

飞来峡水利枢纽土坝地震安全与可能溃坝模式研究

彭苑娜

(广东省飞来峡水利枢纽管理处, 广东 清远 511825)

摘要: 选取土坝3个典型断面, 进行物理力学性能参数动三轴试验研究、动力有限元计算分析, 综合分析其遇地震的安全性, 最后针对不同断面进行可能溃坝模式的计算分析, 提出可能的溃坝模式, 并就不同断面提出其相应的安全监控指标, 为大坝安全监测辅助决策系统提供重要数据。

关键词: 地震; 溃坝; 监控; 飞来峡水利枢纽

中图分类号: TV698.1⁺3 **文献标志码:** B **文章编号:** 1008-0112(2014)02-0020-06

1 工程概况

飞来峡水利枢纽工程为 I 等工程, 挡水建筑物为 1 级建筑物, 按 500 年一遇洪水标准设计, 其中混凝土挡水建筑物按 5 000 年一遇洪水校核, 土坝和副坝按 10 000 年一遇洪水校核。枢纽布置根据地形、地质、施工条件, 从左至右由左岸副坝、非溢流挡水坝、船闸、厂房、溢流坝、连接坝段、右岸主土坝、右岸副坝等组成, 此外左岸还有社岗防护工程。

主土坝位于河床右侧及滩地上, 采用混凝土连续墙构建, 墙厚为 0.8 m, 深入强风化岩 0.5 m, 坝顶长度为 1 777.8 m, 桩号为 0+717.2~2+495.0, 以桩号 1+340 为界, 以左为河床段, 以右为滩地段, 最大坝高为 25.8 m。

大坝上游左岸建有社岗防护堤, 防护标准按 100 年一遇洪水标准设计, 不设校核标准, 堤顶高程为 29.2 m, 堤顶长为 3 610 m, 为保证超标准洪水情况下防护堤的安全, 增设 1 条充水堰 (T0+868~T1+168), 堰顶长度为 300 m, 堰面高程为 28 m。

2 研究背景

从地质构造来说, 本区清远~安流大断裂以北地区属华南台地, 主要由古生代地层及燕山期花岗岩组成。古生代后地壳上升为陆地, 经受长期剥蚀。中、新生代以来垂直升降运动不剧烈, 与地震关系密切的北东向新化夏系及其北西向断裂也表现微弱, 水热活动亦不发育, 故本区域属相对稳定地区。

飞来峡水利枢纽地震基本烈度为 6 度, 挡水建筑物按 7 度复核。在进行土坝地震安全分析时, 以 6 度

为基础, 进行可能溃坝模式研究时, 增大地震烈度, 直至土坝破坏, 研究可能的溃坝模式。

3 研究内容

飞来峡枢纽管理处委托武汉大学水利水电学院, 根据该区地震设计资料及地震基本烈度复核情况, 主要针对枢纽土坝开展大坝地震安全及可能溃坝模式研究。研究的主要内容分为 4 项:

1) 土坝和基础土体物理力学性能参数动三轴试验研究, 主要用来确定土样的重力密度, 动弹性模量及阻尼比等内容;

2) 根据枢纽工程大坝的代表性和地基特点, 选择典型土坝坝段进行动力有限元计算分析, 综合分析土坝遇地震的安全性;

3) 根据枢纽工程土坝的代表性和地基特点, 选择典型土坝坝段进行可能溃决模式有限元计算分析, 综合分析大坝可能溃决模式, 为编制《水库防汛抢险应急预案》提供洪水计算依据;

4) 根据动力有限元计算分析成果, 整理各典型土坝坝段在遇地震情况的位移发展曲线, 分析遇地震情况土坝安全、破坏的位移特征值, 建立土坝遇地震情况的安全监控指标。

此次计算选取的典型断面为主土坝 B1+025 m, 主土坝河滩段 B2+049.4 m 断面以及社岗堤 T2+630 m 断面。

4 研究方法

4.1 土体物理力学性能参数动三轴试验研究

本次试验主要包括两方面的内容, 首先对土样的

收稿日期: 2014-01-15; 修回日期: 2014-02-08

作者简介: 彭苑娜(1977), 女, 本科, 高级工程师, 从事水工建筑物维护管理工作。

湿密度、含水量、液限、塑限、塑性指数等物理性质指标进行测定, 然后通过动三轴试验测定土样的动强度。

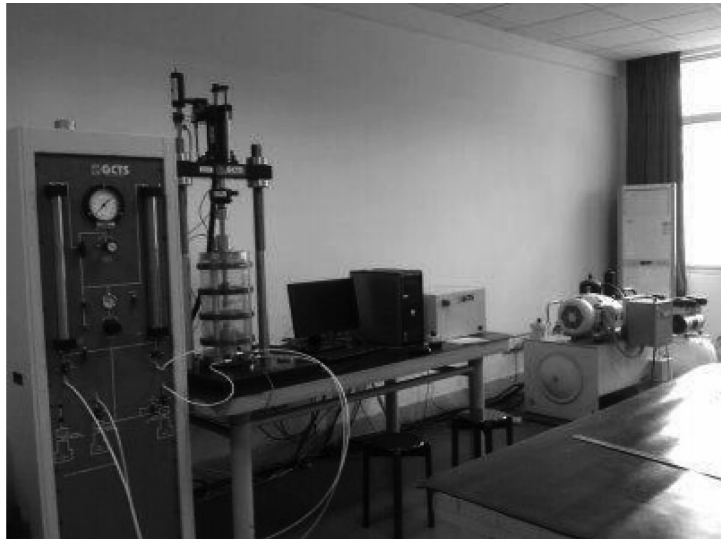


图1 美国进口 GCTS 动三轴试验系统仪

动强度: 采用美国进口 GCTS 型号 STX-200 动三轴试验系统仪进行试验(见图1), 对主土坝河床段坝体、主土坝河床段基础、主土坝滩地段坝体、主土坝滩地段基础、社岗堤坝体、社岗堤基础 5 种土样进行动强度试验, 同时对主土坝河床段基础(砂)进行液化试验。

每种土样先按所测密度、含水量制备试样后按开展试验制备成的试样, 每组试样在同一密度下, 施加 100 kPa、200 kPa 两种侧压力, 每一侧压力下 3~4 个试样, 利用抽真空对试样进行饱和, 当固结稳定后, 按中华人民共和国行业标准 SL237-1999《土工试验规程》(SL237-032-1999 振动三轴试验)进行预定的动力试验, 采用正弦波, 振动频率为 1 Hz, 每种土样施加不同的动应力, 使其破坏振次落在几次~几十次、上百次范围内。

破坏标准: 以应力达到破坏标准即轴向应变达到 10% ($\varepsilon_f = 10\%$) 或孔压达到破坏值 ($u_d = \sigma_3$) 为破坏标准, 试验时轴向应变 $\varepsilon_f = 15\%$ 即停止试验, 绘制 $\sigma_d \sim N$ 、 $\varepsilon_d \sim N$ 曲线 (N 为震动周期)。

动强度参数值的确定: 用相应震数(即 6 级地震)对应的震数 8 次为破坏震次 N_f 在 $\sigma_d \sim \lg N$ 的关系曲线图上找出对应的动应力即为土体产生破坏应变所需的动应力 σ_d 。以动应力 σ_d 与轴向固结应力之和为第三主应力, 侧向固结应力 σ_{3c} 为第一主应力绘制摩尔圆, 应力圆的切线为土的动强度包线, 由试验得到的动强度结果见表 1。

表1 动三轴强度试验结果

试样编号	试样名称	副坝破坏振次	固结比 = 1			
			10% 动应变			
			C_d/kPa	$\Phi_d/^\circ$	C'_d/kPa	$\Phi'_d/^\circ$
1	主坝(河滩)坝体	8	20.1	14.5	8.8	19.2
2	主坝(河滩)基础	8	28.2	8.5	18.2	13.2
3	主坝(河床)坝体	8	27.0	16.2	24.2	19.5
6	主坝(河床)基础	8	砂样	3	30.2	
4	社岗堤基础	8	30.5	9.1	25	12.9
5	社岗堤坝体	8	40.0	11.3	35	14.7

动模量和阻尼比:

按中华人民共和国行业标准 SL237-1999《土工试验规程》(SL237-032-1999 振动三轴试验)试验要求, 一种土样, 同一压力固结, 同一密度至少 3~5 个试样, 在不排水条件下对试样施加不同幅值动荷载, 绘制动应力 σ_d 和动应变 ε_d 滞回圈, 由图所查数据按 $E_d = \sigma_d / \varepsilon_d$ 确定动弹性模量, 滞回圈面积 A 和三角形面积 A_c 的关系确定阻尼比 λ_d , 其中 $\lambda_d = A / 4 \square A_c$, 并得到阻尼比 λ_d 与动应变 ε_d 的关系曲线。动弹性模量及阻尼比试验结果见表 2。

从试验结果可以得出以下结论: 在相同的动应变下, 土样的动剪应力随着围压的增大而增大, 随着震动次数的增加而减小; 在同一围压下, 随着轴向应变

的增加, 土样的阻尼比逐渐增大; 在同一围压下, 土体的动弹性模量随着轴向应变的增加而减小; 在相同的轴向应变下, 围压越大, 土体的动弹性模量越大。各动力参数符合土体在动力载荷作用下的变化特性。以上结论为三维有限元动力计算提供了依据。

4.2 典型断面有限元计算分析

4.2.1 主土坝 B1+025 m 计算断面及材料参数

该剖面位于河床段, 在坝基 18 m 以下为全风化花岗岩, 18 m 以上为含砾中粗砂层, 坝基以上回填同级配砂层至高程 14~15 m 后, 用振冲法处理到密度为 0.70 以上, 坝体中间设有宽为 1.40 m 的混凝土防渗墙, 底部伸入全风化花岗岩, 顶部高程为 26.00 m。计算断面见图 2。

表2 动弹性模量及阻尼比试验结果

试样编号名称	周围应力	动应变 /%	阻尼比	动弹性模量 /MPa
主坝(河滩)坝体	$\sigma_3 = 100\text{kPa}$	0.051 2	0.317 9	129.391 1
		0.130 6	0.339 1	76.469 7
		0.255 4	0.358 2	54.972 6
		0.471 0	0.374 8	37.981 4
		0.915 4	0.488 8	23.857 9
		0.133 1	0.332 0	127.197 6
主坝(河滩)坝体	$\sigma_3 = 200\text{kPa}$	0.220 0	0.346 8	99.818 2
		0.292 9	0.353 0	88.789 5
		0.695 5	0.399 8	46.053 2
		0.995 5	0.482 1	38.191 9
主坝(河滩)基础	$\sigma_3 = 100\text{kPa}$	0.133 2	0.299 6	44.744 7
		0.378 0	0.320 5	25.902 2
		1.054 7	0.344 5	11.112 4
		1.988 0	0.444 7	7.897 3
主坝(河滩)基础	$\sigma_3 = 200\text{kPa}$	0.042 9	0.278 2	95.992 5
		0.085 2	0.292 1	83.885 0
		0.164 4	0.312 9	60.773 8
		0.587 7	0.392 4	32.311 3
主坝(河床)坝体	$\sigma_3 = 100\text{kPa}$	2.708 8	0.460 9	10.945 7
		0.205 6	0.299 1	49.659 5
		0.366 3	0.312 6	38.026 9
		0.655 6	0.330 2	26.922 7
主坝(河床)坝体	$\sigma_3 = 200\text{kPa}$	1.248 4	0.363 7	17.429 8
		0.192 9	0.342 7	103.877 3
		0.261 6	0.347 3	91.527 8
		0.347 4	0.348 9	80.450 2
社岗堤基础	$\sigma_3 = 100\text{kPa}$	0.466 7	0.352 4	68.180 8
		0.074 9	0.350 6	71.848 3
		0.137 6	0.362 0	51.090 1
		0.207 8	0.377 2	42.536 8
社岗堤基础	$\sigma_3 = 200\text{kPa}$	0.368 6	0.480 9	29.325 6
		0.062 7	0.549 7	136.957 9
		0.089 1	0.580 0	117.224 3
		0.126 2	0.613 4	95.215 5
社岗堤坝体	$\sigma_3 = 100\text{kPa}$	0.231 8	0.720 9	68.423 9
		0.032 5	0.337 8	97.786 0
		0.057 7	0.400 7	90.956 3
		0.091 7	0.471 0	77.174 6
社岗堤坝体	$\sigma_3 = 200\text{kPa}$	0.151 8	0.633 1	58.447 5
		0.034 1	0.426 5	205.571 8
		0.049 2	0.443 7	174.390 2
		0.070 7	0.506 7	146.576 1
主坝(河床)基础	$\sigma_3 = 100\text{kPa}$	0.094 5	0.583 3	128.465 6
		0.029 1	0.482 7	147.524 1
		0.046 0	0.571 2	138.140 7
		0.059 2	0.642 7	134.706 3
主坝(河床)基础	$\sigma_3 = 200\text{kPa}$	0.075 1	0.906 8	138.578 3
		0.047 6	0.867 6	179.966 4
		0.057 3	0.879 7	175.802 8
		0.070 5	1.001 4	174.375 7
		0.082 1	1.061 9	173.245 6

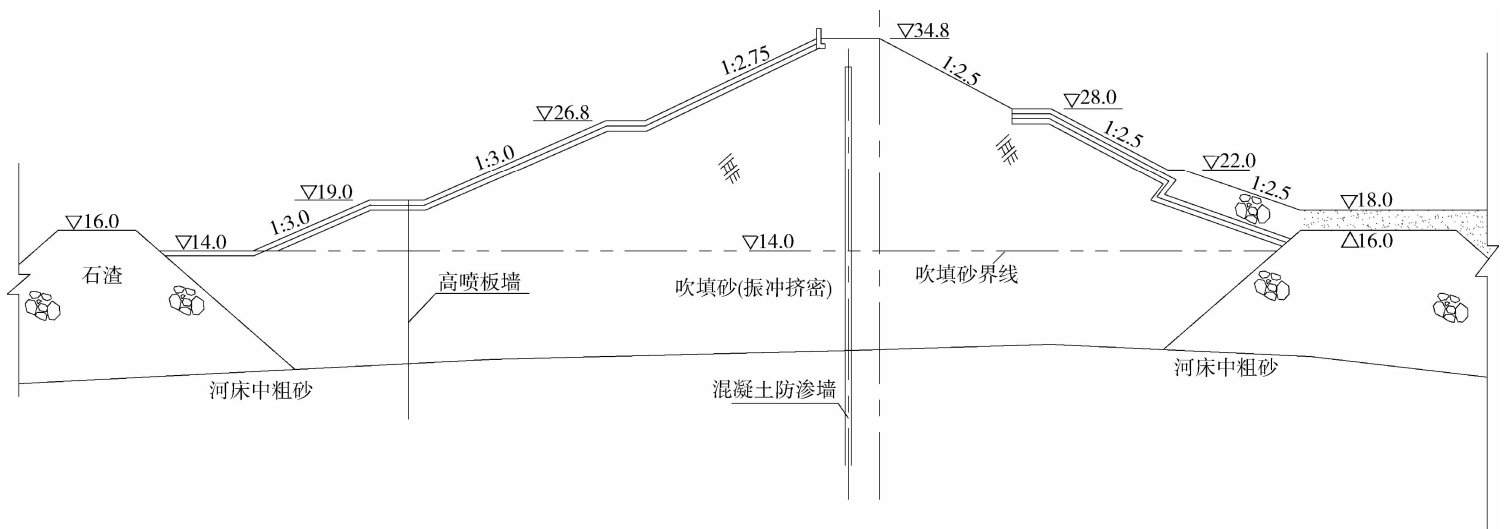


图2 主土坝 B1 +025 坝体断面(单位: m)

计算模型的坝基向上、下游均延伸了 50 m, 坝底宽为 122.4 m, 基础深取 25 m, 坝段厚度取 15 m。基础底面边界条件为全约束, 基础各侧面施加法向约束,

坝体垂直坝轴线方向施加法向约束。坝体和基础均采用 8 节点等参单元, 共划分 5 485 个单元, 有限元网格划分见图 3。

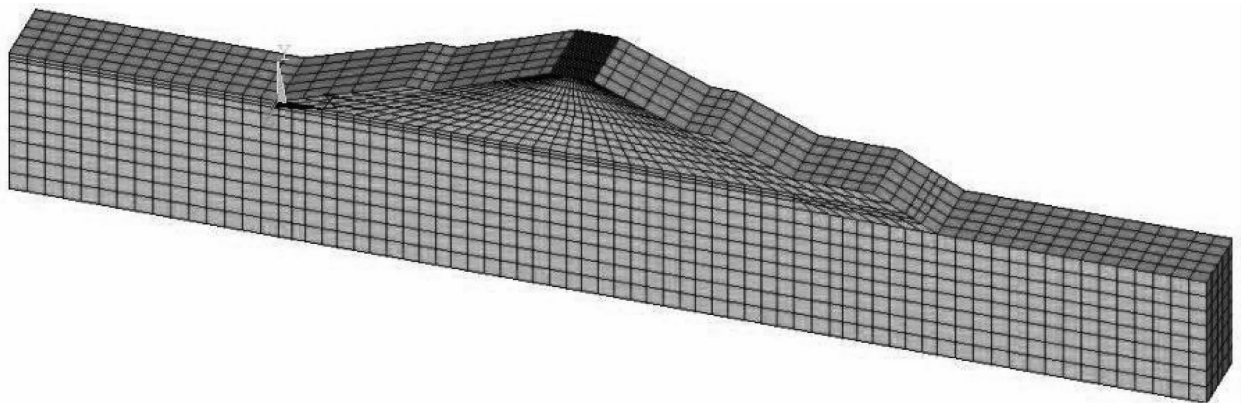


图3 主土坝河床段 B1 +025 有限元网格剖分

4.2.2 主土坝 B2 +049.4 m 计算断面及材料参数

根据主土坝河滩段设计资料及地质勘查资料, 采用最不利原则对河滩段 B2 +049.4 桩号断面进行动力有限元分析计算。2 +049.4 对应坝段为均质土坝, 坝

身填土土料来源主要来源于附近山体的花岗岩风化土和坡积土, 土质为粘(粉)土质砂和含砂低液限粘性土; 上层为砂壤土、壤土、粘土等; 基础内含有淤泥及淤泥质粘土。计算断面见图 4。

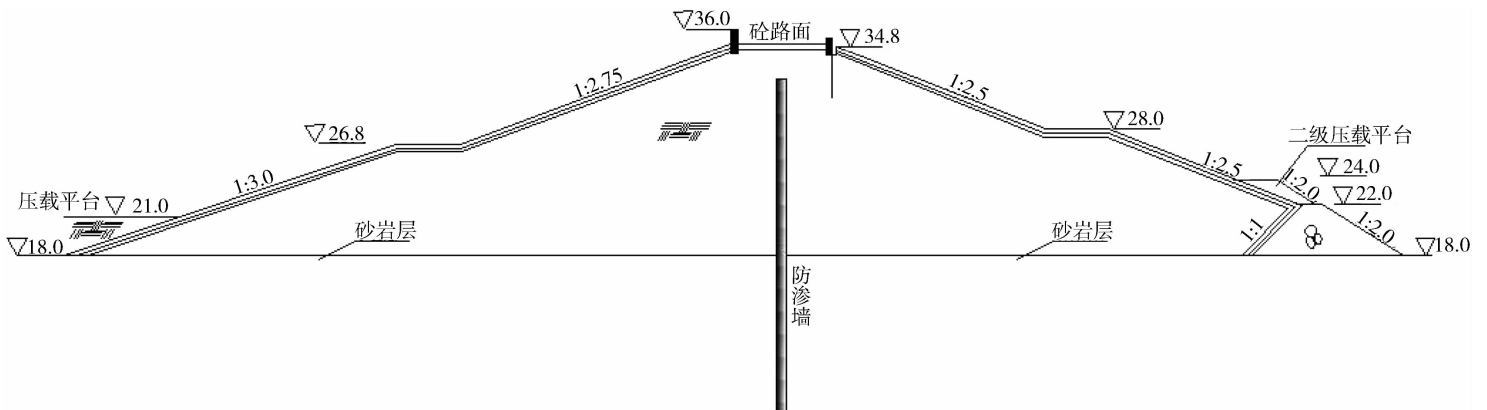


图4 主土坝河滩段 B2 +049.4 坝体断面(单位: m)

网格划分考虑坝基特性、坝体结构、材料分区、施工过程。整个模型采用8节点六面体单元为主,共划分17 112单元。

4.2.3 社岗堤 T2 + 630 m 计算断面及材料参数

根据社岗地设计资料及地质勘查资料,采用最不

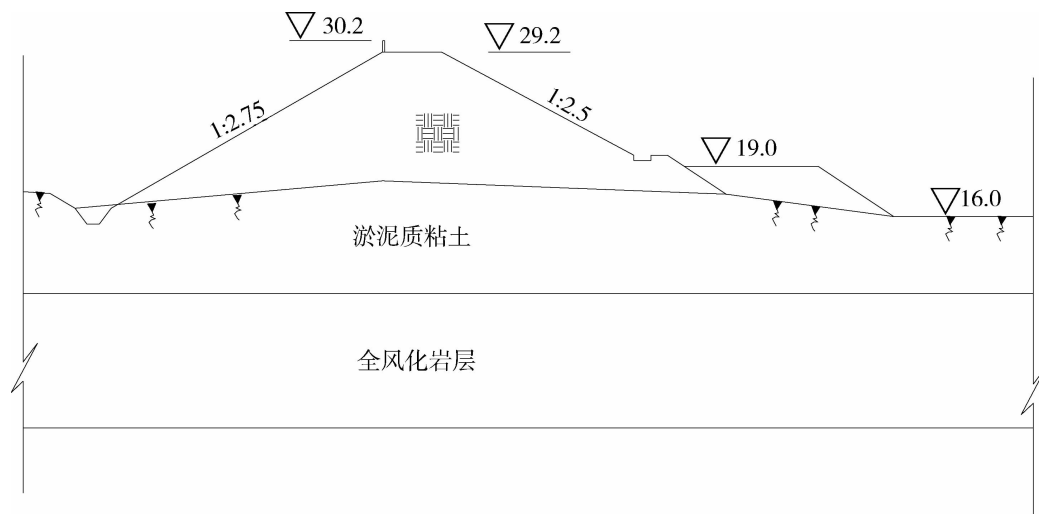


图6 社岗堤 T2 + 630 坝体断面(单位: m)

坝体和基础均采用8节点等参单元,共划分16 137个结点、13 440个单元。

5 研究成果^[1]

5.1 土坝遇地震情况安全监控指标

由于土坝安全监控主要有坝顶位移和渗流两项内容。而地震时渗流浸润线来不及反映变化,因而只可能有位移反映,因此主要对坝顶水平位移进行安全监控指标的研究。土坝安全监控指标的确定有多种方法,这里是依据三维有限元仿真分析的计算结果,运用最小二乘法回归分析得出大坝的安全监控指标。

通过有限元仿真计算分析,得到主土坝河床段 B1 + 025 坝顶特征点不同工况下遇6度地震整体稳定无破坏;遇7度地震局部滑坡破坏;遇8度地震滑坡破坏,溃坝。主土坝河滩段 B2 + 049.4 坝顶特征点不同工况下遇6度地震小范围破坏,无滑坡;遇7度地震滑坡破坏,溃坝。社岗堤 T2 + 630 堤顶特征点不同工况下遇6度地震整体稳定无破坏;遇7度地震局部滑坡破坏;遇8度地震滑坡破坏,溃坝。

3个典型断面坝顶特征点水平位移监控指标见表3。必须指出的是,在将上述安全指标运用到实际监控系统时,需要减去初始位移值。

表3 坝顶特征点水平位移监控指标汇总(单位: cm)

坝段	安全	小范围破坏	局部破坏	大范围滑坡
主土坝河床段	<2.46	2.46 ~ 4.23	4.23 ~ 7.28	>7.28
主土坝河滩段	<0.64	0.68 ~ 2.16	2.16 ~ 4.07	>4.07
社岗堤	<2.42	2.42 ~ 3.57	3.57 ~ 6.72	>6.72

利原则对社岗堤 T2 + 630 桩号断面进行动力有限元分析计算。T2 + 630 对应堤段为均质土堤,堤身填土土料来源主要来源于附近山体的花岗岩风化土和坡积土,土质均一,堤基为一类地基,上层为淤泥质粘土,下层为全风化岩层。计算断面见图6。

5.2 溃口形式和溃坝流量计算结果

计算分析表明,飞来峡土坝的溃决形式,只能是在正常运用(包括正常蓄水位、校核洪水位)情况遇超标准地震和洪水漫顶,或者洪水平坝顶(漫顶)并遇超标准洪水。在超标准地震情况时,由于滑坡导致达到运行水位以下高程范围,进而水位漫过滑坡缺口,导致土坝溃决。在洪水漫顶(或平坝顶)情况时,则是洪水漫顶导致缺口,土坝溃决。溃口发展阶段起始于坝体上游面被侵蚀,之后溃口往深度和两侧发展,溃口不断加深加宽,同时溃口两侧土体发生间歇性失稳坍塌,当溃口发展到坝底原河床时,溃口深度不再增加,溃口继续向两侧发展,直至坝体整体破坏,形成稳定河道过水断面。

该项目选择考虑坝体材料物理力学性质的高速水流泥沙输移公式来计算溃坝水流对溃口纵横向的连续冲蚀,根据土力学边坡稳定性分析计算基本原则,提出了一个土坝逐渐溃坝发展模式。假定第一次溃口形式为梯形溃口,并根据以往计算经验,溃口顶部宽度取该段坝顶宽度的1/3左右。考虑到不同的初始溃口宽度对溃坝流量的影响,再拟定一个初始溃口顶部宽度与底部宽度,其它参数不变,对不同溃坝情况的溃口流量再次进行计算,以便分析初始溃口宽度对溃坝流量的影响。分别将各坝段溃坝洪水特征值列于表4。

表4 各坝段洪水计算特征值汇总

坝段	工况条件	初始溃口宽度/m	最大流量/($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	最大流量出现时间/h	最终溃口宽度/m
主土坝河床段	正常蓄水位遇8度地震	150	20 763.5	2	477.14
		300	21 447.14	1.56	477.14
	校核洪水位遇8度地震	150	38 082.17	2.65	477.14
		300	40 213.3	1.9	477.14
	平坝顶水位遇8度地震	150	42 055.97	2.75	477.14
		300	44 647.29	1.97	477.14
主土坝河滩段	正常蓄水位遇7度地震	100	11 230	1.15	437.8
		300	11 559	0.825	437.8
	校核洪水位遇7度地震	100	20 819	1.77	437.8
		300	21 645	1.26	437.8
	平坝顶水位遇7度地震	100	24 094	1.86	437.8
		300	25 180	1.33	437.8
主土坝平坝顶水位遇8度地震	正常蓄水位遇8度地震	500	58 094.1	0.42	914.84
		300	19 111	1.63	1 450
		300	34 635	1.24	1 450
社岗堤	校核洪水位遇8度地震	300	34 635	1.24	1 450
		300	36 351.61	1.21	1 450

由计算结果可以看出主土坝河床段的最大可能溃坝流量为平坝顶水位遇8度地震时的溃坝流量44 647.29 m^3/s , 发生时间为1.97 h; 主土坝河滩段得最大可能溃坝流量为平坝顶水位遇7度地震时的溃坝流量25 180 m^3/s , 发生时间为1.33 h; 社岗堤的最大可能溃坝流量为平坝顶水位遇8度地震时的溃坝流量36 351.61 m^3/s , 发生时间为1.21 h。当考虑到主土坝河床段与河滩段在平坝顶水位遇8度地震时可能同时溃坝, 计算分析得其最大可能溃坝流量为58 094.1 m^3/s , 发生时间仅0.42 h。同时由表2可以看出, 主土坝河床段与河滩段的初始溃口宽度越大, 坝体整体破坏时间越短, 最大溃坝流量越大, 但是其溃坝流量增大的量值并不显著, 相差不足7%, 因此初始溃口宽度最大溃坝流量的影响不太大。溃坝最大流量主要与水位、坝高有关。计算社岗堤溃坝流量只拟定一个初始溃口宽度即可。

最后必须指出的是, 由于社岗堤后面排洪沟有闸

门可以控制水流, 下闸后溃决洪水只会淹没分洪区。

6 结语

1) 综合以上分析说明飞来峡水利枢纽主土坝及社岗堤坝段在设计烈度6度地震作用下能够安全运行, 不会出现危害坝体整体稳定性的坝体破坏。只有在遇到超标准高烈度地震或者洪水漫顶才可能导致溃坝。

2) 针对3个典型坝段, 建立其相应的安全监控指标系统, 由此可以更加直观地对大坝安全做出评价, 为大坝运行管理和防洪调度以及遇地震情况的安全性提供重要的判别依据。

3) 主土坝软基段在遇7度地震时, 有可能发生滑坡破坏, 溃坝。因此在运行管理中, 应加强维护和监测, 以保安全。

参考文献:

- [1] 马腾, 陈哲, 肖彬, 等. 飞来峡水利枢纽土坝地震安全与可能溃坝模式研究报告[R].

(本文责任编辑 马克俊)

Feilaixia Dam Seismic Safety Studies with Possible Failure Modes

PENG Yuanna

(Guangdong Province Feilaixia Management Department, Qingyuan 511825, China)

Abstract: Three typical dam sections have been selected to do a comprehensive analysis of the dam seismic safety by ways of studying the mechanical properties of physical parameters of dynamic triaxial test and analyzing dynamic finite element. In the last part of the paper, according to different possible failure modes calculation analysis, the writer puts forward possible failure modes and proposes the corresponding safety monitoring indicators for different sections, which provides important data for the dam safety monitoring decision support system.

Key words: Seismic monitoring; dam; Feilaixia