

DOI: 10.16285/j.rsm.2016.09.026

基于非线性有限元的孟底沟拱坝数值模拟研究

林 聪¹, 杨 强¹, 王海波², 李仁鸿²

(1. 清华大学 水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084; 2. 中国电建集团 成都勘测设计研究院有限公司, 四川 成都 610072)

摘 要: 孟底沟水电站是雅砻江中游第 5 个梯级电站, 最大坝高 200 m, 所处位置地质条件复杂, 保证其蓄水后良好的工作性状及整体稳定性对工程安全至关重要。通过建立孟底沟拱坝三维有限元模型, 基于变形加固理论, 分析了拱坝在正常工况和超载条件下位移变化、塑形区扩展规律及大坝整体稳定性。结果表明: 孟底沟拱坝设计方案的位移和超载稳定能力均能达到稳定要求。拱坝贴脚的设置显著降低了坝体和基础的塑性余能, 对工程整体稳定性有利。对右岸 f4 断层两种置换处理方式的对比分析发现, 浅表置换加洞井网格置换的处理方式对拱坝整体稳定性更为有利。

关 键 词: 孟底沟拱坝; 有限元分析; 整体稳定; 变形加固理论

中图分类号: TV 223

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598(2016)09-2624-07

Numerical simulation of Mengdigou arch dam based on nonlinear finite elements

LIN Cong¹, YANG Qiang¹, WANG Hai-bo², LI Ren-hong²

(1. State Key Laboratory of Hydrosience and Hydraulic Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China;

2. Power China, Chengdu Engineering Corporation Limited, Chengdu, Sichuan 610072, China)

Abstract: Mengdigou Hydropower Station is the fifth cascade hydropower station in Yalong River's middle reaches. Due to the maximum dam height of 200 m and complex geological conditions, it is of significant importance for engineering safety to ensure the dam's good workability and global stability after impounding. Based on deformation reinforcement theory (DRT), a 3D finite element model of Mengdigou is built to analyze the behavior of the dam's displacements, plastic zones extension and global stability under both normal and overloading conditions. The results show that the displacements and overloading capacity meet the stability requirement. The introduction of fillet significantly reduces the plastic complementary energy of both the dam and base, which is beneficial to the global stability. Two ways of replacement treatment for f4 fault are investigated. It turns out to be more favorable using shallow replacement together with grid replacement for the dam's global stability.

Keywords: Mengdigou arch dam; finite element analysis; global stability; deformation reinforcement theory

1 引 言

孟底沟水电站枢纽区位于四川省甘孜藏族自治州九龙县与凉山彝族自治州木里藏族自治县交界的雅砻江干流上, 是雅砻江中游 7 级开发方案中的第 5 个梯级, 上游与楞古梯级衔接, 下游与杨房沟梯级衔接。

坝址位于孟底沟沟口下游约 0.3 km 处, 水库长为 56.6 km, 坝址集水面积为 79 564 km², 多年平均

流量为 886 m³/s, 多年平均径流量为 2.78×10¹⁰ m³。水库正常蓄水位为 2 254.00 m, 正常蓄水位以下库容为 8.54×10⁸ m³, 调节库容为 8.61×10⁷ m³, 具有日调节性能。孟底沟挡水建筑物采用混凝土双曲拱坝, 坝顶高程为 2 259 m, 建基面最低高程为 2 059 m, 最大坝高为 200 m, 拱冠梁坝顶厚度为 10 m, 拱冠梁坝底厚度为 43 m, 拱端最大厚度为 44.5 m, 最大中心角为 91.97°, 顶拱中心线弧长为 516.62 m, 宽高比为 0.215, 弧高比为 2.583, 左右岸坝基均主要

收稿日期: 2016-02-13

基金项目: 国家重点基础研究发展 973 项目 (No.2015CB057904); 国家自然科学基金 (No.11572174); 水沙科学与水利水电工程重点实验室项目 (No.2016-KY-02)。

This work was supported by the National Program on Key Basic Research Project of China(2015CB057904), the National Natural Science Foundation of China(11572174) and the Program on State Key Laboratory of Hydrosience and Hydraulic Engineering(2016-KY-02).

第一作者简介: 林聪, 男, 1988 年生, 博士研究生, 主要从事岩石力学、水工结构等方面的研究工作。E-mail: lincong11@mails.tsinghua.edu.cn

利用中粒花岗岩Ⅱ、Ⅲ1级岩体。电站装机容量为 2.40×10^6 kW, 安装4台混流式水轮发电机组, 单机容量为 6.00×10^5 kW, 多年平均年发电量为 9.29×10^9 kW·h; 与两河口水电站联合运行时多年平均年发电量为 9.94×10^9 kW·h。

孟底沟水电站坝高库大, 在正常蓄水位坝体承受的总水推力为 4.80×10^6 t。坝址区基岩为花岗闪长岩, 岩石坚硬, 完整性较好, 岸坡风化卸荷较弱, 边坡稳定条件较好。但坝区内存在的断层以陡倾为主, 其中 f4、f5 断层规模较大, 如图1所示; 坝区节理裂隙较发育, 主要存在4组优势裂隙; 左岸以 f1、f2 断层为侧滑面, 优势裂隙④为底滑面构成的滑块, 其抗滑稳定抗力与作用效应比值安全裕度不高, 右岸由于坝肩分布有一定范围的蚀变岩带, 存在拱坝局部变形稳定问题。

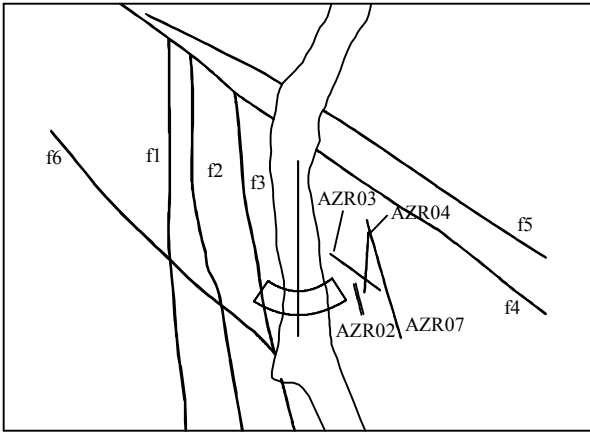


图1 坝址区主要断层与蚀变带

Fig.1 Main faults and alteration zones at dam site

拱坝由于是高次超静定结构, 具有较高的超载安全度, 故其破坏模式通常为坝基先破坏。复杂的地质构造对坝基岩体的切割, 会极大地降低岩石的完整性, 也是高坝坝基失稳的重要原因^[1-2]。如法国 Malpasset 拱坝^[3]与意大利 Vajont 拱坝^[4], 两岸坝基不利的地质条件都被认为是其溃决的主要原因。当前主要的拱坝整体稳定数值分析方法包括多拱梁法、刚体极限平衡法和有限元法等^[5-7]。

本文基于变形加固理论^[8-9], 采用三维非线性有限元计算程序 Tfine, 计算分析了拱坝在正常工况和超载条件下位移及塑形区变化规律, 采用塑形余能范数作为量化指标, 评价了拱坝整体稳定性。

2 变形加固理论

变形加固理论主要针对关联理想弹塑性材料, 研究了经典极限分析理论中无定义的超出结构极限承载力的失稳行为, 是对经典弹塑性理论的拓

展^[10-12]。绝大多数拱坝都处在复杂的地质环境与工作条件下, 其稳定问题可视为推求满足平衡方程、本构关系和变形协调的边值问题。经典(率形式或微分形式)弹塑性理论要求结构的力学解(应力场或位移场)在全域内处处满足以上三大方程, 这就意味着结构没有出现屈服, 处于稳定状态。当施加于结构上的作用大于抵抗力时, 结构失稳。两者的差值为过应力, 其通过高斯积分后的等效节点力, 也就是变形加固理论中的一个重要评价指标——不平衡力^[13]。对关联理想弹塑性材料而言, 其本构关系为

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e + \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p, \quad \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e = \mathbf{C} : \dot{\boldsymbol{\sigma}} \quad (1)$$

$$\mathbf{D}^p(\boldsymbol{\sigma}, \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p) \geq \mathbf{D}^p(\boldsymbol{\sigma}^{yc}, \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p), \quad \forall f(\boldsymbol{\sigma}^{yc}) \leq 0 \quad (2)$$

式中: $\mathbf{D}^p$ 为塑性耗散函数, $\mathbf{D}^p(\boldsymbol{\sigma}^{yc}, \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p) = \boldsymbol{\sigma}^{yc} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p$; $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e$ 与 $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p$ 分别为弹性应变率与塑性应变率; $\dot{\boldsymbol{\sigma}}$ 为应力变化率; $\mathbf{C}$ 为柔度张量; f 为屈服函数; $\boldsymbol{\sigma}^{yc}$ 为满足屈服准则的任意应力状态。不等式(2)就是包含了关联流动法则与 Kuhn-Tucker 条件的最大塑性耗散原理^[14]。

考虑某一时间间隔 Δt 内的应变增量 $\Delta \boldsymbol{\varepsilon}^p$, 线性塑性应变率为

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p = 0 \frac{\Delta \boldsymbol{\varepsilon}^p}{\Delta t} = \frac{\mathbf{C} : (\boldsymbol{\sigma}^{eq} - \boldsymbol{\sigma})}{\Delta t} \quad (3)$$

式中: $\boldsymbol{\sigma}^{eq}$ 为 $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p = 0$ 时的弹性适应应力, 也是在给定荷载下一个平衡的应力场:

$$\boldsymbol{\sigma}^{eq} = \boldsymbol{\sigma}_0 + \mathbf{C}^{-1} : \Delta \boldsymbol{\varepsilon} \quad (4)$$

将式(3)代入式(1), 可得塑性余能 $E(\boldsymbol{\sigma}^{yc})$:

$$\min E(\boldsymbol{\sigma}^{yc}), \quad \forall f(\boldsymbol{\sigma}^{yc}) \leq 0 \quad (5)$$

$$E(\boldsymbol{\sigma}^{yc}) = \frac{1}{2} (\boldsymbol{\sigma}^{eq} - \boldsymbol{\sigma}^{yc}) : \mathbf{C} : (\boldsymbol{\sigma}^{eq} - \boldsymbol{\sigma}^{yc}) \quad (6)$$

式(5)、(6)计算方法为最近点投影法(the closest point projection method, 简称 CPPM)。

最近点投影法本身具有一阶精度, 无条件收敛, 作为广义中点法的一个特例, 对大步长适应力强^[15]。对弹塑性体构成的复杂结构, 如图2所示, 设某一高斯点初始应力为 $\boldsymbol{\sigma}_0$, 满足屈服条件 $f(\boldsymbol{\sigma}_0) \leq 0$ 。对初始状态施加一个微小扰动 $\Delta \boldsymbol{\varepsilon}$, 得到弹性试应力 $\boldsymbol{\sigma}_1 = \boldsymbol{\sigma}_0 + \mathbf{D} : \Delta \boldsymbol{\varepsilon}$, 其中 $\mathbf{D}$ 为弹性张量, 若 $\boldsymbol{\sigma}_1$ 超出屈服面, 即 $f(\boldsymbol{\sigma}_1) > 0$, 则需将试应力 $\boldsymbol{\sigma}_1$ 调整至屈服面 $\boldsymbol{\sigma}$, 其差值为塑性应力 $\Delta \boldsymbol{\sigma}^p = \boldsymbol{\sigma}_1 - \boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D} : \Delta \boldsymbol{\varepsilon}^p$, 其中 $\Delta \boldsymbol{\varepsilon}^p$ 为此加载步的塑

性应变增量。在有限元计算中, $\Delta\sigma^p$ 的等效节点力就是不平衡力^[16]:

$$\Delta Q = \sum_e \int_{V_e} \mathbf{B}^T \Delta\sigma^p dV = \sum_{i=1}^N \int_{V_i} \mathbf{B}^T (\sigma^{eq} - \sigma^{yc}) dV = \mathbf{F} - \sum_{i=1}^N \int_{V_i} \mathbf{B}^T \sigma^{yc} dV \quad (7)$$

式中: $\mathbf{B}$ 为应变矩阵; V_e 为求解区域。由式 (7) 可知, 在节点力水平上, 外荷载与结构自承力之差为不平衡力。此时若对结构施加一个与不平衡力 ΔQ 大小相等、方向相反的加固力 $-\Delta Q$, 则结构内力全面满足屈服条件, 结构稳定。

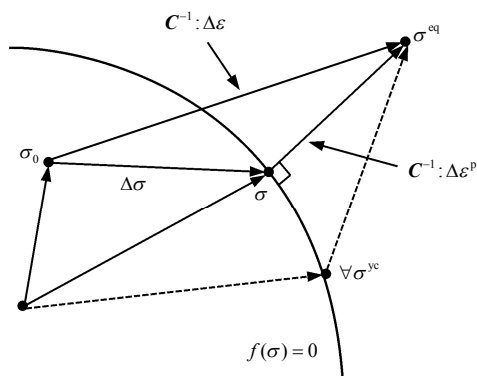


图2 弹塑性应力调整示意图

Fig.2 Sketch of elastoplastic stress adjustment

对一给定荷载步, 不平衡力是有限元迭代中发生位移的驱动力。由变分原理可证明, 关联理想弹塑性材料构成的结构在荷载作用下, 其塑性余能会趋于一个最小值, 即所谓最小塑性余能原理^[10], 真实的应力场 $\Delta\sigma^p$ 使结构塑性余能最小。

$$\Delta E(\sigma^{eq}, \sigma^{yc}) = \int_V \frac{1}{2} (\sigma^{eq} - \sigma^{yc}) : \mathbf{C} : (\sigma^{eq} - \sigma^{yc}) dV \quad (8)$$

式中: ΔE 为塑性余能。迭代过程会使 ΔE 逐渐变小, 趋于稳定。如果最终 $\Delta E = 0$, 结构稳定; 如果 $\Delta E > 0$, 结构失稳, 需要加固才能稳定。

3 数值模型与计算方案

3.1 计算网格

本次计算采用三维模型进行计算, 计算坐标系以坝顶拱冠梁上游点为坐标原点, 向左岸为 X 轴正方向, 向下游为 Y 轴正方向, 竖直向下为 Z 轴正方向。

上游模拟范围大于 1.5 倍坝高 (坝高为 200 m), 下游模拟范围大于等于 2.5 倍坝高; 左右两岸模拟范围大于 2.0 倍坝高; 坝基模拟深度大于 1.5 倍坝高, 坝顶高程以上模拟 1.0 倍坝高以内坝坡。整个

模拟范围为 1 000 m×720 m×701 m。网格采用 8 节点六面体和 6 节点五面体单元, 其中节点总数为 130 039, 单元总数为 121 313 (坝体单元数为 10 760)。孟底沟拱坝整体计算网格如图 3 所示。

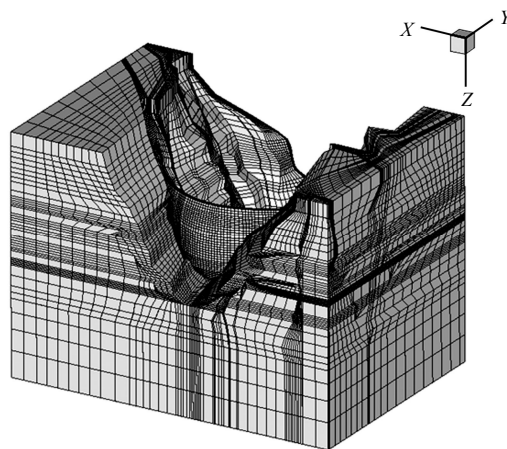


图3 孟底沟拱坝有限元网格

Fig.3 Numerical mesh of Mengdigou Arch Dam

坝体与主要结构面 (断层、蚀变带等) 的位置关系如图 4 所示, 主要基础处理措施与坝体位置关系如图 5 所示。贴脚与坝体位置关系如图 6 所示。

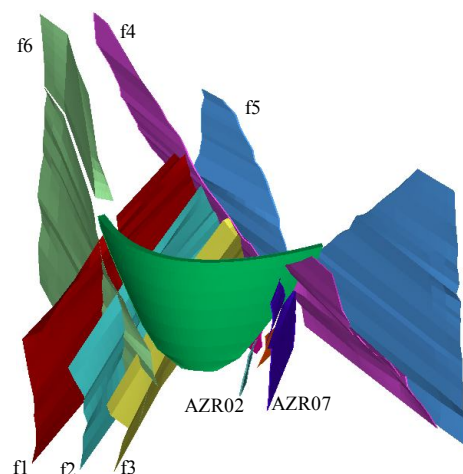


图4 孟底沟拱坝坝体与主要断层与蚀变带示意图

Fig.4 Sketch of Mengdigou Arch Dam and the main faults and alteration zones

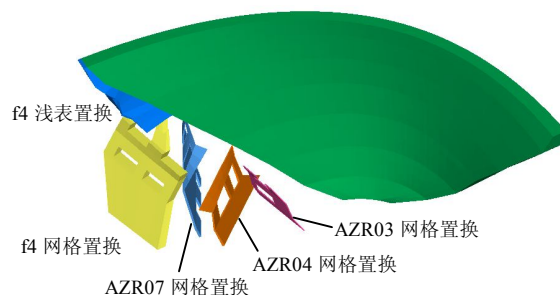


图5 孟底沟拱坝坝体与主要基础处理措施示意图

Fig.5 Sketch of Mengdigou Arch Dam and the main foundation treatments

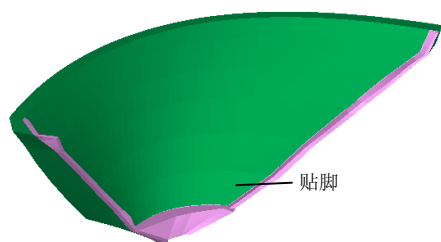


图6 孟底沟拱坝坝体与贴脚示意图

Fig.6 Sketch of Mengdigou Arch Dam and the fillet

计算材料参数由于数目较多, 此处不一一列举。材料参数的取值原则为III2类以上岩体取强度范围内中值, IV类以下岩体取低值。计算采用大型非线性有限元计算程序 Tfine 进行弹塑性有限元计算, 材料采用理想弹塑性模型, 屈服条件为 Druck-Prager 准则^[17]。其表达式为

$$f^S = \tau + q_\phi \sigma - k_\phi \quad (9)$$

$$f^t = \sigma - \sigma^t \quad (10)$$

式中: $\sigma = \sigma_{kk} / 3$, 为平均法向应力; $\tau = \sqrt{S_{ij}S_{ij}} / 2$, 为切应力; σ^t 为抗拉强度, 若没有给定, 则取 $\sigma^t = c / \tan \phi$; c 、 ϕ 为材料凝聚力和内摩擦角。

3.2 计算方案

计算方案主要包括天然基础方案和考虑基础处理措施方案, 考虑的荷载包括地应力、自重、水载、泥沙荷载与温降荷载。考虑基础处理措施条件下, 又计算对比了含贴脚和不含贴脚两种方案。各方案编号如下:

(1) 方案 A 坝体不含贴脚, 天然基础+温降荷载。

(2) 方案 B 坝体不含贴脚, 考虑基础处理+温降荷载。

(3) 方案 C 坝体含贴脚, 考虑基础处理+温降荷载。

计算采用超载法, 从正常工况 (即 1.0 倍水载) 按 0.5 倍水载梯度逐级超载至 4.0 倍水载。上游正常蓄水位为 2 254 m, 对应下游水位为 2 099 m, 淤沙高程为 2 104.4 m, 泥沙浮重度为 5.0 kN/m³, 内摩擦角为 15°。

4 计算结果分析

4.1 大坝位移分析

正常工况下, 大坝下游坝面左右拱端与拱冠梁位移如表 1~3, 拱冠梁最大顺河向位移均在 2 210 m 高程达到最大值, 拱冠梁横河向位移向右

岸变形。由表 1、2 可知, 基础处理措施使右拱端最大顺河向位移由 10.5 mm 减小到 9.8 mm。天然基础条件下, 孟底沟拱坝右拱端位移略大于左拱端; 有基础处理措施时, 右拱端顺河向位移比左拱端小。可见, 右坝肩蚀变带与 f4 断层的置换处理措施减小了右坝肩的顺河向位移。但就整体而言, 基础处理对坝体位移影响不大。对比表 2、3 可知, 贴脚的设置使坝体左、右拱端和拱冠位移均有所减小。

表1 孟底沟拱坝 A 方案正常工况大坝下游坝面位移

Table 1 Displacements of downstream face of Mengdigou Arch Dam (Scheme A) under normal condition

序号	高程 /m	位移/mm					
		右拱端		拱冠		左拱端	
		顺河	横河	顺河	横河	顺河	横河
1	2 259	4.2	-3.5	52.4	-0.9	3.4	2.4
2	2 240	4.6	-3.4	54.9	-0.9	4.5	2.9
3	2 210	6.5	-3.7	56.7	-0.9	6.1	2.7
4	2 180	9.0	-4.6	54.2	-1.0	7.7	2.7
5	2 145	10.5	-5.3	45.7	-0.8	10.4	3.0
6	2 110	10.4	-4.7	31.3	-0.5	9.2	2.2
7	2 080	7.8	-2.9	15.3	-0.1	7.3	1.4
8	2 059	5.6	-1.2	5.8	-0.2	5.5	0.3

表2 孟底沟拱坝 B 方案正常工况大坝下游坝面位移

Table 2 Displacements of downstream face of Mengdigou Arch Dam (Scheme B) under normal condition

序号	高程 /m	位移/mm					
		右拱端		拱冠		左拱端	
		顺河	横河	顺河	横河	顺河	横河
1	2 259	4.2	-3.4	51.6	-0.7	3.4	2.4
2	2 240	4.6	-3.3	54.2	-0.7	4.5	2.9
3	2 210	6.4	-3.6	56.0	-0.8	6.1	2.7
4	2 180	8.4	-4.1	53.5	-0.8	7.7	2.7
5	2 145	9.8	-4.3	45.1	-0.7	10.3	3.0
6	2 110	9.6	-4.2	31.0	-0.4	9.1	2.2
7	2 080	7.4	-2.6	15.1	-0.1	7.2	1.4
8	2 059	5.5	-1.1	5.7	-0.2	5.5	0.3

表3 孟底沟拱坝 C 方案正常工况大坝下游坝面位移

Table 3 Displacements of downstream face of Mengdigou Arch Dam (Scheme C) under normal condition

序号	高程 /m	位移/mm					
		右拱端		拱冠		左拱端	
		顺河	横河	顺河	横河	顺河	横河
1	2 259	4.1	-3.3	50.6	-0.5	2.7	1.6
2	2 240	4.5	-3.2	52.8	-0.5	3.5	2.1
3	2 210	6.3	-3.5	54.2	-0.6	5.1	2.2
4	2 180	8.0	-3.7	51.4	-0.7	6.7	2.4
5	2 145	9.1	-3.9	42.7	-0.5	9.0	2.7
6	2 110	8.7	-3.5	28.5	-0.2	8.2	1.9
7	2 080	7.2	-2.4	12.1	-0.1	6.9	1.0
8	2 059	5.3	-1.0	5.8	-0.1	5.5	0.2

4.2 屈服区分析

在 Tfine 程序中, 所有材料都按理想弹塑性材料考虑, 应力超出屈服面 (Druck-Prager 准则) 即判定为屈服。孟底沟拱坝 B 方案 (考虑基础处理) 正常工况下建基面点安全度和屈服区如图 7 所示。由图可以看出, 建基面低高程段坝踵附近点安全度为 1.0~1.2, 然后延坝厚度方向点安全度有所升高, 在中间部位点安全度达到 2.0~3.0, 坝趾附近点安全度又降至 1.5; 在中高程段左拱端点安全度为 3.0, 右拱端为 3.0~5.0; 高高程段左右拱端安全度均达到 5.0~8.0。在 1 倍水载时, 坝踵处仅有极少量屈服, 2 倍水载时塑性区 (屈服区) 扩展至约 1/3 坝厚, 3 倍水载下塑性区几乎贯通。方案 C 与之规律类似。

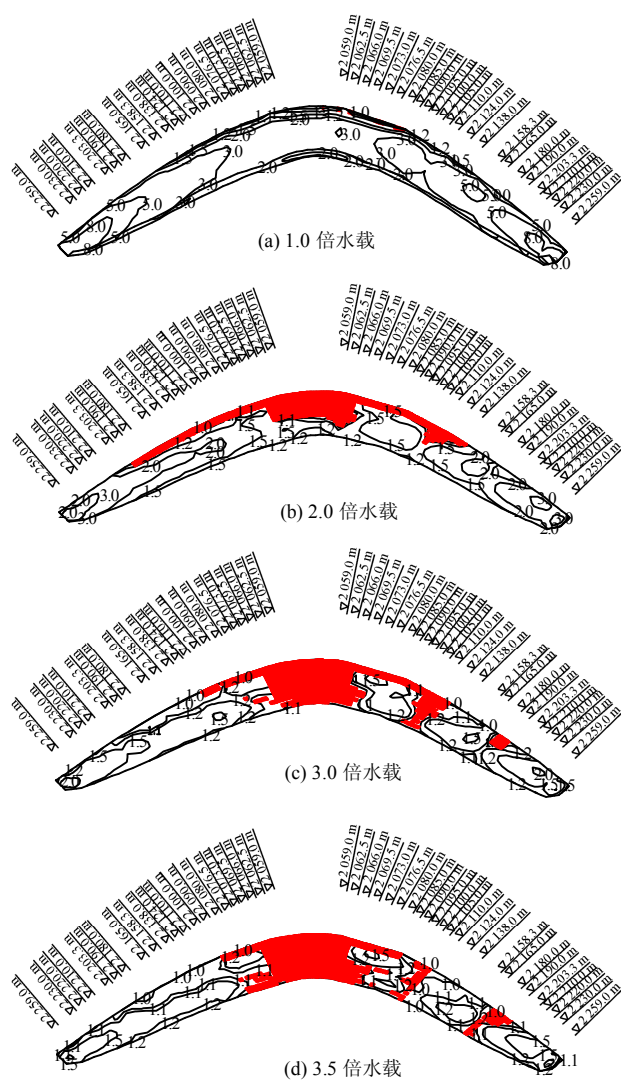


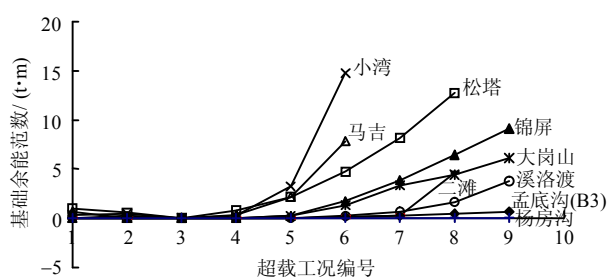
图7 孟底沟拱坝(B方案)建基面(坝体)在 1.0、2.0、3.0、3.5 倍水载下点安全度和屈服区图

Fig.7 Point safety factor and yielding zone of foundation base of Mengdigou Arch Dam (Scheme B) under $1.0W_0$, $2.0W_0$, $3.0W_0$, $3.5W_0$ (W_0 =water load of normal condition)

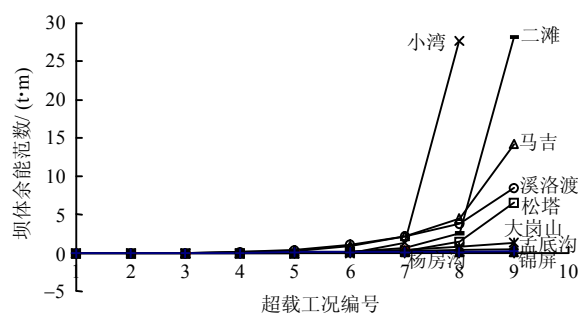
4.3 整体稳定性分析

如前所述, 塑性余能范数作为整体稳定性指标, 其大小反映了结构失稳的程度。塑性余能范数的急剧增加意味着结构丧失加固价值, 或者说失稳破坏。孟底沟拱坝方案 B (考虑基础处理) 与国内其他各高拱坝超载过程中基础余能范数对比如图 8 所示, 超载工况 1~3 表示坝体自重、坝体自重+水载、正常工况 (即坝体自重+水载+温降荷载), 工况 4~9 表示在正常工况基础上按 0.5 倍水载逐级超载至 4.0 倍水载。

由图 8(a)可以看出, 孟底沟拱坝基础处理方案在 3.5 倍水载时 (超载工况 8), 其基础的余能范数较低 ($0.517 \text{ t}\cdot\text{m}$), 远低于大岗山 ($4.435 \text{ t}\cdot\text{m}$)、松塔 ($12.74 \text{ t}\cdot\text{m}$)、小湾 ($132 \text{ t}\cdot\text{m}$) 等拱坝的基础余能范数。这说明孟底沟拱坝的整体稳定性高于大岗山、松塔和小湾等拱坝。



(a) 基础余能范数



(b) 坝体余能范数

图8 国内各高拱坝超载过程中余能范数

Fig.8 Complementary energy norms of high arch dams in China during overloading process

对比孟底沟拱坝方案 A、B 坝体和基础余能范数 (见表 4) 可得, 考虑基础处理措施后, 坝体或基础余能范数有所降低, 但降低幅度并不明显。对比方案 B、C 可知, 增加贴脚后, 坝体与基础的余能范数都有较大幅度降低, 3.5 倍水载时, 分别降低了 60%与 63%。贴脚的引入对工程整体稳定性有利。

在考虑基础处理措施和贴脚前提下，针对离右坝肩较近的 f4 断层设计了浅表置换与网格置换两种形式，现利用余能范数定量地评价两种处理方案的加固效果。方案 C1 仅采用浅表置换，方案 C2 采用浅表置换+网格置换。

对比各工况下两种方案基础/坝体余能范数（表 5）可知，在 3.5 倍水载下，方案 C2 基础及坝体余能范数都较 C1 更低，但降幅很小。3.5 倍水载时，f4 置换网格使基础余能范数降低了 1.5%。

表 4 孟底沟拱坝不同方案下各工况整体余能范数表(单位: t·m)

Fig.4 Complementary energy norms of overall Mengdigou Arch Dam during overloading process (unit: t·m)

工况 编号	工况	A 方案		B 方案		C 方案	
		基础	坝体	基础	坝体	基础	坝体
1	坝自重	0.001	0.000	0.001	0.000	0.001	0.000
2	坝自重水载	0.001	0.000	0.001	0.000	0.001	0.000
2	正常工况	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	1.5 倍水载	0.021	0.000	0.021	0.000	0.008	0.000
5	2.0 倍水载	0.041	0.004	0.040	0.004	0.016	0.001
2	2.5 倍水载	0.126	0.058	0.115	0.055	0.001	0.000
7	3.0 倍水载	0.300	0.220	0.284	0.207	0.100	0.075
8	3.5 倍水载	0.550	0.430	0.517	0.408	0.191	0.162
9	4.0 倍水载	0.813	0.630	0.779	0.601	0.314	0.200

表 5 孟底沟拱坝不同方案各工况基础/坝体余能范数表(单位: t·m)

Fig.5 Complementary energy norms of foundation base of Mengdigou Arch Dam during overloading process (unit: t·m)

工况 编号	工况	C1 方案		C2 方案	
		基础	坝体	基础	坝体
1	坝自重	0.001	0.000	0.001	0.000
2	坝自重水载	0.001	0.000	0.001	0.000
3	正常工况	0.000	0.000	0.000	0.000
4	1.5 倍水载	0.009	0.000	0.008	0.000
5	2.0 倍水载	0.017	0.001	0.016	0.001
6	2.5 倍水载	0.042	0.018	0.041	0.017
7	3.0 倍水载	0.102	0.077	0.100	0.075
8	3.5 倍水载	0.194	0.163	0.191	0.162
9	4.0 倍水载	0.320	0.197	0.314	0.200

5 结 论

(1) 天然基础条件下，孟底沟拱坝右拱端位移略大于左拱端；拱冠梁横河向位移向右岸变形。有基础处理措施时，右拱端顺河向位移比左拱端小。可见，基础处理措施减小了右拱端的顺河向位移；但就整体而言，有无基础处理措施对坝体位移影响很小。贴脚的引入使坝体左、右拱端和拱冠位移均

有所减小。

(2) 在正常工况下，大坝上游坝踵出现了极小量屈服，2.0 倍水载时塑性区（屈服区）扩展至 1/3 坝厚，3.0 倍水载下塑性区几乎完全贯通。

(3) 在 3.5 倍水载下，孟底沟拱坝（B 方案）的基础余能范数（0.517 t·m）远小于大岗山（4.435 t·m）、松塔（12.74 t·m）、小湾（132 t·m）等拱坝的基础余能范数，其整体稳定性高于大岗山、松塔、小湾等拱坝。

(4) 增加贴脚后，坝体与基础的余能范数都有较大幅度降低，3.5 倍水载时，分别降低了 60%与 63%。贴脚的引入对工程整体稳定性有利。

(5) 综上所述，孟底沟拱坝基础处理方案是可行的。针对现行方案，主要建议：①进一步优化拱坝体型，如增加倒悬；②增加贴脚，提高拱坝整体稳定性；③针对 f4 断层，采用浅表置换+网格置换的形式进行加固处理。

参 考 文 献

- [1] 潘家铮, 陈式慧. 关于高拱坝建设中若干问题的探讨[J]. 科技导报, 1997, (2): 17—19.
PAN Jia-zheng, CHEN Shi-hui. Some problems on the construction of high arch dams[J]. **Science and Technology Review**, 1997, (2): 17—19.
- [2] 黄文雄, 王德信, 许庆春. 高拱坝的开裂与体形优化[J]. 水力发电, 1997, 23(11): 26—29.
HUANG Wen-xiong, WANG De-xin, XU Qing-chun. The cracking of high arch dam and the dam body optimization[J]. **Water Power**, 1997, 23(11): 26—29.
- [3] American Society of Civil Engineers. Foundations for dams[C]//Asilomar Conference Grounds Pacific Grove. [S. l.]: [s. n.], 1974: 17—21.
- [4] 汝乃华, 姜忠胜. 大坝事故与安全: 拱坝[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1995: 314—327.
RU Nai-hua, JIANG Zhong-sheng. Dam failure and safety: Arch dam[M]. Beijing: China Water Power Press, 1995: 314—327.
- [5] 陈祖煜, 汪小刚, 杨健, 等. 岩质边坡稳定分析——原理·方法·程序[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2005.
CHEN Zu-yu, WANG Xiao-gang, YANG Jian, et al. Rock slope stability analysis: Theory, methods and programs[M]. Beijing: China Water Power Press, 2005.
- [6] 赵海涛, 周澄, 黄国军, 等. 牛头山双曲拱坝整体稳定

- 三维非线性有限元仿真分析[J]. 红水河, 2004, 23(1): 43—46, 55.
- ZHAO Hai-tao, ZHOU Cheng, HUANG Guo-jun, et al. Three-dimensional nonlinear numerical simulation and global stability analysis of Niutoushan Arch Dam[J]. **Hongshui River**, 2004, 23(1): 43—46, 55.
- [7] 黄岩松, 周维垣, 陈新, 等. 拉西瓦双曲拱坝整体稳定分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(增刊 2): 2413—2417.
- HUANG Yan-song, ZHOU Wei-yuan, CHEN Xin, et al. Stability analysis and evaluation of large arch dam[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2002, 21(Supp.2): 2413—2417.
- [8] 杨强, 刘耀儒, 陈英儒, 等. 变形加固理论及高拱坝整体稳定与加固分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(6): 1121—1136.
- YANG Qiang, LIU Yao-ru, CHEN Ying-ru, et al. Deformation reinforcement theory and global stability and reinforcement of high arch dams[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2008, 27(6): 1121—1136.
- [9] 杨强, 冷旷代, 刘耀儒. 变形加固理论的力学基础与工程意义[J]. 岩土力学, 2011, 32(1): 1—8.
- YANG Qiang, LENG Kuang-dai, LIU Yao-ru. Mechanical basis and engineering significance of deformation reinforcement theory[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2011, 32(1): 1—8.
- [10] YANG Q, LIU Y R, CHEN Y R, et al. Deformation reinforcement theory and its application to high arch dams[J]. **Science in China, Series E—Teleology Science**, 2003, 51(Supp.II): 32—47.
- [11] 杨强, 陈新, 周维垣. 岩土工程加固分析的弹塑性力学基础[J]. 岩土力学, 2005, 26(4): 553—557.
- YANG Qiang, CHEN Xin, ZHOU Wei-yuan. Elastoplastic basis of geotechnical engineering reinforcement analysis[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2005, 26(4): 553—557.
- [12] 程立, 刘耀儒, 潘元炜, 等. 基于蓄水期反演的锦屏一级拱坝极限承载力分析[J]. 岩土力学, 2016, 37(5): 1388—1398.
- CHENG Li, LIU Yao-ru, PAN Yuan-wei, et al. Research on ultimate bearing capacity of Jinping-I Arch Dam basing on impoundment period inversion[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2016, 37(5): 1388—1398.
- [13] 杨强, 杨晓君, 陈新. 基于 D-P 准则的理想弹塑性本构关系积分研究[J]. 工程力学, 2005, 22(4): 15—19, 47.
- YANG Qiang, YANG Xiao-jun, CHEN Xin. On integration algorithms for perfect plasticity based on Drucker-Prager Criterion[J]. **Engineering Mechanics**, 2005, 22(4): 15—19, 47.
- [14] HILL R. The mathematical theory of plasticity[M]. Oxford: Clarendon Press, 1950.
- [15] SIMO J C, KENNEDY J G, GOVINDJEE S. Nonsmooth multisurface plasticity and viscoplasticity. Loading/unloading conditions and numerical algorithms[J]. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, 1988, 26(10): 2161—2185.
- [16] 杨强, 周维垣, 陈新. 岩土工程加固分析中的最小余能原理和上限定理[C]//冯夏庭, 黄理兴编. 21 世纪的岩土力学与岩土工程论文集. 武汉: [出版地不祥], 2003: 158—166.
- YANG Qiang, ZHOU Wei-yuan, CHEN Xin. The principle of minimum complementary energy and upper bound theorem in geotechnical reinforcement analysis[C]//FENG Xia-ting, HUANG Li-xing, ed. Proceedings of the Geomechanics and Geotechnical Engineering in 21st Century. Wuhan: [s. n.], 2003: 158—166.
- [17] 周维垣, 杨强. 岩石力学数值计算方法[M]. 北京: 中国电力出版社, 2005: 84—85.
- ZHOU Wei-yuan, YANG Qiang. Numerical computational methods for rock mechanics[M]. Beijing: China Electric Power Press, 2005: 84—85.