文章编号：1672-3031（2003）01-0075-06

鱼跳混凝土面板堆石坝三维静力应力变形分析

吴兴征[1]，周晓光[2]，徐泽平[2]
（1. 中国水利水电科学研究院 防洪减灾研究所，北京 100038；2. 中国水利水电科学研究院 岩土工程研究所，北京 100044）

摘要：采用邓肯模型对鱼跳面板堆石坝进行了三维有限元分析，研究软岩填筑层对坝体工作性能的影响，计算了混凝土面板与岩石填筑层的位移和应力及周边缝变形。结果表明：由于受到下游软岩填筑区的影响，坝体最大横断面最大沉降略偏向下游，总沉降量约为坝高的1%。面板周边缝位移的绝对值一般都小于2cm，周边缝的止水设计需注意选择合理的止水形式和填缝材料。由于坝址河谷狭窄，受岸坡约束，三维效应对坝体的应力变形影响较明显，计算结果与原型观测数值相一致。

关键词：面板堆石坝；面板周边缝；应力；变形；三维有限元分析.
中图分类号：TV641.1 文献标识码：A

为了开发我国西南地区的水电资源，加速经济建设，许多河流上正在或拟定修建一些大型的水电站工程，其中不少工程采用面板堆石坝或心墙堆石坝作为挡水结构，例如位于大渡河中游的瀑布沟水电站土质心墙堆石坝，座落在岷江上游的紫坪铺水库面板堆石坝，以及四川的鱼跳面板堆石坝等。这些土石填筑坝具有下列共同特点：（1）坝基河谷内含有厚度不等的覆盖土层，沿深度各层土的物理力学特性变化较大，中间夹有透镜砂体或软弱土层；（2）河谷形状复杂，左右岸严重不对称，倾向与斜度不等，三维效应可能显著；（3）坝高在100~200m以上，坝坡在1∶1.4左右，筑坝材料不单一。因此在筑坝设计与施工中就提出了一个普遍性的问题，即在复杂河谷条件下，充分利用料场现有的土石填筑料修筑的坝体在施工和蓄水荷载作用下的应力、变形以及稳定性究竟能否满足要求，是一项非常有价值的研究课题。

室内试验和现场勘测表明，鱼跳面板堆石坝的爆破开采料中含有大量的泥岩，其平均抗压强度为18.8MPa，风化度较高，细粒含量较多，渗透系数为3.65×10^{-2}cm/s。该软岩经室内击实后干密度可达22.34kN/m^3，表明该软岩能达到较高的压实度，但软岩材料能否上坝是需要关注的问题之一。文献[1]给出了该坝的二维非线性有限元应力、变形分析成果，初步探讨了软岩填筑料分区大小对面板和坝体应力、变形及下游坡稳定性的影响。为进一步研究软岩堆石料材料力学特性及岸坡形状等因素对坝体应力和变形的影响，对该坝进行了施工和蓄水逐级加载的三维应力与变形分析。

1 分析对象与有关参数

1.1 分析对象 鱼跳面板堆石坝最大坝高为110.0m。坝址处于峡谷岩溶地区，坝址河谷呈不对称V型，左岸为35°~50°缓坡，右岸由两层55°~70°的陡岩组成。坝顶长度204m，坝顶宽度为7m，宽高比仅为1.855，最低高程为362.0m，正常蓄水位为463.57m，设计洪水位为467.0m，校核洪水位为469.92m。

1.2 材料特性与有关参数 简便而实用的Duncan模型[2,3]能够反映土体的主要性质，因其参数物理意义明确且易于测定，并对许多参数已积累了大量的经验资料[4,5]，从而在面板堆石坝的静力计算中

收稿日期：2001-08-10
基金项目：国家电力公司项目资助（SPKJ013-09）
作者简介：吴兴征（1971-），男，山东梁山人，博士，主要研究方向：堤坝结构风险分析、土工构筑物地震响应分析。

占有相当重要的地位。Duncan-Chang 给出的双曲线应力-应变关系的 E-B 模型采用对应力水平和应力状态的非线性依赖关系，主要由切线弹性模量、卸载弹性模量和切线体积模量等组成，包括 8 个本构参数，即K_e、ϕ_0、$\Delta\phi$、R_f、n、K_b、m 和K_{eur}。

参考文献 [1]，计算中选取的堆石料的模型参数取值如表 1 所列。其中参数 K_{eur}，可由三轴卸荷—再加荷试验测定。基于有关工程实测[6] 和室内实验[7, 8] 的研究成果，选取其为相应加载模量系数的 3 倍。混凝土面板的参数按照 C20 等级取值。

面板与垫层之间的材料接触特性采用薄层过渡单元进行模拟，其参数取值如表 1 所列[9]。面板与趾板之间的周边缝，采用有厚度软单元进行模拟。即当软单元处于受压状态时，其模量的计算与混凝土面板的相同；而当软单元处于受拉状态时，其模量减小为混凝土模量的 1/1000。

表 1　Duncan 模型参数

材料	K_e	ϕ_0/(°)	$\Delta\phi$/(°)	n	R_f	K_b	m
面板	190000	0	0	0	0	120000	0
薄层单元	30000	40	0	0.45	0.86	18000	0
主堆石	800	46	0	0.34	0.75	400	0.40
垫层	910	45	0	0.37	0.65	455	0.40
过渡层	850	46	0	0.37	0.65	425	0.48
次堆石	300	42	5.7	0.17	0.82	166	0.28

2　坝体应力-应变分析

2.1　网格剖分与加载分级　结合坝体的结构特点设置面板单元、薄层过渡单元和周边缝单元等单元类型，并考虑静水压力对坝体的影响。有限元网格采用六面体八节点等参单元。采用中点增量法模拟土体逐层填筑、蓄水荷载逐级施加以及外加荷载作用下土体的非线性变形特征。由此开发了土石坝三维有限元分析程序。根据程序的设定，计算中座标系取为：X 轴以左岸到右岸方向为正，Y 轴以指向下游为正，Z 轴以向上为正。三维有限元计算中将坝体剖分为 2255 个节点、1984 个单元，其中面板单元为 244 个。坝体共分 12 级填筑 (每层 10m 左右)，第 13 级为浇筑面板，第 14 级开始蓄水，直至第 17 级蓄水深达 108.0m。沿坝轴线将坝体分成 17 个断面，各断面位置与面板垂直缝一致，坝体的三维有限元网格剖分如图 1 所示，其中横向断面 A 为沿坝轴线的纵剖面。坝体最大横断面如图 2 所示，坝体材料分为 5 个区域，即防渗区、垫层区、过渡区、主堆石区及次堆石区。其中坝体单元的网格剖分以及计算成果的图形化处理采用自编的前、后处理程序。

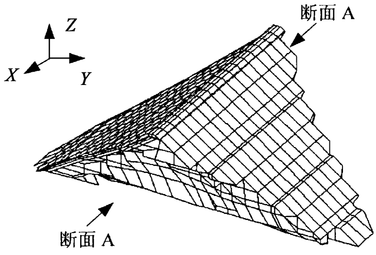


图 1　坝体三维有限元网格剖分

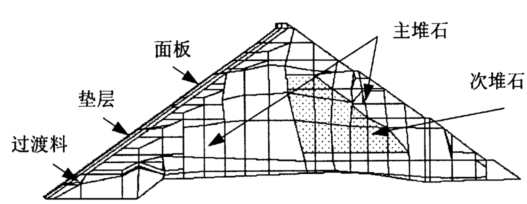


图 2　坝体最大横断面和材料分区

2.2　计算结果

2.2.1　竣工期坝体的变形和应力

(1) 最大横断面的变形和应力。竣工期坝体最大剖面水平位移等值线和垂直位移等值线分别如图 3 和图 4 所示。由图 3 可见，上游坡顺河向最大变位达 0.34m，而下游坡的变位达到 0.47m。顺河向变位不对称，除三维效应即地形变化的影响较大外，材料参数不一致也是一个关键因素。由图 4 可见，坝体的最大沉降发生在最大剖面的中部偏右下，达 0.82m。这是由于次堆石区的材料力学特性相对于坝体其它部分的较差所致。均质坝体 (坝体材料参数均取作主堆石料) 计算得到的坝体最大沉降发生

在坝体中轴线附近，其值为 0.61m。

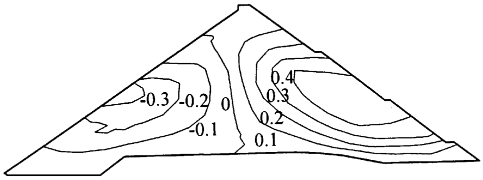


图 3　竣工期坝体水平位移等值线（单位：m）

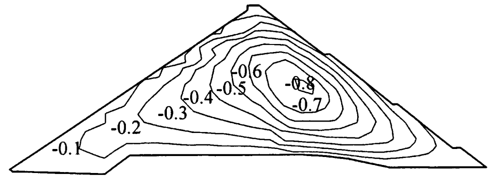


图 4　竣工期坝体垂直位移等值线（单位：m）

竣工期坝体最大断面的大主应力 σ_1 等值线如图 5 所示。坝体最大剖面大主应力最大值为 1.78MPa，位置在坝体底部。竣工期坝体最大断面的小主应力 σ_3 等值线如图 6 所示。坝体最大剖面的小主应力最大值为 0.74MPa，位于坝体底部。

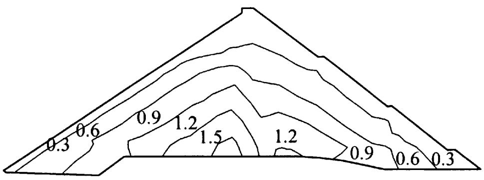


图 5　竣工期坝体大主应力等值线（单位：MPa）

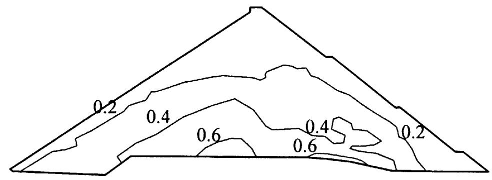


图 6　竣工期坝体小主应力等值线（单位：MPa）

（2）横河向断面 A 的变形。竣工期坝体的横向断面 A 的 X 向和 Y 向的位移等值线分别如图 7 和图 8 所示。由图 7 可以看出，由于坝体材料的自重和两岸山体的约束作用，坝料向坝体河谷推挤，左岸的河谷相对较开阔，变形略大，最大位移达到 0.072m，右岸的位移为 0.063m。由图 8 可见，由于次堆石区的变形较大，使得横河向中轴线附近的 Y 向位移最大值约为 0.1m，位于坝体高度的 2/3 处。

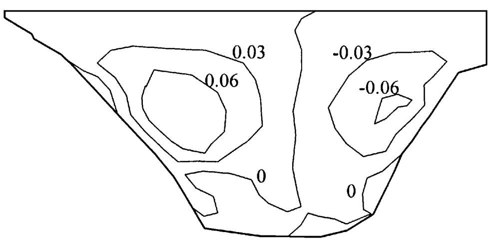


图 7　竣工期坝体横向断面 A 的 X 向位移等值线（单位：m）

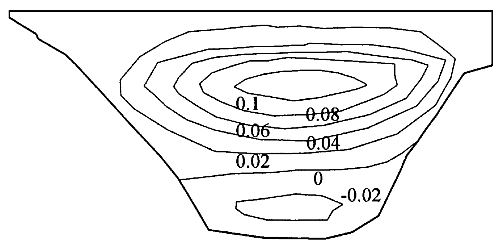


图 8　竣工期坝体横向断面 A 的 Y 向位移等值线（单位：m）

2.2.2　*竣工期面板的应力和变形*　由于面板的自重作用，面板浇筑后基本处于受压状态，其中顺坡向最大压应力为 0.11MPa。竣工期面板的变形量较小，最大法向位移位于河床中央的面板中部，其值为 0.029m。

2.2.3　*蓄水期坝体的应力和变形*

（1）最大横断面的应力和变形。蓄水期坝体水平位移等值线如图 9 所示，由于水荷载的作用，顺河向最大变位达到 0.22m，对比分析竣工期的计算成果可以看出，蓄水后坝体上游坡的变位减小，而下游坡的变位与竣工期大体一致。蓄水期坝体沉降等值线如图 10 所示，蓄水期坝体最大断面沉降值达 0.85m。比较图 3 和图 10 可见，坝体在水荷载作用下的沉降值略有增加，但增加不大。可以看出，水荷载对坝体的上游坡水平位移影响较大，而对下游坝体影响不大。

蓄水期坝体最大断面大主应力 σ_1 等值线参见图 11。由图可见，堆石体的大主应力达到 1.87MPa。蓄水期坝体上游应力等值线较竣工期上抬。蓄水期坝体最大断面小主应力 σ_3 的等值线如图 12 所示。与竣工期的等值线比较可得，小主应力的同值等值线明显向上游坡移动。

对比分析蓄水期和竣工期坝体最大断面应力水平的等值线可得，蓄水期上游坝体的应力水平略有减小。这是由于蓄水后因水荷载的作用方向和自重应力场的小主应力方向接近，水荷载引起堆石体两个主应力都增加，但原小主应力增量远大于原大主应力的增量，致使上游部分的主应力差减小（剪切卸载），主应力方向改变，应力水平差异较大。

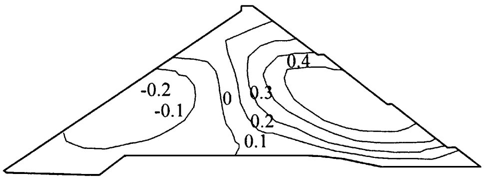


图 9　蓄水期坝体水平位移等值线 (单位：m)

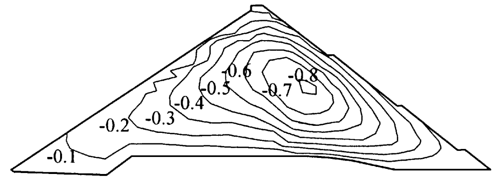


图 10　蓄水期坝体垂直位移等值线 (单位：m)

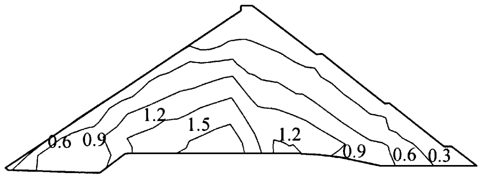


图 11　蓄水期坝体大主应力等值线 (单位：MPa)

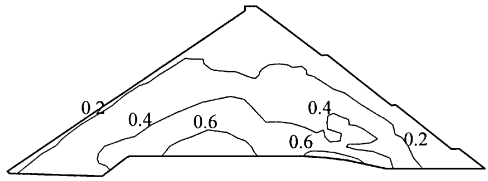


图 12　蓄水期坝体小主应力等值线 (单位：MPa)

计算表明：竣工期坝体最大剖面的应力水平大部分处于 0.3~ 0.6 之间。蓄水期，上游坝体的应力水平有所增加。且由于水荷载的作用，使得坝体上游接近面板的堆石体的应力状态变得相当复杂，且应力水平差异较大。

(2) 横向断面 A 的变形。对比分析蓄水期和竣工期坝体的计算结果可见，蓄水期 *X* 向的位移略有减小，而 *Y* 向的位移和 *Z* 向的位移比竣工期的值增加约 30%。可见，水荷载对于坝体中轴线附近的顺河向水平位移和垂直位移也有一定影响。

2.2.4　蓄水期面板的应力和变形　混凝土面板的应力和位移很大程度上取决于堆石体的变形。蓄水期面板 *X* 向和 *Z* 向的位移等值线的分布分别如图 13 和图 14 所示。由图 13 可见，面板的 *X* 向最大水平位移发生在坝高 (0.7~ 0.8) *H*，正反两个方向的位移分别位于河床中央两侧，其值约为 0.035m。由图 14 可见，面板的最大垂直位移位于河床中央的面板中部，其值为- 0.169m。从面板的中部到岸坡，垂直位移逐步减小。

蓄水期面板顺坡向应力分布如图 15 所示。由图可见，在水荷载的作用下，顺坡向最大压应力值为 2.29MPa，位于面板中下部。蓄水期面板沿坝轴线方向的应力分布如图 16 所示。由图可见，在河床中部，面板处于受压状态，压应力的最大值为 2.61MPa，位于河床断面面板的中下部。由于岸坡和堆石体的约束作用，在左岸和右岸坝肩出现拉应力区，右岸最大拉应力值为 1.36MPa，左岸为 0.67MPa，右岸的拉应力值及拉应力区比左岸大，原因在于右岸地形更为陡峭。考虑到面板局部出现拉应力，其中有部分单元超过混凝土的抗拉强度，因此在这些部位应采取一定的工程措施。

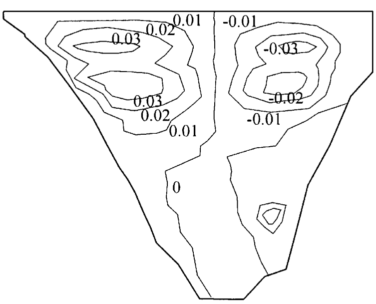


图 13　蓄水期面板的 *X* 向位移等值线 (单位：m)

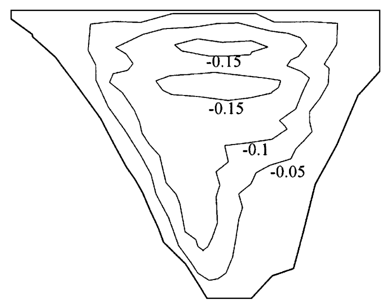


图 14　蓄水期面板的 *Z* 向位移等值线 (单位：m)

需要指出的是，在面板堆石坝的有限元计算分析中，由于面板单元大的网格尺寸比，加之其模量和堆石模量相差太大，目前采用数值方法准确地计算面板应力并掌握其应力分布规律尚有一定的困难，所计算的面板拉应力一般比实测值偏大，因此，这里给出的计算值仅可用作量级上的参考。如何提高面板应力的计算精度，增强数值稳定性，仍是一个有待解决的问题。

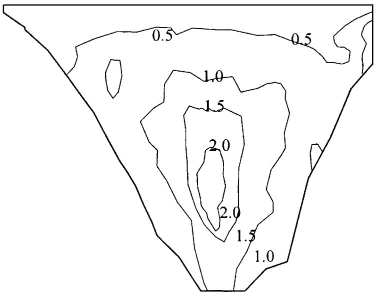


图 15　蓄水期面板的顺坡向应力等值线 (单位： MPa)

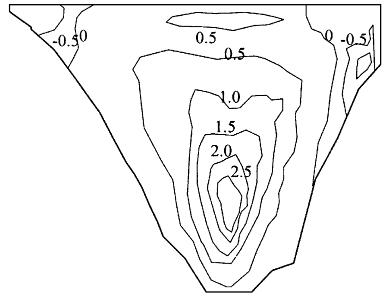
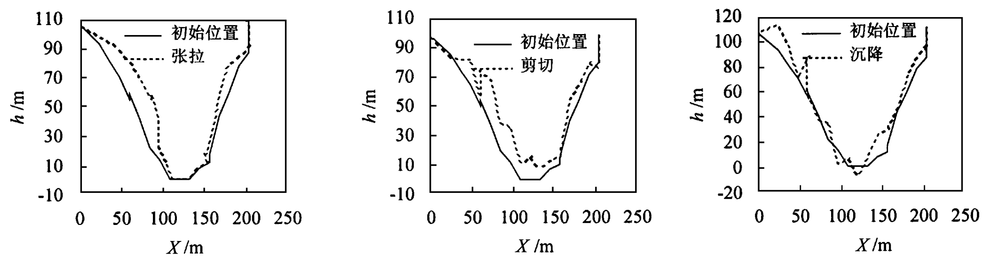


图 16　蓄水期面板的轴向应力等值线 (单位：MPa)

2.2.5　面板周边缝的位移　进行堆石坝的三维整体有限元分析可以得到面板周边缝的变位情况，这在二维计算中是无法做到的。将计算得到的周边缝的变位经过适当的比例 (2000 倍) 放大后，3 个方向的相对于初始位置的位移分别在图 17 (a、b 和 c) 中给出。由图可见，由于左右岸坡不对称，最大张拉位移发生在左岸，高程约为 55.0m，其大小为 1.06cm，右岸的张开位移为 - 0.59cm。最大剪切位移为 1.46cm，最大沉降位移为 1.31cm。在施工中，应根据需要研究相应的止水措施。

2.2.6　模型参数的敏感性分析　在前述计算分析的基础上，参照文献 [9, 10]，将坝体堆石材料的模型参数 (如 K_e、n、K_b、m 和 K_{eur}) 均降低或升高 20%，进行堆石料参数的敏感性分析。计算表明，堆石材料参数降低以后，坝体的垂直位移、水平位移以及面板沉降变形均有显著增大。与此同时，面板的应力也有所增加，这是由于面板变形的增加所致，同时由于坝体刚度的降低，使得面板承受了更大的应力。面板的 3 个方向的周边缝位移均有一定程度的增加，约为 23%。由此，高面板堆石坝的渗漏、裂缝等问题会表现得尤为突出。因此，施工中严格控制堆石料的压实度，并加强下游堆石体边坡及面板的位移监测与控制是至关重要的。



(a)　张拉变位　　(b)　剪切变位　　(c)　沉降变位

图 17　蓄水期周边缝的变位

3　结语

对坝体进行的三维有限元分析，揭示了坝体和面板在施工期和运行期的应力和位移的变化规律，计算结果与已建坝体的实测结果在定性上是一致的。计算表明：坝体沉降值约占坝高的 1%，位于坝体中部，由于受到下游软岩填筑区的影响，最大沉降略偏向下游，但就目前的次堆石软岩分区方案而言，软岩的存在并未对坝体和面板的安全构成重大影响，现行的设计方案是基本可行的，大部分堆石材料可以使用，但应加强坝体施工期的位移监测。面板周边缝位移的绝对值一般都小于 2cm，因此，周边缝的止水设计只须按常规考虑即可。但仍需注意其止水措施，选择合理的止水形式和填缝材料，以保证止水结构能够适应一定的变形。考虑到面板局部出现拉应力，设计面板时需要配置一定数量的受力钢筋。

由于坝址河谷狭窄，受岸坡约束，三维效应对坝体的应力变形影响较明显。与二维计算结果相比较可以看出，三维计算条件下坝体的应力和变形规律与二维计算结果分布规律基本一致，但数值较小，这主要是由于二维计算未计及岸坡与坝体之间的相互影响。

参 考 文 献:

[1] 中国水利水电科学研究院. 鱼跳面板堆石坝边坡稳定及应力变形分析 [R]. 2000, 9.
[2] Duncan J M, Chang C Y. Nonlinear analysis of stress-strain for soils [J]. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1970, 96 (SM5): 1629-1653.
[3] Duncan J M, Seed R B, Wang K S, Ozawa Y. FEADAM84: A computer program for finite element analysis of dams [R]. Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia. 1984.
[4] Duncan J M, Byrne P, Wong K S, Mabry P. Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analysis of stress and movements in soil masses [R]. In: Report No. UCB/GT/80-01, University of California, Berkerley, 1980.
[5] 朱百里, 沈珠江. 计算土力学 [M]. 上海: 上海科学技术出版社, 1990.
[6] Huang Yi, Peng Zhengguang, Si Hongyang, Li Guofan. Monitoring and performance of Xibeikou CFRD [A]. In: Proceeding of International Symposium on High Earth-Rockfill Dams [C]. (Sponsored by Chinese Society for Hydro-electric Engineering and International Commission on Large Dams), Beijing, 1993, 475-482.
[7] Byrne P M, Cheung H, Yan L. Soil parameters for deformation analysis of sand masses [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1987, 24: 366-376.
[8] 柏树田, 周晓光, 晁华怡. 应力路径对堆石变形特性的影响 [J]. 水力发电学报, 1999, (4): 76-80.
[9] 吴兴征. 堆石料的静动力本构模型及其在混凝土面板堆石坝中的应用 [D]. 大连: 大连理工大学, 2001.
[10] 恩戈科. 堆石坝材料参数的灵敏度分析 [J]. 河海大学学报, 1999, 27 (5): 94-99.

3-D static stress and displacement analysis of the Yutiao concrete faced rockfill dam

WU Xing-zheng[1], ZHOU Xiao-guang[2], XU Ze-ping[2]

(1. *Dept. of Water Hazard Reduction, IWHR, Beijing* 100038, *China*;
2. *Dept. of Geo-techniques, IWHR, Beijing* 100044, *China*)

Abstract: The authors performed a 3-D finite element analysis by applying Duncan model to evaluate stresses and deformations of the concrete-faced rock-fill dam of the Yutiao project. The effects of soft rock fillings on the behavior of the dam were discussed. The displacements and stresses of concrete slab and rock fillings as well as deformations of peripheral joints were calculated. The maximum settlement of the cross section was found to be located at the downstream side with a value corresponding to 1% of the dam height. The displacement of peripheral slab joints was small, less than 2.0cm during reservoir impounding. The type of watertight and joint sealing material should be selected carefully. The effect of the 3-D characteristics of canyon shape on the behavior of CFRD was found to be signifincant. The computed results by the present method were found to be in good agreement with the prototype measured values.

Key words: Concrete-faced rock-fill dam; peripheral slab joints; stress; displacement; 3-D finite element analysis

(责任编辑: 苏锦星)