

万家寨水利枢纽右岸绕坝渗流模拟分析

李鑫 裴子强 薛泽坤

黄河万家寨水利枢纽有限公司, 山西 太原 030000

[摘要] 文章采用 GTS NX 有限元分析软件对万家寨水利枢纽绕坝渗流进行模拟分析。文章研究的重点是考虑水库蓄水后的坝基及坝肩渗流场特征。首先建立对应模型、选取计算参数: 渗透系数、防渗帷幕线等; 然后结合大坝典型运行工况合理选择计算工况: 共选择 4 种典型工况及 4 个典型断面进行模拟计算, 计算可知: 渗透系数 k (大值和小值) 对水力梯度影响较小, 对流速影响较大, 渗透系数 k 值越大, 流速越大; 蓄水位水平对水力梯度影响较大, 蓄水位越高, 水力梯度越大。最后, 通过对影响绕坝渗流场的水力梯度和影响岸坡稳定性的水平位移、剪应变、塑性应变等计算结果值的分析, 得出万家寨水利枢纽右岸坝肩在绕坝渗流作用下是稳定的。

[关键词] 模拟分析; 绕坝渗流; 岸坡稳定; 万家寨

DOI: 10.33142/hst.v7i11.14302

中图分类号: TV64

文献标识码: A

Simulation Analysis of Seepage Around the Dam on the Right Bank of Wanjiashai Water Conservancy Hub

LI Xin, PEI Ziqiang, XUE Zekun

Y.R. Wanjiashai Water multi-purpose dam project Co., Ltd., Taiyuan, Shanxi, 030000, China

Abstract: This article uses GTS NX finite element analysis software to simulate and analyze the seepage around the dam of Wanjiashai Water Conservancy Hub. The focus of the article is to consider the seepage field characteristics of the dam foundation and abutment after the reservoir is filled with water. Firstly, establish a corresponding model and select calculation parameters such as permeability coefficient and anti-seepage curtain line; Then, based on the typical operating conditions of the dam, a reasonable selection of calculation conditions was made: a total of 4 typical operating conditions and 4 typical sections were selected for simulation calculation. The calculation showed that the permeability coefficient k (large and small values) had a small impact on the hydraulic gradient and a large impact on the flow velocity. The larger the permeability coefficient k value, the greater the flow velocity; The level of water storage has a significant impact on hydraulic gradient, with higher water levels leading to greater hydraulic gradient. Finally, by analyzing the hydraulic gradient that affects the seepage field around the dam and the calculated values of horizontal displacement, shear strain, plastic strain, etc. that affect the stability of the bank slope, it is concluded that the right bank shoulder of Wanjiashai Water Conservancy Hub is stable under the action of seepage around the dam.

Keywords: simulation analysis; seepage around the dam; stable bank slope; Wanjiashai

万家寨水利枢纽位于黄河北干流上段托克托至龙口峡谷河段内, 是黄河中游梯级开发的第一级, 至今已运行 20 余年。通过对绕坝渗流监测数据分析发现: 万家寨大坝右岸坝肩帷幕后的绕坝渗流测点多年平均水位为 $\nabla 960.20\text{m}$, 且与上游库水位相关性较好, 相邻的帷幕前的绕坝渗流点多年平均水位约为 $\nabla 968.20\text{m}$, 两者相差仅为 8m , 说明右岸坝肩的防渗帷幕并未完全发挥作用, 截渗效果较差, 因此需要对右岸坝肩绕坝渗流进行分析, 进而对边坡的稳定性进行评估。本文采用 GTS NX (New experience of Geo-Technical analysis System) 有限元分析软件进行模拟分析。

1 模型建立

本文研究的重点是考虑水库蓄水后的坝基及坝肩渗流场特征。岩土体中水流流速较小, 一般认为地下水运动

服从不可压缩流体的达西渗流规律。当坐标轴方向与渗透主轴方向一致时, 根据变分原理, 三维渗流定解问题等价于求能量泛函的极值问题, 即:

$$(H) = \iiint_{\Omega} \frac{1}{2} [k_x \left(\frac{\partial H}{\partial x}\right)^2 + k_y \left(\frac{\partial H}{\partial y}\right)^2 + k_z \left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)^2] dx dy dz - \iint_{S_2} q H ds \Rightarrow \min \quad (1)$$

根据研究区域的水文地质结构, 进行渗流场离散化, 即:

$$\Omega = \sum_{i=1}^m \Omega_i \quad (2)$$

某单元的水头插值函数可表示为:

$$h(x, y, z) = \sum_{i=1}^8 N_i(\xi, \eta, \zeta) H_i \quad (3)$$

式中: N_i ——单元的形函数;

H_i ——单元节点水头值

对上式取其变分等于零, 并对各子区域叠加, 可得到求解渗流场的有限元基本格式:

$$[K] \{H\} = \{F\} \quad (4)$$

式中：[K]为整体渗透矩阵；{H}为节点水头列阵。

当渗透主轴与坐标轴不一致时，设三维整体坐标系的x轴与工程区正北方向的夹角为 θ ，三个主渗透系数 k_x 、 k_y 、 k_z 的方位角 α_i （与正北方向的夹角，规定以逆时针为正），倾角为 β_i （规定与水平面的夹角为倾角，倾向上为正），则三个主渗透系数方位角 α_i 在三维整体坐标下与x轴的夹角为 $\alpha_i - \theta$ ，因此三个主渗透方向的局部坐标（u，v，w）与整体坐标（x，y，z）的关系可以表示为： $(x, y, z)^T = R \{u, v, w\}^T$ ，其中：

$$R = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial u} & \frac{\partial y}{\partial u} & \frac{\partial z}{\partial u} \\ \frac{\partial x}{\partial v} & \frac{\partial y}{\partial v} & \frac{\partial z}{\partial v} \\ \frac{\partial x}{\partial w} & \frac{\partial y}{\partial w} & \frac{\partial z}{\partial w} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos(\alpha_1 - \theta) \cos\beta_1 & \cos(\alpha_2 - \theta) \cos\beta_2 & \cos(\alpha_3 - \theta) \cos\beta_3 \\ \sin(\alpha_1 - \theta) \cos\beta_1 & \sin(\alpha_2 - \theta) \cos\beta_2 & \sin(\alpha_3 - \theta) \cos\beta_3 \\ \sin\beta_1 & \sin\beta_2 & \sin\beta_3 \end{bmatrix} \quad (4)$$

根据复合函数求导原理，在局部坐标系下有限单元的几何矩阵为： $[B] = [R][B]$ ，则单元的渗透矩阵元素修改为： $k_{ij}^e = \iiint_{\Omega_i} [B_i]^T [M] [B_j] dx dy dz = \iiint_{\Omega_i} [B_i]^T R^T [M] [R] [B_j] dx dy dz \quad (5)$

$$[M] = \begin{bmatrix} k_x & 0 & 0 \\ 0 & k_y & 0 \\ 0 & 0 & k_z \end{bmatrix} \quad (6)$$

渗流场三维有限元模型以正北方向为Y轴正方向，正东方向为X轴正方向，Z轴竖直向上。有限元模型计算范围如图1所示：

- 沿高程方向（Z向）：底部计算边界为海拔高程820.0m；顶部山体地表最高高程为1130.0m；
- 南北向：以坝轴线为界，上游向北取255m，下游向南取423m；
- 东西向：大致以黄河中心线，向西取400m。

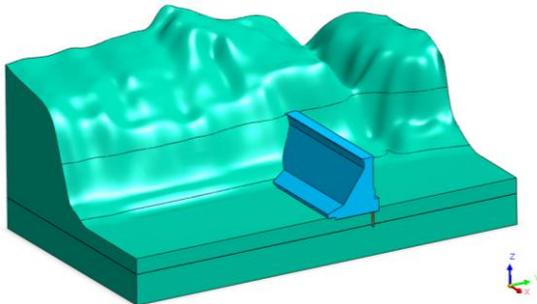


图1 万家寨水利枢纽右岸计算模型图

1.1 模型概化

万家寨水利枢纽两岸坝肩岩体完整性较好，裂隙数量少、规模小，相互连通性差，绕坝渗漏形式为沿裂隙渗流^[1]。坝址区坝基持力层为寒武系中统张夏组第五层、张夏组第四层。右坝肩岩层平缓，可近似视为水平岩层。坝肩地层从坝顶往下为寒武系上统凤山组、长山组、崮山组，寒武系中统张夏组第六层、第五层，岩性以灰岩、白云质灰岩为主，透水性相对较强，可视统一含水层；寒武系中统张夏组第四层以泥灰岩、页岩为主，透水性差^[2]。因此，模型概化为两种材

料，坝肩山体及坝基张夏组第五层岩体概化为一种均质材料，渗透系数考虑各向异性；坝基张夏组第四层及下伏其它岩体概化为一种均质材料，渗透系数考虑各向异性。

1.2 渗流计算参数选取

根据勘察资料，寒武系中统张夏组第四层岩体单位吸水率基本满足 $\omega < 0.01L/min.m.m$ ，即 $q < 1.0Lu$ 。根据设计资料^[3]可知：坝基张夏组第四层岩体渗透系数取 $1.0 \times 10^{-6}cm/s$ ，即约0.1Lu。综上，本次右岸绕坝渗流计算中，模型概化的两种材料渗透性参数取值如表1所示。

表1 右岸绕坝渗透参数取值

位置	地层	标准	压水透水性率q/Lu	渗透系数k/m.d ⁻¹
右坝肩	$\in_{3f^3} \sim \in_{zz^5}$	大值	11.4	0.114
		小值	1.2	0.012
		平均值	2.84	0.0284
坝基	\in_{zz^4}	平均值	0.5	0.005

1.3 防渗帷幕线选取

坝肩帷幕沿坝轴线向岸坡里延伸，右岸为83m（由坝顶坝肩计起）。坝肩帷幕深度随建基面上升逐步抬高。

2 计算条件及工况

2.1 计算条件

绕坝渗流模拟的边界条件为：三维模型坝址上游的岸坡表面节点及上游、下游河床取为定水头边界，相应上游水位高程分别取最高蓄水位 $\nabla 980m$ 、正常蓄水位 $\nabla 977m$ 、设计洪水水位 $\nabla 975m$ 、死水位 $\nabla 948m$ ，下游水位高程取正常洪水水位 $\nabla 905m$ ；坝址下游的岸坡表面节点取为渗出面；模型底部边界取为不透水边界，如图2所示。

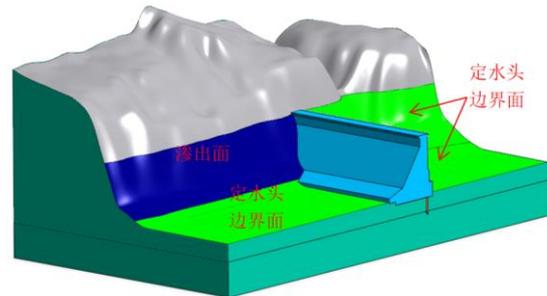


图2 渗流计算边界条件

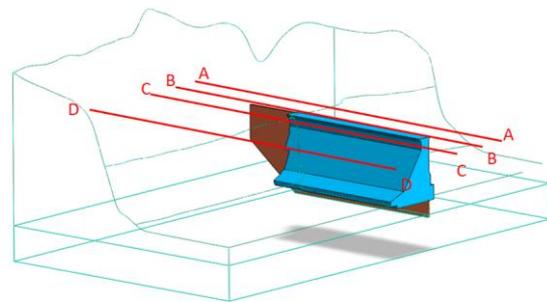


图3 典型剖面位置示意图

计算取4个典型剖面进行绕坝渗流模拟计算，分别为A-A剖面、B-B剖面、C-C剖面和D-D剖面，如图3所示。

A-A 剖面位于靠近右坝肩防渗帷幕下游侧；B-B 剖面位于距离坝轴线 50m 位置处；C-C 剖面位于为距离坝轴线 100m 位置处；D-D 剖面位于距离坝轴线 200m 位置处。

应力变形有限元计算的边界条件为顺河流方向边界施加 Y 向位移约束、垂直河流方向边界施加 X 向位移约束，底部边界施加固定约束，坡面在自然状态下为自由边界。计算采用弹塑性模型，强度准则采用摩尔~库仑强度准则。万家寨水利枢纽坝址区右岸岸坡地层及坝基地层的力学性能参数，如表 2 所示。渗透系数 k 值取值与绕坝渗流模拟分析一致。本次计算的重点是岸坡的应力稳定性，因为坝基的应力状态对岸坡山体的应力状态影响微弱，同时也为了便于渗流应力耦合有限元计算，保证网格的一致性，故将大坝底部设定为固定约束，因此在应力分布图中，坝基河床地层的应力显示为受拉状态。

表 2 坝址区右岸地层力学计算参数

岩组	重度 (kN/m ³)	抗剪强度		弹性模量 (GPa)	泊松比
		φ (°)	c (MPa)		
坝肩岸坡 $\in_3 \sim \in_2 Z^5$	27.0	45.0	2.0	18.0	0.25
坝基 $\in_2 Z^7$	26.5	35.0	0.75	15.0	0.28

2.2 计算工况

根据各运行特征值，绕坝渗流模拟计算取下列工况，如表 3 所示。

表 3 渗流计算工况

工况条件	材料参数取值
上游 $\nabla 980\text{m}$ ，下游 $\nabla 905\text{m}$	渗透系数 k 取大值、小值
上游 $\nabla 977\text{m}$ ，下游 $\nabla 905\text{m}$	渗透系数 k 取大值、小值
上游 $\nabla 975\text{m}$ ，下游 $\nabla 905\text{m}$	渗透系数 k 取大值、小值
上游 $\nabla 948\text{m}$ ，下游 $\nabla 905\text{m}$	渗透系数 k 取大值、小值

2.3 模型网格划分

模型的空间范围为 400m \times 678m \times 310m，模型主要包括右坝肩山体、坝基、坝体及防渗帷幕。有限元网格单元总数为 782823，节点总数为 144216，如下图 4 所示。

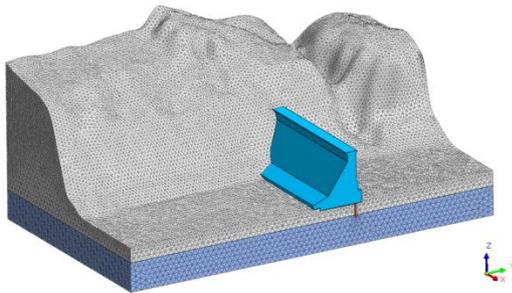


图 4 右岸计算有限元网格图

3 模拟结果分析

3.1 绕坝渗流模拟结果分析

因为右岸坝肩防渗帷幕的存在，坝肩地下水在水库蓄水前应与黄河水位持平或略低于河水位，当库水入渗右岸

坝肩后，一部分库水绕过坝肩向坝址下游渗流，一部分渗向库区右岸的地下水位低缓带；在下游岸坡表面底部溢出并与下游水位衔接。大坝各典型运行工况下，数值模拟计算结果如下表 4 所示。

表 4 各剖面的最大水力梯度、流速

剖面编号	蓄水位 高程/m	水平向 水力梯度最大值		水平向 流速最大值 m/d		最大值 位置
		k 取大值	k 取小值	k 取大值	k 取小值	
		A-A	980	0.32	0.20	
977	0.35	0.20	0.040	0.002		
975	0.33	0.22	0.037	0.003		
948	0.25	0.11	0.029	0.001		
B-B	980	0.61	0.63	0.071	0.007	岸坡与 坝体相 接部位
977	0.58	0.56	0.066	0.006		
975	0.51	0.73	0.058	0.009		
948	0.24	0.28	0.028	0.003		
C-C	980	0.66	0.71	0.077	0.008	岸坡坡 脚
977	0.62	0.57	0.071	0.007		
975	0.57	0.74	0.065	0.009		
948	0.35	0.36	0.040	0.004		
D-D	980	0.34	0.25	0.038	0.003	岸坡坡 脚
977	0.32	0.23	0.037	0.003		
975	0.31	0.31	0.035	0.004		
948	0.28	0.29	0.032	0.003		

对于岸坡稳定性而言，水平向的力是不利因素。通过水力学可知：水力梯度值越大，单位渗径水头损失就越大，说明边坡岩体与绕坝渗流水之间的摩擦阻力就越大。因此，岸坡内渗流的水平向水力梯度越大，说明岸坡内受到的水平向摩擦力就越大，对于岸坡来说就越不稳定。分析计算结果可知：

(1) 渗透系数 k (大值和小值) 对水力梯度影响较小，对流速影响较大，渗透系数 k 值越大，流速越大；

(2) 蓄水位水平对水力梯度影响较大，蓄水位越高，水力梯度越大；

(3) 绕坝渗流场在下游岸坡体内产生的水平向水力梯度值较小，梯度值 $i < 1.0$ 。相对来说，剖面 B-B 和剖面 C-C 两个位置处，水平向水力梯度较大，达到 0.74。

3.2 岸坡稳定性模拟结果分析

根据绕坝渗流模拟分析结果可知：蓄水位 $\nabla 980\text{m}$ 、 $\nabla 977\text{m}$ 、 $\nabla 975\text{m}$ 工况下岸坡岩体内产生的水平向水力梯度值较为接近，相对而言，最高蓄水位 $\nabla 980\text{m}$ 工况下水力梯度值较大，故仅取极端工况下 (即蓄水位 $\nabla 980\text{m}$ 工况) 展开分析。绕坝渗流渗透力对岸坡影响较大的下游岸坡区域为距坝轴线向下游 50m 至 100m 区域，因此展开剖面 B-B 和剖面 C-C 两个位置的稳定性分析即可。右坝肩岸坡稳定性计算模型与前述绕坝渗流计算模型为同一模型、同一有限元网格。

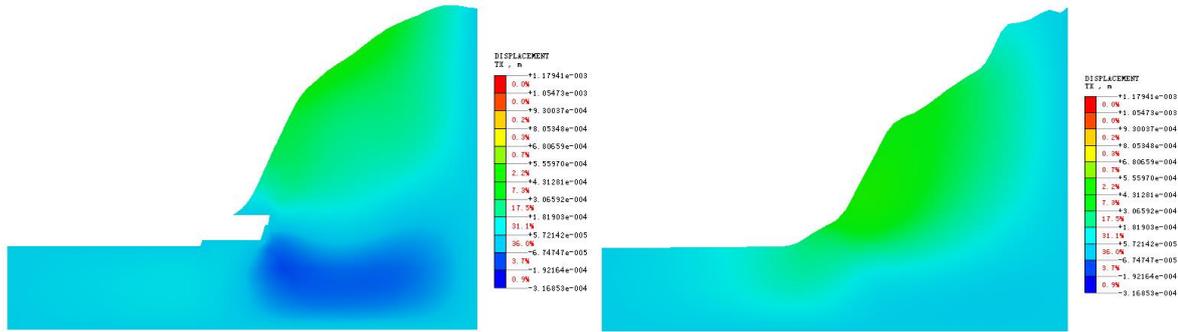


图5 蓄水位▽980m 工况下 B-B (前) 与 C-C (后) 剖面 X 向位移图

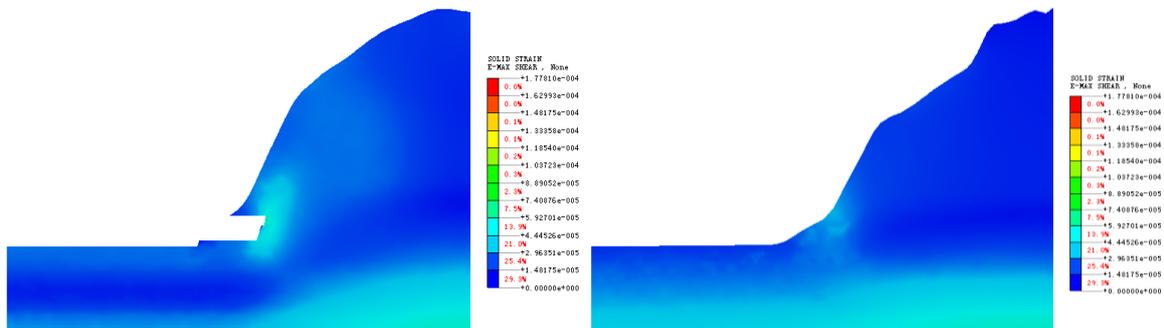


图6 蓄水位▽980m 工况下 B-B (前) 与 C-C (后) 剖面最大剪应变图

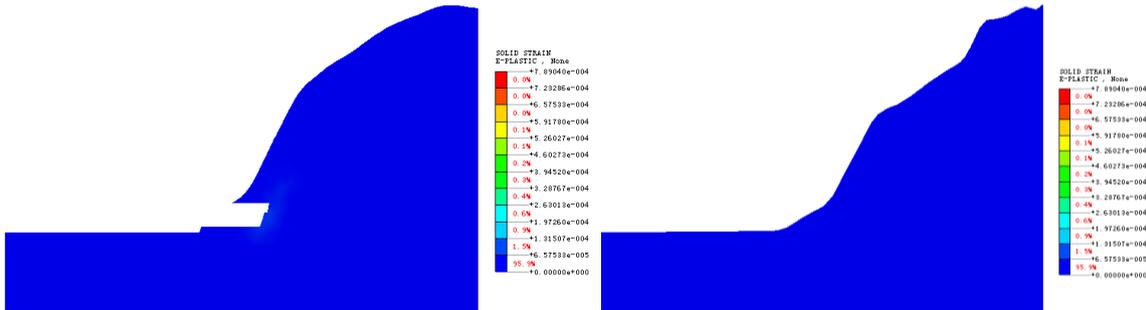


图7 蓄水位▽980m 工况 B-B (前) 与 C-C (后) 剖面塑性应变图

在初始状态下,岸坡岩质边坡是稳定的。因此,分析绕坝渗流时边坡的稳定性,只考虑蓄水后的边坡变形情况,对初始状态下的位移进行了归零,在此基础上分析蓄水位980m 时边坡的应力变形与稳定性。

由图 5 分析可知:在蓄水位▽980m 工况下,在绕坝渗流的渗透力作用下,岸坡表面发生的水平向位移最大值为 0.55mm。

判断边坡体的滑动面^[6],可根据其剪应变增量的大小来判断:剪应变增量较大(绝对值)的部位,则为其滑动面,变形破坏也多沿此处发生;剪应变增量较小或基本上没有发生变化的部位,一般不会有潜在滑动面的产生,因此,这些部位也不会发生较大的变形或破坏。由图 6 分析可知:绕坝渗流引起的两剖面的最大剪应变增量值为 0.05%,其应变值非常小。由图 7 可知:绕坝渗流引起的岸坡体塑性应变为零,即渗透力作用下,坡体内没有新的单元破坏。综合剪应变值和塑性应变值可以判定:万家寨水利枢纽右岸坝肩在绕坝渗流作用下是稳定的。

[参考文献]

[1]陈书文,高义军,苏红瑞.万家寨水利枢纽绕坝渗流分析[J].水利水电工程设计,2003(2):22.
[2]刘满杰.万家寨水利枢纽工程地质[J].水利水电工程设计,1996(3).
[3]陈靖齐.万家寨水电站大坝基础渗流分析计算[J].水利水电技术,1991(1).
[4]李振富,等.蓄水过程对重力坝岸坡坝段的影响[J].水利水电技术,2001,32(5).
[5]翟家瑞著.黄河万家寨水库防凌运用方式研究[M].郑州:黄河水利出版社,2013.
[6]刘红丹,毛朝亮.边坡稳定性分析方法及数值模拟[J].水利与建筑工程学报,2010(8).
作者简介:李鑫(1991—),男,山西河曲人,工程师,硕士,主要水工建筑物运行维护与大坝安全监测工作;*通信作者:李鑫(1991—),男,山西河曲人,工程师,硕士,主要水工建筑物运行维护与大坝安全监测工作。