

综合分析法研究特殊坝体结构的变形规律^{*}

马福恒 吴中如 顾冲时

(河海大学水利水电工程学院 南京 210098)

贾恩宏 王吉生

王艳秋

(青铜峡水力发电厂 宁夏青铜峡 751601) (南京长江河道管理处 南京 210011)

摘 要 以青铜峡大坝 33[#] 坝段为例,提出应用综合分析法研究特殊坝体结构的变形规律.该坝段位于右岸坝头,类似一“挡土墙”,断面形状如“高跟鞋”.由于结构及受力条件特殊,产生了向下游的较大变形.本文应用综合分析法(多种模型分析、结构计算等)对其变形规律进行了全面的分析研究,并重点对该坝段的特殊结构和边界条件进行深入分析研究,弄清了该坝段向下游有较大变形的物理成因.

关键词 综合分析法 特殊坝体 变形规律 结构性态

中图分类号 TV642.3

青铜峡水利枢纽工程位于黄河中游宁夏回族自治区青铜峡市境内青铜峡峡谷出口处,是以灌溉、发电为主,兼顾防洪、防凌、供水及水产养殖等综合利用的大型水利工程.设计库容 6.06 亿 m^3 ,八台机组的总装机容量为 27.2 万 kW,总灌溉面积 36.67 万 hm^2 .由于黄河为多泥沙河流,多年平均输沙量 2.36 亿 t ,在运行的 30 多年中,泥沙淤积严重,现有库容已不足 0.3 亿 m^3 .

该枢纽由河床电站、溢流坝、河东、河西灌溉工程、河东、河西混凝土重力坝、河东泄洪闸、河东土坝组成,总长 687.3 m,坝顶高程 1160.2 m,最大坝高 42.7 m,最大底宽 46.7 m.位于大坝河东侧的 33[#] 坝段断面形状如“高跟鞋”(见图 1).在基础开挖时,AB 斜面岩体爆破形成松动区,其模量较低.与此同时,混凝土浇筑后收缩也容易在斜面处产生缝隙.此外,该坝段位于右岸坝头,类似一“挡土墙”,受力条件复杂.坝体本身在 $\nabla 1152$ 和 $\nabla 1157$ 处有两条水平裂缝.由于复杂的自身结构和受力条件,从而引起了该坝段向下游位移量较其他坝段要大,至 1992 年 12 月 22 日向下游实测位移为 14.39 mm.本文围绕上述问题,采用综合分析法对其进行了研究和分析.

1 分析方法

对 33[#] 坝段,首先进行时空分析,然后用结构计算分析引起该坝段产生较大变形的内在因素,建立起统计模型和混合模型,用模型分离了其影响量.在此基础上,重点对特殊结构在荷载作用下所产生的时效作了综合分析.

1.1 33[#] 坝段变形规律分析

图 2 为 33[#] 坝段坝顶视准线观测资料的过程线.由图看出,坝顶水平位移呈不完全年周期变化,一般在每年的低温季节出现向下游变形的较大值,高温季节出现向下游变形的较小值,符合混凝土大坝变形的一般规律.但是,坝顶位移有较显著的向下游变形的趋势.

1.2 结构分析

为了分析 33[#] 坝段向下游较大位移的物理成因,一方面采用薄层单元三维有限元法计算各个主要影响量,目的是弄清它们对坝体变形的影响程度;另一方面为建立混合模型提供计算参数.

收稿日期:1998-03-12

第一作者简介:马福恒,男,硕士研究生,水土结构工程专业,主要从事大坝安全监控研究.

^{*} 《青铜峡水电站大坝观测资料分析和结构正反分析报告》的一部分.该报告获宁夏回族自治区科技进步二等奖.

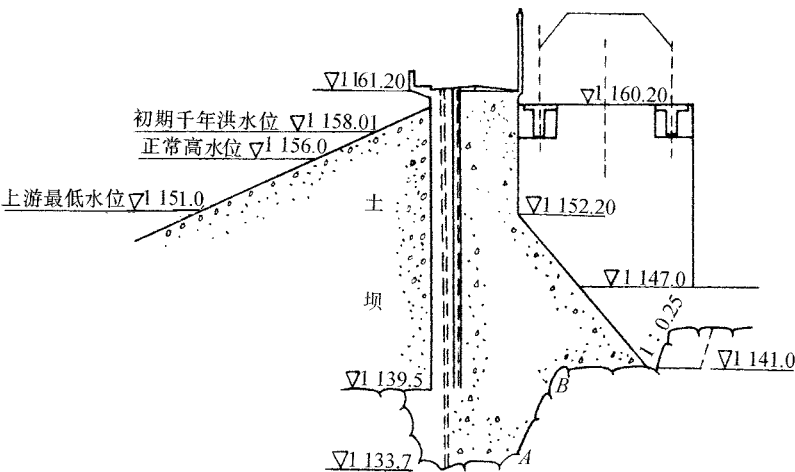


图 1 33# 重力坝段剖面(K+569.75)
Fig.1 Gravity dam profile 33#(K+569.75)

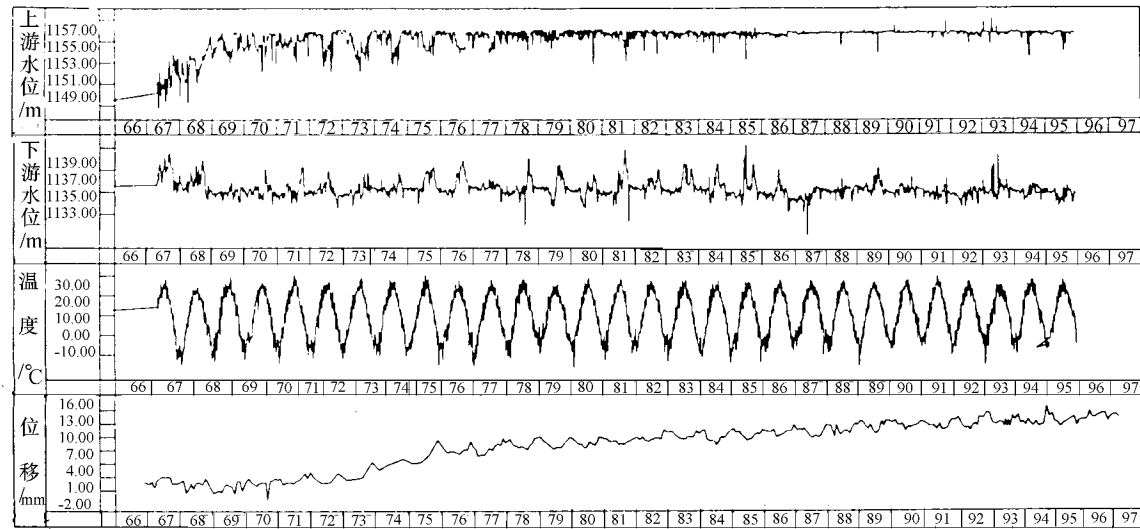


图 2 33# 坝段水平位移过程线
Fig.2 Horizontal displacement graph of gravity dam 33#

1.2.1 有限元模型

位于河东侧的 33# 重力坝段与河东侧土坝相接,在桩号 K0+550.25 m 附近从 $\nabla 1134$ 左右沿 1:0.25 的坡度抬高至 $\nabla 1147$,坝基高差较大,坝身嵌入土坝内,上游面受水压作用的同时还受土压力的作用。

根据上述情况,有限元模型的范围,上游取 50m(约 1.5 倍坝高),下游取 30m,坝基以下取 50m,坝身分 2~7 层单元,上、下游基础部分各分三层单元,基础面以下分 3~5 层单元。在划分单元时,位移等测点安排在结点上,基础面单元划分尽可能按地形变化布置单元。图 3 为其有限元网格图,单元形式采用六面体 8 结点等参单元和五面体 6 结点等参单元,水平裂缝采用薄层单元,共计 158 个单元,297 个结点。

1.2.2 荷载工况及计算参数

为了对 33# 坝段的变形性态进行定量分析,研究在水压、泥沙、扬压力、温度以及自重等荷载作用下该坝段的结构性态,其中包括校核水位、设计洪水位、正常工况时的水位、泥沙及扬压力等荷载组合。此外,由于黄河为

多泥沙河流,因而就泥沙对变形的影响分多组进行分析,上述共计53组工况。

计算参数选用坝体混凝土弹性模量(E_c)和线膨胀系数(α)采用反演值, $E_c = 2.0 \times 10^4 \text{ MPa}$, $\alpha = 1.0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;基岩的变形模量(E_r)采用原设计值, $E_r = 0.8 \times 10^4 \text{ MPa}$;断层的变形模量(E_f)为 $0.3 \times 10^4 \text{ MPa}$ 。

1.2.3 计算分析程序

青铜峡大坝的裂缝再生和扩展,虽在一定的部位和沿一定的方向发展,但缝面一般是不规则的,主要是因为裂缝总是沿着薄弱部位扩展或再生,因而用弹性断裂力学分析方法很难模拟分析。为此,本次采用薄层单元有限元法进行裂缝分析*,在裂缝处设置很薄(一般小于0.5m)的薄层单元,以模拟裂缝的张开和剪切滑动等特性。

针对青铜峡大坝的实际情况,采用上述原理和方法,利用自编的薄层单元有限元分析程序进行分析(该程序已应用于多项工程,并经国家“八五”科技攻关项目鉴定)。

1.2.4 计算成果分析

为了分析该坝段水平位移较大的原因,主要考虑下列荷载:(a)土压力;(b)库水压力;(c)扬压力;(d)裂缝渗水压力。下面以1992年12月22日(库水位1155.6m)对应荷载为例,分析上述荷载的效应。

1.2.4.1 土压力对坝体位移的影响

由于上游面土坝固结产生土压力作用,使坝体产生向下游位移。由有限元分析得,坝顶视准线测点处(以下简称坝顶)的水平位移为2.15mm,说明33#坝段受土压力的影响明显,是引起坝顶向下游位移的重要原因。

1.2.4.2 坝基扬压力的影响

由于土坝固结和上游泥沙淤积等因素,33#坝段坝基扬压力逐渐减小。由实测扬压力值与运行初期(运行后的前5年)最大扬压力值比较,用有限元分析得到坝顶产生向上游的位移为0.58mm。

1.2.4.3 裂缝渗水压力的影响

33#坝段在▽1152和▽1157附近有两条水平缝存在,缝中渗水压力引起坝顶向下游位移。由有限元分析,向下游的位移为0.05mm。

1.2.4.4 库水压力作用的影响

由于库水位变化,引起坝顶向下游位移0.51mm。

综合上述影响因素,由理论计算得到该坝段向下游的位移为2.13mm,与实测位移相差较大(为12.26mm),显然还有其它影响因素。

1.3 模型分析

为了进一步分析其它影响因素对坝体变形的效应,本文在结构分析的基础上建立了33#坝段的统计模型和混合模型。

1.3.1 分析模型的建立

由上述分析可知,坝体的水平位移除了受水压、温度影响外,还有时效等因素的影响^[1]。因此,坝体位移由水压分量、温度分量和时效分量等组成,即

$$\delta = \delta_H + \delta_T + \delta_\theta \tag{1}$$

式中: δ_H 、 δ_T 、 δ_θ ——水压、温度、时效分量; δ ——坝体位移。

根据青铜峡大坝的运行特性,并考虑初始值的影响,得到青铜峡大坝33#坝段的水平位移统计模型和混合模型分别为

$$\delta_I = a_0 + \delta_H + \delta_T + \delta_\theta \tag{2}$$

$$\delta_{II} = a_0 + X\delta_H + \delta_T + \delta_\theta \tag{3}$$

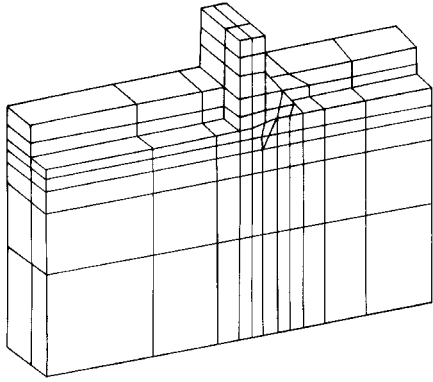


图3 33#重力坝段有限元网络
Fig.3 Finite element mesh figure of gravity dam 33#

* 河海大学“拱坝开裂条件下的坝型优化研究”“八五”国家科技攻关项目,1995.3

其中

$$\delta_H = \sum_{i=1}^3 a_{1i} (H_1^i - H_{10}^i) + \sum_{i=1}^3 a_{2i} (H_2^i - H_{20}^i) \tag{4}$$

$$\delta_T = \sum_{i=1}^2 [b_{1i} (\sin \frac{2\pi it}{365} - \sin \frac{2\pi it_0}{365}) + b_{2i} (\cos \frac{2\pi it}{365} - \cos \frac{2\pi it_0}{365})] + \sum_{i=1}^9 b_i (T_i - T_{i0}) \tag{5}$$

$$\delta_\theta = c_1 (\theta - \theta_0) + c_2 (\ln \theta - \ln \theta_0) \tag{6}$$

式中： a_0 ——常数项； a_{1i} 、 a_{2i} 、 b_{1i} 、 b_{2i} 、 b_i 、 c_1 、 c_2 ——模型的回归系数； H_1 、 H_2 、 H_{10} 、 H_{20} ——上、下游水深； t ——从起测日累计天数， $t_0 = 1$ ； $T_1 \sim T_9$ ——观测日前 1、3、7、15、30、45、60、90、120 天内的平均气温； θ ——从起测日的累计天数除以 100， $\theta_0 = t_0/100$ ， t_0 为初始观测日至起测日的累计天数； X ——水压分量修正系数。

采用逐步回归分析法，利用式(2)、式(3)分别对 33# 坝段的变形资料进行建模分析，其模型精度较高。可用模型分离的各个分量分析对坝顶水平位移的影响，以此评价大坝的变形规律，详见有关文献^{[1],*}。

1.3.2 各分量对坝顶水平位移的效应分析

为了定量分析和评价各分量对水平位移的影响，以具有代表性的典型时段 1992 年的水平位移（视准线）年变幅为例，用上述模型分离 δ_H 、 δ_T 、 δ_θ 。此外，对该坝段 1975 年底、1985 年底、1989 年底及 1992 年底实测值相对于 1967 年 4 月 18 日的时效值进行了分离*，以此来分析和评价水压、温度、时效分量对坝顶水平位移的影响。

1.3.2.1 水压分量 δ_H

从分离结果可以看出，水压分量对坝顶水平位移的年变幅影响较小，原因是青铜峡水电站为日调节径流式电站，其库水位变幅较小。

1.3.2.2 温度分量 δ_T

温度分量年变幅在位移变幅中所占比重较大，温度分量呈年周期变化，与混凝土温度成负相关。

1.3.2.3 时效分量 δ_θ

33# 重力坝段由于边界条件及本身结构复杂，在上游面水压力及土坝固结引起的土压力等长期荷载作用下，引起坝体向下游变形，至 1992 年 12 月 22 日时效位移为 12.22mm，是引起该坝段向下游出现较大变形的最主要原因。从图 2 看出，1989 年以后，时效位移有开始逐渐收敛的趋势。

2 成果总结

由上述时空分析、结构计算及模型分离的结果，可以得到 33# 坝段向下游有较大变形的物理成因有下述两个方面。下面以 1992 年 12 月 22 日对应工况为例作一总结。

a. 33# 坝段在土压力、库水压力、扬压力及裂缝渗水压力等荷载作用下产生向下游位移为 2.13 mm，由模型分离得到温度分量为 1.23 mm。

b. 通过模型分析得到 33# 坝段的时效位移为 12.22 mm，产生如此大的时效变形主要有下面两个方面原因：

(a) 特殊坝体结构的影响。位于河东侧的 33# 坝段在▽1152 和▽1157 处有两条水平裂缝。33# 坝段与土坝相接，上游面与土坝顶相贴，土坝顶在▽1160 附近，下游▽1147 以下为回填土；▽1152.2 至坝顶（▽1160.2）为宽 6 m 的混凝土坝头部，▽1152.2 以下下游坡度为 1:0.8。此外，33# 坝体结构单薄，又起到了类似于“挡土墙”的作用，在土坝固结产生的土压力及上游水压力等荷载长期作用下易产生较大的时效位移。

(b) 特殊边界条件的影响。33# 坝段在▽1141 以下至基础面▽1134.2 之间，坝体呈上大下小的不规则形状，似“高跟鞋”（如图 1）。AB 斜面区域的岩体在施工开挖时，由于爆破形成松动区，其变形模量低。此外，混凝土收缩易引起 AB 面上产生缝隙，因而在荷载的作用下，AB 面处容易变形，从而引起坝体向下游的时效位移较大。因此，33# 坝段结构单薄、受力条件复杂以及坝体结构特殊，是引起坝体向下游有较大时效位移的主要原因。

综上所述，由于土压力、扬压力、水压力等荷载作用以及时效影响，经有限元计算和模型分离得到向下游的计算值为 15.58 mm，与 1992 年 12 月 22 日的实测值（14.39 mm）相比，两者差 1.192 mm，计算值与实测值接近。说明 33# 坝段向下游有显著的位移的原因，主要是由于坝体本身特殊的边界条件和自身结构引起。此外，由该坝段倒垂观测资料分析表明，坝基面位移较小，说明坝基变形规律正常。与此同时，由模型分析知道时效位移在 1989 年以后有逐渐收敛的趋势。

* 河海大学，青铜峡水力发电厂，青铜峡水电站大坝观测资料分析和结构正反分析报告及附图集，1997.9

3 结 论

- a. 青铜峡大坝的 33[#] 坝段向下游有较大变形的主要原因是特殊的边界条件和自身结构条件引起的时效变形,时效分量在 1989 年以后有逐渐收敛的趋势,因此,该坝段的变形规律总体上正常.
- b. 对特殊坝体结构的变形性态分析,应充分考虑坝体自身结构和边界条件的特殊性以及长期荷载(水压力、土压力、泥沙及扬压力)的渐变所产生的时效变形.

参 考 文 献

1 吴中如,沈长松,阮焕祥.水工建筑物安全监控理论及其应用.南京:河海大学出版社,1990.36~280

2 吴中如,顾冲时.大坝安全综合评价专家系统.北京:科学技术出版社,1997.50~83

3 马福恒,顾冲时,吴中如等.青铜峡大坝 24 号和 25 号坝段变形性态分析.大坝观测与土工测试,1998(4):34~37

Research on Deformation Law of Special Dam Body with a Comprehensive Analysis Method

Ma Fuheng Wu Zhongru Gu Chongshi

(College of Water Conservancy and Hydropower Engineering ,Hohai Univ. ,Nanjing 210098)

Jia Enhong Wang Jisheng

(Qingtongxia Hydropower Plant ,Qingtongxia ,Ningxia 751601)

Wang Yanqiu

(Management Dept. of Yangtze River Nanjing Section ,Nanjing 210011)

Abstract A study on the structural deformation of a special dam body with a comprehensive analysis method is presented , by taking section 33[#] of the Qingtongxia dam as an example. The dam block is located at the abutment on the right bank , like an “ earth -retaining wall ” ,whose cross section is “ high-heeled shoe ” shaped. Because of the special structure and load condition ,its deformation toward the downstream is large. Deep research of its deformation law is conducted ,and analysis of the special structure ,the boundary condition of this dam block is performed ,and the physical genesis of the large deformation of the dam block is revealed.

Key words comprehensive analysis method ;special dam body ;deformation law ;structural behavior