

拱坝坝肩稳定的地质力学整体模型试验研究

陈国荣 吴中如 曹 明 沈洪俊

(华东水利学院, 南京)

提 要

本文介绍了国内某拱坝基础未加处理时的整体抗滑稳定三维小块体拼砌的地质力学模型试验研究情况。其中包括模型的设计和制作、测点布置和加荷量测, 试验成果及分析等。还分析了拱坝及两坝肩山体在漫坝超水头作用下的超载能力及其破坏机理, 并指出了影响该工程安全的主要因素及薄弱部位。

一、前 言

某工程的主坝为混凝土重力拱坝, 最大坝高177m, 最大坝底宽80m。坝后式电站厂房。坝址处于“V”形河谷, 两岸峻陡, 平均坡度达60—75°, 河谷顶宽230m。右岸山体较厚实, 左岸山体单薄。两岸岩石基本为印支期花岗闪长岩, 岩性坚硬, 地质构造复杂, 断层和构造带纵横交错, 如图1。节理裂隙及缓倾角裂隙发育, 前者的连通率有些达100%, 两岸各高程

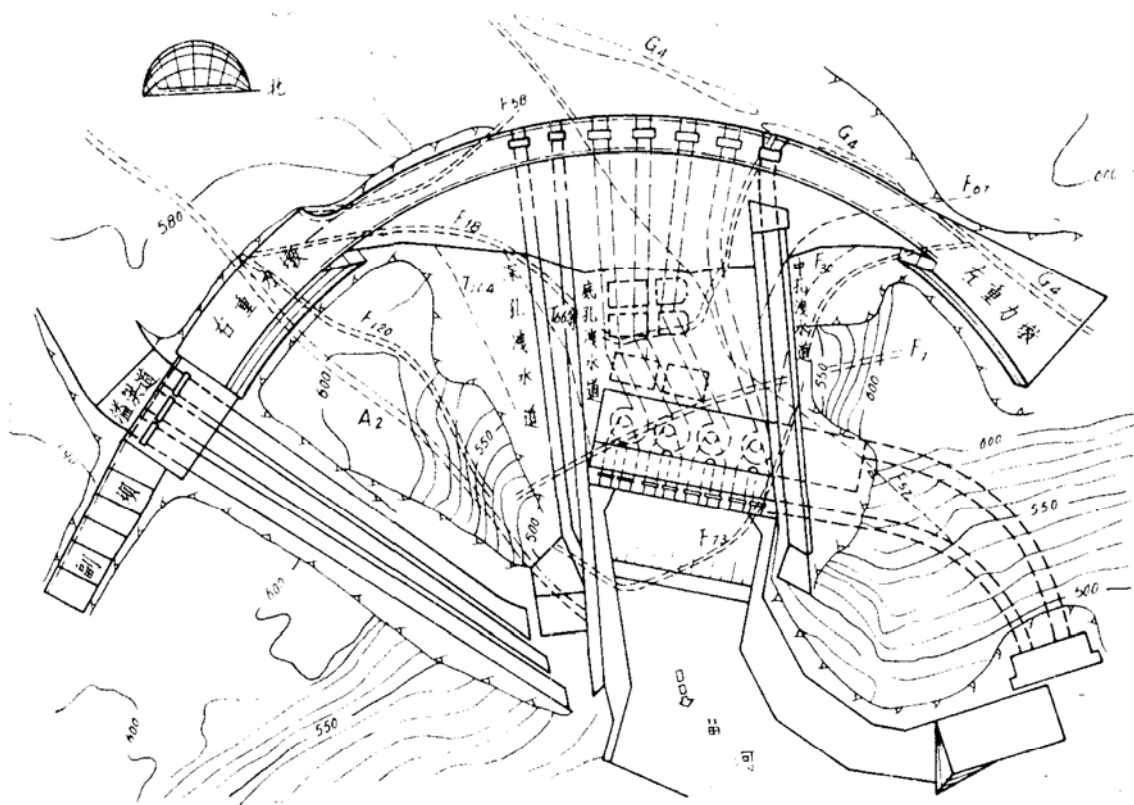


图1 坝址主要地质构造平面分布图

岩体的变形模量不一,左坝肩的变形模量小于右坝肩,我们用弹性应力整体模型试验,重点研究了坝体及基础内各断层构造带的应力和变形^①。

本项试验是对未作处理的基础,采用三维小块体拼砌地质力学整体模型的试验方法,研究拱坝和两岸坝肩的稳定性及其超载能力,并通过逐级超载观测拱坝和两岸岩体的位移变化、破坏发生和发展的全过程。试图得出有关影响该工程安全的主要因素及薄弱部位。

二、模型的设计和制作

(一)模型型式的选择

三维小块体拼砌地质力学整体模型有以下优点:

1.对于坝址区的各主要断层构造带、缓倾角裂隙及陡倾角裂隙能作较全面的反映,并能得到较准确的模拟。

2.各种主要物理力学指标,如坝体的弹性模量、两岸岩体沿不同高程的变形模量、断层构造带的变形模量、各结构面的抗剪强度计算指标等,都能做到较精确的模拟。

3.超静定结构的拱坝与两岸基础在荷载作用下的相互影响关系,能得到准确的反映。

4.通过采用高容重、低强度的模型材料使坝体和岩体的重力场得到准确的模拟,这是结构应力模型无法做到的。尤其对于存在有缓倾角裂隙所组成的可能滑移体,岩体自重往往是影响其稳定性的第一位因素,因此保持重力场的严格相似是非常重要的。

5.破坏总是先从薄弱处发生,三维小块体拼砌地质力学整体模型给人们预演了逐级超载时破坏的发生和发展的全过程。它可直接观测到工程的破坏机理,暴露出工程的薄弱处,大致地给出超载时的稳定安全度。

一句话,对于研究工程的稳定问题,地质力学模型与原型较为相似,尽管制作模型的工作量大、要求高、周期长,我们还是决定采用这种试验方式。

(二)相似条件及模型比

地质力学模型试验属非线性模型的破坏试验,因而对模型的相似要求比弹性应力模型试验要严格得多,具体说在试验的全过程中,应满足以下四方面的相似要求:

1.原型、模型各部位(包括断层、构造带、裂隙、产状、连通率等)的几何相似;

2.原型、模型材料的单块体和组合体的变形模量、应力应变关系及抗压、抗拉强度等方面的相似;

3.坝基各结构处构造面上的抗剪强度参数值(f, c)及剪应力-剪位移曲线的相似;

4.基本荷载相似,水压力和自重荷载的相似更为重要。其相似条件可综合成以下的基本关系:

$$\left. \begin{aligned} C_e = 1, C_\mu = 1, C_f = 1 \\ C_\sigma = C_\tau = C_c = C_E = C_L C_\rho = C_L C_\gamma \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中 $C_L, C_E, C_\rho, C_\mu, C_\sigma, C_\tau, C_\gamma, C_f, C_c$ 各代表原、模型的几何尺寸,弹性模量(变形模量)、

① 陈国桢等,某水电站重力拱坝枢纽结构模型试验研究,西北水电技术(论文专辑之一),1983年第2期。

体力、泊松比、应变、正应力、剪应力、液体容重、摩擦系数、凝聚力的相似比值。

式(1)表明,模型比尺的选用与原、模型材料的物理力学性能及容重相似比的大小密切相关,必须联系起来综合考虑。事实上,要全部严格地满足上述四条相似要求是很困难的。因而在具体进行试验时,只能满足主要的相似条件,而忽略其次要方面,使其建立在切实可行的基础上。

由于坝体和山体的自重及库水压力是影响岩体稳定的主要荷载,为了精确地模拟它,本试验采用 $C_\rho = C_\gamma = 1$ 。

$$C_\sigma = C_E = C_L \quad (2)$$

C_L 值取定后,就决定了选用的模型材料的变形模量和强度必须相应缩小 C_L 倍。若取用的 C_L 小,即要求模型的比尺大,则模型材料的物理力学性能的相似要求较易做到,其性能也较稳定,易保证试验精确性,但制模工作量大,工期长,费用大;若采用的模型比尺小,虽制模工作量小,但模型材料的物理力学指标不易满足相似要求,易影响模型试验成果的精确性。据了解在国外 C_L 一般采用80—200,本次试验经权衡多方面因素后,用 $C_L = 200$,即模型比尺为1/200。

(三)模型材料选择及地质构造的模拟

原型坝体的弹性模量 $E = 20 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$,模型坝应为 1000 kg/cm^2 。两坝肩山体的变形模量,从顶部往下部变大,变化范围见表1。

根据相似要求,地质力学模型材料应是高容重、低强度和低变形模量的弹塑性材料。模型坝及岩块体采用石膏粉、淀粉为胶结料,重晶石粉为加重骨料,水和甘油为外加稀释剂,选用不同的配比制成 $C_\rho = 1$ 及变形模量和强度不同的模型材料。模型的断层材料,采用上述变形模量最小的材料及粘贴不同厚度和弹性模量很低的乳胶皮,使组合后的厚度和变形模量符合相似要求,它们的物理力学特性见表1。

从表1可知,模型材料的容重相似条件得到了满足,而在变形模量和强度方面只是基本符合相似要求,离严格相似还有一定的距离,这有待在今后的试验中改进。而关键问题是模型中应采用更多种类的模型材料,预先精确地确定相应于模型单块体尺寸的原型岩块体的强度和变形模量,以及原、模型材料的单块体与组合块体之间的变形模量及强度的比值。这些问题也正是国际上有待进一步研究的课题。所以说,拱坝枢纽的三维地质力学模型试验的精度和水平的提高,要靠设计、勘探、科研几方面的共同努力。

在模型中按 $C_f = 1$ 的相似要求,模拟了断层、主要裂隙构造面及由缓倾角裂隙和侧滑移面组合成的三组可能滑移面上的纯摩擦系数 f ,而凝聚力 $c = 0$ 。制作模型时构造面及块体间的结合面上的摩擦系数,是用电容纸,蜡光纸、蜡纸、塑料薄膜、聚脂薄膜等介质粘贴在重晶石块体面上模拟的。对特别低的摩擦系数又在上述介质之间均匀地敷上二硫化钼来模拟,采用值详见表2。

(四)模型范围

本试验模拟的原型平面范围为 $550 \times 450 \text{ m}^2$,上游以 F_2 断层沟为界,下游以 F_7 断层沟为界,相当于截取一脱离体。这样的模型范围基本上全面反映了地质构造影响,连坝肩作用力的影响范围也基本包括在内了。

表1 原、模型坝基础材料的部份物理、力学数据

部 位	原 型				模 型						备 注
	容 重 (t/m^3)	抗压强度 (kg/cm^2)	抗拉强度 (kg/cm^2)	变形模量 ($1 \times 10^4 kg/cm^2$)	材 料 编 号	容 重 (t/m^3)	抗压强度 (kg/cm^2)	抗拉强度 (kg/cm^2)	变 形 模 量		
									单个试件组合块体 E_m	理论值 E_m	
坝 体	2.4	300	30	20.0(采用值)	H-G-54	2.4	2.37	0.39	1300	1000	坝体混凝土的实际弹性模量完全有可能达到 $26.0 \times 10^4 kg/cm^2$
两坝肩 上 部	2.6	300	15	6.0 9.0	H-G-83	2.6	2.33	0.40	1200	(0.25—0.33) $\times E_m$ 300	模型中右岸变形模量做成与左岸同, 属偏小。
两坝肩 中 部	2.6	600	30	13.0 16.0	H-G-59	2.6	2.57	0.42	2400	(0.25—0.33) $\times E_m$ 650	原型最近采用的左、右岸变形模量又有较大的改变。
两坝肩底 部及河底	2.6	1000	50	20.0 20.0	H-G-48	2.6	3.10	0.65	2800	(0.25—0.33) $\times E_m$ 1000	
各 条 断 层	2.5			1.5—2.8 (包括影响带)	H-G-84	2.5	2.31	0.39	700	0.50 E_m 150—250	另一侧贴加不同厚度的乳胶皮

表2 原型、模型中层面材料的摩擦系数值

摩 擦 面 性 质	f _{原型}	f _单	f _组	部 位	备 注
滑动层面上、下都为重晶石粉面包一层电容纸	0.66	0.53	0.69	右岸NE60°侧、底滑移面 左岸NW310°的底滑移面	1. f _单 ——考虑滑移面的分缝面不平整度影响及地震惯性力后的模型设计采用值。 2. f _组 ——模型大面的摩擦系数试验值。 3. F ₆₇ (540m高程以上)与F ₃₀ 相距很近,在模型制作中, F ₆₇ 与F ₃₀ 合并为一条。
滑动层面上为重晶石粉面包一层聚乙烯薄膜,再夹一层电容纸;滑动层面下为重晶石粉面包一层聚乙烯薄膜,再夹一层紫蜡光纸(光面朝上)	0.30	0.23— 0.25	0.35	F ₃₀ , F ₅₇ , F ₁₈ , G ₄ , F ₇₁ , F ₇₃ , F ₅₈ , T ₁₆₀ 等底滑移面 T ₃₁₄ —T ₄₉ , F ₁₂₀ 的侧滑移面	
滑动层面上、下都为重晶石粉面包一层聚脂薄膜,再涂上二硫化钼,中间夹一层聚脂薄膜	0.25	0.20— 0.22	0.30	T ₆₆ , T ₄₉ —T ₃₅₂ , F ₆₇ , F ₁₂₀ , T ₃₁₄ , T ₄₉ 的底滑移面	
滑动层面上、下都为重晶石粉面	0.70	0.65— 0.68	0.70	左岸NW310°侧滑移面 右岸滑移体L10°部分的侧、底滑移面	
滑动层面上、下都为重晶石粉面包一层聚脂薄膜	0.35	0.31— 0.32	0.40	T ₁₆₀ , F ₃₀ , F ₅₇ , F ₅₈ , F ₁₈ , G ₄ , F ₇₁ , F ₇₃ 等侧滑移面	

(五)模型的制作

模型的基础按各部位的变形模量要求,用不同的配合比浇筑的重晶石块体,待烘至满足要求后,人工刮成10×10×10cm的标准块,相当原型地基为8000m³的岩块。断层的块体尺寸较小,按专门要求浇筑。右岸以NE60°走向的铅直侧滑移面为贯穿性界面,将标准块挨个按顺序排列,垂直NE60°方向按50%连通率错缝排列。同样,左岸以NW310°走向的铅直侧滑面为贯穿性界面。各接触面之间根据不同摩擦系数的要求,粘贴上相应的介质,逐层砌齐挤紧,必要时相邻块之间应采用粘结剂粘合成整体块。坝体模型,由于材料的容重大、弹性模量低,无法整体浇筑和安装,故将坝体分成四层共23块浇筑,经烘干后,逐块逐层地粘结而成,再按坝体尺寸刮制成形。

三、测点布置及加荷量测

(一)测点的布置

由于重晶石材料有明显的弹塑性,变形模量又很低,众多的拼缝使基础成为不连续体,所以不易较精确地测得模型的工作应力。而岩体的破坏可以视为一种极端的位移状态。位移可以在原地直接测定,较为直观,故测点布置以量测位移为主,并设置在一些对模型的变形性态较为敏感的部位。

为摸索在地质力学模型上量测应力的可能性,分别在上、下游坝面布置了适量的应变片,坝体靠近基础处的应变片还能起到监测坝踵或坝趾处是否开裂和破坏的作用。

量测位移基本上采用自制的微型电阻式位移计,而在控制性部位均用千分表和百分表测量。

(二)作用荷载及施加方法

由于条件的限制,本次试验中只模拟了水压力、自重、上游岩体拉裂区的渗透压力,以及考虑山体地震惯性力的作用。

水压力用紧贴在上游坝面的橡皮袋直接充水施加。自重是通过用和原型一样容重的材料来实现。根据设计方面的研究意见,设想左右岸上游岩体,在巨大的荷载作用下,自坝体边界沿水平向均向山里拉裂30m,折合模型15cm,拉裂区的渗透压力按全水头考虑。但漫坝水位时它不超载。同样用水来施加渗透压力的等价力。山体地震惯性力按地震加速度简化成静荷载考虑,取脱离体按等 K_c 法计算,通过降低摩擦系数计入其影响。

(三)加荷顺序及量测

坝前最大作用水深 $H = 165\text{m}$,相当于模型的82.5cm。

正常荷载试验情况:先对上游坝面作用 $1H$ 水头的压力进行测量,然后对上游岩体拉裂区作用 $1H$ 的渗透压力进行测量,以了解渗压的影响。

超载试验情况:考虑到七号地段有发生类似意大利瓦依昂坝那样的库区滑坡涌浪的可能性,本次试验采用漫坝水位的超载方式,即呈梯形超载,其加荷程序如表3所列。

表3 加载程序表

加 荷 顺 序	0	1	2	3	4	5	6	7
坝 面 水 压 力	0	H	H	$1.25H$	$1.50H$	$1.75H$	$2H$	$2.25H$
拉裂区渗透压力	0	0	H	H	H	H	H	H

为了迅速地测得每级荷载作用时各测点的应变值,掌握模型的工作状态,便于进行破坏跟踪,本试验采用静态自动数字应变仪及配套的微处理机量测,每分钟记录120点。

四、试验成果及分析

1. 拱坝拱冠梁的径向变位成果见图2。顶拱径向变位成果见图3。从逐级超载时的径向

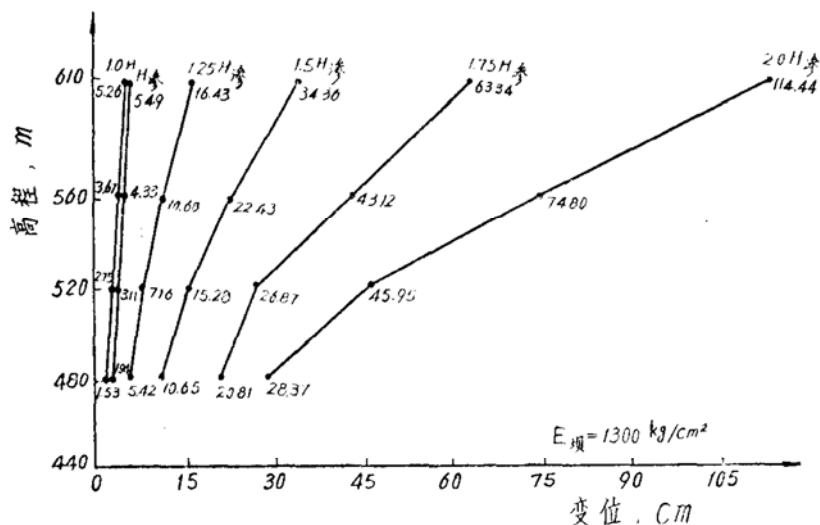


图2 拱冠梁径向变位-超水头荷载关系图

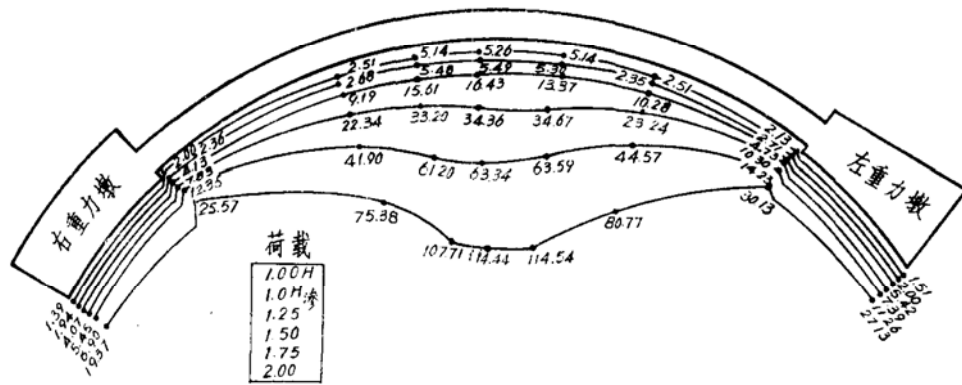


图3 顶拱径向变位-超水头荷载关系图

变位成果看,作用水头未超过 $(1-1.25)H$ 以前,拱冠梁下游面各测点的径向变位基本上呈线性增大。随着荷载增大,非线性变位迅速增长。坝体的最大径向变位值也从拱冠梁顶部位置渐变至拱冠梁偏左岸20m左右的顶部位置上。又从作用水头为 $1H$ 时分别测得加和不加渗透压力的两种拱冠梁径向变位结果,通过比较,可以看出渗压的影响并不显著。

2.两岸山头的 y 向变位成果见图4—6,其变化趋向是左岸山体的变位大于右岸山体的变位。这与左岸山体单薄、变形模量较低的情况是相应的。就同一岸而言,上部高程的位移大于下部高程的位移,离坝愈远处,位移值愈小。超载至 $(1.25\sim 1.50)H$ 时,各测点的位移呈非线性增大。现将左岸520m高程北大山水沟设计计算基准线处和右岸相应位置上的 y 向变位折算成原型的位移量列于表4。

3.拱坝上、下游面正应力的试验成果规律性与结构应力模型成果趋势大致相似,但数值偏小很多。看来在低弹模材料的地质力学模型上,通过贴应变片量测所得应变的精度较低,不能用作定量分析,但可供定性分析参考。

4.从破坏的全过程看,当作用 $1.25H$ 荷载时,电测上游坝踵的梁向应变,从拉变零表明坝踵已产生水平向开裂。当超载至 $1.75H$ 时,560m高程平台附近出现裂缝,560m高程以上拱端下游附近部位的岩体,由于被 F_{71}, F_{73}, F_{30} (原型还有 F_{67}, F_{135}, F_{32})等断层所切割,在拱肩推力的直接作用下,肉眼就可以看到该部位的岩体产生了破坏。当超载至 $2H$ 时,左坝肩和左重力墩首先发生沿

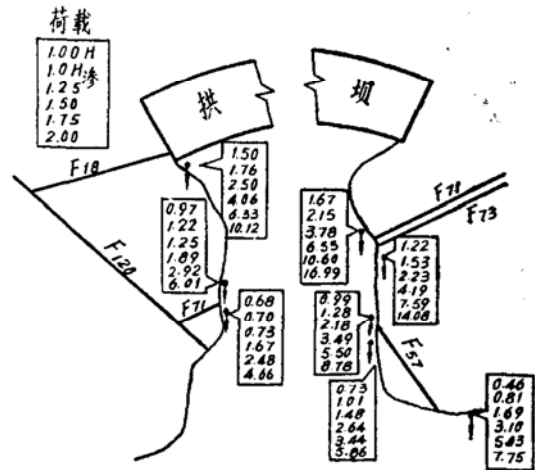
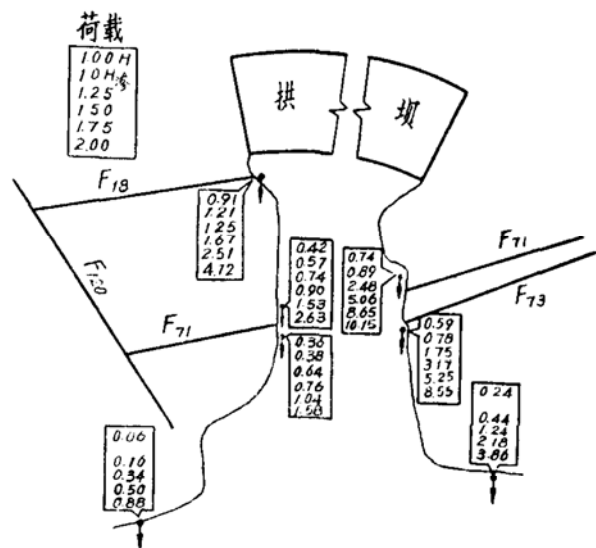
图4 560m高程 y 向变位图图5 520m高程 y 向变位图

表4 原型位移折算值(单位: cm)

荷载	1H	1.25H	1.50H	1.75H	2H
左岸	0.24	0.44	1.24	2.18	3.86
右岸	0.06	0.16	0.34	0.50	0.88

拱端推力方向的位移。重力墩下游, 590m高程以上的岩体发现开裂和水平位移, NW310°裂隙面在上部也观察到垂直向开裂, 坝体左端及其附近的上游面在坝顶观察到张性开裂, 坝顶拱冠下游面开始出现垂直开裂。右坝肩和右重力墩也发生了与左岸类似的位移。重力墩下游, 580m高程以上, F_{120} 以左的岩体也随之产生水平位移, NE60°裂隙面同样出现垂直开裂现象, F_{120} 在580m高程处也发现开裂。当荷载上升到2.25H时, 坝体左端自上述发生张性裂缝的位置至590m高程处彻底断开并错了位, 标志着坝体进一步被毁坏。从下游面观察到坝的左部出现两条沿主应力方向的裂缝, 一条起于高程为460m的坝基处, 斜向上部发展, 另一条起于540m坝基处, 也斜向上部发展(见图7), 两岸山体的原有裂缝进一步发展。模型上左重力墩位移了1.5cm, 右重力墩也发生了稍小一些的位移。

总之, 当荷载为(2—2.25)H时, 由于两坝肩特别是左岸山头变形和顶部高程开裂过大, 引起坝体断裂, 出现大裂缝, 致使工程破坏。破坏的形态与结构应力模型最后的超载破坏的形态是较为相似的^②。

5. 模型揭开后, 坝肩山体内部水平剖面开裂的典型图见图8。左岸山体在拱端推力影响的压力区内, 离坝端最远约80m范围内, 各组合小块体沿NW310°的交界面及其垂直面处都存在明显的裂缝(图8), 且通过此范围的 F_{30} , F_{73} , F_{71} 也出现裂缝。看来这些裂缝是由于小块体产生明显的挤压和剪切变形形成的, 特别是断层 F_{73} , F_{71} 的变形模量低, 压缩变形更明显。这个现象说明该部位山体结构的刚度较为薄弱, 需要补强, 但不属于坝肩失稳性质。上游的 G_4 出现向山体内延伸较深的张性裂缝, 原因是显然的。右岸山体开裂的范围见图示。其裂缝的成因和性质与左岸类同, 右坝肩靠近上游处的 F_{58} 断层, 出现张性裂缝。其次, 由于坝体破坏后, 卸荷时部份变形仍回弹, 而地基由于采用小块体拼合成, 没有回弹或回弹很小, 因此在两岸拱座

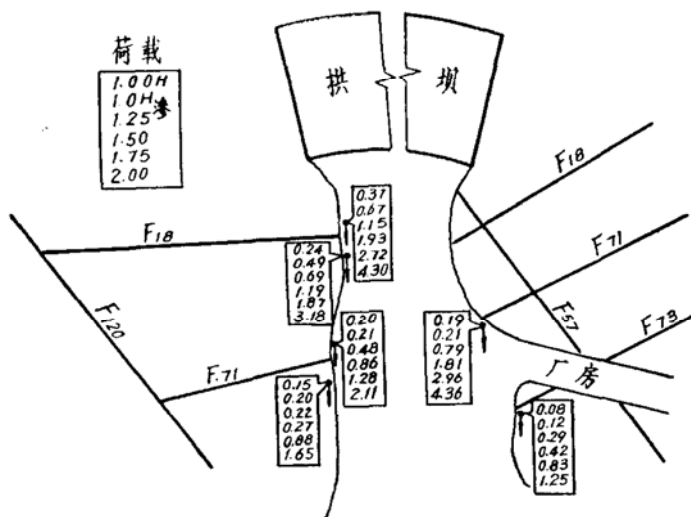


图6 460m高程y向变位图

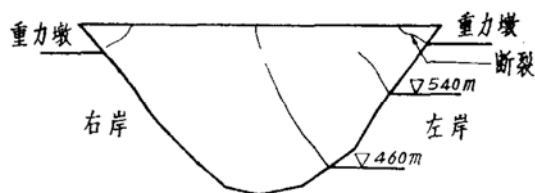


图7 地质力学模型下游面破坏立视示意图

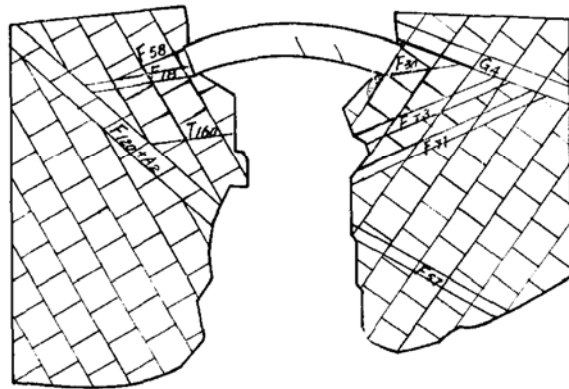


图8 560m高程平面裂缝分布图

② 陈国桢等, 某重力拱坝枢纽坝肩稳定的地质力学整体模型试验研究报告, 华东水利学院, 1982年12月。

与岩体接触面的下游,沿拱端厚度约5/6范围内,出现不等量的与压应力大小相应的缝隙。这说明两坝肩在天然地基情况下的压缩变形是较显著的,尽管由于采用梯形荷载方式作超载失稳试验,使拱端的推力似有明显的夸大,仍需作必要的加固措施。

坝肩山体的裂缝从上往下的规律是:上部分布密,中部次之,至左坝肩500 m高程、右坝肩520 m高程处基本上消失。

6.试验表明,由于重力墩按重力坝设计,并靠自重所产生的摩阻力来保持稳定,它的超载能力比超静定结构的拱坝低。如果考虑重力墩底面的抗剪强度的全部影响,或较深地嵌入地基,或其底面的纯摩系数采用0.75以上,则情况可能大为改善。

地质力学模型试验中,由于坝体地震惯性力、水流激荡力、温度、构造面上的渗透压力等荷载目前还无适宜的方法施加,而这些因素对坝肩稳定的影响,总的来说是偏于危险的,如果考虑了这些因素的话,那么,该工程在天然地基情况下的承载能力可能比试验值低。总之,该工程的坝肩稳定性,尤其是左岸坝肩的稳定性是较低的,须采取有效的补强措施来加固地基。

五、结 语

1.坝肩岩体实际上是非连续的多裂隙体,采用地质力学整体模型试验方法,能较准确地模拟对坝肩稳定性有影响的各种工程地质构造特征、物理力学性能和重力场,还能直观地发现坝基稳定的薄弱部位,并求得较为符合实际的稳定安全度。因而用它来研究复杂基础工程的稳定问题具有明显的优越性。但是,从国内外现阶段的三维地质力学模型试验技术水平来看,要获得满意的定量结果还有困难的。

2.由于现场勘探工作的进一步深入,坝址两岸的地质条件有较大的改变,但本试验得出的影响工程安全的主要因素及薄弱部位的研究成果仍可供工程设计参考。

3.试验表明,在天然地基情况下,随着拱坝超载的增长,使两坝肩产生愈来愈显著的左岸大于右岸的不对称位移;坝顶和左坝肩上部的最大位移量的增大更为迅速,这是由于左坝肩山体单薄,工程地质条件差造成的。鉴于以上情况,建议有关部门采取有效的补强措施加固地基。

4.通过破坏试验暴露了该坝坝肩山体在稳定方面存在的一些薄弱部位:①左坝肩590 m高程以上压力区的靠下游部位的岩体和右坝肩580 m高程以上拱座与 F_{120} 所包围的压力区内的岩体,在漫坝水头2 H作用下,形成了沿水平向的滑移,说明该部位以上的山体较为单薄。但是还应该指出,产生这种滑移也许与采用的试验超载方式及与该两高程在模型上摩擦系数为0.65的水平面有关。最近通过上游库岸滑坡涌浪漫坝试验证实,本坝址的极限漫坝水头不会超过40 m。看来破坏试验采用全梯形荷载的超载方式是不够合适的,它会给试验成果造成一些假象。如采用三角形荷载超载或降低模型材料强度的方式作破坏试验,则情况也许会不同。因此,建议在下一个模型试验中,应改进加荷方式及水平面的连结条件,以便进一步论证这种滑移在原型上是否真有可能发生。②模型坝坝肩内部的裂缝是由于山体受推力后产生变形较明显所形成,可以看出左岸500 m高程以下,右岸520 m高程以下的坝肩岩体内裂缝基本消失,说明两岸坝基加固的着重点应在该两高程以上的部位。③左坝端和重力墩上游的 G_4 , F_{71} , F_{73} 均产生沿部分界面开裂,且裂缝向下、向内延伸较远,有可能破坏防渗帷幕,特别对 G_4 拉裂区的补强应通过专题研究解决。④左坝端下游560 m高程以上部位的岩体,在坝肩

推力作用下,有可能产生破坏或被挤向河床。上述薄弱部位,应通过进一步的局部试验研究,求得有效的工程补强措施,以提高工程的安全度。

5.地质力学模型是弹塑性体模型,模型材料的变形模量随应力增大而改变,且原型、模型的单块体与组合体之间的变形模量和强度比值较难精确确定,这些已给试验增添了复杂性,而试验对象的工程地质条件更为复杂,这就给试验带来了更多的困难。实际上在原型的上、中部位,右岸的变形模量比左岸的大,为使模型制作不致太复杂,将左岸的变形模量做成与右岸的相同,这对试验成果和分析的准确性也是有影响的。我们正拟做同一工程的地基加固处理方案的整体模型试验,渴望在有关单位的配合下,克服本试验存在的问题,把试验水平提高一步。

参加本项试验研究的还有西北勘测设计院的吉兆泰、张启俊等,本文承左东启教授指导,特致谢意。

参 考 文 献

- [1] Fumagalli, E. 著,蒋彭年等译,静力学模型与地力学模型,水利电力出版社,北京,1979年。(Statical and Geomechanical Models, Springer-Verlag/Wien, 1973.)
- [2] 龚召熊等,关于地质力学模型材料的研究,水利水电技术,1980年第3期。
- [3] 陈兴华、王宙,拱坝坝肩岩体稳定性地质力学模型试验,岩土工程学报,第5卷,第1期,1983年。
- [4] 陈国荣、沈根龙、曹明,关门山拱坝坝肩稳定的地质力学模型试验研究,华东水利学院学报,1981年第4期。
- [5] 陈国荣、王东茂,坝肩断层对拱坝应力和变形的影响,水力发电,1984年第1期。

An Investigation on Stability of a Gravity-arch Dam and Its Abutments by Geomechanical Model Test

Chen Guo-qi Wu Zhong-ru Cao Ming and Shen Hong-jun

(East China Technical University of Water Resources, Nanjing)

Abstract

This paper describes a test results on stability of a gravity-arch dam and its abutments by geomechanical model test. In this geomechanical model test, the interaction of the dam and untreated abutments are considered. The characteristics of this model, Some aspects in model design, mechanism of rupture of the dam and abutments and the critical loading capacity expected are pre-sented also.