

は基岩の微風化層上面から1 m下とし、右岸尾根部分のみ弱風化層の中間とする。

- (4) ダム基岩内の止水工は鉛直のカーテングラウトとし、基岩内にある斜め下流下がりの比較的遮水性の高い頁岩層に届く深さとする。但し、頁岩層も地表に近い部分は亀裂が多く遮水性も充分でない為、頁岩層の深さが地表面から80 m以上の位置に着層するようにカーテングラウトを施工する。

7.2.2 主要構造物諸元

上記の基本方針に基づいて諸構造物の概略設計を行った結果、図面7.1, 7.2及び図面A.8.1～A.8.9に示す構造となった。その主要諸元は下記の通りである。

1) 貯水池

流域面積	2,795 km ²
年間総流出量	11.1 億m ³
総貯水容量	21.68 億m ³
利水容量	13.85 億m ³
治水容量	5.81 億m ³
校核洪水位 (10,000年確率)	E L. 265.70 m
設計洪水位 (1,000年確率)	E L. 263.90 m
常時満水位	E L. 255.20 m
死水位	E L. 207.70 m

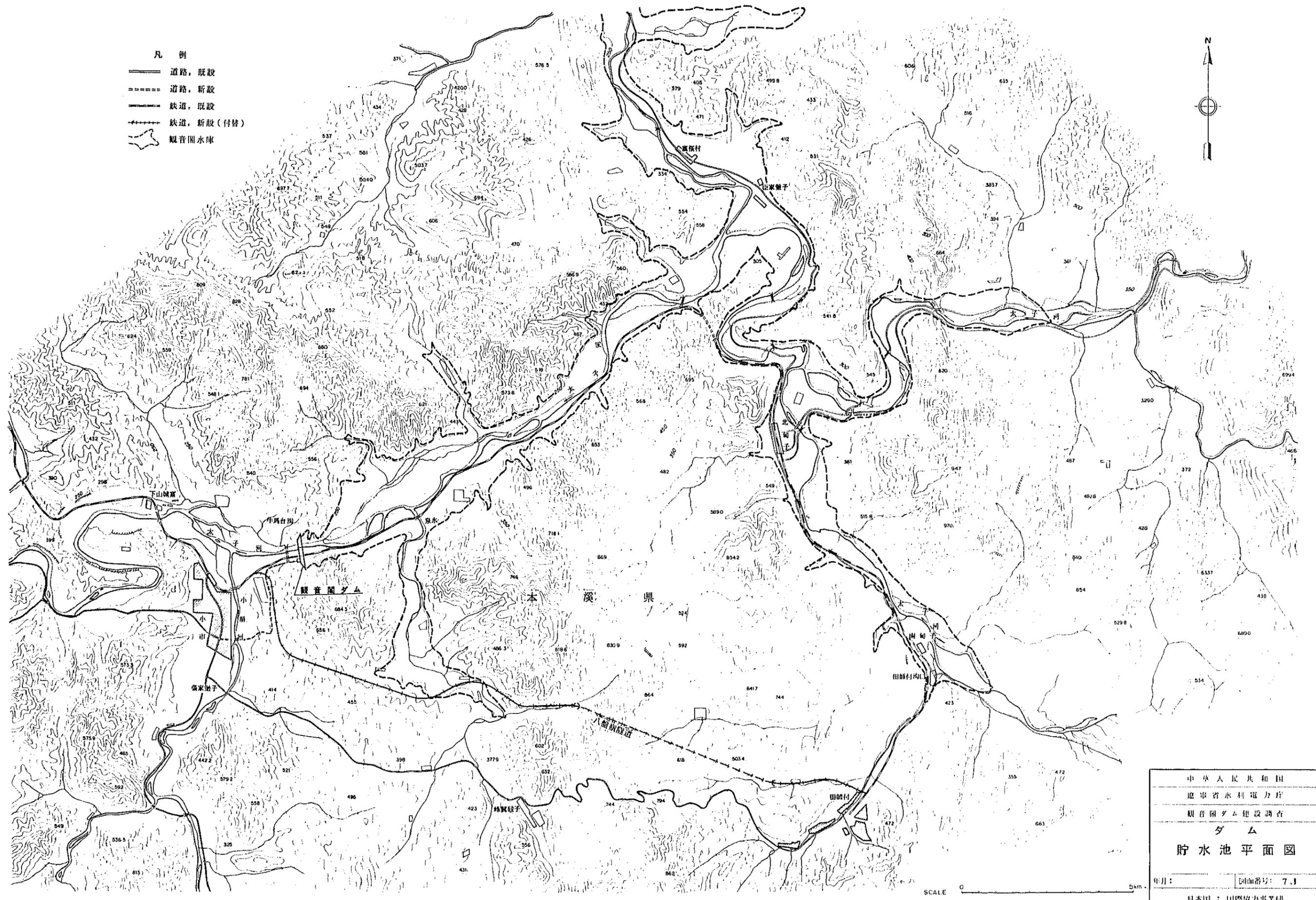
2) ダム

形式	コンクリート重力式
天端標高	E L. 267.00 m
基礎標高	E L. 185.00 m
ダム高	82 m
堤頂長	1,040 m
堤頂幅	10.0 m
法面勾配 (上流)	E L. 220 m以上 垂直
	E L. 220 m以下 1 : 0.20
(下流)	1 : 0.74 ~ 1 : 0.65
堤体積	1,970,000 m ³

3) 洪水吐

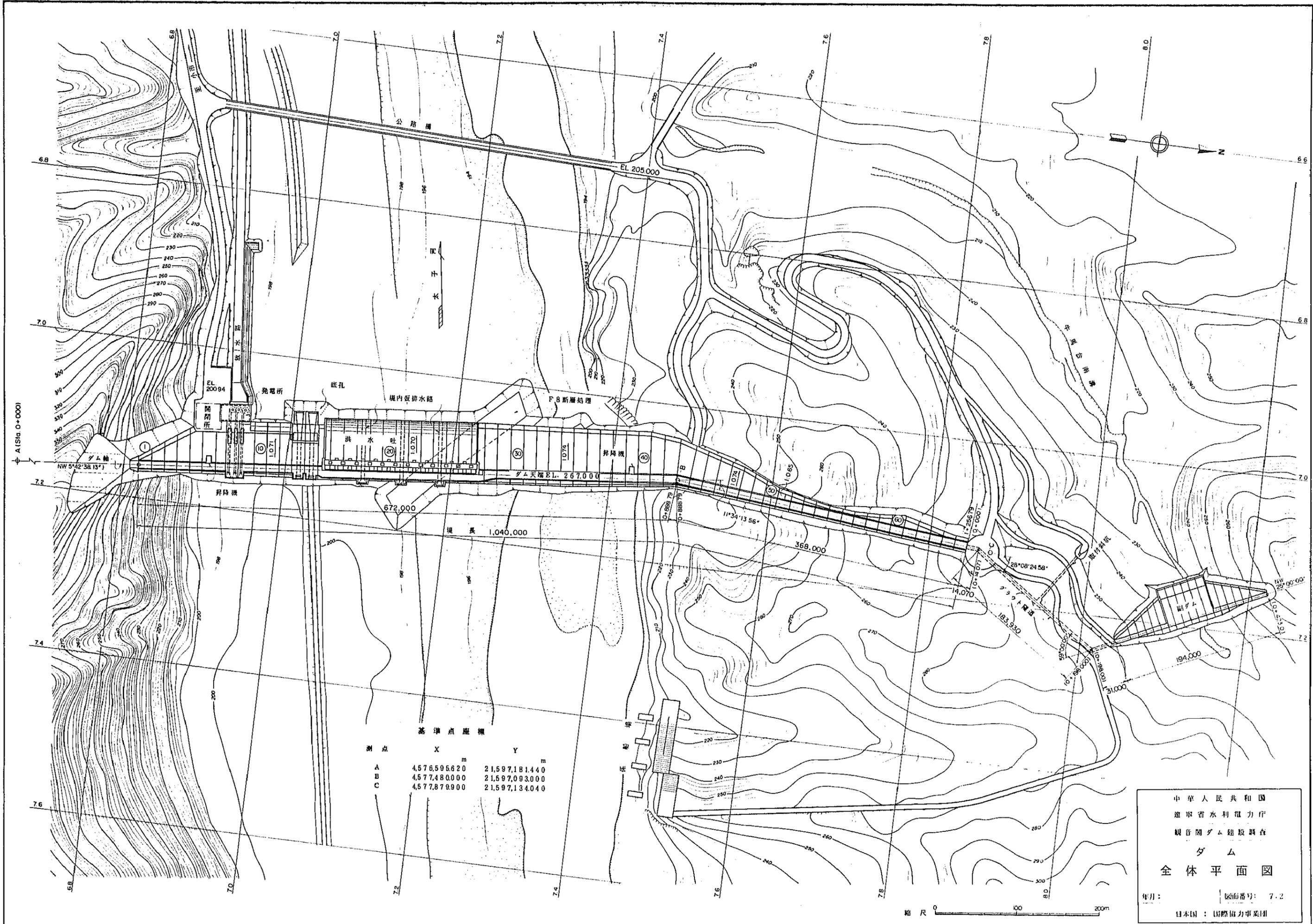
型式	ダム越流型
----	-------

- 凡 例
- 道路，既設
 - - - - 道路，新設
 - 鉄道，既設
 - 鉄道，新設（付替）
 - 観音閣水庫



中華人民共和國	
遼寧省水利電力局	
観音閣ダム建設調査	
ダム	
貯水池平面図	
年月：	図面番号：7.1
日本国：国際協力事業団	

SCALE 0 5km



基準点座標

測点	X	Y
A	4576,596620 m	21,597,181,440 m
B	4577,480000	21,597,093,000
C	4577,879900	21,597,134,040

中華人民共和國
 遼寧省水利電力庁
 観音閣ダム建設調査
 ダム
 全体平面図
 年月: _____ 図面番号: 7.2
 日本国: 国際協力事業団



越流頂標高	E L. 255.20 m
越流部堤頂長 (ピアを含む)	188.0 m
門扉	ラジアルゲート 12門 (巾12.0 m, 高さ8.7 m)
設計洪水越流量 (1,000年確率)	7,044 m ³ /s
校核洪水越流量 (10,000年確率)	9,492 m ³ /s
減勢工型式	フリップバケット型

4) 底孔

型式	堤体内オリフィス式
孔数	2
底孔断面寸法	矩形, 巾4.0 m×高さ6.0 m
敷標高	E L. 204.00 m
門扉, 常用	ラジアルゲート (巾4.0 m×高さ5.0 m)
門扉, 非常用	ローラーゲート (巾4.0 m×高さ6.0 m)
最大流出量	1,094 m ³ /s

5) 取水口

型式	水平呑込型 (堤体上流面)
門数	3
スクリーン	鋼製可動型
門扉	ローラーゲート (巾2.2 m×高2.5 m)
導水管	堤体内埋設鋼管, 2.2 m径
導水管中心標高	E L. 217.1 m

6) 発電所

型式	ダム直下流, 地上式
建屋	鉄筋コンクリート造り (巾22.0 m×長さ36.7 m×高さ23.9 m)
定格出力	6,500 kW×3台=19,500 kW
水車型式	フランシス型
放水路	開渠
放水庭設計洪水位 (500年確率洪水)	E L. 200.89 m

7) 副ダム

型式	コンクリート重力式
天端標高, 越流部	E L. 255.20 m

天端標高, 非越流部	E L. 256.40 m
基礎標高	E L. 220.20 m
ダム高	36.2 m
堤頂長	194.0 m
堤体積	88,000 m ³

8) 転流工

型式	半川縮切り式
設計対象流量, 洪水期	5,580 m ³ /s (20年確率)
設計対象流量, 非洪水期	622 m ³ /s (20年確率)
一次仮縮切ダム	
河流方向	コンクリート重力式 (高さ20.5 m~10.0 m)
河川横断方向	中心コア型砂礫ダム (上流ダム高17 m, 下流ダム高11 m)
二次仮縮切ダム	
河流方向	一次仮縮切ダムの大部分転用
河川横断方向	中心コア型砂礫ダム (上流ダム高 20.5 m, 下流ダム高13 m)
堤内仮排水路	巾4.0 m×高さ6.0 m×3本

7.2.3 ダム

(1) 堤頂標高

堤頂標高は貯水池静水位に中国の設計基準SDJ 21-78で定まる付加高を加えて決定する。貯水池静水位は洪水時の水位が常時満水位より8 m以上高いので、堤頂標高は洪水位から決まる。計算結果は次の通りである。

	設計洪水時 (1,000年確率)	校核洪水時 (10,000年確率)
• 貯水池静水位 (m)	E L. 263.90	E L. 265.70
• 波浪高 (m)	1.15	0.57
• 波浪中心線の静水位 からの高さ (m)	0.39	0.18
• 設計基準による 余裕高 (m)	0.70	0.50
• 所要堤頂標高 (m)	E L. 266.14	E L. 266.95 ≒ E L. 267.00

以上の結果から堤頂標高は267.00mとする。

(2) ダム断面形状

ダム断面形状は原則として中国の設計基準に従って決定し、日本の設計基準にも適合するかどうかチェックする。特に留意する点は以下の通りである。

- 基岩の剪断強度は第2章に示す各地質区分毎の中国側の値を適用する（表2.18参照）。但し、日本の設計基準でチェックする場合は、中国側の試験値を基に日本側が推定した値を用いる。
- ダム下流面勾配は、地震時を除く如何なる場合でも堤体基礎面の上流端に引張応力が生じないように決定し、滑動に対して安全性が不足する場合は滑動抵抗を満足させるのに必要なフィレットを上流側に設ける。
- 観音閣ダム地区の地震震度は6度（中国基準）とされているが、当ダムが1級構造物に属するため7度の震度で設計する。この場合、水平地震係数は0.1である。
- ダム基礎面の揚圧力は基礎排水孔の位置で上下流静水頭差の30%に下流端静水頭を加えた値とし、上下流端ではそれぞれの位置の静水頭を採る。
- 堤体内の揚圧力（浸透圧）は上流端で上下流水頭差の50%に下流端静水頭を加えた値とする。
- 上流フィレット勾配は、中国の設計基準により最大1：0.20とする。
- 堤体基本三角形の頂点標高は、非越流部においては、堤頂標高と同じE.L.267.0mとする。越流部については、越流ナップ形状を考慮してE.L.268.9mとする。
- 荷重組合せの状況は次の5ケースである。

ケース	荷重組合せ	貯水池状況	貯水池水位(m)	下流水位(m)
1	基本組合せ	常時満水位	255.2	194.12
2	基本組合せ	洪水位(100年確率)	262.8	198.20
3	基本組合せ	結氷状況	255.2	194.12
4	特殊組合せ	校核洪水位(10,000年確率)	265.7	202.37
5	特殊組合せ	地震状況	255.2	194.12

- 各荷重組合せでの滑動に対する所要最小安全率は下記の通りである。

荷重組合せケース	所要最小滑動安全率	
	中国基準	日本基準
1	3.0	4.0
2	3.0	4.0
3	3.0	4.0
4	2.5	4.0
5	2.3	4.0

以上の要件を考慮して安定計算を行い、各地質区分毎のダム断面形状を次の如く決定した。

堤体断面形状採用値

地質区分	ダムブロック	下流面勾配	上流フィレット		備考
			勾配	始 点	
I, II	1~15	1:0.71	1:0.2	E L. 220.0 m	非越流部
II, III	15~27	1:0.70	1:0.2	E L. 220.0 m	越流部
IV	27~47	1:0.74	1:0.2	E L. 220.0 m	非越流部
V, VI	48~65	1:0.65	1:0	—	非越流部

この断面形状での各ダム区分毎の最低基礎面における滑動安全率及び垂直応力は中国の設計基準に基づいて計算すると下記の通りである。

ダム安定計算結果（中国方式）

ダムブロック	代表ブロック	基礎標高 (m)	基礎面 剪断強度 τ_0 (kgf/cm ²)	基礎面 摩擦係数 f	滑動安全率 (ケース2)	垂直応力(kgf/cm ²) (ケース4)	
						上流端	下流端
1~15	12	185.0	7.38	0.964	3.05	0.92	12.87
15~27	26	184.0	7.00	0.90	3.05	3.24*	10.96*
27~47	28	186.5	7.00	0.90	3.02	1.90	11.84
48~65	50	235.0	5.00	0.80	4.30	0.48	7.04

*: ケース2

同様のケースについて日本の設計基準に基づいて計算した結果を以下に示す。但し、この場合の基礎の剪断及び摩擦強度は試験値から推定して $\tau_0 = 17 \text{ kgf/cm}^2$, $f = 1.0$ としている。

ダム安定計算結果（日本方式）

ダムブロック	基礎 標高(m)	滑動安全率 (ケース2)	垂直応力 (kg f / cm ²) (ケース4)	
			上流端	下流端
1~15	185.0	4.23	0.99	13.44
15~27	184.0	4.20	0.82	13.57
27~47	186.5	4.46	1.98	12.37
48~65	235.0	8.34	0.25	7.59

この結果から、採用したダム断面形状は日本の基準も充分満足するものと判断する。
詳細な計算結果を表A.8.1~A.8.10に示す。

ちなみに非越流部及び越流部の主応力状態について有限要素法を用いて計算した結果を
図A.8.1, A.8.2に示す。

(3) 通廊配置

堤内には主に次の6種類の通廊を設ける。

名称	配置	標高 (m)	ダムブロック
基礎グラウト通廊	ダム軸上	190.0~240.0	1~65
基礎排水通廊	ダム軸下流3.2m	188.0	5~39
検査通廊	ダム軸上	225.0	5~42
観測通廊	ダム軸上	264.0	1~15, 17~42
横向連絡通廊	ダム軸と直角	190.0~188.0	11, 17, 23, 31, 39
出入口通廊	ダム軸と直角	位置によって異なる	計6ヶ所

これ等の通廊はRCD工法を採用しても大きな障害とならないように配置する。通廊の断面寸法は基礎グラウト通廊については、カーテングラウト及び基礎排水孔の作業を考慮して、高さ3.5m, 巾2.5m~4.0mとし、他の通廊は高さ2.2m, 巾1.5mとする。基礎グラウト通廊（河床部）、検査通廊及び観測通廊は、右岸と左岸を結ぶ堤体水平変位観測用直線ワイヤー（浮動式）を通す為、直線的に配置する。

(4) 横継目

堤体には、16m毎に横継目を設ける。これにより65のダムブロックに分けられる、各横継目の上流端には銅板で二段の止水板を設けその下流に継目排水孔を設ける。

(5) 堤内排水孔

堤体内への浸透水を抜く為、堤体内上流側に垂直、またはそれに近い排水孔を設ける場合もあるが、最近の日本ではダムの機械化施工の進展に伴い堤内排水孔を設けない例が多い。特にRCD工法を採用する場合、施工上の障害となる為、堤内排水孔は設けないのが普通である。その代り、リフト面の処理及び上流遮水ゾーンのコングリート締固めは特に入念に施工される。

ちなみに、堤内排水孔を設けた場合と設けない場合について堤内の浸透圧を二次元的に計算した結果を図A.8.3, A.8.4に示す。この結果から判るように堤内排水孔を設けない場合でも、設けた場合に比べ浸透水圧は底部付近で殆ど増加せず、下流端への浸出面も凍害の原因となる程上昇はしない。

以上の結果から、観音開ダムでは堤内排水孔は設けない方針が妥当と考えられる。

(6) 基礎処理

一断層処理

ダム基礎面に現われる主な断層はF1, F8, F26, F005である。

F8断層の規模は比較的大きく、22ブロックから27ブロックのダムブロック基礎を斜めに横切り上下流に貫通している。この断層沿いの破碎帯及び弱風化帯はダム基礎部分を巾20m、深さ10mに亘って掘削しコンクリートで置き換え、過度の漏水を防止すると共に、ダムの安全を確保するものとする。

F1断層はダムの右岸部にあり、ダム敷部ではほぼ水平の断層であるが、上下流に貫通している。この断層沿いの漏水防止の為、上流側貯水池に露頭するF1断層表面にブランクェット工を実施する。

F26断層の走向はダム軸線とほぼ平行しているが、その規模は小さく、ダムの安定性と基礎の漏水に対する影響は大きくない。従って風化帯を巾2~3m、深さ3m程度掘削しコンクリートで置き換える。

F005断層はF8断層と平行し上下流に貫通しているが、その規模は小さい。従ってF26断層と同様の置き換えコンクリートで処理する。

ー 溶洞溶穴処理

ダムサイト区域の地質調査において、多くの溶洞溶穴（計300余）が発見されている。ダム基礎範囲内において発見されている溶洞溶穴については、カーテングラウチング線上のものは、高圧水で充填粘土を洗い出しモルタルまたは高濃度セメントペーストを注入する計画とする。

カーテングラウチング線上以外のものは、洗い出しは行わずグラウト注入で処理する。

ー コンソリデーショングラウチング

掘削によって弛められたダム基岩の一体化と透水性を改良する為、ダム基岩表面全体に亘ってコンソリデーショングラウチングを行う。グラウト孔の配置は、地質調査で確かめられている高透水部分の上流側とカーテングラウチング周辺は間隔3m、深さ15mとし、その他の部分は間隔4m、深さ7mとする。

左右岸の基岩の急斜面部においては、ダムコンクリート冷却後、コンタクトグラウチングを行う。

ー カーテングラウチング

ダム基礎岩盤内にある10m頁岩層は相対的遮水層と見なす事ができる。しかし、この層の地表から約80m以内の範囲は、透水性が高く、遮水機能を期待するには難がある。

ダム基礎の止水工として、堤内基礎グラウチング通廊から10m頁岩層に達するカーテングラウチングを行い、グラウチングと頁岩層で密閉した形の遮水カーテンの形成を図る。但しダム右岸の山側で局部的に10m頁岩層が断層によって切断され現われない部分があるが、その部分は満水位面下約150mの深さまでカーテングラウチングを行う計画とする。副ダム基岩及びその右岸には10m頁岩層が現われるので、その部分は主ダム基礎と同様、密閉形の止水工とする。

カーテングラウチング孔の配置は最終的にはグラウチング試験によって決定すべきであるが、これまでの調査結果から判断して、一般部2列、F8及びF005断層周辺及び主ダム右端から副ダムまでの区間の下部は3列、右岸及び副ダム部は1列とし、孔間隔は2mとする。右岸と左岸の山体内でグラウチング長が100mを超えるので中段にグラウチング用のトンネルを設ける。

グラウト材料としては現在セメント主体を考えているが、今後、施工前にグラウチング試験を実施し、適切な配合、添加剤、注入圧、注入パターン等を確定する必要がある。

7.2.4 洪水吐

(1) 規模及び容量

洪水吐は底孔と共同して、設計洪水量を安全に流下させると同時に下流の洪水被害を軽減する為に、所要の洪水調節機能を備えていなくてはならない。洪水調節機能の面から要求されるダムからの放流量制限は下記の通りである。

洪水確率	ピーク流入量 (m ³ /s)	放流量 (洪水吐+底孔) (m ³ /s)
1 / 50年	7,840	1,060以下
1 / 100年	9,610	2,000以下
1 / 500年	13,800	6,500以下

ダムの安全に対しては校核洪水流量 (10,000年確率) : 22,000m³/sが流入しても安全に調節出来る容量とする。洪水調節開始時の貯水池水位は常時満水位と同じくE.L. 255.20mとする。底孔の放流能力は後で述べるように別の条件から決定され、常時満水位以上の場合には、その水位により990m³/sから1,100m³/sに変化する。

以上の条件を満たし、且つ最も経済的な洪水吐規模として越流巾12.0m×12門を選定する。

洪水調節計算の結果は以下の通りである。

頻度 (%)	最大流入量 (m ³ /s)	最高貯水位 (m)	最大放流量 (m ³ /s)		
			底孔	洪水吐	合計
20	2460	257.1	1012	0	1012
10	3970	258.6	1028	0	1028
5	5580	260.0	1040	0	1040
2	7840	262.0	1060	0	1060
1	9610	262.8	1068	932	2000
0.20	13800	263.5	1074	5410	6484
0.10	15700	263.9	1078	7044	8122
0.01	22000	265.7	1094	9492	10586

(2) 洪水吐は越流巾12.0m×12門でピア一巾 (各4m) を加えると越流部堤長は188.0mである。ダムサイトでの河道巾は約540mであり、その中心付近に洪水吐を配置するのが水理的に見て望ましい。しかし、ダム基礎を斜交しているF8断層がダム直下流河道内のやや右岸寄りに現われる。洪水吐からの放流水が直接F8断層付近弱層部に落下すると、ダム基礎を洗掘する恐れがある為、洪水吐位置はダム下流のF8断層を避けるよう、河道内のやや左岸寄

りに選定する。

(3) 構造物形状

洪水吐はダム自由越流型とし、越流頂の標高は常時満水位と同じE L. 255.20mとする。越流頂の形状は中国の設計基準から求まる冪曲線と楕円曲線の組合せを採用する。この形状は標準型越流形状にほぼ一致する。

放流能力について、日本で通常用いられる方法でチェックしたが、中国側の可能性研究報告書に示された値とほぼ同じ値となったので中国側の値を採用する。貯水池水位と放流能力の関係を図7.2に示す。

減勢工の型式は水平水叩き式、スキージャンプ式、ローラーバケット式等が考えられるが、観音閣ダムの場合、

- ダム型式がコンクリート重力式である。
- 下流の河道巾が広く多少の洗掘が生じても河岸に影響を与えない。
- 水平水叩き式やローラーバケット式は工事費が増大し、不経済となる。

等の理由からスキージャンプ式（フリップバケット型）を選定した。

減勢工の設計において下記の流量を対象とする。

- 設計洪水流量： 932m³/s（100年確率）
- 校核洪水流量：9,492m³/s（10,000年確率）

跳水距離及び洗掘深を計算すると下記の通りである。

洪水規模	現在河床 基岩面標高(m)	基岩洗掘深(m)	洗掘深標高(m)	堤趾から洗掘底 までの距離(m)
設計洪水	193.0	14.6	178.4	103.6
校核洪水	193.0	16.4	176.6	114.5

いずれも洗掘勾配（洗掘深／距離）は1：7程度であり、ダムの基礎部には放流洗掘の影響が及ばないと判断する。

7.2.5 底孔

(1) 底孔は貯水池の水を下流へ放流する為の永久設備である。観音閣ダムの底孔は次の4つの目的を持っている。

- a. 洪水調節
- b. 発電放流だけで下流の利水需要を満たせない場合の不足分補給
- c. 発電停止時の下流への利水放流

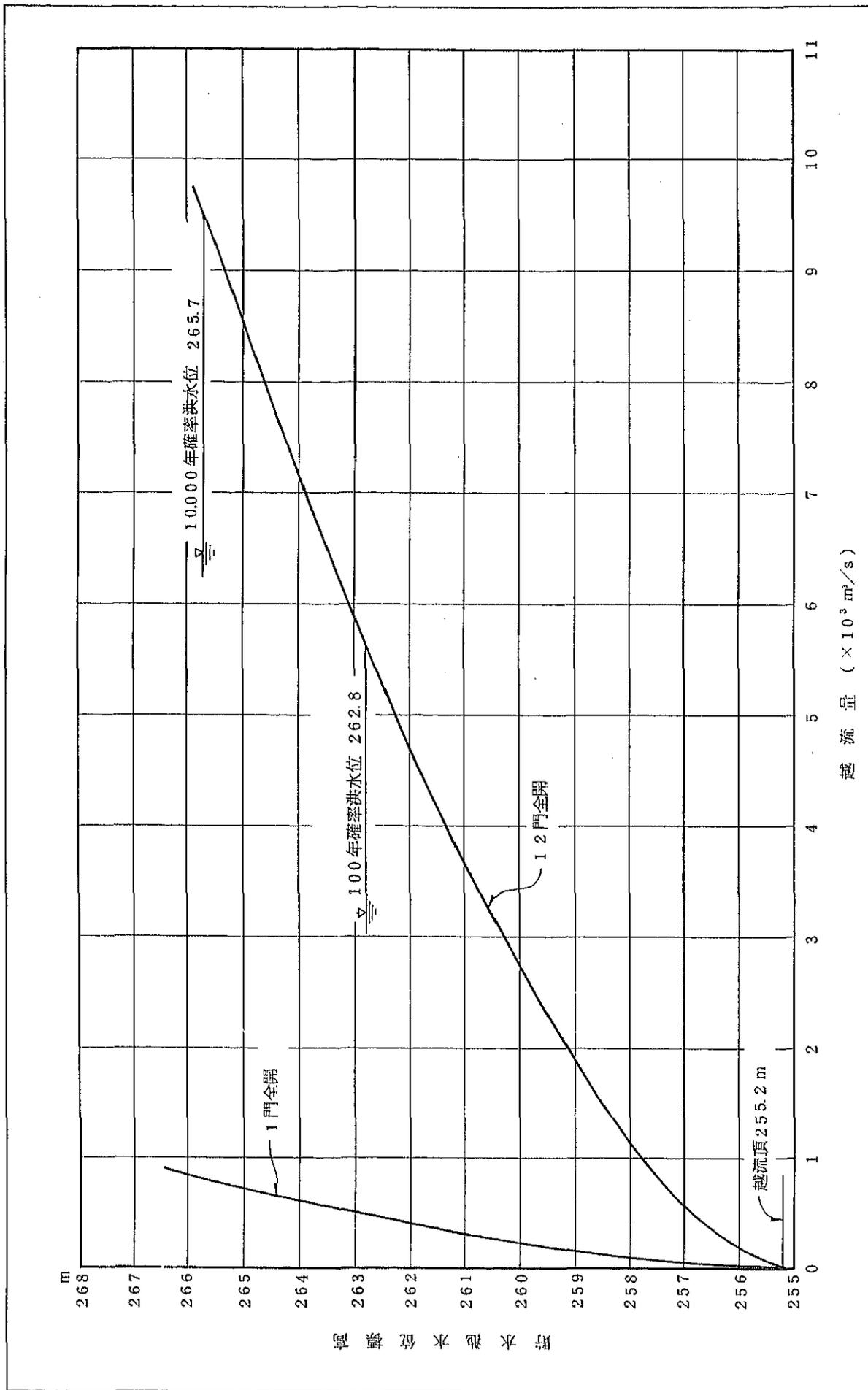


图7.2 洪水吐，水位—流量曲线

d. 緊急時の貯水池水位低下

貯水された水をより有効に利用する為にも、上記dの目的を達成する為にも、底孔の設置はできるだけ低い位置が望ましい。従って、底孔の敷標高は計画堆砂位（死水位）より3.6m低いE L. 204.0mに選定した。堆砂位より若干低くしたのは、底孔断面が大きく、洪水放流の際、呑口周辺の排砂が可能であると判断したからである。

底孔規模を決める決定的条件は上記d.の目的である。中国では緊急時用として1ヶ月間程度で貯水池を空にする設備を設けるのが普通である。また、底孔設備の故障を考慮すると孔数としては複数が望ましい。これ等を勘案して、底孔規模は下記を選定した。

底孔断面	4.0 m巾×6.0 m高
流量調節ゲート	4.0 m巾×5.0 m高
孔数	2

中国ではこの程度の底孔規模は数多くの実績がある（最大断面42㎡，最大水頭78m）。

この2本の底孔によって、多年平均流量が流入している場合でも30日間で貯水池を常時満水位から死水位まで下げる事ができる。

底孔の放流能力は常時満水位以上で約990m³/sから1,100m³/sであり、50年確率洪水以下の中小洪水は底孔のみで洪水調節が可能である。

底孔は勿論b, cの目的の為に利水放流も行う。下流の水需要は21.4～76.4m³/sであり、1本約500m³/sの放流能力を持つ底孔では小流量に対する微調節は難しい。しかし、主な新規需要地は葎窩ダムの下流にあり観音閣ダムから放流された水は葎窩ダムで再調節される。従って、観音閣ダムからは底孔で調節可能な100m³/s程度以上を1日に短時間放流すればよい（放流の際、下流に対する警報等の措置が必要となろう）。また、その様な放流は貯水池運用上まれにしか起こらない。これ等を考慮して、利水放流単独目的の小放流管は設けない事とした。

(2) 配置及び形状

底孔は単位巾流量の面で洪水吐に匹敵する大容量のものであり、水理的には河道の中心部に設けるのが望ましい。従って、F8断層の位置も考慮して洪水吐の隣の2ブロック内に配置する。

呑口の敷標高はE L. 204.0mであり、水平に堤体内を貫通させる。呑口はダム上流面から突出させベルマウス形状とし、堤頂から操作可能な非常用ゲートを設置する。貯水池低下時には貯水池浮遊物も排出できるようにする為、呑口にはスクリーンを設置しない。

底孔堤内部周辺は高強度コンクリートを用い、キャビテーション防止の為に入念に施工するも

のとして鋼製内張管は設けない事にした。中国では内張管のない底孔も幾つかの実績があり、重大な問題にならないとされている。但し、底孔出口付近はダム下流面への浸透長も短くなり、またゲート上下流部のコンクリート剝離防止の為、部分的に内張管を設ける事にした。

底孔出口即ち堤体下流端において、底孔断面の高さを5.0 mに漸縮させその末端に流量調節用の油圧式ラジアルゲートを設ける。ゲートの下流部は高速流のエネルギーを分散させる為10.0 mまで漸拡し、洪水吐と同様空中放流とする。河床への落下地点での単位巾流量は最大34 m³/s/mで洪水吐の100年確率洪水放流時(29 m³/s/m)よりやや大きい、校核洪水時(50 m³/s/m)よりはるかに小さい。従って、河床洗掘はダムの基礎には影響を及ぼさないと判断する。

各貯水池水位毎の底孔放流能力について計算すると、中国側の可行性研究報告書に示された値に近い結果が得られたので中国側の値を採用する。図7.3に底孔の水位-流量曲線を示す。

7.2.6 副ダム

副ダムは主ダム右端を超えた北側に位置する小さな沢(牛馬台南溝)に築造される浸透水防止用のダムである。ダム地点での沢の標高は約235 mで貯水池満水面より低い、牛馬台南溝そのものは貯水池と直接結ばれておらず尾根によって隔てられている。そこに副ダムを設ける理由は下記の通りである。

- 貯水池下流側周辺を取巻く形で存在する遮水層(頁岩層)が主ダム右端から牛馬台南溝右岸にかけて、幾つかの断層で分断され連続していない。それを連続させる為の何らかの遮水対策が必要である。
- ダムサイト全域に亘って石灰岩地帯であり、貯水池と牛馬台南溝との間に如何なる浸透経路が存在するか不明であり、また、存在しない事を確認するのは極めて困難である。
- 副ダムを設けず、単に遮水カーテンを地中に設ける対策工も考えられる。この場合、貯水位が高い時には貯水池側と牛馬台南溝間の尾根部で動水勾配が大きくなり、漏水量も増え、パイピングの危険性もある。

副ダムの天端標高は基本的には貯水池の常時満水位と同じE L. 255.2 mとし、それを越流頂とする。両翼部は牛馬台南溝の自流域分の洪水(100年確率)でも越流しないように1.2 m高くしE L. 256.4 mとする。配置は右岸の頁岩層の走向に合わせて設定する。

ダム型式は良質な土質遮水材料が近傍にない為、コンクリート重力式を選定した。ダムの基本三角形頂点はE L. 258.45 mとし、下流面勾配を1:0.87とする。上流面はE L. 245.2 m以上を鉛直としそれ以下に1:0.25のフィレットを設ける。基岩は最深部で約10 m掘削し、最低基礎標高はE L. 220.2 mである。従ってダム高は36.2 mとなる。基岩の設計強度は主ダムの地質区分VIから推定し、 $C = 4.5 \text{ kg/cm}^2$ 、 $f = 0.72$ とした。副ダム越流頂まで完全

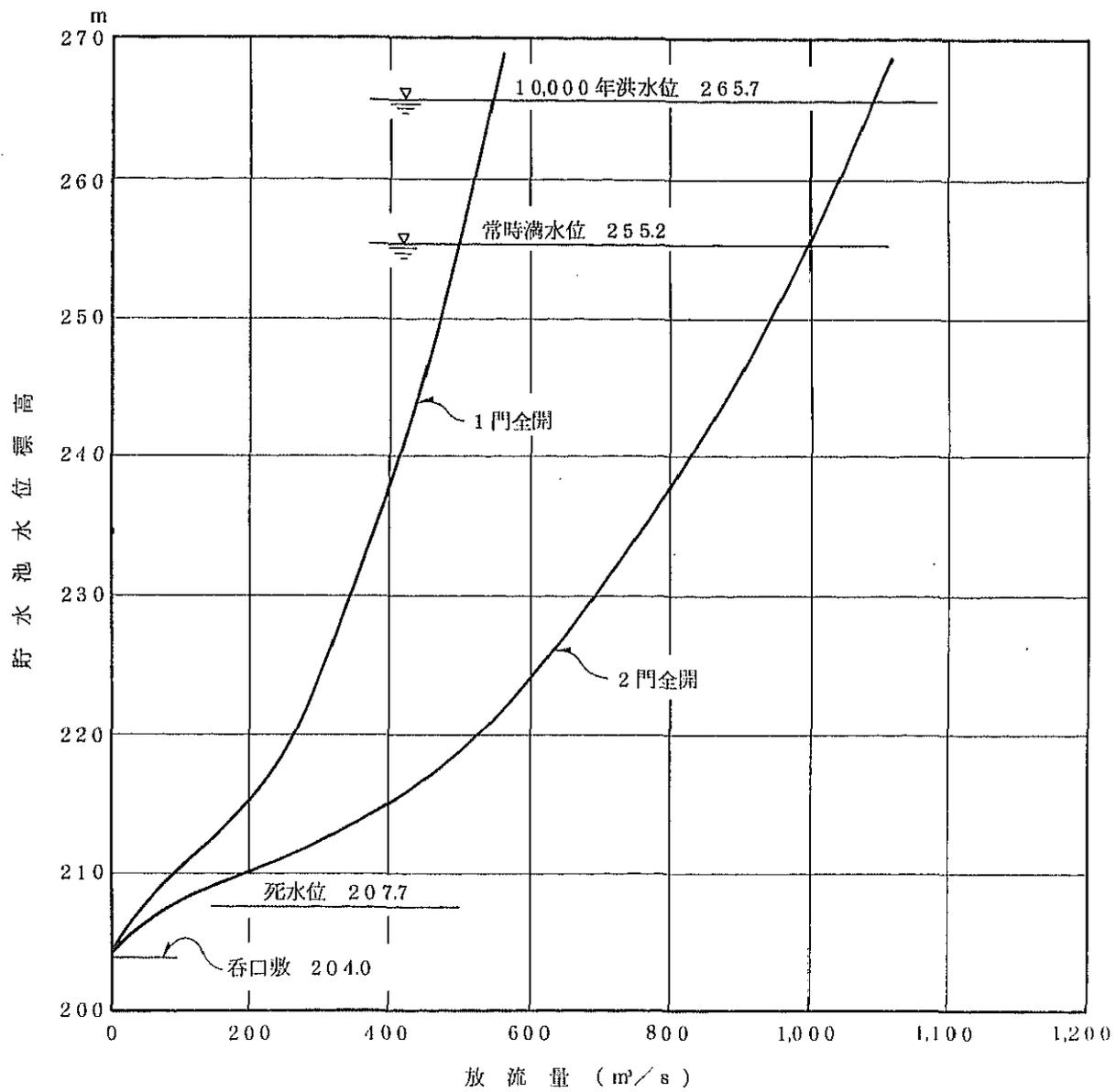


图7.3 底孔，水位—流量曲线

に堆砂しても安全性は中国の設計基準を満足する。

7.2.7 取水口及び発電所

発電所は第4章で選定された単機出力6,500kWの発電機3台を収容する、ダム直下流型地上式の建物である。ダムとの距離が短いので、各水車に対して独立した取水口と導水鋼管を設ける。

取水口は水平呑込式とし、ダム上流面から突出した位置に設ける。呑口の敷標高は取水時の空気混入防止と鋼管内の負圧発生防止の為発電用最低水位223.6mより7.6m低いEL.216.0mに設定する。呑口先端にはスクリーンを設け、将来の補修の便を考慮して可動式とする。呑口部には堤頂から操作する非常用ゲートを設置する。

導水鋼管は、内径2.2mで水平に堤体内を貫通させ、堤体下流で法面上に設置し、全体をコンクリートで覆う。鋼管は堤体内を斜めに貫通させる事も考えられるが、その場合ダム施工の初期から鋼管据付をする必要があり、ダム本体の施工を遅らせる原因になる上、RCD工法適用上不利なので、斜め部分は堤体の外に設ける事にした。

発電所建屋は通常の鉄筋コンクリート構造物で巾22.0m、長さ36.7m、高さ23mである。発電所建屋の設計洪水は500年確率洪水を採り、その時の最高水位(EL.200.89m)でも発電所区域が冠水しない様地盤高をEL.200.94mとした。

放水庭の最深部標高は水車側の要求からEL.190.505mとし、上り勾配1:5で放水路敷EL.193.45mに取付ける。放水路は敷巾11.84m、深さ2~3m、勾配1/1,000の台形開水路で、洪水時水路内に砂礫が堆積するのを防ぐ為、左岸沿いに設け、河道が広がって、洪水時の乱流の影響が少なくなる位置即ち発電所から約1.2kmの位置まで延ばす。洪水吐に近い放水庭と放水路の上流部分200m区間は、洪水吐から放流された後の乱流の影響をまともに受けるので、その区間のみ放水路の河側に500年確率洪水位の高さまでコンクリート壁を設け放水路を保護する。

7.2.8 転流工

観音開ダムの本体施工期間は大略4年間(1990-1993)であり、河道巾が広いので半川締切り方式を採用し、第1次及び第2次の2期に分けて締切る(図面A.8.8及びA.8.9参照)。

施工期間中の対象洪水は中国の基準で観音開ダムクラスには20年確率洪水を適用する事になっており、妥当と考えられるので、20年確率洪水(5%確率)を採用する。時期別の確率洪水流量を次表に示す。

時期別確率洪水ピーク流量 (m³/s)

時 期	頻 度 (%)					平均値
	1	2	5	10	20	
3-4月	993	761	476	287	137	110
5-6月	1,070	875	622	443	275	183
7-9月10日	9,610	7,840	5,580	3,970	2,460	1,640
9/11-9/30	444	354	241	162	93	64
10月	354	286	200	137	82	56

注) : 中国側提供資料による。

従って対象洪水流量は下記の通りとする。

3-4月	476m ³ /s
5-6月	622m ³ /s
7-9/10	5,580m ³ /s
9/11-9/30	241m ³ /s
10月	200m ³ /s

第1次転流工は左岸側を締切り、河水を現河道右岸沿いに流し、ダムブロック1~29のコンクリート打設をE.L.204mまで完了させるまでを対象とし、その期間はほぼ1年間である。この期間内に打設するブロック内に3本の仮排水路を設置する。

第2次転流工は右岸側を締切り、河川水を3本の堤内仮排水路に転流し、河道内の残りブロック30~42のコンクリート打設をE.L.210mまで完了した後引き続き全ダムブロックのコンクリート打設を堤頂まで継続する。その期間は3年間である。

第1次締切りダムは河流方向と横断方向の1部をコンクリート重力式とし、横断方向の大部分は中央コア型の砂礫ダムとする。第2次締切りダムは河流方向については主ダムの上流と下流部分にあるコンクリート重力式の第1次締切ダムを転用して使用し、横断方向については、中央コア型の砂礫ダムを新たに設ける。

第1次締切ダムの天端標高については、仮締切ダム完成後右岸側河道内を5,580m³/sの洪水が流れた場合の水面形を背水計算によって求め、その時の水位に1.0~1.5mの余裕を加えて決定する。但し、主ダムよりも上流側の部分は第2次締切にも転用するので転用後の水位も考慮して決定する。

第2次締切ダムの天端標高は2次転流期間の1年度目だけを対象として決定する。従って

5,580 m³/sの洪水がその一部は堤内仮排水路，残りはE L. 204 mまで完成している堤体の洪水吐部（15～28ブロック）を越流するとして計算し，その水位に若干の余裕を見て決定する。第2，3年度目は堤体コンクリート打設面が仮締切ダムより高くなるので，洪水吐部のみ1部低くしておき，その部分を越流させる。

このようにして決められた仮締切ダムの標高は下記の通りである。

仮締切ダム	ダム天端標高 (m)	
	1次	2次
・ 河流方向ダム		
主ダムの上流側	210.5	210.5
主ダム敷部分	207.0	—
主ダムの下流側	202.0	202.0
・ 横断方向ダム		
上流ダム	207.0	210.5
下流ダム	201.0	201.0

7.3 発電・鋼構造施設

7.3.1 発電施設

(1) 発電施設は第4章で選定された下記の設計条件により計画するものとする。

貯水池，正常発電高水位	E L. 255.2 m
定格発電水位	E L. 246.7 m
最低発電水位	E L. 223.6 m
放水庭，流量46.2 m ³ /s時水位	E L. 194.9 m
流量15.4 m ³ /s時水位	E L. 194.2 m
流量10.4 m ³ /s時水位	E L. 194.1 m
最大有効落差	61.0 m
定格有効落差	51.0 m
最小有効落差	29.2 m

(2) 水車及び発電機

水車は発電計画で決定した立軸フランシス水車3台として、8mの間隔にて配置する。単機当りの主要定格事項は下記とする。

定格有効落差	51 m
定格流量	15.4 m ³ /s
定格出力	7,000 kW

回転数はキャビテーション、振動を考慮して安全側の375rpmとするのが良いと考えるが、詳細設計の段階で発電機価額の低減をねらい429rpmとの比較検討を行う余地がある。

水車の掘付高さは余裕をみて、E.L.194.2mとする。

発電機は立軸三相同期発電機3台とし単機当りの主要定格は下記とする。

定格容量	8,125 kVA
電圧	6.3 kV
周波数	50 Hz
定格力率	0.8

この発電機は66kV送電線を通じ既設小市変電所の60kV母線を経由し、東北電力系統に連系するため電圧、周波数制御の効果は小さい。従って単独送電、調相運転、試送電等の特殊運転は行わない。

水車の入口には流水遮断性能をもつバクフライ弁を設置する。

天井クレーンは発電機回転子の重量を35ton程度と考え、下記の定格のものを設置する。

種類	低速形
主巻定格荷重	40 ton
補巻定格荷重	5~10 ton

(3) 電気主回路及び変圧器

発電機単機出力は6,500kWと小さく、66kV送電線は一系統のみであるので、運転の形態を勘案して発電機と主変圧器の接続は複合方式とする。また66kV母線は単母線方式とする。発電所の単線結線図は図7.4に示す通りである。

主要変圧器は渇水年を除いた年平均出力が7,500~10,000kWであるので、下記とする。

台 数	2台
定格容量	16,000 kVA
電 圧	66 ± 2 × 2.5% / 6.3 kV

主変圧器2台のうち1台が故障しても発電機2台が発電する電力の送電が可能である。

渇水年の流量不足及び水位低下による発電不能時のダム管理、発電所内電源確保及び発電設備の点検、修理のため電力系統より電力供給が必要となる。その時使用のため66/6.3 kV、1,000 kVA程度の変圧器を1台設置する。

その他に次の変圧器を発電所内に設置する。

- i) 発電所内用変圧器 2台 (1台は予備)
- ii) ダム通廊用変圧器 1台
- iii) ダム堤頂用変圧器 1台

発電所には中央制御室、6.3 kV開閉器室、10 kV開閉器室及び低圧開閉器室を配置し、保護盤、所内盤、開閉器盤等を設置する。

制御方式は技術員が常駐し発電所の監視及び操作を行う常時監視方式とする。操作、保護、信号の電源は直流220Vを使用する。

(4) 屋外変電所

屋外変電所は発電所進入道路側、発電所建物の南側に設置する。その標高はE.L. 200.94 mとする。

6.3 kV電力ケーブルの長さを短くするため主変圧器は発電所建物の南側にできるだけ接近させて配置する。変圧器で66 kVに昇圧した後、66 kV開閉器を経て直接山腰の第1鉄塔に接続する。

発電所から小市変電所までは4.5 km程度であり、第1鉄塔から小市変電所まではダム工事施工用送電線路として発電所建設前に建設される。

小市変電所の概略単線結線図を図7.5に示す。

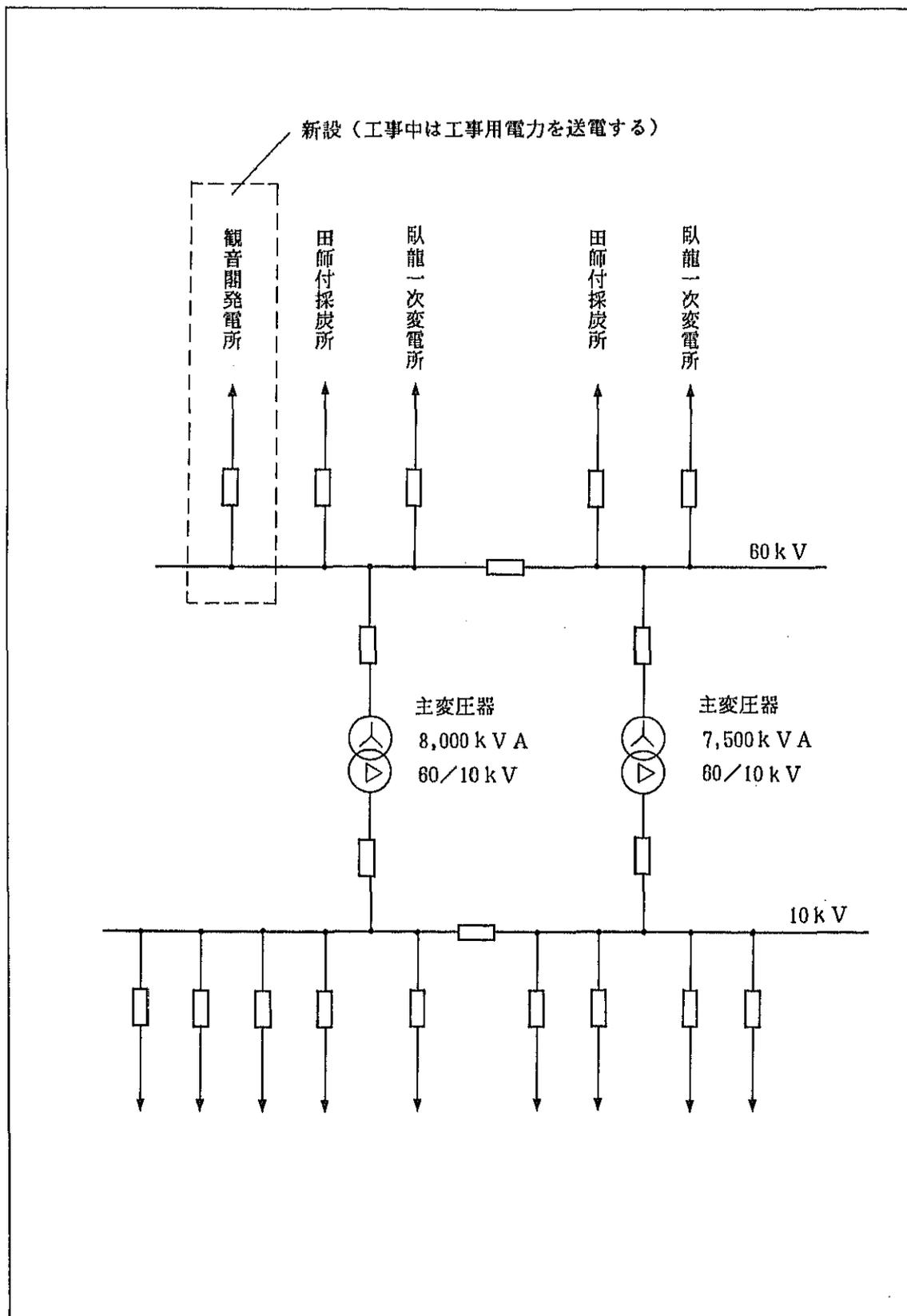


図7.5 小市変電所単線結線図

(5) ダム管理用電気設備

ダム堤頂に10kV配電室を設置し、380/220Vで巻揚機、テンターゲート開閉装置等に配電する。発電所と10kV配電室とは2本の10kV電力ケーブル（1本は予備）で接続する。

ダム堤頂には非常用電源としてディーゼル発電装置を設置して低圧電力ケーブルで10kV配電室と発電所の低圧開閉器と接続する。

通廊内の排水ポンプ、通風機等の動力及び照明電源は通廊用変圧器の2次側開閉器から動力用配電箱及び照明用配電箱を経由して配電する。底孔の油圧機室の電源は通廊用変圧器の2次側開閉器より2本の低圧ケーブル（1本は予備）で配電する。

ダム地区の道路照明はダム堤頂変圧器の2次側10kVから架空線で配電し、柱上変圧器を通し接続する。

7.3.2 鋼構造施設

鋼構造施設の概要は下記の通りである。

(1) 洪水吐ゲート

洪水吐ゲートはロープ巻上げ式ラジアルゲートとし、寸法は巾12.0m、高さ8.7mで必要門数は12門である。ゲートは π 形2本脚式とし、主脚の固定は鉄筋コンクリート構造とする。

(2) 底孔ゲート及び内張管

非常用ゲート：下流の流量調節ゲート及び底孔内の点検修理用として呑口に非常用ローラーゲートを各底孔に設ける。寸法は巾4.0m、高さ6.0mである。巻上げ機は堤頂に設置し、扉体には底孔内充水用のバルブを設ける。

流量調節ゲート：底孔下流端に放流量調節用のオリフィス型ラジアルゲートを各底孔に設ける。寸法は巾4.0m、高さ5.0mである。水密方式は構造が簡単で水理特性に優れる摺動式を採用する。操作は高圧ゲートに適する油圧シリンダー方式とする。

底孔内張管：底孔内下流端漸縮部及びラジアルゲート戸当り部とその下流6m区間は漏水とキャビテーション防止の為鋼板にて内張りする。

(3) 取水口スクリーン及びゲート

スクリーン：取水口呑口には鋼製スクリーンを設ける。将来の取替えが可能なように可動型のスクリーンとし、堤頂部にモノレールの巻上げ機を設置する。スクリーンの寸法は巾2.5

m, 高さ4.5 mとし3つの取水口に対してそれぞれ2枚ずつ設ける。

取水口ゲート：取水口のスクリーン下流には、水車主弁及び導水鋼管の点検修理用として、3つの取水口に対しそれぞれ非常用のローラーゲートを設ける。寸法は巾2.2 m, 高さ2.5 mとし水密は後面水密方式とする。扉体には鋼管内充水用のバルブを設け、流水遮断も可能な設計とする。巻上げはロープ式で巻上げ機は堤頂に設置する。

(4) 導水鋼管

3つの取水口と3基の発電所水車の間にそれぞれ独立した導水鋼管を設置する。鋼管は内径2.2 m (下流端1部2.0 m) とし、コンクリート内埋設型である。1条分の延長は約83 mである。

(5) 放水庭ゲート

水車の点検修理用として放水庭閉塞用スライドゲートを設ける。扉体は3台の水車に対して1枚だけとし、モノレールホイストによって操作する。扉体寸法は巾3.84 m, 高さ1.83 mである。

(6) 仮排水路ゲート

堤内仮排水路3本の閉塞用として鋼製スライドゲートを3門分準備し、堤内コンクリート打設が完了間近になったら、コンクリート打設面に設置するトラッククレーンで吊り下し、仮排水路の上流端を閉塞する。寸法は巾4.0 m, 高さ6.0 mである。

第8章 施工計画及び事業費積算

8.1 施工計画

8.1.1 概要

観音開ダムを日本で開発したRCD工法により、より早く、より経済的に建設することを主眼として、施工計画および施工設備計画の検討を行った。

ダムは重力式コンクリートで堤高82m、堤頂長1,040m、堤体積約2,000,000m³である。その堤体は、1ブロック幅が16mで、総計65ブロックあり、これに対して出来得る限りダンプトラックの直接搬入によりコンクリートを打設してより能率的にまたより合理的にダムを築造しようとするものである。

そこで先ず左岸側の第1期仮締切堤および右岸側の第2期仮締切堤内の各標高の打設ブロックに対して最も合理的な進入路を立案して河床部ブロックを築造する。次に左右岸の堤体が連続するように打ち上がってからは緩やかな斜面を呈している右岸丘陵部より堤体への進入路を設けて、ダンプ直接搬入により堤体コンクリートの運搬打設を計画し、更に越流部ブロックおよび左岸非越流部ブロックでのコンクリート打設方法を検討した。

また、施工設備計画については図面8.1に示すように、右岸下流の丘陵部に骨材プラントおよびコンクリートプラントを合理的に配置するよう検討した。

上記の検討により施工計画の見地からはRCD工法は充分適用可能であると言える。

8.1.2 施工計画立案の前提条件

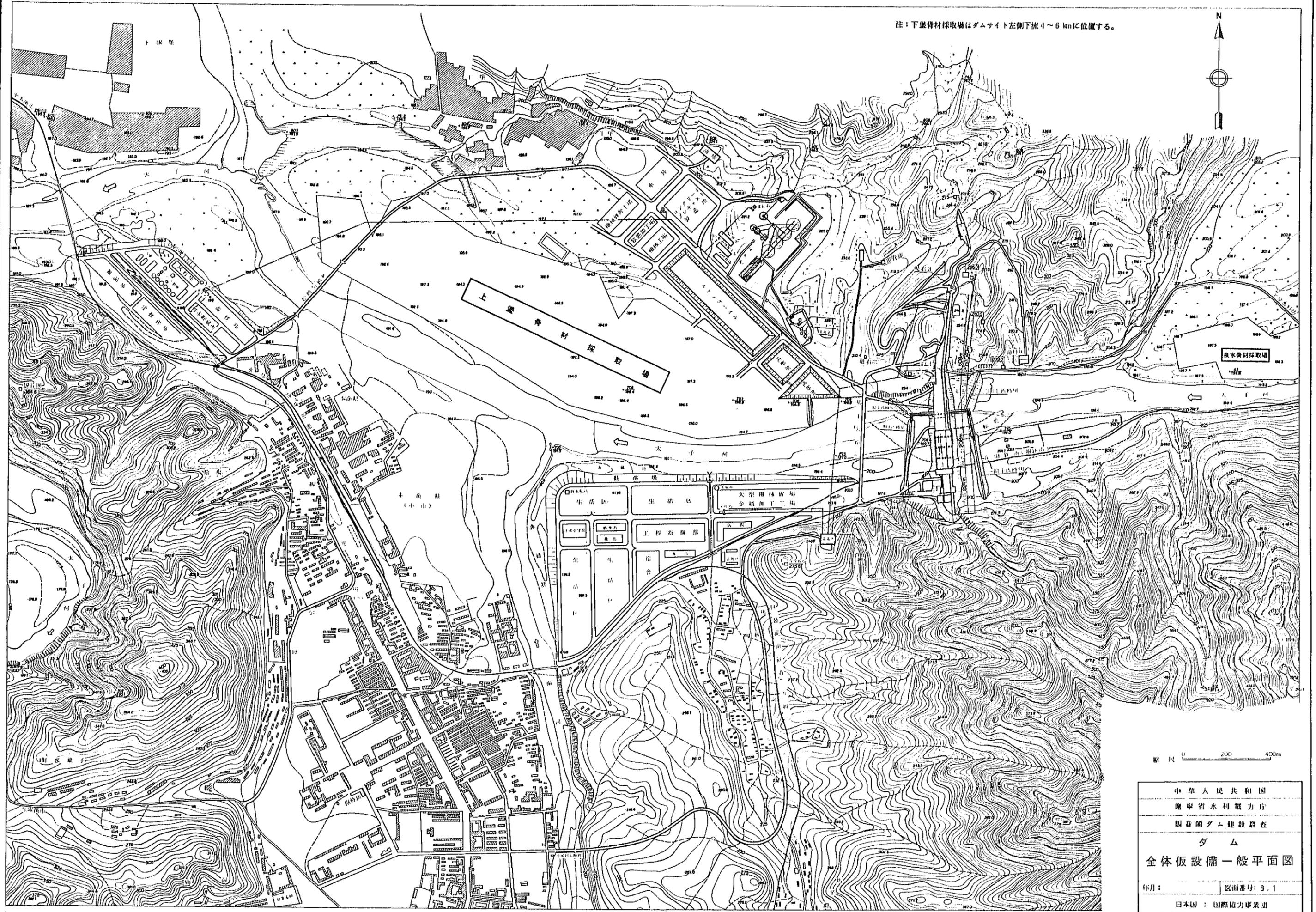
(1) 資機材の輸送

資機材の輸送は鉄道を主体としており、溪田鉄道小市駅から引込線（総延長2.8km）を敷設し、中継ヤードを小市駅西北1.5kmの地点に設置のうえ、セメント、木材、鋼材、燃料等の建設資材置場（総面積約180,000m²）を設ける。引込線は現在ほぼ施工を完了している（1988年4月）。

現場に通じる工事用道路は、南線進場公路と北線進場公路の2ルートがあり、現在施工中で1988年11月の完成を目指す舗装道路である。

北線進場公路は本桓公路から分岐して小市市街地に入り、小市駅前から溪田鉄道に沿って中継ヤードへ向かって北上し、ダムサイトより3km下流地点に臨時公路橋を建設して太子河を横断し、上堡骨材採取場の下流橋を横切って、機械修理工場、鉄筋加工場、機械工場、骨材原料ストック場、骨材プラント、コンクリートプラント、セメントサイロ、沈砂池等の右岸下流部に計画している仮設備敷地を通過して埧下公路橋に至るルートである。

注：下堡骨材採取場はダムサイト左側下流4～6 kmに位置する。



縮尺 0 200 400m

中華人民共和國
遼寧省水利電力庁
柳青開ダム建設調査
ダム
全体仮設備一般平面図
年月： _____ 図面番号： 8.1
日本国： 国際協力事業団

幅員は、8.5 mで新設延長4.45 km，改築1.9 km，道路横断排水溝17ヶ所がある。

南線進場公路は小市林業局から小湯公路橋を経て、溪田鉄道の付替新線に沿って北上し、途中で鉄道と立体交差してから太子河左岸を東に向い垺下公路橋に接続する。小湯河公路橋は下部工を完了し、現在上部工を施工中である(1988年3月時点)。南線進場公路は全長3.78 kmで11ヶ所のカルバートがある。

(2) 仮設備配置計画

- a) コンクリート製造設備，骨材製造設備，車輛修理工場，鉄筋加工場，機械工場，資材置場，燃料貯蔵所，火薬庫，採取骨材仮置場，沈砂池はダムサイト右岸下流の0.5～2.0 kmの範囲に亘って配置する。
- b) 工事事務所，モータープール，鋼構造物仮組ヤード，宿舎，福利厚生施設はダムサイト左岸下流の0.5～2.0 kmの範囲に亘って配置する。
- c) 給気設備は左右岸にコンプレッサを配置し，ガス管で給気する。
- d) 給水設備は左右岸に給水槽を設置し，太子河表流水をポンプアップし，ガス管で給水する。
- e) 施工機械および設備については，中国で調達可能なものは中国産のものを使用し，調達困難な機械および設備についてのみ外国産のものを使用することとした。

(3) 工事用電力供給

電力負荷設備は5,580 kWを見込んでおり，小市変電所より66 kVで受電する。

負荷設備へは，4,000 kVA変圧器2台で10 kVに降圧して場内配電幹線を通して各負荷設備に給電する。

(4) 骨材および土質材料

- a) コンクリート用骨材はダムサイト右岸下流0.6～3 kmの範囲に亘って分布する上堡採取場より河床堆積砂利を採取し，1次破碎と湿式篩分により洗浄して生産する。
- b) 細骨材は，篩分後クラッシュファイアにより分級と水切りを行なって生産するが，RCD用コンクリートの品質に大きな影響を与える砂の粒度調整をする必要があり，ロッドミル2台(2,100 mm×3,600 mm)を設備して，採取砂を原料として破碎して細砂を製造し，採取砂とベルトコンベア上でブレンドのうえ砂パイル場へ輸送する。
- c) 第1期および第2期仮締切堤に使用するコア材は，ダムサイト右岸上流の西梨塞土坊と右岸下流の上堡土坊から採取する。ロック材は河床堆積砂利を使用する。

(5) 打設可能日数

- a) コンクリート打設の施工日数は冬期の酷寒期を避けて、4月から11月までの7ヶ月間で150日を見込んでおり、月平均21日である。
- b) コンクリート工事以外の掘削作業等の工種については通年施工が可能であり、酷寒期には -30°C まで気温は下がるが積雪は余りなく、年間300日の作業日数を見込む。
- c) 1日の労働時間は原則として8時間とし、工事最盛期には1日3交代とする。実労働時間は一方7時間とする。

(6) F-8断層処理

堤体を斜めに横断しているF-8断層の処理は第1期仮締切堤の着工までに転流工関連区域内を完了する。

(7) 溪田鉄道の移設

ダムサイト左岸部にある溪田鉄道は貯水池内を通過しているが、当該区域の本体掘削を開始する1989年11月までには24.41kmの移設を完了する。

8.1.3 施工計画

工事工程表を表8.1に示す。

(1) 転流工

転流工は半川締切方式による1次転流と2次転流で計画し、仮締切堤の設計対象流量は洪水期の20年確率で $5,580\text{ m}^3/\text{s}$ とする。ダム堤体30ブロック内の上下流方向にコンクリート仮締切堤を設ける。1次転流はコンクリート仮締切堤より左岸側の上下流にロックフィル堤を左岸アバット地山まで築いて第1期仮締切堤を設け、流水は右岸寄りを流下させる。2次転流は第1期仮締切堤内の15ブロックから28ブロックまでをE.L. 204.0m、左岸アバットから14ブロックまでと2次転流時の上下流方向の仮締切堤を兼用させる29ブロックをE.L. 210.5mまで打ち上げた段階で河道を左岸寄りに切り替え、18, 21, 24ブロックに設ける堤内仮排水路に通水して流下させる。第2期仮締切堤は30ブロックの堤体敷内に設けているコンクリート仮締切堤の中間部を取り壊し、29ブロックの上下流面に生ずる隙間をコンクリートで連結して右岸側の上下流にロックフィル堤を右岸地山まで取り付ける。

a) コンクリート仮締切堤の施工

コンクリート仮締切堤の基礎掘削量は $52,300\text{ m}^3$ であり、30ブロック内の上下流方向に沿って着岩面E.L. 190.0mで掘削幅19.4m、掘削長436mを掘削する。コンク

リート打設量は78,700m³であり、仮設構造物であるので、堤体を貧配合のRCDコンクリートとし、打設は河床砂礫のズリ足場によるダンプトラックでの直接連続打設が経済性および施工性で優れている。傾斜面は法面締固機による転圧も検討することが適当と考えられる。

掘削は16t級ブルドーザ、2m³級ショベル、20tダンプトラックの使用を予定し、コンクリート打設は20tダンプトラック、16t級ブルドーザ、7t級振動ローラ使用を予定する。

b) 第1期仮締切堤の施工

左岸上流仮締切堤は全長300m、堤高9.5m（現河床面E.L.197.5mよりの高さ）、ロック部敷幅47.75m、天端幅6m、天端標高E.L.207.0mであり、コア部は敷高E.L.190.0m、敷幅8.72m、天端幅2mである。左岸下流仮締切堤は全長380m、堤高6m（現河床面E.L.195.0mよりの高さ）、ロック部敷幅32m、天端幅6m、天端標高E.L.201.0mであり、コア部は敷高E.L.192.0m、敷幅5.52m、天端幅2mである。基礎掘削量は上下流部を合わせて56,800m³である。

ロックフィル堤の盛立量は161,700m³であり、コア材はダム上流右岸の西梨塞土場およびダム下流右岸の上堡土場から採取運搬する。

ロック材はダムサイト河床に堆積する砂礫を上下流方向から盛り立てる。使用機械は16t級ブルドーザ、2m³級ショベル、20tダンプトラック、タンピングローラ、タイヤローラ等を予定する。

c) 第2期仮締切堤

コンクリート仮締切堤が本体30ブロック内を横断しているため、2次転流時には30ブロック敷内を占有するコンクリート仮締切堤中央部分を取り壊す必要がある。取り壊しは15m³級クローラドリルにより穿孔のうえ、静的破碎剤もしくは低爆速火薬により破壊する予定である。

上下流に取り残されたコンクリート仮締切堤とE.L.210.5mまで建ち上がった29ブロックとの隙間には型枠を建て込んでバルコンあるいはコンクリートポンプでコンクリートを打設し充填する。

右岸上流仮締切堤は全長205m、堤高15.5m（現河床面E.L.195.0mよりの高さ）、ロック敷幅79.25m、天端幅6m、天端標高E.L.210.5mである。右岸下流仮締切堤は全長120m、堤高9m（現河床面E.L.192.0mよりの高さ）、ロック敷幅45.5m、天端幅6m、天端標高E.L.201.0mである。基礎掘削量は21,900m³、盛立量は164,600m³であり、施工は第1期仮締切工と同様に行なう予定である。

(2) 本体基礎掘削

本体基礎掘削量は $1,220,000\text{ m}^3$ であり、このうち土石掘削は約 $330,000\text{ m}^3$ である。掘削は左岸アバット掘削を先行し、次に1～12ブロック部、13～29ブロック部の順序で施工する。右岸河床部の30～43ブロックの掘削は2次転流により河水を左岸側に切替えてから第2期仮締切工の施工と平行して施工する。右岸側アバットの44～65ブロックの掘削は河水の影響を受けないので独立して施工が可能である。

a) 左岸アバット掘削の施工

左岸アバットの掘削量は約 $160,000\text{ m}^3$ であり、施工時期は1988年9月から1989年4月まで延7ヶ月間を計画し、施工日数182日で日平均掘削量 879 m^3 である。

穿孔は 15 m^3 級クローラドリルにより穿孔径 150ϕ 、穿孔長 17.5 m 、穿孔ピッチ 3 m で施工する予定である。

発破は装薬量 0.3 kg/m で行なう。掘削ズリの押土は 16 t 級ブルドーザにより行ない、積込みは 2 m^3 級ショベルで、運搬は 20 t ダンプトラックによる。アバット面はプリスプリット工法により施工し、穿孔は 6 m^3 級ポータブル穿孔機を用いて穿孔径 100ϕ で施工する予定である。

岩石掘削の区分としては、大発破を 17.5 m 穿孔、小発破を 1.5 m とし、仕上掘削は 0.3 m である。

b) 左岸河岸段丘（1～12ブロック）掘削の施工

1～12ブロックの掘削量は $240,000\text{ m}^3$ であり、このうち土石掘削が $85,000\text{ m}^3$ 、岩石掘削が $155,000\text{ m}^3$ である。

施工時期は1989年4月から1990年4月までの12ヶ月間で、施工日数312日、日平均掘削量は 769 m^3 で計画する。

掘削押土は 16 t 級ブルドーザ、積込み 2 m^3 級ショベル、運搬 20 t ダンプトラック、穿孔 6 m^3 級ポータブル穿孔機で施工する予定である。

c) 左岸河床部（13～29ブロック）掘削の施工

13～29ブロックの掘削量は $440,000\text{ m}^3$ であり、このうち土石掘削は $183,000\text{ m}^3$ 、岩石掘削 $260,000\text{ m}^3$ である。（この掘削範囲の中にあるF-8断層は本掘削に先行して処理する必要がある。）施工時期は1989年4月から1990年4月までの12ヶ月間で、施工日数312日、日平均掘削量 $1,410\text{ m}^3$ で計画する。

d) 右岸河床部（30～43ブロック）掘削の施工

30～43ブロックの掘削量は $200,000\text{ m}^3$ であり、このうち土石掘削量 $53,000\text{ m}^3$ 、岩石掘削量 $150,000\text{ m}^3$ である。

施工時期は第2期仮締切工と平行して行われるので1990年10月から1991年5月までの7ヶ月間において施工日数182日、日平均掘削量1,099m³で計画する。

e) 右岸アバット部(44~65ブロック)掘削の施工

44~65ブロックの掘削量は180,000m³であり、このうち土石掘削量9,000m³、岩石掘削量165,000m³である。施工時期は1990年4月から10月までの6ヶ月間で、施工日数156日、日平均掘削量1,154m³で計画する。

(3) 基礎処理

a) コンソリデーショングラウチング

コンソリデーショングラウチングのボーリングはダム軸直下のカーテン敷を15mとし、そのほかの堤体部を7mの穿孔長で計画している。穿孔ピッチは断層部を3m格子とし、その他は4m格子であり、3mのカバーコンクリートで計画する。

コンソリデーショングラウチングは、堤体を1~29ブロック、30~43ブロック、44~65ブロックの3区画に区分して施工を計画する。穿孔総数は4,432孔で岩盤穿孔延長は40,200mである。

1~29ブロックのコンソリデーショングラウチングは、1990年5月から7月の2ヶ月間に施工し、穿孔数2,207孔、穿孔延長20,650mであり、施工日数52日で日平均48孔、平均穿孔長397mで計画する。

30~43ブロックは、1991年6月から8月の2ヶ月間に施工し、穿孔数1,107孔、穿孔延長10,280mあり、施工日数41日で日平均28孔、平均穿孔長251mで計画する。

44~65ブロックは、1991年9月から11月の2ヶ月間に施工し、穿孔数1,118孔、穿孔延長9,270m、施工日数40日で日平均28孔、平均穿孔長232mで計画する。穿孔は15m級クローラドリルで、穿孔径56φで行ない、時間当たり穿孔速度は6m/hで計画する。

b) カーテングラウチング

カーテングラウチングのボーリングは監査廊内から施工し、穿孔長は25~100mの範囲に亘り、穿孔パターンは1~3列と3パターンを採用している。施工は全体を4区画に区分しており、0+280.79m以左、5~29ブロック、30~40ブロック、0+856.79m以右である。穿孔総数は2,108孔で、穿孔延長は185,792mで計画する。

リムグラウトトンネルは、左岸側に延長260mで、内空断面は高さ3.5m、幅3mである。右岸側は緩やかなスロープのアバットに堤体が乗り、その延長が長いので右岸E.L.

192.0mからダム軸直下に内空断面で高さ3.5m、幅3mのカーテングラウトトンネルを

副ダムの近くまで計画している。

カーテングラウチングの施工時期は、1990年10月頃からコンクリートの打上がる1993年8月までを延34ヶ月に亘って施工を計画する。

穿孔は、40PS級ボーリングマシンと24PS級ボーリングマシンを使用して行ない、ビット径110φ、ロッド径42φである。穿孔速度は6時間で1～2mで計画する。

グラウチングは左右岸に2基ずつ計4基の中央プラントを設け、2,000ℓ高速ミキサーとグラウトポンプにより、ミルクを各現場プラントに配送する。

グラウトトンネルの施工は、穿孔爆破により発生するズリを0.1～0.2m³のロッカーショベルにより、0.6m³トロッコに積込み、人力運搬により行なう。レールゲージは610mmとする。覆工は、セントルを用いポンプ打ちを計画する。

(4) 本体コンクリート打設

総打設量2,020,000m³を1990年4月から打設を開始し1993年8月までに打設を完了する。打設日数は延25ヶ月であり、月平均打設日数21日を見込んで延525日とする。その結果、日平均打設量は3,848m³である。これを一日2方で一方の実打設時間を6.5時間と見込むと時間当たり打設量は3,848m³ / (6.5×2) = 296m³/hである。

打設は河床部の半川締切の関連で、打設範囲を1～29ブロック、30～41ブロック、42～55ブロック、56～65ブロック、ゲートピア一部、越流部、天端橋梁の7つに区分する。

a) 堤体搬入路

コンクリートの堤体部への搬入の概念は図面A.9.1に示す通りである。

i) 路線計画

堤体搬入路の路線選定は仮締切堤、基礎掘削、打設計画、周辺地形、ダンプ走行性能等を総合的に勘案してコンクリート運搬が円滑に施工できるよう検討した。

道路幅は2車線を確保し、縦断勾配はダンプの走行性を著しく阻害しない±10%を限度とし、路体は河床砂礫を1:1.5の勾配で盛り立てるように計画した。

一 河床部搬入路

先ず最初に打設を行う左岸側河床部への堤体搬入路は右岸下流に設置されるバッチャープラントから堤下公路橋を経て左岸山裾に沿って第1期仮締切堤内に至るルートである。

左岸1号搬入路 (E.L.186.0m～E.L.210.0mまでの24m)

左岸1号搬入路は第1期の下流締切天端を経て25ブロックの着岩面E.L.

186.0mからE.L.210.0mまで24mの範囲であり、主たる打設対象ブロック

は14～29ブロックである。

左岸2号路 (E.L.186.0m～E.L.210.0mまでの24m)

左岸2号路は左岸1号搬入路を18ブロックまで堤体下流面に沿って延長される道路であり、左岸河床部コンクリート打設をより円滑にするための堤体出入路として使用する。

左岸3号路 (E.L.184.0m～E.L.210.0mまでの26m)

左岸3号線は10ブロックの着岩面E.L.184.0mからE.L.210.0mまでの26mの範囲であり、主たる打設対象ブロックは左岸アバットから13ブロックである。

左岸4号路 (E.L.187.5m～E.L.204.0mまでの16.5m)

左岸4号路は左岸側堤頂非越流部をタワークレーン(13.5t×35m)で打設するためのコンクリート運搬用として設けるものである。また、タワークレーンの代りに定格450t吊りクローラクレーン(13.5t×60m)を用いても本搬入路は必要である。

右岸1号搬入路 (E.L.185.0m～E.L.213.0mまでの28m)

右岸1号搬入路は堤下公路橋右岸側から第2期の下流締切天端を経て32ブロック着岩面E.L.185.0mからE.L.213.0mまでの28mの範囲であり、その打設対象ブロックは30～41ブロックと、E.L.210.0m以上の左岸アバットから29ブロックである。

右岸2号路 (E.L.185.0m～E.L.213.0mまでの28m)

右岸2号路は右岸1号搬入路と同様であり、補助進入路と考えられるので、第2期の下流締切堤と周辺地形の関係から条件の良い方を選定する必要がある。

一 右岸丘陵部搬入路

右岸3号路 (E.L.213.0m～E.L.225.0mまでの12m)

右岸3号路は42ブロックの着岩面E.L.213.0mからE.L.225.0mまでの12mの範囲であり打設対象ブロックは左岸アバットから47ブロックである。

右岸4号路 (E.L.225.0m～E.L.235.5mまでの10.5m)

右岸4号路は48ブロックの着岩面E.L.225.0mからE.L.235.5mまでの10.5mの範囲であり、主たる打設対象ブロックは左岸アバットから50ブロックである。

右岸5号路 (E.L.235.5m～E.L.250.5mまでの15m)

右岸5号路は50ブロックの着岩面E.L.235.5mからE.L.250.5mまでの15mの範囲であり、主たる打設対象ブロックは左岸アバットから55ブロックである。

右岸6号路（E.L.233.0m～E.L.250.5mまでの17.5mとE.L.250.5m～天端まで）

右岸6号路は上堤公路から右折して60ブロック着岩面E.L.233.0mからE.L.250.5mまでの17.5mの範囲であり、主たる打設対象ブロックは56ブロックから65ブロックである。

27ブロックから65ブロックまでの右岸堤頂非越流部コンクリートの打設はRCD工法によるダンプ搬入が最も経済的と考えられるが、堤頂幅が10mと狭くなるため施工能率の低下は止めむを得ない。しかし、打設コンクリート量も少ないので工期に与える影響は余りないと考えられる。

E.L.250.5mから天端E.L.267.0mまでの16.5mの搬入路は右岸6号路の右岸山側山腹に沿って盛土を行ない造成するのが得策と考えられる。

ii) 堤体への乗り入れ栈橋の検討

ダンプトラックを搬入路から堤体へ乗入れるためには堤体下流面スライド型枠を乗り越えなければならないので、栈橋の設置を検討する必要がある。この栈橋は堤体のリフトアップに追従して順次シフトアップする必要があり、図A.9.1に示す通り①組合せ栈橋 ② 乗替栈橋 ③ ジャッキアップ橋梁等が考えられるが、観音開ダムの場合は、堤体下流面からの乗り入れであり、堤体下流面に盛土することが可能であるので一番簡便な組合せ栈橋が適当であると考えられる。

iii) 洗車装置

ダンプトラックのタイヤに付着する泥分および塵埃を除去するため堤体乗入れ栈橋にウォータージェットによる洗車装置を設け人力によりタイヤの清浄を行う。

b) RCD施工部および右岸側非越流部コンクリート搬入

堤体へのコンクリートの運搬は、バッチャープラントで20tダンプトラックに積込み、堤体進入路を経由して打設ブロックに直接搬入する。

右岸側非越流部の堤頂部は幅が10mと狭くなるので、3転式ダンプトラックにより運搬打設するのが得策と考えられ、方向転換にはターンテーブルの使用が望ましい。

c) ゲートピア一部、越流部および天端橋梁コンクリート搬入

ゲートピア一部、越流部および天端橋梁部の対象コンクリート量は、77,500m³であり、この部分はダンプトラックによる直接搬入は不可能であるため13.5t×75mのクレーン2基の設置を計画しているが、価格が高価であるためコンクリートの打込み単価が大幅に増加する。

そこで、定格450t吊クローラクレーンを堤体下流側に走路を設けて配置すればゲートピア一部、越流部および左岸非越流部も併せて1台で打設が可能と考えられ、また、越流部

のゲートの据付や橋梁架設にも併用できるので、13.5 t×75 mタワークレーンを2基設置する場合と比較すれば、より経済的と考えられる。(図面A.9.2参照)

しかし、定格450 t吊りクローラクレーンも、その価格が高価であるため今後も堤頂部コンクリートの打設および余水吐ゲートの運搬据付については、更に合理的で経済的な方法を精力的に検討する必要がある。

現在、日本においてダンプ直接搬入によるRCD工法で施工中のダムでは、殆どのダムがその両岸に高い地山を有し、その堤頂長も比較的短いので、ケーブルクレーンを設置している。このため、ダンプ直接搬入によるコンクリート打設を施工している間は、ケーブルクレーンは雑運搬を主体として使用しており、打設が堤体上部に近づいてダンプ直接搬入によるコンクリート打設ができなくなる堤巾10 m前後より狭くなると、ダンプ直接搬入から、ケーブルクレーンによるバケット打設に切り替えているのが現状である。

しかし、日本においても、現在、両岸に高い地山が存在せず堤頂長の長いダムをRCD工法により施工することを計画しており、このため、RCD工法を採用しているダムにおける堤体上部の施工について、ケーブルクレーン以外の工法の検討を開始している。

d) 左岸側非越流部堤頂部コンクリート搬入

堤頂部への進入路は地形条件より右岸側からのみ進入可能であり、左岸側への搬入は、E L. 250.0 m付近が限度と考えられる。E L. 250.0 m以上の左岸側非越流部の対象コンクリート量は42,000 m³程度であり、13.5 t×35 mタワークレーンあるいは定格450 t吊クローラクレーンによる打設が考えられるが、対象コンクリート量に対して高価な設備を要するので余り経済的な施工法とは考えられない。従って、今後、越流部、ゲートピア部のコンクリート打設方法と合わせて、更に合理的な施工法を検討する必要がある。

e) RCDコンクリート打設

RCDコンクリートは、バッチャープラントで20 tダンプトラックに積込み、進入路を経て直接堤体内に搬入する。打設ブロックは上下流を鋼製のスライディングフォーム、打止めジョイント部には鋼製の打止め型枠により区画される。振動目地切機により亜鉛渡鉄板を挿入する横継目部の上下流には型鋼および薄鋼板で埋殺しの目地板を設け、これに止水板と排水管を設置する。型枠際および既設ブロック際には、富配合コンクリートを打込んで内部振動機で締固めてから、RCDコンクリートを打込み、16 t級油圧式ブルドーザで1層27 cm程度に薄層で出来るだけ粗骨材分離を解消するようにしながら3層に敷均したのち、7 t級振動ローラで所定のコンクリート密度が得られるまで転圧し、最後にタイヤローラによる仕上転圧を行なう。

8.1.4 施工設備計画

全体仮設備一般平面図を図面8.1に示すが主な施工設備計画は次の通り。

(1) コンクリート製造設備

時間当たり打設量が約300m³であるので従来の傾胴型ミキサを用いると3m³ミキサ3台装備するバッチャープラントが2基必要である。

$$3\text{ m}^3 \times 3\text{ 台} \times 2\text{ 基} \times 20\text{ バッチ} / \text{h} = 360\text{ m}^3 / \text{h}$$

しかし、RCDコンクリートは単位セメント量および単位水量が極端に少ない超硬練りの貧配合コンクリートであり、その混合の良否によりコンクリートの品質（セメントおよび水の分散、VC値、ワーカビリティ、粗骨材分離、圧縮強度等）が大きく変化することが確認されている。

このため、日本のRCD工法においても2軸強制練ミキサの採用が多くなっているのは是非ともこれの採用を推奨する。

2軸強制練ミキサは混合時間が、傾胴型ミキサの約半分位で済み品質の良いコンクリートが得られるメリットがある反面、所要動力が大きくなるというデメリットがある。また、ミキサ容量は3m³でも超硬練りの貧配合コンクリートであるため材料の投入量は、ミキサ容量の3/4程度に減らす必要がある。ミキサ台数は傾胴型では3台必要とするが、2軸強制練りでは2台でよい。

また、バッチャープラントには砂の含水比を常時計測し、混練水の調整をしなければならないので水分計を装備する必要がある。

$$3.00\text{ m}^3 \times 3/4 \times 2\text{ 台} \times 2\text{ 基} \times 40\text{ バッチ} / \text{h} = 360\text{ m}^3 / \text{h}$$

セメントサイロは容量800tのものを3基設置し、このうち2基をRCD用に充当し、残り1基は在来コンクリート用とする。

セメントは小市中継駅に設けられる中継サイロよりセメントコンテナ車に積込み運搬され、セメントサイロへは空気圧送により荷卸しする。セメントサイロからバッチャープラントへのセメント供給は、ロータリーフィーダ、スクリュウコンベヤ、バケットエレベータによりバッチャープラントのセメントビンに投入する。

(2) 骨材製造・貯蔵・輸送設備

a) 骨材粒度

骨材粒度は、玉石120～80mm、大砂利80～40mm、中砂利40～20mm、小砂利20～5mm、砂5mm以下の5分級を計画する。

中国側で実施した上堡骨材採取場の粒度調査結果は表8.2の通りであり、120mm以上の

オーバーサイズは一次破碎する。

表8.2 骨材粒度（上堡骨材採取場）

区 分	呼 称	粒 径	上 堡		平 均	1次破碎後
			水 上	水 下		
粗 骨 材	オーバーサイズ	120mm以上	9%	10%	9.5%	
	玉 石	120~80mm	15	13	14	16.5%
	大 砂 利	80~40	28	21	24.5	28.5
	中 砂 利	40~20	27	25	26	27.5
	小 砂 利	20~ 5	21	31	26	27.5
細 骨 材	砂	5mm以下	29	32	30.5	31.0

当調査では観音閣ダムで用いる各種コンクリートの示方配合を最終的に決定していないので、最終的な製造目標粒度は決められないが、大略は玉石が不足しているため、大砂利、中砂利、小砂利に余剰が発生するかも知れない。余剰分の処置については現場配合により出来るだけ余剰が発生しないように工夫する必要がある。

また、採取地点での骨材粒度のアンバランスによる過不足に対しては、製品パイル周辺のオープンスペースを広くしておき余剰骨材の置場を確保する。

b) 骨材製造設備の配置

骨材製造設備の配置は図面8.1および図面A.9.3に示す通りである。

骨材プラントは、ダム右岸下流側にある大凡600m×300mの敷地に配置する。その川側には出水期に骨材採取が不能となることを見越して約2ヶ月分の原骨材のストックヤードを530m×160mの敷地に設ける。1次破碎設備には600mmグリズリバーを設けた原石ビン2基を設け、それぞれのビン下部には特重型グリズリ付の振動フィーダを設備して120mm以下をカットし120mm以上のオーバーサイズを2台のジョークラッシャにより破碎する。ジョークラッシャにより破碎された碎石は120mm以下のアンダーサイズを引出すコンベヤの上に乗ってサージパイルに運搬する。

サージパイル下には振動フィーダを2基設け、原骨材を篩分設備に運搬するためのコンベヤに定量供給する。

篩分設備は、鉄骨建屋に80mm、40mmと20mm、10mmと5mmの篩網を取付けた振動ふるいを2系列設け、水洗用スプレーによる湿式篩分を行なう。それぞれ所定の粒径に篩分けられた製品骨材はコンベヤにより製品パイル場に運搬する。

5mmふるいを通過した砂は、水洗水と共にクラシファイアに投入され水切りして砂パイル場と製砂原料用砂パイルにコンベヤで運搬される。

観音開ダムの天然砂の粒度分布をみると1.2～0.3 mmの中間粒径のものが極端に多く、5～1.2 mmと0.3 mm以下のものがまた極端に少ない。このため、RCDコンクリートのワーカビリティを判定するVC値の変動が大きくなり、単位水量も大きく変動するので品質管理が難しくなる。そこで砂のFM（粗粒率）の一定化を計るため2台のロッドミルを設置し、採取砂を粉砕して0.3 mm以下に補給するのが望ましい。

粉砕された砂はパルプ状になり水と一緒にシュートを経由してクラッシュファイアに投入し水切りされ、コンベアで引出され、天然砂を運搬するコンベア上でブレンドされ砂パイル場に運搬する。砂の水切りに用いるクラッシュファイアは出来るだけ微粒分を回収し易い構造の機種を選定するのが望ましい。

特にRCDコンクリートは単位水量の少ない超硬練りコンクリートであるため、砂の含水比を低くして一定化させないと、バッチャープラントでの練り混ぜ水が大きく変動し品質管理が困難となる。そこで、砂パイル場の土間はコンクリートの叩きとし、排水し易くなるよう勾配とスリットを切っておく必要がある。

c) 骨材製造フローシート

骨材製造設備のフローシートおよび主要機械項目を図A.9.2に示す。

8.1.5 主要建設機械

算出された工事数量を基にした主要建設機械の一覧は表8.3に示す通りである。

表8.3(1) 主要建設機械一覧

工 種	機 械 名	規 格	計
骨材採取	パワーショベル	3m ³	3台
	〃	2m ³	10台
	バックホウ	3m ³	3台
	〃	1m ³	2台
	ブルドーザ	16t	10台
	〃	10t	14台
	ダンプトラック	32t	15台
	〃	20t	42台
	〃	12t	7台
骨材製造	振動グリズリ	1,830×4,800・30kW	2台
	ジョークラッシャ	810×1,070・95kW	2台
	振動フィーダ	1,100×1,500・2.2kW	2台
	振動ふるい	1,530×3,660・11kW	2台
	〃	1,530×3,660・11kW	2台
	〃	2,140×4,880・15kW	2台
	スクリュークラッシュファイヤ	1,520×9,000・11kW	2台
	電磁フィーダ	610×1,067・0.85kW	20台
	ロッドミル	2,100×3,600・185kW	2台
	スクリュークラッシュファイヤ	1,220×8,000・7.5kW	2台
	ベルトコンベヤ		1式
	砂引出ゲート		12台
コンクリート 製 造	パッチャープラント	3.00m ³ ×2型・2軸強制練	2基
	セメントサイロ	800t	3基
荷役機械	全油圧式クローラクレーン	定格450t吊り	1台
電力設備	高圧受変電設備	4,000kVA×2	1式
	配電幹線路		1式
試 験 室	VC試験機	大型	1台
	〃	小型	1台
	圧縮試験機	100t	1台
給気設備	定置式コンプレッサ	150kW	4台
給水設備	給水ポンプ	8"	20台
	水槽		4基
	給水幹線配管		1式
冷却設備	ターボ冷凍機	300JRT	1基
本体掘削	コンプレッサ	可搬式17m ³ /min	16台
	クローラドリル	15m ³ 級	16台
	ブルドーザ	16t	10台
	バックホウ	3.5m ³	3台
	ダンプトラック	20t	42台
	〃	32t	15台

表8.3(2) 主要建設機械一覧

工種	機 械 名	規 格	計
コンクリート 打 設	ダンプトラック	20 t	11台
	ブルドーザ	油圧式16 t	3台
	振動目地切機	0.45級バックホウ付	2台
	振動ローラ	7 t	4台
	タイヤローラ	26 t	2台
	ホイローダ	2.1 m ³	2台
	振動コンパクト	200 kg	2台
	コンクリート締固め機	0.3級バックホウ付	2台
	パイプレータ	130φ×660	5台
	バックホウ	油圧式0.5 m ³	2台
	ウォータージェット		4台
	スーパー		2台
	掃除機		5台
	ホイールクレーン		2台
	洗車装置		1基
クローラクレーン	30 t	2台	
潜水ポンプ	2"	13台	
基礎処理	ボーリングマシン		18台
	クローラドリル	15 m ³ 級	30台
	グラウト中央プラント	15 l/min	2基
	グラウトポンプ		50台
	グラウトミキサ		5台
	グラウトデータ処理装置		2台

8.2 事業費積算

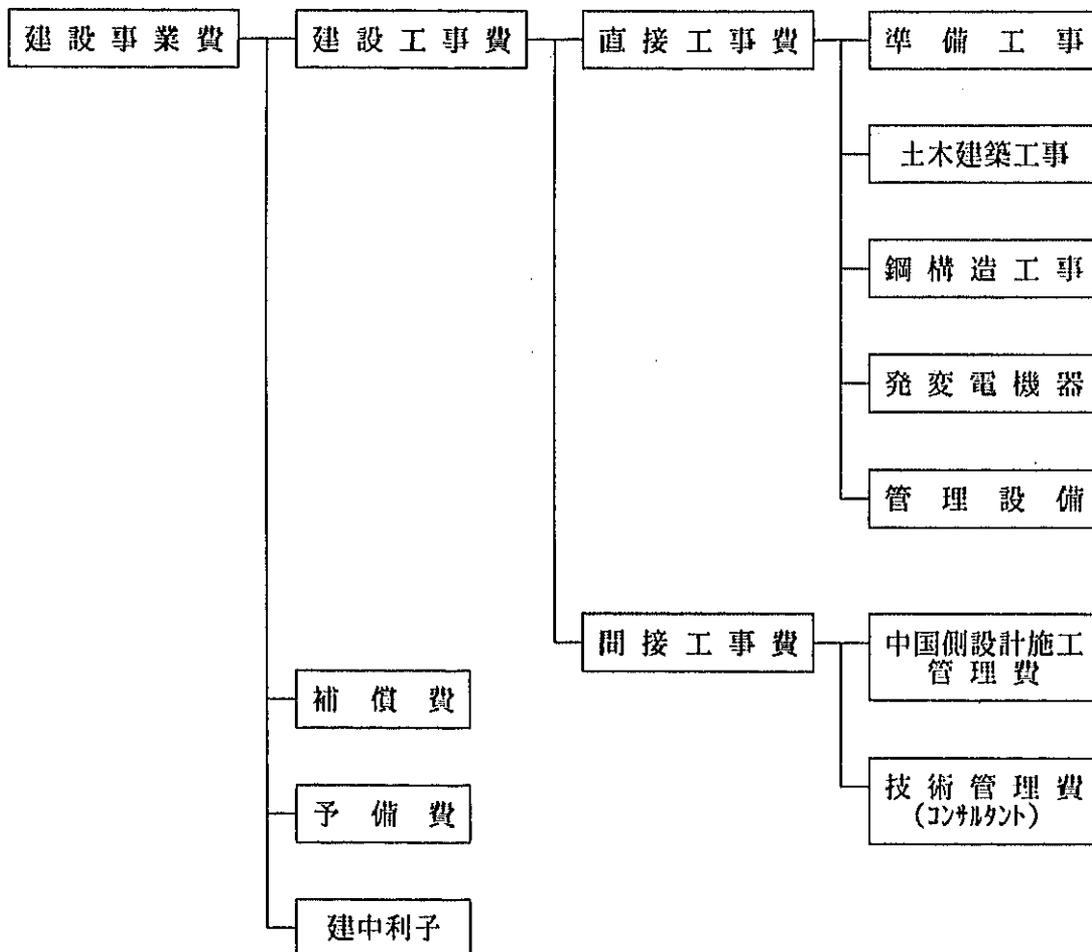
8.2.1 積算条件

(1) 科目分類

建設事業費の科目分類は下図に示す如く、建設工事費、補償費、予備費及び建設工事中利子に分類し、建設工事費は直接工事費と間接工事費に大別される。

直接工事費は更に準備工事、土木建築工事、鋼構造工事、発変電機器、管理設備に大分類される。

間接工事費は中国側設計施工管理費及び技術管理費（コンサルタント費）よりなる。



(2) 積算方式

a) 直接工事費：

直接工事費は、基本的には国際入札工事を前提として積算するが、中国側が既に準備工事及びダム基礎掘削の一部に着手している事を考慮してダム本体コンクリート工事開始以前に必要な工事は国内入札工事として積算する。

直接工事費は工事数量に単価を乗じて算出する。但し、既に着工済みの鉄道付替え、道路新設及び仮設備工事については中国側にて算定した工事費を準用する。積算価格の基準は1988年1月価格とする。

b) 間接工事費：

- 中国側設計施工管理費　：調査、研究、設計費、施工管理費、試運転費、生産準備費等について中国側提供の算定値を準用し内貨に計上する。
- 技術管理費　　：設計施工管理を援助指導する為の外国コンサルタント費用について直接工事費外貨分の5%と推定し外貨に計上する。

c) 補償費：

補償費は湛水区域内住民移住、工場移設、浸水防護工事及びダム工事用地収容について中国側提供の算定値を計上する。

d) 予備費：

物理的予備費は直接工事費の10%を計上する。但し1988年以降の工事を対象とし、既に施工中の永久道路工事及び鉄道付替えは対象外とする。

価格予備費は直接工事費、間接工事費、補償費及び物理的予備費の合計の内貨分に対して年率5%、外貨分に対して年率3%の価格上昇を想定して算出する。

e) 建設中利子：

建設中利子は内貨、外貨とも年率3.0%（単利）とし内貨に計上する。

f) 換算レート：

換算レートは1US\$=3.7元、1元=35円とする。

(2) 土木建築工事単価

単価は下記基準によって積算する。但し、国内入札工事の単価は中国側提供資料に依る。

a) 労務費=労務歩掛×労務単価

労務歩掛は日本における類似歩掛を用いる。国内労務単価は可行性研究報告書に示された全職種平均4.11元/人日（基準2.71+手当1.40）に臨時手当10%を加算して4.52元/人日とする。国際入札工事における外国人要員については日本の単価を用いる。

b) 材料費

国際入札工事における建設資材の内主要な材料については国際価格資料を基に算出し、その他の材料については中国側提供資料に準拠する。

c) 機械費

国際入札工事における主要な建設機械については海外から調達されるものと考え日本の機械損料を準用し、その他の機械については中国側提供の基礎価格と機械損料率を考慮して算

定する。

(3) 鋼構造工事関係

鋼材及び巻上げ機製品については輸入価格とし、ゲート類製作費及び全体据付け費は、中国側提供資料に基づき一部外国との技術提携を考慮して算出する。輸入価格は東アジアでの同種の工事における入札価格を参考にして算出する。

(4) 発電電機器関係

機器類製品は輸入価格とし、据付け費は中国側提供資料を基に算出する。輸入価格は上記(3)と同様な手法で算出する。

(5) 管理設備関係

水文観測設備、通信設備、監視設備等を含み、それ等の工事費は直接工事費の5%と推定した。

8.2.2 建設事業費

前記積算条件と概略設計工事数量に基づき建設事業費を積算した結果の集計を表8.4に示し、直接工事費内訳を表8.5に示す。施工工程を勘案した年度別所要資金を表8.6に示す。

詳細については下記表に示す。

表A.9.1：直接工事費内訳

表A.9.2：間接工事費内訳

表A.9.3：年度別所要資金及び予備費、建設中利子計算表

表A.9.4：主要単価内訳表

(1)～(4) 堤体コンクリート

(5) コンソリデーショングラウチング

(6) カーテングラウチング

表A.9.5：土木建築工事主要資材単価

表A.9.6：土木建築工事用主要施工機械内外貨配分表

表8.4 建設事業費

(単位：百万元)

項 目	内 貨	外 貨	合 計
1. 直接工事費			
1) 国内入札工事 (準備工事)	216.75	—	216.75
2) 国際入札工事			
a. 土木建築工事	68.94	400.62	469.56
b. 鋼構造工事	5.84	17.50	23.34
c. 発電電機器	3.50	22.20	25.70
d. 管理設備	<u>14.70</u>	<u>22.00</u>	<u>36.70</u>
小 計	309.73	462.32	772.05
2. 間接工事費	85.48	23.12	108.60
3. 補償費	168.43	—	168.43
4. 予備費			
a. 物理的予備費	18.10	46.23	64.32
b. 価格予備費	<u>60.22</u>	<u>67.94</u>	<u>128.16</u>
小 計	78.32	114.17	192.49
5. 建設中利子	151.11	—	151.11
合 計	<u>793.07</u>	<u>599.61</u>	<u>1,392.68</u>

備考

価格基準年 : 1988年初

外貨換算レート: 1元=35円, 1US\$=3.7元

表8.5(1) 直接工事費内訳

項 目	工事費(百万元)			備 考
	内 貨	外 貨	合 計	
A. 国内入札工事(準備工事)				
1) 施工用仮設備	77.24	—	77.24	道路20km, 鉄道2.8km 仮建物126,000㎡, 給電設備等
2) F8断層処理	0.94	—	0.94	掘削 60,000m ³ コンクリート 4,500m ³
3) 仮締切工(第1期)	8.56	—	8.56	掘削 103,000m ³ コンクリート 78,700m ³ 盛土 161,700m ³
4) ダム基礎掘削(ブロック29以左)	9.17	—	9.17	808,000m ³
5) 左岸グラウトトンネル	0.61	—	0.61	L=240m
6) RCD試験施工及びグラウト試験	0.82	—	0.82	
小 計(1~6)	97.34	—	97.34	
7) 永久道路及び橋梁	10.84	—	10.84	L = 3.8km (工事中)
8) 鉄道付替	108.57	—	108.57	L = 24.4km (工事中)
小 計(7~8)	119.41	—	119.41	
合 計(A)	<u>216.75</u>	<u>0</u>	<u>216.75</u>	
B. 国際入札工事				
1) 土木建築工事				
• ダム基礎掘削(ブロック30以右)	3.78	7.83	11.62	538,000m ³
• 主ダムコンクリート	42.02	256.54	298.56	2,020,000m ³
• 副ダムコンクリート	2.73	14.96	17.69	88,000m ³
• コンソリデーショングラウト	2.07	4.94	7.01	40,200m
• カーテングラウト	2.40	76.90	79.30	171,000m
• その他ダム付帯工事	10.74	29.85	40.59	
• 発電所	4.00	8.14	12.14	掘削 153,000m ³ コンクリート 15,000m ³
• 養魚場	1.20	1.46	2.66	
合 計	<u>68.94</u>	<u>400.62</u>	<u>469.56</u>	

表 8.5 (2) 直接工事費内訳

項 目	工事費 (百万元)			備 考
	内 貨	外 貨	合 計	
2) 鋼構造工事				
• 洪水吐ゲート	2.57	8.09	10.66	ラジアルゲート 12φ 12.0m×8.7m
• 底孔ゲート及び内張管	2.02	6.86	8.88	ローラーゲート 2φ 4.0m×6.0m ラジアルゲート 2φ 4.0m×5.0m
• 取水口スクリーン及びゲート	0.52	1.97	2.49	スクリーン 6φ 2.5m×4.5m ゲート 3φ 2.2m×2.5m
• 導水鋼管	0.68	0.33	1.01	φ=2.2~2.0m L=3φ 84m
• 放水庭ゲート	0.05	0.25	0.30	1φ 3.84m×1.83m
合 計	5.84	17.50	23.34	
3) 発電機器				
• 水車, 発電機及び付属設備	2.39	17.81	20.20	3φ 6,500KW
• 変圧器, 開閉器, 送電線	0.42	1.88	2.30	変圧器 2φ 16,000KVA 送電線 60KV×550m
• 所内クルン, 接地線, 照明設備等	0.69	2.51	3.20	
合 計	3.50	22.20	25.70	
4) 管理設備	14.70	22.00	36.70	1)~3)の5%
合 計 (B)	<u>92.98</u>	<u>462.32</u>	<u>555.30</u>	
総 計 (A+B)	309.73	462.32	772.05	

表8.6 年度別所要資金

(單位：百萬元)

年	內 貨				外 貨			總 計 (4)+(7)
	建設工事費 + 補償費 (1)	予備費 (2)	建中利子 (3)	合 計 (4)=(1)+(2)+(3)	建設工事費 (5)	予備費 (6)	合 計 (7)=(5)+(6)	
1987以前	87.94	-	1.32	89.26	-	-	-	89.26
1988	124.47	7.16	4.86	136.49	15.18	1.18	16.36	152.85
1989	140.65	15.25	9.69	165.59	16.22	1.94	18.16	183.75
1990	82.87	13.37	15.28	111.52	86.53	15.61	102.14	213.66
1991	39.84	9.66	21.11	70.61	105.40	22.79	128.19	198.80
1992	42.81	13.33	27.32	83.46	122.51	30.99	153.50	236.96
1993	29.50	12.41	33.82	75.73	118.81	34.82	153.63	229.36
1994	15.56	7.14	37.71	60.41	20.79	6.84	27.63	88.04
合 計	563.64	78.32	151.11	793.07	485.44	114.17	599.61	1,392.68

第9章 経済、財務分析

9.1 概要

本章においては、通常国際機関等で採用されている国際的標準手法によって経済、財務面からプロジェクト評価を行う。

先ず、経済評価においては、国家経済の観点から見たプロジェクトの経済費用及び経済便益を、評価期間の各年毎に計算してキャッシュフローを作成し、これに基づいて経済内部収益率を計算する。また費用及び便益の不確定性を考慮し、これらに変更を生じるような要因について感度分析を実施する。

次に財務分析においては、プロジェクトの実施主体の観点から見たプロジェクトの費用及び便益を評価期間の各年毎に計算して、キャッシュ・フロー表を作成し、これに基づいて財務内部収益率を計算する。また建設資金の借り入れ条件を設定して、その条件下での各年の財務収支を検討する。

評価期間は、内部収益率の計算においては、経済、財務分析共に50年とする。財務収支の検討においては、借り入れ資金の返済期間を対象とする。主要パラメータについては両国で協議合意したもの以外は国際機関等のマクロデータによった。

全ての費用は1988年初基準価格に基いて見積られている。外国為替交換率はUS\$1=3.7元、1元=35円を想定している。

9.2 経済分析

9.2.1 経済費用

観音閣ダム・プロジェクトの経済費用は、ダム・発電所及びかんがい施設の建設費及び更新費と、年間維持運用費とから成る。各々以下の通りである。

(1) ダム・発電所建設費及び更新費

ダム及び発電所建設費は、第8章表8.4に示されているが、これらの建設費の中、外貨分はセメント、主要鋼材、ゲート類、発電機器、機械装置類等の輸入に充てられるものであり、国境価格（大連港C I F 価格）をもって経済価格としている。また内貨分に対しては、市場価格を基にして見積った財務費用から建設期間中の利子及び価格予備費を控除した金額の90%を経済費用とみなしている。この数値は、非貿易財の市場価格に含まれている税金の控除及び補助金の付加等の移転費用の調整と、未熟練労働者の市場賃率を潜在賃率へ転換する調整を総合して決定されている。また、外国為替交換率は上記の公定交換率を採用している。表9.1にダ

ム・発電所建設費の経済費用を示す。

表9.1 ダム・発電所の建設費の経済費用

(単位：百万元)

項 目	財 務 価 格			経 済 価 格		
	内 貨	外 貨	合 計	内 貨	外 貨	合 計
1 直接工事費						
1) 準備工事	216.75	—	216.75	195.08	—	195.08
2) 直接工事						
a 土木建築工事	68.94	400.62	469.56	62.05	400.62	462.67
b 鋼構造工事	5.84	17.50	23.34	5.26	17.50	22.76
c 発電機器	3.50	22.20	25.70	3.15	22.20	25.35
d 管理設備	14.70	22.00	36.70	13.23	22.00	35.23
小 計	309.73	462.32	772.05	278.76	462.32	741.08
2 間接工事費	85.48	23.12	108.60	76.93	23.12	100.05
3 補償費	168.43	—	168.43	151.59	—	151.59
4 予備費						
1) 物理的予備費	18.10	46.23	64.33	16.29	46.23	62.52
2) 価格予備費	60.22	67.94	128.16	—	—	—
小 計	78.32	114.17	192.49	16.29	46.23	62.52
建設事業費合計	641.96	599.61	1241.57	523.57	531.67	1055.24

更新費は経済的耐用年数を水車・発電機器について30年、送変電及び電気設備について20年として表9.2のようになる。

表9.2 ダム・発電所の更新費

年	更新費(百万元)	使 途
2014	35.23	送変電及び電気設備
2024	25.35	水車・発電機器
2034	35.23	送変電及び電気設備

(2) かんがい施設建設費及び更新費

かんがいに関わる施設のうち、頭首工は既存のものを利用するので、その費用は計上しない。かんがい水路延長及び農地整備に関わる費用は、単価115元/畝及び灌漑面積26.4万畝より3,036万元となる。

ポンプ施設も既存のものを利用するが、表9.3のような更新費がかかる。

表9.3 かんがい施設の更新費

年	更新費(百万元)	使 途
1998	1.83	機械
2023	8.68	建物
	1.83	機械

(3) 年間維持運用費

ダム・発電所の年間維持運用費は、各国の同種施設の平均的な値として直接工事費の1.5%を取り、1,112万元/年と算定する。

水稻の生産費は、中国側データによって175元/トン(精米ベース)とし、これに計画による精米生産量70,280トン/年を乗じて1,230万元/年と算定される。養魚コストは、9元/畝に有効水面積47.16km²を乗じて64万元/年となる。

以上より、年間総維持運用費は、2,406万元/年と算定される。

9.2.2 便 益

観音閣ダムによる便益は、上工水供給、かんがい用水供給、治水、発電及び養魚などの各事業から発生する。これらの他にも、貯水池水面を利用する観光も考えられるが、便益全体に占める比率が小さいのでここでは便益として計上しない。ダム計画地点下流には流れ込み式発電所及び筏窩ダムが存在するが、観音閣ダム建設によるこれらの地点での便益増加は本調査では考慮していない。各々の便益を以下のように算定する。

(1) 上工水供給

上工水供給による便益は、観音閣ダムと同等の供給能力を有する次善の代替施設の費用に基づいて算定する。代替施設としては、太子河支流に建設可能な7つのダム及び一ヶ所の地下水源開発の組合せを想定する。これらの概要は、表9.4に示す通りである。

表9.4に示した代替施設の費用から、上工水の便益単価を次のように算定する。まず代替施

設の建設費は、7ダムと地下水源とを合わせて12億9,410万元となる。これに資本回収率（50年、10%）を適用して、建設費年経費は1億3,052万元/年となる。これら施設の維持管理費は、更新費を見込んで3,825万元/年となる。一方、上工水の計画開発水量は6.87億トン/年である。従って、用水原価は0.2457元/トンと計算される。

これに上工水供給の信頼度を考慮して、調整係数を適用する。中国側規定によると、上工水供給の保証率は95%、破壊程度（計画通り供給できないときの、計画給水量に対する実際の給水量の割合）は90%とされている。従って、調整係数は0.995（ $=1 \times 0.95 + 0.9 \times 0.05$ ）であり、計画給水量6.87億 m^3 /年に調整係数を乗じて、上工水による年便益は1億6,800万元/年と算定される。

表9.4 上工水代替水源の概要

名称	河川名	流域面積 (km^2)	年間流出量 ($10^8 m^3$)	貯水池			ダム				
				総貯水池容量 ($10^8 m^3$)	水供給容量 ($10^8 m^3$)	開発水量 ($10^8 m^3$)	ダム型式	ダム高 (m)	堤長 (m)	建設費 (百万元)	維持管理費 (百万元)
(1)	崗東太子河南支	910	309	509	290	290	コンクリート重力式	63	280	235.0	
(2)	新開嶺太子河北支	212	118	198	125	107	コンクリート重力式	64.5	377.5	188.7	
(3)	関門山小湯河	169	66	83	55	33	コンクリート重力式	58.1	207	94.4	
(4)	紅光五道河	127	41	85	58	27	アースフィル式	35	500	101.0	
(5)	連山関細河	220	87	114	92	58	アースフィル式	46	550	184.8	
(6)	釣魚台蘭河	251	86	120	90	56		61	400	180.8	
(7)	紅土嶺海城河	655	151	311	250	100	ロック/アースフィル式	31.3	557	297.7	
小計						671				1,282.4	36.90
地下水源（首山）						16				11.7	1.35
合計						687				1,294.1	38.25

(2) かんがい

かんがいによる便益は、観音閣ダムを建設しない場合（無プロジェクト）のかんがい対象地で期待される便益に対し、建設した場合（有プロジェクト）の便益増分として定義される。しかしながら、観音閣ダムによるかんがい予定地の場合、アルカリ土の荒地であり、かんがい無しには畑地としてはもとより、牧草地としても使用できないと考えられる。従って、「無プロジェクト」の場合の便益は無視することができ、「有プロジェクト」の場合の便益がそのまま

プロジェクトの便益となる。

観音閣ダム建設によって、かんがい予定地を荒地から水田に転換することができる。対象地面積は26.4万畝（17,600ha）であり、純作付面積は、25.1万畝（ $=26.4 \times 0.95$ ）となる。

水稲の単位収量は次のように設定する。かんがい対象地周辺の水田では、施肥、除草等の技術向上、かんがいの導入等により、年々単位収量が増加してきており、近年では粳ベースで600kg/畝のレベルにまで達している（表9.5参照）。これは9トン/haに相当し、世界的に見ても極めて高い値である。但し、これは作付面積当りの単位収量であり、太子河流域全体のデータによると、水田面積当りの平均単位収量は6.5トン/haとなっている。対象地は、周辺の既存水田と比べてやゝ条件が悪いと考えられるので、ここでの評価のためには、単位収量を粳ベースで6トン/ha、精米ベースで4.2トン/ha或いは280kg/畝と設定する。この生産性が、水田開発後5年目に達成されるものとする。

米の価格は次のように設定する。中国は米の輸出国であるので、輸出価格を基に経済価格を算定すべきである。国のマクロ・データから、近年の中国米の輸出価格は約550元/トンと計算される。これより、国内輸送費7元/トンを差し引いて、農家庭先価格は543元/トンとなる。

かんがい用水についても、上工水と同様に調整係数を適用する必要がある。中国側規定によると、かんがい用水の保証率は75%、破壊程度は70%であり、調整係数は0.925（ $=1 \times 0.75 + 0.7 \times 0.25$ ）となる。

以上より、かんがい便益は次のように3,530万元/年と算定される。

$$0.543 \text{元/kg} \times 280 \text{kg/畝} \times 25.1 \text{万畝} \times 0.925 = 3,530 \text{万元}$$

なお、中国側の方法によると、かんがいに帰せられるべき便益を算定する上で、割当係数というものをを用いる。即ち、農業生産はかんがいだけでなく営農技術等が相俟って達成されるものであり、農作物増産による便益をすべてかんがいに帰するわけにはいかない。中国側では過去の実績から、かんがいに帰せられる分は便益のうち約50%と計算されている。ここでの評価では、プロジェクトのコスト側にかんがいに関わる費用だけでなく、米の生産費用全体を計上するので、便益側にも便益全体を計上する。

表9.5 水稻の単位収量

地 区	年				
	1979	1980	1981	1982	1983
大 注 県	512	524	556	599	595
營 口 県	518	538	585	594	635
県営農場	520	528	557	618	

(3) 治 水

治水便益は、無プロジェクトの場合の洪水被害額と比べて、有プロジェクトの場合の洪水被害軽減額を基に算定する。このためいくつかの確率洪水について、無プロジェクト、有プロジェクトの場合それぞれの被害額を算定し、毎年の被害額の期待値を計算する必要がある。

いくつかの確率洪水に対する被害額を、農村部、都市部及び交通・通信施設等への被害に分けて算定した結果を表9.6に示す。農村部の被害額は、1960年の大洪水時における田畑への被害を基とし、各確率洪水による冠水面積、冠水深を洪水量に応じて算定し、被害額を現在の値に換算したものである。都市部の被害額も、やはり1960年の本溪都市区内における冠水による、宅地・商店、工場等の被害を基として計算したものである。交通・通信等の被害額も1960年の被害調査によっている。

表9.6のデータから、年平均被害額は無プロジェクト、有プロジェクトの場合でそれぞれ3,000万元/年及び458万元/年と計算され、被害軽減額は2,542万元/年となる。太子河流域の経済が発展するに従って、単位面積当りの生産額は増加し、それに伴って被害額も増加する。地域経済の成長率は、近年の工業及び農業生産額の伸びから、実質で年6%程度である。これを踏まえて、将来の地域経済成長率を、都市、農村部共にやゝ控え目に年5%と想定する。即ち、上で計算した年平均被害軽減額を年率5%で伸ばして各年毎の治水便益とする。地域経済成長率を基にしたのは、洪水被害地域は本溪市の都市区域及び遼陽市の農村区域に広がっており、大概、遼寧省全体の平均的経済社会構造であるとみなしうることによる。

表9.6 年洪水被害額

	(単位：百万元/年)			
	農 村	都 市	その他	合 計
有プロジェクト	3.29	0.13	1.16	4.58
無プロジェクト	13.00	11.00	6.00	30.00
被害軽減額	9.71	10.87	4.84	25.42

(4) 発 電

観音閣ダムによる発電は、洪水制御及び用水供給を第一義として貯水池を運用する上で、二義的な目的として行われるものであり、設備容量も小さく、供給上の依存価値も低い。従って発電による便益は、水量に余裕があるときに発電することによって、既設石炭火力の焚き減らしを可能とし、燃料節約に貢献することによる便益であると考えることができる。

中国においては石炭火力に対しては良質の石炭は用いず、発熱量は4,000～5,500Kcal/kg程度の低カロリーのものを用いる。発電便益の評価には、5,500Kcal/kgを採用する。また発電効率は、小容量、低蒸気圧を想定して34%と設定する。これより発電用の石炭使用量は、 $0.46 \text{ kg/kWh} (= 860 \text{ Kcal/kWh} \div 0.34 \div 5,500 \text{ Kcal/kg})$ と計算される。

石炭の経済価格算定には、いくつかの根拠がある。まず世銀によると石炭の長期限界生産費用は、1985年に109元/トン、1987年では132元/トンである。また国際価格は、1987年ベースで151元/トン相当である。しかし、中国では石炭を輸出しているので、輸出価格を基として、中国经济にとっての価格を計算するのが妥当である。即ち、1985年の平均輸出価格は、119.7元/トンであり、1987年ベースでは145元/トンとなり、これを石炭の経済価格とする。従って、石炭火力の燃料費は、 $0.0667 \text{ 元/kWh} (= 0.145 \text{ 元/kg} \times 0.46 \text{ kg/kWh})$ となる。これに補修費等 0.0022 元/kWh を加えて、変動費は、 0.0689 元/kWh となる。

水力と火力との供給特性の違いを考慮して、調整係数を適用する必要がある。水力と火力に関わる各種ロス率は、中国における実績から次のように想定する。

	(単位：%)	
	水 力	火 力
定 期 点 検	0.5	10.0
故 障	0.5	2.5
所 内 電 力	0.3	5.0

一次変電所までのロスは、本プロジェクトの場合、火力と同様に小さいので同等と見て、調整係数の計算に含めない。調整係数は1.184と計算され、発電便益単価は 0.082 元/kWh となる。

この単価に、年平均発生電力量75.52GWhから送配電ロス等（送配電ロス率1%，所内使用0.31%，有効係数0.95）を控除した年間販売電力量70.80GWhを乗じて、発電便益は576万元/年と算定される。

(5) 養 魚

遼寧省では貯水池を利用する水産養殖が大いに推進されており、近年かなり実績も上げている。例えば大伙房ダムでは、網箱による養魚と広域貯水面の利用とを組合せて、近年125万kg程度の年間漁獲高を上げている。広域水面を利用する養魚は、有効水面積に対して150kg/haの実績を上げており、網箱による場合は、この数十倍以上の漁獲高である。

観音閣ダムの場合、有効水面積は中国側検討結果に基づき47.16km²とし、単位面積当りの漁獲高を150kg/haに設定して、年間漁獲高は約71万kgと算定する。但し、このレベルに達するまでには、ダムの建設後10年を要するものとする。

魚価については、大伙房ダムにおける金額は以下の通りであるので平均魚価として3.0元/kgを採用する。

魚 種	魚 価 (元/kg)	構成割合 (%)
鯉 の 類	6	} 20
鮒 の 類	4	
白 魚	2.4	70
その他の雑魚	2	10
平均2.8~3.1 → 3.0元/kg		

従って養魚による便益は、最大で213万元/年と算定される。

(6) 逸失便益

観音閣ダムの貯水池に水没する地域の主な生産活動は、米、メイズ、コーリヤンの生産及び石炭、石灰岩、レンガ、石灰の鉱工業生産、小水力発電である。水没によって失われるこれらの生産活動の逸失便益は以下のように算定される。

農業生産の逸失便益は、水稲とメイズに代表される畑作物について、先に算定した単位当り便益とコストにもとづいて算定する。水稲と畑作物の貯水池内の作付面積は各々3,012畝と28,029畝であり、逸失便益は230万元/年と算定される。

鉱工業生産の逸失便益は各生産物の年生産量と単位当り純便益にもとづいて525万元/年と算定される。年生産量は石灰石50万トン及び石炭15万トン、石灰10万トン、レンガ10万トンである。

小水力発電の逸失便益は年間電力生産量(60万kWh)にもとづき5万元/年と算定される。

以上から逸失便益の経済コストは、760万元/年と算定される。

9.2.3 内部収益率

以上で算定した各年毎の経済便益と経済コストに基づいて、フロー表を作成すると表9.7のようになる。これに基づいて経済内部収益率は13.1%と計算される。

9.2.4 感度分析

観音開ダムの建設には、他のプロジェクトと同様に不確定要素が含まれる。これらの要素は、結局経済便益及び経済費用の変動に反映される。従ってこのような変動に対して、経済内部収益率がどの程度影響されるかを見ると、次のようになる。

<u>ケース</u>	<u>経済内部収益率 (%)</u>
1) 基本ケース	13.1%
2) 建設コスト10%増	12.2%
3) 便益10%減	12.1%
4) 2)と3)との組合せ	11.3%

表9.7 経済費用および便益

単位:百万円

年	上水 供給	便益					計	費用					計	純便益
		かんがい	治水	発電	逸失便益	養魚		施設費及び更新費		維持管理				
								ダム除害	かんがい	ダム除害	かんがい	養魚		
-8 1987						0.00		79.15				79.15	-79.15	
-7 1988						0.00		131.70				131.70	-131.70	
-6 1989						0.00		147.78				147.78	-147.78	
-5 1990						0.00		171.49				171.49	-171.49	
-4 1991						0.00		153.12	10.12			163.24	-163.24	
-3 1992						0.00		174.96	10.12			185.08	-185.08	
-2 1993			25.42			25.42		159.37	10.12			169.49	-144.07	
-1 1994			25.42			25.42		37.67				37.67	-12.25	
1 1995	168.00	21.18	28.03	5.76	-7.60	0.21	215.58			11.12	12.30	0.64	24.06	191.52
2 1996	168.00	24.71	29.43	5.76	-7.60	0.43	220.72			11.12	12.30	0.64	24.06	196.67
3 1997	168.00	28.24	30.90	5.76	-7.60	0.64	225.94			11.12	12.30	0.64	24.06	201.88
4 1998	168.00	31.77	32.44	5.76	-7.60	0.85	231.23			11.12	12.30	0.64	25.89	205.34
5 1999	168.00	35.30	34.07	5.76	-7.60	1.07	236.59	1.83		11.12	12.30	0.64	24.06	212.53
6 2000	168.00	35.30	35.77	5.76	-7.60	1.28	238.51			11.12	12.30	0.64	24.06	214.45
7 2001	168.00	35.30	37.56	5.76	-7.60	1.49	240.51			11.12	12.30	0.64	24.06	216.45
8 2002	168.00	35.30	39.43	5.76	-7.60	1.70	242.60			11.12	12.30	0.64	24.06	218.54
9 2003	168.00	35.30	41.41	5.76	-7.60	1.92	244.78			11.12	12.30	0.64	24.06	220.73
10 2004	168.00	35.30	43.48	5.76	-7.60	2.13	247.07			11.12	12.30	0.64	24.06	223.01
11 2005	168.00	35.30	45.65	5.76	-7.60	2.13	249.24			11.12	12.30	0.64	24.06	225.18
12 2006	168.00	35.30	47.93	5.76	-7.60	2.13	251.52			11.12	12.30	0.64	24.06	227.47
13 2007	168.00	35.30	50.33	5.76	-7.60	2.13	253.92			11.12	12.30	0.64	24.06	229.86
14 2008	168.00	35.30	52.85	5.76	-7.60	2.13	256.44			11.12	12.30	0.64	24.06	232.38
15 2009	168.00	35.30	55.49	5.76	-7.60	2.13	259.08			11.12	12.30	0.64	24.06	235.02
16 2010	168.00	35.30	58.26	5.76	-7.60	2.13	261.85			11.12	12.30	0.64	24.06	237.80
17 2011	168.00	35.30	61.18	5.76	-7.60	2.13	264.77			11.12	12.30	0.64	24.06	240.71
18 2012	168.00	35.30	64.24	5.76	-7.60	2.13	267.83			11.12	12.30	0.64	24.06	243.77
19 2013	168.00	35.30	67.45	5.76	-7.60	2.13	271.04			11.12	12.30	0.64	24.06	246.98
20 2014	168.00	35.30	70.82	5.76	-7.60	2.13	274.41	35.23		11.12	12.30	0.64	59.29	215.12
21 2015	168.00	35.30	74.36	5.76	-7.60	2.13	277.95			11.12	12.30	0.64	24.06	253.89
22 2016	168.00	35.30	78.08	5.76	-7.60	2.13	281.67			11.12	12.30	0.64	24.06	257.61
23 2017	168.00	35.30	81.98	5.76	-7.60	2.13	285.57			11.12	12.30	0.64	24.06	261.52
24 2018	168.00	35.30	86.08	5.76	-7.60	2.13	289.67			11.12	12.30	0.64	24.06	265.61
25 2019	168.00	35.30	90.39	5.76	-7.60	2.13	293.98			11.12	12.30	0.64	24.06	269.92
26 2020	168.00	35.30	94.90	5.76	-7.60	2.13	298.49			11.12	12.30	0.64	24.06	274.44
27 2021	168.00	35.30	99.65	5.76	-7.60	2.13	303.24			11.12	12.30	0.64	24.06	279.18
28 2022	168.00	35.30	104.63	5.76	-7.60	2.13	308.22			11.12	12.30	0.64	24.06	284.17
29 2023	168.00	35.30	109.86	5.76	-7.60	2.13	313.45			11.12	12.30	0.64	34.57	278.89
30 2024	168.00	35.30	115.36	5.76	-7.60	2.13	318.95	25.35	10.51	11.12	12.30	0.64	49.41	269.54
31 2025	168.00	35.30	121.12	5.76	-7.60	2.13	324.71			11.12	12.30	0.64	24.06	300.66
32 2026	168.00	35.30	127.18	5.76	-7.60	2.13	330.77			11.12	12.30	0.64	24.06	306.71
33 2027	168.00	35.30	133.54	5.76	-7.60	2.13	337.13			11.12	12.30	0.64	24.06	313.07
34 2028	168.00	35.30	140.22	5.76	-7.60	2.13	343.81			11.12	12.30	0.64	24.06	319.75
35 2029	168.00	35.30	147.23	5.76	-7.60	2.13	350.82			11.12	12.30	0.64	24.06	326.76
36 2030	168.00	35.30	154.59	5.76	-7.60	2.13	358.18			11.12	12.30	0.64	24.06	334.12
37 2031	168.00	35.30	162.32	5.76	-7.60	2.13	365.91			11.12	12.30	0.64	24.06	341.85
38 2032	168.00	35.30	170.43	5.76	-7.60	2.13	374.02			11.12	12.30	0.64	24.06	349.97
39 2033	168.00	35.30	178.96	5.76	-7.60	2.13	382.55			11.12	12.30	0.64	24.06	358.49
40 2034	168.00	35.30	187.90	5.76	-7.60	2.13	391.49	35.23		11.12	12.30	0.64	59.29	332.21
41 2035	168.00	35.30	197.30	5.76	-7.60	2.13	400.89			11.12	12.30	0.64	24.06	376.83
42 2036	168.00	35.30	207.16	5.76	-7.60	2.13	410.75			11.12	12.30	0.64	24.06	386.70
43 2037	168.00	35.30	217.52	5.76	-7.60	2.13	421.11			11.12	12.30	0.64	24.06	397.06
44 2038	168.00	35.30	228.40	5.76	-7.60	2.13	431.99			11.12	12.30	0.64	24.06	407.93
45 2039	168.00	35.30	239.82	5.76	-7.60	2.13	443.41			11.12	12.30	0.64	24.06	419.35
46 2040	168.00	35.30	251.81	5.76	-7.60	2.13	455.40			11.12	12.30	0.64	24.06	431.34
47 2041	168.00	35.30	264.40	5.76	-7.60	2.13	467.99			11.12	12.30	0.64	24.06	443.93
48 2042	168.00	35.30	277.62	5.76	-7.60	2.13	481.21			11.12	12.30	0.64	24.06	457.15
49 2043	168.00	35.30	291.50	5.76	-7.60	2.13	495.09			11.12	12.30	0.64	24.06	471.04
50 2044	168.00	35.30	306.08	5.76	-7.60	2.13	509.67			11.12	12.30	0.64	24.06	485.61

感度分析

費用	便益		
	-10%	0%	10%
-10%	13.10%	14.13%	15.11%
0%	12.12%	13.10%	14.03%
10%	11.27%	12.21%	13.10%

9.3 財務分析

9.3.1 費用

観音閣ダム・プロジェクトに関わる財務費用のうち、ダム・発電所建設費及び更新費は、表9.1に示した通りである。かんがい施設建設費及び更新費は、先に経済コストとして示したものをそのまま用いる。これら費用に、建設期間中のインフレを適用して各年の財務費用を算定する。

9.3.2 収益

観音閣ダムの建設による収益は、上工水、かんがい、発電及び養魚による。これら以外にも、貯水池水面を利用する観光に伴う収益が想定されるか、経済分析と同様にここでは計上しない。観音閣ダムプロジェクトの収益を以下のように算定する。

上工水

中国の現行の山元での水道料金は、工業用水、生活用水につき、それぞれ0.16元/トン及び0.07元/トンである。今回の評価では、上工水合せて、平均単価を0.15元/トンと設定しこれに将来の料金改訂を見込むために、建設完了時までの年平均インフレ率5%を適用してトン当りの単価を算定する。

この単価に上工水供給量6.84(6.87×0.995)億トン/年に乗じた1億4,437万元を各年の収益とする。

かんがい

かんがい用水については、受益者負担の考えから農民に水代が課される。しかしながら、一般農民の支払い能力をも考慮して、農民負担分は、0.03元/m³であり、国家補助が0.07元/m³である。事業者の収入は0.1元/m³となる。これに年率5%のインフレを建設完了時まで見込んだ単価にかんがい用水供給量2.59(2.8×0.925)億トン/年を乗じて、各年の収益は、3,644万元/年とする。

発電

観音閣ダムによる有効発生電力量は、豊水期(6~8月の3ヶ月)2,280万kWh、低水期(9ヶ月)4,743万kWhと計画されている。一方売電単価は、中国側規定によると豊水期0.04元/kWh、低水期0.15元/kWhである。これらに年率5%のインフレを建設完了時まで見込み、各々の期別発電量に乗じて、その和1,129万元/年を年収益とする。

養 魚

先に算定した通り、年間漁獲高は71万kg/年である。平均魚価3元/kgに年率5%のインフレを見込んで単価とし、これを漁獲高に乗じて年平均収益は300万元/年となる。但し、先に述べたようにこの収益が実現するまでには、建設完了後10年を要する。

9.3.3 内部収益率

以上に述べた財務収益と費用とに基づいてキャッシュ・フロー表を作成すると表9.8のようになる。建設期間中のインフレは、財務収益、費用の双方に見込んであるが、それ以降のインフレは見込んでいない。インフレ率は、外貨分に対して年率3%、内貨分は5%と設定している。表9.8のデータに基づいて、財務内部収益率は8.8%と計算される。

9.3.4 収 支

観音閣ダム建設事業費に関して、現実的な調達条件を設定して、財務収支を検討する。外貨分、内貨分につき、調達条件は、次のように設定する。

	<u>外貨分</u>	<u>内貨分</u>
貸付利子（年率%）	3.0	3.0
返済期間（年）	30	15
掘置期間（年）	10	8

これらの条件下での財務収支は、表9.9のようになる。表9.9に示されているように年収支は運転開始の1995年に、累積収支は運転開始後8年目に各々、黒字に転じる。

表9.8 財務費用及び収入

単位:百万元

年	収益				費用					計	純収益	
	上工木 供給	かんがい	発電	養魚	建設費及び更新費		維持管理					
					ダム/発電	かんがい	ダム/発電	かんがい	養魚			
-8 1987					0.00						0.00	
-7 1988					0.00						0.00	
-6 1989					0.00	147.99					147.99	-147.99
-5 1990					0.00	174.06					174.06	-174.06
-4 1991					0.00	198.38					198.38	-198.38
-3 1992					0.00	177.69		12.92			190.61	-190.61
-2 1993					0.00	209.64		13.56			223.20	-223.20
-1 1994					0.00	195.54		14.23			209.77	-209.77
1 1995	144.37	21.86	11.29	0.30	177.82						50.33	-50.33
2 1996	144.37	25.51	11.29	0.60	181.77			16.29	17.31	0.90	34.50	143.32
3 1997	144.37	29.15	11.29	0.90	185.71			16.29	17.31	0.90	34.50	147.27
4 1998	144.37	32.80	11.29	1.20	189.66			16.29	17.31	0.90	34.50	151.21
5 1999	144.37	36.44	11.29	1.50	193.60		2.57	16.29	17.31	0.90	37.07	152.59
6 2000	144.37	36.44	11.29	1.80	193.90			16.29	17.31	0.90	34.50	159.10
7 2001	144.37	36.44	11.29	2.10	194.20			16.29	17.31	0.90	34.50	159.40
8 2002	144.37	36.44	11.29	2.40	194.50			16.29	17.31	0.90	34.50	159.70
9 2003	144.37	36.44	11.29	2.70	194.80			16.29	17.31	0.90	34.50	160.00
10 2004	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.30
11 2005	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
12 2006	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
13 2007	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
14 2008	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
15 2009	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
16 2010	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
17 2011	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
18 2012	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
19 2013	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
20 2014	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
21 2015	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10	51.64		16.29	17.31	0.90	86.14	108.96
22 2016	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
23 2017	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
24 2018	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
25 2019	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
26 2020	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
27 2021	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
28 2022	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
29 2023	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
30 2024	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10		14.79	16.29	17.31	0.90	49.29	145.81
31 2025	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10	36.16		16.29	17.31	0.90	70.66	124.44
32 2026	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
33 2027	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
34 2028	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
35 2029	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
36 2030	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
37 2031	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
38 2032	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
39 2033	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
40 2034	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
41 2035	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10	51.64		16.29	17.31	0.90	86.14	108.96
42 2036	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
43 2037	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
44 2038	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
45 2039	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
46 2040	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
47 2041	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
48 2042	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
49 2043	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60
50 2044	144.37	36.44	11.29	3.00	195.10			16.29	17.31	0.90	34.50	160.60

表 9.9 借入金返済計画

単位:百万元

年	建設中利子		維持管理費	更新費	借入金返済		収益	年収支	収支累計
	内債	外債			内債	外債			
-8	1987	1.32	0.00					-1.32	-1.32
-7	1988	4.61	0.25					-4.86	-6.18
-6	1989	8.93	0.76					-9.69	-15.87
-5	1990	12.71	2.57					-15.28	-31.15
-4	1991	15.09	6.02					-21.11	-52.26
-3	1992	17.07	10.25					-27.32	-79.58
-2	1993	18.96	14.85					-33.81	-113.39
-1	1994	20.14	17.57					-37.71	-151.10
1	1995		17.99	34.50	118.00	0.00	177.82	7.33	-143.77
2	1996		17.99	34.50	115.07	0.00	181.77	14.21	-129.56
3	1997			34.50	112.15	47.97	185.71	-8.91	-138.47
4	1998			34.50	109.22	47.07	189.66	-3.70	-142.17
5	1999			34.50	106.30	46.17	193.60	6.63	-135.54
6	2000			34.50	103.37	45.27	193.90	10.76	-124.78
7	2001			34.50	100.48	44.37	194.20	14.85	-109.93
8	2002			34.50		43.47	194.50	116.53	6.60
9	2003			34.50		42.57	194.80	117.73	124.33
10	2004			34.50		41.67	195.10	118.93	243.26
11	2005			34.50		40.77	195.10	119.83	363.09
12	2006			34.50		39.87	195.10	120.73	483.82
13	2007			34.50		38.97	195.10	121.63	605.45
14	2008			34.50		38.07	195.10	122.53	727.98
15	2009			34.50		37.18	195.10	123.42	851.40
16	2010			34.50		36.28	195.10	124.32	975.72
17	2011			34.50		35.38	195.10	125.22	1100.94
18	2012			34.50		34.48	195.10	126.12	1227.06
19	2013			34.50		33.58	195.10	127.02	1354.08
20	2014			34.50	51.64	32.68	195.10	76.28	1430.36
21	2015			34.50		31.78	195.10	128.82	1559.18
22	2016			34.50		30.89	195.10	129.71	1688.89

第10章 総合評価

10.1 技術的健全性

観音閣ダムの洪水調節については、下流の河川改修工事及び既設ダムの治水機能と相俟って、洪水流量を低減させ、下流域を洪水被害から護る効果が確認された。

所定の堤防工事が完成すれば、観音閣ダムの完成によって本溪市地先の治水安全度は、1/50より1/500、遼陽市1/100より1/500、遼陽市下流1/20より1/50年確率に夫々向上し、且つ葎窩ダムの計画上の安全度も増すこととなる。

一方、都市化の著しい下流域に対する利水計画は緊要度が高く、太子河の河川利用率を一挙に高める本ダムの位置付けは後追い開発と称すべく、早期実現が望まれている。

また下流に広がる開発可能耕地の利用高度化、食糧の自給度を高める開発志向もこの地域の将来ビジョンの一つである。

上工水の新規開発水量は2000年を計画時点として、本溪市に年間3.72億 m^3 、鞍山市に2.98億 m^3 、遼陽市に0.17億 m^3 、計6.87億 m^3 が計画されている。

かんがい用水としては、大遼河右岸、營口市及び盤錦市近郊に広がる約17,600haの開発可能耕地に2.8億 m^3 /年の用水供給が計画されている。

各利水分野に対しては、それぞれ妥当と思われる保証率、破壊程度が想定され、本ダムは経年貯留型のダム計画となっているが、水文資料が比較的短期間である事の外、水収支計算がダム地点における単独開発方式、利水主体の渇水耐性等を総合的に判断すれば、将来の長期的な且つ水系一貫の利水管理計画の策定等を考慮して、十分信頼出来る利水開発計画と考えられる。

利水放流水を利用する水力発電については、年間約7,560万kWhの電力量が得られ、湖水域を利用する養魚の可能性も検討され、遊休資源の活用も妥当と考えられる。

RCD工法の適用性についても検討されたが、中国で得られるコンクリート材料を用いても慎重に対応すれば、その適用は可能である事が確認された。

10.2 経済的、財務的健全性

本計画の便益は洪水調節、上工水用水、かんがい用水によるものが大きく、小水力発電、養魚はそれに較べれば小さい。

1995年の便益発生時より50年間の経済寿命を考慮するとその経済的内部収益率は13.1%に達する。

ダム直下に位置する本溪市、及び周辺一帯は洪水被害から保全され、且つ豊富な水資源の供給が期待され、地域経済の活性化につながるインパクトとしては、特に顕著である。

一方財務分析の結果は、内部収益率8.8%と稍低いものゝ、償還計画の検討結果によれば外貨分の年利3.00%、10年据置期間を含む30年償還及び内貨分の年利3.00%、8年据置期間を含む15年償還の条件下では、用水供給の収入で十分余裕ある返済が可能である。

利水機能を重点とする多目的ダムとして、その財務的效果は大きいと判断される。

10.3 間接便益

本計画の建設遂行及びその実現による間接的便益についても以下の諸点が挙げられる。

(1) RCD工法

重力式コンクリートダムの従来工法の合理化策として日本のダム事業分野に定着しつつあるRCD工法の適用が計画されているが、本ダムの計画施工を通じて得られる新工法に関する経験、知見は将来、中国におけるダム事業の合理化に寄与するものと考えられる。

(2) 本プロジェクトは多年にわたり雇傭機会を創出し、多数の熟練労働者が養成される外、周辺地域の産業、経済に良い刺戟を与えるものと思われる。

(3) ダム完成後は里ダムの上流に広大な湖面が出現し、山紫水明の観光地として、多くの人民のレクリエーションの地として庶民に潤いを与えることに大きく役立つことと思われる。

10.4 総合評価

上述の如く本計画は地域の自然環境、社会環境に重大な影響を与える事はなく、適切・良質な施工及び確実に工期を確保すれば、所期の機能を発揮し、且つ直接的経済効果も多大である上に、技術向上やレクリエーションの場の提供の如く金銭では評価し得ない社会的好結果をもたらすものとして高く評価される。

JICA