

中華人民共和国

北江飛来峡多目的ダム建設計画調査

最終報告書

主報告書

1987年10月

国際協力事業団

開 二

~~CTR(8)~~

87-092

中華人民共和國

北江飛來峽多目的ダム建設計画調査

最終報告書

主報告書

JICA LIBRARY

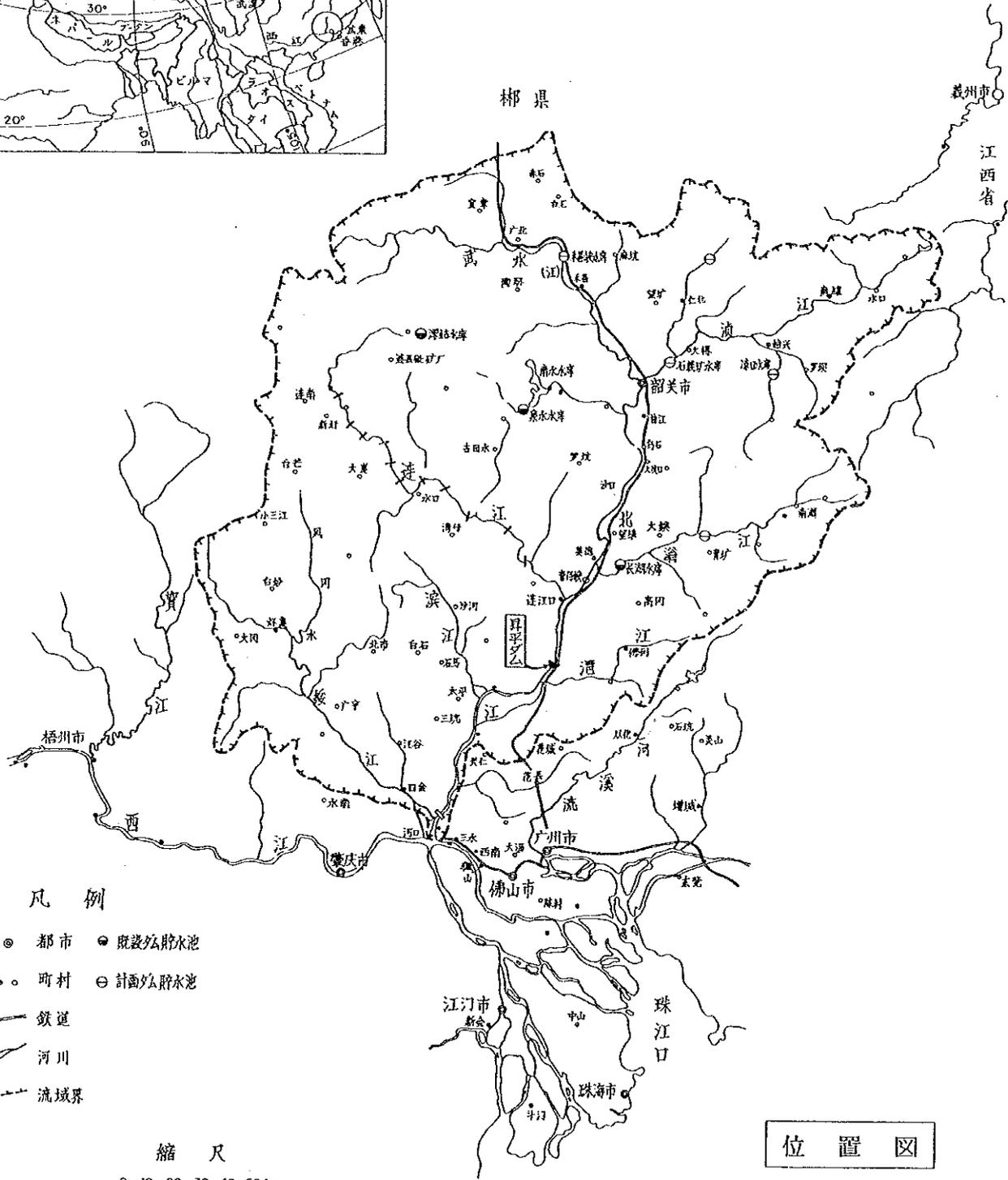
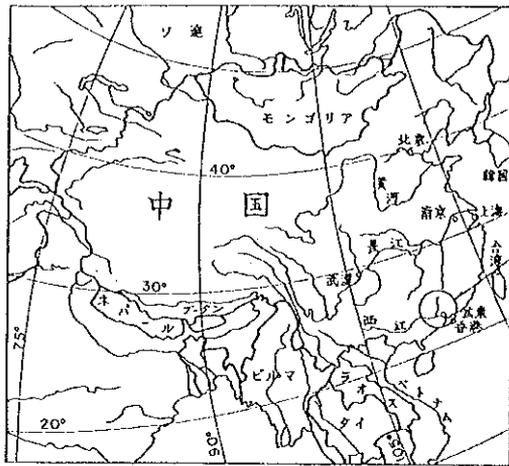


1041214[6]

1987年10月

國際協力事業團

国際協力事業団	
受入 月日 '88.2.18	105
登録No. 17197	61.7
	SDS



凡例

- 都市
- 既設貯水池
- 計画貯水池
- 町村
- 鉄道
- 河川
- - - 流域界

縮尺

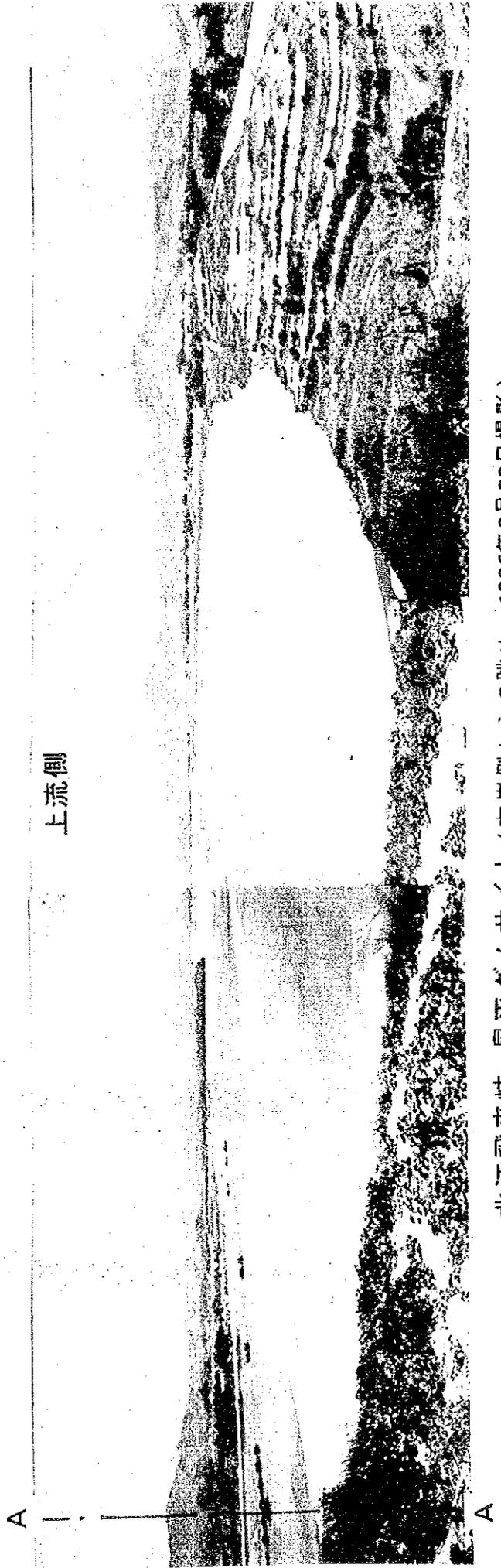
0 10 20 30 40 50 km

位置図

下流側



上流側



北江飛来峡・鼻平ダムサイト(左岸側からの眺め、1986年9月22日撮影)

序 文

日本国政府は、中華人民共和国政府の要請に基づき、同国南東部を流れる珠江の第二の支流である北江に於ける飛来峡多目的ダム建設計画のフィージビリティ調査を行うことを決定し、これを国際協力事業団が実施した。

事業団は、日本工営株式会社津田誠氏を団長とする調査団を1986年6月から10月まで同国へ派遣し、中華人民共和国政府関係機関の協力を得て現地調査を実施した。

同調査団は、現地調査結果をもとに日本国内にて解析・検討作業を行い、ここに最終報告書提出の運びとなった。

本報告書が中華人民共和国の水資源開発に寄与するとともに、日中両国間の友好親善の促進に役立つならば、これに勝る喜びはない。

最後に、今回の調査実施にあたり多大の御協力をいただいた中華人民共和国政府関係機関、在中華人民共和国日本国大使館、在広州日本国総領事館、外務省、建設省及び通商産業省の関係各位に対してここに深甚なる謝意を表するものである。

1987年10月

国際協力事業団

総 裁

津田 圭輔

要 約

1. 本「最終報告書」は、日本国際協力事業団が、中華人民共和国水利電力部珠江水利委員会との緊密な協力の下、1986年6月4日より実施した飛来峡多目的ダム建設計画のフェージビリティ・スタディ（可行性研究）の結果を取りまとめ報告するものである。

調査・計画作業の各段階毎に調査団は下記の報告書類を提出し、その都度日中双方は密接な協議を行い「協議議事録」を作成調印し円滑な作業の進捗を期した。

1) 着手報告書	1986年7月3日
2) 現地報告書	1986年10月6日
3) 中間報告書	1987年2月17日
4) 第二次現地調査実績報告書	1987年3月15日
5) 最終報告書（案）	1987年8月11日

本「最終報告書」は、1987年8月中旬提出された「最終報告書（案）」について日中双方で協議の上、双方の同意による修正を施し、「最終報告書」として提出されたものである。

2. ダム位置については当初の中国原案の四ダム候補地点につき技術的・経済的見地から十分検討した結果、昇平地点がもっとも信頼が置けると判断された。（詳細は「現地報告書」及び「中間報告書」参照）また昇平地点に於ける最も適切と考えられるダム軸の選定についても、「中間報告書」に於いて三案の比較を行った結果、中国原案の中心線を採用する方が最も信頼性が高いと判断されたので、これに基づき構造物の配置・概略設計を実施した。

3. 治水計画については、本プロジェクトのダム地点における計画洪水水位は動水貯留法による洪水調節計算の結果推算される最高洪水水位とすべきであると判断された。

その計算の結果、1/300年確率に於て中国側原案より1.9m高くなるとの結果を得たので、これに基準に基づく余裕高を加えてダム高を決定した。

4. 舟運計画については、1985年12月19日に調印された「協議議事録」第3項に基づいて

調査団は中国側よりロックの諸元の提供を受け、ロック構造物の概略設計・施工計画・工事費積算を実施した。与えられた諸元は、巾16m、長さ190m、最小水深3mで、通常の船型の500重量トンまでの舟運に差支えないものと判断される。

5. 発電計画については、本貯水池の治水・舟運に対する運用計画に基づき、1970年から1979年までの10ヵ年の日流量を用いて電算プログラムによって発生電力量を計算した。水車型式については立軸カプラン水車とバルブ型円筒水車との比較を行ったが、バルブ型円筒水車の方が諸種の点で優れているので調査団はこの型式の水車・発電機で発電所の概略設計を行った。また設備容量の最適規模は43.5MW 4台、総出力174MWが最適であるとの結果を得た。

また乾期のピーク発電運転については下流の水位及び流速の急変が舟運に与える影響を考慮して、下流水位の上昇・下降を1m/hrに制限して運転する方法とした結果、年間発生電力量は627GWh/年となった。またこの制限運転による年間90%保証尖頭出力は88,000kWとなった。

6. ダム及び附帯構造物は、中国側原案のダム中心線に基づいて配置した。現河床部に洪水吐（ダム越流部）・発電所・舟運用ロックを、続いて兩岸に至るフィルダム及び鞍部には副ダム（フィルダム）をおいた。洪水吐は現河流の中央部に舟運用ロックは下流航路に円滑につながるよう左岸側に、発電所は送電設備に近く基岩線の比較的浅い左岸側に設けることとした。施工用仮設備は輸送・工事事業電力供給の便を考慮して左岸に、転流水路はその流路巾が大きいので右岸段丘部においた。上記基本配置に基づき構造物の概略設計を実施したが、中国原案と異なった主要な点は以下の諸点である。

(1) 非越流部堤体

動水貯留法による洪水調節計算の結果に基づき、設計洪水位にダム余裕高を加えた結果、コンクリート重力ダムの堤頂標高はEL.36.30m、フィルダムの堤頂標高はEL.37.00mとした。これは中国側原案より夫々1.80m及び2.50m高い。

(2) 越流部堤体

中国側で実施された水理模型実験を観察した結果、洪水吐越流堤の両端部で越流水の縮流が著しいこと及び越流堤上下流の水位差が極めて小さいことからゲート半開時

にゲート背面に渦流によるゲートの振動発生のおそれがあることが観察された。これ等の現象を考慮して必要な放流能力を確保するため、中国側原案の越流堤頂標高をE L . 8.5mから 1.5m上げてE L . 10mとし、また中国側原案の越流ゲート14門×14m = 196mを増加して16門×14m = 224mとした。

(3) 転流工

転流工の配置・寸法等は中国側原案通りとした。中国側基準によると設計洪水量は20年確率洪水量である。工事中の越流のリスクをさけるために、施工能力は経済性が許す限り工期を出来るだけ短縮しうる様十分な配慮がなされるべきである。仮締切工の基礎止水工については、原案の定噴射グラウト工よりも確実に工期が早いと考えられる鋼矢板工法とした。この鋼矢板は、工事完了後は引抜いて再び他の工事に転用可能であり、長い目で見ると経済的となる。

(4) 発電所

水車型式を原案の立軸カプラン型よりバルブ型円筒水車4台に変更したことにより、発電所全長は原案の176mから123mと53m短縮できた。また開閉所への連絡道路は、原案では発電所放水路右岸導流壁上に約400mの橋梁を設ける案であったが、今回はロックの右岸側の擁壁の頂部を拡巾して連絡道路とする方が経済的で管理し易いのでこの案に変更した。

(5) 舟運用ロック

開門の配置及び基本諸元は原案通りであるが、開室擁壁については、原案のシェル型（鉄筋コンクリート二重壁内側に土を詰める案）を、構造及び施工の単純化のため重力式コンクリート擁壁に変更する案とした。またロックと発電所の間に貯水池上流に向って設けられる導流堤は、原案では盛土堤となっていたが、経済性と発電所の保守の安全性の観点からコンクリート隔壁として設計した。

(6) フィルダム基礎止水工

右岸フィルダム止水工は原案ではコンクリート壁止水工となっているが、確実性・安全性の観点から砂礫層まで掘って土質心壁を基礎岩盤まで着ける構造とした。

7. 施工計画

諸構造物の上記方針による概略設計に基づき工事数量を算出した結果、主要な工事数

量は下記の如く変化した。

- i) 掘削量 235万 m³増加
- ii) フィルダム盛土量 256万 m³増加
- iii) 総コンクリート量 6万 m³減少
- iv) 鋼構造物 24 t 増加

中国側原案の工事工程では着工後本工事完了まで約 6.5年を予定しているが、本プロジェクトの諸工事数量から見て若干の大型施工機械及び施工設備を導入すれば約9ヵ月発電開始を早め得ると考えられたので、本報告書ではそれによる検討の結果を述べてある。施工の効率化により約9ヵ月早く発電開始することは財務的にも有利となる。尚、飛来峡多目的ダム建設工事工程表は第6章の表6.2にしめし、又、表6.1に主要機械一覧表を添付した。

8. 事業費積算

設計数量及び施工計画に基づき、1986年の中国における市場価格水準によって建設工事費を積算した結果は、表6.3に示す如く5億6千8百萬元余となった。またこれに補償費・予備費及び建設期間中金利を加えた総事業費は10億7千4百萬元余である。

9. 経済評価

本プロジェクトの治水・舟運・発電の毎年の経済便益及び経済費用を算出し、現在価値に換算して経済内部収益率を計算した結果は、13.9%となる。

また経済内部収益率の感度分析を行った所、工事費が上記の20%増加し且つ便益が逆に20%減少したと仮定した場合でも、内部収益率は10.8%である。

10. 財務分析

本プロジェクトの毎年の財務収支を現在価値に換算して財務分析を行った結果、財務的内部収益率は6.7%と算定された。この数字は必ずしも高いものではないが、本プロジェクトの最優先目的である治水事業による収入は全く0であることを考慮すると妥当な水準と考えられる。また仮に工事費が20%増加し且つ財務収入が20%逆に減少したと仮定した場合には、4.2%となる。

11. 借款償還能力

本プロジェクトの建設工事費・補償費及び予備費の合計は、9億9千3百萬元余で、その中通常外貨借款の対象となる施工機械・発電機器・鋼材等の総額は約3億6千7百萬元相当である。本外貨借款を年利3.0%、30年償還（内最初の10年を据置期間とする）のソフトローンで借入れるものと仮定して、その償還計画を検討した結果、累積収支は1993年の竣工後僅か2年で黒字に転じるので、本プロジェクトの上記条件による償還能力には何等問題が無いことを示している。

12. 本プロジェクトの総合評価

上記の如く今回のフィージビリティ・スタディ（可行性研究）の結果、本プロジェクトは適切な施工体制を確保し実施すれば、治水・舟運及び発電の目的に対して所期の機能を発揮することが確かめられた。

また経済的にもその効果は高いことが証明された。財務的には洪水調節や舟運による収入がほとんど無いにも拘らず電力販売収入によって支えられ、その内部収益率は6.7%と健全であり、借款に対しても償還能力があることが確かめられた。

本プロジェクトによって1/300年確率までの洪水に対して下流の広大な農業地帯及び広東省の政治・経済・文化の中心であり人口320万を数える大都市広州市を守ることが可能になり、社会的に民心安定に大きく寄与するものと思われる。

また本プロジェクト実施を通じ効率的な施工の経験を積むことによって、将来類似の中規模・大規模な工事施工に役立つことと期待される。また多数の熟練した労働者の育成と雇用により雇傭機会の増進に役立つことと思われる。

完成後は水面と湖辺の緑と相まって本地域の民衆のレクリエーションに対して絶好の憩いの場を提供することとなる。

本プロジェクトは上記のように経済的財務的のみならず、社会的にも大きな成果が期待されよう。

目 次

位置図

北江飛来峡・昇平ダムサイト写真

序 文

要 約	i
第1章 緒 論	1 - 1
1.1 根 拠	1 - 1
1.2 調査作業実施経過	1 - 1
1.3 技術移転	1 - 2
第2章 計画地域の現況	2 - 1
2.1 位置および地形	2 - 1
2.2 気 象	2 - 1
2.3 水 文	2 - 2
2.4 堆 砂	2 - 4
2.5 地質及び材料採取地	2 - 5
2.5.1 昇平ダムサイト	2 - 5
2.5.2 貯水池	2 - 6
2.5.3 堤体材料	2 - 6
2.6 社会経済現況	2 - 8
2.6.1 中国の社会経済現況	2 - 8
2.6.2 国家経済開発計画	2 - 8
2.6.3 行政機構・組織	2 - 10
2.6.4 広東省の社会経済現況	2 - 10
2.6.5 計画対象地域の社会経済概況	2 - 11
第3章 多目的ダム計画	3 - 1
3.1 洪水調節計画	3 - 1
3.1.1 計画検討の基本方針	3 - 1

3.1.2	確率洪水流量	3-1
3.1.3	基本となる洪水ハイドログラフ群	3-2
3.1.4	洪水調節計算	3-7
3.1.5	洪水追跡計算	3-16
3.1.6	洪水調節計画	3-17
3.1.7	貯水池堆砂	3-21
3.2	舟運計画	3-22
3.3	発電計画	3-23
3.3.1	電力系統	3-23
3.3.2	需要予測と需給バランス	3-24
3.3.3	最適開発規模の決定	3-26
3.3.4	下流保証流量および正常貯水池水位についての追加検討	3-31
3.4	貯水池運用計画	3-33
3.4.1	洪水期貯水池運用計画	3-33
3.4.2	非洪水期貯水池運用計画	3-34
第4章	環 境	4-1
4.1	環境の現況	4-1
4.2	自然環境への影響	4-1
4.2.1	水 質	4-1
4.2.2	動植物に関する考察	4-3
4.2.3	鉱物資源	4-3
4.3	社会環境に関する考察	4-3
4.3.1	史蹟・名勝・観光資源等	4-3
4.3.2	保健に関する考察	4-4
4.4	環境に及ぼす影響に関する所見	4-4
第5章	概略設計	5-1
5.1	ダム軸と基本配置	5-1

5. 1. 1	ダム位置の選択	5 - 1
5. 1. 2	ダム軸と基本配置	5 - 2
5. 2	土木施設	5 - 7
5. 2. 1	概略設計の基本方針	5 - 7
5. 2. 2	主要構造物の諸元	5 - 7
5. 2. 3	ダム（非越流部）	5 - 11
5. 2. 4	洪水吐（ダム越流部）	5 - 15
5. 2. 5	閘門	5 - 16
5. 2. 6	発電所	5 - 17
5. 2. 7	転流工	5 - 18
5. 3	発電・鋼構造施設	5 - 19
5. 3. 1	水車型式	5 - 19
5. 3. 2	発電施設	5 - 22
5. 3. 3	鋼構造施設	5 - 25
第 6 章	施工計画及び事業費積算	6 - 1
6. 1	施工計画	6 - 1
6. 1. 1	基本方針	6 - 1
6. 1. 2	施工計画立案の前提条件	6 - 1
6. 1. 3	施工計画	6 - 2
6. 1. 4	工事工程	6 - 5
6. 2	事業費積算	6 - 8
6. 2. 1	積算条件	6 - 8
6. 2. 2	建設事業費	6 - 10
第 7 章	経済評価及び財務分析	7 - 1
7. 1	概 要	7 - 1
7. 2	経済評価	7 - 1
7. 2. 1	便 益	7 - 1

7.2.2	経済費用	7-4
7.2.3	経済評価	7-5
7.3	財務評価	7-5
7.3.1	収 入	7-5
7.3.2	支 出	7-6
7.3.3	財務評価	7-6
第8章	飛来峡多目的ダム開発総合評価	8-1
8.1	本開発計画の技術的健全性	8-1
8.2	本計画の経済的・財務的健全性	8-1
8.3	間接便益	8-2
8.4	総合評価	8-2

添付図面

1	一般平面図	1-1
2	ダム縦断面図	1-2
3	ダム標準断面図	1-3
4	コンクリート重力式ダム越流部（洪水吐）平面図及び標準断面図	1-4
5	コンクリート重力式ダム越流部（洪水吐）右岸側壁平面図及び縦断面図	1-5
6	閘門平面図，縦断面図及び標準断面図	1-6
7	発電所及び開閉所一般平面図	1-7
8	発電所標準断面図及び縦断面図	1-8
9	転流工計画平面図及び標準断面図	1-9

表 リ ス ト

	頁
表 2. 1 最近10ヶ年の月別平均雨量	2 - 1
表 2. 2 北江各観測所の流況変化 (1953年~81年の統計)	2 - 2
表 2. 3 横石の流況 (1970~1979年の平均)	2 - 2
表 2. 4 横石の月平均流量 (1970~1979年の平均)	2 - 3
表 2. 5 北江流域の平均含砂量と流砂量の統計	2 - 4
表 3. 1 確率洪水量	3 - 2
表 3. 2 1968年6月(甲)型静水貯留時ダム洪水調節計算	3 - 9
表 3. 3 動水貯留による洪水調節計算結果	3 - 15
表 3. 4 北江飛来峽洪水シュミレーション結果 (1968年6月動水貯留法)	3 - 16
表 3. 5 洪水調節計画の諸元	3 - 17
表 3. 6 貯水池内背水影響	3 - 20
表 3. 7 尖頭負荷および年間電力量の対前年増加率	3 - 24
表 3. 8 年別最大負荷及び年間電力量	3 - 24
表 3. 9 広東省内の発電所開発計画	3 - 25
表 3.10(1) 広東省電力網の電力/電力量需給バランス (9月)	3 - 25
表 3.10(2) 広東省電力網の電力/電力量需給バランス (9月)	3 - 25
表 3.11 カプラン水車とバルブ水車の比較	3 - 28
表 3.12 水車の台数別経済性比較	3 - 29
表 3.13 下流保証流量による比較	3 - 31
表 3.14 正常貯水池水位による比較	3 - 31
表 5. 1 ダムサイト比較・総合対比表	5 - 4
表 5. 2 ダム軸比較選定一覧表	5 - 6
表 5. 3 土質定数一覧表	5 - 13
表 5. 4 フィルダム円弧すべり安定計算結果一覧表 (中国基準)	5 - 13
表 6. 1 主要機械一覧表	6 - 6
表 6. 2 飛来峽多目的ダム建設工事工程表	6 - 7
表 6. 3 工事費 (中国元表示)	6 - 11

表 6. 4	工事費 (米ドル表示)	6 - 13
表 6. 5	年度別所要資金	6 - 15
表 7. 1	年平均洪水被害 (広州市, プロジェクトを実施しない場合)	7 - 8
表 7. 2	年平均洪水被害 (広州市, プロジェクトを実施する場合)	7 - 8
表 7. 3	年平均洪水被害 (全対象地区, プロジェクトを実施しない場合)	7 - 9
表 7. 4	年平均洪水被害 (全対象地区, プロジェクトを実施する場合)	7 - 9
表 7. 5	年度別治水経済便益	7 - 10
表 7. 6	経済費用及び便益表	7 - 11
表 7. 7	工事費内訳 (財務)	7 - 12
表 7. 8	財務費用及び収入	7 - 13
表 7. 9	ローン返済計画	7 - 14

附 図 リ ス ト

図 2. 1 浮流砂と河床砂の粒度分析	2 - 4
図 3. 1 貯水池内上流の各流域毎のハイドログラフ	3 - 3
図 3. 2 貯水池内上流の各流域毎のハイドログラフ	3 - 4
図 3. 3 貯水池内上流の各流域毎のハイドログラフ	3 - 5
図 3. 4 貯水池内上流の各流域毎のハイドログラフ	3 - 6
図 3. 5 1968年 6 月 (甲) 型静水貯留時ダム洪水調節	3 - 10
図 3. 6 昇平ダム不定流計算モデル	3 - 12
図 3. 7 ダム地点 (横石) 水位～流量関係	3 - 14
図 3. 8 1966年 6 月洪水検証図	3 - 14
図 3. 9 1968年 6 月洪水検証図	3 - 14
図 3. 10 貯水池容量配分図	3 - 18
図 3. 11 河道流量配分図	3 - 18
図 3. 12 広東省送電線網図 (幹線)	3 - 23
図 3. 13 開発規模の諸元	3 - 30
図 3. 14 開発規模の経済比較	3 - 30
図 5. 1 比較ダムサイト一般平面図	5 - 3
図 5. 2 ダム軸比較選定案	5 - 5
図 5. 3 ダム越流部の H～Q カーブ	5 - 15
図 5. 4 発電所建屋寸法の比較	5 - 21
図 5. 5 主回路接続方式比較図	5 - 24

第1章 緒 論

1.1 根 拠

日本政府は、中華人民共和国政府の要請に基づき、同国広東省における北江飛來峽多目的ダム建設計画調査を行うことを決定し、その調査を国際協力事業団が実施することとなった。

国際協力事業団は、1985年12月9日より12月20日までの12日間にわたり事前調査団を現地に派遣し、現地調査および資料収集を行い、あわせて本格調査実施のために日本及び中国政府の取るべき措置と本格調査の枠組みを規定した「実施細則」について協議を行った。

その結果、国際協力事業団と中華人民共和国水利電力部は「実施細則」及びその「協議議事録」に合意し、1985年12月19日調印した。その諸作業実施の二大目的は下記の二点である。

- (1) 日本側は中国側との密接な協力の下、本計画のフェージビリティ調査を実施する。
- (2) 日本側は本調査の期間中、調査に参画する中国側専門家に対し調査業務を通じ、技術移転を行う。

なお、調査開始より最終報告書提出までの全調査期間は概ね18ヵ月間とすることにも合意された。

この合意事項に基づき国際協力事業団は、13名の専門家より成る調査団を編成し、1986年6月4日より逐次調査団員を現地に派遣し本件の調査を開始した。また事業団は3名の作業監理委員を委嘱し調査作業の監理を実施した。

1.2 調査作業実施経過

調査団および珠江水利委員会は上記「実施細則」の合意事項を遵守し、相互の密接な協力の下、1986年6月4日より現地作業を開始した。

珠江水利委員会は調査団のカウンターパートとして、幹部職員12名及び実務担当専門家9名を任命し、各分野の調査作業を協同して実施した。これ等作業監理委員・事業団管理者・調査団員並びに中国側カウンターパートの参加者名簿は表1.1に示す通りである。

調査団は同年7月3日「着手報告書」を提出すると共に、中国側実施機関の「珠江水利委員会」との密接な共同作業により、同年9月末までに第一次現地調査を終了し、10月6日「現地報告書」を提出した。

調査団は更に10月18日まで現地で実施された第一次現地調査の結果得られた諸調査資料に基づき、その解析・諸計算・治水・舟運・発電計画及び概略設計・施工計画・概略工事費積算の作業を1987年2月上旬まで東京において実施し、その結果を「中間報告書」として、1987年2月17日提出した。また同年2月21日より3月16日まで第二次現地調査を実施し、この結果を「第二次現地調査実績報告書」として提出した。

更に上記第二次現地調査によって得られた資料をも加えて東京で洪水調節計算を追加して実施し、その結果ダムおよびその他の構造物の概略設計を修正した。またそれに基づいて算出された工事数量を元として施工計画も修正し、総事業費の積算を実施した。別途収集された経済・財務に関する諸資料を加えて、本プロジェクトの経済評価・財務分析・借款償還能力の検討を行った。またその結果および本プロジェクト実施による社会的効果に基づいて本プロジェクトの総合評価を行った。

上記の結果を取りまとめて「最終報告書(案)」・「要約書」および「資料集」を作成し、1987年8月中旬中国側と協議の結果、若干の部分的修正をした上「最終報告書」として10月末日までに提出することで双方は同意した。

本「最終報告書」・「要約書」および「資料集」は上記の経緯を経て、ここにフィージビリティ・スタディ(可行性研究)の最終の報告書類として中国側に提出され、本件の作業遂行はこれを以て完結されたものである。

なお、上記各段階の報告書提出時に調査団は中国側とその都度密接な協議を行い、双方の同意事項を夫々「協議議事録」に記載し、双方の代表が調印した。

1.3 技術移転

本プロジェクトの第一次および第二次現地調査期間を通じて珠江水利委員会は、調査団員の各の専門分野に対応した幹部職員および実務要員総数21名を任命し、調査団は、相互緊密な協力作業を通じて技術移転を行った他、計画手法・経済評価・水車型式比較等の重要な8個のテーマについて、6回にわたってセミナーを開催した。各のセミナーには毎回40~50名の参加者があり熱心な質疑応答が行われた。

また各の専門団員は各カウンターパートと、日本および中国の諸技術基準の比較検

討を行い、意見の交換を行って、本プロジェクトの計画・設計について誤り無きを期した。

表 1. 1 調査作業担当者名簿

(1) 国際協力事業団 作業監理委員

氏名	職位	担当分野
山住 有巧	委員長	総括
横塚 尚志	委員	河川・ダム (1977年5月～9月)
渡辺 和足	委員	河川・ダム (1977年9月以降)
田村 章	委員	

(2) 国際協力事業団 社会開発協力部

戸井田 宣雄	計画課長	計画管理
中川 和夫	開発調査第二課	計画管理

(3) 調査団

津田 誠	団長	総括・ダム計画
白川 治	副団長	治水計画
澄川 啓介	団員	ダム設計
中尾 誠一	団員	構造設計
窪田 稔	団員	発電計画
塚原 澄雄	団員	発電施設
村田 義昭	団員	水文調査
小村 壽夫	団員	地質解析
竹下 俊明	団員	地質調査
桜井 正明	団員	施工計画・事業費積算
赤川 正俊	団員	経済・財務分析
岩井 陽一	団員	環境調査
正田 徳良	団員	通訳

(4) 珠江水利委員会 幹部職員

孔 憲 志	副主任
翁 義 孟	総工程師
李 永 壽	弁公室主任
范 錦 春	設計院院長

李 景 堂	設計院副院長
李 作 斌	設計院副總工程師
曹 紹 楷	設計院副總工程師
余 偉 橋	總工程師室工程師
唐 載 翹	外事科副科長
羅 麗 萍	翻 訳
劉 小 兵	翻 訳
黃 加 明	事 務

(4) 珠江水利委員会 実務担当職員

龐 瑞 生	計 画
陸 抗 珍	施 工
游 贊 培	機 電
黃 剛 強	水 工
毛 多	計 画
李 瓚 杭	水 文
劉 偉 民	ボーリング
伍 栩 儀	地 質
林 芳 榮	環 境

第2章 計画地域の現況

2.1 位置および地形

北江は、珠江水系第二の支川で、珠江本流との合流点（三水附近）までの流域面積は46,700km²、幹川流路延長は約468kmである。流域面積の一部は湖南省及び江西省に入るが、92%は広東省内にあり、北部の南嶺山脈の最高峰画眉山（標高1,673m）に源を發し、略々南流して三水に至る。流域の約90%は山地及び標高50m以上の低い丘陵地帯であり、飛來峽より下流部は平野が開け、広大な珠江デルタに連る。本昇平ダム地点は、省都広州市の北方直線距離で約90kmの所に位置し、その緯度は北緯約23°-46'、経度は東経約113°-11'である。ダム下流約10kmの飛來峽および上流約30kmの盲仔峽を除くと、韶関市下流の河谷は500~700mと広く、兩岸に若干の沖積平野・河岸段丘があり、ほとんど農耕地となっている。ダム予定地点上・下流の河床勾配は約1/3,000~1/4,000の緩やかな勾配となっている。

2.2 気 象

北江流域は亜熱帯気候区に属し一般的に高温多湿である。流域内5地点の単純平均で見ると年平均気温は約20℃で、北部で約19℃、南部で約21℃である。最も暑い7月の平均気温は28℃~29℃、最も低い1月の平均が12℃~13℃で、最低気温は3.0℃で結氷は見られない。

流域内の最近10年の月別平均雨量は次表の如くで、年雨量は平均1,889mmである。

表2.1 最近10ヶ年の月別平均雨量（1970~1979, 10観測所平均）

月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	年
雨量 (mm)	64	56	114	249	382	317	181	217	120	98	39	52	1,889

雨期は4月~8月で、この間の雨量は年雨量の71%に達する。この降雨は前線性降雨で大きな洪水をもたらす。7月~10月の降雨には台風によるものが含まれるが、海岸より離れているため大きな洪水を引き起こすことはほとんど無い。前線性降雨で大洪水をもたらした雨量記録を見ると、2~3日継続した降雨の後3~4日は余り降雨が無く、

更に2～3日激しい降雨があるというパターンがほとんどである。流域面積がダム計画地点で約34,000km²と大きいので、上記の二回の降雨の最も大きいものが洪水となっていることが判る。

年降雨量は南部程多く、また西部が東部より多い傾向を有している。流域の各地の年平均日照時間は、1,500～1,900時間もあり、農業や植生には最適である。

2.3 水 文

北江は、北部から武水・湟江・滄江・連江・滄江・濱江等の支川を有しており、夫々本流との合流点近くに測水所があり、北江本流の横石・石角の二測水所と共に、1953年から1981年までの測水記録がある。これ等各測水所の流況を示すと次の如くである。

表 2.2 北江各観測所の流況変化 (1953～81年の統計)

河 川	観測所	流域面積 (km ²)	最大年平均流 量 (m ³ /s)	年 平 均 流 量 (m ³ /s)	最小年平均流 量 (m ³ /s)	最大年平均	
						最小年平均	
湟江	湟湾	6.764	342	190	67	5.1	
武水	犁市	6.976	337	189	72	4.7	
滄江	黄崗	4.730	273	159	45	6.1	
連江	高道	9.007	584	329	138	4.2	
北江	横石	34.013	1,890	1,100	400	4.7	
滄江	大廟峽	472	36	21	15	2.4	
濱江	珠坑	1.607	109	75	46	2.4	
北江	石角	38.363	2,290	1,330	516	4.4	

上表にみる如く、豊水年と渇水年との比はかなり大きい。本界平ダム計画地点の長年平均流量は約 1,110m³/sec で年量約 351億m³となる。

計画地点に最も近い横石測水所 (上流約 5 km) で年平均流況は次表の通りである。

表 2.3 横石 (CA=34,013km²) の流況 (1970～1979年の平均, m³/s)

年最大流量	35日流量	95日流量	185日流量	275日流量	355日流量	年最小流量	年合計 (億m ³)
8,455	2,687	1,329	692	419	255	208	367

北江地域では、1952～53年頃から流量観測データが整備されているので降雨を介在することなく直接流量データを使用し、水文解析を行うことが出来る。したがって、各種水文資料の他洪水波形の観測記録28個等を本治水計画の水文解析に使用した。

尚、横石における1970～1979の10年間の日平均流量から下表のように月平均流量を作成した。

表 2.4 横石での月平均流量 (単位: m^3/sec)

流域面積: 34,013 km^2

年	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	平均
1970	304	352	782	2,050	2,416	2,621	1,514	1,110	1,319	1,156	551	694	1,242
1971	410	373	320	651	2,015	2,268	1,325	1,495	836	383	332	292	895
1972	249	363	253	1,426	3,343	1,653	474	976	466	389	905	807	943
1973	1,424	613	632	3,267	4,993	3,482	2,257	2,222	1,810	872	605	433	1,890
1974	339	609	368	956	2,011	2,500	2,029	747	429	615	499	295	951
1975	515	1,370	1,982	2,446	5,088	2,642	1,278	1,237	731	1,350	861	683	1,685
1976	408	451	674	2,040	2,518	2,796	1,958	1,212	567	761	733	333	1,205
1977	415	317	168	1,243	1,614	2,656	1,242	1,164	576	557	268	236	872
1978	543	403	984	1,652	3,175	2,842	765	922	481	531	353	243	1,077
1979	238	432	1,066	1,280	1,797	1,359	877	1,098	1,243	380	306	243	861
平均	484	528	659	1,701	2,897	3,512	1,372	1,218	846	700	541	426	1,162

2.4 堆砂

北江地域の6測水所では1954年以降1981年まで毎日の浮遊土砂量を測定した記録があり、その年間平均浮砂量を示すと次表の如く極めて少い。

ダム計画地点に近い横石測水所での浮砂量は年平均 $88\text{ m}^3/\text{km}^2$ で、これは珠江の本流である西江の梧州測水所（流域 $329,705\text{ km}^2$ ）地点での年間浮砂量 $126\text{ m}^3/\text{km}^2$ に似ており、流域の植被が良好なことから見て理解できる。

浮砂量と河床砂の粒度は下図に示すように極めて大きな差があり、平均粒径は浮流砂で 0.083 mm 、河床砂で 0.96 mm である。

図 2.1 浮流砂と河床砂の粒度分析

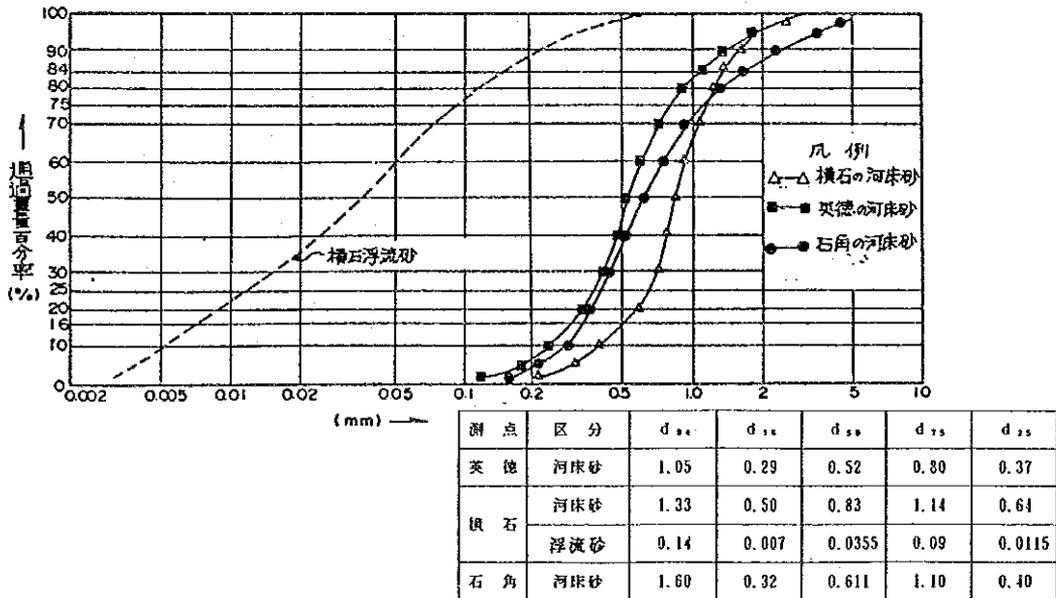


表 2.5 北江流域の平均含砂量と流砂量の統計

観測所名	湟 湾	梨 市	高 道	黄 崗	横 石	石 角
河 川 名	湟 江	武 水	連 江	湟 江	北 江	北 江
流 域 面 積 (km^2)	6.764	6.976	9.007	4.730	34.013	38.363
観 測 期 間	1954~ 1981	1956~ 1981	1956~ 1981	1955~ 1969	1954~ 1981	1954~1969 1974~1981
年 平 均 含 砂 量 (kg/m^3)	0.163	0.162	0.140	0.131	0.136	0.130
年 平 均 流 送 土 砂 量 (万 t)	99	103	151	68	479	570
比 流 送 土 砂 量 ($\text{m}^3/\text{km}^2/\text{日}$)	91	92	105	90	88	93

浮砂量の6%程度が掃流砂であるという報告もあるが、4月～6月の3ヶ月で年間流送量の72%を占めることから類推すれば、小洪水時はウォッシュロードであり、中洪水から大洪水時にはいく分かの掃流砂を含む浮流砂が、北江の流砂形態と思われる。

2.5 地質及び材料採取地

本プロジェクト地域及びダム附近の地質調査結果は添付資料集に詳述したが、本プロジェクト地域を含む北江流域は、中国の地質構造区分上、中国南西部に広がる華南褶曲帯に属し、主に原生代震旦系～古生代三疊代系の堆積岩類と中生代の火山岩及び花崗岩などから成る。

このうち、比較4ダム候補地点～貯水池を含む地域（清遠～英徳）を構成する基盤岩類は、主に江口より下流の飛来峡周辺及び大厝峡付近より上流に分布する原生界（震旦系）～古生界（石炭系～デボン系）の堆積岩類と、江口～大厝峡及び連江口付近に分布する中生界ジュラ紀～白亜系（燕山三期～四期）の花崗岩類より成る。また、北江沿いの低地部には、これらの基盤岩を覆って第四系の未固結堆積物（段丘・現河床堆積物等）が平坦面を形成して分布し、特に白厝より下流及び英徳盆地では広く発達する。

2.5.1 昇平ダムサイト

昇平ダムサイトは、河床巾が約700mで右岸側に比高4～5mの平坦な段丘面が巾700～800mにわたって広がる盆地状の開けた谷よりなり、周辺山地は、孤立丘が点在する標高180m以下の丘陵地よりなる。

ダムサイトの基盤岩は、主に燕山四期（白亜紀）の細中粒黒雲母花崗岩よりなり、特に両岸丘陵地では風化が著しく、粘土化～マサ状化した全風化部が深度20～30m付近まで分布する。また、河床部及び右岸段丘面下には、花崗岩を覆って礫・砂・粘土層等からなる現河床堆積物や段丘堆積物等が10～30mの厚さで分布する。

ダムの基盤として、重力式コンクリートダムや発電所が計画される河床部では、強度的に弱風化花崗岩が対象となり、基礎掘削線は最深部で標高-15m程度と考えられる。また、弱風化以深の岩盤の透水性はほとんど10ルジオン以下であり、通常のセメントグラウチングによる止水処理が可能と判断される。

フィルダムが計画される右岸段丘では、最上部に分布する厚さ10～20mの粘土層が

直接の基礎となる。一般に粘土層は、ダムの基礎として沈下や支持力不足による滑動が問題となるが、ダムの規模及び粘土層の性状等からすれば、ダムの上・下流勾配を緩くし、盛立て速度を遅くする等の適切な設計・施工上の配慮をすることにより、粘土層を基礎としてフィルダムの築造は可能と判断される。ただし、粘土層の下位には、透水性の高い砂・礫層（層厚10～20m）が分布するため、適切な止水処理が必要である。

また、両岸アバット部のフィルダムの基礎は、粘土化～マサ状化した全風化花崗岩よりなるが、粘土層に比べて強度が大きく、ダム高も低くなることから、支持力については特に問題はないと判断される。

なお、全風化花崗岩は過大な透水性は示さない（ $k = 10^{-4} \sim 10^{-5} \text{ cm/sec}$ ）が、地下水位やパイピングの問題等を考慮した適切な止水処理が必要である。

2.5.2 貯水池

貯水池域では湛水後、一般に問題となるのは、ダムの安全性や貯水池の機能に影響を与えるような漏水や斜面崩壊の発生の有無である。

当貯水池域で地質的に漏水が最も問題となるのは石灰岩である。しかし、石灰岩は貯水池上流端の水没深が浅い区域に分布し、他流域まで連続して分布する可能性も低いいため、漏水が致命的な問題となることはないと考えられる。

斜面崩壊については、湛水後、一般に不安定となり易い斜面として地すべり地がある。当貯水池周辺では、波羅坑地区を除いて顕著な地すべり地は認められない。波羅坑地区は対策工が実施されており、現在は地すべりの変状は認められず、また、水没深が浅くその規模も比較的小さいため、貯水池周辺で致命的な問題となるような大規模な斜面崩壊が発生する可能性はほとんどないと判断される。

2.5.3 堤体材料

堤体材料は、コンクリート骨材やリップラップ材としての粗骨材（岩石材料）、コンクリート用細骨材やフィルター材としての細骨材（砂礫材料）、及びフィルダムの不透水性材料としての土質材に分けられる。

このうち、粗骨材は、品質的に花崗岩の新鮮部（新鮮～弱風化岩）が対象となる。

ダムサイト近傍で風化帯が薄く、必要量が採取可能な地点として、ダムサイト右岸下流約3kmの板塘地区、及び左岸南東約3kmの大崗嶺地区がある。両地区とも岩質的にはほぼ同じであるが、風化帯は板塘地区で5m、大崗嶺地区で10m程度である。

細骨材は河床砂礫層が対象となる。賦存量や採取条件等から、広い中洲を形成するダムサイト上流約2kmの夾州地区が採取候補地として適している。ただし、中砂のうちの一部で含泥率が3%を超えるものがあるため、使用にあたっては十分な洗滌が必要である。

土質材は花崗岩の粘土化～マサ状化した全風化部が対象となり、ダムサイト周辺1～2km以内の両岸丘陵地が採取候補地となる。全風化部は、品質・賦存量とも特に問題はないと判断されるが、採取範囲が広範囲となるため、今後詳細設計のためには、採取位置・深度による材質のバラツキ等を把握して採取範囲を確定すると共に、力学・透水試験等による設計値の確認や盛立て基準の検討を行う必要がある。

2.6 社会経済現況

2.6.1 中国の社会経済現況

中国は、大陸本土及び海南島を含む島しょ部から成る 960万平方キロの国土を有し、行政上、22省、3直轄市、5自治区から構成される。人口は、1985年で10.5億人であり、うち63%にあたる 6.6億人が、農村部に居住している。政府による人口抑制策により、成長率は1985年で1.01%と低くなっているが、2000年には、約12億人に達するものと予想されている。

1985年の国民収入は 6,822億元で前年比21.2%増と高い伸び率を示している。部門間の中間投入額を除外せず、単純に足し合わせた社会総生産額は 1兆 6,309億元で、このうち工業生産額は 8,756億元、農業生産額は 4,580億元である。同年の対外貿易額は、輸出が 274億ドル、輸入が 423億ドルで、貿易収支は 149億ドルの赤字となった。

1985年の中国国家財政総収入は 1,866億元、一方、総支出は 1,845億元で、22億元の黒字となった。

2.6.2 国家経済開発計画

(1) 開発基本方針と2000年工農業生産4倍増計画

中国は今世紀中の近代化を目標に1979年以来、対外開放・対内活性化政策を打ち出し、経済建設を進めている。具体的には、対外開放政策としては経済特区の設置、合弁事業の認可、諸外国からの借款の受入れ等が、対内活性化政策としては中央集権型経済制度の改革、すなわち地方企業への自主権の付与、人民公社の解体と請負い制（生産責任制）の導入が実施されている。

この基本方針に基づき、1982年9月の党中央大会で中国は1981年から今世紀末までの20年間を展望した「2000年工農業生産4倍増計画」を採択した。本計画は戦略目標として、経済効率の大幅な向上を前提として、

- 1) 実績ベースで工農業生産を4倍にする。
- 2) 国民収入、主要工業製品の量で世界の前列にならぶ。
- 3) 国民の物質的・文化的水準を世界の中程度とする。

(1人当たり所得を 1,000米ドル程度とする。)

の3項目を掲げている。この目標は2段階で達成され、農業に関しては、総生産額の年平均成長率が、1981～1990年は7.9%、1991～2000年は7.1%と設定されており、2000年には6,224億元と、1980年の2.8倍に達することになる。

工農総生産は、1980年の7,159億元から2000年には2兆8,000億元と増加し、4倍増が達成されるものとしている。

(2) 第7次経済開発5ヶ年計画

第6次5ヶ年計画（1981～1985年）、中国経済は順調な成長を遂げ、計画中の5年間に於いて工農業総生産、国民所得は年平均10%前後の伸びを示した。また、食糧生産は4億トンを上回り、自給が可能となった（1986年1月6日、田紀雲副首相の報告）。1984年において計画の目標値は、ほぼ達成されている。一方で経済発展、特に工業生産の成長が急激であったため、交通・エネルギー等の社会資本の未整備が問題となっている。この結果をふまえ第7次5ヶ年計画（1986～1990年）は、年平均目標成長率を国民所得、工農業総生産額ともに7%と控え目におき、バランスのとれた安定的経済成長の達成をはかるべく、以下の項目に重点をおいている。

1) 農業の構造改善

- ・米以外の農産物の増産
- ・品種改良の推進

2) 運輸、エネルギー部門の整備

- ・内陸運輸・海運・陸上交通・航空のバランスのとれた整備
- ・石炭・石油の生産拡大、及び電力供給の拡大

3) 技術改革

- ・技術レベルの向上、省エネルギー、品質の向上

4) 軽工業の発展

- ・消費財生産の拡大

5) 教育の充実

- ・人材の育成

6) 経済体制改革の推進

- ・価格の合理化、賃金の体系化及び企業の活性化

2.6.3 行政機構・組織

中国の国家機構は1982年の憲法によって規定され、立法機関として全国人民代表大会、行政機関として国務院、司法機関として人民法院・人民検察院が各々設置されている。国務院すなわち中央人民政府は、最高の国家行政機関で、45の部・委員会が設置されている。

地方行政区画としては、省・地・県・郷という4級制がとられ、省級には省、直轄市（北京・天津・上海）及び自治区がある。地級は地級市・地区・自治州などで、県級には県・自治県・区を設けない市及び直轄市区があり、郷級には郷及び鎮がある。一般に市は工業の発達している地域、県は農村に設けられ、郷・鎮は旧人民公社の行政単位を引き継いでいる。

2.6.4 広東省の社会経済現況

広東省は中国東南部に位置し面積21.2万平方km、人口6,253万人（1985年）で、気候は亜熱帯に属する。北部に位置する南嶺山脈は、華中との境をなし南部には中国第3の河川である珠江流域沿いに平野が、河口には華南の経済の中心地である珠江デルタが広がっている。

1984年の広東省の地域社会総生産額は、857.1億元でそのうち工農業総生産は、375.1億元である。また、国民収入は、397.4億元である。

産業の中心は農業で、全省の耕地面積は、4,657万畝（約31,000平方km）である。主要な作物は、米、甘しょ糖、落花生、養蚕であり、特に米は、珠江デルタを中心に年2回収穫され、中国の主要稲作地域となっている。1984年の農業総生産額は、275.99億元で人口の約80%が農業に従事しており、経済開発において農業部門の発展は、不可欠である。また海岸線が長く、河川も多いため、漁業も盛んである。

工業部門は、軽工業が中心であり、食品、紡績、製紙、機械、石油などが、主要部門である。特に製糖、果物の缶詰等の食品加工、絹織物など、農業生産物を原料とする農業関連工業がさかんである。1984年の工業総生産額は490.1億元うち軽工業総生産額が304.37億元で62.1%を占め、重工業総生産額が、185.79億元で37.9%を夫々占める。

広東省は、黄埔港、広州港など良港に恵まれ沿岸航路の中心となっている。また、

珠江流域等の内水航運も物資の移動に利用されており、内陸航路総延長11,195km、1985年の水運量 6,026万トンで全省の専業運輸部門貨物輸送量の59.5%を占めている。また、道路の総延長は、63,790km、鉄道も京広鉄道など総延長 846kmであり、交通基盤の整備が進められている。

省内には、鉄、鉛、亜鉛、錫、タングステン、硫鉄鉱、石灰石が、埋蔵されており、鉱物資源には恵まれている。また、広東省の既設発電所の電力総設備容量は1985年現在で 1,826MW（うち水力 790MW、火力 1,036MW）である。1985年の全省の年間需要電力量は113.4 億KWH であり、これに対し年間供給電力量は92.1億KWH（うち水力29.9億KWH、火力62.2億KWH）で21.3億KWH が不足している。

広東省は、古くから対外貿易の中心地として栄えてきたが、現在も中国における対外貿易の主要な地位をしめており、1984年の輸出貿易総額は、24.2億ドルに達している。また、近年、経済近代化政策により、深圳、珠海、汕頭の三地区が、経済特区として指定され、外資、先端技術の導入をはかっている。また、全省で農業の近代化、工業の振興がはかられ、それにともない石炭や電力等のエネルギー開発、輸送手段など社会経済基盤の整備が進められている。

第6次5ヶ年計画（1981-1985）において、京広線の衡陽-広州間電化・複線化、黄埔港整備、道路整備等が進められ、1986年からの第7次5ヶ年計画においても広州-深圳間高速道路など引き続き交通基盤の整備が重視されている。さらに、沙頭角（深圳）火力発電所建設計画や水力開発も計画されている。

2.6.5 計画対象地域の社会経済概況

計画対象地域である北江流域は、江西省、湖南省、広東省にまたがり、うち広東省が、92%を占め、広州市（花県、清遠県等）、韶関市、四会県、三水県等がふくまれる。北江流域内の人口は、714万人でそのうち85%にあたる 610万人が農業に従事している。農業は、主要産業で流域面積の 9.5%にあたる 666.6万畝（4,400平方km）が耕地で、うち8割強が灌漑されている。1979年以来の経済近代化政策により流域農村部においても人民公社が解体され、請負い制（生産管理制）が導入された。耕作の自由化が進み経済作物の生産が増加し、従来の主要農産物である米以外に甘しょ糖、落花生、養魚など生産の多様化が進んだ。さらに、商業の自由化の進展により、都市部な

どにおける自由市場に出荷する農家も増加している。流域の耕地については堤防の建設により洪水の被害が軽減されているが、治水安全度が低く引き続き現在も建設が進められている。農家の収入は毎年増加しつつあり、生活水準の上昇に伴い物資の移動が活発になっている。また、都市部においても自主権を付与された企業の設立が相次ぎ工業、商業、運輸業等の生産額も増加している。これら農村・都市の発展に伴い輸送手段、用水供給、電力供給などの社会経済基盤の拡充が課題となっている。

流域の中心地である韶関市は、豊富な鉱物資源を利用した鉄鋼・金属をはじめ機械、セメント工業など重工業が発展している他、木材、精米、搾油、煙草等の生産もさかんで省内有数の工業都市となっている。また、北江の下流域に位置する広州市は全省の政治、経済、文化、交通の中心で、人口の集中が進み（約 320万人）、都市機能の整備が課題となっている。

流域の交通手段は、北京－広州を結ぶ京広線、韶関から広州及び各県を結ぶ道路、河川航路が中心で、韶関－三水間の河川航路は 256kmあり、50～ 100 t の船舶が航行している。主に上流から石炭、セメント、木材を広州市や仏山市等下流の都市に輸送している。また、流域内には灌漑、発電用の既設のダムがあるが、包蔵水力の一部を開発しているにすぎない。電力は主として韶関市、広州市に送られているが、膨大な潜在需要のため深刻な電力不足に悩まされており、これが工業部門の総生産の伸びを制約する一大要因となっている。

第3章 多目的ダム計画

3.1 洪水調節計画

3.1.1 計画検討の基本方針

飛来峡多目的ダムは、「北江流域計画初歩報告、1983-3」で示された「堤庫結合」（堤防と貯水池を組合せる）の基本方針に従い、北江大堤、滬江遊水池と組合わせて、広州市をはじめとする北江下流域の洪水防御を計ることを目的とする。

飛来峡多目的ダムの洪水調節計画の中国原案では、次の条件を満足することを目標としている。

① 英徳県城（No.28-1）における水位は、確率 1/100年以下の洪水に対して、自然洪水位より30cm以上高くないこと。また貯水池の流入量が $4,200\text{m}^3/\text{s}$ 以下の範囲では、英徳における背水位がEL. 25mを超えないこと。

② 洪水調節方式は3段階方式とし、最低 1/300年確率洪水を 1/100年、1/100年確率洪水を1/50年、1/50年確率洪水を1/20年確率規模の流量に低減すること。

③ 洪水調節後の流量は、次の目標値を満足すること。

清遠地点	1/50年確率洪水時において	$12,400\text{m}^3/\text{s}$ 以下	(1/20)
	1/100年	"	$13,600\text{m}^3/\text{s}$ 以下 (1/50)
石角基準点	計画規模の洪水時において	$18,800\text{m}^3/\text{s}$ 以下	(1/100)

④ 滬江遊水池は、現況の自然遊水池とする。

調査団は種々の水理計算に基づいて、これ等の条件を満足できるかどうかの検討を行った。その結果は以下に述べる通りである。

3.1.2 確率洪水流量

洪水調節計画は、計画の基準とすべき洪水規模を設定し、それを対象として立案することになる。この計画の基準となる洪水はピーク流量 (m^3/s) と洪水量 (m^3) の2つの要素で表現され、確率解析によって算定される。

北江地域では、1952~53年頃から流量観測データが整備されているので降雨を介在することなく直接流量データを使用し、別添資料集3.1.1に示す通り確率解析を行い、中国の調査成果によるピアソンⅢ型分布による計算値表3.1を採用する。

表 3.1 確率洪水量

確率年	昇平ダム 34,013km ²				区 4,350km ²				石 38,563km ²			
	Q _p	W ₃	W ₇	W ₁₅	Q _p	W ₃	W ₇	W ₁₅	Q _p	W ₃	W ₇	W ₁₅
1/10,000	28,700	68.6	126	206	6,570	12.6	22.0	37.9	29,800	73.6	142	234
1/1,000	24,100	56.8	105	170	5,510	10.3	18.5	31.9	25,000	61.4	117	195
1/500	22,700	53.2	98.0	159	5,180	9.69	17.5	29.8	23,500	57.7	110	183
1/300	21,600	50.5	92.8	151	4,950	9.26	16.7	28.7	22,400	54.7	104	174
1/200	20,700	48.5	88.6	145	4,730	8.88	16.0	27.5	21,500	52.4	100	166
1/100	19,200	44.7	81.9	134	4,380	8.29	15.0	25.6	19,900	48.5	92.5	154
1/50	17,700	40.8	74.4	122	4,040	7.66	13.8	23.6	18,300	44.4	84.3	141
1/20	15,500	35.4	64.3	106	3,540	6.77	12.2	20.7	16,100	38.6	73.6	122

注 1) ピアソンⅢ型分布による (可行性研究報告による)

2) Q_p : ピーク流量 (m³/s)

W₃ : 3日間洪水量 (億 m³)

W₇ : 7日間洪水量 (億 m³)

W₁₅ : 15日間洪水量 (億 m³)

3) 区間 : 昇平ダム～石角基準点間の残流域 4,350km²を示す。因みに、この面積は石角基準点に対して0.11の比率を占める。

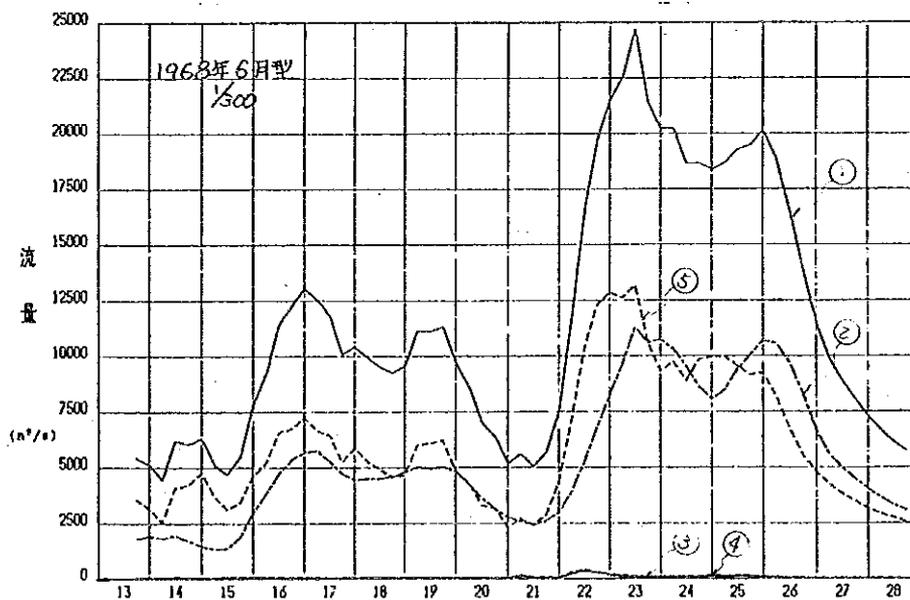
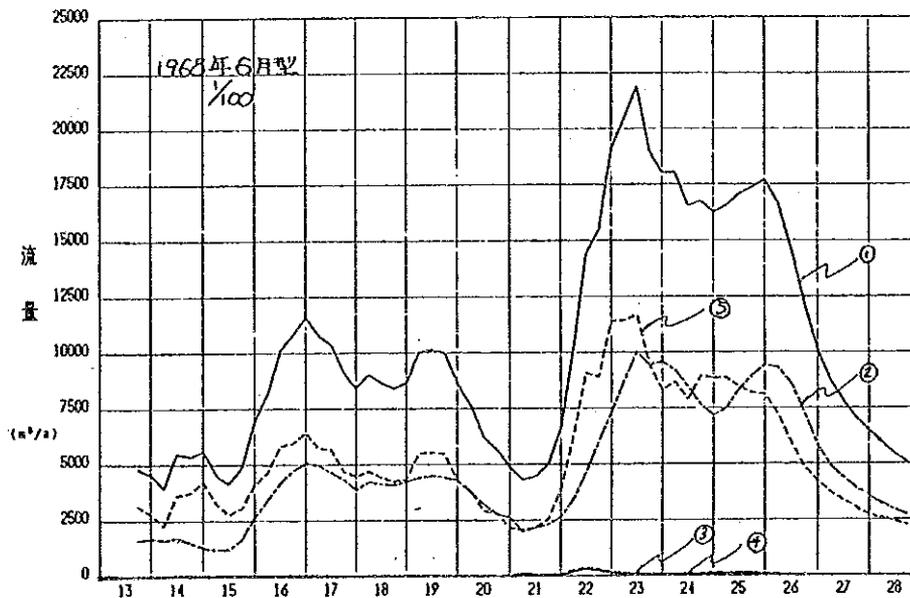
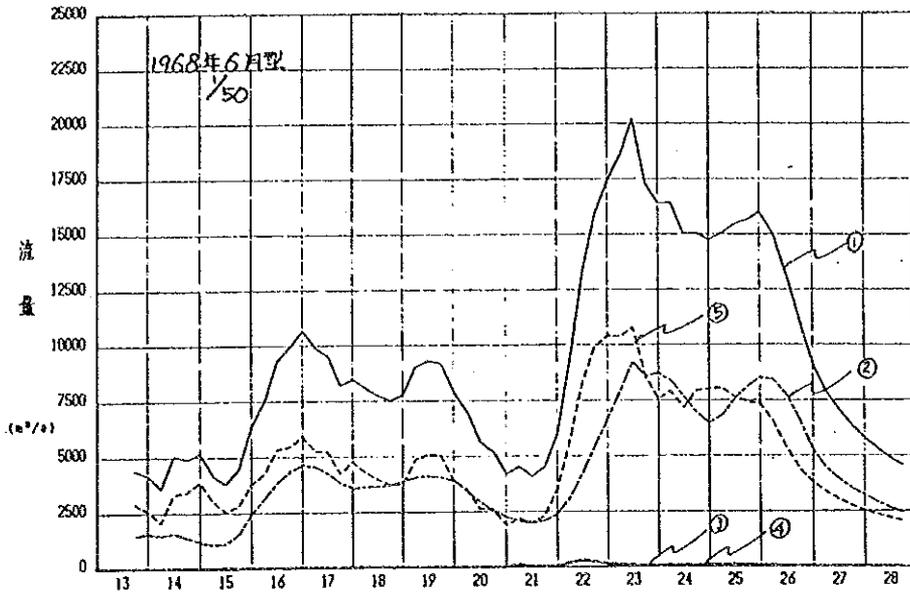
4) 昇平ダムと横石水文站の面積の比は、1.0025 (0.25%) であるから、流域面積比等の補正はせず、水文量は横石の値をもってダム地点の値としている。

3.1.3 基本となる洪水ハイドログラフ群

洪水調節計画の基本となるハイドログラフ群は、実績洪水ハイドログラフを各確率規模へ引伸すことによって作成する。実績ハイドログラフは、洪水継続時間、洪水波形、洪水の地域分布特性等を考慮し、数洪水選択する。

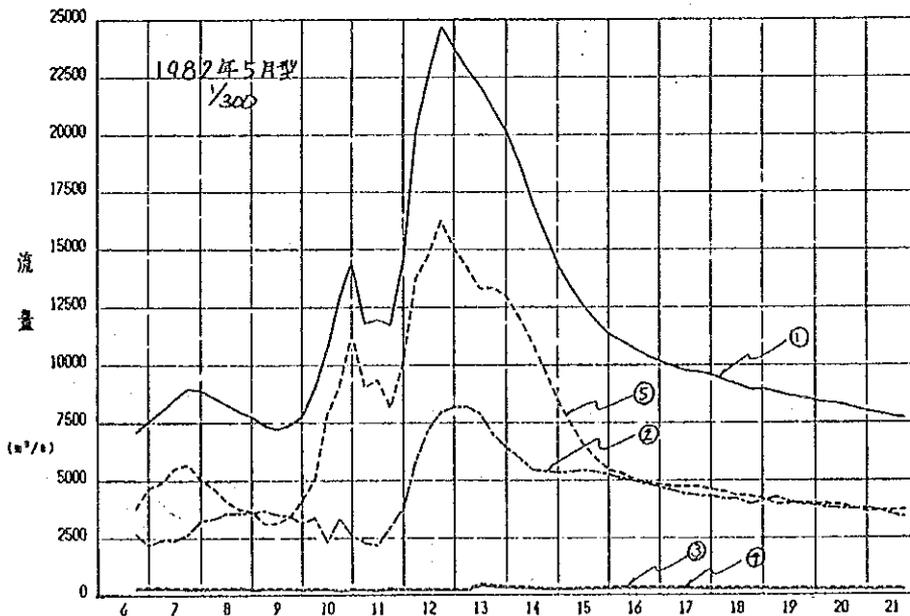
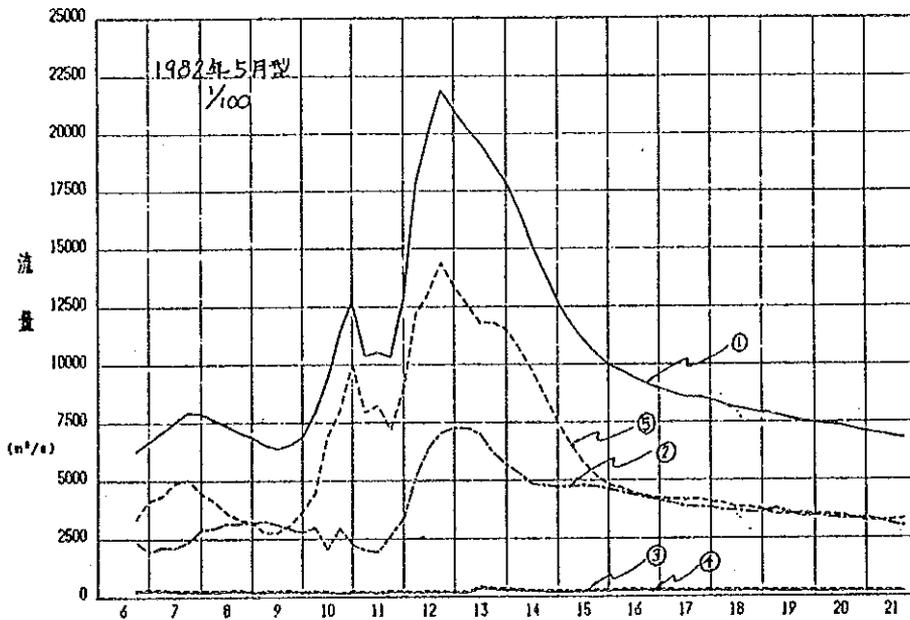
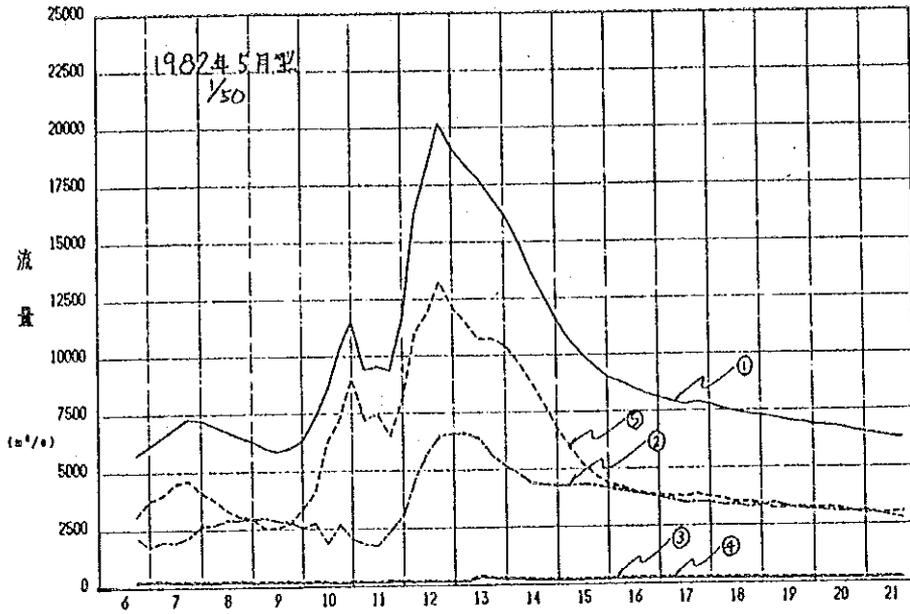
静水貯留法に対しては、別添資料集 3.1.2 に示す通り、7洪水を採用し検討した。動水貯留法に対しては、静水貯留法のと看最大値を与えた1968年6月及び1982年5月について中国成果ハイドログラフにより検討する。

図 3.1～3.4 は貯水池内上流各流域毎の洪水ハイドログラフ関係を示す。ハイドロ表については別添資料集Ⅱ-2 に示す。



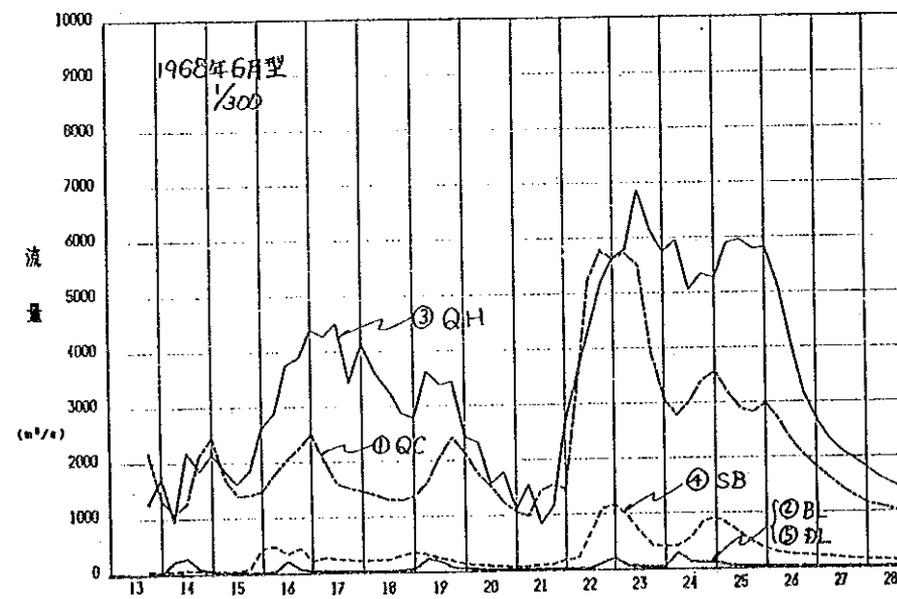
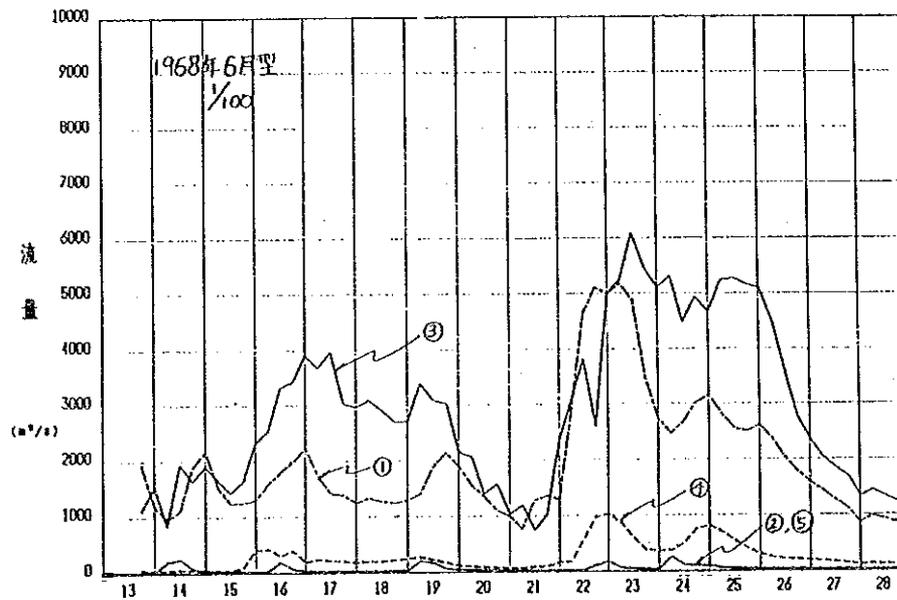
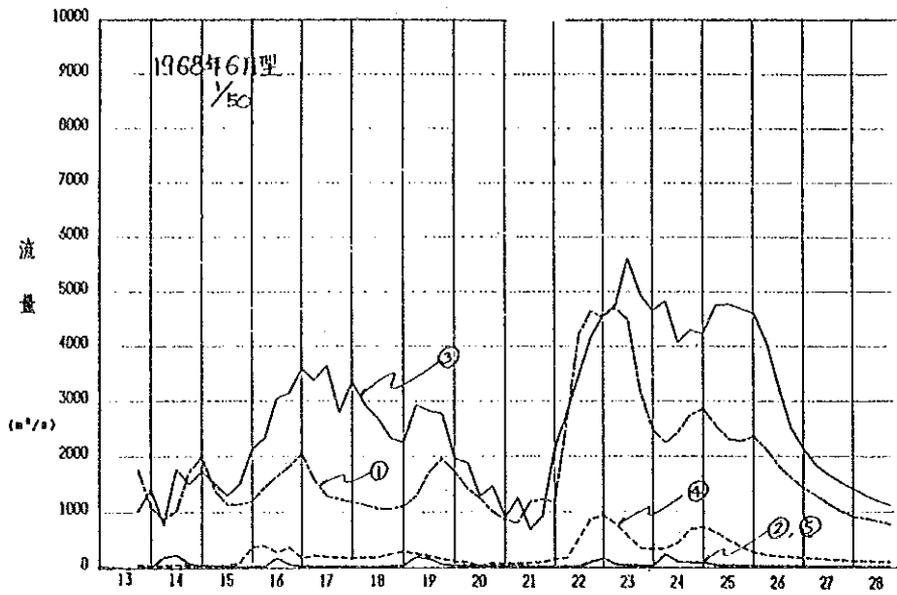
- 凡例
- ①: 流入量合計
 - ②: 馬徑泉 流入量
 - ③: 宮田水
 - ④: 仙播水
 - ⑤: 瀨江、波多坑水、冷光水、迎水、梨洞水 流入量合計

図3.1 貯水池内上流の各流域毎のハイドログラフ(流入)



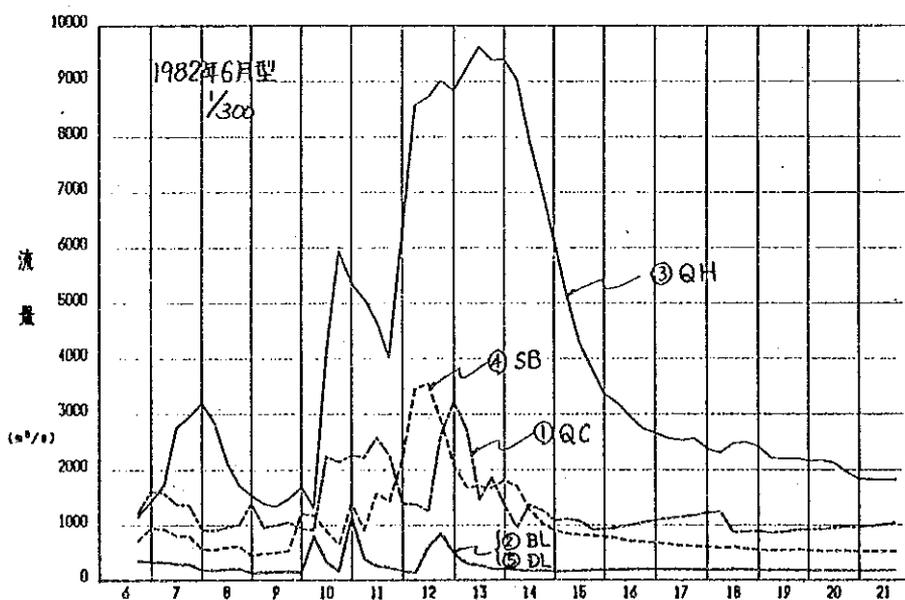
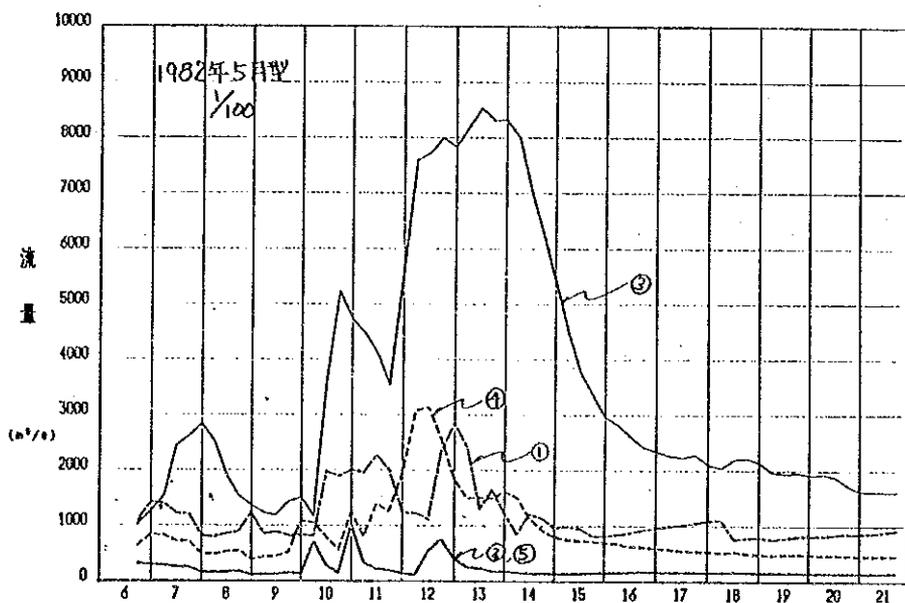
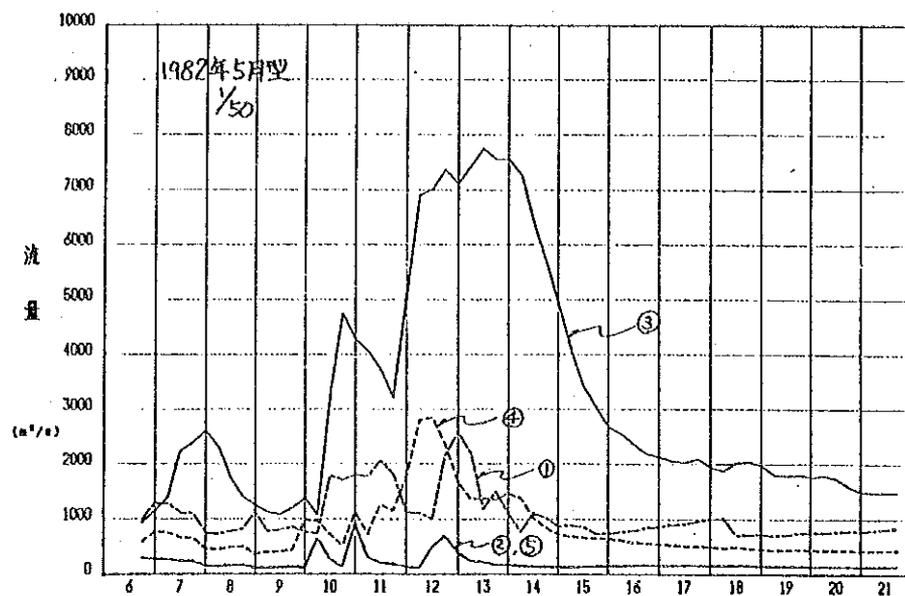
- 凡例
- ①: 流入量合計
 - ②: 馬徑黎 流入量
 - ③: 宮田水
 - ④: 仙橋水
 - ⑤: 滄江, 波多坑水, 冷丸水, 迎水, 梨洞水
 - 流入量合計

図3.2 貯水池内上流の各流域毎のハイドログラフ(流入)



- 凡例
- ① 湘江 流入量
 - ② 波夕抗水 "
 - ③ 浚光 "
 - ④ 水辺水 "
 - ⑤ 梨洞水 "

図3.3 貯水池内上流の各流域毎のハイドログラフ (E河)



- 凡例
- ① 滄江 流入量
 - ② 波多抗水
 - ③ 浴光
 - ④ 水辺水
 - ⑤ 梨洞水

図 3.4 貯水池内上流の各流域毎のハイドログラフ (比尺)

3.1.4 洪水調節計算

ダム直前の計画洪水位を求めるために洪水調節計算を下記の二つの計算法に基づいて実施した。

- (1) 静水貯留法
- (2) 動水貯留法

以下の節にその計算結果を述べるものとする。

(1) 静水貯留法による計算

別添資料集3.1.2に示す7基本洪水について調節計算を行った結果、1968年6月型(甲)が下表の通り最大となり洪水調節時ダム直前貯水池水位EL32.14m(1/300年)となった。

1968年6月(甲)型洪水に対する1/50年、1/100年、1/300年確率のときの計算を下表に示す。また、その計算書及び洪水調節流量図を表3.2および図3.5に示した。

1/50年 ($Q_{MAX} = 17,700\text{m}^3/\text{s}$)

1/100年 ($Q_{MAX} = 19,200\text{m}^3/\text{s}$)

洪水名	1/50年 ($Q_{MAX} = 17,700\text{m}^3/\text{s}$)				1/100年 ($Q_{MAX} = 19,200\text{m}^3/\text{s}$)			
	最高貯水位 (米)	相応庫容 (億立米)	防洪庫容 (億立米)	水庫最大流量 (億立米)	最高貯水位 (米)	相応庫容 (億立米)	防洪庫容 (億立米)	水庫最大流量 (億立米)
1964年6月	29.39	10.32	8.35	13.000	30.00	11.64	9.67	15.500
1966年6月	29.08	9.87	7.90	13.000	30.00	11.58	9.61	15.500
1968年6月(甲)	29.39	10.33	8.36	13.000	30.00	11.80	9.83	15.500
“(乙)	29.36	10.28	8.31	13.000	30.00	11.45	9.48	15.500
1974年6月	29.32	10.21	8.24	13.000	30.00	11.42	9.45	15.500
1975年5月	28.94	9.67	7.70	13.000	30.00	11.30	9.33	15.500
1982年5月(乙)	28.28	8.71	6.74	13.000	29.69	10.76	8.79	15.500
計 画	29.38*	10.32	8.35	13.000	29.90	11.85	9.90	15.500

1/300年 ($Q_{Max} = 21,600 \text{ m}^3/\text{s}$)

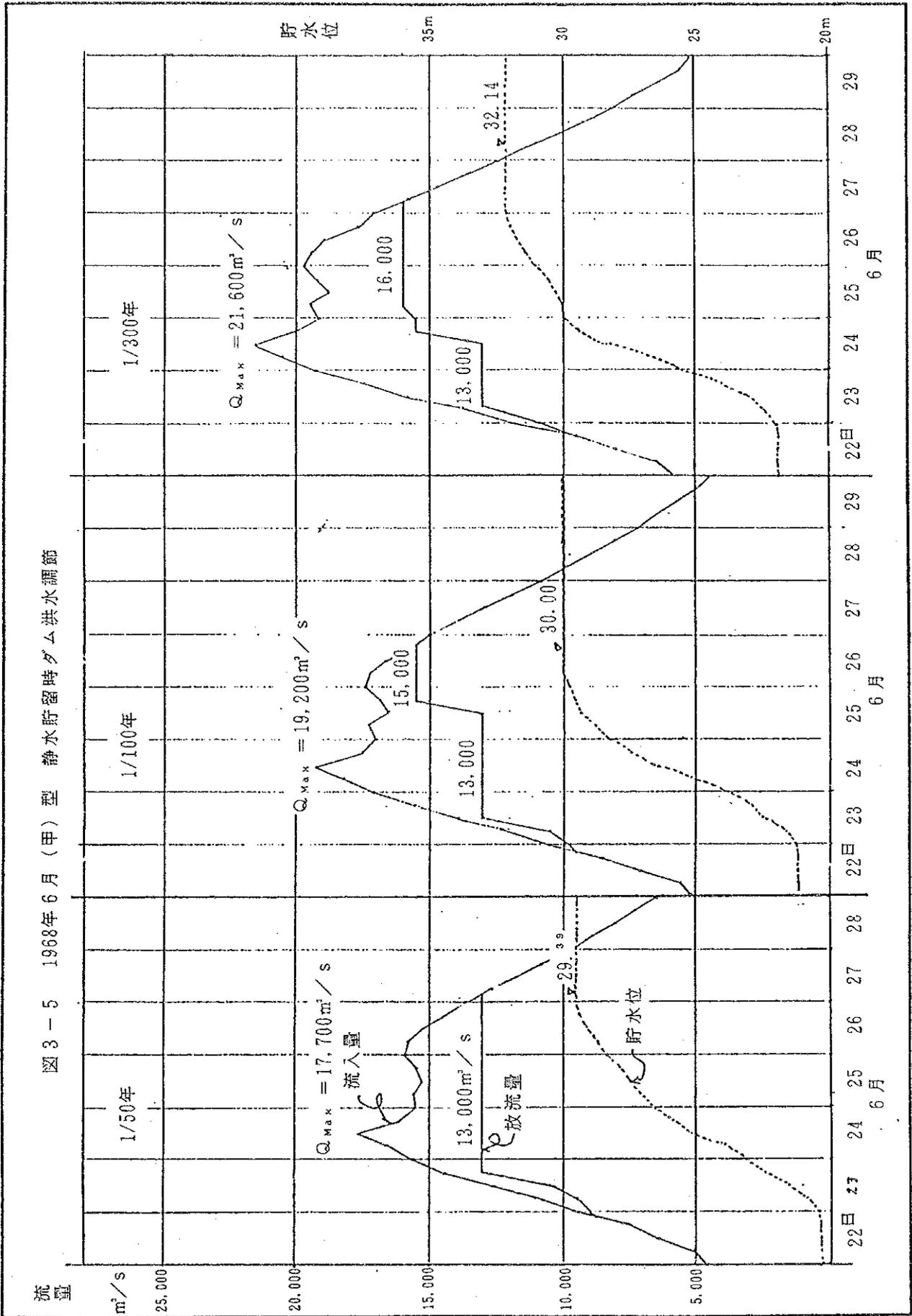
洪水名	最高貯水位 (米)	相應庫容 (億立米)	防洪庫容 (億立米)	水庫最大流量 (億立米)
1964年6月	31.97	16.04	14.07	16.000
1966年6月	32.11	16.37	14.40	16.000
1968年6月(甲)	32.14	16.46	14.49	16.000
" (乙)	31.86	15.83	13.96	16.000
1974年6月	31.97	16.03	14.06	16.000
1975年5月	31.49	15.08	13.11	16.000
1982年5月(乙)	31.04	14.19	12.22	16.000
計 酉*	32.30	16.56	14.59	16.000

* 中國創原計畫案

表 3-2 1968年 6月 (甲) 型 静水貯留時ダム洪水調節計算

6月		1/50年		1/100年		1/300年			
日	時	流入	放流	貯留量	ダム水位	流入	放流	貯留量	ダム水位
16	0	4470.0	0.0	0.0	0.0	5460.0	0.0	0.0	0.0
16	1	4750.0	0.0	0.0	0.0	5410.0	0.0	0.0	0.0
16	2	5330.0	0.0	0.0	0.0	6790.0	0.0	0.0	0.0
16	3	9020.0	0.0	0.0	0.0	9230.0	0.0	0.0	0.0
16	4	9090.0	0.0	0.0	0.0	11100.0	0.0	0.0	0.0
16	5	8740.0	0.0	0.0	0.0	11100.0	0.0	0.0	0.0
16	6	8090.0	0.0	0.0	0.0	10700.0	0.0	0.0	0.0
16	7	8310.0	0.0	0.0	0.0	9700.0	0.0	0.0	0.0
16	8	8940.0	0.0	0.0	0.0	10000.0	0.0	0.0	0.0
16	9	8970.0	0.0	0.0	0.0	10900.0	0.0	0.0	0.0
16	10	6230.0	0.0	0.0	0.0	10000.0	0.0	0.0	0.0
16	11	5080.0	0.0	0.0	0.0	10900.0	0.0	0.0	0.0
16	12	5020.0	0.0	0.0	0.0	10000.0	0.0	0.0	0.0
16	13	5030.0	0.0	0.0	0.0	9230.0	0.0	0.0	0.0
16	14	9740.0	0.0	0.0	0.0	6790.0	0.0	0.0	0.0
16	15	10000.0	0.0	0.0	0.0	5460.0	0.0	0.0	0.0
16	16	12300.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	17	15000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	18	16000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	19	15000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	20	10000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	21	9000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	22	8000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	23	7000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	24	6000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	25	5000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	26	4000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	27	3000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	28	2000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	29	1000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

図3-5 1968年6月(甲)型 静水貯留時ダム洪水調節



(2) 動水貯留法による計算結果

飛来峡ダム計画における洪水調節計算は、水平湛水を前提とする上記静水貯留法では現象を的確に把握できないことから、貯水池内の水面勾配を考慮した動水貯留法でも検討することとした。計算方法は不定流計算とし、第二次現地調査時に中国側から提供のあった追加詳細資料に基づき、貯水池内流入を北江本流、浚江支流、連江支流および残留区間に分け、更に区間を5小流域に代表させた。各流域のハイドログラフを適切なタイムラグの仮定のもとで貯水池ハイドログラフに合成し洪水調節計算を行った。

洪水調節方法は、中国側原案の通り、 $13,000\text{m}^3/\text{s} \rightarrow 15,500\text{m}^3/\text{s} \rightarrow 16,600\text{m}^3/\text{s}$ の3段階調節方式を採用した。貯水池内の洪水調節計算は、運動方程式と連続式を連立させて取扱う下記公式による近似不定流計算法にて行った。

運動量方程式

$$\frac{2Q}{gA^2} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Q^2}{gA^3} \cdot \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} - i_b + \frac{n^2 \cdot Q \cdot |Q|}{A^2 \cdot R^{4/3}} = \delta \dots(1)$$

連続式

$$\frac{ds}{dt} = Q_{in} - Q_o + q \dots(2)$$

- | | | |
|-----|--------------------------|---------------------|
| ここに | Q : 流量 (in : 流入, o : 流出) | g : 重力加速度 |
| | A : 河積 | t : 時間 |
| | h : 水深 | x : 流下方向距離 |
| | i_b : 河床勾配 | s : 単位河道 (ポンド) の貯留量 |
| | n : 粗度係数 | q : 支川流入量 |
| | R : 径深 | |

(1)式は一次元開水路の非定常流れの基本式から加速度項 $\left(\frac{1}{gA} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} \right)$ を除いたものである。「加速度項」は「水面勾配項」の1割に満たず、ほぼ無視し得るものである (別添資料集 II - 3・(8)参照)。

・モデル概要

モデルは馬径寮～昇平ダムサイト間を単位長さ1km～2kmの77個の単位河道 (ポンド) の連続として模式化する (図3.6参照)。

尚、各ポンドの貯水位 (H) と貯水量 (S)、河積 (A) 及び径深 (R) との関係については、数値解上での安定性の確保と計算時間の短縮を計る目的で指数近似化する。

$$S = \alpha_1 \cdot H^{B_1}$$

$$A = \alpha_2 \cdot H^{B_2}$$

$$R = \alpha_3 \cdot H^{B_3}$$

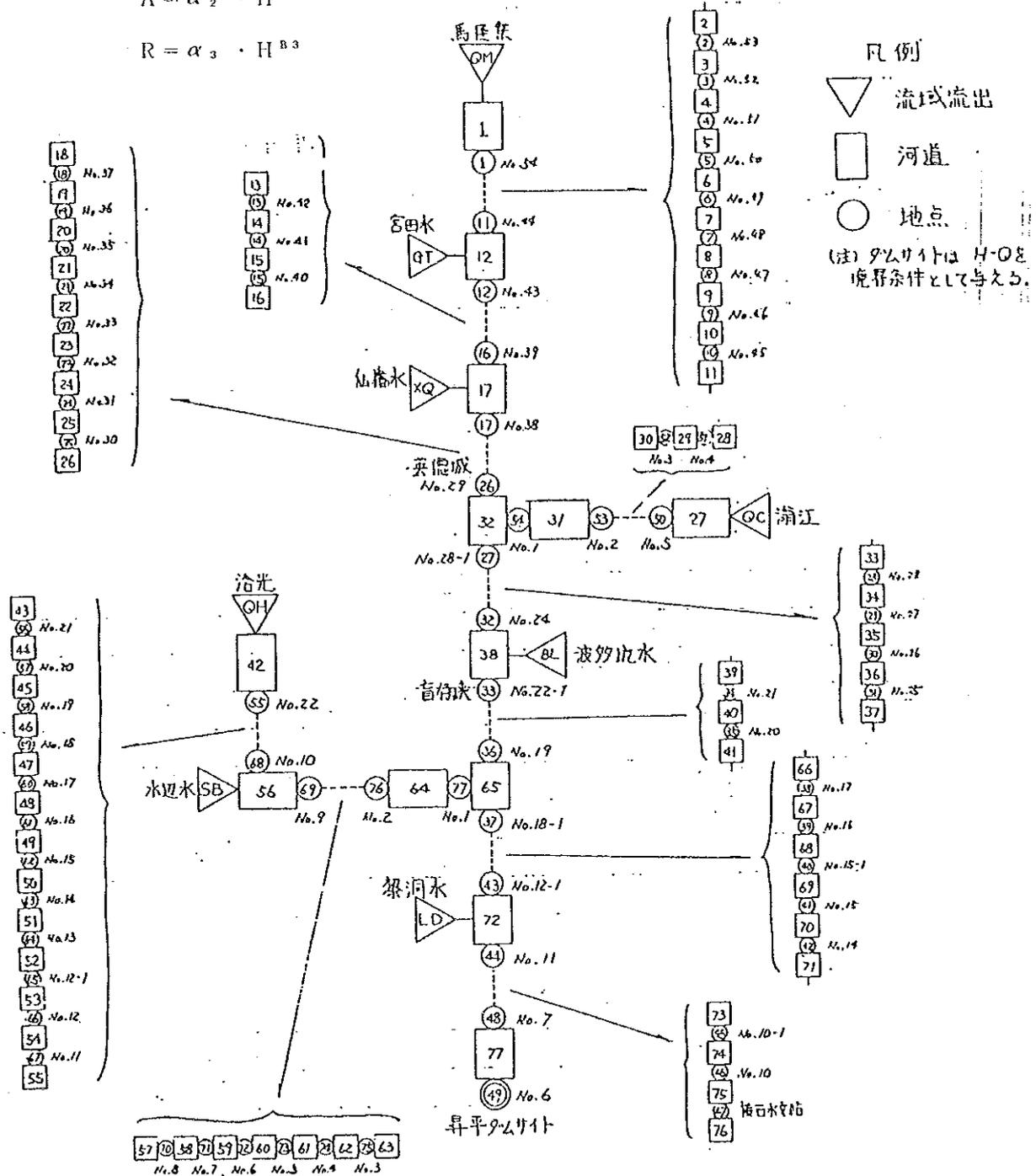


図 3. 6 昇平ダム不定流計算モデル

・境界条件

本・支川の貯水池上流端（馬徑寮，滄洗，長湖）及び横流入中小支流（宮田水，仙橋水等5ヶ所）に対して貯水池流入ハイドログラフを与える。（別添資料集Ⅱ-2・(5)参照）

下流端条件は昇平ダムの貯水位～放流量特性である。

・粗度係数

pond内水位に応じた中国側既調査資料を検証修正の上適用する。検証計算詳細は別添資料集Ⅱ-3・(7)に示す。

・計算単位時間

計算単位時間は、洪水波の速度とpond長との関係より60秒とする。

・検証計算（モデルの検証）

前述したモデルを用いて、1966年6月及び1968年6月の実績洪水2ヶについて検証シュミレーションを行った。

結果は図3.7～3.9に示すとおりである。

上記の計算結果と実測値を比較すると、洪水ピーク付近で約 $1,000\text{m}^3/\text{s}$ 程度、水位において最大30cm程度の相違が認められるが、いずれも5～7%程度の相違であり、横石の立上りが極めて良好な再現性を有していることから、当モデルは、貯水池内の洪水流動に対しほぼ妥当な再現性を有するものと判断する。

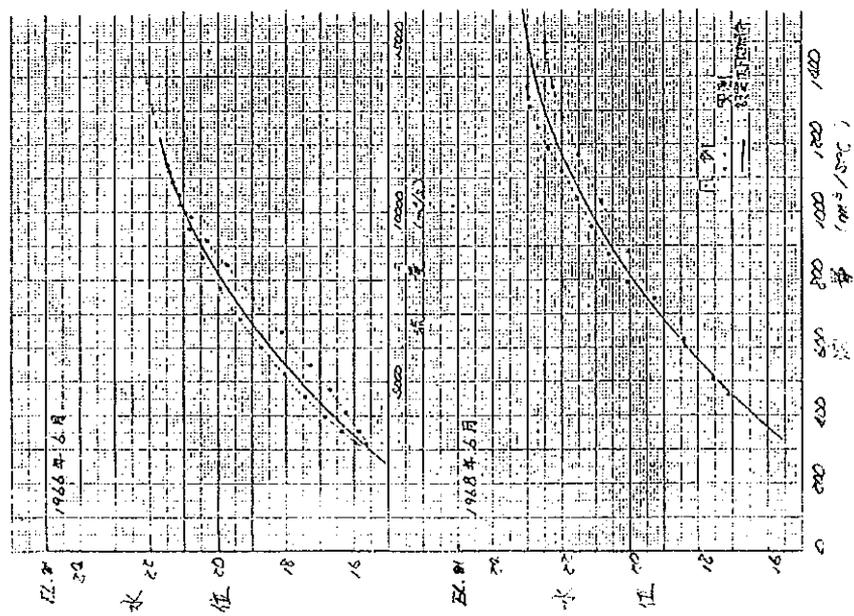


图 3.7 ダム地点(横石)水位～流量関係

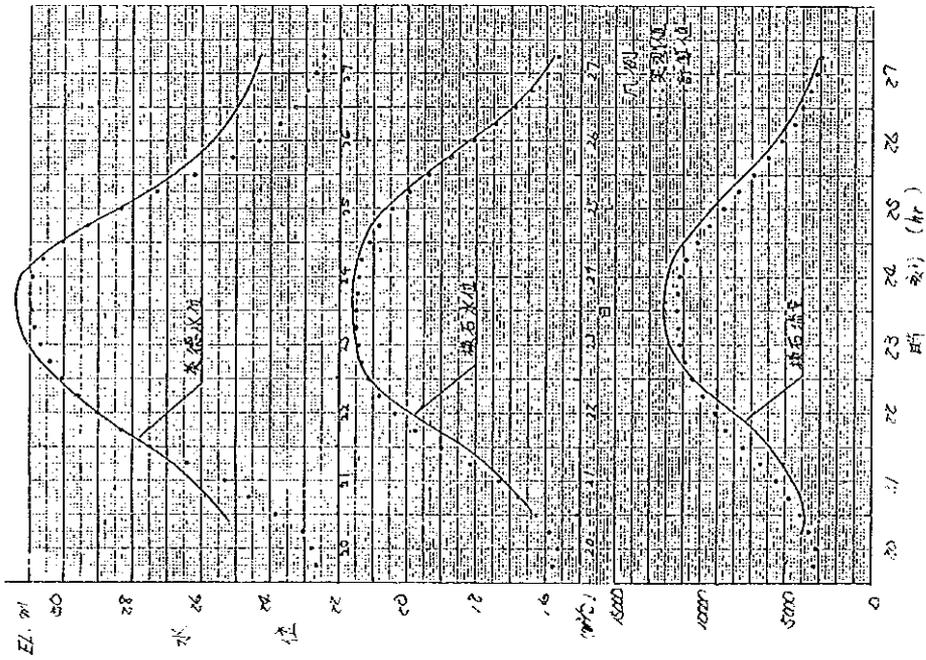


图 3.8 1966年6月洪水検証図

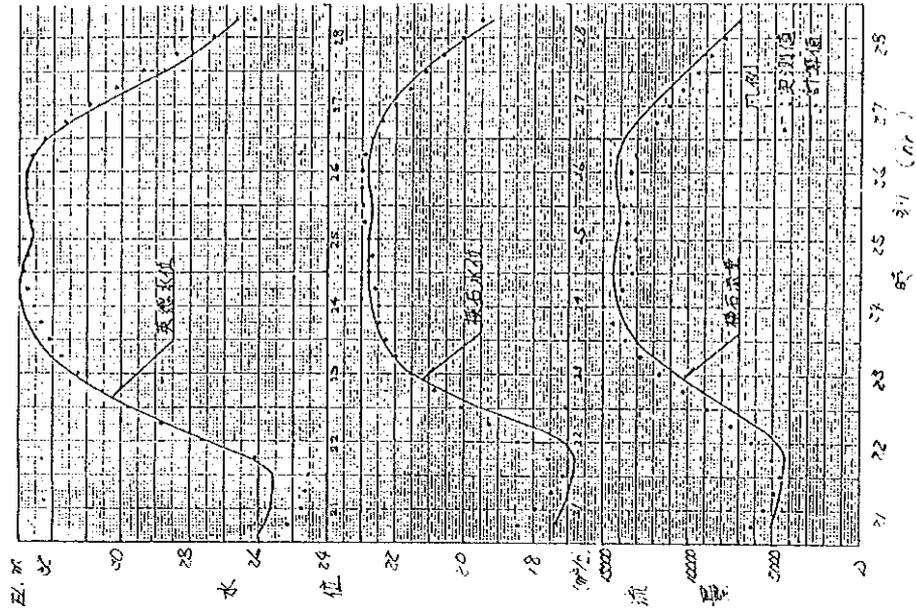


图 3.9 1968年6月洪水検証図

上記動水貯留法による洪水調節計算は、静水貯留法で高い水位を与えた1968年6月及び1982年5月型について、前記不定流モデルを適用して計算を行った結果、各種確率（1/50, 1/100, 1/300）のダム直前における最高洪水位（防洪洪水位）は下表の如くになった。

表 3.3 動水貯留による洪水調節計算結果

洪水	確率	昇平ダム築造前		昇平ダム築造後	
		ダムサイト 最高水位 H _{D max}	ダムサイト ピーク流量 Q _{D max}	ダムサイト 最高水位 H _{D max}	ダムサイト ピーク流量 Q _{D max}
1968年 6月型	1/50年	22.4 m	m ³ /s 15,900 ** (17,700)	30.5 m	m ³ /s 13,000
	1/100	23.0	17,300 ** (19,200)	31.1	15,500
	1/300	23.7	19,400 ** (21,600)	** (32.1) 33.7	16,000
1982年 5月型	1/50	22.7	16,600 ** (17,700)	29.8	13,000
	1/100	23.2	18,100 ** (19,200)	30.4	15,500
	1/300	24.0	20,300 ** (21,600)	** (32.1) 32.7	16,000

** () 内は横石確率洪水量, ** () 内は静水貯留による計算水位

上表より、ダム直前最高洪水位は最悪の1968年6月型、1/300年確率洪水時でEL. 33.7mとなり、以前の中国側原案EL. 32.3mより1.4m高くなる。

なお上記詳細計算は別添資料集Ⅱ-3に示す。

3.1.5 洪水追跡計算

動水貯留法によるダム洪水調節計算の結果、1968年6月型のとき、ダム直前最高洪水水位EL. 33.7mとなる。これに対し中間報告書に記述したと同様の下流洪水シュミレーションを行った結果、ダムから最大放流量を13,000m³/s, 15,500m³/s, 16,000m³/sと3段階に調節放流することにより下流清遠、石角各基準点の通過洪水量は下表に見る如く目標値まで低減させることができる。

表3.4 北江飛来峽洪水シュミレーション結果(1968年6月動水貯留法)

確率	最高野水位 m	最大動水容量 億m ³	最大放流量 m ³ /s	清遠最大流量 m ³ /s	長江最大流量 m ³ /s	石角最大流量 m ³ /s	長江最高水位 m	長江遊水容量 億m ³
1/50	30.5	-	13,000	11,488	2,471	15,376	20.41	2.36
1/100	31.1	-	15,500	13,289	3,050	17,670	21.55	4.08
1/300	33.7	17.8	16,000	13,900	3,264	18,795	21.95	4.41

目標基準洪水量 1/50 清遠 12,400m³/s 以下
 1/100 清遠 13,600m³/s 以下
 1/300 石角 18,800m³/s 以下

詳細計算は別添資料集Ⅱ-4に示す。

3.1.6 洪水調節計画

(1) 洪水調節計画の諸元

洪水調節計画の諸元は、1968年6月型洪水（甲）を計画の基本とし、各種不確定要素を約5%見込みサーチャージ水位をEL. 34.2m (=EL. 33.7+*0.5)とし下表のように設定する。

表3.5 洪水調節計画の諸元

項目	諸元	備考
計画規模（確率）	1/300年確率	
ダム	ダム最大流入量	24,700 m ³ /s 貯水池流入端における同時最大
	ダム最大放流量	16,000 m ³ /s 3段階放流13,000→15,500→16,000m ³ /s
	校核洪水水位	EL. 34.30 m 1/10,000年確率
	設計洪水水位	EL. 34.25 m 1/1,000年確率
	サーチャージ水位	EL. 34.20 m 防洪洪水位 1/300年確率
	常時満水位	EL. 24.00 m
ム	洪水調節容量	18.7 億m ³ 1968年6月型 1/300 EL. 34.2 ~EL. 20.00（動水容量）
	予備放流容量	2.33 億m ³ EL. 24.00 ~EL. 20.00（静水容量）
遊水池	最高水位	EL. 21.95 m
	調節容量	4.41 億m ³
	湛水面積	81.5 km ²
（石角1流量）	調節前	22,400 m ³ /s
	調節後	18,800 m ³ /s

図3.10及び3.11に貯水池容量配分と河道流量配分図を示す。

* 動水容量17.8億m³の5%は約0.9億m³でありEL. 34m付近の動水容量では約0.5mの水位上昇と考えられる。

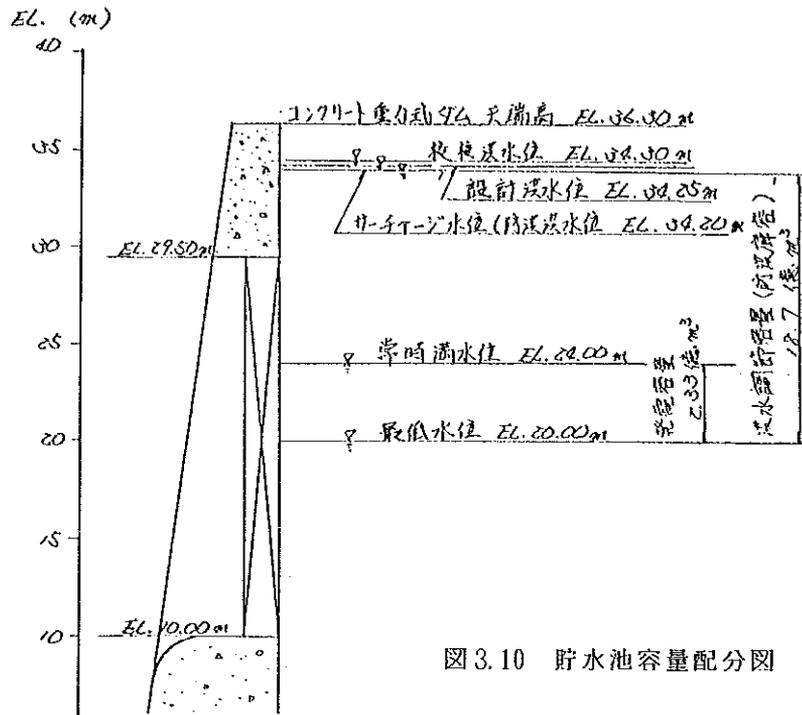
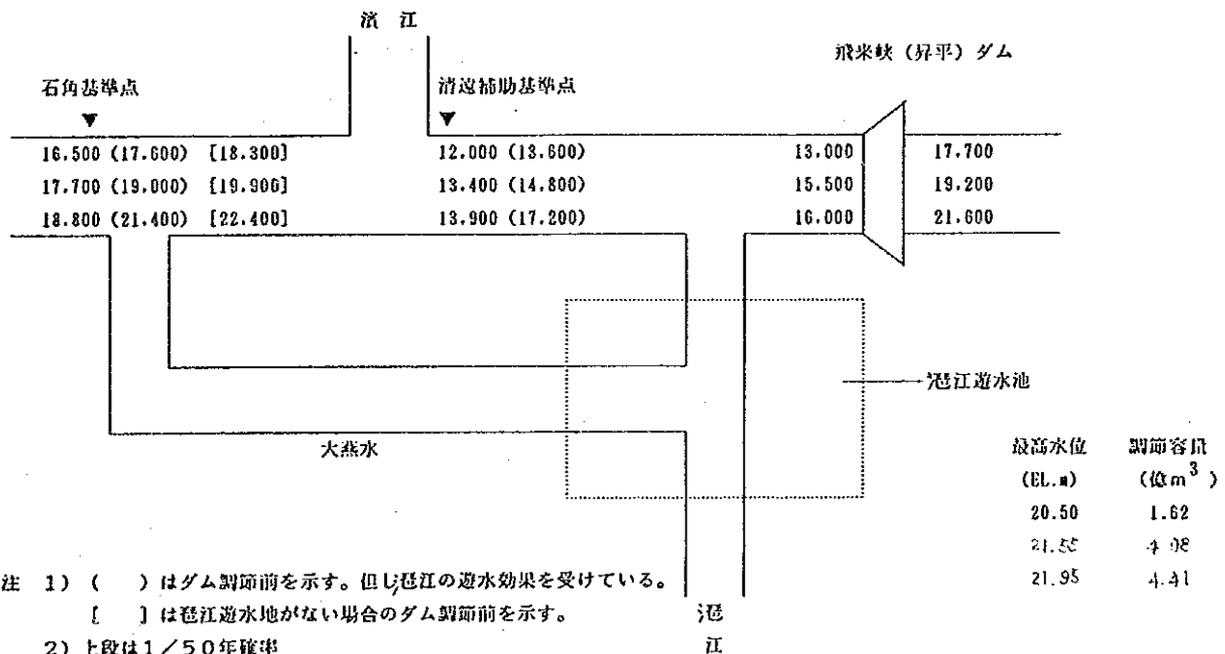


図 3.10 貯水池容量配分図



- 注 1) () はダム調節前を示す。但し尾江の遊水効果を受けている。
 [] は尾江遊水地がない場合のダム調節前を示す。
- 2) 上段は 1/50 年確率
 中段は 1/100 年確率
 下段は 1/300 年確率
- 3) 貯水調節効果あり。

図 3.11 河道流量配分図

(2) 設計洪水位と校核洪水位

中国の規範にあつては、設計洪水（1/1,000）、校核洪水位（1/10,000）は、共に貯留効果を見込んでの決定が許容されている。

従つて、設計洪水位・校核洪水位の決定は、洪水時満水位（= 34.20m）状態でのゲート開度状況から、ゲート全開に至るまでの所要時間内における水位上昇量によつて洪水位を決定する。資料集3.3.3節の通り設計洪水位、校核洪水位を計算した結果、それぞれ4cm及び8cm上昇することになる。したがつて計画設計洪水位、校核洪水位はそれぞれEL. 34.25m、EL. 34.30mとする。

(3) 貯水池背水

動水貯留法による洪水調節計算では、ダム築造後の英徳水位（背水位）は1/100年確率洪水においては約1.6m築造前より上昇することになり、当初目標の0.3m以下とすることは不可能であると判断される。

また、中国政府規範に基き静水貯留法により、1/5年、1/20年確率洪水の背水位を計算すれば次の表3.6に示す通りである。

表3.6 貯水池内背水影響 (洪水調節水位, 最大流入量時)

断面番号	1/5年 Q 11,900m ³ /s		1/20年 Q 15,500m ³ /s		名称	累加 巨満
	築造前	築造後	築造前	築造後		
5-1	20. ⁷⁷	* 21. ⁵⁸	22. ³⁰	* 23. ²⁴	昇平ダムサイト	0. ⁰ km
6	20. ⁸⁵	21. ⁶⁴	22. ³⁸	23. ³⁰	中心村	0. ⁸
7	21. ¹³	21. ⁸⁶	22. ⁶⁷	23. ⁵⁷	宝興村	3. ¹⁷
0	21. ⁵⁰	22. ²²	23. ⁰¹	23. ⁹⁰	横石水文站	5. ³¹
10	22. ⁵⁰	23. ⁰⁷	24. ¹⁰	24. ⁷⁹	下望村	8. ⁶¹
10-1	22. ⁹⁹	23. ⁴⁹	24. ⁶⁵	25. ²⁹	鳴坑口	10. ⁴⁶
11	23. ²⁸	23. ⁷⁷	25. ⁰⁶	25. ⁶⁶	大糸峡	12. ³¹
12	23. ⁵³	24. ⁰⁰	25. ⁴¹	25. ⁷⁹	香炉峡	14. ⁶⁵
12-1	23. ⁶⁷	24. ¹³	25. ⁵⁷	26. ¹⁴	磨刃坑	15. ⁵⁵
14	24. ²²	24. ⁶²	26. ¹⁴	26. ⁶⁴	角口下	18. ⁴⁶
15	24. ⁸⁹	25. ⁰⁴	26. ⁵⁹	27. ⁰⁴	“ 上	20. ⁷³
15-1	24. ⁹⁶	25. ²⁹	26. ⁶⁷	27. ²³	沙頭	22. ⁰⁴
16	25. ⁴¹	25. ⁶⁹	27. ³¹	27. ⁶⁹	高洲布	24. ³⁸
17	** 25. ⁸⁹	25. ⁹⁴	27. ⁸⁰	28. ¹³	皇城口	27. ⁰⁶
18-1	26. ⁵³	26. ⁷³	** 28. ⁴⁵	28. ⁷³	連江口下	29. ⁸⁵
19			28. ⁶¹	28. ⁸⁹	連江口上	30. ¹⁹
20			30. ⁰⁶	30. ²⁶	貧水坑	32. ¹⁹

*印 各確率洪水調節時
Q最大時相応水位

**印 背水影響終端

1/5 皇城口 27.⁰⁶ km
1/20 連江口下 29.⁸⁵

3.1.7 貯水池堆砂

(1) 浮遊砂

本計画では、1954年以降81年まで6ヵ所の測水所で測定された浮遊砂量の測定記録があり、横石では $88\text{m}^3/\text{km}\cdot\text{年}$ の浮遊砂量となっている。また浮遊砂と河床砂の粒度分布も調査されており、浮遊砂の平均粒径は 0.083mm 、河床砂は 0.96mm である。

調査団は、広東省観測設計院が1975年に実測した河床縦断面図及び珠江水利委員会が1984年に実測した河床縦断面図とを重ね合わせて照合した結果、この9年間に河床は全般的にほとんど変化していないことが解った。この事実は、自然状態下では浮遊砂も掃流砂もこの区間では供給と流出がバランスを保っていることを示すものと考えられる。

また浮遊砂の粒径が河床砂に比較して、極めて小さいため若し浮遊砂の粒径の中、河床堆積砂の最小粒径以上の砂が全量河床に堆積すると仮定しても、浮遊砂全量の15%にしか当たらない。従って年間横石通過浮遊砂量 299万m^3 から計算しても、年堆砂量は最大約 45万m^3 と見られる。

一方浮遊砂の沈降速度と河水の流速を基としてストークス公式等を適用して計算すると、1/5年確率洪水程度の流量に対しては 0.3mm 以下の砂は 35km 以上浮遊することになり、盲仔峡よりダム地点までの 33km を超えるため 0.3mm 以下の浮遊土砂はそのまま流下するものと考えられる。この考え方に立てば浮遊砂量の粒度分布から見てその5%しか堆砂しないものと考えられる（年間約 15万m^3 ）。

(2) 掃流砂

計画で考えられる河川の区間の河床勾配は約 $1/3,000 \sim 1/4,500$ と緩かであるため、乾期における掃流砂量は極めて小さいものと推定される。北江では掃流砂量測定の記録は無いが通常の河川では浮遊砂量の10%以下と推定される。従って問題となるのは、洪水期の大流量による掃流砂量であろう。

この河の年平均の掃流力よりカリンスキー・ブラウン公式に基いて年間総掃流砂量を算出した結果は、自然状態で約 80万m^3 、ダム築造後約 7万m^3 となり、その差 73万m^3 が理論的には堆砂することとなる。しかしこの量は(1)に述べた浮遊砂の中、河床に一旦堆積したもののウォッシュ・ロードをも含むものである。

またこれ等の掃流土砂がダム近傍に次第に堆積した場合、洪水の度に余水は標高

10mの越流堤を超えて下流に土砂を排出すると考えられるのでダム直上流には堆砂による問題は生じないものと考えられる。背水計算の結果から判断すると、盲仔峡より上流は洪水時の自然水位とダム築造後の水位はそれ程変化せず、従って浮遊砂・掃流砂の状態も自然状態より急に悪化する要因は少く、将来この区間の堆砂が洪水水位を上昇させる現象はほとんど生じる恐れは無いものと考えられる。

(3) 貯水池内堆砂

ダム築造後堆砂を生じ始めるのは背水計算の結果から見て盲仔峡下流出口附近からと考えられる。また支川では連江の下流河床に堆砂すると考えられる。

今仮に年間73万 m^3 のウォッシュ・ロードが毎年全量貯水池内に堆砂すると仮定すると、発電用低水位EL. 20m以下の死水量1.99億 m^3 を水平に埋め尽すものとして約270年分の堆砂量に対応する。また万一、浮遊砂の堆積量を最大の45万 m^3 とし、これとウォッシュ・ロード73万 m^3 が別途堆砂すると仮定しても年平均118万 m^3 であり、低水位まで埋没するには約170年となる。

勿論堆砂は水平に堆積する訳ではないので一部は標高20m以上の有効貯水量を削減することはあると考えられるが、盲仔峡出口の河床標高は約EL. 13mであり、堆砂が低水位EL. 20mを超えるには相当の長年月がかかるものと推定される。

3.2 舟運計画

舟運計画は、中国側で立案されたもので、現在の50~100t級船舶の通行を将来500t級の船まで通行できるようにするもので、1980年の年間約113万tの貨物量が紀元2000年には248万t、紀元2020年には480万tとなると想定している。

そのため、現計画ではダム下流保証流量として、150 m^3/s を計画しており、将来200 m^3/s とすることも検討している。中国側より示されたロックの基本寸法は最小水深3m、幅16m、長さ190mである。これに基づいて構造物の概略設計を実施した。なお、発電計画にはこのロック運用による損失流量を年平均8 m^3/sec として差引くものとする。

3.3 発電計画

3.3.1 電力系統

本飛來峽発電所の完成後、その電力は広東省幹線送電網（図3.12参照）に連繋し、省内最大の電力消費地である広州市に供給される予定である。なお、1985年に広西壮族自治区と広東省の夫々の送電網は連結されたが、広東省への電力融通はまだ行われていない。

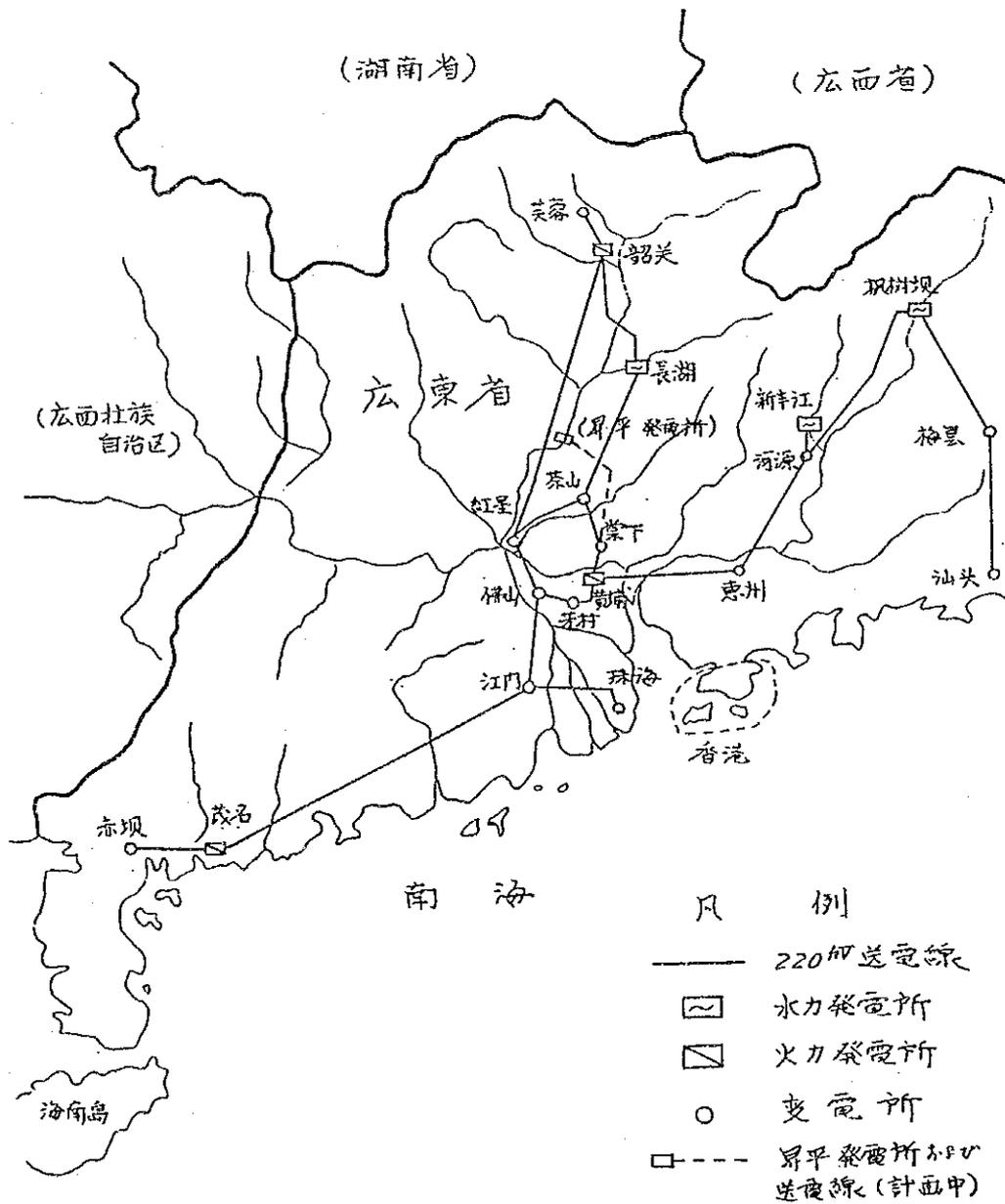


图3.12 广东省送電線網図（幹線）

3.3.2 需要予測と需給バランス

(1) 需要予測

将来の電力需要は、供給範囲を広東省内とし、省内の農工業総生産は今後も順調に増大するものとして、2000年までについて想定した結果、尖頭負荷および年間電力量の対前年増加率は下表の如く想定される。

表 3.7 尖頭負荷および年間電力量の対前年増加率

項 目 \ 増 加	1985年 ～1990年	1991年 ～1995年	1996年 ～2000年
尖 頭 負 荷 (KW)	7.2%	8.8%	6.2%
年 間 電 力 量 (KWh)	6.7%	7.8%	6.2%

この増加率を用いて最大需要の発生する毎年9月における最大負荷及び年間電力量の2000年までの年別展開を行った結果は、表3.8に示す通りである。

表 3.8 年別最大負荷及び年間電力量

年	最大負荷 (MW)	年間電力量 (億 KWh)
1985	1,890	113.4
1990	2,680	157.0
1995	4,090	229.0
2000	5,520	309.0

(2) 需給バランス

1985年現在の広東省（海南島を除く）の電力系統に含まれる既設供給力は、25MW以下の小規模のものを除き水力 790MW、火力 1,036MW、合計 1,826MWである。

現在の広東省における電力需要は、KW、KWh共に供給力を上廻っており、電力不足は深刻な状況にある。このような状況から、1980年以来、香港中華電力公司より電力購入が行なわれており、1984年の実績では最大電力で 140MW、電力量で 7.4億 KWh であった。ここ当分の間は、この電力購入は必要であり、その最大電力は 200 MWと予想される。

今後2000年までに開発が予定されている広東省内の水力、火力および原子力発電所は、表3.9の通りである。

表 3.9 広東省内の発電所開発計画

種 別 地点 および運開期間	水 力	火 力	原子力
沙 角 (1988)		200MW	
中規模水力 (1988~90)	148MW		
大 亜 湾 (1995~96)			720MW
昇 平 (1995~97)	174MW		
沙角増設 (1998)		600MW	

前項で予測した2000年までの9月における最大負荷と電力量に対し、上表の新設予定の供給力を加えて需給バランスをみると、表3.10(1)~3.10(2)に示す通りである。

以上の通り、広東省の電力供給力の不足は年々増大し、その不足分は西江上流部で今後開発される天生橋第1、第2、岩灘等からの電力融通を期待せざるを得ない状態である。

表 3.10(1) 広東省電力網電力需給バランス (9月)

年	需 要 電 力 (MW)			供 給 電 力 (MW)			不 足 電 力 (MW)
	最大負荷	予 備 力	計	火力	水力	計	
1985	1,890	189	2,079	790	1,036	1,826	253
1990	2,680	268	2,948	938	1,236	2,174	774
1995	4,090	409	4,499	782	1,596	2,578	1,921
2000	5,520	552	6,072	1,112	2,556	3,668	2,404

表 3.10(2) 広東省電力網電力需給バランス (9月)

年	需要電力量 (億KWh)	供 給 電 力 量 (億KWh)			不足電力量 (億KWh)
		水 力	火 力	計	
1985	113.4	29.92	32.16	92.08	21.32
1990	157.0	34.76	74.16	108.92	48.08
1995	229.0	37.96	95.76	133.72	95.28
2000	309.0	40.65	153.36	194.01	114.99

3.3.3 最適開発規模の決定

(1) 発電所運転条件および運転パターン

飛来峡ダムは多目的に利用されるダムであり、貯水池運用の第1順位は治水であり第2順位は舟運である。従って、発電運用には自ずと制約条件がある。

また電力系統の運用上から渇水期には極力ピーク運転が要求されている。これらを踏えて、飛来峡発電所の運転条件および運転パターンを次の如く定めた。

(i) 貯水池流入量が $2,480\text{m}^3/\text{s}$ を超えるときは、次の条件に従って、貯水池水位を低下させるものとする。

$2,480\text{m}^3/\text{s}$ 以下	24m
$3,250\text{m}^3/\text{s}$	23m
$3,710\text{m}^3/\text{s}$	22m
$4,000\text{m}^3/\text{s}$	21m
$4,200\text{m}^3/\text{s}$ 以上	20m

(ii) 舟運用の閘門操作のために必要とする水量は常時平均 $8.0\text{m}^3/\text{s}$ とし、利用可能水量より差引くものとする。

(iii) 下流の舟運確保のための保証流量は、常時 $150\text{m}^3/\text{s}$ とする。

(iv) 発電に利用する貯水池は、正常貯水位24m、最低水位20mとする。

(v) 発電所の運転は、年間を通じて1台の水車は下流保証流量 $150\text{m}^3/\text{s}$ によるベース運転を行うが、渇水期（9月～3月）は、電力系統全体の必要性からピーク運転を、また豊水期（4月～8月）は、無効放流を少なくし水力資源を十分活用するようベース運転を行う。

(2) 電力量計算

電力量計算は、前項に定めた運転条件および運転パターンに従う外、次の計算条件により行った。

(i) 1970年から1979年までの10ヶ年間の横石側水所の流量資料を用いて電子計算機により日計算を行った。

(ii) 貯水池流入量は、横石側水所流量から予め閘門操作に消費される $8.0\text{m}^3/\text{s}$ を差引いた流量とした。

(iii) 当日の貯水池流入量をもって当日の発電を行うが、全水車がフル運転を行ってもなお水量に余りがあるとき、また、貯水池流入量が少なくて、下流保証流量が確保できないとき、それらの場合は、正常貯水位、低水位、治水制限水位の制約条件範囲において貯水池に貯留又は貯水池から補給を行った。

(iv) 貯水池水位および放水位は、発電所を運転することによって厳密には、1日の間で変化するものであるが、ここでは前日末の貯水池水位から前日の平均河道水位を差引いて当日の落差とした。

(v) 蒸発量は、貯水池流入量に比較して極めて小さいので、蒸発損失は考慮しなかった。

(vi) 水車の運転可能最小流量を $150\text{m}^3/\text{s}$ 、発電可能最小落差を 3m とした。

(3) 最適開発規模の決定

(i) カプラン水車4台案とバルブ水車4台案の比較

比較の結果、次表に示す通り年間発生電力量はバルブ水車の方が僅かに多いだけであるが、バルブ水車の場合、立軸カプラン水車より大容量では水車効率の低下も少なく、また単位回転速度も高くとること出来、ランナ径が小さくできるため土木、建築工事費が節約されるので、バルブ水車の方が有利であるとの結論を得た。

表 3.11 カプラン水車とバルブ水車の比較

項 目	水車型式	カプラン	バルブ
	台 数 (台)		4
最大出力 (MW)		174	
正常貯水池水位 (m)		24	
下流保証流量 (m ³ /s)		150	
年間発生電力量 (10 ⁶ KWh)		654.54	659.13
発電工事費 (10 ⁶ 元)		276.18	273.61
KW当り工事費 (元)		1.587	1.574
KWh 当り工事費 (元)		0.422	0.415
超過便益 B - C (10 ⁶ 元)		50.611	51.321
便益費用比 B/C		2.215	2.243

(ii) バルブ水車の台数による最適規模の比較

最適開発規模の決定に当り、バルブ水車 2 台案、3 台案、4 台案、5 台案の 4 ケースについて同一条件のもとで比較した。

比較検討の結果は、表 3.12 に示すとおりであるが、次の理由により 4 台案、最大出力 174KWh が最適開発規模として推奨される。

a) 4 台案の年間発生電力量が最大である。

3 台から 4 台にすることによって年間発生電力量は 39.48 百万 KWh 増加するが、5 台にしても 4 台に対して逆に 8.5 百万 KWh 減少する。その理由は、年平均落差と年平均発電効率の影響によるものである。

b) 水車 1 台当りの平均設備利用率は、4 台案の 43.2% に対して、5 台案は 34.3% であり、4 台から 5 台に増設することは過大設備となる。

c) 図 3.13~図 3.14 にみられるごとく、便益費用比 (B/C) が他の案に較べて最大である。

d) 水エネルギーの有効活用、電力料金収入の面からも 4 台案 174MW が最適と考えられる。

表 3.12 水車の台数別経済性比較

項 目 \ 案	2 台案	3 台案	4 台案	5 台案
最大出力 (MW)	87	130.5	174	217.5
正常貯水池水位 (m)	24			
下流保証流量 (m ³ /s)	150			
年間発電利用水量 (10 ⁶ m ³)	18,267	22,877	25,692	27,794
河水利用率 (%)	50.2	62.8	71.2	76.3
年平均取水位 (m)	23.721	23.328	22.779	22.213
年平均放水位 (m)	11.809	11.831	11.851	11.876
年平均落差 (m)	11.912	11.497	10.928	10.338
年平均発電効率 (%)	88.6	87.3	85.9	83.6
年間発生電力量 (10 ⁶ KWh)	518.74	619.65	659.13	650.63
発電工事費 (10 ⁶ 元)	186.993	234.925	273.607	314.783
年便益 B (10 ⁶ 元)	59.541	78.220	92.597	103.617
年経費 C (10 ⁶ 元)	28.210	35.441	41.276	47.488
超過便益 B - C (10 ⁶ 元)	31.331	42.779	51.321	56.129
便益費用比 B/C	2.111	2.207	2.243	2.182

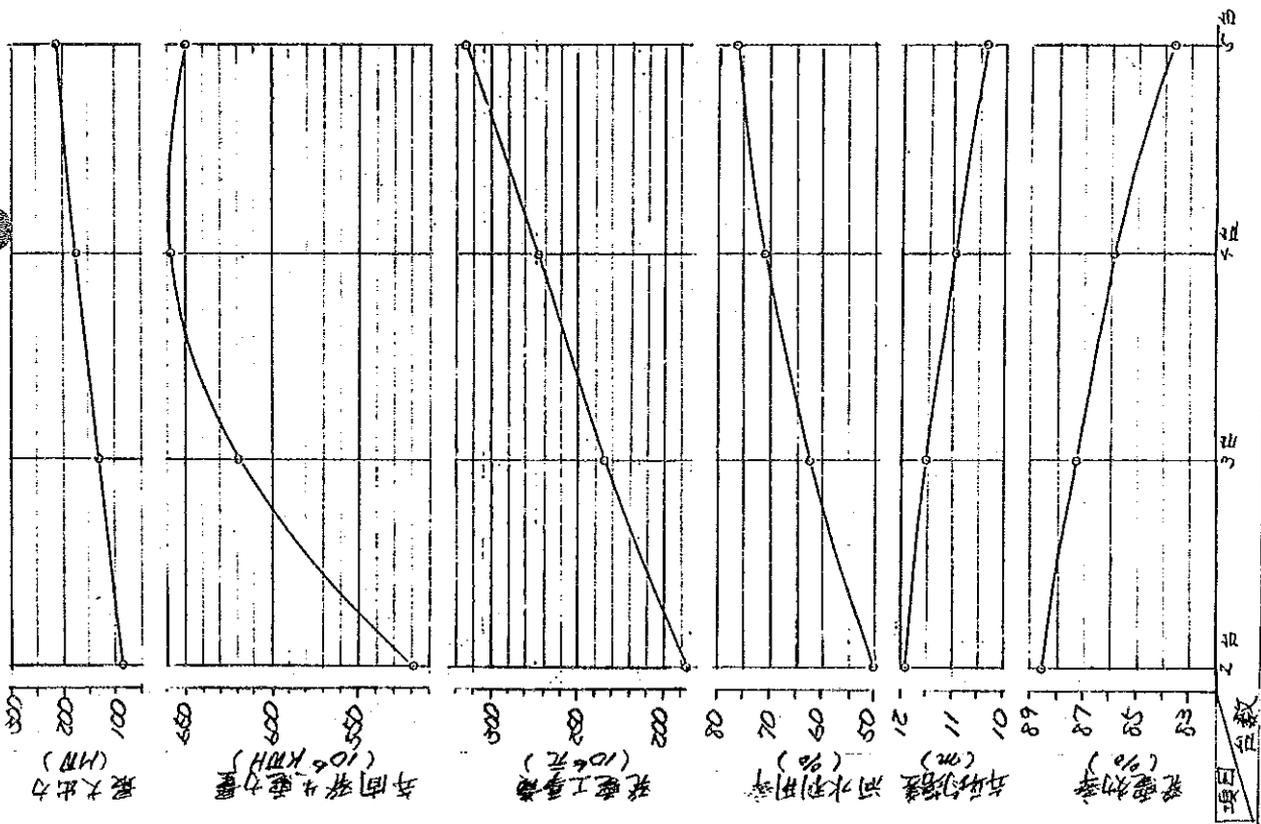


図 3.13 開発規模の諸元

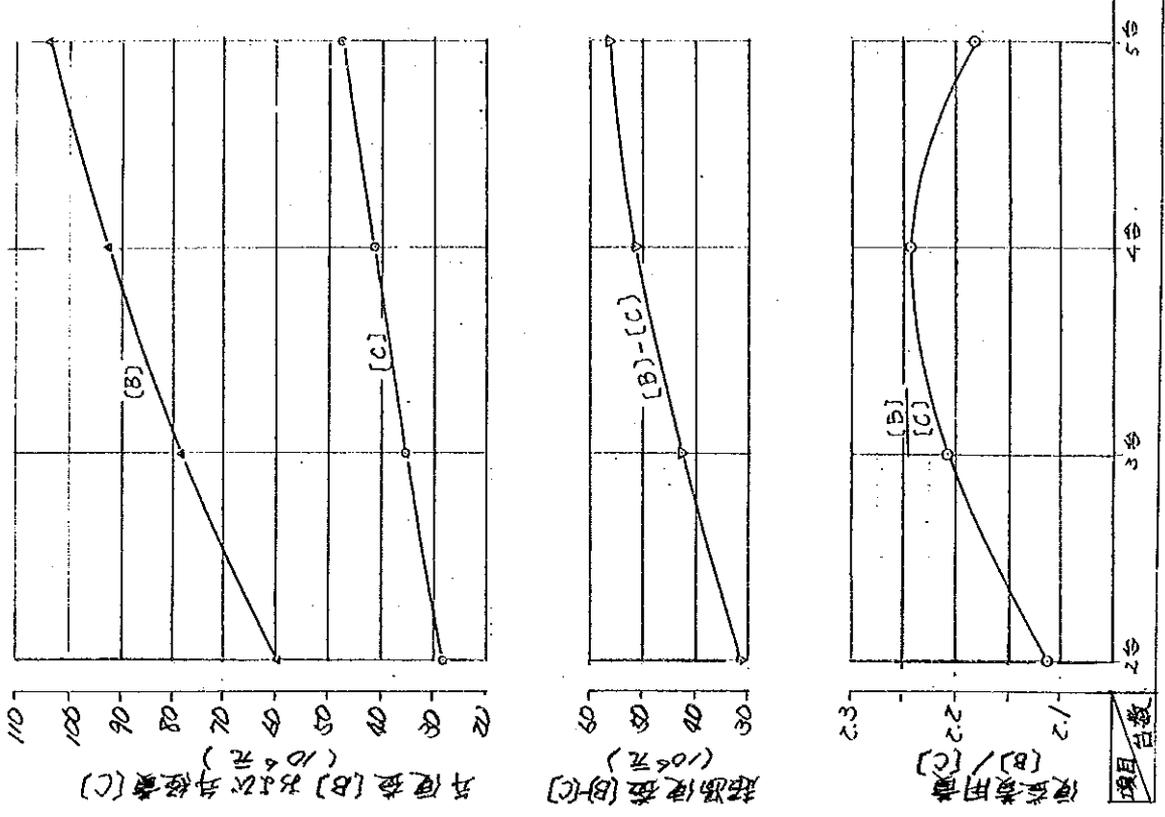


図 3.14 開発規模の経済比較

3.3.4 下流保証流量および正常貯水池水位についての追加検討

(1) 保証流量を大きくした場合

バルブ水車4台案（最大出力174KW）について下流保証流量を 150m³/s から 200m³/s に増加した場合の比較の結果は、下表に示す通りである。

表 3.13 下流保証流量による比較

項 目 \ 案	150m ³ /s	200m ³ /s
年間発生電力量 (10 ⁶ KWh)	659.13	648.48
保証流量不足日数 (日/10年)	16	71

原計画案に対し、年間発生電力量が 1.6%減少し、保証流量不足日数が年間平均で 1.6日が 7.1日となった。

(2) 正常貯水池水位を下げた場合

バルブ水車4台案（最大出力174KW）について、正常貯水池水位を下げた場合の比較検討の結果は、下表に示す通りであるが、正常貯水池水位24m、英徳制限水位25mの原計画案が最も経済的である。

表 3.14 正常貯水池水位による比較

項 目 \ 英徳制限水位 (m)	25.0			24.5
	23.0	23.5	24.0	24.0
年間発生電力量 (10 ⁶ KWh)	606.54	635.37	659.13	632.54
発電工事費 (10 ⁶ 円)	269.047	271.327	273.607	266.817
超過便益 B-C (10 ⁶ 円)	48.328	50.002	51.321	48.484
便益費用比 B/C	2.191	2.222	2.243	2.205

なお、英徳での制限水位を24.5mとしたときの貯水池水位の低下は以下の通りである。

1,680m ³ /s 以下	24m
2,620m ³ /s	23m
3,200m ³ /s	22m
3,500m ³ /s	21m
3,720m ³ /s 以上	20m

3.4 貯水池運用計画

飛来峡多目的ダムの目的は、治水・舟運・発電の優先順位となっている。貯水池運用については、洪水期・非洪水期の別及び治水・舟運や発電の関係より検討した。

3.4.1 洪水期（4月～8月）

予備放流及び3.1洪水調節計画により基本的に運用される。

(1) 予備放流

本計画では、発電用常時満水位を標高24mとしているが、上流の英徳県域における水位が25mを越えぬようにするため、洪水流入量時には貯水位を除々に20mまで下げることとなっている。即ち

流入量 (m ³ /sec) Q	貯水位 (EL. m)
$Q \leq 2,480$	24.0
$Q = 3,250$	23.0
$Q = 3,710$	22.0
$Q = 4,000$	21.0
$Q \geq 4,200$	20.0

従って流入量の増加に応じて、それに貯水量を加えた水量を下流舟運などの安全を考慮しながら放流しなければならない。

流入量 2,480m³/s より 4,200m³/s への急増立上り時間が、約12時間以上の一般洪水のときは、別添資料集4.1節の通り安全に貯水位を低下させることが出来る。ただし、特殊な立上り時間、約6時間となれば最大 6,000m³/s の予備放流を約17時間前より行う必要がある。予備放流開始時間を十分な時間的余裕を持って予測するためには、貯水池上流流入量、雨量などの観測設備、通報設備を完備すると共に、下流舟運などの安全のための警報設備などが必要である。

非洪水期にても、流入量 2,480m³/s 以上のときは、前記洪水期の予備放流に準じて貯水池運用を行う。

(2) 洪水調節

3.1洪水調節計画に示す通り、3段階放流を基準とした運用計画である。しかし貯水系内に流入する洪水量と下流残流域の支川よりの洪水を併せ検討し、最終目的地点の目標洪水流量に制御することが重要となる。またこのため洪水量の予報、予

測設備を設置する必要がある。

このため下記諸設備を管理設備として考慮した（資料集3.6.3節参照）。

- (1) 水位テレメーターシステム 貯水池上流紹関他5ヵ所、
ダム下流清遠他4ヵ所
- (2) 雨量テレメーターシステム 上流6ヵ所、ダム下流3ヵ所
- (3) 警報設備 ダム～清遠間約30km、15ヵ所

3.4.2 非洪水期（9月～3月）

主に流入量が、発電使用水量以下であるので発電効率及び舟運安全運行の基本により運用される。つまりできるだけ常時満水位近くで運用する。

(1) ピーク発電

下流舟運、その他に支障とならない保証流量 $150\text{m}^3/\text{s}$ をベース運転とし、下流水位上昇下降を約 $1\text{m}/\text{時}$ 以下、且つ舟運に支障がない最大流速 $2\text{m}/\text{s}$ 以下を確保し乍ら、ピーク発電運用を行なう。

飛来峡発電所は、渇水期にはピーク発電を行うように計画されている。従って下流の流量は保証流量 $150\text{m}^3/\text{sec}$ より最大は約 $2,000\text{m}^3/\text{sec}$ に急増する。若し4台の水車を数分置きにフル稼働させると、下流の流速は、 $1.00\text{m}/\text{sec}$ から $1.85\text{m}/\text{sec}$ に増加し、水位は急速に 3.7m も上昇することとなる。この流速は $2\text{m}/\text{sec}$ の流速以内であるが、この急激な水位上昇は船舶に対して危険であると考えられるので、水位上昇速度を自然洪水増水速度の $1\text{m}/\text{時間}$ 程度に抑えるように考えると、 174MW ピーク到達前約 3.5 時間必要で、急減についても同様と考えると渇水期におけるピーク発電量は低下する。

水位上昇、下降速度、 $1\text{m}/\text{時間}$ はかなり急速な水位上昇であり、下流飛来峡出口までの事前警報が始動時・停止時共に必要と考えられる。

第4章 環境

4.1 環境の現況

北江は珠江水系第二の支川で、流域面積約46,700km²、幹川流路延長約468kmで、略北から南へ流れ下流の三水附近で珠江本流に合流している。昇平ダム計画地点より上流域は約34,000km²を占め北端の最高峰1,673mの山に源を発しており、東・北・西の三方面共夫々それ以下の山脈に囲まれている。流域内も山地や低い丘陵地が多く、標高50m以下の河谷盆地及び下流の平野部は全面積の約10%を占めるに過ぎない。1980年の統計では流域人口は714万人で耕地は約44.5万haであり、ほとんどは二次林・雑木林・草地を成している。

流域の年平均気温は北部で約19℃、南部で約21℃、7月が最も高く平均28～29℃、1月が最も低くて約13℃である。年雨量は1,400～2,400mmで北部及び北東部が少く、南部程多くなる。4月～7月にかけての雨期には前線性の降雨が多く、8～10月にかけては時々台風性の降雨がある。このような温暖な気候と適度な雨量に恵まれているため、この地域は古くより農民が住みつき一次原生林はほとんど伐採されたため現在は杉・松・竹等の二次林・雑木林や草地となっている。しかし気候が良いため植物の成長は良く荒地がほとんど存在しないので、河川の流砂量は著しく少い。

北江の横石測水所における年平均流量は351億m³に及び、その水質は現在でも極めて清浄で窒素含有量も年間を通じて0.5ppmと極めて低い。近年流域内の韶関市を始めとする若干の小都市にかなりの規模の工業が発達して来たが、北江の豊富な水量に比して未だ都市廃水・工場廃水の量が極めて少ないためであると見られる。有機汚染の指標であるBOD、COD及び窒素の値が極めて低く重金属汚染もほとんど無い状況にある。以下の節には、中国側で過去実施された環境調査の結果と調査団の行った若干の補足調査に基づき、本プロジェクト実現後起り得べき影響について行った考察と所見を述べるものとする。

4.2 自然環境への影響

4.2.1 水質

(1) 冷水・濁水の考察

貯水池によるダム放流水の水温低下や貯水池による濁水貯溜の長期化は、周辺の気象・水文・土壌等の条件および貯水池の規模・運用方法に関係しているが、主と

して水温や濁水が貯水池内で成層を形成する原因として貯水池容量の年間回転率が低い場合に生ずることが多い。本昇平ダムでは年間平均流入量 351億 m^3 に対し、正常満水位以下(EL. 24m)の総貯水量は 4.8億 m^3 で、年間回転率は約73倍強に達する。一般にこの回転率が30倍を超える場合は、成層が形成されることはほとんど無いとされており、本計画ではその恐れはほとんど無いと考えられる。またダムの洪水調節運用計画では、4,200 m^3/sec の流入量に達する時は貯水池の低水位(EL. 20m)まで放流することになっており、越流ダムの堤頂標高が現河床より若干高いEL. 10mと、極めて低く計画されているので、貯水池の死水部分までほとんど新しい河川流入水と入れ替るものと考えられる。

成層が形成され易い豊水期(4月～7月)には流入量が極めて大きく、平均して3日間に1回入れ替ることとなり、濁水期(10月～3月)でも約10日間で1回入れ替ることとなる。

上記の諸点の考察により本ダム計画においては、余程の異常が無い限り、貯水池内成層形成は考えられず、従って放流水の冷水問題及び濁水問題は発生し難いものと考えられる。

(2) 水質悪化に関する考察

本ダムの貯水池内の水質については富栄養化と流入水質の悪化が将来生ずるかどうかを考察した。富栄養化の主因は有機質の栄養塩の供給増加であるが、本計画の場合現状で見る限り、有機質や窒素量は極めて少く栄養塩の供給量は極めて小さい。

将来流域内の開発によってかなり栄養塩の供給量が増加しても、前述のように年間貯水回転率が著しく高いことから、たとえば乾期に一時富栄養化の現象が生じても雨期の放流によって浄化されると考えられるので、貯水池の富栄養化が過度に進行する恐れは少いと考えられる。

流入水質自体の悪化は、将来の流域内開発と深い関連があり、ダムの有無に関係なく重大な問題である。また流入水質の悪化は上記の富栄養化の問題につながっている。しかしこれを現在予測することは不可能であるから、ダム建設後も定期的に河川水質の分析調査を継続して実施することを提案する。現在の水質は清浄で何等の問題も無い。

ダム工事中には土砂掘削等による下流の汚濁がある程度生ずると見られるが、汚

濁が最小限となるよう土捨場の管理等を徹底する以外には無い。ただしこの問題は数年間の一過性の問題である。

ダム築造後湛水による塵埃・浮遊物等は最小限とするよう、湛水前の清掃に努力することが望ましい。

4.2.2 動植物に関する考察

動物について本貯水池周辺地域には、国の天然記念物等に該当する動物はなく、また絶滅に瀕している種の生息・分布は報告されていない。また水没地内及び周辺地域には保安林・自然環境保全地域として指定されている所は無い。ダム建設予定地周辺は古くから伐採が行われたため原生林は存在せず、若令の杉林・松林・竹林等が局地的に散在するのみで、経済価値の高い大規模な森林資源は存在しない。

水域生態系の魚介類については中国側の調査によって北江の中・下流域に数種類の回遊性魚種の生息が明らかにされているが、その生息範囲は主として西江との合流点（三水附近）附近の下流一帯が多く、極く一部が清遠附近まで溯上することが知られている。また飛來峡より上流域にはこれ等の産卵地は無いとされている。ただ本計画の発電所はピーク発電を行う計画であるのでダム直下流数kmの範囲では流況の変化による水域生態系に若干の影響は免れないかも知れないが、全流域から見ると微々たるものと考えられる。

4.2.3 鉱物資源

本計画の水没予定地及びその周辺には、石炭或いは金属鉱物の埋蔵は知られていない。

4.3 社会環境に関する考察

4.3.1 史蹟・名勝・観光資源等

本ダム計画地点下流には、峡谷美を誇る飛來峡の他、古い歴史を持つ飛來寺及び飛霞古洞等の名勝・旧蹟が存在するが、何れもダム地点より約10km下流で水没には関係無く、乾期においても舟運のため貯水池操作によって150m³/sec 常時保証水量を放流する計画であるので観光の美観を損なうことは無いと考えられる。また対岸に渡る舟や下流より溯上する観光船にとってもほとんど影響は与えないものと考えられる。その他水没地内には史蹟・名勝等は無い。

4.3.2 保健に関する考察

調査団は本計画地域周辺の英徳及び清遠の二県につき、1980～82年の3ヵ年の主要疾病の罹患数・死亡者数の資料を検討した。統計によると当該地方では細菌性下痢の罹患率が高い他は、特に顕著な伝染病は少い。細菌性下痢のような水系伝染病は住民の公衆衛生状態と密接な関係があり、特に飲料水・生食品の殺菌が必要とされる。また家庭用水の下水処理に深い関係があり今後その方面からの改善を要するが本件はダムの有無によって影響がある問題とは考えられない。

水系伝染病の中で貯水池の出現と関係が大きいものはマラリヤと住血吸虫である。

マラリヤの発生患者数は英徳県で1980年に29人、81年に54人で死亡者はいない。マラリヤ蚊 (*Anopheles, sp.*) は80種以上もあり、この地方のマラリヤ蚊の種については判然としないが、通常夏季に産卵繁殖する。本計画の貯水池は夏季には洪水放流のため3日に1回平均で貯水が入れ替るため水の滞溜期間が極めて短いので蚊の繁殖に適していないものと考えられる。聞き込み調査でも近隣の既設貯水池周辺で今まで建設後マラリヤの発生が急増した例は無いとの事であった。従って本ダムによる影響はほとんど無いものと考えられる。しかし今後其本貯水池周辺でのマラリヤ患者発生数は毎年注意深く調査して置くことが望ましい。

住血吸虫病患者の発生はずっと以前には英徳県・清遠県でも報告されたことがある由であるが、近年では1人の発生も無いとのことである。1980年中国で実施された中間宿主 (ミヤイリ貝, *Uncomelania sp.*) の分布調査によれば、本計画地域周辺一帯にはミヤイリ貝は発見されず、従って住血吸虫病の汚染可能地域にも指定されていない。また今回の聞き取り調査でも近隣の既設ダム周辺に住血吸虫の問題は全然発生していないことから判断して、本昇平ダム建設による発生または増加の可能性はほとんど無いものと考えられる。

4.4 環境に及ぼす影響に関する所見

以上の諸点について本計画が周辺の自然環境及び社会環境に及ぼす影響について、極く概略な考察を行った結果、本プロジェクトの影響はその実現の価値に重大な支障を与える程大きいものは無いと考えられる。

第5章 概略設計

5.1 ダム軸と基本配置

5.1.1 ダム位置の選択

中国側が過去調査を実施した図5.1に示す4ダム地点、即ち横石・昇平・江口及び白角地点について以下に記述する比較・検討を実施した結果、昇平ダム地点が他3地点に比し比較的有利であるとの結果を得た。表5.1に4ダム地点の総合対比表を示す。

(1) 白角サイトは下流の洪水調節に対して直接的な効果を発揮する利点はあるが、堅岩線が深く軟基礎としてなければならないので、発電所及び閘門ゲート部では基礎処理追加工費発生の可能性がある。本体工事費は最大であり、水没・移転費用も大きい。発電量は最大であるが、経済指標は最も低い。

更に上流の飛来寺、飛霞古洞等観光資源が貯水の影響を受ける。

(2) 江口サイトの経済指標は、横石・昇平とほぼ同じである。地質条件も比較的良いが、水没・移転補償が大きく、飛来峡入口と[※]江合流点に近い為ダム下流での流況と堆砂に関して不利である。更に右岸コンクリート構造物（重力ダムの一部及び閘門）は当比較では砂礫基礎と仮定したが、詳細検討において基礎処理費が必要となれば建設費が増大する可能性がある。

(3) 横石サイトの経済指標は昇平・江口とほぼ同じで、水没・移転補償は最も少ない。然し、転流工建設では岩掘削量が大で集落（横石坪）の移転を必要とするために、工事初期進捗が保証し難い。平常時水没・移転補償は少ないが非常時（20年確率以上の洪水による）水没地は逆に大きく、貯水池水没被害区域が英徳県のみとなり開発計画上補償問題に難点がある。更に河床右岸部の深風化断層帯が工事期間・工費を増大させる可能性があり、又サイトは比較的狭く発電設備拡張が困難である。

(4) 昇平サイトの平常時水没地は、比較検討時にはダム左岸上流横石に至る副堤（50年確率洪水に対する堤防）をないものとして扱うので横石に比して大きい。サイトは広く施工条件が良いので、工期を短縮して発電収益を早める可能性が大きい。かつ、発電設備拡張の余地がある。

上述した様に昇平ダムサイトは、経済指標は高く、地形・地質条件は比較的良く、

工期短縮の可能性，将来発電施設増設の余地があるので，四つの比較ダムサイト中最も有利であると考えられる。

5.1.2 ダム軸と基本配置

(1) ダム軸最適位置

ダム軸最適位置の検討は，図5.2に示す現位置案（中国側が設定した位置），代替案Ⅰ（現位置上流 200m）および代替案Ⅱ（現位置下流 400m）の3案について行った。この3案の技術的・経済的比較の結果は表5.2の如くなった。その結果，

- ・3案の工事費は夫々僅かしか異らずほぼ同じである。
- ・水利・施工条件に若干の優劣があるがその差は少ない。

上の比較による3案の優劣の差は少ないので，既存地質調査密度の最も高い現位置案が最も信頼性が高いと考えられるため，以下の計画についてはこのダム軸に基づいて実施した。

(2) 構造物の基本配置

構造物の配置は，現地の地形，河道の状況，基礎地質，アクセス，材料採取地の状況から，河床部に左岸側から右岸側に向かって閘門，発電所，洪水吐を配置し，左右岸にフィルダムをおき，転流工を右岸段丘部に配置するのが最も有利である。

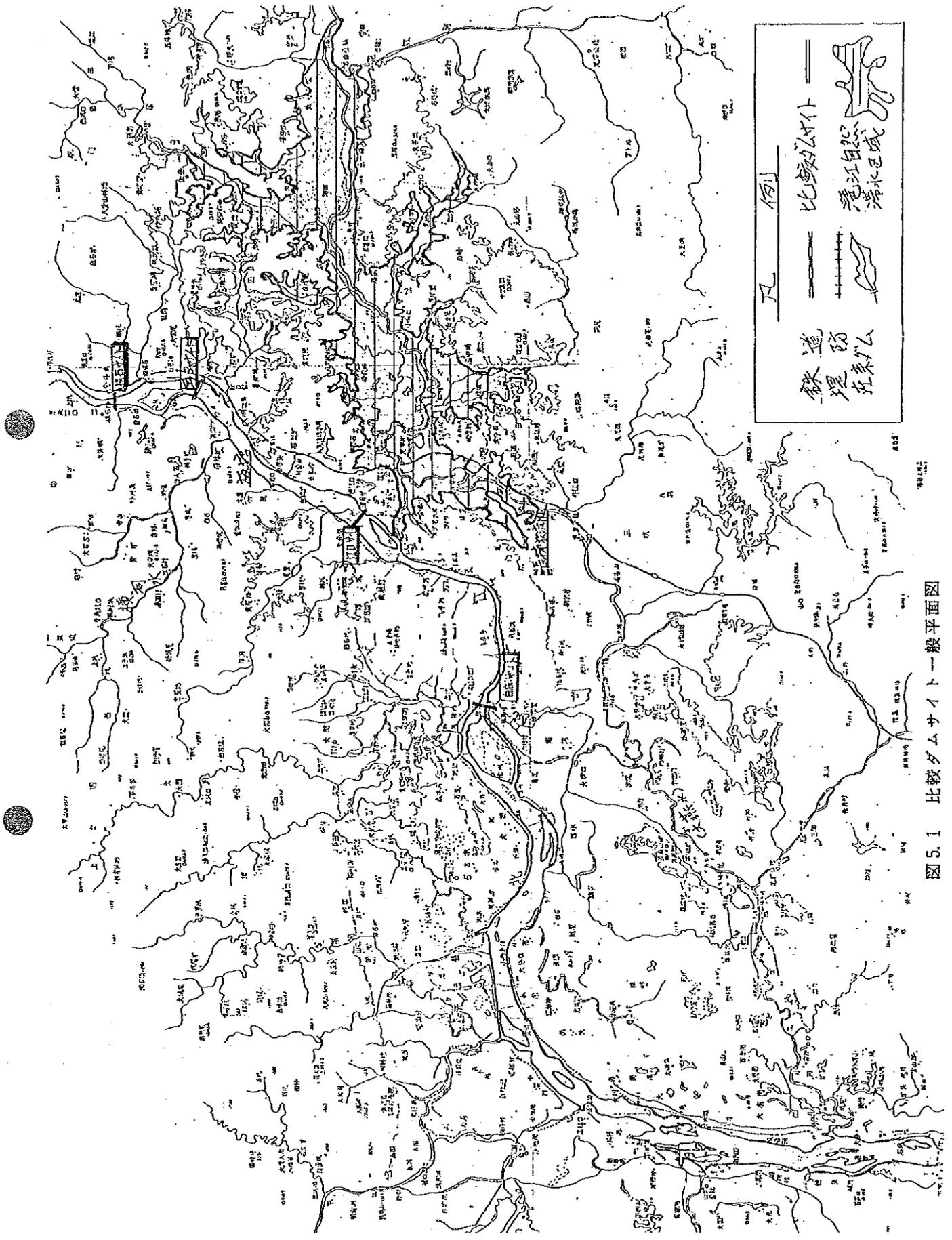


図 5.1 比較ダムサイト一般平面図

表 5.1 ダムサイト比較・総合対比表

項目	単位	横	昇	江	白	項	目	石	昇	平	江	口	白	尾
I. 貯水池														
1. 流域面積	km ²	34,027	34,097	34,264	34,302	Ⅵ. 地形地質	河谷市	800m(600m)	1,800m(600m)	1,500m(800m)	平原(L.000m)			
2. 年間流量	億m ³	351	351	351	351	20. (流水中)	河床標高	EL. 2-9m	EL. 9-10m	EL. 6-9m	EL. 7-10m			
3. 総貯水量	億m ³	34.15	33.44	32.32	28.62	21. 河床砂礫	河床砂礫	12-25m	10-15m	10-25m	20-35m			
4. 総貯水量	億m ³	19.69	19.88	21.12	16.40	22. 河床	河床	24.0	24.0	24.0	24.0			
5. 平常貯水量	億m ³	4.22	4.80	7.25	8.50	23. 基礎岩	基礎岩	8.50	8.50	8.50	8.50			
6. 相対貯水量			天然分洪	天然分洪		・河床部、弱	河床部、弱							
7. 江分洪方式						風化面標高	風化面標高							
Ⅱ. 主要構造物						・地質構造	地質構造							
8. ダム：越流部	m	正面越流ゲート式	正面越流ゲート式	正面越流ゲート式	正面越流ゲート式	24. フィルダム基礎	フィルダム基礎							
9. 最大放流量	m ³ /s	17 × (14 × 13)	17 × (14 × 13)	17 × (14 × 13)	24 × (14 × 9.5)									
10. 発電所	m	重力 + (74t)	74t + (重力)	74t + (重力)	重力									
11. 設備容量	m	35.7	35.3	33.7	30.2									
12. 年発電量	億kWh	50.7 + (20.7)	18.7 + (50.3)	23.7 + (32.4)	18.2									
13. 最大出力	万kW	9.4	10.0	10.9	11.6									
14. 船隻通過	隻	河床式	河床式	河床式	河床式									
15. 船隻通過	隻	500級	500級	500級	500級									
Ⅲ. 主要工事量														
11. 土工	万m ³	1,365	1,251	1,493	1,684									
12. コンクリート	万m ³	123.5	120.5	108.0	142.2									
13. 鋼筋造電	t	11,477	11,070	11,495	11,286									
Ⅳ. 水没補償														
14. 水没耕地	畝	31,990	39,270	57,600	65,020									
15. 移住人口	人	23,060	30,430	44,600	47,720									
Ⅴ. 工期、工費														
16. 工期	年	7.5	6.5	6.5	8.5									
17. 工費	万円	60,120	63,353	66,337	96,709									
Ⅵ. 経済指標														
18. 償還率・費用	%	2.46	2.45	2.43	1.75									
19. 内部収益率	%	14.6	14.6	14.2	11.3									

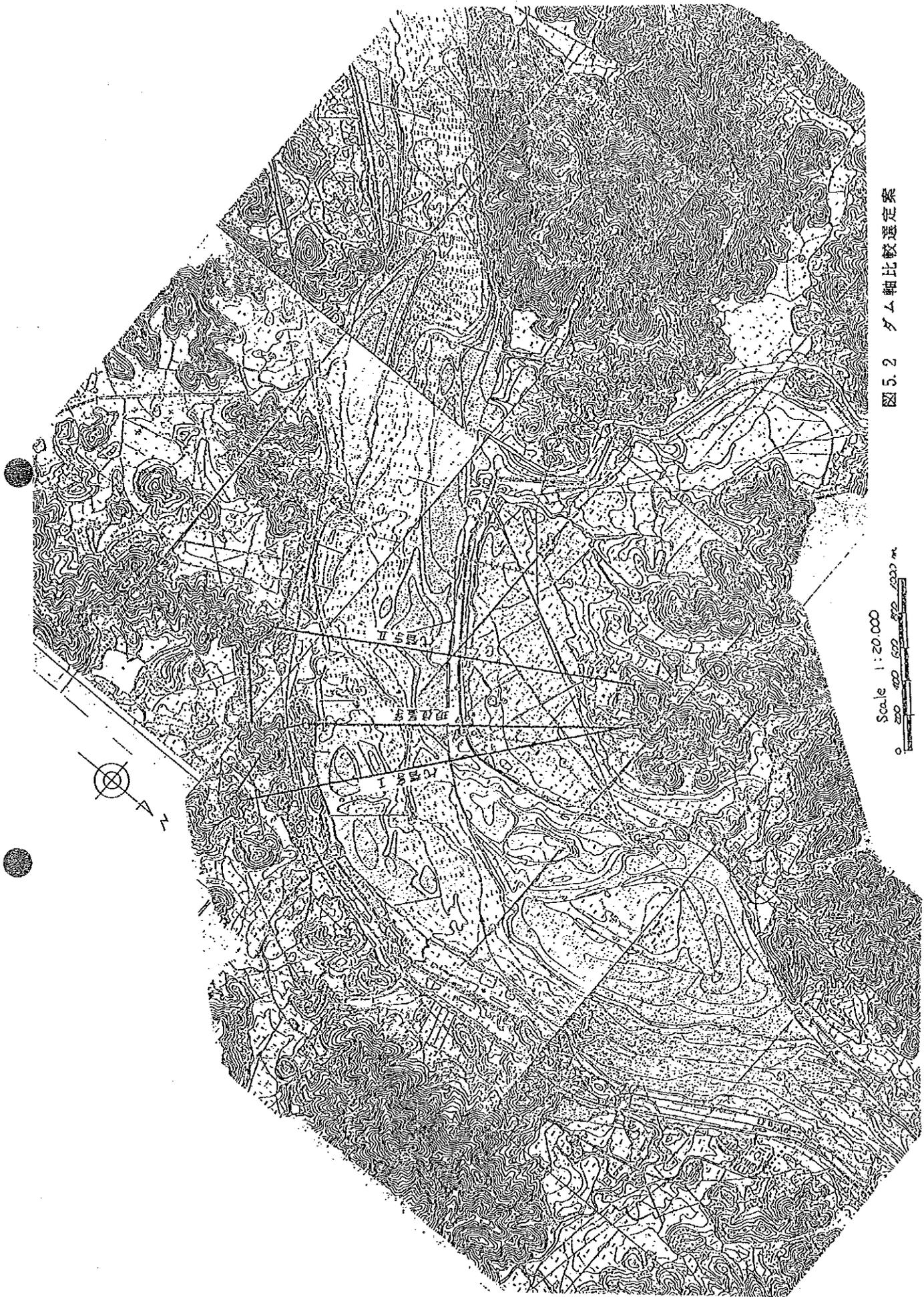


図 5.2 ダム軸比較選定案

表 5.2 ダム軸比較選定一覧表

比較選定案		現 ダム 軸 案 (中図案)		代 替 案 I (200m上流側)		代 替 案 II (400m下流側)	
項 目							
技 術 的 条 件	1. ダム軸延長	・主ダム 1867.5m ・副ダム 720 m		・主ダム 1966 m ・副ダム 735 m		・主ダム 2105 m ・副ダム 980 m	
	2. 水利的条件	・河川軸に対し、ダム軸がやや斜交するが、河川湾曲部からの直線距離が比較的長くとれ、水流が安定する。		・河川軸に対し、ダム軸はほぼ直交するが、河川湾曲部からの直線距離が短く、水流の安定が得られない可能性がある。 ・また、同時に左岸側、閘門上流部に堆砂し易く、舟運に支障をきたし易い。		・河川軸に対し、ダム軸がやや斜交するが、河川湾曲部からの直線距離が最も長くとれ水流が安定する。	
	3. 施工条件 (1) フィルダム	・主ダム 1327.5m ・副ダム 720 m		・主ダム 1326 m ・副ダム 735 m ・フィルダム延長が若干長くなる		・主ダム 1565 m ・副ダム 980 m ・フィルダム延長が最も長くなる	
	(2) 洪水吐、発電所	・洪水吐右岸側に堆砂区域があり掘削が若干多くなる。		・左岸側に E.L. 11.5m の大きな堆砂区域があり発電所の基礎掘削が多くなる。 ・基礎岩盤が若干深くなる可能性がある。		・洪水吐下部と堆砂区域があり洪水吐基礎掘削が多くなる。	
	(3) 閘 門			・閘門基礎掘削は最も多い		・閘門基礎掘削は最も少ない	
	(4) 軽流工・仮橋切堤	・一次仮橋切堤 (ℓ = 2530 m)		・右岸側水田地帯を通る区間が短かく、転流工掘削、土堤盛土は最も少ない。 ・ただし、一次仮橋切堤は最も長い。(ℓ = 2540 m)		・右岸側水田地帯を通る区間が長く、転流工掘削、土堤盛土は最も多い。 ・ただし、一次仮橋切堤は最も長い。(ℓ = 2290 m)	
(5) その他			・原石山からの距離、資材搬入経路が比較的長くなる。		・原石山からの距離、資材搬入経路が最も短い。		
経 済 性	1. フィルダム 掘削(土砂) 盛土(風化花崗岩、砕石、74砂) コンクリート止水壁	368,400m ³ 2,208,200〃 41,900m	(36,137千円) 1,621 21,946 12,570	370,600m ³ 2,220,400〃 41,970m	(36,265千円) 11,631 22,064 12,570	451,900m ³ 2,677,900〃 41,900m	(41,043千円) 1,988 26,485 12,570
	2. 重力式ダム(非越流部) 掘削(土砂) 盛土(土砂、石) コンクリート 鉄筋、鋼材 カーテン、コンクリートトンナウト	18,700m ³ 8,100〃 63,200〃 316 t	(6,822千円) 122 47 6,244 409	18,700m ³ 8,100〃 63,200〃 316 t	(6,822千円) 122 47 6,244 409	18,700m ³ 8,100〃 63,200〃 316 t	(6,822千円) 122 47 6,244 409
経 済 性	3. 重力式ダム(越流部) 掘削(土砂、石) 盛土(土砂、石) コンクリート 鉄筋、鋼材 カーテン、コンクリートトンナウト	1,451,600m ³ 136,000〃 397,000〃 10,036 t 15,700m	(62,664千円) 7,817 825 39,293 13,007 1,722	1,417,000m ³ 136,000〃 397,700〃 10,036 t 15,700m	(62,511千円) 7,664 825 39,293 13,007 1,722	1,523,100m ³ 136,000〃 397,700〃 10,036 t 15,700m	(62,978千円) 8,131 825 39,293 13,007 1,722
	4. 発電所 掘削(土砂、石) 盛土(土砂、石) コンクリート 鉄筋、鋼材 カーテン、コンクリートトンナウト	725,100m ³ 165,500〃 345,800〃 12,455 t 13,200m	(62,906千円) 3,948 1,552 40,147 16,142 1,117	791,400m ³ 165,500〃 345,800〃 12,455 t 13,200m	(63,198千円) 4,240 1,552 40,147 16,142 1,117	693,300m ³ 165,500〃 345,800〃 12,455 t 13,200m	(62,766千円) 3,808 1,552 40,147 16,142 1,117
	5. 船 閘 掘削(土砂、石) 盛土(土砂、石) コンクリート 鉄筋、鋼材 カーテン、コンクリートトンナウト	730,400m ³ 561,200〃 258,900〃 2,611 t 2,200m	(34,676千円) 3,445 4,343 23,275 3,384 229	769,100m ³ 561,200〃 258,900〃 2,611 t 2,200m	(34,847千円) 3,615 4,343 23,275 3,384 229	520,900m ³ 561,200〃 258,900〃 2,611 t 2,200m	(33,753千円) 2,253 4,343 23,275 3,384 229
	6. 軽流工 掘削(土砂、石) 盛土(風化花崗岩、砕石、74砂) コンクリート 高圧定噴止水壁 仮橋切堤除去	4,256,600m ³ 1,990,100〃 88,800〃 67,000m 829,000m ²	(57,961千円) 18,729 17,551 7,983 10,050 3,648	4,056,100m ³ 1,944,100〃 89,200〃 67,300m 831,500m ²	(56,923千円) 17,847 17,303 8,019 10,095 3,659	4,367,600m ³ 1,895,000〃 80,400〃 60,600m 772,600m ²	(55,526千円) 19,217 16,592 7,228 9,090 3,399
	合 計		261,166千円		260,566千円		262,890千円
	原案と比較した増減				減 600千円		増 1,724千円

5.2 土木施設

5.2.1 概略設計の基本方針

- (1) 中国側基準 S D J 12-78 に依ってダム軸に沿う構造物は一級構造物である。ダム軸上で貯水機能を満たすべき構造物は副ダムを含むダム非越流部、洪水吐（ダム越流部）、発電所、閘門である。

これ等ダム軸上の構造物及びその基礎処理は、安定・止水機能上均衡した基準で設計するものとする。

- (2) 中国基準（S D J 12-78, S D J 216-84, S D J 21-78）に依る計算の後に求められるダム天端標高は、第3章3.1に記述される設計洪水位（EL. 34.25 m）に正常運用状況の附加高として、珠江委員会採用の設計風速（多年平均最大風速×1.5=18m/s）時の波浪高、せき上げ高、安全加高を加えて、フィルダム部でEL. 37.0m、コンクリート重力ダム部及びその他のコンクリート構造物でEL. 36.3mとする。

- (3) 第2章2.4で述べた様にコンクリート構造物の基礎は附着力 200 t/m^2 、マサツ係数 1.0以上のせん断強度をもつ弱風化層上面におく。

フィルダム堤体の基礎は基礎材の透水性・強度と堤体の規模を考慮して、砂礫層又は段丘粘土層上面におく。

- (4) コンクリート構造物基岩内の止水工はセメントカーテングラウトでルジオン値2以下となる深度に達する様に施工する。

フィルダム基礎止水工は5.2.3節で述べる様に堤体下部アースコア止水壁を持つ区間ではコア下部の基岩内にルジオン値4以下となる深度迄セメントカーテングラウトを行う。不透水ブランケットを止水工とする区間では堤体下部の人工止水工は建設しない。

5.2.2 主要構造物諸元

上記の基本方針に基き中国の設計基準及び日本の設計基準に基いて、諸構造物の概略設計を行った結果、付図1～9に示す如き構造となった。その主要諸元は以下の如くである。

1) 貯水池

流域面積		34.097km ²
年間総流出量		351億m ³
総貯水容量		17億m ³
有効貯水容量	(洪水調節容量)	14.59億m ³
“	(発電容量)	2.33億m ³
常時満水位		EL. 24.00m
設計洪水位	(1,000年確率)	EL. 34.25m
校核洪水位	(10,000年確率)	EL. 34.30m

2) ダム

(a) フィルダム (本ダム)

形式		均一型フィルダム
天端標高		EL. 37.00m
堤頂長		1,349m
堤頂幅		7m
法面勾配	(上流)	1 : 3.5
	(下流)	1 : 2.5
堤体積		3,568,000m ³

(b) フィルダム (副ダム)

形式		均一型フィルダム
天端標高		EL. 37.00m
堤頂長	(副ダム1)	154m
	(副ダム2)	294m
	(副ダム3)	153m
	(副ダム4)	177m
堤頂幅		7m
法面勾配	(上流)	1 : 3.5
	(下流)	1 : 2.5
堤体積	(副ダム1)	81,000m ³

(副ダム2)	465,000m ³
(副ダム3)	157,000m ³
(副ダム4)	162,000m ³

(c) コンクリートダム (非越流部)

形式	重力式
天端標高	EL. 36.30m
堤頂長	75m
堤頂幅	7m
法面勾配 (上流)	鉛直
(下流)	1 : 0.70
堤体積	111,000m ³

3) 洪水吐 (越流部)

形式	台形ゼキ型 (オリフィス式)
越流頂天端標高	EL. 10.00m
堤頂長	276.5m
門扉	ラジアルゲート 16門 (高さ20m, 幅14m)
設計洪水流量 (1,000年確率)	24,100m ³ /sec
校核洪水流量 (10,000年確率)	28,700m ³ /sec
コンクリート体積	381,000m ³

4) 発電所

形式	河床式
長さ	123m
幅	88m
高さ (基礎地盤から天井まで)	60m
水車	バルブ型円筒水車 4台
発電時貯水池側最高水位	EL. 24.000m
発電時放水路側 "	EL. 13.500m
発電時貯水池側最低水位	EL. 20.000m

発電時放水路側	EL. 9.850m
コンクリート体積	276,000m ³

5) 閘門

形式	単室船閘式
長さ(船槽)	190m
幅	16m
閘門(船槽)内最小水深	3m
	(シル高 EL. 6.850m)
運航時貯水池側最高水位	EL. 24.000m
運航時貯水池側最低水位	EL. 20.000m
運航時閘門(船槽)内最高水位	EL. 24.000m
運航時閘門(船槽)内最低水位	EL. 9.850m
運航時下流河川最高水位(5年確率洪水流下時)	EL. 20.360m
運航時下流河川最低水位	EL. 9.850m
コンクリート体積	281,000m ³

6) 転流工

(a) 転流水路

形式	台形開水路式
水路幅	底面積 200m
長さ	2,250m
設計対象流量(20年確率洪水)	15,500m ³ /sec
掘削量	5,080,000m ³

(b) 仮締切ダム

i. 一次(河床部)

形式	均一型フィルダム
堤高	15.4m(上流側), 14.7m(下流側)
堤長	1,900m
堤体積	1,560,000m ³
基礎止水工(シートパイル)	57,000m ²

ii. 二次（転流工部）

形式	均一型フィルダム
堤高	16.1m（上流側），15.0m（下流側）
堤長	1,200m
堤体積	710,000m ³
基礎止水工（シートパイル）	28,000m ³

5.2.3 ダム（非越流部）

(1) フィルダム

フィルダムは付図-1及び2に示すように左右兩岸の河床部の一部分と、4つの副ダムを含む左右兩岸の段丘部に建設される。副ダムを除く本ダム部分は総延長1,882.5m（フィルダム部分1,349.0m+コンクリート構造物部分473.5m）で河床上の高さ約27mである。副ダム部分の総延長は778mで段丘層上の標高は16~18mである。

(i) フィルダム標準断面は付図-3に示される。シェルゾーンはダム至近距離にある風化花崗岩を用いるものとした。堤内水位コントロールのためインターセプター及びブランケットドレインを設けて下流ロックトゥドレインに結ぶ。

上下流面の水位変動区間にはリップラップによる保護層をおく。

(ii) 本ダム部基礎止水工として、コンクリート地下壁、アースコア、注入工の比較をした。工事費はコンクリート地下壁かアースコアが最も経済的であるとの結果を得た。一方、コンクリート地下壁では不等沈下及び水平力による壁体および壁体上部の盛土内応力の算定に不確実性があり、安全性においてアースコアの方が信頼できると考えられる。そこで本ダム部基礎止水工にはアースコアを採用した。アースコア下部の浸透水制御のため、基岩内に4ルジオン以下に達する深さまでセメントカーテングラウトを行う。

アースコア止水工は、ダム縦断図（付図-2）にしめすように砂礫層がダム底面に接する区間、すなわち左岸河床部、右岸河床部、および右岸段丘部では河岸から転流工区間までとした。

本ダム部の転流工の右岸部および左右兩岸の副ダム部では、難透水性段丘粘土

層が表層にあり、ダム高が低いので、難透水性ブランケットにより止水し、下流にリリーフウェルを設けて下流水圧を制御するものとした。難透水性ブランケットは透水係数 $5 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ 以下、厚さ 2 m 以上長さ 100 m 以上とする。段丘粘土層がこの条件を満たさない場合には人工ブランケットを設けるものとする。

(iii) ダムアバット部地山および副ダム間の地山は難透水性ブランケットを持つフィルダムと同等の止水効果を持つことを前提として計画する。ただし地山の風化花崗岩および段丘堆積層が上述したブランケット条件を満たさない場合には、人工ブランケットを建設する。

貯水池水位変化・波浪による浸食に対して必要なリップラップ保護工を行う。

(iv) 土質試験結果から、安定解析に用いる土質定数を表 5.3 のように推定した。

中国基準 S D J 218-84 に基づいて付図-3 に示す各断面で行った円弧すべりの安定計算結果を表 5.4 に示す。

基準では許容安全率は運用条件によって変わるが、地震を考慮しない場合、正常作業条件で 1.3、非常作業条件で 1.2 である。

各計算断面の最小安全率は許容安全率を満足する。

上の解析では中国側の可行性調査における設計条件に基づき地震を考慮していない。ダムサイトを中心に $500 \text{km} \times 500 \text{km}$ の範囲で 1904 年から 1985 年までに発生した地震記録によると、最大の地震は 1982 年 3 月 18 日に $23.8^\circ \text{N} / 114.7^\circ \text{E}$ 地点（ダムサイトから 155 km 地点）でのマグニチュード 6.4 の地震である。この地震によるダムサイトでの地震加速度は約 30 gal と推定される。地震記録からダムサイトでの地震加速度と頻度との関係を推定すると 100 年確率の地震加速度は約 60 gal である。堤体への水平地震係数を 0.1 とし、日本基準に基づき、安定計算を行った結果最小安全率は 1.21~1.24 であり、日本基準における最小安全率 1.2 を満足している。

表 5.3 土質定数一覧表

区 分 項 目	基 礎 地 盤		堤 体 材 料			アバット部地山
	河床砂礫層	段丘粘土層	風化花崗岩	Filter	Riprap Toe drain	風化花崗岩
比 重 G_s	2.65	2.69	2.64	2.65	2.67	2.64
含 水 比 w (%)	23.0	26.0	17.0	10.0	4.0	17.0
乾 燥 密 度 γ_d (t/m^3)	1.65	1.55	1.67	1.65	2.00	(1.60)
湿 潤 密 度 γ_s (t/m^3)	2.03	1.95	1.95	1.80	2.08	(1.87)
飽 和 重 量 γ_{sat} (t/m^3)	2.03	1.95	2.04	2.03	2.25	(2.00)
粘 着 力 C_{uv}, C_{cv} (kg/cd)	0	0.4	0.2	0	0	-
内 部 摩 擦 角 ϕ_{uv}, ϕ_{cv} ($^{\circ}$)	33	19.8 ($C/P=0.36$)	25	33	43	-
粘 着 力 C' (kg/cd)	0	0.1	-	0	0	-
内 部 摩 擦 角 ϕ' ($^{\circ}$)	33	30	-	33	43	-
透 水 係 数 k (cm/sec)	2.5×10^{-2}	4×10^{-5}	1×10^{-3}	1×10^{-3}	Free drain	1×10^{-4}

() は推定

表 5.4 フィルダム円弧すべり安定計算結果一覧表 (中国基準)

検討ケース	検 討 条 件		許 容 安全率	断 面 I-1		断 面 II-1		断 面 III-1	
	水 位	間 隙 水 圧 等		上 流	下 流	上 流	下 流	上 流	下 流
(1) 常時満水位	上流 24.0 下流 13.5	定常浸透圧	/	/	/	/	/	/	/
(2) 完成直後	地下水位	残留間隙水圧, 盛土 0%, 基礎地盤断面 I 0% (砂地盤) 断面 II 40% (施工期間 1 年) 断面 III 60% (施工期間 2 年)	1.2	1.79	1.63	1.88	1.83	1.59	1.44
(3) 中間水位時	上流 20.0 下流 13.5	定常浸透圧	/	/	/	/	/	/	/
(4) 設計洪水位	上流 34.25 下流 24.55	"	1.3	/	1.38	/	1.48	/	1.45
(5) 校核洪水位	上流 34.30 下流 26.11	"	1.2	/	省 略	/	省 略	/	省 略
(6) 水位急降下	設計洪水位 → 常時蓄水位	残留間隙水圧	1.3	1.35	/	1.37	/	1.38	/
"	常時蓄水位 → 発電最低水位	"	1.3	省 略	/	省 略	/	省 略	/
"	校核洪水位 → 死水位	"	1.2	1.47	/	1.47	/	1.51	/

1 参照図-6.4

2 中国基準により, 計算不要

3 中国基準により計算必要であるが他の検討ケースにより安全性が確認されるので計算を省略する。

(2) コンクリート重力ダム

(i) コンクリートダムはその構造の確実性から中国側の可行性研究段階と同様に重力式を採用することとした。付図-2及び3に示されるようにコンクリートダムは発電所と洪水吐(ダム越流部)の間及び発電所附属建屋部分に建設される。ダム天端標高はEL. 36.3mであり、その基礎は弱風化層の上面においた。

(ii) 構造物の安定については、水平地震係数 $k = 0.1$ を採用し、中国基準 S D J 21-78に基づいて、

- ・堤体上流端に鉛直方向の引張応力を生じないような基本三角形断面
- ・堤体と基礎地盤の接触部及び基礎地盤についてセクション断についての安全性の検討を行い、形状を決定した。

堤体下部にセメントグラウトカーテンおよびドレーンを建設して基盤岩内浸透水を制御する。

5.2.4 洪水吐(ダム越流部)

(1) 洪水量が大きく標高が低いので、ダム越流部は付図-4及び5に示す様に、河床上の大部分に洪水吐ゲートを持つ構造とする。

天端標高は非越流部と同じEL. 36.3m、基礎面標高は基岩弱風化層上面EL. -15.0mとする。堤高は51.3m、堤頂長は276.5mである。

(2) 越流堤頂は、水流の安定の為には出来る限り高い方が良いが、放流能力及び発電所への砂の流入に対する影響を考慮し、現河床標高より1-2m高いEL. 10.0mとした。所要ゲートの寸法および門数は、中国原案の校核洪水位において校核洪水流量(1/10,000年確率) $28,700\text{m}^3/\text{S}$ を放流できる如く、広頂潜り堰および半開ゲート越流公式を用いて計算した結果、14m巾×高さ20mのゲート16門を要する結果となった。この水位-流量曲線は図5.3に示す通りである。動水貯留法による校核洪水位はEL. 34.25mとなり、16門では計算では約 $31,000\text{m}^3/\text{S}$ 放流できる能力を持つことになる。しかし中国側で実施された水理模型実験を観察した結果、洪水吐越流堤の両端部で越流水の縮流が著しいことおよび越流堤上下流の水位差が小さく渦流を生じていることから考えて、実際の越流係数が実験公式に用いられた係数より小さい恐れもあるので上記程度の放流能力の余裕を見込む方が安全であると考えら

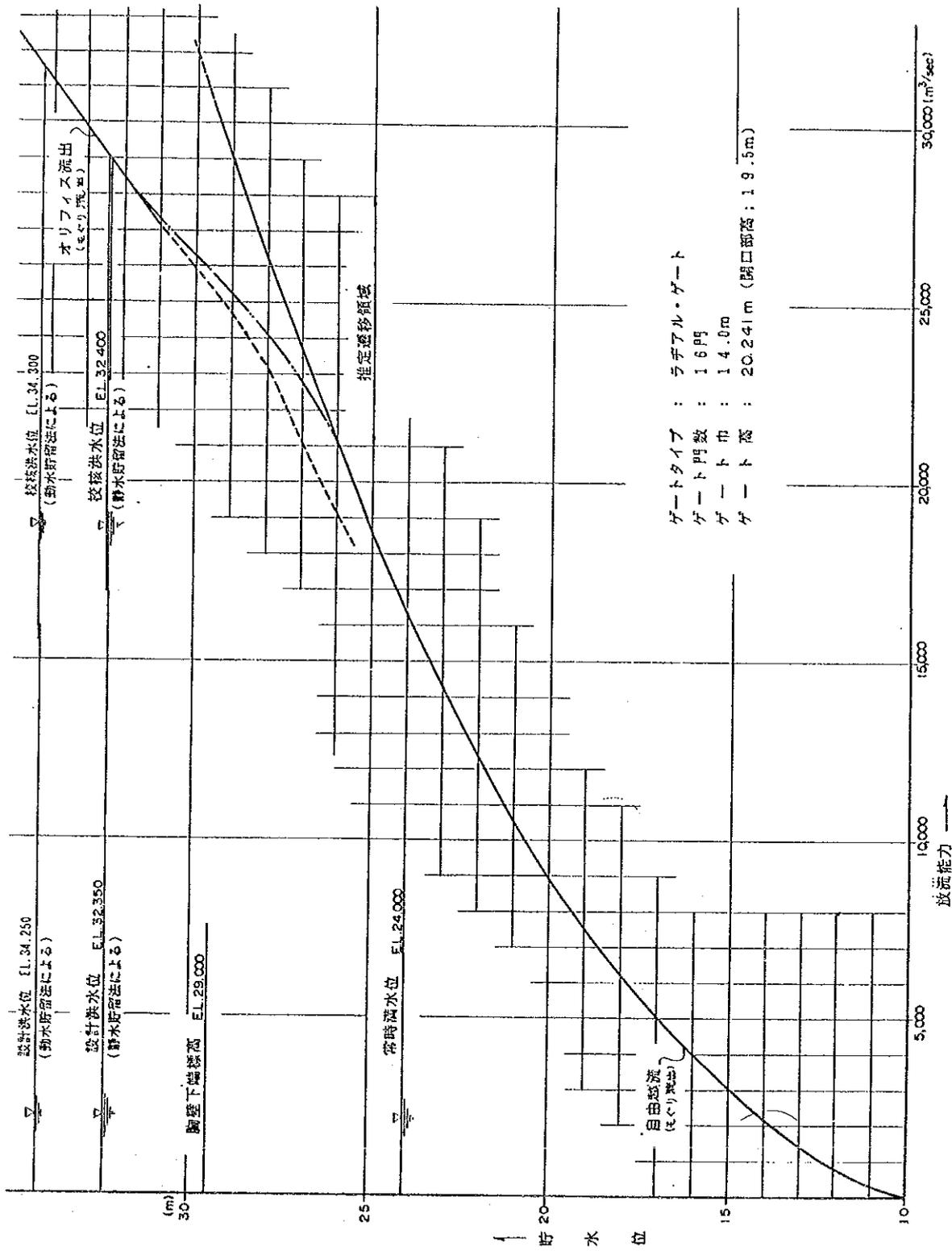


図 5.3 ダム越流部の H～Qカーブ

れる。ただし上記公式による水位－流量曲線は更に水理模型実験によって検証する必要がある。

ゲート天端 (EL. 29.5m) と堤頂 (EL. 36.3m) の間は、コスト低減のためとゲートの構造限界を考慮して、鉄筋コンクリート胸壁とした。

- (3) 標高が低く下流水位が高いので、導流区間は短く、越流部を越えた水は直ちに減勢工に入る。

下流水位が高いこと基岩線が深いためエプロン敷標高が低い (EL. -13m) ことからエプロン部の水深は大きい。この様な状況では減勢工にはローラバケット型が有効と思われるが、この型式ではバケット下流での水流の乱れが隣接する発電所放水庭水位に好ましくない影響を与えると思われるので、減勢工は水平エプロン型とした。越流堤下流の水平部の標高EL. 5.0m (付図-4参照) より上の水が減勢効果に寄与すると仮定し、エプロン長約90.0mを求めた。減勢工右岸の擁壁はエプロン下流端までとするが、左岸の擁壁は発電所、放水路、閘門導水路での水流の安定、堆砂を考慮して延長した。

- (4) 非越流部コンクリートダムと同様の手法で、安定解析を行い、基礎面セン断および上流面引張応力に対して安全な断面とした。

5.2.5 閘門

- (1) 着手報告書に述べられているように閘門の概略設計は中国側より提供された設計基本諸元に基づいて行った (付図-6参照)。

- (2) 閘門上流の制水構造物はダム軸上にありダムの機能を兼ねる一等一級構造物としての諸元は下記のようなものである。

- ・コンクリート重力式
- ・高さ 43.3m (EL. 36.3m~EL. -7.0m)
- ・巾 上部 10m, 下部 28m
- ・長さ (上, 下流方向) 55m

閘門下流の制水構造物は下記河川水位と閘室内水位との調節を行うことを目的とした一等三級構造物であり、諸元は下記のようなものである。

- ・コンクリート重力式

- ・高 さ 31m (EL. 26.0m~EL. -5.0m)
- ・ 巾 上部 9 m, 下部 19m
- ・長 さ (上, 下流方向) 52m

一方、中間部分の船閘室の両側擁壁は、構造が単純であり施工性の良いコンクリート重力擁壁とした。

- (3) 上流制水構造物の安定については、中国基準 S D J 12-78 の“水工建築物” 一級一級としての構造上の安定性に加えて、主ダムを構成する構造物としてコンクリート重力ダムと同様の項目につき検討しその安定を確認した。

5.2.6 発電所

- (1) 第3章3.3節発電計画で述べているようにこの発電所の最適規模の検討において、バルブ型円筒水車4台据付案が最適であることが明らかとなったので発電所の構造物はこれに基づいて設計した(付図-7及び8参照)。
- (2) 発電所は一般にはダムの下流側に設置されるが、落差が小さく、大流量である場合発電機器が大きくなり従って建屋も大きくダムと同規模となる。このような場合、発電所それ自身が直接水圧を受けダム機能をかねる構造物とする場合が多く当発電所も同じ構造とした。中国ではこれを“河床式発電所”と称している。
- (3) 第5章5.3節発電・鋼構造施設に記述されている、水車中心標高、運転時の水位、水車の直径及び開閉所(屋外変電所)等の諸元にもとづき発電所の縦・横・高さ等の概略検討を行った。発電所は主ダムの一部を構成している構造物として重力ダムと同様の基盤岩におかれ、その設置標高はEL. -10mから-15mとした。検討の結果、水車・発電機の一当りの構造物の巾はカプラン水車の30mに比べて本バルブ円筒水車の場合21.75mに縮小可能であり、4台分全体では機器組立室も含めて176mから123mに減少した。また、発電所の上・下流方向の長さは88mとなった。
- 発電所から開閉所への連絡道路として、中国案では発電所の放水路側の左岸側の盛土式導流堤の上に開閉所まで約400mにおよぶ連絡橋を設けているが、経済性を考慮して開閉所の右岸側の擁壁と発電所左岸側の間の盛土上に所要の道路を設けるものとした。
- (4) 構造的な安定については、中国基準 S D J 12-78により“水工建築物”のうちの

一級の構造としての安全性を考慮してダム軸沿いにある発電所として発電所本来の目的を果たすほかにダム構造物と同様の安定度を持つ必要がある。そこで、発電所巾88mのうち、上流端から54.5mの点（水車軸から6.5m下流）のところに収縮継目を設けたうえでコンクリート重力ダムと同様の項目について検討を行いその安定を確認した。

5.2.7 転流工

- (1) 中国基準SDJ12-78により、昇平ダムの場合転流工対象流量は、その構造、特徴、転流方法、工期の長さ等から4級と規定され、設計流量は、20年確率洪水量15,500m³/secである。

洪水量が大きいうえ、舟運確保の必要性から20年洪水時の現河川水位に等しくなるように計画し、巾200m、水路勾配は約1/4,500である。又、流下能力を大きくし洗掘を防止するため水路の内側をコンクリート張りとする。（付図-9参照）転流工施工能力は工事中の越流のリスクをさけるため、工期を出来る限り短縮しうる様十分な配慮がなされるべきである。

- (2) 仮締切ダムは、河床区間工事のためのダム（一期）と転流工区間工事のためのダム（二期）に分かれるがそれらの諸元は下記のとおりである。

	<u>一期（河床部）</u>	<u>二期（転流工部）</u>
形式	均一型フィルダム	均一型フィルダム
堤高	14.4m	16m（上流側）、15.3m（下流側）
堤長	1,900m	1,200m

