

土石坝体与地基接触面的渗透稳定问题

张文倬

(昆明勘测设计研究院,昆明,650051)

摘要 土石坝防渗体与地基接触面的渗透稳定具有重要意义,本文从实际工程实验中所得到的经验教训,提出防治渗流破坏处理措施与建议。

关键词 土石坝 渗透稳定 接触面

1 接触面产生渗流失稳主要原因

坝体防渗墙与地基防渗幕体接触面(图1)是实际工程中常发生渗漏潜蚀、管涌以致引起溃坝的主要部位。这是因为:

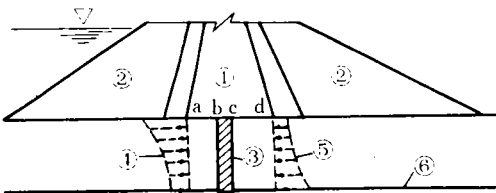


图1 坝体防渗体与坝基幕体渗压示意图

①坝体防渗体;②坝壳核体;③坝基防渗幕体(混凝土防渗墙或灌浆帷幕);④防渗幕体上游渗压;⑤防渗幕体下游渗压;⑥坝基相对不透水地基。

(1)接触面是地基开挖后岩石卸荷、表层开挖爆破松动的区域;

(2)接触面是坝体防渗墙与地基幕体两种介质的连接部位,易形成接触面缝隙,产生渗流接触冲刷的危害;

(3)接触面是坝基渗流破坏最薄弱部位,因为该部位的渗压力大而渗径短;

(4)接触面是两种介质接触面积窄小地带,易产生应力集中,若超过土体强度,易产生渗漏通道;

(5)接触面处如有深槽,要呈现拱效应,产生脱空缝隙,为水力劈裂创造条件;

(6)接触面处范围狭窄,施工难度大,若有缺陷,补救极其困难。

在设计时此部位应着重研究渗透稳定性及防治处理的措施,以确保坝体安全运行。

2 渗透稳定估算

2.1 基本原理

大坝防渗体与坝基防渗幕体接触面的渗透破坏型式一般为接触冲刷。通过坝基渗流量与坝基幕体允许渗流量相等条件,并与坝基允许渗流条件相适应。实质是用渗径法控制渗流量,以满足坝基渗流梯度的要求。

2.2 设计原则

坝基接触面防渗设计应满足基本条件:

(1)满足坝体稳定要求的渗压和渗流量;

(2)满足幕体和坝基的渗流梯度在允许范围之内;

(3)满足幕体抗浸蚀性。

2.3 接触面防渗幕体估算

(1)防渗幕体为插入基岩形式。通过坝基渗流量(公式中符号见图2):

$$q_0 = \frac{k_0(H-h)T}{(k_0/k_\varphi - 1)\delta} \quad (1)$$

通过坝基防渗幕体渗流量:

$$q_\varphi = K_\varphi J_\varphi T \quad (2)$$

依据连续条件, $q_0 = q_\varphi$, 由式(1)(2)得:

$$\delta = \frac{(H-h)}{J_\varphi(1 - k_\varphi/k_0)} \quad (3)$$

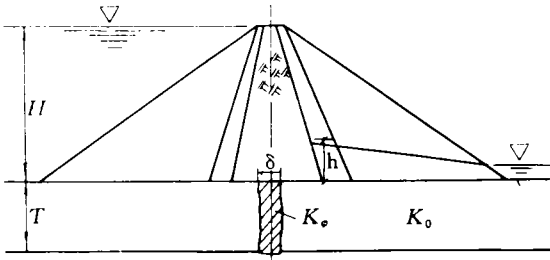


图2 幕体插入相对不透水层

将式(3)进行转换后为:

$$k_p = k_0 \left[1 - \frac{(H-h)}{\delta \cdot J_p} \right] \quad (4)$$

分析式(4)时,即使要求防渗标准很高,亦即其渗透系数微小,也必须 k_p 为正值,于是式(4)中右边项 $[1 - (H-h)/\delta J_p] > 0$, 当 $[1 - (H-h)/\delta J_p] < 0$ 时, k_p 为负值就失去物理意义。故取极值条件为 $[1 - (H-h)/\delta J_p] = 0$, 可得防渗幕体最大厚度:

$$\delta_{\max} = (H-h)/J_p \quad (5)$$

要满足坝基渗透稳定,设坝基渗流为层流,利用达西定律, $k_0 J_0 = k_p J_p$ 可得:

$$\delta_{\max} = \frac{k_p(H-h)}{k_0 J_0} \quad (6)$$

将式(5)(6)转换为坝基抗渗流梯度,即坝体防渗墙与防渗幕体接触面 ($\delta = bc$) 则要求:

$$[J_p] \geq \frac{H-h}{\delta(1-k_p/k_0)} = J_p \quad (7)$$

$$[J_0] \geq \frac{H-h}{\delta(k_0/k_p-1)} = J_0 \quad (8)$$

(2) 坝基防渗幕体为悬挂式(图3)则接触面 ($\delta = bc$) 与防渗幕体悬挂长度 ($S = bE$) 均应符合式(7)(8)的渗透稳定要求。

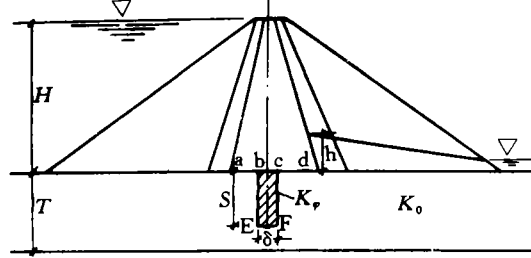


图3 防渗幕体悬挂式

对于坝基防渗幕体厚度相适应的悬挂长度估算时,可按莱茵(E. W. Lane)假设垂直渗径效果为水平渗径2倍原则,悬挂长度 S 与渗径关系为 $L = 4S + \delta$, 故渗流梯度 $J_0 = (H-h)/L = (H-h)/(4S + \delta)$

$$\text{则 } S = [(H-h)/J_0 - \delta]/4 \quad (9)$$

将式(7)(8)代入式(9)后得:

$$S \geq \frac{H-h}{4} \left[\frac{1}{J_0} - \frac{1}{[J_p](1-k_p/k_0)} \right] \quad (10)$$

$$S \geq \frac{H-h}{4[J_0]} \left[1 - \frac{1}{k_0/k_p - 1} \right] \quad (11)$$

式(10)(11)便是坝基防渗幕体悬挂长度估算式。

从上述估算式可知,坝基与坝基防渗幕体的渗流梯度是基本的设计参数,现将收集到的资料列于表1~4中以供参考。

表1 各类岩土允许渗流梯度

地基性质	渗透系数 $k/\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$	允许渗流梯度 [J_0]	资料来源
沙卵砾石类土	1×10^{-3}	0.1~0.5	毛家村、西洱河等试验及工程资料
灌浆后沙砾石类土	$1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-4}$	3.2~10	
岩		0.4 } 0.25 } ≥ 1.0 } ≤ 0.6 与1.0 } 5~6 } 1.0 } 3.5~5.0 }	美国爱斯塔坝资料 全苏工程地质供水水利科学院
石		5~6 } 1.0 } 3.5~5.0 }	巴基斯坦塔贝拉工程资料 葛州坝资料
灌浆后中等岩石	1×10^{-4} 6×10^{-5} 2×10^{-5}	10 15 20	原苏联《岩基上混凝土坝设计规范》CH122-60
灌浆后正常地质条件下帷幕厚度 $\delta(\text{m})$	$\delta < 1$ $\delta = 1 \sim 2$ $\delta > 2$	10 18 25	中国《碾压式土石坝设计规范》SDJ218-84

表2 国内部分工程渗流梯度试验资料

序号	工程名称	地基土性质	渗流梯度(J)	序号	工程名称	地基土性质	渗流梯度(J)
1	毛家村水库	沙砾石层	0.28 0.207~0.208	7	铜街子电站	漂卵石	0.16~0.255
2	西洱河四级	沙卵砾石层	0.10~0.143	8	中坝	漂卵石	0.063~0.20
		洪积层	0.17~0.12	9	南桤河一级	漂卵石	0.23
3	西洱河三级	沙卵砾石层	0.60	10	南桤河二级	沙卵石	0.235~0.36
4	陆浑水库	沙砾石层	0.36~0.84			漂卵石	0.14
5	岳城水库	沙卵砾石层	0.175~0.517			沙卵石	0.46
6	龚嘴电站	漂卵石夹沙层	0.15~0.20	11	南桤河三级	漂卵石	0.37
		沙卵石层	0.12~0.16			沙卵石	0.50
		泥沙卵石碎石层	0.20~0.40	12	映秀湾电站	漂卵石夹沙	0.10~0.15
		角砾块石层	0.20~0.30			粉细沙	0.28
						沙卵石	0.10~0.19
						极细沙	>0.42
						粗沙及轻沙壤土	>0.53

注:毛家村水库J=0.28为室内试验;J=0.207~0.208为现场试验。

表3 各类地基土壤平均水力梯度允许值

地基土类	规范及建议者	建筑物等级				地基土类	规范及建议者	建筑物等级			
		I	II	III	N(V)			I	II	III	N(V)
密实粘土	(1)苏 СНиП I-53-73规范	0.9	1.0	1.1	1.2	细沙 (3)		0.23	0.25	0.27	0.30
	(2)B. B. Чугеев 建议	0.7	0.8	0.9	1.08	中 (1)		0.30	0.33	0.36	0.40
	(3)Ч. С. Ронжин 建议	0.9	1.0	1.1	1.2	中 (2)		0.22	0.25	0.28	0.34
壤土	(1)	0.45	0.5	0.55	0.60	沙 (3)		0.30	0.33	0.36	0.40
	(2)	0.35	0.4	0.45	0.54	粗 (1)		0.36	0.40	0.44	0.48
	(3)	0.45	0.5	0.55	0.60	粗 (2)		0.32	0.35	0.40	0.48
细沙	(1)	0.23	0.25	0.27	0.30	沙 (3)		0.36	0.40	0.44	0.48
	(2)	0.18	0.20	0.22	0.26						

表4 实测地基土壤渗流梯度

序号	地基土壤	允许渗流梯度 [J]	渗径与水头比值 β	序号	地基土壤	允许渗流梯度 [J]	渗径与水头比值 β
1	粉沙	0.118	8.5	7	粗砾夹卵石	0.333	3.0
2	细沙	0.143	7.0	8	软粘土	0.333	3.0
3	中沙	0.167	6.0	9	中等密实粘土	0.50	2.0
4	粗沙	0.20	5.0	10	坚实粘土	0.555	1.8
5	细砾	0.25	4.0	11	板坚实粘土	0.625	1.6
6	中砾	0.286	3.5	12	漂石掺有砾卵石	0.40	2.5

注:序号1与2垂直阻渗效果3倍水平阻渗。

莱茵(E. W. Lane)于1934年对278座闸坝进行统计,得到不同地基土壤允许渗流梯度,直到今天仍在应用(表4)

3 工程实例

1、提堂坝位于美国爱达荷州纽代尔东北

5km的提堂河上,是一座宽心墙土石坝,高125.6m,建筑在雷克斯堡阶地火山高原下切峡谷中,河床冲积层厚30m,坝址流纹—凝灰岩存在宽节理(一般宽0.6~7.6cm,最宽达30cm),高透水性(岩石渗透试验的渗漏量超过0.38m³/min),两岸阶地有丰富风积粉土,其渗透性低,但易冲蚀和脆性。

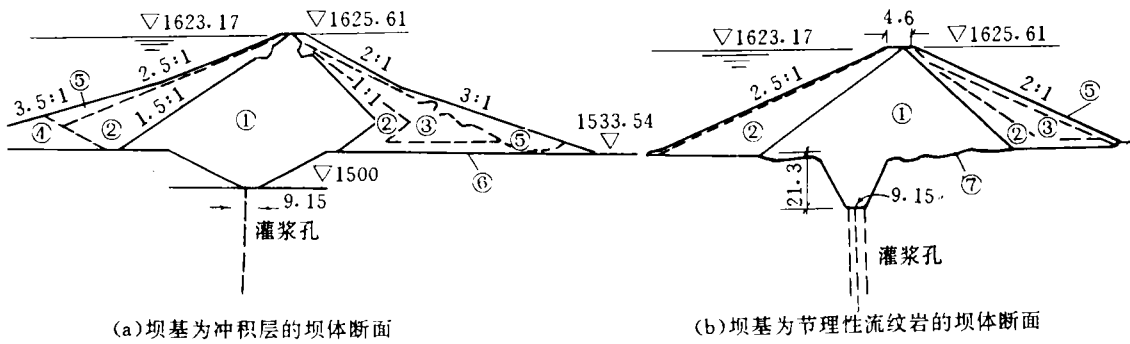


图4 提堂坝坝体断面

①掺有粘土、沙、砾石的粉土,②精选的沙砾石,③混杂土填筑,④精选的粉土沙砾石,⑤堆石,⑥冲积层,⑦节理流纹岩。

坝体设计断面如图4所示,其中,心墙下游为精选沙、砾石组成排水区,但心墙与沙砾石之间以及心墙与河床冲积层或截水槽下游侧岩石边坡之间,均未设反滤层。对截水槽底部岩石节理要求清洗和低压灌浆处理。沿坝全长设单排帷幕灌浆,孔距3m,孔深30m,在主帷幕上下游虽设阻浆幕,并不要求形成不透水幕。帷幕延伸坝体右岸长300m,左岸长150m。

该坝于1975年11月开始蓄水,1976年春天库水位迅速升高,1976年5月每日上升1.2m,直到1976年6月5日失事时水位为1617.11m高程,比坝顶低9m,比溢洪道低1m产生溃坝。

提堂坝失事后,经国际著名专家学者现场查勘、试验研究、分析讨论后认为溃坝主要原因如下(参看图5、图6):

- (1)在截水槽底部混凝土灌浆帽下,岩石节理裂隙未进行封闭,产生渗漏,沿截水槽底部直接冲蚀回填心墙的粉土,造成管涌破坏;
- (2)回填截水槽的粉土,因湿化差异产生不均匀沉降;同时截水槽深切的几何形状产生拱效应,致使截水槽底部压应力减小,因而易造成水力劈裂;
- (3)宽心墙所选用土料为掺有粘土、沙、砾石的粉土,是为易冲蚀土料,因而在渗流作用下,逐渐冲蚀而形成管涌通路。

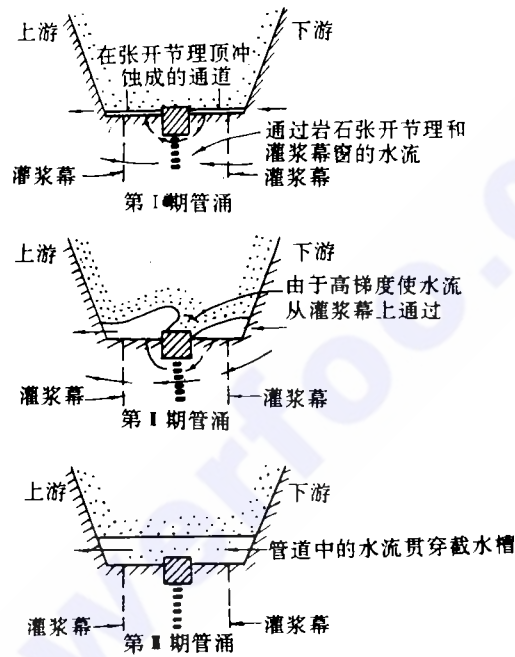


图5 灌浆帽下渗漏引起的破坏机理

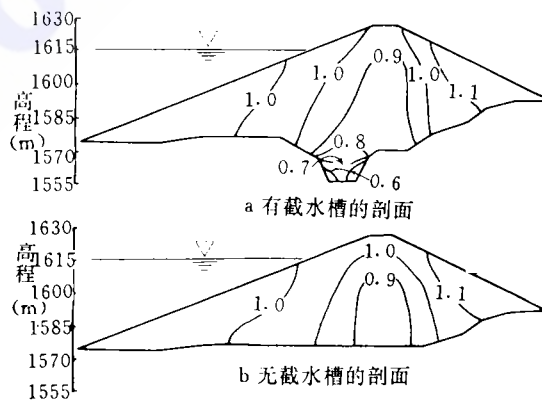


图6 坝体垂直应力与自重应力之比的等值线

由上述可见,坝体防渗心墙与坝基防渗幕体(提堂坝灌浆帽混凝土及以下部分)的接触面处理设计存在的问题是何等重要,其实践教训经验自然地引起坝工设计人员的注意,如何避免处理措施中的失误。

2、鲁布革电站是南盘江左岸支流黄泥河最下游梯级,混合式开发,装机容量60万kW,于1984年开工,1988年第一台机组投产。

首部大坝位于滇黔交界的黄泥河峡谷中,是一座砂页岩风化料窄心墙堆石坝,高103.8m,坝顶长217m,坝基白云岩为主、局部石灰岩。岩石表层卸荷裂隙发育,其深度右岸一般20m,最深达30m;左岸一般深15m,最深达25m。白云岩溶发育,从钻孔中发现,溶蚀溶洞一般直径2~5cm,最大7cm;溶蚀裂隙最长达17cm;岩溶发育深度一般20~30m,最深达52m;左岸F₃断层破碎带溶蚀裂隙宽达60cm。在坝基以下深70m范围内岩石节理裂隙及小断层发育,透水性强,按 $\omega > 0.05$ L/min.m.m计,其下限值左岸边深40m、岸坡100m、河床45m;右岸边40m、岸坡90m。

昆明院在鲁布革电站高土石坝设计中,针对鲁布革坝址自然条件,特别是心墙基础地质特性,充分吸取了提堂坝心墙与坝基幕体接触面处理设计中存在问题及经验教训,对坝体心墙与坝基防渗幕体接触面处理设计,

采取了加强措施(图7),其要点如下:

(1)将坝基河床冲积层(一般厚2m)和冲蚀洼坑全部清除,并对局部全风化和强风化白云岩一般挖深2m,使其下挖到弱风化或新鲜岩石,要求岩体纵波速达3 000~4 500 m/s,变形模量达6~8GPa;

(2)对岩石层间夹泥或断层夹泥进行掏挖,深度为宽度的2倍,当清除干净后回填混凝土;对F₃断层破碎带采用混凝土防渗墙处理,其尺寸为厚1.5~2.0m,长8m,深达52.6m;

(3)对坝体心墙与坝基岩石接触面上浇一层混凝土,其宽37.9m,一般厚0.5m,河床段厚0.5~3.0m;在混凝土垫层上填筑一层厚0.5m的高塑性粘土与心墙风化料相衔接。因岸坡陡峻,特别是坝体右岸与溢洪道边墙的连接,则吸取了墨西哥的奇科森心墙堆石坝陡峻岸边经验,两岸坡亦设置一层高塑性粘土进行结合;

(4)对坝体心墙基岩存在的卸荷裂隙、构造裂隙及岩溶孔洞,需进行严密封闭,拟设铺盖固结灌浆与防渗帷幕灌浆;铺盖固结灌浆:梅花形布孔,一般孔距为3m、孔深两岸5m,河床段7m;防渗帷幕灌浆:主帷幕为单排,孔距1~2m,孔深48~82m;在主帷幕上下游各设一排副帷幕,孔距3m,孔深12~17m;

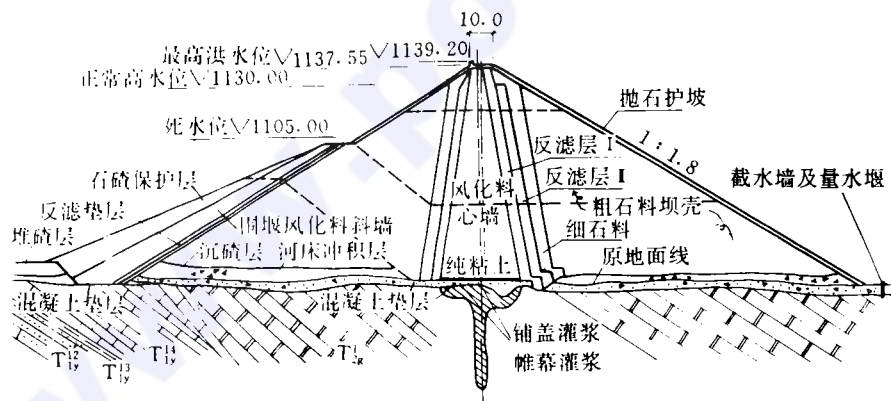


图7 鲁布革电站心墙堆石坝横剖面

(5)对坝体心墙上下游设置反滤层,并加强心墙下游反滤层的设置,采用两层反滤料,并将其直接插到岩石为止,以防坝体心墙与坝基岩石接触面因渗流引起的冲蚀而形成管涌破坏。

该坝通过上述坝体心墙与坝基接触面处理设计及采取措施后,经1988年11月初期蓄水位1 010.28m时,量水堰渗流量 $Q = 101.1 \text{ L/s}$ (主要系坝基渗水);又于1992年12月第二期蓄水位1 129.79m(接近正常蓄水位)时, $Q = 85.5 \text{ L/s}$ 。渗流量比初期还小,可能是漏水通道进口淤塞或坝体土料因湿化密实作用的影响所致。

在水库蓄水以来观测表明,心墙底部渗压计承受大坝工作水头的90%,大坝心墙填筑到顶时,最大沉降为622mm,其位于心墙底部以上50%高度处;在心墙与混凝土垫层界面上应力仅为土柱压力的73%,有一定的拱效应存在。经4年运行表明,尚未发现其它异常现象,水库正常蓄水。

4 防治主要措施及建议

通过上述工程实践的教训和经验,可以得到一些基本认识,从而提出防治主要措施及建议,简述如下:

(1)坝体防渗墙与坝基防渗幕体接触面的渗流梯度应控制在允许范围之内。

一般防渗幕体要求渗透系数 $k_p = 1 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ 时,依规范其允许渗流梯度 $[J_0] = 10$,按此规定对提堂坝接触面处渗流梯度估计 $J_p \approx 12.7 > [J_0]$;而鲁布革坝接触面处渗流梯度估计 $J_p \approx 6.13 < [J_0]$ 。

(2)坝体心墙料选择不宜冲蚀土料。如提堂坝心墙土料为掺有粘土、沙、砾石的粉土,是一种易被渗流冲蚀的土料;而鲁布革坝心墙土料为砂页岩风化物,经试验研究,该土料虽级配不均,压缩偏大、抗拉强度较低,但其抗渗性与裂缝自愈能力强,含水量稍高于最优值,可直接取土上坝,并在设计上采取立式

开挖拌合,避免粗粒集中;还加上薄层压实,提高施工质量等措施。

(3)对接触面岩石节理裂隙加强封闭。如提堂坝对接触面岩石节理裂隙未进行封闭,致使形成漏水通道,冲蚀坝体心墙粉土;而鲁布革坝对接触面岩石表层除进行铺盖固结灌浆外,还浇筑一层0.5m的混凝土垫层,以封死心墙与坝基岩石节理裂隙形成的漏水通道。

(4)接触面区不宜设置窄深截水槽。如提堂坝设置底宽9m,深20~35m的窄深截水槽,由于填土湿化作用与截水槽几何尺寸关系,产生不均匀沉降与拱效应,形成脱空缝隙,从而引起水力劈裂;而鲁布革未设窄深截水槽,其不均匀沉降与拱效应相对较小,不易产生水力劈裂现象。

(5)接触面下游应加强反滤层设置。如提堂坝在接触面下游未设置反滤层,易产生管涌破坏;鲁布革大坝心墙下游不仅加设一层反滤料,而且将两层反滤料都直接插到基岩上,堵绝渗流引起的管涌破坏。

(6)在土石坝建筑中,不能忽视任何可能存在设计与施工方面的缺陷,因此建议在接触面处理设计中,应按多重设防原则,留有一定余裕为宜。

(7)在接触面处理施工中,建议施工承建单位,应严格遵守设计规定,精细作业,确保质量,满足设计要求,以防后患。

(8)对坝体特别是坝基观测监视是极其重要的项目,建议设计观测系统,运行中加强监测,提供信息,以防失事。

参 考 文 献

- 1 美、太沙基著,徐志英译.理论土力学.地质出版社,1960年
- 2 华东水利学院译.土石坝工程.水利出版社,1978年9月
- 3 张文倬.堤坝透水基础幕防渗估算.土石坝工程,1986年4期
- 4 H. B. 西特、J. M. 邓肯著.刘更新译.提堂坝的失事.北京院水利水电勘测设计院,1989年9月
- 5 张文倬.岩石坝基帷幕灌浆问题.水力发电学报,1990年3期
- 6 张文倬.岩石坝基固结灌浆问题探讨.水力发电学报,1991年3期

(收稿日期:19940218)

(下转第82页)

定电压,威胁电气设备运行的安全。调整主变分接头无济于事,请求电力系统中心调度所将大化电厂升压站的运行电压降低,他们又不同意。我们只好将降压主变改造为升压型式的主变使用,降压站母线运行电压偏高的问题方得到彻底解决。

7 负荷分析

1984年为施工准备阶段,主要的施工项目有:场地的“三通一平”,人工砂石料系统、供水系统、混凝土拌和系统和供电系统的安装,此阶段用电负荷较低,由巴马县小水电供电,1985年2月110kV降压站及其供电系统投入运行,3月厂坝主体工程正式开工,砂石、供水、混凝土拌和三大系统相继建成投产,电力负荷逐年增高。1989年3月完成厂坝基础开挖,掀起了厂坝混凝土浇筑的高潮。在此期间4台20t缆索起重机、两座 $4 \times 3\text{m}^3$ 拌和楼及其配套的

两座冷冻楼、两座压风站、5台10/30t门机,1台30t电吊同时运转,所以1989~1990年既是混凝土工程高峰期,也是供电系统的高峰期。1991~1992年随着混凝土施工任务的完成,负荷曲线下降。

8 结 语

大型水电工程施工用电是二类负荷,以大电网为主电源,用小水电为备用电源,总降压站10kV侧对重要的设备和基坑排水机组、缆索起重机、门式起重机、压风站及混凝土拌和楼等专线供电,再从总降压站的位置上考虑避开厂坝与砂石场开挖放炮,就能满足其对可靠性的要求。施工投入的机械多,设备容量大,选择降压站主变时,按总同时系数求计算负荷即可。

(收稿日期:19941212)

(上接第36页)

Seepage Stability at Contacts between Earth-rockfill Dam and Foundation

Zhang Wenzhuo

(Kunming Hydroelectric Investigation and Design Research Institute)

Abstract Seepage stability at contacts between impervious earth-rockfill dam and foundation is of great importance. Based on experinees gained from actual project experiments, treatments and propositions for avoid seepage failure are presented.

Key Words earth-rockfill dam seepage stability contact

(上接第59页)

Quality Examination and Control of Roller Compacted Concrete

Wang Binjun

(Chengdu Hydroelectric Investigation and Design Research Institute)

Abstract In the light of actual conditions and features of dam construction technology with roller compacted concrete in China, the Paper presents raw material of roller compacted concrete, quality examination and control of newly mixed compacted concrete, concrete outlet of mixer, assessment on drilling samples from lift. Quality examination, control and assessment on RCC in Tongjiezi project and Shibanshui project under construction are given.

Key Words roller compacted concrete VC value compacted density initial setting time sample check