

DOI: 10.11830/ISSN.1000-5013.202310022



水位升降和潮汐水位作用下 围堰的安全稳定性

韩贇¹, 朱浩杰², 刘小刚¹, 黄山景²

(1. 中铁第一勘察设计院集团有限公司, 福建 厦门 361001;

2. 华土木(厦门)科技有限公司, 福建 厦门 361021)

摘要: 为了分析水位升降和潮汐水位作用下滨海区域围堰的安全稳定性,基于厦门市集美岛车站工程实例,应用 Plaxis 有限元程序的非饱和土渗流理论,采用有限元强度折减法,进行不同水位升降速度及潮汐水位循环作用下围堰的稳定性分析,通过围堰的安全系数变化曲线分析水位变化对围堰稳定性影响的机理。结果表明:围堰安全系数在水位升高时减小,水位上升速度越快,围堰安全系数减小速率越大;水位下降时存在临界水位降速,临界水位降速为 $1.0 \text{ m} \cdot \text{d}^{-1}$,当水位下降速度超过临界水位降速时,围堰安全系数先减小后增大,当水位下降速度小于临界水位降速时,围堰安全系数逐渐增大;围堰安全系数在落潮时增大,在涨潮时减小,潮汐振幅越大,围堰安全系数增值越大,随着循环次数的增加,相邻两次循环间围堰安全系数增量逐渐减小并趋于稳定。

关键词: 围堰; 安全稳定性; 水位升降; 潮汐水位; 安全系数; 数值模拟

中图分类号: TU 473 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-5013(2024)02-0219-07

Safety and Stability of Cofferdam Under Effects of Rising and Falling of Water Level and Tide Level

HAN Yun¹, ZHU Haojie², LIU Xiaogang¹, HUANG Shanjing²

(1. China Railway First Survey and Design Institute Group Limited Company, Xiamen 361001, China;

2. China Civil Engineering (Xiamen) Technology Limited Company, Xiamen 361021, China)

Abstract: In order to analyze the safety and stability of coastal area cofferdam under the effects of the rising and falling of water level and tide level, basing on the engineering example of Jimei Island Station of Xiamen City, applying the seepage theory of unsaturated soil of Plaxis finite element program, and using the finite element strength reduction method, the safety and stability of cofferdam under the effects of different rising and falling speed of water level and tidal level circulation is carried out, the mechanism of the influence of water level change on the stability of cofferdam is analyzed through the change curve of safety factor of cofferdam. The results show that the safety factor of cofferdam decreases when the water level rises, and the faster the water level rises, the greater the reduction rate of the safety factor of cofferdam. There is a critical water level drop rate when the water level drops, the critical water level drop rate is $1.0 \text{ m} \cdot \text{d}^{-1}$, when the water level drop rate exceeds the critical water level drop rate, the safety factor of cofferdam first decreases and then increases, when the water level drop rate is less than the critical water level drop rate, the safety factor of coff-

收稿日期: 2023-10-29

通信作者: 朱浩杰(1994-),男,工程师,主要从事基坑工程、隧道工程、地基处理及土木领域自动化监测技术的研究。
E-mail:506657219@qq.com。

erdam increases gradually. The safety factor of cofferdam increases at low tide and decreases at high tide, the greater the tidal amplitude, the greater the increment of safety coefficient of cofferdam increases, the increment of safety factor of cofferdam between two adjacent cycles gradually decreases and tends to be stable with the increase of cycle times.

Keywords: cofferdam; safety and stability; rising and falling of water level; tide level; safety factor; numerical simulation

在滨海水域或临近滨海水域范围内进行基坑开挖时,需要设置围堰,防止海水侵入场地以满足干地施工的条件,并起到围护施工场地的作用。因此,围堰的安全稳定性是保证基坑开挖安全的重要前提^[1]。特别是由于滨海水域海水涨落的影响,对围堰自身的安全问题进行研究具有重要的意义^[2]。

针对围堰渗流问题,已有相关理论解析及数值模拟方面的研究^[3-6]。袁帅等^[7]采用非稳定渗流理论研究托巴士石围堰临水坡体的非稳定渗流场规律,得出过快的水位下降速度不利于堰坡稳定性的结论。董存军^[8]采用FLAC3D软件模拟分析水位变化工况下土石围堰的稳定性,发现水位变化越快,堰坡的稳定性越低。周俊^[9]发现水位下降使围堰下游边坡安全系数先减小后增大,随着水位下降速度的增加,堰体抗滑稳定安全系数呈减小的趋势。罗立哲等^[10]建立土石围堰稳定分析模型,发现当水位下降速率一定时,堰坡稳定安全系数呈先减小后增大的趋势,最小值及其出现时间与水位下降速率有关。上述文献对深入了解围堰在渗流作用下的稳定性具有重要意义,但研究对象均未涉及滨海水域地区,缺少对潮汐水位长期作用下围堰的安全稳定性研究。基于此,本文对水位升降和潮汐水位作用下厦门市集美岛车站的围堰安全稳定性进行研究。

1 渗流稳定分析的基本理论

1.1 达西定律与渗流计算理论

1856年,达西提出渗流线性定理,对后期渗流理论的发展与研究有着不可或缺的作用^[11]。达西定律基本公式为

$$v = \frac{Q}{A} = -\kappa \frac{dh}{dS} = \kappa J. \quad (1)$$

式(1)中: v 为通过断面(面积为 A)上的平均流速; Q 为边界流量; κ 为渗透系数; h 为水头; S 为水流过的距离; J 为渗透坡降。

稳态分析认为流入、流出土体的水量和边界补给水量在任何时刻都是平衡的,对应的达西定律控制微分方程^[12]为

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\kappa_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\kappa_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = 0. \quad (2)$$

式(2)中: H 为总水头; κ_x 为水平方向(X 方向)的渗透系数; κ_y 为垂直方向(Y 方向)的渗透系数; t 为时间参数。

对于瞬态分析而言,土体内含水量的变化取决于土体的应力状态和土体的性状。以水头 h 为控制方程的因变量,可得渗流控制方程^[13]为

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\kappa_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\kappa_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = m_w \rho_w \frac{\partial H}{\partial t}. \quad (3)$$

式(3)中: m_w 为比水容重; ρ_w 为水的密度。

Plaxis有限元程序认为地下水在孔隙中的流动服从达西定律,因此,其控制微分方程的表达式与达西定律渗流控制方程相同。特别的,Plaxis有限元程序区分了孔隙水在饱和土体(浸润面以下)和非饱和土体(浸润面以上)中的流动,对渗透系数引入一个折减系数 K^r 。当土体位于浸润面以下时, $K^r = 1$;当土体位于浸润面以上时, $K^r < 1 = \alpha$;在浸润面附近的过渡区域, K^r 由 α 线性增加到1^[14]。Plaxis有限元程序将 K^r 引入达西定律控制微分方程中,稳态、瞬态分析对应的达西定律控制微分方程^[12]分别为

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K^r \kappa_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K^r \kappa_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = 0,$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K^r \kappa_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K^r \kappa_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = m_w \rho_w \frac{\partial H}{\partial t}$$

1.2 安全系数的求解

Plaxis 有限元程序通过提供的有限元强度折减法进行安全系数的求解^[15-16]。通过不断减小强度参数 $\tan \varphi, c$ 直到计算模型发生破坏, 此时的折减系数即安全系数。在程序中, 将 $\sum Msf$ 定义为强度的折减系数, 其表达式为

$$\sum Msf = \frac{\tan \varphi_{inp}}{\tan \varphi_{red}} = \frac{c_{inp}}{c_{red}} \quad (4)$$

式(4)中: $\tan \varphi_{inp}, c_{inp}$ 均为程序定义材料属性时输入的强度参数; $\tan \varphi_{red}, c_{red}$ 均为分析过程中用到的经过折减后的强度参数。

程序在开始计算时默认 $\sum Msf = 1.0$, 然后, $\sum Msf$ 按设置的数值递增至计算模型发生破坏, 此时的 $\sum Msf$ 即计算模型的安全系数^[12]。

2 渗流模型的建立

2.1 工程概况

集美岛车站位于厦门市集美区马銮湾片区凤鸣路中间绿化带内, 其间塘、堤纵横交错, 现状地面标高 $-2 \sim 4$ m, 规划标高 $6.53 \sim 7.06$ m。车站位于原水塘下方, 原场地经抽水、清淤及围堰施工后, 开挖车站基坑。围堰采用素土分层碾压密实, 高 7.0 m, 顶宽 2.5 m, 基础底标高 -2.5 m, 两侧按 $1.0 : 1.5$ 放坡, 迎水面设置“土工布+防水板+土工布”防渗并采用干砌片石护脚, 背水面一侧坡面喷射 100 mm 的 C20 混凝土, 设置 $\Phi 8$ mm@ 200 mm \times 200 mm 钢筋网片。集美岛车站基坑标准段宽度 19.7 m, 深度 $9.5 \sim 11.2$ m, 采用 $\Phi 1\ 000$ mm@ $1\ 200$ mm 钻孔灌注桩+一道 900 mm \times 900 mm 钢筋砼支撑体系。围堰与基坑间距约 50 m, 场区清淤后地下水位标高为 -1.0 m, 最高水位标高为 6.0 m。地质自上而下依次为素填土、中粗砂、全风化凝灰熔岩和强风化凝灰熔岩。标准段横断面图, 如图 1 所示。

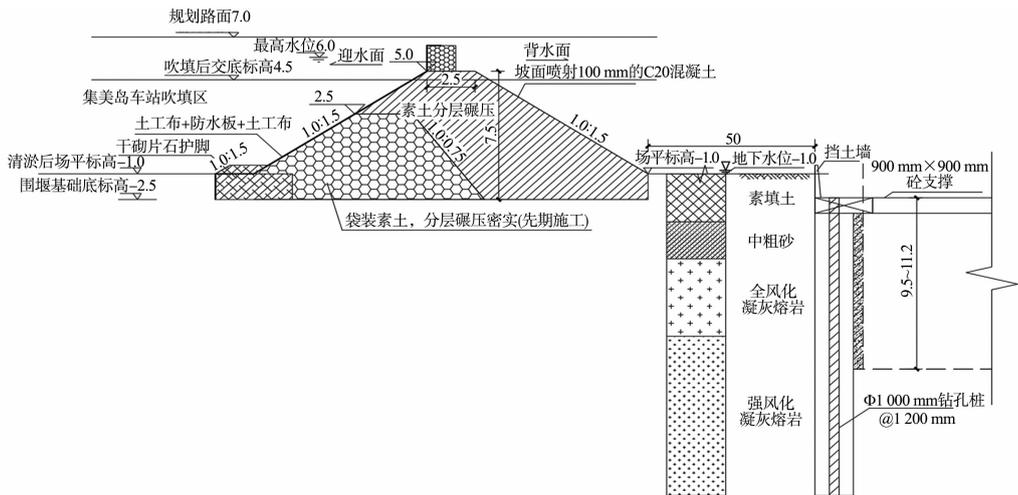


图 1 标准段横断面图(单位:m)

Fig. 1 Cross-section diagram of standard section (unit: m)

2.2 计算模型

采用 Plaxis 有限元程序建立标准段横断面二维计算模型, 模拟分析围堰在水位升降及潮汐水位变化条件下的安全稳定性特征。有限元计算模型(图 2)的尺寸与工程案例一致。有限元网格(图 3)共划分为 $9\ 581$ 个节点和 $1\ 149$ 个单元。

模型应力场边界条件: 底边界和侧面边界垂直方向和水平方向均自由; 表面为自由边界。模型水位边界条件: 迎水面为水位变动边界; 围堰内地表为下游水头边界; 模型侧面及底面为不透水边界。

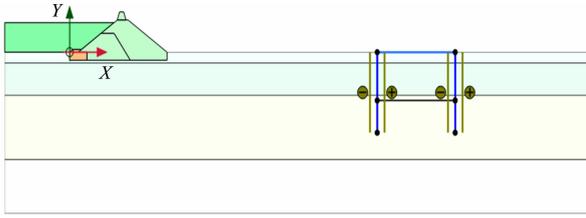


图 2 有限元计算模型

Fig. 2 Finite element calculation model

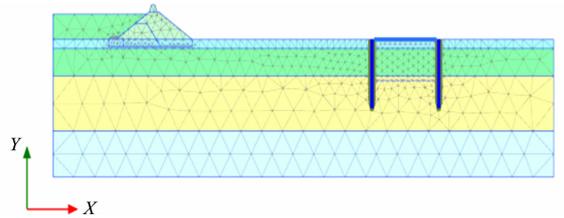


图 3 有限元网格划分

Fig. 3 Finite element mesh division

2.3 计算参数

在进行敏感环境下的基坑降水开挖问题的数值模拟时,针对渗流问题,应用考虑土体小应变特性的本构模型具有良好的适应性^[17]。因此,数值模拟本构模型选择小应变土体硬化(HSS)模型。HSS模型包含4个强度参数、7个刚度参数和2个小应变参数:土体的强度参数(c)、内摩擦角(φ)、剪胀角(ψ)、破坏比(0.9)、割线刚度(E_{50}^{ref})、切线刚度(E_{oed}^{ref})、卸载/重新加载刚度(E_{ur}^{ref})、小应变剪切模量(G_0^{ref})、卸载/再加载泊松比(ν_0^{ur})、刚度参考围压(P^{ref})、正常固结下的侧压力系数值($K_0, K_0 = 1 - \sin \varphi$)、割线模量(G_s)减小到 G_0 的 70% 时的剪切应变($\gamma_{0.7}$)、桩土接触面参数 R_{inter} 。

根据地勘报告及相关计算^[18],可得土体物理力学参数,如表 1 所示。表 1 中: ρ 为密度; ν 为泊松比。

表 1 土体物理力学参数

Tab. 1 Physical and mechanical parameters of soil

土层名称	$\rho / \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	c / kPa	$\varphi / (^\circ)$	ν	$E_{50}^{ref} / \text{MPa}$	$E_{oed}^{ref} / \text{MPa}$	$E_{ur}^{ref} / \text{MPa}$	G_0^{ref} / MPa	$\gamma_{0.7} / \times 10^{-4}$	$\kappa / \text{m} \cdot \text{d}^{-1}$
素填土	18.0	8	15	0.30	3	3	12	42	3	0.5
中粗砂	17.5	0	33	0.26	5	5	15	60	3	10.0
全风化凝灰熔岩	19.5	28	25	0.25	18	18	54	162	3	0.5
强风化凝灰熔岩	20.5	31	30	0.23	40	40	120	480	3	0.8

2.4 水位变化模拟

模型初始水位为清淤后场平标高(-1.0 m),最高水位为 6.0 m,分别如图 4,5 所示。水位升降过程采用瞬态渗流计算,程序中通过定义渗流时程曲线实现,设置水位升降过程中所需时间的长短可反映水位变化的速度。

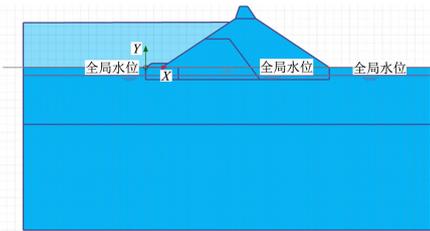


图 4 模型初始水位设置图

Fig. 4 Setting diagram of model initial water level

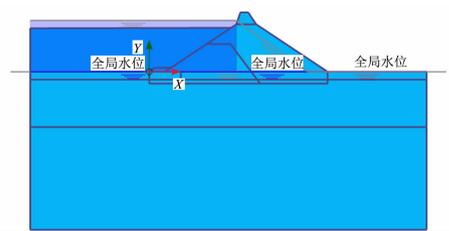


图 5 模型最高水位设置图

Fig. 5 Setting diagram of model maximum water level

根据潮汐表,厦门地区每天涨潮两次,相隔 12 h,高潮潮高与低潮潮高之间的差值约为 3~6 m。对潮汐涨落进行简化处理,假定潮汐涨潮速度与落潮速度相同,0:00 开始第 1 次退潮,6:00 开始第 1 次涨潮,12:00 开始第 2 次退潮,18:00 开始第 2 次涨潮,1 d 中有 2 次潮汐循环。

潮汐水位变化示意图(1 d),如图 6 所示。图 6 中: ΔH_w 为潮汐变化过程中的水位差值。

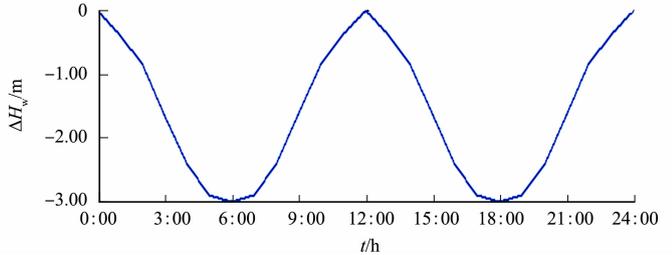


图 6 潮汐水位示意图(1 d)

Fig. 6 Schematic diagram of tidal levels (1 d)

2.5 计算工况

根据工程实例的现场施工情况,数值模拟计算工况主要步骤如下:1)进行初始地应力平衡;2)施工围堰;3)施作基坑围护结构;4)基坑开挖;5)吹填;6)模拟地下水位升降;7)模拟潮汐水位变化。

3 计算结果及分析

桩身曲线模拟结果与实测结果的对比,如图 7 所示。图 7 中: s 为位移; D 为深度。由图 7 可知:基坑围护桩身最大变形位置在坑底以上,整体呈“内凸状”发展,桩身曲线模拟形态与实测一致;施工期 ZQT-5 桩身实测最大位移为 12.66 mm, ZQT-15 桩身实测最大位移为 15.15 mm,与模拟结果分别相差 1.00,1.49 mm,模拟结果较为准确。

3.1 水位升降对围堰稳定性的影响

1) 水位上升。为研究水位升速对围堰稳定性的影响,根据工程实例水位分布情况,设计水位从 -1.0 m 开始上升至 6.0 m,升速(v_r)分别为 3.0,1.5,0.5 $\text{m} \cdot \text{d}^{-1}$ 。水位上升与围堰安全系数的关系图,如图 8 所示。图 8 中: H_w 为水位标高; ΣMsf 为围堰安全系数(折减系数)。

由图 8 可知:水位从 -1.0 m 上升到 6.0 m 过程中,围堰安全系数不断减小;水位升速为 3.0 $\text{m} \cdot \text{d}^{-1}$ 时的围堰安全系数减小速率最大,水位升速为 0.5 $\text{m} \cdot \text{d}^{-1}$ 时的围堰安全系数减小速率最小,这说明水位上升速度越快,围堰安全系数减小速率越大,相同水位上升高度下围堰安全系数越小。

水位上升速度越快,由于围堰内地下水位线不能同步升高,故孔隙水压力和基质吸力的变化较小,围堰迎水侧水压力一直增加,从而使围堰安全系数减小;水位上升速度较小时,围堰内的浸润线随水位上升而上升,故围堰的稳定性就由孔隙水压力、基质吸力和迎水侧水压力共同决定,从而表现出安全系数减小速率较小的规律。总体而言,低水位时围堰安全系数最大,水位上升过程中围堰安全系数不断减小,到最高水位时围堰安全系数最小,3 种水位升速下的围堰安全系数及减小速率差异不大。

2) 水位下降。采用相同的方式,设计水位从 6.0 m 开始下降至 -1.0 m,降速(v_d)分别为 3.0,1.5,0.5 $\text{m} \cdot \text{d}^{-1}$ 。水位下降与围堰安全系数的关系图,如图 9 所示。

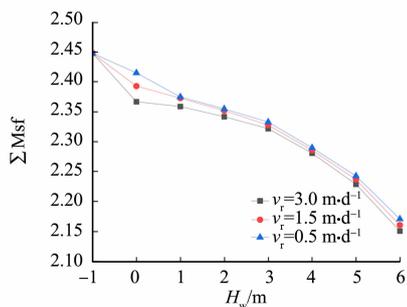


图 8 水位上升与围堰安全系数的关系图

Fig. 8 Relation diagram of water level rise and safety factor of cofferdam

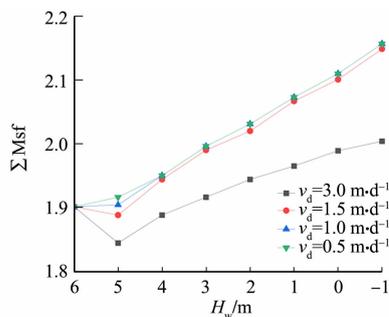


图 9 水位下降与围堰安全系数的关系图

Fig. 9 Relation diagram of water level drop and safety factor of cofferdam

由图 9 可知:水位降速为 3.0,1.5 $\text{m} \cdot \text{d}^{-1}$ 时,随着水位的下降,围堰安全系数先减小后增大;水位降速为 0.5 $\text{m} \cdot \text{d}^{-1}$ 时,围堰安全系数随着水位的下降而逐渐增大;这 3 条曲线在水位初降时存在一定的差异,说明在水位初降过程中存在临界水位降速,当水位降速超过临界水位降速时,围堰安全系数先减小后增大;当水位降速等于临界水位降速时,围堰安全系数先不变后增大;当水位降速小于临界水位降速时,围堰安全系数逐渐增大。文中工程案例的临界水位降速为 0.5~1.5 $\text{m} \cdot \text{d}^{-1}$,增设水位降速为 1.0 $\text{m} \cdot \text{d}^{-1}$ 进行模拟,发现在水位初降时围堰安全系数不变,随着水位的进一步下降,围堰安全系数逐渐增大,说明工程临界水位降速为 1.0 $\text{m} \cdot \text{d}^{-1}$ 。

初始高水位状态下,围堰在孔隙水压力、基质吸力和迎水侧水压力共同作用下保持相对稳定状态;

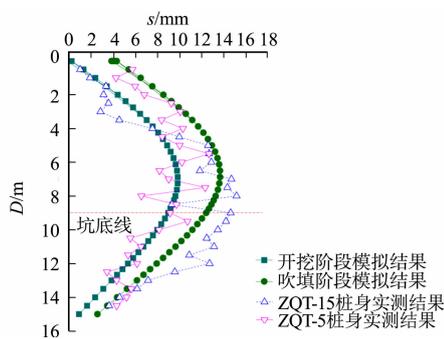


图 7 桩身曲线模拟结果与实测结果的对比

Fig. 7 Comparison of pile curves simulation results and measured results

当水位降速为临界水位降速时,迎水侧水压力减小,使围堰稳定性有所提高,而围堰内孔隙水压力来不及完全消散,将会降低围堰稳定性,二者对围堰稳定性的影响相互平衡,围堰安全系数保持不变;当水位降速超过临界水位降速时,水位降速越快,围堰孔隙水压力相对消散速度越慢,围堰安全系数有一定程度的减小,水位降速越快,围堰安全系数减小值越大;当水位降速小于临界水位降速时,水位降速越慢,围堰孔隙水压力相对消散速度越快,水位降速为 $0.5 \text{ m} \cdot \text{d}^{-1}$ 时,这与工程案例围堰土体渗透系数相同,迎水侧水位下降的同时,围堰孔隙水压力同步下降,故围堰安全系数在水位初降时就有所增大。随着围堰内水位的进一步下降,围堰整体受到的迎水侧压力进一步减小,围堰内的孔隙水压力逐渐减小,基质吸力增大,从而使围堰的稳定性逐步提高,围堰安全系数逐渐增大。

3.2 潮汐水位变化对围堰稳定性的影响

为了充分研究不同潮汐水位差的情况下,潮汐水位变化对围堰安全稳定性的影响,以潮汐水位变化幅值 3 m 为基础,等比例增加水位变化幅值,不改变潮汐涨落时间区间,设置潮汐振幅分别为 $3, 4, 5, 6 \text{ m}$ 的计算工况,初始水位设置为 6 m 。不同潮汐振幅下的围堰安全系数,如图 10 所示。潮汐循环下的围堰安全系数增量,如图 11 所示。图 11 中: $\Delta \Sigma \text{Msf}$ 为围堰安全系数增量; n 为循环次数。

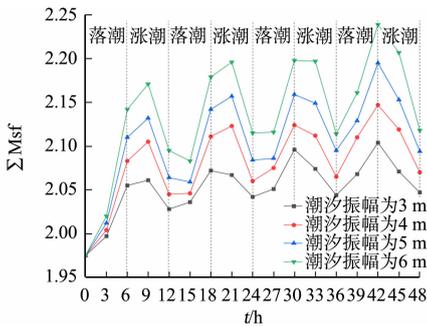


图 10 不同潮汐振幅下的围堰安全系数
Fig. 10 Safety factors of cofferdams under different tidal amplitudes

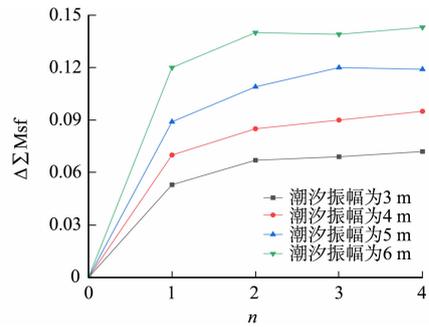


图 11 潮汐循环下的围堰安全系数增量
Fig. 11 Increments of safety factors of cofferdam under tidal cycle

由图 10 可知:由于落潮时围堰迎水侧水压力减小,涨潮时围堰迎水侧水压力增大,对应的围堰安全系数在落潮时增大,在涨潮时减小,潮汐振幅越大,相同时间下落潮时水位下降得越多,围堰安全系数增值越大;在落潮初期,围堰安全系数增加速度较小,这是由于围堰内水位来不及下降导致的,随着潮汐水位的进一步下降,围堰迎水侧水压力进一步减小,围堰内水位开始下降且基质吸力开始增大,围堰安全系数迅速提高;在涨潮初期,由于潮水位上涨高度较小,且围堰受落潮的影响,基质吸力还在持续增大,围堰安全系数仍有一定程度的增加,随着潮水进一步上涨,围堰迎水侧水压力不断增大,围堰内孔隙水压力增大,基质吸力减小,围堰安全系数开始减小。

由图 11 可知:围堰在一次潮汐循环中,安全系数会增大,第 1 次潮汐循环时安全系数增量最大,潮汐水位振幅越大,围堰安全系数增量越大,潮汐振幅为 $3, 4, 5, 6 \text{ m}$ 时的增量分别为 $0.053, 0.070, 0.089, 0.120$;随着潮汐水位不断循环变化,围堰安全系数增量逐渐减小并趋于稳定,第 4 次循环结束时的安全系数与第 3 次潮汐循环结束时相比,潮汐振幅 $3, 4, 5, 6 \text{ m}$ 下安全系数增量差值分别为 $0.003, 0.005, -0.001, 0.004$ 。

潮汐循环下孔隙水压力曲线图,如图 12 所示。图 12 中: p_w 为孔隙水压力。由图 12 可知:围堰内孔隙水压力变化与潮汐水位升降并不呈现完全的正相关关系,如第 1 次涨潮前期,围堰内孔隙水压力持续下降,随着潮水位的不断升高,围堰内孔隙水压力开始慢慢变大,当水位恢复至初始状态时,该点孔隙水压力并未恢复到初值,而是较初值有一定程度的减小,而围堰内基质吸力有所增加,说明围堰在潮汐循环作用下,内部孔隙水压力减小,基质吸力增加。因此,整体安全稳定性得到了提高。

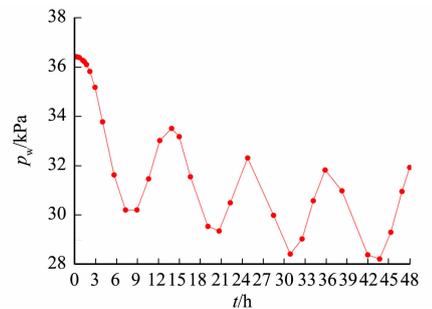


图 12 潮汐循环下的孔隙水压力
Fig. 12 Pore water pressures under tidal cycle

4 结论

1) 围堰安全系数在水位升高时减小,水位上升速度越快,围堰安全系数减小速率越大,相同水位上升高度下围堰安全系数越小;围堰安全系数在水位下降时增大,当水位下降速度越接近围堰土体的渗透系数时,围堰安全系数增大速率越大,相同水位下降高度下围堰安全系数增量越大。

2) 水位初降过程中存在临界水位降速,当水位下降速度超过临界水位降速时,围堰安全系数先减小后增大;当水位下降速度等于临界水位降速时,围堰安全系数先不变后增大;当水位下降速度小于临界水位降速时,围堰安全系数逐渐增大。

3) 围堰安全系数在落潮时增大,在涨潮时减小,潮汐振幅越大,围堰安全系数增量越大。安全系数增量在第1次潮汐循环时最大,随着潮汐水位的不断循环变化,相邻两次循环间围堰安全系数增量逐渐减小,并趋于稳定。

4) 围堰在潮汐循环作用下,内部孔隙水压力减小,基质吸力增加,整体安全稳定性得到提高。

参考文献:

- [1] 张家发,林水生,吴德绪,等.论土石围堰和基坑渗流场调控[J].长江科学院院报,2013,30(2):20-26. DOI:10.3969/j.issn.1001-5485.2013.02.005.
- [2] DAI Huichao,WANG Linglin. Seepage problems of deepwater high earth-rock coferdam in Three Gorges Projic[J]. Advances in Water Science,2005,16(6):849-852. DOI:10.1177/002096430505900423.
- [3] 黄娟,和振,余俊,等.考虑封底效应的圆形围堰渗流场解析解及应用[J].岩土工程学报,2023,45(12):2510-2518. DOI:10.11779/CJGE20221101.
- [4] 许俊伟,汪华坡.深中通道东人工岛围堰抽水过程渗流特性及稳定性分析[J].隧道建设(中英文),2022,42(增刊2):168-174.
- [5] 周璐,胡云卿,罗伟,等.不同降雨条件下的某航电枢纽工程砂砾体围堰稳定性分析[J].水电能源科学,2022,40(2):136-140.
- [6] 宋成年,邓洋,刘德兵,等.基坑不同水位降速下土石围堰松散粘质边坡渗流特性与开挖稳定性研究[J].水电能源科学,2021,39(2):69-73.
- [7] 袁帅,何蕴龙,曹学兴.非稳定渗流对托巴土石围堰上游坡稳定性影响[J].武汉大学学报(工学版),2012,45(2):193-199.
- [8] 董存军.考虑渗流效应的大型土石围堰稳定性研究[D].重庆:重庆大学,2013.
- [9] 周俊.降雨条件下土石围堰稳定分析研究[D].长沙:长沙理工大学,2012.
- [10] 罗立哲,胡志根,刘全,等.高土石围堰施工-运行过程边坡稳定性分析[J].武汉大学学报(工学版),2013,46(1):84-88.
- [11] 毛昶熙.渗流计算分析与控制[M].北京:中国水利水电出版社,2003.
- [12] 唐晓松,郑颖人,林成功.浸润面位置的确定方法对涉水边坡稳定性分析的影响[J].岩石力学与工程学报,2008,27(增刊1):2814-2819.
- [13] FREDLUND D G,RAHARDJO H.非饱和土土力学[M].陈仲颐,张在明,陈愈迥,译.北京:中国建筑工业出版社,1997.
- [14] 唐晓松,郑颖人,邬爱清,等.应用 PLAXIS 有限元程序进行渗流作用下的边坡稳定性分析[J].长江科学院院报,2006,23(4):13-16. DOI:10.3969/j.issn.1001-5485.2006.04.003.
- [15] 赵尚毅,郑颖人,时卫民,等.用有限元强度折减法求边坡稳定安全系数[J].岩土工程学报,2002,24(3):343-346.
- [16] 郑颖人,赵尚毅.有限元强度折减法在土坡与岩坡中的应用[J].岩石力学与工程学报,2004,23(19):3381-3388.
- [17] 邵羽,江杰,陈俊羽,等.基于 HSS 模型与 MCC 模型的深基坑降水开挖变形分析[J].水利学报,2015,46(增刊1):231-235. DOI:10.13243/j.cnki.slxb.2015.S1.043.
- [18] 周恩平.考虑小应变的硬化土本构模型在基坑变形分析中的应用[D].哈尔滨:哈尔滨工业大学,2011.

(责任编辑:钱筠 英文审校:方德平)