

表9-1-2 コンクリートの圧縮強度分布

	EL250m以上 (%)	EL250~230 (%)	EL230m以下 (%)	全 体 (%)	備 考
Aブロック圧縮強度					A, B, C, D 各ブ ロック上部の 中国側打設分 の資料はない ため除く
50kgf/cm ² 以下 ①	11.8	10.2	1.8	5.2	
50~100 ②	41.7	41.7	32.9	36.4	
100~150 ③	33.3	41.5	44.7	42.8	
150以上 ④	13.2	6.6	20.6	15.6	
Bブロック圧縮強度					
50kgf/cm ² 以下 ①	—	23.0	9.3	11.8	
50~100 ②	66.7	56.0	28.1	33.4	
100~150 ③	33.3	18.2	28.0	26.2	
150以上 ④	—	2.8	34.6	28.6	
Cブロック圧縮強度					
50kgf/cm ² 以下 ①	—	—	4.8	4.7	
50~100 ②	—	100 %	32.7	33.9	
100~150 ③	—	—	34.6	33.9	
150以上 ④	—	—	27.9	27.5	
計					
50kgf/cm ² 以下 ①	11.7	13.5	5.2	7.1	
50~100 ②	42.0	47.2	31.3	34.8	
100~150 ③	33.3	33.9	35.9	35.4	
150以上 ④	13.0	5.4	27.6	27.7	

上記圧縮強度は、日本側にて建設時当時の資料によるものと考えられる。円柱φ15×30cmの供試体のものであるので中国側基準の立方体供試体に換算すれば約1.2倍となる。なお σ_{28} なのか σ_{90} なのかは確かでないが建設当時より判断して σ_{28} の値と考えられる。ダム高さより設計応力度は20kgf/cm²程度であり、安全率を考え十分な値だと考えられる。なお建設当時の圧縮強度試験の報告データを検討したが、ミスバッチと思われる異状な結果は少なく、セメント不足による低強度のものも検討可能だった資料よりは大局に影響なく、コンクリートの打設施工は十分管理されていたと判断される。(評価/B)

9.2 堤体コンクリート成分の溶出

「7.2.5 堤体コンクリート成分の溶出」では堤体コンクリートの成分溶出についての中国側資料を検討した。コンクリート侵蝕に関する中国側基準に対し、豊満ダム関係の実測値は特に大きく基準値を越えていない。日本における文献においてもpH6.7程度のほとんど中性の水による侵蝕の影響は極めて軽微なものと考えられている。ダムからの漏水中に

含まれる溶存イオン成分は遊離カルシウムなど強いアルカリ性を呈するのは普通であり、補修グラウトによるセメント類の成分も多く加わっている。したがってこれら成分溶出はダム全体に含有される量に比べれば僅かであり、漏水量が異状に大きくならないかぎり特に問題はない。

(評価/B)

9.3 堤体上流面(水上・水中部分)のコンクリート表面破損状況

(1) 水上部分

「7.3.1 堤体上流面」で示したように、ダム上流面は現在補修工事中でその大半は新補修コンクリートで覆われ天端近くのみが目視可能であった。

旧コンクリートの上流面天端排水孔周辺はコンクリート表面の肌落ちが進み、排水流下の上流面は黒く変色しているところが多い。洪水吐両側のピア一張出し部、洪水吐ゲートなどの断面変化部などに豆板アバタなどの施工不良部が見られた。主に凍害による表面破損が発生している。モルタル吹付けなど度重なる既施工補修部が多く見られるが、古いコンクリート面は補修のためチッピングが実施され良質のコンクリートが見えていた。(評価/D)

(2) 水中部分

上流水中部分は上流面に鉄筋番線が見られ、透明度も不良のため完全な調査は困難であった。水中テレビロボの撮影の結果、BL. 220m以下の部分にも豆板などがあり、BL. 220m以高の部分と大差ない。洪水吐のピア一張出し部や断面変化部の下面は豆板アバタなどが多かった。クラックなど十分でないがとくに異状なものは見つからなかった。継目などは施工時の段違いや欠損部なども一部見られたが重大な損傷は発見されなかった。(評価/C)

9.4 コンクリートの凍害劣化

「7.2.6 堤体コンクリートの凍害劣化」に示すように、下流面は冬期凍害により毎年連続して被害を受け一般には0.2～0.4mの深度が長年月間に劣化している。現在までの補修実績から判断してもダムは苛酷な凍害劣化を受けている。今回調査時は全面補修工事中

であり、表面0.4 mをチップング除去し鉄筋AEコンクリートの打設を実施中で、下流面については凍害劣化部は全面的に補修中である。(評価/D)

ダム天端は、ダム上段監査廊が直下(0.7 m)に位置するためもあり、ダム軸方向および横断方向に無数のクラックが発生している。高欄類も仕上げモルタルが剥落し角部の損傷はとくに補修の必要がある。(評価/D)

9.5 堤体の洪水吐能力及び対策

(1) 洪水流量

豊満ダム地点における確率洪水流量は、中国側から次のように与えられている。

確率年	ピーク流量 (m ³ /s)
100	18,800
1000	26,800
10000	34,800

(2) ダム設計洪水流量

中国側はダム設計洪水流量(校核洪水量)の改訂をおこない、確率10,000年規模とした。その結果、ダム設計洪水流量 Q_p は34,800 m³/sとなった。

(3) 下流河道流過能力

下流河道代表地点における洪水流過能力については豊満発電所及び吉林市防汛指挥部が提示した情報では

豊満大橋地点	約 7,000 m ³ /s
吉林大橋地点	約 8,300 m ³ /s

となっている。

1953年及び1957年における既往洪水では豊満ダムからの放流約 7,000 m³/sがなされ特に被害は発生しなかったようである。

(4) 放流設備

豊満ダムには、洪水の放流設備として次の設備がある。

発電放流 導水管(10条)

径 5.6 m

$$\text{最大放流量} = \frac{1,110 \text{ m}^3/\text{s}}{8} \times 10 = 1,387.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

常用洪水吐 クレストゲート (11門)

幅12.0m 高さ6.0m

最大放流量 9,250m³/s

非常用洪水吐 左岸放流トンネル (1条)

径 9.2m

最大放流量 1,180m³/s

(5) 洪水吐操作規定

洪水時における放流は、洪水流入量、貯水池水位との関係で操作されているが、具体的な操作規定は明らかにされていない。しかし、実際には洪水に対して、以下の順序で使用されている。

(1) 発電放流設備

(2) クレストゲート

(3) 左岸放流トンネル

(6) 洪水調整計算

改訂されたダム設計洪水流量に対し、現況の洪水吐設備により洪水調整計算を行った。その結果、以下に示す如く現況洪水吐設備では対応できない。

最大流入量	34,800m ³ /s	ダム天端標高	266.5m
最大放流量	12,500m ³ /s	高欄天端標高	267.7m
貯水最高水位	BL.267.7m		
調整容量	約34億m ³		

(7) 対 策

現況の洪水吐放流能力不足に対し、4～8BL辺りに新規の洪水吐設備が必要とされるが、その規模、仕様に関して現在の貯水池運用実績を参考にしながら、越流標高との関係で決定しなければならない。(評価/D)

9.6 堤体の耐震安定性

(1) 安定計算

堤体の耐震安定性については、①中国の耐震設計基準が1981年に改訂され、設計震度が7～8に変更になったこと、②現在、老朽化に対する堤体補修工事が実施され、堤体表面の増厚が行われていること、等を考慮し豊満ダムの安定性を現在の「中国のコンクリート重力ダム設計規範」に基づいて、一番危険な状態である地震時（修正震度法）を含めて概略の検討を行った。計算上の条件は次のとおりとした。

- ・計算ケースは基本組合せ（常時満水位）、特殊組合せ（設計洪水位時、地震時）について行う。
- ・代表計算断面は、BL-16（越流部）、BL-27（取水口部）、BL-35（非越流部）の現補強断面について行う（縦継目および堤体きれっに対しては別途検討）。

計算結果は次のとおりである。

- i) 震度8に対して越流部は基本組合せ、特殊組合せ共安定である
- ii) 取水口部（BL-27）は地震時に滑動に対して不安定である
- iii) 非越流部（BL-35）は各荷重条件の滑動に対して不安定であり、自重の増加等の何らかの対策工が必要である。（下表参照）（評価/D）

安定計算結果

計算断面	基本組合せ	特殊組合せ		備 考
		設計洪水位時	地震時	
BL-16	○	○	○	(注) ○ 安定
BL-27	○	○	× 0.98 (1.00)	× 不安定
BL-35	× 1.09 (1.10)	× 1.00 (1.05)	× 0.89 (1.00)	() 内の数字は安全係数の基準値

なお上記計算には、当初設計時 $f = 0.7$ に対し、今回の検討では断層部としてのBL-35断面は $f = 0.65$ 、それ以外のBL-16, 27断面は $f = 0.75$ を使用した。

(2) 縦継目

「6.2.3(4)堤体・縦継目対策」に示すようにダム建設時の縦継目の処理に不安があったため、中国側にて1953年縦継目A、Bブロック間に鉄筋アンカーを設置している。貯水位の上昇により縦継目よりの漏水も多く観測されているためダム一体化に問題ありと判断し有限要素法にもとづく解析を10.4で上、下流方向4ブロック分割に対する検討を行った結果大きな影響はないと判断した。(評価/B)

(3) ダム基礎(一般部)

「4.2.2ダム基礎岩盤の地質と構造」に示すように、豊満ダムの基礎一般については重力ダムの築造に対し新しい設計震度を用いても十分安全であると考えられる。(評価/B)

(4) ダム基礎(断層部)

「4.2.3断層・破壊帯の構造と性状」に示すように、重力ダム基礎としての断層問題は34~36BLのものが最も留意すべきものである。しかしこの断層はダム軸にはほぼ直交する急傾斜のものが多数互層の形で構成されているため、各断層間の厚い弱層帯の強度が基礎せん断または滑動に対し影響をもつこととなる。この弱層帯は比較的強度があるため致命的欠陥とはならない。ただし上下流方向の漏水防止のための止水工は重要となる。(評価/C)

9.7 諸観測結果

(1) 揚圧力

「7.4.2揚圧力」に示すようにダム基礎の揚圧力は、現在設計基準値以内に入っている。(評価/B)

(2) 漏水

「7.4.1漏水観測」に示すようにダムおよび基礎からの漏水量は度重なる補修グラウトによって比較的少量になっている。(評価/B)

(3) 水平変位

「7.4.3堤体挙動」(1)~(5)に示すようにダムの水平変位が観測されているが、測定方法によって誤差が発生しているため、観測精度の確保が最も重要となって来る。中

国側の説明では、経年変化にて上流側にダムが傾斜しているとのことであるが、現況までの解析の結果では致命的なものではないと考える。(評価/C)

(4) 鉛直変位

「7.4.3 堤体挙動」(2)に示すようにダム天端の鉛直変位は異状である。この原因についての詳細説明が重要であるが、現況では凍害クラックなどによる上部30m区間、とくに上部10m区間の上昇による鉛直変位が発生している。(評価/D)

(5) クラック、その他

クラック測定、継目開き、堤内温度変化など現在継続観測中である。(評価/C)

(6) 観測設備の更改・改善

現在上記に基く諸観測・測定が実施または中断されているが設備の不良、老朽化などより全面的な更改・改善を行い正確な観測・測定のため早急に対処する必要がある。

(評価/D)

9.8 貯水池

(1) 崩壊、地沁り、断層

貯水池周囲の地形・地質状況は空中写真、湛水池周辺地質図等が入手できなかったため、ボートによる約10km上流の遡上目視観察の結果では問題となるものはなかった。

(評価/B)

(2) 堆砂

豊満ダム貯水池内の堆砂は、1959年貯水池内の横断測量を行ったのみでその後流入土砂が少ないとのこと観測されてない。貯水池周囲の崩壊、地沁りなどの少ないことより流入土砂は僅少であると考えられるが、長期間における堆砂は発生する可能性があることとその貯水容量に与える影響の重要性より早急に検討すべきことである。

(評価/C)

9.9 下流河床、河岸

ダム直下流の河床および河岸は、ダム安全のため急激なる侵蝕・掘削などの対策が必要である。現況では河床は堅硬な岩盤が浅く存在すると考えられるが、直下流には橋梁が設置されているため下流左岸のダム～橋梁間の補強など検討すべきである。（評価：河床－B，河岸－C）

9.10 豊満ダム安全評価マトリックス

上記9.1～9.9にわたる内容について検討した安全評価マトリックスを表9-10-1に示す。評価は良好な順にA～Dの4段階とした。

表9-10-1 豊満ダム安全評価マトリックス

評価項目	評価				備考
	A	B	C	D	
I) 堤体コンクリートの品質					
1) コアボーリング調査			○		
○コア圧縮強度試験			○		
○コア・アルカリ骨材反応試験		○			
○孔内BTV調査				○	
2) 弾性波探査				○	
○トモグラフィ解析他				○	
3) 監査廊調査				○	
○上段監査廊				○	
○下段監査廊			○		
4) 建設時施工記録 (コンクリートリフト毎試験他)		○			
II) 堤体コンクリート成分溶出		○			
III) 堤体上流面、水上・水中部分				○	
○水上 (目視)				○	
のコンクリート表面破損状況			○		
○水中 (水中テレビ調査)			○		
IV) コンクリートの凍害劣化				○	
○ダム下流面調査				○	
○ダム天端				○	
V) 堤体の洪水吐能力 (及び対策)				○	
VI) 堤体の耐震安定性				○	
○安定計算 (新設計震度)				○	
○縦継目		○			7/外結果 含む
○ダム基礎 (一般部)		○			
○ダム基礎 (断層部)			○		
VII) 諸観測結果					} 設備は D
○揚圧力		○			
○漏水		○			
○水平変位			○		
○鉛直変位				○	
○クラック・その他			○		
VIII) 貯水池					
○崩壊・地沁り・断層		○			
○堆砂			○		
IX) 下流河床・河岸					
○河床		○			
○河岸			○		
総合				○	

注：A, B, C, Dの4段階に評価しC, Dと評価した項目については対策工を必要とする。

9.11 計画策定の条件の設定

9.11.1 水理・水文解析

治水計画関係の水理・水文解析の結果は、次の通りである。

(1) 放流設備・放流量と貯水池水位の関係

水車発電機9号機と10号機の増設運転により、(本年1992年より)放流設備と貯水池水位との関係は表9-11-1に示す通りである。

(2) 豊満ダム洪水ハイドログラフ

中国側により既に提供されたハイドログラフに対し、第2次現地調査後半(各種検討終了後)に訂正申入れがあり、正式に批准されたハイドログラフが示された。

(3) 白山ダム洪水ハイドログラフ

中国側提供の豊満ダム洪水ハイドログラフは白山ダム洪水調節を考慮していないため、推定により白山ダム洪水ハイドログラフを作成した。(資料不足と簡便のため流域面積比とした)

(4) 白山ダム貯水池諸元

白山ダム洪水調節関連諸元について、白山ダム現地調査を実施した結果は図9-11-1の通りである。

(5) 豊満ダム貯水池容量曲線

第二次現地調査中に中国側より貯水池容量曲線の精度に問題があると説明がなされた。本調査では108億 m^3 で批准された曲線を使用するものとする。(図9-11-2参照)

表9-11-1 各放流設備の貯水池水位と最大放流量

単位 (m³/s)

貯水池水位	発電放流(1)	クレストゲート放流(2)	左岸トンネル放流量(3)	合計
252.50	1,328	0	1,030	2,092
253.00	1,335	125	1,036	2,229
253.50	1,343	288	1,042	2,404
254.00	1,350	477	1,048	2,605
254.50	1,358	706	1,054	2,846
255.00	1,365	963	1,060	3,115
255.50	1,373	1,247	1,066	3,411
256.00	1,380	1,569	1,072	3,745
256.50	1,388	1,906	1,078	4,094
257.00	1,380	2,276	1,083	4,463
257.50	1,373	2,665	1,089	4,852
258.00	1,365	3,094	1,095	5,281
258.50	1,358	3,546	1,101	5,733
259.00	1,350	4,034	1,106	6,220
259.50	1,343	4,554	1,112	6,740
260.00	1,335	5,060	1,117	7,245
260.50	1,328	5,507	1,123	7,692
261.00	1,320	5,941	1,129	8,126
261.50	1,313	6,356	1,134	8,540
262.00	1,305	6,747	1,139	8,930
262.50	1,298	7,095	1,144	9,277
263.00	1,290	7,418	1,150	9,600
263.50	1,283	7,715	1,155	9,896
264.00	1,278	8,006	1,160	10,186
264.50	1,268	8,291	1,165	10,470
265.00	1,260	8,558	1,170	10,736
265.50	1,253	8,793	1,175	10,970
266.00	1,245	9,020	1,181	11,197
266.50	1,238	9,241	1,186	11,417

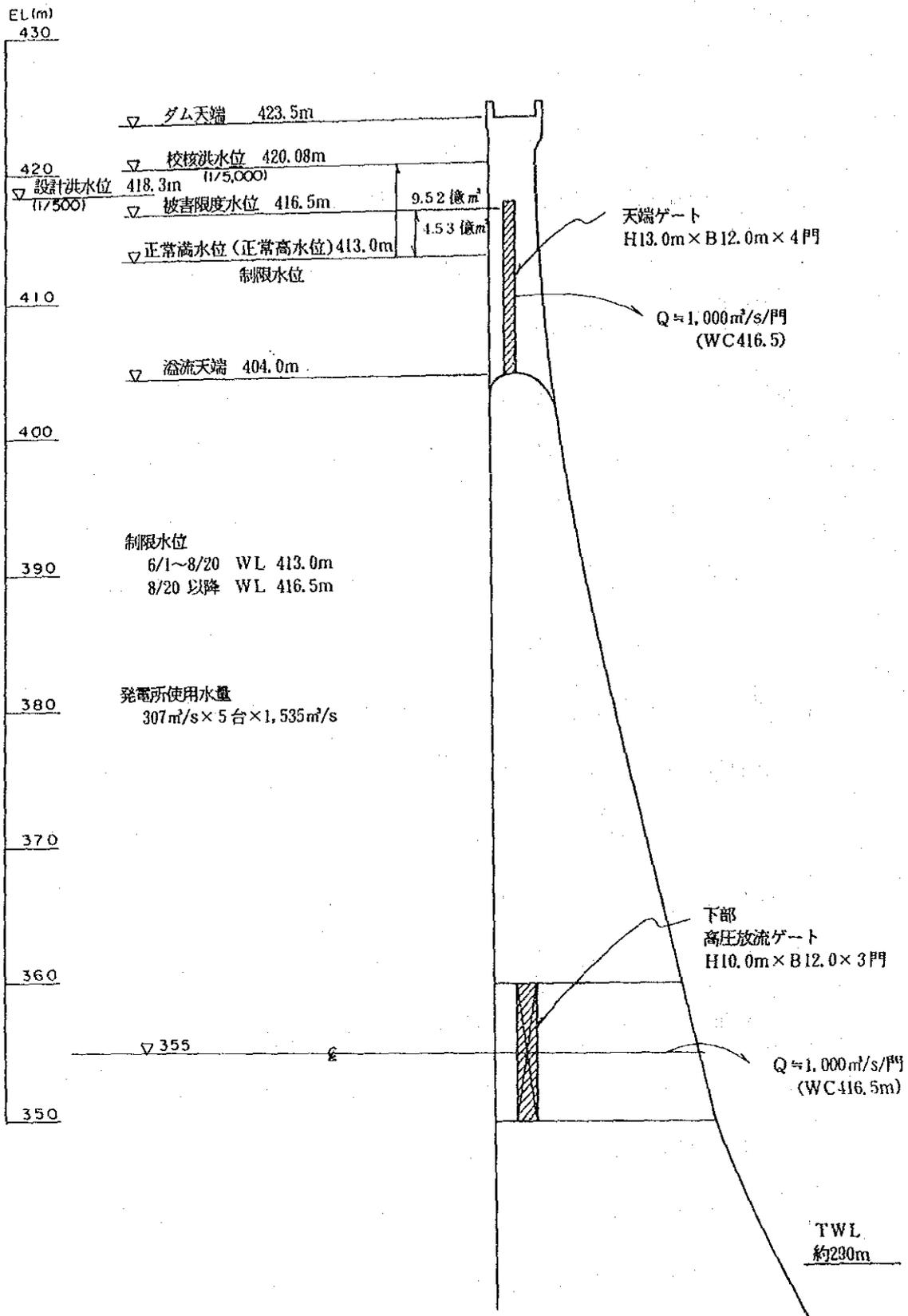


図9-11-1 白山ダム洪水調節関連諸元

水位 (EL.m)	容量 (10 ⁶ m ³)
239.0	2258.90
240.0	2420.00
241.0	2584.34
242.0	2757.68
243.0	2939.88
244.0	3130.81
245.0	3329.82
246.0	3537.44
247.0	3754.20
248.0	3980.31
249.0	4215.54
250.0	4463.60
251.0	4722.09
252.0	4992.91
252.5	5133.19
253.0	5276.83
254.0	5574.56
255.0	5886.81
256.0	6214.32
257.0	6557.85
258.0	6918.14
259.0	7285.00
260.0	7691.80
261.0	8106.87
262.0	8541.55
263.0	8996.89
263.5	9233.00
264.0	9474.97
265.0	9977.05
266.0	10504.26
266.5	10777.64
267.0	11057.74

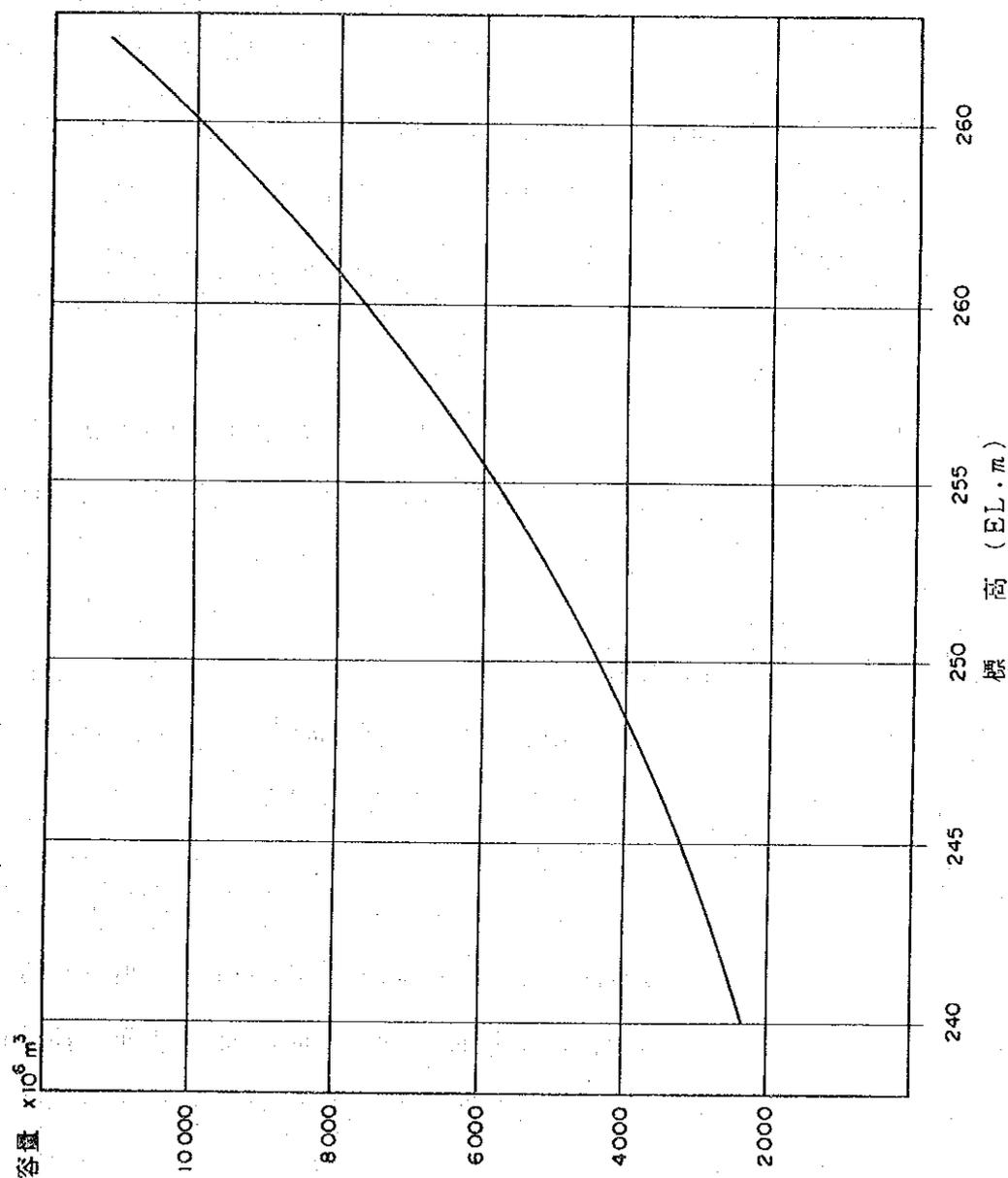


图9-11-2 壑满 H-V 曲线

9.11.2 治水・利水計画

(治水計画)

(1) ダム下流河道における流下能力

ダム下流域堤防（防洪堤）の計画規模は、1/100年確率洪水に対する豊満ダムからの計画放流量を基に定められている。1991年の洪水では豊満ダムより3000 m^3/s 放流があり下流白城地区扶余では家屋7000戸、農地70万畝が被災し約5億円の被害が発生している。ただこの被害は吉林市より下流で扶余までの区間で流入する左支川飲馬河、霧開河、伊通河の洪水による影響が大きかったと考えられる。

防洪堤の流下能力について吉林市街は約8300 m^3/s 、とのことである。

(2) 想定洪水被害額

松遼水利委員会により提示された想定洪水被害額は確率1/50年、1/100年に対し、それぞれ経済損失8.5億元及び12.5億元、農地被害100万畝及び160万畝となっている。

(3) 治水計画基準

① 既存の国家批准の豊満ダム洪水時最大放流量は発電使用水量も含め下記の通りである。

一般洪水時	3000 m^3/s
1/100年確率洪水時	5500 m^3/s
1/1,000年確率洪水時	7500 m^3/s
1/10,000年確率洪水時	特になし

② 治水計画のための制限水位及び治水容量は下記の通りである。

	豊満ダム	白山ダム
6/1 - 8/20の期間	WL 261.0m	WL 413.0m
上記以外の期間	WL 263.5m	WL 416.5m
校核水位 - 制限水位	WL 266.5m - WL 261.0m	WL 420.08m - WL 413.0m
治水容量	26.7億 m^3	9.52億 m^3

正常満水位－制限水位 WL 263.5m－WL 261.0m WL 416.5m－WL 413.0m

治水容量 11.2億 m³ 4.53億 m³

③ 中国のコンクリート重力ダム設計基準では、校核洪水位（1/10,000年確率）はダム天端高を越えてはならないとなっている。

④ 中国側の説明によれば白山ダムの豊満ダムへの応援治水容量はWL 416.5～WL 413.6m間の 4.5億 m³である。

⑤ 治水計画における豊満ダムと白山ダムとの相関性モデルについては、（図9-11-3）に示す通りである。

(4) 既設貯水池使用計画及びゲート操作

豊満ダム貯水池の使用計画は、毎年3月末貯水池最低水位（WL 243.8m）とし、冬期積雪の融雪出水さらに、6月－9月に発生する低気圧などによる洪水及び降雨により貯水位を上昇させ正常満水位（WL 263.5m）まで貯留させる。冬期渇水期にこの貯留量を発電に使用し、順次貯水位は低下し3月末に低水位とする。洪水の多発する6月1日－8月20日間は治水制限水位（WL 261.0m）を設け治水容量の確保を計り洪水対策を行う。

洪水時、放流量が3000 m³/s 以内の時は吉林省防汛指揮部の指示により、又3000 m³/s 以上の時は豊満・白山水庫水防調整連絡部会の決定による放流を行う。放流は発電放流に加え、ダム上部クレストゲートさらに左岸放流トンネルの順に行われる。

(5) 豊満ダム必要貯留量と不足治水容量の計算

豊満ダム洪水ハイドログラフと許容の最大放流量に基づき、1/100年確率、1/1000年確率洪水 1/10000年確率（校核洪水）洪水に対し必要貯留量を検討した結果、不足治水容量は下記の通りである。

		治水容量				
		ピーク洪水量	最大放流量	必要貯留量	豊満ダム	不足量
1/100	年確率	18800 m ³ /s	5500 m ³ /s	26.02億 m ³	26.7億 m ³	-0.68億 m ³
1/1000	年確率	26800 m ³ /s	7500 m ³ /s	32.53億 m ³	26.7億 m ³	5.83億 m ³
1/10000	年確率	34800 m ³ /s	11400 m ³ /s	32.7億 m ³	26.7億 m ³	6.0億 m ³

(6) 白山ダム必要貯留量の計算

推定白山ダム洪水ハイドログラフより各確率洪水に対し、水平カット放流方式による放流量と必要貯留量の相関曲線を作成した。相関曲線作成のための主要放流量に対する必要貯留量の計算は（図9-11-6）による。

1/100年確率に対しては、白山ダムの治水応援不要のため省略した。

(7) 白山ダムの治水応援を考慮した場合の検討

	不足治水容量	白山ダム治水応援	同左放流量	最高水位
1/100年確率	-0.68億 m^3	—	—	—
1/1000年確率	5.83億 m^3	5.83億 m^3	6400 m^3/s	417.4m
1/10000年確率	6.0億 m^3	6.0億 m^3	8400 m^3/s	417.5m

(8) 治水計画の検討結果

① 白山ダムの応援治水容量4.5億 m^3 のとき（WL 416.5mまで貯留）一般洪水時及び1/100年確率のとき現有設備で十分となる。

1/1000、1/10000年確率に対しては不足するので対策が必要となる。

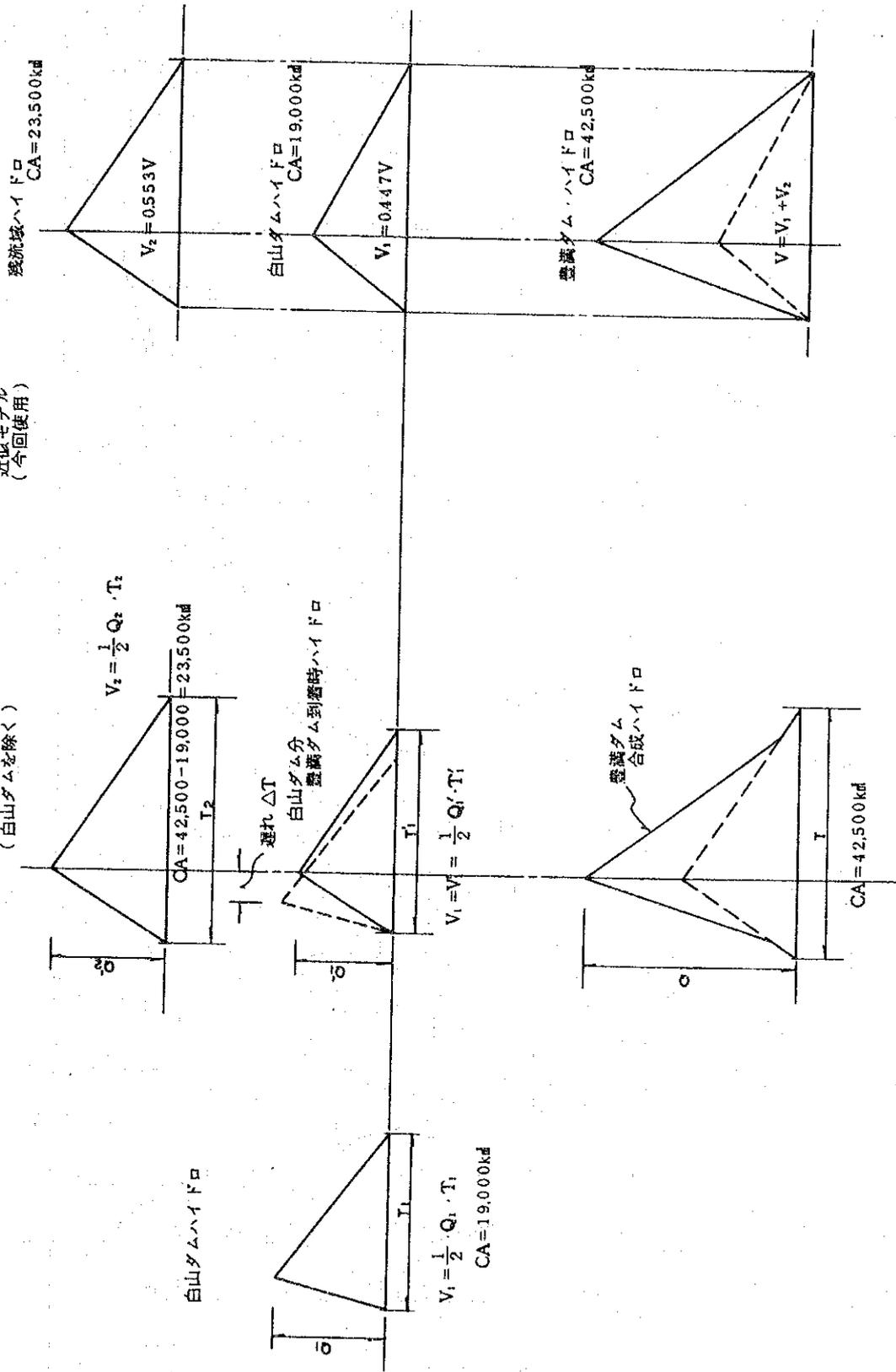
② 白山ダムの推定ハイドログラフは豊満ダムと白山ダムとの平均降雨量のウェイトを考えていない治水容量には余裕があるので十分対応可能と考えられる。

③ 本来豊満ダムの治水計画は白山ダムの流量調節を含めて検討すべきものであるが、白山ダムの治水能力に関する十分な資料が得られないため、上記の如き概略の検討を行った。

(概念)

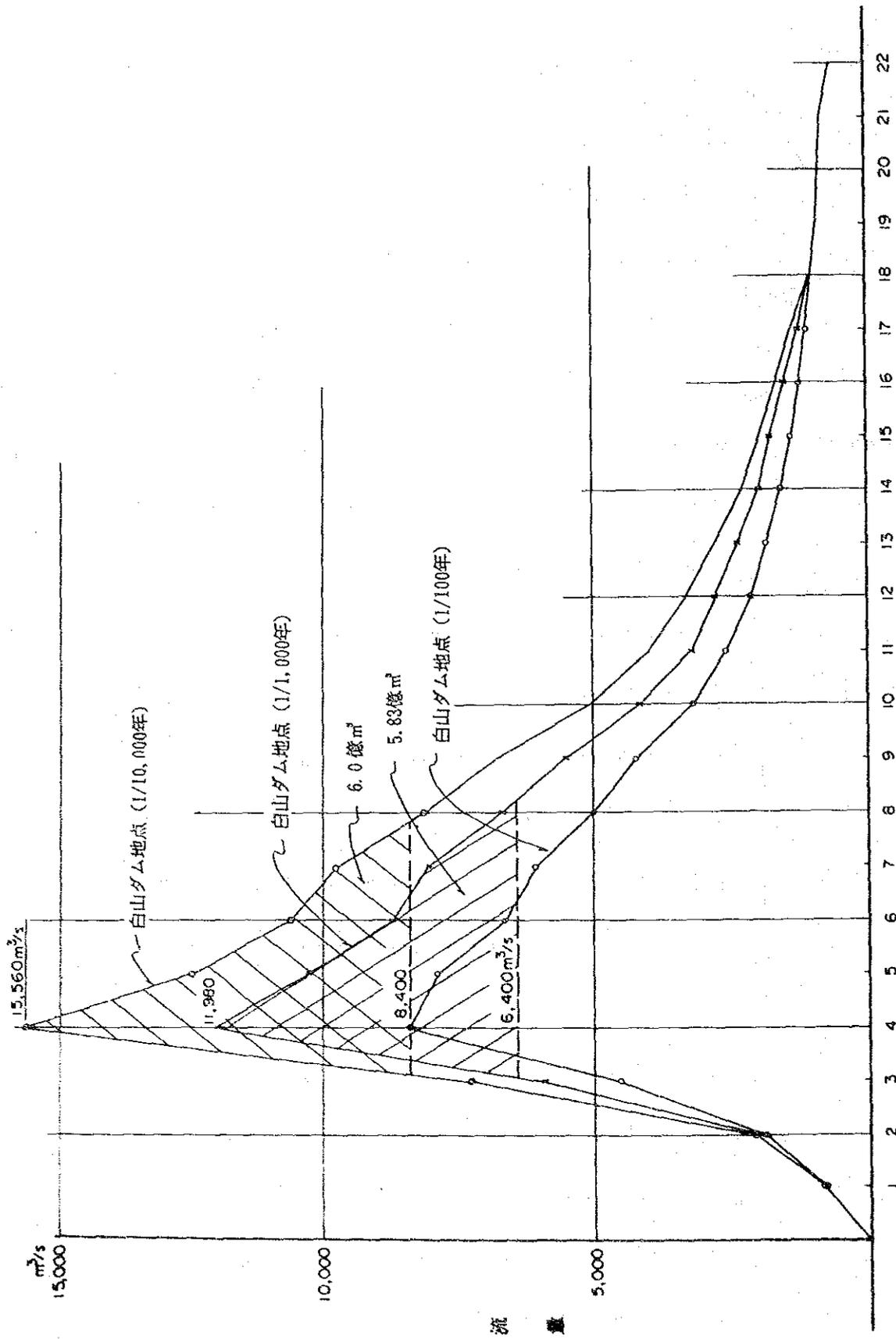
豊満残流域ハイドロ
(白山ダムを除く)

近似モデル
(今回使用)



$$V = V_1 + V_2 = \frac{1}{2} (Q_1' \cdot T_1' + Q_2 \cdot T_2)$$

図9-11-3 白山ダム、豊満ダムハイドログラフ相关性モデル



时段 (1段12h)
 图9-11-6 白山ダム調節計算図

9.11.3 設計基準見直し

第1次及び第2次現地調査の結果、ダム設計基準の見直しを下記の通り行った。

(1) 堤体の安定検討

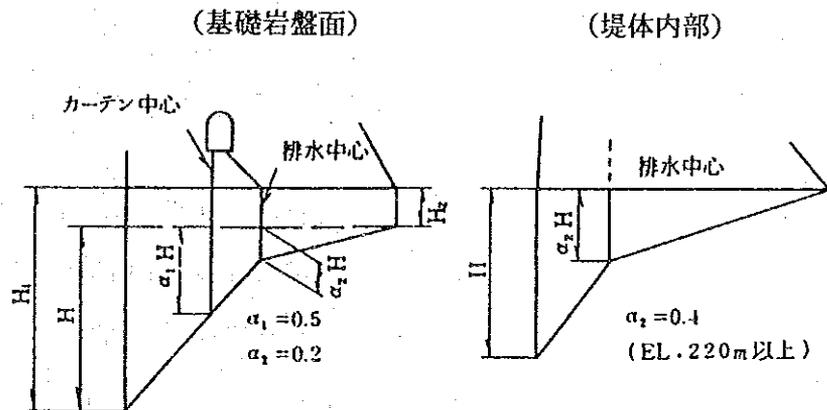
- 中国の耐震設計基準が1981年に改定され、豊満ダムへ適用される設計深度が7から8へ変更になっており、新基準を満足するように安全対策工を検討する。
- ダム安定計算のための基本数値は下記通りである。

1) 単位体積重量

コンクリート単位体積重量	$r_n = 2.35$ tf/m ³
水の単位体積重量	$r = 1.0$ tf/m ³
堆泥の単位体積重量 (水中、上流)	$r_n = 0.9$ tf/m ³
土圧単位体積重量 (水中、下流)	$r_w = 1.9$ tf/m ³
土圧単位体積重量 (水中、下流)	$r_H = 0.9$ tf/m ³

2) 荷 重

- ① 自 重
- ② 揚 圧 力



③ 堆 泥 圧

上流堆泥面標高は東北勘測設計院資料では 190mであるが、最近の貯水池内の堆砂実測値がなく、昨年実施した水中ロボットよりの測定値を参考とし BL 208mとする。

- 上流面堆泥圧

$$P = h_n^2 / 4$$

h_n : ダム前面の堆砂の堆積厚さ (m)

- 下流面土圧

$$\text{地下水以上 } P_n = \frac{1}{2} r_s \tan^2 (45^\circ - \phi / 2) h_{B1}^2$$

$$\text{地下水以下 } P_n = r_s \tan^2 (45^\circ - \phi / 2) h_{B1} h_{B2} + \frac{1}{2} r_H \tan^2 (45^\circ - \phi / 2) h_{B2}^2$$

$$\phi = 21^\circ$$

r_s : 土の単位体積重量 (水上)

r_H : 土の単位体積重量 (水中)

ϕ : 土の内部摩擦角 (=21°)

h_{B1} : 地表面から地下水位までの高さ (m)

h_B : 地下水位から基礎面までの高さ (m)

④ 波浪圧

a. 波高 $2 h_e = 0.0166 v_i^{5/4} D_i^{1/3}$ (官庁水庫公式)

$2 h_e =$ 波高 (m)

v_i : 計算風速 (m/s)

正常満水位時 $13.3 \text{ m/s} \times 1.5 = 20 \text{ m/s}$

校核洪水位時 13.3 m/s

D_i : 吹送距離 (km) 10km

⑤ 地震力

地震力は“水工建築物抗震設計規範”に基づいて計算する。これより設計烈度8度の1級水建築物の豊満ダムは水平向と堅向地震慣性力を同時に考慮する。

- 水平向総地震慣性力 Q_0

$$Q_0 = K_H \cdot C_z \cdot F \cdot W$$

K_H : 水平向地震係数 設計烈度8 $\rightarrow K = 0.2$

C_z : 総合影響係数 = 0.25

a_i : 地震加速度分布係数 (下表参照)

W_i : 質点 i に作用する重量

- 作用質点 i の地震慣性力 : P_i

$$P_i = W_i \cdot \Delta_i \cdot Q_0 / \sum_{i=1} W_i \cdot \Delta_i$$

地震慣性力係数 F 及地震慣性力分布係数 Δ_i

堅 向	水 平 向		
	$H \leq 30$ 米	$30\text{米} < H \leq 70$ 米	$70\text{米} < H \leq 150$ 米
$F = 1.5$	$F = 1.1$	$F = 1.3$	$F = 1.5$

- 堅向地震慣性力 : Q_0

$$Q_0 = 0.5 \times K_v \cdot C_z \cdot F \cdot W$$

$$= 0.5 \times 2/3 K_H \cdot C_z \cdot F \cdot W$$

⑥ 静水圧

安定検討時の水位は以下の通りとする。

正常満水位 WL 263.5m

校核洪水位 WL 266.5m

⑦ 安定条件

重力ダムの設計は、2次元設計法により行うが、その場合の満足すべき条件は、下記の3つの条件とする。

- ① 上流面に鉛直引張応力を生じないこと。(転倒の条件)
 - ② せん断すべりに対して安全であること。(滑動の条件)
 - ③ 発生応力が許容圧縮応力及び許容引張応力をこえないこと。(強度の条件)
- ②に堤体の滑動に対する検討は、剪断摩擦強度式による検討に対するC' (剪断強度) と f' (内部摩擦係数) を決定するための資料数が少ないことにより、下記に示す摩擦の強度式に基づいて行う。

$$K = f \Sigma W / \Sigma P$$

ここに K : 摩擦強度に基づいて計算する滑動に対する安全係数 (表9-11-2 参照)

f : 摩擦係数

ダム内		f = 0.77※
基礎部	一般部	f = 0.75
	断層部 (34-36BL)	f = 0.65※

※ ダム内と基礎断層部 (34~36BL) の f の値は、データが不足しており正確な地質の把握が困難なこと、既往最大洪水水位BL266.17m時に於いて、ダムが安全であったこと等を考慮して、既往最大洪水水位と略等しい校核洪水水位BL 266.5m時の安全率K = 1として f の値を推定し本報告書にはこの値を採用した。

ΣW : 堤体に作用する全ての荷重の滑動面に対する法線方向の分力 (tf)

ΣP : 堤体に作用する全ての荷重の滑動面に対する接線方向の分力 (tf)

表9-11-2 滑動に対する安全係数

荷重の組合せ	安全係数	備考	
基本組合せ	1.10	正常満水位	
特殊組合せ	(1)	1.05	校核洪水水位
	(2)	1.00	地震時

③のコンクリートの許容応力は、コンクリートの極限強度及びこれに対する安全係数、表9-11-3に基づいて決定する。

表9-11-3 コンクリートの圧縮応力の安全係数

荷重の組合せ		安全係数	備 考
基本組合せ		4	
特殊組合せ	(1)	3.5	地震を除く
	(2)	2.5	地震時

3) 計算断面

越流部 (BL-16)、取水口部 (BL-17)、非越流部 (BL-35断層部および同じ断面を用い f の値を変えた一般部) について検討した。

4) 計算ケース

正常満水位 (基本組合せ)、校核洪水水位 (特殊組合せ)、地震時 (特殊組合せ) について行った。

5) 計算結果

安定計算は、3) 項の断面に対して、1)、2)、4) 項の条件に基づいて、電算機を用いて行った。

計算結果は表9-11-4に示すとおりであり、主要点を以下に示す。

- 最大断面の堤体全体の安定は、断層部のBL-35が滑動に対して不安定であるのを除き、他の断面は安定である。
- 堤体内部の中間断面は越流部 (BL-16) がEL 240mにおいて滑動に対するクリティカルな条件となっており、地震時に不安定となった。
他のBL-27、BL-35の断面は滑動に対して安全である。
- 堤体内部の応力は、越流部 (BL-16) のEL 240mにおいて、上流鉛直応力が校核洪水時 $0.4\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、地震時 $1.2\text{kgf}/\text{cm}^2$ の引張力が、EL 220mにおいても地震時 $0.6\text{kgf}/\text{cm}^2$ の引張力が生じており不安定である。
- 他の取水口、非越流部断面には引張応力は生じていない。
- 上記の結果より、安定条件を満足していない非越流部 (BL-35) の基礎断層部と越流部 (BL-16) の堤体内では安定対策工を実施しなければならない。

表9-11-4 ダム安定計算結果

検討ヶ-ス 項目	越流部 BL-16			取水口部 BL-27			非越流部 BL-35(断層部)			非越流部 BL-35(一般部)			備考
	満水位時	校核洪水時	地震時	満水位時	校核洪水時	地震時	満水位時	校核洪水時	地震時	満水位時	校核洪水時	地震時	
	○最大断面 ・最大応力(kgf/cm ²) ・滑动安全係数 (f=0.75)	18.8	20.8	21.6	17.9	24.0	21.5	18.4	20.6	22.1	18.4	20.6	
○堤体内断面1 ・最大応力(kgf/cm ²) ・上流鉛直応力(") ・滑动安全係数 (f=0.77)	(EL 240m) 5.5 1.3	7.9 -0.4	9.1 -1.2	(EL 236.5m) 4.0	5.7	7.8	(EL 236.5m) 5.2	6.7	8.5	(EL 236.5m) 5.2	6.7	8.5	(00) 基準値 -は引張応力を示す
P.S工で補強した場合 ・最大応力(kgf/cm ²) ・上流鉛直応力(")	5.3 2.5	7.7 0.9	8.9 0	2.01	1.61	1.22	1.77	1.42	1.18	1.77	1.42	1.18	
○堤体内断面2 ・最大応力(kgf/cm ²) ・上流鉛直応力(") ・滑动安全係数 (f=0.77)	(EL 220m) 11.0 1.7	13.3 0.1	14.1 -0.6										(00) 基準値 -は引張応力を示す
P.Sで補強した場合 ・最大応力(kgf/cm ²) ・上流鉛直応力(") ・滑动安全係数 (f=0.77)	10 10.7 2.3	13.0 0.7	13.7 0										
・最大応力(kgf/cm ²) ・上流鉛直応力(") ・滑动安全係数 (f=0.77)	1.37 (1.10)	1.16 (1.05)	1.03 (1.00)										(00) 基準値

6) 堤体安定対策工

① BL-35断層部の補強

断層部の滑動抵抗鉛直力の増加させる方法としては

㊶堤内監査廊よりPS工を施工する。

㊷堤体下流に重しコンクリートを施工する。等が考えられるが、

検討の結果、永久対策工としては、問題の少ない㊷の堤体下流に重しコンクリートを施工する案を採用する。安定計算は「付属報告書」参照。

② BL-16 (越流部) 堤体内部の安定対策工

堤体内部の地震時の滑動及び引張応力が生じることに対する対策は越流部のため堤体の増厚が困難なため、PS力を導入することによって安定を確保するものとする。

越流部のPS工による断面力の補強は、中国側においても検討され現在施工中であるが、今回の検討によると上記PS力ではBL 240mで15 t/m、BL 220mで68 t/m不足する。(安定計算は「付属報告書」参照)

PS工の間隔 2.4mに換算すると施工時のPS導入力はリラクセーションを上記と同じ考えにすると1孔当り導入力は次の通りである。

$$P = \frac{68 \text{ t/m} \times 2.4 \text{ m}}{0.785} = 208 \approx 210 \text{ t/孔}$$

9.11.4 施工計画・積算条件

(1) 施工計画条件

1) 資機材の輸送

豊満発電所の建設時に、吉林市より豊満発電所まで資機材輸送のための専用線が布設された。現在もダム、発電所の補修機材等の輸送に使用されている。

従って、本計画では、ハルピン、撫順、その他中国国内からの重量物、セメント等資機材、大連港からの輸入資機材のうちトラックで運べないものについては、鉄道輸送によるものとする。比較的、軽量の資機材で近距離の場合にはトラック輸送とする。

2) 施工機械・設備

中国国内で殆どの機械・設備が調達できるためそれ以外のものについてのみ、日本より持込むものとする。

3) 工事用電力

工事用電力の供給は、豊満発電所より仮設受電変電所で10,000Vの供給を受けるものとする。

4) 骨材

骨材は、全てダム下流4kmの松花江右岸河川敷にある骨材採取場からトラックで運搬する。

5) プラントヤード

プラントヤードは、発電所入口の現在第6局がプラントヤードとして使用している場所を使用する。

6) 年間稼働時間

寒冷地の気象条件のため、原則として野外作業は冬期は中止し、4月～10月までの期間とし、監査廊内での作業は11月～3月までの冬期も可能なものとする。

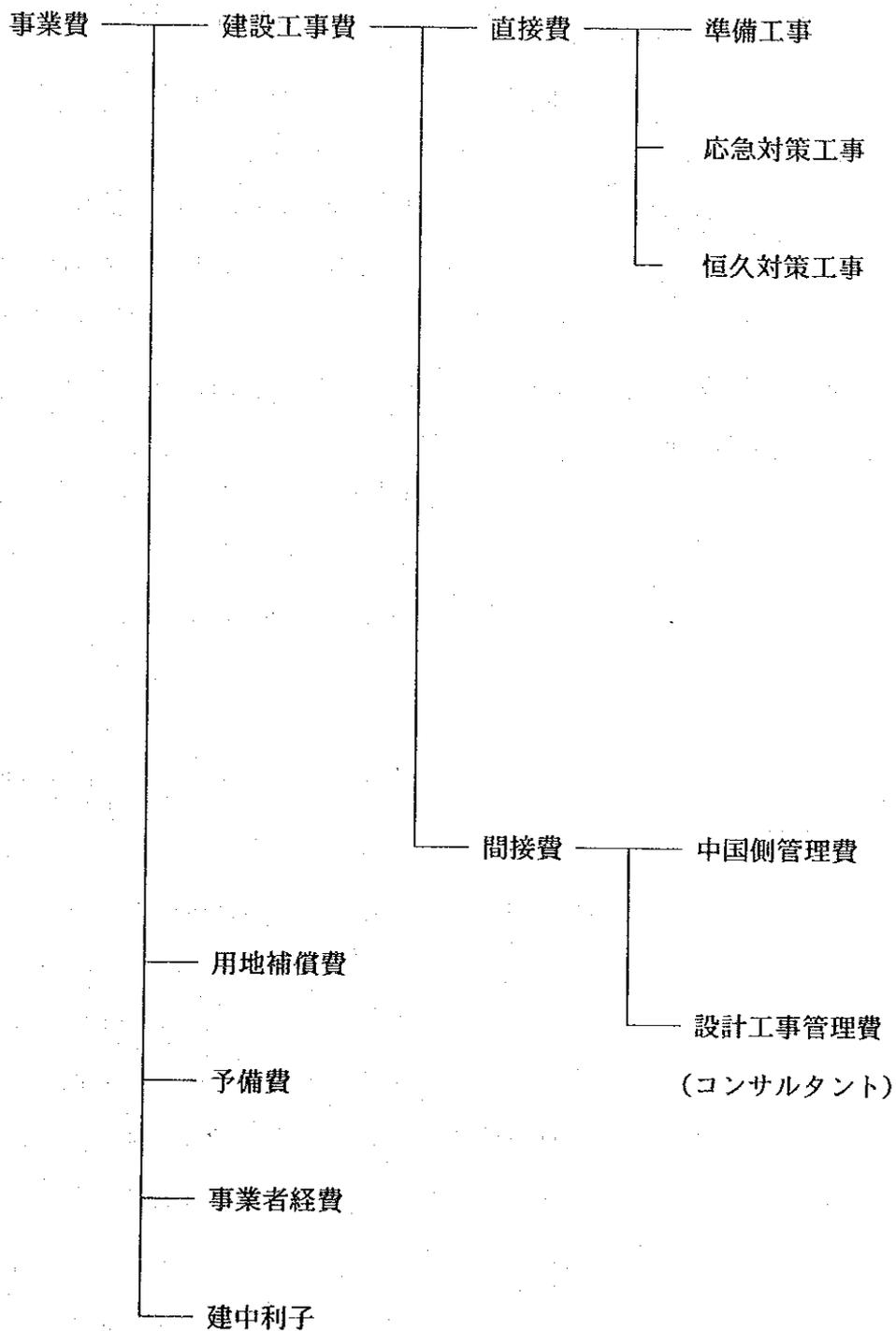
7) 土捨場

ダムより10kmの地点とし、トラックによる運搬方法とする。

(2) 積算条件

1) 事業費の構成

事業費は次に示す構成とし、内貨と外貨に分け年度別及び全体事業費を積算する。



2) 積算方法

① 建設機械、資材

- ・ 中国内調達 → 中国側提供資料/1992年市場価格
- ・ 輸入資機材 → 日本の1992年価格を準用

② 直接工事費

工事数量に単価を乗じて算出

③ 間接工事費

- ・ 中国側管理費 → 5% (中国側提供資料)
- ・ 設計工事管理費 → 建設工事費の10%を計上

④ 予備費

物理的予備費10%、価格予備費10% (年率)

⑤ 建設中利子

内貨 (中国貨) は無利子、外貨は 2.6%

⑥ 換算レート

1 US \$ = 124.26円 = 5.27元 (1992. 8. 1 中国銀行)

第10章 修復計画のための諸検討

10.1 洪水吐の検討

ダム設計洪水流量（校核洪水流量）の変更に伴い増設洪水吐の検討をおこなった。

(1) 水理条件

洪水調整計算に使用する水理条件は、以下のとおりとする。

なお、洪水時には、発電放流設備は全機使用（10機）するものとする。

① 校核洪水量ハイドログラフ

第二次現地調査中後半に中国側より変更の申し入れがあり、図9-5-1 に示されたものとする。但し、本ハイドログラフは白山ダム洪水調節効果を組み入れていない為、簡略的に調節効果を入れたハイドログラフを検討したが中国側の要望により、中国側が提示したハイドログラフを採用する。

② 放流設備

発電放流	:	導水管（10条）
	:	最大放流量 1,388 m ³ /s
常用洪水吐	:	クレストゲート（11門）
	:	最大放流量 9,250 m ³ /s
非常用洪水吐	:	左岸放流トンネル
	:	最大放流量 1,180 m ³ /s

③ 下流河道における流過能力については特に考慮しない。

④ 貯水池水位-容量は発電所側で提示したものを使用。

⑤ 計算単位時間は1時間とする。

(2) 洪水調節計算及び増設規模

洪水吐左岸部周辺（BLNo.4～No.8）に新規の洪水吐を設けることとし越流頂長及び越流頂標高を組み合わせながら試算をおこなった。その結果次の様な結果を得た。

越流頂標高	:	EL.255.0m
越流頂長	:	72m（巾12.0m×高さ5.0m, 6門）

最大放流量（増設分）：3,700 m³/s

貯水池水位：266.5m

豊満ダム最大放流量：15,400 m³/s

10.2 堤体コンクリートの凍害防止対策の検討

(1) 覆工コンクリートクラック防止のための温度応力計算

1) 施工直後のセメント水和熱による温度応力

$t = 0.7 - 1.0$ m程度のときは乾燥収縮現象の相互作用のためクラックが入ることは避けられないので、鉄筋補強の必要がある。と共に温度・乾燥の急変を避ける養生が必要である。

$t \geq 3$ m以上のときはマスコンクリートとして温度応力の検討が必要となるが、今回検討の下流側趾部の重力コンクリート（厚さ14m、幅18m、長さ20~30mのコンクリートを下層部3BL間に施工）はブロックの大きさと貧配合よりクラックの発生は少なく、設計上は重しコンクリートにクラックが発生しても大きい問題とならない。しかし可能な限り一体マスコンクリートの状態が望ましい。このためには1.0~1.5 mのリフトコンクリートの打設間隔を大きく且つ均一にとると共に打設直後の養生を十分実施すれば十分である。

2) コンクリート硬化後安定温度になった後、外気温の変化による温度応力の検討

堤体コンクリート表面より0.2 m、0.5 m、1.0 m、3.0 m、5.0 mの各深度に対する外気温の変化による（日変化及び季節変化）温度勾配の実測値より検討した。

深さ0.2 m以浅は日変化の影響が見られる。つまり凍結融解の繰り返し荷重を受けるので耐凍結抵抗性のコンクリートを施工する必要がある。0.5 m以深は季節変化によって堤体内変化が緩やかに年間を通じ発生しているが被害を受ける危険は少ない。

3) 堤体温度測定の結果の解析

1991年11月～1992年5月間の堤体温度測定の結果を解析検討し、ダムコンクリート内部温度が0度Cとなる堤体表面からの深度は、下記の通り設定した。

・下流面 4.0 m（表面に直角方向）

・上流面 3.0 m

・天端面 7.0 m

(2) コンクリート凍害劣化防止対策の検討

豊満ダムの凍害劣化は、冬期零下20～30度Cを越す厳寒冷気の気象条件によりコンクリート表面の一般凍害の他、温度応力その他によるクラック又は構造継目、施工継目、豆板等の不良部よりの漏水などの凍結により発生している。

これら凍害を受ける直接原因を技術的に解析すれば、次の3点となる。

- ① 凍結融解の繰り返し作用
- ② 湿潤したコンクリート部（流水部、漏水部周辺）
- ③ コンクリートの耐凍害性が小さい

対策工として考えられることは、

・ダム上流面の完全なる止水対策工

（水中コンクリート打設、ラバーシート張り付け、エポキシ樹脂系パテ材）

・耐凍結融解性の仕様をもつ補強コンクリート対策工

（AEコンクリート、特殊軽量断熱コンクリートなど旧表面をハツリ履工する）

10.3 漏水対策の検討

凍害防止、浸透圧防止などのため、可能な限り完全な堤体よりの漏水対策工が必要となる。

検討すべき漏水防止対策工は、次に示す通りである。

- ① 上流面止水工法：止水コンクリート、アスファルトコンクリート止水層、ラバーシート、PVC幕などを上流面に設ける。
- ② 堤体内漏水防止工法：グラウト注入、止水壁コンクリート（連続壁）、アスファルト壁などの設置。
- ③ 排水工設置：ダム底部ギャラリー又はダム背面近くに設置。
- ④ ダム下流面漏水部分の特殊止水工法：コンクリート中に介在するセメントゲル空隙、毛細管空隙、ブリージング水みち、各種応力のひびわれ等が漏水の原因となっている。この止水には、エポキシ樹脂、超微粒子セメントミルクを使用する。

○ダム表層補修工法を表10-3-1にまとめた。

陸上作業可能な上、下流面の補修は④等のAEコンクリート打設が有効である。しかし長期間の凍害防止を更に検討し②と④の組合せも考えるべきである。

上流面については、水上部分と水中部分があるが、水上部分は④、⑤が適当である。水中部分は当然潜水夫による潜水作業をとまなうこととなる。補修の対象となる部分は凡 226m～220m間であり、施工時期によって水深は異なるが、水深が40m以上の場合には飽和潜水に頼らざるを得ない。

表10-3-1 ダム表層補修工法の比較

補修方法	仕様概要	施工性	耐久性	美観・仕上	経済性	備考
① 吹付コンクリート モルタル	t = 6～15cm 鉄筋ラス入り	陸上作業のみ 容易 施工速度大	クラック入り 易い 不良	不良 凹凸あり	安価	簡易緊急 作業用
② PC型枠 普通コンクリート	プレキャスト型枠 普通コンクリート 又はAE "	陸上作業のみ 型枠撤去不要 やや施工速度大	良好	良	高価	耐久性のある PC型枠の とき
③ 真空型枠 特殊コンクリート	真空脱水型枠 普通コンクリート 鉄筋補強	特殊作業 陸上作業のみ	良好	良	やや高価	
④ AEコンクリート	空気量3～5% 鉄筋補強	施工性良好 陸上作業のみ	良好	良	安価	
⑤ PC型枠 アスコンコンクリート	PC型枠 t = 6cm アスコン t = 10cm 鉄筋補強	施工性やや困難 陸上作業のみ	止水目的	良	やや高価	つき固め困難
⑥ 水中コンクリート	最高水深40m 特殊配合 t = 0.8m 鉄筋補強	水中作業 深度による	やや良好	良	極めて高価	パテント材 使用
⑦ ゴム止水膜	合成ゴム t = 2～3mm 排水層設置 ステンレスボルト止め	陸上作業容易 水中作業困難	止水のみ 強度小 水中良好	普通	水中作業高価 陸上作業安価	凹凸部は困難
⑧ PVC止水膜	PVC t = 2～3mm 排水層設置 ステンレスボルト止め	同上	止水のみ 強度小 水中良好	同上	水中作業高価 陸上作業安価	凹凸部は困難

○ダム上流面止水層水中施工法の比較検討 (BL 226m～BL 220m)

中国側のダム築造後の管理状況とくに漏水状況、さらにダム打設時のA、Bブロックの強度分析よりBL 220m以上は全体としてコンクリートの品質に気念ありと判断した。ダム天端の鉛直変位の深度別観測の結果は約40m下部 (BL 226m) は0とされている。上流側BL 226m以上は、既に中国側でアスファルトコンクリートおよびコンクリートを陸上工法で止水補強対策実施済みである。EL 226m～220m間の未施工部を新しく水中部止水対策として検討した。

なお34～36BL間は基礎断層区間であり、ダム上流面水中ロボの観測結果よりクラック存在も見られるため応急対策として水中止水工を計画した。ダム上流面の止水層水中施工法としては、水中コンクリート⑥、ゴム止水膜⑦およびPVC止水膜⑧の各工法が考えられる。現在日本における施工実績などより今回豊満ダムに対しては、工法⑥水中コンクリートおよび⑦ゴム止水膜にて表10-3-2に示す通り比較検討を行った。

表10-3-2 水中止水工の比較

工 法	ダムコンクリート面 清掃・整形	施工上の問題点その他
水中コンクリート 工 法 ⑥	<ul style="list-style-type: none"> ダムコンクリート面の凹凸整形の必要ない 鉄筋類切断の必要ない コンクリート面は止水より必要な一部を除き表面ブラッシング程度でよい 	<ul style="list-style-type: none"> 高水深下 (約40m) の潜水水中作業である。 型枠の水中設置、アンカー類設置を要す。 配筋網の組立てとアンカー類の設置を要す。 水中特殊コンクリートの施工は既開発特殊材料類および施工法により可能である。 コンクリート厚は止水性とクラック発生の可能性より平均1.0～0.8mとする。 各ブロック間の継目および施工継目 (必要により) は止水板を挿入する。
ゴム止水膜 工 法 ⑦	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋突起物は全て切断の必要あり ゴム膜張り付けに支障となる凹凸整形の必要あり 	<ul style="list-style-type: none"> 高水深下 (約40m) の潜水水中作業である。 コンクリート面の凹凸複雑な部分の施工困難である。 ゴム膜張り付けのための排水層の設置必要あり。小範囲のときは省略の可能性あり。 ゴム膜は周辺を堤体面にパッキング材とともにボール止めとする。 <p>耐久性に対する実績がない。</p>

以上の結果コンクリート面の凹凸のはげしい区間は水中コンクリート工法、比較的平滑な区間はゴム止水膜又はコンクリート工法が適用可能となるが、豊満ダムの場合には堤体上流面のコンクリートの現況、工事の施工性、材料の耐久性等から判断して水中コンクリート工法の方が望ましいと言える。

10.4 上・下流方向4ブロック分割に対する検討

10.4.1 概要

豊満ダムの上・下流方向4ブロック分割に対し、縦ジョイントのグラウト不注入による一体化不十分の問題点を2次元有限要素法により検討した。

中国側既施工の継目上部の補強アンカーについては、有効であるとの結果が見られる。

10.4.2 構造応力に対する考察

(1) 各片持梁上流端着岩部の引張応力

検討の結果各片持梁上流端着岩部の小さい引張応力は一般的に発生するもので特に問題視されるものではない。

(2) 各片持端継手上部屈折付近の引張応力

各片持端継手上部屈折付近の引張応力は、引張強度の範囲内に十分あり問題ないものである。引張応力によるひび割れは、各片持梁の下流側表層付近に発生するものであり、内部まで進行する性状のものではない。

(3) コンクリートの静弾性係数

コンクリートの静弾性係数 $50,000\text{kgf/cm}^2$ （第1次現地調査）として2次元要素の解析を実施した。第2次現地調査時の測定値は約 $100,000\text{kgf/cm}^2$ となったが、これは安全側の結果になるため追加解析は実施しなかった。

10.5 堤体コンクリート強度、安全度等の検討

- (1) 堤体コンクリート強度につき現在までの調査結果をまとめ下記の通り判断した。大孔径コアボーリング（コア径 170mm ）によるコア圧縮強度試験の試験結果、正常部は設計強度に対し十分な値で、不良部（豆板部その他弱層部）の占める割合及び強度解析などの安全率を加味しても圧縮強度として問題はない。

- (2) ダム天端鉛直変位、弾性波トモグラフィ解析、上段監査廊及び堤体面のクラック調査、ボーリング孔内観察などの結果を総合して、ダム上部（約30m区間）は水平クラックの存在が認められるため剪断強度、滑動に対する安全は設計震度変更“8”と鉛直震度加味するとき不十分となるため対策が必要である。（「付属報告書」参照）
- (3) 34-36BL断層区間の基礎摩擦係数（ $F=0.65$ ）とし新設計震度“8”と鉛直震度を加味しなくても滑動に対し検討の結果不十分となったので対策が必要となり、恒久対策としてダム下流堤趾部に重しコンクリートブロックを計画した。（「付属報告書」参照）
- (4) 旧堤体コンクリートは凍害が激しいため、今後の補強コンクリートは耐凍害性を十分に持ったコンクリート強度・耐久性が必要である。
- (5) 縦ジョイント対策工は別途有限要素解析（2次元）の結果問題ないものと判断した。（「付属報告書」参照）
- (6) (2)の水平クラック対策および(3)の34~36BL断層区間の基礎滑動対策としてはPC工法を現在中国側計画同様検討した。
- (7) 骨材アルカリ反応調査として、ボーリングコアの40℃恒温湿潤条件6ヶ月試験測定で解析した。（図7-2-3'）で示すように約0.02%~0.06%の膨張が発生しているが14ヶ試料の平均は約0.025%となり僅かである。ダム天端鉛直変位深度約30mとして約7.5mmとなる。したがって骨材アルカリ反応による豊満ダムの損傷はその危険が少ないと判断した。なお松花江川砂のASR化学試験結果（資料集参照）も無害である。
- (8) 堤体コンクリート温度変化による膨張率を1/10万とすると、コンクリート表面（気温変化と同じ） $\pm 36^{\circ}\text{C}$ として0.07%の伸縮膨張、0.2m深さ（気温変化の50%） $\pm 18^{\circ}\text{C}$ として0.04%の伸縮膨張となり(7)の骨材アルカリ反応以上となる。
- コンクリート温度応力の発生はコンクリートのクラックの原因となる。
- (9) 堤体コンクリート静弾性係数
- 第二次現地調査の結果より静弾性係数は平均約10万 kgf/cm^2 となり良好な値である。

10.6 ダム基礎岩盤の検討

ダム基礎岩盤については、中間報告書にもとづき中国側と打合せと下記検討を行った。

(1) ダム基礎（一般部）

右岸断層34BL-38BL間の断層弱層区間を除くダム一般基礎部はダム築造に対し新しい設計震度（8クラス）を用いても十分安全であると判断した。

(2) ダム基礎（断層区間）

右岸断層弱層区間34BL-38BLの内、とくに断層の集中している34BL-36BL間の断層弱層区間を主とし、岩級区分図を作成し検討した。

（岩級）：34BL-36BL間の断層弱層帯は解析の結果、中国側で強破碎部、弱破碎帯とされる岩盤はそれぞれ日本側基準C_L級及びC_M級と判断される。重力ダムの築造は安全と考えられる。

（弾性係数）：中国側資料より静弾性係数は3,300-7,500kgf/cm²の参考試験値が計上されているが岩級条件その他資料などより、有限要素解析（2次元）検討のための平均弾性係数は30,000kgf/cm²とする。

（走向・傾斜）：34BL-36BL間の断層の走向は、ほぼダム軸に直交し、傾斜は約70-80°の急傾斜の多数互層の形で構成している。

（剪断強度）：走向傾斜より各断層間の厚い弱層帯の強度が剪断または滑動に対し影響をもつため、比較的強度のある本弱層帯は致命的欠陥とはならない。

（耐水性）：現状の透水性は小さいが断層面がダム上・下流方向のため漏水防止のための止水工は重要となる。

10.7 発電関連の検討

ダム34BL-36BL間の基礎断層部分のダム堤体滑動に関する安全性検討の結果、恒久対策として下流側趾部に重力式コンクリートブロックの打設が必要となった。こきためダムと発電所本館建屋の間に設置されている屋外型開閉所設備の対策を検討した。

ダム34BL-36BL間の下流側補強コンクリートブロックおよび電気関係設備の関係図は図11-2-3、図11-2-4の通りであり屋外開閉所の移設が必要となる。

o 屋外開閉所の移設

(1) 堤体34BL-36BL下流側趾部の重しコンクリートを打設する場合、施工空間確保のため屋外変電所の機器でBL 204m盤上に現在設置されている機器の一部を撤去・移転する必要がある。

対象となる機器は、右岸側より4格間で

・松蚊線	引出し装置	(遮断器、断路器、CT、) (PD、避雷器等)
・松東甲線	”	(”)
・東母联	甲・乙母線連係装置	(遮断器、断路器等)
・松哈乙線	引出し装置	(遮断器、断路器、CT、) (PD、避雷器等)

に関する鉄構造物、機器類、および送電線類の撤去・移転となる。

(2) 機器の移転・移設の場合次の3ケースが考えられる。

イ) 関連機器を新設する。

ロ) 関連機器を臨時に移設し、コンクリート工事終了後再び現位置に復帰させる。

ハ) コンクリート工事期間中送電線及び母線連係装置を休止する。

(3) 関連機器の新設

関連する機器、即ち甲・乙母線連係装置、送電線引出し装置を既設変電所になるべく近い地点に新設する。保守上、美観上最も好ましい移設方法は既設の変電所鉄構を右岸側に延長し、移転対象機器類を設置する事で、必要面積は $72 \times 30\text{m} = 2,160\text{m}^2$ である。現場の地形より既設変電所の右岸側上段の緩傾斜地域が候補地となる。

この場合機器の設置標高は整地費用が増大するのを防ぐため、設置レベルを変更するが新設のための費用が高む。

(4) 臨時移設

移設場所は、既設変電所になるべく近くで臨時の移設であるため、整地費用もかけない所要面積約 $2,160\text{m}^2$ を確保する。コンクリート打設後現状と同一状態に復帰させるので保守上、美観上優れているが移設を2回行うため費用の上で問題がある。

(5) 変電所の一部休止

対象装置をコンクリート打設期間中撤去・保管し、工事完了後現状復帰させる。
この場合関連する3送電線と一部母線連係装置が休止することになる。休止送電線の内、松東甲線、松哈乙線は2回線送電線の中の1回線であり、松蚊線も豊満発電所の主要送電線網より迂回送電可能である。需給上多少支障が発生し、信頼度の低下となるが最も経済的であると共に保守上・美観上望ましい。

(6) 上記検討の結果(5)の変電所の一部休止の案を計画する。

第11章 修復強化計画の策定

中国側は、永年にわたり独自に各種の補修工事を多年に亘り実施しており、現在も継続中である。これらの補修工事は

- ・上流面・補強コンクリート（BL 245m以上、厚さ1m、鉄筋入り）
- ・上流面止水アスファルトコンクリート（BL 245m－226m）
- ・下流面補強コンクリート（厚さ1m、鉄筋入り）
- ・ダム天端P C工
- ・ダムグラウト補強（ダム天端より普通ポルトランドセメント注入）
- ・ダム内部排水孔補修等

であるが、これらは応急対策としては有効且つ妥当な対策の一つであり、これを基にした追加の対策工を将来50年程度の耐久性を考慮して実施する必要がある。

しかし、対策工の実施に当っては、資金的な側面も考えた応急対策工と恒久対策工と分ける必要がある。

第10章による修復計画のための諸検討に基き、今後必要と思われる修復強化計画の項目を次の通り策定する。

〔応急対策工〕

- ・特殊グラウト工（堤内仮排水路の閉塞部）
- ・堤体P C工（ダム天端追加P C工、断層部P C工）
- ・堤体排水孔増設
- ・堤体諸観測設備の整備
- ・貯水池内測量（貯水池容量の確定）
- ・堤体上流面の水中止水工
- ・水圧鉄管部補修
- ・堤体天端舗装、天端通廊、天端高欄補修

〔恒久対策工〕

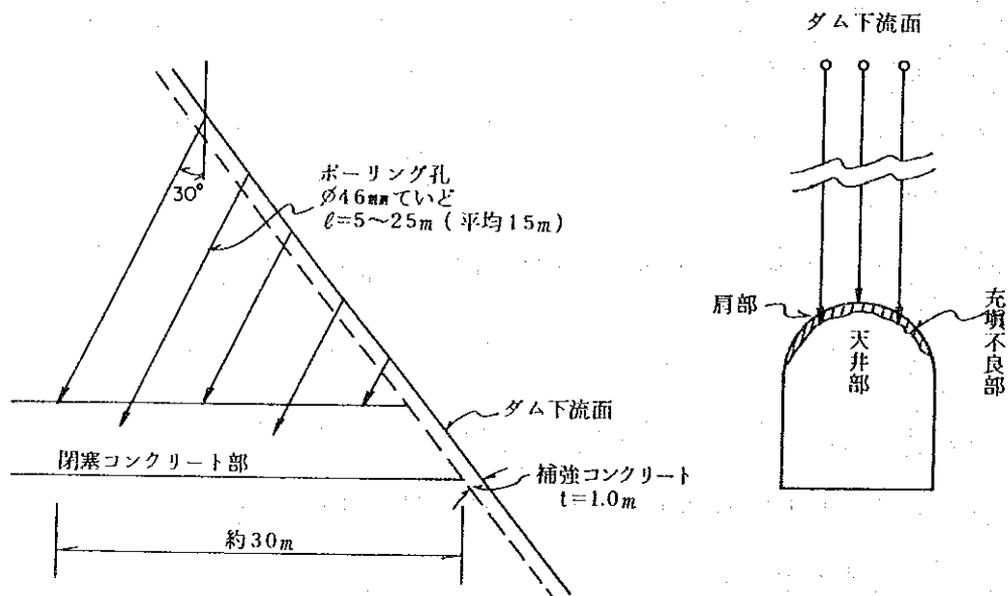
- ・洪水吐の増設
- ・堤体安定対策工（基礎断層部、発電所の一部を移設し、ダム下流端に重しコンクリート打設）
- ・堤体凍害恒久対策工

11.1 応急対策工

11.1.1 特殊グラウト工（堤内仮排水路の閉塞部）

ダム築造時使用した堤内仮排水路の閉塞部は、施工の困難性のため漏水、下流面凍害損傷の大きな原因となっている。1986年放流時の溢流面剝落も閉塞部に発生している。このため特殊グラウト工による応急対策工を計画する。

- (1) 堤内仮排水路の閉塞部の下流側約30m区間を、ダム下流面よりボーリング孔（孔長5～25m平均15m）にて削孔し、充填不良発生の多い肩部～天井部を諸種の注入材をグラウト注入し処理する。
- (2) 注入材料として、モルタル、セメント（ベントナイト2～3%）、微粒子セメント類を注入する。



$$7 \text{ 孔} \times 15 \text{ m} = 105 \text{ m} \approx 110 \text{ m} / \text{ヶ所}$$

6ヶ所（12BL 1ヶ所, 13BL 1ヶ所, 14BL 2ヶ所, 15BL 2ヶ所）

$$\text{計 } 6 \text{ ヶ所} \times 110 \text{ m} = 660 \text{ m} \quad \text{追加削孔 } 340 \text{ m}$$

$$\text{合計} \quad 1,000 \text{ m}$$

11.1.2 堤体PC工（ダム天端、断層部）

1) ダム天端

ダム堤体上部BL 230m以上に存在の危険性の大きい水平クラックに対し、地震時堤体滑動安定計算の結果、ダム溢流断面区間において補強が必要となった。既往クラックの摩擦係数 f としては、既往最大洪水位 WL 266.17mに対し安全率 1.0であったと仮定し $f = 0.77$ の値を採用した。（詳細計算は付属報告書参照）

また、ダム溢流断面区間のBL. 220mは地震時堤体安定計算の結果、上流側に引張応力が発生するため補強が必要である。

補強工法はPC工法とし、リラクゼーションにたいしてには再緊張可能型を採用する。なお、溢流部のため過去の事故発生等を考慮し、応急対策とした。

既設溢流断面および増設洪水吐断面において計算の結果、地震時夫々100t/ダム軸m、88t/ダム軸m（リラクゼーション含む）のPC引張力が必要となり、仕様は下記の通りとなる。

溢流部（9BL～19BL）

削孔長38.5m、 ϕ 160m/m、孔間隔 2.4m、アンカー長 7.0m、孔数55孔

再緊張可能VLS型 PC線 ϕ 12.7m/m ×19本、引張力 210 t/孔

増設洪水吐部（3BL～8BL）

削孔長35.5m、 ϕ 160m/m、孔間隔 2.4m、アンカー長 8.0m、孔数30孔

再緊張可能VLS型 PC線 ϕ 12.7m/m ×22本、引張力 240 t/孔

但し増設洪水吐部のPC工は、恒久対策工の 11.2.1 洪水吐 の増設の中を含める。

既設溢流南面および増設洪水吐断面における所要PC引張力は、計算より夫々がリラクゼーション係数 0.785を含めてそれぞれ90t/ダム軸m、100t/ダム軸mとなる。永久構造物のため再緊張可能型を使用する。溢流部（9～19BL）は中国側既施工計画分はこれを利用し、PS力不足分のみを計上する。

溢流部敷BL. 252.5mより削孔しBL. 220m以下にアンカー長をとる。

2) 断層基礎部

34～36BL間の断層基礎部は、ダム基礎接着面の摩擦係数 $f = 0.65$ としてダム滑動

の安定計算の結果、恒久対策としては各ブロックの下流側ダム趾部に重しコンクリートブロック施工が検討されている。

この対策は豊満発電所の屋外変電設備の移設を必要とするため早急を実施することが困難である。したがって応急対策としてP C工法を採用することとする。

安定計算の結果、正常満水時、校核洪水時、地震時に対し、所用P C鉛直引張力は夫々27.9 t /ダム軸m、 225.9 t /ダム軸m、 447 t /ダム軸mとなる。恒久対策実施までの応急対策のため正常満水時をやや上廻る鉛直 100 t /ダム軸 3 mとし、アンカー部は断層部を避けるため削孔方向は斜孔とする。P C工法の検討は下記の通りである。

削孔長20m~50m、孔径 115mm (ケーシングパイプ使用)、孔間隔2.4 m、
アンカー長5.0 m、S E E E 型、 $\phi 15.2 \times 7$ 使用、引張力99t/孔、
孔数20本

ダム基礎通廊内より断層弱層帯を横切る斜孔(鉛直より 30°)を削孔し、堅岩部にアンカーを設置する。

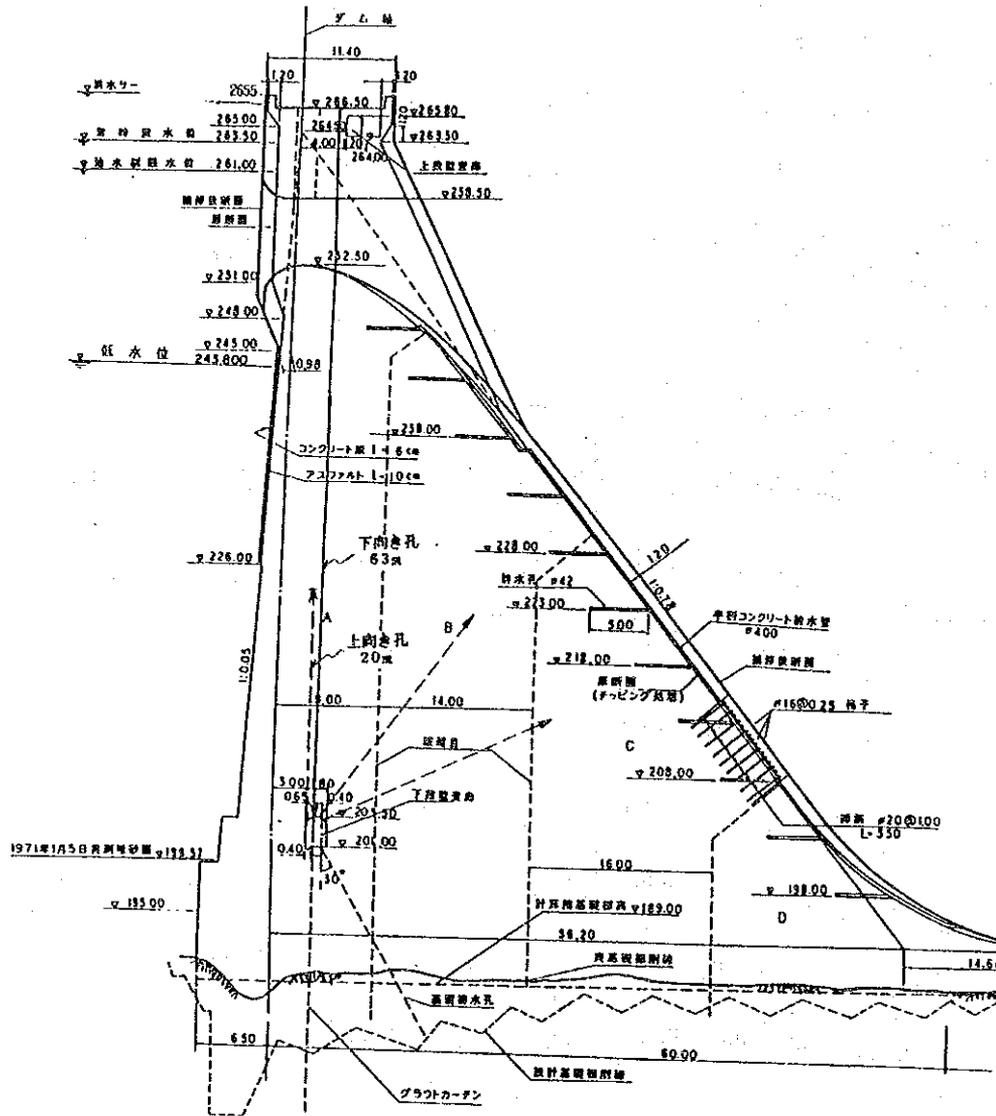
11.1.3 堤体排水孔増設

ダムの既設堤内排水孔群の再削孔などが現在中国側でグラウト注入補強に引続き実施中である。しかし堤体内の滲透水を完全排水し、ダム下流面への流出を可能な限り制御するためには十分でないと判断し追加堤内排水孔群の適切な排水孔を増設する。

- ・実際の追加削孔は上流止水対策、既設排水孔の効果を確認した後適時適切に増設施工する。
- ・BL 226m以下の排水孔増設は、下部通廊より上向き約15~20m削孔とする。
- ・BL 226m以上の排水孔増設は、ダム天端より削孔し通廊天端まで削孔する。天端よりのグラウト施工孔の内、基礎通廊に連絡できた孔は注入完了後再削孔し堤内排水孔に活用する。

・計画増設排水孔本数

上向き孔	300孔 (60BL×5本/BL)	孔長15~20m	$\phi 46\text{mm}$	$\Sigma L 5,000\text{m}$
下向き孔	100孔 (20BL×5本/BL)	孔長56~63m	$\phi 100\text{mm}$	$\Sigma L 6,000\text{m}$



11.1.4 堤体諸観測設備の整備

現在の豊満ダムの諸観測設備類は老朽化し、ダムの保守・管理上不十分であるため下記諸観測設備類を改新又は新設する必要がある。これ等設備の改新に当っては自動化管理を重点として検討した。

諸観測設備の整備

項目	設備機器類	数量	備考
1)貯水池堆砂測量	超音波測深機 (100m級) 観測船 その他	1式 1式	貯水池容量測定機器流 用可能
2)堤体地震観測	堤体中央付近天端と下部通 廊、左・右岸	4台	3方向強震計 集中監理
3)基礎排水孔	揚圧力測定 (フドン式) 漏水量測定 (ピコック)	100セット	各孔は直測
4)漏水量測定	下段基礎通廊、縦通廊 三角堰自動漏水量記録 (フロート式水位発信器、 シンクロ入力変換器、ケー ブル端子盤とも)	4ヶ所	管理所集中測定 メインコントローラー は5)と共用
5)ダム天端気象観 測 (ミニウェザース テーション)	風向・風力計、温度計、湿 度計、雨雪量計、蒸発計、 日射・日照計、気圧計	各1式	メインコントローラー 計器盤記録関係、ケー ブル、各センサー、変 換器
6)水準、三角網観 測	トータルステーション トライム-M、付属プリズ ム他	1式	
7)プラムライン	観測孔 ϕ 250mm 60~65m/本 目視直読式	2ヶ所	32BL既設1ヶ所含まず
8)断層ブロック変 位測定	34~36BL 基礎通廊内	1式	6)のトライム-M トータルステーション 流用

11.1.5 貯水池内測量（貯水池容量の確定）

豊満ダムの貯水池内測量は1953年の築造時より現在までほとんど実施されていない。貯水容量、堆砂量、洪水量などの確定は中国側、調査団共にダム管理に重要な影響ありと判断し、貯水池内測量を検討した。

・貯水池容量の調査計画

- 1) 貯水池内1～2 km毎に横断面を設定し、横断測量を実施する。
- 2) 各横断面の両岸部に基準点を設け、トラバース測量にて各断面を連けいする。
この結果を航測図又は衛星写真図上の貯水池最上流橋梁地点と豊満ダムとの距離の補正に使用する。
- 3) 水準測量は、貯水区間をレベルとして取扱い、上流部のレベルとして扱えない流水勾配区間は水準測量を実施する。トラバース測量時に間接水準測量を実施し照合する。
- 4) 貯水池の航空写真図又は人工衛星写真図より湖面積 S を求め、横断面より求めた同一標高の湖面積 S' との比值 S/S' を用いて横断法より求めた各標高毎の補正值とする。
貯水容量＝横断面の区間距離×平均横断面積×補正值
により各標高毎に全横断面に集計して貯水容量を確定する。
- 5) 各横断面位置は、航空写真図又は人工衛星写真図より図上設定し、G. P. S. (Ground positioning System)により現地に近似的に設置する。各設置横断面の両湖岸の満水位周辺に基準点および引照点を永久設置する。これら基準点をトラバース実測し、正しい横断区間距離および両岸基準点間の距離を確定する。
- 6) 各横断測量は陸上部をトータルステーション使用、水中部を超音波測深機にて測深する。水上部の測距はG. P. S. 法および舟速の概測法値を両岸の基準点実測値により補正し使用する。
- 7) 1/2.5万貯水池平面図（5～10m等高線）を横断測量および航測図又は衛星写真図より作成し、各横断点とトラバースを記入する。
- 8) 各実測横断面は縦 1/1,000、横 1/5,000ていどの縮尺横断面を作成する。

11.1.6 堤体上流面の水中止水工

現地調査の結果を考慮の上、豊満ダム上流面の未補修区間の BL 226～220m間の水中止水工として水中コンクリート工を計画した。

1) 計画条件

- (1) 水深30mで遮水用水中コンクリートを打設する。(特殊コンクリートのハイドロクリート使用)
- (2) 施工数量は、34BL～36BL間の3ブロック ($18.0\text{m} \times 3 = 54.0\text{m}$) をEL 226～EL 220m間の6m区間、平均厚1.0mのコンクリート 324.0m^3 である。
- (3) 施工期間中の貯水池水位はBL 250m以下を常に保つ条件とする。
- (4) 潜水作業のための作業条件(減圧表)は、日本国の高気圧作業、安全衛生規則を適用する。

- (5) 潜水作業は1パーティ当り
- | | | | |
|-------|----|---|-------|
| ダイバー | 6人 | } | 計8人とし |
| テンダー | 1人 | | |
| 救急再圧員 | 1人 | | |

ダイバー1人で1回/1日、1潜水当り60分/回(実作業55分)作業を実施し、8時間の内実作業5.5時間を連繋して行なう。

工程上1ブロック当り3パーティが必要である。($3 \times 8\text{人} = 24\text{人/BL}$)

3BLを施行するためには1日当り $3 \times 3 = 9$ パーティ必要である。

($8\text{人} \times 9 = 72\text{人}$)

- (6) 壁面はつりは、チップングする程度とする。

- (7) 施工期間は6月～10月の5ヶ月間とする。

2) 作業内容と工程表

(表11-1-1参照)

表11-1-1 ダム上流面水中止水工工程表

月	6月	7月	8月	9月	10月
項目					
1. 仮設備工	[Horizontal bars spanning from mid-June to mid-September]				
2. 壁面調査	[Horizontal bars spanning from mid-June to mid-September]				
3. 34BL	[Horizontal bars spanning from mid-June to mid-September]				
(1) ブラケット取付	[Horizontal bars spanning from mid-June to mid-September]				
(2) 作業ケーシング取付	[Horizontal bars spanning from mid-June to mid-September]				
(3) 壁面チップング	[Horizontal bars spanning from mid-June to mid-September]				
(4) ジベル鉄筋鋼取付	[Horizontal bars spanning from mid-June to mid-September]				
(5) スライド型枠取付	[Horizontal bars spanning from mid-June to mid-September]				
(6) コンクリート打設	[Horizontal bars spanning from mid-June to mid-September]				
4. 35BL	[Horizontal bars spanning from mid-June to mid-September]				
5. 36BL	[Horizontal bars spanning from mid-June to mid-September]				
6. 跡片付	[Horizontal bars spanning from mid-June to mid-September]				
備考					

3) 作業内容の説明

(1) ダムコンクリートはつり作業

作業用ケージは1BLを4回に分け、はつりを行う大きさとする。

ケージを反力とするため、はつり範囲の上下にレールを設置し、反力を取ると共に横移動のガイドとする。

作業用ケージはダム天端のクローラークレーンにより昇降させる。

(2) コンクリート用型枠（高さ6.0m、巾6.0m）

コンクリート打設用型枠はスライド式とし、毎回打設にはつり時間用のレールにて横移動させジャッキにより取付け、脱型する。

型枠固定はセパレートボールとアンカーボルトによる。

(3) 壁面はつり時及び型枠取付時の施工概要を図11-1-3、図11-1-4に示めす。

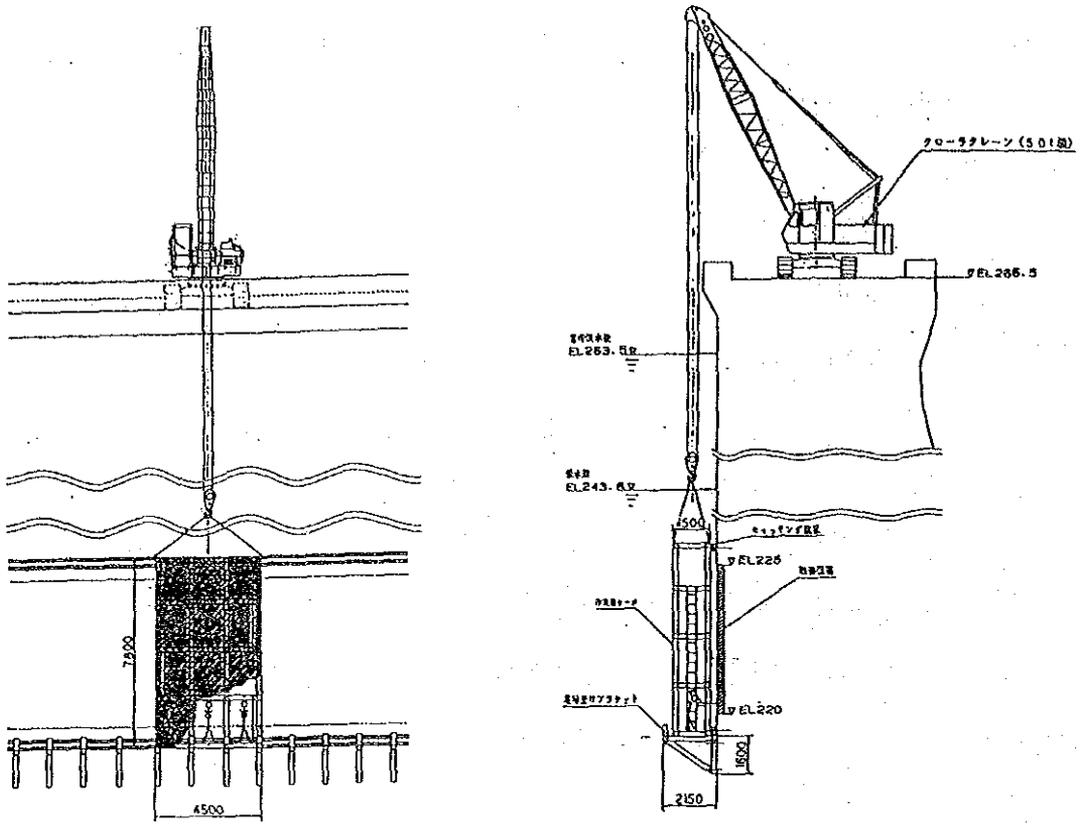


図11-1-3 施工概要図（壁面ハツリ時）

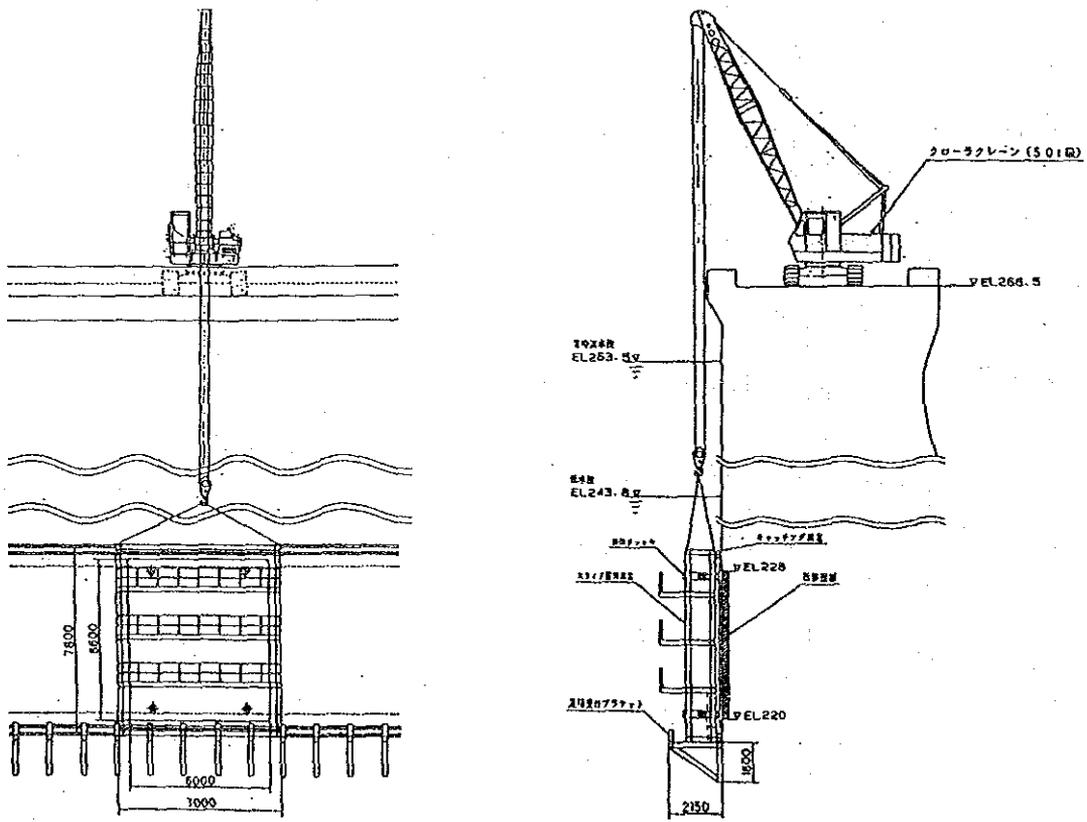


図11-1-4 施工概要図（型枠設置時）

11.1.7 水圧鉄管部補修

ダム築造時、堤体に埋設された10条の発電取水用の鉄管接続に用いられている溶接継手は、技術的に十分なものでなかったことがその後のX線検査などで判明している。特に明り溶接部又はコンクリート被りの十分でない継目は十分安全な強度と完全性を持つ溶接が発電所安全保安上必要である。このため今回不良溶接部に補修を検討する。

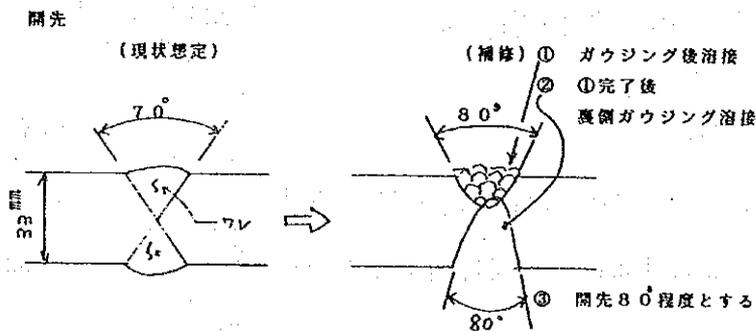
1) 溶接不良継目の補修方法

継目の補修方法としては、横継手に対しケース①、②、縦継手に対してはケース①が考えられる。

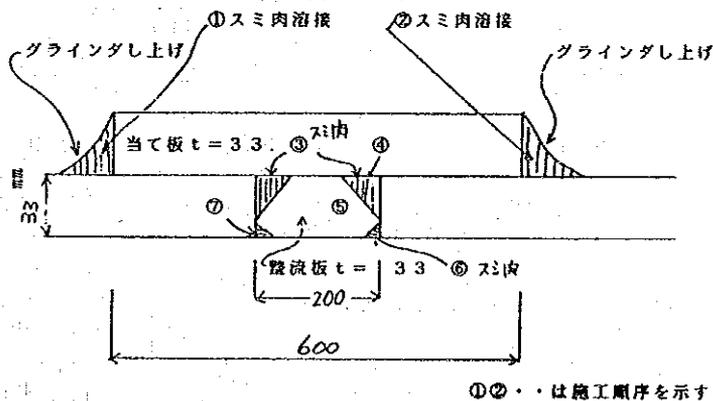
ケース① 不良溶接継目をガウジング後再溶接する方法

ケース② 不良溶接継目を切り開き外面に当て板にて補強する方法

ケース①



ケース②



2) 補修方法と計画数量

- ・継目は縦・横両方向の交叉部もあるため両継目に適用可能なケース①の方法を採用する。
- ・計画数量として重要度より縦継目を充填とし、想定数量として40m分計上する。

11.1.8 堤体天端舗装、天端通路高欄補修

ダム天端面の亀裂およびダム天端面の上下流面への排水などに伴いダム上下流面を流下する滲水、流水防止のため、ダム天端面にアスファルト舗装ならびに安全な排水計画を立てる。

ダム天端通廊に発生している多数の亀裂類は全てセメントルタルにて完全に補修する。又天端通廊内の凍害防止のため閉開門扉の設置、補修通廊内面塗装を計画する。

ダム天端高欄は凍害が激しく、早急に補修の必要がある。コンクリート壁型の場合、表層部の凍害は防止出来ないため、目地ブロックを取付け目地部にクラックが入るようにする。

11.1.9 各応急対策工の概算工事費

応急対策工の計画に基づき、費用概算額を積算し下表に示す。

なお、積算内訳は「資料集」に示す。

	対 策 工	費用概算額 (千円)	外 貨 (千円)	内 貨 (千円)
1.1	特殊グラウト工	41,700	37,530	4,170
1.2	堤体P C工	236,800	189,440	47,360
1.3	堤体排水孔	276,400	221,120	55,280
1.4	堤体観測設備	71,900	71,900	—
1.5	貯水池内測量	165,000	128,700	36,300
1.6	堤体上流面の水中止水工	930,000	744,000	186,000
1.7	水圧鉄管補修	126,400	126,400	—
1.8	堤体天端舗装, 天端通廊 高欄補修	165,200	148,680	16,520
	計	2,013,400	1,667,770	345,630

11.2 恒久対策工

11.2.1 洪水吐の増設

9.11.2で治水計画に基づき、ダム安全のための洪水吐の増設が必要となった。洪水吐の増設に当って下記の案を検討した。

- (1) 既設洪水吐の拡大案
- (2) 右岸非越流部に設置する案
- (3) 左岸非越流部に設置する案

1) 比較案

経済性、土地利用工事施工の難易などより、左岸洪水吐が望ましいとして(3)案である左岸案に決めた。

2) 増設洪水吐の型式、寸法

増設洪水吐の型式は、水理的には自由越流型が有利であるが、天端通行のため橋梁の設置が必要となる。基点洪水吐はほぼダム天端BL. 266.5mとするため、橋梁の標高が空間高だけ高くなり、ダム天端を嵩上げする必要がある。設計条件として既設洪水吐と同じオリフィス式とする。

既設放流設備（発電放流、常用洪水吐、非常用洪水吐） 11,800 m³/s

増設洪水吐 3,700 m³/s

15,500 m³/s

増設オリフィス洪水吐の寸法は水理条件を満足する巾12.0m×高5.0×6門となる。この時の最大通過容量は 3,729 m³/s である。

3) 増設洪水吐の構造

(1) 洪水吐下流面の構造

- ・堤体断面の安定を確保するため、中国側で施工した増厚0.6 mの上に更に1 mの増厚を行う。（チップング、挿筋、半割排水管含む）

(2) 堤趾導流部の形状、寸法

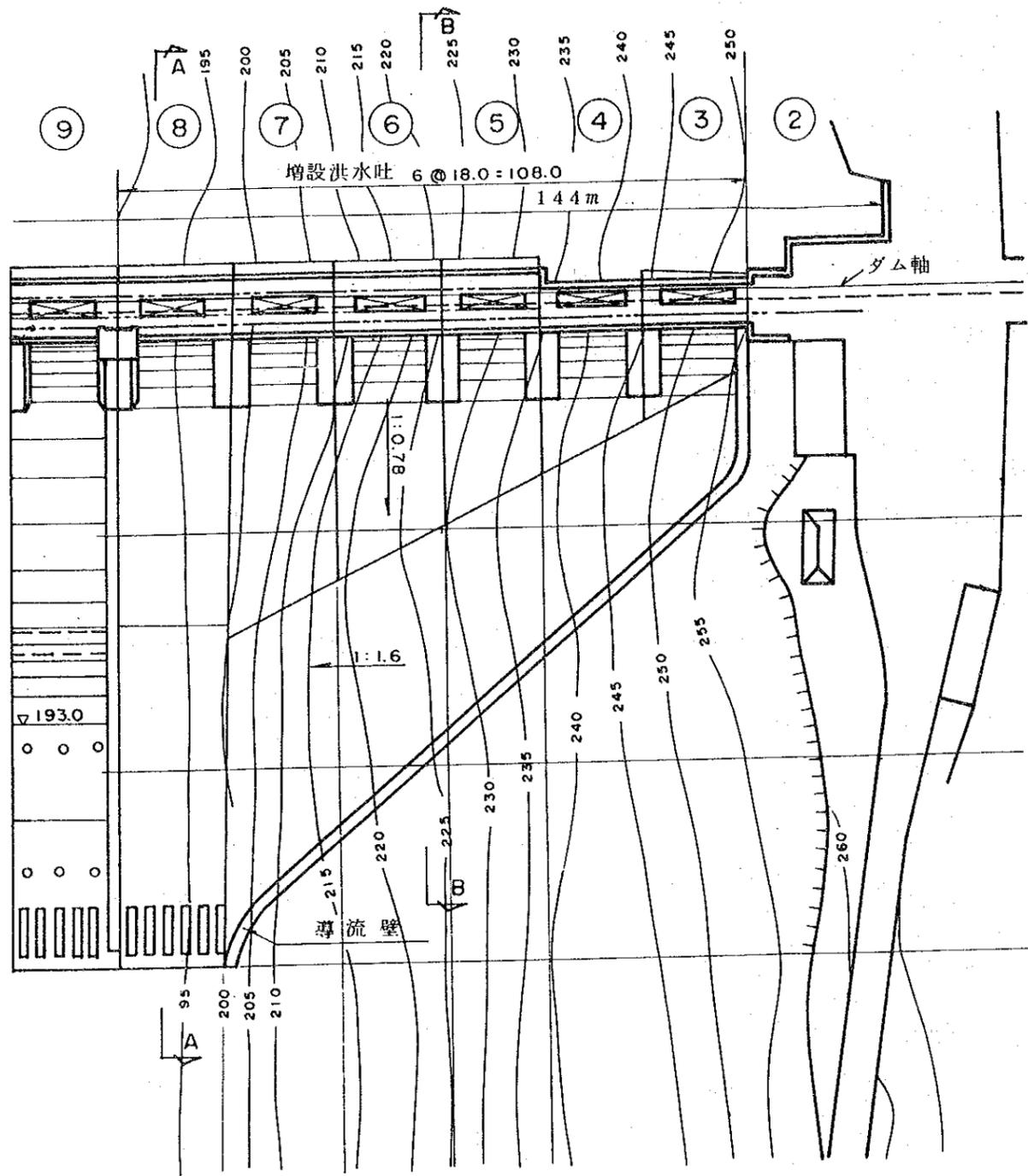
斜面上に堤体を越流した洪水の導流部を設けるが、机上での水理計算が困難なため、最終形状、寸法は水理実験により減勢等の水理状況を確認して決める必要がある。

4) 安定計算

- ・最大断面 8 B L について安定計算の結果、ダム全体の基礎部に対しては、転倒、滑動応力とも安定条件を満足している。(表11-2-1参照)

しかし堤体内部の安定は、BL. 240m に於いて上流面は地震時の 0.7 kgf/cm^2 の引張応力が生じ、また滑動に対しても $K=0.87$ と不安定な状態となったため P C 工で補強することとした。

平面図 1:1,000



縦断面図 縦1:500 横1:1,000

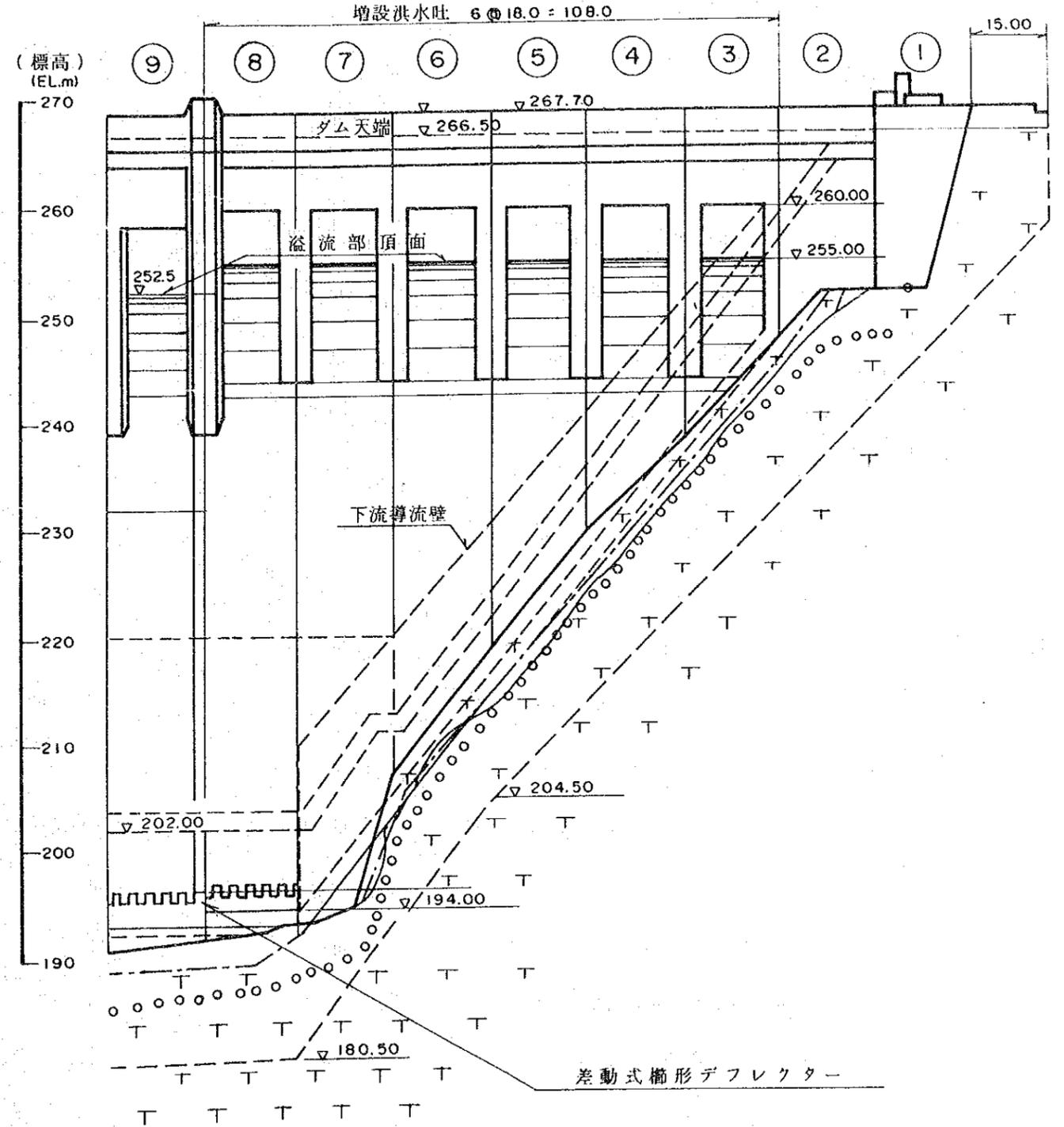
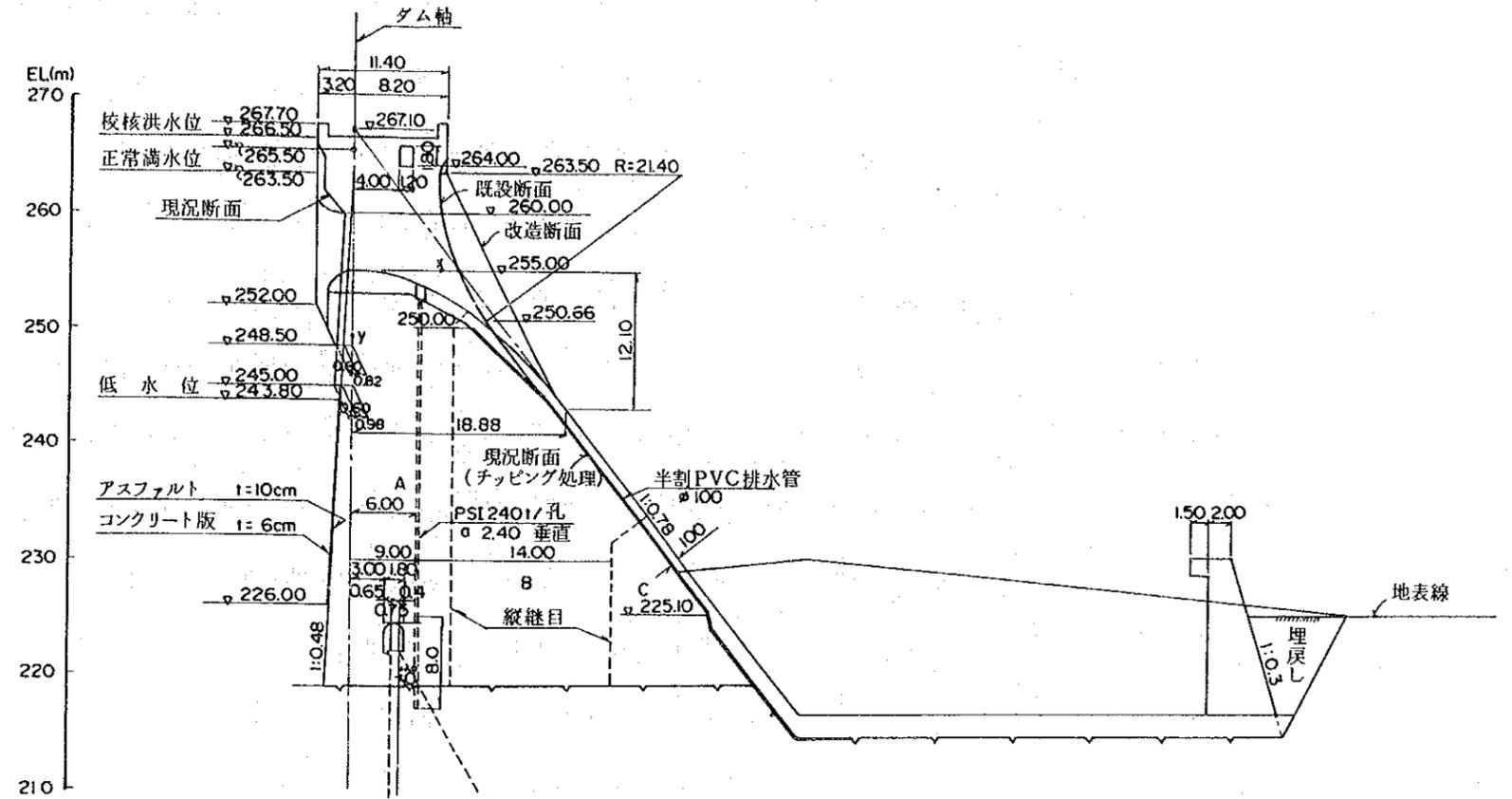


図11-2-1 増設洪水吐(1)

B-B断面



A-A断面

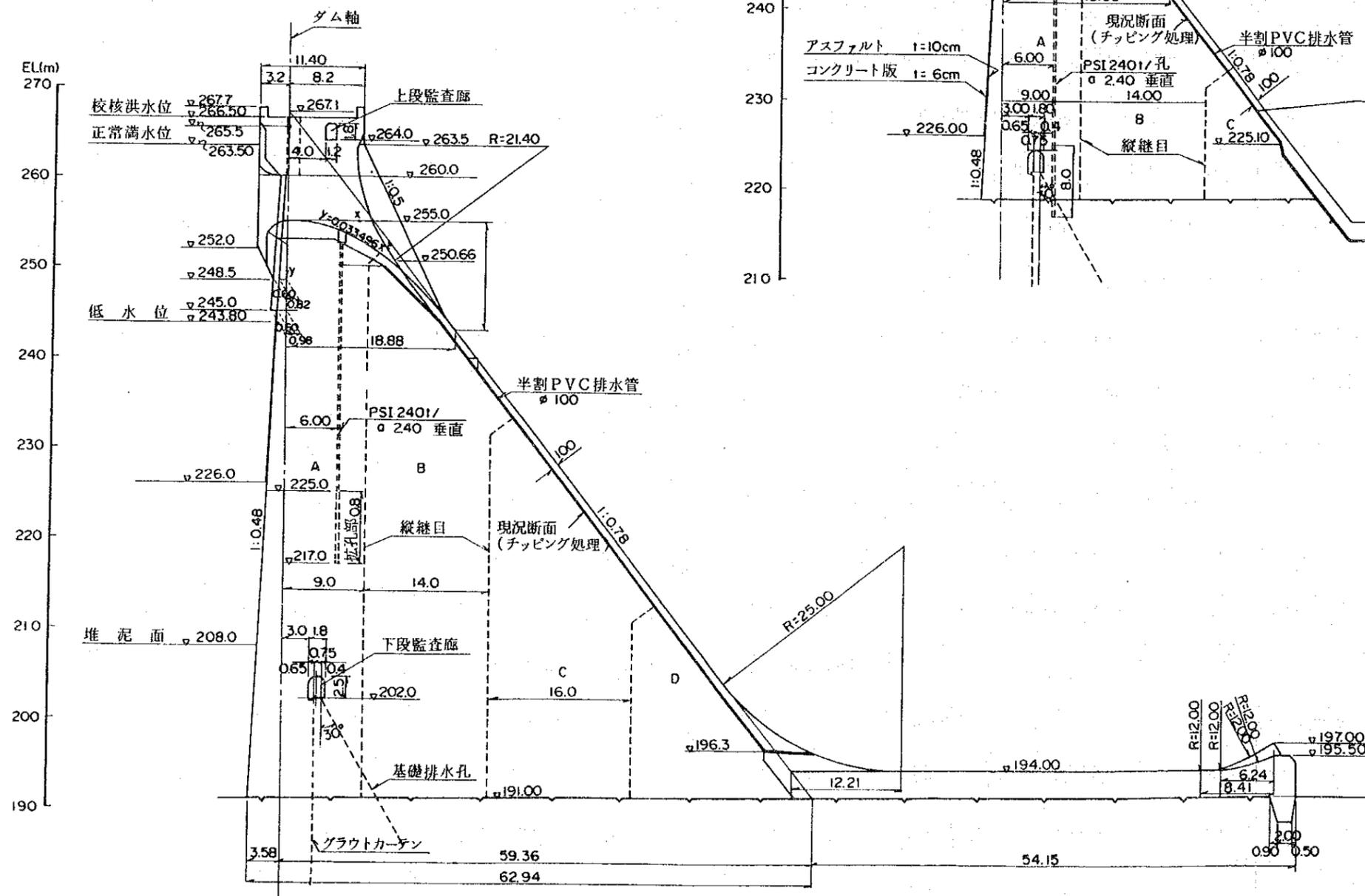


図11-2-2 増設洪水吐(2)

5) 増設洪水吐設計図に主要設計数量

増設洪水吐設計図は（図11-2-1、図11-2-2参照）

主要設計数量は下記の通りである。

掘削（土砂、岩）		62,100 m ³
コンクリート撤去		16,400 m ³
コンクリートのハツリ		3,700 m ³
コンクリート	$\sigma_{2B} = 280\text{kg/cm}^2$	38,380 m ³
鉄筋		1,160 t
埋戻し		7,900 m ³
PC工	L = 35.5m 240 t / m	20本
ゲート工	B = 12m × H 5 m	270 t

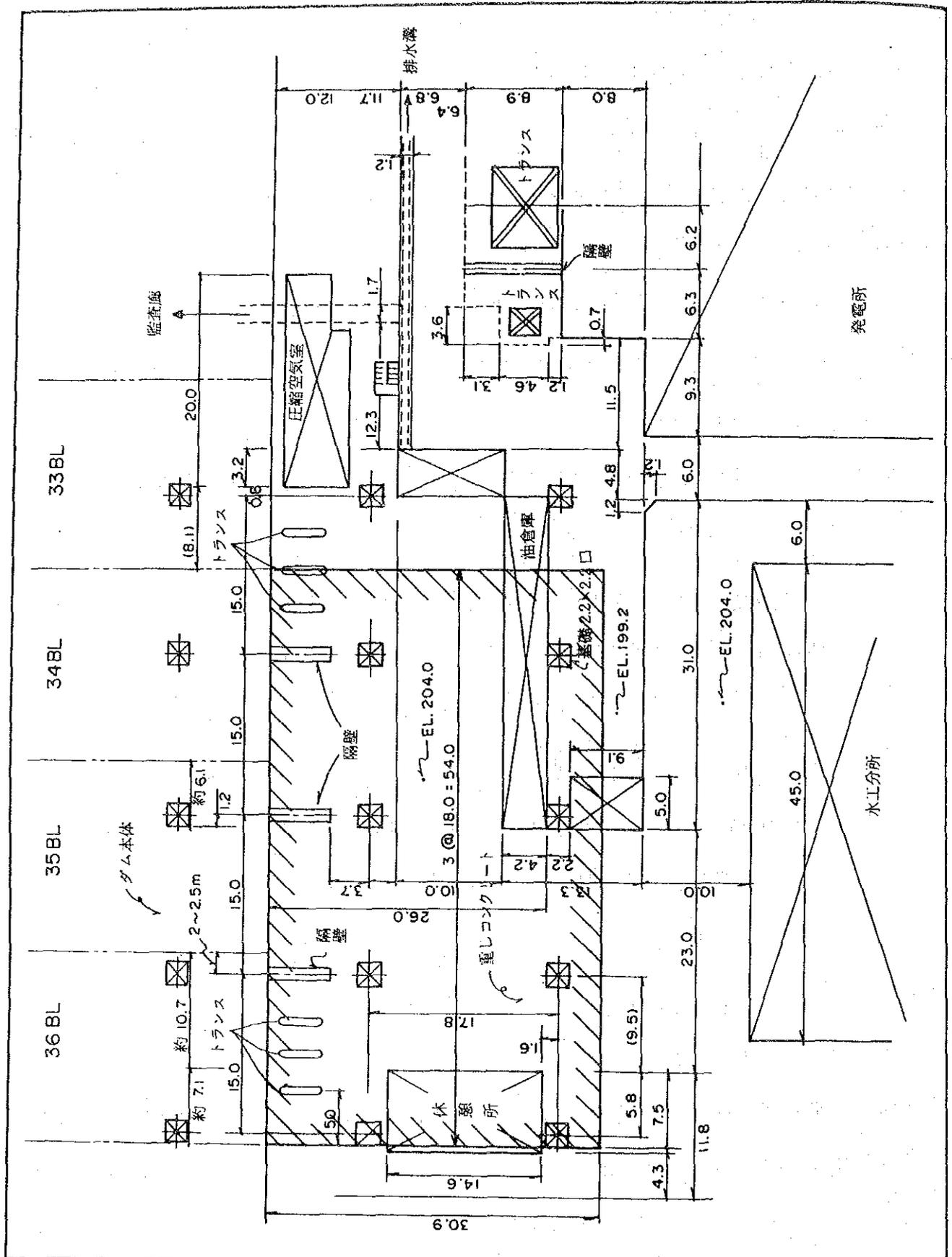
11.2.2 堤体安定対策工（基礎断層部）

恒久対策工としての堤体安定対策工は、34～36BLのダム基礎断層部に関し、ダム滑動に対するダム下流趾部の重しコンクリート対策である。

この補強コンクリートは、図11-2-3、図11-2-4に示すように34～36BLの下流側にブロック幅全長 $3 \times 18\text{m} = 54\text{m}$ に亘り、厚さ14m敷長20m天端長30mコンクリート体積ブロック当たり 6,300 m³重さ15,000 tを打設するものである。

基礎断層部（34～36BL）の堤体安定対策工の主要設計数量は下記の通りである。

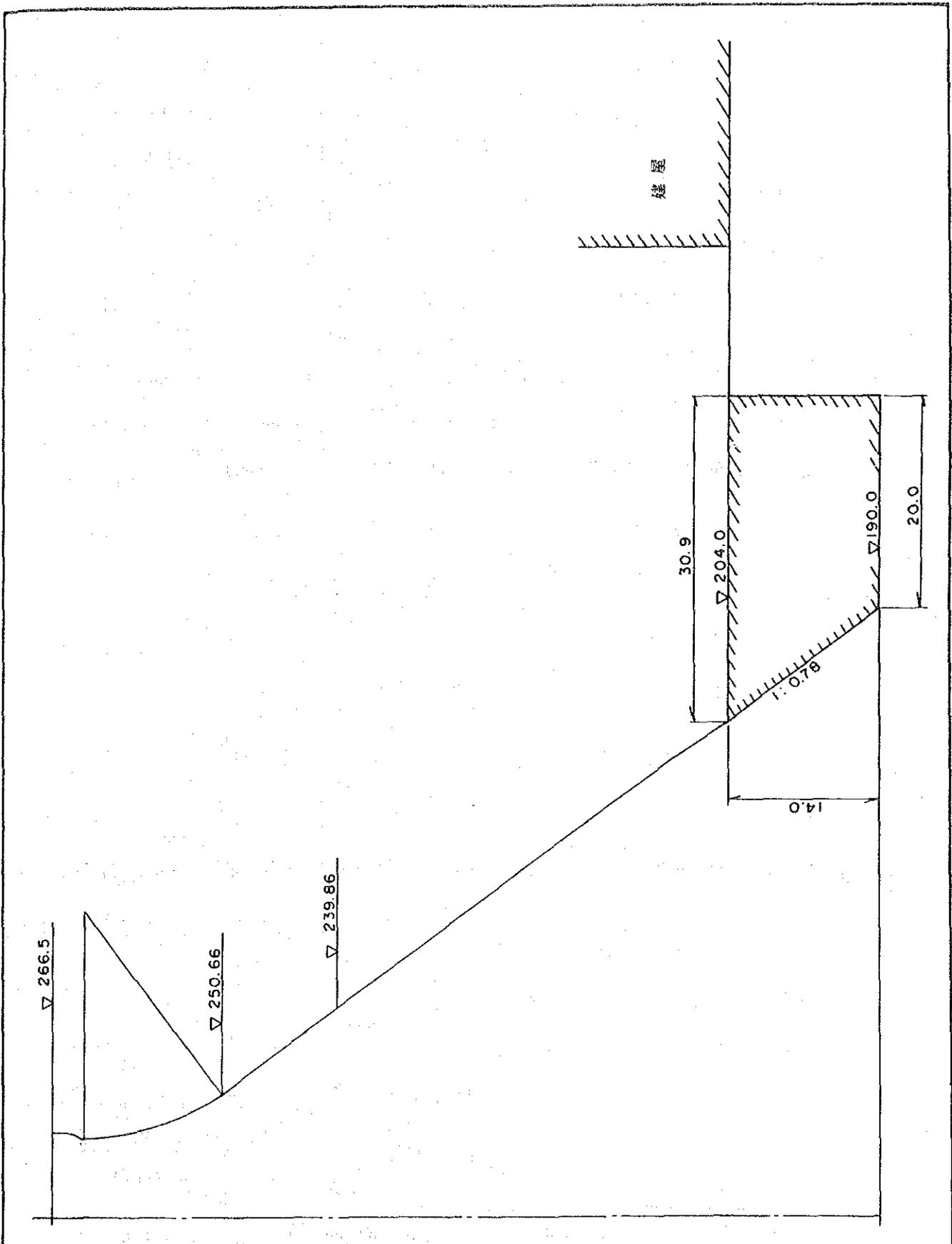
掘削（土砂、岩）	20,000 m ³
埋戻し	900 m ³
コンクリート	19,300 m ³
開閉所移設工	1 式



吉林豊満ダム修復強化計画調査

日本国・国際協力事業団

図11-2-3 堤体安定対策工
(基礎断層部 平面図)



吉林豊満ダム修復強化計画調査

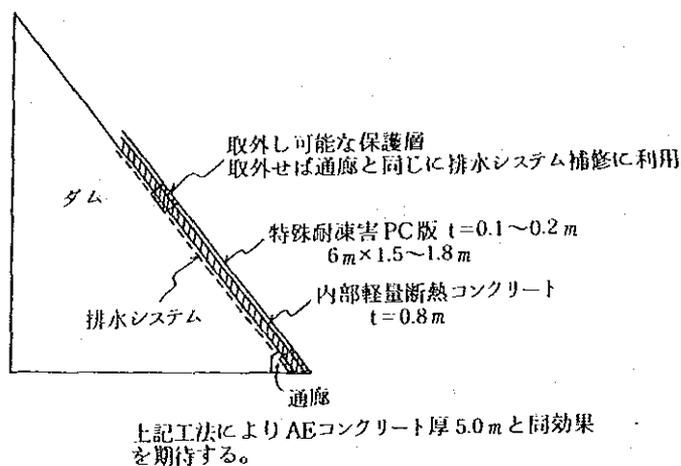
日本国・国際協力事業団

図11-2-4 堤体安定対策工
(基礎断層部 断面図)

11.2.3 堤体凍害恒久対策工

堤体凍害恒久対策工としては、現在中国側で施工中のAEコンクリート補修が最も実用的である。堤体の凍害を受けた部分をハツリAEコンクリート（鉄筋鋼補強）により補修する案である。現在施工中のAEコンクリート補修層が将来凍害を受けた場合の改善案としては下記の対策が有効と思われる。

この案は、旧コンクリート面に排水層を設け、特殊耐凍害PC版（型枠併用）と旧コンクリート面の間に軽量断熱コンクリートを打設するものである。軽量断熱コンクリートは、骨材に発泡スチロールや断熱材の水酸化アルミニウムの粉を使い、対収縮性と断熱性を高めている。重量は普通コンクリートの4割軽くなり、断熱性は5倍以上耐収縮性は2倍以上も上がるが、しかし圧縮強度は約2割落ちる。



特に凍害の影響を受け易い20BLより右岸側の非溢渡部下流面の35,000㎡を対象と考
えた。

11.2.4 各恒久対策工の概算工事費

恒久対策工の計画に基く、概算工事費を下表に示す。

なお、概算内訳は「付属報告書」に示す。

	対 策 工	費用概算額 (千円)	外 貨 (千円)	内 貨 (千円)
1. 1	洪水吐の増設	2, 148, 680	859, 470	1, 289, 210
1. 2	堤体安定対策工 (基礎断層部)	548, 200	219, 280	328, 920
1. 3	堤体凍害永久対策工	1, 260, 000	1, 134, 000	126, 000
	計	3, 956, 880	2, 212, 750	1, 744, 130

11.3 総事業費

応急対策工及び恒久対策工の合計事業費と内訳は表11-3-1の通りである。

表11-3-1 事業費内訳

項 目	工 事 費 (単位：千円)			備 考
	計	外 貨	内 貨	
I. 建設工事費	7,552,410	4,908,860	2,643,550	
1. 直接費	6,567,310	4,268,570	2,298,740	
(1) 準備工事費	597,030	388,050	208,980	
(2) 応急対策工事費	2,013,400	1,667,770	345,630	
(3) 恒久工事費	3,956,880	2,212,750	1,744,130	
2. 間接費	985,100	640,290	344,810	
i) 中国側管理費	328,370	213,430	114,940	
ii) 設計工事管理費	656,730	426,860	229,870	
II. 予 備 費	2,182,110	490,880	1,691,230	
(1) 物理的予備費	755,240	490,880	264,360	
(2) 価格予備費	1,426,870	0	1,426,870	
III. 事業者経費	194,690	107,990	86,700	
IV. 建設中利子	115,300	115,300	0	
合 計	10,044,510	5,623,030	4,421,480	

第12章 プロジェクト評価

豊満ダムを修復強化することの意義は明かであるが費用・便益を定量的に把握し、第11章で策定された豊満ダムの修復強化計画について、プロジェクト評価を試みた。

12.1 便益の評価

豊満ダムの正常な機能により得られる、経済的便益はつぎの2点である。

- (1) 吉林省の経済発展の重要な制限因子である電力エネルギーの安定的供給に対する寄与。
- (2) 長春市と並ぶ吉林省内の主要工業生産拠点である吉林市、第二松花江流域の農業地帯等、及び省内交通インフラ主要渡河地点を洪水より防御する事による、経済的損失の回避。

1. 電力エネルギー供給に伴う便益

豊満ダムの年間の最大発電量30億キロワット時であるが、平均の年間運転実績は17.3億キロワット時である。発電所からの、配電会社（例えば吉林電業局）への電力卸単価は0.12元であるが、最終消費者充電単価は0.2元である。工事会社（第六工程局）等への販売価格は0.35元であり、より経済価格に近い実際の経済価格を反映していると考えられる。

発電に要する運転コストを無視できると仮定すると、豊満ダムの年間発電便益の分析においては、洪水被害防御に伴う便益のみを考慮し、発電便益は加味しない。

2. 現在の洪水被害学期待値

洪水被害に関しては、豊満ダム建設前、1930年代に、吉林市内が堪大な被害を受ける洪水があったことが知られている。ダム建設後、吉林市内への被害は大幅に軽減されたが、第二松花江流域（吉林市から扶余市の間の流域）に於いては、度々、流域の農業地帯に被害を与える洪水が発生している。その利水学的考察は、既に延べているとおりであるが、本プロジェクトの経済的效果を考察するうえで関連の深い、最近の洪水被害記録及び、松遼水利委員会の洪水被害予測を纏めた。

表12-1 最近の洪水被害記録及び洪水被害予測

	被害額 *1 (億元)	被害農地 (万亩) *2	被害個数 (戸)
被害記録 1991年 *3/*4	5.0	70 *5	7,000
被害予測 *4 1/50 確率	8.5	110	
1/100 確率	12.5	160	

*1 被害額は総額として分析

*2 1 苗 (ムー) は 6.667アール

*3 1/25確率洪水として以下の洪水被害曲線作成

*4 松遼水利委員会より

*5 吉林省の全耕地面積6089.5万亩(1985年現在)で、1989年の省内の総農業生産133.8億元で割った、耕地当たりの平均生産高に、被害耕地面積の70万亩を乗じると1.54億元を得る。

以上より洪水被害曲線として、下記の式を得た(図12-1)。

$$\text{洪水被害額(億元)} = 16.3 * \exp \{-29.97 (\text{洪水確率})\} \quad (\text{式-12-1})$$

$$(r^2 = 0.99)$$

従って、現在の状態のように、豊満ダムが機能している場合の洪水被害額期待

値は

$$\int_0^1 16.3 * \exp \{-29.97 (X)\} dX = 0.54 (\text{億元}) \text{となる。}$$

この値を1992年現在での年間の洪水被害額期待値とする。

3. 豊満ダムの治水効果

豊満ダムの治水効果については、豊満ダム建設以前の1930年代の大洪水の被害の記録が明確でないが、以下の考え方により豊満ダムのない場合の洪水被害曲線を仮定する。

- (1) 1930年代の大洪水により、市内は多くの被害がでたと言われている。1990年に於ける吉林市の工業総生産は90億元であるが、その洪水により吉林市の年間工業生産額の20%、18億元、1992年の価格で21.96億元(年率10%のみかけ成長率を仮定)、が失われるとする。又、それに対応する洪水を1/100年規模と仮定する。

(2) 豊満ダムのない場合の洪水被害は、この吉林市の工業総生産額の消失に、既存の洪水被害予想額が50%増加すると仮定する。

(3) 即ち、(式-12-1)に於ける、1/100確率洪水の被害額、12.1億元が、

$$12.1 \times 1.5 + 21.96 = 39.93 \text{億元になると仮定する。}$$

(4) 1/100確率洪水以外に対応する被害額は、1/100 確率洪水対応の変更に比例するとする。従って、全ての洪水確率について、 $39.93/12.1 = 3.3$ 倍に被害が増加するような曲線になると仮定する。

以上を基に下記の被害曲線を仮定した。

$$\text{洪水被害額 (億元)} = 53.79 * \exp \{-29.97(\text{洪水確率})\} \quad (\text{式-12-2})$$

従って年間の洪水被害期待額は

$$\int_0^1 53.79 \times \exp \{-29.97 (X)\} dX = 1.79 \text{ (億元) となる。}$$

豊満ダムの洪水防御に伴う便益は、 $1.79 - 0.54 = 0.77$ 億元となる。

12.2 修復計画による費用・便益

第11章で延べた修復強化計画に関する費用・便益を、前節で延べた豊満ダムの洪水防御に伴う便益の推定の考え方をを用いて、分析する。

1. 計算上の仮定

計算に当たって、以下の仮定を置く：

(1) ダムの洪水防御機能は、修復強化計画を実施しない場合、指数関数的に低下し、50年後には対応する便益で表したとき、1992年現在の機能の 1/2に低下する。

(2) 修復強化計画の実施により、それ以降の機能低下は、完全に防ぐことが出来る。

(3) 洪水防御に伴う便益は、経済成長に伴い上昇し、その実質経済成長率を、毎年5%とする。

(4) プロジェクト開始は1994年とする。従って、プロジェクトの便益は94年より発生するものとする。また1992年価格を用いる。

2. ダムの機能変化

以上の仮定をするとき、修復計画を実施しなかったときの、ダムのX年後の機能

(機能率)は、現在の機能を1として、以下の式で表せられる($X=0$ で、機能率=1; $X=50$ で、機能率=0.5)。

$$(X\text{年後の機能率}) = \exp(-0.014X) \quad (\text{式12-3})$$

3. 洪水防御便益期待値の変化

X 年後の各便益の期待値は次のように表せられる。

(X 年後のダムの便益期待値) =

$$(1.25) \times \exp(-0.014X) \times (1+0.05) \times \text{億元} \quad (\text{式12-4})$$

4. 費用・便益比

50年間の便益の期待値は割引率を10%とすると、表11-1に示すように、プロジェクトによる便益の現在価値の総和として、4.27億元を得る。

これは、第11章で記述した修復計画の費用より求めた費用の現在価値(表12-1)(2.44億元)と比較したとき、便益/費用比として1.75を得、プロジェクトとしての経済的効果が高く、実施に値するプロジェクトと言える。ここでのプロジェクト経済費用は、プロジェクトの総費用から、価格上昇に対する予備費と建中利子を差し引いたものを用いた。

5. 内部収益率計算

以上の便益計算の考え方により、経済的内部収益率(EIRR)を計算し、表12-1に示すよう、EIRRとして、13.7%を得た。

12.3 感度分析

前節の計算の仮定に関し、感度分析を行った。洪水被害の仮定については、100年洪水時にダムが存在しないとしたときの、吉林し工業総生鮮の喪失率を0~40%に、その他の洪水被害増加が100~150%(現在のダムが存在する状況が100%に対応する)に変化させた結果は、表12-2に示した。

又、修復プロジェクトがなされなかった場合のダムの機能低下に関する感度分析を、50年後の機能率を10~100%として行った。

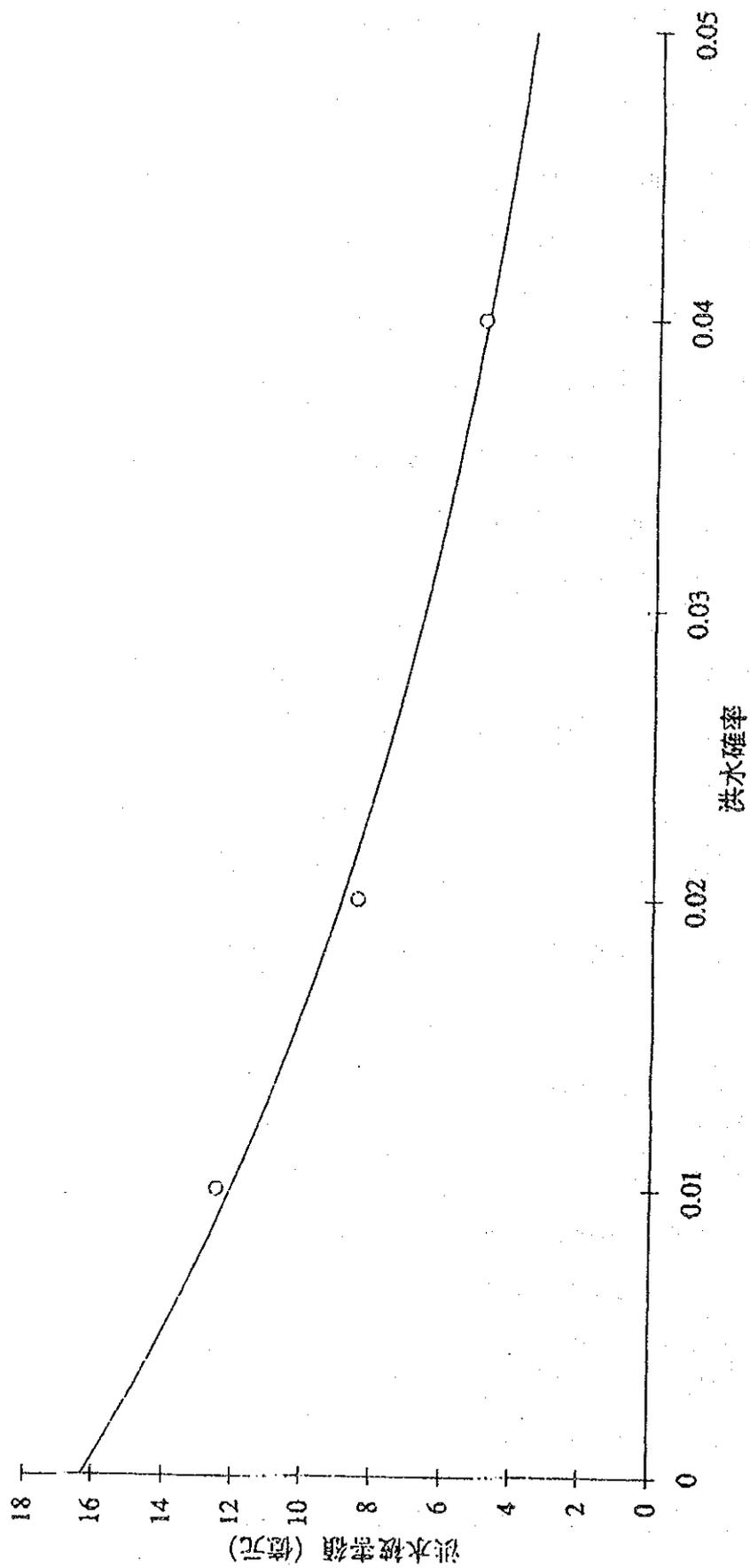


图12-1 洪水被害曲线

表12-1 経済的内部収益率計算

年度	費用 (92価格)	便益	便益-費用	洪水防護 機能率*1	割引率 IRR= 便益/費用比=	10.0% 13.7% 1.75
0	1992	0.00	0.00	100.0%		
1	1993		0.00	0.00	98.6%	
2	1994	1.080	0.02	-1.06	97.3%	洪水防御計算の仮定
3	1995	0.000	0.04	0.04	95.9%	ダムのないときの100年洪水の被害；
4	1996	0.706	0.06	-0.64	94.6%	吉林市の工業総生産の喪失率 20%
5	1997	0.812	0.09	-0.73	93.3%	その他の洪水被害 150%
6	1998	0.605	0.11	-0.49	92.0%	年間洪水被害期待値（億元） 1.79
7	1999		0.14	0.14	90.8%	嵩満ダムの洪水防御便益（億元） 1.25
8	2000		0.17	0.17	89.5%	機能低下の仮定
9	2001		0.20	0.20	88.3%	50年後の残存便益 50%
10	2002		0.24	0.24	87.1%	機能低下係数 0.014
11	2003		0.27	0.27	85.9%	実質経済成長率 5%
12	2004		0.31	0.31	84.7%	
13	2005		0.36	0.36	83.5%	*1 修復計画を実施しないとき
14	2006		0.40	0.40	82.4%	
15	2007		0.45	0.45	81.2%	
16	2008		0.51	0.51	80.1%	
17	2009		0.56	0.56	79.0%	
18	2010		0.63	0.63	77.9%	
19	2011		0.69	0.69	76.8%	
20	2012		0.76	0.76	75.8%	
21	2013		0.83	0.83	74.7%	
22	2014		0.91	0.91	73.7%	
23	2015		1.00	1.00	72.7%	
24	2016		1.09	1.09	71.7%	
25	2017		1.19	1.19	70.7%	
26	2018		1.29	1.29	69.7%	
27	2019		1.40	1.40	68.8%	
28	2020		1.51	1.51	67.8%	
29	2021		1.64	1.64	66.9%	
30	2022		1.77	1.77	66.0%	
31	2023		1.91	1.91	65.1%	
32	2024		2.06	2.06	64.2%	
33	2025		2.22	2.22	63.3%	
34	2026		2.39	2.39	62.4%	
35	2027		2.57	2.57	61.6%	
36	2028		2.76	2.76	60.7%	
37	2029		2.96	2.96	59.9%	
38	2030		3.17	3.17	59.0%	
39	2031		3.40	3.40	58.2%	
40	2032		3.64	3.64	57.4%	
41	2033		3.89	3.89	56.6%	
42	2034		4.16	4.16	55.9%	
43	2035		4.45	4.45	55.1%	
44	2036		4.76	4.76	54.3%	
45	2037		5.08	5.08	53.6%	
46	2038		5.42	5.42	52.9%	
47	2039		5.78	5.78	52.1%	
48	2040		6.16	6.16	51.4%	
49	2041		6.57	6.57	50.7%	
50	2042		7.00	7.00	50.0%	(単位：億元)
現在価値 (10%割引き)	2.443	4.27	2.05			

表12-2 洪水被害仮定に対する感度分析

1. 内部収益率

		吉林市の工業総生産の喪失率			
		0%	10%	20%	30%
その他の 洪水被害	100%	0.0%	8.7%	12.2%	14.8%
	110%	0.0%	9.2%	12.5%	15.1%
	120%	0.0%	9.6%	12.8%	15.3%
	130%	0.0%	10.0%	13.1%	15.6%
	140%	5.4%	10.4%	13.4%	15.8%
	150%	6.3%	10.8%	13.7%	16.1%
	160%	7.0%	11.2%	14.0%	16.3%
	170%	7.6%	11.5%	14.3%	16.6%
	180%	8.2%	11.9%	14.5%	16.8%
	190%	8.7%	12.2%	14.8%	17.0%
	200%	9.2%	12.5%	15.1%	17.3%

2. 便益/費用比

		吉林市の工業総生産の喪失率			
		0%	10%	20%	30%
その他の 洪水被害	100%	0.00	0.69	1.37	2.05
	110%	0.08	0.76	1.45	2.13
	120%	0.16	0.84	1.52	2.21
	130%	0.23	0.92	1.60	2.28
	140%	0.31	0.99	1.67	2.36
	150%	0.38	1.07	1.75	2.43
	160%	0.46	1.14	1.83	2.51
	170%	0.54	1.22	1.90	2.58
	180%	0.61	1.29	1.98	2.66
	190%	0.69	1.37	2.05	2.74
	200%	0.76	1.45	2.13	2.81

表12-3 洪水防護機能低下の仮定に関する感度分析

	修復計画を実施しないときの50年後のダムの洪水防護機能									
	10%	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%	100%
I R R	22.7%	19.4%	17.2%	15.4%	13.7%	12.1%	10.4%	8.4%	5.6%	*1
便益/費用	4.05	3.28	2.69	2.19	1.75	1.35	0.98	0.64	0.31	0.00

*1 便益が低いため計算で解が存在しない。

第13章 実施計画

(1) 事業の目的

豊満ダムの修復強化対策事業の目的は、ダムの安全、発電所の機能低下防止、下流域への治水効果を確保することである。

(2) 事業の実施方針

修復強化対策は、現在施工中の中国側の応急対策に加え、早急に実施すべきものを応急対策とし、将来50年程度の耐久性を考慮したものを恒久対策として順次実施に移すこととする。

(3) 実施時期

資金調達の準備期間を考慮し、工期は次の通りとする。

応急対策工 工期 1994年4月～1995年3月

恒久対策工 工期 1996年4月～1998年10月

(4) 実施工程

上記(3)に従って次の通りの工程とする。

	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998
応急対策工			■				
恒久対策工			■				
洪水吐増設					■	■	■
断層部					■	■	
恒久凍害対策					■		

(5) 施工方法

応急対策工、恒久対策工とも請負工事。

(6) 資金計画

事業費を外貨、内貨に別け下表の通りとする。

資金計畫

單位：千元

項目		總工事費	1994年度	1996年度	1997年度	1998年度
I. 建設工事費	計	320,305	108,017	70,598	81,223	80,468
	內貨	112,115	18,542	32,218	35,215	26,140
	外貨	208,190	89,475	38,378	46,008	34,328
1. 直接費	計	278,528	93,928	61,388	70,629	52,581
	內貨	97,491	16,124	28,015	30,622	22,730
	外貨	181,035	77,804	33,373	40,007	29,851
(1) 準備工事費	計	25,321	8,539	5,581	6,421	4,780
	內貨	8,863	1,466	2,547	2,784	2,066
	外貨	16,458	7,073	3,034	3,637	2,714
(2) 応急対策工事費	計	85,389	85,389	0	0	0
	內貨	14,658	14,658	0	0	0
	外貨	70,731	70,731	0	0	0
(3) 恒久工事費	計	167,816	0	55,807	64,208	47,801
	內貨	73,970	0	25,468	27,838	20,664
	外貨	93,846	0	30,339	36,370	27,137
2. 間接費	計	41,779	14,089	9,208	10,594	7,887
	內貨	14,624	2,418	4,203	4,593	3,410
	外貨	27,155	11,671	5,005	6,001	4,477
i) 中国側管理費	計	13,928	4,696	3,069	3,531	2,629
	內貨	4,875	806	1,401	1,531	1,137
	外貨	9,051	3,890	1,668	2,000	1,492
ii) 設計工事管理費	計	27,853	9,393	6,139	7,063	5,258
	內貨	9,749	1,612	2,802	3,062	2,273
	外貨	18,104	7,781	3,337	4,001	2,985
II. 予備費	計	92,546	14,696	22,012	29,621	26,217
	內貨	71,727	5,748	18,174	25,021	22,784
	外貨	20,819	8,948	3,838	4,600	3,433
(1) 物理的予備費	計	32,031	10,802	7,060	8,122	6,047
	內貨	11,212	1,854	3,222	3,522	2,614
	外貨	20,819	8,948	3,838	4,600	3,433
(2) 価格予備費	計	60,515	3,894	14,952	21,499	20,170
	內貨	60,515	3,894	14,952	21,499	20,170
	外貨	0	0	0	0	0
III. 事業者経費	計	8,257	2,454	1,852	2,217	1,734
	內貨	3,677	486	1,008	1,205	978
	外貨	4,580	1,968	844	1,012	756
IV. 建設中利子	計	4,890	1,305	560	1,246	1,779
	內貨	0	0	0	0	0
	外貨	4,890	1,305	560	1,246	1,779
合計	計	425,998	126,472	95,020	114,307	90,198
	內貨	187,519	24,776	51,400	61,441	49,902
	外貨	238,479	101,696	43,620	52,866	40,296

1992年基準

JICA