

水力開発ガイドマニュアル

(第1分冊 一般水力・揚水式水力発電)

平成23年3月
(2011年)

独立行政法人
国際協力機構 (JICA)
電源開発株式会社

株式会社開発設計コンサルタント

産業
JR
11-030

目 次

第1部 水力発電の導入ガイド

第1章	水力開発の意義.....	1-1
第2章	ガイドマニュアルの目的と範囲.....	2-1
第3章	水力発電の基礎知識.....	3-1
第4章	開発援助プログラム.....	4-1

第2部 概略調査

第5章	概略調査手法による計画策定.....	5-1
第6章	概略工事費の算定および最適規模検討.....	6-1
第7章	概略調査手法の応用.....	7-1

第3部 一般水カプロジェクトのフィージビリティ調査

第8章	フィージビリティ調査の目的と流れ.....	8-1
第9章	電力需要予測、地形・地質および水文調査.....	9-1
第10章	一般水力の発電計画の策定.....	10-1
第11章	土木構造物の設計.....	11-1
第12章	電気機器の設計.....	12-1
第13章	送変電設備.....	13-1
第14章	施工計画および工事費.....	14-1
第15章	環境社会配慮.....	15-1
第16章	経済・財務評価.....	16-1

第4部 揚水式水カプロジェクトのフィージビリティ調査

第17章	電力系統における揚水式水力の位置付け.....	17-1
第18章	揚水式水力の発電計画の策定.....	18-1
第19章	土木構造物および電気機器の設計.....	19-1

第5部 運転維持管理

第20章	運転・保守.....	20-1
------	------------	------

第 1 部
水力発電の導入ガイド

目 次

第 1 章	水力開発の意義.....	1-1
第 2 章	ガイドマニュアルの目的と範囲.....	2-1
2.1	目的.....	2-1
2.2	マニュアルの範囲.....	2-1
2.3	マニュアルの構成.....	2-2
第 3 章	水力発電の基礎知識.....	3-1
3.1	水力発電のエネルギー.....	3-1
3.1.1	水力発電.....	3-1
3.1.2	発電力.....	3-1
3.1.3	発電電力量.....	3-1
3.2	水力の発電方式.....	3-2
3.2.1	発電所の運用上の特性による分類.....	3-2
3.2.2	落差を得る方法による分類.....	3-4
3.3	電力の需要と供給.....	3-4
3.4	水力開発をめぐる動向と気候変動.....	3-6
3.4.1	水力開発をめぐる動向.....	3-6
3.4.2	気候変動.....	3-8
第 4 章	開発援助プログラム.....	4-1
4.1	日本の開発援助プログラム.....	4-1
4.1.1	日本の開発援助の種類.....	4-1
4.1.2	政府開発援助.....	4-1
4.2	技術協力.....	4-2
4.2.1	研修員受入.....	4-2
4.2.2	専門家の派遣.....	4-3
4.2.3	技術協力プロジェクト.....	4-4
4.2.4	開発計画調査型技術協力.....	4-4
4.3	有償資金協力（円借款）.....	4-5
4.3.1	一般.....	4-5
4.3.2	円借款の種類.....	4-5
4.3.3	プロジェクトサイクル.....	4-6
4.3.4	円借款の流れ.....	4-6
4.4	無償資金協力.....	4-8
4.5	IPP による開発.....	4-9
4.5.1	IPP プロジェクトのスキーム.....	4-9
4.5.2	日本政府機関の IPP プロジェクトへの関わり.....	4-12

4.6	PPPによる開発	4-14
-----	----------------	------

図リスト

図 3-1	流れ込み式.....	3-2
図 3-2	調整池式および貯水池式.....	3-3
図 3-3	揚水式発電の模式図.....	3-3
図 3-4	ダム水路式.....	3-4
図 3-5	日負荷曲線の例.....	3-5
図 3-6	エチオピアにおける降水量の変動に対する GDP と農業部門 GDP の影響.....	3-7
図 3-7	経済的に開発可能な包蔵水力と開発率の大陸別比較.....	3-7
図 3-8	温暖化に伴う年降水量の変化.....	3-8
図 4-1	日本の ODA の仕組み.....	4-2
図 4-2	研修員受入れ事業の諸形態.....	4-2
図 4-3	研修員受入れのしくみ.....	4-3
図 4-4	専門家派遣の仕組み.....	4-4
図 4-5	プロジェクトサイクル.....	4-6
図 4-6	円借款の実施プロセス.....	4-8
図 4-7	水力プロジェクトの IPP スキーム.....	4-10
図 4-8	国際協力銀行（JBIC）による融資.....	4-12
図 4-9	JIBC による輸出金融.....	4-13
図 4-10	先進国と途上国の官民（4 者）によるパートナーシップ.....	4-14

第 1 章

水力開発の意義

第1章 水力開発の意義

(1) 未利用エネルギーの活用

世界レベルで開発可能と考えられる水力資源の量は、文献によると年間約14兆kWhと試算されている。その多くは、今後エネルギー需要の急増が見込まれている開発途上国（発展途上国）を中心に賦存していて、この未開発水力資源の開発は、世界のエネルギー需給の緩和に貢献することが可能である。

(2) 地球環境問題

近年、エネルギー利用の拡大に伴い、化石燃料の燃焼は炭酸ガス（CO₂）の増加を引き起こし、地球温暖化問題が国際的な喫緊の課題となっている。また、酸性ガス（SO_x, NO_x）の放出による酸性雨問題も引き起こしている。さらに、開発途上国ではエネルギー源として、薪炭に頼っている地域が多く、森林破壊や砂漠化の一因となっている。

このような背景のもとに、非化石エネルギーの開発が積極的に求められている。非化石エネルギーの中でも水力発電は、再生可能なエネルギーであり、炭酸ガス等の環境負荷面において極めて優れた特長を有している。

(3) 開発途上国の経済発展

開発途上国においては、工業化や生活水準の向上に伴いエネルギー需要が著しく増加しており、持続的な経済成長を図る上で、電力関連インフラストラクチャーの整備は不可欠である。

水力資源は国産の循環エネルギーであるので、その開発はエネルギー自給率の向上に寄与するとともに国際収支の改善、自立的経済発展に大いに貢献する。また、水力発電の技術は既に100年以上の歴史を有する完成されたものであり、開発途上国の技術者に適切な技術移転を行うことによって、十分に安全で信頼度の高い電力エネルギーを得ることが可能である。

水力発電所の建設工事は内貨の比率が高い工事が主であることから、雇用の増大等開発に伴う波及効果が大きく、開発途上国の経済発展に寄与できる。

(4) ローカルエネルギー源

電力エネルギーの利用は都市部に集中しており、地方との不均衡が顕著である。比較的小規模の水力は地域振興、地方電化に果たす役割は大きく、「熱源、光源としての薪炭の代替エネルギー」、「灌漑、排水、飲料水供給、小規模加工場の動力としての人力および畜力の代替エネルギー」、「病院、学校等公共施設の電化等、地域社会の経済発展、生活水準ならびに文化水準の向上」等のベーシック・ヒューマン・ニーズの充足および地域社会の活性化に寄与できる。

(5) 電気料金の安定化

水力発電所は、初期投資額が大きいことから発電原価に占める資本費の割合が高く、初期の原価が火力発電所に比較し割高である。一方、その運転には燃料費を必要としないため、その後のインフレーションが原価に及ぼす影響が少なく、長期にわたり安定的に安価な電気を供給することができる。

(6) 電力系統全体の効率の向上

電力需要は昼間や夕刻の時間帯に時々刻々大きく変動するのが一般的である。貯水池や調整池を有する発電所および揚水式発電所は、この需要変動に対し瞬時に追従できるという特性を有している。一方、火力発電所は需要変動に対する追従性は劣るものの、一定運転することにより高効率な運転が可能である。水力と火力とを組み合わせることにより電力系統全体の効率の向上が得られる。

第2章

ガイドマニユアルの目的と範囲

第2章 ガイドマニュアルの目的と範囲

2.1 目的

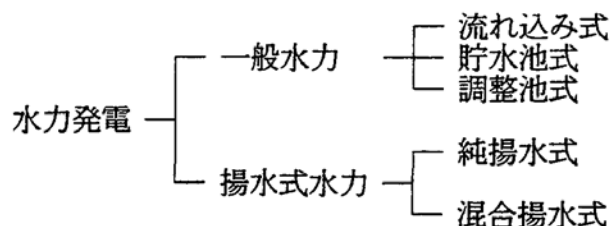
本ガイドマニュアル（以下、「マニュアル」）は、系統に供給する水力発電プロジェクトの調査から運転までを、開発途上国の政策決定者、民間の発電事業者（IPP¹）およびそれらを支える水力技術者を対象に、水力発電について分かりやすく解説したものである。

特に、以下の目的に重点を置き作成されている。

- 政策決定者および IPP の責任者が、水力発電に関する認識を深め、プロジェクトを完成させるまでのフローおよび開発援助スキームについて、理解できるようにすること。
- 水力技術者が初期段階での計画立案の方法を習得し、新しいプロジェクトを発掘できるようにするとともに、フィジビリティ調査（以下、F/S）についてその基本的な考え方を理解できるようにすること。

2.2 マニュアルの範囲

水力発電は、下記に示すように、一般水力および揚水式水力に大別される。



本マニュアルでは、5MW程度から500MW程度までの一般水力および100MWから1,000MW程度の揚水式水力を取り扱う。以上は、発電所を新設または増設し系統に連系する場合を対象としている。地方電化を主とする小規模水力については、第2分冊（小規模水力発電）に記載してある。

水力発電プロジェクトが計画されてから完成・運転に至るまでのフローは、下図に示すとおり、調査・計画、設計、施工および運転管理に分類できる。

本マニュアルでは水力発電に関する概略調査およびF/Sを中心に記載されている。本マニュアルの中で概略調査とは、開発途上国において入手が容易な1/50,000～1/10,000程度の地形図に基づく概略の発電計画策定をさしており、F/Sについてはその基本的考え方等について解説してある。なお、土木設備および電気設備の運転、保守に関して留意すべき事項についても記載してある。

- 調査・計画 : 概略調査、フィジビリティ調査
- 設計 : 実施設計
- 施工 : 土木工事、水力機器、電気機器工事
- 運転管理 : 水力発電所の運転、環境モニタリング

¹ Independent Power Producer

2.3 マニュアルの構成

本マニュアル第1分冊は、下記に示す20章から構成されている。このうち、第5章、6章、10章、14章、16章および20章については、新エネルギー財団（NEF）が作成した「水力開発ガイドマニュアル 1996年」を使用している。

系統に供給する水力を開発するにあたって使用する調査・検討手法やアプローチの手法には、種々の手法がある。本ガイドマニュアルの5章から20章では、代表的な手法のひとつを記載したものであるが、それぞれのプロジェクトが置かれている状況などにより、記載したものとは異なった手法がとられることがある。また、技術手法は日々進化しているので、本マニュアルで述べた手法についてもその影響を受ける可能性がある。従って、数年ごとにその技術レベルと水力発電分野における位置付けについてチェックすることが望ましい。

(1) 第1部（水力発電の導入ガイド）

第1章から第4章までで構成されており、水力発電に携わる関係者の基礎知識として、水力開発の意義、水力発電方式等について記載してある。

その要点は以下のとおりである。

- 水力発電所の出力および電力量の概念
- 流れ込み式、調整池式、貯水池式および揚水式の発電方式
- 電力の需要に対する供給力としての水力の位置づけ
- 日本および国際機関の開発援助プログラム

(2) 第2部（概略調査）

第5章から第7章までの3章から構成されており、概略調査段階での発電計画策定についての考え方と手法、包蔵水力調査およびマスタープラン調査の計画立案等について記載されている。

第5章および第6章では、発展途上国の技術者が自らの手で水力発電計画を立案し、有望地点の発掘に寄与できるような内容となっている。その要点は以下のとおりである。

- 計画立案に先立って実施する事前調査
- 計画地点の流量算定方法
- ダム、発電所位置、水路ルートを選定、使用水量の決定、落差の算定、水車、発電機の選定、および発電力と発電電力量の算定方法
- ダム、水路、発電所等の構造物毎に工事数量を算出し、概算工事費を算定する簡便な方法
- 概算工事費と発電電力量から求まる簡便な便益・費用比率（B/C）分析およびkWh当り工事費による経済評価手法
- 策定された計画案について、その妥当性を現地踏査で確認する主眼点

第7章では、概略調査手法を用いた流域開発マスタープランの策定について記載している。

(3) 第3部（一般水力プロジェクトのフィジビリティ調査）

第8章から第16章までの9章から構成されており、F/Sで実施する調査、検討内容について記載しており、その要点は以下のとおりである。

- 電力需要想定のお考え、手法
- 電力システムにおける計画プロジェクトの位置づけ
- 地形調査、地質調査、航空写真判読、物理探査、ボーリング調査、調査坑等による調査方法
- 水文、気象調査の方法および水文解析方法
- 発電計画案の策定
- ダム、取水設備、導水設備、発電所等の土木構造物の設計に関するお考え
- 水車、発電機等の電気設備の設計に関するお考え
- システム解析および送変電設備の設計に関するお考え
- 施工計画、工事工程および工事費算出のお考え
- 環境影響評価のお考えおよび具体的対処方法など
- 国境価格、シャドープライスを用いる便益・費用法および内部収益率を用いる経済評価のお考え
- 財務評価、発電原価のお考え
- 総合開発ダムにおけるコストアロケーションの概念

(4) 第4部（揚水式プロジェクトのフィジビリティ調査）

第17章から第19章の3章で構成され、F/Sで実施する調査、検討内容について記載しており、その要点は以下のとおりである。

- 電力システムにおける揚水発電の位置づけ
- 発電計画案の策定
- 土木構造物の設計
- 電気設備の設計

(5) 第5部（運転維持管理）

第20章に、水力発電所の運転維持管理に関し配慮すべき事項を記載している。

第 3 章

水力発電の基礎知識

第3章 水力発電の基礎知識

3.1 水力発電のエネルギー

3.1.1 水力発電

湖沼や貯水池など高い場所にある水、河川を流下する水などは、位置エネルギーまたは運動エネルギーをもっている。このような水のもつエネルギーを水力という。

この水力を利用して電気エネルギーを発生する発電方式を水力発電という。

3.1.2 発電力

水力発電所では水のエネルギーによって水車発電機を回転させ電力を発生する。すなわち、水のエネルギーを機械エネルギーに変え、更に電気エネルギーに変換させる。このようなエネルギー変換の過程において、水車および発電機によるエネルギーの損失があり、発電力は次式で表される。なお、第4章以降については、水の密度の記載を省略する。

$$P = \rho \times 9.8 \times Q \times H_e \times \eta$$

ここに、

- P : 発電力 (kW)
- ρ : 水の密度 = 1,000kg/m³ (温度 4°C、標高 0m、大気圧 1 気圧)
- 9.8 : 重力の加速度 (m/sec²) の概略値
- Q : 使用水量 (m³/sec)
- H_e : 有効落差 (m)
- η : 水車・発電機の合成効率

1,000キロワット (kW) は1メガワット (MW) といい、このMWで発電力を表す場合もある。

発電所の性能を表現するため、定格出力、最大出力、常時出力（保証出力）、常時尖頭出力（保証尖頭出力）¹等が用いられる。

3.1.3 発電電力量

発電力 (P) は発生する電力の大きさであって、この発電力 (kW) をT時間 (hour) 発生したときの電気の量 (PとTの積) を発電電力量といい、キロワット時 (kWh: キロワットアワーと読む) で表す。発電所が1年間に発電する電力量を年間発電電力量という。

¹ 最大出力は発電所が発電し得る最大の出力をいい、定格出力と同義で用いられることが多い。常時出力（保証出力）は、年間を通じてほぼ毎日（95%流量程度）発生できる出力である。常時尖頭出力は年間を通じてほぼ毎日の電力需要のピーク時に、必要とされる一定時間を連続して発生できる出力をいう。

3.2 水力の発電方式

水力の発電方式として、発電所の運用上の特性による分類と落差を得る方法による分類がある。

3.2.1 発電所の運用上の特性による分類

(1) 一般水力

1) 流れ込み式

流れ込み式は、河川の自然流量の範囲内で取水し、発電する形式であり、図 3-1 に示す構造物からなっている。3.2.2 (1) の水路式がこれに相当し、比較的規模の小さい水力の場合によく用いられる。貯水池、調整池を有していても、他の利水分野（灌漑等）の運用条件により、ピーク発電運用が出来ない場合は、流れ込み式の分類に入る。日負荷曲線のベース部分を分担する（3.3、図 3-5 参照）。

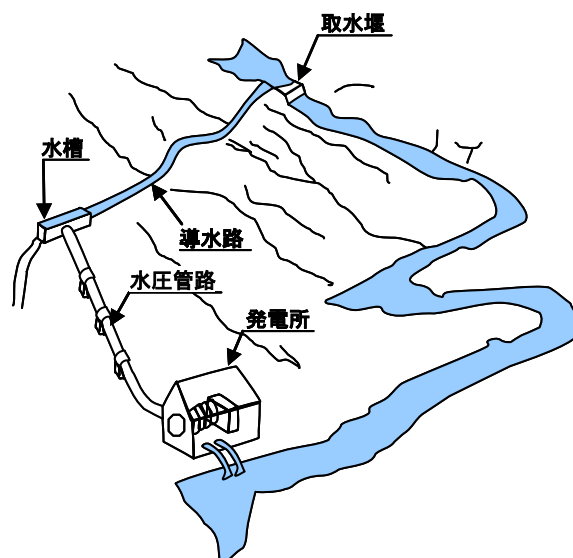


図 3-1 流れ込み式

2) 調整池式

電力の需要は 1 日のうちに大きな変動があるので、これに応じた運転をするため、図 3-2 に示すように、1 日ないし数日の河川流量を調整できる容量の池（調整池）を持ったものを調整池式という。流量が少ない場合は、流量を調整し短時間に大きな発電力を出すピーク発電を行う。火力主体の系統では、日負荷曲線のピークまたはミドル部分への供給を分担する（図 3-5 (a) 参照）。

3) 貯水池式

河川流量は季節的に変動するので、天然湖や人造湖を利用することにより、豊水期の水を貯留し渇水期に使用することが可能となり、年間を通じて平均した流量が得られる。図 3-2 に示すように、年間調整または季節調整の可能な池を貯水池といい、貯水池を有する発電方式を貯水池式という。貯水池を河川の上流部に設けると、その調整効果が下流の発電所まで及ぶので更に有利となる。この方式は大規模水力に用いられることが多く、小水力ではほと

んど見られない。通常、この方式は年間を通じて平均した電力が得られること、ピーク負荷に追従して発電することが可能であることから、火力主体の系統では、負荷曲線の尖頭負荷（ピーク）部分を分担する（図 3-5 (a) 参照）。

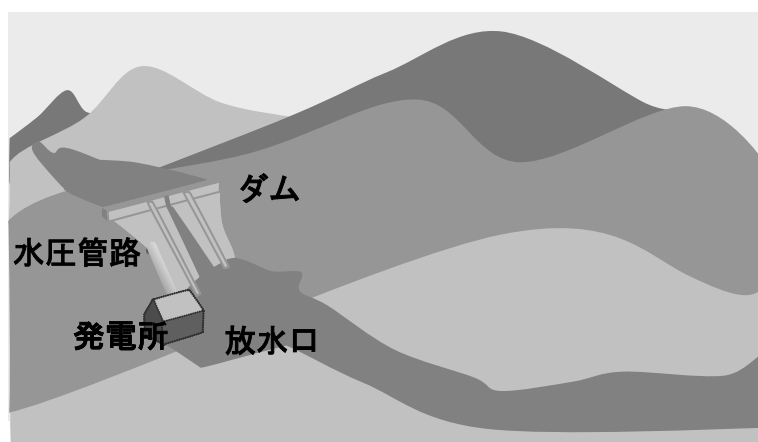


図 3-2 調整池式および貯水池式

(2) 揚水式水力

揚水式水力の設備は、図 3-3 に示すとおり上部調整池（上池）、下部調整池（下池）、水路および発電所からなる。この発電方式は電力需要のピークとなる昼間に上池に貯留した水を利用して発電し、電力需要が低下する夜間に火力発電所等の余剰電力を利用して下池の水を上池に揚水し、水を循環利用して発電する方式である。

揚水式水力は、純揚水式および混合揚水式に区分される。前者は上池に河川流入量がないかまたは無視し得る量の場合で、両調整池間で水を循環して発電する方式である。一方、混合揚水式は、上池に流入する自然流量および揚水された水を合わせて発電する方式である。供給力としては、貯水池式と同様負荷曲線の尖頭負荷（ピーク）部分を分担する（図 3-5 (a) 参照）。なお、系統の主要な電源が水力の場合、豊水期には余剰電力が発生することがあり（図 3-5 (b)参照）、この電力を揚水発電所の揚水動力として用いる場合もある。

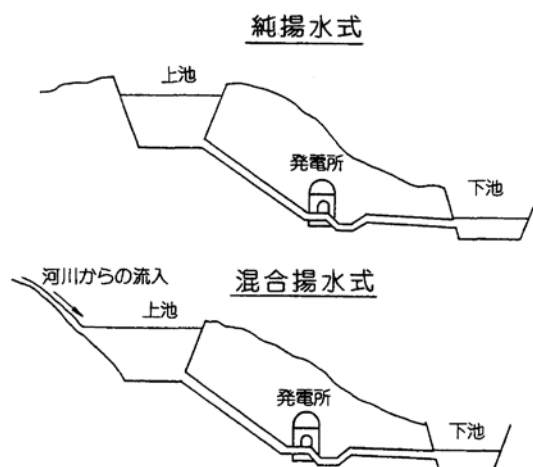


図 3-3 揚水式発電の模式図

3.2.2 落差を得る方法による分類

(1) 水路式

緩勾配の水路を設けて、河川勾配と水路勾配の差を利用し落差を得る形式である。一般に水路式は河川勾配の急な上中流部に適する。取水する河川に発電所を設ける方式と、隣接の他の河川に発電所を設ける方式（流域変更方式）とがある。なお、水路式は流量を調整できるダムを有しないので、河川流量によって出力が左右される。図3-1は、この方式の例である。

(2) ダム式

主としてダムの高さにより落差を得る形式で、発電所はダムに近接して設けられる。河川幅が狭く、地質も良好であれば、高いダムを築造することができる。ダム式は、貯水池により河川流量を調整することができるので、電力負荷の変動に応じた出力調整ができる。図3-2は、この方式の例である。

(3) ダム水路式

上記の二つの形式を組み合わせ、ダムと水路で落差を得るものである。

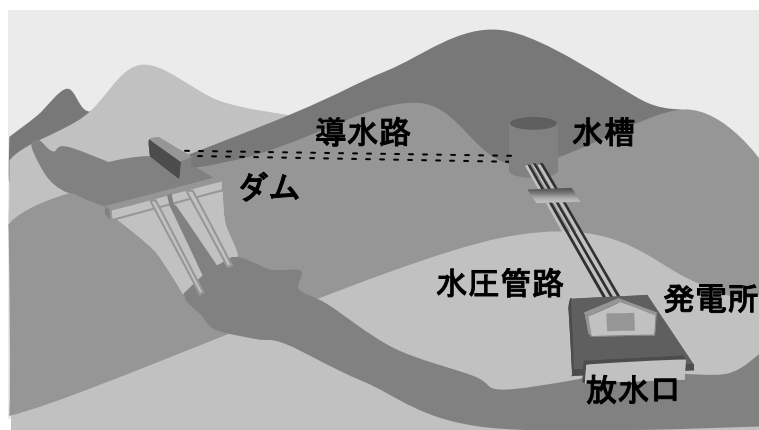


図3-4 ダム水路式

3.3 電力の需要と供給

電力の需要は、時々刻々と変動する。電力供給側からみた電力需要を負荷と呼び、この負荷の時間的な変動状況を図示したものを負荷曲線と呼ぶ。多くの場合、1日（24時間）の負荷変動の曲線が作成され、これを日負荷曲線といい、その一例を図3-5に示す。また年間の負荷変動を表した曲線を年負荷曲線という。

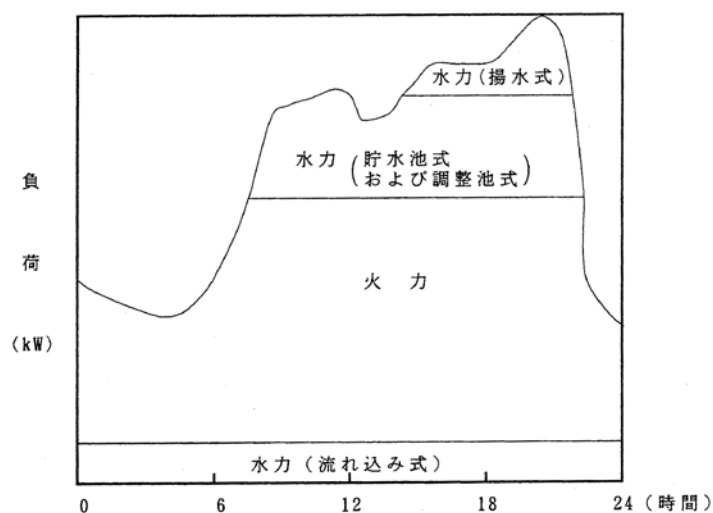
1日の負荷変動の特徴は、電力需要の構成によって異なる。一般に工場や事務所が稼働する昼間帯または夕刻の電灯需要が増える時間帯において負荷は高く、夜間から早朝および昼休み中に負荷は低下する。

この負荷曲線で、ピーク前後の隆起部分を総括して尖頭負荷（ピーク負荷）ということもある。負荷の大きい時間帯を尖頭負荷時（ピーク時）、深夜・早朝のように負荷の小さい時間帯を非尖頭負荷時（オフピーク時）と呼ぶ。需要（負荷）に対応して水力発電所や火力発電所などが運転

され、電力が供給される。図3-5 (a) は、供給力の主体が火力である電力系統の例であり、図3-5 (b) は水力が主体の系統の例である。

水力発電所のうち、流れ込み式発電所は日負荷曲線のベース部分を負担する。貯水池式、調整池式および揚水式発電所はピーク部分を負担するのが一般的である。これは流れ込み式発電所は河川の流量を調節しないでそのまま発電するので、瞬時の負荷変動に応じた運転はできないが、貯水池式、調整池式および揚水式発電所は、河川流量を貯留し電力の負荷に応じて必要な時に必要量の発電ができるからである。

(a) 火力主体の系統



(b) 水力主体の系統

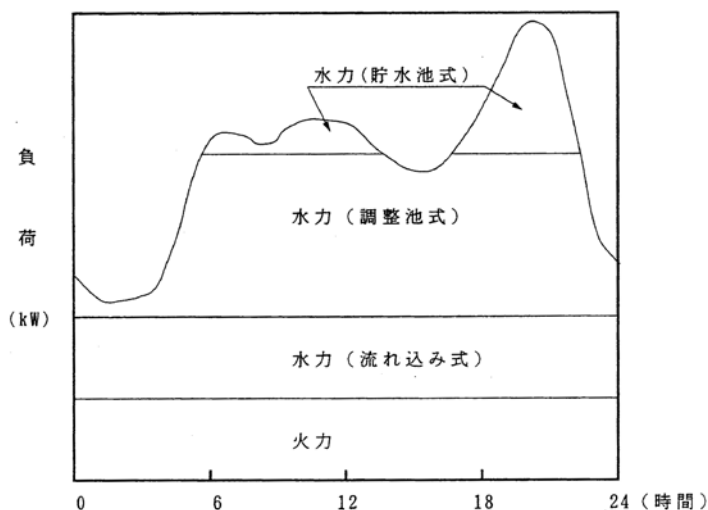


図 3-5 日負荷曲線の例

3.4 水力開発をめぐる動向と気候変動

3.4.1 水力開発をめぐる動向

水力開発をめぐる動向として、文献²からの抜粋を記載する。地球温暖化問題への対応として、クリーンエネルギーである水力の役割は大きなものがあり、世界に大量に残されている未開発の包蔵水力の開発が期待される。さらに、今後の人口増に伴う食料増産のための水需要、人口の都市集中化に伴う特定の地域における大量の水需要および水災害対策には、ダム・貯水池の役割はますます重要になる。

図3-6は、エチオピアにおける降水量の変動に対するGDP³と農業部門GDPへの影響を示している。中心線より上の灰色の部分が、雨が通常よりも多く降った年とその降水量を示している。下の灰色の部分が通常より降水量が少なかった年である。国家経済が天水事業などに大きく依存しているため、その国の農業生産や国全体のGDPが、毎年の降水量の変動に大きく影響を受けていることがわかる。このような開発途上国においては、まず一定の段階まで水資源を開発することなしには、渇水や洪水などの自然災害を防ぐことも、水資源を水力発電や灌漑により経済開発のために利用することもできない。図3-7は、横軸が経済的に開発可能な包蔵水力を示し、縦軸はそのうちの既開発の割合を示している。これによると、アジア、中国、南アメリカ、アフリカなどは包蔵水力が多いにもかかわらず、開発が進んでいない。

このように、水資源がGDPに影響する国があり、包蔵水力があるにもかかわらず開発が進んでいない実態などを考慮し、世銀は2003年に新しい水資源戦略を発表した。主要な方針として次の5項目が挙げられている。

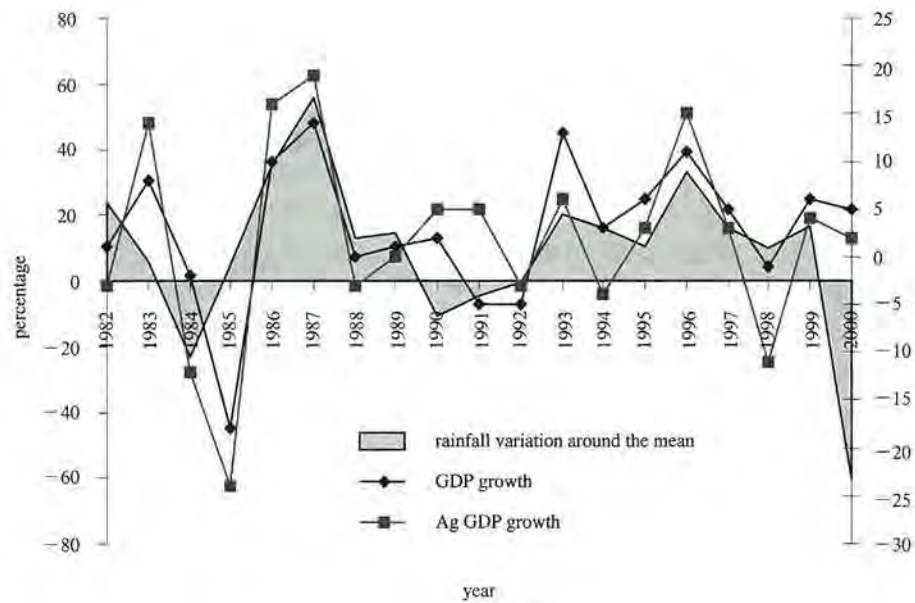
- 国家規模の水資源開発は、小規模で貧困層に焦点を絞った衛生・給水事業などと性格は異なるが、その広範な経済開発効果により住民の生活水準の向上に貢献している。
- 水資源の有効な管理には一定水準の水資源インフラのストックが必要である。途上国においては施設のストックが不十分なため、水資源の開発が急務である。
- アフリカなどの乾燥・準乾燥地域においては、一般に水文量の変動が大きく、水安全の確保は経済発展の基本条件である。
- 導水、貯水などの大規模プロジェクトは、多くの専門領域あるいは国々が関与するため、開発途上国自身が単独で検討を行うことが難しい。世銀は環境・社会面での対策を十分に考慮した上で、国家経済への貢献度が大きく、住民の生活水準を向上させる事業（いわゆるハイ・リスク、ハイ・リターン事業）を支援する必要がある。
- 水資源分野での支援を行うに際しては、途上国の政治・経済状況を考慮しつつ、水料金や費用回収などを含め水管理の基本政策について議論し国別水資源戦略を定める。

世銀における全ての融資事業は、環境・社会面に関する10項目の業務指針（セーフガード・ポリシー）に従うことが求められている。10項目は、環境アセスメント、生息環境、森林、農薬管

² ダム技術 No.234 世界銀行における水資源分野の取り組み；上田悟、ダム技術 No.263 気候変化適応時代のダム；竹内邦良

³ 国内総生産（Gross Domestic Product）

理、住民移転、先住民族、文化遺産、ダムの安全、国際水域における事業および紛争地域における事業である。これらにきめ細かく対応することを定め、それらをきちんとレビューして、実行していない場合には、すぐに援助を打ち切ることなどを明記し、その条件下で世銀が介入するというものである。



出典：World Bank

図 3-6 エチオピアにおける降水量の変動に対する GDP と農業部門 GDP の影響

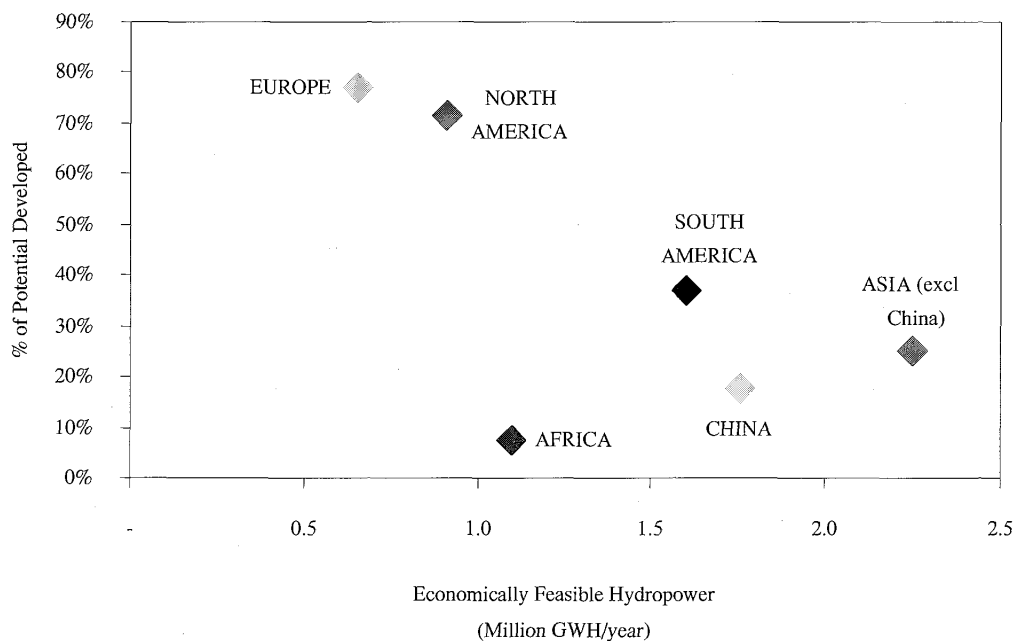


図 3-7 経済的に開発可能な包蔵水力と開発率の大陸別比較

3.4.2 気候変動

(1) 温暖化に伴う降水量の変化

地球温暖化による水循環の変化として、ここでは文献⁴からの抜粋を記載する。

降水量変動のメカニズムは大変複雑であり、地域差も大きい。このため、地球が温暖化してゆく中であって、各地域の降水量がどのように変化し、またどのような規模と頻度で災害が生じるかを予測することは容易でないが、それだけにきわめて重要な意義をもつ。大気・海洋・陸面における水やエネルギーの輸送量・貯留量を計算する数値モデルを用いたこれまでの研究によれば、気温の上昇に伴って大気を含むことのできる水蒸気量の上限（飽和水蒸気圧）が拡大することにより、全球平均降水量が増加することはほぼ間違いない。しかしながら、亜熱帯半乾燥地域や地中海性気候区などでは、大気循環パターンの変化を通じて、むしろ降水量が減少する可能性が高い（図3-8）。また、雨の降り方も変化し、日雨量50mmを超えるような強い雨の頻度が増加すると同時に、無降雨継続日数も増加すると予測されている。すなわち、水の循環が地球規模で加速されるとともに、その時間的・空間的な偏在性（または集中化）も強まる。こうした時間的偏在性と空間的偏在性の強化は無関係に生ずるのではなく、降水量が増える地域では異常多雨の発生頻度が、降水量が減少する地域では異常少雨の発生頻度が、それぞれ増加するとみられている。数値モデルによる予測の信頼性に関しては改善の余地があるが、これまでに得られた知見を総合すると、深刻な干ばつや洪水が頻発するようになる可能性は極めて高いと考えられる。

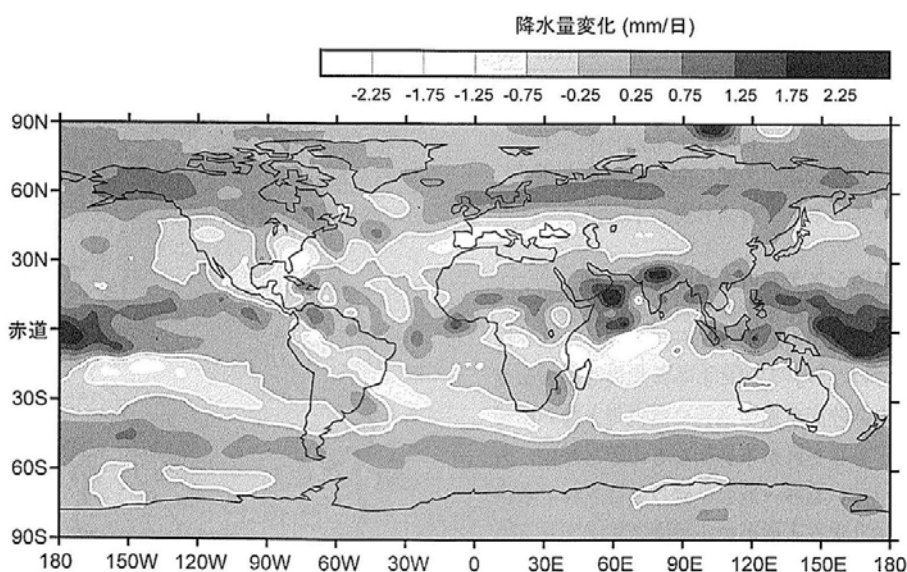


図 3-8 温暖化に伴う年降水量の変化

(2) 水力発電への影響

降水量については、図3-8の変化が予想されており、この変化に伴い河川流量も変化する。特に降水量の減少が予想されている地域では、使用できる水量が減少し、発電電力量にも影響する可能性が高い。また、地球規模の人口の増加に伴い水需要が増大するので、上流貯水

⁴ 出典：地球環境学；松岡憲法、杉田倫理、田中博、松山祐治、手塚章、恩田祐一、2007年4月

池の水が灌漑などに大量に消費されると蒸発散量が多くなり、下流の貯水池では使用可能な水量が計画値以下に減少し、発電電力量の減少をきたす懸念が増大する。

年間の降水量が減少しない場合においても、短時間に大量の雨の降る状況が発生する可能性があり、その結果として計画された以上の河川流量となり、貯水池を有しない発電方式にとっては、発電に利用できない水量が増加し、発電電力量の減少をきたすことになる。また、貯水池を有する発電所であっても、過去の流量資料で作成した貯水池運用ルールが気候変動後の流量パターンに適さなくなる可能性も起こりえよう。

降雨強度が増大する（短時間に降雨が集中する）傾向が高まり、洪水流量が、設計値を超えた量になる可能性がある。新たに開発するダムや既に開発されているダムに対し、最新のデータを用いた流出解析を行い、洪水を安全に処理するための対応が必要となる。

第 4 章

開発援助プログラム

第4章 開発援助プログラム

4.1 日本の開発援助プログラム

4.1.1 日本の開発援助の種類

開発途上国の経済発展を支援することを一般に「経済協力」と呼んでおり、次の3つに大きく分類される。このうちODAを政府ベース、他の二つを広い意味で民間ベースの経済協力と呼んでいる。

- 政府開発援助（Official Development Assistance : ODA）
日本政府による無償資金協力、技術協力、国際機関への出資・拠出、有償資金協力等
- その他政府資金（Other Official Flows : OOF）
国際協力銀行（JBIC¹）等による輸出信用、直接投資等の資金援助
- 民間資金（Private Funds : PF）
民間による輸出信用、直接投資等

4.1.2 政府開発援助

(1) ODA の定義

次に挙げる 3 要件を備えた政府間ベースの援助が、ODA の定義（経済協力開発機構（OECD）下の開発援助委員会（Development Assistance Committee : DAC）による定義）である。

- 政府または政府機関によって供与されるものであること
- 開発途上国の経済開発や福祉の向上に寄与することを主たる目的としていること
- 資金協力については、その供与条件のグラント・エレメント²が 25%以上であること

(2) 二国間援助および多国間援助

日本の政府開発援助（ODA）には、図 4-1 に示すとおり、大きく分けて二国間援助と多国間援助とがある。さらに、二国間援助には技術協力、無償資金協力および有償資金協力（円借款）がある。

多国間援助は、国際機関に資金を出資または拠出することで、間接的に援助を行うものである。対象となる国際機関としては、国連開発計画（UNDP³）、国連人口基金（UNFPA⁴）、国連児童基金（UNICEF⁵）などの国連関係の諸機関への拠出、世界銀行、国際開発協会（IDA⁶、

¹ Japan Bank for International Cooperation の略称

² グラント・エレメントとは借款条件の緩やかさを示す指数。金利が低く、融資期間が長いほど、グラント・エレメントは高くなり、借入人（開発途上国）にとって有利であることを示す。贈与の場合のグラント・エレメントは 100%である。

³ United Nations Development Programme の略称

⁴ United Nations Fund for Population Activities が発展し、1987 年の国際連合総会で現在の名称（United Nations Population Fund）に変更された。現在も英語略称は UNFPA のままになっている。

⁵ United Nations International Children's Emergency Fund が発展し現在の名称（United Nations Children's Fund）に変更された。現在も英語略称は UNICEF のままになっている。

第二世界銀行）、アジア開発銀行（ADB⁷）などの国際開発金融機関への出資がある。国際協力機構（JICA⁸）は、図4-1に示す二国間援助を責務としている。

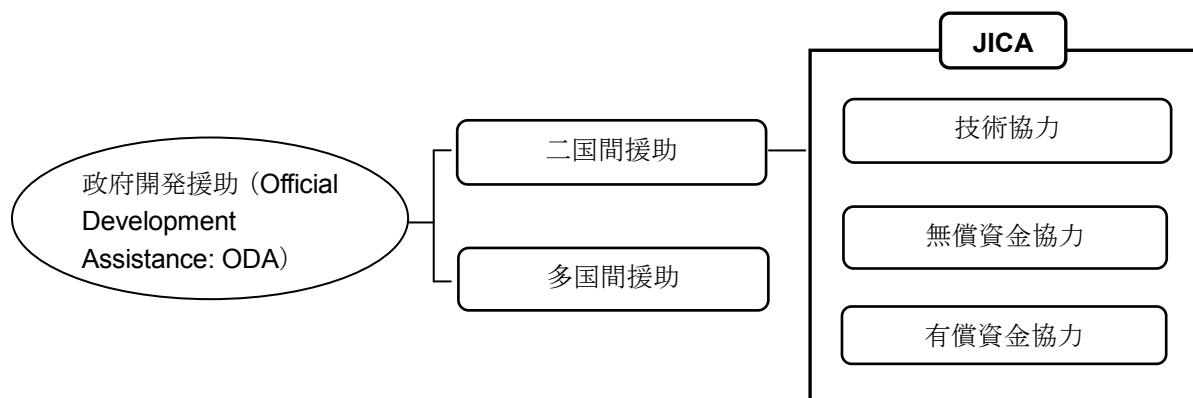


図4-1 日本のODAの仕組み

4.2 技術協力

技術協力として、研修員受入、専門家派遣、機材供与、技術協力プロジェクト、開発調査型プロジェクト、海外青年協力隊、国際緊急援助などがある。このうち、電力セクターと関連の深い研修員受入、専門家派遣、技術協力プロジェクト、開発調査型プロジェクトについて、以下に記載する。なお、これらの協力は、ニーズの変化に合わせて変更されることがある。

4.2.1 研修員受入

開発途上国から、国造りの担い手となるための研修員を日本国に受入れ、行政、農林水産、鉱工業、エネルギー、保健・医療、社会福祉など多岐にわたる分野での「専門知識・技術についての移転を行う」のが「研修員の受入れ事業」である。JICAを通じて実施する研修員受入れ事業の諸形態及び研修員受入れのフローを図4-2および図4-3に示す。

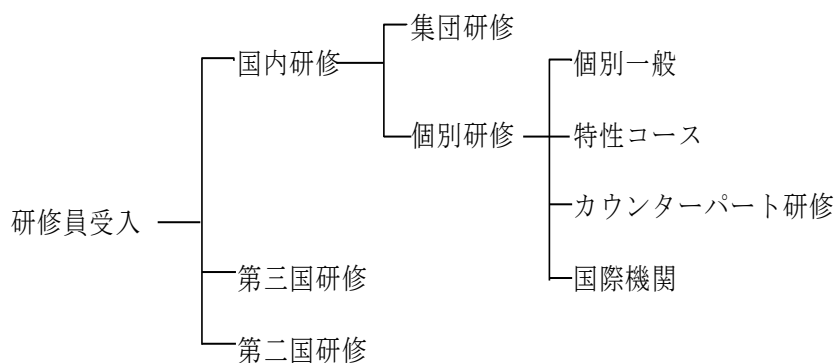


図4-2 研修員受入れ事業の諸形態

更された。現在も英語略称は UNICEF のままになっている。

⁶ International Development Association の略称

⁷ Asian Development Bank の略称

⁸ Japan International Cooperation Agency の略称

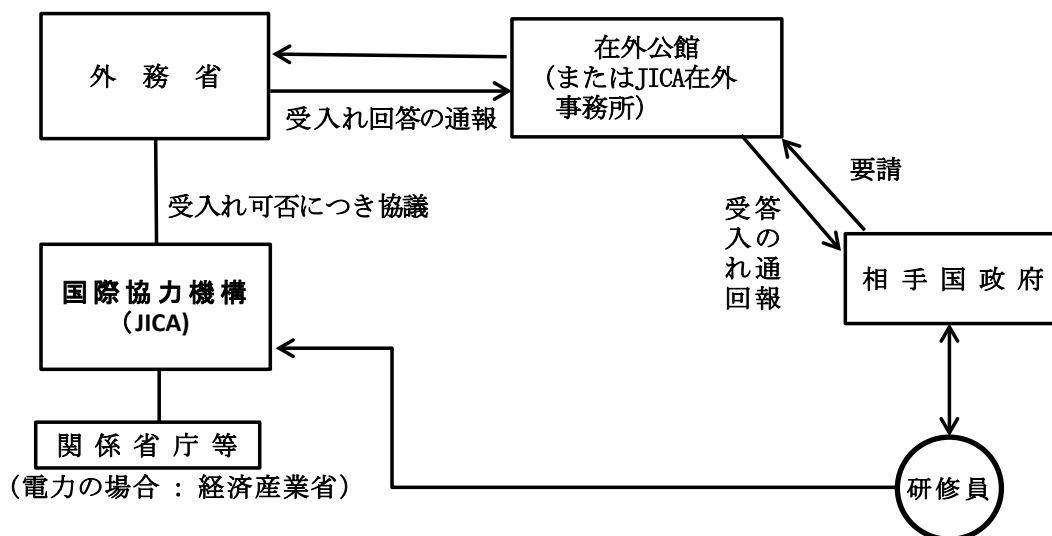


図 4-3 研修員受入れのしくみ

政府ベースによるJICA以外の研修員の受入れ事業としては、アジア生産性機構（APO⁹）の要請により（財）社会経済生産性本部（JPC-SED¹⁰）及び（財）海外技術者研修協会（AOTS¹¹）が経済産業省の委託を受けて実施するもの等がある。

4.2.2 専門家の派遣

開発途上国の協力の現場に日本人専門家を派遣して、その国の行政官や技術者と共に、その国の実情に即した技術や仕組みの開発、普及を行うものである。なお、相手国の地域性や歴史的背景などの理由から、日本の専門家よりも、第三国（日本と相手国以外の国）の人材に協力を依頼する方が効率的な場合には、第三国の専門家を派遣する。

JICAによる特定分野の専門家の派遣のフローは、図4-4に示すとおりである。開発途上国からの要請書には、要請の背景、専門家の任務内容の詳細、任務配属機関、ポスト、求められる経験年数、所要人数、派遣期間などが記されている。

⁹ Asian Productivity Organization の略称

¹⁰ Japan Productivity Center for Socio-Economic Development の略称

¹¹ Association for Overseas Technical Scholarship の略称

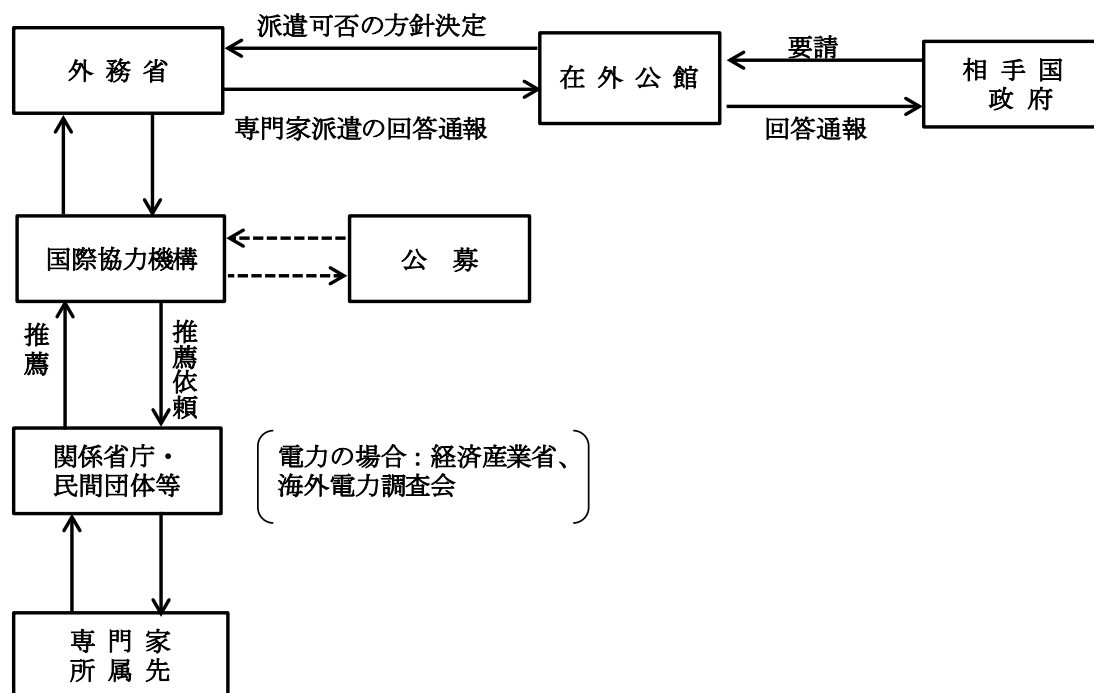


図 4-4 専門家派遣の仕組み

4.2.3 技術協力プロジェクト

技術協力プロジェクトは、特別の課題に対応し、日本と開発途上国の蓄積している知識、経験および技能をもって解決を図る結果優先の協力である。JICAの専門家の派遣、研修員の受入れ、機材の供与という3つの協力手段を組み合わせ、一つのプロジェクトとして一定の期間に実施される事業である。電力セクターでは、電力技術基準作成などのプロジェクトが実施されている。

開発途上国からの要請を受け、JICAは様々な協カツールを採用し、これらの協カツールを組み合わせかた、その効果的な結果を得るための実施期間を、決定する。なお、技術協力プロジェクトは、3年以上をかけて実施されることが多い。

技術協力プロジェクトの事業サイクルは以下で構成される。

- 案件発掘・形成
- 要請から採択
- 検討・事前評価
- プロジェクトの実施・中間レビューと終了時評価
- フォローアップ・事後評価

4.2.4 開発計画調査型技術協力

開発途上国の政策立案や公共事業計画の策定などを支援しながら、相手国のカウンターパートに対し、調査、分析手法や計画の策定手法などの技術移転を行う制度である。

- 政策立案や公共事業計画策定支援を目的としたマスタープラン (M/P)、政策支援調査 (財

政改革、法制度整備など)

- 緊急支援調査（自然災害や紛争などにより被害を受けた基礎インフラの復旧・復興など）
- 開発途上国政府や他のドナーによる事業化を想定したフィジビリティ調査（F/S）
- その他の調査（地形図作成、地下水調査など）

協力終了後は、開発途上国は開発計画調査型技術協力の結果に基づき以下を行う。

- 提言内容を活用してセクター・地域開発、復旧・復興計画を策定する。
- 国際機関などからの資金調達により計画（プロジェクト）を実施する。
- 提言された組織改革、制度改革を行うなどが挙げられる。

4.3 有償資金協力（円借款）

4.3.1 一般

政府貸付とは、開発途上国に対して、低利で長期のゆるやかな条件で開発資金を貸し付けるもので、政府直接借款または円借款とも呼ばれている。基準金利はその時々で変動するが、他の援助機関の金利より低利である。償還期間は、プロジェクトの収益性により異なる。

それぞれの国々が発展していくためには、その土台としての経済・社会基盤の整備が欠かせないが、市場メカニズムにまかせておくだけでは開発途上国は所要資金を確保することが出来ない場合が多い。従って、これらの国々が経済的に自立するための自助努力を前提に必要な資金を支援することが政府貸付（円借款）の目的のひとつである。JICAは円借款の担当機関である。

4.3.2 円借款の種類

円借款には、プロジェクトタイプとノン・プロジェクトタイプがあり、電力プロジェクトはプロジェクトタイプの範疇に入る。プロジェクトタイプには、プロジェクト借款、エンジニアリング・サービス借款および開発金融借款（ツーステップ・ローン）がある。

(1) プロジェクト借款

円借款の主要な形態であり、プロジェクトに必要な設備、機材、土木工事、コンサルティング・サービスなどに必要な資金を融資するものである。

(2) エンジニアリング・サービス借款

プロジェクトの実施に先立ち、プロジェクト形成や入札の準備作業（エンジニアリング・サービス）などコンサルタントを雇用して行う作業を対象にその資金を融資するものである。

(3) 開発金融借款（ツーステップ・ローン）

借入国の政策金融制度のもと、開発銀行などの相手国の金融機関を通じて、中小規模の製造業や農業などの特定部門の振興や貧困層の生活基盤整備といった一定の政策実施のために必要な資金を供与するものである。最終受益者に資金が渡るまでに2つ以上の金融機関を経由する手順となるので、ツー・ステップ・ローン（Two Step Loan: TSL）とも呼ばれる。この借款では、民間の多数の最終受益者に資金を供与できるとともに、金融機関を仲介すること

によって、その金融機関の能力強化や金融セクター開発を支援することができる。

4.3.3 プロジェクトサイクル

JICAではプロジェクトへの融資の観点から、プロジェクト実現に至る諸段階について“プロジェクトサイクル”という概念を用いて図4-5に示すように6段階に分けている。

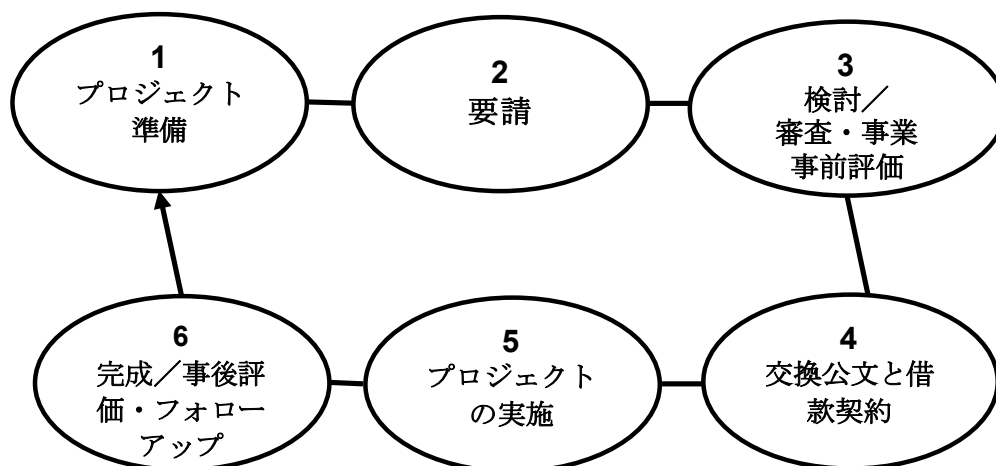


図 4-5 プロジェクトサイクル

4.3.4 円借款の流れ

円借款の流れと諸機関の関わりは図4-6に示すとおりであり、以下に概説する。

(1) 案件の準備

開発途上国の多くは多年度にわたる電力長期計画を策定しており、開発が期待されているプロジェクトは、この開発計画に組み込まれる。そのプロジェクトの開発を決定する前に技術面、経済面および環境面等の分析および代替案の検討等を含むフィジビリティ調査（F/S）を実施する。F/Sは、相手国政府が自ら行う場合、JICAや国際機関の技術協力を通じて行う場合など様々である。JICAでは、技術協力、有償資金協力、無償資金協力のそれぞれの案件形成のための調査プロセスを統合した調査として、協力準備調査を行う場合がある。

(2) 要請

相手国政府はF/Sの結果を踏まえたプロジェクトの実施計画書を添えて、日本国大使館を通じて日本政府に借款の要請を行う。

(3) 案件の検討と審査

日本政府がプロジェクトを実施することが借入相手国の経済開発、国民生活の向上に貢献するか否かを判断するため、融資を決定する前に、主に以下の点を確認する。

- プロジェクトとしての実行可能性、成熟度、環境配慮、事業効果等。
- 相手国の経済発展計画のうえでの要請プロジェクトの開発優先度及び重要度。

プロジェクトが技術的、経済的、財政的に実現可能なものかどうかは、F/S の内容を検討することにより確認される。日本政府は、プロジェクト借款の要請にあわせて F/S のレポートの提出を求めている。

F/S レポートが提出されれば、当該プロジェクトの詳細について相手国政府と協議するため政府調査団が派遣されることもある。この段階で有望と見なされたプロジェクトは、次に JICA による詳細な個別審査を受ける。

JICA の審査では、要請国に派遣される審査チームにより実施機関等との協議やプロジェクトサイトの現地調査が行われる。要請国の債務返済能力を含めたマクロ経済状況や、当該案件のより具体的な技術面、経済面および環境面などの分析等総合的な検討が行われる。日本政府は JICA の審査結果を踏まえて相手国政府と協議を行い、借款供与額、条件等を決定する。

(4) 交換公文と借款契約

日本政府はこの決定を当該国の日本国大使館を通じて、あるいは国際会議の場等で借入国政府に通報する。これを事前通報（プレッジ）といい、その後、この内容を確認するために、両国政府間でそれらを具体的に記載した文書である交換公文（E/N¹²）を締結する。

これを受けて、JICA は借入国との間で借款契約（L/A¹³）を締結し、ここで借款に関する契約上の権利・義務関係が発生する。この借款契約は法律面、調達面、貸付方式やプロジェクトの目的、範囲、内容等を定めている。

(5) プロジェクトの実施（調達、貸付等）

借款契約が締結されるとプロジェクトは実施に移される。まず、通常国際的に行われている選定方式であるショート・リスト方式等によってコンサルタントが選ばれ、雇用される。次にプロジェクトに必要な資機材や役務が、借入国の新聞紙上などでの公示を通じて行われる国際競争入札等を経て調達される。なお、こうした調達は JICA が公表しているガイドラインに沿って行われることになっている。

借款資金の貸付は借入国の要請又は申請に基づいて行われるが、それは原則として、こうした調達の段階を経た後、事業の進捗に応じて実際に資金需要が発生した時になされる。

外国コンサルタントは工事の入札に関わる業務処理をクライアントと共同で行うとともに工事が支障なく実施されるよう工事の管理・監督を行う。具体的には、以下がある。

- スケジュールどおりプロジェクトが進捗しているかどうか
- 建設が実施設計どおりに行われているかどうか
- 仕様書に記入された資機材が誤りなく使用されているかどうか等

(6) プロジェクトの完成と事後評価

プロジェクトはこうした流れを経て完成し、完成後は事後評価が行われる。この事後評価

¹² Exchange of Notes の略称

¹³ Loan Agreement の略称

の方法には JICA 自身によるもの、第三者によるものなどがある。プロジェクト完成後の運営や操業は借入国側の責任においてなされるが、JICA は必要に応じて状況把握に努め、適宜助言を行っている。事後評価では、以下などについて評価する。

- プロジェクトの当初目的の実現の可否
- 調達手続きの妥当性
- 現地の社会・経済環境の変化
- プロジェクト実施機関の強化
- 大幅なコスト・オーバーランの有無

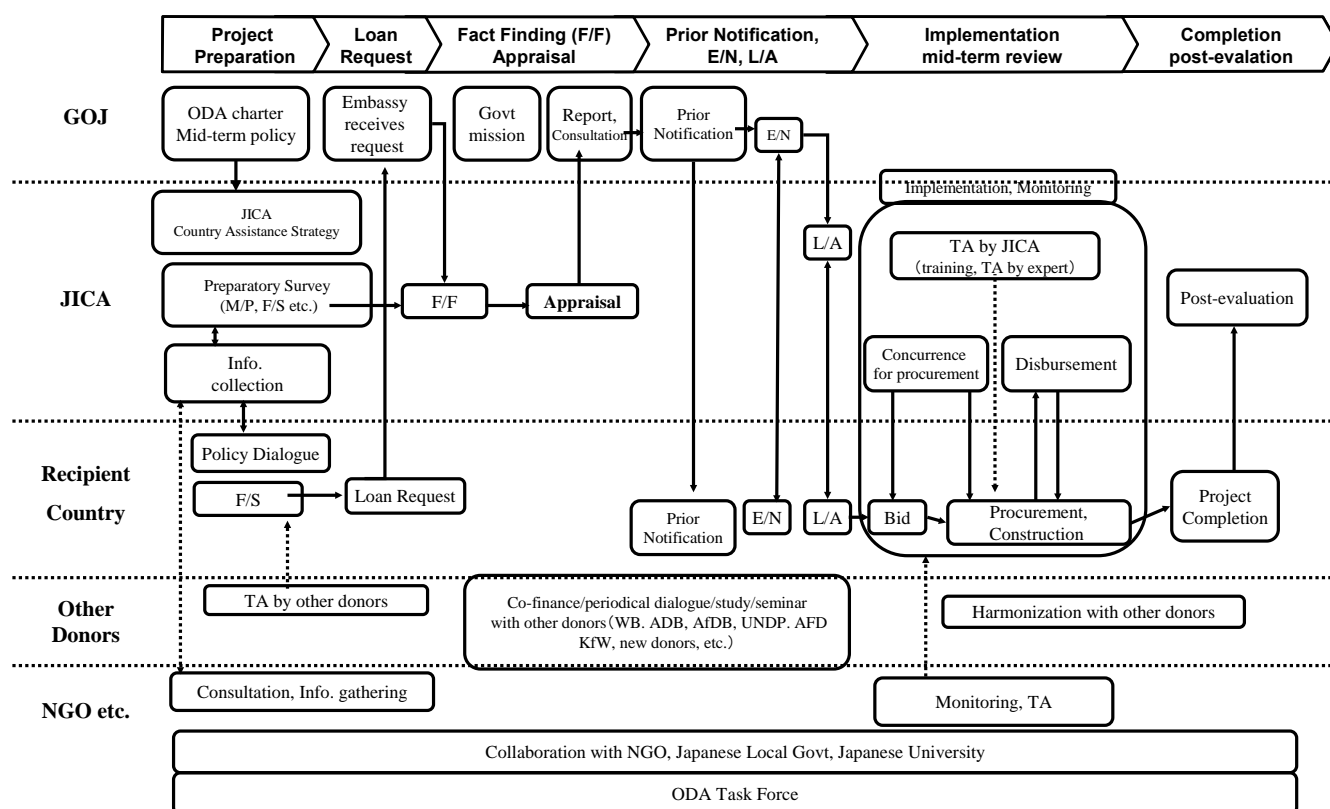


図 4-6 円借款の実施プロセス

4.4 無償資金協力

無償資金協力とは、被援助国に対し返済の義務を課さない資金協力である。開発途上国の中でも、所得水準の低い諸国を中心に、病院や橋の建設等の社会・経済の基盤づくりや、教育、エイズ、子どもの健康、環境など、将来にかかわる協力を幅広く行っている。

開発途上国の経済社会開発に資する計画に必要な資機材、設備および役務（技術および輸送等）を調達する資金を供与（贈与）するものである。そのうち医療や給水、農村開発、運輸交通、小規模水力発電による農村電化などの基礎的な分野において、病院、学校、道路等の建設を行う「施設の建設」や、医療機材や教育訓練機材等の調達を行う「資機材の調達」など、主にハード面での協力をを行うのが無償資金協力である。なお、詳細は、第2分冊（小規模水力発電）に記載する。

4.5 IPPによる開発

4.5.1 IPP プロジェクトのスキーム

(1) BOT および BOO

IPP（Independent Power Producer）とは、公益電気事業者などに電力の卸売りをを行う独立系電気事業者をいう。参入形態として、新規に発電所を建設する場合と、既に運転に入っている既設発電所を買収する場合がある。IPP にとって、前者は資本を投下したものの発電所の建設中は発電収入が得られないが、後者は建設に時間を要しなく、買収した時点から収入が得られる特徴がある。新規に発電所を建設する場合には、以下の BOT と BOO の参入形態がある。

➤ BOT（Build, Operate and Transfer）

IPP は発電所を一定期間（投資回収期間；20 年～30 年程度）所有した後、相手国側（政府、電力公社など）に引き渡す形態である。

➤ BOO（Build, Own and Operate）

IPP は相手国側に引き渡すことはせず所有し続ける形態である。

開発途上国において BOT を導入するメリットとして、以下が考えられる。

- 途上国ではインフラ整備が急務となっている国が多い。しかしながら、国家予算や人的資源の制約により十分なインフラ建設が進まないことが、経済の足を引っ張っているケースが多い。BOT の導入により、政府の財政負担を軽減でき、複数のインフラプロジェクトを同時に進行させることができ、インフラ建設のペースを加速できる。
- その他のメリットとして、先進国の先進技術の移転ができること、電気事業の民営化・規制緩和の有効な手段であること、自国の金融市場が育成できることなどがある。

(2) IPP プロジェクトの仕組み

IPP プロジェクトは、一般には図 4-7 に示すとおり、プロジェクト参加者がプロジェクト会社との間で契約を締結し、それぞれの参加者がリスクを応分に分担するスキームを採用している。プロジェクトの出資者はプロジェクト会社を設立し、プロジェクト会社は銀行団から融資を受け、出資金と融資資金を使って発電所の開発から運営まで行う事業を実施する。総事業費に対する出資金と融資資金の比率は、プロジェクト毎に異なるものの、3 対 7、4 対 6 程度が多く見られる。発電した電力は、公益電気事業者あるいはパワープールなどに電力の卸売りをを行う。図 4-8 において、プロジェクト会社（Project Company）の替りに特別目的会社（Special Purpose Company：SPC）、出資者の替りにスポンサー（Sponsor）、金融機関の替りにレンダー（Lender）、電力購入者の替りにオフテイカー（Off taker）、O&M 会社の替りにオペレーター（Operator）の用語が用いられる。

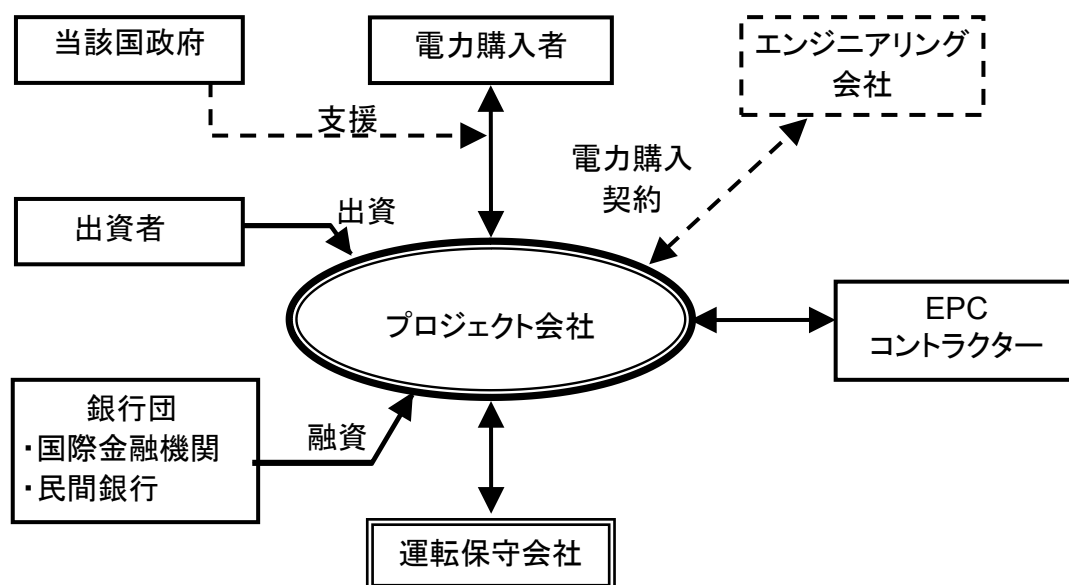


図 4-7 水力プロジェクトの IPP スキーム

プロジェクト会社は出資者との間に、出資契約を締結する。出資企業は、プロジェクトの計画・立案を行い、実際にプロジェクトを遂行する意思を持つ企業連合である。

プロジェクト会社は、金融機関との間に融資契約を締結する。銀行融資の特徴はプロジェクトファイナンスが一般的である。プロジェクトファイナンスは、プロジェクトの出資者の資産、信用力に頼らず、プロジェクトの生み出す事業収入（キャッシュフロー）を主たる返済原資とし、かつ債権者に提供する担保をプロジェクト会社の資産・契約関係とした上で、資金を銀行・資本市場から借りてくる方式である。このファイナンス手法においては、出資者の責任はその出資金の拠出に限定される「ノン・リコース（nonrecourse；不遡及）ファイナンス」、あるいは原則として出資者の責任は出資金の拠出に限定されるものの工事費の増加に対する予備費的支出など特定要件についても追加出資を求める「リミテッド・リコース（limited recourse；限定遡及）ファイナンス」がある。

プロジェクト会社は、送電会社や発電公社などの電力購入者と電力購入契約（Power Purchase Agreement：PPA）を締結し、電気料金の契約を行う。電力購入者の財務的な信用度が低い場合には、「当該国政府が何らかの形で事業を支援する場合」や「プロジェクトが経済的に破綻した場合の設備の買取りを保証する場合（buyout）」の対応策がとられる。エンジニアリング会社は、プロジェクト会社に技術サービスを契約に基づき提供するものであるが、プロジェクト会社にインハウスの技術者がおれば、そこに含まれる場合もある。

プロジェクト会社は EPC（Engineering, Procurement & Construction）コントラクターと EPC 契約を締結する。EPC コントラクターはフルターンキー方式で、エンジニアリング、機器調達、建設を一括受注する。この契約は、工事完成までの代金を固定金額で契約し、工事を完成させた上でプロジェクト会社に引き渡すものが一般的であり、EPC コントラクターが工事費変動リスクをとる契約形態である。EPC コントラクターは、建設会社、電機会社、鉄鋼会社などがコンソーシアムを組成し、各参加者は工事費増嵩や完工リスクを分担する。プロジ

ェクト会社は運転保守を自らが実施する場合や受託者と業務を委託する場合がある。後者の場合には、運転保守受託者はプロジェクト会社との間で運転保守契約を締結する。

(3) IPP 事業とリスク

IPP 事業のリスクとして、コマーシャル・リスク（プロジェクト参加者に関するリスク）、ポリティカル・リスク（政府・政府系機関に起因するリスク）、ナチュラルフォースマジュールリスクに大別される。

1) コマーシャル・リスクとして以下がある。

➤ 完工リスク

プロジェクトが当初予定した期日内あるいは予算内に完成しない、あるいは完成しても求められる能力に達しないリスクである。

➤ 操業、保守リスク

プロジェクトの操業が不可能となったり、操業率が低下したりするリスクである。

➤ 電力の販売・引取リスク

期待されるキャッシュフローを生み出すのに十分な発電量、料金価格にて引取りが行われないリスクである。

2) ポリティカル・リスクとして以下がある。

➤ 為替リスク

ホスト国政府・中央銀行により外国為替取引が規制されるリスクである。外為取引リスク回避・キャッシュフローのコントロール手段の一つとして、対象事業のキャッシュフローをホスト国以外（の銀行等で）で監理する特定勘定「エスクロ勘定（offshore escrow account）」が用いられる。

➤ 法制・許認可変更リスク

ホスト国政府・政府機関がプロジェクトに関連する法制や一旦出した許認可の内容を変更したり、取り消したりするリスクである。

➤ 収用・接収・国有化リスク

ホスト国政府・政府機関によりプロジェクトが国家資産として取り上げられてしまうリスクである。

➤ ストライキ・内乱・暴動・テロリスク

ホスト国におけるストライキや内乱あるいは暴動やテロがプロジェクトに直接、間接に及ぶリスクである。

➤ 戦争リスク

ホスト国と他国もしくは近隣地域が戦争状態となるリスク

➤ 政府・政府機関による契約義務履行違反リスク

ホスト国政府・政府機関が契約義務を履行しないリスクである。

- 3) ナチュラルフォースマジュールリスクとして以下がある。
- ▶ 天災に代表される不可抗力事態がプロジェクトに及ぼすリスク（地震・台風・津波、洪水、落雷等が該当）である。

4.5.2 日本政府機関のIPPプロジェクトへの関わり

(1) 投資金融

1) JBICによる融資

日本政策金融公庫・国際協力銀行（JBIC）の投資金融は、日本企業の海外における生産拠点の設立・増設や資源開発など、海外での事業展開に必要な長期資金を対象とする融資である。図4-8に示すとおり、日系合弁企業に対してその事業に必要な長期資金（長期運転資金を含む）を直接融資する。また日系合弁企業に出資・融資を行おうとする相手国政府等に融資することによって相手国サイドの資金調達を側面から支援している。JBICのリスク負担により、事業者は海外における事業に特有の外貨交換・送金規制などのポリティカル・リスクを軽減することができる。

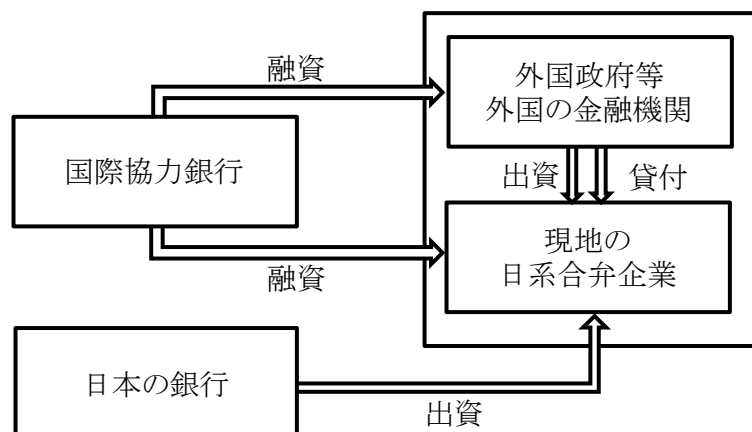


図4-8 国際協力銀行（JBIC）による融資

2) 融資条件

以下の点を踏まえつつ、個別案件毎に審査を経て決定される。

(a) 融資金額・通貨・金利

海外投資に関する契約金額の範囲内で、当該投資に充てるために必要な資金もしくは海外において行う事業に必要な長期資金を対象とする。融資は、資金需要が発生した時期に資金交付される。民間金融機関の補完の観点から、原則として所要資金の一定割合を上限として融資対象とし、民間金融機関と協調して融資を行う。円以外の通貨（原則、米ドル、ユーロ）による貸付も可能である。円の場合は原則各貸出時固定金利、その他の通貨の場合は原則変動金利となる。

(b) 融資期間・返済方法

原則として、投下資本の回収期間等を勘案して決められる。最長期限は設けておらず、据置き期間の設定を含め事業の収益性に応じた柔軟な返済スケジュールの設定が可能である。返済方法は原則として分割返済である。

(2) 輸出金融

1) JBICによる融資

日本国内で生産された発電・送電設備等の開発途上地域への輸出、または日本から開発途上地域への技術の提供(調査、設計、監理等コンサルティング、海外土木建設工事)に必要な資金を提供する。図 4-9 に示すとおり、バイヤーズ・クレジット (Buyer's Credit : B/C)、バンクローン (Bank-to-Bank Loan : B/L) は、外国の輸入者または金融機関に対して、日本からの設備等の輸入、技術の受入れに必要な資金を直接融資するものである。なお、融資先が輸入者の場合をバイヤーズ・クレジット、金融機関の場合をバンクローンと呼ぶ。

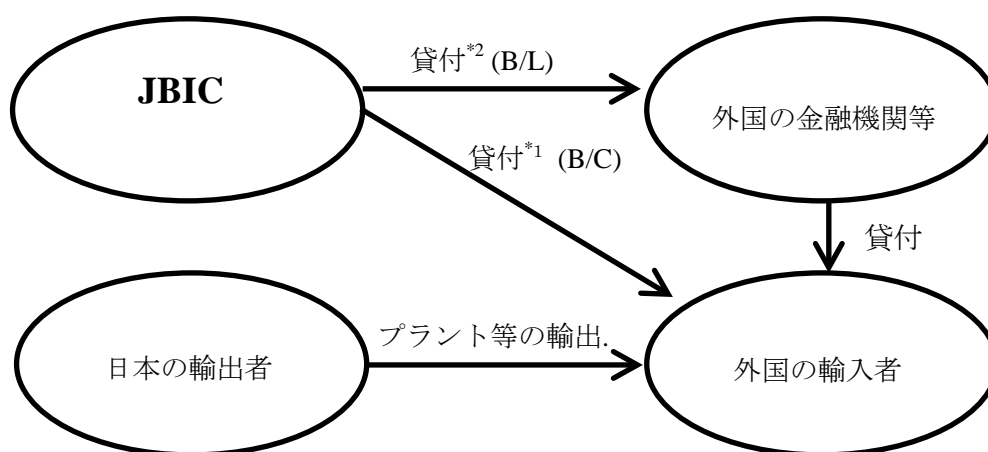
2) 融資条件

(a) 融資金額・通貨・金利

原則として、融資金額は、輸出契約金額、技術提供契約金額の範囲内で、頭金部分を除いた金額である。ローカル・コストは、原則、融資対象に含めることは出来ないが、頭金（最大30%）の範囲内で融資対象に含めることは可能である。金利は、OECD公的輸出信用アレンジメントに基づき決定される。

(b) 融資期間・返済方法

OECD公的輸出信用アレンジメントに基づき決定され、融資期間は、仕向国、設備等の内容、契約金額などによって異なる。返済方法は、原則として分割返済である。



※1. 外国の輸入者に対する貸付(バイヤーズ・クレジット(B/C))

※2. 外国の金融機関に対する貸付(バンクローン(B/L))

図 4-9 JBIC による輸出金融

4.6 PPPによる開発

PPP（Public-Private Partnership）は、世界的に統一された定義はない。本マニュアルでは、「公共の資産とサービスを提供・開放することを支援するため、公共団体と利益を生み出す目的を持つ民間セクター事業者の間で構成された関係の名称」と定義する。

将来にわたって膨大なインフラ投資需要が見込まれる開発途上国において、政府財政や公的開発援助資金だけでプロジェクト開発資金を賄うことは困難な状況にある。特に、政府の財政に依存して資金調達を行うことは、途上国政府の財政負担の肥大化や対外債務の増大を招く恐れがあり、事業者の効率化のインセンティブも不十分なものとなる恐れがある。こうしたことを背景に、インフラ整備や公共サービス提供等を進める上で、官と民が適正な資金調達やリスクの分担により、効率的にインフラ整備を行うPPPによる事業実施が不可欠となっている。例えば、官が基礎インフラを整備したり、規制ルール作りをしたりして、相互的な補完を行うことが、PPPの特色である。

PPP概念の導入は、その世界を「民間」にも開放するものであり、PPPは「施設整備」中心から「運営・サービス」を重視する考えへの転換を求めるものである。PPPは、基本的に施設整備と運営・維持管理が一つの形でパッケージ化される。PPPは、先進国と途上国のそれぞれの官と民（4者）が、適切なパートナーシップとリスク分担に基づいて推進する共同事業となる。

これまでのODAの枠組みは、「援助国－非援助国」として捉えられ、パートナーシップの概念は希薄であった。また、民のプレイヤー（先進国の民間と、途上国の民間）の存在や役割はあまり明示的に意識されてこなかった。PPPでは、この4者がパートナーとして適切に連携・協力し、事業を進めていくことが前提とされる。

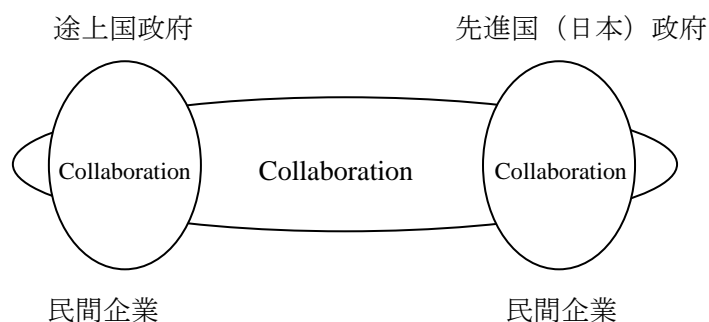


図 4-10 先進国と途上国の官民（4者）によるパートナーシップ

第 2 部

概略調査

目 次

第 5 章	概略調査手法による計画策定.....	5-1
5.1	発電計画.....	5-1
5.1.1	概略調査の位置づけ.....	5-1
5.1.2	計画策定の流れ.....	5-3
5.1.3	発電計画の用語.....	5-6
5.2	事前調査.....	5-11
5.2.1	資料の収集.....	5-11
5.2.2	河川の概要調査.....	5-13
5.3	一般水力プロジェクトの概略計画の策定.....	5-13
5.3.1	発電方式の選定.....	5-13
5.3.2	ダム地点の流量の算定および流況曲線の作成.....	5-14
5.3.3	流れ込み式の検討.....	5-15
5.3.4	貯水池式の検討.....	5-23
5.3.5	調整池式の検討.....	5-39
5.4	揚水式プロジェクトの概略計画の策定.....	5-41
第 6 章	概略工事費の算定および最適規模検討.....	6-1
6.1	概略工事費の算定.....	6-1
6.2	工事数量の算定.....	6-13
6.2.1	工事数量の算定方法.....	6-13
6.2.2	流れ込み式の工事数量.....	6-13
6.2.3	調整池式および貯水池式の工事数量.....	6-23
6.2.4	揚水式の工事数量.....	6-27
6.2.5	送電線.....	6-29
6.3	発電規模の最適化検討.....	6-30
6.3.1	経済性の比較（簡便法）.....	6-30
6.3.2	建設単価法.....	6-32
6.3.3	発電規模の最適化検討.....	6-33
第 7 章	概略調査手法の応用.....	7-1
7.1	個別地点の初期段階の調査への応用.....	7-1
7.2	包蔵水力調査への応用.....	7-1
7.3	マスタープランへの応用.....	7-1
7.3.1	一般水力.....	7-1
7.3.2	揚水式水力.....	7-4

表リスト

表 5-1	水路ルート案の特徴.....	5-16
表 5-2	水車・発電機の標準効率（フランス水車 100%負荷時）.....	5-21
表 5-3	マスカーブによる電力量計算（貯水池式）.....	5-35
表 5-4	電力量計算表（多目的ダムに付加された水力）.....	5-38
表 6-1	工事費総括表（流れ込み式）.....	6-3
表 6-2	工事費総括表（調整池式および貯水池式）.....	6-4
表 6-3	工事費総括表（揚水式）.....	6-5
表 6-4 (1)	土木工事の工事費内訳書（流れ込み式）.....	6-6
表 6-4 (2)	水力機器の工事費内訳書（流れ込み式）.....	6-7
表 6-5 (1)	土木工事の工事費内訳書（調整池式および貯水池式）.....	6-8
表 6-5 (2)	水力機器の工事費内訳書（調整池式および貯水池式）.....	6-9
表 6-6 (1)	土木工事の工事費内訳書（揚水式）.....	6-10
表 6-6 (2)	水力機器の工事費内訳書（揚水式）.....	6-12

図リスト

図 5-1	水力発電の調査・検討の流れ.....	5-2
図 5-2	計画策定のフローチャート（一般水力）.....	5-4
図 5-3	計画策定のフローチャート（揚水式）.....	5-5
図 5-4	落差に関する模式図.....	5-8
図 5-5	流況曲線の例.....	5-10
図 5-6	流量設備利用率.....	5-10
図 5-7	ピーク継続時間.....	5-11
図 5-8	ダム地点の流量算定.....	5-15
図5-9	流れ込み式のレイアウトの例.....	5-16
図 5-10	水路ルート比較の例.....	5-17
図 5-11	水路ルート.....	5-17
図 5-12	流況曲線による 95%流量.....	5-18
図 5-13	最大使用水量の目安（流れ込み式）.....	5-19
図 5-14	取水ダムの水位.....	5-19
図 5-15	水路縦断図.....	5-20
図 5-16	水車・発電機の合成効率（50MW）.....	5-22

図 5-17	貯水池式および調整池式のレイアウト例	5-24
図 5-18	ダム位置および発電所位置の例	5-25
図 5-19	貯水池容量曲線	5-26
図 5-20	堆砂標高の設定	5-26
図 5-21	取水口と水位の関係	5-27
図 5-22	通水量とトンネル内径	5-28
図 5-23	隣接流域への逸水	5-28
図 5-24	マスカーブの概念	5-30
図 5-25	マスカーブによる常時使用水量	5-31
図 5-26	水路縦断図	5-32
図 5-27	マスカーブによる貯水池運用	5-34
図 5-28	変落差効率特性（フランシス水車）	5-35
図 5-29	変落差効率特性（カプラン水車、バルブ水車）	5-36
図 5-30	変落差効率特性（ペルトン水車）	5-36
図 5-31	逆調整池容量	5-37
図 5-32	流況曲線による 95%流量	5-39
図 5-33	最大使用水量および調整池容量	5-40
図 5-34	揚水式発電の形式	5-42
図 5-35	満水位の設定	5-44
図 5-36	吸出し高さ	5-45
図 5-37	水路縦断図	5-45
図 6-1	電気関係工事費の例	6-12
図 6-2	水路内径	6-19
図 6-3 (1)	水圧管路内径	6-20
図 6-3 (2)	水圧管路内径（使用水量 20m ³ /sec 以下）	6-21
図 6-4	余水路内径	6-22
図 6-5	トンネル内径とコンクリート巻厚の関係	6-25
図 6-6	送電線容量	6-29
図 6-7	最適規模の決定（流れ込み式）	6-34
図 6-8	最適規模の決定（貯水池式）	6-34
図 7-1	本流沿いの開発および支流沿いの開発の模式図	7-2
図 7-2	流域開発マスタープランの例	7-3
図 7-3	揚水式水力 M/P の模式図	7-4

第 5 章

概略調査手法による計画策定

第5章 概略調査手法による計画策定

本章は、水力開発ガイドマニュアル（新エネルギー財団、1996年）を使用したものである。

5.1 発電計画

5.1.1 概略調査の位置づけ

概略調査の用語として、reconnaissance studyおよびpreliminary studyがあり、本マニュアルでは前者を使用している。

概略調査の目的としては、以下がある。

- 個別地点の初期段階の調査
- 包蔵水力調査
- マスタープラン調査

水力発電に関する調査・検討のフローチャートは図5-1に示すとおりであり、大きくは概略調査とフィジビリティ調査（以下F/Sという）に区分される。概略調査は縮尺1/50,000程度を用いる初期段階の調査であり、F/Sは1/1,000～1/5,000地形図を用いるプロジェクト実現に向けての最終段階の調査である。第2部（第5章～7章）では概略調査の手法について詳述し、F/Sの手法については第3部（第8章～16章）に記載してある。初期段階の調査で使用できる地形図の入手は国によって異なり、一般には1/10,000～1/100,000程度であり、本マニュアルではこれを「1/50,000程度の地形図」の呼称で代表させる。

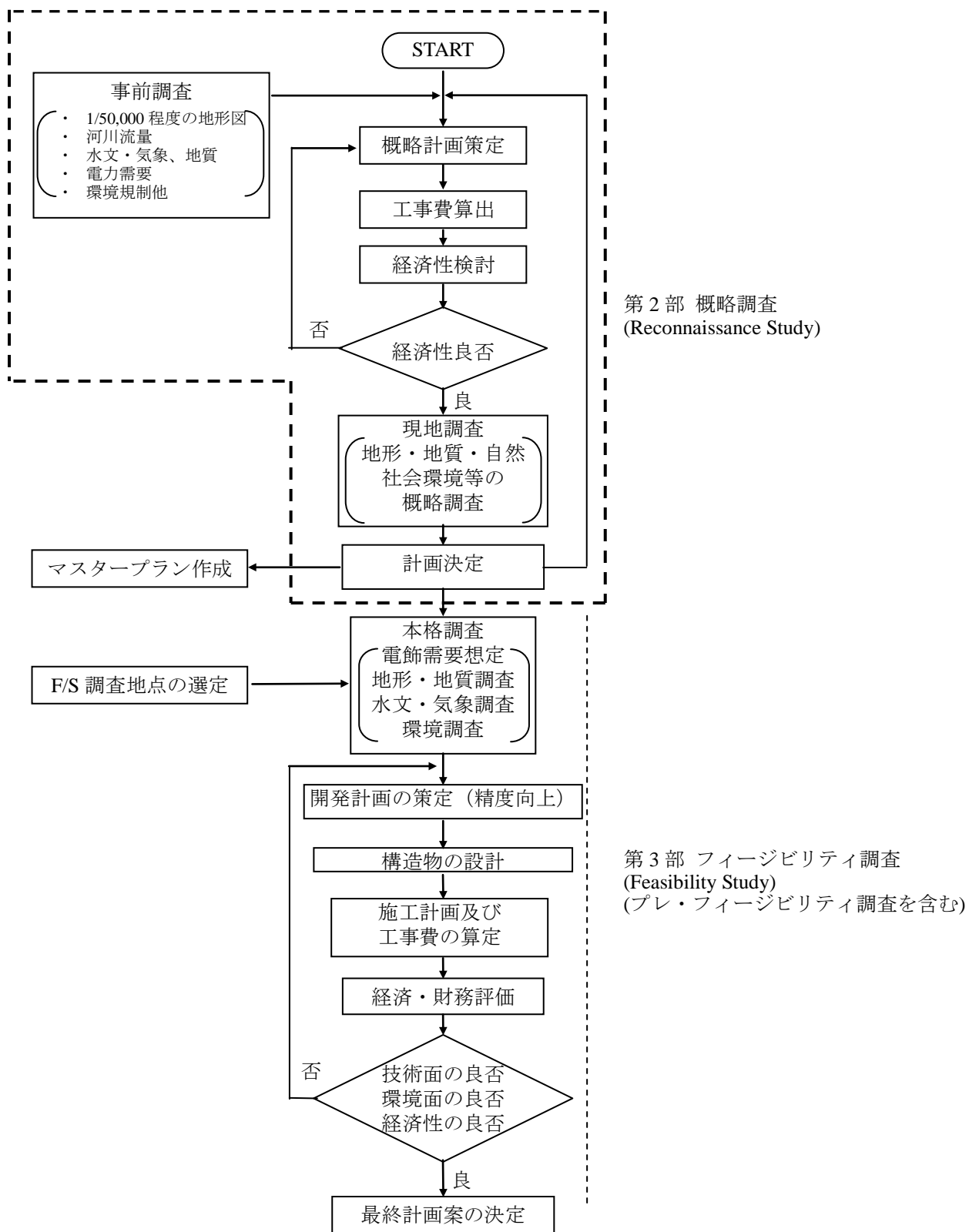


図 5-1 水力発電の調査・検討の流れ

5.1.2 計画策定の流れ

概略調査の計画の策定には多岐にわたる検討を必要とするが、要約すれば以下の一連の作業である。

- i) 河川の流量および地形を考慮しダム地点および発電所地点（または放水地点）を選定する。
- ii) ダム地点の流量をもとに発電に利用する最大取水量（最大使用水量）を設定する。
- iii) その水量とダム地点・発電所地点間の落差との相乗積から出力および発電電力量を算定する。
- vi) ダム、水路、発電所等の土木設備および水車発電機等の電気設備の工事費を算出しプロジェクト全体の工事費を求める。
- v) プロジェクトを技術、経済および環境の観点から分析・評価し、計画案を策定する。

概略調査での計画策定のフローチャートを、一般水力および揚水式について、それぞれ図5-2および図5-3に示す。発電方式の選定方法については5.3.1に記載してある。

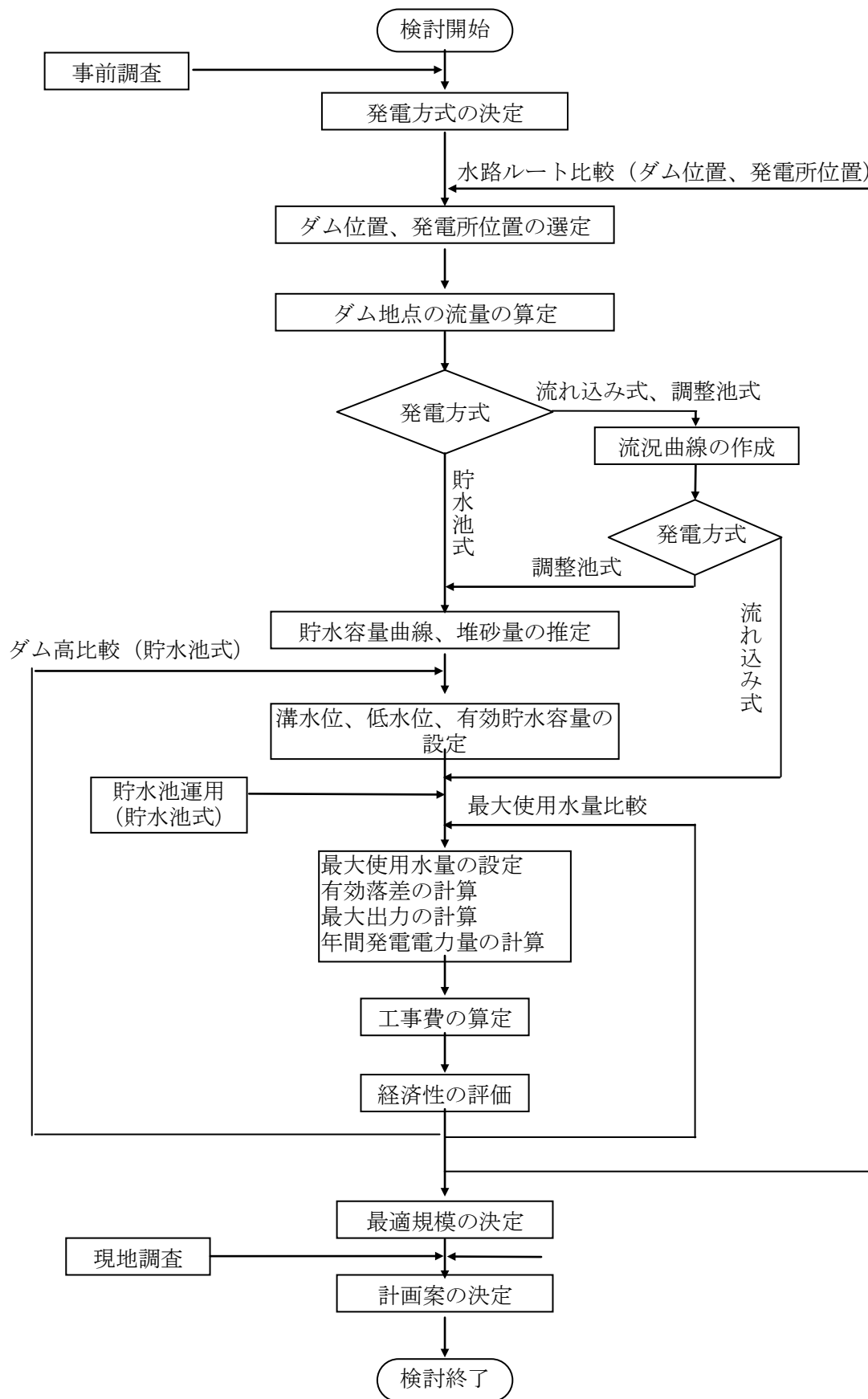


図 5-2 計画策定のフローチャート（一般水力）

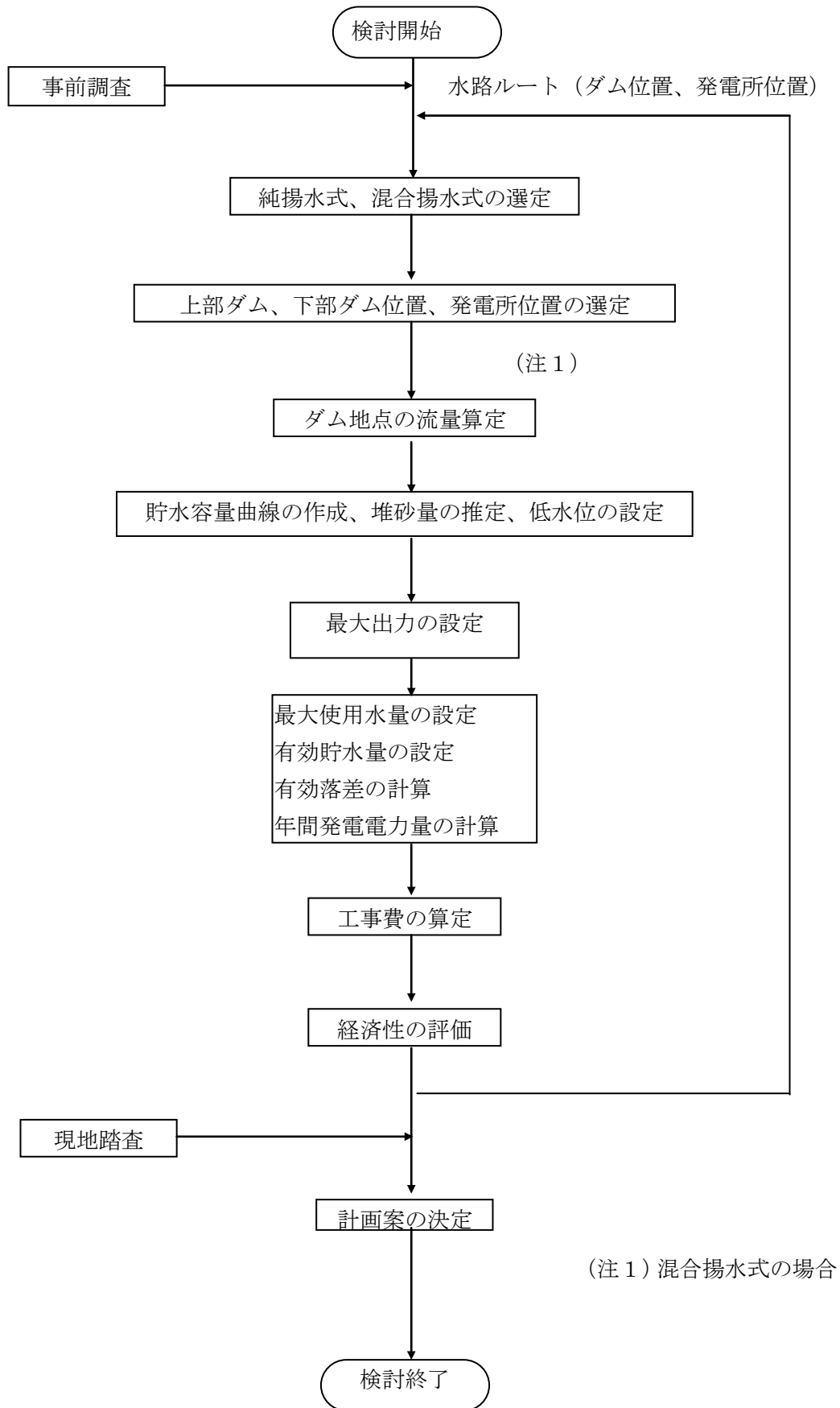


図 5-3 計画策定のフローチャート（揚水式）

5.1.3 発電計画の用語

(1) 概略調査およびフィジビリティ調査

1/50,000 程度の地形図を用いた初期段階の検討を「概略調査」という。1/1,000～1/5,000 地形図を用いた可能性調査段階の検討を「フィジビリティ調査 (F/S)」という。

(2) 最大出力および最大使用水量

最大出力は発電所が発電し得る最大の出力をいい、定格出力と同義で用いられることが多い。最大使用水量は発電所が使用する最大の水量であって、発電所の水路の設計および設備容量を決定する基準となる。

この最大使用水量に対応する発電所出力は最大出力と呼ばれ、次式で表される。

$$P_{\max} = 9.8 \times Q_{\max} \times H_e \times \eta_t \times \eta_g$$

ここに、

- P_{\max} : 最大出力 (kW)
- Q_{\max} : 最大使用水量 (m³/sec)
- H_e : 基準有効落差 (最大出力時 : m)
- η_t : 水車効率 (最大出力時)
- η_g : 発電機効率 (最大出力時)

ここでいう最大出力を定格出力とし、基準有効落差以上でも流量を絞らず、定格出力以上の出力を出すように設計する場合がある。このような場合、最大使用水量を最大有効落差で発電した時の出力を最大出力という。

(3) 常時出力および常時使用水量

常時出力は、その発電所が年間を通じてほぼ毎日（年間の 90～95% の日数）発生できる出力であり、保証出力ともいう。

常時使用水量は河川の渇水時期の流量から、灌漑、漁業、観光などのために発電に利用できない水量を差し引いた水量で、年間を通じてほぼ常時使用できる水量である。常時使用水量は保証水量ともいい、本マニュアルでは「流況曲線の 95% 流量」と定義する。

この常時使用水量に対応する発電所出力が常時出力である。

$$P_f = 9.8 \times Q_f \times H_{ef} \times \eta_{tf} \times \eta_{gf}$$

ここに、

- P_f : 常時出力 (kW)
- Q_f : 常時使用水量 (m³/sec)
- H_{ef} : 有効落差 (常時出力時 : m)
- η_{tf} : 水車効率 (常時出力時)
- η_{gf} : 発電機効率 (常時出力時)

なお、常時出力は、流れ込み式発電所の電力供給能力および経済性を評価するための基本数値である。常時出力は、供給地域の電力の重要度によって異なる電力供給のサービスレベル（停電が生じないレベル）によるが、一般的には95%程度の確率で発電できる値に設定されているので、常時使用水量もこれに合わせた数値としている。

(4) 常時尖頭出力および常時尖頭使用水量

常時尖頭出力は、その発電所が1年を通じほぼ毎日（年間の95%）の電力需要のピーク時に、必要とされる一定時間を連続して発生出来る出力であり、保証尖頭出力ともいう。

常時尖頭使用水量とは、常時使用水量を調整池または貯水池で調整し、ピーク需要時に使用出来る水量である。この常時尖頭使用水量に対応する発電所出力が常時尖頭出力であり、常時尖頭使用水量は保証尖頭使用水量とも呼ばれる。

常時尖頭出力は、調整池式および貯水池式発電所の電力供給力、経済性を評価するための基本数値である。

(5) 総落差、損失落差および有効落差

落差に関する模式図を図5-4に示す。総落差とは、ダムまたは取水ダムの水位（これを「取水水位」という）と発電所または放水口位置における河川水位（これを「放水水位」という）との高低差である。

$$\text{総落差 (m)} = \text{取水水位 (m)} - \text{放水水位 (m)}$$

本マニュアルでは最大出力を設定するための取水水位を基準取水水位、放水水位を基準放水水位といい、発電形式により以下のとおりとしている。

1) 基準取水水位

流れ込み式では、取水ダムの水位を取る。

調整池式、貯水池式および揚水式では、おおまかには、有効貯水容量の中間容量に相当する水位、あるいは満水位から利用水深の1/3下がりの水位とすることが多い。基本的には、経済性が最も良い基準取水水位を比較検討する必要がある。

2) 基準放水水位

一般水力では、発電所（放水口）地点の河川水位標高となる。

揚水式では、下池の有効貯水容量の中間容量に相当する水位、あるいは満水位から利用水深の1/3下がりの水位とすることが多い。

なお、一般水力の基準放水水位は単に放水水位と呼んでいる。

3) 有効落差

損失落差とは水が流下する場合に消耗する落差を表したものである。

有効落差とは水車に有効に働く落差であり、最大出力を設定するための有効落差を基準有効落差という。

有効落差 (m) = 総落差 (m) - 損失落差 (m)

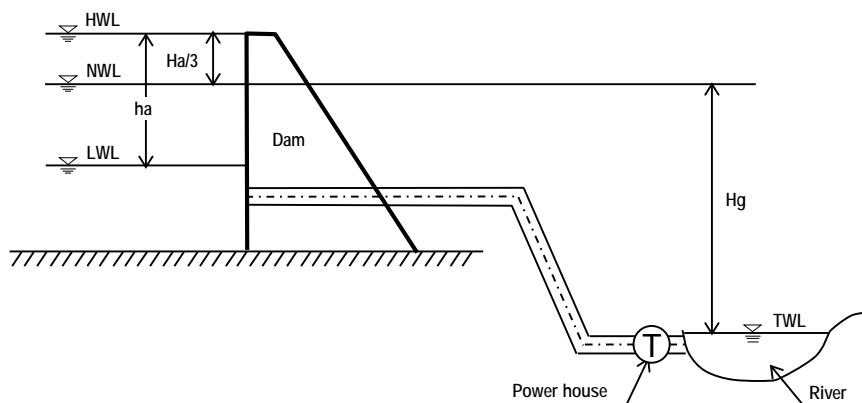


図 5-4 落差に関する模式図

(6) 発電力および発電電力量

発電力は発生する電力の大きさをいい、kW で表す。発電力が連続して発生したときの仕事を発電電力量といい、その単位はキロワット時 (kWh) またはメガワット時 (MWh) など で表される。1 年間に発電する電力量を年間発電電力量という。発電電力量は常時出力または 常時尖頭出力に相当する 1 次電力量とそれ以外の 2 次電力量に区分される。

(7) 設備利用率

年間発電電力量をその発電所が最大出力で 1 年間連続運転した場合に発生する電力量で除 したものを設備利用率という。

$$\text{設備利用率 (\%)} = \frac{\text{年間発電電力量(kWh)}}{\text{最大出力(kW)} \times 8,760(\text{hr})} \times 100$$

(8) 負荷および負荷率

電力需要は電力の供給側からは負荷と呼ばれ、ある期間の平均負荷と最大負荷の比を負荷 率という。期間のとり方により日負荷率、年負荷率と呼ばれる。

$$\text{負荷率 (\%)} = \frac{\text{平均負荷}}{\text{最大負荷}} \times 100$$

(9) 流量調整率 (RCF¹)

調整池および貯水池の河川流量の調整能力は、次式で示される調整率で表される。

$$\text{流量の調整率 (\%)} = \frac{\text{有効貯水容量}}{\text{年間総流入量}} \times 100$$

(10) 調整池

河川流量は、季節によって大きく変動するが、洪水時を除けば 1 日あるいは 1 週間で大き く変動することはない。しかし電力負荷は 1 日間あるいは 1 週間のうちで著しく変動するも のである。深夜の時間帯や日曜日の負荷が低い時に水を貯留し、これをピーク負荷時に使用

¹ Regulating Capability Factor

して、1 日間または 1 週間の流量を調整する池を調整池式という。本ガイドマニュアルでは、「RCF<5%の貯水容量を有する計画を調整池式」と定義する。

(11) 逆調整池

貯水池式および調整池式の発電所ではピーク負荷時に発電を行うため、発電所流量はピーク時間帯に集中して河川に放流される。この結果、ピーク時間帯および非ピーク時間帯の河川流量の変動幅は大きく、下流の生活環境や施設に影響を及ぼす場合がある。

このため、ピーク時の発電流量を調整して、1 日をとおし平均した流量を流す目的で設けられた池を逆調整池という。

(12) 貯水池

河川の流量は年間を通じて大きく変動している。豊水期の余剰水を貯留し、これを渇水期に補給して使用することにより、年間を通じて比較的平準化された流量が得られ、この結果、平均的な電力が得られる。このように季節的な流量の過不足を調整する池を貯水池という。本ガイドマニュアルでは、「RCF \geq 5%の貯水容量を有する計画を貯水池式」と定義する。

(13) 代表年

流量データが存在する全期間の河川流量の特徴を最もよく表わしている代表的な年をいう。1 年間の流量資料で計画策定を行う場合はこれが用いられる。

(14) 平均流量

ある期間の合計流量をその日数で除したものを平均流量といい、月に対しては月平均流量、年に対しては年平均流量という。

(15) マスカーブ

貯水池の流域から貯水池内へ流入する日々又は月々の流量を順次加算した曲線をマスカーブ（流量累加曲線）といい、貯水池計画の検討に用いられる。マスカーブについては 5.3.4 (11) に詳述してある。

(16) 流況曲線

ある期間（年単位）の流量を大きいものから順に並べ、縦軸に流量、横軸に日数を取り図示したものを流況曲線という。流況曲線は 1 年単位で表示したものおよび全期間で表示したものがある。本マニュアルでは流況曲線は全日数を 100%とし、各流量を下回らない日数の発生確率（超過確率）で表し、図 5-5 に示すとおり「95%流量」、「75%流量」等に表示する。期間が 1 年の場合の各流量に対する日数は図 5-5 の括弧内に表示してある。

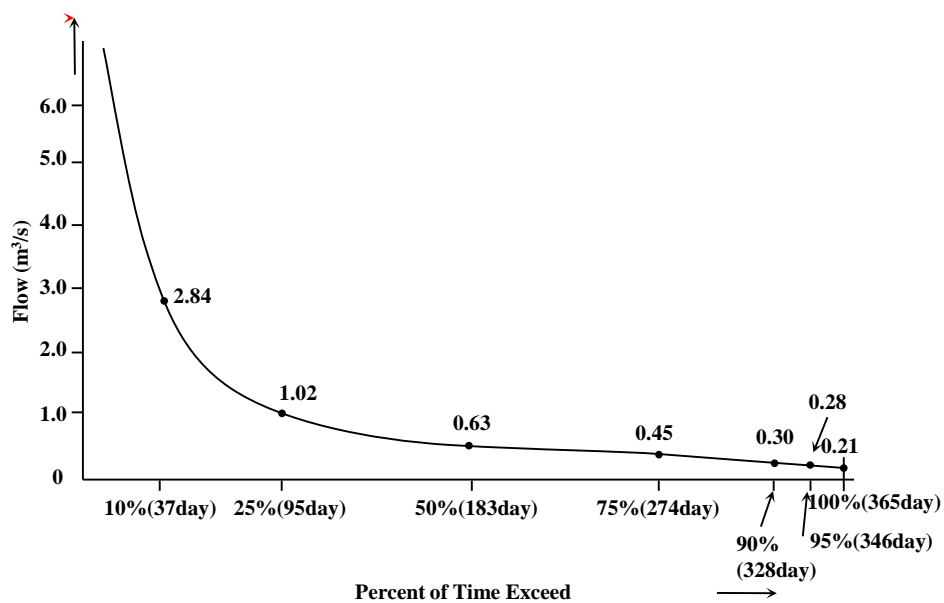


図 5-5 流況曲線の例

(17) 河水利用率

年間の使用水量と、最大使用水量を1年間連続して使用した場合の水量の比をいい、図 5-5 に流況曲線を用いてその例を示す。

$$\begin{aligned} \text{河水利用率 (\%)} &= \frac{\text{年間の使用水量(m}^3\text{)}}{\text{最大使用水量(m}^3\text{/sec)} \times 365 \times 86,400\text{(sec)}} \times 100 \\ &= \frac{\text{abcdeの面積}}{\text{abcfの面積}} \times 100 \end{aligned}$$

なお、流れ込み式水力の設備利用率 ((7) 参照) は、流量設備利用率より 5~10%低いのが一般的である。

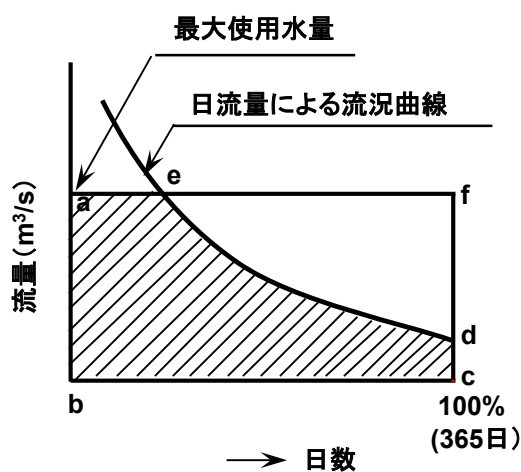


図 5-6 流量設備利用率

(18) ピーク継続時間

ピーク需要に対応する貯水池式、調整池式および揚水式に対し、系統上から要求され最大出力運転（または常時尖頭出力運転）の条件での1日当たりの最小必要運転時間数である。図5-7の一点鎖線の実運用の電力量と矩形部分の電力量は同じ値であり、これを等価ピーク継続時間ともいう。計画検討に用いるピーク継続時間は系統が連系されている地域では一般には4～8時間であるが、独立系統で電灯ピークが需要の大半を占める地域では2～3時間の場合が多い。

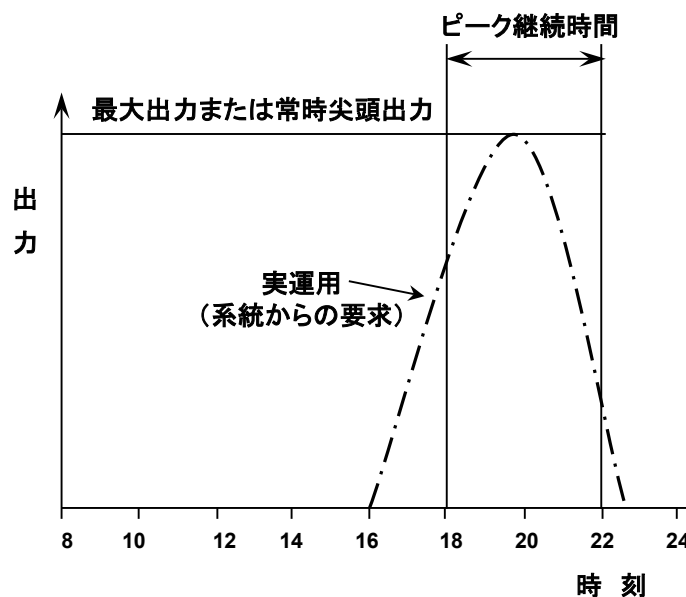


図 5-7 ピーク継続時間

5.2 事前調査

5.2.1 資料の収集

発電計画の最初の検討段階を「概略調査」といい、この段階で最低限必要な資料は地形図と流量資料である。その他の水文・気象資料、地質資料等は、入手できれば検討上望ましいが、これがない場合でも概略調査は可能である。

(1) 地形図

水力発電の使用水量は取水位置での利用可能な河川流量で決まり、河川流量の算定には流域面積が必要である。落差は取水位置と放水位置の標高差で決まり、その間を結ぶ水路ルートは地形図から決定される。

従って、計画地点の流域面積の算定が可能で、水路ルートが把握出来る地形図を事前に準備することが必要であり、一般には縮尺 1/50,000 程度の地形図が用いられる。なお、より精度の高い地形図を使用すれば、より精度の高い検討が可能なので、1/10,000 地形図が作成されている場合にはこれを収集する。

(2) 流量資料

発電計画を策定する上で地形図と同様に最も重要な基礎資料は流量資料である。流量観測および流量データ管理は、発電計画を実施する機関で行なわれていることが多い。計画地点およびその近傍で流量が観測されていない場合には、隣接河川の流量資料を含め、入手可能な資料をもとに計画地点の流量データを作成する必要がある。

(3) その他の水文・気象資料

通常は、流量が観測されていなくても降水量は観測されていることが多い。

入手した流量資料の期間が概略調査の検討に十分でない場合には、降水量資料を利用して長期の流量データを作成する。また測水所（流量観測所）が計画地点の近傍にはなく、他の流域に設置されている場合には、両流域の降水量を考慮して他流域のデータから流量を作成することが可能である（9.4 参照）。大規模な貯水池を有する計画の場合には、蒸発に関する資料を収集する。

(4) 地質資料

流域全体をカバーする地質資料を収集する。なお、広範囲の地質資料は、当該国の公的機関が管理していることが多い。石灰岩や火山灰地域では河川流量が伏流していることがあり、流量算定に当たっては特段の配慮が求められる。また、地滑り地域では発電計画の実現が不可能な場合もあるので、計画地点の流域、構造物設置予定地の地質状況が判明していることが計画策定上望ましい。

計画地域に地震に関する資料があればこれを収集する。

(5) 電力需要、供給力および送電線に関する資料

供給計画地域の最大負荷日の日負荷曲線（3.3 参照）および供給電源（既設発電所）を調査する。日負荷曲線により貯水池式、調整池式および揚水式に求められるピーク継続時間が推定できる。電源種別の供給力から、必要とされる水力の発電方式が把握できる。また揚水式の場合は、揚水原資の有無も把握できる。

既設の水力発電所が計画地点の近傍にある場合、計画策定に参考となる出力、発電電力量、設計図等の資料を収集する。水力プロジェクトでは発電原価に占める送電線の費用の割合が大きい場合が多いので、計画地域の送電線に関する資料を収集する。

(6) その他の計画関連資料

1) 既存の検討資料

計画地点およびその近傍で計画検討が過去になされている場合、その検討資料は今後の計画策定に役立つので収集する。

2) 流域開発マスタープランおよび利水計画に関する資料

水力発電に関する流域開発マスタープランは、河川全体を最も有効かつ効率的に利用する場合の開発について検討したものである。

他の重要な利水計画がある場合は、これらを調整した計画とする必要がある。

3) 環境規制に関する資料

計画地域に開発を禁止する環境規制が課せられている場合には、開発が不可能である。また、計画の一部が規制区域に入っている場合は、これを避けた計画を策定する必要がある。特に自然公園の特別地域や野性動物保護地域では開発が厳しく規制されている場合が多いので、これに関する資料が必要である。なお、河川維持流量に関する規制がある場合はこれに関する資料を収集する。

4) 既得水利権

発電計画を予定している河川に既得水利権が設定されている場合、発電専用目的に河川水を優先的に利用できず、計画策定に大きな影響を及ぼすことが予想されるので、これを調査する。

(7) 工事費に関する資料

プロジェクトの経済性を把握するためには、工事費の算定が必要である。工事費の算定に当たって、当該国の類似工事の主要工種（コンクリート、掘削等）の工事単価、利子率等があれば有効なので、これらに関する資料を収集する。

5.2.2 河川の概要調査

(1) 河川の利用状況調査

水力発電所は河川水を利用するものであるから、計画の策定に当たっては河川の利用状況を把握する必要がある。河川の利用として、水力発電、飲料水、農業用水、漁業、工業用水、舟運等があげられる。水力プロジェクトの開発に伴って、家屋、農地等が水没したり、取水地点と放水地点間の河川流量が減少したりするので、入手した地形図に基づいて貯水池区域および減水区間の土地利用状況、利水施設を図上で調査する。

(2) 河川縦断勾配の調査

水力発電所は河川の標高差を利用して発電するので、地形を最も有効に利用出来るよう地形図を用いて計画河川の縦断勾配を調査する。また、流入している大きな支川（または沢）の位置およびその流域面積についても調査する。

5.3 一般水力プロジェクトの概略計画の策定

概略計画の策定手法を以下に示し、その検討事例を付属資料A-5-1に示す。

5.3.1 発電方式の選定

- (1) 電力系統における現在の需給バランスから、将来必要とされる電源（ピーク供給力、ベース供給力）を推定し、それに合わせた発電方式を選定する。開発途上国では、国により違いはあるものの電力需要の増大が予想されている。需要の増加に伴いピーク供給力も必要

となるので、発電方式の選定にあたっては下記の（3）を除き、可能な限りピーク対応が可能な貯水池式および調整池式に主眼をおき検討を進める。

- (2) 地形から判断して川幅が狭く直上流が大きく広がった地形を呈している場合には、小規模なダムにより大きな貯水容量が確保できるので発電方式として貯水池式を選択する。大規模な貯水池を設けることが困難な場合でも、1日または1週間程度の流量を調整する調整池の設置が可能な場合、調整池式を選択する。本マニュアルでは流量調整率（RCF）が5%以上の貯水容量を有する計画を貯水池式と定義し、5%未満の貯水容量を有する計画を調整池式と定義している。これは経験上、RCFが5%以上であれば豊水期の河川の余剰水を貯留し、渇水期にこれを貯水池から補給するという貯水池運用を計画的に実施することが可能と判断されることによる。さらに本マニュアルでは、貯水池式と調整池式では若干異なった計画検討手法を採用している。
- (3) 貯水池および調整池を設ける地形ではないが、河川勾配が急で水路により大きな落差が得られる地形の場合、5.3.3に述べる流れ込み式を検討する。流れ込み式の計画は主として小規模な発電に用いられる。貯水池式および調整池式と比較し、池を設けないので、環境上の影響が少ない特徴を有している。計画地点の地形が上述(2)に適したものであっても、環境上の問題が予見される場合は流れ込み式を採用する方が好ましい。

5.3.2 ダム地点の流量の算定および流況曲線の作成

(1) 流量データ

水力発電の計画検討には、できる限り長期の流量データを用いることが望ましい。貯水池式の場合月単位の流量データを、流れ込み式および調整池式の場合は日単位の流量データを用いる。なお、水力計画の技術習得のトレーニングのため、簡便法として資料の存在する全期間から代表年を選定し、その1年の流量を用いて計画検討を行う場合がある。

(2) ダム地点の流量計算

(1)で整理された全期間又また代表年の流量データを用いて、流域換算によりダム地点の流量を求める。流量計算は次式によることとし、流れ込み式および調整池式については日単位流量（日流量）を、貯水池式については月単位流量（月流量）を使用する。図5-7にダムサイトと測水所との流域面積の関係を示す。

$$Q_d = Q_g \times \frac{CA_d}{CA_g}$$

ここに、

- Q_d : ダム地点の日流量または月流量 (m³/sec)
- Q_g : 測水所の日流量または月流量 (m³/sec)
- CA_d : ダム地点の流域面積 (km²)
- CA_g : 測水所の流域面積 (km²)

この式の適用に当たっては、測水所と計画地点の気象（降水量）、土壌、植生、土地利用、

地形等の流出の条件がダム地点と類似していることが必要である。そのためには、測水所がダム地点近傍にあることが望ましい。

流量算定手法の詳細については、9.4 に記載してある。

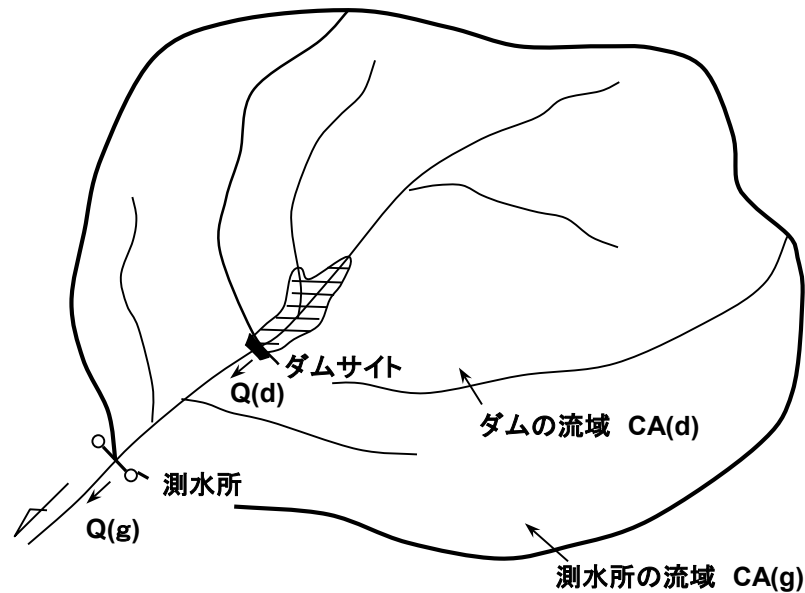


図 5-8 ダム地点の流量算定

(3) 流況曲線の作成

流れ込み式および調整池式の計画検討は、全期間の日流量データから作成された流況曲線を用いる。

5.3.3 流れ込み式の検討

(1) レイアウトおよび検討の流れ

流れ込み式のレイアウトの例を図 5-9 に示す。

(2) 水路ルートおよび水路構造の決定

1) 水路ルート

水路ルートとは、導水路、水圧管路および放水路のルートを総称したものである。発電計画は、短い水路で大きな落差が得られれば有利になるので、一般に取水ダムは河川勾配が緩勾配から急勾配に変化する直上流に選定し、発電所位置は河川勾配が急勾配から緩勾配に変化する場所に選定する。

水路の構造をトンネルとした場合は、工期が長期間にならないよう約 3~4km に 1 か所の割合で作業坑を設ける場合が多い。またトンネル地表面までの距離（地山かぶり）はトンネル工事の安全面から最低 30m 程度を確保するのが一般的である。

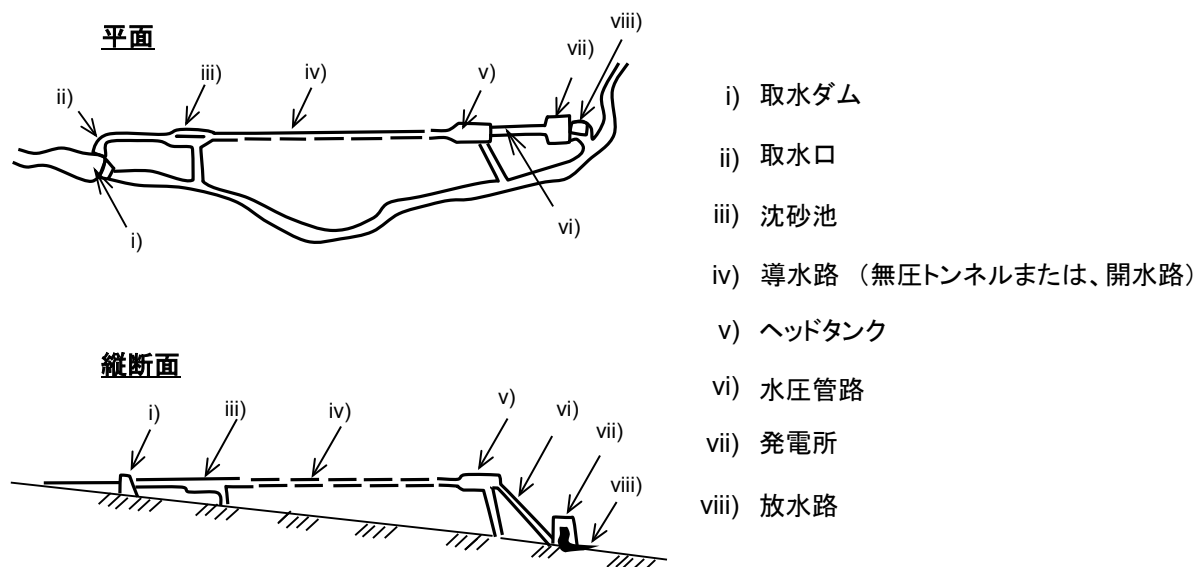


図 5-9 流れ込み式のレイアウトの例

出力および発電電力量は、利用可能な河川流量と落差の積によって決まり、工事費は水路の延長、ダム大きさや数等によって決まる。なお河川流量はダムサイトにおける流域面積によって決まる。

図 5-10 の比較検討例の A、B および C ルートは、発電所位置を変えないで取水ダム位置だけを変化させた検討例である。その特徴は表 5-1 のとおりであり、これらの経済比較を行い、最適なルートを決めることになる。取水ダム、発電所等の位置は、工事および完成後の維持管理が容易となるようアクセス道路等にも充分考慮して選定する。

表 5-1 水路ルート案の特徴

ルート案	流域面積	河川流量	落差	水路延長
A	小	小	大	大
B	中	中	中	中
C	大	大	小	小

2) 水路の構造

水路の構造としては、無圧トンネルと開渠がある。図 5-11 の例に示すように、開渠の構造を選択する場合は、取水水位と同じ等高線沿いに水路ルートを設定することになる。開渠とするかトンネルにするかは、地形、地質、工事費を勘案のうえ決定する。

単位長さの水路工事費は開渠方がトンネルより安価であるが、地形が急峻で地質が不良の所では開渠は適さない。トンネルの掘削が可能な最小断面は高さおよび幅がそれぞれ 1.8m 程度であり、その通水可能量は 3~4m³/sec（水路勾配 1/1,000）程度である。使用水量がこれ以下の場合にはトンネルが過大設備となり、開渠が経済的となる場合がある。

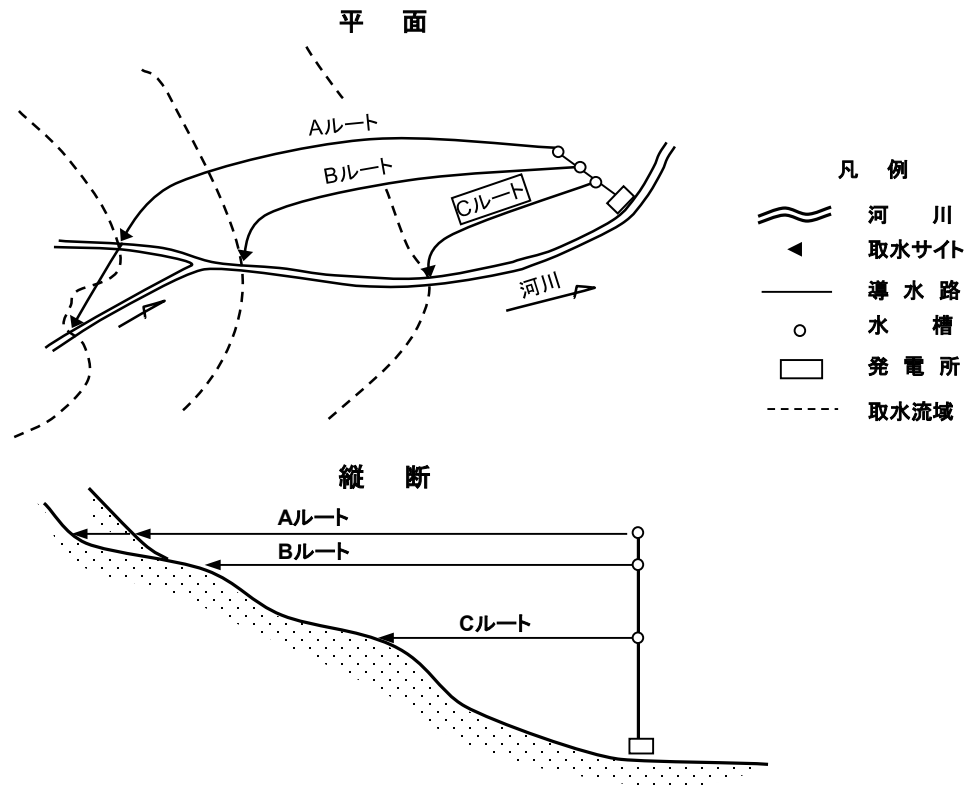


図 5-10 水路ルート比較の例

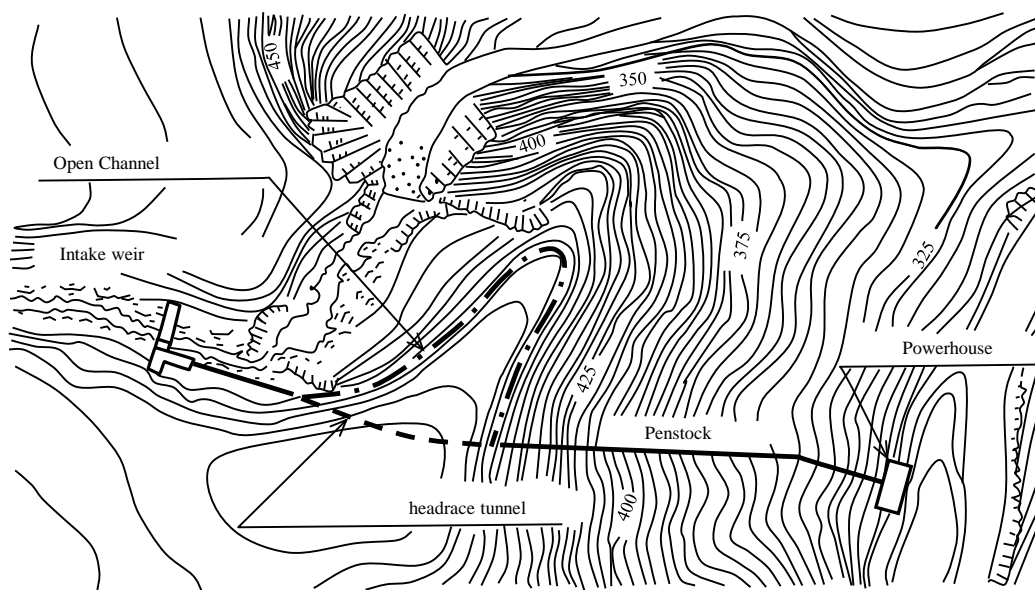


図 5-11 水路ルート

3) 水路ルートの決定

(a) 導水路が無圧トンネルの場合

- 取水口は通常、取水ダムの直上流に設ける。
- 導水路トンネルおよび水圧管路の延長が最短となるよう取水口から発電所（または

放水口) までルートを描く。

- 水槽の位置は水圧管路が短くなるよう決定する。その標高は概略調査の精度を考慮し取水口と同一標高とする。
- 水圧管路ルートは地形の尾根沿いに設置されるよう描く。
- 水路縦断図を作成する。その作成例を図5-9に示してある。

(b) 導水路が開渠の場合

- 取水口位置は、無圧トンネルに同じ。
- 開渠ルートは、等高線に沿って描く。
- 水槽の位置、水圧管路ルートは、無圧トンネルに同じ。

(3) 流域面積の算定

取水ダム地点が決まれば、地形図を用いて分水嶺を確認し、流域面積（集水面積ともいう）を図上で測定する。途中で溪流から取水する場合は、これも流域面積に含める。

(4) 取水地点の流量計算および流況曲線の作成

5.3.2 に基づき取水地点の流量を計算し、流況曲線を作成する。

(5) 常時使用水量の決定

図 5-12 に示すように、流況曲線から常時使用水量を求める。ここでは 95%流量（347 日）を常時使用水量とし採用している。

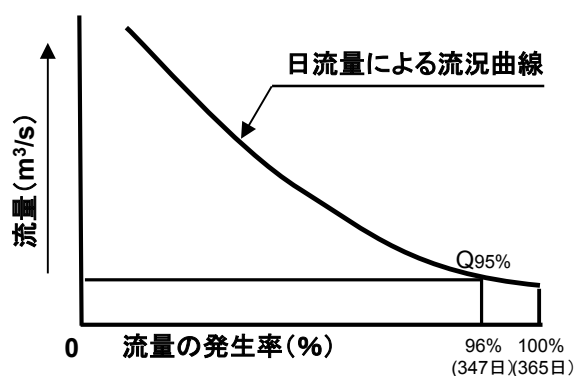


図 5-12 流況曲線による 95%流量

(6) 最大使用水量の目安

最大使用水量は、電力系統に連系されるプロジェクトでは図 5-13 に示すとおり河水利用率が約 70%となる流量を目安とする。70%は、開発途上国では 2 次電力量の全量を消費することが困難な場合が多いこと、2 次電力量の価値が 1 次電力量に比較し低いことを想定して設定した値である。独立系統でのプロジェクトについては第 2 分冊に記載してある。

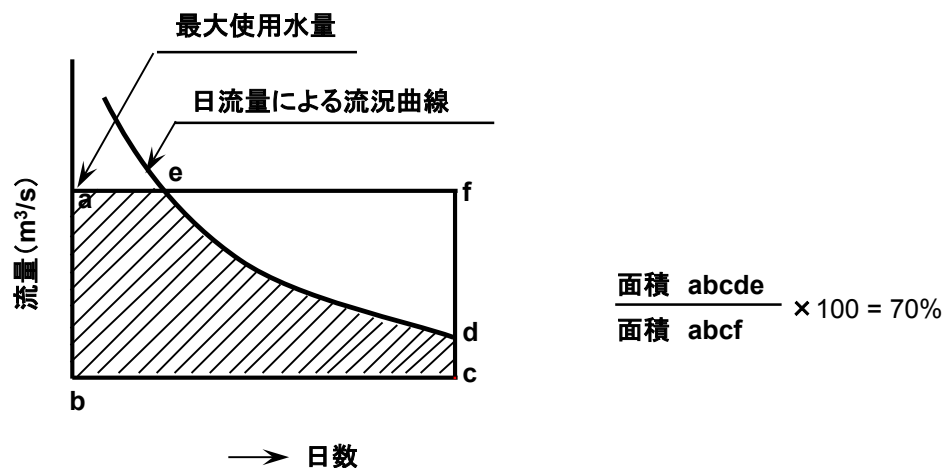


図 5-13 最大使用水量の目安（流れ込み式）

(7) 取水ダムの水位（基準取水位）の設定

取水ダムは河川水を水路に導水するために用いられ、通常、流量の調整は行わない。取水ダムの高さは、可能な限り低い方が工事費が安価であり望ましい。このマニュアルでは図 5-14 に示すとおり、地形図から得られる河床標高に取水ダムの高さ 10m を加えた標高を取水ダムの水位とし、これを基準取水位に設定する。

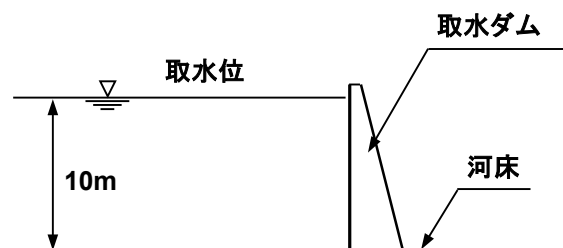


図 5-14 取水ダムの水位

(8) 放水位の設定

発電所または放水口位置の河床標高を地形図から読み取り、放水位を設定する。

なお、放水路を設ける場合には、放水路の勾配を考慮して放水位を設定する。

(9) 水路縦断図

取水口から発電所までの水路縦断図を描き、導水路および水圧管路の延長を求める。その例を図 5-15 に示す。

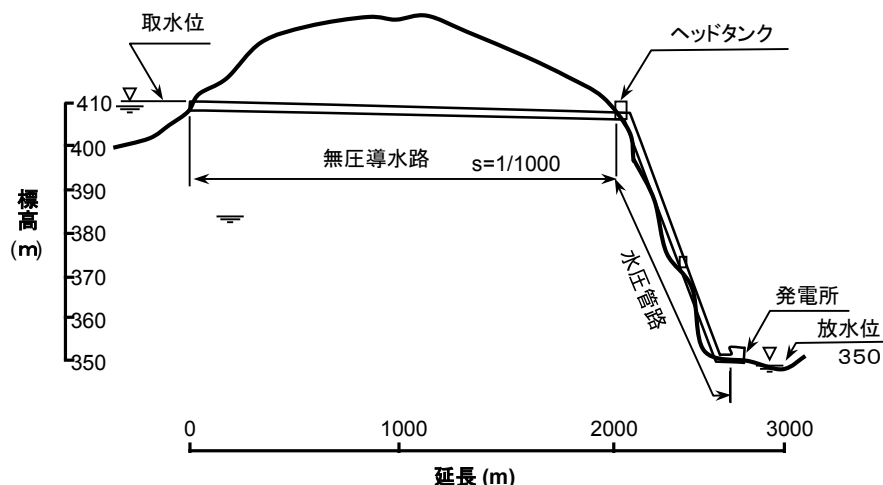


図 5-15 水路縦断面図

(10) 損失落差、基準有効落差の計算

次式により、有効落差を計算する。

$$H_g = \text{NWL} - \text{TWL}$$

$$H_l = a \times L_1 + b \times L_2 + c \times L_3 + \Delta h$$

$$H_e = H_g - H_l$$

ここに、

NWL : 基準取水位 (EL. m)

TWL : 放水位 (EL. m)

H_g : 総落差 (m)

H_l : 損失落差 (m)

H_e : 基準有効落差 (m)

L_1 : 導水路延長 (m)

L_2 : 水圧管路延長 (m)

L_3 : 放水路延長 (m)

Δh : その他損失落差 (m)

a, b, c : 損失を求める係数

係数の a、b、c は、概略調査の段階では下表の値を用いる。

a	無圧導水路	トンネルの場合 1/1,000、開渠の場合 1/1,000～1/5,000
b	水圧管路	1/200
c	無圧放水路	トンネルの場合 1/1,000、開渠の場合 1/1,000～1/5,000

(11) 水車型式の選定、水車・発電機の合成効率および台数

第 12 章の図 12-16、12-17 を基に水車型式を選定し、その水車に対する合成効率を図 5-16 から求める。なお、流況曲線の中で流量が小さい部分では機器の効率が低下し、発電できな

い日が増えるので、このような場合には機器台数を複数台（2台程度）とする場合もある。

(12) 最大出力および常時出力の計算

$$P=9.8\times Q_{\max}\times H_e\times\eta$$

$$P_f=9.8\times Q_f\times H_e\times\eta_f$$

ここに、

P : 最大出力 (kW)

P_f : 常時出力 (kW)

Q_{\max} : 最大使用水量 (m^3/sec)

Q_f : 常時使用水量 (m^3/sec)

H_e : 有効落差 (m)

η : 最大出力時の合成効率 (表 5-2)

η_f : 常時出力時の合成効率 (表 5-2 および図 5-16 参照)

概略調査では、上式を用いてかまわないが、実際には最大使用水量時と常時使用水量時の有効落差は異なる。

表 5-2 水車・発電機の標準効率（フランス水車 100%負荷時）

出力	水車効率	発電機効率	合成効率
5MW	88	96	84
10MW	89	96.5	86
50MW	90	97.5	88
100MW	90.5	98	89
200MW	91	98	89

図 5-16 は、最大出力 50MW における各型式の水車・発電機の合成効率を示し、表 5-2 は 5MW ~200MW のフランス水車・発電機の 100%負荷時の標準効率を示す。発電所出力を概算する場合は、100%出力時の効率を使用する。例えば、出力が 5MW 程度のフランス水車の場合、表 5-2 から 100%負荷時の合成効率は 84%を使用する。、図 5-16 の 50MW フランス水車の 100%負荷時の合成効率は 88%なので、5MW のフランス水車の効率曲線は、50MW フランス水車の効率曲線から 4%を減じて使用する。発電電力量を概算する場合はその修正した効率曲線を用い、 Q/Q_{\max} に対応する効率を用いる。流量が小さくなると発電が不能となるが、その Q/Q_{\max} の限界はフランス水車で約 35%、バルブ水車、カプラン水車で約 25%、ペルトン水車で約 20%が目安であるが、本マニュアルの概略検討では一律 20%を限度として取り扱う。

(13) 年間発電電力量の計算

毎日の発電電力量を次式で算出し、年間の発電電力量を求める。

$$E=\Sigma (9.8\times\eta_i\times H_e\times q_i\times 24)$$

ここに、

- E : 年間発電電力量 (kWh)
- H_e : 有効落差 (m)
- Q_i : 日使用水量 (m^3/sec)
- η_i : q_i に対する水車・発電機の1台当たりの合成効率であり、表 5-2、
図 5-16 の Q/Q_{max} から求める。

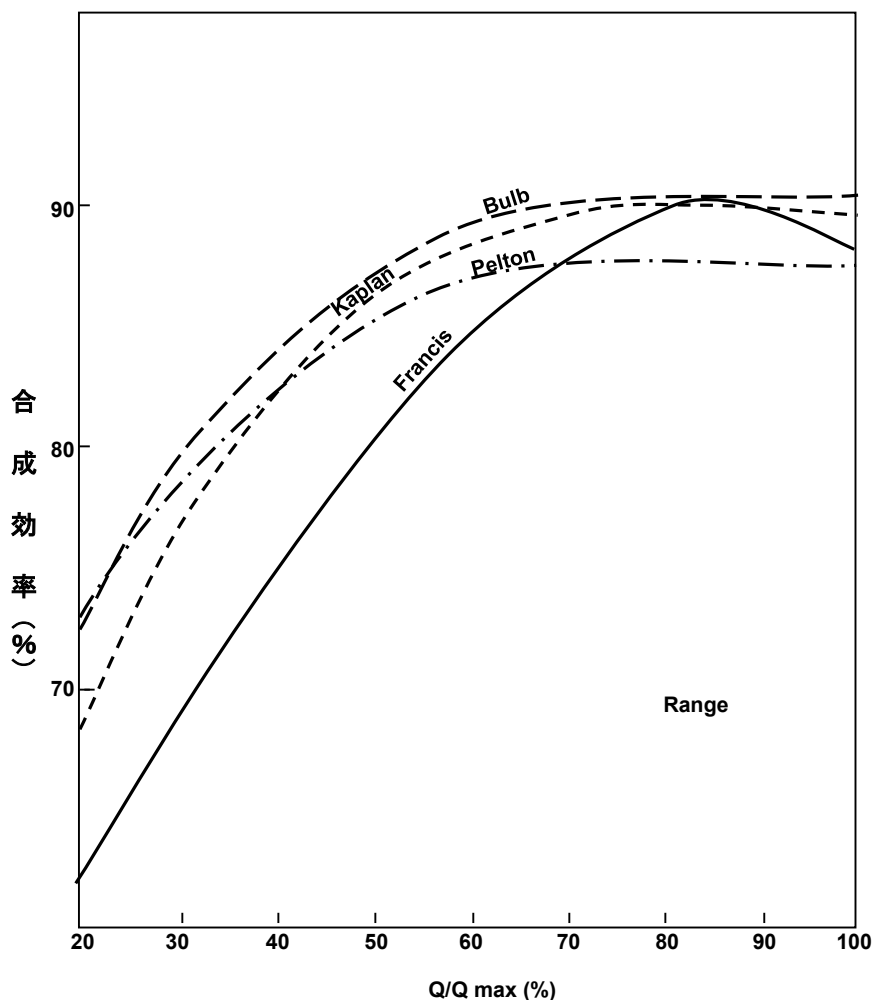


図 5-16 水車・発電機の合成効率 (50MW)

(14) 比較検討案の作成

上記の検討により1つの案について出力および発電電力量が求まり、計画諸元が決定した。この諸元に基づいて第6章で工事費を求め、経済分析を行う。有望地点については、取水ダム位置および発電所位置を変え、また河水利用率が50%~90%程度となるよう複数の代替案を作成し、経済分析の上、最適案を選定する。ただし詳細な検討は、F/Sに委ねる方が良い。

5.3.4 貯水池式の検討

このマニュアルでは流量の調整率が5%以上の計画を貯水池式とし、5%未満を調整池式として扱っている。以下に貯水池式の計画検討の手順を示す。なお、作業の初期段階の(1)～(10)までは、貯水池式および調整池式とも同様の検討により発電方式を決定する。総合開発ダムに水力発電が付加される場合、貯水池運用は他部門によって決定されるので、水力発電は従属運用となる。この場合の計画検討については(22)に記載してある。

(1) レイアウトおよび検討の流れ

貯水池式のレイアウトの例を図5-17に、検討フローチャートを図5-2に示す。レイアウト1は河川の本流にダムを設けるダム式であり、レイアウト2はダム水路式である。レイアウト3は本流に貯水池または調整池に適した地形が得られない場合に、支流に貯水池又は調整池を設け本流から取水するダム水路式例である。このレイアウトは、本流に堆砂が多い場合にも有効である。以下はレイアウト1および2を中心に記載してある。

(2) ダム位置、発電所位置および水路ルートを選定

図5-18に位置選定の例を示す。

1) ダム位置の選定

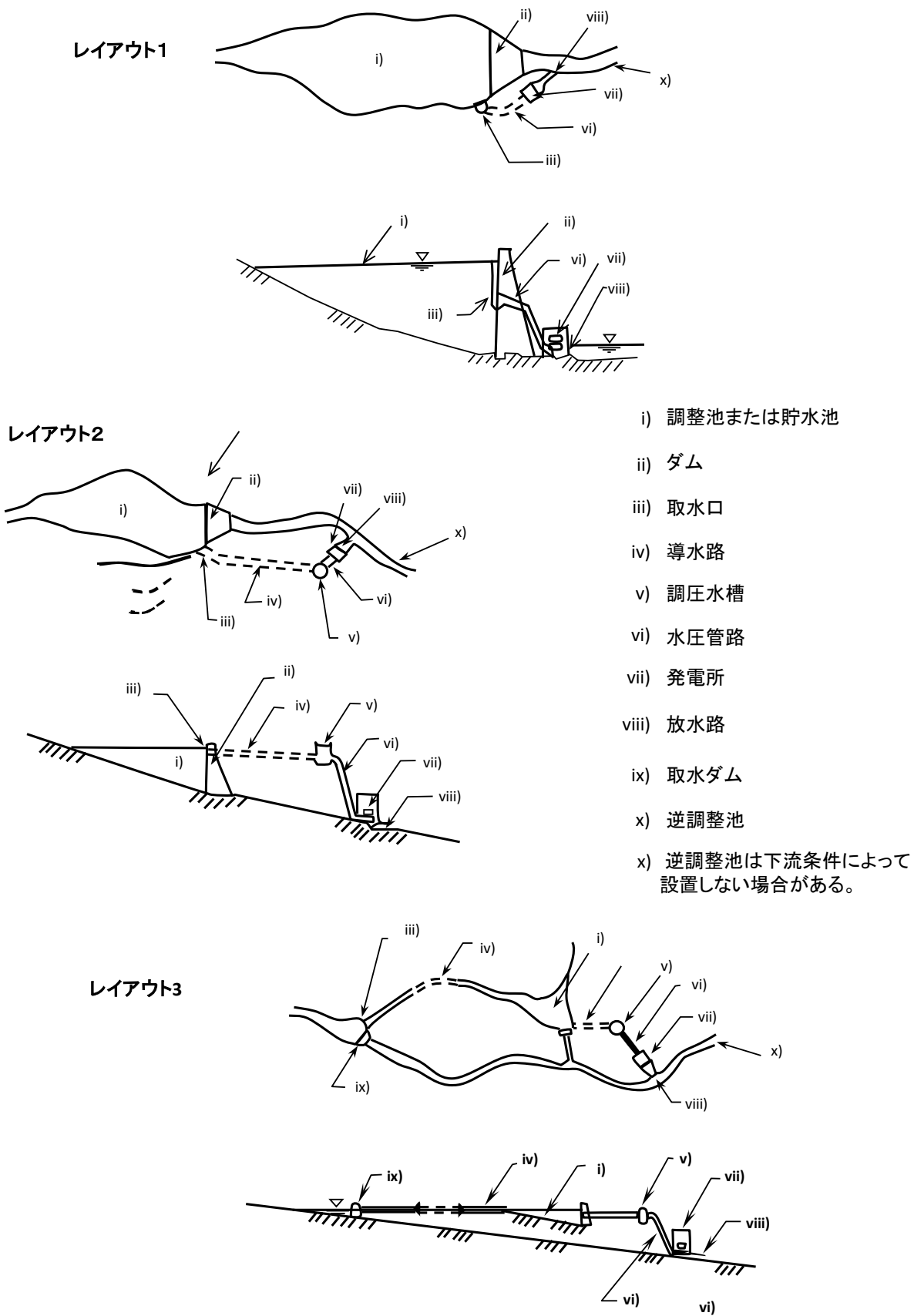
以下の観点から地形図を用いてダム位置を選定する。

- 比較的小規模なダム体積で大きな貯水容量が得られること、言い換えれば川幅が狭くその上流が広がった地形を呈している場所であること。また、勾配の緩い河川では落差をダムの高さで得る必要があること、ダム工事費を抑える必要があることから、川幅の狭い場所にダムを設ける。
- 貯水池または調整池からの漏水が懸念されるような地質でないこと。
- 水路で大きな落差が得られる場合には河川勾配が緩勾配から急勾配に変化する直上流が望ましい。
- 補償問題、住民の移転問題が少ない場所であること。
- 近傍に道路があり、アプローチが容易なこと。

2) 発電所位置の選定

以下の観点から発電所位置を選定する。

- 水路で大きな落差が得られる場合は、河川勾配が急勾配から緩勾配に変化する直下流が望ましいこと。
- 発電所を築造するスペースが得られる地点であること。
- 近傍に道路があり、アプローチが容易なこと。
- ピーク発電を行っても、河川流量の変化による下流への影響がないこと。影響が予想される場合には、逆調整池が必要となる。
- 洪水の影響を受けない地点であること。



(注) 各レイアウトの上段は平面図、下段は断面図である

図 5-17 貯水池式および調整池式のレイアウト例

3) 水路ルート

水路ルートとは、導水路、水圧管路および放水路のルートを総称したものである。発電計画は短い水路で大きな落差が得られれば有利であり、一般にダム位置および発電所位置は上記1)、2)に示した河川勾配に注目して選定される。貯水池式、調整池式の場合、導水路の構造は一般に圧力トンネルとすることが多い。水路トンネルは、工期が長くないよう約3～4kmに1カ所の割合で作業横坑を設ける。またトンネルからの地表面までの距離（地山かぶり）はトンネル工事の安全面から最低30m程度を確保するのが一般的である。

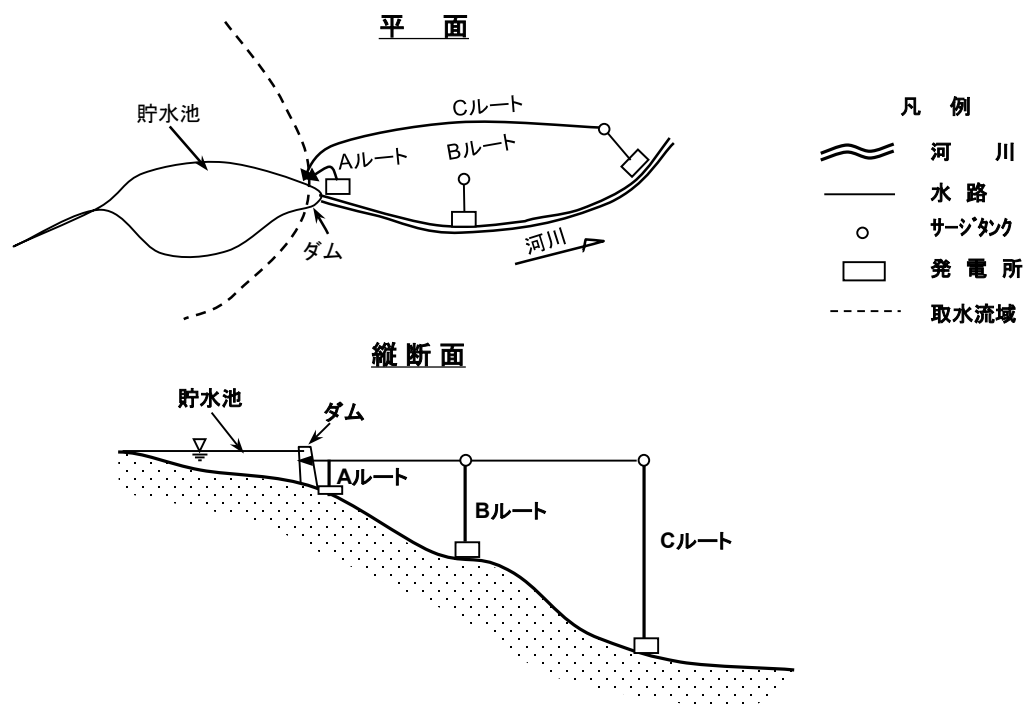


図 5-18 ダム位置および発電所位置の例

(3) 流域面積の算定

ダム地点が選定されると、地形図を用いて分水嶺を確認し、図上にその集水区域を記入し、流域面積を測る。

(4) ダム地点の流量の算定

ダム地点の流量算定方法については5.3.2に記載どおり、ダム地点または近傍の流量観測所の流量資料から流域面積比換算で求める。

(5) 貯水容量曲線の作成

地形図を用いて、各標高の湛水面積を求め、図5-19に示す貯水容量曲線を作成する。縮尺1/50,000地形図の等高線の間隔は20mが一般的であり、ダム高の低い貯水池または調整池の場合、容量を測定できないことがある。この場合、河川勾配および周辺の地形から推定して、貯水容量曲線を作成する。

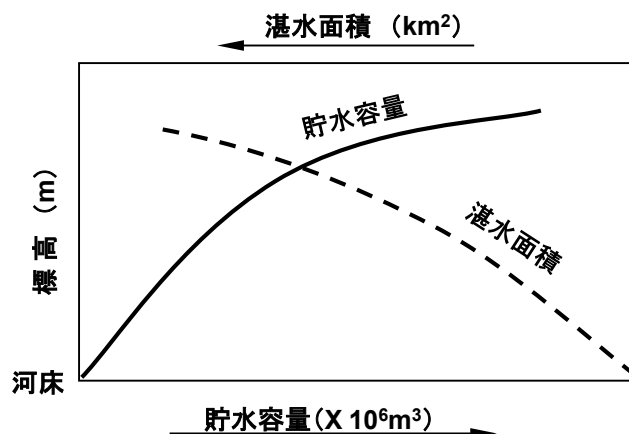


図 5-19 貯水池容量曲線

(6) 堆砂量および堆砂標高の設定

- 1) 一定期間の堆砂量を推定し、堆砂標高を決定する。その期間は、100年とすることが多い。堆砂量は近傍に既設ダムがあり年間の堆砂量データが得られる場合はこれを使用する。既設ダムの比堆砂量（単位流域面積当たりの年間堆砂量： $m^3/km^2/年$ ）とダム位置での流域面積から流入土砂の量を求める。

$$V_s = q_s \times CA_d \times n$$

ここに、

- V_s : n 年間の堆砂量 (m^3)
- q_s : 比堆砂量 ($m^3/km^2/年$)
- CA_d : ダム位置の流域面積 (km^2)
- n : 堆砂量の算定期間 (年)

既設ダムと新規ダムの貯水池の捕捉効果が異なる場合、上式を補正する必要がある。なお、比堆砂量が得られない場合についての算定および、貯水池の捕捉効果については、第 9 章 9.4.3 に記載してある。

- 2) 堆砂標高を図5-20に示すとおり、貯水容量曲線と上記の推定堆砂量から求める。

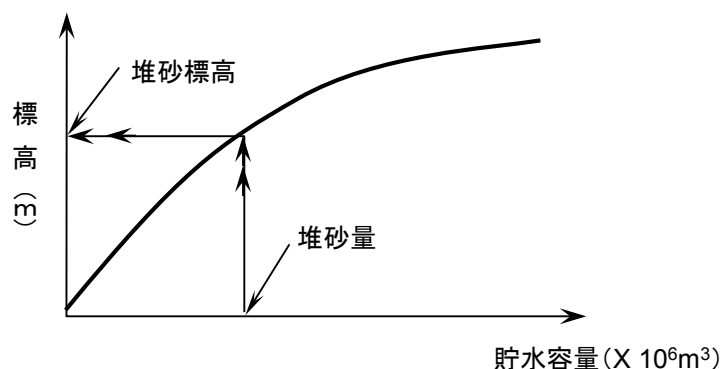


図 5-20 堆砂標高の設定

(7) 堆砂標高から決定される低水位（底水位）の下限

低水位はトンネル内に空気が連行されるのを防ぐため、堆砂標高から導水路トンネルの内径（D）の2.0倍程度の位置に設定する（図5-21参照）。

圧力トンネルの内径は通水量から求める（図5-22参照）。水路1条および2条で最大使用水量を流す場合、それぞれのケースの通水量は最大使用水量と同じか1/2の値である。

最大使用水量は、(13)で決定されるが、ここでは次式により仮の値を求める。数値0.25は発電所の年間設備利用率を25%程度とした数値である。

$$Q_{\max} = Q_{\text{ave}} / 0.25$$

ここに、

Q_{\max} : 最大使用水量 (m³/sec)

Q_{ave} : 年平均流入量 (m³/sec)

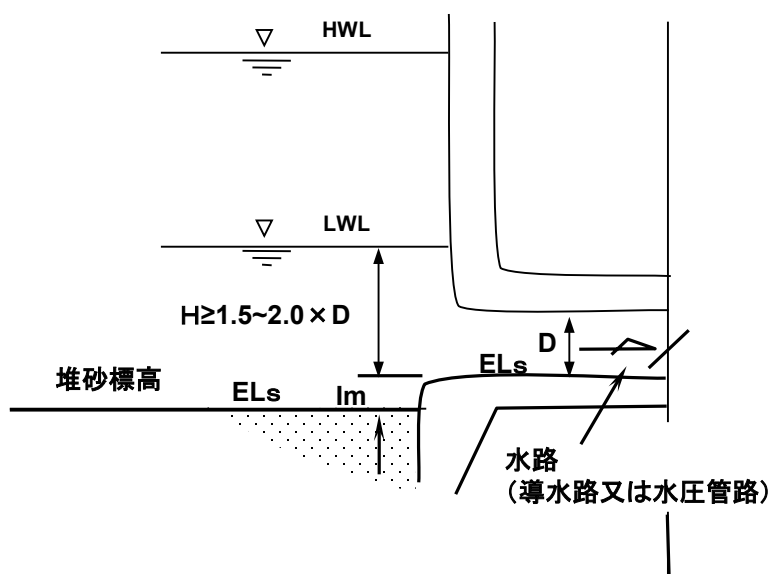


図5-21 取水口と水位の関係

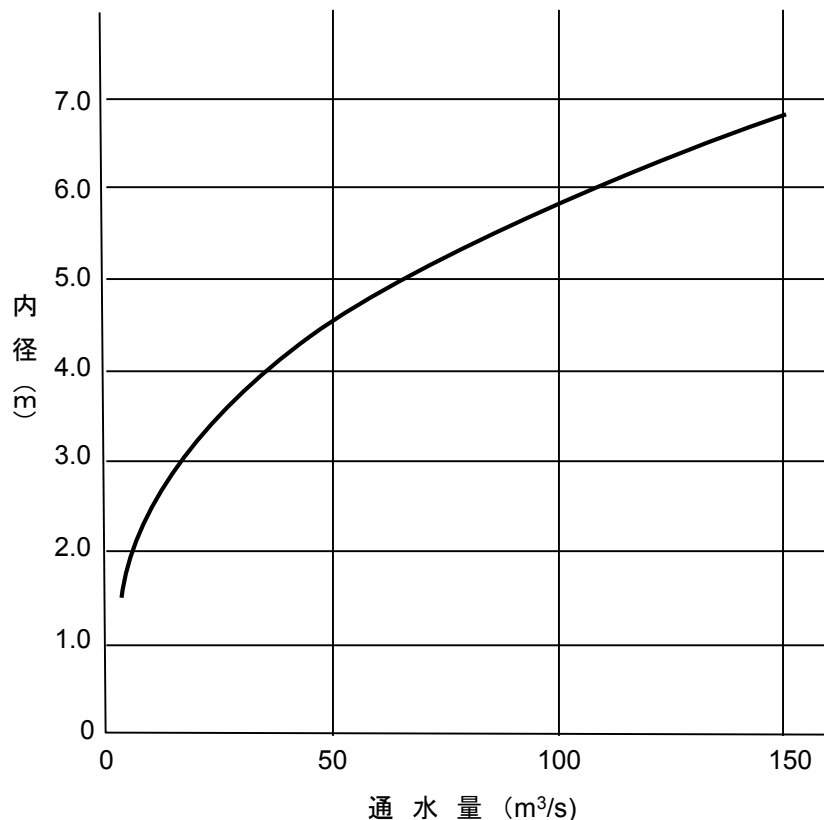


図 5-22 通水量とトンネル内径

(8) 満水位の仮設定

1) 地形的制約

以下を考慮して満水位を仮に設定する。

- ダム費の大幅な増高なしに、大きな貯水容量が得られる水位であること。
- 貯留水が分水嶺から隣接流域に逸水しないこと。逸水が予想される場合には、満水位を逸水の影響のない標高まで下げるか、または副ダムを設ける必要がある。

(図5-23参照)

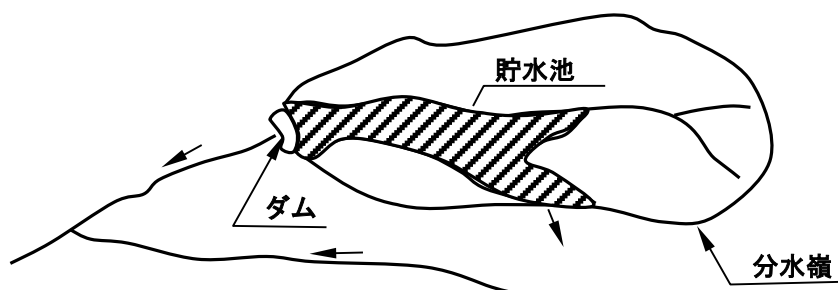


図 5-23 隣接流域への逸水

- 貯水池内の地質が石灰岩等の漏水の懸念がある場合、その分布が満水位を決定する場合がある。

- 貯水効率の関係から、ダム上流部は平坦で広がった地形を呈していることが多い。このような平坦地には住民が生活しており、その地域の水没の可否が満水位の設定に影響する場合がある。

1) 経済性の観点

有効貯水容量が流入量に対し過大になると、常時使用水量の増加が期待できなくなる。この場合、さらにダム高を上げ有効貯水容量を増加させてもプロジェクトの経済性が悪化する可能性が大であるので満水位を下げる配慮が必要である。

(9) 低水位、満水位および有効貯水容量の決定

1) 水車特性による低水位の制限

水車の効率と落差変動の関係から、貯水池の利用水深（満水位と低水位の間）によっては水車の運用に支障をきたす場合がある。

フランシス水車の落差変動率の限界は 0.7 程度、カプラン水車のそれは 0.55 程度である。満水位および低水位の設定にあたっては、まず、フランシス水車を対象として次式の範囲に満水位、低水位が設定されるよう試みる。落差変動率が 0.7 未満とならざるを得ない場合には、カプラン水車の領域かを確認の上、落差変動率が 0.55 以上となるよう満水位、低水位を設定する。

$$\text{落差変動率} = \frac{\text{LWL} - \text{TWL}}{\text{HWL} - \text{TWL}} \geq 0.7$$

ここに、

HWL : 満水位 (EL. m)

LWL : 低水位 (EL. m)

TWL : 放水位 (EL. m)

低水位の設定は、ここで得られた低水位と堆砂標高から設定される下限低水位の何れか高い方が、低水位の下限となる。

2) 有効貯水容量の決定

前記 (a) および (b) で決定された満水位、低水位および貯水容量曲線を用い有効貯水容量を決定する。

(10) マスカーブの作成

マスカーブ（流量累加曲線；mass curve）とは図 5-24 (a) に示すように、貯水池内へ流入する日々の流量を順次加算した曲線で、その接線の正接（tan）が流量を表し、ある期間の縦距はその期間の総流入量を表す。

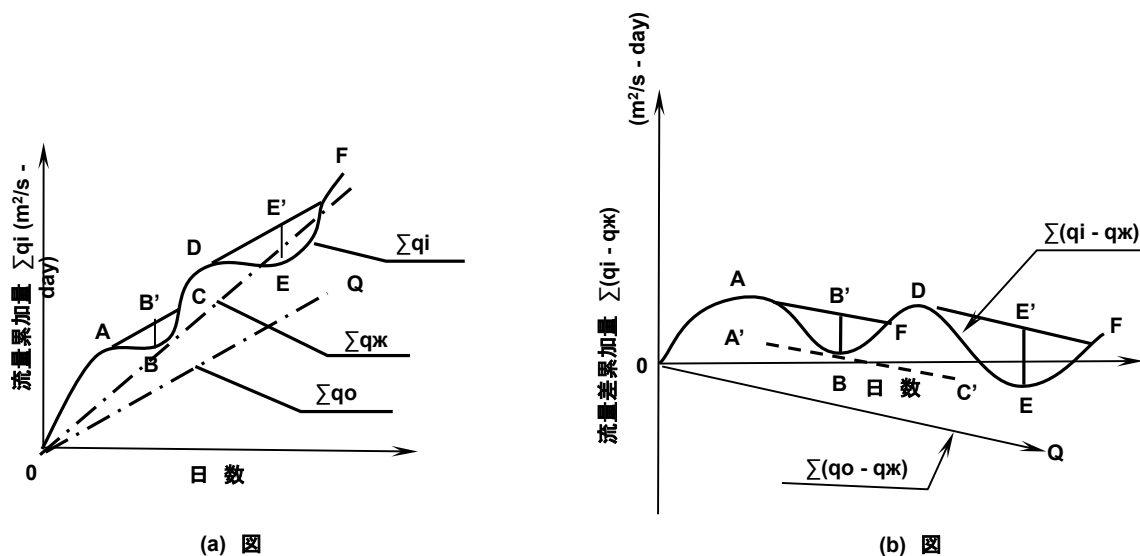


図 5-24 マスカーブの概念

マスカーブの書き方には2通りあるが、図 5-24 (b) は日を横距、流入量から1年もしくは一定期間の平均流量を差し引いて加算した累加水量を縦距としたマスカーブである。これは流量差累加曲線 (differential mass curve) といわれ、貯水池に流入する自然流量を q_i 、検討期間の平均流量を q_m 、計画使用水量を q_o とするとき、図 5-24 (a) では自然流量の累加曲線 (Σq_i) が OABCDEF となり、計画使用水量の累加曲線 (Σq_o) が OQ となる。また図 5-24 (b) では、自然流量と平均流量との差の累加曲線 $\{\Sigma (q_i - q_m)\}$ が OABCDEF となり、計画使用水量と平均流量との差の累加曲線 $\{\Sigma (q_o - q_m)\}$ が OQ となる。いま OQ に平行に接点 A から直線 AC をひき、同様に A'B'C' をひいた場合、B 点の垂線が AC 線と交差する B' と B の縦距がこの期間における貯水池の必要容量となる。同様にして求めた EE' が BB' よりも大であれば、この EE' が O~F の期間における必要な貯水容量となる。

一方、貯水容量が予め与えられている計画では、出水状況の異なる年次に対しそれぞれの理想的な貯留・放流計画線を設定でき、縦距から貯留状況、計画線の勾配から使用水量を求めることができる。

マスカーブの縦距の単位は $(\text{m}^3/\text{sec}) \cdot \text{day}$ を用いる。したがって、貯水容量は EE' に1日の秒数すなわち $60 \times 60 \times 24 = 86,400$ (秒) を乗ずれば m^3 単位で求めることができる。

(11) 常時使用水量の計算

1年間の流量データによるマスカーブを用い、常時使用水量の算定の概念を図 5-25 により説明する。

BB' で示される有効貯水容量 V_e に対応する点 B' からマスカーブに接線 AB' を引き、次式を用いて常時使用水量を算定する。

$$Q_f = \frac{S_2 + V_e - S_1}{n \times 86,400} + Q_{ave}$$

ここに、

- S_1 : 時点 T_1 における累加流量 (m^3)
- S_2 : 時点 T_2 における累加流量 (m^3)
- Q_{ave} : 年平均流量 (m^3/sec)
- Q_f : 常時使用水量 (m^3/sec)
- V_e : 有効貯水容量 (m^3)
- n : 貯水池が満水状態から空の状態までの日数 (日)

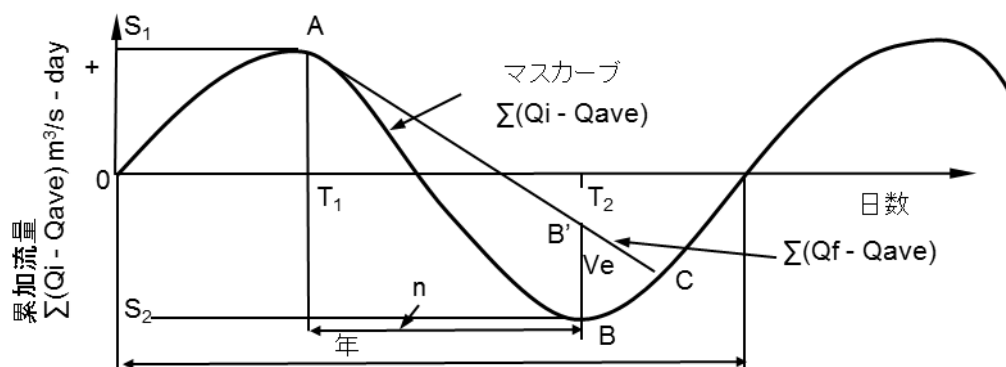


図 5-25 マスクカーブによる常時使用水量

(12) 最大使用水量の設定

常時使用水量を T 時間にピーク化し、最大使用水量を求める。

$$Q_{max} = \frac{Q_f \times 24}{T}$$

ここに、

- Q_{max} : 最大使用水量 (m^3/sec)
- Q_f : 常時使用水量 (m^3/sec)
- T : ピーク継続時間 (時間)

(13) 基準取水水位および放水水位

基準取水水位は、有効貯水容量の中間容量に相当する水位、または満水位から利用水深の 1/3 下がりの水位とする。

発電所位置又は放水口位置の河床標高を地形図から読みとり放水水位を設定する。

なお、放水路を設ける場合は、放水路勾配を考慮して放水水位を設定する。

(14) 水路縦断図の作成

ダム位置、満水位、発電所位置（放水水位）が決定されたので図 5-26 に示す水路縦断図を作成し、導水路および水圧管路の延長を求める。ダム水路式の場合の手順を以下に示す。

- i) 取水口の敷標高は図 5-21 の EL_c とする。但し (13) で設定した最大使用水量と図 5-22 から、導水路内径を確認し EL_c を決定する。

- ii) 水平勾配で導水路ルート発電所近傍まで引く。
- iii) 水圧管路延長が最短となるようまた地表面が満水位標高になる位置に、サージタンクを決める。ただし導水路延長が500m未満であれば、サージタンクは設けない。
- iv) 水圧管路を地形の尾根沿いにサージタンクと発電所間に引く。

なお、地形上、導水路を設けることができない場合は、地下式発電所として放水路を設けることがある。

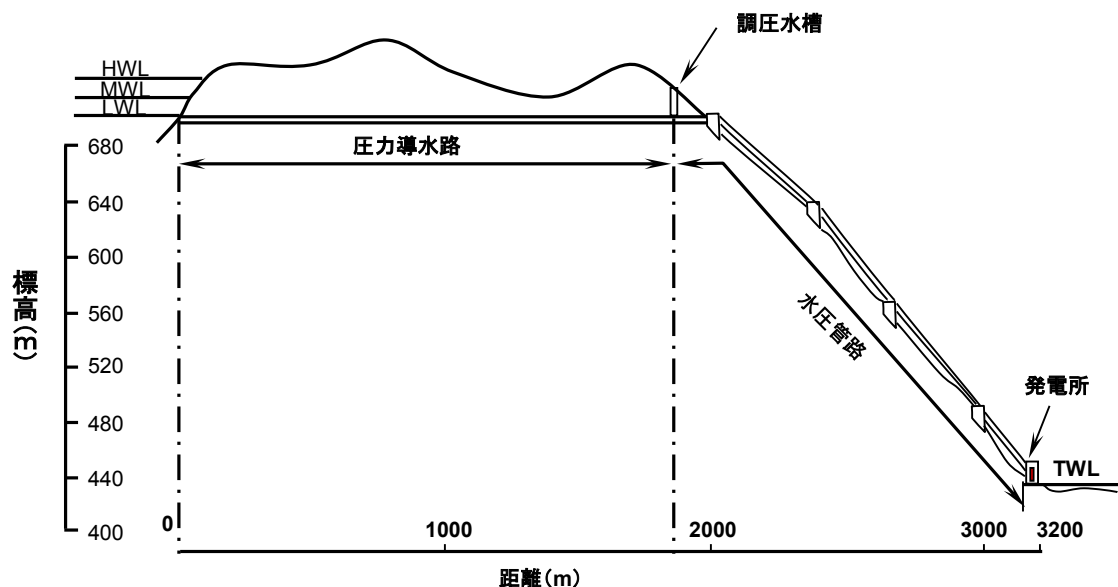


図 5-26 水路縦断面図

(15) 損失落差および基準有効落差の計算

次式に基づいて有効落差を計算する。

$$H_g = \text{NWL} - \text{TWL} = \text{HWL} - h_a/3 - \text{TWL}$$

$$H_0 = (a \times L_1) + (b \times L_2) + (c \times L_3) + \Delta h$$

$$H_{es} = H_g - H_0$$

ここに、

- HWL : 満水位 (EL. m)
- NWL : 基準取水位 (EL. m)
- TWL : 放水位 (EL. m)
- h_a : 利用水深 (m)
- H_g : 総落差 (m)
- H_0 : 損失落差 (m)
- H_{es} : 基準有効落差 (m)
- L_1 : 導水路延長 (m)
- L_2 : 水圧管路延長 (m)
- L_3 : 放水路延長 (m)

Δh : その他損失落差 (m)

a, b, c : 損失を求める係数

a	圧力導水路	1/700
b	水圧管路	1/200
c	圧力放水路	1/700
	無圧力放水路	1/1,000

(16) 水車型式の選定、水車発電機の合成効率および台数

第12章図12-16、12-17を用いて水車型式を選定する。

流量変動が大きい場合、または需要上から水車発電機を複数台とする場合がある。

(17) 最大出力および常時尖頭出力の計算

$$P = 9.8 \times Q_{\max} \times H_{es} \times \eta$$

$$P_{fp} = 9.8 \times Q_{fp} \times H_{es} \times \eta_f$$

ここに、

P : 最大出力 (kW)

P_{fp} : 常時尖頭出力 (kW)

Q_{\max} : 最大使用水量 (m^3/sec)

Q_{fp} : 常時尖頭使用水量 (m^3/sec)

H_{es} : 基準有効落差 (m)

η : 最大出力時の合成効率

η_f : 常時尖頭使用水量時の合成効率

なお、(12)に基づいて最大使用水量を設定している場合は、Pおよび P_{fp} は同じ値である。

(18) マスカーブによる年間発電電力量の算定

マスカーブおよび貯水容量曲線から、各月の使用水量および貯水位を求め、この貯水位から有効落差を求めて、各月の発電電力量が算定される。

マスカーブによる計算の概念を以下に説明する。なお、付属資料A-5-1に計算例を示す。

- 1) マスカーブ(A)に平行に有効貯水容量(V_e)を縦距としたカーブ(B)を作成する(図5-27参照)。マスカーブ(A)は、図5-25に示したマスカーブと同じものである。
 - 流量の補給期間に対し常時使用水量((11)参照)、出水期間に対し最大使用水量の運用線(operation line)を描き、これを用いて各月の使用水量を求める。
 - B'から引いた Q_{\max} の線が、マスカーブ(A)と交叉する場合は、その時点から貯水池は満水状態となり溢水が生じることを示している。
- 2) 図5-27において運用線とマスカーブ(B)間の縦距がその時の貯水池の貯水容量を表し、運用線とマスカーブ(A)間が空容量を表す。各月の初めにおけるこの貯水容量に対応す

る水位を貯水容量曲線から求める。

3) 表5-3に発電電力量の計算表を示す。

- 月初めの水位と翌月の初めの水位を平均し、当月の平均水位を求める（(6)欄）。
- (13)の述べた放水水位および(15)に述べた損失落差を用い、貯水池の平均水位から、当月の有効落差を求める（(7)欄）。
- (当月の有効落差/基準有効落差)から、図5-28～図5-30を用いて変落差効率を求める（(8)、(9)欄）。
- 貯水池式なので、最大使用水量でピーク発電を行うとして、基準有効落差時の水車および発電機の合成効率を求める。
- 各月の水位に対する合成効率を変落差効率に基準有効落差時の合成効率を乗じて算出する（(10)欄）。
- 各月の発電電力量を次式で算出する（(11)欄）。

$$E = 9.8 \times (\Sigma Q_i) \times H_{ei} \times \eta_{th} \times 24$$

ここに、

- E : 発電電力量 (10⁶kWh)
- ΣQ_i : i月の使用水量 (m³/sec・day) (2)欄
- H_{ei} : i月の有効落差 (m) (7)欄
- η_{th} : (基準落差時における合成効率) × (変落差効率) (10)欄

4) なお、発電電力量には1次電力量と2次電力量があるが、この扱いについては5.3.3 (13)と同様である。

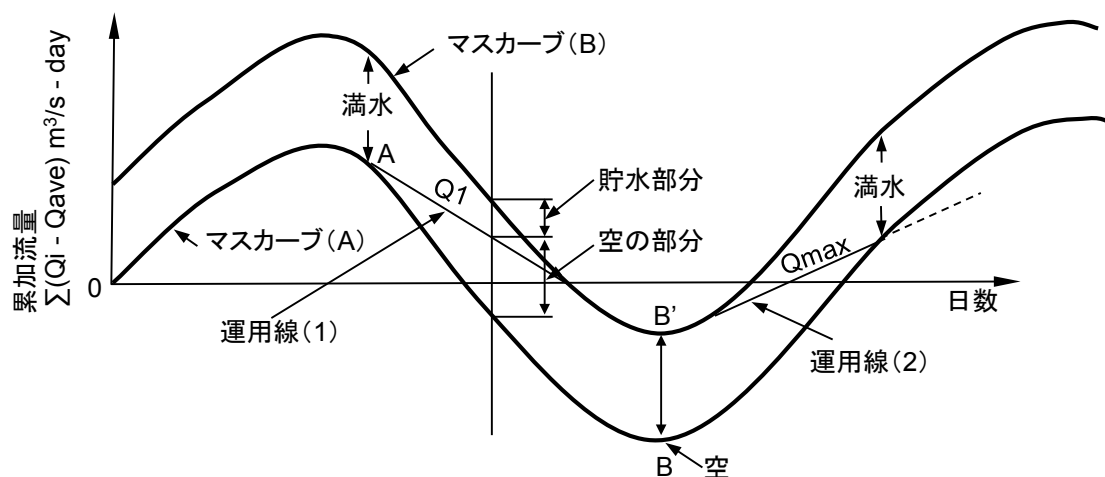


図 5-27 マスカーブによる貯水池運用

表 5-3 マスカーブによる電力量計算（貯水池式）

月	日数	(1) 流入量 (m ³ /s-day)	(2) 発電使用水量 (m ³ /s-day)	(3) 溢水量 (m ³ /s-day)	(4) 貯留量 (m ³ /s-day)	(5) 貯水位 (m)	(6) (5)の平均 (m)	(7) 有効落差 (m)	(8) 落差変動率	(9) 変落差効率	(10) 合成功率	(11) 電力量 (10 ⁶ kWh)
(7)												
8												
9												
10												
11												
12												
1												
2												
3												
4												
5												
6												
7												
計												

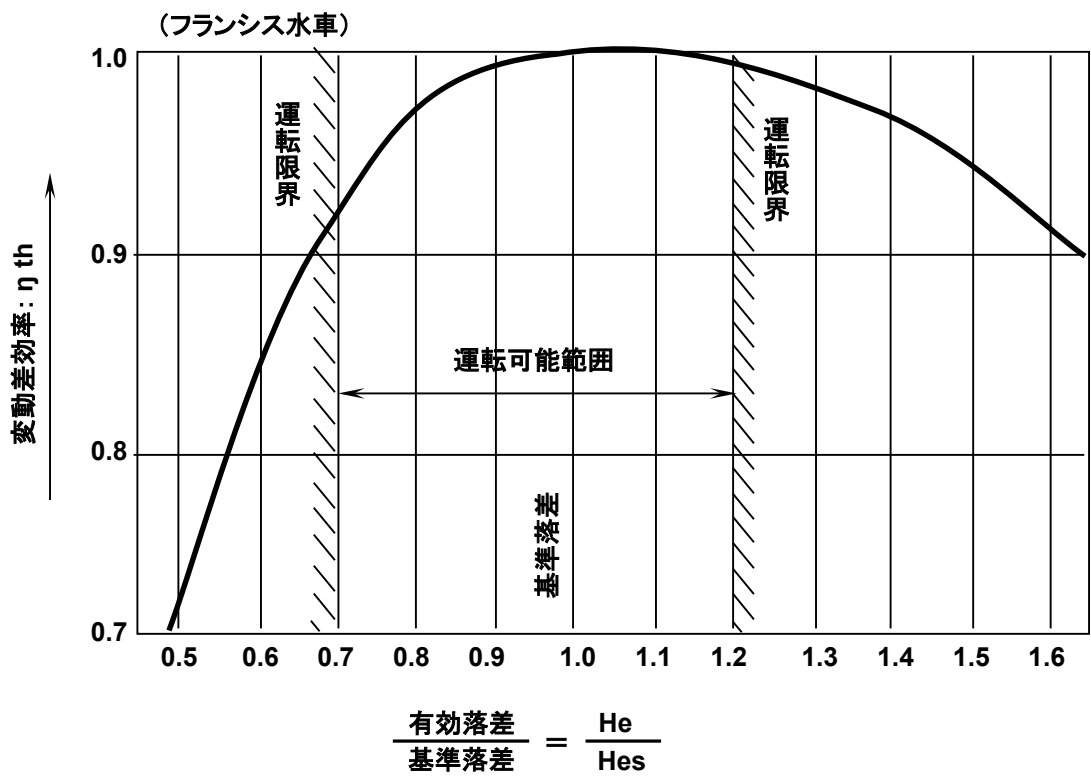


図 5-28 変落差効率特性（フランシス水車）

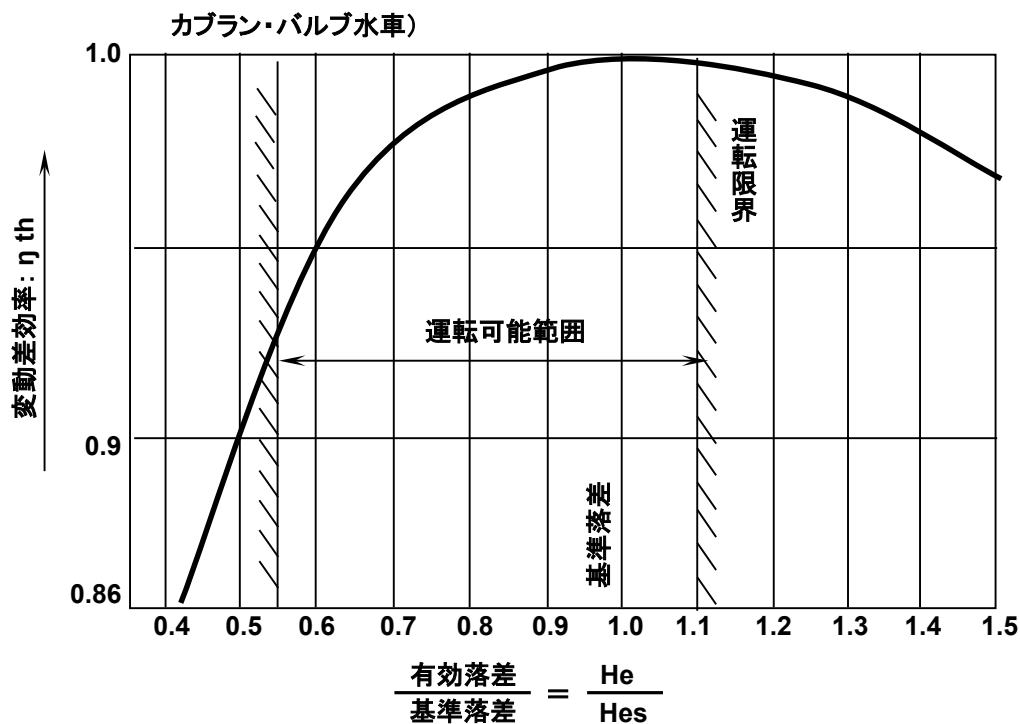


図 5-29 変落差効率特性（カプラン水車、バルブ水車）

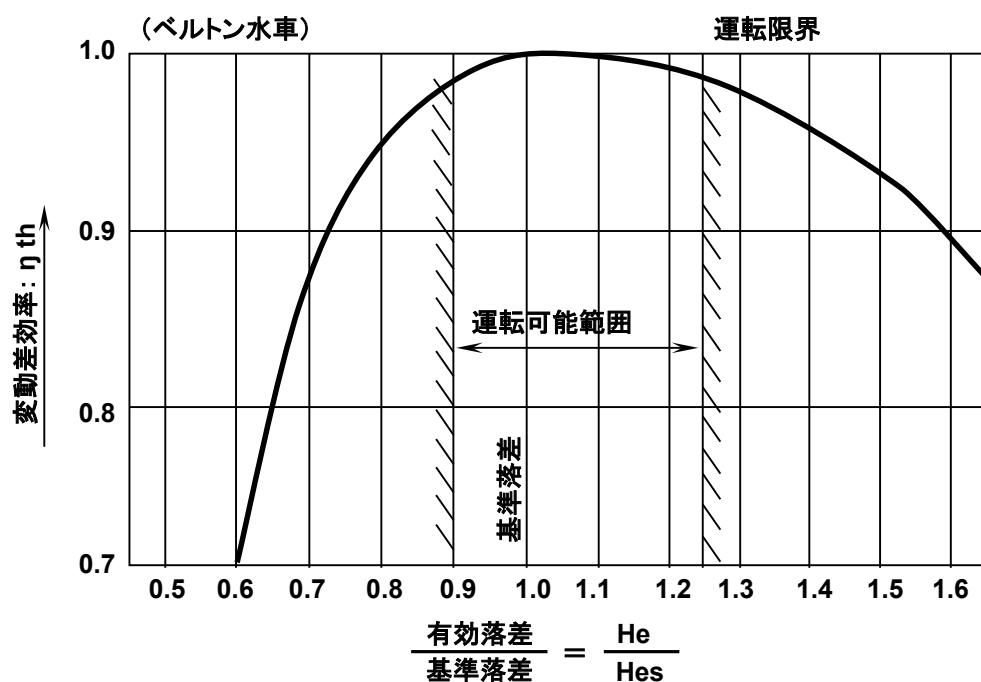


図 5-30 変落差効率特性（ペルトン水車）

(19) 逆調整池の貯水容量

貯水池式および調整池式では、ピーク発電を行うため、下流の河川流量の変動、水位の変動を生じる。下流に利水設備があり、その運用に支障をきたす場合は逆調整池を設ける。逆

調整池の容量は、日間のピーク流量を調整する目的で、次式で求まる容量とする。

$$V_e = (Q_{\max} - Q_f) \times T \times 3600$$

ここに、

- V_e : 逆調整池の容量 (m^3)
- Q_{\max} : 最大使用水量 (m^3/sec)
- Q_f : 常時使用水量 (m^3/sec)
- T : ピーク継続時間 (時間)

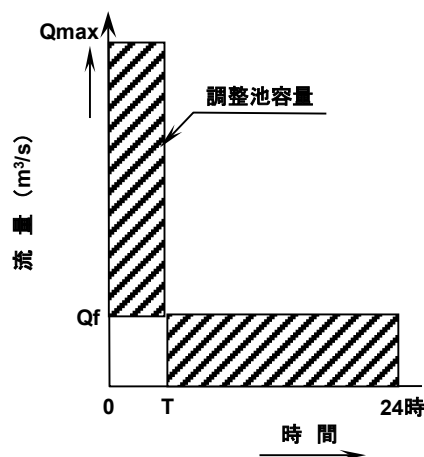


図 5-31 逆調整池容量

(20) 比較検討案の作成

上記の検討により 1 つの案について出力、発電電力量が求まり、計画諸元が確定する。これに基づいて工事費を求め経済評価を行う。有望地点については発電所位置を変えた案、最大使用水量を変えた案等複数の代替案を作成し、経済性を比較検討の上、最適規模が決定される。ただし、詳細な検討は F/S で行われる。

(21) 多目的ダムに付加された水力の計画

農業用水、水道用水、治水等が主目的の多目的ダムに付加された発電計画は、以下に従って検討する。

- 1) 他部門の貯水池運用による放流量の流況曲線を作成し常時使用水量を求める (5.3.3 (5) 参照)。
- 2) 最大使用水量を決定する。ピーク運用が不可の場合は5.3.3 (6) を、ピーク運用が可能な場合は5.3.4 (12) を参照する。
- 3) 基準取水水位および放水水位を求める (5.3.4 (13) 参照)。
- 4) 損失落差および有効落差を計算する (5.3.4 (15) 参照)。
- 5) 水車型式を選定し、水車・発電機の合成効率を求める (5.3.4 (16) 参照)。
- 6) 最大出力および常時出力を求める (5.3.4 (17) 参照)。

7) 年間発電電力量を計算する。

各月の出力および発電電力量計算の手順を表 5-4 に示す。多目的ダムに参加した水力では、流量変化および落差変動により機器の効率が大きく変化するので、これを考慮する。

表 5-4 電力量計算表（多目的ダムに付加された水力）

	月		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	計
	日数	日													
(a)	日数	日													
(b)	月平均使用水量	m ³ /sec													
(c)	月初め水位	EL.m													
(d)	月平均水位	EL. m													
(e)	放水位	EL. m													
(f)	総落差	m													
(g)	損失落差	m													
(h)	有効落差	m													
(i)	水車入力	kW													
(j)	基準合成効率	-													
(k)	変落差効率	-													
(l)	出力	kW													
(m)	発電電力量	kWh													

(b) 月平均使用水量をダム放流量により求める。

(c) 月初めの水位を貯水池運用より求め、これから月平均水位を求める。

(e) 放水位は発電所位置（放水口位置）の河床標高とする。

(f), (g), (h) 月平均水位の総落差、損失落差、有効落差を求める。

(i) 水車入力を次式で求める。

$$\text{ピーク運用が不可の場合 } (i) = 9.8 \times (b) \times (h)$$

$$\text{ピーク運用が可能な場合 } i = 9.8 \times (b) \times 24/T \times (h) \quad (\text{ただし、}(b) \times 24/T \text{ は } Q_{\max} \text{ が上限。})$$

(j) 水車・発電機の合成効率を図5-16 (5.3.3) より (b)/Q_{max} に対し求める。ピーク発電が可能な場合はピーク化した流量 ((b)×24/T) のQ_{max} に対する比から合成効率を求める。

(k) He/Hesの値から変落差効率を求める。フランシス水車、カプラン水車（バルブ水車）およびペルトン水車の変落差効率は、それぞれ図5-28、図5-29および図5-30に示す。

(l), (m) 出力および発電電力量を求める。

$$(l) = (i) \times (j) \times (k)$$

$$\text{ピーク運用が不可の場合 } (m) = (l) \times (a) \times 24$$

$$\begin{aligned} \text{ピーク運用が可能な場合(m)} &= (l) \times (a) \times T \\ &= 9.8 \times (a) \times (b) \times (h) \times (j) \times (k) \times 24 \end{aligned}$$

- 8) 計画が確定したので第6章で工事費を算定し経済性を分析する。

5.3.5 調整池式の検討

- (1) レイアウトおよび検討の流れ

1日ないし数日の河川流量の調整可能な調整池を有する発電方式を調整池式といい、本マニュアルでは、流量調整率（RCF）が5%未満の池を調整池と定義する。調整池式のレイアウトの例を図 5-17 に示し、検討フローチャートを図 5-2 に示す。

- (2) ダム地点の流量の算定および流況曲線の作成

5.3.2 (3) に基づいて図 5-32 流況曲線を作成する。

- (3) 常時使用水量の計算

図 5-32 に示すとおり、流況曲線から常時使用水量を求める。ここでは、95%流量（347日流量）を常時使用水量として採用している。

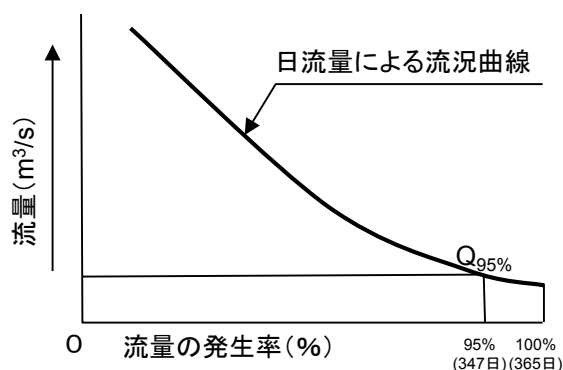


図 5-32 流況曲線による 95%流量

- (4) 最大使用水量の設定

図 5-33 に示すとおり、常時使用水量を丁時間にピーク化し最大使用水量を求める。

$$Q_{\max} = \frac{Q_f \times 24}{T}$$

ここに、

- Q_{\max} : 最大使用水量 (m³/sec)
- Q_f : 常時使用水量 (m³/sec)
- T : ピーク継続時間 (時間)

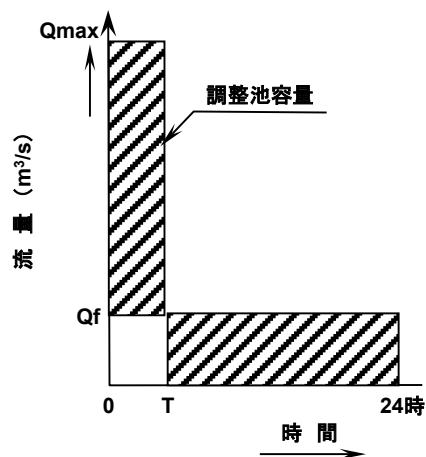


図 5-33 最大使用水量および調整池容量

(5) 低水位の設定

5.3.4 (6) で求められた堆砂標高、および前項で求めた最大使用水量に対するトンネル径を使用し、低水位を設定する。

(6) 有効容量および満水位の設定

- 1) 日流量を調整するために必要な池容量として次式で表される有効貯水容量を設定する（図 5-33 参照）。

$$V_e = (Q_{\max} - Q_f) \times T \times 3,600$$

ここに、

- V_e : 有効貯水容量 (m^3)
- T : ピーク継続時間 (時間)

- 2) 低水位からこの有効貯水容量を確保した水位を満水位とする。この水位をさらに上げても工事費の大幅な増加がないと判断される場合は落差を確保する観点から満水位を上げることが考えられる。

(7) 基準取水水位および放水水位

5.3.4 (13) 参照。

(8) 水路縦断図の作成

5.3.4 (14) 参照。

(9) 損失落差および有効落差の計算

5.3.4 (15) 参照。

(10) 水車型式の選定、水車・発電機の合成効率および台数

5.3.4 (16) 参照。

(11) 最大出力および常時尖頭出力の計算

5.3.4 (17) 参照。

(12) 年間発電電力量の算定

毎日の発電電力量を次式で算出し、年間の発電電力量を求める。

$$E = \sum (9.8 \times \eta \times q_i \times H_e \times 24)$$

ここに、

- E : 年間発電電力量 (kWh)
- q_i : 日使用水量 (m^3/sec)
- H_e : 有効落差 (m)
- η : 最大出力時の合成効率 (表 5-2)

(13) 逆調整池の貯水容量

発電所下流に対し、ピーク流量をフラット化して放流する必要がある場合は逆調整池を設ける。5.3.4 (19) 参照。

(14) 比較検討案の作成

上記の検討により 1 つの案について出力、発電電力量が求まり計画諸元が決定した。この諸元に基ついて第 6 章で概算工事費を求め、経済評価を行う。有望地点については、発電所位置を変えた案、河水利用率が 30~70%程度となるよう最大使用水量を変えた案等の複数の代替案を作成し経済性を比較検討する。ただし、詳細な検討は F/S で行う。

5.4 揚水式プロジェクトの概略計画の策定

概略計画の策定手法を以下に示し、その検討例を付属資料A-5-1に示す。

(1) 揚水式の分類および検討の流れ

揚水式発電の形式を図 5-34 に、検討の流れを図 5-3 (5.1.2) に示す。

揚水発電は上池に流入する河川水の利用の有無により、純揚水式および混合揚水式の 2 種類に分類される。純揚水式は、上池に流入する河川水を発電エネルギーとして使用せず、上下いずれかの調整池に貯水した水を循環させて発電する方式をいう。混合揚水式は、発電エネルギーとして揚水した水の他、上池に流入する河川水を利用する方式である。従って混合揚水式は通常の貯水池式あるいは調整池式に揚水設備が付加された方式である。

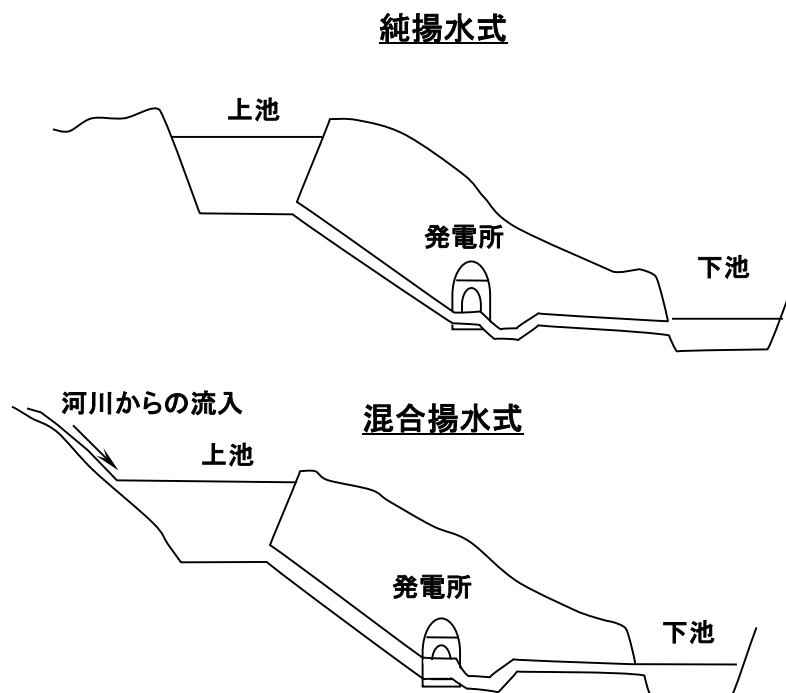


図 5-34 揚水式発電の形式

(2) 定格出力およびピーク継続時間の設定

揚水式は、地形条件が良ければ河川流量に関係なく出力を自由に設定できる。従って計画地点の選定には出力およびピーク継続時間を設定する必要がある。概略調査では出力を系統規模の10%程度以下、ピーク継続時間を6時間から8時間程度に設定する。たとえば系統規模が10,000MWおよび5,000MWの場合、揚水発電はそれぞれ1,000MWおよび500MW以下で検討する。なお、上記10%は日本における系統の総合経費を最小にする揚水比率（10～15%）であり、途上国ではそれぞれの電源構成比率により揚水比率は変化する。

(3) 計画地点の選定

純揚水式は上部および下部調整池を設ける地形が得られ、適当な落差が有ればよいので、地点選定の自由度が大きく高落差の地点が得られやすい。これに対し混合揚水式の地点の選定条件は、一般水力とほぼ同じであり、純揚水式ほどの自由度はない。

揚水発電所の揚水に必要なエネルギー（揚水原資あるいは揚水動力という）は火力発電所等から供給されるので、これら発電設備との総合運用が計画策定にあたって、重要なポイントである。また、経済性の観点から、揚水発電所は需要地の近傍に位置していること、発電および受電に必要な送電容量を有している送電線の近傍に位置していることが望ましい。これは、送電線建設コストの節減が可能なこと、また需要地近傍に位置することにより揚水・発電に伴う送電損失の減少が期待されることによる。

以上を考慮に入れて揚水発電所サイトを地形図の上で選定する。地形上からは下記事項に留意し検討する。

- i) 地点選定にあたって参考となる指標としてL/Hが用いられる。

ここに、

L : 取水口から放水口までの水路トンネルの水平長 (m)

H : 両ダムサイト予定地の河床標高の差 (m)

経験上、L/H が 4~6 倍程度以下および H が 400m 程度以上であれば有望な地点と言える。ただし、トンネル工事費が安価な地域条件の場合は、この数値にとらわれず、検討の目安として使用すればよい。

ii) 既設および新設予定の他の目的の貯水池または調整池が、揚水発電所に利用できる場合は、これを用いた計画も検討する。

iii) 小規模のダムで、必要な調整池容量が得られること。発電に影響を及ぼす調整池からの漏水が地質上予想されないこと。近傍に道路がありアプローチが容易なこと。補償問題、住民の移転問題が少ないこと。

(4) 流域面積の算定

5.3.4 (3) 参照。

(5) 上部ダム地点の流量の算定

混合揚水式については 5.3.4 (4) を参照し、上池に流入する河川流量を算定する。

(6) 貯水容量曲線の作成

上池および下池の容量曲線を 5.3.4 (5) を参照し作成する。

(7) 最大使用水量の仮設定

次式で最大使用水量を求める。

$$Q_{\max} = \frac{P_{\max}}{9.8 \times H \times \eta}$$

ここに、

Q_{\max} : 最大使用水量 (m³/sec)

P_{\max} : 定格出力 (kW)

H : 落差 (上部ダムと下部ダムの河川標高差 : m)

η : 最大出力時の合成効率

なお、本検討では、 $9.8 \times \eta = 8.5$ として検討する。

(8) 調整池容量の設定

ピーク継続時間を設定し、有効貯水容量を求める。ピーク継続時間 (T) は、6 時間から 8 時間程度に設定する。

$$V_e = Q_{\max} \times T \times 3,600$$

ここに、

V_e : 有効貯水容量 (m³)

T : ピーク継続時間 (時間)

(9) 堆砂量および堆砂標高の設定

5.3.4 (6) 参照。

(10) 低水位の設定（上池、下池）

5.3.4 (7) を参照し、取水口敷標高、堆砂標高から低水位を設定する。ただし、トンネル内径は流速を 5～6m/sec 程度に設定して求める。揚水式の場合は一般水力に比較して、同一流量に対してトンネルの最適径は小さくなるのが一般的である。

(11) 満水位の設定

5.3.4 (8) を参照し、(10) で決定された低水位と (8) で求められた有効貯水容量から貯水容量曲線を用い、上部および下部調整池の満水位を設定する。

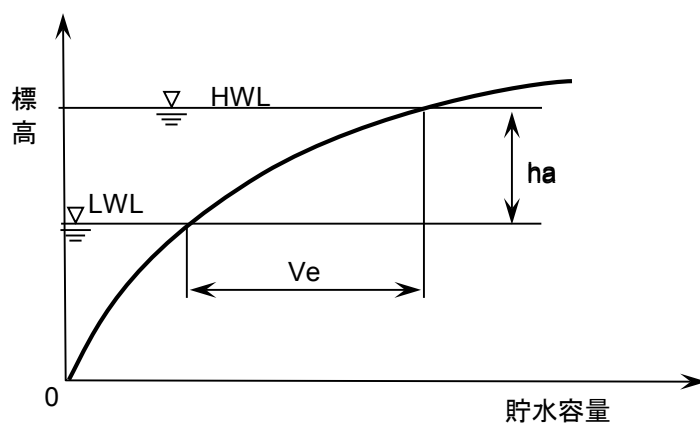


図 5-35 満水位の設定

(12) 基準取水位および放水位の設定

基準取水位および放水位は、上池と下池の重心水位とする。

(13) 水路縦断図の作成

1) 水車センター標高の設定

水車センターは下部調整池の低水位から吸出高さ下がりの標高に設定する。最大揚程と吸出高さの関係を図 5-36 に示す。

2) ダム諸元および発電所の水車中心標高が決定されたので図5-37に示す水路縦断図を作成する。

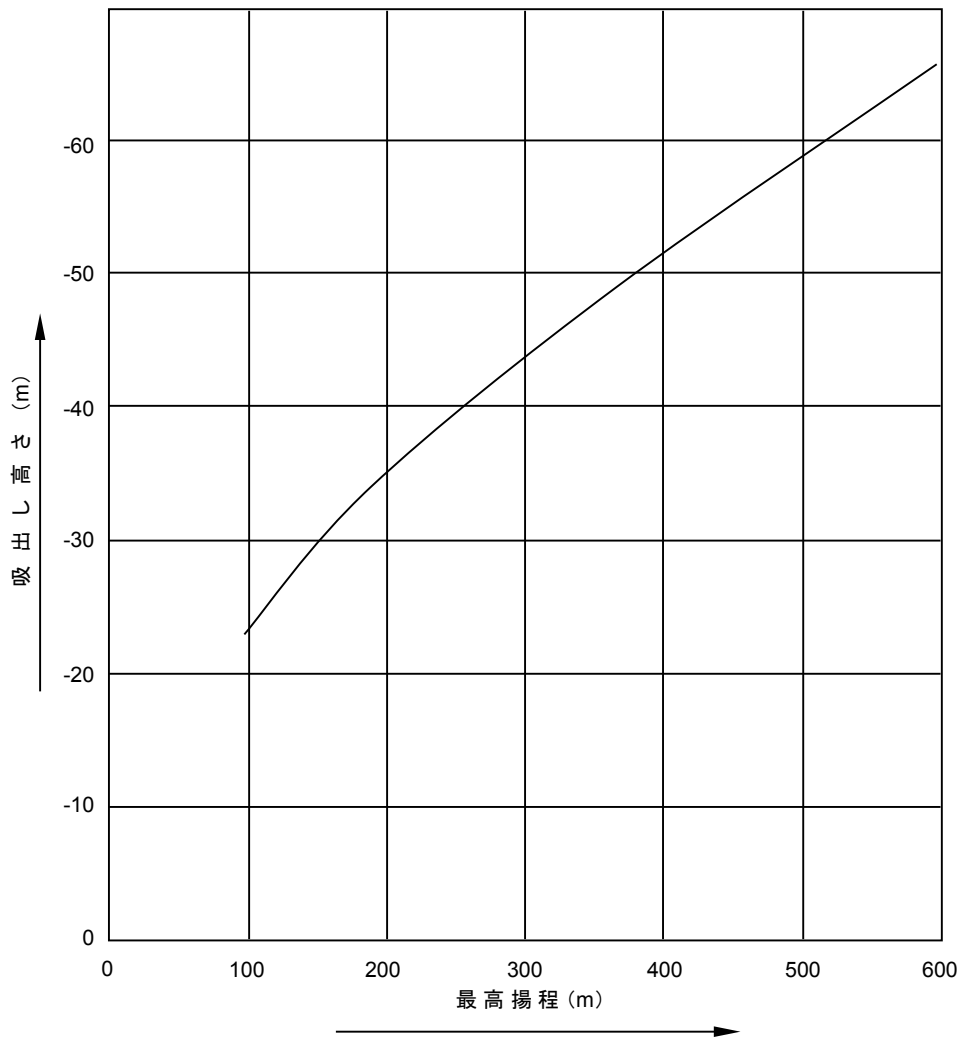


図 5-36 吸出し高さ

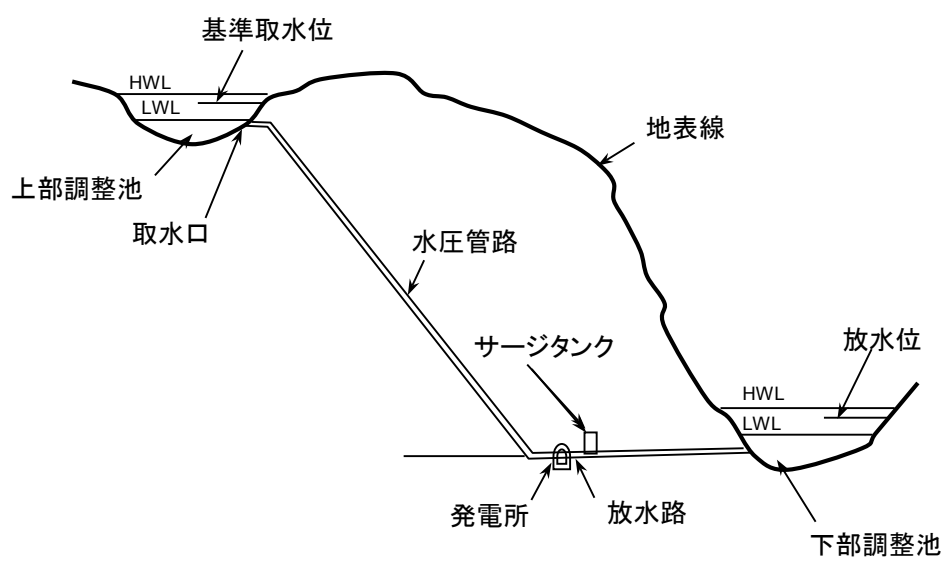


図 5-37 水路縦断面図

(14) 損失落差および有効落差の計算

5.3.4 (15) 参照。ただし、損失を求める係数 a、b、c は以下のとおりとする。

$$a=1/300、b=1/100、c=1/300$$

(15) 最大使用水量の再計算

有効落差 (H_{es}) が (14) で決定されたので、次式により最大使用水量を決定する。

$$Q_{\max} = \frac{P_{\max}}{8.5 \times H_{es}}$$

(16) 年間発電電力量の設定

次式で発電電力量を求める。

$$E = P_{\max} \times T$$

ここに、

E : 年間発電電力量 (kWh)

T : 年間発電時間 (時間)

上池に自然流入量が見込まれる場合は、これを発電に利用できるので、次式の発電電力量 (E') が算定される。

$$E' = 9.8 \times \eta \times \Sigma Q_i \times H_{es} \times 24 / 3,600$$

ここに、

ΣQ_i : 年間流入量のうち発電使用可能水量 (m^3)

(17) 年間揚水電力量 (E_p) の算定

$$E_p = (E - E') / \alpha$$

ここに、

α : 揚水総合効率 (0.7 程度で揚水電力量に対する発電電力量の比)

(18) 計画諸元の確定

上記の検討により出力等の計画諸元が決定したので、第 6 章に述べる方法により工事費を概算し、経済性を把握する。

第5章の参考文献

- [1] 水力開発地点計画策定調査報告書（第5次発電水力調査）、通商産業省、1986年
- [2] 未開発地点開発最適化調査報告書、通商産業省新エネルギー財団、1997年
- [3] 中小水力発電ハンドブック、新エネルギー財団
- [4] 水力開発ガイドマニュアル、新エネルギー財団、1996年

第 6 章

概略工事費の算定および最適規模検討

第6章 概略工事費の算定および最適規模検討

本章は、水力開発ガイドマニュアル（新エネルギー財団、1996年）を使用したものである。

6.1 概略工事費の算定

概略工事費の策定手法を以下に示し、その検討事例を付属資料 A-5-1 に示す。

- (1) 工事費は、表 6-1～表 6-3 に示す様式を使用し算定する。内貨、外貨については概略調査では区分しない。
- (2) 準備工事のうち工事用道路は数量と単価により算出し、建設事務所と宿舍費用は類似のプロジェクトの実績値を参考に、土木工事費の 5%（流れ込み式）または 2%（調整池式、貯水池式および揚水式）を計上する。なお、流れ込み式は比較的小規模な水力を対象としているので「補償および移転費用」項目は無視する。
- (3) 環境対策費として流れ込み式については土木工事費の 1%、貯水池式・調整池式および揚水式に対し 3%を計上する。
- (4) 「土木工事」および「水力機器」の費用は、図表および数式で求めた主要工種の工事数量に工事単価を乗じて算出する（表 6-4～表 6-6 参照）。
 - 1) 本マニュアルでは、各構造物の主要工種は土木工事に対して、掘削、コンクリート、盛立、鉄筋、水力機器に対して、ゲート、スクリーン、鉄管である。主要工種以外の工種の費用は、「その他」として一括して主要工種の費用計に対する比率で算出する。
 - 2) 工事単価は、当該国の類似工事の最新のデータを参考に使用する。当該国で、水力機器に関する単価のデータ収集が容易でない場合は、専門家、コンサルタント、メーカー等から国際市場価格のデータを入手する。
- (5) 電気機器関係の工事費には水車、発電機、制御装置、主要変圧器等を一括して計上する。電気機器の費用に関するデータ収集が容易でない場合は、(4) 2)に準じる。

なお、水車型式別の電気機器関係工事費と $P/(H_e)^{1/2}$ （P：最大出力（kW）、 H_e ：有効落差（m））とは、図 6-1 に示す例のとおり両対数紙で直線に近い関係があるので、最近の事例があればこれをプロットし参考にする。
- (6) 送電線工事費に関する本マニュアルでの取り扱いは、その計画が有望と見なされる場合に送電線工事費を算定することとし、それ以外および包蔵水力調査の場合には算定しないものとする。送電線の費用は、送電線の容量、回線数から決まる km 当たりの単価に延長を乗じて算出する。単価に関するデータ収集が容易でない場合は (4) 2)に準じる。

(7) 管理費、技術費および予備費は以下の内容を含むものとし、直接工事費に適正な比率を乗じて算出する。

- 1) 管理費には、人件費、建設所運営関係の費用等が含まれる。技術費には、コンサルタントが実施する設計、施工監理の技術的サービスの費用が含まれる。このマニュアルでは管理費および技術費として直接工事費の15%を計上する。
- 2) 予備費には、数量増等に対する予備費を含むものとする。予備費として直接工事費の10%を計上する。

(8) 建設中利子は、以下の条件で計算する。

利子率 (i) は、内貨と外貨の構成比率を勘案して算出する。例えば内貨と外貨との比率が各々40%および60%の場合は下記の通りとなる。

$$i = i_1 \times 0.4 + i_2 \times 0.6$$

i_1 : 内貨分の利子率

i_2 : 外貨分の利子率

$$\text{建設中利子} = (\text{準備工事費} + \text{環境対策費} + \text{土木工事費} + \text{水力機器工事費} + \text{電気工事費} + \text{管理費} \cdot \text{技術費} + \text{予備費}) \times 0.4 \times i \times T$$

ここに、

T : 建設期間 (年)

なお、0.4 はキャッシュフロー係数を表し、既存のプロジェクトによる経験的な値である。

(9) プロジェクトの概算工事費は、下表に従って算出する。

流れ込み式	: 表 6-1 および表 6-4 (1) ~ (2)
調整池式及び貯水池式	: 表 6-2 および表 6-5 (1) ~ (2)
揚水式	: 表 6-3 および表 6-6 (1) ~ (2)

表 6-1 工事費総括表（流れ込み式）

項 目	工 事 費	摘 要
1. 準備工事 (1) 取付道路 (2) 建設所設備		(3 土木工事費) × 0.05
2. 環境対策費		(3 土木工事費) × 0.01
3. 土木工事 (1) 取水ダム (2) 取水口 (3) 沈砂池 (4) 導水路 (5) ヘッドタンク (6) 水圧管路及び余水路 (7) 発電所 (8) 放水路 (9) 放水口 (10) 雑工事		((1)~(9)) × 0.05
4. 水力機器 (1) ゲート及びスクリーン (2) 鉄管		
5. 電気機器関係		水車発電機, 主要変圧器等
6. 送電線		
直接工事費		1+2+3+4+5+6
7. 管理費及び技術費		(直接工事費) × 0.15
8. 予備費		(直接工事費) × 0.1
9. 建設中利子		(1+2+3+4+5+6+7+8) × 0.4 × i × T
総工事費		1+2+3+4+5+6+7+8+9

表 6-2 工事費総括表（調整池式および貯水池式）

項 目	工 事 費	摘 要
1. 準備工事及び土地補償費 (1) 取付道路 (2) 補償及び移転 (3) 建設所設備		(3 土木工事費) × 0.02
2. 環境対策費		(3 土木工事費) × 0.03
3. 土木工事 (1) 河流処理 (2) ダム (3) 洪水吐 (4) 取水口 (5) 導水路 (6) サージタンク (7) 水圧管路 (8) 発電所 (9) 放水路 (10) 放水口 (11) 雑工事		((1)~(10)) × 0.05
4. 水力機器 (1) ゲート及びスクリーン (2) 鉄管		
5. 電気機器関係		水車発電機, 主要変圧器等
6. 送電線		
直接工事費		1+2+3+4+5+6
7. 管理費及び技術費		(直接工事費) × 0.15
8. 予備費 8' ダム分担金		(直接工事費) × 0.1 総合開発の場合
9. 建設中利子		(1+2+3+4+5+6+7+8+8') × 0.4 × i × T
総 工 事 費		1+2+3+4+5+6+7+8+8' +9

表 6-3 工事費総括表（揚水式）

項 目	工 事 費	摘 要
1. 準備工事及び土地補償費 (1) 取付道路 (2) 補償及び移転 (3) 建設所設備		(3 土木工事費) × 0.02
2. 環境対策費		(3 土木工事費) × 0.03
3. 土木工事 (1) 上部ダム (2) 下部ダム (3) 取水口 (4) 導水路 (5) 導水路サージタンク (6) 水圧管路 (7) 放水路サージタンク (8) 放水路 (9) 発電所 (10) 放水口 (11) 搬入路 (12) 雑工事		((1)~(11)) × 0.05
4. 水力機器 (1) ゲート及びスクリーン (2) 鉄管		
5. 電気機器関係		水車発電機, 主要変圧器等
6. 送電線		
直接工事費		1+2+3+4+5+6
7. 管理費及び技術費		(直接工事費) × 0.15
8. 予備費 8' ダム分担金		(直接工事費) × 0.1 総合開発の場合
9. 建設中利子		(1+2+3+4+5+6+7+8+8') × 0.4 × i × T
総 工 事 費		1+2+3+4+5+6+7+8+8' +9

表 6-4 (1) 土木工事の工事費内訳書（流れ込み式）

工 事 項 目	単位	工事単価		工事数量		工事費	工事費算出方法
(1)取水ダム							(1)=①+②+③+④
①掘削	m ³						①
②コンクリート	m ³						②
③鉄筋	ton						③
④その他	一式					30 %	④= (①+②+③) × 0.3
(2)取水口							(2)=①+②+③+④
①掘削	m ³						①
②コンクリート	m ³						②
③鉄筋	ton						③
④その他	一式					25 %	④= (①+②+③) × 0.25
(3)沈砂池							(3)=①+②+③+④
①掘削	m ³						①
②コンクリート	m ³						②
③鉄筋	ton						③
④その他	一式					20 %	④= (①+②+③) × 0.2
(4)導水路		トンネル	開きよ	トンネル	開きよ		(4)=①+②+③
①掘削	m ³						①
②コンクリート	m ³						②
③その他	一式					15%-30%	③= (①+②) × 0.15~0.30
(5)ヘッドタンク							(5)=①+②+③+④
①掘削	m ³						①
②コンクリート	m ³						②
③鉄筋	ton						③
④その他	一式					40 %	④= (①+②+③) × 0.40
(6)水圧管路及び余水吐							(6)=①+②+③+④
①掘削	m ³						①
②コンクリート	m ³						②
③鉄筋	ton						③
④その他	一式					20 %	④= (①+②+③) × 0.2
(7) 発電所							(7)=①+②+③+④
①掘削	m ³						①
②コンクリート	m ³						②
③鉄筋	ton						③
④その他	一式					50 %	④= (①+②+③) × 0.5
(8) 放水路		トンネル	開きよ	トンネル	開きよ		(8)=①+②+③
①掘削	m ³						①
②コンクリート	m ³						②
③その他	一式					15%-30%	③= (①+②) × 0.15~0.30
(9) 放水口							(9)=①+②+③+④
①掘削	m ³						①
②コンクリート	m ³						②
③鉄筋	ton						③
④その他	一式					25 %	④= (①+②+③) × 0.25
(10) 雑工事	一式					5 %	(10)=Σ {(1)~(9)} × 0.05
小 計							

表 6-4 (2) 水力機器の工事費内訳書（流れ込み式）

工 事 項 目	単位	工事単価	工事数量	工 事 費
1. 取水ダム				
排砂ゲート	ton			
2. 取水口				
ゲート	ton			
スクリーン	ton			
3. 沈砂池				
ゲート	ton			
スクリーン	ton			
4. 水圧管路・余水路鉄管	ton			
5. 放水口ゲート	ton			
6. その他	一式			20 %
小 計				

表 6-5 (1) 土木工事の工事費内訳書（調整池式および貯水池式）

工 事 項 目	単 位	工事単価	工事数量	工事費	工事費算出方法
(1)ロックフィルダム					(1)=(1).1+(1).2+(1).3
(1).1 河流処理					(1).1=(1).2×0.25
(1).2 ダム					(1).2=①+②+③
①掘削	m ³				①
②盛立	m ³				②
③その他	一式			20%	③=(①+②)×0.2
(1).3 洪水吐					(1).3=④+⑤+⑥+⑦
④掘削	m ³				④
⑤コンクリート	m ³				⑤
⑥鉄筋	ton				⑥
⑦その他	一式			10%	⑦=(④+⑤+⑥)×0.1
(2)コンクリート重力ダム					(2)=(2).1+(2).2
(2).1 河流処理	一式			(2).2の2%	(2).1=(2).2×0.02
(2).2 コンクリートダム	m ³				(2).2=①+②+③
①掘削	m ³				①
②コンクリート	m ³				②
③その他	一式			20%	③=(①+②)×0.2
(3)取水口					(3)=①+②+③+④
①掘削	m ³				①
②コンクリート	m ³				②
③鉄筋	ton				③
④その他	一式			25%	④=(①+②+③)×0.25
(4)導水路					(4)=①+②+③+④
①掘削	m ³				①
②コンクリート	m ³				②
③鉄筋	ton				③
④その他	一式			15%	④=(①+②+③)×0.15
(5)サージタンク					(5)=①+②+③+④
①掘削	m ³				①
②コンクリート	m ³				②
③鉄筋	ton				③
④その他	一式			55%	④=(①+②+③)×0.55
(6)水圧管路					(6)=①+②+③+④
①掘削	m ³				①
②コンクリート	m ³				②
③鉄筋	ton				③
④その他	一式			20%	④=(①+②+③)×0.2
(7)発電所					(7)=①+②+③+④
①掘削	m ³				①
②コンクリート	m ³				②
③鉄筋	ton				③
④その他	一式			50%	④=(①+②+③)×0.5
(8)放水路		トンネル 開きよ	トンネル 開きよ		(8)=①+②+③+④
①掘削	m ³				①
②コンクリート	m ³				②
③鉄筋	ton				③
④その他	一式			15%-30%	④=(①+②+③)×0.15~0.30
(9)放水口					(9)=①+②+③+④
①掘削	m ³				①
②コンクリート	m ³				②
③鉄筋	ton				③
④その他	一式			25%	④=(①+②+③)×0.25
(10)雑工事	一式				(10)=Σ{(1)~(9)}×0.05
小 計					

表 6-5 (2) 水力機器の工事費内訳書（調整池式および貯水池式）

工 事 項 目	単 位	工事単価	工事数量	工 事 費
1. ダム及び洪水吐				
ゲート	ton			
2. 取水口				
ゲート	ton			
スクリーン	ton			
3. 水圧管路（鉄管）	ton			
4. 放水口ゲート	ton			
5. その他	一式			20 %
小 計				

表 6-6 (1) 土木工事の工事費内訳書（揚水式）

工 事 項 目	単 位	工 事 単 価	工 事 数 量	工 事 費	工 事 費 算 出 方 法
(1)上部ダム					
(1.1) ロックフィルダム					(1.1)=(1.1.1)+(1.1.2)+(1.1.3)
(1.1.1) 河流処理				(1.1.2の25%)	(1.1.1)=(1.1.2)×0.25
(1.1.2) ダム					(1.1.2)=①+②+③
①掘削	m ³				①
②盛立	m ³				②
③その他	一式			20%	③=(①+②)×0.2
(1.1.3) 洪水吐					(1.1.3)=④+⑤+⑥+⑦
④掘削	m ³				④
⑤コンクリート	m ³				⑤
⑥鉄筋	ton				⑥
⑦その他	一式			10%	⑦=(④+⑤+⑥)×0.1
(1.2) コンクリート重力ダム					(1.2)=(1.2.1)+(1.2.2)
(1.2.1) 河流処理	一式			(1.2.2の2%)	(1.2.1)=(1.2.2)×0.02
(1.2.2) コンクリートダム	m ³				(1.2.2)=①+②+③
①掘削	m ³				①
②コンクリート	m ³				②
③その他	一式			20%	③=(①+②)×0.2
(2)下部ダム					
(2.1) ロックフィルダム					(2.1)=(2.1.1)+(2.1.2)+(2.1.3)
(2.1.1) 河流処理				(2.1.2の25%)	(2.1.1)=(2.1.2)×0.25
(2.1.2) ダム					(2.1.2)=①+②+③
①掘削	m ³				①
②盛立	m ³				②
③その他	一式			20%	③=(①+②)×0.2
(2.1.3) 洪水吐					(2.1.3)=④+⑤+⑥+⑦
④掘削	m ³				④
⑤コンクリート	m ³				⑤
⑥鉄筋	ton				⑥
⑦その他	一式			10%	⑦=(④+⑤+⑥)×0.1
(2.2) コンクリート重力ダム					(2.2)=(2.2.1)+(2.2.2)
(2.2.1) 河流処理	一式			(2.2.2の2%)	(2.2.1)=(2.2.2)×0.02
(2.2.2) コンクリートダム	m ³				(2.2.2)=①+②+③
①掘削	m ³				①
②コンクリート	m ³				②
③その他	一式			20%	③=(①+②)×0.2
(3)取水口					(3)=①+②+③+④
①掘削	m ³				①
②コンクリート	m ³				②
③鉄筋	ton				③
④その他	一式			25%	④=(①+②+③)×0.25
(4)導水路					(4)=①+②+③+④
①掘削	m ³				①
②コンクリート	m ³				②
③鉄筋	ton				③
④その他	一式			15%	④=(①+②+③)×0.15
小 計					

工 事 項 目	単位	工事単価	工事数量	工事費	工事費算出方法
(5)サ-タンク（導水路）					(5)=①+②+③+④
①掘削	m ³				①
②コンクリート	m ³				②
③鉄筋	ton				③
④その他	一式			55 %	④= (①+②+③) × 0.55
(6)水圧管路					(6)=①+②+③+④
①掘削	m ³				①
②コンクリート	m ³				②
③鉄筋	ton				③
④その他	一式			20 %	④= (①+②+③) × 0.2
(7)発電所					(7)=①+②+③+④
①掘削	m ³				①
②コンクリート	m ³				②
③鉄筋	ton				③
④その他	一式			50 %	④= (①+②+③) × 0.5
(8)放水路		トンネル 開きよ	トンネル 開きよ		(8)=①+②+③+④
①掘削	m ³				①
②コンクリート	m ³				②
③鉄筋	ton				③
④その他	一式			15%-30%	④= (①+②+③) × 0.15~0.30
(9)サ-タンク（放水路）					(9)=①+②+③+④
①掘削	m ³				①
②コンクリート	m ³				②
③鉄筋	ton				③
④その他	一式			20 %	④= (①+②+③) × 0.20
(10)放水口					(10)=①+②+③+④
①掘削	m ³				①
②コンクリート	m ³				②
③鉄筋	ton				③
④その他	一式			25 %	④= (①+②+③) × 0.25
(11)搬入路					(11)=①+②+③+④
①掘削	m ³				①
②コンクリート	m ³				②
③鉄筋	ton				③
④その他	一式			20 %	④= (①+②+③) × 0.20
(12)雑工事	一式				(12)=Σ {(1)~(11)} × 0.05
小 計					

表 6-6 (2) 水力機器の工事費内訳書（揚水式）

工事項目	単位	工事単価	工事数量	工事費
1. ダム及び洪水吐				
ゲート（上部ダム・下部ダム）	ton			
2. 取水口				
ゲート	ton			
スクリーン	ton			
3. 水圧管路（鉄管）	ton			
2. 放水口				
ゲート	ton			
スクリーン	ton			
5. その他	一式			20%
小 計				

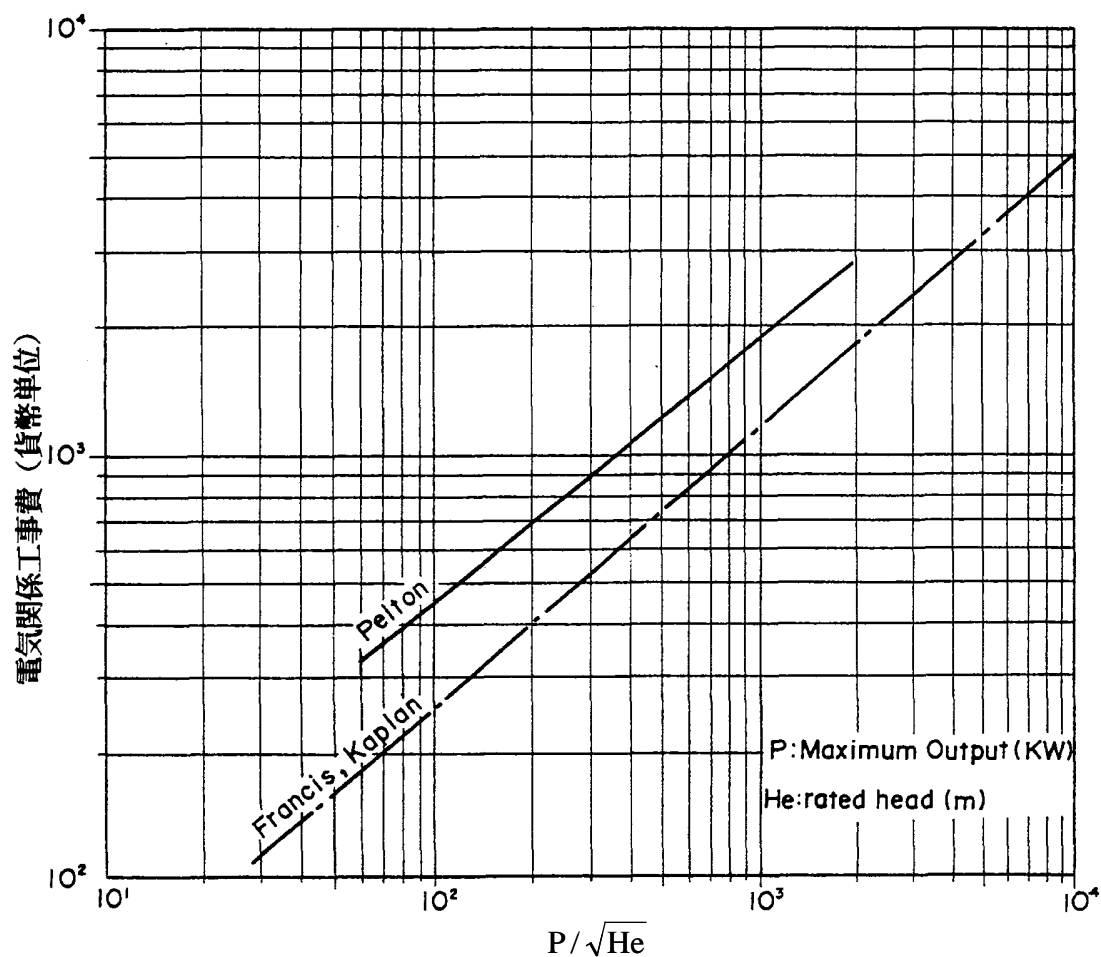


図 6-1 電気関係工事費の例

6.2 工事数量の算定

6.2.1 工事数量の算定方法

1/50,000程度の地形図は構造物の設計および工事費積算を行うのに必要な精度を有していないので、土木工事、水力機器（鉄管、ゲート、スクリーン等）の数量は既存設備の数量をもとに作成された算定式を使用して算出する。この算定式は日本の包蔵水力調査のために作成された資料を用いた。当該国に工事数量に関するデータが数多くある場合には、これを組入れ、上記の算定式を修正して使用することは可能である。

〔注：以下英訳せず〕なお、流れ込み式水力は小水力が多いので、数量の算定式は「未開発地点開発最適化調査（発電計画工事費算定基準：平成6年3月）」に記載されたものを主に使用した。貯水池式、調整池式及び揚水式は、中・大規模水力が多いので、「水力開発地点計画策定調査報告書（第5次発電水力調査・資料編：昭和61年6月）」に記載された資料をもとにした式を主に使用した。

算定式は、取水ダム、取水口、導水路等の設備ごとに作成されている。数量は掘削、コンクリート、盛立、鉄筋、ゲート、スクリーン、鉄管の主要工種について算出される。

数量算定は下記の記号および単位を使用している。

V_e	: 掘削量 (m^3)
V_c	: コンクリート体積 (m^3)
V_f	: ダム盛立量 (フィルダム) (m^3)
W_r	: 鉄筋量 (ton)
W_g	: ゲート重量 (ton)
W_p	: 鉄管重量 (ton)
W_s	: スクリーン重量 (ton)

主要工種以外の工種の数量は算出しないが、その費用は一括して主要工種の工事費計に対する比率で算出し、「その他」として計上する。

なお、導水路トンネル、水圧管路の工事数量は、内径を用いて算出する。内径は、日本での物価水準をもとにして算出された経済断面である。発展途上国の物価水準により若干、違いがあるが、このマニュアルではこれを無視する。

6.2.2 流れ込み式の工事数量

工事数量は表6-4 (1)、(2)に基づいて算出する。

(1) 取水ダム

- 高さ 10m と仮定する。
- 地形図の等高線から取水ダムの堤頂長を求める。
- 次式を用い掘削量、コンクリート体積、鉄筋量、ゲート重量を求める。

$$V_e = 8.69 \times (H_d \times L)^{1.14}$$

$$V_c = 16.1 \times (H_d^2 \times L)^{0.695}$$

$$W_r = 0.0274 \times V_c^{0.830}$$

$$W_g = 0.145 \times Q_f^{0.692}$$

ここに、

- H_d : 堤高 (m)
- L : 堤頂長 (m)
- Q_f : 設計洪水流量 (m³/sec)

設計洪水流量は、クリーガー (Creager) 式などを用いて算出する。

$$Q_f = q \times A$$

$$q = 46CA^{(0.894A^{-0.048} - 1)}$$

ここに、

- Q_f : 設計洪水流量 (feet³/sec)
- q : 最大洪水比流量 (feet³/sec/mile²)
- C : 地域係数
- A : 流域面積 (mile²)

日本国内では、クリーガー式を簡略化した次の式を用いている。

$$Q_f = q \times A$$

$$q = a \times A^{(A^{-0.05} - 1)}$$

ここに、

- Q_f : 設計洪水流量 (m³/sec)
- q : 最大洪水比流量 (m³/sec/km²)
- a : 地域係数
- A : 流域面積 (km²)

	H 地区	T 地区	Ka 地区	Ki 地区	S 地区
地域係数 a	17	34	48	41	84
年間降水量 (mm)	1,080	1,360	1,710	1,440	2,280

(注) 年間降水量は理科年表による。

➤ その他

土木工事に対しては、グラウト、仮締切等、上記工事工種以外の工事費として上記工事費計の 30%を計上し、水力機器に対しては 20%を計上する。なお、以下（取水口から）の各構造物に対し水力機器については全て 20%を計上する。

(2) 取水口

- 無圧式を採用する。

- 最大使用水量を用いて図 6-2 から水路の内径を求める。
- 次式を用い取水口の掘削量、コンクリート体積、鉄筋量、ゲート重量、スクリーン重量を求める。

$$Ve = 171 \times (R \times Q)^{0.666}$$

$$Vc = 147 \times (R \times Q)^{0.470}$$

$$Wr = 0.0145 \times Vc^{1.15}$$

$$Wg = 1.27 \times (R \times Q)^{0.533}$$

$$Ws = 0.701 \times (R \times Q)^{0.582}$$

ここに、

D : 水路の内径 (m)

R : 水路の半径 (=D/2 : 単位 m)

Q : 最大使用水量 (m³/sec)

なお、水路勾配としては、本マニュアルでは 1/1,000 を用いることとし、導水路の内径は (4)「トンネルの場合」に準じる。(4)において「開水路」を選択した場合であっても、トンネル内径で算出する。

- その他

土木工事費に対しては、仮締切、除塵機等上記以外の工事費として、上記土木工事費の計の 25%を計上する。

(3) 沈砂池

- 次式を用いて沈砂池の掘削量、コンクリート体積、鉄筋量、ゲート重量およびスクリーン重量を求める。

$$Ve = 515 \times Q^{1.07}$$

$$Vc = 169 \times Q^{0.936}$$

$$Wr = 0.120 \times Vc^{0.847}$$

$$Wg = 0.910 \times Q^{0.613}$$

$$Ws = 0.879 \times Q^{0.785}$$

ここに、

Q : 最大使用水量 (m³/sec)

- その他

法面保護工等、上記工種以外の工事費として、上記土木工事費の計の 20%を計上する。

(4) 導水路

- トンネルの場合

幌型（全巻）無圧トンネルとする。次式を用いて導水路の掘削量、コンクリート体積、鉄筋量を求める。

$$Ve = (0.893 \times D^2 + 1.07 \times D + 0.321) \times L$$

$$Vc = (1.07 \times D + 0.321) \times L$$

$$Wr = (0.00911 \times D + 0.00273) \times L$$

ここに、

- L : トンネル延長 (m)
 D : トンネル内径 (m)、図 6-2 より算出。

▶ 開水路の場合

次式を用いて導水路の掘削量、コンクリート体積、鉄筋量を求める。

$$\begin{aligned} \sqrt{BH} &= 1.09 \times Q^{0.379} \\ V_e &= 6.22 \times \sqrt{BH} \times L \\ V_c &= H \times t \times 2 + (B + 2t) \times t \\ W_r &= 0.577 \times (V_c/L)^{0.888} \times L \end{aligned}$$

ここに、

- Q : 最大使用水量 (m³/sec)
 L : 開水路延長 (m)
 B : 開水路幅 (m)
 H : 開水路高さ (m)
 t : コンクリート厚さ (m)

▶ その他

トンネルの場合、グラウト、横坑等上記以外の工事費として、上記土木工事費の計の 15% を計上する。開水路の場合、法面保護、フェンス等、上記の工種以外の工事費として、上記土木工事費の 30% を計上する。

(5) ヘッドタンク

▶ 次式を用いて掘削量、コンクリート体積、鉄筋量を求める

$$\begin{aligned} V_e &= 808 \times Q^{0.697} \\ V_c &= 197 \times Q^{0.716} \\ W_r &= 0.051 \times V_c \end{aligned}$$

ここに、

- Q : 最大使用水量 (m³/sec)

▶ その他

上記工種以外の工事費として、上記工事費の計の 40% を計上する。なお、40%にはゲート、スクリーン等も含まれる。

(6) 水圧管路及び余水路

1) 水圧管路

- ▶ 露出型を採用し、余水路を併設するものとする。
- ▶ 図 6-3 (1) から最大使用水量に対する鉄管の平均内径を求める。
- ▶ 次式を用いて水圧管路の掘削量、コンクリート体積、鉄筋量を求める。

$$\begin{aligned} V_{e1} &= 10.9 \times D_m^{1.33} \times L \quad (D_m \text{ が } 2.0\text{m 以上は、貯水池・調整池式参照}) \\ V_{c1} &= 2.14 \times D_m^{1.68} \times L \end{aligned}$$

$$Wr_1 = 0.018 \times Vc$$

ここに、

Dm : 鉄管の平均内径 (m)

L : 水圧管路の延長 (m)

➤ 次式を用いて鉄管重量を求める。

$$Wp_1 = 7.85 \times \pi \times Dm \times tm \times 10^{-3} \times 1.15 \times L$$

$$tm = 0.0362 \times H \times Dm + 2$$

ここに、

Wp₁ : 鉄管の重量 (ton)

tm : 鉄管の管厚 (mm)

Dm : 鉄管の平均内径 (m)

H : 設計水頭 (取水水位－放水水位、m)

L : 水圧管路延長 (m)

なお、鉄管には引張許容応力 115N/mm²を使用。

2) 余水路

➤ 図 6-4 より余水路内径 (D) を求める。

➤ 次式を用いて余水路の掘削量、コンクリート体積、鉄筋量、鉄管重量を求める。

➤ なお、余水を沢に放流可能な場合は、余水路は考えない。

$$Ve_2 = 9.87 \times D^{1.69}$$

$$Vc_2 = 2.78 \times D^{1.70}$$

$$Wr_2 = 0.029 \times Vc$$

$$Wp_2 = 0.165 \times D^{1.25} \times L$$

3) 水圧管路及び余水路の数量合計

$$Ve = Ve_1 + Ve_2$$

$$Vc = Vc_1 + Vc_2$$

$$Wr = Wr_1 + Wr_2$$

$$Wp = Wp_1 + Wp_2$$

4) その他

グラウト、法面保護工等、上記工種以外の工事費として上記工事費の計の 20% を計上する。

(7) 発電所

➤ 地上式発電所とする。

➤ 機器の台数を決定する。

➤ 次式を用いて発電所の掘削量、コンクリート体積、鉄筋量を求める。

$$Ve = 97.8 \times (Q \times He^{2/3} \times n^{1/2})^{0.727}$$

$$Vc = 28.1 \times (Q \times He^{2/3} \times n^{1/2})^{0.795}$$

$$Wr = 0.046 \times Vc^{1.05}$$

ここに、

Q : 最大使用水量 (m³/sec)

He : 有効落差 (m)

n : 機器台数

▶ その他

排水工、屋外鉄構基礎等、上記以外の工事費として上記工事費の計の20%を計上する。発電所建物は、発電所工事費の「その他」の項目に主要工事費の30%として計上する。

(8) 放水路

導水路工事数量の算定方法に準じる。

(9) 放水口

無圧式を採用する。ただし、放水口が調整池又は貯水池に入っている場合は圧力式となるが、ここでは記載していない。

▶ 最大使用水量を用いて図6-2から水路内径を算定する。

▶ 次式を用い放水口（ゲートなし）の掘削量、コンクリート体積、鉄筋量を求める。

$$V_e = 395 \times (R \times Q)^{0.479}$$

$$V_c = 40.4 \times (R \times Q)^{0.684}$$

$$W_r = 0.278 \times V_c^{0.610}$$

ここに、

Q : 最大使用水量 (m³/sec)

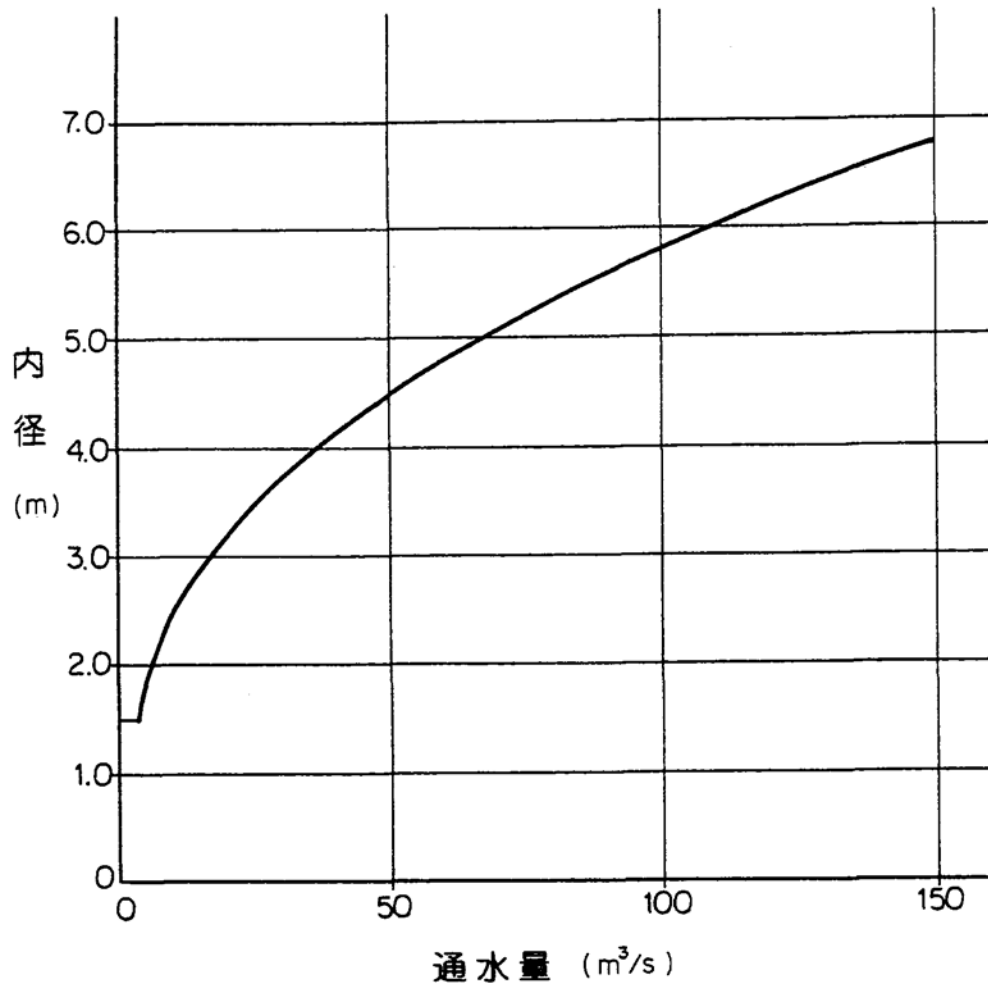
R : 水路の半径 (m)

▶ その他

仮締切、法面保護等、上記工種以外の工事費として、上記工事費の計の25%を計上する。

(10) 雑工事

土捨場、緑化工事等を一括して土木工事（(1)～(9)）の5%を計上する。



最大使用水量(水路の設計流量) (m³/s)

図 6-2 水路内径

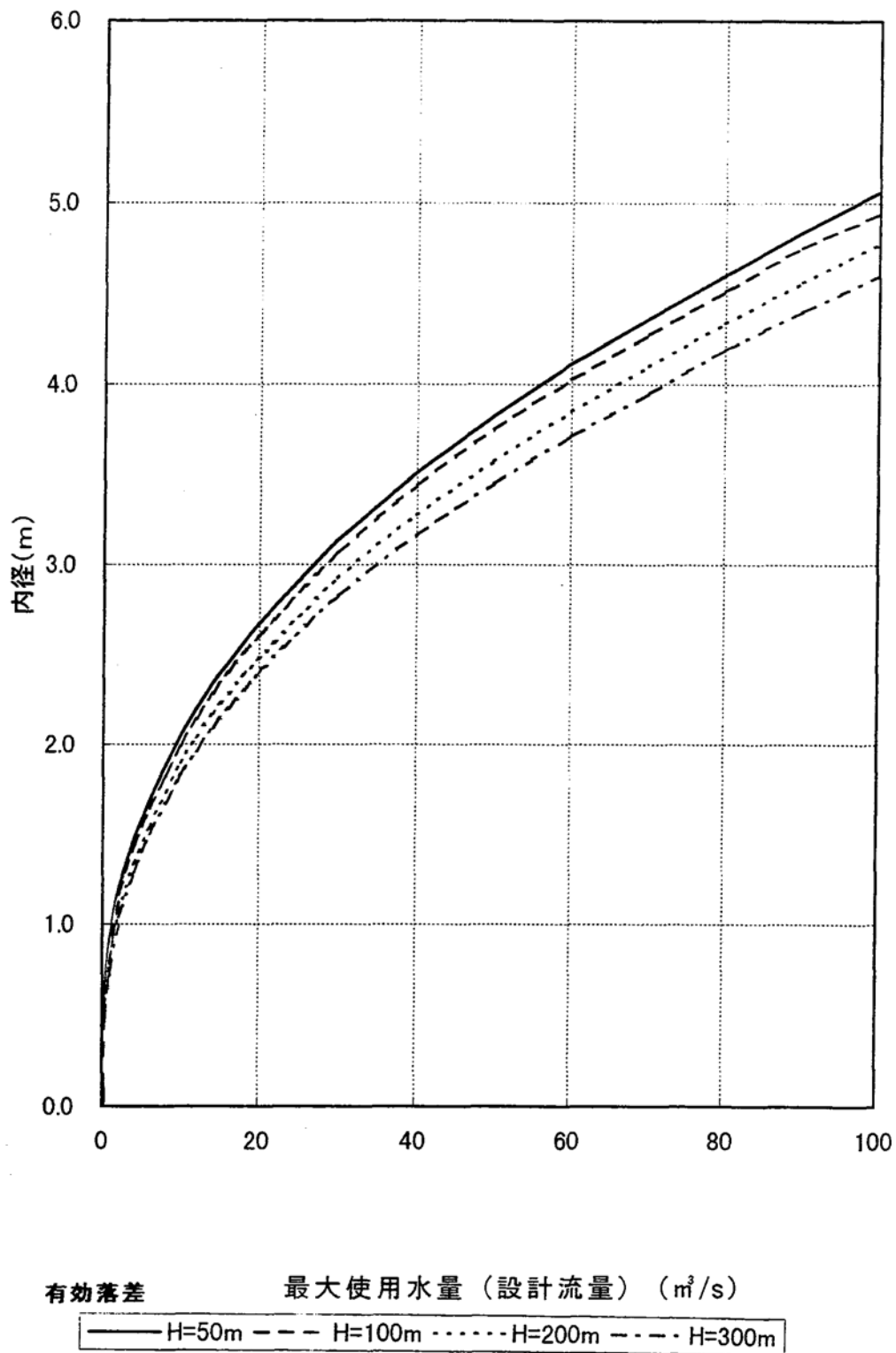


図 6-3 (1) 水圧管路内径

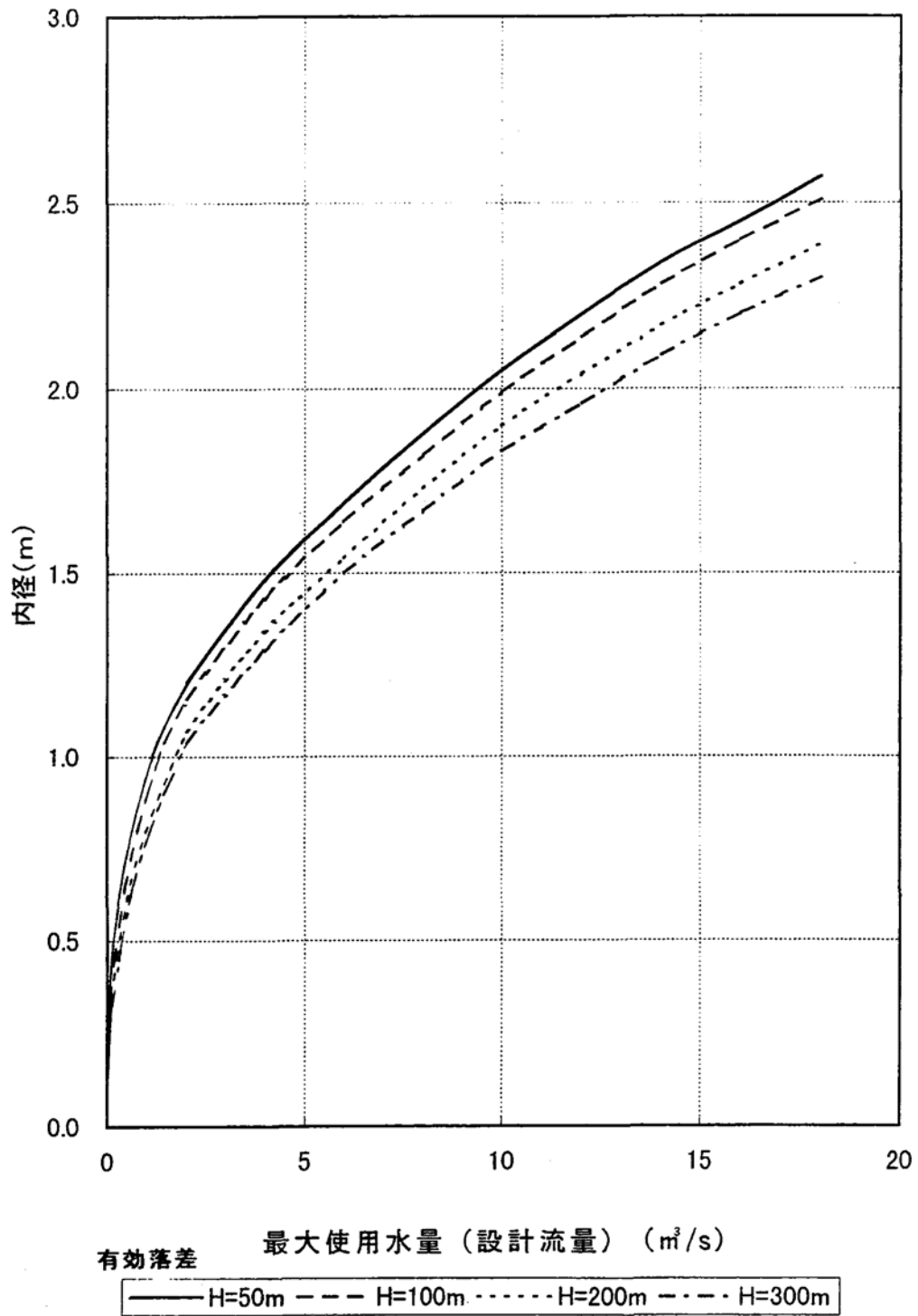


図 6-3 (2) 水圧管路内径 (使用水量 $20\text{m}^3/\text{sec}$ 以下)

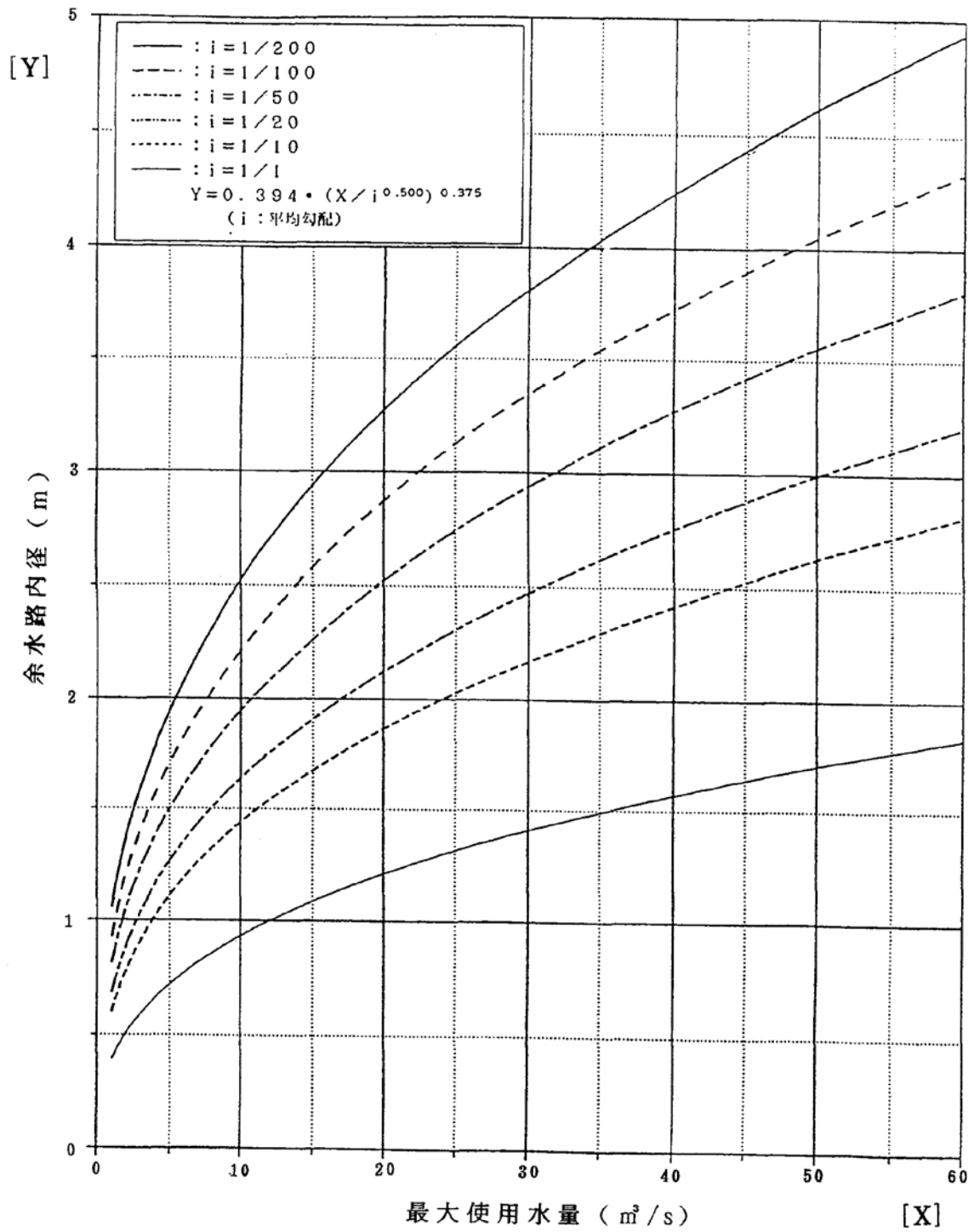


図 6-4 余水路内径

6.2.3 調整池式および貯水池式の工事数量

表6-5 (1)、(2)に基づいて工事数量を算出する。

(1) ダム

1) ダム型式を決定する。

フィルダムの場合は洪水吐の工事費が大きいので、ダム型式の決定は洪水吐を含めて判断する必要がある。

2) 地図のコンターラインからダムの高さ (Hd) に対し堤頂長 (L) を求める。

3) 当該国にクリーガー曲線等の設計洪水量算定の資料が準備されている場合はこれを使用する。利用できない場合は6.2.2を参考に求める。

4) 次式を用いて掘削量、ダム体積を求める。

▶ ロックフィルダムの場合

$$V_e = 10.0 \times H_d \times L$$

$$V_f = 1/6 \times (m+n) \times H_d^2 \times (L+2 \times B) + \frac{W}{2} \times H_d \times (L+B)$$

ここに、

Hd	: ダム高 (m)
L	: 堤頂長 (m)
B	: 河床幅 (m)
W	: 天端幅
m	: ダムの上流面勾配 (本マニュアルでは m=2.0)
n	: ダムの下流面勾配 (本マニュアルでは n=1.8)

▶ コンクリート重力ダムの場合

$H_d^2 \times L \leq 100 \times 10^3$ の場合

$$V_e = 10.0 \times H_d \times L$$

$$V_c = 38.0 \times (H_d^2 \times L)^{0.59} \quad (B/L=0.5 \text{ の場合})$$

$$V_c = 35.5 \times (H_d^2 \times L)^{0.59} \quad (B/L=0.4 \text{ の場合})$$

$$V_c = 32.4 \times (H_d^2 \times L)^{0.59} \quad (B/L=0.3 \text{ の場合})$$

$$V_c = 27.5 \times (H_d^2 \times L)^{0.59} \quad (B/L=0.2 \text{ の場合})$$

$$V_c = 22.4 \times (H_d^2 \times L)^{0.59} \quad (B/L=0.1 \text{ の場合})$$

$$W_g = 0.13 \times Q_f$$

$H_d^2 \times L > 100 \times 10^3$ の場合 (Veは上記に同じ)

$$V_c = 0.34 \times (H_d^2 \times L) \quad (B/L=0.5 \text{ の場合})$$

$$V_c = 0.30 \times (H_d^2 \times L) \quad (B/L=0.4 \text{ の場合})$$

$$V_c = 0.27 \times (H_d^2 \times L) \quad (B/L=0.3 \text{ の場合})$$

$$V_c = 0.21 \times (H_d^2 \times L) \quad (B/L=0.2 \text{ の場合})$$

$$V_c = 0.16 \times (H_d^2 \times L) \quad (B/L=0.1 \text{ の場合})$$

ここに、

B : 河床幅 (m)

L : 堤頂長 (m)

Qf : 設計洪水量 (m³/sec)、算定方法は「流れ込み式」参照

なお、ダム高さが10m程度の場合は、6.2.2「流れ込み式」の取水ダムの算定方法を参照のこと。

▶ その他

グラウト、仮締切等、上記工種以外の工事費として、上記工事費の計の20%を計上する。

(2) 洪水吐

▶ ダムがフィルタイプの場合、洪水吐の数量を求める。

▶ (1) で述べた設計洪水量を求める。

▶ 次式を用いて掘削量、コンクリート体積、鉄筋量、ゲート重量を求める。

$$V_e = 84 \times \sqrt{Q_f} \times H_d$$

$$V_c = 13 \times \sqrt{Q_f} \times H_d$$

$$W_r = 0.020 \times V_c$$

$$W_g = 0.22 \times Q_f$$

ここに、

Qf : 設計洪水量 (m³/sec)

Hd : ダム高 (m)

▶ その他

グラウト等、上記工種以外の工事費として、上記工事費の計の10%を計上する。

(3) 取水口

▶ 圧力式を採用する。

▶ 最大使用水量を用いて水路内径を図6-2から求める。

▶ 次式を用いて掘削量、コンクリート体積、鉄筋量、ゲート重量、スクリーン重量を求める。

$$V_e = 130 \times \left[\{ (h_a + D) \times Q \}^{1/2} \times n^{1/3} \right]^{1.27}$$

$$V_c = 56.5 \times \left[\{ (h_a + D) \times Q \}^{1/2} \times n^{1/3} \right]^{1.23}$$

$$W_r = 0.04 \times V_c$$

$$W_g = 0.9 \times (h_a + D)^{1/9} \times Q$$

$$W_s = 0.5 \times (h_a + D)^{1/9} \times Q$$

ここに、

ha : 利用水深 (m)

Q : 最大使用水量 (m³/sec)

D : 水路内径 (m)

n : 水路条数

➤ その他

仮締切、除塵機等、上記工種以外の工事費として上記工事費の計の25%を計上する。

(4) 導水路

➤ 円形（全巻）圧力トンネルとする。

➤ 次式を用いて圧力トンネルの掘削量、コンクリート体積、鉄筋量を求める。

$$V_e = 3.2 \times (R + t_0)^2 \times L \times n$$

$$V_c = \{3.2 \times (R + t_0)^2 - \pi R^2\} \times L \times n$$

$$W_r = 0.04 \times V_c$$

ここに、

R : 水路半径 (m)、図 6-2 より求める。(但し、水路が n 条の場合は、設計流量 = 最大使用水量/n)

t₀ : 巻立コンクリートの巻厚 (m)、図 6-5 より算出。(地質が不明の場合は上の線を用いる)

L : 水路延長 (m)

n : 水路条数

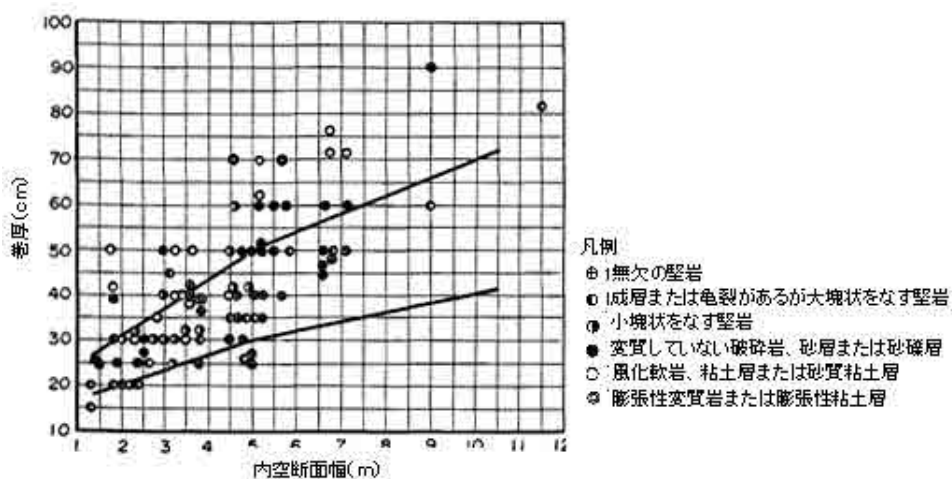


図 6-5 トンネル内径とコンクリート巻厚の関係

➤ その他

グラウト、横坑等上記工種以外の工事費として、上記工事費の計の15%を計上する。

(5) サージタンク

➤ 次式を用いて掘削量、コンクリート体積、鉄筋量を求める。

$$V_e = 38 \times q \times (h_a + L)^{1/4} \times n$$

$$V_c = 11 \times q \times (h_a + L)^{1/4} \times n$$

$$W_r = 0.05 \times V_c$$

ここに、

- q : 設計流量（通水量）（ m^3/sec ）、水路が1条の場合最大使用水量と同じ
 L : 水路延長（ m ）
 ha : 調整池または貯水池の利用水深（ m ）
 n : 水路条数

なお、導水路延長が500m以下の場合は、サージタンクは設けない。

➤ その他

その他として、内張管等上記工種以外の工事費として、上記工事費の計の55%を計上する。

(6) 水圧管路

➤ 平均内径を図6-3から求める。

➤ 露出型の場合、次式を用いて掘削量、コンクリート量、鉄筋量を求める。

なお、 $Dm < 2.0$ の場合は、6.2.2 (6) を参照されたい。

$$Ve = (10.5 \times Dm^2 - 10.5 \times Dm + 12) \times n^{1/3} \times L \dots (2.0 < Dm \leq 3.0)$$

$$Ve = (20.3 \times Dm^2 - 49.5 \times Dm + 41.3) \times n^{1/3} \times L \dots (Dm > 3.0)$$

$$Vc = (0.25 \times Dm^2 + 3.25 \times Dm) \times n^{1/3} \times L \dots (2.0 < Dm \leq 3.0)$$

$$Vc = (0.5 \times Dm^2 + 2.5 \times Dm) \times n^{1/3} \times L \dots (Dm > 3.0)$$

$$Wr = 0.018Vc$$

➤ 埋設型の場合、詰込コンクリート厚 $t = 60\text{cm}$ （一定）として、次式を用いて掘削量、コンクリート体積を求める。

$$Ve = \frac{\pi}{4} (Dm + 2t)^2 \times L$$

$$Vc = \frac{\pi}{4} \{ (Dm + 2t)^2 - Dm^2 \} \times L$$

$$Wr = 0.012 \times Vc$$

ここに、

- Dm : 鉄管の平均内径（ m ）
 t : 詰込みコンクリートの厚さ（ m ）
 L : 水圧管路の延長（ m ）

➤ 鉄管重量（ Wp ）は露出型として次式による。但し管胴重量への割増しは露出型1.15に対し埋設型1.1とする。

$$Wp = 7.85 \times \pi \times Dm \times tm \times 1.15 \times L \times n \times 10^{-3}$$

$$tm = 0.0313 \times H \times Dm + 2$$

ここに、

- Wp : 鉄管重量（ ton ）
 tm : 鉄管管厚（ mm ）
 H : 設計水頭（ m ）（＝満水位－放水水位）

なお、鉄管には引張許容応力 $160\text{N}/\text{mm}^2$ を使用。

➤ その他

その他として、上記工事費の計 20%を計上する。

(7) 発電所

➤ 地上式の場合

機器台数を決定する。次式を用いて掘削量、コンクリート量および鉄筋量を求める。

$$V_e = 97.8 \times (Q \times H_e^{2/3} \times n^{1/2})^{0.727}$$

$$V_c = 28.1 \times (Q \times H_e^{2/3} \times n^{1/2})^{0.795}$$

$$W_r = 0.05 \times V_c$$

ここに、

Q : 最大使用水量 (m³/sec)

H_e : 有効落差 (m)

n : 機器台数

➤ 地下式の場合

6.2.4 (7) 「揚水式」に準じる。

(8) 放水路

導水路工事数量の算定方法に準じる。

(9) 放水口

流れ込み式の (9) に準じる。但し、水路条数 (n) が複数の場合は、水路 1 条で最大使用水量を処理するものとしてトンネル径を図 6-2 から求め、これをもとに工事数量を算出する。放水口ゲートを設ける場合は、取水口ゲートと同重量とする。

(10) 雑工事

土捨場、緑化工事等を一括して土木工事 ((1) ~ (9)) の 5%を計上する。

6.2.4 揚水式の工事数量

表6-6 (1)、(2) に基づいて工事数量を算出する。

(1) ダム

6.2.3 調整池式および貯水池式 (1) に準じる。(ただし、上部ダムと下部ダムが必要となる。)

(2) 洪水吐

6.2.3 (2) に準じる。(ただし、上部ダムと下部ダムに必要となる。)

(3) 取水口

6.2.3 (3) に準じる。

(4) 導水路

- 円形（全巻）圧力トンネルとする。
- トンネル内の流速=6.0m/sec として、6.2.3 (4) の式を用いて掘削量,コンクリート体積,鉄筋量を求める。

(5) サージタンク

6.2.3 (5) に準じる。

(6) 水圧管路

1) 露出型

6.2.3 (6) に準じる。

2) 埋設型

- 6.2.3 (6) に準じる。
- 管路内の流速を 10m/sec（一定）として、設計流量（通水量）に対する鉄管の内径（Dm）を求める。
- 鉄管の重量は埋設管として次式を用いて求める。

$$W_p = 7.85 \times \pi \times D_m \times t_m \times 1.1 \times L$$

$$t_m = 0.0270 H \times D_m + 2$$

ここに、

- W_p : 鉄管の重量 (ton)
- t_m : 鉄管の管厚 (mm)
- H : 設計水頭（満水位－放水位、m）

なお、鉄管の引張許容応力は 185N/mm² を使用。

(7) 発電所

1) 地上式

6.2.3 (7) に準じる。

2) 地下式

- 掘削量、コンクリート体積、鉄筋量は次式を用いて求める。

$$V_e = 27A + 1.3 \times A \times d$$

$$V_c = 15 \times A$$

$$W_r = 0.6 \times A$$

ただし、

$$A = 20 \times Q^{1/2} \times H_e^{1/3}$$

ここに、

- Q : 最大使用水量 (m³/sec)
- H_e : 有効落差 (m)
- A : 発電所面積 (m²)

d : 発電所建屋高 (m)

「その他」項目として発電所建屋、変圧器室を含む。

(8) 放水路

導水路工事数量の算定方法に準じる。

(9) 放水口

揚水時は取水口となるので取水口工事数量の算定方法に準じる。

(10) 搬入路トンネル

搬入トンネルの掘削量、コンクリート量、鉄筋量は次式を用いて求める。ただし、トンネル延長は勾配 1 : 10 を上限として設定する。

$$V_e = 45 \times L \text{ (m}^3\text{)}$$

$$V_c = 10 \times L \text{ (m}^3\text{)}$$

$$W_r = 0.3 \times V_c \text{ (ton)}$$

(11) 雑工事

土捨場、緑化工事等を一括して土木工事（(1) ~ (10)）の 5% を計上する。

6.2.5 送電線

送電線の延長は、発電所地点と最も近い既設送電線までの直線距離で算出する。

送電線容量は、図6-6に示す送電距離と発電所出力から決定する。(a)図は1回線(S/C)および2回線(D/C)の例である。(b)図は2回線の例であり、1回線の場合は図の縦距の1/2を目安とする。

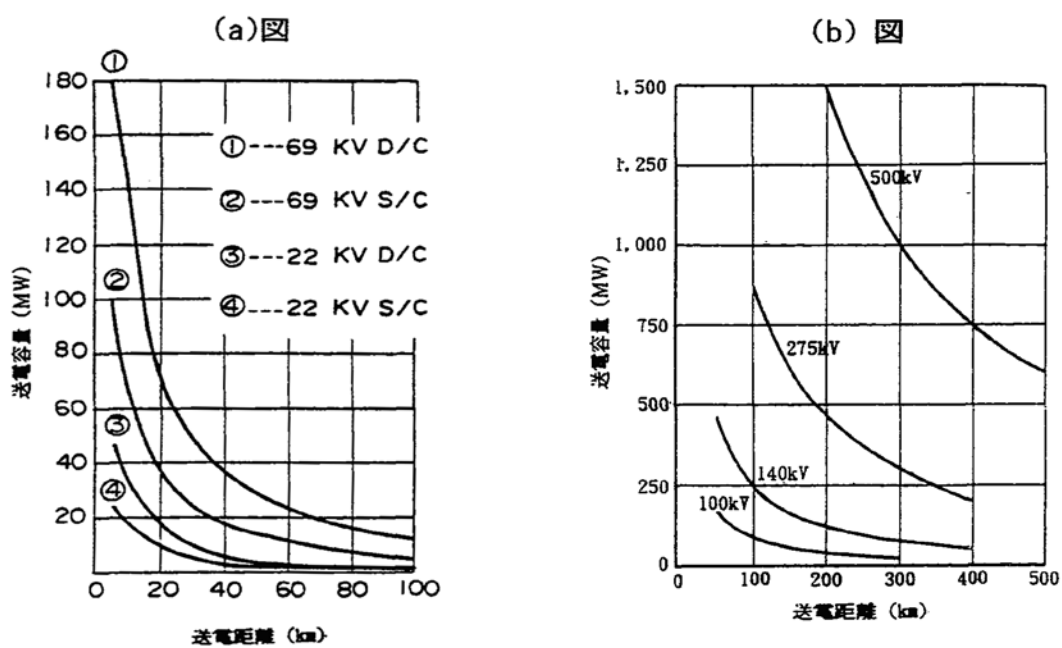


図 6-6 送電線容量

6.3 発電規模の最適化検討

6.3.1 経済性の比較（簡便法）

第5章で出力及び電力量等の計画諸元が決定し、これに基づき6.1および6.2で工事費が算定されたので、プロジェクトの経済性を分析する。

(1) 経済性評価の考え方

計画された水力プロジェクトの経済性をその便益（B）と費用（C）とを比較する方法で評価する。Bには水力と同等の電力を供給する代替火力の費用が用いられ、Cには水力の建設費から求まる費用が用いられる。B/C \geq 1（またはB-C \geq 0）の場合、水力は代替火力に比較し経済的に優れていることになり、B/C $<$ 1（またはB-C $<$ 0）の場合には、水力が火力に劣っていることになる。また多数の水力プロジェクトのB/Cの値を比較し、その値が大きいほど経済的に優れている水力プロジェクトであることが判断できる。BおよびCの算出方法として「火力および水力の年間の経費を求める方法（年便益、年経費による方法）」と、「経済評価の解析期間における水力および火力の毎年の費用の現在価値のそれぞれの合計をBおよびCとする方法（キャッシュフロー割引法）」がある。また後者の方法を用い、現在価値合計のBおよびCが等しくなる割引率である内部収益率（IRR）を求める方法もある。本項では簡便な「年便益、年経費による方法」を紹介している。より詳細な後者の方法を用いる場合は、第16章を参照されたい。

(2) 代替火力の選定

代替火力としては、ガスタービン、石炭火力、石油火力、LNG火力、コンバインドサイクル、ディーゼル等が考えられる。当該電力系統において最も標準的に用いられている電源を評価基準の電源として選定する。

(3) 一般水力の年便益と年費用

1) 年便益

水力の年間便益（B）は選定された代替火力の固定費（主として設備費）および可変費（主として燃料費）をもとに次式から求められる。

$$B = B_1 + B_2$$

$$B_1 = P_H \times b_1$$

$$B_2 = E \times b_2$$

ここに、

B : 水力の年間便益（貨幣単位）

B₁ : 水力のkW便益（貨幣単位/kW）

B₂ : 水力のkWh便益（貨幣単位/kWh）

P_H : 水力の有効出力（kW）、貯水池式、調整池式の場合は常時尖頭出力、流れ込み式の場合は常時出力

E : 水力の年間発電電力量（kWh）

b₁ : kW価値（kW便益単価ともいう）、代替火力の費用でありkW当たり固定費（貨幣単位/kW）

b_2 : kWh 価値 (kWh 便益単価ともいう)。主として燃料費であり代替火力の kWh 当たり可変費 (貨幣単位/kWh)

なお、ここでは当該水力発電所と代替火力発電所を同等に扱うための補正 (水力と火力の所内率、事故率、補修率および送電ロスの違い) はしていないので、詳細は第 16 章を参照されたい。

2) kW 価値 (b_1) および kWh 価値 (b_2) の計算

選定された電源に対し、kW 価値及び kWh 価値を次式から求める。

$$b_1 = C_t \times \alpha_t$$

$$b_2 = \frac{\text{熱消費率(kcal/kWh)}}{\text{発熱量(kcal/ℓまたはkg)}} \times \text{燃料価格 (貨幣単位/ℓまたはkg)}$$

$$\text{熱消費率} = \frac{860(\text{kcal/kWh})}{\text{熱効率}}$$

ここに、

C_t : 代替火力の建設単価 (貨幣単価/kW)

α_t : 代替火力の年経費率

代替火力の年経費率は、次式による。

$$\text{代替火力の年経費率} (\alpha_t) = \text{資本回収係数} + \text{年間運転維持管理費 (建設費の 3\% 程度、燃料費を除く)}$$

ここに、

$$\text{資本回収係数} = \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$$

i : 割引率

n : 耐用年数

ガスタービン、石炭火力、ディーゼルおよびコンバインドサイクルの場合の熱効率と耐用年数の参考値を以下に示す。

	ガスタービン	石炭火力	コンバインド サイクル	ディーゼル
熱効率	30%程度	40%程度	43%程度	35%程度
耐用年数	20年程度	25~30年程度	25~30年程度	15年程度

3) 費用

年間費用は次式による。

$$C = Ch \times \alpha_h$$

ここに、

C : 水力の年間費用 (貨幣単位)

Ch : 水力の建設費 (貨幣単位)

α_h : 水力の年経費率

水力の年経費率は、代替火力の年経費率と同様に計算する。水力の耐用年数、年間維持管理費および割引率によって異なるが、割引率を10%とすると、一般には0.10~0.12程度である。下記に例を示す。

水力の年経費率=資本回収係数+年間運転維持管理費率（建設費の1~1.5%程度）

$$\text{資本回収係数} = \frac{i(1+i)^{50}}{(1+i)^{50} - 1}$$

$i=10\%$ 、年間運転維持管理費率=1%の場合、年経費率=0.1009+0.01 \approx 0.11となる。

(4) 揚水式水力の便益と費用

1) 便益

一般水力と考え方は同じであるが、ここでは出力、電力量は以下のとおりとする。

P_H : 有効出力 (kW)

E : 年間発電電力量 (kWh) であり、年間発電時間を800時間と仮定する。

2) 費用

一般水力と考え方は同じであるが、揚水電力の費用が加わる。

$$C = Ch \times \alpha_p + E \times b_3 / \gamma$$

ここに、

b_3 : 揚水電力費 (貨幣単位/kWh)

α_p : 揚水の年経費率 (一般水力と同程度)

γ : 揚水総合効率 (= 発電電力量/揚水電力量)

揚水発電所では揚水時および発電時に水路及び水車でエネルギー損失が生じる。揚水に用いられたエネルギー量に対する発電エネルギー量は「揚水総合効率」と定義され、その率は約70%である。揚水発電所は揚水動力として石炭火力等のベース火力発電所の余剰電力を用いるので、揚水動力費はその火力発電所の燃料費から求められる。

6.3.2 建設単価法

6.3.1の簡便法よりさらに簡単な方法として、建設単価法がある。

(1) 一般水力

一般水力のうち、流れ込み式水力のようにkW 価値が小さく kWh 価値だけで評価できる場合は、概略調査段階での経済性の、以下に示す kWh 当たり建設費で行う場合もある。

$$\text{kWh 当たり建設費 (貨幣単位/kWh)} = \frac{\text{建設費 (貨幣単価)}}{\text{年間発電電力量(kWh)}}$$

(2) 揚水式水力

一方、揚水式水力は、運転時間が計画地点によって大幅に変わらないことを仮定し、以下に示す kW 当たり建設費を経済性の判断尺度とする場合もある。

$$\text{kW 当たり建設費（貨幣単位/kW）} = \frac{\text{建設費（貨幣単価）}}{\text{設備出力(kW)}}$$

6.3.3 発電規模の最適化検討

(1) 最適化の検討

発電規模は最大使用水量、有効落差によって決定されるのでこれに関するパラメーターを変化させ比較検討される。

概略調査では有望プロジェクトについて以下の検討を行う場合が多い。

1) 流れ込み式

- 取水ダム位置、発電所位置を変化させた代替案（水路ルート of 検討）
- 最大使用水量を変化させた代替案

なお、隣接河川、支流から取水についても検討することがある。

2) 貯水池式、調整池式

- ダム位置、発電所位置を変化させた代替案（水路ルート of 検討）
- ダム高さを変えた代替案（貯水池式のみ）
- 最大使用水量を変化させた代替案

3) 揚水式

- ダム位置、発電所位置を変化させた代替案（水路ルート of 検討）

(2) 最適化の方法

最適規模は、 B/C の値が最大または $B-C$ の値が最大となる計画案である。投下する資金の効率を重視する場合は B/C 最大を、資源の有効利用を重視した場合は $B-C$ 最大を最適案とする。図 6-7 と図 6-8 は、前者の B/C 最大を採用した例である。

流れ込み式の場合 kW 便益が小さいので、 B/C 最大の案と kWh 当たりの工事費が最小の案がほぼ一致する場合が多い。従って、便宜的に kWh 当りの工事費が最小となる計画案を最適とすることも可能である。

図 6-7 に示す流れ込み式の検討では、最大使用水量を $2.0 \sim 4.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ に変化させた結果、kWh 当りの工事費が最小となる $3.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ が最適である。

図 6-8 に示す貯水池式の検討では、水路ルートを A、B および C 案について比較検討し B/C が最大となる B 案選定する。このルートについて最大使用水量及びダム高（満水位）を変えた検討を行い最大使用水量 Q_2 、ダム高-1 案を選定する。

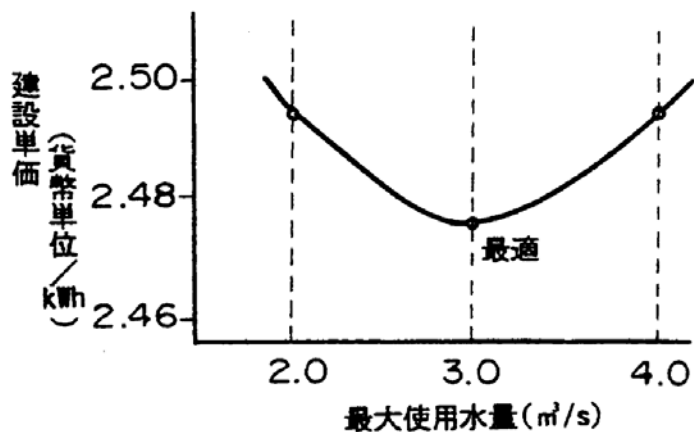


図 6-7 最適規模の決定（流れ込み式）

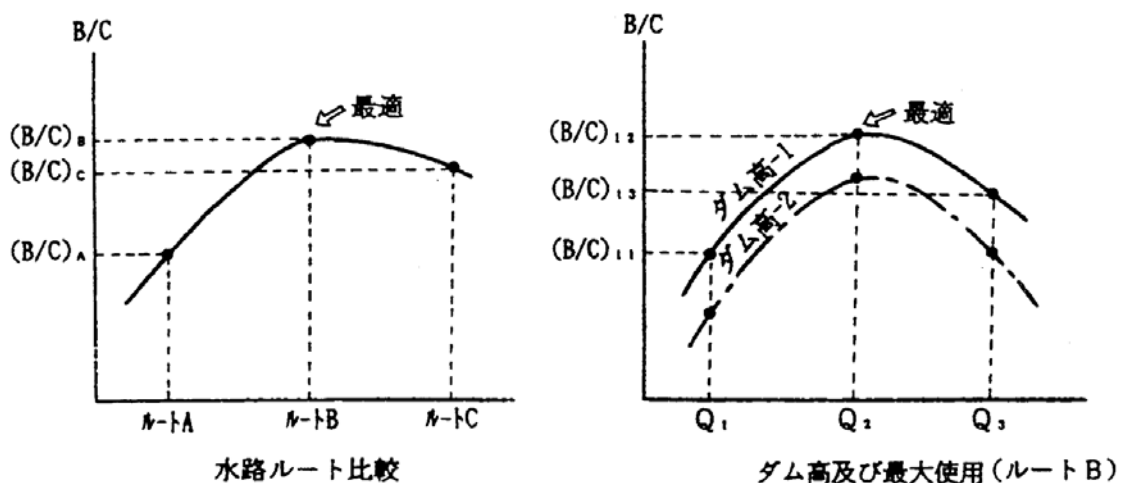


図 6-8 最適規模の決定（貯水池式）

第6章の参考文献

- [1] 中小水力発電ハンドブック、新エネルギー財団
- [2] 未開発地点開発最適化調査通産省、資源エネルギー庁、1994年
- [3] 土木工学ハンドブック、土木学会
- [4] 水力開発ガイドマニュアル、財団法人新エネルギー財団、1996年

第7章

概略調査手法の応用

第7章 概略調査手法の応用

7.1 個別地点の初期段階の調査への応用

調査・検討を進める場合、その作業の効率およびそれに要する費用の効率を考慮し、徐々に精度を高める方法をとるのが一般的である。個別プロジェクトのF/Sを実施するには調査に多額の費用を要することから、F/Sの前に多額の費用を要さない概略調査により、プロジェクトの特性をおおまかに把握する。1/50,000程度の地形図および既存の流量資料を用いて、ダム の位置・高さ、発電所の位置、最大使用水量を変化させた代替案を比較検討する。

この個別プロジェクトの検討結果は、包蔵水力調査やマスタープラン調査 (M/P) に反映される。

7.2 包蔵水力調査への応用

包蔵水力とは、ある河川あるいは地域に存在する水力エネルギーのポテンシャル量をいい、これを調査するのが包蔵水力調査である。この調査は以下の観点から実施される。

- 現在の発電技術および経済性を考慮し、河川の落差をできる限り利用する
- 河川の地形、流況から判断しその位置に適した発電方式を決定する
- 貯水池、調整池の位置を選定して河川の流況を改善し、河川の有する水のエネルギーの有効利用を図る

包蔵水力調査の結果は、河川ごとにプロジェクト名、出力、電力量、経済性、環境上の課題などについて集計する。このプロジェクト群に対し開発のプライオリティが付けられ、F/S実施に値する有望プロジェクトが確認される。

7.3 マスタープランへの応用

7.3.1 一般水力

(1) 流域開発の中心となるプロジェクトの確認

流域開発マスタープラン (M/P) は流域が比較的大きく、多くのプロジェクトが存在する場合に、河川を最も効果的に開発する目的で実施される。具体的には、(i) 可能性あるプロジェクトを立案し河川開発の全体像を把握する、(ii) 流域全体の開発を実施する場合に重要な役割を果たすコアプロジェクトを発掘する、(iii) 河川が有する有限な水力資源を最も効率的に開発するためのプロジェクトの開発順位を把握することである。

コアプロジェクトであるか否かの判断は、プロジェクトの有する経済性、自然社会環境、アクセス道路、送電線等を勘案して行う。経済性の高いプロジェクトがアクセス道路や送電線の費用の多くを負担することにより、その後が開発が期待されるプロジェクトにおいて、これらの費用負担を減らすことに貢献できる。

計画検討には 1/50,000 程度の地形図を使用するものの、有望とみなされるプロジェクトについては、地形図 1/5,000～1/10,000 程度が使われる場合がある。

なお、流域に存在する開発可能性のあるプロジェクトが少ない場合は、M/P を行わずに上記 7.1 の単独プロジェクトとして扱う。

(2) 本流開発および支流開発（一般水力）

図 7-1 は、「河川の本流に大規模なダムを設置する案（本流開発）」と本流開発は行わず「その支流に複数のダム群を設置する案（支流開発）」とを比較した模式図である。この図は左岸側の支流のみを模式的に表しており、右岸側についても同様に支流があるが記載は省略してある。

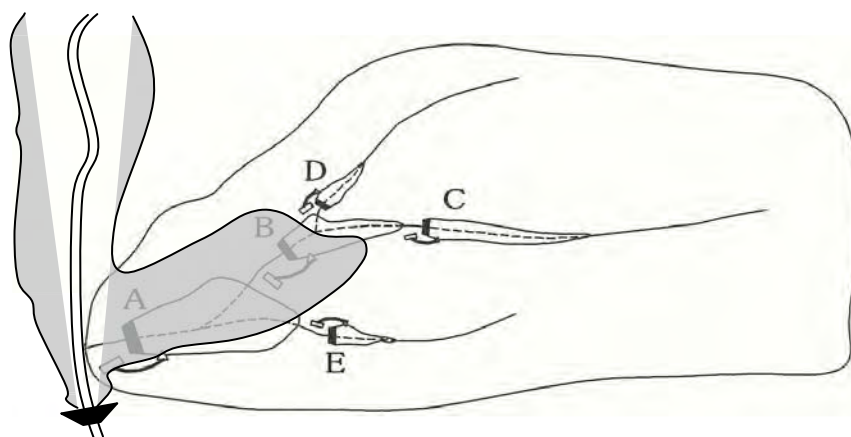


図 7-1 本流沿いの開発および支流沿いの開発の模式図

本流開発は支流に比較し流量が集中しているため、低い工事費で高いダムが建設できれば、本流開発と同等の効果を求めるためのダム群を支流に多く設ける支流開発より、経済的となる可能性がある。一方、本流に大規模ダムを設ける開発は、水没する面積が広大となり住民移転・動植物の保護などの環境面の問題など解決すべき問題が大きい可能性がある。M/Pの策定に当たっては、本流開発、支流開発および本流・支流を総合的に考慮した開発案について、上記(1)の開発の中心となるプロジェクトを主体にした検討を実施することが必要である。

(3) 流域開発マスタープランの例（一般水力）

図7-2 は流域面積約 6000 km²の流域のM/P の例である。経済性があり開発の可能性のある 5地点について、1/50,000 地形図を使用しM/P が検討された。各プロジェクトの出力および経済性 (B/C) は付表に示すとおりでありA プロジェクト (B/C=1.52) が流域開発の中心となるプロジェクトと結論づけている。

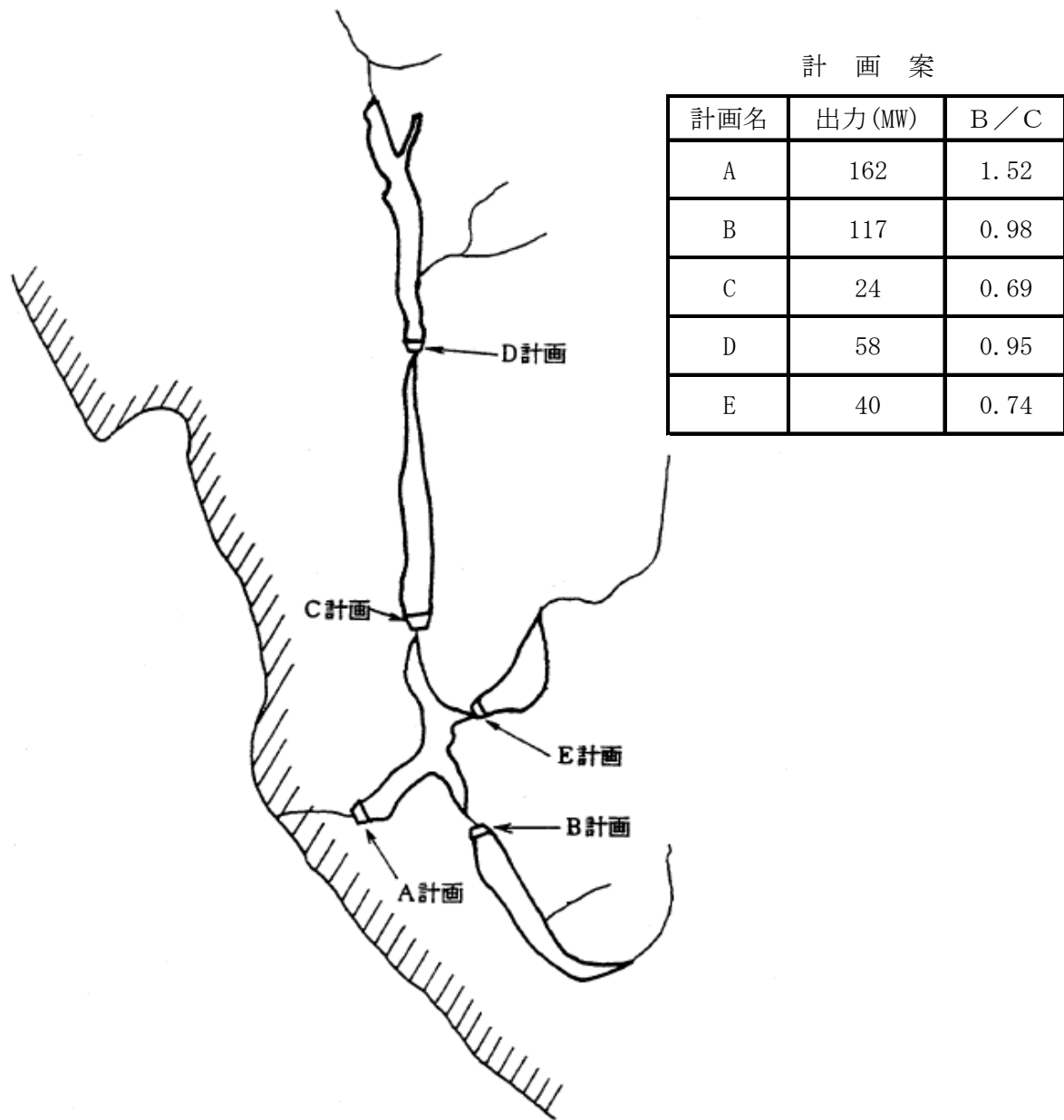


図 7-2 流域開発マスタープランの例

7.3.2 揚水式水力

揚水式水力の M/P は、一般水力の流域開発 M/P とは意味合いが異なり、特定の電力系統へ供給するピーク電源としての可能性プロジェクト群の意味合いを有する。このため、電力供給先を特定し、揚水原資となる電源（火力、原子力など）の位置・規模を想定し、これらの条件に合う可能性プロジェクトで M/P は構成される。図 7-3 はその模式図である。

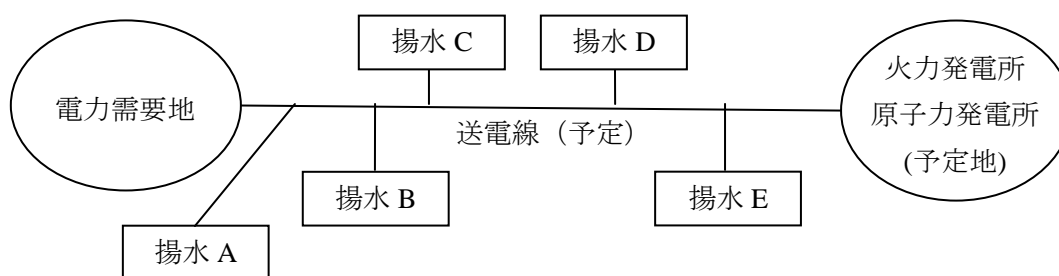


図 7-3 揚水式水力 M/P の模式図

揚水式水力の立地については、以下の観点から調査が行われる。

- 高落差（400m程度以上）が得られる地形で、土木構造物の設置に地質的に致命的となる問題がないこと
- 大需要地の比較的近傍に位置していること
- 大規模火力などの電源と電力の需要地を結ぶ送電線に近い区域にあること、あるいは送電線の拡充計画があること
- それらの送電線に揚水発電が投入された場合の容量があること
- 環境問題等が少ないこと
- アクセス条件が良好なこと

まず、縮尺 1/10,000～1/50,000 地形図を用いて、プロジェクトサイトを選定する。サイト選定の目安となる指標として L/H が用いられる。経験上、L/H が 4～6 倍程度以下および H が 400m 程度以上であれば、検討に値するプロジェクトである可能性がある。

$$L/H \leq 4 \sim 6$$

ここに、

L：両ダムサイト予定地の水平距離（m）

H：両ダムサイト予定地の河床標高の差（m）

第 3 部

一般水カプロジェクトのフィジビリティ調査

目 次

第 8 章	フィジビリティ調査の目的と流れ.....	8-1
8.1	フィジビリティ調査の目的.....	8-1
8.2	フィジビリティ調査の流れ.....	8-1
第 9 章	電力需要予測、地形・地質および水文調査.....	9-1
9.1	電力需要予測.....	9-1
9.1.1	電力需要予測手法.....	9-1
9.1.2	電力需要予測の例.....	9-4
9.1.3	電源開発計画.....	9-10
9.2	地形・地質調査.....	9-12
9.2.1	地形調査.....	9-12
9.2.2	地質調査.....	9-13
9.2.3	建設材料.....	9-23
9.2.4	地震.....	9-24
9.3	水文調査.....	9-29
9.3.1	調査項目及び調査目的.....	9-29
9.3.2	水文調査方法.....	9-30
9.3.3	発電計画に用いる流量解析.....	9-42
9.3.4	蒸発量の解析.....	9-51
9.3.5	貯水池の堆砂量の解析.....	9-52
9.3.6	ダム設計に用いる洪水量解析.....	9-58
第 10 章	一般水力の発電計画の策定.....	10-1
10.1	一般.....	10-1
10.1.1	計画策定の流れ.....	10-1
10.1.2	既存報告書のレビュー.....	10-1
10.1.3	計画策定に必要な基礎資料.....	10-2
10.1.4	供給力としての位置づけ.....	10-3
10.1.5	検討の方法.....	10-4
10.2	発電計画の策定.....	10-8
10.2.1	発電方式の検討.....	10-8
10.2.2	流れ込み式.....	10-8
10.2.3	貯水池式.....	10-10
10.2.4	調整池式.....	10-20
第 11 章	土木構造物の設計.....	11-1
11.1	ダム.....	11-1
11.1.1	ダム本体.....	11-1

11.1.2	洪水吐.....	11-15
11.1.3	放流設備.....	11-18
11.1.4	排砂設備.....	11-20
11.1.5	取水ダム.....	11-22
11.2	取水口.....	11-26
11.2.1	取水口の構造と形式.....	11-26
11.2.2	無圧水路の取水口.....	11-26
11.2.3	圧力水路の取水口.....	11-26
11.2.4	付属設備.....	11-27
11.3	沈砂池.....	11-28
11.4	導水路.....	11-29
11.4.1	形式の選定.....	11-29
11.4.2	水路勾配および断面.....	11-30
11.4.3	導水路の通水量.....	11-31
11.4.4	トンネルの設計.....	11-31
11.5	水槽.....	11-33
11.5.1	ヘッドタンク.....	11-33
11.5.2	サージタンク.....	11-34
11.6	水圧管路.....	11-36
11.6.1	水圧管路の形式と材料.....	11-36
11.6.2	水圧管路の計画.....	11-37
11.6.3	水圧管の設計.....	11-38
11.7	余水路.....	11-39
11.8	発電所基礎.....	11-40
11.8.1	発電所位置の選定.....	11-40
11.8.2	発電所の形式.....	11-40
11.8.3	発電所の設計.....	11-41
11.8.4	地下発電所.....	11-42
11.9	放水路および放水口.....	11-45

第12章 電気機器の設計..... 12-1

12.1	水車.....	12-1
12.1.1	水車の分類.....	12-1
12.1.2	水車の選定.....	12-14
12.1.3	水車設計.....	12-16
12.1.4	入口弁.....	12-27
12.1.5	水車付属装置.....	12-28
12.2	発電機.....	12-30
12.2.1	発電機の種類と形式.....	12-30
12.2.2	発電機の設計.....	12-33
12.3	変圧器.....	12-38
12.3.1	主要変圧器.....	12-38
12.3.2	所内変圧器および所内低圧変圧器.....	12-38

12.4	主回路接続方法および電気設備	12-39
12.4.1	主回路接続方法.....	12-39
12.4.2	遮断器.....	12-42
12.4.3	断路器.....	12-43
12.4.4	計器用変成器.....	12-43
12.4.5	避雷器.....	12-44
12.4.6	閉鎖配電盤.....	12-44
12.4.7	配電盤.....	12-44
12.4.8	保護装置.....	12-47
12.4.9	直流電源装置.....	12-48
12.4.10	運転制御方式.....	12-48
12.5	その他の機器.....	12-49
12.5.1	クレーン.....	12-49
12.5.2	接地線.....	12-49
12.5.3	非常用電源装置.....	12-50
第 13 章	送変電設備.....	13-1
13.1	系統計画.....	13-1
13.1.1	系統計画の目的.....	13-1
13.1.2	系統の分類.....	13-1
13.1.3	電圧階級.....	13-2
13.1.4	系統構成.....	13-3
13.1.5	電力品質.....	13-3
13.1.6	系統安定度.....	13-4
13.1.7	技術的課題の検討フロー.....	13-7
13.1.8	技術的課題の改善対策例.....	13-8
13.2	送電計画.....	13-9
13.2.1	送電線路設計の手順.....	13-9
13.2.2	ルート選定.....	13-10
13.2.3	基本設計.....	13-11
13.2.4	離隔設計.....	13-13
13.2.5	詳細設計.....	13-13
第 14 章	施工計画および工事費.....	14-1
14.1	一般.....	14-1
14.2	施工計画と工事工程.....	14-1
14.2.1	調査.....	14-1
14.2.2	施工計画および工事工程.....	14-1
14.3	工事費.....	14-5
14.3.1	一般.....	14-5
14.3.2	工事費算定の基本条件.....	14-5
14.3.3	工事費の内訳.....	14-6

14.3.4	資金計画.....	14-8
第 15 章	環境社会配慮.....	15-1
15.1	水力開発のもたらす環境社会影響.....	15-1
15.1.1	物理環境.....	15-1
15.1.2	自然環境.....	15-3
15.1.3	社会環境.....	15-4
15.2	環境社会問題への対処の基本的考え方.....	15-6
15.2.1	影響緩和策（Mitigation）導入順序.....	15-6
15.2.2	ノー・ネット・ロス（No Net Loss）.....	15-6
15.2.3	段階的アプローチ（Tiered Approach）.....	15-7
15.3	環境社会問題への具体的な対処.....	15-7
15.3.1	M/P までの段階.....	15-7
15.3.2	F/S および D/D 段階.....	15-13
15.4	建設および運用段階.....	15-22
15.4.1	環境管理の基本的な考え方.....	15-22
15.4.2	環境管理の実施手順.....	15-22
15.5	環境調査.....	15-23
第 16 章	経済・財務評価.....	15-1
16.1	一般.....	16-1
16.2	経済評価.....	16-1
16.2.1	経済評価の考え方.....	16-1
16.2.2	経済評価の方法.....	16-2
16.2.3	水力発電プロジェクトの便益.....	16-5
16.2.4	水力発電プロジェクトの費用.....	16-7
16.2.5	水力発電プロジェクトの評価.....	16-8
16.3	財務評価.....	16-10
16.3.1	総投下資本から見た財務評価.....	16-10
16.3.2	プロジェクト・エクイティ（Project Equity）から見た財務評価	16-10
16.3.3	水力プロジェクトの財務評価.....	16-10
16.4	感度分析.....	16-13
16.5	発電原価.....	16-14
16.6	コストアロケーション.....	16-14

表リスト

表 9-1	電力需要予測のための過去の時系列データ	9-5
表 9-2	最適電源開発計画例	9-12
表 9-3	地震荷重評価のための調査項目	9-24
表 9-4	著名な地震カタログ	9-26
表 9-5	自然河川の粗度係数の値	9-41
表 9-6	USBR による掃流砂量の補正	9-56
表 9-7	米国陸軍工兵隊の基準 (Guidelines of the US Army Corps of Engineers)	9-59
表 9-8	豪州大ダム委員会の基準	9-59
表 11-1	ダム設計に考慮する設計荷重	11-5
表 11-2	日本における各水位における荷重の組合せ	11-10
表 11-3	米国における安定計算の条件と最小安全率 (FERC)	11-10
表 11-4	米国における安定計算の条件と最小安全率 (USBR)	11-11
表 11-5	洪水吐の構成要素	11-16
表 11-6	Manning の粗度係数	11-31
表 12-1	電気機器設計に必要な項目	12-1
表 12-2	標準回転速度 (JEC-4001)	12-19
表 12-3	標準回転速度 (JEC-4001)	12-35
表 12-4	遮断器の分類	12-42
表 12-5	定格電圧別の遮断器の機種	12-43
表 12-6	断路器の種類および適用電圧	12-43
表 12-7	水車発電機保護項目一覧例	12-47
表 13-1	標準電圧 (高圧)	13-2
表 13-2	電力系統の電圧目標値	13-4
表 13-3	電力系統の周波数目標値	13-4
表 13-4	安定度向上対策	13-8
表 13-5	電流容量 (安全電流) の比較	13-12
表 13-6	装柱の例	13-13
表 14-1	工事工程表	14-4
表 14-2	内貨・外貨の分類	14-5
表 15-1	JICA のカテゴリ区分	15-11
表 15-2	JICA の M/P 段階の手続き	15-12
表 15-3	生物学的に重要な場所に関する情報ソース	15-13
表 15-4	EIA のあるべき姿	15-14
表 15-5	JICA の F/S 段階の手続き	15-17
表 15-6	資金協力決定前の環境レビューに必要な資料と手続き	15-18
表 16-1	便益・費用のフロー-および計算結果の例	16-9
表 16-2	コスト・収入のフローおよび財務評価の結果の例	16-12

表 16-3 (1) コストアロケーションの例 (貨幣単位)	16-15
表 16-3 (2) コストアロケーションの例 (貨幣単位)	16-16

図リスト

図 8-1	フィジビリティ調査の流れ.....	8-3
図 9-1	電力計画構築のためのモデル	9-1
図 9-2	電力需要モデルの概要	9-2
図 9-3	日本の電力需要と主要変数との関係	9-5
図 9-4	産業部門の電力需要実績とモデル式結果の比較	9-8
図 9-5	商業部門の電力需要実績とモデル式結果の比較	9-8
図 9-6	家庭部門の電力需要実績とモデル式結果の比較	9-8
図 9-7	産業部門の電力需要実績とモデル式結果の比較	9-9
図 9-8	商業部門の電力需要実績とモデル式結果の比較	9-9
図 9-9	家庭部門の電力需要実績とモデル式結果の比較	9-9
図 9-10	現在の需要負荷曲線	9-11
図 9-11	10年後の需要負荷曲線	9-11
図 9-12	水力発電設備の地質調査の流れ	9-14
図 9-13	屈折法の原理と走時曲線	9-16
図 9-14	ボーリング柱状図の例	9-21
図 9-15	調査坑の地質展開図	9-22
図 9-16	世界の震源分布とプレート	9-25
図 9-17	震源断層にける地震動発生概念	9-28
図 9-18	水循環と水の存在量	9-30
図 9-19	流出システム	9-31
図 9-20	転倒ます型自記雨量計の例	9-32
図 9-21	雨量計の設置	9-33
図 9-22	レーダ雨量観測所および観測の原理	9-33
図 9-23	測水所	9-34
図 9-24	回転式流速計および電磁式流速計	9-35
図 9-25	河川横断図面及び鉛直流速曲線	9-36
図 9-26	水位流量曲線	9-37
図 9-27	量水標	9-38
図 9-28	フロート式水位計	9-38
図 9-29	水圧式水位計	9-38
図 9-30	超音波式水位計	9-38
図 9-31	四角堰	9-39
図 9-32	表面浮子と棒浮子	9-39
図 9-33	浮子測定	9-40

図 9-34	Class A Pan 蒸発量計	9-42
図 9-35	流域面積	9-44
図 9-36	ティーセン法	9-45
図 9-37	直線回帰の例	9-45
図 9-38	集中型流出モデルと分布型流出モデル	9-46
図 9-39	降雨および流量データの期間と低水流出解析	9-47
図 9-40	流出計算の流れ	9-48
図 9-41	タンクモデルと流出機構の例	9-49
図 9-42	タンクモデルによる流出の時間的变化	9-49
図 9-43	分布型流出モデルと落水線網	9-50
図 9-44	流域の水収支（築造前）	9-51
図 9-45	流域の水収支（築造後）	9-52
図 9-46	典型的な堆砂形状	9-53
図 9-47	堆砂形状の例	9-53
図 9-48	貯水池の堆砂	9-54
図 9-49	浮遊砂量濃度と流量の関係	9-55
図 9-50	貯水池（調整池）の補足効果	9-56
図 9-51	各分布を用いた解析例	9-60
図 9-52	PMF の算定フロー	9-61
図 9-53	PMF ハイドログラフの概念図	9-61
図 10-1	目負荷持続曲線と供給力の例	10-3
図 10-2	将来の需要と計画プロジェクトの関係	10-4
図 10-3	ピーク継続時間	10-5
図 10-4	有効落差の説明（フランシス水車）	10-7
図 10-5	有効落差の説明（ペルトン水車）	10-7
図 10-6	必要な供給力と常時出力の関係	10-9
図 10-7	流況曲線と運転限界	10-10
図 10-8	マスカーブおよび日負荷持続曲線の模式図	10-10
図 10-9	マスカーブ（キャリーオーバー貯水池）	10-11
図 10-10	マスカーブおよび日負荷持続曲線の模式図	10-12
図 10-11	満水位および有効貯水容量の検討	10-13
図 10-12	満水位および有効貯水容量の検討例	10-15
図 10-13	最大使用水量の検討例	10-15
図 10-14	貯水池ルール	10-16
図 10-15	貯水池運用最適経路（後ろ向き）	10-17
図 10-16	貯水池運用最適ルール	10-19
図 10-17	調整池の容量	10-21
図 11-1	コンクリートダムおよびフィルダム	11-3
図 11-2	複合ダムの例	11-5
図 11-3	日本における基礎グラウチングの範囲と考え方	11-8

図 11-4	ゾーン型フィルダムの例 (T ダム)	11-9
図 11-5	コンクリート表面遮水型ダムの基本形状 (模式図)	11-13
図 11-6	アスファルト表面遮水型ダムの基本断面形状 (M ダムの例)	11-14
図 11-7	ゾーン型ダムの監査廊の例 (K ダム)	11-15
図 11-8	隣接型洪水吐	11-16
図 11-9	分離型洪水吐	11-16
図 11-10	標準越流形状	11-17
図 11-11	水叩き+副ダムによる跳水式減勢工	11-18
図 11-12	コンクリート重力ダムの放流設備の事例	11-19
図 11-13	ロックフィルダムの放流設備の事例	11-19
図 11-14	土砂バイパス設備の事例 (A ダム)	11-21
図 11-15	土砂フラッシング設備の事例 (M ダム)	11-22
図 11-16	取水ダムの例 (固定ダム)	11-24
図 11-17	フローティングダムの例	11-25
図 11-18	魚道の例	11-25
図 11-19	無圧式水路の取水口の例	11-27
図 11-20	圧力式水路の取水口の例	11-27
図 11-21	水力発電所の各種の沈砂池	11-29
図 11-22	導水路の形式	11-30
図 11-23	圧力トンネルにおける内空断面幅と巻厚の関係	11-32
図 11-24	ヘッドタンクの設計例	11-34
図 11-25	単動サージタンクの例	11-36
図 11-26	制水ロサージタンクの例	11-36
図 11-27	差動サージタンクの例	11-36
図 11-28	水室サージタンクの例	11-36
図 11-29	水圧鉄管の例 (露出地上式)	11-37
図 11-30	水圧鉄管の例 (埋設地下式)	11-38
図 11-31	屋内式発電所の例	11-40
図 11-32	半屋外式発電所の例	11-41
図 11-33	バレル式の例	11-42
図 11-34	二床式の例	11-42
図 11-35	ヘッドタイプ発電所の例	11-43
図 11-36	地下発電所の断面形状	11-44
図 11-37	地下発電所の例 (I 発電所)	11-44
図 12-1	水車の分類体系	12-1
図 12-2	ペルトン水車構造図 (横軸 2 射)	12-2
図 12-3	立軸 4 射ペルトン水車	12-3
図 12-4	ペルトン水車のノズル切替運転時の水車効率	12-3
図 12-5	ターゴインパルス水車構造図 (ペルトン水車とターゴのノズル比較)	12-5
図 12-6	クロスフロー水車構造図	12-6

図 12-7	ガイドベーン切替運転時の水車効率	12-6
図 12-8	フランス水車構造図	12-8
図 12-9	プロペラ水車（カプラン水車）構造図	12-9
図 12-10	斜流水車構造図	12-10
図 12-11	バルブ水車構造図	12-11
図 12-12	S 形チューブラ水車構造図	12-11
図 12-13	パッケージ式バルブ水車構造図	12-13
図 12-14	立軸チューブラ水車構造図	12-13
図 12-15	ストレートフロー水車構造図	12-13
図 12-16	水車形式選定図（10MW 未満）	12-14
図 12-17	水車形式選定図（10MW 以上）	12-15
図 12-18	水車設計のフロー	12-16
図 12-19	最大模型水車効率と比速度の関係（フランス水車）	12-21
図 12-20	最大模型水車効率と比速度の関係（カプラン水車）	12-21
図 12-21	模型水車最大効率と比速度の関係（ペルトン）	12-23
図 12-22	フランス水車のキャビテーション係数	12-26
図 12-23	カプラン水車のキャビテーション係数	12-26
図 12-24	ランナの指定点と吸出し高さ	12-27
図 12-25	入口弁概要図	12-28
図 12-26	排水ピットの設計例	12-30
図 12-27	ブラケット形	12-31
図 12-28	ペディスタル形	12-31
図 12-29	立軸形発電機の軸受配置による分類説明図	12-32
図 12-30	発電機容量の検討フロー	12-33
図 12-31	定格時の発電機損失 ($P_{g\ loss}$)	12-34
図 12-32	発電機定格容量と定格電圧の関係	12-36
図 12-33	主機 1 台、送電線 1 回線の例	12-39
図 12-34	主機 2 台、送電線 1 回線の例	12-40
図 12-35	主機 2 台、送電線 2 回線の例	12-40
図 12-36	主機 4 台、送電線 2 回線、2 重母線の例	12-41
図 12-37	水力および揚水発電所の監視制御システム構成	12-45
図 12-38	一体型配電盤	12-46
図 12-39	水車・発電機の標準的な起動シーケンスフロー	12-49
図 13-1	電力系統の基本構成	13-1
図 13-2	1 機対 1 負荷モデル	13-5
図 13-3	P-V 曲線	13-6
図 13-4	技術的課題検討フローの例	13-7
図 13-5	送電線路設計の業務フロー	13-9
図 13-6	ルート選定の手順	13-10
図 13-7	鉄塔基礎の荷重成分	13-15

図 13-8	弛度.....	13-16
図 15-1	貯水池の水温分布および濁度分布の例.....	15-2
図 15-2	減水区間.....	15-2
図 15-3	堆砂形状および堆砂による影響.....	15-3
図 15-4	事業の段階と適用する環境社会配慮.....	15-7
図 15-5	SEA 実施手順の例.....	15-9
図 15-6	EIA の実施フロー.....	15-15
図 15-7	魚道の例.....	15-20
図 15-8	ビオトープの例.....	15-20
図 16-1	コストのフロー図.....	16-3
図 16-2	代替火力の設備利用率と年経費の関係の例.....	16-6
図 16-3	財務評価のフローチャート.....	16-13
図 16-4	デット・サービス・レーシオ算定のフローチャート.....	16-13
図 16-5	感度分析の例（経済評価）.....	16-14

第 8 章

フィジビリティ調査の目的と流れ

第8章 フィジビリティ調査の目的と流れ

8.1 フィジビリティ調査の目的

- (1) フィジビリティ調査（以下、F/S）とは、プロジェクトが技術面、経済面、財務面および社会・自然環境面から判断して実行可能であるか否かを客観的に証明しようとするものである。

F/S は、当該国がプロジェクトの実現を図るか否かについて政策決定者の意思決定判断の材料として使われる他、国際機関等が借款対象としてのプロジェクトの妥当性を判断する際の審査資料となる。

- (2) F/S は、プレ F/S と F/S に区分され、両調査の相違は調査精度にある。F/S は、上記（1）に耐えうる精度を有する内容であることが要求される。しかしながら、それに満たないレベルではプレ F/S となる。

8.2 フィジビリティ調査の流れ

第2部で述べた概略調査と第3部に述べるF/Sの関係は、図5-1に示したとおりである。概略調査の結果、次のステップに進めるのに値する有望なプロジェクトと判断された場合、F/Sが行われる。その調査・検討手順は図8-1に示すとおりであり、その具体的な内容は第9章から16章に記載してある。調査項目は、流れ込み式、貯水池式等の発電方式および発電規模により若干異なるが、本マニュアルではその区別をせず一般的な内容について記載してある。従って個々のプロジェクトのF/Sにあたってはこれを留意する必要がある。

以下にその概要を述べる。

(1) 需要および供給計画

将来の電力需要を予測し、それに対応した既設発電所および既に建設が決定されている発電所からなる電力供給計画を作成する。需要と供給力のバランスを検討し、供給力に不足が見込まれる場合、あるいは適正な供給予備率が確保出来ない場合には、新規電源の追加投入が必要となる。その候補プロジェクトのひとつとして、F/S で検討されたプロジェクトが取り上げられ、その開発時期の検討がなされる。これについては9.2に記載してある。

(2) 気象・水文および地形・地質

水力発電所の発電計画、構造物の設計および施工計画の検討には、気象、流量、洪水量、堆砂量、地形、地質、建設材料、地震などのデータが必要である。F/S では、最初にこれらのデータが収集され、その解析が行われる。気象・水文データとして、雨量、流量、洪水量、蒸発量、浮遊土砂量等が測定される。雨量、蒸発量は気象観測所で、流量、洪水量、浮遊土砂量は測水所（流量観測所）で測定される。地形データとして、衛星画像や航空写真を利用した地形図が作成される。地質、建設材料のデータとして、地表踏査、航空写真判読、物理探査、ボーリング調査、調査坑による地質調査、および地震荷重評価のための調査が実施される。これらについては第9章に記載してある。

(3) 発電計画の策定

プロジェクトサイトの地形・地質を考慮し発電方式（流れ込み式、貯水池式、調整池式）が決定され、そのレイアウトが決まる。その計画に対し環境影響を確認の上、発電規模、ダム高さ等を変化させた規模の最適化検討が経済比較により行われる。その結果、最適計画案が選定され、ダムの高さ、水路の内径等の構造物の基本諸元、および使用水量、落差、出力、電力量の計画の基本諸元が決定される。これらについては第10章に記載してある。

(4) 土木構造物、電気設備および送電設備の設計

(3) で得られた計画諸元、レイアウトに基づいて設計が行われる。土木構造物としてダム（取水ダムを含む）、洪水吐、取水口、沈砂池、導水路、水槽、水圧管路、発電所、放水路、放水口がある。これら構造物は、(2) に述べた気象・水文データ、地形・地質に関するデータを検討して設計される。例えば、ダムの形式はダムサイトの地形、地質、建設材料によって決定される。設計の基本的な考え方について第11章に記載してある。

電気設備としては、水車、発電機等がある。発電所の運用、使用水量の変動等を考慮に入れて、最適な水車、発電機の形式が決定され、F/S 段階の精度を有する設計が行われる。その基本的な考え方については、第12章に記載してある。

送電設備に関し、水力プロジェクトの送電先を想定して計画、設計が行われる。系統解析、を行い、プロジェクトが投入された場合の、系統の安定性について検討される。その基本的な考え方については、第13章に記載してある。

(5) 施工計画および工事費

プロジェクトの現地条件を勘案して、現在の技術レベルで妥当な施工方法に基づく施工計画および工事工程が策定される。そのためには、上記の(2)、(3) に述べた資料の他に、輸送条件、施工条件（労働力、工事用動力、用水、用地）が考慮される。プロジェクトの工事費は(4) の設計を基に費用項目ごとに算定され、総工事費が求められる。工事費には、土木設備、電気設備の他、工事の管理に要する費用、技術費、予備費、建設中利子等が計上される。資金計画を立てるため、毎年の所要資金が項目毎、内貨・外貨毎に算定される。以上は第14章に記載してある。

(6) 環境影響評価

水力開発がもたらす環境社会影響として、物理環境、自然環境および社会環境がある。環境社会影響への対処の基本的な考え方、計画策定の初期段階および F/S 段階における環境社会問題への対処について検討される。これらは第15章に記載してある。

(7) 経済評価及び財務評価

プロジェクトの経済的な妥当性が便益と費用の観点から分析される。便益は(3) で得られた出力および発電電力量から、費用は(5) で得られた工事費から求められる。国民経済的な見地からは経済評価が行われ、企業の見地からは財務評価が行われる。以上は第16章に記載してある。

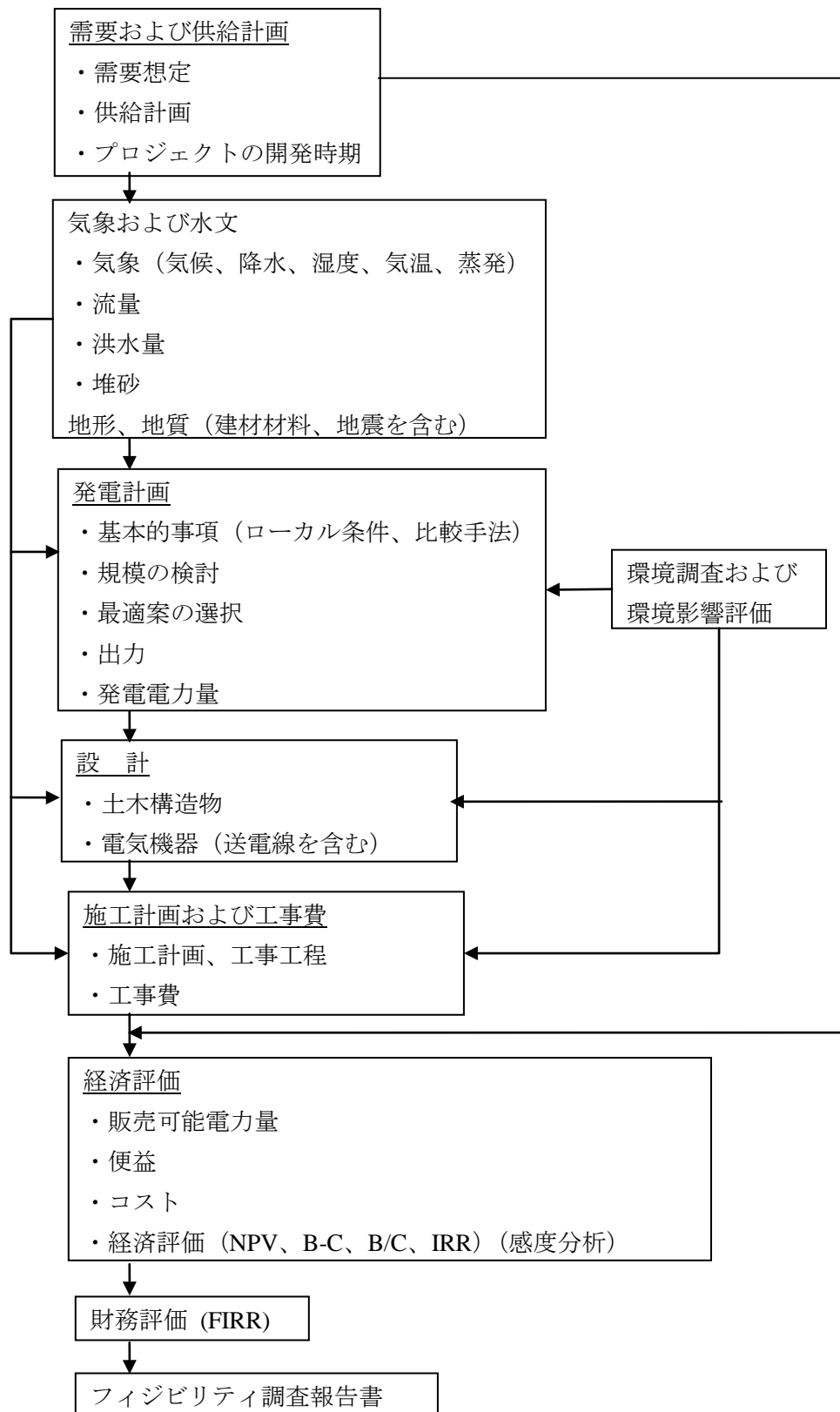


図 8-1 フィジビリティ調査の流れ

第8章の参考文献

- [1] 水力開発ガイドマニュアル、財団法人新エネルギー財団、1996年

第9章

電力需要予測、地形・地質および水文調査

第9章 電力需要予測、地形・地質および水文調査

9.1 電力需要予測

9.1.1 電力需要予測手法

(1) 電力計画構築のためのモデル

将来の電力需要を推定し、電源開発計画を構築するツールとして、様々な計量モデルが各国で開発されている。これらの計量モデルは一般に図 9-1 に示すように、i) マクロ経済モデル、ii) 電力需要予測モデル、iii) 電源開発計画モデルの3つのエンジンで構成されている。

マクロ経済モデルは内外の経済環境や社会、経済、政策に基づいて経済動向を予測するツールで、そこで予測された経済成長率や経済構造などの経済変数は電力需要予測モデルの条件として与えられる。電力需要予測モデルは、これらの経済変数と電力を巡る内外の環境や電力政策などを反映して電力需要の予測を行うツールである。電源開発計画モデルは、電力需要予測モデルで推定された将来の電力需要に対し、各種電源（石油、ガス、石炭、水力等）の供給可能性と価格動向、エネルギー政策やその他の前提条件などを勘案して、最適電源供給パターンを計算するツールである。一般にはこの3つのエンジンを用いて、予想される世界のエネルギー動向や内外の政治・経済環境の下での最適電源開発計画の構築や、そのための各種エネルギー政策の検討が行われている。

しかし、マクロ経済モデルの構築は大変な作業である。したがって、通常、マクロ経済モデルは構築せず、経済変数の予測値は、対象国の経済成長計画（目標）などを外生変数として需要予測モデルに与えることが多い。また、電源開発計画モデルは線形計画法によりコスト最小、利益最大などを目的関数として最適化を求めるものであり、良く使われるモデルとしては国際原子力機関（International Atomic Energy Agency : IAEA）が開発した Wien Automatic System Planning（WASP）がある。ここでは電力需要予測モデルについて詳細に記述する。

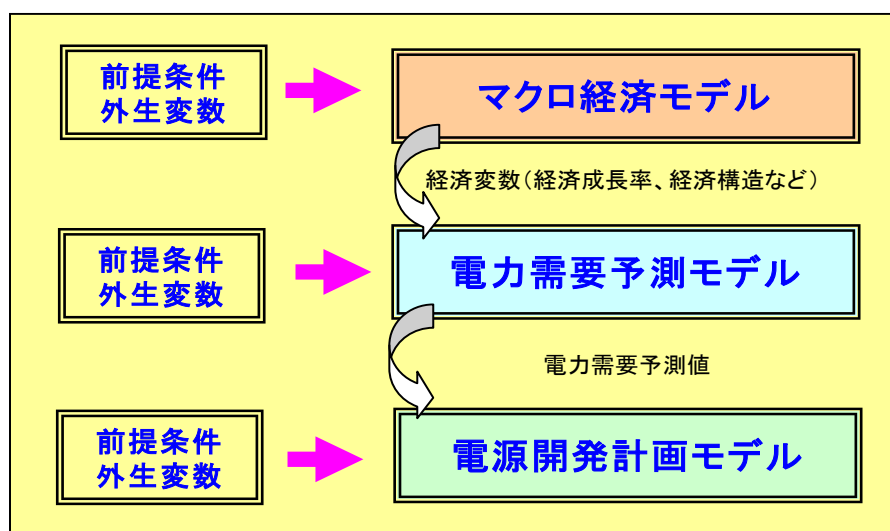


図 9-1 電力計画構築のためのモデル

(2) 電力需要予測モデルの構造

電力需要予測モデルは、図 9-2 のようにマクロ経済ブロックと電力需要ブロックに大別して構成される。前項で述べたように、本モデルでは基本的に政府発表の経済計画指標や関係省庁などの諸計画に基づく経済変数の予測値を外生変数（マクロ経済ブロック）としてモデルに入力する。それにより、社会経済発展計画や各種のエネルギー政策などが反映されるモデルとなる。電力需要予測モデルに最低限必要な時系列データ（過去の統計）は、電力需要量と将来の電力需要を推定するために必要な人口、世帯数、GDP、電気料金、電化率などの変数である。これらのデータが時系列に収集できない場合は、予測式の変数として使うことはできない。必要な時系列データの期間については、一般に、今後 10 年間の予測をする場合は、過去 10 年間のデータ、15 年先の予測をする場合は、過去 15 年間のデータを揃えることが望ましい。

このようにモデルの構築に当たっては、一般的に入手可能なデータをできるだけ使用し、モデルを継続的に運用する上での利便性を高めたい。今後も経済発展が見込まれる開発途上国では、産業のエネルギー消費構造や国民のライフスタイルの変化、省エネルギー政策などが電力需要動向に大きなインパクトを及ぼすと見込まれるため、エネルギー動向を継続的に把握する制度を確立することが望まれる。

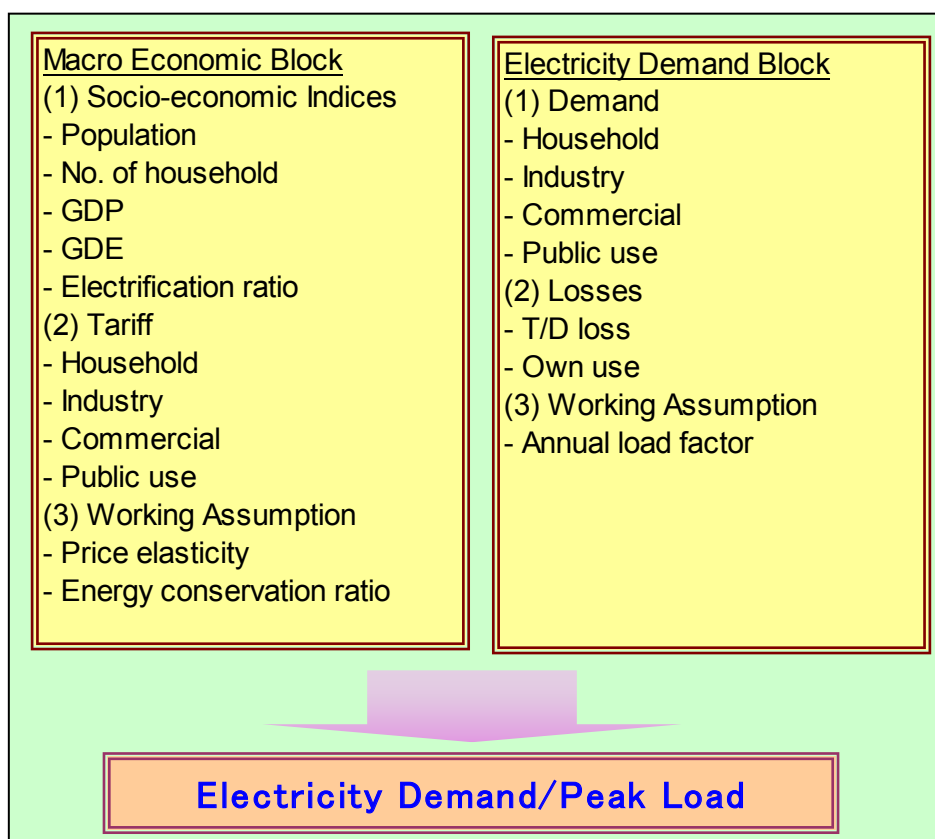


図 9-2 電力需要モデルの概要

(3) 予測式

将来の電力需要を推定するための予測式は、過去の電力需要と電力需要の増減を説明できる変数（例えば、GDP、世帯数、人口、電力料金、収入、電化率など）との相関関係を回帰分析により求め、予測式を推定する。回帰分析ツールは数多く市販されており、どのソフトを使っても結果（相関関係）は同じである。電力の場合、相関関係を示す決定係数¹（ R^2 ）が一般的に高く0.9以上である。これは電力の統計が他のエネルギーと比べると精度が高いことと、毎年の電力需要に大きな浮き沈みがないことが考えられる。

GDP や電気料金等を変数として使う時は、名目価格ではなく実質価格を使わなくてはならないことに注意する必要がある。

以下に、電力需要と比較的相関の高い変数を紹介する。

1) 産業用電力需要

主な変数：産業 GDP、鉱工業指数（IIP）、価格（電気料金）

上記変数のうち産業 GDP と鉱工業指数は強い相関があると考えられる。一つの式の中に強い相関がある2つの変数を使うと解析が不可能で、たとえ結果が求まったとしてもその信頼性は低い。そのため、どちらか一方（決定係数が高いほう）の変数を使うことが好ましい。このような相関の高い2つ以上の変数がある場合は、多重共線性があると言われる。以下は予測式の例である。

$$y = f(\text{産業 GDP、価格})$$

$$y = a \times \text{産業 GDP} - b \times \text{価格} + c$$

2) 商業用電力需要

主な変数：商業 GDP、床面積、価格（電気料金）

一般に商業用電力需要と高い相関があるのは床面積であるが、開発途上国では商業施設の床面積の統計が存在しないことが多い。この場合は、変数として商業 GDP と価格をつかう。

$$y = f(\text{商業 GDP、価格})$$

$$y = a \times \text{商業 GDP} - b \times \text{価格} + c$$

3) 家庭用電力需要

主な変数：人口、GDP、所得、個人消費支出、電化率、価格（電気料金）

上記変数のうち GDP と所得、個人消費支出は強い相関があり多重共線性があると考えられるため、決定係数が高い変数をどれかひとつにしたほうが良い。

$$y = f(\text{所得、電化率、価格})$$

$$y = a \times \text{所得} + b \times \text{電化率} - c \times \text{価格} + d$$

以上3つの式を例に挙げたが、価格変数の係数の符号がどれもマイナスになっている。これは経済原則によるもので、電気料金が上がれば電力需要が下がることを意味している。も

¹ 被説明（従属）変数（ y ）が説明（独立）変数（ x ）からどの程度決定されるかを判断する数値基準。1に近いほど相関が高い。

し、価格の係数がプラスだと電気料金が上がれば、人々はより電気を使うということになり経済原則に反している。回帰分析の結果、価格の係数がプラスになることがあるが、この場合、電気料金は変数として使えない。

(4) 予測式の検定

需要予測モデルは計量経済モデルであり、一般的に回帰式と恒等式の集合体として表現される。回帰式の選択にはいくつかの統計学的、経済学的な検定が用意されていて、予測式の適合性のテスト（検定）を行う。今回は、以下のテストにより回帰式の採否を判定する。

1) 需要予測式の評価

- 決定係数（0.85 以上を目標とする）
- 係数の t-値²検定（t-値の絶対値が 2.0 以上を目標とする）
- ダービンワトソン比³検定（ $1 < DW < 3$ の範囲以内であることを目標とする）
- 係数の符号検定（経済原則のチェック）

2) 電力需要予測の評価

- 将来の GDP に対する電力弾性値は現実的か？

通常、GDP に対する電力弾性値は 1 前後で伸びる。発展途上国では一時的に 1.5 以上の高い弾性値を示すこともあるが、平均すると 1-1.5 の間にあるのが普通である。推定の結果、この弾性値があまりにも大きい時は、推定式を見直す必要がある。

- 一人当たり電力消費量は現実的か？

現在の 1 人当たりの電力消費量と推定した将来の 1 人当たりの電力消費量を比較する。また、周辺国や先進国とも比較して、妥当な値かチェックする必要がある。

いずれにせよ回帰式は過去の統計値、つまり過去の事象について計算されたものであり、過去の傾向が将来も同じように続くとは限らない。特に、発展段階にある国においては今後経済構造や国民のライフスタイルが急速に変化すると予想されるので、過去を単純に未来に外挿しても、未来を見通すのは難しい。経済の発展段階や産業構造変化、商品のライフサイクルなど、多面的な分析を行うことが重要である。

9.1.2 電力需要予測の例

ここでは過去の日本のデータを使い、これまで説明してきた予測手法で実際に将来の電力需要を予測してみる。

(1) 時系列データ

時系列データは、表 9-1 に示すように 1980 年から 2000 年までのセクター別電力需要、電力

² 回帰分析を行うと t- 値というものが結果として現れる。これは変数が有意か否かを判断するものである。一般に、t- 値の絶対値が 2 未満ならその変数は有意でない（この変数があってもなくても結果はあまり変わらない）。

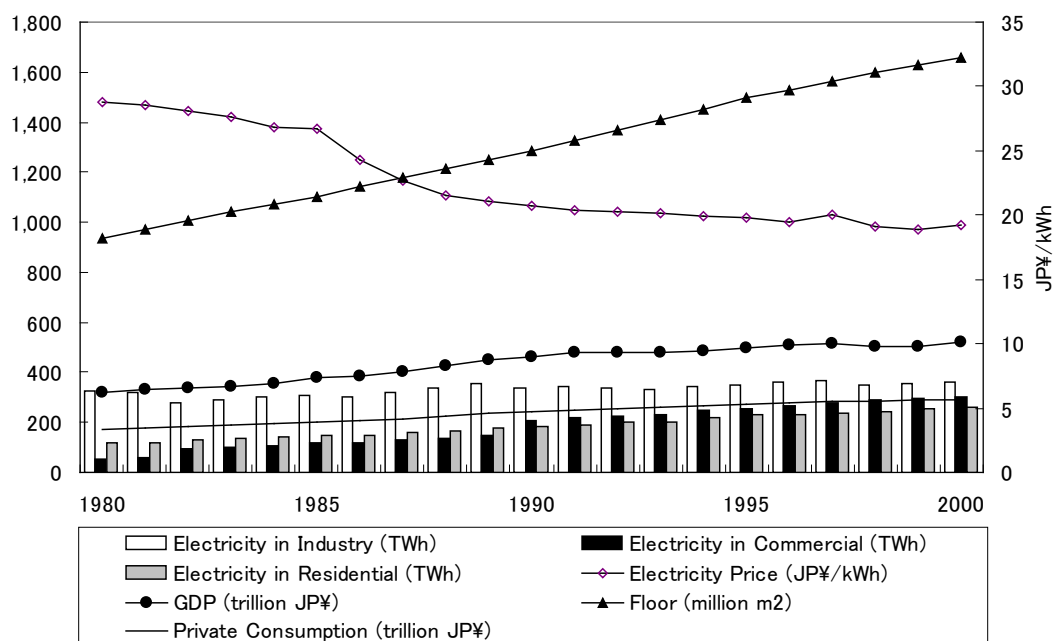
³ 時系列データの推定誤差が、自己相関をもつかどうかの判定に使われる。DW 比は 0 から 4 の間にあり、2 前後の時は系列相関なし、2 よりかなり小さい時は正の系列相関あり、2 よりかなり大きい時は負の系列相関がある。

価格（名目）、セクター別 GDP（名目）、GDP デフレーター、商業セクター床面積、個人消費支出（名目）である。図 9-3 に示すように、1980 年から 2000 年までの日本の電力料金は実質価格で徐々に下がってきている。一方、家庭及び商業用電力需要、実質個人消費支出、床面積は右肩上がり、産業用電力需要は横ばいになっている。

表 9-1 電力需要予測のための過去の時系列データ

	Unit	1980	1981	1999	2000
1. Electricity Demand					
(1) Industry Sector	GWh	327,791	320,512	354,733	361,628
(2) Commercial	GWh	52,953	57,000	296,174	303,721
(3) Residential Sector	GWh	116,093	121,267	251,698	257,849
(4) Grand Total	GWh	496,837	498,779	902,605	923,198
2. Electricity Price (nominal)	JP¥/kWh	22.49	23.14	18.66	18.65
3. Gross Domestic Product (Nominal)					
(1) Industries	billon JP¥	228,618	244,098	474,262	475,943
1) Agriculture ,forestry and fishing	billon JP¥	8,778	9,030	9,279	8,896
2) Mining	billon JP¥	1,363	1,276	645	627
3) Manufacturing	billon JP¥	68,093	72,612	110,125	111,439
4) Construction	billon JP¥	22,228	24,200	38,133	37,130
5) Electricity ,gas and water supply	billon JP¥	6,576	7,381	14,068	13,576
6) Wholesale and retail trade	billon JP¥	36,780	38,481	73,066	70,661
7) Finance and insurance	billon JP¥	12,034	11,706	30,218	30,445
8) Real estate	billon JP¥	22,644	24,391	65,130	66,342
9) Transport and communications	billon JP¥	15,522	16,868	34,947	34,821
10) Service activities	billon JP¥	34,602	38,154	100,726	103,752
(2) Producers of government services	billon JP¥	19,076	20,606	43,827	44,539
(3) Producers of private non-profit services to households	billon JP¥	3,286	3,542	9,977	9,343
(4) Total GDP	billon JP¥	250,980	268,246	497,629	502,990
4. GDP Deflator	1995=100	78.2	81.1	98.56374	96.85544
5. Total Floor Space for Commercial Sector	million m ²	936	972	1,630	1,655
6. Private Consumption Expenditure (Nominal)	billon JP¥	134,233	142,604	283,880	282,772

(出典：エネルギー・経済統計要覧、日本エネルギー経済研究所)



出典：エネルギー・経済統計要覧、日本エネルギー経済研究所

図 9-3 日本の電力需要と主要変数との関係

(2) 電力需要予測推定式

過去の時系列データから回帰分析により各セクターの電力需要推定式を求めると以下のようになる。

1) 産業用電力需要

$$INEL=506,213-25.745 \times INGDP/DEF-647,614 \times ELP/DEF$$

$$(4.14) \quad (-0.376) \quad (-2.89) \cdots \cdots \cdots t\text{-値}$$

INEL：産業用電力需要、INGDP：製造業GDP、DEF：デフレーター、ELP：電力価格

決定係数：0.679、DW比：1.23

上記の推定式の中で、産業用電力需要や電力価格をデフレーターで割っているのは、名目価格を実質価格に変換していることを意味している。t値の絶対値を見てみると、GDPの係数が0.376でかなり低く、GDPは電力需要に影響を与えていない。また、GDPの係数はマイナスになっており、GDPが増えると電力需要が下がることを意味し、経済原則に反するためGDPは変数として使うべきでない。一方、価格係数のt値は2.89になっており、産業用電力需要は電力価格に敏感に反応しているといえる。

決定係数は0.679と目標の0.85より低く、検討が必要。DW比は1.23で正の系列相関を示している。

これらのことから変数を価格だけに絞って、再度回帰分析すると推定式は以下のようになる。

$$INEL=460,841-570,897 \times ELP/DEF \cdots \cdots \cdots i)$$

決定係数：0.676、DW比：1.16

2) 商業用電力需要

商業用電力需要の推定式は変数がGDP及び価格と床面積及び価格の2つを分析した。推定式と回帰分析評価結果は以下のとおりである。

(a) 変数：GDP及び価格

$$COEL=13,499+509.8 \times COGDP/DEF-624,630 \times ELP/DEF$$

$$(0.128) (6.39) \quad (-2.37) \cdots \cdots \cdots t\text{-値}$$

COEL：商業用電力需要、COGDP：卸・小売業GDP、DEF：デフレーター、ELP：電力価格

決定係数：0.953、DW比：0.69

(b) 変数：床面積及び価格

$$COEL=-211,670+334.12 \times FLR-159575 \times ELP/DEF \cdots \cdots \cdots ii)$$

$$(-2.45) (10.4) \quad (-0.776) \cdots \cdots \cdots t\text{-値}$$

COEL：商業用電力需要、FLR：商業用床面積、DEF：デフレーター、ELP：電力価格

決定係数：0.978、DW比：1.1

2つの推定式を比較すると、(b)の方が決定係数もDW比も優れているため商業用電力需要

は、GDP よりも床面積と相関関係が強いことがわかる。一方、t値の絶対値を見てみると、価格係数が0.776 とかなり低く、価格は電力需要にあまり影響を与えていないが、価格も考慮しているということを表すために価格を変数として使っても問題ない。係数の符号検定では床面積がプラス、価格がマイナスになっており、床面積が増えると電力需要が増え、価格が上がると電力需要が減るという経済原則に合致している。

3) 家庭用電力需要

家庭用電力需要の推定式は変数が GDP 及び価格と個人消費支出及び価格の2つを分析した。推定式と回帰分析評価結果は以下のとおりである。

(a) 変数：GDP及び価格

$$\text{REEL} = -413,889 + 99.98 \times \text{GDP/DEF} + 720,887 \times \text{ELP/DEF}$$

(-2.82) (5.91) (2.2) t-値

REEL：家庭用電力需要、GDP：総GDP、DEF：デフレーター、ELP：電力価格

決定係数：0.945、DW比：0.76

(b) 変数：個人消費支出及び価格

$$\text{REEL} = -244,568 + 143.86 \times \text{PCE/DEF} + 396,061 \times \text{ELP/DEF}$$

(-5.73) (16.5) (3.97) t-値

REEL：家庭用電力需要、PCE：個人消費支出、DEF：デフレーター、ELP：電力価格

決定係数：0.99、DW比：1.2

2つの推定式を比較すると、(b)の方の決定係数が優れているため家庭用電力需要は、GDPよりも個人消費支出と相関関係が強いことがわかる。また、t値の絶対値を見てみると、全ての係数が2以上になっており、全ての変数が電力需要と相関があることを示している。しかし、係数の符号検定では価格がプラスになっており、価格が上がると電力需要が増え、経済原則に反している。このような場合は、価格を変数からはずし、再度回帰分析すると推定式は以下のようなになる。

$$\text{REEL} = -76,799 + 110.79 \times \text{PCE/DEF} \dots \dots \dots \text{iii)}$$

決定係数：0.981、DW比：0.39

(3) 実績とモデル推定式との比較

図9-4 から9-6 は、前述したモデル推定式 i)、ii)、iii)と過去の電力需要を比べたものである。実線は過去の実績、点線はモデルの推定式から求められた電力需要、三角のドット線が残差（実績とモデル推定結果との差）である。これらの図を見ても明らかなように決定係数が0.981 と最も高い家庭部門の電力需要の実績とモデル推定式の差が小さく、実績と推定値がほぼ一致していることがわかる。

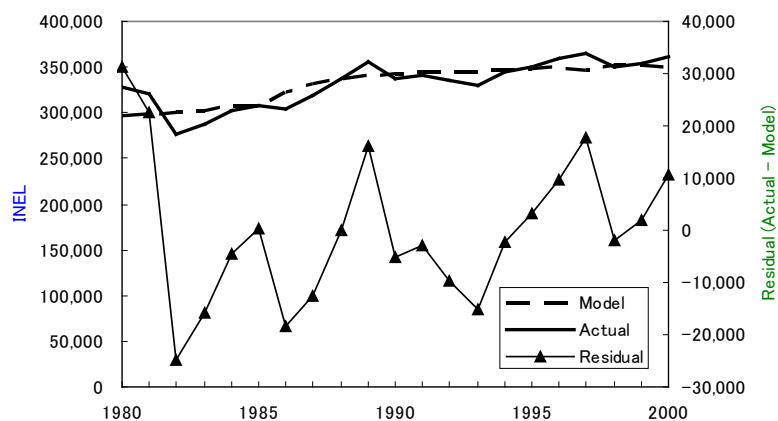


図 9-4 産業部門の電力需要実績とモデル式結果の比較

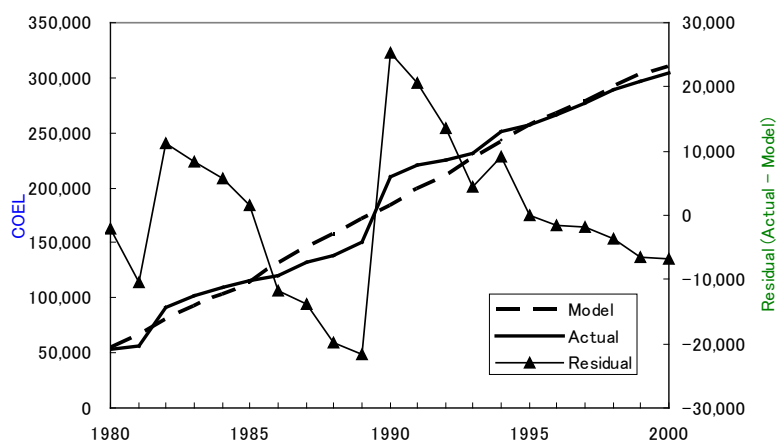


図 9-5 商業部門の電力需要実績とモデル式結果の比較

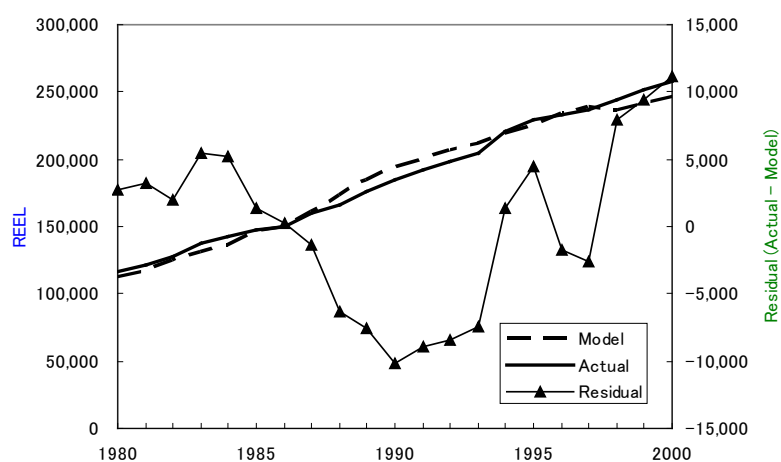


図 9-6 家庭部門の電力需要実績とモデル式結果の比較

(4) 電力需要予測

図 9-7 から 9-9 は、モデル式から予測した 2001 年から 2006 年までの電力需要と実際の電力需要を示している。産業部門と商業部門の電力需要は予測値よりも実績値が若干下回っている

る。これは省エネルギーが過去の実績よりもさらに強化されたことが考えられる。このように将来の電力需要を推定する時は、政府の省エネルギー目標などを考慮することも必要である。

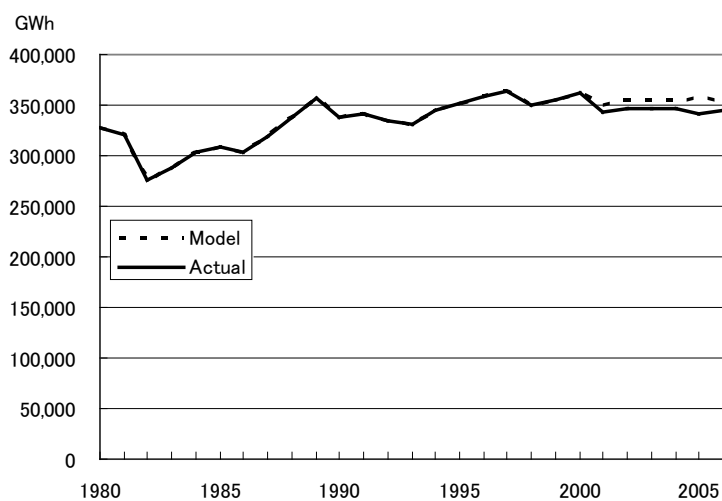


図 9-7 産業部門の電力需要実績とモデル式結果の比較

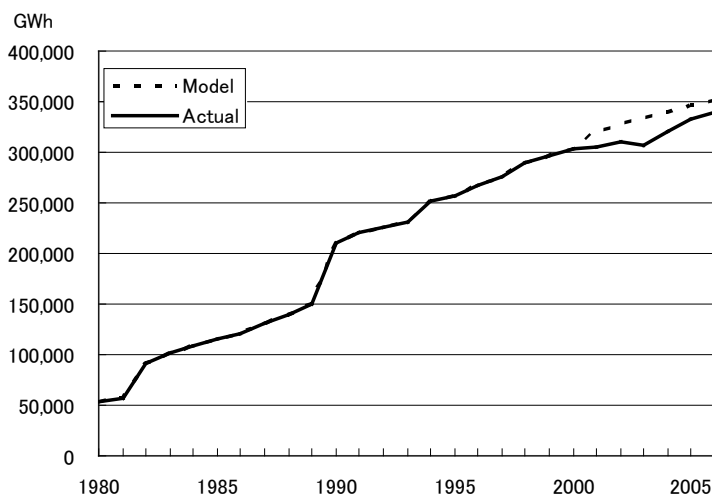


図 9-8 商業部門の電力需要実績とモデル式結果の比較

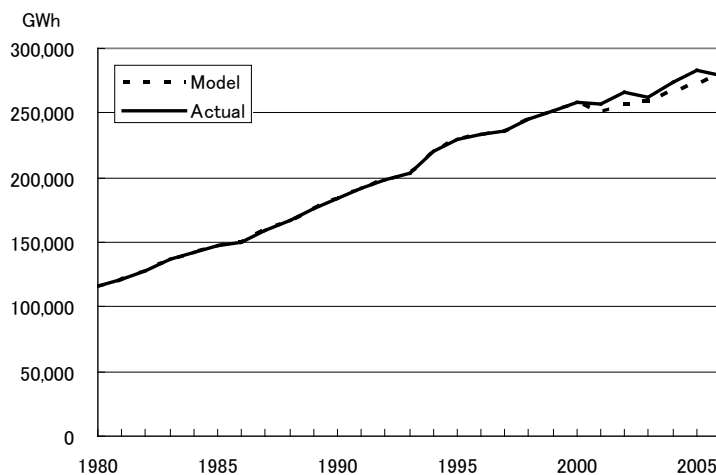


図 9-9 家庭部門の電力需要実績とモデル式結果の比較

(5) 必要供給量

これまではエンドユーザーで消費される電力需要を推定してきたが、発電所に求められる供給量は送配電ロスや発電所内の自家消費を考慮しなくてはならない。通常、送配電ロスや自家消費率は、先進国ではそれぞれ5%程度だが、途上国だとこれよりも若干高い傾向がある。必要供給量を求める定義式は以下のとおりである。

$$\text{必要供給量} = \frac{\text{電力需要}}{1 - (\text{送配電ロス}\% + \text{自家消費率}\%) / 100}$$



(6) 発電設備容量

発電所に求められるのは必要な電力を供給することだが、必要な電力は時間とともに変化してくる。先進国では工場などが稼動し、冷房を必要とする日中に最大電力が発生する。一方、途上国では電灯需要が多い夜間に発生する傾向になる。いずれにせよ、最大電力は電力会社がデータを有しており、最大電力と平均電力の割合を負荷率といい以下の式で表される。

$$\text{年負荷率} (\%) = \frac{\text{年間平均電力 (kW)}}{\text{年間最大電力 (kW)}} \times 100$$

$$\text{年間平均電力 (kW)} = \frac{\text{年間電力需要 (kWh)}}{365\text{日} \times 24\text{時間}}$$

上記 2 つの式から最大電力を求める定義式は以下のとおりになり、必要な発電設備容量が求められる。実際にはさらに発電施設の保全や事故に対して対応するために数%の予備率が加算される。

$$\text{最大電力} = \frac{\text{年間電力需要 (kWh)}}{365\text{日} \times 24\text{時間}} \times \frac{100}{\text{年負荷率} (\%)}$$

9.1.3 電源開発計画

電源開発計画は、10年以上にわたる電力の長期需要予測にもとづいて、様々な新規の候補電源を導入計画と既設電源の廃止を含む更新計画を示すものである。電源開発計画は、多電源の導入時期をそれらの投資費用と運転・保守費用の和を最小にするよう立案されるべきものである。

電源開発計画の費用を最小化するツールとしては、1974年に国際原子力機関（International

Atomic Energy Agency : IAEA) から公表されたWASP (Wien Automatic System Planning Package) が世界で最も幅広く用いられている。現在WASPはバージョン4まで存在する。

(1) WASP の原理

WASP には、非線形組合せ最適化問題では一般的に用いられる、動的計画法 (Dynamic Programming : DP) が使用されている。ここでは、動的計画法の詳細は省略するが、動的計画法は、目的関数 (ここでは、投資費用と運転・保守費用の和) を最大化したり最小化したりするような最適化問題に採用される古典的な手法である。

例えば、10年後の電力需要を満足させるために、A、B、C、DおよびE発電所といった候補電源があるような場合、どのような順番で開発するのが最適であるか、すなわち費用を最小化できるかの解を見つける。

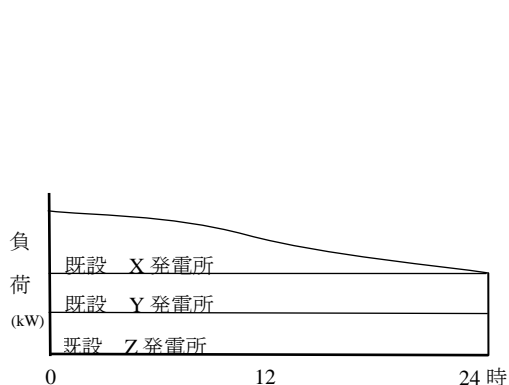


図 9-10 現在の需要負荷曲線

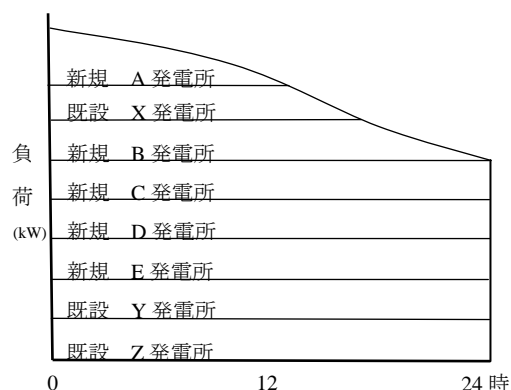


図 9-11 10年後の需要負荷曲線

(2) WASP の主な入出力

WASP は、将来の電力需要に対して、最適な電源開発を示すツールであり、シミュレーションに必要な主な入力データと結果として示される主な出力は以下のとおりである。

1) 入力データ

- 電力需要 (負荷曲線)
- 既設発電所のデータ (水力の場合の供給力、所内率、事故率など)
- 新規候補電源のデータ (建設費、運転・保守費、燃料費など)
- 電源開発上の制約 (予備率、供給不足確率など)

2) 出力データ

- 最小費用電源開発計画
- 発電電力量
- 費用
- 供給信頼度 (予備率、供給不足確率など)

WASP から得られた、最適電源開発の例を表 9-2 に示す。

表 9-2 最適電源開発計画例

年	新規電源（水力）	新規電源（火力）	既設廃止	供給不足確率（%）
2011	A 水力発電所			0.12
2012				0.88
2013		C 火力発電所		0.02
2014				0.26
2015	B 水力発電所			0.02
2016				0.67
2017		E 火力発電所		0.11
2018				0.54
2019		D 火力発電所		0.08
2020				0.37
2020年までの総費用（現在価値）：9,920百万 US\$				

3) 感度分析

最適電源開発計画を導き出す上では、様々は仮定や将来の不確定要素を盛り込んでいるため、通常以下の因子に対して感度分析を行い、最適電源開発の妥当性を総合的に判断する。

- 電力需要予測（高成長、通常成長、低成長など）
- 割引率
- 物価上昇率
- 燃料費

9.2 地形・地質調査

9.2.1 地形調査

(1) 必要な地形図

第2部で述べた概略調査段階では縮尺 1/50,000 程度の地形図で十分であるが、F/S 段階では、選定された最適発電計画の工事区域をカバーする縮尺 1/5,000 程度の地形図が必要とされる。

地形図の範囲は、ダム、水路、発電所等の主要土木構造物、貯水池区域の他に、工事用道路、材料採取地、仮設備用地等も十分カバーするよう、ある程度余裕をもった範囲について作成しておくことが望ましい。

規模の小さい貯水池に対しては 1/5,000～1/10,000 程度の縮尺、大貯水池に対しては、1/10,000～1/25,000 の縮尺が必要である。また、ダム、発電所等の主要構造物の範囲は 1/1,000～1/2,000 程度の縮尺の地形図が必要である。

(2) 地形図の作成および取水地点・放水地点の標高

F/S 段階では、衛星画像を利用した作成が上記 (1) のニーズに合致している。開発途上国

では、プロジェクトサイトに立ち入るには、アプローチ道路の問題など、様々な制約がある。航空写真が得られればベストであるが、得られない場合、衛星画像を使用することにより、現地に立ち入らなくても 1/5,000 地形図までは作成可能である。ダムなど構造物の周辺の地形図は、1/5,000 を拡大して作成した 1/2,000 で F/S の検討に対応できる。現地立ち入りが可能であれば GPS（Global Positioning System）を使って基準点（座標、標高）をおさえ、測定の精度を高めることが考えられる。GPS によるスタティック測量を行えば、数ミリの誤差で、高精度の測定が可能である。

取水位～放水位間の総落差は、プロジェクトの発電規模を決定する際の重要な要素であり、正確に求める必要がある。取水地点および放水地点を中心に、既設の水準点を基本にして、水準測量と GPS を活用することにより、精度を確保できる。

(3) 河川横断測量

放水口地点の河川横断測量を実施し、水位・流量曲線を作成することにより、発電所の出力および電力量計算の際の、放水位の設定に供することができる。

9.2.2 地質調査

水力発電設備における概略調査段階から施工中調査までの一般的な地質調査フローを、図9-12に示す。このうち、F/Sの地質調査では、計画地域の地質構造、岩盤の種類およびその物理・力学的性質を概括的に把握し、土木構造物の基本設計・施工計画等の作業に必要な地質図を作成するとともに、計画の可否に係る地質工学的問題点を把握することを目的とする。

一般にF/Sの地質調査では、地表地質踏査、航空写真判読、物理探査、調査ボーリング等が行われ、必要があれば調査坑を掘削することもある。なおコンクリート用骨材やフィルダム盛立材料を採取する場合には、材料採取予定地の材料分布状態、採取可能量、採取材料の物理・力学的性質について把握することが必要である。

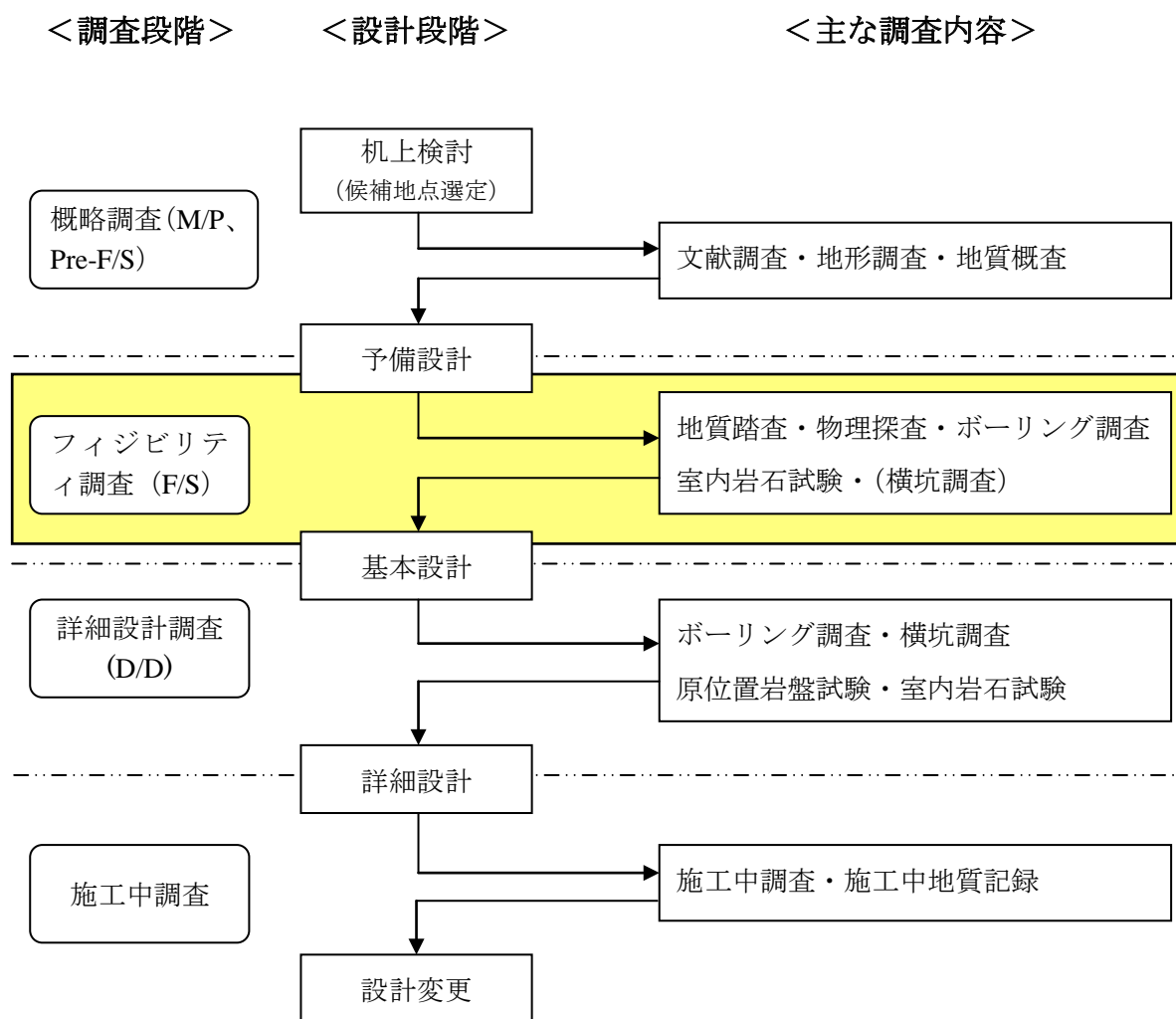


図 9-12 水力発電設備の地質調査の流れ

(1) 地表地質踏査

この段階の地表地質踏査では、一般に、貯水池周辺および導水路経過地に対しては縮尺 1/5,000～1/25,000 程度、ダム等の主要構造物地点に対しては 1/1,000～1/2,000 程度の地形図を用いて行う。地表地質踏査に先立ち、既存地質図、地質資料により計画地域の地質概要を把握しておくと共に、航空写真判読および 1/50,000 程度の地形図で、地形判読を行い、大局的な地質構造、断層・節理系の把握、特徴的な地形からの地質状態の推定（例えば、崖錐、扇状地、段丘、溶岩台地、カルスト地形、地すべり等）を事前に行っておくことが必要である。

地表地質踏査を進めるに当たっては、図上で踏査ルートを選定して概略の調査計画を策定する。効果的な踏査ルートとしては、地層が顕著に露出している河谷や道路が挙げられるが、堆積岩の走向方向に流れる河川では同一層準の地層ばかりを踏査する場合があるので、できるだけ地質構造に直交するルートを選ぶ。また、踏査ルートの選定では、事前実施した地形判読の結果および既存地質資料からの情報を確認できるようにしておくことが必要である。

地表地質踏査において、観察すべき主な事項を列記すると次のとおりである。

1) 岩盤・地層露頭での観察事項

岩 相

岩石の種類（未固結堆積物については、成因及び構成物質、固結度）
分布状態（整合、不整合、走向・傾斜）
割れ目の分布（走向・傾斜、連続性、間隔、種類）
層理・片理の特性（走向・傾斜、間隔、剥離性）
地質時代（化石）

岩 質

岩盤の硬さ
風化・変質の状態
割れ目の特性（緩み状態、挟雑物）
特殊現象（鉱染、噴気、二次沈着物、空洞）

地質構造

褶曲形状（微褶曲、向斜、背斜）
断層（破碎の幅と状態、走向・傾斜、連続性、副断層）
地下水・表流水（湧出口、湧水量、水質、水温、伏流、消滅）

2) 岩石露頭のない箇所での被覆物(層)観察事項

種類（表土、崖錐、腐食土、砂礫）
成因（河成、風成、風化残積、崩土、火山灰、土石流、扇状地、段丘）
性質（締まり具合、粒度、含水状態）
分布（厚さ、広がり、形状、成層、連続性）
植生（樹種、樹齢、人工、自然）

3) 地形の観察事項

溪谷形状 （谷幅、水深、河川勾配、山腹傾斜）
平坦面形状 （隆起準平原、火山性台地、段丘）
特殊地形 （カルスト、地すべり、崩壊、断層谷）

観察結果は、調査ルートに沿った地形図に記載し「ルートマップ」を作成する。必要に応じて、露頭の詳細なスケッチを記録し、写真撮影および試料採取位置をルートマップに記入する。地表地質踏査の結果は、これらルートマップの記録を基に、地質平面図、地質断面図としてまとめられるが、後述する物理探査およびボーリング調査等を実施した後に、基本設計に必要な土木地質的情報を加えた土木地質図が作成される。

(2) 航空写真判読

航空写真は地形図作成のためだけでなく、地質調査の補助的手段として用いられる。航空写真の縮尺は用途により様々だが、数千分の1～4万分の1が一般的である。航空写真判読は、一對の写真を実体鏡を用いて実体視しながら行う。携帯用のポケット実体鏡もあるが、室内作業では反射式実体鏡を用いる。

航空写真の特徴は、実体視によって地形の起伏が誇張されること、およびフィルムや撮影

条件を適当に選択することによって、特定の色調や濃度を強調できることである。したがって、地形の判読が、地形図や現地で行うよりも容易となり、大きな地質構造、岩石の分布、表層堆積物の分布、断層・節理系、地すべり地・崩壊地などの判読が可能となる。地すべり地や崩壊地については、その位置や規模だけでなく、撮影時期を異にする写真が得られれば、その消長についても知ることができる。

(3) 物理探査

物理探査は、地盤を構成する岩盤や堆積物はその種類、風化・破碎の程度、堆積状態などによって、それぞれ異なった物理的性質を示すことを利用して地下構造を知る手段である。物理探査には、弾性波探査（弾性波伝播速度）、電気探査（比抵抗その他の電氣的性質）、重力探査（密度）、磁気探査（磁氣的性質）などがある。物理探査のうち、1本のボーリング孔を利用してボーリング孔周辺の状態を調査する方法は、物理検層と呼ばれ、電気検層・速度検層などの種類がある。また、複数のボーリング孔や調査横坑を利用し、ボーリング孔間や調査横坑とボーリング孔の間の状態を調査する物理探査はジオトモグラフィーと呼ばれ、弾性波トモグラフィー、比抵抗トモグラフィーなどの種類がある。ここでは、水力発電の F/S で最も一般的に実施される地表からの弾性波探査について述べる。

弾性波探査は、地盤内の弾性波伝播速度が異なる性質を利用して、地表または地中で火薬類の爆破もしくはハンマーの打撃等により弾性波を発生させ、その到達時間を測定することにより、弾性波速度により特徴づけられる地下構造を推定する方法である。地表からの弾性波探査には、大きく分けて屈折法と反射法があるが、以下に、通常よく用いられる P 波による屈折法について概説する。

屈折法の調査対象は岩盤上の河床堆積物、崖錐堆積物の厚さ、岩盤の風化範囲とその程度、断層破碎帯の位置と規模の推定などである。屈折法の原理を図 9-13 に示す。上層が V_1 、下層が V_2 ($V_2 > V_1$) の速度をもつ地下構造モデルを考える。A 点で発生した弾性波が P 点で受振するとき、距離 AP が、ある長さよりも近いところでは上層を伝播した波が最初に到達し、それより遠いところでは、速度の境界面で屈折して下層を伝播した波が最初に到達する。したがって、距離と到達時間のグラフは折れ線となり、各直線部分の勾配の逆数が速度を表す。このグラフは走時曲線といわれ、 V_1 の速度を有する上層地盤の厚さ h は次式で求められる。

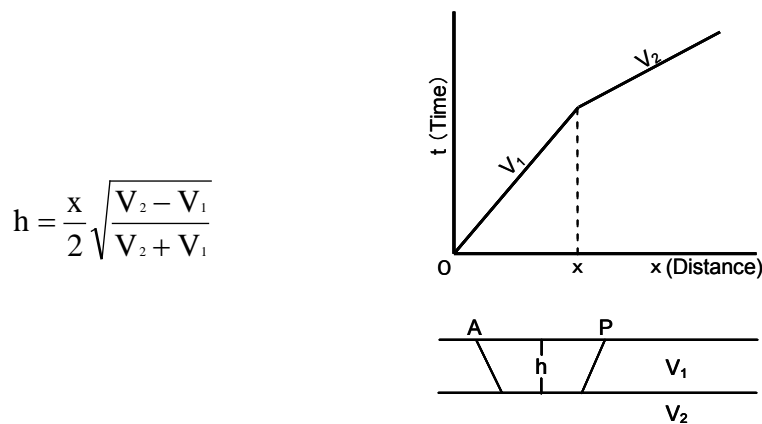


図 9-13 屈折法の原理と走時曲線

弾性波探査を実施する際の探査測線の長さは、探査しようとする深さに対しておよそ5倍程度以上の長さが解析上必要とされ、平面的にみて調査を要する範囲より若干外側に延長する（探査深度の1～2倍程度）必要がある。

屈折法による探査結果の精度は、一般に基盤の弾性波速度が大きく、地質構造が単純であるほど精度は良い。例えば、古生層や花崗岩など弾性波速度の大きい岩盤上に分布する堆積物（河床砂礫、崖錐などの弾性波速度の小さな堆積物）の厚さを探査する場合などは非常に精度がよく、風化岩盤の範囲、比較的規模の大きい破碎帯の範囲の場合がこれに次ぎ、速度の小さい岩盤（新第三紀系の砂岩・泥岩など）と堆積物の境界、規模の小さい破碎帯などの判定の場合は、精度が悪くなる。

弾性波探査で表現されるのはあくまで「速度層」であって、これは地質学的な地層区分や岩質区分とは必ずしも対応しないので、同じ速度層でも岩相または岩質が著しく異なる場合があることに注意する必要がある。このため、探査測線の交点にボーリングを実施、または逆に既存のボーリング地点を通過して測線を設定し、測定される各速度層の岩盤状態を確認しておくことが、探査結果を精度よく解析するうえで非常に有効となる。

(4) ボーリング調査

1) 調査の特徴

ボーリング調査は、採取されたコアおよびボーリング孔を利用した試験などから、地下の地質に関する情報を得る目的で行われる。

地表地質調査および物理探査でもある程度は地下の状態を推定することができるが、実際に確認するためにはボーリングや調査坑が必要となる。ボーリングと調査坑（横坑・立坑など）を比べた場合、ボーリングは経済性、工期、安全管理、環境保全などの面からは調査坑より優れている。しかしボーリング孔一本では断層や層理などの方向を推定できないこと、採取したコアが乱されて割れ目の状態や地質判定が確実にできない場合があることなどの欠点もある。ボーリングの特長、適用性、利用方法等を列記すると次のとおりである。

- 地下の地質状態を短い期間と少ない経費で知ることができる。
- あらゆる方向への削孔が可能である。
- 採取したコアを用いて各種の室内試験ができる。
- ボーリング孔を利用して透水試験、検層、弾性波探査、地下水調査、孔内載荷試験、標準貫入試験等が実施できる。

ボーリングにより採取されたコアは、コアチューブから直接所定の箱に収納する。

この場合、箱に示されている深度に対応するように納め、コア採取不能部分や室内試験用試料として箱から取り出した部分は、その長さに切った棒状のものを詰め、その理由を明記する。同時にコアリングの各シフトの境界には仕切りを入れてコアの混合を避ける。

2) ボーリングコア観察

ボーリングコアの観察結果は、土木地質的判断に基づき、図 9-14 に示すような所定のボーリング柱状図に記載する。ボーリング柱状図に記載する基本事項は以下のとおりである。

(a) 地質名

岩石名を記すとともに定まった記号を用いて表示する。地層名が明らかな場合には付記する。表層堆積物については、河床堆積物、マサ土等の名称で表示するが、記事欄にはそれを構成する物質、粒度、性質など内容を明らかにする。

(b) 岩色

コアの湿潤状態での色を表示する。湿潤状態のコアは、構成粒子や結晶が明瞭に観察できる。乾・湿の状態で著しく色調の異なる場合は、湿潤状態で観察し、乾燥状態の色も記す。

(c) 風化程度、硬さ、不連続面

この項目は、岩石の工学的性質に直接関係しているため、基礎岩盤の岩盤分類基準に基づいて記載する。特に、不連続面については、その新鮮度、汚染の状態、すべり面の有無、夾雑物の種類や状態等を記載し、その他、溶食性（石灰岩など可溶性岩石）、水による崩壊性（泥岩など）等に関する現象についても記述する。

コアの状態を表す一つの方法として、RQD（Rock Quality Designation）表示を行うことがある。RQDは、ボーリング掘削における単位区間長（1m）あたりのコア長10cm以上のコア採取率を表わしたものである。

(d) 削孔条件及び実績

掘進率、給排水量、コア採取率、セメンテーション、孔径、ビット、ケーシング、地下水位（水位は変動するので観測日も記録）、湧水箇所とその量等をボーリング日報から正確に転記する。特に、スライムしか採取されない場合は、その旨を明記し採取率には入れないようにする。

3) ボーリング孔を利用した透水試験・地下水位観測

基礎地盤の透水性は一般に、亀裂性岩盤ではルジオン値で、また、水の流れがダルシーの法則に従うと考えられる未固結堆積物や軟岩では透水係数で表わされる。

ルジオン値は、ボーリング孔の一定区間(通常 5m 区間)から岩盤内に水を圧入するルジオン試験により、水の注入量と注入圧力の関係から求められる。1 ルジオン(Lu)は、注入圧力 0.98MPa (10kgf/cm²) での、試験区間長 1 m 当たりの 1 分間の注入量 (ℓ/min) として定義されている。

$$Lu=10Q/PL$$

ここに、

Lu	: ルジオン値
Q	: 1 分間当たりの注入量 (ℓ/min)
P	: 注入圧力 (kgf/cm ²)
L	: 試験区間長 (m)

未固結層や軟岩での透水試験は、パッカー法、オープンエンド法などがある。パッカー法

は、ルジオン試験と全く同じ試験方法であるが、以下の式で透水係数が求められる。

$$k = \frac{Q}{2\pi LH} \ln\left(\frac{L}{r_0}\right) \quad (L \geq 10 r_0)$$

ここに、

k	: 透水係数 (cm/s)
Q	: ボーリング孔への注入量 (cm ³ /s)
L	: 試験区間長 (cm)
H	: 注入水頭 (cm)
r ₀	: ボーリング孔の半径(cm)

調査ボーリングの掘削に当たっては、通常、削孔中の孔内水位（毎日の孔内水位）および削孔終了後 1～2 日後の安定した孔内水位（地下水位）が測定される。しかしながら、地下水位は季節的に変動しており、雨期と乾期で大きく異なることが多い。従って、ダム地点などのように、地下水位が設計に大きく影響するような場合には、地下水位の季節変化を把握することが重要となり、調査ボーリングを観測井として、年間を通じた地下水位観測を行うことが望まれる。この年間を通じた地下水位測定では、マニュアル式水位計により定期的に測定する方法と、自記水位計により継続的に測定する方法がある。

(5) 室内岩石試験

室内岩石試験は、基礎岩盤を構成する岩石の物理的性質、力学的性質を明らかにし、基礎岩盤の工学的性質を評価する際の基礎資料とするために、調査ボーリングのコアを用いて実施される。F/S 段階の地質調査で一般的に実施される岩石試験は以下のとおりである。

【物理試験】 比重・吸水率試験、超音波伝播速度試験

【力学試験】 一軸圧縮試験、圧裂引張試験、三軸圧縮試験（必要に応じて）

試験方法の規格・基準には様々なものがあるが、代表的なものとして、ASTM 規格 (American Society for Testing and Materials)、JIS 規格（日本工業規格）、JGS 基準（日本地盤工学会）、BS 規格 (British Standard) などがある。

(6) 調査坑

調査坑は地下の地質状態を直接観察できることから、断層・不連続面の性状、連続性、方向性の把握や岩盤評価を実施する上で、最も有効な地質調査の手段である。しかしながら、他の調査に比べ、非常に工事費が大きく工期も長くかかることから、一般的には、物理探査、ボーリング等の調査が進んだ詳細設計段階の調査 (D/D 調査) で実施される。また、調査坑は、原位置岩盤の変形試験・せん断試験、坑壁弾性波速度測定等を実施する場合にも利用される。調査坑の断面としては、観察や諸試験に支障のない様な断面（高さ 1.8m 程度、敷幅 1.5m 程度）が必要である。

調査坑内で観察すべき主な事項は下記のとおりである。

- 表層堆積物の種類、性状、分布

- 岩石の種類、岩質、分布
- 地質構造（層理、片理、断層、破碎帯、シーム、割れ目等）
- 岩盤の風化、変質状態
- 岩級区分/岩盤評価
- 地下水の状態（坑壁の乾湿、滴水/湧水箇所の記録、多量の湧水箇所については、水温、水量、水質、水圧、湧水の測定）

調査坑の地質展開図には、以下の作成方法がある。地質展開図は縮尺 1/100 で作成するのが一般的であり、図には、展開方法を明示するとともに、調査坑の名称、坑口標高、掘進長、方位を必ず記入する。

- a) 両側壁を下に倒し、天端をその横につける方法。この展開の仕方は坑内から見た坑壁の状態と同じ形で表現されるが、観察が困難な踏前部分が展開図の中央に位置し、展開図の中央部が空白となる。この方法で作成した地質展開図の例を図 9-15 に示す。
- b) 側壁を天端の方に開く方法。この展開の仕方は踏前部分を表現しないので、空白部がなくなるが、坑壁を横坑の外側(岩盤の中)から見た状態となり、坑内から見た実際の形と裏返しに表現されることとなる。

GEOLOGIC LOG OF DRILL HOLE

HOLE No. P-1 (SHEET 1 of 7)

LOCATION Penstock left bank DEPTH OF HOLE 140.0 m COMMENCED May-25-1979
 ELEVATION 403.2 m DEPTH OF OVERBURDEN 3.0 m COMPLETED Jun-10-1979
 COORDINATE E82 330.6N 490 7500E LENGTH OF ROCK DRILLING 137.0 m DRILLED BY FONDISA
 ANGLE FROM HORIZONTAL 90° TOTAL LENGTH OF CORE 140.0 m LOGGED BY _____
 BEARING OF ANGLE HOLE _____ CORE RECOVERY 100.0

DEPTH	ROCK NAME	LOG	CORE RECOVERY	CEMENTATION KIND OF BIT CASING	OBSERVATION OF CORE				WATER TABLE	WATER PRESSURE TEST	DEPTH	ELEVATION
					COLOR	WEATHENING	HARDNESS	CUTTING				
0			10-100%						LU=50.4min	0	403.2	
1-3	Overburden	△			brn.				NO Test			
3-5	Calcareous SANDSTONE	○			brownish gry~gry.		3					
5-8	C.G.L.	○					3					
8-10	SANDSTONE	○			brn							
10-14	Calcareous SANDSTONE	○					2					
14-18	CONGLOMERATE	○			reddish brn~brn.							

図 9-14 ボーリング柱状図の例

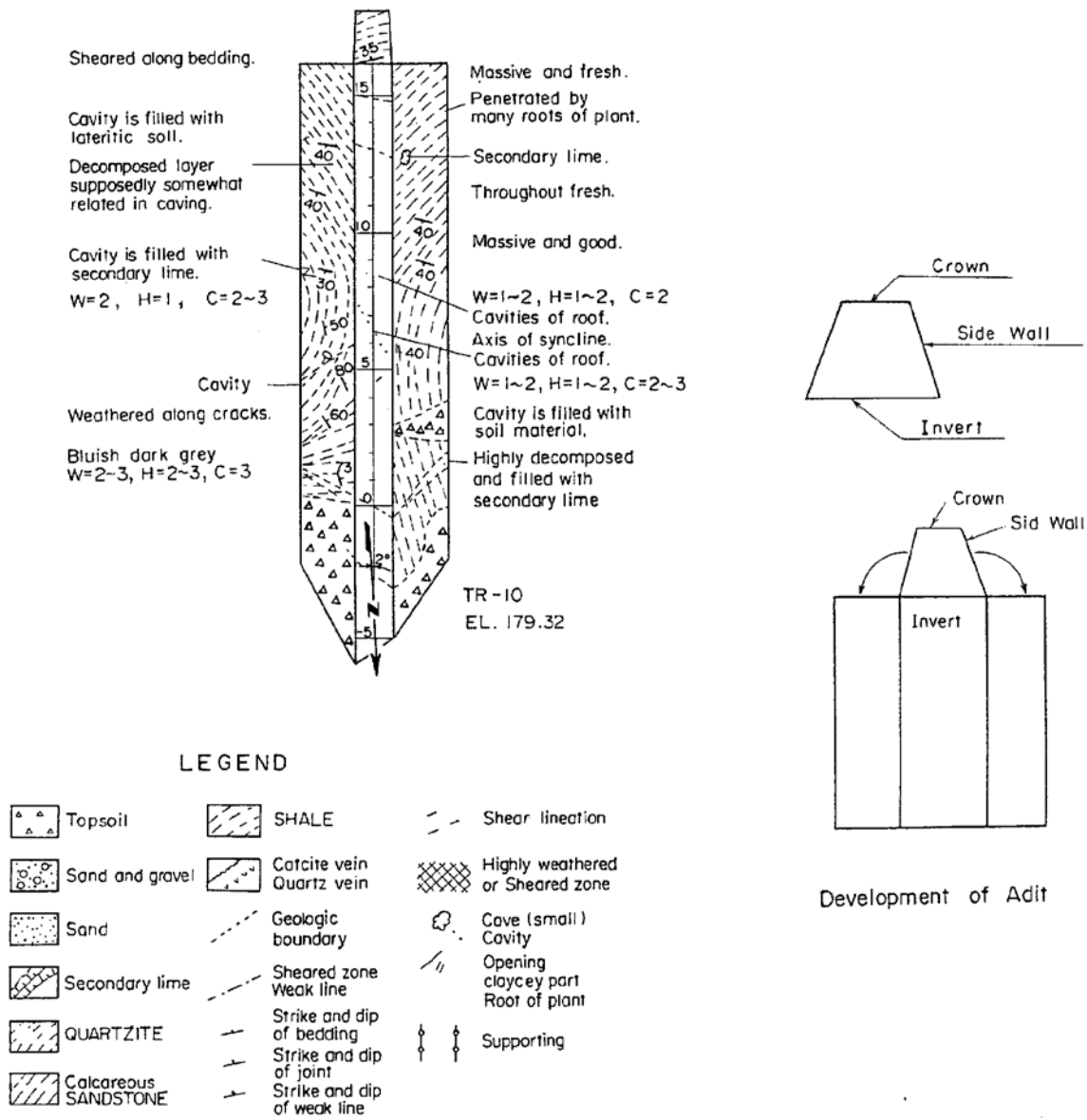


図 9-15 調査坑の地質展開図

9.2.3 建設材料

(1) ダム形式と材料

ダム形式としてコンクリートダム（RCC⁴を含む重力ダム、アーチダムなど）およびフィルダム（土質遮水壁型、コンクリートまたはアスファルトフェーシング型）がある。ダム形式の選択はダムサイトの地形・地質および近傍で得られる建設材料をもとに、ダム・洪水吐の建設費によって評価し決定される。

(2) 堤体材料の調査

建設材料の調査は、築堤材料として要求される性質を満たしているかどうかの質的調査と、ダム築造に要する十分な量が存在するかどうかの賦存量調査に分けられる。

1) コンクリートダムの材料調査

コンクリート材料調査として、コンクリートダムを主に、取水ダム、フィルダムのコンクリートしゃ水壁、その他のコンクリート構造物を含めて述べる。

堤体のコンクリート骨材は、短期間に一箇所では比較的大きな量が使われるので、現地で製造することが一般的である。河床砂れきが使われることもあるが、一箇所で大量に採取できることは稀なので、一般的には原石山から採取する。

(a) 質的調査（コンクリート構造物を含む）

コンクリート骨材の原石としては、必要な強度および重量を有していれば、特に有害な物質を含んでいない限り問題はない。一般的には問題の少ない砂岩が好まれるが、片岩は製品が扁平になりやすいこと、粘板岩は強度が小さいことから敬遠される。コンクリート骨材の質的な観点として、以下が挙げられる。

- 堅硬で耐久性に富む
- 粒形、粒度分布が適当
- 有害鉱物が許容値以下であることなど

この確認のため、採取した岩石について比重、吸水率試験、ロサンゼルス試験、アルカリ骨材反応試験等が行われる。

(b) 賦存量調査

コンクリート骨材の賦存量調査の手順は、概ね以下である。

- 既存の地質図や露頭の調査をもとに、原石山候補地となる山塊に弾性波探査をグリッド状に行う。
- グリッドの交点にボーリングを行い、その結果に見込みがあれば、横坑を掘り実際の岩を観察するとともに骨材試験用の試料を採取し、賦存量を確認する。

2) フィルダムの材料調査

ロック材の原石山の調査もコンクリート骨材とほぼ同じ手順で行われる。コア材料として

⁴ Roller Compacted Concrete の略称

は、風化岩やその二次堆積物、泥流堆積物、ロームなどが対象となる

(a) 質的調査

フィルダムの材料は透水性材料（ロック材）、遮水材料および半透水性材料（フィルター材）に区分される。透水性材料はダムの力学的安定性を分担し、強度および排水性を有する砂礫材及びロック材が用いられる。遮水材料は水を貯めるための遮水機能を分担し、粗粒分を比較的多く含む粘土質の土質材料が用いられる。それら材料の中間的性質を有する半透水性材料には一般に砂、砂利等の材料が用いられる。遮水材料が得られない場合には、アスファルトまたはコンクリートなどが使用される。

質的調査として、透水性材料、半透水性材料に対しては、比重、吸水率、粒度、一軸圧縮試験等が、遮水材料に対しては、自然含水比、比重、液性及び塑性限界、粒度、突固め透水、三軸圧縮試験等が行われる。

(b) 賦存量調査

ロック材料の賦存量調査は、コンクリート調査と同様、地表地質踏査、物理探査、ボーリング調査により行われる。遮水材料に対しては、これらに加え、テストピット、オーガーボーリングによる調査も実施される。

9.2.4 地震

耐震設計は、計画地点において想定される地震荷重に対して、安全で経済的な構造物を設計することを目的とする。計画地点がある当該国において、地震荷重の設定方法、解析手法や安全性の基準が整備されている場合では、F/Sにおいても、これらの方法を適用する。一方、これらの方法が未整備であるケースでは、あらかじめこれらの方法を設定してF/Sを実施することが必要となる。本節では、このうち地震荷重の設定方法について述べる。

耐震設計に用いる地震荷重を評価するためには、地震に関する調査を行う。地震に関する調査検討項目を表9-3に示す。項目（1）～（3）により計画地点に最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震断層を特定し、その特性を明確にし（項目（4））、これを対象として項目（5）の地震危険度評価を行う。計画地点を含む広域の地震動の強さを示す地震ゾーンマップがある場合では、項目（5）の代替として用いることができるが、その場合でも用いる地震ゾーンマップの妥当性を検証するため項目（1）～（3）の調査は必要となる。

表 9-3 地震荷重評価のための調査項目

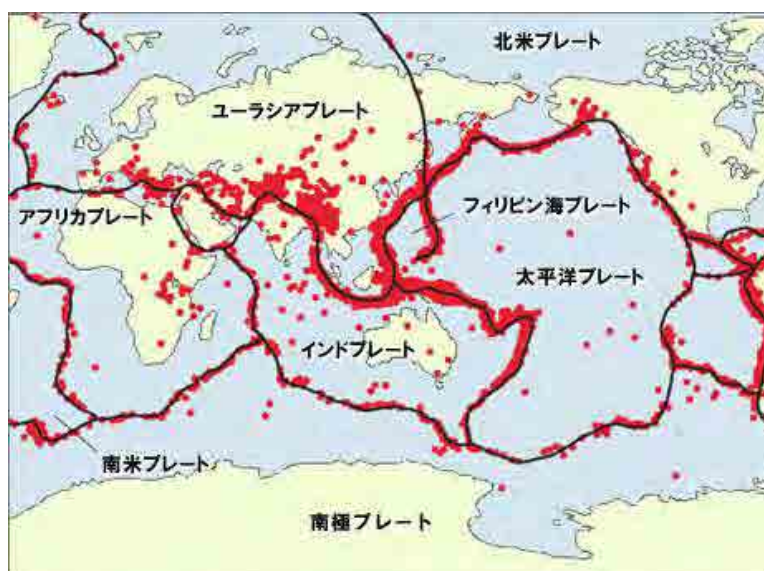
- | |
|---|
| <ul style="list-style-type: none"> (1) 当該国周辺域の地震テクトニクスの把握 (2) 計画地点周辺域の活構造の把握 (3) 歴史地震および地震被災歴調査 (4) 計画地点周辺域に影響を及ぼす断層の調査 (5) 地震危険度の評価 (6) 設計震度 |
|---|

また、発電設備の設計に用いる地震には、設備のライフタイムにおいて数回程度発生する地震と設備の耐力を評価することによって地震時の公衆災害の発生などを検証するための地震がある。一般には、前者をOBE（Operating Basis Earthquake）といい、後者は計画地点における最大地震でありMCE（Maximum Credible Earthquake）といわれる。F/Sにおける地震荷重としてはOBEおよびMCEが必要とされ、これらは構造物の状態（施工直後、完成後、貯水池空虚時、満水時など）に応じて適用され、それぞれに対応した安全基準が適用される。OBEは水力発電設備のうちダムなどの重要設備では供用期間50年での超過確率10%（再現期間475年）程度の確率をもつ地震として考える。MCEは、さらに大きな再現期間を有する地震として考えることが必要であり、再現期間5,000年～10,000年程度が適用された事例がある。

(1) 地震テクトニクス（サイズモテクトニクス）の把握

地震は、その発生メカニズムによって、プレートの境界部で発生する「プレート境界地震」、プレートの内部で発生する「内陸直下地震」、火山活動に伴って発生する「火山性地震」、人工的な要因によって引き起こされる「誘発地震」に大別することができる。これらの内、耐震設計上重要なのは、構造的な地震である「プレート境界地震」および「内陸直下地震」である。

地震に関する調査の第一歩として、地球規模の視点から、既存文献に基づき、当該国周辺域のプレートの分布状況、地震の発生状況について概況を把握する。当該国がプレートの境界域や地震多発地域に位置している場合には、耐震設計の重要性が高くなるので、地震に関する調査を十分実施することが必要である（図9-16参照）。



出典：地震情報サイト

図9-16 世界の震源分布とプレート

(2) 活構造（ネオテクトニクス）の把握

計画地点周辺域の活構造（第四紀に活動した断層や褶曲）の把握は内陸直下地震を考える際の重要な情報となるので、既存の地質データ等に基づき、計画地点周辺域の活構造の分布

状況について調査する。計画地点近傍に断層が分布する場合には、その断層の第四紀における活動性や地震との関連性について評価検討することが必要になる。地形図や航空写真が利用できる場合には、それらの判読により断層の有無やについて検討する。

(3) 歴史地震および地震被害歴調査

当該国で地震観測が行なわれており、地震カタログや地震被害の記録が蓄積されている場合には、それらの記録を収集し、地震の時間的・地域的分布状況、地震のマグニチュードと発生回数との関係、地震被害の状況について把握する。当該国での地震に関するデータがない場合には、世界の研究機関から入手可能な地震カタログやデータベースを利用するのが効果的である。人手可能な世界の地震カタログとして表 9-4 がある。

地震の被災歴については、文献や聞き取り調査により把握する。地震により構造物に被害があった場合では、その構造物の設計地震がわかれば、被害の程度から発生した地震の大きさを推定することができる。

表 9-4 著名な地震カタログ

➤ Seismicity of Earth (Gutenberg & Richter, 1954)	1904年から1952年に世界で発生した主要地震のリスト
➤ Regional Catalogue of ISC (International Seismological Center, 英国)	世界の地震観測結果の月報や地域別地震カタログを刊行している。
➤ Preliminary Determination of Epicenter (USGS, 米国)	Earthquake Data Report 等が刊行されている。
➤ 米国国立地球物理データセンター (NOAA: National Oceanic and Atmospheric Administration)の地震データファイル	最新の地震記録を含む http://www.ngdc.noaa.gov/hazard/earthqk.shtml
➤ US Geological Survey (USGS)	最新の地震記録を含む http://earthquake.usgs.gov/

(4) 計画地点周辺域に影響を及ぼす断層の調査

上述の調査に基づき、計画地点周辺に影響を及ぼす断層が特定された場合では、この断層の特性を評価することが必要となる。このような断層を震源断層、また震源断層による計画地点での地震を想定地震と呼ぶ。基本的な震源断層の特性は、断層の規模としての長さ、幅、傾斜などの幾何学的な諸元であり、また計画地点からの距離としての震源距離がある。

さらに、以下に示す半経験的手法による地震危険度評価を実施するためには、震源断層と地震の関係を示す多くの震源特性が必要となるが、F/S では類似の断層データを流用することで十分である。

(5) 地震危険度の評価

1) 一般

地震危険度の評価とは、上述の調査結果に基づき、計画地点で想定される地震の大きさや特性を推定することをいう。計画地点における地震特性は、震源断層の特性（震源特性）、

発生後の地震が伝搬して計画地点に到達する間に地震動が変化する特性（伝搬特性）および計画地点における増幅や減衰の特性（地盤特性）がすべて含まれたものと推定される。しかしながら、これらの評価のための十分なデータが得られる場合は少ないと考えられるので、地震特性に着目せず、地震を確率事象ととらえて、過去の地震データの統計処理から計画地点の地震規模を評価する方法がある。以下にこれらの方法について示す。

想定地震は、プレート境界地震と内陸直下地震に大別され、それぞれの再来期間に依存して地震特性推定の精度が異なるものと考えられ、評価手法の選定にあたっては、評価結果のぶれを考慮することが重要である。

(a) 想定地震がプレート境界地震の場合

プレートの相対移動速度から100年あるいは200年といったオーダーの再来周期で発生すると考えられているので、比較的十分な歴史地震データがあることが多く、比較的精度良く地震危険度評価が可能となる。

(b) 想定地震が内陸直下地震の場合

再来周期が非常に長いと考えられており、歴史地震に基づく地震危険度評価では、必ずしも適切に評価できるとは限らない。そのため、内陸直下地震については、震源域での最大加速度の問題として置き換えて考えられることがある。ダムが建設されるような良質な岩盤の表面での最大加速度について、最近の日本国内における大規模地震時に震源域近傍にあったダムにおける観測記録が参考となり、これらの事例では約200～250gal程度であると推定される。また、計画地点の同様な岩盤条件において観測された地震動に基づく距離減衰式を用いる方法によって、最大加速度を求めることも可能である。

2) 確率論的手法による地震危険度解析

過去の地震データに基づき、計画地点の地震規模を確率論的手法により推定する手法であり、解析手法としては、統計的期待値を算出する方法や極値理論の第三漸近分布（Gumbel, 1958年）を適用する方法がある。評価される地震規模は、計画地点における最大加速度や最大速度である。

解析対象半径と解析対象期間は、当該計画地点周辺域の地震活動性や歴史地震記録の状況に応じて設定する。地震多発国については、解析対象半径 500km、解析対象期間 200年をひとつの目安として考えることができる。また、推定の精度は地震データの数に依存することから、経過地点周辺域における観測記録に加えて表 9-4 に示すような地震データベースの利用が有用である。

3) 経験的手法

経験的手法としては、距離減衰式による評価がある。距離減衰式は過去の地震データに基づき、震源での地震規模と評価する地点の距離の相関を示したものである。水力発電設備は一般には堅硬な岩盤上に設置されるため、そのような岩盤において観測された地震データに基づく距離減衰式であれば、震源特性および計画地点の岩盤特性が考慮されたものと考えられることができる。このような距離減衰式として以下を示す。これはダム地点（岩盤の弾性波速度 V_s 、700～1,500m/sec）において観測された地震データから推定され、岩盤上の地震の応

答スペクトルを評価するもの^{5,6}である。また、最大加速度はこれを適用して、短周期成分として読み取ることができる。適用に当たっては係数 $C(T)$ が必要となる。

$$\log S_A(T) = C_m(T) \cdot M + C_h(T) \cdot H_c - C_d(T) \cdot X_{eq} - \log X_{eq} + C_0(T)$$

ここに、

- T : 固有周期
- $S_A(T)$: 水平方向 2 成分の平均応答スペクトル、
- M : 断層で発生する地震の規模（気象庁マグニチュード Mj）
- H_c : 断層面中心の地表からの深さ（ただし、100km 超の場合は 100km）
- X_{eq} : 等価震源距離
- $C_m(T), C_h(T), C_d(T), C_0(T)$
: 地震のタイプに応じて過去の多数の地震記録より得られる回帰係数

4) 半経験的手法

半経験的手法は震源断層の破壊過程を考慮して、震源断層での地震動を評価し、さらに計画地点までの伝播特性、サイトにおける岩盤特性を考慮して計画地点の地震動を評価する。震源における地震動評価の概念を図 9-17 に示す。

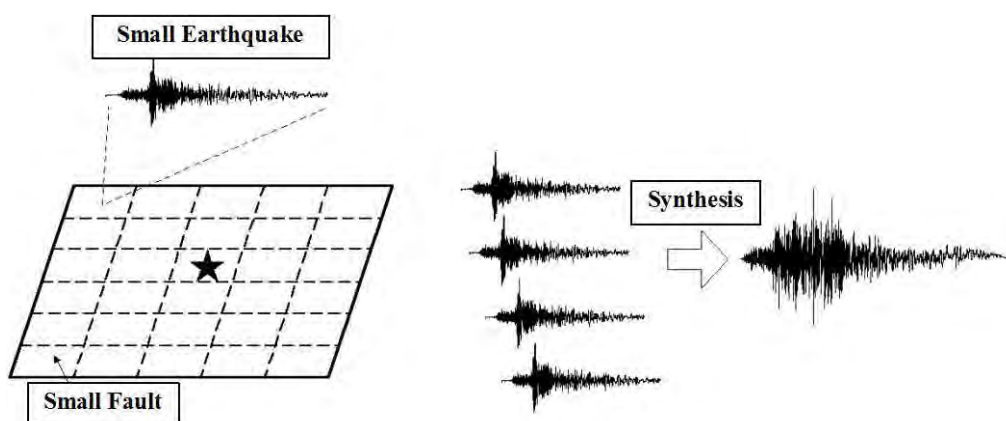


図 9-17 震源断層における地震動発生の概念

(6) 設計震度

耐震設計を震度法により行う場合では、地震荷重としての震度を評価する必要がある。計画地点を含む当該国の地震ゾーンマップや上述の地震危険度評価により計画地点において想定される最大加速度を求め、これに基づき計画地点の震度を決定する。また、地震ゾーンマップにより震度が示されている場合には、これを用いる。

最大加速度と設計震度との関係については幾つかの研究報告⁵があるが、一般的には次の式が成り立つ。

⁵ 三石真也，島本和仁：大規模地震に対するダム耐震性能照査について，ダム技術，No.274，2009

⁶ <http://www.nilim.go.jp/lab/fdg/l2/l2.html>

$$k_h = R \times (A_{\max} / 980)$$

ここに、

- k_h : 設計水平震度
- R : 変換係数 ($\approx 0.4 \sim 0.6$)
- A_{\max} : 最大加速度 (gal)

変換係数 R の値は、地盤の硬さおよび地震動の周期に依存し、硬い岩盤の場合および短周期が卓越する地震動の場合は変換係数の値は小さく（例えば 0.4）設定することができる。また、軟らかい地盤の場合および長周期が卓越する地震動の場合は変換係数の値は大きく（例えば 0.6）設定すべきであると考えられる。

9.3 水文調査

9.3.1 調査項目及び調査目的

水力発電プロジェクトのF/Sに要求される水文資料とその目的について以下に示す。

(1) 流量資料

1) 日流量、月流量

日流量は1日の平均流量であり、月流量は1月の平均流量である。これらの流量は、発電所の出力および発電電力量の算定に用いられる最重要資料の一つである。発電電力量の算定には、貯水池の運用ルールを使用するが、流量資料はその検討に不可欠な資料である。

2) 洪水流量および洪水波形

ダムおよび洪水吐の設計には、設計洪水量を算定する必要がある。算定には貯水池に流入する洪水の流量と波形が用いられる。また、貯水池での貯留効果を考慮した洪水追跡にも使用される。

(2) 気象資料

1) 降雨量（降雪量を含む）

発電計画の策定に十分な期間の流量資料がない場合には、その十分な期間を満たす流量資料を種々の流出モデルを使用し作成する必要がある。また、洪水流量の算定や施工計画の立案等に用いられる。

2) 気温、湿度、風速、風向

洪水流量（PMF⁷など）の算定や施工計画等に用いられる。

3) 蒸発量

発電電力量の算定には、貯水池や調整池で調整された流量を使用する。一方、蒸発現象の卓越した地域に位置するプロジェクトでは、発電に使用できる流量は貯水池からの蒸発量に

⁷ Probable Maximum Flood

よって影響される。

(3) 流入土砂資料

貯水池に流入し、堆積する土砂量の推定した上で、貯水池の満水位と低水位を設定する。また、沈砂池や土砂吐ゲートの設計にもこの資料が必要である。

(4) その他（河川の粗度係数、植生）

粗度係数はダム築造による貯水池上流への背水の影響、発電時の放水位の検討等に用いられる。植生は流域の出水状況、蒸発散量の検討、河川の粗度係数の推定等に用いられる。

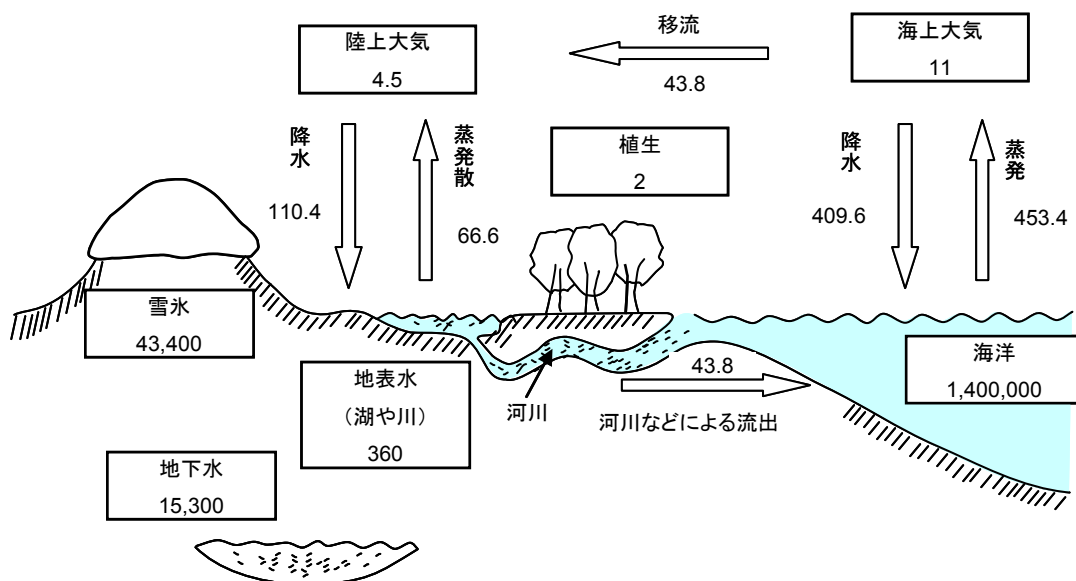
9.3.2 水文調査方法

(1) 水循環

図 9-18 は、降水、河川からの流出、地下水からの流出、海洋・湖面などからの蒸発、植物からの発散など一連の水循環を表した模式図である。

雲（陸上大気）から降雨となり地表面に達した水は、以下の過程を経て大気に戻る。

- 地表面を流れ河川となり、海洋に流出する
- 地表面などで自由水面を形成し蒸発する場合、湖水面から蒸発する場合、植物の根系から吸収され葉面の気孔などからの蒸散によって大気に戻る場合があり、これらの過程は「蒸発散」と呼ばれる。
- 降水の多くは、地表面から地中へ浸透し地下水として貯留され、その一部は地表面に流出する
- 海洋上では、降水と蒸発現象が起こり、蒸発量の一部は地上に移送される



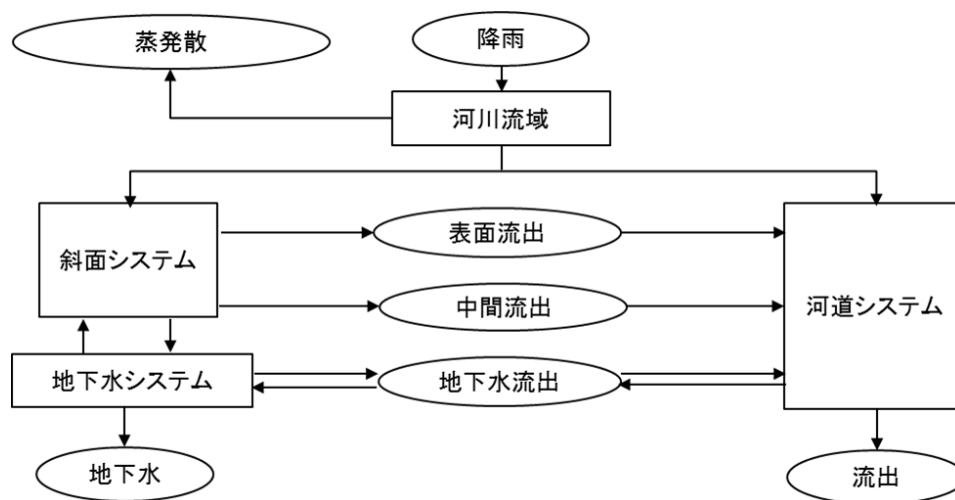
(注) 数値は $10^{12}m^3$

出典：武田、上田、安田、藤吉, 1992

図 9-18 水循環と水の存在量

流域に降った雨は、以下の三つの流出形態を経過して河川に現れ、これらが合わさって河川流出となる。これを流出システムで示すと、図 9-19 で表される。

- 地表面を流下する流れを表面流と呼び、河道に流出する部分を「表面流出」という。
- 地表面から地下に浸透した後に斜面に沿っている地下の流れを中間流と呼び、中間流が河道に流出する部分を「中間流出」という。
- 地下に浸透し地下水となり、最終的に河道に流出する部分を「地下水流出」と呼ぶ。



出典： 水文学、高棹、金丸 1975

図 9-19 流出システム

(2) 降水量

1) 降水量の測定

降水量の測定には、自記雨量計（ロボット雨量計を含む）、普通雨量計とレーダ雨量計がある。このうち、自記雨量計やレーダ雨量計は河川流域の管理に適しており、普通雨量計は1日の雨量を測定するのに適している。しかしながら、レーダ雨量計は装置が大掛かりで多額の費用がかかり、現時点では開発途上国向きではないので本書では扱わない。

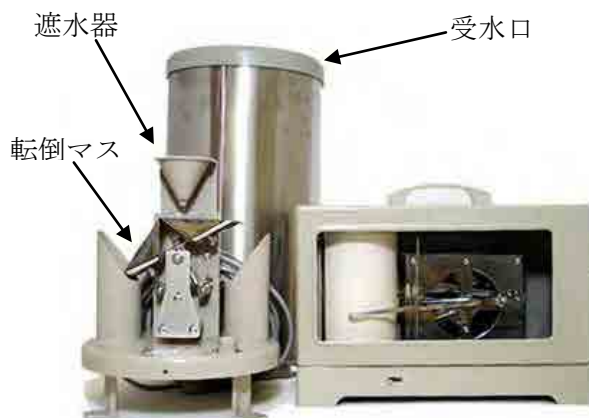
(a) 自記雨量計

自記雨量計は、短時間の雨量、あるいは雨量強度をも自動的に測れる雨量計で、測定された雨量が記録紙に自動的に記録される。一般に用いられている自記雨量計には、転倒マス型自記雨量計と貯水型自記雨量計の2種類がある。また、長期間にわたって雨量を自動的に測定して記録出来る長期自記雨量計、および自動的に雨量を測定し、その測定結果を自動的に通報出来るロボット雨量計がある。

ロボット雨量計は観測員の常駐が困難な山岳地帯の雨量を長期間、正確に観測できる利点があり、さらに河川流域の管理には時々刻々と変化する降雨量データが必要でありロボット雨量計は適している。

日本の転倒マス型自記雨量計は図9-20の例に示すとおり、口径20cmの「受水器」に入っ

た降水（雨や雪など）を「濾水器（ろすいき）」で受け、転倒ますに注ぐ。転倒ますは2つの「ます」がシーソーのような構造になっており、降水量0.5mmに相当する雨水が「ます」に貯まると反対方向に転倒して水を下に排出する。その転倒数を計測することによって「降水量」を知ることができる。



出典： 大田計器製作所

図 9-20 転倒ます型自記雨量計の例

(b) 普通雨量計

普通雨量計による雨量の測定は、毎日決められた時刻に行う。例えば測定刻を、午前9時と定めている場合には、当日の午前9時に測られた雨量は、前日の午前9時から当日の午前9時までの間の雨量ということになる。雨量を例えば6時間、3時間、1時間というような時間ごとに測りたければ、普通雨量計を用いて6時間、3時間、1時間おきに雨量を測ることもできる。

(c) 雨量計の設置

図9-21に雨量計の設置例を示す。雨量計を設置する場所としては、観測者のアクセスが容易で、平坦で風が地面と平行に吹くような条件を満たす場所が最適である。なお、山頂や峰の上、山腹、崖の縁、尾根の上、物陰、樹木の陰等の場所には、できるだけ設置しないことが望ましい。

雨量計の設置密度については、調査対象区域を概ね一様の降雨状況を示す地域に区分して、その地域毎に一つの雨量計を設置することが望ましい。なお一様な降水状況を示す地域に区分することが難しい場合には、20～50km²毎に雨量計を設置することが望ましい。

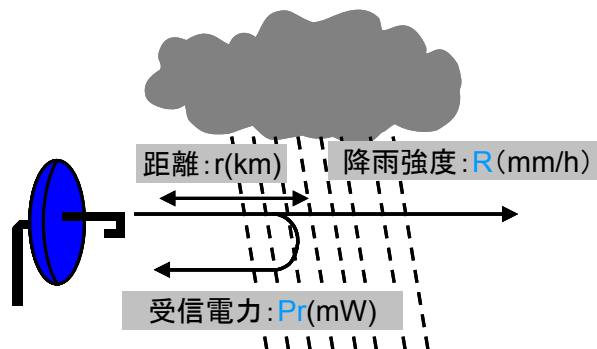


図 9-21 雨量計の設置

(d) レーダ雨量計

電波は、まっすぐに進み、障害物に当たるとはね返ってくるという性質を持っている。レーダ雨量計は、回転するアンテナから指向性を持ったパルス状の電波を発射し、雨滴にあたり散乱して返ってくる電波を再び同じアンテナで受信し、以下のようにして、降雨の強度と分布を測定します。

- 電波の往復する時間から距離を測定
- アンテナの向きから方位を測定
- 受信電力(返ってくる電波の強さ)から雨量強度を測定



出典：国土交通省

図 9-22 レーダ雨量観測所および観測の原理

(3) 河川流量

流量は平常時の流量と洪水時の流量に区分でき、後者は洪水流量と呼ばれる。水力発電分野では、前者は発電計画や発電運用などに用いられ、後者はダム設計などに用いられる。本マニュアルでは、特に洪水流量と指定しない限り、前者の平常時の流量（低水流量）を指すものとする。

1) 測水所における流量観測

流量観測とは、平常時の流量および洪水流量を観測することである。但し、以下は平常時

の流量観測について説明する。

(a) 流量資料の採取方法

河川流量を観測するには、流速と河川断面の測定が必要である。しかしながら、その作業には大変な労力がかかるため、365日、24時間連続して行うことができない。そこで、以下の方法を用いる。

- i) 実測流量を河川水位と同時に観測し、これらをプロットし水位流量曲線を作る。流量測定の回数は多い程良いが、経費等がかかるので、日本では原則として、月3回以上としている。
- ii) 水位は毎日、または毎時、あるいは連続的に測定を行う。
- iii) 流量測定を実施していない時の流量は、その時の ii)で測定した水位を i)で得られた水位流量曲線にあてはめて求める。

以下にその詳細を述べる。

(b) 測水所の位置

測水所は、下記の条件を考慮して場所を選定する。図9-23は測水所の例である。

- 湾曲部や断面急変部を避け、川の流れが直線的であること
- 川の流れが急激または緩慢過ぎないこと
- 流路および河床の変動が少ないこと
- 流量の大小にかかわらず流量および水位が測定可能なこと



図 9-23 測水所

(c) 測水所地点の河川横断測量

測水所の測線に沿って河川横断測量を行い、測水所地点の河川の横断図を作成する。洪水等によって河川の横断形状が変化すると認められる場合には、再度横断測量を行い、河川横断面図を修正する必要がある。

(d) 流速計による流速の測定

a) 回転式流速計

図 9-24（左図）は、流水圧を回転体に伝え、流速を測定する回転式の流速計である。一般には、規模が比較的大きな河川に用いられる。

b) 電磁式流速計

図 9-24（右図）は電磁式流速計である。回転式とは異なり、微流速から高流速まで計測が可能である。検出部内の電磁コイルにより、磁界が形成されると、その磁界中を伝導体である水が通過する際に、電極間に発生する電圧を検出することにより流速を測定する原理である。一般には、溪流などの小規模河川に用いられる。



図 9-24 回転式流速計および電磁式流速計

c) 流速の測定

図 9-25 に示すとおり 1 測線上の鉛直方向の流速測定点の数を数多くとった場合には台形公式でその測線における平均流速を算出する。河川の状態により、下記の簡略法を用いて算出する場合もある。

表面法：水面下 5cm の流速 V_s を測定し、これに 0.8 を乗じて平均流速とする。

$$V_m = 0.8V_s \quad (\text{m/sec})$$

1 点法：水面下 0.6d（d：水深）の点の流速を測定し、これを平均流速とする。

$$V_m = V_{0.6} \quad (\text{m/sec})$$

2 点法：水面下 0.2d および 0.8d の点の流速を測定し、その平均値を平均流速とする。

$$V_m = \frac{V_{0.2} + V_{0.8}}{2} \quad (\text{m/sec})$$

3 点法：水面下 0.2d、0.6d および 0.8d の流速を測定し、下式の値を平均流速とする。

$$V_m = \frac{V_{0.2} + 2V_{0.6} + V_{0.8}}{4} \quad (\text{m/sec})$$

上記のような方法によって各区分の平均流速 V_m (m/s) が求めれば、河川流量を次の

ように算出する。例えば図 9-25 において全流量 Q は次式で求められる。

$$Q \text{ (m}^3\text{/sec)} = a_1 \cdot V_{m1} + a_2 \cdot V_{m2} + a_3 \cdot V_{m3} + a_4 \cdot V_{m4} + a_5 \cdot V_{m5}$$

ただし、 $b_1 = b_2 = b_3 = b_4 = b_5$

V_{m1} は (1) 断面および (2) 断面の平均値である。

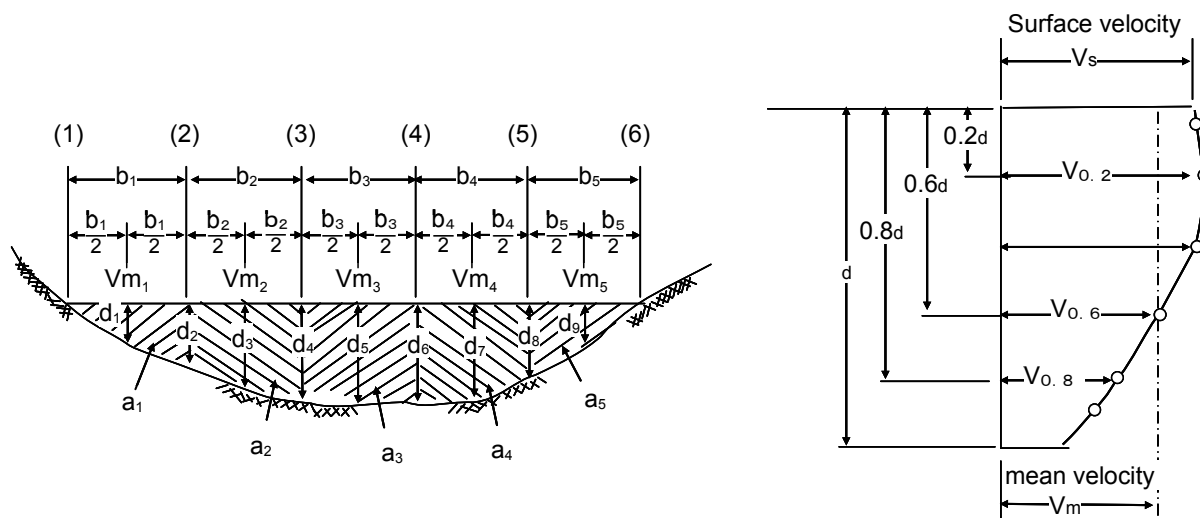


図 9-25 河川横断面図面及び鉛直流速曲線

(d) 水位流量曲線

上に述べたる流量とその時の河川水位を使用し、図9-26に示す水位流量曲線を作成する。水位を縦軸に、流量を横軸としてプロットし、最小二乗法で曲線式は得られる。水位流量曲線式は一般に次の二次放物線の式で表される。

$$Q = a + bh + ch^2$$

ここに、

- Q : 流量 (m³/sec)
- h : 水位 (m)
- a, b, c : 定数

1つの式で水位と流量の関係を表わし得ない場合は、水位の高低に応じて幾つかの式に分けて表すことが望ましい。なお、洪水その他で河床が変化した場合、再度、調査を行い、水位流量曲線を作成する必要がある。

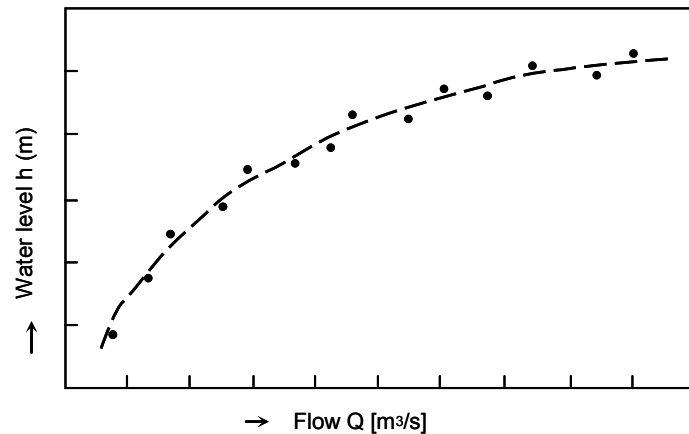


図 9-26 水位流量曲線

(e) 水位測定

水位の測定は、量水標による方法、自記水位計による方法がある。図9-27から図9-30に量水標及び各種自記水位計を示す。

a) 量水標による方法

量水標を設置する場合は、最低水位から最高水位まで測定可能なように設置する（図 9-27 参照）。

b) フロートを用いる方法

自記水位計でフロートを用いる方法は、波による水位変動を避けるため観測井を設け、その中にフロートを浮かべて、フロートの上下運動をワイヤーでプーリーの回転に変換し、それを減速して記録するものである（図 9-28 参照）。

c) 圧力を測定する方法

水中に圧力の感受部を設置する方法と、水中に気体を放出し、それに要する圧力を測定する方法がある（図 9-29 参照）。

d) 超音波による方法など



図 9-27 量水標

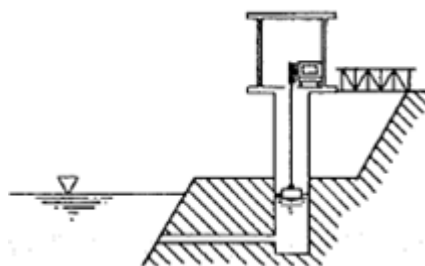


図 9-28 フロート式水位計

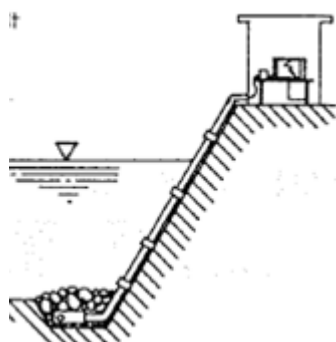


図 9-29 水圧式水位計

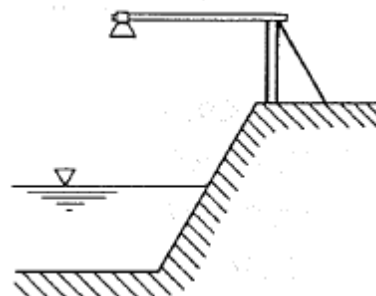


図 9-30 超音波式水位計

2) 堰による流量測定

流量が小さい小河川では、図 9-31 のような堰を設けてその越流水深を測り流量測定をする。堰は流心に直角に設け、上流は流速の小さい平静な箇所を選定する。流量算出には多くの方法があるが、このマニュアルでは以下の式を採用する。

適用範囲は、 $0.5\text{m} \leq B \leq 6.3\text{m}$ 、 $0.15\text{m} \leq b \leq 5\text{m}$ 、 $0.15\text{m} \leq D \leq 3.5\text{m}$ 、 $bD/B^2 \geq 0.06\text{m}$ 、 $0.03\text{m} \leq h \leq 0.45\sqrt{b}\text{m}$ であって、この範囲における誤差は±1.4%程度である。

$$Q = Cbh^{3/2}$$

$$C = 1.785 + \frac{0.00295}{h} + 0.237 \frac{h}{D} - 0.428 \sqrt{\frac{(B-b)h}{BD}} + 0.034 \sqrt{\frac{B}{D}}$$

ここに、

- Q : 流量 (m³/sec)
- h : 越流水深 (m)
- B : 堰の幅 (m)
- b : 堰の開口幅 (m)
- D : 水路底面から堰縁までの高さ (m)
- C : 流量係数

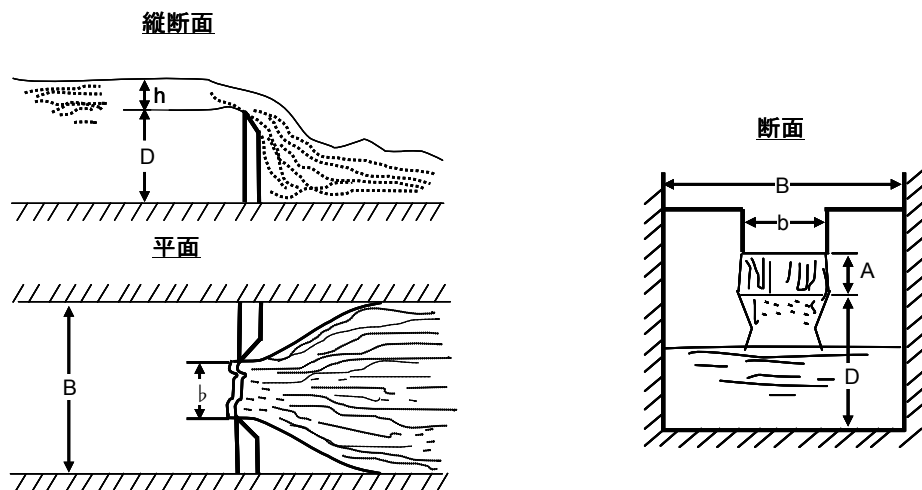


図 9-31 四角堰

なお、堰による流量測定は、固定堰で完全越流の堰を選ぶことが望ましい。

3) 洪水流量観測

洪水時の流量を観測する方法として以下がある。

(a) 浮子による流量測定

浮子による流量測定は流速計による測定が出来ない洪水時に行う方法で、図9-32に示す表面浮子と棒浮子がある。

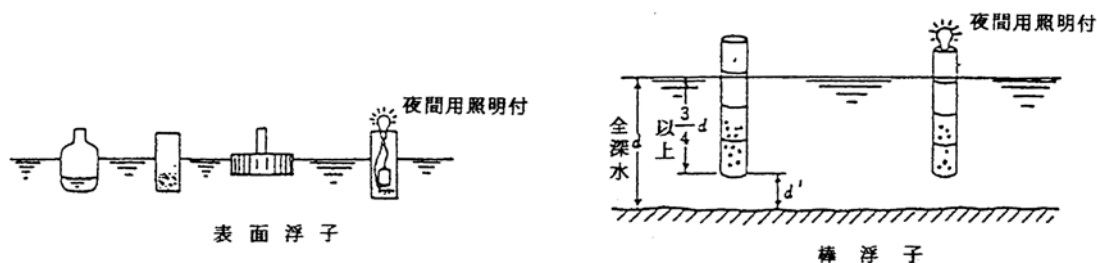


図 9-32 表面浮子と棒浮子

測定場所は河川の横断面がほぼ一様で、直線的なところを選定する。浮子を流す距離は30m以上とし、川幅より大きくとるのが望ましい。浮子が流下する区間は、図9-33のように流心に直角に横断線AA'～CC'をあらかじめ設定してそれぞれに観測者を置く。

上流横断線から約10～20m上流で浮子を投下し、浮子がAA'線とCC'線の間の距離を流下する時間をストップウォッチで測定し、これを数回行って平均流下時間を求める。

この場合の平均流速 V_m (m/sec) は、次のようにして求める。

$$\text{表面浮子の場合} \quad : V_m = 0.8 \frac{L}{t}$$

棒浮子の場合
$$: V_m = \left(1.012 - 0.116 \sqrt{\frac{d'}{d}} \right) \frac{L}{t}$$

ここに、

- V_m : 平均流速 (m/sec)
- L : AA' 線と CC' 線間の距離 (m)
- t : AA' 線と CC' 線間を流下する時間 (sec)
- d : 全水深 (m)
- d' : 棒浮子の下端から河底までの深さ (m)

各区分ごとに浮子を流下して求めた各区分の流量の和で全流量を求めることは前項の流速計測法の場合と同じである。

各区分の流水断面積はAA'、BB'、CC'断面の平均値を使用する。表面浮子は木片または空ビンなどを用いるが、風向、風力の影響を受けやすいので注意する。棒浮子の場合、水中に沈む部分の長さは全水深の3/4以上とする。

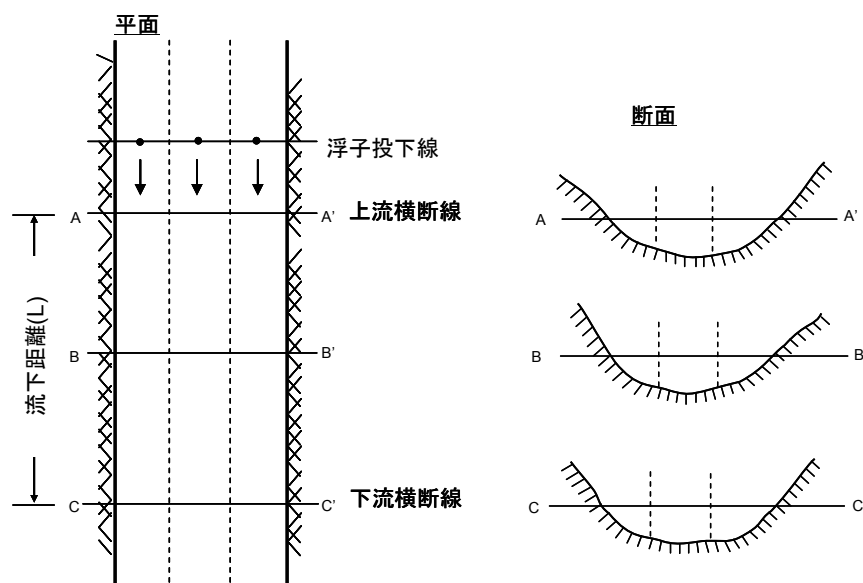


図 9-33 浮子測定

(b) マニング公式による流量算定

洪水時に流速計や浮子による測定ができない場合に、マニング公式により平均流速を算出するが、河川断面が一様で流心が直線で河床勾配が均一な場所を選ぶのが望ましい。平均流速 V_m は次に示すマニングの公式により求める。

$$Q = A \cdot V_m \quad (\text{m}^3/\text{sec})$$

$$V_m = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (\text{m}/\text{sec})$$

ここに、

- Q : 流量 (m^3/sec)
- A : 平均流水断面積 (m^2)

- V_m : 平均流速 (m/sec)
 n : 粗度係数 (表 9-5 参照)
 R : 径深 (流水断面積/潤辺長) (m)
 I : 水面勾配

表 9-5 自然河川の粗度係数の値

潤 辺 の 状 態	n の 範 囲	n の 平 均 値
線形、断面ともに規則正しい水深の大きいもの	0.025～0.033	0.030
線形やや蛇行し、ふちや瀬のあるもの	0.033～0.045	0.040
線形やや蛇行し、水深の小さいもの	0.040～0.055	0.050
線形やや蛇行し、石礫床で水深の小さいもの	0.045～0.060	0.055
蛇行及びふち瀬の変化はなはだしく、水草の多いもの	0.050～0.080	0.070
同上で水草が繁茂し流勢の鈍なもの	0.075～0.150	0.080
流れの早い浅瀬	0.060～0.080	0.070

(4) 蒸発量

蒸発量は、一般に図 9-34 に示す蒸発皿により測定する。使用される蒸発皿は国によって異なるが、米国の Class A Pan、欧州・インドなどの Symon's Pan などがある。蒸発皿は置き方、場所等により、次の 3 タイプに分類されるが経済性、維持管理の面から surface タイプが多い。

- 地面に置く (surface type)
- 土中に埋め込む (sunken type)
- 水中に浮かせる (floating type)

蒸発皿としてよく用いられる Class A Pan (surface type) の仕様は以下のとおりである。

- 直径 121cm (4feet)
- 深さ 25cm (10inches)
- 水深 20cm (8inches) ～18cm (7inches) の間で使用

蒸発皿の水位は毎日測定され、測定値の差から蒸発量が算定される。この算定には雨量計で測定された雨量が考慮される。

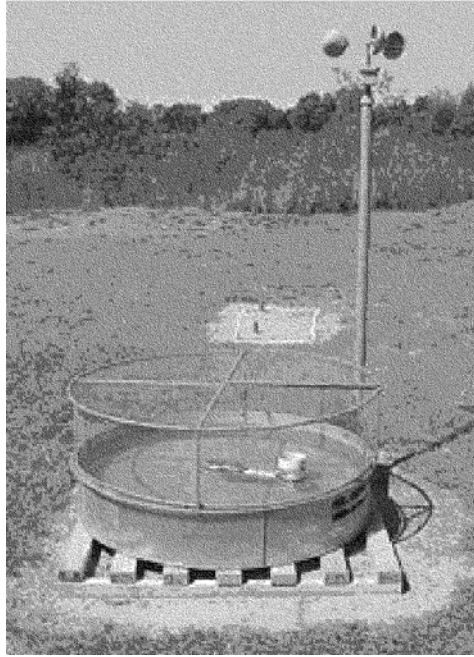


図 9-34 Class A Pan 蒸発量計

(5) 浮遊砂量

貯水池に流入する土砂には、浮遊砂と掃流砂がある。このうち、浮遊砂については測定が比較的容易であるが、掃流砂については困難である。河川水の中に含まれている浮遊砂量は、土砂を採取するピンを内蔵したロッド付きのサンプラーを水面から川底まで下ろし、連続的に浮遊土砂を採取することにより測定する。浮遊土砂採取器には、デルフトびんなどがある。浮遊砂量は、通常濃度（ppm；100 万分の 1）で表される。土砂量の測定のほか、粒度分析、重金属類および化学分析等も実施しておくこと、浮遊砂の発生源を調査するのに有用である。

9.3.3 発電計画に用いる流量解析

(1) 流量資料

1) 流量資料の必要期間

発電計画の経済評価の解析期間は、発電所の耐用年数とされている 50 年間に一般的に用いられる。このため、発電計画の基本諸元である出力、電力量の算定の基礎となる流量資料は出来る限り長期間存在することが望ましい。水力発電計画に用いる流量資料の期間は、長期間の平均的な流量を表現できるものであることや水力発電所の経済的耐用年数などを考慮すると、最低でも 10 年、できれば 30 年程度が望ましい。なお、その根拠については付属資料 A-9-1 に記載してある。

十分長期間の流量資料が存在しない場合には、後述する方法により補足する必要がある。

2) 流量資料の種類

発電計画の策定に使用する流量資料は、調整池式および流れ込み式では日流量、貯水池式

では月流量を原則とする。

(2) ダム地点の流量算定の手法

ダム地点に長期間の流量資料が存在しない場合に対し、種々の方法により流量資料を作る方法がある。ここでは、ダム地点流量を算定する下記の手法を概説する。なお、どの方法を採用するかあるいは組み合わせるかは、流量算定に用いる既存水文資料の種類および期間により選択する。

- 流域面積比換算による方法
- 雨量による重みを考慮した流域面積比換算による方法
- 測水所間の相関による方法
- 流出モデルを使う方法(タンクモデル、他)
- 流量と雨量の相関による方法
- その他の方法

(3) 流域面積比換算による方法

ダム地点近傍に測水所が存在し、両地点の降水条件がほぼ同一と見なせる場合には、5.3.2 (2) に示した流域面積比換算によりダム地点の流量を算出する。降水条件がほぼ同一か否かは、年間あるいは月間の測水所流域の降雨量を用い判断する。

また、図 9-35 に示すような 2 ヶ所の測水所地点流量からダム地点流量を算出する場合は、次式により求める。

$$Q_d = \left(\frac{Q_{g_1} \times AB_1}{Ag_1} + \frac{Q_{g_2} \times AB_2}{Ag_2} \right) \times \frac{Ad}{AB_1 + AB_2}$$

ここに、

- Q_d : ダム地点の流量 (m³/sec)
- Q_{g₁} : No.1 測水所の流量 (m³/sec)
- Q_{g₂} : No.2 測水所の流量 (m³/sec)
- Ad : ダム地点の流域面積 (km²)
- Ag₁ : No.1 測水所の流域面積 (km²)
- Ag₂ : No.2 測水所の流域面積 (km²)
- AB₁ : No.1 支川の流域面積 (km²)
- AB₂ : No.2 支川の流域面積 (km²)

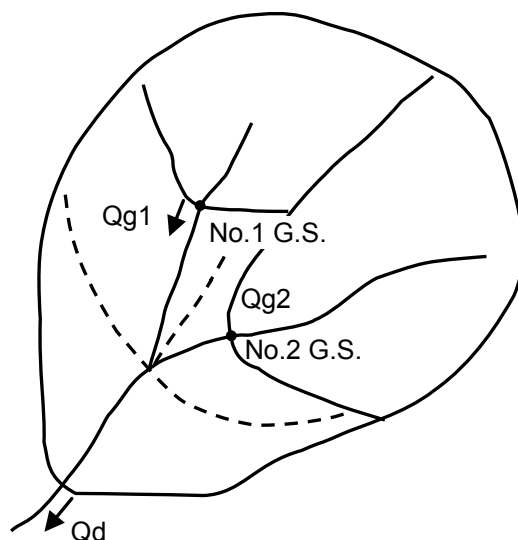


図 9-35 流域面積

(4) 雨量による重みを考慮した流域面積比換算による方法

1) 流域の平均雨量

雨量観測所の降雨量はその地点での値であるが、発電事業で扱う流出解析と洪水流出解析では、ダム流域全体の降雨量を把握する必要がある。そのために、流域における各観測所の分担する範囲を決めて、加重平均により全体の降雨量を求める方法が使用される。図 9-36 に示すティーセン法は、ダムの流域に配置されている雨量観測点（A、B、C、…）の降雨量に対応する面積をティーセン分割により求め、その加重平均により流域の平均降雨量を求める方法である。ティーセン分割は、隣接する観測点を結ぶ直線の2等分線をもとに作成する。

なお、ティーセン法の方法として、等雨量線法や流域の各雨量観測所の資料を単純平均した単純平均法がある。

$$R = \frac{a_1 r_1 + a_2 r_2 + \dots + a_n r_n}{A}$$

ここに、

- R : 全流域の平均雨量 (mm)
- a_1, a_2, \dots, a_n : A、B、C など各観測所の多角形の面積 (km²)
- A : 全流域の面積 ($A = a_1 + a_2 + \dots + a_n$) (km²)
- n : 雨量観測所の数
- r_1, r_2, \dots, r_n : 各観測所の降雨量 (mm)

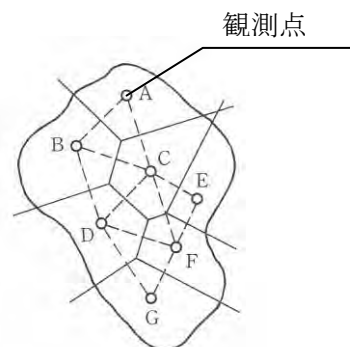


図 9-36 ティーセン法

2) ダム地点の流量

ダム地点と測水所地点が異なり、両地点の降水条件が同一と見なせない場合には、雨量による重みを考慮した流域面積比換算によりダム地点の流量を算出する。流域平均雨量は、等雨量線法又はティーセン法により求め、ダム地点流量 Q_d は次式で表される。

$$Q_d = Q_g \times \frac{R_d \times A_d}{R_g \times A_g}$$

ここに、

- Q_d : ダム地点流量 (m^3/sec)
- Q_g : 測水所地点流量 (m^3/sec)
- R_d : ダム地点流域の平均雨量 (mm)
- R_g : 測水所地点流域の平均雨量 (mm)
- A_d : ダム地点流域面積 (km^2)
- A_g : 測水所地点流域面積 (km^2)

(5) 測水所間の相関による方法

ダム地点には十分な期間の流量資料が存在しないが、その近傍に十分な期間の流量資料を有している測水所がある場合には、ダム地点の流量資料を長期に拡張することが出来る。

近傍の測水所の流量 (X) とダム地点の流量 (Y) との関係が資料が存在する同一期間のデータを用いて、直線回帰で算定方法である。2種類の変数 x および y の n 個の組 (x_i, y_i) について、 $y=a+bx$ なる一次式を仮定した場合に最小2乗法によって求まる a および b の値は以下で表される。この模式図を図 9-37 に示す。

$$Y=a+bX$$

$$b = \frac{n \sum x_i y_i - \sum x_i \cdot \sum y_i}{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2}$$

$$a = \overline{y} - b \overline{X}$$

ただし、 $\overline{X} = \frac{1}{n} \sum X_i, \overline{y} = \frac{1}{n} \sum y_i$

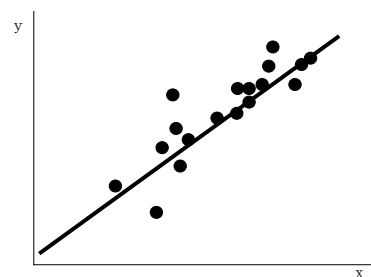


図 9-37 直線回帰の例

この直線式を用いて期間の短いダム地点の流量を算定する。得られた回帰式が、データとの程度一致しているかを把握するために、以下の相関係数が用いられる。r = 0.7~1.0 であれば、強い相関があるといえる。

n 個の確率変数の組 (xi, yi) に対して相関係数 r を求める。

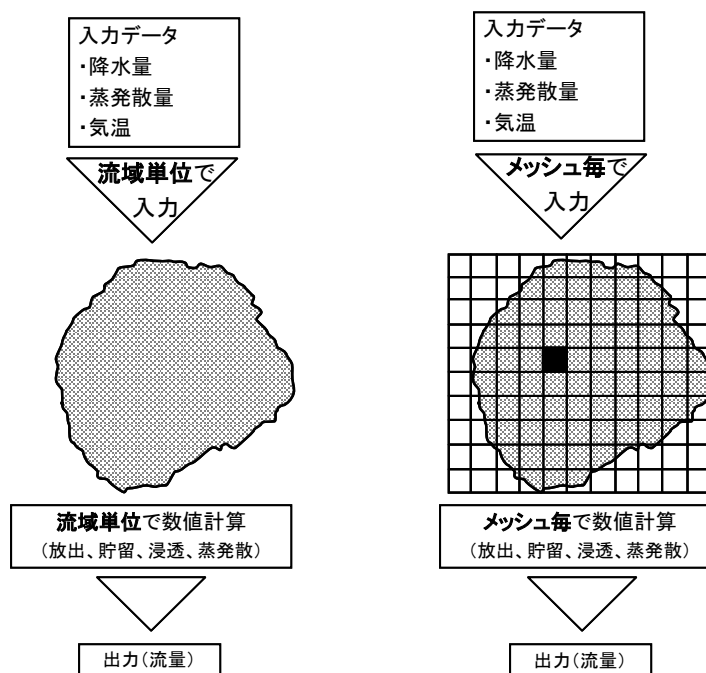
$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}}$$

$$\text{ただし、} \bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i, \bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i$$

(6) 降雨量と流量の関係をもとにした流出モデル

1) 集中型流出モデルおよび分布型流出モデル

降雨量と流量の関係をもとにした多くの流出モデルが使用されており、流出モデルは集中型流出モデルと分布型流出モデルに大別できる。集中型流出モデルは、図 9-38 に示すとおり、流域単位でデータを入力し計算するモデルである。このモデルは流域の状態を表す量の空間的分布を考慮していないブラックボックスモデルであり、代表的なモデルとして、合理式、単位図法、タンクモデル、貯留関数法などがある。



出典： 分布型流出解析予測モデルにおける洪水予測、陸旻皎、2006

図 9-38 集中型流出モデルと分布型流出モデル

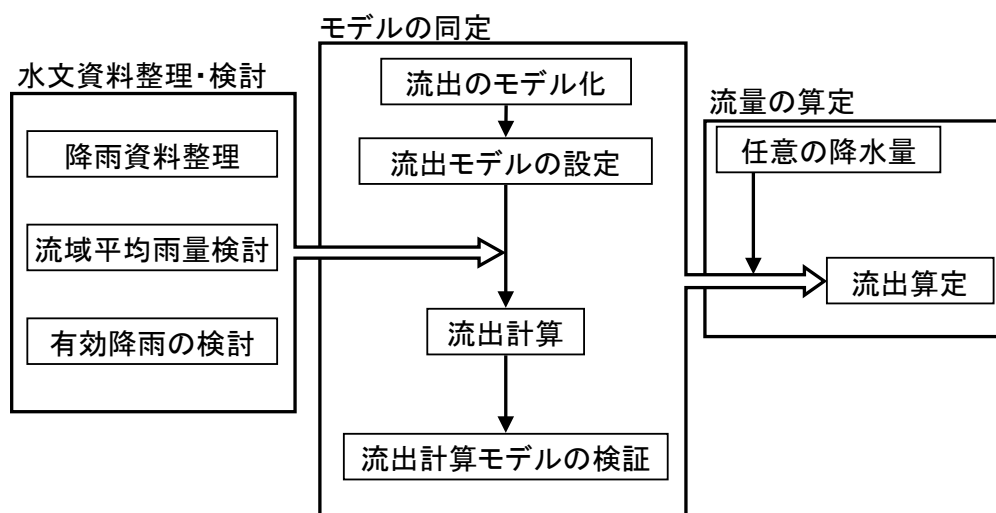


図 9-40 流出計算の流れ

4) 集中型流出モデル

集中型モデルには、洪水波を解析するための貯留関数法など多くのモデルがあるが、以下は代表的な長期流出解析モデルであるタンクモデル法について記載する。

タンクモデル法は図 9-41 に示すように、流域を底面および側面に幾つかの流出孔を持つ容器に置き換えて考える流出計算法である。雨は、タンクモデルの最上段の容器に注入される。2 段目以下の容器は、1 段上の容器の底面の孔から水を受ける。各容器内の水は、水面が側面の孔より高くなると、一部は側面の孔から外部に流出し、一部は底面の孔から 1 段下の容器に移行する。各段の容器の側面の孔からの流出の和が河川の流量となる。このモデルは、図 9-41 に示す流域の帯水層の構造に対応するものと考えられ、最上段のタンクが表面流出、第 2 段のタンクが表層からの浸透流出、第 3 および 4 段が地下水流出に対応すると考えられる。タンクモデルを構成する流出孔の高さおよび浸透孔の大きさは、自動的に探索させる。タンクモデルは、低水流出および洪水流出に対応できる。

タンクモデル法を用いて流量を算定する際に必要な水文資料は、少なくとも 3～5 年程度の流量資料、雨量、蒸発散量、気温などである。

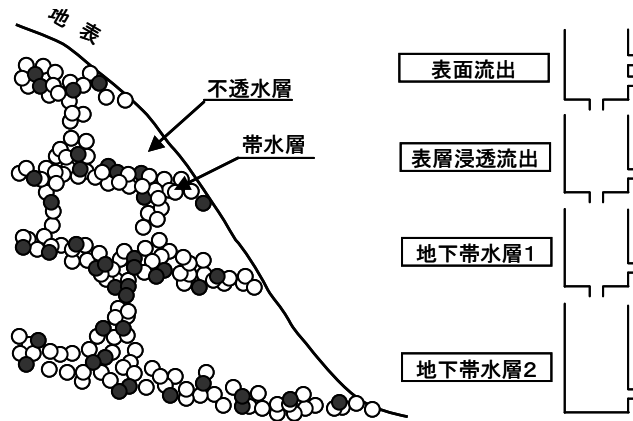


図 9-41 タンクモデルと流出機構の例

最上段のタンクを例に時刻 (i) 及び時刻 (i+1) の計算例を示す (図 9-42 参照)。

流出量と浸透量は次式で表現できる。

$$\begin{aligned}
 q &= k_1(h-h_1) + k_2(h-h_2) && (h > h_2 \text{ の時}) \\
 &= k_1(h-h_1) && (h_1 < h \leq h_2 \text{ の時}) \\
 &= 0 && (h < h_1 \text{ の時}) \\
 q_d &= k_3h
 \end{aligned}$$

次の時刻 (i+1) の初めのタンクの貯留残高 (h') は次式で示される。

$$h_{i+1} = h_i - q - q_d + P_{i+1}$$

ここに、

- q : 流出孔からの流出量 (mm)
- q_d : 浸透孔から下段タンクへの流出量 (mm)
- h : 時刻 (i) の貯留高 (mm)
- h₁, h₂ : 側面の孔の高さ (mm)
- k₁, k₂ : 流出孔の大きさを表す係数
- k₃ : 浸透孔の大きさを表す係数 (mm)
- P_i : 時刻 (i) の降雨量 (mm)

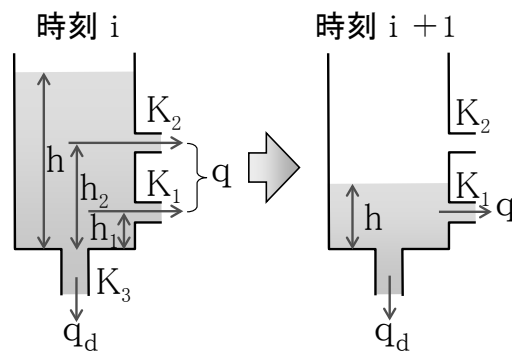


図 9-42 タンクモデルによる流出の時間的变化

1日の流出量（mm）から流出量（m³/sec）を次式で算定する。

$$Q = q \times A / 86.4 \quad (86.4 = 24\text{hr} \times 3,600\text{sec} / 1,000)$$

ここに

- q : 孔からの流出量（mm）
- A : 流域面積（km²）
- Q : 流量（m³/sec）

5) 分布型流出モデル

分布型流出モデルは図 9-43（左図）に見られるように、地形情報の各メッシュの標高から得られる水の流れる方向、降水量、植生、土壌の情報を加えて、地表面流・地中流・地下水流・河川流を求める解析方法である。1km メッシュの流出に影響する因子（土地の標高、勾配、植生、地質など）のデータベースが利用できることなどから、近年多く用いられている。図 9-43（右図）はグリッドモデル（地形情報の各メッシュの標高）から得られる水の流れる方向を示した落水線網であり、これに各メッシュの降水量、植生、土壌の情報を加えて、地表面流・地中流・地下水流・河川流の解析を行う。

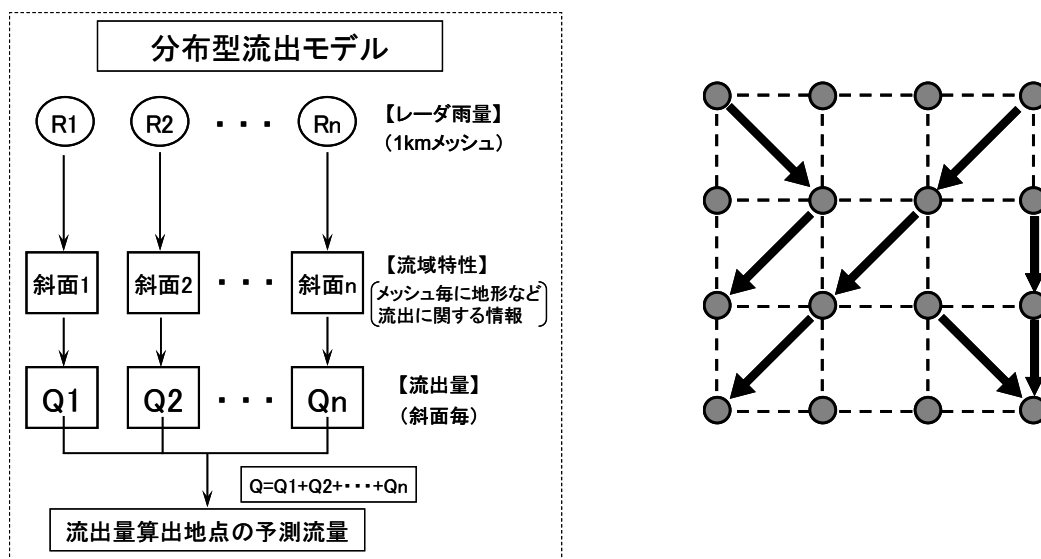


図 9-43 分布型流出モデルと落水線網

6) その他の方法

ストカスティック（stochastic）手法では、流量や降水量等観測された時系列データ特有の統計的性質（平均・分散・歪度・相関係数）を保持したまま、より多数のデータを発生することにより短期間の流量から長期間の流量を作成する方法である。

この手法の基本となっているマルコフ（Markov）過程は1次の自己回帰過程であり、次式で表される。なお、詳細は省略する。

$$X_i = A \times X_{i-1} + B \times \varepsilon_i$$

ここに、

- X_i : 時刻（i）における未知水文量

- X_{i-1} : 時刻 (i-1) における既知水流量
 ε_i : 時刻 (i) における確率変数
A, B : 原データの統計量から求める係数

9.3.4 蒸発量の解析

水力発電の計画立案には、発電所で使用できる水のデータが必要となる。図9-44、図9-45は、ダム築造前後の流域の水収支を示した模式図である。ダム築造前の蒸発散は河川と河川以外の森林や裸地などから発生していたが、ダム築造後は自由水面を持つ貯水池からの蒸発に変る。従って、発電計画を立案するには、流量データにダム築造前後の蒸発散の影響を考慮する必要がある。

(1) 築造前

$$P' = R' + E'_{TA1} + E'_{TA2}$$

ここに、

- P' : 築造前のダム地点流域雨量 (mm)
 R' : 築造前のダム地点流量 (mm)
 E'_{TA1} : 築造前の貯水池内の実蒸発散量 (mm)
 E'_{TA2} : 築造前の貯水池外の実蒸発散量 (mm)

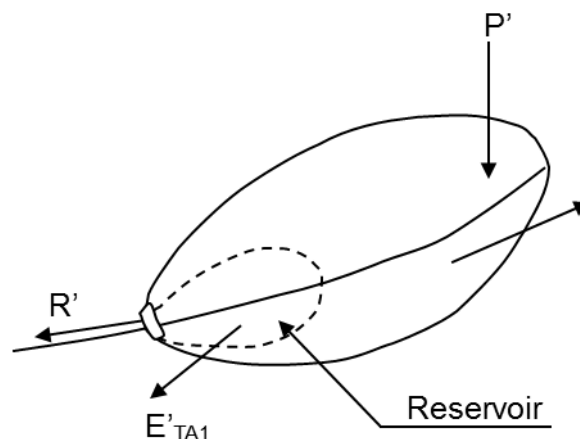


図 9-44 流域の水収支（築造前）

(2) 築造後

$$P = R + E_f + E_{TA2}$$

ここに、

- P : 築造後のダム地点流域雨量 (mm)
 R : 築造後のダム地点流量 (mm)
 E_f : 築造後の貯水池の湖面からの蒸発量 (mm)
 E_{TA2} : 築造後の貯水池外の実蒸発散量 (mm)

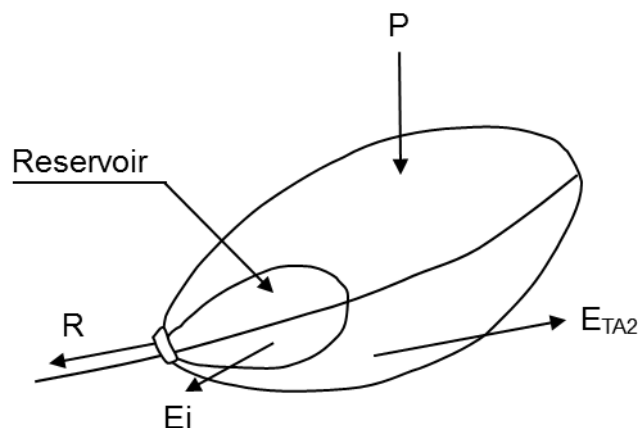


図 9-45 流域の水収支（築造後）

ここで、 $P=P'$ 、 $E_{TA2}=E'_{TA2}$ であるから、

$$R=R' - (E_f - E'_{TA1})$$

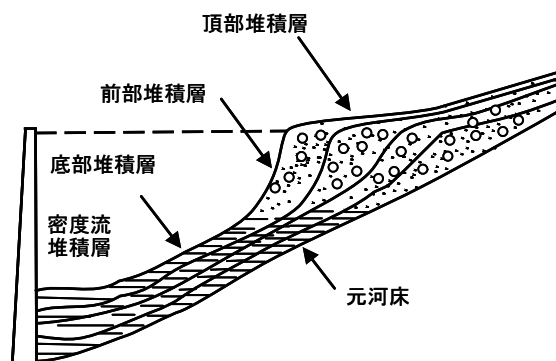
よって、ダム築造によって新たに発生する蒸発量は、 $(E_f - E'_{TA1})$ である。 R' は既知であり、 E_f および E'_{TA1} を求めれば R は求まる。貯水池からの蒸発量 E_f は、蒸発皿（Class A-Pan）の測定値に係数 0.7 程度を乗じて算出する。湛水前の実蒸発散量 E'_{TA1} は Blaney-Criddle の式等による可能蒸発散量から算出するか、又は水収支を用いて算出する。

9.3.5 貯水池の堆砂量の解析

(1) 堆砂の形状および発電への影響

ダム築造後、流域から土砂が貯水池や調整池に流入して堆積する。貯水池の堆砂形状は、図 9-46 に見られるように、頂部堆積層（Top-Set beds）、前部堆積層（For-Set beds）、底部堆積層（Bottom-Set beds）、密度流堆積層（Density current beds）の 4 部の堆積層により形成される。

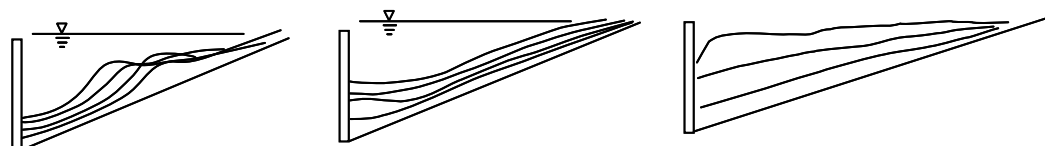
頂部堆積層および前部堆積層はいわゆるデルタと呼ばれる段丘状の形状を有し、掃流砂および浮遊砂の比較的大きい粒径成分で構成される。これらの堆積層は、貯水池内の急激な流速低減による土砂の沈降・堆積によって形成され、土砂の水中安息角に等しいフロント斜面は元河床に比べ急勾配となる。また、頂部堆積層の勾配は元河床勾配より緩勾配となる。このデルタは貯水池の水位付近に肩を保ちながら前進し、頂部堆積層の上流端は上流側へと遡上していく。底部堆積層および密度流堆積層は、ウォッシュロードおよび浮遊砂の比較的小きな粒径成分で構成される。



出典：ダム堆砂に関する研究、京都大学防災研究所報告、芦田和男、奥村武信

図 9-46 典型的な堆砂形状

実際の堆砂の形状は、貯水池の利用水位、土砂供給の多寡、貯水池上流の河川勾配などにより異なり、図 9-46 および図 9-47 に見られるように様々である。



出典：貯水池の堆砂に関する研究、京都大学、江崎一博、1976

図 9-47 堆砂形状の例

貯水池の堆砂が進行し、図 9-48 に示す満水位と低水位間の有効貯水容量が減少する段階になると、河川流量の貯留・調整効果が減少し、計画段階で期待した発電電力量が得られない現象が生じる。さらに、堆砂が取水口の位置に達すると、土砂が水路や水圧管路に入り込み発電ができない状態となる。これを防ぐため、満水位と低水位間にある堆砂を、発電で利用しない低水位以下に強制的に移動させるフラッシュ工法、浚渫、排砂バイパストンネルによりダム下流に排出する方法などがとられる。

(2) 計画堆砂量

本マニュアルでは、フラッシュ工法や排砂バイパストンネル等による堆砂排除方法については記載しないが、図 9-48（左図）に示す満水位と低水位間に堆積した土砂は、右図に示す死水域に移動させるものと仮定する。

発電プロジェクトの計画では、一般的には 100 年間で堆積する堆砂量を想定し「計画堆砂量」とし用いる。貯水池の計画にあたっては、図 9-48 に示すように、計画堆砂量に相当する計画堆砂位および、その標高から発電取水に必要な深さを確保して、その水位以上に低水位は設定される。

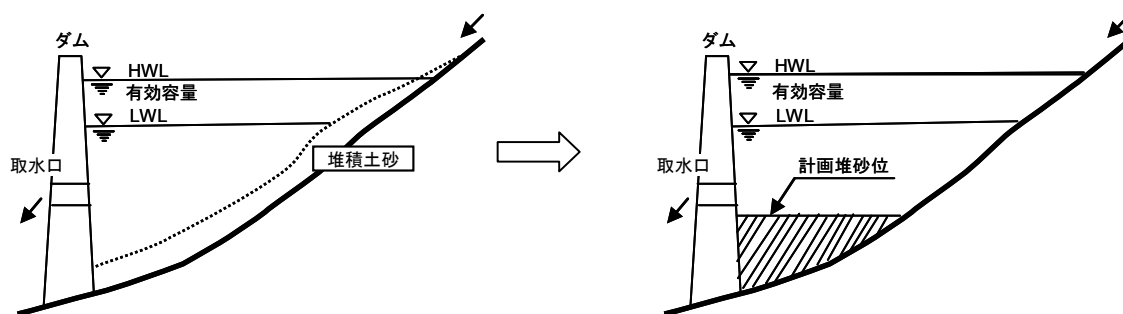


図 9-48 貯水池の堆砂

(3) 堆砂量の推定方法

貯水池または調整池内の堆砂量の算定方法には「浮遊砂量の実測値からの推定」「近傍の堆砂実績からの推定」の方法があり、これらでクロスチェックを行うのが望ましい。

1) 浮遊砂量の実測値からの推定

(a) 算定手順

貯水池に流入する浮遊砂については測定が比較的容易であるが、掃流砂については困難である。ダム地点近傍に浮遊砂量の実測値がある場合、貯水池の堆砂量（体積）は浮遊砂量の実測値から推定する。具体的には、以下の手順で推定する。

- 浮遊砂量の測定値から年間に流入する浮遊砂量（重量）を算定
- 浮遊砂量と掃流砂量との関係から掃流砂量を算定
- 貯水池による捕捉効果を考慮した年間に沈殿する浮遊砂量（重量）を算定
- 貯水池内に沈殿する浮遊砂量と掃流砂量の総量の堆砂密度を算定
- 圧密密度をもとに 100 年堆砂量（体積）を算定

(b) 浮遊砂量の算定

浮遊砂量は濃度（mg/l=ppm）で表し、多くのケースでは、測水所で流量とともに観測されている。図9-49に示すとおり、濃度とその時の流量を両対数紙上にプロットし、以下の関数式で係数のa、bを最小二乗法により求める。日流量を式にあてはめることにより、年間の浮遊砂量が求まる。なお、出水時など浮遊砂の流入量が多いと考えられる時期は、時間単位で算出することが望ましい。

$$\log q_s = a \times \log q + b$$

$$\sum q_s = \sum_{i=1}^{365} (q_{si} \times q_i \times 86.4)$$

ここに、

- qi : 日流量 (m³/sec)
- qsi : 浮遊砂量 (mg/l)
- a, b : 係数

Σq_s : 年間の浮遊砂量(kg)

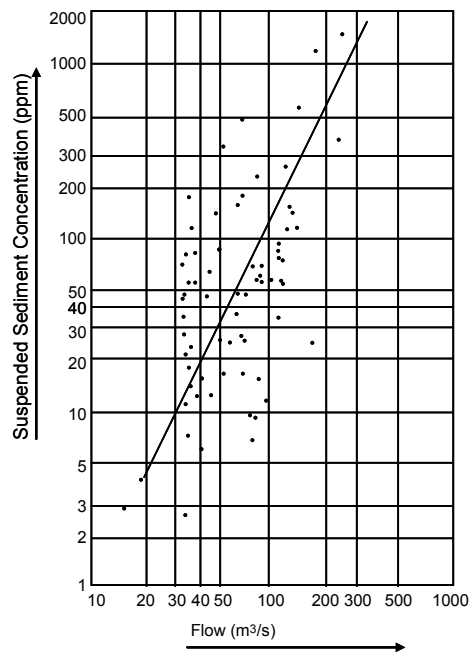


図 9-49 浮遊砂量濃度と流量の関係

(c) 掃流砂量の算定

掃流砂の測定は困難なので、一般に掃流砂量は浮遊砂量に対する比率で表される。表9-6に示す米国開拓局（Bureau of Reclamation）の資料⁸は、河川の状況（浮遊砂の濃度、浮遊砂の中の砂の含有の比率）をもとに浮遊砂に対する掃流砂の率を求める際に利用できる。条件として、浮遊砂濃度（Suspended sediment concentration）、河床材料（Suspended material）、浮遊砂の組織（Texture of suspended material）、浮遊砂量に換算した掃流砂のパーセント（Percent bed load in terms of suspended load）がある。

脚注⁸ Technical Guideline for Bureau of Reclamation, October 1982

表 9-6 USBR による掃流砂量の補正

Condition	Suspended sediment concentration (mg/l)	Streambed material	Texture of suspended material	Percent bed load in terms of suspended load
1/1	<1,000	Sand	20 to 50 percent sand	25 to 150
1/2	1,000 to 7,500	Sand	20 to 50 percent sand	10 to 35
3	>7,500	Sand	20 to 50 percent sand	5
2/4	Any concentration	Compacted clay gravel, cobbles, or boulders	Small amount up to 25 percent sand	5 to 15
5	Any concentration	Clay and silt	No sand	<2

1/ Special sampling program for Modified Einstein computations required under these conditions.

2/ A bed load sampler such as the Helley-Smith bed load sampler may be used or computations made by use of two or more of the bed load equations when bed material is gravel or cobble size.

出典：Technical Guideline for Bureau of Reclamation, October 1982

(d) 流入土砂量の捕捉率

貯水池の捕捉効果とは、流入してくる全土砂量に対する沈殿する土砂量の率で表される。G. M. Bruneは、図9-50に示す捕捉効果と「総貯水容量/年間総流入量」の関係を示している。「総貯水容量/年間総流入量」の値が小さい場合は、ダムからの放流が頻繁にあり、同時に砂の流出が多くなり捕捉効果は小さく、逆にその値が大きい時はダムから放流することは殆どなくなるので、流入砂のほとんどは堆積する。

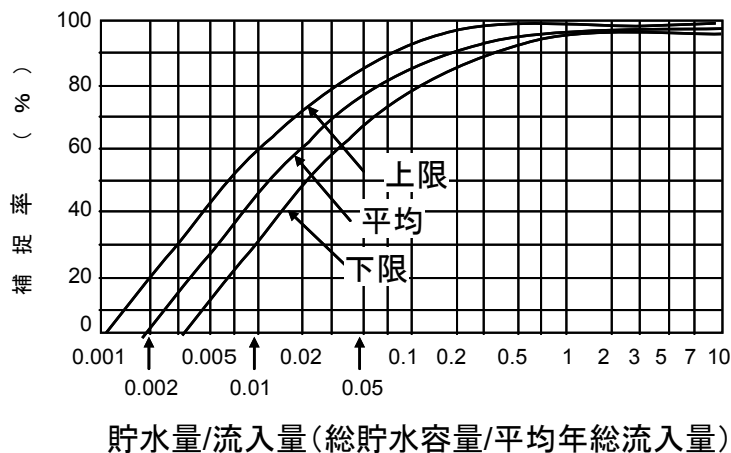


図 9-50 貯水池（調整池）の補足効果

(e) 堆砂密度

貯水池内に沈殿する堆砂量として、浮遊砂量が上記 (b)、掃流砂量が (c)、それらの捕捉量が (d) から求めた。堆積する土砂は長期間に圧密されるので、時間の経過とともに密度が進行する。以下に米国開拓局の方法による堆砂密度の算定方法を示す。

堆砂のタイプとして、粘土（粒径0.004mm未満）、シルト（0.004～0.062mm）、砂（0.062～2.0mm）を対象とすると、堆砂の密度は次式で表現される。

$$W = W_c P_c + W_m P_m + W_s P_s$$

ここに

W	: 単位体積重量 (kg/m ³)
P _c , P _m , P _s	: 流入する粘土、シルト、砂の比率 (%)
W _c , W _m , W _s	: 粘土、シルト、砂の係数 (初期の単位体積重量)

運用を開始した後の貯水池における堆砂の密度は、T年の運用とすれば、それぞれT年に対応する異なった圧密期間となる。T年間の運用で堆積した全土砂の平均密度は次で表される。

$$W_T = W_1 + 0.434K [T/(T-1) \times (\log_e T) - 1]$$

ここに、

W _T	: 貯水開始後 T 年後の単位体積重量 (kg/m ³)
W ₁	: 上記「堆砂密度」から得られる初期の単位体積重量 (kg/m ³)
K	: 貯水池の運用条件に対する定数

(f) 計画堆砂量

一般にダム計画の計画堆砂量は概ね100年間に溜まる推定堆砂量（以下「計画堆砂量」）をもとに決定されており、本マニュアルでは次式で表される100年間の堆砂量を採用する。

$$V_{s100} = \alpha (\sum q_s \times 100) \times (1 + \beta) / W_{100}$$

ここに、

V _{s100}	: 計画堆砂量 (m ³)
∑ q _s	: 年間の浮遊砂量 (kg/年)
α	: 全流入土砂量に対する捕捉率 (%)
β	: 浮遊砂量に対する掃流砂量の比率 (%)
W ₁₀₀	: 堆砂密度 (kg/m ³)

2) 近傍の堆砂実績から推定による計画堆砂量

計画ダム地点の近傍に既設ダムがあり、その堆砂の実績データが得られている場合、その比堆砂量から推定する。比堆砂量は年平均堆砂量を流域面積で除した数値であり、単位流域面積当りの堆砂量 (m³/km²/年) を表す。年平均堆砂量は貯水池が湛水を開始した以降の年数で、実績堆砂量を除した値である。

$$V_{S100} = v \times A \times 100$$

ここに、

- V_{S100} : 計画堆砂量 (m³)
 v : 比堆砂量 (m³/km²/年)
 A : 流域面積 (km²)

気候が類似し、ダムや貯水池の規模が類似し、地形、地質の流域特性が類似している場合、近傍のダムの実績堆砂量は、信頼性の高い堆砂量の推定に寄与する。

(4) 堆砂形状の予測

計画段階では、堆砂位（標高）として、図 9-48 に水平堆砂の形状を示した。しかしながら、満水位と低水位間の有効貯水容量が、堆砂により大きく減少し、排砂対策をとっても大きな影響を受けると判断され貯水池および調整池については、長期的観点で貯水池全体の堆砂形状の予測を行う必要がある。堆砂形状の予測方法として、流れの計算（不等流計算）と河床変動の計算から構成されている 1 次元河床変動解析がある。

9.3.6 ダムの設計に用いる洪水量解析

(1) 設計洪水量

洪水量の計算に用いられている手法には、流量データをもとにした手法、降雨量データをもとにした手法などがある。流量データをもとにした手法には、経験的・地域的に使用されている算定式によるもの、包絡曲線によるもの、洪水頻度分析によるものなどがある。降雨量データをもとにした手法として、可能最大洪水量（Probable Maximum Precipitation : PMP）解析をもとに算定する可能最大洪水量（Probable Maximum Flood : PMF）などがある。

洪水時にダムの破壊により下流域に多大な災害をもたらす可能性があり、その災害は人的な損失と経済的損失の要因からなる。米国基準では、表 9-5 に示すとおり、ダムの安全に関する設計洪水量の標準として、貯水池の規模（貯水容量、ダム高さ）および災害要因をもとに、PMF に対する比率および確率洪水量で表している。一方、オーストラリア国の基準では、表 9-7 に示すとおり PMF および確率洪水量で表している。詳細は「Selection of Design Flood, Icold 1992, Bulletin82」を参照されたい。

この基本にある考えは、以下のとおりである。

- 貯水容量が大きなダムでその破壊によって多大の人命の損失及び財産の損害をもたらすと想定される場合は、可能最大洪水量あるいは同等の確率洪水流量を設計洪水量として使用する。
- ダム貯水容量が小さく、その破壊が下流の人命及び財産にあまり大きな危険を及ぼさない場合は、確率洪水流量を使用する。

表 9-7 米陸軍工兵隊の基準（Guidelines of the US Army Corps of Engineers）

（ダム規模による分類）

分類	貯水池容量（10 ⁶ m ³ ）	ダム高（m）
小規模	from 0.62 to 1.23	from 7.6 to 12.2
中規模	from 1.23 to 61.5	from 12.2 to 30.5
大規模	≥61.5	≥30.5

（災害規模による分類）

分類	人命損失 （開発の程度）	経済損失 （開発の程度）
小	可能性無 （住居用の永久建物無）	最小限 （仮設や農地無）
中	2～3 （未開発地域で、住居の数は小）	相当量 （農地や工場有）
大	2～3 超	甚大 （大規模地域社会、産業、農業有）

（安全基準）

災害規模	ダム規模	安全基準
小	小規模	50～100年確率洪水量
	中規模	100年確率洪水量～50%PMF
	大規模	50～100%PMF
中	小規模	100年確率洪水量～50%PMF
	中規模	50～100%PMF
	大規模	PMF
大	小規模	50～100%PMF
	中規模	PMF
	大規模	PMF

表 9-8 豪州大ダム委員会の基準

（洪水被害分類）

大	中	小
人災損失の可能性有 地域開発済	人災損失の可能性微小 未開発地域で、住居の数は小	人災損失無。
地域社会、工業・商業・農業 施設、重要公共施設、ダムや 貯水などへの重大な被害	一般道、小鉄道、比較的重要公共 施設、ダムや貯水設備などへのあ る程度の被害	農家、農地、小道などへの 最小限の被害
ダムのサービス提供が必須 で、修理不可能	ダム修理が容易であるか、または 水や電力供給可能な大体設備有	ダム修理が容易で、間接的 被害が小

（推奨洪水量）

洪水被害分類	洪水量
大	10,000年確率洪水量～PMF
中	1,000～10,000年確率洪水量
小	100～1,000年確率洪水量

日本ではコンクリートダムは、既往最大流量または 200 年確率洪水流量、フィルダムではコンクリートダムの 1.2 倍の洪水流量を採用している。

本マニュアルでは、確率洪水流量と、大規模な貯水容量を対象とする PMF（Probable Maximum Flood）について概説する。

(2) 設計洪水量の計算

1) 確率洪水流量の計算方法

水流量のある値 X_T に対する再現期間が T 年であるとき、確率統計水文学ではこの X_T を T 年確率水流量といい、例えば 100 年確率洪水流量、200 年確率洪水流量などと呼ばれる。

洪水時のピーク流量の年最大値を解析する場合の確率密度関数としては、一般にガンベル分布、ピアソン分布、対数正規分布、対数ピアソンⅢ型分布が用いられる。確率洪水流量の計算を行うには少なくとも 20～30 年間の洪水流量データ（年最大ピーク流量）が必要である。図 9-51 は、観測値をもとにガンベル分布（Gumbel）、対数ピアソンⅢ型分布（Log Pearson III）を使用して算定した例である。

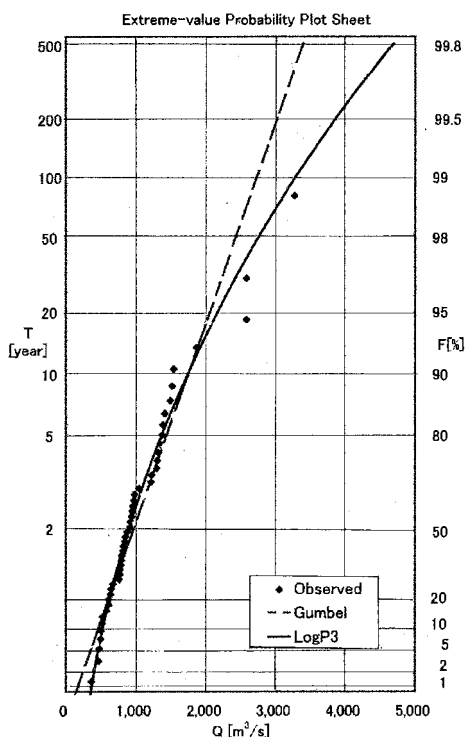


図 9-51 各分布を用いた解析例

2) 可能最大洪水（PMF）の算定フロー

PMF は「ある地域で理論的に起こり得る水文・気象条件が最も厳しい条件で組み合わせられた時に予想される洪水量」と定義される。PMF を構成する要素としては、降雨からの流出、融雪からの流出および基底流出がある。PMF の算定手順のフローを図 9-52 に示し、連続した降雨の場合の PMF ハイδροグラフの概念図を図 9-53 に示す。なお、詳細な内容については WMO などの資料を参照されたい。

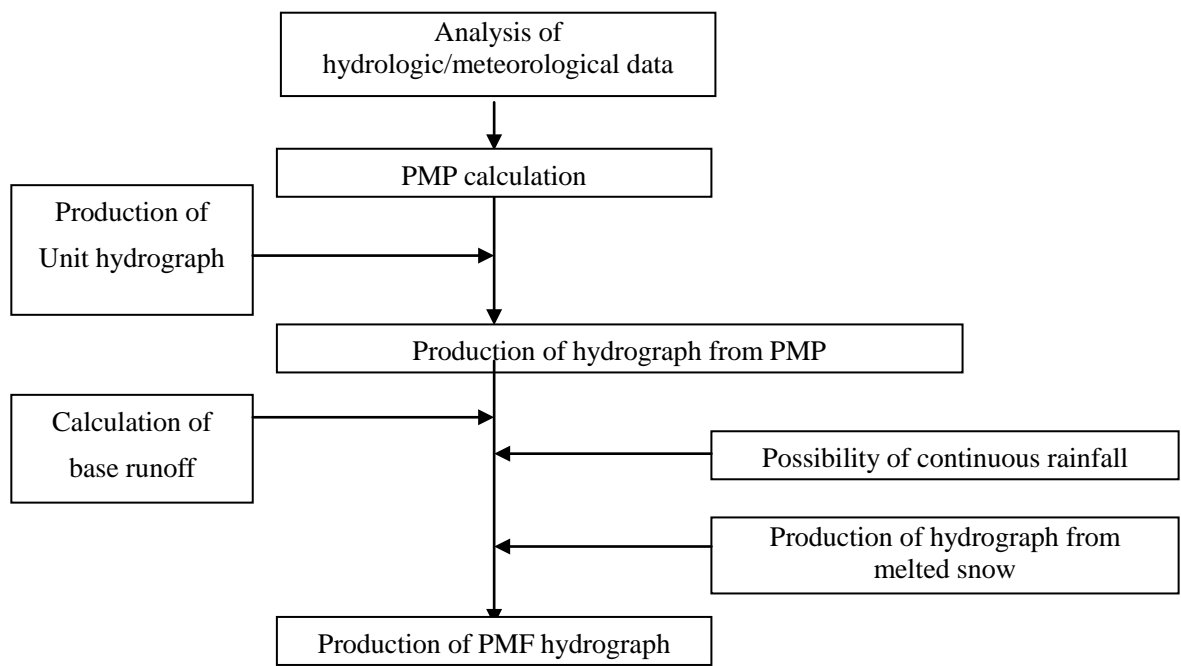


図 9-52 PMF の算定フロー

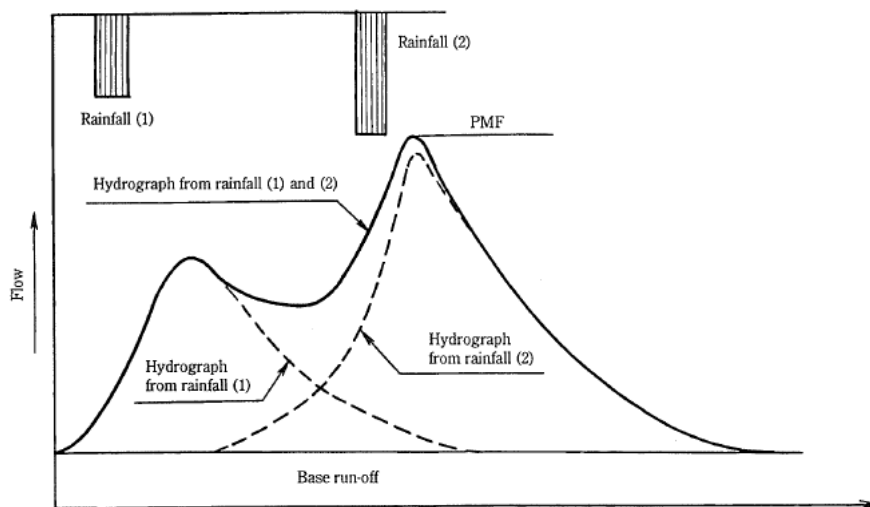


図 9-53 PMF ハイドログラフの概念図

第9章の参考文献

- [1] Technical guide to aseismic design of Nuclear Power Plants, Japan Electric Association, 1987
- [2] Technical Guideline for Bureau of Reclamation, Sedimentation and Hydraulics Section Hydrology Branch, Division of Planning Technical Services, Engineering and Research Center, 1982
- [3] ダム貯水池堆砂・濁水問題への取組と課題、土木学会、2002年
- [4] 計画堆砂容量の設定とダム貯水池流入土砂量に基づく貯水池堆砂量推定方法についての考察、ダム水源地環境整備センター
- [5] 水文・水資源ハンドブック、水文・水資源学会
- [6] 発電水力流量調査の手引き、電力土木技術協会、2001年
- [7] Selection of Design Flood, Bulletin 82, ICOLD, 1992

第 10 章

一般水力の発電計画の策定

第10章 一般水力の発電計画の策定

10.1 一般

本章は、水力開発ガイドマニュアル（新エネルギー財団、1996年）を主体に作成したものである。

10.1.1 計画策定の流れ

概略調査、包蔵水力調査あるいは流域開発マスタープラン（以下、M/P）の策定の後で、開発の可能性のある有望なプロジェクトに対してフィジビリティ調査（以下、F/S）が実施される。F/Sの目的は、プロジェクトを技術、経済および環境の観点から検討し、開発の可能性の判断材料を得ることである。水力発電計画の策定作業のフローチャートは図 5-2（第5章）に示すとおりである。F/Sの検討には、第9章で述べた最新な情報が使用され、需要予測および長期電源開発計画の観点から、プロジェクトの開発規模および開発の時期が検討される。

10.1.2 既存報告書のレビュー

(1) 包蔵水力調査およびM/Pのレビュー

1) 包蔵水力調査および概略調査

包蔵水力調査報告書が入手できる場合には、リストされている有望プロジェクトについてF/Sを実施するに値するか否かを机上検討および現地調査で調べる。可能性あるプロジェクトをM/Pに登録された有望プロジェクトのうち、将来の需要、プロジェクトサイトまでのアクセスの状況、送電線の敷設状況、他のプロジェクトへの影響度、貯水池内の土地利用状況、全体の経済性、環境への影響等の観点から比較する。包蔵水力調査がなされていない場合においても、個々のプロジェクトの検討報告書をレビューする。

2) マスタープラン調査

M/Pにリストされている有望プロジェクトについて包蔵水力調査と同様に、検討する。各プロジェクトの優先順位はM/Pの結果をもとに、F/Sに取り上げるプロジェクトを決定する前に確認しておく必要がある。M/Pにおいて複数の流域開発のコアとなるプロジェクト（以下、コアプロジェクト）がある場合、上流の貯水池による流量調整効果、送電線の先行建設等によりプロジェクトの開発規模、開発順位が相互に影響しあう可能性がある。この場合、複数プロジェクトを統合したF/Sを実施することも考慮に入れる必要がある。

(2) プレF/SおよびF/Sのレビュー

F/Sを実施するには資料が十分準備されていないので、将来のF/Sの前段階としてプレF/Sが実施されている場合がある。一方、各プロジェクトの具体化にあたっては、様々な障害があり、F/Sが実施されていたとしても具体化されていないものもある。新たに実施するF/Sに際して、下記の対応策を考慮した検討が必要となる。

1) 他の水力プロジェクトとの比較において優先順位が低い場合

より経済性の高いプロジェクト、あるいは開発が容易なプロジェクトの開発の優先順位が

高いので、当該プロジェクトの経済性を高めるための計画の見直しが必要となる。コアプロジェクトが存在する場合には、流域の開発方法、上下流に位置するプロジェクトとの開発シナジー効果、関連送電線の開発コストの負担など、多面的に見直すことが重要である。

2) 貯水池規模が大きいなど、環境問題に関連して開発されていない場合

発電規模の縮小などの対策により、環境問題を軽減する対策を組み込んだプロジェクトの見直しが必要となる。

10.1.3 計画策定に必要な基礎資料

(1) 地形図

F/S の検討作業には以下の精度を有する地形図を準備する必要がある。

計画地域（大規模貯水池） : 1/25,000 程度

計画地域（貯水池および構造物の範囲） : 1/5,000～1/10,000 程度

ダムサイトおよび発電所サイト : 1/1,000～1/2000 程度

(2) ダムサイトにおける流量、蒸発量、堆砂量等の水文資料

計画検討には、10年以上、できれば30年程度の長期間の流量データを使用することが望ましい。期間が不足する場合は、第9章に述べた手法を用い十分な期間のデータを作成する。貯水池式の場合は月単位の流量、流れ込み式および調整池式の場合は日単位の流量が必要である。ダムサイトまたはその近傍で流量が観測されていない場合、F/Sの実施は困難なので流量観測所を設置し信頼できるダムサイトの流量を観測する必要がある。

貯水池式発電の場合、貯水池からの蒸発を考慮した貯水池運用の検討を行う必要があるので蒸発に関するデータを準備する。また、貯水池および調整池に堆積する堆砂に関するデータを準備する。

(3) 発電所または放水口の予定位置における水位・流量曲線

発電所計画の出力、発電電力量の算定に用いる放水水位の設定および発電所の設計には、発電所または放水口地点の水位・流量曲線が必要となる。通常、発電所地点では流量が測定されていない場合が多いので、簡便法として、放水口地点の河川横断面図と河川勾配から、粗度係数が不変の等流と仮定して水位・流量曲線を計算で求めることもある。下流の河川横断面図が利用できる場合は、下流から不等流背水計算を行って放水口地点河川の水位～流量曲線を作成する。

(4) ダムサイト、発電所等の主要構造物の予定位置の地質調査結果

地表地質踏査およびボーリング等による地質調査データが必要である。

(5) 最大負荷日の負荷曲線および供給力となる電源の諸元

需要および供給面からのプロジェクトの必要性を検討するためにこの資料が必要である。

(6) 環境規制に関する資料

10.1.4 供給力としての位置づけ

F/S段階での計画検討は、将来の電力需要および供給力を把握し、検討プロジェクトの位置づけを明確にする必要がある。

(1) 新規の水力が投入予定される電力系統

電力系統の特徴を需要および電源構成の観点から把握することは、計画検討にあたって重要である。図 10-1 は負荷を大きさの順に並べた負荷持続曲線の例である。

- (a) 図は火力が供給力の主体をなす電源構成の系統であり、水力は主として負荷のピーク部分を分担する。この系統では、年間を通じてほぼ一定の供給力が得られるので、供給上クリティカルとなる日は最大需要が発生した日であり、水力の出力低下も関係する。
- (b) 図は水力が供給力の主体をなす系統であり、この系統は河川の豊水と渇水の影響を受けやすい特徴がある。この系統では、渇水期の最大需要が発生した日がクリティカルになる。

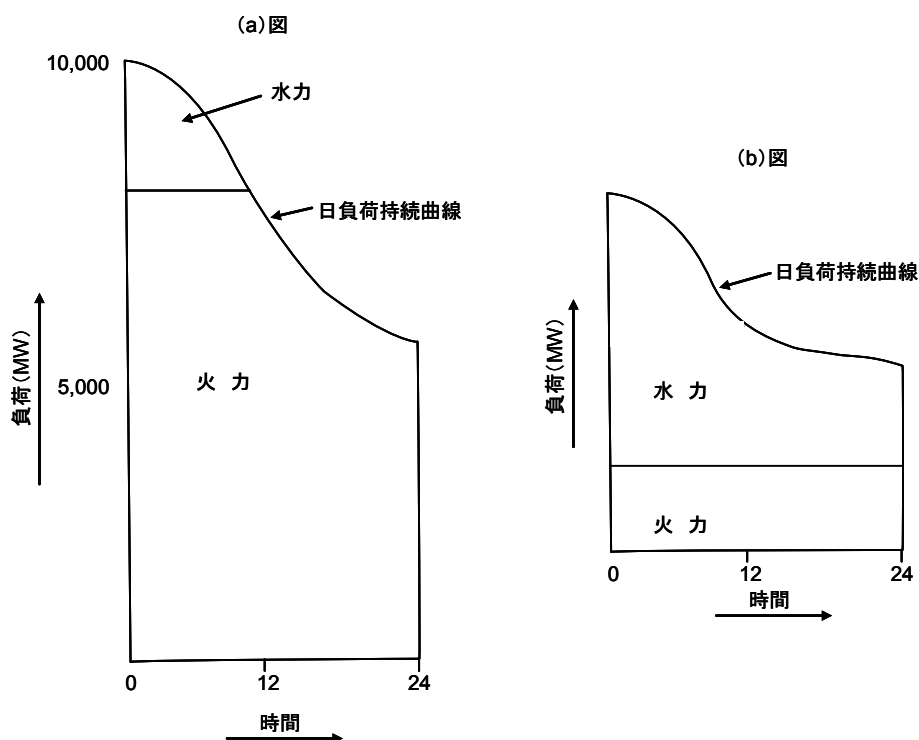


図 10-1 日負荷持続曲線と供給力の例

(2) 将来の電力需要に対する必要電源

将来の需要とこれに供給する供給力の模式図を図 10-2 (b) に示す。将来の需要 (b) は現在の需要 (a) を想定される伸び率で引き延ばす手法により得られる。現在の負荷曲線が供給力不足のため需要を賄うことができず歪められた形状の場合には、潜在化している需要を考慮して修正される必要がある。図 10-2 (b) に示す斜線部は供給力には既設および新設で投入が予定されている電源が示されている。空白の部分が不足分であり、ここに水力、火力等の

最も適した新規の電源が組み合わせられて投入される。水力の場合、不足部分に供給するのに最も適切なプロジェクトが選定される。

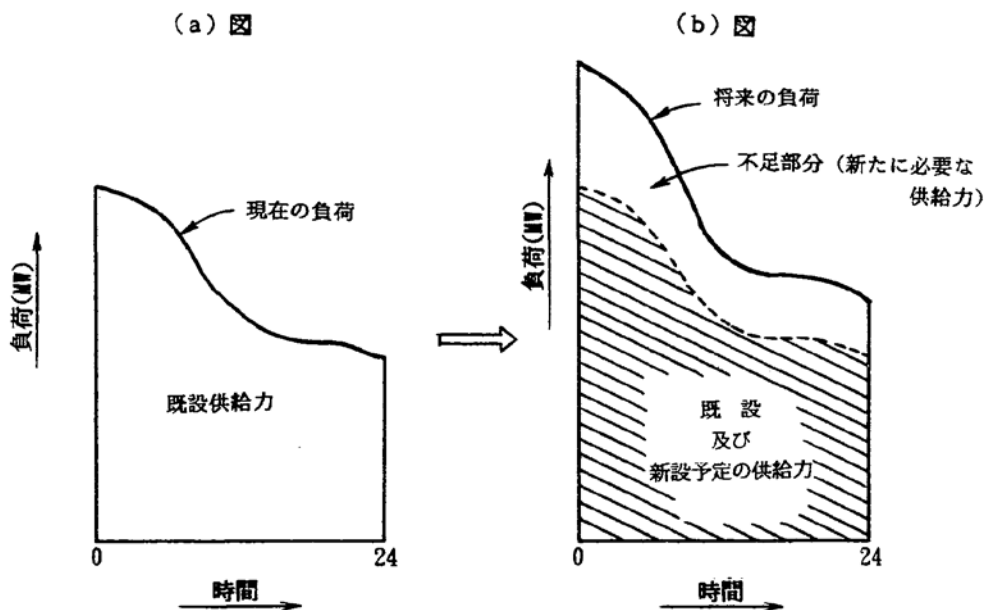


図 10-2 将来の需要と計画プロジェクトの関係

10.1.5 検討の方法

計画検討に用いる用語は、第5章に説明してある。

(1) 検討のフロー

検討の内容は図 5-2 のフローチャートと基本的には同じであるが、F/S では最新のデータが用いられる。以下にその主要点を述べる。

1) 発電方式の決定

需要からの必要電源の種別は 10.1.4 で述べたが、ここではプロジェクトの地形、地質を確認のうえ、流れ込み式、貯水池式および調整池式の発電方式を決定する。

2) 規模の最適化

水路ルート、ダム・発電所位置を比較検討の上決定し、次に貯水池および調整池規模、最大使用水量の検討を行う。最適規模は (4) に述べる経済分析により決定される。

検討するパラメーターの標準は、次のとおりである。

- ▶ 貯水池および調整池式の場合は、満水位（ダム高）、有効貯水容量、最大使用水量、水路ルート（発電所位置）、支流からの取水有無などが一般的である。
- ▶ 流れ込み式の場合は、最大使用水量、水路ルート（取水ダム、発電所位置）、支流からの取水の有無ある。

3) 水車・発電機の単機容量および台数

一般に発電所では、単機出力を大きくするほど機械費および土木工事費のスケールメリッ

トが期待でき、経済的となる。したがって、単機の出力は、設備の信頼度、製作技術および輸送方法などを考慮した上でなるべく大容量にしたほうがよい。しかしながら、大容量機の採用はスケールメリットを生む反面、当該ユニットの事故時には電力系統に大きな周波数変動を惹起させることになり、またユニットの脱落に備えて必要な供給予備力が大きくなるなどの問題が生じる。単機容量はこれらの観点からも検討される。

また発電使用水量が大きく変動する流れ込み式の計画等では、流量が少ない時期に機器の効率が低下し発電電力量に大きな影響を与える場合がある。この場合、単機出力を減らし機器台数を増やすことによりその影響を取り除くことが可能である。

4) 開発時期の検討

段階開発を含む開発時期は、後述の（4）経済分析から決定する。

(2) ピーク継続時間

貯水池式、調整池式および揚水式の計画検討には、図 10-3 に示す必要等価ピーク継続時間（以下、ピーク継続時間）の概念が用いられる。ピーク継続時間は電力量に見合うよう水力の供給電力で継続して運用した場合の時間数をいい次式で表される。

$$T = E/P$$

ここに、

T : ピーク継続時間（時間）

P : 水力の供給電力（kW）

E : 電力量（kWh）

ピーク継続時間は系統の負荷持続曲線を分析して求めるが、一般的には4～8時間程度である。

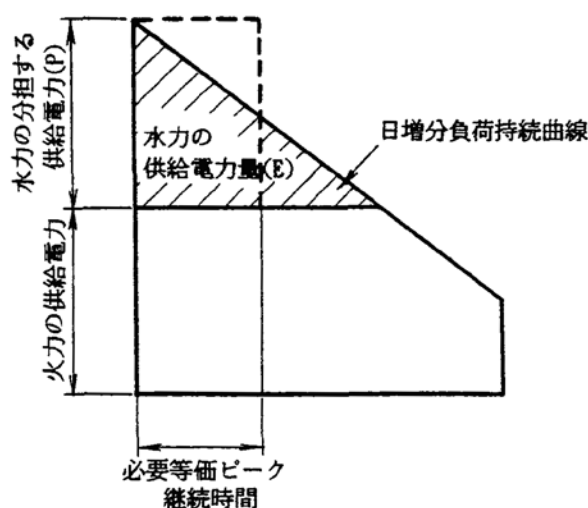


図 10-3 ピーク継続時間

(3) 最大出力および発電電力量

1) 最大出力

$$P = 9.8 \times Q_{\max} \times H_{es} \times \eta_t \times \eta_g$$

ここに、

- P : 最大出力 (kW)
- Q_{\max} : 最大使用水量 (m³/sec)
- H_{cs} : 基準有効落差 (m)
- η_t : 水車効率
- η_g : 発電機効率

2) 損失落差、有効効落差

図 10-4 と図 10-5 は、フランシス水車（プロペラ水車を含む）、ペルトン水車の有効落差に関する説明図である。総落差から図に示す設備ごとに損失落差を計算し有効落差を求める。

有効落差を式で表せば以下のとおりである。

フランシス水車、プロペラ水車の場合

$$H_e = H_g - \left(H_{L1} + H_{L2} + \frac{V_2^2}{2g} + H_{L3} \right)$$

ペルトン水車の場合

$$H_e = H_g - (H_{L1} + H_{L2} + H_s + H_{L3})$$

ここに、

- H_g : 総落差（取水位と放水位との標高差）
- H_e : 有効落差
- H_{L1} : 取水口から水槽（サージタンクまたはヘッドタンク）までの間の取水口、導水路その他の水路構造物における損失水頭の和
- H_{L2} : 水槽から水車入口までの間の水圧管路の損失水頭
- H_{L3} : 放水庭から放水口までの間の放水路の損失水頭
- $V_2^2/2g$: 吸出管出口流速 V_2 の速度水頭（反動水車の場合の廃棄損失水頭）
- H_s : ペルトン水車の据え付け高さ

3) 出力および発電電力量は、流量の変動と落差の変動（ダム水位の変動）を考慮した水車の効率、使用される水量および有効落差によって求める。

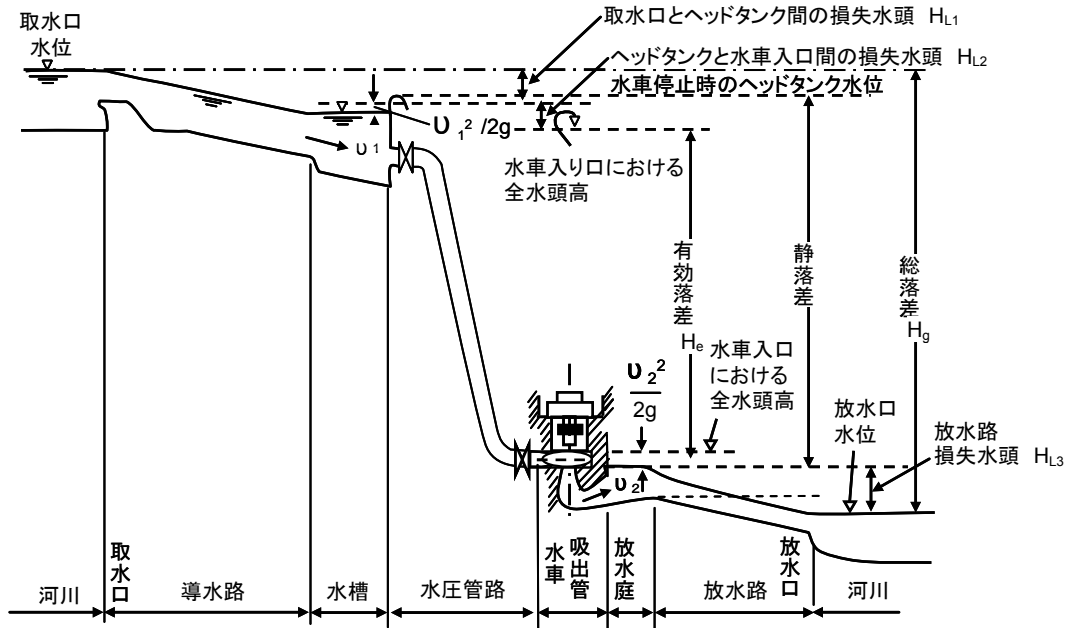


図 10-4 有効落差の説明（フランシス水車）

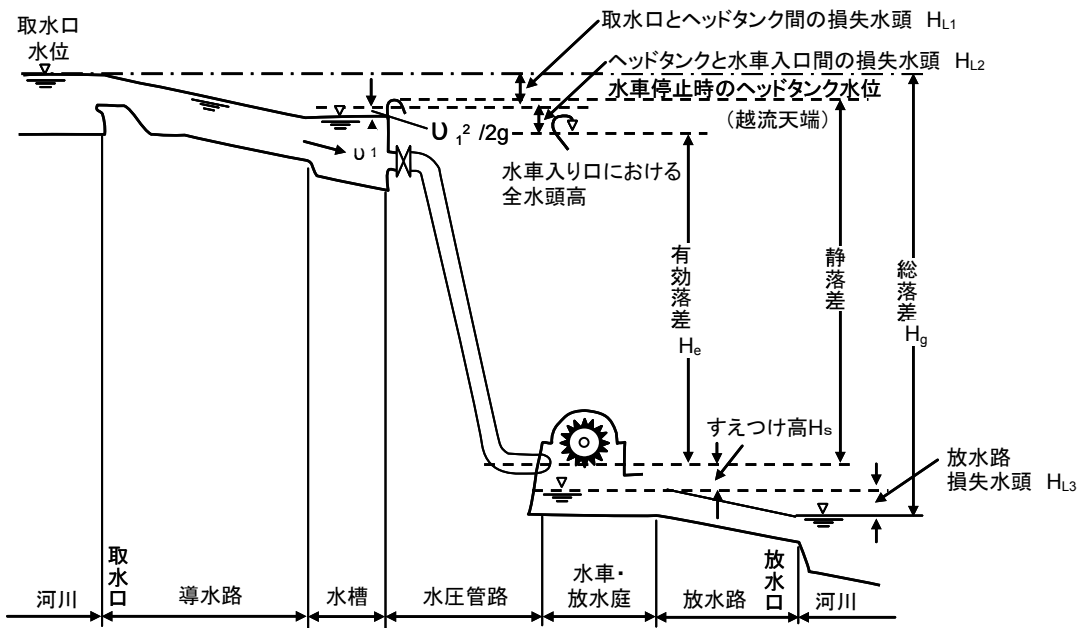


図 10-5 有効落差の説明（ペルトン水車）

4) 1次電力量および2次電力量

1次電力量と2次電力量の価値に差がある系統では、両電力量の区別が重要となる。

これらの電力量の概念をここでは以下のように定義する。

(a) 流れ込み式の場合

保証流量（常時使用水量ともいう）に相当する電力量を1次電力量といい、それ以外の電力量を2次電力量という。

(b) 貯水池式および調整池式の場合

保証尖頭使用水量のピーク継続時間に相当する電力量を1次電力量といい、それ以外を2次電力量という。

(4) 経済分析

代替案の比較は、その水力の建設費から求まるコスト（C）と、水力と等価な能力（出力、電力量）を有する代替火力のコスト（B）とを比較し、純現在価値（NPV、B-C）、便益費用比率（B/C）または内部収益率（IRR）を求め、これらが最大となる案をもって最適規模とする。詳細は第16章を参照されたい。

10.2 発電計画の策定

10.2.1 発電方式の検討

検討にあたっては図10-2に述べた不足部分に必要な供給力を分析し、水力に要求される発電方式の確認を行う。一般には、図10-1 (a) 図の系統では、ピーク対応電源である貯水池式および調整池式が必要であり、(b) 図の系統では、すべての方式が必要とされる。既設電源の供給能力、新設予定の火力および水力の能力等を勘案の上、計画プロジェクトの発電方式を決定する。

10.2.2 流れ込み式

(1) 必要な供給能力

流れ込み式水力は、大規模電源から遠く離れた送電系統の弱い地域に対するローカル電源または独立系統への電源として用いられる。大規模な系統に投入される流れ込み式水力は、ベース供給力として投入され、雨期には流量が多いので、火力発電所の燃料節約効果がある。以下に小規模な系統に対する供給力としての流れ込み式水力を説明する。

図10-6は系統が新たに必要としている供給力（P）と計画プロジェクトの常時出力（ P_f ）の関係を示したものである。(a) 図は P_f が P より大きい場合で、その発電所が需要に対し十分な供給力を有しているので流れ込み式水力が適当である。 P_f が P より十分大きい場合は将来の需要の伸びに応じて段階的に水車、発電機を据えつけることも考えられる。(b) 図は P_f が P より小さい場合で、流量を調整して $P_f = P$ となるような調整池式の発電計画とするか、またはその差に見合う別の流れ込み式水力プロジェクトを投入することになる。

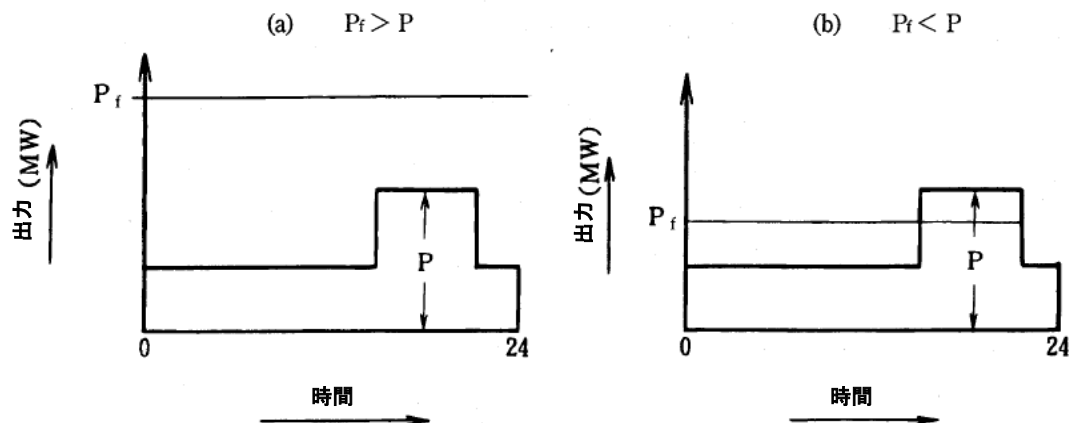


図 10-6 必要な供給力と常時出力の関係

(2) 規模の最適化

流れ込み式水力の最適化に関する主要項目を以下に述べる。

1) 水路ルート of 検討

F/S に先立って作成された 1/5,000～1/10,000 程度の地形図を使用し可能性のある各構造物の地形および地質を確認する。

取水ダムおよび発電所位置を変えた代替案を作成し、概略調査で選定した水路ルートについて最新の資料（地形図、地質、流量）を用いて再検討を行う。水路の構造として開水路およびトンネルが可能な場合は経済性を比較して決定する。

- 2) 決定された水路ルートに対し最大使用水量を変化させた代替案を作成し、それぞれの案について概略設計を実施する。水車については、それぞれの案の緒元に合致した形式を選択し効率を設定する。代替案の出力および発電電力量を算定し、経済性を比較したうえで最適な最大使用水量を決定する。
- 3) 隣接の溪流、支流、河川からの取水が技術的に可能な場合がある。取水に要する増分費用と取水による出力、発電電力量の増分便益を算出して経済性の比較を行い取水の可否を検討する。特に、流れ込み式は水路延長が長いので、水路の途中で支流を横断し少ない増分費用で取水することの可能なケースがある。
- 4) 流れ込み式の発電所では、渇水期には使用水量が減少し水車の最小流量を下回り、発電が不能となる日が発生する場合がある（図10-7参照）。これを避けるため水車を複数台設置し、1台当たりの使用水量を小さくする対策が必要となる。

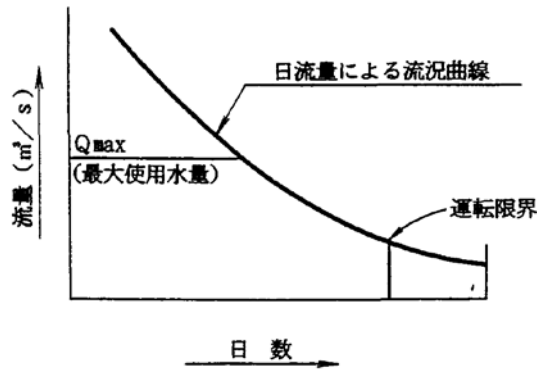


図 10-7 流況曲線と運転限界

- 5) ダム位置および発電所位置の決定により有効落差が決まり、2) で最大使用水量が決定したので発電規模が確定する。
- 6) 開発規模が決定された後、開発時期の検討が行われる。また、段階開発を予定するプロジェクトではその時期が検討される。

10.2.3 貯水池式

(1) 必要な供給能力

貯水池水力としては、次のものがある。

1) ピーク用の供給力として用いられる場合

供給力の主体が火力の系統では、貯水池式水力はピーク用として用いられる。これをマスカーブおよび日負荷持続曲線で模式的に表すと図 10-8 (a) および図 10-8 (b) のとおりである。マスカーブは 1 年に 1 回貯水池を満水から空にする例であり q_1 は常時尖頭出力に相当する常時使用水量（保証流量）である。この流量は 1 次電力量に相当し、 q_2 の流量は q_1 より大であり、それとの差分は図 10-8 (b) に示す 2 次電力量に相当する。

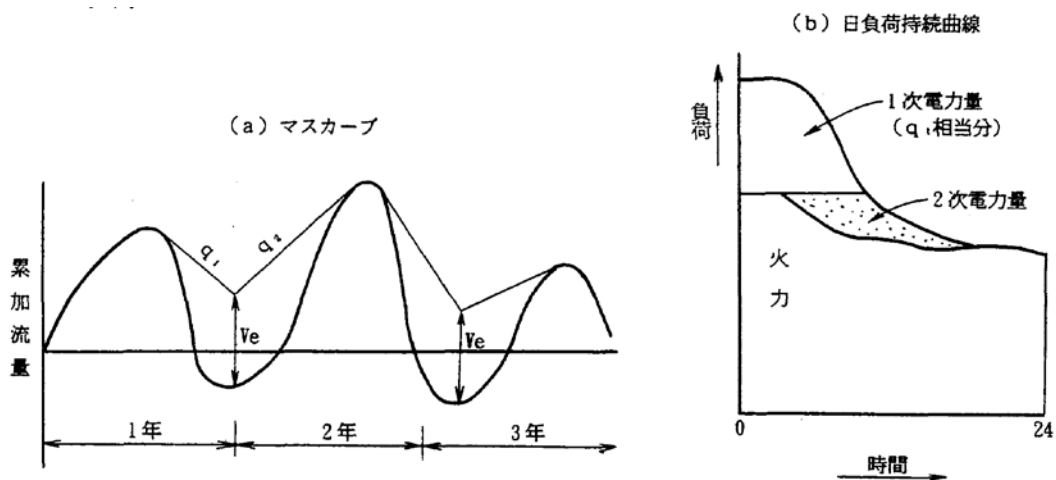


図 10-8 マスカーブおよび日負荷持続曲線の模式図

図 10-9 は数年間に一度貯水池が満水および空となる運用の貯水池、いわゆるキャリーオーバー貯水池である。この場合は q_1 が保証流量となり 2 次電力量は少ない。

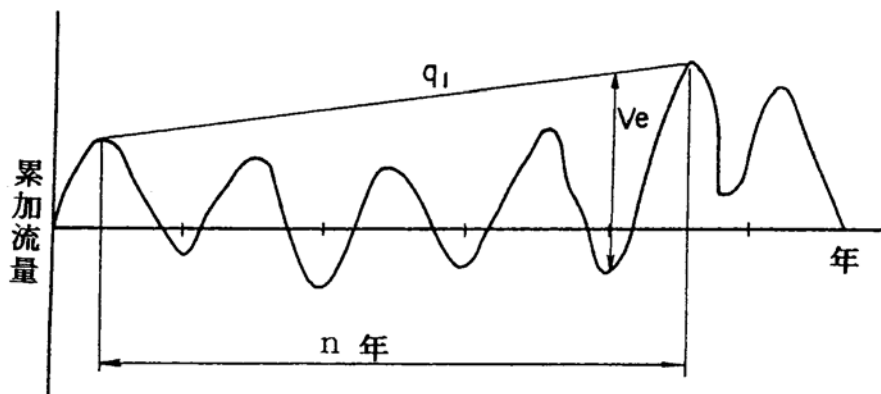


図 10-9 マスカーブ（キャリーオーバー貯水池）

2) ピーク用およびベース用供給力として用いられる場合

貯水池式は主にピーク供給力として用いられるが、まれに図 10-10 に示すとおり、水力が主体の系統ではベース電源として計画される場合がある。

渇水期には平均流量以上の流量 q_1 を使用するベース電源である。豊水期には使用する流量 q_2 を極力抑制し、これをピーク化してピーク電源として供給する。これは豊水期には流れ込み水力や調整池式水力の貯留能力の低い水力がほぼ 24 時間フル運転しベース供給力となり、この貯水池式水力がピーク対応の供給力となる。逆に渇水期には調整池式水力は流量をピーク化したピーク対応電源として使用され、貯水池式水力は豊水期に貯留した水を一定量使用してベース対応電源として使用される。

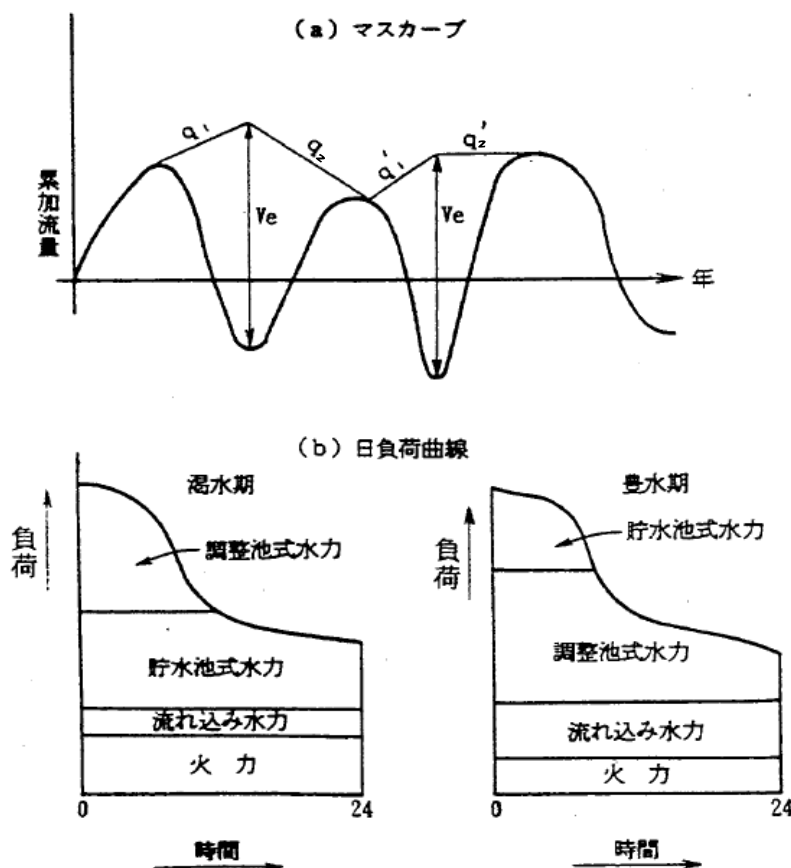


図 10-10 マスカーブおよび日負荷持続曲線の模式図

(2) 規模の最適化

検討手法は 10.1.5 に示した内容と同じであり、以下にその主要点を述べる。

1) ダム位置、発電所位置および水路ルートを検討

概略調査で選定されているダムサイトは、1/50,000 程度の地形図をもとに選定した概略の位置である。F/S に先立って作成された 1/5,000~1/10,000 程度の地形図を使用しダムサイトの地形を確認し、地表地質踏査およびボーリング等による地質調査結果からサイトの妥当性を確認する。ダムサイトが複数考えられる場合は、技術面や経済面からの比較検討によりサイトを決定する。

2) 貯水容量曲線の作成、堆砂量の推定および堆砂標高の設定

貯水容量曲線を 1/5,000~1/10,000 程度の地形図から作成する。

第 9 章に述べた調査結果をもとに堆砂量を推定し、これに対応する堆砂標高を設定する。推定堆砂量は、通常 100 年間の堆砂量が使われる。その算定にあたって貯水池または調整池での流入土砂の捕捉効果を考慮する。上流部に既設の貯水池がある場合には、それによる捕捉効果も考慮する。ダムに底部土砂吐きゲート等の流入土砂を排出する設備がある場合は、推定堆砂量を減じる。

3) 出力および発電電力量の算定

出力および発電電力量は、ダム の 運用水位によって決まる有効落差、落差・流量変動を考慮した水車の効率、貯水池運用から決まる使用可能水量によって求める。貯水池運用は、マスカーブから作成したルールカーブや動的計画法（Dynamic Programming : DP）によるルールカーブを用いる。

4) 満水位（ダム高さ）および有効貯水容量の検討

- (a) 低水位を堆砂標高、取水口の形状、流速から仮設定する。
- (b) 満水位および有効貯水容量を変化させた検討を図10-11の模式図に示す。低水位の限界は推定堆砂標高から決まり、満水位の限界は地形、地質、補償等から決まるのでその間で有効貯水容量を変化させた代替案を作成する。これを基に経済性の比較を行い、最適な満水位および有効貯水容量を決定する。貯水池内に多くの住民移転や水没が伴うものの、経済性の比較を行っても顕著な差異が得られないことがある。これは補償費の単価が極めて小さいことによる。この場合、満水位の決定は、移転地の制限や環境影響などの政策的決定から制限されることがあるので、相手機関と十分協議を行う必要がある。
- (c) この検討に用いる最大使用水量は次式で求まる量とする。

$$Q_{\max} = \frac{Q_f \times 24}{T}$$

ここに、

- Q_{\max} : 最大使用水量 (m³/sec)
- Q_f : 常時使用水量 (m³/sec)
- T : ピーク継続時間 (時間)

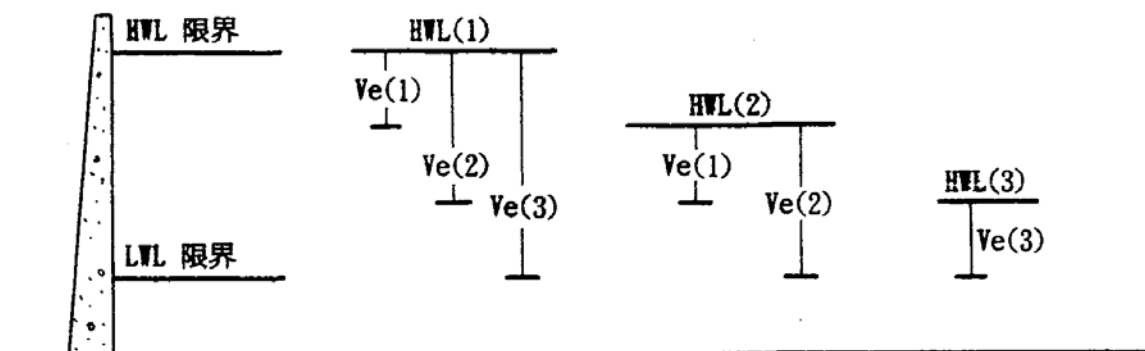


図 10-11 満水位および有効貯水容量の検討

5) 最大使用水量の検討

最大使用水量は、この検討で最終的に決定する。選択された満水位および有効貯水容量に対し、最大使用水量を変化させた経済性の比較を行い、最適な最大使用水量を決定する。

4) 5)を同時にマトリックスで検討することもある。

- 6) 隣接の溪流、支流、河川からの取水が技術的に可能な場合がある。取水に要する増分費用と取水による出力、発電電力量の増分便益と計算し経済を比較したうえで取水の可否を検討する。
- 7) ダムに農業用水、治水等が参加した総合開発の場合、これら分野を含めた貯水池運用の検討がなされる。経済分析は発電および他部門の便益を考慮してなされる。
- 8) ダム規模および最大使用水量が決定したので発電規模が確定する。
- 9) 開発規模決定の例

図 10-12 は満水位を 155～170m および有効貯水容量を $150 \times 10^6 \sim 330 \times 10^6 \text{ m}^3$ に変化させた比較検討の例である。各満水位に対し有効貯水容量を変化させ、その満水位に対する最適有効容量を求めている。満水位を上げる程、経済性 (B-C、B/C) が上昇することを示している。但し、このプロジェクトでは満水位 165m を越えると、住民の移転が生じプロジェクトの成否にかかわる問題となるので当該国政府と協議の上、満水位 165m が選択されている。その場合の最適な有効容量は、 $240 \times 10^6 \text{ m}^3$ である。図 10-13 は最大使用水量を変化させた例である。上記の検討で、満水位および有効貯水容量が決定されたので、これを一定として最大使用水量を変化させてある。検討の結果、 $214 \text{ m}^3/\text{s}$ が最適となり最大出力 165MW が決定されている。

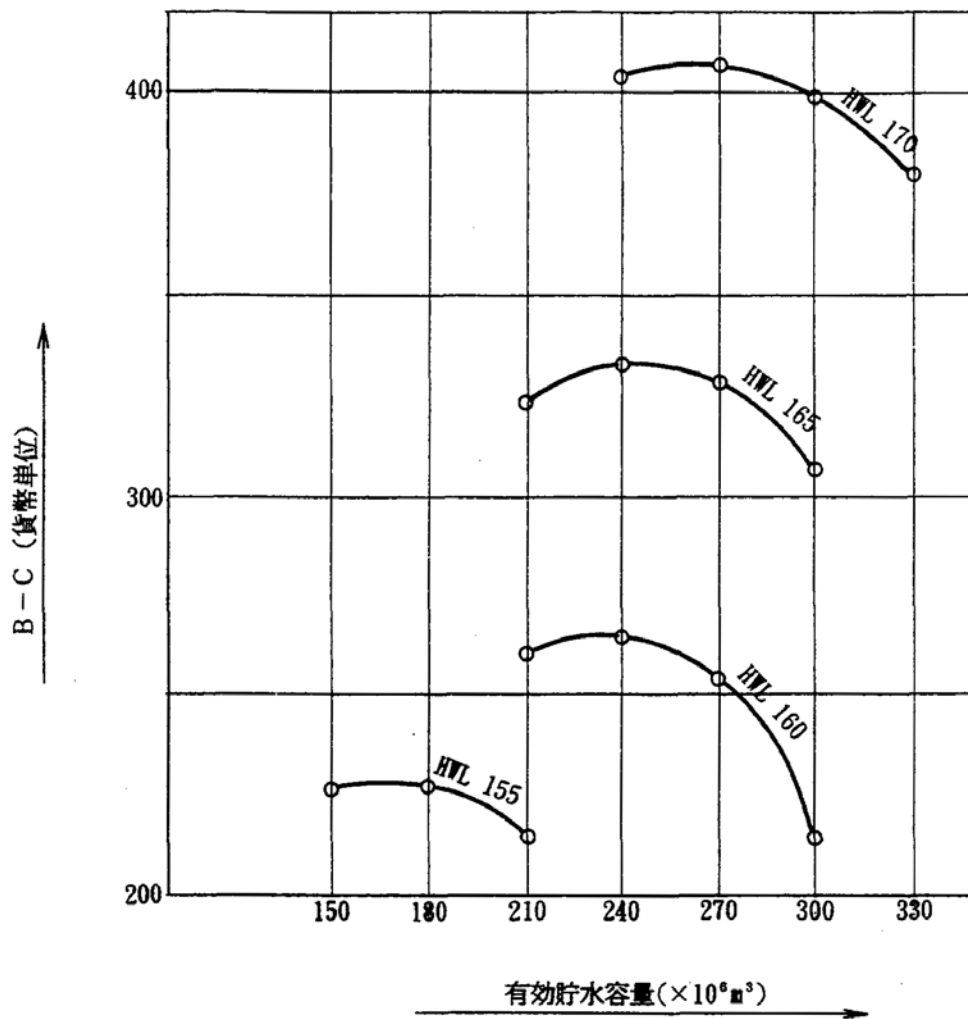


図 10-12 満水位および有効貯水容量の検討例

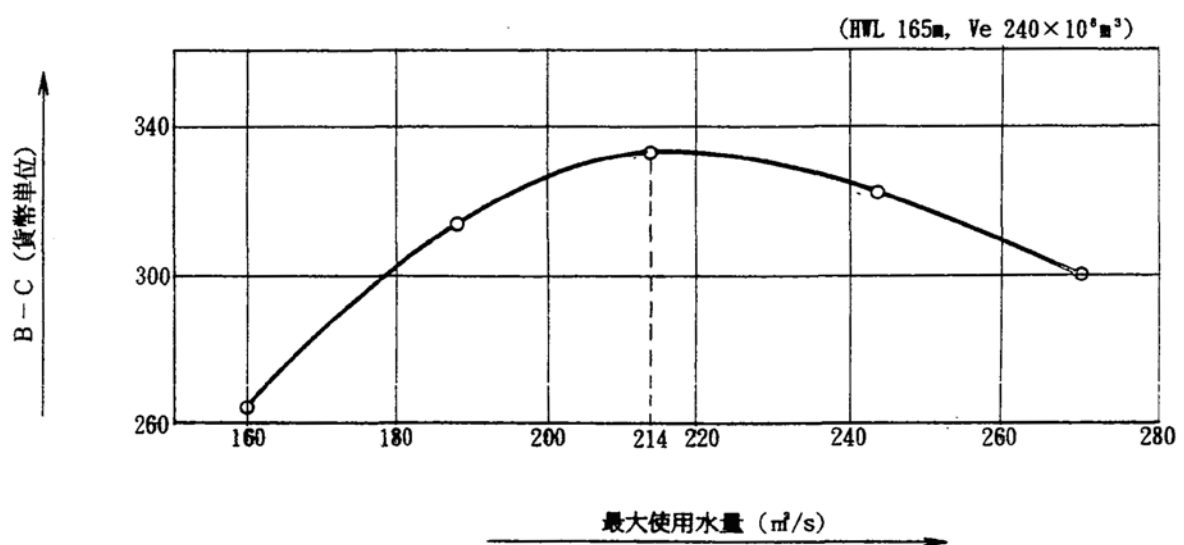


図 10-13 最大使用水量の検討例

(3) 貯水池運用

1) マスカーブによる貯水池運用ルール作成

一般に、貯水池式の発電計画は、月単位流量をもとに発電電力量が計算されることが多いが、その場合、貯水池運用ルールも月単位で表される。

マスカーブによる貯水池の運用は出水パターンが既知としてなされるが、現実には将来の出水パターンを予測することは困難なのでルールカーブ（操作ルール）を作成し、発電の使用水量を決定する。

以下にマスカーブを基に作成したルールを説明する。図 10-14 のルールは、縦軸に貯水池容量（貯水位）、横軸を時間とする座標に V_{max} 線（満水位）、 V_{min} 線（低水位）、 V_u 線で構成されており、 V_{max} 線と V_u 線間には Q_u の流量が、 V_u 線と V_{min} 線間には Q_l の流量が設定されている。貯水池の運用は、貯水池容量が V_u 線に沿うよう行われる。 Q_l は下限使用水量で通常、常時使用水量（保証流量）を用い、貯水池容量が V_u 線より低い時には、この Q_l を使用し V_{min} 線を下回らないよう配慮されている。 Q_u は、 Q_l より大きい流量（例えば年平均流量）であり、貯水量が V_u 線より高い時は、 Q_u を使用し V_{max} 線上回って溢水を極力生じないように配慮されている。従って Q_l および Q_u を使用することによって貯水量を V_u 線に近づける運用である。

縦軸の貯水池容量のかわりに貯水位を用いることも可能である。

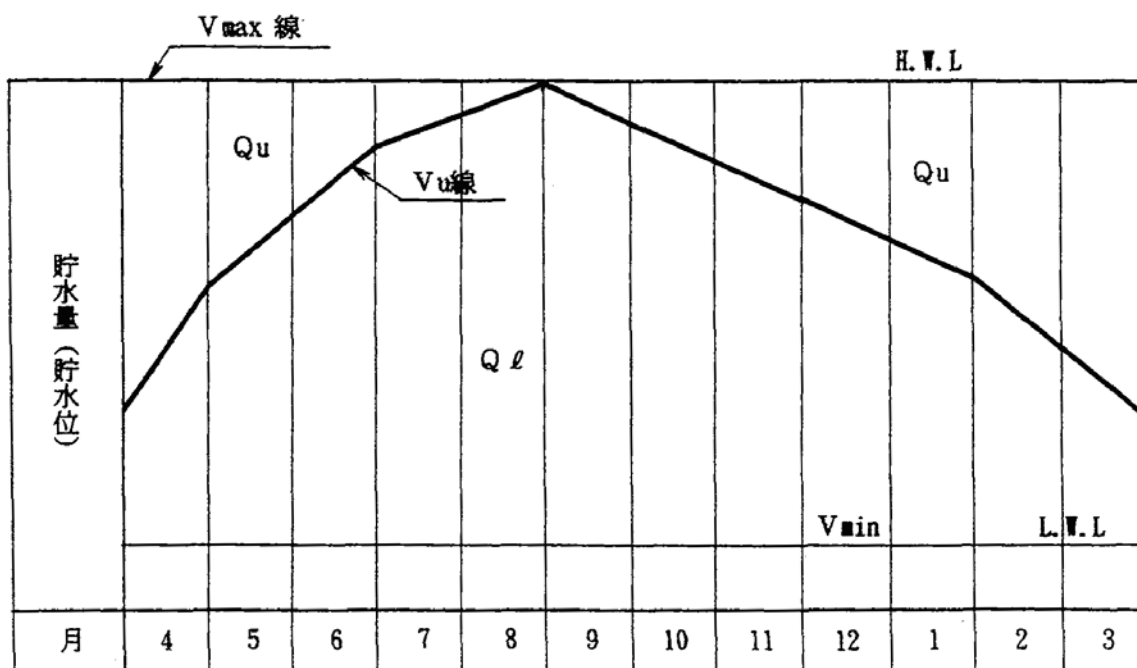


図 10-14 貯水池ルール

2) 動的計画法による貯水池運用ルール作成

動的計画法（Dynamic Programming : DP）は、コンピューターの演算速度の向上に伴い、

評価（目的）関数を極値化（最大化あるいは最小化）するような最適化問題に幅広く使われている。

動的計画法を用いた貯水池運用ルールのお最適化については、各種文献において様々な手法が紹介されており、ここで全てを解説することはできない。

通常、最適貯水池運用ルールを求める際に用いられる動的計画法は、決定論的動的計画法（Deterministic DP）と確率論的動的計画法（Stochastic DP）に大別される。

そもそも、貯水池式水力発電所の計画段階で用いるべき電力量は、何が正解であるかについても議論を呼ぶところである。過去の流量データを用いて最適貯水池運用ルールを作成することは、将来も過去と同じ流入パターンが繰り返されることを前提としている。先に紹介した、マスカープによる貯水池運用ルールは、決定論的手法に属する。

一方、将来の流入量は、過去の流入パターンが繰り返されることはなく、決定論的動的計画法によって得られた貯水池運用ルールが最適であるとは限らない。

(a) 貯水池運用ルールへのアプローチ

図 10-15 に示すように、初期貯水池容量 A から最終貯水池容量 B に到達する場合、どの経路をたどれば発電電力量が最大になるかを動的計画法によって求める。

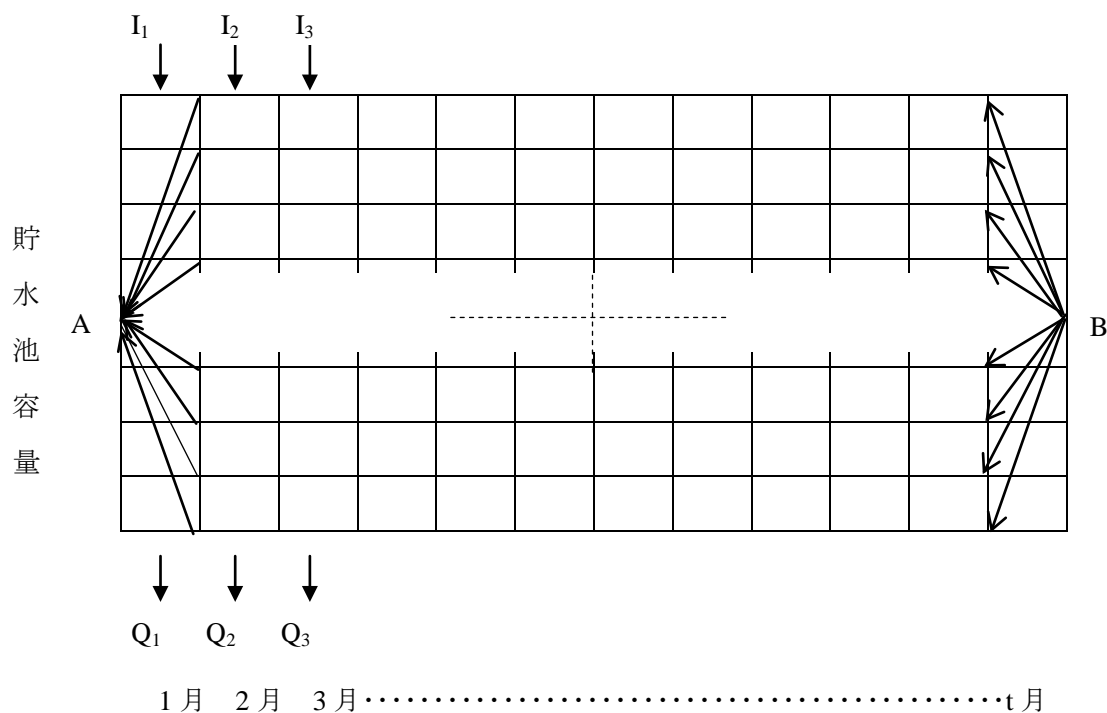


図 10-15 貯水池運用最適経路（後ろ向き）

(b) 定式化

上記の問題を定式化すると、以下のようなになる。

- i) 連続方程式（water balance equation）

$$S_{t+1} = S_t + I_t - R_t - L_t$$

$$= \max [S_{\min}, \min (S_t + I_t - Q_t - L_t, S_{\max})]$$

- S_t : 期間 t 当初の貯水池容量
 I_t : 期間 t の流入量
 Q_t : 期間 t の発電使用水量
 L_t : 期間 t の損失量（溢水、蒸発、漏水）

ii) 発生電力量

$$E = P \times T \times D \quad (\text{kWh})$$

- P : 発電出力 (kW)
 T : 発電時間 (時間)
 D : 日数 (日)

iii) 評価（目的）関数（t 月間の発生電力量）

$$F = \sum_{t=1}^{t \max} Et \rightarrow \text{最大化（発電放流 } Q \text{ を調整して } t \text{ 月間の発生電力量を最大）}$$

- t : 月
 $t \max$: 月総数

iv) 拘束条件

$$Q_{\min} \leq Q \leq Q_{\max}$$

$$S_{\min} \leq S_t \leq S_{\max}$$

- Q_{\min} : 最小使用水量または最小放流量等
 Q_{\max} : 最大使用水量
 S_{\min} : 最低貯水池容量
 S_{\max} : 最大貯水池容量

(c) 最適化

定式化された上記条件をもとに、動的計画法を用いて、評価関数が最大となる各月の貯水池容量を求めたものが、貯水池運用最適経路になる。最適経路とは、貯水池運用ルールとは異なり、流入量が既知であるという前提の下、過去の流入量に対して、各年各月でどのように貯水池を運用していれば最適であった（例えば、発電電力量が最大であった）かを示すものである。

(d) 貯水池運用最適ルール

貯水池運用ルールとは、毎年異なるある月の貯水量、流入量に対して、共通の貯水池運用方針を示すものであり、最適ルールとは、プロジェクトの価値を最大化（例えば、発電電力量最大化）する毎年共通の各月の貯水池運用方針である。最適ルールには、様々な種類があるが、ここでは一番簡単な例を示す。上記の評価関数は以下のように変更すれば、発電電力量最大となる貯水池運用ルールが求められる。その概念図を図10-16に示す。

$$F = \sum_{m=Jan, n=1}^{m=Dec, n= nmax} E_t \rightarrow \text{最大化 (発電放流 } Q_1 \sim Q_n \text{ を調整して } n \text{ 年間の発生電力量を最大)}$$

m : 月 (1月から12月)

n : 年

nmax : 年総数

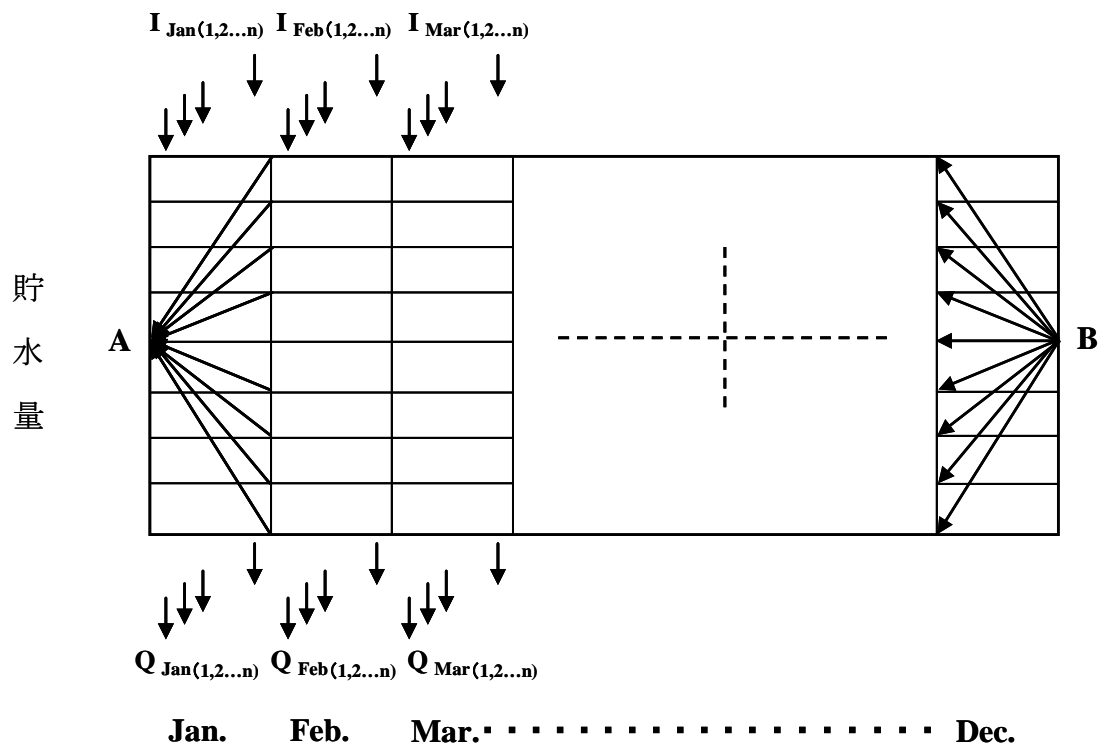


図 10-16 貯水池運用最適ルール

(4) 開発時期の検討

需要に応じて必要な時期に水車・発電機（以下、機器という）を設置することがプロジェクトの経済性の観点から重要である。その水力の発電規模が大きすぎ、一度に開発しても不要設備として利用されないことが予想される場合は、機器を複数台として段階開発の検討が行われる。段階開発の方法として以下がある。

- 1) 第1期には、ダム、水路、発電所の全ての土木設備の建設を終了し、機器の一部の据付けを行う。第2期以降に増設する機器のみ据え付ける方法である。
- 2) 複数の水路を建設するプロジェクトの場合、第1期には、ダム、発電所、据え付ける機器に対応した水路の土木工事を行い、必要な機器台数を据え付ける。第2期以降に増設する機器に応じた水路の土木工事および機器の据え付けを行う。なお、増設分の取水口（第2期水路の取水口）は第1期に設けられるのが一般的である。

上記のいずれの方法を採用するかは経済分析によって決定される。

10.2.4 調整池式

(1) 必要な供給能力

調整池式水力はピーク供給力として用いられ、その供給能力は、図 10-16 (a) に示すとおり常時使用水量を完全にピーク化した流量に対応する出力で示される。小規模な系統では図 10-16 (b) 図に示すように負荷に合わせた供給能力を採用する場合もある。流れ込み式と調整池式で経済性に大差が無い場合は、調整池式を選定した方が運用の自由度の面で好ましい。

(2) 規模の最適化の検討

1) 以下は、10.2.3と同じなので省略する。

- ダム位置、発電所位置および水路ルート of 検討
- 貯水容量曲線の作成、堆砂量の推定および堆砂標高の設定

2) 出力および発電電力量の算定

出力および発電電力量は、ダムの運用水位によって決まる有効落差を考慮し、水車の効率および使用可能水量によって求める。ダムの運用水位は日間または週間で満水位と低水位を繰り返すこと、また利用水深が小さい場合が多いので、このマニュアルでは出力、発電電力量の算定に使用する調整池水位は固定した値を採用する。

3) 満水位（ダム高さ）、有効貯水容量および最大使用水量の検討

- (a) 満水位および有効貯水容量を変化させた検討は10.2.3 (2) と同じである。しかしながら、調整池の利用水深は小さく、貯水池式の検討の様に際立って最適な満水位を得られない場合が多い。

従ってこのマニュアルでは以下により有効貯水容量、満水位を決定する。

- 常時使用水量をピーク継続時間にピーク化するために必要な容量 (図 10-15 (a) 参照)

$$V_e = (Q_{\max} - Q_f) \times T$$

ここに、

Q_{\max} : 最大使用水量 (m^3/sec)

V_e : 有効貯水容量 (m^3)

Q_f : 保証流量 (m^3/sec)

T : ピーク継続時間 (時間)

なお、最大使用水量は次式による。

$$Q_{\max} = \frac{Q_f \times 24}{T}$$

- 需要の形態に合わせた調整容量 (図 10-17 (b) 参照)

小規模な水力、独立系統への供給力として用いられる場合で、 Q_{\max} は系統から要求されるピーク時の負荷を基にした量である。

$$V_e = (Q_{\max} - Q_f) \times T$$

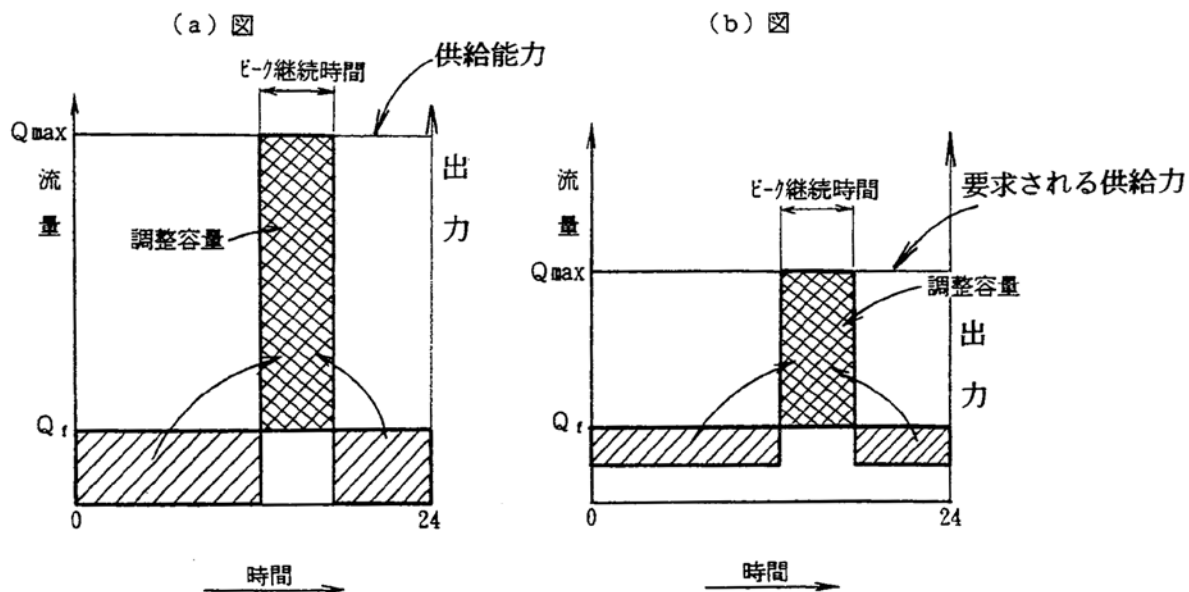


図 10-17 調整池の容量

- 以上の考え方に基づく調整池の容量の決定の他、「あらゆる流入量を完全にピーク化する容量」を調整池容量として設定する方法もあるが、ここでは内容の詳細は省略する。

(b) 最大使用水量の検討

(a) の「常時使用水量をピーク継続時間にピーク化するために必要な容量」において選択された満水位および有効貯水容量を固定し、最大使用水量を変化させた経済性の比較を行い、最適な最大使用水量を決定する。なお、(a)、(b)を同時に検討する方法もある。

- 4) 隣接の溪流、支流、河川からの取水については10.2.3 (2) 6) 参照
- 5) ダム規模および最大使用水量が決定したので発電規模が確定する。
- 6) 開発時期の検討については10.2.3 (4) 参照

第10章の参考文献

- [1] 水力開発ガイドマニュアル 新エネルギー財団、1996年
- [2] Feasibility Studies For Small Scale Hydropower Additions, US Army Corps of Engineers, 1979

第 11 章

土木構造物の設計

第11章 土木構造物の設計

構造物の設計は、既述のプロジェクトの進行段階に応じて精度を段階的に高めていくこととなる。このため、各段階で設計手法や設計レベルは異なることとなる。

本章では、F/SまたはプレF/S段階での構造物の設計について記述しており、D/D段階での適用には注意が必要である。

構造物の構造設計手法には、弾性理論に基づく考え方と終局限界状態などの複数の限界状態を対象とする考え方とがある。

前者は発生応力度が許容値以下であることを確認する手法であり、許容値の設定において一括的に安全率が確保される。部材設計における許容応力度設計法がその代表であり、多くの実績と簡便性にその特徴がある。

後者は想定する種々の限界状態における安全性を個々に照査する方法であり、荷重の設定や耐力の算出および作用力に対する耐力の余裕など、部分的な安全率により複合的に安全性が確保される。部材設計における限界状態設計法がその代表であり、合理性にその特徴があるが、通常は計算手法がやや複雑であり労力がかかる。

近年、部分ごとに安全率を設定する後者が主流となりつつあるが、プロジェクトの進行に応じ、F/SやプレF/Sまたは部材厚の初期設定では前者、D/Dでは後者と使い分けることも有効と考えられる。

なお、構造物の設計は技術基準等に準拠して行うが、複数の基準の適用が可能な場合でも、混合した基準の適用を行ってはならない。

11.1 ダム

11.1.1 ダム本体

ダムは貯水ダムと取水ダム（または取水堰）に区分される。貯水ダムとは貯水池式、調整池式および揚水式発電所の貯水池・調整池で河川水を貯留・調整するために設けるダムをいう。取水ダムとは河川水を導水路に導水するために設ける低いダムをいい、流れ込み式発電所に用いられる。本項では主に貯水ダムについて記載することとし、取水ダムについては11.1.5に記載する。

(1) ダム軸の選定

一般にダム軸は、地形、地質、およびこれによって決まる掘削量、堤体積、施工の難易、洪水処理の方法、洪水吐の配置の難易、仮排水路の設置の難易等を総合的に判断して決定する。

コンクリート重力ダムの場合、通常は堤敷下流端部の応力が大きくなるため、特に下流端部の基礎地盤が良質となる位置とする配慮が必要である。ダム軸は一般に直線状に設定するが、地山との取り付け等を考慮して局部的に屈折して設定することもある。

アーチダムの場合は、堤敷全体が堅硬な基礎地盤を選定する。ダム軸は上流側に凸なアーチ形状とする。

フィルダムの場合、これらの要素の中で、基礎の地質の浸透流制御の難易、および洪水吐の容量が大きい場合には、洪水吐設置に適する地形がダム軸選定上の大きな要素である。ダム軸は直線とすることが多いが、上流側に凸な曲率の大きいアーチ形状とすることもある。

(2) ダム高の設定

ダムの高さとは、基礎地盤から非越流部の堤頂までの高さである（図 11-1 参照）。

基礎地盤とは、止水壁・遮水壁の直下流の地盤であり、止水壁が無い場合は堤頂上流端を通る鉛直面と基礎地盤とが交わる堤体の最低標高部である。

非越流部の高さとは、治水、利水、堆砂などの所要の貯水池容量および設計洪水量の放流に対応する水位に、風波高、地震波浪高および余裕を加えた高さである。遮水壁を有するフィルダムの場合、遮水壁頂部の保護層厚を含めた高さとする。

(3) ダム形式の選定

ダムはコンクリートダムとフィルダムに大別される。コンクリートダム、フィルダムの種類、模式的な断面形状およびダム高の取り方を図 11-1 に示す。

コンクリートダムは、構造的特徴によって、重力ダムとアーチダムに分類される。前者の構造形式には、中空重力式、バットレス式の種類もあるが主に施工性の観点から現在はほとんど採用されない。後者には、薄肉アーチ、重力アーチの種類がある。

フィルダムは、堤体の構造によって、均一型、ゾーン型、表面遮水壁型に大別される。均一型はアースダム、ゾーン型は透水ゾーンがロック材であればロックフィルダムと呼ばれる。アースダムは、堤体安定性の観点から現在のハイダムではほとんど採用されない。

一般に、あるダム地点候補地について特定のダムしか建設できないという特殊事例は少なく複数の形式のダム建設が可能であるが、基礎岩盤の状況により、健硬な場合はアーチダム、堅硬でない場合はフィルダム、中位の場合はコンクリート重力ダムの採用が有力である。なお、地形状況や基礎岩盤性状によっては複合ダム（重力ダム＋フィルダムなど）の採用も考えられる。

F/S 段階では、可能なダム形式およびダムサイトについて比較設計を実施し、技術的適応性および経済性を総合的に判断して、ダムの形式および規模を選定する。

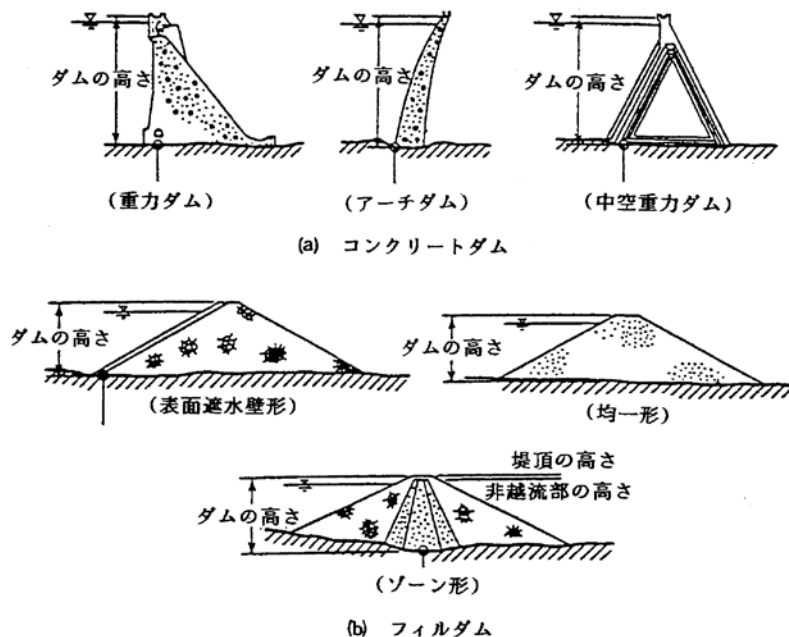
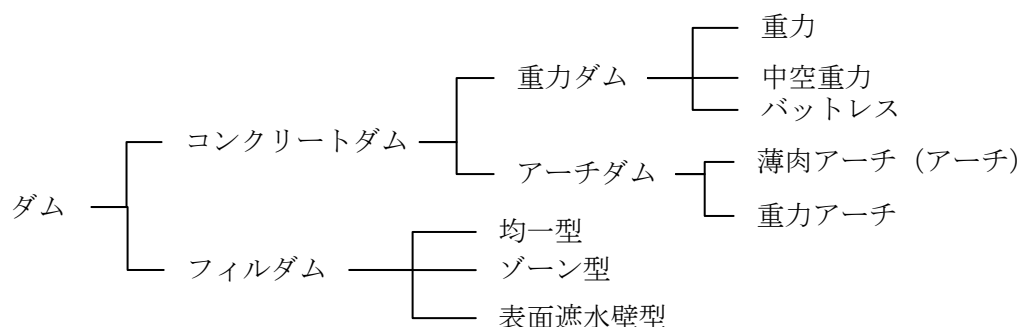


図 11-1 コンクリートダムおよびフィルダム

1) コンクリートダム

重力式コンクリートダムは、貯水池の水圧荷重等の外力を堤体を介して基礎岩盤へ伝達し、堤体コンクリートの自重と基礎岩盤のせん断強度によってこれに抵抗する構造のダムである。重力式は形状も簡単で、地形上の適用制限が少なく、洪水を堤体上部を越流させて処理できるので適用性が広いが、基礎岩盤内に水平に近い傾斜をもつ断層等の弱層が存在する場合には滑動に対する安定性が問題となることが多い。なお、ダムが大規模になると大量のコンクリートを必要とするので、コンクリート骨材の確保およびセメント輸送等に問題が生ずることもある。

重力式ダムの施工方法としては、経済性や施工性、作業安全性の面から、従来の柱状工法にかわり、近年は RCC (Roller Compacted Concrete) 工法や RCD (Roller Compacted Dam-concrete) 工法などのレーヤ工法によるダムが多くなっている。

アーチ式コンクリートダムは、堤体のアーチ作用を利用して外力を兩岸の基礎岩盤へ伝達し、基礎岩盤のせん断強度によりこれに抵抗する構造のダムである。アーチ式は基礎岩盤が良好で谷幅とダム高の比が3程度以下であればアーチ式を選定することが多い。基礎岩盤に

作用する荷重が水平に近いので、兩岸の岩盤内に上下流方向の走向で鉛直な傾斜をもつ断層等の弱層が存在する場合には滑動に対する安定性が問題となることが多い。ダム の 堤 体 断 面 を 厚 く し て 基 礎 岩 盤 に 作 用 す る 単 位 面 積 当 り の 荷 重 を 小 さ く し て、基 礎 岩 盤 に 要 求 さ れ る 強 度 の 緩 和 を 図 っ た 重 力 アー チ 式 ダ ム も あ る。

アーチ式ダムの施工方法としては、施工スペースの制約や堤体強度の確保の必要性から、従来どおり柱状工法が採用される。

2) フィルダム

均一型は堤体の大部分を透水性の小さい細粒の土質材料で築造する。均一型のダムは、同一ダム高の場合、基礎の浸透路長が3形式のフィルダムの中でも最も長く、堤体は変形性に富んでいるので、基礎が亀裂の少ない軟質な地盤には適した形式のダムである。しかし不透水ゾーンが厚いために、施工中に発生する間隙水圧が消散しにくく、降雨による施工への影響も大きい。また、貯水位の低下速度が速いときには、間隙水圧が上流側に残留するため、ダム安定上好ましくない。このようなことから、この形式は、水位変化の小さい小規模のダムに適している。

ゾーン型は内部に土質材料による不透水ゾーンを設け、順次外側に半透水ゾーン、透水ゾーンを設ける型式のフィルダムである。堤体の大部分を占める透水ゾーンはサイト近傍で採取した透水性の大きいロック材あるいは砂礫材により構成される。材料の利用、組合せに自由度があり、高いダムの場合でも堤体、基礎に応力を広く分散できるので、大規模フィルダムはゾーン型が多い。ゾーン型で不透水ゾーンを中央に置くか上流側に傾斜して置くかにより、中央コア型と傾斜コア型に分類される。堤体の安定上好ましいという理由で中央コア型が多く選ばれている。ただし傾斜コア型では、下流のロックゾーンをコア盛立てとは独立して先行させることができるので、多雨地帯では傾斜コア型が選定されることがある。

表面遮水壁型は、粗粒材を主とした堤体盛土の上流面を遮水性の高いコンクリートまたはアスファルトコンクリートで覆工したフィルダムである。堤体の大部分が安定に有利な材料で構成されるので、堤体積を小さくでき、降雨等の施工条件の制約が少ない。遮水壁は、コンクリートの場合は鉄筋コンクリートとするのが普通であり、この型式のダムはCFRD（Concrete Facing Rockfill Dam）と呼ばれる。コンクリートは継手の設計施工に注意を要する。アスファルトコンクリートは、たわみ性に富み長期変形に対する追従性がよく、連続した遮水面が得られる。

また、河川を横断した2種類以上のタイプのダムを連続して設置する形式の複合ダムと呼ばれるものがあり、河床が広くその基礎地盤特性が異なる場合に採用されることがある。重力ダムとフィルダムの組合せが一般には多く、洪水吐部分や発電所、水路構造物等をコンクリートダムに連続させ、その他の部分をフィルダムとする（図11-2参照）。それぞれの部分の設計施工の考え方は、単独の形式のダムに対してのものと同じである。

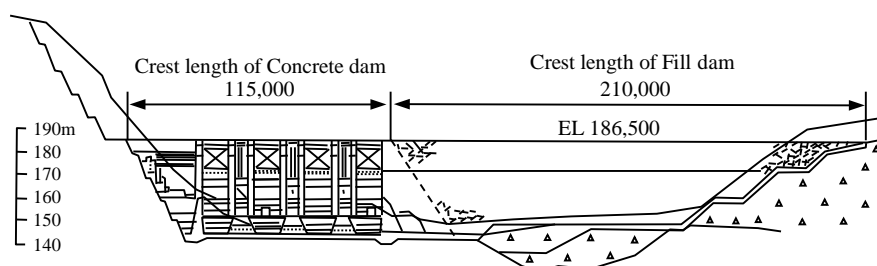


図 11-2 複合ダム の例

(4) 設計荷重

ダムの形式により考慮する設計荷重を表 11-1 に示す。

ここで、表中の地震慣性力とは、震度法に基づきダム自重（フィルダムの場合はスライス自重）に設計震度を乗じて算定する水平力である。設計震度は、地域的な地震リスクやダム形式および基礎地盤条件を考慮して決定する必要がある。日本では岩盤基礎の重力ダムやゾーン型フィルダムでは 0.10～0.15 程度（アーチダムでは 0.20～0.30 程度）が使用される。

通常のダムにおける F/S では、震度法による静的解析でダムの安定性を評価すればよい。規模の大きなダムで大きな地震荷重が予想される場合には、動的解析手法を用いてダムの安定性を評価することが望ましく、D/D 段階では不可欠である。

表 11-1 ダム設計に考慮する設計荷重

荷重の種類	ダムの形式		
	重力ダム	アーチダム	フィルダム
自重	○	○	○
静水圧	○	○	○
地震時慣性力	○	○	○
地震時動水圧	○	○	—
間隙圧もしくは揚圧力	○	○	○
温度荷重	—	○	—
泥圧	○	○	—

(5) コンクリートダムの設計

1) 重力ダム

重力ダムは、一般に 2 次元構造物として設計を行うことを基本としている。コンクリート重力ダムの構造的安定性にかかわる条件は次のとおりである。

- i) 堤体上流面に鉛直方向の引張応力を生じないこと
- ii) 堤体と基礎岩盤の接合部およびその付近において、せん断力による滑動に対して安定であること
- iii) 堤体に生じる応力は許容応力をこえないこと

- i) については、合計外力の作用位置が堤体水平断面のミドルサードに入ることを確認する。
 ii) については、水平作用力に対するせん断抵抗力の比であるせん断摩擦安全率が所要の値以上であることを下記の Henney の式により確認する。

$$n = (\tau_0 L + f \cdot V) / H$$

ここに、

- n : せん断摩擦安全率 (≥ 4)
 τ_0 : せん断強度
 f : 内部摩擦係数
 L : 岩着面の長さ
 V : 鉛直作用力
 H : 水平作用力

- iii) については、一般に最大応力は堤体底面の下流端に生じるため、下流端における最大主応力を下式にて計算し、許容値と比較することにより確認する。

$$\sigma = \sigma_D (1 + m^2)$$

ここに、

- σ : 下流端における最大主応力
 σ_D : 梁理論から求められる鉛直応力
 m : 下流勾配 1 : m

以上は日本における基準であるが、米国の USBR¹基準では以下のように規定されている。なお、荷重条件 (Usual, Unusual, Extreme) は日本のものと異なるため、単純な比較はできない。

- 堤体圧縮応力は、圧縮強度に対し所要の安全率を確保する。
- 揚圧力を考慮せずに安定計算で算定した上流端応力は、計算位置における上流端の揚圧力（浸透圧）から許容引張応力（引張強度を所要の安全率で除した値）を差し引いた値以上の圧縮応力を確保する。
- 滑動に対し所要の安全率を確保する。

ここに、所要の安全率とは、Usual : 3、Unusual : 2、Extreme : 1 である。

2) アーチダム

アーチダムは、一般に3次元構造物として設計を行うことを基本としている。アーチダムの構造的安定性にかかわる条件は次のとおりである。

- 堤体に生じる応力が許容応力をこえないこと
- 堤体と基礎岩盤の接合部およびその付近において、せん断力による滑動に対して安定であること

設計荷重は重力式と同じであるが、設計震度については重力ダムの2倍の値を採用する。

¹ US Bureau of Reclamation

アーチダムの応力解析法としては、従来、ダムを片持ち梁要素とアーチ要素に分割する荷重分割法が使用されてきた。しかし、近年においてはコンピュータ技術の発展に伴い、より直接的に堤体および基礎地盤の条件設定が可能な三次元有限要素法が採用される。

3) 基礎の設計

ダムの基礎岩盤は、堤体から伝達される荷重に対して安全であるとともに、貯水池からの浸透流に対し所要の遮水性を有するように設計する。

基礎地盤の処理工法としては、弱部の強度・変形性の改良を目的とする場合は置換えコンクリートが、また、堤体と基礎地盤との接触部付近の変形性や遮水性の改良を目的とする場合は基礎グラウチングが一般的である。

基礎グラウチングには、変形性の改良を主目的としたコンソリデーショングラウチング、遮水性の改良を主目的としたブランケットグラウチングとカーテングラウチングがある。また、補助カーテングラウチングや弱層部補強用コンソリデーショングラウチングもある。一般に、コンクリートダムに対してはカーテン+コンソリデーショングラウチングが、フィルダムについてはカーテン+ブランケットグラウチングが採用される。

F/S では類似例を参考にして孔間隔や注入量を設定し、詳細設計段階において現場グラウチング試験結果に基づきグラウチング孔の間隔や設計注入量を設定することが望ましい。

以下に F/S における基礎グラウチング設計の参考として、日本における諸元設定の考え方を示す（図 11-3 参照）。

▶ コンソリデーショングラウチング

孔配置	3～6m 格子
施工範囲	重力ダム：堤敷上流端～ドレーン、アーチダム：堤敷全面
改良目標	5Lu
施工深さ	5m
施工時期	本体コンクリート数リフト打設後（注入効果向上のため）

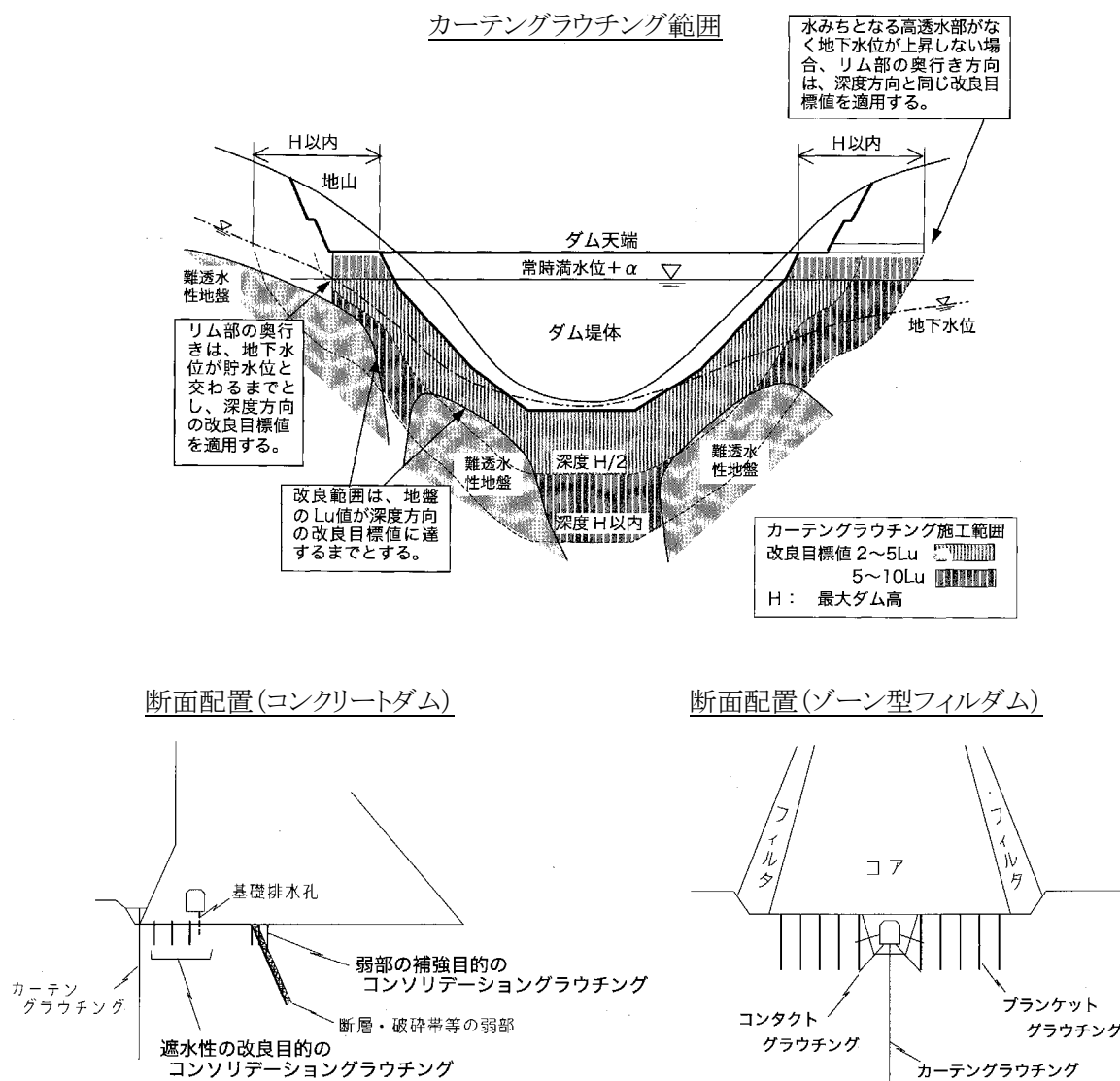
▶ カーテングラウチング

孔配置	3～6m（複数列とする場合もある）
施工範囲・深さと改良目標	基礎面からの深度により、0～H/2 で2～5Lu、H/2～H で5～10Lu（H：最大ダム高）。ただし、所要の遮水性を有する地盤部分は除く。また、リム部の施工範囲は満水位と地下水位との交わる点までとする。
施工時期	堤体が十分立ち上がった後

▶ ブランケットグラウチング（フィルダム）

孔配置	3～6m 格子
施工範囲	遮水壁着岩部
改良目標	5～10Lu
施工深さ	5～10m

施工時期 カバーロック 0.5m を残した掘削段階（リーク防止のため）



(6) フィルダムの設計

1) ゾーン型の堤体の構造

ゾーン型の法面勾配、堤頂幅、各ゾーンの厚さ等は、すべりと浸透流に対する安全性を満たしたうえで、得られる材料の種類、性質および賦存量、施工および管理等の条件を考慮して定める。付属資料 A-11-1 にゾーン型ダムの堤体構造の事例を、また、図 11-4 に代表的な断面の事例を示す。均一型ダムでは、ゾーン型ダムに比べ細粒の材料を使うので、せん断強さが小さく間隙水圧の発生も大きいことより、法面勾配はゾーン型ダムよりも緩くなる。

堤体の法面勾配は、表層のロック材を対象として平面すべり法により仮設定し、その後、

種々の荷重条件を設定し、後述の円弧すべり法により堤体ならびに必要なに応じ基礎地盤を含めた全体断面のすべり安定性を確認して決定する。

ゾーニングは、中央に遮水壁（コア）、その上下流側にフィルター層、最外部にロック材を配置するのが一般的である。ロック材の最外面は、波浪や雨水によるロック材の侵食防止や耐震のためリップラップ材を設置する。

また、施工中および施工後において、堤体および基礎地盤の沈下が生じても設計断面を確保するように余盛りを行う。余盛り高は、一般に、中央部においてダム高の1~2%程度を確保し、左右岸でゼロとしてダム軸方向に直線的に変化させ、これに伴い上下流法面勾配も部分的に変化させる。

堤頂幅は、施工に当っての必要幅と完成後の天端利用目的を考慮して決定する。

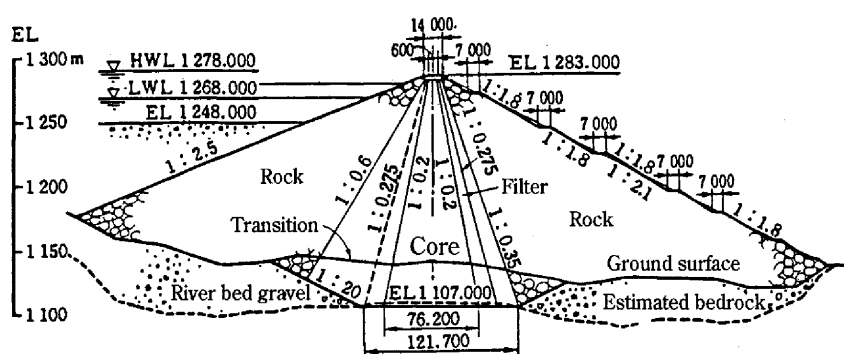


図 11-4 ゾーン型フィルダムの例（Tダム）

2) すべりに対する安定性

フィルダムのすべりに対する安定性は、斜面安定と同様に、一般には簡便な円弧すべり面法によって解析する。表面遮水型ダムでは水圧を上流面に作用させるが、基本的には同様に計算する。

以下に日本、米国の Federal Energy Regulatory Commission (FERC) および US Bureau of Reclamation (USBR) で用いられているすべりに対する安定性の考え方の概要を述べる。なお、各基準により、荷重条件、材料強度、安全率等の考え方が異なるため、混合した基準の適用をしてはならない。

(a) 日本の解析法

地震時慣性力は、スライスの重量に設計震度 k を乗じて求める。また、荷重の組合せについては、常時満水位および中間水位のときには、定常浸透流状態で設計震度は100%とるが、短期の水位条件（完成直後、サーチャージ水位、設計洪水位）では、それぞれの水位条件での浸透圧と低減させた設計震度を組み合わせている。すべり安全率はすべての荷重ケースで1.2以上を確保する必要がある。このような安定計算の条件を表11-2に示す。

なお、基礎に堆積層を残した場合等においては、この堆積層を通るすべり面についての安定計算が必要であり、このときは直線と直線あるいは直線と曲線を組み合わせた複合すべり

面について安全率を求め、安定性を検討する。

また、揚水発電所にロックフィルダムを使用する場合、日常的に大きな水位変化があり水位急低下時の設計震度を100%とする必要があるため、他のダム形式に比べやや不利となることに留意が必要である。

表 11-2 日本における各水位における荷重の組合せ

条 件	計算対象法面	設計震度 (%)	水 位	間 隙 圧
(1)常時満水位時	上・下流	100	常時満水位	定常浸透圧
(2)完成直後	上・下流	50	—	観測の間隙水圧残存
(3)中間水位時	上流	100	常時満水位と低水位との間の水位	定常浸透圧
(4)サーチャージ水位	上・下流	50	サーチャージ水位	定常浸透圧
(5)設計洪水位時	上・下流	0	設計洪水位	定常浸透圧
(6)水位急低下時				
a) 日常水位急低下が行われるダム	上流	100	常時満水位⇒最低水位	残留間隙水圧
b) その他のダム	上流	50	サーチャージ水位⇒洪水期制限水位 常時満水位⇒最低水位	残留間隙水圧

(b) 米国FERCの解析法

表11-3にすべりに対する安定計算の条件と最小安全率を示す。

表 11-3 米国における安定計算の条件と最小安全率 (FERC)

Loading Condition	Minimum Factor of Safety	Slope to be Analyzed	Shear Strength *4
End of construction	1.3	U/S and D/S	Q for impervious zone, S for pervious zone
Sudden drawdown from maximum pool	> 1.1	U/S	R (S for rapidly drained material)
Sudden drawdown from spillway crest or top of gate	1.2	U/S	R (S for rapidly drained material)
Steady seepage with maximum storage pool	1.5	U/S and D/S	(R+S)/2 for R<S, S for R>S
Steady seepage with partial storage pool *1	1.5	U/S	(R+S)/2 for R<S, S for R>S
Steady seepage with surcharge pool	1.4	U/S	(R+S)/2 for R<S, S for R>S
Earthquake with seismic loading using a pseudo static lateral force coefficient (for steady seepage and/or sudden drawdown conditions *2,*3)	> 1.0	U/S and D/S	The same as steady seepage and/or sudden drawdown condition

Notes:

- *1) To be analyzed for various pool elevations
- *2) To be checked for critical conditions without earthquake
- *3) To be checked for frequent drawdown associated with pumped storage project
- *4) Q: unconsolidated undrained (UU) strength, R: consolidated undrained (CU) strength, S: consolidated drained (CD) strength

地震時のダムの安定は、一般に震度法によって計算する。しかし、上表には地震時の荷重条件の詳細が示されていないため、代わりにSeedの震度法に関する提案がよく用いられる。

Seedはダム天端の加速度が0.75gで地震振動による変位が許容内であるという研究成果から、地震時に間隙水圧があまり発生せず、強度が15%以上低下しないような材料によって建設された盛土（通常、粘土、シルト質粘土、砂質粘土等の粘着性の土あるいは非常に密な非粘着性土）には震度法の適用を薦めており、以下の基準を提案している。

Magnitude	Horizontal seismic coefficient	Factory of safety
6.5	0.10g	1.15
8.25	0.15g	1.15

(c) 米国USBRの解析法

表11-4にすべりに対する安定計算の条件と最小安全率を示す。

表 11-4 米国における安定計算の条件と最小安全率（USBR）

Loading condition	Shear strength parameters	Pore pressure characteristics	Minimum factor of safety
A. End of construction		Generation of excess pore pressure in embankment and foundation materials with laboratory determination of pore pressure and monitoring during construction	1.3
	1. Effective	Generation of excess pore pressure in embankment and foundation materials and no field monitoring during construction and no laboratory determination	1.4
		Generation of excess pore pressure in embankment only with or without field monitoring during construction and no laboratory determination	1.3
	2. Undrained strength		1.3
B. Steady-state seepage	Effective	Steady-state seepage under active conservation pool	1.5
C. Operational conditions	Effective or undrained	Steady-state seepage under maximum reservoir level	1.5
		Rapid drawdown from normal water surface to inactive water surface	1.3
		Rapid drawdown from maximum water surface to inactive water surface	1.3
D. Unusual	Effective or undrained	Drawdown at maximum outlet capacity	1.2

この基準では、全ての計算あるいは少なくとも最小安全率を与える円弧のチェックにSpencerによる安定解析を行うように規定している。また、 $c=0$ の非粘着性材質に対しては、平面すべりによる安定解析も可能としている。

USBRはまた、耐震設計および解析法に関して設計基準を出している。この基準は変形解析および液状化解析からなっており、盛土および基礎の地震時の安定を確認することが目的である。

3) 表面遮水壁型の堤体の構造

(a) コンクリート表面遮水壁

コンクリート表面遮水壁型ダム的主要実績を付属資料A-11-2に、基本形状模式図を図11-5に示す。本型式のダムは経済性と実績に基づく設計・施工方法の確立を背景に、近年多く採用されるようになってきている。

コンクリートスラブ（フェーススラブ）は、縦継目により幅15m程度に分割された上下方向に連続した鉄筋コンクリート構造のスラブである。その厚さは、頂部で0.3mとし、水深(m)に応じてその0.3%程度を次第に増厚する事例が多い。

上下流の法面勾配は、堤高とはあまり関係がなく、材料特性や施工性を考慮して1 : 1.4を中心に1 : 1.3~1 : 1.6の間で設定される。

ダム天端幅はフェーシングの施工ヤードを確保するため6~8mとする例が多いが、ダム高が高いほど広くとる傾向にある。

コンクリートスラブの頂部にはパラペット壁を、下端部の基礎地盤にはプリンス（トウスラブ）を設置する。プリンスとフェーススラブとの境界には周辺継目を設けるが、大きな水圧が作用するので構造的な弱点となり、規模の大きい漏水の主原因となりうる。このため、多くの研究や実績を参考に、沈下や変形に追従できる構造や材料の設定、漏水が発生した場合も自己閉塞可能なシステムの採用など、慎重に設計する必要がある。なお、コンクリート表面遮水壁ダムでは、通常、ギャラリーを設けないので完成後における漏水等への対応は困難であり、設計時点での継目からの漏水対策や施工時の基礎処理は十分に行う必要がある。

(b) アスファルト表面遮水壁

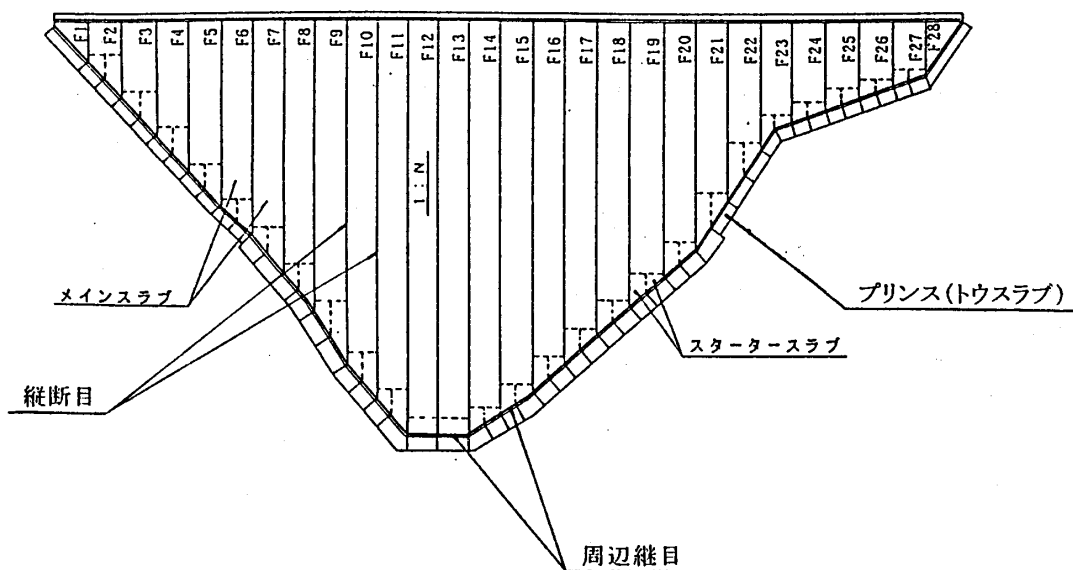
アスファルト表面遮水壁は、基層、排水層および遮水層から構成され、表面には保護膜が塗布される。また排水層を有しない構造の実績もある。アスファルト基層の厚さは20~30cm（等厚）とした事例が多い。中間排水層は粗粒度アスファルトコンクリートから成り、上部の遮水壁から漏水を生じた場合に、この水を遮水壁下端部に設けるカットオフ内のギャラリーに導き漏水監視の機能を有している。なお、このギャラリーはグラウチング用にも用いられる。

中間排水層を設けないダムは、遮水壁の水密性に対する信頼性が前提条件である。遮水壁の厚さは30cm前後のものが多く、中間排水層を持たないダムでは10~30cmの範囲にわたっているが、10~20cmの実例が多い。

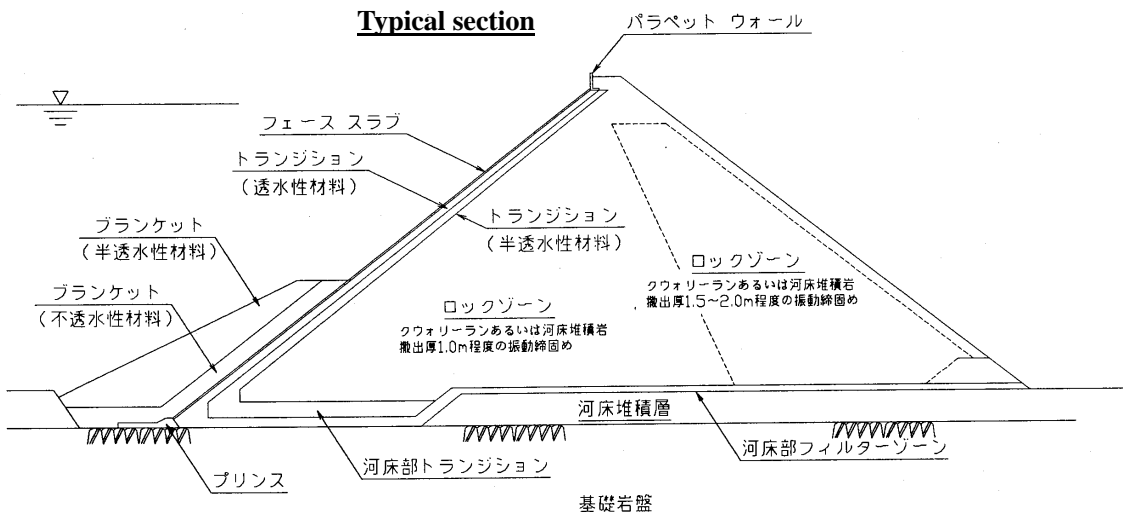
上流面勾配はアスファルト舗装の施工制約からコンクリート表面遮水壁の場合より緩く設定され、1 : 1.7~1 : 2.0とする事例が多い。漏水発生時には補修対応も可能である。

アスファルト表面遮水壁型ダムの主要実績を付属資料 A-11-3に、基本断面形状の事例を図11-6に示す。

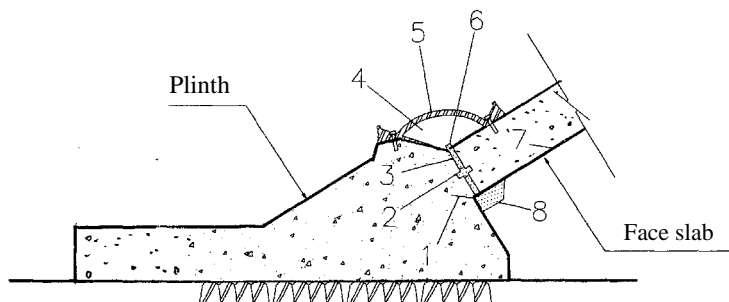
U/S view



Typical section



Plinth and Peripheral-joint



- 1: 鋼製止水板; 2: PVC止水板; 3: ビチューミナスファイバシート
- 4: アイガス; 5: ハイパロン製膜; 6: ネオプレーンパイプ
- 7: ビチューミナスフェルト; 8: アスファルトコンクリート

図 11-5 コンクリート表面遮水型ダムの基本形状（模式図）

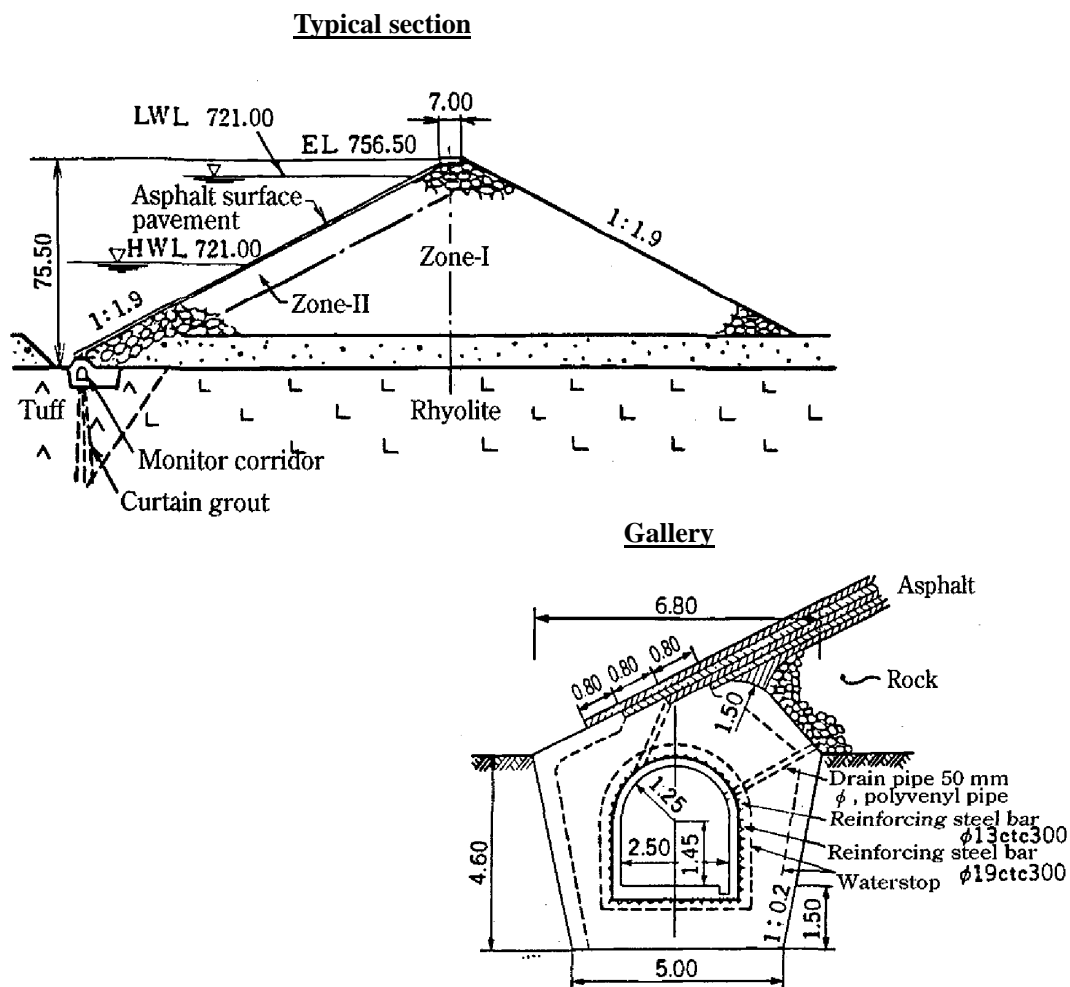


図 11-6 アスファルト表面遮水型ダムの基本断面形状（M ダムの例）

4) 監査廊

ゾーン型ダムの遮水壁の基礎岩着やアスファルト表面遮水壁の下部に設けるダム軸と並行したギャラリーを一般に監査廊と呼ぶ。

監査廊はダムの規模、堤体の設計および施工条件などを考慮して設置の有無を決める。監査廊を設置する主目的は一般に次の通りである。

- グラウチングの工程短縮および効果的注入
- ダム基礎の維持、補修（湛水後の追加グラウチング）
- 堤体および基礎の安全管理（浸透流量観測、調査ボーリング）

監査廊の形式には、コア基礎岩盤面に設ける地表式、岩盤内に設けるトンネル式、または両者の併用があり、設置目的、設置場所の地形、地質等について検討して形式を選定する。

グラウトの施工上地表部が好ましくても、基礎に軟弱層が介在して不等沈下の恐れのある場合に、地表から十分離して部分的にトンネル構造とする例もある。監査廊は一般に鉄筋コンクリート構造で、地表式の場合には水圧、堤体圧、グラウト圧等の荷重や基礎の条件を考慮して設計する。一般に厳しい応力状態となるため、構造検討により十分な鉄筋補強が必要

図 11-7 にゾーン型ダムにおける監査廊の例を示す。

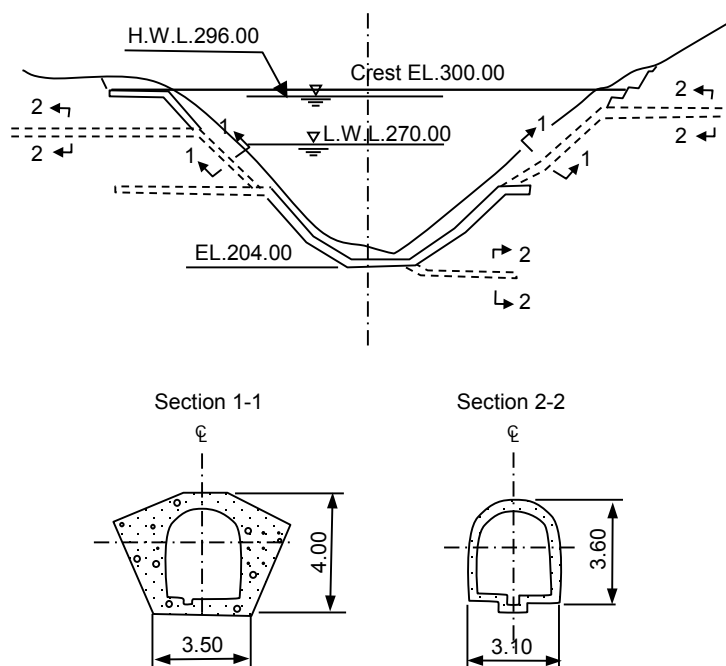


図 11-7 ゾーン型ダムの監査廊の例 (K ダム)

5) 基礎の設計

フィルダムにおける基礎の設計は、コンクリートダムの項において記載している。

11.1.2 洪水吐

(1) 洪水処理の考え方

設定したダム設計洪水量を対象として、堤体や基礎地盤の安全を損なうことなく洪水処理が行えるように、洪水吐の放流能力や構造を決定する。

この際、通常は設計洪水量越流時の水位を設計洪水位とするが、貯水池規模が非常に大きい場合はその貯留効果を考慮して設計洪水位が決定されることがある。すなわち、ダム設計洪水波形に対し、洪水吐の放流能力と貯水池の容量曲線を考慮し、逐次的な洪水調節計算を行って決定する。この計算には下記のエクダール式が一般に用いられる。

$$dV/dt = I - O$$

$$(V_2 - V_1) / \Delta t = [(I_2 - O_2) + (I_1 - O_1)] / 2 ; \text{エクダール式 (差分表示)}$$

ここに、

- V : 貯水容量
- I : 流入量 (設計洪水波形)
- O : 放流量
- T : 時間
- 添字 1, 2 : それぞれ現在、次時刻

(2) 洪水吐の構成

ダム の洪水吐は堤体との関係からコンクリートダムの堤体に設置される付随型、フィルダムの堤体に隣接して設置される隣接型（図 11-8）、および堤体と離れて設置される分離型（図 11-9）に分類される。洪水吐は、流入部、導流部および減勢工の三つの部分により構成されていて表 11-5 のように各構成要素は区分される。

表 11-5 洪水吐の構成要素

流入部		導流部	減勢工	
越流式	直線越流型 曲線越流型 側水路型 朝顔型	シュート式 トンネル式 堤体流下式	跳水式	水平水たたき型 傾斜水たたき型 バケツ型 強制跳水型
オリフィス式			スキージャンプ式 自由落下式	

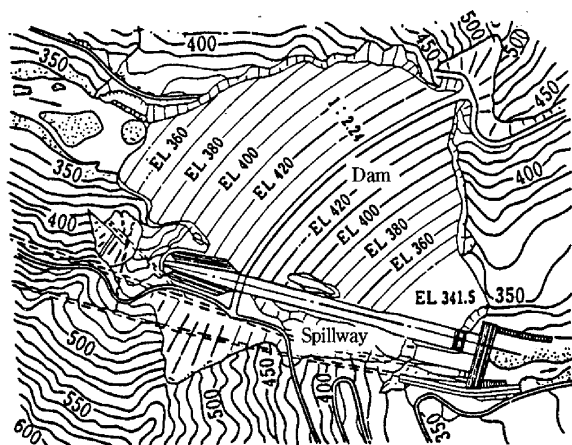


図11-8 隣接型洪水吐

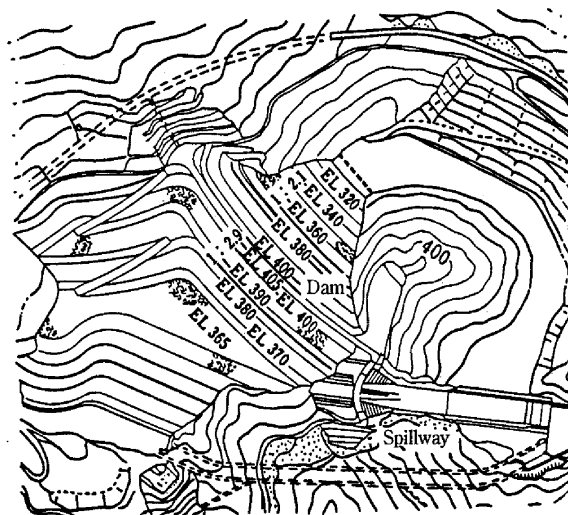


図11-9 分離型洪水吐

(3) 流入部

1) 流入水路

隣接型または分離型洪水吐では、地形条件により流れを流量調節部に導く水路が必要になることがある。この水路は、流速が小さくかつ穏やかに変化する形状とすることが必要である。流速が大きいと流入損失が増大し、放流能力が低下する。

水路内の土砂の流入および移動を防止するためにも水路の流速は3~4m/sec以下にすることが望ましい。

2) 越流頂

越流頂の断面形状は、越流面に負圧を発生させずに自由越流時の放流量をできるだけ大きくするために標準越流形状が基本とされ、一般に Harold の形状を用いることが多い（図 11-10）。

洪水吐の幅は、一般に、下流河道幅と同程度となるように決定することが望ましい。ゲートを設置する場合は、洪水吐幅とゲートの縦横比（1:1程度とする）を考慮し、減勢工も含めた経済性を考慮し、比較検討して門数等の諸元を決定する。

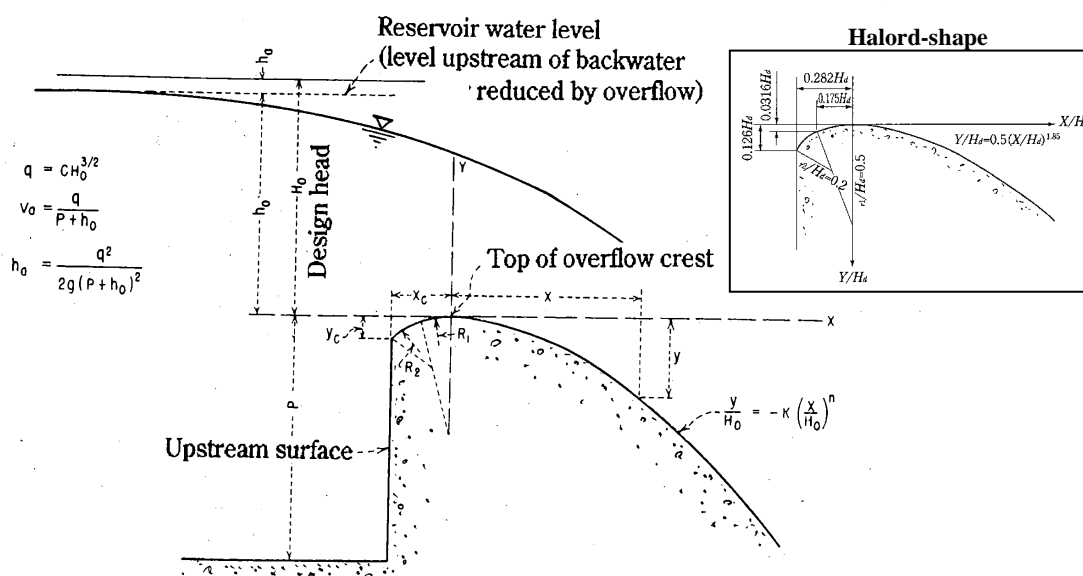


図 11-10 標準越流形状

(4) 導流部

導流部には、コンクリートダムの堤体下流面を水路として利用する堤体流下式と地山等に設けられるシュート式あるいはトンネル式がある。導流部は射流水路であるため、線形を直線とし、水路幅を一樣とし、縦断勾配をほぼ一定になるように選定することが原則である。

導流部の平面形状が直線でなく、やむを得ず一部に曲線を挿入する場合は、衝撃波、水位上昇、流れの不均等について配慮する必要がある。

縦断勾配を変える場合には、曲線を挿入して流れが滑らかに移行するようにし、底面から剥離しないようにすることが必要である。なお、キャビテーション対策のため底面に給気溝を設け空気を積極的に供給する設計法もある。導流部の流れは空気混入流であり、見かけの水深は模型実験あるいは計算によって得られた値より大きくなるので補正が必要となる。

(5) 減勢工

洪水吐を流下する河川水は、高流速であるので、流出端部には減勢工を設け、ダム下流端の洗掘、浸食を防ぎ、隣接構造物に被害を与えないように配慮しなければならない。減勢工

の形式には跳水式、スキージャンプ式、自由落下式がある。安定した効果が得られる水叩き+副ダムによる跳水式が多く用いられるが、アーチダムの洪水吐減勢工としては自由落下式が用いられる（図 11-11 参照）。

減勢工の形式選定にあたっては、下記の要素を考慮する。

- 採用しようとする減勢工の水理特性
- ダム本体と減勢工との距離、標高などの位置関係
- 洪水吐本体の水理、構造特性
- 減勢工付近の地形、地質、水理特性
- 下流河川、諸工作物の位置、重要度

減勢工の減勢対象流量の設定には色々な考え方があがあるが、日本においては下流河道の自然減勢が期待できる場合、ダム設計洪水量の 1/1.4～1/1.5 程度に低減して設定する。

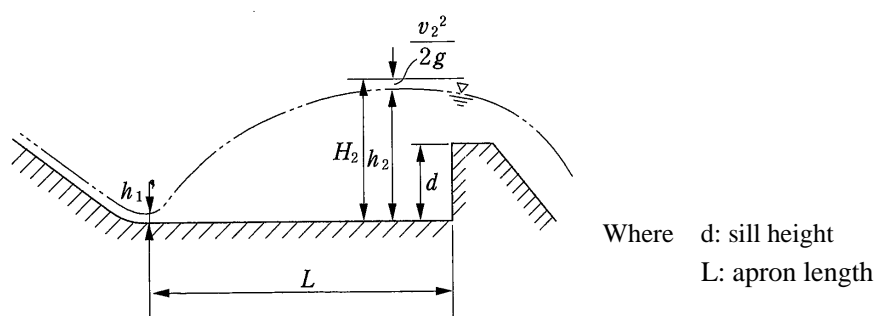


図 11-11 水叩き+副ダムによる跳水式減勢工

11.1.3 放流設備

(1) 放流設備の種類

洪水吐以外の放流設備として、利水放流設備、洪水調節用放流設備、ダム管理用放流設備および流水管理用設備がある。

- 利水放流設備 : 灌漑、上水道、工業用水等発電以外の利水補給用
- 洪水調節用放流設備 : 洪水時の制限水位確保および予備放流用
- 流水管理用放流設備 : 河川維持放流用
- ダム管理用放流設備 : 堤体および貯水池の安全管理のための貯水池水位低下用

ダム放流設備の設計にあたっては、上記機能を十分発揮できるように堤体の構造特性、ダム地点の河道条件、貯水池用途、貯水池の水位運用計画、流域の出水特性等を勘案する。

(2) 放流設備の形式、規模の選定

放流設備は使用目的、使用頻度、放流および設置に関する条件ならびに保守、管理上の問題を考慮して、その型式、規模を選定する。最大放流能力は、洪水時の貯水池の運用上必要とする放流量、ダム貯水池などの点検補修、ならびに事故時などに必要な期間で、必要水位

に貯水池を低下できるだけの放流能力を持つことなどを検討して定める。

放流設備呑口の設置標高は、できるだけ低い位置が望ましいが、堆砂により使用不能とならない位置を検討して決定する。

コンクリートダムでの放流設備は通常、堤体に設けられる取水設備と一体的に設置される。これに対し、フィルダムの放流設備は堤体と分離して設けられ、経済性の面から仮排水路や作業トンネルなどを利用する 경우가多く、保守、管理上便利な位置を選ぶ必要がある（図 11-12、図 11-13 参照）。

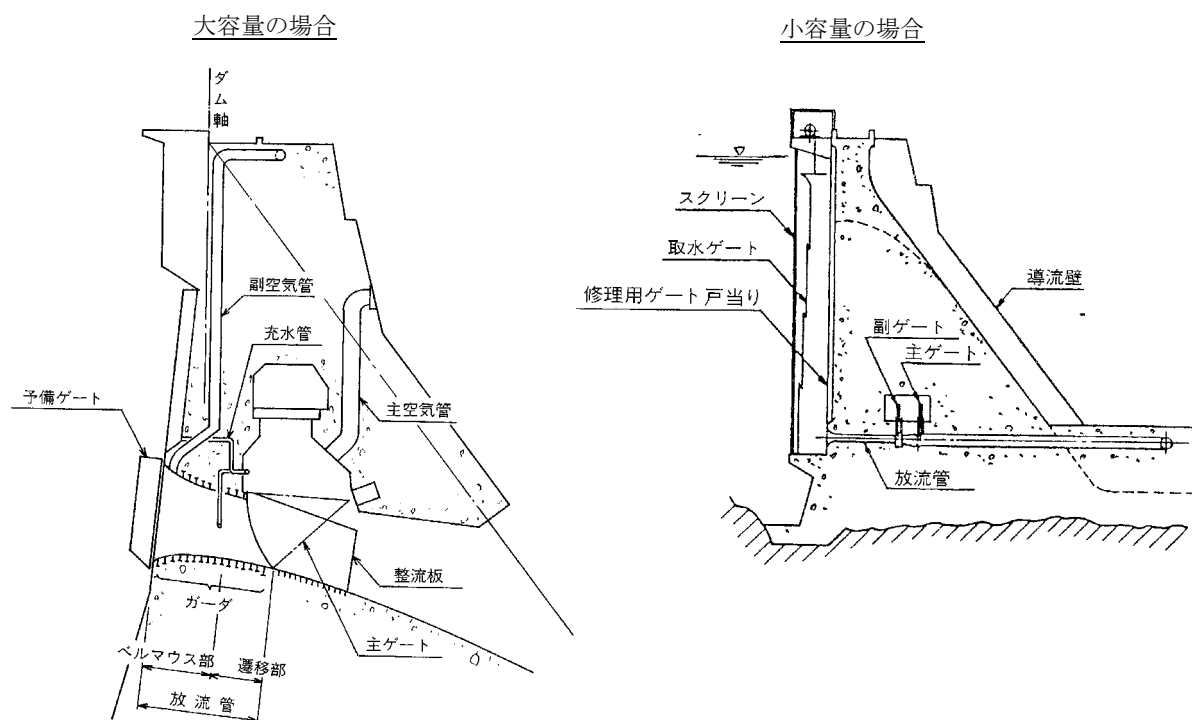


図 11-12 コンクリート重力ダムの放流設備の事例

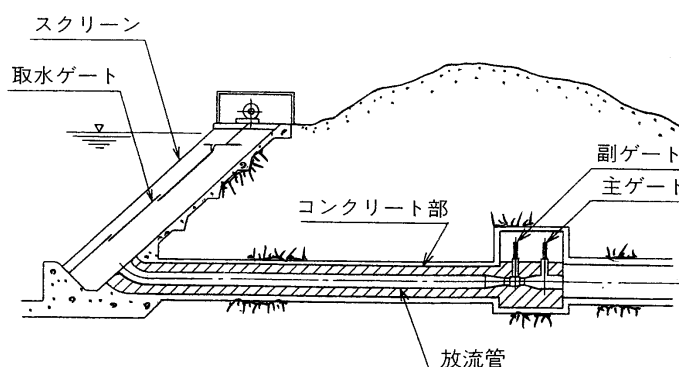


図 11-13 ロックフィルダムの放流設備の事例

(3) 管路の形状

放流設備は洪水吐と比べ容量は小さいが、放流管は一般に高速流の圧力管路となる。

放流設備のうち圧力管路の形状は、管路内の流れが高速流であり速度水頭の増大によって圧力が低下することを十分考慮して設計する。

圧力管路の入口や、湾曲部あるいは戸溝などの断面変化が生じる場所では、形状の変化が適切でないと流線の剥離等に起因する局所的な圧力降下が生じ、キャビテーションの発生する危険がある。また設計では安全な形状であっても、製作、施工に伴う微小な変化によってキャビテーションの原因となることもある。圧力管路の設計では、これらを考慮して、管路、ゲートその他の付属設備に作用する圧力を正常に保つことが必要であり、一般的には設計上の最低圧力が負圧とならないようにする。

(4) 放流設備のゲート、バルブの構造

放流管ゲートおよびバルブの型式は、流量条件、圧力条件、堤体との適合性、放流管の構造、保守管理上の問題などを考慮して選定する。ダム用には一般にスライドゲート、ローラゲート、ラジアルゲート、ジェットフローゲート、ホロージェットバルブ、コーンバルブなどが使用されている。

水頭 25m 程度以上および放流量 $5\text{m}^2/\text{sec}$ 程度以上のものを高圧ゲートまたは高圧バルブといい、使用材料には摩耗とキャビテーションに対して耐久性のある材料を使用する必要がある。ゲートやバルブの開閉装置は、安全かつ確実に機能することが基本的な条件であり、操作不能による災害を防ぐため、また風雨のため電源が故障を起こす可能性も考え、必要に応じて予備の動力設備もしくは手動の開閉装置を設ける。

11.1.4 排砂設備

堆砂容量を低減しダム高を低くすることおよび半永久的なダム利用を行うことなどを目的として排砂設備を計画する場合がある。

堆砂対策工としては、貯水池への流入土砂を低減する対策と流入した土砂を排除する対策に大きく2分される。前者の対策として土砂バイパスや貯砂ダムが、後者の対策として土砂フラッシングやスルーシング、掘削・浚渫などがある。このうち、半永久的な対策設備として、土砂バイパスとフラッシングについて以下に概説する。

なお、長期運用後に排砂設備を設置する場合、一般に工事制約が厳しくなり工事に困難を伴うとともに多額の工事費が必要となる。このため、極力、建設段階から計画しておくことが望まれる。

(1) 土砂バイパス設備

土砂バイパス設備は出水時の流水の一部または全部を分流するための分流設備、分流した土砂混じり流を流下させるバイパス水路、高速の流下土砂流を減勢する減勢工から構成される。

分流設備は貯水池の上流端部付近に分派堰を設け、所要の流量だけをバイパス水路に導水する設備である。分水された土砂流は、貯水池に並行して地山内を通るトンネル水路によりダム下流に導水し、出口部に設けた減勢工により減勢した後、ダム下流河道に排出される。

設計においては、特にトンネル内の摩耗対策に留意が必要である。また、トンネル水路として仮排水路トンネルを活用することも有効である。

発電ダムで採用された土砂バイパス設備の事例を図 11-14 に示す。

(2) 土砂フラッシング設備

土砂フラッシングは出水時に貯水位を低下させることにより、流水の土砂輸送能力を回復させ、貯水池内に堆積した土砂を排出するものである。通常は、コンクリート重力ダムにおいて、ダム底部に設けた排砂ゲートと放流管を通して排砂する。なお、貯水位回復が比較的短期間に行えることが採用の前提となる。

設計においては、排砂ゲートや放流管、減勢工の十分な摩耗対策が必要である。土砂フラッシング設備の事例を図 11-15 に示す。

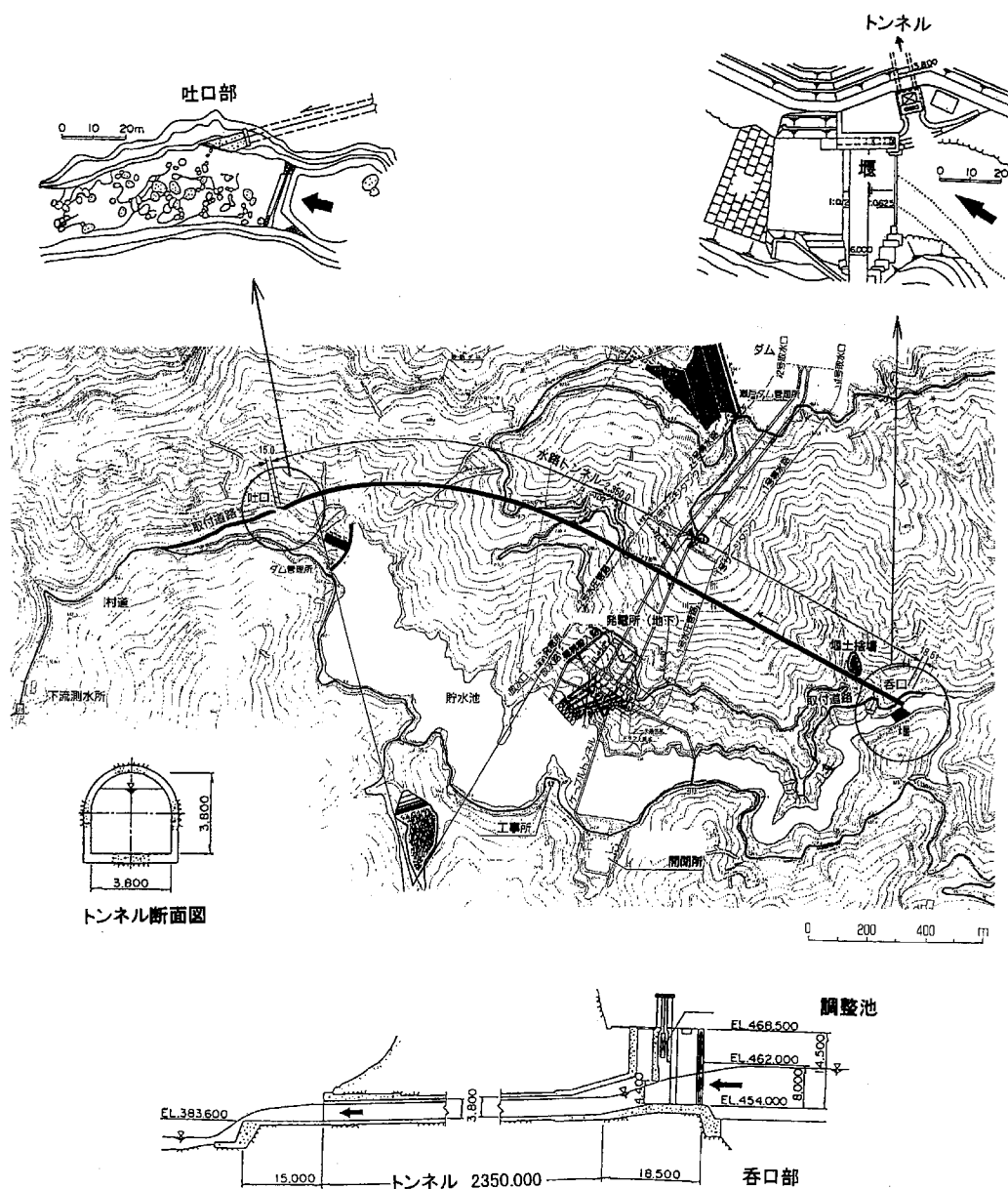


図 11-14 土砂バイパス設備の事例 (A ダム)

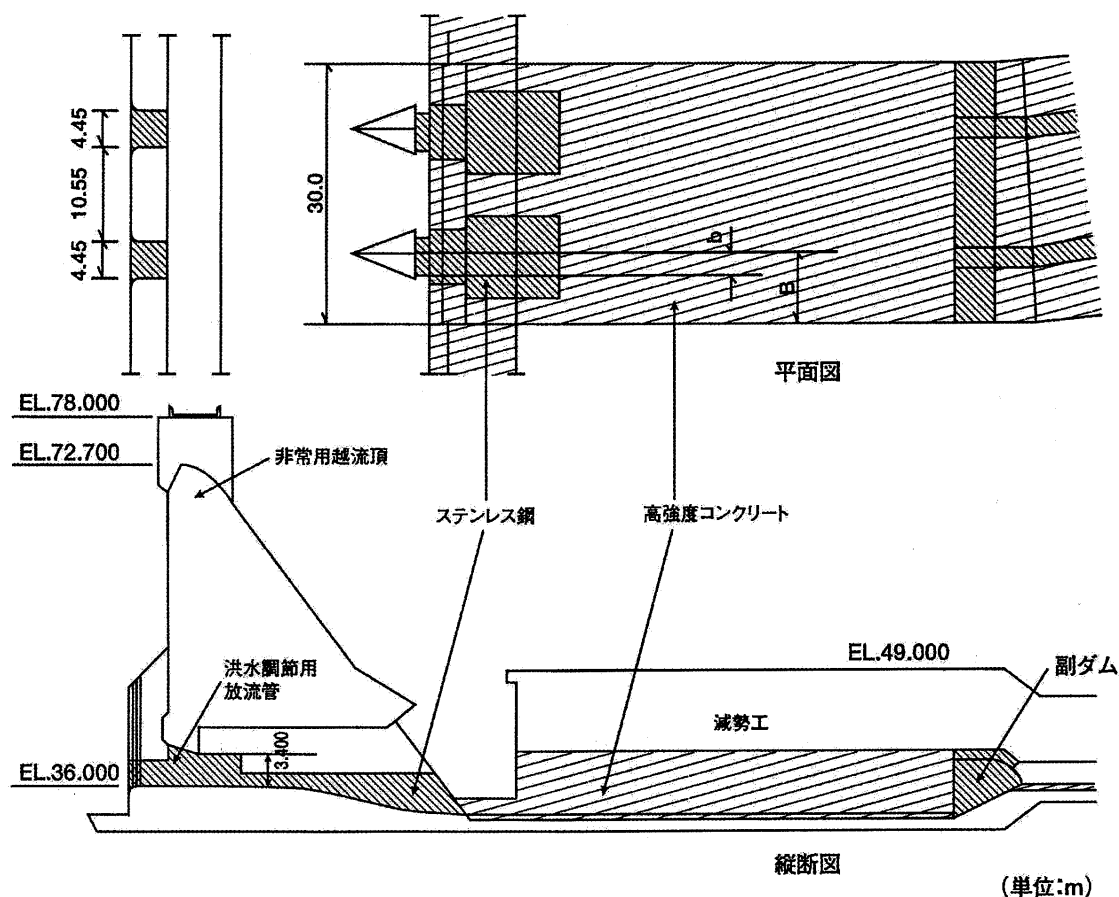


図 11-15 土砂フラッシング設備の事例 (Mダム)

11.1.5 取水ダム

取水ダムとは、流れ込み式の発電所において、河川の水を取り入れるために設ける低いダム（または堰）のことであり、前述の貯水ダムと区別する。

(1) ダム本体

取水ダムを設ける位置は下記の事項を考慮して選定する。

- i) 基礎地盤が良質の岩盤で堆積土砂の少ないこと。
- ii) 基礎岩盤が深いときは、比較的少量の掘削で、相当締った基盤が得られること。
- iii) ダム築造後、直下流の河岸および河床の洗掘の恐れが少ないこと。
- iv) 工事中的仮排水、仮締切工が容易であること。
- v) 将来の堆砂を考慮しても、なお安全に計画洪水量を流下させられる断面が得られること。
- vi) ダムは河川に直角に設けるが、やむをえず斜めに設けなければならないときは、洪水流下時の河岸の洗掘を防止する対策を行うこと。

取水ダムは、洪水時にゲートを開いて流水断面を確保できる機能をもつゲート付きと、その機能を有せず全面越流させるもの（図 11-16）に区分される。

多くの場合、コンクリート重力式の後者が用いられる。しかし、洪水時に背水の影響による上流への被害が予想される場合や、流入土砂量を土砂吐のみでは処理することが困難な場合には、ゲート付き構造が用いられる。そのゲートとしては、ローラゲート、ゴム引布製起伏ゲート、鋼製倒伏ゲート（SRゲート）等がある。

取水ダムの高さは、取水口において最大使用水量の取水に必要な水深を確保しうる十分な高さを必要とするが、上流に河川工作物や既設発電所等有る場合には取水ダム築造による背水の影響を回避するような配慮が必要である。

ダムは基礎岩盤に定着させる固定ダムとするが、河床堆積層が厚く基礎岩盤が深い場合には、岩盤まで定着せずフローティングダムとする場合もある（図 11-17）。

ダムと岩盤との接着部に浸透水の恐れがあるときは、ダム底部の上流端を特に深く基礎岩盤中に入れたカットオフを設ける。また越流水によるダム下流の河床洗掘を防ぐために十分な長さの水たたき（エプロン）を設ける。

(2) 付属設備

1) 土砂吐

急流河川に設けられた取水ダムや小規模なダムは、比較的短期間に土砂が堆積するので、必要量の取水を確保し、水路に土砂を流入させないため土砂吐を設ける必要がある。土砂吐は通常ダムの取水口寄りの位置に設け、洪水流が減少に向かっている時期等に開放し土砂をフラッシングさせる。土砂吐の敷高は、取水口敷よりもやや低い位置に設定する。ダムが可動堰の場合は、取水口寄りのゲート1門を土砂吐と兼用させることができる。土砂吐ゲートは、流れが十分な掃流力を発揮できるだけの流速を得るに必要な寸法を有しなければならない。また流路表面の磨耗が激しいので、敷全体にわたって張石または鋼板張りを施工することがある。

ゲートは堆砂状態で確実に開放でき、土砂排出後も多少の土砂を含んだ流水下でも閉鎖できなければならないので、引上げ型のスライドゲートまたはローラゲートが用いられる（図 11-16 参照）。

2) 魚道

取水ダムを計画する河川に保護すべき魚類等が確認された場合、魚道を計画することがある。

魚道とは、産卵のために河を遡上する性質の魚のための水路で、その構造により斜面式、階段式、エレベーター式がある。斜面式や階段式における魚道の幅は1m以上、勾配は1/10～1/15、流速は1.2m/sec～1.5m/sec程度とする（図 11-18 参照）。

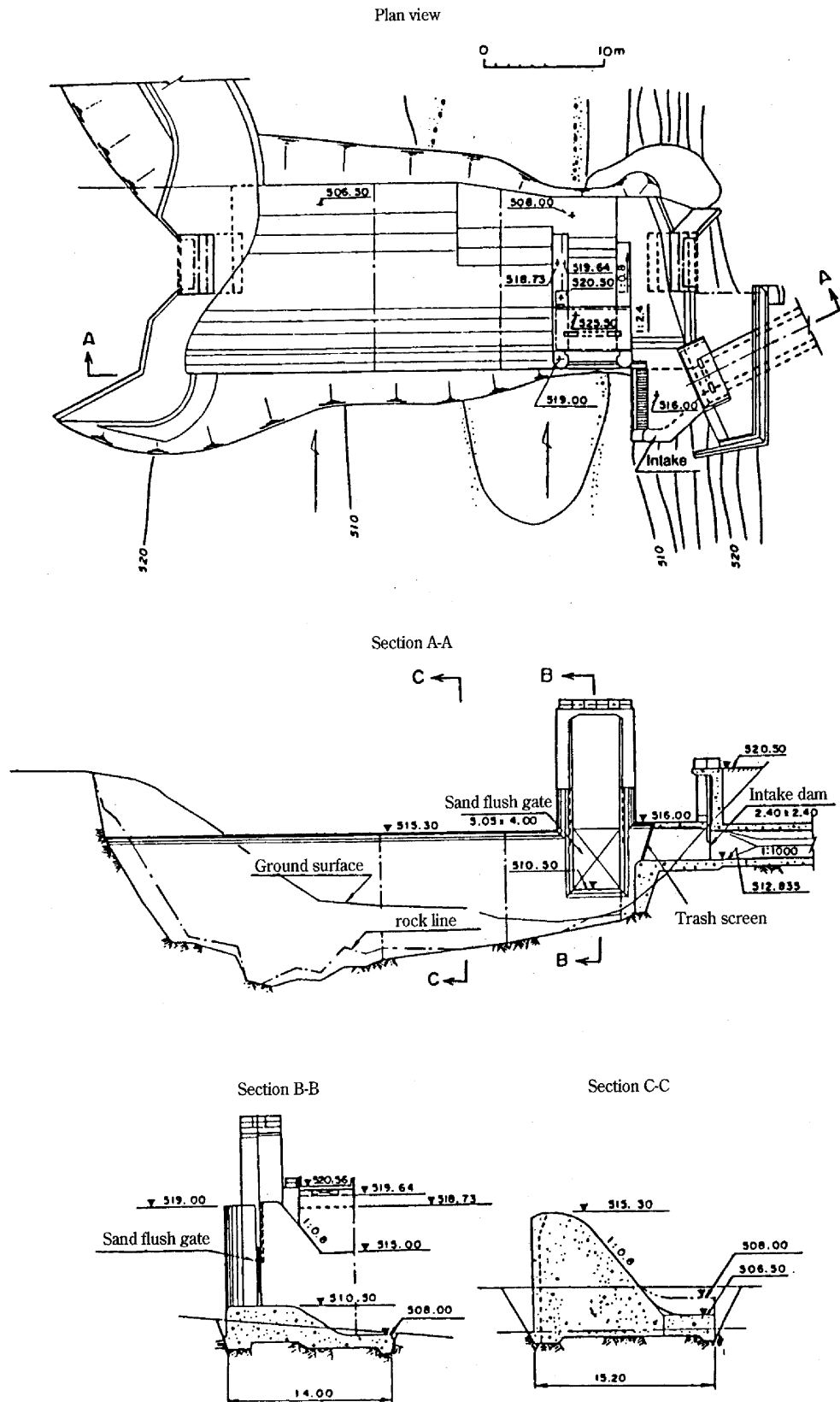


図 11-16 取水ダムの例（固定ダム）

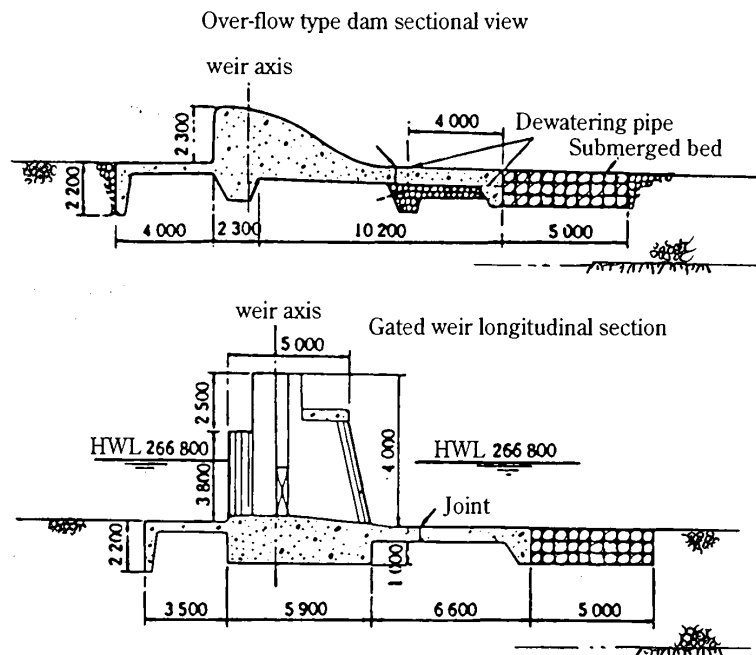


図 11-17 フローティングダムの例

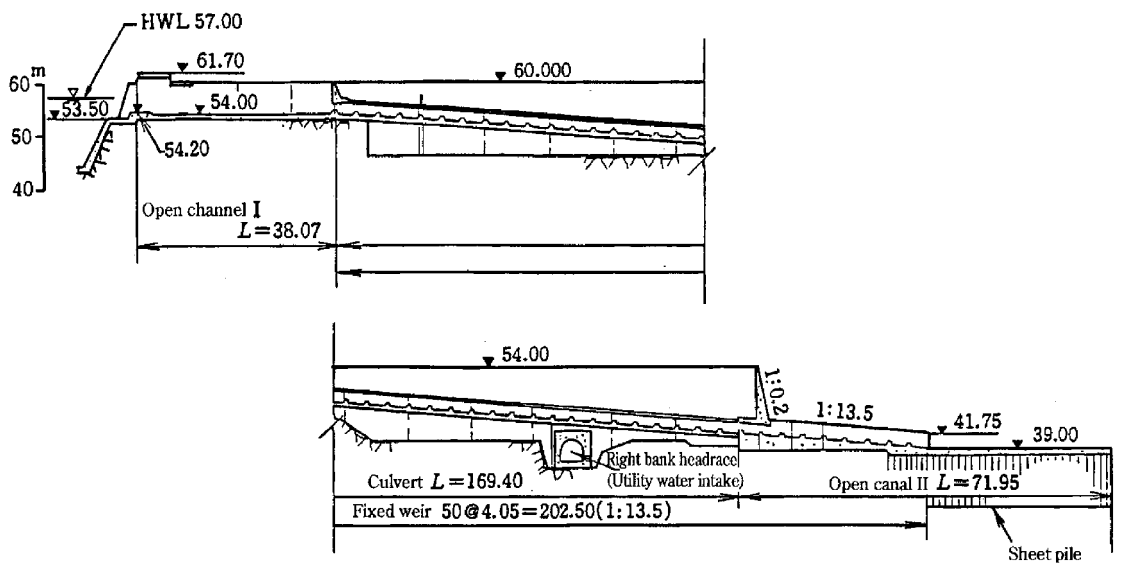


図 11-18 魚道の例

11.2 取水口

11.2.1 取水口の構造と形式

取水口は、河川、貯水池、調整池などからの流水を水路に導入するための設備であって、次の条件を満足するように、その位置、方向、構造、付属設備を設計する。

- i) 常に計画使用水量を取水でき、また、必要に応じて流入水量を調整できること。
- ii) 損失水頭が小であること。
- iii) 取水時に流入がスムーズで渦を伴ったり空気連行がないこと。
- iv) 土砂、流木、枝葉等が流入しないこと。
- v) 洪水、山崩れなどにより被害を受けないこと。
- vi) 揚水発電所の取水口では、揚水時に放水口としての機能をもつこと。
- vii) 完成後の各種保守作業が容易なこと。

取水口は河岸、湖岸の斜面に設けられることが多いので、構造的に安定であると同時に、周辺の山腹の崩壊、土石の崩壊や雪崩等に対して安全な位置を選定する。

取水口は水路の水理的条件から無圧型と圧力型に分けられ、流入の方向は水平、斜め、垂直がある。

構造的にはダムと一体となったものと独立したものがあり、独立したものは山の斜面に沿って設けられるものと自立した塔形式のものがある。

11.2.2 無圧水路の取水口

無圧水路の取水口は通常、取水ダムに近接して設けられる。取水口は、河川から常に計画使用水量を取水するために、ダムによる堆砂に影響されずに取水でき、洪水時に水流や流木の被害を受けないような場所を選定する。取水方向は河川に直角またはこれよりやや小さい角度で取水するように設計する。また、取水口と導水路入口の間に沈砂池を設けることができる位置を選定する。

取水口の流入流速は0.3～1.0m/sec程度となるよう設計する。取水口敷高は、取水ダムの土砂吐天端高より1m程度高くして水路への土砂流入を防ぐとともに、また取水口前面にもぐり堰を設け、土砂の流入を防ぐ構造とする。また、前面には、バー間隔5～15cm程度のスクリーンを設ける。水路への接続部には、取水量調整や、水路の点検、補修時に閉塞するための制水門を設ける（図11-19）。

取水口から水路に至る断面形状は、損失落差を出来るだけ小さくするよう、急激な断面変化は避けてベルマウス型で設計することが多い。

11.2.3 圧力水路の取水口

圧力水路の取水口は貯水池、調整池の利用水深の範囲のいかなる水位でも取水可能な構造とする。

取水口が貯水池または調整池内に設けられる場合は、土砂の流入が少なく洪水の流勢が小さい

ので、取水口の位置および方向は比較的任意に選定することができる。構造形式としては、貯水池周辺の山腹に設ける形式、取水塔の形式（図11-20）、ダム上流面に直接設ける形式等がある。

取水口の流入流速は、流入時の損失を出来るだけ小さくすると同時にスクリーンの塵芥の除去を容易にするため、0.3～1.0m/sec程度とする。

圧力水路入口における水深は、取水時の空気連行を防ぐため、導水路径の1.5～2倍程度を確保しておくことが望ましい。取水口前面には、スクリーンを設け、入口形状は、損失水頭を少なくするため、ベルマウス形状とする。取水口敷高は、予想される堆砂面を勘案して決定する。

また、下流の灌漑用水のために多段式のゲートを設置して表層水のみを取水をしたり、下流に対する濁水対策のために任意の水深から取水したりする選択取水ゲートを設けることもある。

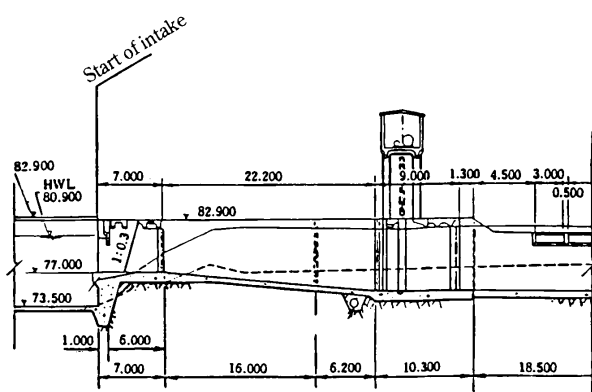


図11-19 無圧式水路の取水口の例

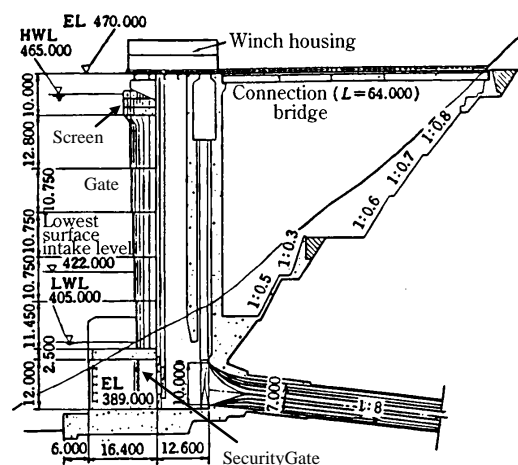


図11-20 圧力式水路の取水口の例

11.2.4 付属設備

(1) 制水門

制水門は、水路の点検・補修等のために、水路を長期間にわたり放水する時に使用するほか、取水位や負荷変動に応じて流入量を調整する場合にも使用する。

ダム式発電所の取水口制水門は、水車の入口弁を省略してこの機能をもたせる場合もある。制水門には、無圧型にはスライドゲート、ローラゲートが、圧力型にはローラゲート、キャタピラーゲートが多く用いられるが、ローラゲートでも大型高圧に使用できるものが製作できるようになっているので、キャタピラーゲートは最近あまり採用されない。

(2) 除塵設備

除塵装置は流木、ゴミなどが導水路に流入するのを防ぐために設置される。除塵装置は取水口上流側に設けられる網場、取水口に設置されるスクリーンおよびこれに付属する除塵機に大別される。

貯水池の取水口では、大型の流木等が直接スクリーン面にあたることを避けるために、こ

これらの一次的流入防止のために網場を設ける。網場はドラム缶のような空洞の函体をロープで連続的に結んだもの、あるいは発泡スチロールを防水処理したフロートを連結したものを、取水口から離れた周辺の水面に浮かべたもので、主要部にポンツーンをおき、ダムや河岸にアンカーし、定位置を保つようにしたことが多い。

取水口の取水面にはスクリーンを設けて、流木等の流入を防ぐ。スクリーンは平鋼を縦方向に等間隔に並べ、タイバー、スペーサーで緊結したものを受桁等を介して固定する。スクリーン面は鉛直とした方が構造的に簡単であるが、除塵作業には傾斜していた方が効果的である。除塵は、小規模なものは手作業で行うこともあるが、メカニカルレーキなどで自動的に行う方が能率的で安全であり、多く採用される。

11.3 沈砂池

河川水には多少の土砂が浮遊しており、特に出水時にはその濃度が非常に大きくなる。水路式の場合、土砂が浮遊したまま水路へ流入すると、水路内に沈澱・堆積して流積を狭めたり、水圧鉄管や水車を摩耗させたりする原因となるので、取水口になるべく近い所に沈砂池を設け、ここで流入土砂を沈澱、排除する必要がある。

沈砂池の長さは、細砂が水面から沈降しつつ、沈砂池の終端で底部に達するに十分な長さが必要である。すなわち、

$$L = \frac{d_k}{W_{sk}} V$$

ここに、

L : 沈砂池の最小所要長さ (m)

W_{sk} : 土砂の限界沈降速度 (m/sec)

$$W_{sk} = \left(\sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{sgd_k^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{sgd_k^3}} \right) \times \sqrt{sgd_k} \quad (\text{Rubey 式})$$

v : 水の動粘性係数 (m^2/s)

s : 砂の水中比重

d_k : 沈砂池の水深 (m)

V : 沈砂池内の平均流速 (m/sec)

上式は理論式であって実際には渦や副流の影響などを考慮して、沈砂池の実際の長さは計算値の2倍以上としている例が多い。沈砂池の水深は導水路より多少深くして、平均流速が0.3m/sec前後になるように水路幅を定めている。

沈砂池の方向は、沈砂池内の流速が均等になるよう、その方向を河川水の流入方向に出来るだけ一致させると共に、ゆるやかな角度で導水路から幅を拡げ、必要に応じて導流壁を設けて渦の発生を防ぐ。

沈砂池内に沈澱した土砂は、水のエネルギーで容易に排除出来るように池底に勾配をつけて下流側の1か所に集め、土砂吐ゲートから排出する。

発電に支障を与えないよう随時土砂を排出する場合は、沈砂池を2分割し、片側を断水して排砂するか、または側水路を設けて河川水の清澄時に河水を側水路に切換えて排砂する等の方法がとられる（図11-21）。

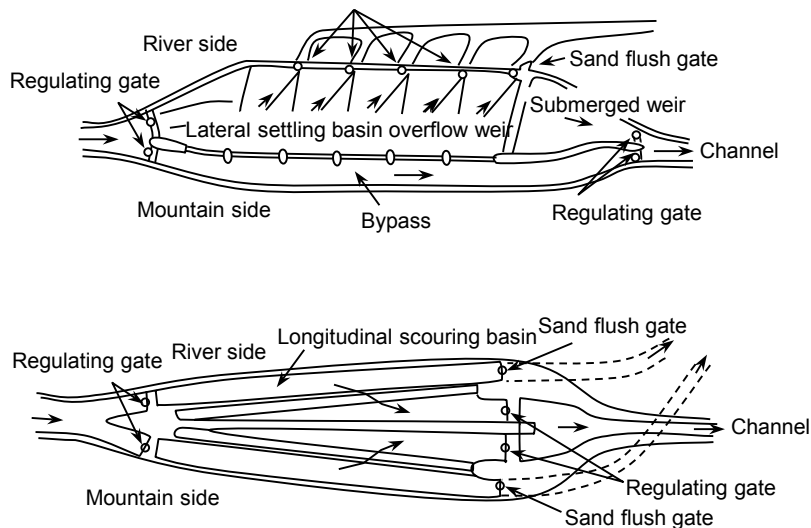


図 11-21 水力発電所の各種の沈砂池

11.4 導水路

水路（導水設備）は、取水口より下流の水車にいたるまでの設備をさし、水路式発電所の場合は導水路、ヘッドタンク、水圧管路から成り、ダム水路式発電所の場合は導水路、サージタンク、水圧管路から成る。

11.4.1 形式の選定

導水路は無圧水路と圧力水路に分けられ、水理的にみれば、無圧水路は開水路をいい、圧力水路は管路をいう。

導水路は、その構造として、開渠、蓋渠、暗渠、トンネル、水路橋および逆サイフォン等がある。典型的な構造形式として、開渠、トンネルの例を図11-22に示す。導水路が平坦地を通過する場合には、開水路として開渠が採用されることが多い。

一般に水路工事費は開渠の場合が最も安価であるが、土砂崩れの恐れのある箇所は避けるのが望ましい。また、蓋渠および暗渠は、トンネルにするには地表面までの土かぶり厚が少なく、開渠とするには掘削量が多く掘削法面の安定上問題がある場所などに使用され、一般に切土高は10～15m程度である。

なお、水路が河川を横断する必要がある場合は、水路橋や逆サイフォンを設ける。

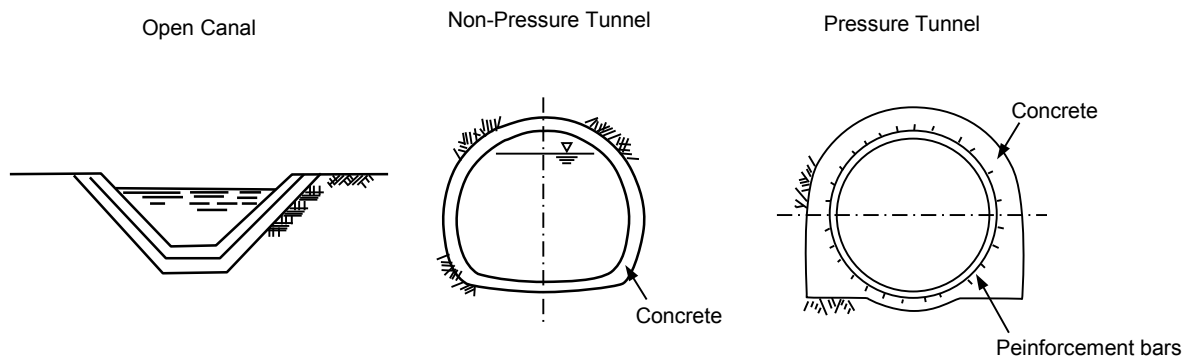


図 11-22 導水路の形式

11.4.2 水路勾配および断面

(1) 無圧水路

無圧導水路（開水路）の水路断面は、水路勾配と関係して定まるものである。すなわち、通水量を一定とした場合に、水路勾配を急にすれば水路断面は小さくなり水路工事費を減ずることができるが、水路による摩擦損失が大きくなり発電力が減少して必ずしも経済的とはならない。逆に水路勾配を緩やかにすると、摩擦損失等の減少により発電力は増加するが、水路断面が大きくなり水路工事費の上昇および水路内の土砂の沈殿による通水断面積の減少などが生ずる。

したがって、水路工事費、出力および発電電力量を考慮して最も経済的な水路勾配および水路断面を決定する必要がある。

一般に無圧水路内の流速は2～3m/sec程度である。水路勾配は、開渠の場合1/1,000～1/2,000程度、トンネルの場合1/500～1/1,500程度が一般的である。

開水路の断面は、代表的なものとして長方形、台形、馬蹄形および円形がある。開渠の場合、小水量のものは長方形とすることもあるが、一般に台形断面が用いられる。トンネルの場合には、一般に馬蹄形が用いられる。これは施工が容易なこと、外力に対し強いことおよび経済的なためである。側壁の円弧はなるべく半径が大きく直線に近い方が施工しやすいので、地質がよい場合には側壁を鉛直またはこれに近い曲率とする。また地質が悪いほど外圧に対して抵抗力の大きくなる円形に近い断面とする。断面の通水能力の検討にあたっては、水位と流速および流量などの関係を表す水理特性曲線を用いると便利である。

(2) 圧力水路

圧力水路内の流速は、水路勾配に無関係で動水勾配に関係する。すなわち、圧力水路においては、取水口の計画最低水位とサージタンクの計画最低水位とを結ぶ動水勾配線以下に水路全体が位置するように設計すれば、水路勾配に関係なく動水勾配に従って水は流下する。

圧力水路のトンネル断面を小さくすると、建設費は減少するが損失水頭が増えて出力および発電電力量が減少する（損失電力および損失電力量が増加する）。逆に、トンネル断面を大きくすると建設費は増大するが、損失水頭が減少して出力および発電電力量が増加する。そ

ここで圧力水路の断面を変化させ、水路建設費にかかわる費用と便益との関係から経済性の比較を行い最も経済的な断面が決定される。なお、使用水量の小さい場合には、導水路トンネルの断面を最小施工可能断面とせざるを得ない場合も多く、経済性において不利となる。

一般に、圧力水路内流速は一般水力の場合 2～4m/sec 程度、揚水式水力の場合 5～6m/sec 程度が多い。

圧力水路の断面は、一般に力学的に最も合理的な円形が多く用いられるが、内圧のあまり大きくない場合あるいは地質が良好な場合には馬蹄形が用いられる。

11.4.3 導水路の通水量

発電用水路に用いられるコンクリートあるいは鋼製水路では、その通水量の算定に無圧水路、圧力水路ともManning（マニング）の式を用いる。すなわち

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

$$Q = V \cdot A$$

ここに、

- V : 水路内平均流速 (m/sec)
- R : 径深 (m)
- I : 動水勾配
- Q : 通水量 (m³/sec)
- A : 通水断面積 (m²)
- n : Manning の粗度係数

表 11-6 Manning の粗度係数

材 料	n の範囲
鋼製型枠を使用して施工した良好なコンクリート巻立水路	0.011～0.014
普通のコンクリート巻立水路	0.012～0.015
敷だけコンクリートを打った無巻トンネル	0.020～0.030
全断面無巻トンネル	0.030～0.040
溶接鋼管	0.010～0.014
吹付けコンクリート	0.017～0.029

なお、断面の部分により粗度係数が異なる場合は、合成粗度係数を計算して適用する。

11.4.4 トンネルの設計

トンネルの施工では、吹付けコンクリートとロックボルトにより周辺地山のもつ本来の強度を利用して支保とするNATM工法が標準的に使用されるため覆工の必要性は低いですが、以下の理由により、水路トンネル内面には一般に覆工が設置される。

- i) 支保工施工後の外圧増加（地下水圧、グラウト圧など）に対応する。
- ii) 水密を図り、漏水を防止する。

- iii) 水路の内面を平滑化し、流水の損失水頭を軽減する。
- iv) 内圧を地山に均等に分散させる。（圧力トンネルの場合）

(1) 無圧トンネル

無圧トンネルの覆工は外圧に対して安全でなければならないが、コンクリート巻厚を理論的に決定することは困難で、20～30cm が標準として採用される。

(2) 圧力トンネル

圧力トンネルの覆工は、内圧の小さい場合は無筋コンクリートとすることもありますが、一般に鉄筋コンクリートが多い。設計荷重は内圧としては静水圧、水撃圧およびサージング圧などがあり、これらを場合によって長期荷重と短期荷重に分けて考えることがある。外圧としては、外水圧（地下水圧）、グラウチング圧および地圧などがあり、通常はグラウチング圧が最も支配的となる。

覆工の設計方法については、内圧を地山に分担させるかどうか、覆工コンクリートに引張抵抗を期待するかどうか、あるいは覆工コンクリートにプレストレスを与えるかどうかなど種々の考え方があるとともに、計算式についても種々のものが提案されている。内圧の地山負担を考慮した覆工設計では、多重円筒理論を基礎とする Otto-Frey-Baer 式が多用される。図 11-23 に巻厚の実績を示す。

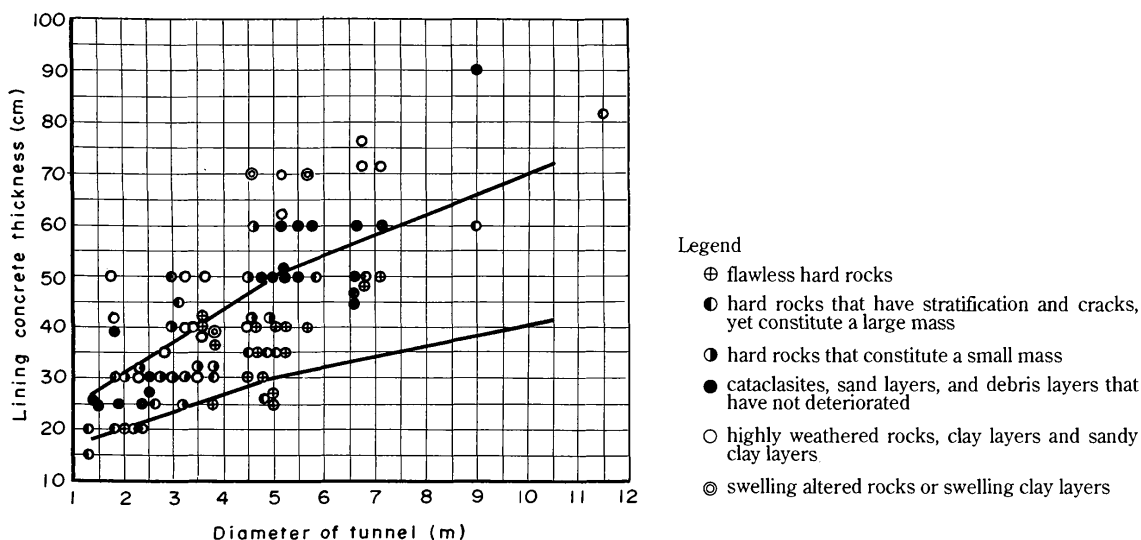


図 11-23 圧力トンネルにおける内空断面幅と巻厚の関係

また、取水口および水槽付近のように地表に近い箇所、水路の分岐部あるいは地質の不良箇所などに漏水防止のため内張管を設置することがある。この場合、以下の注意が必要である。

- i) 内圧を除去した時の残留外圧により座屈しないよう配慮する。
- ii) コンクリートトンネルと内張管との接合部は、両者の変形状の相違から漏水の原因となりやすいので、止水板を挿入したり変形を吸収したりするような構造とする。

11.5 水槽

水槽は、水車の負荷変動による水撃圧あるいは通水量の増減が導水路、水圧管路、水車および放水路などの構造物に悪影響を及ぼすことを防ぐ目的で、導水路と水圧管路の連結部または放水路の途中に設けられる。接続する導水路が無圧式の場合をヘッドタンク、圧力式の場合をサージタンクと呼び、放水路に設けるものを放水路サージタンクという。

水槽は水槽本体のほか、制水門、排砂門、スクリーン、除塵機および空気管などの付属設備、ならびに水位計、警報装置などの付帯設備によって構成される。

11.5.1 ヘッドタンク

ヘッドタンクは発電所の負荷急増時に水量を補給し、負荷減少時に余水を排除するなど、負荷の変動に伴う水圧管路流量と導水路流量との差を調整するとともに、流水中の土砂をここで最終的に沈澱、除去し、水圧管路や水車に障害を与えないようにするためのものである。

ヘッドタンクの機能上の条件は以下の通りである。

- (1) ヘッドタンクの容量は、導水路からの補給なしに最大使用水量で1～2分間程度の運転ができること。
- (2) 定常運転時に水面の急激な変動や波立ちに対し水槽の湛水面積は下記式を満足すること。

$$A/Q \geq 50$$

ここに、

- | | |
|---|--------------------------------|
| A | : 湛水面積 (m ²) |
| Q | : 最大使用水量 (m ³ /sec) |

- (3) 水車と負荷変動に対する水位変動が、許容上限および下限以内に収まること。

ヘッドタンク的设计にあたっては次の点に留意する必要がある。

- i) ヘッドタンクに流入する河川水が渦を発生しないよう急激な断面変化は避ける。
- ii) 沈澱した土砂を集積し排除するために、底勾配を1/15～1/50の下り勾配としてその末端に溝を設け、土砂を排除するための排砂ゲートを設置する。
- iii) 土砂が水圧管路に流入しないように、取水庭（水圧管路入口の部分）の敷標高をヘッドタンク最低部より1.0～1.5m程度高くする。
- iv) 水圧管路呑口部は、渦の発生により空気が管内へ連行されることのないような構造とするために、水深は水圧管内径の2倍以上とする。
- v) 全負荷を遮断した場合、導水路の頂部に圧力のかからない範囲の水位で最大水量を安全に放流できる余水路を設ける。
- vi) ヘッドタンク内流速は0.4～0.6m/sec程度となるようにする。
- vii) 取水庭の前面にスクリーンを設ける。あまり大きなごみは考えられないので、取水口に設けるものより目の細かいものとする。

- viii) 水車の入口に入口弁を設けない場合には制水門を設ける。制水門は、スクリーンの背面に設ける場合と水圧管呑口に直接設ける場合がある。水圧管呑口に設置した場合、制水門を急激に閉じて流れを遮断したとき、水圧（負圧）により水圧管を破壊する恐れがあるので、これを防止するため、制水門の背後に空気弁または空気管を設ける必要がある。
- ix) ヘッドタンクの容量の決定に当たっては、一般に、最大使用水量の1～2分程度の量を貯留することとしているが、発電所の運用や水車のクローリングタイム等を考慮してヘッドタンクの小容量化を実施している例もある。

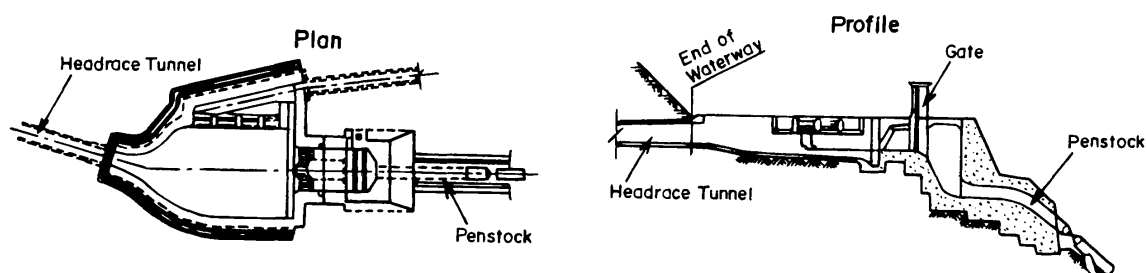


図 11-24 ヘッドタンク的设计例

11.5.2 サージタンク

(1) 設計条件

サージタンクの設計に当たっては、次の点を考慮する必要がある。

- i) 安定条件
負荷の変動に伴う水位変動に対して、ある時間経過後には再びもとの平衡状態に戻ることを。
- ii) 全負荷遮断条件
取水設備の水位が最高の場合において、全負荷の遮断により生じた最高上昇水位は常にサージタンクの天端以下にあること。
- iii) 負荷急増条件
取水設備の水位が最低の場合において、半負荷から全負荷に急増した場合の最低下降水位は、導水路天端以上にあること。
- iv) 減衰条件
定常運転中のサージタンク水位変動は水車の流量調整に影響を及ぼさない程度のものであること。

水力発電所でシステムの周波数調整（AFC）および自動負荷調整（ALR）運転を行う場合は、負荷の急増・急減が絶えず繰返され、負荷変動がサージタンクの水面振動に同調すると共振状態が発生し、異常に大きいサージングが起きることがあるので注意が必要である。

揚水式発電所の場合、負荷遮断時の条件のほか、入力遮断時についても検討することが望ましい。すなわち、揚水中にポンプへの入力遮断され、しかも、弁が全開で閉じないままの状態が起きた場合の下降サージはきわめて過酷な条件となり、揚水式発電所サージタンクに特有のものである。

(2) サージタンクの種類

サージタンクの種類としては、単動サージタンク、差動サージタンク、制水孔サージタンク、水室サージタンク等がある。

- i) 単動サージタンクは立坑と導水路を直結した最も単純な構造のもので、水面の昇降は緩やかで水圧管の水撃圧は確実に軽減される。しかし、他形式のものに比べ比較的大きな容量を必要とする。図11-25に単動サージタンクの例を示す。
- ii) 制水孔サージタンクはサージタンクと導水路とを制水孔（ポート）で連結したもので、使用水量の変化に応じ水が制水孔を出入りし、このとき生じる制水孔の抵抗損失による圧力上昇または下降が水路内の流れを抑制するよう働くため、サージングの減衰性はよいが、水撃圧の吸収が少ない。また、最大使用水量時より、部分使用水量時の方が負荷遮断時に水位上昇が大きくなるので注意を要する。図11-26に制水孔サージタンクの例を示す。
- iii) 差動サージタンクは制水孔サージタンクに導水路断面積と同程度のライザ管をたて導水路と直結したもので、構造は他の形式に比べ複雑である。制水孔サージタンクに比べ、基部の圧力上昇がライザの高さ以下に抑えられることおよび水撃圧の吸収の点で優れている。この形式は、単動サージタンクに比べ断面で1/1.5～1/2程度、容量で半分程度とすることができる。図11-27に差動サージタンクの例を示す。
- iv) 水室サージタンクは立坑とこれに連結する水室で構成されるもので、立坑は振動の安定条件を満足する最小の断面積とし、水室は最上昇水位と最下降水位の部分に設け、振動の振幅を制限するものとして設けられる。一般に安定条件を満足する断面積は低落差の場合に大きくなるので、中・高落差の場合に適する。図11-28に水室サージタンクの例を示す。

以上のサージタンクの形式は主に水理的にみた分類であるが、設置形態から考えると、地上に露出する型と全体が地下に埋設される型がある。構造面からは、地上に露出する場合、鉄筋コンクリート、プレストレストコンクリートおよび鋼製などがあり、地下式の場合、鉄筋コンクリート造が多く、地質のよいところでは内圧の一部を地山に負担させたり、止水のため鋼板の内張りをする場合もある。

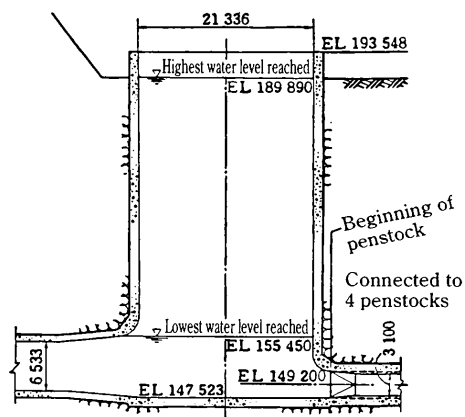


図11-25 単動サージタンクの例

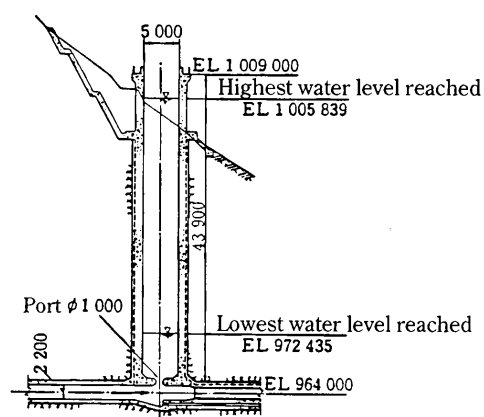


図11-26 制水ロサージタンクの例

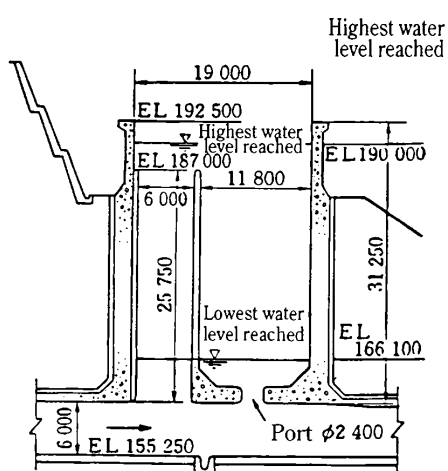


図11-27 差動サージタンクの例

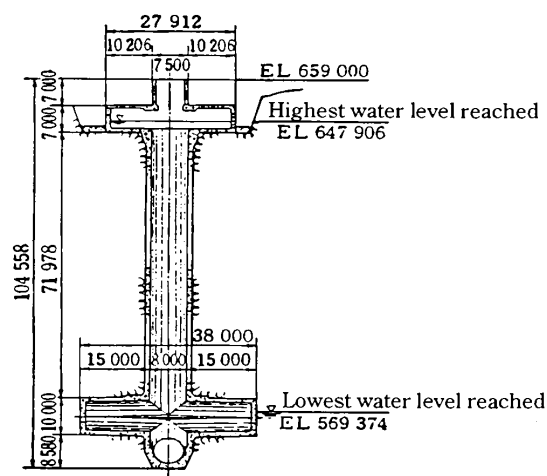


図11-28 水室サージタンクの例

11.6 水圧管路

11.6.1 水圧管路の形式と材料

水圧管路の形式には露出管と埋設管の2つがある。前者は、図11-29に示すとおり地表に露出している形式であり、後者は、図11-30に示すとおり地盤または岩盤中に管を埋設設置する形式である。また、露出管方式の中にはトンネル内に設置するが、コンクリートを充填しないで鉄管を露出させているものもある。

埋設管方式の水圧鉄管はダム式や揚水式発電所に採用されることが多い。特に揚水式発電所においては、ポンプ運転時の押し込み水頭の関係で、ポンプ水車の中心を下池の低水位以下としなければならないので、発電所は地下式となり、水圧鉄管はトンネル内に埋設されることが多い。

水圧管路本体の材料には、鋼管、鉄筋コンクリート、強化プラスチック管等が用いられる。大規模揚水発電所の場合、水圧鉄管は大口徑、高落差となるので、使用材料は600~800N/mm²級高張力鋼へと高強度化し、現在では板厚100mmという極厚鋼板も使用可能となっている。

11.6.2 水圧管路の計画

(1) 露出管

露出形式の水圧管路は、地すべりや雪崩の影響のない、地山土被りが薄い尾根筋に沿って直線的に最短距離になるよう計画するのが望ましい。

屈曲部では、図 11-29 に示すとおり、管をコンクリート製アンカーブロックで固定する。一般に鉄管を使用する場合のアンカーブロックの間隔は 50～100m に選択する。

強化プラスチック管では地山の安定を重視して掘削を出来るだけ少なくする配慮から、屈曲部の数は鉄管の場合より多くなるが、単管の傾斜による推力をその支台が分担するので、アンカーブロックの容積は鉄管の場合より小さくなる。

鉄管の場合のアンカーブロック間の直線区間は、リングガーダーまたはコンクリートサドルで支持する。サドルの場合の支持間隔は、管径の 3～5 倍程度にとるが実績としては 6m の例が多い。また、リングガーダーの場合は、その補剛環により鉄管の剛性が増すので、管径の 10～20 倍程度の間隔で設計するが、実績としては 18m の例が多い。これらの長さの決定に当たっては現地までの輸送条件、仮設条件などを考慮するとともに支台上に継手がないように配慮する。

(2) 埋設管

埋設管路は、十分な地山被りを確保した地質の良好な位置に設けるよう設計する。

埋設形式の水圧管路は、地形に左右されずに最短ルートで縦断形状を設定できるため、発電所の位置によってはその長さを著しく短縮でき、経済的となる場合がある。

埋設管路には、斜坑と立坑の 2 つの形式がある。斜坑は一般に 45° 以上の勾配をとり、施工時の掘削ズリの落下が容易なようにする。

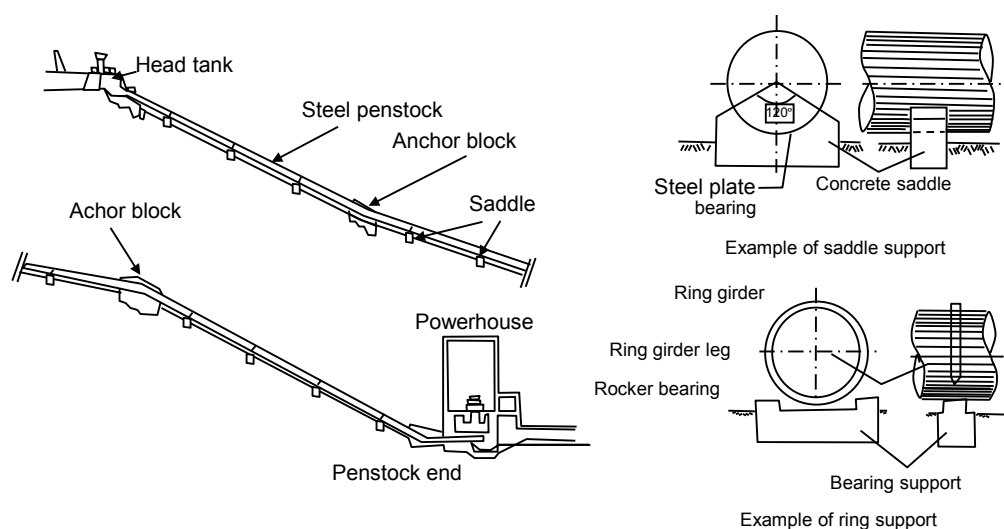


図 11-29 水圧鉄管の例（露出地上式）

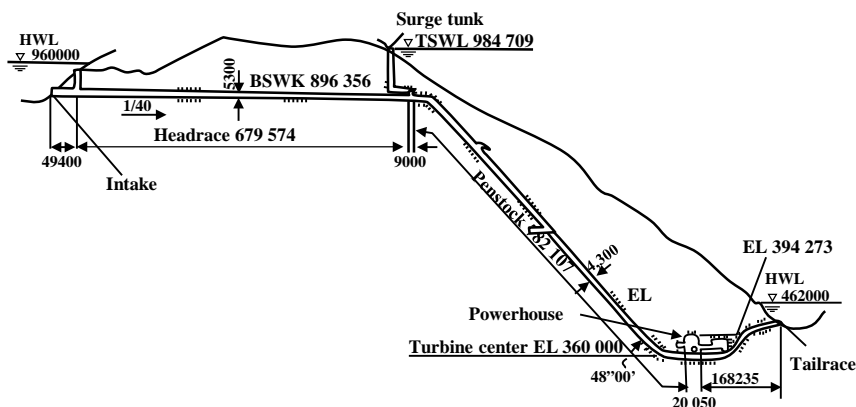


図 11-30 水圧鉄管の例（埋設地下式）

11.6.3 水圧管の設計

(1) 管径の決定

管径は、導水路断面の決定の場合と同じように、管径の変化に伴う建設費と損失落差の変化に伴う発電力、発生電力量の変化を勘案して、最も経済的な管径を選択する。

通常、管内流速は約 2~4m/sec 程度としているが、一般的傾向として、低落差の場合は管径を大きくして流速を小さくし損失落差を小さくするほうが、また、高落差の場合には損失落差を犠牲にしても流速を大きくして管径を小さくする方が経済的となる。

(2) 管厚の決定

管厚の計算基本式は下記によるが、露出管方式、埋設管方式により考慮すべき事項を以下に述べる。

$$t = PD/2\sigma + \varepsilon$$

ここに

- t : 管厚
- P : 計算位置での設計水圧 (岩盤負担を考慮する場合は負担率分を減ずる。)
- D : 管の内径
- σ : 管の許容応力度
- ε : 余裕厚

1) 露出管方式の場合

管内満水時では内圧、鉄管の自重、管内水の重量、温度変化を考慮して設計する。このほかの荷重としては地震力、風圧、雪荷重が考えられる。また、管内空虚時では、排水時の外圧を考慮する。

2) 埋設管方式の場合

鉄管の外周は管軸方向に連続してコンクリートで支持されているため、管内満水時には内圧と温度変化を考慮して設計する。管路の周辺岩盤が良好な場合には、管厚低減のため水圧

の一部を岩盤に負担させる設計とする場合がある。

管内空虚時には外圧について検討する。埋設管に作用する外圧としては、施工時は打設コンクリート圧、注入グラウト圧があり、完成後は地山の浸透水圧を考える。

(3) 強化プラスチック管

設計水圧が比較的小さくかつ管径が3m程度以下の直線区間の場合は、施工性、維持管理の面で優れた強化プラスチック管の採用が有利となる場合がある。

強化プラスチック管の設計は鉄管に準ずるが、異方性の複合材料であるのでプラスチックのクリープに配慮して、通常の許容応力の他に破壊則に基づく複合応力式を満足させる必要がある。一般に露出管としては強化プラスチック管（FRP管）が用いられ、埋設管としてはFRPの内外面間にプラスチックモルタルを配して剛性を持たせた強化プラスチック複合管（FRPM管）が用いられる。

11.7 余水路

余水路は、沈砂池やヘッドタンクの余水吐からの越流水を河川に放流するための設備である。形式としては、開渠、蓋渠、管路（鉄管、鉄筋コンクリート管、強化プラスチック管等）が用いられる。

余水路は一般に急斜面に計画されることが多いため次のような点に留意して検討する。

- i) 余水路のルート選定ならびに構造形式の決定に当たっては、ヘッドタンクから河川までの地形、地質および周辺の環境条件を十分に調査して決める。
- ii) 余水路内の流水は、急勾配水路を流下する高速射流であり、水路の屈曲部や不連続部において衝撃波や空洞現象を生じる恐れがあるため、水路は出来る限り直線的な配置が望ましい。
- iii) 余水路の断面は、空気の連行による水深の膨れ上がりを生じる恐れがあるので、設計には特に慎重を期す必要がある。
- iv) 管路の場合、高流速で連行される空気を補給するために屈曲部には通気孔を設置する。
- v) 余水路が開渠、蓋渠の場合でも管路のアンカーブロックと同様に底面にカットオフ状の突起を設けてスライドを防ぎ、かつ漏水による浸食を防止する。
- vi) 余水路終端部には、水を下流に安全に放流するために減勢工を設置する。
- vii) 余水を河川に直接放流する場合には、河床の過度の洗掘など河川に影響を及ぼさないようその方向に注意する。
- viii) 一般に余水路は水圧管路と併設するが、ヘッドタンクの付近の沢を利用できる場合は、開渠を用いて余水路の長さを短くすることができる。

なお、使用水量の小さい発電所においては、導水路断面が最小施工断面となり、導水路に空容量のあることが多い。この場合には空容量を利用して負荷急減時の余剰水を吸収させ、余水路を省略することが可能な場合がある。また、ペルトン水車の場合には、取水口ゲートの緩閉塞とデ

フレクタ放流により、余水路省略が可能な場合もある。

11.8 発電所基礎

発電所は、水車および発電機を収容する主機室と開閉装置、配電盤、付属機器等を収容する補機室より構成される。通常、これらの基本諸元や配置は電気機器の諸元から決定する。

11.8.1 発電所位置の選定

発電所の位置は、次の事項に留意して決定する。

- i) 基礎地盤の良好な所
- ii) 洪水時に被害を受けず、水流の衝突しない所
- iii) 山崩れ、雪崩などの恐れのない所
- iv) 屋外開閉所、送電線配置に好都合の所
- v) 建設資材や機器の運搬が容易で将来の維持管理が容易な所

11.8.2 発電所の形式

発電所は、その位置により地上式と地下式とに大別される。

地上式発電所は建物の形式から屋内式、半屋外式に分類される。屋内式発電所（図11-31）は一般的に用いられる形式であり、水車、発電機は発電所建物内に納められ、その組立、分解は天井走行クレーンにより行う。半屋外式（図11-32）は発電機室天井を地表面とするもので、天井に設けられるハッチを通して水車、発電機の組立・分解のための機器類の搬出入を行う。組立・分解用には屋外に設置するクレーンを使用する。地下式発電所については図11-37に事例を示し、11.8.4に説明してある。

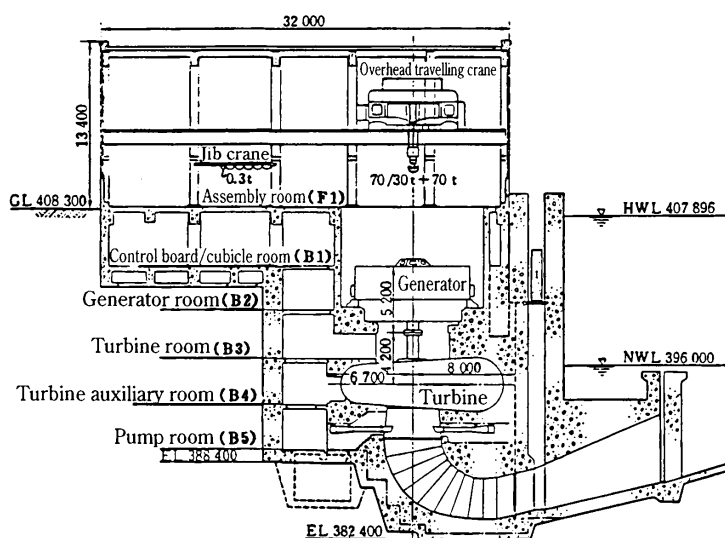


図 11-31 屋内式発電所の例

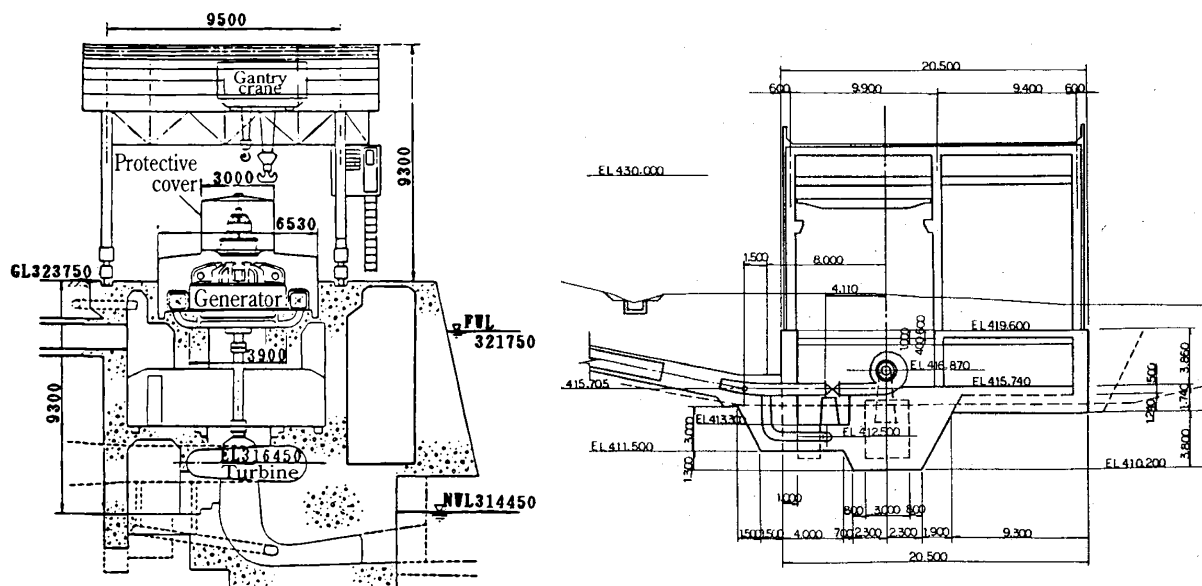


図 11-32 半屋外式発電所の例

11.8.3 発電所の設計

一般に、水車、発電機の回転速度を高くすると機器を小型軽量化でき、発電所の建屋の規模の縮小および建屋工事費の減少が可能である。しかしながら、水車の吸い出し高が大きくなるので発電所の基礎は深くなり、基礎工事費は増加する。したがって発電所の設計は、水車、発電機の回転速度と発電所の建屋および基礎の工事費を総合勘案した検討を行い、機器の回転速度を決定のうえ以下の順で行う。

- 初めに放水位と水車の特性から要求される吸い出し高さから水車中心標高を決める。
- 水車、発電機の所要寸法から発電機室敷高を決定し、発電所建屋の高さは、主機の搬入組立・分解に必要な天井クレーンの吊り上げ高さによって決定する。
- 発電所の平面寸法は、主機・補機の配置とともに、運転保守および据付工事に充分配慮し決定する。

発電所基礎は、水車型式により種々の構造となるが、水圧鉄管、水車および発電機を支持するとともに、吸い出し管を固定させ、かつ主機の振動に対し十分安全な構造とする必要がある。荷重の大きい発電機の支持構造形式としては、大規模な発電所では縦形の厚肉円筒構造にて支持するバレル式、小規模な発電所では梁構造にて支持する二床式とすることが多い。各階床は諸機器の荷重に耐える強度を持つよう設計する。また、各室の換気について十分考慮するとともに、事故または災害が発生した場合の避難路も考慮する。

発電所建屋規模を小さくするためには、発電機シャフトの短縮、水車回転速度の高速化による水車、発電機の小型化、クレーンの改良、付属機器の合理的組合せ等の検討をすることも有効である。

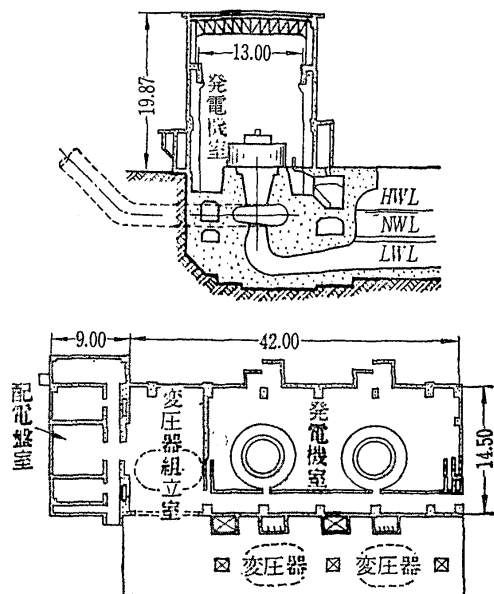


図11-33 バレル式の例

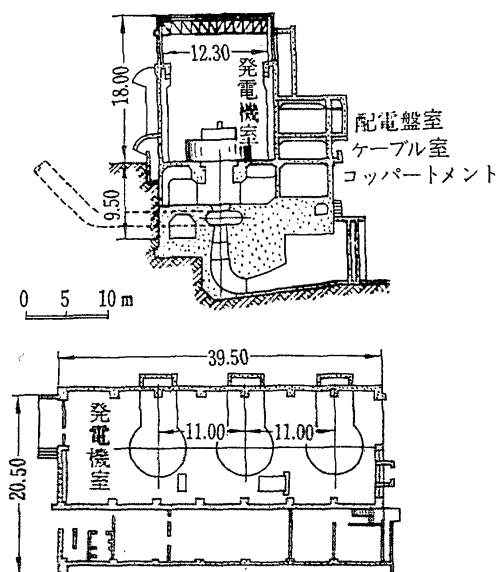


図11-34 二床式の例

11.8.4 地下発電所

(1) 地下発電所の特徴

地下発電所の特徴をあげると次のとおりである。

- i) 地形の制約を受けず自由に位置を選べ、落差を十分利用できる。特に揚水発電所のように押し込みヘッドを確保するため、水車中心標高を低い位置に設けなければならないようなときは、地下発電所が有利となることが多い。
- ii) 寒冷地でも雪害や氷害の心配がなく、岩石の崩落に対しても安全である。
- iii) 構造物が地表に現れないので、自然環境を損なうことが少ない。
- iv) 天候や気温に関係なく、年間を通じ建設工事を行うことができる。
- v) 地下に大空洞を設けることになるので、地質条件により経済性が支配される。
- vi) 工事中はもとより、完成後においても換気、排水および照明などに特別な配慮が必要である。
- vii) 電気機器および資材を搬入するためのトンネル、あるいは発電した電気を引出すためのトンネルなどが必要である。
- viii) 大規模な地下掘削が必要なため、発電所自体の工事費が高つく。

(2) 全体レイアウトにおける地下発電所の形式

地下発電所の形式は、全体の水路系の中に発電所がおかれる位置により、ヘッドタイプ、テールタイプおよび中間型の3種類に分けられる。

ヘッドタイプは取水口の近くに発電所を設け、比較的長い放水路トンネルをもつ。導水路

サージタンクは省略できるが、放水路が長い場合負荷の変動に対応するためトンネル断面を大きくするか、あるいは放水路始点にサージタンクを設ける必要がある。この形式の場合、発電所位置までのアクセストンネルが長い斜坑や立坑になる場合が多い。図 11-35 にヘッドタイプ発電所の例を示す。

テールタイプは放水口の近くに発電所を設け、比較的長い導水路トンネルをもつ。一般に、導水路サージタンクを設けるが、放水路サージタンクは省略することが多い。この形式は、発電所位置までのアクセストンネルが短くてすむ場合が多い。

中間型はヘッドタイプとテールタイプの特徴を合わせたタイプであり、導水路サージタンクと放水路サージタンクの両方を有する場合、両方とも省略する場合などがある。

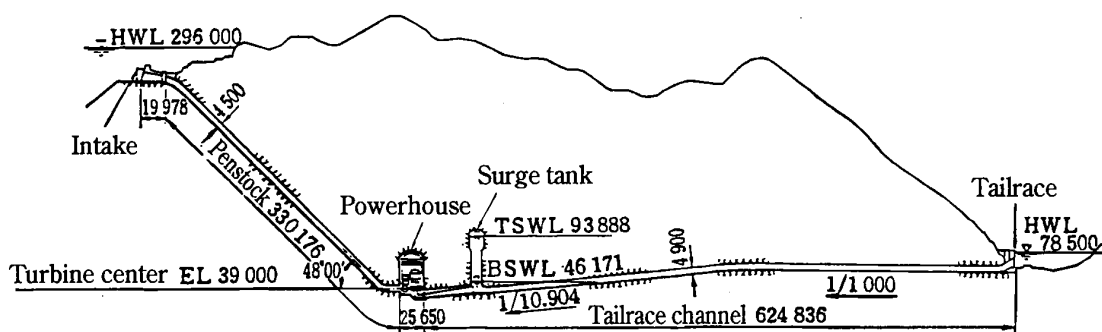


図 11-35 ヘッドタイプ発電所の例

(3) 地下発電所の形状と大きさ

地下発電所の断面形は図 11-36 に示すように、大別してアーチ形の天井と鉛直な側壁をもつ断面のものと、天井アーチと側壁とが連続し楕円形や弾頭形をした断面のものがある。これら形状は地山強度と空洞規模により選定されるが、近年は NATM 工法や PS アンカー工法などの岩盤補強技術や解析技術の向上を背景に、楕円形や弾頭形の断面が多く採用され、掘削断面積で 1,500m²規模の地下発電所も建設されるようになっている。

地下発電所の位置は十分な調査を行い、地質が良好で断層の影響が少ないところに選定されなければならないが、さらに発電所の空洞軸方向の配置は、主要節理の方向および地圧の卓越する方向などを考慮に入れ決定する。

地下発電所の大きさは図 11-37 に示すように通常の発電所と同様、発電機の容量、台数およびその他付属設備の配置などにより決定される。特に地下発電所では掘削量を少なくすることが経済性および施工上の安全につながるため、主機および変圧器など諸機器の位置について十分な検討が必要である。主変圧器は、地下の主機室と同一空洞内、あるいは隣接した主変室用空洞内に設けられる。また開閉所は地上に設けられる場合が多いが、地質、地形、気象条件および環境問題などにより地下に設けられることもある。このように主機室と別に地下空洞を設ける場合は、空洞相互の距離に注意しなければならない。空洞の離間距離が接近しすぎると相互に影響し合い、単独の場合に比べ緩み領域（掘削に伴う過度の応力増加により岩盤特性が低下する領域）が増幅されるからである。

主機の組立て室は、主機室の一方の端に設けられる場合と中央に設けられる場合がある。主機室の中央に設けられる場合、組立て室の部分がその両側に対して岩盤が島状に残るため、側壁を支える一種のストラット効果が期待できる。

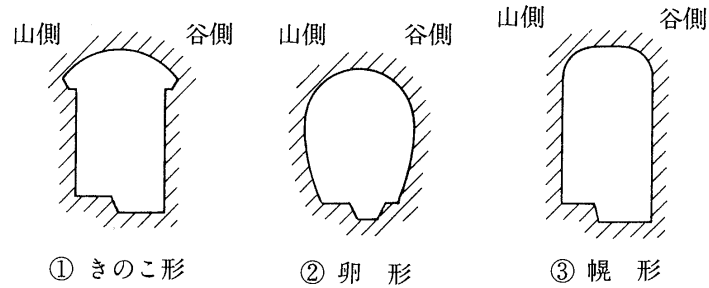


図 11-36 地下発電所の断面形状

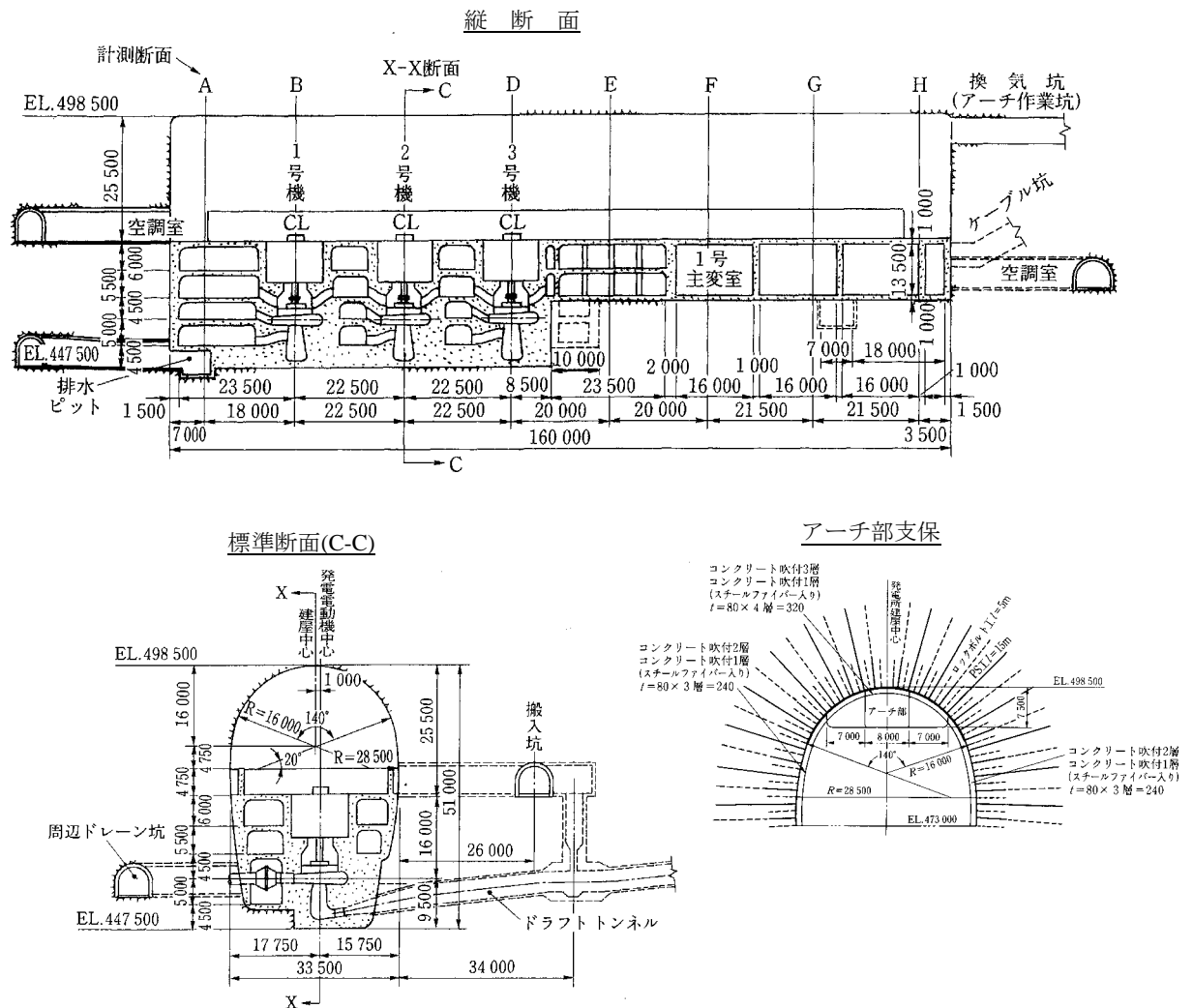


図 11-37 地下発電所の例（I発電所）

(4) 支保設計

地下発電所は上記の通り、通常のトンネルに比べその規模が非常に大きく掘削に伴う応力

集中も大きいことから、施工時および建設後の空洞の安定性を確保することが極めて重要である。特に、空洞の断面形状の決定や掘削手順を踏まえた支保設計においては十分な検討が必要であり、このため施工の進展や周辺地質を反映した二次元有限要素法による解析を行って緩み領域や変形量を合理的に把握することが不可欠である。なお、この場合、地下構造物のため地震の影響は、通常考慮しない。

支保工としては、NATM工法の普及により、吹付けコンクリート、ロックボルトおよびPSアンカーの併用が一般的となっており、更なる合理化を目的としたケーブルボルトの適用も検討されている。これらの施工範囲や仕様は解析結果に基づいて決定する。

覆工は一般に鉄筋コンクリート構造として設計されるが、近年、吹付けコンクリートをそのまま永久覆工とする事例も多くなっている。その場合には、仕上げ層の吹付けコンクリートの強度を増大させるため、スチールファイバーなどを混入したものも用いられる。

11.9 放水路および放水口

放水路は、水車から放出された水を河川に導く水路であって放水庭、放水路および放水口からなっている。放水庭の水位は、水車からの放流量や洪水時の河川の水位に左右されるが、ペルトン水車の場合には吸出管を使わないので、ノズルの中心位置を洪水時水位より30cm程度高く設定すれば良い。フランシス水車およびカプラン水車では吸出管を使用しているため、最小使用水量の時にも放水位が吸出管出口よりも低くならないようにする。

放水路内の流速は2m/sec程度にするのが普通である。

放水口は、河川への出口部になるので、河川の流水や流砂により破損しないようその周囲の地形に応じ、コンクリートや練石積で保護工事を行う。

放水口の位置は、下記の点に留意して選ぶ必要がある。

- ▶ 河流中の土砂の堆積によって出口が閉塞される恐れがないこと
- ▶ 河川または支流の流れが直接激突するようなことのない場所であること
- ▶ 洪水時に水面が著しく上昇せず、また洪水による河床変動がなく、洪水による被害の恐れのないこと
- ▶ 放水口下流近くに川幅が狭くなる場所がないこと

また、揚水発電所の場合、放水口は揚水時には取水口となり、流水の方向が発電時と逆になるので、放水口に対しても取水口と同様な配慮が必要である。

第11章の参考文献

- 〔1〕 中小水力発電ガイドブック、(財)新エネルギー財団
- 〔2〕 発電水力演習（千秋信一）、学献社
- 〔3〕 最新フィルダム工学、(社)電力土木技術協会
- 〔4〕 電力施設地下構造物の設計と施工、(社)電力土木技術協会
- 〔5〕 多目的ダムの建設、(財)ダム技術センター
- 〔6〕 グラウチング技術指針・同解説、(財)国土技術研究センター

第 12 章

電気機器の設計

第12章 電気機器の設計

12.1 水車

計画地点の取水位置（最大、基準、最低）、放水位置（最大、基準、最低）および発電に使用可能な最大使用水量などの表 12-1 に示す項目が選定されたならば、これらのケースについて電気機器の概略設計が求められる。以下に、水車、発電機、補機および電気的な回路の選定について記述する。

表 12-1 電気機器設計に必要な項目

項目	単位	計画値		
最大使用水量	m ³ /sec			
基準有効落差	m			
主機台数				
周波数	Hz			
		最高落差時	基準落差時	最低落差時
取水位	EL. m			
放水位	EL. m			

12.1.1 水車の分類

水車の原理的な水のエネルギーの利用形態から衝動水車と反動水車の二つに分類され、図 12-1 の体系に整理できる。これらの水車の中から、地点の落差、流況、発電運用および建設費を考慮して最適なものを選定する。

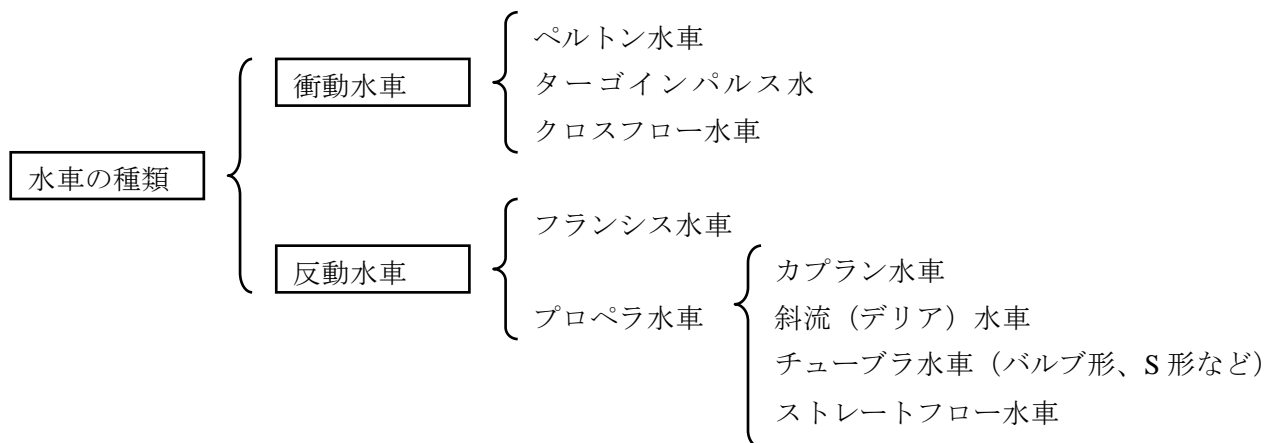


図 12-1 水車の分類体系

(1) 衝動水車

圧力水頭を持つ水をノズルから噴出させて、速度水頭に変え噴出水の衝動によりランナを回転させる構造の水車を言う。

(2) 反動水車

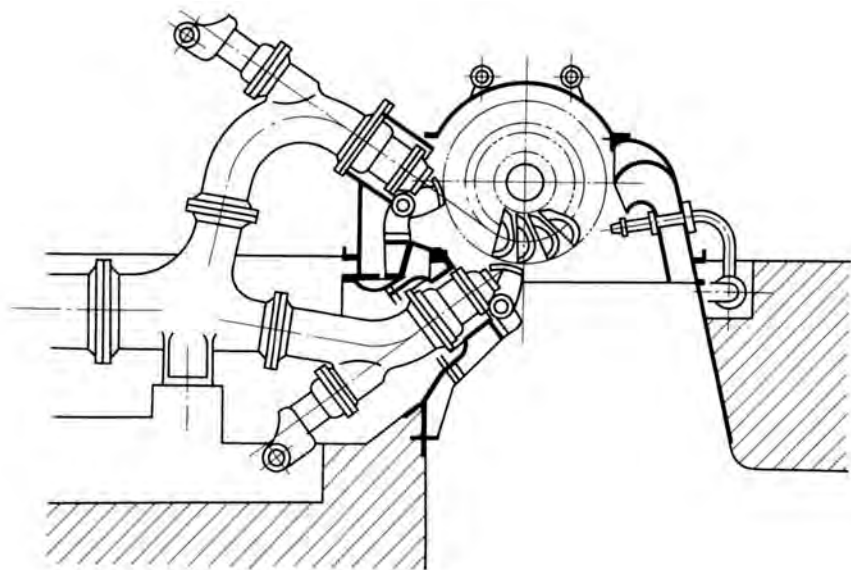
圧力水頭を持つ流水の水圧をランナに作用させる構造の水車を言う。

(3) ペルトン水車

ペルトン水車は衝動水車に分類される。1870年に米国の鉱山技師であるペルトンにより考案され、高落差の水力発電に適用される最もポピュラーな水車である。この水車は、ランナの円盤外周部に設けられたバケットに、ノズルから噴出する水を衝突させる構造である。バケットの形状は、水車によって詳細構造が少しずつ異なっており、様々な構造があるが、一般的には、中央に遮蔽板もしくはスプリッターを持つボウル状のバケットが、主軸の外周方向に、複数取付けられている構造となっている。このスプリッターが、ボウル状のバケットに衝突し反転する流れを二つに整流することで、噴出水が効果的にランナに作用する役割を果たしている。ランナに作用する噴出水は、ニードルパイプに導かれた水が、ニードルパイプからニードル弁に導かれ、ニードルノズルとニードルチップによって加速され作成される。

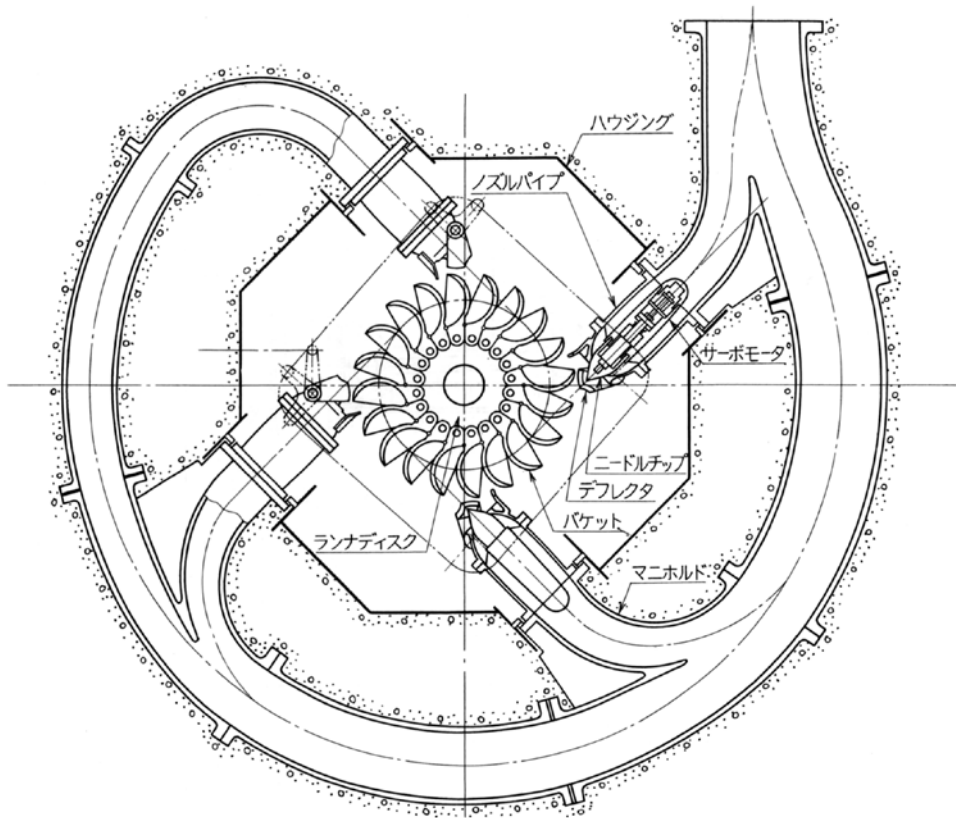
噴出水の量、すなわち水車の出力は、ニードル弁のノズルとニードルチップの開度で調整でき、ニードル弁の操作機構は、调速装置により制御する。ノズルの出口には、ディフレクタが設置されており、負荷遮断等で急激な負荷の変動が生じた場合は、噴出水がバケットに作用しないよう方向を加減することが行われる。ペルトン水車は一般に 200m 以上のフランシス水車の適用が困難な高落差に適用される例が多い。さらに高落差の水力発電計画にも適用が可能であり、1,750m の高落差のペルトン水車の採用実績もある。適用範囲は概ね以下の範囲である。

出力 : 100~315,000 (kW)
 流量 : 0.2~55 (m³/sec)
 落差 : 75~1,300 (m)



出典：JIS-B0119 水車およびポンプ水車用語

図 12-2 ペルトン水車構造図 (横軸 2 射)



出典：JIS-B0119 水車およびポンプ水車用語

図 12-3 立軸4射ペルトン水車

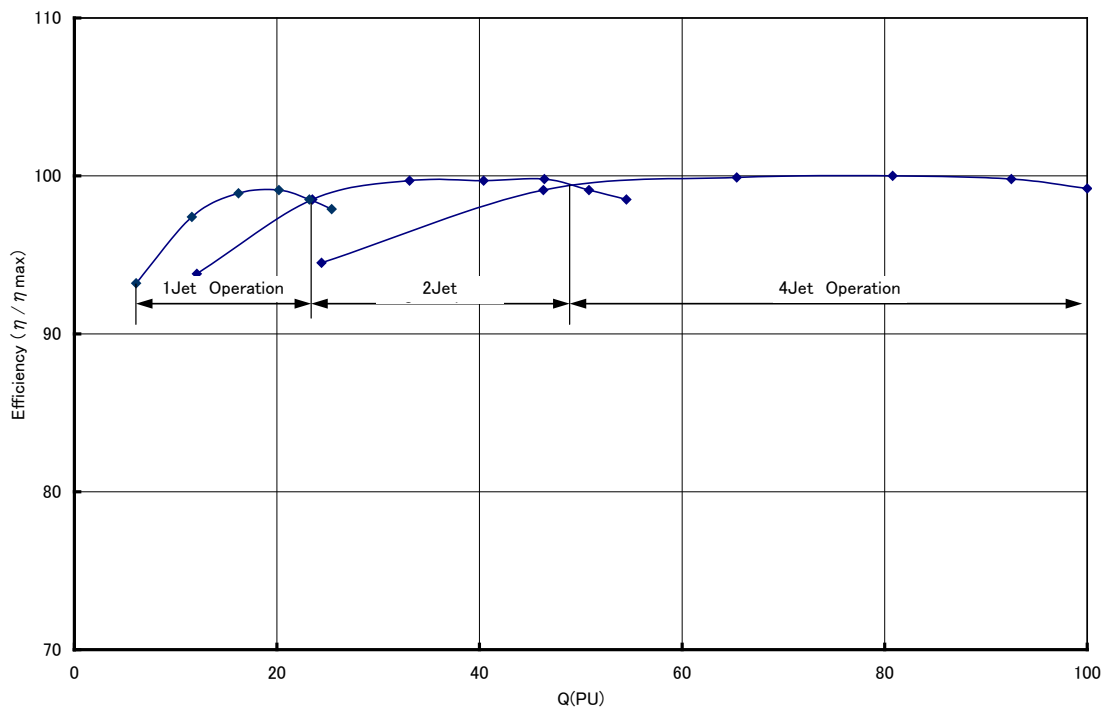


図 12-4 ペルトン水車のノズル切替運転時の水車効率

横軸ペルトン水車のノズルは、2本もしくは1本が一般的である。2本ノズルが採用されている水車では、渇水期において流量が少ない場合には、出力調整を1本のノズルの運転で行う技術が開発され、低流量域での高効率運転が可能である。立軸ペルトン水車では、ノズル数は2から6のものが適用可能である。横軸ペルトン水車と同様に1ノズル運転まで可能な水車も開発されている。

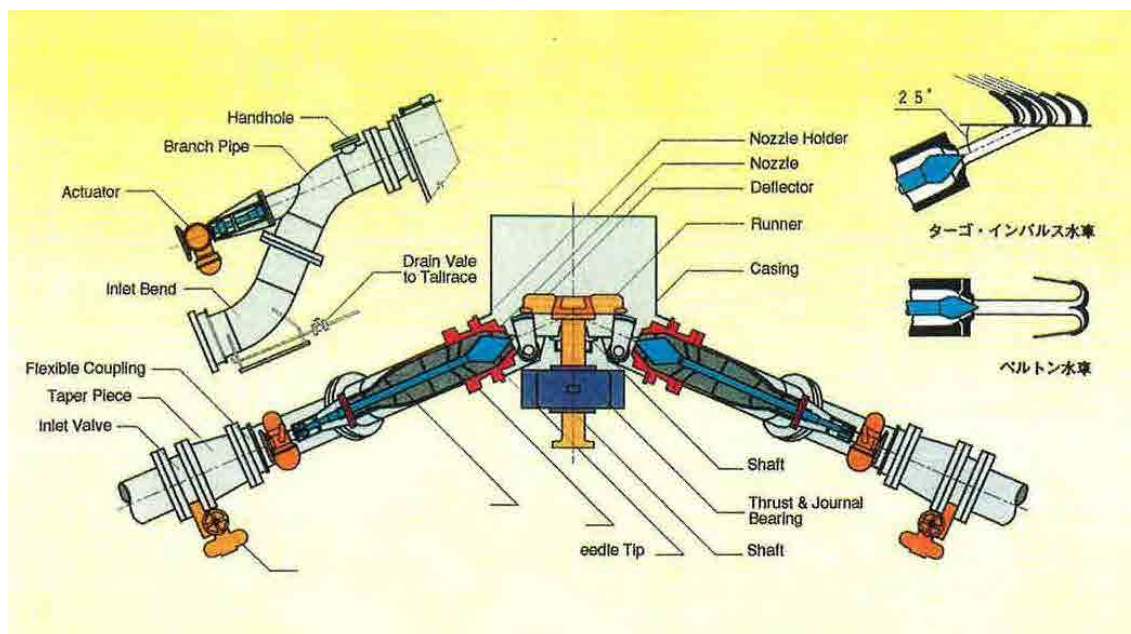
空中でノズルから噴出する水をランナに作用させるため、ペルトン水車のランナの位置は、常に放水面より高くすることが必要であり、このため水車中心位置から放水面までの落差は全損失となる。水車の据付位置は、放水面に近づけることが良いが、洪水時にランナが浸水しないような安全な高さを残す必要がある。

ディフレクタを設備したペルトン水車では、送電線故障や急な負荷変動により急激に発電機出力を遮断もしくは制御が必要となった場合、ノズル開度ではなく、ディフレクタでランナに作用する噴出水の方向を変えることで同等の効果が得られる。このため、水圧管路流水の緩閉鎖が可能であり、フランス水車等で問題となる流水遮断時の鉄管水圧上昇、回転速度上昇をディフレクタ放流で軽減することが可能である。また、ディフレクタで長時間の放流を行うことで、上水槽からの余水路を省略する技術も開発されている。このようにペルトン水車は、有効落差が大きく、流量変化が大きい流込み式発電所に適した水車と言える。

(4) ターゴインパルス水車

ペルトン水車と同様にランナとノズルで構成され、英国の水車製作者であるギルケス社（Gilbert Gilkes & Gordon Ltd.）が開発した衝動水車である。ノズルから噴出した水は、ランナの平らな面に斜め横から3～4枚の羽根に同時に吹き付けられてランナを駆動する。その構造とペルトン水車とのノズルとランナの関係の比較を図12-5に示す。ペルトン水車よりも少し低い落差に用いられ、適用範囲は概ね以下のとおりである。

出力	: 100～10,000 (kW)
流量	: 0.2～8.0 (m ³ /sec)
落差	: 75～400 (m)



出典：Gilkes 社 TURGOIMPULSE TURBINE Catalog

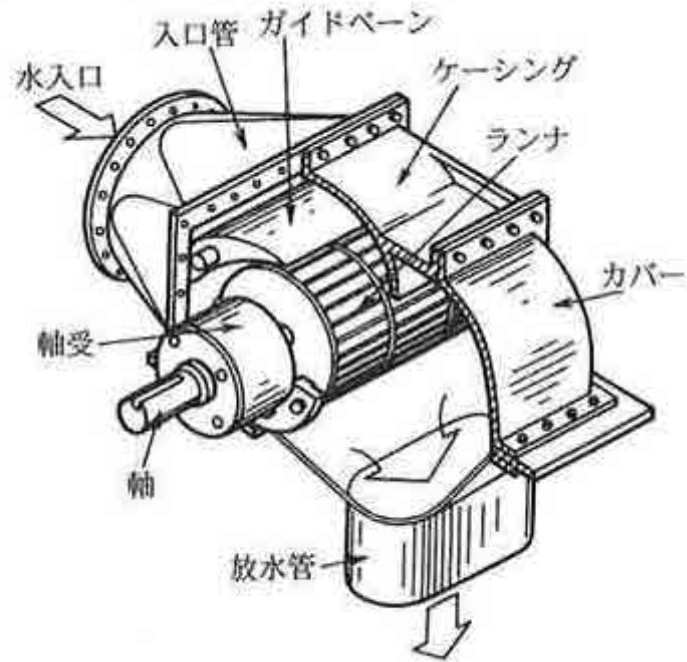
図 12-5 ターゴインパルス水車構造図（ペルトン水車とターゴのノズル比較）

ターゴインパルス水車は、同じ落差、流量のペルトン水車と比較した場合、回転速を高く設定でき、本体重量だけでなく発電機重量も小さくなり、全体としてコストを低減できる可能性がある。ペルトン水車と同様に、複数のノズルを有する水車でノズル切替による部分負荷での高効率運転、ディフレクタによる急閉鎖時の水撃圧軽減、回転数上昇軽減およびディフレクタ放流による余水路省略も可能である。

(5) クロスフロー水車

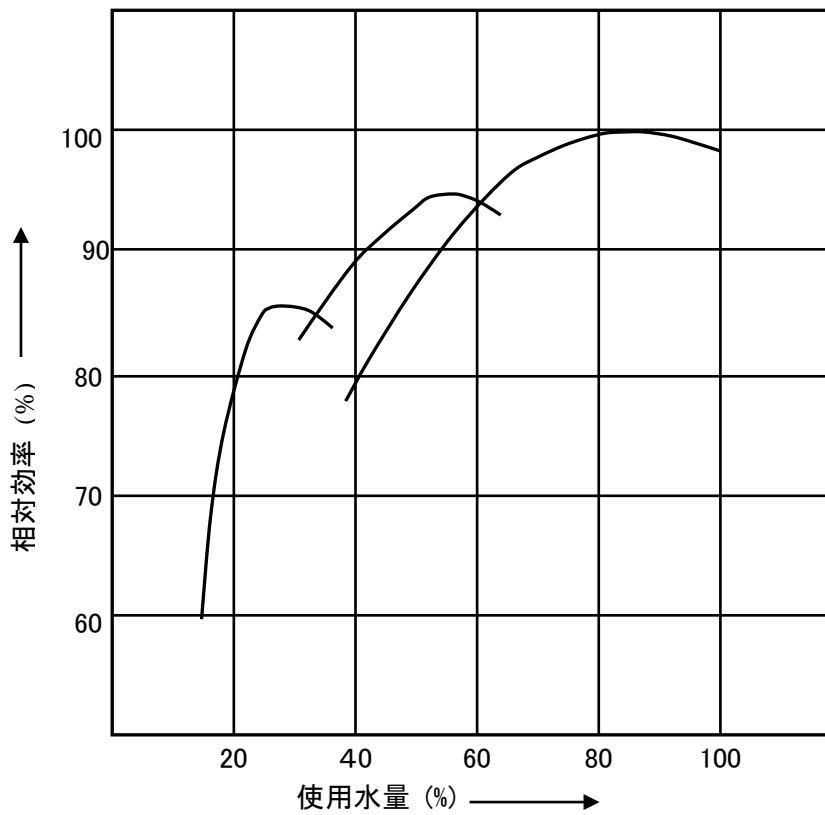
クロスフロー水車は、構造が簡単であり、製造が容易なため小規模水力開発に適用される例が多い。開発した水車製作者の会社名からオズバーガ水車とも呼ばれる。この水車は、中低落差で使用水量が少なく、流量変化の大きい流れ込み式発電所に適した水車であり、適用範囲は概略以下のとおりである。

出力 : 50～1,000 (kW)
 流量 : 0.1～10 (m³/sec)
 落差 : 5～100 (m)



出典：NEF 中小水力発電ガイドブック（新訂5版）

図 12-6 クロスフロー水車構造図



出典：NEF 中小水力発電ガイドブック（新訂5版）

図 12-7 ガイドベーン切替運転時の水車効率

クロスフロー水車は、その簡単な構造から、運転、保守が容易であること、ガイドベーンを2枚の分割構造にすることで流量変化に対する効率を改善でき、広い運転範囲を有すること、および機器価格も安いという特徴である。水流は、管路からガイドベーンで流量調整され、一旦ランナ羽根に作用しランナ内側に入り、中心部を横切り再びランナ外部のランナ羽根に作用するように水車ランナを貫流して流れる。ガイドベーンを1/3と2/3に分割し、流量、負荷に応じて個々に操作することで図12-7に示すように、ペルトン水車のノズル切替運転と同様に広い範囲で高効率運転ができる。ただし、この水車の最高効率は、比速度にあまり関係なく80%程度である。

クロスフロー水車は、衝動水車的一种であり、ランナの位置は放水面より高い位置とする必要がある。また、クロスフロー水車のランナ長さ／ランナ径の比（アスペクト比）は、比速度に比例して大きくなる。このため比速度を大きく選定した場合には、ランナの長さが長くなり、撓み等の強度面に問題が生じる可能性があるため、比速度の選定においては注意を要する。

(6) フランス水車

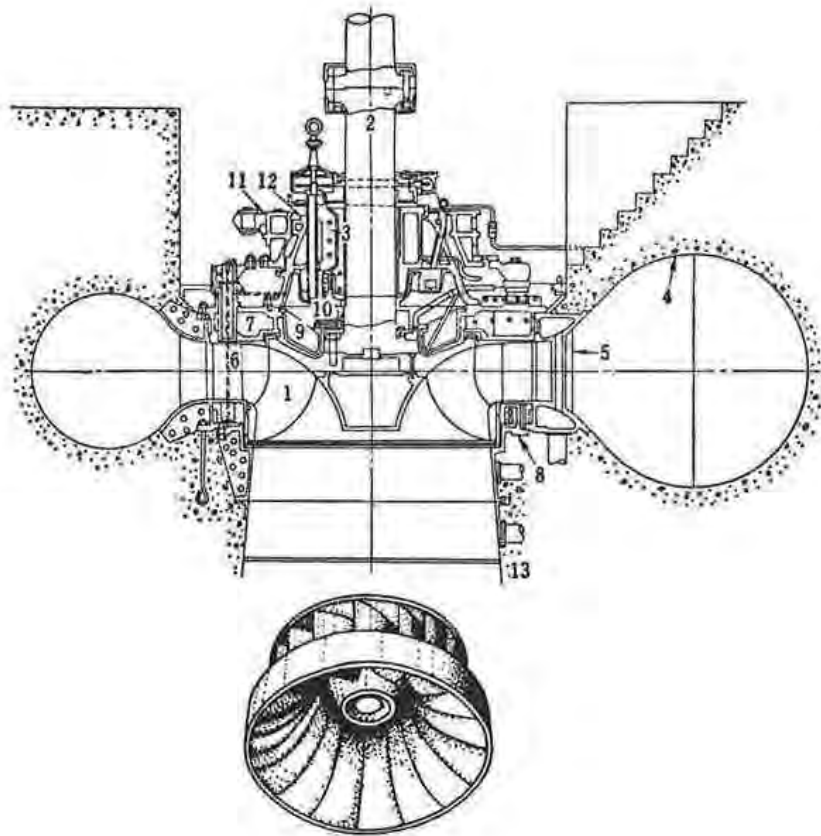
フランス水車は、反動水車に分類され、1855年に米国の技師フランスによって開発された。最大出力付近での効率が良いこと、および機械的な構造もシンプルのため、最もポピュラーな水車である。図12-8にその構造を示す。水流は取水口から水圧管路を通して、スパイラルケーシングに導かれ、ステーリングに設けたステーベーンで整流され、可動式のガイドベーンからランナを回転させ吸出し管、方水庭もしくは逆調整池に流れる。ランナを流れる流量、すなわち水車出力は、主軸の廻りに配置されている可動のガイドベーンの開度で制御される。

フランス水車ランナは、一般的にはランナベーン上端が取付けられているクラウンと、ランナベーン下端が取付けられているバンドで構成されており、ランナ内部に流路を抱え込むような構造となっている。高落差から低落差、大容量から小容量まで広い範囲に用いられている。

出力 : 200～715,000 (kW)

流量 : 0.4～700 (m³/sec)

落差 : 15～500 (m)



出典：NEF 中小水力発電ガイドブック（新訂5版）

図 12-8 フランシス水車構造図

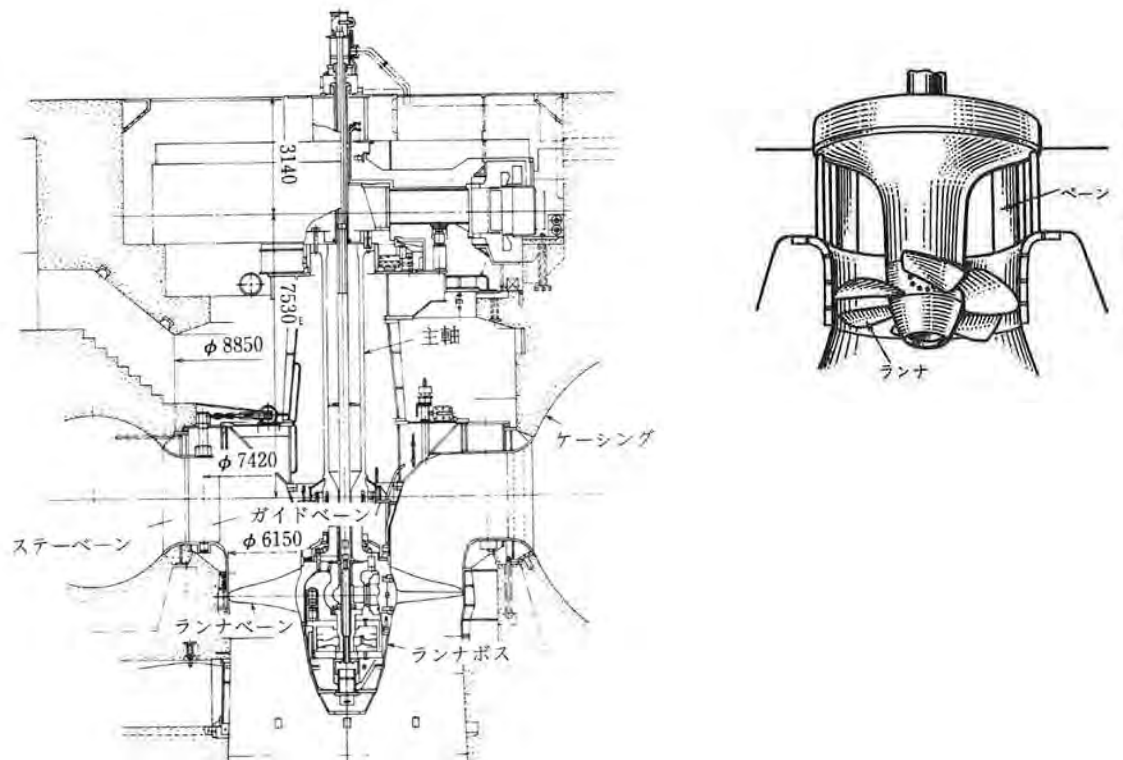
(7) プロペラ水車

プロペラ水車は反動水車に分類され、80m 以下の低落差領域で適用される。プロペラ水車のランナは、フランシス水車のようなリング状の構造（クラウンとバンド）はなくランナ部分は船のプロペラの形をしており、ランナベーンは3～10枚である。水は軸方向に流れて羽根を回転させ、羽根の枚数は低落差のものほど少なくなる。低落差ものでは、有効落差2.7mの水車の最小実績まであり、適用範囲の一部は、フランシス水車と重なる。プロペラ水車には、その構造によりカプラン水車、斜流（デリア）水車、チーブラ水車、およびストレートフロー水車等にさらに分類される。

1) カプラン水車

プロペラ水車のガイドベーンとランナベーンの開度を、有効落差、使用水量で常に最適効率となるよう関連づけて調整する水車をカプラン水車という。5m～80m程度の落差範囲に適用される。プロペラ水車のほとんどがカプラン水車であり出力200,000kWを超えるものもある。適用範囲は概略以下のとおりである。

出力	: 5,000～250,000 (kW)
流量	: 0.4～1,300 (m ³ /sec)
落差	: 6～130 (m)



出典：ハイドロタービン

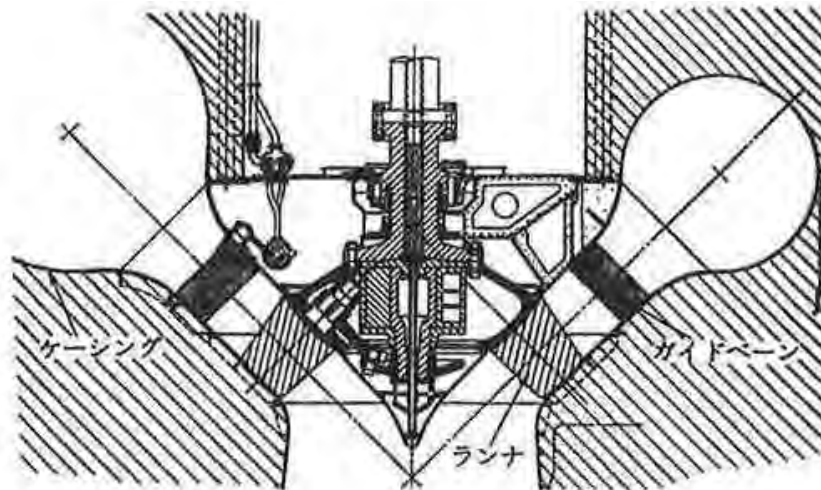
図 12-9 プロペラ水車（カプラン水車）構造図

2) 斜流（デリア）水車

水車軸に対して、水を斜め方向に流す羽根を持つ水車を斜流水車と呼ぶ。カプラン水車と同様に落差、流量に合わせて、ランナベーンとガイドベーン開度の関係を最適に調整するものをデリア水車と呼ぶ。40～130m 程度の落差に適用され、容量も 50,000kW を超えるものもある。

適用範囲は概略以下のとおりである。

出力	: 5,000～80,000 (kW)
流量	: 6～150 (m ³ /sec)
落差	: 50～130 (m)



出典：NEF 中小水力発電ガイドブック（新訂5版）

図 12-10 斜流水車構造図

3) チューブラ水車

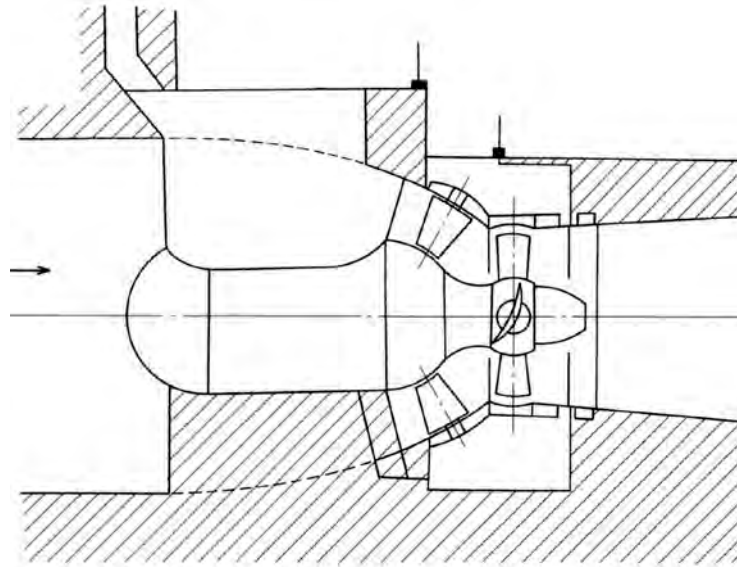
スパイラルケーシングに換えて円筒型（チューブラ）ケーシングを設置するプロペラ水車をチューブラ水車と呼ぶ。3～25m程度の低落差に適している。数100～60,000kWを超えるものまである。大容量のものでは、カプラン水車の機能を有しランナベーンとガイドベーンを有効落差と使用水量に合わせて最適効率に調整可能なものもある。

(a) バルブ水車

発電機を流路中のバルブ内部に設置した水車である。数100～60,000kWを超えるものまであり、低落差用の水車として採用例が多い。中小水力としての適用範囲は概略以下のとおりである。

出力	: 100～70,000 (kW)
流量	: 3.0～400 (m ³ /sec)
落差	: 3～30 (m)

発電機を流路内部のバルブに設置するため、発電機の径、はずみ車効果が制約される。加えて、発電機からの熱を外部に放出する冷却装置が必要となるケースがある。



出典：JIS-B0119 水車およびポンプ水車用語

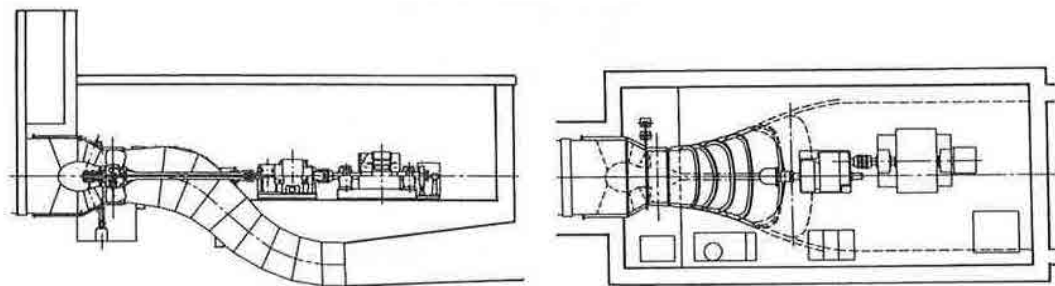
図 12-11 バルブ水車構造図

(b) S形チューブラ水車

S形チューブラ水車は、低落差で流量の多い場合に適用される水車であり、適用範囲は概略以下のとおりである。

出力 : 50~20,000 (kW)
 流量 : 1.5~80 (m³/sec)
 落差 : 3~30 (m)

S形チューブラ水車は、発電機を設置するために、S形に屈曲させた流路を持つ。ランナ部分は他のチューブラ水車類と同じ構造であるが、水車の吸出し管を発電機を流路外に設置するために、S字に曲げて水車軸を水路外部に貫通させ発電機に接続する構造としている。流路内部のバルブやピット内部に発電機を設置するチューブラ水車に比べて、発電機設計への制限が無くなること、フライホイール取付け、増速機の設置などが容易なことが利点である。



出典：NEF 中小水力発電ガイドブック（新訂5版）

図 12-12 S形チューブラ水車構造図

(c) 立軸チューブラ水車

立軸チューブラ水車は、S形チューブラ水車を立軸（もしくは斜め軸）として据え付けたものであり、基本的な性能、構造は同じである。適用範囲は概略以下のとおりである。

出力	: 1,000~30,000 (kW)
流量	: 25~150 (m ³ /sec)
落差	: 5~25 (m)

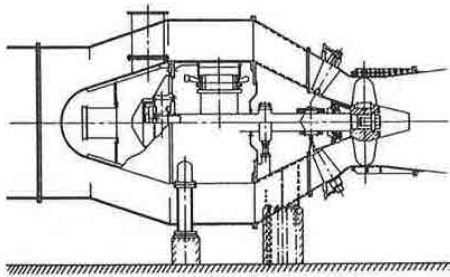
立軸チューブラ水車の場合、発電機および増速機を円筒形ケーシングの上に置くことができるので、発電所建屋をコンパクトな構造に出来る可能性がある。近年、新技術として、発電所の縮小を図るために、バルブ水車をエルボー形の吸出し管と組み合わせて立てに据付けた例もある。

(d) パッケージ式バルブ水車

パッケージ式バルブ水車は、バルブ水車に分類され構造も同じである。パッケージ式バルブ水車では、主に小容量のバルブ水車において流路と中に設置されるバルブ、発電機、水車、支持構造を工場で一体構造物として組上げ、現地で流路にフランジで接続するように設計されており、工期短縮、土木構造物の合理化、省スペース化を目的としている。水道、工業用水などの送水管の余剰水頭利用などの比較的低落差で流量の多い場合に適した水車である。適用範囲は概略以下のとおりである。

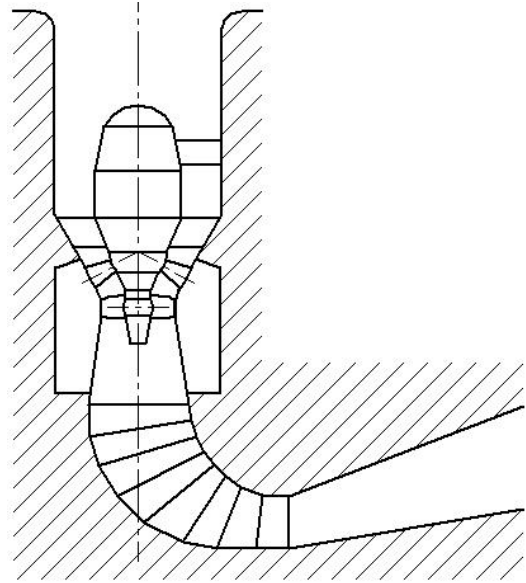
出力	: 150~3,500 (kW)
流量	: 4~25 (m ³ /sec)
落差	: 4~20 (m)

発電機はバルブ内に設置されるため、発電機の径、はずみ車効果が制約され、発電機からの熱を外部に放出する冷却装置（冷却フィンなど）が必要となるケースがある。



出典：NEF 中小水力発電ガイドブック（新訂5版）

図 12-13 パッケージ式バルブ水車構造図



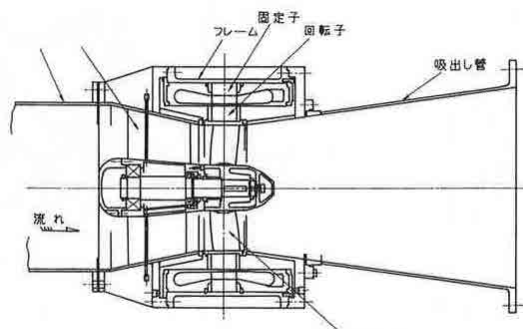
出典：JIS-B0119 水車およびポンプ水車用語

図 12-14 立軸チューブラ水車構造図

(e) ストレートフロー水車

欧州で歴史的に古くから、低落差で比較的流量が多い場合に採用されている水車である。チューブラ水車のランナの外周部に発電機が設置された構造であり、発電機が流路外部に設置されるため、保守性が良い、はずみ車効果に制約がない、発電所建屋をバルブ水車やカプラン水車と比較してコンパクトにできるなどの利点がある。水車ランナ外周部の発電機回転子が設置されているリングと水車上下流の固定部分との間にシール装置が必要であり、この発電機固定子外周の高い周速度に耐えるシール技術の難易度が高いことと、保守に手間を要するという難点がある。最近ではランナベーンを可動としたものも実用化されている。出力 20,000kW、流量 120m³/sec まで適用範囲が拡大している。

出力 : 10~20,000 (kW)
 流量 : 0.5~120 (m³/sec)
 落差 : 3~20 (m)



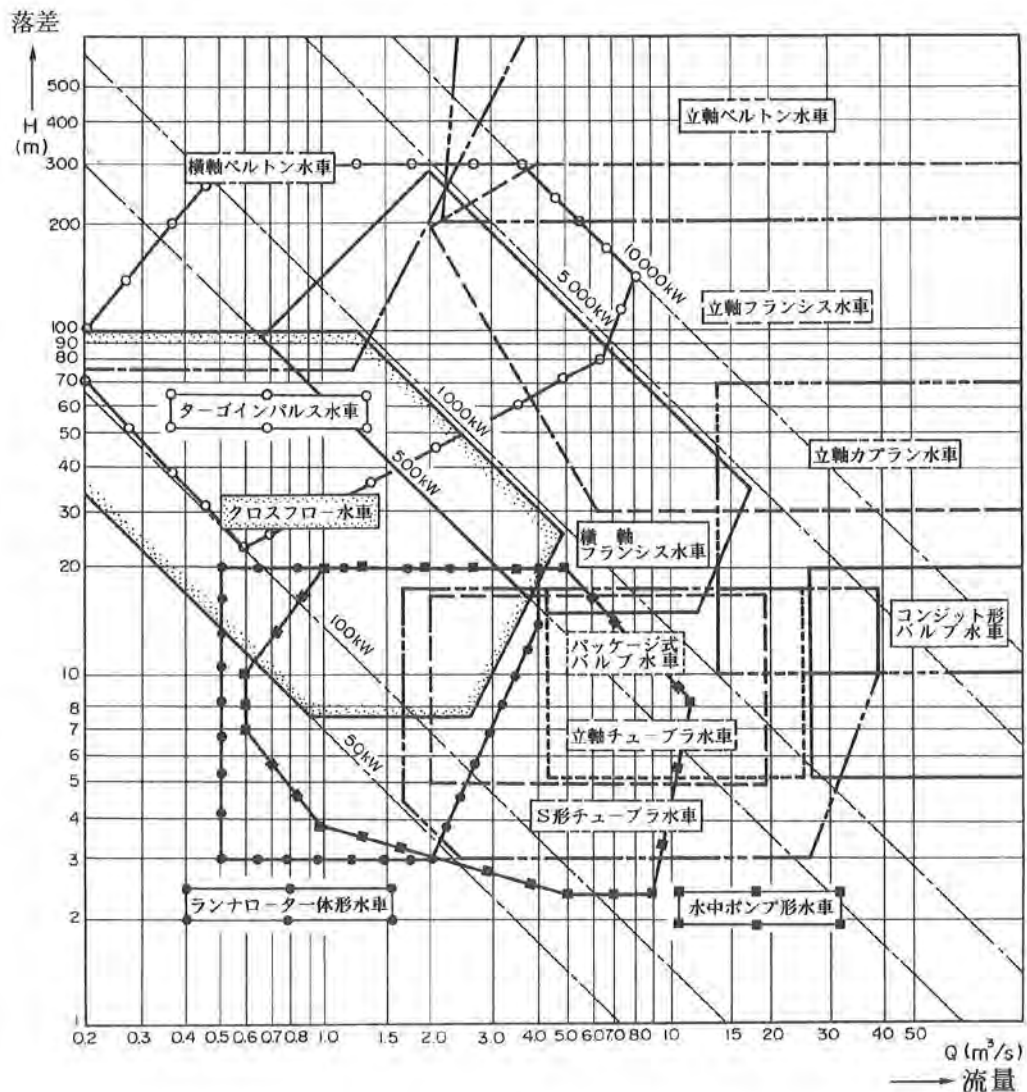
出典：NEF 中小水力発電ガイドブック（新訂5版）

図 12-15 ストレートフロー水車構造図

12.1.2 水車の選定

水車形式は有効落差、使用水量を基に河川の流量状況、貯水池、調整池の運用（落差変動、流量変動）および接続する需要を考慮して決定する。複数の水車形式を選定可能な場合は、経済性、保守性などを総合的に検討して決定する。

各種の水車はそれぞれの落差、適用比速度に対して限界があり、落差に対する強度、特性およびキャビテーション発生などから適用範囲が決められる。前項の水車形式も含めて水車の適用範囲を図 12-16 および図 12-17 に示す。一般的にペルトン水車は高落差、小流量のとき、プロペラ水車は低落差、大流量のとき、フランシス水車は中・高落差で適用される。



出典：NEF 中小水力発電ガイドブック（新訂5版）

図 12-16 水車形式選定図（10MW 未満）

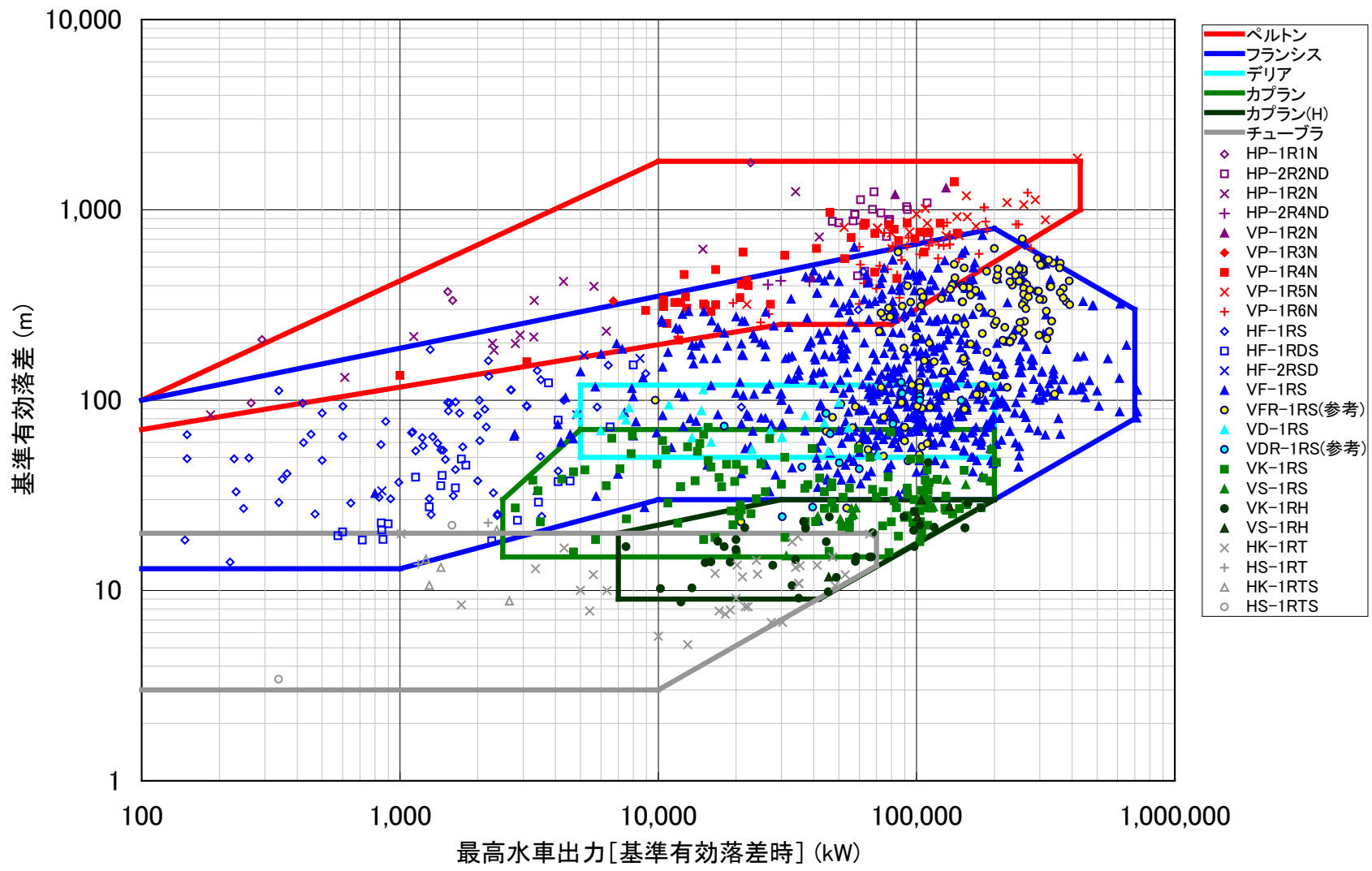


図 12-17 水車形式選定図 (10MW 以上)

12.1.3 水車設計

水車の概略設計は以下のフローで行う。

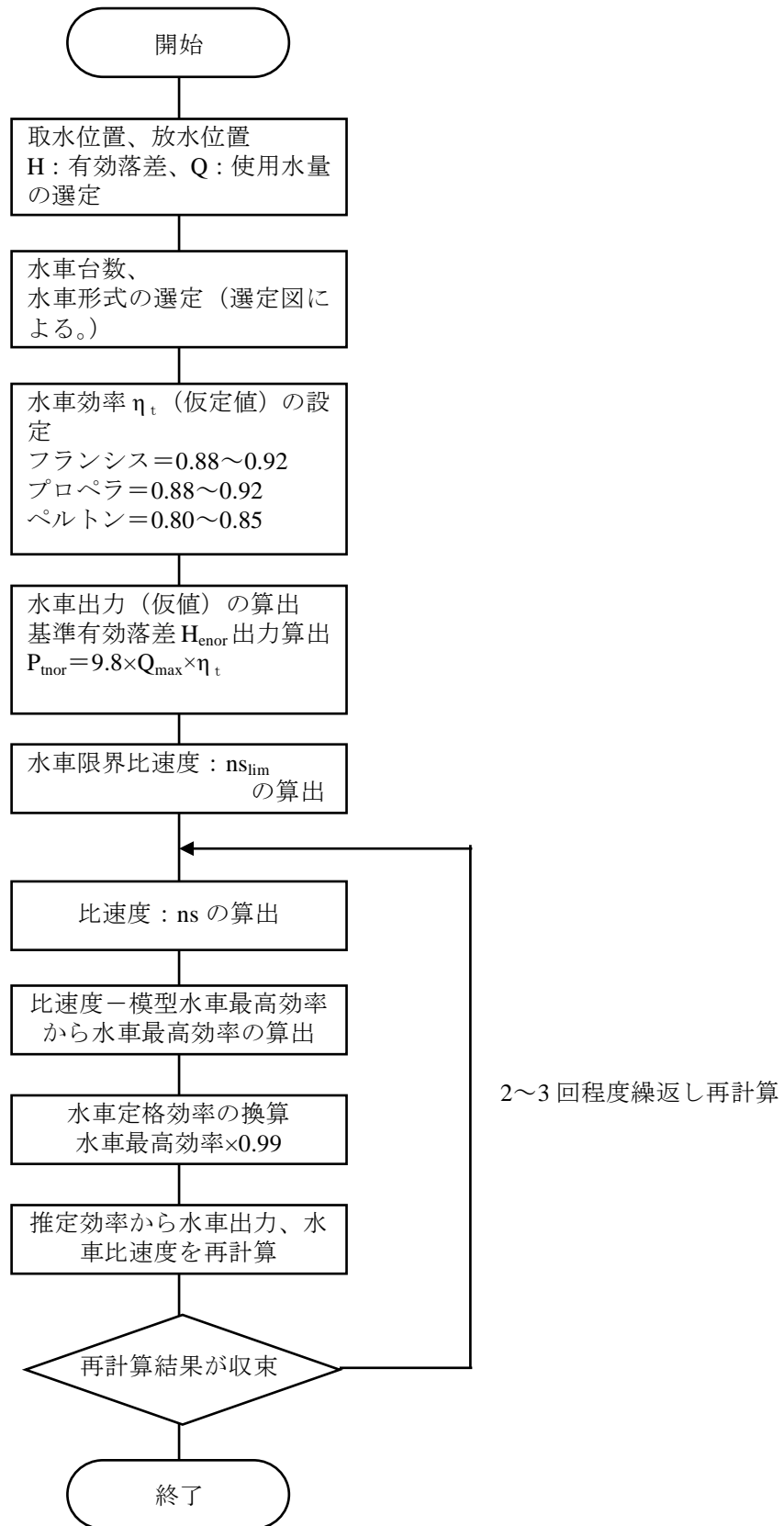


図 12-18 水車設計のフロー

(1) 水車出力の初期値の設定

最初の検討では、比速度、回転速度、効率の算定において、水車出力を設定するため、水車ごとに以下に示す効率値を初期値として仮設定し、検討を行い、順次設計を進め、必要に応じて再計算し精度を向上させる。水車出力の理論式を示す。

$$P_t = 9.8 \times Q_{\max} \times H_e \times \eta_t$$

ここに、

- P_t : 有効落差 H_e における水車最大出力 (kW)
- Q_{\max} : 有効落差 H_e における最大使用水量 (m^3/sec)
- H_e : 有効落差 (m)
- η_t : 水車効率

水車効率の仮定値

- ペルトン水車 : 0.88～0.92
- フランシス水車 : 0.88～0.92
- 斜流水車 : 0.88～0.92
- プロペラ水車 : 0.80～0.85

(2) 水車比速度の算出

比速度とはランナの形状を幾何学的に相似な状態で小さくして、1m の落差で 1kW の出力を発生する水車を作った場合の回転速度である。落差と出力を一定とした場合には、回転速度の高低を表すことから比速度と呼ばれる。比速度は次式で表される。

$$ns = n \times \frac{\sqrt{P_t}}{H_e^{5/4}} \qquad n = \frac{ns \times H_e^{5/4}}{\sqrt{P_t}}$$

ここに、

- ns : 比速度 (m-kW)
- n : 回転速度 (min^{-1})
- H_e : 有効落差 (m)
- P_t : 有効落差 H_e における水車最大出力 (kW)

回転速度と比速度は比例し、比速度を大きくすれば回転速度を速くでき、水車、発電機とも小形化でき、機器代、発電所寸法の合理化が可能である。比速度を大きくするとキャビテーションが発生しやすくなるため水車の形式、落差により採用できる比速度の上限は、統計により以下のとおり与えられている。

$$\text{ペルトン水車} \qquad ns \leq \frac{4,300}{H_e + 200} + 14$$

$$\begin{aligned} \text{フランシス水車} \quad ns &\leq \frac{21,000}{H_e + 30} + 40 \\ \text{斜流水車} \quad ns &\leq \frac{21,000}{H_e + 20} + 40 \\ \text{プロペラ水車} \quad ns &\leq \frac{21,000}{H_e + 16} + 50 \\ \text{クロスフロー水車} \quad ns &\leq \frac{4,000}{H + 14} + 16 \end{aligned}$$

上式の比速度の算出に用いる出力としては、フランシス水車、斜流水車およびプロペラ水車ではランナ 1 個あたり、ペルトン水車ではノズル 1 個あたりの最大出力を使用する。ただし、複流形ではランナ 1 個あたりの出力の 1/2 を使用する。クロスフロー水車については、次式で表される出力を使用する。

$$P_t = \frac{P_r}{B_g / D_1}$$

ここに、

- P_t : クロスフロー水車の比速度算出に用いる出力 (kW)
- P_r : ランナ 1 個あたりの出力 (min^{-1})
- B_g : ガイドベーン流路幅 (m)
- D_1 : ランナ外形 (kW)

(3) 水車回転速度の算出

水車形式を選定し、水車形式ごとに、以下に示す効率の仮定値を設定し、限界比速度を算出し、回転速度を算定する。水車・発電機の回転速度は、増速機や直流発電機を採用する以外は、接続する電力系統の周波数と発電機の磁極（ポール）数によって算定される。回転速度は主として発電機設計上から、表 12-2 の標準回転速度から選択するのが一般的である。

$$n = \frac{120 \times f}{p}$$

ここに、

- f : 系統の周波数 (Hz)
- p : 磁極（ポール）数

水車の回転速度の上限値は、前項に示すとおり水車形式ごとに限界比速度を求め、以下の回転速度と限界比速度の関係式から算出され、これに近い標準回転速度を選定する。

$$n = \frac{ns_{\text{lim}} \times H_e^{5/4}}{\sqrt{P_t}}$$

表 12-2 標準回転速度（JEC-4001）

極数	50Hz	60Hz	極数	50Hz	60Hz	極数	50Hz	60Hz
4	1,500	1,800	28	214	257	60	100	120
6	1,000	1,200	30	200	240	64	94	113
8	750	900	32	188	225	70	86	103
10	600	720	36	167	200	72	83	100
12	500	600	40	150	180	80	75	90
14	429	514	42	143	171	84	71	86
16	375	450	48	125	150	88	68	82
18	333	400	50	120	144	90	67	80
20	300	360	54	111	133	96	63	75
24	250	300	56	107	129	100	60	72

以下に算定例を示す。

有効落差 $H_e = 100$ (m)

最大使用水量 $Q_{max} = 5.0$ (m³/sec)

フランシス水車を選定。

効率 $\eta_t = 0.9$ (仮定値) を設定。

水車出力 $P_t = 9.8 \times Q_{max} \times H_e \times \eta_t = 9.8 \times 5.0 \times 100 \times 0.9 = 4,410$ (kW)

限界比速度 $ns_{lim} = \frac{23,000}{H_e + 30} + 40 = 217$ (m-kW)

回転速度 $n = \frac{ns_{lim} \times H_e^{5/4}}{\sqrt{P_t}} = \frac{217 \times (100)^{5/4}}{\sqrt{4,410}} = 1,033$ (min⁻¹)

従って、表 12-2 の標準回転速度から、50Hz 地区ならば 1,000 (min⁻¹) もしくは 750 (min⁻¹) が、60Hz 地区ならば 1,200 (min⁻¹) もしくは 900 (min⁻¹) が、水車回転速度の選定候補となる。選定した回転速度より、比速度を算出し、効率の設定に使用する。

(4) 水車効率の算定（フランシス水車、カプラン水車）

水車の出力と入力との比を効率といい、水車効率 $\eta_t = P_t / (9.8 \times Q_{max} \times H_e)$ で表される。

ここに、

P_t : 水車出力 (kW)
 Q_{max} : 流量 (m³/sec)
 H_e : 有効落差 (m)

一般に水車は、全負荷もしくは部分負荷運転を考慮して最大流量の 80% 程度の流量におい

て最高効率となるように設計されている。部分負荷もしくは過負荷になるほど効率は低下する。効率カーブは、水車の形式と比速度によって異なる。図 12-19 から図 12-21 に主要な水車形式ごとの比速度と模型水車効率の関係を示す。

模型水車とは、実際の水車設計の妥当性を検証するために、水車設計後に実機相似な模型水車を作成し、工場で性能の検証を行う水車を言う。この通常は模型水車の性能カーブを落差 1 m、ランナ代表寸法 1 m に無次元化して整理される。

前項で算出した回転速度による比速度により、効率の最大値を設定し、類似（比速度が同じ値）の模型水車の最大効率値を読み取り、以下の換算式で計画プロジェクトの値に換算する。

$$\eta_{tmax} = \frac{2 \times (\eta_{mmax} - 0.5(1 - (P_t/H_e^{1.5})^{0.1}))}{1 + (P_t/H_e^{1.5})^{0.1}}$$

ここに

- P_t : 水車出力 (kW)
- H_e : 有効落差 (m)
- η_{mmax} : 模型水車効率最大値
- η_{tmax} : 水車効率最大値

水車最大効率と水車定格（最大出力）時の効率差は 0.99 程度と評価されるため、水車定格出力時の効率は、水車効率 $\eta_t = 0.99 \times \eta_{tmax}$ で与えられる。

水車効率が選定されると、水車出力が再計算される。このため、再度、比速度を計算し、同様に効率値の設定作業を行う。効率の値が大きく変化しなくなるまで、この作業を行う。通常 3 回程度、繰返し作業が行われる。

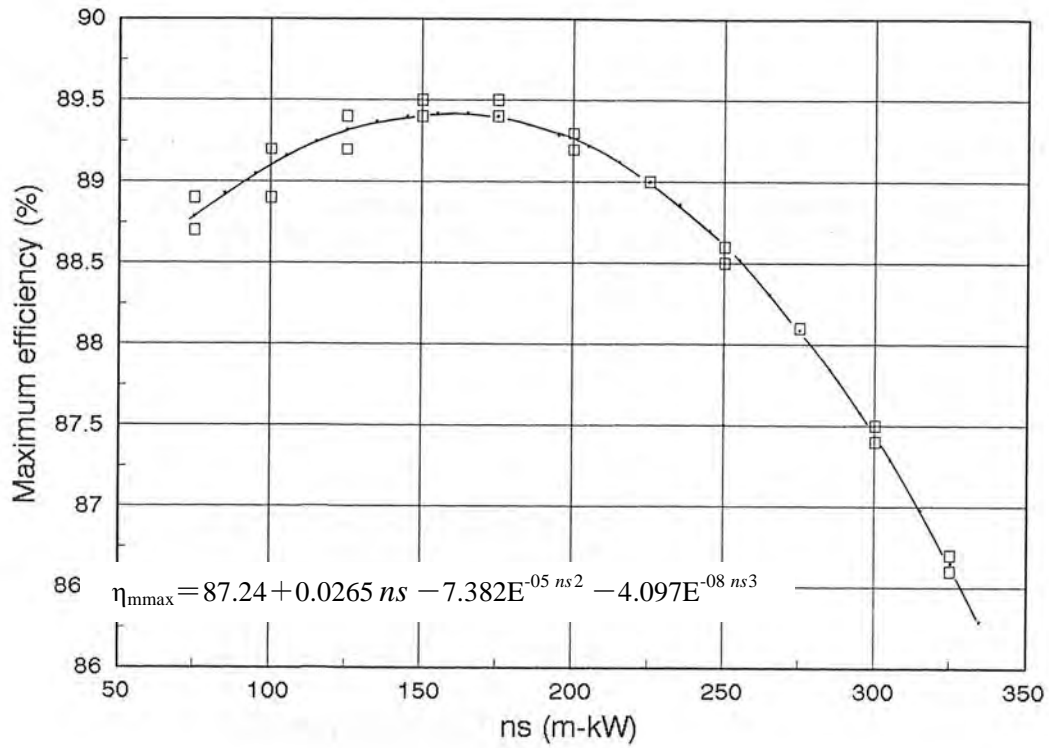


図 12-19 最大模型水車効率と比速度の関係（フランシス水車）

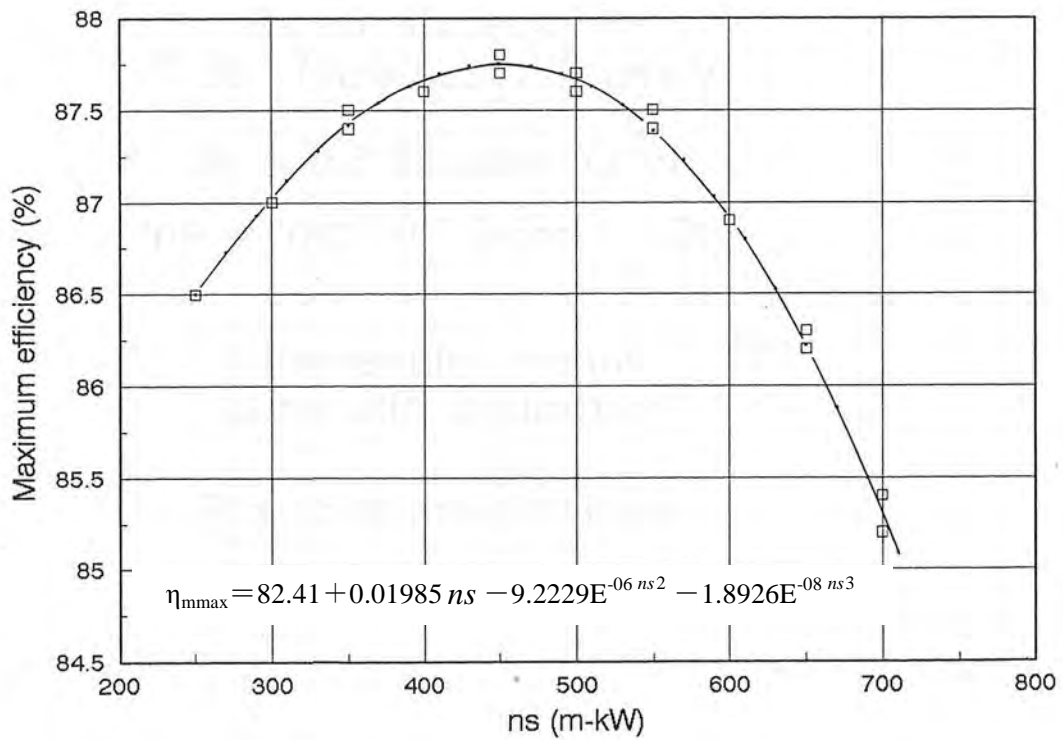


図 12-20 最大模型水車効率と比速度の関係（カプラン水車）

以下に算定例を示す。

水車形式	: フランス水車を選定
有効落差	: $H_e = 100$ (m)
最大使用水量	: $Q_{\max} = 5.0$ (m ³ /sec)
効率	: $\eta_t = 0.9$ (仮定値) を設定
系統周波数	: 50 (Hz)

1 回目の計算

$$\text{水車出力 } P = 9.8 \times Q_{\max} \times H_e \times \eta_t = 9.8 \times 5.0 \times 100 \times 0.9 = 4,410 \text{ (kW)}$$

$$\text{限界比速度 } ns_{\text{lim}} = \frac{23,000}{H_e + 30} + 40 = 217 \text{ (m-kW)}$$

$$\text{回転速度 } n = \frac{ns_{\text{lim}} \times H_e^{5/4}}{\sqrt{P_t}} = \frac{217 \times (100)^{5/4}}{\sqrt{4,410}} = 1,033 \text{ (min}^{-1}\text{)}$$

表 12-2 の系統周波数 50Hz 地区から標準回転速度 750 (min⁻¹) を選定し、比速度を算出する。

$$\text{比速度 } ns = n \times \frac{\sqrt{P_t}}{H_e^{5/4}} = 750 \times \frac{\sqrt{4,410}}{100^{5/4}} = 157.5 \text{ (m-kW)}$$

図 12-19 の最大模型水車効率と比速度の関係（フランス水車）より、最大模型水車効率 $\eta_{\text{mmax}} = 0.893$ を得る。これより、水車効率最大値を算出する。

$$\begin{aligned} \text{水車効率最大値 } \eta_{\text{tmax}} &= \frac{2 \times (\eta_{\text{mmax}} - 0.5(1 - (P_t/H_e^{1.5})^{0.1}))}{1 + (P_t/H_e^{1.5})^{0.1}} \\ &= \frac{2 \times (0.893 - 0.5 \times (1 - (4,410/100^{1.5})^{0.1}))}{1 + (4,410/100^{1.5})^{0.1}} \\ &= 0.901 \end{aligned}$$

$$\text{水車定格効率 } \eta_t = \eta_{\text{mmax}} \times 0.99 = 0.901 \times 0.99 = 0.891$$

2 回目の計算

$$\text{水車出力 } P^t = 9.8 \times Q_{\max} \times H_e \times \eta_t = 9.8 \times 5.0 \times 100 \times 0.891 = 4,365 \approx 4,370 \text{ (kW)}$$

$$\text{比速度 } ns = n \times \frac{\sqrt{P_t}}{H_e^{5/4}} = 750 \times \frac{\sqrt{4,370}}{100^{5/4}} = 156.8 \text{ (m-kW)}$$

図 12-19 の最大模型水車効率と比速度の関係（フランス水車）より最大模型水車効率 $\eta_{\text{mmax}} = 0.893$ を得る。これより、水車効率最大値を算出する。

$$\begin{aligned} \text{水車効率最大値 } \eta_{tmax} &= \frac{2 \times (\eta_{tmax} - 0.5(1 - (P_t/H_e)^{1.5})^{0.1})}{1 + (P_t/H_e)^{1.5})^{0.1}} \\ &= \frac{2 \times (0.893 - 0.5 \times (1 - (4,370/100)^{1.5})^{0.1})}{1 + (4,370/100)^{1.5})^{0.1}} \\ &= 0.901 \end{aligned}$$

$$\text{水車定格効率 } \eta_t = \eta_{tmax} \times 0.99 = 0.901 \times 0.99 = 0.891 \text{ (収束)}$$

収束したことにより、求める水車の定格は以下となる。

水車効率 : 0.891
 水車出力 : 4,370 (kW)
 回転速度 : 750 (min-1)

(5) 水車効率の算定（ペルトン水車）

基本的にフランシス水車およびカプラン水車と同じ考え方、手法で水車効率が算出されるが、比速度がノズル数当りの値に規定されていることと、模型水車から実物水車への換算式が異なる。以下に最大模型水車効率から水車効率最大値への換算式を示す。ペルトン水車の比速度と模型水車最大効率の関係を図 12-21 に示す。

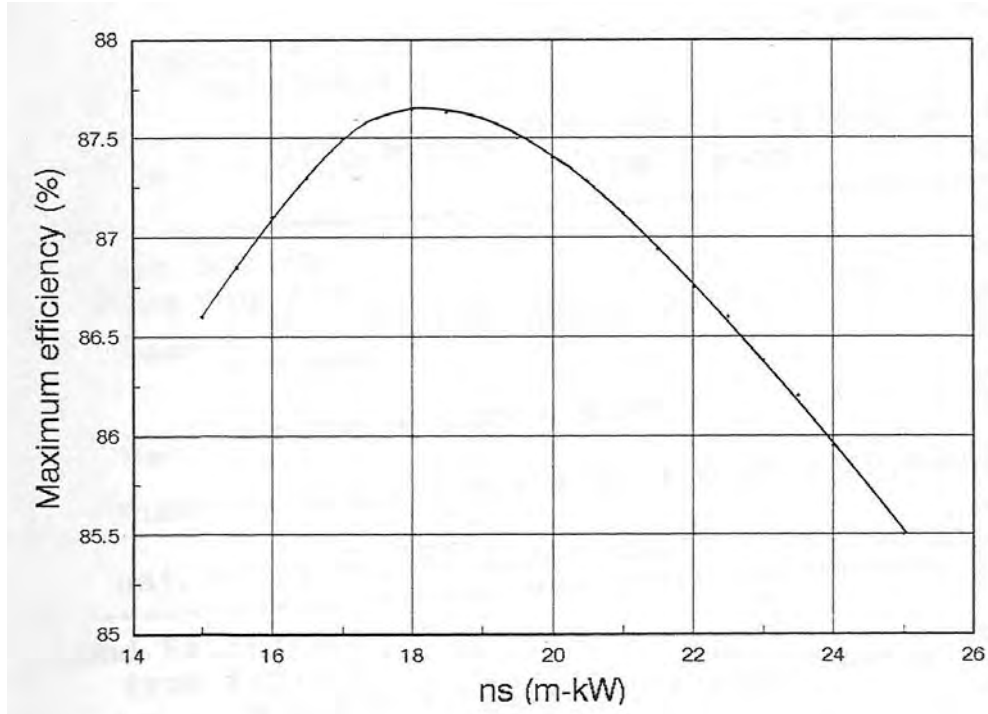


図 12-21 模型水車最大効率と比速度の関係（ペルトン）

$$\text{水車効率最大値 } \eta_{tmax} = \eta_{tmax} \times \left(\frac{P_t}{Noj \times 2500}\right)^{0.01375} \times \left(\frac{Noj}{4}\right)^{0.01475}$$

ここに

- P_t : 水車出力 (kW)
 Noj : ノズル (ジェット) 数
 η_{mmax} : 模型水車効率最大値
 η_{tmax} : 水車効率最大値

以下に算定例を示す。

- 水車形式 : 4射ペルトン水車
 有効落差 : $H_e = 300$ (m)
 最大使用水量 : $Q_{max} = 5.0$ (m³/sec)
 効率 : $\eta_t = 0.85$ (仮定値) を設定。
 系統周波数 : 50 (Hz)

1回目の計算

$$\text{水車出力 } P_t = 9.8 \times Q_{max} \times H_e \times \eta_t = 9.8 \times 5.0 \times 300 \times 0.85 = 12,495 \approx 12,500 \text{ kW}$$

4射ペルトン水車のためノズルあたりの出力 P_j を求める。

$$\text{ノズルあたり出力 } P_j = P_t / Noj = 3,130 \text{ kW}$$

$$\text{限界比速度 } ns_{lim} = \frac{4,300}{H_e + 200} + 14 = 22.6 \text{ (m-kW)}$$

$$\text{回転速度 } n = \frac{ns_{lim} \times H_e^{5/4}}{\sqrt{P_j}} = \frac{22.6 \times (300)^{5/4}}{\sqrt{3,130}} = 504 \text{ (min}^{-1}\text{)}$$

表 12-2 の系統周波数 50Hz 地区から標準回転速度 500 (min⁻¹) を選定し、比速度を算出する。

$$\text{比速度 } ns = n \times \frac{\sqrt{P_j}}{H_e^{5/4}} = 500 \times \frac{\sqrt{3,130}}{300^{5/4}} = 22.4 \text{ (m-kW)}$$

図 12-21 の最大模型水車効率と比速度の関係 (ペルトン水車) より最大模型水車効率 $\eta_{mmax} = 0.866$ を得る。これより、水車効率最大値を算出する。

$$\begin{aligned} \text{水車効率最大値 } \eta_{tmax} &= \eta_{mmax} \times \left(\frac{P_t}{Noj \times 2500} \right)^{0.01375} \times \left(\frac{Noj}{4} \right)^{0.01475} \\ &= \eta_{mmax} \times \left(\frac{P_j}{2500} \right)^{0.01375} \times \left(\frac{Noj}{4} \right)^{0.01475} \\ &= 0.866 \times \left(\frac{3,130}{2500} \right)^{0.01375} \times \left(\frac{4}{4} \right)^{0.01475} = 0.868 \end{aligned}$$

$$\text{水車定格効率 } \eta_t = \eta_{mmax} \times 0.99 = 0.868 \times 0.99 = 0.859$$

2回目の計算

$$\text{水車出力 } P_t = 9.8 \times Q_{\max} \times H_e \times \eta_t = 9.8 \times 5.0 \times 300 \times 0.859 = 12,627 \approx 12,600 \text{ (kW)}$$

4射ペルトン水車のためノズルあたりの出力 P_j を求める

$$\text{ノズルあたり出力 } P_j = P_t / \text{Noj} = 3,150 \text{ kW}$$

$$\text{比速度 } ns = n \times \frac{\sqrt{P_j}}{H_e^{5/4}} = 500 \times \frac{\sqrt{3,150}}{300^{5/4}} = 22.5 \text{ (m-kW)}$$

図 12-21 最大模型水車効率と比速度の関係（ペルトン水車）より最大模型水車効率 $\eta_{\text{mmax}} = 0.866$ を得る。これより、最大実機効率を算出する。

$$\begin{aligned} \text{最大実機効率 } \eta_{\text{tmax}} &= \eta_{\text{mmax}} \times \left(\frac{P_t}{\text{Noj} \times 2500} \right)^{0.01375} \times \left(\frac{\text{Noj}}{4} \right)^{0.01475} \\ &= \eta_{\text{mmax}} \times \left(\frac{P_j}{2500} \right)^{0.01375} \times \left(\frac{\text{Noj}}{4} \right)^{0.01475} \\ &= 0.866 \times \left(\frac{3,150}{2500} \right)^{0.01375} \times \left(\frac{4}{4} \right)^{0.01475} = 0.868 \end{aligned}$$

$$\text{水車定格効率 } \eta_t = \eta_{\text{tmax}} \times 0.99 = 0.868 \times 0.99 = 0.859 \text{ (収束)}$$

収束したことにより、求める水車の定格は以下となる。

水車効率	: 0.859
水車出力	: 12,600 (kW)
回転速度	: 500 (min ⁻¹)

(6) 吸出し高さ

ペルトン水車、ターゴインパルス水車は、ノズル出口で持つ有効落差をすべて速度水頭として利用する衝動水車である。従って反動水車と異なりノズルから放水位までの落差は利用できない。ランナ据付高さを放水位近くにすると、ランナを出た水によって泡立ったハウジング内部の放水面が盛り上がりランナ下面にあたり出力の低下を引き起こす。放水位からランナ据付高さは、ランナ形状や比速度によって異なるが一般的には2~3mとする。

洪水などで一時的に放水位が上がる場合には、最大使用水量時の放水位に合わせて据付高さを設定し、洪水時にはハウジング内部に圧縮空気を押し込んで水面を押下げて運転する方法もとられている。

クロスフロー水車のランナは、ペルトン水車と同様に空中で水を作用させるため、ランナ据付高さは、放水位より高くする。ランナ据付高さおよび有効落差は、吸出し管の有無により異なる。吸出し管を設けず、ランナに作用した水を直接大気中に放出する場合は、ペルトン水車と同様にランナ下端で泡立った放水面にあたらないように据付高さを定める。このためランナ中心から放水面までの落差は無効となる。吸出し管を設けた場合は、放水面から据付高さまでの落差の一部が回収される。

フランス水車、斜流水車およびプロペラ水車などの反動水車においては、吸出し管を設

備しており、水車の放水路損失落差を最小にし、放水位までの落差を有効に利用することができる。水車の据付高さをなるべく高くする方が洪水防護上また発電所基礎掘削の減少のために望ましい。しかし、吸出し高さがある程度より高くすると、ランナ翼背面の負圧が増加し、キャビテーションの発生につながり、騒音、振動、効率低下などを引き起こし、またランナ自体の壊食を促進する。

キャビテーションの発生する条件を数量的に表す指標としてキャビテーション係数 σ が用いられ、水車吸出し高さ H_s との関係は次式で表される。

$$H_s = H_a - H_v - \sigma H$$

ここに、

- H_s : 吸出し高さ (m)
- H_a : 大気圧 (水柱m)
- H_v : 飽和蒸気圧 (水柱m)
- σ : キャビテーション係数 (図 12-22 および図 12-23 から求められる。)
- H : 有効落差 (m)

キャビテーション係数には、水車運転時に効率が低下し始める臨界キャビテーション係数 σ_c 、実際に水車が据付けられる吸出し高さを示すプラントキャビテーション係数 σ_p があり、フランス水車およびカプラン水車における σ_c と σ_p の水車比速度 n_s に対する関係を図 12-21、図 12-22 に示す。

また水車の吸出し高さ H_s は、ランナの指定点における放水位水面からの標高差を示し、各水車の指定点の位置を図 12-24 に示す。水車の中心でなく、キャビテーションの発生の観点からもっとも厳しい位置を指定点としている。

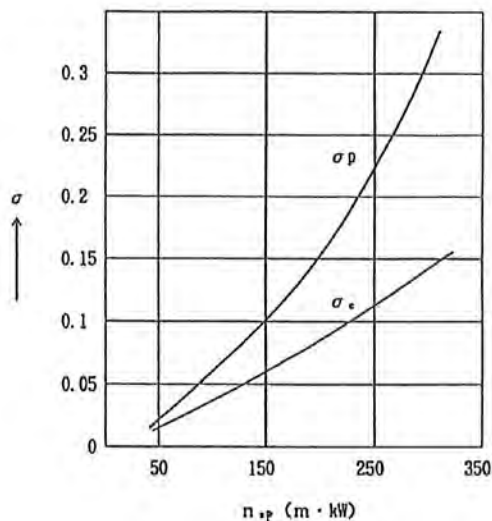


図 12-22 フランス水車のキャビテーション係数

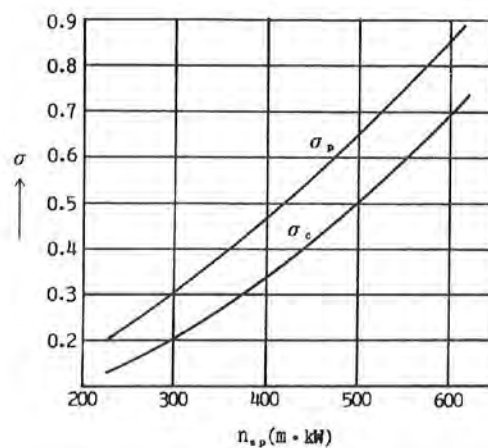


図 12-23 カプラン水車のキャビテーション係数

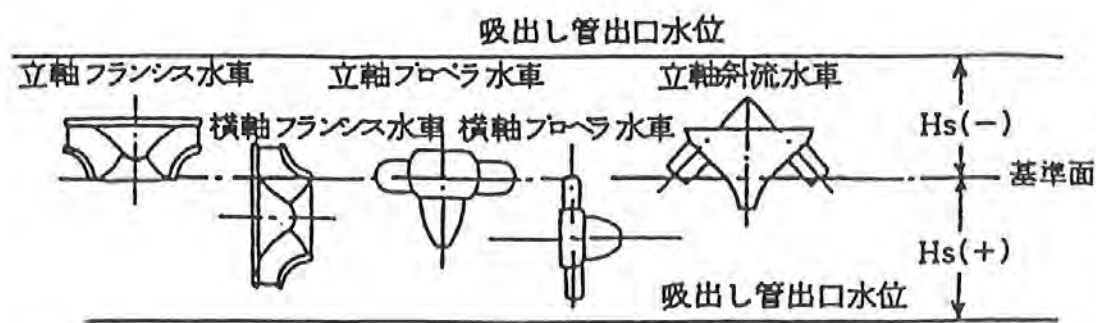


図 12-24 ランナの指定点と吸出し高さ

12.1.4 入口弁

入口弁は、水圧管路の末端部で水車ケーシングの直前に設置される。水車運転、停止時に開閉操作される止水弁である。入口弁は通常はガイドベーンが全閉で流れのない状態で動作するが、ガイドベーンもしくはガイドベーン操作機構が閉塞しない緊急時には、入口弁に水車全流量を流水遮断する能力を持たせる例もある。入口弁として適用される形式としては、ロータリー弁、蝶形弁および複葉弁の3形式がある。図 12-25 にその概略構造を示す。

ロータリー弁は、球形の弁胴内に円筒状の弁体を設けたものである。弁全閉時は円筒の側面に取付けられたリング状のシール面で止水し、全開時は円筒の中空部が管路にあたかも一本の管のように管路と水車ケーシングを接続する弁である。

蝶形弁は、円筒の弁胴内にレンズ状の弁体を設けたものである。全閉時はこの弁体が起立して流路を遮断して止水するが、全開時はレンズ状の弁体そのまま流路に横たわった状態で水圧鉄管と水車ケーシングを接続する弁である。

複葉弁は、円筒の弁胴内に円板状の止水板とそれを補強する平板の2枚を複数のリブでつないだ弁体を設けたものである。全閉時の流路の遮断は弁体の止水板で行い、全開時は弁体そのものを流路に残し、流路を阻害するものは円盤とリブの断面だけで、弁体内部も流水が通過することができる。

入口弁の各形式は一般にロータリー弁が 250m 以上、蝶形弁は 200m 以下、複葉弁は 350m 以下の落差に適用される。70m 程度以下の低落差の地点では、取水口と水車までの管路の長さにもよるが、水圧管路が短く、複数号機や他の利水分岐がない場合などにおいて、取水口ゲートに流水遮断機能を設備することで、入口弁を省略するケースもある。

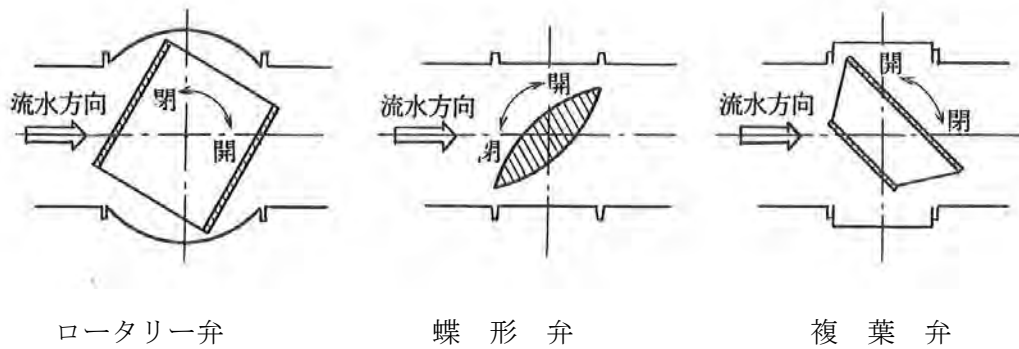


図 12-25 入口弁概要図

12.1.5 水車付属装置

(1) 調速機

調速機は、水車の回転速度および出力を調整するため、回転速度の変化に応じて、自動的に水車の開度を調整する装置である。調速機は、その速度調整機構を用いて、水車起動時には系統並列までの調速作用を行い、系統への並列後は出力調整を行うことができる。限られた負荷との単独運転時は、負荷の変動に応じて出力を調整し、周波数を一定に制御する。事故、送電線の故障などで系統から解列された場合は、ただちに水車を閉鎖し、水車と発電機の異常な速度上昇を防ぐ。

また、流れ込み式発電所では、水路の流入量に応じて水車流量を調整する水位調整器を設置している。水槽水位の変化に応じて調速機の負荷制限機構が作動して水車開度を加減するものである。近年、デジタル式が主流となっており、小規模水力発電所では、一体型配電盤として、起動、停止シーケンス制御だけでなく、発電機の励磁制御、調速制御も合せて、制御用 PLC (Process Logic Controller) の内部にソフトウェア化される例もある。

(2) 圧油装置

水車のガイドベーン、ランナベーン、ディフレクタ、ニードル、ブレーキおよび入口弁のサーボモータの操作に必要な圧油を供給する装置で、圧油タンク、集油タンク、圧油ポンプ、アンローダ等で構成されている。圧油装置の方式としては、水車 1 台に対して 1 組の圧油装置を設ける単立式、2 台以上の水車に対して 1～2 組の圧油装置を設ける集中式がある。

近年、水力発電所からの漏油が周辺環境に与えるリスクを除外するために、水車形式にもよるが 30MW 程度以下の水車では、これらの圧油サーボモータに変えて電動サーボモータを採用し、圧油を使用しない発電所も建設されている。この場合、発電所停電時の水車制御を可能とするため、直流電源装置の設計において、これらの電動サーボモータの駆動エネルギーの確保を考慮しなくてはならない。バックアップとして重錘、水圧を利用する例もある。

(3) 潤滑装置

1) 軸受の潤滑油装置

油循環式の水車軸受に潤滑油を供給する装置であって、油ポンプ、油タンク、冷却装置

等からなる。バルブ水車等では用いられる例が多い。小規模水力発電所では、ほとんどの軸受が、油槽内部に熱交換器を設備した油自蔵式であり軸受潤滑油装置は設備されない。プロペラ水車等では、水車軸受が流路内部に位置するため、樹脂軸受を採用した水潤滑方式が近年主流である。

2) グリース給油装置

ガイドベーン、ニードル等の水量調整機構、入口弁軸等のしゅう動部には、グリース潤滑が用いられ、一定時間でグリスを給油する装置が採用されていた。近年、河川へのグリース流出を防止するために、これらのしゅう動部の潤滑には、金属ベースに黒鉛系またはフッ素樹脂系の固定潤滑材を埋込んだ無給油軸受が適用されている。

(4) 給水装置

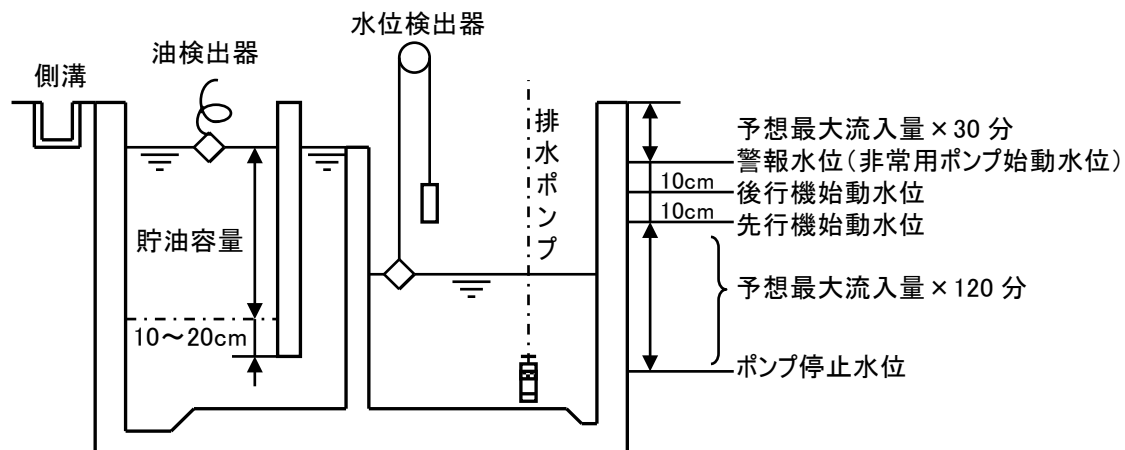
水車、発電機の軸受や発電機本体の冷却および消火用水等の給水設備である。落差が 30～150m の発電所では、水圧鉄管から自動弁から減圧装置を経由して給水される。落差が 150m 以上の発電所では、水圧の大きい水を使用することは減圧装置が大規模になることと、エネルギーのロスが大きくなるため、放水路から給水ポンプで汲みあげて給水する。管路もしくは給水ポンプにより取水した水は、自動ストレーナを経由して各冷却器に給水される。特に、主軸封水装置や、水潤滑軸受などに清浄水が要求される場合は、サンドセパレータや急速ろ過装置は使用される。

数百 kW 程度の小容量の水車、発電機では、発電機の通風管による空冷、樹脂による主軸封水装置の採用、軸受ケースの放熱器による冷却、ヒートパイプの採用等により、冷却装置を省略することで、機器の合理化、保守性の向上を図っている。

(5) 排水装置

発電所内に侵入する水には、建屋周辺、基礎からの漏水、水車封水部からの漏水、作業時の水圧管路、ケーシング、各配管などの残水、雑用水等がある。これらは、発電所最下層に設けられた排水ピットに集められ、その水位によって排水ポンプが自動運転し建屋外に排水する。所内電源喪失時の対策として、ジェットポンプ、小水車ポンプ等が使用されるが、ジェットポンプは、有効落差 40m 以下の発電所では使用できない。排水ポンプの容量は、建物の大きさ、漏水量から設定される。排水ピットの容量は、停電故障時などが発生した場合に保守員が発電所に到着し、有効な対策を実施するのに必要な時間から設定される。

また、発電所内で潤滑油や作業用洗油などが流出しても、排水ピットに油水分離槽を設置し、直接河川に放出されないように対策する。ペルトン水車等などで水車の据付高さが放水位より高い場合は、発電所から自流させることも可能であるが、この場合でも油類が発電所外へ流出しないよう排水ピットと油水分離槽を設置する必要がある。排水ピットと油水分離槽の設計例を図 12-26 に示す。



出典：電気協同研究 42 巻第 2 号 水車付属装置の設計指針

図 12-26 排水ピットの設計例

(6) 空気圧縮装置

発電所の空気圧縮装置は、圧油タンク補給用、発電機ブレーキ操作用、および各種開閉器の操作用に使用されていた。近年、小規模水力発電所では、ガイドベーン、ニードル等の電動サーボモータの採用、電磁ブレーキの採用、および開閉器機の電動バネ操作機構の採用により、圧縮空気を使用しない設計が多い。

12.2 発電機

12.2.1 発電機の種類と形式

発電機は、主として突極回転界磁形の三相交流同期発電機である。近年、小容量で単独運転を行わない場合には、経済性を考慮して誘導発電機が採用される例も増えてきた。また、永久磁石発電機や直流発電機とインバータ（パワーコンディショナ）を組合せたものも開発されている。発電所の容量、負荷との関係、経済性等を考慮して最適なものを選定する必要がある。従来から使用されている同期発電機では軸方向、冷却方式等で以下のとおり分類される。

(1) 軸方向による分類

発電機は、横軸形と立軸形に分けられる。横軸形は高速機や小容量機に、立軸形は中、大容量機に適用される。軸方向の選定は、水車回転の速度、寸法、出力、および保守面等総合的に考慮して決定される。

(2) 冷却方式による分類

冷却方式により次の 3 形式の組合せに分類される。

- i) 冷却媒体（冷媒）の種類による形式（空気、水、水素）
- ii) 冷媒の通路および熱放散の形式（自由通風形、管路通風形、熱交換器形）
- iii) 冷媒の送り方の形式（自冷形、自力形、他力形）

発電機の場合、固定子、回転子を直接冷却する一次冷媒として空気、さらに2次冷媒として水を使用するものが一般的であり、概略次の形式にまとめられる。ごく稀な例として、大容量機で回転子、固定子内部を水で直接冷却する方式もある。

- ▶ 開放形（自由通風形）：小容量機に適用される。通常のモータ等もこれに分類される。
- ▶ 閉鎖風道換気形（管通風形）：中小容量機に適用される出口管通風形のものも多く、一般的に20MW程度まで用いられる。
- ▶ 閉鎖風道循環形（水冷熱交換器形）：循環形は風道内に空気冷却器を備え冷却水を供給する必要があるが、冷却能力が高く中容量以上で用いられる。

(3) 軸受配置による分類

1) 横軸形

横軸形の発電機では、スラスト、案内軸受と発電機を含め一体構造とする図12-27に示すブラケット形と、それぞれ別ケースに収納し、発電機の前後に配置する図12-28に示すペディスタル形とに分類される。ブラケット形は小容量の発電機に採用例が多く、据付、調整が容易である。

2) 立軸形

発電機の上、下部の案内軸受とスラスト軸受の配置により、普通形、傘形、準傘形および水車上カバー支持形に分類される。普通形は中小容量機に採用例が多く、準傘形は高速機から大容量機に採用される。傘形および水車上カバー支持形は低速度機で上部案内軸受を合理化可能な場合に採用され、低落差の大容量機に採用例が多い。

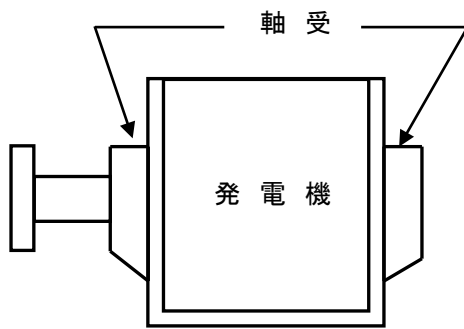


図 12-27 ブラケット形

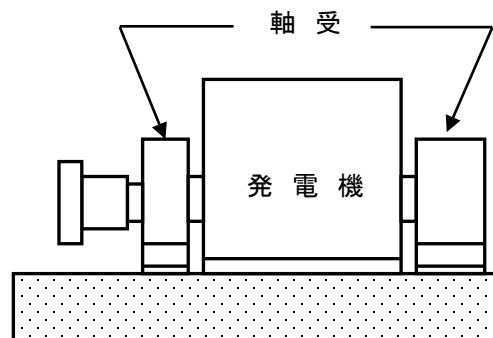


図 12-28 ペディスタル形

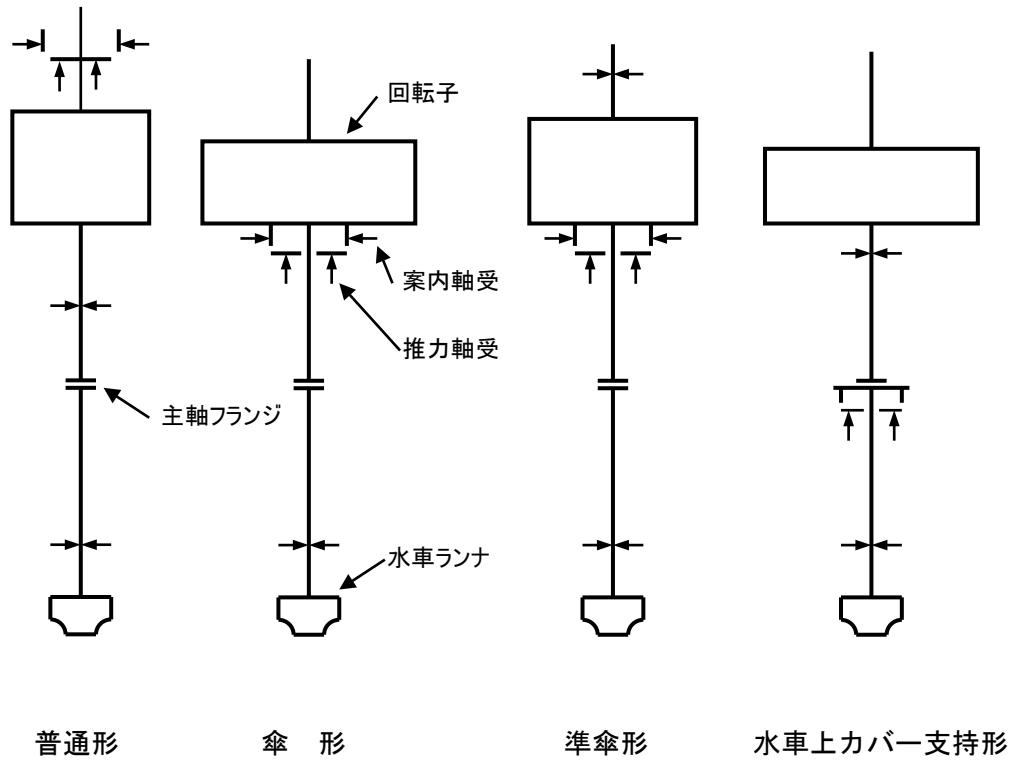


図 12-29 立軸形発電機の軸受配置による分類説明図

12.2.2 発電機的设计

水車発電機的设计は次のように行う。

(1) 出力と力率

発電機の定格容量は、定格力率において水車最大出力を電気出力にできる容量とするのが普通であり、水車最大出力から図 12-31 定格時の発電機損失実績より、以下のフローにより求められる。

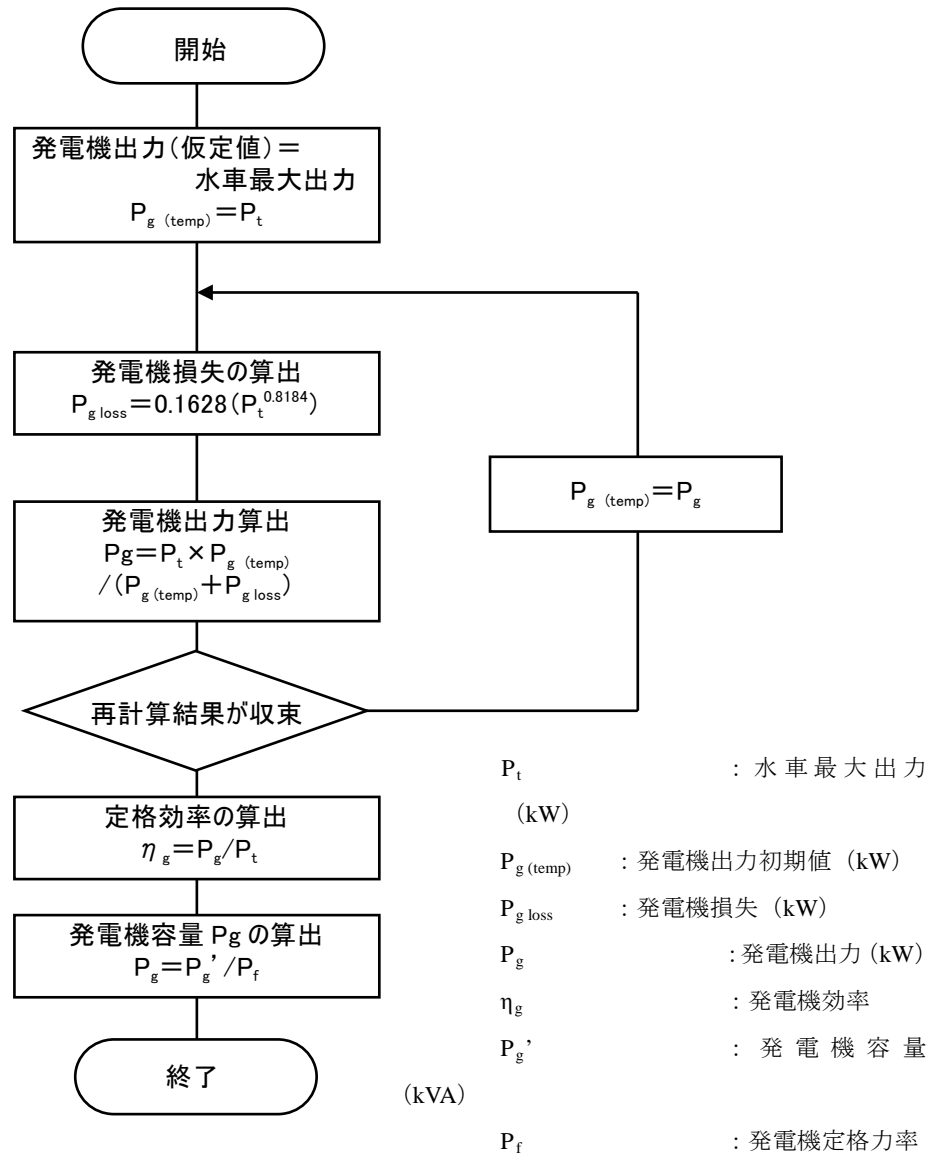


図 12-30 発電機容量の検討フロー

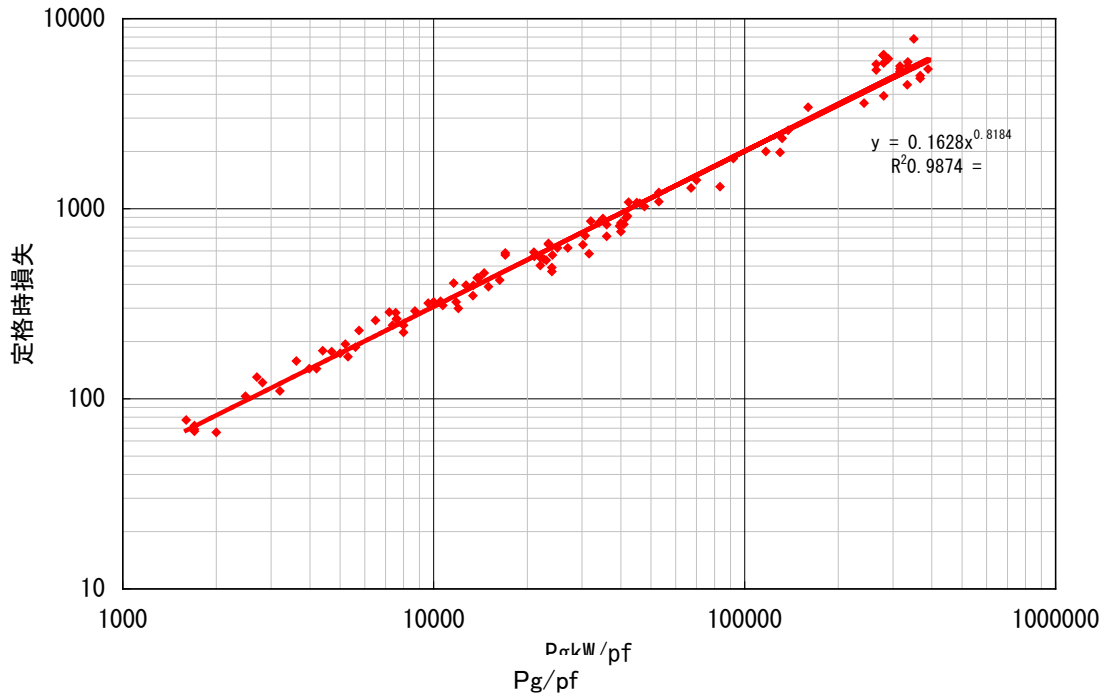


図 12-31 定格時の発電機損失 ($P_{g \text{ loss}}$)

以下に計算例を示す。

1 回目の計算

$$\begin{aligned}
 & \text{水車定格出力 } P_t = 2,410 \text{ kW とすると発電機出力初期値 } P_{g \text{ (temp)}} = 2,410 \text{ kW} \\
 & \text{発電機損失 } P_{g \text{ loss}} = 0.1628 (P_{g \text{ (temp)}})^{0.8184} = 95 \text{ (kW)} \\
 & \text{発電機出力 } P_g = P_t \times P_{g \text{ (temp)}} / (P_{g \text{ (temp)}} + P_{g \text{ loss}}) \\
 & = 2,410 \times 2,410 / (2,410 + 95) \\
 & = 2,318 \text{ (kW)}
 \end{aligned}$$

2 回目の計算

$$\begin{aligned}
 & \text{発電機出力初期値 } P_{g \text{ (temp)}} = 2,318 \text{ kW} \\
 & \text{発電機損失 } P_{g \text{ loss}} = 0.1628 (P_{g \text{ (temp)}})^{0.8184} = 92 \text{ (kW)} \\
 & \text{発電機出力 } P_g = P_t \times P_{g \text{ (temp)}} / (P_{g \text{ (temp)}} + P_{g \text{ loss}}) \\
 & = 2,410 \times 2,318 / (2,318 + 92) \\
 & = 2,318 \text{ (kW)} \text{ (収束、 } P_g = P_{g \text{ (temp)}} \text{)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \text{求める発電機出力 } P_g = 2,318 \text{ kW} \\
 & \text{発電機効率 } \eta_g = P_g / P_t = 2,318 / 2,410 \\
 & = 96.2\% \\
 & \text{従って定格力率 } P_f = 0.95 \text{ (95\%)} \text{ を採用するならば} \\
 & \text{発電機定格容量 } P_g' = P_g / P_f = 2,318 / 0.95 \\
 & = 2,440 \text{ (kVA)}
 \end{aligned}$$

発電機効率は発電機出力および定格力率によって概略設定される。発電機定格力率は、負荷および電力系統の特性を考慮して決められる。大容量機では、系統の電圧制御の観点から、力率が設定される。通常力率は、98%から 85%程度の値が採用される。負荷との単独運転を

実施しないならば、定格力率は 100%近いほど発電機容量を小さく出来るため、発電機のコストを小さくできる。システムの電圧制御などの要求がないならば、98%程度に設定しても良い。

(2) 周波数と回転速度および極数

通常、電力システムの周波数は、50Hz と 60Hz の 2 種類があり、接続する電力システムの定格周波数を採用する。水車の回転速度設定の項でも記載したが、同期発電機を採用する場合この周波数に従った回転速度が選択され、以下の式で表される。直流発電機、誘導発電機、および誘導発電機とインバータとの組合せシステムを採用するならばこの限りではない。

$$n = \frac{120 \times f}{p}$$

ここに、

- n : 回転速度 (min⁻¹)
- f : 系統の周波数 (Hz)
- p : 磁極 (ポール) 数

回転速度は、水車形式によって決まる限界比速度から決定される。回転速度を出来るだけ高くするほど発電機が小形となり経済的となるが、水車側の吸出し高さが大きくなることから、発電所の掘削量が多くなり、土木工事費が経済的に不利となる等の問題を生じることもあるため、総合的に経済比較をして決定する必要がある。発電機の標準回転速度を表 12-3 に示す。

表 12-3 標準回転速度 (JEC-4001)

極数	50Hz	60Hz	極数	50Hz	60Hz	極数	50Hz	60Hz
4	1,500	1,800	28	214	257	60	100	120
6	1,000	1,200	30	200	240	64	94	113
8	750	900	32	188	225	70	86	103
10	600	720	36	167	200	72	83	100
12	500	600	40	150	180	80	75	90
14	429	514	42	143	171	84	71	86
16	375	450	48	125	150	88	68	82
18	333	400	50	120	144	90	67	80
20	300	360	54	111	133	96	63	75
24	250	300	56	107	129	100	60	72

(3) 電圧

発電機は電圧が高くなるほど固定子コイルの絶縁が厚くなり、導体の占有率が低下して重量が大きくなりコスト高となる。このため電圧は低めの方が有利となる。しかし、変圧器に至るまでの主回路の母線、開閉器類の容量を考慮すると低電圧かつ大電流となり、ケーブルサイズや接続導体が大きくなる、開閉機器の定格遮断容量の大きいものを設置する必要が生

じ、総合的に勘案すれば経済的でなくなる場合もある。

これらを総合的に考慮して発電機の定格電圧を選定するが、計画段階の目安としては、発電機の容量に対して図 12-32 から、以下のとおり選定されるのが一般的である。

発電機容量	3MVA 以下	: 400 (V)
	3～10MVA	: 6.6 (kV)
	10～50MVA	: 11 (kV)
	50～100MVA	: 13.2 (kV)
	100～300MVA	: 16.5 (kV)
	300MVA 以上	: 18 (kV)

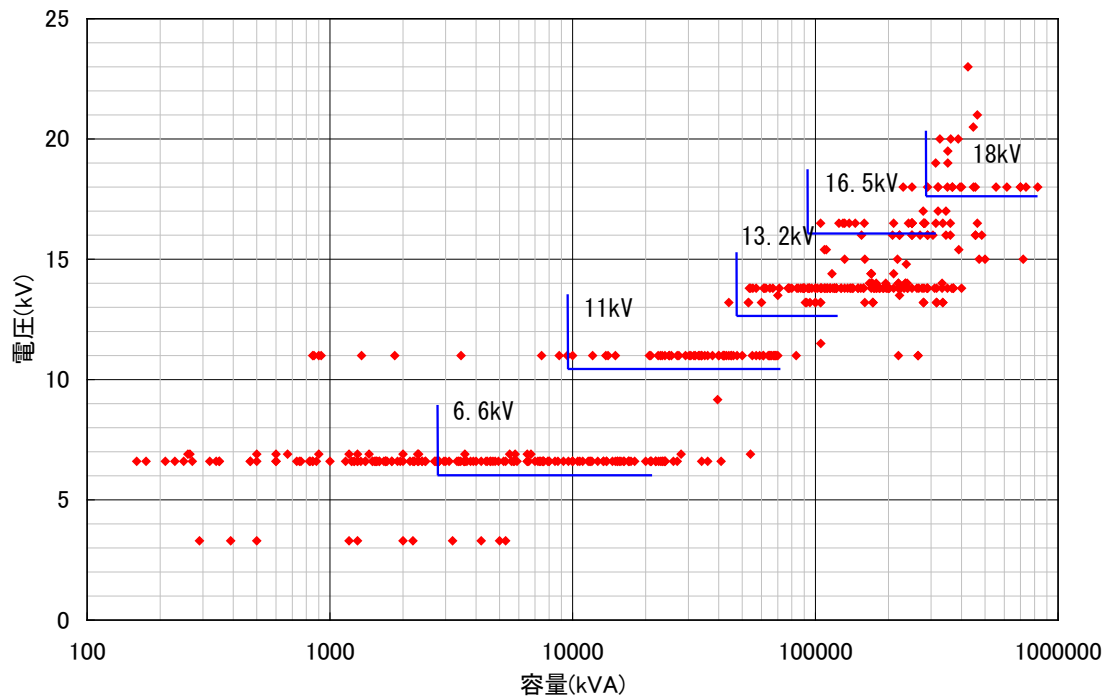


図 12-32 発電機定格容量と定格電圧の関係

(4) 電流

発電機定格電流は以下の式で求められ、これは発電機本体、変圧器までの主回路および開閉機器の仕様決定にとって重要な数値となる。

$$I_g = P_g' / \sqrt{3} / E$$

ここに

- I_g : 発電機電流 (A)
- P_g' : 発電機定格容量 (kVA)
- E : 発電機定格電圧 (kV)

(5) 励磁装置

励磁装置は、発電機の回転子に界磁電流を与え、発電機の出力、電圧を制御する。サイリスタ、電源変圧器、自動電圧調整装置、スリップリング等で構成される。近年、中小水力発電所向けに、一体型配電盤として、発電機の励磁制御も制御用の PLC (Process Logic Controller) 内部にソフトウェア化される例もある。

1) 励磁方式

現在使用されている励磁方式は以下のとおりである。

(a) 直流励磁方式

直流発電機を設置して界磁電流を供給する方式で、小容量機では分巻直流発電機が、中容量機以上では他励直流発電機が多い。励磁機の駆動方法は主軸直結が多い。直流発電機が高価であり整流子のメンテナンスを要するため近年採用は少なくなっており、既設も他の方式に改造されることが多い。

(b) サイリスタ励磁方式

励磁用変圧器または交流発電機の出力をサイリスタ整流器で直流に変換して界磁電流を供給し、かつサイリスタの位相制御によって界磁電流を調整する励磁方式である。この方式は直流発電機方式に比べて整流子がないため保守も容易であること、制御スピードが高いなどの利点があり最近はほとんどこの方式が採用されている。

(c) ブラシレス励磁方式

発電機主軸に直結された回転電機子形交流発電機の出力を同一回転軸上に取付けられた整流器で直流に変換し、スリップリングを介さずに直接界磁電流を供給する方式である。この方式は、ブラシの保守が不要であるという特徴があり、中小容量機に用いられている。

2) 励磁機の容量と電圧

励磁機の容量は、発電機が定格出力かつ定格力率で運転するのに必要な励磁電力に 10%程度の余裕を加えたものとする。励磁機の電圧は、110V、220V、440V のものが多く使用されている。

3) 自動電圧調整装置 (AVR)

自動電圧調整装置 (Automatic Voltage Regulator : AVR) は、発電機の電圧を一定に保つため、自動的に界磁電流を調整する装置である。発電機電圧の設定は、定電圧電源を電圧調整抵抗器によって調整し、これを基準電圧として発電機端子電圧とを比較し、その偏差信号によって界磁電流を調整する。

4) 自動力率調整装置 (APFR)

大容量系統に比較的小容量の発電機が並列されている場合、発電機の電圧を一定にするのに必要な無効電力を発生させると、発電機が過電流になることがある。このような場合には、発電機電圧を系統電圧の変化に合わせて力率を一定にして運転する方が望ましく、このため自動力率調整装置 (Automatic Power Factor Regulator : APFR) が使用される。小規模

水力発電所では単独運転を実施する発電機以外は、この自動力率調整装置による一定力率運転を実施するのが一般的である。

12.3 変圧器

水力発電所の変圧器は、発電機電圧（主回路電圧）から送電線電圧への昇圧用に使用される主要変圧器、発電機電圧から所内電圧への降圧用に使用される所内変圧器と所内電圧から機器使用電圧への降圧に使用される所内低圧変圧器に区分される。

12.3.1 主要変圧器

水力発電所では、一般に屋外用三相変圧器が使用される。主要変圧器の冷却は、小容量のものは自冷式が、容量が大きくなるに従い風冷式、送油風冷式、送油水冷式が採用される。屋内や地下発電所に設置する場合は、据付面積の縮小、室内の換気通風等の条件を考慮して、送油水冷式が採用される例が多い。屋外設置の場合は、送油水冷式以外の方式から選定される。

工場組立時の性能を維持するため、現地で再組立てして据付ける方法は極力避けて、組立て輸送をするのが普通であるが、発電所の立地条件やアクセス道路条件によって変圧器の重量、寸法が制限されることが多い。このため、単相変圧器3台による組合せや、各相独立の磁気回路をもつ単相器と同様の構造とし、現地で三相器と同様の概観に組立てる特別三相形の採用を検討する必要も生じる。

主要変圧器の定格容量は、発電機の定格容量と同一に定める。電圧は一次電圧を発電機の定格電圧より5%程度ひくくするのが普通である。系統の高電圧化や発電機容量が小さく、定格力率が100%に近い場合は、発電機電圧に等しくすることもある。

また、小容量の発電所において、送電線電圧と発電機電圧が同じ電圧が選定されても、送電線からの雷サージ等の外乱が発電機に侵入するのを防止することと、所内回路の短絡容量軽減のために同電圧の絶縁変圧器を主要変圧器として設置する。

12.3.2 所内変圧器および所内低圧変圧器

所内変圧器および所内低圧変圧器の容量は、受電する給水ポンプ、排水ポンプなどの補機、照明、組立クレーンなどの消費電力から容量を算定する。屋内に設置されるこれらの変圧器類については、火災等の危険をさけるために乾式変圧器が採用される例が多い。安全を考慮して装甲開閉装置と同一箇所に並べて配置する。所内変圧器および主要変圧器のインピーダンスは、所内回路の短絡電流に影響するので、これらの機器の購入時には、インピーダンス値と短絡電流値の両方が適切な値になるよう検討する必要がある。大容量水力発電所や揚水発電所では、信頼性向上を目指して、所内変圧器および所内回路を二重系が採用される例もある。

12.4 主回路接続方法および電気設備

12.4.1 主回路接続方法

水力発電所の主回路結線は、発電機の容量および台数、送電線回線数および引出し方式、発電所スペースなどの制約条件、所内電源の受電方法および配電線の有無、変圧器および開閉器の経済性と輸送条件、内部事故による停電範囲、故障修理および運転保守の安全性・容易性等について考慮し、発電所の信頼性、経済性および技術面から総合的に判断して決定する。

代表的な結線例を以下に示す。

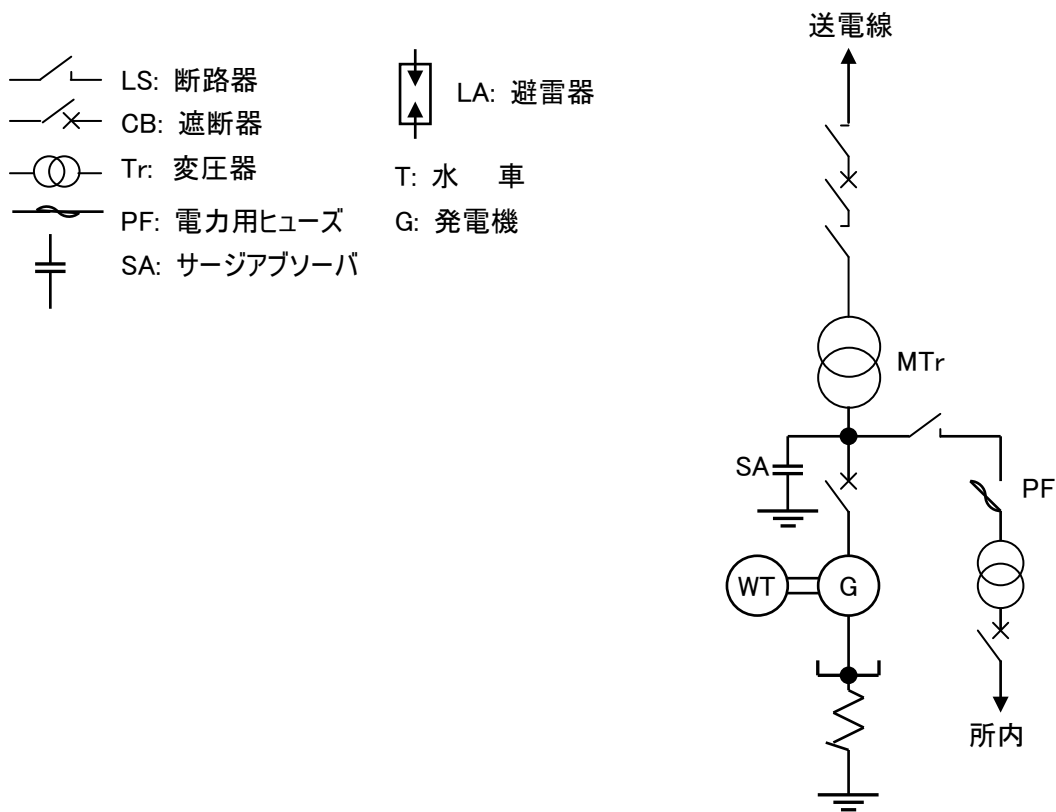
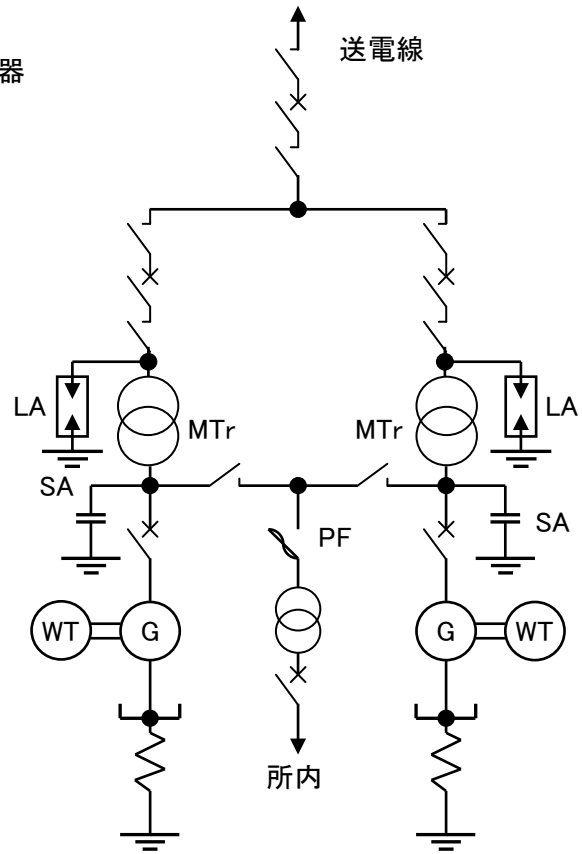
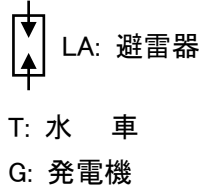
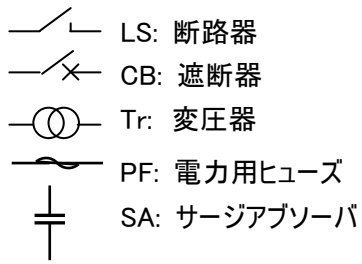


図 12-33 主機 1 台、送電線 1 回線の例



T: 水車
G: 発電機

図 12-34 主機 2 台、送電線 1 回線の例

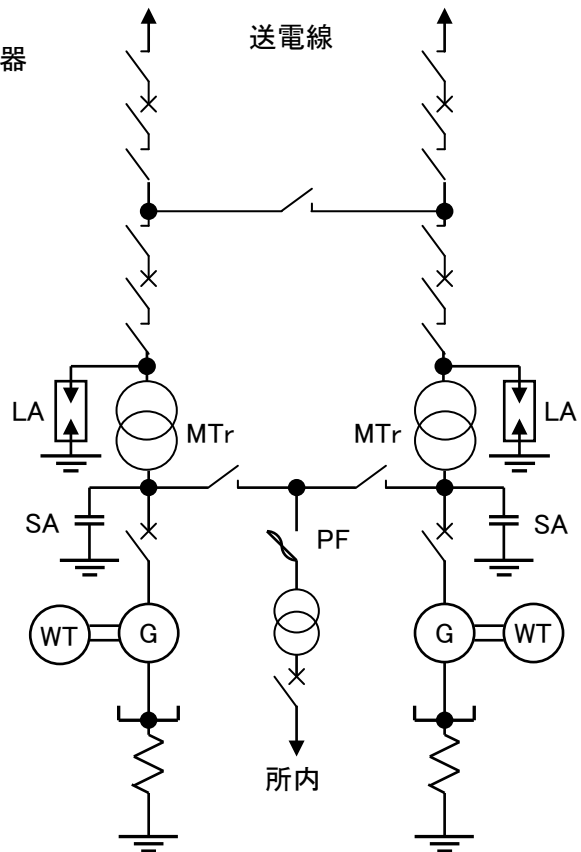
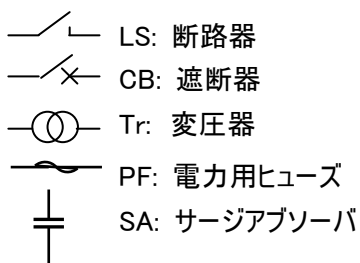


図 12-35 主機 2 台、送電線 2 回線の例

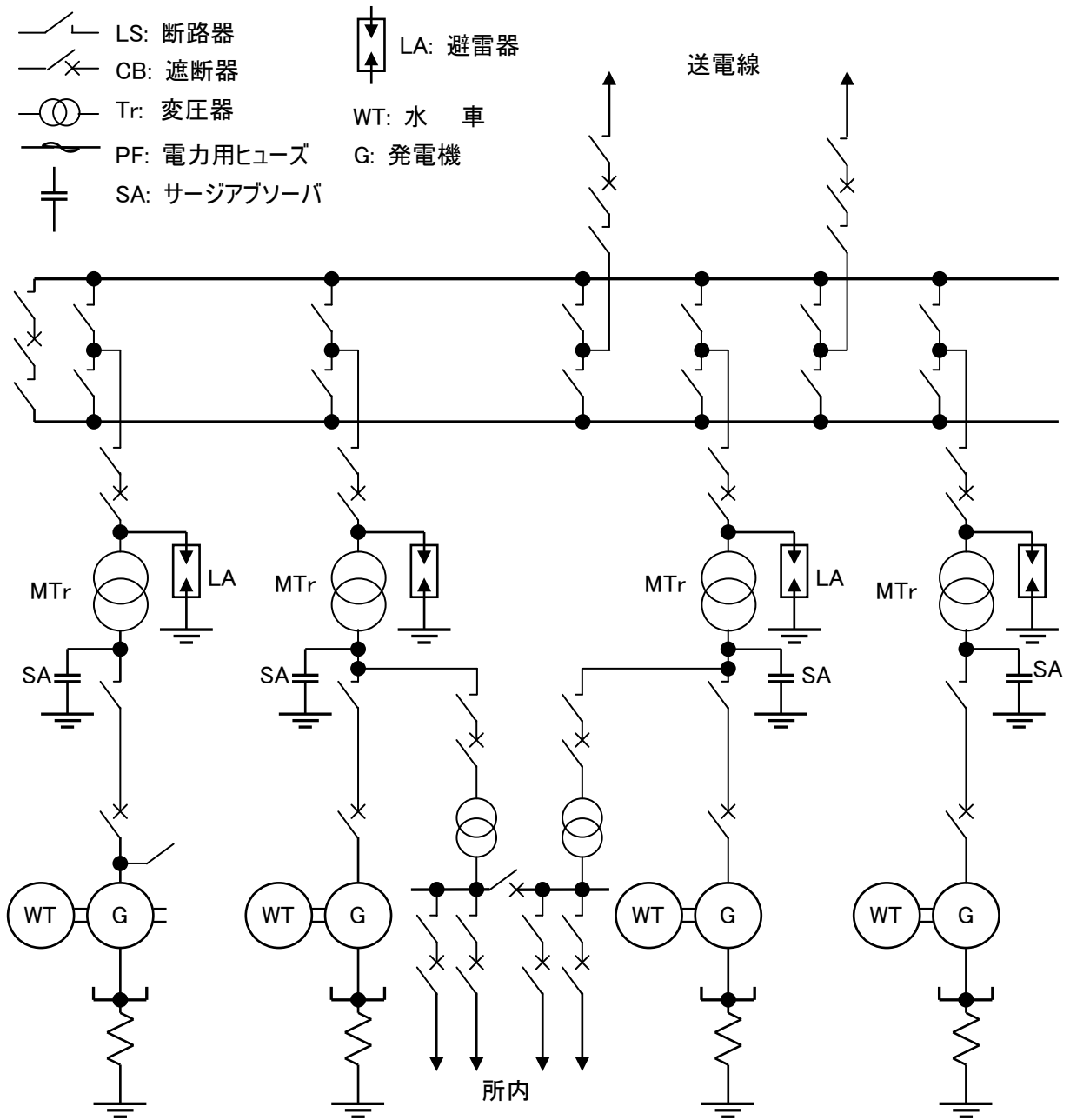


図 12-36 主機 4 台、送電線 2 回線、2 重母線の例

12.4.2 遮断器

遮断器は負荷電流の開閉だけでなく、故障時の短絡、地絡電流を遮断する装置で、表 12-4 に示す種類がある。操作方式は、空気操作、油圧操作、電気バネ操作がある。小規模水力発電所では、圧縮空気を使用しない設計とする例が多く、油圧操作もしくは電気バネ操作の採用例が多い。遮断器の選定は、表 12-5 に示すとおり、定格電圧別による適用機種があるのでこれを参考に機種選定を行う。以下に選定にあたって考慮すべき点を述べる。

(1) 定格電圧

使用回路の最高電圧が遮断器の定格電圧を越えないように選定する。日本では系統電圧の公称電圧の 1.2～1.1 倍の定格電圧の遮断器を使うのが一般的である。たとえば、送電線公称電圧が 66kV ならば 72kV が定格電圧の遮断器を採用する。

(2) 定格電流

遮断器に流れる負荷電流の最高値が定格電流を超えないように選定する。短時間ならば多少の過負荷電流を支障なく流すことができる場合もある。

(3) 定格遮断電流

遮断容量に関する定格値は、遮断電流で表現されるので、使用回路の最大故障電流（通常は三相地絡）を計算して、これを上回る定格遮断電流の遮断器を選定する。計算する場合は、発電機のインピーダンスは、初期過渡値とする。一般には三相地絡電流を計算すれば充分であるが、零相インピーダンスが正、逆相インピーダンスより小さい回路では一線地絡電流が最大になるので、これを使用する必要がある。

表 12-4 遮断器の分類

種 類	略 号	消 弧 原 理
油遮断器	OCB	消弧室内におけるアークによる絶縁油分解ガスの吹付け力により遮断する。
気中遮断器	ACB	大気中でアークを引き伸ばし、消弧室により冷却遮断する。
磁気遮断器	MBB	大気中で電磁力を使用して、アークを消弧室内部に導き、引き伸ばし冷却遮断する。
空気遮断器	ABB	圧縮した空気をアークに吹付けて遮断する。
真空遮断器	VCB	高真空における電子の高速度拡散により遮断する。
ガス遮断器	GCB	高絶縁性能を有した特殊ガス (SF6) をアークに吹きつけ遮断する。

表 12-5 定格電圧別の遮断器の機種

種 類	定格電圧(kV)							
	7.2	12	24	36	84	168	300	500
磁気遮断器	○							
空気遮断器		○						
油遮断器	○	○	○	○	○			
ガス遮断器			○	○	○	○	○	○
真空遮断器	○	○	○	○	○			

12.4.3 断路器

断路器は負荷電流の開閉機能は持たず、電気機器を回路から切り離す場合に使用されるもので、母線、送電線の充電電流や変圧器の励磁電流等、定格電圧のもとに単に充電された回路を開閉する開閉器である。

断路器の種類、適用電圧を表 12-6 に示す。選定にあたっては、母線構成や据付面積等を総合勘案して選定する必要がある。なお、定格電圧および定格電流の決定は遮断器とほぼ同じである。

表 12-6 断路器の種類および適用電圧

操作方式	種 類	適用電圧
手動操作	垂直 1 点切	7.2kV 以下
電動操作、空気操作	水平 2 点切	7.2kV～300kV
	水平 1 点切	7.2kV～500kV
	パンタグラフ形	168kV～500kV

12.4.4 計器用変成器

計器用変成器には計器用変圧器（Potential Transformer：PT、または Potential Divider：PD）および計器用変流器（Current Transformer：CT）がある。使用目的は高電圧、大電流の電気回路の計測用であり、変圧器、変流器の原理に基づき計器、継電器、電力量計に回路電圧、電流に比例した電氣量を供給するものである。

(1) 計器用変圧器（PT、PD）

使用場所の分類では、屋内形、屋外形、絶縁構造の分類では乾式、油入式、ガス絶縁式が、原理上の分類では巻線形、コンデンサ形がある。巻線形は通常の変圧器と同様の原理であり、一般的には PT と、またコンデンサ形は PD と呼ばれ、コンデンサの容量分圧を利用したものである。電圧 22kV 以下では乾式が、66kV 以上では絶縁信頼度の高いコンデンサ形油入密閉式が用いられる。ガス絶縁開閉装置と組合せるガス絶縁形の PT、PD も開発されている。

(2) 計器用変流器（CT）

変流器のうち、使用場所および絶縁構造の分類は、計器用変圧器とほとんど同じである。巻線の構造の分類では、巻線形、貫通形、ブッシング形がある。発電機主回路あるいは所内回路母線の計測用には、巻線形がこれ以上の電圧では油入密閉形、ガス絶縁形が用いられる。

12.4.5 避雷器

電気設備、機器の絶縁を雷や開閉サージによる過電圧から保護する目的で使用される装置を総称して避雷装置といい、避雷器、保護ギャップ、保護コンデンサに分類される。避雷器は、雷または遮断器等の開閉に起因する波高値の高い過電圧（衝撃過電圧または開閉サージ電圧）が印加された場合、これに伴う電流を放電することにより過電圧を制限して、電気設備の絶縁を保護し、かつ続流を短時間のうちに遮断して通常状態に自動復帰する装置である。避雷器は過去には種々のものが採用されていたが、近年は保守性の良い酸化亜鉛形避雷器（ギャップレス避雷器）が採用されている。

12.4.6 閉鎖配電盤

発電所の6.6kV所内回路、400V、200V、100Vの各電源の遮断器、断路器、計器用変圧器、計器用変流器を、安全を考慮して鉄製の箱に収納したものを、一括して閉鎖配電盤と呼ぶ。閉鎖配電盤は、発電所の補機、換気装置、雑電源、直流電源設備への電源の供給等の機能を負い、保守作業時等に適切に切り分けて区分可能なように考慮しなくてはならない。

12.4.7 配電盤

水車、発電機、主回路、主要変圧器、送電線、所内回路等の運転、制御、保護を配電盤で行う。配電盤は機器の台数、送電線の回線数、制御方式、運転員の人数、発電所の規模、重要度を考慮して型式と配列を決定する。

大規模水力発電所や揚水発電所などの重要な発電所では、制御装置の2重化が行われ、シーケンス制御用のPLC、デジタル形の調速装置、デジタル励磁装置および補機、共通機器PLCと監視制御用の上位系のコンピュータとネットワークを構成した図 12-37 に示す SCADA（Supervisory Control And Data Acquisition：SCADA）システムを採用することもある。

また、中小水力発電所では、コストダウンを目指して、一体型配電盤として、起動、停止シーケンス制御、負荷、電圧などの調整制御、制御用のPLC（Process Logic Controller）に前述の調速制御、励磁制御も含めて、ソフトウェア化する例もある。一体型配電盤の例を図 12-38 に示す。

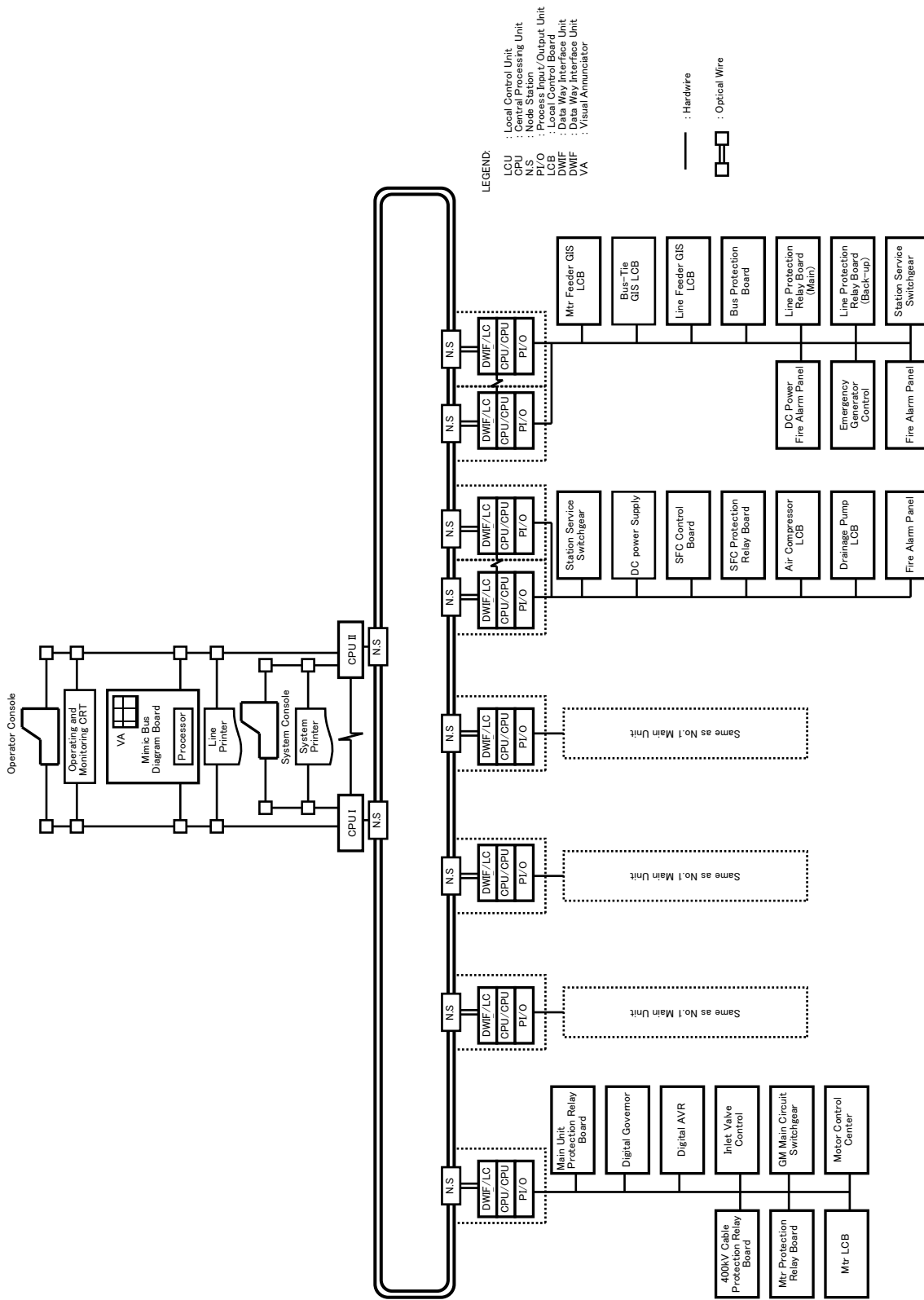


図 12-37 水力および揚水発電所の監視制御システム構成



制御・保護

- i) ヒューマンインターフェース
- ii) 自動同期装置
- iii) 故障表示機、表示復帰ボタン
- iv) 閉塞リレー復帰、警報リセット
- v) 非常停止ボタン
- vi) 並列用遮断器操作スイッチ
- vii) 電力量計

制御・保護（内部配置）

- i) 電源ユニット
- ii) CPU ユニット
- iii) GOV インターフェースユニット
- iv) AVR インターフェースユニット
- v) 保護リレー（過電流）
- vi) 保護リレー（地絡過電流）
- vii) 電源スイッチ、遠方切替スイッチ等

補助（内部配置）

- i) 補助リレー、タイマー
- ii) 速度検出センサー
- iii) 閉塞リレー
- iv) ケーブル接続端子

図 12-38 一体型配電盤

12.4.8 保護装置

保護装置は故障発生の際の影響を最小化することによって下記の項目を減少させることを目的に設置するものである。

- 損害復旧の費用
- 故障が拡大し、他の部分に波及する可能性
- 発電停止する期間
- 電気事業者および需要家の損失

保護を効率的に行うために。水力発電所の保護は、発電機保護、変圧器保護、母線保護、送電線保護に区分して行っている。水車発電機保護の項目一覧の例を表 12-7 に示す。

表 12-7 水車発電機保護項目一覧例

保護種別	故障様相
非常停止 (電氣的故障)	発電機内部短絡、発電機内部地絡、発電機回路短絡、発電機回路地絡 発電機過電圧、発電機過電流、界磁喪失、主要変圧器内部短絡、 主要変圧器内部地絡、励磁装置重故障、制御装置 (PLC) 重故障
急停止 (機械的故障)	軸受温度上昇第二段、調速機故障、加速度、アクチュエータ油圧低下、 圧油タンク油圧低下第二段、集油タンク油面低下第二段
緩停止	軸受温度上昇第一段、軸受油槽油面低下、圧油タンク油圧低下第一段、 圧油タンク油面低下、冷却水断、励磁装置軽故障、ステータコイル温度上 昇、
警報	軸受油槽油面上昇、空気冷却器出口温度上昇、界磁回路接地、 冷却水不足、起動渋滞、空気タンク気圧低下、補機運転異常、 排水ピット水位上昇、排水ピット油検出、主要変圧器温度上昇、

(1) 非常停止

発電機に電気故障が発生した場合で、系統に影響を与えないために故障発生と同時に並列用遮断器を開放し、系統からの故障電流の流入を断つとともに、励磁電源を切り発電機からの故障電流の供給も止め故障の拡大を防ぐ。

(2) 急停止

水車もしくは発電機に機械的な故障が発生した場合で、緊急に停止させる必要があるが、非常停止のように並列用遮断器で負荷遮断を行うと、回転速度上昇、水圧上昇により機械故障の拡大につながるため、これらの故障発生時にはガイドベーンを全閉し、無負荷にしてから並列用遮断器を開放し水車発電機を停止させる。

近年、小規模水力発電所では、制御装置の簡素化を目的として、急停止モードを省略し、非常停止に統合した例もある。

(3) 緩停止

非常停止、急停止のように緊急に停止させる必要がないが、運転を継続した場合に故障が拡大する恐れのあるものを自動的に普通停止させる。

(4) 警報

機器の状況および各種計測データを確認し、運転継続の可否を運転員が判断するもので、必要に応じて発電機出力の抑制、または運転停止操作を行う。

12.4.9 直流電源装置

直流電源装置は、配電盤、保護装置に制御用の直流を供給する設備であり、充電器、蓄電池およびインバータで構成されている。100kW 以下の小規模の発電所では、直流電源装置を省略し、発電所全停電時は運転しないこと、水車および発電機を無拘束運転に耐える仕様として、交流で制御するプラントもある。また簡易的な直流電源設備としてパソコン等の汎用の無停電電源装置（Uninterruptible Power Supply : UPS、Constant Voltage Constant Frequency : CVCF）を採用する例もある。

12.4.10 運転制御方式

運転制御方式は発電所の個々の規模、様式、電力システムに対する重要度、地理的条件、運転要員等を総合勘案して次の方式の中から選定する。また図 12-39 に標準的な発電起動制御フローを示す。

(1) 一人制御方式

配電盤で一人の運転員が水車、発電機の運転・停止操作、負荷・電圧調整、計測、記録、監視等ができ、故障発生した場合はその種別に応じ自動停止または警報するように設計された自動運転方式である。

(2) 遠方監視制御方式

水車、発電機の運転・停止操作、負荷・電圧調整、監視等を近傍の別の発電所もしくは給電指令所から行い、故障発生の場合は、その種別に応じ自動停止または警報をするように設計された自動運転方式である。この方式は、通信技術、コンピュータ技術の進歩および運転員の省力化により、積極的に採用されるようになってきており、10 箇所以上の発電所を一つの制御所から集中制御する方式もある。

(3) 全自動制御方式

予め設定した起動条件が成立すると、水車、発電機は自動起動し、負荷を自動的に調整して運転を継続し、所定の停止条件または故障の場合には自動停止を行うように設計された自動運転方式である。自動運転条件は、時刻と指定負荷によるスケジュール運転や流れ込み式発電所における貯水池水位や水槽の水位が採用される例が多い。

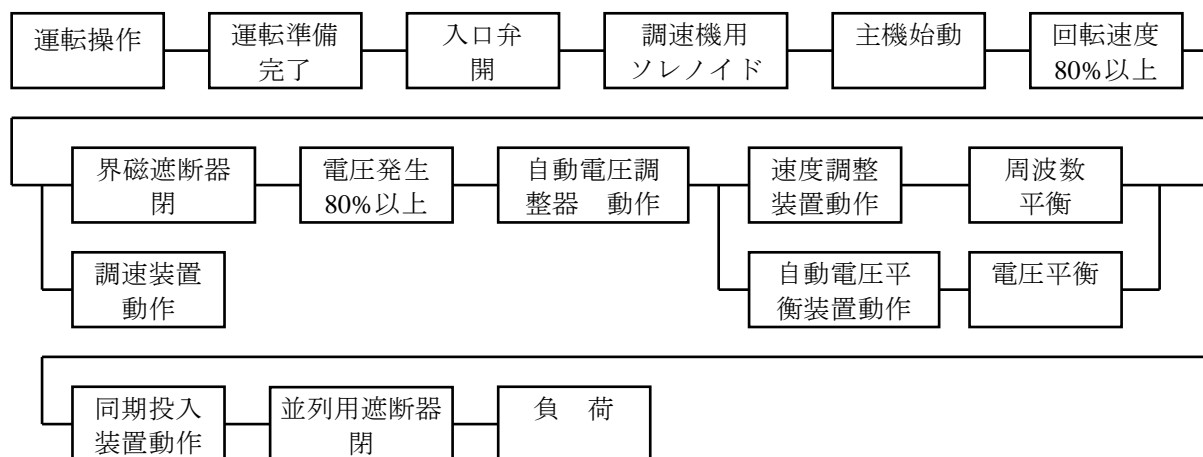


図 12-39 水車・発電機の標準的な起動シーケンスフロー

12.5 その他の機器

12.5.1 クレーン

水力発電所の水車、発電機の据付、組立用に、天井クレーン、ガントリークレーンが設置される。この場合、クレーンの巻上げ荷重の最大値は、発電機回転子の吊上げ荷重となる例が多い。また、発電所が地下や立抗深く設置される場合、組立用クレーンとは別に、機器および資材の搬入用のクレーンが設置されることがある。小容量の発電所では、組立クレーンに変えて、トラッククレーン、小形電動ホイスト、手動ホイストおよびチェーンブロックを利用する例もある。

12.5.2 接地線

送電線および発電機の地絡故障時に、発電所から地絡箇所に向けて地絡電流が流れるため、発電所には接地網を設置し、対地抵抗を規定値以下とし、歩幅電圧、タッチ電圧によって安全上の問題が生じないようにする必要がある。水車、発電機、補機、閉鎖配電盤、配電盤などの電気機器すべてを適切に接地網に接続する必要がある。

接地抵抗は、現地の基礎岩盤等の比抵抗を測定、もしくは推定して、接地抵抗実現に必要な面積を設計する。発電所基礎掘削、基礎コンクリート打設作業、フローコンクリート配筋作業時に接地線を必要なメッシュで施工し、各機器の設置場所に接地線を立ち上げる必要がある。配筋、コンクリート打設工事と錯綜するため、土木事業者との協調が重要である。屋外開閉所等でも基礎掘削時に接地線の埋設が同時作業となる。接地抵抗は施工後実測して確認するが、規定値に達成していない場合は、追加埋設が必要となる。

接地抵抗の目標値は、その国の電気保安基準で定められているが、概略として以下の値程度である。

直接接地系統の発電所（主要変圧器中性点が直接接地）	: 1Ω以下
非直接接地系統の発電所 （主要変圧器中性点非接地、抵抗接地、リアクトル接地など）	: 10Ω

12.5.3 非常用電源装置

系統運用上重要な水力発電所は、系統停電時の初充電を行うことがある。このため、停電時でも水車発電機を起動するために、所内電源を供給する非常用発電設備が設置される。また、長時間の停電により、発電所が水没防止や油圧、空気圧、制御用直流電圧等が低下しないように所内保安負荷を確保するために同様に非常用発電設備が設置される。

これらの非常用発電設備としては、ディーゼル発電機、ガスタービン発電機、小水車発電機が適用される。設計時には、非常時および停電時に必要な機器の設備容量を集計し、発電設備の容量を算定する。非常時に切替を容易に行うために、所内回路から母線、開閉機器を含めて非常用回路を区分、切替可能なように設計して必要がある。

第12章の参考文献

- [1] 中小水力発電ハンドブック（新訂第5版）、新エネルギー財団、1997年
- [2] 水力開発ガイドマニュアル、新エネルギー財団、1996年
- [3] ハイドロタービン、ターボ機会協会、1991年
- [4] 電気工学ハンドブック、電気学会
- [5] TURGOIMPULSE TURBINE Gilkes 社 Catalog
- [6] 水車附属装置の設計指針、電気共同研究 42 巻第 2 号
- [7] 一体型配電盤カタログ、東芝（株）

12.5.3 非常用電源装置

系統運用上重要な水力発電所は、系統停電時の初充電を行うことがある。このため、停電時でも水車発電機を起動するために、所内電源を供給する非常用発電設備が設置される。また、長時間の停電により、発電所が水没防止や油圧、空気圧、制御用直流電圧等が低下しないように所内保安負荷を確保するために同様に非常用発電設備が設置される。

これらの非常用発電設備としては、ディーゼル発電機、ガスタービン発電機、小水車発電機が適用される。設計時には、非常時および停電時に必要な機器の設備容量を集計し、発電設備の容量を算定する。非常時に切替を容易に行うために、所内回路から母線、開閉機器を含めて非常用回路を区分、切替可能なように設計して必要がある。

第12章の参考文献

- [1] 中小水力発電ハンドブック（新訂第5版）、新エネルギー財団、1997年
- [2] 水力開発ガイドマニュアル、新エネルギー財団、1996年
- [3] ハイドロタービン、ターボ機会協会、1991年
- [4] 電気工学ハンドブック、電気学会
- [5] TURGOIMPULSE TURBINE Gilkes 社 Catalog
- [6] 水車附属装置の設計指針、電気共同研究 42 巻第 2 号
- [7] 一体型配電盤カタログ、東芝（株）

第 13 章

送変電設備

第13章 送変電設備

13.1 系統計画

13.1.1 系統計画の目的

発電した電力を需要箇所に送電するため、既存の電力系統に接続する必要がある。電力系統の構築には多大な資金・労力および期間を要するため、経済性の追求は非常に重要である。完成後は長期間に亘って使用されるため、長期的な視点で合理性を追求する必要がある。また、設備によって必要となる信頼性は異なる。一部の設備が全体の信頼性を損なうことがないよう、経済性と信頼性のバランスを考えながら系統を構築する必要がある。

なお、実際の作業は「系統計画」、「送電計画」のような単純なステップにはならない。既存系統および将来構想から作成した大まかな系統計画を始まりに、設備設計と系統解析を交互に繰り返しながら徐々に精度を高めていく必要がある。

13.1.2 系統の分類

電力流通設備は、その機能面から基幹系統、地域供給系統および配電系統に大別でき、基幹系統はさらに電源送電系統および連系系統に分類され、それぞれ以下の役割および特色を持っている。図13-1に電力系統の基本構成を示す。

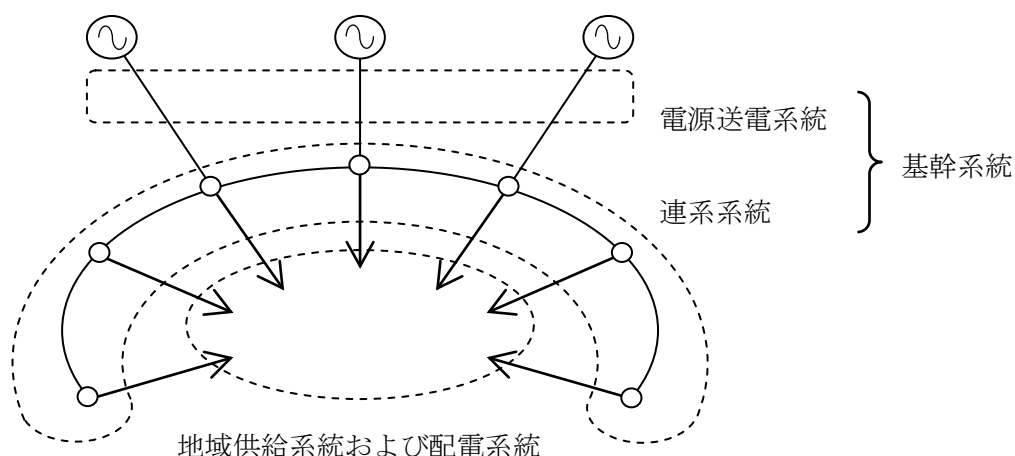


図 13-1 電力系統の基本構成

(1) 基幹系統

基幹系統は、大電源の送電および系統を一体的に連系する役割を担っている。各方面からの電源送電線は、基幹送電線により一体的に連系された連系系統に接続され、電源からの送電電力をプールして地域ごとの拠点変電所へ配分される。基幹系統は系統全体の中心として長距離・大容量送電を担うため、通常は系統の最高電圧で構成される。故障時には全系統に影響を及ぼす恐れがあるため、最も高い信頼性が求められる。

(2) 地域供給系統および配電系統

基幹系統にプールされた電力は、需要地付近に設置した送電用変電所を経て、順次低い電圧に変換されながら需要家や配電用変電所に供給される。配電系統は、送電系統の末端にあたる配電用変電所と、ここから需要家を結ぶ配電線や変圧器、開閉器などで構成される。配電設備は送電設備と比較して個々の設備規模は小さいが、網状の面的構成をなしているためその数が膨大となる。

13.1.3 電圧階級

経済的な電圧は、負荷密度や送電距離、送電電力によって異なる。電圧選定に留意すべき諸条件については以下のとおり。

- 既存の系統との連系が合理的に行える電圧であること。
- 付近の用地事情を考慮すること。
- 長期的な見通し（系統の拡大等）のもとに決定すること。

ただし、各系統が個別に最適な電圧を選定すると、それぞれで異なる定格の機器を使う必要があるほか、系統を連系する変電設備が増えて変電建設費や変圧器損失の増加につながるため、総合的には必ずしも経済的ではない。このため極力簡素な系統構成となるよう系統電圧を選定する必要があり、あらかじめ定めた標準電圧から選定することが合理的である。

国際規格であるIEC¹が定めた電圧標準（IEC60038）の一部を表13-1に示す。市場に流通している電力用機器は一般にこの標準電圧に準拠しているので、こういった主要な規格の標準電圧を適用することで汎用的な機器の使用が可能になる。

そのほか、近隣国と接続する可能性のある系統については、相手国の実態を考慮して電圧を決める必要がある。

表 13-1 標準電圧（高圧）

機器用最高電圧 [kV]	公称電圧 [kV]	
(52)	(45)	-
72.5	66	69
123	110	115
145	132	138
(170)	(150)	-
245	220	230

出典：IEC60038、2002年7月

注：上記電圧は線間電圧を示している。（）は新規系統に用いるべきではない。

¹ 国際電気標準会議（International Electrotechnical Commission）

13.1.4 系統構成

大容量送電を担う基幹系統は故障時の影響が大きく、小容量で故障時の影響が限定される配電系統は設備数が多い。停電の頻度と継続時間が電力供給の信頼性の指標になり、一般に供給信頼度と呼ばれる。電力供給の連続性と質は電力の価格と相反するものであるため、現実問題として一定の限界（信頼度レベル）を設定する必要がある。そのレベルは設備の重要度に応じて異なるが、費用対効果を考慮して全体の考え方を統一する（協調をはかる）必要がある。信頼度レベルの考え方とその系統構成上の対策例を以下に示す。

(1) 基幹系統

- 単一設備事故に対し、供給支障または主要な電源の発電力制限を生じないものとする。
- 二重設備事故に対し、大幅な電源脱落あるいは系統の分断を防止するが、たとえ分断しても分断後の各系統は極力供給支障を生じず、安定した系統が維持できるものとする。
- 工事・保守のための設備停止中でも、上記信頼度が維持できるものとする。
- 対策例として送電線の二回線化・ループ化、変電設備（変圧器・母線）の二重化等がある。

(2) 地域供給系統

- 単一設備事故に対し、短時間に供給回復が可能なものとする（回復の程度は実態に応じて個別に設計する）。
- 特に重要な負荷に対しては、単一事故に対し供給支障を極力防止する。
- 工事・保守のための設備停止中でも、上記信頼度が極力維持できるものとする。
- 対策例として送電系統のループ化、非常用機器接続回路設置等がある。

その他、開閉器の故障電流遮断能力は機器毎に異なっている。系統に並列する電源が増えるに従い故障電流が大きくなるため、開閉器の能力を超過しないよう注意する必要がある。万が一超過する（故障除去用の開閉器が故障電流を遮断できない）場合には機器の増強（取替）が必要になるので、電源の強化時には必要により系統の分割も検討する。

また、変電所の位置は需要地点に近い方が一般に経済的である。ただし送配電線との接続にあまり制約のない場所が好ましく、設置した機器の点検・修理のためのスペースが確保できるなどの条件が必要となる。変電所の位置を変更すると送配電線の建設費に影響するので、全体のバランスを考えて位置を決定する必要がある。

13.1.5 電力品質

電力の品質の尺度として、供給信頼度の他に次のものが一般に考えられる。

- 周波数の絶対値とその変動範囲
- 電圧の絶対値とその変動範囲

電力の品質が低い場合、さまざまな問題を引き起こす。例えば電圧や周波数が不安定な場合、

工場において不良品の原因となる。また、長時間にわたってたびたび停電するようでは需要家が自家用発電機を選択するなど、想定どおりの需要とならず設備投資の回収が困難になる。このため電力は一定の品質を確保する必要がある。

一定の電力品質を維持してこれらのリスクを排除するため、電圧および周波数に対して目標値（許容変動範囲）を設け、これを確保できる系統構成とする必要がある。電圧および周波数の目標値の例を、表13-2および表13-3に示す。

表 13-2 電力系統の電圧目標値

（単位：％）

	発電所 (端子電圧)	変電所（二次側母線）		
		基幹系統	地域主要系統	一般負荷系統
重負荷時	100～102	100～105	100～102	100～105
軽負荷時	95～98	95～105	95～100	95～100

出典：送電・配電、電気学会、2001年8月

表 13-3 電力系統の周波数目標値

北米（NERC）	1 分間平均値の年間標準偏差	
	東部	0.018Hz
	西部	0.0228Hz
	ERCOT（テキサス州）	0.020Hz
	ハイドロケベック	0.0212Hz
	10 分間平均値の年間標準偏差	
	東部	0.0057Hz
	西部	0.0073 Hz
欧州（UCTE）	滞在率 50±0.04Hz 以内	90%以上
	滞在率 50±0.06Hz 以内	99%以上

出典：電気学会技術報告 No.869、電気学会、2002年3月

13.1.6 系統安定度

電力系統の安定性は、発電機の同期運転の可否を論ずる位相角安定度と、電圧崩壊の有無を論ずる電圧安定度に大別される。

(1) 位相角安定度

位相角安定度とは、交流送電において系統に接続されている発電機がすべて同一速度（同期速度）で回転している状態において何らかの外乱が発生したとき、一部の発電機あるいは全系の発電機が同期外れ（脱調）を起さずに並列運転を継続できるかどうかを示す尺度であって、一般に安定極限電力の大きさを表わされる。この安定極限電力は電圧の2乗にほぼ

比例して増加し、同一の電圧では送電距離にほぼ反比例して減少する。

位相角安定度については、時間領域に応じて次の3つに分けて考えるのが合理的である。

1) 過渡領域

- 系統に短絡・地絡事故などの擾乱が加えられて、発電機回転子間の位相角が動揺する初期の時間領域（1～2秒程度）の安定度。
- 事故の様相や継続時間など外部擾乱の影響が大きいのに対し、発電機制御系の応答の影響は比較的少ない場合が多い。

2) 中間領域

- 過渡領域に続く、擾乱発生後数秒～十数秒間の電力動揺継続中の安定度。
- 非線形特性をもつ発電機制御系の応答特性や負荷特性などの影響が大きい。

3) 定態領域

- 中間領域よりもさらに長い、十数秒以上の間の安定度。
- 発電機相互間の同期化力や発電機の慣性、制御系の応答特性によって決まる系統固有の不安定モードの影響が大きい。
- 発電機出力変更など、比較的緩やかな擾乱に対する安定度はこの領域の安定度と考えられる。

(2) 電圧安定度

電圧安定度とは、電圧崩壊となる安定限界までの余裕を示すものである。電圧崩壊は、負荷の急激な増加や送変電設備の停止などにより無効電力損失が増加したとき、供給が追いつかず電圧が低下して広範囲な負荷脱落を招くことにより発生する。

電圧安定度の判定には、負荷の有効電圧と電圧の関係を示す特性（P-V 曲線）を用いる。図13-2に系統の簡略化（1機対1負荷）モデルを示す。

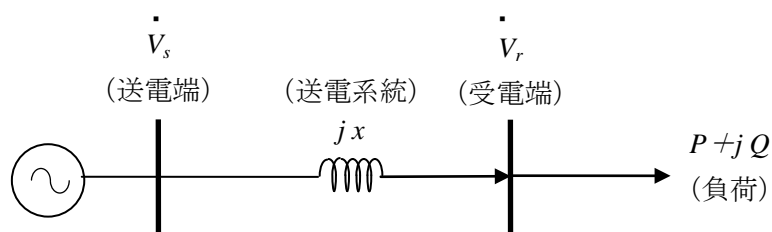


図 13-2 1機対1負荷モデル

このモデルにおいて、受電電力と受電電圧の関係は次式で表わされる。

$$V_r = \frac{V_s^2 - 2Qx}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{V_s^2 - 2Qx}{2}\right)^2 - x^2(P^2 + Q^2)}$$

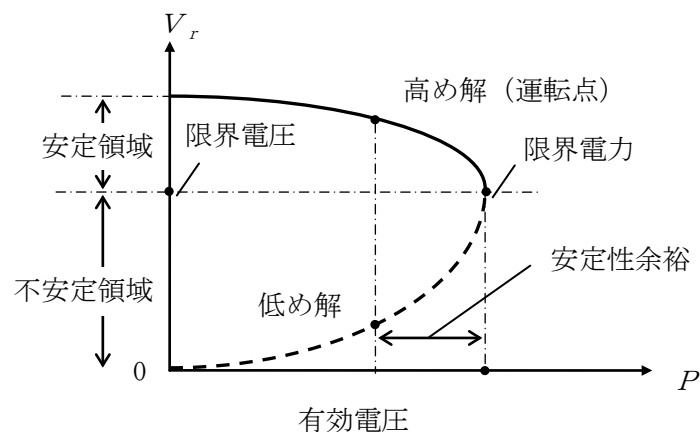


図 13-3 P-V 曲線

図 13-3 は、この関係を図に示したものである。この特性で最大となる P を限界電力、そのときの電圧を限界電圧と呼ぶ。同じ電力 P に対し 2 つの解 (V_r) が存在し、上の解を高め解、下の解を低め解と呼ぶ。負荷の微小な減があったとき、高め解部分では電圧の上昇により負荷が増えて元の運転点に戻るのに対し、低め解部分では電圧がさらに低下するとともに負荷が減少するため回復が困難である。このため限界電圧以下の部分 (P-V 曲線の破線部分) は不安定領域であり、運転点は高め解の位置となる。電圧安定度が低い状態とは、有効電力の余裕が少ない (運転点と限界点に近い) 場合をいう。

電力系統が大きくなるにつれて、安定度の解析は非常に複雑になってくる。このため、コンピュータを用いた解析が現在では一般的である。ソフトウェアによって必要なデータは異なるが、一般に次のようなデータが必要となる。データが不明な場合は標準的な値を用いることになるが、正確性を期するためには極力実際のデータを入手する必要がある。古い機器の緒元は入手が困難なので、設備の設置時に準備することが望まれる。

- 電力需要の想定値 (系統解析の対象とする時期のもの)
- 送電線、配電線、変圧器等のインピーダンスに関する線路定数
- 送電線・配電線の回線数、正相抵抗、正相リアクタンス、正相キャパシタンス
- 変圧器の正相リアクタンス、タップ比
- 発電機に関する定数等
- 発電機定格容量、定格出力、慣性定数、同期リアクタンス (X_d , X_q)、過渡リアクタンス (X_d' , X_q')、次過渡リアクタンス (X_d'' , X_q'')、電機子漏れリアクタンス (X_l)、電機子時定数 (T_a)、零相リアクタンス (X_0)、逆相リアクタンス (X_2)、自動電圧調整器 (Automatic Voltage Regulator) データ、ガバナデータ
- 発電機の運転優先順位と出力範囲の考え方
- 調相設備の有無 (種類、容量 (、運用実態))

13.1.7 技術的課題の検討フロー

電源開発計画における系統計画の技術的課題検討フローの例を図13-4に示す。

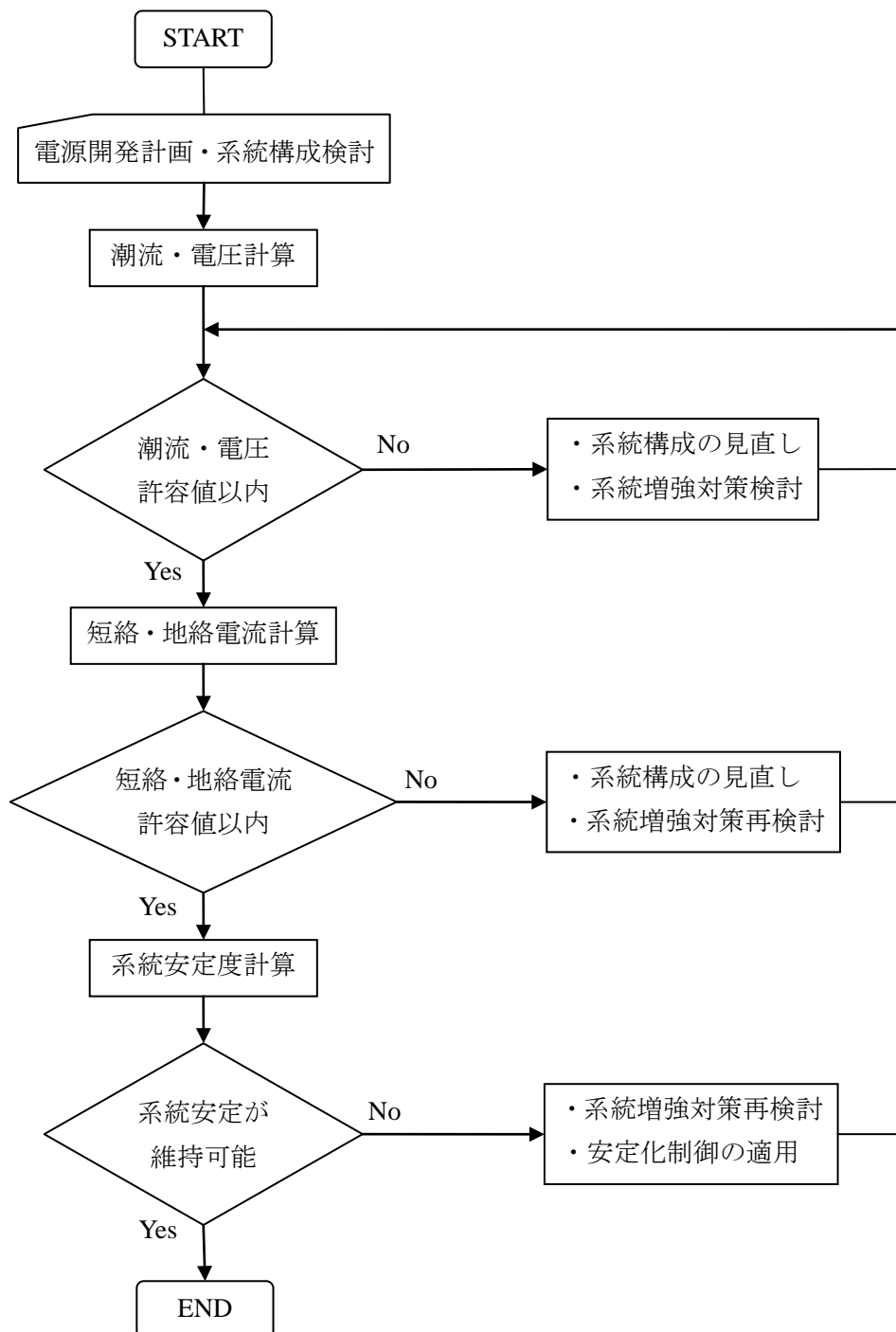


図 13-4 技術的課題検討フローの例

13.1.8 技術的課題の改善対策例

図13-4の検討フローで問題が発生した場合の代表的な改善対策例を以下に示す。

(1) 潮流対策

- 系統構成を変更する。
- 導体数を増やす。
- 導体サイズを上げる。

(2) 故障電流対策

- 系統構成を変更して問題箇所の短絡容量を低減する。
- 高インピーダンス変圧器を採用して短絡容量を低減する。
- 減流リアクトルを設置して故障電流を抑制する。

(3) 系統安定度対策

問題となる領域に応じて、表 13-4 の対策を検討する。

表 13-4 安定度向上対策

対策	過渡領域	中間領域	定態領域	電圧
上位送電電圧の導入	○	○	○	○
送電線・変圧器増強	○	○	○	○
発電機・変圧器等のリアクタンス低減	○	○	○	○
直列コンデンサ設置	○	○	○	○
静止型無効電力補償装置（Static Var Compensator）設置	○	○	○	○
送電線路に中間開閉所設置	○	○	○	○
直流連系	○	○	○	—
速応励磁方式の採用	○	—	—	—
系統安定化装置（Power System Stabilizer）の採用	—	○	○	—
制動抵抗設置	○	—	—	—
タービン高速バルブ制御の採用	○	—	—	—
高速度保護継電方式や高速度遮断器の採用	○	—	—	—

13.2 送電計画

13.2.1 送電線路設計の手順

送電線路の設計業務は、おおまかに図13-5の流れで実施する。

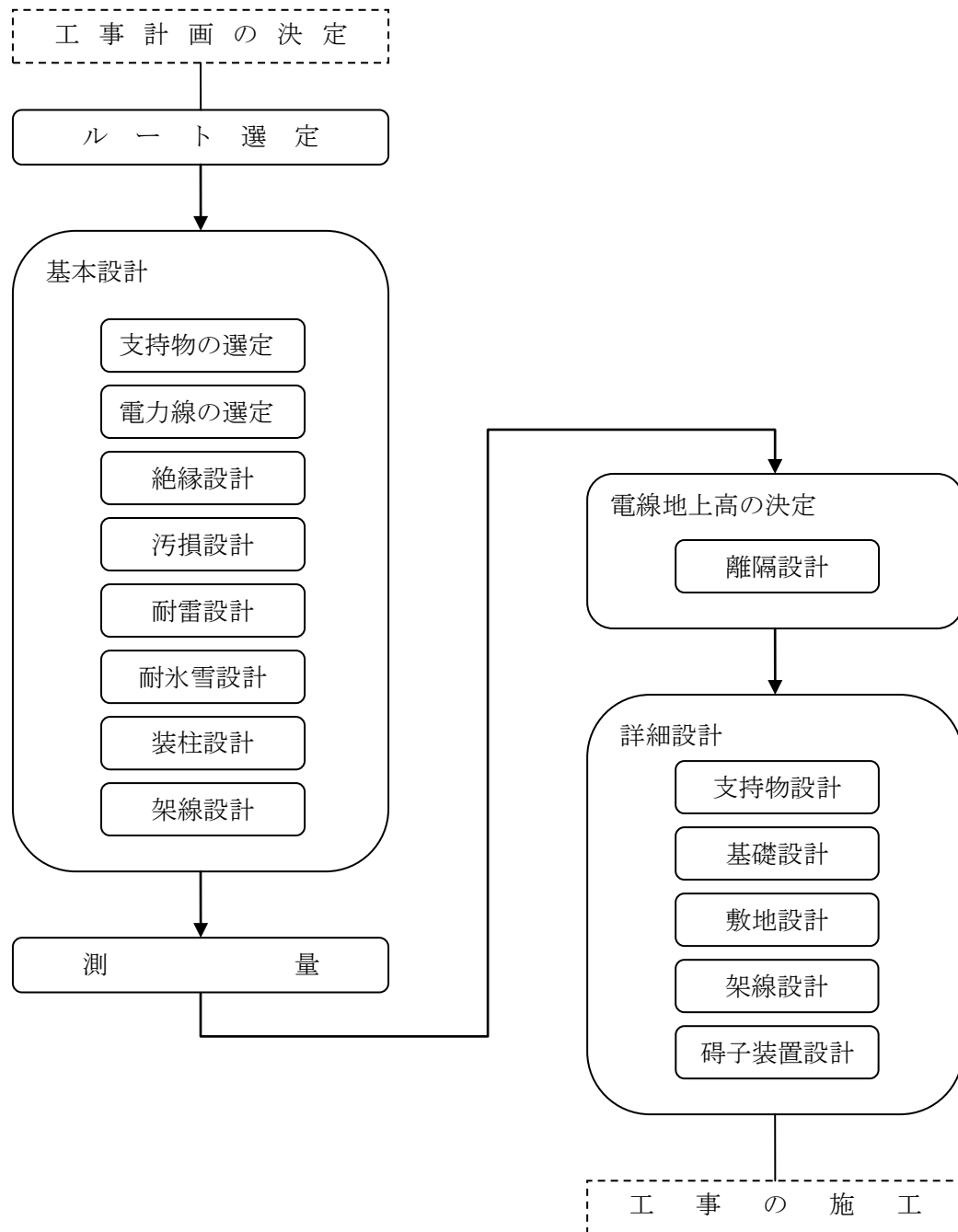


図 13-5 送電線路設計の業務フロー

13.2.2 ルート選定

(1) ルート選定の手順

ルート選定の基本的な手順は図 13-6 のとおり。

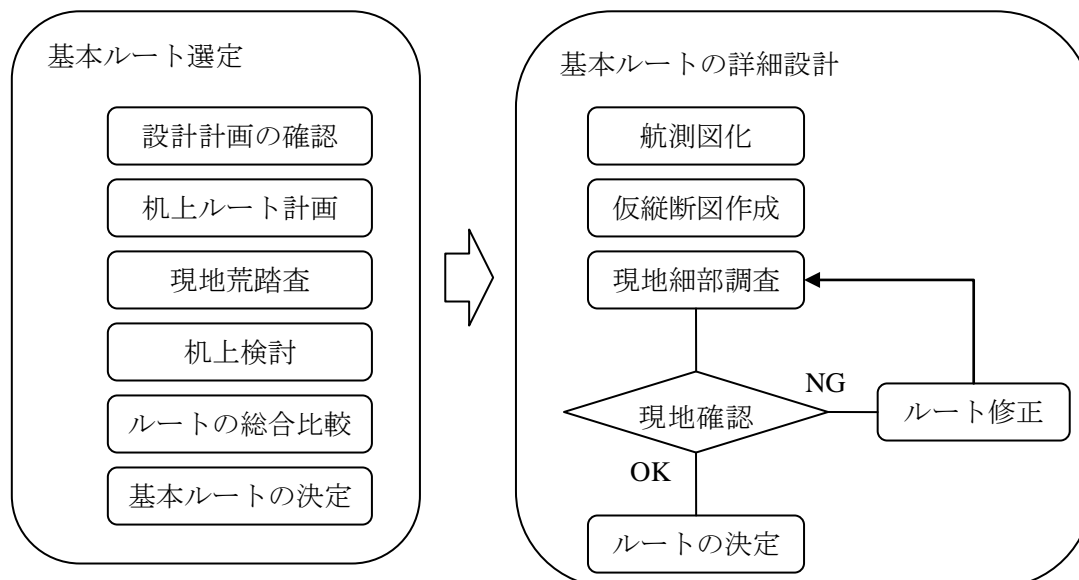


図 13-6 ルート選定の手順

(2) ルートの選定基準

送電線のルート選定は、設備の信頼度と経済性に大きく影響を与えるもので、送電線路の建設における最も重要な業務である。このため、経過地ルートと個々の支持物位置については、次の諸条件を十分に調査検討のうえ最適となるように選定する。

- 1) 各種災害の影響が少ないこと。
雷害、塩塵害、冰雪害、地滑り、地盤沈下、雪崩等
- 2) 総合工事費が経済的であること。
用地取得費、基礎工事費、運搬費、環境対策費、架線工事費等
- 3) 土地利用に関する法的制限および諸開発計画と調整すること。
- 4) 自然環境、社会環境、文化財等に対し配慮すること。

気象データは、様々な設計要素で必要となる大変重要な情報である。外気温度や降雪量、風速は送電容量や電線の張力（支持物の強度）に影響するので、長期にわたって観測された信頼できるものを使用する必要がある。長期間の気象データが用意できない場合は短期間の気象データを元に推定することになる。推定方法については IEC60826（架空送電線路の設計基準）に詳しく紹介されているが、設備の信頼度に大きく影響するため、計画が明らかになった時点で早めに計測をすることが望ましい。

(3) ルート比較検討

ルート選定にあたっては、複数のルート案（3案程度）の中から選定基準に照らして比較のうえ、最適なものを選択する。

13.2.3 基本設計

(1) 支持物の選定諸条件を十分に調査検討のうえ最適となるように選定する。

1) 鉄塔

主として等辺山形鋼を構成部材とする山形鋼鉄塔、主として中空鋼管を構成部材とする鋼管鉄塔等がある。鉄塔は径間長も大きくとれるので、建設面や保守面で有利である。また、多回線の併架が可能で耐用年数も長く、氷雪の多い地方や、高低差の大きい山岳地、海峡や河川横断の長径間で塔高の高い支持物を必要とする箇所など、様々な荷重に耐えうる設計ができる利点がある。

2) 鉄筋コンクリート柱

鉄筋コンクリート柱は、腐朽することがなく耐久性・耐火性に強く半永久的な支持物であり、平地、都市およびその近郊、道路の沿線などのように資材運搬が便利な所に使用される。ただし地勢の険しい山岳地帯では、運搬や現場建柱が困難なため建設費が高価となる。

3) 鉄柱

鉄柱には四角鉄柱、鋼板組立柱、組立鋼管柱等がある。構成材料・設計など概ね鉄塔と同様であるが、鉄塔と比較して強度および根開きが小さいため、荷重が小さい場所で使用される。また、山岳地帯等鉄筋コンクリート柱の適用が困難な場合にその代用として使用される。

(2) 電力線の選定

電線の線種は、単に電流の大きさだけでなく、環境条件、設置状況、保守の容易性や経済性等を総合的に勘案して選定する。電線の太さについては、至近の潮流だけでなく長期的な観点から選定する。架空地線についても、十分な強度を持つものを選定する。電線の強度は線種および太さで決まるが、経年による強度の低下を考慮する必要があるため技術基準等で安全率が定められていることが多く、注意が必要である。

電線の送電容量は、電線の仕様だけでなく環境を考慮して決まるため、気象データが重要になる。計算方法は CIGRE²、IEC 等で提案されているが、考慮する環境係数によって変わってくる。表 13-5 に安全電流（連続許容電流）の計算例を示す。計算条件は次のとおりである。

- 電線温度 : 90°C (ACSR³)、150°C (TACSR⁴)
- 周囲温度 : 40°C
- 周波数 : 60Hz

² 高電圧電気大規模網目組織国際会議 (Conference Internationale des Grands Reseaux Electriques a Haute Tension)

³ 鋼心アルミより線 (Aluminum Conductor, Steel Reinforced)

⁴ 鋼心耐熱アルミ合金より線 (Thermal-resistant Aluminum-alloy Conductor, Steel Reinforced)

- 日射量 : 0.1W/cm²
- 吸収率（放射率） : 0.9
- 海拔 : 0m
- 風向き : 電線軸に対して直角
- 風速 : 0.5m/sec

表 13-5 電流容量（安全電流）の比較

電線種類	CIGRE	IEEE ⁵	IEC	電気学会
ACSR 160mm ²	503	490	487	454
TACSR 410mm ²	1,424	1,398	1,364	1,323
TACSR 810mm ²	2,135	2,106	2,065	1,998

出典：電気学会技術報告 No.660、電気学会、1997年12月

(3) 絶縁設計

内部異常電圧（開閉サージ、短時間過電流）に対して閃絡事故を起こさないよう絶縁強度を定め、送電線全体および送電線を引込む変電所との協調をはかる。

雷撃については場所や支持物によって対策が異なるため、耐雷設計により対策を行う。

(4) 汚損設計

季節風による当該地域の塩分付着量を想定し、これが付着した状態でも常規対地電圧に耐えられるよう碍子の種類および連結個数を決定する。その他、工場地帯等により特に汚損が懸念される地域では、可能な限り実態を把握して設計に反映する。

(5) 耐雷設計

直撃雷からの電力線保護、誘導雷に対する誘導電圧の低減、雷撃による鉄塔電圧上昇防止、電磁誘導電圧低減等のため、架空地線の設置は非常に重要である。基本的に全ての支持物に架空地線を設置するとともに、その抵抗値は十分に低減する。特に重要な線路や変電所引込み口等においては、架空地線を多条化してその効果をより確実にする。

(6) 耐氷雪設計

送電線に氷雪が付着した場合は重くなるだけでなく、受風面積が増えるため支持物の張力が増大する。このため、氷雪が付着する恐れのある地域を送電線が通過する場合は想定される着氷雪に対して電氣的・機械的に耐えるよう設計する。

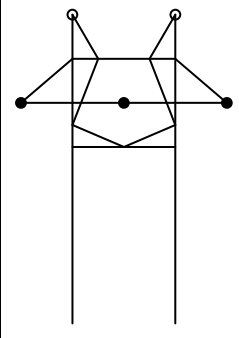
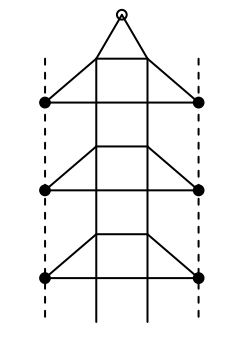
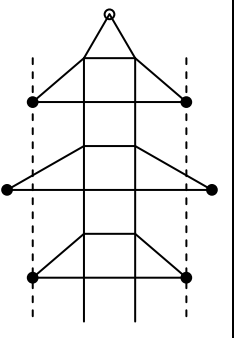
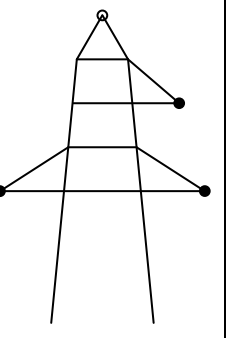
(7) 装柱設計

電線相互の間隔、電線の対地間隔等により電線配列を決め腕金の位置や長さを決定することを装柱という。

⁵ Institute of Electrical and Electronic Engineers

基本的な装柱の例を表 13-6 に示す。適用は、クリアランスダイアグラム（電線や碍子装置の横振れ時でも支持物との最小間隔が保てることを確認するための図面）を作成、確認のうえで決定する。

表 13-6 装柱の例

名 称	水平配列	垂直配列	六角形配列	三角配列
形 状				
備 考	氷雪の脱落時に所要の電線相互間隔を確保する場合に適用する。	狭線間方式の場合に適用する。	氷雪の脱落時に所要の電線相互間を確保するためオフセットをとる場合に適用する。	1 回線装柱に適用する。

(8) 架線設計

送電線は外気および負荷電流による温度に応じて膨張・収縮し、この変化は弛度の変化となって現れる。一般に重負荷時が酷暑期に重なりと送電線の伸びが著しくなり弛度が最大となるが、送電線に着氷雪する地域では、着氷雪の重量および受風面積の影響で冬季に弛度が最大となることがある。いずれの場合でも想定した離隔距離を下回ったり、支持物に過剰な張力がかからないよう設計する必要がある。

13.2.4 離隔設計

送電線とそれに隣接する工作物等の離隔距離および地上高については、関係法令に定められた値を遵守するとともに、風による横揺れ、樹木等の倒壊、火災による影響等を考慮して決定する。

考慮すべき内容は経過地点によって異なる。例えば建造物密集地では、建造物高さのほか火災による熔断を考慮して地上高さを決定する必要がある、山間部では伐採間隔における樹木の成長を考慮する必要がある。

13.2.5 詳細設計

「系統計画の目的」で述べたとおり、設備の設計は系統計画と平行して進める必要がある。基本設計および測量結果に基づき詳細設計を行うが、詳細設計に着手する前に基本計画で問題がな

いか確認する。問題があった場合は、基本計画を見直すか設備構成で問題を回避できるよう設計することになる。

(1) 支持物設計

基本設計で選択した支持物について詳細設計を行う。鉄塔を適用する場合に必要な検討項目の例を以下に記す。

- 1) 鉄塔形状の決定
- 2) 想定荷重の算定（高温季、低温季、着雪時）
- 3) 部材応力の算定
- 4) 部材およびボルトの決定
- 5) 鉄塔重量および基礎応力の算定
- 6) 補強検討設計
 - (a) 山形鋼鉄塔腕金主材曲げ部補強検討
 - (b) 腕金 2 次応力検討
 - (c) 延線工事荷重に対する検討
 - (d) 緊線工事荷重に対する検討
 - (e) 支柱材曲げ点部フランジボルト検討
 - (f) 地線取付に伴う関連部材の検討
 - (g) 付帯設備検討
 - 面梯子および支柱材梯子の検討
 - 航空障害灯取付検討
 - ケーブルラック取付検討
- 7) 特殊検討
 - (h) 立体解析検討
 - (i) たわみ検討

(2) 基礎設計

基礎は、支配的となる作用荷重により鉛直荷重基礎とモーメント荷重基礎に分類され、それぞれ荷重を地盤に伝達する方法により、直接基礎、杭基礎、ピヤ基礎、アンカー基礎の 4 種類に区分される。

一般的な四角鉄塔では、鉄塔にかかる垂直荷重・水平荷重を 4 脚で分担するが、各脚では諸荷重が圧縮力・引揚力にそれぞれ働くため、これらを合成したものを検討する必要がある。鉄塔基礎に加わる各荷重の成分を図 13-7 に示す。

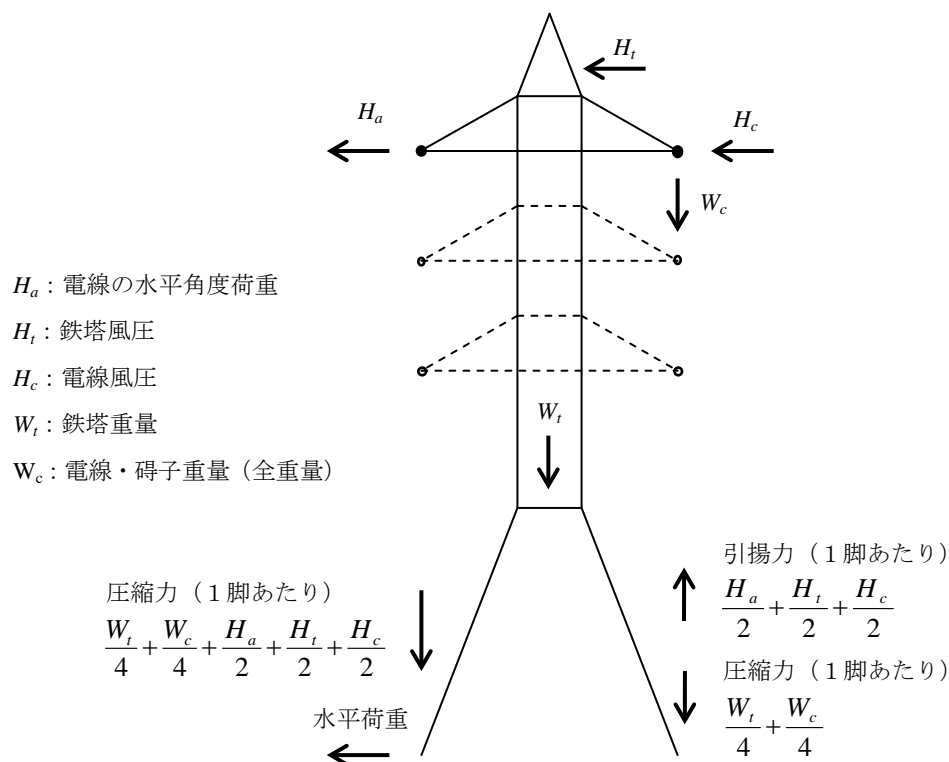


図 13-7 鉄塔基礎の荷重成分

(3) 敷地設計

山間部等の傾斜地に鉄塔を建設する場合、基礎の谷側で床板上の土量不足により期待する基礎耐力が確保できないことがある。敷地測量結果を基に、鉄塔最下節および基礎を個別に検討して必要な対策を講じる。

(4) 架線設計

夏季に電線をきつく張って弛度を小さくしておくと、冬季に温度が下がって電線が収縮したときに張力がさらに増加し、電線支持物への負担が大きくなる。さらに雪や氷が電線に付着すると、重くなるだけでなく受風面積が増えるため、電線張力の増加から支持物倒壊等の大事故に発展する恐れがある。

逆に冬季の弛度を大きくすると、電線張力が低くなり電線支持物には安全側である。ただし夏季に温度が上がって電線が伸びると弛度が一層大きくなるため、周辺の樹木や構造物等への接近または接触等による危険が生じることになる。

以上のことから、設計最悪条件（高温季、低温季、着雪時荷重）において電線の最大使用張力が一定となるように弛度を決定する必要がある。2支持点に張られた電線はカテナリ状の曲線をなすが、一般的に次の簡易式で弛度が計算される。

$$S = \frac{W \times g \times L^2}{8T}$$

- S : 弛度 (m)
 W : 電線質量 (kg/m)
 g : 重力加速度 (N/m)
 T : 水平張力 (N)
 L : 径間 (m)

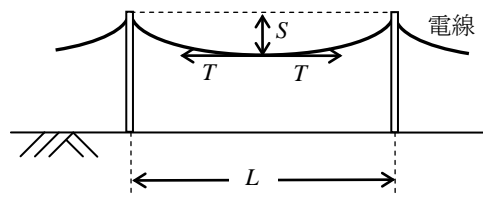


図 13-8 弛度

実際に架線する場合の弛度計算は、電線重量に着氷雪の重量や風圧等を合成荷重として電線に作用した場合を想定し、そのときに電線が最大張力となるよう決定する。

(5) 碍子装置設計

送電線に用いられる碍子装置は、電気的には電線を大地より絶縁し、機械的には電線を不断に支持しなければならない。従って絶縁耐力は常時電圧ばかりでなく、1線地絡時の持続性異常電圧および線路開閉時に発生する開閉サージなどの内部異常電圧に耐える必要がある。また、機械的には、電線張力はもとより外部荷重に対しても十分な強度を有することが要求される。

なお、雷撃等の外部異常電圧を考慮すると過剰な設計となるので、碍子に取り付けたアーケホーンで閃絡させることで沿面閃絡を防止し、碍子を防護する。このため短時間過電圧に対して必要となる絶縁耐力は、開閉サージにより通常決定される。

碍子の設計に当たっては、線路の系統構成、経過地の気象条件、または線路の要求される信頼度などから一般に検討し判断されている。特に線路の経過地の塩分、塵埃、煤煙などの付着物は絶縁性能を著しく損なうため、これらを考慮して種類・構成を決定する必要がある。

第13章の参考文献

- [1] 送電・配電、電気学会、2001年
- [2] 電力システムの計画と運用、オーム社、1991年
- [3] 電力システムにおける常時及び緊急時の負荷周波数制御、電気学会技術報告 No.869、2002年
- [4] 電力システム安定運用技術、電気協同研究第47巻第1号、1991年
- [5] Transmission and Distribution Electrical Engineering, Newness, 1999
- [6] Design criteria of overhead transmission lines, IEC60826, 2003
- [7] 架空送電線の電流容量、電気学会技術報告 No.660、1997年
- [8] 電気工学ハンドブック第6版、電気学会
- [9] 電気工学ポケットブック第4版 電気学会

第 14 章

施工計画および工事費

第14章 施工計画および工事費

14.1 一般

本章は、水力開発ガイドマニュアル（新エネルギー財団、1996年）を使用したものである。

水力発電プロジェクトのフィジビリティ調査で施工計画、工事工程を策定し工事費を算定する目的は以下の3点である。

- i) プロジェクトの現地条件を勘案して、現在の技術レベルで妥当な施工方法に基づいて工事工程を策定する。
- ii) 水力発電プロジェクトの総工事費を算出し、プロジェクトの実施機関が実際に用意すべき予算額を把握する。
- iii) i)、ii) に基づいて、プロジェクトの経済評価および財務評価に使用する水力発電プロジェクトの費用を年度展開した基本データを作成する。

以下に、施工計画、工事工程および工事費算定に当たっての留意点について述べる。

14.2 施工計画と工事工程

14.2.1 調査

施工計画および工事工程を策定するためには設計・施工上の諸条件および工事現場の地形、地質、気象、水文ならびに立地条件等について事前に十分な調査、確認を行うことが必要である。調査項目は下記の通りである。

- 気象、気温 : 降水量、降雨日数
- 水文 : 洪水量の規模、発生時期、頻度
- 水質 : 河川水温、濁度、水素イオン指数 (pH)
- 地形、地質 : 地形図 (仮設備用地を含む)、地質図および調査工事データ
- 立地条件 : 地理的位置、周辺の社会・生活環境、環境規制区域の有無
- 施工条件 : 建設資機材の調達、労働力の確保
- 輸送 : 工事区域周辺の輸送事情一般 (輸送手段、輸送経路、輸送能力)
- 工事用動力 : 工事区域周辺の既設送電線の有無およびその規模
- 工事用水 : 河川水の量・質
- 工事用地 : 工事用地の取得に係る諸手続の確認

14.2.2 施工計画および工事工程

水力発電プロジェクトは、準備工事、土木工事、ゲート・水圧鉄管等の水力機器据付工事、水車、発電機等の電気機器据付工事、送配電線工事等がある。これら異なる種類の工事が同一場所で行われるのが、水力発電プロジェクトの特徴であり、送配電線工事を除いては、土木工事の

施工計画および工事工程が他の水力機器・電気機器据付工事の工程に影響を及ぼすのが一般的である。以下に、土木工事の施工計画について発注者が留意すべき事項を中心に概説する。

(1) 準備工事および仮設備計画

準備工事および仮設備計画は、単に工事期間中だけでなく発電所運転開始後の保守管理も考慮し立案することが望ましい。

1) 輸送施設

水力発電プロジェクトの実施に際して、必要に応じて既設の輸送施設の増強または新設の計画を立案する。輸送される資材・機械類としては、火薬類、セメント、骨材、鋼材、大型施工機械類、ゲート・鉄管等の水力機器類、電気機器類等がある。輸送方法にはトラック輸送、鉄道輸送および海上・水上輸送等があり、その検討に当たっては運搬物の種類・大きさ、運搬車柄の大きさ、道路の幅員・線形、トンネルの断面、橋梁の構造・荷重限界、港湾施設等を考慮する。

2) 工事用道路

工事用道路とは、既設の道路とは別に工事の目的だけのために新たに建設される道路で、工事完成後は工事用道路の一部は発電所施設の管理用道路として使用される。工事用道路の路線選定や、幅員、線形、勾配、路盤等の道路構造については地形・地質条件を考慮して、通行車輪の種類、通行量、車速、積荷の状況等に基づいて定める

3) 工事用建物

工事用建物には下記のようなものがあり、工事現場の位置、工事規模、工期、地形等を考慮して建物の構造、大きさ、数量および配置等を定める。

- | | |
|-------------------|--------------------|
| i) 現場事務所 | vii) 木工所 |
| ii) 宿舍および付属建物 | viii) 試験室 |
| iii) 施工機械用モータープール | ix) 火薬庫 |
| vi) 修理工場 | x) 各種倉庫 |
| v) 鉄筋加工場 | xi) 材料置場 |
| vi) 仮組立ヤード（水力機器他） | vii) その他（駐車場、医務室他） |

4) 電力通信設備

工事用電力設備は、工事期間中に電力を使用する設備の規模、数量および時期を考慮し、必要とする容量を十分供給できる設備とする。工事用電力設備の容量（kVA）は、工事工程表に基づいて月別の使用電力の合計を求め、使用電力が最大となる月に対して十分供給できる容量を決定する。電力を使用する主要設備としては、各種プラント、給気設備、給排水設備、照明設備等がある。また各種工事箇所が分散している場合には、これら現場間の配電設備、通信連絡設備が必要となる。

5) 給水設備

工事で使用する水には、プラント用、清掃用、機械の冷却用、散水用、その他生活用水等

がある。取水箇所は工事現場付近の河川または沢の適切な場所に設ける。給水設備の能力算定に際しては、所要水量、揚程、配管長等を考慮し、最大使用水量は所要水量に10～30%程度の余裕を見込むのが望ましい。

(2) 施工計画

1) ダム

ダムおよび取水口の施工に当たっては、適切な河流処理計画を立案する必要がある。一般にコンクリートダムでは、たとえ越流しても致命的な被害とならないが、フィルダムでは工期の遅延、堤体の決壊につながるため河流処理計画にあたっては河流処理対象流量の選定および仮排水路、仮締切の設計に充分配慮する必要がある。施工機械は、工事量、施工条件、施工方法等を考慮して、その機種および必要台数を決定するものとする。施工機械が選定されると、水文・気象条件、施工可能日数、稼働時間数等も考慮して、施工計画、工事工程を策定する。

2) 導水路

導水路（開水路、トンネル）の施工計画および工事工程は、一般に以下の手順で行う。

- i) 施工方法（掘削、覆工）の検討
- ii) 掘削平均月進および覆工平均月進の算定
- iii) 施工設備の計画

導水路の施工方法は、地質条件を十分把握し検討する必要がある。施工速度は、地質の変化等を考慮して多少余裕をもって算定するのが望ましい。トンネルの場合には、坑口付近および工事初期における低能率期間も考慮する。導水路の延長が長い場合には、導水路の工期が、他工事の工期と同様となるように作業坑を増やす等適切な施工計画を立案する。

3) 水圧管路

水圧管路工事は、先行して管路の掘削が行われ、その後鉄管の据付が行われる。鉄管の据付速度は、鉄管単位管長により左右されるので、全体工程および輸送条件を考慮して適切な単位管長を決定する。

4) 発電所

発電所工事は、基礎掘削、基礎コンクリートの打込み等の土木工事が先行して行われる。次に電気工事の一部である吸出し管の据付が行われる。これ以降電気機器の据付工事と土木の発電所コンクリートの打込みが併行して行われることになる。したがって発電所の電気機器据付工事については、電気機器メーカーの設計・製作期間、輸送期間、土木工事と併行して行われる据付工事期間および試運転期間（無水試験、有水試験）を考慮して運転開始までの全体工程を策定する。有水試験を行う前までには、ダム、導水路、サージタンク（ヘッドタンク）、水圧管路等の水路構造物の工事をすべて完了させておく必要がある。

(3) 全体工事工程

全体の工事工程は準備工事、土木工事、水力機器据付工事、電気機器据付工事、送配電線

工事を含めてバーチャートの形で整理する。表 14-1 その例を示す。

表 14-1 工事工程表

Description	Item	1st Year		2nd Year		3rd Year		4th Year		5th Year		
		J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N
Diversion Tunnel	Ex (Open)											
	Ex (T)											
	Con (T)											
Dam	Ex											
	Grout											
	Em											
Spillway	Ex											
	Con											
	Gate											
Outlet Works	Ex											
	Con											
	Valve											
Intake	Ex											
	Con											
	Gate											
Headrace and Penstock	Ex											
	Con											
	S. Pipe											
Powerhouse	Ex											
	Con											
	S.S											
Tailrace	Ex											
	Con											
	Gate											
Electrical Equipment												
Transmission Line												
Switchboard Equipment												

14.3 工事費

14.3.1 一般

本項で述べるフィジビリティ調査で算定する工事費とは、下記の項目の費用を合計したもので、総工事費又は総投資額と呼ばれる。

- | | |
|------------|------------------|
| i) 準備工事 | viii) 管理費 |
| ii) 土地・補償費 | ix) 技術費 |
| iii) 環境対策費 | x) 諸税 |
| iv) 土木工事 | xi) 数量増等に対する予備費 |
| v) 水力機器 | xii) 物価上昇に対する予備費 |
| vi) 電気機器 | xiii) 建設中利子 |
| vii) 送配電線 | |

工事費は一般に内貨と外貨に分けて算出され、更に工事工程に基づいて年別に資金展開して資金計画が作成される。また、工事費の中で不確定要因を含まないi)～x)の合計をベース・コストと呼ぶ場合がある。

14.3.2 工事費算定の基本条件

(1) 積算時点

工事費を算定するに当たっては、その積算時点を明確にする必要がある。例えば2010年、2010年上期、または2010年8月等である。これは積算時点が変わると内貨、外貨の換算レート、労務費・資材費・機械費等の価格水準、利子率等も変化するので、フィジビリティ調査で算定した工事費がいつの時点かを明示する必要があるからである。

(2) 内貨・外貨の区分

工事費は、一般に内貨、外貨に分けて積算する。内貨は国内において調達可能な労務・資材等に、外貨は外国から調達しなければならないものに対して算定する。一般には表14-2の分類となる。

表 14-2 内貨・外貨の分類

項 目	内 貨	外 貨
i) 準備工事	○	—
ii) 土地・補償費	○	—
iii) 環境対策費	○	○
vi) 土木工事費	○	○
v) 水力機器	○	○
vi) 電気機器	○	○
vii) 送配電線	○	○
viii) 管理費	○	—
ix) 技術費	○	○
x) 諸 税	○	—
xi) 数量増に対する予備費	○	○
xii) 物価上昇に対する予備費	○	○
xiii) 建設中利子	○	○

14.3.3 工事費の内訳

(1) 準備工事

準備工事には一般に以下の工事が含まれる。

- 取付道路、進入道路等の新設
- 既設道路、既設橋梁等の改修
- 発注者およびコンサルタントの工事管理事務所および付属設備
- 各種調査工事

(2) 土地・補償費

土地・補償費の中には下記の項目が含まれ、一般に内貨で計上する

- 永久構造物で占用する土地の取得費
- 工事用仮設備で使用する土地の取得費または借地料、水没住民に対する移転補償費
- 工事区域内または隣接地域住民を対象にした営業補償費
- 建設期間中に影響を受ける漁業補償費
- 工事区域内の伐採に伴う立木補償費
- その他

以上の項目は、項目毎に費用を見積もることが望ましいが、過去の実績例に基づいて準備工事費と土木工事費および送電線工事費の合計に適正な率を乗じて算定することもできる。

(3) 土木工事

土木工事費は、第11章で記述した土木構造物の設計図より求めた工事数量および工事単価から算定する。

工事単価は、一般に国際競争入札による請負方式を前提とし、工事数量、工事条件、施工計画、工事工程等に基づいて労務費、資材費、機械費等に分けて算定する。

工事単価の中で国内において質、量ともに調達可能な資材、施工機械等については内貨で計上するが、調達できないものについては外国から輸入しなければならないので外貨で計上する。

内貨はその国の貨幣単位、外貨は数種類の貨幣単位で計上することも可能であるが、フィジビリティ調査の段階では一種類（例えばUS\$）で計上するのが一般的である。

(4) 水力機器、電気機器および送配電線

水力機器、電気機器、送配電線の工事費について積算する項目は以下の通りである。

- i) 水力機器；ゲート、スクリーン、水圧鉄管他
- ii) 電気機器；水車、発電機、制御装置、変圧器、開閉所機器類、その他付属設備
- iii) 送配電線：送配電線鉄塔等（基礎工事を含む）、架空線、他

これらを積算するには、土木工事と同様に国際競争入札による請負方式を前提とする。上記機器類の費用には設計、製作、海上輸送および国内運搬、据付が含まれる。内貨、外貨の区分も土木工事費と同様に行う。内貨には通常、国内で調達可能な資機材、保険料、国内運搬費および据付作業員の労務費等を計上する。外貨には、外国で設計・製作される機器の費用、海上輸送費、および据付の責任を負う外国人の労務費等を計上する。外国で製作される機器の費用については同等の機器についての過去の契約実績を参考にして求めたり、コンサルタント等の専門家が算出する。

(5) 管理費

管理費には発注者である電力庁または電力会社等の実施機関が建設前の準備期間に支出する費用、および実施機関のエンジニア・職員等が建設現場事務所に駐在して施工監理を行う場合の費用が含まれる。管理費は内貨で計上する。

(6) 技術費

技術費にはコンサルタントが実施する実施設計、入札書類の作成に要する費用および建設期間中にコンサルタントが実施する施工監理に要する費用を計上する。コンサルタントとして外国コンサルタントと国内のローカルコンサルタントを共に雇用するのが一般で、それぞれの人件費、間接費、直接経費等を外貨と内貨に区分して計上する。

(7) 諸税

税には、輸入税、付加価値税等がある。

輸入税は外国から建設機械類、資機材、機器類等を輸入する場合に課せられるもので、一般に内貨で計上する。またこれらが特別の理由で免除になっている場合は計上する必要はない。

(8) 数量増等に対する予備費

工事数量の増分に対する予備費とは、フィジビリティ調査時の地形図・地質調査に基づく工事数量が施工時の実際の数量とは異なることが予想されるので、ある程度の数量増を予測した費用である。一般に、数量増に対する予備費としては、過去の実績に基づいて下記の項目に適正な率を乗じて算定する。

- 準備工事
- 土木工事
- 水力機器
- 電気機器
- 送電線

(9) 物価上昇に対する予備費

内貨に対しては国内の物価上昇率、外貨に対しては諸外国の公的機関が公表している上昇率を用いて、予想される物価上昇による増分費用を算出する。

(10) 建設中利子

建設中利子は、年度別所要資金と利率に基づいて積算する。

利率は、内貨は国内ベースで、外貨は国際機関の利率を用いる。なお、内貨の利子分については、特別の理由で免除になる場合もある。年度展開した工事費に対し、建設中利子は一般には単利計算により求める。

14.3.4 資金計画

工事工程に基づいて毎年の工事に対する所要資金が算定される。資金は14.3.2で述べた内訳毎に内貨、外貨に区分して算出する。

第14章の参考文献

- [1] 水力開発ガイドマニュアル、新エネルギー財団、1996年

第 15 章

環境社会配慮

第15章 環境社会配慮

15.1 水力開発のもたらす環境社会影響

水力開発のもたらす環境社会影響を大きく区分すると、物理環境影響、自然環境影響、社会環境影響に大きく区分できる。また、通常、環境影響評価などで環境影響を扱う場合、マイナスの影響だけでなくプラスの影響も考慮する。これらの具体的内容を以下に解説する。なお、用語「物理環境」および「自然環境」は、海外で用いられている”Physical environment”および”Biological environment”に対応したものである。

15.1.1 物理環境

水力発電のための設備建設は、地形や水象、気象などに変化をもたらす。これら変化の特性を以下に解説する。

(1) 下流の流量変化

貯水池式水力発電所（以下「貯水池式水力」）や調整池式水力発電所（以下「調整池式水力」）では、豊水期の水を貯留・調整し、渇水期に補給する一方で、放水口直下に逆調整池を有しない場合、ピーク発電により1日の中で流量変化が激しくなる。

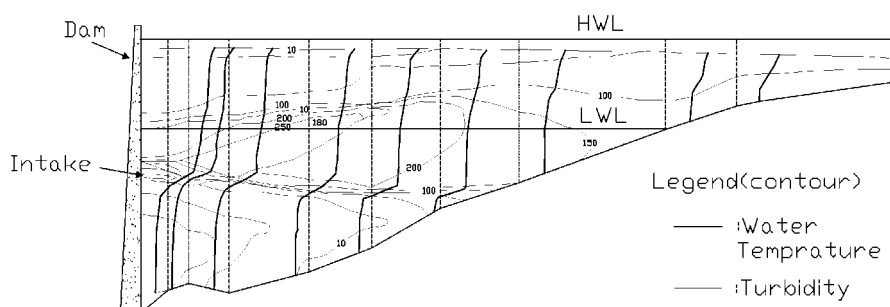
(2) 水温変化・水質変化

貯水池式水力の場合、貯水池の上層部の水温が上昇する一方、下層部の水温が低いまま保たれる。そのため、自然の河川の水温とは異なる温度の水がダムから流下する可能性がある。また貯水池の湖底付近の水は、湖底にたまった有機物分解のために酸素が消費され、酸素飽和度の低い水塊ができる。一方貯水池の上層では、植物プランクトンが異常増殖し、アオコが発生することがある。

図15-1は、貯水池の出水直後における濁水分布および水温分布の例である。この貯水池は、平常時に中層取水しており、水面下数メートルの標高付近に水温1次躍層、取水口の標高付近に水温2次躍層が形成されている。また、100～200度のコンターで示す濁水が、2次躍層付近に流入していることが示されている。

(3) 濁水の流下

貯水池式水力の場合、貯水池内の濁度が長期化する現象が見られることがある。沈殿しにくい一部の細かい土粒子が浮遊し続けることが原因で、ひどい場合は下流域の河川内の石が泥をかぶったような状態になる。効率的な濁水排出対策の一つとして、濁水が水温躍層の高さに流入する現象を利用し、設定した排出層（取水口位置）に濁水を誘導する方法がある（図15-1）。



出典： J-Power

図 15-1 貯水池の水温分布および濁度分布の例

(4) 減水区間の出現

図 15-2 に示す通り、ダム水路式発電所、水路式発電所の場合、取水口から発電使用水量が取水されるので、ダムから発電所放水口までの間は河川流量が減少する。これを「減水区間」といい、減水区間の河川の機能をある程度維持するための流量を「河川維持流量」という。減水の程度はダム放流設備からの放流によって調整することが可能である。

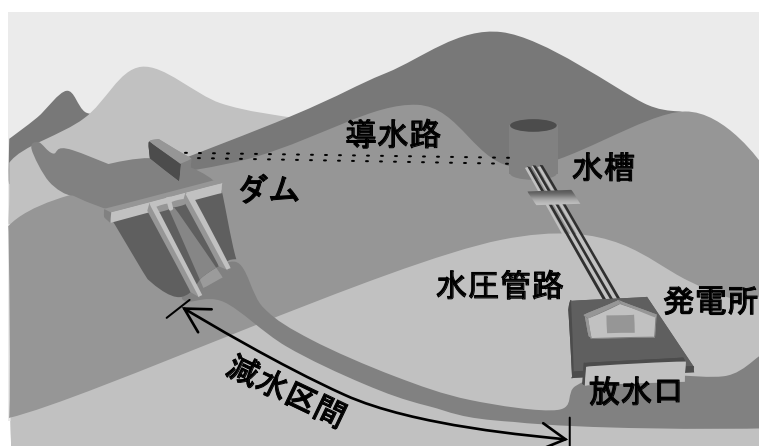


図 15-2 減水区間

(5) 地下水位の変化

貯水池が築造されると、貯水により貯水池周辺の地下水位が上昇する。また、トンネル形式の導水路が、地下水の豊富な場所を通過する場合、掘削中に地下水がトンネルから排水され、地下水位が低下する場合がある。

(6) 堆砂

貯水池式水力および調整池式水力では、図 15-3 に示すように貯水池、調整池に砂が堆積する堆砂という現象が起こる。堆砂により貯水池容量が減るため、出力調整機能や発電電力量が低下する。堆砂のメカニズム、特徴については、9.4.5 に詳述してある。

また、下流への土砂流出量が低下するため、ダム下流の河床低下、海岸侵食に繋がることもある。貯水池、調整池の上流端では、流速の低下による土砂の沈降が起こり、河床が上昇する。堤防が低い場合は氾濫が発生しやすくなる。

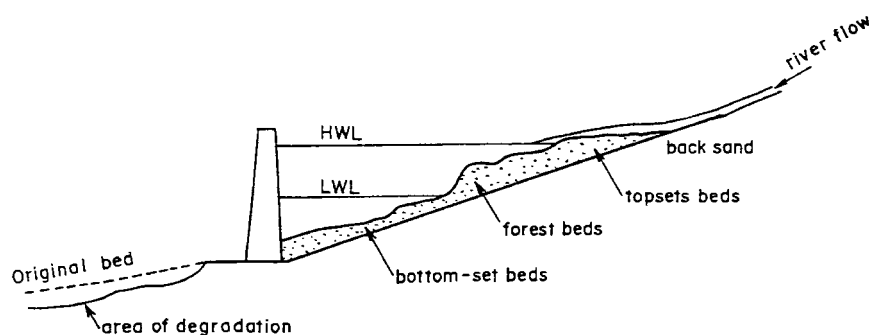


図 15-3 堆砂形状および堆砂による影響

(7) 下流の河床低下と河岸浸食

堆砂により、上流からの土砂供給が減少するため、ダムの下流では、河床が低下し、河岸浸食が起こることがある。さらに河床が低下する際、特定の大きさの土粒子が流される傾向が強くなり、結果的に底質の粒度構成も変わることになる。流下する土砂量の減少、流量の変化により河口では海岸浸食が発生し、また塩水遡上の問題が発生することがある。

(8) 地形の変化

ダム建設には材料となる骨材や盛立材の採取のため、山や河岸が掘削される。一方、ダム堤体、導水路、発電所を掘削する場合は、掘削土を破棄するための土捨場が設けられ、地形の変化を伴う。

(9) 気候の変化

蒸発現象は、ダム築造前は河川からが主体であった。貯水池が巨大の場合、ダム築造により湖面蒸発が顕著となり、蒸発量の変化が周辺の気象に変化を及ぼすことがある。

(10) 地球温暖化ガス

貯水池・調整池式水力の場合、貯水池・調整池に堆積した有機物が分解され、温室効果ガスを放出することがある。特に、気温が高い熱帯地方では、放出量が多くなる。

15.1.2 自然環境

(1) 新たな生態系の創出

貯水池、調整池では、新たに止水環境が生まれるため、止水環境の生態系が生まれる。止水域を好む魚類が増え、水鳥などが多く集まることもある。

(2) 湛水による生物生息環境の消失

貯水池、調整池では、湛水面積に相当する陸地部分が水没する。陸地部分が野生生物に多く利用されている場合、その生息環境ごと消失することになる。河川とその周辺は、河川特有の水位変動に依存した植物群落が動的に存在しているうえ、溪流特有の生態系が成り立っている。

これらは移植、再生などの代償措置が事実上困難である。

(3) 水生生物の多様性の損失

ダムや堰を設けることによって水生生物の移動が阻害されることになるので、遺伝子交流の機会が減るため、遺伝子多様性の低下を招くことになる。特に河川の上流から下流、海域の間を生活史の中で行き来する回遊性の水生生物が生息する場合、移動や繁殖が阻害されるために大きな影響を受ける。また、下流域の流量変動が小さくなることによって河川環境が変わり、氾濫に依存する生活史を持っている生物の生息環境が減少する。

(4) 下流の氾濫に依存した生態系の変化

ダムの設置によって下流の流況が変化する場合、河川生態系全体に影響が及ぶことがある。通常河岸の植物群落は、氾濫による攪乱を受けることで群落を維持している。そのため、氾濫が減って流量変動が小さくなることで、群落の適地が減少することになる。これらの植物群落が増加することにより、植物群落に依存した動物群も減少し、河川生態系が変化することになる。流域変更が伴う発電プロジェクトでは、生態系への大きな影響を及ぼす可能性がある。

(5) 地上徘徊性生物の移動阻害

貯水池や調整池が、地上徘徊性の生物の移動を阻害する可能性がある。結果的に個体群が二つに分断されたり、遺伝子交流の機会が減って遺伝子多様性が低くなったりする可能性もある。

(6) 密猟・違法伐採の増加

これまでアクセスが無く人が近づけなかったような場所に建設する発電設備の場合、アクセス道路や管理用道路によって人が森林にアクセスすることが可能になる。これらのアクセス道路の利用を制限しなかったり、管理が徹底されなかったりした場合、一般の人々の樹林へのアクセスが容易になり、密猟や違法伐採が増加する可能性がある。

(7) 移入種

発電所の工事の際、資材の搬出入に伴い、多くの車両が出入りする。これらの車両に植物の種子や昆虫などが紛れ込んで搬入される場合がある。たまたま繁殖力の強い種が混入すると、在来の生態系が攪乱される可能性がある。

15.1.3 社会環境

(1) 事業によるプラスの効果

- 洪水被害の減少：貯水池式の発電設備で洪水調整機能を併せ持つ場合、下流の洪水被害が減少することになる。
- 土地利用エリアの拡大：洪水の減少に伴い、これまで氾濫によって十分活用できなかった土地を活用することが可能になる。
- 雇用の拡大：発電設備建設中は、工事の作業員など多くの雇用が生まれるため、地域の経済状況は好転する。また、供用後も設備の維持管理のためある程度の雇用が維持される。

- 産業の発生：貯水池・調整池式水力の場合、貯水池・調整池内で新たな漁業が生まれることやダム湖自体が観光地となる場合もある。
- 生活環境の向上：インフラが不十分な地域で発電事業を行う場合、移転に伴う補償の一環で、道路、水道、電気などが整備されるほか、保健医療施設や教育施設、公民館や体育館などが整備されることがある。これらによって地域の生活環境が向上する場合がある。

(2) 住民移転

貯水池・調整池築造に伴い、事業計画地内に居住する住民は移転を迫られることになる。特に、貯水池・調整池内の家屋数が多い計画の場合、住民移転の数が大きくなる。

(3) 農地減少

貯水池・調整池式水力が、農地のあるところで計画されている場合は、農地が水没によって減少することになる。

(4) 感染症

これまで外部の人間との接触がほとんど無いような原住民の居住区の近くで事業が行われる場合、工事関係者が原住民に接触することにより、病気に対する免疫をほとんど持たない原住民が疫病に倒れる可能性がある。また、遠方から集まる工事作業員が HIV/AIDS を持ち込み、感染が広まる可能性もある。

(5) 漁業への影響

発電設備の上、下流で漁業が行われている場合、漁業に影響を与えることがある。ダムや堰の設置によって、河川の形状だけでなく、流量や流速、水温、水質、底質、河岸植生など多くの河川環境が変化する可能性があるからである。これら変化が大きければ大きいほど影響も大きくなる。

(6) 観光業への影響

発電設備の計画地やその影響範囲内で、景勝地や自然観察、登山、ラフティングや釣りなどを対象とした観光業が営まれていた場合、これらの産業に影響を与える可能性がある。

(7) 交通への影響

発電事業によって、道路の消失、分断が生じる場合は、地域の交通に影響を与える可能性がある。また、地域の生活道路と工事用車両の移動ルートが重複する場合は、渋滞や交通事故のリスクも増加する。

(8) 文化遺産、化石などの水没と劣化

貯水池・調整池式の発電設備の場合、文化遺産が水没する可能性がある。また、埋蔵文化財が存在する場合は、水没によって発掘が不可能になる。化石の場合は、水没によって劣化が進む場合もある。

(9) 放流事故

ピーク対応の運転を行う発電所の場合、電力需要に合わせて放流する。放流による情報が下流に迅速に伝えられていないと、急激な増水による水難事故が発生する可能性がある。

(10) 文化の喪失

貯水池、調整池によって、村全体が水没するような場合、その村に伝わる文化や伝統、言語が失われてしまう可能性がある。

15.2 環境社会問題への対処の基本的考え方

前章で記述した環境社会問題は、様々な対処の仕方がある。ただし、適切な時期に適切な調査を行って計画に反映させないと、効果も効率も悪い対策に終わってしまう。環境対策を最も効果的、かつ効率的に実施するためには、i) 影響緩和策（Mitigation）導入順序、ii) ノー・ネット・ロス、iii) 段階的アプローチという3つの基本概念を理解し、実施していくことが重要である。

15.2.1 影響緩和策（Mitigation）導入順序

環境影響に対する緩和措置は、その効果によって回避（Avoid）、最小化（Minimize）、代償（Compensate）に区分される。環境影響に対する緩和措置として最も望ましいのは、影響を回避する方法、次に推奨されるのが影響を最小化する方法、これらいずれの手段もとれず残った影響に対する方法が代償である。環境対策にかかる費用対効果でこれらと比較した場合、最も費用対効果の高いものが回避策、費用をかけたにもかかわらずあまり高い効果が期待できないのが代償措置である。回避措置は、立地選定を行う前に検討しなければ実施できず、環境社会配慮¹の時期が遅れると費用対効果の低い代償措置しかとれなくなる。

15.2.2 ノー・ネット・ロス（No Net Loss）

持続可能な社会実現のために近年導入された考え方に、ノー・ネット・ロスや環境オフセットと呼ばれるものがある。ノー・ネット・ロスとは、事業によって失われた自然環境を失われた分だけ再生することで環境を損失させることなく開発を進めていくという考え方である。たとえば、事業によって100ha 樹林を失う場合、別の場所に同等の質と量の植林を行って消失した樹林を相殺しようというもの。相殺するための植林やその維持管理を環境オフセットと呼ぶ。この場合、消失する樹林の質と創出する樹林の質が同じでなければ生態系として相殺されたことにならない。既存の樹林を保全することや、創出のために既存の生態系を破壊する場合、オフセットと呼ぶことは適当ではなく、放棄された鉱山跡地などの緑化や耕作放棄地の自然林への復元など、環境の質の向上と量の増大をもってオフセットとなる。近年、ノー・ネット・ロスの考え方を基に、環境オフセットを検討する事業が増加している。

¹ 自然のみならず、非自発的住民移転や先住民族等の人権の尊重、他の社会面を含む環境に配慮することを言う。

15.2.3 段階的アプローチ（Tiered Approach）

事業のライフサイクルを考えた場合、環境社会配慮は一時期、1回だけ行えばよいものではない。ライフサイクルを通して継続的に行うことが最も効率的かつ効果的である。図15-4に示す通り、事業の段階は構想段階、M/P（マスタープラン）段階、F/S（フィジビリティスタディ）段階、D/D（詳細設計）段階、建設段階、供用段階に区分される。事業の構想段階やM/Pの段階では戦略的環境アセスメント（Strategic Environmental Assessment：SEA）を、F/S段階では事業環境アセスメント（Environmental Impact Assessment：EIA）を、D/D段階では移転行動計画（Resettlement Action Plan：RAP）と環境管理計画（Environmental Management Plan：EMP）を、建設段階と供用段階ではモニタリングと影響緩和策（Mitigation）を実施することで、ライフサイクルを通しての環境コストが最小化され、費用対効果が最大化する。

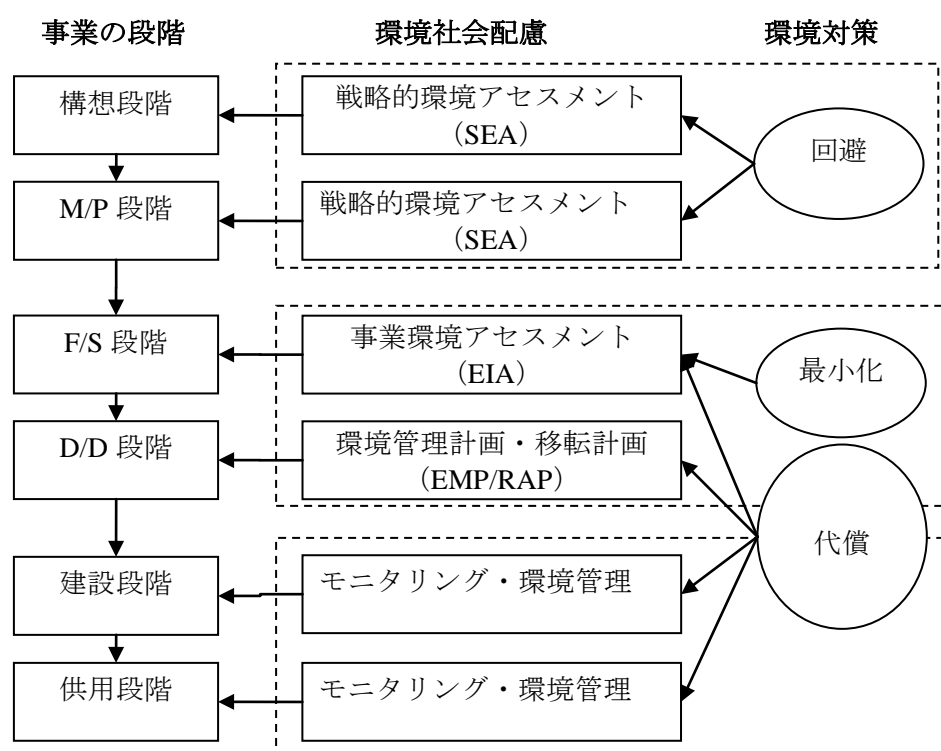


図15-4 事業の段階と適用する環境社会配慮

15.3 環境社会問題への具体的な対処

負の環境社会影響を最小限に抑えるには、F/S段階だけでなく、M/Pまでの段階、D/D段階から建設段階、供用段階まで、全ての事業段階で対処することで、発生可能性のある影響を可能な限り小さくしていく。以下に事業段階ごとに実施すべき事項を示す。

15.3.1 M/Pまでの段階

M/Pまでの段階は、電源種別の選定からF/Sの直前までを含んだ広い期間が対象となる。かつてこの期間にはほとんど環境社会配慮は実施されなかったが、EIAだけの環境社会配慮で十分

な環境影響の最小化ができなかったという反省から、近年早い段階での環境社会配慮の重要性が認識されてきている。この期間での環境社会配慮は、通常、戦略的環境アセスメント（Strategic Environmental Assessment：SEA）と呼ばれる。

(1) 戦略的環境アセスメント（SEA）の基本概念

SEA は「政策、計画、プログラムとその代替案を対象に環境影響を評価するため、形式化されシステムティックかつ包括的な評価プロセスであり、評価結果報告書作成作業が含まれ、評価結果が公正かつ透明な意思決定に用いられるものである」（Thérivel et al., 1992）と定義されている。SEA は、事業計画が固まる前に代替案も含めて環境影響を評価し、意思決定に反映させることによって、より効果的な環境配慮を実現させることを目指している。そのため、ある計画に対して受身的に影響を評価する EIA と異なり、SEA は設計者と協力しつつ能動的に計画を作り上げていく作業でもあるといえる。このように SEA を有効に機能させるためには、環境担当者だけでなく、意思決定者、設計者が SEA の基本概念を十分に理解している必要がある。

(2) SEA の実施手順

SEA は、国によっては法制度化されていない国も多く、対象が政策からプログラムまで広範囲にわたるため、守らなければならない決まった手順はない。最低限、代替案の設定、スコーピング、調査、影響予測は行う。水力開発の立地選定を含む M/P 以前の段階の場合、図 15-5 に示すとおり、レポート作成までの手順で実施することが望ましい。

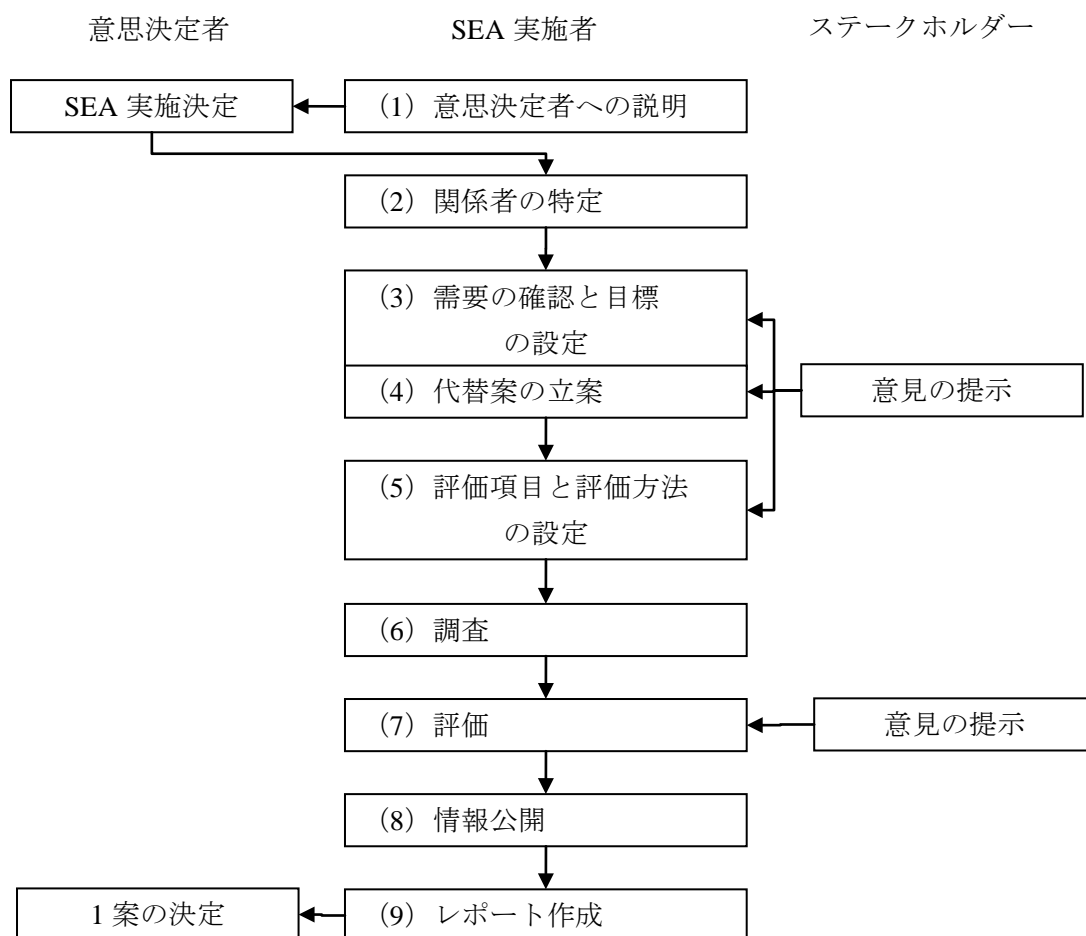


図 15-5 SEA 実施手順の例

1) 意思決定者への説明

SEA を効果的に機能させるためには、意思決定者を含め関係者全員の理解が必須である。SEA を実施することになった場合は、何のために SEA をやるのか、SEA の具体的な内容は何か、どのような関係者が関わり、SEA の結果何がもたらされるのかを最初に関係者全員が理解し、共有しておく必要がある。実は SEA は事業者にとっても有効なツールである。SEA により環境面で大きな影響を回避し、事業の立地や構造に対する合意を得られれば、その先事業はスムーズに進み、環境コスト削減に繋がる。

2) 関係者の特定

SEA の次のステップは、意思決定に関わる関係者の特定である。影響を受ける可能性のある地域の代表、許認可等を要する関連監督官庁、学識経験者、関連 NGO、関連援助機関などを可能な限りリストアップし、SEA の協議に参加可能かどうかを打診する。可能であれば、負の影響を受ける可能性があるマイノリティーの代弁者や、物を言うことのできない生物の代弁者などを入れることが望ましい。

3) 需要の確認と目標の設定

SEA の次のステップは、需要の確認と目標の設定である。過大な需要を見込むと後に事業

の必要性が問われることになるので、慎重に需要の目標を定めるべきである。目標は、どの程度の電力がどのエリアにいつまでに必要になるのかといった供給電力の目標だけでなく、自然環境面、社会環境面の最低守るべき条件を設定することが望ましい。たとえば、「自然保護区に影響を与えない」「絶滅危惧種を絶滅させない」「1,000戸以上の移転は行わない」「観光資源を減少させない」などである。目標の設定も、可能であれば関係者が集まって協議し、合意を得ることが望ましい。

4) 代替案の立案

SEA は必ず2つ以上の代替案の比較検討をする。代替案は、SEA が事業のどの段階にあるかで変わって来る。代替案の立案も、関係者で議論することが望ましい。場合によっては、事業を行わないという「ゼロオプション」を代替案の1つとして入れ、事業の必然性を示すこともある。

5) 評価項目と評価方法の設定

SEA の評価項目は、EIA と異なり、評価項目をその都度設定する。評価項目は必ず、代替案を比較する際に考慮すべき条件を全て入れておく必要がある。また、経済関連項目だけでなく、環境項目、社会項目を概ね等分に入れることが望ましい。評価項目は、定量化のしやすさ、独立性、意思決定との関連性の面から評価し、最終的に6から20個に絞り込むことが望ましい。SEA では、この時点で情報公開とステークホルダーミーティングを行うことが望ましいとされている。

6) 調査の実施

前項で設定された各評価項目の評価に必要な調査を実施する。通常 SEA では、EIA のような詳細な現地調査は行われず、EIA よりも広範囲で簡易な現地調査か、文献調査だけが短期間に行われる。調査が簡易で短くできることは SEA の利点でもある。ただし、重大な環境影響が議論の中心になる場合は、EIA 並みの詳細かつ長期間の調査を実施しても構わない。SEA の時点で十分な調査を行い、重大な影響を回避できる結果に導ければ、EIA のスクリーニングでEIA 不要もしくは初期環境調査（Initial Environmental Examination : IEE）とされる可能性もある。

7) 評価の実施

調査結果に基づき、各評価項目に対する評価を全ての代替案に対して行っていく。評価の精度や点数のつけ方などは、選択した評価方法に依存する。定量的な絶対評価を行う評価方法もあれば、相対評価を行う方法もある。評価項目としては、経済・技術面（最大出力、工事コスト、工事期間、資金調達状況など）、環境面（保護区への影響、動植物への影響など）、社会面（移転家屋数、文化財への影響など）がある。

8) 住民参加と情報公開

SEA は基本的に密室で行われるべきものではなく、住民参加と情報公開が原則である。情報公開と住民参加を行うことで、事業の必要性や立地の必然性を理解しやすくなる上、事業計画に住民の意見を取り込むことで、より事業を住民に受け入れてもらいやすくなる。可能

であれば、代替案と評価方法を設定する時点と、総合評価をする時点の2回は、関係者を集めた協議を行うことが望ましい。また、協議の内容や最終的な意思決定の結果や理由もSEAレポートと共に公開することが望ましい。

9) レポートの作成と意思決定

SEAの調査・評価結果は、関係者の意見を取り込んだ上で、意思決定者が理解しやすい形に取りまとめる。レポートには、代替案の具体的な内容のほか、評価項目選定理由や調査の結果、評価の根拠なども記載しておく。

(3) JICAがSEAに求める要件

JICAの環境社会配慮ガイドライン（2010）では、M/P段階からの環境社会配慮が求められている。以下にカテゴリ区分と手続きについて概説する。

1) M/Pのカテゴリ区分

JICAの実施するM/Pは、A、B、C、FIの4つのカテゴリに区分される。カテゴリ区分の定義は表15-1のとおりである。カテゴリ区分は、要請国の記入したスクリーニングフォーマット（付属資料A15-1）に基づき、JICAによって決定される。

2) M/Pに求められる手続き

JICA環境社会配慮ガイドラインでは、調査の種類とカテゴリ別に求められる手続きが異なっている。表15-1に示すカテゴリA案件の場合、スコーピング案²の情報公開や報告書案の情報公開が必須であるが、カテゴリB案件の場合、いずれも必要に応じて実施すればよいことになっている。表15-2にカテゴリ別に求められるM/P段階の手続きを示す。

表15-1 JICAのカテゴリ区分³

<p>カテゴリ A： 環境や社会への重大で望ましくない影響のある可能性を持つようなプロジェクトはカテゴリAに分類される。また、影響が複雑であったり、先例がなく影響の予測が困難であるような場合、影響範囲が大きかったり影響が不可逆的である場合もカテゴリAに分類される。影響は、物理的工事が行われるサイトや施設の領域を超えた範囲に及びうる。カテゴリAには、原則として、影響を及ぼしやすいセクターのプロジェクト、影響を及ぼしやすい特性を持つプロジェクトおよび影響を受けやすい地域あるいはその近傍に立地するプロジェクトが含まれる（付属資料A15-2）。</p> <p>カテゴリ B： 環境や社会への望ましくない影響が、カテゴリAに比して小さいと考えられる協力事業はカテゴリBに分類される。一般的に、影響はサイトそのものにしか及ばず、不可逆的影響は少なく、通常の方策で対応できると考えられる。</p> <p>カテゴリ C： 環境や社会への望ましくない影響が最小限かあるいはほとんどないと考えられる協力事業。</p> <p>カテゴリ FI： JICAの融資等が、金融仲介者等に対して行われ、JICAの融資承諾後に、金融仲介者等が具体的なサブプロジェクトの選定や審査を実質的に行い、JICAの融資承諾（或いはプロジェクト審査）前にサブプロジェクトが特定できない場合であり、かつ、そのようなサブプロジェクトが環境への影響を持つことが想定される場合、カテゴリFIに分類される。</p>
--

² スコーピング案とは、SEAの実施計画書のことである。SEAの目標、代替案、評価項目、調査方法、評価方法、スケジュールなどが記載されている。

³ JICA環境社会配慮ガイドライン (<http://www.jica.go.jp/environment/guideline/ref.html>) より

表 15-2 JICA の M/P 段階の手続き

調査の種類	協力準備調査 (3.1 ⁴)			開発計画調査型技術協力 (3.4 ⁵)		
	A	B	C	A	B	C
環境社会配慮の種類	SEA	SEA	実施しない	SEA	SEA	実施しない
スコーピング案の作成	実施	実施	実施しない	実施	実施	実施しない
スコーピング案の情報公開と SHM ⁶	実施	必要に応じて実施	実施しない	実施	必要に応じて実施	実施しない
調査	IEE レベルで実施	IEE レベルで実施	実施しない	IEE レベルで実施	IEE レベルで実施	実施しない
概要検討時の情報公開と SHM	必要に応じて実施	必要に応じて実施	実施しない	必要に応じて実施	必要に応じて実施	実施しない
報告書案の情報公開と SHM	実施	必要に応じて実施	実施しない	実施	必要に応じて実施	実施しない

(4) M/P までの段階の環境対策

1) 需要管理オプション

M/P までの段階の代替案検討の際には、需要管理オプションの検討が可能である。代替案立案の際、需要を下げることによって事業を実施しないというオプションがないかどうか検討するのが需要管理オプションである。需要管理オプションには、利用する側の努力により需要を下げるもの、リサイクルによって新規需要を抑えるもの、テクノロジーによってロスを低減するもの、需要低下のインセンティブとなる法制度の整備などがある。

2) 地球温暖化ガス

SEA の中でも、電源開発の検討や電源種別の選定を行う M/P までの段階でしか効果的な地球温暖化ガス対策をとることができない。たとえば電源開発検討の際、電源シナリオ別に数十年先まで地球温暖化ガス排出量の比較をすることが可能である。もちろん立地選定の際に、湛水域からの温室効果ガス排出量の比較をすることも可能であるが、他に多くの重要な項目があるため、クリティカルな項目にはなりえない。

3) 影響を回避する立地選定

マスタープラン以前の段階で可能な対策は、「影響が発生する可能性の高い立地を選ばない」という回避策である。これは根本的な対策であるため、その後すべての対策を検討する必要がなくなる。たとえば堆砂の可能性の高いところは、上流域に土砂崩れが多い、上流域に地すべり多発地帯がある、上流域で森林伐採が進んでいる、もともと土砂生産量が多い地質であるなどである。堆砂可能性の調査のための時間とコストが必要となるが、堆砂対策の中では最も安価かつ効果的な対策となる。

⁴ JICA 環境社会配慮ガイドライン

⁵ JICA 環境社会配慮ガイドライン

⁶ ステークホルダーミーティング (Stake Holder Meeting)

4) 自然環境対策

M/P 以前の段階で実施すべき自然環境対策は、「より自然環境に悪い影響を与える立地や施設配置計画を避けること」という回避策である。ここで十分な回避策をとることができれば、その後の自然環境保全対策をほとんど問題なく進めることができるようになる。ここで問題になるのが、M/P 以前の段階で自然生態系にとって重要な場所の情報を正確に得ることができるかどうかという点である。確実に重要であるとわかっているエリアとしては、国立公園などの保護区、ラムサール条約などの登録地、重要野鳥生息地（Important Bird Areas : IBA）などのほか、国際自然保護連合（International Union for Conservation of Nature and Natural Resources : IUCN）Red List 掲載種の生息地などが相当する。これらの分布情報は、下表の Web などからも情報を得ることができるが、完全ではない。特に IUCN の Red List 分布情報を確実に入手することはかなり難しい。そのため SEA を実施しない多くの事業は、F/S の段階で重要な種の分布が見つかって問題が大きくなり、場合によっては中止に追い込まれる事例もある。F/S になってからこのような事態になることを避けるためには、M/P の段階から生物調査を行い、問題になりそうな場所を避けることである。M/P 段階の調査費用は、問題が発生した EIA 以降で支出する環境対策費と比べれば微々たるものである。生物分布情報が不十分な場合は、M/P 段階で現地調査を行った方が賢明である。

表 15-3 生物学的に重要な場所に関する情報ソース

種別	Area	情報
保護区	国立公園など	保護区の世界データベース (The World Database on Protected Areas, http://www.wdpa.org/)
	ラムサールエリア	The Ramsar Convention on Wetlands (http://www.ramsar.org)
	重要野鳥生息地	Bird Life International (http://www.birdlife.org/)
IUCN レッドリスト掲載種の生息環境		The IUCN Red List of Threatened Species (http://www.iucnredlist.org/)

5) 社会環境対策

M/P までの段階で実施すべき社会環境対策も、「影響が大きいと思われる立地を避ける」という回避策である。社会影響が大きいと思われる立地としては、移転の大きそうなところ、文化財のあるところ、特定の民族が全て移動しなければならないような場所、観光の重要拠点、農業や漁業の重要拠点などが挙げられる。何が問題になるかというのは、立地の特性や条件によっても大きく異なるため、かつて生じた類似事業や近隣事業などの影響を参考にしながら、見落としのないよう、チェックを行うことが望ましい。

15.3.2 F/SおよびD/D段階

通常、F/S 段階では当該国の法制度に従って EIA を実施することになる。ドナー（援助資金供与者）からの支援を受ける場合は、ドナーのガイドラインにも従う必要がある。F/S 後に実施さ

れる D/D と平行して環境管理計画（EMP）や移転行動計画（RAP）が作成される。事業規模が小さい場合は、EIA と EMP が同時に作られることもある。以下に F/S 段階に実施する EIA を主体に記載し、D/D 段階についても若干記載する。

(1) 事業環境アセスメント（EIA）の 基本 概念

F/S 段階の EIA の基本概念は、「発生するであろう環境影響を正確に見積もって、十分な対策を検討すること」である。EIA が正しく実施されれば、EIA の調査結果や予測結果に応じて事業計画が変更され、より環境にやさしい事業が実現するはずである。しかし EIA の法令は、手続きだけしか示されていないため、その目的や本質を理解しないまま実施すると、何の役割も果たさない単なる弁明書になる可能性がある。以下に、国際影響評価学会（International Association for Impact Assessment）と英国環境アセスメント研究所（現環境管理とアセスメント研究所⁷）による EIA のあるべき姿を示す。

表 15-4 EIA のあるべき姿

目的論的であるべき	EIA が意思決定に情報を提供することで、環境と地域社会の生活が守られるようになるべきである。
正確であるべき	対象としている問題に適した方法論や技術を用いるなど、EIA には最も実践的な科学技術を適用すべきである。
実践的であるべき	EIA は、問題解決に役立ち、事業者が受け入れて実施できるものを成果物として提供すべきである。
費用対効果を高めるべき	EIA は、限られた情報、時間、資金、方法論の中で目的を達成すべきである。
効率的であるべき	EIA は、EIA の条件や目的を満たしつつ、事業者に与える時間的・資金的負荷を最小限にとどめるべきである。
的を絞るべき	EIA は重要な環境影響や問題となっている項目に集中すべきである。例えば、意思決定で考慮しなければならない項目など。
適用性を高めるべき	EIA は、そのプロセスをきちんと踏みつつ、対象となっている計画の実情や問題、状況に合わせるべきである。さらに、計画のライフサイクルを通して教訓を繰り返し取り込むべきである。
市民参加しやすくあるべき	EIA は、事業に関心がある市民や影響を受ける市民に、情報入手と参加の機会を与えるべきである。そして市民の意見や心配は、作成するレポートや意思決定の際に明確に述べられるべきである。
学際的であるべき	EIA は、地域特有の知見を活用しつつ、適切な技術と関連する生物物理学や社会経済学を学んだ専門家によって実施されるべきである。
信頼性が高くあるべき	EIA プロセスは、専門性、正確性、公正性、目的性、公平性を持って実施されるべきであり、チェックと評価には独立性を持たせるべきである。
統合されているべき	EIA は、社会面、経済面、生物物理面の相互関係に言及すべきである。
透明性が高くあるべき	EIA のコンテンツとして必要なものは、わかりやすく明確にされるべきである。EIA のプロセスは、市民による情報へのアクセスも確保されるべきである。また、EIA は、意思決定で考慮すべき要件を明確に位置づけるべきであり、EIA による回答の限界や困難性も明確にすべきである。
システムティックであるべき	EIA では、影響を受ける環境に関係する全ての情報、代替案とその影響、回避できない環境影響のモニタリングに必要な方法が、十分に考慮されるべきである。

⁷ The Institute of Environmental Management and Assessment

(2) EIA の実施手順

F/S 段階の EIA に求められる実施手順は、国や機関によって異なる。一般的にスクリーニングから始まり、スコーピングや調査などの作業を経て、審査で終了する。以下に EIA の標準的な実施フローおよび EIA で実施すべき手続きの主なものを概説する。

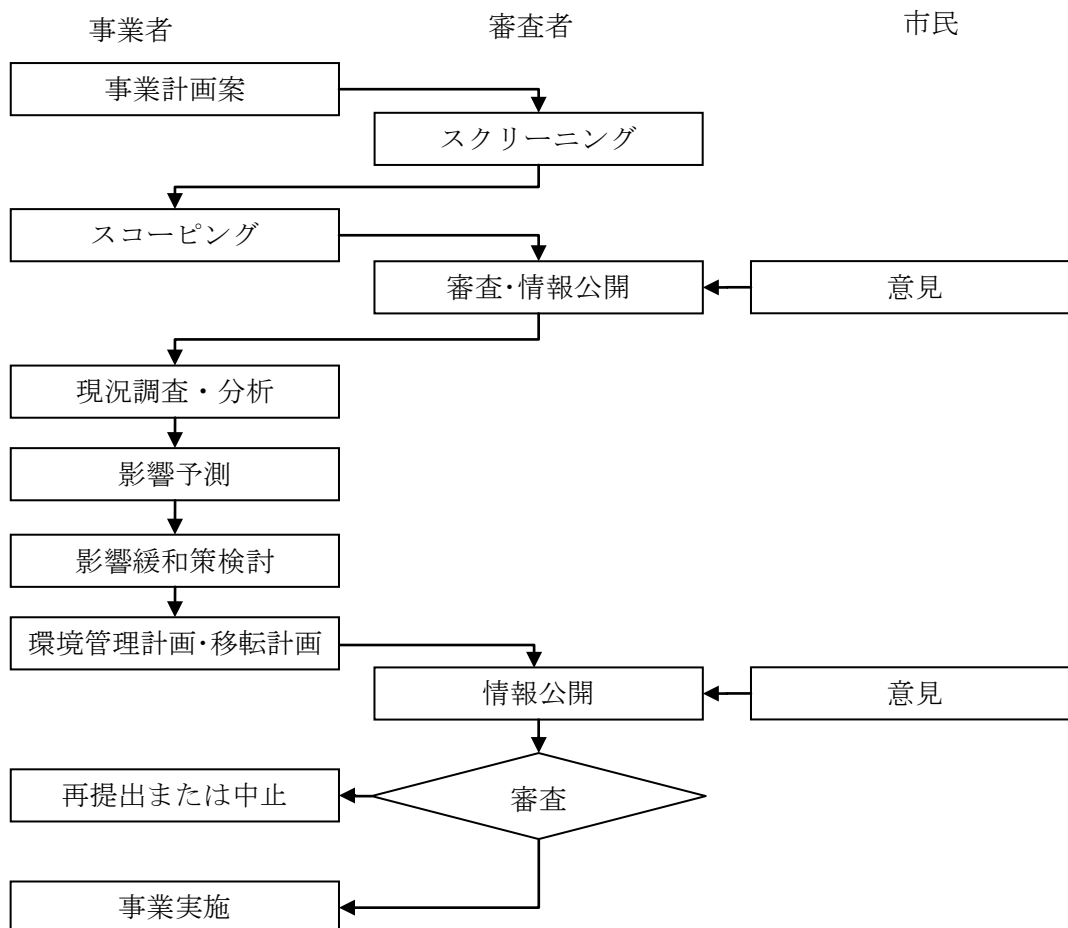


図 15-6 EIA の実施フロー

1) スクリーニング

一般的に EIA の最初の手順はスクリーニングという作業から始まる。実施しようとしている事業に EIA が必要かどうかを判断する手続きである。スクリーニングの方法は国や組織によって異なる。EIA 対象となる事業の種類や規模が定められている場合もあり、審査機関が事業の種類、規模、立地から判断する場合もある。後者の場合は、スクリーニングのための事業概要書を提出する必要がある。スクリーニングの結果、EIA の要・不要が判断されるほか、場合によっては EIA よりも簡単な IEE が妥当と判断される。手続きが不明な場合は、その国または機関の EIA 担当部局に相談に行く事が望ましい。

2) スコーピング

スクリーニングで EIA または IEE が必要と判断された場合、スコーピングを実施する。スコーピングとは、影響が大きいと想定される項目を抽出し、調査方法、調査時期、調査範囲、

予測方法などを決める作業である。多くの EIA 関連法令では、スコーピングの結果を公表した上でステークホルダーミーティング (SHM) などを開催し、関係者の意見を伺うことになっている。関係者から出た意見は、可能な限り調査や予測に反映させる。

3) 調査と現況分析

スコーピングで調査方法や予測方法が決まったら、現地調査や現況分析を行う。実際の調査は調査会社に委託して行うが、スコーピングで計画したとおりの方法、時期、範囲で調査を行っているか、保全上重要なものが見つかっていないかを確認することが重要である。不適切なデータに基づいた EIA は、正確な予測ができないだけでなく、事業者に対する信頼が大きく低下するので注意が必要である。また、現状分析によって未知の保全すべき重要なものの存在が明確になった場合は、すぐに設計変更などの対策を講じるのが望ましい。

4) 影響予測

予測に必要なデータがそろったら、影響予測を行う。影響予測を行う場合は、被影響者、影響範囲、影響時間、影響の程度および復元可能性などを明確にすることが重要である。影響の範囲は図化すること、影響の程度は可能な限り数値化することが望ましい。予測が困難な場合は、近隣の類似案件のモニタリング結果などを参考に推測する。

5) 影響緩和策

影響緩和策 (Mitigation) とは、影響予測で負の影響が明確になったものに対し、影響を緩和させる策を検討することである。基本的にはノー・ネット・ロスの観点から、損失分を完全に補償する策を検討することが望ましい。実行可能な影響緩和策を計画するためには、各分野の影響予測の専門家と設計者、事業者が協議しつつ、限られた資金と時間の中で実現可能なものを探る。さらに影響緩和策の確実な実施につなげるため、いつ、誰が、どうやって、どこに対して行う予定であるのかを明確に記載する。

6) 環境管理計画

影響緩和策が明確になった後、環境管理計画 (Environmental Management Plan : EMP) を策定する。EMP は、モニタリング、評価、対策の実施、情報公開の計画が含まれ、実施体制や責任者、必要な資金なども明確にしておく必要がある。

7) 情報公開と住民参加

通常 EIA 関連法令は、情報公開と住民参加の機会が定められている。一般的に、スコーピングの際に環境影響評価計画書 (TOR/EIA) を、影響予測の終わった時点で環境影響評価書案を公開する。更に住民説明会を開催して、市民の意見を伺う必要がある場合もある。情報公開では、その国や地域で使用されている言語を用いることが原則であり、一般市民にも理解できる分かりやすい内容にすることが望ましい。

(3) JICA が EIA に求める要件

JICA の環境社会配慮ガイドライン (2010) ⁸では、F/S 段階での環境社会配慮の手続きが示

⁸ JICA Web site (http://www.jica.go.jp/english/operations/social_environmental/guideline/pdf/guideline100326.pdf)

されている。以下にカテゴリ区分と手続きについて概説する。

1) F/S のカテゴリ区分

JICA の実施する F/S は、A, B, C, FI の 4 つのカテゴリに区分される。カテゴリの定義と手続きは、マスタープランのカテゴリ区分（表 15-1）と同じである。

2) F/S に求められる手続き

JICA 環境社会配慮ガイドラインでは、調査の種類とカテゴリ別に求められる手続きが異なっている。協力準備調査のカテゴリ A 案件の場合、スコーピング案と報告書案が完成した時点で情報公開と SHM が求められている。次表に F/S 段階の手続きを示す。

表 15-5 JICA の F/S 段階の手続き

調査の種類	協力準備調査（JICA 環境社会配慮ガイドライン 3.1）			開発計画調査型技術協力（JICA 環境社会配慮ガイドライン 3.4）		
	A	B	C	A	B	C
環境社会配慮の種類	EIA	EIA	実施しない	EIA	EIA	実施しない
スコーピング案の作成	実施	実施	実施しない	実施	実施	実施しない
スコーピング案の情報公開と SHM	実施	必要に応じて実施	実施しない	実施	必要に応じて実施	実施しない
調査	EIA レベルで実施	IEE レベルで実施	実施しない	EIA レベルで実施	IEE レベルで実施	実施しない
概要検討時の情報公開と SHM	必要に応じて実施	必要に応じて実施	実施しない	必要に応じて実施	必要に応じて実施	実施しない
報告書案の情報公開と SHM	実施	必要に応じて実施	実施しない	実施	必要に応じて実施	実施しない

3) 資金協力決定前の環境レビュー

有償資金協力、無償資金協力（国際機関経由のものを除く）、技術協力プロジェクトを JICA が実施するかどうかを決定する際、JICA は事前に環境レビューを行う。環境レビューは、カテゴリ分類別に提出の必要な書類などが異なる。

表 15-6 資金協力決定前の環境レビューに必要な資料と手続き

カテゴリ分類	A	B	C	FI
環境アセスメント報告書	JICA に要提出	必要に応じて参照される	提出の必要なし	対象サブプロジェクトにカテゴリ A に分類されるものが含まれている場合、カテゴリ A と同様
環境許認可証明書	JICA に要提出	必要に応じて参照される	提出の必要なし	同上
移転行動計画 (RAP)	大規模非自発的住民移転が発生する場合は JICA に要提出	必要に応じて参照される	提出の必要なし	同上
先住民族計画	先住民族のための対策を要するプロジェクトの場合は JICA に要提出	必要に応じて参照される	提出の必要なし	同上
情報公開	JICA は入手した上記資料を合意文書締結の 120 日以前に公開する	上記資料を入手した場合は、JICA が公開する	省略される	同上
環境レビュー	チェックリスト (付属資料 A-15-1) を使って JICA が実施	チェックリスト (付属資料 A-15-1) を使って JICA が実施	省略される	同上

(4) F/S 段階の環境対策

F/S 段階の環境対策は、影響の種類、位置、程度を明確にした上で、影響を緩和、代償させるための対策を設計の中に組み入れていく作業になる。設計作業と同時平行で進めるため、設計者と環境影響予測の専門家が密に連携をとりながら進めていく必要がある。

1) 堆砂対策

堆砂問題が予測された場合は、設計に堆砂対策を組み入れていく。排砂対策には、排砂ゲート、貯砂ダム、排砂バイパストンネル等がある。これらの対策を流域の複数のダムで連携して実施することで、堆砂による問題は解消される可能性がある。以下にこれらの対策を示す。

➤ 排砂ゲート

排砂ゲートは、ダム湖内に溜まった土砂を自然の水の力を利用して下流に流す設備である。排水ゲートは通常閉じられている。ゲートは洪水時に開けられ、堆砂が流し出される（第 11 章参照）。

➤ 貯砂ダム

貯砂ダムは、ダム湖に土や砂が入りこむのを防ぐことを目的に、ダム湖の上流に作るダムである。貯砂ダムに溜まった土砂は、貯砂ダムがその機能を失う前に取り除かれる。

➤ 排砂バイパストンネル

排砂バイパストンネルは、洪水時にダム湖上流の川から濁水を取り、ダム下流に流すも

のである。このトンネルは、ダム湖内の堆砂と濁水を予防し、土砂の自然な動きを取り戻すものである。

2) 維持流量の設定

減水区間による環境影響が予測される場合には、河川維持のための放流（河川維持流量）による影響軽減の可能性を検討する。この場合、どの程度の流量を維持するべきかを決定しなければならないが、一律に決められるものでもない。国や河川によっては維持流量や割合が決められているところもあるが、定められていない場合は、減水区間での水利用状況や保全すべき生物の生息状況、本来の流況などを考慮しつつ決定する。日本では、河川維持のための10項目として、舟運、漁業、景観、塩害の防止、河口閉塞の防止、河川管理施設の保護、地下水位の維持、動植物の保護、流水の清潔の保持および流水の占用の項目が設定している。

3) 水温および濁水対策

水温と濁水対策には、選択取水設備がある。選択取水設備は、貯水池の任意の高さから取水することができるため、適温かつ自然な温度の水を取水することができる。この対策は、水温と濁水の問題には有効である。

もう一つの濁水対策として、濁水時に使用するバイパス水路の設置がある。貯水池の水の濁度が高い場合は、貯水池の水を放流せず、上流から取水した濁りの少ない水をバイパス水路を通して放流する方法である。

4) 地球温暖化ガス発生対策

貯水池、調整池からの地球温暖化ガス（メタンや二酸化炭素）発生の原因は水中の有機物にあるため、F/S段階ではこれらを最小限にとどめるよう工夫する。水中の有機物を十分コントロールできれば、地球温暖化ガス発生は大きく抑制することができる。水中の有機物の原因物質としては、水没エリアの地表面の植物や土壌と、流入する落葉や浮き草などがある。すぐ上流に既存のダムがある場合には流入ごみはあまり問題にならないが、上流に宅地や森林が広がっている場合は流入ゴミや流木が問題になる可能性が高い。具体的な対策としては以下がある。

- 地表の植物を除去してから湛水を開始する施工計画にする。
- クレーンなど流入する浮き草などを回収する設備を設置する。
- 上流に流木捕捉設備を設置する。

5) 生態系への影響と対策

生態系への影響予測は、影響を受ける個体群の分布や行動範囲を明確にしたうえで、土地改変や流量変化による影響を予測する。

湛水や道路による野生生物生息地の分断が避けられない場合は、動物用の橋やトンネルによって移動路を確保する。移動路設計の際は、対象となる生物の移動ルートを明確にしたうえで、移動特性、サイズなどに合わせて設計する。動物用移動路は、分断化の影響を軽減さ

せるものの影響を完全に補完することはできず、残渣影響⁹が残る。

6) 魚道

ダムによる魚の移動路の阻害は、魚道を設置するによって影響を軽減することができる。設計には、対象となる魚種、立地の特性を十分に考慮して行う必要があるため、魚類の専門家の協力が必須である。

7) 湿地への影響予測と対策

湿地生態系への影響は、ダムサイトと湿地との位置関係や変化する水象の変化によって異なる。湿地生態系の減少、消失に対しては、湿地生態系を模した生態系を再現することによって失われた生態系の一部を代償することが可能である（図15-8参照）。



出典：国土交通省

図15-7 魚道の例



出典：電源開発株

図15-8 ビオトープの例

8) 密猟対策と違法伐採対策

事業によって原生林などへのアクセスが容易になり、密猟や違法伐採が心配される場合は、これらの防止対策を検討する。対策の種類には、物理的な対策と制度的な対策がある。物理的な対策としては、既存道路から自由に新設アクセス道路に入れないような構造や、高精度小型カメラ等の設置などがある。制度的な対策としては、登録車両しか通行できないような通行規制を設けるなどがある。密猟者の対象とする生物の特性を考慮しつつ、野生生物保護管理者と協議しながら、立地にあった対策を検討する。

9) 移入種対策

移入種を持ち込まないようにするため、F/S段階では植栽植物の種類を選定を慎重に行う。砂防や早期緑化を目的とした植栽であっても、安易に外来種を用いると地域の生態系が崩れる可能性がある。できるだけ在来種を用いる計画とすることが望ましい。

⁹ 事業によるマイナス影響から影響緩和策によって緩和される分を差し引いて残った実質の環境影響のこと。

10) 移転・収入補償計画

民家の移転や農地の土地収用が行われる場合は、補償計画を策定する。補償計画策定の際は、少数民族や非正規居住者などを排除せず、公平な計画とする必要がある。集落全体が移転する場合は、集会場、診療所、学校、市場なども移転させる。

11) 移転プログラム

移転プログラムには、移転者が移転先での生活に困らないよう、様々な技術指導を組み込むことがある。例を挙げると、農業技術指導、漁業技術指導、木材加工技術指導、金属加工技術指導などである。さらに、貧困対策も目的とする場合は、マイクロファイナンス¹⁰も組み入れられる場合がある。

12) 感染症対策

あまり外部と接触したことがない原住民の住むエリアでは、原住民が一般的な感染症に抵抗力を持たない場合がある。そういった場合、原住民との接触をできるだけ少なくするような工夫が求められる。また、エイズの感染が懸念されるエリアでは、労働者に対するエイズ対策のプログラムも計画する必要がある。感染症対策は、予防策・モニタリング・対応策をセットにし、労働者だけでなく、近隣住民も対象に行う。

13) 漁業補償

漁業への影響が避けられない場合は、漁業補償を行う。漁業補償の算定には、事業を実施しなかった場合と事業を実施した場合の利益の差を補填するなどの方法がとられる。事業によって漁業を継続できない場合は、補償に加え、他の業種の職業訓練や企業支援などが行われる場合もある。

14) 観光業への補償

観光業への影響が避けられない場合には、補償を行う。補償額は、事業が行われなかった場合の推定売上高などをベースに損失見込み額を算定する。新たな観光が見込まれる場合は、新規観光業への転換の補償が行われる場合もある。

15) 交通対策

工事用車両の通行による交通事故が懸念される場合は、工事用車両の通行ルートや地域住民の道路利用状況を調査した上で、危険箇所を特定する。危険箇所が特定されたら、迂回路の設置、歩行者用通路の確保などの対策を検討する。

16) 文化財保護

事業によって文化財が影響を受ける場合は、移転、保護などの措置を講ずる。移転、保護は、文化財の特性や価値によって必要な時間、資金が異なってくる。専門家と協議しながら、適切な保護計画を策定する。

¹⁰ 貧困者向け小口融資のこと。

17) 放流事故対策

発電の開始時や洪水時のゲート放流時には、放流による事故が懸念される。事故の発生しやすい時間帯、場所、条件などを特定した上で、放流量調整のための逆調整ダムの設置、下流域の放流警報設備の設置などの対策を検討する。

18) 文化補償プログラム

言語、祭り、衣装、手工芸などが消失する可能性がある場合は、記録保存をしたうえで、これら文化を継続していくことができるよう村落全体の移転、祭りに必要な道具や場所の保全、手工芸品や衣装を作り続けていけるような環境作りが必要である。

19) 環境オフセット

残渣影響が大きく、事業計画地内の影響緩和策（Mitigation）だけではノー・ネット・ロスの原則を守ることができない場合、環境オフセットの可能性を検討する。環境オフセットとは、鉱山跡地など事業計画地外の環境の悪化したエリアの環境復元に支援したり、保護区を拡大したり、バッファゾーン¹¹、コリドゾーン¹²を充実させたりするなどの方法がある。残渣影響を適切に見積もった上で、専門家と協議しながら進める。ミティゲーションバンキング¹³などが存在する場合は、利用することも可能である。

15.4 建設および運用段階

建設および供用段階では、モニタリングとフォローアップを実施する。モニタリングでは、環境影響がEIAで予測した範囲内に収まっているか、環境影響緩和策が有効に機能しているかに着目して観測を続ける。想定外のデータが得られた場合は原因を特定した上で、新たな対策を講じることが必要である。本マニュアルの範囲はF/Sを対象とするものであるので、以下に建設、運用段階について簡略に述べる。

15.4.1 環境管理の基本的な考え方

環境管理の基本的な考え方は、EIAで予期できなかった影響を適確に感知し、対処することで、実際の影響を最小化することを目的としている。環境管理にはリスクマネジメント・リスクコミュニケーションの概念も含まれており、工事計画や事業計画に変更が生じたり、想定外の事象が発生した場合に、重大な環境影響を引き起こさないためにも重要な役割を担う。環境管理には、モニタリングとモニタリング結果の評価、対策の計画と対策の実施、報告と情報公開が含まれる。

15.4.2 環境管理の実施手順

環境管理は、モニタリング、影響評価、影響対策、情報公開の4つの作業で構成される。環境管理は、F/S段階で作成された環境管理計画書（EMP）に基づいて実施する。

¹¹ 環境保全上重要な地域が隣接する開発エリアからの影響を緩和するために設置される緩衝帯のこと。

¹² 生物生息地が分断されることによって引き起こされる生物多様性低下を緩和させるために、生息地同士を結ぶように設置される動物用移動帯のこと。

¹³ 複数の事業によって失われる生物生息環境を一箇所ですべてまとめて緑地復元するシステムのこと。ノー・ネット・ロスの原則に基づいて運用される。

15.5 環境調査

水力開発を行う場合、実施する国の法制度やガイドライン、関係するドナーのガイドラインに従う必要がある。考慮すべき代表的な諸法令として、名称や区分は国や融資機関によって異なるものの、概ね以下のようなものがある。

環境法（National Environmental Act）

環境影響評価法（Environmental Impact Assessment Law）

公衆衛生法（Public Health Act）

水法（Water Act）

農地法（Agriculture Land Act）

天然資源の保護に関する法律（Natural Resources Conservation Act）

国家遺産の保護に関する法律（National Heritage Conservation Act）

土地法（Lands Act）

漁業法（Fishery Act）

野生動物の保護に関する法律（Wildlife conservation Act）

森林法（Forestry Act）

国際会議・地域会議による条約など

第 16 章

經濟・財務評估

第16章 経済・財務評価

16.1 一般

本章は、水力開発ガイドマニュアル（新エネルギー財団、1996年）を使用したものである。

水力プロジェクトの開発には、一般に巨額の資金を必要とする。これらの必要な資金は、政府開発援助や国際援助機関による開発援助の融資に頼る場合がほとんどである。この融資にあたっての当該国政府および融資機関の共通の判断基準は、「プロジェクトが当該国政府の政策目標に合致し、経済計画の中に無理なく位置づけられ、国民経済に利益をもたらすことが期待されること」、「そのプロジェクトが事業の実施主体の利益になり融資資金が確実に返済されること」である。この観点から、プロジェクトの評価は、経済評価および財務評価に区分される。

経済評価とは、国または地域レベルの公的立場にたつて、プロジェクトの実施により恩恵を受ける社会・経済的便益を、プロジェクトに必要な費用と比較して評価することである。一方、財務評価とは、企業の立場にたつて、電力、水道等の収入を伴うプロジェクトを対象にプロジェクトの採算性を評価することである。国際援助機関にとっては、プロジェクトに対する融資資金が確実に返済されるかを判断するために、この財務評価も必要となる。

16.2 経済評価

16.2.1 経済評価の考え方

下記に経済評価の概要を述べる。

(1) 経済評価の指標

一般に、開発プロジェクトの経済評価は、そのプロジェクトが実現した場合と実現しなかった場合を比較し、当該国の社会経済全体に対してどれだけのインパクトを与えるかを測定することを目的としている。

経済評価には、通常、そのプロジェクトが生み出す便益とそれに要する費用を用いて算定された純現在価値（NPV、B-C）、便益費用比率（B/C）および内部収益率（IRR）等の指標が用いられる。

(2) 経済コスト

経済評価に用いるプロジェクトの便益および費用には経済コストの概念が用いられる。一般には、市場価格には租税、補助金、輸入規制、税関、公共料金、最低賃金制、通貨の過大評価等様々な政策的介入や独占価格によるひずみが存在するので、これらの市場価格を真の価格（経済コスト）に変換することが必要である。この解決策として国境価格の概念が用いられる。これはプロジェクトに必要な財（Goods）およびサービスを国際価格、すなわち国境価格で、かつ外貨表示することにより、種々の理由で、歪められた国内価格とは切離して評価しようとするものである。具体的には、プロジェクトの輸入財についてはCIF¹価格にプ

¹ Cost, Insurance, and Freight

プロジェクトサイトまでの国内輸送費および流通経費を加えたものがプロジェクトの真のコスト（関税および諸税は除く）である経済コストとなる。輸出される可能性のある財についてはFOB²価格を用いる。なお、CIF 価格とは保険および輸送費を含む財およびサービスの輸入価格をいい、FOB 価格とは財およびサービスの発送地点（国境、港湾、空港）までの輸送費込みの輸出価格をいう。

(3) 経済評価のプロセス

一般的に採用されている経済評価は、概ね次のプロセスを経て Phase-3 まで行われる Phase-4 まで検討を行うかは当該国の状況、検討のために得られたデータの内容等による。

Phase-1 市場価格から国内所得移転項目を排除する。移転項目とはプロジェクトの実施主体からみれば費用であるが、国家経済的立場からみると費用とならないもので租税、土地補償費、建設中利子等があげられる。

Phase-2 Phase-1 の費用を貿易財、非貿易財および労働等の各項目別に経済コストへの変換を行う。

Phase-3 経済コストによって内部収益率を求め、これと当該国の資本の機会費用と比較評価する。

Phase-4 更に進んで、国民の貯蓄、所得配分を考慮した社会経済的評価を行う。

(4) 電力プロジェクトの経済評価

真の便益（真の電力消費の価値）の計上が可能な場合には、長期限界費用法や料金を用いて、当プロジェクト自体に帰属する便益および費用を算定し、比較する方法が本来的である。しかしながら、電力消費の価値を設定することが困難な場合が多いので一般には「水力と同等のサービス即ち同一便益を提供する代替火力のコストと水力のコストを比較する」手法が用いられる。これは当該国の社会経済開発政策の一環として本プロジェクトまたは同等のプロジェクトが必要とされており、もし、当プロジェクトが実現しないときは、それに相当する他のプロジェクトの実現が要請されることを前提にしている。

16.2.2 経済評価の方法

(1) 経済評価の手順

フィージビリティ調査の段階で行う経済評価は、キャッシュフロー割引法（Discount cash flow method）を用いて下記の手順で行われる。

- i) 水力発電プロジェクトの費用（建設費、運転経費、設備更新費）の算出および資金
- ii) 水力発電プロジェクトの便益（代替火力の建設費、運転経費再建設費）の算出および資金展開
- iii) 資金展開された費用および便益を現在価値に割戻す

² Free On Board

iv) iii)の現在価値に基づいて、経済評価の指標である純現在価値(NPV、B-Cの現在価値)、便益費用比率(B/C)、内部収益率(IRR)を計算して、プロジェクトの経済性を評価する。

(2) 便益および費用の現在価値

1) コストの流れ

図 16-1 に水力プロジェクトの工期を4年、代替火力プロジェクトの工期を3年として水力および火力の費用のフローの例を示す。

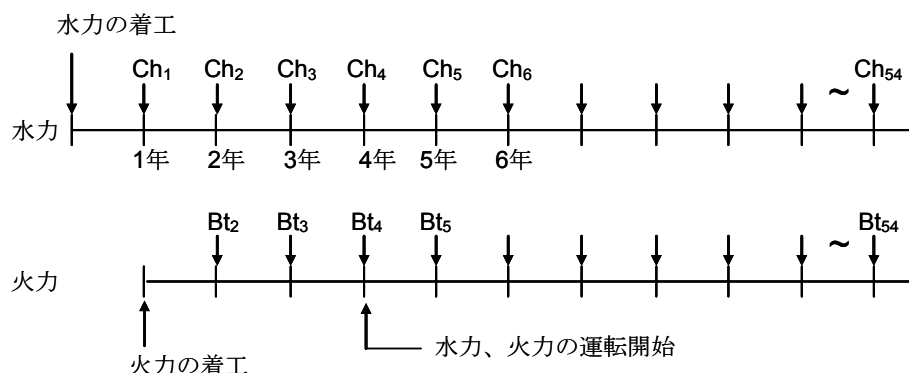


図 16-1 コストのフロー

ここに、

- Ch₁～Ch₄ : 水力の建設費
- Ch₅～Ch₅₄ : 水力の運転費用（水車、発電機の設備更新費を含む）。
- Bt₂～Bt₄ : 代替火力の建設費
- Bt₅～Bt₅₄ : 代替火力の運転費用（火力の再建設費を含む）。

k年における支出 Ch_k（または Bt_k）の水力着工時点での現在価値は、割引率を i とすれば、次のとおりとなる。

$$\frac{Ch_k}{(1+i)^k} \quad (\text{または} \quad \frac{Bt_k}{(1+i)^k})$$

- 2) 経済評価では第 14 章の「工事費」をもとに算定された「経済費用」が使用される。まず、「工事費」から土地・補償費、諸税、物価上昇に対する予備費および建設中利子を除外する。次に「工事費」の内貨分に関してはその価格が当該国の経済政策等により歪められているとの考えから、変換係数を使用して「経済費用」を算出する（これをシャドウプライスと呼ぶ）。外貨分については国際入札によって得られた CIF 価格による経済費用とする。
- 3) 経済解析期間および設備の耐用年数経済評価の解析期間は、一般には水力の建設期間に水力の総合耐用年数を加えた期間が用いられる。図 16-2 は、建設年間 4 年、総合耐用年

数 50 年、経済評価の解析期間 54 年の例である。解析期間内で耐用年数が経過した場合には設備の再投資がなされる。なお、当該国に耐用年数の基準がある場合には、それに準ずる場合もある。

(3) 純現在価値 (NPV、B-C)、便益費用比率 (B/C) および内部収益率 (IRR)

経済評価に用いる各指標の計算式は、次のとおりである。

1) 純現在価値 (NPV、B-C)

$$NPV = \sum_{k=1}^n \frac{B_k - C_k}{(1+i)^k}$$

ここに、

- B_k : k 年の便益
- C_k : k 年の費用
- i : 割引率

2) 便益費用比率 (B/C)

$$B/C = \frac{\sum_{k=1}^n \frac{B_k}{(1+i)^k}}{\sum_{k=1}^n \frac{C_k}{(1+i)^k}}$$

3) 内部収益率 (IRR)

水力プロジェクトのコストと代替火力のコスト（水力の便益）が等しくなる割引率を等価割引率 (Equalizing Discount Rate : EDR) という。水力プロジェクトのコストと販売可能電力量および電気料金を乗じて得られる便益が等しくなる割引率を経済的内部収益率 (Economic Internal Rate of Return : EIRR) という。本マニュアルでは 16.2.1 (4) で述べた理由により、EIRR を用いずに EDR の概念を採用しており、これを便宜上、内部収益率 (IRR) と表示している。IRR は次式で表される水力の費用と火力の費用（水力の便益）が等価となる割引率で定義される。

$$\sum_{k=1}^n \frac{B_k - C_k}{(1+i)^k} = 0$$

4) 水力プロジェクトは NPV、B/C および IRR が次の条件を満足すれば代替火力より経済的に有利であるといえる。

$$NPV > 0$$

$$B/C > 1$$

$$IRR > \text{資本の機会費用を反映する割引率}$$

なお、資本の機会費用とは、資本を当該プロジェクトに用いることによって他のプロジ

ェクトが実施できなくなることによる費用である。このとき原則として、収益率の最も低いプロジェクトがまず犠牲になるべきであり、この限界的プロジェクトの内部収益率は資本の機会費用に対応する。

16.2.3 水力発電プロジェクトの便益

(1) 代替火力の考え方および選定

代替火力の設備として、次の2つの考え方がある。

- 1) 当該水力発電所と等価の出力を有する火力発電所を想定し、それをもって代替火力の工事費を算定する方法である。想定される火力発電所の組合せの検討に、"Screening Curve Method"を適用し、便益評価の対象として最も適切な発電特性、最小費用の代替火力発電所を選定する。各火力発電所の年経費（Y）は年均等固定費および設備利用率（年間運転時間数：X）に応じた可変費（主として燃料費）からなり、次式の直線式で表される。

$$\text{年経費（Y）} = \text{年均等固定費} + \text{可変費} \times \text{年間運転時間数（X）}$$

図 16-2 に示すとおり想定される各タイプの火力発電所の年経費の直線が描かれる。これらの交点から各々の火力発電所の経済運転分岐点となる設備利用率を算出することができる。これから水力と同等の代替火力発電所の形式を決定する。なお、1,000～10,000kW 程度の小水力と比較する代替火力としては、ディーゼル発電が最も適切と考えられるが、電力供給区域の需要と供給の状況等を把握のうえ最適な代替火力を設定する。

- 2) 新規プロジェクトの投入が予定される系統で最も標準的に建設される火力の設備を想定し、その建設費から標準的な kW 当たりの工事費を算出する方法である。系統の規模が大きく、かつ、火力発電所の建設が多く行われる場合に適している。

(2) 販売可能電力量

水力の発電電力量は1次電力量と2次電力量に区分される。これらの発電電力量から水力発電所の所内電力消費量、送電損失量を控除して年間販売可能電力量が算定される。流れ込み式の場合は計画停止・事故により、無効放流が生じるのでこの損失を考慮する。1次電力量と2次電力量の価値に差が有る場合、これらの販売可能電力量は区分して算出する。水力の運転開始の初期には増分の需要が小さく発電電力量の全量が有効に消費されない場合がある。この場合、販売可能電力量は有効に消費された量で表される。

販売可能電力量は次式で表される。

$$E_s = E_H \times (1 - H_1) \times (1 - H_4)$$

ここに、

- E_s : 販売可能電力量 (kWh)
- E_H : 発電電力量 (kWh)
- H_1 : 水力の所内率
- H_4 : 水力の送電ロス率

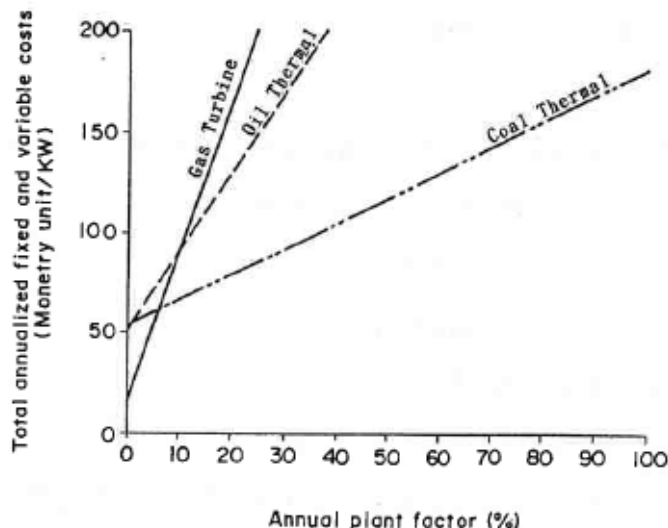


図 16-2 代替火力の設備利用率と年費の関係の例

(3) 代替火力の費用

1) 代替火力の設備出力

$$P_T = P_H \times \text{kW補正率} \times \frac{1 - H_4}{1 - T_4}$$

ここに、

- P_T : 代替火力の設備出力
- P_H : 水力の常時尖頭出力（貯水池式、調整池式）または常時出力（流れ込み式）
- H_4 : 水力発電所から需要地までの送電ロス率
- T_4 : 代替火力発電所から需要地までの送電ロス率

代替火力の設備出力は、水力の常時尖頭出力（または常時出力）に水力と火力の供給信頼度の違いを加味して設定する。供給信頼度の違いとしては、所内率、事故率および補修率（定期補修）がある。水力発電所と比較すると、火力発電所は事故による停止および定期補修による停止が多い。したがって、系統に水力発電所を投入した場合と同じ信頼度で電力供給するためには、火力発電所はその停止に相当する分だけ大きな設備容量を必要とする。これを算定するための係数が kW 補正率である。

$$\text{kW補正率} = \frac{(1 - H_1) \times (1 - H_2) \times (1 - H_3)}{(1 - T_1) \times (1 - T_2) \times (1 - T_3)}$$

ここに、

- H_1, T_1 : 水力、火力の所内率
- H_2, T_2 : 水力、火力の事故率
- H_3, T_3 : 水力、火力の補修率

2) 代替火力の工事費

経済評価に用いる代替火力の建設工事費は本来、個別の火力を想定して算出すべきであるが、火力の建設費は地形上からの影響が少ないことから、kW 当たりの建設費（建設単価）で算出することが多い。

$$\text{火力の工事費} = P_T \times \text{建設単価}$$

3) 代替火力の電力量および燃料費

- (a) 代替火力の年間発電電力量は、水力の販売可能電力量に代替火力の所内率および送電ロス率を考慮して求める。また、1次電力量と2次電力量の価値に差がある場合は(2)に述べたとおり、それらを区分して算出する。

代替火力の電力量は次式で求める。

$$E = \frac{E_s}{(1 - T_1) \times (1 - T_4)}$$

ここに、

- T_1 : 火力の所内率
 T_4 : 火力の送電ロス率

- (b) 燃料費は次式による。

$$\text{燃料費 (貨幣単位)} = E_T \times C_f \times \frac{\text{熱消費率 (kcal/kWh)}}{\text{発熱量 (kcal/lまたはkg)}}$$

$$\text{熱消費率} = \frac{860(\text{kcal/kWh})}{\text{熱効率}}$$

- E_T : 代替火力の年間発電電力量 (kWh)
 C_f : 燃料単価 (貨幣単位/lまたはkg)

1次電力量と2次電力量を区分して経済評価を行う場合、2次電力量は既設火力の燃料節減効果を考慮してその燃料費を算出する。

4) 代替火力の費用

$$\begin{aligned} \text{代替火力の費用 (経済費用)} &= \text{工事費 (経済評価に用いる費用)} \\ &+ \text{再建設費} + \text{運転維持管理費} + \text{燃料費} \end{aligned}$$

コストフローはこれらを年度展開して求める。なお、経済評価に用いる費用は16.2.2(2)に記載してある。

16.2.4 水力発電プロジェクトの費用

(1) 工事費

水力プロジェクトの工事費は、14.3で積算された数値を使用する。

(2) 運転維持管理費（O&M コスト）

1) 一般水力

- (a) このコストは、プロジェクトの建設終了後、当該設備の運転、維持によって支出される費用である。この算定には「ダム・貯水池、発電所、送電線の各設備の建設費に対する比率で求める方法」あるいは「個別に積み上げて求める方法」がある。
- (b) 揚水式の場合、(a) の費用に加え揚水動力費（揚水のためのエネルギー費用）が必要である。電力系統の火力発電所群を選定し、それぞれの発電所の揚水動力の分担等から揚水動力費を算定する。揚水発電所の揚水効率（出力エネルギー/入力エネルギー）が概ね 70% であること、揚水時に送電ロスが生じることおよび年間の運転時間を考慮して揚水動力費を算定する。

(3) 水力の費用およびフロー

1) 一般水力の場合

水力の費用（経済費用）＝工事費＋機器の設備更新費＋運転維持管理費

2) 揚水式の場合

水力の費用（経済費用）＝工事費＋機器の設備更新費＋運転維持管理費＋揚水動力費

- 3) コストフローはこれらを年度展開して求める。なお、経済評価に用いる費用は 16.2.2 (2) に記載してある。

16.2.5 水力発電プロジェクトの評価

上記までに述べた経済評価の考え方および方法にもとづいて、個々のプロジェクトの評価が実施される。表 16-1 に毎年の便益・費用のフローおよびその計算結果の例を示す。この例では NPV=950（貨幣単位）、B/C=1.13、IRR=14.0% が得られている。従って、このプロジェクトを建設し運用することは、同等のサービスを提供しうる代替火力発電所を設置するよりも費用面で優位であり、また資本の機会費用を反映する割引率が 14.02% に達するまではこの優位性は維持できると結論されている。

この検討に用いた便益および費用は想定した条件での見積り値である。これが変動した場合に経済指標（NPV、B/C、IRR）にどのような影響を与えるのかを知るため感度分析が行われる。これについては 16.4 に記載してある。

表 16-1 便益・費用のフロー-および計算結果の例

(貨幣単位)

Serial Number	No. after Completion	Cost				Benefit				
		Investment Cost	O & M Cost	Total	Total (N,P,V)	Investment Cost	O & M Cost	Fuel Cost	Total	Total (N,P,V)
1		0.00		0.00	0.00	0.00			0.00	0.00
2		449.50		449.50	401.34	0.00			0.00	0.00
3		1423.20		1423.20	1134.57	0.00			0.00	0.00
4		3327.10		3327.10	2368.16	1351.60			1351.60	962.05
5		3185.80		3185.80	2024.63	1689.51			1689.51	1073.71
6		745.60		745.60	423.07	377.90			377.90	191.73
7	1		120.30	120.30	60.95		101.37	989.41	1090.78	552.62
8	2		120.30	120.30	54.42		101.37	989.41	1090.78	493.41
9	3		120.30	120.30	48.59		101.37	989.41	1090.78	440.55
10	4		120.30	120.30	43.38		101.37	989.41	1090.78	393.35
11	5		120.30	120.30	38.73		101.37	989.41	1090.78	351.20
12	6		120.30	120.30	34.58		101.37	989.41	1090.78	313.57
13	7		120.30	120.30	30.88		101.37	989.41	1090.78	279.98
14	8		120.30	120.30	27.57		101.37	989.41	1090.78	249.98
15	9		120.30	120.30	24.62		101.37	989.41	1090.78	223.20
16	10		120.30	120.30	21.98		101.37	989.41	1090.78	199.28
17	11		120.30	120.30	19.62		101.37	989.41	1090.78	177.93
18	12		120.30	120.30	17.52		101.37	989.41	1090.78	158.87
19	13		120.30	120.30	15.64	1351.60	101.37	989.41	2442.39	317.61
20	14		120.30	120.30	13.97	1689.51	101.37	989.41	2780.29	322.81
21	15		120.30	120.30	12.47	337.90	101.37	989.41	1248.68	148.11
22	16		120.30	120.30	11.13		101.37	989.41	1090.78	100.96
23	17		120.30	120.30	9.94		101.37	989.41	1090.78	90.15
24	18		120.30	120.30	8.88		101.37	989.41	1090.78	80.49
25	19		120.30	120.30	7.93		101.37	989.41	1090.78	71.86
26	20		120.30	120.30	7.08		101.37	989.41	1090.78	64.16
27	21		120.30	120.30	6.32		101.37	989.41	1090.78	57.29
28	22	365.70	120.30	486.00	22.79		101.37	989.41	1090.78	51.15
29	23	1141.03	120.30	1261.33	52.81		101.37	989.41	1090.78	45.67
30	24	1063.75	120.30	1184.05	44.26		101.37	989.41	1090.78	40.78
31	25	327.75	120.30	448.05	14.95		101.37	989.41	1090.78	36.41
32	26		120.30	120.30	3.59		101.37	1480.91	1582.28	47.15
33	27		120.30	120.30	3.20		101.37	1480.91	1582.28	42.10
34	28		120.30	120.30	2.86	1351.60	101.37	1480.91	2933.88	69.70
35	29		120.30	120.30	2.55	1689.51	101.37	1480.91	3271.78	69.40
36	30		120.30	120.30	2.28	337.90	101.37	1480.91	1920.18	36.37
37	31		120.30	120.30	2.03		101.37	1480.91	1582.28	26.76
38	32		120.30	120.30	1.82		101.37	1480.91	1582.28	23.89
39	33		120.30	120.30	1.62		101.37	1480.91	1582.28	21.33
40	34		120.30	120.30	1.45		101.37	1480.91	1582.28	19.04
41	35		120.30	120.30	1.29		101.37	1480.91	1582.28	17.00
42	36		120.30	120.30	1.15		101.37	1480.91	1582.28	15.18
43	37		120.30	120.30	1.03		101.37	1480.91	1582.28	13.56
44	38	452.60	120.30	572.90	4.38		101.37	1480.91	1582.28	12.10
45	39	411.20	120.30	531.50	3.63		101.37	1480.91	1582.28	10.81
46	40	117.20	120.30	273.50	1.45		101.37	1480.91	1582.28	9.65
47	41		120.30	120.30	0.65		101.37	1480.91	1582.28	8.61
48	42		120.30	120.30	0.58		101.37	1480.91	1582.28	7.69
49	43		120.30	120.30	0.52	1351.60	101.37	1480.91	2933.88	12.73
50	44		120.30	120.30	0.47	1689.51	101.37	1480.91	3271.78	12.68
51	45		120.30	120.30	0.42	337.90	101.37	1480.91	1920.18	6.64
52	46		120.30	120.30	0.37		101.37	1480.91	1582.28	4.89
53	47		120.30	120.30	0.33		101.37	1480.91	1582.28	4.36
54	48		120.30	120.30	0.30		101.37	1480.91	1582.28	3.90
55	49		120.30	120.30	0.26		101.37	1480.91	1582.28	3.48
56	50		120.30	120.30	0.24		101.37	1480.91	1582.28	3.11
		13010.43	6015.00	19025.43	7041.27	13516.04	5068.52	61758.01	80342.56	7991.03

NPV(B-C)950
B/C 1.13
IRR(EDR)0.140

16.3 財務評価

16.3.1 総投下資本から見た財務評価

財務評価とは、企業の立場で実施するプロジェクトの総費用と総収入に対する分析評価である。この手法は、当該プロジェクトの現価換算された営業収益（売電収益）と現価換算された総費用が等しくなるような財務的内部収益率（FIRR）を求め、これを想定借入金利と対比して比較する方法である。FIRRの値が当プロジェクトの想定借入金利を上回っておれば、そのプロジェクトは財務的に健全なプロジェクトといえる。FIRRの算定には、経済評価で用いたと同様のキャッシュフロー割引法を使用する。費用のフローは図16-2に示すものと同じであるが、ここで使用される費用Ch、Btは、市場価格による総投下資本および運転維持費であり、経済評価に用いた経済コストとは異なるものである。総投下資本には金利、元本返済、返済期間等の資金調達条件を勘案しないので、財務評価により投下資本の収益性が資金調達条件の如何にかかわらず評価される。図16-3に財務評価のフローチャートを示す。

物価上昇については、インフレ率と同程度に価格が上昇すると判断されるものについては通常考慮しない。重油価格など、ある特定の財またはサービスに関し、その価格がインフレ率以上に上昇すると予測され、かつその信頼性が高い場合には物価上昇分を工事費に含めることもある。一般的には価格上昇については感度分析でその影響を評価することが望ましい。

16.3.2 プロジェクト・エクイティ（Project Equity）から見た財務評価

一般的に企業があるプロジェクトを実施する場合には、そのため資金調達をする必要がある。その際、企業において一般的に重視される指標は次の通りである。

➤ 収益率（Rate of Return）

これは正味稼働固定資産に対する営業利益の比率であり、収益率が調達資金の金利よりも高ければ営業利益で借入金の支払利息を賄い、その残余として純利益を得ることができる。

➤ デット・サービス・レーシオ（Debt Service Ratio）

これは「返済元本と支払利息を合計した支払債務」に対する「営業利益と減価償却費を合計した内部調達資金」の比率をいう。デット・サービス・レーシオが1.0を上回れば、本プロジェクトの債務支払能力が証明され健全なプロジェクトであると判断される。この率は、資金調達条件、元本返済、返済計画を考慮して求められる。この評価のために使用される費用は、運転維持費および減価償却費であり、減価償却費は輸入税および建設中利子を含んだ建設費をもとにして算定される。図16-4にデット・サービス・レーシオ算定のフローチャートを示す。

16.3.3 水力プロジェクトの財務評価

(1) 財務評価を実施するには以下の諸データが必要である。

1) 資金調達条件

- (a) 外貨分：利率、約定手数料、元利の支払条件
- (b) 内貨分：利率の条件、元利の支払条件

2) 売電収入

- 3) 建設費:輸入税,物価上昇に対する予備費,建設中利子を含む建設費を使用する
- 4) 減価償却:減価償却の方法（定額、定率）
- 5) 運転維持費:施設毎の運転維持費
- 6) エスカレーションの見方

(2) FIRR の算定例

FIRR の算定例として費用のフローおよび売電収入のフローを表 16-2 に示す。得られた FIRR は 13.4%であり、当該国の想定借入金利より上回っており、財務的に健全なプロジェクトと結論されている。

表 16-2 コスト・収入のフローおよび財務評価の結果の例

(貨幣単位)

Serial Number	Year	Cost			Revenue	B - C
		Investment Cost	O & M Cost	Total		
1	1992	0.00		0.00		0.00
2	1993	519.40		519.40		- 519.40
3	1994	1810.50		1810.50		-1810.50
4	1995	4502.10		4502.10		-4502.10
5	1996	4470.60		4470.60		-4470.60
6	1997	1095.30		1095.30		-1095.30
7	1998		167.30	167.30	1617.68	1450.38
8	1999		175.00	175.00	1692.09	1517.10
9	2000		183.05	183.05	1769.93	1586.89
10	2001		191.47	191.47	1851.35	1659.88
11	2002		200.27	200.27	1936.51	1736.24
12	2003		209.49	209.49	2025.59	1816.10
13	2004		219.12	219.12	2118.77	1899.64
14	2005		229.20	229.20	2216.23	1987.03
15	2006		239.74	239.74	2318.18	2078.43
16	2007		250.77	250.77	2424.81	2174.04
17	2008		262.31	262.31	2536.35	2274.05
18	2009		274.37	274.37	2653.03	2378.65
19	2010		287.00	287.00	2775.07	2488.07
20	2011		300.20	300.20	2902.72	2602.52
21	2012		314.01	314.01	3036.24	2722.24
22	2013		328.45	328.45	3175.91	2847.46
23	2014		343.56	343.56	3322.00	2978.44
24	2015		359.36	359.36	3474.81	3115.45
25	2016		375.89	375.89	3634.66	3258.76
26	2017		393.19	393.19	3801.85	3408.66
27	2018		411.27	411.27	3976.74	3565.46
28	2019	1624.96	430.19	2055.16	4159.67	2104.51
29	2020	5179.02	449.98	5628.99	4351.01	-1277.99
30	2021	4982.01	470.68	5452.69	4551.16	-901.54
31	2022	1552.32	492.33	2044.65	4760.51	2715.86
32	2023		514.98	514.98	4979.49	4464.52
33	2024		538.67	538.67	5208.55	4669.88
34	2025		563.44	563.44	5448.14	4884.70
35	2026		589.36	589.36	5698.76	5109.39
36	2027		616.47	616.47	5960.90	5344.43
37	2028		644.83	644.83	6235.10	5590.27
38	2029		674.49	674.49	6521.92	5847.42
39	2030		705.52	705.52	6821.92	6116.40
40	2031		737.97	737.97	7135.73	6397.76
41	2032		771.92	771.92	7463.98	6692.06
42	2033		807.43	807.43	7807.32	6999.89
43	2034		844.57	844.57	8166.46	7321.88
44	2035	3616.25	883.42	4499.68	8542.11	4042.44
45	2036	3368.48	924.06	4292.54	8935.05	4642.51
46	2037	994.11	966.57	1960.67	9346.06	7385.39
47	2038		1011.03	1011.03	9775.98	8764.95
48	2039		1057.54	1057.54	10225.68	9168.14
49	2040		1106.18	1106.18	10696.06	9589.88
50	2041		1157.07	1157.07	11188.08	10031.01
51	2042		1210.29	1210.29	11702.73	10492.44
52	2043		1265.97	1265.97	12241.05	10975.09
53	2044		1324.20	1324.20	12804.14	11479.94
54	2045		1385.11	1385.11	13393.13	12008.02
55	2046		1448.83	1448.83	14009.22	12560.39
56	2047		1515.47	1525.47	14653.64	13138.17
		33715.06	30823.60	64538.66	298044.07	233505.41

FIRR 0.134

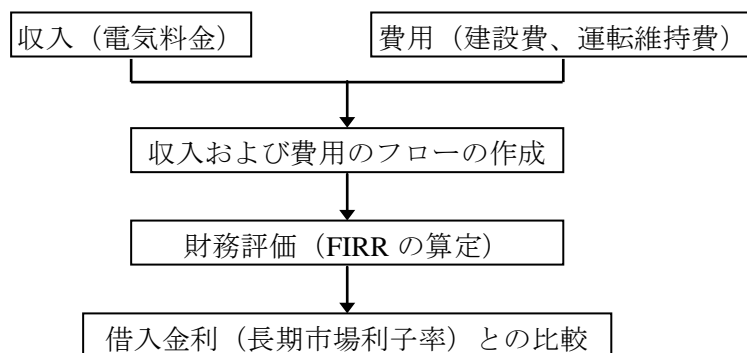


図 16-3 財務評価のフローチャート

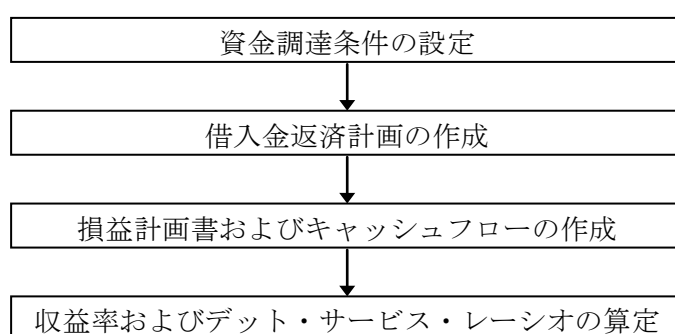


図 16-4 デット・サービス・レーシオ算定のフローチャート

16.4 感度分析

16.2 の経済評価および 16.3 の財務評価に用いた費用および便益は F/S 段階で想定した条件に基づく見積り値である。実際の費用および便益が見積り値から変動した場合に、経済評価の諸指標（NPV、B/C、EIRR）および財務評価の指標（FIRR）にどのような影響を与えるかを知るために感度分析を行うのが一般的である。

便益が変動する要因として、「売電収入の増減（売電単価）」、「流量が当初予測した値と大きく異なった場合（気象の変化、測水の精度等の理由）」、「代替火力の燃料費の価格上昇（減少）」等がある。費用が変動する要因として「工事費が物価上昇、工事遅延で変化する場合」、「地形、地質状況が推定と大きく異なった場合」等がある。経済評価の指標 NPV は、正しい割引率が既知として算出するものであるが、割引率は一般には不明な場合が多いので割引率の値を変えて感度分析する。

感度分析では、例えばプロジェクトの費用が増加した場合、便益が減少した場合、費用が増加かつ便益が減少した場合、割引率を変化させた場合等、予想しうる様々のケースを想定して計算を行い、プロジェクトの経済性を評価する。図 16-5 は工事費が変化した場合の経済評価の感度分析の例である。

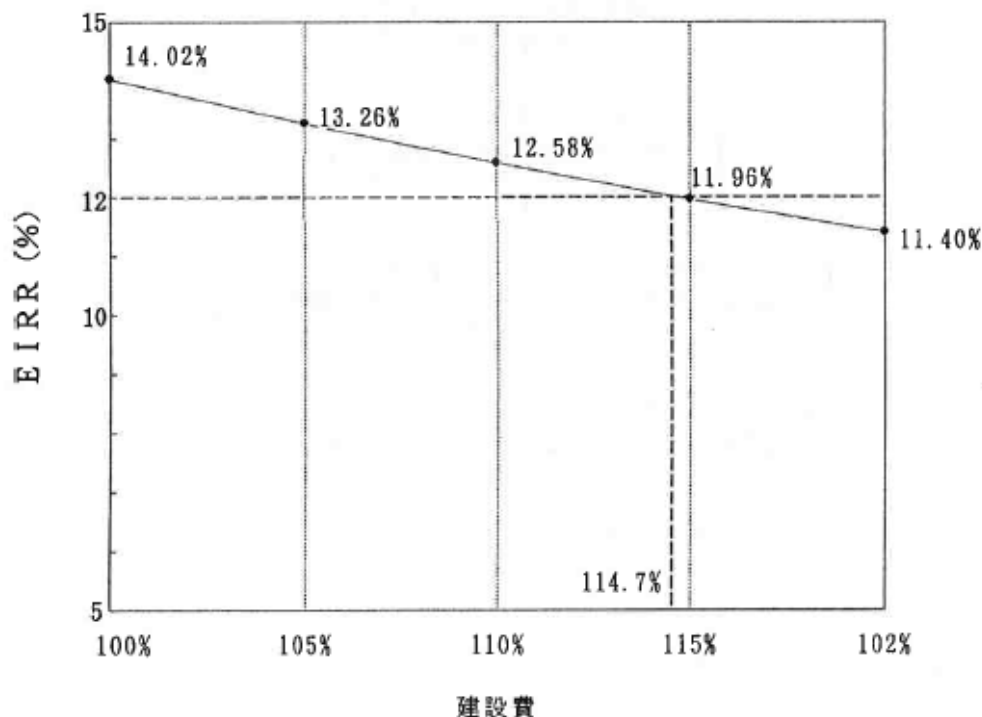


図 16-5 感度分析の例（経済評価）

16.5 発電原価

発電原価は、電力事業としての売電単価の決定に極めて重要な要素となる。売電単価は、次式に示す通り設備の耐用年数間における総発電電力量と総費用から求める。総費用は、減価償却額、利子、運転維持費の総合計である。

$$\text{発電原価 (貨幣単位/kWh)} = \frac{\text{(減価償却+利子+運転維持費) の総合計}}{\text{耐用年数間の総販売可能電力量}}$$

減価償却額および利子は、資金の調達条件に基づき算出される。

16.6 コストアロケーション

(1) コストアロケーションの考え方

多目的ダムに参加する事業として発電、濯概、治水、水道等がある。この共同事業の費用を共同費といい、それぞれの事業の費用割り振りをコストアロケーションという。アロケーション方式には「身替り妥当支出法」、「分離費用身替り妥当支出法」がある。

「身替り妥当支出法」は簡単に言うと、共同事業への参加と同一効用を得るために各単独事業が単独で必要とする建設費即ち「身替り建設費」か、あるいは各単独事業がこの投資により回収可能と目される妥当な投資額の何れか小さい方の費用をベースとして、その効用の大小に応じて公平に費用を割り振るという考え方である。「分離費用身替り妥当支出法」は、さらに、ある事業が参加することにより、他の関連事業は何の効用の増加もなしに総事業費のみが増加するようなことがないよう、その増加費用（分離費用）は原因者であるその事業

が負担するという考え方である。費用負担の方法は次の通りである。

- i) 共同事業費は、参加事業が定められた負担割合に応じて負担する。
- ii) 参加各事業は、その専用施設費の全額を負担する。

(2) 身替り妥当支出法

1) 用語の定義

(a) 専用施設費

専用施設費とは、多目的ダムと一体的に使用するため設置される発電用や農業用の水路等の工作物の設置に要する費用のことで、文字どおり参加事業のいずれか一つの用に専ら供されるものに係わる費用をいう。

(b) 身替り建設費

共同施設に係わる参加事業の各用途について、共同施設および専用施設に替えて共同施設および専用施設が有する効用と同様の効用を有する施設または工作物を、単独に設置する場合に要する推定の費用の額を身替り建設費という。

(c) 妥当投資額

妥当投資額は、次式の通りとする。

$$\text{妥当投資額} = \frac{\text{年効用} - \text{年経費}}{\text{資本還元率}}$$

ここに、

- 年効用 : 共同施設および専用施設が有する効用を金銭に見積もったもの
- 年経費 : 共同施設および専用施設の運転および管理等に要する費用

2) 計算例

表 16-3 にコストアロケーションの例を示す。開発途上国では、妥当投資額の算定が容易でない場合は、これを算定せず、身替り建設費のみで費用を割振る簡便法もある。

表 16-3 (1) コストアロケーションの例

(貨幣単位)

	灌漑	洪水調節	発電	計
a. 身替り建設費	3,500	4,000	7,500	15,000
b. 妥当投資額	3,000	4,500	7,000	14,500
c. a、b いずれか小	3,000	4,000	7,000	14,000
d. 専用施設費	500	500	1,000	2,000
e. c-d	2,500	3,500	6,000	12,000
f. 同上率 (%)	21	29	50	100
g. 負担額	2,100	2,900	5,000	10,000 (共同費)

3) 分離費用身替り妥当支出法

分離費用は、ある用途が共同施設に参加したために生ずる増分費用であり、次式により算定する。

分離費用＝共同施設建設費－他目的施設建設費（共同施設に替えて、当該事業を除く他の全ての事業の用に供される施設で、これらの事業について共同施設が有する効力と同等の効用を有するものを設置する場合の推定の費用）

表 16-3 (2) コストアロケーションの例

(貨幣単位)

	治水	灌漑	水道	工水	発電	計
a. 身替り建設費	8,280	11,130	7,440	6,870	-	
b. 妥当投資額	18,170	4,446	5,312	4,588	1,419	
c. a、b いずれか小	8,280	4,446	5,312	4,588	1,419	
d. 専用施設費		2,730			1,308	
e. c-d	8,280	1,716	5,312	4,588	111	
f. 分離費用	1,620	870	720	510	78	3,798
g. 残余便益 (e-f)	6,660	846	4,592	4,078	33	16,209
h. 同上率 (%)	41.1	5.2	28.3	25.2	0.2	100
i. 残余共同費配分	3,211	406	2,211	1,968	16	7,812
j. 負担額	4,831	1,276	2,931	2,478	94	11,610 (共同費)
k. 負担率 (%)	41.6	11.0	25.3	21.3	0.8	100

第16章の参考文献

- [1] 水力開発ガイドマニュアル、新エネルギー財団、1996年
- [2] アロケーション関係法令集、国土庁水資源局、1982年
- [3] Lam Ta Khong Pumped Storage Development Project, JICA, 1991