

(5)

25-30

沉井及承重墙软基建坝方案的计算分析

朱岳明 陈振雷 吴 情

(河海大学 南京 210098)

Tu 473.2

TV221

艾永平

赫 健

(成都勘测设计研究院 成都 610072) (浙江省水利厅 杭州 310009)

摘要 现拟设计方案的桐子林水电站闸坝工程是建于深厚而抗力及抗渗能力低的粉砂质粘土覆盖层软基上的,计划采用结构型式较特殊且迄今在坝工界很少被采用的大型钢筋混凝土沉井和承重墙加固措施,对软基进行围固,形成复式“井”字形网格传力结构体系,设想将来自上部闸坝等结构的荷载经该体系直接传递到基岩中去,以减少坝基的开挖量,节省工程投资。本文据工程的地质条件、结构特性、现拟设计方案及可能的施工过程,从工程的渗流和稳定要求等方面进行了多种工况的非线性有限元计算分析,评估闸坝段区的渗流、结构受力及稳定特性,初步研究论证了软基建坝和现拟设计方案的可行性。

关键词 沉井 承重墙 软基 闸坝 渗流 稳定

计算

1 概 述

位于雅砻江上的桐子林水电站的坝址区河谷开阔,河床中有较深的由粉砂质粘土层、砂卵石层及漂卵石层所组成的覆盖层,深达20~30m,个别处达36m。从渗流及受力特性来看,自下而上覆盖层明显为成层结构体,第一层为基岩面上砂卵石层,为早期河道堆积物,层厚小于10m,现场抽水试验结果的达西渗透系数为 $1.02 \times 10^{-2} \sim 1.66 \times 10^{-2} \text{cm/s}$;第二层为粉砂质粘土层,是覆盖层的主体组成部分,厚达15~25m,该层的弹模、承载能力、抗剪强度及抗渗透变形能力均偏低,但密实性较好,透水能力差,实测渗透系数只有 $2.7 \times 10^{-6} \sim 6.8 \times 10^{-6} \text{cm/s}$;第三层为漂卵石质近期冲积层,厚2~6m,渗透系数为 $1.84 \times 10^{-2} \sim 9.25 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ 。

坝址岩体中除有一级断层 F_1 外,还有较多的次级型断层及多组优势裂隙结构面,其

中对工程影响最大的是 Z_{17} , Z_{p1} 和 Z_{p7} 等结构面,有可能构成坝基中的薄弱面,需作抗滑稳定分析。坝基岩体古老,曾遭受多次地质构造运动的作用,风化卸荷作用大,较破碎,RQD指标一般小于30%,透水性较大且有明显的分区性,现场压水试验的吕荣值常为10~100,结构面透水性较强,尤其是缓倾角结构面及缓面发育区为强透水区,吕荣值往往在200左右,甚至个别钻孔段达1235。压水试验还表明,岩体的透水性随深度没有明显地呈规律性减小的趋势,在一定的深度范围内不存在相对隔水岩层。因岩体的透水性好,两岸天然地下水水面坡降平缓。坝基岩体主要分为五大类,与工程关系最密切的是Ⅲ和Ⅳ两大类。因岩体破碎,构造地应力小。

为了节省资金,成都勘测设计研究院现拟的桐子林水利枢纽设计方案为一软基方案,即在左河床进行开挖,厂房坝段修建在开挖后所形成的岩质建基面上,强度和稳定易

得到保证,但在右河床部分的8孔闸坝段中,靠河床中间的1[#]~5[#]闸孔坝段将直接建在覆盖层上,致使坝高仅为35m,减少了大量的工程开挖量、混凝土浇筑量及工程投资。为了加固覆盖层,设计部门在闸坝段基础区采用结构型式较特殊的大型钢筋混凝土沉井群加固措施,对覆盖层软基进行围固且在沉井的中间围固区再设置多道厚1m的纵、横向混凝土承重墙和在闸坝体的底面再增设一道沉井支承结构,沉井和承重墙均直接置于基岩上。沉井与承重墙组成一个四周封闭性的空间复式“井”字形网格传力结构体系,坝建成后自上部闸室等结构传来的荷载经沉井和承重墙越过覆盖层软基直接传递到基岩中。

鉴于工程地质、水文地质和闸坝段基础传力结构体系的复杂性及特殊性,我们对上述闸坝段的结构及地基进行了建坝前后三维渗流场和非线性应力场、位移场的有限元计算分析,综合评估了闸坝段区的渗流特性、受力特性及稳定性,初步论证了软基上建坝和现拟桐子林闸坝段软基设计方案的可行性。

2 计算工况

本次计算分析的主要任务是:对闸坝段区现拟结构设计方案的可行性进行分析论证,尽可能做到渗流场与应力场的仿真性计算。现拟设计方案的工程施工过程分二期:一期为右河床中的溢流闸坝段工程;二期为左河床中的厂房坝段工程。在一期工程中,要求在一个枯水期内完成河床中间的纵向(河流上下游向)沉井及横向(左右向)土石围堰的施工,并在纵向沉井的上部修建临时性围堰以形成一期工程的施工基坑,此期间左河槽过水,上下游设计水位为1015m和1003.6m。当一期基坑形成后,在基坑内相继进行沉井、承重墙、闸坝段等建筑物的施工。在二期工程中,在左河床中修建上下游围堰,与中间纵向围堰形成厂房坝段区的基坑,

导流泄洪任务由右河床中已建成的8孔泄洪闸来承担,此时上下游设计水位为1014.78m和1003.6m,先对厂房基坑进行开挖以及修建厂房坝段和岸坡重力坝坝段等建筑物,最后再完成坝基防渗帷幕的灌浆等工作。

二期工程中,当左岸厂房基坑开挖形成后,基坑位置最低,地下水会涌向基坑,基坑开挖面成为渗流场的主逸出区,渗透荷载对纵向沉井的侧向变形及稳定会有不利影响。

鉴于上述工程地质、施工过程及结构的复杂性和特殊性,我们决定以右岸河床闸坝段区的地基和坝体结构为重点,采用多套有限元计算网格,进行渗流场和应力场的计算分析。其中渗流场的计算工况有:①天然状态下的初始渗流场;②施工期左河床中厂房基坑形成后的渗流场;③工程建成后运行期的渗流场;④考虑有无坝基粉砂质粘土层和防渗帷幕渗控作用时的渗流场。非线性应力场仿真计算的加载途径为天然状态下的岩体自重地应力+初始渗流场荷载+闸坝体等结构的自重+厂房基坑的开挖作用+开挖后施工期渗流场变化作用+运行期坝上下游作用在混凝土结构体上的静水压力+建库后渗流场的变化影响+下游向水平地震惯性力等。图1的计算范围自河床中间纵向沉井至岸坡垂直里侧面的跨度为383m,上下游向415m,以及高度自底面高程840m至地表面,计算模型共划分成1888个空间六面体八结点等参元,结点数2437个,自由度数6035个。计算域中包含了陡倾角的区域性断层 F_1 以及闸坝建基面区的次一级型的对闸坝稳定性可能起控制性作用的 Z_{L1} 和 Z_{R1} 软弱结构面。图2为在图1计算模型的基础上,为了进一步研究河床闸坝段区沉井、承重墙、覆盖层软基及闸坝体的力学行为而所取的闸坝体结构子区的计算模型,单元总数为2072,结点总数2820,自由度数为8460。

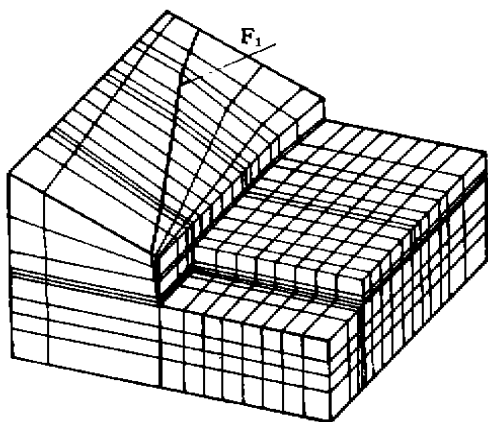


图1 右坝肩区的计算域及其单元剖分

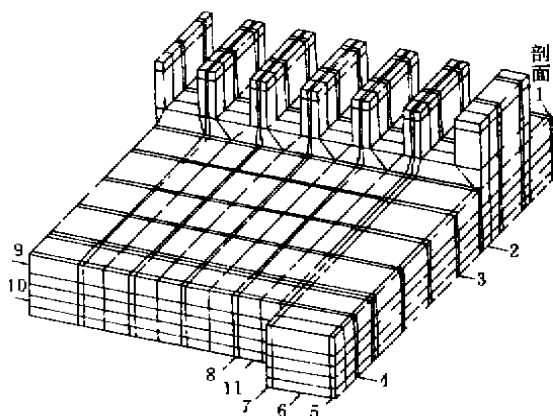


图2 粉砂质粘土层区闸坝墩子区的计算模型

3 渗流计算分析

3.1 渗流场求解的有限元法

桐子林水电站基岩渗流场是一非均质体三维有自由面的渗流问题, 各区岩体的渗流特性可用式(1)所示的二阶渗透张量 K 来表示。

$$K = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ & k_{yy} & k_{yz} \\ \text{对称} & & k_{zz} \end{bmatrix} \quad (1)$$

其中 元素 $k_{xx}, k_{xy}, \dots, k_{zz}$ 为达西渗透系数。因是有自由面的渗流问题, 在渗流场求解的有限元法中需进行迭代计算, 本文采用目前

较为先进的用固定网格进行迭代求解的结点虚流量法^[1,2]。

3.2 渗流计算分析

为了与应力场计算工作相匹配, 渗流场计算的网格始终与应力场计算时所采用的网格相同。图3、4分别为水库正常运行期计与不计库区粉砂质粘土层防渗作用及坝基沉井下有无防渗帷幕(帷幕的渗透系数为 $1.4 \times 10^{-5} \text{cm/s}$)时, 闸坝基中上、下游向11号(图2)典型垂直剖面上的水头等值线分布情况。

按前述计算工况及结点虚流量法, 对桐子林工程渗流分析有如下结论:

a. 因坝上下游水头不大, 岩体的透水性较大, 岸坡地下水水位相对低及横向沉井和承重墙视为不透水体, 故宏观上整个闸坝基区的渗透比降均远小于设计允许值, 渗透变形的可能性不大。但据工程经验, 在一定的条件下, 粉砂质粘土层及某些裂隙结构面可能会在工程运行期渗透水的长期作用下易产生泥化的现象, 建议设计者再进一步充分

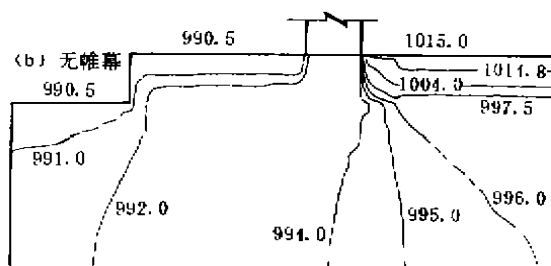
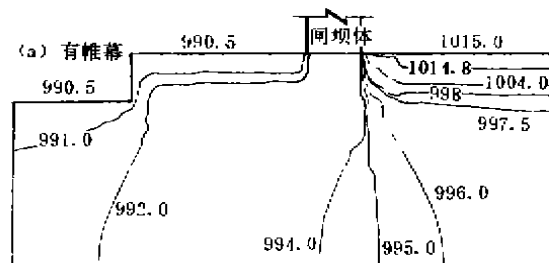


图3 计粉砂质粘土层阻渗作用和有无防渗帷幕时的水头分布 (m)

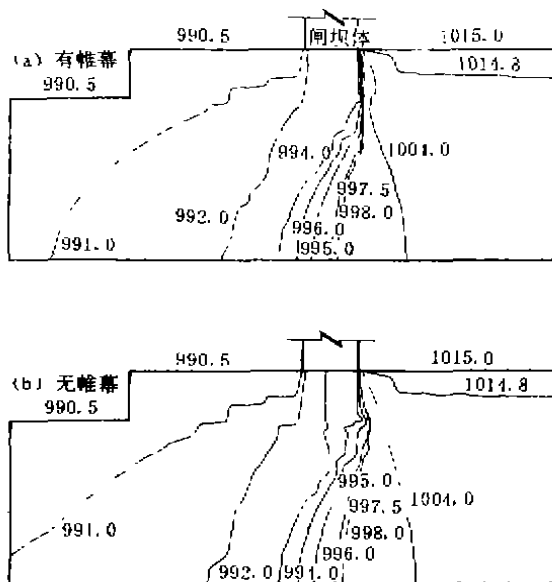


图4 不计粉砂质粘土层阻渗作用和有无纺布帷幕时的水头分布 (m)

论证将来在桐子林工程中有无出现这种不利现象的可能性。

b. 覆盖层中的粉砂质粘土层是建坝后坝基渗流场中较理想的天然隔水层,能消耗约70%的坝上下游水头。因此,建议大坝施工时尽量不要损害上游面水平粉砂质粘土层的原状,尤其要注意它与上游面横向沉井间连接的密实性。

c. 因混凝土沉井和承重墙已是坝基较好的防渗体,当不计库区粉砂质粘土层的防渗能力时,闸坝段地基中防渗帷幕的渗控作用仍然不很明显。因此,在右河床闸坝段区,为了经济而有效地确保其渗流稳定性,渗控设计的重点应是防止地下水绕入或经某些集中渗流通道进入闸坝段地基区。各区防渗帷幕的最佳深度尚需作进一步的计算分析。

d. 预防今后泥化现象的出现及据现有计算结果(闸坝段地基中无论是渗透压力还是渗透比降均较小,满足现有设计要求),在本工程的渗控设计中似乎不宜设置排水孔、

排水幕等排水设施,避免人为地造成局部区渗透比降过大的可能性。再者,因岩体的透水性普遍较大,估计在有较好的阻渗渗控设施后不设置排水设施也能满足左河床厂房坝段及两岸边坡挡水坝段区的渗控要求。

e. 因地基中大部分地质结构面为强透水带,为防止它们将来可能形成集中渗漏通道,建议施工时尽可能对它们进行封堵性灌浆处理乃至局部区进行置换。

f. 计算表明,厂房基坑开挖后基坑会成为地下水的主逸出区,渗流场中的水头损失主要集中在纵向沉井区。

4 强度及稳定计算分析

4.1 非线性应力场的计算

计算中将整个计算域划分为弹性线性区和弹塑性非线性区,其中非线性区用岩土工程中常用的式(2)所示的Drucker-Prager塑性屈服条件和式(3)所示的低抗拉或不抗拉的脆性破坏准则。

$$\alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (2)$$

$$\sigma_i - \sigma_t = 0 \quad (3)$$

其中 I_1, J_2 分别为第一应力不变量和第二应力偏量不变量; α, k 为材料的强度参数; σ_i ($i=1,2,3$) 为主应力; σ_t 为材料的抗拉强度。

在用位移法求解非线性有限元支配方程时采用式(4)所示的增量形式的子增量变 K , 迭代法^[3]。

$$[K]\{\Delta\delta\} = \{\Delta R\} + \{R^0\} + \{\Delta R^0\} \quad (4)$$

其中 $[K], \{\Delta\delta\}$ 为整体刚度矩阵和本级增量位移列阵; $\{\Delta R\}, \{R^0\}$ 和 $\{\Delta R^0\}$ 为本级增量荷载、上级失衡力及非线性荷载列阵。

按前述的计算工况及加载途径,针对工程特点、地质条件、结构的几何形态、受力特征、材料的分区情况及可能的施工过程等,在计算域某些子区分别设置了低抗拉弹塑性元、不抗拉元、塑性元、边界接触元及弹性

元。如沉井和承重墙均设为低抗拉弹塑性元 ($\sigma_t=2\text{MPa}$)，在 F_1 、 Z_{t7} 、 Z_{p1} 等断层带区及粉砂质粘土层区为不抗拉弹塑性元，在闸坝段与闸坝段间的施工缝上、承重墙端部与沉井的接触区设置了边界接触元，在闸坝段附近的岩体为弹塑性区，其余为弹性区。

4.2 厂房基坑开挖力学效应计算方法

如图 5 所示，考虑到每步开挖完毕后开挖面 S 上的面力释放成零的条件，为计算此释放面力的大小，数值计算的模拟方法可简述为

设域 $\Omega=\Omega_1+\Omega_2$ ，其中 Ω_2 为本步待开挖的区域。在未开挖前在已知面力和体力作用下 Ω 域内的有限元支配方程为

$$[K]\{\delta\}=\{R\} \quad (5)$$

其中 $[K]$ 、 $\{R\}$ 、 $\{\delta\}$ 分别为整体劲度矩阵、荷载列阵和据式 (5) 解得的位移列阵。因子域 Ω_2 也处于平衡状态，相应的有限元支配方程为

$$[K_2]\{\delta_2\}=\{R_2\}+\{S\} \quad (6)$$

其中 $[K_2]$ 、 $\{R_2\}$ 、 $\{\delta_2\}$ 和 $\{S\}$ 分别为 Ω_2 域上的劲度矩阵、荷载列阵、位移列阵和由 Ω_1 与 Ω_2 界面上的面力 $\bar{S}$ 所产生的荷载列阵。由式 (6) 得

$$\{S\}=[K_2]\{\delta_2\}-\{R_2\} \quad (7)$$

因图 5 中面力 $\bar{S}'=-\bar{S}$ ，由开挖后开挖面上面力释放为零的条件可直接将式 (7) 中的 $\{S\}$ 作用于 Ω_1 子域的开挖面上，再在 Ω_1 子域上求解即完成了本步开挖施工过程对应力场影响的模拟计算。

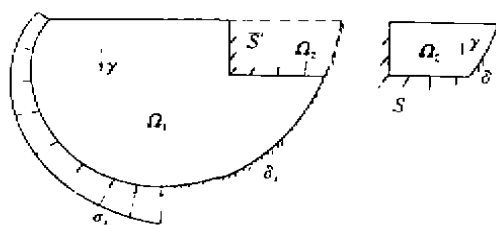


图 5 施工开挖过程的模拟计算

4.3 强度及稳定计算结果

a. 从整体结构计算结果来看，变形量级和规律性都较正常。 Z 坐标向最大沉降量为 1.22cm ，出现在闸室顶部（已扣除天然状态下的沉降量）； X 坐标向变形（自右向左为正）最大值为 0.13cm ，发生在开挖时纵向沉井的中底部区；而 Y 坐标向（顺水流向）位移最大值发生在运行期，为 0.5cm ，再加上地震荷载时为 0.89cm ，均发生在上游横向沉井的顶部。

b. 因坝体较低以及沉井和承重墙为主传力结构体系，闸坝段区的不均匀沉陷位移不大，其数值仅为 $0.1\sim 1.22\text{cm}$ 。

c. 据图 2 中水平剖面 9 和 10 上的应力分布情况来看，因河床覆盖层相对于沉井及承重墙为软弱材料，沉井和承重墙应力相对较大，基本上能担当起把从上部闸室等结构的荷载传递给基岩的任务。

d. 所有沉井宏观上均受压，只有局部区出现拉应力， $\sigma_{\max}=0.29\text{MPa}$ ，出现在右河床厂房基坑开挖完毕时纵向沉井剖面 5 的中部，此外开挖使纵向沉井向 X 轴正向的变形不大，甚至顶部区因受基坑回弹的影响而向右侧 (X 轴负向) 变形，也许这也是纵向沉井底部未出现 Z 轴向拉应力的主要原因之一，使得沉井基本上始终处于正常工作的状态。

e. 在施工期纵向沉井的强度及稳定计算中，虽在纵向沉井的内侧剖面 7 上普遍出现拉应力，但数值很小，最大值只有 0.014MPa ，各沉井底面上的侧向抗滑稳定也基本得到满足，最小点摩擦安全系数达 2.36 。

f. 宏观上沉井及承重墙均未进入塑性受力状态，只有沉井底部极少数单元进入塑性工作状态。但岩体中那些软弱结构面（如 Z_{t7} 和 Z_{p1} 等）几乎在自重的作用下就已进入塑性状态，建议施工时在近坝区对它们进行混凝土置换或固结灌浆等加固处理。

g. 无论在闸基的浅层或深层可能滑动面上,抗滑稳定安全性基本上都能得到保证。如闸底板剖面顺水流向的抗滑稳定最小安全系数为 2.17, 出现在 3[#] 闸孔坝段; 沉井底部剖面上顺水流向的最小安全系数为 3.67; 深层 Z₁₇ 软弱带上的最小点安全系数为 1.49。可见闸坝整体结构在各种荷载组合作用下都基本上处于稳定状态。

总的看来, 如在结构设计上采用某些特殊承力及传力结构体系后, 软基上修建闸坝体是基本上可行的。但事先要在结构受力特性、渗控及稳控设计方面进行充分的论证还要防止水库建成后软基中可能会出现泥化等

“潜伏性”的破坏现象。

参考文献

- 1 速宝玉, 朱岳明. 不变网格确定渗流自由面的节点虚流量法. 河海大学学报, 1991, 19 (5): 113~117
- 2 Zhu Yueming, Wang Ruyun, Xu Hongbo. Some adaptive techniques for solution of free surface seepage flow through arch dam abutments. In: Proc. of Int. Symp. on Arch Dams, Oct. 1992, Nanjing. 613~618
- 3 卓家寿, 姜弘道. 带有夹层岩基的三维弹塑性分析. 华东水利学院学报. 1979, 7 (2): 1~22

(收稿日期: 1994-05-03)

人与生物圈计划 (MAB) 简介

随着全球性日益严重的人口、资源、环境的挑战, 人们开始意识到单纯的生物学和生态学研究已经难以解决人类所面临的复杂的环境问题。只有采用多学科综合研究的途径, 才能寻找到解决环境问题的正确方法。据此, 联合国教科文组织 (UNESCO) 在其第 16 届大会上正式提出人与生物圈计划 (Man and the Biosphere Programme, 简称 MAB), 并于 1971 年 10 月召开了第一届国际协调理事会。

MAB 是一项长期的政府间的研究与培训计划。MAB 的国际秘书处设在巴黎 UNESCO 总部的生态处。政府间的领导机构为人与生物圈计划国际协调理事会 (简称 ICC), 由 UNESCO 的 30 个会员国组成。每两年召开一次大会, 改选其中的 15 个会员国, 中国为现任会员国之一。人与生物圈计划国际协调理事会在召开会议时, 选举 1 名主席、4 名副主席和 1 名报告员, 由他们组成人与生物圈计划国际协调理事会主席团。主席团每年召开一次会议。中国的李文华教授曾连任两届主席。

人与生物圈计划是作为一项国际政府间的计划而发起的, 它的实施主要靠有关联合国教科文组织的会员国进行。该计划的国际协调理事会第一次会议决定, 每一个成员国有必要在本国指定国家一级合格的永久性联络点, 它不仅负责确定和实施人与生物圈计划在本国的活动, 而且还利用人与生物圈计划的组织形式建立和保持地区间的联系。所以国际协调理事会在 1971 年建议每个参与该计划活动的会员国都要建立人与生物圈计划国家委员会来履行上述职责。中国于 1978 年成立人与生物圈计划国家委员会。

人与生物圈计划是针对全球日益严重的人口、资源和环境的挑战而发起的, 它强调采用多学科 (包括自然科学和社会科学) 综合研究的途径, 运用生态学的方法研究人与环境的相互关系, 为生物圈资源的合理利用和保护提供科学依据和进行人员培训工作, 同时强调对复杂的资源管理问题的研究应与政府决策人员、科学家和当地居民的通力合作。

MAB 在发起之初确定在十四个领域开展研究与培训活动: ①日益增长的人类活动对热带和亚热带森林生态系统的生态影响; ②不同土地利用和经营措施对温带和地中海森林景观的生态影响; ③人类活动和土地利用措施对放牧地、热带稀树草原和草场 (从温带到干旱地区) 的影响; ④人类活动对于干旱和半干旱地区生态系统的动态变化的影响, 特别强调灌溉的作用; ⑤人类活动对湖泊、沼泽、河流三角 (下转第 33 页)