

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 23 集

（结构材料、岩土工程、抗震与爆破）

水利电力出版社

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23集

(结构材料、岩土工程、抗震与爆破)

*

水利电力出版社出版

(北京三里河路8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 12开本 16.75印张 377千字

1986年3月第一版 1986年3月北京第一次印刷

印数0001—2590册 定价3.95元

书号 15143·5924

目 录

龙羊峡拱坝坝肩破坏形态的试验研究·····	胡积龄 (1)
钢蜗壳和座环的有限元分析·····	汪景琦 吴仲谋 (11)
边界元方法中的锚杆模型·····	张有天 王镭 陈平 (23)
碾压混凝土现场试验研究·····	姜福田 林辉二 季小弟 朱仰曾 (31)
混凝土弹性后效的试验研究·····	惠荣炎 金学龙 易冰若 黄国兴 (43)
粘流状态下沥青材料的流变性能及其参数的测试方法 ·····	付元茂 张雅媛 韩本正 王 琪 (56)
环氧砂浆涂层老化问题的研究·····	买淑芳 方瑞良 (67)
820改性环氧灌浆材料的研究 ·····	刘素荣 肖田元 (82)
SK-4高分子化学浆材对混凝土水管堵漏的应用 ·····	王宝常 崔文光 何品寿 (91)
AC-MS灌浆材料试验研究 ·····	陈宛平 李玉兰 张作瑞 (100)
考虑应变强化的圆形隧洞孔口弹塑性分析·····	陆家佑 (109)
三向应力状态下石英云母片岩强度试验研究·····	叶金汉 吴永平 (120)
引滦入还输水工程八一林隧洞围岩变形原位观测·····	吴铭江 (134)
修正的莫尔-库仑准则在三维弹塑性有限元中的应用 ·····	相建南 (144)
压实粘性土的水力劈裂试验·····	陈愈炯 孔凡玲 (156)
用变分不等式方法计算土坝渗流·····	黄 俊 严文群 (171)
对我国几个土坝和土堤震害原因的若干研究·····	汪闻韶 (181)
饱和砂砾料在振动和往返加荷下的液化特性·····	汪闻韶 常亚屏 左秀泓 (195)
应力状态和应力历史对砂土最大剪切模量的影响·····	俞培基 (204)
饱和和无粘性土地震总应力抗剪强度问题·····	左秀泓 (221)
中国定向爆破筑坝技术发展经验·····	霍永基 (229)
差动电阻式传感器的电阻比和电阻值的特性·····	经董祿 林世卿 (242)
三向电阻网渗流试验装置的研制·····	韩连兵 (251)
附录 中华人民共和国法定计量单位资料·····	(259)

龙羊峡拱坝坝肩破坏形态的 试验研究*

胡 积 龄

【提要】 本文综合七个平面结构模型试验成果,分析了龙羊峡拱坝的承载能力,研究了坝肩的四种基本破坏形态,论述了断裂构造对坝肩变形和力系传递的影响以及坝肩变形协调问题。指出左坝肩是薄弱部位,还指出需要注意提高断层软弱带抵抗压缩和剪切变形的能力。本文还研究分析了加固措施的效果,并对改善加固措施问题进行了讨论。

一、前 言

黄河龙羊峡重力拱坝,最大坝高177米,底宽80米,坝顶高程是2610米。坝址区地质构造复杂,断层裂隙较多,仅坝轴线附近就有八条较大断层。从地形上看,右坝肩还算雄厚,但左坝肩山体单薄。为确保大坝及其坝肩安全稳定,对坝肩需要采取工程加固措施。

为了研究坝肩加固措施的效果及坝肩的破坏形态,我们曾用大块体平面结构模型对其2560米高程和2540米高程(分别在坝顶下50米和70米)进行了七个模型试验。所谓大块体,是指在模型中只模拟主要断裂构造,不考虑裂隙等次要构造的影响。

当坝肩内主要断裂构造倾角垂直或为接近垂直的陡倾角时,就可以用平面模型进行试验研究。特别是当研究加固措施的效果,进行对比分析时,平面模型比较方便有效。其最大优点是能够比较清楚地了解失稳破坏时坝肩内部的应力和变形情况及其破坏形态。当然,平面模型试验由于没有考虑整体的影响,有一定的局限性。一般来说,其试验成果偏于安全。

二、试验研究的七个模型

所进行的七个模型试验包括下面几项,即:

(一)对两个高程(2560米和2540米)所进行的试验研究

(1)天然基础模型 即坝肩为天然基础,没有任何加固措施的模型。

模型中所模拟的主要断裂构造,在左坝肩有 F_{11} 、 F_{12} 、 F_{17} 、 F_{18-21} 断层和 G_4 伟晶岩劈

* 参加试验工作的还有苏亦农、郑富龙、常建军等。牟高峰、张芳群等参加了部分工作。

理带;右坝肩有 F_{120} 、 F_{18} 、 F_{58} 、 F_{58-1} 断层和 A_2 石英岩脉。各个断裂构造的所在位置见图2。

(2)处理基础模型 即对坝肩进行加固处理,如图5所示的在两坝肩设置混凝土传力洞及对 F_{18} 进行混凝土置换的加固方案(图1)。

两个高程的加固措施略有不同,图5所示为2540米高程的情况。在2560米高程,左坝肩混凝土传力洞的一条腿延伸到与坝体相连,见图3。

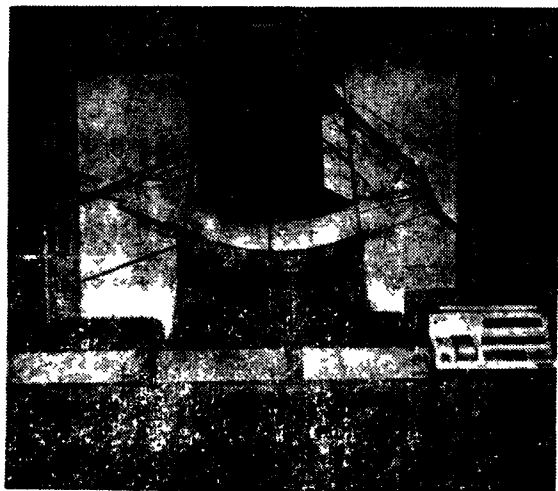


图1 2540米高程处理基础模型

与坝体混凝土整体浇筑。在这个模型中,还采用了新调整的岩体参数,主要是提高了两坝肩岩体和一部分断层带的变形模量。

模型系由石膏和石膏硅藻土八种不同弹性模量的材料制成。模型比例为1/300。模型设计中所遵循的主要相似准则是满足变形完全相似条件,即:

$$C_E = C_l C_\gamma \quad (1)$$

式中 C_E 、 C_l 、 C_γ 分别为弹性模量、几何比尺、加荷液体介质容重的相似常数。

试验中施加的荷载是按正常荷载组合P考虑的。作用在平面拱圈上的力为多拱梁法计算中分配给拱的荷载,以及相应交会在拱端的梁传给拱座的径向力及切向力。

其他有关的模型相似准则、岩体不连续面的模拟方法、加荷和量测等试验技术,已在文献[1]中作过介绍,本文不再赘述。

三、承载能力及坝肩破坏形态

(一)承载能力

由于龙羊峡拱坝坝肩中有较多软弱带,所以包括坝体和坝肩的整个结构体系的承载能力实际上与坝肩变形密切相关。

试验中我们用三角形超载的方法使模型破坏,从而研究其承载能力和坝肩破坏形态。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。表1给出了七个模型的试验成果。

表 1 承 载 能 力 试 验 成 果

高 程	模 型	初 始 破 坏	最 终 崩 溃
2560米	天然基础	0.73 P	1.27 P
	处理基础	1.73 P	3.27 P
2540米	天然基础	0.85 P	1.78 P
	处理基础	1.07 P	1.14 P
	G ₄ 粘结基础	1.14 P	1.50 P
	均质基础	1.35 P	2.99 P
	有贴角混凝土的处理基础	0.90 P	1.15 P

注 P为正常荷载。

表中所说的初始破坏,系指坝肩有局部破损,或者位移和应力测点的测值有急剧增长的趋势,也可以说结构由弹性状态转入弹塑性状态。判断其承载能力应以初始破坏为准。最终崩溃则是指完全丧失承载能力。研究最终崩溃,有助于了解结构破坏发展的进程及其与初始破坏之间的距离、薄弱环节所在部位和破坏形态。

从表1可以看出,2560米高程处理基础模型的承载能力较之天然基础模型有较大的提高,对初始破坏而言,前者是后者的2.37倍,对最终崩溃,则是2.58倍。

2540米高程的荷载较之2560米高程为大,且分布也不相同,其左拱端的荷载偏大一些。2540米高程的初始破坏荷载,从天然基础到均质基础,其数值是逐步增加的。但增加的幅度并不大。处理基础、G₄粘结基础和均质基础分别是天然基础的1.26、1.34和1.59倍。换句话说,即使坝肩没有任何断层,其抵抗初始破坏的承载能力,仅比有断层存在的天然基础提高59%。

该高程最终崩溃的情况比较复杂。天然基础模型,坝肩压缩变形较大,但由于左右两岸相对刚度比较接近,两坝肩变形随荷载的增长比较均匀,持续变形至1.78P时,完全崩溃。不过由于坝肩软弱带的压缩变形较大,拱圈的变位也就较大,因而坝体的拉应力也很大。当0.94P时,拱冠下游面的拉应力已达17公斤/厘米²,实际上已经开裂。处理基础模型,由于右坝肩刚度比左坝肩大,G₄不连续面是一个薄弱环节,开裂幅度很大,以致坝体径向位移过大,1.14P时即完全崩溃。值得注意的是,完全崩溃和初始破坏荷载十分接近,前者仅为后者的1.065倍,亦即仅相差6.5%。G₄粘结基础模型,虽然减少了G₄开裂的幅度,但仍嫌过大,加压至1.50P时完全崩溃。均质基础模型,左坝肩开裂后裂缝逐渐发展,直至完全裂穿,至2.99P时完全崩溃。这种模型的最终崩溃与初始破坏荷载之间的比值最大,前者是后者的2.22倍。

表中有贴角混凝土的处理基础模型,与同高程的处理基础模型的承载能力基本相同。前者的初始破坏荷载值略低,这与在左拱端上游面贴角混凝土处增加所承受的全水头水压有关,再加之简化为集中力,施力点落在左拱端附近,因而整个左拱端的荷载较之原来的处理基础模型为大。最终崩溃的荷载值两者非常接近。

有贴角混凝土的处理基础模型的试验结果还表明,提高岩体的变形模量,并没有能够提高坝体和坝肩的承载能力。变形模量提高以后,虽使每个岩块抵抗变形的能力有所增

强,但 G_4 伟晶岩劈理带的拉裂、各个软弱夹层的变形以及北大山水沟临空面的变位,仍然是引起左坝肩产生较大位移的主要因素。

2540米高程的五个模型试验结果表明,该高程的天然基础模型和处理基础模型的承载能力都比较低。

(二) 坝肩的基本破坏形态

研究坝肩的破坏形态,可以找到薄弱环节所在,从而为经济合理地进行工程加固设计提供依据。

试验结果表明,龙羊峡拱坝坝肩破坏的基本形态有四种,分述如下:

(1) 坝肩软弱带产生较大压缩变形,导致坝体开裂破坏 2540米高程的天然基础模型就是这种情况,其破坏情况如图2所示。该模型左右两坝肩都有大致与拱推力合力线相垂直的断层带,其压缩变形较大,从而使坝体下游面拱冠附近的拉应力增大而开裂破坏。该模型加荷至 $0.85P$ 时, F_{11} 开始被压坏; $1P$ 时, F_{11} 局部受到破坏; $1.42P$ 时, F_{11} 局部被压坏; $1.78P$ 时,坝体开裂破坏。

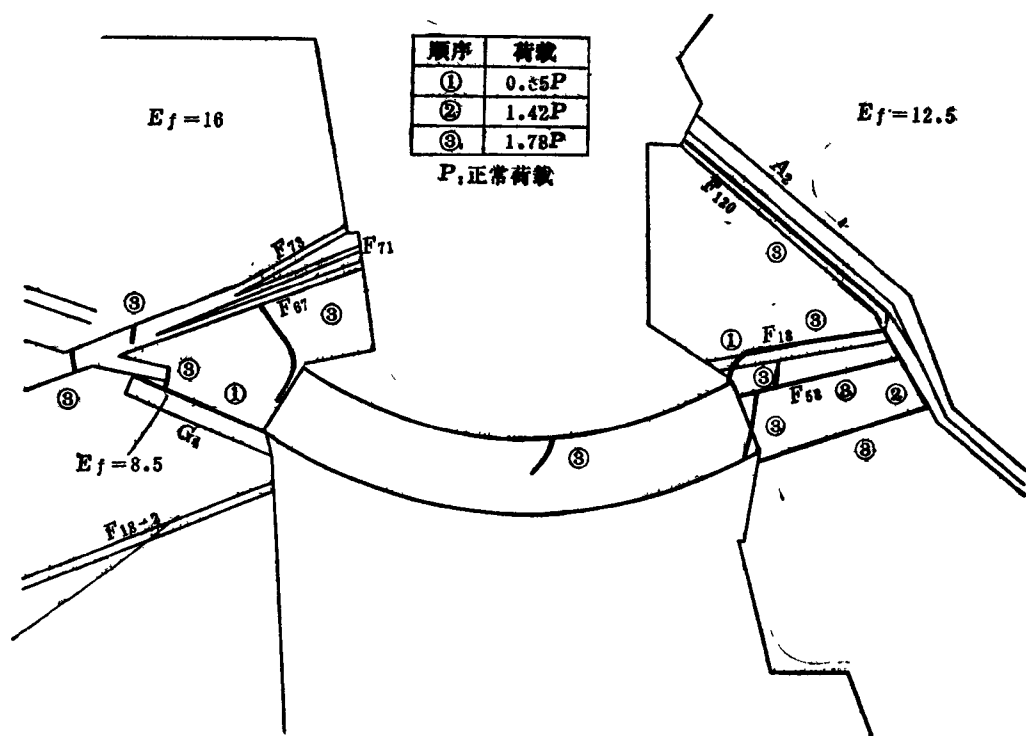


图2 2540米高程天然基础模型的破坏形态
(E_f 的单位: 10^4 公斤/厘米 2)

2560米高程天然基础模型的破坏情况与此相类似^[1]。

(2) 沿岩体不连续面发生失稳滑动,这是典型的坝肩滑动失稳问题 2560米高程处理基础模型的破坏形态就属于这一类型,其破坏情况如图3所示。试验结果表明,拱推力在坝肩内大体上以扇形状扩散,当扩散至下游侧与 F_{11} 断层交会时,使不连续面的滑动力

增加, 抗滑力减少, 因而加压至 $1.73P$ 时, 沿 F_{120} 不连续面出现滑移迹象, 这是引起整个坝肩失稳的前奏。

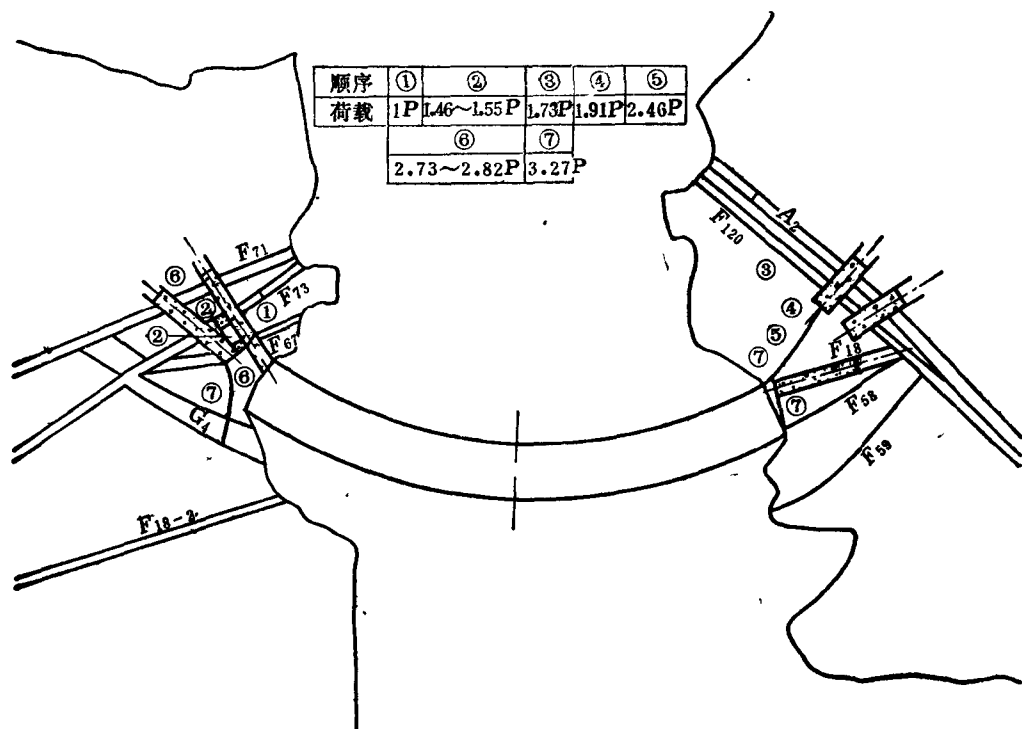


图 3 2560米高程处理基础模型的破坏形态

清华大学水利系所做的龙羊峡拱坝三维地质力学模型试验的结果^[2]也表明, 右坝肩中上部高程自 F_{18} 至 F_{120} 之间的三角形区域, 超载时形成易滑裂体。

(3) 坝体上游的坝肩被拉裂破坏 坝体上游坝肩内有一个拉应力区, 当拉应力超过岩体的极限抗拉强度时, 岩体就被拉裂破坏。2540米高程均质基础模型的超载破坏, 就属这一类型, 其破坏情况如图4所示。

均质基础模型由于坝肩岩体比较完整, 坝体和坝肩变形较小, 应力分布也比较均匀, 坝肩的应力大体上以拱推力合力线为对称轴呈扇形分布。加荷至 $1.35P$ 时左坝肩在相当于 G_4 伟晶岩劈理带的部位开始开裂; $2.28P$ 时, 左坝肩开裂部位向下游方向折转; $2.99P$ 时, 模型崩溃。

(4) 混凝土传力洞角点附近的岩体因应力集中而破坏 混凝土传力洞不仅传递压力, 还承受剪力, 洞子角点处的岩体容易因应力集中而破坏, 该处破裂后继续向拱端延伸, 形成破裂面。我们所做的几个处理基础模型都曾出现这种现象。图5所示为2540米高程处理基础模型的破坏形态。从图中可以清楚地看出, 坝肩沿混凝土传力洞角点处破裂的情况。

(三) 坝肩变形协调问题

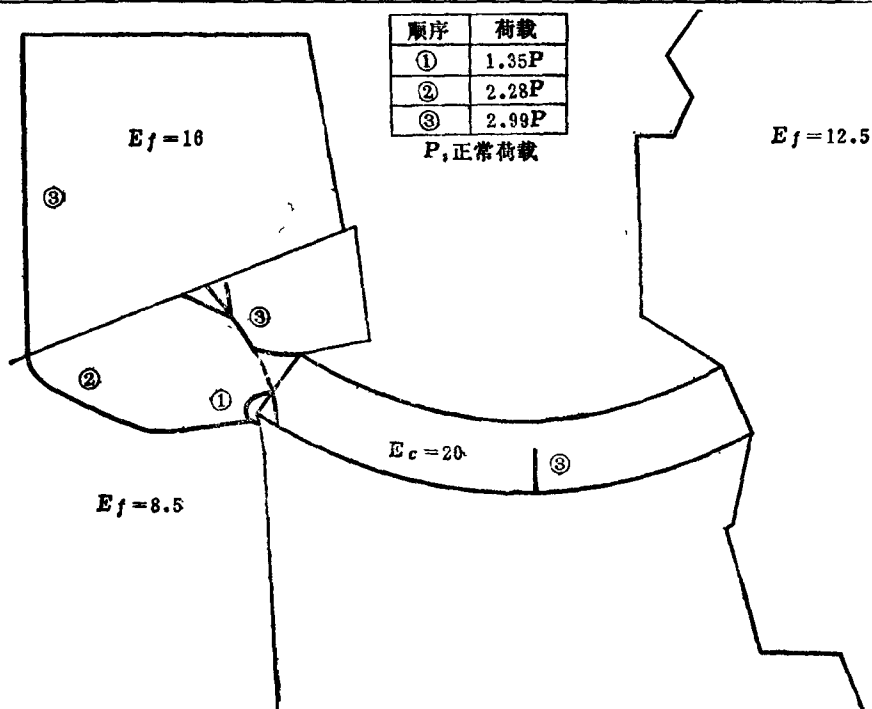


图 4 2540米高程均质基础模型的破坏形态
(E_f 的单位: 10^4 公斤/厘米 2)

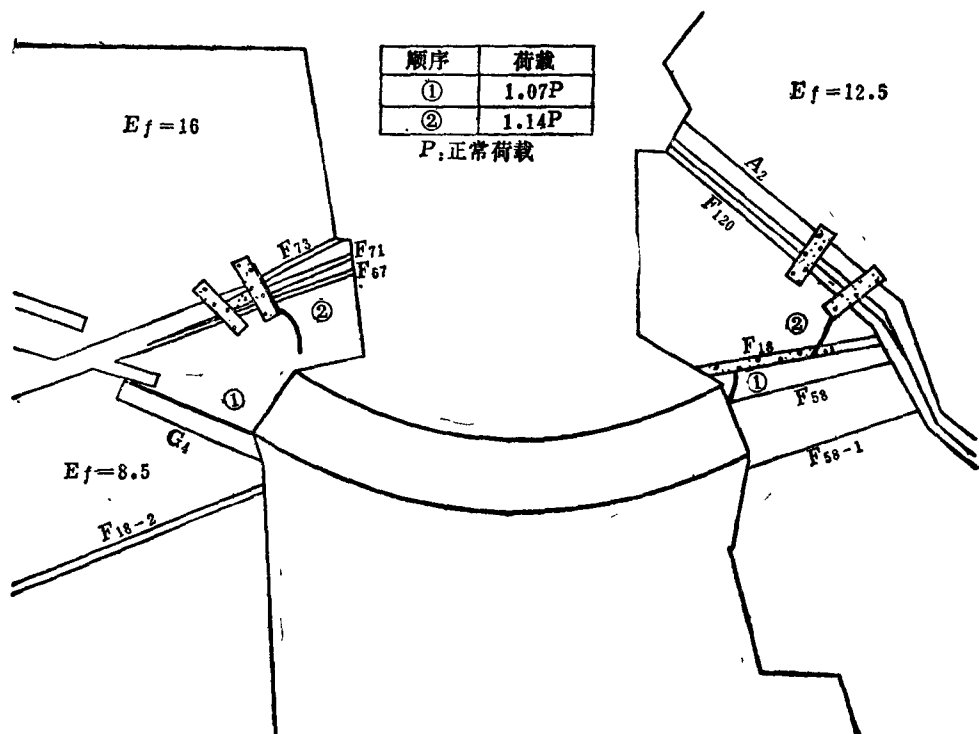


图 5 2540米高程处理基础模型的破坏形态
(E_f 的单位: 10^4 公斤/厘米 2)

在复杂地基条件下设计拱坝, 必须注意两个坝肩变形协调问题, 否则就会降低拱坝的承载能力。

龙羊峡拱坝2540米高程的处理基础模型就有两坝肩变形不够协调的现象。该模型右坝肩岩体的变模比较大, 混凝土传力洞穿过 F_{120} 断层和 A_2 岩脉, F_{120} 置换了混凝土, 这就大大加强了右坝肩的刚度。左坝肩的混凝土传力洞虽然穿过 F_{67} 、 F_{71} 和 F_{73} 软弱带, 但由于左坝肩山体单薄, 断层构造交错, 且岩体变模比右坝肩为低, 约为后者的68%, 再加之混凝土传力洞未与坝体相连, 因而左坝肩的刚度较之右坝肩为低。

坝体承受荷载后, 左坝肩上游的 G_4 伟晶岩劈理带被拉裂, 而其下游又有北大山水沟这一临空面, 变形不受限制, 实际上出现了类似刚体发生转动和位移的现象。亦即左坝肩发生向下游方向的较大位移, 坝体出现以右拱端为中心顺时针方向的转动。

两坝肩变形不协调的后果是大大降低了坝体的承载能力。从表1可以看出, 2540米高程的处理基础模型、 G_4 粘结基础模型和有贴角混凝土的处理基础模型, 其承载能力, 特别是完全崩溃时的荷载值是比较低的, 这与两坝肩刚度不协调有很大关系。

四、加固措施效果及其分析

(一) 断裂构造对坝肩变形和力系传递的影响

试验结果表明, 断裂构造对坝肩变形和力系传递有明显的影响。大致可分三种情况叙述如下:

(1) 上游横河向断层, 包括左坝肩的 G_4 伟晶岩劈理带和右坝肩的 F_{88-1} 断层, 在坝体承受荷载后很易被拉开。清华大学水利系^{[2][3]}、华东水利学院和水电部西北勘测设计院科研所所做的模型试验也都证实了这一点。

这些断层被拉开后, 坝基变形和坝体应力所受的影响程度与坝肩的刚度有关。也就是说, 坝肩的刚度愈大, 所受的影响愈小。龙羊峡拱坝右坝肩刚度较大一些, F_{88-1} 断层受荷张开后对坝基和坝体的影响就较小。但其左坝肩刚度较弱, G_4 伟晶岩劈理带张开后, 影响就较大, 不仅增加渗透压力, 可能破坏帷幕, 而且使坝肩和坝体的位移过大, 恶化应力状态, 降低承载能力。

(2) 断层软弱带大体上与拱推力方向垂直或其夹角较大, 右坝肩的 F_{120} 断层和 A_2 岩脉, 左坝肩的 F_{67} 、 F_{71} 和 F_{73} 断层, 基本上都属这一类型。坝体承受荷载后, 坝肩内的这些断层软弱带极易产生压缩变形, 从而恶化坝体的应力状态, 使拱冠下游面的拉应力过大而开裂破坏。

(3) 断层软弱带大体上与拱推力方向平行或其夹角很小, 右坝肩的 F_{120} 和 F_{88} 断层就属夹角很小的情况。 F_{120} 断层在2540米高程处于坝体下游面附近, 而在2560米高程则在拱座内, F_{88} 断层在拱座内。

当断层在坝体的下游面附近时, 严重影响拱推力的正常扩散, 使断层局部被压坏, 且沿断层的不连续面可能发生向岸里的滑动。2540米高程的天然基础模型试验结果就显示出这种情况。

当断层在拱座内时,也会影响拱推力的正常扩散,使坝肩内局部地区应力较高。这个高应力区出现的部位与断层在拱座内的相对位置有关。

右坝肩的 F_{55} 与其上游的 F_{55-1} 断层及 F_{120} 断层构成了一个向岸里滑动的楔形体。

(二) 加固措施的效果

处理基础模型所采取的加固措施,主要是在两坝肩设置混凝土传力洞,并用混凝土置换 F_{120} 断层。

试验结果表明,用混凝土置换 F_{120} 断层效果显著。这表现在拱推力得以正常扩散,并使坝肩内的应力分布比较均匀。

右坝肩设置两个混凝土传力洞,对减少断层软弱带的压缩变形和向山体传递拱推力都有较好的效果。例如,在正常荷载作用下,2560米高程 F_{120} 断层的压缩变形由天然基础的12.90毫米减少到处理基础的5.51毫米。

左坝肩的混凝土传力洞,在2560米高程传力效果较好,而在2540米高程较差。前者中的一条腿延伸与坝体相连,相当于一个水平桩的作用,可直接传递拱推力至断层下游侧的山体中去。而后者没有与坝体相连,传力效果不够好。

总的说来,加固措施在2560米高程效果显著,2540米高程则因两坝肩变形不协调,效果不够理想。

在正常荷载作用下,2560米高程拱冠的径向变位,处理基础模型为天然基础模型的27%,坝体最大拉应力由42.6公斤/厘米²减少至8.9公斤/厘米²,最大压应力由49.8公斤/厘米²减少至23.3公斤/厘米²。

水电部西北勘测设计院所进行的平面电算结果^[4]表明,处理基础模型对减少断层的集中变位、增大坝基刚度和降低拱身最大拉应力,都有较好的效果。清华大学所做的地质力学模型试验结果^[2]表明,处理基础模型使山体的整体性加强,坝肩位移量减小。

日本川俣拱坝^{[5][6]},最大坝高120米,在左坝肩上游有 F_{50} 断层,左坝肩下游有 F_7 、 F_8 、 F_9 等断层,其地质条件与龙羊峡拱坝有相似之处。用宽3.5米的混凝土传力墙加固,它与左拱端是连在一起的。模型试验结果表明,天然基础模型当 $0.5P$ 时,出现第一条裂缝; $1.2P$ 时,岩体完全破坏。处理基础模型出现初始破坏的荷载值为 $1.3P$,而最终崩溃为 $4.0P$ 。也就是说,对初始破坏而言,处理基础模型的承载能力是天然基础模型的2.60倍,对最终崩溃而言,则为3.33倍。加固措施的效果是显著的。

(三) 关于改善加固措施的几点讨论

(1) 如将2540米高程左坝肩的H形混凝土传力洞的一只腿延伸到与坝体相连,则其承载能力会有所提高。因为这样传力洞可以起到水平桩的作用,从而将大部分拱推力直接传递到比较坚硬的岩体中去。

2560米高程的试验结果证明了这一点,该高程左坝肩的混凝土传力洞就是直接与坝体相连的,其传力效果较好。前已叙及,日本川俣拱坝混凝土传力墙的效果也较好。

不少拱坝工程在进行坝基处理时,都是将混凝土加固结构与坝体相连。例如日本黑部川第四水电站拱坝处理左岸软弱带的补强桩与坝体相接;西班牙Portas拱坝在坝肩设置Π形的钢筋混凝土塞子系统,其纵向塞是从坝端开始的;又如南斯拉夫的Mratinje拱坝设

置的水平桩也是如此。

总之,龙羊峡拱坝2540米高程左坝肩刚度较低,似有必要采取适当的工程措施加强其刚度,借以提高承载能力。

(2)左坝肩 G_4 伟晶岩劈理带在靠近岸边的部位容易开裂,最好能设置必要的防渗和排水措施。

(3)2560米高程处理基础模型的试验结果表明,右坝肩 F_{120} 断层不连续面的滑动是整个右坝肩失稳滑动的先兆。为了提高抗滑能力,右坝肩下游侧的一个混凝土洞塞似宜向下游方向稍作移动,或者将其向河床方向适当延长。

(4)左坝肩拱端至 F_{17} 、 F_{71} 、 F_{73} 断层之间很容易发生局部失稳,虽对坝肩总的承载能力影响不大,但为安全起见,最好能对这部分岩体进行锚固处理。

五、结 语

(1)龙羊峡拱坝2560米和2540米高程的七个模型试验表明,平面结构模型是研究拱坝坝肩破坏形态的一种有效手段,适用于断层软弱带为陡倾角的情况,这种模型便于进行加固措施效果的对比研究,其试验结果一般偏于安全。

(2)七个模型试验都表明,左坝肩山体单薄,岩体较弱, G_4 伟晶岩劈理带受荷后容易开裂,是薄弱部位。

(3)试验结果表明,天然基础模型的承载能力很低。处理基础模型,在2560米高程承载能力较高,加固效果较好;在2540米高程则出现两坝肩变形不协调的现象,左坝肩刚度较低,需要加强。

(4)试验结果还表明,设置工程加固措施时,应考虑提高坝肩断层软弱带抵抗压缩和剪切变形的能力,对左坝肩上游的 G_4 伟晶岩劈理带应注意防渗问题。

参 考 文 献

- [1] 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。
- [2] 张光斗、陈兴华、王宙,拱坝枢纽整体抗滑稳定的地质力学模型试验研究,水利学报,1983年第6期。
- [3] 陈兴华、王宙,拱坝坝肩岩体稳定地质力学模型试验,岩土工程学报,第5卷第1期,1983年2月。
- [4] 李瓚、赵炳植,拱坝基础处理设计中两个问题的探讨,水利学报,1983年第6期。
- [5] Construction Ministry of the Japanese Government, Foundation Treatment of Kawamata Dam, 8th ICOLD, Q.28, R.10, 1964.
- [6] 工事报告,川俣アーチダム,社团法人土木学会,昭和40年8月

Experimental Studies on the Failure Patterns of Longyangxia Arch Dam Abutments

Hu Jiling

Abstract

In this paper, the bearing capacity of the abutments of Longyangxia arch dam is analyzed on the basis of seven plane structural model tests. Four basic failure patterns of abutments are investigated and the influence of faulted zone on the abutment deformation and force transmission is also discussed together with the compatibility problem of abutment deformation. It is pointed out that the left abutment is the weak part and that attention should be paid to improving the capability of faulted zone against compressive and shear deformation. The effectiveness of strengthening measures is also studied and some discussions for improving the measures are included.

钢蜗壳和座环的有限元分析

汪景琦 吴仲谋

【提要】 本文应用美国SAP6结构有限元程序,对碧口10万千瓦水轮机蜗壳和座环作了整体应力分析。结果表明:①除座环外圈和蜗壳内圈应力较高外,其他部位的应力,均在允许值以内;②在10公斤/厘米²内压作用下,变位一般均小于1~2毫米,最大值为4毫米;③蜗壳受力是三维的,过去沿机轴半径方向切取一块来分析,将产生较大的误差;④与现场试验相比,计算的周期较短,并可作多方案比较分析。

本文对今后的蜗壳和座环设计及研究钢壳与外围混凝土联合受力,提供了参考数据。

一、引言

随着大型水电站的修建,要求试制大容量的水轮发电机组。这些机组的蜗壳直径大、水头高,若按通用的方法设计,钢壳厚达60~80毫米,与它连接的座环,厚度将达100毫米以上。由于蜗壳是由分块钢板卷弯焊接而成,按我国目前的工艺水平,只能卷弯60毫米厚的钢板,焊接厚度不宜超过40毫米。因此,要试制大容量水轮机蜗壳,必须寻求其他技术途径。

在国外,有采用高强度钢板的,因其焊接技术较高,国内尚不能采用。若用多层钢壳,中间填以特制的水泥,工艺也较复杂。苏联萨扬舒申斯克、英古里等水电站蜗壳设计时,考虑了钢壳与外围钢筋混凝土联合受力,即利用钢筋来分担一部分内压。我们认为这种方法在国内是可行的。

蜗壳的主要荷载是内水压力,它使钢板受拉,变形向外。外围混凝土浇筑后,由于水化热等因素,使钢壳与混凝土间产生了空隙。间隙的大小,与浇筑温度和施工方法等有关。当蜗壳的变位超过间隙量时,钢筋混凝土才发挥作用。因此,研究二者的联合受力,应先分析蜗壳在内压作用下的变形特性和应力。

水轮机的蜗壳和座环,由于几何形状复杂,过去多作简易的计算,结合经验来确定其厚度。对于大型和新型机组,常以现场试验取得经验。在研究联合受力方面,苏联主要依靠大比例结构模型试验,周期较长。因当时的计算技术,还不能对复杂结构作合理的分析。

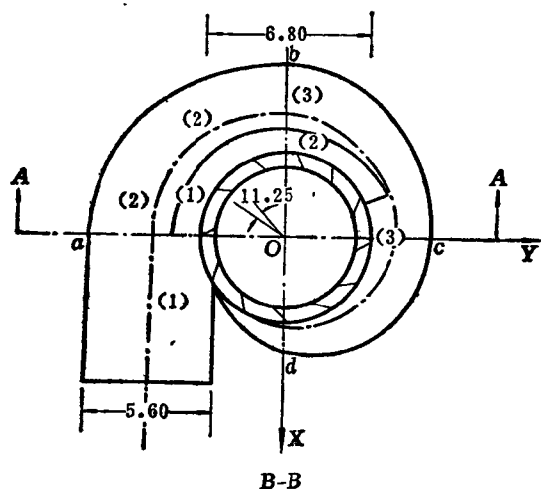
七十年代以来,西方大型计算机及大型结构分析通用程序先后问世,对一些复杂结构

的分析,逐步从试验转向计算。近十年来,国外发表的复杂结构的计算成果较多,如船体、机翼和汽车外壳等^{[6][7]}。一些通用程序常附有几何形状的简易输入和图象输出等功能,可使计算简便,少出差错。

为便于核对计算结果,我们选择碧口10万千瓦水轮机蜗壳和座环作为算例。该蜗壳曾于1974年在现场试验,并量测了应力。1982年应用五机部计算站从美国引进的SAP6程序,在该站西门子7760计算机上计算。单元节点总数1200,共5300个方程,中央处理机(C.P.U.)时间11000秒,机器运行8小时。

二、结构概况

碧口电站水轮机转轮直径5.6米,设计水头90米,考虑水锤升压为122米。蜗壳由15锰钒钢板制成,屈服强度3400公斤/厘米²。厚度分32、28、24毫米三种,分布的位置示于图1的(1)、(2)、(3),底部支承于混凝土。内侧开口部分与座环相连。座环由铸钢制成,分上下两部分,呈扁筒形,用12个固定导叶连接于上下两部分的平板。座环的下部支承在尾水管上,上部支承水轮发电机转子。平板直接承受内水压力,外侧与蜗壳相连。



座环高约1.9米,壁厚50、60毫米。水轮机运行时,蜗壳开口部分的上下两端,将内力传至座环的外周。其径向和切向分量,由座环承受,竖向分量则通过固定导叶得到平衡。

蜗壳和座环的平面、剖面及其主要尺寸,参见图1和图2。

该水轮机由哈尔滨电机厂制造,1974年安装。蜗壳内侧和上下层座环之间的内压,暂按10公斤/厘米²均布压力计算。加在座环顶部的水轮发电机转子重,及蜗壳、座环的自重,按初步计算,其应力只有内水压力的1~2%,故未列入计算。固定导叶因

图1 蜗壳结构图(长度单位:米)

埋在水中,不考虑水压力的影响。除座环直立部分承受少量压力外,其余均受拉,故没有屈曲稳定问题。温度应力较小,亦未考虑。

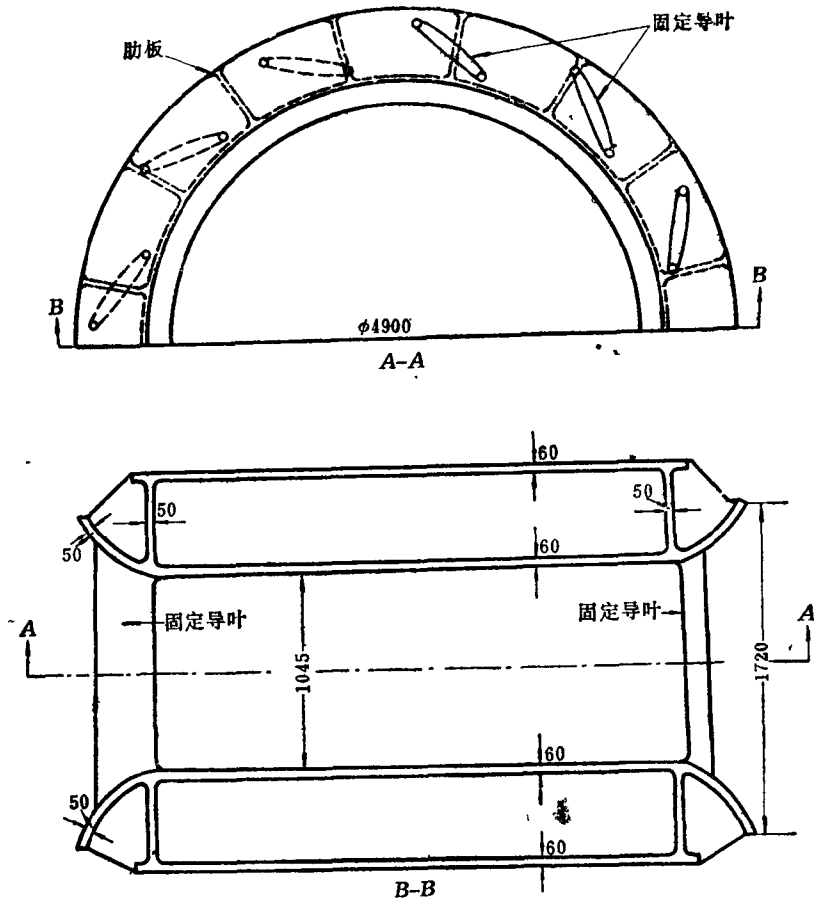


图 2 座环结构图
(长度单位: 毫米)

三、计算中的问题

1. 单元网格和节点坐标

蜗壳和座环的形状与荷载, 均非轴对称。蜗壳的截面为开口的圆弧形, 尾部为三心圆弧形。原设计的圆心位置和半径, 是按制造分为27节来确定的。每一节的厚度又分为两种, 靠近上下座环的部位较厚, 中外部较薄。这次计算的节点网格, 也分27段形成。座环因有间断的肋板和固定导叶, 二者的间隔和方位并不相同。因此, 即使应用 SAP6 前处理程序, 仍要填写较多的数据, 但节点坐标和节点荷载可以自动算出。为保证节点网格形成的准确性, 正式计算前, 用 SAP6 后处理程序绘出几何图型, 可以很容易地发现差错。

2. 单元形态的选择

蜗壳和座环, 都属薄壁结构, 自可采用板壳元。由于座环部件多, 节点间距小, 也可采用体元 (8~21个节点)。蜗壳虽然曲率半径大、厚度小, 节点的环向间隔和径向间隔相差悬殊, 但因 SAP6 中方程解算的功能好, 采用体元亦能算出较好的结果。考虑采用板

壳元在计算中可能出现的问题较多,故在计算前,对这两种单元进行了比较。

我们以钢管作为比较的例子。按位移型有限元理论,较精确的计算模型,算出的位移较大,文献[3]中开口与闭口钢管的算例,均证明了这点。调整体元和板壳元的节点间隔,直到二者的节点位移大致相等,然后对比这两种单元的总方程数,结果是体元多约50%。最后决定各部位均采用板壳元。

3. 采用的节点数

蜗壳和座环共设1130个节点,二者各占一半。座环的体积小,但几何形状复杂,节点少了不能概括其形状。蜗壳的节点间隔较大,对西门子7760计算机的容量来说,增加节点还是可以的,但考虑该项计算是研究联合受力分析的一个阶段,必须保留一部分节点给钢筋混凝土。验算表明:如按图3分布的节点计算,对位移结果,已能满足精度的要求。对于应力,特别是座环和蜗壳连接的部位,应力变化梯度较大,须作网格加密的补充计算。其他部位的应力,因都在允许值以内,故认为按图3的网格计算也是合理的。

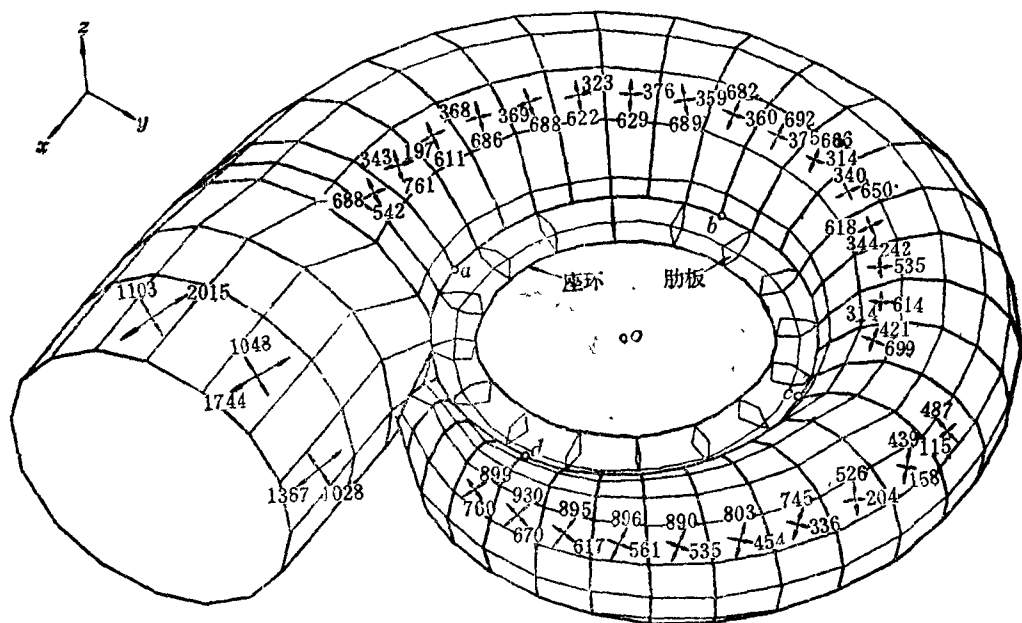


图3 蜗壳座环有限元节点网格和应力图

图3为蜗壳和座环的立体图,并标有应力计算结果。座环部分只画出了中面线。

4. 板壳元的精度

蜗壳和座环的壁厚为24~60毫米,支点间隔一般均大于1米,位移小于2~4毫米,符合小变形薄板壳理论的基本要求。有限元理论产生的误差,决定于采用的位移函数、节点的间隔、网格线的排列、壁厚与荷载有无突变等。这次单元网格的划分,参考了过去总结的经验和要求,使相邻二边线尽可能正交,并整个网格比较匀称。

矩形薄板单元,每个节点均各有 w , $\frac{\partial w}{\partial x}$, $\frac{\partial w}{\partial y}$ 三个变量。 w 为法向位移,坐标轴