的抽水蓄能电站已超百座<sup>[1-2]</sup>,其中沥青混凝土面板堆石坝凭借变形适应能力强、防渗效果好、施工速度快等优点<sup>[3-5]</sup>,已成为抽蓄电站上、下水库挡水建筑物的主流坝型。随着抽蓄电站工程建设的不断深入,待建的优选场址越来越少,剩下待开发的某些工程场址常常遇到深厚覆盖层、高地震烈度、高寒高海拔等复杂建造条件,使得筑坝难度显著增加<sup>[6-9]</sup>。对于深厚覆盖层上建造面板堆石坝,应着重考虑坝基沉陷量大、坝基抗滑稳定性差、坝体和面板应力变形控制难度大、渗控措施复杂等技术问题<sup>[10-12]</sup>。另外,对于抽水蓄能电站全库盆防渗的上水库,还要考虑蓄水期覆盖层对库盆防渗体的安全影响。因此,开展深厚覆盖层上堆石坝和库盆防渗体安全性分析对指导抽水蓄能电站工程库坝结构设计、施工及保障工程安全运行具有重要意义。

某拟建抽水蓄能电站,其枢纽建筑物主要有上水库、下水库、输水系统、发电厂房及开关站。上水库正常蓄水位为 646 m,设计洪水水位为 646.92 m,大坝采用沥青混凝土面板堆石坝,坝顶高程为 651 m,坝顶宽度为 10 m,库底高程为 616 m,最大坝高为 67 m。大坝填筑材料从上游至下游主要分为垫层、过渡层、主堆石区、下游堆石区、下游次堆石区、坝后压坡体以及坝趾排水棱体。上水库采用“坝体/库岸沥青混凝土面板+库底土工膜”的防渗形式,库底回填区采用石渣料回填。图 1 为上水库大坝典型剖面图及施工分期。

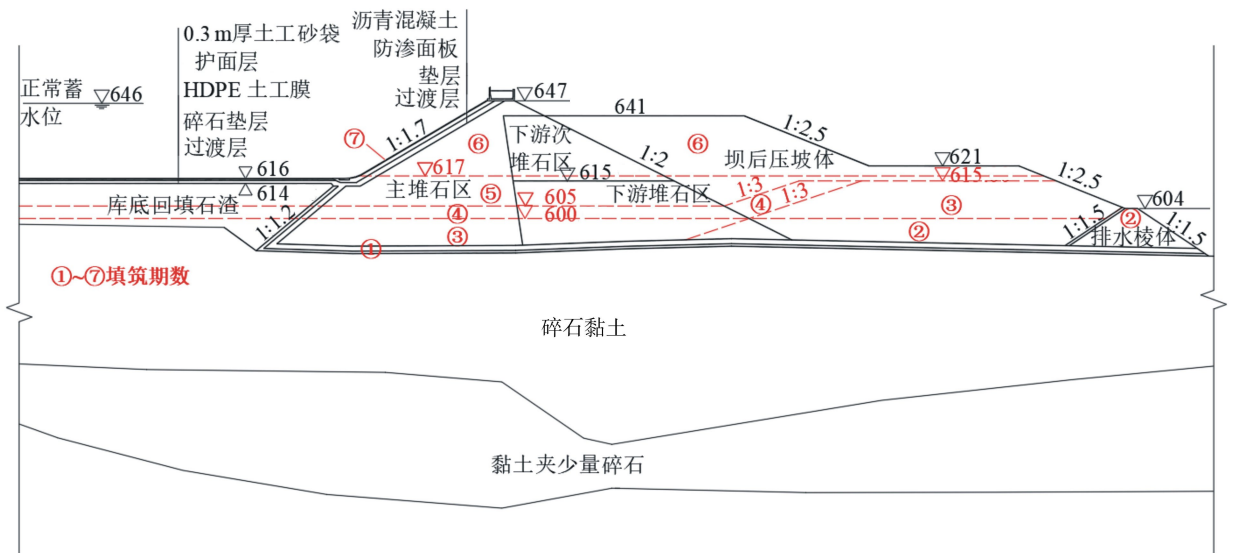


图 1 上水库大坝典型剖面及分期施工示意图(单位:m)

Fig. 1 Schematic diagram of staged construction for a typical profile of the upper reservoir dam (unit: m)

由于崩塌、坐滑、流水冲积等综合作用,上水库库址区存在深厚覆盖层,覆盖层带宽约 200 m,最大厚度约 110 m。根据覆盖层物质组成及性状大体可分为上、下两层,分别为碎石黏土层与黏土夹少量碎石层(以下简称黏土层)。其中,碎石黏土层主要分布在海拔 550 m 以上,厚度介于 45~80 m 之间,而黏土层则分布在海拔 550 m 以下,厚度为 10~50 m 不等。值得注意的是,现场试验和室内试验揭示,上部碎石黏土层具有变形模量小、压缩性大、中等透水性等特点,筑坝后覆盖层变形较大,可能对坝体和防渗体系产生不利影响。为此,本文采用 Biot 固结理论,对该深厚覆盖层上沥青混凝土面板堆石坝,开展填筑期和运行期大坝变形分布和坝基覆盖层超静孔隙水压力变化规律非线性有限元计算分析,重点分析超静孔隙水压力变化对坝体变形和防渗体应变的影响。同时采用“ $\varphi=0$ ”总应力法,对施工期坝坡连同覆盖层进行抗滑稳定计算,以期为本工程库坝的安全建设和稳定运行提供理论依据,同时也为其他类似工程提供参考。

## 1 变形和稳定计算理论

### 1.1 本构模型

土石料应力应变呈明显的非线性特征。邓肯双曲线模型因可以较好地反映土体非线性和压硬性等力学特性,且参数确定方法成熟,计算经验丰富,因此被广泛用于工程计算<sup>[13-14]</sup>。其中, $E-B$ 模型切线弹性模量

( $E_t$ )、切线体积模量( $B_t$ )、回弹模量( $E_{ur}$ )表达式分别为

$$E_t = K p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left[ 1 - R_f \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^2 \quad (1)$$

$$B_t = K_b p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m \quad (2)$$

$$E_{ur} = K_{ur} p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (3)$$

式中: $p_a$ 为大气压; $c$ 、 $\varphi$ 分别为黏聚力和摩擦角; $K$ 、 $K_{ur}$ 分别为初始切线模量和回弹模量系数; $n$ 为初始斜线模量指数; $R_f$ 为破坏比; $K_b$ 、 $m$ 分别为体积模量的基数和指数。

## 1.2 Biot 固结方程

软土地基上筑坝时,坝基软土中土骨架变形与孔隙水运动之间存在复杂的流固耦合问题,一般多采用基于 Biot 固结理论的数值计算方法来求解分析<sup>[15-17]</sup>。根据有效应力原理,土体承受的总应力由土骨架上的有效应力和孔隙内的孔隙水压力共同承担,即

$$\sigma = \sigma' + p \quad (4)$$

式中 $\sigma$ 、 $\sigma'$ 、 $p$ 分别为总应力、有效应力和孔隙水压力。

基于应变与位移的几何方程,可推导得到以位移和孔隙水压力表示的受力平衡微分方程:

$$\begin{cases} G \nabla^2 u_x + \frac{G}{1-2\mu} \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial x} + \frac{\partial p}{\partial x} + X_0 = 0 \\ G \nabla^2 u_z + \frac{G}{1-2\mu} \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial z} + \frac{\partial p}{\partial z} + Z_0 = \gamma_r \end{cases} \quad (5)$$

式中: $G$ 为剪切模量; $u_x$ 、 $u_z$ 分别为水平向和竖向位移; $\mu$ 为泊松比; $\varepsilon_v$ 为体积应变; $X_0$ 、 $Z_0$ 为由初始应变 $\varepsilon_0$ 引起的等价体积力; $\gamma_r$ 为土体的饱和容重。

根据质量守恒定律,饱和土体中孔隙水在微元体中的增减速率等于进出该微元体的水流量速率之差,同时考虑孔隙水的可压缩性和渗流运动符合达西定律的假设,可得孔隙水运动的连续性方程<sup>[18]</sup>:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = \gamma_w \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} + \gamma_w n^* \beta \frac{\partial h}{\partial t} \quad (6)$$

式中: $k_x$ 、 $k_z$ 分别为 $x$ 、 $z$ 方向的渗透系数; $h$ 为总水头; $\gamma_w$ 为水的容重; $n^*$ 为土体孔隙率; $\beta$ 为孔隙水压缩密度系数。

## 1.3 施工期软土地基边坡稳定分析(“ $\varphi=0$ ”总应力法)

施工期软弱地基的孔隙水压力一般难以通过常规试验和计算予以确定。在大多数水利水电工程设计中,通常采用原位或室内试验测定土的固结不排水强度指标 $c_{cu}$ 和 $\varphi_{cu}$ ,再进行基于总应力法的抗滑稳定分析<sup>[19-22]</sup>。此法不需要输入孔隙水压力信息,只需将软土地基沿不同深度的不排水强度 $S_u$ 作为凝聚力 $c$ ,将摩擦角 $\varphi$ 取为零,即可采用常规的边坡稳定计算程序进行分析计算。具体计算如下:①取原样土试样进行固结不排水三轴试验,获得固结不排水强度指标 $c_{cu}$ 、 $\varphi_{cu}$ ;②计算土层上覆地基的有效土重,确定计算土层的总强度 $S_u$ ( $S_u = c_{cu} + \gamma' h_1 \tan \varphi_{cu}$ ,其中 $\gamma'$ 为地基土的浮容量, $h_1$ 为上覆地基土高度);③填筑坝体,并采用总应力法程序进行边坡稳定分析,此时地基土的不排水抗剪强度取为: $\varphi_u = 0$ , $c_u = S_u$ 。

上述方法认为在施工期较短的时间内,软土地基的抗剪总强度的计算值 $S_u$ 与上覆坝体自重无关,只与坝体填筑前地基土考察点上部土重有关(由此避开了孔隙水的变化过程),计算成果偏于安全。通过对地基分层,得到不同埋深地基土的 $S_u$ 。如果软弱土层较厚且存在天然分层,建议适当增加细分层数,以提高软土地基不同深度处 $S_u$ 的计算精度,从而提高抗滑稳定性的计算准确性。

# 2 计算模型与计算条件

## 2.1 计算模型及边界条件

根据坝址区地形地质条件、大坝和库盆结构设计,合理选择计算域,对上水库大坝典型剖面进行二维有

限元网格剖分。有限元网格以四节点四边形单元为主,局部辅以三角形单元进行过渡。图2为大坝有限元网格,其中节点数3302个,单元数3225个。

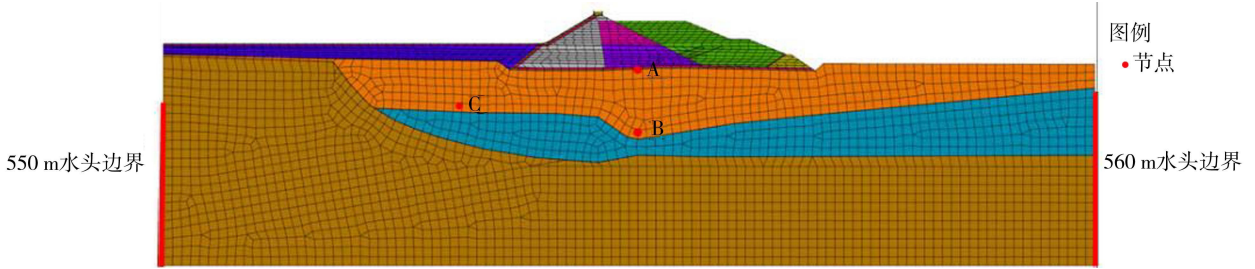


图2 上水库大坝二维有限元网格

Fig. 2 2D finite element mesh of the upper reservoir dam

约束边界:地基上、下游采用侧向约束,底部全约束。排水边界:仅在坝体下游侧坝面和地基顶部施加逸出边界。根据地下水监测资料,对模型下游侧(北侧)地基施加560 m高程水头边界,上游侧地基(南侧)施加550 m高程水头边界。

## 2.2 施工过程模拟

根据工程施工计划,有限元计算对坝体填筑、沥青混凝土面板浇筑、库底土工膜铺筑过程进行模拟。大坝填筑分期参见图1,具体模拟施工和运行过程如下:①进行坝体及压坡体底部垫层料和过渡料填筑;②为提前具备弃渣条件,先完成压坡体下部高程600 m以下填筑区+排水棱体;③完成主坝及库底回填下部高程600 m以下填筑区+高程600~615 m的压坡体(第一期),大坝月上升高度为3.2 m;④完成主坝及库底回填下部高程605 m以下填筑区+高程600~615 m的压坡体(第二期),大坝月平均上升2.5 m;⑤完成主坝及库底回填高程605~617 m填筑区+高程605~617 m的压坡体,大坝度汛高程617 m,月平均上升4 m;⑥完成主坝高程617~647 m填筑区,上升至坝顶,月平均上升3 m。大坝和压坡体平层上升;⑦完成坝面沥青面板铺筑+库底土工膜铺筑;⑧水库蓄水。

## 2.3 计算参数

坝体各分区土石料、覆盖层以及沥青混凝土采用的本构模型为邓肯  $E-B$  模型<sup>[23]</sup>,相应的力学参数均采用室内三轴试验结果(不计流变),各分区材料具体力学参数和渗透系数见表1。

表1 筑坝料和覆盖层计算参数

Table 1 Calculation parameters for dam materials and overburden

| 材料与分区      | $\rho/(g/cm^3)$ | $c/kPa$ | $\varphi_0/(^\circ)$ | $\Delta\varphi/(^\circ)$ | $K$    | $n$  | $R_f$ | $K_b$  | $m$  | $k/(cm/s)$            |
|------------|-----------------|---------|----------------------|--------------------------|--------|------|-------|--------|------|-----------------------|
| 沥青混凝土      | 2.42            | 380     | 28.3                 |                          | 446.7  | 0.23 | 0.60  | 1621.8 | 0.57 | $1.00 \times 10^{-8}$ |
| 垫层         | 2.27            |         | 55.6                 | 11.1                     | 1100.0 | 0.32 | 0.62  | 690.0  | 0.18 | $5.23 \times 10^{-3}$ |
| 过渡层        | 2.23            |         | 55.3                 | 11.0                     | 1206.9 | 0.23 | 0.69  | 575.1  | 0.06 | $5.05 \times 10^{-2}$ |
| 主堆石区       | 2.17            |         | 54.5                 | 10.7                     | 1010.5 | 0.22 | 0.69  | 456.7  | 0.04 | $8.11 \times 10^{-2}$ |
| 下游堆石区      | 2.17            |         | 54.5                 | 10.7                     | 1010.5 | 0.22 | 0.69  | 456.7  | 0.04 | $8.11 \times 10^{-2}$ |
| 下游次堆石区     | 2.08            |         | 44.9                 | 7.5                      | 474.3  | 0.31 | 0.66  | 179.0  | 0.23 | $2.64 \times 10^{-3}$ |
| 压坡体        | 2.02            |         | 32.0                 | 2.5                      | 350.0  | 0.45 | 0.70  | 152.0  | 0.22 | $3.35 \times 10^{-4}$ |
| 库盆回填区      | 2.02            |         | 32.0                 | 2.5                      | 350.0  | 0.45 | 0.70  | 152.0  | 0.22 | $3.35 \times 10^{-4}$ |
| 覆盖层(碎石黏土层) | 1.81            | 55      | 28.0                 |                          | 150.8  | 0.58 | 0.86  | 85.8   | 0.62 | $1.00 \times 10^{-5}$ |
| 覆盖层(黏土层)   | 1.70            | 45      | 26.0                 |                          | 171.6  | 0.55 | 0.65  | 106.5  | 0.59 | $1.00 \times 10^{-6}$ |

注: $\rho$ 为密度; $\varphi_0$ 为初始内摩擦角; $\Delta\varphi$ 为内摩擦角增量, $k$ 为渗透系数。

## 3 坝体及防渗体变形特性

由图3和图4可知,竣工期和蓄水期坝体变形云图分布及极值符合一般规律。覆盖层经地应力平衡后初始沉降为零,施工期随上覆坝体填筑方量的增加,沉降量逐渐增大。由于坝基覆盖层较为软弱,大坝施工完成时坝体沉降中心下移至坝体与覆盖层交界处,极值为-324.71 cm;水平位移极值位于覆盖层中,极值分别为-41.80 cm(向上游)和76.93 cm(向下游)。正常蓄水位时,大坝沉降稍有增加,极值为-330.23 cm,向上、下游水平位移极值分别为-17.31 cm和88.06 cm;工后3 a,沉降极值为-337.50 cm(不计流变,下同),向上、下游的水平位移极值分别为-20.31 cm和84.86 cm;工后3 a,大坝变形逐渐趋于稳定;工后30 a,大坝最



终沉降极值稳定至-337.58 cm,向上、下游的水平位移极值分别为-20.29 cm 和 84.90 cm。上述变形特点与坝基覆盖层孔压的增长、扩散和消散过程相适应。

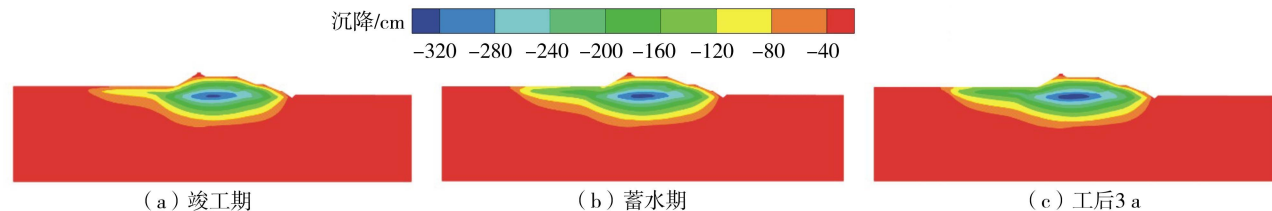


图 3 大坝沉降分布

Fig. 3 Settlement distribution of the dam

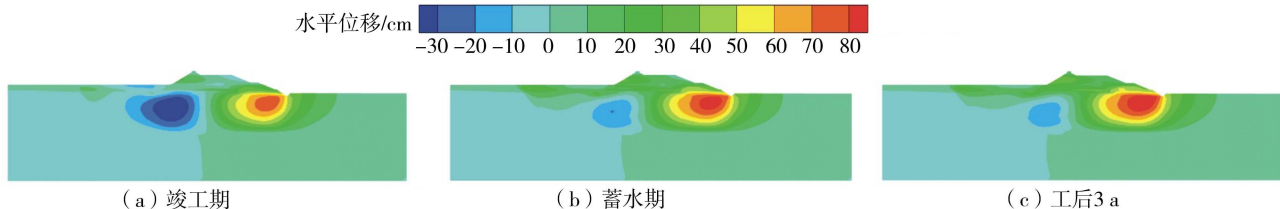


图 4 大坝水平位移分布

Fig. 4 Horizontal displacement distribution of the dam

选取坝基覆盖层节点 A(位置如图 2 所示)进行沉降变形过程展示。由图 5 可知,施工期大坝沉降主要由坝体填筑产生,工后沉降随着坝基覆盖层超静孔压的持续消散有所增加,沉降增量为-7.35 cm,约占总沉降量稳定值-337.58 cm 的 2.18%。其中,工后 3 a 沉降量达到了总沉降量的 99.97%。

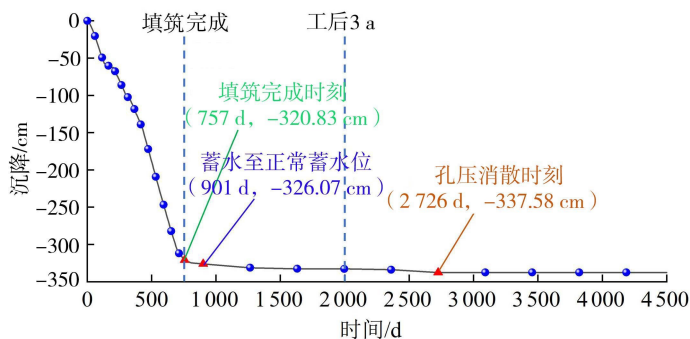


图 5 覆盖层顶部节点 A 沉降变化曲线

Fig. 5 Settlement variation curve of point A at the top of the covering layer

竣工期,沥青混凝土面板和土工膜变形仅受自重影响,量值很小;蓄水后在水压力作用下,变形增加明显。竣工期及蓄水稳定期,坝面沥青混凝土面板挠度分别为 1.31 cm 和 63.86 cm,相应的主拉应变分别为-0.02%和-0.54%;库底土工膜挠度为 1.05 cm 和 106.77 cm,相应的主拉应变分别为-0.01%和-0.81%。防渗体的拉应变均未超过相应的允许值 1.0%(沥青混凝土)和 2.5%(土工膜),可见大坝和库盆组成的防渗系统能够满足安全运行的要求。

### 4 坝基覆盖层超静孔隙水压力消散规律

由图 6 和图 7 可知,在整个大坝施工过程中,由于上层碎石黏土层渗透性相对偏大,覆盖层超静孔隙水压力变化较为显著,同步存在增长和扩散现象,与常见的低渗透性软土地基孔压以增长为主(短期内扩散和消散现象不明显)有较大不同。其中,位于上层碎石黏土层底部坝轴线附近的节点 B 处,因受上部坝体分期施工过程影响,超静孔隙水压力整体上呈先增大后减小再增大后减小的波动趋势,这是由于坝坡压坡体在第③期和第④期填筑时,覆盖层上方堆石体填筑方量较小,荷载增量小,上覆荷载引起覆盖层超静孔隙水压力增加幅度未超过覆盖层本身孔隙水压力消散能力,导致施工期覆盖层超静孔隙水压力呈现持续减小的状态。当坝体第③期、第④期和第⑤期填筑时,上覆堆石体填筑方量较大,上覆荷载较大,覆盖层超静孔隙水压力再

次增大。水库蓄水后,库盆下方覆盖层的超静孔隙水压力增大,蓄水完成后,随着时间的推移,超静孔隙水压力不断扩散和消散,极值逐渐减小。

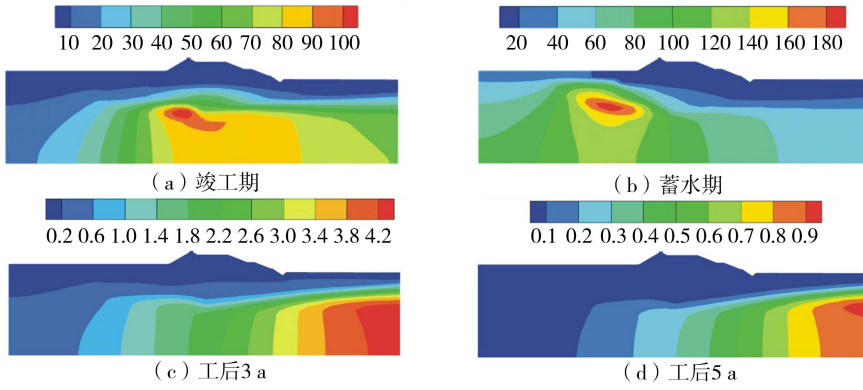


图6 大坝及坝基超静孔隙水压力分布(单位:kPa)

Fig. 6 Excess pore water pressures distribution of the dam and its foundation (unit: kPa)

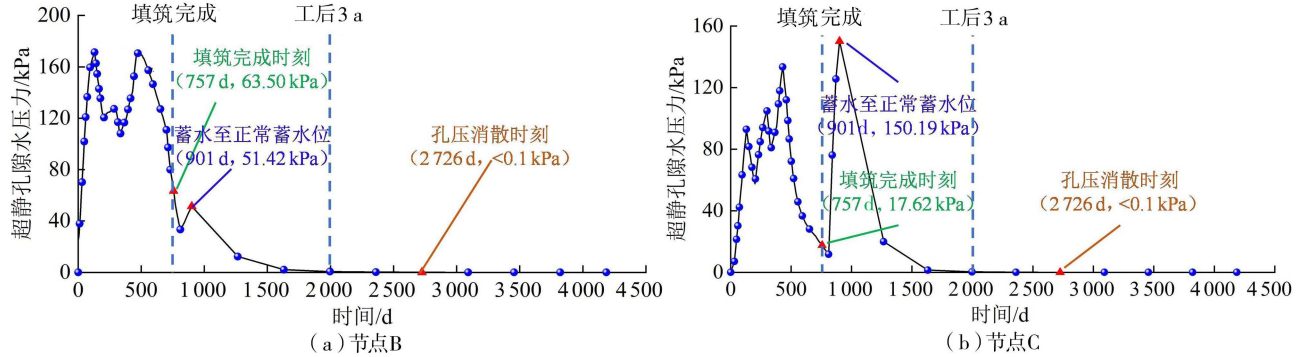


图7 碎石土层底部节点B和C超静孔隙水压力变化曲线

Fig. 7 Variation curve of excess pore water pressure of point B and C at the bottom of gravel soil

当坝体填筑到约1/3坝高(600 m高程)时,覆盖层中超静孔隙水压力达到相应的峰值,节点B处超静孔隙水压力为171.36 kPa,当坝体填筑完成时,覆盖层中超静孔隙水压力大部分已消散,节点B处超静孔隙水压力消散至63.50 kPa。水库蓄水后,库盆下方节点C处超静孔隙水压力从17.62 kPa增大到150.19 kPa,之后超静孔隙水压力随着时间的推移会逐渐消散。工后3 a,节点B处超静孔隙水压力减小到0.64 kPa,超静孔隙水压力已经消散了99.62%,工后5 a,节点B处超静孔隙水压力已小于0.1 kPa,此时覆盖层固结基本已经完成。

## 5 坝坡抗滑稳定性分析

### 5.1 计算参数与计算工况

对大坝上、下游坝坡(含覆盖层)进行抗滑稳定计算。坝料和覆盖层计算参数采用试验值,见表2,其中坝体堆石料采用非线性强度指标,覆盖层采用线性强度指标。表3给出了坝坡稳定计算工况,针对不同的工作条件,合理选用总应力法和有效应力法,以及相应的计算参数<sup>[24]</sup>。

表2 稳定计算覆盖层试验参数

Table 2 Test parameters in stability analysis of covering layer

| 材料    | 干密度/(g/cm <sup>3</sup> ) | 天然密度/(g/cm <sup>3</sup> ) | 饱和密度/(g/cm <sup>3</sup> ) | CD 参数                |                          | CU 参数 |                      |
|-------|--------------------------|---------------------------|---------------------------|----------------------|--------------------------|-------|----------------------|
|       |                          |                           |                           | $\varphi_0/(^\circ)$ | $\Delta\varphi/(^\circ)$ | c/kPa | $\varphi_0/(^\circ)$ |
| 垫层    | 2.27                     |                           |                           | 55.6                 | 11.1                     |       |                      |
| 过渡层   | 2.23                     |                           |                           | 55.3                 | 11.0                     |       |                      |
| 主堆石料  | 2.17                     |                           |                           | 54.5                 | 10.7                     |       |                      |
| 下游堆石料 | 2.08                     |                           |                           | 44.9                 | 7.5                      |       |                      |
| 碎石黏土层 | 1.81                     | 2.20                      | 2.10                      | 55.0                 | 28.0                     | 40    | 25                   |
| 黏土层   | 1.70                     | 2.10                      | 2.05                      | 45.0                 | 26.0                     | 40    | 23                   |

### 5.2 结果分析

对于施工期的坝坡及坝基深层抗滑稳定性,为了规避覆盖层复杂的孔压问题,采用“ $\varphi=0$ ”总应力法进行计算<sup>[23]</sup>。为此,将坝基碎石黏土层与黏土层共细分成 15 层,分别计算各细分地层的平均抗剪强度的计算值  $S_u$ ,再令  $c_u = S_u$  和  $\varphi = 0$ ,计算抗滑稳定安全系数,计算时碎石黏土和黏土采用的浮容重分别为  $12 \text{ kN/m}^3$  和  $15 \text{ kN/m}^3$ 。图 8 为坝基覆盖层细分情况,各细分土层的平均抗剪强度  $S_u$  计算结果见表 4。

为了较为精确地计算不同时期的坝坡稳定性,竣工期和水位降落期坝体连同软弱覆盖层的抗滑稳定性采用基于 CU 参数的“ $\varphi = 0$ ”总应力法计算;正常蓄水位时,坝体部分的坝坡稳定采用基于 CD 参数的有效应力法<sup>[24]</sup>。由图 9 可知,竣工期,大坝上、下游坝坡(压坡体边坡)及覆盖层抗滑稳定安全系数分别为 2.27 和 1.29,为最不利控制工况。正常蓄水下,由于坝基覆盖层孔压已基本消散,覆盖层强度有所提升,此时大坝上、下游坝坡最危险滑弧并不经过覆盖层,相应抗滑稳定安全系数有所提高,最小值分别为 4.19 和 1.62。库水位变动下,上游坝坡及覆盖层抗滑稳定安全系数为 2.35。各工况下,大坝坝坡及覆盖层抗滑稳定安全系数均大于

《碾压式土石坝设计规范 NB/T 10872—2022》相应允许值,抗滑稳定能够满足安全运行要求。

表 3 大坝坝坡抗滑稳定计算工况

Table 3 Calculation conditions for anti-slide stability of dam slopes

| 工况               | 上游水位/m | 计算方法                          |
|------------------|--------|-------------------------------|
| 竣工期              |        | 总应力法(“ $\varphi=0$ ”法, CU 参数) |
| 正常蓄水位            | 646.00 | 有效应力法(CD 参数)                  |
| 自正常蓄水位<br>降落至死水位 | 646.00 | 总应力法(“ $\varphi=0$ ”法, CU 参数) |

注:下游处无水。

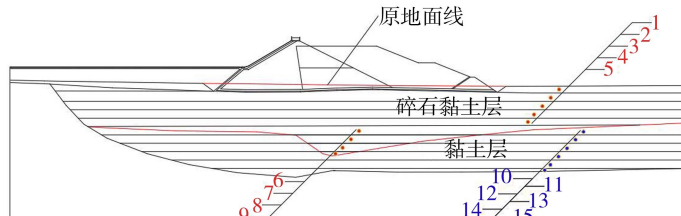


图 8 大坝典型剖面各土层细分情况示意图

Fig. 8 Schematic diagram of the subdivision of each soil layer in typical section of the dam

表 4 各细分土层  $S_u$  计算结果

Table 4 Calculation results of  $S_u$  of each subdivided soil layer

| 分层序号 | 平均埋深/m | $S_u$ /kPa | 分层序号 | 平均埋深/m | $S_u$ /kPa |
|------|--------|------------|------|--------|------------|
| 1    | 5      | 67.98      | 9    | 83     | 504.44     |
| 2    | 15     | 123.93     | 10   | 55     | 318.03     |
| 3    | 25     | 179.89     | 11   | 65     | 364.72     |
| 4    | 35     | 235.85     | 12   | 75     | 411.42     |
| 5    | 45     | 291.80     | 13   | 85     | 458.11     |
| 6    | 55     | 347.76     | 14   | 95     | 504.80     |
| 7    | 65     | 403.71     | 15   | 105    | 551.49     |
| 8    | 75     | 459.67     |      |        |            |

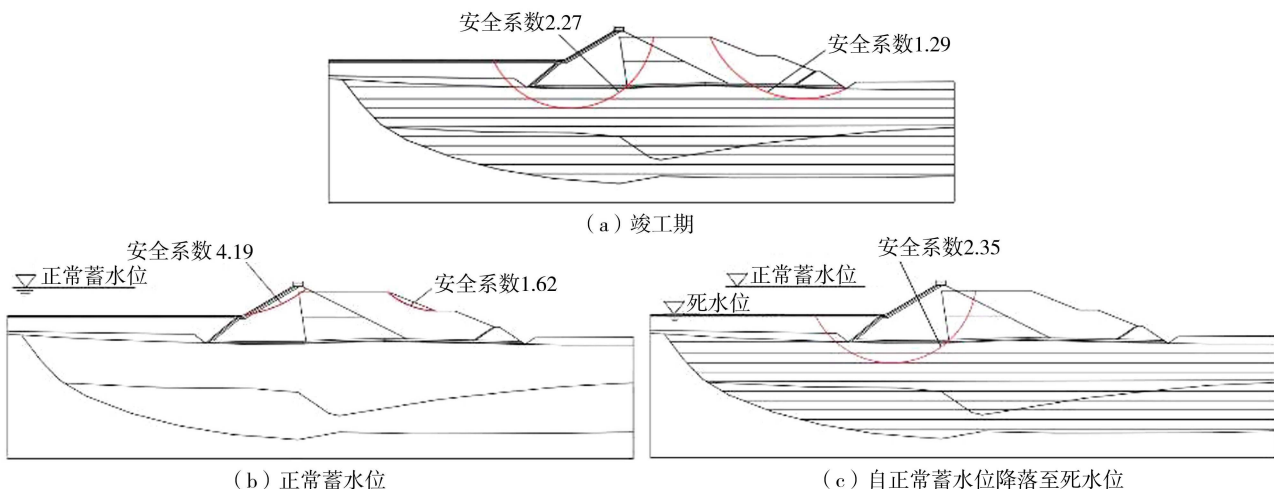


图 9 各工况大坝上、下游坝坡最危险滑动面

Fig. 9 Most dangerous sliding surface of upstream and downstream dam slopes under various working conditions

## 6 结论

a. 正常蓄水位时,大坝沉降极值为  $-330.23 \text{ cm}$ ,向上、下游水平位移极值分别  $-17.31 \text{ cm}$  和  $88.06 \text{ cm}$ ;由于坝体填筑过程中覆盖层孔压消散较快,工后 5 a 大坝沉降趋于稳定,30 a 后的最终沉降极值为  $-337.58 \text{ cm}$

(不计流变),向上、下游水平位移极值分别-20.29 cm 和 84.90 cm。大坝工后沉降增量仅为-7.35 cm,约占总沉降量的2.18%。同时,大坝变形稳定后的坝面沥青混凝土和库底土工膜的小主应变分别为-0.54%和-0.81%,均小于相应的允许值,大坝和库盆防渗系统能够满足安全运行的要求。

**b.** 大坝施工过程中,覆盖层超静孔隙水压力变化较为复杂,碎石黏土层底部超静孔隙水压力呈先增大后减小,再增大后减小的波动趋势,与大坝分期填筑施工引起的上覆荷载变化和覆盖层本身孔隙水压力渗透消散共同作用相适应。当坝体填筑到约1/3坝高时,覆盖层中超静孔隙水压力达到相应的峰值171.36 kPa;当坝体填筑完成时,覆盖层中超静孔隙水压力大部分已消散,降低至63.50 kPa。工后5 a,超静孔隙水压力已小于0.1 kPa,此时覆盖层固结已基本完成。

**c.** 采用总应力法( $\varphi=0$ 法)和有效应力法对竣工期、蓄水期和库水位变动下大坝坝坡(含覆盖层)进行抗滑稳定计算。各工况下,最危险滑面穿越坝体与覆盖层,大坝坝坡及覆盖层抗滑稳定安全系数均大于相应规范允许值,坝坡稳定性满足安全运行要求。此外,本工程大坝变形除了受软土覆盖层固结特性影响外,工后变形亦受软土流变特性影响。

### 参考文献:

- [1] 张宗亮,刘彪,王富强,等.中国常规水电与抽水蓄能技术创新与发展[J].水力发电,2023,49(11):1-6.(ZHANG Zongliang,LIU Biao,WANG Fuqiang,et al. Innovation and development of conventional hydropower and pumped-storage technology in China[J]. Water Power,2023,49(11):1-6.(in Chinese))
- [2] 韩冬,赵增海,严秉忠,等.2021年中国抽水蓄能发展现状与展望[J].水力发电,2022,48(5):1-4.(HAN Dong,ZHAO Zenghai,YAN Bingzhong,et al. Status and prospect of China's pumped storage development in 2021[J]. Water Power,2022,48(5):1-4.(in Chinese))
- [3] 马洪琪,迟福东.高面板堆石坝安全性研究技术进展[J].工程(英文),2016,2(3):148-163.(MA Hongqi,CHI Fudong. Technical progress on researches for the safety of high concrete-faced rockfill dams[J]. Engineering,2016,2(3):148-163.(in Chinese))
- [4] 王辉.强震区软岩填筑高沥青混凝土面板堆石坝安全性研究[D].南京:河海大学,2024.
- [5] 李瑞平,徐建伟,刘啸宇,等.凸起地形对面板堆石坝面板应力变形特性的影响[J].河海大学学报(自然科学版),2023,51(6):53-60.(LI Ruiping,XU Jianwei,LIU Xiaoyu,et al. Impact analysis of convex terrain on stress-strain and deformation characteristics of CFRD[J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences),2023,51(6):53-60.(in Chinese))
- [6] 岑威钧,任旭华,李启升.复杂地形条件下高面板堆石坝的应力变形特性[J].河海大学学报(自然科学版),2007,35(4):452-455.(CEN Weijun,REN Xuhua,LI Qisheng. Stress and deformation analysis of high CFRD under complicated topographic condition[J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences),2007,35(4):452-455.(in Chinese))
- [7] 岑威钧,张自齐,周涛,等.覆盖层上高面板堆石坝的极限抗震能力[J].水利水电科技进展,2016,36(2):1-5.(CEN Weijun,ZHANG Ziqi,ZHOU Tao,et al. Maximum seismic capacity of a high concrete-face rockfill dam on alluvium deposit[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources,2016,36(2):1-5.(in Chinese))
- [8] 岑威钧,温朗昇,和浩楠.水库工程防渗土工膜的强度、渗漏与稳定若干关键问题[J].应用基础与工程科学学报,2017,25(6):1183-1192.(CEN Weijun,WEN Langsheng,HE Haonan. Strength, leakage and stability problems of impermeable geomembrane for reservoir project[J]. Journal of Basic Science and Engineering,2017,25(6):1183-1192.(in Chinese))
- [9] 顾长存,陶金昌,周云东.宜兴抽水蓄能电站沥青混凝土面板坝稳定和变形分析[J].河海大学学报(自然科学版),2005,33(5):549-551.(GU Changcun,TAO Jinchang,ZHOU Yundong. Stability and deformation analysis of asphalt concrete faced rockfill dam at Yixing pumped storage power station[J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences),2005,33(5):549-551.(in Chinese))
- [10] 茆振云.基于ABAQUS的深厚覆盖层上混凝土面板堆石坝应力变形研究[D].南京:河海大学,2015.
- [11] 沈振中,邱莉婷,周华雷.深厚覆盖层上土石坝防渗技术研究进展[J].水利水电科技进展,2015,35(5):27-35.(SHEN Zhenzhong,QIU Liting,ZHOU Hualei. Review of seepage control of earth-rockfill dams on thick overburden layer[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources,2015,35(5):27-35.(in Chinese))
- [12] 温立峰,柴军瑞,王晓,等.深覆盖层上面板堆石坝防渗墙应力变形分析[J].长江科学院院报,2015,32(2):84-91.(WEN Lifeng,CHAI Junrui,WANG Xiao,et al. Stress and deformation of cut-off wall of concrete faced rockfill dam built on deep overburden foundation[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute,2015,32(2):84-91.(in Chinese))



numerical study[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2021, 115: 104071.

- [27] FAN Wei, YUAN Wancheng, YANG Zhi, et al. Dynamic demand of bridge structure subjected to vessel impact using simplified interaction model[J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2011, 16(1): 117-126.
- [28] LANGRAN-WHEELER C, RIGBY S E, CLARKE S D, et al. Near-field spatial and temporal blast pressure distributions from non-spherical charges; horizontally-aligned cylinders[J]. *International Journal of Protective Structures*, 2021, 12(4): 492-516.
- [29] LI Jun, WU Chengqing, HAO Hong, et al. Experimental investigation of ultra-high performance concrete slabs under contact explosions[J]. *International Journal of Impact Engineering*, 2016, 93: 62-75.
- [30] LI Qi, WANG Gaohui, LU Wenbo, et al. Failure modes and effect analysis of concrete gravity dams subjected to underwater contact explosion considering the hydrostatic pressure[J]. *Engineering Failure Analysis*, 2018, 85: 62-76.
- [31] CHUNG Y S, MEYER C, SHINOZUKA M. Modeling of concrete damage[J]. *Structural Journal*, 1989, 86(3): 259-271.
- [32] 曹克磊. 钢纤维增强多孔混凝土复合材料静动态力学特性及其水下抗爆防护效果研究[D]. 天津: 天津大学, 2020.
- [33] THILAKARATHNA H M I, THAMBIRATNAM D P, DHANASEKAR M, et al. Numerical simulation of axially loaded concrete columns under transverse impact and vulnerability assessment[J]. *International Journal of Impact Engineering*, 2010, 37(11): 1100-1112.
- [34] MCVAY M K. Spall damage of concrete structures[M]. Vicksburg: Department of the Army, 1988.

(收稿日期: 2024-05-23 编辑: 熊水斌)

(上接第 46 页)

- [13] DUNCAN J M. Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses[R]. Berkeley: University of California, 1980.
- [14] 曹艺凡, 岑威钧, 邓成发, 等. 土石坝加高工程老坝防渗墙施工时机优选[J]. *水利水电科技进展*, 2024, 44(5): 87-93. (CAO Yifan, CEN Weijun, DENG Chengfa, et al. Optimization of construction timing of cut-off wall of old dam in an earth-rockfill dam heightening project[J]. *Advances in Science and Technology of Water Resources*, 2024, 44(5): 87-93. (in Chinese))
- [15] 蔡新, 郭兴文, 沈培良, 等. 软土地基三维固结分析及其工程应用[J]. *河海大学学报(自然科学版)*, 2001, 29(5): 27-32. (CAI Xin, GUO Xingwen, SHEN Peiliang, et al. Three dimensional consolidation analysis of soft soil foundation and its application[J]. *Journal of Hohai University (Natural Sciences)*, 2001, 29(5): 27-32. (in Chinese))
- [16] 李涛, 高健. 软土地基固结 Neumann 随机有限元分析[J]. *河海大学学报(自然科学版)*, 2011, 39(4): 444-449. (LI Tao, GAO Jian. Neumann stochastic finite element analysis for consolidation of soft soil foundation[J]. *Journal of Hohai University (Natural Sciences)*, 2011, 39(4): 444-449. (in Chinese))
- [17] 李平, 金奕潼, 赖建英, 等. 负压条件下土体渗流固结特性研究综述[J]. *河海大学学报(自然科学版)*, 2016, 44(2): 115-121. (LI Ping, JIN Yitong, LAI Jianying, et al. Review of research on characteristics of seepage-induced consolidation of soil under negative-pressure reinforcement conditions[J]. *Journal of Hohai University (Natural Sciences)*, 2016, 44(2): 115-121. (in Chinese))
- [18] 沈振中, 岑威钧, 徐力群, 等. 工程渗流分析与控制[M]. 北京: 科学出版社, 2020.
- [19] 陈祖煜, 陈立宏, 孙平. 非线性强度指标边坡稳定安全系数取值标准的研究[J]. *水力发电*, 2004, 30(2): 17-20. (CHEN Zuyu, CHEN Lihong, SUN Ping. An investigation on the allowable factors of safety in slope stability analysis using nonlinear strength parameters[J]. *Water Power*, 2004, 30(2): 17-20. (in Chinese))
- [20] 王路军, 李锐, 叶源新. 水力吹填堤坝危险水力条件和防渗墙受力分析[J]. *河海大学学报(自然科学版)*, 2012, 40(4): 426-431. (WANG Lujun, LI Rui, YE Yuanxin. Analysis of dangerous hydraulic conditions of hydraulic fill dam and impervious wall under impact of tidal action[J]. *Journal of Hohai University (Natural Sciences)*, 2012, 40(4): 426-431. (in Chinese))
- [21] 高玉峰, 王迪, 张飞. 三维土质边坡稳定性分析方法研究现状与展望[J]. *河海大学学报(自然科学版)*, 2015, 43(5): 456-464. (GAO Yufeng, WANG Di, ZHANG Fei. Current research and prospects of 3D earth slope stability analysis methods[J]. *Journal of Hohai University (Natural Sciences)*, 2015, 43(5): 456-464. (in Chinese))
- [22] 陈祖煜, 孙平, 张幸幸. 关于饱和软土地基堤坝边坡稳定分析总应力法的讨论[J]. *水利水电技术*, 2020, 51(12): 1-8. (CHEN Zuyu, SUN Ping, ZHANG Xingxing. Discussion on total stress method for stability analysis on slope of embankment and dam on saturated soft soil foundation[J]. *Water Resources and Hydropower Engineering*, 2020, 51(12): 1-8. (in Chinese))
- [23] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1996: 387-395.
- [24] 国家能源局. 碾压式土石坝设计规范: NB/T 10872—2021[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2022.

(收稿日期: 2024-07-05 编辑: 刘晓艳)