

国际协力事业团
中华人民共和国
辽宁省水利厅

中华人民共和国
辽宁省大凌河白石水库工程试验计划调查

主报告书
(要约)

1997年9月

JICA LIBRARY



J 1140364 [9]

日本工营株式会社

AFA

JR

97-49

RY

国际协力事业团
中华人民共和国
辽宁省水利厅

中华人民共和国
辽宁省大凌河白石水库工程试验计划调查

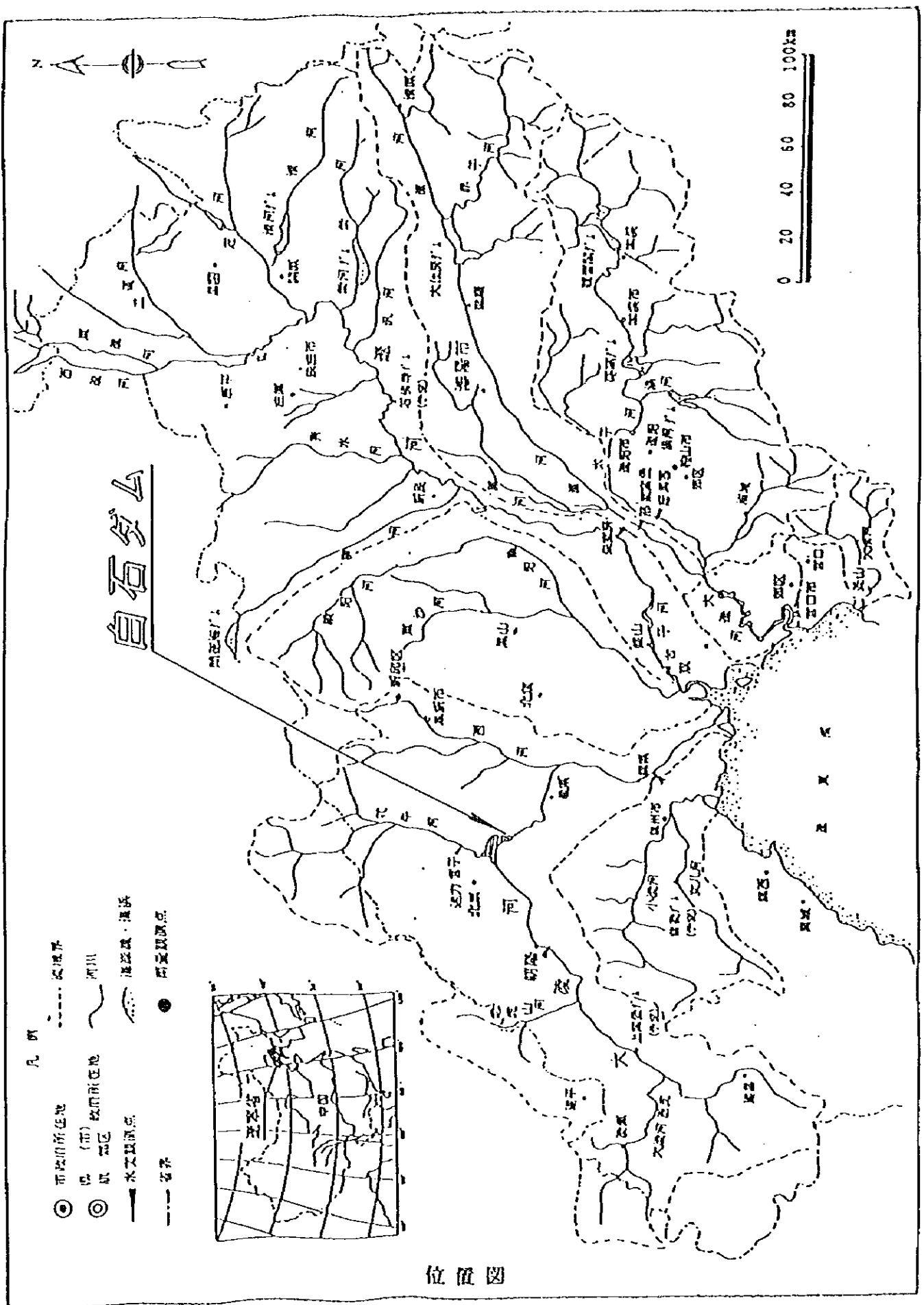
主报告书
(要约)

1997年9月

日本工营株式会社



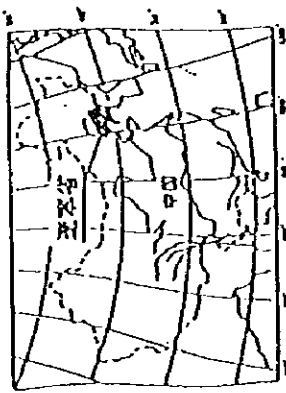
1140364 [9]



白石山

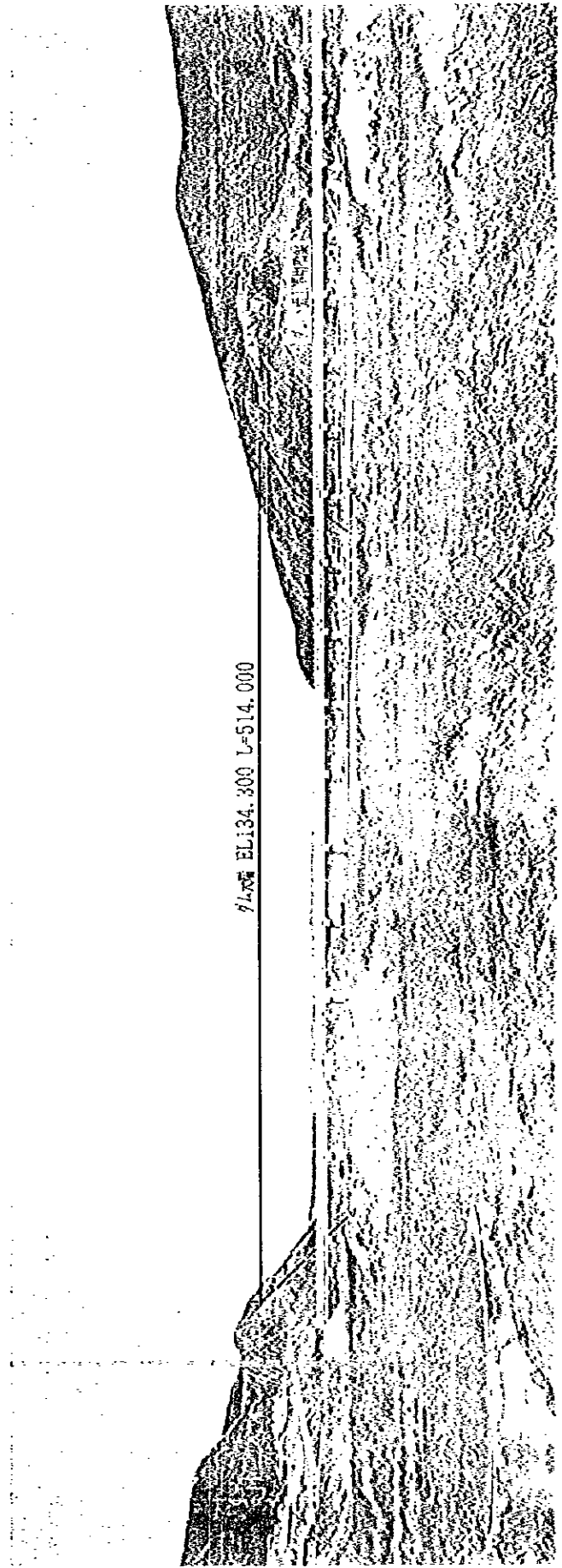
凡例

- 市、州所在地
- ◎ 县、(市) 政府所在地
- 水文观测点
- 省界
- 县境界
- 河流
- 灌溉渠、涵洞
- 雨量观测点



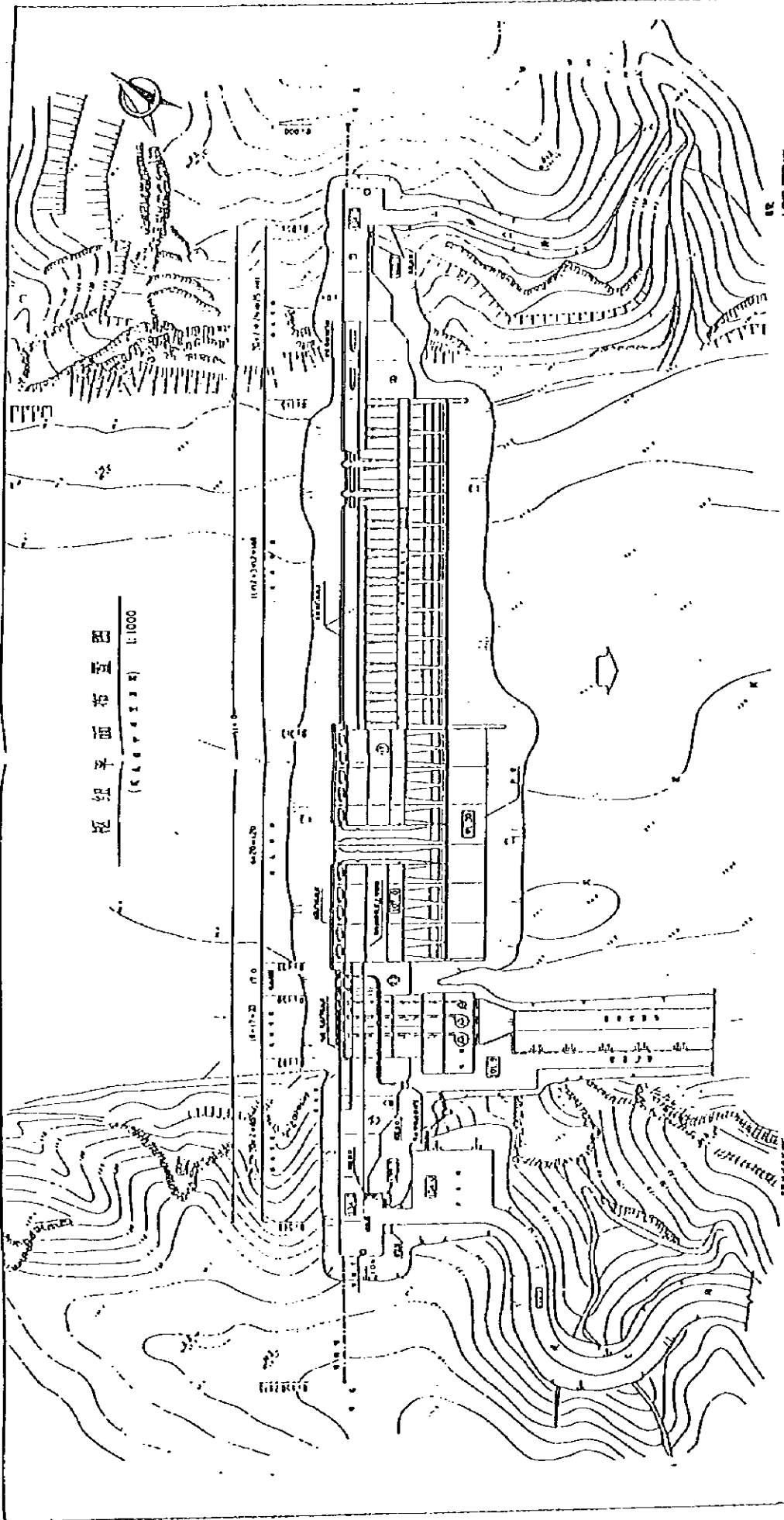
位置图





PLAN EL: 134.300 L-514.000

水库坝址照片



枢纽平面布置图
(比例尺 1:1000)

1. 枢纽布置图
2. 枢纽平面布置图

辽宁省水利水电设计所

设计人: 孙永刚 二一 一

校对人: 孙永刚

审核人: 孙永刚

批准人: 孙永刚

日期: 1958.10.10

比例尺: 1:1000

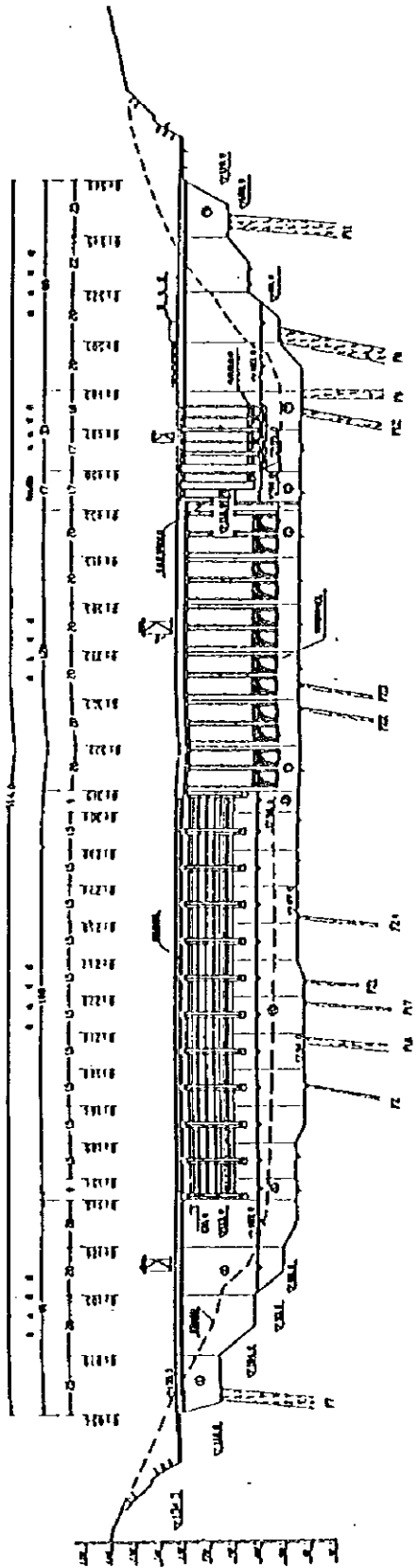
表 1

桩号	高程	流量	流速
1+000	100.00	100.00	1.00
1+100	100.00	100.00	1.00
1+200	100.00	100.00	1.00
1+300	100.00	100.00	1.00
1+400	100.00	100.00	1.00
1+500	100.00	100.00	1.00
1+600	100.00	100.00	1.00
1+700	100.00	100.00	1.00
1+800	100.00	100.00	1.00
1+900	100.00	100.00	1.00
2+000	100.00	100.00	1.00

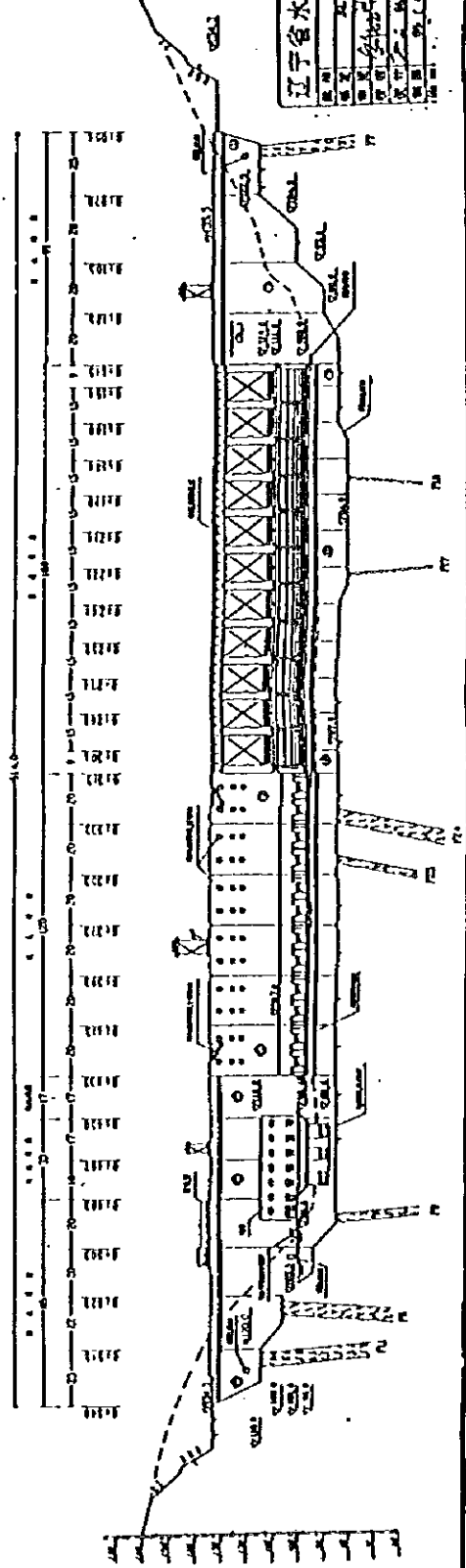
表 2

桩号	高程	流量	流速
1+000	100.00	100.00	1.00
1+100	100.00	100.00	1.00
1+200	100.00	100.00	1.00
1+300	100.00	100.00	1.00
1+400	100.00	100.00	1.00
1+500	100.00	100.00	1.00
1+600	100.00	100.00	1.00
1+700	100.00	100.00	1.00
1+800	100.00	100.00	1.00
1+900	100.00	100.00	1.00
2+000	100.00	100.00	1.00

上 游 立 面 图
1:1000

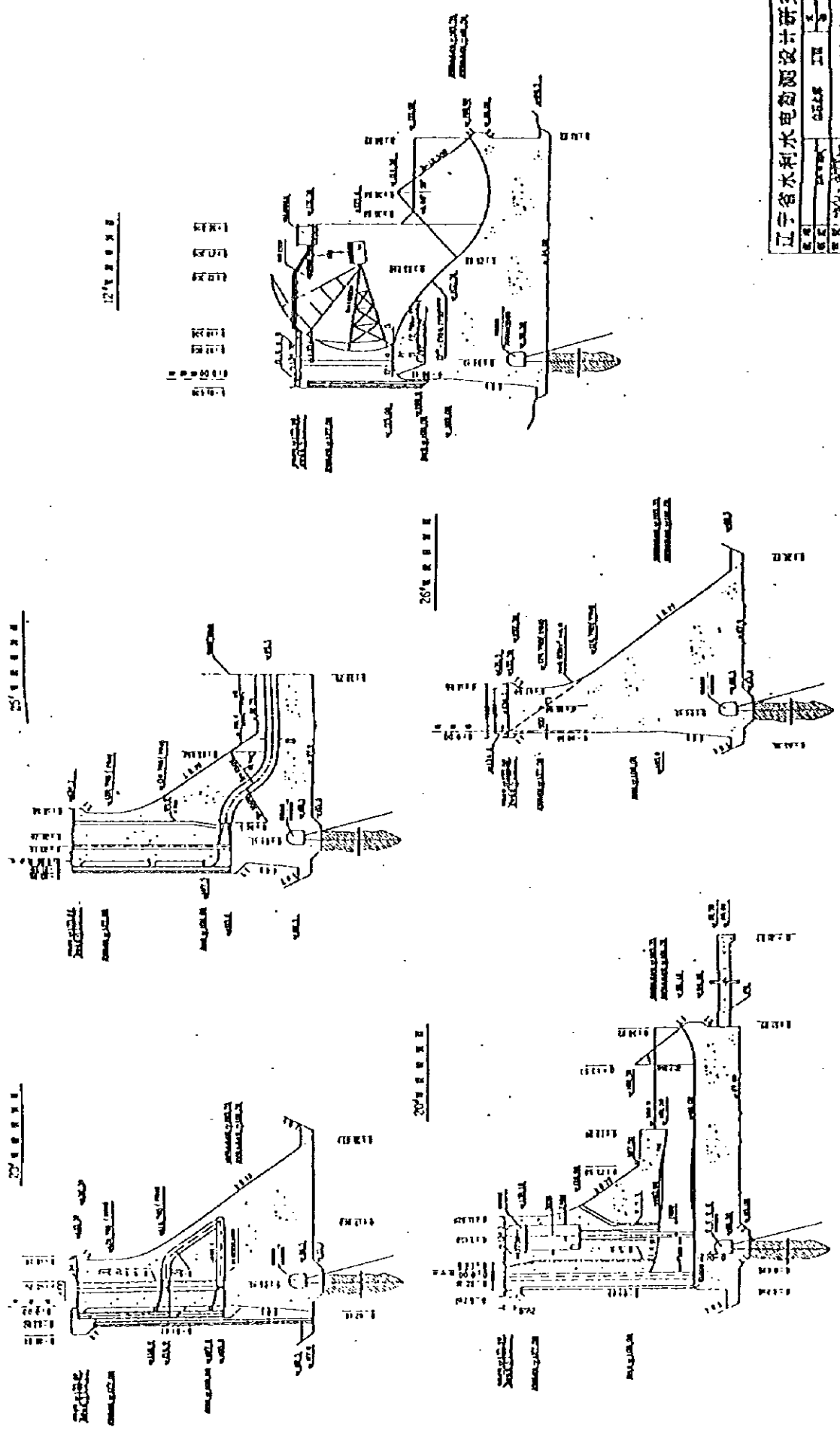


下 游 立 面 图
1:1000



辽宁省水利水电勘测设计研究所			
工程名称	设计阶段	工程名称	设计阶段
辽宁省中甸地方	初步设计	辽宁省中甸地方	初步设计
大板上下游立面图		大板上下游立面图	
设计人: 孙永刚	校对人: 孙永刚	设计人: 孙永刚	校对人: 孙永刚
日期: 1958.10.10	比例: 1:1000	日期: 1958.10.10	比例: 1:1000

辽宁省水利水电勘测设计研究院		图号	0254	工程	五里河工程
设计	王德林	设计人	王德林	校核	王德林
审核	王德林	审核人	王德林	审批	王德林
日期	1957.11.18	日期	1957.11.18	比例	1:100
大板桥高涵洞(60000)		比例	1:100	图例	



12' 纵断面

26' 横断面

27' 横断面

25' 横断面

27' 横断面

中华人民共和国辽宁省
大凌河白石水库工程实验计划调查
最终报告书 纪要

目 录

调查地区位置图

水库坝址照片

坝体平面图

坝体上、下游立面图

坝体断面图

1 序论	1
1.1 前言	1
1.2 计划的背景	1
1.3 调查目的和范围	2
2 白石水库开发计划	4
2.1 水库计划的可行性研究报告	4
2.2 改订水库计划（考虑到阎王鼻子水库）	4
(1) 初步设计	4
(2) 施工计划	7
(3) R C D 混凝土施工	7
3 调查实验结果	9
3.1 水库计划的可行性研究报告	9
(1) 一般地质概要	9
(2) 坝址的地质概要	9
(3) 剪断试验实行的缘由、目的	9

(4)	试验位置的选定	9
(5)	平板裁重试验、结果	10
(6)	剪断试验方法、结果	11
(7)	结论	12
3.2	水理模型实验	13
3.2.1	实验的目的	13
3.2.2	实验方法	13
3.2.3	实验条件	14
(1)	水位及流量条件	14
(2)	闸门操作规则	14
3.2.4	实验内容	15
3.2.5	实验结果	16
(1)	溢洪部的泄流能力	16
(2)	坝体的实验	18
(3)	消能部的实验	18
(4)	下游河道的实验	19
3.3	筑坝混凝土试验	24
3.3.1	试验内容	24
3.3.2	使用材料	24
3.3.3	试验结果及考察	25
(1)	大型试验体试验	25
(2)	隔热温度上升试验	32
3.3.4	总结	33
3.4	坝体混凝土的温度应力分析	34
3.4.1	目的	34
3.4.2	分析方法	34
3.4.3	分析条件设定	34
(1)	热参数	34
(2)	隔热温度上升方程	34
(3)	弹性模量	35

(4)	外部气温	3 5
(5)	库内水温	3 5
(6)	入仓温度	3 6
(7)	浇筑日程	3 6
3.4.4	调查断面的设定	3 6
3.4.5	调查形式的设定	3 7
3.4.6	分析举例	3 7
3.4.7	分析结果	3 8
(1)	最高温度	3 8
(2)	最大牵引变形	3 9
3.4.8	混凝土裂缝的防止对策	4 2
(1)	非越流部混凝土裂缝的控制对策	4 2
(2)	溢洪坝段混凝土裂缝的控制对策	4 3
(3)	底孔部混凝土裂缝控制对策	4 4
3.4.9	针对温度计测管理的建议	4 5
(1)	温度计测管理的目的	4 5
(2)	温度计测管理流程	4 5
(3)	温度计的分布	4 6
(4)	温度计测的设计值	4 6
(a)	关于非越流坝段的设计值	4 7
(b)	溢水道段的设计值	4 7
参考资料 1	(非越流坝体段的温度应力分析—追加分析)	4 8
(1)	目的	4 8
(2)	分析条件	4 8
(3)	分析结果	4 8
(a)	最高温度	4 8
(b)	最大张力形变	4 8
(4)	关于下游面越冬保温方法的研究	4 9
参考资料 2	(底孔部的着岩混凝土发生裂缝原因的分析)	5 0
(1)	目的	5 0

(2)	裂缝发生的原因	5 0
	(a) 基础岩髻弹性横量值影响	5 0
	(b) 潜水养生期间的影晌	5 0
	(c) 浇筑温度的影响	5 0
(3)	研究形式的设定	5 0
(4)	分析结果	5 1
(5)	裂缝发生原因的分析	5 1
(6)	对今后施工管理的建议	5 1
3 . 5	排砂, 淤砂的数学模拟	5 2
3 . 5 . 1	每日的流量, 流砂记录的分析	5 2
3 . 5 . 2	通过远距离调查, 推定土砂产生地区	5 2
3 . 5 . 3	利用闸门操作进行排砂, 其效果评价	5 2
3 . 5 . 3 . 1	目的	5 4
3 . 5 . 3 . 2	利用底孔的闸门开启排砂	5 4
(1)	准 3 维扩散数学模型	5 4
(2)	库内堆砂形状的预测	5 5
(3)	洪水时的库内流动及浮游砂形式	5 5
(4)	排砂效果较好闸门开启形式的制定	5 6
(5)	一般情况下库内浮游砂的状态	6 1
(6)	3 0 年后淤砂量的预测	6 2
3 . 5 . 3 . 3	利用洪水冲刷的排砂效果	6 2
(1)	泥流模拟模型	6 2
(2)	设想 1 9 6 9 年洪水时的模拟	6 2
(3)	模拟结果	6 3
3 . 5 . 4	向中方的建设	6 3
3 . 5 . 4 . 1	排砂模拟的讨论	6 3
3 . 5 . 4 . 2	对于流入库内土砂及淤砂的观测计划	6 4
3 . 5 . 4 . 3	对综合淤砂对策的建设	6 4

1 序论

1.1 前言

中华人民共和国辽宁省水利厅（以下略称水利厅）与日本国际协力事业团（以下略称为事业团）于1995年9月27日签定了大凌河白石水力工程的试验计划调查（以下略称为本调查）。此报告书是基于本调查的实施细则（S/W）而作成的进展报告书。

本报告书由水库计划的评价及原位置岩盘剪断试验结果的概要、[混凝土的配比试验]及[混凝土的热力学试验]的结果出发，根据混凝土温度控制计划进行施工方法的评价和制定，及[对坝体全体水理模型实验]、[坝体断面抽出水理模型实验]的结果评价等组成的。

1.2 计划的背景

基于中国政府之请，于1990年12月到1993年3月间，进行的3次[中国辽宁省辽河三角洲农业综合开发计划调查]中，制定了[辽河三角洲农业资源综合开发计划的基本计划(M/P)]，对在M/P中放置于最优先地位的白石水库建设计划，为了评价在技术和经济上的合理性，实行了[白石水库建设划可行性调查(F/S)]，得到了白石水库建设计划在技术、财政方面可能实施的评价结果。对大凌河水系的水资源开发来说，至今为止还没有过这样积极的推动事业。近年来，辽宁省同以前相比，全省的用水不足状态更加紧张、深刻。辽河三角洲农业开发中必要的灌溉用水和大凌河中、下游急需增加的城市生活用水、工业用水的水源供给，作为对策期待着白石水库及上游的阎王鼻子水库的早期开工与完建。

但是，白石水库在建设及使用上面临着重要课题，就是在严峻的气候条件下，浇混凝土对裂缝发生的防止，和上游流入库内的大量土砂的处理问题。本报告书在白石水库建设的实施之前，对以下4个项目进行了试验与讨论，建议其结果在水库具体设计、施工及水库使用计划上予以参考。

- (1) F/S调查中实施的淤砂、排砂模拟的评价。
- (2) 从排砂、洪水调节的立场出发，决定最合理的水坝形式，以此为目的根据大型水理模型实验及结果制定排砂利水计划。
- (3) 在坝体建设预定地点实施现场大型岩盘剪断强度试验。
- (4) 利用RCD工法浇筑混凝土的防止裂缝发生对策的探讨。

根据这些，中国政府于1993年9月，请我国进行白石水库建设中为决定水理诸元而必要的实验（水理模型实验等）及资料整理。受请之下，日本政府于1995年9月派遣事前调查团，对于调查地区、内容与中方签定协议，并在〔辽宁省大凌河白石水库的实验计划调查〕细则上取得一致意见，于是本调查得以开始实施。

1.3 调查的目的和范围

本调查目的和范围由以下几点组成：

(1) 调查目的

- (a) 关于中国辽宁省大凌河白石水库建设工程，我国将把进行从1990年12月到1993年3月实行的〔中国辽宁省辽河三角洲农业综合开发计划调查〕—〔白石水库建设计划可行性调查〕中指出的补充实验，确定包括水理诸元在内的最适于水库设计诸元及最合理水库运用方式为目的。
- (b) 在不同实验项目的实验方法及实验数据的分析手段、思考方式等，对中国的技术人员进行技术转让和指导。

(2) 调查地区

作为调查地区是中国辽宁省大凌河距河口180KM的上游，白石水库建设坝址预定地。

(3) 调查的内容和范围

- (a) 前次F/S调查结果及调查后中国方面进行的调查、设计的评价。
- (b) 制定有关白石水库建设计划各项实验的详细进行计划。

(c) 各项实验中对中国方面工作的建议和日本方面的分析工作。

(d) 各项实验分析结果的总结工作和报告书的作成。

试验项目和目的、内容、期间及关于本调查的中日双方的工作分担等一概组成如表 1·3·1 中所记载。

2. 白石水库开发计划

2.1 水库计划的可行性研究报告

大凌河由辽宁省的西部山区流入辽东湾，全长 435 公里，流域总面积 23,263km²。白石水库位置距河口 180 公里，坝址以上控制面积 17,649km²。

白石水库的建设地点在义县上游 40 公里，大凌河干流上，基础岩盘是坚硬的玄武岩质安山岩。就混凝土重力坝来讲，地质情况上没有问题，溢洪坝段作为坝体的基本配置设在河道的中心，具有校核洪水量(5000 年一遇洪水)46,560m³/s 的放流规模，溢洪闸门之间以分散配置方式安排与闸门数相当数量的底孔。考虑到上坝公路的布置电站配置在右岸侧，坝体混凝土浇筑的施工面宽敞，到标高 EL115.0m 处采用 RCD 工法，当施工面窄于 10m 时，由于自卸卡车进不去溢流部分，换用 10tonx40m 塔吊和 3m³ 的混凝土斗进行浇筑。坝体的平面图、上、下游立体图和断面图如文章开始之前所示。

2.2 改订后水库计划(考虑到阎王鼻子水库)

(1)初步设计

白石水库建设计划的可行性(F/S)调查于 1991 年实施，1993 年 3 月国际协力事业团提出报告书，于此时中国政府重新制定在 2000 年的工业生产总价值目标，为了这一目标的实现，实行了包括阎王鼻子水库计划在内的白石水库建设可行性调查，并于 1993 年 8 月完成了调查报告书。随之辽宁省为白石水库建设早日得以实行，加入了具体部分的验证，在 1996 年总结为白石水库工程初步设计报告书(实施设计报告书)。主要构造里被更改的内容如表 2.21 所示。在这次初步设计中，可行性调查(F/S)之后又附加了以下的几个内容。

- A. 最新水文资料的增加(1986-1992 年数据)。
- B. 过去的几次大洪水中，对 1949 年洪水规模的重新考察。
- C. 在重新分析水文资料同时，进行流沙量的验证。
- D. 在考虑到阎王鼻子水库计划实施情况下的白石水库库内流入土沙量的验证
- E. 在分析水文资料的同时决定水库和坝体的规模
- F. 根据坝址的地质条件而变化坝线
- G. 溢洪坝段的配置

在初步设计中对上述内容进行了讨论，改订的主要内容体现在下表中，并与可行性调查时的做以比较。

表 2. 2. 1 白石水庫可行性調查与初步設計的計劃內容比較

項目	F / S	初步設計
流域面積	17,649km ²	17,649km ²
校核洪水流量 (1/5000)		46,500m ³ /S
包括閘王鼻子水庫時		45,472m ³ /S
設計洪水流量 (1/5000)		30,600m ³ /S
包括閘王鼻子水庫時		30,233m ³ /S
年平均流出量	14.37 億 m ³	13.45 億 m ³
年平均流砂量	2,382 万吨	2,143 万吨
校核洪水位 (5000年一遇)	EL. 133.40m	EL. 133.55m
設計洪水位 (5000年一遇)	EL. 130.80m	EL. 132.27m
常位滿水位	EL. 127.00m	EL. 127.00m
洪水期限制水位 (7月1日~9月10日)	EL. 124.00m	EL. 125.60m
最低水位 (第一期25年推砂)	EL. 110.00m	EL. 108.00m
(第二期50年推砂)	EL. 119.00m	
總貯水量	16.10億 m ³	16.45億 m ³
洪水調節容量 (原河床)	8.06億 m ³	(原庫) 7.55億 m ³
EL. 133.4m~ 第一期25年推砂	7.91億 m ³	(30年) 7.31億 m ³
EL. 124.0m 第二期50年推砂	7.40億 m ³	
利水容量		
第一期25年推砂 EL. 127.0m~EL. 110.0m	6.57億 m ³	(原庫) 8.70億 m ³
第二期50年推砂 EL. 127.0m~EL. 119.0m	3.04億 m ³	(30年) 6.25億 m ³
推砂容量 (傾斜推砂)		
第一期25年推砂 上游壩前EL. 110.0m	3.70億 m ³	
第二期50年推砂 上游壩前EL. 110.0m	7.40億 m ³	
壩體形式	重力式混凝土壩	重力式混凝土壩
壩頂標高	EL. 134.50m	EL. 134.30m
基礎標高	EL. 83.00m	EL. 87.00m
壩頂長度	565.0m	514.0m
壩體高	51.5m	50.3m
壩體體積	57萬 m ³	57.53 萬 m ³
壩體坡比上游面	垂直	EL. 103附近 1: 0.1
下游面	1:0.7 ~ 1:0.76	1:0.76
溢流部 形式	壩上越流式	壩上越流式
主閘門	15門	徑向門 11門
副閘門	B=10.0m x H=9.3m	B=12.0m x H=15.8m
		COASTER 門 2 門
		B=12.0m x H=12.06m
	EL. 120.0m	EL. 115.0m
	倒裝斗式型	倒裝斗式型
	10,900d/S	11,340d/S
	15,400d/S	20,610d/S

<p>底孔 形式 孔數 孔底高程 進口閘門 非常用 出口閘門 常用</p> <p>設計洪水位放流量 校核洪水位放流量</p>	<p>壩體內孔形 1 5 孔 短形断面 EL. 96. 0m 滾動門 1 門 B=5. 0m x H=8. 0m 1 5 門 B=5. 0m x H=5. 5m 8, 900 m³/S 9, 100 m³/S</p>	<p>壩體內孔形 1 2 孔 短形断面 EL. 96. 0m 滾動門 1 門 B=6. 0m x H=9. 65m 徑向門 1 2 門 B=4. 0m x H=5. 5m 5, 887 m³/S 6, 013 m³/S</p>
<p>取水口 形式 門數 閘門</p> <p>過濾欄 底高 NO. 1 NO. 2 NO. 3</p> <p>導水鋼管 導水鋼管中心標高</p>	<p>選取取水形式 3 門 滾動門 1 門 B x H=3. 0m x 3. 0m 鋼制固定形 EL. 106. 0m EL. 113. 0m EL. 120. 0m φ=2. 0m×3根 φ=1. 5m×1根 EL. 117. 0m</p>	<p>選取取水形式 2 門 滾動門 1 門 B x H=2. 6m x 2. 6m 鋼制固定形 EL. 105. 0m EL. 116. 0m φ=1. 6m×2根 EL. 1, 105. 8m</p>
<p>電站 形式 構造</p> <p>裝機額定功率</p> <p>水輪機形式</p>	<p>壩體正下方 地上式 鋼筋混凝土 (B=24m×L=24m) 8, 750 Kw 2, 500Kw×3台 1, 250Kw×1台 轉漿式水輪機</p>	<p>壩體正下方 地上式 鋼筋混凝土 (B=15. 24m×L=42. 5m) 9, 600 Kw 4, 000Kw×2台 1, 600Kw×1台 轉漿式水輪機</p>

(2) 施工计划

白石水库坝址距上园站 13 公里，义县 45 公里，北票市 71 公里，锦州市 110 公里，公路设施齐备，工程物资可以通过铁路和公路进入现场，骨料制造设备、混凝土拌和设备，试验室等及堆料场布置在下游右岸的高处平地里。

坝址下游的河岸作为天然的骨料采集场，调查了 782,250 平方米的范围，储存量 3,680,000 立方米，可以充分满足需要量，砾石的含有量小，粗骨料不足部分由柳黄屯原石山及坝体右岸上游的第三原石山的玄午岩质安山岩补充。(F/S 时坝址上游右岸的 6 公里的南湾地区为预定采集场)

水泥由抚顺水泥厂供给，粉煤灰由内蒙古元宝山火力发电站供给，钢材由鞍山钢铁厂提供，油类物由北票市供应，另外工程用电从常河子 66KV 送电线接电。

出于底口集中布置方式，先对右岸进行施工，进行利用 RCO 工法工期的讨论，并进一步就缩短一年工期，1996 年 9 月开始坝体混凝土浇筑，2000 年竣工进行了计划。

施工导流按两段三期导流方式，第一期先围右岸，结合 16 号坝段上下游修筑混凝土纵向围堰，第二期围左岸，采用 17 号至 22 号坝段的 12 个 4x7 米底孔和 23 号至 25 号坝段宽 150 米构成的缺口联合泄洪，第三期围电站坝段缺口。

坝体混凝土的浇筑，根据初步设计 1996 年开始施工，计划如下

1996 年	8,700 立方米
1997 年	170,200 立方米
1998 年	220,500 立方米
1999 年	144,400 立方米
2000 年	31,500 立方米

(3) RCD 混凝土施工

混凝土的浇筑方法利用 RCD 工法，针对配比的预备试验已经结束，现在正在确定配比的试验。

浇筑进度是 RCD 混凝土每次浇筑高度 0.75 米，养生 5-7 日，普通混凝土一次浇筑 1 米养生 10 天，具体的浇筑进程根据 1996 年度的进展状况再行讨论。

混凝土的搬运由坝体下游 1.5 公里的拌和楼开始用自卸卡车运送，RCD 混凝土直接送进坝段，其它的用吊斗浇筑。

1996年8月为止，准备工程结束，骨料生产开始，在下游水冲部分设定了施工试验场，1996年9月中旬进行了RCD混凝土转压试验。

坝体的混凝土到EL189米为止，有2.0米厚的混凝土护面，10月25日浇筑为止，10月25日至11月15日进行越冬养生，与河道水位一致的全体浸水养生。

1997年EL89米以上的混凝土浇筑重新开始，虽然在计划中EL89米以上应当是RCD混凝土，但是由于越冬混凝土上部的温度查较大，对内部有影响，有必要考虑用1-2个浇筑高度的普通混凝土代替RCD混凝土。

3 调查实验结果

3.1 原位置岩盘剪断试验结果

(1) 一般地质概要

白石水库周围，先震旦系的变成岩类、混成花岗岩类及堆积岩类位于最下层，与其处于断层关系的是中生代侏罗系的堆积岩类和火山岩类另外在这些之上的是覆被着第四系全新统未固结堆积物分布在河床部平地，地质构造特点是复数褶皱构造呈北北东—南南西走向，库区正处在一个褶皱的最东端，露出地层是侏罗系的最下层。

(2) 坝址的地质概要

坝址地点的大部分由玄武岩质的安山岩构成，下游处的一部分是凝灰质砾岩。这中间构成坝基岩盘的是玄武岩质安山质，岩质坚硬、不易风化，呈沿流理的板状节理。地表附近则为易碎的扁平状。地层构造呈北西—南东走向，向北西（上游）方面约有20度倾斜。再有坝线为北西—南东走向，倾斜70—80度。坝线上有几条数米宽的断层及一些较窄的破碎带（几十厘米以下）。

(3) 剪断试验实行的缘由、目的

日本国际协力事业团的可行性调查中，对中国方面在1961年设定老坝线上（新坝线上游）做的现位置剪断试验结果改变了看法。在这个结果中，纯剪断强度的试验值与其它从各种物理性质值推导值相比较，结果显示非常小。迄今为止的试验方法是中国方面一直所使用的〔平推法〕，由此，在可行性调查报告中，建议有必要利用国际惯用的方法（斜推法）来确认试验值。这次的试验就是在这个建议被采纳的情况下进行的。

(4) 试验位置的选定

坝基岩盘的大部分所在的是微风化岩，（C II级岩盘），有必要确认这个岩级的试验值。在已设定的调查横坑NO.111中也有这种微风

化岩的出现。已经进行了 1 2 组的试验（平推法）。对于这个横坑如果采用斜推法进行试验的话，可以与已有的试验值相比较，而且坝基岩盘的强度也可以得到确认，试验就在已经设定的 NO. III 横坑进行了。

(5) 平板载重试验、结果

以下说明试验的方法、结果。

垂直载重：10、20、30 Kgf/cm² 三阶段，最大值在 30 Kgf/cm² 循环载重。

载重板径： $\phi = 50 \text{ cm}$

平板载重的试验结果：

试验番号	变形系数(D)	接线弹性系数(EI)	割线弹性系数(Es)
111-2-7E	39,400	92,700	25,000
111-2-8E	30,900	71,300	68,600
111-2-9E	51,500	92,700	53,000

变形系数、弹性系数

作为变形系数、弹性系数，认为以下的值较合理：

变形系数 D：30,000 Kgf/cm²

弹性系数 E：70,000 Kgf/cm²

另外在已有的试验值中，变形系数大约在 5,000~35,000 Kgf/cm² 的范围之间，弹性系数大约在 10,000~50,000 Kgf/cm² 的范围之间，

显示出比这回试验结果较小的数值。

由此原因，在已经进行的试验岩盘的试验面上(1) 龟裂较多。

(2) 同时存在有松懈开口已风化面。

(6) 剪断试验方法、结果

试验方法：〔斜推法〕试件剪断试验（混凝土块试件、底面尺寸为 $60 \times 60 \text{ CM}$ ）。

载重形式：

项 目	内 容
初期垂直载重阶段	2、6、12KGF/CM ² (=7.2, 21.6, 43.2 ton)
垂直载重方式	随剪断载重增加，维持垂直载重上升部分
垂直预备载重	1、6、5KGF/CM ² (=3.6, 10.8, 18 ton) 循环反复载重
垂直载重速度	2Kgf/cm ² (=7.2 ton/分)
剪断载重开始时间	垂直预备载重后，5分钟
剪断载重速度	0.56Kgf/cm ² /min(=2 ton) 的速度持续5分 后，静止2分，反复运行
试验个数	合计6处（微风化岩）

试验结果

由于残留强度试验所得到的内部摩擦角 $\phi = 52.6'$ 可以认为是基础岩盘的最小内摩擦角。从安全方面出发，作为这一岩盘的内部摩擦角时推定纯剪断强度 $\tau_c = 14.3 \sim 23.6 \text{ KG/cm}^2$ 由此从安全考虑的相应值 $\tau_c = 15.0 + c \cdot \tan 52.6'$ 作为本试验的试验值是可能的。另外，从剪断后的剪断面来看，剪断破坏部位 80% 以上发生在混凝土试件或混凝土块与岩盘接触面上，所以说基础岩盘强度比以上所提示的强度值更加大。

(7) 结论

本试验的结果表明，针对计划中的白石水库现有设计，基础岩盘具有足够的强度。

3.2 水理模型实验

3.2.1 实验的目的

白石水库是辽宁省辽河三角洲农业开发事业的核心，是作为具有农业灌溉、城市生活、工业用水供给、防洪发电及水产养殖等功能的多种目的的水库而建设的。

这个水理模型实验是在验证初步设计中溢流部的放流能力、消流效果，对下游河道的影响的同时，决定安全、合理的各种水理因素做为目的。

3.2.2 实验方法

模型

溢流部的水流形式受重力影响非常强烈的原因，遵循弗郎德的相似律进行了本实验。

实验模型有溢流部全体模型，底孔抽出模型和溢流部抽出模型3种。所用比例尺及比例关系如表3.2.1。

表 3.2.1 各处的比例尺关系

各水理因素	溢洪部全体模型	底孔抽出模型	溢流部抽出模型
长度 K_l	1/100	1/50	1/50
流速 K_v	1/10	1/7.07	1/7.07
流量 K_Q	1/1000,000	1/17,678	1/17,678
压力 K_P	1/100	1/50	1/50
粗度力数 K_n	1/2.154	1/1.919	1/1.919

3. 2. 3 实验条件

(1) 水位及流量条件

表 3. 2. 2 溢洪道的水位~流量关系

流量	貯水位	下遊河道水位
50年一遇流量: 5, 664 m ³ / s	E L. 130. 24 m	E L. 97. 43 m
100年一遇流量: 12, 853 m ³ / s	E L. 130. 47 m	E L. 100. 33 m
200年一遇流量: 16, 333 m ³ / s	E L. 131. 25 m	E L. 101. 28 m
設計洪水流量: 17, 227 m ³ / s	E L. 132. 27 m	E L. 101. 51 m
校核洪水流量: 26, 626 m ³ / s	E L. 133. 88 m	E L. 104. 03 m

(2) 闸门操作规则

表 3. 2. 3 闸门操作规则

貯水位	底孔	溢流部
125. 6 m ~ 126. 9 m	12孔全開	11門 全閉
126. 9 m ~ 128. 8 m	6孔全開	11門 全閉
128. 8 m ~ 130. 3 m	12孔全開	11門 全閉
130. 3 m ~ 131. 2 m	12孔全開	11門 e = 5 m
131. 2 m ~ 132. 7 m	12孔全開	7門 e = 5 m 4門 全開
132. 7 m ~	12孔全開	11門 全開

3. 2. 4 实验内容

这一实验对以下内容进行了验证。

表 3. 2. 4 实验内容一览表

实验名	验证内容
溢洪部 全体模型 实验	①溢流部的验证：流况、水面形状、放流能力 ②溢流部的验证：流况、水面形状、导流壁高度 ③消能部位的验证：流况、水面形状、消能功能、消能坎形状 ④下游河道的验证：流况、水面形状、流态分布、冲刷状况 ⑤溢洪部各种元素的决定
	参考流量：50年、100年、200年、500年、5000年一遇的流量
底孔抽出 模型实验	①流量的验证 ②作用压力的验证 ③底孔各种元素的决定
	参考流量：分别为50年、100年、200年、500年、5000年一遇的流量
溢流部抽出 模型实验	①作用压力的验证 ②溢流部各种元素的决定
	参考闸门开度：e = 0.5, 1, 2, 3, 4, 5 m 和全开

3.2.5 实验结果

(1) 溢洪部的泄流能力

白石水库溢洪部储水位与放水量关系的调查结果如图 3.2.1 及表 3.2.5 中所示。

1) 底孔部位放流量

设计洪水位 (500 年一遇) 流量在 $330 \text{ m}^3/\text{s}$ (5.6%),
校核水位 (50000 年一遇) 流量在 $353 \text{ m}^3/\text{s}$ (5.9%),
都分别在计划值之上。

2) 溢流部放流量

校核水位高程 EL. 133.88m (50000 年一遇流量) 时的放流量是
 $22,898 \text{ m}^3/\text{s}$ 比计划值 $20,613 \text{ m}^3/\text{s}$ 多出 $2,285 \text{ m}^3/\text{s}$ (11.1%)

3)

底孔及溢流部的合计放流量比设计洪水位时的流量多 8.2%
比较核水位时的流量多出 9.9%。假设淤砂达最高限, 淤
砂面与溢流顶部一致时, 溢流部的流量变小, 校核水位时的
溢流部放流量比计划值减少 $6100 \text{ m}^3/\text{s}$ 。全体的合计放流量比
计划值减少 $5700 \text{ m}^3/\text{s}$ 。同时了解到, 溢流部的放流量对库
内淤砂高度很大的影响。

在溢流部前如果发生淤砂, 并且淤砂面达到溢流顶部高
度的情况, 溢流部的流量系数变小, 校核水位时的溢流部放
流量比计划值约减少 $6100 \text{ m}^3/\text{s}$, 全体放流量比计划值减少
 $5700 \text{ m}^3/\text{s}$ 。

假设库内淤砂面确实上升得非常高的情况下, 由于在溢
流部的附近水流复杂, 起冲刷作用, 在实验中想定的与溢流
顶部一般高的淤砂是不可能形成的。于是得出溢流部的放流
量即使由于库内淤砂流量系数减少, 也没有出现比计划值小
的可能, 所以白石水库的放流能力设计是合理的。

表 3. 2. 5 白石水库溢流部貯水位～放流量关系

洪水年	貯水位 (EL. m)	底孔流量 (m ³ /s)			溢流部流量 (m ³ /s)			全体流量 (m ³ /s)		
		設計値	実験値	誤差%	設計値	実験値	誤差%	設計値	実験値	誤差%
1/50	130.24	5664	6018	6.25	0	0	0	5664	6018	6.25
1/100	130.47	5687	6041	6.22	7166	7589	5.90	12853	13630	6.05
1/200	131.25	5772	6119	6.01	10561	11381	7.76	16333	17500	7.15
1/500	132.27	5887	6217	5.61	11340	12433	9.63	17227	18650	8.26
1/5000	133.88	6013	6366	5.87	20613	22898	11.09	26626	29264	9.91

(2) 坝体的实验

1) 在校核水位时坝顶构造的余高

最高贮水位校核水位时的水面与坝顶的余高，是在闸墩墙上游端形成的最小水位EL、111.66m的余高，满足日本的〔余高 ≥ 1.5 M〕设计标准。对弧形闸门的支架来说也有3.5M的余高。

2) 闸墩墙下游端的导流面形状

为了调整导流面的强度及对左岸山堤的流向，提议导流面最终形状如图3.2.2中所示。

3) 坝体的作用压力

对50年，100年，200年，500年，5000年一遇的流量，调查了底孔内的作用压力。其结果，没有发现在底孔内部发生负压，底孔现有设计形状没有问题。

4) 溢流部的作用压力

分别就在校核水位及正常水位、闸门部分开放及全开时进行调查，结果是在闸门全开时两种水位情况下都没有发生负压。

闸门部分开放时，不同水位情况下，有以下的负压产生：

贮水位在正常水位时，闸门开度在0.5M处，闸门下游面产生-0.19M水头的最大负压。校核水位时，最小负压为-1.34M水头（溢流水头的1/4）。

日本的设计标准中，〔溢流部的允许负压为-3M水头〕，白石水库溢流坝段发生的负压在允许负压的1/2以下，所以不存在问题。验证溢流坝段纵断面形状是合理的。

(3) 消能部位的实验

1) 底孔部挑流的飞散水流

各种流量下的放出水流都呈飞散状态，下面持有空间的放出水流呈安定的放流状况，由于是管路放流，库内贮水位即使有所变化，放流量的变化还是较小，单位宽流量在 $60\text{m}^3/\text{s}/\text{m} \sim 65\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ 的范围内，放

流状况变化小，飞出距离基本一定，从挑流坎开始在下流 46M ~ 49M 地点落下。

2) 溢流部的挑流飞散水流

流量在 1000 年 ~ 5000 年一遇流量时，飞出距离从挑坎开始到下游 50M ~ 54M 处地点。在 5000 年一遇流量时，飞出距离缩短至 37M，这是由于在闸墩下游端的导流面处水流变厚，导流面的流向转变影响显著。水体全体方向向上方射出，飞出距离缩短。从这种放流状况发生的频率判断，不会存在问题。

(4) 下游河道的实验

1) 水位

发电站放水路的导流墙顶高 EL. 101.80M (按 2000 年一遇流量设计) 与同流量形成水位之间关系，满足水位以导流墙低 0.07M 的设计。超过设计流量的 5000 年及 50000 年一遇流量时，水位分别比导流墙高出 9M 和 2.9M。

2) 流连

底孔单独放流时，50 年一遇流量情况下，飞散水流在 S11. D 0+250 处以 6 ~ 7 M/S 流速流下，而在 S11. D 0+350 地点附近流速加大到 8 ~ 9 M/S，底孔与溢流部同时放流的 100 年一遇流量以上时，从溢流坝段流出的水流将在流下同时充满河道。100 年一遇流量放流时，底孔流出流速大于溢流部流出流速。200 年一遇流量时，基本上两者流速相同，500 年以上一遇流量时，溢流部流出流速会比较大。溢流坝段正下方到 S11. D 0+200 之间，沿左岸山堤将发生高流速水流 200 年一遇流量时流速为 6.3 m/s，500 年一遇流量时流速在 9.6 m/s，有必要对这一区间增加护岸等堤岸保护工程。

3) 河床的冲刷形状

河床的冲刷实验以 50 年到 1000 年一遇 5 种流量进行的，结果在表 3. 2. 2 中表示。

根据中国方面的经验判断，影响冲刷坡度范围在2.5左右，从纵断冲刷形状来看，对坝体基础影响的可能会很少。

另外，对右岸的电站放水导流墙，距底孔约30M，底孔部的最大冲刷高度EL.81.1M，根据上面表示的冲刷坡比产生的影响范围计算出在导流墙处的高度为EL.93.1M，这一高度刚能相当于导流处现河床的高度，可以说对导流墙基础没有冲刷影响。

表 3. 2. 6 底孔部下游河道的冲刷

洪水等级	上游水位 (EL. m)	下游水位 (EL. m)	单位宽流量 (d/s/m)	冲刷深tk(m)		冲刷标高(EL. m)		水流飞出 距离L(m)	L/tk
				计算值	实测值	计算值	实测值		
1/50	130.24	97.43	61.04	16.20	12.30	78.41	81.70	59.0	4.57
1/100	130.47	100.33	61.34	12.94	12.41	81.07	81.59	53.0	4.17
1/200	131.25	101.28	62.36	12.12	12.65	81.88	81.35	53.0	4.19
1/500	132.27	101.51	63.27	12.16	12.72	81.85	81.28	53.0	4.27
1/5000	133.88	104.03	64.89	9.74	12.90	84.53	81.10	51.0	4.15

(L/tk值用实测值计算)

表 3 . 2 . 7 溢流部下游河道的冲刷

洪水等級	上游水位 (EL. m)	下游水位 (EL. m)	單位寬流量 ($d^3/s/m$)	冲刷深 tk(m)		冲刷標高(EL. m)		水流飛出 距離L(m)	L / tk
				計算值	实测值	計算值	实测值		
1/50									
1/100	130.47	100.33	43.17	9.83	11.82	84.17	82.18	69.0	5.84
1/200	131.25	101.28	63.62	12.32	16.32	81.68	77.68	69.0	4.23
1/500	132.27	101.51	68.31	12.93	17.00	81.07	77.00	69.0	4.06
1/5000	133.88	104.03	139.76	18.98	19.60	75.02	74.40	64.0	3.27

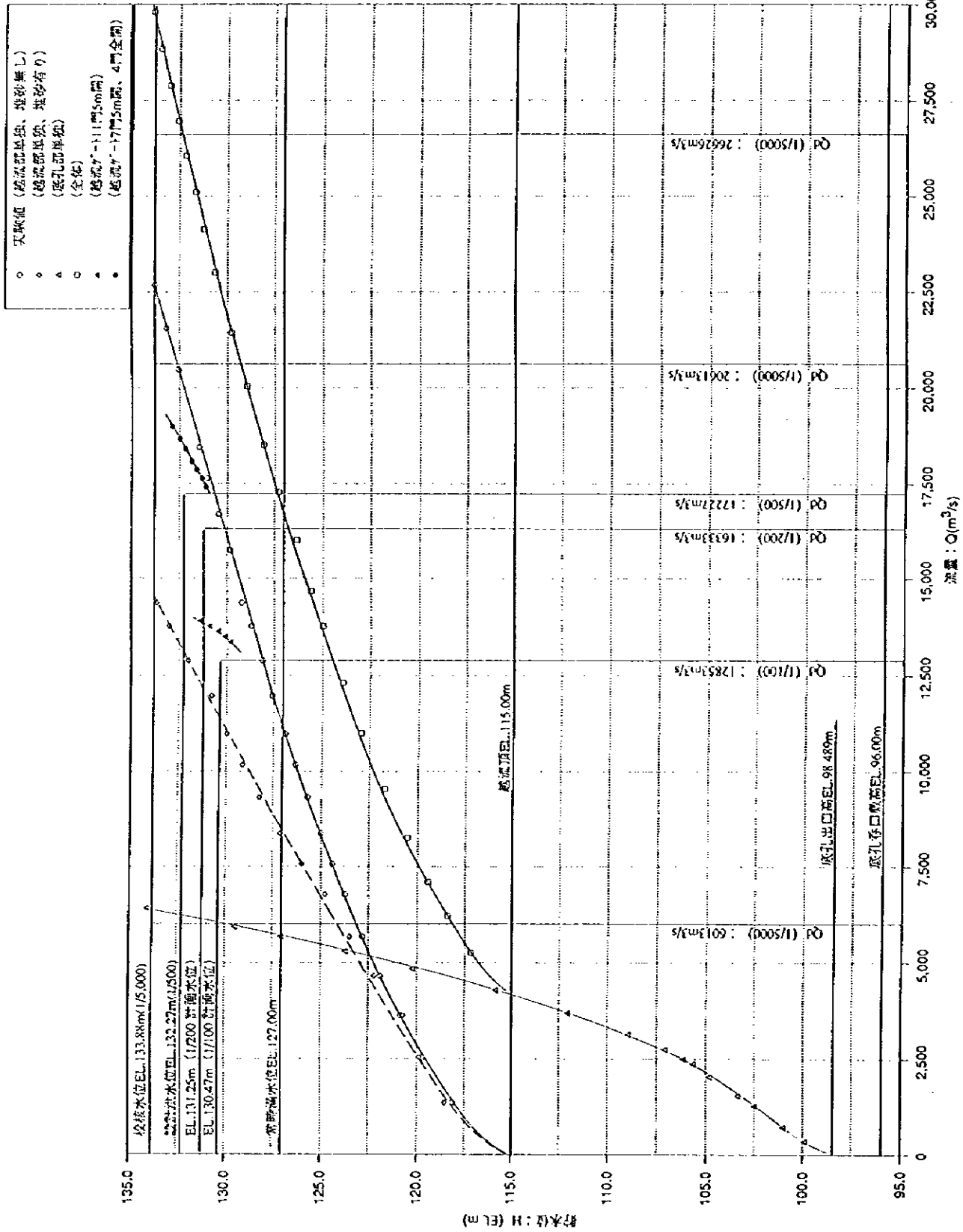


図-3.2.1 白石ダム洪水吐 貯水位～流量関係

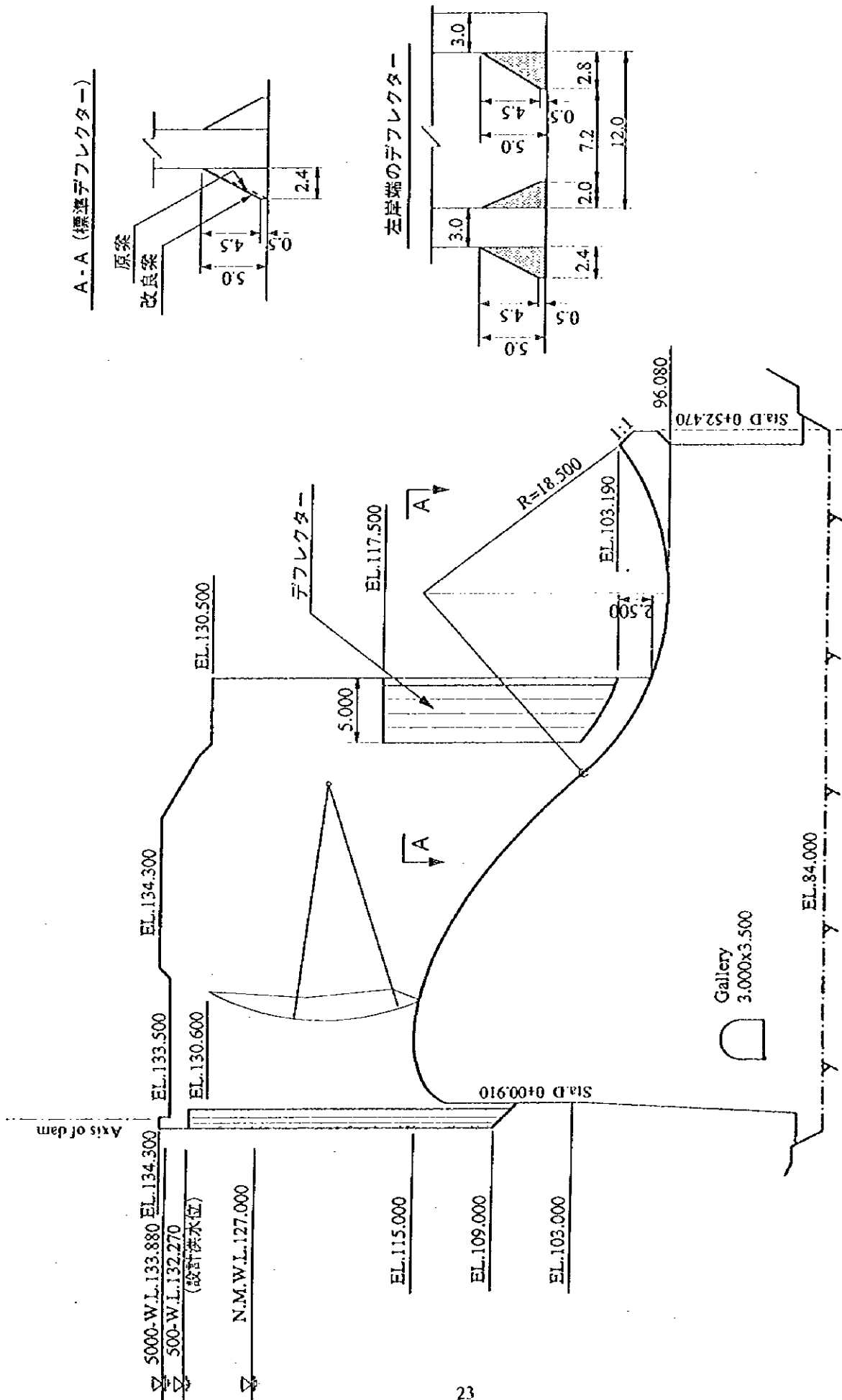


図-3.2.2 デフレクターの改良形状

3.3 筑坝混凝土试验

3.3.1 试验内容

这次试验是根据IC/R项目[8]-5:筑坝混凝土试验,分析(参照P30),利用到1996年9月上旬为止中国方面独立进行的实验结果,及假定RCD混凝土配比,使用大型试验体进行的试验。通过其结果,进行了坝体内部RCD混凝土的隔热温度上升试验,并同时利用中国方面提供的混凝土配比及大型试验体,进行了外部(普通筑坝)混凝土的隔热温度试验。

1) RCD混凝土大型试验体试验

大型试验体试验内容在表-1中表示

2) 隔热温度上升试验

隔热温度试验有以下2个种类:

① 外部混凝土:中国方面独立进行的普通混凝土配比。

② RCD混凝土:通过大型试验体试验选定的配比。

3.3.2 使用材料

1) 水泥:抚顺波特兰525#大坝水泥

2) 粉煤灰:赤峰元宝山电器机场I级灰

3) 细骨料:细骨料使用柳黄屯骨料场的天然砂,但是为了调整骨料粒径,按5~0.3mm和0.3以下分开使用,粗砂与细砂的级配以9%:91%为准。另外,根据设计标准微细骨料(0.15mm未満)的含有量规定在普通混凝土中为5~10%,在RCD混凝土中为10~15%,前面提到的粒径未满0.15mm的粉煤灰投入量在7.09%。

4) 粗骨料:粗骨料使用柳黄屯骨料场的河卵石和基础开挖时产生的碎石,元本全部利用天然卵石由于符合粒径要求的数量不够,才混用碎石。

5) 添加剂:硫酸钙盐减水剂 空气调整剂:AEA202

3.3.3 试验结果及考察

(1) 大型试验体试验

大型试验体试验结果一览如表-2所示。这一配比是中国方面提供的假定配比，如下所示。以此配比为中心进行了A~D的试验。

水灰比：53.8% 单位水量：70KG/M³

单位灰量：130KG/M³ 细骨料灰配：30%

粉煤灰比：49.2%

A: A试验:

经过120秒碾压时间的碾压密度，在单位水量70KG/M³时可达最大值2.4151/m³。与中国方面提示的单位水量数字相同。相当于振动碾压机（BN-200）反复6次振动碾压（碾压耗能：453KG.CM/CM²）的大型试验体试验中，振动数1900r.p.m, 经过60秒碾压（碾压耗能：510KG.CM/CM²），与单位暂定配比水量70KG/M³时的密度比达到了97.5%（参照图-1）。

B: B试验:

碾压密度，无论碾压的时间有多长，随单位用水量的增加而加大，但用60秒碾压能让密度达到最大的配比中的单位水量是70KG/M³（参照图-2）。

RCD混凝土的空气量在3±1%的情况下，密度比在96~98%的范围以内，大型试验体试验可以期待碾持续到密度比达到配比所具有能达到的极限为止。

碾压时间在60秒时，能使中心评价点显示最大值的单位水量是暂定配比中的70KG/M³。

碾压时间在60秒的中心压缩强度，单位水量70KG/M³时，比其它单位水量显得有些大（参照图-3）。

碾压时间在60秒的中心动弹性系数，在配比单位水量65KG/M³时比其它的单位水量配比的动弹性系相比，数值稍偏大，但相差

表 - 1 大型供試体試験条件 (粗骨材最大寸法 80 mm)

項目	試験区分	試験A	試験B	試験C	試験D
試	単位結合材量 C+F (kg/m ³)	130	130	130	130
験	7777の置換率F/(C+F) (%)	49.2	49.2	49.2	49.2
結	単位水量 W (kg/m ³)	60, 65, 70, 75	60, 65, 70, 75	67	67
果	細骨材率 s/a (%)	30	30	30	28, 30, 32, 34
	締固め時間 T (秒)	0, 5, 15, 30, 60, 120	60	60	60
	経過時間 P (hr)	0	0	0, 2, 3, 4, 5, 6	0
	試験条件数	4 (W)	4 (W)	6 (P)	4 (s/a)
試	験	締固め時間の効果	配合 (W) の確認	経過 (放置) 時間の影響	配合 (s/a) の確認
験	結果の整理項目	締固め時間と7777の置換率との関係 ・単位水量と7777の置換率との関係	単位水量と以下の関係 ・標準VC値 ・圧縮強度(77及び標準供試体) ・密度(77及び標準供試体) ・77の外観観察 ・ α , β	経過時間と以下の関係 ・標準VC値 ・圧縮強度 ・密度(77及び標準供試体) ・77の外観観察	細骨材率と以下の関係 ・標準VC値 ・圧縮強度(77及び標準供試体) ・密度(77及び標準供試体) ・77の外観観察 ・ α , β
品	質管理試験	標準VC、空気量、温度、締固め密度	標準VC、空気量、温度、締固め密度、標準養生供試体	標準VC、空気量、温度、締固め密度、標準養生供試体	標準VC、空気量、温度、締固め密度、標準養生供試体
備	考	コア供試体は作製しない			

表-2 大型供試体試験結果一覧

配合名	単位水量 (kg/m ³)	経過時間 (hr)	細骨材率 (%)	品質管理試験										締固め密度 (全体密度)						採取コア試験				
				標準 V C		空気量 (%)	コンクリート温度 (°C)	標準供試体					締固め時間 (秒)						*印は飛び出し開始時間 (秒)	理論最大密度 (t/m ³)	コア観察評価点	密度 (t/m ³)	圧縮強度 (MPa)	動弾性係数 (10 ⁴ MPa)
				V C値 (秒)	単質 (t/m ³)			圧縮強度 (MPa)				密度 (t/m ³)	0	5	15	30	60	120						
								3日	7日	28日	90日													
A-1	60	0	30	34	2.340	3.0 (4.1)	19.5	-	-	-	-	-	2.038	2.187	2.241	2.272	2.310	2.348	120秒 (0.62kg)	2.490	-	-	-	-
A-2	65			15	2.315	3.7 (5.0)	19.5	-	-	-	-	-	2.219	2.235	2.309	2.370	2.397	2.389	120秒 (1.41kg)	2.482	-	-	-	-
A-3	70			4	2.297	4.1 (5.6)	20.0	-	-	-	-	-	2.249	2.307	2.385	2.401	2.410	2.415	60秒 (1.30kg)	2.473	-	-	-	-
A-4	75			0.5	2.251	5.2 (7.0)	20.0	-	-	-	-	-	2.289	2.336	2.350	2.365	2.380	2.395	30秒 (1.70kg)	2.465	-	-	-	-
B-1	60	0	30	31	2.357	2.6 (3.6)	18.5	8.8	10.7	19.3	30.2	2.385	2.308	2.188	2.243	2.281	2.313	-	2.490	4.483	2.404	15.5	1.05	
B-2	65			17	2.318	4.1 (3.0)	19.5	7.2	10.0	19.0	28.2	2.421	2.128	2.248	2.318	2.361	2.393	-	2.482	4.844	2.417	16.6	1.12	
B-3	70			4	2.228	5.7 (4.2)	18.0	4.7	7.9	13.5	24.7	2.326	2.141	2.279	2.354	2.401	2.420	-	2.473	4.878	2.377	18.3	1.03	
B-4	75			1	2.245	7.3 (5.4)	19.5	2.7	7.8	8.6	15.0	2.300	2.328	2.360	2.382	2.393	2.404	-	30秒 (1.70kg)	2.465	4.872	2.383	12.6	0.94
C-1	67	0	30	8	2.328	5.4 (4.0)	20.0	-	-	-	18.3	2.329	2.246	2.329	2.398	2.401	2.401	-	2.478	4.808	2.406	13.9	0.97	
C-2		2		15	2.326	4.7 (3.5)	13.0	-	-	-	27.5	2.362	2.183	2.305	2.365	2.387	2.401	-	2.478	4.891	2.405	14.0	1.08	
C-3		3		27	2.351	4.2 (3.1)	13.0	-	-	-	36.5	2.375	2.154	2.257	2.312	2.348	2.383	-	2.478	4.647	2.437	16.4	1.13	
C-4		4		49	2.356	3.8 (2.8)	13.0	-	-	-	23.3	2.388	2.123	2.240	2.279	2.313	2.340	-	2.478	4.639	2.435	17.9	1.19	
C-5		5		53	2.358	3.4 (2.5)	13.5	-	-	-	33.2	2.376	2.107	2.200	2.240	2.307	2.320	-	2.478	4.502	2.416	16.2	0.95	
C-6		6		62	2.362	3.2 (2.3)	14.0	-	-	-	34.8	2.385	2.069	2.189	2.232	2.267	2.308	-	2.478	4.370	2.400	13.8	1.03	
D-1	67	0	28	13	2.341	3.6 (4.9)	17.0	5.7	8.4	14.7	23.3	2.370	2.207	2.289	2.338	2.367	2.386	-	2.480	4.784	2.422	17.1	1.07	
D-2			30	8	2.328	4.0 (5.4)	20.0	3.0	7.5	13.6	18.3	2.329	2.246	2.329	2.398	2.401	2.401	-	2.478	4.808	2.406	13.9	0.97	
D-3			32	12	2.330	3.1 (4.2)	18.0	4.3	7.1	13.8	20.9	2.374	2.284	2.329	2.347	2.360	2.381	-	2.477	4.836	2.392	14.0	0.99	
D-4			34	19	2.308	2.7 (3.6)	18.0	7.2	9.1	18.0	30.8	2.389	2.191	2.298	2.339	2.355	2.368	-	2.476	4.919	2.401	12.8	1.04	

注1) 空気量は、上段が骨材フルサイズ換算の値、下段のカッコ内は骨材40mm以下の実測値を示す。
 2) *印はモルタル飛び出し開始時間。
 3) **印は120秒締固め後のモルタル飛び出し量。
 4) 締固め密度 (全体密度) で上段は密度 (t/m³)、下段は密度比 [(締固め密度/理論最大密度) × 100%] (%)である。

不大。

一般的 R C D 混凝土，随着密度的增大，压缩强度和动弹性系数也加大。反过来密度变小，压缩强度及动弹性系数也减小。这是由于混凝土“凝固”而产生的影响。混凝土碾压不密实的话，凝固的不好，成为影响压缩强度增加的不利因素，随之动弹性系数也连带着减小。但是本试验结果表明，虽然中心密度与各种单位水量配比无关，压缩强度却是在单位水量 70 kg/m^3 时最大，动弹性系数则是单位水量 65 kg/m^3 配比时的最大，对于各种特性值之间有无一致的原因问题，各种数值都比较散乱，准确明了的相关性至今为止尚未得到。

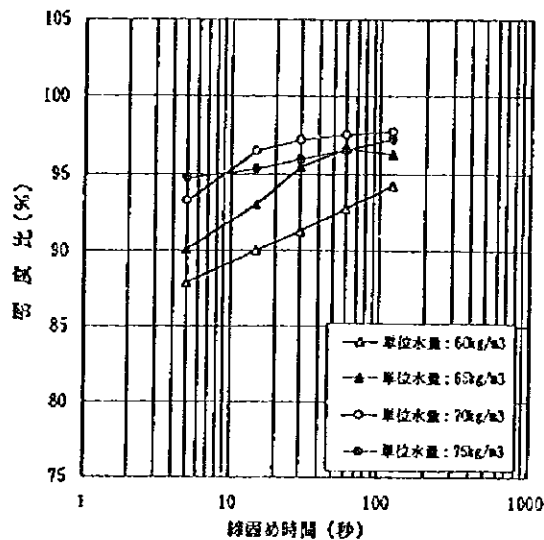


图-1 締め時間と密度比の関係(試験A)

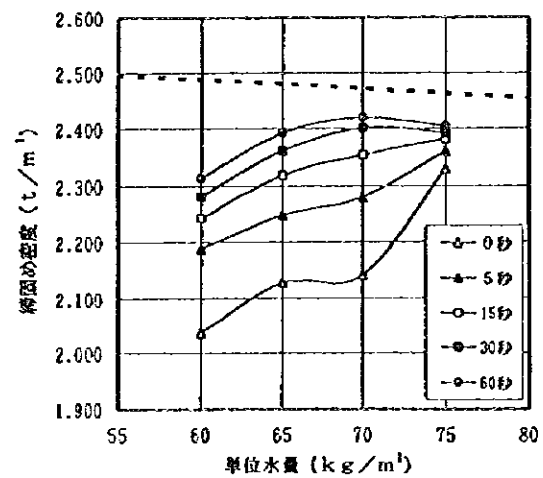


图-2 单位水量と締め密度の関係(試験B)

C: C 试验

标准 VC 值随时间的延长而发生变化，经过 2 小时后 VC 值的增加就更加明显（参照图 - 4）。

碾压密度随时间的延长而减小，特别是在 2 小时后更加明显，这段时间与碾压密度的关系与在日本常被提出的一般倾向是一样的（参照图 - 5）。

通过延长时间的中心评价点，经过 2 小时后为 4.8，其后经过 6 小时评价点的值为 4.370，但是豆板状及粗骨料并无多少露出，经过 3 小时和 6 小时的评价按基准为 D “稍稍不良”，只有很少部分可以被看出，中心的外部经 6 小时也并无多大变化。

中心密度和压缩强度虽经过不同时间，并没有发现大的不同（参照图 - 6）。

中心的动弹系数在延长 4 小时后达最大值，6 小时以后也比刚搅拌完毕时的值更大。

随着时间延长，碾压密度变小，而从试验体中取得的中心密度并不随时间延长有大变化。另外，压缩强度动弹系数，也没有发现随时间延长而降低。这是因为经过 6 小时后的 VC 值，保持与

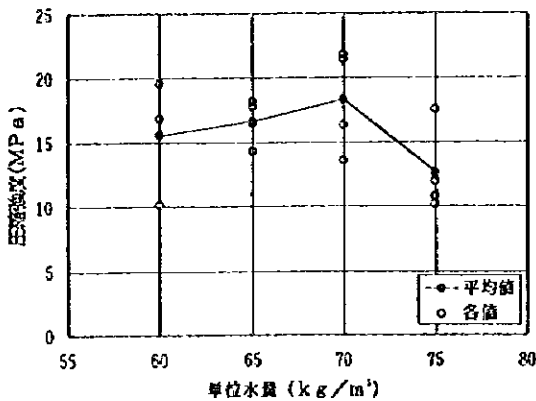


图-3 单位水量と压缩强度の關係(試驗B)

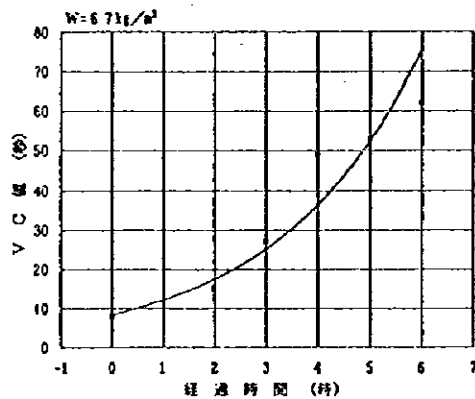


图-4 経過時間とVC値(標準VC値)の關係(試驗C)

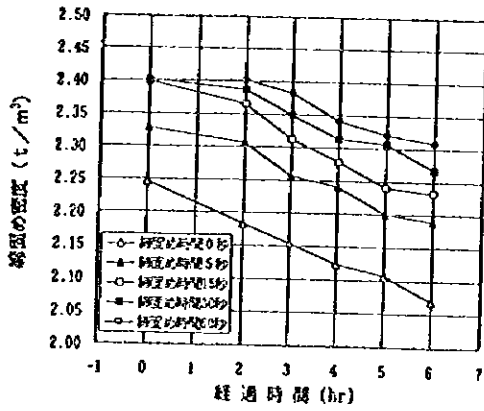


図-5 経過時間と締固め密度の関係(試験C)

D: D 試験

在决定了单位水量和单位灰量的情况下，细骨料级配在 30% 时，可获得最小的 VC 值（参照图 - 7）。

一般决定了单位水量及单位灰量，要改变细骨料的时候，显示出最小 VC 值的细骨料级配要比利用其它的细骨料级配时容易碾压，因为水灰比一定、所以密度及压缩强的值也高。但是在本试验中，30% 的细骨料级配的使用虽然获得了最小 VC 值，密度和强度方面也出现了最低值，这里的原因是，VC 值在最大时为 19 秒，在碾压效果明显显示之间，浓度低不下，以及试验体制作日期不同，对试验产生误差有很大影响。碾压密度及密度比，在碾压时间超过 15 秒开始验证的情况下，细骨料级配在 30% 时，数值显示最大。随细骨料配比增加中心评价点显示高评价点，所以认为不是有很大的差值。

中心密度、压缩强度、动弹性系数等，并没有发现由于细骨料配比不同而产生的大不同。

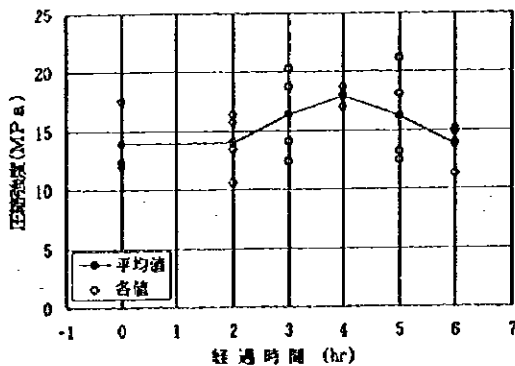


図-6 経過時間と圧縮強度の関係(試験C)

60 秒时的一致，并在大型试验体上采用振动条件，对充实碾压的各种特性值产生影响。

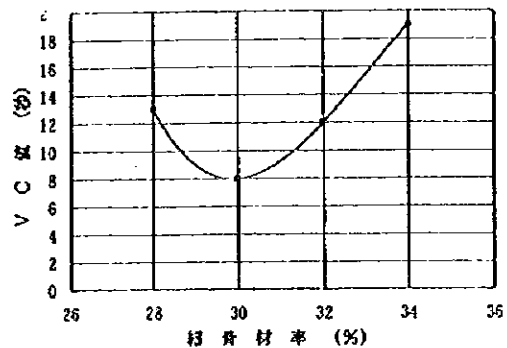


図-7 細骨材率とVC値(標準VC試験)の関係(試験D)

E: 大型试验体试验结果的总结

在表-2中表示的结果总为几点为:

① A 试验 (生混凝土的碾压时间与密度的关系)

碾压密度最高值是在暂定的配比中、单位水量为 $W = 70 \text{ KG/M}^3$ 时产生的。

反复6次碾压,如果单位水量在 $65 \sim 70 \text{ KG/M}^3$ 范围内可得到十分理想的碾压效果。

② B 试验 (混凝土的单位水量与碾压密度及碾压强度之间关系)

经过60秒碾压,各种特性值为最大值时单位水量值为如下记载。

标准 VC 值和 α 、 β 值: $W = 67 \text{ KG/M}^3$

全体密度: $W = 70 \text{ KG/M}^3$ 中心的外部: $W = 70 \text{ KG/M}^3$

中心密度: $W = 65 \text{ KG/M}^3$ 中心强度: $W = 70 \text{ KG/M}^3$

动弹性系数: $W = 65 \text{ KG/M}^3$

综合这些数值的结果,认为最合理的单位水量为

$$W = 67 \text{ KG/M}^3$$

③ C 试验 (延长时间后浓度的变化与碾压密度及强度的关系)

单位水量在 67 KG/M^3 时的混凝土质量,从搅拌后起到6小时止,随时间的延长而下降。但通过试验结果综合来看,从搅拌结束到碾压开始的时间控制在3-4小时以内,混凝土的质量恶化是可以防止的。但在夏季施工中希望能比这一时间再短一个小时,掌握在2-3小时以内。

④ D 试验 (混凝土的细骨料配比与碾压密度及强度的关系)

在单位水量为 67 KG/M^3 、单位灰量为 130 KG/M^3 时,各种数值呈最大值时细骨料配比是:

标准 V C 值: $s / a = 30\%$

全体密度: $s / a = 30\%$

中心外围: $s / a = 32\%$

中心密度: $s / a = 28\%$

中心强度: $s / a = 28\%$

动弹性系数: $s / a = 28\%$

综合这些数值, 认为最合理的细骨料配比为

$s / a = 30\%$ 时最合理。

(2) 隔热温度上升试验

隔热试验使用配比如下所示, 结果在图-8中表明。

外部混凝土的配比:

水灰比: 58.0%

单位水量: 87 KG/M^3

单位灰量: 150 KG/M^3

细骨料级比: 27%

粉煤灰比: 30.0%

R C D 混凝土的配比

水灰比: 51.5%

单位水量: 67 KG/M^3

单位灰量: 130 KG/M^3

细骨料级配: 30%

粉煤灰比: 49.2%

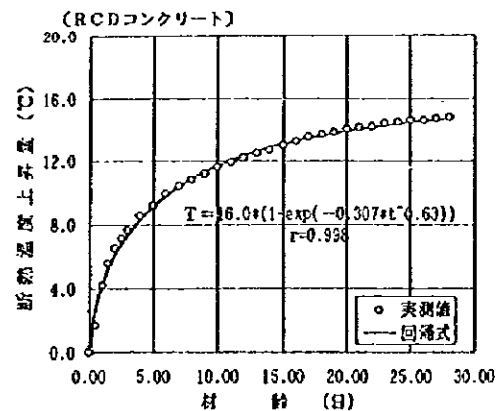
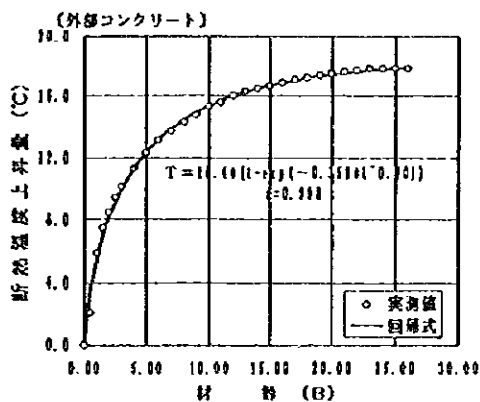


图-8 断热温度上升试验结果

5.3.4 总结

这次试验是针对中国白石水库所使用 R C D 混凝土的配比，利用大型试验体试验进行的检验。并利用试验结果进行了 R C D 混凝土和中国方面独立施工的外部混凝土的隔热温度上升试验。

试验结果如下表示：

● R C D 混凝土的配比

水灰比：51.5% 单位水量：67 [KG/M³]
单位灰量：130 [KG/M³] 细骨料级配：30%
粉煤灰比：49.2%

● R C D 混凝土的隔热温度上升式

$$T = 16.0 [1 - \text{EXP} (- 0.307 t^{0.63})]$$

这次试验，没有关系到中国方面最初所进行的试验。从综合判断看来，试验结果较妥当。

但是，这次试验中 R C D 混凝土里的粉煤灰配比，比较于日本国内现在所采用的配比高出许多，有必要在施工中使用好品质的粉煤灰。

在本试验中，使用的标准试验体的强度满足了配比强度，但在大型试验体中试验中，出现了结果数值稍稍偏低的情况。这是因为粉煤灰的配比较高，粉煤灰的质量变化给混凝土的质量带来的影响再有工地现场在寒冷地带，由秋季浇筑时的低温养生而产生的强度发生、和耐久性等，对于这些的检验将成为今后的课题。

3.4 坝体，混凝土的温度应力分析

3.4.1 目的

通过义县气象站过去十年的记录来看，白石水库周围的气象特点是年平均气温在 8.6℃，1 月份平均气温为 -9℃，7 月的平均气温是 23.5℃，年间平均气温变化幅度在 16.3℃ 之间，气象条件变化较大。

由此，要进行水库施工的混凝土温度应力分析，以及控制由混凝土水化热引起温度裂缝对策的讨论。

3.4.2 分析方法

进行温度过程分析，要考虑到，混凝土分层浇筑，混凝土的硬化过程，再有受气温和库内水温影响的放热过程，利用有限元素法的 2 维非定常热传导分析法进行分析。

针对温度应力分析时，考虑混凝土分层浇筑，混凝土的硬化过程，利用有限元素在平面应力状态下进行 2 维应力分析，（只有底孔部横断面考虑平面应变状态）。

3.4.3 分析条件设定

(1) 热参数

热参数是由一般值开始设定，如表 3.4.1 所示

表 3.4.1 热参数表

	密度 (g/m ³)	比热		热传导率		热膨胀系数	
		(cal/kg·°C)	(kcal/kg·°C)	(kcal/cm·h·°C)	(kcal/m·h·°C)	(1/cm ² ·h·°C)	(1/m ² ·h·°C)
コンクリート	2.3	0.25	1.05	2.0	8.37	12.0 (散水養生)	50.2 (散水養生)
						30.0 (灌水時)	125.5 (灌水時)
						0.8 (灌水越冬養生)	3.3 (灌水越冬養生)
						0.49~0.95 (越冬保温養生)	2.04~3.98 (越冬保温養生)
灰砂岩質	2.7	0.204	0.85	1.47	6.15	12.0	50.2

(2) 隔热温度上升方程

隔热温度上升方程参数是由试验结果中产生，如表 3.4.2 所示

表 3.4.2 隔热温度上升方程参数法

$$T (°C) = k (1 - \exp(-\alpha t^\beta))$$

コンクリートの区分	単位セメント量(kg/m ³)	K (°C)	α (1/日)	β
外部コンクリート	105.0	18.4	0.359	0.70
内部 (RCD) コンクリート	66.0	16.0	0.307	0.63

(3) 弹性模量

弹性模量是由试验结果及一般值两方面来确定的。如表 3. 4. 3 所示。

表 3. 4. 3 弹性模量的物理值表

	弹性定数の種類	内部(RCD)コンクリート	外部コンクリート
コン ク リ ー ト	圧縮強度 $f_c(t) = t / (a+bt) \times f_c(90)$	$a=18.3$ $b=0.8$ $f_c(90)=24.6(\text{MPa})$ $=250.9(\text{kg/cm}^2)$	$a=14.6$ $b=0.84$ $f_c(90)=26.9(\text{MPa})$ $=274.3(\text{kg/cm}^2)$
	引張強度 $f_t(t) = c \sqrt{f_c(t)}$	$c = 1.4$	
	弾性係数 $E_c(t) = \psi(t) \times 15,000 \sqrt{f_c(t)} (\text{kg/cm}^2)$	$\psi(t) = 0.73$ (計令3日まで) $\psi(t) = 1.0$ (計令5日以降)	
	ポアソン比	$\nu = 0.2$	
	熱膨張係数 ($/^{\circ}\text{C}$)	$\alpha = 10 \times 10^{-6}$	
岩 盤	弾性係数	$E = 6,660(\text{MPa})$ $= 70,000(\text{kg/cm}^2)$	
	ポアソン比	$\nu = 0.3$	

※岩盤の熱膨張係数は考慮しない。

(4) 外部气温

白石水库的气温如表 3. 4. 4 所表示，利用附近义县气象观测的气温记录，结果近似于正 sin 波。

$$T (^{\circ}\text{C}) = 8.6 + 16.3 \sin(2\pi / 365 \times (t + 350))$$

表 3. 4. 4 义县气象观测站的月平均气温。

	単位：℃												
月別平均気温	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	年平均
	-9.0	-5.5	1.2	10.0	17.1	21.2	23.5	23.2	17.4	10.3	0.4	-6.7	8.6

(5) 库内水温

库内水温（推定値）如表 3. 4. 5 所示

表 3. 4. 5 库内水温（推定値）表

単位：℃

深さ (m)	月											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	0.52	1.42	1.40	8.50	15.35	19.35	21.48	21.93	16.25	8.25	2.73	0.80
5	1.41	2.00	2.00	7.00	11.47	15.14	15.62	21.70	16.25	8.25	3.00	1.52
10	1.80	2.52	3.00	5.91	8.59	10.75	10.88	19.80	15.70	8.25	3.73	2.00
15	2.41	3.22	3.60	5.20	7.00	9.86	10.21	15.80	14.45	8.25	3.73	2.62
20	3.00	3.82	4.00	5.00	6.50	7.51	7.74	10.97	11.06	8.23	3.83	3.20
25	3.51	4.00	4.00	5.00	6.20	6.70	6.74	9.56	10.00	7.90	3.83	3.62
30	3.64	4.00	4.00	5.00	6.00	6.70	6.74	7.87	7.93	6.50	3.93	3.80
35	3.65	4.00	4.00	5.00	6.00	6.70	6.74	6.87	6.40	5.50	4.00	3.90
40	3.71	4.00	4.00	5.00	6.00	6.70	6.74	6.87	6.40	5.50	4.00	3.90

(6) 入仓温度

混凝土入仓温度为气温加 2℃，应用予冷设备时，入仓温度规定在 15℃ 或 15℃ - 18℃ 之间。

表 3. 4. 6 入仓温度表

単位：℃

		1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
月別平均気温		-9.0	-5.5	1.2	10.0	17.1	21.2	23.5	23.2	17.4	10.3	0.4	-6.7
ケース1	打込み温度（規制値なし）	-	-	-	12.0	19.1	23.2	25.5	25.2	19.4	12.3	-	-
ケース2-4	打込み温度（規制値あり）	-	-	-	12.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	12.3	-	-
ケース5	非溢流部 H≤8m	-	-	-	12.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	12.3	-	-
	H>8m	-	-	-	12.0	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0	12.3	-	-
	洪水吐部 H≤12m	-	-	-	12.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	12.3	-	-
	H>12m	-	-	-	12.0	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0	12.3	-	-
底孔部	H≤20m	-	-	-	12.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	12.3	-	-
	H>20m	-	-	-	12.0	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0	12.3	-	-

(7) 浇筑日程

混凝土的浇筑日程，是直接采用中方所提供的资料。

3. 4. 4 调查断面的设定

调查断面选定了非溢流部，溢洪道，及底孔部的最大断面，具体如下：

- ① 非溢流部 B L. 27（上、下游断面）
- ② 溢洪道 B L. 27（上、下游断面）
- ③ 底孔部 B L. 20（着岩处上、下游断面，横断面）

3. 4. 5 調査形式的設定

調査形式如在 3. 4. 7 所示，针对底孔部的着岩处混凝土的分析只在形式 1 - 4 中进行

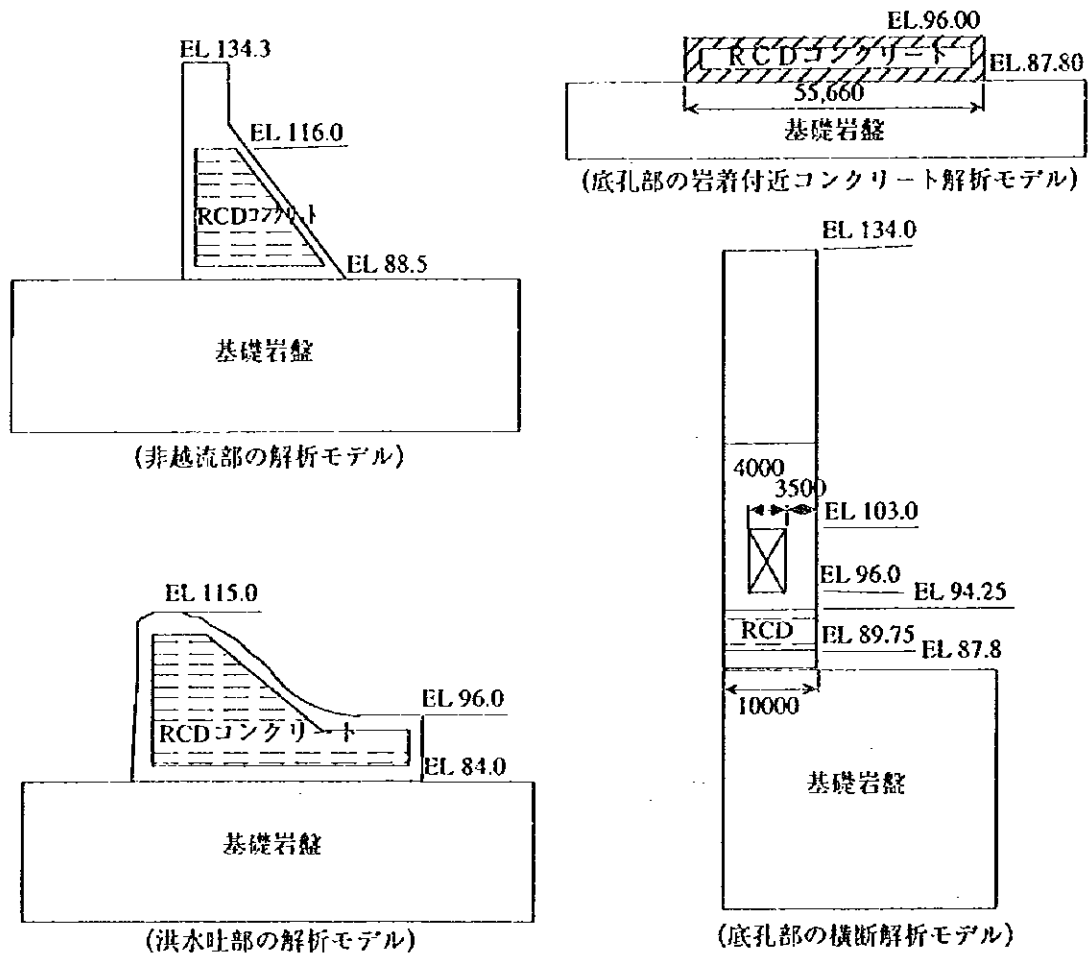
表 3. 4. 7 调查形式

検討ケース	打込み温度規制値	越冬保温養生の熱コンダクタンス	
		(Kcal/m ² ・h・℃)	(KJ/m ² ・h・℃)
ケース 1	特になし	対策なし	
ケース 2	上限一律15℃	対策なし	
ケース 3	上限一律15℃	0.95	3.98
ケース 4	上限一律15℃	0.49	2.04
ケース 5	上限15~18℃	0.95	3.98

3. 4. 6 分析举例

关于各种调查断面的分析详例示意图如图 3. 4. 1 所示

图 3. 4. 1 分析详例示意图



3. 4. 7 分析结果

(1) 最高温度

各种形式各部位的最高温度，最低温度及温度下降如表 3. 4. 8 - 3. 4. 11 所示。

表 3. 4. 8 各形式下的各部位最高温度表

(非溢流部 B L. 27)

ケース	打込み温度 規制値	越冬保温養生の 熱コンクリート (Kcal/m ² ・h・℃)	温度項目	岩着部 RCDの29.1 EL 94.25 37リフト	製体中央部 RCDの29.1 EL 98.75 43リフト	上流側 外部の29.1 EL 108.5 26リフト	下流側 外部の29.1 EL 108.5 26リフト	越冬面 RCDの29.1 EL 107.0 24リフト	越冬面 RCDの29.1 EL 111.5 30リフト	屋根部 外部の29.1 EL 120.0 40リフト
ケース 1	特になし	対策なし	最高温度	19.0	29.2	30.0	29.4	28.3	24.9	33.8
			最低温度	8.1	9.0	-1.1	0.8	-6.5	-6.6	5.3
			温度降下量	10.9	20.2	31.1	28.6	31.5	28.5	
ケース 2	上限 15℃	対策なし	最高温度	18.6	26.7	27.0	26.5	23.4	22.7	29.8
			最低温度	8.0	8.9	-1.2	0.8	-6.5	-6.6	5.2
			温度降下量	10.6	17.8	28.2	25.7	29.9	29.3	24.6
ケース 3	上限 15℃	0.95	最高温度	18.3	26.7	26.9	26.5	23.5	22.7	29.9
			最低温度	8.4	9.6	3.7	4.7	1.6	1.3	7.0
			温度降下量	9.9	17.1	23.2	21.8	21.9	21.4	22.9
ケース 4	上限 15℃	0.49	最高温度	18.3	26.7	26.9	26.5	23.7	22.7	29.9
			最低温度	9.1	10.3	6.7	6.8	2.2	1.9	8.4
			温度降下量	9.2	16.4	20.2	19.7	21.5	20.8	21.5
ケース 5	上限 15~18℃	0.95	最高温度	18.3	27.0	27.6	27.1	24.0	23.1	31.0
			最低温度	8.4	9.6	3.8	4.7	1.6	1.3	7.0
			温度降下量	9.9	17.4	23.8	22.4	22.4	21.8	24.0

表 3. 4. 9 各形式下的各部最高温度表

(溢流道 B L. 11)

ケース	打込み温度 規制値	越冬保温養生の 熱コンクリート (Kcal/m ² ・h・℃)	温度項目	岩着部 RCDの29.1 EL 85.75 37リフト	製体中央部 RCDの29.1 EL 92.75 41リフト	上流側 外部の29.1 EL 105.5 28リフト	下流側 外部の29.1 EL 96.5 16リフト	下流側 外部の29.1 EL 105.5 28リフト	越冬面 RCDの29.1 EL 105.5 28リフト
ケース 1	特になし	対策なし	最高温度	21.9	32.4	21.0	31.0	21.0	18.4
			最低温度	5.7	2.9	-7.2	-0.5	-6.6	-6.5
			温度降下量	16.2	29.5	28.2	31.5	27.6	24.9
ケース 2	上限 15℃	対策なし	最高温度	20.7	29.1	20.9	27.9	20.8	17.9
			最低温度	5.6	2.8	-7.2	-0.6	-6.7	-6.6
			温度降下量	15.1	26.3	28.1	28.5	27.5	24.5
ケース 3	上限 15℃	0.95	最高温度	20.7	29.1	19.4	27.9	20.9	18.5
			最低温度	6.9	3.5	-0.9	-0.4	-1.0	-1.4
			温度降下量	13.8	25.6	20.3	28.3	21.9	17.1
ケース 4	上限 15℃	0.49	最高温度	20.7	29.1	19.2	27.9	21.1	19.0
			最低温度	7.5	3.8	1.4	-0.3	-0.9	2.1
			温度降下量	13.2	25.3	17.8	28.2	22.0	16.9
ケース 5	上限 15~18℃	0.95	最高温度	20.7	29.1	19.5	28.5	20.9	18.7
			最低温度	6.9	3.5	-0.8	-0.4	-1.0	-1.4
			温度降下量	13.8	25.6	20.3	28.9	21.9	17.3

表 3. 4. 10 各形式下的各部位最高温度表。

(底孔部、着岩处混凝土的举例)

ケース	打込み温度 規制値	越冬保温養生の 熱コンクリート (Kcal/m ² ・h・℃)	温度項目	岩着部 岩着コンクリート EL.87.8	内部コンクリート中心 RCDコンクリート EL.93.5	開口部下部 外部コンクリート EL.95.0	上下両面 外部コンクリート EL.92.0
ケース 1	特になし	対策なし	最高温度	24.3	24.6	30.2	24.6
			最低温度	4.2	2.1	-2.4	-7.0
			温度降下量	20.1	22.5	32.6	31.6
ケース 2	上限一律15℃	対策なし	最高温度	24.3	22.1	25.3	24.5
			最低温度	4.2	2.1	-2.4	-7.0
			温度降下量	20.1	20.0	27.9	31.5
ケース 3	上限一律15℃	0.95	最高温度	24.3	22.1	25.3	24.5
			最低温度	4.2	5.2	2.5	-1.0
			温度降下量	20.1	16.9	23.0	25.5
ケース 4	上限一律15℃	0.49	最高温度	24.3	22.1	25.5	24.5
			最低温度	4.2	6.8	5.0	1.9
			温度降下量	20.1	15.3	20.5	22.6

表 3. 4. 11 各形式下的各部位最高温度表

(底孔部の横断面举例)

ケース	打込み温度 規制値	越冬保温養生の 熱コンクリート (Kcal/m ² ・h・℃)	温度項目	開口部下部 外部コンクリート EL.96.0 11リフト	開口部中心部 外部コンクリート EL.100.0 13リフト	開口部状態計測 外部コンクリート EL.100.0 13リフト	開口部上部 外部コンクリート EL.105.0 16リフト
ケース 1	特になし	対策なし	最高温度	28.8	35.0	35.0	27.6
			最低温度	-3.3	-4.4	-1.8	-5.8
			温度降下量	32.1	39.4	36.8	33.4
ケース 2	上限一律15℃	対策なし	最高温度	25.6	28.9	29.0	24.6
			最低温度	-3.3	-4.4	-1.8	-5.8
			温度降下量	28.9	33.3	30.8	30.4
ケース 3	上限一律15℃	0.95	最高温度	25.6	28.9	29.0	24.6
			最低温度	3.0	1.3	3.6	-0.2
			温度降下量	22.6	27.6	25.4	24.8
ケース 4	上限一律15℃	0.49	最高温度	25.6	28.9	29.0	24.6
			最低温度	5.5	4.5	6.1	3.1
			温度降下量	20.1	24.4	22.9	21.5
ケース 5	上限15~18℃	0.95	最高温度	25.6	28.9	29.0	24.5
			最低温度	3.0	1.3	3.6	-0.2
			温度降下量	22.6	27.6	25.4	24.7

(2) 最大牽引変形

混凝土的允许牽引変形值一般在 100×10^{-6} (100μ)，各种形式各部位最大牽引変形如表 3. 4. 12 ~ 15 所示。

表 3. 4. 1 2 各形式各部位最大牽引変形表

(非溢流部 B L. 2 7)

単位: $\times 10^{-6}$ (μ) 単位: $\times 10^6$ (μ)

ケース	打込み温度 規制値	越冬保温養生の 熱コンクリート (Kcal/m ² · h · °C)	岩着部 岩着コンクリート EL.90.00 ~91.25 377t	堤体中央部 RCDコンクリート EL.99.5 ~100.25 1597t	上流面 外部コンクリート EL.110.75 ~111.5 3097t	上流面 外部コンクリート EL.111.5 ~112.25 3197t	下流面 外部コンクリート EL.106.25 ~107.0 2497t
ケース 1	特になし	対策なし	27	82	152	146	154
ケース 2	上限一律15°C	対策なし	29	70	140	128	127
ケース 3	上限一律15°C	0.95	23	52	81	69	68
ケース 4	上限一律15°C	0.49	21	45	56	45	41
ケース 5	上限15~18°C	0.95	22	52	86	77	75

ケース	打込み温度 規制値	越冬保温養生の 熱コンクリート (Kcal/m ² · h · °C)	下流面 外部コンクリート EL.107.0 ~107.75 2547t	下流面 外部コンクリート EL.111.5 ~114.5 31~3497t	越冬面 RCDコンクリート EL.106.25 ~107.0 2497t	越冬面 RCDコンクリート EL.110.75 ~111.5 3097t	堤頂部 外部コンクリート EL.121.0 ~125.0 42~4597t
ケース 1	特になし	対策なし	205	151	80	171	104
ケース 2	上限一律15°C	対策なし	122	139	81	98	105
ケース 3	上限一律15°C	0.95	59	77	39	41	82
ケース 4	上限一律15°C	0.49	32	52	35	36	72
ケース 5	上限15~18°C	0.95	78	83	39	53	80

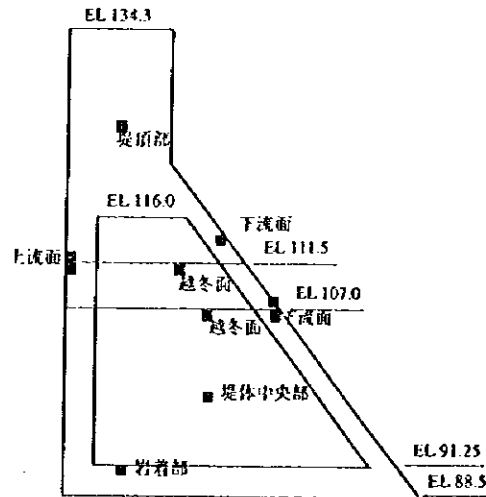


表 3. 4. 1 3 各形式各部位最大牽引変形表

(溢洪道 B L. 1 1)

単位: $\times 10^6$ (μ)

ケース	打込み温度 規制値	越冬保温養生の 熱コンクリート (Kcal/m ² · h · °C)	岩着部 岩着コンクリート EL.85.75 ~86.75 397t	堤体中央部 RCDコンクリート EL.93.5 ~96.5 13~1697t	上流面 外部コンクリート EL.104.75 ~105.5 2897t	下流面築坪部 外部コンクリート EL.84.0 ~84.75 197t	下流面 外部コンクリート EL.96.5 ~97.25 1797t	下流面 外部コンクリート EL.106.5 ~106.25 2997t	越冬面 RCDコンクリート EL.104.75 ~105.5 2897t
ケース 1	特になし	対策なし	45	61	129	130	148	135	76
ケース 2	上限一律15°C	対策なし	49	57	120	87	53	134	76
ケース 3	上限一律15°C	0.95	34	44	79	72	51	103	42
ケース 4	上限一律15°C	0.49	31	39	63	64	50	101	40
ケース 5	上限15~18°C	0.95	35	45	85	74	44	103	41

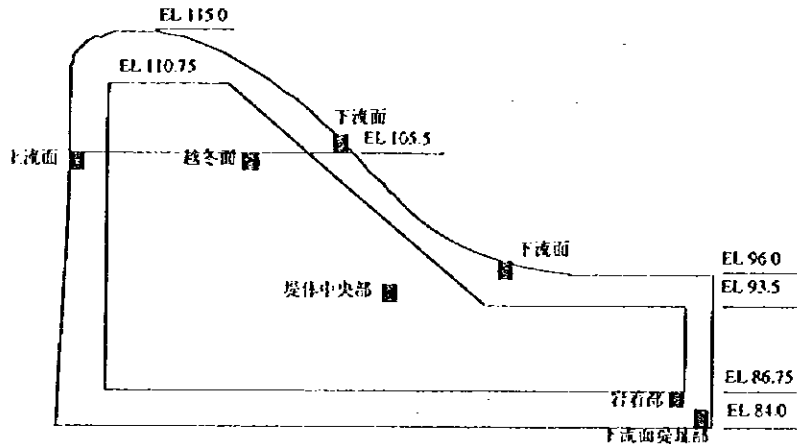


表 3. 4. 1 4 各形式各部位的最大牽引変形表

(底孔部着岩处混凝土)

単位: $\times 10^{-6} (\mu)$

ケース	打込み温度 規制値	越冬保温養生の 熱コンクリート ($\text{Kcal/m}^2 \cdot \text{h} \cdot \text{C}$)	岩着部 岩着コンクリート EL.87.8 ~89.75	内部の開口部中心 RCDコンクリート EL.89.75 ~94.25	開口部下部 外部コンクリート EL.94.25 ~96.0	上下流面 外部コンクリート 上下流面
ケース1	特になし	対策なし	72	88	180	158
ケース2	上限一律15℃	対策なし	72	50	110	144
ケース3	上限一律15℃	0.95	72	37	63	112
ケース4	上限一律15℃	0.49	72	33	40	98

単位: $\times 10^6 (\mu)$

※ケース1は、底孔開口部下部の外部コンクリート (1.75m) は1回打設
※ケース2~4は、底孔開口部下部の外部コンクリート (1.75m) は2回打設

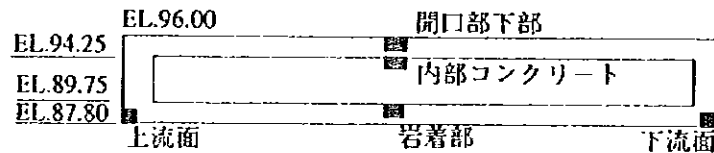


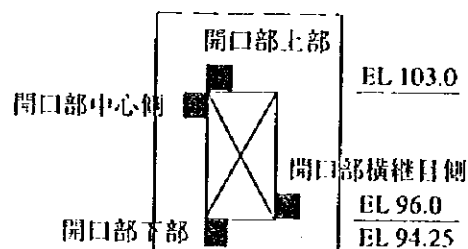
表 3. 4. 1 5 各形式各部位最大牽引変形表

(底孔部横断面)

ケース	打込み温度 規制値	越冬保温養生の 熱コンクリート ($\text{Kcal/m}^2 \cdot \text{h} \cdot \text{C}$)	開口部下部 外部コンクリート EL.95.0 ~96.0	開口部中心側 外部コンクリート EL.101.5 ~103.0	開口部横継目側 外部コンクリート EL.96.0~ ~EL.98.0	開口部上部 外部コンクリート EL.103.0 ~105.0
ケース1	特になし	対策なし	1197	1597	1297	1697
ケース2	上限一律15℃	対策なし	180	125	100	207
ケース3	上限一律15℃	対策なし	114	137	91	226
ケース4	上限一律15℃	0.95	47	70	75	130
ケース5	上限15~18℃	0.49	47	55	75	97
ケース6	上限15~18℃	0.95	47	68	75	136

単位: $\times 10^6 (\mu)$

※すべてのケースにおいて、底孔開口部下部の外部コンクリート (1.75m) は2回打設



3.4.8 混凝土裂缝的防止对策

以上各项调查结果表明，在白石水库建设中，有必要实施温度裂缝的控制对策，在这里作为基本温度裂缝的控制对策是，首先，尽最大可能降低入仓混凝土温度（实施予冷）其次是防止浇筑面的急剧冷却（越冬保温）

(1) 非越流部混凝土裂缝的控制对策

从分析结果看出，对于坝体中各处混凝土的浇筑，如果使用予冷设备（入仓温度控制在 15°C 或者 $15^{\circ}\text{C} - 18^{\circ}\text{C}$ ）并在越冬温度中使用 3cm 厚泡沫塑料， $h = 0.95\text{kal}/\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^{\circ}\text{C}$ 等保温材料坝体内部各处的牵引变形在混凝土允许牵引变形（ $100\mu\text{m}$ ）以下，由于温度应力而产生裂缝的可能性很小，特别是不会因为温度应力而产生问题。再有形式3（入仓限定温度 15°C ）和形式5（入仓温度为 $15^{\circ}\text{C} - 18^{\circ}\text{C}$ ）相比较在温度应力上没有大的不同，从经济，设工方便等角度出发浇筑温度一律采用 18°C 。

由此，非越流部的混凝土裂缝控制对策，采用以下方法。

- ① 予冷设备（入仓温度限定 18°C ）
- ② 上游面的越冬保温采用 3cm 厚泡沫塑料板相当的保温材料（ $h = 0.950\text{cal}/\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^{\circ}\text{C}$ ）
- ③ 下游面的越冬保温采用 3cm 厚泡沫塑料板相当的保温材料（ $h = 0.950\text{cal}/\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^{\circ}\text{C}$ ）
- ④ 浇筑面的越冬保温采用 3cm 厚泡沫塑料板相当的保温材料（ $h = 0.950\text{cal}/\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^{\circ}\text{C}$ ）

非越流部的混凝土裂缝控制对策示意图如 3.4.2 所示。

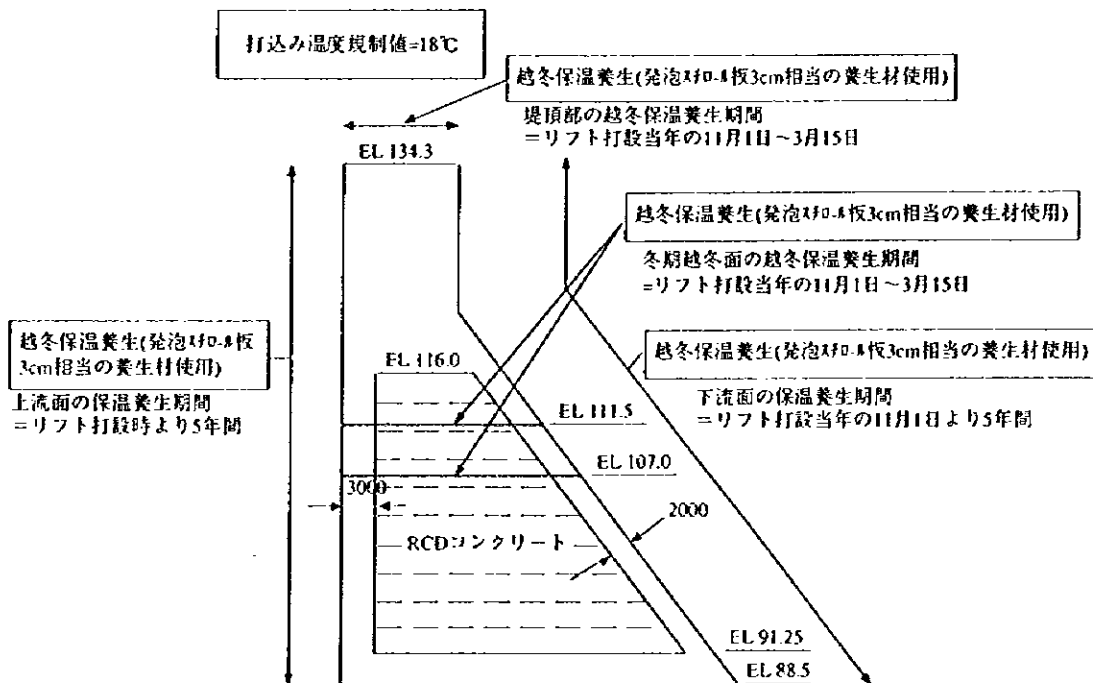


図-3.4.2 非越流部のコンクリートクラック抑制対策の概念図

(2) 溢洪坝段混凝土裂缝的控制对策

以上各项分析结果表明，除下游面以外的坝体各处浇筑混凝土的牵引变形，如果使用予冷设备（入仓温度为 15°C 或 $15^{\circ}\text{C} - 18^{\circ}\text{C}$ ）并利用 3cm 厚泡沫塑料（ $h = 0.950\text{cal}/\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^{\circ}\text{C}$ ）进行越冬保温的情况下，在允许牵引变形（ $100\mu\text{m}$ ）以下，由于温度应力而发生裂缝的可能很小，不存在温度应力问题。进一步而言如果使用 6cm 厚泡沫塑料板（ $h = 0.950\text{cal}/\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^{\circ}\text{C}$ ） $30 - 33$ 浇筑层（E.L. $106.25 - 109.25\text{m}$ ）的下游面最大牵引变形在（ $101\mu\text{m}$ ）与允许牵引变形大致吻合。在这里越冬保温使用 6cm 厚泡沫塑料板的情况下并在此处配加补强筋有必要充分实施温度变形的控制对策。在有，形式3（入仓限定温度为 15°C ）与形5（入仓温度 $15^{\circ}\text{C} - 18^{\circ}\text{C}$ ）相比较没有太大差异，从经济施工角度出发，浇筑温度一律采用 18°C 。

由此溢出洪道混凝土裂缝的控制对策，采用以下方法。

- ① 予冷设备（入仓限定温度 18°C ）
- ② 上游面的越冬保温使用 3cm 厚泡沫塑料板（ $h = 0.950\text{cal}/\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^{\circ}\text{C}$ ）
/ $\text{m}^2 + ^{\circ}\text{C}$ ）
- ③ 下游面的越冬保温采用 6cm 厚泡沫塑料板（ $h = 0.950\text{cal}/\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^{\circ}\text{C}$ ）
- ④ 浇筑面的越冬保温采用 3cm 厚泡沫塑料板（ $h = 0.950\text{cal}/\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^{\circ}\text{C}$ ）
- ⑤ 在 29.4 浇筑层（E.L. $105.5 - 110.0$ ）的下游面增配补强钢筋。

溢洪坝段的混凝土裂缝控制示意图，如图3-4-3所示。

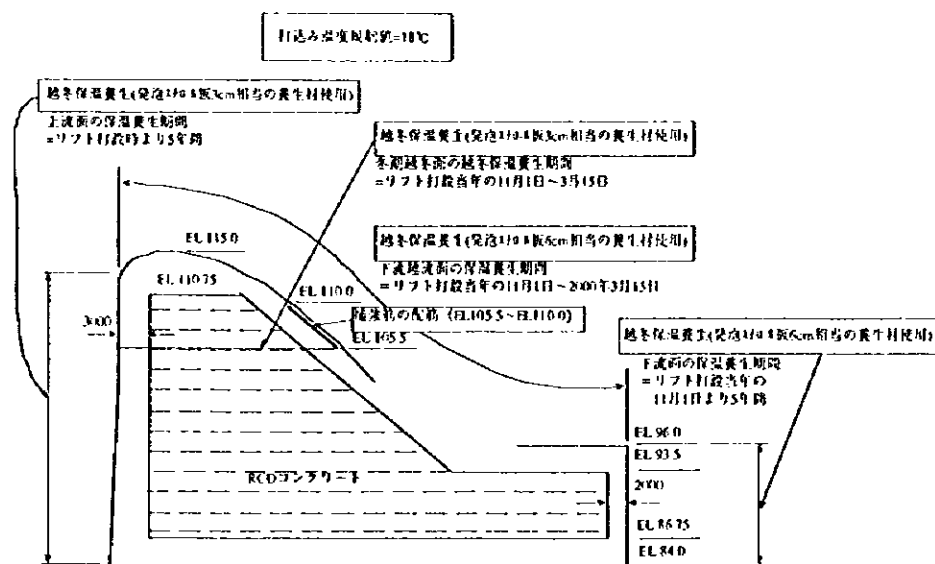


图-3.4.3 洪水吐部のコンクリートクラック抑制対策の概念図

(3) 低孔部混凝土裂缝控制对策.

以上各项分析结果表明, 上下游面的坝脚部及开口部上部以外的坝体各处, 混凝土牵引变形, 如果使用予冷设备(入仓温度为 15°C 或 $15^{\circ}\text{C} - 18^{\circ}\text{C}$)并利用 3cm 厚泡沫塑料($h=0.950\text{cal}/\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^{\circ}\text{C}$)进行越冬保温的情况下, 在允许牵引变形(100M)以下, 由于温度应力而发生裂缝的可能很小, 不存在温度应力问题, 进步而言, 如果使用 6cm 厚泡沫塑料板($h=0.950\text{cal}/\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^{\circ}\text{C}$)上下游面的坝脚及开口不上部的最大牵引变形, 在允许牵引变形以下(100M)由于温度应力而发生裂缝可能很小不存在温度应力问题.

再有, 形式3(入仓限定温度为 15°C)予形式5(入仓温度 $15^{\circ}\text{C} - 18^{\circ}\text{C}$)相比较没有太大差异, 从经济予施工的角度出发, 浇筑温度一律采用 18°C .

由此, 低孔部的混凝土裂缝对策采用以下方法.

- ① 予冷设备(入仓限定温度 18°C)
- ② 上游面的越冬保温使用 3cm 厚泡沫塑料板($h=0.950\text{cal}/\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^{\circ}\text{C}$)
- ③ 下游面的越冬保温采用 3cm 厚泡沫塑料板($h=0.950\text{cal}/\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^{\circ}\text{C}$)
- ④ 上下游面的坝脚越冬保温采用 6cm 厚泡沫塑料板($h=0.49\text{cal}/\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^{\circ}\text{C}$)
- ⑤ 浇筑面的越冬保温采用 3cm 厚泡沫塑料板($h=0.49\text{cal}/\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^{\circ}\text{C}$)底孔开口部内的温度管理要求再 3°C 以上, 3°C 以下时有必要点火以供热养生.

底孔部的混凝土裂缝控制对策示意图如3-4-4所示.

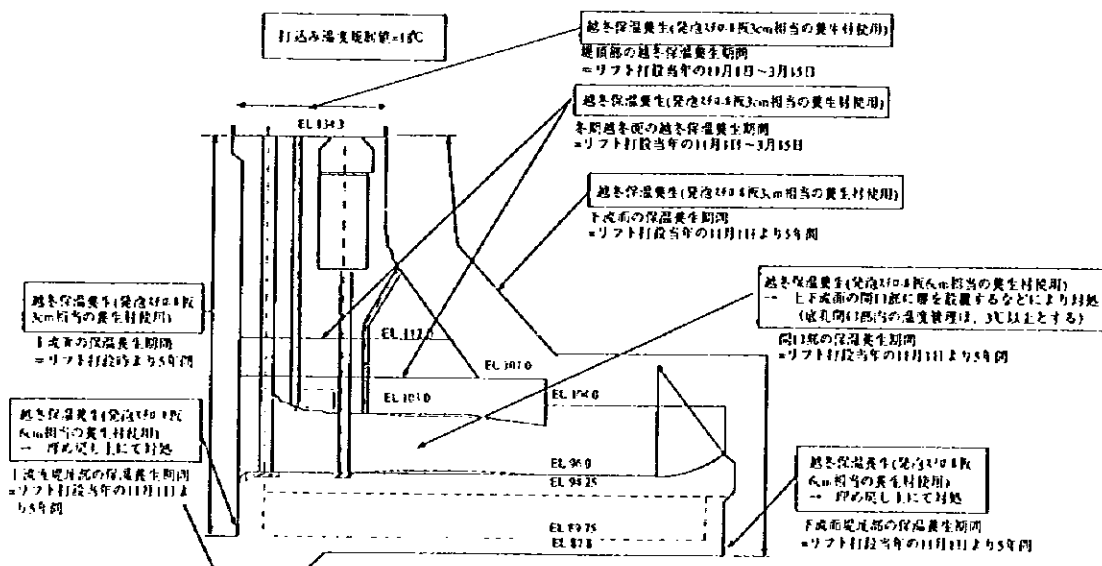


图-3.4.4 底孔部のコンクリートクラック抑制対策の概念図

对于低孔部来说，1997年后半年开始计划利用B.L. 18开口部二面门完成转流。在这里便有发生裂缝的可能。开口部位越冬保温方面作为参考，提出以下建议。

开口部周围粘贴盖布，盖布上喷浇尿熔用来保温。

开口部位插入，管络与混凝土间充添隔热材料。上游面做止水处理以便保温。

3.4.9 针对温度计测管理的建议

(1) 温度计测管理的目的

对自己水库温度裂缝控制对策的施工管理来讲，首先，浇筑温度的管理是非常重要的。其次坝体表面与内部温度下降不同，产生了限制温度应力的必要。利用保温材料，不使用混凝土表面温度下降是温度管理又一大要点。

即使说，温度计测管理是从坝体温度值来研究温度裂缝对策的越冬养生对策有效性。以便确定下一年度的温度裂缝对策。具体方法议如下。

(2) 温度计测管理流程

温度计测管理流程在图3.4.5中所示。

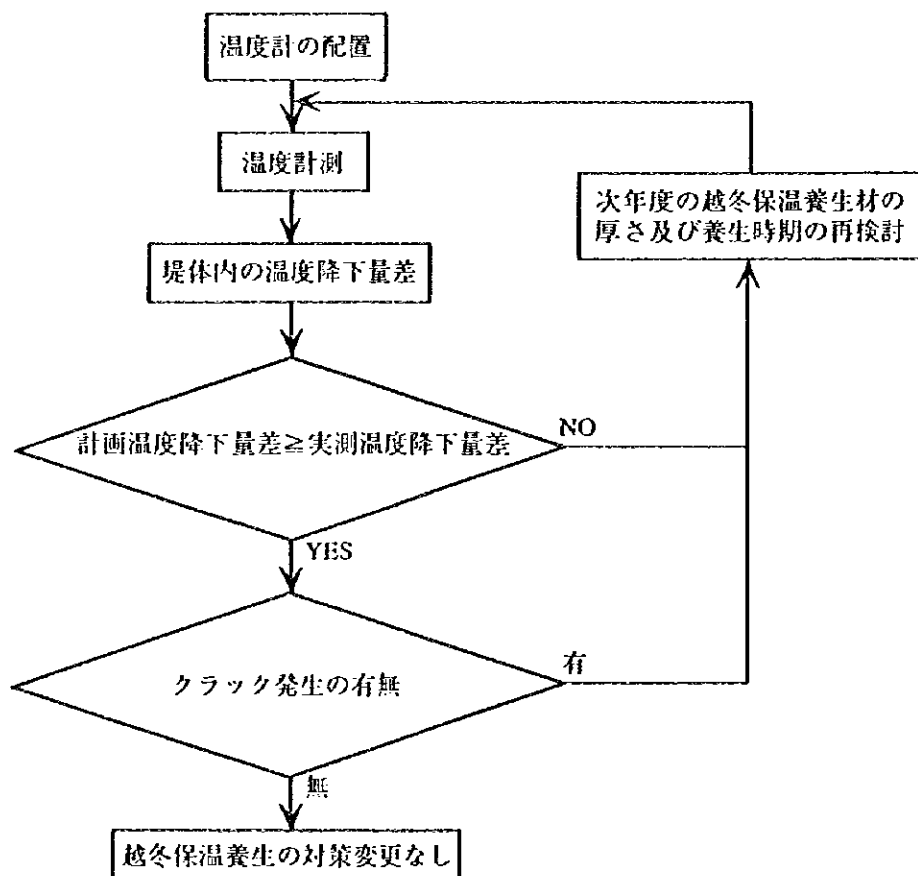


図-3.4.5 温度計測の管理フロー

(3) 温度计的分布

白石水库是利用RCD工法进行连续浇筑，所以不希望因埋设仪器而影响施工。为此，应在有代表性的坝段上，尽量少布仪器，而能够利用观测结果判断坝体全部的情况。

代表坝段是非越流部为及溢洪水道部位的最大断面处。选定在BL27和BL11两段。为掌握温度下降的不同，在温度变化大的坝体表面附近和坝体中心处布置温度计。如图3-4-6~3-4-7

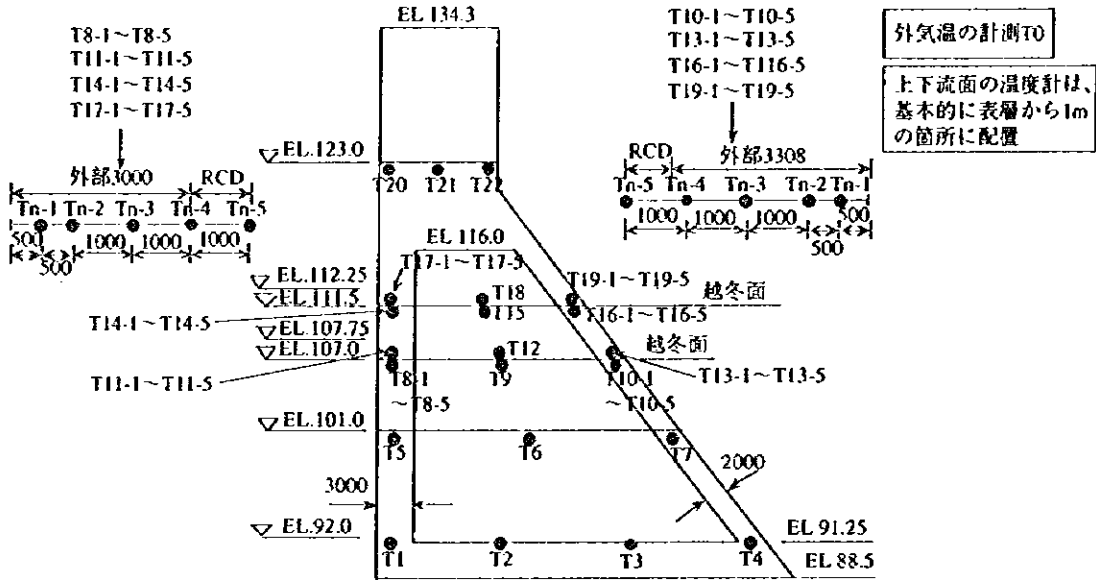


图-3.4.6 非越流部 (BL.27) の温度計配置図

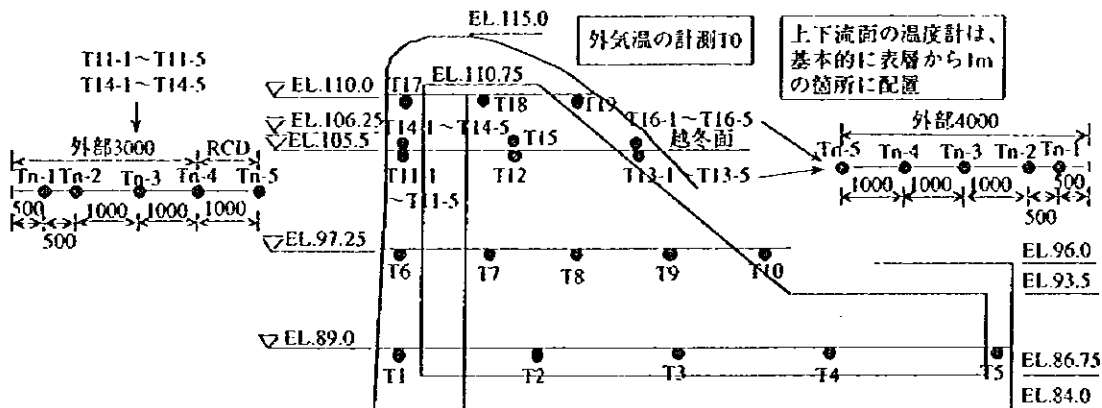


图-3.4.7 洪水吐部 (BL.11) の温度計配置図

(4) 温度计测的设计值

温度变化如果袋分析结果范围以内的话，温度差力方面不存在问题。

(形式5浇筑温度最大值为18℃H>8-12M越冬保温材料为3cm泡沫料)

这里的设计值是利用温度历时分押(形式5)中的温度变化量，最高温度一同周期内最低温度，求解坝体内部下降温度的差，设计值为浇

筑年度所定，是实际温度计测值超过设计值时，做为对应下一年度的越冬保温材料的厚度及使用时期要重新研究。

(a) 关于非越流坝段的设计值

在 1997 年度浇筑坝体混凝土中分布量的温度计选用了最不易受外界气温变化影响的 T6 温度计。这样求得坝体表面附近布置 T5, T7, T8, T9, T10 温度下降量得差值，做为坝体内的温度下降值。这一值时设计值。

1998 年以后也是同样求得设计值。各温度计的设计温度下降量差值如表 3.4.16 中所示。

表 3.4.16 各温度计的计画温度下降量差一览表 (BL. 27)

温度计比较	计画温度降下量差 (°C)		
	~1998年3月31日	1998年4月1日~ 1999年3月31日	1999年4月1日~ 2000年3月31日
T5-T6	12.8	12.2	6.8
T7-T6	12.5	12.5	10.3
T8-T6	6.4	20.5	7.0
T9-T6	3.9	-	-
T10-T6	4.0	19.1	10.4
T11-T12	-	9.4	9.3
T13-T12	-	7.6	12.6
T14-T12	-	11.2	12.4
T15-T12	-	7.0	-
T16-T12	-	9.0	15.3
T17-T18	-	-	10.4
T19-T18	-	-	12.9
T20-T18	-	-	15.6
T21-T18	-	-	10.9
T22-T18	-	-	13.9

(b) 溢水道坝段的设计值

在 1998 年度浇筑坝体混凝土中分布量的温度选用了最不易受外界气温变化影响 T8 温度计。这样求得坝体表面附近布置得 T6, T10, T11, T12, T13 温度下降值与 T8 温度下降量的差值做为坝体内的温度下降量差值。这一值便是设计值。

1999 年以后也是同样求的设计值各温度计的设计温度下降量差值如表 3.4.17 中所示。

表 3.4.17 各温度计的计画温度下降量差一览表 (BL. 11)

温度计比较	计画温度降下量差 (°C)	
	~1999年3月31日	1999年4月1日~ 2000年3月31日
T6-T8	15.5	5.6
T10-T8	15.6	12.1
T11-T8	9.3	7.5
T12-T8	5.4	-
T13-T8	6.8	13.2
T14-T15	-	9.4
T16-T15	-	14.6
T17-T15	-	15.3
T18-T15	-	9.7
T19-T15	-	16.3

参考资料 1 (非越流坝体段的温度应力分析 - 追加分析)

(1) 目的

中方在下游面越冬保温方面, 从施工及经济角度出发, 准备不做长期连续保温, 而考虑当年度浇筑的坝体混凝土只在当年冬季的越冬保温. 为此, 对于非越流坝段进行了下游面的越冬保温, 只在浇筑当年冬季实施的情况下温度应力分析, 并做了有关对温度裂缝控制对象的有 + 性的研究.

(2) 分析条件

中国方面提示了以下的分析条件, 根据这些条件进行了温度应力分析. 其他分析条件与本报告书前面提到的分析条件一致.

- 浇筑温度的规定值: 最高温度 18℃

- 越冬保温

上游面利用 6 cm 厚泡沫 + 料保温材料 ($h=0.562\text{kcal/m}^2 \cdot \text{h} \cdot \text{℃}$)

进行长期连续保温 (保温期 = 浇筑后 5 年)

下游面利用 6 cm 厚泡沫 + 料保温材料 ($h=0.562\text{kcal/m}^2 \cdot \text{h} \cdot \text{℃}$)

在浇筑当年冬季进行保温. (保温期 = 11月1日 ~ 翌年3月15日. 包活前年度坝体混凝土最上部的三层)

越冬面, 用 7 cm 厚泡沫塑料保温材料 ($h=0.477\text{kcal/m}^2 \cdot \text{h} \cdot \text{℃}$)

在浇筑当年冬季进行. (保温期 = 11月1日 ~ 翌年3月15日)

(3) 分析结果

(a) 最高温度

各处最高温度及最低温度, 温度下降如表 1 所示.

表-1 各箇所での最高温度一覧表 (非越流部 BL.27)

温度項目	岩着部	堤体中央部	上流側	下流側	越冬面	越冬面	堤頂部
	岩着コンクリート EL.91.25 3リフト	RCDコンクリート EL.98.75 13リフト	外部コンクリート EL.108.5 26リフト	外部コンクリート EL.108.5 26リフト	RCDコンクリート EL.107.0 24リフト	RCDコンクリート EL.111.5 30リフト	外部コンクリート EL.120.0 40リフト
最高温度	18.5	27.2	27.6	27.2	24.2	23.1	31.0
最低温度	8.7	9.6	6.5	1.1	2.2	1.9	6.2
温度降下量	9.8	17.6	21.1	26.1	22.0	21.2	24.8

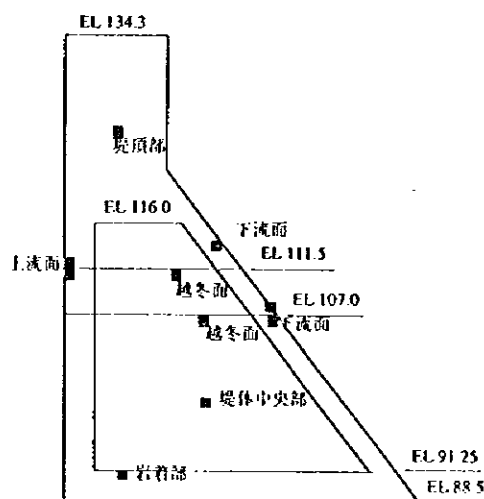
(b) 最大张力形变

各处的最大张力形变, 在表 2 中表示.

表-2 各箇所での最大引張ひずみ一覧表 (非越流部BL.27)

単位: $\times 10^4(\mu)$

岩着部 岩着コンクリート EL.90.00 ~91.25 3列目	堤体中央部 RCDコンクリート EL.99.5 ~100.25 15列目	上流面 外部コンクリート EL.110.75 ~111.5 30列目	上流面 外部コンクリート EL.111.5 ~112.25 31列目	下流面 外部コンクリート EL.106.25 ~107.0 24列目
19	43	69	60	82
下流面 外部コンクリート EL.107.0 ~107.75 25列目	下流面 外部コンクリート EL.111.5 ~114.5 31~34列目	越冬面 RCDコンクリート EL.106.25 ~107.0 24列目	越冬面 RCDコンクリート EL.110.75 ~111.5 30列目	堤頂部 外部コンクリート EL.121.0 ~125.0 42~45列目
87	102	49	45	85



(4) 关于下游面越冬保温方法的研究

下游面只在坝体混凝土浇筑当年的冬季进行越冬保温，与进行长期方面+不利。有些部位的牵引变形超过允许牵引变形 (100μ) 而在 (102μ) 而发生最大牵引变形。

由此，为控制最大牵引变形在允许牵引变形以下，认为下游面也有必要进行长期连续保温 (5年)。

但由于经济及施工等原因，当下游面只能在坝体混凝土浇筑当年的冬季进行保温时 EL.115.5 - 115.25 的部位 (最大牵引形变 100μ 发生的位置) 有必要增加配筋用以补强。

下游面坝体混凝土只在当冬季保温的情况下，最大牵引力变形 100μ 发生位置在距表层 1m 的范围内，即使发生裂缝，都集中在外补混凝土之内。如果加以补强措施，在温度应力方面不存在问题。

参考资料 2 (底孔部的着岩混凝土发生裂缝原因的分析)

(1) 目的

底孔部 BL 17 - BL 26 的所有坝段都发生了着岩混凝土裂缝。裂缝宽在 0.5 - 0.9 mm。裂缝与坝轴平行。

为了分析裂缝发生原因，依靠有限要素法，利用温度过程，温度应力分析进行了研究，助借研究结果，对今后施工管理提几点建议。

(2) 裂缝发生的原因有以下几点来考虑

(a) 基础岩磐弹性横量值影响

在本研究中从平板载重的实验结果出发，考虑到开挖基础岩磐上潜在轻度龟裂，基础岩磐的弹性横量值采用

$$E = 70,000 \text{ kgf/cm}^2.$$

但是，底孔部的基础岩磐比想象的坚硬得多，可达到弹性横量值

$$E = 100,000 \text{ kgf/cm}^2.$$

这样来，受外部拘束影响较大，对混凝土，温度应力不利。

(b) 潜水养生期间的的影响

在本研究中潜水养生期间为 1996 年 11 月 16 日 - 1997 年 3 月 1 日，但是 3 月 1 日以前开始撤水，实际的潜水养生时间变短，由此，由内部拘束影响较大，对内部混凝土应力不利。

(c) 浇筑温度的影响

外部气温和浇筑温度，在底孔部 (BL 20) 用以分析的设定值与实际值相比较，如表 1 所示。

表-1 底孔部 (BL20) の外気温、打込み温度

層別	コンクリート区分	打設日	標高(m)	解析に用いた想定値		実測値	
				外気温(℃)	打込み温度(℃)	外気温(℃)	打込み温度(℃)
1	外部コンクリート	1996.10.9	EL.87.80~88.30	10.1	12.1	2~20	9~17
2	外部コンクリート	1996.10.12	EL.88.30~89.05	9.3	11.3	8~25	13~17
3	外部コンクリート	1996.10.16	EL.89.05~89.75	8.2	10.2	2.5~9.5	8~11

由此看出，特别是在第二层浇筑时，外部气温较高，受期影响，浇筑温度，随之升高，由此，看岩混凝土的最高温度变高，对温度应力不利。

(3) 研究形式的设定

看岩混凝土发生裂缝，是由上述所述原因的共同影响。

这里由掌握这些原因引起牵引变形增大程度，探求有效对策，为此如表 2 所示设定了几种研究形式。

表-2 検討ケース（底孔部（BL.20）の岩着コンクリートの温度応力解析）

検討ケース	基礎岩盤弾性係数 (kg/cm ²)	湛水養生期間	打込み温度 (°C)			備 考
			リフト1	リフト2	リフト3	
ケース1	70,000	11/16~3/1	12.1	11.3	10.2	検討報告書の計算条件
ケース2	100,000	11/16~2/20	13.0	15.0	9.5	種々の原因の影響
ケース3	100,000	11/16~3/15	13.0	15.0	9.5	湛水養生期間の延長

※ケース2、3の打込み温度は、実測値の中間値とした。

(4) 分析結果

另形式里，上下游断面中央部位最大牽引変形如表3所示。

表-3 各ケースの上下游断面中央部での最大引張ひずみ一覧表

単位：×10⁶ (μ)

ケース	リフト1	リフト2	リフト3
ケース1	58	62	72
ケース2	76	110	82
ケース3	67	97	58

(5) 裂縫发生原因的分析

分析結果

在形式2的第二浇筑层上，产生了比允许牵引变形100μ以上的110μ牵引变形。就是说，基础岩盤极度坚硬第二层的浇筑温度比设定要高，并且湛水养生时间不如，受共通原因影响以致发生裂縫。对比，若能确保湛水养生时间，牵引变形会低于允许牵引变形100μ，达到97μ呈现相当的效果。

(6) 对今后施工管理的建议

根据以上研究结果，对今后着岩混凝土的施工管理，提出以下几点建议。

— 着岩混凝土温度应力受外部拘束影响较大，同时浇筑温度受外部影响也较大。因此，有必要考虑尽可能降低浇筑温度。

— 即使对温度应力来讲，条件都很坏，但如能确保养成时间，对裂縫控制有较大效果。因此，有必要考虑到湛水养生的实施；至少坚持到3月中旬。

3.5 排砂、淤砂的数学模拟

3.5.1 每日的流量、流砂记录的分析。

为了确定白石水库库内淤砂对策，有必要整理分析过去的水文资料，了解浮游砂在时间和空间上的流出倾向，在这次分析中，将白石水库地点的流量分布和浮游砂的时空分布分离成为长期流出特点，移动过程，季节变动和不规则变动等几项，由于大凌河干流河支流的牛河都流入白石水库，进行项目分离，了解其特点是在30年中多少有些不同，但各处都表现从1956年开始慢慢增加，1960年到1971年为最大值，然后持续减少，1985年或是进入1990年后，各项指标又都表现出有所增加的倾向。

3.5.2 通过远距离调查，推定土砂产生地区。

以白石水库坝址上游的大凌河流域为对象，通过远距离调查进行河道的淤砂区域变化及土地植被覆盖及历年变化分析，研究了土砂的产生过程，推定了土砂的产生区域。

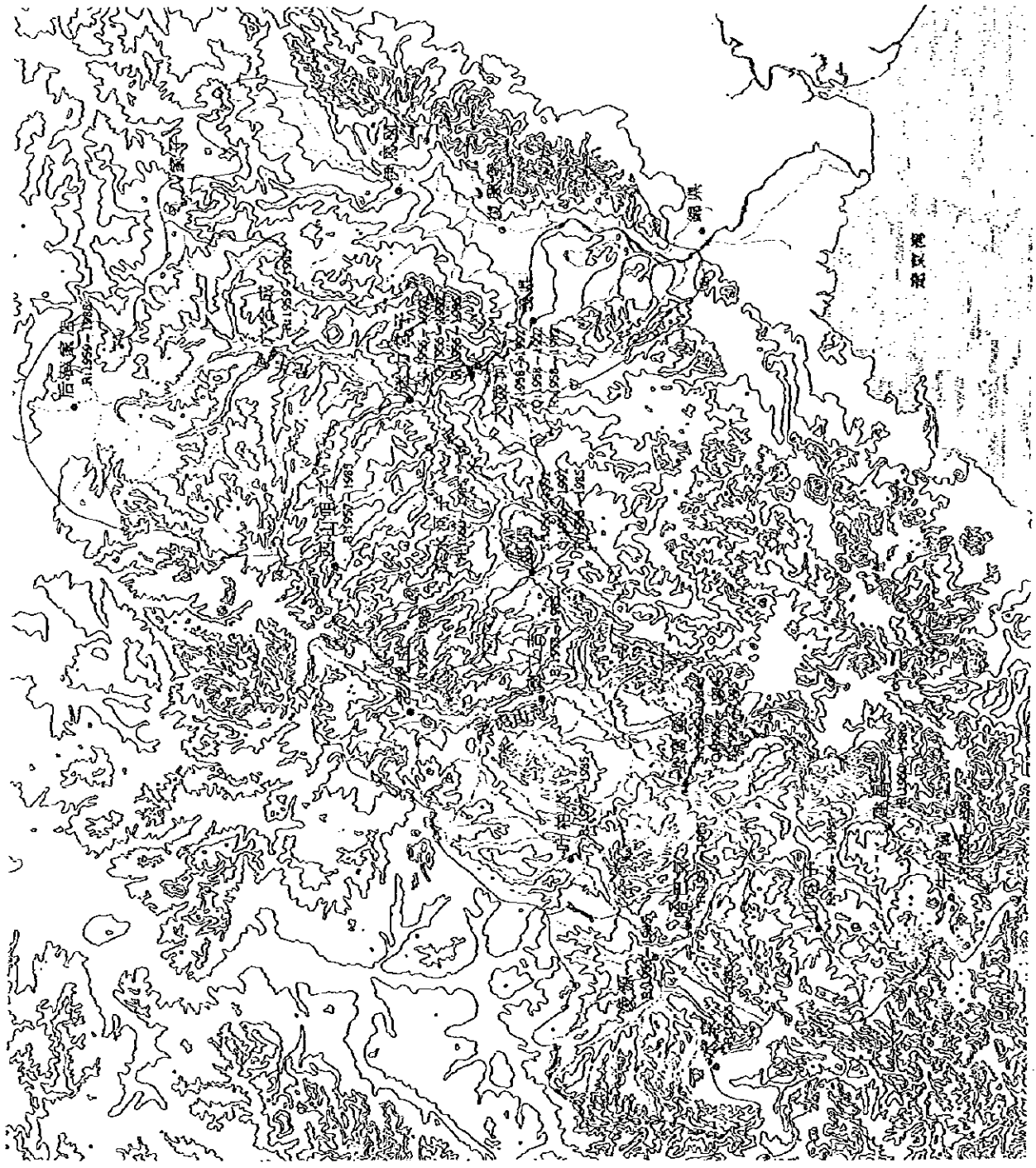
通过本调查得到以下结论。

通过远距离调查，掌握了河道的土砂堆积区域的分布状况。明确地认识到河道地土道的土砂堆积区域主要存在于河道的上游，合流点合河道的转弯部位，特别在大凌河D上，大凌河E，大凌河G，忙牛河B，忙牛河C的河道上，土砂堆积区域分布较为明显，被认为是土砂产生区域内水土流失越来越严重的流域部分。（如图3.5.2.1所示）

通过远距离调查掌握了流域的土地植被及多年变化情况，森林在1975年时有4.334 km²流域面积的22%，但是1995年减少到33734 km²，减少量是全面积的20%，主要的植被变化在于草地和少林荒地的耕地化。

受地表侵食影响的土地覆盖项目有裸地，少林地和5月至6月中间的耕地，在大凌河D，E，F，G忙牛河A，B流段有明显分布。

3.5.3 利用闸门操作进行排砂，其效果评价



凡例

- 泥沙・流量観測所
- 雨量観測所
- 流量・雨量観測所
- ▽ 白石ダム
- 〒一ツ区分及び観測年
- S:19xx-19yy 平均流量
- Q:19xx-19yy 流量
- R:19xx-19yy 雨量
- 調査河段流域

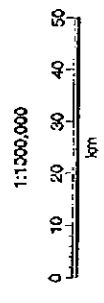


図 3.5.2.1 大凌河流域区分

3.5.3.1 目的

作为白石水库的防淤砂对策，考虑到以下几种方法：

- A. 维持库内水位，利用坝体底部的排砂底孔，及密度流的原理进行排砂。
- B. 大规模洪水发生时，将库内水位降至死水位，利用入库洪水的冲刷力排砂，恢复库内容量，由此将以下两点作为本次分析的目的。

① 针对于 A 情况，利用了维扩散数学模型，在 B 的情况下使用 2 维泥流模型。对库内浮游砂的动态予以数学模拟，计算底孔排砂量。

② 研究 A 状态下的排砂效果良好的闸门开启形式。

3.5.3.2 利用底孔的闸门开启排砂（维持库内水位时）

为了计算在维持原有水位，只利用闸门开启情况下底孔的排砂量，有必要了解流入库内土砂的移动，扩散，沉降，由水流引起的土砂浮上，到达坝前的形式及土砂浓度分布过程。由于流入白石水库的主要土砂粒径是 $d_{50} = 0.02 \text{ mm}$ ，较为微细，并而大凌河与牛河合流地点的水流容量受地形影响，所以利用准 3 维扩散数学模拟分析底孔闸门开启形式。

50% 的土砂是集中在洪水期流入库内，因而有必要尽可能在洪水期排出浮游砂，这里利用了由中方提供的 5 个实策洪水过程，其中 1962 年（50 年一遇洪水），1969 年（20 年一遇）1984 年（10 年—20 年一遇）的分析结果。

在这次分析中，首先利用 250 m 和 125 m 不等间隔格子模型，细致地再现并考察了洪水时的库内浮游砂的移动形式，其次，利用 500 米和 250 米的不等间隔格子的模型，研究了排砂效果较好些的放流规则，计算了排砂时底孔位置浮游砂浓度与放水量之间的关系，库内初期浮游砂浓度为 0.1 mg/l 。

(1) 准 3 维扩散数学模拟模型

流动及扩散的基础方程

流动基本方程中，利用了非压缩性连续方程及水平方向运动方程作为流体对象，水平方向的流动较为显著，与垂直方向的加速度及粘着度

相比，重力加速度及压力更为明显，这里利用了静水压力分布的假定。
差分计算方程：多级模型

多级模型是把做为对象的水域，沿水深方向分隔成几层，在采取垂直方向积分后的水流模型，根据被分隔各层的二维取组，考虑各层间的运动量及物质交换量，模型全体表现成为3维的水流形式，另外， x 、 y 、 z 方向的扩散系数假定成与粘性系数基本相等，具有 $D_x = D_y = D_z = kv^m h/6$ 的性质。

土粒的沉降速度

土砂的扩散数学模拟中，取得的沉降速度受预测精度很大影响，主要粒径 $d_{50} = 0.0214\text{mm}$ 砂粒的沉降速度为 0.0407cm/s ，这里是利用Rubey方程计算得的沉降速度。

(2) 库内堆砂形状的预测

中国方面准备确保30年后的白石水库水容量在7亿 m^3 ，堆砂量控制在3亿 m^3 ，为此，在本次分析中，以水库建成30年后的堆砂情况为分析对象，这中间1.5亿 m^3 的堆砂情况利用了美国开垦局Empirical Area Reduction Method进行预测并在数值模拟中使用了它的标高记录。

(3) 洪水时的库内流动及浮游砂形式

库内不同粒径的土砂运动

关于扩散数学模拟中土砂的沉降速度以主要粒径为代表的假定情况较多，但是库内土砂的实际沉降速度随时间和空间的不同而变化，特别是洪水时它的变化更快，所以认为以一样的假定来计算，对浓度分布和排砂量的预测是不全面的，流入白石水库浮游砂的主要粒径为 0.0214mm ，但粒径在 0.007mm 以下的细砂占21%，由此，进行土砂扩散数学模拟时有必要充分考虑这一粒径细砂的存在。这次分析，以了解不同粒径的土砂移动扩散情况为目的，另外进行了底层土砂浮上数学模拟与未浮上数学模拟的比较。

通过观察粒径不同浮游砂在垂直方向及最上层平面浓度分布的时间变化 $D_{50} = 0.1\text{mm}$ 与 $d_{50} = 0.02\text{mm}$ ，未到坝前便已沉降 $d_{10} = 0.003\text{mm}$ ，经过24小时到时坝前，但底孔附近的浓度并非很高，底层密度流在大凌河与忙牛河合流地点确有存在，却不能达到坝前。

考虑与不考虑冲卷浮上效果 d_{50} 的浓度分布的相差较为显著，也就是

说，根据闸门操作坝体上游的淤砂被冲卷浮上，可到底孔附近。

考虑到均一粒径 $d=0.02\text{mm}$ ，淤砂被冲卷浮上的情况。

1969年洪水的数字模拟结果最上层（第2层）的流速平面分布如图3.5.3.1所示，这里，洪峰经过时间为16时，流量为 10.000m^3 ，数学模拟结果整理如下。

水库上游的流况

由于库内细长，上游有较大弯曲，大凌河与忙牛河合流等原因，水库上游河道的河弯处，产生回转水流，流向水库的水流因此变弱。

水库上游的浮砂浓度

浮砂也根据这种情况，多数未能到达坝前，与上游浮道的浮砂浓度相比较结果没有显著差别，因此，底孔的开启形式对排砂效果没有太大影响。

库内淤砂与浸蚀状况

由于大量浮砂流入，并在到达坝前之前便已沉降，一至库内淤砂严重，忙牛河上的合流点上游，大凌河上的金岭寺铁桥下游及水库上游的河弯等处淤砂特殊严重，并且，这些淤砂区域，与1984年洪水后的淤砂区域基本一致。

(4) 排砂效果较好闸门开启形式的制定

由于浮游砂浓度波形到达坝前比洪水波形较晚，蓄水位达到最高后继长时间放水，对排砂产生良好效果，然而，这种操作会增加无效放流，在结果，进行了排砂优先的数学模拟与蓄水优先的数学模拟比较并研究了洪水时的水库运转规则，数学模拟采用均一粒径 ($d_{50}=0.0214\text{mm}$) 并考虑到冲卷浮上效果的形式。

洪水放流规则

这里所研究的洪水放流规则，是以表3.5.3.1和表3.5.3.2所示，中国方面的放流规则为基础，并为了比较参考了表3.5.3.3，1992年F/S时的洪水放流规则，这次数学模拟中所应用的放流规则在表3.5.3.4表示。

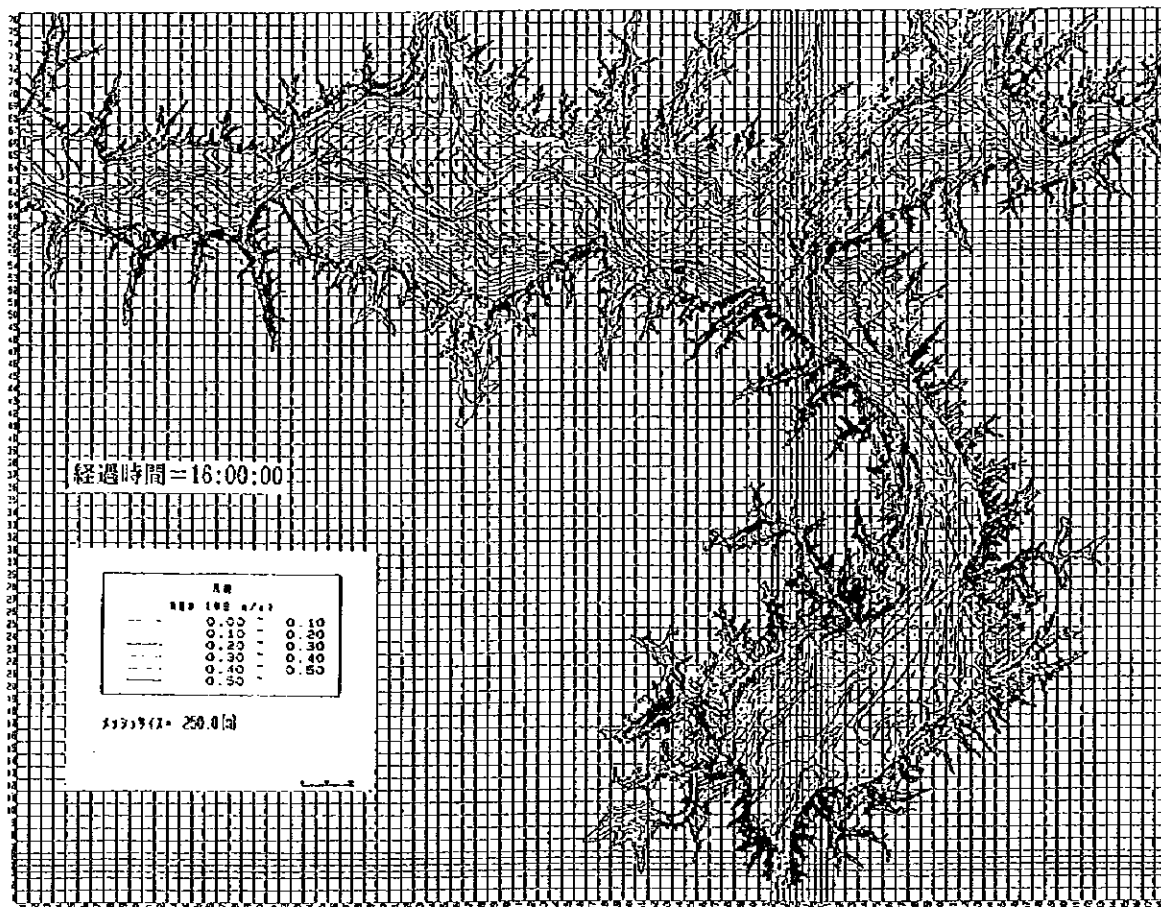
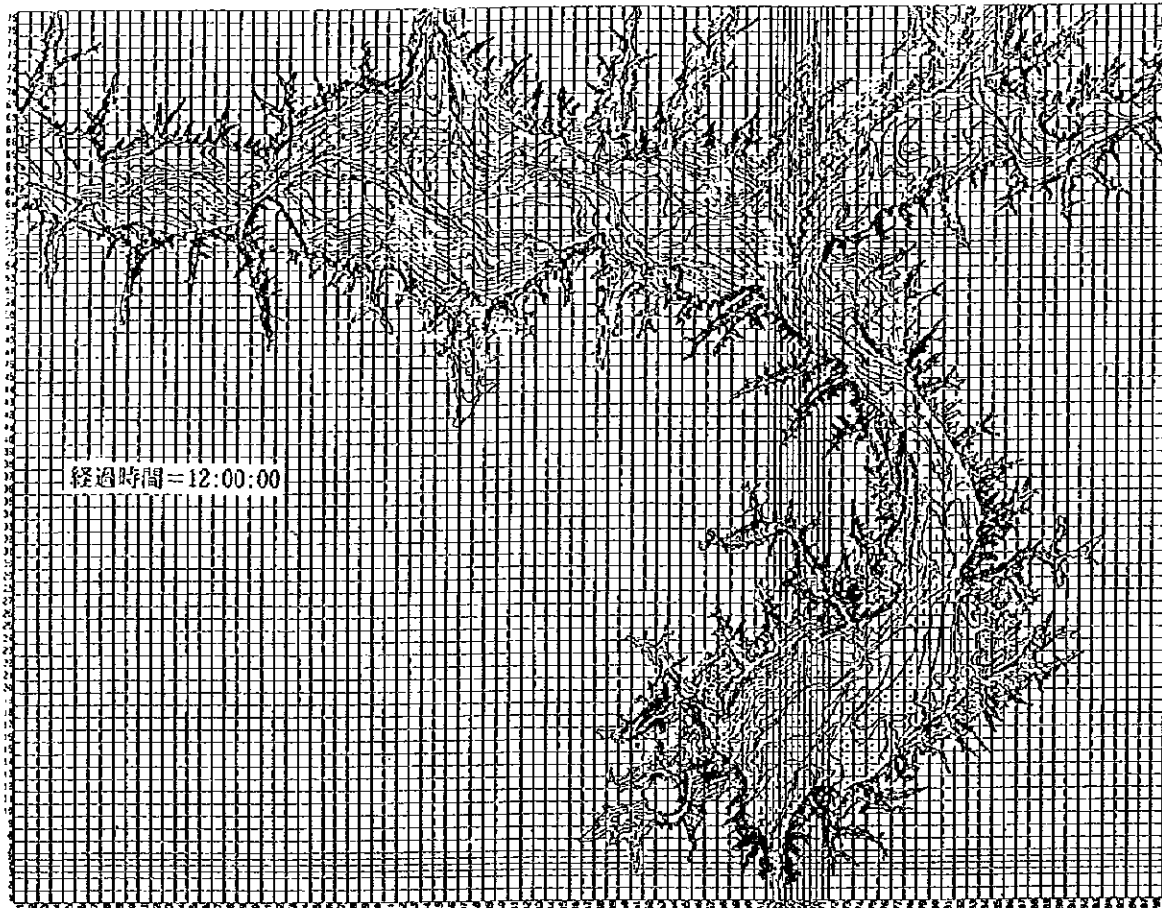


図 3.5.3.1 1969 年洪水時拡散、排砂シミュレーション結果 -流速平面分布(1/3)

表 3. 5. 3. 1 初步设计报告书 貯水位～放流量关系

对象洪水	放流量 (設計値)	貯水位
1/5	5188m ³ /s	125.61m
1/50	5664m ³ /s	130.24m

表 3. 5. 3. 2 初步设计报告书 貯水位～坝口操作的关系

貯水位	底孔	越流部
125.6m～126.9m	12門全開	11門全閉
126.9m～128.5m	6門全開	11門全閉
128.5m～130.3m	12門全開	11門全閉

表 3. 5. 3. 3 1992年 F / S 时的洪水放流規則

对象洪水	放流条件	貯水位
1/20 以下	4,000 m ³ /s 一定放流	
1/20～1/50	4,000m ³ /s 一定放流	(127.2m 以下)
	7,000m ³ /s 一定放流	(127.2 m 以上)

这里，放流規則只限至到 50 年一遇。

50 年一遇以下的洪水（蓄水位标高在 127.2 以下）完全由底孔放流。

表 3 . 5 . 3 . 4 设定放流規則

(a) 貯水を優先する場合

洪水年	放流ルール名	内容
1962 年洪水	貯水優先	中国側ルール
1969 年年洪水	貯水優先	中国側ルール
	貯水優先 ALT1	中国側ルールの 2500m ³ 放流を 5 時間延長する。
	貯水優先 ALT2	中国側ルールの 2500m ³ 放流を 10 時間延長する。
	貯水優先 ALT3	中国側ルール 5000m ³ 放流を洪水前に行う。
貯水優先 1992F/S	1992 年 F/S の放流ルール	
1984 年洪水	貯水優先	中国側ルール

(b) 排砂を優先する場合(貯水位を 2m 程度下げる)

洪水年	放流ルール名	内容
1962 年洪水	排水優先	中国側ルール
1969 年洪水	排水優先	中国側ルール
1984 年洪水	排水優先	中国側ルール

数学模拟結果

在图 3 . 5 . 3 . 2 中表示了 1 9 6 9 年数学模拟结果，再有所有形式的结果的总结在 3 . 5 . 3 . 5 及 3 . 5 . 3 . 6 中，浮游砂浓度 1 产生位置在孔底上游（1 4 层）浮游砂浓度 2 位于浓度 1 地点的 2 5 0 m 上游（同样 1 4 层）。特别指出浮游砂浓度 2 受底孔闸门操作的影响，在 1 9 8 4 年排砂优先的情况下，排砂率为 2 2 . 3 %，达到最高，1 9 9 2 年 F / S 时排砂率为最低的 1 0 %。洪水发生后，水位上升 1 . 3 米时点，以 2 5 0 0 m³的流量连续 5 小时放流，中国方面的放流规则在排砂效果上是较为优秀的，到达坝前的浮游砂最高浓度要比最大洪峰到来的晚。为了优先安排，将贮水位降到洪水限制水位下 2 M 的情况下，排砂率虽有所提高，而效果却由于洪水强度，最高洪峰出现形式不同而不同，另外，贮水位降低 2 m，将有 1 亿 m³的水量无效流出，从利水方面来看很不理想。所以在洪水时期，于坝前设置浊度计，浮游砂浓度高时，尽可能加大放流量，以此实现排砂是可行的。

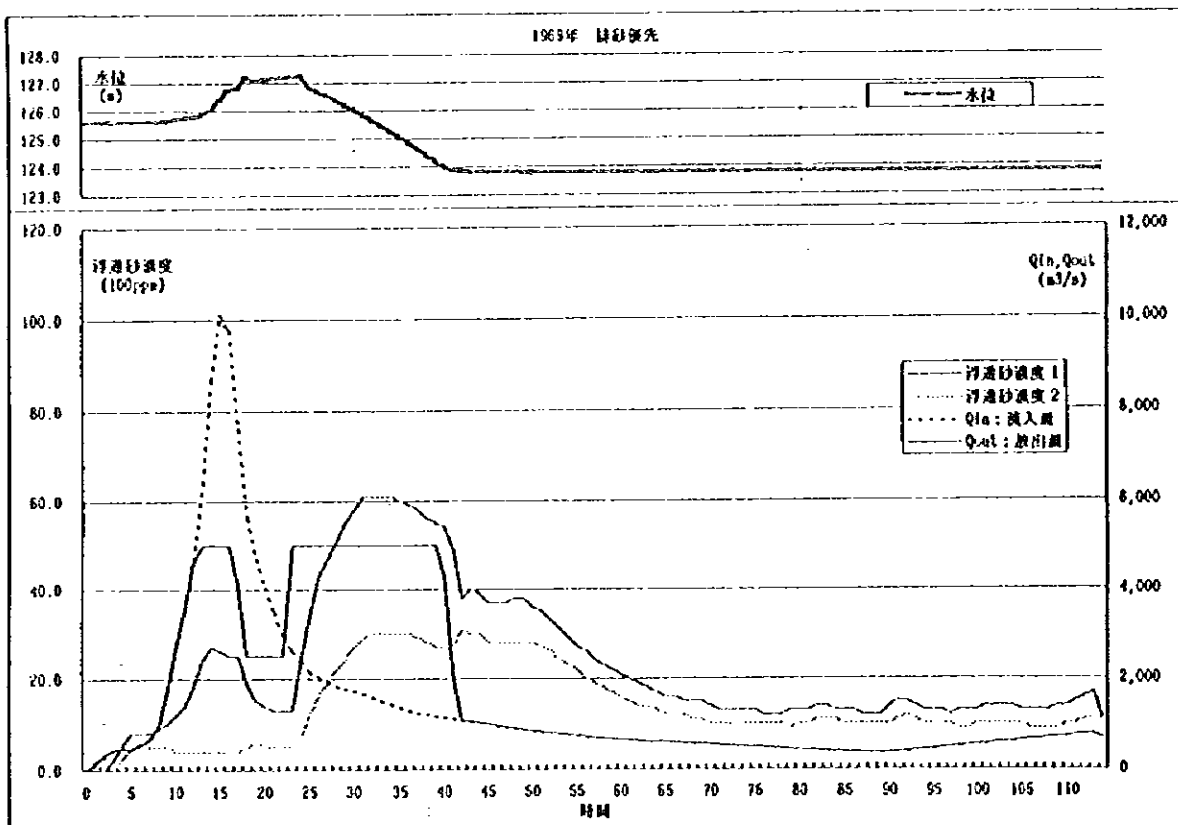
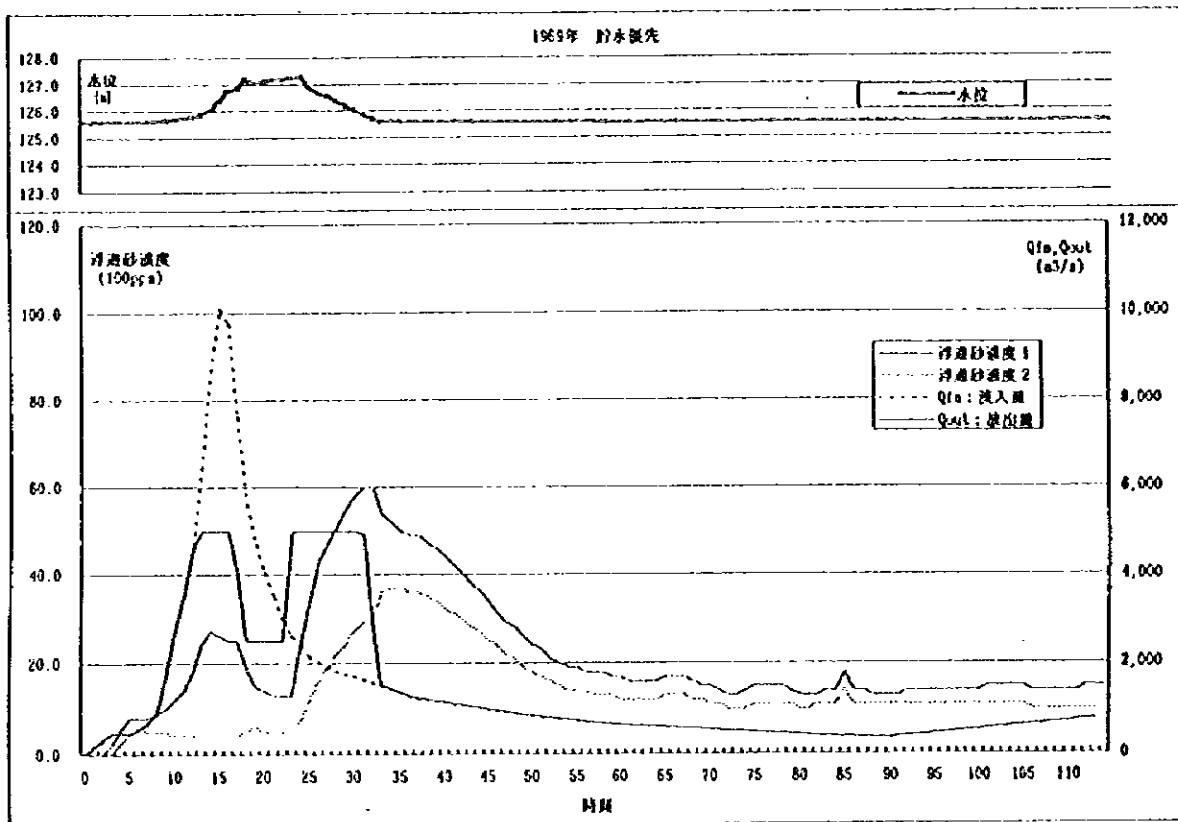


図 3.5.3.2 1969年洪水時シミュレーション結果—貯水あるいは排砂優先放流ルール

表 3 . 5 . 3 . 5 模拟试验结果, 贮水优先情况时

	流入量 ($\times 10^6 m^3$)	放流量 ($\times 10^6 m^3$)	流入-放流量 ($\times 10^6 m^3$)	流入砂量 ($\times 10^6 m^3$)	排砂量 ($\times 10^6 m^3$)	流入-排砂量 ($\times 10^6 m^3$)	排砂率 (%)
1962年	1,292	1,317	-25	32.2	3.9	28.3	12.2
1969年	559	564	-5	7.2	0.8	6.4	11.0
Alt 1	559	564	-4	7.2	0.8	6.3	11.4
Alt 2	559	563	-4	7.2	0.8	6.4	11.2
Alt 3	478	557	-99	7.2	0.8	6.4	11.2
Alt 4	559	553	6	7.2	0.7	6.4	10.0
1984年	666	664	2	8.3	1.3	7.0	15.8

浮遊砂 $1 m^3$ を排出するために必要な放流量 (m^3) Q_{out}

	1962年	1969年	Alt 1	Alt 2	Alt 3	Alt 4	1984年
$Q(m^3)$	338	705	705	704	696	790	511

表 3 . 5 . 3 . 6 排砂优先情况时

	流入量 ($\times 10^6 m^3$)	放流量 ($\times 10^6 m^3$)	流入-放流量 ($\times 10^6 m^3$)	流入砂量 ($\times 10^6 m^3$)	排砂量 ($\times 10^6 m^3$)	流入-排砂量 ($\times 10^6 m^3$)	排砂率 (%)
1962年	1,292	1,409	-117	32.2	4.1	28.1	12.8
1969年	559	679	-120	7.2	1.1	6.0	15.7
1984年	666	788	-122	8.3	1.6	6.7	19.2

浮遊砂 $1 m^3$ を排出するために必要な放流量 (m^3) Q_{out}

	1962年	1969年	1984年
$Q(m^3)$	344	617	493

(5) 一般情况下库内浮游砂的状态

在六、七、八月正常来水时, 水库放水大部分是利用发电取水口 (E L、103.0m) 通过电站向下游放流, 在这里同洪水状态一样利用了准三维扩散模型在现了正常来水时库内浮游砂状态。另外依靠 1955 年至 1992 年 38 年间平时流量流入浮游砂浓度实测值的平均值, 以 6 月 1 日至 8 月 31 日的 3 个月做为计算对象, 水库排砂量到 8 月

31日至, 为流入库内浮砂总量的65%。由此看来, 发电站取水口设置在较低的位置(EL、103m)对排砂有利。

(6) 30年后淤砂量的预测

中国方面主张, 在30年后, 白石水库淤水量控制在3亿 m^3 , 确保7亿 m^3 的利水库容。这里30年后的淤砂量是根据过去38年再加算30年而求得的。年淤砂则根据模拟结果中排砂率及中方计算的流入浮游砂量而求得的。然而, 只利用闸门排砂的情况下, 30年后的淤砂量在38种形式中, 最小值为2亿2千万 m^3 , 最大值为4亿6千5百万 m^3 , 中间值为4亿3千万 m^3 。假设牡牛河流出的土砂能够控制住40%的情况下, 30年后的淤砂在38种形式中最小值为1亿6000万 m^3 , 最大值为3亿5千万 m^3 , 中间值尚为3亿2千700万 m^3 。由此看来, 为了将30年后的淤砂量控制在3亿 m^3 , 必需在水库上游实施有利的淤积对策。

3.5.3.3 利用洪水冲刷的排砂效果

使用二维泥流模拟, 肯定了将贮水位降低至死水位, 利用洪水冲刷能力搬运, 冲刷, 推淤土砂, 恢复库容的排水效果。然而有为了防洪而进行的无效防流, 及于报失准而造成贮水量减少的可能性, 考虑到现在洪水于报水平。现时点采用洪水冲刷淤砂的方法尚且较难。但是由于将来库内的淤砂情况在想象之上, 无论如何也要积极采取措施进行排砂。

(1) 泥流模拟模型

模型是以固液悬浊的泥流中特有的乱流现象为实施对象。基本方程式是由运动方程式与连续方程式在垂直方向积分结果中加入二维浅水流模型构成。并且进一步考虑到混合粒径的流砂及河床冲刷情况, 而变成移动式模型。在分析平面变化的宽阔河段水流以及需要掌握泛滥范围和土堆堆淤情况时, 较为有效。

(2) 设想1969年洪水时的模拟

以1969年的洪水为想定对象, 将贮水位降到死水位, 进行了流入混浊水情况下的分析, 针对坝体部分进行比较。设想近似天然河道及利用奥里佛斯方程式进行底孔放流两种形式, 通过分别计算, 把1.5亿 m^3 的堆砂形状及库内洪水限制水位维持在125.6m做为初期条件, 进

行排水模拟。并得到了排水后浊水含砂量过程曲线。

(3) 模拟结果

土砂的排出率在第一种形式下最大可达到 22.8%。第二种形式下为 2.5%。第二种形式对于流入的混浊水来讲，底孔放流量相对太小，在坝前附近水深加大，从而使纵向的能量分布减少，也就是说，在维持贮水位的情况下，与排砂模拟一样，坝前附近的流速极度降低。从上游流向下游纵向土砂的移动有进行，形成了只有在坝前的少量土砂被移动，被排除的局面，总之利用底孔排砂的方法其排砂效果被认为是很不理想的。

3.5.4 向中方的建设

3.5.4.1 排砂模拟的讨论

从到目前为此进行的排砂模拟结果来看，利用底孔闸门排砂的效果不会太好。但是这里的分析也存在着以下几个疑问：

- ① 现在还不能确认试验模型的 ϵ 完全在现性。
- ② 试验模型本身并不是十全十美的。

比如说，在准三维扩散模拟中，现阶段还没有完全分析土砂卷扬浮动的方程式，而只好利用悬着砂计算方程式来代替。并且方程参数也是依靠通过实验或者是实测值而定的经验数值，结果这里的参数多使用了平均数值。由于没有考虑河床的变动情况，很有可能没有更好地掌握流速较高的金岭寺铁桥下游附近浮游砂的动态。

在泥流模拟中，土砂移动是利用适合于细径土砂含量较大的布朗方式或实施模拟，可以体现水位较低的自然水流状态，但是对于水位较高的库内土砂移动，沉降等现象来讲，不能充分再现冲刷能力。所以为了准备体现实际状态，有综合扩散方程一起计算的必要。

由于模型平面网络在 200m，间距较大，库内原有河道的纵向侵蚀表现不出来。

模型中坝前附近的水位较低，不能完全表现出自由水面处浊水从底孔排出的局部冲刷现象。实际上有更多的排砂可能。

因此，本着模拟结果自中方提出以下建设。

- 1) 对于中方所得实验结果及模拟结果来讲，在维持水位的堆砂模拟上

特别是密度流和卷扬浮游效果，在下降水位利用洪水冲刷的排砂模拟上环境条件和参数条件要以细致的分析比较。

2) 排砂量受卷扬浮起作用的影响较大，所以在水库运作开始后，要对库内及坝下地点的悬浮砂浓度进行监测，并对其影响及与研究，另外要与本模拟结果进行比较只能得到同样一致更少的排砂量时，要及早研究，实施闸门排砂以外的防淤对策。

3. 5. 4. 2 对于流入库内土砂及淤砂的观测计划。

流入库内的土砂是随降雨产生，并在短时间内即到达高峰。流入库内的土砂，经沉降，移动，扩散或从库底卷扬，其中一部分到达坝前，被排向下游，为掌握诸如此类的土砂动态，认为有必要使用部分自动观测仪器，年中持续观测，为了进一步把握住贮水量的历年变化，有必要每年定期测量库底深浅变化。

这一观测计划有以下几个目的：

- ① 掌握做为对象浊水的一般性质
- ② 研究，评价上游区域已经施行的淤砂对策
- ③ 研究，实证底孔闸门排砂效果（即这次进行的准三维浮游砂模拟的验证）

为了达到这些目的，主要的观测项目有以下几点

- ① 浮游砂的定点观测（连续观测）
- ② 淤砂形状的调查
- ③ 流砂，淤砂的验样和规定

3. 5. 4. 3 对综合淤砂对策的建设

最初，排砂、淤砂模拟的目的是排出流入库内的浮游砂，延长水库的使用寿命，研究为下游地区稳定供水而确保贮水机能水库的最合理运营方式。但是由于判断出白石水库受当地地形影响，洪水流速在坝前上游减缓，大部分浮游砂在库内沉降而不易排出，于是本模拟分析的主要课题转到底孔排砂能排出多少，再有怎样排出等上面来了。

从模拟实验结果来看，底孔闸门排砂效果降不会很理想，或者说，由于不安定因素较多，防淤砂对策不能单之依靠底孔闸门排砂来解决。

总之，若想完整地解决白石水库的淤砂问题，不仅要考虑到底孔闸门

排砂，还有必要想到综合切断上游地区土砂来源，减少中上游地区向库内土砂流入等全流域的解决方式。在这里，推荐利用广域签测，以便分析河道的土砂淤积地区的变化及地表植被情况和浮游砂量的关系来预测土砂流失的源地。再有为了确定白石水库的防淤积对策，有必要分析整理过去的水文资料，了解浮游砂在时间、空间上的流动倾向。今后如果有了流量及浮游砂流出的预测模型，有可能更加合理地利用底孔闸门进行排砂。在这里对朝阳、迷力营子、大凌河地点的每日浮游砂量和日流量进行了历时分析。

针对上游地区有效果淤砂对策的初步考查。

中方所作成的大凌河流域各观测站的浮游砂量，土砂产生参数（1955年—1985年的多年平均值）在图3.5.4.1中所示，土砂产生系数较大的流段有迷力营子、德立站、叶柏寿和六和成等，与1984年9月洪水落下后河道土砂堆淤显着的地区吻合，特别在米力营子浮游砂量为13.19mil. t/year，相当于大凌河24.64mil. t/year的53%，所以牡牛河流域土砂流出的防止对策为当务之急。

中方除正在建设中的白石水库、闫玉鼻子水库之外尚在①大凌河、上窝堡上游。②牡牛河支流、六合成上游。③老虎山河，德立吉上游修建水库的计划。特别是牡牛河支流，六合成上游的水库，是准备在大凌河流域最容易产生土砂的地区修建。既是说不采取积极的排砂行动，库内将堆积大量的土砂，由此向水库下游及产生的土砂堆淤将明显减轻。由于这些水库的规模、用途、建设期间等情报尚未得到，这里不能过早地下结论。但是尽早完成这些水库设备，并与利水方面相次优先考虑挡砂功能的话，将大幅度减少白石水库土砂的流入。

另一方面，这些地区加强绿化植物覆盖，重点实施土砂产生地区的流砂对策，只有土砂产生量得到减少才能确保这些水库使用寿命的延长和未来的利用机能。再有老虎山河流域也是多土砂产生地区，在老虎山河建设，使用水库存在着同样的情况。

丢荒地等区域内，植被减少因降雨引起水土流失和地表侵蚀较为严重，单之依靠自然能力回复植被，会难一些。有必要采取人工绿化等措施。这时为了更有效果地开始工作，有必要进一步详细调查流域的土砂产生地区的分布及产生过程，研究经绿化后抑制土砂产生的效果，合理布局及土砂产生地区内的对策。

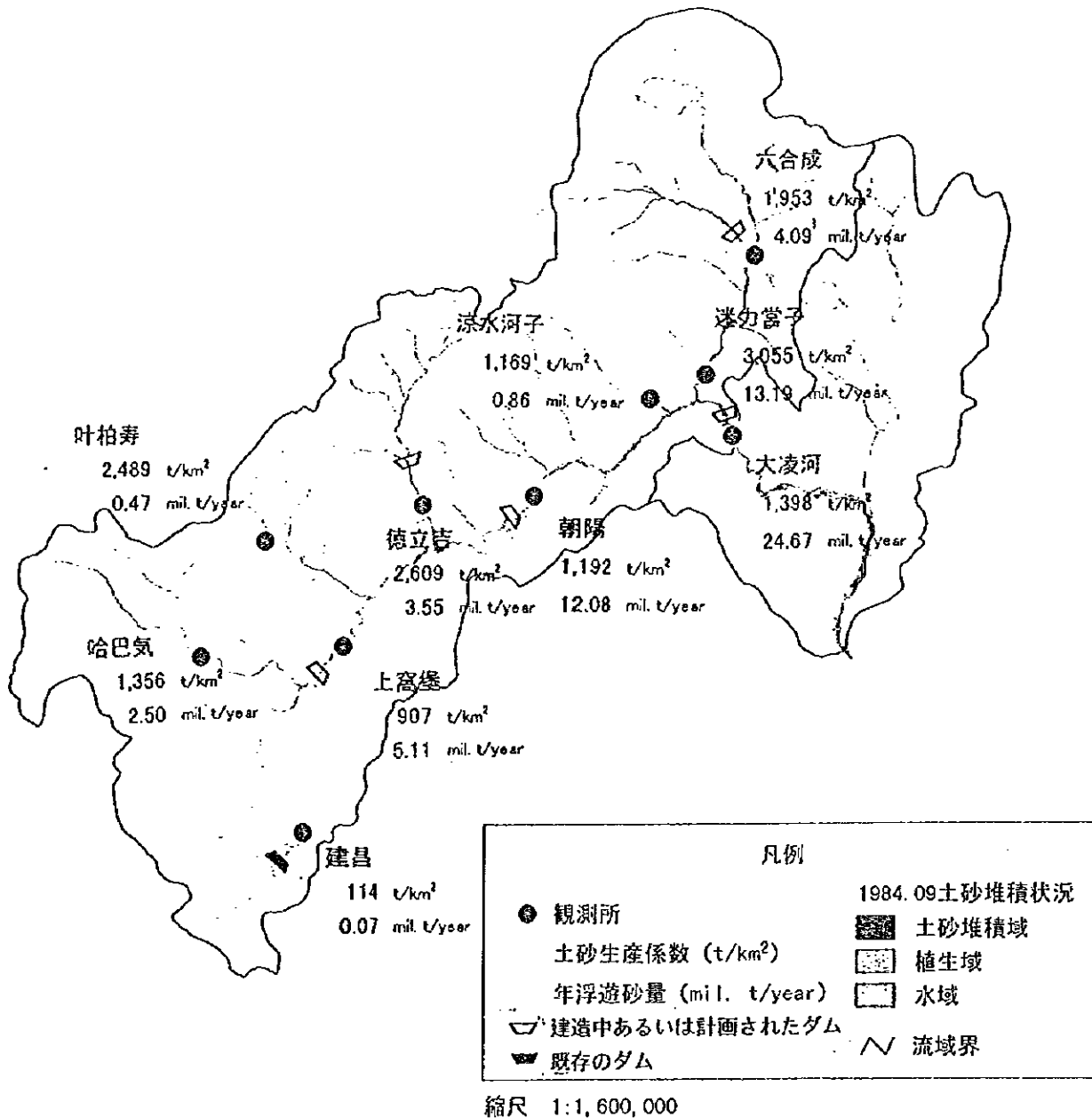


图 3.5.4.1 大凌河流域の浮遊砂量・土砂生産係数



JICA