

DOI: 10.20040/j.cnki.1000-7709.2023.20221924

# 某大型土石坝坝脚挡墙变形机理分析

邹 振<sup>1</sup>, 梁 禹<sup>2,3</sup>

(1. 深圳市水务规划设计院股份有限公司, 广东 深圳 518000;

2. 中山大学·深圳航空航天学院, 广东 深圳 518000; 3. 中山大学土木工程学院, 广东 珠海 519000)

**摘要:** 常见土石坝坝脚挡墙变形破坏机理主要有地基承载力不足、地基不均匀沉降、温度效应或自身抗滑(倾)稳定性不足等。某项目土石坝坝脚棱体排水改为挡墙后, 挡墙变形特征与常见起因均不相符, 变形仅在挡墙伸缩缝处可见, 伸缩缝呈张开、闭合或错位等变化。研究发现, 伸缩缝变形是因坝体固结沉降导致挡墙产生水平位移, 并与相邻挡墙间形成水平位移差有关, 位移差越大变形越严重; 同时挡墙水平位移大小与坝截面高度、坝基所处水文地质条件等相关。土石坝下游棱体排水改为重力式挡墙后, 除按规范要求设计计算外, 还应计算挡墙间水平位移差, 并考虑挡墙位移、排水不畅对坝体下游排水系统的影响。研究结果对正确分析坝脚挡墙变形机制和挡墙抗滑设计具有较好的参考价值。

**关键词:** 棱体排水; 坝脚挡墙; 伸缩缝变形; 固结沉降; 水平位移差

中图分类号: TV641

文献标志码: A

文章编号: 1000-7709(2023)08-0117-04

## 1 工程概况

深圳市某大型土石坝水库, 总库容  $1.86 \times 10^8 \text{ m}^3$ , 是在原坝基上加高培厚而成, 坝型为厚粘土心墙坝; 坝轴线呈 S 型, 由两段圆弧连接, 圆弧半径分别为 105.0、65.0 m; 坝顶长 755.0 m, 宽 8.0 m, 坝顶高程 82.3 m, 最大坝高 46.8 m。原设计下游坝脚设排水棱体, 棱体顶高程 48.0 m, 内坡比为 1:1.0, 外坡比为 1:1.5。由于征地原因, 桩号 0+598.80~0+678.50 坝段下游坝脚附近药厂无法拆除, 将坝脚向内收窄, 需将原设计排水棱体变更为毛石混凝土挡墙(图 1)。坝脚挡墙的施工时段为 2016 年 6~12 月, 土石坝施工时段为 2017 年 3 月至 2018 年 5 月。土石坝及挡墙竣工完成 2.5 年后发现坝脚各段挡墙发生不均匀水平



图 1 土石坝实景布置图

Fig. 1 Real site layout of earth-rock dam

位移, 挡墙间位移存在位移差或角度偏差。目前, 针对土石坝渗流、抗滑稳定、应力与变形计算研究较多, 如田林钢等<sup>[1]</sup>基于 Geo-Studio 有限元软件, 选用 Morgenstern-Price 法分析了下游坡墙组合结构小型土石坝安全稳定问题, 提出挡土墙与坝体高度的比值、下游坝坡坡比是影响组合结构稳定的主要因素; 沈保根等<sup>[2]</sup>基于 Fellenius 法和 Bishop 法对典型斜坡式护岸安全系数进行计算和对比分析, 研究浸润面计算方法、水位差和坡顶荷载对边坡稳定安全系数的影响; 方正<sup>[3]</sup>运用 FLAC<sup>3D</sup> 研究了卧虎山水库大坝坝体加宽后坝体渗流稳定性及变形问题, 发现靠近拓宽坝体的坝顶区域有可能产生较大变形; 但针对土石坝与挡墙间相互作用与变形研究较少。鉴此, 本文排除某土石坝坝脚挡墙变形常见起因后, 提出挡墙变形与土石坝固结沉降相关, 并论证了坝脚挡墙水平位移与坝体及坝基固结沉降的关联性, 对挡墙伸缩缝错位或张开作出合理解释, 为土石坝坝脚棱体排水改挡墙设计方案提供了新思路。

## 2 研究方法

先采用基于达西定律与连续性方程对渗流计算的数学模型进行联合求解<sup>[4]</sup>, 通过利用有限元

收稿日期: 2022-09-16, 修回日期: 2022-10-13

基金项目: 深圳市自然科学基金可持续发展科技专项(KCXFZ20201221173207020)

作者简介: 邹振(1985-), 男, 硕士, 研究方向为水利、岩土工程设计, E-mail: 365862065@qq.com

软件 plaxis 中的地下水渗流分析模块、稳定性分析模块对算例进行建模并计算坝体浸润线、坝下游出逸坡降和坝墙组合结构整体抗滑稳定性系数,论证挡墙变形是否与坝基渗透变形和坝体深层滑动位移有关。其次基于修正的库伦土压力公式计算挡墙自身抗滑移、抗倾覆稳定性,判别挡墙变形是否因地基承载力不足、墙身设计尺寸不够引起。最后采用以 Biot 固结理论为基础的有效应力法,利用 plaxis 中的流固耦合分析模块,计算坝墙组合结构变形与位移,论证挡墙变形与坝体及坝基固结变形相关性。

### 3 计算模型与参数

某土石坝坝顶宽 8 m,坝高 35~40 m,上、下游坝坡坡比分别为 1:3.0、1:2.5,心墙顶宽 3.5 m,上下游坡比均为 1:0.75。下游坝脚设毛石砼挡墙,墙顶宽 1.1 m,面坡、背坡倾斜坡度分别为 1:0.20、1:0.50,墙址宽 1.0 m、高 1.5 m,墙踵台阶尺寸同墙趾,墙底无倾斜,墙身高度随坝坡与地面高差变化范围为 6.6~9.3 m,其典型断面见图 2。该厚粘土心墙土石坝具体变形特征如下:①桩号 0+630 处挡墙变形缝张开至 3.8 cm(含自身缝宽度 2.0 cm);②桩号 0+640 处挡墙变形缝错位 3.0 cm,挡墙底排水沟变形缝水平向下游错位 1.0 cm,竖直向下沉错位 2.0 cm;③桩号 0+655 处挡土墙变形缝张开 1.0 cm;④挡墙变形、错位仅发生在伸缩缝处,各段挡墙墙身未见变形或裂缝。选取挡墙变形缝两侧典型断面(桩号 0+625.0、0+645.0)分别进行建模计算,坝墙组合结构有限元网格模型见图 3。

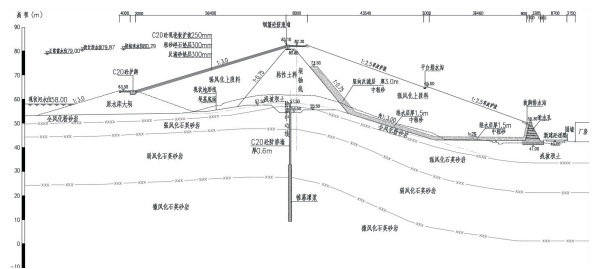


图 2 土石坝典型横断面

Fig. 2 Typical cross-section of earth-rock dam

建模时,残坡积粉质粘土层、中粗砂层、全(强)风化粉砂岩层采用 M-C 本构模型,破坏特性采用 M-C 强度破坏准则;弱、微风化岩层及毛石挡墙采用线弹性本构模型。材料计算参数见表 1。荷载取土体及挡墙自重,坝顶超载取城-B 级汽车荷载,上下游水头差取 18 m。

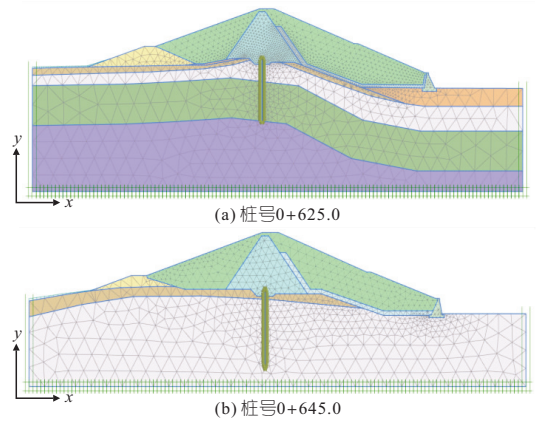


图 3 桩号 0+625.0、0+645.0 有限元计算模型

Fig. 3 0+625.0 and 0+645.0 FEM model of dam

表 1 模型参数

Tab. 1 Model parameters

岩性	$\gamma_u$	$\gamma_s$	$\nu$	$c$	$\varphi/(^\circ)$	$k$	$E$	$\psi/(^\circ)$
坝壳料	18.40	19.40	0.30	20.00	25.00	0.095	$27.25 \times 10^3$	0.0
心墙黏土	18.30	19.30	0.30	20.00	25.00	0.006	$21.80 \times 10^3$	0.0
中粗砂	17.00	18.00	0.25	0.00	35.00	5.200	$32.50 \times 10^3$	5.0
残坡积土	18.00	19.00	0.31	24.00	25.00	0.028	$34.00 \times 10^3$	0.0
全风化砂岩	19.20	20.20	0.31	23.00	27.00	0.040	$39.00 \times 10^3$	0.0
强风化砂岩	20.80	21.80	0.25	100.00	33.00	0.277	$50.00 \times 10^3$	1.0
弱风化砂岩	23.00	23.00	0.22				$3.000 \times 10^6$	
微风化砂岩	25.00	25.00	0.20				$8.000 \times 10^6$	
毛石砼挡墙	24.00	24.00	0.20				$25.50 \times 10^6$	

注:  $\gamma_u$  为天然重度,  $\text{kN/m}^3$ ;  $\gamma_s$  为饱和重度,  $\text{kN/m}^3$ ;  $\nu$  为泊松比;  $c$  为内聚力,  $\text{kN/m}^2$ ;  $\varphi$  为内摩擦角;  $k$  为渗透系数,  $\text{m/d}$ ;  $E$  为弹性模量,  $\text{kN/m}^2$ ;  $\psi$  为剪胀角。

### 4 结果与分析

#### 4.1 渗流稳定计算

因坝体和坝基计算模型较为复杂,采用分块近似 Ritz 法进行渗流分析计算。设置上游水头 58.00 m,下游水头 40.00 m,挡墙按透水结构考虑,坝体渗流计算结果见图 4,其结果与现场坝体渗压计监测地下水位结果较吻合,见表 2。

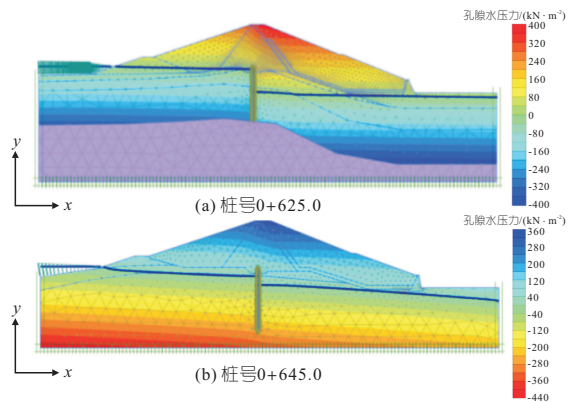


图 4 桩号 0+625.0、0+645.0 孔隙水压力及浸润线

Fig. 4 0+625.0 and 0+645.0 pore water pressure and infiltration line

表 2 土石坝各断面测压管内水位监测表

Tab. 2 Water level monitoring table in the pressure measuring pipe of each section of earth-rock dam

断面位置	测压管编号	管口高程/m	管长/m	管底高程/m	水位/m
0+625.0	UP II 141	81.68	29.82	51.86	无水
	UP II 142	81.74	18.90	62.84	无水
	UP II 143	81.63	25.02	56.61	无水
	UP II 144	73.45	16.92	56.53	无水
	UP II 145	73.53	26.18	47.35	无水
	UP II 146	52.78	12.75	40.03	无水
	UP II 147	52.99	24.50	28.49	38.48~38.50
0+635.0	UP II 148	81.74	51.38	30.36	无水
	UP II 149	81.69	46.25	35.44	无水
	UP II 150	81.66	45.51	36.15	无水
	UP II 151	69.92	34.32	35.60	无水
	UP II 152	69.88	39.86	30.02	无水
	UP II 153	57.04	21.46	35.58	无水
	UP II 154	52.56	23.50	29.06	43.07~43.13

注:表中数据测量日期为 2021 年 2 月 2~28 日。

由图 4 可知:①坝体浸润线埋藏较深,下游坝坡面无逸出点,土石坝心墙和坝基防渗墙防渗效果明显,对库区地下水渗流起到良好的阻渗作用;各断面坝下游最大水力坡降  $i$  很小,坝基无渗透变形问题。②坝脚挡墙稳定性计算时,可不考虑墙后地下水的影响。

### 4.2 土石坝整体稳定性计算

以施工完成期为计算工况,水库蓄水前坝坡稳定性计算结果见图 5。

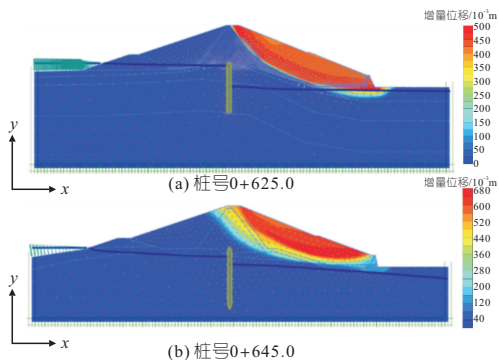


图 5 桩号 0+625.0、0+645.0 坝坡稳定性计算结果

Fig. 5 0+625.0 and 0+645.0 calculation results of dam slope stability

根据《碾压式土石坝设计规范》(DL/T 5395-2007)<sup>[5]</sup>,该土石坝正常运行条件下最小安全系数为 1.35。经计算桩号 0+625.0 坝断面安全系数为 1.988,桩号 0+645.0 安全系数为 2.316,均满足规范要求。由此可判断土石坝整体处于稳定状态,且安全富裕度较高。

### 4.3 挡墙自身稳定性验算

坝脚挡墙为俯斜式重力式挡墙,墙背主动土压力采用修正库伦土压力公式计算,墙背按粗糙、排水良好考虑,计算结果见表 3。

表 3 挡墙稳定计算结果表

Tab. 3 Table of stability calculation results of retaining wall

挡墙桩号	计算工况	滑移验算		倾覆验算		地基承载力验算/kPa		基底偏心距	
		计算值	$K_C$	计算值	$K_0$	计算值		容许值	验算/m
						趾部	踵部		
0+625.0	完建	1.67	1.30	5.72	1.40	130.55	99.83	220	0.173 1.947
0+645.0	完建	1.46	1.30	5.78	1.40	125.80	122.96	220	0.014 1.842

注: $K_C$  为抗滑移稳定性系数; $K_0$  为抗倾覆稳定性系数。

由表 3 可知,挡墙抗滑移、抗倾覆、基底承载力和墙身截面强度等均满足《水工挡土墙设计规范》(SL379-2007)<sup>[6]</sup>要求,坝脚挡墙是稳定的。

### 4.4 土石坝一挡墙水平向位移计算

计算时假定:①微、弱风化岩层为非多孔材料,即不考虑基岩体的透水性;②考虑挡墙泄水孔的泄水作用和排泄能力,坝脚毛石挡墙按多孔透水体建模。土石坝竣工完成后坝体和坝基超孔隙水压力消散时间设置为 24 个月。经流固耦合分析后,坝墙组合结构水平向位移见图 6。

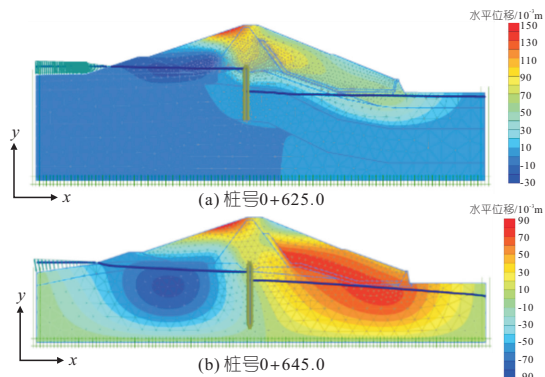


图 6 桩号 0+625.0、0+645.0 水平向位移

Fig. 6 0+625.0 and 0+645.0 horizontal displacement

由模型位移计算结果可知,桩号 0+625.0 断面坝脚挡墙墙顶水平位移 3.7 cm,墙底水平位移 5.5 cm;桩号 0+645.0 断面墙顶水平位移 4.8 cm,墙底水平位移 6.6 cm;两不同断面水平位移差为 1.1 cm。由此可推断当选择坝体不同位置代表性断面计算变形时,因坝体高度、坝基地形地质条件不同,坝脚挡墙会存在不均匀水平位移差。

### 4.5 挡墙变形原因分析

重力式挡墙常见病害为:①墙面脱空、裂缝;②挡墙倾斜;③基础冲刷掏空;④砌体断裂或坍塌。本项目挡墙未发现类似病害,挡墙持力层为承载力较高的残坡积粉质粘土或全、强风化粉砂岩,分段长度较短,一般 10.0~12.0 m,出现不均匀沉降可能性较小。墙身采用 C20 毛石混凝土浇筑,因抗剪强度不足出现横向裂缝概率极小。由土石坝渗流稳定、抗滑稳定计算和挡墙抗滑移、抗倾覆稳定计算可知,坝体及挡墙出现稳定性破坏或大变形几率较小,挡墙和坝体处于超稳定状态。排除以上可能导致挡墙变形的因素后,结合

坝墙流固耦合分析计算结果可判断挡墙变形是土石坝固结沉降所致。土石坝及坝基自身属于变形体,在土体自重及其他外荷载作用下发生变形和位移,竖向固结沉降会伴随水平变形,从而导致挡墙随土体一起位移,水平位移大小与坝体填筑材料泊松比  $\mu$  有关。沿坝轴线、坝截面随地形地质条件变化,坝脚挡墙高度也随之变化,导致每幅挡墙水平位移不同,从而引起每幅挡墙之间预留变形缝处出现错位现象。当每幅挡墙倾向发生变化时,因挡墙随土体发生不同方向移动,导致墙间伸缩缝发生张开现象。

土石坝变形沉降可划分为初始沉降、主固结沉降和次固结沉降。初始沉降在自重荷载施加初期立即发生;主固结沉降是由筑坝土料和浅层坝基土体固结随时间缓慢发生的,是地基中土颗粒骨架间水分和气体排出而引起的沉降;次固结沉降是地基中土粒骨架在持续荷载作用下发生的蠕变变形。当坝体和坝基为粘性土时,初始沉降一般仅占总沉降量的 30%~50%<sup>[7]</sup>,土石坝沉降以固结沉降为主。故该项目土石坝竣工时挡墙变形缝处变形或错位较小,随着时间的推移、变形的积累,竣工约 24 个月后,坝体和坝基变形充分发展,才出现挡墙变形缝处明显的错位或张开现象。

## 5 结 论

a. 在排除坝脚挡墙变形常见病害机理后,通

过建立坝墙组合结构模型采用 Biot 固结有限元法得出不同特征坝截面坝脚挡墙间水平位移差,诠释了挡墙伸缩缝错位或张开原因,论证了坝体及坝基固结沉降与挡墙水平不均匀位移间的相关性。

b. 棱体排水改为挡墙后,设计时建议额外考虑土石坝固结沉降引起的水平位移,用以控制挡墙间不均匀水平位移,避免挡墙外立面分块错位影响整体美观;挡墙应具有棱体排水功效和能力,避免墙后积水导致其自身抗滑稳定性不足;墙体伸缩缝应能抵抗错位或张开风险,设置成柔性缝。

## 参 考 文 献:

- [1] 田林钢,陈晓宇,张宪雷,等. 小型土石坝下游坡墙式结构稳定性分析[J]. 中国农村水利水电, 2023(1):194-199.
- [2] 沈保根. 基于有限元极限平衡法的斜坡式护岸稳定性分析[J]. 水运工程, 2018(7):119-124.
- [3] 方正. 土石坝拓宽加固的安全稳定性分析[D]. 济南:山东大学, 2010.
- [4] 梁凯圣,付杰,蔡长举. 非稳定状态下土石坝渗流及坝坡稳定分析[J]. 水电能源科学, 2019, 37(5):42-44.
- [5] 中华人民共和国国家发展和改革委员会. 碾压式土石坝设计规范:DL/T 5395-2007[S]. 北京:中国水利水电出版社, 2007.
- [6] 中华人民共和国水利部. 水工挡土墙设计规范:SL 379-2007[S]. 北京:中国水利水电出版社, 2007.
- [7] 张光斗,王光纶. 水工建筑物(下册)[M]. 北京:水利电力出版社, 1994.

## Study on Deformation Mechanism of Retaining Wall at Foot of Large Earth-rock Dam

ZOU Zhen<sup>1</sup>, LIANG Yu<sup>2,3</sup>

(1. Shenzhen Water Planning & Design Institute Co., LTD., Shenzhen 518000, China; 2. Shenzhen Campus of Sun Yat-sen University, Shenzhen 518000, China; 3. School of Civil Engineering, Sun Yat-sen University, Zhuhai 519000, China)

**Abstract:** The common deformation and failure mechanism of retaining wall at foot of earth-rock dam is mainly caused by insufficient bearing capacity of foundation, uneven settlement of foundation, temperature effect or insufficient anti-sliding stability. For a certain project, the retaining wall deformation characteristics are not consistent with the above causes after the drainage of the embankment foot of the earth-rock dam is changed to the retaining wall. The deformation is only visible at the expansion joints of the retaining wall, and the expansion joints are open, closed or misplaced. Through calculation and analysis, it is found that the expansion joint deformation is caused by the retaining wall horizontal displacement caused by the consolidation settlement of the dam, and the size of the deformation is related to the horizontal displacement difference between adjacent retaining walls. The larger the displacement difference is, the more serious the deformation is. At the same time, the horizontal displacement of retaining wall is related to the height of dam section, hydrogeologic conditions of dam foundation. Based on this, it is proposed that after the prism drainage of the downstream earth-rock dam is changed into gravity retaining wall, in addition to the design and calculation according to the standard requirements, the horizontal displacement difference between retaining walls should also be calculated, and the damage of retaining wall displacement and poor drainage to the downstream drainage system of the dam body should be considered. The research results have a good reference value for the correct analysis of deformation mechanism and anti-slip design of retaining wall at dam foot.

**Key words:** prism drainage; toe retaining wall; expansion joint deformation; consolidation settlement; horizontal displacement difference