

DOI: 10.20040/j.cnki.1000-7709.2023.20222048

某工程混凝土沥青心墙坝坝基应力性态及补救方案分析

许 佳¹, 崔熙灿², 张幸幸^{3a,3b}, 张凌凯², 王大勇⁴

(1. 新疆寒旱区水资源与生态水利工程研究中心, 新疆 乌鲁木齐 830000; 2. 新疆农业大学

水利与土木工程学院, 新疆 乌鲁木齐 830052; 3. 中国水利水电科学研究院 a. 流域水循环模拟与调控国家重点实验室;

b. 水利部水工程建设与安全重点实验室, 北京 100038; 4. 黑龙江省三江建设管理有限公司, 黑龙江 哈尔滨 150036)

摘要: 基于有限元法对运行期坝基防渗墙轴线下游偏移时的应力性态及产生的不利影响进行数值分析, 并提出补救措施及参考临界值。结果表明, 当轴线不发生偏移时, 坝基防渗墙仅受到弯矩作用而产生局部拉应力, 但影响不大; 当轴线下游偏移且偏移量小于 30 cm 时, 坝基防渗墙受到压力与弯矩的共同作用, 出现应力集中现象并产生不利影响。在不做其他处理情况下, 轴线不发生偏移及偏移量小于 15 cm 时可暂不处理; 轴线下游偏移量超过 15 cm 且不大于 27 cm(实测最大偏移量)时, 在后续施工中需将混凝土基座向下游拓宽至少 20 cm, 以减少坝基防渗墙拉应力极值使应力集中现象减弱, 达到改善坝基防渗墙应力性态的作用。有限元模拟为坝基防渗墙偏心时的安全性评价和处理措施提供了借鉴。

关键词: 混凝土沥青心墙坝; 坝基防渗墙; 应力性态; 有限元模拟

中图分类号: TV641.4

文献标志码: A

文章编号: 1000-7709(2023)06-0087-04

1 工程概况

某挡水建筑物为混凝土沥青心墙砂砾石坝, 坝顶高程 385.47 m、最大坝高 48 m, 长度为 1 358 m, 坝顶宽 8 m。混凝土沥青心墙下部厚 60 cm、上部厚 50 cm, 坝基采用 80 cm 厚的混凝土防渗墙处理, 坝基防渗墙与上部混凝土沥青心墙之间通过混凝土基座连接。坝基防渗墙施工后复测发现, 部分槽段坝基防渗墙轴线出现略向下游偏移的情况, 根据实测数据, 偏移主要发生在 F189~F198 槽段之间, 最大偏移量约 27 cm, 见表 1。防

表 1 坝基防渗墙偏移量统计表(部分)

Tab. 1 Statistical table of diaphragm of dam foundation offset (part)

序号	坝基防渗墙下游侧				坝基防渗墙上游侧			
	桩号	槽段	到墙距离/cm	偏差值/cm	桩号	槽段	到墙距离/cm	偏差值/cm
1	1+270.9	F198	77	-3	1+270.9	F198	73	-7
2	1+268.9	F198	68	-12	1+268.9	F198	87	7
3	1+266.9	F197	66	-14	1+266.9	F197	86	6
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
19	1+234.9	F192	64	-16	1+234.9	F192	106	26
20	1+232.9	F192	63	-17	1+232.9	F192	97	17
21	1+230.9	F191	55	-25	1+230.9	F191	107	27
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
27	1+218.9	F189	78	-12	1+218.9	F189	93	13
28	1+216.9	F189	70	-10	1+216.9	F189	94	14
29	1+214.9	F189	68	-12	1+214.9	F189	83	3

渗墙轴线偏移会对其应力性态造成不利影响, 从而影响整个工程的安危, 因此采取补救措施是该工程面临的重要问题。本文通过有限元法研究了坝基防渗墙发生偏移时的受力性态, 并提出一定补救措施及其参考临界值, 旨在为工程部分防渗体系的安全性评价及处理措施提供科学的建议和理论支撑。

2 有限元模拟及分析方案

2.1 有限元模型建立及分析方案

采用有限单元法进行模型构造, 分析运行期坝基防渗墙、混凝土基座的力学特性, 评估防渗体系安全。由表 1 可知, 坝基防渗墙轴线偏移现象主要出现在 F189~F198 槽段, 同时结合大坝相关设计图纸, 在桩号 1+200~1+300 之间混凝土沥青心墙砂砾石坝的坝高趋于降低、坝基防渗墙深度趋于减小, 坝基防渗墙受力最不利断面接近桩号 1+200。因此, 选择桩号 1+200 为二维有限元分析的断面, 建立的有限元模型见图 1, 共包含 863 个节点, 831 个单元; 模型包括坝体、坝基、坝基防渗墙及混凝土基座。采用有效应力法进行

收稿日期: 2022-10-01, 修回日期: 2022-12-29

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(52109136); 新疆维吾尔自治区青年基金项目(2019D01B16); 新疆维吾尔自治区高校科研计划项目(XJEDU2019Y020); 2022 年新疆维吾尔自治区研究生科研创新项目(XJ2022G140)

作者简介: 许佳(1984-), 男, 博士、高级工程师, 研究方向为寒旱区水工结构, E-mail: xj8476@qq.com

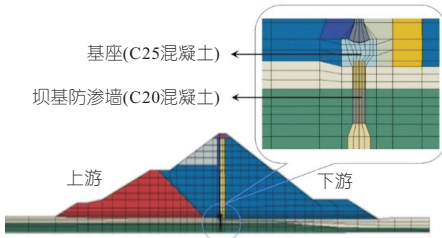


图 1 有限元模型

Fig. 1 Finite element model

分析,所述应力均已扣除孔隙水压力,且孔隙水压力由渗流分析确定。

为分析运行期坝基防渗墙相对混凝土沥青心墙向下游偏移后是否会产生不利影响,并对工程后续施工方案提出可行的补救措施,现拟定 5 种模拟方案进行分析:①方案 1。坝基防渗墙轴线不发生偏移;②方案 2。坝基防渗墙轴线向下游偏移 20 cm;③方案 3。坝基防渗墙轴线向下游偏移 30 cm;④方案 4。坝基防渗墙轴线向下游偏移 20 cm;同时混凝土基座向下游拓宽 30 cm;⑤方案 5。坝基防渗墙轴线向下游偏移 30 cm;同时混凝土基座向下游拓宽 30 cm。

2.2 采用本构模型及计算参数

大坝填筑材料、坝基级配不良砂砾及混凝土沥青心墙均采用邓肯 E-B 模型描述瞬时变形;参考规范^[1]拟定材料的邓肯 E-B 模型参数见表 2。坝基防渗墙与周围土体之间采用有厚度的接触面单元,厚度为 0.1 m;防渗墙底部设 0.2 m 厚的沉渣单元。接触面单元和沉渣单元的应力-应变关系假设为双曲线型,用邓肯模型描述,其参数通过试算确定,具体参数见表 2。混凝土基座、坝基防渗墙、坝基砂岩均采用线弹性模型进行计算模拟,其中混凝土基座采用 C25 混凝土,坝基防渗墙采用 C20 混凝土,其弹性模量和泊松比按照规范^[1]的建议选取,见表 3。

表 2 材料的邓肯 E-B 模型参数

Tab. 2 Duncan Chang E-B model parameters of materials

名称 单位	饱和 容重	K	n	R _f	K _{ur}	c /kPa	φ ₀ /(°)	Δφ /(°)	K _b	m
坝体砂砾石	21.6	1 000	0.250	0.750	2 000	0	38	7.5	500	0.25
坝体堆石	23.39	940	0.350	0.849	1 980	0	40	13.0	340	0.18
下游压重	22.44	720	0.303	0.798	1 550	0	38	13.5	800	0.18
坝基级配不良砾	22.25	1 200	0.250	0.750	2 400	0	42	7.5	500	0.25
混凝土沥青心墙	22.80	870	0.480	0.790	1 740	38	20.4	0	1 100	0.39
接触面	2 150	200	0.700	0.850	300	25	20		100	0.65
沉渣	2 150	200	0.700	0.850	300	25	20		100	0.65

注:饱和容重单位为 kN/m³。

表 3 混凝土和基岩的计算参数

Tab. 3 Calculation parameters of concrete and bedrock

混凝土	密度/(kg·m ⁻³)	弹性模量/MPa	泊松比
混凝土基座	2 400	2.80×10 ⁴	0.167
坝基防渗墙	2 400	2.55×10 ⁴	0.167
砂岩	2 500	1.50×10 ³	0.200

采用基于 Biot 固结理论的渗流-固结全耦合的模拟方法,考虑了渗流对坝体、坝基应力场的影响。分析中假设:①水的渗流满足达西定律;②浸润线以下,总应力由固体和孔隙里的水共同承担,岩土变形和强度均取决于有效应力;浸润线以上,假设孔隙流体压力为零,总应力与有效应力相等。因此,需要在有限元中设定各种材料渗透系数^[1]见表 4。

表 4 应力变形计算采用的渗透系数

Tab. 4 The permeability coefficient used in stress deformation calculation

材料	渗透系数/(cm·s ⁻¹)
排水料	完全透水
坝体堆石料、砂砾石料坝基级配不良砾	1×10 ⁻³
砂岩	1×10 ⁻⁵
混凝土	1×10 ⁻⁹
混凝土沥青	1×10 ⁻⁹

3 运行期坝基防渗墙的应力性态分析

表 5 为各方案坝基防渗墙应力对比情况。由表 5 可得,在正常蓄水位下,方案 1~5 均呈一定程度的偏心受压和受剪状态,上游面整体受压,下游面与混凝土基座连接处有局部拉应力,该位置易出现应力集中现象。当坝基防渗墙不发生偏移时(方案 1),坝基防渗墙的有效大主应力极值(压应力极值)约为 3.77 MPa,远小于混凝土抗压强度。坝基防渗墙邻水面处于受压状态,其下游面与混凝土基座连接处小范围内出现拉应力;随着坝基防渗墙向下游发生偏移(方案 2、3),坝基防渗墙的压应力极值、拉应力极值均增大(具体数值变化见表 5 中方案 1、2、3 对比);若此时混凝土基座向下游一定程度的拓宽(方案 4、5),各应力极值又随之减小(表 5 中方案 2、4 对比,方案 3、5 对比);即坝基防渗墙应力极值随其向下游偏移量的增大而增大、随混凝土基座向下游的拓宽而减小。

表 5 运行期坝基防渗墙应力极值汇总

Tab. 5 Summary of stress extreme value of diaphragm of dam foundation during operation

应力/MPa	方案 1	方案 2	方案 3	方案 4	方案 5
坝基防渗墙最大压应力	3.77	4.28	4.74	3.98	4.43
坝基防渗墙最大拉应力	0.24	0.81	1.12	0.33	0.62
坝基防渗墙最大竖向压应力	3.60	4.07	4.55	3.78	4.24
坝基防渗墙最大竖向拉应力	0.10	0.66	0.96	0.21	0.48

综上所述,混凝土沥青心墙坝基防渗墙向下游偏移,会导致运行期坝基防渗墙的应力分布发生改变,可能不满足水工规范^[1]要求,出现渗漏等安全隐患。作为补救措施,可将混凝土基座略

向下游扩展。

4 运行期坝基防渗墙应力评价及方案分析

4.1 应力评价

当坝基防渗墙向下游偏移或混凝土基座向下游拓宽时,二者连接处均存在局部拉应力,但目前防渗墙相关规范尚未对拉应力大小和范围明确规定,本文参考规范^[1]对运行期坝基防渗墙进行评价。对于有抗裂要求的构件(如承受水压的构件),应考虑混凝土的受拉作用,对受拉和受压区承载力同时进行计算。根据该规范^[1],矩形截面素混凝土受压构件,受拉区和受压区承载力分别为:

$$KN \leq \varphi \gamma_m f_t b h / [(6e_0/h) - 1] \quad \text{受拉区} \quad (1)$$

$$KN \leq \varphi \gamma_m f_c b h / [(6e_0/h) + 1] \quad \text{受压区} \quad (2)$$

式中, K 为承载力安全系数,取 2.2; N 为轴力,压正拉负; φ 为素混凝土受压构件稳定系数,根据规范^[1]及坝基防渗墙高宽比约为 7.2,偏于安全取 $\varphi = 0.91$; γ_m 为截面抵抗矩的塑性系数,取 1.55; f_t 为混凝土抗拉强度设计值, C20 混凝土取 1.10 MPa, C25 混凝土取 1.27 MPa; f_c 为混凝土抗压强度设计值, C20 混凝土取 9.60 MPa, C25 混凝土取 11.9 MPa; e_0 为压力作用偏心距; b 为试件宽度,单位宽度取 1 m; h 为试件厚度,坝基防渗墙厚度为 0.8 m。

对每个计算方案,从坝基防渗墙与混凝土基座连接处起,每隔 0.5 m 取一个截面,共取 11 个截面(图 2)。先根据有限元计算结果统计各截面上作用的竖向应力,对竖向应力积分得到轴力和弯矩;然后根据轴力和弯矩将应力等效为线性分布;最后根据式(1)、(2)进行判别。

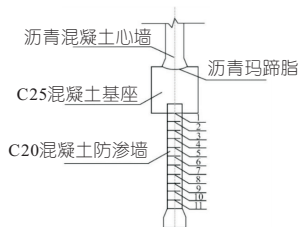


图 2 计算截面示意图

Fig. 2 Calculation section diagram

4.2 方案分析

为探究坝基防渗墙向下游偏移产生的不利影响及确定补救措施临界值,现拟定 8 种方案(表 6),其中 A1~A4 的作用是筛选坝基防渗墙偏移多少 cm 以内防渗墙的应力满足规范^[1]的要求;方案 B1~B4 的作用是筛选当坝基防渗墙轴线偏

表 6 防渗墙向下游偏移时不同方案

Tab. 6 Different schemes when diaphragm moves downstream

编号	坝基防渗墙向下游发生偏移量/cm	混凝土基座向下游拓宽量/cm
A1	10	0
A2	14	0
A3	15	0
A4	16	0
B1	27	19
B2	27	20
B3	27	21
B4	27	22

移 27 cm(实测最大偏移量)时,混凝土基座向下游拓宽多少 cm 可使坝基防渗墙的应力满足规范^[1]要求。

4.3 分析结果

(1)A3 计算结果。表 7 为方案 A3 坝基防渗墙应力统计结果。由表 7 可知,各截面均满足规范^[1]的受拉区和受压区承载力规定。其中表 7 中的弯矩规定正(负)表示轴力作用中心在坝基防渗墙下部实际轴线下(上)游侧;弯矩沿顺(逆)时针方向;偏心距是绝对值;表 7 中在受拉区出现的“—”代表此处的计算结果为负值,表示能满足规范^[1]要求,不需要进行判定。

表 7 方案 A3 坝基防渗墙应力统计分析结果

Tab. 7 The statistical analysis results of the stresson A3 diaphragm of dam foundation

截面 编号	轴力 N	弯矩 M	偏心 距 e_0 /m	按轴力和弯矩计算			承载力	
				上下游面应力/MPa		KN	/(MPa·m ⁻¹)	
				上游面	下游面		受拉区	受压力
1	1.397	-0.262	0.187 2	4.199	-0.076	3.074	3.547	5.586
2	1.549	-0.220	0.142 3	4.004	-0.130	3.409	21.298	6.495
3	1.612	-0.141	0.087 4	3.335	0.695	3.546	—	8.112
4	1.607	-0.033	0.020 8	2.322	1.695	3.534	—	11.615
5	1.586	0.043	0.027 3	1.578	2.389	3.490	—	11.149
6	1.583	0.063	0.041 2	1.329	2.517	3.384	—	10.258
7	1.481	0.064	0.043 1	1.253	2.450	3.258	—	10.147
8	1.409	0.040	0.028 7	1.383	2.140	3.100	—	11.052
9	1.333	0.026	0.019 7	1.420	1.914	2.933	—	11.696
10	1.266	0.020	0.015 5	1.398	1.766	2.785	—	12.029
11	1.233	0.031	0.025 4	1.247	1.835	2.712	—	11.276

注:KN 单位为 MPa/m;轴力 N 单位为 MPa/m;弯矩 M 单位为 MPa·m/m。

(2)A4 计算结果。表 8 为方案 A4 坝基防渗墙应力统计结果。由表 8 可知,除截面 1 不满足规范^[1]的受拉区承载力规定,其余各截面均满足规范^[1]要求。

(3)B1 计算结果。表 9 为方案 B1 坝基防渗墙应力统计结果。由表 9 可知,除截面 1 不满足规范^[1]的受拉区承载力规定,其余各截面均满足规范^[1]要求。

(4)B2 计算结果。表 10 为方案 B2 坝基防渗墙应力统计结果。结果表明各截面均满足规范^[1]的受拉区承载力规定。

表 8 方案 A4 坝基防渗墙应力统计分析结果

Tab. 8 The statistical analysis results of the stresson A4 diaphragm of dam foundation

截面 编号	轴力 N	弯矩 M	偏心 距 e_0 /m	按轴力和弯矩计算			承载力	
				上下游面应力/MPa		KN	/(MPa·m ⁻¹)	
				上游面	下游面		受拉区	受压力
1	1.360	-0.277	0.203	4.283	-0.876	2.998	2.778	5.341
2	1.523	-0.251	0.165	4.248	-0.452	3.350	6.036	6.002
3	1.587	-0.166	0.104	3.544	0.452	3.492	-	7.519
4	1.588	-0.052	0.033	2.476	1.494	3.494	-	10.766
5	1.565	0.040	0.025	1.585	2.328	3.443	-	11.283
6	1.527	0.076	0.049	1.197	2.620	3.359	-	9.782
7	1.475	0.093	0.062	0.975	2.712	3.245	-	9.128
8	1.408	0.081	0.057	1.005	2.515	3.098	-	9.395
9	1.348	0.068	0.050	1.051	1.318	2.965	-	9.758
10	1.296	0.054	0.048	1.112	2.128	2.851	-	10.222
11	1.282	0.055	0.043	1.082	2.133	2.819	-	10.139

注:KN单位为 MPa/m;轴力 N 单位为 MPa/m;弯矩 M 单位为 MPa·m/m。

表 9 方案 B1 坝基防渗墙应力统计分析结果

Tab. 9 The statistical analysis results of the stresson B1 diaphragm of dam foundation

截面 编号	轴力 N	弯矩 M	偏心 距 e_0 /m	按轴力和弯矩计算			承载力	
				上下游面应力/MPa		KN	/(MPa·m ⁻¹)	
				上游面	下游面		受拉区	受压力
1	1.382	-0.288	0.208	4.432	-0.977	3.041	2.535	5.235
2	1.553	-0.270	0.173	4.471	-0.589	3.417	4.727	5.830
3	1.622	-0.191	0.117	3.818	0.238	3.569	-	7.133
4	1.616	-0.081	0.050	2.780	1.261	3.556	-	9.759
5	1.576	0.006	0.004	1.910	2.029	3.466	-	13.036
6	1.505	0.052	0.034	1.397	2.367	3.321	-	10.667
7	1.434	0.080	0.056	1.039	2.547	3.155	-	9.454
8	1.370	0.087	0.063	0.894	2.531	3.013	-	9.085
9	1.331	0.079	0.059	0.924	2.404	2.929	-	9.294
10	1.310	0.069	0.052	0.993	2.281	2.881	-	9.638
11	1.319	0.069	0.052	1.004	2.293	2.902	-	9.653

注:KN单位为 MPa/m;轴力 N 单位为 MPa/m;弯矩 M 单位为 MPa·m/m。

表 10 方案 B2 坝基防渗墙应力统计分析结果

Tab. 10 The statistical analysis results of the stresson B2 diaphragm of dam foundation

截面 编号	轴力 N	弯矩 M	偏心 距 e_0 /m	按轴力和弯矩计算			承载力	
				上下游面应力/MPa		KN	/(MPa·m ⁻¹)	
				上游面	下游面		受拉区	受压力
1	1.406	-0.263	0.186	4.222	-0.706	3.094	3.567	5.591
2	1.537	-0.248	0.161	4.243	-0.401	3.381	6.868	6.080
3	1.609	-0.163	0.101	3.544	0.480	3.541	-	7.623
4	1.620	-0.048	0.029	2.475	1.575	3.565	-	10.986
5	1.590	0.048	0.030	1.540	2.436	3.498	-	10.957
6	1.533	0.085	0.055	1.118	2.714	3.372	-	9.479
7	1.478	0.107	0.072	0.849	2.846	3.252	-	8.716
8	1.419	0.089	0.062	0.942	2.604	3.121	-	9.143
9	1.369	0.069	0.050	1.063	2.359	3.001	-	9.738
10	1.331	0.052	0.039	1.174	2.153	2.928	-	10.376
11	1.335	0.057	0.025	1.134	2.204	2.937	-	10.167

注:KN单位为 MPa/m;轴力 N 单位为 MPa/m;弯矩 M 单位为 MPa·m/m。

分析方案 A1~A4、B1~B4 的各截面发现,只有部分方案的截面 1 不符合矩形截面素混凝土受压构件的受拉区承载力判别式的要求,现对各

方案截面 1 受拉区和受压区承载力进行汇总,见图 3。由图 3 可知,在不做其他处理的情况下(方案 A1~A3),坝基防渗墙向下游偏移量不超过 15 cm 时,坝基防渗墙的运行期应力满足规范^[1]对受压素混凝土结构构件的规定;若坝基防渗墙轴线向下偏移 27 cm,混凝土基座需向下游拓宽至少 20 cm(方案 B2~B4)方能满足水工规范^[1]对受压素混凝土结构构件的要求。该结果能够为坝基防渗墙偏心时的安全性评价和处理措施提供理论支撑,同时亦能为类似工程施工提供一定的参考。

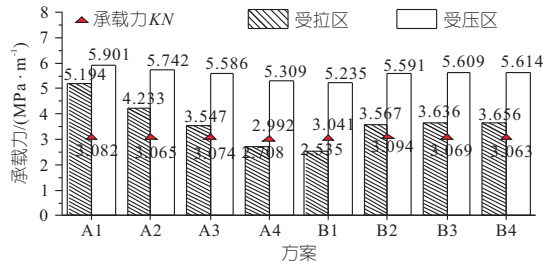


图 3 不同方案截面 1 承载力受拉压情况

Fig. 3 Tensile and compressive bearing capacity of section 1 of different schemes

5 结论

a. 在理想状态下,混凝土沥青心墙砂砾石坝心墙的轴线与坝基防渗墙轴线重合,坝基防渗墙受到一定的弯矩作用,下游面存在一定的局部拉应力,但其影响不大;若坝基防渗墙轴线相对混凝土基座略向下游偏移(偏移量小于 30 cm),坝基防渗墙受到压力与弯矩的共同作用,出现应力集中现象,可能会造成不利影响。

b. 坝基防渗墙向下游偏移,会改变坝基防渗墙的应力性态,其主要不利影响为运行期坝基防渗墙下游面拉应力极值增大。作为补救措施,可将混凝土沥青心墙下的混凝土基座略向下游扩展,以减小运行期坝基防渗墙拉应力极值的作用。在不做其他处理时,坝基防渗墙向下游偏移量不超过 15 cm 时其应力满足规范^[1]的规定,可暂不做处理;当坝基防渗墙向下游偏移量为 15~27 cm(实测最大偏移量)时,安全起见建议对混凝土基座施工时在原有方案基础上向下游拓宽不少于 20 cm。

参考文献:

[1] 中国水利水电出版社. 水工混凝土结构设计规范: SL191-2008[S]. 北京:中国水利水电出版社,2008.

(SDE)。在包含 4 个测试函数的数值试验中, SDE 全部搜索到了全局最优解, 搜索性能显著优于参与比较的 DE、GA、PSO、ACOR。

b. 在解决带有时滞非线性特性的水库防洪优化问题时, 相比 DE 和 POA, SDE 在收敛可行解、计算时间、收敛精度、收敛稳定性和收敛速度指标均表现最优。

c. 分析了最大削峰准则的两种表达形式在水库防洪优化调度中的效果, 针对削峰率指标来看, 推荐使用洪峰流量最小指标作为目标函数。

参考文献:

[1] 许俊杰,董增川,肖敬,等. 基于改进遗传算法的水库群防洪优化调度[J]. 水电能源科学,2018,36(3): 59-62,153.

[2] 王浩,王旭,雷晓辉,等. 梯级水库群联合调度关键技术发展历程与展望[J]. 水利学报,2019,50(1): 25-37.

[3] 吴梦烟,杨侃,吴云,等. 基于改进烟花算法的汾河水库优化调度模型研究[J]. 水电能源科学,2020,38(5):71-75.

[4] STORN R, PRICE K. Differential evolution-A simple and efficient heuristic for global optimization over

continuous spaces[J]. Journal of global optimization,1997,11(4): 341-359.

[5] AHMADIANFAR I, ADIB A, SALARIJAZI M. Optimizing multireservoir operation; hybrid of bat algorithm and differential evolution[J]. Journal of water resources planning and management, 2016, 142(2): 05015010.

[6] 邹强,鲁军,周超,等. 基于并行混合差分进化算法的梯级水库群优化调度研究[J]. 水力发电学报,2017,36(6):57-68.

[7] HE ZHONGZHENG, ZHOU JIANZHONG, QIN HUI, et al. Long-term joint scheduling of hydropower station group in the upper reaches of the Yangtze River using partition parameter adaptation differential evolution[J]. Engineering applications of artificial intelligence,2019,81:1-13.

[8] 钟平安. 流域实时防洪调度关键技术研究与应用[D]. 南京:河海大学,2006.

[9] HE ZHONGZHENG, ZHOU JIANZHONG, XIE MENGFEI, et al. Study on guaranteed output constraints in the long term joint optimal scheduling for the hydropower station group[J]. Energy, 2019, 185:1210-1224.

[10] CORTINA-BORJA M. Handbook of parametric and nonparametric statistical procedures[J]. Journal of the royal statistical society series A, 2012, 175(3): 829-829.

Optimal Operation of Flood Control in Wan'an Reservoir Based on Improved Differential Evolution Algorithm

LIU Meng-hua¹, HE Zhong-zheng^{2a,2b}, SHENG Wei-rong³, XIONG Fang-jin^{1,2a}, FU Ji-si^{2a,2b}, YIN Heng^{2a}
(1. Jiangxi Water Resources Institute, Nanchang 330013, China; 2a. School of Infrastructure Engineering; 2b. Key Laboratory of Poyang Lake Environment and Resources Utilization, Ministry of Education, Nanchang University, Nanchang 330031, China; 3. Hydrological Monitoring Center of Jiangxi Province, Nanchang 330002, China)

Abstract: The reservoir flood control operation problem has the characteristics of multi-stage, nonlinear and multiple complex constraints. The research of solution method will help to improve the effect of flood control optimal operation. Differential evolution algorithm (DE) has a good effect in the application of reservoir optimal operation, but it is prone to premature convergence and fall into local optimum due to the random search strategy. In order to balance the global and local search ability of DE, this paper proposed an improved differential evolution algorithm SDE, which is used to improve the search ability by considering the differential mutation strategy of fitness ranking and to improve the development ability by random selection mechanism. The related numerical experiments verified that the SDE convergence is significantly better than that of the DE, GA, PSO, and ACOR. The results of case study show that the SDE is better than POA and DE in terms of the feasible solution, calculation time, accuracy, convergence stability and speed. The average flood-peak rate of the SDE is 0.17%-4.26% higher than the POA, and is 0.13%-1.26% higher than the DE.

Key words: Wan'an reservoir; optimal operation of flood control; differential evolution (DE); maximum flood-peak rate criterion; penalty function

(上接第 90 页)

Analysis of Foundation Stress Behavior and Remedial Scheme of Concrete Asphalt Core Wall Dam

XU Jia¹, CUI Xi-can², ZHANG Xing-xing^{3a,3b}, ZHANG Ling-kai², WANG Da-yong⁴
(1. Xinjiang Water Resources and Ecological Water Conservancy Research Center (Academician Expert Workstation), Urumqi, 830000 China; 2. College of Hydraulic and Civil Engineering, Xinjiang Agricultural University, Urumqi 830052, China; 3a. State Key Laboratory of Simulation and Regulation of Water Cycle in River Basin; 3b. Key Laboratory on Construction and Security of Water Projects of Ministry of Water Resources, China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100048, China; 4. Heilongjiang Sanjiang Construction Management Co., Ltd., Harbin 150036, China)

Abstract: Based on the finite element method, this paper numerically analyzes the stress behavior and its adverse effects when diaphragm of dam foundation axis shifts downstream during operation, and proposes remedial measures and reference critical values. The results show that when the axis does not shift, diaphragm of dam foundation is only subjected to bending moment and produces local tensile stress, but its influence is not obvious. When the axis is shifted downstream and the offset is less than 30 cm, diaphragm of dam foundation is subjected to the combined action of pressure and bending moment, resulting in stress concentration and adverse effects. In the case of no other processing, when the axis does not shift and the offset is less than 15 cm, it can be temporarily not processed; If the axis offset to the downstream is more than 15 cm and not more than 27 cm (measured maximum offset), in the subsequent construction, the concrete base needs to be widened downstream at least 20 cm, which can reduce the tensile stress extreme of diaphragm of dam foundation and weaken the stress concentration, so as to improve the stress behavior of diaphragm of dam foundation. The finite element simulation provides a reference for the safety evaluation and treatment measures when diaphragm of dam foundation is eccentric.

Key words: concrete asphalt core wall dam; diaphragm of dam foundation; stress behavior; finite element simulation