

e) 教育の充実

- 人材の育成

f) 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

2.5.3 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。

2.5.4 遼寧省及び太子河流域の位置付け

(1) 遼寧省の社会経済概況

遼寧省は、中国東北地方3省の最南部に位置し、面積は14.6万 km^2 であり、中国全土960万 km^2 の約1.5%を占める。総人口は3,726万人（1986年、以下同じ）と推定され、これは中国総人口10億5,721人の約3.5%に相当する。

遼東湾を囲んで、南部の遼東半島、東部の遼河及び大遼河流域、及び西部の中小河川流域に大きく分けることができる。山地が全体の62%を占め、平地は約30%、残り8%が水面となっている。山地が支配的であるため、耕地面積は5,640万畝（約376万 ha ）と、土地面積の約26%を占めるに留る。灌漑されているのは、そのうち約20%である。その他、林地及び牧地が土地面積のそれぞれ39.4%及び3.6%を占める。

表A. 3.1は、主要な社会経済指標によって、遼寧省と中国全体とを比較したものである。表に見られる通り、遼寧省の人口密度は256人/ km^2 で、全国平均の約2.5倍であり、都市人口の割合は69%で、全国平均41%を大きく上回る。また賃金労働者の比率26%も、全国平均12%よりはるかに高い。これらはいずれも、省経済が中国全体と比べてかなり進んだ発展局面にあることを窺わせる。

遼寧省の農工業総生産は1986年に1,015億元であったと推定される。このうち86%に当たる872億元が工業総生産であり、更にその約3分の2を重工業が占めている。主な工業は、鉄鋼、エネルギー関連、石油化学、機械工業等である。

平地が限られており、寒冷地が大部分を占める自然条件のため、農業生産は比較的低レベ

ルに留っており、食糧の自給は達成されていない。しかしながら1979年以降の経済近代化政策の効果により、近年農村の浮上が著しい。農村一人当りの平均純収入は533元/年(1986年)であり、全国平均を大きく上回っている。

鉱物及びエネルギー資源の賦存は、種類、量共に豊かである。鉄鋼石埋蔵量は109億トンと推定され、全国の約4分の1を占めている。石炭、石油の賦存量も大きく、遼河油田の生産量は近年急増している。その他、石灰岩、モリブデン、マンガン、ニッケル、ボーキサイト、ベントナイト等の資源がある。

省からの輸出は、石油製品、鋼材、石炭等を中心とし、1981年に43.4億ドルに上った。これは中国からの同年の総輸出額209億ドルの20%強に相当する。また、省の歳入は歳出を大きく上回り、この面でも国家経済への貢献度が高い。

輸出はやや立ち遅れ、道路貨物輸送量は鉄道の4分の1程度である。

遼寧省は、大連と営口の2大港湾を有する。とくに大連港は、本港と新港とを合わせて対外貿易の一大中心であり、新港は中国最大級のタンカーの停泊が可能である。このような位置付けに鑑み、大連に経済開発区を設ける決定が1984年になされ、その後遼東半島全体を経済開発区とする考えも明らかにされた。

上述の通りエネルギー資源は豊富であり、また一人当たり発電量も933kWh/年(1986年)も全国のトップクラスで、全国平均の約2.2倍である。しかしながら、運輸インフラ、エネルギー共に、未だ工業を中心とする需要を満たすに至っていない。瀋陽、大連を結ぶ高速道路の建設、港湾施設の拡充、大型石炭火力の新設や水力発電、石油及び天然ガスの開発等が急がれている。

(2) 太子河流域の社会経済概況

太子河流域は、遼寧省の東中央部15,845km²(省全体の約11%)を占める。流域の総人口は1980年において544万人と報告されており、人口密度は343人/km²と計算される。流域内には、本溪、遼陽、鞍山、及び河口に営口の4大工業都市を擁し、都市人口は251万人にも達し、総人口の約46%を占め、遼寧省全体と同程度或いはそれ以上の都市化/工業化が窺われる。

主な工業は、本溪の鉄鋼、セメント、遼陽の石油化学、繊維、鞍山の鉄鋼、化学、及び営口の製糸、各種軽工業等である。

流域の農業は、省全体と同様に自然・地理条件に大きく規制されている。とくに上流域は山地が支配的で、表土が薄く土壌に礫が多く混入している。良好な農業用地は主として遼陽の下流に限られ、とくに長大鉄道の西部域に農業人口の約70%が集中している。

流域内の土地利用状況は、次の通りである。

総面積	2,377万畝	(15,845 km ²)
耕地	586	(3,907 km ²)
内、水田	174	
野菜畑	33	
畑作地	379	
葦田	14.6	
荒地	28.5	
林有地	756	
牧地	130	
その他	861	(未成林、植樹可能地及び水域、道路、集落)

耕地面積約3,907 km²は、総面積の約25%で、省全体とほぼ同程度の割合である。そのうち、灌漑面積の割合は約30%と省全体より高く、水稲の作付面積が比較的大きいことを反映している。

2.5.5 地域開発志向と観音閣ダム

(1) 地域開発志向

上に概述したように、遼寧省は中国の一大重工業地域であり、特に太子河の中下流域は瀋陽、大連を結ぶ経済発展回廊の要衝を占め、また流域全体は遼東半島の後背地と位置付けられている。エネルギー及び運輸等の社会経済基盤の拡充が課題となっている。一方、省及び流域の農村部は、自然・地理条件に恵まれないが、近年の関連制度の改変によって生産性が向上してきている。更に農業生産性を高めるためには、都市の市場への農産物の輸送手段、用水供給等の改善と共に、土地生産性向上の施策が必要である。

以上を踏まえて、遼寧省及び特に太子河流域における主要な開発志向は、次のようにまとめることができる。

- (a) 工業基盤を更に強固にし、国家経済に貢献すること。
- (b) 農業生産の集約化、土地利用の高度化により、農産品とくに食糧の自給度を高めること。

(2) 観音閣ダムの性格付け

観音閣ダムは、都市・工業用水の供給、治水、灌漑用水の供給及び発電を目的とする。また貯水池による水産養殖及び観光も期待される。上記の開発志向に照らして、以下のように観音閣ダムを性格付けることができる。

地域経済の発展のためには、工業化の進展と、土地利用の高度化が不可欠である。都市・工

業用水の供給と都市域の洪水防御は工業化の進展の前提であり、既存及び開発可能耕地の洪水防御は、農村部の土地利用高度化を促し、灌漑用水供給と相俟って農業生産の集約化に結び付く。工業化の進展による所得向上は、都市における農産物市場を拡大し、更に農業生産の集約化を促すことになろう。

水産養殖及び観光は地域経済を多様化する。農業生産の向上と共に、水産養殖は関連農村工業の育成にもつながり得る。耕作に適した土地が限定された地域においては、農水産加工を中心とする農村工業の発展は、農村部における雇用増大と所得向上のための重要な鍵である。

観音閣ダムによる発電量は小さいが、既設火力発電所の負荷を軽減し、電力供給の運用を効率化する効果が期待される。

開発志向に照らした優先順位としては、(a)都市・工業用水供給、(b)治水、(c)灌漑用水供給、(d)発電、水産養殖及び観光となろう。

以上述べたように、観音閣ダムは地域経済の多様な面に貢献しうる緊要度の高い不可欠なプロジェクトと考えられる。

第3章 中国側の治水・利水計画概要

3.1 概要

観音閣ダムが位置する太子河流域には、本溪、遼陽、鞍山及び営口の工業都市が集中しており、また下流の平地部では農業も発達している。このため同流域は遼寧省における商品及び食料生産地として重要な位置を占めている。しかし、太子河流域の年間雨量は700~800mm/年と水資源賦存量に乏しく、かつ、その開発は十分に行われていない状況にあるため、上工水及び農業用水供給の緊要度は近年増大している。更に、太子河の流下能力は小さく洪水災害の脅威にさらされている。このような状況から、治水及び利水を目的とした観音閣ダムは多目的ダムとして計画され、第7次5ヶ年計画に組み込まれ、既にその建設は1986年に開始されている。

観音閣ダムは、遼陽市、本溪市及び遼陽市下流域に対する洪水調節を主目的とし、また、2000年を計画基準年とした本溪市、鞍山市及び遼陽市に対する上工水供給及び営口市及び盘锦市に対する農業用水供給用ダムとして計画されている。さらに、上記上工水、かんがい用水に対するダムからの放流水を利用した水力発電、湖水域を利用した養魚も計画されている。

流域面積2,795km²を有する観音閣ダムは、コンクリート重力式として設計され、ダム高82m、総貯水容量21.68億m³で、RCD工法を採用し建設される計画となっている。

以上に観音閣ダム治水・利水計画の概要を述べる。

3.2 治水計画

遼陽市、本溪市及び遼陽市下流の農業地区では、1960年洪水の発生以後、堤防建設計画が策定され、1964年以来その建設が実施に移されている。また本溪市下流に葎窩ダム、支川である湯河に湯河ダムが洪水調節を含む多目的ダムとして建設され、同地区での治水安全度は、徐々に高められてきた。次表に各対象地区の現況流下能力、堤防計画における計画流量及びその確率規模を示す。

表3.1 治水計画対象地区の現況流下能力及び堤防建設計画・計画流量

対象地区	現況流下能力 (m ³ /s)	確率規模 ^{△1}	計画流量 (m ³ /s)	確率規模 ^{△1}
本溪市	5,000	1/10	10,100	1/50
遼陽市	13,000	1/100	13,000	1/100
遼陽市下流	3,500	1/5	5,000	1/20

△1：葎窩ダム及び湯河ダム調節効果を考慮した中国側解析結果による。

太子河流域治水計画においては、観音閣ダムに防洪容量5.81億 m^3 を設置する事により、下流部の治水安全度（確率規模）を本溪市1/500、遼陽市1/500及び遼陽市下流部1/50に高める計画となっている。このため観音閣ダムの洪水時の放流施設（底孔2門、洪水吐ゲート12門）の操作方法は次のように計画されている。

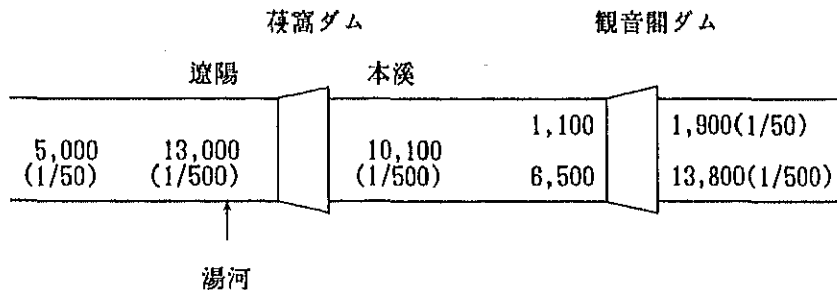
- (1) 50年確率以下の洪水に対しては底孔2門だけで対応し、放流量は1,060 m^3/s 以下とする。これにより遼陽市下流の農業地域の安全度を確保する。
- (2) 100年確率までの洪水に対しては遼陽鉄橋の安全度を確保するために、放流量は2,000 m^3/s を超えない事とする。これは底孔2門と越流部2門で対応する。
- (3) 500年確率までは本溪市及び遼陽市の安全度を確保する必要がある事から底孔2門、越流部10門で、放流量を6,484 m^3/s に押える。
- (4) これ以上の洪水に対しては、ダム自体の安全度を確保するために越流部は12門全開とし、校核流量22,000 m^3/s まで所定の余裕高が維持される。

以上の放流計画による貯水位ごとのダムゲート操作は表3.2に示される通りである。

表3.2 観音閣ダムゲート操作規則

水 位 (m)		門扉開閉状況	
下限水位	上限水位	放 流 管	越 流 部
E.L. 255.2	E.L. 262.0	開 2 門	閉
E.L. 252.0	E.L. 262.8	開 2 門	開 2 門
E.L. 252.8	E.L. 263.5	開 2 門	開 10 門
E.L. 253.5	以 上	開 2 門	開 12 門

上記より、中国側では洪水尖頭流量記録及び洪水量記録に対する統計解析を基に次の計画流量配分図を策定している。



注) ()内は計画規模を示す。

図3.1 計画高水流量配分図

また、前頁図中観音閣ダムにおける50年及び500年確率洪水流量波形を図3.2に示す。

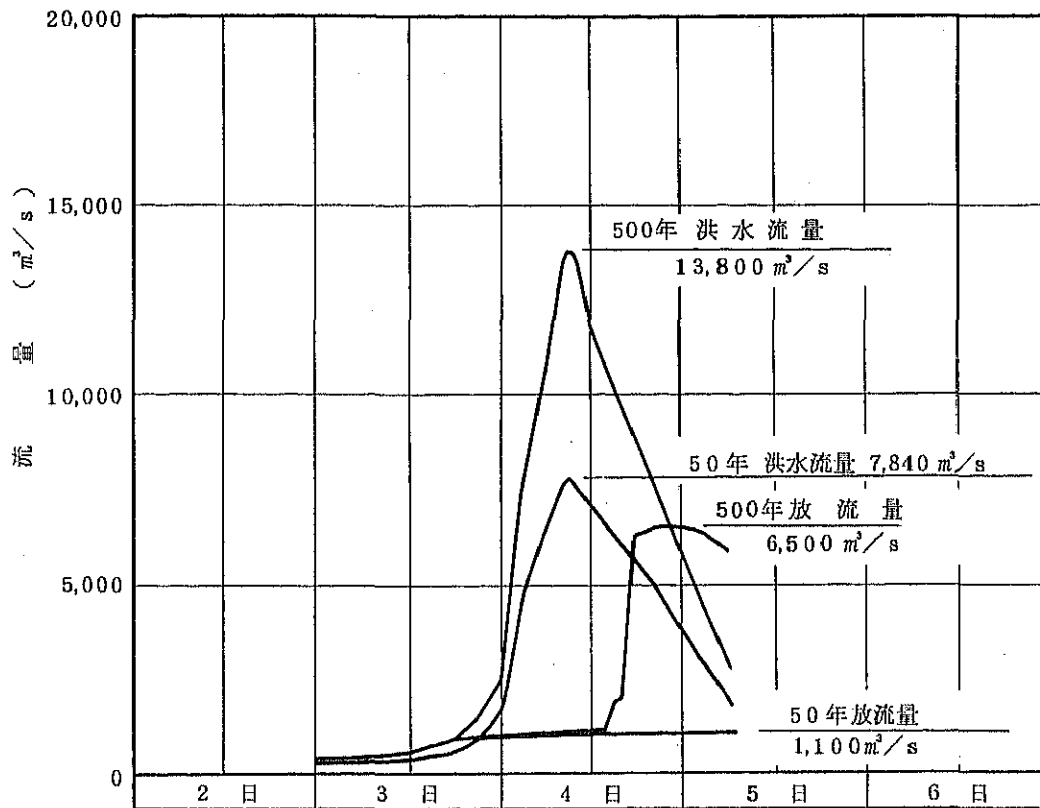


図3.2 観音閣ダム・確率洪水流量波形

3.3 利水計画

3.3.1 上工水供給計画

上工水供給計画は2000年時点における鞍山市、本溪市及び遼陽市における工業用水及び生活用水の供給を行うよう策定されている。次表に前述の各都市における必要水量を示す。

表3.3 計画対象各都市における必要上工水量

項目		都市名	本溪市	遼陽市	鞍山市
現 状	人 口		620,000	425,000	968,000
	用 水 量 (10^6 m ³)	工 業 用 水	276.79	131.06	357.28
		生 活 用 水	30.28	13.58	40.03
		漏 水 そ の 他 小 計	13.29 320.36	25.46 170.10	23.50 420.81
二 〇 〇 〇 年	人 口		724,000	630,000	1,380,000
	用 水 量 (10^6 m ³)	工 業 用 水	494.00	289.53	798.00
		生 活 用 水	52.00	44.87	94.90
		小 計	546.00	334.40	892.90
	工業用水原単価 (m ³ /万元)		700	380	400
日平均給水量 (ℓ/人・日)		220	200	190	

観音閣ダムは、上記必要水量の中、次表に示される上工水供給を行うよう計画されている。

表3.4 観音閣ダム上工水計画供給水量

都 市 名	年間給水総量 (億m ³)	用 水 量 (m ³ /s)
本 溪 市	3.72	11.79
鞍 山 市	2.98	9.45
遼 陽 市	0.17	0.54
合 計	6.87	21.78

3.3.2 かんがい計画

営口市及び盘锦市近郊、大遼河下流末端部の右岸に計画かんがい地区は位置し、そのかんがい面積は26.4万畝（約17,600ha）となっている。この地区においては、新規の水田開発を行い、かんがい必要水量2.8億 m^3 /年の全量を観音閣ダムから給水する計画となっている。（表A.4.1及び図A.4.1参照）

新規水田開発に対するかんがい用水供給は、1995年に開始する計画となっている。作付体系は、4月中旬より9月上旬までの一期作として計画されており、この期間のかんがい用水供給量は次図に示される通りである。

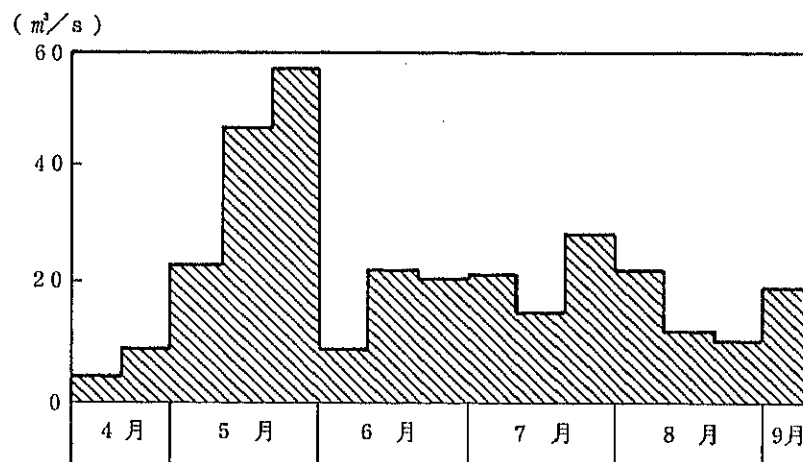


図3.3 年間かんがい用水供給量

3.3.3 発電計画

観音閣ダムにおいては、発電用の自己容量は配分されていない。このため、発電計画は上工水・かんがい用水供給のため放流される水量を利用した小規模発電計画となっている

発電所はダム直下流に計画されており、設備容量19,500kW（6,500kW×3台）、年間発生電力量7,667万kWh、年間稼働時間3,932時間となっている。建設後において、観音閣発電所は東北地区電力系統に組み込まれ、基本負荷量により運行する事により、電力系統内の火力発電所の燃料節減を行う事となる。

3.3.4 養魚計画

遼寧省では近年貯水池を利用した水産養殖が推進されている。観音閣貯水池においても、建設後常時満水位において約61 km^2 の湛水面積が実現する事から、これを養魚水域とする淡水魚の養殖が計画されている。

観音閣貯水池上流域は、植生の自然度が比較的良好であり、さらに天然飼料も豊富である事か

ら、淡水魚の養殖に適しており、年間71万kgの生産が見込まれている。

3.4 堆砂位

観音閣ダムにおける堆砂容量は、計画堆砂年を50年とし、2.2.3節で述べた浮遊砂量63.5万トン/年、掃流砂量7万トン/年、崩壊土砂量3.2万トン/年及び浮遊砂乾燥密度1.02トン/㎡、掃流砂及び崩壊土砂乾燥重量1.4トン/㎡とし、また観音閣ダム貯水池容量が大きいことから、排砂は考慮しないこととし決定されている。

浮遊砂	$63.5\text{万トン/年} \times 50\text{年} / 1.02\text{トン/㎡} = 3,113\text{万㎡}$
掃流砂	$7.0\text{万トン/年} \times 50\text{年} / 1.40\text{トン/㎡} = 250\text{万㎡}$
崩壊土砂	$3.2\text{万トン/年} \times 50\text{年} / 1.40\text{トン/㎡} = 114\text{万㎡}$
計	3,477万㎡ (≒3,480万㎡)

堆砂位は上記堆砂容量よりE.L.207.7mと設定されている。

3.5 設計洪水位

観音閣ダムの設計洪水位は、ダム建設地点である小市流量観測所の洪水尖頭流量及び洪水流量に対する統計処理より1960年洪水実績波形に基づいて検討されている。

設計洪水位としては1/10,000確率洪水流量に対する校核洪水位、1/1,000確率洪水流量に対する設計洪水位が設定されている。

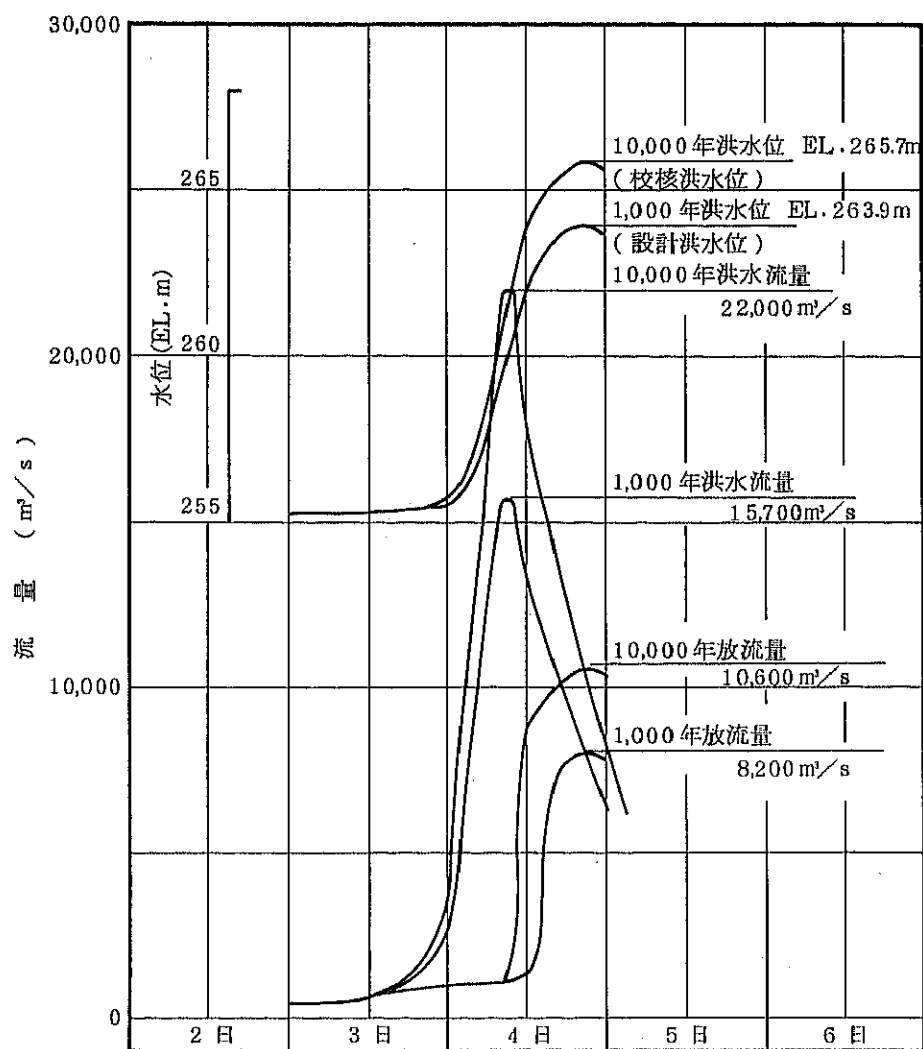


図3.4 校核洪水流量及び設計洪水流量

ダム堤頂標高は、校核洪水水位及び設計洪水水位に中国側基準に基づき波浪高及び余裕高を加え、両者の水位比較よりEL.267.0mと設定されている。

第4章 最適開発規模の検討

4.1 概要

第3章において述べられた中国側計画を、日本国内において採用されている基準を基に以下の観点から、見直しを行った。

- (1) 治水計画においては、中国側検討が流量資料を基に計画が策定されていることから、降雨記録に基づき計画高水流量配分図及び治水容量の見直しを行う。さらに経済性の観点から、治水容量の妥当性を検討するものとする。
- (2) 利水計画においては、中国側検討が、1970年から1979年の小市水位観測所地点の流量記録を基に計画が策定されている。本調査では、利用可能な同観測所の1958年から1983年の流量資料を基に利水容量（上工水及びかんがい用水供給用）の検討を行うものとする。
- (3) 発電計画においては、現在計画されている設備容量19,500kWの妥当性を年間発生電力量及び経済性の観点から検討を行うものとする。
- (4) 養魚計画の見直しにおいては、現在既に水産養殖が行われている大伙房ダムとの比較を行い、水産養殖の可能性及び漁獲高の推定を行うものとする。
- (5) 観音閣ダム設計洪水流量規模は、第3章において述べられた様に1/10,000及び1/1,000確率規模の洪水流量から決定されている。これら洪水流量及び洪水量の算定は、流量記録に基づき行われているが、流量資料の抽出方法及び統計解析手法は日本国内で採用されている手法とは異なっている。本検討においては、解析手法として日本側検討方法を採用し、中国側検討結果に対する評価を通して、観音閣ダム設計洪水流量規模の検討を行うものとする。

以下に各検討の詳細及び結果を述べる。

4.2 治水計画

4.2.1 既往洪水被害

太子河の沿川で洪水被害が著しいのは、本溪市、遼陽市及びその下流の農業地区が挙げられる。洪水被害の最も大きかったのは、1960年の洪水で小市雨量観測所における3日雨量は305.6mmで150年来の洪水であった。同洪水時の主要地点での洪水流量は、小市10,500

m^3/s 、本溪 $14,300\text{m}^3/\text{s}$ 、葎窩 $16,600\text{m}^3/\text{s}$ 、遼陽 $18,100\text{m}^3/\text{s}$ と記録されている。

本溪市にあっては、浸水面積 7.9km^2 、浸水深は $0.5\sim 3.0\text{m}$ に及び、鉄道橋2橋、道路橋1橋が流失し、市内の39工場が浸水し生産停止期間が1ヶ月半を越え、直接被害額は 1.122 億元に達している。

遼陽市及びその下流の農業地区における1960年洪水の被害は農地を中心に遼陽より上流では 183.3km^2 、下流においては $1,329.4\text{km}^2$ 、計 $1,512.7\text{km}^2$ の広大な区域が浸水して同洪水時の直接被害額は約 $13,800$ 萬元にのぼっている。

その後も、1975年8月、1985年7月及び同年8月の豪雨等洪水被害を頻繁に繰返しており、治水安全度の向上が望まれている。

4.2.2 太子河沿いの現況河道

太子河流域内においては、1969年に治水容量 3.3 億 m^3 を有する湯河ダムが支川である湯河中流部に建設され、さらに1974年治水容量 2.5 億 m^3 を有する葎窩ダムが太子河本川本溪市下流に建設されている。しかし、前述の如く両ダム建設後においても河道流下能力が小さい事から1975年、1985年にも洪水が発生している。

本溪市においては、同市部約 5km の区間に堤防が建設されており、その流下能力は約 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ で確率規模は $1/10$ 程度と評価される。このため、同地区においては、確率規模を $1/50$ に高めるべく計画流量を $10,100\text{m}^3/\text{s}$ として河川改修工事が進められている。

遼陽市部では約 12.8km の区間に堤防が建設されており、流下能力は $13,000\text{m}^3/\text{s}$ を下回っている。また長春～大連間の遼陽鉄橋地点においては、流下能力は $11,000\text{m}^3/\text{s}$ 程度である。同市部においては今後計画流量を $13,000\text{m}^3/\text{s}$ とし、堤防整備を進め確率規模を $1/100$ に高める計画となっている。

遼陽市から三岔河に至る下流農業地区において、左右岸併せて約 210km の堤防が建設されている。流下能力は約 $3,500\text{m}^3/\text{s}$ となっており、確率規模は $1/5$ であり頻繁に浸水被害が発生している。同地区では堤防補強工事により、確率規模 $1/20$ 計画流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ まで安全度は高められる。

4.2.3 基本方針及び検討方法

(1) 基本方針

観音閣ダムによる治水計画は、堤防整備計画の対象流量、本溪市部 $10,100\text{m}^3/\text{s}$ 、遼陽市部 $13,000\text{m}^3/\text{s}$ 及び遼陽市下流 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ の治水安全度を観音閣ダムに防洪容量 5.81 億 m^3 を設置する事により、上記各地区での安全度を本溪市 $1/500$ 、遼陽市 $1/$

500, 下流部1/50に高める計画となっている。

上記中国側により策定されている治水計画は、洪水流量記録を基に策定されている。本調査においては、日本国内で採用されている計画策定基準に基づき降雨資料を使用し、現計画の観音閣ダム治水容量の妥当性を技術的・経済的観点より検討する。

(2) 検討方法

- a) 計画規模については、降雨確率によって評価し、基本高水流量及び計画高水流量を設定する。
- b) 雨量から流量への変換は貯留関数法により流出モデルを作成し、流域、河道定数については既往洪水資料をもとに定数解析を行って設定する。
- c) 下流の葎窩ダム、湯河ダムの洪水調節計画を策定する。これをもとに観音閣ダムによる下流地区に対する洪水調節効果を検討する。
- d) 観音閣ダム治水容量の経済的妥当性検討のため、治水容量規模を変化させ、これに対する費用～便益の関係から現計画を評価する。

4.2.4 洪水流出解析

(1) 計画降雨の検討

計画降雨の検討においては、太子河流域内の31の雨量観測所のデータを収集し、流域内の降雨特性の把握、計画降雨継続時間、降雨の地域分布、代表洪水の選定、計画降雨への引き伸ばし方法等の検討を行った。

検討に際して使用した雨量観測所の諸元、資料の所在状況、観測所の位置、単相関解析結果等については資料集に示されている。(表A. 5.1～A. 5.4, 図A. 5.1～図A. 5.2参照)

流域平均雨量については、懸案地点、支川合流点、既設ダム地点などを流域の境界となるよう流域分割を行い、分割された各流域(計20流域)にティーセン法を用いて算定した。

ティーセン分割図, 同係数表, 20分割流域の日雨量, 3日雨量, さらに, 小市流域(①～⑤), 本溪流域(⑥～⑦), 葎窩流域(⑧～⑩), 湯河ダム流域(⑫) 湯河流域(⑫～⑬), 遼陽流域(⑪～⑭), 残流域(⑮～⑳)のように統合した流域とこれらの累加流域についても, 日雨量, 3日雨量を整理した。(表A. 5.5, 図A. 5.3～図A. 5.5参照)

降雨特性及び計画基準点の設定

流域平均雨量についての単相関解析結果及び流域別の地域分布状況によれば、太子河流域の降雨特性としては次の3点が挙げられる。

- 1) 観測所雨量の相関は、日雨量、3日雨量とも相隣れる2もしくは3つの観測所間において、相関係数 $R=0.85$ となる程度でこれ以上離れると相関係数はかなり小さくなり、ばらつきが大きいことがわかる。
- 2) 洪水時には観音閣ダム建設地点（小市）より上流は比較的降雨量が多く、遼陽より下流の流域は比較的雨が少ない。
- 3) 小市より上流のダム流域、小市及び遼陽間の流域、遼陽及び渾河との合流点間の流域の3つに分けると前者の2つは比較的雨の降り方が似ているが、遼陽～渾河合流点間流域だけは異なり、少ない場合が多い。（表A. 5.6, 図A. 5.6参照）

以上のことから太子河流域の雨量の基準点としては遼陽地点を採用し、遼陽全流域（8,082km²）の流域平均3日雨量によって計画規模を評価するものとする。また、観音閣ダムの安全度を評価する場合には、小市流域（2,795km²）の流域平均3日雨量によるものとする。

計画降雨波形の選定

主要洪水としては流量記録のある1958年～1980年のうちより、上位5洪水を選定した。これを表4.1に示す。

表4.1 主要洪水一覧表（実績）

年 月 日	原 因	流域平均3日雨量mm		ピーク流量 m ³ /s	
		小 市	遼 陽	小 市	遼 陽
1960年8月4日	低気圧・前線	316	302	10,500	18,100
1964年8月8日	低 気 圧	169	129	3,100	4,870
1971年8月1日	〃	241	198	3,160	4,610
1975年8月1日	前 線	212	215	2,790	6,910
1977年8月4日	〃	103	86	2,300	3,440

上記主要洪水時の時間雨量分布の算定に使用したティーン分割図及び係数表は資料集に示されている。（表A. 5.7及び図A. 5.7参照）

計画降雨波形としては、中国側が計画洪水波形として1960年洪水を採用していることから、日本側においても1960年洪水時降雨波形を使用し基本高水流量及び計画高水流量の算定を行うものとする。（図A. 5.8に1960年洪水時の時間雨量分布図を示す。）

計画降雨量の算定

確率評価に関しては、日本国内で一般に用いられている対数確率分布関数を基準とした岩井法、HAZEN法、順序確率法、PEARSONⅢ型法、CHOW法、GUMBEL法等により算定し、プロットングポジションの回帰度が最もよく、かつ、中国においても一般に用いられているPEARSONⅢ型法を採用する事とした。同法によって算定した結果は、他の手法による結果と比べると比較的中位な値となっている。(表A. 5.8～A. 5.9, 図A. 5.9～A. 5.10参照)

計画降雨量を表4.2に示す。

表4.2 太子河流域計画雨量 3日雨量 (mm)

計画規模	小市流域 (2,795 km ²)	遼陽流域 (8,082 km ²)
1/10	200	183
1/50	306	282
1/100	356	328
1/200	409	377
1/500	484	446
1/10,000	771	713

注) ()内は流域面積を示す。

上記計画降雨量に対する時間分布は、計画降雨波形(1960年実績)に、同降雨波形の降雨総量と確率降雨量との比(引き延ばし倍率)を乗じ算出するものとする。尚、確率降雨の地域分布は、遼陽基準点上流域において各確率降雨が発生する場合には、小市上流域において同規模の降雨が同時に発生すると仮定し、決定されている。(表A. 5.10参照)

(2) 流出モデルの作成

流域面積13,883 km²、流路延長413 kmの太子河流域の流出計算にあたって、既存の治水ダム、流量観測所、支川合流点、治水計画対象地区の位置等を勘案し、流域を20の小流域に分割し、洪水貯留効果を有する10河道と併せて太子河流域系統図を作成した。(図A. 5.11～A. 5.13及び表A. 5.11参照)

各小流域及び河道モデルは貯留関数法により策定されており、その基礎式は次に示される通りである。

$$S = K Q^P \dots\dots\dots \text{運動方程式}$$

$$I - Q = ds / dt \dots\dots\dots \text{連続方程式}$$

ここに、 S : 貯留量 Q : 流出量 K, P : 定数

I : 降雨もしくは河道流入量 dt : 単位時間

流域貯留の場合には、降雨量と流域からの流出量との関係を扱ったものであるが、河道貯留の場合には、河道流下量と河道内貯留量の関係から、運動、連続の条件により逐次計算するのである。

上式中の定数の検討にあたっては、河道については等流計算に基づく河道内貯留量～流量の関係、流域については流域面積約 17,000 km² を有する利根川流域で作成された経験公式を参考として定数の 1 次試算値として、次表に示される洪水時の実測ハイドログラフとの検証を行い最終値とした。(表 A. 5.12～A. 5.13 及び図 A. 5.14～A. 5.16 参照)

表 4.3 実測値及び計算値比較表

単位 : m³ / s

洪水名	実 測 値				計 算 値				放流量(実測)	
	小市	本溪	碓窩	遼陽	小市	本溪	碓窩	遼陽	碓窩	湯河
1960年8月	10,500	14,300	16,600	18,100	10,166	13,096	16,896	19,134	—	—
1964年8月	3,100	3,720	4,470	4,870	3,547	4,255	4,882	5,230	—	—
1971年8月	3,160	4,110	4,120	4,400	3,282	3,577	4,798	3,718	—	—
1975年8月	2,790	3,540	4,335	2,000	2,855	3,545	5,261	6,534	1,600	1,010
1977年8月	2,300	2,640	3,674	624	2,864	2,654	2,757	2,938	630	3

注) 各観測所地点での流域面積、降雨量、洪水量、流出率等は表 A. 5.14 に示されている。

(3) 基本高水流量

基本高水流量は、既設ダムによる洪水調節を行わない場合の確率洪水尖頭流量として定義され、洪水調節を行った場合の確率洪水尖頭流量との比較から、既設ダム及び建設が予定されている観音開ダムの洪水尖頭流量の低減効果が評価される。

基本高水流量の算定は、1960年洪水時実績降雨波形を確率降雨量に引き延ばす事により作成される確率降雨波形を流出モデルに入力する事により算定される。次図に太子河沿い主要地点における基本高水流量を示す。(図 A. 5.17 参照)

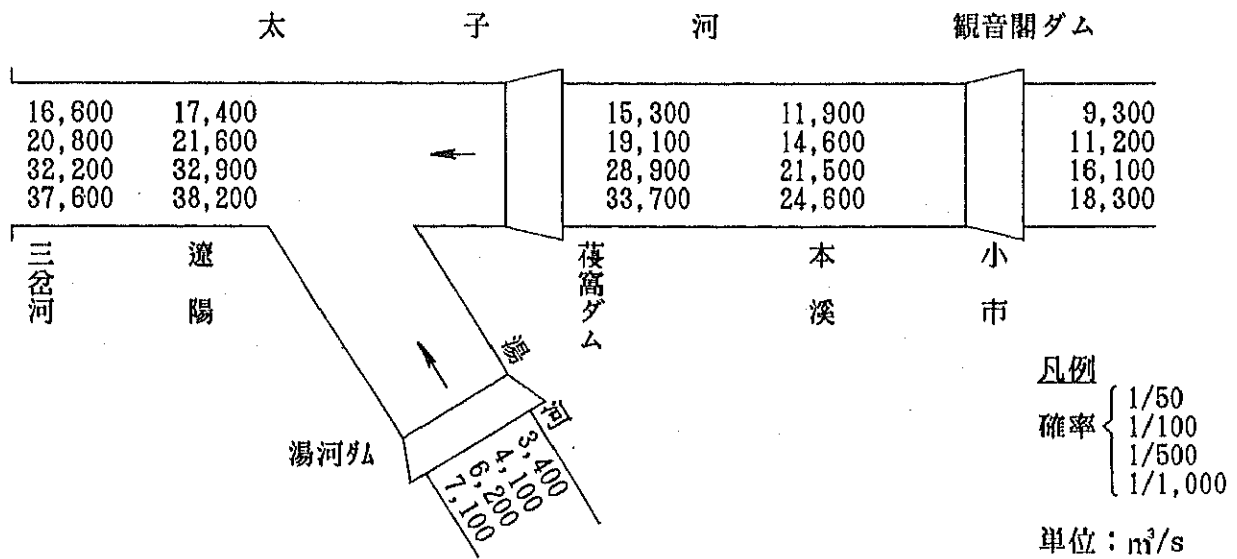


図4.1 太子河基本高水流量配分図

(4) 葎窩及び湯河ダム洪水調節効果

太子河流域内の諸ダムの中、洪水調節容量を有するダムとして葎窩及び湯河ダムが各々太子河本川及び遼陽市上流で太子河に流入する湯河に建設されている。このため観音關建設前における両ダムの治水効果の検討を基本高水流量の算定で得られた洪水流出波形をもとに行った。

本調査においては葎窩ダム及び湯河両ダムのゲート操作規則に関しては入手されていない。また観音關ダム建設後の両ダムの操作に関しては現在中国側で検討中である。

本検討では、以下に示す如く一定率一定量の調節方式を採用し、その調節効果を検討した。尚、H-V, H-Q曲線等については資料集に示されている。(図A.5.18参照)

表4.4 既設ダムの調節計画

項目	葎窩ダム	湯河ダム
調節開始流量 Q_A	$2,000 \text{ m}^3/\text{s}$	$300 \text{ m}^3/\text{s}$
最大放流量 Q_B	$5,000 \text{ m}^3/\text{s}$	$600 \text{ m}^3/\text{s}$
調節率 $(1-r)$	0.799	0.900
治水(バンク)容量 V	$5.8 \times 10^9 \text{ m}^3$	$3.0 \times 10^9 \text{ m}^3$

注) 治水容量 = (校核水位容量 - 防洪制限水位容量) × 0.8

上記調節方式は、両ダムの治水容量及び流入洪水量から、葎窩ダム30年、湯河ダム500年確率程度で治水容量(バンク容量)に達するよう設定した。

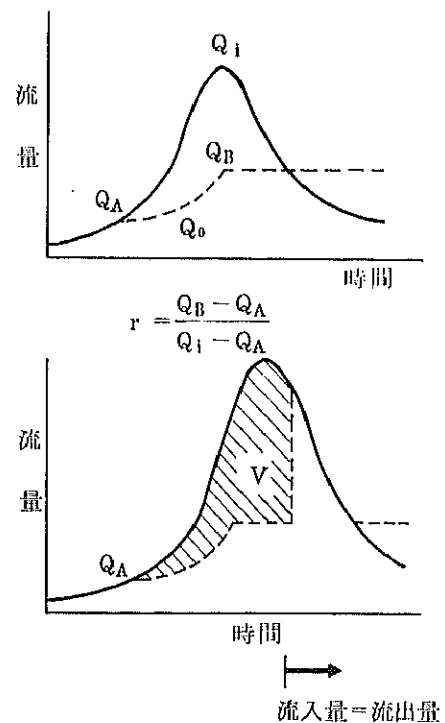


表4.5 既設ダムによる洪水調節計算結果

確 率	稜 窩 ダ ム			湯 河 ダ ム			遼 陽	
	最大流入量	総貯水容量	最大放流量	最大流入量	総貯水容量	最大放流量	調節前	調節後
	m ³ /s	×10 ⁶ m ³	m ³ /s	m ³ /s	×10 ⁶ m ³	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1/2	2,156	69.8	2,032	546	355.7	321	2,474	2,406
1/10	7,731	382.7	3,152	1,616	403.8	419	8,663	3,726
1/30	12,669	644.6	4,145	2,735	453.1	515	14,366	4,915
1/50	15,297	645.0	11,238	3,309	477.7	567	17,323	9,529
1/100	19,024	△1 (バンク)	17,031	4,065	508.5	600	21,578	14,585
1/200	22,126	”	21,703	4,755	543.7	600	25,155	19,885
1/500	28,869	”	23,500	6,157	614.7	600	32,875	24,176
1/1,000	33,619	”	23,500	7,032	649.0	1,352	38,141	24,689
1960年降雨実績	15,297	”	14,743	3,664	490.6	599	19,133	12,631

注) △1 前述の放流方式により、稜窩ダムにおいては1/500の確率洪水流量に対してはダム洪水吐及び底孔の放流能力に達し、その後校核容量と治水容量間の容量で処理される事となる。

上記に示される洪水調節結果によれば遼陽市及び下流部における堤防建設計画の計画流量の確率規模は、次のように評価される。(図A. 5.17~図A. 5.18参照)

表4.6 堤防建設計画・計画高水流量の評価

対象地区	計画流量 (m ³ /s)	既 存 ダ ム	
		調 節 前	調 節 後
遼 陽 市 部	13,000	1/10~1/30	1/50~1/100
下流農村地区	5,000	1/5	1/30

4.2.5 観音閣ダム洪水調節計画

本節においては、観音閣ダム建設費~治水便益との関係に基づく計画治水容量の経済的妥当性の検討及び観音閣ダム治水容量7.84億m³の下流治水対象地区に対する洪水尖頭流量低減効果の見直しを行う。

検討に際しては以下の基本方針に基づくものとする。

- a) 洪水波形は4.2.4節で述べた流出モデルにより算出される確率洪水波形を採用する。
- b) 治水容量の経済的妥当性の検討に際しては、中国側が定めている非越流部天端標高E L. 267.00mに対して、より高いダム、より低いダムを想定して治水容量～流量低減効果～便益の関係を把握する。
- c) 観音閣ダムの洪水調節方式としては、中国側放流方式を原則とする。
- d) 利水容量に関しては、現在中国側が採用している13.85億 m^3 を一定値とし、堆砂容量0.35億 m^3 と合わせて14.2億 m^3 を確保し、この上にそれぞれの規模の治水容量を上乗せし、ダム高さとした。
- e) 洪水被害額の算定は、地形図及び資産分布状況等が得られなかったため、中国側が作成している洪水尖頭流量／洪水氾濫量～被害額曲線をもとに a)の洪水波形によりその評価を行う。

(1) 治水容量規模の設定及び下流への洪水尖頭流量低減効果

代替治水容量の設定を次の基準に基づき行うものとした。

- a) 代替治水容量は、現計画の常時満水位E L. 255.2mの上に設定する。
- b) ゲート操作水位をダム高E L. 267.0mの現計画を基準に5m上下させ、各々低いダム、高いダムとする。ゲート操作基準、ゲート門数は治水容量及び現計画の放流方式を勘案し設定する。
- c) 設計洪水位（校核水位）は、中国側1／10,000確率洪水ハイドログラフ及び上記ゲート操作規準に基づき設定する。非越流部天端標高は設計洪水位に余裕高1.3mを加えた高さとする。
- d) 越流部標高は設計洪水流量、越流水深、ゲート門数より水理計算を行い設定する。

上記基準に基づき設定された代替案を次図に示す。またこれら代替案に対する洪水調節結果を表4.7に示す。

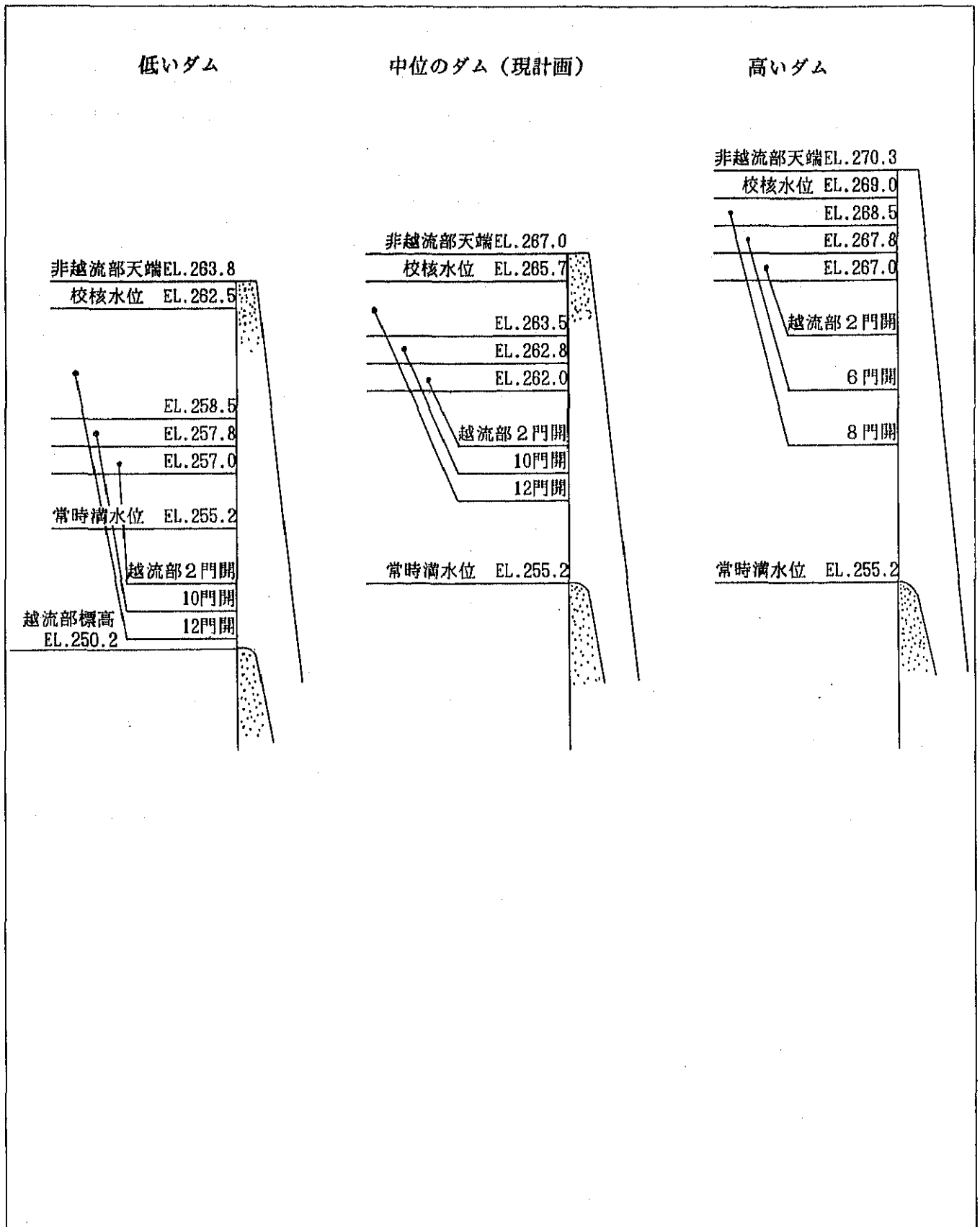


図4.2 想定した3種類のダム高さ

表4.7 低, 中, 高, 各ダムの洪水調節計算結果

確率年	観音閣ダム			本溪流量		稜窩ダム ^{△1}		遼陽流量	
	流入量	貯水位	放流量	調節前	調節後	流入量	放流量	調節前	調節後
ダム非越流部天端標高 EL.263.80									
	m ³ /s	EL.m	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
2	1,555	255.53	997	1,850	1,518	2,080	2,016	2,406	2,387
10	5,036	257.79	1,952	6,267	3,618	6,300	2,865	3,726	3,499
30	7,836	258.05	5,942	9,998	5,310	9,755	3,559	4,915	4,418
50	9,262	258.55	7,584	11,889	6,133	11,408	6,653	9,529	5,852
100	11,200	259.08	8,327	14,559	7,264	13,799	11,867	14,585	11,141
200	12,965	259.67	9,211	16,869	8,230	15,838	14,262	19,885	13,611
500	16,077	260.84	10,821	21,446	10,179	20,510	19,777	24,176	18,944
1000	18,276	261.62	12,135	24,553	11,698	24,055	23,500	24,889	22,935
ダム非越流部天端標高 EL.267.00									
2		255.52	997		1,518	2,080	2,016		2,387
10		258.64	1,028		3,618	6,300	2,865		3,499
30	同	261.14	1,052	同	5,310	9,755	3,559	同	4,418
50		262.08	1,857		6,133	11,407	3,891		4,860
100		262.81	5,743		7,264	13,787	4,370		5,460
200	上	263.03	5,598	上	8,230	15,781	7,412	上	7,477
500		264.07	8,367		10,179	19,835	14,130		12,326
1000		264.86	9,547		11,698	22,496	18,878		16,267
ダム非越流部天端標高 EL.270.30									
2		255.52	997		1,518	2,080	2,016		2,387
10		258.64	1,028		3,618	6,300	2,865		3,499
30	同	261.14	1,052	同	5,310	9,755	3,559	同	4,418
50		262.33	1,063		6,133	11,407	3,891		4,860
100		264.01	1,081		7,264	13,787	4,370		5,460
200	上	265.36	1,093	上	8,230	15,781	4,770	上	5,941
500		267.13	3,077		10,179	19,835	14,107		11,763
1000		267.84	7,512		11,465	22,496	18,854		15,651

△1 観音閣ダム調節後の稜窩ダムでの流入量及び放流量

注) 各ダムのH-V, H-Q及びハイドログラフは資料集図A. 5.17~A. 5.18に示されている。

(2) 想定洪水被害額の算定

治水対象地区における主要な洪水被害としては、

- a) 本溪市における都市被害
- b) 遼陽市下流の農業被害
- c) 交通、電力、輸送被害

が掲げられる。上記被害項目については中国側で1960年洪水被害実績をもとに、洪水尖頭流量～本溪市都市被害、洪水氾濫容量～遼陽市下流農業被害、洪水尖頭流量～交通、電力、輸送被害の各曲線が1985年価格で作成されている。本調査においては、上記曲線及び本検討結果より洪水被害額の算定を行った。(図A. 5.19～図A. 5.21, 表A. 5.15参照)

観音閣ダムに対する各治水容量ごとの治水便益は、上記洪水被害額算定結果より、次の通りと推定される。

表4.8 年平均洪水被害軽減額

被害項目	年平均洪水被害額(百万元)			
	調節前	EL.263.8m	EL.267.0m	EL.270.3m
本溪市都市被害	11.00	0.13	0.13	0.12
遼陽市農業被害	13.00	8.21	3.29	2.69
交通、電力、輸送被害	6.00	3.54	1.16	0.69
計	30.00	11.88	4.58	3.50
年平均洪水被害軽減額	—	18.12	25.42	26.50

(3) 現計画に対する評価

前述の各治水容量による治水効果を費用便益比(B/C)及び純現在価値(B-C)の経済指標を用いて評価を行った。

便益としては(2)で述べた年平均洪水被害軽減額とし、費用は経済建設費を用いた。また、維持管理費を総経済建設費の1.5%、プロジェクト寿命50年、利率率10%としてキャッシュフローを作成し、経済分析を行った。(表A. 5.16参照)

以下に各ダム高に対する評価結果を示す。

表4.9 経済評価結果

(単位：百万元)

項 目	ダ ム 高		
	E L. 263.8m	E L. 267.0m	E L. 270.3m
治水便益	399	560	584
利水便益(逸失便益を含む)	1,716	1,709	1,698
総 便 益 (B)	2,115	2,269	2,282
総 費 用 (C)	1,702	1,771	1,861
費用便益比 (B/C)	1.24	1.28	1.23
純現在価値 (B-C)	413	498	421

注) 1988年価格水準

次図に示されるようにB/C及びB-Cを図示すると現計画が経済的には最適であると評価される。

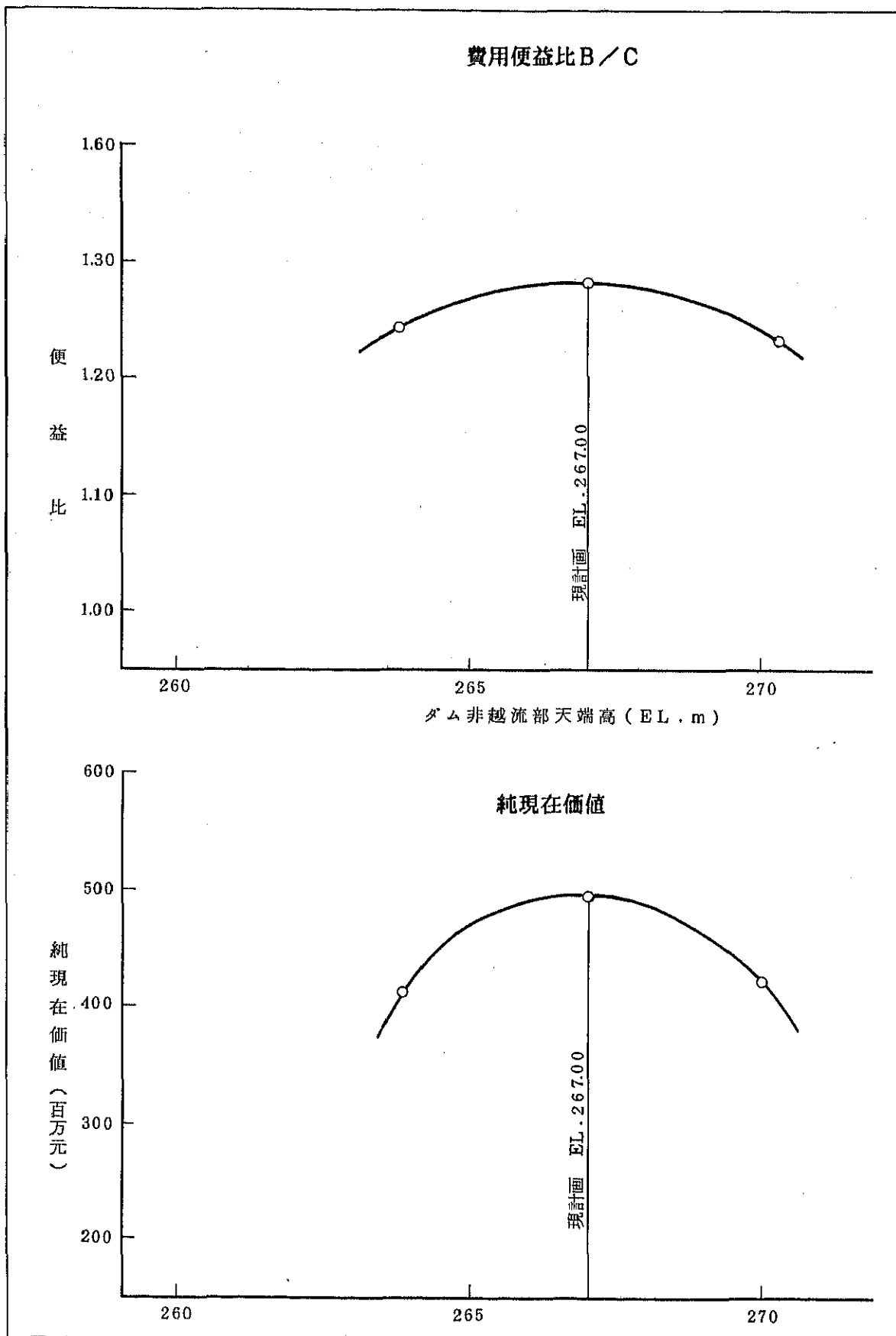


図4.3 治水規模別費用～便益関係図

(4) 観音閣ダム洪水調節計画

(3)において現計画における治水容量の妥当性の検証を行ったが、ここにおいては、観音閣ダム洪水調節効果及びこれに基づく流量配分図を示し、中国側が策定している流量配分図との比較を行った。

第3章で述べた観音閣ダムに設置される底孔及び洪水吐ゲート操作規則に基づく日本側検討による確率洪水波形に対する洪水調節計算結果を次表に示す。

表4.10 観音閣ダム洪水調節計算結果

確 率	最大流入量 (m^3/s)	最高貯水位 (E L. m)	総貯水容量 $\angle 1$ (億 m^3)	最大放流量 (m^3/s)		
				底孔	越流部	合計
1/2	1,555	255.52	14.43	977	0	977
1/10	5,036	258.64	16.47	1,028	0	1,028
1/30	7,836	261.14	18.22	1,052	0	1,052
1/50	9,262	262.08	18.93	1,062	795	1,857
1/100	11,200	262.81	19.47	1,068	4,675	5,743
1/200	12,965	263.03	19.63	1,070	4,888	5,958
1/500	16,077	264.07	20.42	1,080	7,287	8,367
1/1,000	18,276	264.86	21.01	1,088	8,459	9,547
1960年降雨実績	10,166	262.54	19.27	1,064	885	1,949

$\angle 1$ 堆砂量 0.35 億 m^3 及び利水容量 13.85 億 m^3 含む。

上記、観音閣ダム洪水調節効果の下流各懸案地点に対する影響を検討するため、洪水追跡計算を行い、本溪市部、葎窩ダム及び遼陽市部での洪水流量を算出した。結果は次表に示される通りである。

表4.1 1 観音閣ダムによる下流各地点の洪水調節効果

確 率	本 溪		菴 窩 ダ ム <1			遼 陽	
	調節前	調節後	流入量	貯水容量	放流量	調節前	調節後
	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	億m ³	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1/2	1,850	1,518	2,080	0.66	2,016	2,406	2,387
1/10	6,267	3,618	6,300	2.27	2,865	3,726	3,499
1/30	9,998	5,310	9,755	3.66	3,559	4,915	4,418
1/50	11,889	6,133	11,407	4.33	3,891	9,529	4,860
1/100	14,559	7,264	13,787	5.37	4,370	14,585	5,460
1/200	16,869	8,230	15,781	6.45	7,412	19,885	7,477
1/500	21,446	10,179	19,835	//	14,130	24,176	12,326
1/1,000	24,553	11,679	22,496	//	18,878	24,689	16,267
1960年降雨実績	13,096	6,612	12,417	4.76	4,094	12,631	5,139

<1 : 観音閣ダム調節後の菴窩ダムでの流入量, 貯水容量及び放流量

本検討結果及び中国側計画高水流量を次の流量配分図を作成し比較を行った。

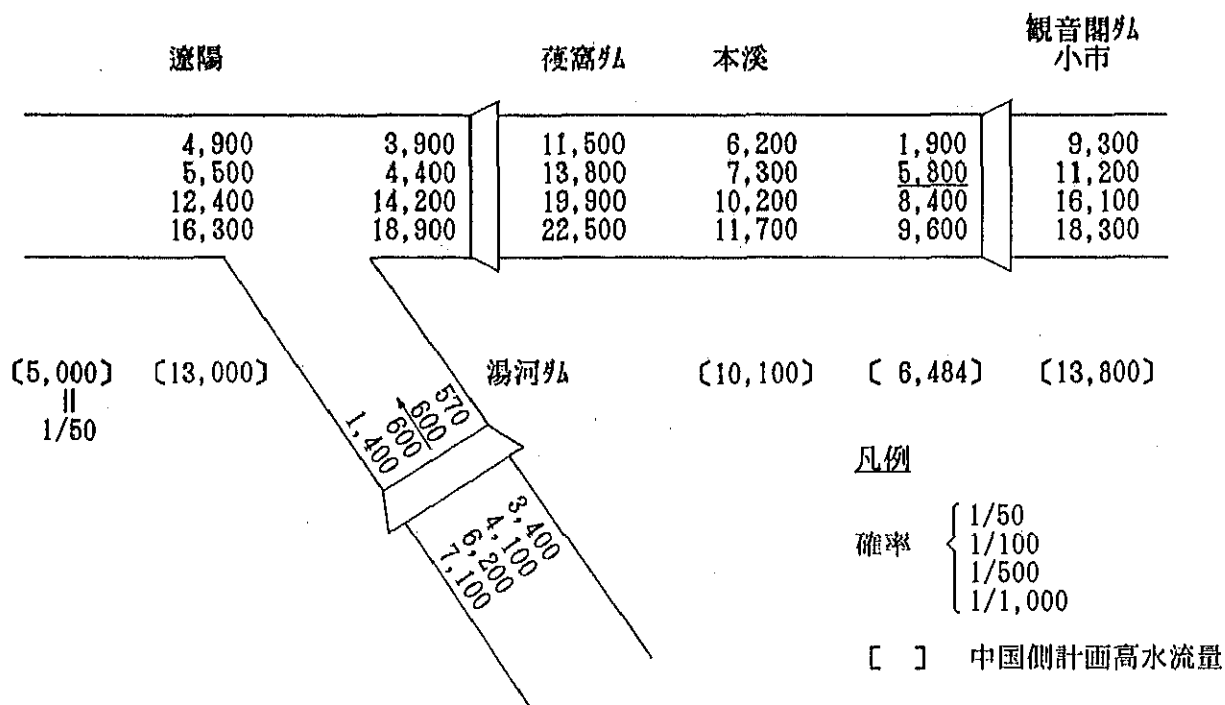


図4.4 観音閣ダム建設後における計画高水流量配分図 (1/500)

本検討結果より、中国側の現計画は次の通り評価される。

- 1) 観音閣ダムでは治水計画規模1/500として最大流入量13,800m³/s, 最大放流量6,484m³/s, 総貯水容量20.01億m³(防洪容量5.81億m³)で計画されている。表4.10に示されるように、上記の諸洪水量は日本流では約1/250の確率規模に相当し、河道計画としてはグレードの高い洪水計画と思われる。
- 2) 日本流算定法による水系の流量配分計画においても下流の本溪市、遼陽市及び下流農業地区での治水安全度、本溪市1/500, 遼陽市1/500及び農業地区1/50は確保されており、現計画に問題はないものと判断される。
- 3) 観音閣ダムの調節では、水位がE.L. 262.8mを越えると全開となる洪水吐ゲート門数が2門から10門に増加する事、また観音閣ダム下流に位置する葎窩ダムの調節を一定率一定量とし、治水(パンク)容量を越えると(流入量)=(放流量)といった洪水放流方式を採用している事から、この条件の前後において洪水流量が著しく増加する事となる。このような著しい洪水流量の変化を極力少なくなるよう、今後上記両ダムの最適な統合運用に基づく操作要領の検討が必要であると考えられる。
- 4) 今回の検討で、中国側の流量観測成果の精度が高いこともあって、流出モデルの適用が実用に供するものであることが確認されたため、今後、広域的な面的雨量を把握するためのレーダ雨量計等の整備を含め、洪水時の流出予測、洪水予警報システムへの検討等に貢献できれば幸いである。そのためには、河道貯留に関する情報が少なかったことから太子河全川にわたる河川測量成果と遼陽より下流の地点における洪水時流量資料が得られれば、さらに一層の精度向上が期待できるものとする。

4.3 利水計画

4.3.1 水利用現況

太子河流域においては水資源開発施設の不足と水需要の増大による需給のアンバランスを早期に解決する必要がある。

太子河流域の年間総流出量は、地表水が約39億m³, 平野部の地下水が約5.96億m³, 合わせて水資源賦存量としては約44.96億m³である。これを流域内の総人口約544.3万人で除すると1人当たり、年間826m³で中国国内においても水不足の顕著な地域である。にもかかわらず、鉱工業などを中心として大小の都市が集中していることから、水不足は一層深刻な問題となっている。

現在、葎窩及び湯河両ダムによる利水開発容量は9.88億m³で、これは地表水の年間総流出量の約25%程度で、十分な調節には至っていない。地下水資源に関しても、開発可能量が4.99億

m³であるが、既に4.45億m³が開発され、利用率も89%に達している。

各都市での水不足の状況を調べると、まず、本溪市は日量平均16万トンが不足している。また、年間では平均4ヶ月間給水制限をしている状況で1984年1月には全面断水が2日間続き、工場等で生産停止に追いやられ、その生産損失額は573万元に達した。

鞍山市においては、水不足のために完成した工業生産施設等が稼働できない状況である。例えば、鞍山火力発電所では、日量1万トンの水不足のために正常発電ができない。工業用水としては全市で日量5.7万トンが不足となっている。都市生活用水も、定時給水とピーク調整給水を行っている区域が全市面積の85.7%を占め、給水人口の70%に及んでいる。

遼陽市では都市生活用水、工業用水ともに需要を満足することはできない。市内の給水管路内水圧は普遍的に下がっており、低いときには、約0.3~0.8 kg/cm²まで下がっている。また、全市のうち約70%以上の区域では国家の定めた給水水圧標準を満足していない。

以上のように、太子河流域における各都市の水需要は現状においても切迫しており、観音閣ダムが完成した場合でも、西暦2000年においては需要の増大に供給施設が対応できない状況で、1日も早い観音閣ダムの建設が、この地域の社会経済的な最重点課題となっている。

4.3.2 基本方針

観音閣ダムの利水計画における中国側の検討の特色は以下の通りである。

- (1) 観音閣ダムは、西暦2000年を計画基準年とし、都市工業用水、農業用水の需要の増大に対処する。
- (2) 都市工業用水及び農業用水に対する供給は、中国政府の要求により、前者が約70%、後者が約30%としている。
- (3) 新規開発水量の算定は太子河沿いの都市、水田等の水利用の実態が詳しく把握されていないことから、ダム地点での開発水量の全量を各都市及び新規に開発される水田へ供給する計画となっている。
- (4) 既設の葎窩及び湯河ダムについては、すでに確保された用水の配分はなされていることから、観音閣ダムは単独に運用されるとしている。
- (5) 都市工業用水の保証率は95%、破壊程度は10%、農業用水に関しては、保証率75%、破壊程度30%としている。
- (6) 観音閣ダムの貯水容量は前節の治水及び上工水/かんがい用水供給のみに配分されており、発電及び養魚はダム放流水量及び貯水池を利用して付随的に計画されている。

中国側の検討成果を踏まえ、本検討の基本方針としては次の通りとした。

- (1) 太子河流域の雨量、流量観測所の水文資料から水資源賦存量の把握を行う。
- (2) 太子河流域の都市工業用水、農業用水の取水位置、取水量、取水パターン等を整理したが、

水利権等の概念がないことから、水利用の実態が正確にはつかみきれておらず、本検討においても、太子河沿いの水収支計算モデルの作成は実施せず、中国側と同様、ダム地点での開発とする。

- (3) 新規開発水量は中国側の採用値をそのまま用いた。
- (4) 利水（上工水／農業）容量の算定では、中国側から得られている貯水位運用計算とは別個に確保容量の算定を行って、中国側の算定している利水容量の計画的な位置付けを行う事とする。

4.3.3 利用可能水量の算定

太子河流域における日流量観測所は、小市、本溪、複窩、遼陽が太子河本川沿いに、また支川では橋頭及び湯河沿いの計6ヶ所に設置されている。

これらの1958年～1983年までの日流量資料及び代表的な9雨量観測所を選定し、同期間の日雨量資料を整理した。

これらの資料より各観測所の年間雨量を整理し、資料集の図に経年的な変化を示したが明らかに上流部の雨量が多いことがわかる。また、各雨量観測所の半旬（5日間）雨量を算定し単相関解析を行った結果を資料集に示したが、広域的な相関もかなり良いものと判断される。（表A. 5.17～A. 5.18及び図A. 5.22～A. 5.23参照）

さらに流量観測所の流域ごとにティーセン法により流域平均雨量を算定し、流量記録から年別の流出率の整理を行った。（表A. 5.19～A. 5.20及び図A. 5.24）

これらより、観音閣ダム建設地点である小市流量観測所の水資源賦存量としては、1958年～1983年の23年間における最大値は、21.65億 m^3 、最小値は4.71億 m^3 、平均で10.20億 m^3 である。（表A. 5.21参照）

表4.12 小市流量観測所水資源賦存量（1958～1983年）

	年 度	年間雨量 (mm)	年間総流出量 (億 m^3)	流 出 高 (mm)	流 出 率
最大年	1964	1129.4	21.63	774.6	0.685
最小年	1978	653.9	4.71	168.5	0.257
平均値	—	811.7	10.20	364.9	0.432

これより、年間総流出量の渇水頻度を算定するために非超過確率の計算を行い、最も回帰度のよい最小値分布による結果を表4.13に示した。（表A. 5.22及び図A. 5.25参照）

表4.13 小市流量観測所年間総流出量（最小値分布）

確率年	確率	年間総流出量
1/1.1	0.909	16.8億m ³
1/2	0.500	9.2
1/5	0.200	6.3
1/10	0.100	5.3
1/20	0.050	4.8

4.3.4 上工水及び農業用水供給計画

(1) 観音閣ダム上工水及び農業用水供給量

観音閣ダムは、1993年に完成することを想定し、西暦2000年を設計基準年としている。

都市工業用水の各都市への配分は、各都市からの要求を調整し、表4.14のように年間給水総量を決定している。

表4.14 都市工業用水量の内訳

都市名	年間給水総量 (億m ³)	用水量 (m ³ /s)	備考
本溪市	3.72	11.79	正常用水量
鞍山市	2.98	9.45	〃
遼陽市	0.17	0.54	〃
合計	6.87	21.78	

農業用水に関しては、營口及び盤錦市において水田17,600haを新規に開拓し、年間取水総量として2.8億m³を確保する。

これらの都市工業用水、農業用水の月別、旬別の用水量及び観音閣ダムより上流地域に計画される農業用水量及びその還元水量、さらに貯水池からの蒸発量は表4.15に示されている。

表4.15 観音閣ダム上工水及び農業用水供給量及び損失水量

流量単位：m³/s

月 旬	ダム上流用水流量 及び還元流量		ダム下流流量			平均蒸発 水 量	備 考	
	用水流量	還元流量	都市と工業 への流量	稲の灌漑 用水	合 計			
1	0.45	0.19	21.43		21.43	1.79	ダム上下流用 水量はすべて 正常水供給量 である。	
2	0.50 (0.48)	0.21 (0.20)	23.56 (22.75)		23.56 (22.75)	1.98 (1.91)		
3	0.54	0.19	21.43		21.43	1.79		
4	上	0.69	0.20	21.99		21.99		1.85
	中	1.15	0.27	21.99	4.5	26.49		1.85
	下	1.67	0.35	21.99	9.0	30.99		1.85
5	上	2.66	0.47	21.99	22.7	44.69		1.85
	中	4.99	0.88	21.99	45.4	67.39		1.85
	下	6.95	1.34	20.41	56.0	76.41		1.68
6	上	4.64	0.83	21.99	8.8	30.79		1.85
	中	6.70	1.24	21.99	21.8	43.79		1.85
	下	5.86	1.11	21.99	20.0	41.99		1.85
7	上	1.60	0.20	21.99	21.1	43.09		1.85
	中	3.11	0.58	21.99	14.9	36.89	1.85	
	下	3.50	0.69	20.41	28.0	48.41	1.68	
8	上	3.46	0.66	21.99	21.8	43.79	1.85	
	中	2.50	0.49	21.99	11.9	33.89	1.85	
	下	2.27	0.44	20.41	9.5	29.91	1.68	
9	上	2.19	0.47	21.99	19.4	41.39	1.85	
	中	1.27	0.20	21.99		21.99	1.85	
	下	1.05	0.20	21.99		21.99	1.85	
10	0.93	0.19	21.43		21.43	1.79		
11	0.47	0.20	22.07		20.07	1.85		
12	0.46	0.19	21.43		21.43	1.75		

注) 2月の()は閏年の場合

(2) 必要確保容量の算定

中国側検討結果によれば、観音閣ダムの利水容量は“時歴法”という手法により、毎年3月から翌年2月までを利水調節年度として水量の過不足から試算を重ね、利水容量13.85億 m^3 と決定されている。

本検討においては、観音閣ダム建設地点である小市流量観測所の1958年～1983年までの26年間の半旬流量及び上工水及び農業用水供給量を基に必要確保容量を算定し、現計画の利水容量の評価を行った。(図A.5.26参照)

必要確保容量の算定に際しては、次図に示される確保容量～取水量曲線を作成した。

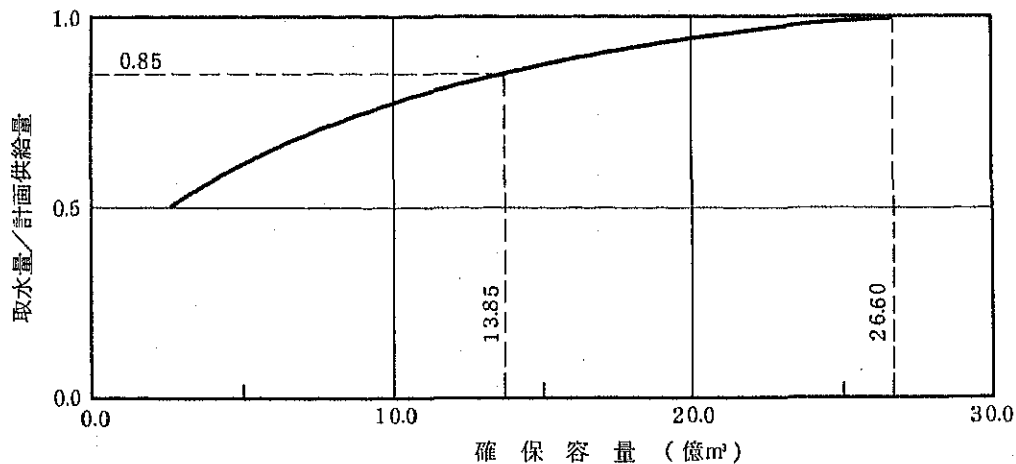


図4.5 取水可能量～利水容量曲線

上図によれば、現計画の供給水量の全量を100%の保障率で供給するためには26.60億 m^3 の利水容量が必要となる。また利水容量13.85億 m^3 は上記供給水量の85%の量を100%の保障率で供給可能である。

(3) 最適開発規模の算定

現計画の開発規模の妥当性を検証するため、最適開発規模の検討を次の方法により行った。

- 利水容量として、開発水量の代替案として中国側計画供給水量の70%、85%及び100%を想定し、この水量を100%の保障率で供給可能な利水容量及びダム高を設定する。ダム高は各利水容量に治水容量及び余裕高を加え決定する。
- 最適開発規模の選定規準としては、各代替案に対する原水単価、 $B-C$ 、 B/C の経済指標をもとに行うものとする。
- 便益は治水便益一定とし、各規模別の利水容量に対する上工水、農業用水、発電、養魚の各便益を加え算定する。また、費用は総経済建設費用とする。(第9章参照) 尚、便益及

年を基準年とし、利率10%、ダム耐用年数50年とし、1988年価格水準に基づきキャッシュフローを作成し算定される現在価値として算定する。

- d) 原水単価は、利率10%、ダム耐用年数50年と仮定し1988年価格水準の財務費用をもとに次式により算定される。

$$\text{原水単価} = \frac{\text{財務費用} \times (\text{利率} + \text{減価償却率}) + \text{年経費}}{\text{年間供給水量} \times f}$$

ここに、

f : 有収率 0.93

減価償却費 : 0.02

年経費 : 直接工事費の1.5% (建設期間中の価格上昇年率5%を含む)

上記に基づき算定された開発規模ごとの原水単価、B-C、B/Cは表4.16及び図4.6に示される通りである。

表4.16 経済評価結果

項目	ダム非越流部天端高 (m)		
	E.L. 259.0	E.L. 267.0	E.L. 280.8 m
取水量/計画供給水量	0.70	0.85	1.00
年間供給水量 (100%保障給水量のみ) (億m ³)	6.77	8.22	9.67
利水容量 (億m ³)	8.00	13.85	26.60
総 便 益 (B) (百万元)	1,970	2,269	2,647
総 費 用 (C) (百万元)	1,628	1,771	2,289
費用便益比 (B/C) (百万元)	1.21	1.28	1.16
純現在価値 (B-C) (百万元)	342	498	358
財務費用 (百万元)	1,290	1,393	1,785
原水単価 (元/m ³)	0.244	0.217	0.235

上記検討結果から、中国側の現計画で設定されている利水容量に対して各経済指標ともに最適値を示しており、経済的に最適と考えられる。

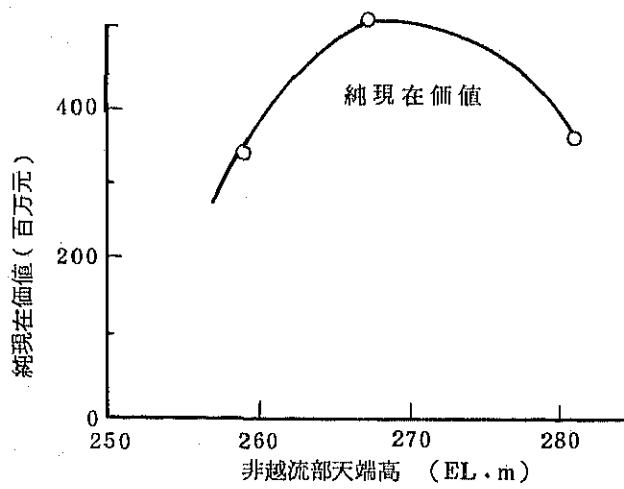
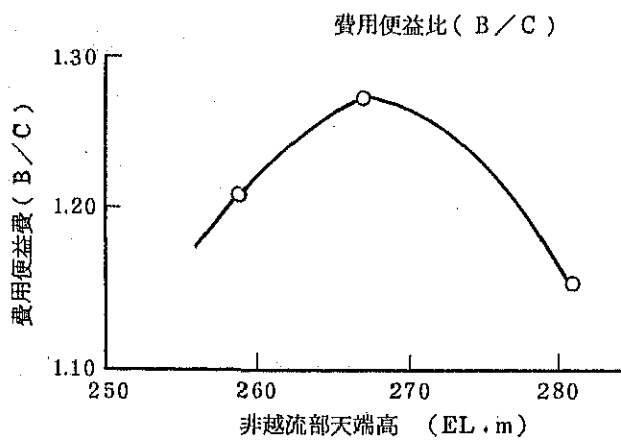
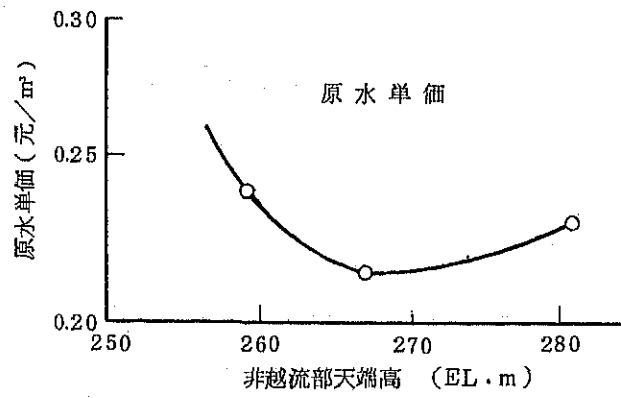


图4.6 費用~便益關係図

4.3.5 発電計画

(1) 概要

観音閣ダムは、太子河流域の都市工業用水の供給及び洪水防御を主な目的とし、その他、発電水の供給にも利用する多目的ダムである。従って観音閣発電所は、上記主目的の利水運用に従って運転されるため発電独自の運用計画を持たない小規模設備となり、中国国家標準である“小型水力発電所計画規範”に基づいて計画・設計されている。

本節においては、主として中国側で計画されている発電設備規模19,500 kWの妥当性を年間発生電力量及び経済性の観点から検討を行う。

(2) 電力系統

観音閣ダム地点より下流約4.5 km地点に既設小市変電所があり、この変電所は本溪市郊外にある卧龍一次変電所に66 kV 2回線によって接続され、東北地区電力系統（図4.7参照）に連系されている。

東北地区電力系統は中国で最初に電力系統網として形成されたもので、東北3省（遼寧省、吉林省、黒龍江省）の各需要値を連繫している。この地域は負荷の急増に伴い多くの火力発電所が南部に建設された結果、現在火力発電設備の系統に占める割合は76%に達している。また、この地域ではピーク負荷とオフ・ピーク負荷の差が200万kW以上になっているが、地域内の水力発電による対応はそのうち半分が限度であり、残りは火力発電に頼らざるを得ない状況にある。

1984-1985年中国電力年鑑によると、東北地区電力系統の発電設備概要は次のようである。

a) 発電設備容量

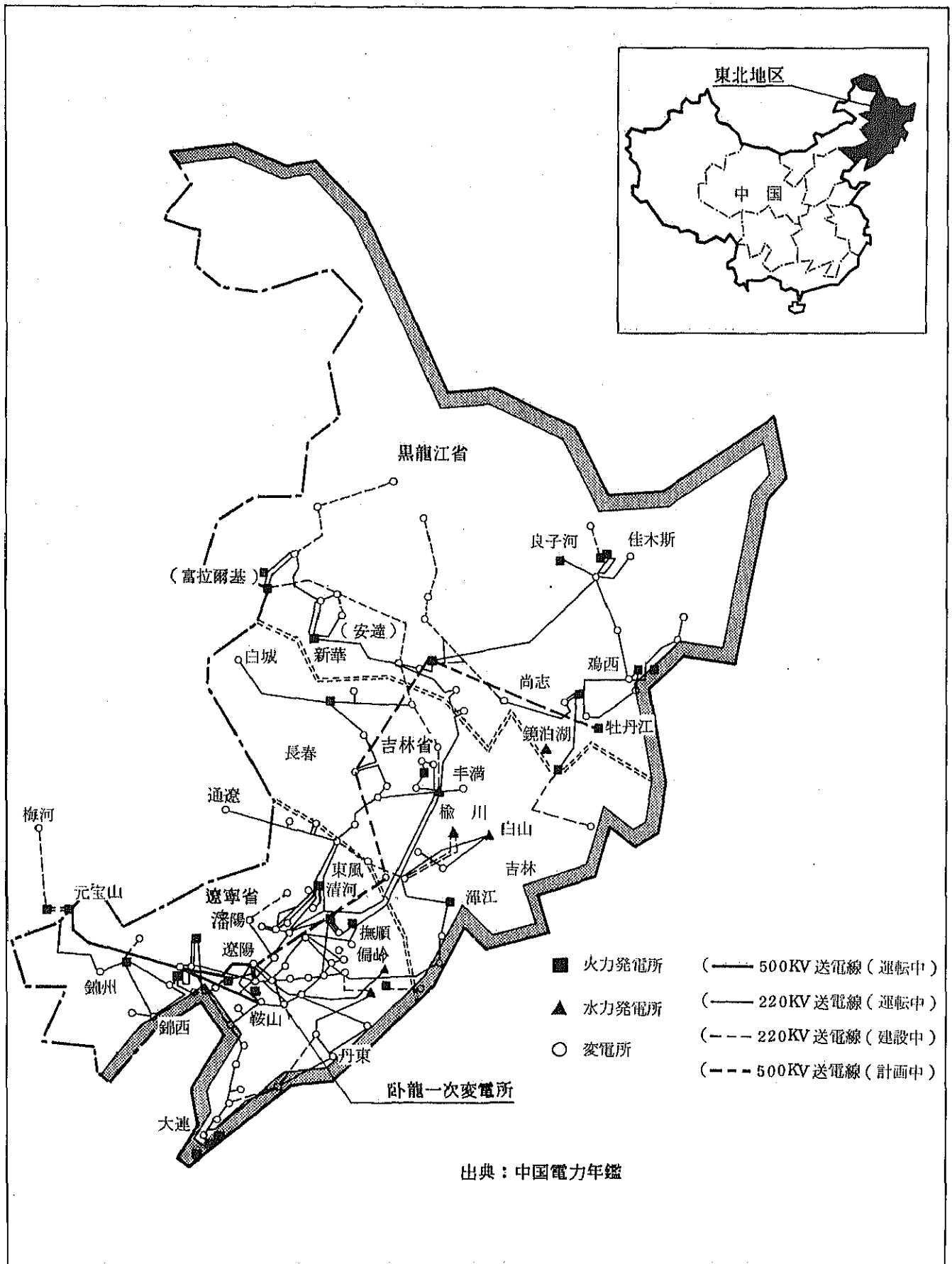
水	力	2,653 MW
火	力	8,635 MW
合 計		11,288 MW

b) 発生電力量

水	力	6,213 GTWh
火	力	50,788 GTWh
合 計		57,001 GTWh

c) 大型発電所

清 河	火 力	1,100 MW
遼 寧	火 力	650 MW
阜 新	火 力	550 MW



出典：中国電力年鑑

图 4.7 东北地区电力系统

朝陽火力	400 MW
撫順火力	245 MW
錦州火力	400 MW
紅石水力	200 MW

現在、送電線は220 kVを主幹線としているが、内蒙古の元宝山火力発電所から鞍山地方への500 kV送電線を中心に、さらに北方への拡大が計画され、将来この系統の主幹線化が図られている。

(3) 需給バランス

小市変電所は現在66 kV 2回線で田師付採炭所（最大負荷4 MW）に送電していると共に66/11 kV、8 MVAと7.5 MVA変圧器にて降圧し、小市市内の需用家に給電している。市内負荷の割合は工場用が70～80%、一般用が20～30%で最大負荷は10 MW程度である。

観音閣ダム建設には工事用変電所（2×4 MVA）が設置されるが、その電力は小市変電所より66 kV送電線1回線によって送られる。観音閣ダムの完成後にはこの送電線が観音閣発電所と小市変電所との連繫して利用される。

観音閣発電所はその規模からみて小市市内と田師付採炭所の需要等限られた地域が対象となり、その超過及び不足分は東北地区電力系統に依存するが卧龍一次変電所によって調整される。

(4) 最適開発規模の決定

観音閣ダムは多目的に利用されるダムであり、貯水池運用の順位は都市／工業用水供給、治水及び灌漑用水供給である。発電はその利水放流を使って、水力資源を十分に活用する計画である。

これらを踏まえて、観音閣発電所の運転条件及び運転パターンを次の如く仮定した。

- a) 発電は都市、工業、灌漑利水計画を基にした放流量を用いて行うものとする。即ちダムは発電用水の調整を担当しないものとする。
- b) 貯水池の水位変動範囲として定格有効落差の120%を与える貯水池水位を最高水位とし、また、定格落差の57.3%を与える水位を最低水位とする。貯水池水位がこの最低水位以下に低下する場合には、発電運転は行わない。

通常、フランス水車の落差変動範囲は定格有効落差（設計落差）の120%から65%に収めるのが普通である。観音閣発電所の場合は、最低水位の設定がこの範囲を越えているが、ダム計画上、やむを得ないものとする。水車には、効率低下に伴う。振動やキャピテーション腐蝕には注意を払う必要がある。

但し、発電最高水位はダム正常高水位である。E.L.255.2mを超えないものとする。

- c) 発電は上記に記述した放流量に従った24時間連続運転とする。

電力量計算は前述に定めた、運転条件及び運転パターンに従う外、次の計算条件により行った。

- a) 1958年から1983年までの26年間の小市測水所の流量資料を用いて電子計算機により10日きざみで計算を行った。
- b) 貯水池10日平均流入量は以下のように考えた。
貯水池10日平均流入量 = 小市測水所10日平均流量 - 貯水池上流地点用水量 + 回帰流量
- c) 発電は都市、工業、灌漑利水計画に基づいた放流量に従って行うが、発電可能水位を外れる場合は、発電を行わない状態で底孔から放流する。
- d) 発電出力は資料集に添付した損失水頭曲線、放水池H-Q曲線及び水車効率曲線を使って次のように計算した。

$$P \text{ (kW)} = 9.8 Q \text{ (W.L. - T.W.L. - H}_\ell) \times \xi \times \eta$$

- 但し、Q : 発電使用水量
- W.L. : 貯水池水位
- T.W.L. : 放水庭水位
- H ℓ : 損失水頭
- ξ : 水車効率 (図A.5.29参照)

η : 発電機効率 (0.95)

フランスス水車とカプラン水車との比較

観音閣ダムのように都市、工業、灌漑用水供給計画に基づいて発電所を運転するために有効落差と発電使用水量の変化が大きい場合には水車台数を多くしてまた定格落差が50m内外であるためカプラン水車を採用するのが効率特性から有利であると言える。しかし、最近では下記の点を考慮すればフランスス水車の方が却って経済的に秀れていると言うことが出来る。

- カプラン水車は構造が複雑であり従って、保守が複雑となる。
- カプラン水車はフランスス水車よりも高価である。
- 一般的にカプラン水車の方が据付けレベルを低くするため、掘削増に依る土木工事費が大きくなる。

上記から観音閣発電所ではフランスス水車の選定が妥当と思われる。

発電有効落差と定格出力の選定

前記の電力量計算手法に従って種々の定格有効落差及び定格出力について年平均発生電力量と費用との関係性を比較した結果は次の通りである（便宜上、全ケースとも水車/発電機を3台とする）。

項目	定格出力(kW) 16,000 @5,500kWx(3台)			19,500 @6,500kWx(3台)			22,500 @7,500kWx(3台)				
	定格有効落差(m)			46			51			56	
最大流量 (m ³ /s)	14.4×3	13.0×3	11.9×3	17.1×3	15.4×3	14.0×3	19.7×3	17.7×3	16.2×3		
年平均発生電力量(Gwh)	59.60	71.04	66.45	65.08	75.52	71.77	64.64	77.54	71.72		
年便益 B (10 ⁸ 元)	4.89	5.83	5.45	5.34	6.19	5.88	5.30	6.36	5.88		
発電設備工事費 (10 ⁸ 元)	38.27	38.27	38.27	41.64	41.64	41.64	45.64	45.64	45.64		
年経費 C (10 ⁸ 元)	3.75	3.75	3.75	4.08	4.08	4.08	4.44	4.44	4.44		
超過便益 B-C (万元)	1.14	2.08	1.70	1.26	2.11	1.81	0.86	1.92	1.44		
便益費用費 (B/C)	1.30	1.55	1.45	1.31	1.52	1.44	1.19	1.43	1.32		

注) 1) kWh価値(0.082元/kWh)のみで評価(第9章参照)

2) 発電所の土木工事費含む

3) 割引率10%, O/M Cost含む。

上表より定格出力19,500kW(6,500kW×3台), 定格有効落差51mのケースが超過便益(B-C)最大である。

水車／発電機の台数

発生電力量と費用その比較は上記の如く3台について比較検討を行ったが、経済的には2台案が3台案より秀れ、4台案が3台案より劣ることは自明である。

しかし、観音閣発電所の運転形態に重点を置き、且、中国における発電機器の製造実績を考慮に単機出力6,500 kW、3台案による発電所出力19,500 kWが推奨される。

この場合年平均発生電力量は74.91 Gwh程度と推察される（表A. 5.24参照）。

4.3.6 養魚計画

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、近年かなりの実績を上げるに至っている。現在実施されている貯水池における養魚の代表的な方法としては、次の2通りがある。

a) 網箱による養魚 (pen culture 或いは cage net culture)

b) 貯水池面広域を利用する養魚

前者は比較的高価な魚（鯉及び鮒の類）に適用されるのに対して、後者は低コストであるが効率も低いので、比較的安価な魚を対象としている。更に後者は、通常次のような方法が取られている。

人工ふ化 → 網箱による稚魚飼育 → 限定された湖水域への放流

養魚の生産性は、養魚法によって大きく相違する。網箱による場合（上記a)に相当）は畝当たり年間数百kgから数十トンまでの幅があり、広域水面を利用する場合（上記b)に相当）は畝当たり数kgと報告されている（「遼寧水利」1987年）。

隣接水系の既設大伙房ダム貯水池においては、上記a)とb)の組合せで、近年125万kgの年間漁獲高を上げている。この場合、有効水面積を湛水面積110km²の60%、即ち66km²とすると、この漁獲高は189kg/haの収量に相当する。従って、大伙房ダムの養魚は、少なく見積っても、150kg/ha（10kg/畝）程度のレベルに達していると考えられる。これは寒冷地における内水面漁業としては最大レベルである（熱帯地域では250kg/ha程度まで可能）。

本節においては、前述の大伙房ダムとの比較を行い、観音閣貯水池内における水産養殖の可能性及び漁獲高の推定を行った。

(1) 養魚の条件

内水面漁業、特に貯水池における養魚の成否に影響を与えるのは主として次の要素である。

a) 水 温

b) 水位変動

c) 無機, 有機の栄養素

d) 産卵場

水温は, 魚種の選択に影響を与える要素である。大伏房ダム等で養殖されている魚種の場合, 夏季の水温が30℃を越えないこと, ふ化期の水温が概ね7℃から17.5℃にあることが条件である。

人工湖の場合, 一般に自然の内湖と比べて水位変動の幅が大きい。しかしながら養魚のための条件としては, 水位変動の幅そのものよりも, 変動の速度がより大きな条件となる。

自然に流入する栄養素の量は, 人工飼料の供給度と関連し, 直接魚類の生産性に関係し, 養魚の経済性に影響を与える。産卵の場を確保する上からは, 湖岸の浅瀬と水辺や水生植物の状況が主要な要素となる。

(2) 養魚計画

上記を踏まえて, 観音閣ダムに伴う養魚を, 概ね以下のように計画することができる。

観音閣ダム貯水池の水温は, 直下流の葎窩ダム貯水池のデータから類推することができる。葎窩ダムの水温は2月に最も低く, 表層で平均6.6℃, 底層で7.6℃である。最も高くなるのは8月で表層で平均25.2℃, 底層で19.4℃である。これ等のデータを参考にすれば, 大伏房ダム等で養殖されている魚種に対しては, 問題無いと判断される。

ダム湛水後, 有機汚物の混入, 湖周辺の草木等の有機分解等により, 栄養塩の濃度が幾分増すと考えられる。究極的な水質は, 上流域の土地利用状況等によって決まるが, 栄養塩分が特に高くなるとは考えられない。また水位変動と産卵場についても観音閣ダム貯水池には, 大伏房ダムと比較して養魚上特筆すべき悪条件は見当たらない。

以上から, 観音閣ダム貯水池による養魚は, 人工ふ化及びある程度の人工飼料の適用を前提として計画すべきと判断される。この場合, 現在既に成功を収めている大伏房ダムにおける養魚を, モデルとすべきである。即ち, 網箱による鯉及び鮒の類の養殖と, 人工ふ化と網箱による稚魚飼育を組合せた貯水池の広域水面利用の養殖の両者を導入するものと計画する(1)で記述のa), b)の組合せ)。

養魚に対する有効水面積は, 中国側検討結果を踏まえ,

$$(V_{\text{正常高水位}} - V_{\text{堆砂位}}) \times \frac{2}{3} + V_{\text{堆砂位}} = 9.58 \times 10^8 \text{ m}^3$$

ここに V: 貯水容量 (m³)

より, 貯水池水位 E.L. 246.6m とし 47.16km² とする。

単位面積当りの漁獲高は, 有効水面積に対して150kg/haと設定する。但し, この生産性を達成するまでには, 他ダムの実施例等を考慮すれば観音閣ダム建設後10年程度を要すると

考えられる。これにより年間漁獲高は、最大でおよそ710tonとなる。

4.4 ダム設計洪水流量規模に対する検討

観音閣ダム設計洪水流量に対する統計解析手法において、日本側と中国側の相違点は、次の通りである。

(1) 中国側検討において採用されている PearsonⅢ型法においては、統計量は真数として取り扱われており、日本においては統計量を対数変換したものが、PearsonⅢ型分布を有するものとして解析されている。

(2) 洪水尖頭流量記録は、次表の通りである。

表4.17 小市観測所・洪水尖頭流量記録

発生年	洪水尖頭流量 (m ³ /s)	発生年	洪水尖頭流量 (m ³ /s)
1810	- ^{△1}	1966	711
1888	8,180	1967	1,160
1918	- ^{△1}	1968	219
1923	6,870	1969	1,200
1929	5,660	1970	1,090
1935	5,590	1971	3,160
		1972	118
1958	357	1973	1,420
1959	483	1974	634
1960	10,500	1975	2,790
1961	932	1976	268
1962	642	1977	2,300
1963	1,410	1978	198
1964	3,100	1979	620
1965	1,220	1980	366

^{△1} 洪水発生記録のみ存在する。

中国側検討においては、1958年～1980年の連続して観測した流量の他、1958年以前に発生した洪水流量を文献調査、歴史的考察を基に推定し、統計処理されている。

日本側検討においては、不連続な統計量を扱う統計解析手法は定着していないため、上表中の1958年～1980年までの23年間の流量記録を取り扱う。

以下に日本側検討結果及び中国側の検討結果を示す。(表A.5.25～A.5.26及び図A.5.30参照)

表4.18 小市流量観測所流量確率

確 率	中国側結果	日本側結果 n=23 PEARSONⅢ型
1/10	3,970	3,451
1/50	7,840	8,712
1/100	9,610	12,216
1/200	11,400	16,732
1/500	13,800	24,659
1/1,000 (設計洪水流量)	15,700	32,507
1/10,000 (校核洪水流量)	22,000	75,309

小規模洪水の範囲では、1888年に発生した洪水流量 $8,180 \text{ m}^3/\text{s}$ が約100年間で第2位の洪水規模である事から、同洪水に対する確率規模がほぼ1/50と評価される事、また、同様に1960年洪水は、ほぼ1/100の確率規模と評価される事と日本側及び中国側の検討結果とがほぼ合致する事から、両検討結果は大略妥当なものと判断される。

大規模洪水では、中国側の校核洪水流量 $22,000 \text{ m}^3/\text{s}$ は日本側検討結果では、約1/400確率に相当し、かなり確率値に相違があるが、中国側の校核洪水流量は日本のダム設計規準を考えればグレードの高いチェック流量といえる。

4.5 結論

前節までにおける治水計画及び利水計画に対する技術的及び経済的検討結果より、中国側の現計画の妥当性が認められた。

本節では、中国側計画に基づく観音閣ダム貯水池容量配分及び洪水並びに平常時の貯水池運用計画を以下に述べる。

4.5.1 貯水池容量配分

(1) 堆砂容量

堆砂容量に関しては、小市流量観測所の浮遊砂量に関する27年分(1954~1980年)の記録から、即ち、掃流砂量及び崩壊土砂量については中国での経験公式、他ダムでの実績値等から各々浮遊砂量の10%及び5%を見込み、計画堆砂年を50年として容量を換算している。堆砂容量としては浮遊砂量と合わせ計3,480万 m^3 とし、これより、堆砂位はE L. 207.7 mとした。

(2) 利水容量

利水容量は本溪市、鞍山市、遼陽市の都市工業用水として年間6.87億 m^3 、營口及び盤錦市の水田17,600haを新規に開拓するため、年間2.8億 m^3 の農業用水を開発する事と計画され、常時満水位E L. 255.20とし利水容量13.852億 m^3 が確保されている。本検討結果からは現計画容量では、上記供給水量を100%の保障率で供給することはできず、85%の水量を100%の保障率で供給は可能であると考えられる。しかし、その条件のもとでも経済的には現計画が最適であるという結果が得られた事から、本計画においては利水容量13.852億 m^3 を利水容量とする。

(3) 治水容量の決定

治水容量は、本溪市、遼陽市等の都市被害を計画規模1/500年確率まで防御する事とし、防洪容量 $5.81 \times 10^9 m^3$ を設け、ダム設計水位としては、計画規模は1/1000年確率、設計洪水位E L. 263.900とする。

ダムの安全度をチェックする面からは確率 $W = 1/10,000$ 年を対象として調洪容量 $7.48 \times 10^9 m^3$ 、校核水位E L. 265.70とする。余裕高は校核水位に対して、 $h = 1.30 m$ とし、非越流部天端高はE L. 267.00とした。

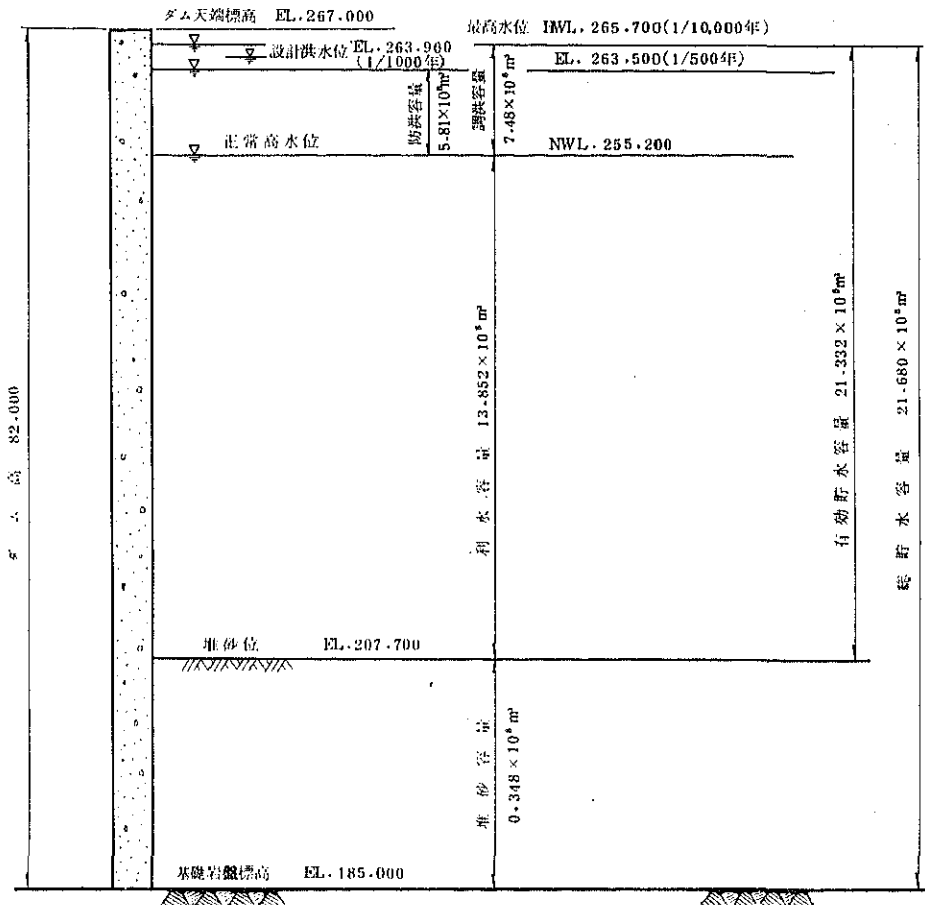


図4.8 貯水池容量配分図

4.5.2 洪水時の貯水池運用

洪水時の貯水池運用に関しては、中国側は貯水位による三段階操作としているが、日本側での検討によると、洪水の減衰期においてゲート操作にハンチングを生じている。

今後、洪水時管理規則等の策定が必要と考えられるが、上記の問題のほか、流入量が $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下の場合には底孔2門による流入量=放流量の操作を行うこととしているが、底孔の頻繁な操作を回避する合理的な操作規則が考えられないか、将来の課題として提案したい。

4.5.3 平常時の貯水池運用

平常時の貯水池運用は、中国側が、1970～1980年までの10年間について、運用計算を行っていることからこれを図4.9に整理した。

これより、洪水期間中に貯留した水を経年的に利用していく、という運用がよくうかがえる。なお、中国側の計算では、都市工業用水は保証率95%、破壊程度10%、農業用水は保証率75%、破壊程度30%として運用計算を行っている。

本検討において実施した貯水池運用計算（表A.5.24）からも、中国側貯水池運用計画に基づく水供給は可能なものと判断される。

将来、水文観測値の累積、ダム管理設備の充実を待って、効率的な水系一貫の統合管理方式が樹立出来ないか期待したい。

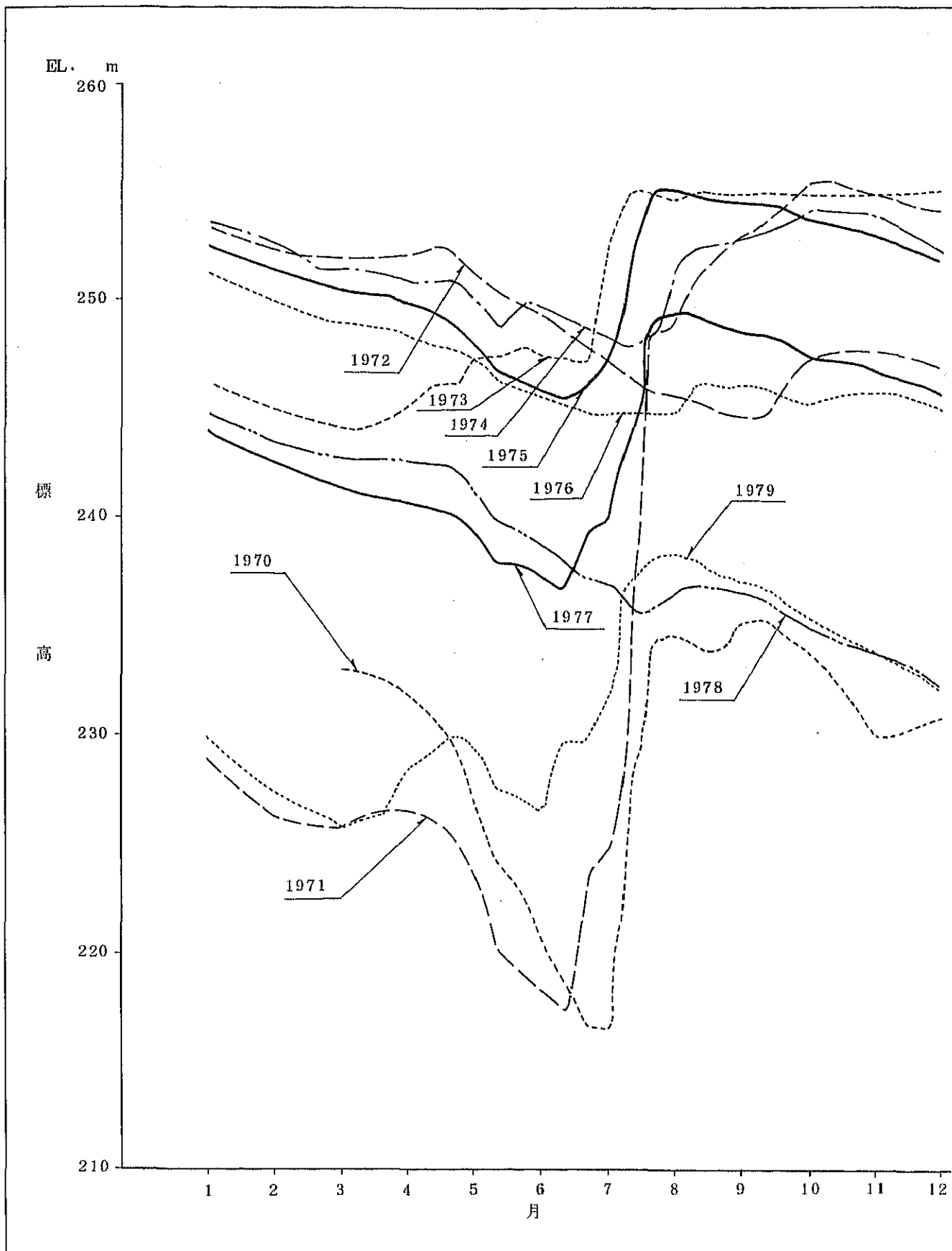


図4.9 観音閣ダム貯水池水位経年変動図

第5章 RCD工法適用性検討

5.1 概 要

観音閣ダム建設計画ではRCD工法の適用が想定されている。そこで本章では、RCD工法の適用性について、技術的側面と経済性の両面について検討を行った。

RCD工法では使用するコンクリート材料の性質の如何によって、その適用性に重大な影響を及ぼす。そこで技術的検討としては、現在、観音閣ダムにおいて使用予定もしくは、想定される骨材及びセメント材料の試験を行なった後 $C+F=120\text{ kg/m}^3$ 、 $F/(C+F)$ （C：セメント量，F：フライアッシュ量）=30%を基本配合として、配合試験の目標強度を 150 kgf/cm^2 と定め、現地における室内配合試験および日本国内において大型供試体試験を行った。

技術的検討結果は5.2節以降に記述したが、今回主として試験に使用した材料（セメント：撫順大垣525#，フライアッシュ：元宝山発電所産）の使用範囲においては、細骨材の粒度調整等の条件を前提とし観音閣ダム建設では充分RCDコンクリート適用可能と判断される。

経済性の検討としては従来工法とRCD工法との関連工種について概略の比較検討を行った。

その結果、堤体コンクリート工について言えばRCD工法の適用で約20%の工費節減が可能であることが判明し、RCD工法は十分経済性を確保しうるものと判断される。

5.2 RCDコンクリート配合検討

RCD工法適用性の技術的検討は、大別すると a)材料の配合検討と b)施工計画面からの検討からなるが、施工面からの検討は第8章に示す通りであり、その可能性が確認されている。本節では、RCDコンクリート配合試験結果の概要を示す。

5.2.1 材料試験（セメント，フライアッシュ，減水剤）

観音閣ダムに使用する予定及び類似するセメント等の材料についてJIS手法等により規格試験を行った。

試験結果は、次の通りである。

(1) セメント

試験を行ったセメント及びフライアッシュは、表5.1に示す通りで、各セメント（A，B，C及びD）に元宝山発電所産のフライアッシュ（E）30%を代替（重量比）したものである。

表5.1 使用セメント及びフライアッシュ

記号	セメント及びフライアッシュの種類
A	撫順大垣 525#
B	本溪水泥普通425#R型
C	撫順水泥碓渚大垣425#
D	本溪水泥碓渚425#
E	フライアッシュ(元宝山発電所産)

試験を行ったA～Dのセメントは、日本のセメント規格では、それぞれ中庸熟ポルトランドセメント、高炉セメントA種、高炉B種(ダム用)、高炉セメントB種相当と考えられる。

物理試験の結果ではフライアッシュ混合を考慮しても日本製セメントに比較した場合、圧縮強さ、水和熱がやや低い傾向が見られる。

このため長期材令で圧縮強さ試験の確認が望ましい。

化学分析値では、セメントの規格が異なることと、一試料の試験値であるので比較は出来ないがMgOがやや多い値を示している。

表5.2 セメント物理試験結果

試料 記号	比重	比面 表積 cm ² /g	凝 結			安定性	フロー 値	強 さ (kg f/cm ²)					
			水 量 %	始 発 h-m	終 結 h-m			圧 縮			曲 げ		
								3日	7日	28日	3日	7日	28日
AE	2.88	3190	21.5	5-47	7-58	良	281	39	77	173	14	23	44
BE	2.84	3240	23.6	3-10	5-25	良	276	42	70	146	14	22	38
CE	2.82	3260	22.9	6-00	8-42	良	281	24	46	129	10	17	38
DE	2.82	3100	23.6	5-22	7-08	良	270	36	62	142	14	20	39

(JIS-R-5201)

表5.3 化学分析結果

試料 記号	化 学 成 分 (%)														
	ig. loss	insol	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	R ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	P ₂ O ₅	MnO	S	f. CaO
AE	0.4	25.0	16.4	4.1	3.9	44.4	3.4	1.4	0.11	0.38	0.19	0.08	0.12	0.0	0.2
BE	0.8	26.3	16.3	4.5	3.6	42.5	2.9	2.0	0.14	0.43	0.25	0.06	0.17	0.1	0.5
CE	0.5	24.6	21.1	5.0	2.8	38.9	4.5	1.5	0.11	0.33	0.21	0.07	0.16	0.2	0.1
DE	0.7	25.2	18.9	5.0	3.1	40.6	3.7	1.5	0.14	0.44	0.28	0.06	0.18	0.2	0.7

(JIS-R-5202及びCAJS J-01)

表5.4 水和熱試験結果

試 記 号	未水和セメントの溶解熱 (cal/g)	水和熱 (cal/g)		
		3 日	7 日	28 日
AE	557.9	36.5	42.3	60.7
BE	547.3	41.5	49.8	64.4
CE	545.7	30.1	37.1	54.3
DE	549.0	37.1	44.4	59.4
JIS規格値 ¹⁾	--	--	<70.0	<83.0

注 1) 中庸熱ポルトランドセメント

表5.5 日本製セメントの試験事例（参考）

試験項目		普通ポルトランド (F/(C+F)=50%)	普通ポルトランド (F/(C+F)=30%)	中熱ポルトランド (F/(C+F)=30%)	
物理的性質	比重	2.61	2.81	2.90	
	粉末度	ブレーン比表面積 (cm ² /g)	2,960	3,180	3,690
		ふるい残分・88 μ (%)	—	—	—
	凝結	始発 (時-分)	4h- 45min	4h- 10min	4h- 54min
		終結 (時-分)	6h- 05min	5h- 10min	6h- 12min
	安定性 (煮沸法)	良	良	良	
	フロー値 (mm)	259	269	243	
	曲げ強さ (kgf/cm ²)	3日	18	20	—
		7日	28	32	—
		28日	39	54	—
圧縮強さ (kgf/cm ²)	3日	64	87	74	
	7日	111	158	120	
	28日	205	286	217	
水和熱 (cal/g)	3日	—	—	51.2	
	7日	—	—	62.4	
化学成分	強熱減量 (ig. Loss)	0.7	0.8	1.1	
	不容残分 (in Sol)	—	—	24.0	
	二酸化ケイ素 (SiO ₂)	—	—	18.0	
	酸化アルミニウム (Al ₂ O ₃)	—	—	3.6	
	酸化第二鉄 (Fe ₂ O ₃)	—	—	3.0	
	酸化カルシウム (CaO)	—	—	47.0	
	酸化マグネシウム (MgO)	0.9	1.5	0.9	
	三酸化イオウ (SO ₃)	1.4	1.6	1.8	
	換算アルカリ量 (R ₂ O)	—	—	—	
	フライッシュ混入率 (F/(C+F)×100)	50 %	30 %	30 %	

(2) フライアッシュ (元宝山発電所産)

フライアッシュのJIS A 6201に基づく試験結果を表5.6及び表5.7に示す。

参考までに日本の規格値を併記したが、それによると分析値は、規格値以上であり未燃焼分及び炭素量の少ない良質なフライアッシュである。

表5.6 物理, 化学分析結果

	項 目															
	湿分 %	強熱減量 %	メレンプ N-吸着量	粒度分布		比 重	粉末度 試験 ca/g	SiO ₂ %	Al ₂ O ₃ %	Fe ₂ O ₃ %	CaO %	MgO %	SO ₃ %	R ₂ O %	K ₂ O %	
				88μm 残分%	44μm 残分%											
分 析 結 果	0.1 (0)	0.3 (0.4)	0.05 -	10.7 -	11.8 -	2.33 (2.31)	2,850 (4,080)	54.6 (57.5)	23.9 -	8.1 -	4.4 -	1.9 -	0.7 -	0.9 -	3.2 -	
JIS 規格値	1.0 以下	5.0 以下				1.95 以上	2,400 以上	45 以上								

注) () は第2回試験

表5.7 単位水量比試験及び圧縮強度試験

試料記号	水 量		フロー値	圧縮強度 (kgf/cm ²)		単位容積 質量 kg/m ³	単位水量比 %	圧縮強度比 (%)	
	ml	%		28日	91日			28日	91日
A	338	65.0	240	227	306	2070	-	-	-
A+E	300	57.7	235	232	366	2050	90	102	120
JIS規格値	-	-	-	-	-	-	102以下	60以上	70以上

注) 基準セメント(A): 撫順大垣525#

(3) 減水剤

試験を行った減水剤は、開山屯化学工場生産のものでリグニンスルホン酸系のものである。

本材料を用いて日本産の普通ポルトランドセメント、砕砂を使用し J I S A 6204 に基づく試験の結果は、表5.8の通りで日本の A E 減水剤（遅延形）の規定値に適合している。

表5.8 減水剤による性能評価及び判定

品 質 項 目		A E 減 水 剤 遅 延 形 (使 用 量 : C × 0.15%)		
		規 定 値	性 能 評 価	判 定
減 水 率		10 以 上	10	適 合
ブ リ ー ジ ン グ 量 比		70 以 下	59	適 合
凝 結 時 間 の 差 (分)	始 発	+60 ~+210	+70	適 合
	終 結	+210 以 下	+75	適 合
圧 縮 強 度 比 (%)	材 令 3 日	105 以 上	123	適 合
	材 令 7 日	110 以 上	125	適 合
	材 令 28 日	110 以 上	113	適 合
長 さ 変 化 比 (%)		120 以 下	101	適 合
凍 結 融 解 に 対 す る 抵 抗 性 (相 対 動 弾 性 係 数 (%))		80 以 上	93	適 合

5.2.2 室内試験

(1) 試験手順及び方法

配合選定のための試験は、賦存する細骨材の性状を考慮し原粒度のものと粒度調整を行ったものの2者について各々撫順大垣525#セメント（室内試験1）、本溪水泥普通425#R型セメント（室内試験2）を使用して行った。

試験は下図フローチャートで実施するが室内試験は、現地に於いて作業を行った。

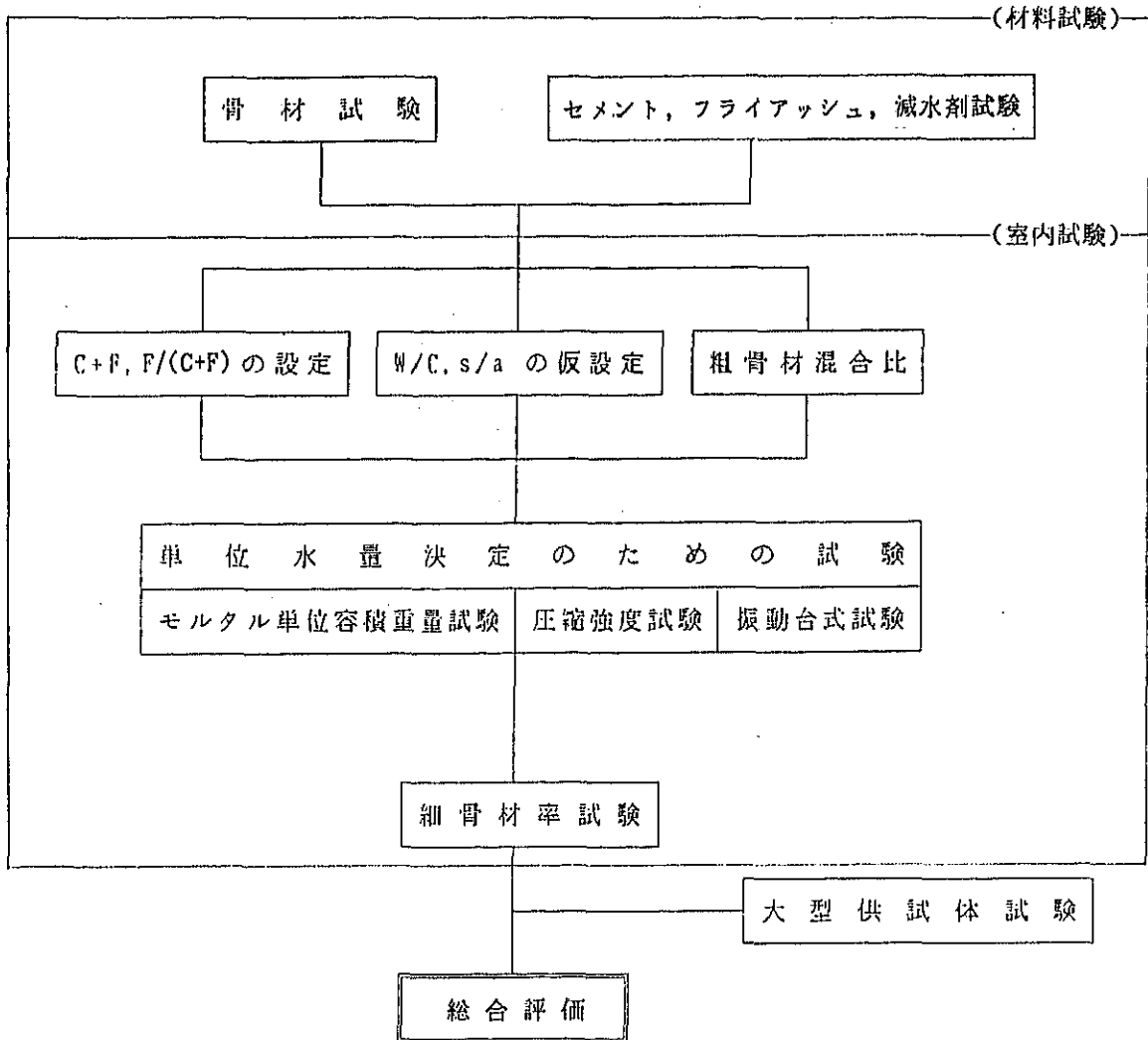


図5.1 室内試験フローチャート

(2) 検討の前提及び試験のケース

配合案検討の前提として、観音閣ダムの高さは82mで、内部コンクリートに要求される強度としては中程度であることにより単位結合材料120kg/m³程度とし、混和材料は日本の実績を参考とし、s/aは使用骨材の特性を考慮し表5.9の範囲で検討を行った。

表5.9 検討ケース

配 合 名	単位セメント C+F (kg/m ³)	混和材料 F/(C+F) (%)	細骨材量 s/a (%)	細 骨 材		
				種 別	砂 区 分	
C 120-30-26	120	30	26	原 粒 度	粗 粒 砂	Ⓒ
C 120-30-28	120	30	28	”	”	”
C 130-30-28	120	30	28	”	”	”
F 120-30-26	120	30	26	”	細 粒 砂	Ⓕ
* C 120-40-26	120	40	26	”	粗 粒 砂	Ⓒ
M1 120-30-26	120	30	26	”	中 粒 砂	Ⓜ1
*M1 120-30-28	120	30	28	”	”	”
*B1 120-30-26	120	30	26	ブ レ ン ド	”	Ⓑ1
B2 120-30-28	120	30	28	”	”	Ⓑ2
*B3 120-30-28	120	30	28	”	”	Ⓑ3
B4 120-30-28	120	30	28	”	粗 粒 砂	Ⓑ4
M2 120-30-28	120	30	28	原 粒 度	中 粒 砂	Ⓜ2

注1) 砂の記号Ⓒ, Ⓕ, Ⓜ1~Ⓜ2, Ⓑ1~Ⓑ4, の性質は, 表5.10~5.13に示す。

2) 配合強度の目標は, 150kg f/cm²(角柱)程度とした。

3) *は, 一部の試験のみ実施。

(3) 骨材試験結果

配合検討に用いた骨材の諸数値は, 表5.10~表5.13に, 細骨材の粒度分布を図5.2及び図5.3に示す。

表5.10 骨材の物理試験結果 (1) (室内試験1)

		細骨材	細骨材	粗骨材				合 成
		㉔	㉕	120~80	80~40	40~20	20~5	
比 重		2.59	2.58	2.63	2.63	2.63	2.63	2.63
吸 水 率(%)		2.24	1.67	0.74	1.07	1.32	1.75	1.24
単位重量 (t/m ³)	JIS	1.63	1.63	1.67	1.67	1.67	1.70	-
	振動	1.77	1.71	-	-	-	-	1.940
実 績 率 (%)	JIS	64.3	64.1	64.0	64.2	64.3	65.8	-
	振動	69.9	67.4	-	-	-	-	74.7
粗 粒 率		3.22	2.51	-	-	-	-	-

表5.11 骨材の物理試験結果 (2) (大型供試体試験1)

		細骨材	細骨材	粗骨材				合 成
		㉑	㉒	120~80	80~40	40~20	20~5	
比 重		2.59	2.60	2.61	2.61	2.60	2.61	2.61
吸 水 率(%)		2.08	1.98	0.96	1.11	1.37	1.61	1.25
単位重量 (t/m ³)	JIS	1.58	-	1.64	1.66	1.63	1.66	-
	振動	1.78	1.86	-	-	-	-	1.939
実 績 率 (%)	JIS	62.1	-	63.3	64.1	63.4	64.6	-
	振動	70.0	72.8	-	-	-	-	75.2
粗 粒 率		2.70	2.56	-	-	-	-	-

表5.12 骨材の物理試験結果 (3) (室内試験2)

		細骨材	細骨材	粗骨材				合成
		ⓑ2	ⓑ4	120~80	80~40	40~20	20~5	
比重		2.58	2.59	2.63	2.63	2.63	2.63	2.63
吸水率(%)		2.88	2.49	0.94	1.07	1.32	1.95	1.24
単位重量 (t/m ³)	JIS	-	-	1.67	1.67	1.67	1.70	-
	振動	1.924	1.848	-	-	-	-	1.94
実績率 (%)	JIS	-	-	64.0	64.2	64.3	65.8	-
	振動	76.7	73.1	-	-	-	-	74.7
粗粒率		2.59	3.03	-	-	-	-	-

表5.13 骨材の物理試験結果 (4) (大型供試体試験2)

		細骨材	細骨材	粗骨材				合成
		ⓑ2	ⓑ3	120~80	80~40	40~20	20~5	
比重		2.59	2.60	2.67	2.65	2.62	2.63	2.64
吸水率(%)		2.35	2.23	0.65	0.83	1.42	1.66	1.15
単位重量 (t/m ³)	JIS	1.67	1.71	1.64	1.63	1.65	1.70	-
	振動	1.84	1.90	-	-	-	-	1.98
実績率 (%)	JIS	66.0	-	61.8	61.8	63.9	65.5	-
	振動	72.7	74.7	-	-	-	-	74.9
粗粒率		2.90	2.70	-	-	-	-	-

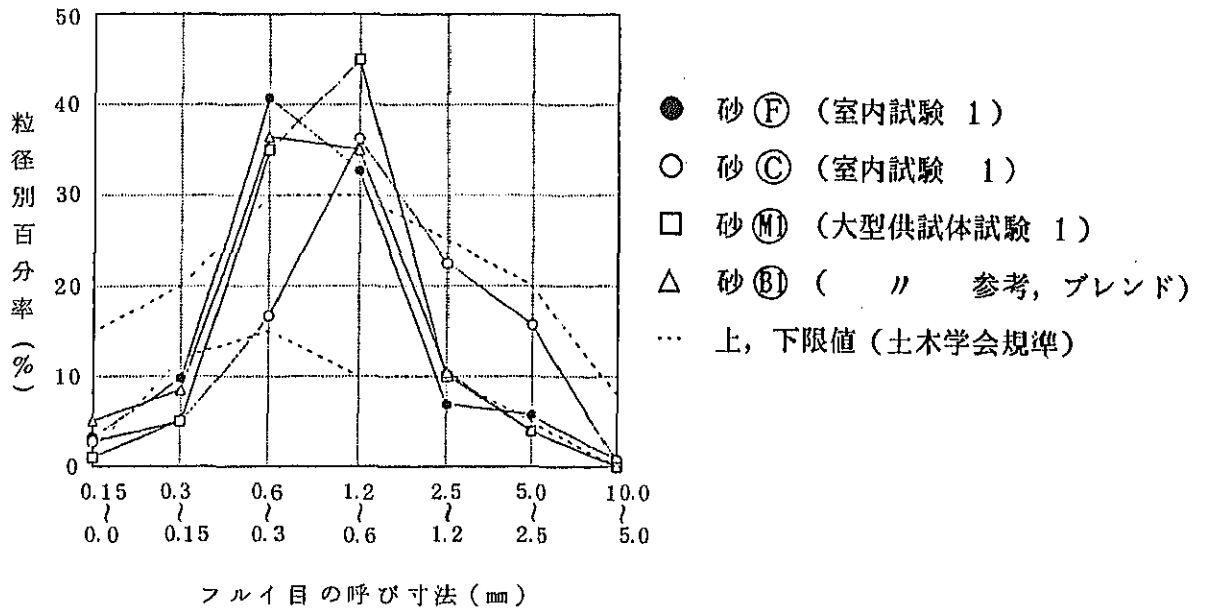


図5.2 試験用細骨材粒度分布 (1)

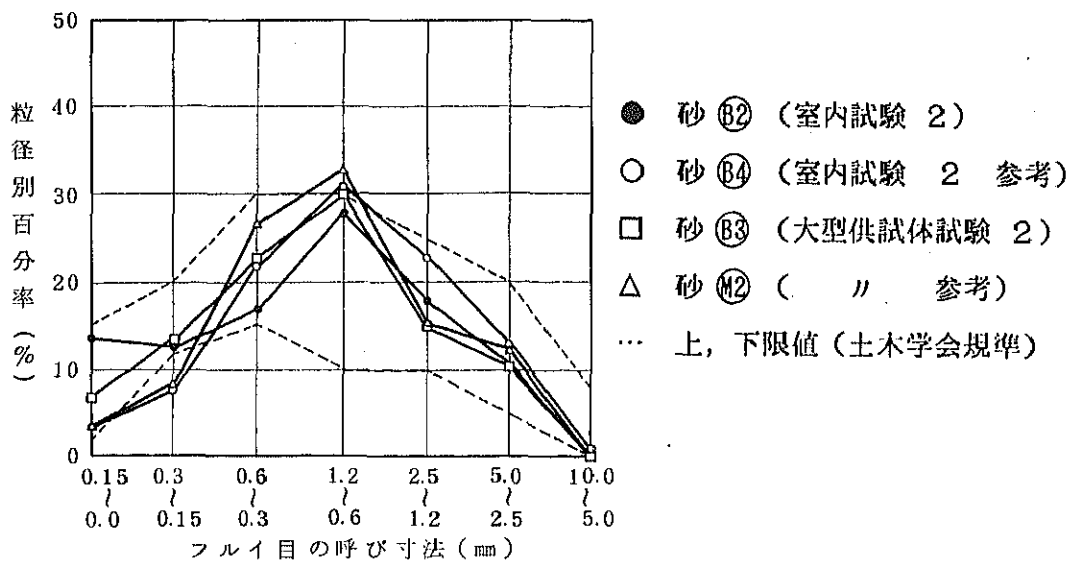


図5.3 試験用細骨材粒度分布 (2)

室内試験及び大型供試体試験用の細骨材粒度は、日本の土木学会規準の標準粒度と比較して 1.2~0.6 mmの中粒分の占める割合が多く0.3 mm以下の細粒分及び微粒分が少ない。

(4) 粗骨材混合比

試験に供した粗骨材は、Gmax 120mmとし、分級を120~80mm, 80~40mm, 40~20mm, 20~5mmの4分級とし、採取予定地に於ける賦存状況を考慮して下表のケースについて検討を行い、以下の結果を得た。

表5.14 粗骨材混合率試験結果（絶乾～気乾）

	混 合 率 (%)				振 動 前 (kg/m ³)	振 動 後 (kg/m ³)
	120~80	80~40	40~20	20~5		
ケ ー ス 1	25	25	25	25	1.84	1.94
ケ ー ス 2	30	20	25	25	1.86	1.95
ケ ー ス 3	15	25	30	30	1.80	1.90
ケ ー ス 4	30	30	20	20	1.81	1.91
ケ ー ス 5	20	20	30	30	1.81	1.92
ケ ー ス 6	20	30	25	25	1.81	1.92

注) 振動加速度 5G~6G, 60秒 (載荷重 20 kg)

単位容積重量は、どのケースも良く締まり ケース2>ケース1>ケース4, 5, 6>ケース3の順になった、単位容積重量からはケース2が最適であるが大玉の分離傾向及び賦存状況を考慮して大型供試体試験1時には、25:25:20:30の混合比で行ない、室内試験及び、大型供試体試験2においてはより現地の骨材の賦存状況に近いケース6(20:30:25:25)の混合比で試験を行った。

(5) 単位水量の検討

単位水量の選定は、①モルタル単位容積重量試験 ②振動台コンシステンシー試験 ③圧縮強度試験の結果を総合的に判断して行った。

以下各試験結果の概要を示す。

a) モルタルの単位容積重量試験の結果は、次の通りである。

表5.15 モルタル単位容積重量試験

配合名	細骨材 砂区分	仮定コンクリート配合			モルタルの試験値			換算 コンクリート 水 kg/m ³
		C+F kg/m ³	F/(C+F) %	s/a %	S/(C+F)	モルタル 単位水量	モルタル 空隙率	
F 120-30-28	Ⓕ	120	30	28	5.3	230	0.287	85
C 120-30-28	Ⓒ	120	30	28	5.3	194	0.227	72
C 120-40-28	Ⓒ	120	40	28	5.3	206	0.257	76
M1 120-30-28	Ⓜ	120	30	28	5.25	207	0.298	77
M1 120-30-26	Ⓜ	120	30	26	4.84	216	0.273	78
B1 120-30-26	Ⓑ	120	30	26	4.86	212	0.289	77

モルタルの単位水量試験から推定したコンクリートの単位水量， $C + F = 120\text{kg/m}^3$ の時，細粒砂Fを用いたケースを除き換算コンクリート水量は $W = 72 \sim 78\text{kg/m}^3$ である。

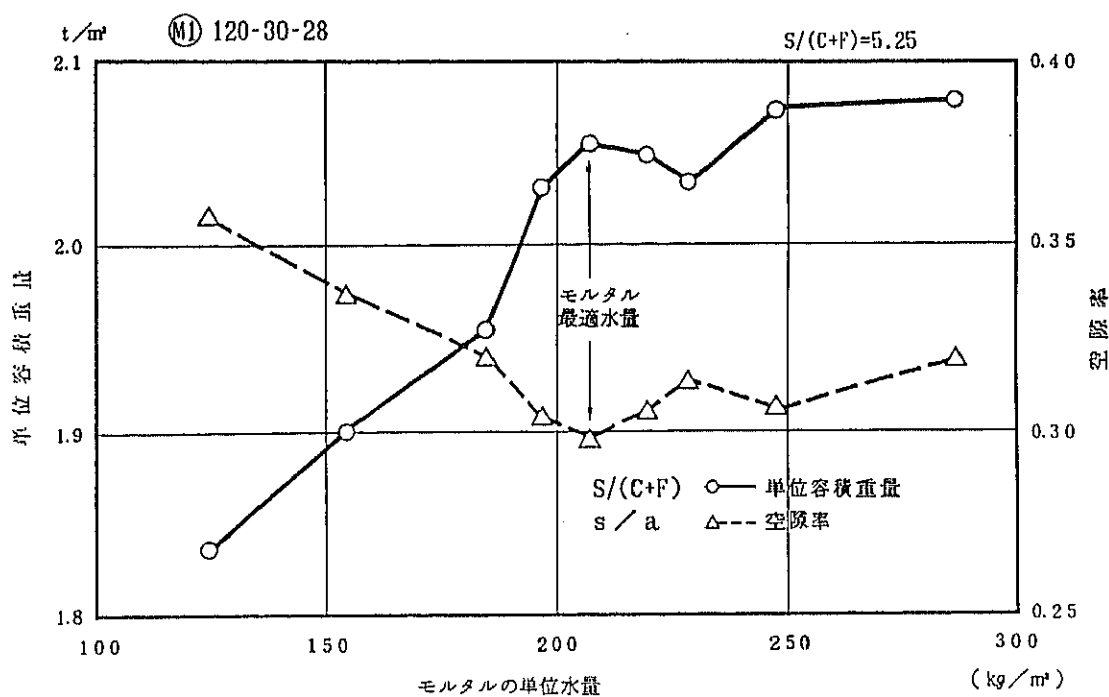


図5.4 モルタル単位容積重量試験結果（事例）

b) 振動台コンシステンシー試験

現地試験（室内試験 1, 2）及び大型供試体試験 1, 2 に於ける VC 試験結果を示す。

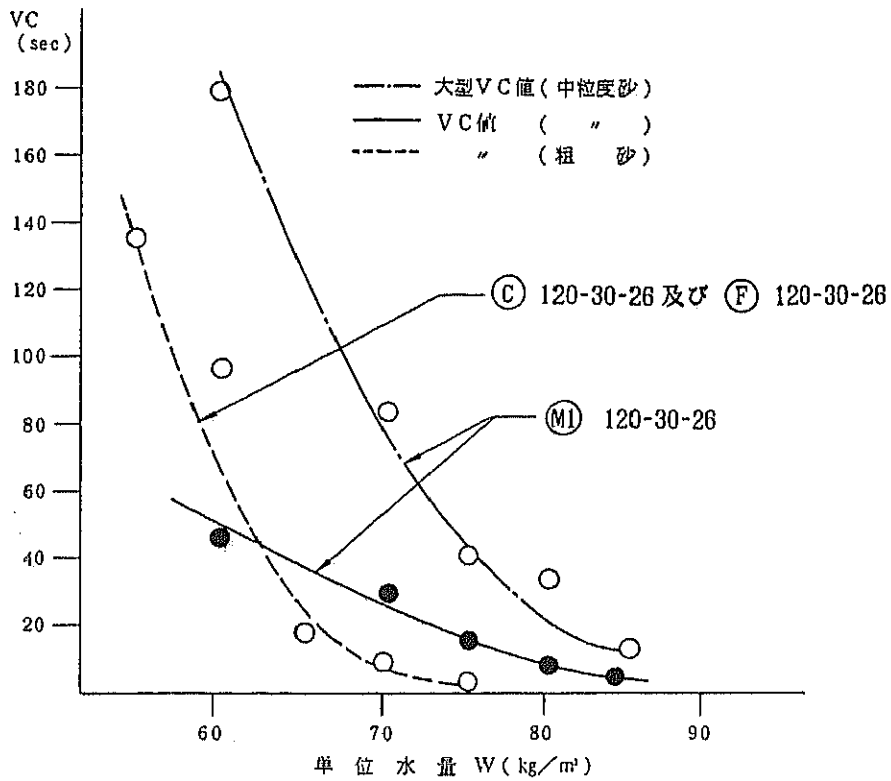


図5.5 単位水量とVC値の関係 (1)

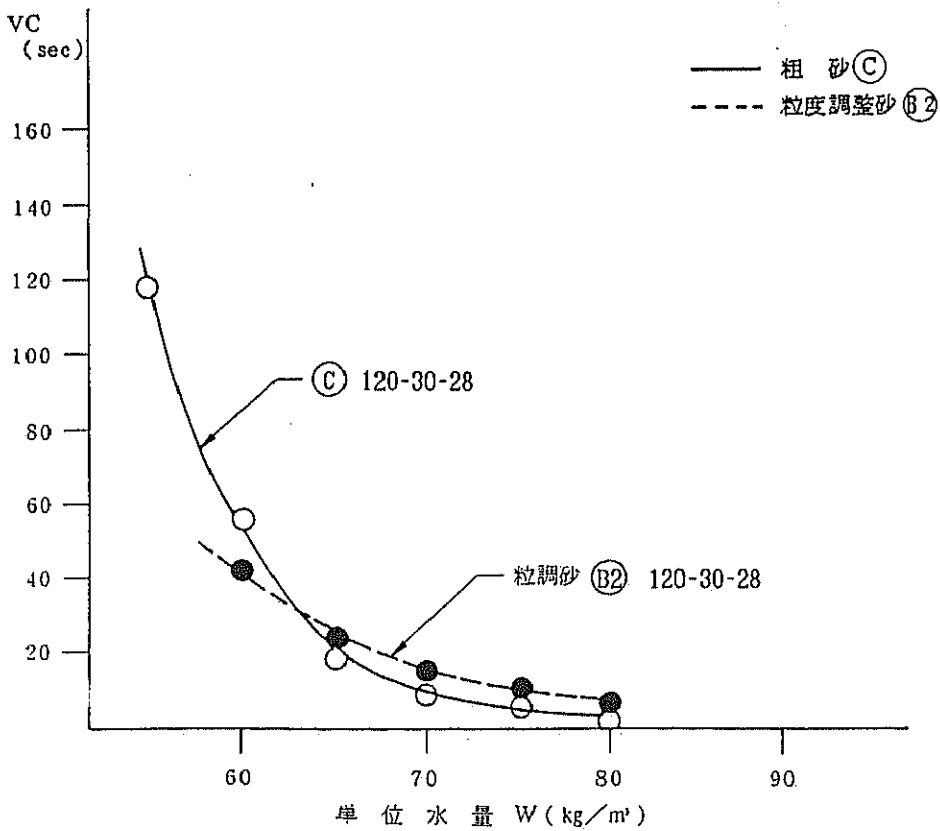


図5.6 単位水量とVC値の関係 (2) (小型VC値)

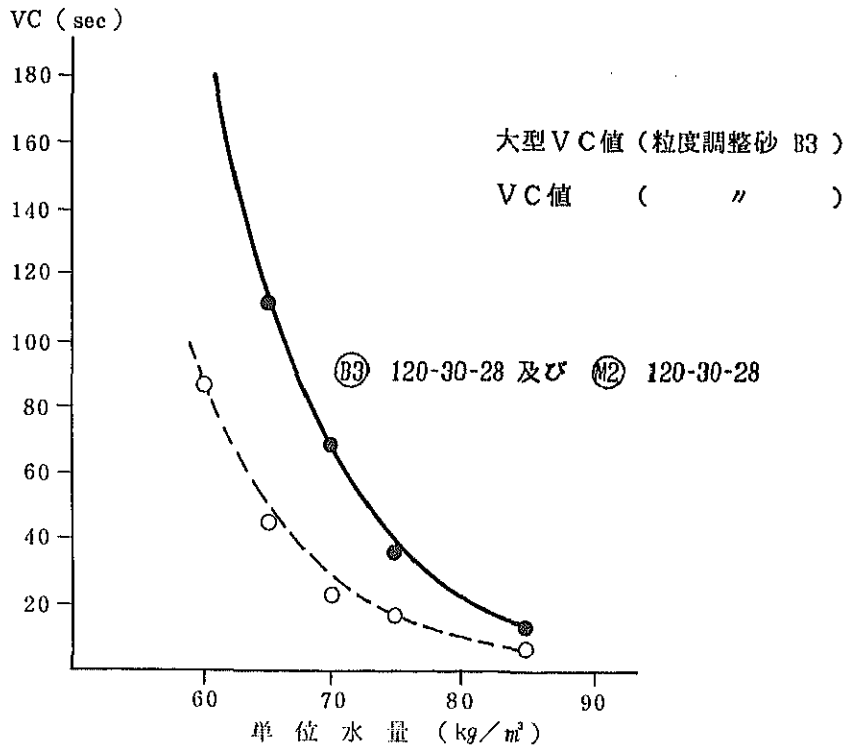


図5.7 単位水量とVC値の関係 (3)

小型VC試験に於ける基準VC値を日本に於ける実績により15~20秒とすると最適単位水量は、日本に送られた比較的中粒の砂 (M1) 及び粒度調整砂 (B2, B3, B4) では70~73 kg/m³, 粒度調整を行っていない粗粒 (C) 及び細砂 (F) では65 kg/m³程度となる。

また、VC試験時に於ける性状観察等では、現地室内試験に用いた粗粒砂 (C, B4) は、保水性に乏しく、VC値は単位水量の変動に敏感に反応する傾向にある。

c) 強度試験

強度試験結果を図5.8~図5.11に示す。

単位水量と圧縮強度の関係は、天然砂では70 kg/m³, 粒度調整した砂では65 kg/m³迄は、線形関係を示し、単位水量を70~75 kg/m³の範囲においては、どの配合でも目標の配合強度を達成している。

角柱供試体と円柱供試体の強度の関係は、図5.12に示す通りである。

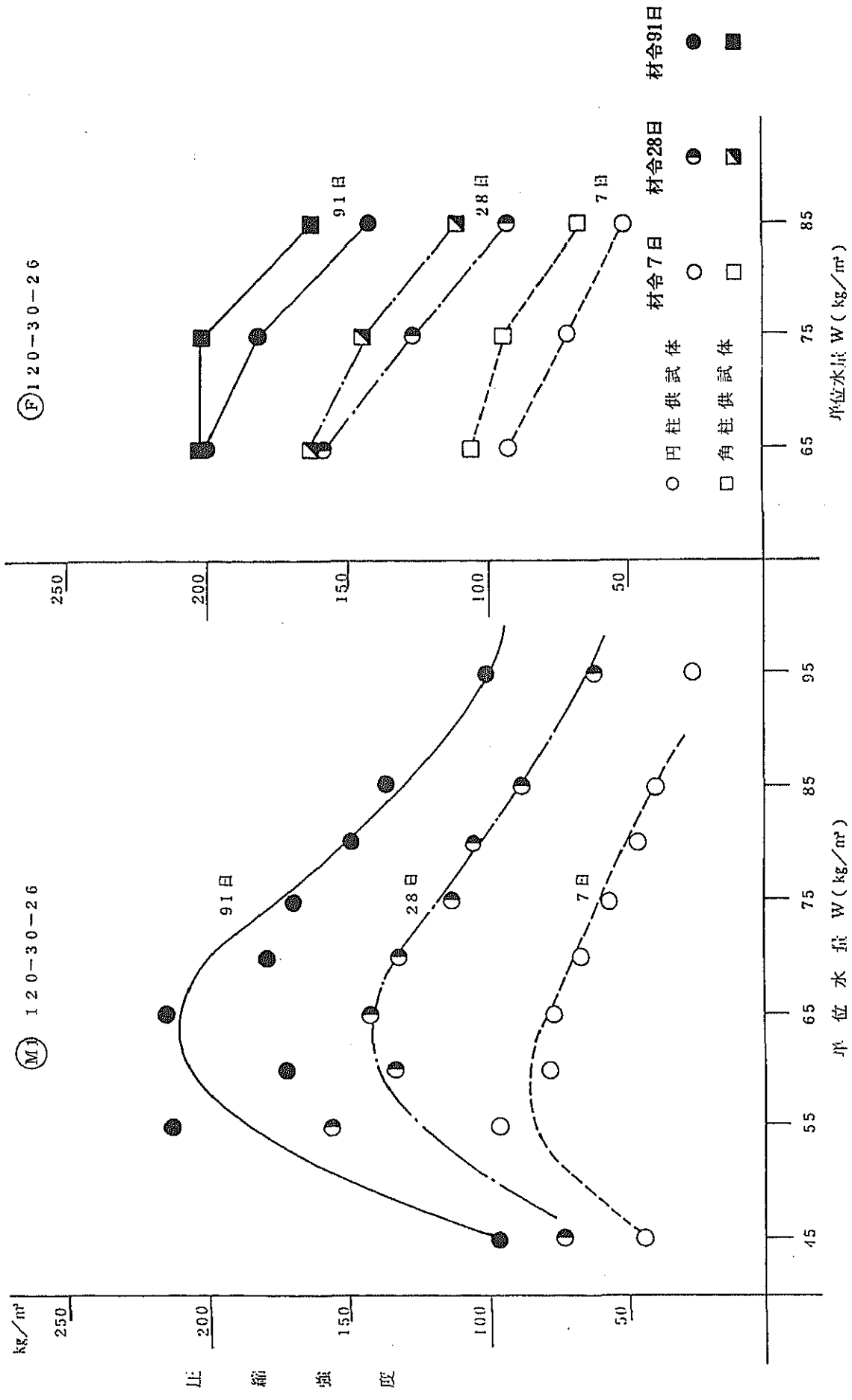


図5.8 圧縮強度試験結果 (1)

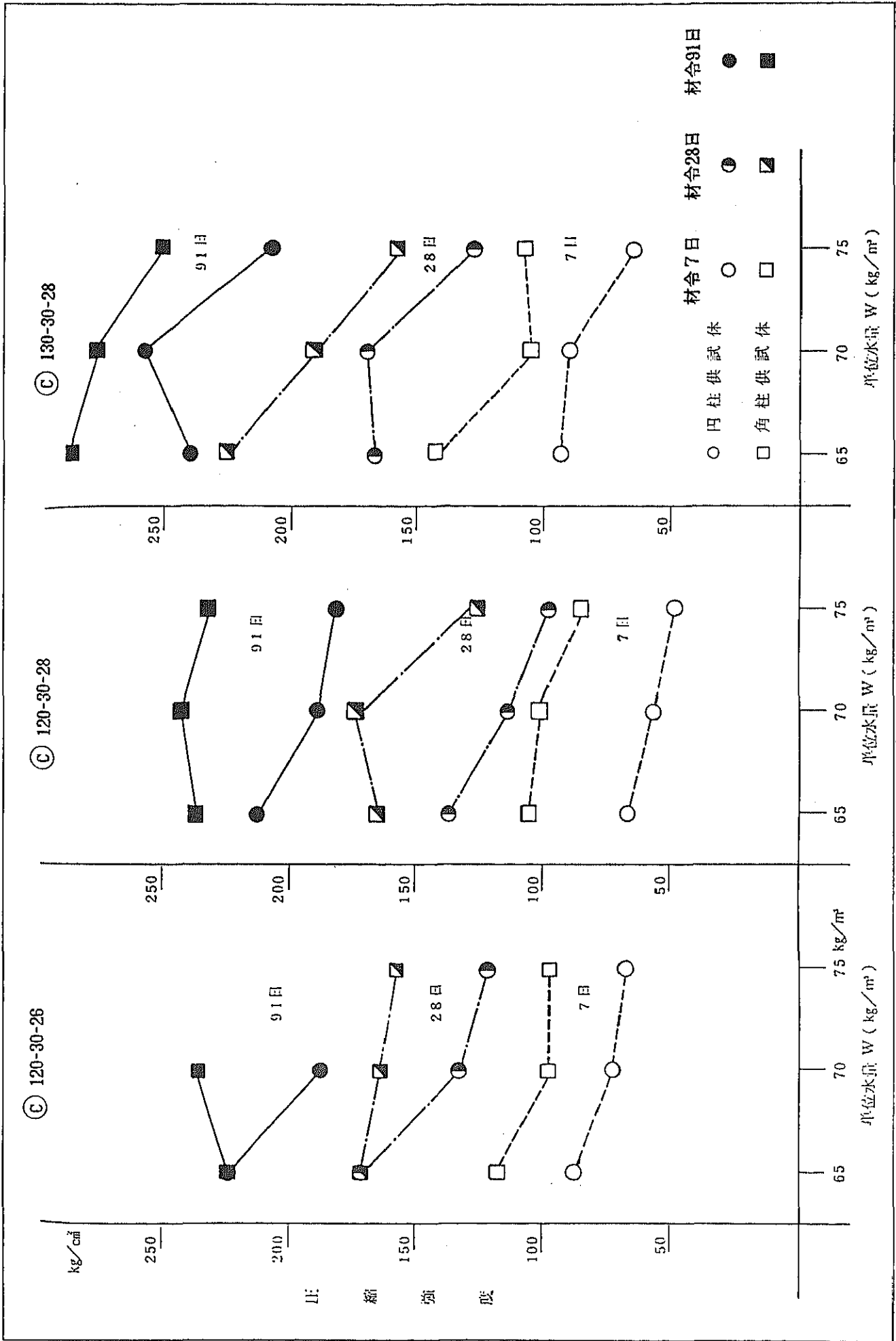


図5.9 圧縮強度試験結果 (2)

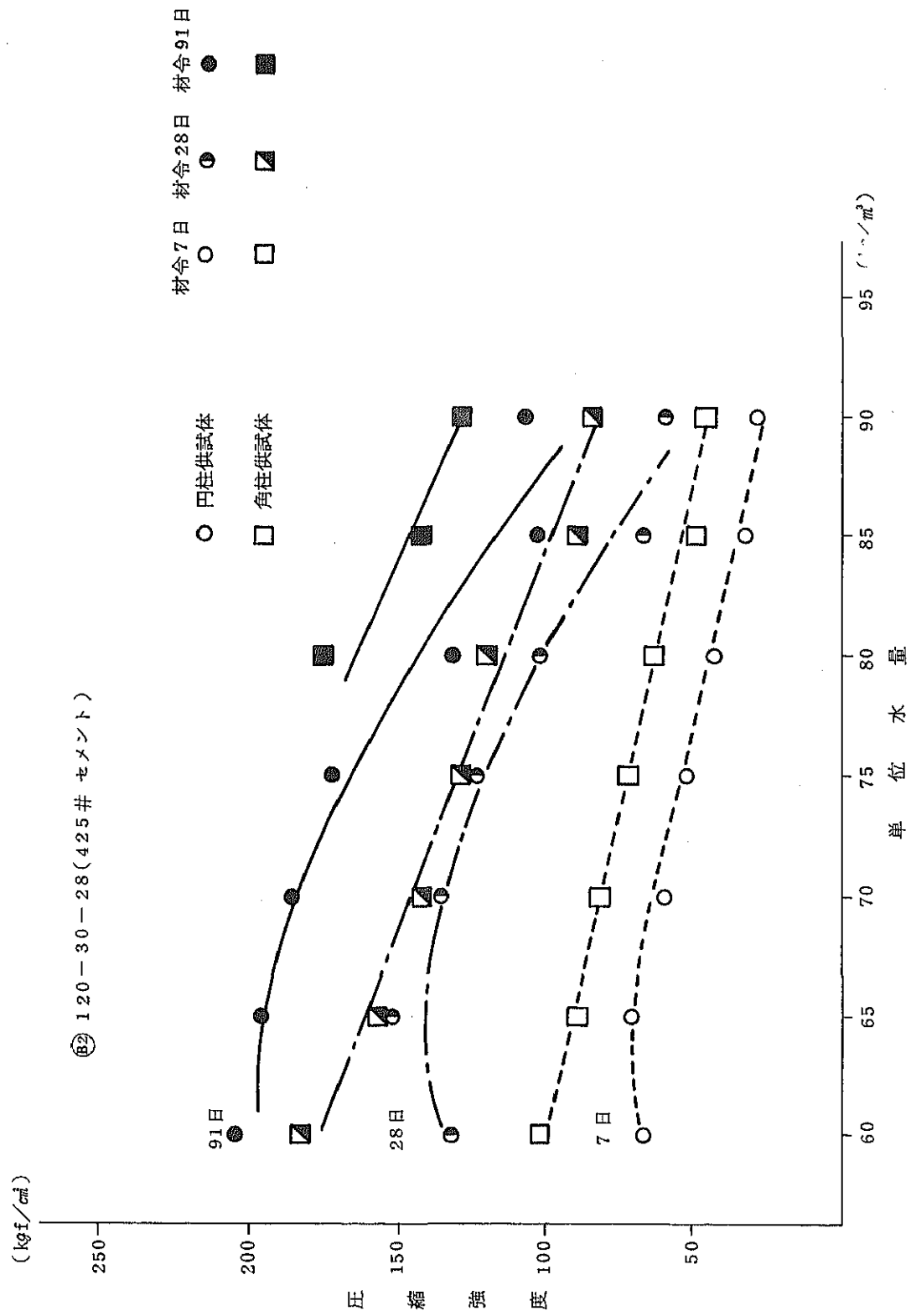


図5.10 圧縮強度試験結果 (3)

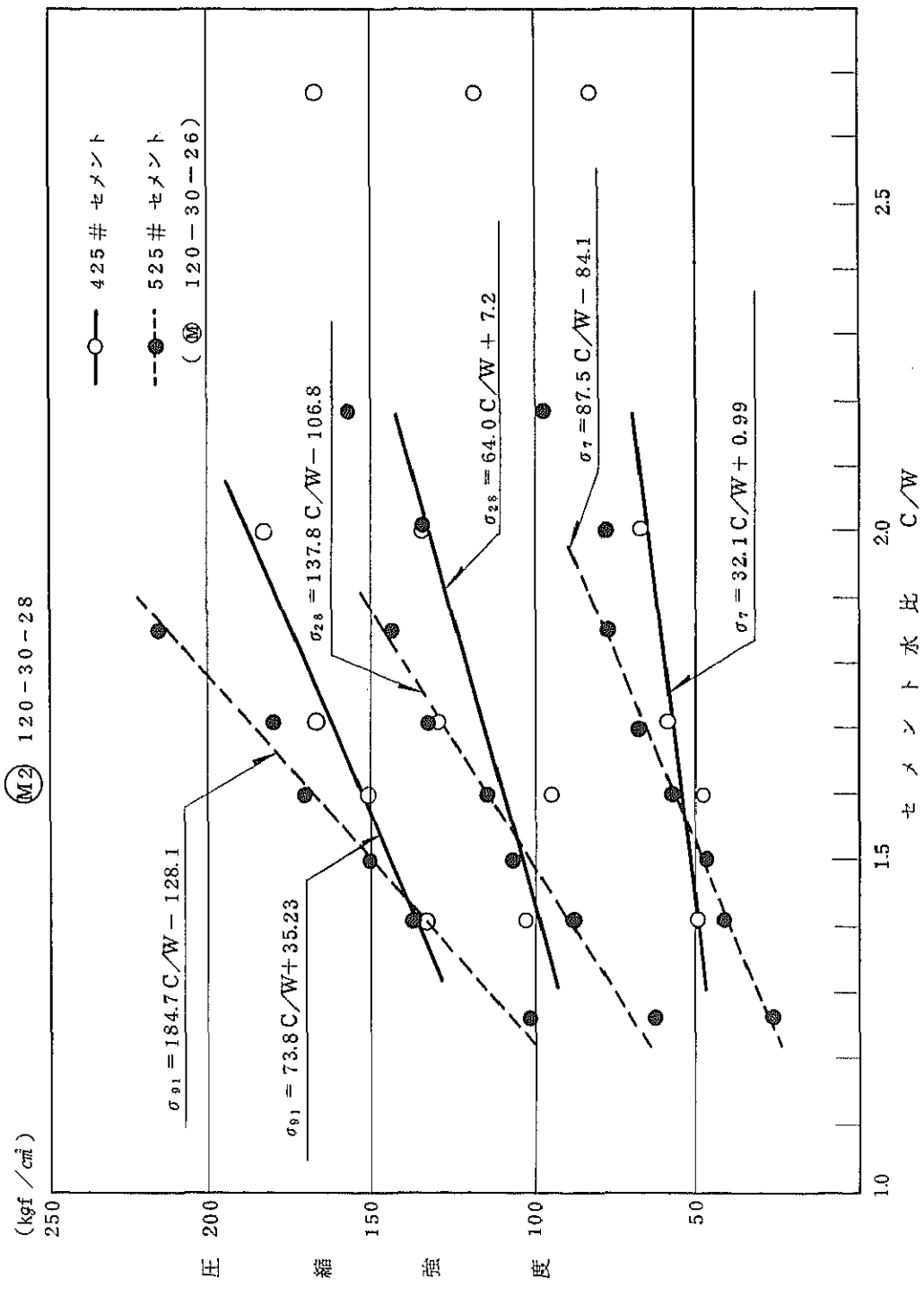


図5.11 圧縮強度試験結果 (4)

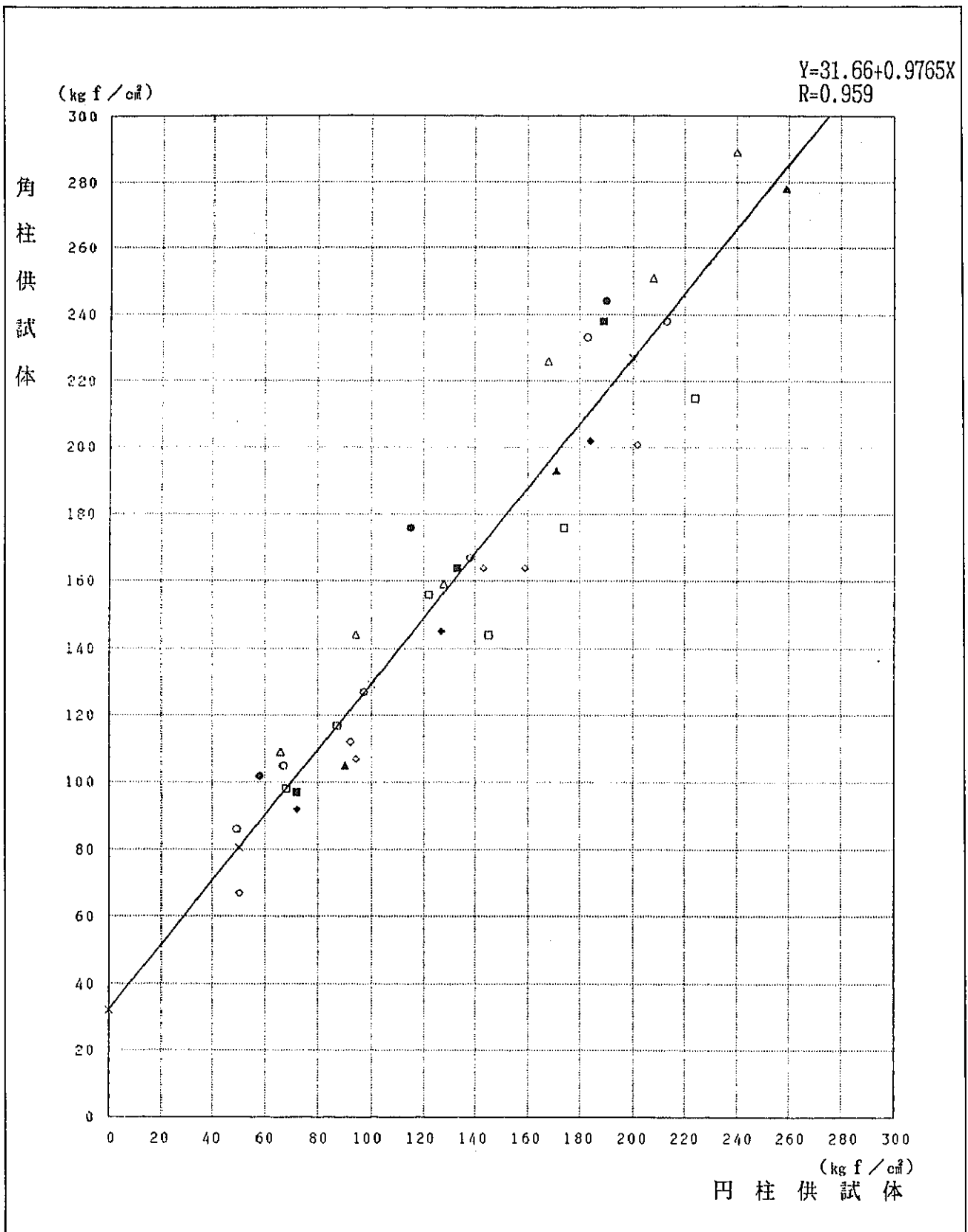


図5.12 円柱供試体と角柱供試体の強度の関係

d) 単位水量の範囲

最適な単位水量を決定するため検討した結果をまとめると以下の通りである。単位小量は、砂の種類により異なるが、砂試料の代表性とVC試験を重視し、天然砂で75 kg/m³、粒度調整をした砂で70 kg/m³程度とした。

試験項目	砂区分	単位水量
モルタル 単位 容積重量試験	Ⓕ	85 kg/m ³
	Ⓜ1	78 kg/m ³
	Ⓒ	72 kg/m ³
圧縮強度試験	Ⓕ Ⓜ1 Ⓒ ⓑ2 ⓑ3 Ⓜ2	70 kg/m ³
V C 試験	Ⓕ	65 kg/m ³
	Ⓜ1	72~73 kg/m ³
	Ⓒ	65 kg/m ³
	ⓑ2 ⓑ3 Ⓜ2	70 kg/m ³

(6) 細骨材率選定試験

細骨材率の目安を得るため、大型VC値と細骨材率の試験及びフレッシュコンクリートの性状観察を行った。

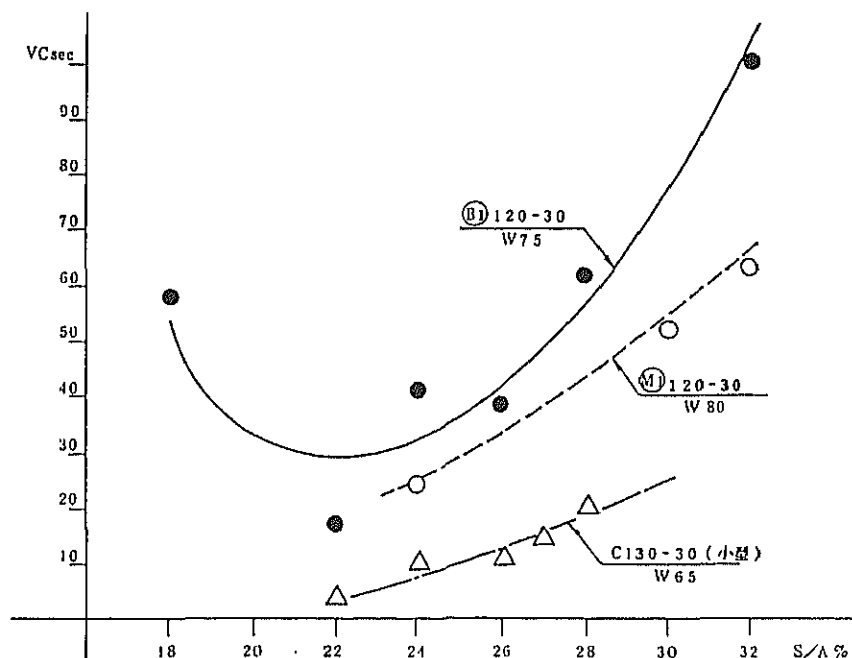


図5.13 s/a-VC値の関係

細骨材率の選定は、大型V C値の範囲を参考にし、フレッシュコンクリートの性状観察で良好な性状を示す $s/a = 26 \sim 28\%$ を選定した。

5.2.3 大型供試体試験

(1) 検討目的と試験ケース

本試験は、室内配合試験結果により適当と判断された配合の一部について、より実際の締固めに近い方法を用いて供試体を作成し、その配合について妥当性の検討を行うことを目的とするものである。

本試験による検討は、使用セメントを撫順大垣・525#、細骨材は骨材採取地の代表的な中粒度の砂を用いた大型供試体試験1と本溪425#R型のセメントと珪砂混合による粒度調整砂を用いた大型供試体試験2の2ケースが行われた。

本報告書では大型供試体試験1の試験結果のみを記述し、大型供試体試験2の結果は別途報告によるものとした。

大型供試体試験1の試験内容については、試験フローチャート及び試験ケースを図5.13及び表5.16～18に示す。尚、本大型供試体試験は日本国内で実施した。

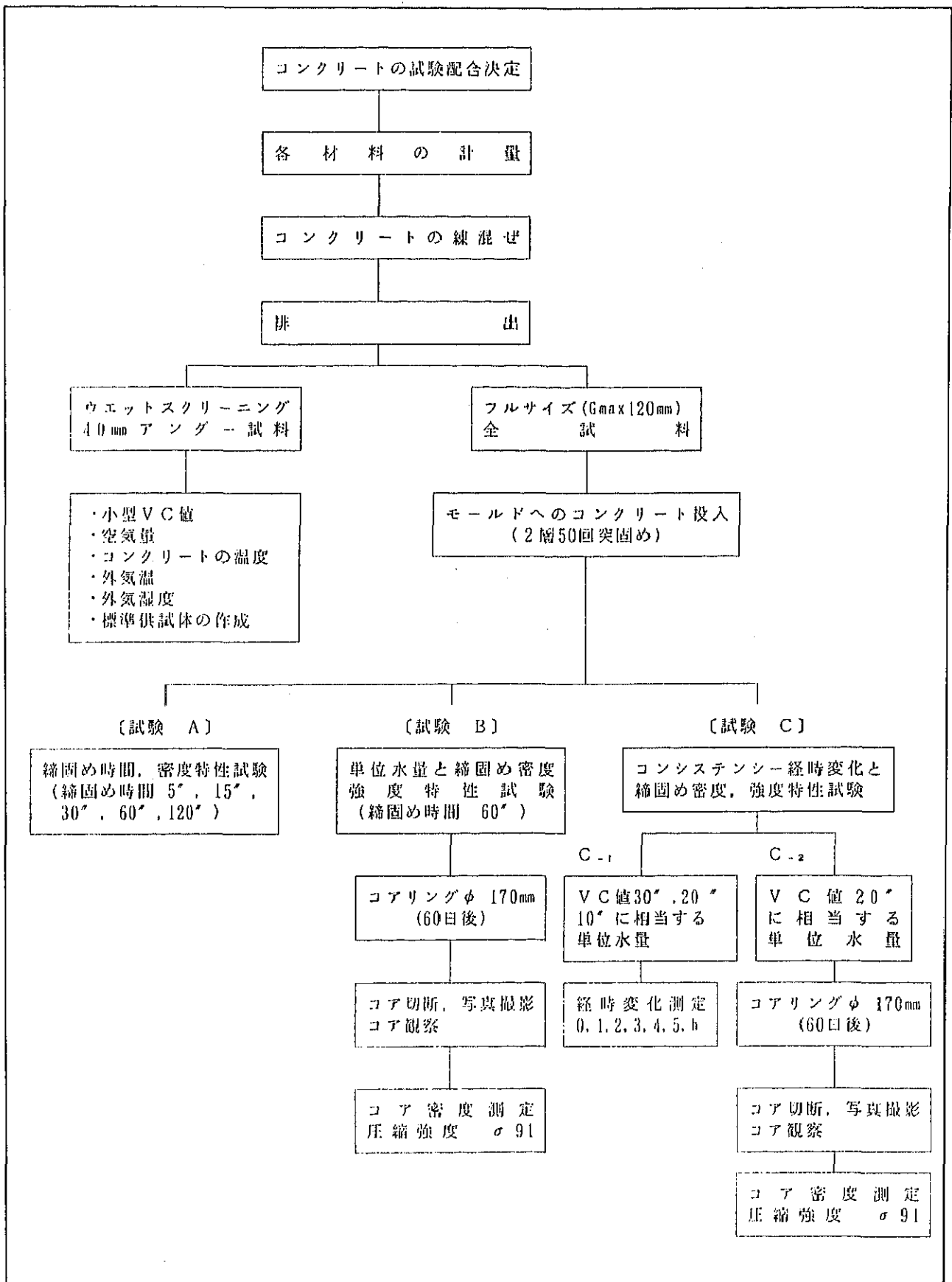


図5.14 大型供試体試験フローチャート

表5.16 試験A、B検討ケース

試験ケース 番号	配 合				振 動 数 r. p. m	最 大 理論密度 t / m ³	砂 区 分
	C + F kg / m ³	F/(C+F) %	W kg / m ³	s / a %			
K - 6 0	120	30	60	26	1900	2.517	(M1)
K - 6 5	120	30	65	26	1900	2.509	(M1)
K - 7 0	120	30	70	26	1900	2.501	(M1)
K - 7 5	120	30	75	26	1900	2.493	(M1)
K - 8 0	120	30	80	26	1900	2.485	(M1)
K - 8 5	120	30	85	26	1900	2.478	(M1)
K - 9 5	120	30	95	26	1900	2.461	(M1)

表5.17 試験C₁、C₂検討ケース

試験ケース 番号	配 合				振 動 数 r. p. m	最 大 理論密度 t / m ³	備 考
	C + F kg / m ³	F/(C+F) %	W kg / m ³	s / a %			
C - 1 (10)	120	30	65	26	1900	2.509	
C - 1 (20)	120	30	75	26	1900	2.493	
C - 1 (30)	120	30	80	26	1900	2.485	
C - 2 (20)	120	30	75	26	1900	2.493	

表5.18 コアの外観評価基準（試験B）

等級区分	評価点	コアの 外 観
A (優)	5点	外観が非常に良好で表面も緻密で小さい気泡もほとんどない部分
B (良)	4点	外観が良好で表面もほぼ緻密であるが小さい気泡が多少目立つ部分
C (ほぼ良)	3点	外観がほぼ良好であるが、表面に水あばたがあり、ややポーラスな部分
D (やや不良)	2点	モルタル分がかなりはげ落ちていて、骨材のまわりがややポーラスな部分
E (不良)	0点	粗骨材のまわりにモルタルがほとんどまわっていない部分が多く、ジャンカになっている部分

(2) 試験結果及び考察 (大型供試体試験 1)

a) 試験Aの結果

i) 締固め時間と密度の関係

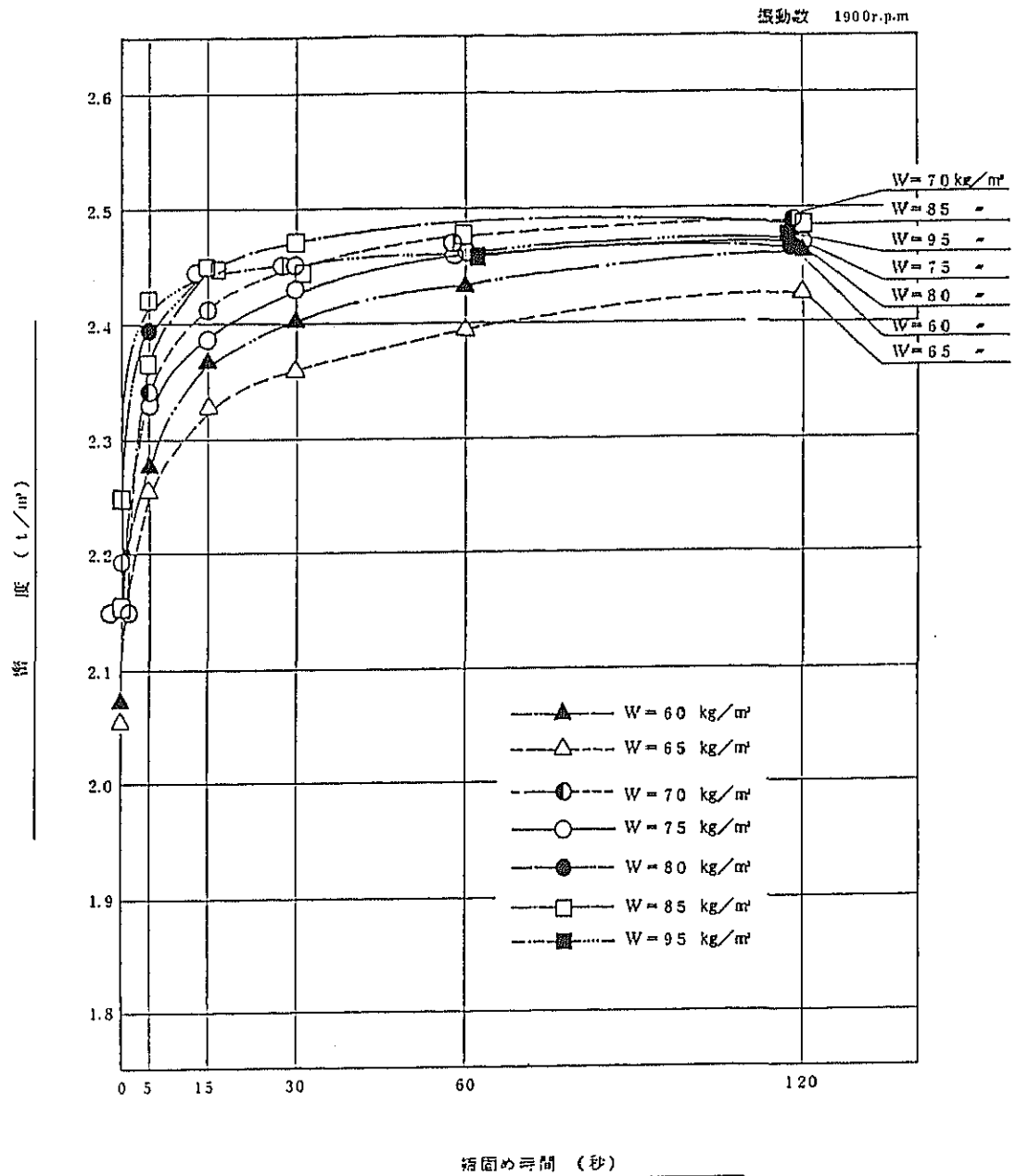


図5.15 締固め時間と密度の関係

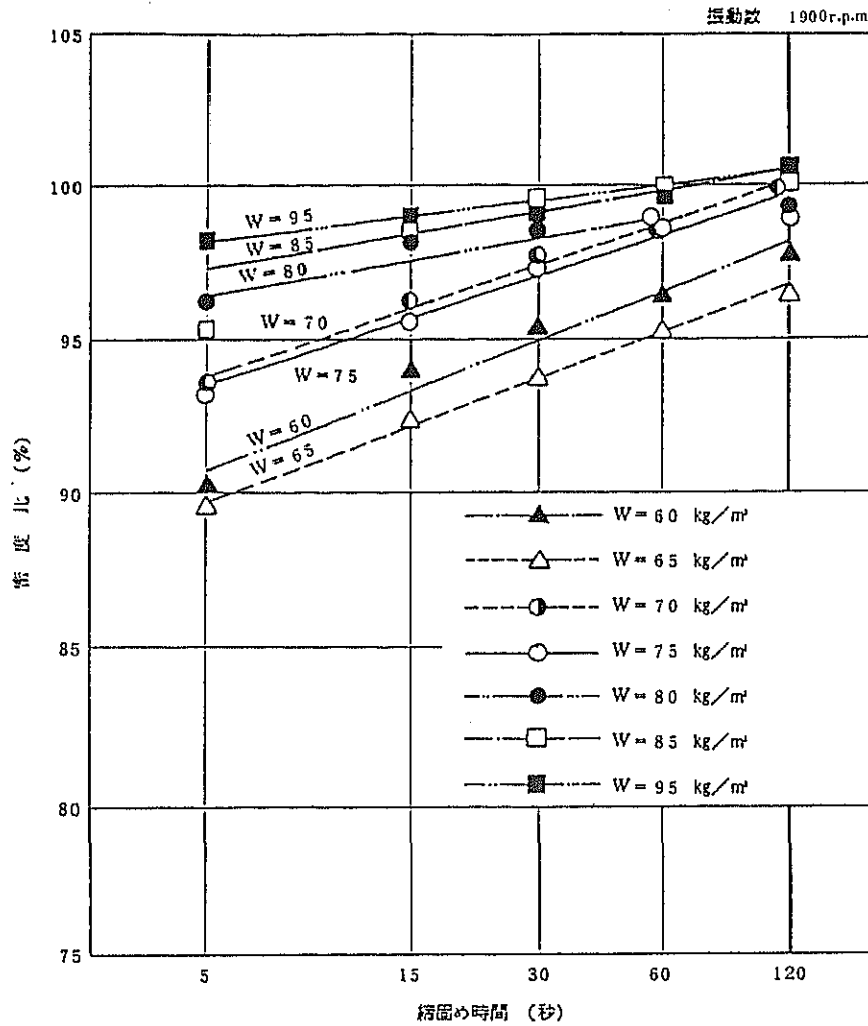


図5.16 締固め時間と密度比の関係

締固め時間と密度の関係は、締固め時間の増加とともに密度は大きくなるが、締固め時間が60秒以上では、単位水量 $W = 60, 65 \text{ kg/m}^3$ のケースを除き、得られる密度に大差はない。示方配合案 $W = 75 \text{ kg/m}^3$ の60秒締固めでは、密度は 2.461 t/m^3 で、最大理論密度 2.493 t/m^3 の98.7%に相当する。

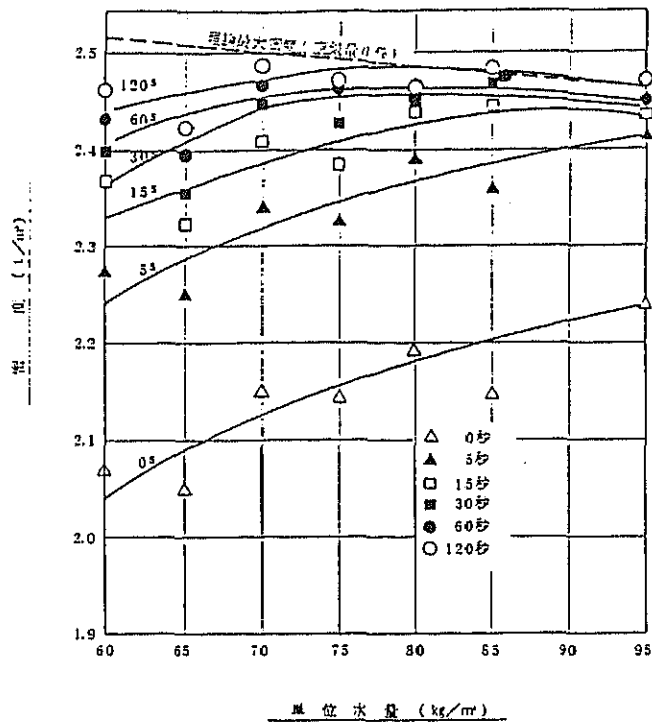


図5.17 単位水量と密度の関係

単位水量と密度の関係を見ると、密度は締固め時間が60秒以上 $W=75\sim 85\text{ kg/m}^3$ 程度の範囲が最大となっている。

b) 試験Bの結果

i) 単位水量と圧縮強度、コア密度の関係

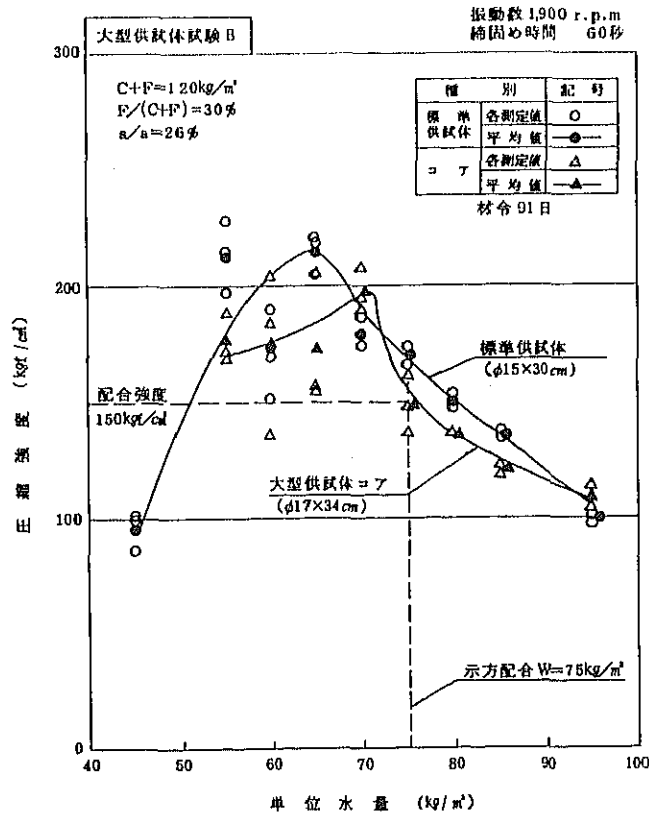


図5.18 単位水量と圧縮強度の関係

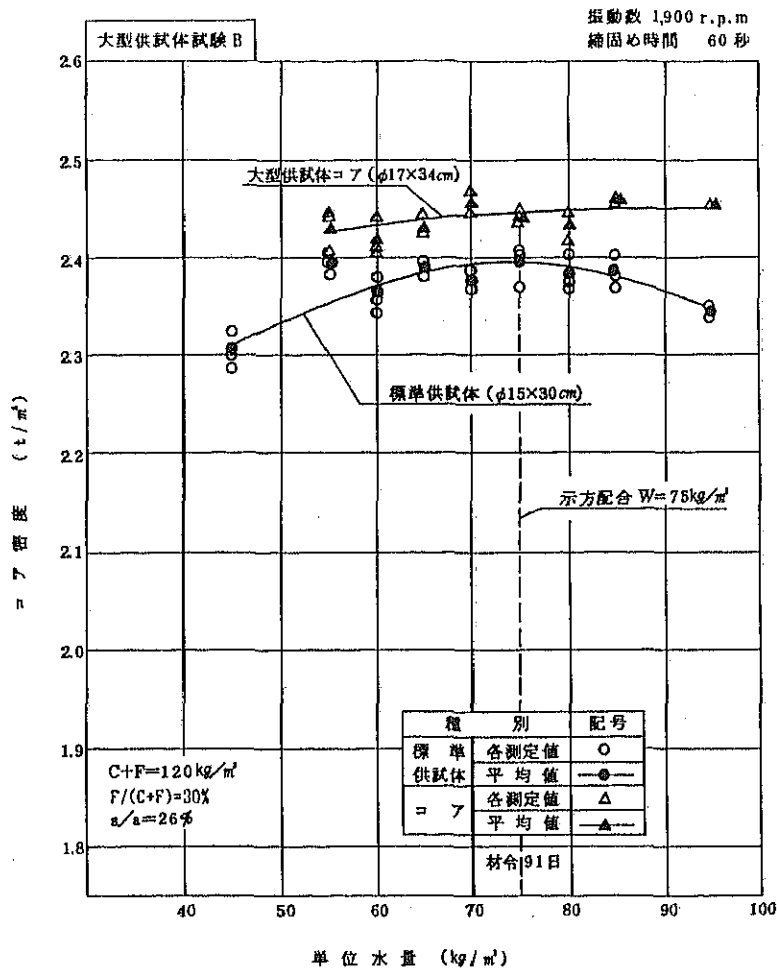


図5.19 単位水量とコア密度の関係

コア及び標準供試体の圧縮強度からみると、均一なコンクリートを得るためには、単位水量 $W=70 \text{ kg/m}^3$ 以上とすることが必要と判断される。

ii) 単位水量とコア上下部の圧縮強度、密度の関係

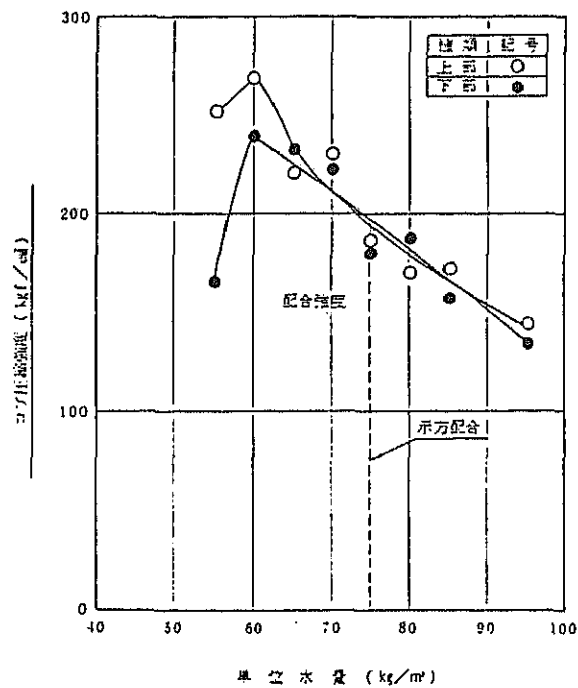


図5.20 単位水量とコア上下部の圧縮強度の関係

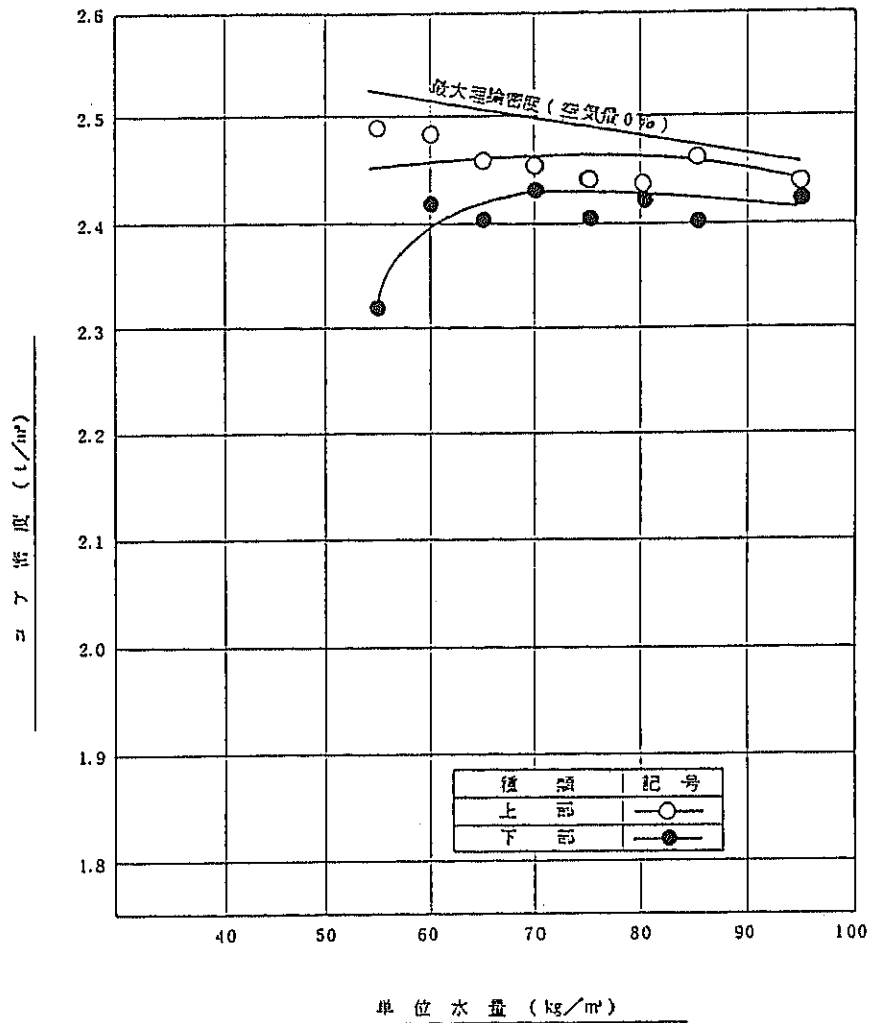


図5.21 単位水量とコア密度の関係

単位水量 $W = 70 \text{ kg/m}^3$ 以上では、コア上部と下部の圧縮強度には、殆ど差がない。

iii) コア評価

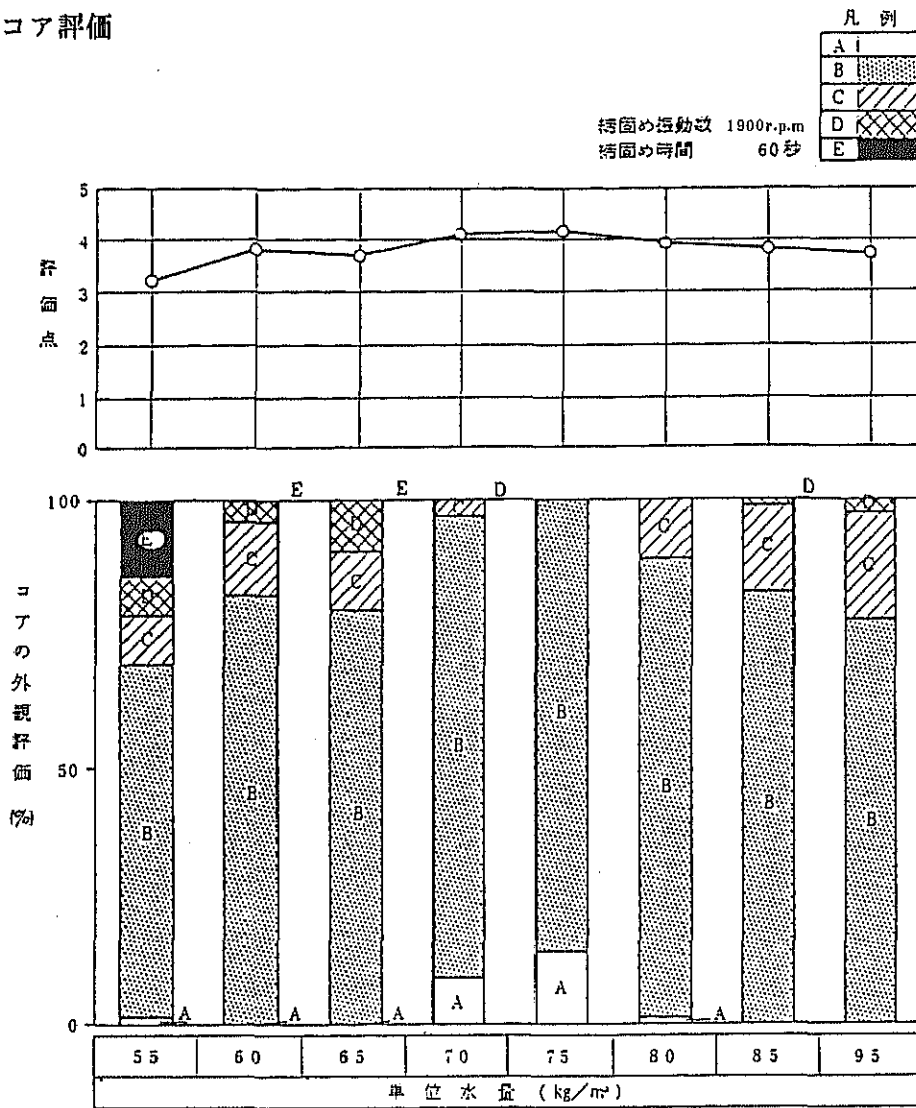


図5.2.2 コア観察結果 (単位水量変化)

コア評価点は、 $W=70 \text{ kg/m}^3$ の4.05、 $W=75 \text{ kg/m}^3$ の4.14、 $W=80 \text{ kg/m}^3$ の3.90である。

このことから、単位水量 $W=70 \text{ kg/m}^3$ 以上必要となる。

c) 試験Cの結果

1 試験C_1 結果

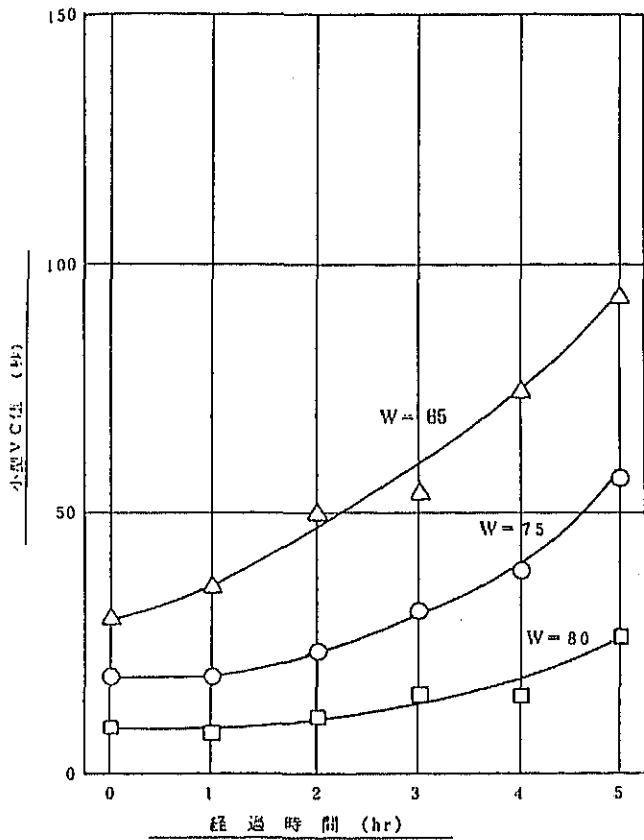


図5.23 経過時間と小型VC値の関係

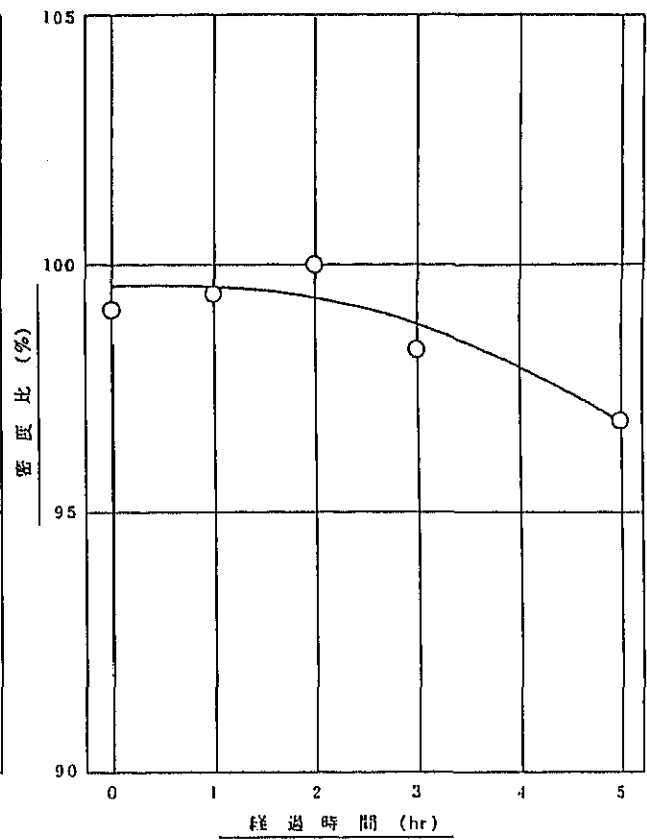


図5.24 経過時間と密度比の関係

単位水量 $W = 75 \text{ kg/m}^3$ の配合に於いて小型VC値が 20 ± 10 秒の範囲にあるのは、経過時間が3時間程度である。また、経過時間とフレッシュコンクリートの締固め後の密度比は、3時間以上になると急激に低下する。

試験C₂ 結果

i) 経過時間と圧縮強度、密度の関係

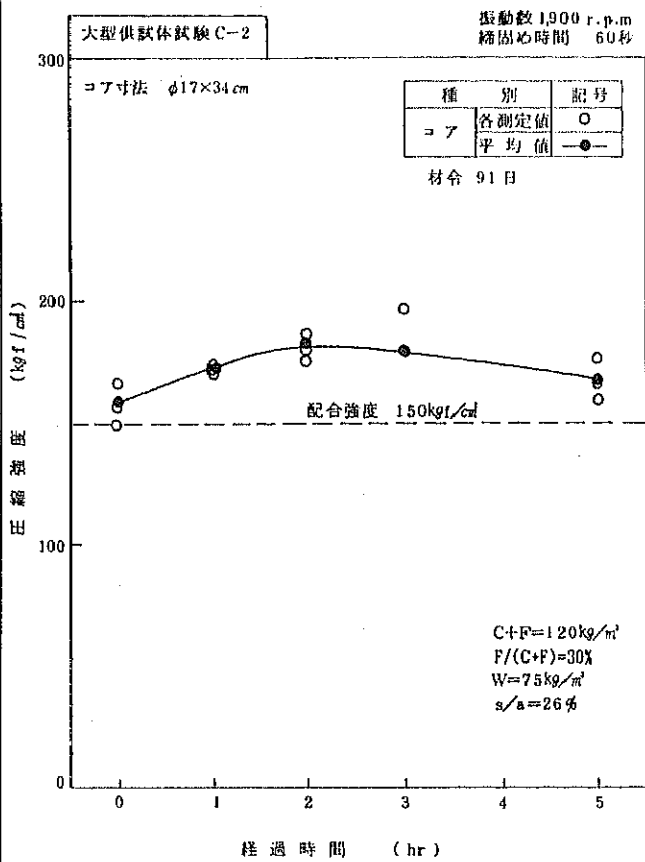


図5.25 経過時間と圧縮強度の関係

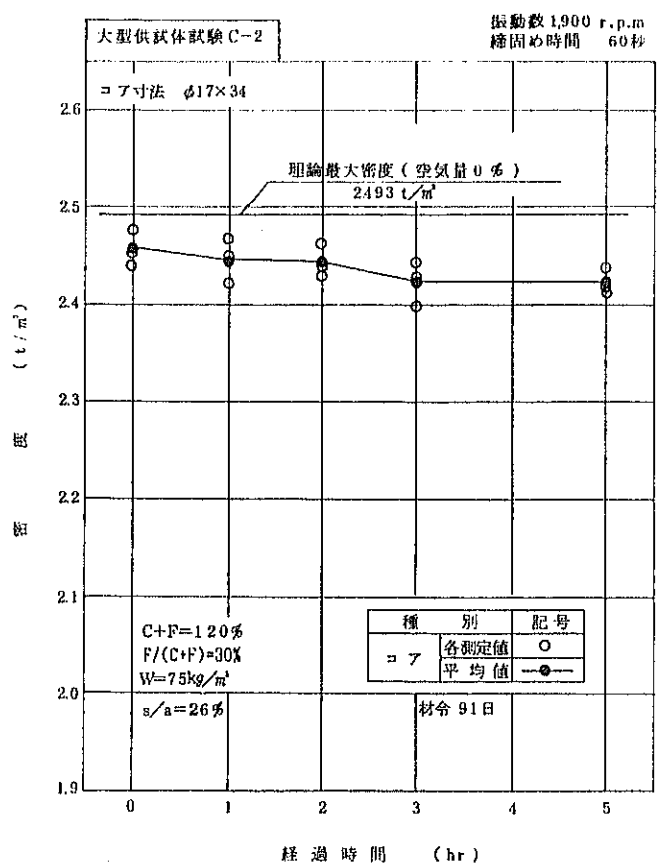


図5.26 経過時間とコア密度の関係(1)

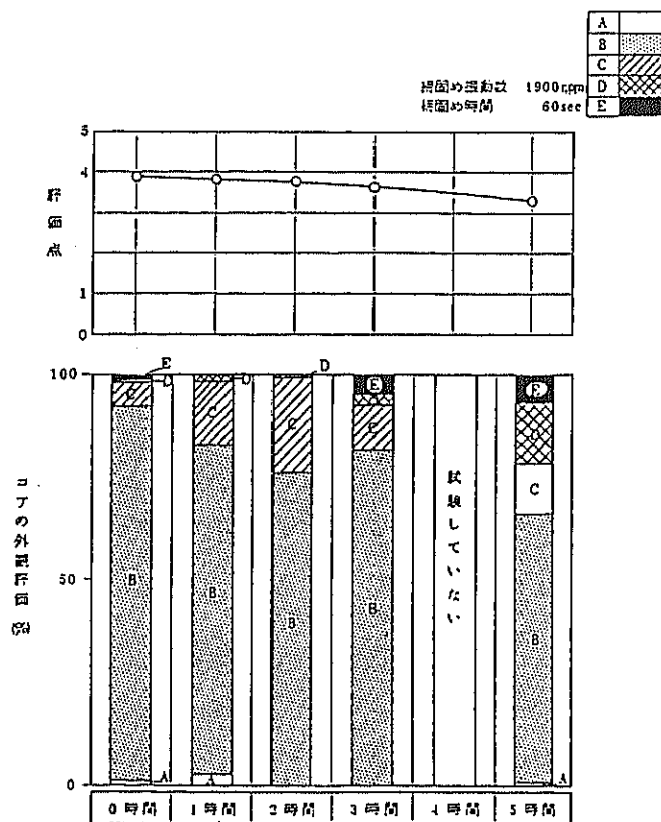


図5.27 コア観察結果 (経時変化)

経過時間とともに密度は、低下する傾向が見られる。

経過時間と圧縮強度、密度の関係には、大きな変化は見られないが、コア評価点については、3時間を越えるとコア評価点は悪くなる。

ii) 経過時間とコア上下部の強度、密度等の関係

図5.28及び図5.29に示す通りである。

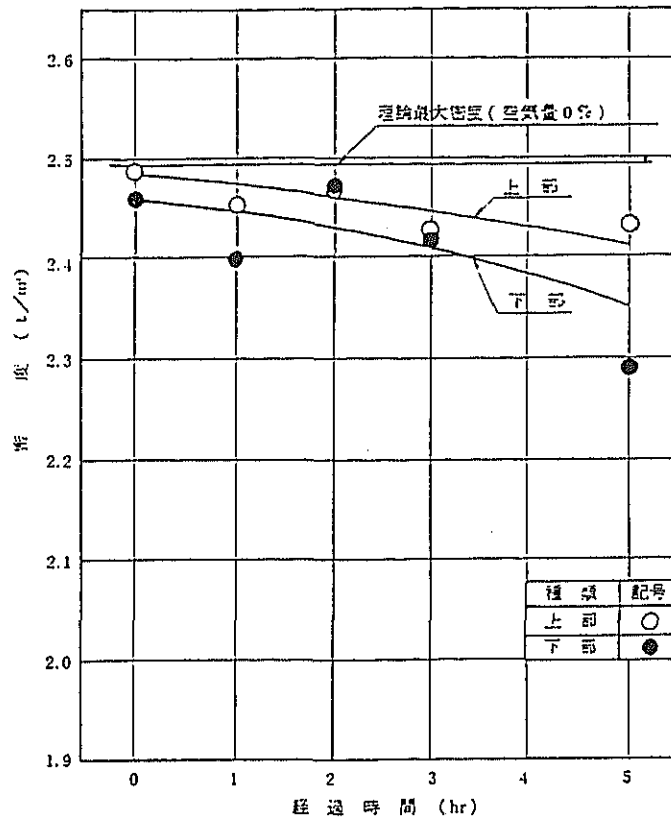


図5.28 経過時間とコア密度の関係(2)

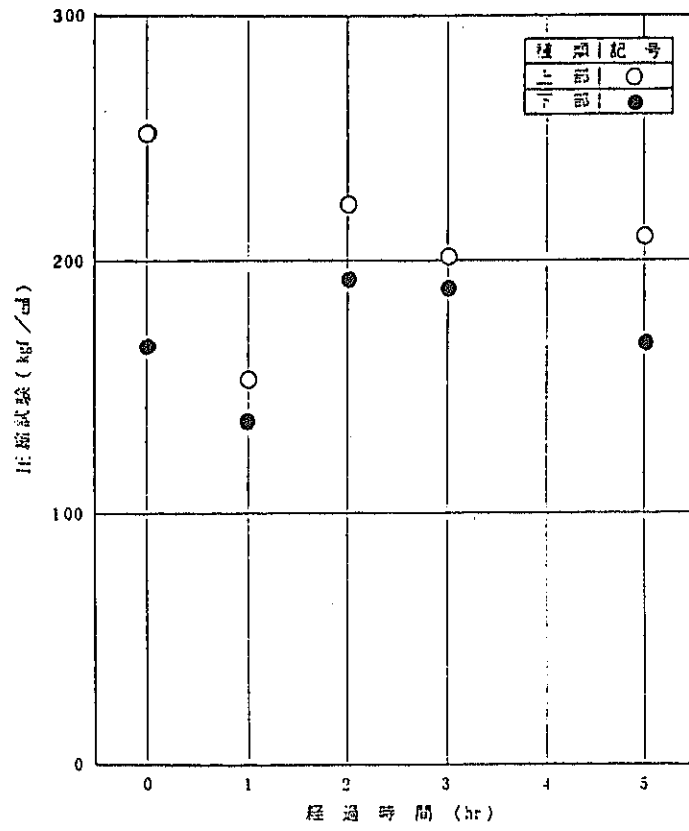


図5.29 経過時間とコア上・下の圧縮強度の関係

5.3 RCDコンクリート配合試験結果と今後の課題

(1) セメント，フライアッシュ，減水剤

今回試験に用いたこれら材料の品質については特に問題はないが，セメントについてはセメントの圧縮強さが日本のセメントに較べやや低い値を示しているので念のため長期材令の強度について確認することが望ましい。

(2) 骨材

今回試験に使用した骨材の品質については特に問題はない。

細骨材については粒度分布が適切でないが，粒度調整することにより良質なRCDコンクリートが得られる目安を得た。

今後は細骨材の粒度調整方法及び品質管理の方法の検討が，必要と考えられる。

(3) 配合試験

室内試験，大型供試体試験の結果によれば，525#セメントの場合単位結合材料 120 kg/m^3 ($F/(C+F) = 30\%$)， $s/a = 26\sim 28\%$ ，単位水量 $W = 70\sim 80\text{ kg/m}^3$ が妥当と判断される。

最終的な配合の決定については試験施工を実施して決定すべきものとする。

5.4 従来工法とRCD工法のダム建設費における経済性比較

5.4.1 比較前提条件

(1) 従来工法による打設方法の選定

観音閣ダムを従来工法により柱状ブロックで施工するとすれば、通常のケーブルクレーン、ジブクレーン、タワークレーン及びクローラクレーンの3つの打設工法が考えられるが、それぞれについて堤体形状、ダムサイト地形、水文条件等からその優劣を検討すると、概略次のように考えられる。

a) ケーブルクレーン

ケーブルクレーンで打設するとすれば、20 t吊り両端走行型を3基必要とするが、そのスパンは優に1,500 mを超える長大なものとなり、また右岸側の地山が低いため塔高も100 mを超えるものが必要となるため、現実には不可能と考えられる。

b) ジブクレーン

ジブクレーンで打設するとすれば、13.5 t吊りジブクレーン（最大作業半径37 m）を4台乃至5台を必要とするが、これを走行させるためには堤体断面中央部に脚柱高60 mのトレスルガーダーを全堤長に亘って設置する必要があるが、その重量は膨大なものとなる。更にトレスルガーダー直下は直接打設ができないので、別途にスプレッドコンベア等を用いることになるのであまり経済的な方法とは考えられない。

c) タワークレーン及びクローラクレーン

タワークレーンで打設するとすれば13.5 t吊り75 m（アーム長）を7, 16, 25, 34, 43の各ブロックの中央部付近に計5基を設置し、右岸袖部の8ブロックより65ブロックの打設には定格150 t吊りクローラクレーンを設置すれば良いので従来工法での打設で最も妥当な方法と考えられる。

(2) 直接工事費の比較方法

従来工法とRCD工法の直接工事費の比較については、転流工、本体掘削、基礎処理等の共通工種を除いて比較する。

両者の差異の生じる工種は、セメント量、コンクリート打設、締固め、打継目処理及び養生、横継目型枠、冷却工等があるが、主なる差異はセメント量、コンクリート打設である。また、冷却工については従来工法ではパイプクリーニングを必要とするが、RCD工法では不要となる。

(3) 労務及び資材単価、歩掛、機械損料

直接工事費の比較にあたっては、労務及び資材単価、歩掛、機械損料、共通仮設費等の検討が

必要であるが、本比較にあたっては下記により試算する。

- a) 労務単価及び資材単価は、中国側の資料に依る単価とする。
- b) 歩掛については、中国側の資料を入手していないので日本の実績歩掛を採用する。
- c) 機械損料についても、中国産機械の価格をすべて入手していないので日本の実績機械損料によることとする。
- d) 共通仮設費としては、従来工法ではタワークレーン及びクローラクレーンの運搬組立解体費とRCD工法では堤体進入路造成費+クローラクレーンの運搬組立解体費との比較を行ったが表5.20には計上していない。

5.4.2 検討結果

上記前提条件にもとづく検討結果は、表5.20に示すとおりで、ダム建設費において、従来工法に比較してRCD工法は約20%節減可能となっており経済的な施工法であると言える。

表5.19 従来工法とRCD工法のダム建設費における経済性比較

		従 来 工 法		R C D 工 法		増 減 (%)	
		数 量	経費比率	数 量	経費比率	数 量	経費比率
材 料 費	・セメント	287,690 t	209	215,080 t	156	△ 25.2	△ 25.3
	・フライアッシュ	104,820 t	20	92,180 t	17	△ 12.0	△ 15.0
	・骨材	468,200千t	336	468,200千t	336	± 0.0	± 0.0
打 設 経 費	・打込み, 締固め	2,040,000 m ³	317	2,040,000 m ³	210	± 0.0	△ 33.7
	・養生, 処理	1,076,000 m ²	23	2,152,000 m ²	34	+ 100.0	+ 47.8
	・混合費, 運搬費	— 式	13	— 式	13	± 0.0	± 0.0
打 設 ・ 継 目 止 水 工	・上・下流面・他	151,000 m ²	13	151,000 m ²	13	± 0.0	± 0.0
	・横継目	112,600 m ²	10	2,200 m ²	(0)	△ 98.0	△ 98.0
	・縦継目	30,000 m ²	3	—	—	—	—
	・目地工	—	—	90,000 m ²	5	—	—
	・止水工・鉄筋工	— 式	13	— 式	20	± 0.0	+ 54.0
冷 却 工	・冷却工	— 式	43	—	—	—	—
			1000		804		

注) 金額は従来工法の合計を1000とした場合のものである。

第6章 環 境

6.1 調査対象項目

中国においては、1979年の人民大会において環境保全法が採択され、各種開発計画に係る環境アセスメントの実施が規定されているが、対象項目等の詳細については明確になっていない。このため以下に述べるような点を考慮して調査対象項目の選定を行った。

一般に、事業に伴う環境影響調査を実施する場合、その対象項目は多岐に亘るが、その中には調査の目的や事業の内容、地域の特性等から考えて環境影響の調査、検討の必要性に乏しいものや、必要性はあってもその影響の内容、程度が極めて軽微であり、大きな問題となる恐れはないと予め判断できる項目がある。そのような環境項目については、本調査において影響予測を実施する必要性は乏しいものと判断した。

ダム事業とは本質的に水の存在様式を変化させることであり、このため環境への影響も水環境を中心とした項目が多くなる。大気汚染、騒音、振動、悪臭等による影響については、主として建設工事中にある程度発生することが予想されるが、その影響は地域条件に関係する他、工事期間中という一時的なものであり、また作業時間の制限等影響の程度を軽減するような工法、対策をとることが可能である。従って環境の面から本事業のフィージビリティを判断する上で、これらの項目が問題となることは考えにくく、本調査においては大気汚染、騒音、振動、悪臭についての予測は行かなかった。一方、土地及び社会・経済については、貯水池周辺の地回り、湖尻付近における背砂、水没補償、移転等の問題が考えられるが、これらについては関連する他の章で検討されるため、本調査で新たに検討する必要はないものと考えた。

以上の点を考慮して本調査においては、影響予測対象項目を次のように選定した。

環 境 項 目	細 項 目
1. 自然環境 (1) 水 質 関連項目	<ul style="list-style-type: none"> - 水質汚染 - 冷水, 濁水 - 富栄養化
(2) 動植物	<ul style="list-style-type: none"> - 生息種, 分布 - 絶滅の危機に頻している種 - 保護の対象となっている種 - 保護区等の状況
2. 社会環境 (1) 史蹟, 名勝, 文化財 関連項目	<ul style="list-style-type: none"> - 史蹟, 文化財の分布 - 名勝, 観光地の状況
(2) 保 健	<ul style="list-style-type: none"> - 水系伝染病, 寄生虫病の状況
(3) 資 源	<ul style="list-style-type: none"> - 森林資源 - 鉱物資源 - 水産資源

6.2 環境影響予測

6.2.1 水質

観音閣ダム周辺域における水質調査地点は図A.7.1に示す通りである。

観音閣ダム周辺域における現状水質は表A.7.1に示したように、極めて良好であり、有害物質や有機物等による水質汚染の報告はなされていない。また、中国における表流水の水質環境基準の区分（表A.7.2参照）でいえば、ほとんどの項目が1級の水質基準を満足しており、都市用水、工業用水、農業用水、水産用水等への利用にも充分可能な水質を維持しているものと判断される。

(1) ダム建設に伴う河川水質への影響

ダムの建設工事に伴う河川水質への影響としては、転流工、基礎掘削工、基礎処理工等の本体工事の他、建設資機材関連の工事用水等による濁りの増加がその主なものである。しかしながら、この影響はダムの建設時における一時的なものであり、通常立地条件等を考慮して適切

な対策をとりつつ工事がなされることから、ダム建設工事に伴う水質汚濁問題発生への恐れは小さいものと考えられる。

(2) 冷水・濁水問題の予測

ダム放流水に見る冷水問題や濁水の長期化は下流域の農作物、水産資源等へ影響を与える恐れがあり、これはダム建設予定地域周辺の気象や水文条件及びダムの規模、運用などと密接な関係を持っている。冷濁水問題の予測手法としては種々のものが開発されているが、簡便なものとして貯水池内における成層現象発生の可能性を示す回転率 α （年間流量と貯水池容量との比）を用いる方法がある。

観音開ダムの場合、年間流入量約1.1億 m^3 、総貯水容量は約2.68億 m^3 であり、回転率 α は約0.51回/年となる。一般に α が10以下の場合、成層が形成される可能性が高く冷水・濁水現象が起きやすいとされており、この点から考えて観音開ダム貯水池においては成層形成の可能性が強いものと予測される。一方近傍既設ダムにおける状況を見れば、表6.1のようになり、回転率が観音開ダムに近い湯河ダム、大伏房ダムにおいては夏期に成層形成が見られる。しかしながら、いずれのダムも冷濁水問題は発生しておらず、農作物や水産資源への影響は確認されていない。その主な理由としてはダムの近くに取水施設がないことあるいは取水施設に到達するまでに水温がある程度回復すること、ならびに河川漁業が行われていないことがあげられている。観音開ダムにおいては、下流の葎窩ダムまでの間に一部灌漑地区が存在するものの、面積的には小さくまた河川漁業もあまり行われていないこと等から考えて、重大な水質問題に発展する恐れは少ないものと思われる。

(3) 富栄養化問題の予測

一般に富栄養化とは、水が滞留すること、栄養塩が充分であること、水温や日射量といった光合成反応に必要な環境条件等が全て備わることにより、植物性プランクトンや水草が繁茂する等生産力が増加する現象と定義されている。富栄養化の原因としては様々のものがあるが、そのうちの主要なものとして栄養塩の供給がある。貯水池の富栄養化についての概略予測にはVollenweiderモデルがよく用いられる。これはダム貯水池や湖のような淡水域ではリンが制限因子となる場合が多いことに着目し、湖の面積で表したリンの負荷量（リンの表面積負荷、 $g/m^2 \cdot 年$ ）と平均水深に回転率を乗じた値を要因としたモデルである。このモデルは次の式で表わされ、日本の既設多目的ダムについて作成すれば図6.1のようになる。なおこの図には総リン（T-P）の濃度が0.02 mg/l と0.03 mg/l の場合における関係を参考として示してある。

表6.1 観音閣ダム及び近傍既設ダムの冷濁水、富栄養化に関する比較

項目	ダム	近傍既設ダム		
		観音閣ダム	筏窩ダム	湯河ダム
ダム の 諸 元	水系 完成年 集水面積 年間流入量 (Q) 総貯水容量 (V) 貯水池面積 (A)	太子河本川 計画中 2,795 (km ²) 1.110×10 ⁹ (m ³ /年) 2.168×10 ⁹ (m ³) 77.8(km ²)	太子河本川 1974年 6,175 (km ²) 2.45×10 ⁹ (m ³ /年) 0.791×10 ⁹ (m ³) 40.7(km ²)	太子河支川湯河 1969年 1,228 (km ²) 0.336×10 ⁹ (m ³ /年) 0.723×10 ⁹ (m ³) 20(km ²)
	冷濁水問題	0.51(回/年) 成層現象の可能性有り	3.10(回/年) 問題発生無し(成層現象に関するデータなし)	0.46(回/年) 問題発生無し(但し成層現象有り)
富栄養化問題	平均水深 (H=V/A) リン濃度 (P) リン負荷量 リンの表面積負荷 (L=P×Q/A) H・α	26(m) 0.034(mg/l) 37.7(t/年) 0.49(g/m ² ・年) 13.3	19(m) 0.065(mg/l) 159.3(t/年) 3.91(g/m ² ・年) 58.9	25(m) 0.063(mg/l) 100.8(t/年) 0.92(g/m ² ・年) 14.3
	富栄養化現象発生の可能性 または有無 貯水池における養魚計画の有無	現象発生の可能性低い 有り	現象発生有り (アオコ、魚類の斃死など) 無し	現象発生有り (淡水赤潮など) 有り

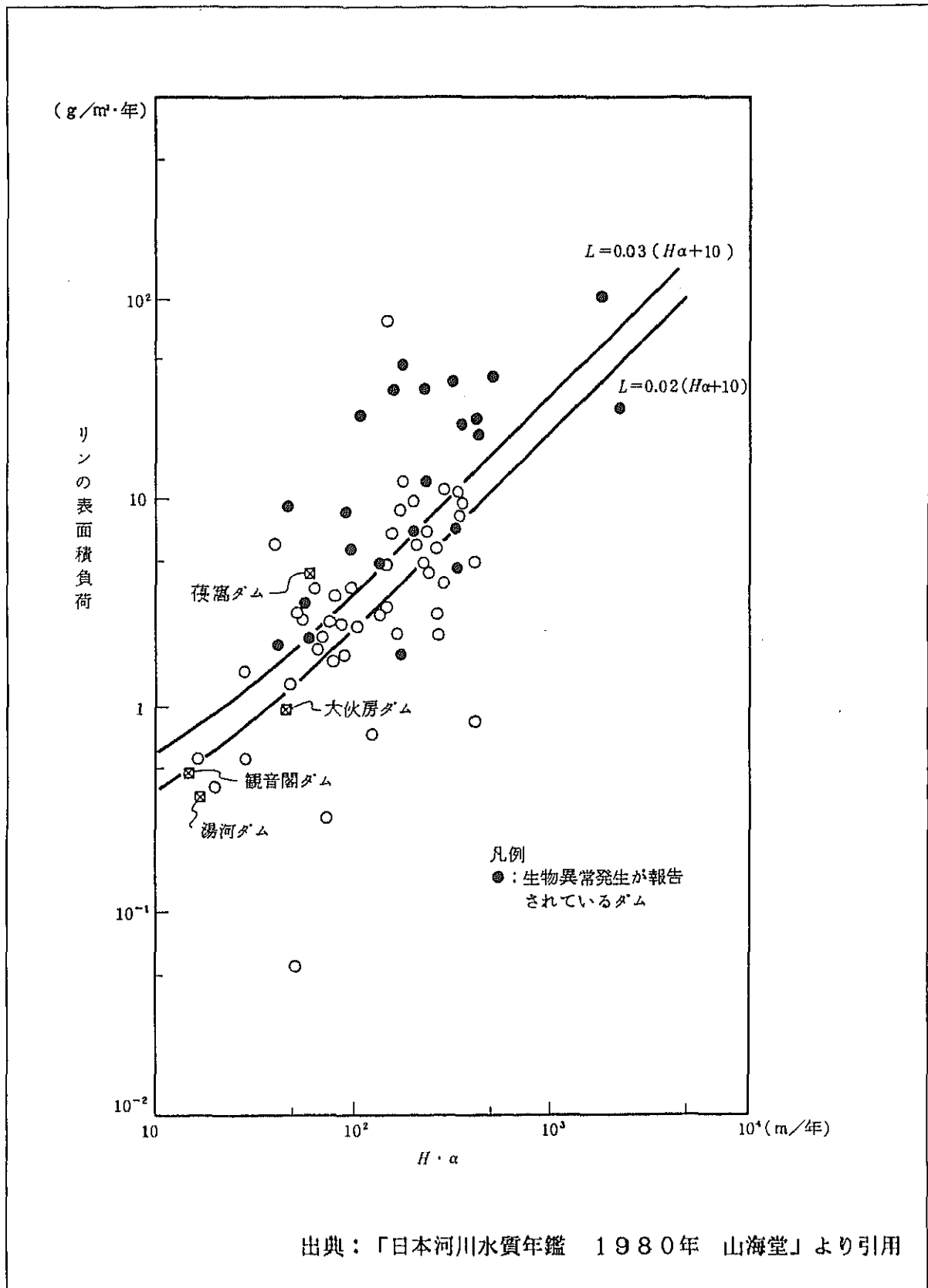


図6.1 日本における既設多目的ダムのVollenweider関係図

$$L = \bar{P} (H \cdot \alpha + 10)$$

L：リンの表面積負荷 (g/m²・年)

\bar{P} ：春期循環期におけるT-Pの濃度 (mg/l)

H：平均水深 (m)

α ：回転率 (回/年)

中国の各ダムを、日本の既設ダムの場合と単純に比較はできないが、観音閣ダムについて概評すれば、図上ではほぼ同位置にある湯河ダムでは現に富栄養化が進んでいないこと、また、観音閣ダム周辺域の現状水質も清冽でリンやチッソの濃度が低いことならびにダム水質に影響を与えるような大規模な開発計画もないこと等から考えて、ダム完成後貯水池の富栄養化が急激に進むことはないものと思われる。しかしながら湛水初期においては一時的に富栄養化現象が発生することも考えられるため、水没地域における樹木等の除去は必要になるものと思われる。

(4) ダム上流域における水質変化

ダム建設予定地域周辺における現状の河川水質は良好であり、フェノール、Cu、大腸菌群数等を除いてほぼ中国の表流水水質環境基準1級を満足している。また、同基準1級を満足してはいないがフェノール、Cu等についても河川水質上問題となるような値ではない。

次に流入水質の変化であるが、これはダムによる影響というよりも流域の開発との関連が深いものであり、ダム建設の有無にかかわらず河川管理上問題となり得るものである。現況の河川水質は比較的良好であるが、将来、流入水質が悪化すれば当然のことながら貯水池内水質の悪化や富栄養化の問題にもつながることが予想される。このため、ダム建設後も河川水質のモニタリングを定期的に行い、もし貯水池内水質への影響が大きいと予測された場合には、ダム上流域の汚染源に対し汚濁負荷量軽減のための適切な措置がとられることが望ましい。

一方、河川水質と直接の関連はないが、特に洪水期には漂流物や流木等が貯水池へ流入し、取水施設への害や、腐敗等による貯水池水質、衛生面への問題、ならびに景観、悪臭の発生など観光面への問題発生が考えられる。この点については、今後何らかの対応策が必要になるものと思われる。

(5) ダム下流域における河川水質への影響

観音閣ダムの建設後貯水池の運用によって現状流況の変化が考えられる。小市地点と本溪地点においては、7月から9月にかけての洪水期に月平均流量が減少するものの年間を通じて流況の安定化が図られ、特に11月から3月にかけての渇水期においては、20m³/s近く流況

が改善されることになる（表A.7.3，図A.7.2参照）。このような流況の変化が河川水質に与える影響の程度を概略把握するため，BODとCODについて既存の水質調査結果をもとに，その濃度変化を算定すれば，表A.7.4，図6.2～6.4のようになる。なお，ダム建設前後でBOD，CODの負荷量は変化しないものと仮定し，また計算に当たっては完全混合式を用いた。

その結果，観音閣ダムサイト周辺においては，12月から翌年の3月にかけて平均5 mg/l程度の改善効果が期待でき，かつ流量が減少する洪水期においてもBOD値はほとんど変化しないことが予想される。また本溪市からの汚水流入がほとんどない本溪市上流（大峪）地点におけるCOD値についても観音閣ダムサイト地点とほぼ同様であり，洪水期におけるCOD濃度の上昇も0.2 mg/l程度とかなり低くなっている。本溪市下流（白石砬子）地点は，本溪市からの汚水が流入しているためCOD値も月によっては100 mg/lを越える値となっている。しかし，流況の安定化によるCOD濃度の改善効果は計算上，一応は期待できる。

一方，観音閣ダムによる開発水量のうち年間 $372 \times 10^6 \text{ m}^3$ （ $11.8 \text{ m}^3/\text{s}$ ）は本溪市への都市用水として供給される予定であり，本溪下流（白石砬子）地点での将来水質については，発生負荷量，流入負荷量，及び下水処理率等を考慮した河川水質の予測と，必要によってはその対策が課題となろう。

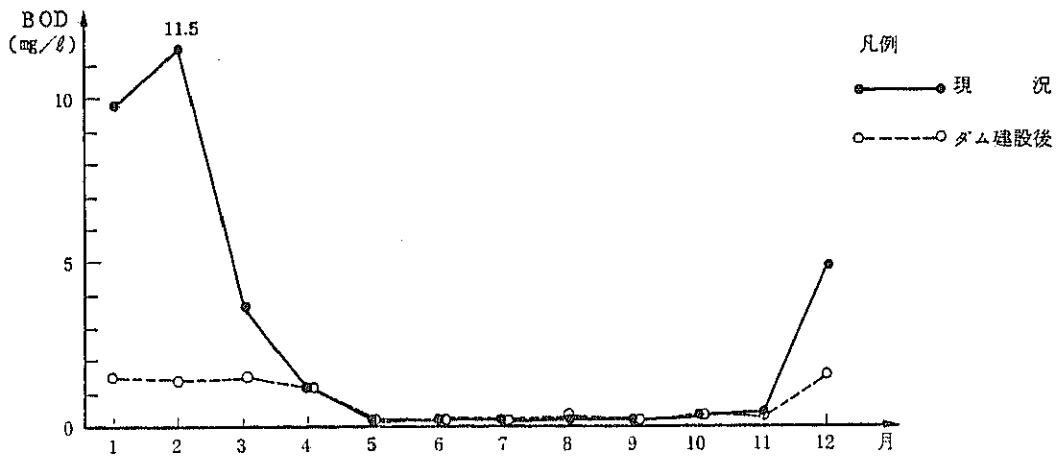


図6.2 観音閣ダムサイト地点におけるBOD濃度の変化

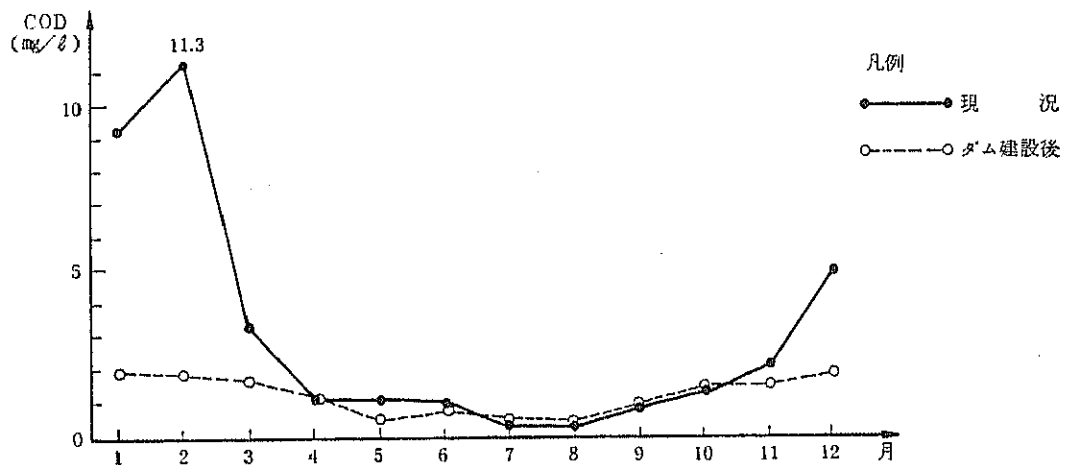


図6.3 本溪市上流（大峪）地点におけるCOD濃度の変化

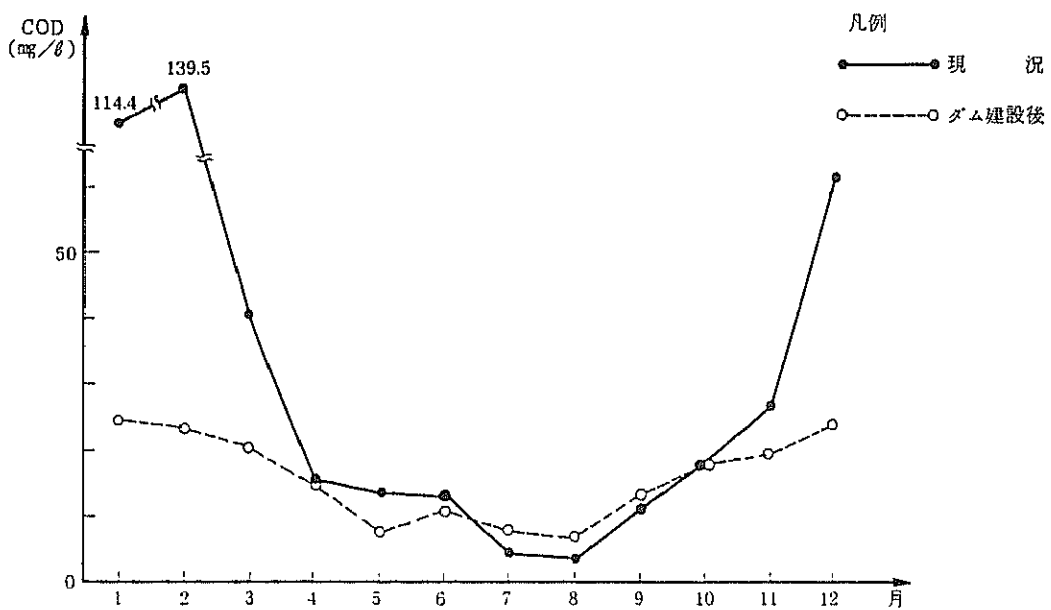


図6.4 本溪市下流（白石砬子）地点におけるCOD濃度の変化

6.2.2 動植物

太子河流域の中、下流地域は主に農耕地として利用されているが、上流域には山地域を中心に森林が残存している。植生は主として針葉樹と広葉樹の混交林であり、流域の緑被率は約60～70%にもなる。しかしながら、ダム建設予定地周辺域は、周辺住民によって古くから農耕地として利用されていたため、自然度の高い森林はほとんど見られず、また、原生林は残存していない。一方動物については保護すべき種として指定された動物や絶滅の危機に頻している種あるいは学術上貴重とされる種などの生息、分布は報告されていない。更に、ダム建設予定地及びその周辺域には保安林や自然環境保全地域などの保護区域も含まれていないことなどから考えて、ダム建設による動植物への大きな影響はないものと思われる。

次に水域生態系への影響であるが、ダム下流域においては流況の安定化が図られることによって、水域生態系への大きな影響はないものと考えられる。また、太子河においては回遊性魚種の生息は今のところ報告されておらず、ダムの建設によって回遊魚の遡降河や産卵等への影響は考えられない。

6.2.3 史蹟、名勝、観光地

観音閣ダム周辺域には、表A.7.5に示すようにいくつかの史蹟、名勝が存在するが、貯水池の出現によって水没する恐れのあるものはない。

次に古墳については、ダム湖周辺域に300ヶ所程度の分布が推定されており、ダムの建設に伴って水没等の影響が予測される。このため現在、文化財の位置や内容に関する詳細な調査と保全対策が計画されている。

一方、観音閣ダムの建設によって、貯水池の壮大な景観が創出され、新たな観光資源を提供することとなる。このため、従来の観光地を含めた大規模な観光、リゾート地として、当該地域を開発、発展させて行くことも可能となろう。

6.2.4 保 健

一般にダム建設事業による周辺住民の健康への影響としては、水域の改変による病気の発生や流行がその主なものであり、観音閣ダムの場合、留意すべきものとしてはマラリアがあげられる。しかし、近年保健衛生状況の改善もあって1977年に0.3人/10万人であったマラリアの罹患者数は減少し、最近では近傍既設ダム周辺域も含めてほとんど見られなくなっている。このような状況を考慮すれば、ダムの建設によるマラリアの流行の恐れは少ないものと考えられる。

6.2.5 資源

(1) 森林資源

ダム周辺域においては今のところ林業は行われておらず、また、大規模な林地も存在していないこと等から、ダムの建設による森林資源、林業への影響は考えられない。一方、集水域には山間部を中心に林地が比較的残存しており、水源涵養のみならず流域保全の立場からも、林地の保全が望まれる。

(2) 鉱物資源

ダム周辺域における鉱物資源としては石灰と石炭がその主なものである。石灰については、その分布状況からして水没等によって失われる石灰資源は一部にしかすぎない。一方、石炭については分布がやや偏っており、ダム周辺域における主な分布域は小湯河右岸の山地域、太子河左岸（泉水付近）、南太子河上流の田師付付近の3ヶ所である。このうち、ダムの建設によって影響を受ける可能性があるのは、泉水付近に分布するもののみであり、その他の分布域は水没等の影響を受けることはない。この様な点から考えて、大きな影響はないものと考えられる。

(3) 水産資源

ダム周辺域における漁業については、南太子河の河川沿いに湧水を利用した小規模な養魚池が存在するが、大規模な内水面漁業は行われていない。また、河川漁業によって主として生計を立てている地元住民の存在も報告されていない。このため、ダムの建設によって水産資源に大きな影響を与えることは考えられない。一方、観音開ダムにおいては近傍既設ダムの大伏房ダム、湯河ダムと同様に貯水池を利用した養魚が計画されており、地域の産業に貢献することが期待されている。

6.3 今後の課題

6.3.1 水質

冷水、濁水については、ダム湖の水質特性等から考えて成層形成が予想される。また、観音開ダム下流域には小規模ながら灌漑地域が存在しており、この点から考えて問題発生の可能性はある程度考えられる。しかし、この問題は地域の水利用状況や水理特性に大きく存在される事でもあり、また、近傍既設ダムにおいては成層現象は見られるが冷水・濁水問題の発生は報告されていない事を考慮すれば、重大な水質問題に発展するとは考えにくい。

貯水池の富栄養化については、現状水質が清冽であること、流域に大規模な汚濁源がないこ

と、加えて現在までのところ流域内に大規模な開発計画も存在しないこと等から、富栄養化現象の進行、発生の可能性は少ないものと思われる。しかしながら、流入水質が悪化すれば当然のことながら富栄養化現象等の問題が発生する可能性もあることから、ダム建設後、水質モニタリングの実施等適切な水質管理システムの整備はなお一層、必要となろう。

一方、ダム下流域の河川水質への影響であるが、ダムの建設によって流況の平滑化が図られ、それに伴って特に渇水期に水質の改善が予想される。しかしながら、下流の工業都市においては、都市排水、工業排水ともに無処理のまま放流されている現状から考えて、観音閣ダムによる新規の水供給が河川に対する汚濁負荷量を増加させる恐れも考えられる。この問題は観音閣ダムとの直接の関連はないものの、太子河における水資源を有効に利用するという観点から、既存の污水処理状況を踏まえた上での効果的な河川水質、保全対策の立案も必要であろう。

6.3.2 動植物

動植物については、ダムの建設に伴う生息環境への影響は軽微であり、また絶滅の危機に瀕している種や野生動植物保護区等の指定地域の分布もないことから、観音閣ダム建設による動植物への影響は小さいものと考えられる。従って今後学術的に貴重とされる種が発見されるなど特に問題とされるようなことがない限り、追加調査の必要性は小さいものと思われる。

6.3.3 史蹟、名勝、観光地

観音閣ダム周辺域にはいくつかの史蹟、名勝が分布しているが、ダムの建設によって直接影響を受けることはない。しかし、古墳については水没の可能性があるため、現在進められている保全計画に従って対応する必要がある。一方、観音閣ダムの建設によって広大な貯水池が出現することになり、既存観光地を含めた広域観光地として発展させることも可能となる。その際、貯水池における漂流物や流木等の処理はダム施設の管理上必要なだけでなく、貯水池の美観上からも必要であり、この問題については今後、対応策の検討が望まれよう。

6.3.4 保健

ダム建設に伴う住民の健康への影響についてはマラリアの流行が考えられるが、近年保健、医療体制が整備されていること及び近傍既設ダムにおいては問題の発生は報告されていないことなどから考えて大きな問題となることは考えられない。

6.3.5 資源

ダム周辺域においては大規模な林業や漁業は行われておらず、ダム建設による影響は考えられない。石灰や石炭などの鉱物資源については一部水没することになるがダム予定域以外にも豊富

な資源が存在しており、ダム建設による大きな影響はないものと思われる。一方、観音開ダムでは貯水池を利用した養魚計画があり、地域の産業にも貢献することになる。

第7章 概略設計

7.1 ダムの位置、形式及び基本配置

7.1.1 ダム位置

観音閣ダム地点は本溪県小市の上流約3 kmの位置にあり、この付近で太子河は狭窄部となり、地形的にダム地点として有利な条件を備えている。過去に中国側は他の2地点を加えた3ヶ所のダム候補地について地形、地質、経済性等を総合的に比較検討し、現ダム地点を選定した。

7.1.2 ダム軸の選定

当ダム地点狭窄部1.3 km区域内において、中国側は6本のダム軸比較線を選び概略地質調査を行った。

その中から代表性を備えている第3（最上流）、第4（最下流）及び第6（中間部）の3軸線を選び（図7.1参照）、更に詳しく調査を行った。それぞれの軸線については技術的問題及び経済性についての検討が実施され、第6軸線を最終的ダム軸として選定した。中国側の比較検討結果を表7.1に示す。

この第6ダム軸は狭窄部の中間部にあり、谷巾は約540 mで比較的広い。基盤岩は主にカンブリア系石灰岩で溶洞もかなり発見されているがコンクリートダムの基礎として十分な強度を有している。岩層の走向は南北に近く、ダム軸線にほぼ平行し、傾角50～60°で、下流に傾いている。基盤岩の下に下流に傾いた石灰岩と頁岩の互層があり、この層に遮水カーテンを着層させる事により比較的信頼性の高い遮水層の形成が期待出来る。

第6ダム軸は補足地質調査によっても、ダムサイトとしての適性を有していると判断され、最終ダム軸として最も信頼性が高いと考えられる為、以下の計画はこのダム軸に基づいて実施する。

7.1.3 ダム型式

当ダムサイトにおける地形は河道巾の広い非対称U字谷を呈している。基盤岩は主にカンブリア系の石灰岩で堅固である。対象校核洪水流量は22,000 m³/sと比較的大きい。このような条件下におけるダム形式としては、

- 重力式コンクリートダム
- 中空重力式コンクリートダム
- 複合ダム（重力式コンクリートダム及びフィルダム）

が、その候補として挙げられる。

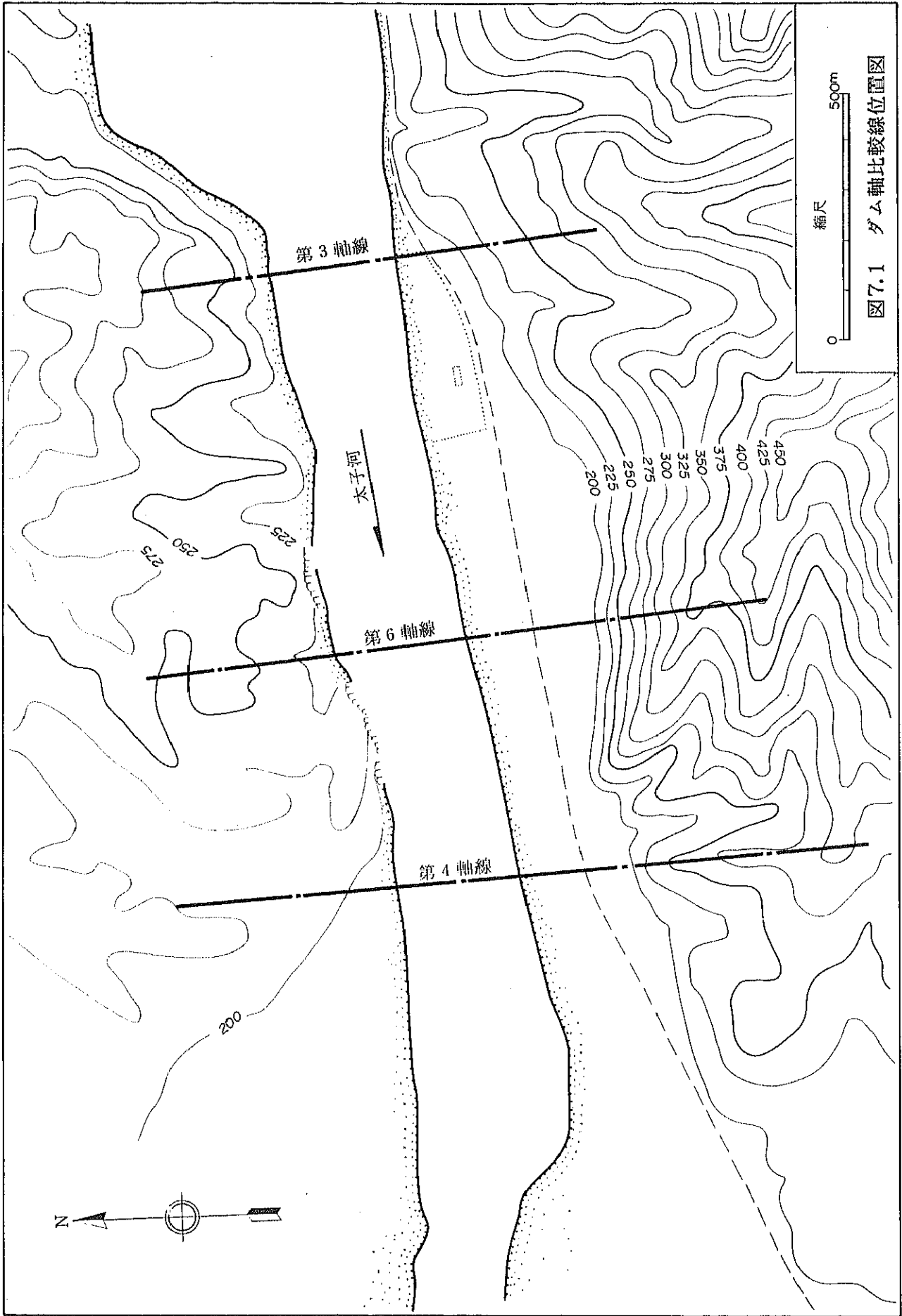


表7.1 ダム軸比較

項目	第3軸線	第6軸線	第4軸線
地形・地質	ダム基礎がカンブリア系中統の可溶性石灰岩で右岸には、多数の溶洞、捨穴が見られ、地形的にも、カルスト性の陥没が見られ、基礎の止水性に非常に問題が多い。	ダム基礎は、カンブリア系中統の可溶性石灰岩でダム軸直上流に河道に直交の透水性の低い厚さ10mの頁岩層が50°～60°の下流下がりの傾斜で分布している。この頁岩層とカーテンングラウチングにより信頼性の高い止水性が期待できる。また堤体は頁岩層下流の強度の高いカンブリア系の石灰岩上に載せることができる。	ダム基礎は、止水性の高い頁岩層となるが強度的には石灰岩層に劣る。右岸地形は標高が低く、貯水容量を得るためには、ダム軸を曲げて尾根沿いにダムを配置する必要がある。
ダム型式	重量式コンクリートダム	重量式コンクリートダム	ロックフィルダム
主要工事費	掘削 コンクリート量	1,491.7×10 ³ m ³ 2,097.5×10 ³ m ³	8,546.8×10 ³ m ³
	盛土量 カーテン長 工事費 ¹⁾	— 351.0×10 ³ m 910.49×10 ⁶ 元	— 14,751.1×10 ³ m ³ 584.1×10 ³ m 1,178.64×10 ⁶ 元
総合計画	地形的には、川幅も狭く良好な様相を呈しているが基礎岩盤が複雑な構造を示し、ダム基礎として止水性、安定性の両面について問題点が多い。	ダム基礎として安定した岩盤が得られ、止水性についても信頼性の高いものである。り、技術的、経済的にも最適である。	右岸において堤長が長くなり、工事費が大きく不経済である。
	△	◎	○

注：1) 中国側資料で1985年価格と推察する。

複合ダムはコンクリートダムとフィルダムの境界の処理が難しい上、施工時の工種が増え、施工期間も長くなる為、他の二型式と比較した場合、当ダムサイトにおいては不利である。

重力式と中空重力式を比較すると、重力式の方がコンクリート量で8%増、工事費で0.5%増となるが、施工期間が短縮される上、横継目からの漏水に対する信頼性が高い事が中国側の検討結果で明らかになっている。経済的には重力式と中空重力式のどちらを採用しても大差はない。しかし、当地点では年間のコンクリート施工可能期間が寒冷期を除いた7ヶ月に限られる為、施工期間が短くなる重力式の方が中空重力式に比べ優れている。更にRCD工法による施工を考えると、中空重力式は不適である。

上述した理由により、ダム型式としては重力式コンクリートダムが最も適していると判断される為、以下の計画は、このダム型式について実施する。

7.1.4 ダム基本配置

ダム軸は河道に直角とし、遮水の為の頁岩層の走向とほぼ平行になるように、右岸取付点で上流へ約 11.5° 曲げる。洪水吐は河道の中央部に設け、その隣（左岸側）に放流底孔を設置する。発電所は取付道路、放水路の配置等を考慮して左岸寄りとする。

7.2 土木施設

7.2.1 概略設計の基本方針

(1) 観音閣ダムの等級区分は中国側基準SDJ12-78（水利水電工程等級区分及び設計標準）に基づき1級ダムに格付けされる。ダム軸上で貯水機能を満たすべき、構造物、即ち副ダムを含むダム非越流部及び洪水吐（ダム越流部）は1級ダムの要件を満たさなくてはならない。

ダムの概略設計は原則として中国側の設計基準SDJ21-78（コンクリート重力ダム設計規範）に基づいて行う。但し、ダムの安全性に関しては日本の設計基準に基づく設計計算も併行的に実施し、チェックする。

(2) 主ダムの非越流部天端標高は第4章に記述される、貯水池最高洪水位（E.L.265.7m）に中国基準SDJ21-78に基づいて計算される付加高1.3mを加えてE.L.267.0mとする。但し、副ダムは貯水池の洪水の影響が無い位置にある為、常時満水位（E.L.255.2m）に自流域の洪水越流水深と付加高との合計1.2mを加えて、E.L.256.4mとする。

(3) ダムの基礎は第2章で述べた如く、基岩の強度及び透水性を考慮して、河道部を含む大部分