

中国科学院
水利电力部 水利水电科学研究院

科学研究论文集

第 27 集

（结构材料、岩土与抗震工程）

水利电力出版社

内 容 提 要

本书主要包括:坝基稳定试验技术,下游坝面压力管道应力分析,膨胀混凝土徐变及新拌混凝土的抗高析性能,粉煤灰坝料的液化特性及掺粉煤灰混凝土水化热、弹性环氧材料和橡胶嵌缝止水材料的研究,大型滑坡的参数计算和调压井高边坡稳定分析,隧洞衬砌应力分析及深埋隧洞的施工以及堆石坝、泥炭土、分散性粘土、粉煤灰坝料的特性,大坝防渗灌浆、水泥浆灌入能力的研究,拱坝岩体弹性计算和坝踵断层、电梯井的动力分析,土坝地震稳定分析、动态光弹性实验、水库诱发地震的地质勘测及水工建筑物的强震观测等科研论文28篇,还有8篇硕士研究生毕业论文摘要。

本书可供从事结构材料、岩土与抗震工程方面的科技人员和大专院校有关专业师生参考。

中国科学院
水利电力部水利水电科学研究院

科学研究论文集

第 24 集

(结构材料、岩土与抗震工程)

水利电力出版社出版

(北京三里河路6号)

新华书店北京发行所发行·各地新华书店经售

水利电力出版社印刷厂印刷

787×1092毫米 16开本 21.25印张 477千字

1987年10月第一版 1987年10月北京第一次印刷

印数0001—2460册 定价5.00元

书号 15143·6294

目 录

坝基稳定模型试验技术及其应用·····	胡积龄 刘致彬 (1)
下游坝面压力管道的合理外形及开裂模型光弹性应力分析·····	董哲仁 王我宁 (8)
膨胀混凝土依时性变形的试验研究·····	惠荣炎 黄国兴 易冰若 (20)
新拌混凝土抗离析性能的评定·····	李金玉 (30)
恒定强度条件下粉煤灰掺量与混凝土水化热温升·····	赵 庚 (40)
弹性环氧材料的研究和应用·····	买淑芳 方瑞良 (49)
非硫化丁基橡胶嵌缝止水板的研究与应用·····	王荣芬 傅元茂 (56)
坝肩断层走向及其处理措施对拱坝结构状态的影响·····	寇日明 (67)
柘溪大坝位移分析·····	孟凡宏 (75)
水工混凝土抗冻性能与气孔结构的试验研究·····	范沈抚 (80)
大型滑坡滑坡参数的计算机算法及其应用·····	郭崇元 (88)
天生桥水电站调压井高边坡稳定分析·····	相建南 岳 明 (99)
各向异性岩体中压力隧洞衬砌应力分析·····	陆家佑 郭友中 (109)
深埋隧洞施工方案评价·····	相建南 怀 军 陆家佑 (120)
关于加载途径对岩石三轴强度的影响·····	叶金汉 吴永平 (127)
泥炭类土的物理力学性质·····	沈新慧 (139)
分散性粘土的机理、鉴定及防护·····	刘 杰 裘孟辛 缪良娟 (149)
粉煤灰坝料的基本特性及排水反滤层·····	刘 杰 浦琬华 游 凡 (158)
粘土颗粒定向X射线衍射试验的几个具体问题·····	茹履安 (167)
鲇鱼山大坝防渗灌浆研究·····	张作瑀 (174)
水泥浆材灌入能力研究·····	杨晓东 刘嘉材 (184)
地应力对孔周岩体变形的影响·····	矫 勇 (193)
心墙压实土的水力劈裂研究·····	朱建华 (198)
东江水电站拱坝右坝头岩体弹塑性有限元分析·····	陆家佑 耿克勤 张 平 (207)
东江双曲拱坝坝踵前断层动力影响分析研究·····	陈厚群 侯顺载 (215)
东江电梯井动力计算及试验研究·····	杨佳梅 (226)
富拉尔基电厂粉煤灰强度和液化特性·····	汪闻韶 秦蔚琴 (237)
砂砾石坝基上的土坝地震稳定分析·····	左秀泓 盛 翔 刘辰龙 (251)
爆震作用下饱和极细砂土层的液化及其预测方法探讨·····	常亚屏 李连昌 陈 宁 (262)
对用跨孔法测定土动力性质的几个问题的探讨·····	郭锡荣 (274)
用共振柱仪与动三轴仪联合测定原状粘性土的动力变形特性·····	俞培基 (283)

动态光弹性实验研究总结·····	陈斌林 刘德宝 谢剑华 章笑梅 (291)
我国水工建筑物强震观测工作的进展·····	苏克忠 杨道友 (300)
初论水库诱发地震的地质勘测工作·····	夏其发 汪雍熙 (309)
循环应变下饱和砂土孔压变化规律的三轴试验研究·····	赵 冬 (318)

坝基稳定模型试验技术 及其应用*

胡积龄 刘致彬

【提要】 本文介绍了混凝土坝坝基稳定的模型试验技术,包括复杂坝基的模拟方法、模型材料、加荷和测试技术等。这种方法是在渐增荷载作用下,同时测得位移场和应力场,以便对坝基稳定进行综合评价。

文中结合安康、大化、龙羊峡等工程试验实例,分别论述了重力坝坝基深层和沿建基面的抗滑稳定及拱坝坝肩破坏形态等问题的试验研究成果。

一、前言

近年来我国兴建的混凝土高坝,常遇到比较复杂的地基。大坝愈高,坝基稳定问题就显得更为突出和重要。这里所说的坝基稳定,包括拱坝坝肩稳定、重力坝坝基深层抗滑稳定、以及坝基建基面的抗滑稳定。

试验和计算是解决坝基稳定分析的两个重要手段,它们各具特点又相辅相成。用物理模型进行试验可以模拟比较复杂的边界条件,且可得到比较直观的试验结果^[1]。因此混凝土高坝一般都要求用物理模型研究其坝基稳定问题。

近几年来,我们研究了有关的模型试验技术,并进行了安康、大化等重力坝的坝基稳定模型试验,以及拱坝坝肩破坏形态的试验研究。本文将扼要地介绍有关的试验技术及其应用实例。

二、复杂坝基的模拟和模型材料

在研究混凝土高坝坝基稳定问题时,应能同时测出其应力场和位移场,这样才有可能对其安全度进行综合评价。由此出发考虑模型材料的选择和复杂坝基的模拟方法。

一些研究和分析结果表明,坝基岩体的不连续构造,特别是缓倾角软弱夹层,是影响坝基稳定的主要因素。因此我们采用大块体结构模型进行试验研究。所谓大块体,是指在模型中只模拟断层带等主要断裂构造。裂隙等次要构造的影响,反映在选用的岩体综合性模量中,不再在模型中模拟。

* 参加试验工作的还有江伟、苏亦农、孙金刚、郑富龙等。

模拟复杂坝基所考虑的主要问题是:

(1) 模型的变位值应满足几何相似条件。坝基内特别是软弱构造带上下盘之间的相对位移状态, 是坝基稳定试验中研究的一个主要对象, 因此这个条件很重要。

(2) 断层带的尺寸应满足几何相似条件, 亦可近似地按力学等效原则进行模拟。例如, 垂直于断层带方向可按压缩变形等效的原则考虑, 平行于断层带方向应考虑其剪应力-剪位移关系曲线相似, 不过实际上难以做到这一点。

(3) 坝体混凝土和坝基各部岩体(包括断层带)的弹性模量按比例模拟。

(4) 岩体结构面上的摩擦系数与原型相等。

(5) 纯摩时岩体结构面上的凝聚力为零, 剪摩时凝聚力的相似常数应等于强度相似常数。

(6) 坝体和各部分岩体的泊桑比应尽可能与原型一致。

以石膏为主要模型材料^[2], 通过掺加其他不同的材料以及加入加气剂等外加剂, 使其弹性模量变化在 $10 \times 10^9 \sim 0.05 \times 10^9 \text{ Pa}$ 之间, 泊桑比为 0.15~0.20, 极限抗压与抗拉强度之比为 5~10, 改善了力学特性和变形特性, 从而扩大了应用范围。

用来模拟软弱构造带的模型材料, 其弹性模量值较低, 是模型设计中所要考虑的一个重要问题。表 1 列举了一些低弹模材料的配比及其弹性模量值。

表 1 低弹模材料配比表

外加料名称	材 料 组 成 (重量比)			弹性模量 E (10^9 Pa)
	石	膏	外 加 料	
硅 藻 土	1	2.6	0.3	0.549
	1	2.0	0.2	0.791
珍 珠 岩	1	2.0	0.55	0.440
橡 皮 屑	1	1.5	1.0	0.449
沥 青 锯 末	1	2.0	0.4	0.591
801 加 气 剂	1	2.0	注 1	0.255

注 1 每公斤拌和用水量掺加“801”加气剂 3% 浓度水溶液 15mL。

为加快模型材料的干燥, 我们建立了石膏模型材料烘干室, 设有自动控制系统, 控制温度为 40°C 。对于小块体石膏也可直接使用远红外线辐射器进行烘干。

岩体不连续面接触条件的模拟, 当只考虑纯摩条件时, 可将石膏模型材料刨光后进行喷漆处理, 其摩擦系数 f 值约为 0.5~0.6, 若再涂以凡士林、二硫化钼、石蜡等, 则可用模拟粘土类充填物的低摩擦系数, 而涂以矿物岩粉、滑石粉等则宜模拟糜棱岩类充填物的滑动特性。也可在不连续面上贴上各种纸张, 模拟其不同的摩擦系数, 例如反贴电光纸与石膏间的摩擦系数为 0.6 左右。在剪摩条件下, 需要同时满足摩擦系数 f 和凝聚力 c 的相似条件, 可用乳胶、胶水之类的材料进行模拟。例如我们曾用下述混合物作为胶结材料: 聚醋酸乙烯乳液: 水: 大白粉 = 1: 20: 0.9 (重量比), 其摩擦系数 f 为 0.78, 凝聚力 c 为 $1.11 \times 10^5 \text{ Pa}$ 。

三、加荷和测试技术

试验中模拟的荷载主要有静水压力、泥沙压力、坝体和部分岩体的自重、扬压力等。水压力、泥沙压力及自重均系将其换算成等效的若干个集中力，用油压千斤顶施加荷载。扬压力采用从自重中扣除的办法进行模拟。

自重荷载是用千斤顶与弹簧测力计组成的加荷系统施加的，其具体做法是：将坝体划分为若干重量相等的小块，并找出其重心，在每一重心位置穿有一根加力圆棒（指对重力坝断面模型或半整体模型，加力棒垂直于模型平面）。然后，由钢丝绳、松紧螺栓、测力弹簧与一块刚度足够大的活动平板相连接。平板的垂直位移使所有的测力弹簧产生相等的伸长量。因此施加于每根加力钢丝绳上的力与测力弹簧成一固定比例。对这种加荷系统，一般只需两个适当吨位的千斤顶即可。但千斤顶的活塞伸缩量（一般允许伸长10cm左右）必须与测力弹簧相适应。从图1中可以看到安康重力坝楔形高踵坝段模型的加荷系统，包括坝重及上游面水压力。

试验中水压力用三角形超载的方法使模型破坏。所谓三角形超载，是指水位高程不变，用改变加荷液体介质容重的方法实现超载。

由手摇油泵、高压软管、分油器、标准压力表（0.35~0.4级）及油压千斤顶等组成的加荷系统，经实际率定，出力的总误差可以控制在3%以内。

用电阻应变片测定模型表面应变，用自制的微型位移计测定位移。

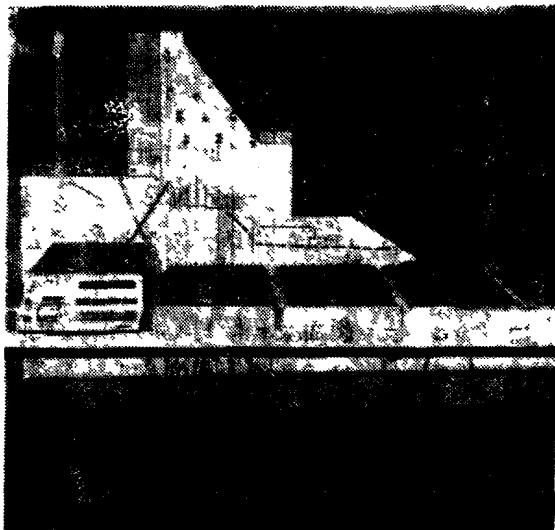


图1 安康重力坝楔形高踵坝段模型加荷系统及量测仪器

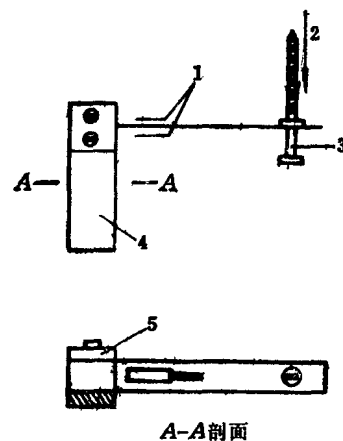


图2 微型位移计的基本构造
1—应变片；2—输入；3—螺杆；4—底座；
5—有机玻璃压板

为了给数据采集自动化提供条件，研制了微型位移计，其基本构造如图2所示。这种微型位移计，用铍青铜作弹性元件，形成固端悬臂梁，在梁的根部粘贴小标距电阻应变片

作为传感元件,事先测定出悬臂梁受力后的应变值与梁端位移值之间的关系,用电阻应变仪进行量测。

试验中使用UCAM-8C型万能数字测试仪及数字磁带记录器,编制了有关的专用程序,实现了数据采集和处理自动化。在进行坝基失稳试验时,可以进行应力和位移的追踪测试,将其失稳破坏前后的全部发展过程的有关数据录入数据磁带。

四、试验研究实例

(一)重力坝坝基深层滑动问题

我们曾进行过安康重力坝中孔溢流坝段和大化空腹溢流坝坝段的坝基深层抗滑稳定试验。前者已在文献[3]中作过介绍,不再赘述。其试验结果表明,沿坝基缓倾角裂隙密集带发生滑动,从而破坏上游防冲帷幕,是该坝段坝基滑动破坏的主要方式。在缓倾角裂

带设置混凝土洞塞对提高坝体承载能力,改善坝基抗滑稳定性的效果比较显著。

大化水电站4号溢流坝段,系空腹重力坝,最大坝高74.5m,坝顶高程174.5m,堰顶高程141.0m。大坝基岩为薄层灰岩和薄层泥岩的互层,层间摩擦系数较低, f 值为0.4左右。坝段前缘还有 F_1 断层通过,倾向上游,倾角 80° ,其破碎带宽度约10m。为了增加坝体的抗滑稳定性,在上游坝踵增设了深度为11m的齿墙。模型试验就是选择沿齿墙底部的近于水平的软弱滑裂面及缓倾角(约与水平面呈 15°)断裂面作为典型的滑裂面。

模型比例为1:100。

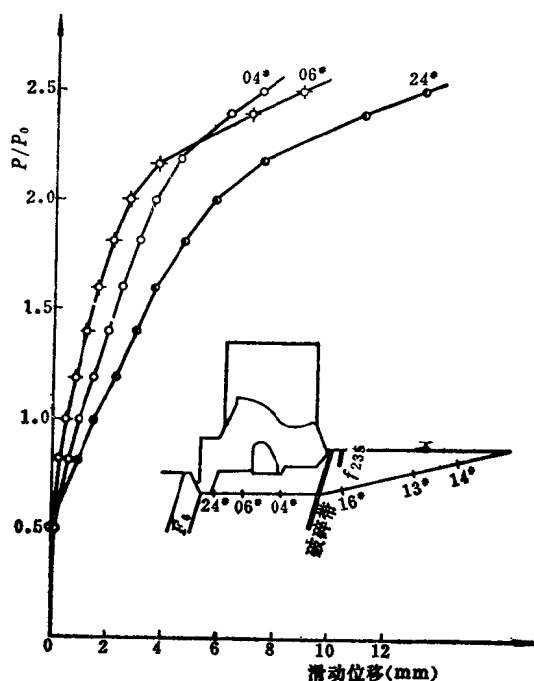


图3 大化4号溢流坝岩基滑动位移与水荷载的关系

P_0 —正常设计水压力及泥沙压力; P —实际荷载

图3为该坝段模型沿滑裂面的滑动位移与水荷载的关系曲线。由图可以看出,在同样荷载作用下,滑动位移由上游向下游逐渐减小,即滑动破坏总是由上游开始的。还可以看出,当荷载不太大时,滑动位移与荷载基本上呈直线关系。但当 P/P_0 (P_0 为正常荷载, P 为实际荷载)在2.2上下范围变动时,在同样增量荷载作用下,上游坝踵齿墙处的滑动位移显著增大,表明开始发生滑动。由于其属于塑性破坏型,故在荷载位移曲线上不会出现突然破坏的转折点,只能指示出初始塑性流动的范围。根据整个滑裂面上的位移荷载曲线,可以认为其坝基抗滑稳定的超载系数 $K=2.2$ 。

试验结果还表明,在自重和水荷载作用下,坝踵上游 F_3 断层被拉开。如无有效的防渗措施,则水流将沿拉开面渗向齿墙。

上述两个工程的试验研究结果都表明,坝下缓倾角软弱夹层,特别是倾向下游者,是最容易产生滑动的滑裂面。在此软弱夹层中设置混凝土洞塞、齿墙等都是有效的加固措施。

(二)重力坝沿建基面的滑动问题

安康重力坝22号坝段地基倾向下游,建基面开挖成阶梯形,坝踵和坝趾高程差17.5m。该坝段最大坝高为80.5m,上游面宽度19m,下游面宽度9m。坝基内有较大的不连续构造,要研究沿建基面抗滑稳定问题。在模型中模拟了坝踵上游的 F_3 断层、坝下的 Z_1^1 和 F_4 断层,它们均为倾向上游倾角 $55^\circ \sim 60^\circ$ 的陡倾角断层。模型比例为1:100。模型形状及坝基构造位置见图1和图4。

试验中对建基面模拟了两种情况,分别按抗剪强度和抗剪断强度进行试验。前者仅考虑混凝土与岩石间的摩擦系数 $f=0.61$,不考虑凝聚力 c 值,亦即按纯摩考虑;后者模拟原型 $f=0.78$, $c=6.8 \times 10^5 \text{Pa}$,按剪摩考虑。

试验研究结果表明,在不设置加固措施时,当按抗剪强度即仅考虑纯摩情况时,加荷至 $1.0 \sim 1.2P_0$ (P_0 为设计水压力)时,坝基水平接触面和倾斜接触面上,滑动位移显著增大,即其增长速率迅速增加,表明已经发生了滑动。按抗剪断强度即考虑剪摩情况时,加荷至 $1.8P_0$ 时,沿坝基接触面除出现剪切滑移外,且坝踵被拉裂,坝趾的压缩变形迅速增加。其位移荷载关系曲线见图4a,曲线表明其破坏形式是典型的脆性破坏型。

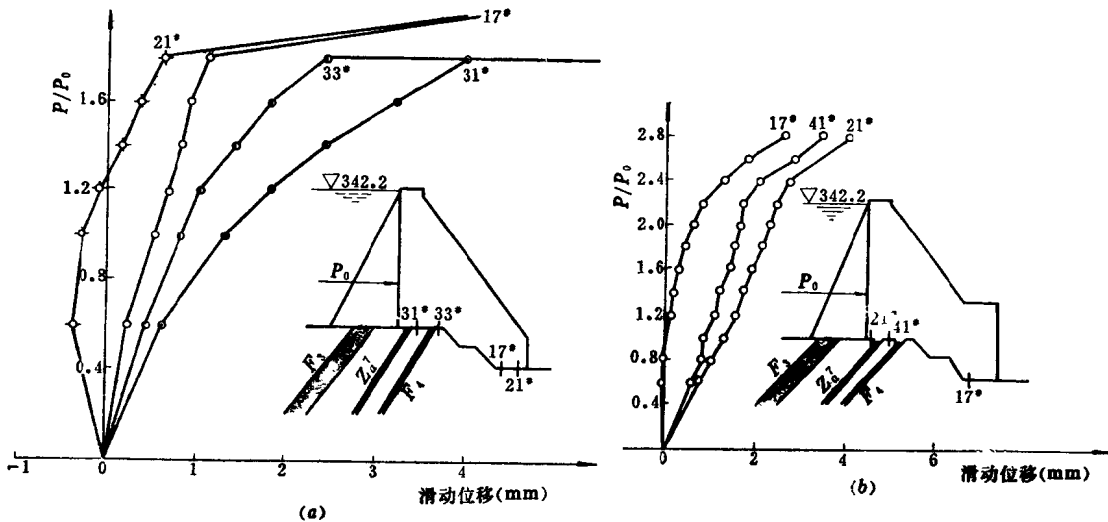


图4 安康重力坝楔形高踵坝段建基面滑动位移与荷载关系曲线

注: P_0 —设计水荷载; P —实际水荷载

(a)无加固措施时(按抗剪强度考虑); (b)设有齿墙时(按抗剪强度考虑)

试验研究中曾考虑两个加固方案,即坝趾加重块和坝踵设齿墙方案。

坝趾加重块方案是指在坝趾处沿后坡设置平台,借以增加坝体重量,以提高坝体抗滑

稳定性。试验结果表明,其作用很小。相反,由于加重块的作用,使坝体的重心向下游移动,当水荷载不断增加时,反而使坝踵、坝基斜接面提前被拉开。原来坝踵及上斜接面大约在 $0.9P_0$ 及 $0.8P_0$ 时被拉开,而设置坝趾加重块后,则分别在 $0.5P_0$ 与 $0.4P_0$ 时被拉开。而且压重块使坝趾压应力也有所增加。

坝踵设齿墙的方案是结合坝基内断层 F_1 及 Z_1' 的表面混凝土塞处理,将塞与大坝混凝土同时浇筑,形成齿墙,如图5所示。试验结果表明,齿墙确实起了阻止坝基滑动的作用,直到水库水压力增加到 $2.8P_0$ 时也没有发生剪切破坏,其位移荷载关系曲线见图4b。但由于该坝段呈楔形状,随着水荷载的不断增大,坝趾区压应力集中现象越来越显著。图5示出在 $W+P_0$ (W —坝体自重及扬压力之和; P_0 —设计水压力)时靠近坝趾区的坝基岩体内的应力状态。当 $2.8P_0$ 时,因压应力过大,致使坝趾下面岩体被压裂,裂缝位置示于图5中。

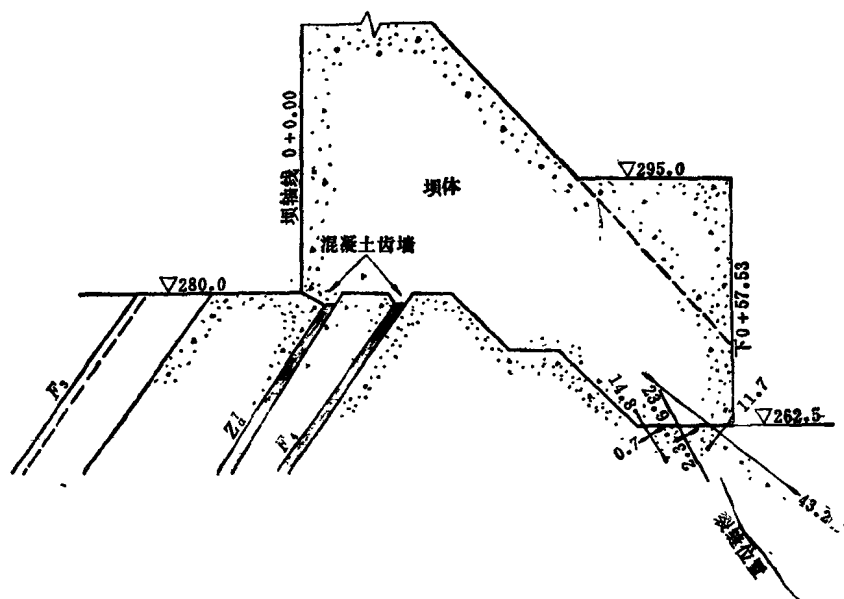


图5 安康重力坝高趾坝段坝趾区坝基岩体内的应力分布(荷载: $W+P_0$)及裂缝位置

应力符号: 正号为压应力; 应力单位: 10^3 Pa

(三) 拱坝坝肩破坏形态的试验研究

龙羊峡拱坝坝址区地质构造复杂,断层裂隙较多,主要的断层有八条,而且左岸坝肩比较单薄。为确保大坝及其坝肩稳定,需要采取工程加固措施。为了对比坝肩加固措施的效果,我们曾对其两个高程进行了七个平面模型试验,分别研究了天然基础、处理基础和均质基础条件下的坝肩破坏发展过程及其破坏形态,研究了坝体、岩体和岩体不连续面上破坏前后的位移和应力状态,研究了混凝土传力洞塞加固措施的效果,并提出了改进的意见。也研究了断裂构造对坝肩变形和力系传递的影响。〔4〕

试验结果表明,当坝肩内有基本上垂直于拱推力方向的断层软弱带时,坝肩过大的压缩变形会导致坝体产生过大的拉应力而开裂;而当有基本上平行于拱推力方向的断层带

时, 会产生沿不连续面的滑动失稳。

混凝土传力洞塞对提高坝肩承载能力有一定的效果, 但角点处容易出现应力集中现象, 从而导致其附近的岩体开裂破坏。

试验结果还告诉我们, 必须注意两个坝肩的变形协调问题, 否则可能出现坝体转动现象。

参 考 文 献

- [1] 陈兴华等, 脆性材料结构模型试验, 水利电力出版社, 1984年。
- [2] 刘致彬, 石膏模型材料的试验研究, 水利水电科学研究院论文集, 第9集, 水利电力出版社, 1982年11月。
- [3] 刘致彬, 安康重力坝坝基抗滑稳定性的试验研究, 水利水电科学研究院论文集, 第19集, 水利电力出版社, 1984年11月。
- [4] 胡积龄, 拱坝坝肩稳定的平面结构模型试验研究, 水力发电, 1983年第10期。

The Experimental Technique of Dam Foundation Stability and its Application

Hu Jiling, Liu Zhibin

Abstract

The experimental technique of foundation stability of concrete dams developed in our laboratory, including the method of simulating complex foundation, model materials, loading and measuring technique, is described in this paper. The technique is based on the measuring of displacement field and stress field simultaneously, as to get a comprehensive assessment of the foundation stability of dams.

Through the examples of Ankong, Dahua and Longyangxia projects, the paper presents some experimental results of the foundation stability of gravity dams against deep sliding and sliding along the interface of dam and foundation as well as the failure patterns of arch dam abutments.

下游坝面压力管道的合理外形 及开裂模型光弹性应力分析*

董哲仁 王我宁

【提要】 本文在光弹性试验基础上, 讨论了下游坝面钢衬钢筋混凝土压力管道的合理外形。通过混凝土开裂模型的光弹性应力分析, 对于作者提出的混凝土正交异性状态管道的应力计算方法进行了讨论和补充。

一、前言

下游坝面压力管道是近十几年来发展起来的水电站压力管道新形式。它改变了传统的坝内埋管布置型式, 把压力管道敷设在混凝土坝的下游坝面, 又按钢衬与外包钢筋混凝土联合承载设计。这种管道的主要优点是: ①避免坝体混凝土浇筑与钢管安装之间的相互干扰, 加快施工进度; ②有利于保持坝体的整体性; ③对高 PD 值的管道, 可以把所需金属总厚度的一部分转移到外层成为环筋, 减薄了钢板厚度, 使之便于加工、焊接, 并可用一般钢材代替高强钢材。在条件适合的工程, 采用下游坝面管可以获得明显的技术经济效益。苏联萨扬舒申斯克等五个水电站^[1], 我国在建的东江和紧水滩水电站, 已经采用了这种管道型式。

本文的目的, 是在光弹性试验的基础上, 从应力分析的角度, 论证下游坝面管相对于坝内埋管的优越性; 讨论下游坝面管的合理几何外形。通过混凝土开裂管道模型的光弹性应力分析, 对于作者提出的混凝土处于正交异性状态管道的应力计算方法进行了补充和讨论, 这主要涉及到结构非轴对称性质的影响问题、应力传递路径以及缝端应力集中等问题。

二、下游坝面压力管道的合理几何外形

(一) 下游坝面管是坝内埋管的改进和发展

坝内埋管是管道布置的传统形式, 被国内外大量混凝土坝工程所采用。坝内埋管在内水压作用下形成的应力场具有的特征, 可以形象地从反映主应力差的光弹性等色条纹得到反映。首先, 研究一个内径为 b , 外径为 c 的厚壁圆环, 孔内承受均匀径向压力 q , 它的

* 张博庭参加了试验工作。

应力分布可由拉梅解给出, 将拉梅解代入应力-光学定律公式, 可得

$$N_c = \frac{2b^2 tq}{\left(1 - \frac{b^2}{c^2}\right) r^2 f_0} \quad (1)$$

式中 N_c ——等色线条纹序数;

t ——模型厚度;

f_0 ——材料条纹值;

r ——径向坐标变量。

由式(1)可知, 条纹序数 N_c 与变量 r^2 成反比, 当 r 相同时, N_c 相同, 说明等色线是一族同心圆, 且高序数条纹在内圈。

如果钢管埋在混凝土坝内, 当外围混凝土较厚时, 在垂直于管轴线的横截面上, 可按四边无限大板处理, 在内水压作用下, 等色线仍然是围绕圆孔的一族同心圆, 承担内水压的仅是孔外一个厚壁圆环范围内那部分混凝土。图1所示是龙羊峡重力拱坝坝内埋管模型在内水压作用下的等色线条纹图。钢管直径7.5m, 共四根, 模型反映上弯段截面。从图中可见, 等色线图样是分别围绕四个孔的四族同心圆, 同心圆族以外部分不承担内水压荷载。这样, 就可以设想把下游侧不承受内水压荷载的区域挖去, 即挖去下游侧零级黑条纹区, 这对结构承受内水压没有影响, 等色线条纹图样也不变。经这样处理以后, 得到的就是各圆筒相连的下游坝面管横截面外形。这说明厚壁圆筒形的下游坝面管是承受内水压的合理结构形式(图1b)。

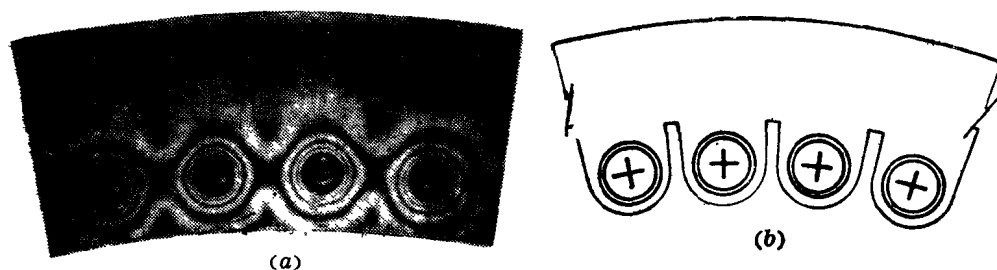


图1 坝内埋管模型

(a)埋管在内水压作用下的等包线条纹图; (b)下游坝面管方案设想图

由于下游坝面管的外形合理, 它有助于克服坝内埋管在应力分布和结构配筋方面以下两个突出的缺点: ①出于结构布置方面的原因, 一些工程的坝内埋管下游侧外包混凝土较薄, 当钢管中心到下游边界的垂距 L_1 与钢管半径 r_1 之比 $L_1/r_1 < 1.6$ 时, 窄边上的环向拉应力 σ_θ 急剧增大, 其最大值出现在下游边界, 而不是在孔边^[2]。例如我国某工程钢管直径12m, 坝内埋管方案, 外包混凝土下游侧厚为5m时, 下游边界处环向应力 σ_θ 为内压的1.70倍; 当厚度为2m时, 该处 σ_θ 为内压的5.27倍。由此可见, 坝内埋管出现这种窄直边对应力状态是很不利的。下游坝面管的情况则与此不同, 它的外形是厚壁圆筒, 与内水压荷载相适应, 尽管其混凝土壁厚仅为1至2m, 但应力分布是均匀的, 没有应力峰值出现; ②从结构配筋角度看, 坝内埋管的配筋方式是不经济的。这是因为目前的设计规范一般都

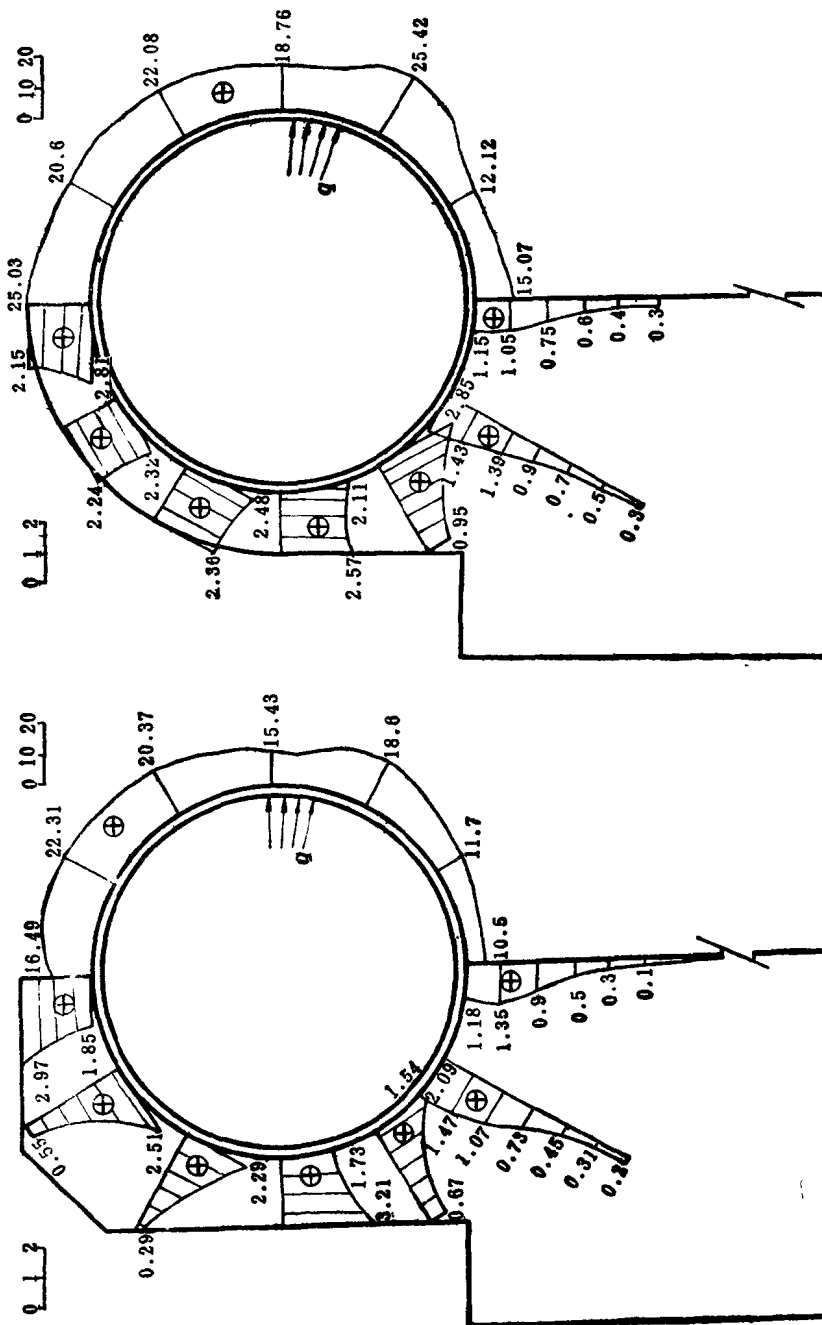


图 2 大边形和圆形断面下游坝面管环向应力 σ_θ/q 分布图
(模型左侧为混凝土应力, 右侧为钢管应力)

要求钢管壁厚满足明管校核条件, 已有足够厚度, 但是当钢管与混凝土完全接触以后, 在一般情况下, 内水压的80%左右要传递到外围钢筋混凝土区, 实际钢管处于低应力状态, 强度未能充分发挥。对于传递到外围钢筋混凝土区的那部分荷载, 又要重复配筋。尽管如此, 由于结构外形不合理, 在下游侧混凝土厚度较薄部位仍然可能出现裂缝, 这对于基本是素混凝土结构的混凝土坝是不利的。下游坝面管与此不同, 它基本上外悬于坝外, 具有相对独立性, 可按水工钢筋混凝土结构设计, 允许混凝土开裂, 但限制裂缝宽度, 并考虑钢衬与钢筋混凝土联合工作。这种设计方法有利于发挥材料强度, 显然比坝内埋管经济合理。

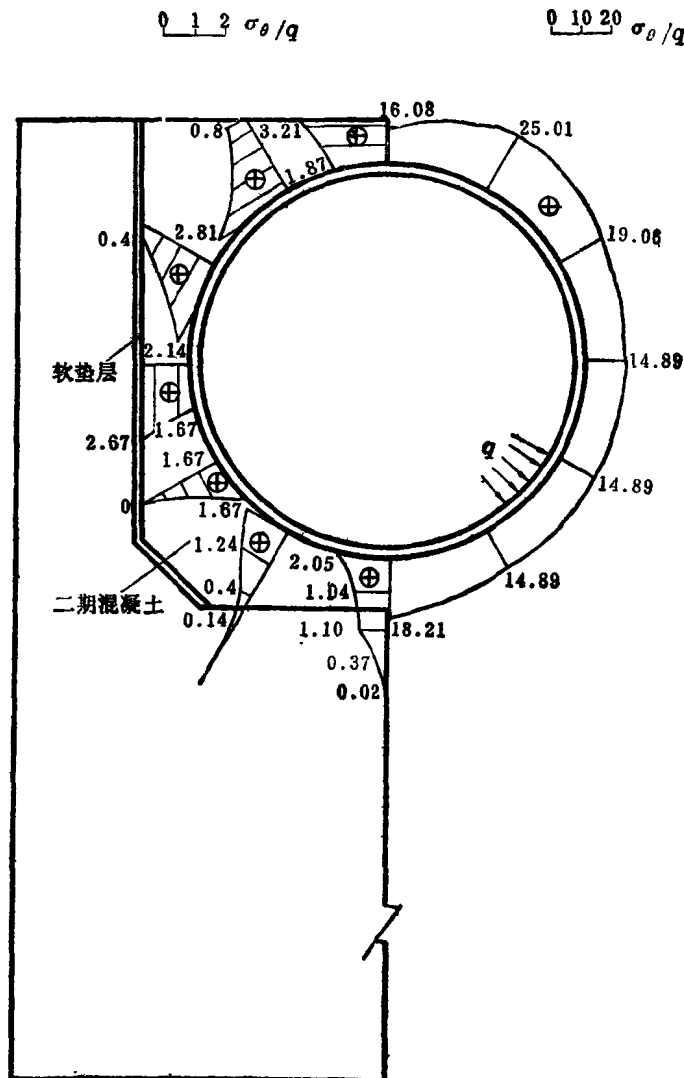


图 3 带有软垫层的坝内埋管模型环向应力 σ_θ/q 分布图
(左侧为混凝土应力, 右侧为钢管应力)

(二) 不同几何外形及不同位置的下游坝面管的比较

下游坝面管可以采取圆形、多边形等横断面形状。我国东江、紧水滩, 苏联的萨扬舒申斯克等水电站下游坝面管采用圆形断面, 苏联的契尔盖和泽雅水电站采用六边形断面。上述我国某工程初设阶段比较方案也研究分析了两种外型的下游坝面管, 一种为圆形断面, 一种为六边形断面。图2给出了两种方案模型的环向应力 σ_θ 与内压比值 σ_θ/q 。该工程重力坝厂房坝段压力管道共26根, 其中左侧14根, 右侧12根, 分别向两座坝后式厂房的26台水轮机输水。钢管直径12m, 管内流速约8m/s。重力坝坝段宽度24m, 仅为管径的2倍。在初步设计中提出了包括下游坝面管在内的多种管道布置方案。比较六边形和圆形断面环向应力分布可以发现, 前者由于存在着下游侧的狭窄直边, 该处的环向应力 σ_θ 仍较高, 窄边外缘混凝土环向拉应力为内压的2.97倍。后者采取厚壁圆筒断面, σ_θ 沿厚度及沿圆周分布都较均匀, 其值从内缘到外缘为内压的2.11至2.81倍。

图3是另一种形式的联合受力压力管道, 其特点是坝体混凝土与管道外包混凝土分两期施工, 一、二期混凝土之间侧向用软垫层隔开。采用钢衬与钢筋混凝土联合受力设计方法, 其优点是管线总长比坝面管要短, 下游坝面便于布置施工栈桥及副厂房; 其缺点是削弱坝体较多。施工期蓄水引起的大坝应力和稳定问题, 尚需做充分论证。该方案的 σ_θ 分布图与六边形断面十分接近。由于内水压荷载是一个自平衡力系, 只有不多的荷载通过一、二期混凝土接缝传到坝体, 引起局部拉应力区的出现。

最后, 讨论下游坝面管钢管的布置位置问题。在紧水滩拱坝下游坝面管的光弹性模型试验中对此进行了研究^[4]。紧水滩拱坝下游坝面管管径4.5m, 外包混凝土厚1.0m, 制作了三个模型, 分别为半埋式、钢管与坝下游轮廓线相切以及完全外悬式。应力分析结果表明, 三种方案应力状态相差不大。由于内水压是自平衡力系, 应力分布范围仅为钢管半径的一倍半左右, 完全外悬式方案中内水压对坝体几乎没有什么影响, 但缺点是增加了混凝土方量。半埋式的缺点是削弱了部分坝体。综合考虑温度荷载、上游水压及地震荷载, 考虑到要在二期混凝土中布置二至三层环筋等施工因素, 选择钢筋混凝土管的轮廓线与下游坝面线相切这一位置大体是适当的。

以上对于下游坝面管合理几何外形的讨论, 限于承受主要荷载——内水压荷载的情况。当然, 对于其他荷载作用下的情况, 也应进行综合考虑。

三、下游坝面管混凝土开裂模型光弹性应力分析

一、计算公式简介

由于下游坝面管受力状态复杂等原因, 迄今, 国内外尚无这种新结构的设计规范。苏联目前采用的设计计算方法有以下三种: ①假设钢管和环筋的应力状态与各环的半径无关, 按明管计算出金属总厚度, 钢管壁厚等于总厚度减去各层环筋的折算厚度 $nF_a/100$ (n 为每延米钢筋根数, F_a 为钢筋截面积, 单位为 cm^2), 萨扬舒申斯克按联合承载设计, 强度总安全系数为1.8至2.0^[6]; ②考虑混凝土开裂, 推荐采用坝内埋管混凝土出现裂缝后的应力计算公式^[6]; ③全苏水工研究院高尔登(Гордон)提出的计算模型认为混凝土开

裂后为正交异性体, 用有限元法计算多层环的应力^[7]。

本文作者在文献[3]中提出了一套公式计算混凝土开裂状态的下游坝面管各层应力和位移, 是对苏联现行设计方法的改进和简化, 现简单介绍如下。

下游坝面管在内压升高的条件下, 混凝土变形经历了以下三个阶段: ①弹性整体阶段; ②出现裂缝但未裂穿阶段; ③混凝土出现通缝。值得注意的是, 国内外实验资料均表明, 混凝土裂穿状态并不是结构破坏状态, 裂穿后, 混凝土的环向应力为零, 但仍可传递径向荷载, 直到钢管或环筋屈服, 才导致结构破坏, 以下公式可用于计算后两种状态的应力。

1. 混凝土出现径向裂缝但未裂穿状态下的应力计算公式

这种公式实际上是计算一个“钢管-开裂混凝土环-完整混凝土环”三层环问题。

(图4)

$$q'_1 = K_1 q_1 \quad (2)$$

$$K_1 = 1 \left[1 + \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{e_1}{r_1} \cdot \ln \frac{r_2}{r_1} + \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{e_1}{r_1} \cdot \frac{(1-\mu_c) \frac{r_2^2}{r_3^2} + (1+\mu_c)}{1 + \frac{r_2^2}{r_3^2}} \right] \quad (3)$$

式中 q_1 ——内水压荷载;

q'_1 ——钢管外侧处混凝土径向应力;

K_1 ——荷载分配系数;

E_s ——钢管弹性模量;

E_c ——混凝土弹性模量;

μ_c ——混凝土泊松比;

e_1 ——钢管壁厚;

r_1 ——钢管半径;

r_2 ——混凝土开裂区外半径;

r_3 ——混凝土完整区外半径。

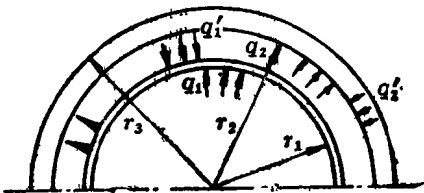


图4 混凝土出现径向裂缝但未裂穿状态计算简图

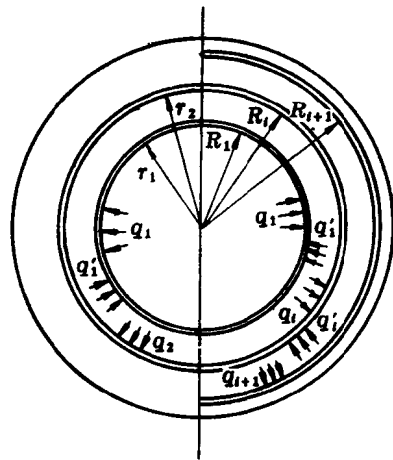


图5 混凝土裂穿状态的计算简图
(左半部为单层环筋, 右半部为n层环筋)

钢管应力 σ_s 可按式计算

$$\sigma_s = \frac{(1-K_1)r_1}{e_1} q_1 \quad (4)$$

2. 混凝土裂穿状态下的应力计算公式

混凝土裂穿后, 采用图5左半部三层环的计算简图, 即“钢管-开裂混凝土-钢筋折算