中小水力発電の新技術の手引

平成５年１月

財団法人 新エネルギー財団

中小水力発電の新技術の手引（改訂版）

編　集　委　員

委員長　江川顕一郎　東京電力（株）

委　員　松本幸雄　通商産業省　資源エネルギー庁
〃　堀　正幸　電源開発（株）
〃　山本克彦　電源開発（株）
〃　中村範次　公営電気事業経営者会議事務局
〃　合田昌満　（財）新エネルギー財団

幹　事　高比良敬一　（財）新エネルギー財団

執　筆　者　（敬称略、順不同）

松本幸雄	資源エネルギー庁	中井致知	東星興業㈱
陳　活雄	㈱ニュージェック	今井　保	北電産業㈱
松岡春彦	住友電気工業㈱	小澤孝三	㈱建設技術研究所
高崎　守	㈱ブリヂストン	岡部俊三	三菱重工業㈱
新村隆之	電源開発㈱	岩淵庄吉	㈱東北開発ｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ
小松俊夫	電源開発㈱	西川裕司	㈱クボタ
岡本賢治	新技術計画㈱	村山　弘	㈱栗本鉄工所
佐野健生	東電設計㈱	巴山泰宏	ミサワホーバス㈱
青木英和	㈱小松製作所	山本克彦	電源開発㈱
福田有孝	川崎重工業㈱	大和昌一	富士電機㈱
割出賢治	金沢市企業局	真田　正	㈱明電舎

事　務　局

（財）新エネルギー財団　水力本部　技術部　榎本有三　日暮　孝
菊池順一　小早稲隆久

—ゴム引布製起伏ダム—



庄川水系尾上郷川　大シウド谷堰

諸元：堰高　5.00m　　堰幅　15.00m

型式：空気膨脹式

—ダム基礎処理の新工法—



阿賀野川水系只見川　只見発電所　只見ダム

諸元：ダム高　20.50m

型式：中央遮水壁型ロックフィルダム

—開水路のゴムシートライニング—



石狩川水系幾春別川　桂沢発電所　放水路
諸元：水路長　60.00m　　底幅　5.00m　　法勾配　1：1.5
対象流量　38m³/s

—水路トンネルのＴＢＭ工法—

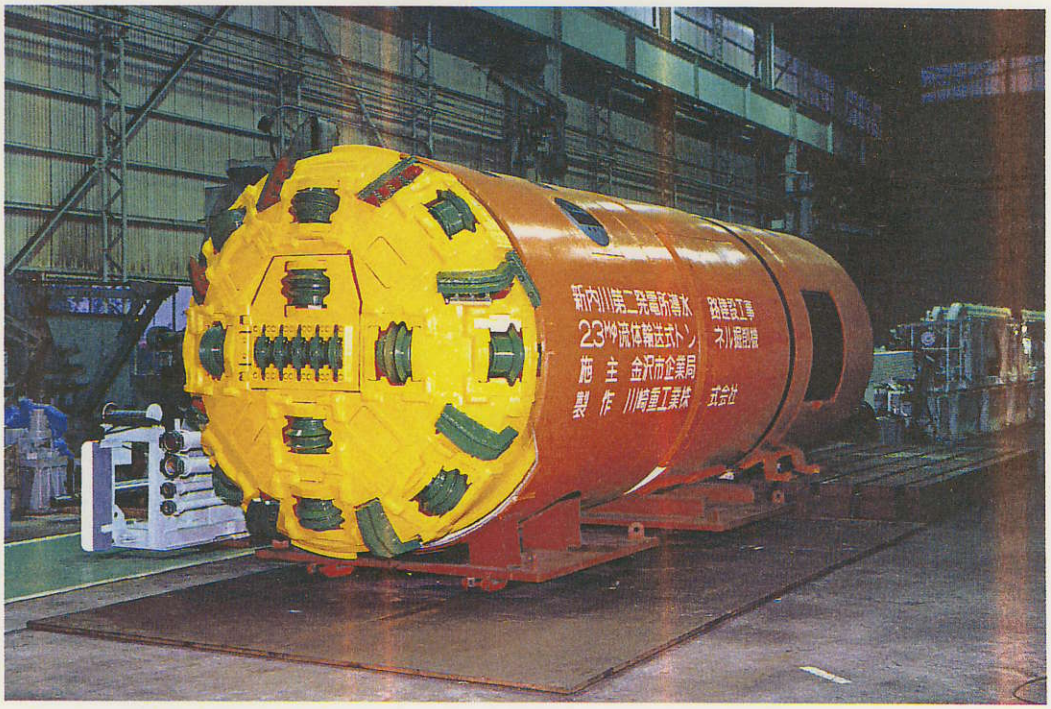


犀川水系内川　新内川第二発電所　導水路トンネル掘削岩盤面
諸元：トンネル掘削径　2.3m
ＴＢＭ掘削延長　3,524m

—水路トンネルのＴＢＭ工法—



全地質対応型ＴＢＭ
諸元：掘削径　2.6m
型式：ベルトコンベア輸送方式



全地質対応型ＴＢＭ
諸元：掘削径　2.3m
型式：流体輸送方式

—水圧鉄管メカニカルジョイント—



神通川水系　大長谷第四発電所

諸元：水圧管路長　321.57m　縦断曲線部 曲率半径　R＝572m

内　径　0.90～0.70m　最大使用水量　2.0m³/s

—ＦＲＰ水圧管—

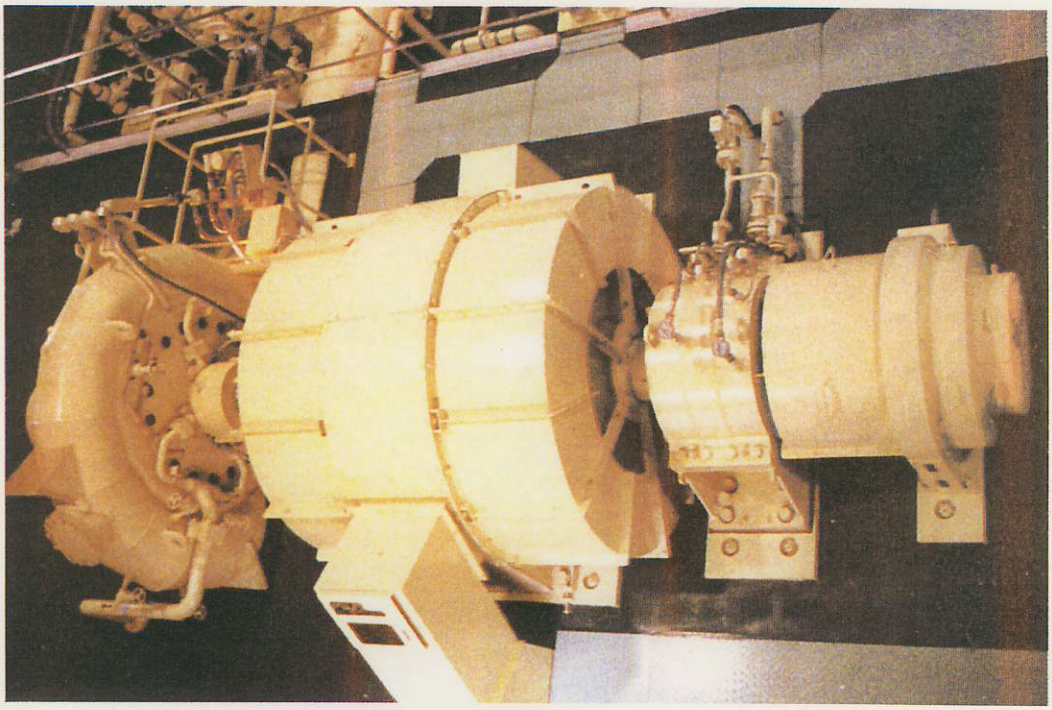


犀川水系内川　新内川第二発電所

諸元：水圧管路長(ＦＲＰ管部)　114.00m　内径　1.35m

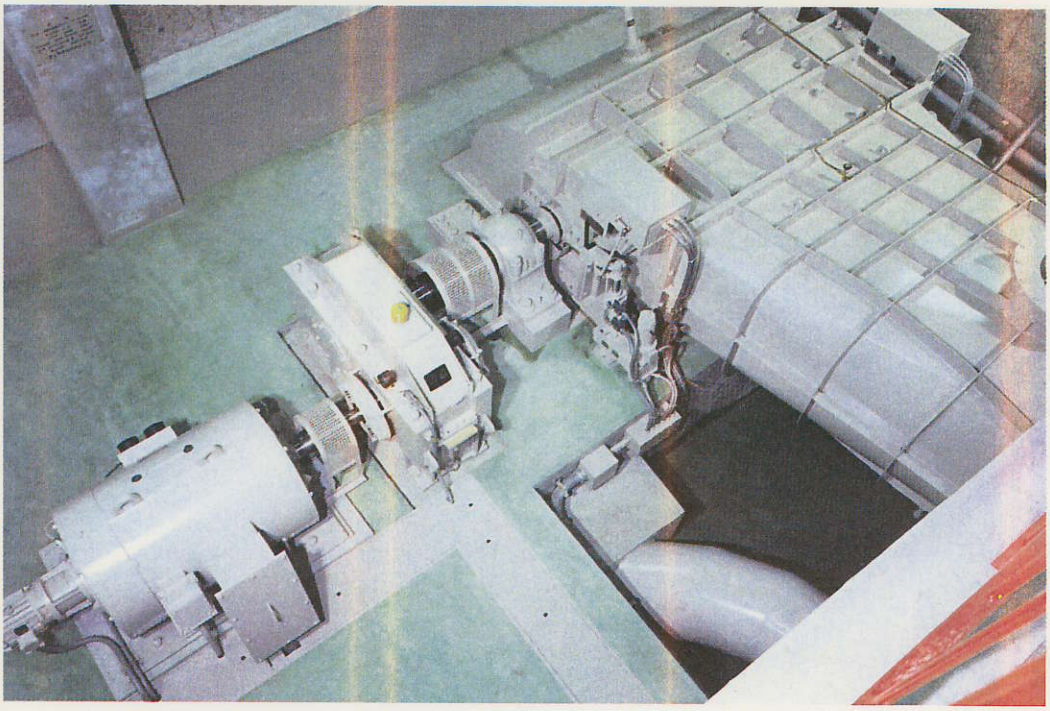
最大使用水量　3.7m³/s

—軽負荷ランナ，フランシス水車—



富士川水系早川　奈良田第三発電所
諸元：最大出力　2,620kW
最大使用水量　2.04m³/s

—クロスフロー水車—



神通川水系山田川　若土発電所
諸元：最大出力　300kW
最大使用水量　4.0m³/s

中小水力発電の新技術の手引

目　　次

まえがき

頁

第１章　中小水力関係施策の概要 …… 1

第２章　技術開発とその普及策 …… 11

第３章　ゴム引布製起伏ダム（利用技術の確立） …… 17
第１節　技術の概要 …… 19
第２節　ファブリダム …… 56
第３節　ラバーダム …… 68

第４章　ダム基礎処理の新工法 …… 83
第１節　技術の概要 …… 86
第２節　実証試験結果 …… 115

第５章　開水路のゴムシートライニング …… 143

第６章　水路用小断面トンネルのＮＡＴＭ …… 177

第７章　水路用小断面トンネルのＴＢＭ工法 …… 211
第１節　技術の概要 …… 215
第２節　全地質対応型ＴＢＭ（ベルトコンベア輸送方式） …… 238
第３節　全地質対応型ＴＢＭ（流体輸送方式） …… 252
第４節　実証試験結果（新内川第二地点） …… 265
第５節　実証試験結果（駒込地点） …… 293

第８章　余水路省略とヘッドタンクの小規模化 …… 323
第１節　技術の概要 …… 327
第２節　実証試験結果（新内川第二地点） …… 359
第３節　実証試験結果（大鹿地点） …… 372

頁

第 9 章　水圧鉄管メカニカルジョイント …… 387

第１０章　ＦＲＰ管及びＦＲＰＭ管 …… 417
第１節　技術の概要 …… 421
第２節　ＦＷ成形管 …… 473
第３節　遠心力成形管 …… 483
第４節　実証試験結果（新内川第二地点） …… 494

第１１章　水車及び発電機の標準化・簡素化 …… 517

第１２章　軽負荷ランナ・フランシス水車 …… 549

第１３章　クロスフロー水車 …… 579

第１４章　一体形水車発電機 …… 593

第１５章　発電所の無人管理 …… 613

むすび …… 649

まえがき

人類の技術文明は、エネルギー利用の拡大によって支えられてきているが、化石燃料を主としたエネルギー利用の拡大が、地球温暖化、酸性雨、砂漠化等の地球規模の環境問題をもたらしてきている。太陽熱、風力等の化石燃料代替エネルギーのクリーンエネルギー利用技術は未だ開発途上であり、今後一層の研究・技術開発努力が必要とされている。このため環境負荷の点で優れ、また、国産エネルギーとして極めて高い供給安定性を有するクリーンエネルギーである水力発電の重要性がますます高まりつつある。

我が国では、平成２年１０月２３日、地球環境保全に関する関係閣僚会議において地球温暖化防止行動計画が決定されたのは周知のとおりであり、そのなかで、CO_2 排出抑制対策として水力開発利用の推進が決定されている。現在、水力発電は、電源構成のなかで約２０％（内、揚水発電所が半分）を占めている。その供給安定性には極めて高い評価があり、また、長期エネルギー需給見通しでは、このような水力の特性を踏まえ、西暦２０１０年のでに、未開発包蔵水力のうち約600万ｋＷの開発を実施し、他の非化石エネルギーの開発・導入や省エネルギー等と併せて人口一人当たりCO_2の排出量を１９９０年の水準で抑制することとしている。

水力はこのように重要なエネルギーであるが、一方では、賦存する個々の地点は、中小規模のものがほとんどであり、その平均出力は4,600ｋＷ程度となっている。また、開発地点は、河川上流部へと奥地化が進み開発に要する期間も長くなっている。この点からスケールメリット等を期待できる火力等他電源と比較して、経済性でやや劣る傾向も生じている。

しかしながら、今後は、水力発電が環境に極めて優しい電源であることや経済性向上対策のための技術開発の確立とその導入を通じて、これらの課題を克服し従来の開発テンポを相当加速していく必要がある。技術開発については、従来より産・学・官において積極的に進めており、これまで、その成果として、ダム、トンネル、水圧管路、発電所等の構造物全般に及ぶ新材料・未利用品の活用、新施工法、新機器の誕生をみて、既に相当なコスト低減等の効果を生んできている。また、今日の我が国の産業技術を見れば、その発展には、エレクトロニクス、メカトロニクスを中心として他国の追従を許さないほどの進展があり、しかもこの技術はあらゆる産業へ普及、拡大しつつある。これらの技術の水力技術への利活用も次第にそのテンポを速めることが可能な状況となってきている。

したがって、今後の水力の経済性向上対策技術の開発は、既に述べた種々の既開発技術を基盤としつつ、エレクトロニクス、メカトロニクス等技術の一層の導入をテコとして、水力発電システムの合理化、発電効率の向上、調査・設計・施工の機械化・自動化等に取り組んでいくことで相当な成果が期待できるものと考えられる。

本書は、以上のような水力発電の重要性を踏まえつつ、（財）新エネルギー財団・水力本部が、発足以来今日までの１０年余に及んで開発・蓄積してきた水力開発の経済性向上対策技術の成果を整理、集大成し今後の水力技術の進展に広く役立てようと試みたものである。

平成４年、水力開発の歩みは１００年を迎えたが、その間には、血のにじむような技術開発努力があったことを忘れてはならない。また、世界へ目を転ずると、未だ開発されていない非常に膨大な水力が存在しており、この開発に対し、世界の国々から我が国への技術協力の要請も強い。

通商産業省は、水力開発のテンポを加速的に速める目的で、目下「水力新世紀計画」を策定中である。

新たな１００年のスタートに当たり、新たな社会貢献への気概をもって水力開発に携わっていくことが必要であり、その際、本書が関係技術者等にとって大いに活用されることを期待したい。

平 成 5 年 1 月

通商産業省　資源エネルギー庁
公益事業部　発　　電　　課

第１章　中小水力関係施策の概要

はじめに …… 3

１．助成・融資制度等 …… 5

２．水力開発地点調査の実施 …… 5

３．立地促進策の強化 …… 6

４．技術開発の推進 …… 6

５．環境保全対策の推進 …… 7

［参　考］

１．地球温暖化防止行動計画 …… 7

２．国内水力の開発促進 …… 9

３．国際協力 …… 10

はじめに

エネルギー需要の増大と石油資源を中心とした資源制約の顕在化に対処するためにも、環境負荷の点で優れ、また、国産エネルギーとして極めて高い供給の安定性を有している水力の開発推進に国民の期待は極めて大きい。

現在、水力発電は、電源構成の中で約２０％を占めている。また、将来に向かっては、ベース電源の確保及び電力需給上の負荷平準化機能、並びに優れた負荷追従性を活かした電力系統の周波数安定化機能等、種々の優れた機能を有しているので、安価なピーク供給力として加速的開発が必要とされている。

第５次水力調査結果の未開発水力地点の特徴は、

(1) 地点数が約2,800地点と多いこと。
(2) 全地点の平均出力が約4,600ｋＷであり、また、全地点の約90％の地点が出力10,000ｋＷ未満の中小規模の水力地点であること。
(3) 全地点の約90％以上が流れ込み式の発電型式であること。

この特徴に基づいて、中小水力発電のコストダウンを図るには、次のことが有効と考えられる。

(1) 中小規模の地点数が多いので設備の標準化、量産化によるコストダウン。
(2) 中小水力発電は、個々の発電所が小規模化しており、かつ、地点数も多数に及ぶことから設備の省略又は簡素化を行うことによるコストダウン。
(3) 流れ込み式発電は、
  (a) 河川流量を調節しないために一般公衆等第三者に与える影響がなく、この面において完全無人管理等自動化による保守管理費のコストダウン。
  (b) 導水路トンネル工事費の全体建設費に占める比率が大きいので、ＴＢＭ工法等施工能率の良い機械の導入・転用によるコストダウン。
  (c) 河川流量の変動に対し適用範囲が広く、かつ高効率発電のできる発電機器の導入によるコストダウン。
  (d) 超低落差用水車発電機を採用した未利用ポテンシャルの利用によるコストダウン。
(4) 新材料、エレクトロ・メカトロ等他産業部門で使用実績のある技術導入によるコストダウン。

このような観点から、通商産業省で実施中の中小水力発電に関する施策は、表－1.1のとおりであり、発電コストの低減のための助成策、水力開発地点発掘のための調査、水力発電所の立地促進策、水力発電関係の各種技術開発の推進及び水力開発に伴う環境問題への対応等多岐にわたっている。

主な施策の概要は、以下のとおりである。

表－1.1　水力開発促進のための施策の現状

（単位：百万円）

施策体系		予算措置	平成２年度	平成３年度	平成４年度
(1) 有望開発地点の発掘	発電水力開発基礎調査	一般会計	47	48	48
(2) 技術開発によるコストダウン	①新発電技術実用化開発費補助金	電源特会・多様化勘定	231の内数	231	522
	②中小水力標準化モデルプラント設計調査委託費	電源特会・多様化勘定	245	271	297
	③中小水力システム技術信頼性実証試験費補助金	電源特会・多様化勘定	276	138	116
(3) 開発手法の合理化	①中小水力発電シリーズ量産開発計画調査委託費	電源特会・多様化勘定	212	－	－
	②水力開発リモートセンシング技術利用調査	電源特会・多様化勘定	－	40	171
(4) 開発事業者の育成・強化	①中小水力開発促進指導事業基礎調査委託費	電源特会・多様化勘定	270	326	325
	②中小水力開発促進指導事業補助金	電源特会・多様化勘定	150	104	110
(5) 初期発電原価の低減	①中小水力発電開発費補助金	電源特会・多様化勘定	1,577	1,782	1,654
	②地域エネルギー開発利用発電事業促進対策費補助金	電源特会・多様化勘定	1,859	2,075	1,705
	③電源開発株式会社交付金	電源特会・多様化勘定	485	571	440
(6) 立地促進対策の強化	①電源立地促進対策交付金	電源特会・立地勘定	825億円の内数	872	827
	②水力発電施設周辺地域交付金	電源特会・立地勘定	6,029	6,068	6,103
(7) 環境保全対策の推進	①水力発電環境保安技術調査委託費	電源特会・立地勘定	1,211	200	200
	②電源開発環境調和促進調査委託費	電源特会・立地勘定	－	－	47
	③環境審査等調査委託費	電源特会・立地勘定	32	32	32
	④減水影響評価システム確立調査委託費	電源特会・立地勘定	48	49	－
(8) 新たなニーズに対応した発電技術の推進	海水揚水発電技術実証試験委託費	電源特会・多様化勘定	1,430	3,563	3,801
(9) 融資・税制	①財政投融資制度	日本開発銀行・エネルギー多様化勘	1,040億円の内数	1,040億円の内数	1,100億円の内数
	②自家用発電施設特別償却制度等	－			
(10) 中小水力開発促進のための条件整備	①組織・技術者の育成	－			
	②基準・手続の見直し、簡素化	－			

1．助成・融資制度等

(1) 中小水力発電開発費補助金

国産エネルギー資源の有効活用の観点から、中小水力の開発を促進するため、昭和５５年度から公営電気事業者、その他電気事業者及び自家発設置者の行う中小水力開発に対し建設費補助を行っている。補助率は次の表のとおりである。

発電所の出力規模	補　助　率
5,000kW以下	１５％
5,000kWを超えて20,000kW以下	１０％
20,000kWを超えて50,000kW以下	５％

なお、５％の補助率割り増しの特例措置も講ぜられている。

(2) 地域エネルギー開発利用発電事業促進対策費補助金（中小水力発電建設費利子補給）

昭和６０年度から、公営電気事業者及びその他電気事業者が新規に着手する地点のうち、特に必要と認める地点については建設費に替えて（財）新エネルギー財団を通じて水力発電所運転開始後一定期間、下表の率で建設費利子補給を行い、より一層の中小水力の開発促進を図る。このため、（財）新エネルギー財団に対し、利子補給基金造成に要する費用として、建設期間中に建設費補助相当額を事業量に応じて補助している。

（財）新エネルギー財団の行う建設費利子補給（建設費に対する比率％）

		運転開始後年数			
		１～３年	４～６年	７～９年	10～12年
	5,000kW以下	３（３）	２（３）	１（２）	－（１）
	5,000kWを超えて20,000kW以下	２（３）	１（２）	１（１）	－（－）
	20,000kWを超えて50,000kW以下	１（２）	１（１）	－（１）	－（－）

（　）：特例措置

(3) 電源開発株式会社交付金

電源開発（株）の行う一般水力開発に対し、中小水力の発電原価を引き下げ、その開発促進を図るため昭和５５年度から上記(1) の補助相当額を交付している。ただし、対象発電所は、１０万ｋＷ以下の設置又は改造のものである。

(4) 財政投融資制度

水力開発地点の開発条件の悪化に伴う建設費の上昇に対応して、一般電気事業者に対して日本開発銀行による低利融資の制度がある。

2．水力開発地点調査の実施

(1) 水力開発地点計画策定調査（第５次発電水力調査）

国内に賦存する水力地点の具体的な開発計画を策定するため、昭和５５年度から６箇年計画で我が国の全水系について、新たな社会・経済情勢に適合した水力開発地点計画策定調査を実施した。

この調査結果によると、未開発の一般水力は地点数で約2,800地点、最大出力の計

で約1，300万ｋＷが賦存するとされている。

(2) 中小水力シリーズ量産開発計画調査

今後の未開発水力地点は、水路式発電が大部分を占め、かつ類似規模の地点が多数あることから、このような特性を活かし、建設費の一層の低減を図るために、同一水系等近傍において類似した複数地点をグループ化し、設備の統一等を図るとともに、連続的に開発を行うことが効果的である。このため、このようなシリーズ量産開発計画手法の確立を目指し、昭和６０年度から６箇年計画で調査・検討を行い、手法の策定を完了している。

3．立地促進策の強化

(1) 電源立地促進対策交付金

電気の安定供給の確保が国民生活と経済活動にとって極めて重要であることにかんがみ、新規立地の発電用施設が設置される地域における公共用施設の整備を図るため地方公共団体に交付金を交付し、地域住民の福祉の向上を図り、発電用施設の設置の円滑化に資するものである。

(2) 水力発電施設周辺地域交付金

水力発電施設の設置・運営による自然環境・生活環境への影響を緩和するため、昭和５６年度から、運転開始後１５年以上経過した水力発電所を有する市町村に対し交付金を交付している。これは既設水力発電施設の周辺市町村の影響緩和事業を実施することにより、地元市町村の福祉の向上を図り、水力発電施設の立地の円滑化に資するものである。

4．技術開発の推進

(1) 中小水力動力エネルギー回収システム技術に関する実用化開発

割高な中小水力の開発を促進するためには、関連機器、施工方法等のコストダウンが不可欠であり、昭和５５年度より、石油代替エネルギー関係技術実用化開発費補助金（工業技術院所管）を受けて、水車発電機・土木施工機械等の技術開発、標準化に関する研究開発を行ってきた。

(2) 中小水力標準化モデルプラント設計調査及び中小水力システム技術信頼性実証試験

昭和５６年度から、新型水車発電機・新施工法を用いた中小水力開発を促進するため、中小水力標準化モデルプラント設計調査を行っている。

更に、この設計調査成果を実際の開発地点への導入・技術普及を図るため、技術実施地点の調査、選定及び実施プラントの設計を行うとともに、これを実施しようとする事業者には、そのリスク負担を軽減するため、中小水力システム技術信頼性実証試験費補助制度によって施設等に要する費用について５０％を補助している。

(3) 海水揚水技術実証試験

海水揚水発電の実施可能性の調査、検討が昭和５６年度から昭和６１年度まで「海水揚水発電技術実証試験調査」として進めてきており、前記調査成果を踏まえ昭和６２年度よりパイロットプラントの建設に着手し、建設、試験運転を通じて、海水揚水発電技術の信頼性を実証するとともに、その技術を確立することとしている。

5．環境保全対策の推進

(1) 水力発電環境保安技術調査

ダム・トンネル・水圧管路等構造物の経年劣化問題に対し構造物の健全性診断技術を、また、貯水池堆砂、濁水放流対策技術等について新たな技術の確立を進めている。

［参　　考］

1．地球温暖化防止行動計画

平成４年６月、リオデジャネイロにおいて開催された「第２回国連環境開発会議（ＵＮＣＥＤ）」において、世界各国は、気候変動に関する枠組みについて合意した。この際、我が国政府の考え方の基礎となっている計画の概要は、以下のとおりである。

地球温暖化防止行動計画（平成２年１０月閣議決定）

「地球温暖化防止行動計画」は、温室効果ガスの排出量の安定化を早急に達成する必要があるとの認識に立ち、政府として温暖化防止対策を計画的総合的に推進して行くための基本方針と、今後取組んでいく対策の全体像を明らかにしたものである。行動計画の概要は、以下のとおりである。

目標：CO_2 の排出量については、先進主要諸国が排出抑制のために共通の努力を行うことを前提に、

1) 人口一人当たりのCO_2 排出量を2000年以降概ね1990年レベルで安定化させる。
2) 新エネルギーやCO_2 固定化等の革新的技術が、現在の予測以上に早期に大幅に進展することにより、総排出量が2000年以降概ね1990年レベルで安定化するよう努める。また、メタンについては現状の排出量を超えない程度、N_2O その他の排出量については、極力増加させないようにする。

期間：1991年～2010年（20年間）、2000年を中間目標年次とする。

講ずべき対策：

1) CO_2 排出抑制対策

都市・地域構造（ヒートアイランド現象の緩和、建築物の断熱構造化、コジェネレーションの導入促進等）

交通体系（自動車燃費改善、電気自動車の導入促進等）

生産構造（製造業・農林水産業等におけるエネルギー利用効率化）

エネルギー供給構造（水力、地熱等の利用を推進する発電部門・都市ガス部門の効率向上等）

ライフスタイル（家庭におけるリサイクル推進、サマータイム導入等）

2) メタンその他温室効果ガス排出抑制対策
廃棄物処理対策、農業対策、エネルギー生産・利用対策、土壌からのN_2O放出量調査、窒素肥料改良等
3) CO_2吸収源対策
森林の保全整備、都市域緑化、木材資源利用の適正化
4) 科学的調査研究、観測・監視の推進
地球温暖化の気候解明及び将来予測、影響評価、対策立案等
人工衛星、航空機、船舶等による気候、海洋、生態系等の観測・監視等
5) 技術開発及びその普及
温室効果ガス排出抑制技術（原子力の開発・利用、自然エネルギーの開発・利用、未利用エネルギーの利用、廃棄物再利用）
温室効果ガス吸収・固定技術（CO_2回収、生物固定、森林保全、砂漠化防止等）
温暖化適応技術（農林水産における品種改良、治水・利水等）
6) 正確な情報の普及・啓発
7) 国際協力の推進
開発途上国の温暖化防止対策の総合的支援
温暖化防止技術の移転
熱帯林保全造成の支援
温暖化に関する研究協力、適正技術の開発推進
民間レベルの国際協力の推進
国際協力プロジェクトに際しての温暖化防止への配慮
8) 行動計画の推進

以上のように、「地球温暖化防止行動計画」には、個々の技術開発から都市構造や国民のライフスタイルの変革、国際協力等にまで及ぶ広範な対策の全体像が示されている。

これらを推進していくためには、官民挙げての取組みが不可欠であるが、エネルギーの観点からは、特に次の５つの対策が重要である。

1) エネルギー需要面の対策
a) 省エネルギー
b) 省電力
2) エネルギー供給面の対策
a) 原子力開発の促進
b) 水力、地熱等新・再生可能エネルギーの開発促進
c) 化石燃料電源の効率向上
3) 効率的なエネルギーシステムの構築
a) コジェネレーションシステムの推進
b) 未利用エネルギーの活用
c) ゴミ発電の推進
4) 技術開発
5) 国際協力

また、上記計画に関連する再生可能エネルギーとしての水力発電について、今後の展望を述べると次のとおりである。

2．国内水力の開発促進

水力発電は、CO_2 や窒素酸化物等を排出せず地球環境への影響のないクリーンなエネルギーであることに加え、再生可能な国産エネルギーとして、極めて高い供給安定性を有している。特に、地球温暖化防止のためCO_2 の排出抑制を図る観点からは、過去100年間に開発された水力の運用効果と、新たな開発効果の再評価を行って、今後も積極的に維持及び開発を進める必要がある。

電気事業審議会需給部会中間報告によれば、水力発電（一般水力）の開発目標は、2010年度末に2，500万ｋＷであり（1991年度末現在2，091万ｋＷ）、今後20年間に約600 万ｋＷを開発する必要がある。また、揚水発電は電力需給上の負荷平準化機能、優れた負荷追従性を活かした電力系統の周波数安定化機能等、種々の優れた機能を有しているので、安価なピーク供給力としてのその開発を一層進める必要がある。揚水発電の開発目標は、2010年度末に2，670万ｋＷであり（1988年度末現在1，700万ｋＷ）、今後20年間に約1，000万ｋＷの開発を行うこととされている。

以上のような開発目標が設定されているが、水力開発を進めていくためには、特に一般水力の場合、開発規模が小さいためにコストの問題が最大のネックになっており、助成制度、技術開発を含め、以下のような課題も解決していく必要がある。

1）電源立地リードタイムの長期化問題
2）諸手続きの見直し・簡素化
3）地域社会との融和のための措置
4）既設水力発電所のリフレッシュ（再開発）

更に、水力発電における今後の技術開発としては、以下のものが挙げられる。

1）経済性向上対策技術、新技術

中小水力については、開発コストの低減や発電効率の向上が期待できるエレクトロ・メカトロ技術及び新材料の採用、更には労働力確保等に対応した機械化施工等の充実強化を図っていく。

揚水については、高効率化、超高落差、大容量化、海水揚水、地下揚水等各種技術について開発を進める。

2）既設水力のリフレッシュ（再開発）技術

運転開始後数十年経過し、老朽化した発電所のリフレッシュにおいては、設備の拡充強化、水資源の一層の有効利用、リフレッシュ施工法に関する技術を開発する。

3）既設水力保守技術

我が国の水力発電所（一般水力）は、1990年度末で約1，800地点（総出力約2，100万ｋＷ）に及んでいるが、このうち40年以上経過したものが約1，000地点（総出力約700万ｋＷ）も占めており、将来に向けて、長期延命或いは大規模再開発等発電所の機能の維持・向上等を図ることが重要である。

このため、リフレッシュ開発手法の確立を図るとともに、水力機器の改善や構造物の劣化診断・余寿命評価技術、点検・補修のロボット化、貯水池除塵システムの開発等を進めて対応する。

3．国際協力

地球規模で水力開発の現状を概観すれば、1989年の世界の発電電力量は約12兆ｋＷｈ弱であり、世界の一次エネルギーの約７％を供給しており、また、世界の発電電力量の約２割を賄う重要なエネルギー源となっている。

未開発水力資源については、特に発展途上国等を中心に既開発分の約６倍に相当する約12兆ｋＷｈが残されているといわれ、この量は1989年の世界の全既設発電所の発電電力量を上回るものである。

このように膨大な水力資源が存在しているにもかかわらず、開発が進展していない背景には、大陸間長距離エネルギー輸送技術の未確立、国際連系送電線の未拡充、国際河川の開発調整の遅れ、資金調達の困難、水力開発に起因する水没・減水等の環境問題、更には水力資源の地域偏在性に起因する具体的な開発調査の不足等が挙げられる。

これらの課題は、一朝一夕には解決できるものではないが、関連技術開発の促進、調査・資金援助等の国際協力の推進により克服できるものであり、我が国の果たす役割も大きく積極的にこれに協力する必要がある。また、発展途上国にとって国産エネルギーである水力の開発は、自国のエネルギー自給率と国際収支の改善に貢献するとともに、世界的には地球温暖化、酸性雨、砂漠化等の地球環境問題の軽減にも大きく寄与するものと期待される。

第２章　技術開発とその普及策

はじめに 13

１．研究開発対策 13

２．実用化及び普及対策 13

はじめに

通商産業省は、中小水力発電のコストダウンの新技術開発を進めるために、昭和５５年度から（財）新エネルギー財団を中心にして、電気事業者、発電機器、建設機械等のメーカー及び関係諸団体等水力関係者の協力による技術の検討制度を、また、新技術の研究開発及びその成果を普及するための補助制度を設けている。具体的には、研究開発とその成果を実用化し普及する２対策に区分されるが、各々の対策は次の通りである。

１．研究開発対策

新技術には、その内容が発電機器、建設機械等のように単体設備に関するものと、余水路省略等のように、その検討対象が取水・導水・水車発電設備にまたがる、いわゆるシステム設備に関するものがある。単体設備の研究開発は、主としてメーカーが担当し、その資金は、石油代替エネルギー関係技術実用化開発費補助金（補助率３分の２、昭和６０年度以降の補助率２分の１）、新発電技術実用化開発費補助金（補助率２分の１）の制度を利用するか、又は全額メーカー資金によって行われている。システム設備に関するものは、システム全般が検討の対象となるために、（財）新エネルギー財団が担当し、電気事業者、機器メーカー等の学識経験者からなる「水力発電所の設備合理化等新技術開発委員会」を設置し審議検討している。

上記についての昭和５５年度からの「研究開発テーマ及び担当」を表－1.1 に示す。

２．実用化及び普及対策

研究開発の成果を実用化し普及するために信頼性実証試験等が必要である場合、そのテーマについて（財）新エネルギー財団が、通商産業省から中小水力標準化モデルプラント設計調査の委託を受け、「水力発電所の設備合理化等新技術開発委員会」の下にテーマごとに「新技術開発部会」を設け、次の業務を行っている。

(1) 新技術実用化に関する技術的検討
(2) モデルプラントの設計及び経済性の検討
(3) 信頼性実証試験要領の作成
(4) 試験の指導及び試験結果の分析、総合評価
(5) 設計・施工マニュアルの作成

なお、実際に実証試験モデルプラントを建設して、開発地点に導入し、信頼性実証試験を行う事業者に対しては、当該実証試験の対象となる施設等に要する費用の５０％を中小水力システム技術信頼性実証試験費補助制度によって補助し、新技術の導入促進を図っている。（前述）

なお、これによる昭和５５年度からの状況については「中小水力に係る技術開発実施状況」（表－1.2 ）及び「中小水力技術開発の効果と普及」（表－1.3 ）に示す。

更に、（財）新エネルギー財団は、年３回開催する実務研修会において新技術の実証試験等の成果を紹介しその普及に努めている。

表－１．１　研究開発テーマ及び担当

区　分	番号	研究開発テーマ	担　当	研究期間	研　究　内　容	補助金等
単体設備	1	水車及び関連設備の標準化，簡素化の研究開発	(財) 新エネルギー財団 電源開発㈱，富士電機㈱ ㈱明電舎，㈱荏原製作所 ㈱東芝，㈱日立製作所 三菱電機㈱，三菱重工業㈱	５５～５７	機器の設計，製作プロセスにレディメイドの考え方を導入しコストダウンを図る。	石油代替エネルギー関係技術実用化開発費補助金
	2	中高落差用水車の研究開発	(財) 新エネルギー財団 電源開発㈱，富士電機㈱	５５～５７	渇水時の運転範囲拡大と高効率発電可能な水車	同　上
	3	中落差用水車の研究開発	(財) 新エネルギー財団 ㈱田中水力機械製作所	５５～５６	１，０００ｋＷ未満の渇水時高効率可能なクロスフロー水車	同　上
	4	全地質型全断面トンネル掘削機の研究開発	(財) 新エネルギー財団 電源開発㈱，㈱小松製作所	５５～５７	掘削内径２．６ｍのトンネル掘削機，ズリ搬出はトロッコ車	同　上
	5	流体輸送式トンネル掘削機の研究開発	(財) 新エネルギー財団 川崎重工業㈱	５６～５９	掘削内径２．０ｍのトンネル掘削機，ズリ搬出はスラリー輸送	同　上
	6	ゴム製起伏堰の研究開発	(財) 新エネルギー財団 電源開発㈱，住友電気工業㈱	５６～５８	高さ５ｍ級のゴム製起伏堰	同　上
	7	水圧鉄管代替製品の研究開発	(財) 新エネルギー財団 電源開発㈱，久保田鉄工所㈱	５６～５８	静落差１５０ｍ級の強化プラスチック複合管（ＦＲＰ，ＦＲＰＭ）	同　上
	8	開水路法面の簡易施工法の研究開発	(財) 新エネルギー財団 電源開発㈱	５６～５８	用水路のゴムシートライニング施工法	同　上
	9	ダム簡易施工法の研究開発	(財) 新エネルギー財団 ㈱栗本鉄工所	５６～５８	セメント・砂・ガラス繊維を材料としたＧＲＣ型枠	同　上
	１０	ダム埋設管代替製品の研究開発	(財) 新エネルギー財団 ㈱栗本鉄工所	５６～５８	ＧＲＣ製のダム埋設管	同　上
	１１	サイフォンゲートの研究開発	(財) 新エネルギー財団 ㈱栗本鉄工所	５６～５８	中小洪水をゲート操作を行わずに放流するサイフォン付ゲート	同　上
	１２	一体形水車発電機の研究開発	(財) 新エネルギー財団 ㈱明電舎，㈱荏原製作所	５５～５６	７５０ｋＷ未満の低落差用の一体形水車発電機	メーカー負担
	１３	水圧鉄管メカニカルジョイントの研究開発	(財) 新エネルギー財団 三菱重工業㈱	５８～５９	溶接継手に代るメカニカル継手により工期の短縮，土木工事費節減	同　上
	１４	低落差用ストレートフロー水車の研究開発	電源開発㈱，富士電機㈱	６０～６２	２０，０００ｋＷ未満の低落差用ストレートフロー水車	新発電技術実用化開発費補助金
	１５	水圧鉄管代替製品の研究開発（Ⅱ類）	(財) 新エネルギー財団 日本エタニットパイプ㈱	６１～６２	強化プラスチック複合管（ＦＲＰ，ＦＲＰＭ）Ⅱ類	メーカー負担
システム設備	１６	中小水力発電所の設備合理化技術の研究開発	(財) 新エネルギー財団	５８	・流れ込み式発電の余水路省略，水槽小規模化等土木設備の合理化 ・流れ込み式発電の完全無人管理化（セルフコントロール）による設備費及び管理費のコストダウン	新エネルギー財団負担
	１７	地下空洞利用発電技術に関する実用化開発	㈱日鉄鉱業 清水建設㈱	平成３～７	地下空洞利用発電技術に関する実用化開発	新発電技術実用化開発費補助金

表－1.2　中小水力に係る技術開発実施状況

件名	年度 55	56	57	58	59	60	61	62	63	1	2	3	4	5	6	技術開発の目的、概要	期間
＊石油代替エネルギー関係技術実用化開発費補助金等による研究開発	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	・水車、関連機器の標準化・簡素化　・中高、中落差用水車 ・ＴＢＭ　・ゴム堰　・ＦＲＰＭ　・土木構造物の合理化等	55年度～
＊中小水力標準化モデルプラント設計調査	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―		56年度～
・一体形水車発電機の開発	―	―	―	―												・落差３～20m、流量0．3～４m³／ｓの地点への適用機の開発	56～58年度
・中高落差用新型軽負荷ランナの開発	―	―	―	―	―											・軽負荷時の効率向上による発生電力量の増加	56～59年度
・水圧鉄管代替製品ＦＲＰＭ管等技術開発				―	―	―	―	―	―	―						・水圧鉄管代替製品としてＦＲＰＭ管等を使用したコストダウン	58～元年度
・発電所の無人管理化					―	―	―	―	―							・発電所の無人管理化による運転管理費のコストダウン	59～62年度
・余水路省略等土木設備の合理化					―	―	―	―	―	―	―					・余水路の省略及びヘッドタンクの小規模化等による施設費のコストダウン	59～２年度
・低落差水力発電所ダム基礎処理の合理化							―	―	―	―	―					・新材料、新工法を採用することによる基礎処理のコストダウン	61～２年度
・地下構造物の建設に関する技術開発								―	―	―	―	―				・地下構造物（地下発電所）のコストダウン	62～３年度
・超低落差水力発電設備に関する技術開発										―	―	―	―	―	―	・超低落差領域に新型水車発電機（ストレートフロー水車発電機）を適用した発電所の技術的検討	元年度～
・ＴＢＭ工法によるトンネル施工の合理化						―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	・ＴＢＭ工法によるトンネル施工の合理化及びコストダウン	60年度～
・ゴム引布製起伏堰の利用技術の確立						―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	・ゴム引布製起伏堰の利用技術の確立によるコストダウン	60年度～
・一体型水力発電システムに関する技術開発											―	―	―	―	―	・新技術を一体化、システムを徹底的に簡素化する等、小規模水力の新発電システムに係る技術開発	２年度～
・地下深部岩盤圧力管路に関する技術開発												―	―	―	―	・水路系を地下化し、環境に配慮するとともにコストダウンを図る新システムの技術開発	３年度～
・水力発電効率向上に関する技術開発													―	―	―	・流量、落差の変動に応じて最適効率で回転する水車発電機を開発し、発生電力量の増大を図る	４年度～
・水圧管路等自動システム施工に関する技術開発													―	―	―	・高所、急崖等危険の多い水圧管路工事等について機械化、集中監視、遠隔制御する施工システムを開発する	４年度～
・超小断面トンネル掘削に関する技術開発													―	―	―	・直径１m前後のトンネル掘削機による掘削工法を開発し、トンネル工事費の低減を図る	４年度～

表－１．３　中小水力技術開発の効果と普及

（単位：MW）

開発項目	開発期間	効果	①研究開発又は実証試験実施地点	②実用地点（関係技術地点を一部含む）	①・②計
一体形水車発電機	S55～S56	低落差、小流量小出力地点開発	天狗岩（0.54）		0.54
水車関連機器の標準化軽負荷ﾗﾝﾅ	S55～S60	建設費のｺｽﾄﾀﾞｳﾝ水車　20～30%発電機25%程度	奥只見所内水車 奈良田第三(2.5)	安蔵川(3.2)　風倉(2)　大野(1.5) 上市川第三(4.7)　大河内(12) 新小鹿野(4.1)　早川(3.1)　岩清水(15)	48.1
ｸﾛｽﾌﾛｰ水車	S55～S56	中落差、小流量地点開発	天城湯ヶ島町	大長谷第五（1.2）大宮地川（0.13） 鹿ノ子（0.8）越畑（0.2）桐生川（0.5） 礪波山田(0.41)　若土(0.27) 新寺津(0.43)　倉見(0.71)	4.65
ＦＲＰＭ管 ＦＲＰ管	S59～H元	溶接、塗装不要軽量 ﾒﾝﾃﾅﾝｽ費低減 建設費のｺｽﾄﾀﾞｳﾝ５%程度	黒又川第一(61.5) 新内川第二(3)	八幡平第二(1.5)　安蔵川(3.2) 新日野上(0.66)　東豊永(6)　山瀬(2.1) 横川(1.8)　津金(0.7)　入畑(2.1) ホヤ石川(0.17)　秋の川(0.38)西目(0.74) 川内(1.2)　万波(12.4)　駒込(4) 大不動(1.4)　黒川(0.87)　大笹生(11.4) 内の倉(2.9)　大長谷第五（1.2） ……上は水圧管路、下は余水路等…… 小野川(26.3)　錦川第一(4)　軸丸(12.5) 箕輪(4.8)　小川(2.4)　内之浦(3.2) 葛根田第一(10.5)　葛根田第二(5.1)	188.02
無人管理化	S59～S62	ﾒﾝﾃﾅﾝｽ費低減	熊川第一(2.4)		2.4
余水路省略 水槽小規模	S59～H元	建設費のｺｽﾄﾀﾞｳﾝ５%程度	新内川第二(3) 大鹿(10)	新楠川(2.2)　北又渡(24.2)　湯島(2) 深山(2.3)　安蔵川(3.2)　白水滝(4.1)	51.0
ﾀﾞﾑ基礎処理	S60～H2	ダム基礎処理のコストダウン25%程度	只見(65)	大河内(1280)　小千谷第二(206)	1551.0
ＭＭＨ継手	S58～S59	建設費のｺｽﾄﾀﾞｳﾝ25%程度 工期短縮	メーカー工場	北ノ又第二(3.4)　一の渡(2.65) 大長谷第四(2.6)	8.7
ＴＢＭ工法	Phase Ⅰ S60～H2 Phase Ⅱ H3～	建設費のｺｽﾄﾀﾞｳﾝ発破工法に比べ10～20% 工期短縮 作業安全性向上	早木戸(11.2) 安蔵川(3.2) 駒込(4) 新内川第二(3) 準備調査中	下郷(1000)　新愛本(124)　北又渡(24.2) 安曇(623)　ピリカ(4)　蛇尾川(900) 秋葉第三(46.9)　二軒小屋(26) 赤石沢(19)　黒谷(19.6)	2808.1
ゴム堰	S60～	沈砂池の省略 利用落差の拡大 ﾒﾝﾃﾅﾝｽ費低減 建設費のｺｽﾄﾀﾞｳﾝ鋼製の70%程度	大シウド谷 黒谷(19.6)	安積(5)　梅尾(0.8)　羽束川(0.5) 川原橋川(11.4)　福栄(4.2)　石井(2.6) 山北(7)　七宗(6.2)　奥戸(0.45) 峰(8.6)　山崎(1.5)　白谷(1.2) 奈良俣(12.4)　新日野上(0.66) 寄水(1.5)	83.61
備考	1）研究開発又は実証試験実施地点の出力は188.94MW、実用地点の出力は4557.13 MWである。 2）近年検討を始めた技術についても表－１．２に示す。				4746.07

第３章　ゴム引布製起伏ダム（利用技術の確立）

第１節　技術の概要 …… 19

1.1 はじめに …… 19

1.2 目　　的 …… 20
1.2.1 沈砂池の省略 …… 20
1.2.2 利用落差の拡大 …… 22
1.2.3 池利用の水車高効率運転 …… 23
1.2.4 運転管理の省力化 …… 24

1.3 検討項目及び検討手順 …… 25
1.3.1 検討項目 …… 25
1.3.2 検討手順 …… 25

1.4 既設ゴムダムの諸元と運用の事例 …… 35

1.5 ゴムダムの設計 …… 41
1.5.1 ゴムダムの概要 …… 41
1.5.2 設計荷重 …… 42
1.5.3 材料の許容応力度及び安全率 …… 44
1.5.4 安定計算 …… 45
1.5.5 下部工各部の設計 …… 48

1.6 実証プラント基本設計 …… 48
1.6.1 調査の概要 …… 48
1.6.2 実証地点の概要 …… 49
1.6.3 検討結果の概要 …… 55

第２節　ファブリダム …… 56

2.1 ファブリダムの構造と特徴 …… 56
2.1.1 ファブリダムの構造 …… 56
2.1.2 ファブリダムの耐久性 …… 57
2.1.3 ファブリダムの取付方法 …… 57
2.1.4 ファブリダムの損傷防止対策 …… 58

2.1.5 ファブリダムの水理特性 …… 59
2.1.6 ファブリダムの操作設備（機構） …… 59
2.1.7 自動起立・倒伏機構 …… 61
2.1.8 維持管理 …… 63
2.1.9 ファブリダムの利点（対鉄扉との比較） …… 64

2.2 規　　格 …… 64
2.2.1 ゴム引布の規格 …… 64
2.2.2 取付金具等の規格 …… 65
2.2.3 配管材料 …… 66

2.3 ゴム引布製起伏堰の大型化 …… 66

2.4 使用実績 …… 66

第3節　ラバーダム …… 68

3.1 ラバーダムの構造と特徴 …… 68
3.1.1 袋体の構造 …… 68
3.1.2 袋体のゴムの材質 …… 68
3.1.3 袋体の接着力 …… 68
3.1.4 袋体の振動防止対策 …… 70
3.1.5 滑落防止対策 …… 70
3.1.6 袋体の固定方法と取付金具 …… 71
3.1.7 起立・倒伏の安全性 …… 71
3.1.8 操作機構 …… 73
3.1.9 付属設備 …… 74

3.2 規　　格 …… 75
3.2.1 ゴム引布の規格 …… 75
3.2.2 取付金具等の規格 …… 77
3.2.3 配　管 …… 78
3.2.4 側壁部の取付高さ …… 79
3.2.5 河床形状 …… 79

3.3 使用実績 …… 80
3.3.1 高越流対策ラバーダムの実績 …… 80
3.3.2 ダム嵩上げの実績 …… 81

第１節　技術の概要

1.1　はじめに

ゴム引布製起伏ダム（以下ゴムダムという。なお、第２節及び第３節で使用する名称「ファブリダム」及び「ラバーダム」は商品名である。）については、昭和５６年度より大型ゴムダムの開発を目標として、土砂（石）流に対する衝撃エネルギーの吸収及び耐摩耗性について研究開発が進められ、ダム高５ｍの実証試験では構造上十分な強度と機能を有していることが確認されている。

本節は、ゴムダムの大型化に向けて、ゴムダムの有する種々の特性を高度に有効利用することにより、ソフト面からの技術開発を目指したものである。

ゴムダムは、中小水力発電所の取水施設として採用しようとするものであり、その特徴を挙げると次のようである。

① 柔構造で施工が簡単であり、維持管理も容易である。また、操作機構が単純で信頼度が高く、操作の無人化が可能となる。

② 洪水時の自動倒伏による土砂排除機能を有していることから、取水機能及び上流河道の河床上昇の防止軽減において優れている。

しかしながら、ゴムダムが河川のもつ多様な条件に適合し、安全かつ確実な機能を発揮するために、具体的な建設に当っては、特に山地河川の急流部に計画される取水堰に対して、堰上流の堆砂や施設の耐久性の問題を十分検討したうえで、取水機能が長期かつ安定的に維持される基本的条件を見いだす必要がある。また、洪水時の土砂排除機能に加えて、ゴムダムの機能を更に高度利用することによって得られる付帯的波及効果を挙げると、以下３点が考えられる。

① 土砂排除機能により、湛水池は常時ある程度の池容量を有し、通常の流量に対しては沈砂機能を持つと考えられ、沈砂池の省略による工事費削減効果が期待できる。

② この容量を利用し、調整運転を行うことにより、特に渇水時の高効率化が図られ、発生電力量が増加する。

③ 随時の自動的な土砂排除により、堰上流河道の堆砂による河床上昇を防ぐことができ、洪水時の浸水問題等により、堰高が制限される地点についてはゴム高相当分の利用落差の拡大を図ることができる。

これらの効果は、ゴムダムが大型化されることによって、より大きなメリットを引き出せるものとなろう。

主な調査内容としては、上述の諸機能が確保される条件を、主として土砂水理的観点からゴムダムの操作倒伏条件を考慮して見いだす手法を検討し、その結果を中小水力開発の取水施設に事例的に適用して、機能及び効果の評価を行った。また、水理模型実験による起伏時のゴムダムの水理特性及び、既設ゴムダムの計画設計条件・運転操作実績等の調査も行った。

本文は、それらの成果を総合してゴムダムの計画設計段階で調査検討すべき事項と内容、検討手法をとりまとめたマニュアル（案）概成の骨子を概述したものである。

1.2 目的

ゴムダムの特性は、洪水時に自動倒伏することにより、湛水池内に堆積する土砂及び流入する土砂を自動的に排除する機能を有していることである。この機能を水力発電設備として更に高度利用するために、以下の４つの機能及びそれに付随する効果を併せ検討する。

（１）沈砂池の省略
（２）利用落差の拡大
（３）池利用の水車高効率運転
（４）運転管理の省力化

1.2.1 沈砂池の省略

ゴムダムは、洪水時に自動倒伏することにより、湛水池内に堆積する土砂並びに流入する土砂を自動的に排除する機能を有している。このため、湛水池は常時ある程度の池容量を有し、沈砂機能をもつと考えられるので、導水路への流入土砂条件が許容条件を満足する場合には、沈砂池の省略による工事費削減が可能である。

（１）ゴムダムによる上流河道の河床変動

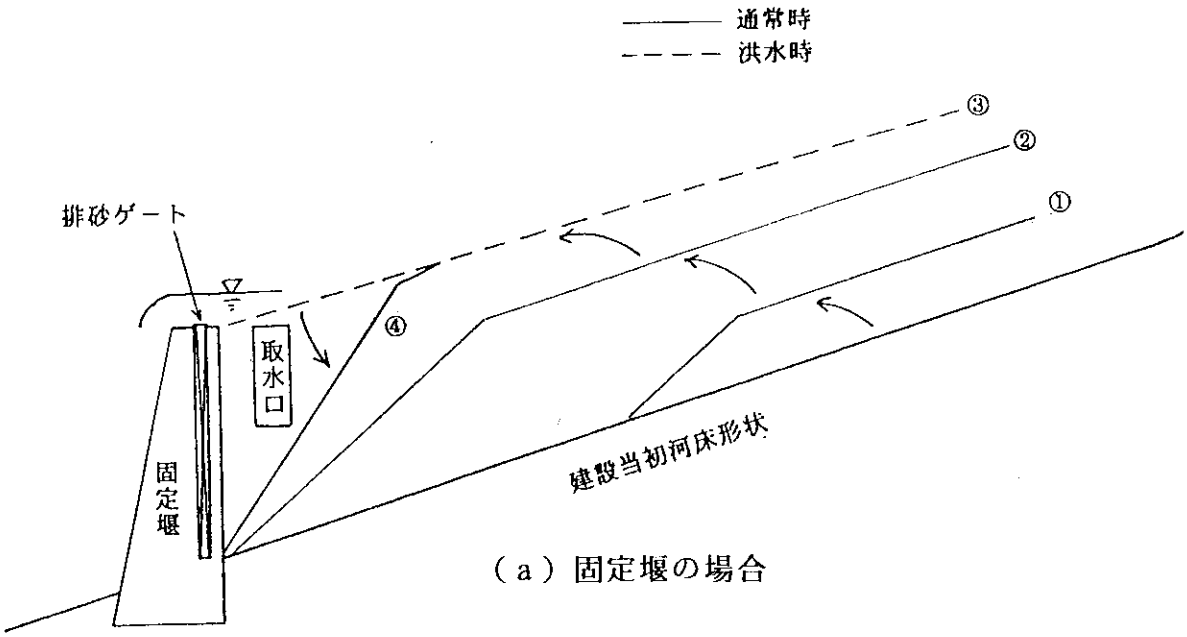
取水堰としてゴムダムを利用した場合には、洪水時の土砂排除機能により、従来の固定堰の場合とは異なり、湛水池は常時ある程度の池容量をもつようになる。

図－1.2.1(a)は、従来の固定堰の場合の模式図である。この場合、堰上流の河床は時間とともに上昇し、ある程度堆砂が進んだ時点で洪水をむかえると、堆砂は固定堰天端まで達して図中③の破線で示すような河床形状となり、ときには、取水口前面を埋めつくして取水不可能な状態となる。その後、④で示すように排砂ゲート等により取水口付近の土砂排除を行って取水可能とするが、このときにできる湛水池は通常取水口付近のみの小規模なものであり、沈砂機能は期待できない。

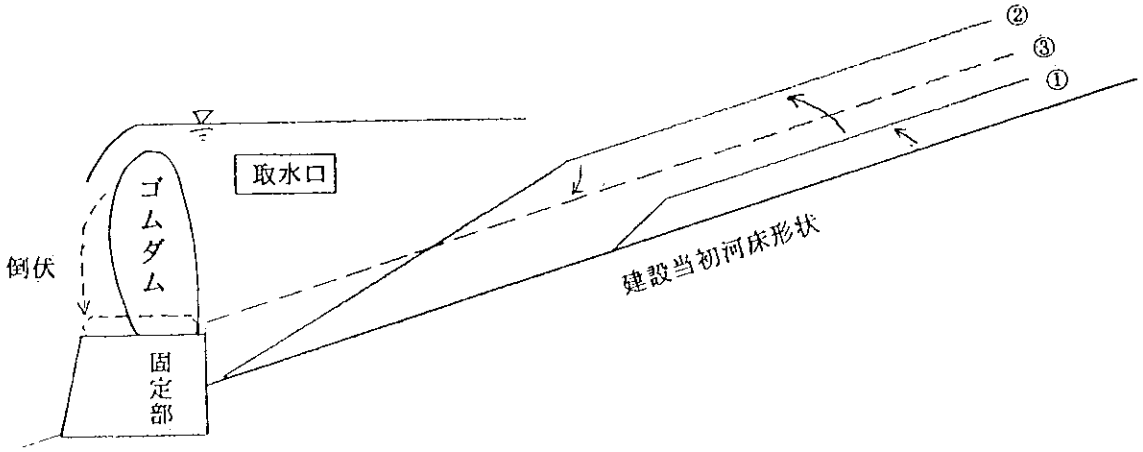
図－1.2.1(b)は、ゴムダムの場合の模式図である。この場合も初期においては固定堰の場合と同様に堆砂が進行するが、洪水をむかえたときにはゴムダムの倒伏により土砂が自動的に排除され、河床低下を伴って図中③の破線で示すような河床形状となる。その後ゴムダムを起立させることにより、堰上流に常にある程度の池容量をもつ湛水池を確保できる。

（２）湛水池内の沈砂効果

一般的に河川をせき止めることによって生じる湛水池では、浮遊土砂の輸送能力は流下方向に減少する。したがって、上流河道より浮遊状態で流入してくる土砂は、流下にともなって徐々に堆積していく。その結果、湛水池内の浮遊砂濃度分布は図－1.2.2 に示すようになり、導水路への許容流入土砂条件を満足する取水口の平面的位置、敷高の選定に有利となる。



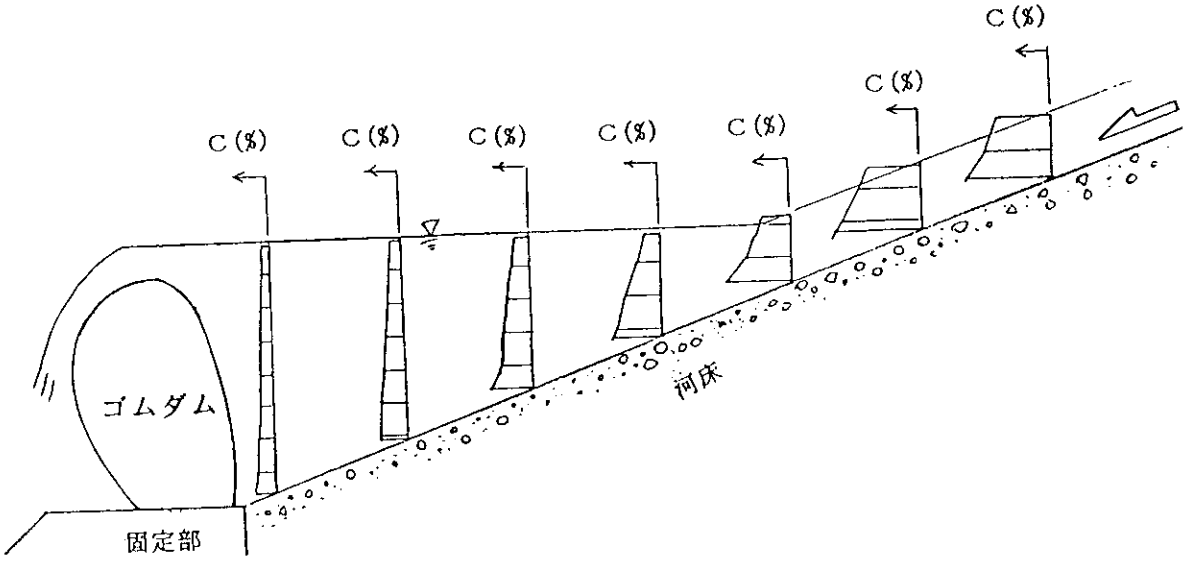
（a）固定堰の場合



（b）ゴムダムの場合

図－1.2.1 取水堰上流河道の河床変動（模式図）

C（%）：浮遊砂濃度



図－1.2.2 湛水池内の浮遊砂濃度分布（模式図）

1.2.2 利用落差の拡大

ゴムダムは、洪水時に自動倒伏するため、取水堰設置に伴う水位上昇を防ぐことが出きるとともに、随時の自動的な土砂排除により、堰上流河道の堆砂による河床上昇を防ぐことができる。したがって、洪水時の浸水問題等により堰高が制限される地点については、ゴム高相当分の利用落差の拡大を図ることができる。

（1）ゴムダムによる利用落差拡大量

従来の固定堰と比較して、どの程度利用落差を拡大できるかの判断基準としては、取水堰上流河道の河床上昇量がほぼ等しい条件のもとで取水位をどれだけ上げることができるのか検討が必要である。

固定堰の場合でもゴムダムの場合でも、建設当初からある程度の期間を経過すれば、河床形状はある一定の形状に収束するようになり、以後は多少の変動はあるもののほゞこの形状を保つものと考えられる。この収束した河床形状を平衡河床形状と呼ぶことにする。いま、ゴムダムの場合とゴムダム敷高（すなわち固定部天端高）を天端高とする固定堰の場合を考えると、通常は図－1.2.3(a)に示すようにゴムダムによる平衡河床が固定堰によるものよりも高くなる。このゴムダムによる上昇量は、上流河道条件、流量条件、ゴムダム倒伏頻度によって決まるものであり、これらを検討することによって上流河道の河床高が固定堰によるものよりも高くならないようにするにはどの程度ゴムダム敷高を下げればよいかを推定できる。

その結果、図－1.2.3(b)に示すようにH_4だけゴムダム敷高を下げる必要があるとすれば、同図より、有効落差拡大量H_5＝ゴム高H_3－H_4となる。

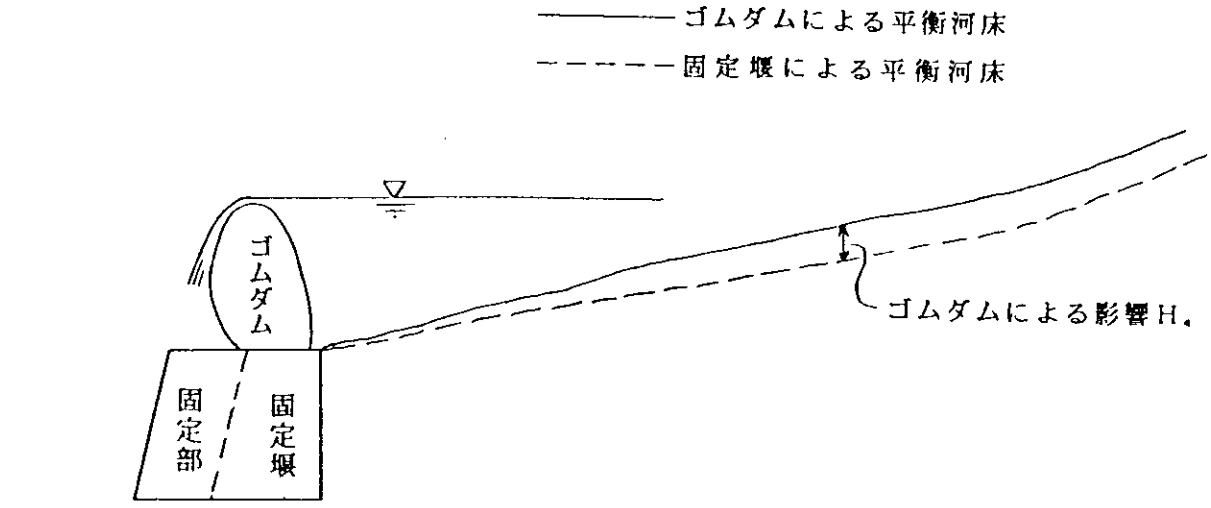
なお、ゴムダムの場合、倒伏条件によっては河床変動に対する堰の影響を無くすことも可能である。

（2）洪水位への影響

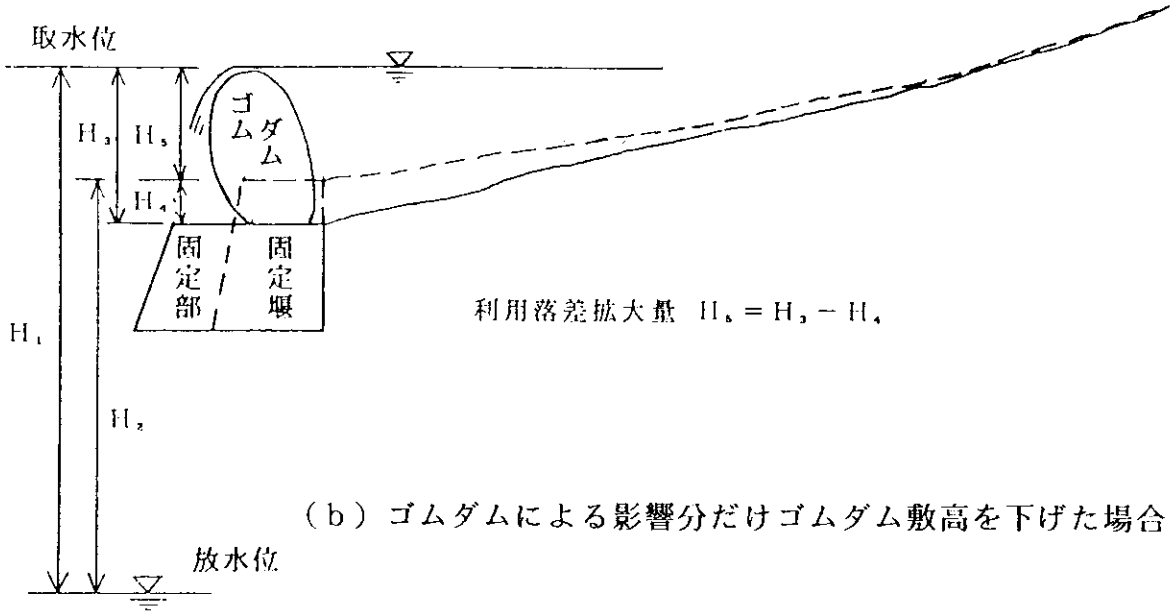
上流河道の堆砂条件が上記のようにほゞ等しいとした場合、倒伏完了後はゴムダムによる洪水位への影響はほとんど無いと考えられるが、倒伏途中においては固定堰の場合と比較して水位を上昇させることになる。このため、ゴムダムの倒伏速度は、洪水流量が各地点で定められている無害流量に達するまでに倒伏が完了するように設定しなければならない。

（3）発生電力量の増分

利用落差の拡大による発生電力量の増分△Ｅは、拡大による発生電力量をＥ、有効落差をＨｅ、増分落差を、△Ｈと表すと、概略△Ｈ／Ｈｅ×Ｅで表される。したがって比較的低落差の発電所計画においてはその効果が大きく、有効であるといえる。



（ａ）固定堰天端高とゴムダム敷高が等しい場合



（ｂ）ゴムダムによる影響分だけゴムダム敷高を下げた場合

図－1.2.3 ゴムダムによる利用落差の拡大（模式図）

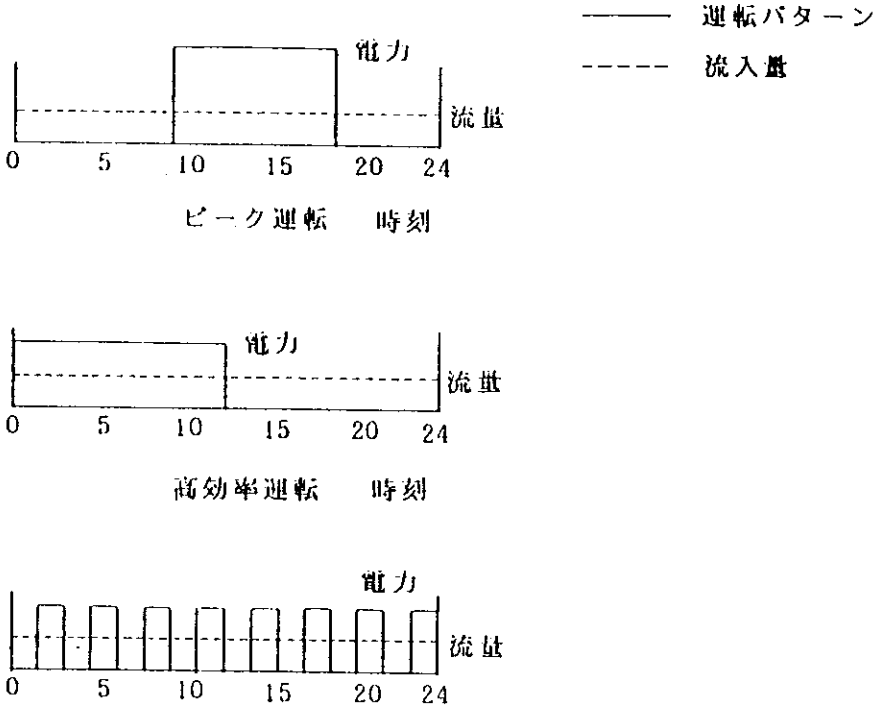
1.2.3　池利用の水車高効率運転

ゴムダムによる随時の排砂機能によって確保できる湛水池の池容量を利用した日調整運転を行い、特に渇水時の水車の効率改善により発生電力量の増加を図ることが可能である。

（１）運転パターン

図－1.2.4 に示す３案が考えられ、河川流況、池容量、最大使用水量等の条件から当該計画地点に対する最適な調整運転パターンを選定する。

運転パターンの設定に際しては、下流河道の水位変動が３０分間に３０～５０cm程度以下の範囲内で検討を行う。



図－1.2.4 運転パターン

（2）有効落差と水車効率の改善効果

一般に、フランシス水車が採用される中～高落差発電所の場合には、少流量域の水車効率の効率低下が大きいため、調整運転（高効率運転）が有効となる。逆に、カプラン水車が採用される低落差発電所の場合には、少流量域での効率低下が小さいため、調整運転による効果が小さくなる。

また、無圧トンネルを前提とした場合、調整運転を行うことにより利用水深分の落差減少があり、利用落差拡大の効果が大きい低落差発電所の場合には、流れ込み式の計画として落差を最大限利用する方が効果的となるケースもあり得る。

したがって、各地点の諸条件に対して最も効果的な運転方式を検討する際には、上記の問題を考慮して、最適な落差（すなわち容量）を検討することも重要である。

1.2.4　運転管理の省力化

洪水時の自動倒伏機能及び洪水終了後の自動起立機能により、鋼製ゲート堰の場合と比較して、ゲート操作に要する運転員を削減することが可能となる。また、維持管理が容易であるという利点をもっているため、この点においても経費節減を図ることができる。

（1）ゲート操作員の削減

ゴムダム倒伏操作は、膨脹媒体排出弁を開けるのみであり、操作機構が単純なため動作の信頼性が高く、またサイフォン管（水式）やU字管（空気式）等の無動力、無人力の自動倒伏機構を複数系統設置することが可能であり、一般の鋼製転倒堰と比較して倒伏に対する安全性が高い。また、起立操作についてもポンプ、ブロワ等の起立機器の起動と弁操作のみであり、信頼性は高い。したがって、倒伏・起立操作の自動化が可能となり、ゲート操作員の削減が図れる。

（2）維持管理の省力化

ゴムダムは維持管理面において、次のような利点を有している。

① 錆びないため、塗装が不要である。

② 低内圧のため、配管機器系統の負担が少なく、故障が少ない。

③ 構造が簡便で機械部分が少なく、保守・点検が容易である。

④ 小規模な損傷は、補修が容易である。

1.3 検討項目及び検討手順

基本構想としたゴムダム利用によるメリット、すなわち４つの機能を確保するためには、主として土砂と水の挙動に対する土砂水理学的検討が重要である。

1.3.1 検討項目

ゴムダムのための検討項目は、大別して次のとおりである。

① 堆砂形状と排砂機能

② 湛水池内の沈砂効果

③ 河川への治水的影響

④ 発電効果の検討

堆砂形状と排砂機能の検討は、ゴムダムのもつ種々の利点に関する検討を行う際の最も基礎的な資料を得るためのものであり、この結果に基づいて②～④の検討を進める。

湛水池内の堆砂効果の検討は、沈砂池省略の可否を判断するうえで重要な資料となり、河川への治水的影響を調べることにより、ゴムダム設置が可能であるかどうかを確認する。

発生電力の検討は、利用落差の拡大及び池利用の水車高効率運転が可能となることにより、従来の固定堰と比較してどの程度有利な発電を行えるかを把握し、経済比較を行うためのものである。

なお、検討項目は、各地点特性に応じて選定すればよく、表－1.3.1 に示す詳細項目と選定方法に従って、必要な項目の検討を実施することとする。

表－1.3.1 は、ゴムダム採用の目的や理由に応じて検討項目を選定するように整理したものである。今後のゴムダム設置（新設）の立地条件を想定すると、少なからず土砂水理検討を伴うことが予想され、流砂条件によっては、ゴムダム機能に対する十分な調査検討が必要となるので、その検討項目や内容はかなり広範囲にわたる。

しかしながら、実際上は、ゴムダム設置目的が単に既設ダムやゲートの改造であったり、新設の場合でも流砂条件がそれほど問題とならない場合もあり、また基礎データや類似事例の施工経験もそれなりに蓄積されてきたので、計画地点の流域、河川特性によっては土砂水理の検討項目をかなり割愛できる。

1.3.2 検討手順

ゴムダムのための検討は、図－1.3.1 に示すフローに従って行う。設置目的・理由や流砂条件等の判断によって、検討手順・項目の割愛が可能である。以下では、フロ

－全体をひと通り検討する場合の基本的な考え方、事項を示すこととする。

① まず概略検討により、ゴムダム採用可否の可能性を検討する。
概略検討は、図－1.3.2 に示すフローに従って行う。
可能性検討とはいえ、かなり重要な手順である。このステップでもし採用可となれば、ここでの検討結果は以下の手順や項目に対する有益な指針となる。

② ゴムダム諸元と倒伏条件を検討する。
「流域概要調査」を実施したうえで「土砂水理条件の整理」を行い、河道幅、取水位（案）等の条件からゴムダム径間長、堰高等の諸元（案）を設定する。
次に、河川の流況特性及び堰設置目的を考慮してゴムダム倒伏流量（最大越流水深）を設定した後、既往の洪水データに基づいた「代表洪水波形」と「無害流量」の関係より、無害流量に達するまでに倒伏が完了する範囲内で倒伏時間（案）を設定する。
この水位上昇が規制値を満足していれば、「上流河道不等流計算」に移り、「代表洪水波形」に対して「上流河道洪水位のチェック」を行い、計画高水位等からみて問題が無ければ以降の検討に進む。下流河道ネック断面の水位上昇あるいは上流河道洪水位の点で問題が生じれば、その時点で倒伏条件又はゴムダム諸元の変更、場合によっては「ネック断面の拡幅」の検討を行い、同様の検討を繰返して治水上問題の無い条件を見いだしてゴムダム諸元及び倒伏条件（案）とする。

③ 河床変動計算の実施
ゴムダム諸元及び倒伏条件（案）が決まれば、河道データや水文データを用いて「河床変動計算」を行い、「洪水時河床変動」と「長期河床変動」を予測する。洪水時河床変動を予測する際の初期河床は、長期予測によって推定される平衡河床を適用すればよいであろう。その際、時々刻々変化する流量及び河床形状に対して、上流河道洪水位が最も高くなる時点（通常、最大流量時あるいは最大河床上昇時）において「不等流計算」を行い、「上流河道の洪水位」をチェックする。
その結果、治水的に問題が無ければ、以降の検討に移り、問題があれば再度ゴムダム条件を検討する必要がある。

④ 沈砂池省略の可能性検討
河床変動計算によって推定された平衡河床に対して、ゴムダム起立時の「湛水池、内浮遊砂濃度分布」を推定する。通常、流量が大きいほど浮遊砂濃度は大きいので対象とする流量はゴムダム倒伏直前の流量とする。
この推定結果に基づいて「取水口位置の検討」を行い、「導水路流入土砂条件と許容条件の比較」を行って、沈砂池の省略が可能か否かを判断する。

⑤　利用落差拡大の検討

ゴムダム設置による平衡河床形状と、固定堰設置による平衡河床形状とを比較して、ゴムダム敷高を固定堰天端高よりどの程度下げれば上流河道の堆砂位を同程度にできるかを推定し、「利用落差の拡大量」を検討する。次に、この利用落差拡大量に対して、流れ込み式発電計画とした場合の「増分発生電力量」を把握しておく。

⑥　高効率運転の検討

河床変動計算結果に基づいて、「湛水池容量の経年変化」を推定し、目的に応じた代表年における池容量を対象として、さまざまな調整運転パターンによる「発生電力量計算」を行う。この際、数通りの落差（すなわち容量）に対して検討を行い、発生電力量変化の特性を把握する。こうして得られた発生電力量に関する知見に基づいて、流れ込み式発電も合わせて「最適運転方式」を検討する。

⑦　構造物の設計

以上の検討結果より設定された各条件を踏まえて、ダム本体、取水口、取水量制御装置、その他付属設備等他形式の堰との比較対象となる構造物の設計を行う。

⑧　他型式堰との経済性比較

構造物を設計した後、それに対する工事費を積算し、「維持管理体制」に関する費用、また必要な場合「断面拡幅工事に要する費用」を検討して、発生電力量より建設単価を算出する。こうして得られたゴムダムに対する建設単価と他型式の堰に対する建設単価を比較することによって「経済性」を評価し、ゴムダムを採用することが最も有利となればゴムダム採用を決定し、そうでない場合は最も有利となる取水堰型式を発電計画に採用する。

表－1.3.1（a）検討項目の選定（1）

項　目	内　容	検討項目 ゴムダム採用の理由				
		沈砂池の省略	利用落差の拡大	池利用の水車高効率運転	運転管理の省力化	左記に依らない場合
1.ゴムダムのための検討						
1.1 採用可否の概略検討	およその土砂水理的条件に基づいて、ゴムダム採用可否を概略的に検討しておく。					
1.1.1 検討に必要なデータ収集	概略検討に必要なデータを収集し、条件設定を行う。					
1.1.2 平衡河床勾配と洪水時流砂濃度の推定	将来の平衡状態の河床縦断形状を予測するためのデータを得る。		○	○		
1.1.3 土砂移動限界流量の推定	同上	○				
1.1.4 平衡河床形状の推定	将来恒常的に確保できる湛水池諸元を把握する。					
1.1.5 d = 0.3㎜粒径の浮遊砂濃度分布の推定	沈砂池省略可否の判断資料を得る。					
1.1.6 サルテーション高さの推定	同上					
1.2 堆砂形状と排砂機能	ゴムダムの持つ種々の利点に関する検討を行う際の基礎的資料を得るために、河床変動計算を実施し、平衡河床形状の推定と洪水時の短期的な河床変動予測を行う。また、その結果に基づいて湛水池容量を算定する。					
1.2.1 流域概要調査	自然環境の概略を把握する。					
1.2.2 土砂水理条件のデータ収集・整理	河床変動計算を行うための基礎データとして河川流量、河道断面形状、河床材料の粒度分布、流入土砂量等を収集・整理する。	△		△		
1.2.3 各種データのモデル化	収集したデータを検討計算の手法・精度に適応するようにモデル化する。モデル化の項目は、流量系列、河道断面形状、粒度分布、粗度係数、粒砂量式と給砂条件、ゴムダム倒伏条件、河床変動シミュレーション等である。					
1.2.4 河床変動計算結果の整理	河床変動計算結果に基づき、平衡河床形状の推定、洪水時の短期的な河床変動予測、湛水池容量等の項目を整理し、ゴムダム利用のための検討資料とする。					

◎：検討を行う項目
○：必要に応じて検討を行う項目
△：詳細検討を行う場合に必要な項目
無印は検討を要しない項目

表−1.3.1（b）検討項目の選定（2）

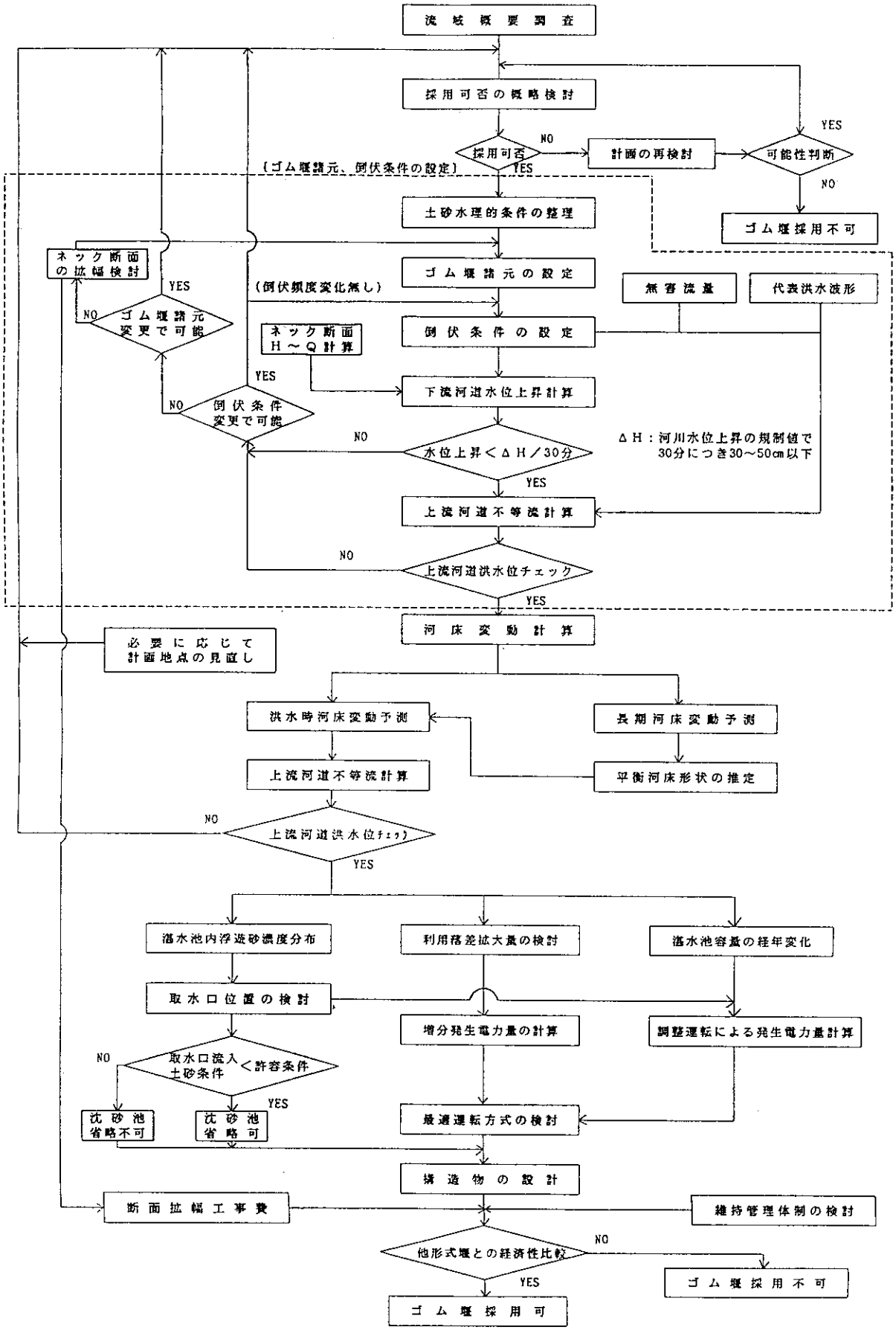
項　目	内　容	検討項目 ゴムダム採用の理由				
		沈砂池の省略	利用落差の拡大	池利用の水車高効率運転	運転管理の省力化	左記に依らない場合
1.3 湛水池の沈砂効果	沈砂池省略の可否判断を行うために、堆砂形状と排砂機能の検討結果に基づいて、沈砂効果を検討する。	△				
1.3.1 浮遊砂濃度分布の推定	沈砂効果を評価するために平衡河床時の湛水池内浮遊砂濃度分布を適当な算定式により推定する。					
1.3.2 掃流砂の移動層厚の推定	平衡河床時の掃流移動層厚を推定し、取水口位置・敷高の設定及び取水口保護対策検討の基礎資料とする。					
1.3.3 沈砂池の省略の可能性検討	河床変動計算、浮遊砂濃度分布及び掃流砂移動層厚に基づいて、取水口位置との関係により沈砂池省略の可否を検討する。					
1.4 河川への治水的影響	ゴムダム操作により治水的問題が生じるかどうかを検討する。	◎	◎	◎	◎	◎
1.4.1 倒伏完了時流量と無害流量	ゴムダムは無害流量に達するまでに倒伏完了の必要があるため、これに対する制約条件として倒伏時間の最大値を求める。					
1.4.2 下流河道ネック断面の水位変動量	ゴムダム倒伏による下流河道の水位変動量が、規制値を満足するかどうかをゴムダム倒伏時放流波形、ネック断面流量増加制限曲線等を作成してチェックを行う。					
1.4.3 上流河道洪水位の推定	上流河道の洪水位上昇が治水上問題となるかどうかをチェックする。					
1.5 発電効果の検討	ゴムダム運用による発電効果を検討する。		◎	◎		
1.5.1 利用落差の拡大	利用落差拡大に伴う発生電力量の増分を評価する。		◎	○		
1.5.2 最適運転方法の検討	湛水池容量を利用した各種の調整運転による発電効果を評価し、最適運転方法を検討する。		○	◎		
2.各構造物の設計						
2.1 ゴムダム	ゴムダムのための検討で得た所定のゴムダム諸元、操作条件に基づいて、ゴムダム（上部工）の設計を行う。	◎	◎	◎	◎	◎
2.2 固定部	荷重に対する安全性、水密性及び耐久性を考慮して、固定部（下部工）の設計を行う。					
2.3 操作設備	ゴムダム運用を、安全かつ効率的に行うために必要な操作設備についての設計を行う。					
2.4 取水口	ゴムダムのための検討で得た結果を参考に、取水口の基本諸元の設定を行うとともに必要な付属設備の設計を行う。					
2.5 取水量制御装置	取水量制御装置として必要な制水門、ゲート開度制御装置の設計を行う。					
2.6 通信制御装置	通信制御装置として遠隔表示装置、自動起立制御装置の設計を行う。					

◎：検討を行う項目
○：必要に応じて検討を行う項目
△：詳細検討を行う場合に必要な項目
無印は検討を要しない項目

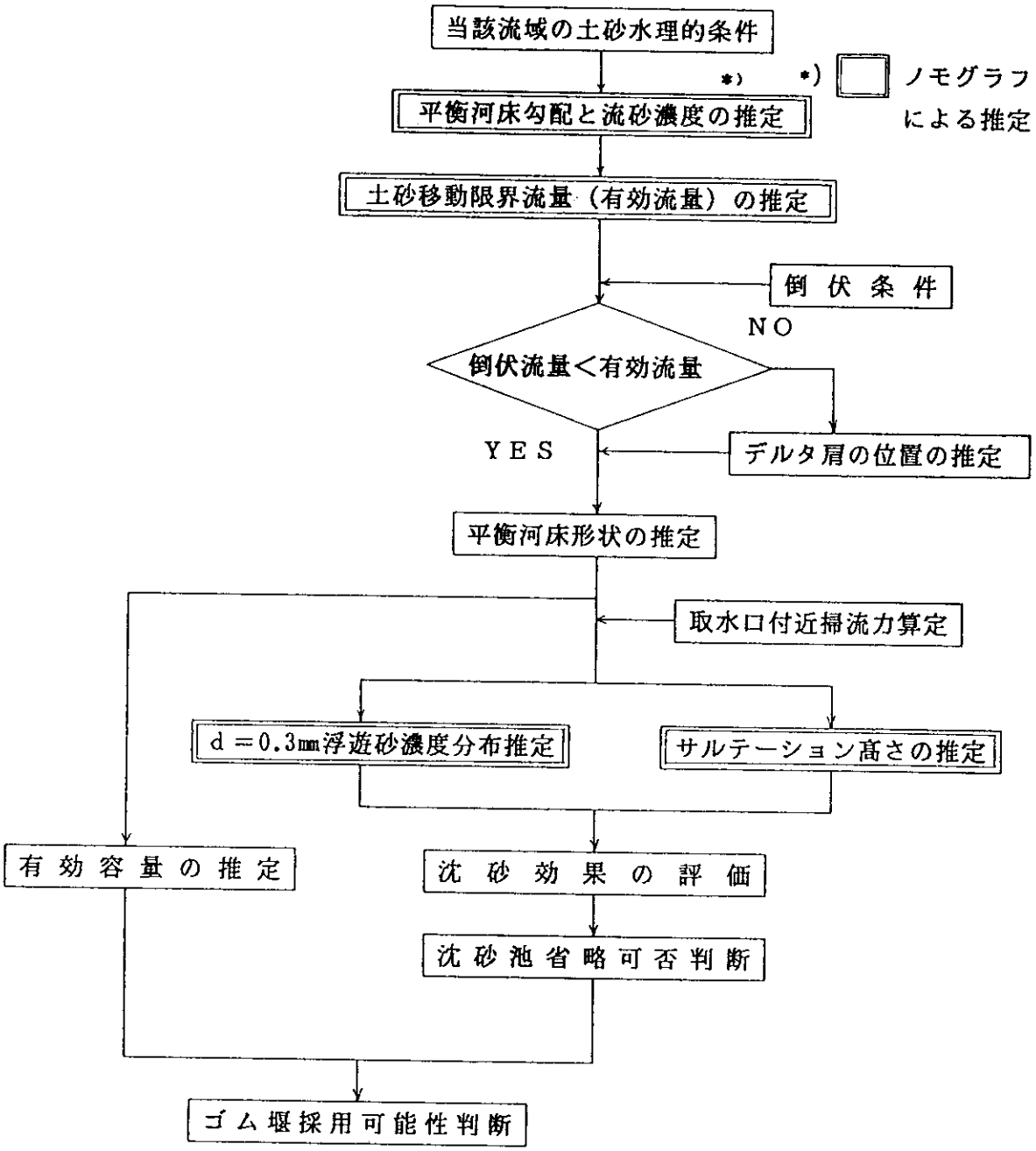
表－1.3.1（c）検討項目の選定（3）

項　目	内　容	検討項目 ゴムダム採用の理由				
		沈砂池の省略	利用落差の拡大	池利用の水車高効率運転	運転管理の省力化	左記に依らない場合
3.運転操作管理						
3.1 基本操作	ゴムダム機能と安全性を確保するために、操作規則、操作記録、点検整備記録等の作成についての要領を定める。	◎	◎	◎	◎	◎
3.2 点検	ゴムダム機能維持に必要な点検の方法等を検討する。					
3.3 保守	ゴムダムが常に確実に起伏できるように、保守方法について検討する。					
3.4 管理体制	ゴムダム運用の管理体制として、管理施設や放流時・事故発生時の体制を検討する。					
4.仕様書						
4.1 仕様書一般	工事内容その他必要な事項について、統一的な解釈が得られ契約の適正な履行の確保が図れるように、設計、制作、輸送、据え付け等についての留意事項やその他必要な条件等を明示すべきことを記載する。	○	○	○	○	○
4.2 仕様書条項	工事施工に際しての仕様書の条項および記載方法を示す。					

◎：検討を行う項目
○：必要に応じて検討を行う項目
△：詳細検討を行う場合に必要な項目
無印は検討を要しない項目



図－1.3.1　ゴム堰採用の検討フロー



図－1.3.2　　ゴム堰採用可否の概略検討手順

図－1.3.2 の内容を以下に示す。

1）平衡河床勾配と流砂濃度を推定する。

「当該流域、河川の土砂水理的条件」を概略的に調査し、代表条件における堰上流河道の「平衡河床勾配」及び「流砂濃度」をノモグラフ（数値関係図）により求める。このとき、現河床が平衡状態とみなせれば、この勾配を「平衡河床勾配」とする。

「平衡河床勾配」は、長期的にみて将来安定的に維持されるであろう河床勾配として取り扱う。

2）土砂移動限界流量を推定する。

得られた河床勾配に基づいて、当該地点の「土砂移動限界流量」をノモグラフによって求める。

3）平衡河床形状を推定する。

当該地点の流況及び発電目的を考慮して「倒伏条件」を設定する。

ここで設定する条件は倒伏開始流量であり、流況によって年間のおよその倒伏回数を知ることができる。ただし、想定しているゴムダム諸元に対して最大越流水深が所定の標準値以下である必要がある。設定した倒伏開始流量と前に求めた有効流量を比較し、「倒伏開始流量＜有効流量」ならばゴムダム起立中の湛水池堆砂は無視できるので、平衡河床形状はゴムダム敷高より平衡河床勾配で延長した直線で近似できる。「倒伏開始流量＞有効流量」の場合は起立中に堆砂が進行するため、平衡河床形状は土砂水理的条件とゴムダム操作によって影響される。これについてはモデル計算結果図（マニュアル（案）概成による）を参考にしてデルタ肩の位置を推定するか、河床変動シミュレーションを実施することにより推定する。

4）浮遊砂濃度及びサルテーション高さ（掃流砂跳躍高さ）を推定する。

取水時に想定される最大の河川流量及び設計洪水量に対する「取水口付近掃流力」を算定し、「浮遊砂濃度分布」及び「サルテーション高さ」を推定する。浮遊砂濃度分布の対象粒径は、取水口流入許容限界粒径として、0.3 ㎜を対象とする。

5）ゴムダム採用の可能性を判断する。

浮遊砂濃度及びサルテーション高さ推定結果より、湛水池の「沈砂効果を評価」し、「沈砂池省略の可否を判断」する。また、平衡川床形状推定結果より、常時確保できる「有効容量の推定」を行うことにより、これらを総合評価して「ゴムダム採用可能性判断」を行う。

1.4 既設ゴムダムの諸元と運用の事例

発電用既設ゴムダムの諸元と運用に関するアンケート調査結果（昭和62年度調査）を表－1.4.1(a)～(b) に示した。

主な項目の調査結果の概要は、以下のとおりである。

① 発電用ゴムダムとしては、最も古いものでも設置後10年程度の経過年数であり、昭和61年頃から設置数が多くなってきた。

② 流域面積は、50～200 km^2 程度のものが多い。

③ ゴムダムによる最大取水量は、1 ～20m^3 ／s 程度である。

④ 設計洪水量の決定方法は、地点によってさまざまである。

⑤ 径間長の最大値は、43mである。

⑥ ゴム高は、1 ～3 mのものが多い。

⑦ ゴムダム膨脹媒体としては、中部地方以北ではすべて空気式が採用されている。

⑧ 倒伏方法は、自動又は自動・手動併用とされているが、起立方法は手動のものが多い。

⑨ 倒伏越流水深は、0.14H～0.5 H（H：ゴム高）の範囲で設定されている。

⑩ 倒伏時間は、10～30分／mである。

⑪ 床版基礎は、すべて岩着である。

⑫ 既設のゴムダムでは、すべて沈砂池が設けられている。

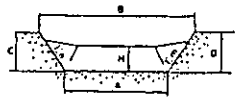
⑬ 設置地点の平均河道幅は20～100 m，平均河床勾配は1/50～1/150 程度である。

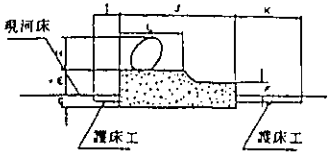
⑭ 河床砂礫（アーマ・コート形成材料）の最大粒径は15～30cm程度である。

表—1.4.1(a)　ゴム堰事例調査アンケート集計表（1）

（昭和62年度調査）

堰（ダム）の寸法





	中国電力株式会社	関西電力株式会社				中部電力株式会社		東京電力株式会社		
1．設置河川名称	大井川水系大井川	淀川水系三方川	淀川水系桂川	武庫川水系羽束川	新宮川水系川原樋川	木曽川水系阿木川	木曽川水系板取川	早川水系早川	酒匂川水系酒匂川	酒匂川水系酒匂川
2．設置位置	山口県阿武郡福栄村大字紫福	兵庫県宍粟郡一宮町大字西深字川戸	京都府京都市北区中川北山	兵庫県三田市小柿字奥山1826	奈良県吉野郡野迫川村大殿	岐阜県恵那市大井町横平2711	岐阜県武儀郡板取村大字加部字荒加6	神奈川県足柄下郡箱根町湯本	静岡県駿東郡小山町大字生土	神奈川県足柄上郡山北町山北
3．設置年	昭和63年（工事中）	昭和55年	昭和56年	昭和59年	昭和61年	昭和61年	昭和62年	昭和62年	昭和62年	昭和61年
4．設置目的	電力用取水（福栄発電所）	電力用取水（安積発電所）	電力用取水（船尾発電所）	電力用取水（羽束川発電所）	電力用取水（川原樋川発電所）	電力用取水、堆堰排砂（奥戸発電所）	電力用取水、堆堰排砂（白谷発電所）	電力用取水（山崎発電所）	電力用取水（峰発電所）	電力用取水（山北発電所）
5．流域面積(km²)	80.3（自己流域）	154.23（自己流域）	45.9（自己流域）	32.54（自己流域）	51.98（自己流域）	113.4（自己流域）	175.4（自己流域）	49.86（自己流域）	185.8（自己流域）	367　（自己流域）
6．設計流量										
1）最大取水量	4.22　m³/s	4.75　m³/s	1.67　m³/s	1.15　m³/s	5.80　m³/s	2.088　m³/s	5.143　m³/s	3.06　m³/s	16.5　m³/s	20.90　m³/s
取水深	1.9　m	1.480　m	0.714　m	1.350　m	2.00　m	1.21　m	1.833　m	1.800　m	2.900　m	2.500　m
下流水深	0　m	0　m	0　m	0.690　m	0　m			0　m	0　m	0　m
2）設計洪水量	1,030　m³/s	1,000　m³/s	516　m³/s	540　m³/s	730　m³/s	600　m³/s	2,380　m³/s	360　m³/s	750　m³/s	2,760　m³/s
設計洪水位	4.2　m	4.00　m	4.20　m	4.847　m	5.90　m	5.67　m	4.12　m	3.947　m	4.521　m	6.380　m
設計洪水量の決定	雨量データ（100年）	兵庫県河川改修計画	既往最大洪水量	既往最大洪水量、合理式による	既往最大日雨量、合理式による	岐阜県高水流量	クリーガーの式	既往最高水位を基礎とした堰高決定	既往最高水位を基礎とした堰高決定	既往最高水位を基礎とした堰高決定
7．堰(ダム)の寸法(m)										
A，B	28.50，32.65	39.00，43.00	9.62，10.82	8.00，11.74	26.00，30.40	5.6，6.14	20.0，23.8	13.960，16.600	30.30，34.60	19.000，20.750
C，D	5.40，2.90	3.00，5.00	1.20，1.20	1.87，1.87	7.00，4.00	3.1，3.1	4.8，2.8	5.550，5.550	7.407，7.407	7.030，3.500
E，F	，	0，1.10	0，0.20	0，0.50	0，0	1.0，0.8	0.0，0.7	0，0.600	0，4.643	0，0.725
G，H	1.10，2.00	4.30，2.00	1.50，0.80	1.30，1.35	4.00，2.00	0.15，1.4	1.5，2.0	6.950，1.800	4.60，2.90	2.651，2.500
I，J	，10.00	6.00，21.00	0，3.50	0，5.50	0，5.59	0，4.5	0.0，9.5	0，15.700	1.000，30.500	0，12.400
K，L	，	10.00，12.90	20.50，3.50	0，5.50	6.00，5.10	0，4.5	18.5，9.5	18.800，4.600	14.500，10.000	9.500，8.000
m，n	0.50，0.50	0.5，0.5	0.5，0.5	1.0，1.0	0.4，0.4	0.5，0.5	0.5，0.5	0.5，0.5	0.500，0.500	0.500，0
8．堰(ダム)の仕様										
1）起伏型式	水式	水式	水式	空気式	空気式	空気式	空気式	空気式	空気式	空気式
2）径間数	一連	一連	一連	一連	一連	一連	一連	一連	一連	一連
3）倒伏方法	自動・手動併用	自動・手動併用	自動・手動併用	自動・手動併用	自動・手動併用	自動・手動併用	自動・手動併用	自動	自動	自動
4）起立方法	手動	手動	手動	手動	手動	自動・手動併用	自動・手動併用	手動	手動	手動
5）倒伏条件										
①倒伏越流水深	1.0　m	1.00　m	0.4　m	0.4　m	0.8　m	0.56　m	0.36　m	0.25　m	0.400　m	0.500　m
倒伏越流流量	51　m³/s	90　m³/s	5.13　m³/s	9　m³/s	38　m³/s	22.4　m³/s	50　m³/s	30.9　m³/s	31.4　m³/s	105.3　m³/s
②倒伏時間	60　分	40　分	15　分	20　分	30　分	10　分	30　分	30　分	60　分	40　分
決定根拠	既往最大洪水＋貯留水を対象とした水位上昇規制値*）	倒伏時流量を対象とした水位上昇規制値（50cm/30分）	倒伏時流量を対象とした水位上昇規制値	既往最大洪水＋貯留水を対象とした水位上昇規制値	既往最大洪水＋貯留水を対象とした水位上昇規制値	倒伏時流量を対象とした水位上昇規制値（50cm/分）	倒伏時流量を対象とした水位上昇規制値	倒伏時流量を対象とした水位上昇規制値	倒伏時流量値を対象とした水位上昇規制値	倒伏時流量を対象とした水位上昇規制値
③無害流量(m³/s)	110m³/s	規制無し	規制無し	不明	規制無し	規制無し	規制無し	0.75(水位上昇0.18m/30分)	0.9(水位上昇0.29m/30分)	106.2(水位上昇0.28m/30分)
④定期的放流	無し	無し	無し	無し	0	1回／年（定期点検）	1回／年（定期点検）	1回／2年	1回／年	1回／年
⑤その他	堆堰排砂が必要な時	定期点検時	無し	無し	堆堰排砂が必要な時	堆堰排砂が必要な時	堆堰排砂が必要な時	無し	無し	無し
6）起立条件										
①起立水深(m)	0.60	0.9	洪水終了後、状況を判断して、倒伏条件水位以下で起立	0.4	倒伏水位以下となり増水のおそれがない時	0.66	0.37	0	0.38	0.45
起立流量(m³/s)	30	88				7.3	30	4	15	40
②その他	特に無し	特に無し	状況により判断	状況により判断	状況により判断	特に無し	特に無し	目視による湖度の確認	目視による湖度の確認	目視による湖度の確認
7）設計準拠基準	ダム設計基準	ダム設計基準，一次案*）	一次案*）	一次案*）	二次案*）	二次案*），砂防技術基準	二次案*），砂防技術基準	ダム設計基準　二次案*）	ダム設計基準　二次案*）	ダム設計基準　二次案*）
8）床版基礎	岩着	岩着	岩着	岩着	岩着	岩着	岩着	岩着	岩着	岩着

*）一次案：「ゴム引布製起伏堰技術基準（一次案）」
二次案：「ゴム引布製起伏堰技術基準（二次案）」
水位上昇規制値：下流側ネック断面での水位変動の限度（ことわりの無い限り30cm/30分）

表－1．4．1（b） ゴム堰事例調査アンケート集計表（2）（昭和62年度調査）

調査項目	中国電力株式会社	関西電力株式会社				中部電力株式会社		東京電力株式会社		
発電所名	福栄発電所	安積発電所	堀尾発電所	羽束川発電所	川原堰川発電所	奥戸発電所	白谷発電所	山崎発電所	峰発電所	山北発電所
9．堰(ダム)以外の設備 1）護床工延長(I,K)決定	護床工無し	河川協議	河川協議	河川協議	特に無し	特に無し	砂防技術基準	水理計算	水理計算	水理計算
2）土砂吐の有無	無	無	無	有	無	有	有	有	無	有
3）沈砂池の有無	有	有	有	有	有	有	有	有	有	有
4）下流警戒装置の有無	無	有（自動）	無	有（自動）	無	無	無	無	無	有（自動）
5）ＩＴＶ設置の有無	無	有	無	無	平成元年度設置予定	無	無	有	有	有
6）魚道の有無	有	有	無	無	無	有	有	無	無	有
10．土砂水理的条件 1）平均流況 年最大日流量	70.8 ㎥/s	113.3 ㎥/s	25.60 ㎥/s	21.11 ㎥/s	57.97 ㎥/s	51.83 ㎥/s	224.4 ㎥/s	50.8 ㎥/s	66.3 ㎥/s	276 ㎥/s
豊水流量	3.87 ㎥/s	7.78 ㎥/s	2.03 ㎥/s	0.84 ㎥/s	3.17 ㎥/s	5.99 ㎥/s	18.6 ㎥/s	4.4 ㎥/s	12.2 ㎥/s	24.2 ㎥/s
年平均流量	4.01 ㎥/s	7.34 ㎥/s	1.84 ㎥/s	0.92 ㎥/s	3.04 ㎥/s	4.35 ㎥/s	11.9 ㎥/s	4.0 ㎥/s	11.2 ㎥/s	21.0 ㎥/s
2）維持放流量	0.49 or 0.44㎥/s	0.25㎥/s（魚道）	0 ㎥/s	0 ㎥/s	0.11 ㎥/s	0.139㎥/s	0.139㎥/s	0.5 ㎥/s	0 ㎥/s	0.3 ㎥/s(魚道)
3）湛水池容量 建設当初	5,700 ㎥/s	10,500 ㎥	800 ㎥	不明	1,900 ㎥	700 ㎥	2,000 ㎥	2,000 ㎥	20,000 ㎥	11,000 ㎥
S．63．1 現在	実績無し	不明	800 ㎥	2,000 ㎥	不明	700 ㎥	2,000 ㎥	2,000 ㎥	20,000 ㎥	11,000 ㎥
4）平均河道幅	30m	50m	12m	20m	40m	30m	100m	20m	40m	80m
5）平均河床勾配	1/125	1/150	1/135	1/110	1/100	1/60	1/50	1/60	1/110	1/42
6）堰上流の移動可能巨石の有無	有	無	有	有	無	未調査	未調査	有	有	有
粒径	60 cm	——	50 cm	100 cm	——	——	——	85 cm	45.8 cm	95.9 cm
場所	堰上流 300m付近	——	点在している	全般	——	——	——	堰直上流	堰直上流	堰直上流
7）巨石を除く河床砂礫の最大粒径	約 30cm	約 20cm $d_{..}$=9～12cm	約 30cm	約 30 cm	約 30 cm	約 15 cm	約 20cm	約 20cm	約 20cm	約 20cm
11．堰運用状況 1）年平均倒伏回数	3回（計画）	3．3回（S.55～S.62平均）	5．8回（実績）	3回（実績）	3～4回（計画）	18回（実績 S.62）	17回（実績）	3回（実績）	5回（実績）	5回（実績）
2）沈砂池の土砂排除実績 旧ダム	旧ダム無し	25回／年 30 ㎥／年 (S.51～S.54)	1回／年	0回／年	旧ダム無し	70回／年 350 ㎥／年	50回／年 210 ㎥／年	0回／年	0回／年	6回／年 30㎥／年
新ダム	実績無し	1回／年 5㎥／年 (S.56～S.61)	1回／6年	0回／年	1回／年 2,000㎥／年	19回／年 40㎥／年	2回／年 50㎥／年	ダム地点における排除実績無し	ダム地点における排除実績無し	ダム地点における排除実績無し
3）起立倒伏による水位変化に伴う問題点と対策	無	揚水期の起立操作に時間がかかった事例ある。	無	無	無	無	無	無	無	無
4）冬期降(積)雪、凍結による問題点と対策	無	無	無	無	無	気温が下がると、ラバー袋内圧力が下がることがある。手動により、ポンプを作動させ圧力を上げる。	無	無	無	無
5）周辺環境に及ぼす問題点と対策	無	無	無	無	倒伏流量の設定が大き過ぎ、実際では、倒状せず堆砂が進んでいる。倒状流量の見直しを実施中。	無	堰上流の排砂効果が高まったことにより下流に堆砂がみられる。現在、調査中。	無	無	無
6）操作時その他のトラブルと対策	建設中につき実績無し	無	袋体表面摩耗。織物が層入ったゴム引布(t=2.3mm)を貼合す。	無	無	留サージをひらうことあり。人力により復帰している。	無	無	無	無

1.5　ゴムダムの設計

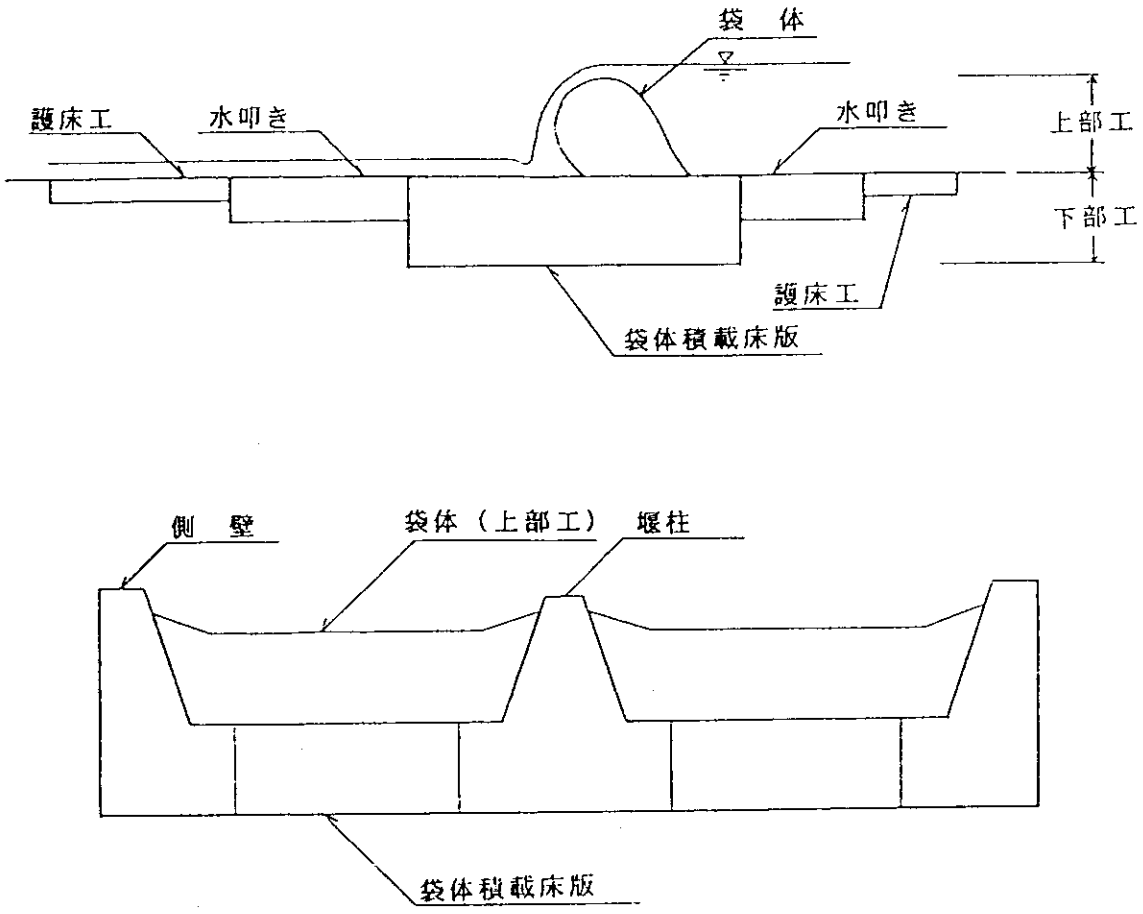
ゴムダムの設計に当たっては、既存の各種技術基準を利用することになるが、ゴムダムの上部工に関する技術基準としては「ゴム引布製起伏堰技術基準（二次案）」が現状では唯一である。

ゴムダムの下部工に関しては、「発電用水力設備の技術基準」があるので、設計方針としては基本的にこれに準拠する。

本節においては、下部工について記載し、上部工に関しては「ゴム引布製起伏堰技術基準（二次案）」を参照されたい。

1.5.1　ゴムダムの概要

ゴムダムは、袋状の合成ゴム引布製の袋体（上部工）と袋体等に作用する荷重を基礎地盤に伝達し安定を図る下部工とからなっている。



図－1.5.1 ゴムダムの一般形状

1.5.2　設計荷重

ゴムダムの設計に用いる荷重は、ダムとして考える場合以下によるものとする。

①　自　重

単位体積重量により算定する。

②　静水圧

静水圧は、袋体との接触面に対し垂直に作用するものとし、ゴムダムの操作上考えられる水位の組み合わせにより検討する。

③　地震時動水圧

動水圧は、袋体との接触面に対し垂直に作用するものとし、下記のWestergaardの近似式により算定する。

$$Pd = \frac{7}{8} W_o \cdot k \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

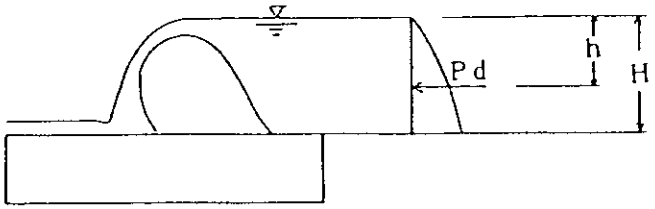
ここに　Ｐｄ：上流面の任意の点における動水圧（ｔ／㎡）

Ｗｏ：水の単位体重重量（ｔ／ｍ³）

ｋ　：設計震度

Ｈ　：ゴムダム直上流の水位から下部工上端までの水深（ｍ）

ｈ　：ゴムダム直上流の水位から動水圧の作用する点までの水深（ｍ）



④　泥　圧

泥圧は、土砂の堆積が考えられる場合に考慮するものとし、鉛直力にあっては泥土の水中における重量をとり、水平力にあっては次の計算式により求める。

$Pe = Ce \cdot W_1 \cdot d$

$W_1 = W - (1 - \nu) \cdot W_o$

ここに　Ｐｅ：水平方向泥圧（ｔ／ｍ³）

Ｃｅ：泥圧係数（Ｃｅ＝0.4 ～0.6）

W_1：堆泥の水中における重量（ｔ／ｍ³）

ｄ　：堆泥面から接触面上の任意の点までの深さ（ｍ）

Ｗ　：堆泥の見かけの単位体積重量（ｔ／ｍ³）

（Ｗ＝1.6 ～1.8 ｔ／ｍ³）

ν　：堆泥の空隙率（ν＝0.3 ～0.45）

Ｗｏ：水の単位体積重量（ｔ／ｍ³）、（Ｗｏ＝1.0 ｔ／ｍ³）

⑤　地震力

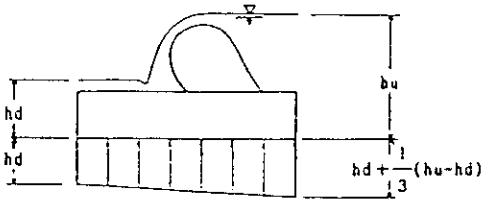
地震力は、水平に作用するものとし、下表に掲げる値以上で地質その他ゴムダムの設置地点の状況を考慮して得られる値の設計震度を自重に乗じて計算する。

地域区分	設計震度の下限値
強震帯地帯	0．12
中震帯地帯	0．12
弱震帯地帯	0．10

地域区分は「発電用水力設備の技術基準」、「ゴム引布製起伏堰技術基準（二次案）」等を参照する。

⑥　揚圧力

揚圧力は、各水平断面の全面積に鉛直上向きに作用するものとし、下表に揚げる値を基礎として計算する。

上流端	下流端	備　　考
ゴムダム直上流の水位から下部工下端までの水深による水圧と、下流端の水圧との差の1/3の値に下流端の水圧を加えた値	ゴムダム直下流の水位から下部工下端までの水深による水圧	

⑦　氷　圧

氷圧は、寒冷地において結氷厚が10㎝以上となる場合に考慮するものとし、結氷と接する面に対して20t/㎡とする。

⑧　残留水圧

残留水圧は、ゴムダムの操作上想定される水位の組み合わせにより、側壁等において背面水位と前面水位との間に水位差が生じる場合に考慮する。

⑨　土　圧

常時土圧は、ランキン又はクローンの土圧公式、地震時土圧は物部、岡部の式による。

⑩　その他

風荷重、雪荷重、自動車荷重、温度荷重等が考えられる場合には、「ゴム引布製起伏堰技術基準（二次案）」に従って計算を行うものとする。

1.5.3　材料の許容応力度及び安全率

（1）鉄筋の許容引張応力度

鉄筋の種類	許容引張応力度
ＳＲ　２３５	1,400 kg/ ㎠
ＳＲ　２９５	1,600 kg/ ㎠
ＳＤ　２３５	1,400 kg/ ㎠
ＳＤ　２９５	1,800 kg/ ㎠
ＳＤ　３４５	2,000 kg/ ㎠
ＳＤ　３９０	2,100 kg/ ㎠
ＳＤ　４９０	2,100 kg/ ㎠

（2）鉄筋コンクリート構造物におけるコンクリートの許容応力

ａ．コンクリートの許容曲げ圧縮応力（軸方向応力を伴う場合を含む。）
圧縮強度の1/3 の値

ｂ．コンクリートの許容せん断応力
次の表に定める値

場合の区分		許容せん断応力　（kg/ ㎠を値とする）			
		圧縮強度が180kg/㎠以上240kg/㎠未満の場合	圧縮強度が240kg/㎠以上300kg/㎠未満の場合	圧縮強度が300kg/㎠以上400kg/㎠未満の場合	圧縮強度が400kg/㎠以上の場合
斜引張鉄筋の計算をしない場合	はりの場合	6	7	8	9
	スラブの場合	8	9	１０	１１
斜引張鉄筋の計算をする場合		１７	２０	２２	２４

ｃ．コンクリートの許容附着応力
次の表に定める値

鉄筋の種類	許容せん断応力　（kg/ ㎠を値とする）			
	圧縮強度が180kg/㎠以上240kg/㎠未満の場合	圧縮強度が240kg/㎠以上300kg/㎠未満の場合	圧縮強度が300kg/㎠以上400kg/㎠未満の場合	圧縮強度が400kg/㎠以上の場合
普通丸鋼	7	8	9	１０
異形丸鋼	１４	１６	１８	２０

（3）安全率

ゴムダムの安全に係る安全率は下表に示す値となるように設計する。

	常　時	地　震　時
転　　倒	合力の作用点が中央1/3 以内	合力の作用点が中央2/3 以内
滑　　動	1．5以上	1．2以上
基礎の支持力	3以上	2以上

1.5.4　安定計算

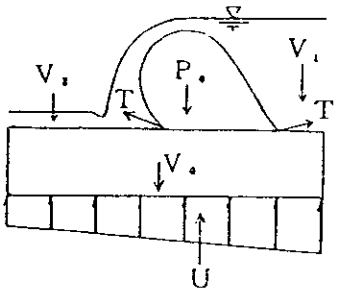
ゴムダムは設計荷重に対し転倒、滑動及び基礎の支持力に対する安定が得られるように設計を行う。

安定計算を行う場合の荷重条件の1例を以下に示すが、これらの荷重条件の他、予想される水位条件の組み合わせや施工段階においても安全であるように設計する。

（1）袋体積載床版部の安定計算

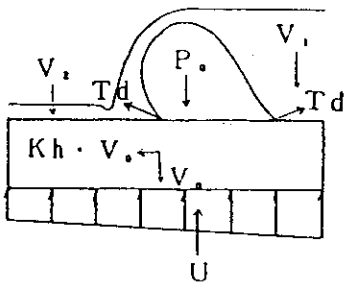
水流方向について安定計算を行う。

a．常　時



V₀ ：自重
T　 ：袋体張力
P₀ ：袋体内厚による鉛直力
V₁ ：上流側水重
V₂ ：下流側水重
U　 ：揚圧力

b．地震時

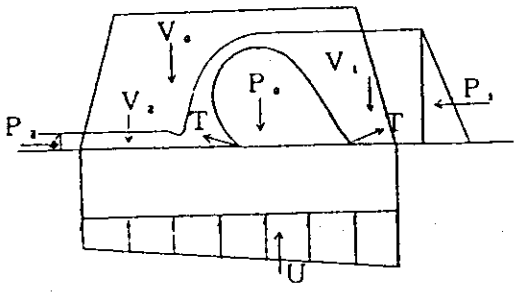


Td：袋体張力（地震時動水圧に対する張力を考慮する。水膨脹式の場合は、袋体膨脹媒体の地震力による張力も考慮する。）

（2）堰柱部の安定計算

1）水流方向

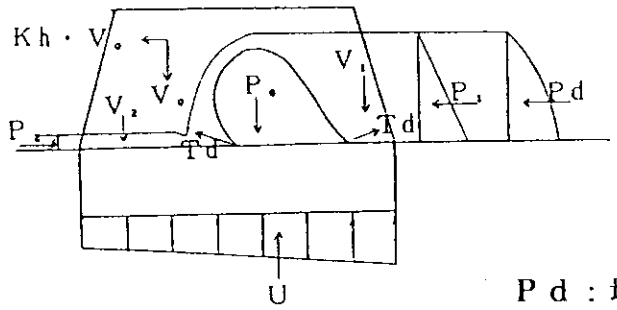
a．常　時



P_1 ：堰柱に作用する上流側水圧

P_2 ：堰柱に作用する下流側水圧

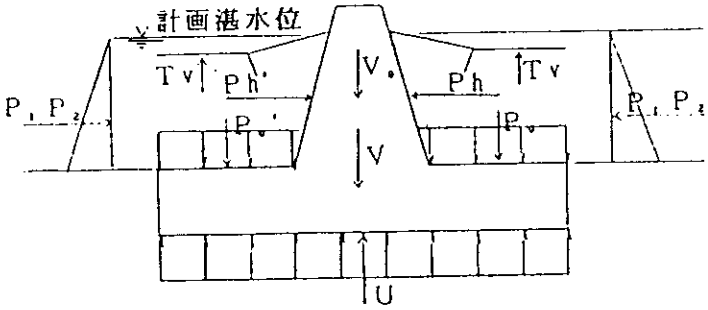
b．地震時



Pd：堰柱に作用する地震時動水圧

2）水流直角方向

a．常　時

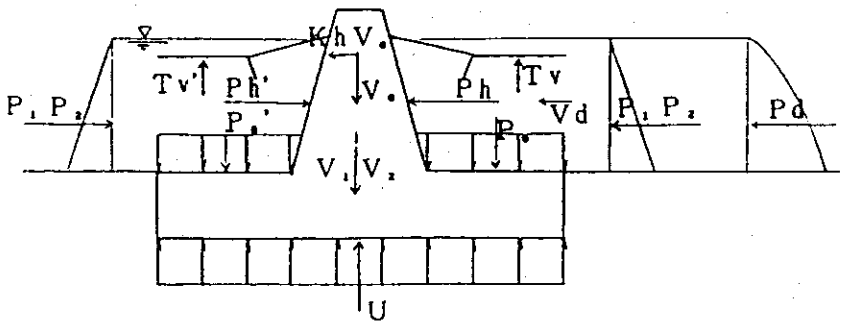


Tu．Tu′：袋体張力の鉛直成分

P_o．P_o'：袋体内圧による鉛直力

Ph．Ph′：袋体内圧による水平力

b．地震時



Ｖｄ：袋体膨脹媒体の地震力（水膨脹式の場合のみ。）

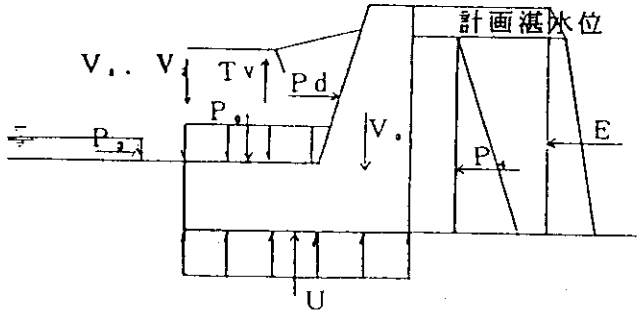
（３）側壁部の安定計算

１）水流方向

堰柱部と同様の荷重条件にて計算を行う。

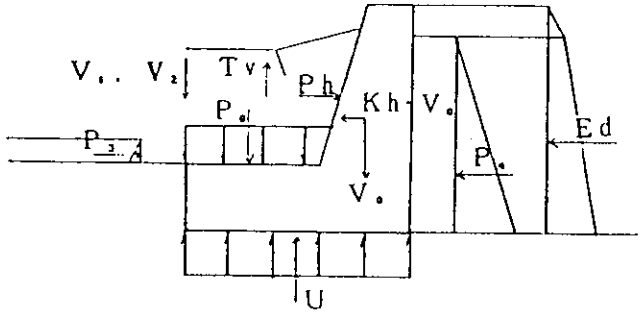
２）水流直角方向

ａ．常　時



Ｐ３　：前面水圧
Ｐ４　：背面水圧
Ｅ　　：背面土圧

ｂ．地震時



Ｅｄ：地震時背面土圧

1.5.5　下部工各部の設計

①　袋体積載床版

袋体積載床版の応力は、弾性床上の梁又は側壁に固定された片持梁として計算する。

②　側　壁

側壁の応力は、袋体積載床版に固定された片持梁として計算する。

③　水叩き

水叩きは、水重、揚圧力等の荷重に対し安全な構造となるよう設計する。

袋体積載床版及び水叩きの部材厚は、揚圧力等の上向き力により浮き上がらぬように次式で計算する。

$$t = \frac{4}{3} \cdot \frac{H_P - \omega}{\gamma_c - 1}$$

ここに

t　：部材厚（m）

H_P：揚圧力（t／㎡）

γ_c：コンクリート重量（t／㎥）

ω　：上載水重（t／㎡）

1.6　実証プラント基本設計

1.6.1　調査の概要

本調査の内容は次のとおりである。

（1）目　的

山地河川に設けられている中小規模の水路式発電所の取水設備については、施工及び操作、維持管理面において簡易性が求められる。更に堆砂、落葉等による取水能力の低下も大きな問題となっている。したがって、長期間にわたり安定した取水が可能な設備の開発が重要な課題である。

このような基本的認識のもとに、ゴム引布製起伏ダムを水力発電設備として、高度に利用することを目的に実証地点の基本設計を行うものである。

（2）調査発電所

黒谷発電所：電源開発株式会社

福島県南会津群只見町大字黒谷

（3）検討内容

（a）現地調査

（b）ダムの堆砂・排砂の推定

（c）沈砂効果の検討

（d）ゴムダム採用と発電計画の検討

（ｅ）ゴムダムの河川管理規則を尊守した運用の検討
（ｆ）ゴムダム採用の取水設備の設計
（ｇ）施工計画及び概算工事費
（ｈ）鋼製ゲート堰との経済比較
（ｉ）まとめ

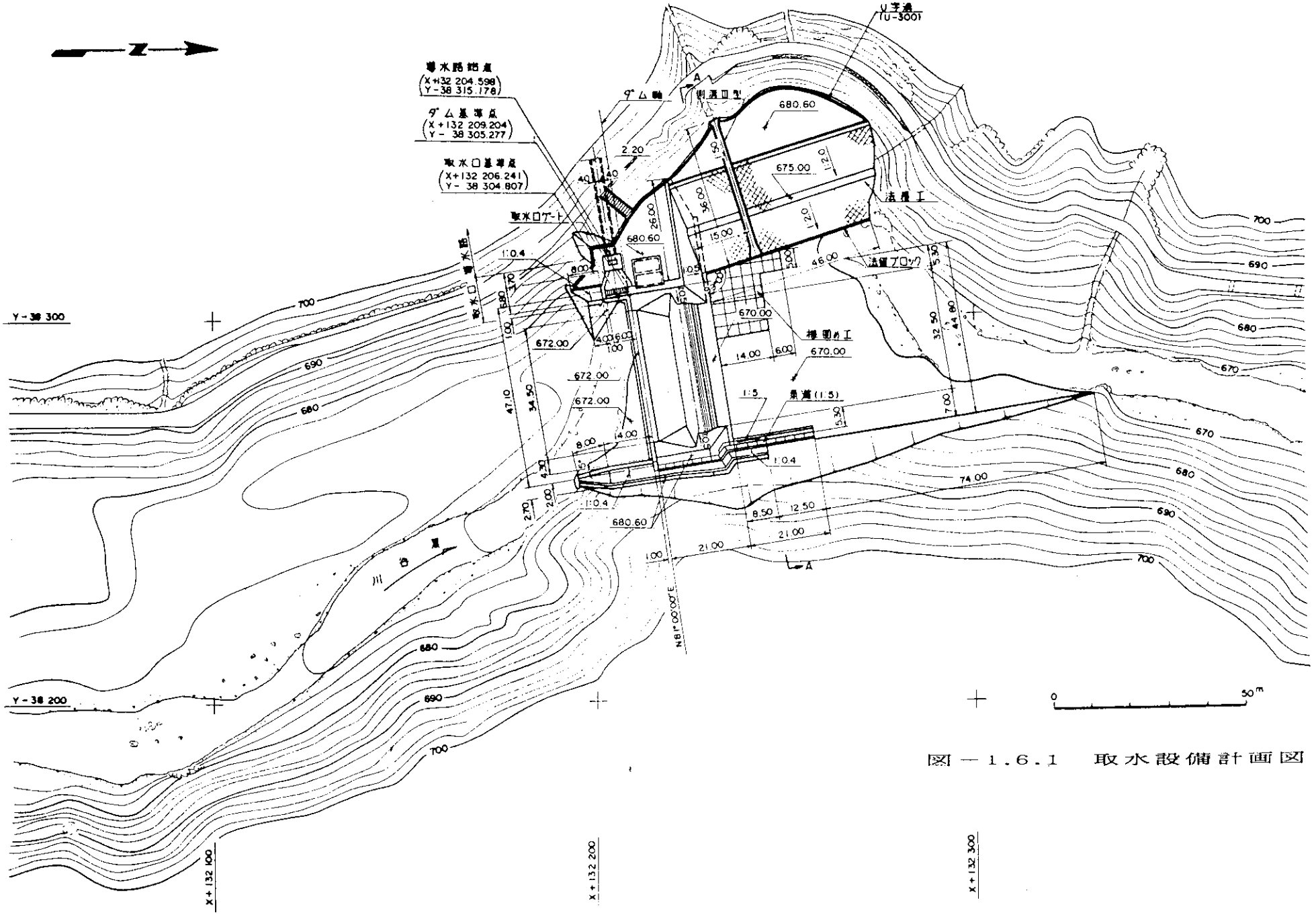
1.6.2　実証地点の概要

中小水力発電用大型ゴムダムの開発は、国の石油代替エネルギー開発促進政策により「中小水力動力エネルギー回収システム技術に関する実用化開発」の一環として、国の補助金を受け、電源開発（株）、住友電気工業（株）と共同で昭和56年から３年間にわたり実施された。

ゴム引布製起伏ダムは、出水時に倒伏することにより湛水池内に流入してくる土砂を自然排砂する機能を有している。この機能を高度利用することにより、流れ込み式発電所の沈砂池の省略、利用落差の拡大、湛水池の空容量を利用した渇水時の調整運転による高効率発電及び運転管理の省力化、建設費、管理費のコストダウン等による中小水力の経済性の向上を図るものである。

今回その利用技術の確立を目的とした実証試験候補地点として、黒谷発電計画の取水ダムを対象として検討した結果、ダム高６ｍが最適であるとの結論を得た。
黒谷発電計画の概要は、次のとおりである。

当地点は、黒谷川本流に実証試験ダムを設けて、最大7.63m^3／ｓを取水し、途中大幽沢、小幽沢の２か所でそれぞれ最大3.43m^3／ｓ，0.94m^3／ｓを取水し、合わせて最大量12.0m^3／ｓを延長約８．１ｋｍの無圧トンネルでヘッドタンクに導水し、延長４４１ｍの水圧鉄管による有効落差194.30ｍを利用して、最大出力19,600ｋＷの発電を行った後、放水口より黒谷川へ放流する水路式発電所である。主要計画諸元を表－1.6.1 に、取水設備計画図－1.6.1 ～1.6.3 に示す。



図－1.6.1　取水設備計画図

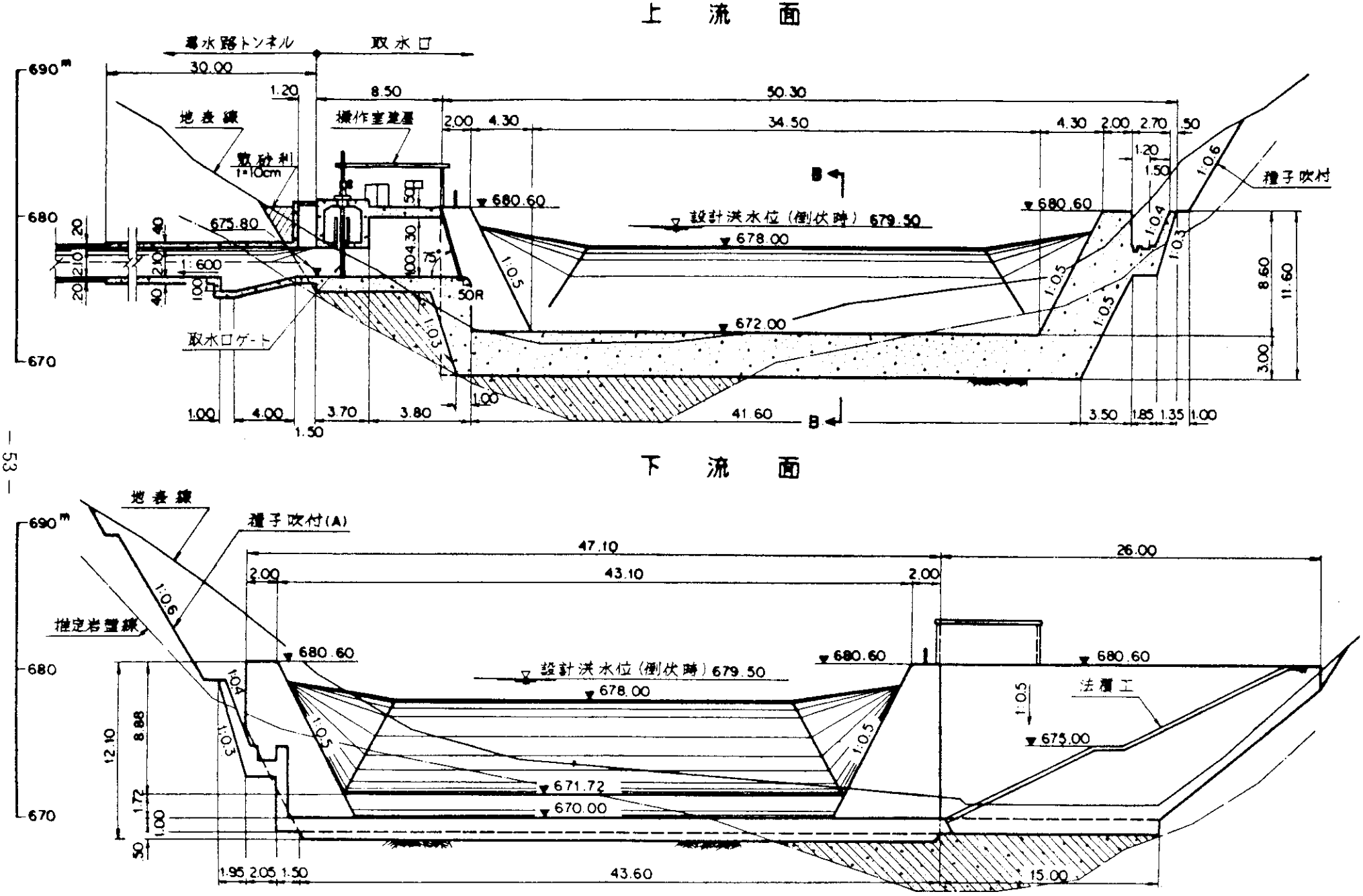
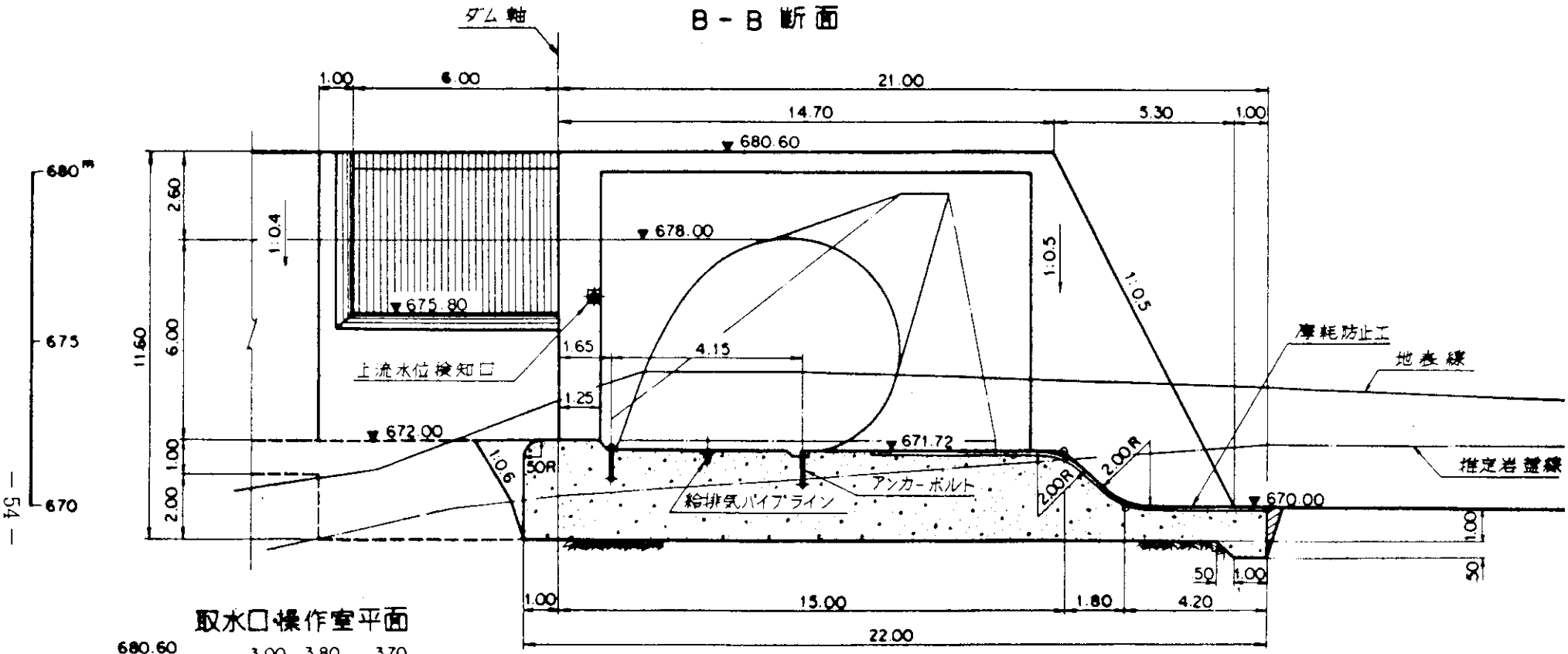


図 — 1.6.2　取水設備計画図



図－1.6.3　取水設備計画図

1.6.3 検討結果の概要

黒谷地点で実施したゴム引布製起伏ダム実証プラントの基本設計における検討結果より、以下の事項が確認された。

（ゴムダムの利点）

① 年３回程度の自動倒伏により、ダム上流の堆砂排除が行われ、河床上昇を防ぐことができるので常に安定取水が図られる。

② ゴムダムは、洪水時に自動倒伏しており、ダム設置に伴う水位上昇を防ぐことができる。

③ ダム上流に湛水域ができることにより、沈砂効果が期待できる。これより沈砂池の省略が可能となる。

④ ゴムダムを採用することにより、ゴム高分（6.00m）の利用落差の拡大が図られる。

⑤ 湛水池の空容量を利用した調整運転方式とすると、発生電力量は流れ込み式と比べ、1.2 %増加が見込まれる。またL$_5$出力（月別最低５日出力の平均値）についても同様に11.1%の増加が見込まれる。

⑥ 操作機構が単純となるため、信頼度が高く、運転管理の省略化が図られる。

⑦ ゴムダムは軽量であるため、搬入及び据付が容易である。

（鋼製ゲート堰との比較）

① 取水ダム工事の工事費を比較すると、ゴムダムが約27%安くなり経済的となる。

② 維持管理が容易となるため、維持費（塗装、機器の補修等）の削減を図ることができる。

今後は、これらの検討結果に基づき、実証プラントの建設と、引続きその信頼性の検証が行われる予定である。

参 考 文 献

1）「中小水力標準化モデルプラント設計調査報告書　ゴム引布製起伏堰の利用技術の確立　設計・運転操作管理に関するマニュアル（案）概成」；通商産業省　資源エネルギー庁、財団法人　新エネルギー財団、平成４年３月

2）「ゴム引布製起伏堰技術基準（二次案）」；建設省河川局治水課監修、（財）国土開発技術研究センター、（株）広済堂、昭和５８年９月

3）「水理公式集－昭和６０年版」；土木学会編、（株）技報堂

4）「二訂建設省河川砂防技術基準（案）調査編」；建設省河川局監修、（社）日本河川協会編、山海堂、昭和６１年８月

5）「発電用水力設備の技術基準と官庁手続き　改訂２版」；通商産業省資源エネルギー庁公益事業部発電課編、（社）電力土木技術協会、平成４年６月

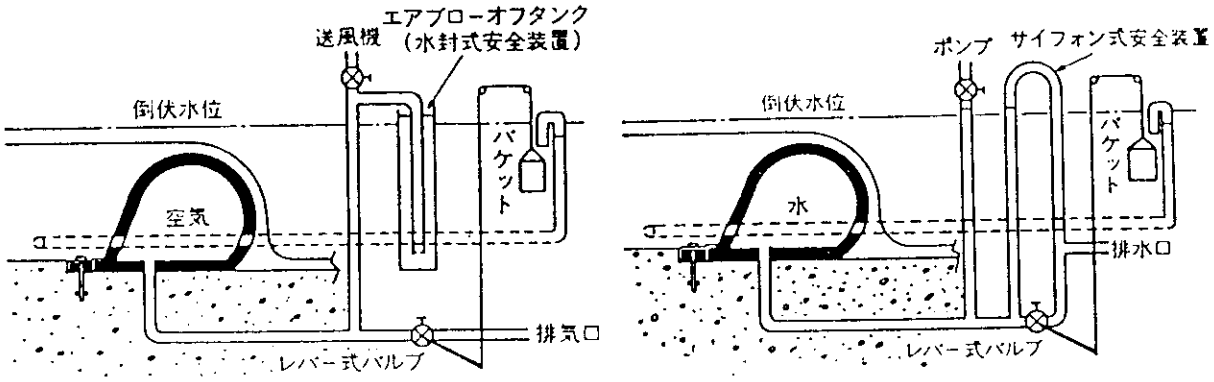
第2節　ファブリダム

2.1 ファブリダムの構造と特徴

2.1.1 ファブリダムの構造

ファブリダムは、河川に横断して取付けられたゴム引布製の袋体と、それを膨張、収縮させるための機械を納めるための操作室及び袋体と機械を結ぶ配管により構成されている。

ファブリダムの構造は、膨張形式により若干異なる。空気膨張式の場合と、水膨張式の場合の基本構造を図-2.1.1に示す。袋体の膨張媒体として、空気あるいは水のいずれかを選択するときの参考として両者の比較を表-2.1.1に示す。



図－2.1.1　基本構造

表－2.1.1　膨張形式比較表

項目＼方式	水膨張式	空気膨張式
気　　温	極寒地においては膨張用水氷結のおそれあり	
地　　盤		軟弱地盤の場合は水式に比較して有利
耐越流水深	空気膨張式に比較して大きい越流水深に耐える 堰高　h：0．5h	堰高　h：0．2h
操作時の袋体形状の安定性	比較的等しい水深で越流する	内圧が下がると流れの集中現象が生ずる
水位調節	空気式に比較して調節しやすい	
袋体の周長	空気式に比較して周長が長くなる	
給排時間	空気式と同一の管径の場合は空気式に比べ時間を要す	
給 排 管	取水の方法により管内に土砂堆積のおそれあり	水式に比べ小口径管の使用が可能
その他の構造物	多くの場合沈砂装置、水槽を要する	

図-2.1.1から分るとおり、送風機やポンプにより袋体内に空気や水を注入してファブリダムを起立させるわけである。もし、設定値以上の空気の他又は水が注入されても、それぞれエアーブローオフタンク、又はサイフォン管により過剰な空気又は水は排出されて、堰の安全性は確保される。

起立したファブリダムは、適切な注入空気圧または注入水圧によって河川水を貯留する。大雨が降り、上流の水位が計画値に達すると、配管系内に設けられた排気又は排水バルブが自動的に開いて倒伏を開始する。このとき、万一、この自動倒伏装置が故障した場合でも、増加した上流側の水圧による袋体内の圧力上昇により袋体内部の空気、又は水は、エアーブローオフタンク又はサイフォン管から排出され、ファブリダムは自動的に倒伏する構造となっている。

2.1.2 ファブリダムの耐久性

ファブリダムの耐久性は、使用するゴム引布の寿命で決まる。ここでは、ファブリダムに使用しているゴム引布の耐久性について述べる。

ファブリダムに使用している特殊合成ゴムは、実証的検討によりその耐久性が証明されている。ファブリダムに使用しているゴムは最初約５００%の伸びをもっているが、４０年間の屋外曝露期間を経てもまだ１００%程度の伸びを有している。ファブリダムが機能を果たすために必要とする伸びは補強繊維を保護し、その伸びに追従し、水密及び気密を保つという点から考えて、１００%あれば十分である。

したがって、ファブリダムのゴムは耐候性については４０年以上の寿命が期待できると考えられる。

また、ファブリダム設置後１４年経過した堰の強度低下率は約２０%であり、袋体の安全率が８であることを考えれば、耐候性、耐オゾン性を含めたゴム引布の耐久性は十分であると考えられる。

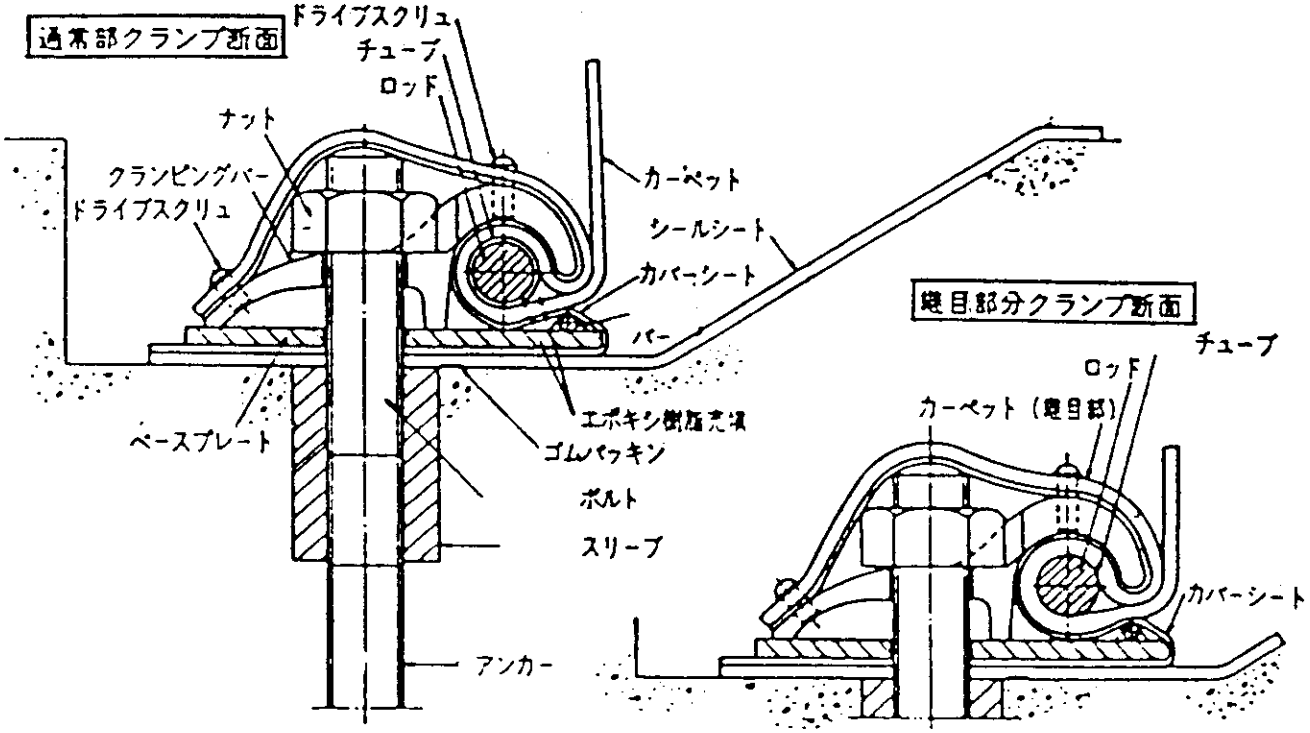
さて、ゴム引布の摩耗は、河川条件に大きく左右されるが、設置後１４年間のゴムの摩耗量は０．２mm程度である。一般に、ゴム材料は金属に比べて耐摩耗性が高く、ゴム引布の流砂に対する耐摩耗性は十分であると考えている。これらのことから、ファブリダムの耐久性は、鉄扉のそれに近いものであると思われる。

2.1.3 ファブリダムの取付方法

図-2.1.1にファブリダムの取付図を示す。

ファブリダムの取付部は、ゴムの弾性減少やクリープによる応力緩和の影響を受けず、またゴム引布にボルト穴を開けない構造である。

ファブリダムの固定部は、実機堰でその信頼性が評価されていることはもちろん、繰返し引張疲労試験及び繰返し膨張・収縮実験等により、その耐久性が証明されている。



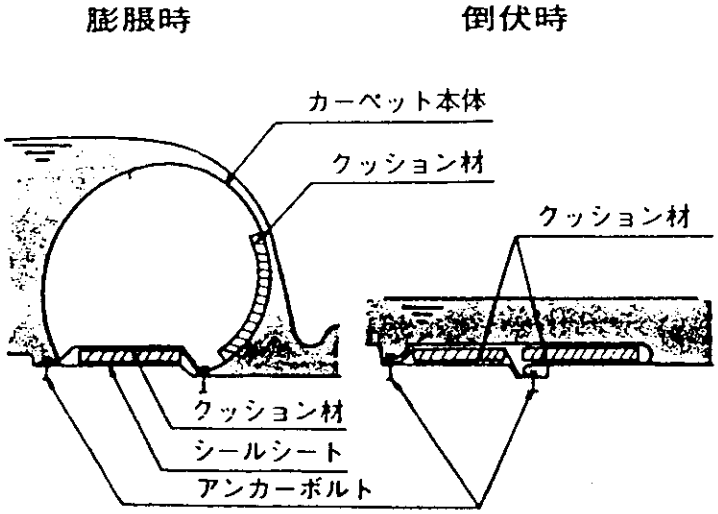
図－2.1.2　ゴム引布と河床の取付図

2.1.4 ファブリダムの損傷防止対策

ファブリダムの損傷は、主に出水時に堰が倒伏した状態において転流してくる岩石により受ける貫通傷である。この損傷防止策として、１９７６年より図-2.1.3に示すようなクッション材を袋体内に取付け、転石エネルギーを吸収するクッション工法を採用している。

各河川の損傷防止策の設計は、各河川の流速により転石エネルギーを算出し、このエネルギーを吸収できるクッション材の材質と厚さを選定する。

なお、クッション工法を採用したファブリダムでは、転石による損傷事故は皆無であり、転石による損傷防止対策は十分といえる。



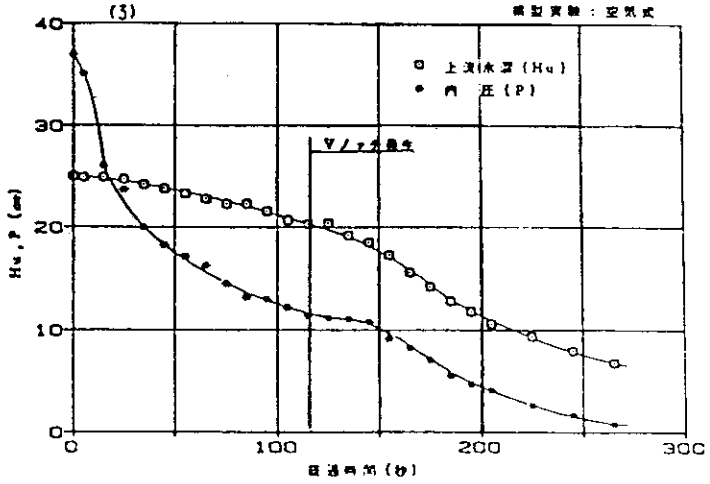
図－2.1.3　クッション材の取付位置

2.1.5 ファブリダムの水理特性

（a）Vノッチ

Vノッチとは、空気膨張式堰の倒伏過程で、ある内圧で袋体の一部がV字形に変形する現象のことである。上流水位や流量を制御する場合、水膨張式堰では、天端が一様に低下するので問題はないが、空気膨張式堰では、不適当な範囲がある。

Vノッチ発生時の堰高は、初期内圧、周長／取付間隔、上下流水位により異なるが、一般的には、初期堰高の７割程度である。なお、図-2.1.4に示す通り、Vノッチ前後で上流水深の急激な変化がみられないことから、Vノッチ発生による急激な流量変化はないものと考えられる。



図－2.1.4　Vノッチ発生と上流水深

（b）越流水深

越流水深が堰高に比べ大きくなると、袋体の振動が発生するが、これは、ANWARによって報告された現象である。本現象の解明は、種々のモデル試験で行われた「ゴム引布製起伏堰技術基準（二次案）」（以下技術基準という。）において、最大越流水深は、空気膨張式堰では堰高の２０％、水膨張式堰では５０％以下を標準値と定めている。この標準値は安全側を見たものであり、堰内圧を高くすること、周長／取付間隔を小さくすること等で、越流水深を大きくすることは可能である。

2.1.6 ファブリダムの操作設備（機構）

ファブリダムの操作設備は、起立装置、倒伏装置、及び安全装置からなり、送風機又は吸水ポンプの膨張用機器の起動と弁操作のみの簡単な機構であり、実績に裏づけられた信頼性の高い装置である。

（a）起立装置

起立装置は、エンジン又はモーターで駆動する送風機（空気膨張式堰）やポンプ（水膨張式堰）である。

（b）倒伏装置

倒伏装置は、河川水位を検知して自動的に排出弁を開放し、堰を倒伏させるものである。

水位検知器には、機械式としてバケット式、フロート式などがあり、電気式としては、フロート式、触針式などがある。

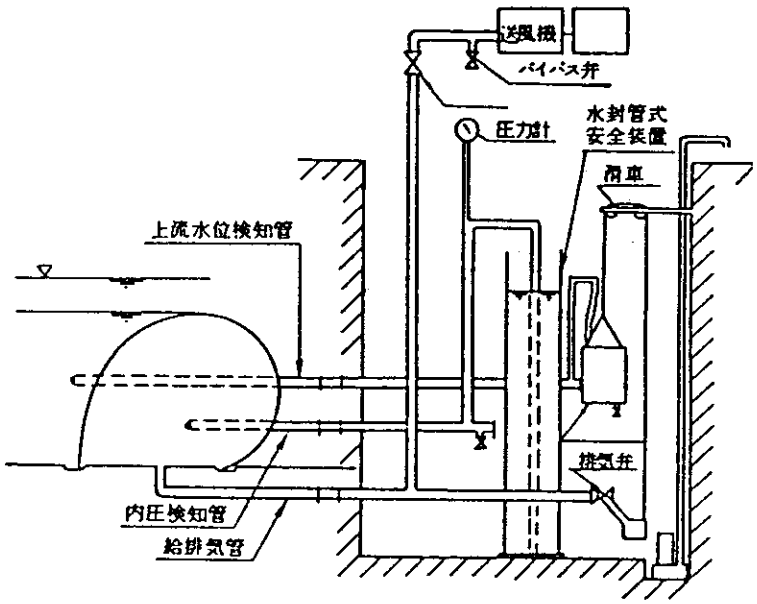
また給排弁操作力には、電力（電動機）、機械力（バケットの自重）、空気圧

力等が一般的である。

（c）安全装置

安全装置は、膨張媒体の過合による袋体の損傷防止と、倒伏装置が万一故障した場合に袋体の倒伏を保証するものである。過給防止装置としては、エアーブローオフタンク（空気膨張式堰）、サイフォン管（水膨張式堰）などがある。倒伏安全装置としては、手動で排出弁を開放し、倒伏させることができるほか、過給防止装置としてのエアーブローオフタンクやサイフォン管によっても自動倒伏が可能である。

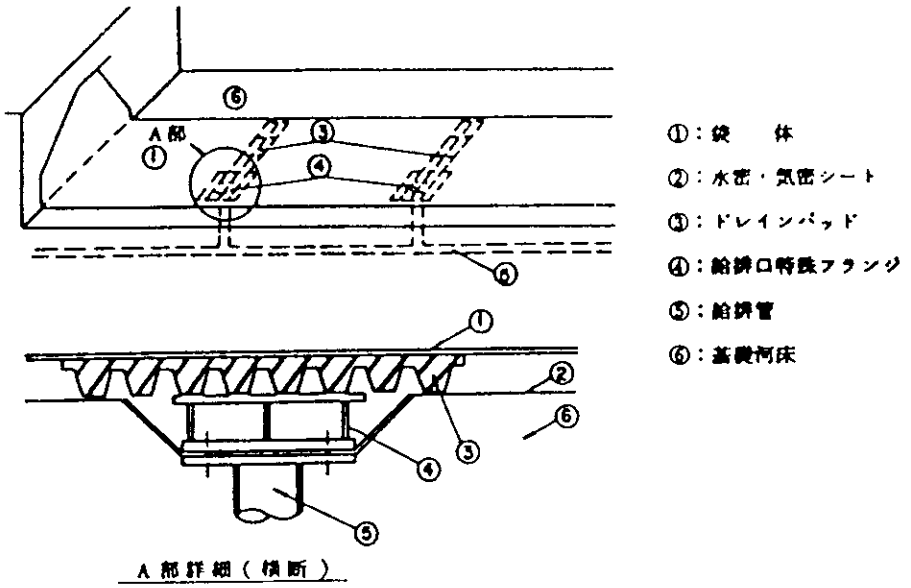
図-2.1.5にファブリダムで実績の多い空気式の倒伏装置を示す。



図－2.1.5　ファブリダムの倒伏装置

（d）膨張媒体の安全排除装置

倒伏過程において、袋体が給排口を閉塞することを防止するために、図-2.1.6に示すように、給排口は複数個設け、各給排口に位置する袋体の内面に、スノコ状のスペーサー板を取付けることにより、堰の完全倒伏を保証している。



図－2.1.6　給排口の設置方法

（ｅ）ドレインの排除

空気膨張式堰では、袋体内に給気された空気は、河川水により冷却され、袋体内や配管内にはドレインが発生する。また、不測の損傷による傷口からの河川水の浸入が、堰の倒伏を阻害するような事態も安全対策上考慮にいれておく必要がある。

ファブリダムでは、原則的に採用している河床下水平配管により、ドレインは倒伏と同時に自然に排出され、倒伏が阻害されることがなく、また、ドレイン抜きの管理も不要である。

（ｆ）自動制御機能

住友電工（株）では、全自動制御や、上流水位制御機能を備えたファブリダムを設置し、現在、すべての堰がその機能を十分発揮し稼働している。

これらの操作機構は、基本的には、通常の操作装置を用い、水位と連動して、起立機器、排出弁の「ＯＮ、ＯＦＦ」を制御するものであり、装置の信頼性は、一般的なファブリダムと同等である。次の項でこの自動制御機能の詳細を述べる。

2.1.7 自動起立・倒伏機構

洪水時には自動倒伏し、容易に河積を確保できることを特徴とするファブリダムの無人管理、省力化を図るうえで欠かせない自動起立機構の開発を行った。

自動起立・倒伏操作機構図を図-2.1.7に示す。

図-2.1.7から分るとおり、操作は上流水位に応じたバルブの開閉を電気制御により行い、操作としては、最初に操作方法を「自動」にセットするだけで自動起立・倒伏が完全に行われる。

なお、万一電気回路等にトラブルが発生した場合でも、機械式のバケット式自動倒伏装置により倒伏は行われる。

また、このバケット式自動倒伏装置が故障した場合でもエアーブローオフタンク式安全装置により堰は倒伏する機構になっている。

以上のように、倒伏に関しては万全を期しているうえ、従来の機械式倒伏装置の信頼性も高いので、堰の倒伏は確実に行われるといえる。

この機構は、現在までに中小水力発電用、防潮用堰等に約１０件の採用実績がある。

（ａ）自動起立・倒伏操作要領

ここでは、自動起立・倒伏操作である電気式自動起立・倒伏機構について、その要領を表す。

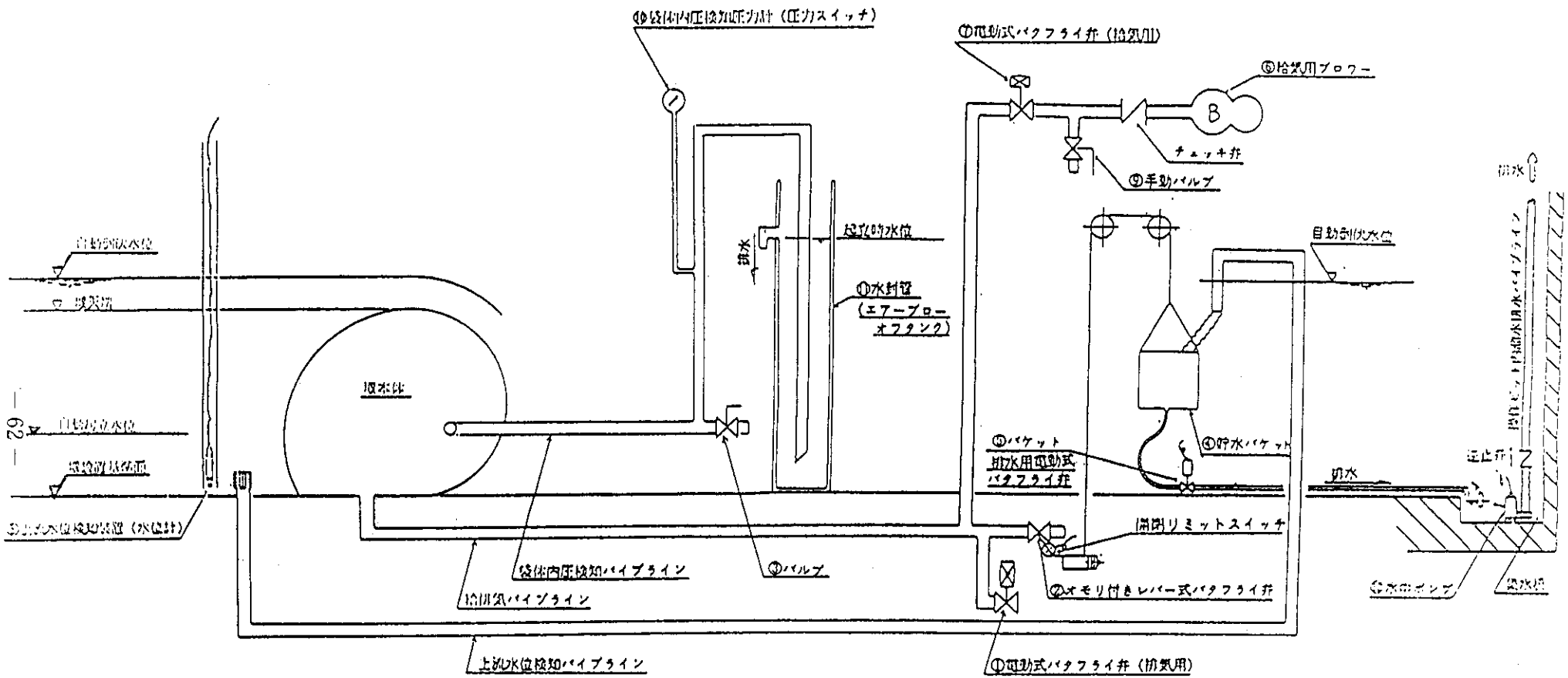
a-1 電気式自動起立操作

※ 操作方法を「自動」にセットする。

ここで、水位が起立可能水位に達すると、次の要領で堰は起立する。

(1) バケット排水用電動式バタ弁⑤が開き、貯水バケット④内の水が排水されオモリ付きレバー式バタ弁②がオモリの重さで閉まる。

(2) 排気用電動式バタ弁①が閉まり、給気用電動式バタ弁⑦が開く。そして、給気用ブロワー⑥が運転開始し、堰内への給気・起立が始まる。



図－2.1.7　自動起立・倒伏操作機構図

(3) 袋体内圧が規定圧力に到達すると、袋体内圧計⑩がそれを検知し、給気ブロワー⑥が停止して、給気用電動弁⑦が閉まり起立が完了する。

a-2 電気式自動倒伏操作

※ 操作方法を「自動」にセットする。

ここで、上流水位が自動倒伏水位に達すると、次の要領で堰は倒伏する。

(1) 上流水位検知装置⑧により電動式バタフライ弁①が開き、袋体内の空気が排出され堰は倒伏する。

(b) 起立・倒伏操作要領

ここでは、万一電気式自動起立・倒伏装置に異常が発生した場合の起立及び倒伏操作機構についての要領を表す。

b-1 手動式起立操作

(1) 水封管(エアーブローオフタンク)⑪内に起立時水位まで注水し、電動式バタフライ弁①、オモリ付きレバー式バタフライ弁②、バルブ③、給気用電動式バタフライ弁⑦をそれぞれ閉めて、手動バルブ⑨を開く。

(2) 給気用ブロワー⑥を始動し、給気用電動式バタフライ弁⑦を開き、手動式バルブ⑨を閉めることにより袋体内に給気する。

(3) 袋体内圧検知圧力計⑩が所定の圧力に達すると給気用電動式バタフライ弁⑦が閉めて、給気用ブロワーを止めることにより起立を完了する。

b-2 バケット式自動倒伏操作

上流水位が自動倒伏水位に達すると、次の要領で堰が倒伏する。

(1) 上流水が貯水バケット④内に給水されその水の重みで貯水バケット④に連絡されたオモリ付きレバー式バタフライ弁②が開き袋体内の空気が排出され堰は倒伏する。

b-3 手動式倒伏操作

(1) 電動式バタフライ弁①又はオモリ付きレバー式バタフライ弁②を開くと袋体内の空気が排出されて堰は倒伏する。

(c) 水封管(エアーブローオフタンク)式安全装置操作要領

袋体内圧が設計圧以上に上昇すると、袋体内圧検知パイプラインの一端に設けられた水封管(エアーブローオフタンク)⑪より袋体内の空気を逃がし、袋体本体に異常圧がかかるのを防ぐ。

2.1.8 維持管理

ファブリダムは、塗装が不要であること、装置が単純であり点検が容易であることから維持管理が安価であるという利点がある。

以下では、堆砂の処理及び袋体の補修について述べる。

(a) 堆砂の処理

現在、堆積土砂の排除は、堰の自力起立操作によるもの、機械力によるもの及び両者の併用により行われている。堆砂高さが事前に判っている場合は、袋体圧力を自力起立可能な圧力に設計することも可能であり、また、堰の膨張倒伏の繰り返しによるフラッシュ操作により、堆積土砂を排除し、機能を維持する堰高を確保する

ことも可能である。

（b）補修について

１００㎜以下の破損に対しては、堰が起立した状態にてゴム栓、貝殻栓による修理が可能である。１００㎜以上の破損に対してはパッチ修理を行うが、ゴム引布の加硫接着が必要であるため、修理箇所をドライにする必要がある。

なお、堰建設時に袋体内部に出入り可能な点検用マンホールを設置しておけば、堰が膨張した状態で、堰内部からの補修が容易に行うことができる。

2.1.9 ファブリダムの利点（対鉄扉との比較）

ファブリダムの利点は多く、鉄扉との比較において主要な点を挙げれば、下記のとおりである。

（a）倒伏が確実、完全でかつ容易である。

（b）維持管理が容易かつ安価である。

（c）施工が容易で、かつ工事費が安価である。

（d）法勾配が自由でどんな河川断面にも設置可能である。

（e）長大径間が可能である。

（f）上下部工とも軽量のため、軟弱地盤帯では特に優れている。また、不等沈下の影響は少なく、耐震性が大きい。

（g）耐海水性、耐薬品性に優れている。

2.2 規格

2.2.1 ゴム引布の規格

ゴム堰に使用するゴム引布は、要求される性能から表-2.2.1の規格を満足するものとする。ファブリダムに使用しているゴム引布は、袋体に作用する張力を支えるナイロンなどの補強繊維と、これを保護し、気密性、水密性を保つ特殊合成ゴムとの複合材料である。ゴム引布は堰高によってその強度、厚さが異なり、表-2.2.2にその規格を示す。

表--2.2.1　ゴム引布の規格

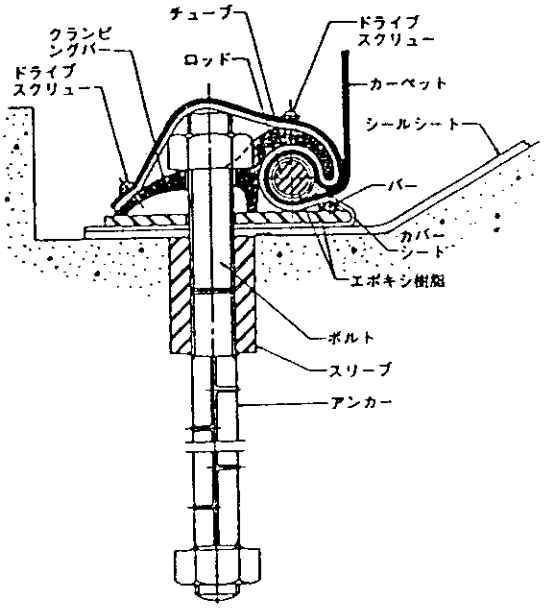
部材等		試験項目	規格値	試験方法
袋体ゴム引布	ゴム（外層・中間層・内層）	初期物性	TB　１２０kg/cm²以上 EB　４００％　以上	JIS K 6301.3 3点(JIS 3号ﾀﾞﾝﾍﾞﾙ)
		耐熱老化性 １００℃４日	TB　１００kg/cm²以上 EB　３００％　以上	JIS K 6301.6
		耐水性 ７０℃水４日	ΔV　２０％　以下 TB　１００kg/cm²以上 EB　３５０％　以上	JIS K 6301.12
		耐オゾン性	１００pphm、４０℃、５０％ ９６hrs ・・・異常なし	JIS K 6301.16
		耐寒性	ぜい化温度：－２５℃以下	JIS K 6301.14
	外層ゴム	耐摩耗性	テーバー式摩耗輪 H１８荷重１０００gr 回数１０００回０．５ml以下	JIS L 1096.6.17.3 C法に準ずる
	ゴム引布	引張強さ	（タテ） 設計計算張力×８　以上 （ヨコ） タテの２／３　以上	JIS K 6328.6.3.5 (1)またはJIS L 1068(ｽﾄﾘｯﾌﾟ法)に 準ずる
		引張強さの 耐老化性 １００℃４日	（タテ） 初期物性×８０％　以上 設計計算張力×８　以上	同　上
		引張強さの 耐水性 ７０℃水４日	同　上	同　上
		ゴムと織布の 接着力	（タテ・ヨコ） 初期物性　６kg/cm以上 ７０℃水４日　４kg/cm以上	JIS K 6301.7 (ﾀﾝｻﾞｸ)

表－2.2.2　ファブリダムゴム引布の規格

堰高(m)	厚さ(mm)	プライ数(pry)	重量(kg/m²)	引張強度(kg/cm)
～ 2．0	4．1	2	6	250
～ 3．0	5．5	3	8	430
～ 4．0	9．0	3	13	900
～ 6．0	16．0	3	19	2000

2.2.2 取付金具等の規格

「技術基準」では、取付金具及び袋体固定ボルトの安全率は3以上（ただし、地震時は2）と解説されている。また材質は使用場所に応じ必要とされる強度及び耐久性を十分考慮し決定しなければならないとしている。取付金具に要求される性能は、材料的な強度の他に袋体が固定部から離脱しない構造を備えていることである。図-2.2.1に袋体取付部の構造を示す。また、ファブリダムの取付金具の規格を表-2.2.3に示す。



図－2.2.1　取　付　金　具

表－2.2.3　ファブリダム取付金具の規格

部　品　名	規　　格	材質及び表面処理	JIS規格番号
クランピングバー	機械構造用炭素鋼鋼材	S45C Znドブ漬けメッキ	JISG4051
	ステンレス鋼棒	SUS304	JISG4303
ベースプレート	一般構造用圧延鋼材	SS41 Znドブ漬けメッキ	JISG3101
	熱間圧延ステンレス鋼板	SUS304	JISG4304
アンカーボルト	ステンレス鋼棒	SUS304	JISG4303
	一般構造用圧延鋼材	SS41	JISG3101
	鉄筋コンクリート用鋼棒	SD30	JISG3112

2.2.3 配管材料

袋体から操作室に連絡する配管として（1）膨張媒体給配管、（2）袋体内圧検知管があり、その他として、（3）外水位検知管、（4）排水管（水膨張式のみ）がある。

「技術基準」では、「配管材料について配管用炭素鋼鋼管ＪＩＳ Ｇ ３４５２ ＳＧＰ（白）、配管用ステンレス鋼管ＪＩＳ Ｇ ３４５９ ＳＵＳ ３０４ ＴＰ又は上記相当以上」と規定している。ファブリダムでは、すべての配管をこの規格に合致させている。ただし、配管用ステンレス鋼管は、干潮河川部で塩水に浸る場合に適用している。

2.3 ゴム引布製起伏堰の大型化

住友電工（株）は、昭和５６年から新エネルギー財団及び電源開発（株）と共同でゴム引布製起伏堰の大型化のための実証試験を行ってきた。実証試験のため昭和５７年１１月に庄川水系尾上郷川大シウド谷に堰高５ｍ、堰長１５ｍのゴム引布製起伏堰を建設し、この堰を用いて土石流下試験、堆砂排除試験等、様々な実証試験を行ってきたが、どの試験も結果が良好であり、これによりゴム製起伏堰の大型化が可能であることを示すことができたといえる。

また平成２年には実用河川では初の３ｍ以上の堰高をもつ飯尾川角ノ瀬堰（堰高４．７１ｍ、堰長２４．０ｍ）を四国地建・徳島工事事務所の発注により建設した。

このようにゴム引布製起伏堰の大型堰への適用が実証されたことをうけ、平成３年７月１０日に建設省令第１３号河川管理施設等構造令施行規則を一部改正する建設省令第１４号が公布、施行された。これにより、従来ゴム引布製起伏堰にも適用されていた次の項目、

(1) 堰天端は、河床の高さと計画高水位との中間位以下（Ｈ.Ｗ.Ｌの１／２以下）とすること。

(2) 堰高は３ｍ以下とすること。

が緩和された。

これをうけて、ますますゴム引布製起伏堰の大型化が進むと思われる。

2.4 使用実績

住友電工（株）は、昭和４０年、滋賀県平田川に国内初のファブリダムを設置した。それ以来、２５年間の実績と１１７１基（国内１１４９基、海外２２基：平成２年３月末現在）の実施例がある。その内で電力発電用として用いられているファブリダムを表-2.4.1に示す。

表－2.4.1　電力発電用ファブリダム実績表

No.	年度	河　川　名	規　模 堰高X河床幅(m)	納　入　先	A/W
	昭和				
1	54	アヅミ　ミカタ 安積発電所・三方川	2.0 X 39.0	関西電力株式会社・姫路支店	W
2	55	トガオ 栂ノ尾発電所・中川堰堤	0.8 X 9.62	関西電力株式会社・京都支店	W
3	57	オガミコウ 尾上郷川・大シウド堰 (大型実証試験堰)	5.0 X 10.0	(財)新エネルギー財団 電源開発株式会社	A
4	59	ハイバラ 榛原川土砂流入防止堰	1.3 X 2.0	中部電力株式会社・静岡支店	A
5	60	山北発電所取水ダム	2.5 X 19.0	東京電力株式会社・神奈川支店	A
6	60	奥戸発電所・阿木川堰堤	1.4 X 4.5	中部電力株式会社・岐阜支店	A
7	61	峰発電所取水ダム	2.9 X 30.0	東京電力株式会社・神奈川支店	A
8	61	福栄発電所・大井川堰堤	2.0 X 28.5	中国電力株式会社・山口支店	W
9	63	シンヒノガミ 新日野上発電所取水堰	1.5 X 30.0	鳥取県日南町小水力発電公社	A
	平成				
10	1	ヨリミズ 寄水発電所・新庄川	2.0 X 25.0	岡山県企業局	W
11	2	イナンバ 石井発電所・稲葉川	1.7 X 14.2	関西電力株式会社・姫路支店	A
12	2	黒谷発電所・黒谷取水堰 (建設中)	6.0 X 34.5	電源開発株式会社	A

A：空気膨張式　W：水　膨張式

第3節　ラバーダム

3．1　ラバーダムの構造と特徴

ラバーダムの構造と特徴の主要なものは下記の通りである。

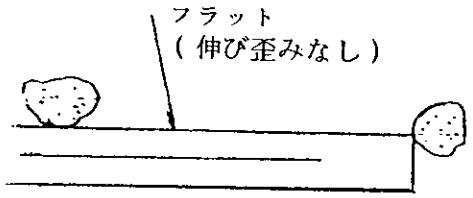
3．1．1　袋体の構造

プレス加工による厚手板状製品のため倒伏形状が河床に対してフラットになり肉厚が厚く十分な外層ゴム厚を有している。

(1)　転石による損傷は摩耗が支配的である事が水槽実験による挙動観察及び実際の過酷な河川で実証されており、摩耗に対しては肉厚を厚くする事によって対処する事ができる。

標準外層ゴム厚は５．０ｍｍである。

(2)　ゴムに伸び歪が生じていると損傷を受け易いので、ゴム堰としては倒伏時に伸び歪が生じないようにフラットな倒伏形状としている。



3．1．2　袋体のゴムの材質

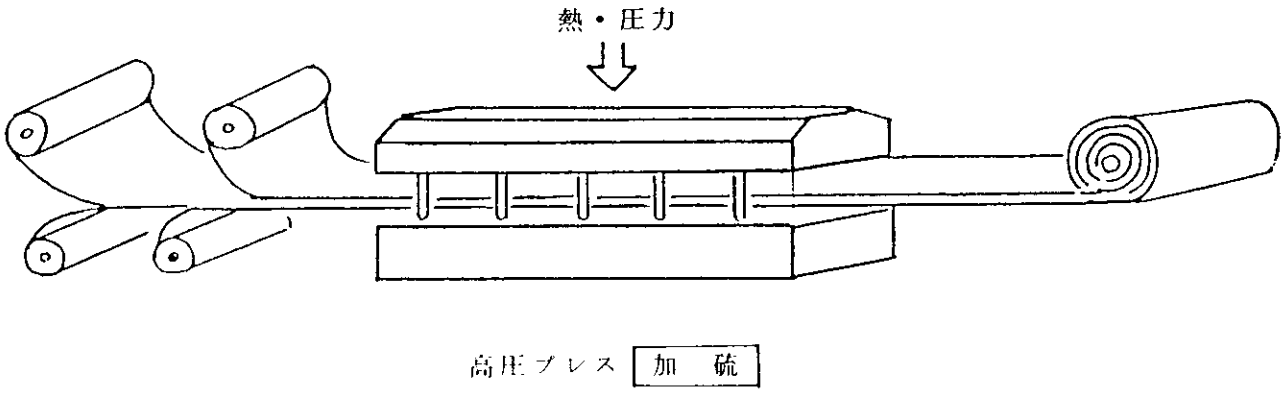
袋体のゴムは耐候性、耐オゾン性、耐熱性に非常に優れている合成ゴムーＥＰＤＭ（エチレンプロピレンジエンモノマー）を使用している。ＥＰＤＭは通常、耐候性、耐オゾン性が強く要求される電線被覆、窓枠等の用途に広く使用されている。

3．1．3　袋体の接着力

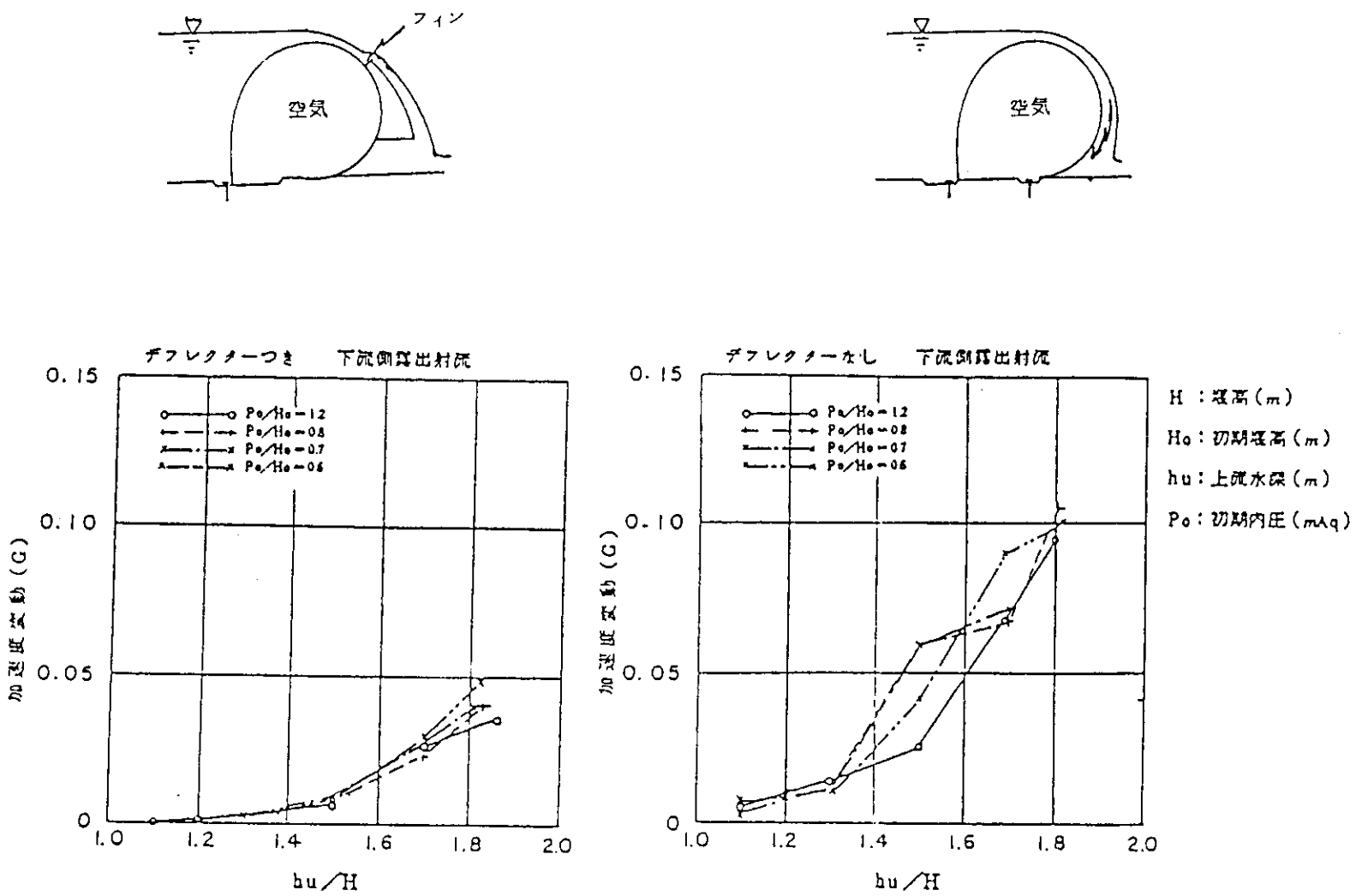
高圧プレス加工品のため、ゴムとゴム、補強繊維とゴムの接着力が強く経年変化に対しても十分な強度を有する。ゴム袋体は補強繊維とゴムを複数重ね合わせたものを加硫というゴム材料特有の工程を経てゴム弾性体を作るが、加硫時に加えられる圧力の大小によって、ゴムとゴム、補強繊維とゴムの接着力は著しく異なってくる。ラバーダムのゴム袋体は高圧プレスによって巻き蒸し加硫の１０倍程度の面圧をかける為，接着力が強く安定しており経年変化に対しても十分な強度を有する構造になっている。

図－３．１．１に高圧プレス加工の方法を示す。

加硫：加硫剤（主に硫黄）を配合したゴムに熱と圧力を加えると硫黄とゴムとが結合して弾性のあるゴムに変わる。この加熱・加圧工程を加硫という。



図－3.1.1 高圧プレス加工



図－3.1.2 袋体の振動試験結果

３．１．４　袋体の振動防止対策

従来の空気膨張式のゴム堰は、水膨張式に比べて振動しやすいので、最大越流水深は水膨張式の0.5Hに対し、0.2Hといわれていたが、ラバーダムはフィン付き構造であるために越流水脈がフィンから剝離して安定しており、越流が高くなっても大きな振動は起こらないので、空気膨張式でも従来の水膨張式と同様、越流が0.5Hまで適用可能である。

フィン（デフレクター）をつけることにより振動が防止できる理由は以下の通りである。

(1)　フィンのない場合は、越流水の堰表面からの剝離点が流れの乱れにより上下に変動し、堰の振動を助長する。

(2)　フィンの有る場合は、その剝離が必ずフィン部分にて起こる為、空気層ができ、この部分が安定している為、振動はほとんど起きない。

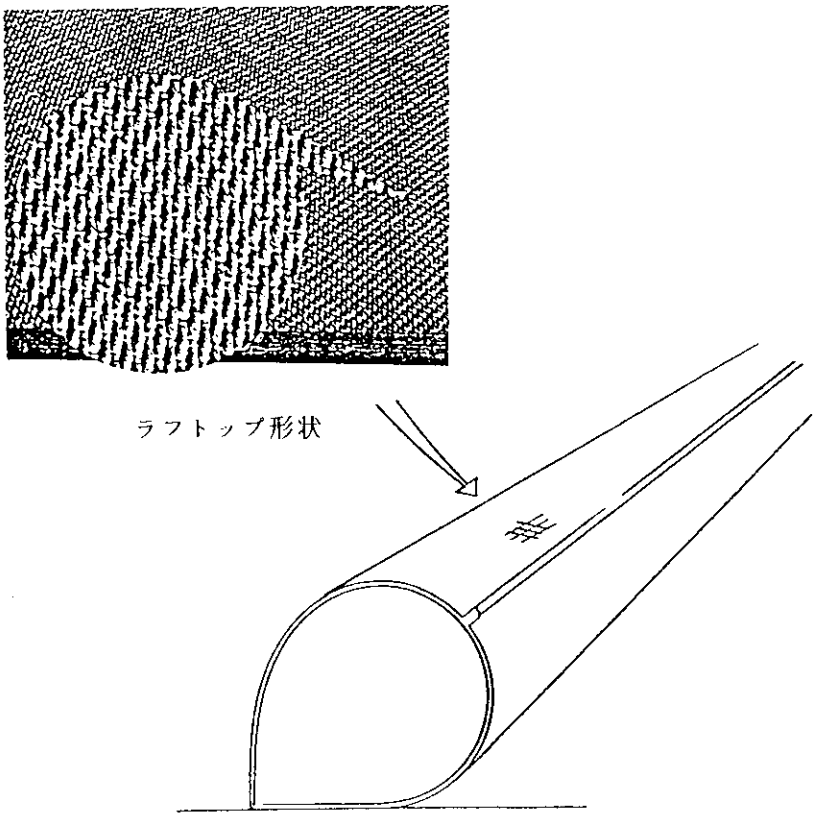
図－３．１．２にフィンのある場合とない場合の振動試験結果を示す。

また越流が0.5Hを越える場合には、別途、振動防止制御対策で対応可能である。

３．１．５　滑落防止対策

ゴム堰表面にラフトップという特殊な仕上げをしており滑りにくい構造になっている。ゴム堰の上に乗らないように管理することが原則であるが、ゴムの表面にラフトップという凹凸があるために万が一堰上に人が乗っても滑りにくく安全である。

図－３．１．３にラフトップの加工図を示す。

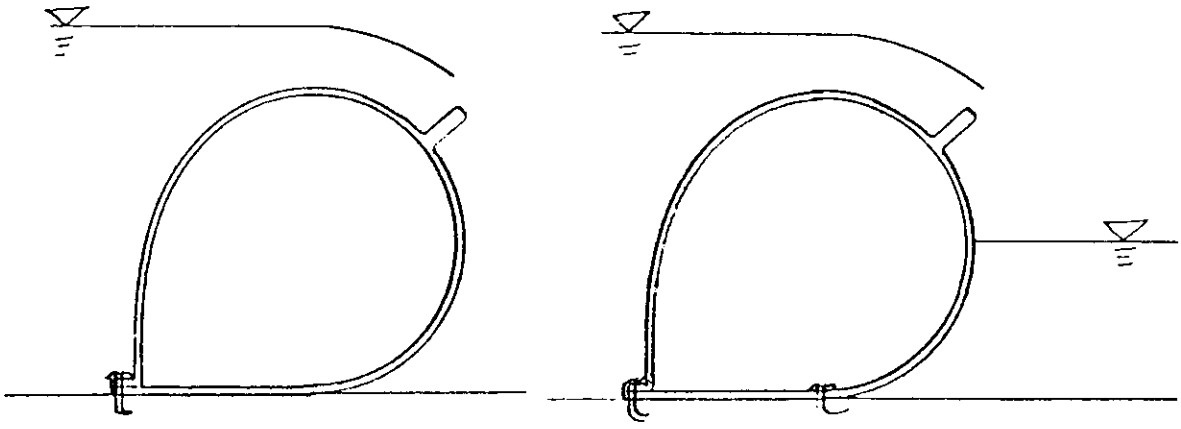


図－3.1.3 ラフトップ加工

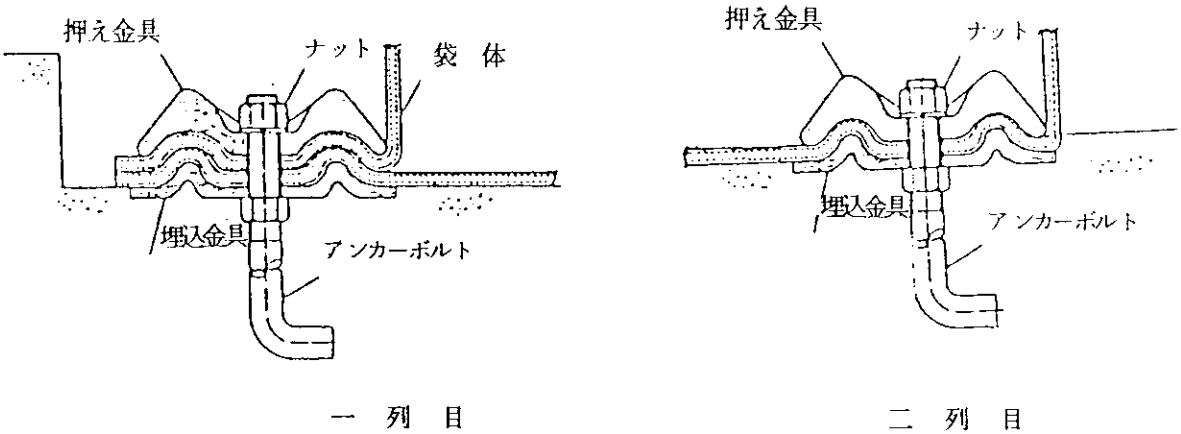
３．１．６　袋体の固定方法と取付金具

凹凸形状金具で肉厚の均一な袋体をはさみ込み固定する為、単純構造で施工が簡単、しかも引き抜き強度はゴム堰本体の強度と同等である。

(1)　通常は一列で固定する方式とし、下流側からの力を受ける場合には二列で固定する方式を採用する。図－３．１．４に袋体の固定方法を示す。



一列固定　　二列固定



一　列　目　　二　列　目

図－3.1.4 袋体の固定方法

(2)　袋体の肉厚が均一になっている為、取付部はシール剤を用いなくてもシールが確保されるのでエアー漏れがない。また、構造が簡単であるため、現場での手直しがない。

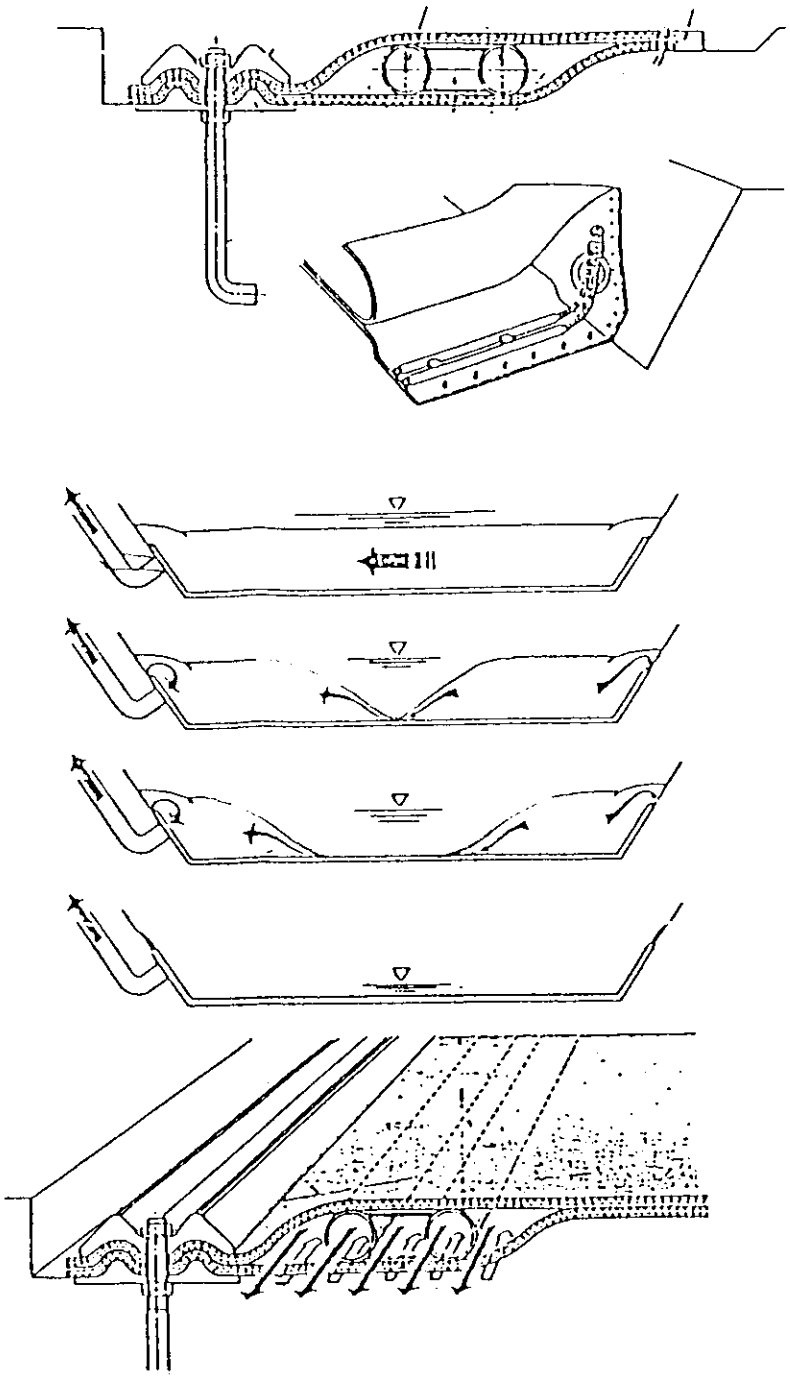
(3)　長時間の使用ではゴムが凸凹に沿って永久変形して、機械的な固定力が増加するため、引抜強度の低下はない。

３．１．７　起立・倒伏の安全性

スペーサー機構により給排気が確実に行われるので起立・倒伏の安全性が高い。河床配管をなくし袋体の中にゴム製スペーサーを取り付けることにより、片法面配管だけで起立・倒伏が完全に行われる機構である。河床配管をなくすことによりドレ

インが配管内に溜ることがなくなる為、操作室内ピットを浅く設計できる。

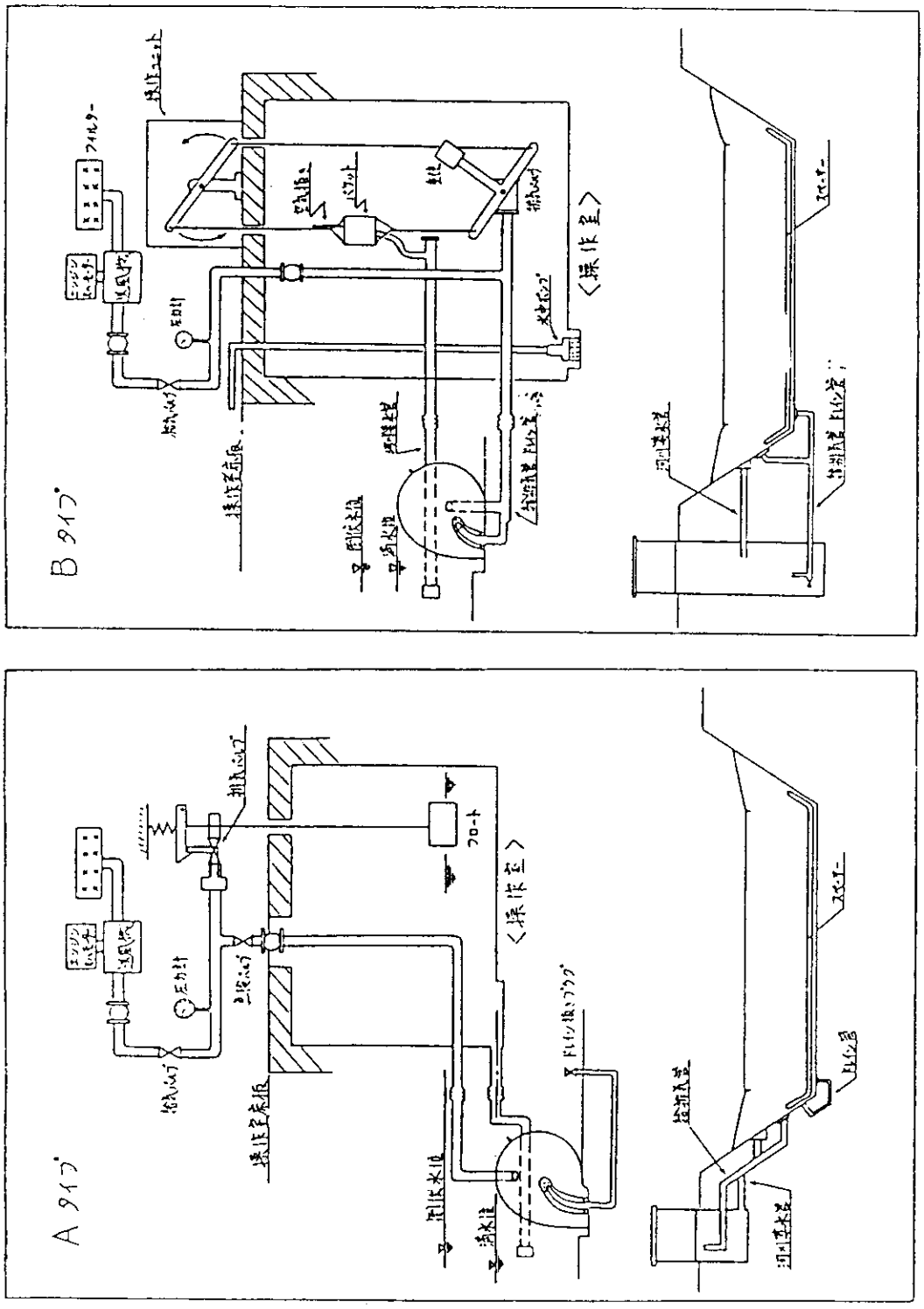
また、床板の打ち継ぎ部の処理や地震による破損の心配がないため、工期の短縮、下部工事費の削減が可能となる。図－３．１．５にスペーサー方式の機構を示す。



図－3.1.5 スペーサ方式

３．１．８　操作機構

起立・倒伏はすべて地上で可能であり、操作も簡単である。ゴム堰の起立・倒伏操作は安全上、堰を見ながら実施するのが望ましく、その為に操作は地上でできるようにしている。また、河川の状況に合せて２タイプのシステムがある。表－３．１．１に２タイプの操作機構の比較を、図－３．１．６に操作機構図を示す。



図－3.1.6 操作機構図

表－３．１．１　操作機構

	Ａ　タ　イ　プ	Ｂ　タ　イ　プ
適用区分	・一般の用途に適用する。 ・下流水深が有る場合（防潮堰等）、多スパンの場合、操作室側に魚道や土砂吐工がある場合等には適用できない。	・下流水深が有る場合（防潮堰等）、多スパンの場合、操作室側に魚道や土砂吐工が有る場合に適用する。
特徴	・操作室のピットが浅い。 ・袋体、配管内のドレインは河川内に排出する。 ・自動倒伏はフロート方式による。	・操作室のピットが深い。 ・袋体、配管内のドレインは倒伏時に排気とともに操作室に排出する。 ・自動倒伏はバケット方式による

３．１．９　付属設備

◎上流水位一定制御装置（ＳＣＵＬ）

上流水位一定制御装置（ＳＣＵＬ）を取付ける事により倒伏時に急激な下流への放流も起こさず、流入量に応じて堰高を自動的に調整する事で常に上流水位を一定に保つことができる。図－３．１．７に制御系統図を示す。

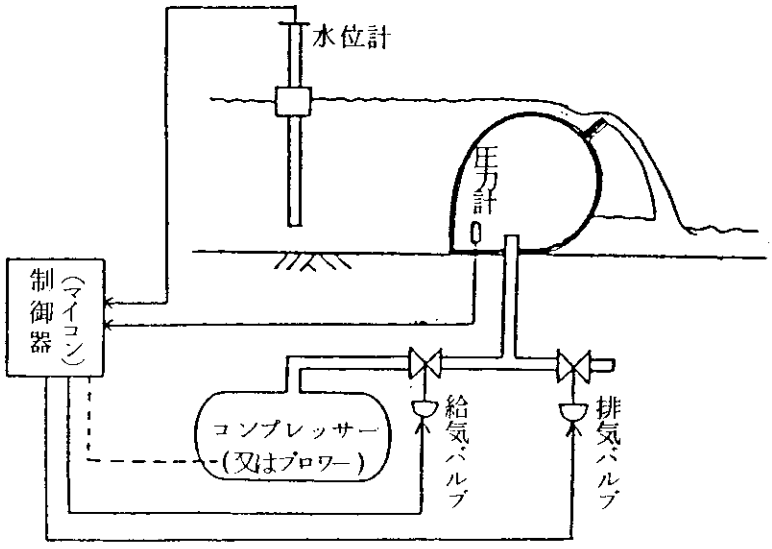
作動原理は以下の通りである。

(1)　上流水位を水位計によって測定し、あらかじめコントローラに記憶させたデータと比較する。

(2)　データをもとにコントローラにてＰＩＤ演算を実施してブロアーのＯＮ－ＯＦＦバルブの開閉及び操作時間を設定する。

(3)　設定された操作に従って、ラバーダムは自動的に給気、排気を行い、堰高を変える。

(4)　(1)～(3)を自動的に繰り返す事により、いかなる流入量に対しても水位は常に一定に保たれる。



図－3.1.7 上流水位一定制御装置

3．2　規　格

3．2．1　ゴム引布の規格

(1)　袋体の物性

袋体の物性は「ゴム引布製起伏技術基準（二次案）」に準拠している。表－3．2．1に規格値を示す。袋体の安全率は経験的に設計計算張力に対して8（地震時は8／1．5）以上としている。

ゴム材質としては、特に耐候性の優れたＥＰＤＭ系配合を使用し、補強層としてはナイロン帆布を使用している。

表－3.2.1 袋体の物製（ゴム引布製起伏堰技術基準（二次案）より抜粋）

部材等		試験項目	規格値	試験方法
袋体ゴム引布	ゴム（外層・中間層・内層）	初期物性	ＴＢ　１２０kg／cm²以上 ＥＢ　４００％　以上	ＪＩＳ Ｋ 6301. 3 3点（ＪＩＳ3号ダンベル）
		耐熱老化性 １００℃　４日	ＴＢ　１００kg／cm²以上 ＥＢ　３００％　以上	ＪＩＳ Ｋ 6301. 6
		耐水性 ７０℃　水４日	⊿Ｖ　２０％　以下 ＴＢ　１００kg／cm²以上 ＥＢ　３５０％　以上	ＪＩＳ Ｋ 6301. 12
		耐オゾン性	１００ pphm，４０℃， ５０％，９６ hrs 異状なし	ＪＩＳ Ｋ 6301. 16
		耐寒性	ぜい化温度 －２５℃以下	ＪＩＳ Ｋ 6301. 14
	外層ゴム	耐まもう性	テーバー式まもう輪 H18荷重１０００ｇｒ 回数１０００回 0.5mℓ以下	ＪＩＳ Ｌ 1096. 6. 15.3 Ｃ法に準ずる
	ゴム引布	引張強さ	（タテ） 設計計算張力×８　以上 （ヨコ） タテの2／3　以上	ＪＩＳ Ｋ 6328. 6 3.5(1)またはＪＩＳ Ｌ 1068（ストリップ法）に準ずる。
		引張強さの耐熱老化性 １００℃　４日	（タテ） 初期物性×８０％　以上 設計計算張力×８　以上	同　上
		引張強さの耐水性７０℃水４日	同　上	同　上
		ゴムと織布との接着力	（タテ・ヨコ） 初期物性６kg／cm　以上 ７０℃水４日 4 kg/cm以上	ＪＩＳ Ｋ 6301. 7 （タンザワ）

ここに，　ＴＢ：引張強さ

ＥＢ：伸　び

⊿Ｖ：体積変化である。

(2)　袋体構造

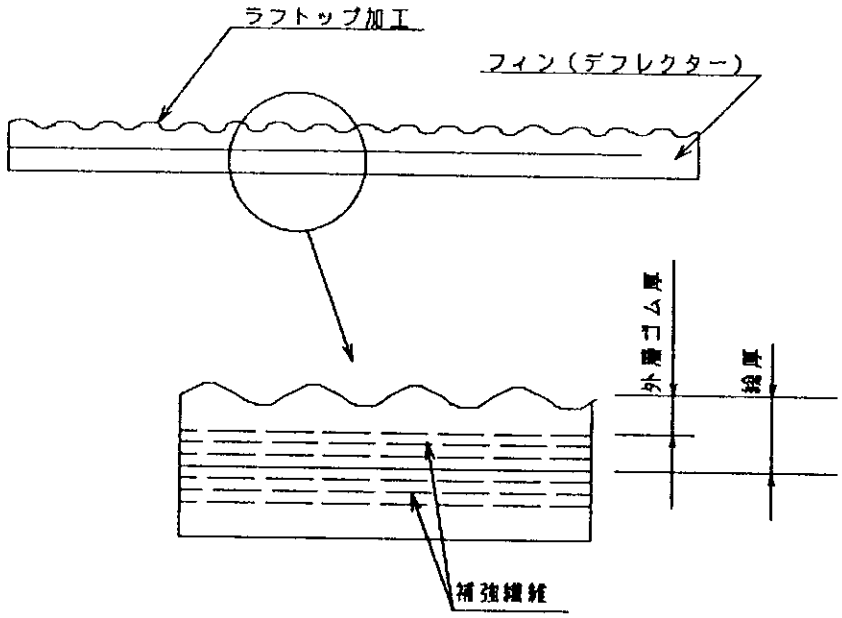
ラバーダムは厚肉の板状袋体構造を特徴としている。(図－３．２．１参照)
標準的な肉厚と重量を表－３．２．２に示す。

特に外層ゴムは、袋体の気密効果と共に、強度部材である補強繊維の劣化を防止する等、袋体保護層として重要な部材であり、袋体の耐久性は外層ゴムの劣化、流下物等による摩耗・損傷によって大きく左右される。外層ゴムの厚さは、標準的には表－３．２．２に示す通りであるが、堰設置予定地点の河川状況、堰の使用状況によっては、更に肉厚の厚い設計を行っている。

表－３．２．２　袋体の肉厚と重量

堰高 (Hm)	肉厚		※重量 (kg／m²)
	総厚 (mm)	外層ゴム厚(mm)	
H≦1.9	10.6	5.0	13
1.9＜H≦2.8	11.8	5.0	15
2.8＜H≦3.3	13.8	5.0	17
3.3＜H≦3.8	15.2	5.0	19
3.8＜H≦6.0	22.5	5.0	28

※重量は片面の重量を示す。



図－３．２．１　袋体の構造

３．２．２　取付金具等の規格

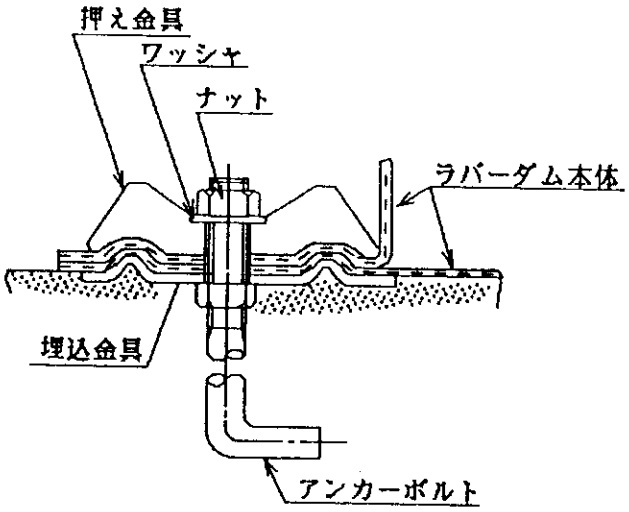
(1)　取付金具

袋体取付金具は、アンカーボルト・ナット、埋込金具、押え金具から構成されており、シンプルな構造で確実な気密性、強固な固定力を保持する構造としている。図－３．２．２に標準的な構造、表－３．２．３に取付金具の材質を示す。

取付金具の安全率は３（地震時３／1.5）以上としている。

表－３．２．３　取付金具の材質

名　　称	材　　質
押 え 金 具	ＦＣＤ５００　(Zn溶融ﾒｯｷ)
埋 込 金 具	ＳＳ４００　(Zn溶融ﾒｯｷ)
アンカーボルト	ＳＣＭ４３５　(Zn溶融ﾒｯｷ) 又はＳＵＳ３０４
ナ　ッ　ト	Ｓ４５Ｃ　(Zn溶融ﾒｯｷ) 又はＳＵＳ３０４
ワ ッ シ ャ	ＳＵＳ３０４



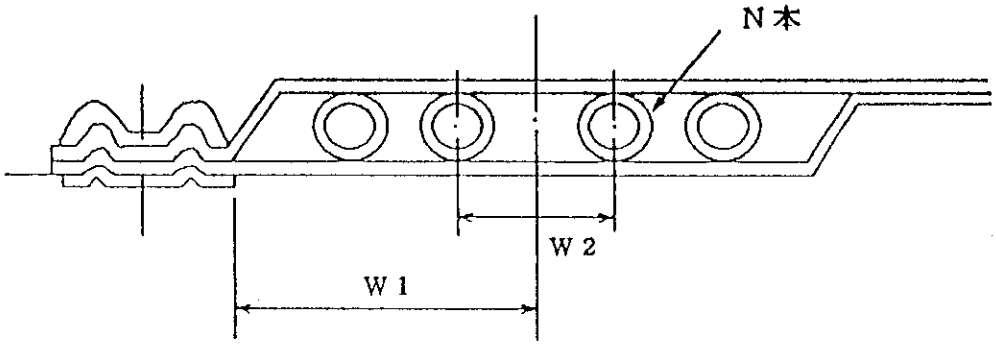
図－３．２．２　取付金具の構造

(2) スペーサー

スペーサーはゴム製ホースを２～４本平行に並べた形状でホースの径及び間隔は表－３．２．４に示す通りである。

表－３．２．４　スペーサーの寸法

ラバーダム容量VM(m³)	サイズ×本数	W1(mm)	W2(mm)
VM≦５０	φ３０×２	１４０	８０
５０＜VM≦１００	φ３０×４	３３０	８０
１００＜VM	φ５０×２	４３０	１２０



３．２．３　配管

配管材質は通常、水道用亜鉛メッキ鋼管（ＳＧＰＷ）を使用している。配管径はラバーダム容量により表－３．２．５に示すように分類しているが、起立・倒伏時間に特に要求がある場合にはその都度、配管径を決定している。

表－３．２．５　給排気管の径

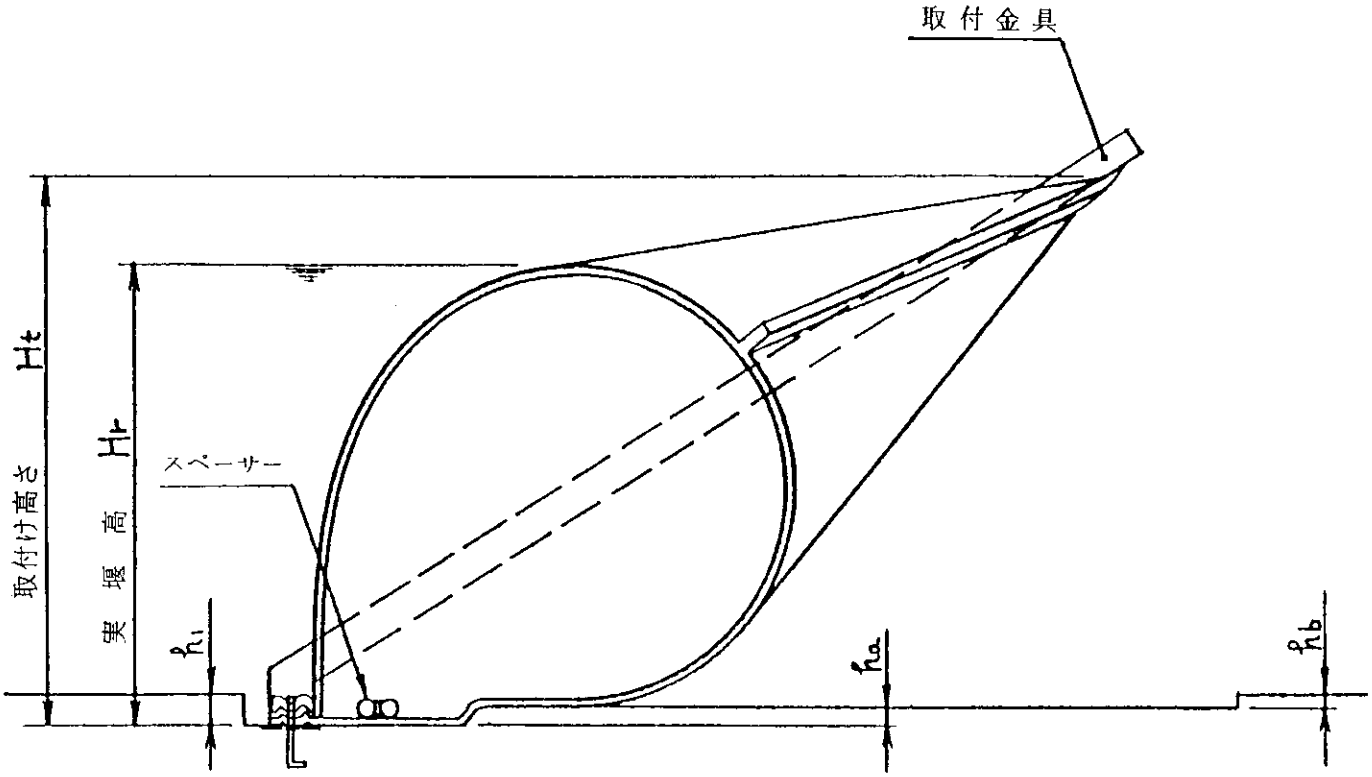
ラバーダム容量VM(m³)	配管径
VM≦５０	５０Ａ
５０＜VM≦１００	８０Ａ
１００＜VM	１００Ａ

３．２．４　側壁部の取付高さ

起立時には袋体の側壁部近傍に“シワ”を生ずるが、シワ部からの漏水を防ぎ貯水を完全にするために、側壁部の取付高さを堰高よりも高くしている。標準的な取付高さを図－３．２．３、表－３．２．６に示す。また最大越流水深が比較的高い場合には、フィンの振動防止効果を高めるために取付高さを更に高くすることもある。

３．２．５　河床形状

取付金具や袋体が倒伏時に計画河床より上に突出しない様に、通常はラバーダム設置面を図－３．２．３に示すように堀込んでいる。



図－3.2.3 側壁部取付け高さ及び河床形状

表－３．２．６　側壁部取付高さと河床形状

法　勾　配	Ｈｔ／Ｈｒ
1/0.0 より急	1.20
1/0.3 ～ 1/0.5	1.17
1/0.5 ～ よりなだらか	1.10

堰高(m)	h1(mm)	ha(mm)	hb(mm)
～3.3	100	50	50
～6.0	150	50	100

３．３　使用実績

我が国では、昭和３９年に多摩川支川に最初のゴム堰が採用され、以来現在まで約１７００箇所の設置実績がある。ブリヂストンは、我が国へのゴム堰導入当初より研究に着手した。以来、ゴム総合メーカーとしての豊富な知識を背景にしてゴム堰に要求される機能・品質を追求し続け、昭和５４年に従来のゴム堰と異なる厚肉タイプの新しいゴム堰を市場に送り出した。

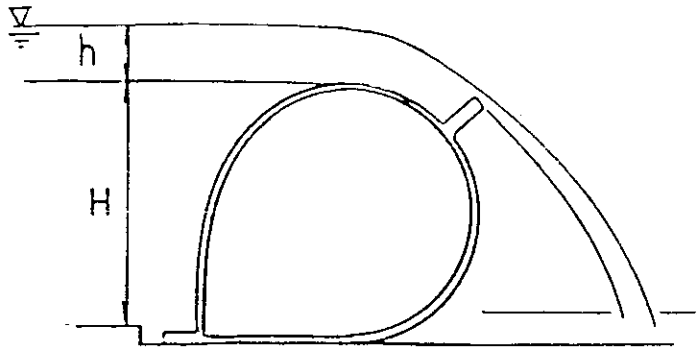
そして、ブリヂストン・ラバーダムの耐久性・機能性が評価され、現在までの１３年間で国内外に４００箇所の実績を得るに至った。中でも特筆されるのは、我が国ではじめて計画高水量が２０００　／Sを越える東北地方建設局鳴瀬堰（高さ２．３m×幅４２．１m×３スパン）で採用されたこと、空気膨張式での高越流対策品の採用が増えていること、転石の多い急流河川への採用が増えていること、そして、ダムの堰上げとしての採用が上げられるが、以下に詳しく述べることにする。

表－3.3.1 主要なラバーダム実績表

年度	堰高×河床巾	河川名・発電所名	事　業　者
1983	1.350 ×8.000	羽束川	関西電力㈱
1984	2.000 ×26.000	川原樋川	関西電力㈱
1986	2.000 ×20.000	板取川白谷発電所	中部電力㈱
	1.800 ×14.160	早川山崎発電所	東京電力㈱
1989	2.900 ×20.000	七宗発電所	中部電力㈱

３．３．１　高越流対策ラバーダムの実績

空気膨張式でも、フィン付きラバーダムは、0.5×H（堰高）まで有害な振動が生じないことが確認され、表－３．３．２に示すごとく空気膨張式の高越流品として数多く採用されるようになった。これは、発電用取水ダムとしてゴム堰を用いる場合に、下流に与える治水上の制約、上流側の河床変動に対する制約が無ければ、溢水電力量を減じるため越流水深を大きくとり、倒伏回数を減らす事が得策だからである。



表－3.3.2 空気式で高越流実績

年度	堰高×河床巾	河川名・発電所名	越流水深	事　業　者
1983	1.350 ×8.000	羽束川	0.296H	関西電力㈱
1984	2.000 ×26.000	川原樋川	0.400H	関西電力㈱

３．３．２　ダム嵩上げの実績

貯水池の土砂堆積や、計画貯水量の増加等で既設ダム（固定堰も含む）の嵩上げが計画される場合があるが、軽量であるゴム堰は適していると云える。その中でも、施工等を考えると、河床配管を不要としたスペーサー方式が最も適している。ここでは代表例として４物件を紹介する。

表－３．３．３　ダム嵩上げ使用実績例

ダム（堰）名	市川江鮒井堰	NONG WAI DAM	BROADWATER POWER	PIT RIVER DAM # 3
設置場所	兵庫県	タイ	アメリカ	アメリカ
堰の規模 （堰高×河床幅）m	0.3×5.0	0.6×125.0	3.35×15.53×7門	1.83×25.53×3門
目的	飲料水	農業用灌漑	発電用取水	発電用取水
既設ダム高さ	1.5m	1.4m	10m	30m
設置年月	1981.3	1985.2	1988.10	1988.10

第４章　ダム基礎処理の新工法

まえがき …… 85

第１節　技術の概要 …… 86

1.1 ベントナイト混入コンクリート地中壁 …… 86
1.1.1 一般概要 …… 86
1.1.2 ベントナイト混入コンクリートの性状 …… 86
1.1.3 設　計 …… 89
1.1.4 施　工 …… 92

1.2 ＷＭＣグラウチング …… 102
1.2.1 一般概要 …… 102
1.2.2 ＷＭＣグラウチングの特徴 …… 102
1.2.3 設　計 …… 105
1.2.4 施　工 …… 110

第２節　実証試験結果 …… 115

2.1 概　要 …… 115

2.2 ベントナイト混入コンクリート地中壁の施工実績 …… 115
2.2.1 砂礫層の掘削 …… 115
2.2.2 ベントナイト混入コンクリートの打込み …… 120

2.3 ＷＭＣグラウチングの施工実績 …… 124
2.3.1 注入孔の穿孔 …… 124
2.3.2 シールグラウト …… 124
2.3.3 ＷＭＣグラウトの製造 …… 124
2.3.4 ＷＭＣグラウトの注入 …… 128
2.3.5 注入効果 …… 129

2.4 計　　測 …… 132
2.4.1 計測概要 …… 132
2.4.2 ダム全体の挙動 …… 135
2.4.3 地中壁の挙動 …… 136

あとがき …… 141

まえがき

我が国の水力開発は主として河川の中上流部の立地条件の良好な高落差地点を中心に行われてきた。これに対し、河川の中下流部の川幅が広く砂礫層が厚い地点は、ダム基礎処理が困難で費用が嵩むために、未開発地点が多く残されている。

砂礫層は一般に支持力は充分であるが、基礎を通じての漏水が問題となる場合が多い。砂礫基礎を浸透する水を抑制する方法としては、近年は構造物の安全性に対する重要性が高まり、確実な遮水性を確保できる、砂礫層を全面的に遮水する工法が採用される傾向にある。

全面的に遮水する工法としては、①不透水層までの掘削及び土質材料での置き換え、②連続地中壁、③グラウチング等がある。この中で岩盤まで掘削して不透水性の土質材料と置き換える工法は最も確実であるが、掘削量の増大、ダム体積の増加、更には河流処理費の増大などにより、経済的にダム建設が困難となる場合が多い。このため砂礫層上に直接ダムを構築し、砂礫層を遮水処理することによりダム建設コストの低減を図ることが重要である。

砂礫層の遮水処理工法としては、①ソイルセメント、コンクリートなどにより砂礫層中に連続地中壁を形成する工法、②粘土、セメント又はこれらの混合物と砂礫層中に注入して止水壁を形成するグラウチング工法に大別される。砂礫層上に直接ダムを構築するためには、変形性に富む砂礫基礎に適合する連続地中壁工法及び砂礫層に代表される均等注入が困難な地盤にも有効なグラウト注入工法等をそれぞれ導入する必要があった。

このような背景のもとに、ベントナイト混入コンクリート地中壁とWMCグラウチングによる砂礫層のダム基礎処理実証試験が電源開発（株）の只見ダムで行われた。この実証試験に基づき、ベントナイト混入コンクリート地中壁とWMCグラウチングの技術の概要と実証試験結果について以下に記述する。

第1節　技術の概要

1.1　ベントナイト混入コンクリート地中壁

1.1.1　一般概要

連続地中壁工法は、確実な止水壁の形成と適用範囲の広さから、海外での実績は多い。我が国では、幌別ダム（1964年）、日新ダム（1968年）、武利ダム（1979年）の3例が鉄筋コンクリートによる地中壁をダム基礎処理に採用しており、その他に袖部処理等の補助的な遮水に採用したり、二次締切などの仮設備への適用例がある.

地中壁の壁体材料は普通コンクリート系と、ソイルセメント、ベントナイトセメント等の塑性コンクリート系とに分類される。一般に普通コンクリート系の地中壁は周辺地盤に比べて剛性が大きいために、地中壁と周辺地盤を含むダム基礎全体が不均一な変形や挙動を示すことが懸念され、この点が設計・施工上の課題である。このような従来の材料による問題点を解決するために、周辺地盤に近い変形性を有する壁体材料のひとつとして、塑性コンクリート系に分類されるベントナイト混入コンクリートが開発された。

実証試験地点の只見ダムは厚さ約20mの砂礫層上に直接構築するロックフィルダムで、施工面積約4,000㎡に及ぶベントナイト混入コンクリート地中壁を国内で初めて施工して、ベントナイト混入コンクリート地中壁のダム基礎処理としての適用性及び信頼性を明らかにした。

以下にベントナイト混入コンクリートの性状、地中壁の設計並びに施工について記述する。

1.1.2　ベントナイト混入コンクリートの性状

ベントナイト混入コンクリート地中壁は砂礫層に近い変形性を有し、かつ遮水壁としての所要の遮水性、強度、耐久性及び施工性が必要とされる。只見ダムでは、単位セメント量を75～200 kg/m³ 、単位ベントナイト量を 0～30 kg/m³の範囲で変化させて、　表-1.1.1に示す項目について配合試験を行った。ベントナイト混入コンクリートの練り混ぜでは、あらかじめベントナイトと水を混合させてベントナイト溶液を作成して24時間十分に膨潤させ、 250ℓ可傾式ミキサーを用い 3分間行った。配合試験結果は下記に詳述するとおりである。

① フレッシュコンクリートの観察ではベントナイトを混入しない場合、コンクリートのワーカビリチーが悪く材料分離が甚だしく実用的でない。またセメント量が少ない配合でも同様な傾向であり、水中コンクリートとして十分なワーカビリチーを有するプラスチックなコンクリートであるには、単位セメント量は100kg/m³以上必要である。

② 一軸圧縮強度試験の結果を図-1.1.1に示す。強度はセメント量が多くなるほど大きくなりベントナイト量が多くなるほど小さくなる傾向がある。すなわち、ベントナイトを混入することにより、ベントナイトの保水性のために水セメント比が増加し、一般の普通コンクリートより低強度のコンクリートとなる

③ 一軸圧縮強度と変形係数の関係を図-1.1.2に示す。両者の間には十分な相関が認められ、ベントナイトを混入することにより変形性の大きいコンクリートが得られた。

④ 透水係数は強度の増大とともに小さくなる。すなわち単位セメント量が多いほど透水係数は小さくなるが、最小セメント量75kg/m³ でも10^{-6}cm/sec以下であり、十分な遮水性

を有している。
⑤　一般にコンクリートの耐久性に影響を与えるのはコンクリートの凍結融解であるが、地中壁は砂礫層中に構築されるものであり、地中の温度変化は小さいと考えられる。耐久性については、供試体に 0～20℃の温度変化を繰り返し与え、材令91日の動弾性係数の変化を調べた結果、1000サイクル経過後においても全ての配合に対し動弾性係数の変化は小さく、耐久性についても特に問題はなかった。

表-1.1.1　試験項目（只見ダム）

試験項目		試験方法	供試体寸法	試験材令
フレッシュコンクリート	スランプ	JIS A 1101	——	——
	空気量	JIS A 1128	——	——
	ブリージング	JIS A 1123	——	——
硬化コンクリート	一軸圧縮強度	JIS A 1108	φ10×20cm	28日，91日，6ヶ月，1年
	静弾性係数	ダイヤルゲージ法	〃	〃
	曲げ強度	JIS A 1106	15×15×53cm	〃
	長さ・重量変化	JIS A 1129	10×10×40cm	〃
	三軸圧縮試験	土質学会UU法	φ10×20cm	28日，91日，1年
	長期載荷試験	圧縮荷重	〃	91日より
	透水試験	——	φ10×5cm	28日より
	浸食試験	——	φ13×16.5cm（中空φ2cm）	

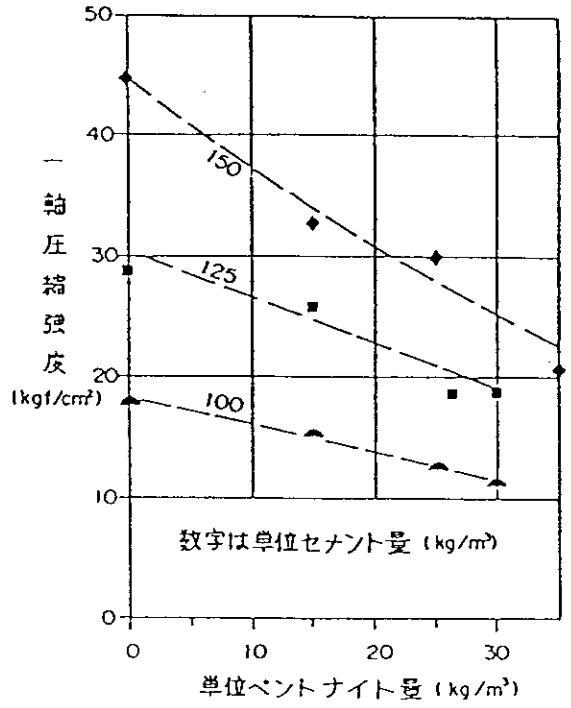


図-1.1.1 単位ベントナイト量と一軸圧縮強度

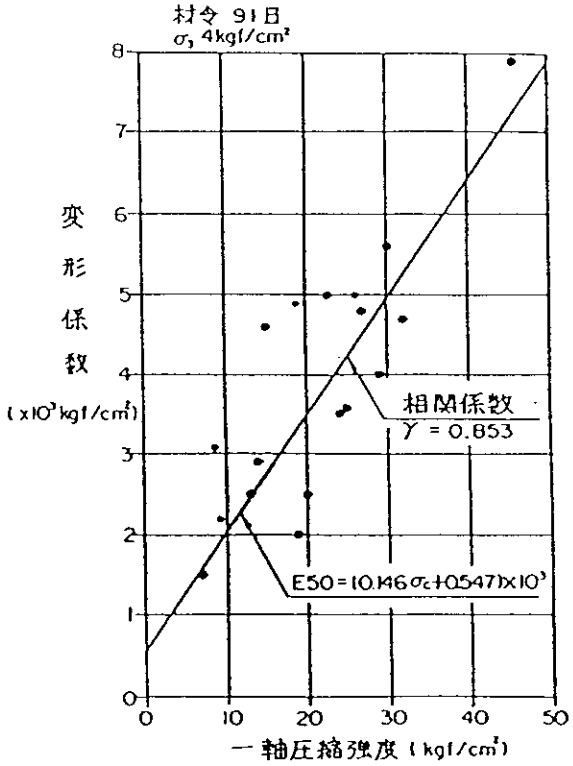


図-1.1.2 一軸圧縮強度と変形係数

1.1.3　設計

ベントナイト混入コンクリート地中壁は、ダム基礎処理に必要な遮水性、変形性、強度及び耐久性が要求され、設計に当たっては、地中壁がこれらの条件を満足するように、下記の事項に関して検討が行われた。

(1) 地中壁の構造設計

ダムの高さ、形状及び砂礫層の厚さ、分布状況等に応じて、地中壁の位置、深さ、厚さ等を決定し、構造的安定性及び水理的安全性の検討を行う。

一般に、地中壁は土質遮水壁と一体となって遮水する構造となるように配置し、岩盤まで施工するのが原則である。地中壁の厚さは、実績によれば50～100cm が一般的である。更に、地中壁と土質遮水壁との取付部にあたる地中壁頭部は最も重要な部分であり、この頭部周辺の力学的、水理的挙動を吟味して、十分安全な構造としなければならない。

只見ダムは厚さ約 20mの砂礫層上に築造された堤高 20m、堤長約 500m の中央遮水壁型ロックフィルダムである。堤体下部の砂礫層の遮水のために、深さ約 20m, 延長約 220m, 総面積約4000m²の連続地中壁を設計した。

只見ダムの地中壁の設計概要は以下の通りである。

① 地中壁の厚さは、砂礫層中の礫の粒径及び施工性を考慮して、t＝80cmとした。

② 砂礫層の止水を確実に行うために、地中壁は砂礫層下部の基礎岩盤中に1m程度根入れさせ、更に岩盤中に深さ5mのカーテングラウチングを行った。

③ 地中壁頭部周辺の土質遮水壁内の浸透流を抑制するために、地中壁は土質遮水壁内に貫入する形状とし、その突出長は1.9mとした。

④ 築堤完了後には地中壁頭部と砂礫層表面の沈下量に差が生じると予想されるので、これに対処するために地中壁頭部と土質遮水壁の取付部の間に塑性指数の大きい緩衝材（接合材）を使用し、更に地中壁頭部の上部0.4mを半円形状とした。

⑤ 地中壁頭部周辺の浸透流の抑制及び砂礫層の均質化を目的に、WMC（Wet Milled Cement）を用いて土質遮水壁底部には深さ5mのブランケットグラウチングを行った。

只見ダムの標準断面及び地中壁詳細は図-1.1.3および図-1.1.4の通りである　地中壁頭部周辺は、地中壁・砂礫層・土質遮水壁と変形特性がそれぞれ異なる材料が接する部分で、3者の相互作用を十分に把握して設計上対応する必要があり、地中壁材料の選定、地中壁の位置、地中壁の土質遮水壁内への突出長、砂礫層の地盤改良、緩衝材（接合材）および施工性等を総合的に勘案しなければならない。一般的な設計例は下記の通りである。

① 地中壁を上載荷重の小さい位置に配置し砂礫層の沈下を少なくする。

② 地中壁頭部に変形性の大きい材料（緩衝材、接合材）を配置して地中壁と砂礫層間の沈下量の差に対応させる。

③ 砂礫層をグラウチングにより改良して砂礫層の沈下量を少なくする。

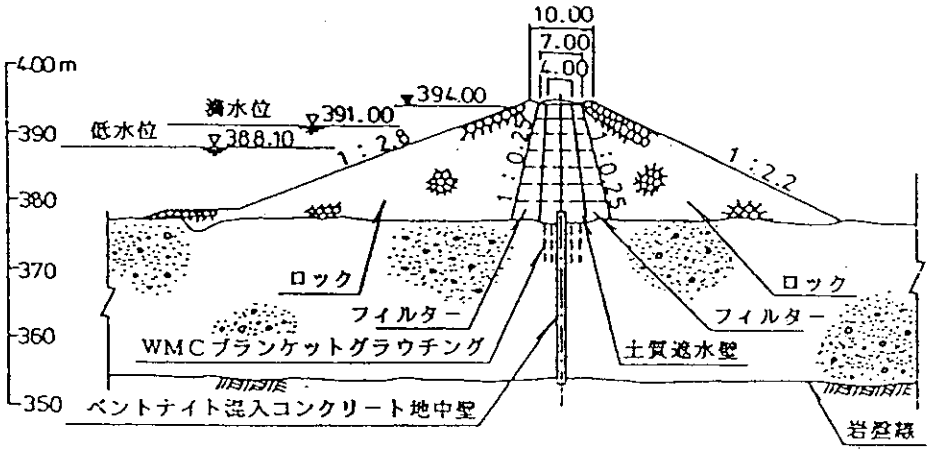


図-1.1.3 只見ダム標準断面

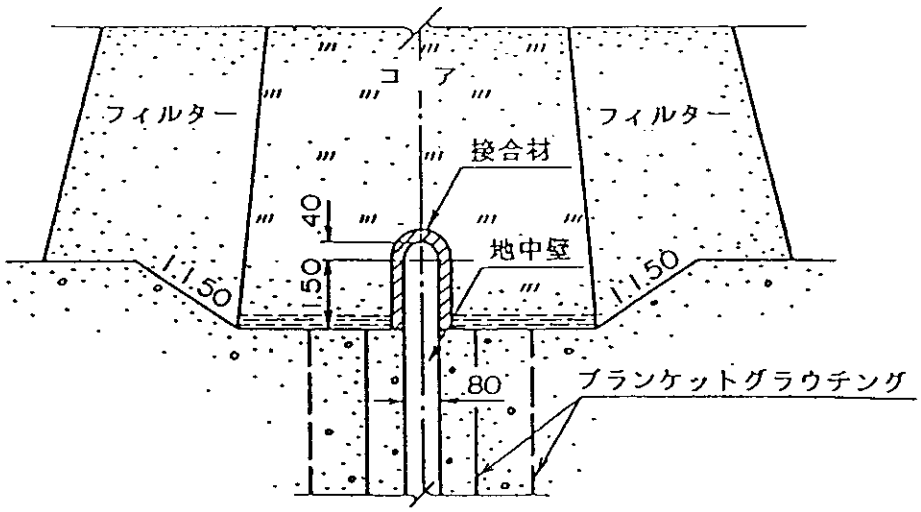


図-1.1.4 地中壁頭部詳細

地中壁の応力解析は、有限要素法を用いて盛立及び湛水過程を考慮した二次元線形弾性を行い、更に動的解析により安全の確認を行った。安全性の検討は要素安全率により行い、盛立時、湛水時、地震時を通じて要素安全率 2.0を確保するようにした（図-1.1.5参照）。この結果、地中壁内部に発生する最大応力は地中壁の着岩部付近に生じ、要素安全率は2.3であった。なおベントナイト混入コンクリートの強度は、粘着力 C=3.5 kgf/cm²内部摩擦角 ϕ= 35° である。

動的解析は、解析コードにsuper flush を使用し、入力波形として伊豆半島東方沖地震の最大加速度を250galに、豊後水道地震及びタフト地震を150galにそれぞれ規準化して用いた。この結果、最大応答加速度は入力に対して地中壁頭部で0.94～1.37倍、ダム堤頂で2.15～3.19倍に増幅されているが、地中壁の応力増分は数 %と小さく、問題のないことが確認された。

有限要素法による静的解析によれば、盛立完了時における地中壁および砂礫層の沈下量はそれぞれ 2.1cm及び 2.5cmで、地中壁と砂礫層の沈下量の差は 0.4cmである。地中壁頭部には30cmの厚さで接合材と呼ばれる塑性指数の大きな土質材料を配置して、緩衝材の役割を果たすようにしている。

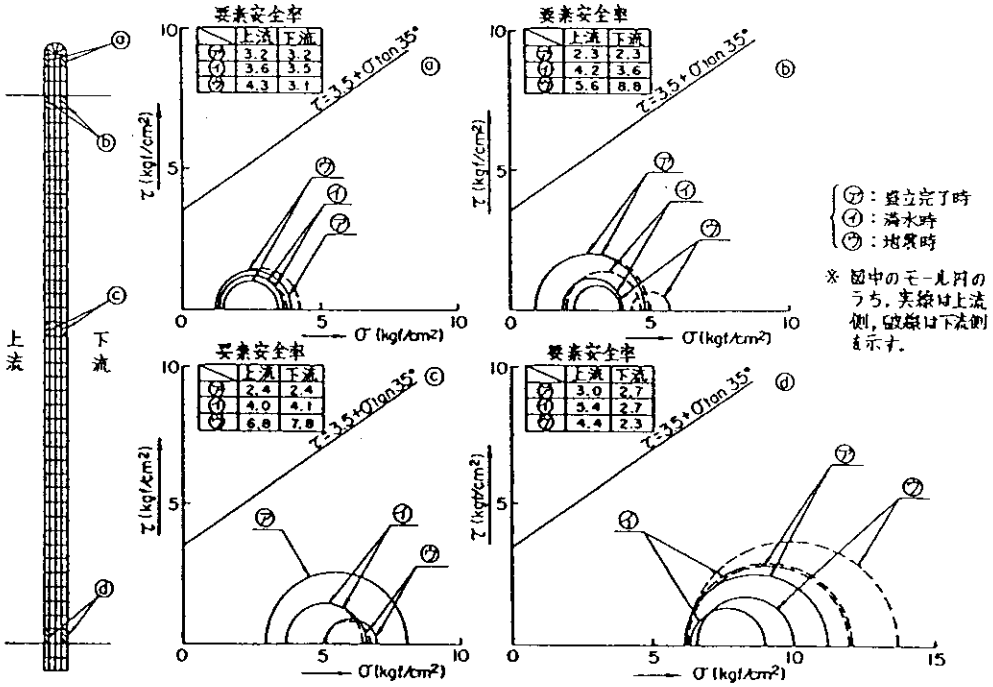


図-1.1.5 地中壁の応力および安全率

1.1.4　施工

(1) 施工順序

ベントナイト混入コンクリート地中壁の構築は、先行エレメント、後行エレメントの順で行った。一般に地中壁工法では一回の打設単位をエレメントと呼んでいる。

各エレメントの施工順序は図-1.1.6及び図-1.1.7に示す通りである。先行エレメントは①プレボーリング、②掘削、③スライム処理、④インターロッキングパイプの建込み、⑤コンクリート打ち込み、⑥インターロッキングパイプの引き抜き、の順に施工し、後行エレメントは⑦プレボーリング、⑧掘削、⑨継ぎ手面の清掃、⑩スライム処理、⑪コンクリート打ち込み、の順にそれぞれ施工した。

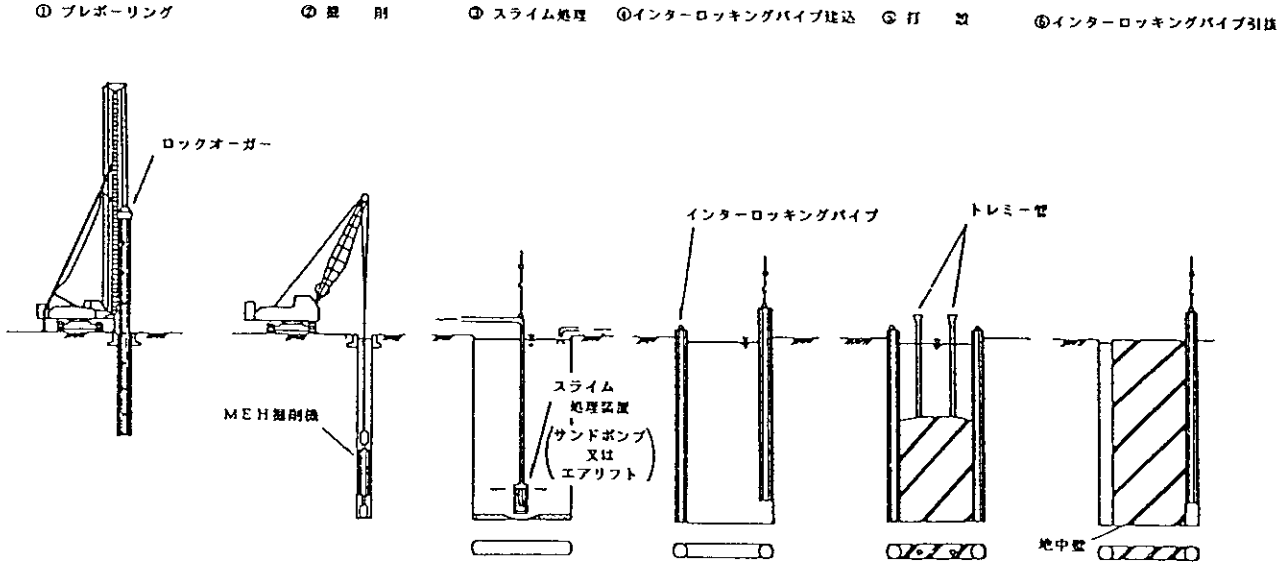


図-1.1.6　ベントナイト混入コンクリート地中壁施工順序（先行エレメント）

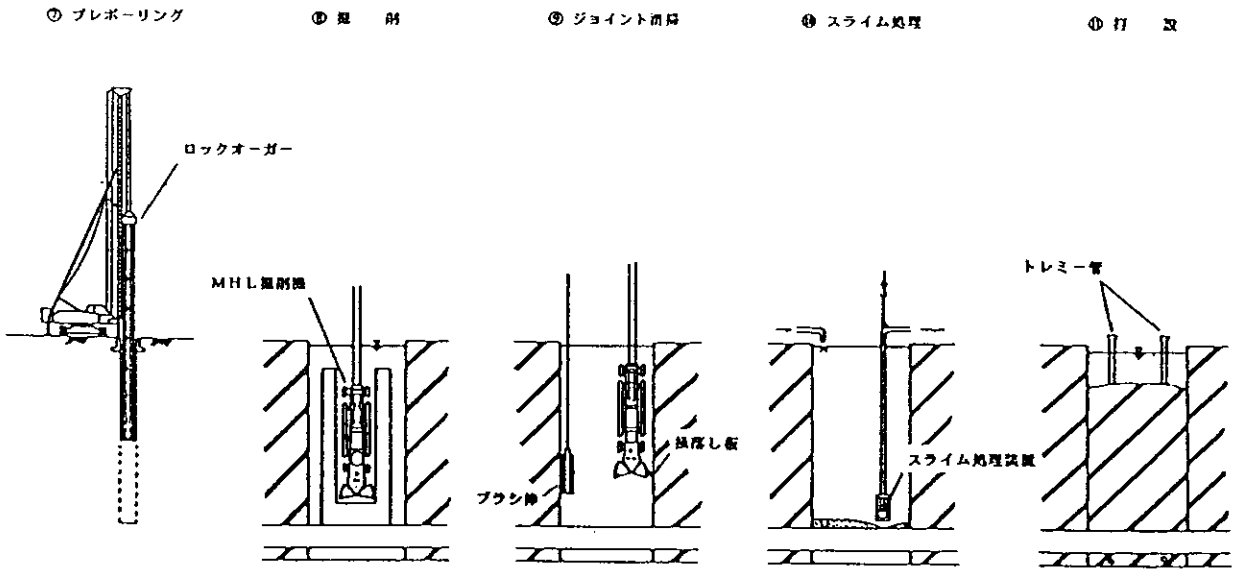


図-1.1.7　ベントナイト混入コンクリート地中壁施工順序（後行エレメント）

(2) エレメント割り

エレメント割りは地盤条件、地中壁の壁厚、掘削深度及び掘削機械等の諸条件を考慮して決定される。一般にエレメント長を長くとれば継ぎ手部の数が減り、壁体の止水性及び連続性の点で有利になり施工能率も向上するが、掘削時の溝壁の安定確保が困難となる。只見ダムでは、先行エレメントは3回のバケット掘削を標準として、エレメント長を5.475m、後行エレメントも同様に3回バケット掘削でエレメント長を6.150mとした。

(3) 準備工事

準備工事には岩盤線調査ボーリング、ガイドウォール、機械据付盤等がある。岩盤線調査ボーリングは、砂礫層下部の岩盤線を確認し掘削深度を決定するために実施するものである。只見ダムではダム軸上に 20mピッチで岩盤線調査ボーリングを行った。

ガイドウォールは図-1.1.8に示すような仮設構造物であり①地中壁の掘削位置を明確にする　②掘削時の地表部の崩落を防ぐ　③壁体の掘削精度を高める　③掘削機械やトレミー管等の重量物を支える等の役割を果たすものである。

ガイドウォールの内幅は地中壁の壁厚、河床砂礫の粒径、施工性等を考慮して決められるが、本地点の場合、河床砂礫に含まれる転石が60cm程度であることから掘削ずりの搬出には支障が無いと判断して、ガイドウォールの内幅は掘削機械のバケット幅（80cm）に余裕を加えた85cmとした。またガイドウォールの天端標高は、地中壁の天端標高に対してコンクリートの余盛り高50cmを考慮している。

地中壁の上下流それぞれ 15mの範囲は、掘削、コンクリート打設等に関係する施工機械の据付地盤となるので、砂礫層の上部約30cmをセメントと直接混合させ、振動ローラにより転圧して地盤の安定を確保した。

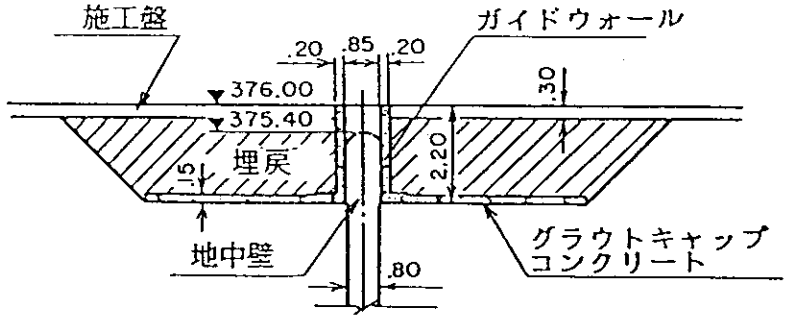


図-1.1.8　ガイドウォール標準断面

(4) 掘削

砂礫層の掘削には、ドーナツ型ロックオーガ、大型バケット式掘削機、中型バケット式掘削機及びチゼルの組合せにより行った。ドーナツ型ロックオーガはバケット掘削の能率を高めるためのプレボーリングに使用した。またチゼルは大きな転石や岩盤を破砕するために使用した。バケット式掘削機の諸元を表-1.1.2に示す。バケット掘削機には傾斜計が内蔵されており、調整用スタビライザーも側部に取り付けられていて溝壁の鉛直性を確保しながら掘削できる構造となっている。

表-1.1.2　大型・中型バケット式掘削機諸元

型式	大型掘削機	中型掘削機
バケット厚　(m)	0.80	0.80
バケット幅　(m)	3.20	2.70
バケット容量 (m³)	0.95	0.95
全　高 (m)	8.0	7.0
自　重 (t)	19.0	10.0
全体重量 (t)	20.9	11.9
ベースマシン	100トン級	50トン級

安定液は溝壁の崩壊防止及びベントナイト混入コンクリート打設時の置換流体としての機能を有し、本地点では表-1.1.3に示す標準配合のベントナイト系安定液を使用した。

安定液設備はベントナイトサイロ、ミキサー、水槽等より構成される。設備容量は最大エレメント容積及び先行・後行エレメントの同時施工を考慮して決定した（表-1.1.4参照）。安定液は製造後新液槽に貯留し、必要に応じて分散剤、逸泥防止剤を添加してミキサーにて混練後、貯留槽を経て溝内に供給する運用とした。またスライム処理時及びコンクリート打設時の回収液は循環槽を経て回収槽に貯留し、品質チェックを行った後、貯留に戻して再使用した。図-1.1.9に安定液の運用パターンを示す。

表-1.1.3　安定液の標準配合

材　料	配合（重量比）
清　水	100
ベントナイト	8
増粘剤	0.1
分散剤	0.2
逸泥防止剤	0.5

(5) スライム処理

掘削完了後に溝底に堆積するスライムは、コンクリート打ち込み時には置換されにくく溝底に残留して止水性を著しく阻害するので、スライム処理は地中壁の構築において重要な作業である。

スライム処理はバケット掘削完了後、スライムの沈降を待ってバケット掘削機による底ざらい（一次処理）とサンドポンプやエアリフトを用いて吸い上げ（二次処理）の二段階の手順で実施した。

表-1.1.4 安定液製造設備諸元

製造設備	ベントナイトサイロ容量	30 t
	フロージェットミキサー能力	15 ㎥／h
	ベントナイトミキサー能力	3.5 ㎥／h
	清水槽	23 ㎥
貯留設備	新液槽	57 ㎥
	貯留槽	113 ㎥
	回収槽	85 ㎥
	循環槽	85 ㎥

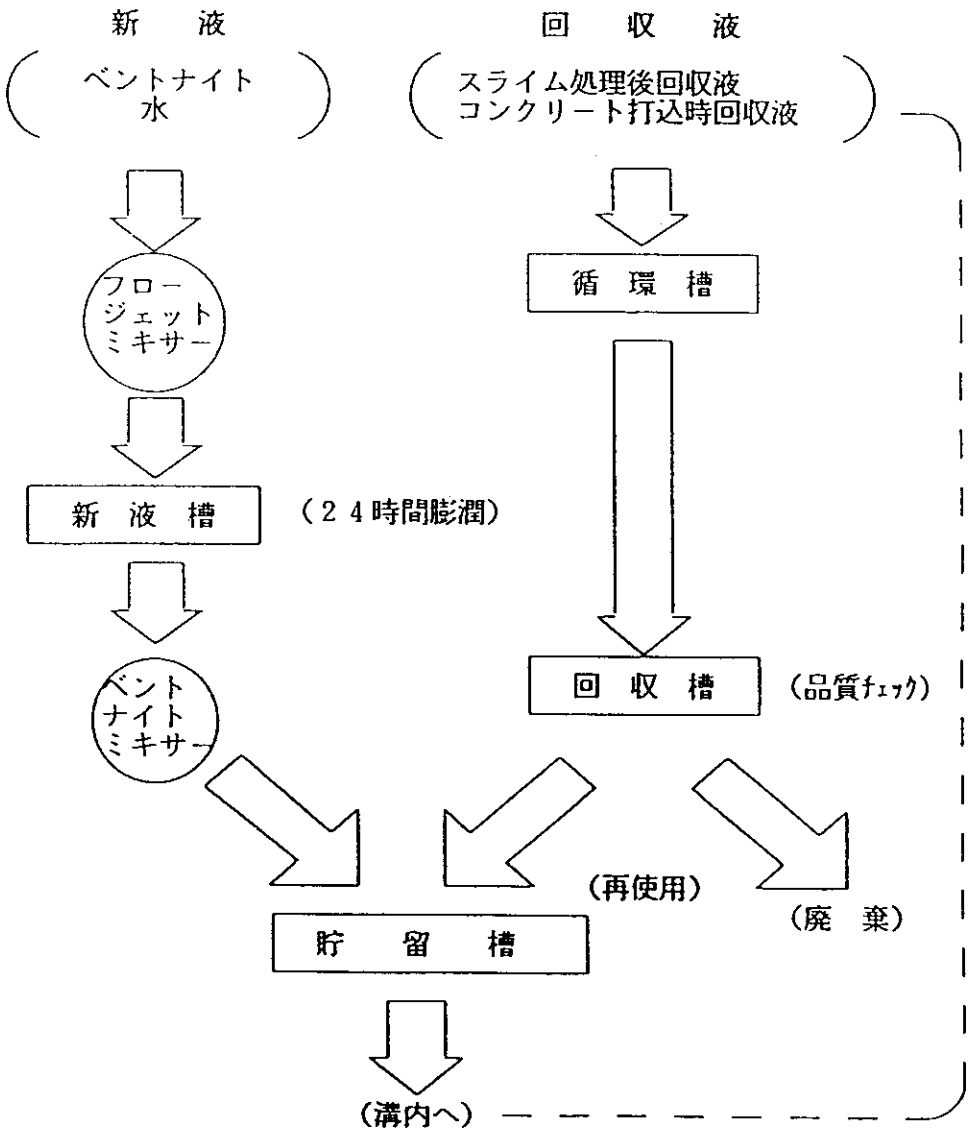


図-1.1.9 安定液運用パターン

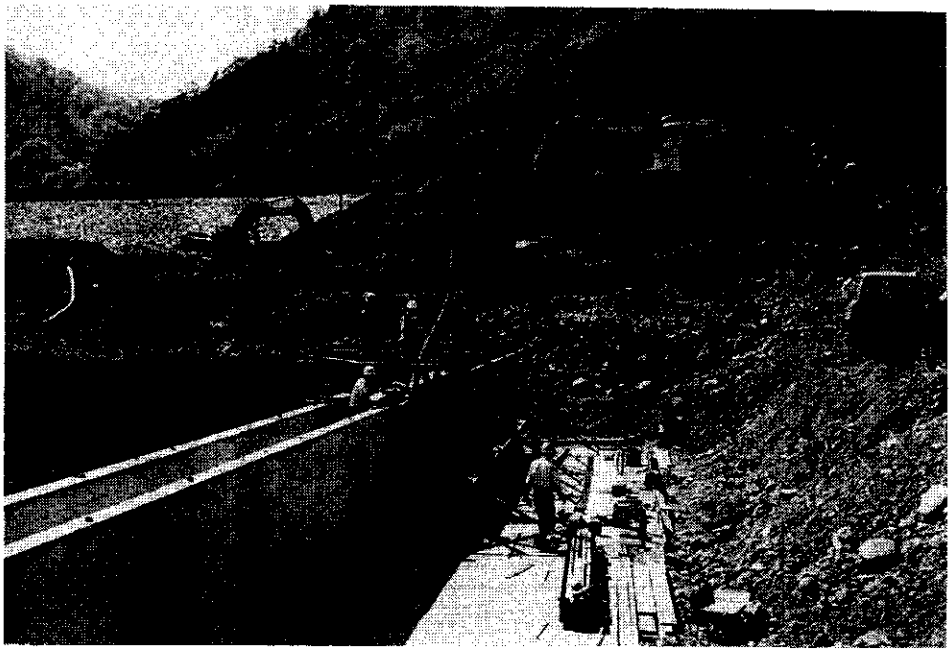


写真-1.1.1　ガイドウォール築造状況

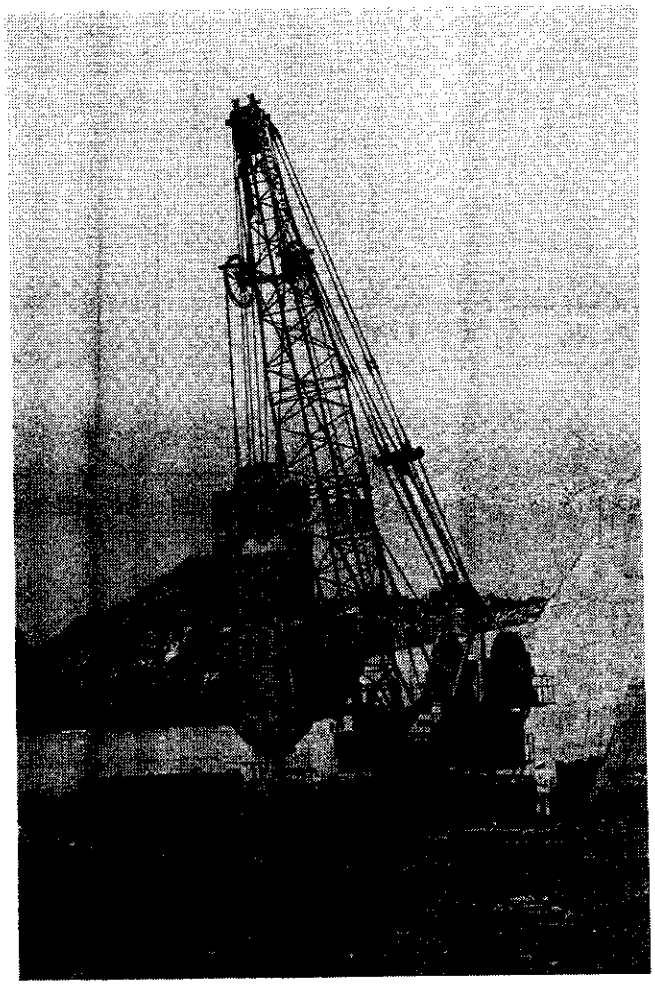


写真-1.1.2　大型バケット式掘削機

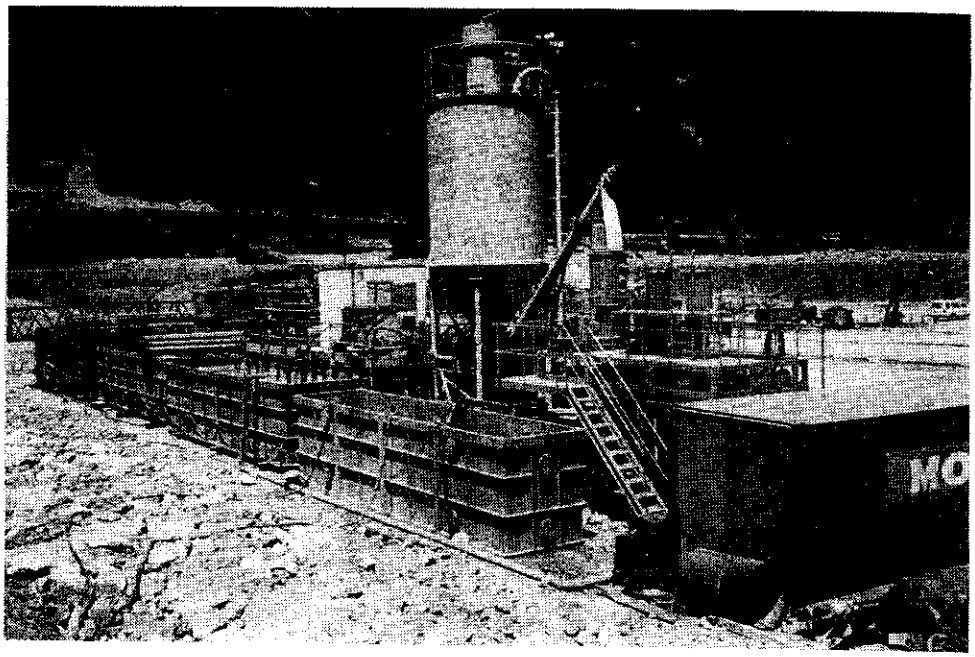


写真-1.1.3　安 定 液 設 備 全 景

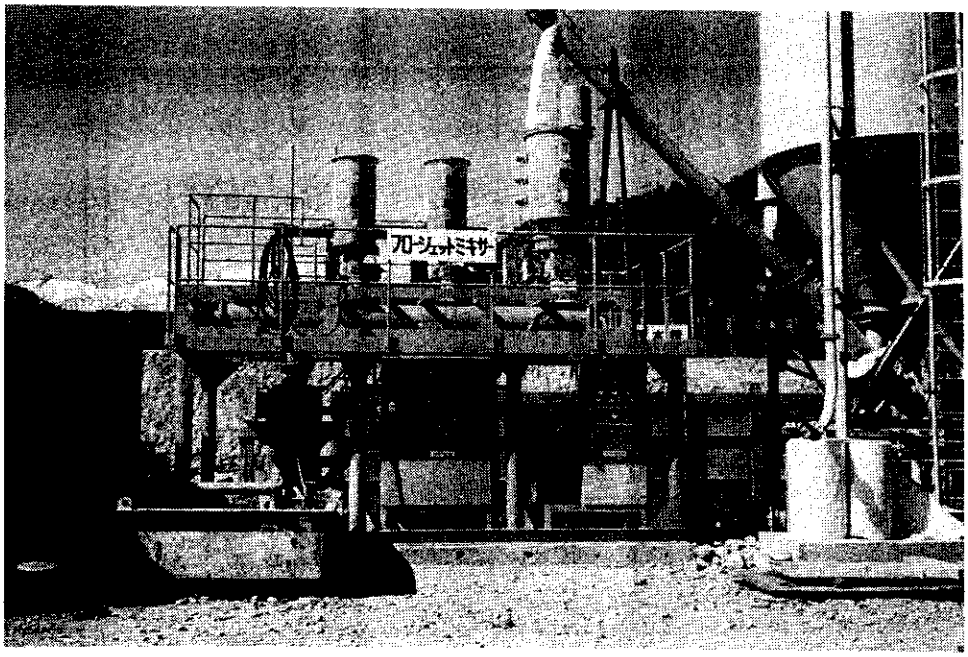


写真-1.1.4　安定液製造プラント全景

(6) 継手処理

先行及び後行エレメント間の継手の作成は、先行エレメントのコンクリート打ち込みに先立ち、インターロッキングパイプを先行エレメントの両端に建て込むインターロッキング方式とした。インターロッキングパイプの直径は、地中壁の壁厚と同じ80cmで、建て込みガイドをガイドウォールに取付け、位置決めの後、50tクローラークレーンを用いてインターロッキングパイプを吊り上げ、下げ振りで鉛直性を確認しながら設置した。

インターロッキングパイプの引き抜きは、コンクリート打ち込み後48時間以上経過した後、油圧式鋼管圧入・引抜機を用いて行った。またベントナイト混入コンクリートの継手面に付着したスライムは継手部のコンクリート強度の低下および漏水の原因となるので、掘削機のバケットに取り付けた半径40cmの半円形掻き落とし板を用いてスライム除去を行った。

(7) ベントナイト混入コンクリートの打ち込み

ベントナイト混入コンクリートの製造は、通常の生コンプラントにベントナイト溶液の製造、貯留、計量及び供給設備を付加したものである（図-1.1.10参照）。

ベントナイト溶液の添加は自動計量供給設備により行われ、制御装置は生コンプラント制御操作盤に接続されていて、オペレータが普通コンクリートを製造するのと同様の操作でベントナイト混入コンクリートの製造を行うことができる。表-1.1.5にベントナイト混入コンクリートの製造設備の諸元を示す。

ベントナイト混入コンクリートの運搬にはコンクリートミキサー車を使用し、打ち込みには内径25cmのトレミー管を用い、トレミー管は1エレメント当たり2本の配置とした。打ち込み開始時にはベントナイト混入コンクリートと安定液が混合してコンクリートが劣化しないようにプランジャーを用い、トレミー管の先端が溝底から25cm程度の位置になるよう配慮した。また打ち込み中はトレミー管の先端が常に2m以上コンクリート中に貫入するよう管理した。

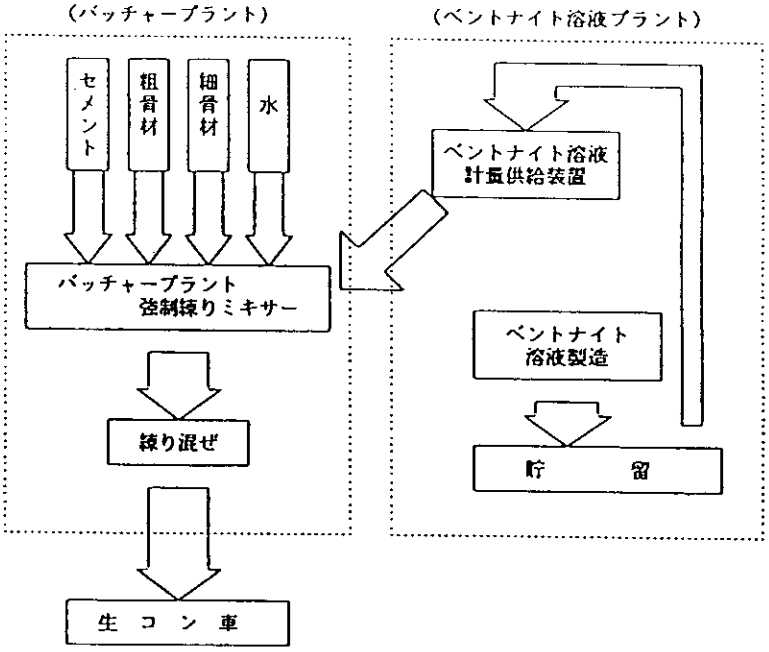


図-1.1.10　ベントナイト混入コンクリート製造フロー

表-1.1.5　ベントナイト混入コンクリート製造設備諸元

混練設備	ミキサー	2.0㎥ 二軸強制練 30KW×2
ベントナイト溶液設備	製造設備	ベントナイトミキサー（5.0㎥） 清　水　槽；23㎥
	貯留設備	新　液　槽；28㎥ 貯　水　槽；34㎥
	計量設備	秤　　量；500kg 計量槽容量；500ℓ
	供給設備	パイプライン（φ200㎜）
製造能力		最大72㎥／hr （混練時間；60秒）



写真-1.1.5　ベントナイト混入コンクリート製造プラント全景

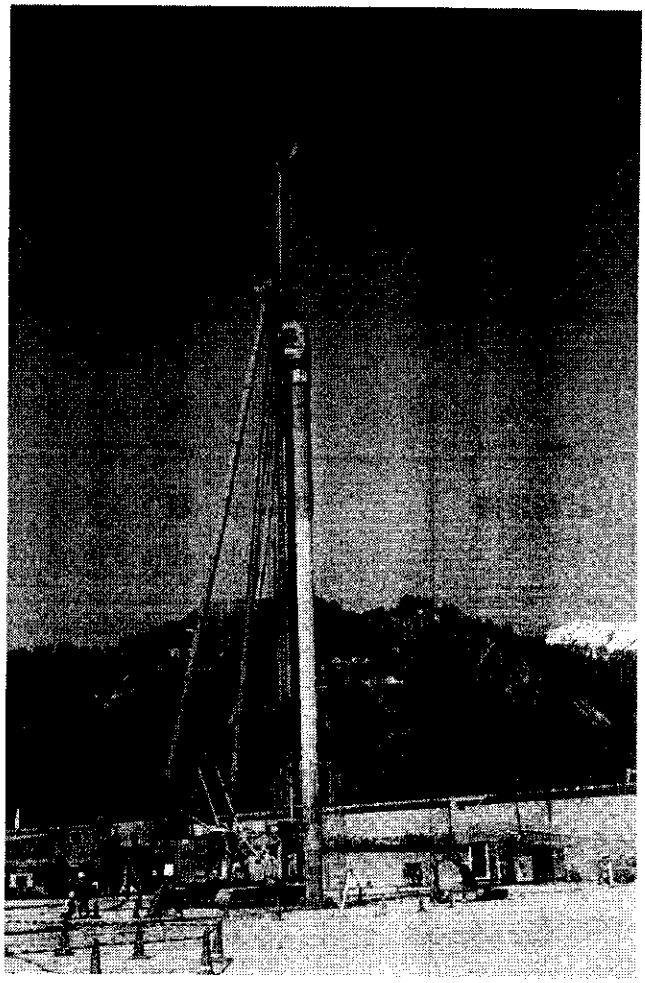


写真-1.1.6　ドーナツ型ロックオーガ全景

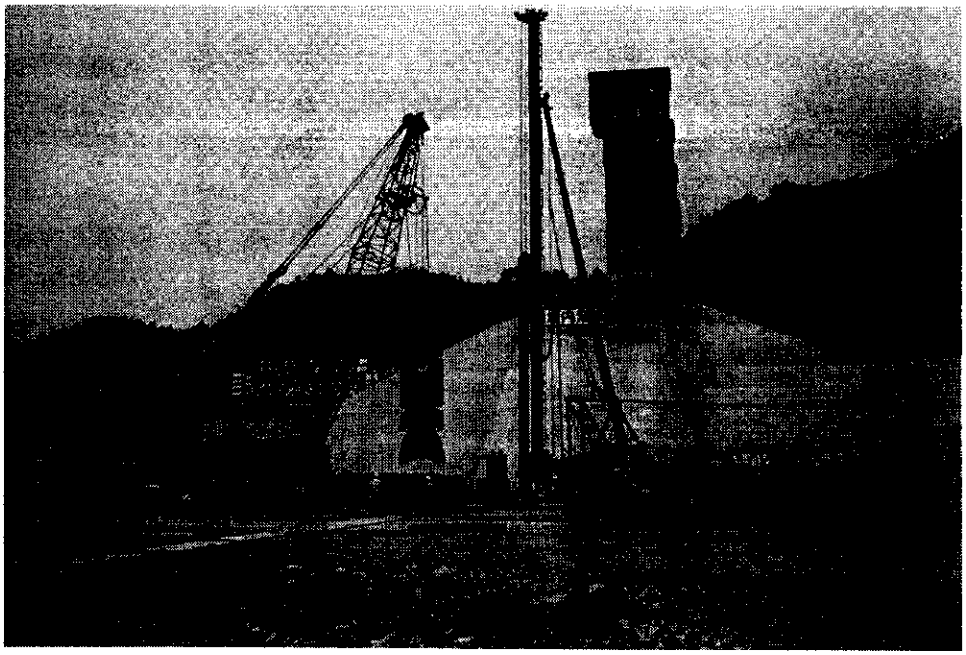


写真-1.1.7　地中壁掘削状況

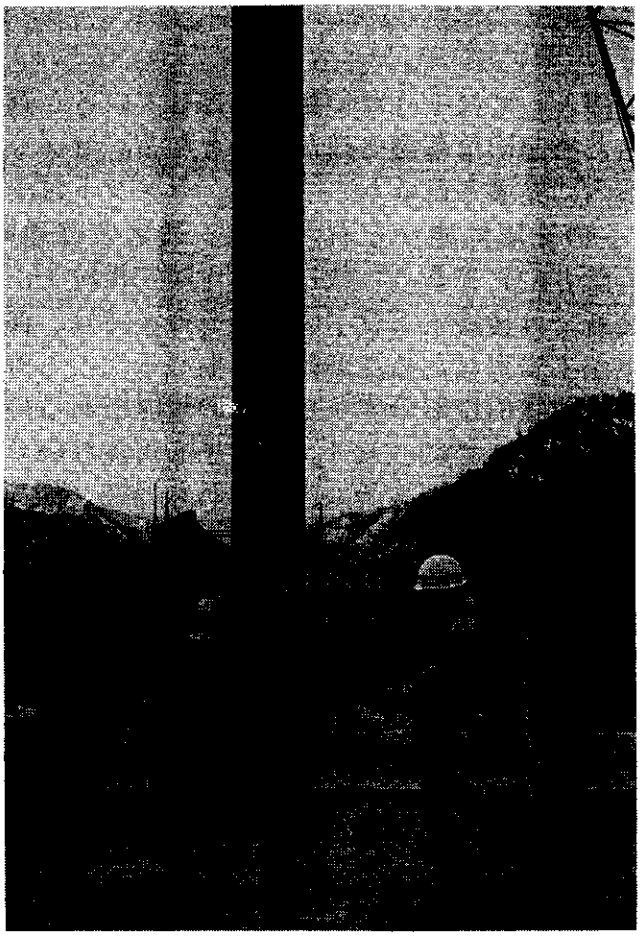


写真-1.1.8　インターロッキングパイプ建込み状況

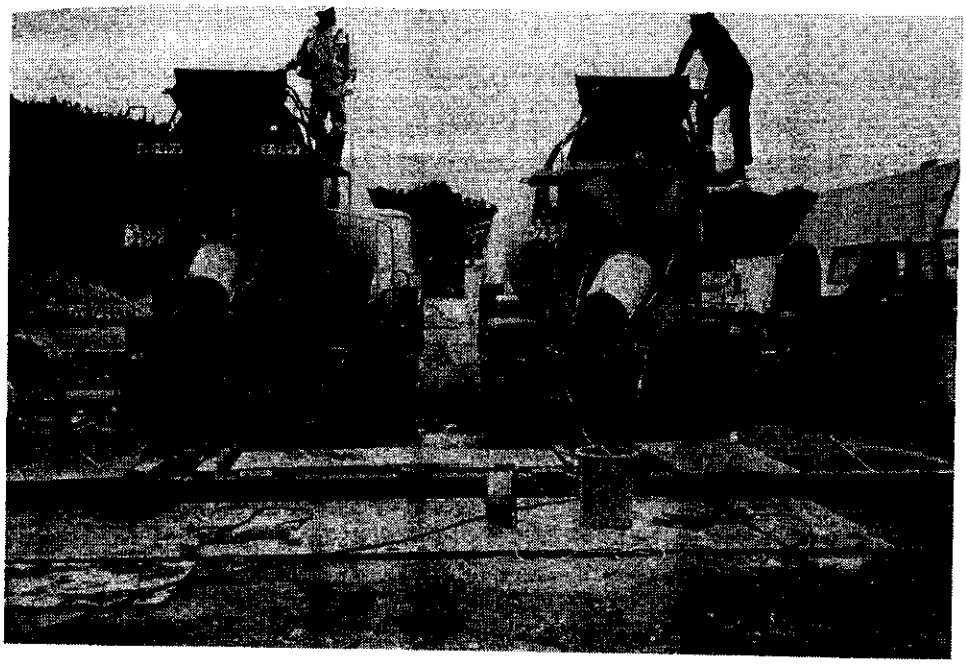


写真-1.1.9　ベントナイト混入コンクリート打ち込み状況

1.2　WMCグラウチング

1.2.1　一般概要

一般に砂礫層はダム基礎としては十分な地耐力を有しているが透水性が高く、微細な間隙を多量に包含しているため適切な基礎処理が必要となる。セメント等の懸濁型グラウトは対象地盤の亀裂や間隙内に充填されるものであり、セメント粒子と亀裂や間隙の相対的な大きさによりグラウトの充填性能が左右される。通常の普通セメントの粒径は5～90μm（平均粒径D_{50}=約20μm）であり、数10μmを超す粗粒子がかなり多く含有する。このため間隙の狭小な箇所では後続する粒子の浸透を拒んだり、注入圧力が上昇する現象が起こる。またグラウトが不安定なため沈澱閉塞が生じることも考えられる等、微細な間隙を有する地盤に対しては粒径的におのずから注入の限界があるのが実情である。

このような問題点を解決するために、セメント粒子を可能な限り小さくする目的で、セメントをスラリー状態で微粒化するシステム、すなわち WMC（Wet Milled Cement 、湿式細粒化セメント）グラウチングが開発された。以下に、砂礫層のダム基礎処理工法の実証試験地点である電源開発㈱の只見ダムで行われたWMCグラウチングの技術の概要について記述する。

1.2.2　WMCグラウチングの特徴

WMCグラウチングは通常のセメントグラウトの注入プロセスの中に湿式細粒化工程を組み込み、セメントを地盤に応じて任意の粒径に効率的に微粉砕してセメントを改質しながら地盤に注入することが特徴である（図-1.2.1参照）。湿式細粒化工程は、流量可変型スラリーポンプ、湿式細粒化装置（以下マイクロミルと呼ぶ）及びアジテータより構成される。

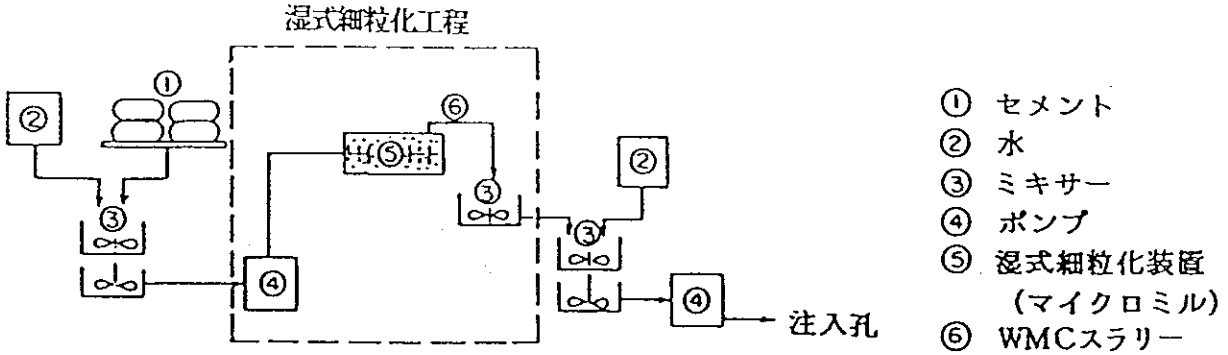
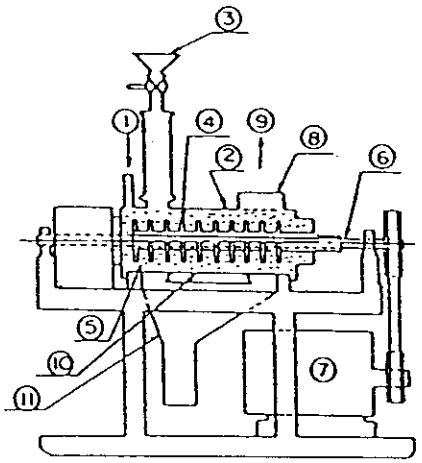


図-1.2.1　WMCグラウト製造フロー

(1) マイクロミル

本工法の中心であるマイクロミルは、いわゆる媒体攪拌ミルと呼ばれるもので顔料等鉱物の微粉砕に用いられるボールミル（通称サンドミル）を改造したものである。マイクロミルは図-1.2.2に示すようにベッセル、ディスク、ディスク回転軸、スクリーン及びモータ等よりなり、マイクロミル内に充填したビーズに高速回転運動を与え、その間隙を通過するセメント粒子に摩擦、圧縮、剪断などの力を加えて微粉砕するものである。使用ビ

－ズは比重が重いほど効果的であるのでスチール性のビーズとし、粒径は小さいほどセメントの粗粒分の粉砕効果が向上するがフィルターとの整合性より1.2mmのビーズを採用している。



① セメントスラリー供給口
② ベッセル（容量60ℓ）
③ ビーズ供給口
④ ディスク
⑤ スチールビーズ
⑥ ディスク回転軸
⑦ モーター
⑧ スクリーン
⑨ WMCスラリー
⑩ ビーズ排出口
⑪ ビーズ取り出しホッパー

図-1.2.2　湿式細粒化装置（マイクロミル）



写真-1.2.1　湿式細粒化装置（マイクロミル）

(2) WMCの製造条件

セメント粒子の粉砕に及ぼす要因としてはビーズ充填率、スラリーのベッセル内滞留時間（粉砕時間）、使用ビーズの形状等がある。

ビーズ充填率とはマイクロミルの内容積に占めるスチールビーズの割合であり、ビーズ充填率とマイクロミル内容量との関係によりベッセル内滞留時間（粉砕時間）が決定される。すなわちマイクロミル内容量15ℓ、ビーズ充填率98%、1.2mm のスチールビーズ（かさ密度=4.5）の場合、マイクロミル内の空隙容積は以下の通りである。

マイクロミル内の空隙容積 = (15ℓ ×7.85−15ℓ ×98% ×4.5)÷7.85 = 6.57 ℓ

従って6.57ℓでマイクロミル内よりWMCスラリーを排出する場合は滞留時間は1分であり、3.29分で排出する場合は滞留時間は2分である。

図-1.2.3にビーズ充填率を60〜98.5% に変化させて細粒化させたセメントの粒度分布を示す。ビーズ充填率の増加とともに粉砕効果も増大するがビーズ充填率が約95% 以上となると粉砕効果の増加は顕著でなくなる。また滞留時間は2分を過ぎると粉砕効果の増加は顕著でなくなり、滞留時間の増加はWMC生産量の減少にもつながるので、両者を勘案して滞留時間を定める必要がある。

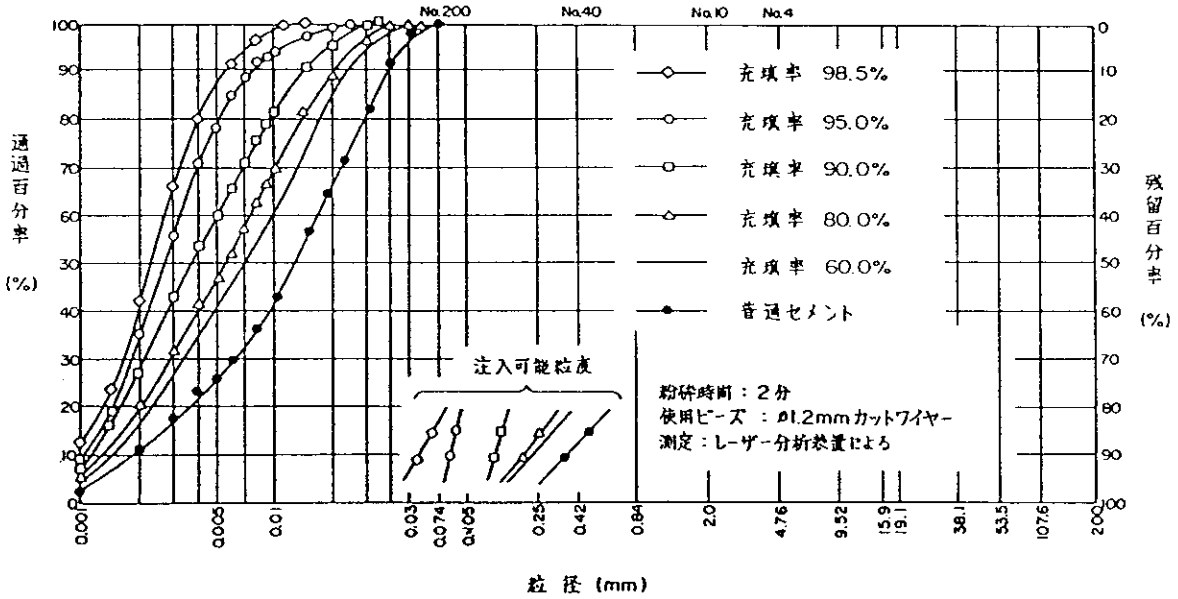


図-1.2.3 WMCグラウト粒度分布

（3）WMCグラウトの基本的性質

地盤注入に使用されているグラウト材は、薬液グラウトに代表される溶液型と、セメントや粘土系グラウト等の粒状材料を用いる懸濁型グラウトに大別できる。このうち地盤を効果的に改良処理するための懸濁型グラウトとして要求される性質は以下の通りである。

○粒径（グラウタビリティ比）－グラウト粒子が地盤の間隙に十分浸透できる径である。
○安定性－グラウトの混合・注入中に分離、沈澱、早期凝固が生じず安定である。
○流動性－ポンプ注入が容易に行え、地盤に浸透可能な流動性（粘性）を有する。
○強度－動水勾配に抵抗できる強さや剛性を有する。
○耐久性－地下水による浸食や化学的浸食に対する耐久性を有する。

WMCグラウトの特徴としては、

① 粉砕条件を種々に変化させることにより、普通セメントの粒度分布から逐次細粒側の粒度分布のものを製造できる。

② 地盤注入可否の主要因であるセメントの粗粒部分が細粒化されることにより、注入性が良好である。

③ コロイド粒子が製造されることにより、分離や沈澱の少ない安定グラウトである。

④ 溶出性、浸食性、耐水圧性、耐久性において普通セメントとほぼ同様の性質を有する。

1.2.3 設計

実証試験地点である只見ダムでは、土質遮水壁底部の砂礫層の透水性を改良し、かつ変形性の面で均質化することを目的として、WMCグラウチングを施工した。改良目標値は5 Lu（約 5×10^{-5}cm/s）である。

WMCグラウチングの施工区間長は地中壁に沿って約210m、注入孔は地中壁をはさんで上下流に２列の計４列の配置である。列間隔は1.5m、孔間隔は2.5mの千鳥とし、注入孔の深さはコア敷より５ｍである。図-1.2.4に注入孔標準配置平面、図-1.2.5に注入孔標準断面を示す。

只見ダムの砂礫層はシルト分を数%含む層が支配的であり、グラウチング施工範囲は最大粒径が50～200mm 程度のシルト混じり砂礫層で、砂礫層表層部は湿潤密度2.23 tf/m^3、乾燥密度2.00 tf/m^{3}で間隙率は約25% であり比較的良く締まっている。透水性は右岸側の120m区間が 1～5 $\times10^{-3}$ cm/s 、左岸側の90m区間が 1×10^{-2}～ 1×10^{-1} cm/s 程度である。

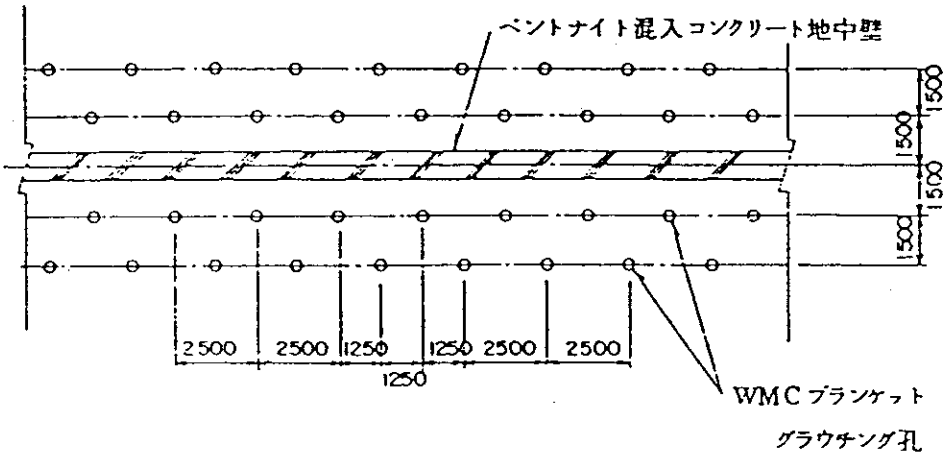


図-1.2.4　グラウト注入孔標準配置平面

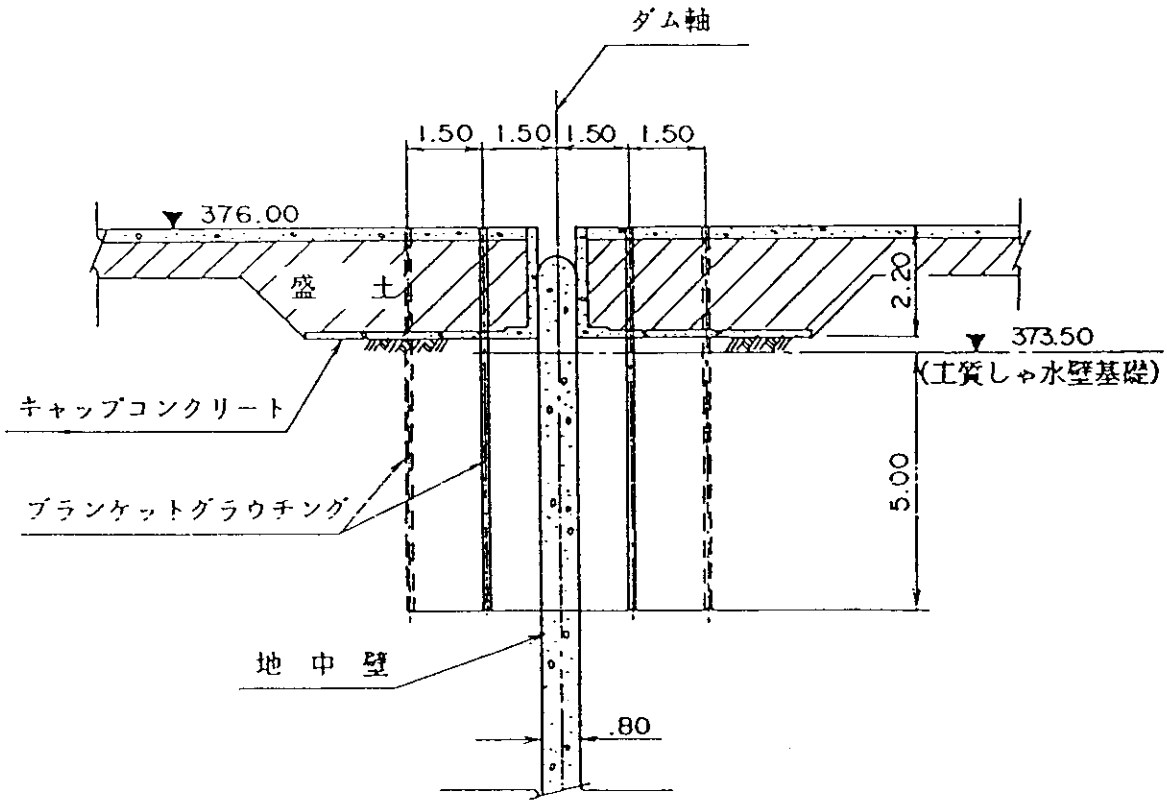


図-1.2.5　グラウト注入部断面

(1) 注入設計

① 製造粒径

注入材が注入地盤に対して粒径的に注入可能かどうかを判定する場合には、一般に下式のグラウタビリティ比が用いられる。

$D_{15}/G_{85} \geqq 15$　　$D_{10}/G_{95} \geqq 8$

ここにD_{15}、D_{10}は地盤の粒径加積曲線の 15%径および 10%径、G_{85}、G_{95}はグラウトの粒径加積曲線の85% および95% 粒径である。只見ダムでのグラウタビリティ比の検討結果を表-1.2.1に示す。WMCを用いれば粒径的には砂礫層に対して十分注入できると判断された。一方普通セメントの場合には最も粗粒な地盤に対しては注入可能であるが、その他はすべて改良限界を越えており、この砂礫層を確実に注入改良することは困難と判断された。その結果、WMCの製造粒径の管理規準として、95% 粒径10μm 、85% 粒径 8μm 、50% 粒径 5 μm以下と設定した。

表-1.2.1　グラウタビリティ比による検討結果

試料No.	砂礫層粒径 (mm)		グラウタビリティ比			
			普通セメント		WMC	
	D15	D10	D15／G85 (15以上)	D10／G95 (8以上)	D15／G85 (15以上)	D10／G95 (8以上)
①	8.0	4.3	229	86	1,778	614
②	0.45	0.30	34	6	267	40
③	1.2	0.18	14	4	111	26
④	0.07	0.06	2	1	16	9

普通セメント：G95＝0.05mm, G85＝0.035mm
WMC　　：G95＝0.007mm, G85＝0.0045mm

② グラウトの配合

砂礫層に適用される懸濁型グラウトの配合決定に当たっては粒径の他に安定性、流動性、保水性、強度、耐久性等を考慮する必要がある。すなわち粗粒砂礫層については、間隙を一様に充填して注入後の強度や耐久性を確保することが重要となる。一方微細な間隙を有する砂礫層に対しては、その間隙に十分圧入浸透できる流動性の良いグラウトが必要とされる。一般には上述の性質を示す砂礫層が層状あるいは混じり合って存在していることが多いために、2種以上のグラウトを用いることが多い。

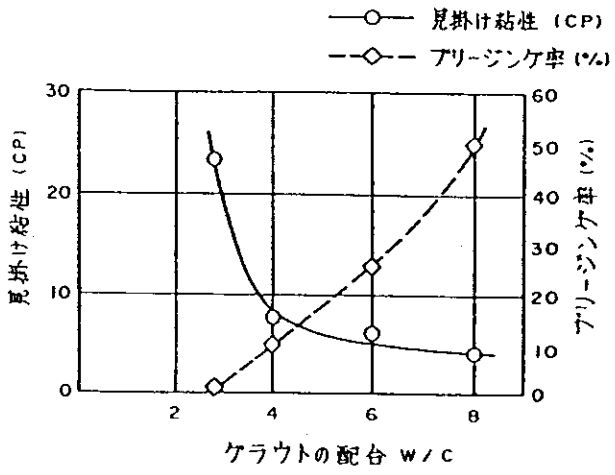


図-1.2.6　WMCグラウトの流動性及び安定性

WMCグラウトの配合（W／C）をパラメータとした見かけ粘性（流動性）及びブリージング（安定性）は図-1.2.6に示す通りであり、グラウト濃度を変化させることにより砂礫層の性状に適した配合を決定することができる。只見ダムでは室内試験及び原位置試験の結果を考慮して，表-1.2.2に示す配合を決定した。

表-1.2.2 WMCグラウトの注入の配合

	配合	ブリージング (%)	粘性				粒度 (μm)		
			M	P	Y	G	D_{95}	D_{85}	D_{50}
製造	c/w=1/2.8	0～2	23.4	10.1	26.6	12.4			
1次	c/w=1/4	10	7.5	5.0	5.0	3.8			
2次	c/w=1/6	26	6.1	3.9	3.4	2.6	6.4	2.9	1.5
3次	c/w=1/8	50	4.1	4.0	0.5	1.9			
	c/w=1/8+分散剤	74	3.8	3.6	0.6	1.6			

M　見掛け　(C.P)
P　プラスチック (C.P)
Y　イールドバリュー（ℓb/100ft²）
G　ゲルストレングス（ℓb/100ft²）

③　注入方法

一般に砂礫層においては孔壁の保持が困難なこと及び効率性の点から埋設管注入方式が用いられていて、只見ダムでも同工法の一つであるスリーブグラウチングを用いた。（図-1.2.7参照）

④　グラウチングパターン

一般に砂礫層のグラウチングパターンは2～3m間隔であり、只見ダムでも原位置注入試験で列間隔2.0m、孔間隔2.5mの注入を行った結果、十分な改良効果が得られていたが、改良範囲がコア敷幅の5mであり地中壁との相関も考慮して列間隔は1.5mとした。注入バルブ間隔は室内試験及び原位置試験の結果を考慮して33cmピッチとした。

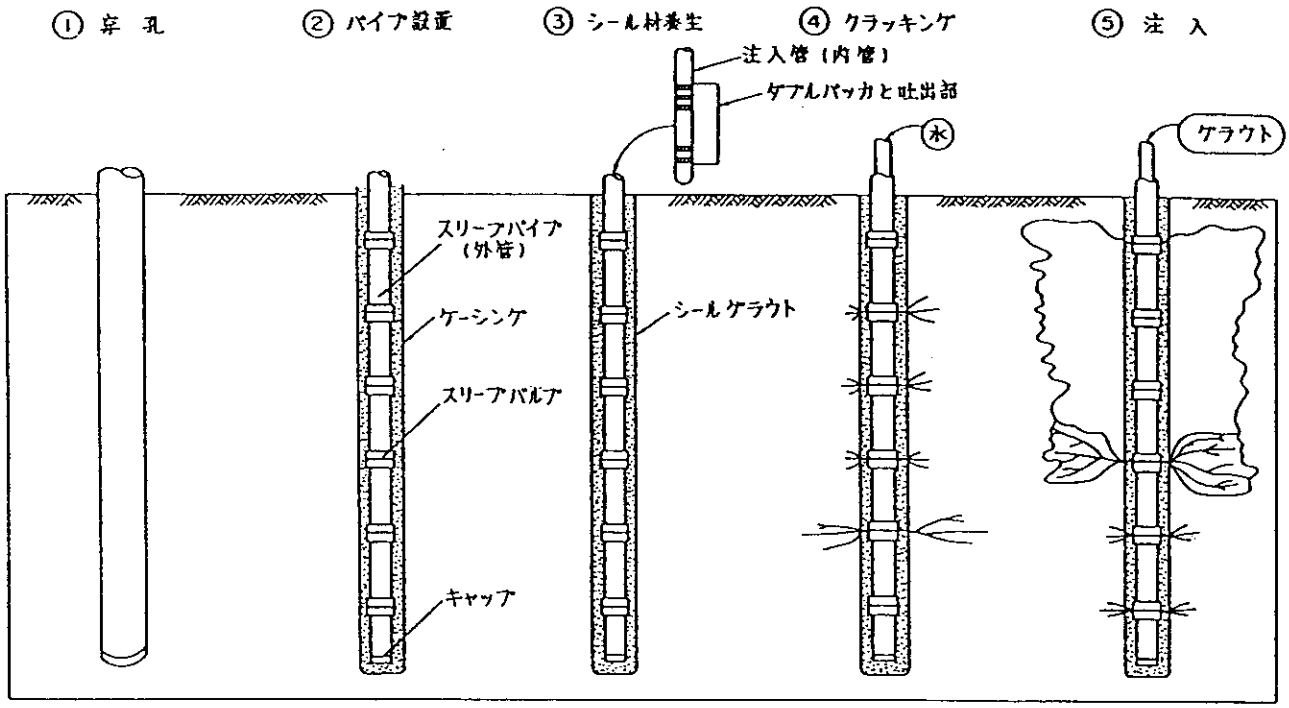


図-1.2.7　スリーブ注入施工手順

④　注入基準

－注入量

地盤注入における注入量の算定には一般に下式が用いられている。

注入量＝地盤容積×間隙率×余裕率×充填率×脱水増加率

この中で脱水増加率はWMCが地盤に注入された時の脱水率を考慮するために付加した項目である。只見ダムでは間隙率を25%，脱水増加率を148%として，

1バルブ当たりの最大注入量＝1.62×0.25×1.5 ×1.0 ×1.48 = 900ℓ／バルブとした。

－注入速度

原位置試験の結果を考慮して最大注入速度を10ℓ/minとした。

－注入圧力

一般に砂礫層に適用される注入圧力は(0.5～1.0)H kgf/cm²が採用されている。Hは地表より注入バルブまでの深さ（m)である。只見ダム地点の砂礫層は良く締まっており、原位置試験でも比較的高い注入圧力を要したことより、最大注入圧力は（0.8 ～1.0)H + α kgf/cm²とした。αは注入バルブによる圧力損失であり施工時の水押しテストにより決定する。

－注入順序

平面的な注入順序は、隣接する地中壁に影響を与えないように内列孔を先行注入し、その後、外列孔を注入することとし、孔間注入順序は中央内挿法によった。また深度方向の注入順序はフォアステップ方式を採用した。

1.2.4　施工

(1) 準備工事

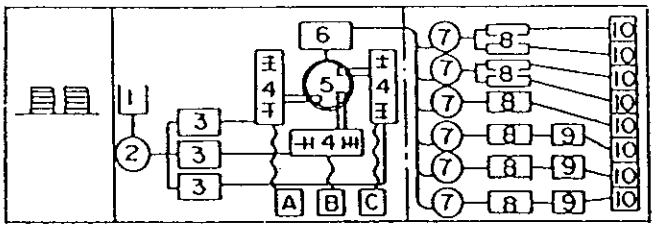
地表からのリークを防止するためにキャップコンクリート及び厚さ2.2mの押さえ盛土を施工した（図-1.2.5参照）。キャップコンクリートの幅は地中壁の上下流にそれぞれ3mで計6m、厚さは15cmとした。

(2) 仮設備及び使用機械

WMCの製造及び注入設備は主ダムの上流ロックフィルゾーンに設けグラウト注入孔への搬送はパイプラインにより行った。WMCプラントは床面積160m² で製造プラント、注入プラント及び資材置場より構成される。WMCプラント内の機器配置を図-1.2.8に示す。

WMCグラウトの製造および水押しテスト等に使用する清水は河川水を使用し、濁水は沈澱池まで圧送してｐH処理後、河川へ放流した。

穿孔、WMCグラウト製造・注入、品質管理等に使用した機械を表-1.2.3に示す。



記号	名　　称	台　数
1	水　計　量　機	1
2	仕込みミキサー	1
3	仕込みポンプ	3
4	マイクロミル	3
5	アジテーター	1
6	スラリーポンプ	1
7	グラウトミキサー	6
8	グラウトポンプ（HFV，MC）	8
9	HFV油圧ユニット	3
10	自記圧力流量測定機	8
A	マイクロミル制御盤	1
B	同　上	1
C	同　上	1

図-1.2.8　プラント内機器配置

表-1.2.3 施工機械一覧

区分	名称	型式・仕様	台数	摘要
穿孔	ボーリングマシン	ロータリーパーカッション型 口径 101㎜	1	スリーブ注入孔
		ロータリースピンドル型 能力 200m級	2	透水試験孔
	送水ポンプ	2連式復動ピストン型 吐出量 150～200ℓ/min. 吐出圧力 50kg/cm	1	
	高速ミキサー	200ℓ	1	シールグラウト用
	シール圧送ポンプ	2連式復動ピストン型 吐出量 150～200ℓ/min. 吐出圧力 50kg/cm	1	〃
製造	仕込みミキサー	400ℓ×2槽	1	
	仕込みポンプ	無段変速機付 吐出量 5～70ℓ/min 吐出圧力 60kg/cm	3	
	WMC製造機	マイクロミル50ℓ型, 55kw	3	
	アジテーター	1500ℓ, 攪拌型	1	
注入	スラリーポンプ	2連式復動ピストン型 吐出量 100ℓ/min 吐出圧力 70kg/cm	1	
	グラウトミキサー	縦型2槽 250ℓ×2槽	6	
	グラウトポンプ	可変流動型 吐出量 5～100 ℓ/min 吐出圧力 60kg/cm	3	
		無段変速機付 吐出量 5～100 ℓ/min 吐出圧力 60kg/cm	3	
		吐出量 70ℓ/min 吐出圧力 60kg/cm	2	
	P, Q記録装置	流量計 120ℓ/min 圧力計 60kg/cm	8	
	自動水量計	吐出量 200 ℓ/min	1	
品質管理	粒度分布	光透過法, レーザー法 1.0～100μm	各 1	
	粘性	粘度計	1	
	液比重	マッドバランス法	1	
	ブリージング	メスシリンダー (100mℓ)	1 式	
	圧縮強度	テストピース (5cm×10cm)	1 式	

(3) 穿孔

注入孔の穿孔は地中壁の施工盤よりロータリーパーカッション型ボーリングマシンにより行った。　穿孔径は101mm で孔壁保護とスリーブパイプ設置のため二重管工法を採用した。スライムの排出は、アウターロッドとインナーロッドの間を通して排水する外管内スライム排出方式とした。

(4) シールグラウト

シールグラウトはスリーブパイプと孔壁の間の隙間を埋め、パイプを固定する目的で行った。シールグラウトは硬化後のクラッキングの際にできるだけ小さな圧力で水平方向にクラックが生じる必要がある。只見ダムでは注入圧力等を考慮し、材令３日で３kgf/cm² 14日で 13 kgf/cm² 程度の一軸圧縮強度となるようにベントナイトセメントを採用した。（表-1.2.4参照）

表-1.2.4　シールグラウトの標準配合

セメント	ベントナイト	
普通ポルトランド	200 メッシュ フルイ分残査20%	水
４５４（kg）	９３（kg）	８２１（ℓ）

(5) スリーブパイプの設置

シールグラウトは穿孔終了後にケーシング内に充填し、引き続きスリーブパイプを立て込み、ケーシングを引き抜き後３～７日間シールグラウトの硬化を待った。スリーブパイプは硬質塩化ビニル製で全長８ｍである。注入区間の５ｍ部分にはバルブ間隔33cmで15個の吐出バルブを設置した。

(6) クラッキング及び水押しテスト

シールグラウト硬化後クラッキングを行い、各バルブ毎に注入路をつけた。クラッキングにはダブルパッカー付のインジェクションパイプを使用し、孔口から孔底に向かってクラッキングを行った。クラッキング圧力はゼロから徐々に上昇させて、圧力の急激な低下に続いて一定流量が観測された時点でクラッキング完了とした。

クラッキング完了後は各バルブの注入性を判定する目的で、注入時間を10分として最大注入速度を10ℓ/min. 又は最大注入圧力10kgf/cm² の注入条件で水押しテストを実施した。また一次グラウト注入後、改良効果が低いと判断された領域については、各バルブを再度クラッキングして水押しテストを行い、注入圧10kgf/cm² で注入量が５ℓ／分以上の場合はそのバルブから再注入が可能であると判断して、二次注入を行った。

(7) ＷＭＣグラウトの製造

ＷＭＣグラウトの製造条件、製造配合を表-1.2.5及び表-1.2.6に示す。ＷＭＣグラウトの製造に使用したマイクロミルは３台で、最大製造能力は1,800 ℓ/hr.(w/c=2.8) である。マイクロミルの仕様を表-1.2.7に示す。

(8) 注入

注入プラントはスラリーポンプ、自動水量計、濃度調整用グラウトミキサー、グラウトポンプ（吐出量 100ℓ級）及び自記圧力流量計より構成される。注入系統は6系統としたが、最盛期にはグラウトポンプと自記圧力流量計を8系統とした。

注入は210 mの施工区間を約40m毎の5ブロックに分け、地中壁の進捗に合わせて実施した。各ブロック毎に一次注入後は透水試験を行い、改良効果を確認した。所定の改良効果に達しない部分については、一次注入で使用したバルブを再クラッキングして2次注入を行った。2次注入でも改良されない場合は、追加孔を穿孔して3次注入を行った。

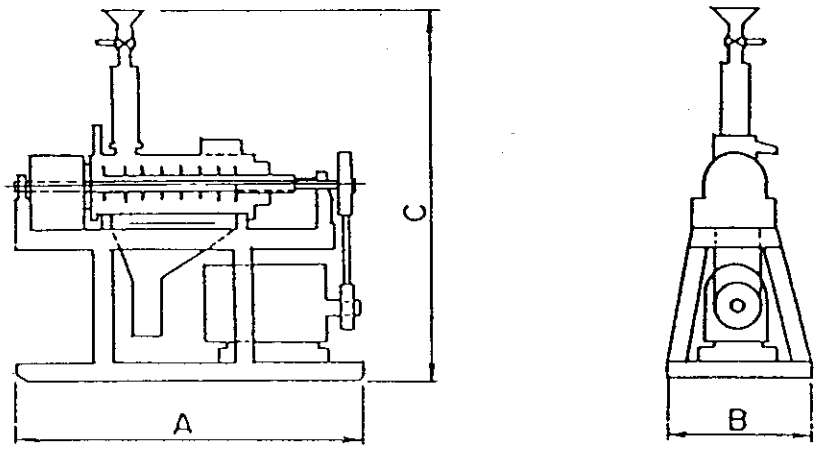
表-1.2.5 製 造 条 件

スラリー濃度	W／C＝2.8
使用ビーズ	φ0.8 ～1.2mm のカットワイヤー
ビーズ充填率	100 %
スラリー滞留時間	2分

表-1.2.6 WMCグラウト製造の標準配合

配　　合	普通ポルトランドセメント（kg／m³）	水　（kg／m³）	摘　　要
C/W ＝1/2.8	321	898	ｾﾒﾝﾄ比重＝3.15

表-1.2.7　湿式細粒化装置諸元



項目＼形式			501	502	503
ベッセル容量 (ℓ)			60	66	69
ベッセル寸法 (直径mm×長さmm)			283.7× 950	297.9× 950	300.5× 970
メディアの充填量 (ℓ)			50	56	59
メディアの充填重量 (kg)			220	247	260
吐出量 (ℓ/min)			7 ～ 10		
ディスクの回転数 (r.p.m)			840	780	780
ディスクの周速度 (m/sec)			13.8	12.8	12.8
ディスクの枚数			8		
本体モーター (KW-p)			55 — 6		
本体概重量 (kg)			2040	2000	2050
処理液分離			ウエッヂスクリーン		
回転軸シール			テフロングランドパッキン		
材質	ベッセル		SUS 304		ライナーS55C
	ディスク		CHA 2		
	スクリーン		CUS 304		
	メディア		スチール，カットワイヤー (φ1.2 mm) SWRH72B		
機体寸法 (mm)		A	2450	1970	1970
		B	800	1100	1100
		C	2250	2452	2382

第２節　実証試験結果

2.1　概要

只見ダムを実証試験地点として、ベントナイト混入コンクリート地中壁及びWMCグラウチングを採用した砂礫層のダム基礎処理工事は昭和62年 4月より準備工事を開始し、引き続き砂礫層の掘削、ベントナイト混入コンクリートの打設等を行い、同年 9月に地中壁の構築を完了し、WMCグラウチングは地中壁工事の進捗に合わせて昭和62年 6月より開始し、同年12月に終了した。

この地中壁の挙動を把握する目的で、ダム及び地中壁の施工中に歪み計、変位計、土圧計、間隙水圧計等を地中壁周辺に埋設し、ダム盛立時及び湛水時の地中壁の挙動計測を実施したので、その計測結果をベントナイト混入コンクリート地中壁およびWMCグラウチングの施工実績とあわせて以下に述べる。

2.2　ベントナイト混入コンクリート地中壁の施工実績

2.2.1　砂礫層の掘削

(1) 先行ボーリング

ドーナツ型ロックオーガーによる先行ボーリングは、１エレメント当たり９本を標準として行った。平均削孔深度19.5 m、１本当たりの純削孔時間が4.5 時間、純削孔速度が4.4 m/hr. であった。また地層別の削孔速度は、砂礫層部4.97 m/hr.、岩盤部1.18 m/hr.、転石部0.80 m/hr.であった。

(2) バケット掘削及びチゼル作業

表-2.2.1にバケット掘削及びチゼル作業の施工実績を示す。作業時間はエレメントの大きさにより異なるが１エレメント当たり平均68時間、機械稼働率は62～68%で平均67%,岩盤部の掘削速度は砂礫層部の４分の１程度であり、砂礫層部と岩盤部を含めた平均掘削速度は1.92 m^2/hr. である。

掘削終了後は、超音波溝壁測定器を使用して溝幅を測定し、鉛直掘削精度(最大偏心幅 / 掘削深さ= δ_{max} / L) を算出した。鉛直掘削精度は最大1/180 、最小 0で平均1/524であり、管理値 1/150を十分満足する値であった。

表-2.2.1　バケット掘削機及びチゼル作業の施工実績（エレメントのタイプ別）

	エレメントの種類		先行エレメント（1ガット）全7エレメント	先行エレメント（3ガット）全14エレメント	後行エレメント（3ガット）全20エレメント	全平均 全41エレメント
掘削数量	エレメント幅	a	1.600	5.475	6.150	———
	掘削幅 (m)	b	3.200	7.075	4.550	———
	ガット数	c	1	3	3	———
	平均岩盤深度 (m)	d	15.0	18.1	17.7	17.4
	平均施工深度 (m)	e	16.2	19.4	19.5	18.9
	掘削面積 (㎡)	f	44.9	121.6	78.8	87.6
作業時間 (hr)	段取り・片付け	g	3.77	8.45	6.24	6.57
	大型バケット掘削	h	13.62	38.40	5.76	18.26
	中型バケット掘削	i	———	———	27.29	13.31
	チゼル砕破	j	4.94	20.71	12.44	13.98
	壁測定	k	1.25	2.46	1.34	1.71
	修理待機	l	6.50	18.24	14.18	14.21
掘削能率	作業時間 g～l (hr)	m	30.08	88.00	67.23	67.98
	バケット掘削 チゼル破壊 (稼動率) $\frac{h+i+j}{m}$ (%)	n	61.7	67.2	67.7	66.8
	純掘削能率 $\frac{f}{h+i+j}$ (m^3/hr)	o	2.42	2.06	1.71	1.92

(3) 安定液

安定液の品質管理要領、試験方法、試験結果を表-2.2.2～表-2.2.4に示す。掘削時の溝内液については比重、粘性、造壁性等が管理限界に近づいた場合には、状況に応じて分散剤の溝内への投入、攪拌等の処置を行った。また回収液についてはpH及び安定性が管理基準値を満足していれば補給液として再使用した。

安定液は比較的高価であり、廃棄処理にも手間がかかることより出来るだけ循環させて再使用することとしている。しかし砂礫層の逸泥が比較的多かったので、安定液の総製造量は5,100 ㎥、総廃棄量は2,500 ㎥となり、土捨場に廃棄場所を設けて全量天日乾燥処分を行った。

掘削中には安定液が急激に地盤中の間隙や透水層に流出する逸泥現象が発生し、液面の低下により溝壁の崩壊を招くことがあるため、表-2.2.5に示す逸泥管理基準を設けてその

対策を講じた。実際に中規模の逸泥現象は掘削時に頻繁に生じたが、綿の実のしぼりかす等の逸泥防止剤を直接溝内に投入することにより十分対応が可能であった。

また掘削中の溝内液水位と地下水位との関係は溝壁の安定を保つためには重要で、溝内液水位と地下水位との水位差を2m以上に保つよう地下水位管理を行った。地中壁上流側の地下水位は地中壁工事の進捗に伴い上昇するので、上流側3か所に揚水井を設置して地下水位の上昇を押さえ、かつ地中壁の上下流部にそれぞれ地下水位測定孔を設けて随時地下水位の観測を行った。

(4) スライム処理

表-2.2.6にスライム処理の施工実績を示す。スライム処理には一次処理と二次処理を合わせて2 ～3 時間程度を要した。また後行エレメントでは、先行エレメントで打ち込まれたコンクリートの影響を受けて安定液がゲル化する場合があるので、スライム処理に要する時間が先行エレメントより多くなっている。

スライムの沈降は掘削終了後 6時間程度で終了するが、最大で20時間以上も要するエレメントもあり、最終的なスライム堆積高は最大40cm、最小 5cm、平均18cmであった。なお二次処理時には良質の補給液を供給しながら溝内液を吸い上げるため、 6時間程度スライムの沈降を待てば十分な二次処理が可能である。

(5) 継手処理

先行及び後行エレメント間の継手となるインターロッキングパイプの建込みには、平均深度18.6 mに対して平均1.4 時間要し、継手部のスライム清掃に要した時間は平均1.6 時間であった。

表-2.2.2　安定液の測定項目及び試験頻度

	採取位置	頻度	測定項目						
			比重	粘性	造壁性	砂分	pH	安定性	温度
新液	ミキサー内	作泥日毎	○	○	○	-	○	-	○
補給液	溝内補給吐出口	毎日	○	○	○	○	○	-	○
溝内液	溝内中央深度	毎日	○	○	○	○	○	-	○
回収液	回収槽	回収毎	○	○	○	○	○	○	○

表-2.2.3　安定液の管理試験方法

	試　験　器　具	備　　考
比　重	マッドバランス，他	ＡＰＩ規格
粘　性	ファンネル粘度計	〃
造壁性	小型ろ過試験器	〃
砂分率	砂分計	〃
pH	ガラス電極棒式pH計	pH試験紙併用
安定性	メスシリンダー，マッドバランス	

(注) ＡＰＩ：American Petroleum Institute

表-2.2.4　安定液の管理試験結果総括

		管理項目	管　理　基　準　値		管　理　試　験　結　果
新　　液		比　重	1.035 以上		1.04 ～1.065
		粘　性	26.0 秒以上		27.5～ 47
補　給　液		比　重	1.03～1.12		1.035～1.12
		粘　性	24.0 秒以上		24.0～ 51
		造壁性	5(×4)cc以下		1.4～ 3.2
溝内液	掘削時	比　重	1.03～1.18		1.05 ～1.18
		粘　性	24.0 ～50.0秒		24.0～ 49.4
		造壁性	5(×4)cc以下		1.4～ 4.7
	スライム処理後	比　重	1.03～1.12		1.04 ～1.12
		粘　性	23.0 ～45.0秒		24.0～ 43.4
		砂分率	3.0 %以下		0～0.5
再使用回収液		pH	7 ～11.5		9.0～10.7
		安定性	分離水	5%　以下	0～1.0
			比重差	0.02 以下	0～0.015

表-2.2.5 逸泥の管理基準

		対策	
液面低下 10cm／hr以下		①	そのまま，掘削を続行する。
液面低下 20cm／hr以下		②	10cm／hr以下となるまで観測を行うが，引き続き掘削を続行する。
液面低下 20cm／hr 以上	小逸泥	③	掘削用安定液に，綿の実のしぼりかすなどを添加する。
	中逸泥	④	粘性の高い，高濃度安定液を溝内に供給する。
		⑤	綿の実のしぼりかすなどを溝内に直接投入する。
	大逸泥	⑥	・掘削土，残土などを投入して埋戻す。 ・固化液などで間隙を充填する。

表-2.2.6 スライム処理施工実績

	一次処理	二次処理		計
		(ｻﾝﾄﾞﾎﾟﾝﾌﾟ)	(ｴｱﾘﾌﾄ)	
先行エレメント (掘削巾3.2m)	0.32	1.80	——	2.12
先行エレメント (掘削巾7.075m)	0.82	1.83	1.58	2.42
後行エレメント (掘削巾4.550m)	0.58	2.27	2.45	2.99

2.2.2　ベントナイト混入コンクリートの打込み

(1) 打込み実績

表-2.2.7にベントナイト混入コンクリートの打込み実績を示す。ベントナイト混入コンクリートの打込みは鉄筋カゴが無いため打上がり速度が速くても特に問題はなく施工性は良好であった。また設計数量に対する実打設量の増加率は、先行1ガットエレメントで48%、先行3ガットエレメントで 35%、後行エレメントで 16%、全体平均で 25%であった。

表-2.2.7　ベントナイト混入コンクリート打設施工実績

エレメントの種類			先行エレメント（1ガット）	先行エレメント（3ガット）	後行エレメント（3ガット）
打設数量	エレメントの幅 (m)	a	1.600	5.475	6.150
	打設深度 (m)	b	16.85	19.26	19.70
	計画打設面積 (㎡)	c	27.0	105.4	121.2
	計画打設量 (㎥)	d	23.9	87.5	94.2
	実績打設量 (㎥)	e	35.3	118.3	103.7
	増加率 (%)	f	47.8	35.1	15.9
作業時間 (hr)	段取り・片付け	g	2.64	2.45	2.64
	打設	h	1.95	3.11	3.11
施工能率	打設能率 (㎥／hr)	i	18.15	38.06	35.12
	打設速度 (m／hr)	j	8.66	6.20	6.34

(No.3，No.42エレメントは集計から除外)

(2) 混入用ベントナイト溶液の品質管理

表-2.2.8及び表-2.2.9に混入用ベントナイト溶液の標準配合と管理基準を示す。混入用のベントナイト溶液の濃度は 10%とし、ベントナイトは膨潤に24時間程度要するため、新液と貯留液それぞれに比重と粘性の管理基準を設けた。その結果、ベントナイト溶液はコンクリート打込み前日・当日の貯留液管理値の比重 1.060±0.005 、粘性34秒以上に対し比重は1.056 ～1.070 の範囲で平均1.062 、粘性は55～117 秒の範囲で平均90秒で十分管理値を満足する値であった。

表－2.2.8 ベントナイト溶液の配合

	品　名	配　合	備　考
ベントナイト	クニゲルＶ１	２５ kg	体積
水		２２５ kg	２３５．４ℓ

表-2.2.9 ベンドナイト溶液の品質管理基準

	新　液		貯　留　液	
採取場所	新　液　槽		貯　留　槽	
測定頻度	作　泥　日　毎		打込前日・当日	
測定方法	比　重	粘　性	比　重	粘　性
	マッドバランス	ﾌｧﾝﾈﾙ 粘度計	マッドバランス	ﾌｧﾝﾈﾙ 粘度計
管理基準	1.060 以上	28 sec 以上	1.055以上	34 sec 以上

(3) ベントナイト混入コンクリートの品質管理

ベントナイト混入コンクリートの標準配合及び品質管理基準を表-2.2.10と表-2.2.11に示す。配合においては、細骨材の表面水率の正確な把握が管理上重要なファクターであり、細骨材の表面水率測定を混練中も骨材の状態が変わるごとに実施し、正確な細骨材の表面水補正を行い、ばらつきの少ないベントナイト混入コンクリートの製造に努めた。

ベントナイト混入コンクリートの品質については、スランプは管理基準値18±2.5cm に対し16.0～18.9cmで平均18.1cm、圧縮強度は91日材令管理基準値20±4 kgf/cm² に対し、17.6 kgf/cm²であった。スランプ、圧縮強度ともに管理基準値を満足していた。また単位体積重量は設計値 2.10 t/m³に対し 2.18 ～2.23 t/m³ で平均 2.20 t/m³となり、設計値を十分満足する結果となった。図-2.2.1に各エレメントごとのスランプ、空気量、練り上がり温度、単位体積重量及び圧縮強度を示す。

表-2.2.10 ベントナイト混入コンクリートの標準配合

水セメント比 W／C (%)	細骨材率 S／a (%)	単位量 (kg／m³) ベントナイト B	セメント C	水 W	細骨材 S	粗骨材 G
223	47	25	125	279	792	928

表-2.2.11 ベントナイト混入コンクリートの管理基準

管理項目		頻度	方法	管理規準
スランプ		1回／60m³又は1回／1打設	JIS-A-1011 コンクリートのスランプ試験による	18cm±2.5 cm
空気量		同上	JIS-A-1128 まだ固まらないコンクリートの圧力による試験方法による	—
コンクリート温度		同上	温度計による	(5℃～35℃)
圧縮強度	σ_{28}	3本／60m³又は3本／1打設	φ 150× 300供試体を作成し圧縮試験を行う	17.5kgf/ cm² ± 4kgf/cm²
	σ_{91}	同上	同上	20.0kg/cm² ± 4kgf/ cm²
透水試験		1回／ 200m³	壁体グラウトホールを利用し実施する	1×10^{-6}cm/sec 以下

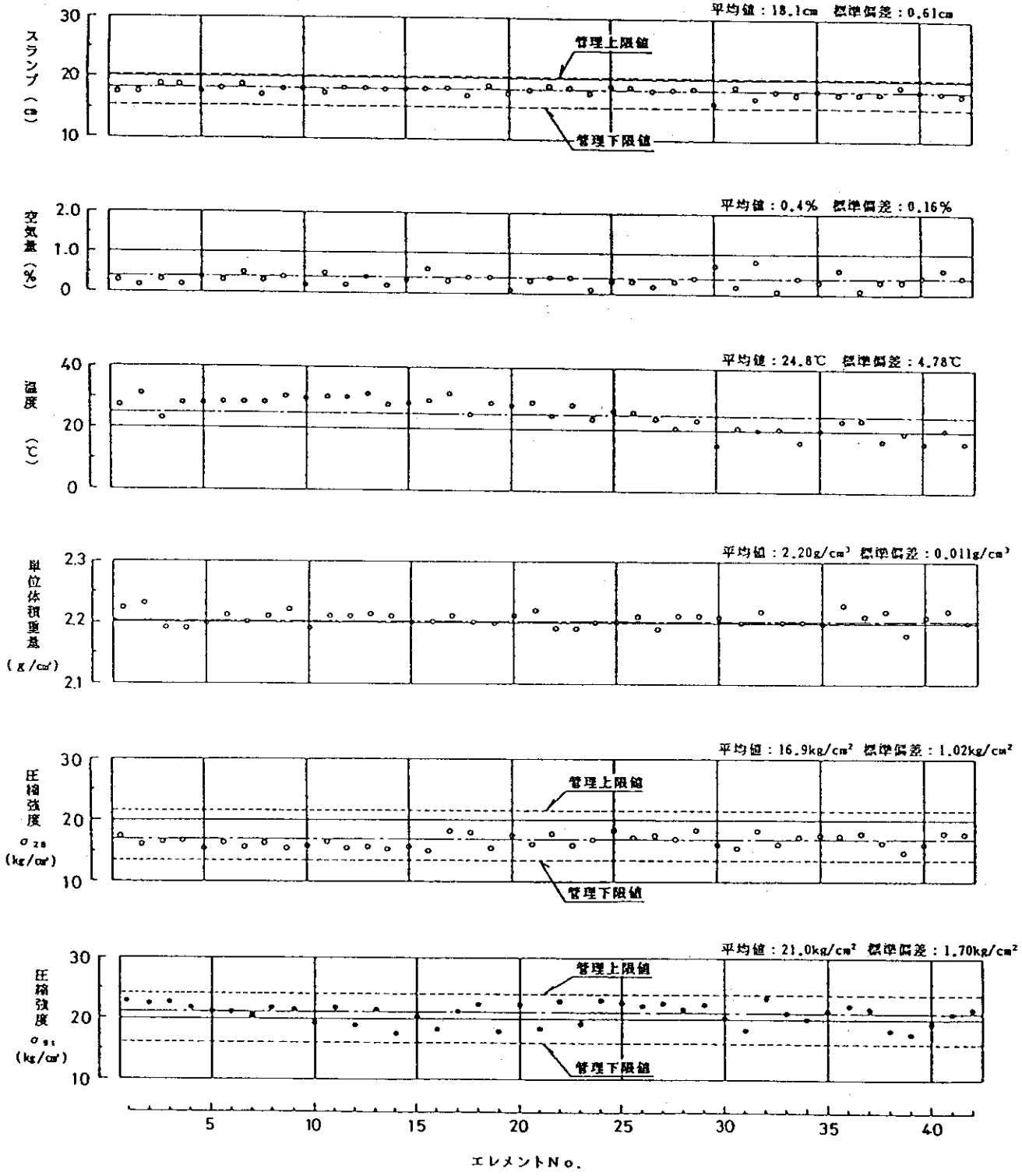


図-2.2.1　ベントナイト混入コンクリートの性状

(4) 壁体の遮水性

壁体の遮水性は、一般部と継手部に透水試験孔を設置し、これを利用して透水試験を行い確認した。一般部は透水区間が5mとなる二重パッカーを用いたパッカー法により、継手部は全区間を対象として静水圧法により行った。

透水試験の結果、一般部は 1.2×10^{-7}～ 7.7×10^{-7}cm/sで平均 4.4×10^{-7}cm/s、継手部で 5.7×10^{-7}～ 9.1×10^{-7}cm/sで平均 8.1×10^{-7}cm/sの値を示し、管理基準値の 1×10^{-7} cm/sを満足し、ベントナイト混入コンクリート地中壁は十分な遮水性を有することが確認された。

2.3 WMCグラウチングの施工実績

2.3.1 注入孔の穿孔

注入孔は、全孔３５５孔で実穿孔速度は 8.9 m/hr.であった。

2.3.2 シールグラウト

表-2.3.1にシールグラウトの品質管理項目と標準品質を示す。プレパクトフロー値による流動性は、14.0～16.0秒で平均15.2秒と標準品質の条件を満足し、バラツキも少なかった。

圧縮強度は、 3日材令で平均 4.2 kgf/cm²、14日材令で平均 13.1 kgf/cm² と目標強度を満足したが、バラツキは比較的大きかった。バラツキの原因としてはベントナイトの膨潤度が一定でなかったことが考えられる。

2.3.3 WMCグラウトの製造

(1) 製造管理

WMCグラウトの製造管理は、WMCグラウトのマイクロミル内の温度及びモータの電流値により行った。セメントの細粒化は、ビーズが充填されたベッセルの中でディスクを回転して行うため、ビーズの消耗とともにベッセル内のセメントスラリーの温度及びモータを流れる電流値がマイクロミルの運転中に変化する。本地点では電流値が160A未満あるいはスラリー温度が55℃未満に達した時にビーズをベッセル内に補充し、バラツキの小さいWMCグラウトの製造を行った。図-2.3.1に電流と温度の経時変化の例を示す。

(2) 製造実績

機械別のWMCグラウトの製造実績を表-2.3.2に示す。WMCグラウトの総製造量は約 1,300 m³ 、平均製造速度は約 7.9ℓ/min.(0.472 m³/hr.)であった。マイクロミルの稼働は１台の機械に偏らないように配慮し、定期的に交替させて機械整備を行い、部品や資材等の消耗をできるだけ少なくするように努めた。表-2.3.3及び表-2.3.4にビーズ（カットワイヤー）の使用実績と消耗量を示す。カットワイヤーの消耗量は平均3.9kg/hr.であった。

表-2.3.1　シールグラウトの管理基準

試験項目	試料採取場所	試験回数	試　験　方　法	標準品質
プレパクトフロー	ミキサー	1回/2～3 孔	プレパクトコーン法	14±2(sec)
圧縮強度	〃	随　　時	JIS(φ5×10cm)による	(kgf/cm²) σ_3 ＝3. σ_{11}＝13

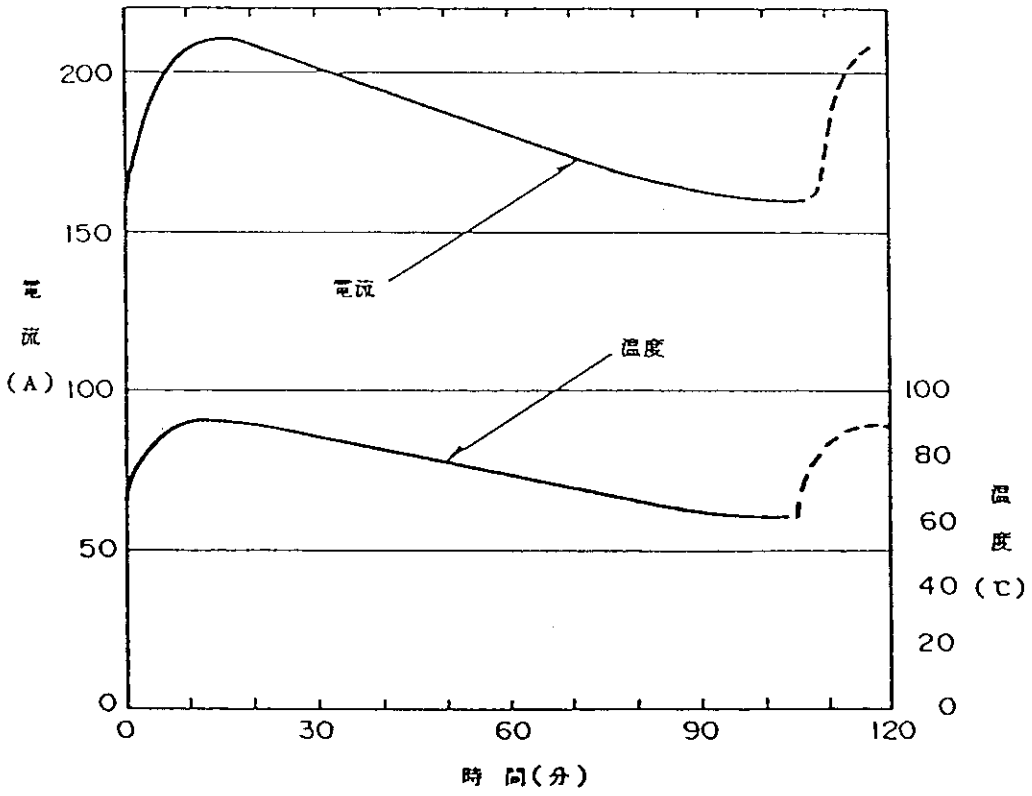


図-2.3.1　電流と温度の経時変化の例

表-2.3.2 MWCグラウト製造実績（機械別）

機械別	製造量 (ℓ)	廃棄量 (ℓ)	運転時間 (hr)	製造速度 (m³/hr)	使用電力量 (kWH)
1 号	470,024	17,219	995 : 05	0.427	37.3
2 号	389,252	14,463	838 : 10	0.464	34.5
3 号	458,089	18,774	960 : 15	0.477	38.0
計	1,317,365	50,456	2,793 : 30	0.472	36.7

表-2.3.3 カットワイヤー使用実績

機種	運転消耗 (kg)	ベッセル内交換 (kg)	使用量 (kg)
1 号	3,856	1,820	5,676
2 号	3,248	1,760	5,008
3 号	3,814	2,240	6,054
計	10,918	5,820	16,738

表-2.3.4 カットワイヤー消耗量

機種	填充率(%)	消耗量		
		単位セメント当り (kg／t)	グラウト m³ 当り (kg／m³)	製造時間当り (kg／hr)
1 号	100	25.5	8.20	3.87
2 号	100	26.50	8.34	3.87
3 号	97	25.9	8.32	3.97
平均	99	25.8	8.29	3.91

(3) 品質管理

製造されたWMCグラウトの品質は、アジテータタンク内より1日2回以上試料を採取して、粒度、液比重、ブリージング率等を測定して確認した。表-2.3.5に品質管理試験項目及び試験方法を示す。

WMCグラウトの粒度は、D_{95}が 3.5～9.8 μm の範囲で平均 6.7μm 、D_{85}が 2.6～6.3 μm の範囲で平均 4.7μm 、D_{50}が 0.5～3.3 μm の範囲で平均 2.4μm であり、いずれも管理値を十分に満足した。品質管理試験の結果を表-2.3.6に、製造されたWMCグラウトの粒度分布曲線を図-2.3.2に示す。

表-2.3.5 WMCグラウトの製造および品質管理（只見ダム）

試験項目	試験方法	管理値	頻度	摘要
電流値	制御盤（A）	150～180	20分毎	製造
流量	容積（ℓ/min）	7～ 10	〃	
温度	温度計（℃）	55～ 80	〃	
粒度分析	光透過法 レーザー法	G_{95}≦10μm G_{85}≦ 8μm G_{50}≦ 5μm	2回／1日	品質
液比重	マッドバランス法	1.219±0.012	〃	
ブリージング率	メスシリンダー法	2%以下	〃	
粘性	VGメーター法		〃	
強度	一軸圧縮試験	σ_{28}	随時	

表-2.3.6 WMCグラウト品質管理結果（アジテータより試料採取）

	粒度			液比重	ブリーディング率	粘性				圧縮
	D95 (μ)	D85 (μ)	D50 (μ)		(%)	見掛け (C.P)	プラスチック (C.P)	イールドバリュー (ℓb/100ft²)	ゲルストレングス (ℓb/100ft²)	強度 (kg/cm²)
試料数 (n)	399	399	399	399	399	399	399	399	399	17
平均値 ($\bar{X}$)	6.7	4.7	2.4	1.217	1.4	19.0	9.6	19.0	9.0	3.1
最大値 (Xmax)	9.8	6.3	3.3	1.231	2.8	45.0	23.0	48.0	20.0	5.2
最小値 (Xmin)	3.5	2.6	0.5	1.209	0.3	10.0	4.0	4.0	2.0	2.4

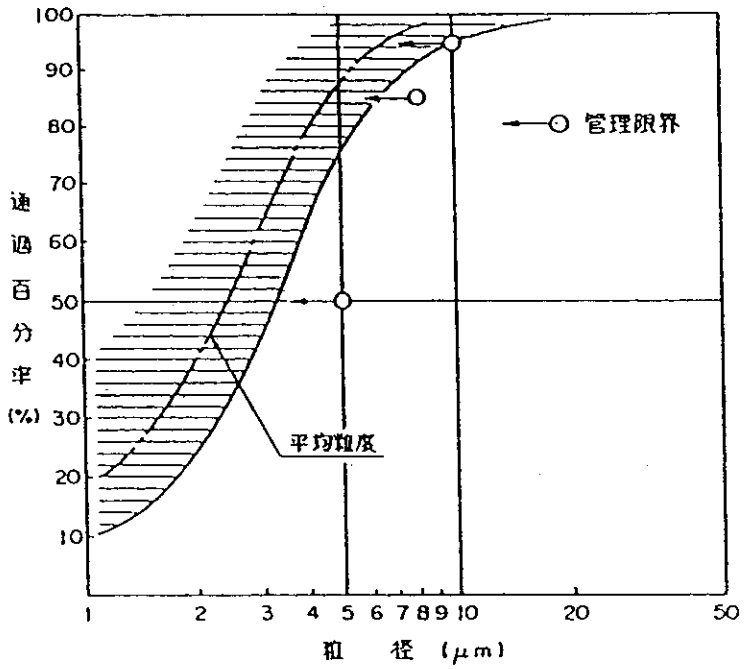


図-2.3.2 WMCグラウト粒度曲線

2.3.4 WMCグラウトの注入

(1) 注入配合、注入圧力及び注入速度

注入配合は、1次注入時にはW/C = 6 を標準とし、2～3次注入時にはW/C = 8 の濃度で分散剤を加えた配合とした。最大注入量は1バルブ当たり 900ℓとしたが、透水性の大きい左岸側領域では規定量の900 ℓに達するバルブが多くなり、改良対象領域外へのWMCグラウトの逸散が懸念された。そこで左岸側領域の一部ではWMCグラウトの粘性を高めるため、1次注入の配合をW/C = 4 , 最大注入量を1バルブ当たり 600ℓに変更し、普通セメントグラウトの併用も行った。

外列孔の注入圧力は、水押しテスト結果よりα=3 とし、注入圧力を1H＋3 kgf/cm² とした。また内列孔については地中壁への影響が最小限となることを優先させ、0.8 H＋3 kgf/cm² 程度まで注入圧力を下げた。

注入速度は最大10ℓ/min. と規定したが、実績では規定量注入バルブで平均 5.3ℓ/min リフューズバルブで平均 2.9ℓ/min. 、全体の平均注入速度は 4.7ℓ/min. となり想定より若干遅い結果となった。なおリフューズの判定は 2ℓ/min. 以下の注入速度が10分以上続いた場合とした。

(2) 注入量

注入実績は、注入総延長1,725 m 、総孔数 335孔、総バルブ数 5,176に対し、総注入量275万ℓ、総注入セメント量 453t 、1バルブ当たりの平均注入量 531ℓ（注入セメント量260kg/m ）であった。

総注入量に対する各注入の比率は、1次 87%、2次 7% 、3次 6% であり、2次注入までで全体の94% を占める。追加孔による3次注入は19孔で、設計孔数の5.6 %であった。

2.3.5　注入効果

WMCグラウチングによる砂礫層の改良効果を確認するために、遮水性の判定を透水試験、砂礫層の均質化を電気探査等により実施した。

(1) 砂礫層の透水性

透水試験は、改良深度5m区間を3ステージに区分し、φ66mmの試験孔でパッカー法により実施した。難改良性のC，D，Eブロックでは1次注入で十分な改良効果が得られず2次注入及び追加注入を行った結果、5Lu 非超過確率が88% となり改良目標に達した（図-2.3.3参照）。また比較的透水係数の大きなA，Bブロックでは1次注入によりほぼ改良目標に達し、若干の追加注入により5Lu 非超過確率93% となった（図-2.3.4参照）。表-2.3.7にグラウト注入量と改良効果について示す。

透水試験結果よりWMCグラウトを注入することにより、10^{-2}～10^{-3} cm/s オーダーの砂礫層を10^{-5} cm/s オーダーまで遮水性を高められることが確認された.

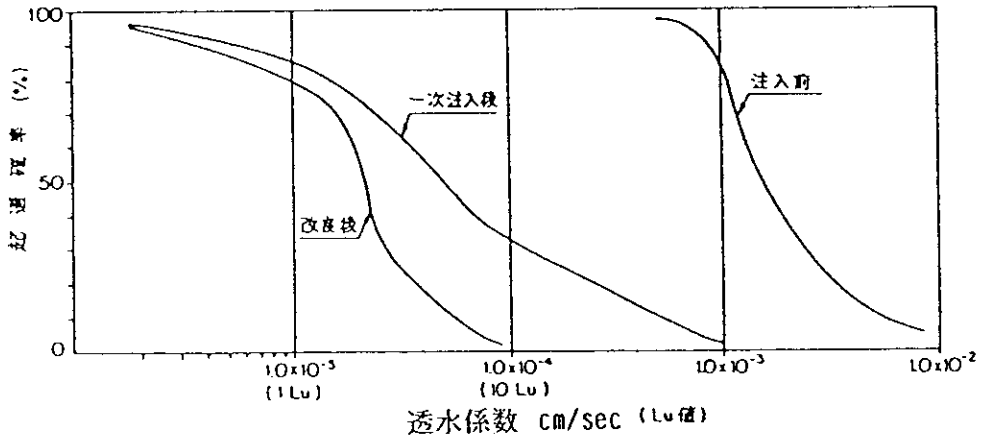


図-2.3.3　非超過確率分布（C，D，Eブロック）

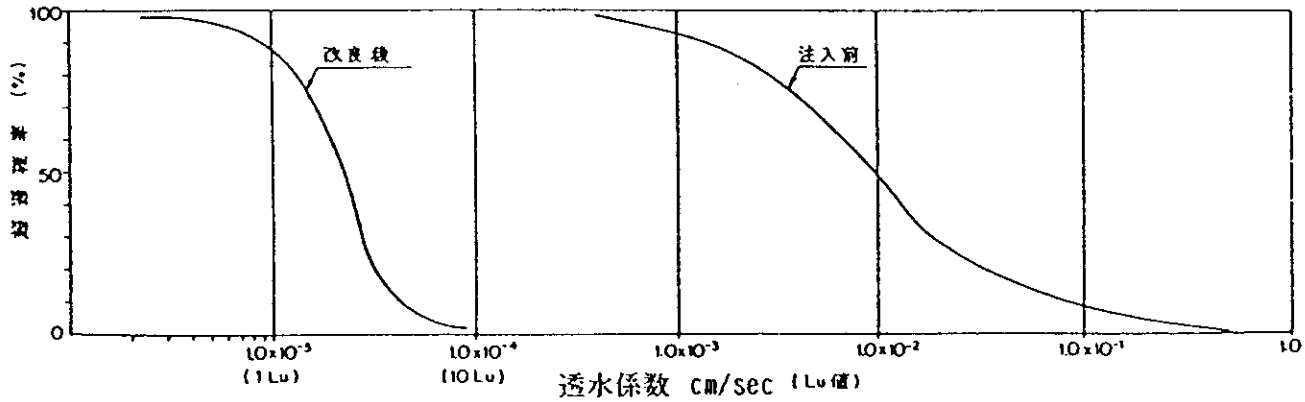


図-2.3.4　非超過確率分布（A，Bブロック）

表-2.3.7　WMCグラウト注入量と改良効果

ブロック	注入前透水係数 (cm/s)	注入後透水係数 (cm/s)	バルブ当り注入量 (ℓ)	m当りセメント量 (kg)
A・B	1.7×10^{-2}	2.3×10^{-5} (5Lu非超過確率93%)	632	346
C・D・E	2.3×10^{-3}	2.2×10^{-5} (5Lu非超過確率88%)	456	204

(2) 砂礫層の均質化

水平電気探査結果を図-2.3.5に示す。図中で示されている見掛け比抵抗値は、地表からその深度までの平均的な比抵抗値であり、その深度における比抵抗値ではないが全体的な傾向を把握するうえで有用である。見掛け比抵抗値は、グラウト注入前は100 ～800 Ωm程度であったが、注入後は50～300 Ωmと小さくなっている。また等見掛け比抵抗線の間隔が注入後は広がっていて全体的に均一化されていることから、注入により砂礫層は均質化されているものと判断される。

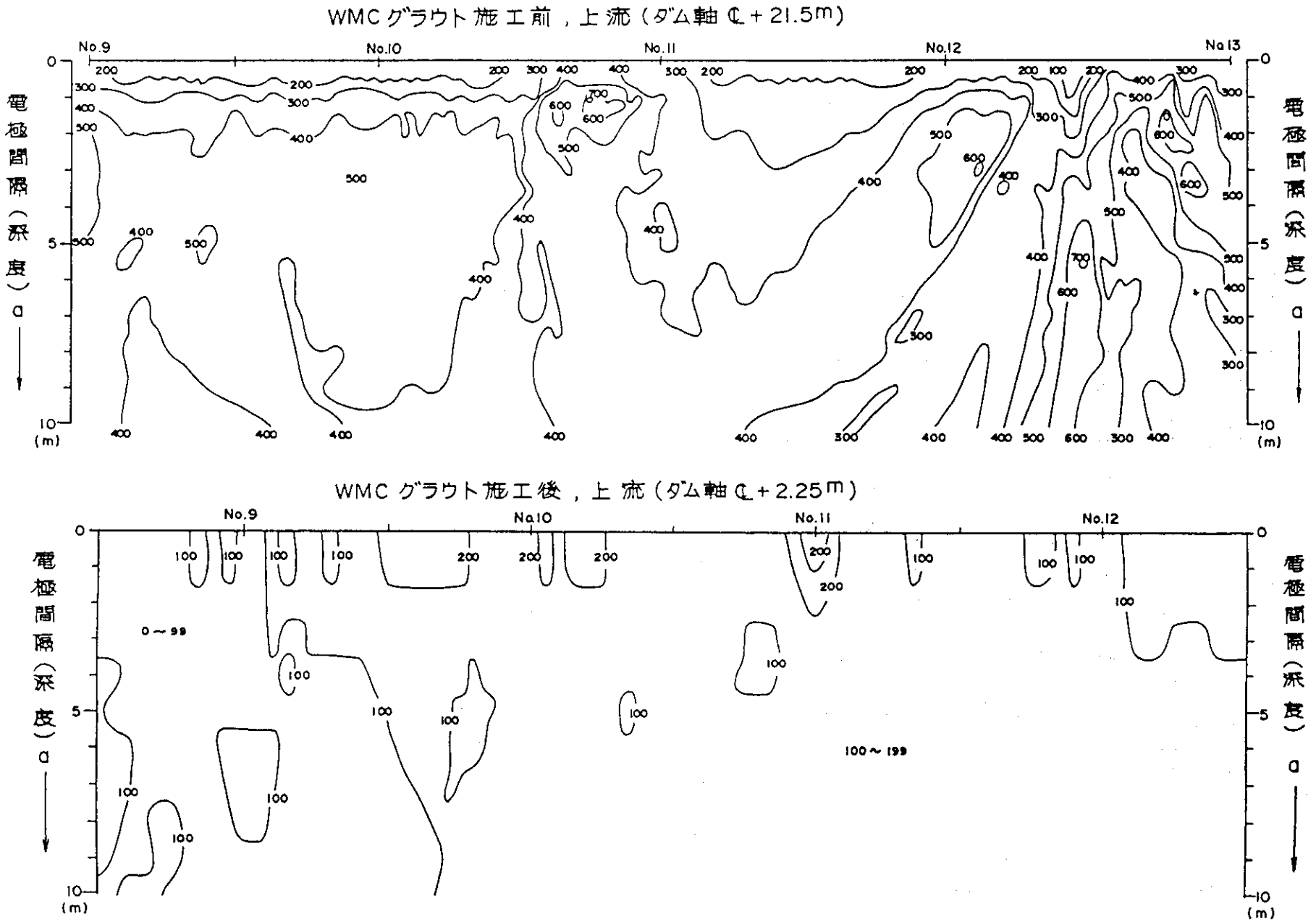


図 2.3.5　水平探査結果（等見掛け比抵抗線図、ダム軸平行測線上流側）

2.4　計測

2.4.1　計測概要

ベントナイト混入コンクリート地中壁には、壁体と周辺砂礫層の沈下量の差を最小限に抑え、かつ確実な遮水性を有することの２つの機能が要求される。只見ダムではこれらの点を確認するために表-2.4.1に示す計測を実施した。

図-2.4.1に初期湛水曲線を、図-2.4.2に計器配置を示す。

表-2.4.1　埋設計器一覧表

名　　称	測　　定　　内　　容	単　位	数　量	62年度設置数	63年度設置数
歪　　計	地中壁の歪，地中壁の温度	台	２０	２０	０
土　圧　計	地中壁頭部の鉛直・水平土圧及び土質遮水壁基礎：地中壁直上部の鉛直土圧	台	１７	５	１２
鉛直変位計	地中壁頭部及び土質遮水壁基礎の鉛直変位	台	６	２	４
層別沈下計（連続沈下計）	土質遮水壁の沈下	個	４	０	４
水平変位計	地中壁の水平変位	台	１７	４	１３
せん断変位計	地中壁頭部接合材内の鉛直変位	台	２	０	２
継目変位計	地中壁と洪水吐との継手部の水平・鉛直変位	台	２	２	０
間隙水圧計	土質遮水壁内の間隙水圧	台	１８	４	１４
水　位　計	ダム下流側地下水位	台	４３	２	４１
漏水量計	堰ダムの漏水量	台	１	１	０
地　震　計	地震時の加速度	台	３	０	３

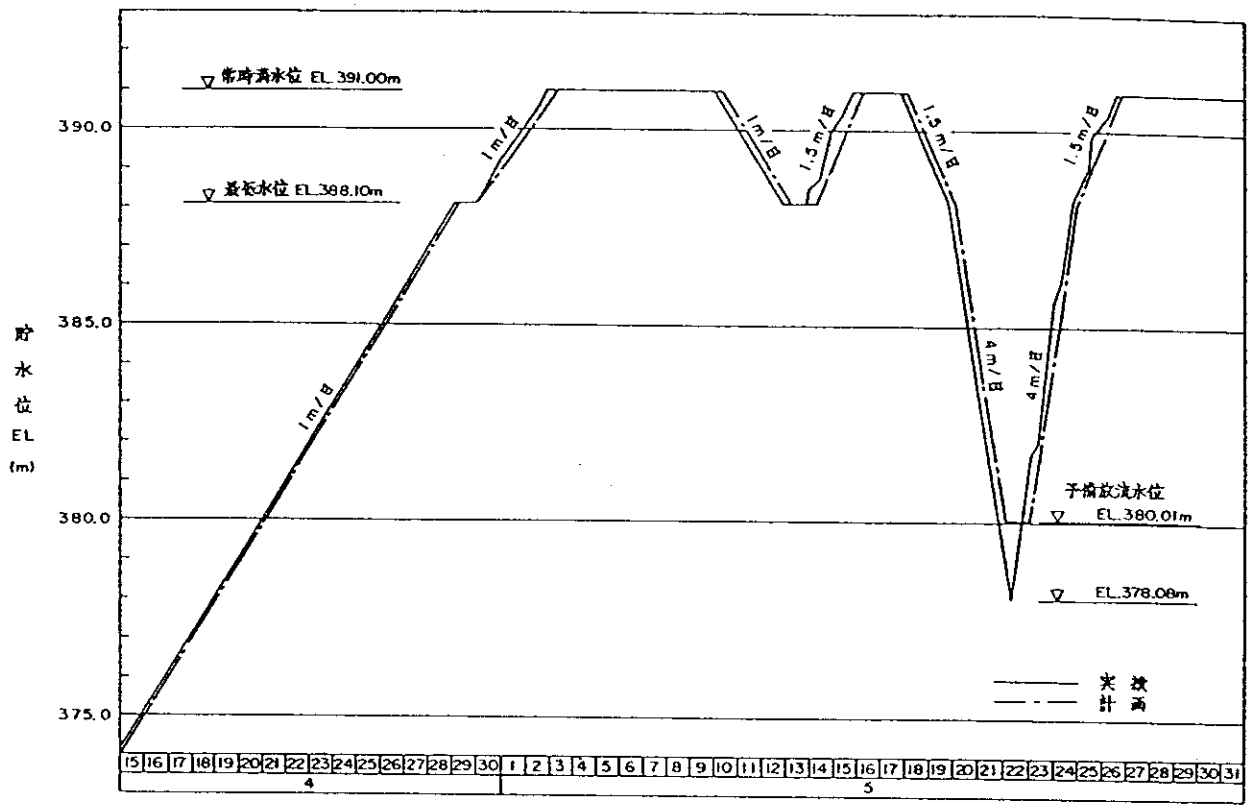
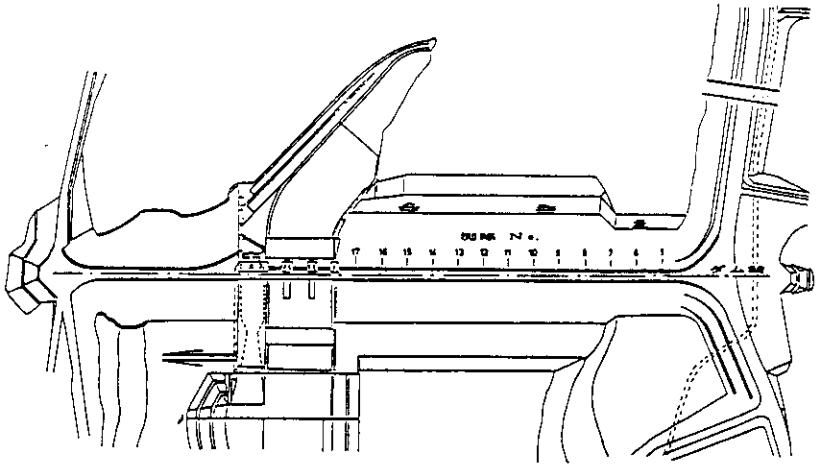
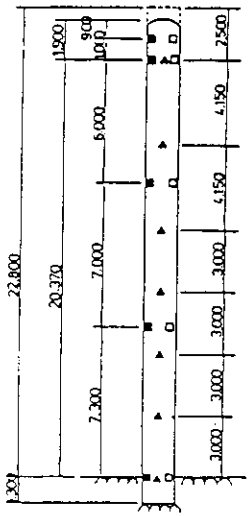

常時満水位 EL. 391.00m
最低水位 EL.388.10m
390.0
385.0
380.0
375.0
貯水位 EL (m)
1m/日
1m/日
1.5m/日
1.5m/日
1.5m/日
4m/日
4m/日
予備放流水位 EL.380.01m
EL.378.08m
実績
計画
15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31
4
5

図-2.4.1　湛　水　工　程

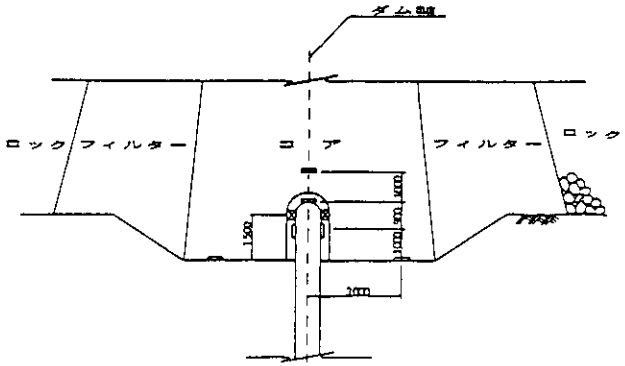
① ダム軸下流地下水位測定孔配置位置



② 地中壁埋設計器標準設置位置
（No.１３測線）

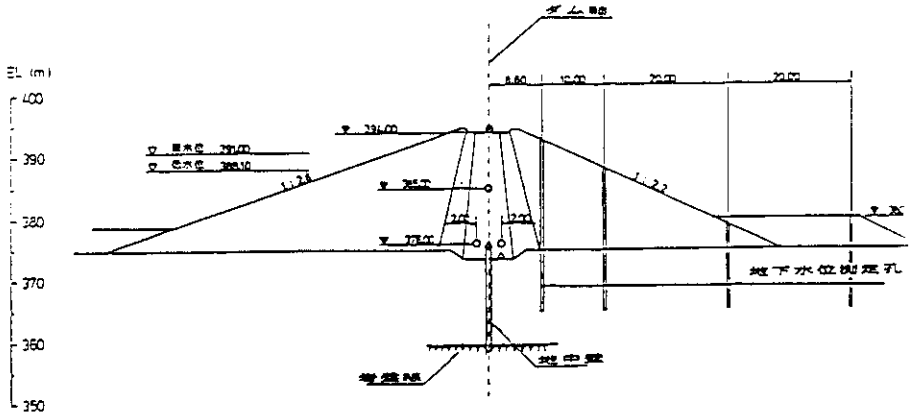


③ 地中壁頂部周辺の埋設計器標準設置位置（No.１３測線）

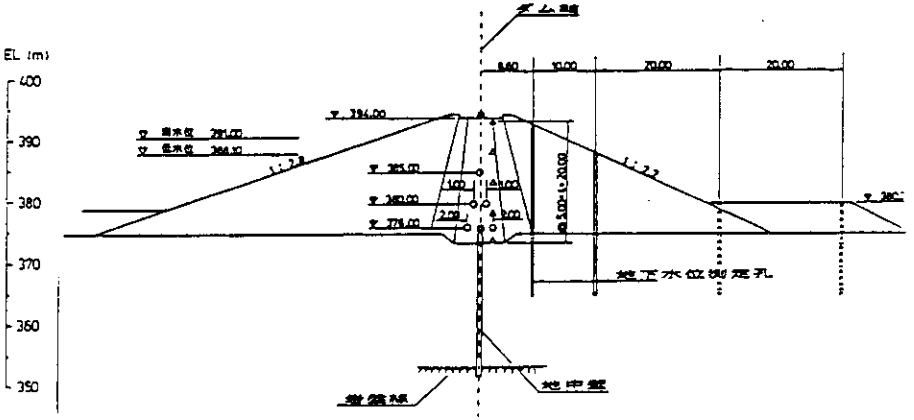


④ No.１０，１　　１６測線における断面

（No.１０，１３測線）



（No.１６測線）



名　　称	記　号	個　数	備　　考
地下水位測定孔	⊗	４３	
間隙水圧計	○	１８	No.5,7,10,13,16 測点
土　圧　計	▭	１７	No.10-2.5m,13-2.5m,16-2.5m
沈　下　計	△	１０	No.10-5.0m,13-5.0m,16-5.0m
水平変位計	▲	１７	No.10-7.5m,13-7.5m,16-7.5m
ひずみ計	□，■	２０	No.10,13 測点
せん断変位計	⊠	４	No.13-10.0m(2点),No.17+3.3m(2点)
表面沈下測定杭	◉	６	
漏水量測定設備	⊘	１	三角堰，水位計(発電所内)
地　震　計	▣	３	No.11+10.0m

図 2.4.2　埋設計器全体配置図

2.4.2　ダム全体の挙動

(1) ダム堤体の沈下

盛立終了後 1～ 2か月経過時点での主ダムの表面沈下量は14～22mm、盛立終了後約 6 か月経過時点で24～42mmであり、半年間で最大20mm程度の圧密沈下の進行が認められた。

層別沈下の数値は、盛立終了時から湛水開始までの半年間でほぼ収束していて（図-2.4.3参照）、岩盤部に築造した脇ダムも盛立終了後約 6か月経過時点で表面沈下量37mmで収束している。ダム堤体の沈下量は、岩盤からダム天端までの高さ約42m の0.1%以下と小さい。

初期湛水時において、貯水位の上昇に伴いダム天端は最大3mm 程度浮き上がり、貯水位を予備放流水位以下のEL.378m に下げた時には最大3mm 程度の沈下が生じたが、測量誤差を考えれば定量的には問題は無いと判断される。

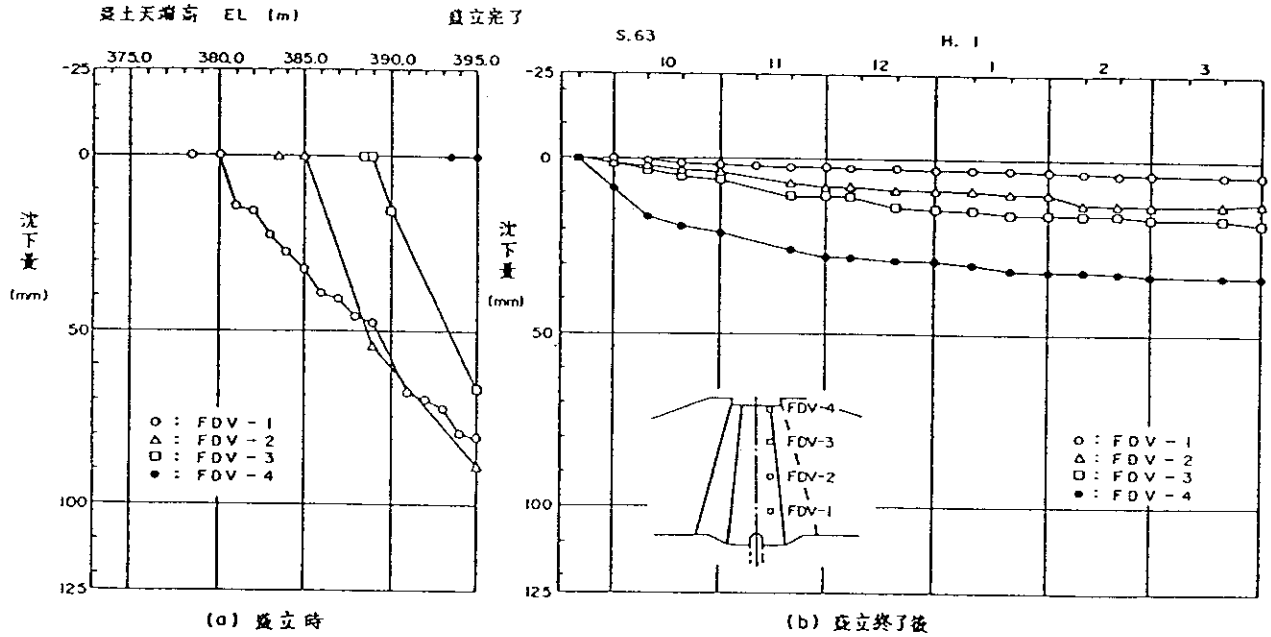


図-2.4.3　盛土高による層別沈下量変化及び盛立完了後経時変化

(2) ダム堤体の水平変位

ダム天端は、水位上昇時には下流側へ変位し、下降時には上流側へ変位する傾向が認められたが最大でも3mm 程度であり、沈下量と同様に定量的には問題は無いと判断される。

(3) 土質遮水壁内部の間隙水圧

盛立に伴う土圧の上昇により間隙水圧は盛立直後に顕著な上昇を示し、盛立中断時あるいは終了後は圧密の進行により急速に減少する傾向を示した(図-2.4.4参照) 。盛立終了後約 6か月経過時点で、EL.376m の残留間隙水圧は0.06～0.81 kgf/cm²、EL.380m 及び EL.385m の残留間隙水圧は0.04～0.46 kgf/cm² であり、大きな残留間隙水圧の発生は認められなかった。

初期湛水時には、水位上昇により上流側からコア内に間隙水が浸潤してくるので、地中壁上流側の間隙水圧は上昇するが、下流側の間隙水圧の上昇は上流側より小さいか、あるいはほぼ一定である。これは地中壁下流側には間隙水の浸潤が少なく、盛立時に発生した間隙水圧が残存していると考えられる。

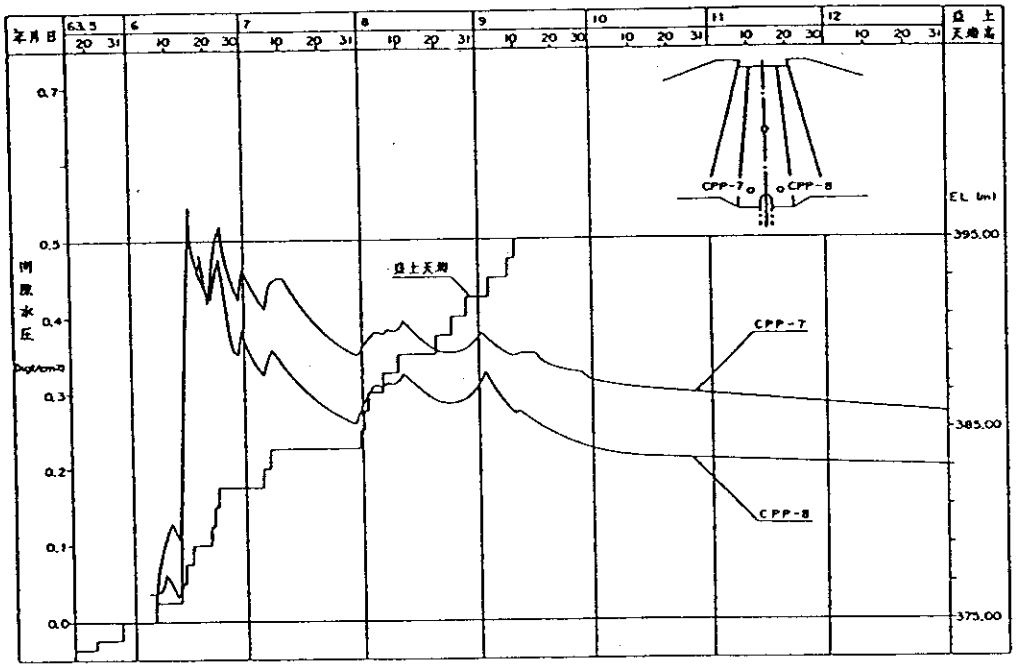


図-2.4.4　盛立に伴う間隙水圧の変化例

2.4.3　地中壁の挙動

(1) 地中壁の周辺土圧

図-2.4.5に盛立時及び盛立終了後の地中壁周辺の土圧の計測結果を示す。地中壁の周辺土圧はいづれも盛立の進捗に伴い増加し、盛立終了後はほとんど増減が見られなかった。

地中壁頭部の鉛直土圧は、土被り圧の約1.5 倍の値を示し、砂礫層表面の土圧は土被り圧の約 40%の値であった。これは砂礫層に比べ剛性の大きい地中壁が土質遮水壁内部に突き出していることにより発生していると考えられるが、応力レベルから判断して地中壁の構造上問題となる土圧値ではない。また地中壁頭部の水平土圧は約 1.0 kgf/cm²であり、地中壁と土質材料との密着は十分であると判断された。

図-2.4.6に初期湛水時の地中壁周辺の土圧の計測結果を示す。図中の土圧値は湛水開始時の土圧を0.0 として表していて、土圧値は貯水位に連動した動きを示している。地中壁頭部の鉛直土圧は、貯水位の上昇に伴い減少し、貯水位の下降に伴い増加する傾向を示し湛水時の浮力により土圧が軽減されている。地中壁頭部の水平土圧も貯水位に連動して増減している。

上流側の水平土圧は、湛水により静水圧がかかることにより増加し、下流側の水平土圧は受働土圧的な力を受けて増加している。水平土圧は上下流側ともに湛水前の値を下回ることもなく、地中壁と土質材料との密着は湛水時においても十分保たれている。砂礫層表面の鉛直土圧については、上流側は静水圧の増減に連動して変化しているが、土質遮水壁の下流側は静水圧の変動が小さいのでほとんど変化していない。

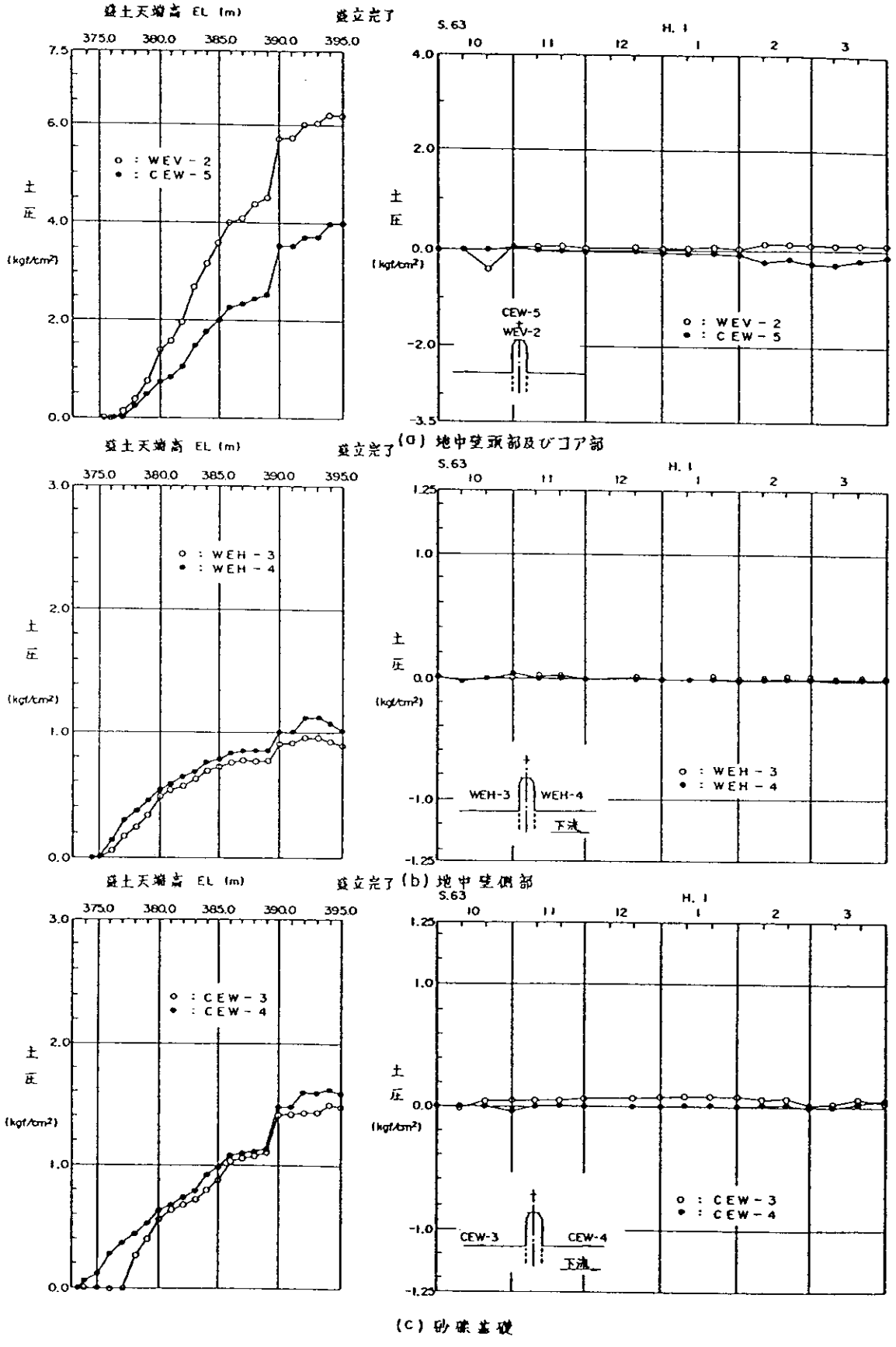


図-2.4.5　盛土高による土圧変化及び盛立完了後経時変化

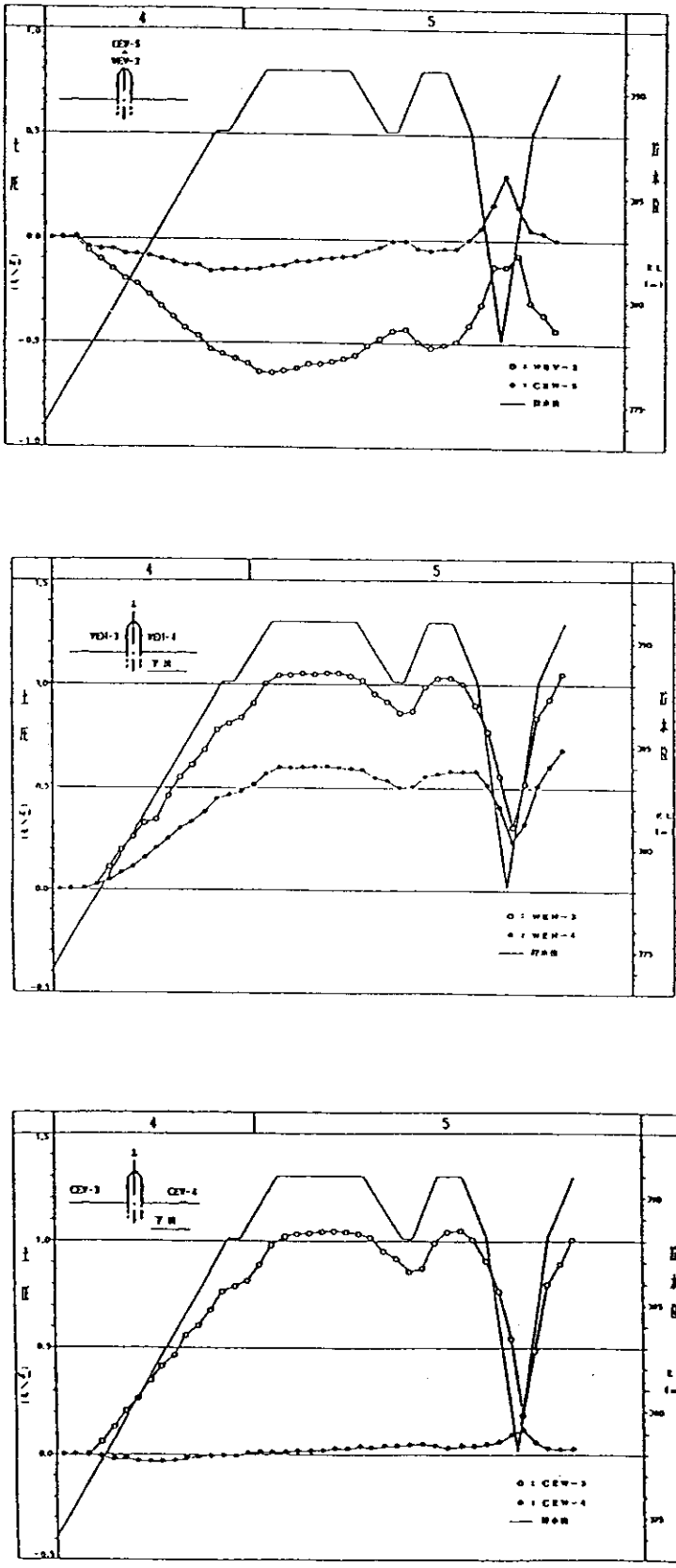


図-2.4.6　地中壁周辺の土圧変化

(2) 地中壁及び砂礫層の鉛直変位

地中壁及び砂礫層の鉛直変位量は、盛立の進行とともに直線的に増加した。鉛直変位の計測結果を解析結果と併せて表-2.4.2に示す。

各断面の盛立終了時の沈下量は、地中壁が10.2mm、13.7mm、8.6mm 、砂礫層が11.0mm、9.6mm 、8.7mm であり、両者の沈下量の差は、0.8mm 、-4.1mm、0.1mm であった。また地中壁と砂礫層の沈下量の差は、湛水開始時及び満水位時でも-4.7～1.8mm と小さく、地中壁と砂礫層はほぼ一体の挙動を示している。

表-2.4.2 地中壁および砂礫層の鉛直変位計測結果

測線番号		盛立終了後	湛水開始前	満水位時
NO.10	地中壁	10.2 mm	12.4 mm	12.2 mm
	砂礫層	11.0	13.6	14.0
	沈下差	0.8	1.2	1.8
NO.13	地中壁	13.7 mm	15.1 mm	14.9 mm
	砂礫層	9.6	10.4	11.0
	沈下差	- 4.1	- 4.7	- 3.9
NO.16	地中壁	8.6 mm	9.8 mm	9.6 mm
	砂礫層	8.7	10.2	10.5
	沈下差	0.1	0.4	0.9

(3) 地中壁の水平変位

地中壁の水平変位は、盛立終了時を初期状態(水平変位＝0.0) として表している（図-2.4.7参照）。

地中壁は湛水時に静水圧を受けて片持ち梁のような力学的挙動を示している。すなわち地中壁の上部ほど変位が大きく、最大水平変位量は約3mm 程度であった。湛水時の水平変位は貯水位に連動していて、水位上昇時には地中壁は下流側に変位し、水位下降時には再び初期値に戻るという弾性的な動きをしている。なお水位下降時には完全に初期値に戻らず残留変位が残る。

(4) 地中壁の歪み

地中壁の歪みは、盛立の進行とともに圧縮歪みが増加する傾向を示し、盛立終了時でNO.10 測線が90～1,150 $\times 10^{-6}$, NO.13 測線が0 ～790 $\times 10^{-6}$とかなりのバラツキが認められた。これは歪み計の設置をコンクリート打設時に行っていて、歪み計の鉛直性の確保が困難であったために各歪み計の鉛直精度に相違があったことによる。

初期湛水時の水位上昇に伴い、地中壁の圧縮歪みは減少する傾向を示した。すなわち盛立時の圧縮歪みが湛水時に働く浮力により開放されて、僅かに引張方向に動いている。この傾向は地中壁頭部の土圧の減少及び地中壁の浮き上がり等の現象と符合する。

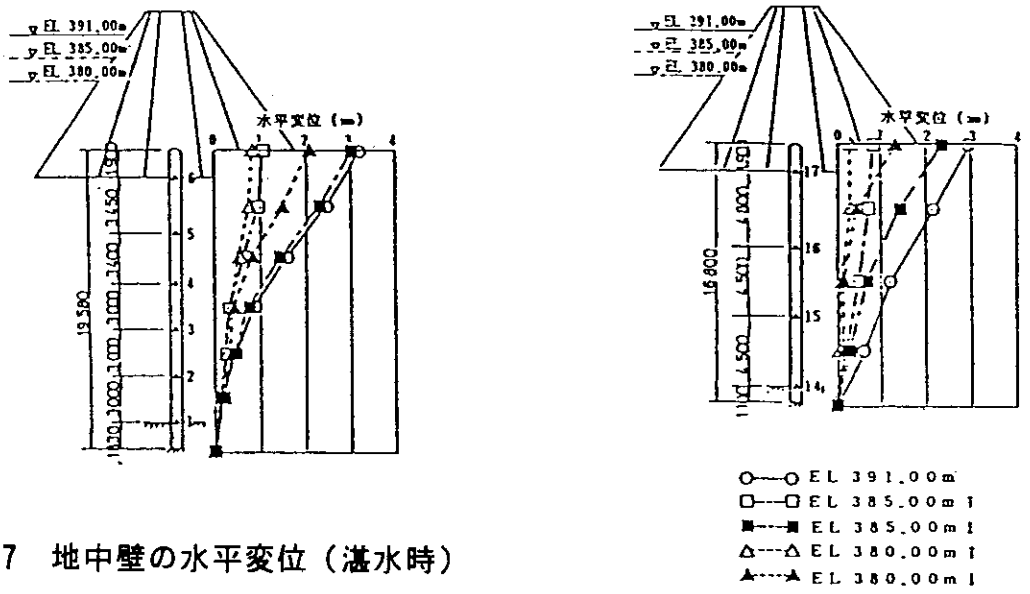


図-2.4.7　地中壁の水平変位（湛水時）

あとがき

本章では、砂礫層上に築造されるダムの基礎処理工法としてベントナイト混入コンクリート地中壁及び湿式細粒化セメント（WMC）グラウチングの両工法を取り上げ、只見ダム地点でその実証試験を実施した。

前者は、対象地盤に近い変形性を持った材料（ベントナイト混入コンクリート）を開発することによって地盤変形（沈下）に近い追随性を有する遮水壁を目指したものである。また、後者（WMCグラウチング）は、従来の普通セメントグラウチングでは改良困難な10^{-3}cm/sオーダーの透水係数を有する良く締まった微細な間隙を有する砂礫層の水密化及び固密化を効率的に行い、ベントナイト混入コンクリート地中壁による基礎処理工法の信頼性をいっそう高めようとするものである。

今回の実証試験により得られた知見は、概略以下のとおりである。

(1) ベントナイト混入コンクリート地中壁

① 施工状況調査では計画とおりの施工が行われ、各種掘削機の運用実績、安定液設備の運用実績並びにベントナイト混入コンクリートの打設に係わる施工実績などの今後の施工計画の立案に資するデータが得られた。

② 地中壁の鉛直性は、ドーナツ型ロックオーガーとバケット型掘削機の併用の結果、管理値を充分に満足できる精度が得られた。只見地点においては、適切な組み合せであると判断できるが、一般的には、掘削機の選定は、対象地盤の性状に合わせて計画する必要があると思われる。

③ 溝壁の安定性については、充分な安定液の管理、適切な逸泥対策及び綿密な地下水位管理をした結果、砂礫層においても充分な溝壁の保持が可能であった。

④ 只見地点での変形性の管理は、強度により行った。ベントナイト混入コンクリート打設時に採取した試料の一軸圧縮試験の結果、目標どおりの強度が得られた。また、その他の各種の管理試験の結果もばらつきが少なく、均一で所要の変形性及び遮水性を有するコンクリートに仕上がっているものと考えられる。

⑤ ボアホールカメラによる地中壁内部の目視の結果、ベントナイトコンクリートは均一に打設されており、地中壁と岩盤との密着状況も良好であった。

(2) WMCグラウチング

① 10^{-2}～10^{-3}cm/sのオーダーの透水性を有する只見地点の砂礫層は、WMCグラウチングを行うことにより所要の10^{-5}cm/sのオーダーまで遮水性を高めることができた。

② 電気探査による見掛比抵抗分布からみると、砂礫層は、WMCグラウチングにより均質化が図られたと判断できる。

③ 注入終了後のトレンチ掘削による目視観察によれば、WMCグラウトの注入範囲は、十分コア全面に亘っており、注入パターンが適切なことが確認された。

(3) 計測結果

① ベントナイト混入コンクリート地中壁の変形性について

地中壁と砂礫層の相対変位は、最大5㎜程度であるが、地中壁の方が砂礫層よりも沈下しており、地中壁のコアへの貫入が進む傾向はみられず地中壁と砂礫層とは一体となった挙動を示しているといえる。このことは、シミュレーション結果によってもその相対変位はほぼ一致することが確認されており想定どおりの結果といえる。

② ダムの遮水性について

ダム下流の地下水位測定、間隙水圧分布、土圧の分布、接合材の挙動及び地中壁と洪水吐コンクリートとの継ぎ手部の挙動などいずれのデータもダムの遮水性に影響を与える結果は全く認められず、ダムの遮水性には問題はない。

(4) 今後の課題

只見地点においては、ダム高さ20m、地中壁の深度23m程度の規模の場合、ベントナイト混入コンクリート地中壁工法及びWMCグラウチング工法は実用化されたと考えられる。

これらの実績を踏まえ、どの程度の規模にまでこれらの工法が適用可能かという点の解明及びより一層の経費節減を図るための方策が課題となる。規模拡大ついては、各地点の諸条件により一概にいえないが、只見地点において実施した手法により検討を行うことにより各地点ごとに可能性の有無が判断可能であると思われる。

第５章　開水路のゴムシートライニング

１．はじめに …… 145

２．ゴムシートライニングの設計 …… 146

2.1 材料の選定 …… 146

2.2 ゴムシートの固定方法 …… 151

2.3 設計計算例 …… 160

３．ゴムシートライニングの施工 …… 167

3.1 実証試験水路の概要 …… 167

3.2 実証試験水路の施工 …… 169

４．実証試験の成果と実用水路への適用時の留意点 …… 174

５．おわりに …… 175

［参考文献］ …… 175

1．はじめに

一般に、中小水力では水路系の占める工事費の割合が大きく、水路系の工事費の低減が直接的に開発地点の経済性向上、さらには開発可能地点の拡大につながるものと考えられる。

この水路系は、大別してトンネルと開水路に分けられるが、このうち開水路に要求される機能は水路よりの漏水防止及び水路法面の保護であり、このため従来はコンクリート又はアスファルトによるライニングが主として行われてきた。

一方、近年における高分子化学の進歩は著しく、種々の高分子材料が土木の分野においても使われ始めている。合成ゴムもその一つであるが、土木分野への利用は比較的古く、1948年米国ユタ州で灌漑用水路漏水防止用シートとしてすでに実験が開始され、その後米国各地や欧州で貯水池の遮水膜や建物屋上及び地下、トンネル、産業廃棄物処理用池の防水等に広く用いられている。[1)]

我国でも1961年に初めて導入されて以来、建物の屋上防水や農業用ため池、廃棄物処理用池等に盛んに利用されており、最近の例では海水揚水発電パイロットプラントの上池表面遮水材料として使われようとしている。[2)]

ゴムシートは、従来の土木材料に比べ軽量でかつ柔軟性に富むという特徴を有しており、これを発電用施設としての開水路のライニング材料としてうまく利用すれば、

① 施工が容易で安価である。
② 地盤の不等沈下に順応でき、クラック、漏水等に対する問題がない。
③ 補修が容易である。
④ 工期が短縮できる。

等の長所が得られると予想される。しかしながら、このようなフレキシブルな材料を、流水と接する開水路法面のライニング材料として用いることができるのか。その場合のシートの固定方法はどうすべきか。背圧（揚圧力等）を受けた場合、シートの安定性はどうなるのか等未知の部分も多い。

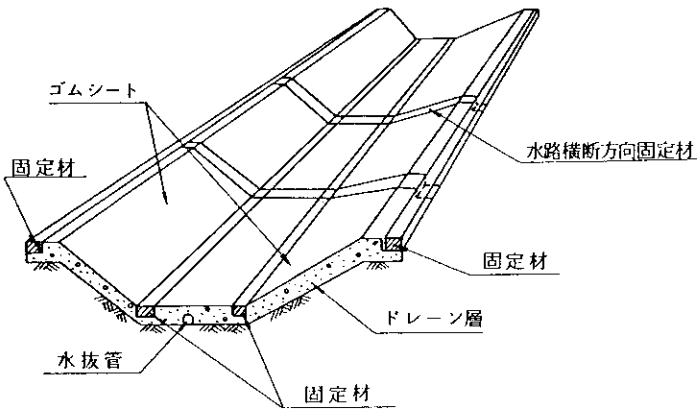
筆者らは幸いにも、「中小水力開発促進のための新技術開発」の一環として本問題に取組む機会を得て、図ー1.1に示すゴムシートライニング水路の実用化を目的とした、

① 各種ゴムシートの材料試験、
② シート接合、固定方法に関する諸試験、③ 模型水路による流水実験、
④ 実水路の一部区間を利用した実証試験等を行ってきた[3)]。

以下にはその成果を基に、ゴムシートで開水路のライニングを行う場合の、

(1)適切な材料の選定方法
(2)ゴムシートライニングの設計、施工方法
(3)使用例と主な留意点

等について紹介する。



図ー1.1 ゴムシートライニング水路概念図

2．ゴムシートライニングの設計

2.1 材料の選定

(1) ゴムシート材料の規格

現在合成ゴムとして多種のものが生産、販売されており、それぞれが固有の機能と特徴を有している。このうち貯水池、水路等のライニング用としては、これまでIIR（ブチルゴム）、IIRとEPDM（エチレンプロピレン・ジエン・モノマー）をブレンドしたもの、CSM（クロロスルホン化ポリエチレン）等が使われてきた。

また近年では塩化ビニール系のシートで耐候性に優れたものも生産されており、これを用いることも考えられる。

これらの材料に関する規格としては、我が国では土木分野におけるものは未だ無く、建築の防水用に定められたJIS A 6008 [4]があるだけである。一方アメリカではASAE (American Society of Agricaltural Engineers) が1970年に制定したIIR/EPDMゴムシート及びナイロン入り補強ブチルシートの規格などがある。[5]

JIS A 6008は、主として鉄筋コンクリート構造建造物の防水に用いる合成高分子ルーフィングについて規定したもので、(1)加硫ゴム系、(2)非加硫ゴム系、(3)塩化ビニール樹脂系、(4)エチレン樹脂系の４種類の材質別にその規格を定めたものである。試験項目は表ー2.1に示す26項目であり、試験方法はすべてJISに定められている。

内容は、引張試験、引裂強さ、加熱伸縮量、劣化試験、ピンホール試験、接合性能にわたり、特に、基本的な引張試験については無処理の場合と、80±2℃で168時間加熱した場合、20±2℃の飽和水酸化カルシウム水溶液に168時間浸せきした場合（アルカリ浸せき）について100%、 300%の各伸び時の引張応力と引張強さ、切断時の伸び率測定を行うことになっている。また劣化試験のうちオゾン劣化については、40%の伸び率を与えた試験片をオゾン濃度75±7.5pphm、温度40±2℃の環境下に168時間おき、試験片のひび割れを観察するものである。

一方ASAEの規格の試験項目は、大略JIS A 6008と同じであるが、IIR/EPDMゴムシートに対してはアルカリ浸せき後の引張試験がない反面、ショアー硬度、湿気通過性、低温可とう性等の試験項目が加わっている。

また耐オゾン性では、使用環境の相違によりオゾン濃度、伸張率を変えているのが特徴である。なお、ナイロン入り補強ブチルシートの規格では、縦、横両方向に対する引張強さのほか伸び率、耐水圧性等の項目が追加されているのが注目される。

これらの規格は、いずれもゴムシートの基本特性を把握するには有用であると考えられるが、開水路のライニングとして用いるにはこの他にも検討を要する項目があり、また使用環境によっては新たに追加する試験も考えられる。

表－2.1　合成高分子ルーフィング規格

JIS A 6008－1986

項目			種類	加硫ゴム系	非加硫ゴム系	塩化ビニル樹脂系	エチレン酢ビ樹脂系
引張試験	引張強さ kgf/cm² {N/cm²}	無処理	試験時温度 −20℃	無処理 20℃ の試験値の 200% 以下	無処理 20℃ の試験値の 500% 以下	無処理 20℃ の試験値の 300% 以下	無処理 20℃ の試験値の 300% 以下
			試験時温度 20℃	75 {735.5} 以上 150 {1 470} 未満	5 {49.03} 以上 25 {245.2} 未満	100 {980.7} 以上 200 {1961} 未満 [200 {1961} 以上 300 {2942} 未満] (1)	125 {1226} 以上 250 {2452} 未満
			試験時温度 60℃	無処理 20℃ の試験値の 30% 以上	無処理 20℃ の試験値の 15% 以上	無処理 20℃ の試験値の 40% 以上	無処理 20℃ の試験値の 15% 以上
		加熱後	試験時温度 20℃	無処理 20℃ の試験値の 80% 以上 150% 以下	無処理 20℃ の試験値の 90% 以上 200% 以下	無処理 20℃ の試験値の 80% 以上 150% 以下	無処理 20℃ の試験値の 80% 以上 150% 以下
		アルカリ浸せき後	試験時温度 20℃	無処理 20℃ の試験値の 80% 以上 120% 以下	無処理 20℃ の試験値の 80% 以上 120% 以下	無処理 20℃ の試験値の 80% 以上 120% 以下	無処理 20℃ の試験値の 80% 以上 120% 以下
	100% 伸び時の引張応力 kgf/cm² {N/cm²}	無処理	試験時温度 20℃	—	—	70 {686.4} 以上	35 {343.2} 以上
		加熱後	試験時温度 20℃	—	—	無処理 20℃ の試験値の 80% 以上 150% 以下	無処理 20℃ の試験値の 80% 以上 150% 以下
		アルカリ浸せき後	試験時温度 20℃	—	—	無処理 20℃ の試験値の 80% 以上 120% 以下	無処理 20℃ の試験値の 80% 以上 120% 以下
	300% 伸び時の引張応力 kgf/cm² {N/cm²}	無処理	試験時温度 20℃	30 {294.2} 以上	2.5 {24.52} 以上	—	—
		加熱後	試験時温度 20℃	無処理 20℃ の試験値の 80% 以上 150% 以下	無処理 20℃ の試験値の 90% 以上 200% 以下	—	—
		アルカリ浸せき後	試験時温度 20℃	無処理 20℃ の試験値の 80% 以上 120% 以下	無処理 20℃ の試験値の 80% 以上 120% 以下	—	—
	破断時の伸び率 %	無処理	試験時温度 −20℃	200 以上	100 以上	15 以上	200 以上
			試験時温度 20℃	450 以上	450 以上	200 以上	450 以上
		加熱後	試験時温度 20℃	無処理 20℃ の試験値の 70% 以上	無処理 20℃ の試験値の 70% 以上	無処理 20℃ の試験値の 70% 以上	無処理 20℃ の試験値の 70% 以上
		アルカリ浸せき後	試験時温度 20℃	無処理 20℃ の試験値の 80% 以上	無処理 20℃ の試験値の 90% 以上	無処理 20℃ の試験値の 90% 以上	無処理 20℃ の試験値の 80% 以上
引裂強さ kgf/cm {N/cm}		無処理	試験時温度 −20℃	無処理 20℃ の試験値の 200% 以下	無処理 20℃ の試験値の 500% 以下	無処理 20℃ の試験値の 300% 以下	無処理 20℃ の試験値の 300% 以下
			試験時温度 20℃	25 {245.2} 以上	3 {29.42} 以上	40 {392.3} 以上	40 {392.3} 以上
			試験時温度 60℃	無処理 20℃ の試験値の 30% 以上	無処理 20℃ の試験値の 30% 以上	無処理 20℃ の試験値の 40% 以上	無処理 20℃ の試験値の 30% 以上
		加熱後	試験時温度 20℃	無処理 20℃ の試験値の 50% 以上 150% 以下	無処理 20℃ の試験値の 80% 以上 200% 以下	無処理 20℃ の試験値の 50% 以上 150% 以下	無処理 20℃ の試験値の 50% 以上 150% 以下
加熱伸縮量 mm				伸び 2 / 縮み 4 } 以下	伸び 2 / 縮み 4 } 以下	伸び 2 / 縮み 4 [6] (1) } 以下	伸び 2 / 縮み 4 } 以下
伸び時の劣化試験			加熱劣化	合格			
			オゾン劣化	合格			
ピンホール試験				合格			
接合性能	無処理		試験時温度 20℃	合格			
	加熱後		試験時温度 20℃	合格			
	アルカリ浸せき後		試験時温度 20℃	合格			

注 (1)　塩化ビニル樹脂系の［　］内は，主として溶剤溶着によって接合するルーフィングについて適用する。

(2)材料試験の例

開水路のライニング材として用いるためには、上述のゴムシート規格で定められる基本特性の他に、耐候性、耐水性、耐摩耗性等が要求される。ここでは表ー2.2に示す代表的な3種類のゴムシートとポリ塩化ビニールシートについてこれらの試験を行ったので、その結果を紹介する。

表ー2.2　試験を行ったシート種類

記　号	シート名称（主成分）
A	エチレンプロピレンゴム（EPDM）70%とブチルゴム（IIR）30%
B	クロロプレンゴム（CR）
C	ポリ塩化ビニール樹脂
D	クロロスルホン化ポリエチレンゴム（CSM）

① 基本物性試験

JIS A 6008に基づき、引張り、引裂き、伸び率の劣化、接合性能等表ー2.1に示された項目の試験を行った。この結果、規格をすべて満足するのはAのみであった。

② 摩耗試験

コンクリートのすり減り抵抗試験 ASTM C 418 に準拠して、A～Dの各シートとコンクリート板、鋼板の摩耗性を比較した。結果は各シートともすり減り、減量速度は10^{-6}cm/sのオーダーを示し、コンクリートの10^{-3}cm/sより著しく優れ、鋼板の10^{-5}cm/sを上回る耐摩耗性を示した。中でもシートAは最も減量が少なく、2.29×10^{-6}cm/sであった。

③ 凍結融解試験

＋20℃～－20℃の温度変化を2時間で1サイクルとして与え、100、200、300サイクル後の引張強さ、伸び率、引裂強さを測定して凍結融解による劣化の程度を調べた。結果を図ー2.1に示す。各シートとも初期値（試験前の値）に対して数%～10数%の低下を示したが、障害になるような現象は見られなかった。またシートAは最も劣化の程度が小さかった。

④ 屋外暴露試験

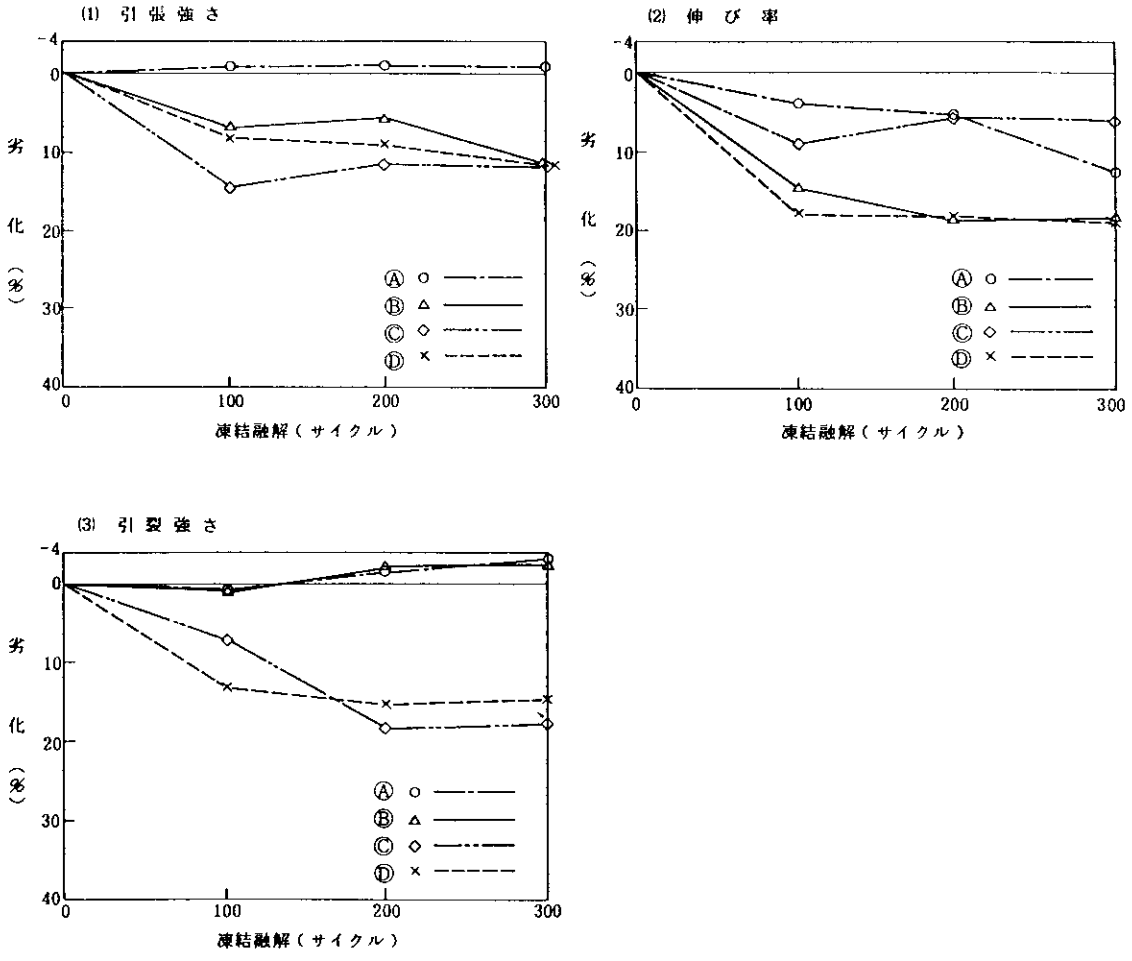
自然大気中に100%引張り状態（元の2倍の長さまで引っ張った状態）で暴露した各シートについて、最大24カ月まで定期的に引張強さ、伸び率、引裂強さを測定した。この結果、各シートとも可塑剤の蒸発により硬化して引張、引裂強度が大きくなり、伸び率は減少するというゴム材料特有の劣化現象を示した（図ー2.2）。しかしシートの種類により程度の差がみられ、Bは6カ月で切断、C及びDは伸び率が半減した。24カ月後の目視観察によればC、Dには表面に亀裂が多数発生していた。これに対し、Aでは亀裂の発生がみられなかった。

⑤ 耐圧試験

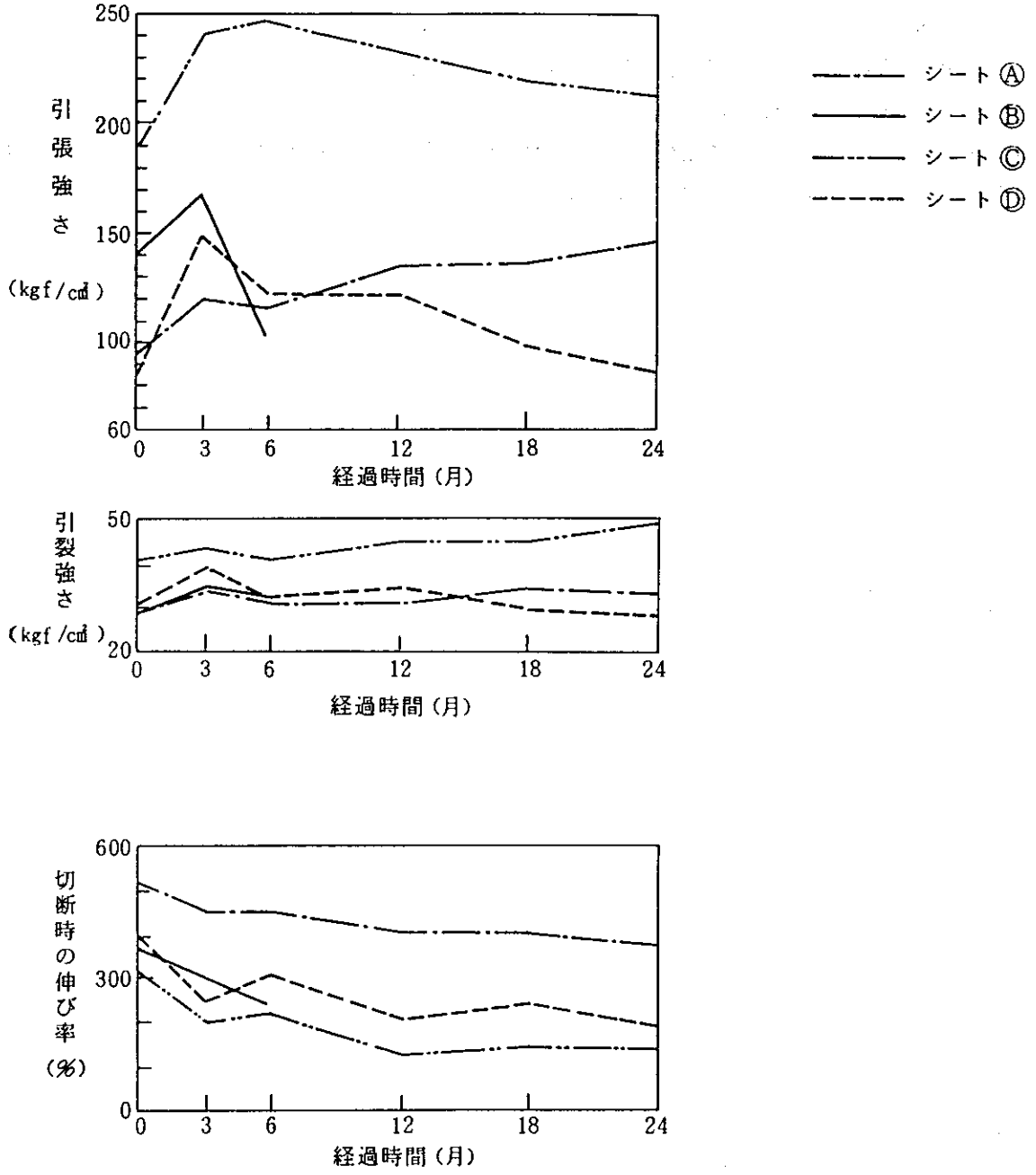
ゴムシートは、水圧により下部の裏地盤に押しつけられるので、裏地盤にくぼみ等があればシートが水圧により圧入され局部的破壊が生じる可能性がある。

海老名[1]は5～10㎜の砕石を敷き並べた上にゴムシートを置き、上から水圧をかけて耐圧性を調べる実験を行っているが、シート厚さが１㎜の場合で8～10kgf/c㎡、２㎜の場合には16～24kgf/c㎡の水圧で初めて砕石のくぼみ部で破裂を生じる程度と報告されている。

開水路ライニングの場合には、小水深であるのでこのような破裂現象は殆ど問題とならないであろう。筆者らが行った類似の実験[6]でも、平均８㎜の砕石上に厚さ１㎜のゴムシートを置き１kgf/c㎡の水圧を50日間作用させたが、A～Dのどのシートにも異常は見られなかった。



図－2.1　凍結融解試験結果



図－2.2　屋外暴露試験結果

(3)ゴムシート材料の選定

ゴムシート材料の選定においては、機械的強さはもちろん、耐候性（含耐オゾン性）、耐水性、耐摩耗性等に優れた材料を選ぶ必要がある。これまでの農業用ため池等の使用例や上述の試験結果から見れば、IIRとEPDMをブレンドしたものが最も優れているといえる。市販されているこのシートはブレンド比（IIR／EPDM）が70/30～30/70の範囲にあり、一般にEPDMの割合が多くなる程耐オゾン性が向上する（表－2.3参照）反面、接着性能は悪くなるという特性があるので、ブレンド比についてはこの点に留意して決定することが肝要である。

表－2.3　IIR/EPDMの比率とオゾン劣化の程度

IIR/EPDMの比	40/60	50/50	60/40	80/20	100/0
ｷﾚﾂ発生時間（分）	81,500	11,400	1,380	180	180
（注）試験条件	40℃		100%	50pphm	

（注）　文献1)より引用

また、建設地点によっては、耐熱性、耐化学薬品性、耐バクテリア性等が要求される場合も考えられるが、これらについては、文献１）に詳しいので参照されたい。

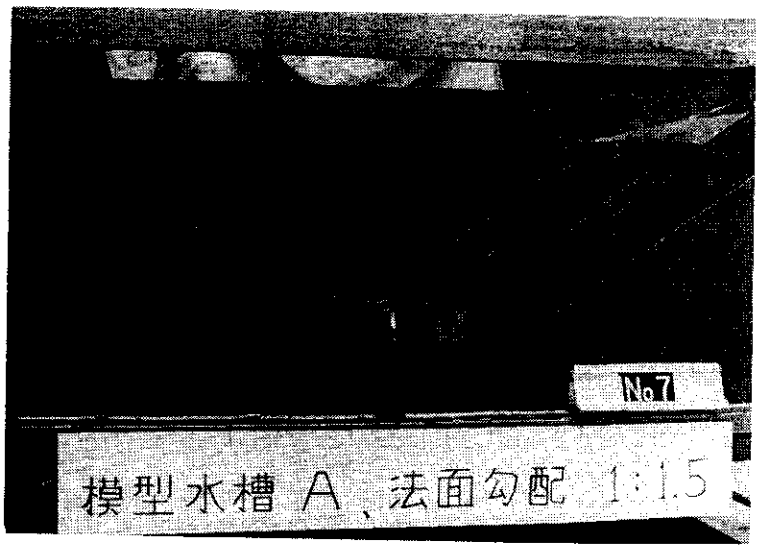
近年の高分子化学分野における進歩は目ざましいものがあり、ゴムシート材料についても今後はさまざまな優れた材料が開発されるであろう。したがって、以上述べた材料以外にも優れたものが今後出現することが予想されるので、今後はこれらの新材料についての開発動向を把握したうえで、使用環境を勘案して最適な材料を選定する必要がある。

2.2 ゴムシートの固定方法

(1) 水位低下時のゴムシート及び固定材の挙動

ゴムシートは剛性が極めて小さいため、開水路ライニング材として用いた場合、通水時は水圧によって裏地盤に押しつけられ安定しているが、背後から圧力を受けると容易にはらむと予想される。したがって、シートを裏地盤に固定する固定材が必要であるが、固定材もシートにより引張られて安定が損なわれる懸念がある。

ゴムシートが背後から受ける圧力としては、水位低下時に裏地盤の崩壊による土圧、残留水圧が考



写真－2.1　抜水試験状況

えられ、この場合が本ライニング構造に対して最も危険な状態となる。この状態での水路の挙動を明らかにするために開水路断面模型を製作し、抜水試験を行った（写真－2.1）。

試験は、模型水路内及びゴムシート背面に充水（地下水位が高い場合を想定）した後、水路内の水を抜水して水位降下時の裏地盤斜面の安定、ゴムシート及び固定材の挙動、保護マット（ゴムシートと裏地盤の間に挿入するマット）及びドレーンパイプの効果等を調べるものである。裏地盤材料としては砂利、砂、ローム質土（緩詰めと密詰め）の４ケース、法面勾配は 1:1.5と 1:2.0の２ケースとした。

この結果得られた知見は、

① 水路の法面勾配が 1:2.0の場合、砂利、砂、ローム質土のいずれの場合も裏地盤斜面は安定である

② 法面勾配が 1:1.5の場合も、裏地盤材料の種類や締め固め、保護マットの使用、ドレーンパイプに考慮を払えば安定を保つことができる。

③ ゴムシートの挙動は、開水路の抜水時に裏地盤の排水が行われない場合、バックプレッシャーにより大きくはらみ、場合によっては固定材を押し上げ破壊に至らしむことがある。

であり、裏地盤の安定は排水設備、法面勾配を適当に設定することにより得ることができると判断される。しかしながら、ゴムシートの安定は背面の残留水圧に大きく依存するので、残留水圧とゴムシートの変形の関係を明らかにして、これに対応した設計手法を確立する必要があると考えられた。

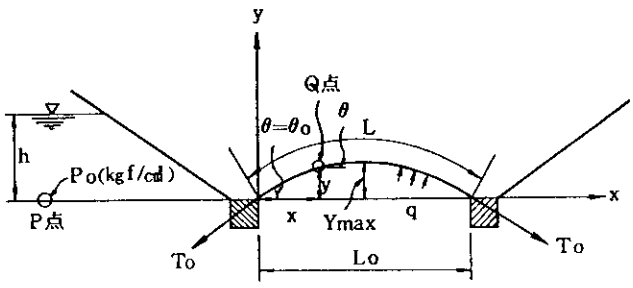
(2) 背圧（残留水圧）を受けるゴムシートの応力・変形解析 [9)]

① 解析手法の概要

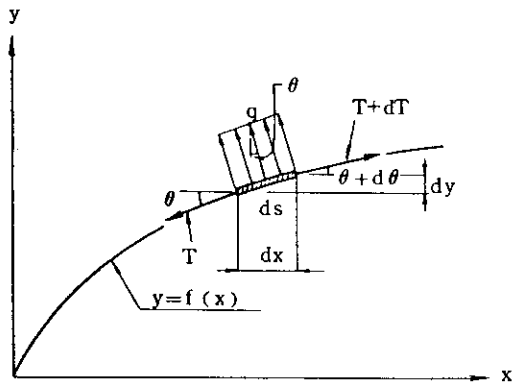
背後より揚圧力（残留水圧）を受けて図－2.3の様に変形したゴムシートの微小部分ｄｓに対する力の釣合いを考えれば（図－2.4参照）、

$$q \cdot ds = -T \cdot d\theta - \tan\theta \cdot dT \quad \text{----------} \quad ①$$

$$q \cdot ds = \cot\theta \cdot dT - T \cdot d\theta \quad \text{----------} \quad ②$$



図－2.3 ゴムシートの変形



図－2.4 力の釣り合い図

を得る。ここに、２次以上の微小項は省略している。

次に、Ｐ点での水圧とｄｓ部分に作用する圧力ｑとの間には、

$$\frac{q}{w}+y=\frac{P_o}{w} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots ③$$

の関係が成り立つ。ここに、ｗは水の単位体積重量である。

一方ゴムシートの弾性係数をＥ、断面積をＡとすれば次の応力～ひずみ関係を得る。

$$E\ \frac{L-L_o}{L_o}=\frac{T_o}{A} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots ④$$

上式中Ｌ。、Ｌはそれぞれゴムシート変形前の長さ（以下スパンという）、変形後の長さである。

①、②式よりｄｓを消去すれば

$$dT=0 \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots ⑤$$

つまりＴ＝Ｔ。（一定）である。したがって①式は

$$q\cdot ds=-T_o\cdot d\theta \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots ⑥$$

となる。③式よりｑを求め、⑥式に代入すれば

$$(P_o-w\cdot y)\,ds=-T_o\cdot d\theta \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots ⑦$$

ここで　$ds\cdot\cos\theta=dx$、$ds\cdot\sin\theta=dy$だから、⑦式は

$$(P_o-w\cdot y)\,dx=-T_o\cdot\cos\theta\cdot d\theta \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots ⑧$$

$$(P_o-w\cdot y)\,dy=-T_o\cdot\sin\theta\cdot d\theta \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots ⑨$$

となる。⑨式の両辺を積分すれば、

$$y=\frac{P_o-\sqrt{P_o^2-2wT_o(\cos\theta-\cos\theta_o)}}{w} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots ⑩$$

ただし、$P_o^2-2wT_o(\cos\theta-\cos\theta_o)\geqq 0$

さらに、⑩式を⑧式に代入後積分すれば、

$$\int dx=-\frac{T_o}{\sqrt{P_o^2+2wT_o\cos\theta_o}}\cdot\frac{2}{k^2\sqrt{1+k^2}}\cdot\left\{(1+k^2)\,E\left(K,\frac{\pi}{2}-\frac{\theta}{2}\right)-F\left(K,\frac{\pi}{2}-\frac{\theta}{2}\right)\right\} \qquad \cdots ⑪$$

ここに、

$$k^2=\frac{2wT_o}{P_o^2+2wT_o\cos\theta_o} \qquad (0\leqq k^2\leqq 1) \qquad \cdots\cdots\cdots ⑫$$

$$K=\sqrt{\frac{2k^2}{1+k^2}} \qquad (0\leqq K\leqq 1) \qquad \cdots\cdots\cdots ⑬$$

また、F(m, ϕ)は第一種楕円積分、E(m, ϕ)は第二種楕円積分でそれぞれ、

$$F(m,\ \phi)=\int_{o}^{\phi}\frac{d\phi}{\sqrt{1-m^2\sin^2\phi}} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad ⑭$$

$$E(m,\ \phi)=\int_{o}^{\phi}\sqrt{1-m^2\sin^2\phi}\cdot d\phi \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad ⑮$$

と表される。

ここで、$\theta=\theta_{\circ}\rightsquigarrow 0$まで変化させれば $x=0\rightsquigarrow L_{\circ}/2$と変化するから、⑪式より

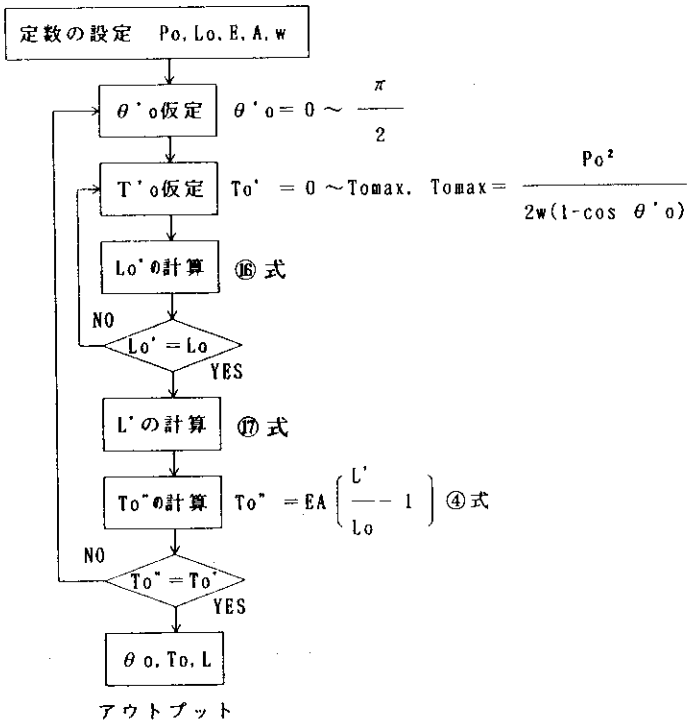
$$\frac{L_{\circ}}{2}=\frac{2T_{\circ}}{\sqrt{P_{\circ}^2+2wT_{\circ}\cos\theta_{\circ}}\cdot k^2\sqrt{1+k^2}}\left[(1+k^2)\cdot\left\{E\left(K,\frac{\pi}{2}-\frac{\theta_{\circ}}{2}\right)-E\left(K,\frac{\pi}{2}\right)\right\}-\left\{F\left(K,\frac{\pi}{2}-\frac{\theta_{\circ}}{2}\right)-F\left(K,\frac{\pi}{2}\right)\right\}\right] \quad ⑯$$

を得る。同様に、⑩式を⑦式に代入後、$\theta=\theta_{\circ}\sim 0$まで積分すれば、

$$\frac{L}{2}=\frac{2T_{\circ}}{\sqrt{1+k^2}\sqrt{P_{\circ}^2+2wT_{\circ}\cos\theta_{\circ}}}\left\{F\left(K,\frac{\pi}{2}\right)-F\left(K,\frac{\pi}{2}-\frac{\theta_{\circ}}{2}\right)\right\} \quad ⑰$$

を得る。

以上の関係式のうち水圧$P_{\circ}$、スパン$L_{\circ}$、ゴム弾性係数E、シート断面積A及び水の単位体積重量wは既知と考えられ、未知の量は張力$T_{\circ}$、固定部におけるゴムシートのたわみ角$\theta_{\circ}$、変形後の長さLの3個である。これらの未知量は式④、⑯、⑰式を用いて図ー2.5に示す手順により求めることができる。計算は反復法になるが、電算機を用いれば容易に実行が可能である。また$T_{\circ}$、$\theta_{\circ}$の値が求まれば⑩、⑪式を用いてゴムシートの最大変位、変形曲線を求めることができる。



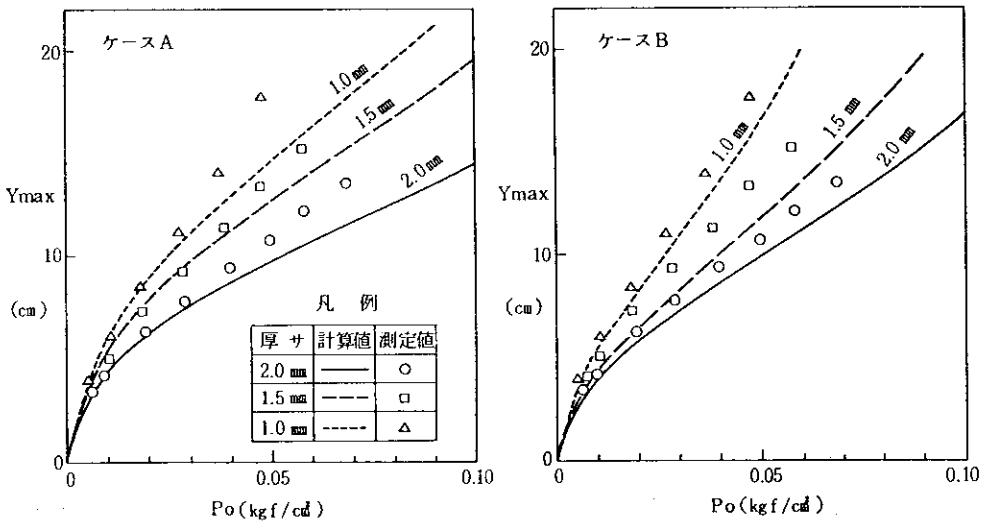
図ー2.5 計 算 手 順

② 検証実験

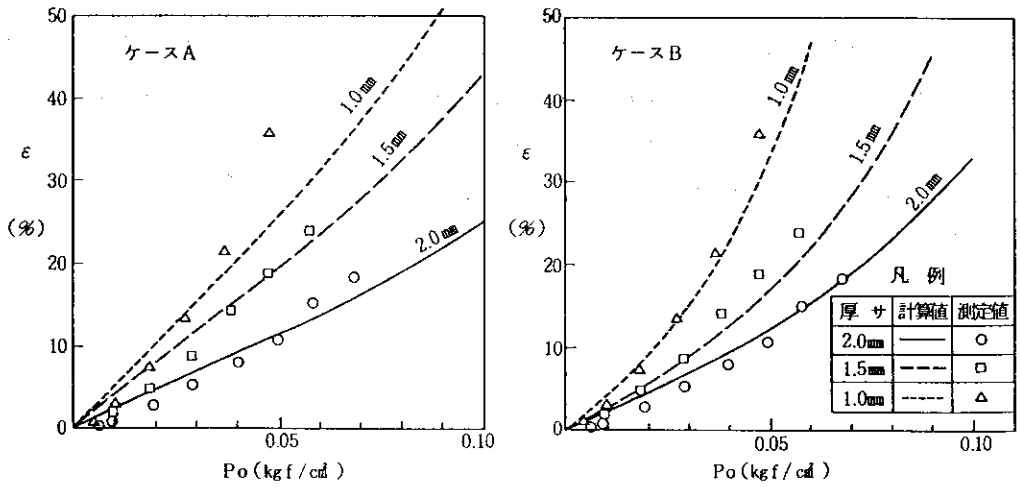
上記解析手法を検証するために、両端を固定したスパン約50cmのゴムシートに最大70cmの水頭を作用させる実験を行い、最大変位Y_{max}、シートひずみεについて解析結果と比較を行った。結果を図ー2.6、図ー2.7に示す。

図中ケースAは、加硫ゴムの引張試験法を定めたJIS K 6301に基づいた試験（荷重速度500mm／分）より求めた弾性係数を与えた場合の計算値であり、ケースBは荷重速度を遅く（約11mm／分）した場合の弾性係数を与えた場合である。

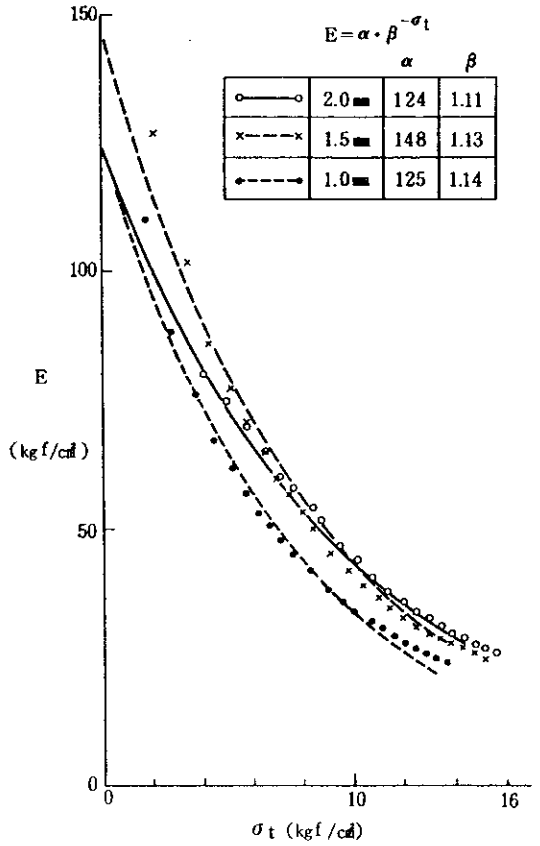
この結果からケースB、すなわちJISに定める荷重速度より1/50程度の小さい荷重速度とした方が実験結果と良く一致することが知れる。またケースBに対するゴムの弾性係数を図ー2.8に示すが、同図より明らかなように、微少歪領域ではゴムの弾性係数は応力レベルにより変化するので、この関係を正しく入力しなければならない。



図ー2.6 解析結果（シートの最大変位）



図ー2.7 解析結果（ゴムシートのひずみ）

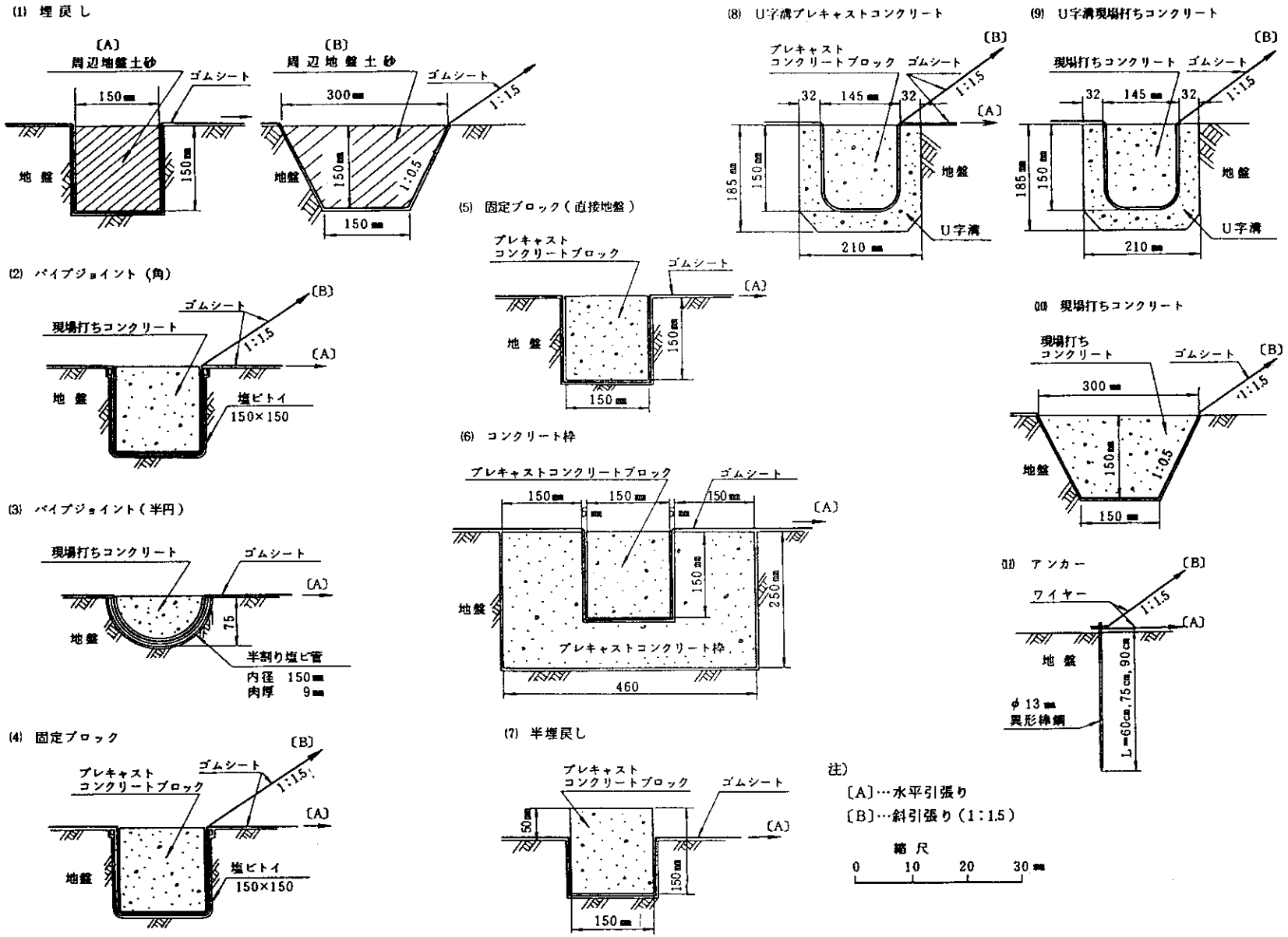


図－2.8　ゴムシートの弾性係数

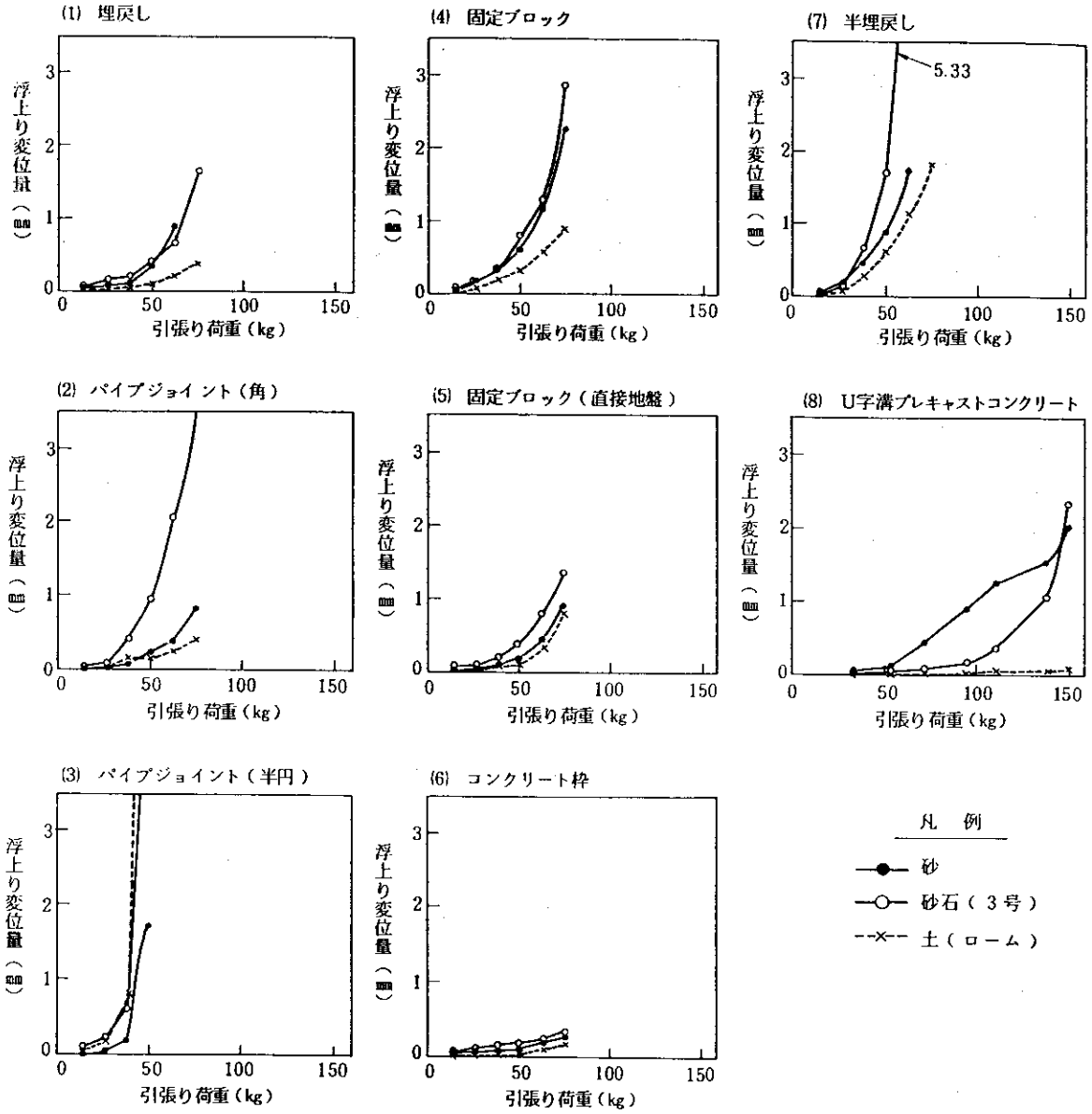
(3) ゴムシートの固定方法

ゴムシートの固定方法にはいろいろのものが考えられるが、容易に施工できるものでなければならない。このため、図－2.9に示す11種類の方法について実際に、水平方向と斜め上方向（勾配1:1.5の方向）の引張試験を実施し、各固定方法の性能を調べた。

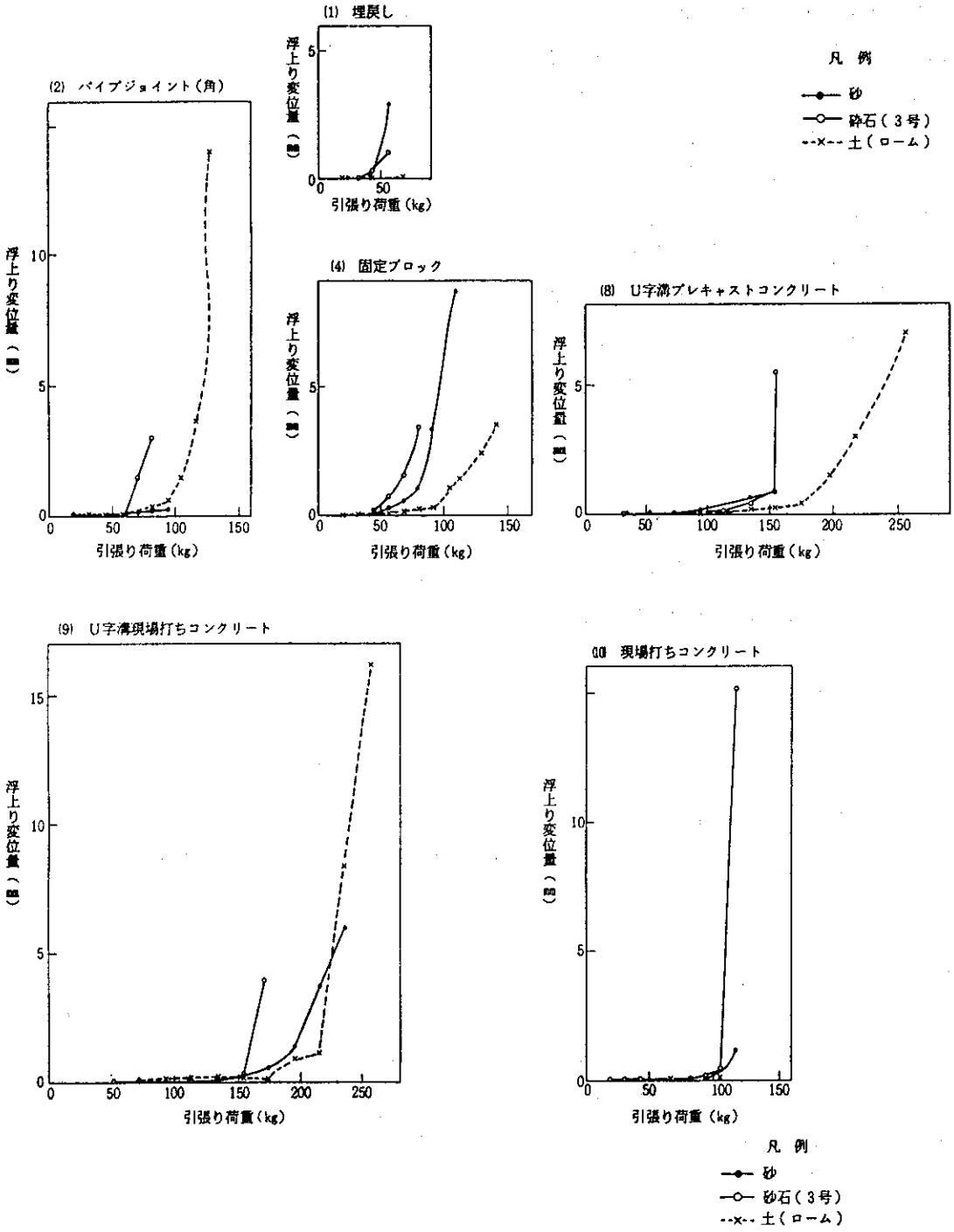
ここでは、地盤の種類は砕石（3号）、砂、ロームの３種類とした。結果の一例を図－2.10に示す。図中、引張り荷重は単位長さ（１m）当たりの値に換算したもので表示している。　この結果を前述のゴムシート応力・変形解析と組み合わすことにより、合理的に固定材を設計することができる。具体的な設計例については次節を参照されたい。


(1) 埋戻し
〔A〕
周辺地盤土砂
ゴムシート
150㎜
地盤
150㎜
〔B〕
周辺地盤土砂
ゴムシート
300㎜
1:1.5
地盤
150㎜
1:0.5
150㎜
(2) パイプジョイント（角）
ゴムシート
〔B〕
現場打ちコンクリート
1:1.5
〔A〕
地盤
塩ビトイ
150×150
(3) パイプジョイント（半円）
現場打ちコンクリート
ゴムシート
〔A〕
75
地盤
半割り塩ビ管
内径 150㎜
肉厚 9㎜
(4) 固定ブロック
〔B〕
プレキャスト
コンクリートブロック
ゴムシート
1:1.5
〔A〕
地盤
塩ビトイ
150×150
(5) 固定ブロック（直接地盤）
プレキャスト
コンクリートブロック
ゴムシート
〔A〕
地盤
150㎜
150㎜
(6) コンクリート枠
プレキャストコンクリートブロック
ゴムシート
150㎜
150㎜
150㎜
〔A〕
150㎜
250㎜
地盤
プレキャストコンクリート枠
460
(7) 半埋戻し
プレキャスト
コンクリートブロック
ゴムシート
50㎜
〔A〕
150㎜
150㎜
(8) U字溝プレキャストコンクリート
プレキャスト
コンクリートブロック
ゴムシート
〔B〕
32
145㎜
32
1:1.5
〔A〕
185㎜
150㎜
地盤
U字溝
210㎜
(9) U字溝現場打ちコンクリート
現場打ちコンクリート
ゴムシート
〔B〕
32
145㎜
32
1:1.5
185㎜
150㎜
地盤
U字溝
210㎜
(10) 現場打ちコンクリート
現場打ち
コンクリート
ゴムシート
〔B〕
300㎜
1:1.5
地盤
150㎜
1:0.5
150㎜
(11) アンカー
〔B〕
ワイヤー
1:1.5
〔A〕
地盤
φ13㎜
異形棒鋼
L=60cm,75cm,90cm
注）
〔A〕…水平引張り
〔B〕…斜引張り（1：1.5）
縮尺
0
10
20
30㎝

図—2.9　固定方法の種類



図－2.10 (1) 固定材の引張試験結果（水平引張り）



図－2.10 (2) 固定材の引張試験結果（斜め引張り）

2.3 設計計算例

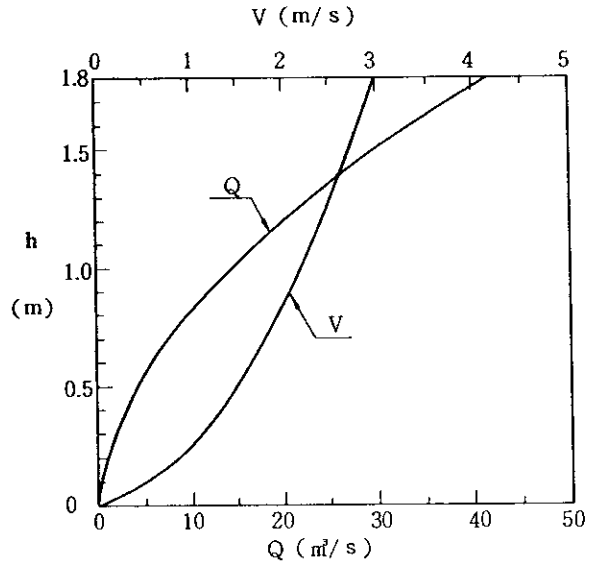
以上述べたゴムシート、固定材に対する設計の考え方に基づき、排水設計、法面安定解析と組み合わせればゴムシートライニングの設計が可能になる。以下には実証試験水路の設計例を紹介し、具体的な設計計算方法を述べる。

(1) ゴムシートライニング水路の通水量

土質材料、砕石等により平滑に仕上げられた法面上にライニングされたゴムシート水路に対するマニングの粗度係数nは、これまでの実験結果からn＝0.012として良い。したがって、水路の通水量はマニングの平均流速公式により、

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} I^{1/2}$$

ここに、Q： 通水量（㎥/s）
n： 粗度係数
A： 通水断面積（㎡）
R： 径深（m）
I： 水路縦断勾配



図ー2.11 水位と流速、流量の関係

で与えられる。例えば底幅 5m、法勾配 1:1.5の台形断面水路で水路縦断勾配I＝1/1000の場合は、各水深ごとに求めた通水量Qの値は図ー2.11に示すとおりとなり、この場合、水深h＝1.71mで対象流量Q＝38m³／sを通水可能である。また同図上に平均流速V＝Q／Aも示すが、この例のように、ゴムシートライニング水路の場合には平均流速を3m／s以下にすることが望ましい。

(2) ゴムシートの設計

① ゴムシートの材質

2.1の(2)に述べた材料試験結果より、実証試験水路ではEPDM 70%＋IIR 30%のゴムシートを用いることとした。このゴムシートの組成を表ー2.4に示す。

表ー2.4 ゴムシートの組成

エチレンプロピレンゴム	30．6
ブ チ ル ゴ ム	13．1
加 硫 剤	1．0
加 硫 促 進 剤	1．7
促 進 助 剤	2．2
補強剤（カーボン他）	40．2
加 工 助 剤	11．2
（計）	100．0

（重量比、単位：%）

② ゴムシートの応力・変形解析

ゴムシートの応力・変形解析を行った例を次に示す。

1) 計算条件

- 水圧（残留水圧） ： $P_0=0\sim0.05kgf/cm^2$
- スパン ： $L_0=400cm$
- 水の単位体積重量 ： $w=0.001kgf/cm^3$
- ゴムシート弾性係数： 次表の通り

表−2.5 ゴムシート弾性係数

厚　さ	割線弾性係数 E
1.0mm	$E = 125\times1.14^{-\sigma t}$
1.5〃	$E = 148\times1.13^{-\sigma t}$
2.0〃	$E = 124\times1.11^{-\sigma t}$

σt ：引張応力

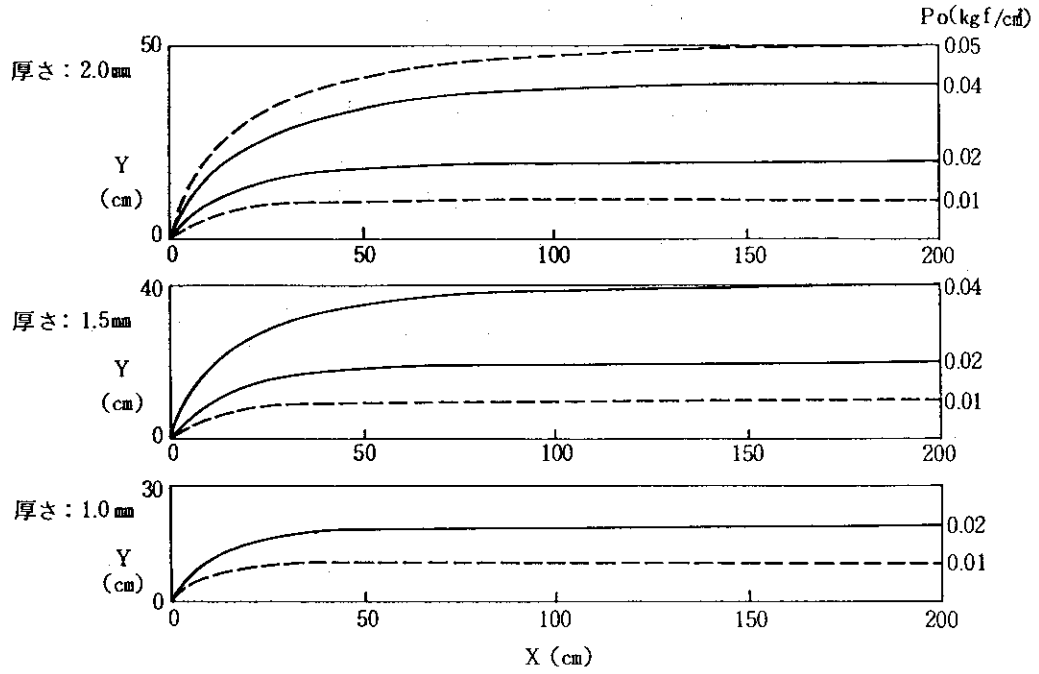
2) 計算結果

計算結果を図−2.12に示す。この結果から、

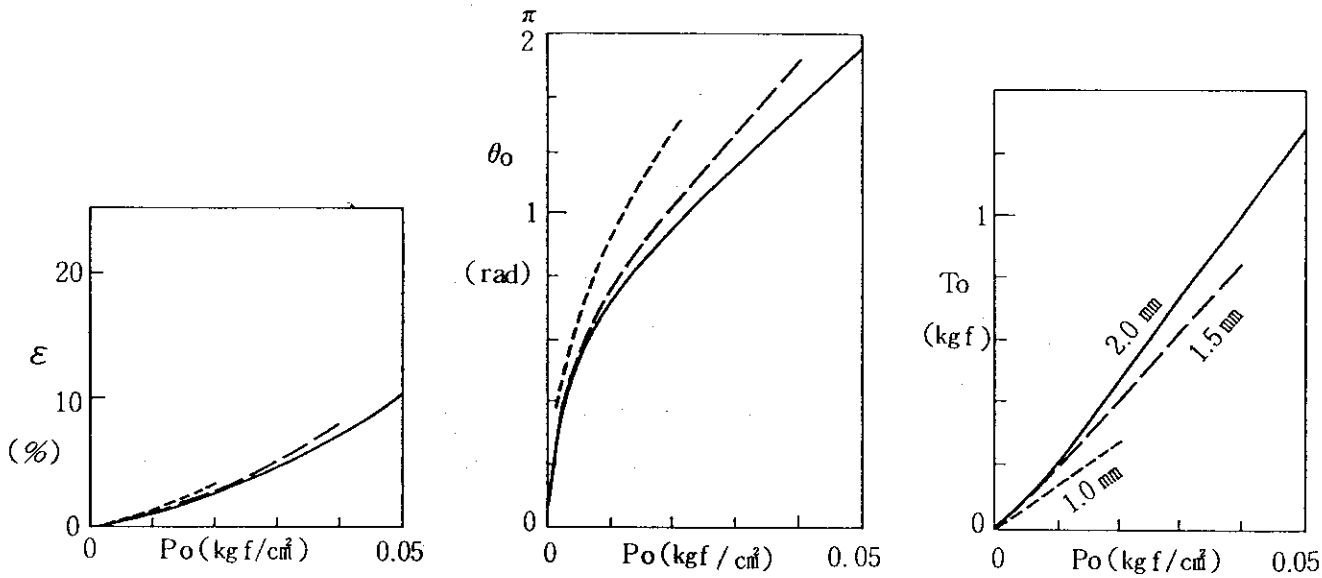
- 最大変位Y_{max}はシート中央部（x=200cm）において生ずるが、作用水圧P_0（水頭値）に殆ど等しくなり、シート厚さによらない。
- ひずみεもシート厚さに殆ど関係せず、$P_0=0.02kgf/cm^2$で３％程度である。
- 固定部におけるゴムシートのたわみ角θ_0はシートが薄くなるほど大きくなる。
- ゴムシートの張力T_0はシートが厚くなるほど大きくなる。

等の傾向が窺える。つまり残留水圧に対してゴムシートは殆ど無抵抗に変形し、シート厚さを増してもあまり効果がない。したがってゴムシートライニング水路では、ドレーン設備等で残留水圧が発生しないように配慮することが絶対必要であるといえる。この例では、水頭値で20cm程度まで残留水圧を減ずればシートのひずみを３％以内に抑えることが可能であり、この場合永久ひずみも殆ど生じないであろうことから、20cm以下の残留水圧となるような排水設備を設けることとした。

一方、この結果からはシートを薄くした方が固定材に掛かる負担が小さくなるので有利となる。また、農業用ため池等に対してはシート最小厚＝0.76mmといわれているが[5]、開水路ライニングの場合は流水に伴う転石等による損傷等が懸念されるので、やや厚くした方がよいであろう。この例の場合は実証試験であるので、1.5mmと 2.0mm の二種類を採用し、比較検討することとした。



(1) ゴムシート変形曲線



(2) ゴムシートのひずみ　(3) 固定部でのたわみ角　(4) ゴムシートの張力

図－2.12 解　析　結　果

③ 流体せん断力に対する検討

流水により水路壁面が受ける流体せん断力τ₀は、

$$\tau_0 = w \cdot R \cdot I_e$$

ここに、 τ_0： 流体せん断応力
R： 径深
w： 水の単位体積重量
I_e： エネルギー勾配

で求められるので、不等流計算等によりR、I_eを求めて上式に代入すればτ₀が得られる。例えば実証試験水路の場合は、Q＝38 ㎥/sのときτ₀＝0.00018 kgf/㎠を得る。

一方、ゴムシートは、水圧により裏地盤に押しつけられているので、シートと裏地盤の摩擦係数μ＝0.5とすれば、水路底面における摩擦力Fは、

$$F = 0.5 \times 0.171 = 0.0855 \text{ kgf/㎠}$$

となり、摩擦力の方が充分大きいためシートが流水により引きずられたりすることはないと判断される。

(3) 固定材の設計

固定材は、シートによる引張力を受けるので、この引張力に対し安定な構造を選定する必要がある。

実証試験水路の場合を例にとれば、上述の解析例のように残留水圧0.02kgf/㎠の場合、ゴムシートに作用する張力は前図ー2.12より、0.4～0.5kgf/㎝（単位mあたり 40～50kgf/m）となる。一方、固定材の性能試験結果から、最も安定度の高い「U字溝現場打ちコンクリート（15㎝×15㎝）」型式の固定材では図ー2.10 (2)より150kgf/mの引張力まで耐えるので、この型式の固定材で３倍以上の安全率を確保できることになる。

(4) ドレーンの設計

実証試験水路の例では、残留水圧がP_0＝0.02kgf/㎠以下となる様なドレーンの設計を行うこととした。設計手法は、一般の水路等のドレーンの設計と同じである。次に設計例を紹介する。

① ドレーンパイプの設計

図ー2.13に示すようにドレーンパイプを設置すれば、ゴムシート背面の地下水位は低下し、ドレーンパイプに集まる全浸透量は次式で求められる。[12)]

$$Q = k \frac{H^2 - h^2}{R_0} L \qquad \text{(Dupuit-Forchheimer)}$$

ここに k： 透水係数
R_0： 影響半径

L：　ドレーンパイプ延長

上式に、現地調査により求まった値 $k=3\times10^{-5}$m/s、$h=1.2$m、$H=2.7$m、$R_0=5$m、$L=60$mを代入すれば、

$$Q=3\times10^{-5}\times\frac{2.7^2-1.2^2}{5.0}\times60=0.002\text{m}^3/\text{s}$$

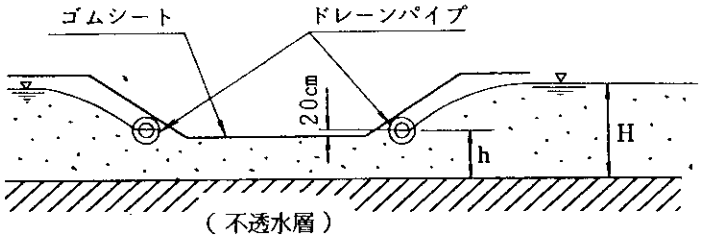
一方、ドレーンパイプの径をφ30cmとすれば、パイプの通水能力は

$$Q=2\cdot A\cdot\frac{1}{n}\cdot R^{2/3}\cdot I^{1/2}$$
$$=2\times0.050\times\frac{1}{0.012}\times0.087^{2/3}\times0.001^{1/2}$$
$$=0.052\ \text{m}^3/\text{S}>0.002\ \text{m}^3/\text{S}$$

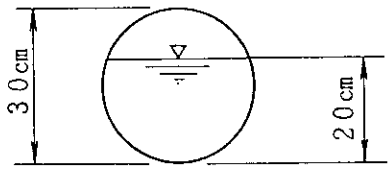
となり、通水能力は十分である。ここにパイプ勾配は水路縦断勾配と同じ1/1000とした。またパイプ内平均流速は、通常、集水暗きょでは 0.2m/s 以上 1.0m/s 未満とされるが[13]、この場合は

$$V=Q/2\cdot A=0.52\ \text{m/s}$$

であり、上記の範囲に収まっている。



図−2.13　ドレーンパイプ位置図



図−2.14　ドレーンパイプ断面

② ドレーン層の設計

裏地盤の水をドレーンパイプに導くため、実証試験水路の例では厚さ 50cmのドレーン層を設けた。このドレーン層は次の条件を満たす粒度であることが望ましい。[14]

・ドレーン層の材料がつまらないためには

$$\frac{D_{15}\ (\text{ドレーン})}{D_{85}\ (\text{原　土})}<5$$

・ドレーン層が充分な透水性を有するためには

$$\frac{D_{15}\ (\text{ドレーン})}{D_{15}\ (\text{原　土})}>5$$

• ドレーンパイプの孔から流出しないためには、

$$\frac{D_{85}\ (\text{ドレーン})}{D\quad (\text{管　孔　径})} > 2$$

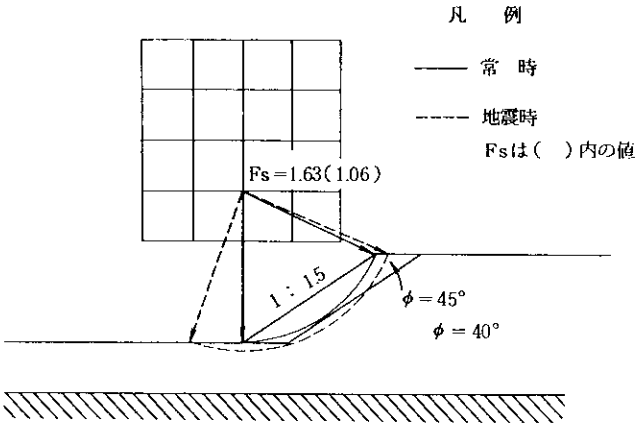
(5) 法面勾配

法面勾配の決定は、①法面自体の安定 と ②法面上でのシートの滑りに対する安定性を考慮のうえ行うことが必要である。次に、この2点について具体的な例を紹介する。

① 法面自体の安定性

ゴムシートライニング水路では、シート自体で背面からの土圧を支えることはできない。したがって法面自体が力学的に安定でなければならず、この検討は円弧滑り等の解析により行うべきと考えられる。

円弧滑りによる解析例を図ー2.15に示す。この例では、ドレーン層、基礎地盤の内部摩擦角をそれぞれ45°、40°とし、水平震度を 0.1としている。常時の法面安定性は十分であるが、地震時には安全率が1.6と1を越えているものの、やや不安がある。



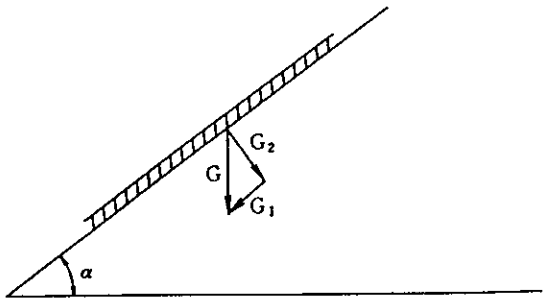
図ー2.15　円弧すべり解析結果

② 法面上でのシートの滑りに対する安定性

法面上に敷設したゴムシートは自重により法面上を滑動しようとするが、背面土との摩擦力又は法肩部における固定により支えられると考えられる。

法面上をゴムシートが滑動しないためには、図ー2.16において、

$$G_1 \leqq G_2 \cdot \mu \quad (\mu：\text{摩擦係数})$$



図ー2.16　ゴムシートの滑動

なる条件が満たされれば良い。μは背面の状態や物性により異なるが、通常 0.5 程度にとれば安全であるといわれている。[10] そこでμ＝0.5として上式を変形すると、

$$G \cdot \sin\alpha \leqq G \cdot \cos\alpha \cdot \mu$$

$$\tan\alpha \leqq \mu = 0.5$$

$$\alpha \leqq 26^\circ\ 34'$$ （勾配では 1：2.0以上）

となり、勾配は 1:2.0以上とすることが好ましいが、これより急な場合でも法肩部等で固定した場合には、ゴムシートに発生する引張応力がクリープを生じない程度であれば良い。

開水路のライニングでは、法面長が短いのでほとんどクリープの問題は無視できるであろう。参考までに、IIRゴムシートのクリープ現象は、1.4kgf/cm^{2}以下の引張応力下ではほとんど無視できるといわれている。[10)]

3．ゴムシートライニングの施工

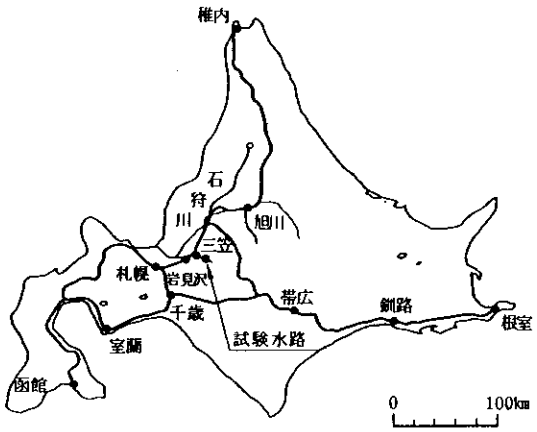
次に、ゴムシートライニングの施工法を、実証試験水路の例をもとに紹介する。

3.1 実証試験水路の概要

(1) 設置場所

試験水路設置地点は、石狩川水系幾春別川中途にある（図−3.1）。

本地点は、直上流に既設発電所（7.5MW×2＝15MW）が存在し、その発電時放流量（最大23.5㎥/s）が通過流量の大半を占めるが、この発電所は通常平日の昼間しか発電を行わないため、水位は毎日大きく変動する。また付近の気温は、夏期には最高30℃程度まで上昇するが、冬季には最低−20℃程度まで下がり、かつ積雪も多い厳しい気象条件下にある。



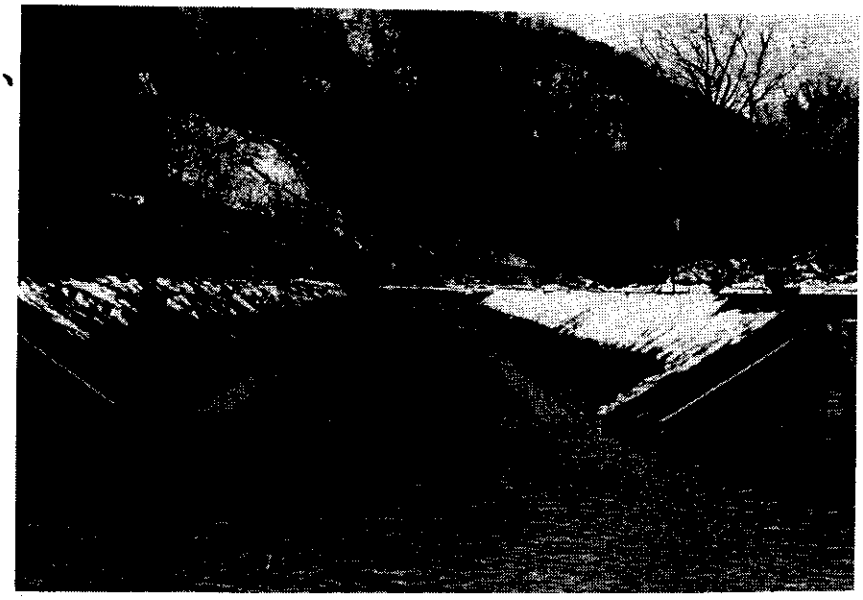
図−3.1　実証試験水路位置図

(2) 試験水路諸元

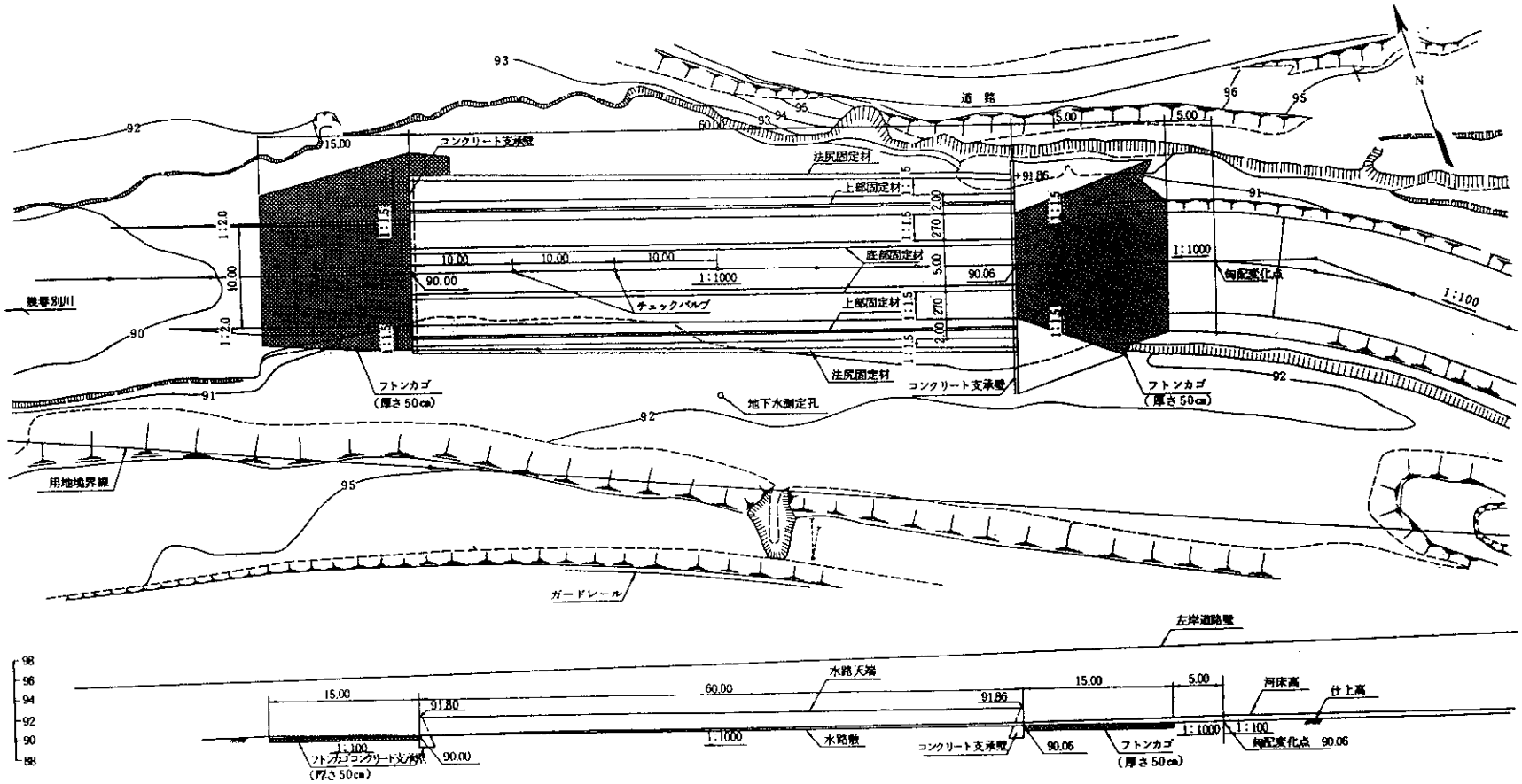
実証試験水路の諸元は次のとおりである。

①対象流量：　38㎥/s
②標準断面：　台形断面（底幅 5.0m、法勾配 1:1.5、設計水深 1.71m）
③水路長　：　60m
④水路縦断勾配：　1/1000

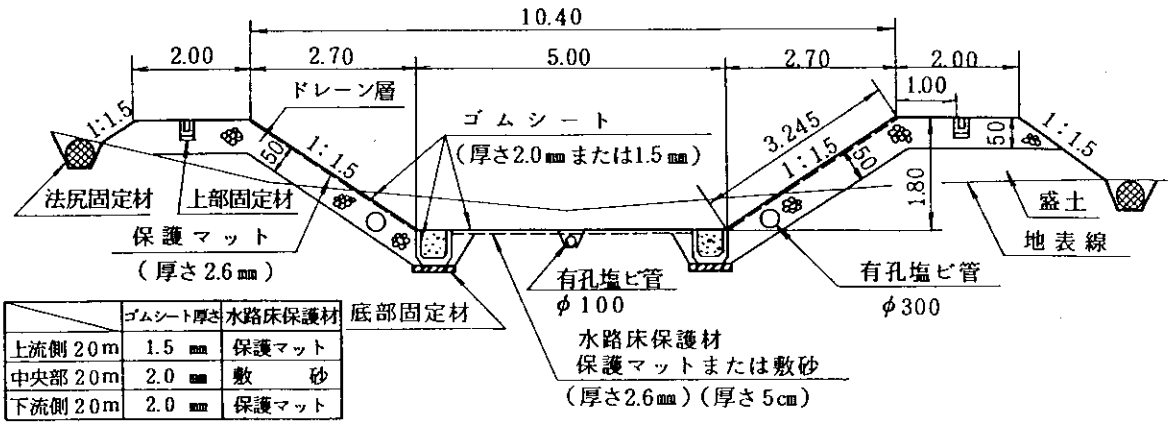
下流より見た試験水路の全景を写真−3.1に、また試験水路の平面図、標準断面図をそれぞれ図−3.2、図−3.3に示す。



写真−3.1　下流側より見た試験水路全景


道路
コンクリート支承壁
法尻固定材
上部固定材
底部固定材
チェックバルブ
フトンカゴ
(厚さ50cm)
地下水測定孔
用地境界線
ガードレール
左岸道路壁
水路天端
水路敷
河床高
仕上高
勾配変化点
1:1000
1:100
15.00
60.00
5.00
91.80
91.86
90.00
90.06

図－3.2　試験水路平面図



	ゴムシート厚さ	水路床保護材
上流側20m	1.5 ㎜	保護マット
中央部20m	2.0 ㎜	敷　　砂
下流側20m	2.0 ㎜	保護マット

図－3.3　試験水路標準断面図

(3) ゴムシートライニング

本水路は短期間の試験用水路であるので、設計水深 1.71mで通常時流量Q＝38 m^3/sを通水できる設計としたが、万一の異常洪水時にはこれを越える恐れがあることから、水路頂部と背面もゴムシートで被覆し、冠水しても水路が安全であるように配慮した。

またゴムシート厚さは、実証試験という性格上、部分的に変えており、上流側の20mは1.5㎜、その下流40mを2.0㎜厚さとした。

ゴムシートの背面と裏地盤との間には、法面部全部と上、下流端より各々 20mの水路底面部に対し、厚さ2.6㎜のポリエステル長繊維不織布でできた保護マットを敷設した。

保護マットを使用しない水路底面中央部20m区間は、敷き砂の上に直接ゴムシートを設置した。保護マットの物性は表－3.1に示すとおりである。

表－3.1　保護マットの物性

(メーカーカタログより)

重　　量 (g/㎡)		800
厚　　さ (㎜)		2.6
引張強度 (kgf/5cm)	タテ	75
	ヨコ	65
引張伸度 (%)	タテ	65
	ヨコ	65
破裂強度 (kgf/㎠)		24
引張強度 (kgf)	タテ	22
	ヨコ	23
透水係数 (cm/s)		80×10^{-2}

測定方法はJIS L-1096による。

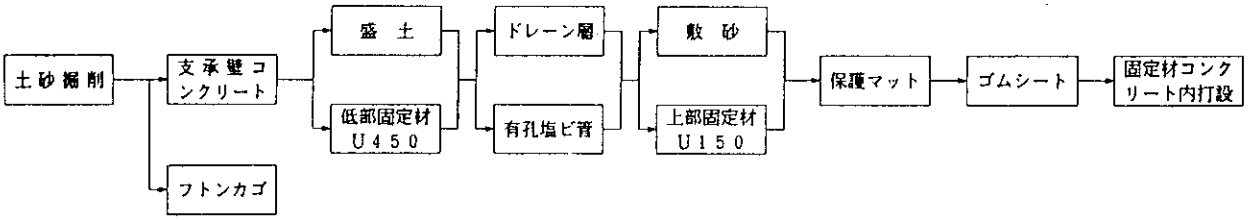
3.2 実証試験水路の施工

試験水路の工事は、1983年10月1日に着手し、同年11月に全工事を完了するとともに通水を開始した。図－3.4に実績工程を示す。また工事の流れを図－3.5に示す。

工事内容は、掘削、盛土、コンクリート工事等の通常の土木工事とゴムシート関連の工事よりなるが、以下には排水設備、ゴムシート敷設等ゴムシートライニングの主な工種について施工方法を詳述する。

工事種別	数量	10月						11月					
		5	10	15	20	25	31	5	10	15	20	25	30
準備・仮設備	–	1 4	6 10	14 15	21	27				15			
土砂掘削	1,400㎥	3	11 13 15	19									
支承壁コンクリート	75㎥	7	12	15	24								
裏込栗石	12㎥				25 26								
盛土	250㎥			15	19 20	22 25 27							
有孔塩ビ管φ300	120m							1					
〃 φ100	60m							3					
チャッキバルブ	5個							3					
ドレーン層	330㎥						30	4					
底部固定材	120m						28 30			14			
上部固定材	120m							3 4		15			
法尻固定材	120m									14	18		
フトンカゴ	520㎥		9	12 14	16		29	5			17		
敷砂	4㎥							4					
保護マット	550㎥							5 6					
ゴムシート1.5㎜	480㎥								7 9				
〃 2.0㎜	950㎥								10	15			
測定計器設置	1 式					26 27					16 17		
土捨場法面整理	150㎥										17 18		
仮設撤去・跡片付	–										19 20		

図－3.4　実証試験水路工事実績工程



図－3.5　工　事　の　流　れ

(1) 排水設備の施工

① ドレーン層

ドレーン層の材料には、現地川床材料は転石や細砂を多く含み材料として不適と判断されたので、購入砕石（40㎜アンダー）を使用することとした。

施工方法は、水平に厚さ30cmでまき出した後、振動コンパクタ（自重70kg）で転圧する方法によった。転圧回数は３回を原則とし、左岸上流20mは比較のため２回とした。ドレーン層施工状況を写真－3.2に示す。

② ドレーンパイプ

JIS K 6741「硬質塩ビ管」のＶＵ300の有孔管（定尺４m）を使用した。接続はソケットを用いて行った。



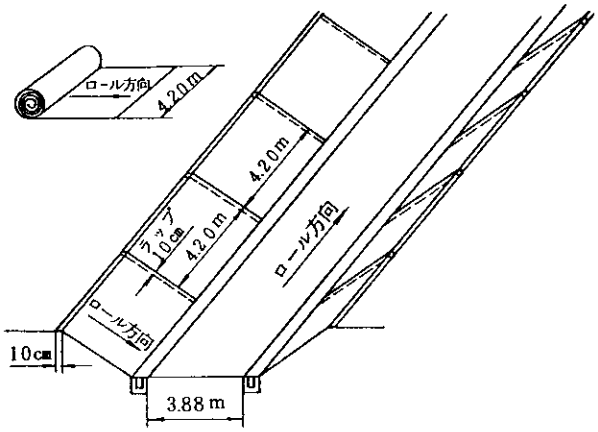
写真－3.2 ドレーン層施工状況

(2) 保護マットの敷設

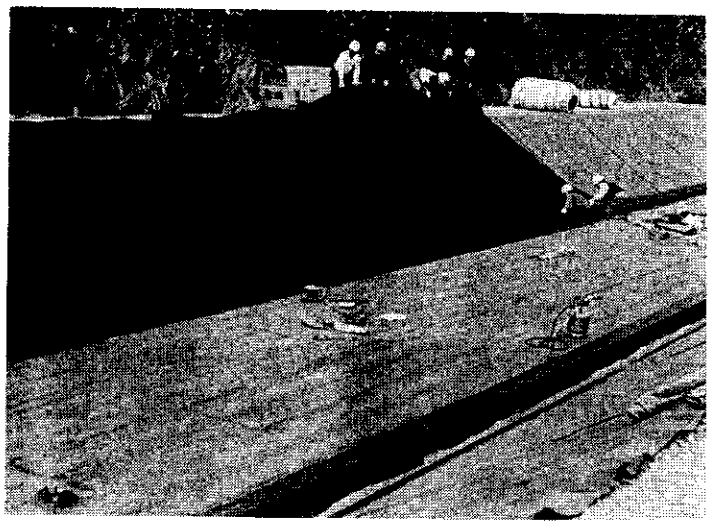
幅 4.2m× 50m巻きで搬入後、底面部は幅なりに縦断方向に敷き広げ、不要部を切断後アンカー止め（間隔 50cm）した。斜面部については、図－3.6に示すように幅 4.2mのマットを 10cmラップして重ね合わせ、端部とラップ部をアンカー止めした。これらの作業はすべて人力により行った。

(3) ゴムシートの敷設

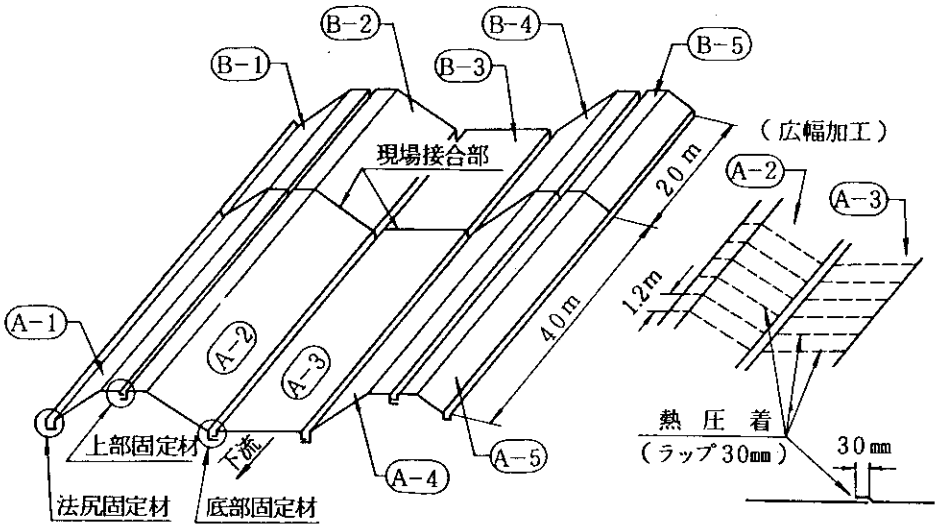
一般に、工場で生産されるシート幅は 4.2mである。本水路では現場での接着を少なくするために、予め区画割りした幅に合わせて工場で熱圧着により広幅加工したものをロール状にして搬入し、人力により敷き広げた。敷設状況を写真－3.3に示す。また、図－3.7及び表－3.2に、それぞれ区画割り状況と各パーツの寸法を示す。



図－3.6 保護マット敷設方法



写真－3.3 ゴムシート敷設状況



図－3.7 ゴムシート区画割り

表－3.2 広幅加工シートの寸法

	厚さ（㎜）	幅（m）	長さ（m）	重量（kg）
A－1	2.0	5.3	40.6	516
A－2	〃	5.5	〃	536
A－3	〃	5.8	〃	565
A－4	〃	5.5	〃	536
A－5	〃	3.6	〃	351
B－1	1.5	5.0	20.6	185
B－2	〃	5.5	〃	204
B－3	〃	5.8	〃	215
B－4	〃	5.5	〃	204
B－5	〃	3.8	〃	141

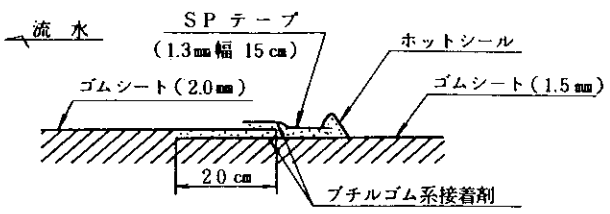
(4) ゴムシート接合方法

接合箇所は、①シート相互の現場接合、②固定材部での処理、③上・下流端部での処理であり、これらはすべて現場で次のように行った。接合面の転圧はすべてハンドローラーによった。

これらの現場接合部は、一般に弱点となりやすいので、雨天、マイナス気温下での作業は原則として行わない方針とした。

① シート相互の接合

1.5㎜と2.0㎜のシート接合は、耐水性に優れたブチルゴム系２液反応型接着剤により行った。この場合、ゴムシート下面が流下土砂粒子等により剝されないよう下流側シートを上にして接着し、その上からＳＰテープとホットシールで保護した（図－3.8参照）。

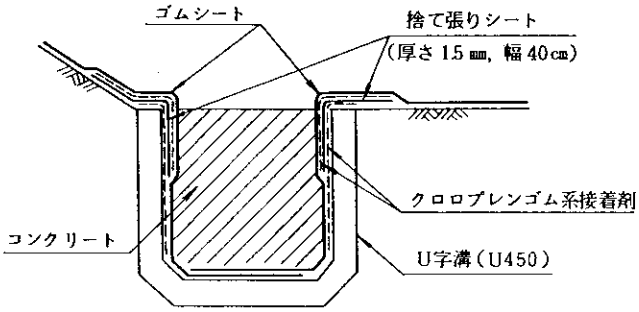


図－3.8 シート相互の接合

② 固定材部での処理

固定材部での処理は、図－3.9 に示すように、ゴムシートがＵ字溝コンクリート面と接する際の損傷を防止するため、本体シート敷設に先だって捨て張りシートを張り付け、これに本体シートをクロロプレン系接着剤で接合の後、コンクリートで埋め戻した。

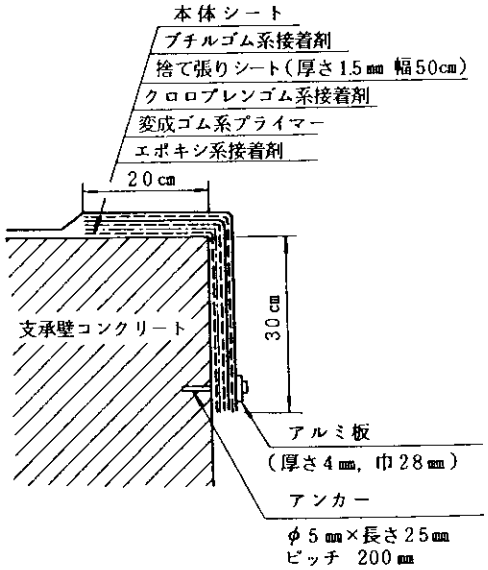
埋め戻しコンクリートは、不等沈下に追従できるように、一定区間毎にベニヤ板を挿入してジョイントを設けた。



図－3.9 底部固定材

③ 上・下流端部の端末処理

上・下流端で、コンクリート支承壁にゴムシートを固定する箇所では、コンクリートのアルカリ成分がゴム系接着剤に悪影響を与えるので、コンクリート面にエポキシ樹脂を塗布し、その後プライマー及びクロロプレン系接着剤でゴムシートを張り付け、アンカーで固定した（図－3.10参照）。



図－3.10 端 末 処 理

4．実証試験の成果と実用水路への適用時の留意点

実証試験は、2年間にわたって行われたが、この間に試験水路は毎日ほぼ0～20数m^3/sの流量変動を受ける厳しい条件下で使用されたにもかかわらず、ゴムシート、固定材ともに異常は見られなかった。また周辺地盤の地下水位が水路水位より高い場合でもゴムシート背面の間隙水圧は水路水位より低く、ドレーン層が所要の機能を果たしていることも確認された。

したがって、以上紹介したゴムシートライニングの設計・施工法の妥当性が実証されたと考えられるが、一方、本実証試験を通じて、実用水路への適用時の留意点もいくつか明らかとなった。以下、この留意点についてとりまとめて紹介する。

(1) 通水開始時のエアー抜き

水路通水開始時に、上流からの浸透流により地中の空気が押し出され、水路床部のゴムシート背面にたまってゴムシートがはらむ現象を呈した。

この空気抜き用に、予め水路床中央部直下にエアー抜き用パイプを設置し、このパイプ内に集まったエアーはチエックバルブによりゴムシート上面へ逃がす設計であったが（前図ー3.2、3.3参照）、このエアー抜き構造が機能しなかったわけである。エアー抜き構造については更に改良する必要がある。

(2) ゴムシートの変位

水路床部ゴムシートの直下に設けた変位計記録によれば、ゴムシートは最大約7㎜の浮上り変位を生じた。ゴムシートの変位は、概ね水路水位と連動して繰り返し生じていることから、ドレーン層中の残留水圧によるものと考えられる。本水路ではドレーン層が有効に機能したため浮き上がりの程度は微々たるもので済んだが、この事実はゴムシートが残留水圧の影響を大きく受けることを裏付けるものであり、水路長が長くなる場合等ではドレーンの設計に細心の注意が肝要である。

(3) 法面の安定性

左岸上流部でゴムシート背面の法面の一部に局所的な崩落箇所が見られた。この部分は、上流の湾曲水路から直線水路へ移行する遷移区間の直後であることから、水流の偏流による何がしかの流体力が直接の原因であると考えられる。

このような水路の湾曲等に伴う局所的な水流の乱れは、実用水路では起こり得ることであり、①法面勾配をもっと緩くする。②ドレーン層等裏地盤の転圧を十分行う、などの対策が必要であろう。

(4) 保護マットの必要性

水路床部で、保護マットを使用せず敷砂を用いた箇所では、流水通過時の水流の作用により敷砂が砂蓮状になった。一方、保護マット使用区間ではこのようなことは無く、保護マットの使用が有効であることを裏付けることとなった。

(5) その他

① 法面下部のゴムシートに若干のたるみが見られたが、使用上問題は無いと思われる程度であった。

② ゴムシートは転石等の衝撃により破損する恐れがあるので、ゴムシートライニング水路では、上流に沈砂池を設けて、土砂、石の水路への流入を防ぐ必要がある。

5．おわりに

以上、開水路法面のゴムシートによるライニング技術の紹介を行った。この技術は、中小規模断面（流量：30m^3/s程度以下）の開水路の簡易ライニング工法であり、大型の施工機械を用いることなく、極めて容易に、かつスピーディに施工が可能で、経済性の面でも優れたものである。

本技術を積極的に活用することによって中小水力発電開発の促進が図られることを切に願う次第である。

〔 参 考 文 献 〕

1)防水ジャーナル：海老名芳郎、合成ゴムシートの農業用貯水池への応用、1978年 6月

2)電力土木：平塚昭隆・小原秀夫、海水揚水発電技術実証試験の概要、No.221、1989年 7月

3)電力土木：電源開発株式会社　総合技術試験所、中小水力のための新技術開発(2)開水路法面簡易施工法の開発、No.195、1985年

4)JIS A 6008-1986 合成高分子ルーフィング：日本規格協会、1986年

5)鐘紡合成化学株式会社　防水事業部編：合成ゴムシート（カネシート）ライニングの設計・施工指針、1977年

6)「中小水力動力エネルギー回収システム技術に関する実用化開発」：開水路法面の簡易施工法の開発、研究開発の結果説明書、電源開発株式会社、昭和56年度

7)同　上　昭和57年度

8)同　上　昭和58年度

9)蔦山文治・高山信紀：背圧を受けるゴムシートライニング水路の応力・変形・解析、第30回構造工学シンポジウム、1984年

10)農業土木試験所技報C（造構）：海老名芳郎他、薄層舗装材料の貯水池への応用に関する研究、第８号、1970年

11)R.A.Airapetyan：Modern Rockfill Dams including Rockfill Reinfoced Earth Dams Planning Design and Construction, Israel Program for Scientific Translation, Jerusalem, 1970, pp148 ～149

12)水理公式集（昭和60年版）：1985年、pp383

13)土地改良事業計画設計基準：農林水産省構造改善局、1979年、pp29、計画、暗きょ排水

14)松尾新一郎編著：土中水－理論と対策－、日刊工業新聞社、1976年、pp220

第６章　水路用小断面トンネルのＮＡＴＭ

１．はじめに …… 179

２．調　　査 …… 179
2.1 調査目的 …… 179
2.2 調査の計画 …… 179
2.3 調査の内容 …… 179
2.4 調査結果のまとめ …… 181
2.5 地山評価及び岩盤分類 …… 181

３．設　　計 …… 181
3.1 断面の形状 …… 181
3.2 設計手法 …… 182
3.3 支保の選定 …… 182
3.4 一次支保の設計 …… 183
3.5 永久覆工 …… 193

４．施　　工 …… 196
4.1 掘　削 …… 196
4.2 一次支保の施工 …… 198
4.3 永久覆工 …… 200

５．品質管理 …… 201
5.1 吹付コンクリート …… 201
5.2 ロックボルト …… 201
5.3 出来形管理 …… 201

６．観察・計測 …… 201
6.1 観察・計測の意義 …… 201
6.2 観察・計測の計画と実施 …… 202
6.3 観察・計測結果の活用 …… 203

７．積算と歩掛 …… 205
7.1 積算についての基本的な考え方 …… 205
7.2 編成人員 …… 210
7.3 サイクルタイム …… 210
7.4 余掘り …… 210
7.5 はね返り率 …… 210

1．はじめに

ＮＡＴＭ（New Austrian Tunnelling Method）は、従来の“地山の緩みを支保部材で支持する”考え方に対して、ラブセビッチ（Rabcewicz ）を中心としてオーストリアで発展した“地山をゆるませず地山そのものでトンネルを保持させる”ことを基本とした合理的なトンネル工法である。

今後、中小水力を推進していくためには工事費の占める割合が大きいため、小断面トンネルを経済的に施工することが重要な課題の一つであり、地山そのものを支保部材として活用でき、吹付コンクリートを永久覆工に利用できる等、経済的に有利な特徴があるＮＡＴＭが主流となることが期待される。

ここでは10㎡以下の発電用小断面トンネルに携わる技術者がＮＡＴＭの理念に基づいて、安全で経済的な工事ができるような手引きを作成した。なお、本章では掘削方法は原則として発破工法に基づいているため、ＴＢＭによる場合は第７章を参照されたい。

2．調査

2．1　調査目的

トンネルの調査は、路線測定のための調査、設計、施工計画のための調査、施工中の調査に区分される。

路線調査は、発電計画を実施するに当たり、地山条件、立地条件を総合的に勘案して最も経済的になるように行われるが、ここでは路線は決定されていることを前提として述べる。

2．2　調査の計画

調査に当たっては、まず計画トンネルを含む地域の地質構造及びその特徴を既存資料調査により把握し、その地質的問題点をできるだけ掌握したうえで、地表地質踏査により全線にわたって施工上問題となるような地質の分布、性状等を把握するように努める。さらに、断層破砕帯、坑口付近等、設計・施工上問題となるような地質が広範囲に想定された場合には、弾性波調査、ボーリング調査を実施し、より詳しく地山性状を調べる。

表－２．１に調査項目とその調査法を示す。

2．3　調査の内容

（１）基本となる調査

（ａ）既存資料調査

既存資料調査は、既存資料、空中写真などを利用した室内解析作業を主とする方法である。これらの資料に基づいて路線計画地域の広範囲の地形・地質の構成、水文環境などの概要、主要な問題点を把握し効果的な現地調査の方法を選ぶ。

（ｂ）地表地質踏査

地表地質踏査は、地質調査の基準をなすもので、すべての調査に先行して実施する。地表地質踏査から地形・地質上の問題点や設計・施工上の留意点を抽出する。なお、坑口付近の植生分布が地質構造の解明に役立つこともある。

（２）設計・施工上問題がある場合の調査

（ａ）弾性波探査

表－２．１　調査項目と調査法

調査項目＼地質調査法		資料調査	地表踏査	弾性波調査	水文調査	地下水調査	ボーリング	試料試験
地形	地すべり・崩壊地	○	○				○	
	偏土圧が作用する地形	○	○					
	地山被り	○						
地構質造	地質分布	△	○	△			○	
	断層・褶曲	△	○	○			○	
岩質・土質	岩石・土質名	△	○				○	
	岩相	△	○				○	
	割れ目		△	○			○	
	風化・変質		△	○			○	
	固結程度		○	△			○	
地下水	滞水層		○		○	○	○	
	地下水位		△			○	○	
	透水係数					○		
力学的性質	一軸圧縮強度							○
	粘着力・内部摩擦角							○
	変形係数・ポアソン比							○
物理的性質	地山弾性波速度			○				
	超音波速度							○
	密度							○
	粒度組成							○
	液性限界・塑性限界							○
	含水比							○
鉱物・化学的性質	粘土鉱物							○
	浸水崩壊度							○
	吸水率・膨張率							○

注）○　有効な調査法
　　△　場合により有効な調査法

弾性波探査は、地山の強度・断層の有無など、掘削による地山挙動の要因を定量値として間接的に地山評価できるが、解釈にあたっては、岩質、地層の状態及び地下水の影響を受けるので、これらの条件を検討し、ボーリング等の結果と併用して最終的な判断を行う。

（b）ボーリング調査

ボーリング調査は、地表地質踏査では不可能な深部の地質状況を実際に確認できるとともに、採取されたコアやボーリング孔を利用し各種の試験を行うことによりその地点での多くの直接的地質情報を得られるものであり、調査目的に応じ、調査地点、ボーリング方向（垂直・斜め・水平）、深度等を合理性・経済性を考慮して定め、得られた情報を調査地点周辺の他の調査情報と会わせて、２次元あるいは３次元に総合的に解析する。

（c）その他

・水文調査
・地下水調査
・試料試験

２．４　調査結果のまとめ

調査結果は、トンネル全体の地山条件等、必要な事項を地質平面、地質縦断図にまとめる。この時、単に地質学的観点だけでなく、工学的観点に立ってまとめることが重要である。また、弾性波探査やボーリング調査など実施した場合は、それらの結果も地質縦断図に記載する。その縮尺は 1/1,000～ 1/5,000が通例である。

２．５　地山評価及び岩盤分類

調査結果を設計・施工に活用するためには、工学的な地山評価を行う必要がある。この評価にあたっては、ここでは、発電用水路トンネルで主に用いられている電研式の岩盤分類表を掲載を適用することとする。

電研式分類の基本となるのは、田中の分類である。この田中の分類にもとづき菊池らは、岩盤の耐荷性の評価を目的として、岩種、節理の状態、岩石の強度をもり込んだ指標を示している。また、この分類に対応して岩盤の物理定数に関しても提示している。

この他、分類の数値的表現としては、ビニャウスキー（Bieniawski）のＲＭＲ及びバートン（Barton）のＱ値等が知られており、ＲＭＲについては、関西電力㈱川原樋川発電所導水路トンネルで適用した実例があり、地山性状の定量評価には有効とされている。

３．設計

３．１　断面の形状

断面の形状は、応力集中が少なく、周辺地山の強度劣化をおさえて地山自体の支保能力を最大限に発揮されるようなものが望ましいが、小断面トンネルでは施工性や経済性を優先させて定めればよく、使用機械の寸法や施工性を考慮して幌形断面とする例が多い。

無圧水路トンネルの断面の大きさは、一般に使用水量と水路勾配によって定まる。これらの決定に際しては、経済性を十分検討しなければならない。特に、断面寸法が

小さいときは、トンネルの施工性を考えて検討を行うことが必要である。すなわち、断面を小さくすれば工事費が低減するとは必ずしもいえず、最少掘削断面寸法はほとんどの場合、ずり積機により定まる。

例えば、ロッカーショベルとして最小のバケット容量 0.1㎥のものは、オーバーヘッド式であり、バケットを上昇させたときの地上高さは 1.7mである。これに余裕を加えて掘削断面の最小高さ 2m～ 2.1m程度となる。これらから、吹付けコンクリート厚や巻立コンクリート厚を引いて、通水断面寸法は幅・高さとも 1.8m程度が現在のところ最小断面となっている。また、ずり積み能力を高めるためかき集め方式の機械を用いる場合は、掘削断面の幅・高さとも 2.6m程度が必要となる。なお、このように通水断面に対して内空側に余裕ができる場合には、勾配をゆるくして損失落差を少なくする配慮が必要である。

3．2　設計手法

設計手法には、次の２とおりがある。

（１）類以条件における設計例を参考とする場合

既往の設計例のうちで、地山条件や断面形状などの条件が類以している場合には、その設計例を参考として支保パターンを設定することができる。この場合、あらかじめ地山条件、施工法等、設計条件や計測結果等の情報をできるだけ多く収集分析し、既往の支保パターンに検討を加え、適切なパターンを設定する。

（２）解析に基づく設計手法を用いる場合

類以条件下の施工例を選ぶことが困難な場合や、特殊な地山条件においては解析手法を用いた設計が必要となる。解析手法を用いる場合、地山の特性を示す物性値のとり方、初期地圧の評価、支保部材のモデル化等問題が多く含まれるため、適用にあたっては仮定条件による違いを十分理解し、さらには施工中の観察・計測などによって実際の挙動や支保部材の働きを把握した上で、より合理的な支保部材の設計を心がける。

解析手法は、大きく２つの方法で分けられる。

（ａ）理論解析に基づいた設計手法

理論解析は、主として断面形状を円形等の形に簡単なモデル化して、弾塑性理論等により応力状態や支保部材の効果を把握しようとするものである。

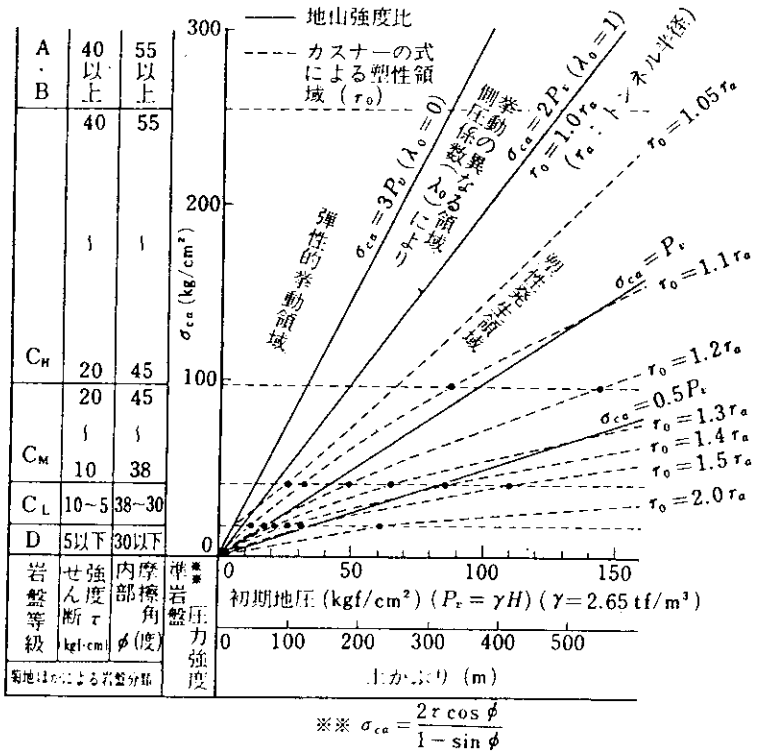
（ｂ）ＦＥＭ等、数値解析に基づいた設計手法

理論解析がある理想条件下における解析であるのに対し、ＦＥＭ解析ははるかに汎用性を有する。

3．3　支保の選定

支保工は、トンネル周辺の地山が保有する支保機能を活用するものでなければならない。したがって、その設計にあたっては、地形・地質、その力学的特性、地山被りの大小、湧水の有無などの地山特性と掘削断面の大きさを総合的に検討し、合理的な支保工を選択する。

今、岩盤等級と地山被りの関係でトンネル周辺地山の力学的挙動を見ると図－３．１に示すようになる。同図より、同じ岩盤等級でも地山被りの大きさによってその地山の示す力学的挙動が異なり、地山強度比が地圧現象の大きな判断要素であることが



図－３．１　岩盤等級と２次応力状態の地山挙動の関係

わかる。

Ａ、Ｂ級の岩盤では、一般に部分的な肌落ちを考えておけばよいが、地山被りが特に大きくなるとトンネル周辺岩盤が破壊し、山はねなどの危険性もある。

次にＣＨ級以下の岩盤では、同図に示すように、ある地山被り以上になると塑性を示すものが多くなり、地山被りと塑性領域の範囲との関係で見る必要がある。

ＣＨ、ＣＭ級岩盤では、内部摩擦角が大きいため、塑性領域は小さく、荷重としては緩み荷重を考えればよい。

ＣＬ級岩盤では、硬質岩や中硬質岩の場合は一般に塑性領域は小さく緩み荷重を考えればよいが、軟質岩の場合は塑性領域が拡がるため塑性地圧を考える必要もある。

Ｄ級岩盤では、非常に風化軟質化したものとなるため塑性地圧を考えなければならない。

以上の考え方をもとに、小断面水路トンネルにおける支保の機能や使用目的を電研式の分類に対応させて整理すると表－３．１のようになる。特に、この中では湧水が多い場合の施工性も考慮している。

さらに、実績等を踏まえた岩盤等級毎の支保の組合せを表－３．２に示す。具体的内容については各項で記述する。

３．４　一次支保の設計

（１）吹付コンクリートの作用効果

吹付コンクリートは、掘削後ただちに地山に密着させ、任意の形状に施工できることから、地山の持つ支保能力を低下させないため最も重要な支保部材である。吹

表－３．１　岩盤等級別の支保分類

岩盤等級	挙動及び安定	一次支保				永久覆工	備考
		支保機構	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ	ロックボルト	鋼製支保工		
A・B	部分的肌落ち はく離，山はね (地山被り大)	風化防止 応力集中低減 岩塊落下防止 (地山被り大)	肌落ち防止 または不要	場合により局所的なﾗﾝﾀﾞﾑﾎﾞﾙﾃｨﾝｸﾞ	―――	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ	
C_H	部分的肌落ち 小規模緩み荷重	風化防止 応力集中低減 緩み荷重支持	肌落ち防止 付着効果	場合により ﾗﾝﾀﾞﾑﾎﾞﾙﾃｨﾝｸﾞ	―――	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ	湧水が多い場合には，ﾛｯｸﾎﾞﾙﾄのみで一次支保
C_M	肌落ち 緩み荷重	弱層の補強・縫付け効果 緩み荷重支持	肌落ち防止 付着効果	ﾗﾝﾀﾞﾑﾎﾞﾙﾃｨﾝｸﾞ	斜め打ちﾎﾞﾙﾄの場合は支持必要	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ	湧水が多い場合には，ﾛｯｸﾎﾞﾙﾄ＋亀甲金網＋大型ﾍﾞｱﾘﾝｸﾞﾌﾟﾚｰﾄによる一次支保
C_L	緩み荷重 または 塑性地圧	緩み荷重支持 内圧効果	付着効果 または 軸力効果	ｼｽﾃﾑﾎﾞﾙﾃｨﾝｸﾞ (ｱｰﾁ)	斜め打ちﾎﾞﾙﾄの場合は支持必要	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄまたは巻立てｺﾝｸﾘｰﾄ	湧水時の 切羽安定対策
D	塑性地圧	内圧効果	軸力効果	ｼｽﾃﾑﾎﾞﾙﾃｨﾝｸﾞ (側壁中心)	吹付けの補強	巻立てｺﾝｸﾘｰﾄ	切羽安定対策

付コンクリートには、一般的に表－３．３に示すような作用効果が考えられる。
吹付コンクリートの適用の考え方は地山条件によって異なる。

地山中の層理・節理等の不連続面がトンネルの挙動を支配する場合で、中硬岩・硬岩地山のように節理等の間隔が比較的大きなときは、吹付コンクリートは局部的に岩塊の崩落防止や弱層の補強等が期待すべき効果として考えられ、表－３．４中の①、④、⑤が主な作用効果である。また、節理等の間隔が小さく、粒状体のような挙動をする場合には、内圧を与える拘束効果、リング効果等が期待すべき効果として考えられ、②、③、⑤が主な作用効果となる。

（２）吹付コンクリートの配合及び強度

（ａ）配合

１）　水セメント比（Ｗ／Ｃ）は、吹付方式によって値が異なるが、実績によると、湿式方式で50～65%、乾式方式で45～55%範囲が多い。

２）　細骨材率（ｓ／ａ）は55～70%が適当である。

表－３．２　岩盤等級毎の一次支保の組合せ

岩盤等級	最大掘進長＊	一次支保			
		吹付けコンクリート 設計厚 (cm)	ロックボルト		鋼製支保工
			打設間隔	長さ(m)	
A・B	2～2.5 m 以上	0または3		なし	なし
C_H		3～5		なし	なし
C_M	2～2.5 m	3～5	ランダム 2本/断面	1.5	なし または 100H
C_L	1.5m	5～7 (金網による補強)	1～1.2m アーチ 中心 3～4本	1.5	なし または 100H
D	1 m	10 (金網による補強)	1 m 側壁中心 4～9本	2	L90, φ89.1 または 100H

＊岩種に応じた一発破進行長の上限

３）　最大粗骨材寸法（Gmax ）は、10～15mm程度のものを使用しており、粗粒率（F．M．）は 2.8～ 3.2程度を採用している。

４）　急結剤の効果は、使用セメントの種類、水セメント比、気温、水温等の条件により微妙に変化するので、他現場の実績、実験室での実験結果等を参考にするだけでなく、使用現場でも試験を行い最も適した急結剤の種類及び添加量（通常セメント量の 3～ 5%）を決める。

（b）強度

吹付コンクリートの圧縮強度は、従来のトンネル巻立てコンクリートの強度及びこれまでの施工実績等を考慮して、σ 28=180kgf/cm²程度を目標としている。しかしながら、小断面トンネルでは、掘削後短期間で地山挙動が生じるため短期材令でも規定する。

参考として、小断面トンネルにおける示方配合の例を表－３．４に示す。

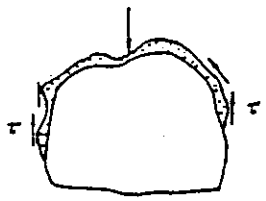
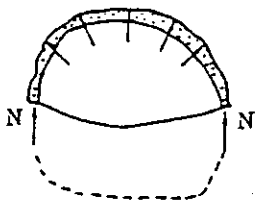
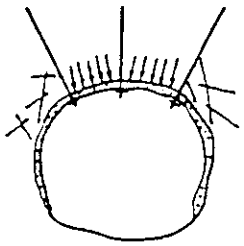
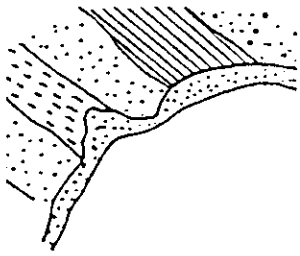
（３）吹付コンクリートの設計厚

吹付コンクリートの設計厚は、地山条件やその使用目的によって変わる。

硬岩で応力集中の低減や被覆効果を目的とし、吹付コンクリートを施工する場合には、設計厚は小さくてよい。ラブセビッチは、比較的硬い岩盤における経験から厚さ 3cm程度の簡易な吹付コンクリートでトンネルは安定するとしている。

岩盤との付着力で肌落ちや岩盤のすべり出しを抑えることを目的として吹付コン

表－３．３　吹付コンクリートの作用効果

吹付けコンクリートの作用効果	概　念　図
①　岩盤との付着力，せん断力による抵抗 吹付けコンクリートと岩盤との付着力により，吹付けコンクリートに作用する外力を地山に分散させ，またトンネル周辺の割れ目や亀裂にせん断抵抗を与え，落ちやすいキーストンを保持し，グランドアーチをトンネル壁面近くに形成させる。割れ目の多い硬岩等に作用効果が大きい。	
②　曲げ圧縮または軸力による抵抗 比較的厚い吹付けコンクリートが１個の部材として地山を支持するため，できるだけ早くリングに閉合することが望ましい。周辺地山に内圧を与えることにより，地山を三軸応力状態に保持し，地山の強度劣化を防止する。軟岩や土砂地山等に作用効果が大きい。	
③　外力の配分効果 鋼製支保工，あるいはロックボルトに土圧を伝達する版として挙動する。	
④　弱層の補強 地山の凹みを埋め，弱層を跨いで接着することにより，応力集中を防ぎ弱層を補強する効果。	
⑤　被覆効果 風化防止，止水，微粒子流出防止などの被覆効果。	

表－３．４　吹付コンクリート示方配合の例

トンネル	設計基準強度 (kgf/cm²)	単位セメント量 C (kg／m³)	水セメント比 W／C (%)	細骨材率 s／a (%)
A	σ_{28}=160	380	乾式　41.2 湿式　50	乾式　60 湿式　70
B	σ_{6h}=50	350	50	65
C	σ_{28}=210	360	58	65
D	σ_{28}=210	400	50	モルタル
E	——	380	45	80

クリートを施工する場合には、吹付け厚は 5cm程度でよい。

地山がぜい弱で大きな変形が生じ、地圧が大きい場合には比較的設計厚を大きくする必要がある。しかしながら、この場合、吹付コンクリートが曲げ破壊しやすくなり、また、不経済ともなるので、鋼製支保工や金網の併用、あるいは鋼繊維による補強等によってじん性を高めることなども検討する。

永久覆工として用いる場合には、耐久性等を十分考慮して設計厚を定める。

設計厚の考え方には、あらゆる箇所で設計厚以上でなければならない最小厚の考え方と、断面内の平均厚が設計厚以上であれば部分的に設計厚に満たない箇所があってもよいとする平均厚の考え方とがある。一般に、中硬岩・硬岩地山では、掘削面の凹凸が大きくなる場合があり、設計厚を最小厚とすると吹付コンクリートの余吹き量が必要以上に大きくなるので平均厚の考え方を採用する。小断面水路トンネルの実績においても平均厚で規定している例が多い。

（４）吹付コンクリートの補強

吹付コンクリートのはく落防止やせん断強度を向上させる必要のある場合には、金網の使用を検討する。一般には溶接金網（ 3.2×　100×100 程度）を用いる。金網の施工範囲は原則としてアーチ部のみとする。

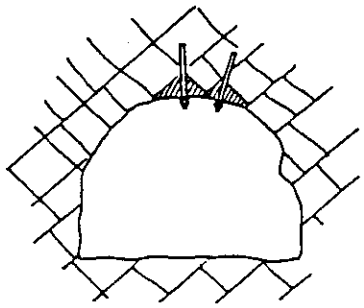
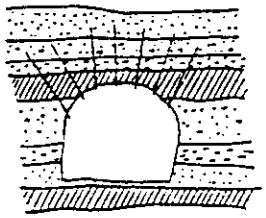
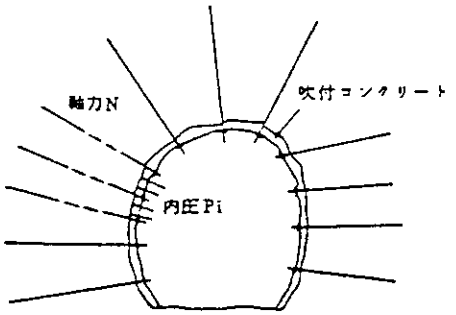
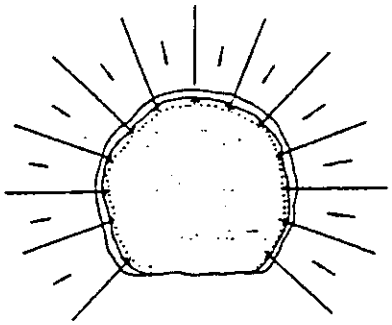
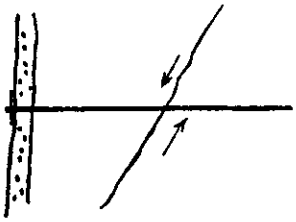
（５）ロックボルトの作用効果

ロックボルトの作用効果としては、概念的に表－３．５に示すものが挙げられるが、対象となる地山によって、その期待する効果が違ってくる。

節理や層理が発達した中硬岩・硬岩の場合には、岩石自体の強度が大きいため、応力上の問題が生ずることがないが、亀裂等の力学的不連続面における岩塊のはく落や移動など不安定性が問題となる。こうした場合のロックボルトの作用効果としては、縫付け効果（吊り下げ効果）や地山改良効果等が期待される。

一方、強度の小さい軟岩の地山で、トンネルの掘削によって周辺地山の応力が岩石の強度を超えるため広い領域にわたり塑性化し、比較的大きな変形が発生するような場合には、ロックボルトによって地山の変形を抑制し、地山の塑性化を防止したり塑性域の拡大を抑制することによって地山の安定性を増加させる必要がある。こうした場合にはロックボルトの作用効果としてアーチ形成効果、内圧効果、地山

表－３．５　ロックボルトの作用効果

ロックボルトの作用効果	概念図
①　縫い付け効果（吊り下げ効果） 爆破などで緩んだ岩塊を緩んでいない地山に固定し，落下を防止しようとするもので，最も単純な効果である。亀裂，節理の発達する地山において，吹付けコンクリートと併せて比較的小さな目に対しても効果がある。	
②　はり形成効果 トンネル周辺の層を成している地山は層理面で分離して重ねばりとして挙動するが，ロックボルトによる層間の締付けにより層理面でのせん断応力の伝達を可能として，合成ばりとして挙動させる効果がある。	
③　内圧効果 ロックボルト引張力に相当する力が内圧としてトンネル壁面に作用すると考え，これによって，二軸応力状態のトンネル近傍の地山を三軸応力状態に保つ効果である。これは圧縮試験時の拘束力（側圧）の増大と同じような意味をもち，地山の強度あるいは耐荷能力の低下を防ぐ作用をする。	
④　アーチ形成効果 システムロックボルティングによる内圧効果のため，一体化して耐荷能力の高まったトンネル周辺の地山は，内空側に一様に変位することによってグランドアーチを形成する。	
⑤　地山改良効果 地山内にロックボルトが挿入されると，地山のせん断抵抗力が増大し，地山の耐荷力が大きくなるばかりでなく，地山の降伏後も残留強度が増す。こうした現象は，ロックボルトにより地山全体の物性が改善されたということになる。	

改良効果等が期待される。

なお、ロックボルトの作用効果を長期にわたり期待する場合には、鋼材の腐食が問題となり、十分な検討を行う。

また、ロックボルトは、吹付コンクリートと併せて使用することを原則とするが、湧水などによって吹付コンクリートの施工が困難となった場合には、単独で用いることもある。

（6）ロックボルトの定着方式

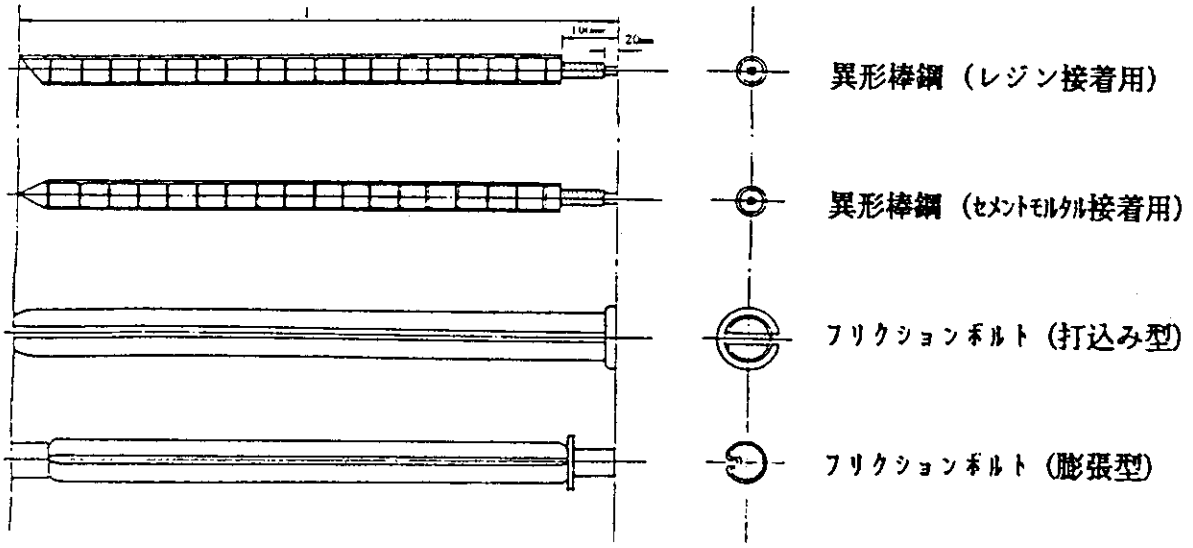
ロックボルトの定着方式としては、一般に以下の理由で全面接着型のロックボルトが広く用いられる。

・締め付けを行う必要がない。
・信頼性の高い定着力が得られる。
・不連続面における変位拘束が大きい。
・発破振動によっても緩まない。
・腐食しにくい。

小断面トンネルにおいても、原則として全面接着型を用いる。

この他、機械的に全面接着させるフリクションタイプと呼ばれるボルトがあり、湧水地山に対しては有効である。

小断面トンネルで一般的に用いる全面接着型ロックボルトの形状を図－３．１に示す。



図－３．１　全面接着型ロックボルトの形状

（7）ロックボルトの種類及び材質

（a）ロックボルト

ロックボルトとして一般に用いられるものは異形鉄筋で、材質としては、ＳＤ30又は、ＳＤ35である。材質と耐力について表－３．６に示す。

（b）ベアリングプレート

ベアリングプレートは、十分な面積と強度をもつものでなくてはならない。

表－３．６　ロックボルトの材質と耐力（母材部）

材　質	呼び径 mm	断面積 cm²	降伏点軸力 tf	破断軸力 tf
SD30	19	2.865	8.6以上	14.0以上
	22	3.871	11.6以上	19.0以上
	25	5.067	15.2以上	24.8以上
SD35	19	2.865	10.0以上	14.3以上
	22	3.871	13.5以上	19.4以上
	25	5.067	17.7以上	25.3以上

一般的には、平プレート（ 6×　150×　15 程度）で十分であるが、ロックボルトを単独で用いる場合などでは、プレートを厚く大きなものとして吊り下げ能力を上げる検討を行う。

（８）ロックボルトの定着材

小断面トンネルでは切羽掘削後 1～ 2日という極めて短期間に地山の安定を図る必要があること、 1回に打設するロックボルトの本数が少ないことなどから、早強性に優れ、小量の使用でもムダのないレジン・セメントカプセル等、カプセルタイプの定着材が用いられている。

表－３．７に定着材の特徴を示す。

表－３．７　全面接着型ロックボルトの定着材の特徴

ロックボルトの種類または定着方法			価格	早期強度	施工管理の容易さ	上向き孔	プレストレスの導入	湧水	孔径拡大時	孔径崩壊時	備考
充填型	レジン型	普通型	△	◎	◎	◎	△	◎	△	×	施工性にすぐれる。
		発泡型	○	○	○	○	◎	◎	○	×	プレストレス導入時には，先端部に急結性の樹脂を使用。
	セメントカプセル型		○	◎	○	◎	△	△	△	×	施工性にすぐれ，比較的安価
フリクション型			○	◎	△	◎	×	◎	△	△	施工性にすぐれ，湧水に強い

注）　◎：最適　　○：適　　△：良　　×：不適

（９）ロックボルトの配置及び寸法

（ａ）ロックボルトの配置

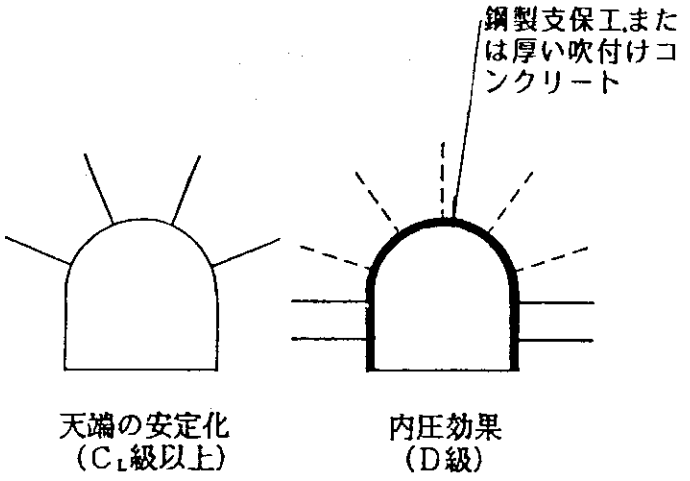
ロックボルトの配置には、ランダムボルティングとシステムボルティングがある。前者は、掘削後の切羽の状態からボルトの配置を決め、地山の悪い箇所を局部的にロックボルトで補強するもので、後者は、地質状態を想定し、トンネル断面にあらかじめ定められた様式でロックボルトを配置し、地山を支保するものである。

また、システムボルティングにおいても、比較的良好な地山で緩んだ天端の安定化を目的とした場合と地山がぜい弱で内圧効果を目的とした場合とでは、図－3．2のように違いがある。内圧効果を目的として鋼製支保工や厚い吹付コンクリートを併用する場合は、図の破線で示す天端のロックボルトは不要である。

（b）ロックボルトの寸法

小断面トンネルの場合、ロックボルトの長さは、施工性から 1.0～ 2.0m程度に限定される。

ロックボルトの径は、1本のロックボルトが支保する岩塊の重量や地山のせん断抵抗などによって決められるが、小断面トンネルでは、ボルトの長さから、支保する岩塊も 1～ 2㎥程度で、10tf/㎡程度の耐力があれば十分と考えるため、D22㎜が適している。



図－3．2　作用効果に適応したロックボルトの配置

（c）配置及び寸法

実績等を踏まえた各岩盤等級ごとの配置及び寸法を表－3．8に示す。

表3－8　岩盤等級毎のロックボルトの配置及び寸法

岩盤等級	ロックボルト	
	配置	長さ（m）
A　B	―――	なし
C_H	―――	なし
C_M	ランダム 2本／断面	1.5
C_L	1～1.2m ｱｰﾁ 中心3～4本	1.5
D	1m 側壁中心4～9本	2

（１０）鋼製支保工一般

鋼製支保工は、次の場合にその使用を検討する。

１）　吹付コンクリートと併用することによって支保の剛性を増加させる場合

２）　補助工法としての斜め打ちボルトの支点が必要な場合

３）　高圧、多量の湧水によって、吹付コンクリートやロックボルトの施行が困難であると予想される場合（矢板工法）

（１１）鋼製支保工の断面及び建込み間隔

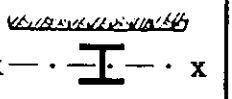
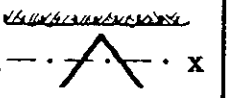
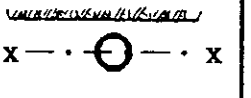
（ａ）鋼製支保工の断面

鋼製支保工に用いられる鋼材には、一般的にはＨ形鋼が多いが、Ｌ形鋼、鋼管も曲げ加工の曲率半径が小さく、軽量であるので小断面トンネルで用いられている例もある。

表－３．９に鋼製支保工の諸元と冷間加工による最小曲率半径の標準を示す。

吹付コンクリートと併用し、吹付コンクリートの補強や斜め打ちボルトの支点として用いる場合は 100H以下が多い。

表－３．９　鋼製支保工の諸元と冷間加工による最小曲率半径の標準

種別	呼称 寸法 (mm)	断面積 A (cm²)	単位重量 w (kg/cm²)	断面二次モーメント Ix (cm⁴)	断面係数 Zx (cm³)	最小曲率半径 R (cm)	使用方向
Ｈ形鋼	H-100×100×6×8	21.90	17.2	383	76.5	120	
	H-125×125×6.5×9	30.31	23.8	847	136	150	
Ｌ形鋼	L-90×90×7	12.22	9.59	38.3	11.0	150	
鋼管	φ89.1×3.5	9.412	7.39	86.4	19.4	80	
	φ101.6×4.2	12.85	10.1	153	30.1	100	
	φ114.3×4.5	15.52	12.2	234	41.0	120	

（ｂ）建込み間隔

鋼製支保工の建込み間隔は、 150cm以下とする。

（ｃ）鋼製支保工

実績等を踏まえた各岩盤等級ごとの鋼製支保工を表－３．１０に示す。

表－３．１０　岩盤等級毎の鋼製支保工

岩盤等級	鋼製支保工
A，B	な　し
C_H	な　し
C_M	なし，または 100H
C_L	なし，または 100H
D	L90，φ89.1，または，100H

３．５　永久覆工

（１）吹付コンクリートを用いた永久覆工

吹付コンクリートは、切羽で施工した一次支保をそのまま永久覆工とする場合と一次支保とは別に施工する場合の 2通りがあるが、いずれにしても施工性や経済性の面で巻立てコンクリートに比べて有利であることから、小断面水路トンネルで永久覆工は、原則として吹付コンクリートによるものとする。この場合、敷コンクリートは在来工法と同様とする。

永久覆工として吹付コンクリートを用いたトンネルの実例を表－３．１１に示す。

しかしながら、地山条件によっては、必ずしも吹付コンクリートの適さない場合もあり、以下に示す条件下においては巻立てコンクリートによる永久覆工も検討する。

① ぜい弱な地山や、将来水による劣化が予想される地山、地山被りの薄い坑口部のように将来土圧
能が要求される場合。が変化すると予想される地山で、永久覆工に力学的機

② 寒冷地における坑口付近で、凍結融解よる劣化が予想される場合。

③ 矢板工法を用いた場合。

（２）粗度係数

粗度係数は、水路トンネルの断面設計に大きな影響を与えるため、各種文献資料や実績をもとに十分検討しなければならない。

一般に小断面トンネルでは、使用機械等の施工条件によって断面が決められ、通水能力に十分な余裕をもっていることが多い、水理計算によって断面を検討する場合には、次の点に留意する。

（ａ）設計上留意する点

１）　吹付コンクリート覆工で設計する場合、一般に用いられる等価粗度係数は 0.020 ～0.025 であるが、吹付コンクリートそのものの粗度係数は、現在のところ実測による資料が極めて少ないことから、設計上仮定する粗度係数は若干安全側の値を用いることもやむを得ない。

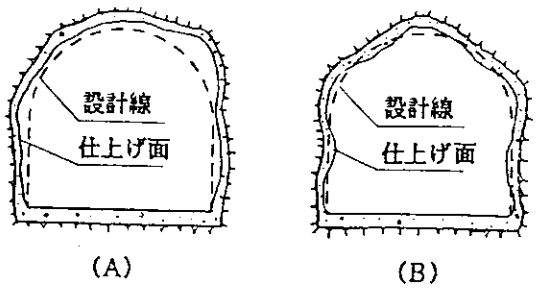
表－３．１１　永久覆工として吹付コンクリートを用いた実例

トンネル	吹付け厚	対象岩盤	施工時期	備　　考
A	10cm	C_H ～C_L	掘削時	C_L 以下は巻立て 20cm
B	5	C_H	掘削時	C_L 以下は巻立て
	10	C_M		20cm
C	7	B～C_M	掘削完了後	アーチ部のみ他は巻立て20cm
D	7	C_L	掘削時	矢板工法部は巻立て20～30cm

しかし、適正な値を決めるに当たっては、契約時に仕様書等で規定する施工条件も考慮に入れて検討することが望ましい。例えば、施工条件を図－３．１１（A）に示すような規定（仕上げ面が設計線より内側に入ってはならない）とした場合は、完成後の断面は、設計断面より大きく仕上がるので、この点を考慮して値を適用しないと過大断面となる。

また、図－３．１１（B）に示すような規定（仕上げ面設計線を中心として、内外両側に出ていても、平均的に設計断面積が確保されていれば良い）とした場合には、前条件の場合より安全側の値を適用すべきである。

２）　経済性の検討を行う上で、吹付コンクリート覆工と、巻立てコンクリート覆工の有利性についての比較は、粗度係数と水理特性上から見た有不利のみで判断することはできない。



図－３．３

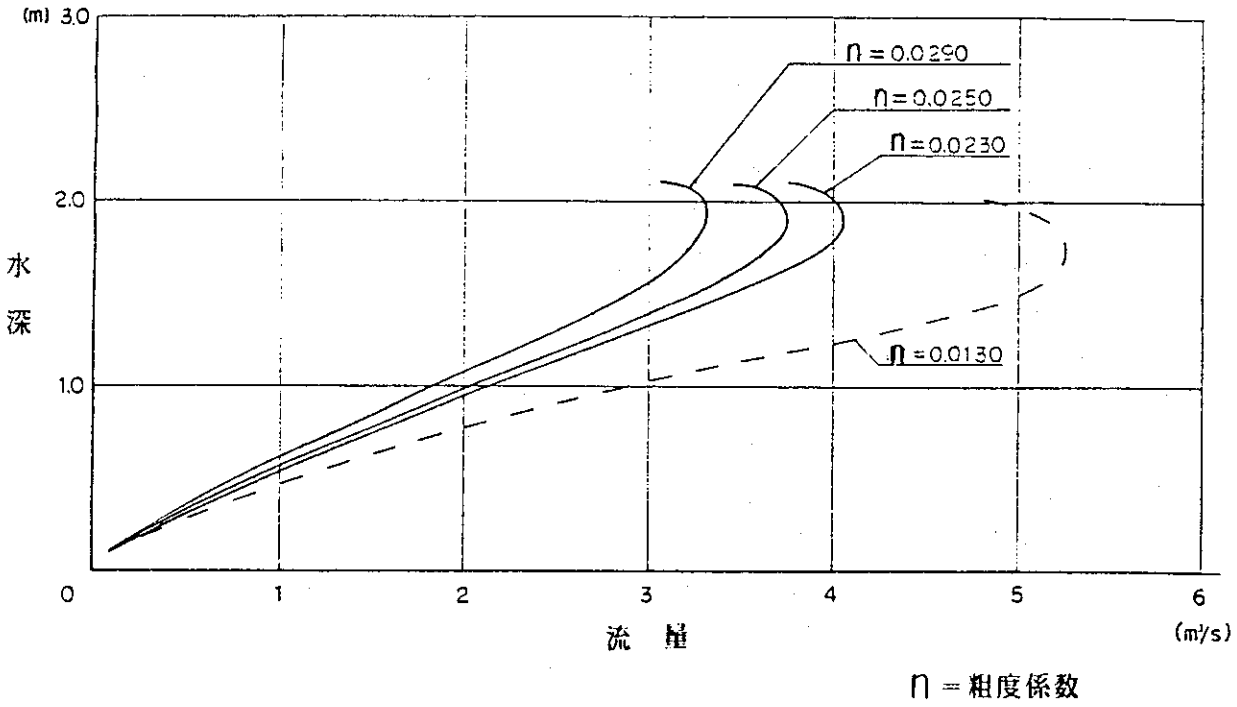
図－３．３は、幌形断面（掘削幅2,200㎜×高さ2,400㎜、水路敷勾配1/1000）において、掘削断面を同一とし、吹付厚10cmの吹付コンクリート覆工と、巻厚20cmの巻立てコンクリート覆工した場合の水理特性を示したものであるが、通水能力を比較してみると巻立てコンクリート断面の方が明らかに有利となる。

しかしながら、最適断面の決定には、断面の大小の他、工期、材料費、機械設備費等の条件が大きな原因となるので、これらの事を踏まえ、総合的に判断する。

（ｂ）施工上留意する点

粗度係数は、表面の粗度よりも壁面の凹凸の程度によって大きく影響を受けるので、仕上げ面の流水方向の凹凸は極力小さくすることが望ましい。

このため仕上げ面の凹凸の差を10cm以内と規定しているところもある。



図－３．４　粗度係数と水理特性曲線

（３）設計厚

吹付コンクリートを永久覆工として用いる場合、耐久性等も考慮して設計厚を定めなければならない。一般の水路構造物では、耐摩耗性からコンクリート厚は 5cm 以上で設計している。吹付コンクリートにおいても同様に 5cmを下限に、使用目的に応じて設計厚を定める。この場合、金網による補強は必要である。

実績等を踏まえた各岩盤等級ごとの永久覆工の設計厚を表－３．１２に示す。

設計に示す吹付コンクリート厚は、原則として平均厚の考え方を採用するが、応力集中の低減など永久覆工として信頼性や耐久性を考えて、最小厚さの制限を設けることが望ましい。具体的には、平均厚の 2/3か 5cmの大きい方とする。

表－３．１２　各岩盤等級毎の永久覆工の設計厚

岩盤等級	永久覆工の設計厚
A・B	5cm 吹付けコンクリート
C_H	
C_M	7cm 吹付けコンクリート
C_L	10cm吹付けコンクリート 又は 巻立てコンクリート（t≧20cm）
D	巻立てコンクリート（t≧20cm）

4．施工

4．1　掘削

（1）スムースプラスティング工法

掘削の方法によっては、周辺地山の緩みを大きくし地山自身の支保能力を低下させることもある。また、掘削面の凹凸が大きいと応力集中により地山の強度劣化をまねきやすいばかりか、吹付コンクリートの余吹きが多くなって不経済となる。

壁面の不陸は、粗度係数にも大きく影響を与えるので、比較的平滑な掘削ができるスムースプラスティング工法を採用することが望ましい。

（2）一発破進行長

小断面トンネルにおいては、切羽における作業時間以外の準備や機械入れ替えといった工種が一発破サイクル全体に占める割合が大きくなるため、サイクル数を増すより進行長を増す方が効果が大きい。一発破進行長の設定は、工期、機械設備等への影響が大であり十分な検討を行う。

小断面における岩盤等級別一発破進行長の実績を表－4．1に示す。

表－4．1　小断面における岩級別一発破進行長

岩　級	一発破進行長（m）
C_H	1.8 ～ 2.8
C_M	1.5 ～ 2.3
C_L	1.2 ～ 2.0

長孔発破採用にあたっては、次の点に留意する。

1）　地山が変化に富むため思い切った設備投入ができない。（全延長を通しての地山判断）

2）　油圧削岩機投入によりカバーエリア（1ブーム当り）が増加し、周辺孔のルックアウトが大きく、コントロールが困難である。（機械と技能）

3）　カバーエリアが増加し長孔化が行われるとビットロッドの交換が増加し、削孔中のロス及びビットロッドの損耗が増す。（ビットロッドの材質と技能）

4）　穿孔機械が大型化することにより穿孔径が大きくなり、穿孔数を減じることができる半面、長孔化と併せてずりの大きさが新たな問題となる。（ずりの形状）

5）　適性爆薬量が 1.0～ 1.5kg／m^3 程度の岩質になると、3m以上の長孔発破では奥鳴り現象が生じ易く、効果が上がらなくなる。（適性爆薬）

（3）穿孔機械

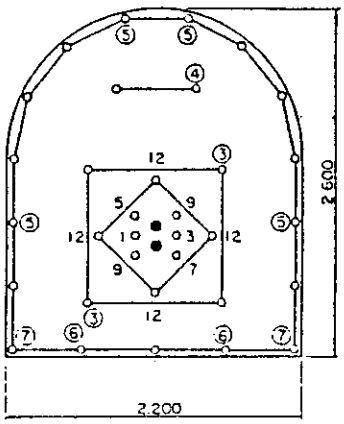
穿孔機械には、空圧削岩機と油圧削岩機があるが、小断面トンネルにおいても施工能力や環境面から油圧式のジャンボが一般に用いられている。また、削岩機を搭載したジャンボには、レール式とホイール式があり、小断面ではレール式が多い。地山条件によってはレッグドリルやピックハンマを併用している例もある。

レール式ジャンボを用いた場合、トンネル延長によってはずり処理機械との坑内入れ替えのための待避所の設置が必要となる。

ガントリータイプのジャンボは特別仕様となり、 6㎡以上のトンネル断面に使われた実績がある程度で汎用性に欠けるが、ずり積機との入れ替えが容易で急速施工には極めて有利なため、一般にトンネル延長が長い場合に用いられている。

（4）装薬パターン

小断面トンネルにおける装薬パターンの例を図－4．1に示す。



凡　例

○　装薬孔

●　バーンホール

雷管段数	穿孔数	装薬量	
		一孔当り(kg)	小　計　(kg)
MS　1	1	1.80	1.80
3	1	1.80	1.80
5	1	1.80	1.80
7	1	1.80	1.80
9	2	1.80	3.60
12	4	1.80	7.20
DS　③	4	1.70	6.80
④	2	1.70	3.40
⑤	12	1.20	14.40
⑥	3	1.95	5.85
⑦	2	1.95	3.90
合　計	33		52.35

㎥当り薬量　3.87kg／㎥

図－4．1　岩盤等級CL以下（砂岩）の装薬パターンの例

（5）ずり処理

（a）ずり積機

ずり積機は、レール式、クローラー式、ホイール式があり、大きさ、積込み方式も各種のものがある。

小断面トンネルでは従来から 0.1～ 0.3m³ 程度のレール式ロッカーショベルが一般に用いられてきた。最近では、ボディ、コンベア、かき集め方式のずり積機が使用され始めている。このずり積機は、一時間当たり 100～ 150m³ 程度の処理能力がある。

（b）運搬機械

小断面トンネルのずり運搬では、斜坑（勾配 5%以上）や延長が短い場合を除いて、一般にレール方式が用いられる。レール式ずり運搬車としては、従来、鋼車が一般的で 2～ 3m³ 程度の容量のものが用いられている。

近年では、ずり運搬車としてコンベアを内蔵したシャトルカーが良く用いられるようになってきた。シャトルカーには小容量のものを 2～ 3台連結したトレイン型もある。

（5）補助工法

補助工法は、割れ目の多い地山などにおいて、一次支保施工までの天端の安定を目的としたものと、粘着力の小さい地山などにおいて切羽の小崩落を防ぐための鏡の安定を目的としたものとがある。また、湧水によって切羽が安定しない場合には、水抜きボーリングによって排水することもあるが、いずれも既定の工法を大きく変更することなく、容易に採用できる補助的手段でなければならない。

一般的な補助工法の適用性について表－4．2に示す。

表－4．2　補助工法の適用性

対策	目的	工法	地山条件				記事
			亀裂の多い硬岩	軟岩	土砂	膨張土	
切羽の安定対策	天端安定	斜め打ちボルト・鉄筋	○	○	△	○	
		ミニパイプルーフ			○		単管パイプ
		鉄矢木（鋼矢板）			△		
		薬液注入工	○		○		
	鏡安定	吹付けコンクリート		△	○	△	
		鏡止ボルト		△	△	○	ロックボルト等
		薬液注入工			○		

○…比較的使用される工法　　△…時々使用される工法

4．2　一次支保の施工

（1）吹付方式

吹付方式は、乾式と湿式の 2つに大別されるが、近年は粉じん対策の面から湿式吹付機を用いる例が多い。

（2）吹付コンクリートの現場配合

吹付コンクリート現場配合は、コンクリートの強度等の品質に影響するのみならず、使用する吹付機械の性能、圧送性等の施工性に大きく関係するので、事前に現場試験を行って適切な現場配合を決定する。

小断面トンネルにおける吹付コンクリート現場配合の例を表－4．3に示す。

（3）吹付作業

（a）吹付コンクリートの施工時期

吹付コンクリートの施工にあたっては、一般に掘削から吹付までの時間をできる限り短くする。地山の自立性は良好であるが湧水が多い場合には、ロックボルトのみによる一次支保で地山の安定を図り、ある程度の時間を経てから吹付コンクリートを施工することもある。

表－４．３　吹付コンクリート現場配合の例

吹付方式	単位セメント量 C（kg／m³）	水セメント比 W／C（%）	細骨材率 s／a（%）	急結剤率 X／C（%）
乾　式	350 ～ 400	50	65 ～ 70	5～7
湿　式	360 ～ 400	45 ～ 58	60 ～ 80	5

（ｂ）吹付厚

1回の吹付厚は、吹付機の能力や地山の条件にもよるが、一般に 5cm程度である。

（ｃ）吹付距離

吹付距離は、衝突速度と付着密度とが最適な状態となるように定めなければならない。通常は 1m程度と言われている。

（ｄ）金網の固定

金網の固定が不十分な場合は、吹付作業中に移動したり振動することによって、はね返りが増加するので、アンカー鉄筋、ピン、コンクリート釘等で十分固定する。それぞれの金網は十分ラップするように配置し、ラップ長は金網の目の 1～2倍程度とする。また、吹付コンクリートのかぶりは 2～ 3cm以上確保する。

（ｅ）吹付圧力

空気圧は、砂の表面水量、粒度及び配合設計によって変動するが、乾式吹付の場合、ノズル先端では 1～ 2kgf/cm²、吹付機の圧力計では 2～ 4kgf/cm²程度が良好な結果が得られやすい。

（４）粉じん対策

（ａ）換気方式

吹付時の粉じんが比較的狭い範囲で発生し、しかも高濃度であることから、換気にあたっては、局所ファンを併用することが望ましい。

（ｂ）換気量

粉じんの稀釈排除に必要な換気設備容量は、掘削断面1 m²当たり15m³ ／分以上程度とする。

（５）吹付コンクリート施工時の湧水対策

吹付断面の地山に湧水がある場合の処理は、次の方法がある。

１）　セメント量及び急結剤を増やすなど配合を変更して吹き付ける。

２）　金網を取付け、吹付コンクリートの付着を良くする。

３）　限られた箇所からの湧水は、ドレンパイプで処理しながら吹き付ける。

４）　湧水が広範囲にわたる場合は、金網にフィルター材、又はシートを張付け、付け、これを地山に固定し、ホースで水を抜きながら吹付ける。

5）　岩盤の節理などから湧水がある場合、ドレンチャンネルで処理してから吹付ける。

6）　湧水が激しい場合には、水抜き孔を設けて処理してから吹付ける。

（6）ロックボルトの施工時期

ロックボルトに作用する荷重は、掘削後の時間経過とともに増大することが多く特に小断面トンネルでは、掘削後地山の挙動が収束するまでの期間が短いため、できるだけ切羽に近い位置で施工する。

（7）ロックボルト孔の穿孔

小断面トンネルのロックボルト施工は、一般にレッグドリルを用いている例が多い。

小断面トンネルで、一般に用いられる全面接着型ロックボルトの形式と穿孔径の考え方は表－4．4に示すとおりである。

表－4．4　ロックボルト形式と穿孔径

ロックボルト型式		穿孔径（φ）
充填型	普通レジン型	ボルト径＋（6～8㎜）
	発泡レジン型	〃　＋（10～15㎜）
	セメントカプセル型	〃　＋（10～15㎜）
フシリョクン型	打込み型	〃　－（3～5㎜）
	鋼管膨張型	〃　＋（6～10㎜）

（8）ロックボルト施工時の湧水対策

湧水箇所においての対策としては次のものがある。

1）　ロックボルト施工位置にロックボルト孔と同程度の孔を数孔設け、そのうちから湧水の少ない孔を選定してロックボルトを施工する。

2）　比較的湧水量が少なく水圧も低い場合は、レジンや急結セメントミルク等、急硬性の定着材を用いる。また、フリクション型のボルトは定着材が不要で透水性があり、施工時間も短時間ですむ利点がある。

（9）鋼製支保工の建込み

鋼製支保工は、初期荷重を負担する役割が大きいので、できるだけ切羽に近く、掘削後速やかに建込む。

4．3　永久覆工

（1）永久覆工の施工時期

吹付コンクリートを永久覆工として用いる場合、重ね吹きをしたとき接合面が一体となりにくいことから、一次支保の段階で全設計厚を施工しておくことが望ましい。

（2）吹付コンクリートの施工

吹付コンクリートを永久覆工として用いる場合の施工法は、基本的に一次支保の場合と同じであるが、永久覆工として考えた場合の留意点は以下のとおりである。

1）　付着力を低下させないため、地山面や一次支保表面に付着した粉じんやリバウンドを高圧ジェット水やエアで十分に洗浄し、浮き石などは完全に除去する。

2）　金網は、吹付コンクリートの重みで垂れ下がらないよう、細かなピッチ（50cm位）で固定する。

3）　現場配合を決めるにあたっては、短期強度を上げるよりも耐久性の良いコンクリートが出来るようにする。

4）　ロックボルトの頭部は、吹付コンクリートの表面から突出させない。

5．品質管理

5．1　吹付コンクリート

（1）吹付厚

一次支保としての吹付コンクリートは、吹付厚表示用ピン、又は、金網固定用ピン等を目安として所要の厚さが確保できるように吹付ける。永久覆工としての吹付コンクリートは、検測によって所要の厚さが得られていることを確認する。検測箇所は、原則としてトンネル延長20m以内に 1断面で、少なくともアーチ部1 ケ所、側壁左右各 1ケ所計 3ケ所以上とする。検測には一般に丸釘等を使用し、吹付前に検測位置に打込み、テープ等で設計厚を表示しておく。吹付後に電動ドリル等により検査孔を削孔する方法もある。

（2）強度

強度の管理は、28日強度（σ_{28}）を基本として行うことが多いが、小断面トンネルでは特に初期強度（σ_1 又はσ_3）の発現が重要となるので、併せてこれを確認する。

強度試験法には各種あり、トンネル壁面に吹付けたコンクリートから直接採取したコアの圧縮試験を行うことが望ましいが、小断面トンネルにおいては、簡便で短・長期材令両方に適用できるビーム型枠による方法が多く用いられている。

5．2　ロックボルト

ロックボルトは、所定の孔長、孔径及び孔の清掃などを確認する。また、レジン等カプセルタイプの定着材は、混合等が十分に行われていること、定着材が十分に入っているなどに注意する。

5．3　出来形管理

吹付コンクリートによる覆工の場合、仕上り断面は一様な形状とはならない（凹凸を伴う）。したがって、吹付作業完了後に検測を行い所要の内空断面が確保されることを確認する。

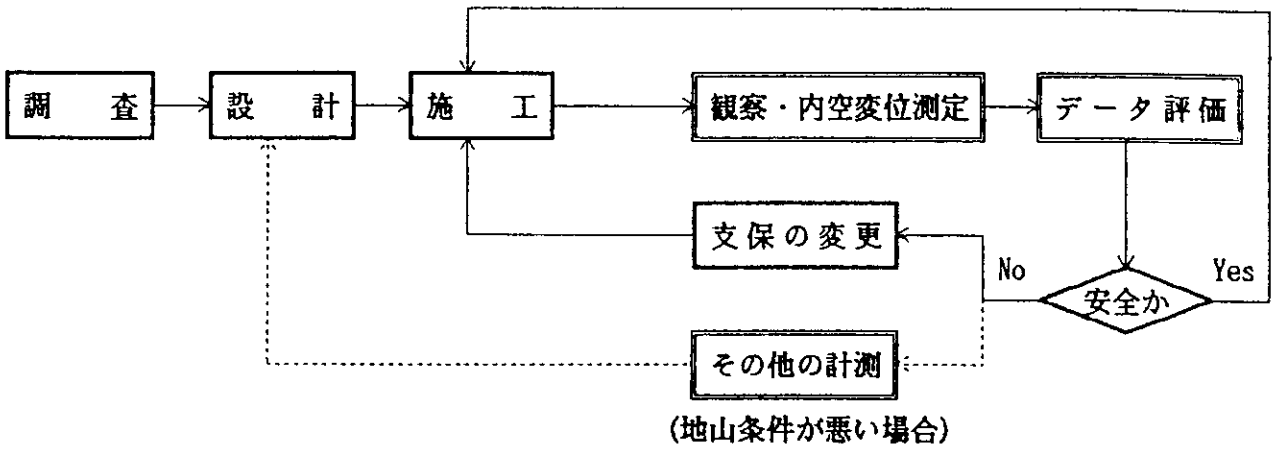
6．観察・計測

6．1　観察・計測の意義

小断面水路トンネルの事前調査は、既存の資料調査、地表地質踏査が主体であり、トンネルが施工される位置の地山の特性を計画段階で的確に予想することは困難なことが多い。それゆえに、施工中に観察・計測に基づいて実際の周辺地山の挙動や支保

部材の効果を正しく把握し、それに基づく設計、施工法の修正が不可欠である。

図－６．１に観察・計測の位置付けと役割を示す。



図－６．１　観察・計測の位置付けと役割

６．２　観察・計測の計画と実施

（１）観察・計測項目

小断面トンネルでは、掘削直後の地山挙動が重要である点に留意して、主として坑内観察調査及び内空変位測定を行うが、破砕帯等、地山条件が悪くなればロックボルト軸力測定などその他の計測も必要となる。

岩盤等級ごとに、必要な観察・計測項目の目安を表－６．１に、また計測項目の説明を表－６．２に示す。

（２）観察

（ａ）切羽観察

施工中には、原則として掘削により切羽が現れるたびに地質状況の変化を確認し、設計・施工が適切かどうかを判断しなければならない。特に湧水が施工に与える影響は大きいので、湧水の量や位置の変化に留意して観察する。

切羽観察を行う際には、以下の項目について状況を把握する。

１）地質構造 …… 岩石の種類、地層の走向・傾斜

２）岩盤等級 …… 風化、変質の程度、硬軟の程度、割れ目の方向、間隔、状態、挟在物の有無と性状

３）断　　層 …… 位置と走向、傾斜、破砕の程度

４）湧　　水 …… 位置と量、濁りの有無

５）切羽の自立性 …… 岩片、岩塊のはく落、崩落等

また、切羽における岩盤の物性をより適確に把握するため、以下の簡易的な試験手法を用いることもある。

①簡易弾性波測定

②点載荷試験

③シュミットロックハンマーテスト

表－６．１　岩盤等級に応じた観察・計測の目安

岩盤等級	必要な観察・計測項目	必要により追加すべき観察・計測項目	備　　考 (施工時に考慮すべき現象)
A B	坑内観察調査	ＡＥ測定	部分的な肌落ち はく離 山はね
C_H	坑内観察調査	内空変位測定	部分的な肌落ち 小規模緩み荷重
C_M	坑内観察調査	内空変位測定	肌落ち 緩み荷重
C_L	坑内観察調査 内空変位測定	ロックボルト軸力測定 地中変位測定 地山試料試験	緩み荷重 または 塑性挙動
D	坑内観察調査 内空変位測定	ロックボルト軸力測定 地中変位測定 吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ応力測定 地山荷重測定 地山試料試験	塑性挙動

（３）内空変位測定

内空変位と切羽の状況との相関をできるだけ早く把握することがその後の合理的な施工につながるため、計測断面は施工の早期の段階で密に設ける。

内空変位測定は、一般に30～50m程度の間隔で行う。ある程度相関が把握できたならば、地質が良好で変化しない場合には、坑内観測調査を主体とし計測断面は少なくすることができる。逆に地質が悪い場合には密に設ける。

小断面トンネルは、掘削後の挙動が重要であるため、少なくとも掘削後 1日間は1掘進ごとに測定することが望ましい。変化が収束に向かうに従い、また、切羽から離れるに従い順次減少させる。

初期値は、以後の測定値の基準となるので、切羽に近い位置で早期に読み取る。

６．３　観察・計測結果の活用

（１）観察・計測結果の整理

観察・計測結果は、トンネルの掘削に伴う周辺地山、支保等の挙動を示すものであるから、その状況を的確に把握できるよう図・表等にわかりやすく整理する。

切羽付近は、力学的に不安定な箇所で地山の挙動が顕著である反面、施工の途上でこれらの現象に最も対処しやすい状況にもある。特に小断面トンネルでは、切羽付近における判断がより重要となるため、観察・計測結果の整理は時期を失することのないよう速やかに行う。

表－６．３に観察・計測結果の整理項目の例、また図－６．２に坑内観測様式の例、図－６．３に内空変位経時変化図の例を示す。これらの図・表には地形・地質

表－６．２　　計測項目一覧

分　類	名　称	内　容	測定計器・手法	計測によって知り得る事項
坑内観察	坑内観察調査	切羽の安定性、地質状況、湧水、既施工区間の状況	クリノメータ ハンマー、せん孔速度	地山区分の再評価、地山状況と地山挙動の相関性、今後の地山状況の推定
内空変位	内空変位測定	トンネル壁面間距離変化、変位速度	コンバージェンスメジャ	周辺地山の安定、支保部材の効果、変位速度からの変位量の推定、覆工コンクリート打設時期の判定
		天端の沈下	レベル	天端地山の安定、周辺地山の安定
		底盤の隆起	レベル	インバートストラットの必要性
地中変位	地中変位測定	トンネル坑内から測定する相対変位	ロッドエクステンソメータ	トンネル周辺の緩み領域、ロックボルト長の妥当性、地中ひずみ分布
支保部材に作用する荷重および応力	ロックボルト軸力測定	ロックボルトの軸力分布	メカニカル測定アンカ ひずみゲージ測定アンカ	ロックボルト長、本数、位置、定着方法の妥当性
	吹付コンクリート応力測定	吹付コンクリート応力	グレーツェルコンクリート応力セル コンクリート応力計	吹付コンクリート厚・施工時期の妥当性
	地山荷重測定	覆工に作用する地山荷重	グレーツェルコンタクト圧力セル 地圧計	吹付コンクリート厚・施工時期の妥当性
地山物性	地山試料試験	物理試験、力学試験	単位体積重量、一軸圧縮強度 超音波伝播速度試験等	地山区分の再評価、変形特性、強度特性の把握、切羽安定性の把握

表－６．３　観察・計測結果の整理項目の例

計測項目	整理項目		
	経時変化または経距変化	展開図	縦断分布
坑内観察調査		○	○
内空変位測定	○		○

の特記事項、支保工の施工時期等の施工状況等、計測項目以外の留意事項を併せて記入する。

（２）観察・計測結果の設計・施工への反映

（ａ）切羽観察

切羽観察では、実際の岩盤等級が設計時に想定した岩盤等級と合致しているかを判断することを基本とし、相違している場合には速やかに観察した岩盤等級の支保へ変更する。また、切羽が安定しない、湧水が多い等の挙動を示す場合には、表－６．４に示すような対策を講じる。

（ｂ）内空変位測定

内空変位測定結果の評価に当たっては、変位量、変位速度、変位加速度等に管理基準を設け、その範囲内に挙動が収束するか否かを判定する。

管理基準としての数値は、各現場の状況によって一概に決められないため、工事の初期の段階や作業坑などで十分な観察・計測を行い適切な値を定める。

なお、内空変位測定結果とそれに対応した対策を表－６．５に示す。

７．積算と歩掛

７．１　積算についての基本的な考え方

積算にあたっては、下記の事項に留意して算定する。

（１）施工計画

工事規模・工期・地山条件・周辺環境条件等に基づき、適切な施工計画を策定する。

（２）契約条件に基づいた積算

適切な工事費を算定するためには、契約時に明示する条件に従って当初から積算に見込むものと、事柄発生時に協議するものとに分け、それぞれ契約条件に対応した積算をする。

（３）掘削単価の設定方法

掘削単価の設定方法には、当初想定の地山条件に基づき、各種の掘削パターンを平均した平均単価によるものと、各掘削パターンごとに単価を設定するものとがあるが、掘削パターンの変更を契約上合理的かつ適正に行うためには、掘削パターンごとに積算することが望ましい。

表－６．４　坑内観察結果に基づく挙動と対策

	挙　　動	施工法を中心とした応急処置	その後の断面設計
未施工区間	切羽が安定しない	・切羽を傾斜させる ・縦断面で半円形に近くする ・切羽への吹付け ・斜め打ちボルト，ミニパイプルーフ ・一掘進長の短縮 ・吹付けコンクリートの早期施工	・斜め打ちボルト，ミニパイプルーフ ・一掘進長の短縮 ・施工サイクルの見直し ・水抜きボーリング工
	天端で肌落ちが多くなる	・斜め打ちボルト，ミニパイプルーフ ・メッシュ矢板，鋼矢木の併用 ・吹付けコンクリートの早期施工 ・縦断面で半円形に近くする ・一掘進長の短縮 ・局所的なロックボルトの追加 ・鋼製支保工の採用	・鋼製支保工の採用 ・斜め打ちボルト，ミニパイプルーフ，鋼矢木の併用 ・掘削方法（発破パターン，削岩機の種類など）の変更 ・一掘進長の短縮
	湧水が多い	・排水工の採用－水抜き孔の穿孔 排水シート，パイプの併用 ・吹付けコンクリートの早強化 ・金網を細かくする ・ロックボルト定着材の変更 ・鋼製支保の採用	・鋼製支保工の採用 ・金網の補強，寸法変更 ・水抜きボーリング工 ・地山の改良工
既施工区間	吹付けコンクリートにクラックが入る。はく離する	・水抜き孔の設定 ・ロックボルトの増打ち ・はく離部を除き，吹付けコンクリートの増吹き	・鋼製支保工の採用 ・ロックボルト長を長くする ・排水工の併用 ・金網の補強 ・スチールファイバーの混入
	座金が変形する	・ロックボルトを増打ちする ・吹付けコンクリートを増吹きする ・ストラットによる断面の閉合	・ロックボルトの本数の増加 ・ロックボルトの変形能力を増す（圧縮体をはさむ） ・鋼製支保工の採用 ・吹付けコンクリート厚の増加 ・ベアリングプレートを厚くする
	鋼支保工が座屈する吹付けコンクリートからはく離する	・ロックボルトの増打ち（支保工の縫付け） ・吹付けコンクリートの増吹き ・ストラットによる断面の閉合	・ロックボルトの本数，長さの増加 ・変形余裕量をとる ・支保工を吹付けで十分巻き込む ・ロックボルトで支保工を縫い付ける ・鋼製支保工の寸法を大きくする
	不連続面による岩塊の崩落が見られる	・局所的なロックボルトの追加 ・吹付けコンクリートの増吹き	・斜め打ちボルト ・鋼製支保工の採用 ・金網の補強 ・ランダム，ロックボルトの採用

表－６．５　内空変位測定結果と基づく挙動と対策

挙　　動	施工法を中心とした応急処置	そ の 後 の 断 面 設 計
最終変位量が周辺地山の安定をおびやかすほど大きくなる 変位が収束しない	・ロックボルトの増打ち ・吹付けコンクリートの増吹き（底面も） ・ストラットによる閉合	・ロックボルトの本数，長さの増加 ・吹付けコンクリート厚の増加 ・鋼製支保工の採用・金網の補強 ・ストラットの採用，底面吹付け ・断面形状を円形に近づける ・一掘進長の短縮支保部材の早期施工
盤ぶくれが生ずる	・底面，ロックボルト打設 ・側壁下部のロックボルトの増吹き	・底面に鋼製支保工を入れる ・排水工法の採用 ・地山の改良工 ・側壁部材のロックボルトの本数，長さの増加 ・底面のロックボルト打設
天端沈下が大きくなる	・脚部の吹付けコンクリートの増吹き ・ロックボルトの増打ち	・斜め打ボルト，ミニパイプルーフ ・鋼製支保工の採用。キックアップ ・支保部材の早期施工 ・断面形状の変更（縦長にする）
偏圧（異方性）が卓越し，縦断面に連続した変状がみられる	・ロックボルトの増打ち	・ロックボルト打設パターン，長さの変更（非対称）

トンネル名		位置	起点からの距離程
			坑口からの距離程
地山被り	m	切羽の地質名	
岩等級		支保パターン	
特殊条件状態	膨張性土圧・偏土圧・流動性、地山被り m・重要構造近接・谷の直下・その他( )		

特殊な産状	1. 互層	2. 不整合	3. 岩脈貫入	4. 微褶曲	5. 断層	6. その他

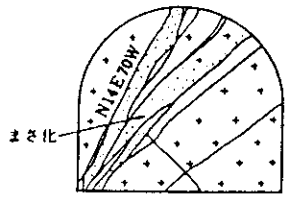
掘削地点の地山の状態と挙動

Ⓐ	切羽の状態	1. 安定	2. 鏡面から岩塊が抜け落ちる	3. 鏡面の押し出しを生じる	4. 鏡面は自立せず崩れあるいは流出	5. その他
Ⓑ	掘削面の状態	1. 自立（普請不要）	2. 時間がたつと緩み肌落ちする（普請）	3. 自立困難掘削後早期に支保する（先普請）	4. 掘削に先行して山を受けておく必要がある	5.
Ⓒ	圧縮強度	1. $\sigma_c \geqq 1000$ kgf/cm² ハンマー打撃はね返る	2. $1000 > \sigma_c \geqq 200$ ハンマー打撃でくだける	3. $200 > \sigma_c \geqq 50$ 軽い打撃でくだける	4. 50 kgf/cm² $> \sigma_c$ ハンマー刃先くい込む	5.
Ⓓ	風化変質	1. なし・健全	2. 岩目に沿って変色，強度やや低下	3. 全体に変色，強度相当に低下	4. 土砂状，粘土状，破砕，当初より未固結	5.
Ⓔ	割れ目の頻度	1. 間隔 $d \geqq 1$ m	2. 1 m $> d \geqq 20$ cm	3. 20 cm $> d \geqq 5$ cm	4. 5 cm $> d$ 破砕当初より未固結	5.
Ⓕ	割れ目の状態	1. 密着	2. 部分的に開口	3. 開口	4. 粘土をはさむ当初より未固結	5.
Ⓖ	割れ目の形態	1. ランダム方形	2. 柱状	3. 層状，片状板状	4. 土砂状，細片状当初より未固結	5.
Ⓗ	湧水	1. なし，滲水程度	2. 滴水程度	3. 集中湧水	4. 全面湧水	5.
Ⓘ	水による劣化	1. なし	2. 緩みを生ず	3. 軟弱化	4. 崩壊・流出	5.
割れ目の方向性一定する不連続面のあるとき	縦断方向（切羽面をみて）	1. 水平（10°$> \theta >$ 0°） 2. さし目（30°$> \theta \geqq$ 10°，80°$> \theta \geqq$ 60°） 3. さし目（60°$> \theta \geqq$ 30°） 4. 流れ目（60°$> \theta \geqq$ 30°） 5. 流れ目（30°$> \theta \geqq$ 10°，80°$> \theta \geqq$ 60°） 6. 垂直（$\theta \geqq$ 80°）〔最大傾斜角をとる〕				
	横断方向（切羽面をみて）	1. 水平（10°$> \theta >$ 0°） 2. 右から左へ（30°$> \theta \geqq$ 10°，80°$> \theta \geqq$ 60°） 3. 右から左へ（60°$> \theta \geqq$ 30°） 4. 左から右へ（60°$> \theta \geqq$ 30°） 5. 左から右へ（30°$> \theta \geqq$ 10°，80°$> \theta \geqq$ 60°） 6. 垂直（$\theta \geqq$ 80°）〔切羽面の見掛けの傾斜角をとる〕				

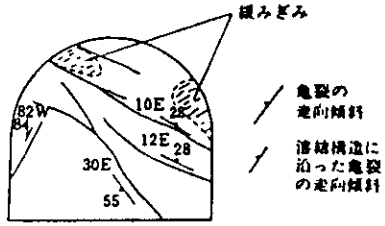
項目	内容	判定	備考
ロックボルト	頭部の破断	有・無	
	ウォッシャープレートの食込み及び変形	有・無	
吹付けコンクリート	亀裂	有・無	
	湧水箇所とその状況	有・無	
鋼製支保工	変形・座屈の位置と状況	有・無	
	脚部の沈下	有・無	
	天端ボルトの挿付状況	有・無	
	支保工のピッチ	有・無	

切羽面のスケッチ

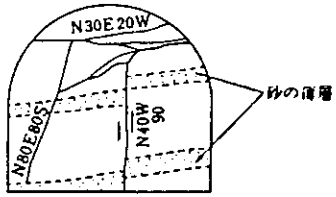
例1（花崗岩）



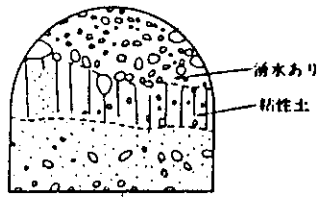
例2（溶結凝灰岩）



例3（第三紀泥岩）



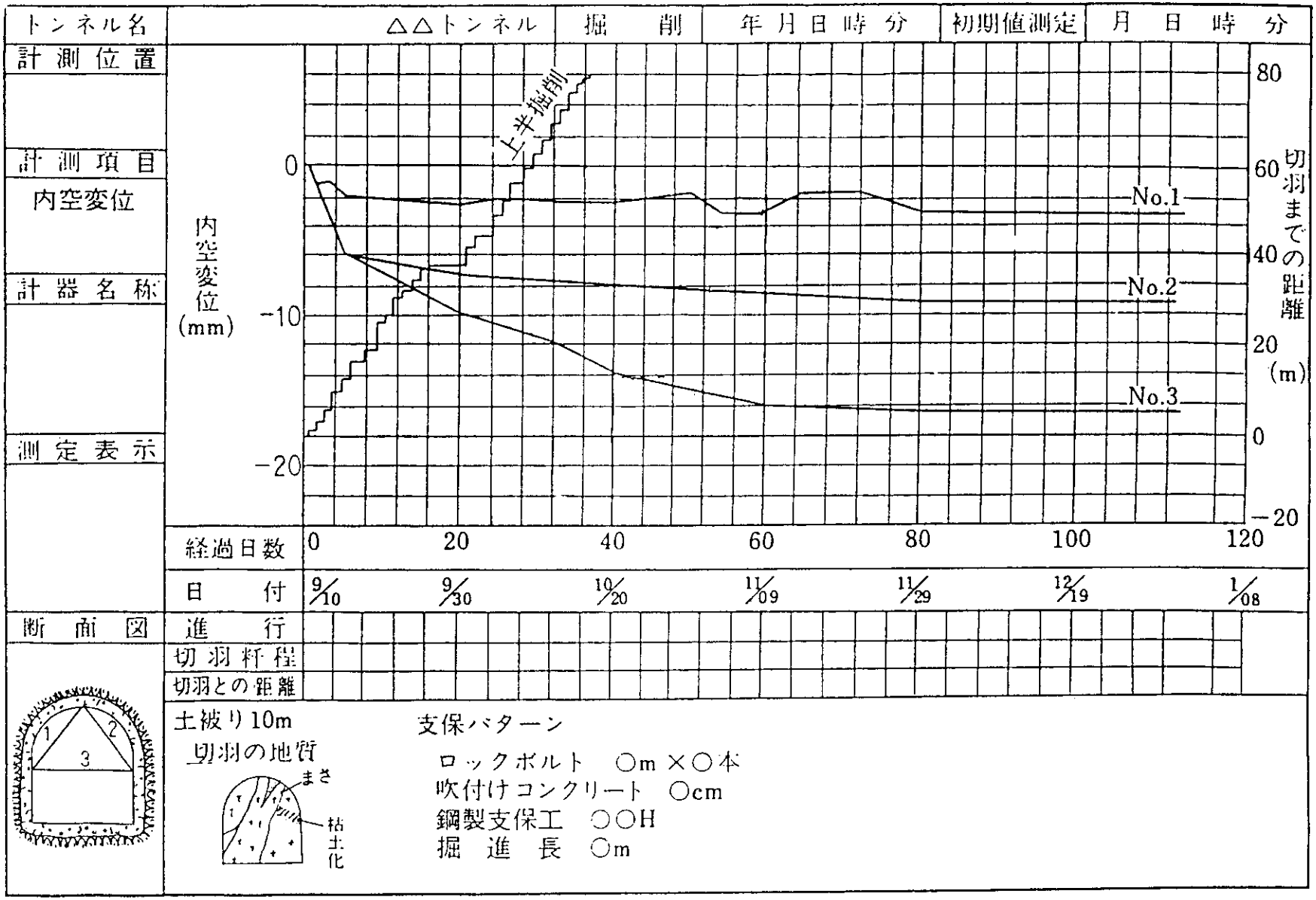
例4（第四紀段丘層）



特記事項

記載者氏名	

図－6．2　坑内観察様式の例



図－6．3　内空変位経時変化図の例

7．2　編成人員

編成人員は、断面の大きさ、使用機械、施工方法等によって変わり、一概に定めることはできないが、小断面トンネルにおける片番編成員数の実績は10人程度（坑内 7人、坑外 3人）である。標準的な編成人員の例を表－7．1に示す。

表－7．1　削岩機を 2台とした時の標準的な編成人員

職　種	員 数（人）	摘　要
トンネル世話役	1	全般管理
トンネル特殊工	3～4	削孔，吹付け，ロックボルト打設，火薬係
トンネル作業員	2	切羽補助，坑内雑役
トンネル特殊工（運転工）	1	バッテリーロコ運転管理
機　電　工	1	機械整備点検，コンプレッサ運転
普通作業員	1～2	坑外雑役
計	9～11	

7．3　サイクルタイム

ＮＡＴＭは、原則として掘削、ずり出し、吹付け、ロックボルト打込みを一連の作業として行うので、これらのサイクルタイムを算出する。

7．4　余掘り

一般に、凝灰岩、片岩、粘板岩等は余掘りが少なく、花崗岩系統は多く、砂岩、珪岩、れき岩等が中程度とされているが、岩の亀裂の状態、風化の程度、他の岩との互層関係などによっても変わる。また、切羽の単位面積当たりの削孔数を少なくすればするほど、一発破の削孔長を長くすればするほど余掘りは多くなる。小断面トンネルにおける余掘り率の実績は、平均17%である。

7．5　はね返り率

吹付けコンクリートのはね返り率は、吹付け方式によって異なるが、小断面トンネルでは、13～50%（平均32%）である。金網を併用する場合には、吹付けコンクリートの付着が良くなるため、一般にはね返り率は若干小さくなる。

参考文献

中小水力標準化モデルプラント設計調査報告書「小断面水路トンネルＮＡＴＭ／設計・施工マニュアル（案）」：通商産業省資源エネルギー庁・（財）新エネルギー財団：昭和62年 3月

第７章　水路用小断面トンネルのＴＢＭ工法

第１節　技術の概要 …… 215

1.1 はじめに …… 215

1.2 計　　画 …… 216
1.2.1 調　　査 …… 216
1.2.2 計　　画 …… 220
1.2.3 全地質対応型ＴＢＭ …… 221

1.3 設　　計 …… 221
1.3.1 一　　般 …… 221
1.3.2 支保工及び覆工の設計 …… 221
1.3.3 ＴＢＭの仕様 …… 222

1.4 施工及び施工設備 …… 222
1.4.1 一　　般 …… 222
1.4.2 測　　量 …… 224
1.4.3 施　　工 …… 224
1.4.4 施工設備 …… 231
1.4.5 施工管理 …… 232

1.5 仕　様　書 …… 233
1.5.1 発注特記仕様書 …… 233

1.6 積算及び歩掛り …… 236
1.6.1 積　　算 …… 236
1.6.2 歩掛り …… 236

第２節　全地質対応型ＴＢＭ（ベルトコンベヤ輸送方式） …… 238

2.1 全体概要 …… 238

2.2 基本構造 …… 239

2.3 主要諸元 …… 240

2.4 主要改良項目 …… 242
2.4.1 輸送性向上のための分割時重量低減 …… 242
2.4.2 補助グリッパ装置 …… 245

2.5 施工実績 …… 246

2.6 今後の課題 …… 246

[参考文献] …… 251

第３節　全地質対応型ＴＢＭ（流体輸送方式） …… 252

3.1 構造と特徴 …… 252
3.1.1 概　　要 …… 252
3.1.2 機械の構造 …… 252
3.1.3 本機の特徴 …… 253

3.2 使用実績 …… 258
3.2.1 実証試験機と実用機 …… 258
3.2.2 施　　工 …… 259
3.2.3 施工実績からの改良点 …… 259
3.2.4 使用実績 …… 263

第４節　実証試験結果（新内川第二発電所） …… 265

4.1 はじめに …… 265

4.2 計画概要 …… 265
4.2.1 発電計画概要 …… 265
4.2.2 導水路トンネルの概要 …… 265

4.3 地形・地質概要 …… 267

4.4 施工概要 …… 271
4.4.1 ＴＢＭの搬入，組立 …… 272
4.4.2 初期掘進 …… 272
4.4.3 掘　　進 …… 273

4.4.4 ＴＢＭの解体，搬出 …… 277
4.4.5 覆　　工 …… 277

4.5 施工実績 …… 277
4.5.1 掘削実績 …… 277
4.5.2 支保工実績 …… 283
4.5.3 覆工実績 …… 284
4.5.4 主要品の消費実績 …… 285

4.6 ＴＢＭのトラブル …… 286
4.6.1 掘削ずりの取り込み不良対策 …… 286
4.6.2 地山押し出しによる再掘進対策 …… 287

4.7 発破工法との工事費比較 …… 291

4.8 今後の課題 …… 291

第５節　実証試験結果（駒込発電所） …… 293

5.1 はじめに …… 293

5.2 計画の概要 …… 293
5.2.1 発電計画概要 …… 293
5.2.2 導水路トンネルの概要 …… 293
5.2.3 取水河川駒込川の概要 …… 297

5.3 地形・地質の概要 …… 297

5.4 施工概要 …… 299
5.4.1 ＴＢＭの搬入・組立 …… 300
5.4.2 発　　進 …… 301
5.4.3 掘　　進 …… 302
5.4.4 ＴＢＭの解体・搬出 …… 305
5.4.5 覆　　工 …… 305

5.5 施工実績 …… 307
5.5.1 掘削実績 …… 307
5.5.2 支保工実績 …… 313
5.5.3 覆工実績 …… 315

5.5.4 主要品の消費実績 316

5.6 ＴＢＭのトラブル 318

5.7 発破工法との工事費比較 320

5.8 今後の展望 320

第1節　技術の概要

1.1　はじめに

中小水力の開発を促進するためには建設費を下げるための新技術の開発、研究はもとより、大規模水力とは違った発想の開発計画も検討し、コストダウンを図って、経済性を高めることが必要である。中でも建設費のウエイトの高い導水路トンネルを岩盤用トンネル掘削機（以下TBMと称す。）によって、短期間に，かつ、経済的に掘削することが強く要望されている。

一般に、TBM工法は従来の発破工法に比べ、

1）掘削作業が連続的に行えるので、施工速度が速く一般的に工期の短縮が図れる。

2）掘削に伴う岩盤の緩みが少ないので、作業の安全性が高くまた、支保工及び覆工の簡素化が図れる。

3）掘削壁面が滑らかであるので、無巻区間及び吹付コンクリート区間でも通水能力が高い。

4）余掘りが少ないので覆工に無駄がなく、経済性に優れている。

5）機械施工であるので作業の省力化が図れる。

6）振動，騒音が小さく、粉塵が少ないので、坑内の作業環境がよく周辺地域への影響が少ない。

7）火薬を使用しないので、爆破作業に伴う危険は皆無であり、また、待避に伴う時間損失がないので作業効率がよい。

などの特長があり、このために、経済性及び安全性に優れているとされている。

しかしながら、わが国におけるTBM工法は昭和30年代に始まって以来数多くの実績はあるが、地質が複雑で、硬岩から断層破砕帯を含む軟弱層に及ぶ広範な地質変化に遭遇するため、掘削不能となり、在来工法への変更を余儀なくされた例も多い。したがって、上記に示すTBM工法の特徴を生かし、広範な地質変化に対応できる全地質対応型TBMのニーズが高く、また、中小水力発電用としてできるだけ小口径のTBMの開発を進める必要があり、このような観点から昭和55年度から59年度まで通商産業省の「中小水力動力エネルギー回収システム技術に関する実用化開発」の補助金を受けて、中小水力開発用のTBMとして、全地質対応型TBMが開発された。それにより、早木戸発電所及び安蔵川発電所の導水路トンネル工事において機器の開発について実証試験を行った。

更に、「中小水力システム技術信頼性実証試験費補助金」を受けて、トンネル施工の合理化を図り、TBM工法の導入促進のため上記の実証試験の結果を踏まえ、TBMを改良し、新内川第二地点（金沢市）及び駒込地点（東星興業㈱）において実証試験を行い、高速掘進による工期の短縮、作業の安全性及び広範な地質への対応等を検討し、TBM工法の合理性と信頼性を確認した。

1.2 計　画

1.2.1 調　査

(1) 調査の目的

調査の目的は、TBM工法を安全、迅速かつ経済的に実施するために必要な資料を得ることとする。

調査を大別すると次のとおりである。

1) 地形・地質調査

2) 立地条件調査

調査の目的とするところは、所要の構造物を安全、迅速かつ経済的に施工することにある。これらの調査結果は、トンネルのルート選定やTBM工法採用の可否、トンネル設置に伴う周辺の環境保全のために用いるばかりでなく、工事の規模や内容の決定から工事実施上の資料としても用いるものであり、更に、トンネル完成後の維持管理のための資料ともなるものであるから、このことを十分考慮して調査を行わなければならない。

(2) 調査範囲

調査範囲は2.1.4に定める各段階の調査の目的に応じて、それを十分把握できる必要な範囲とする。また、調査段階が進むに従って調査範囲を狭めていくのが効果的である。

(3) 調査の項目

地形・地質調査は、2.1.4に定める調査の区分により、調査内容の精粗等を考慮し、必要な項目について行う。

1) 地盤を構成する岩石及び土層の名称

一般に地盤の性質は、構成する岩種によって異なるため、その名称を判定する。土層については、その成因によって名称を判定する。

2) 地盤の構成状態

地盤を構成する岩石及び土層の分布状況、断層破砕帯・節理・片理及び熱水変質帯の性状と方向性、褶曲の状態等について調査する。

3) 地盤の工学的性質

地盤を構成する土層の固結度、地盤の風化・変質状況、岩石の強度ならびに岩盤等級区分を調査する。摩耗性鉱物の含有量についても調査し、必要に応じて地盤の変形特性を調査する。

4) 地下水の賦存状況

地山の地下水位や滞水層となり得る地質の有無を調査する。

5) 地盤の特殊現象

地すべり・崩壊、旧坑道、膨張性地山、押し出し性地山及び湧水による崩壊等を起こすおそれのある地質の有無、性状を調査する。

(4) 調査の区分

地形・地質調査は、その段階に従い次の通り区分する。

1) 計画段階調査

計画段階調査は、概略の水路ルートを選定するとともにTBM工法導入の可能性を検討するために必要な資料を得ることが目的であり、文献調査、空中写真判読及び地表地質踏査（概査）が主体となる。

2)　設計段階調査

設計段階調査は、水路ルートを決定し、実施設計を行うために必要な資料を得ることが目的であり、地表地質踏査（精査）及び室内岩石試験が主体となる。

3)　施工段階調査

施工段階調査は、主として坑内調査により設計段階で把握した地質状況を検証し、設計変更、施工管理及び後日のための資料を得ることが目的であり、坑内観察、シュミットロックハンマー反発度測定が主体となる。

調査の流れを図－1.2.1に示す。

(5)　計画段階調査

計画段階調査は、水路ルートを選定するとともにTBM工法導入の可能性を検討するために必要な地形地質資料を得ることを目的とし、以下の調査を行うものとする。

1)　文献調査

既存の地形図（国土地理院発行1／50,000, 1／25,000)、森林基本図（林野庁及び都道府県発行1／5,000)、地質図（工業技術院地質調査所発行1／50,000地質図、都道府県発行1／100,000～1／200,000地質図、日本の活断層等)、学術論文（地質学雑誌、大学地学関係学科の研究紀要等）等により、調査対象範囲における地形地質に関する資料を調査する。また、既存の資料より調査対象範囲と類似の地質状況におけるTBM工法の掘削実績等も調査する。

2)　空中写真判読

既存の空中写真（林野庁、国土地理院等撮影）により、調査地域の地すべり、崩壊地、リニアメント等の地形の判読を行う。

3)　地表地質踏査（概査）

1／25,000の地形図又は1／5,000の森林基本図を用いて地表地質踏査（概査）を行い、調査地域全域の地質概要を把握するとともに特にTBM工法を導入する上で問題となる膨張性地山, 大規模断層破砕帯、水路に沿う弱層及び大量の湧水を伴うおそれのある地質等について調査する。

上記1～3の調査内容を整理、集約し、調査範囲全域についての地質構造の概要を把握し、TBM工法の採用の可能性を巨視的に検討する。

また、その結果をもとに水路ルートを選定し、併せて設計段階調査において調査・検討を要する事項について整理する。

(6)　設計段階調査

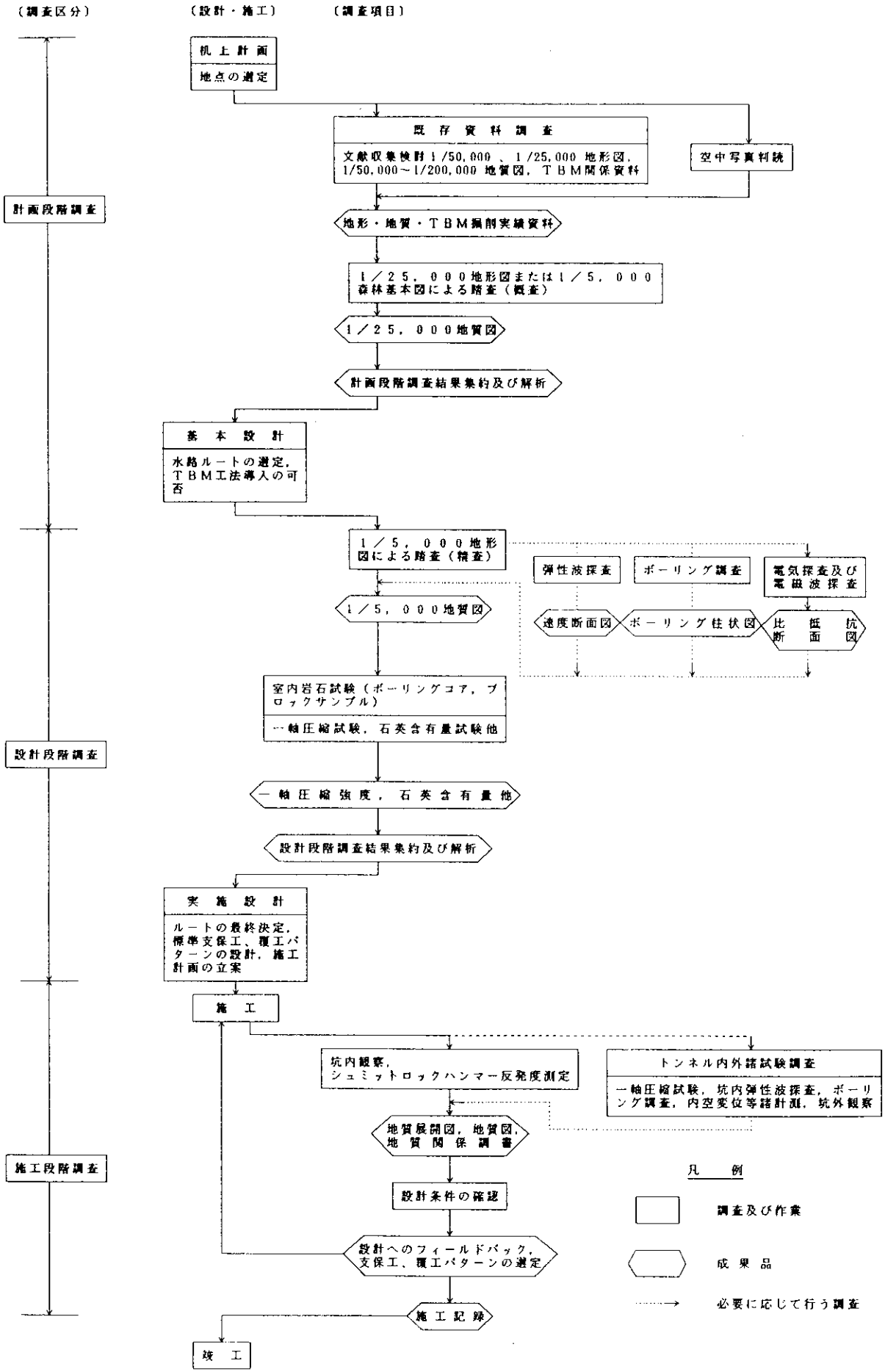
設計段階調査は、水路ルートを決定し、実施設計を行うために必要な地質資料を得ることを目的とし、以下の調査を行うものとする。

1)　地表地質踏査（精査）

計画段階における調査結果を確認し、実施設計を検討するために、1／5,000程度の地形図を用いて1.2.1(3)の1)～5）項の必要項目について精密な地表地質踏査を行う。

2)　室内岩石試験

水路トンネルの地盤における岩石の工学的性質を求め、その性質を考察するための基礎資料を得ることを目的とし、調査用ボーリングのコアあるいはブロックサンプルより代表的な試料を選び試験を行う。



図－1.2.1　TBM工法による水路トンネルの地形・地質調査フロー（例）

一軸圧縮強度は、岩盤等級区分等とともに、TBMの掘進速度並びに支保工パターンを検討するための基礎資料となる。

石英含有量試験は、岩石の薄片より石英の含有量を測定するもので、カッター摩耗量の推定の基礎資料となる。また、X線分析は岩石中の膨張性鉱物を検出するので、膨張性地山におけるTBM掘進の難易度を検討する基礎資料となる。これらの試験は、原則として水路トンネルに分布する各岩石について行うものとする。

上記1～2の地質調査の結果は、地質学的観点だけでなく、工学的観点に立ってまとめることが重要であり、工事計画、実施設計、施工等に役立つよう地山評価を行い、整理、集約することが必要である。

地質調査結果の整理にあたっては、それまでに実施した各種の調査、試験結果を総合的に判断し、トンネル全体の地山条件及び特に問題となる地質の分布、性状等実施設計に必要な事項を1／5,000程度の地質平面図、地質断面図にまとめる。地質断面図は地質構造を示す地質図のほかにボーリング等の調査実施位置、地下水位、弾性波速度分布等があれば記入する。更に地質断面図の下欄には、追加距離、施工位置における岩石の種類、性状、弾性波速度、岩石の一軸圧縮強度、石英含有量、湧水状況、岩盤等級区分及び特記事項等を記入する。特記事項欄には、TBM工法によるトンネル施工上特に問題となる押し出し性地山、膨張性地山及び切羽が自立しない、又はTBM本体の自重やグリッパー反力が十分確保できないような軟弱層等について、出現の可能性、問題の程度、これに対する対策等をまとめておくことが必要である。

岩盤等級区分は対象地点に分布する岩石の種類や岩盤の工学的性質に応じて適当な分類方法を採用することとする。岩盤分類は、建設省、旧国鉄、日本道路公団、(財)電力中央研究所、電源開発㈱等の各機関で基準化されている。

弾性波探査、ボーリング調査、電気探査及び電磁波探査は必要に応じて実施するものとする。

(7)　施工段階調査

施工段階調査は、主として坑内調査より設計段階で把握した地質状況を検証し、施工中に生ずる問題点の予想及び確認、設計変更、施工管理及び後日のための資料を得ることを目的とし、以下の調査を行うものとする。

1)　坑内観察

坑内観察は、切羽の観察をもとに周辺地山の挙動、事前調査による地質区分の修正等を目的として、1.2.1(3)の1)～5)　に定める各項目及び湧水量について調査する。

2)　シュミットロックハンマー反発度測定

岩盤評価を行う場合の工学的な1指標として、トンネル坑壁で行う。測定は、5m間隔で行い、測定方法は、側壁の中央部に直径10cmの真円を設けその内部で10点測定し、その平均値を代表値とする。

上記1～2の調査結果を逐次、地質関係調書や地質断面図に一括してまとめ、設計条件の確認を行い、設計へのフィードバック及び支保工、覆工パターンの選定について検討する。

必要に応じて、坑内弾性波探査、一軸圧縮試験、ボーリング調査、内空変位等諸計測、坑外観察を実施するものとする。

1.2.2 計　　画

(1)　トンネルの線形

導水路トンネルは、できるだけ取水口地点と水槽地点を直線で結ぶ事が望ましいが、やむを得ず曲線を入れる場合には、支保工及びずり搬出機構を含めたTBMの掘進に支障のない曲率半径のものとする。

また、従来の発破工法では、坑口間が余り長くなると工期が長期化するため、3～4kmに横坑を設ける。このため水路が山腹沿いに屈折したルートとなるのが一般的である。TBM工法では、掘進速度が早いので、中間作業坑を省略出来ることからルートは直線とすることが可能である。

渓流取水のある場合、渓流取水箇所を明り部分で通過すると作業が重複することとTBMの施工スピードが落ちること等から、たとえ延長が若干長くなってもルートを、山側に移すことも検討する必要がある。

山側に移す場合には、岩被りで5～10mをひとつの目安とする。

(2)　トンネルの掘進勾配

トンネルの勾配は、直接通水断面に影響を与え、勾配を急にすると同量の水を流すのに必要な断面積が小さくなり建設費は減少するが、損失落差が大きくなり電力量の損失が大きくなる。水路勾配と断面の組合せを検討し、最も経済的な水路勾配を設計する。

施工性からは、湧水処理の都合上、掘進方向に対し水平もしくは昇り勾配が望ましい。

なお最大勾配は、レール走行に支障の無い程度とする。

(3)　トンネルの掘削径

トンネルの掘削径は、必要な通水断面を確保するとともに、作業性及び経済性等を総合的に判断し決定しなければならない。

1)　通水断面の確保

吹付けコンクリートで覆工する場合には、コンクリート巻立に比べ仕上がり面にかなりの凹凸が出来るため、設計覆工厚を確保しようとした場合、内空断面積が縮小し所定の通水量が確保できない場合もあるので、設計に当たっては、吹付けコンクリートの余吹厚にも留意する必要がある。

2)　作業性

TBM工法の場合には、トンネル内の給・排気設備や換気設備などにより、空間が制約されるので、作業性を考慮して、トンネル掘削径を決める必要がある。

3)　経済性

TBM工法の場合には、掘削径が多少大きくなっても、工事費は、ほとんど変らないという特徴があることから、若干内空断面が大きくなっても、水路勾配を、緩くすることなどで、電力量の増加が考慮されること及びTBMの転用によるメリットについても考慮し、掘削径はこれらを総合的に評価して、決定する必要がある。

1.2.3 全地質対応型TBM

(1) 全地質対応型TBMの分類

全地質対応型TBMは掘削ずりの輸送方式によって流体輸送方式とベルトコンベヤ輸送方式に大別される。

1) 流体輸送方式

掘削したずりを切羽から坑外まで水力輸送するもので、全体システムとしては掘削機構と掘削したずりを輸送するための流体輸送機構、輸送されたずりを水と分離するための土砂分離機構より成る。

2) ベルトコンベヤ輸送方式

掘削したずりを切羽からTBM後方の所定位置までベルトコンベヤにより輸送し、ずり鋼車等車両に積込んで坑外へ輸送するもので、全体システムとしては掘削機構、掘削したずりを1次輸送するベルトコンベヤ機構、2次輸送する車両機構、坑外でのずり排出機構より成る。

1.3 設　　計

1.3.1 一　　般

TBM工法で掘削されたトンネルの支保工及び覆工の設計にあたっては、TBM工法の長所である高速掘進能力と掘削面の安定性を生かすように配慮しなければならない。

TBM工法は、在来工法に比べ掘削断面形状が円形であり、壁面仕上がり状況も滑らかなことと、火薬類を使用しないことから、ゆるみ領域も小さい。このため、在来工法に比べ無支保工または小規模な支保工で掘削出来る。これによって掘削速度の向上と経済性が発揮できる。また、覆工は、断面が狭く、作業効率が悪いこと等より掘削完了後実施することが、一般的である。

1.3.2 支保工及び覆工の設計

(1) 支保工、覆工一般

支保工は、トンネルを掘削することによって発生する新しい応力に対して、掘削から覆工までの間、掘削断面を維持するとともに、坑壁の剥離、崩壊を防止し、作業の安全を確保しうるものでなければならない。

覆工は、土圧等の作用荷重に耐え、亀裂、変形、崩壊等を起こさないよう、また、水密性がよく、粗度係数を小さくするもので、かつ、耐久性のあるものでなければならない。

(2) 支保工、覆工パターンの設定

支保工、覆工の設計に当たっては、地山特性等を考慮し、地山区分ごとに標準となる支保工、覆工パターンを設定しなければならない。

また、TBM工法は、掘削断面が円形、壁面の仕上り状況が滑らかなこと、ゆるみ領域が小さい等の特徴を考慮し、地山の支保能力を極力活用する事を原則とする。

したがって、支保工については、地質が良好な場合には、掘進性を高めるため、安全性を損わない範囲で、無支保工を基本とする。

なお、覆工については、なるべく簡素化し、風化の恐れのない地山の場合には、無巻を基本とする。

1.3.3 TBMの仕様

(1) 一　般

TBM工法のシステムは、現地の地質条件に適応し、安全で経済的にトンネル掘進ができるように、掘削機構とずり輸送設備、その他諸作業設備がつり合いよく機能を発揮するものとしなければならない。

1) システムについて

TBM工法のシステムは稼働率が常に最高の状態に維持できるよう、掘削、ずり出し、その他の作業を効率よく行えるよう構成し、かつTBMの能力に応じて適切、経済的なものを選定しなければならない。

2) 地質条件について

TBMはその施工区間で遭遇する複雑多岐にわたる地質の条件に十分適応した構造強度をもち、耐久性、施工性、安全性及び経済性を備えているものなければならない。

TBMの仕様を決めるにあたっては、健岩部分の他に特に考慮しなければならない地質として、破砕帯、風化帯及び変質帯があげられる。

これらの地質では、TBMに作用する荷重、機械の操作性、耐水性等について、細心の注意を払わなければならない。

また、膨張性地山のトンネルの施工に当たっては、事前調査並びに施工中の調査、計測を十分に行って、膨張性を示す地山区間の推定、膨張性地山の性状などを把握し、適切な対策を講じなければならない。

1.4 施工及び施工設備

1.4.1 一　般

(1) 施工計画一般

施工に先だち、工事の目的、規模、工期、地山条件、環境条件等の外に、TBMの機能・構造、及び工法の特徴を考慮し、支保工、覆工等の施工法、工事用機械及び工事用設備等について計画しなければならない。

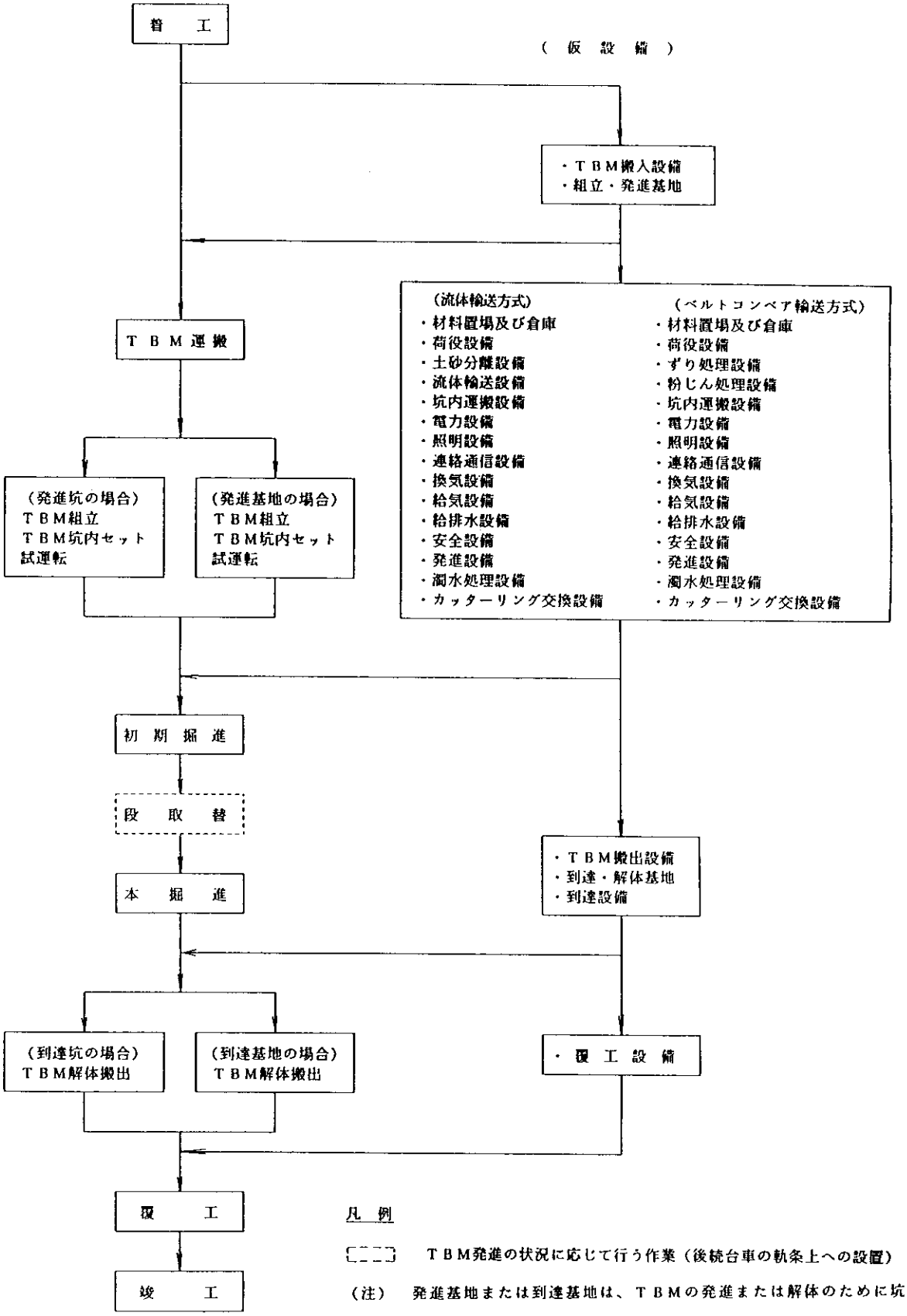
TBMによるトンネル工事は、発進後の工法変更が困難であるので施工に先だって十分な施工計画の立案が必要である。工事の目的、規模、工期に基づき、地山の条件（地質、地形、地下水等)、環境条件（支障物、地上交通、環境保持等）等に応じた安全で経済的な施工計画を立てなければならない。

特にTBM工法の特徴である、

1) 高速掘削による工期の短縮化が図れる。
2) 断層破砕帯、軟弱地山等を含む広範囲な岩盤地質の掘削が可能。
3) 掘削後の地山のゆるみが少いため安全性が高い。

等の利点を損わないように、施工法及び仮設備を計画しなければならない。

TBM工法における作業フローチャートを図－1.4.1に示す。



（注）　発進基地または到達基地は、ＴＢＭの発進または解体のために坑外に設置する作業スペースをいう。この基地が地形上取り得ない場合には、その代替として在来工法により掘削したトンネル（発進坑、到達坑）を設置する。

図－ 1.4.1　TBM工法における作業フロー

1.4.2 測　　量

(1) 測　　量

一般に直線部では、レーザーを追尾して掘進するのでほとんど問題はないが、曲線部では、計画線からの片寄りを早期に把握して、TBM掘進軌道の修正を遅滞なく行うために、入念な測量を行って、常に監視しなければならない。なお、坑内基準点の設置、検測は、定期的に精密に行う等の配慮が必要である。また所定の通水量確保の上から、縦断方向の測量精度も重要である。

一般に使用されているレーザービーム装置は、トンネルの後方にレーザー発信器を、TBMには受光板を設置し、オペレーター席で、TBMの位置と方向を容易に確認することができる。レーザービームの盛り替えは、坑内の環境条件を考慮して決定する必要がある。直線部では一般的には200～300mごとに盛り替えられて使用されているが、環境条件が良い場合には、更に、延長しているケースもある。

1.4.3 施　　工

(1) 搬入・搬出

TBMの搬入、搬出は、搬入用道路、搬出用道路、TBM組立基地及びTBMの分割方法（荷姿、重量）を十分調査検討して、計画しなければならない。

TBMは工場で仮組立し、試運転した後、分割して現場に搬入する。このため、TBMの搬入に当たっては、搬入用道路の幅員, 勾配, 許容荷重及び最小曲率半径並びにTBMの分割方法（荷姿、重量）等を十分調査検討し、最適搬入計画としなければならない。

一般には、資機材搬入用道路として11tonダンプが走向可能な道路を計画することが多いが、この場合、通常のTBMの分割状態（通常の分割重量20ton程度）で搬入が可能である。但し、TBMの搬入、搬出用運搬車としては20tonトレーラー（後舵付）、組み立て用には、40tonクレーン車が使用されることが多いため、道路の拡幅又は急な曲線部の仮設桟橋等の検討が必要な場合がある。

また、TBMの搬入、搬出用道路が設置できず、インクライン又はケーブルクレーン等を使用せざるを得ない場合のTBMの分割重量は10ton程度が目安となる。なお、TBMを解体後、カッターヘッド、シールド等を除く部品を貫通した水路トンネルを利用して搬出する方法もある。

(2) 発進・到達

発進に当たってはTBMを所定の位置に正しく据え付け、十分な反力が取れる反力受を設けた後、支保工の異常及び周辺地山への影響等を十分配慮し定められたルートに沿い掘進しなければならない。

到達に当たっては、TBMの位置を正しく測定しながら、所定のルートに沿い周辺地山への影響を最小限に押さえるよう十分配慮して、定められた位置まで掘進しなければならない。

TBMの発進方法は、在来工法でトンネルを掘削し、TBMを坑内にセットして掘削を開始する横坑発進が一般的である。上記方法以外に、通常都市土木で使われる立坑発進方法もある。

発進反力受け設備は発進に必要な反力を取るために、坑内の岩盤内に鋼材及びコンクリート等で設けなければならない。

到達後TBMを解体する場合は、地山、地形条件が良好な場合には、TBMでトンネルを貫通し、チェーンブロック等でTBMを引出し、解体する。

地形条件が制約を受ける場合には、TBMを坑内で解体、搬出する。この場合は、解体に必要な空間を事前に確保しておく必要がある。

(3) 掘　　進

TBMの掘進は、地山に応じた最適な掘削条件を定め、掘削面の安定性と高速度掘進が確保できるように適正な運転を行わなければならない。

ＴＢＭの掘削性能は、岩石強度のみでなく、岩種、亀裂の頻度・長さ・開口幅・方向性及び湧水量も大きく影響するので、地山に適合したカッターの種類、スラストジャッキ推力及びカッターヘッド回転速度等を定め、切羽や周辺地山の安定と掘進速度の向上を図りながら所定のルート上を正確に掘進するよう適正な運転を行わなければならない。

(4) 掘進に付帯する作業

掘進に付帯する作業のうち、純掘進時間に影響を与える作業については、極力、合理化し掘進速度の向上を図るものとする。

TBMの掘進に付帯する作業のうち、純掘進時間に影響を与える作業は、送水・排泥管の延長やポンプの増設作業（流体輸送方式)、ずり鋼車等の入替作業（ベルトコンベヤ輸送方式)、リング支保工、セグメント組立、カッター等の損耗品の取替点検整備、高圧ケーブルの盛り替え、測量作業等である。

TBMの純掘進速度、平均日進（月進）の定義は次のとおりである。

1) 純掘進速度＝掘進延長／純掘進時間

2) 平均日進（月進）＝掘進延長／トンネル作業日数（月数）

なお、掘進延長とはTBMによる掘進延長を示す。

純掘進時間とは、TBMを掘進のために操作した時間すなわち、カッター回転トルクが増大してからスラストジャッキが伸びきるまでの時間を示す。

トンネル作業日数（時間）とはTBMの稼動の有無にかかわらず、在来工法の発進、到達坑を除くトンネル工事を行った全日数（時間）を示す。

(5) ずり処理

ずり処理はTBMで掘削したずりをパイプライン（流体輸送方式）又はベルトコンベヤとずり鋼車（ベルトコンベヤ輸送方式）で坑外に搬送して、坑外の土砂分離又はずり処理設備等を経て、土捨場に掘削ずりを処理するものである。この計画に当たっては、TBMの高速掘進を損なわない十分なずり処理能力を有する設備、施工法等を考慮しなければならない。

1) ずり処理計画

ずり処理はずり積、ずり運搬、ずり捨てに分かれるが基本となる作業はずり運搬であり、ずりの性状を考慮のうえ運搬機械を比較検討し安全かつ能率的なずり処理計画を立てなければならない。

2) 流体輸送方式

流体輸送方式では掘削ずりをパイプで流体輸送するため掘削とずり搬出が同時にしかも連続的に行える。

流体輸送方式によるずり処理は、流体輸送システムと土砂分離システムにより構成される。

a) ジェットポンプ及びスラリーポンプによる流体輸送システム

流体輸送システムのフローは、概ね次のとおりである。流体輸送フローを図－1.4.2に示す。

発進基地に設置した調整槽から送水ポンプ（P1）及び駆動水ポンプ（PT）により水をジェットポンプへ送り込む。このジェットポンプによりバルクヘッドの掘削ずりをクラッシャー台車に送り込む。掘削ずりはこのクラッシャーによりスラリー輸送可能な大きさまで破砕され、排尿ポンプ（P2）により坑外の土砂分離設備まで送られる。なおトンネル延長に応じ送水、排泥の中継ポンプを適時増設する。

b) 土砂分離ポンプ

一般に泥水処理は次に示すような段階で行われる。土砂分離フローを図－4.5に示す。

①一次処理（74 μ以上の粗粒分を振動ふるい、サイクロンで分級し処理する。）

②二次処理（74 μ以下の細粒分をシックナーでフロックとし、フィルタープレスまたは遠心分離機で脱水し処理する。）

③三次処理（PH調整機により、ろ過水のPH等を調整し放流基準に適合させ処理する。）

これらのうち二次処理設備は地山の地質により処理量が大きく変わるため計画時には十分な検討を行わなければならない。

なお、含水率の比較的高い粗粒分と脱水処理された細粒分を、同一ホッパーに投入した場合、適度にミックスされ土捨場が泥ねい化する恐れがあるため、別々のホッパーに仮置きし、別々に運搬、捨土することが望ましい。

図－1.4.3 に新内川第二地点の土砂分離フローを示す。

3) ベルトコンベヤ輸送方式

ベルトコンベヤ輸送方式によるずり処理は、トンネルの掘進速度を支配する大きな要素であるから地山条件（地質、湧水等）、立地条件（周辺の環境、土捨場、運搬路等）、トンネル断面の大きさ、延長、平面線形、勾配、ずりの性状等を考慮して、ずり運搬方式、ずり処理設備等を定めなければならない。

ずりの性状は、破砕されたずりの大きさ、硬さ、吸水による変化、容積の増加の割合等をいい、地山条件によって異なる。特に地山強度が弱い岩盤のずりは、細かく粉砕されることがあり、湧水が多くなると、ベルトコンベヤ及びシャトルカーの隙間より落ちるので対策を要する場合もある。

坑内のずり運搬は、軌道設備を設け、ずり鋼車、シャトルカー等を機関車でけん引して行う。レール方式のずり運搬作業に当たっては運行管理規定を定め車両運行の安全を確保しなければならない。

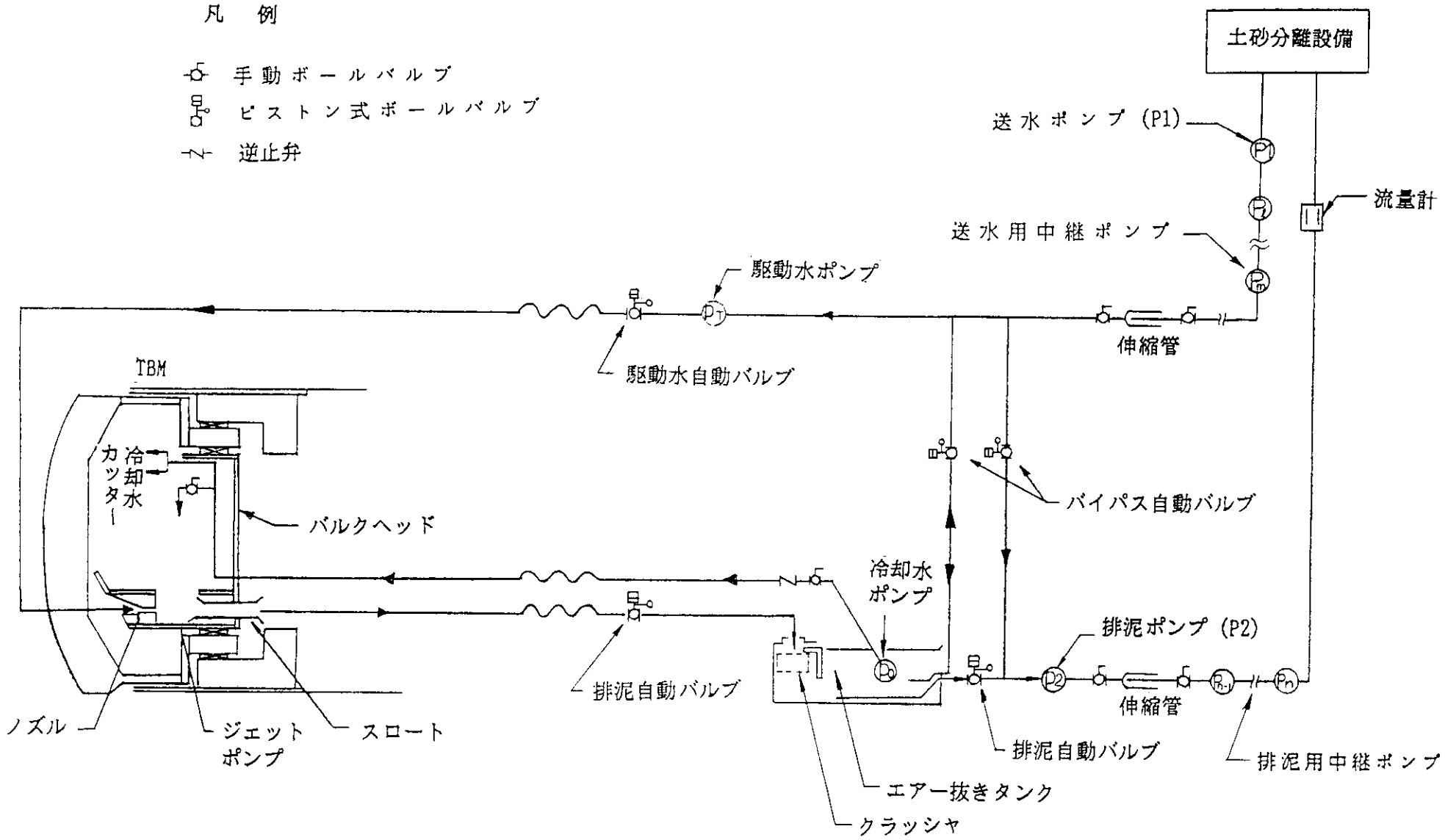
また掘進延長が長く、複線が布設できない小断面トンネルでは、ずり鋼車待ちのロスタイムを低減するためにシャトルカーの設置（定置式シャトルカーの設置を含む）やずり鋼車等が待避できる拡幅部の設置等が必要な場合がある。

4) 土 捨 場

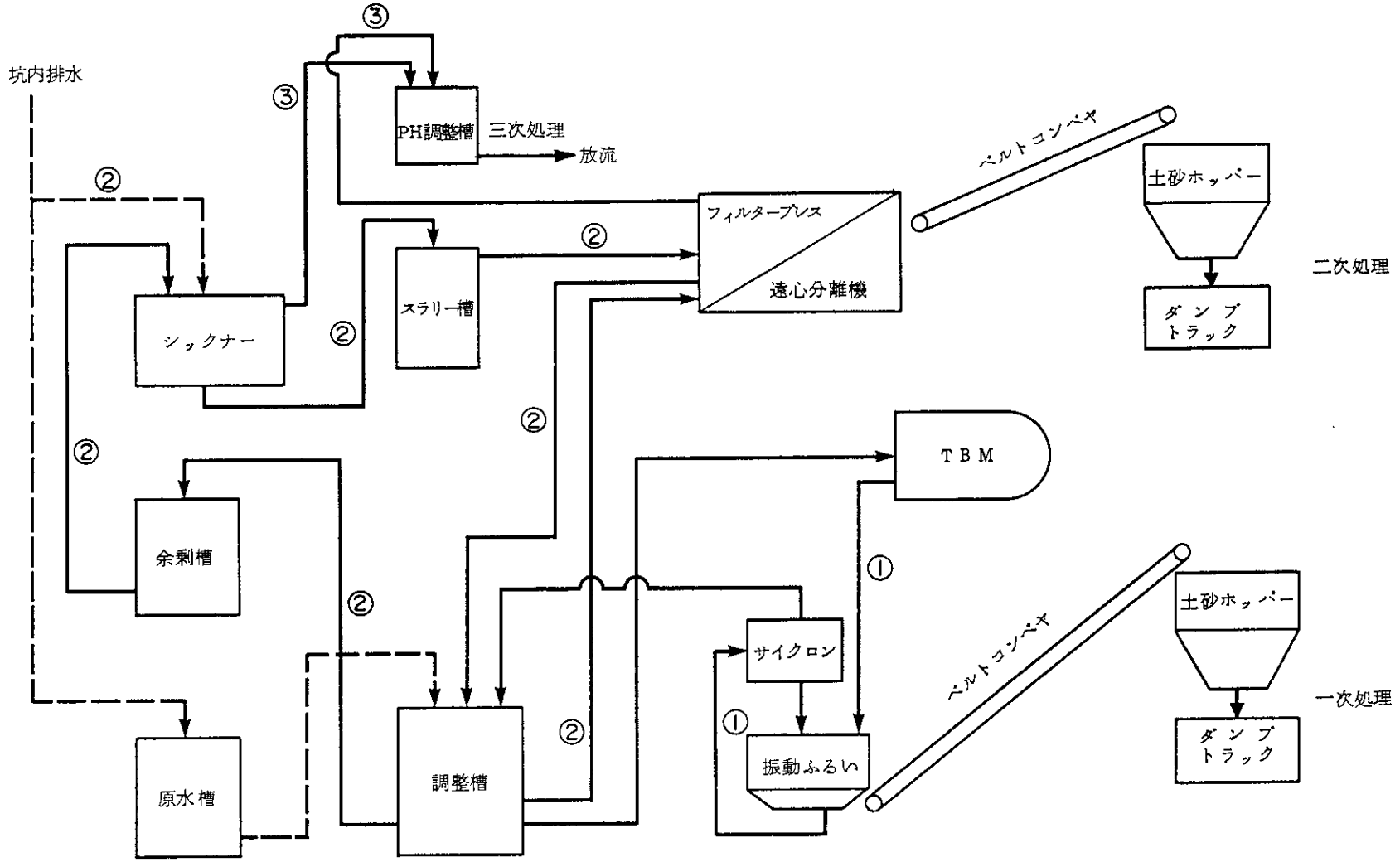
流体輸送方式によるずり処理は、74 μ以上の粗粒分と74 μ以下の細粒分に分級される。細粒分の処理方法については、計画時から十分な検討が必要である。

(6) 支保工

支保工は、地山の状態を考慮し、適切なパターンと施工時期を選択して、施工しなければならない。



図－1.4.2　流体輸送フロー



図－1.4.3　土砂分離フロー

①一次処理を行うフロー
②二次処理を行うフロー
③三次処理を行うフロー

一般的にはトンネル掘削により支保工に作用する荷重は、掘削後の時間の経過とともに増大することが多いので、掘削後すみやかに支保工を施工しなければならない。TBM工法は、掘削断面形状が円形でゆるみ領域も小さいことから掘削したままの状態でも地山自身の支保能力が高いので、掘進速度を速めるために、安全性を損わない範囲で支保工、パターンを選択するとともに、サイクルタイムに影響を与えないように後方の作業とするのが望ましい。ただし、地山状態が悪い場合には、支保工は、掘削後速やかに行い、支保工と地山とをできるだけ密着或いは一体化させ、地山を安定させなければならない。

(7) 覆　　工

TBMの掘削中にコンクリート吹付け作業等を行う事は、軌条設備、電力設備等により作業空間も狭く、施工能率の低下も十分に予想されるので、TBM掘削完了後、坑内清掃を行った後、速やかに実施するものとする。 なお、吹付機械、吹付コンクリートの配合、湧水処理工等については「トンネル標準示方書」(山岳編) に準拠する。

(8) 異常湧水対策

異常な湧水又は土砂流出を伴う湧水が生じた場合には、速やかに原因調査を実施し、それに基づき補助工法 (水抜きボーリング、ディープウェル、ウェルポイント、薬液注入等) 及び排水設備等の検討を行い、掘進への影響を最小限に抑えるよう適切な対策を講じなければならない。

なお、異常な地山湧水が予想される場合には、掘進への影響を考慮した上で水平ボーリング等の調査を行い、必要に応じ水抜きボーリング等の対策を講じる。

(9) 特殊地山対策

掘進中、予測しなかった地質に遭遇し、TBMの掘進が困難となった場合には、速やかに原因を調査し、その対策を講じなければならない。

全地質対応型TBMといえども、掘進中、膨張性地山、押し出し性地山及び切羽の自立が困難な軟弱層等、地山の特殊現象によりTBMの掘進が困難となった場合には、施工上問題となる地質の分布、性状及び延長等を掌握し、その対策を講じなければならない。

対策としては、TBMのみによる対応と補助工法を併用したTBMの対応が考えられる。

(10) TBMの保守点検

TBMの故障、事故を未然に防ぎ、TBMの性能を十分に発揮させるため定期的に保守、点検、整備を実施しなければならない。

1)　保守及び点検整備

保守及び点検整備は通常下記区分により実施する。

(a) 日常点検

(b) 定期点検・整備：1週間、1か月、6か月

(c) 長期稼働休止時の保守・管理

2)　主要点検項目

主要点検項目を下記に例示するが、更に各機種の特性、現場の状況に応じて細目を設定し、チェックリスト等により点検漏れのないよう確実に実施しなければならない。

(a) 日常点検・整備

・点検箇所の清掃

・カッターの摩耗状況の目視確認
・各部ボルトナットのゆるみ点検・増締め
・異常音・発熱の点検
・作動油、潤滑油、グリース、水、空気の異常洩れ点検
・各部給油・脂の確認、点検
・作動油タンクの油面点検
・電源電圧の正常確認
・操作盤のスイッチ類、表示灯、計器類の正常動作の確認
・TBM本体～台車間のホース、電線の異常点検
・フィルター汚染度の点検

(b) 定期点検・整備

① 1週間点検・整備
・カッター摩耗量測定及び必要に応じ交換

② 1か月点検・整備
・オイルタンク内の水抜き
・電動機類の精密点検（軸受け給油、絶縁抵抗測定、水滴点検等）
・制御盤及び配線器具の点検（接点の消耗状況、絶縁抵抗測定、配線管、ダクトの損傷等）

③ 6か月点検・整備
・作動油・潤滑油の定期点検（2回／年、オイルメーカーによる劣化の点検）

(c) 長期稼働休止時の保守管理

長期にわたり稼働を休止する場合は下記事項を必ず実施しなければならない。
・各装置ごとの無負荷運転実施（10～15日ごと）
・油圧機器の防錆処置
・スペースヒーターによる動力盤内の結露防止

(11) カッター及びスクレーパーの交換

TBMのカッターは、掘削性能に大きく影響するので定期的に点検し、摩耗管理値を越えたものは、速やかに交換しなければならない。またスクレーパーについては摩耗量を考慮し、適宜交換しなければならない。

TBMで所定の掘進速度を維持するためには日常の機械の保守点検と共に、損耗部品の交換が必要である。この交換を適正に行うためには、定期的な点検により摩耗量を把握し摩耗部品による悪影響が生じる前にその部品を交換しなければならない。摩耗管理値は、掘進速度と掘削コスト及び部材特性等を考慮して設定し管理しなければならない。

一般には、摩耗管理値は10mm程度としている例が多い。カッターを交換する場合には、施工状況等を勘案し、個々に交換するのではなく、グループ単位で交換するのが望ましい。

また、硬岩の場合、周辺部カッターを交換するときは、カッター取付部の空間の確保及び再発進時の負荷の軽減のために、交換前に、TBM前胴部のスティアリング操作による拡径又は人力によるカッター周辺部の拡径を行う必要がある。

カッター等の交換作業は、安全上から一般的にはTBM機内からの作業となるが、切羽が自立し湧水の無い所で行うのが望ましい。

一般には、ゲージカッターを交換した際に、スクレーパーを取替えるのが望ましい。

(12) ずり輸送設備の消耗部品の交換

ずり輸送設備の消耗部品として、流体輸送方式では、送水・排泥管、ポンプのインペラー等、ベルトコンベア輸送方式では、コンベアーローラー、ベルト等があり、これらは、掘進能率に大きく影響するので、適宜交換しなければならない。

(13) 転用時の点検、整備

TBMを転用する場合には、TBMの性能を充分発揮させるために転用時の点検、整備を行わなければならない。

転用を考慮した点検、整備は下記のとおり区分される。

(1) 工事終了後行う整備

工事終了後行う整備は、ケレン、塗装、電気機器・油圧装置の防湿・防錆等である。

(2) 転用が決定したとき行う点検、整備

転用が決定したときには、TBMの性能が十分に発揮できるように、オーバーホールを行う。

1.4.4 施工設備

(1) 仮設備一般

仮設備は、工事の規模とTBM工法に適合し、TBMの能力を十分に発揮させ、安全で、しかも環境保全を考慮したものでなければならない。

1) 仮設備一般

仮設備は、地山の条件、施工環境、TBM工法の特性、工事の規模により異なるが、一般的には、全工事運営上必要な、材料置場及び倉庫、荷役設備、ずり処理設備、流体輸送設備又は粉じん処理設備、坑内運搬設備、電力設備、照明設備、連絡通信設備、換気設備、給気設備、給排水設備、安全設備、発進、到達設備、濁水処理設備、カッターリング交換設備、裏込注入設備、覆工設備等である。

2) 仮設備計画

仮設備計画の基本は、掘進作業の能力を充分に発揮できるように考えて、各作業の稼働サイクルを組み立て、各々の作業が遅滞なく安全に施工できるように、合理的な配置計画とすることが必要である。

3) 仮設備の設置

仮設備の設置については、トンネル標準示方書（山岳編）・同解説に準拠するが、特にTBM工法の場合には、掘進速度が早いことから、軌条、給排水管等の延長作業は、掘進サイクルタイムに大きな影響を及ぼすので入念に施工しなければならない。

4) 予備電源

一般にTBM掘進は上り勾配で施工し、湧水を自然排水で処理できるため、不時の停電時でもTBM本体への影響は最小限ですむので排水用の予備電源はなくても良い。

しかし下り勾配で施工する場合には、突発的な湧水等に対処するために予備電源を設けなければならない。

1.4.5 施工管理

(1) 施工管理

施工に当たっては、常に地山状況を的確に把握し、サイクルタイムが実状に即しているか否かの検討を十分に行い、予め作成した工程表と実績を比較し、所定工期を確保するよう管理しなければならない。

また、壁面の地質観察や湧水状況、ハンマー打撃音等の施工段階調査結果に基づき、支保工、覆工パターンを決定しなければならない。なお品質管理については、トンネル標準示方書に準拠するものとする。

(2) 安全衛生管理

施工に当たっては、関係諸法規を厳守し、安全衛生管理の徹底を図り、災害を起こさないように十分管理しなければならない。

TBM工法では、在来工法に比べ掘進延長の長い場合が多い。トンネル延長が3,000mを超える場合には、労働安全衛生法上から施工計画の労働大臣申請を必要とする特に大規模な仕事の扱いを受ける（安衛法88条の3）ので、十分なセーフティ・アセスメントを実施して、施工計画を作成する。施工に当たっては、労働安全衛生法に基づき、労働災害の防止を図るよう十分注意しなければならない。

1.5 仕様書

1.5.1 発注特記仕様書

TBM工事の発注特記仕様書には、TBMの仕様等、特に留意すべき事項を記載するものとする。

標準的な発注特記仕様書に記載する主要項目とその内容要点を表－1.5.1に示す。

表－1.5.1 TBM工法トンネル工事発注特記仕様書

項　　目	内　　容　　要　　点
第1章 総 則	
第1条 目 的	
第2条 工事概要	・ 全体的な工事概要と、全地質対応型トンネル掘削機により掘削する工事であることを記載する。
第3条 施工範囲及び施工区分	・ TBM工法区間、在来工法区間の延長等の詳細を記載する。
第4条 工事工程	・ 遵守する必要がある期日を記載する。
第5条 設計変更	・ 本工事実施の途中において、止むを得ない事由により、工法の変更等の必要が生じた場合には、甲と協議し決定することを記載する。
第2章 TBMの仕様	・「TBMは下記の仕様に合致する機種を使用するものとし、請負者の責任と費用により、手配するものとする」とし、以下仕様を記載する。
第6条 TBM本体	
第7条 TBM付属設備	
第3章 施 工	・ 前文として施工概要（要点のみ……TBM工法としての特徴、例えば発進基地、発進坑、搬出坑及び施工順序等の概要について……）を記載する。
第8条 TBMの現地搬入組立及び掘削前試験	・ 工事箇所の特性（TBMの機種、立地条件等）に基づく要点を記載する。
1. 現地搬入	
2. 現地組立	
3. 検査及び現地試験	
第9条 TBMの発進	・ 工事箇所の特性（TBMの機種、立地条件等）に基づく要点を記載する。

項　　目	内　容　要　点
第10条 TBMの掘進及び掘削種別	
1. 掘　進	
2. カッター	・ カッターを精算の対象とする場合は、摩耗量について明確に記載する。
3. 掘削種別	・ 掘削種別は、地質による支保形式に基づき分類する。また支保形式について請負者に良いアイディアがある場合には提案できることを盛込むとするならば次の例文を参考にして記載する。 「支保形式について請負者の創意工夫によるより優れた工法があれば事前に提案し、甲の承認を得なければならない」
第11条　ずり搬出	・ ずり搬出方法（流体輸送方法、シャトルカー方式、ずり鋼車方式等）の特徴に基づく要点を記載する。
1. 切羽におけるずり処理	
2. 土砂分離設備までの輸送	・ 流体輸送方式の場合は、2、3の項目を記載する。
3. 土砂分離設備	
第12条　支保工	
第13条　TBMの分解搬出	・ 工事箇所の特性（TBMの機種、立地条件）に基づく要点を記載する。
第14条　覆　工	
第15条　工事測量	・ 施工中のトンネル断面変形を把握するための測量についても本条に記載する。
第4章　仮設備	・ 工事箇所の特性（TBMの機種、立地条件）に基づく要点を記載する。
第16条　仮設備の配置及び土地の使用	
第17条　電力設備及び工事用電力	・ 準拠基準、供給開始時期、供給箇所、電圧変動に対する配慮等要点を記載する。
第18条　濁水処理設備	・ 排水基準は工事箇所の条件（県条例等）を記載する。

項　　目	内　　容　　要　　点
第19条　坑内給排水設備 第20条　坑内換気設備 第21条　坑内照明設備及び通信連絡設備 第22条　坑内変電設備 第23条　その他の仮設備 第5章　施工に関する調査及び報告 第24条　施工記録 第25条　その他 第6章　発破工法区間の施工 第26条　掘　削 第27条　支保工 第28条　覆　工 第7章　その他 第29条　作業坑（横坑）の閉塞	・　工事箇所の特性（TBMの機種、作業条件、地質条件（酸欠、有毒ガス等））に基づく要点を記載する。

1.6 積算及び歩掛り

1.6.1 積　　算

(1) TBMの標準損料算定方法

建設機械の損料の算定は、現在一般的には建設省によって制定された「請負工事機械経費積算要領」に基づき行われているので、TBMの損料算定についてもこの要領に準拠し考えるものとする。

「請負工事機械経費積算要領」は昭和35年制定されて以来、何回か見直し改正されるとともに、昭和45年度には機械の使用条件が特殊であるダム本体工事に使用する仮設備機械について「ダム工事仮設備機械等損料算定基準」が定められ、その後平成2年1月に機械の購入価格が修正され現在に至っている。

TBMは後述のとおり耐用距離が、1現場当たりの掘進距離に比較して大きいので数工事現場の転用が可能である。

したがってTBMの損料算定は、転用整備を考慮している「ダム工事用仮設備機械等」の損料算定方法を適用するのが妥当と考えられる。

本算定方法は、機械ごとに実績又は推定により定められる標準的な運転状態における諸数値を適用して算定される運転1時間当たりの損料率、供用1日当たりの損料率に機械の基礎価格と、その機械が使用される現場の特性から求まる運転時間数、供用日数をそれぞれ乗じて損料を求めるものである。

1.6.2 歩掛り

(1) TBM工法掘削人員の編成

TBM工法の掘削人員構成は、純掘進時のみならず、支保工建込み時、カッター交換時等の作業内容から、決定するものとする。

1) 流体輸送方式

流体輸送方式での実証地点の掘削時作業人員構成（1方当たり）は表－1.6.1のとおりであり、標準的には9人であった。トンネル特殊工、トンネル作業員については、地山条件が悪い場合には、支保工の搬入及び建込みに増員した。

2) ベルトコンベヤ輸送方式

ベルトコンベヤ輸送方式での実証地点の掘削時作業人員構成（1方当たり）の実績は表－1.6.2のとおりであり、標準的には9人であった。特殊作業員の人員は、現場状況により1～2人と変動があった。

流体輸送方式

表－1.6.1　掘削時作業人員構成（1方当たり）

職　　種		員数	作　業　内　容
トンネル世話役		1	作業全般の指揮, 安全監視
トンネル特殊工		1～2	TBMの運転及びバッテリーロコの運転及び支保工建込み
トンネル作業員		2～3	支保工建込み手元及びレール、給気、給水、排水、風管、送水・排泥管等の延長、並びに坑内外の資材運搬
特殊作業員		2	送水・排泥ポンプ及びTBMの監視（坑外)、土砂分離・濁水処理設備の運転・保守
機電工	機械工	1	坑内設備等の点検・保守
	電　工	1	電気設備の点検・保守

ベルトコンベア輸送方式

表－1.6.2　掘削時作業人員構成（1方当たり）

職　　種	員数	作　業　内　容
トンネル世話役	1	作業全般指揮、安全監視
トンネル特殊工	3	TBM運転、バッテリーロコ運転及び支保工建込み
トンネル作業員	3	支保工建込み手元及びレール、給気、給水、排水、風管の延長並びにシャトルカー操作、坑内外の資材運搬
特殊作業員	1～2	坑外ずり捨桟橋保守及び資材搬入段取り
機　電　工	1	機器・電気設備の点検・保守

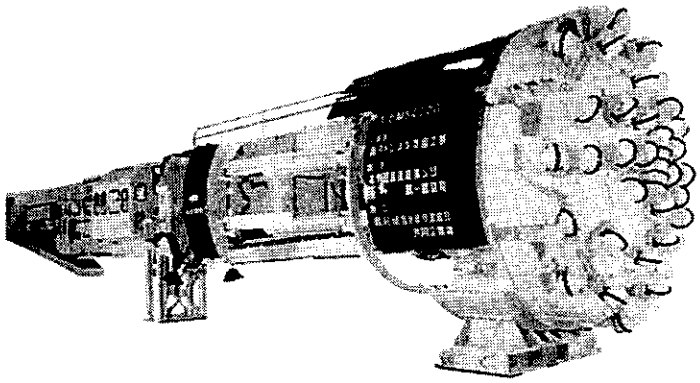
第２節　全地質対応型ＴＢＭ（ベルトコンベヤ輸送方式）

２．１　全　体　概　要

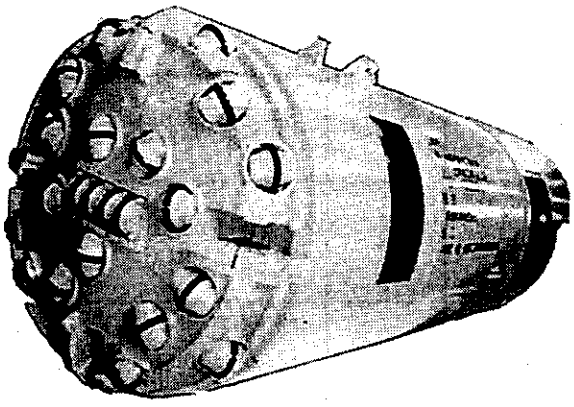
海外での健全な岩盤では、目覚ましい成果を挙げているＴＢＭ工法も、我国のように断層破砕帯や軟弱層が多く、湧水を伴い岩質も複雑に変化する地質条件下では、時には掘進不能となって在来工法に切換えざるを得なかった例も少なくない。

コマツでは、昭和５５年度より通商産業省の補助金を受けて、中小水力発電用の水路トンネル建設費の低減を目的として、硬岩から断層破砕帯を含む軟弱層まで広範囲の地質に適合しかつ、できる限り小断面のＴＢＭを開発しようというねらいのもとに、全地質対応型ＴＢＭを開発し、今日までに多くの実証工事、実用工事にＴＢＭを提供している。

全地質対応型ＴＢＭは、従来型ＴＢＭ（写真－2.1.1 参照）に対し、硬岩掘削特性を犠牲にすることなく劣悪な崩壊性地山でも確実に突破できるように、外観上、都市土木用シールドに近いシールド型を採用した。（写真－2.1.2 、図－2.1.1 参照）



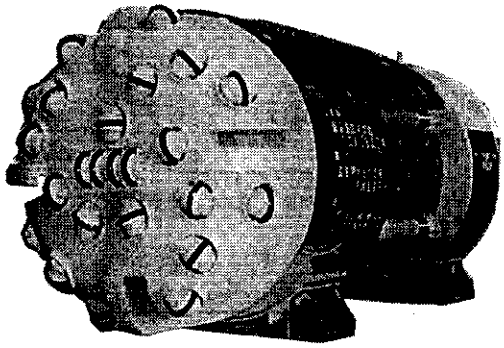
写真－2.1.1　従来型ＴＢＭ（ＴＧ５００－２）



写真－2.1.2　全地質対応型ＴＢＭ（実証２号機　ＴＧ２８０－２）

機能的には、健岩部におけるグリッパ～スラストシリンダによる主推進システムの他に軟弱地山においても掘進を可能とするため、支保工としてセグメントの巻立てを行いそのセグメントを反力受けとして補推進シリンダによって推進する補推進システムを併用できることを基本構想とし、更に、中小水力発電における小断面化のニーズに応えるべく各構成要素の小型化を図りながら、ＴＢＭの各部構造に新機構を採用した。

また、全地質対応型ＴＢＭ（シールド型）の地山対応特性と従来型ＴＢＭ（オープン型）の硬岩・高速掘進特性とを併せて、硬岩地山から小規模の特殊地山に対応するセミオープン型ＴＢＭを開発し、多様な地質・施工条件の要望に応えている。（写真－2.1.3 参照）コマツＴＢＭの稼働実績表を本文末の別表－１に示す。表中※印がシールド型、＊印がセミオープン型、その他がオープン型である。



写真－2.1.3　セミオープン型ＴＢＭ（ＴＧ２８０－１）

２．２　基　本　構　造

掘削、推進及びステアリングの基本は、シールド型、セミオープン型、オープン型ともほぼ同じである。

掘削は、機体先端に設けたカッタヘッドを切羽に圧着しながら回転させ、カッタヘッド前面に設けたディスクカッタによって岩盤を掘削する。カッタヘッドは、大口径のメインベアリングによる周辺支持方式にて支持されており、ディスクカッタリングはカッタヘッドの回転につれて切羽面を転動し、カッタピッチ間の岩盤を処理しやすいずり形状に圧砕する。

圧砕されたずりは、カッタヘッドの外周部に設けたバケットにより掬い上げられ、機体上方からホッパシュートに投入し、ベルトコンベヤにより機体後方へ搬送して、ずり鍋車に積み込まれる。

機体の推進は、後部グリッパフレーム左右に設けた一対のグリッパシューを油圧シリンダによって坑壁に圧着してグリッパフレームを固定し、推進及びカッタヘッド回転力の反力を確保した後、機体中間部左右に設けたスラストシリンダを伸ばすことによって機体全体をグリッパフレームに対して推進させる。

掘進中の操向は、機体前側カッタヘッドサポートの左右及びグリッパフレーム内に設けた独立ステアリング装置により、水平及び垂直方向の操作を行う。この方式は、他の機構とは独立した各ステアリングシリンダを操作することによって行うので、微操作も容易で掘進中でも随時、方向制御・修正が可能である。

運転操作は、後続台車に設けた操作盤でワンマンコントロールにより行うこととし、構造の簡素化と小断面への対応及び操作の容易化を図った。

推進シリンダの１ストローク分の掘進が終了すると、カッタヘッドの回転を停止し、グリッパシューを引き戻して坑壁から離し、スラストシリンダを縮めてグリッパフレームを切羽側へ盛替える。これで掘進の１サイクルが終了する。

一方、全地質対応型（シールド型）においては、グリッパシューによって推進反力が得られない軟弱地質に遭遇した場合には、坑壁に構築したセグメントなどを反力受けとし、機体後部に設けたブレスリングを介して補推進シリンダで推すことにより、機体全体を推進させることができる。

図－2.2.1 に全地質対応型ＴＢＭの掘進動作を示す。

２．３ 主 要 諸 元

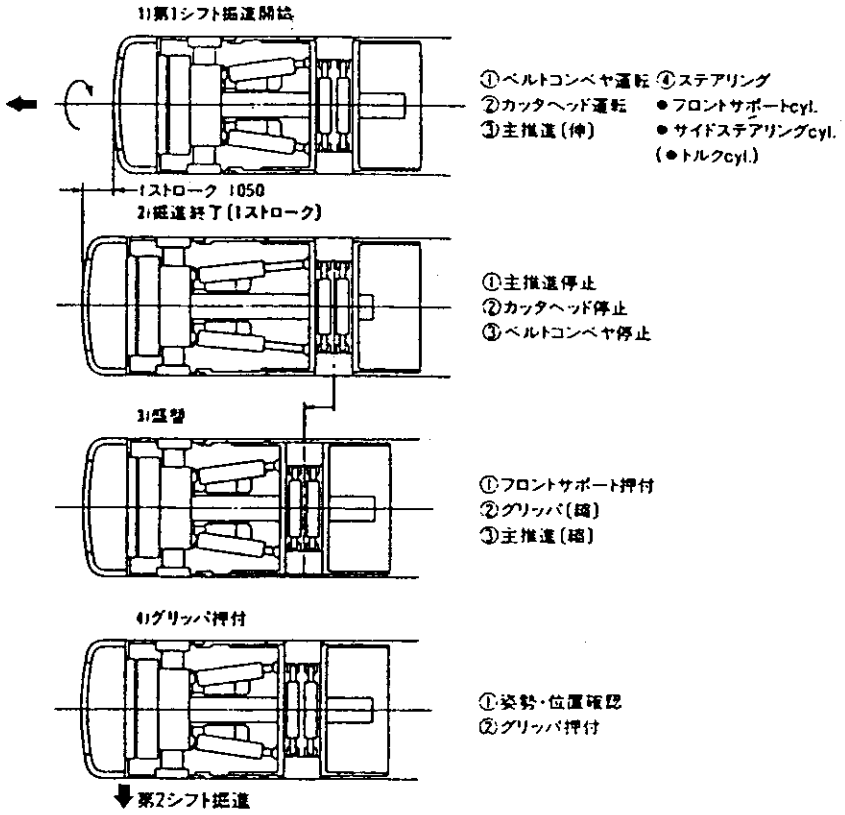
全地質対応型ＴＢＭの実証試験機及び実用機の主要諸元を表－2.3.1 に示す。

表－2.3.1　主要諸元

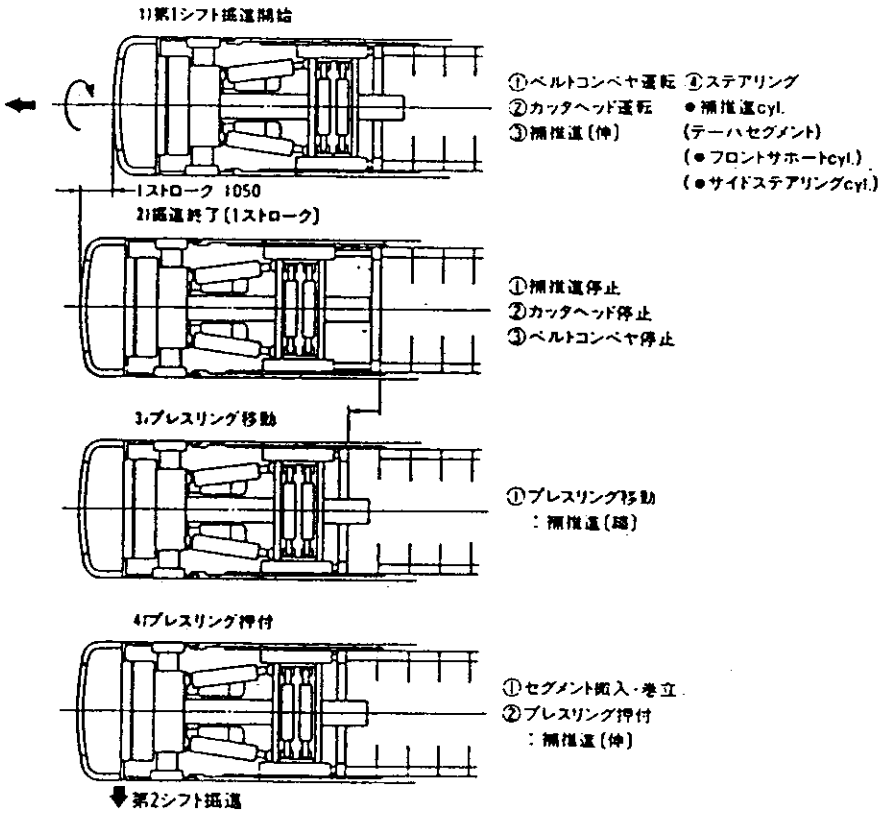
項　　目	単　位	実用１号機	実証１号機	実証２号機
		（神　戸）	（早木戸）	（駒　込）
1．掘　削　径 （実掘削径）	mm	2600 （ 2590～2610 ）	2600 （ 2590～2610 ）	2800 （ 2790～2810 ）
2．本　体　長	mm	6755	6550	6800
3．機 械 全 長 （ﾄﾚｰﾝｺﾝﾍﾞﾔ 除く）	mm	38355	67550	42055
4．装 備 重 量	t	91	110	100
5．電動機総推力	kw	243.2	275.7	241.2
6．推進装置(ｽﾗｽﾄ)				
総　推　力	t	360	400	360
ストローク	mm	1050	1050	1050
7．推進装置（補推進）				
総　推　力	t	300	300	350
ストローク	mm	650	900	650
8．カッタヘッド		電動駆動	油圧駆動	電動駆動
回転トルク	t・m	26	16 ～ 33	31
回　転　数	rpm	7.3 （一定）	3.8 ～8.0(可変)	6.1 （一定）
9．グリッパ押付け力 （ｼﾘﾝﾀﾞ 出力）	t	200	200	200
ｼｭｰ張り出し量	mm	200	200	200
接　地　圧	Kg/cm²	25	31	25
10．最小曲率半径	m	80	＊　200	80
11．後続台車数	両	4	8	5
12．ベルトコンベヤ数	台	3	1	4

＊印：カーブコンベヤ性能

1. 健岩掘削の場合



2. 破砕帯掘削の場合



図－２．２．１　全地質対応形ＴＢＭの掘進動作図

２．４　主　要　改　良　項　目

各部構造に関して、全地質対応型ＴＢＭの従来型ＴＢＭに対する主要な改良内容（表－2.4.1 参照）と、更に実証試験機の施工実績をもとに織り込んだ改良内容（表－2.4.2 参照）及び実証試験２号機に織り込んだ改良項目について紹介する。

表－2.4.1　全地質対応型ＴＢＭの主要改良内容

項　　目	従　来　型	全地質対応型	ね　ら　い
ｶｯﾀﾍｯﾄﾞ形状	カッタ突出形	面板ﾄｰﾑ型、山留ﾘﾝｸﾞ形	崩落防止
ｶｯﾀ 取付方法	外部取付	内　部　取　付	ｶｯﾀ 交換容易化、安全化
ﾒｲﾝﾍﾞｱﾘﾝｸﾞ形状	Ｘローラ	ダブルテーパローラ	負荷容量アップによる耐久性向上
ｶｯﾀﾍｯﾄﾞ駆動	電動駆動	油圧駆動→電動駆動	油圧駆動は可変速駆動化
機械部の保護	ルーフサポート	フルシールド	崩落部での機械の保護
グ　リ　ッ　パ	左右水平張出型	円形フレーム、ヒンジ形	低接地圧化、坑壁安定化
補　推　進、セグメントエレクタ	な　し	装　　備	崩落地山の施工可能化

２．４．１　輸送性向上のための分割時重量低減

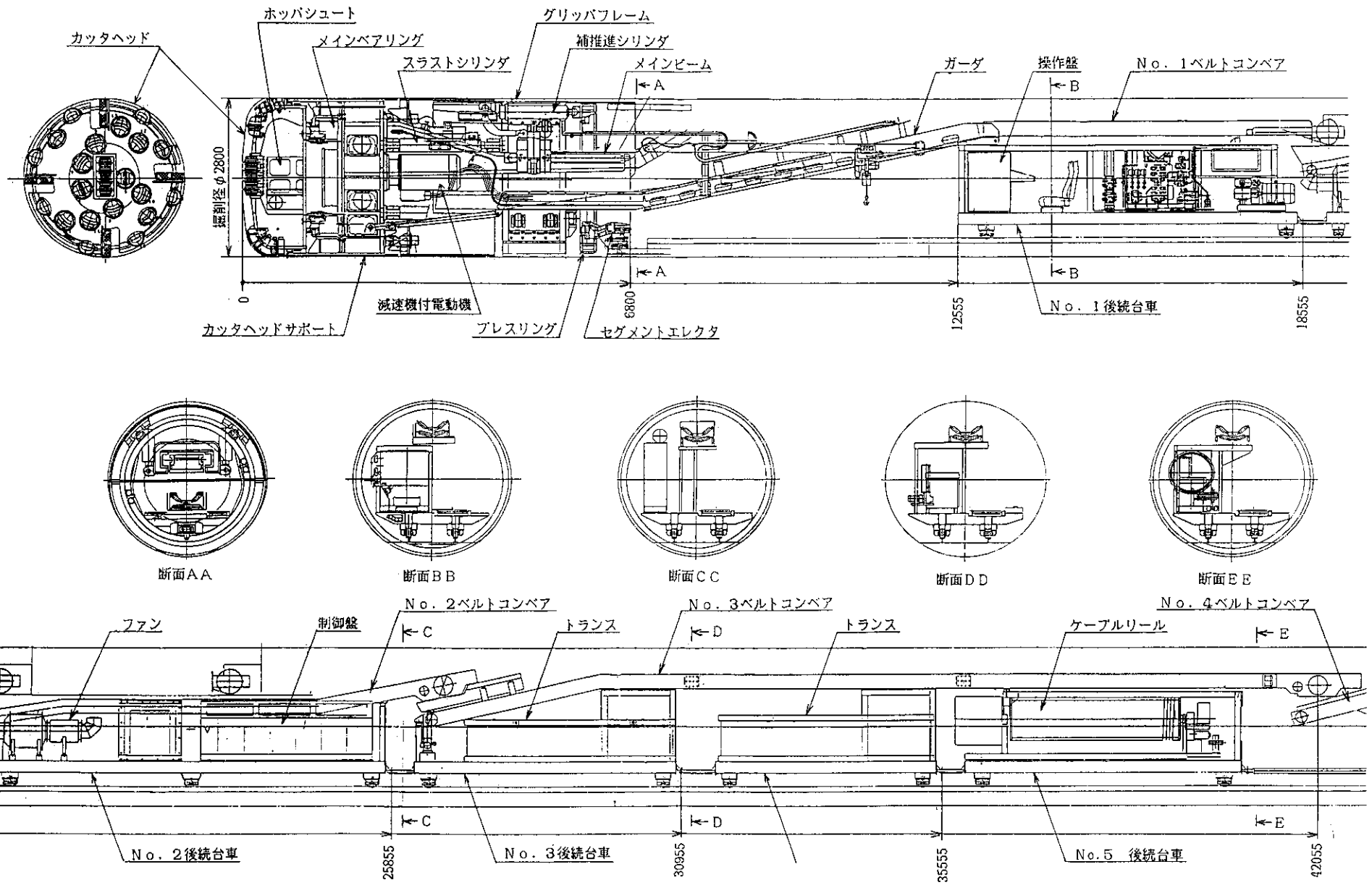
中小水力開発地点は、概ね山間部でしかも急峻な地形のところに位置することが多い。また、トンネルの施工は湧水処理を容易にすることや、安全施工などの理由で下流側（発電所側）から上流側（取水口側）へ向って行うことが好ましいが、この場合には、ＴＢＭを発電所側水圧管路の上方へ搬入する必要があるため、更に急峻な地形となることが多い。

工事用仮設道路の建設には多大な工事費と期間を要することになり、建設総コストを押し上げ、経済性の悪化を招く。また、昨今では自然環境保護のために、道路の建設ができない地点も増えている。

このような背景から、最も重量の大きい機械であるＴＢＭの輸送において、その分割時の重量を低減することによる輸送性、経済性向上のニーズが高まってきた。

そこで、コマツでは実証２号機（東星興業、駒込地点）の設計において、分割時最大重量を８ｔとする新しい構造を採用した。このことによって、例えば１１ｔダンプトラックが通行可能な程度の小規模な道路（あるいは既設の道路）からの搬入やケーブルクレーンでの搬入が可能となった。

ＴＢＭの構成装置の中で最も重量が大きいのは、最重要部品であるカッタヘッドサポートとグリッパフレームであるが、従来一体であったこれらの装置を３分割として、分割時重量の低減を実現した。カッタヘッドサポートの分割事例を図－2.4.1 に示す。



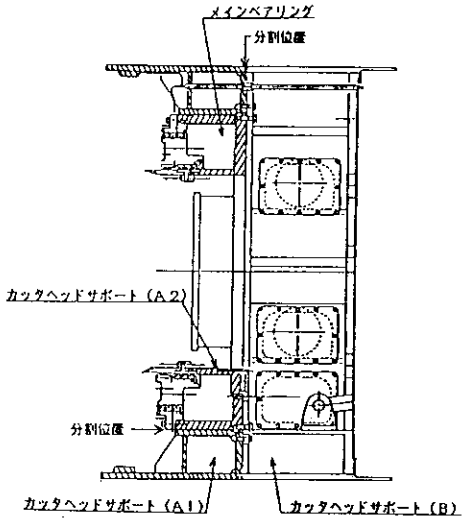
図－2．1．1　全地質対応型ＴＢＭ（ＴＧ２８０－２）

２．４．２　補助グリッパ装置

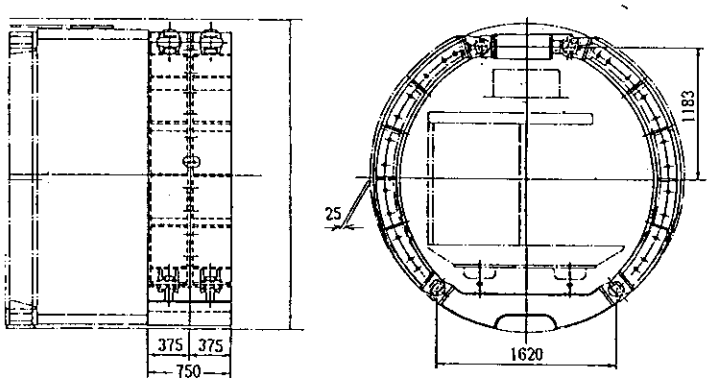
全地質対応型ＴＢＭの大きな特長の１つに、軟弱地質などにおいて坑壁に構築したセグメントなどを反力受けとして、補推進シリンダで推進できることが挙げられる。

セグメントから推進反力を得るには、既に掘削した健岩区間側にまで遡って数１０リングのセグメントを巻き立てて、坑壁との間への裏込注入などにより、セグメントを固定するか、もしくは数リングのセグメントの場合には、ロックボルトでアンカをとってセグメントを固定するかのいずれかの方法を採らねばならない。しかし、補推進方式の場合でも軟弱層から健岩層へと掘進していくときなどには、当然のこととしてＴＢＭの装備推力を最大限に必要とすることが多いが、数１０リングのセグメント巻立てが現実には難しいことや、ロックボルトでは充分な固定ができないこともあって、補推進方式での掘進は殆ど実施されなかった。

そこで、必要な時に容易に、確実にセグメントアンカをＴＢＭ本体と後続台車との間に構築するために、坑内での分解・組立てが可能な低接地圧の油圧拡張式補助グリッパを開発し、ＴＢＭ本体と共に実証現場へ搬入した。（図－2.4.2 参照）



図－2.4.1　カッタヘッドサポート分割事例



図－2.4.2　補助グリッパ

2．5 施 工 実 績

別表－1を参照

2．6 今 後 の 課 題

全地質対応型ＴＢＭによる山岳地での中小水力発電における実証試験工事、及び都市部岩盤層での下水道工事における実用工事の施工例から、当初目標とした我国の複雑な地質における確実な施工の見通しが得られ、また高速施工による工期短縮、振動・騒音などの公害対応、作業の安全化、容易化、省力化などについても、目標をほぼ達成できたと考える。

今後、更に施工コストの低減、特殊地山への対応性向上や作業環境の改善を図り、ＴＢＭ工法の普及拡大を図るための課題として、

(1) 施工延長の増大（工区数の増大）による機械費負担の低減

(2) トンネル断面の標準化による転用性の向上

(3) 特殊地山の早期予知（切羽先方予知）技術と地山改良技術の開発

(4) 一次覆工としての吹付システムの改善と坑内粉塵の低減による作業環境の改善

などが考えられる。

上記 (3)の切羽先方予知技術の開発や (4)の吹付システムの改善については、新エネルギー財団の指導のもとで既に着手されており、その成果を待ち望む次第である。坑内粉塵の低減については、東京電力㈱安曇発電所水殿川導水路新設工事におけるＴＢＭ（ＴＧ２６０－３）の設備の１つとして、高性能・大容量のベンチュリースクラバ式集塵機が採用され、大巾な作業環境の改善が図られている。

また、長距離トンネル施工における工期短縮方策の１つとして、上流側と下流側の両口からＴＢＭ施工を行い、接合地点での坑内解体の場合や、貫通地点側の坑外からのＴＢＭの搬出・回収が不可能な場合には、施工してきた坑内を利用してＴＢＭを搬出・回収する必要がある。これらの場合には、坑内解体・搬出・回収が可能で、かつ回収率の高いオープン型ＴＢＭの採用も検討に値するものと考えられる。

メーカ側としては、ＴＢＭでの運転コスト（カッタ費、設備費、動力費、人件費など）の低減を図るとともに、施工速度の向上策を検討し、トンネル施工コストの低減に努めることが課題と考える。その中でも最近の事例としてカッタリングの大径化は既に実施されており、従来の１２インチから１５．５インチのカッタが、中部電力㈱の二軒小屋発電所、赤石沢発電所の両新設工事用ＴＢＭに採用されている。海外では１７インチから１９インチへと更に大径化し、カッタ交換回数の低減と掘進時間比率の向上が図られている。

表－２．４．２　ベルトコンベヤ輸送方式ＴＢＭの改良項目と改良理由

☆印は、実用１号機での改良項目を示す。

No.	改　良　項　目	実証１号機　（TG-260・早木戸）	実用１号機　（TG260-2・神戸）	実証２号機　（TG280-2・駒込）	改良理由またはねらい
1	グリッパフレームの盛替容易化	１．グリッパフレーム外径φ2560mm（テレスコ部内筒の外径と同一） ２．テレスコ部内筒が円筒形 ３．グリッパフレームが円筒形	１．グリッパフレーム外径φ2520mm（テレスコ部内筒の外径と同一） ２．テレスコ部内筒下部１／４円筒を開放した。 ３．グリッパフレーム下部に 250×440 のずり抜き部を設置した。	１．グリッパフレーム外径φ2740mm（テレスコ部内筒の外径と同一） ２．同　　左 ３．同　　左（250×540）	☆テレスコ部内筒外径とグリッパフレーム外径を同一とすることによって、段差を無くしずりの圧密部を無くした。 また、下部を開放することによって、テレスコ部で崩落したずりの閉塞を防止する。
2	フロントサイドサポートシューの機能向上 ・接地圧	・左右上方４５°位置でシュー張り出し ２０kgf/㎠	・スプリングライン位置で左右のシュー張り出し ５kgf/㎠	・同　　左	☆坑壁の安定しているスプリングラインで接地することにより、ＴＢＭ本体揺れ防止を図る。 また、坑壁を傷めないように接地面積を拡大し、接地圧の低減を図った。
3	カッターヘッドの駆動 ・カッターヘッド回転トルク ・カッターヘッド回転数	・油圧駆動 １６～３３tf･m ０～１２rpm	・減速機付電動機（100kw　2台） ２６．０tf･m ７．３rpm　(60Hz)	・減速機付電動機（100kw　2台） ３１．０tf･m ６．１rpm　(50Hz)	☆後続設備の簡素化及び油圧ロス排除による動力費の低減、常時高トルク、高回転域での運転をして、施工速度の向上を図る。
4	後続設備 ・全　長	８　輌 ６８　m	４　輌 ３８．５　m	５　輌　（注１） ４２　m　（注１）	（注１） ・ユーザーの都合でトランスが２分割されたため、台車数，全長が増加した。
5	カッターヘッド １）ディスクカッター個数 ２）山留リング ３）バケット数 ４）ずりの取り込み	２３　個 ４　条 ３ ・ビット方式	２３　個 ２　条 ４ ・スクレーパ方式	２４　個　（注２） ２　条 ４ ・同　　左	（注２） ・掘削径の違いによるもので改良ではない。 ☆切羽とカッターヘッドとの間でのずりの流れをスムースにするため内側の２条を廃止した。（山留リングの目的である切羽崩落防止は、外周の２条でする。） ☆ベルトコンベヤへのずり搭載の平準化を図る。 ☆取り込み長さを大きくすることにより、すくい込み効率を良くし、施工速度を向上させる。
6	セグメントのアンカ構築	・ロックボルト方式	――――	・油圧式補助グリッパ方式	・坑内での分解・組立可能な低接地圧補助グリッパを設置することにより、セグメント推進時の反力受けとする。
7	分解・輸送性	・分割重量　最大：２１ton	・分割重量　最大：１７．５ton	・分割重量　最大：８ton	

（参考）スラストジャッキ推力は、早木戸　４００tf、神戸及び駒込　３６０tfである。

別表－１．コマツＴＢＭ稼働実績表

	工事名称	企業者	施工者	形番	掘削径 (m)	掘削延長 (m)	掘削期間	岩質	圧縮強度 (kg/cm²)	最大月進 (m／M)	最大日進 (m／D)	備考
	新居浜発電所導水路工事	住友共同電力	大豊建設	TG230-1	2.3	276	39.4～39.12	緑泥片岩、石墨片岩 石英片岩	600～1600	128.0	11.1	無支保
※	早木戸発電所導水路工事	電源開発	開発工事	TG260-1	2.6	1,145	58.3～59.1	片麻岩、石英閃緑岩	500～1500	277.1	21.9	
※	山田汚水幹線工事	神戸市	熊谷組	TG260-2	2.6	1,432	59.3～59.9	古生層、閃緑岩、ひん岩	～1500	406.1	25.4	
※	駒込発電所新設工事	東星興業	間組・佐藤工業 J.V	TG280-2	2.8	2,270	62.6～63.1	凝灰岩、流紋岩	40～ 400	538.8	44.9	支保工 セグメント
	安曇発電所 水殿川導水路新設工事	東京電力	間組・熊谷組J.V	TG260-3	2.60	3,003	H1.5～H2.12	チャート、粘板岩	300～2800	310.3	31.4	支保工 吹付け
＊	二軒小屋発電所新設工事	中部電力	大成・住友・奥村・ 徳倉・東海フォレストJ.V	TG270-1	2.75	5,433	H3.11 ～	粘板岩、砂岩、チャート	1000～2000			支保工
	赤石沢発電所新設工事	中部電力	間・三井・大豊 日本国土・鉄建 J.V	TG260-4	2.62	6,058	H3.11 ～	粘板岩、砂岩、チャート	1200～2000			支保工

注）　※印：シールド型
　　＊印：セミオープン型
　　無印：オープン型

〈参 考 文 献〉

1）土木学会岩盤力学委員会　「わが国におけるトンネル掘進機の実績と展望」
（社）土木学会　［’７６．１０］

2）新エネルギー財団水力本部　「小水力発電所の設計と施工」
（財）新エネルギー財団　［’８４．３　］

3）トンネルと地下　原田信昭　「広範な地質に対応する小口径ＴＢＭの開発」
第１５巻7号　［’８４．７　］

4）建設の機械化　荒木浩二　「ＴＢＭによる下水道幹線の掘削計画」
［’８５．７　］

5）土木施工　村山哲夫、白水嘉雄、杉本　茂　「全地質対応形ＴＢＭによる小口径トンネルの建設」　第２６巻９号　［’８５．７　］

6）建設の機械化　荒木浩二、浅田秀正　「ＴＢＭによる下水道幹線の施工」
［’８５．７　］

7）建設の機械化　宮崎睦雄、島田保之　「安曇発電所水殿川導水路新設工事におけるＴＢＭによる施工計画」　［’８９．６　］

8）トンネルと地下　江川顕一郎、谷中保男、志村　厚　「多量湧水を伴う軟弱層をＴＢＭで突破　東京電力水殿川導水路」
第２２巻１１号　［’９１．１１］

第３節　　全地質対応型ＴＢＭ（流体輸送方式）

3.1　構造と特徴

3.1.1　概　　要

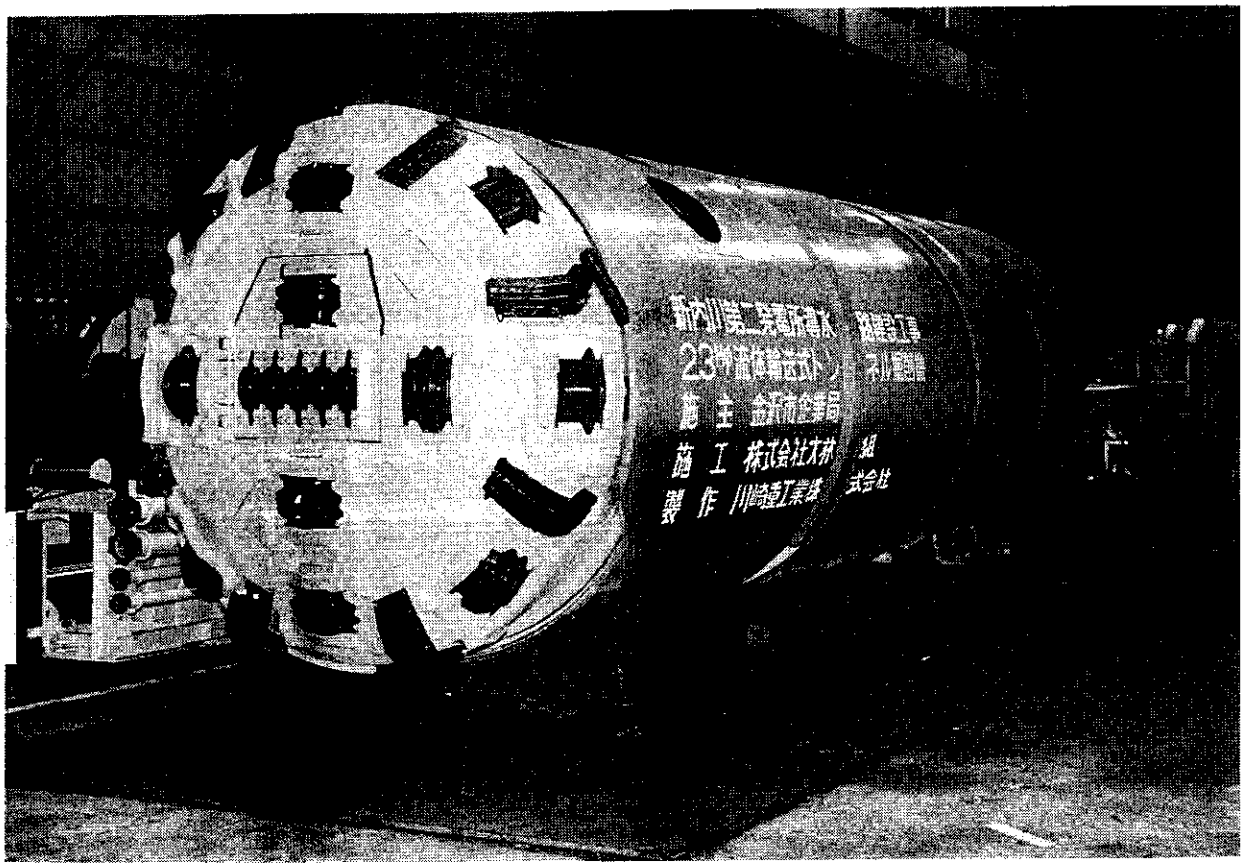
複雑に変化する地層に対応した流体輸送式トンネル掘削機が、昭和58年と昭和61年の２度の実証試験とその後の実用機の施工結果より改良を行い、現在各地の掘削現場で使用されてきている。以下にその概要について紹介する。

3.1.2　機械の構造

機械設備は岩盤の掘削を行う本体部分とこれの動力設備等の後続設備より構成されている。

(1)　ＴＢＭ本体（写真－3.1.1、図－3.1.1参照）

回転するカッターヘッドに装着されたローラカッターを岩盤に押し付けて岩を圧砕する圧砕型トンネル掘削機で、本体は外殻を持つシールド構造となっており、切羽側より前胴部、中胴部、後胴部より構成されている。それぞれの接合部は屈曲可能な構造で、方向制御ジャッキ、ディテェインジャッキにより接合され、接合部はシールにより湧水などの侵入を防いでいる。



写真－3.1.1　ＴＢＭ本体（ＫＴＢ－230Ｓ型）

(a) 前胴部は掘削を行う部分でカッターヘッド、これを支える軸受装置、回転駆動装置、振動を防止して推進方向の案内を行うフロントグリッパ、掘削ずりを後方へ送るジェットポンプ、切羽と機械内部を隔てるバルクヘッドなどより構成されている。カッターヘッドは崩壊性の地盤に遭遇した場合の山留めと、流体輸送に支障のないずりの粒度に調整するために、スリットを有した面板を装備している。

(b) 中胴部分は本体の伸縮部分となっており、外シールドと内シールドが前後方向に1ストローク分伸縮する構造となっている。

(c) 後胴部は推進反力を岩盤に伝えるため後胴を固定するメイングリッパ、軟弱地盤でセグメントを使用する場合のシールドジャッキ、機体のローリングを修正するジャッキなどを有している。

(d) カッターヘッドの推進は前胴及び後胴に両端を取りつけたスラストジャッキにより行う。

以上に述べた本体の作動状態を図－3.1.2に示す。

(2) 後続台車（図－3.1.3参照）

台車に搭載して掘削機本体で索引して移動するもので、油圧装置、流体輸送装置、電気設備、運転室より構成される。

(a) 油圧装置

カッターヘッド回転用、各油圧ジャッキ用パワーユニット、油タンク、操作バルブより構成される。

(b) 流体輸送設備

ジェットポンプ駆動水用ポンプ、カッター冷却水ポンプ、ズリ輸送用うず巻ポンプ、ずり二次破砕用クラッシャー、エア抜き用水タンク、制御弁類などより構成される。

(c) 電気設備

高圧受電盤、降圧トランス、起動器盤、制御盤などより構成される。

3.1.3 本機の特徴

(1) 地山をゆるめないので覆工厚を薄くできる。

(2) 余掘りがない。

(3) 作業の安全性が高い。

(4) 掘削とずりの積込みが同時に行えるので掘削の効率が良い。

等の一般的な特徴の他に次のような特徴を有している。

(5) 掘削ずりをパイプで流体輸送をするため、掘削とずり搬出が同時に連続的に行えるので稼働率が高く、坑内車両の運行も少なく安全である。

(6) カッターヘッドの面板、シールド構造の採用によって硬岩層から破砕帯を含む軟弱地層まで幅広い地質の掘削が可能である。

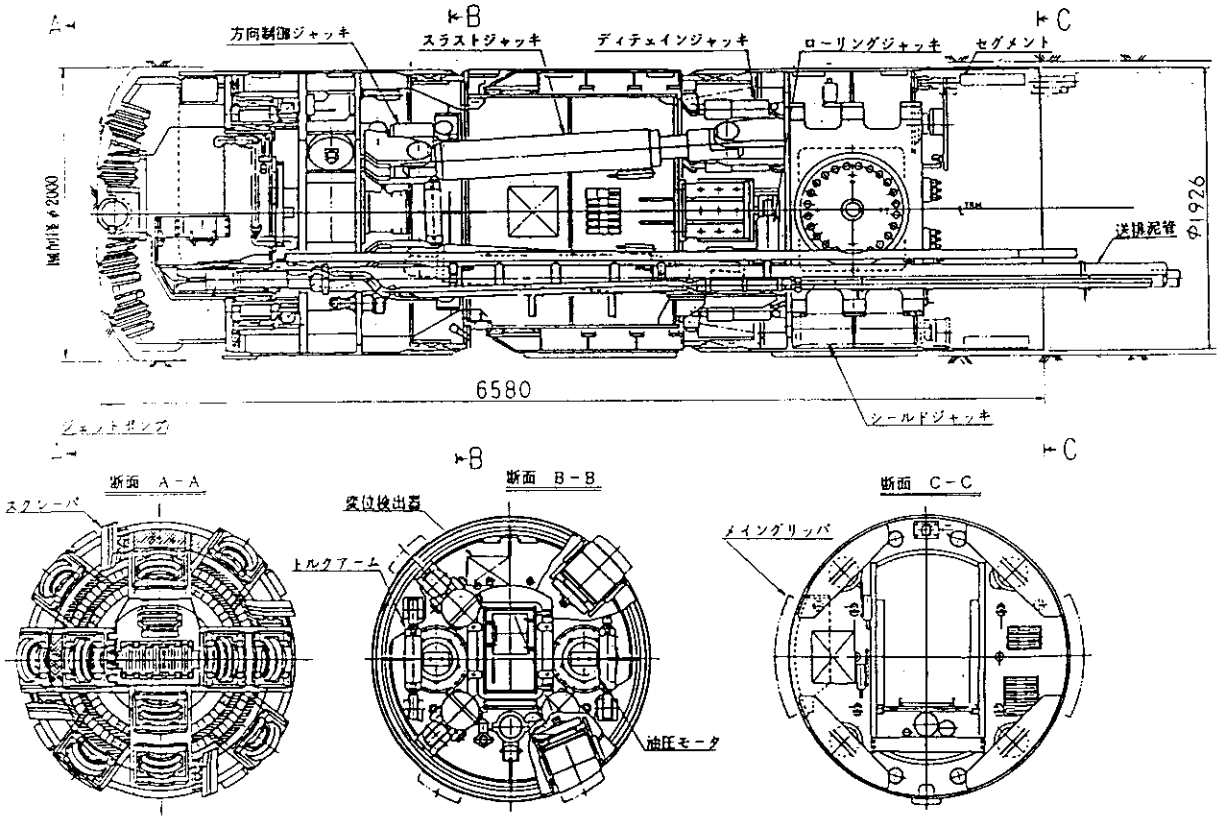
(7) 本体が二個所で中折れが可能となっているため、容易にカーブ掘進ができる。

(8) カッターを回転サドル取付け方式にしているため、切羽前面に出ることなく機内側より安全にカッターの交換ができる。

(9)　切羽は隔壁によって密閉され、掘削ズリは水とともにパイプ内を流れるため粉塵の発生がなく坑内の空気は清浄に保たれる。

(10)　機械の運転は掘削機１名、ずり輸送１名と省力化を図っている。

(11)　機体は現場までの輸送路の条件と坑内輸送を考慮して、小寸法、小重量に分解可能としている。



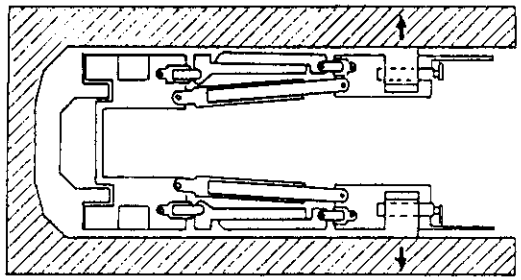
図－3.1.1　ＴＢＭ本体構造

表－3.1.1　主要諸元表

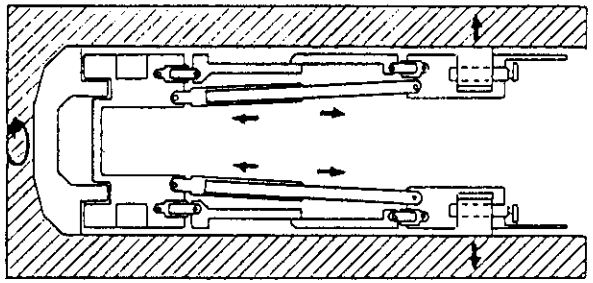
項　　目	第 1 次 実証試験機	実 用 機	第 2 次 実証試験機	実 用 機
掘　削　径　mm	2000	2000	2300	2300
本 体 長 さ　mm	6435	6585	7250	7990
機 械 全 長　m	約 70	約 70	約 75	約 75
総　重　量　ton	約 70	約 70	約 85	約 90
装備電動機総出力　kW	約320	約350	約440	約440
電　源（1次～2次）	6kV/3kV-440	3kV-440V	3kV-440V	3kV-440V
ｶｯﾀﾍｯﾄﾞﾄﾙｸ　ton-m	最大 14	最大 20	最大 30	最大 30
ｶｯﾀﾍｯﾄﾞ回転数　rpm	0～12	0～10	0～9	0～9
主 推 進 力　ton	最大160	最大160	最大260	最大260
主推進ｽﾄﾛｰｸ　mm	900	900	1100	1100
補助推進力　ton	最大200	最大200	最大400	最大400
補助推ｽﾄﾛｰｸ　mm	450	450	450	800
ｸﾞﾘｯﾊﾟ推　力　ton	最大430	最大430	最大600	最大600
ｸﾞﾘｯﾊﾟｽﾄﾛｰｸ　mm	60	120	150	150
ｸﾞﾘｯﾊﾟ接地圧　kg/cm²	最大 38	最大 31	最大 37	最大 37
最少ｶｰﾌﾞ 半径　m	100	70	100	70
ｾｸﾞﾒﾝﾄ 寸法　mm	外径1890 内径1740 幅450	外径1866 内径1710 幅450	外径2150 内径1944 幅450	外径2150 内径1944 幅750
流 体 能 力　m³/min	1.7(ずり量 0.19m³／ min地山)	1.7(ずり量 0.19m³／ min地山)	1.7(ずり量 0.19m³／ min地山)	1.7(ずり量 0.19m³／ min地山)

ＴＢＭとして掘削（地山状態が良い所）

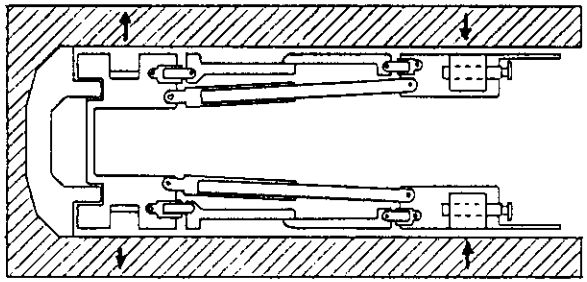
①メイングリッパ拡張



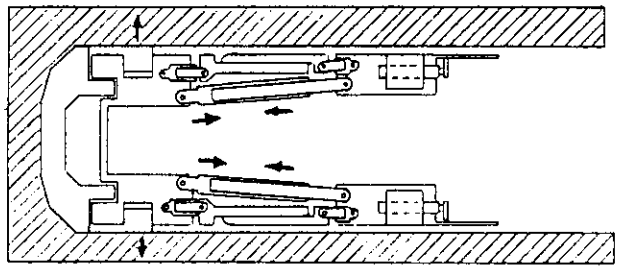
②掘　　削



③・フロントグリッパー前部坑壁拡張
・メイングリッパー縮小

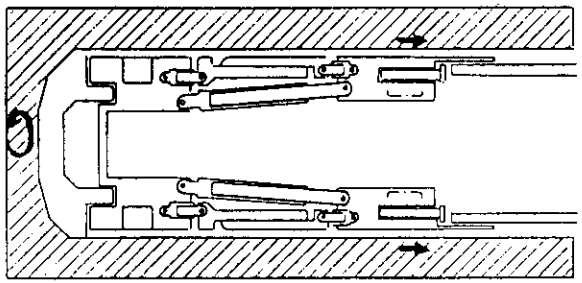


④中・後胴引きよせ

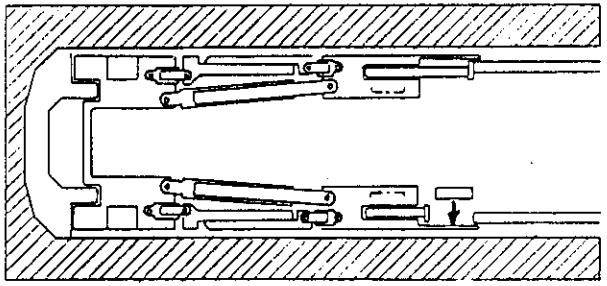


シールドとして掘削（地山状態が悪い所）

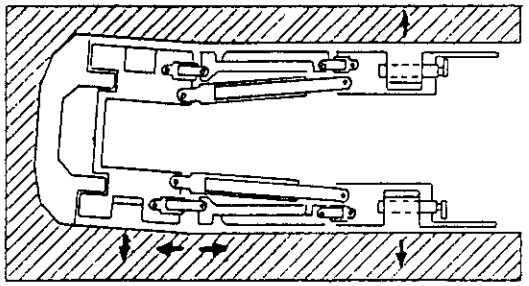
①シールドジャッキで掘進開始



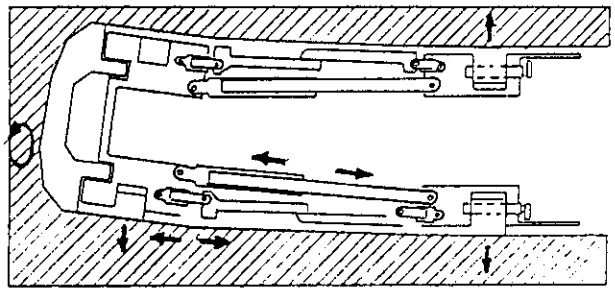
②掘進終了セグメント組立



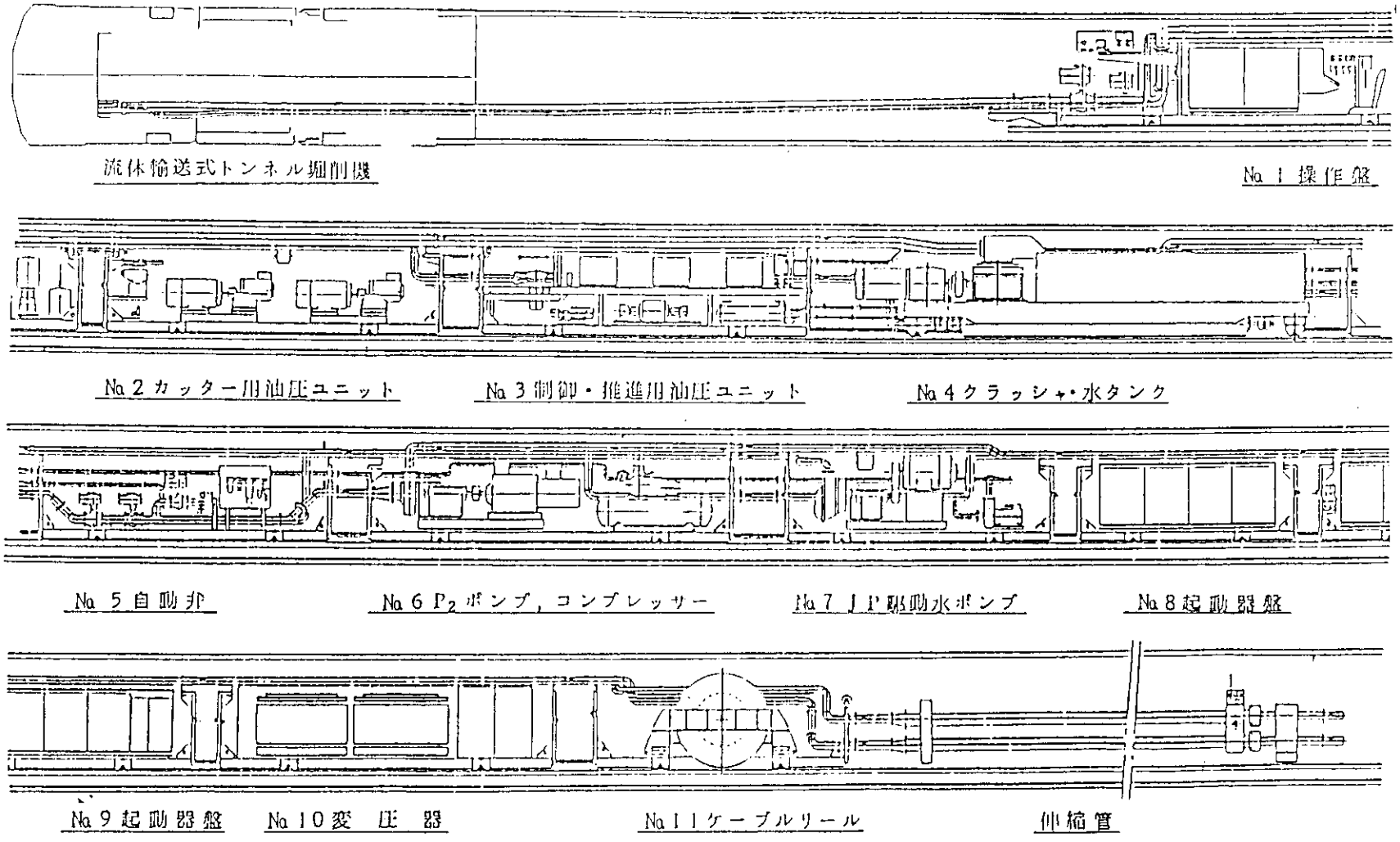
①掘削開始前にカッターヘッドを曲げる



②スラストジャッキの片押しフロントグリッパの利用によりカーブ掘削



図－3.1.2　ＴＢＭの作動状態


流体輸送式トンネル掘削機
No 1 操作盤
No 2 カッター用油圧ユニット
No 3 制御・推進用油圧ユニット
No 4 クラッシャ・水タンク
No 5 自動弁
No 6 P_2 ポンプ，コンプレッサー
No 7 JP駆動水ポンプ
No 8 起動器盤
No 9 起動器盤
No 10 変 圧 器
No 11 ケーブルリール
伸縮管
坑内断面図

図－3.1.3　後続設備図

3.2　使用実績

3.2.1　実証試験機と実用機

(1)　実証試験機

第1次実証試験機として掘削径2m、第2次実証試験機として掘削径 2.3mの機械で、掘削試験を行った。各々の試験工事は表－3.2.1のとおりである。

表－3.2.1　実証試験機概略施工内容

項　　目	第1次実証試験機	第2次実証試験機
施工場所	鳥取県千代川水系安蔵川 二号支水トンネル	石川県犀川水系新内川 第二発電所導水トンネル
掘削延長	2310m	3524.1m
工　　期	昭和58年11月～昭和59年12月	昭和61年12月～昭和62年11月
岩質と強度	花崗岩、ひん岩 σc ＝300～1600kg／cm²	角礫凝灰岩、凝灰岩 ひん岩、安山岩 σc ＝110～1270kg／cm²

(2)　実用機

実用機での施工場所例として表－3.2.2に示す。2mφ機の実用例としての神戸市山田汚水幹線布設工事では、掘進途中で従来のＴＢＭでは掘進できない軟弱層と破砕帯があったが、シールド掘進により掘削ができ本機の特徴を十分に活かせた施工例の1つである。

一方、2.3mφ機の神戸市有野汚水幹線布設工事では、地層が比較的健全な場所でのＴＢＭ掘進の施工例である。

表－3.2.2　実用機施工場所概要

項　　目	2 m φ 実用機	2.3 m φ 実用機
施工場所	神戸市北区山田町、山田汚水幹線	神戸市北区有野町、有野汚水幹線
掘削延長	3343.7m	2647.5m
工　　期	昭和59年 4月～昭和60年 6月	昭和62年 4月～昭和63年 1月
岩質と強度	礫岩、流紋岩、角礫流紋岩、 粘板岩、σc ＝360～2490kg／cm²	礫岩、砂岩、流紋岩質凝灰岩、 流紋岩、σc ＝260～3770kg／cm²

3.2.2　施　　工

流体輸送式トンネル掘削機の一般的な現地での施工について以下に記載する。

(1)　現地組立

ＴＢＭを施工現場まで搬入する場合には、工事現場までのＴＢＭ設備の運搬経路の制約に合わせて、必要制約寸法と重量にＴＢＭ本体を１体物或いは解体して工場より搬出する。例えば第１次実証機では、ＴＢＭ本体は前胴と中・後胴の２分割で輸送したが、実用機では一般の交通が便利な場所では１体で輸送した。また、第２次実証試験機では、カッターディスク、前胴、中胴、後胴の４分割にして搬送して、現地で組立を行った。

(2)　初期掘進

ＴＢＭの初期掘進では、ＴＢＭの推進反力を得るため発進位置に反力受材（コンクリート製又は形鋼製による）を設け、この反力受材をアンカーとして掘進を行う。後続設備は発進基地のスペースが十分あれば本体に接続した状態で、スペースが少ない場合は、別置として、本体の掘進に従い順次連結して約70～80mの掘削によって連結が終了する。

(3)　掘　　削

掘削方法は図－3.1.2に示す様に、健全な岩層帯ではＴＢＭ掘進、軟弱地層帯ではシールド掘進を行う。

掘削は１ストローク掘削ごとに後胴を引寄せ、必要時方向修正を行いながら5.5m掘削すると送排泥管の布設を行い、約 150m掘削すると排泥の中継用スラリーポンプを設置する。

健全な地層で肌落ちや崩落がない場所では、無普請で掘削を行う。

掘削後、肌落ちの恐れがある場所ではリング支保工を建込み、掘削時に切羽の崩壊が見られるような軟弱な場所では、セグメントを巻いて掘削を行う。

また掘削中粘土等を狭み軟弱な山でメイングリッパだけでは掘削反力が吸収できない場合には、セグメントを巻きシールドジャッキを併用して掘進する。

掘削時に必要とされる設備はトンネル掘削機駆動用の設備の他に坑外に設置される流体処理設備がある。

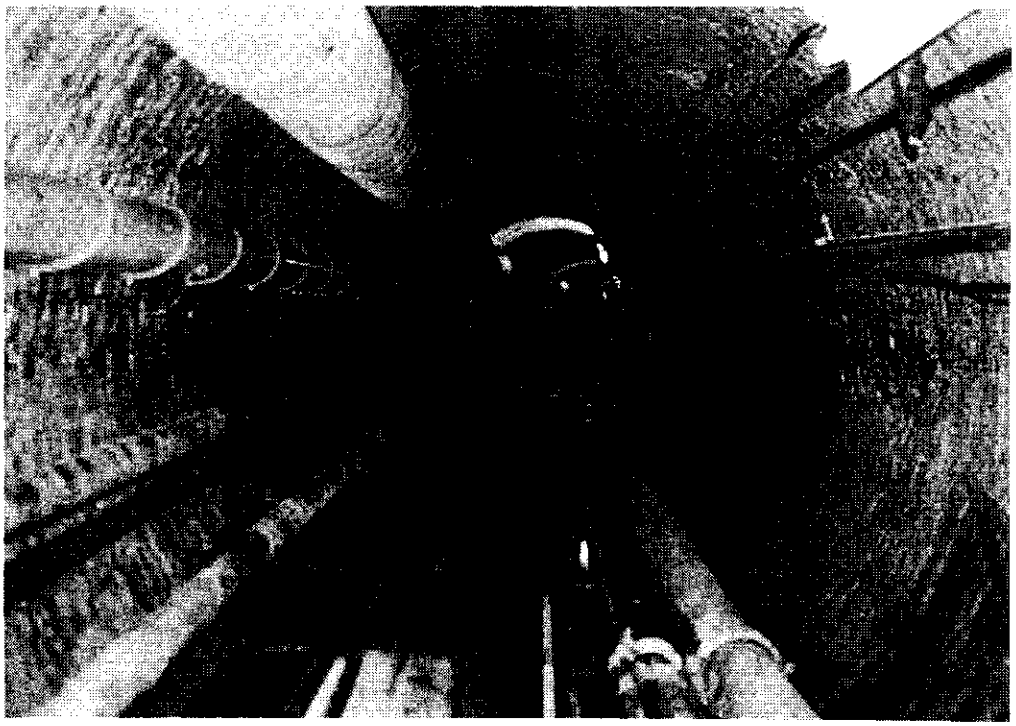
（写真－3.2.2、写真－3.2.3、写真－3.2.4参照）

3.2.3　施工実績からの改良点

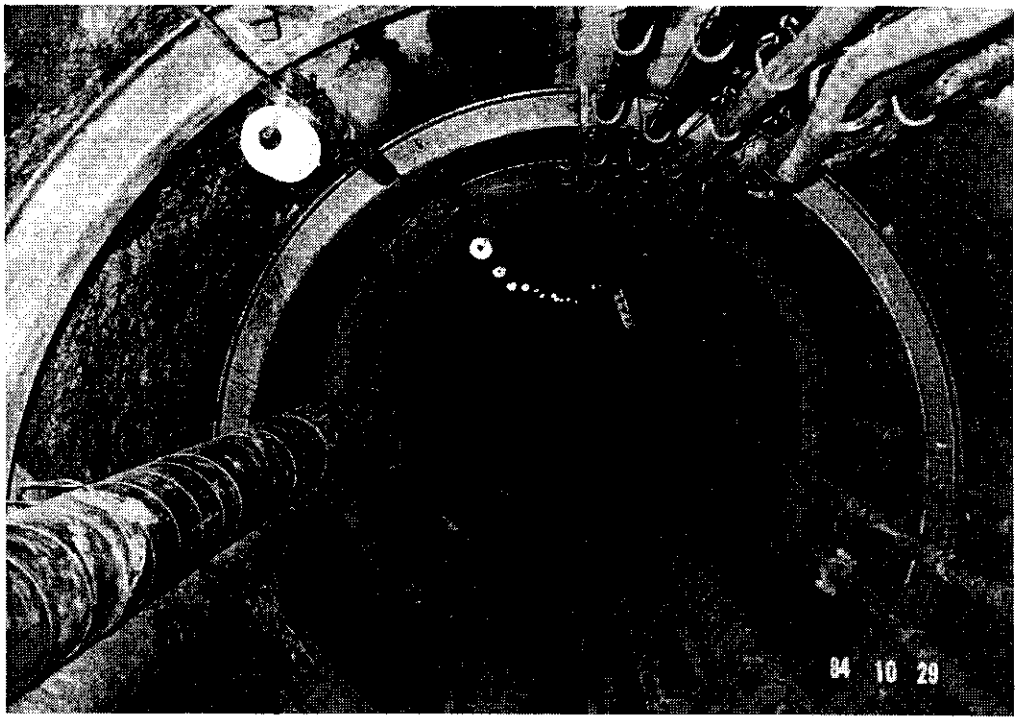
現在使用されている機械は、第１次、第２次実証試験及び実用機の問題点を改良したものである。第１次実証試験機では、岩盤を掘削するに必要なハード部の改善や改良、第２次実証試験機では、主として軟弱地層での機械の掘削に関する施工面からも合わせて改善や改良を進め、さらに実用機ではこれらの結果と後日の経験より改良を加えており、近年では、カッター消費量の低減、作業の省力化、作業環境の改善や施工の経済性、等の他に操作性等のソフト面での改善や改良を進めている。以上これらの改良点と対応について表－3.2.3 に示す。



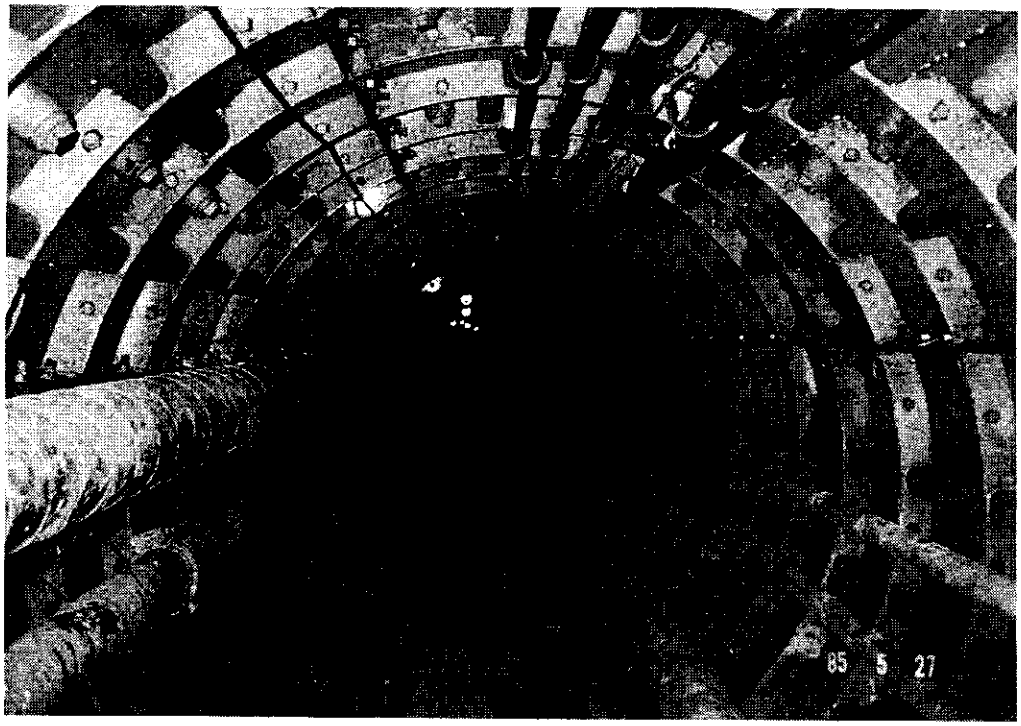
写真－3.2.1　切羽状況



写真－3.2.2　掘削したトンネル（無普請区間）



写真－3.2.3　支保区間



写真－3.2.4　セグメント区間

表－3.2.3　改良点と対応策

	改　良　点	対　応　策
(1)	掘削速度の向上 ① カッター駆動トルクの増大が必要。 ② 駆動トルクに見合うカッター推力。 ③ 軟弱地層で切羽からカッターヘッドへのズリの取込みをよくする。	① 有効トルクを1.5～2倍に増大。 ② 増大を図ると駆動モータが大型化するため機械径を2.2～2.3mとする。（2次実証試験機） ③ カッター推力を実験機より1.3倍程度増大させる（2次実証試験機）。 ④ カッターヘッドずり取込口の増大。 ⑤ カッターヘッドの冷却水量を増大して掘削したずりが面板に付着することを防ぐ（Poポンプの能力アップ）
(2)	壁面崩壊にグリッパをできるだけ追従させる。	① グリッパストロークをできるだけ増大させる。
(3)	崩壊土砂の噛込みによる後胴引寄荷重の増大。	① 機械外径と掘削径の差を大きくすること又、機械を後方になるにつれて細くし、土砂の噛込み抵抗を減少する。
(4)	カッターコストの低減。	① カッターリングの寿命を長くするため刃先の許容摩耗量の増大とカッターリング径の増大。 ② 2次破砕の防止の為、スクレーパ開口部を大きくする。
(5)	ジェットポンプの閉塞防止。	① ジェットポンプ吸入口を大きくして閉塞を減少する。 ② 切羽に小型クラッシャを装備させる。

	改　良　点	対　応　策
(6)	流体輸送機材の耐摩耗度の向上。	① スラリーポンプの耐摩耗性向上のため流路形状、耐摩耗層の厚味の変更。 ② ずり輸送管特にバンド部分の耐摩耗性を向上させるため硬化肉盛を施工する。
(7)	膨張性地盤での機械の拘束防止。	① 事前に予知される地層では拡幅等の補助工法との併用を行う。 ② ゲージカッターの取付位置を変更して掘削径を大きくすることが可能とする。
(8)	掘削ずりの取残しによる本体下部側でのずりの敷込みを防ぐ。	① サイドスクレーパを寸法変更して、掘削壁面により近くまですくい取りができるようにする。 ② テールプレート下部に切欠部を作りずりの推積防止とする。清掃口によるずりの排出。
(9)	掘削ずりの2次破砕防止による掘削トルクとカッター摩耗の低減化。	① 各地層での掘削時、カッタヘッドの最適な低回転数による掘削が行えるようにする（油圧駆動による回転数選択の多様化）。 ② カッターリングの大径化による掘削荷重の増大。 ③ 面板のずり取込口の開口部分の増大。
(10)	掘削作業の省力化、作業環境の改善。	① 機械操作の遠隔操作又は自動化による省力化と環境の改善を図る。
(11)	施工速度の向上。	① より高推力、高トルクが可能となるように駆動系のコンパクト化を図り現状の機械寸法でもより能力向上が図れるようにする。

3.2.4　使用実績

流体輸送式トンネル掘削機は現在までに、2mφ機と2.3mφ機で29プロジェクトで掘削延長が約52kmに達している（このうち水力発電用導水路掘削としては2プロジェクト、約6kmである）。

表－3.2.4. 流体輸送式ＴＢＭの使用実績表

No.	工事名称	型式	掘削径 (m)	延長 (m)	カーブ半径 (m)	勾配	岩質	一軸圧縮強度 (kg/cm²)	最大日進 (m/日)	最大月進 (m/日)	工期
1	安蔵川発電所支水路トンネル 中国電力㈱	KTB-200S-J01	2.0	2310	100	1/200 (上り)	花崗岩	600 ～ 1600	26.1	304.6	S58.11～ 59.12
2	山田汚水幹線（その１）(その２) 神戸市下水道局	KTB-200S-J02	2.0	3342.4	50	8.5/1000 (上り)	礫岩，流紋岩 角礫凝灰岩	360 ～ 2490	31.9	493.1	S59.4 ～ 60. 6
3	新内川第２発電所導水路 金沢市企業局	KTB-230S-J05	2.3	3524.1	100	1/1700 (上り)	角礫凝灰岩 ひん岩，安山岩	110 ～ 1270	30.2	473.7	S61.12～ 62.11
4	名塩地区公共下水道管渠築造工事 住宅都市整備公団	KTB-200S-J03 (2)	2.0	3200	80	1.0,11, 15/1000 (上り)	流紋岩 六甲花崗岩 礫岩	30 ～ 900		468.0	S62.2 ～H 1.4
5	有野汚水幹線（その４）布設工事 神戸市下水道局	KTB-230S-J07	2.3	2647.5	70	26/1000 (上り)	凝灰岩，石英斑岩，花崗斑岩，礫岩，砂岩	1160～ 3770	23.9	345.8	S62.4 ～S63.1
6	西宮市公共下水道新設（塩瀬幹線）工事 西宮市下水道部	KTB-200S-J10 (2)	2.0	2121	80	20/1000 (上り)	礫岩，礫砂岩 角礫凝灰岩 凝灰岩	300～ 800	33	381	H 1. 4～H 2. 3

第４節　実証試験結果（新内川第二地点）

4.1 はじめに

金沢市企業局の新内川第二発電所においては，中小水力発電の建設コスト低減を目的として，「中小水力システム技術信頼性実証試験」が，ＴＢＭ工法によるトンネル施工の合理化，余水路省略等設備の合理化，水圧鉄管代替製品ＦＲＰＭ管等に関する技術開発の３技術について行われた。

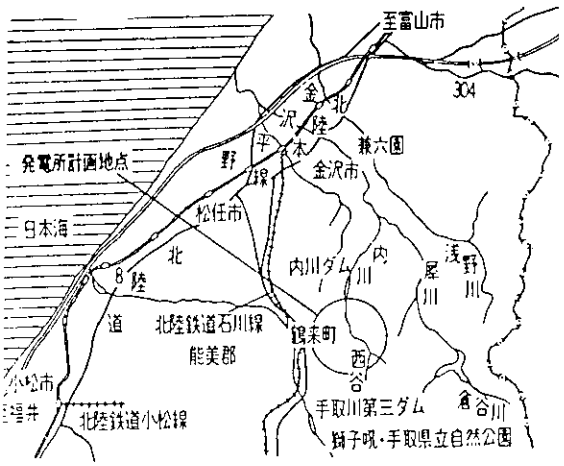
工事は，昭和６１年１０月に着工し，昭和６３年１２月には初期の目的を十分に達成して運転を開始した。

以下に，導水路トンネルにおいて，川崎重工㈱製の流体輸送方式ＴＢＭを使用したＴＢＭ工法によるトンネル施工の合理化に関する実証試験結果について述べる。

4.2 計画概要

4.2.1 発電計画概要

新内川第二発電所は，石川県金沢市を流下する犀川水系内川の上流東谷と西谷の合流点を本川取水地点として2.92㎥/sを取水し，約3.5kmの導水路途中において４箇所の渓流から最大0.78㎥/sを取水し，合計3.70㎥/sの最大使用水量，有効落差100.60mにより，最大出力3,000kWの発電を行う流れ込み式発電所である。図－4.2.1に発電所位置図を示す。



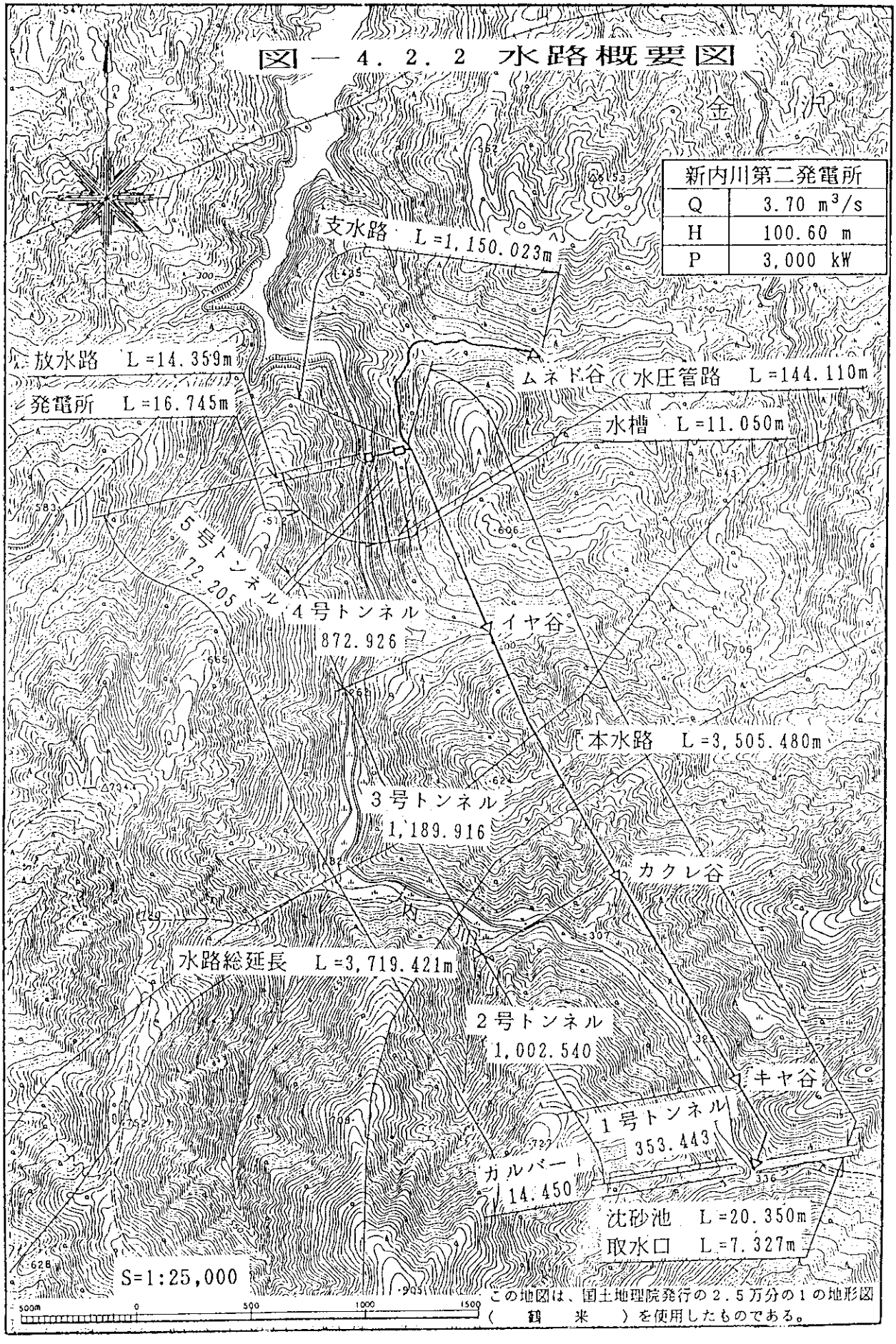
図－4.2.1　発電所位置図

4.2.2 導水路トンネルの概要

本地点の導水路は，図－4.2.2に示すルートであり，総延長は表－4.2.1に示すとおり，14.45mのカルバートと3,491.03mの１～５号トンネルにより構成され，各トンネルの最大使用通水量は表－4.2.1のとおりである。このうち，１～４号トンネルでまでの3,418.83mと発進坑の105.28mを加えた3,524.10mをＴＢＭで掘削した。

表－4.2.1　トンネル別延長及び最大通水量

トンネル名	延　長（m）	最大通水量(㎥/s)	渓流取水量(㎥/s)
カルバート	14.450	2.92	
１号トンネル	353.443	2.92	
２号トンネル	1,002.540	3.05	キヤ谷　0.13 カクレ谷　0.21 イヤ谷　0.14 ムネド谷　0.30
３号トンネル	1,189.916	3.26	
４号トンネル	872.926	3.40	
５号トンネル	72.205	3.70	
計	3,505.480		0.78


図－４．２．２ 水路概要図
金 沢
新内川第二発電所
Q 3.70 m³/s
H 100.60 m
P 3,000 kW
支水路 L=1,150.023m
放水路 L=14.359m
発電所 L=16.745m
ムネド谷
水圧管路 L=144.110m
水槽 L=11.050m
5号トンネル
72.205
4号トンネル
872.926
イヤ谷
本水路 L=3,505.480m
3号トンネル
1,189.916
カクレ谷
水路総延長 L=3,719.421m
2号トンネル
1,002.540
キヤ谷
1号トンネル
353.443
ガルバート
14.450
沈砂池 L=20.350m
取水口 L=7.327m
S=1:25,000
500m 0 500 1000 1500
この地図は、国土地理院発行の２．５万分の１の地形図
（ 鶴 来 ）を使用したものである。

4.3 地形・地質概要

本地点周辺の地形は標高400～600mの尾根が南西～北西，あるいは南北に伸長し，斜面の平均傾斜は30°～45°とかなり急峻であるが，北に向かうにつれて次第になだらかとなり，丘陵性地形へと移行する。本地域の渓流は北東～南西系および東西系が卓越し，本地域に分布する火山砕屑岩類の走行と概ね一致する傾向にある。

地質平面および地質縦断は，図－4.3.1に示すように新第三紀中新世北陸層群の下層部である岩稲累層を基盤とし，安山岩，流紋岩，ヒン岩などの貫入岩類が複雑に分布している。　岩稲累層は，主として火山砕屑岩類からなり，火山礫凝灰岩，火山円礫岩，凝灰角礫岩，軽石凝灰岩，砂質凝灰岩などの岩相変化に富んでいるものの，地層境界は漸移的である。またその多くは塊状を呈する中硬岩質で一軸圧縮強度は約200～800kgf／cm^{2}級が卓越し，一部の珪質部では一軸圧縮強度が1,000kgf／cm^{2}程度の硬岩も認められた。

一方，風化帯や砂質凝灰岩などでは一軸圧縮強度が100kgf／cm^{2}程度の軟岩に分類されるものもあった。

表－4.3.3に本地点で実施した地質調査項目を列記するとともに，表－4.3.1にトンネル経過地の地質区分及び電研式岩盤分類別の延長を，表－4.3.2に岩石試験の結果を示す。

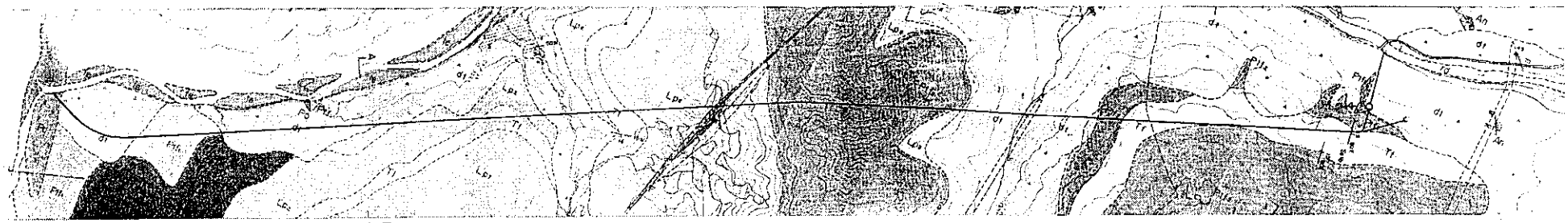
表－4.3.1　地質区分及び電研式岩盤分類別の延長

地質区分		延長(m)	比率(%)
凝灰岩類	砂質凝灰岩	223.5	6.3
	火山礫凝灰岩	1,422.9	40.4
	凝灰岩	605.1	17.2
	凝灰角礫岩	457.2	13.0
安山岩類		815.4	23.1
計		3,524.1	100.0

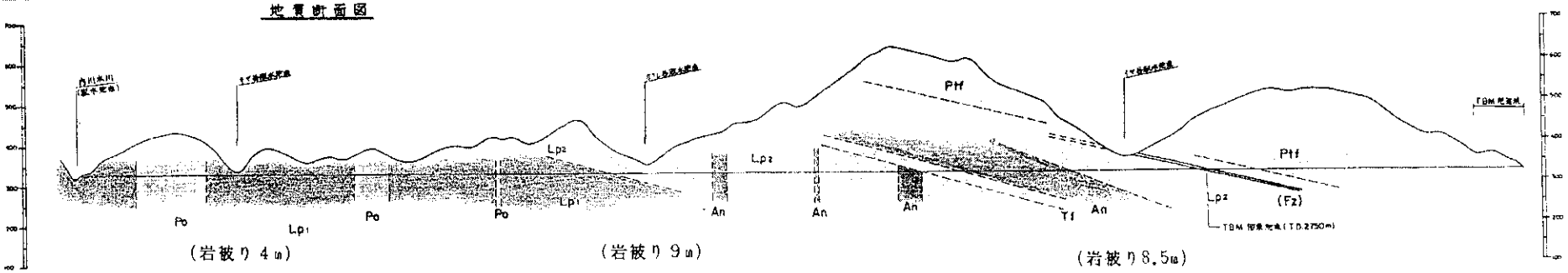
岩盤分類	延長(m)	比率(%)
CH	580.5	16.5
CM	1,934.6	54.9
CL	689.7	19.6
D	319.3	9.0
計	3,524.1	100.0

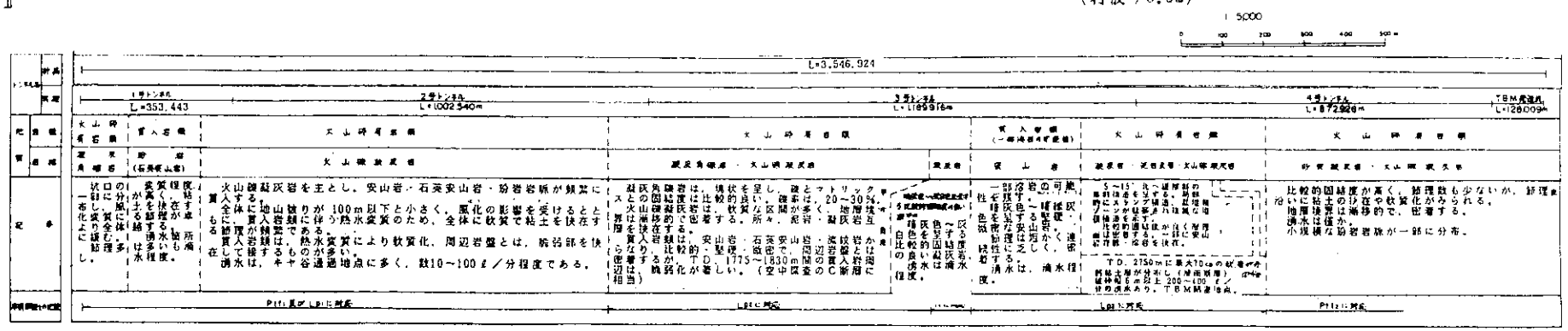
表－4.3.2　岩石試験結果

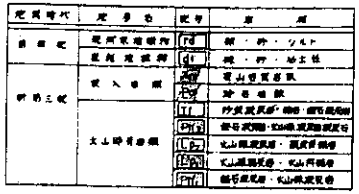
試験項目	凝灰岩類	安山岩類
一軸圧縮強度 (kgf／cm^2)	100 ～ 800	250 ～ 600
圧裂引張強度 (kgf／cm^2)	10 ～ 70	20 ～ 90
シュアー硬度	10 ～ 50	30 ～ 90
石英含有率 (mode%)	2.4 ～ 4.6	5.4 ～ 5.6

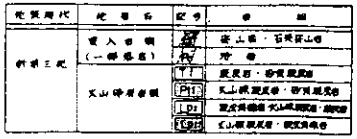


地質断面図











図－4．3．1　地質平面及び縦断面図

表−4.3.3 地質調査一覧表

調査時期	調査項目	調査地点	数量	摘要
施工前	地表地質踏査	全域	一式	・基本的に1/5,000の精度で，ｼｭﾐｯﾄﾛｯｸﾊﾝﾏｰ反発度Q値を測定 ・水槽～発電所地点においては，1/500の精度で実施
	ボーリング調査	◎水槽・水圧路 ・発電所	計 ℓ=89.0m	・ｺｱを用い一軸圧縮試験，超音波伝幡速度試験等を実施 ・孔内試験とし透水試験・孔内水平載荷試験を実施
		◎取水ダム	計 ℓ=57.5m	・透水試験を実施
		イヤ谷渓流	計 ℓ=44.0m	・ﾄﾝﾈﾙﾙｰﾄの岩被りを確認
	弾性波探査	◎水槽・水圧路 ・発電所	ℓ=2.05km	・発電所地点選定の為実施 ・凝灰岩類の基盤速度を用い，ﾄﾝﾈﾙ経過地の地山弾性波速度を推定
	★空中地下探査	トンネル経過地沿い	一式	・断層破砕帯及び湧水の可能性を調査
	その他			・金属元素含有量の分析を行い熱水変質の程度を推定
施工中	坑内地質観察	トンネル全線	一式	・地質区分，亀裂性状，風化程度ｼｭﾐｯﾄﾛｯｸﾊﾝﾏｰ反発度等を実施
	★坑内簡易弾性波探査	同上	３５ヶ所	・表層と基層の弾性波速度を測定
	★内空変位測定	同上	６断面	・掘削後運開までの変位量を測定
	★ゆるみ域の測定	同上	５断面	・側壁，ｱｰﾁのゆるみ域を表層と基層の弾性波速度差から推定
	★支保工・覆工の応力測定	同上	６断面	・掘削後運開までの内部応力度を推定
	★供試体試験	同上	９ヶ所	・一軸圧縮強度，圧裂引張強度，ｼｮｱｰ硬度，石英含有率の測定及び超音波試験を実施
トラブル発生時	ボーリング調査 孔内水平載荷試験 ＰＳ検層 室内岩石試験 内空変位測定	ＴＢＭ捕捉地点にて	計 ℓ=20m ４点×２ヶ所 計 ℓ=20m ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞｺｱｰ ３断面	・拘束地圧把握のための諸物性値の測定 ・掘削直後の変形量を測定

注） ◎印の調査は，導水路トンネル工事に直接関係しないもの
★印の調査は，実証試験のため特に実施したもの

4.4 施工概要

本導水路トンネル工事は，昭和６１年１０月中旬に既設林道からＴＢＭ発進坑々口までの工事用道路（ＴＢＭ搬入路）の掘削に着手し，この道路が開通した１１月下旬よりＴＢＭ発進準備を行った。

１２月５日に現地搬入したＴＢＭを発進坑々口に設けた発進基地で，組立・試運転した後，１２月２２日より掘進を開始した。掘進に伴い発生する掘削ずりは，流体輸送方式で搬入路入口付近に設備した土砂分離設備まで搬送され，ここでずりと泥水に分離し，ダンプトラックで約２．３km離れた第３号土捨場に運搬し処理した。

昭和６２年１１月２３日に，約3,500mのトンネルを約１１か月間で掘削し，取水地点の約30m下流に到達した。ここで，ＴＢＭを分解し搬出した後，坑内外の掘削関連設備の撤去と坑内清掃を行い，翌年４月から開始する覆工作業に備えた。

覆工は，インバートコンクリートを先に打設した後，到達地点から下流に向い吹付コンクリートの施工を行い，昭和６３年８月９日に終了した。

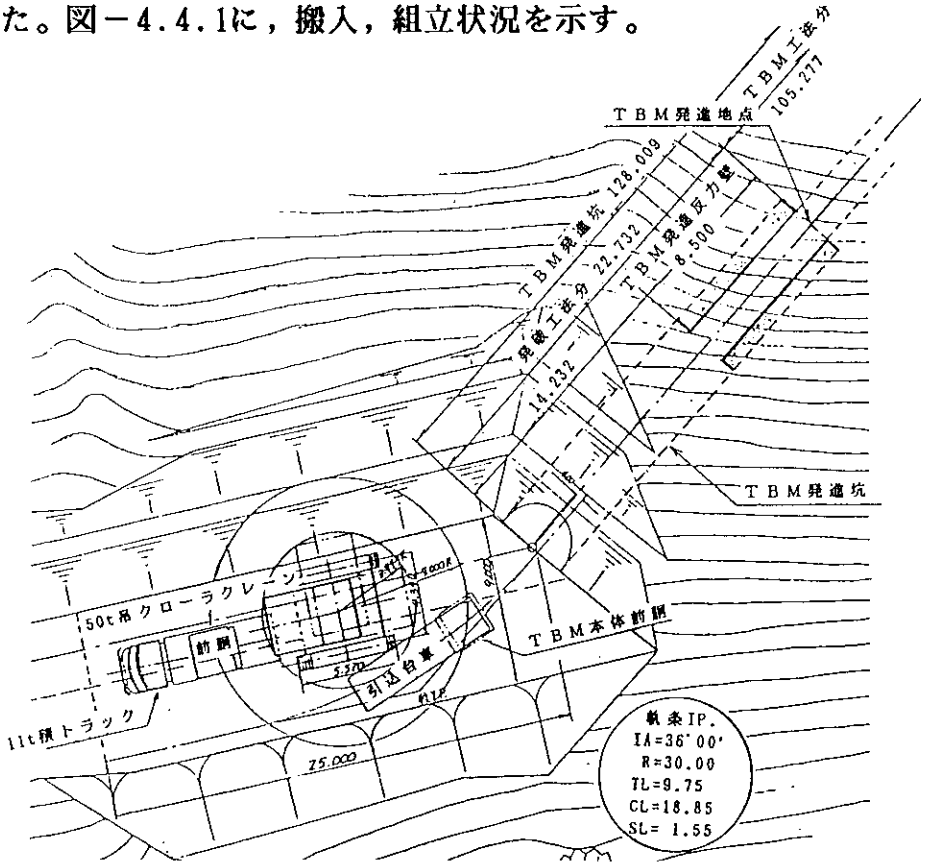
導水路トンネルの通過部にあるキヤ谷，カクレ谷及びイヤ谷渓流は，トンネル直上に取水堰を設け，φ300の立坑で導水路に引水する方式としたので，トンネル工事とは関係なく施工できた。

以下に，各作業の概要を述べる。

4.4.1 ＴＢＭの搬入，組立

ＴＢＭの搬入にあたって，現地までの運搬経路及び発進坑口までの搬入路（勾配１４%，幅員３.５m）などを勘案し，ＴＢＭ本体は，①カッターディスク７.５ｔ②前胴１８.５ｔ③中胴１５ｔ④後胴１３ｔの４ピースに分割し，現地に搬入した。組立は，５０ｔクローラクレーンを使用し，発進坑口前に設けた引込み台車上で組立，発進地点へ搬入させた。

発進坑口は急峻な場所に設けたため作業スペースに制約を受け，搬入・組立には１７日間を要した。図－4.4.1に，搬入，組立状況を示す。



図－4.4.1　ＴＢＭ搬入・組立状況図

4.4.2 初期掘進

ＴＢＭの初期掘進に先だって，ＴＢＭの推進反力を得るため発進坑々内の発進位置両サイドにコンクリート壁を打設し，これを反力壁として掘進を開始した。初期の掘進に伴い，後続台車（１３台）は油圧装置と流体輸送装置を接続し，電気台車は仮接続の状態で掘進を開始し，約３０m掘進した時点で，電気台車を接続し，初期掘進を完了した。

4.4.3 掘　　進

本地点の地質は細粒化しやすい凝灰岩質のものが大半を占めていたので，掘進開始から約７００ｍまでは，掘削ずりがカッターディスク前面で泥ねい化し，バルクヘッド内への，ずり取り込みに支障をきたしたり，送泥水の比重が高くなったりし，掘進スピードが上がらず，計画目標月進（３５４ｍ／月）の確保が困難な状態であった。しかし，これらの問題に対して，後述する種々の改良や対策を行った結果，計画目標月進の約８５％，３００ｍは達成できた。しかしながら，依然として，細粒分増加による，送泥水の比重調整に要するロスタイムがあり，満足できる状態ではなかった。

更に，昭和６２年４月１２日には発進地点から約７８７ｍ地点で，地山の押し出しによりＴＢＭが捕捉され，掘進不能となるトラブルが発生し，この原因究明や脱出に約１か月間を要した。（詳細については後述する。）

また，この間に土砂分離設備の細粒分分離能力を高めるために，フィルタープレス１台を設置した。

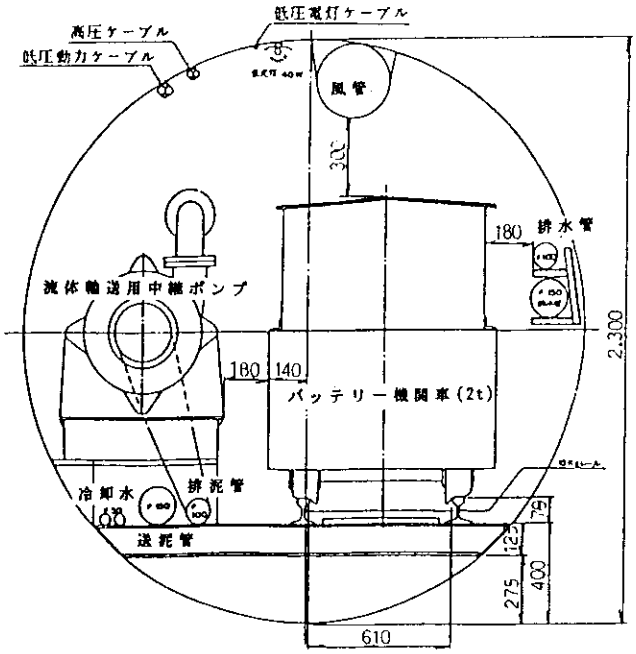
同年５月１５日に掘進が再開され，その後は，順調な掘進を繰り返し，同年７月には最大月進473.67m，９月３０日には最大日進30.17mを記録した。また，同年１０月１５日～１１月１４日の暦日３０日間に，任意の最大月進558.62mを記録している。

ＴＢＭ掘進に必要な坑内設備（送・排泥管，中継ポンプ，軌条，給・配水管，風管，動力線，照明等）や支保工は，掘進に併せて延長，設置された。

坑内仮設備の配置を図－4.4.2に示す。

支保工は，種々に変化する岩質に応じて対応し，良好な地山では無支保，一部に肌落ちや崩落のみられる箇所では金網や溝形のリング支保工，さらに，地山の悪い崩落箇所ではスチールセグメントを使用した。

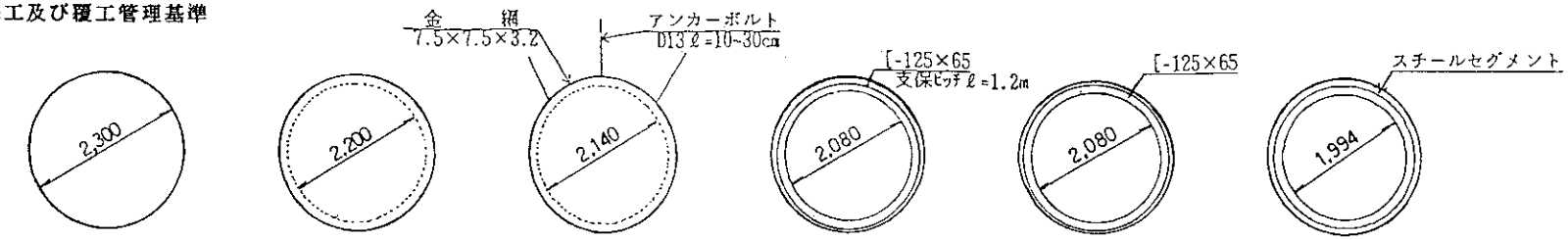
これらは，表－4.4.1に示す支保工及び覆工管理基準に基づき判定した。



・無支保区間におけるバッテリー機関車通過時のもの

図－4.4.2　坑内仮設配置断面図

表－4.4.1　支保工及び覆工管理基準



第　一　種　　第二種 (a)　　第二種 (b)　　第二種 (c)　　第二種 (C_1)　　第　三　種

支保種別			第　一　種	第　二　種 (a)	第　二　種 (b)	第　二　種 (c)	第二種 (C_1)	第　三　種
岩盤分類			CH級以上	CH級～CM級	CM級	CL級	CL級～D級	D　級
掘削時管理基準	風化状態		新鮮である。～概ね新鮮である。	概ね新鮮である。	概ね新鮮である。～風化している。	風化している。～極めて風化している。	極めて風化している。	極めて風化している。
	固結状態		堅固である。～概ね堅固である。	概ね堅固である。	やや軟質である。	やや軟質である。～軟質である。	軟質である。	軟質である。
	割目の状態	割目の分布	ほとんど分布していない。～疎らである。	疎らである。	分布している。	分布してしる。～著し分布している。	著しく分布している。	―――
		割目の開口性	密着している。～概ね密着している。	概ね密着している。	開口している。	開口している。～著しく開口している。	著しく開口している。	―――
		割目面の状態	全く風化していない。	全く風化していない。～やや風化汚染されている場合もある。	風化汚染され風化物質がうすく付着している。	風化汚染された風化物質がうすく付着している。極めて風化汚染され粘土あるいは風化物質分が著しく狭在している。	極めて風化汚染され粘土あるいは風化物質が著しく狭在している。	―――
トンネル断面種別	地山状況		長期的にも崩落、肌落ちの恐れのない岩盤	長期的に風化肌落ちの恐れのある岩盤	工事中には肌落ちの恐れがあり、長期的には崩落の恐れがある岩盤。	掘削時に肌落ちがあり長期的には崩落の恐れのある岩盤	掘削時には肌落ち崩落があり自立時間が短い。長期的には地山の変形の恐れのある岩盤	壁面の崩壊がリング支保工でおさえることが困難、又はメイングリッパーにより推進反力がえられない場合長期的には地圧のかかる岩盤
	支保工		無　支　保	無　支　保	金網(75×75×3.2) アンカーボルト(D13 ℓ=10~30cm) フラットバー(44×3×200)	鋼製リング支保工（[-125×65) エキスパンドメタル ℓ=1.2m	鋼製リング支保工（[-125×65) エキスパンドメタル 矢板	鋼製セグメント
	覆工		無　巻	コンクリート吹付 (t=40mm)	コンクリート吹付 (t=80mm)	コンクリート吹付 (t=80mm～140mm)	コンクリート吹付 (t=80mm～140mm)	セグメント背面にもモルタル充填
施工実績比率	支保工(%)*1		60.7		1.8	34.4		2.8
	覆工(%)*2		25.5	13.7	21.2	35.7		3.1
記事			1）地質状態について ―― 凝灰岩、火山砕屑物等は水による劣化を生じやすいので湧水ヶ所での支保パターンは十分注意を要し考慮する。 2）第二種(b)支保工 ―― フラットバー、アンカーボルトのピッチについては地山の状況に応じて変化させる。 3）第二種(c)～(C_1) ―― エキスパンドメタルの使用範囲、リング支保工建込み間隔は地山の状況によって変化させる。 4）覆工について ―― 掘削後、地山に変化が生じる事もある事から、施工前に再度地山状況を点検し、状況によって覆工厚さ、強度等について検討する必要がある。					

*1：上記の支保工パターン以外にＴＢＭ捕捉による拡幅掘削、コンクリート巻立て部分10.30m(0.3%)がある。

*2：上記の覆工パターン以外にＴＢＭ捕捉による拡幅掘削、コンクリート巻立て部分10.30mおよび発進坑と本坑の交点のコンクリート巻立て部17.34mの計27.64m(0.8%)がある。

4.4.4 ＴＢＭの解体，搬出

3,524.1mのトンネルを掘進したＴＢＭを坑外に設けた解体用架台上に引き出した後，45ｔホイールクレーンを用いてカッターディスク，前胴，中胴，後胴の順に解体し，また，後続台車についても順次ウィンチで外へ引き出しトラックで搬出した。

4.4.5 覆　　工

本地点の覆工は，表－4.4.2に示すような吹付コンクリートを採用した。覆工計画にあたり，本工事は小断面トンネルであることを考慮し，

① はね返りが少ない。
② 坑内環境を考え発生粉じんが少ない。
③ 施工されたコンクリートは十分な強度を有し，かつ，仕上がり面が平滑である。
④ 十分な施工性を有するとともに経済的である。

などについて検討を行った結果，㈱大林組が開発し，評価を得ている「高効率，低粉じん型吹付コンクリート工法」を採用した。この吹付コンクリートシステムのフローと機械配置を図－4.4.3に示す。

なお，覆工に先だって，（財）新エネルギー財団・ＴＢＭ専門ＷＧで指定されたＳ／ａ８０％のコンクリートについて施工性，平滑性，圧縮強度，引張強度などを確認するため，試験練り，試験吹付を実施した。この結果，仕上がり面の平滑性，圧縮強度（σ_{28}＝２００kgf／cm^2）などより，本地点においては単位セメント量を４００kgとし，表－4.4.2に示す現場配合を決定した。

吹付コンクリートの施工は，現場に強制練り０.５㎥のコンクリートプラントを設け，４ｔトラックミキサー車で坑口まで運搬し，更に２㎥アジテーターカーに積み替えて吹付現場へ運搬し，高効率，低粉塵型吹付コンクリート機を用いて吹付を行った。なお，施工中の強度管理として，プルアウト試験及びコアによる圧縮強度試験を実施した。

表－4.4.2　吹付コンクリート配合表

W／C (%)	S／a (%)	C (kg／㎥)	W (kg／㎥)	S (kg／㎥)	G (kg／㎥)	AE減水剤 (ℓ)
52.5	80	400	210	1,280	325	1.00

注）この他に急結剤をセメント量に対し５％使用した。

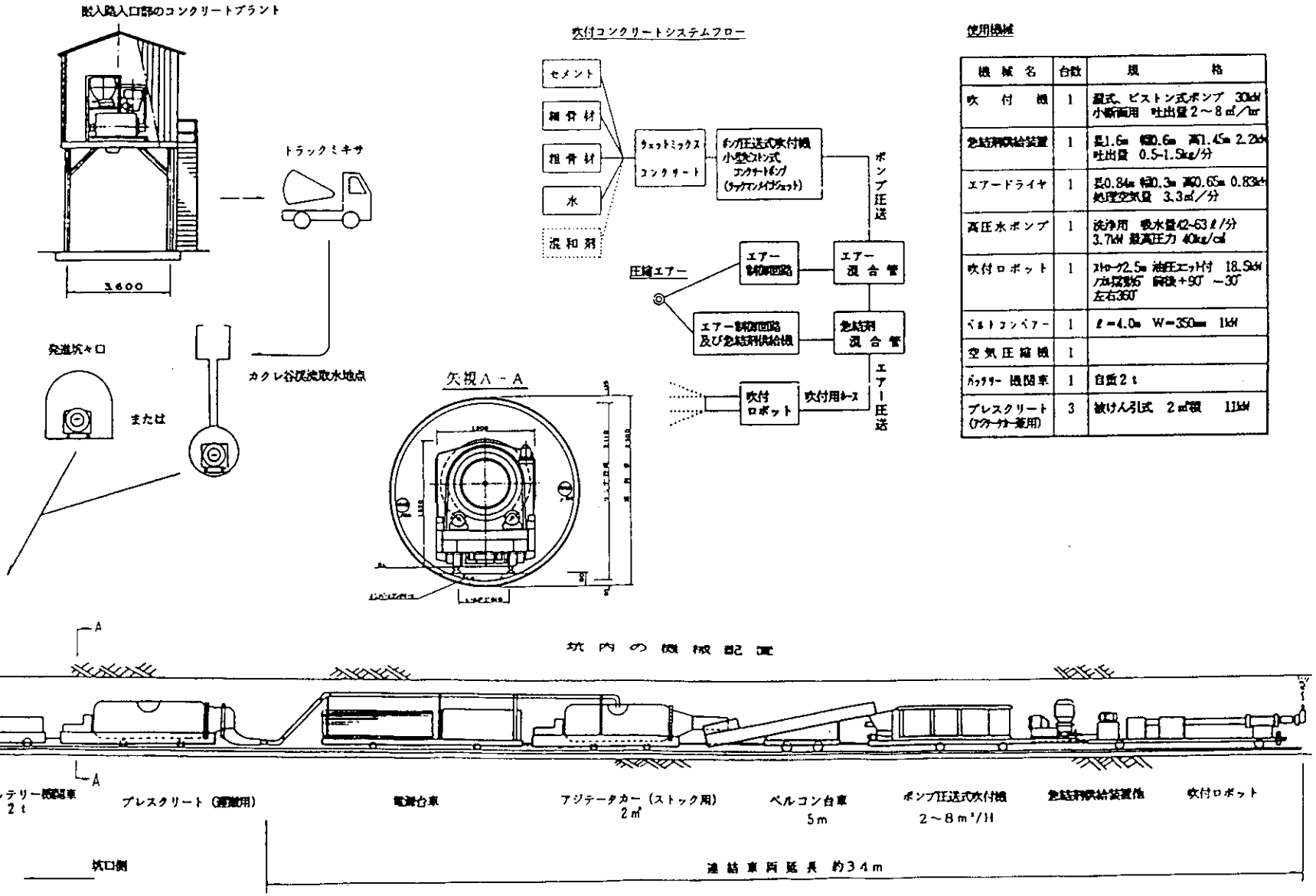
4.5 施工実績

4.5.1 掘削実績

本地点の計画月進は，本地点と比較的岩質や一軸圧縮強度が類似する他地点の実績をもとに計画したものである。以下に計画と実績を対比する。

(1) 掘削実績

ＴＢＭ発進坑から掘進を開始し（昭和６１年１２月２２日），ほぼ１か月（昭和６２年１月２９日）で本坑に達した。途中トラブルにより約１か月間（昭和６２年４月１３日～５月１４日）の掘進停止期間があったが，昭和６２年１１月２３日掘



使用機械

機械名	台数	規格
吹付機	1	型式、ピストン式ポンプ 30kW 小断面用 吐出量 2～8㎥／hr
急結剤供給装置	1	長1.6m 幅0.6m 高1.45m 2.2kW 吐出量 0.5-1.5kg/分
エアードライヤ	1	長0.84m 幅0.3m 高0.65m 0.83kW 処理空気量 3.3㎥／分
高圧水ポンプ	1	洗浄用 吸水量42-63ℓ/分 3.7kW 最高圧力 40kg/㎠
吹付ロボット	1	ストローク2.5m 油圧エッド付 18.5kW ノズル揺動5° 仰角+90° ～-30° 左右360°
ベルトコンベアー	1	ℓ=4.0m W=350mm 1kW
空気圧縮機	1	
バッテリー機関車	1	自重2t
プレスクリート (アジテーター兼用)	3	被けん引式 2㎥積 11kW

図－4.4.3 吹付コンクリートのシステムフローと機械配置図

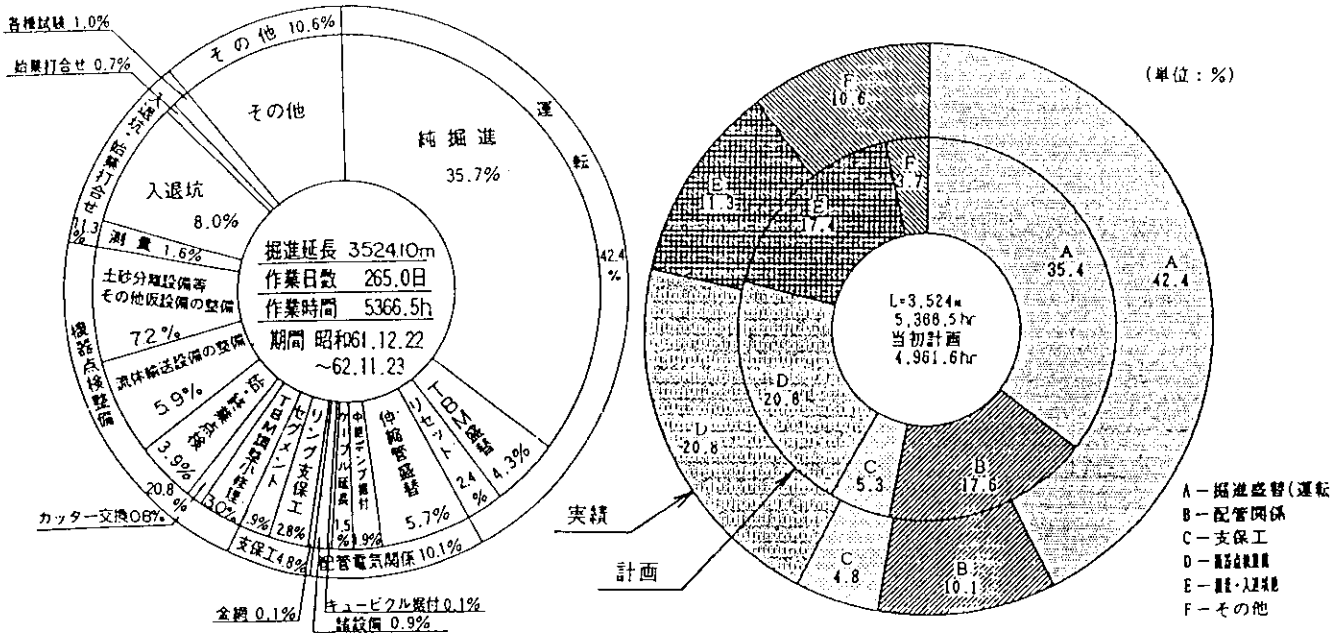
進を開始してからほぼ１１か月間で，3,524.1mを掘進し貫通した。本工事における掘進実績を表－4.5.1に，計画値と対比した掘進推移を図－4.5.1に示す。

掘進を開始してから７００mまでは，計画値に対し除々に遅れる傾向があり，トラブルが発生し再発進した直後は，計画に対して約2か月の遅れとなっていた。しかし，その後は改良の効果及び作業の習熟により，計画値を上まわる月進を挙げ，最終的には１０日足らずの遅れにとどまった。

(2) 掘削作業時間構成

本工事における掘削作業時間を集計したもの及び計画と対比したものを図-4.5.2に示す。

これによれば，3,524.1mの掘進に２６５日，5,366.5hr（作業日当り２０．３hr）かかっており，このうち純掘進に1,915.0hr費やしている。これは，全体の３５．７%にあたり，ＴＢＭの盛替とリセットを含めた稼働率は４２．４%である。この他の作業で時間比率の高いものは，流体輸送や土砂分離設備などの整備作業（１３．１%），計画時に予測していない流体輸送経路の閉塞，停電，比重調整及び掘進停止トラブルに伴う調査，復旧等のその他の作業（１０．６%），入退坑（８．０%）および伸縮管の盛替作業（５．７%）の順になっている。



図－4.5.2　全体作業時間の構成（実績及び計画）

これによると，Ａの掘進盛替比率（稼働率）とＦのその他の比率が計画に対し，約７%増え，Ｂの配管関係やＥの測量，入退坑他の比率が減っている。また，全体の作業時間が約４００時間，作業日数で２０日分多くなっている。

これらのことは，次のことに起因すると考えられる。

表－4.5.1　ＴＢＭ掘削実績

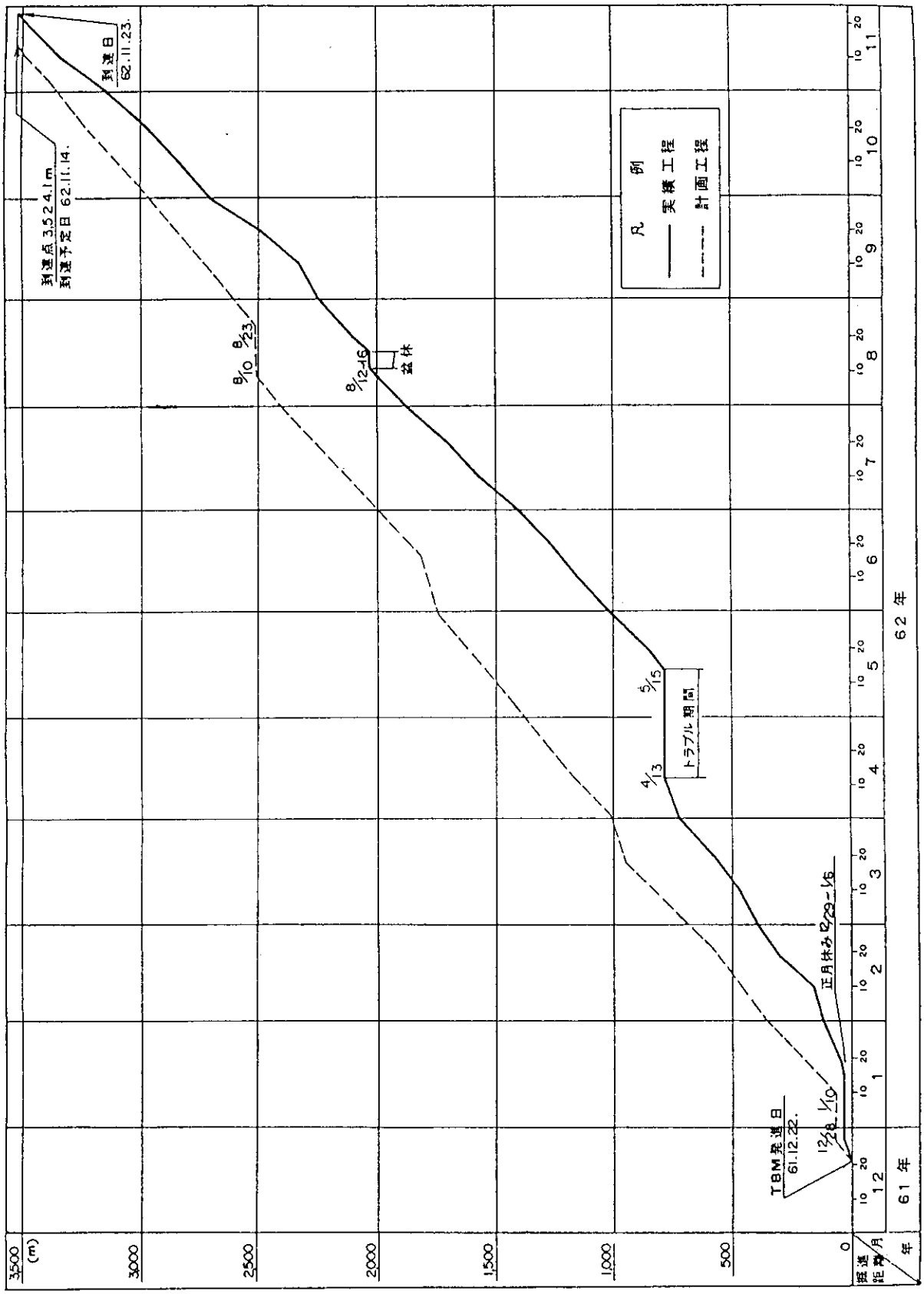
掘削期間　昭和６１年１２月２２日～昭和６２年１１月２３日　単位：m

月 / 項目		発進坑			本坑												全体計
		61.12	62. 1	計	62. 1	62. 2	62. 3	62. 4	62. 5	62. 6	62. 7	62. 8	62. 9	62.10	62.11	計	
掘進距離		37.04	68.237	105.277	14.56	270.57	329.76	66.73	233.00	382.36	473.67	374.47	456.43	443.45	373.82	3,418.82	3,524.10
運転日数		7.5	7.5	15.0	1	20.0	22.5	8.5	15.0	26.0	27.0	21.5	24.0	26.0	19.5	211.0	226.0
作業日数		7.5	12.5	20.0	1	22.5	26.0	24.0	21.0	26.0	27.5	24.5	26.0	27.0	19.5	245.0	265.0
暦日日数		10	30	40	1	28	31	30	31	30	31	31	30	31	23	297	337
平均日進量	運転日当り	4.94	6.20	7.02	14.56	13.53	14.66	7.85	15.53	14.71	17.54	17.42	19.02	17.76	19.17	16.20	15.60
	作業日当り	4.94	3.10	5.26	14.56	12.03	12.68	2.78	11.10	14.71	17.22	15.28	17.56	16.42	19.17	13.95	13.30
	暦日当り	3.70	2.27	2.63	14.56	9.66	10.64	2.22	7.52	12.75	15.28	12.08	15.21	14.30	16.25	11.51	10.46
最大日進量		6.68	13.50	13.50	14.56	21.87	25.15	9.98	24.56	27.00	26.25	24.89	30.17	29.50	27.60	30.17	30.17
累上掘進距離		37.04	105.277	105.277	14.56	285.13	614.89	681.62	914.62	1,296.98	1,770.65	2,145.12	2,601.55	3,045.00	3,418.82	3,418.82	3.524.10

最大日進量　30.17m/日(昭和62年９月30日)，最大月進量　473.67m/月（昭和62年７月），任意月最大月進量　558.62m/月（昭和62年10月15日～昭和62年11月14日）

注１）運転日数とはＴＢＭによる掘進を１ストロークでも行った日数をいう。
　　作業日数とは運転日数に加えて坑内外にて掘進に関連する何らかの作業を行った日数をいう。
　　暦日日数とは作業日数及び非作業日数（休日）を含む全ての日数をいう。

注２）運転日当たり平均月進とはＴＢＭ掘進全長を運転日数で除した値（運転日当り平均日進量）に２５日/月 を乗じた値である。
　　作業日当たり平均月進とはＴＢＭ掘進全長を作業日数で除した値（作業日当たり平均日進量）に２５日/月 を乗じた値である。
　　暦日当たり平均月進とはＴＢＭ掘進全長を暦日日数で除した値（暦日当たり平均日進量）に３０日/月 を乗じた値である。



図－4.5.1　ＴＢＭ掘削実績図

① 純掘進速度が計画時の２．４８ｍ／hrに対し，実績の平均値が１．８４ｍ／hr（＝3.524.10m÷１,915.0hr）と低かったため，純掘進時間が長くなったこと。
② 発進地点から約７８７ｍ地点のトラブルにより，約３０日間の掘進停止があり，この復旧作業に要した約３００時間がその他の項に含まれていること。
③ 配管関係に含まれるケーブル延長，坑内キュービクル据付及び中継ポンプ据付等の電気関係作業を極力同時に行い，停電時間を短縮したこと。
④ 作業打合せや入退坑が迅速に行われたこと。

参考として，表－4.5.2に各作業項目毎の単位所要時間を計画値と対比する。ただし，所要時間の算出に当たっては，重複して作業した時間を除き，掘削サイクルに影響を与えた時間のみを対象とした。

表－4.5.2　作業項目毎の単位所要時間

No.	作業項目	作業頻度	単位所要時間（分）		備考
			実績値	計画値	
1	純掘進	サイクル毎	（平均）28.8	（平均）24.2	Si:支保工別スクロール(m) V :純掘進速(m/分)
2	ＴＢＭの盛替，ﾘｾｯﾄ	サイクル毎	5.5	6	
3	伸縮管盛替	5.5m当り	28.7	30	
4	中継ポンプ据付	据付毎	347.0	540	
5	ｹｰﾌﾞﾙ延長，ｷｭｰﾋﾞｸﾙ据付	１ｍ当り	1.5	2	
6	その他坑内の仮設備延長	１ｍ当り	0.8	0	
7	金網取り付け	１ｍ当り	4.0	0	
8	リング支保工	基毎	8.0	20	
9	セグメント工	リング毎	28.3	120	
10	ｶｯﾀｰﾘﾝｸﾞ交換	１個当り（１ｍ当り）	88.3（0.8分/m）	60（5.0分/m）	TL:最大流体輸送距離(km) TD:掘進延長(km) f(TL,TD) $=(10.3\times TL^2+38.4\times TL+6.5)\times 60\div(TD\times 1{,}000)$
11	TBMの調整，小修理	１ｍ当り	2.2	2.5	
12	流体輸送設備整備	１ｍ当り	5.4	120分／日	
13	土砂分離設備等その他仮設備整備	１ｍ当り	4.5		
14	始業，終業点検	作業日毎	46.9（3.5分/m）	（8.5分/m）	
15	測量	１ｍ当り	1.5	2	g(TD)=40×TD
16	始業打合せ	作業日毎	8.3	40	
17	入退坑	作業日毎	97.7	140	
18	その他不確定作業	１ｍ当り	5.0	3	

(3) 掘削作業人員

掘削時の作業人員は，作業内容や状況により６～２０人と，かなりの幅があったが，標準的には表－4.5.3に示す１０人体制で行われた。ただし，この中には，掘削ずりの土捨場までの運搬や敷均しに要する人員は含まれていない。

表－4.5.3　掘削時作業人員構成（１方当り）

職種		員数	作業内容
トンネル世話役		1	作業全般の指揮，安全監視
トンネル特殊工		2	ＴＢＭの運転（坑内）及びバッテリーロコの運転並びに支保工建込み
トンネル作業員		3	支保建込み手元及びレール，給水，排水，風管，送排泥管等の延長，並びに坑内外の資材運搬
特殊作業員		2	送排泥ポンプ及びＴＢＭの監視（坑外）土砂分離及び濁水処理設備の運転・保守
機電工	機械工	1	坑内設備等の点検・保守
	電　工	1	電気設備の点検・保守
計		10人	

(4) 掘進方向偏差

掘進方向偏差すなわち計画線からのズレは，掘進当初及び掘進不能となった箇所を除き，水平方向で±100㎜，鉛直方向で±50㎜程度の範囲にあり，トンネル通水に支障を与えるものではなかった。

4.5.2 支保工実績

ＴＢＭ施工区間の支保工は，4.4.3の項で述べたように，無支保，金網，リング支保工，セグメントの４タイプで対応した。本地点の場合，支保工タイプが数mから10数mの間で変化し，全線3,524.1m間で３００回以上も変化している。覆工直前の支保工型式を岩盤分類別に集計し，表－4.5.4に示す。

表－4.5.4　岩盤分類別支保工区分

単位：m（%）

岩盤分類	無支保工		金網支保工	リング支保工	セグメント	その他	計	計画時のもの
	1種	2種a	2種b	2種c	3種			
CH	420.57 (11.9)	84.67 (2.4)	50.67 (1.6)	20.59 (0.6)	－	－	580.50 (16.5)	1,250 (35.6)
CM	450.05 (12.8)	373.68 (10.6)	615.70 (17.4)	481.14 (13.7)	1.35 (0.0)	12.67 (0.4)	1,934.59 (54.9)	1,750 (49.8)
CL	18.06 (0.5)	21.56 (0.6)	76.01 (2.1)	557.03 (15.9)	4.97 (0.2)	12.07 (0.3)	689.70 (19.6)	463 (13.2)
D	10.79 (0.3)	1.93 (0.1)	2.47 (0.1)	199.28 (5.7)	101.94 (2.9)	2.90 (0.1)	319.31 (9.0)	50 (1.4)
計	899.47 (25.5)	481.84 (13.7)	748.85 (21.2)	1,258.04 (35.7)	108.26 (3.1)	27.64 (0.8)	3,524.10 (100.0)	3,513 (100.0)
計画時のもの	1,250 (35.6)	1,573 (44.8)	500 (14.2)	140 (4.0)	50 (1.4)	－	3,513 (100.0)	－

注）（）内の数字は，掘削延長3,524.1mに対する百分率を示す。
但し，計画時の比率は，3,513mに対するものである。

4.5.3 覆工実績

本地点の吹付コンクリートの施工延長は，2,488.7mで，設計吹付量は1,326.6 であった。この内訳を表－4.5.5に示す。

表－4.5.5 断面種別毎の吹付コンクリート数量

断面種別	吹付厚	1m当り吹付量	施工延長	計画時延長
第2種(a)	4 cm	0.243㎥	481.8m	1,573m
〃 (b)	8 cm	0.493㎥	748.9m	500m
〃 (c)	8～14cm	0.668㎥	1,258.0m	140m
計		0.553㎥	2,488.7m	2,213m

本地点の覆工は，昭和６３年５月２日に吹付を開始した。当初は運搬途中のロスやはね返りが多く，満足できる状態でなかった。しかし，ノズルの改良や作業に習熟するに従い，次第に作業効率が良くなり，８月９日に吹付を完了した。この実績を図－4.5.3に示す。

この間の吹付作業日数は８４日（昼夜作業１６８方）であった。したがって，１方当りの平均作業能力は下記のとおりとなり，比較的高い値であった。

１方当りの吹付延長　2,488.7m÷84日÷２方＝14.8m

１方当りの吹付量　　1,326.6㎥÷84日÷２方＝7.90㎥

この値は，計画値の２０.９m／方，６.８２㎥／方に比べると，延長は少なく，量は多くなっている。これは，計画時の吹付区間の約７割が吹付厚４cmの第２種（ａ）断面であり，これに対し，実績は約５割が吹付厚８～１４cmの第２種（ｃ）断面であったことにより，単位m当りの吹付量が計画時に比較し多くなったためである。

しかしながら，本地点で採用した吹付システムには，下記のような問題点があり，今後の改良や改善に期待したい。

① 吹付コンクリート厚にバラツキが多い。

② リバウンド量が多く処理が困難である。
（実績では，設計数量に対し，練上げ量が１３５％であった）

③ 吹付箇所での粉じん発生が多い。（実績１２mg／㎥程度）

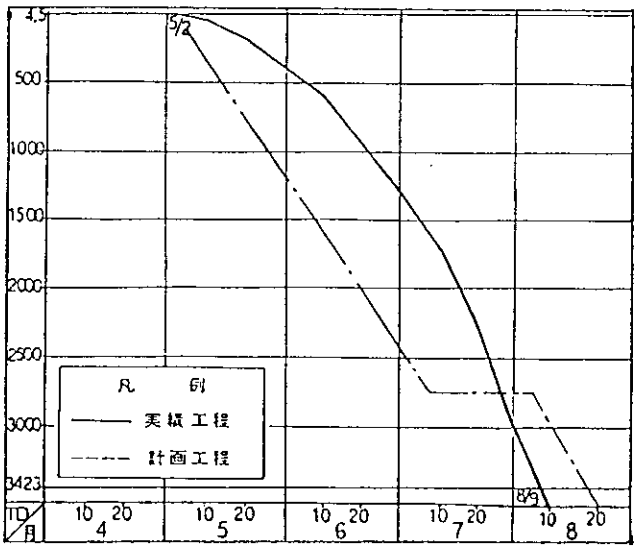
④ 小断面のため作業通路の確保が困難で，資材の運搬がすべて人力となり効率が悪い。

⑤ 吹付ロボットの伸縮に伴うホース類の切廻しに，常時作業員が張り付かなければならない。

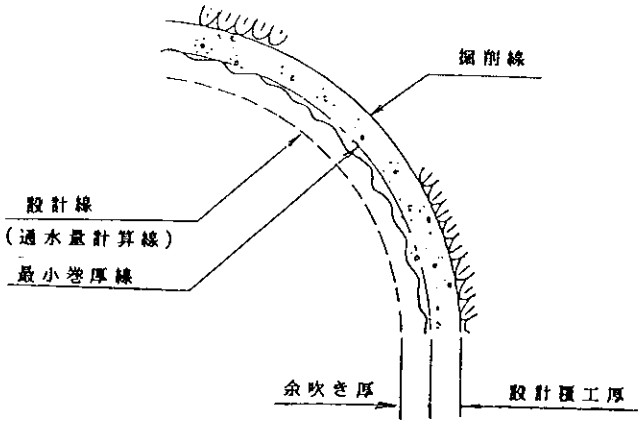
⑥ 吹付時の騒音が大きく，作業員間の連絡合図が難しい。

また，実証結果から設計上留意すべき事項として，以下のことが挙げられる。

吹付コンクリートは，コンクリート巻立のように型枠を使用しないため，仕上り面にかなりの凹凸ができる。また，ＴＢＭを使用した場合余掘りが全くないので，設計覆工厚を確保しようとすれば，内空断面を侵すことになる。これらにより，所定の通水断面が不足し，必要通水量が確保できなくなる場合があるので，設計に当たり，吹付面と通水面を別個に取り扱うことが適当と考えられる。図－4.5.4に設計例を示す。



図－4.5.3　吹付コンクリート実績図

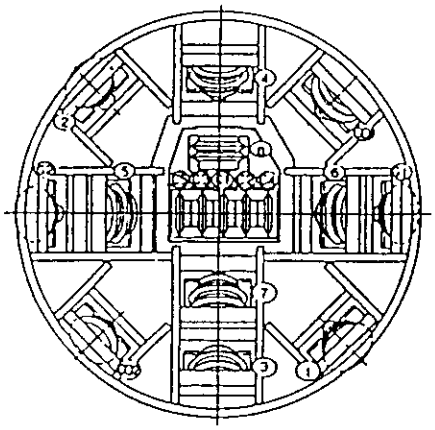


図－4.5.4　設　計　例

4.5.4 主要品の消費実績

(1) カッターリングの消費量

本地点のＴＢＭには，図－4.5.5に示すとおり，１７個のカッターハブに２５個のカッターリングが装着されており，刃先が摩耗すればＴＢＭ機内から容易に交換できる構造となっている。



図－4.5.5　カッター配置図

カッター位置	配置個数（ハブ数）	配置工数（リング数）	リング径
センター	5　個	5　個	２５０㎜
インナー	8　個	１６　個	３１０㎜
ゲージ	4　個	4　個	３１０㎜
計	１７　個	２５　個	

注）• センターカッターは，ハブとリングが一体化しているので，ハブ数とリング数が同数となる。
• 左図は坑内から見たものである。

本地点3,524m間の掘進で消費したカッターリングは，掘削最終後に取り替えた２５個を含めても５６個と非常に少なく，掘削１㎥当り0.0038個に相当し，計画値0.020個の５分の１程度であった。この内訳を表－4.5.6に示す。

表－4.5.6　カッターリング消費実績

種　別	掘進中の交換個数	最終使用個数	掘進１㎥当り消費量
ｾﾝﾀｰｶｯﾀｰ	5　個	１０　個	0.0007個／㎥
ｲﾝﾅｰｶｯﾀｰ	１６　個	３２　個	0.0022個／㎥
ｹﾞｰｼﾞｶｯﾀｰ	１０　個	１４　個	0.0009個／㎥
計	３１　個	５６　個	0.0038個／㎥

注）　掘進１㎥当り消費量＝最終使用個数÷掘削土量（14.643㎥）

また，インナーやゲージカッターハブは，掘削中に摩耗が原因で取り替えたものはなく，消費量は掘削終了後に取り替えた１２個だけであった。

(2) 電力消費量

本地点のトンネル工事における最大の電力設備容量は，ＴＢＭ掘進完了時の1,573kWで，電力消費量は3,273MWhであった。この内訳を表－4.5.7に示す。すなわち，トンネル掘削１ｍ当りの電力消費量は690kWhで，覆工に対しては338kWhであった。

また，計画時のものと対比すると，設備容量については大差はないが電力消費量は，掘削時の流体輸送設備で１６％，土砂分離設備で１９％，排水等のその他設備で３３％増となっている。また覆工時のその他設備は約３倍増となっている。これは流体輸送や土砂分離設備の運転時間が計画時の予測をかなり上まわったこと，トンネル湧水を強制排水したこと等に起因するものである。

表－4.5.7　設備別電力消費量

工種	設備区分	実績		計画	
		最大設備容量	電力消費量	最大設備容量	電力消費量
掘削	ＴＢＭ関連	468	493	435	518
	流体輸送設備	607	731	607	632
	土砂分離及び濁水処理設備	275	359	198	302
	その他設備	223	847	300	638
	最大　又は　計	(62.11) 1,573	2,430	(62.6) 1,540	2,090
覆工	ｲﾝﾊﾞｰﾄｺﾝｸﾘｰﾄ打設設備	54	10	72	13
	吹付ｺﾝｸﾘｰﾄ設備	193	40	215	28
	ｺﾝｸﾘｰﾄﾌﾟﾗﾝﾄ及濁水処理設備	118	61	92	44
	その他設備	172	731	190	228
	最大　又は　計	(63.5) 522	842	(62.8) 497	313
最大　又は　計　(4)		(62.11) kW 1,573	MWh 3,272	(62.6) kW 1,540	MWh 2,403

注）（）内は設備容量の最大月を表す。

4.6 ＴＢＭのトラブル

4.6.1 掘削ずりの取り込み不良対策

本地点で使用したＴＢＭは，すべての掘削ずりをカッターディスクにある８枚のフェーススクレーパーですくい取り，バルクヘッド内に取り込む構造となっていた。

しかし，本地点の地質は比較的軟質でマトリックスの組成粒子が細かい凝灰岩質のものであり，粘土化しやすい性質であったので，掘進開始直後から，切羽とカッターディスク前面との隙間やフェイスクレーパーの後部のスリット調整板部において，カ

ッターディスクの回転やカッター冷却水と混り合うことにより，掘削ずりが細粒化され粘土状となる状況にあった。したがって，ＴＢＭの前進に伴い，フェイススクレーパーの後部から掘削ずりがトコロ天を押し出すような状態で，バルクヘッド内へのずりの取り込み不良が生じていた。

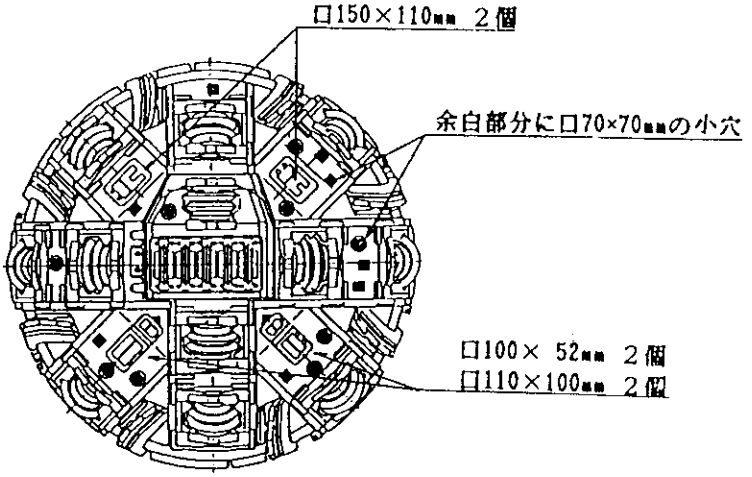
この状態での掘進は，掘削ずりの細粒化を加速度的に助長し，カッターヘッド回転トルク及び，スラストジャッキ推力の増大をきたし，掘進スピード低下の要因となった。

これらの対策について種々の検討の結果，本地点においては，細粒化する前にすばやくバルクヘッド内に取り込むこと及び，泥ねい化している掘削ずりの流動化を図ることを念頭に置き，下記の改良を行った。

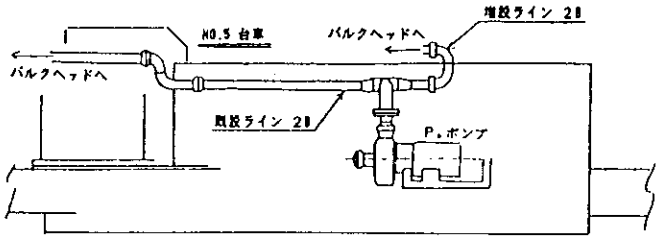
① カッターディスクに開口部を設け，更に取り込み効率を高めるために，スクレーパーを取り付けた。（図－4.6.1参照）

② カッター冷却水量を増やす目的で，送水ラインを増設すると共に，カッター冷却用ポンプ（Po）の能力アップを図った。（図－4.6.2参照）

この改良の結果，良好な取り込み状態になり，カッターディスク前面の掘削ずりの取り残しが少なくなる（写真－4.6.1参照）と共に，カッターヘッド回転トルクやスラストジャッキ推力が低下し，純掘進速度が大きくなる現象（表－4.6.1参照）が見受けられた。



図－4.6.1　カッターディスク面板等改良図



種別	口径	揚程 m	揚水量 ℓ/min	出力 kW	重量 kg
既設	80	17	500	5.5	150
新設	100	18	1,000	11.0	250

図－4.6.2　カッター冷却水の送水ライン増設図

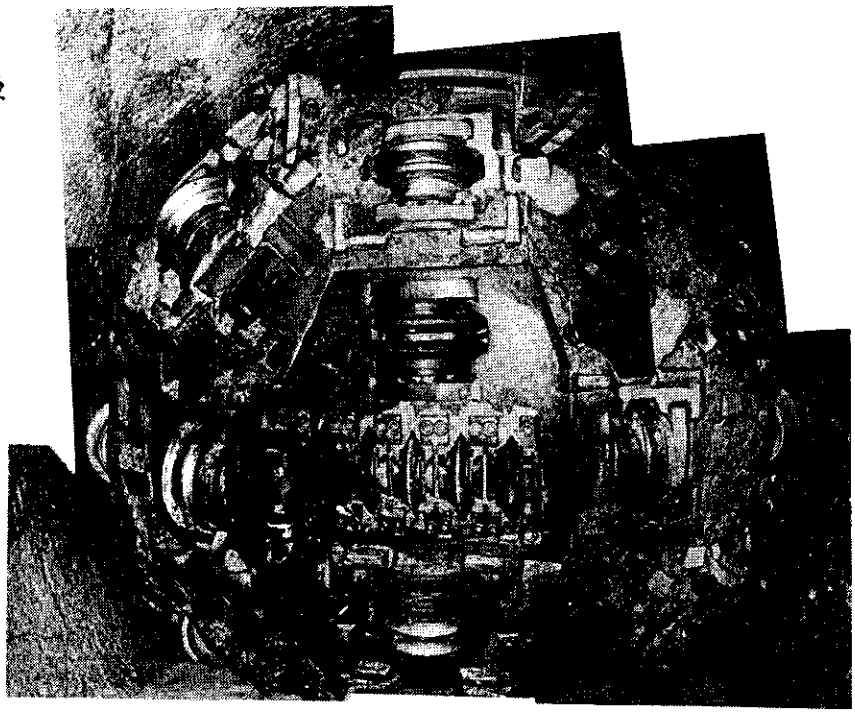
4.6.2 地山押し出しによる再掘進対策

発進地点より約787ｍの地点で地山の押し出しに起因した掘進不能となるトラブルが発生し（昭和６２年４月１２日）ＴＢＭが捕捉された。通常のスラストジャッキ推力

改　良　前



改　良　後



写真－4.6.1　カッターディスク前面の状況

表－4.6.1　カッタートルク・スラスト推力・純掘進速度の比較

種　別	ｶｯﾀｰﾄﾙｸ t･m	ｽﾗｽﾄ推力 tf	純掘進速度 m/hr
改良前	12.5	116.7	1.36
改良後	8.1	87.6	1.87

注）岩質：砂質凝灰岩，一部火山礫凝灰岩

は100ｔ前後であるが，昼勤作業よりスラストジャッキ推力が上昇し，その後，メイングリッパーの反力不足も発生，ジャッキ推力を最大限として掘進を試みたが前進不能となった。スラストジャッキ推力の推移を図－4.6.3に示す。

この地点の地質性状は，図－4.6.4に示すとおり，層厚70cm程度の軟弱粘土層がトンネル底盤より約１０°の傾斜で周辺の地層と並行して上昇している。この粘土層を遮水層として上部に多量の地下水が滞留しており，掘進に伴って100～200ℓ／分の湧水が発生した。また，この粘土層の上下には４～６ｍ範囲で細い割れ目が多く，きわめて脆弱な破砕帯が分布している。この粘土層は，粘着力σ_c＝２kgf／cm^{2}程度，変形係数Ｄ＝100kgf／cm^{2}以下の軟弱なものであった。更に，上下に分布する破砕帯は弾性波速度V_p＝1.6km／ｓ，Ｄ＝2,000kgf／cm^{2}で岩盤としては非常に悪く複雑な地層であった。また，この付近の土かぶりは約140ｍ程度あり，初期地圧に対する岩盤強度（地山強度比）はかなり小さいものと想定された。

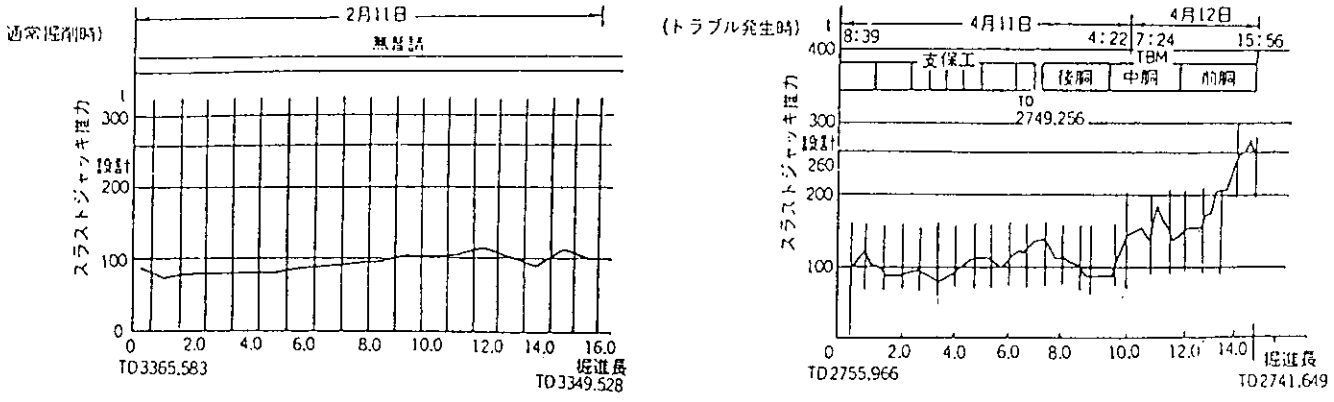
掘進を再開するために，ＴＢＭ周辺にφ48mmの荷重低減孔を，２８本掘孔したり，ＴＢＭ外壁と地山の間にベントナイト溶液を注入し，摩擦抵抗の軽減を図り，この箇所の脱出を試みられたが不可能であった。そこで，図－4.6.5に示すＴＢＭ上半部の拡幅掘削を行い，拘束地圧を除去したあとＴＢＭ前方（ℓ≒３ｍ）を試験掘削し，掘削直後の地山の経時変化の確認を行った上で，掘進を再開した（昭和６２年５月１５日）。

ＴＢＭ通過後，捕捉の原因を解明するため，①ボーリング調査，②孔内水平載荷試験，③ＰＳ検層，④室内岩石試験など行い，計測結果や，ＦＥＭ解析，その他の調査結果からＴＢＭの捕捉の原因は，地山の押し出しにより，対応不可能な地圧（計算では3.8kgf／cm^{2}以上）がＴＢＭに作用したことによるものと確認された。

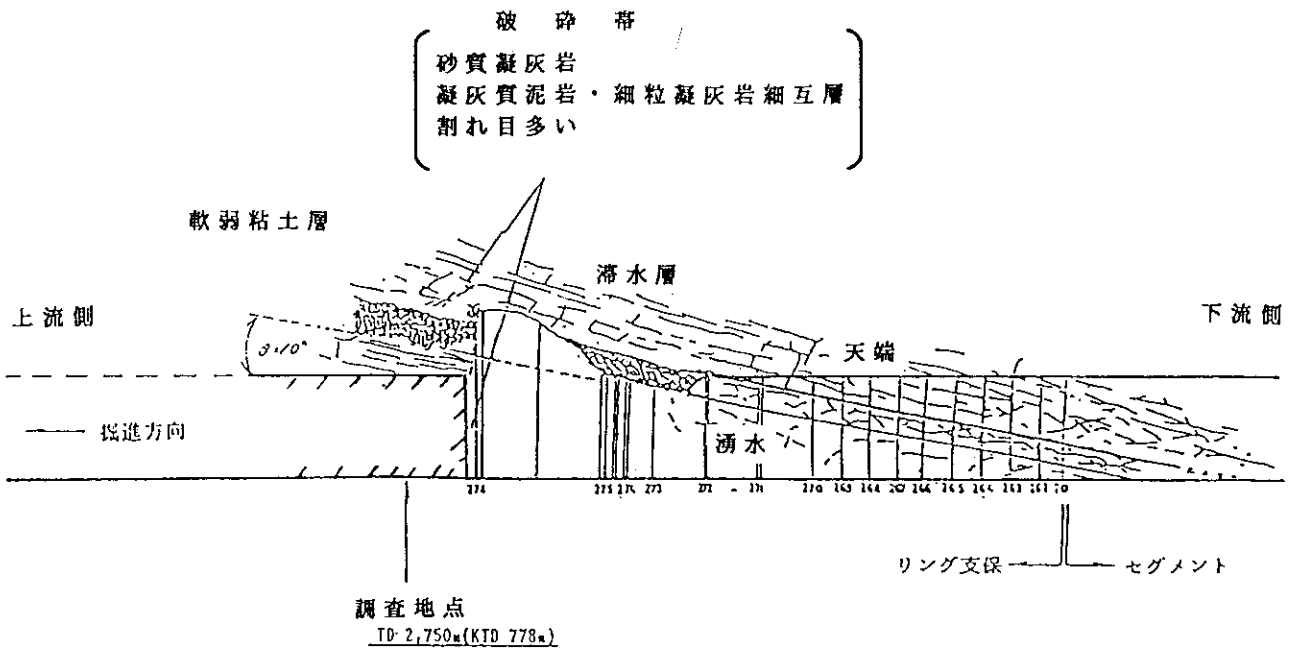
ＴＢＭへの拘束地圧を除去した後，対策として以下のことを講じた結果，比較的良好な地山に恵まれたことも幸いし，ＴＢＭは捕捉されることもなく貫通した。

① 初期変位量が大きいと予想される破砕帯部はオーバーカット用ゲージカッターを取り付け掘削径を2,300mmから2,334mmに拡大し，地山の押し出しによりＴＢＭが捕捉される前に通過する。

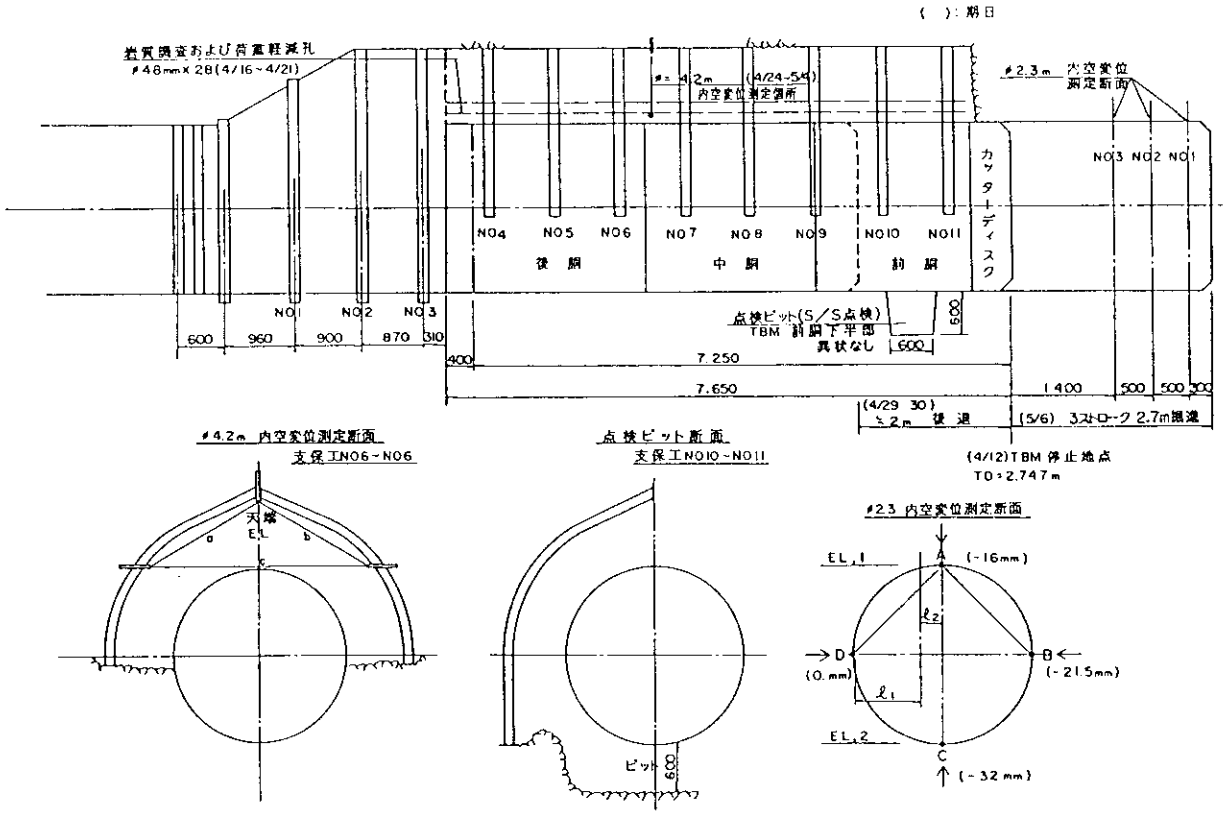
② フロントグリッパー後部に滑材注入孔φ25mm（４孔）を設け，地圧作用時の摩擦の軽減を図る。



図－4.6.3　スラストジャッキ推力推移図



図－4.6.4　トラブル地点の地質縦断面図



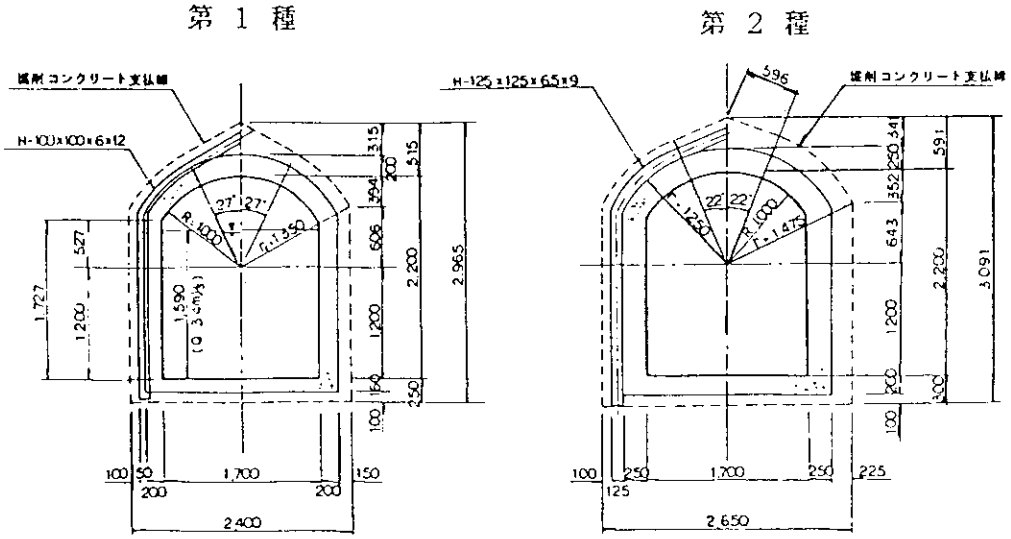
図－4.6.5　拡幅掘削状況図

4.7 発破工法との工事費比較

計画時，本地点において図－4.7.1に示す最小断面で施工する発破工法とＴＢＭ工法とを比較検討したところ，表－4.7.1の（）内に示すとおり，地点特性によって工事費が大きく異なる工事用道路や土捨場等の諸工事と工事用配電線の費用を除いて比較すると，発破工事の１００に対し，ＴＢＭ工法が７８．４で約２２％経済的に有利であった。

これに対し，実績を踏まえ見直しを行ったところ，発破工法が１０５．１，ＴＢＭ工法が９０．０となり，計画時に比べ，ＴＢＭ工法の有利性がやや低下しているが，これは，主にＴＢＭでは対応不可能な地山の押し出しによる捕捉や，掘削ずり中における細粒分の過剰発生という本地点特有の地質性状に起因する対策費によるもので，これを除くとＴＢＭ工法の方が約２０％安価であった。

この結果，ＴＢＭ工法は信頼性があり，発破工法に比べ経済的にも有利であることが実証された。



図－4.7.1　発破工法の施工断面

4.8 今後の課題

本工事の掘削実績は，トンネル経過地の地質状況に恵まれ，作業日当たり平均日進13.3mと過去の実績と比較してもかなり高速掘削性を示しているが，更に，平均日進を高めるためには，ＴＢＭ本体，掘削ずりの搬出，ＴＢＭの運転管理も含めた総合的な改良が必要である。また，後者の場合，湧水層，膨張性地山など，我が国の複雑な地山に対する補助工法も含めた対応策を事前に検討し，速やかに適用することが必要である。

表－4.7.1　トンネル工事費比較表

	(1)発破工法	TBM工法 (2)補足の対策費含むもの	TBM工法 (3)補足の対策費含まないもの	備考
Ⅰ直接工事費	75.2(71.4)	59.2	56.0 (51.7)	
1）本水路	60.9(57.1)	40.4	39.3 (35.4)	湧水処理費は含まない
①掘削	32.0(30.7)	25.6	25.6 (28.7)	
②支保工	7.4(5.9)	3.8	3.8 (1.1)	材料費のみ
③覆工	19.4(18.5)	9.1	9.1 (4.8)	清掃含む
④その他	2.1(2.0)	1.9	0.8 (0.8)	ずり運搬，坑内処理補足対策費
2）作業坑付帯設備，雑工事	14.3(14.3)	18.8	16.7 (16.3)	坑内外の設備費，土砂分離の増設費と損料
Ⅱ共通仮設費	6.1(5.9)	7.6	7.4 (7.2)	
Ⅲ現場管理費	10.8(10.3)	9.2	8.8 (8.1)	
Ⅳ一般管理費	9.1(8.6)	7.5	7.1 (6.6)	
Ⅴ電力料	3.8(3.8)	5.9	5.8 (4.8)	
Ⅵ面板改良，補足調査	－(－)	0.7	－(－)	
計 (ΣⅠ～Ⅵ)	105.1 (100.0)	90.0	85.1 (78.4)	
Ⅶ諸工事	8.2(8.2)	3.9	3.9 (3.9)	
Ⅷ工事用配電線	3.3(3.3)	2.4	2.4 (2.4)	
合計 (ΣⅠ～Ⅷ)	116.1 (111.5)	96.3	91.4 (84.7)	

注１：表中の数値は各々の単位m当り工事費に対し，計画時の(1)発破工法計を100とした指数である。
　　なお，（　）内の数値は計画時に求めた値である。

注２：湧水処理費，土捨場工事費は両工法とも含まない。また，ＴＢＭ工法の実証試験費も含まない。

第５節　実証試験結果（駒込地点）

5.1 はじめに

東星興業㈱は，駒込発電所の建設を行うに当たり，安全性及び経済性に優れるＴＢＭ工法の普及を図る目的で，国が実施する新技術の実証試験に積極的に参加し，同地点の導水路トンネル掘削延長 3,066mのうち 2,616.3mを新技術製品である㈱コマツ製ベルトコンベヤ輸送方式トンネルボーリングマシン TG280-2（以下，ＴＢＭという）により掘進した。

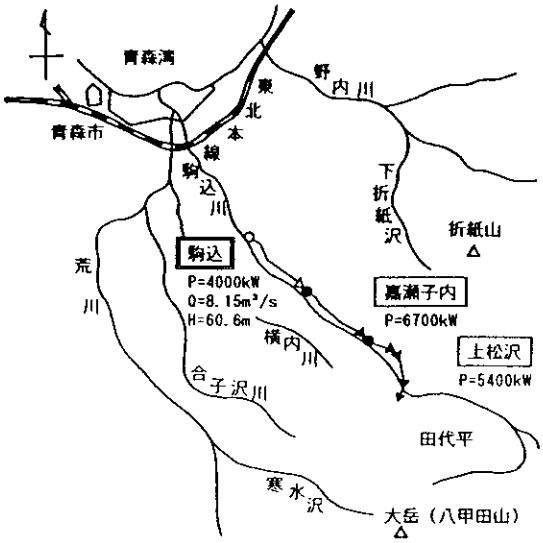
当報告では，ＴＢＭで掘進されたトンネルの掘削から覆工までの施工実績を主体として述べる。

5.2 計画の概要

5.2.1 発電計画概要

本発電所は，青森県堤川水系駒込川の中流部に位置し，東北電力㈱嘉瀬子内発電所直下流から最大使用水量8.15m³/sを取水し，駒込川右岸（梨の木平側）を延長約 3.1kmのトンネル及び延長約 127m（斜距離）の水圧管路により，嘉瀬子内発電所下流約 4.0kmの同河川右岸側に新設する発電所に導水し，有効落差60.6mを得て，最大出力 4,000kWの発電を行った後，延長約 180mの放水路を経て駒込川に放流するものである。

発電計画の位置を図－5.2.1 に示す。



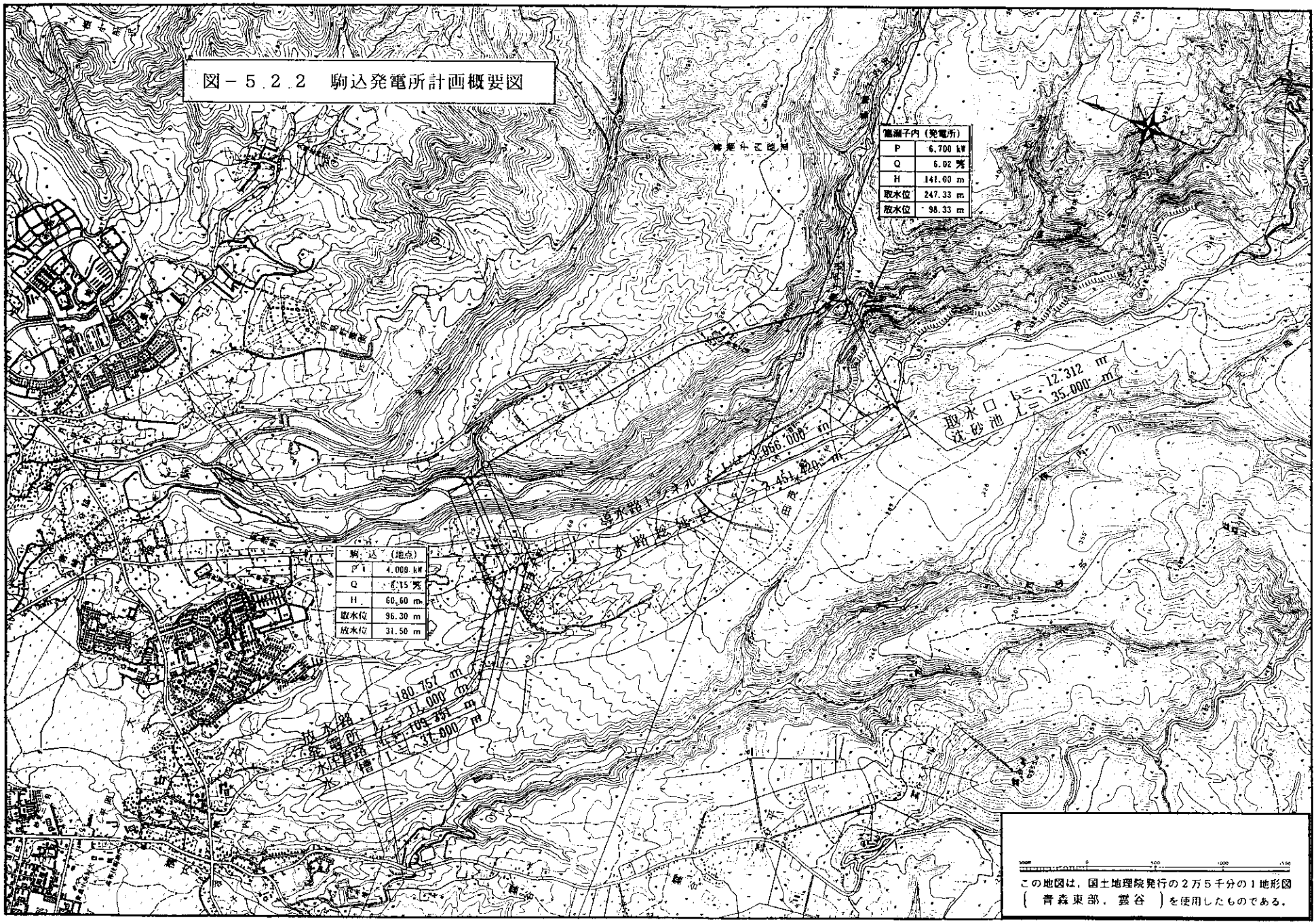
図－5.2.1 計画位置図

5.2.2 導水路トンネルの概要

本地点の導水路トンネルは図－5.2.2 に示すルートであり，全長は表－5.2.1 に示すとおり 3,066mで，うち最下流端のＴＢＭ発進部64m及び最上流部のＴＢＭ引出し部を含む 282mは発破工法で，また，中間軟弱層部 103.7mは補助工法（人力掘削）で掘削し，それ以外の 2,616.3mをＴＢＭで掘削した。

表－5.2.1　導水路トンネルの工事諸元

工　事　名	駒込発電所新設工事第２工区（導水路トンネル工事）
工 事 場 所	青森県青森市大字駒込字深沢地内
トンネル掘削延長	全長 3,066mうちＴＢＭ工法延長 2,616.3m
トンネル施工期間	昭和62年４月～平成元年８月 うちＴＢＭ工法区間　昭和62年６月～平成元年６月
トンネル掘削期間	昭和62年４月～昭和63年11月 うちＴＢＭ工法区間　昭和62年６月29日～同年10月２日 及び　昭和63年６月14日～同年11月10日
掘 削 断 面	掘削径 2,800mm，掘削断面積 6.16m²
縦 断 勾 配	1／1,000
ＴＢＭ曲線施工部	１ヶ所，トンネル中心線曲率半径Ｒ＝ 100m


図－５．２．２　駒込発電所計画概要図
蔦瀬子内（発電所）
P　6,700 kW
Q　6.02 ㎥
H　141.60 m
取水位　247.33 m
放水位　98.33 m
駒込（地点）
P　4,000 kW
Q　6.15 ㎥
H　60.60 m
取水位　96.30 m
放水位　31.50 m
取水口　L＝12,312 m
沈砂池　L＝35,000 m
導水路トンネル　L＝3,966,000 m
水路橋　L＝3,451,820 m
水路橋　L＝180,757 m
導水路　L＝11,000 m
発電所　L＝105,161 m
水圧管路　L＝35,000 m
この地図は，国土地理院発行の２万５千分の１地形図
（　青森東部，雲谷　）を使用したものである。

5.2.3 取水河川駒込川の概要

駒込川は，北八甲田連峰東側に広がる火口原もしくは火口原湖跡に相当すると思われる田代平に源を発して東流し，大きく湾曲しながら北西流に転じて北八甲田山麓を貫流し，青森市街地に近い桜川地内で本流の堤川に合流する流路延長約30kmの二級河川である。計画地点は駒込川の中流部で，取水地点は急峻なＶ字谷を呈しているが，約４km下流の発電所付近では川幅も広がり，やや開けてくる。河川形態としては，山地渓流への移行型にあたる。駒込川は，河川が強酸性であるため，魚類などの水生動物はほとんど生息していない。

5.3 地形・地質の概要

導水路が通過する梨の木平は，田代平カルデラを形成した火山活動による溶結凝灰岩（粗粒凝灰岩）が厚く堆積し，台地地形を呈している。当台地は，標高 150～ 250m程度で，北方へと順に高度を下げ，青森平野へと続いている。

地質は，新第三紀中新世の中～下部に相当する四ッ沢層（流紋岩）を基盤とし，その上を第四紀の田代平溶結凝灰岩が厚く，広く分布し泥流堆積物，古期段丘堆積物，古期ローム等を介在する。田代平溶結凝灰岩と呼称される粗粒凝灰岩は全体的に塊状な岩盤で，一部高溶結部分で冷却節理が発達，裂か水として噴出する個所もあった。

強度的には概ねδc=60～400kgf/cm²程度の軟岩である。トンネルでは，下流側と最上流部で掘削対象となった。流紋岩は全体的には大きな亀裂は無く，糸程度の亀裂が介在している。岩質は淡灰白を呈し，熱による変質を被っている。強度的には平均δc=90kgf/cm² の軟岩である。全体に自破砕構造を呈し，時間の経過と共に剥離が始まるが，その現象は深部まで届かず，ある程度の進行が進むと崩落し，その後は同じ現象が続いた。（粘土鉱物として，絹雲母，カオリナイトが含まれている。）

トンネル経過地は，ほぼ中央部に短い古期段丘堆積物層を挟み，大別して流紋岩層と粗粒凝灰岩層とに２分される。（図－5.3.1 地質平面図及び図－5.3.2 地質縦断面図参照）

表－5.3.3 に本地点で実施した地質調査項目を列記するとともに，表－5.3.1 にトンネル経過地の地質区分及び岩盤分類ごとの延長を，表－5.3.2 に岩石試験の結果を示す。

表－5.3.1　実績地質区分及び岩盤分類ごとの延長

地質区分	延長（m）	比率（%）
粗粒凝灰岩	1,484.0	56.7
流紋岩（変質）	1,052.0	40.2
古期段丘堆積物	71.5	2.7
泥流堆積物	8.8	0.4
計	2,616.3	100.0

（注）岩盤分類については表－5.5.6 及び表－5.5.7 参照

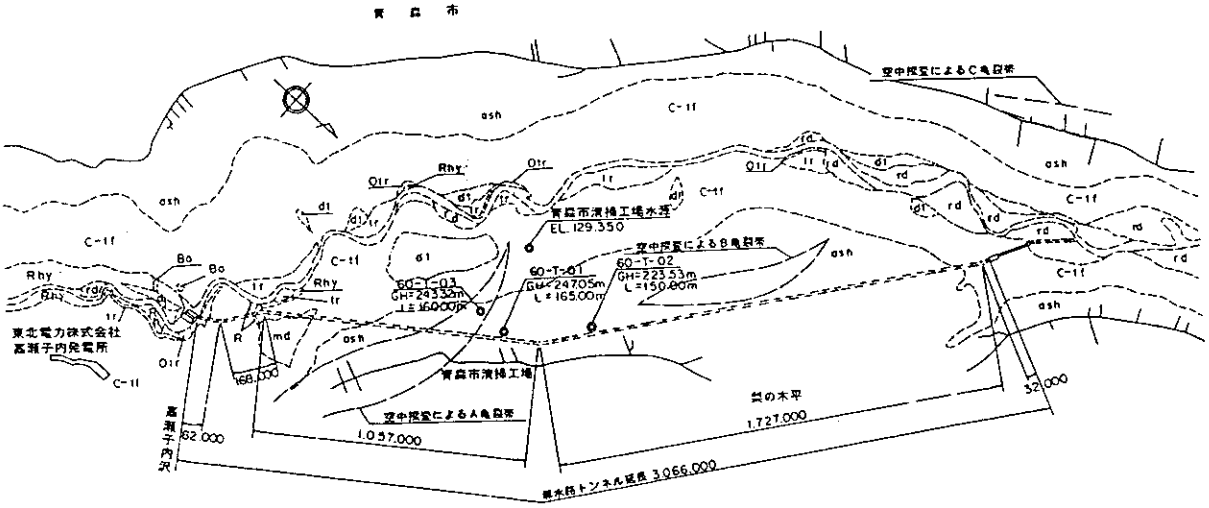
岩盤分類		延長（m）	比率（%）
粗粒凝灰岩	W_A	158.0	6.0
	W_{B1}	856.0	32.7
	W_{B2}	470.0	18.0
流紋岩	R_{CM}	683.5	26.1
	R_{CL}	368.5	14.1
古期段丘	Otr	71.5	2.7
泥流	md	8.8	0.4
計		2,616.3	100.0

表－5.3.2　岩石試験結果

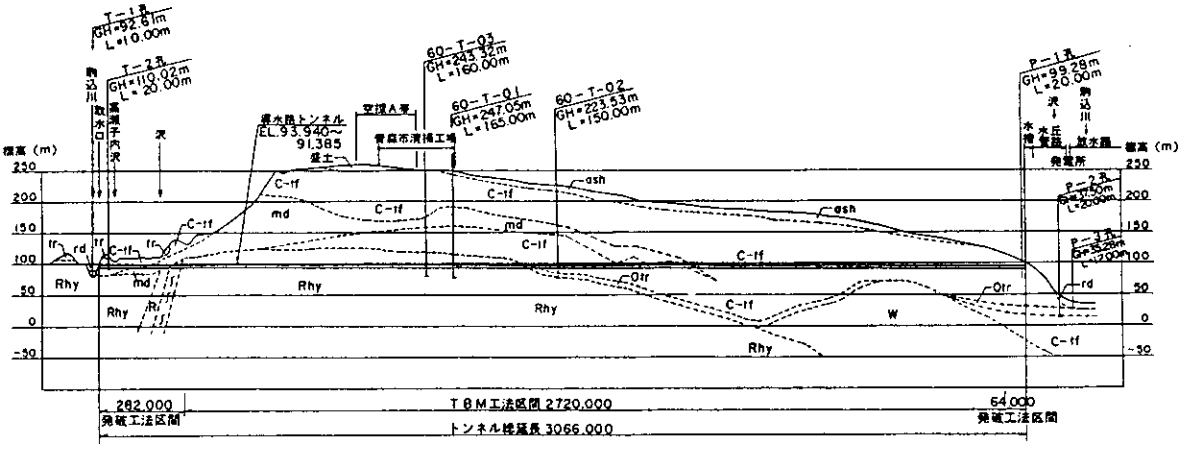
試　験　項　目	粗粒凝灰岩	流紋岩（変質）
一軸圧縮強度（kgf/cm²）	60 ～ 410	80 ～ 100
圧裂引張強度（kgf/cm²）	5 ～ 30	7 ～ 16
ショアー硬度（平均）	17 ～ 50	8 ～ 18
石英含有率	15 ～ 17	16

凡　例

地質時代		地層名	記号	岩相
第四紀	沖積世	盛土	盛土	盛土（鉄類をまじえる）
		現河床堆積物	rd	砂礫及び粘土
		段丘堆積物	tr	砂礫
	洪積世	八甲田火山噴出物	ash	火山灰及びローム
		田代平溶結凝灰岩	C-Tf	石英安山岩質粗粒凝灰岩
		泥流堆積物	md	玄武岩の活動を伴う
		古期段丘堆積物	otr	粘土混じり砂礫
新第三紀	中新世	和田川層	W	安山岩質凝灰角礫岩
		四ツ沢層	Rhy	流紋岩（変質）
			R	流紋岩（変質帯伴う）
			Ba	粗粒玄武岩



図－5.3.1　地質平面図



図－5.3.2　地質縦断面図

表－5.3.3　地質調査一覧表

調査時期	調査項目	調査地点	数　量	摘　要
施工前	地表地質調査	全　域	一　式	・基本的に 1/5,000の精度で，主要な露頭においてシュミットロックハンマ反発度，Q値を測定 ・上記の他に導水路経過地においても 1/5,000の精度で実施
	ボーリング調査	○取水ダム，発電所，放水路	計12孔　ℓ＝125m	・コアを用い一軸圧縮試験，超音波伝播速度試験及び現場透水試験，標準貫入試験を実施
		○取水口，水槽	計 2孔　ℓ＝40m	・現場透水試験，標準貫入試験を実施
		○沈砂池	1孔　ℓ＝20m	・コアを用い一軸圧縮試験，超音波伝播速度試験他を実施
		導水路	3孔　ℓ＝475m	・同上の他現場透水試験，標準貫入試験他を実施
	弾性波探査	取水口，導水路水槽，水圧管路発電所，放水路	計 1,010m　6測線	・発電所地点選定のため実施 導水路は旧計画ルートのごく1部分
	★空中地下探査	トンネル経過地沿い	26測線　3.7km²	・断層破砕帯及び湧水の可能性調査
施工後	電気探査	同　上	41点	・地下水分布や湧水機構への影響予測のため
	★MT探査	同　上	ELF-VLF-MT　73点×2方向 CSA-MT　30点	・事前調査の一手法としての有効性実証のため実施
	坑内地質観察	トンネル全線	3,066m (うちTBM工法区間 2,616.3m)	・地質区分，亀裂性状，風化程度，シュミットロックハンマ反発度，Q値等を調査
	★坑内簡易弾性波探査	同　上	30ヶ所	・表層と基層の弾性波速度を測定
	★内空変位測定	同　上	5断面	・掘削後運開までの変位量を測定
	★ゆるみ域の測定	同　上	4断面	・側壁，アーチのゆるみ域を表層と基層の弾性波速度から推定
	★支保工・覆工の応力測定	同　上	6断面	・掘削後運開までの内部応力度を推定
	★供試体試験	同　上	12ヶ所	・超音波伝播速度，一軸圧縮強度，圧裂引張強度ショア硬度，石英含有率等の試験を実施

（注）　○印の調査は，導水路トンネル工事に直接関係しないもの
★印の調査は，実証試験のため特に実施したもの

5.4 施工概要

本導水路トンネル工事は，昭和61年７月に市道（仮称駒込～梨の木平線）からＴＢＭ発進坑坑口までのＴＢＭ搬入道路の造成に着手し，冬期間工事を一時中断した後，昭和62年４月24日に工事の再開を行った。昭和62年６月５日から現地に搬入されたＴＢＭは，発進坑坑口に設けられたＴＢＭ組立スペース内で組立，試運転等をした後６月29日から掘進を開始した。掘進に伴って発生する掘削ずりは，カッターヘッド外周に設けてあるスクレーパーによりすくい上げられ，機械後方のベルトコンベヤにより搬送され，No.5後続台車後方のシャトルカー（１～４輌）で坑外へと運搬された。このずりは，ずりシュートを利用しストックヤードへ運ばれ，ダンプトラックにより土捨場へと運搬され処理された。昭和63年11月12日に 2,616.3m（軟弱層区間は除く）のトンネルを約８か月間で掘削し，上口側にあるＴＢＭの到達坑に到達した。ＴＢＭはここで分解された後坑外へと搬出され，坑内外の掘削関連設備の撤去等も行われ覆工作業に備えた。

覆工はＰＩＣ及びコンクリート吹付ともアーチ部分の施工を完了してからインバートの施工を行った。ＴＢＭ工法区間の覆工は平成元年６月27日に完了し，その後，在来部覆工の残りの部分を施工した後，上口及び下口の横坑を閉そくし，平成元年８月24日に終了した。

5.4.1 ＴＢＭの搬入，組立

昭和62年６月４日迄にＴＢＭ搬入道路の造成，ＴＢＭ組立坑の明り掘削，作業横坑及び本坑（下口より64m間）の発破工法掘削，本坑坑口付近のクレーン及び電気設備並びに換気設備，ずりシュート等の掘削関連設備を設置すると共に，発進坑坑口付近の整地を行いＴＢＭ荷おろし組立スペースを確保した。

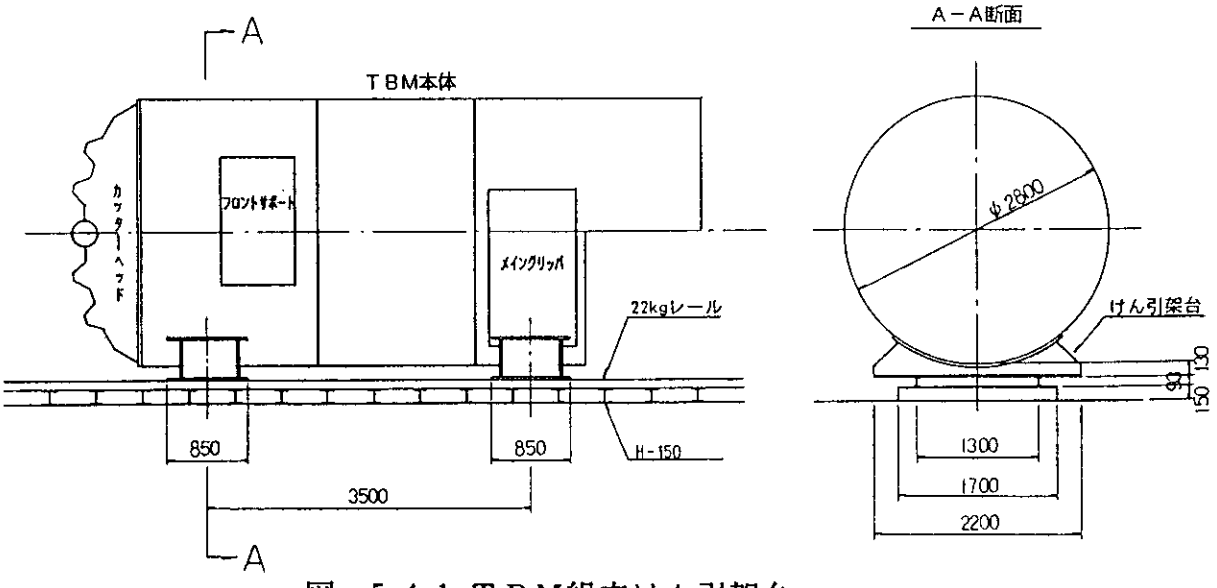
ＴＢＭは輸送に先立って，工場で仮組立し，外観・無負荷作動試験等の試験を行った。その後現地における搬入条件を勘案し，掘削機本体は下記のように分割して輸送した。

分割重量		
	カッターヘッド	10.0ｔ
	カッターヘッドサポート	22.5ｔ
	外シールド	4.1ｔ
	グリッパフレーム	20.2ｔ
	メインビーム	5.5ｔ
	メインモーター	5.4ｔ
	スラストシリンダ	1.8ｔ　　計　69.5ｔ

輸送されたＴＢＭは，後続台車を含めて一時青森市内に仮置きされた後，昭和62年６月５日に現地に搬入した。

まず後続台車群を作業横坑に設置し，その後15～20ｔ積トレーラー３台と11ｔトラック１台に分割積載されたＴＢＭを現地荷おろし組立現場に運搬した。

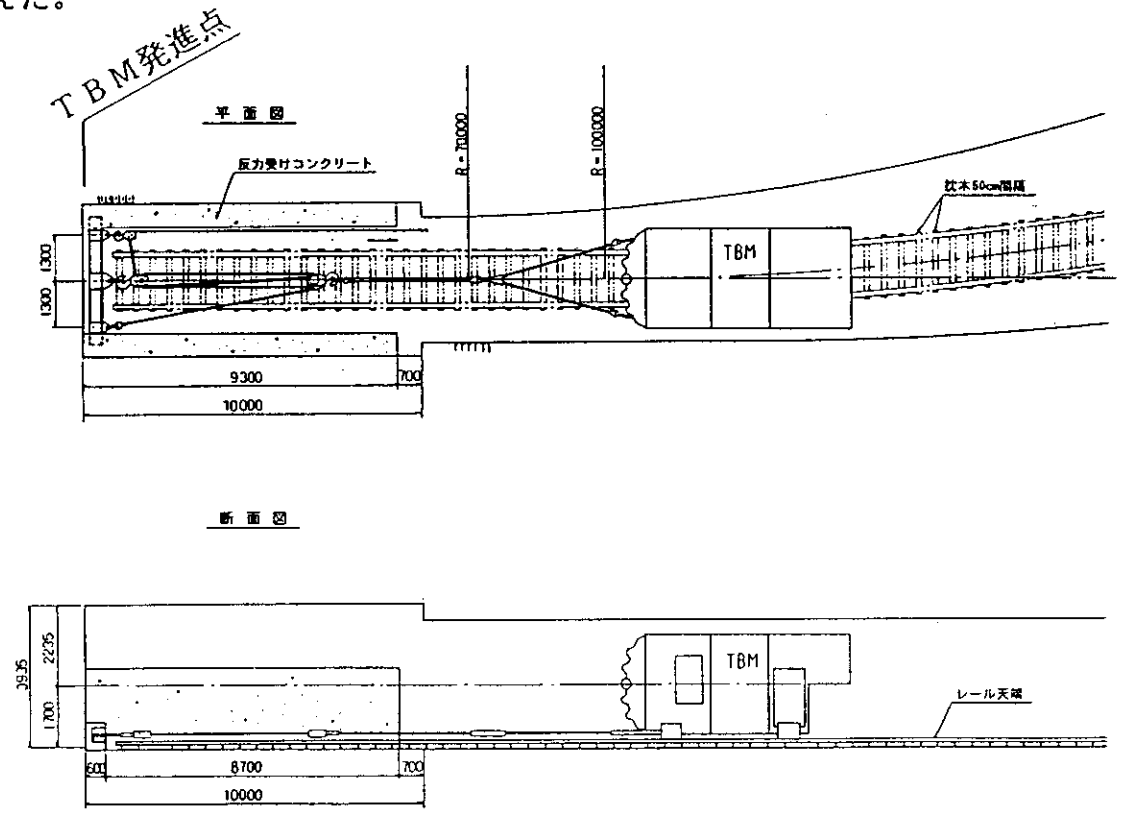
ＴＢＭの組立は，120ｔ吊トラッククレーンを使用し，ＴＢＭ組立坑（本坑下口水槽部）に設けた引込み架台（図－5.4.1 参照）の上で，あらかじめ準備した手順に従って実施された。



図－5.4.1 ＴＢＭ組立けん引架台

5.4.2 発進

前記，本坑下口より64m掘削した点をＴＢＭの発進点（TD.0m）とした。本体の組立完了後，図－5.4.2 に示す方法で発進位置までＴＢＭ本体の引込み作業を行った。発進位置には，長さ 9.3mのＴＢＭ反力受け用のコンクリート壁を設けるとともに，切羽の崩落防止を目的として，Ｈ型鋼（H-100)により鏡止め支保工を実施し発進に備えた。

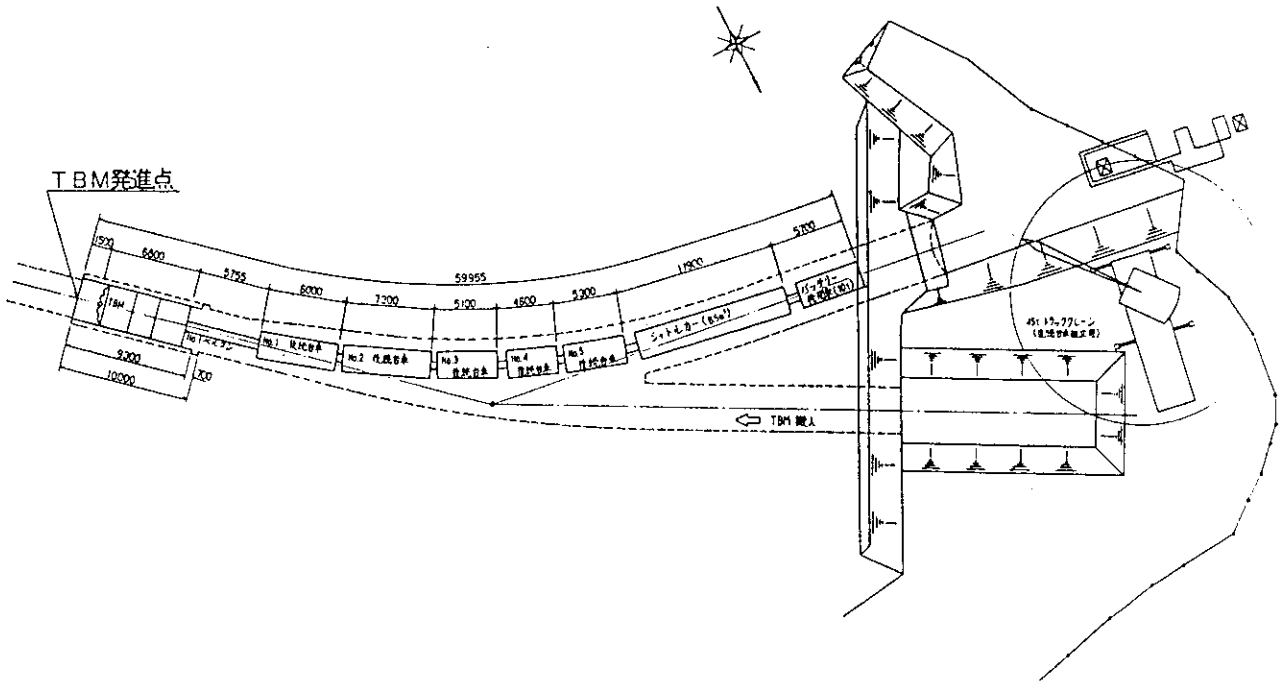


図－5.4.2 ＴＢＭ本体引込み状況図

その後，後続台車用のレールを，ＴＢＭのテール部から作業横坑に配置している接続台車群まで布設替え（ＴＢＭ横引き用レールを撤去）し，後続台車群をＴＢＭ本体に引き寄せ，ガーダー等でＴＢＭ本体との連結を行った。この状況を図－5.4.3 に示す。ＴＢＭ本体から後続台車までの配管及び配線完了後，以下に示すＴＢＭの総合試験を行い，ＴＢＭが正常に作動することを確認し，昭和62年６月23日に発進式を行い６月29日に本格的な発進を行った。

主要試験項目

① カッターヘッドの回転速度及び回転作動圧力の計測他
② 各種ジャッキの単独作動
③ ジャッキの組合わせ相互作動
④ 各種ジャッキの作動ストローク，作動圧力，作動速度の計測他
⑤ インターロック作動確認
⑥ 耐圧試験
⑦ 絶縁抵抗試験
⑧ レーザーモニター作動表示確認



図－5.4.3 ＴＢＭ本体及び後続台車発進時待機状況

5.4.3 掘進

本地点では，昭和62年６月29日に発進したが，同年10月２日に未固結軟弱地山に遭遇し，ＴＢＭ工法を断念し補助工法（人力掘削）によらざるを得なかった 8.4か月を含め約16.4か月（うちＴＢＭ工法　暦日 246日，作業日 203.5日，運転日 167.5日）を要し，昭和63年11月10日に到達した。この間のＴＢＭ工法により掘進した距離は 2,616.3mであった。

掘進当初（昭和62年７月，８月）は掘進方向が大きくずれ，この蛇行修正作業に多くの時間を要し（補助レーザー取付），また，切羽湧水量が増加し，そのために掘削能率が下がり対策に時間を要した。

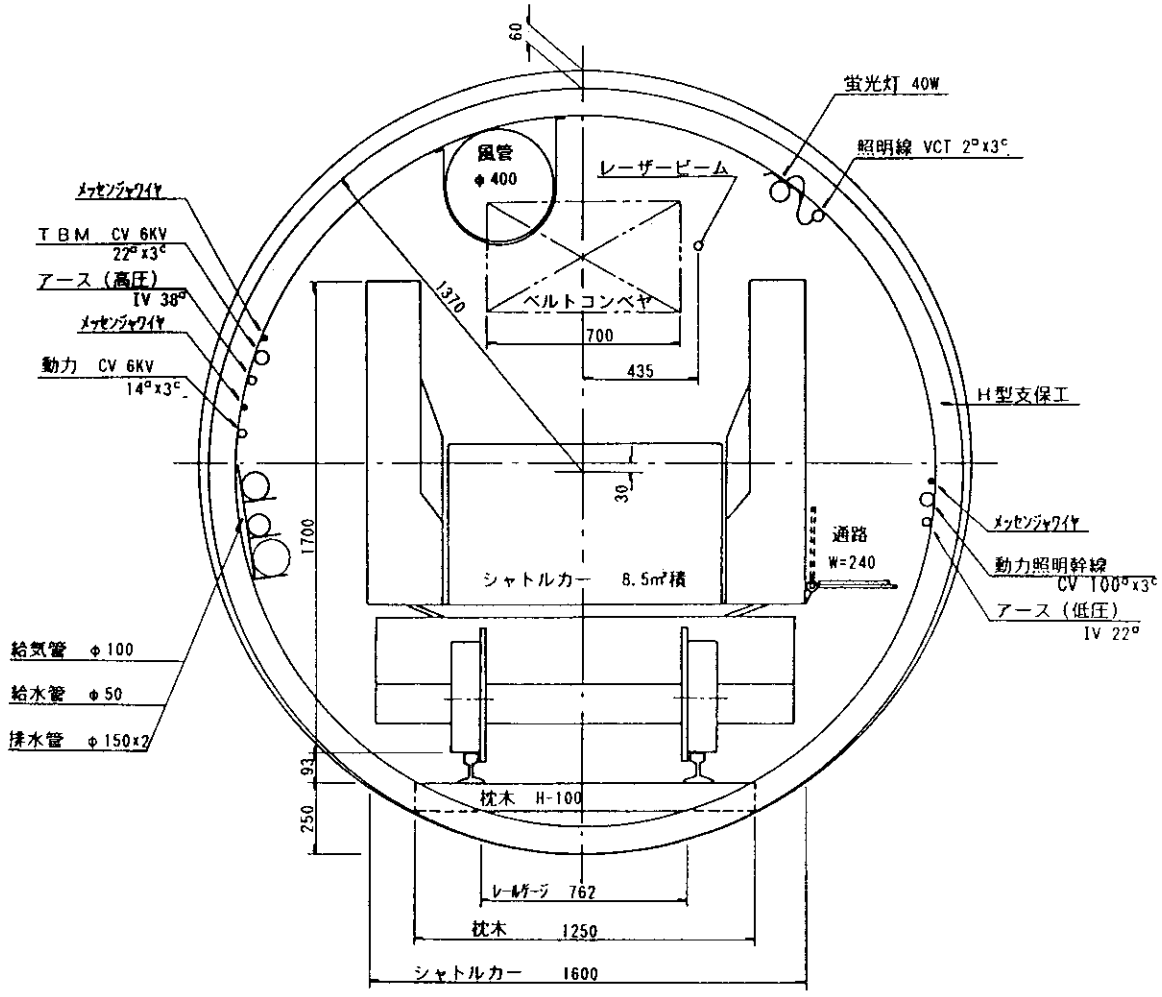
昭和62年９月は，切羽湧水が少なく岩盤も安定し，非常に順調な掘進を繰り返した。本地点における最大月進月はこの月で，月進 538.8mであった。９月10日には 44.88mの最大日進を記録しており，同年８月21日～９月19日の暦日30日間に任意最大月進 553.24 mを記録した。

しかし，昭和62年10月２日，TD.1,085.0mまで掘進したところで，未固結な軟弱地山に遭遇し，ＴＢＭ工法を断念し補助工法（人力掘削）に切替え，翌年の昭和63年６月迄の約 8.4か月を要して軟弱区間(==103.7m）の掘削を完了し，TD.1,188.7mからＴＢＭによる掘進を再開した。

昭和63年６月14日に再発進した以降は，ほぼ順調な掘進を繰り返し，同年11月10日にTD.2,720m地点に貫通した。この間，作業日当たり332m/ 月の平均月進を記録している。

ＴＢＭの掘進に必要な坑内仮設備（軌条，風管，給気・給水管，排水管，動力線他）や支保工は掘進作業と並行して延長，設置された。（図－5.4.4 参照）

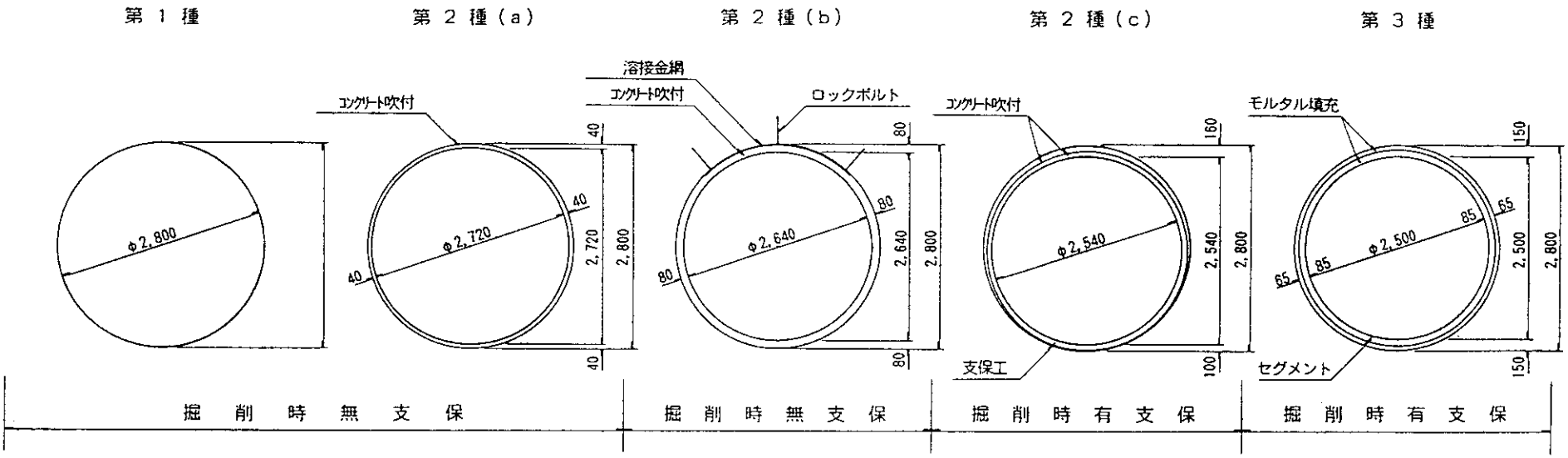
本地点で使用したＴＢＭの運転には，直接ＴＢＭを運転するオペレーターが必要であり，これを含め主として９～10人編成で掘進作業がなされた。



図－5.4.4 坑内仮設備配置断面図

支保工は表－5.4.1 の支保工及び覆工管理基準に準拠して施工する計画とした。ただし，本地点では当初から同表に示す第１種断面（無支保，無覆工）に相当する条件の区間は予想されないため，それ以外の４種類の断面を支保工の実施工に採用することとしていたが，実績でも第 1種断面区間は皆無であった。

表－5.4.1 支保工及び覆工管理基準（駒込地点）



断面種別		第 1 種	第 2 種（a）	第 2 種（b）	第 2 種（c）	第 3 種
分類		長期的に崩落，肌落の恐れのない岩盤	長期的に風化，肌落の恐れのある岩盤	工事中に肌落の恐れがあり，長期的には崩落の恐れのある岩盤	掘削時に肌落があり，長期的には崩落の恐れのある岩盤	掘削中にメイングリッパ使用不能，長期的には地圧のかかる岩盤
掘削時支保工管理基準	壁面観察	表面なめらか	一部肌落あり	肌落あり	肌落あり	シールド部に地圧あり シールド掘進を要す
	割れ目	新鮮密着	密着	一部にゆるみあり	ゆるみ粘土化あり	―――
覆工管理基準	壁面観察	表面なめらか 新鮮	表面なめらか 構成粒子が風化し一部軟質化	一部肌落あり 風化，変質が認められる	肌落あり 風化変質が著しい	土砂状
	割れ目	新鮮密着 割目間隔10cm以上	密着割目沿いに風化が認められる	節理沿いに風化，一部にゆるみが認められる	節理沿いにゆるみ，風化が認められる	―――
	ハンマー打診	金属音	半濁音	濁音	濁音	―――
	変質	新鮮	一部に粘土化が認られる	粘土化が認められる	粘土化が著しい	―――

5.4.4 ＴＢＭの解体・搬出

ＴＢＭは昭和63年11月10日ＴＢＭ工法区間の終点（TD.2,720m，上口発破工法区間の下流端）に到達した。

11月13日，ＴＢＭ本体及び後続台車を到達坑から解体坑（上口作業横坑，坑口付近コンクリート巻立部）まで約60m間をレールに反力受を設け，自力推進方式で前進移動した。

11月14日から11月19日の間に，解体坑にあらかじめ準備されている吊上げ用アンカー金物に対して，10ｔチェーンブロック２個，５ｔチェーンブロック６個，2.8ｔウィンチ１台を使用してＴＢＭを解体した。

本体は大別して，

・カッターヘッド　・内シールド　・メインベアリング
・カッターヘッドサポート　・グリッパフレーム　・メインモーター
・外シールド　・メインビーム　・スラストシリンダ

の９品目に解体し，付属の小部品類も含めて清掃を行った後，逐次坑外に搬出した。この間にベルコンの解体を行った。

11月21日，ＴＢＭ本体解体品の残りを坑外に搬出し，既に坑外に搬出済の解体品を含めて積込み，輸送を実施した。

ＴＢＭ本体の解体品の坑外搬出，積込み輸送には，ウィンチ１台，トラッククレーン（60ｔ），トレーラ（25ｔ）２台，トラック（11ｔ）４台が使用された。

11月22日，23日の両日，後続台車解体品をＴＢＭ同様上口作業坑から坑外に搬出し，積込み輸送を実施した。この作業には，ウィンチ１台，トラッククレーン（60ｔ）１台，トラック（11ｔ）７台が使用された。

5.4.5 覆工

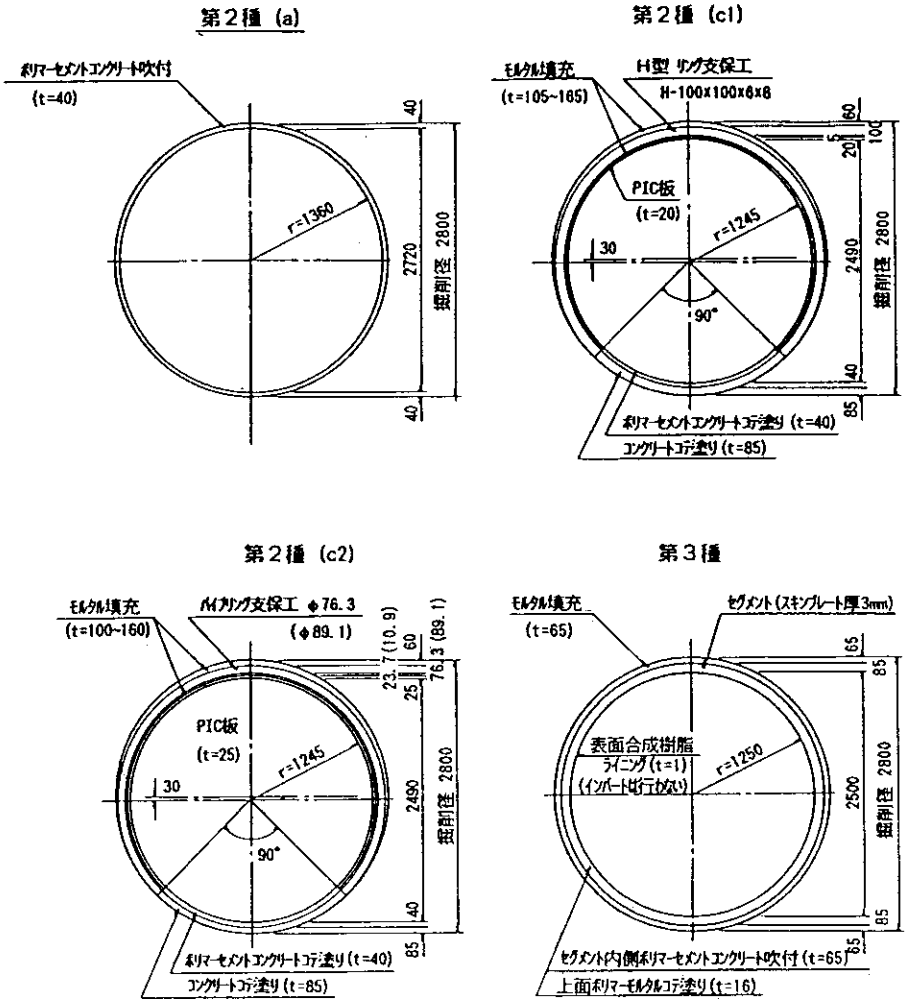
ＴＢＭ工法トンネルの覆工は，計画時には表－5.4.1 に示すように，セグメント断面以外はコンクリート吹付（普通コンクリート吹付及びポリマーセメントコンクリート吹付）を考えていたが，実際には図－5.4.5 トンネル施工断面図に示すように，Ｈ型鋼リング支保工及びパイプリング（鋼管）支保工の断面ではコンクリート吹付をやめてＰＩＣ型枠工法に変更した。

この理由は実績のところで後述する。

ＰＩＣ型枠工法（延長 1,206.4m）以外の区間は，ポリマーセメントコンクリート吹付（吹付厚40mm，延長 1,384.9m）とセグメント工（スキンプレート厚 3mm，内面ポリマーセメントコンクリート65mm厚，吹付の上ポリマーモルタル16mm厚コテ塗り，表面合成樹脂ライニング，延長25m）が施工された。

ＰＩＣ型枠工法は，ＰＩＣ版（ポリマー含浸コンクリート版）を型枠として使用するとともに，それ自体が，永久覆工表面となるものである。

このＰＩＣ型枠の板と板との継ぎ目は，ＰＩＣと同等の強度を有するエポキシ樹脂接着剤を使用する。



図－5.4.5　トンネル施工断面図

当地点ではこのＰＩＣ型枠をアーチ・側壁（上部 3/4断面）に用いたが，その裏込にはモルタル注入による填充を行った。モルタルの注入に使用した工事用機械は，コンクリートポンプ（ 0～10m³/hr）1台，スクリュークリート（ 3m³）１台及びバッテリー機関車（けん引力10tf）１台である。

ＰＩＣ型枠工法断面のインバート（ 1/4断面）はコンクリートコテ塗り厚さ85mmを行い，その上にポリマーセメントコンクリートコテ塗り厚さ40mmを行った。これらのコンクリート施工に使用した工事用機械は，スクリュークリート（ 3m³）１台とバッテリー機関車（けん引力 4tf）１台である。

ポリマーセメントコンクリート吹付の配合決定に当たっては，数種の試験配合により吹付試験を行った結果，

①はね返りを少なくするためには骨材の最大粒径は小さくした方がよい。

②セメント量を多くしても付着及び粗度の向上はあまり期待できない。

③急結剤の効果はシリカ系，セメント系とも差はないが，粉塵の発生はセメント系を使用した方が若干少ない。

という結論を得た。この結論に基づいて決定した配合を表－5.4.2 に示す。

表－5.4.2 ポリマーセメントコンクリート吹付配合表

W／C =189/350 (%)	kgf／m³				
	セメント	山　砂	砕　砂	水	タベックス 固形分
54	350	1342	340	125+64	53

（注）①水の64はタベックス原液中の水である。
②スランプは10cm±2cm とした。
③砕砂の最大粒径を８㎜としたので，モルタルではなくコンクリートと呼ぶ。
④急結剤はセメント系のＴロックをセメントの 5.2～5.3%使用した。
⑤試験吹付供試体３個の平均一軸圧縮強度は材令７日で144kgf/cm²であった。

5.5 施工実績

5.5.1 掘削実績

本地点の計画月進は，本地点と一軸圧縮強度が類似する他地点の工事実績を考慮して計画した。

(1) 掘進実績

ＴＢＭが発進してから到達地点に達するまでの延長 2,720mを掘進した状況は，図－5.5.1 ＴＢＭ掘進実績図に示すとおりである。

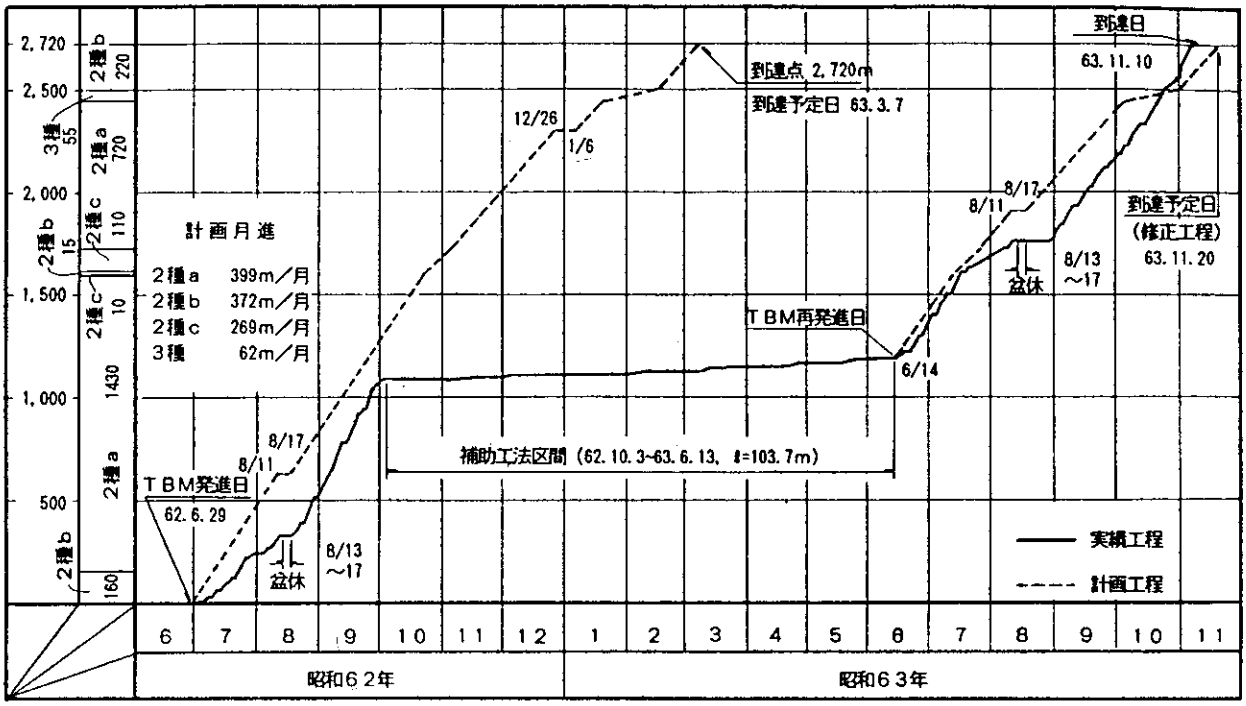
ＴＢＭは昭和62年６月29日に発進したが，10月２日掘進距離 1,085mで土砂状の未固結地山に遭遇したため，ＴＢＭ工法を変更し，補助工法として縫地工法による人力掘削（ℓ＝103.7 m）によらざるを得なかった。その間約 8.4か月を含めて約16.4か月を要して，昭和63年11月10日にＴＢＭ工法トンネルが貫通した。

表－5.5.1 はＴＢＭ工法月進について実績と計画とを対比したものであり，表－5.5.2 ＴＢＭ掘進実績は，上記補助工法区間 103.7mを除く，ＴＢＭ工法区間 2,616.3mについて月別の実績を示したものである。

表－5.5.1 ＴＢＭ工法月進計画実績対比表

項　目		暦日当たり	作業日当たり	運転日当たり
実績	日　数	246　日	203.5 日	167.5 日
	平均月進	319m/月	322m/月	391m/月
計画	日　数	239　日	187.0 日	同　左
	平均月進	328m/月	350m/月	同　左

（注）実績はＴＢＭ工法区間トンネル延長 2,616.3m（補助工法 103.7mを除いた区間）についての値である。



図－5.5.1 ＴＢＭ掘進実績図

表－5.5.2 ＴＢＭ掘削実績

掘削期間　昭和62年 6月29日～昭和63年11月10日

項目＼年月		本坑ＴＢＭ工法区間（発破工法区間及び未固結区間を除く 2,616.3m間）										
		62．7	62．8	62．9	62．10	63．6	63．7	63．8	63．9	63．10	63．11	累計または平均
掘進距離		244.40	290.27	538.80	11.53	174.50	325.40	103.20	378.90	418.70	130.60	2,616.30
運転日数		21.5	18.5	23.0	1.5	12.5	25.5	11.0	24.0	22.5	7.5	167.5
作業日数		27.5	22.5	27.5	1.5	15.5	27.5	18.5	27.5	27.5	8.0	203.5
暦日日数		33.0	31.0	30.0	2.0	17.0	31.0	31.0	30.0	31.0	10.0	246.0
平均日進量	運転日当たり	11.37	15.69	23.43	7.69	13.96	12.76	9.38	15.79	18.61	17.41	15.62
	作業日当たり	8.89	12.90	19.59	7.69	11.26	11.83	5.58	13.78	15.23	16.33	12.86
	暦日当たり	7.41	9.36	17.96	5.77	10.26	10.50	3.33	12.63	13.51	13.06	10.64
最大日進		19.40	30.41	44.88	10.18	23.00	24.00	16.60	22.30	24.80	26.20	最大 44.88
累計掘進距離		244.40	534.67	1,073.47	1,085.00	1,259.50	1,584.90	1,688.10	2,067.00	2,485.70	2,616.30	

最大月進量538.80m／月（昭和62年 9月），任意月最大月進量553.24m／月（昭和62年 8月21日～昭和62年 9月19日）
最大日進量 44.88m／日（昭和62年 9月10日）

（注）昭和62年 7月には昭和62年 6月29日及び同30日を含む。

・運転日数とはＴＢＭによる掘進を１ストロークでも行った日数をいう。
・作業日数とは運転日数に加えて坑内外にて掘進に関連する何等かの作業を行った日数をいう。
・暦日日数とは作業日数及び非作業日数（休日）を含む全ての日数をいう。

・運転日当たり平均月進とは，ＴＢＭ掘進全長を運転日数で除した値（運転日当たり平均日進量）に25日／月を乗じた値である。
・作業日当たり平均月進とは，ＴＢＭ掘進全長を作業日数で除した値（作業日当たり平均日進量）に25日／月を乗じた値である。
・暦日当たり平均月進とは，ＴＢＭ掘進全長を暦日日数で除した値（暦日当たり平均日進量）に30日／月を乗じた値である。

以上の実績値のうち，最大日進 44.88mは昭和62年９月10日に記録されており，最大月進 538.8mは同じく９月に記録された。任意最大月進を調べてみると，これも同年８月21日～９月19日の間に生じ，553.24mとなっている。

本実証地点では計画時，作業日当たり平均月進を 350mで計画しており，これに対し予想外に多い切羽湧水に遭遇するなどＴＢＭ掘進に制約を受けたにもかかわらず，作業日当たり月進 322mの実績を記録したことは，ＴＢＭ工法の迅速性を実証できたものと考えられる。

特に昭和62年９月10日に記録した日進 44.88mは，作業日当たりの月進に換算すれば 1,122mという驚異的な速度であり，順調に掘進し得る条件下での可能性を実証したことになり，今後のＴＢＭ工法に大きな期待と希望を抱かせるものである。

(2) 掘進作業時間構成

図－5.5.2 は，掘削中の全作業について主作業を表面に出す形で作成した円グラフである。

本地点では， 2,616.3m（補助工法区間 ℓ=103.7mは除く）の掘削に 203.5日の作業日で 4,168.3hr（作業日当たり20.5hr）要しており，このうち純掘進に 1,077.4hrを費やしている。これは全体の25.9%に当たり，ＴＢＭ盛替とリセットを含めた稼働率では37.4%であった。この他の作業で時間比率の高いものは，計画時に主作業として予測していないトラブルや機器の改良などのその他作業（13.7%），入退坑（ 7.8%），及びＴＢＭ調整（ 6.2%）の順になっている。

また，図－5.5.2 下段の表は，各主作業と同時に行っている主な主作業と，その作業時間の全作業時間（ 4,168.3hr）に対する比率を表わしたものである。例えば，注１の15.7%は，純掘進，ＴＢＭ盛替，リセットの主作業比率37.4%のうち，15.7%が軌条延長，風管延長，及びリング支保工作業との並行作業で行われており，残りの21.7%が単独で行われたことを表わしている。

実証試験の実績に基づき，掘削時の作業項目を19項目に再整理したうえで，各作業項目ごとの１回当たりの所要時間（掘進サイクルに影響を与える時間で，従作業は除く）を求め，表－5.5.3 に計画時に推定した値と対比する。なお，参考として他の施工実績を加味した所要時間を提案値として表中に載せた。

(3) 掘削作業人員

掘削時の作業人員は，平均的編成が９人であるが，作業内容により７～13人とかなりの幅があった。

累計作業時間としては９人体制が最も多く，10人体制がこれに次いで多くなっている。

また，平均日進から見ると，10人体制の時が最も日進を出しているが，これは平均的な編成の９人より１人多いため日進が大きくなっているのではなく，10人になっている区間の多くはＴＢＭ掘進速度が早いため，後方作業が追いつかず増員したものである。

表－5.5.4 に９人体制の時の標準的な人員構成を示す。

(4) 掘進方向偏差

工事着工に先立ち、工事請負者では事業者から指示された測量基準点及び水準点をもとに導水路の中心線、作業横坑の位置を確認するとともに、工事に必要な基準点及び仮ＢＭを設置した。この基準点をもとに掘進を行い、坑内には100mごとに位置及び高さを示すダボ（坑内基準点）を設け測量の基準とした。

ＴＢＭの掘進に当たり、直線部では、ＴＢＭ本体後方に取付けた方向検出器（レーザー光線）により方向を確認しながら掘進することとなっていた。しかし、レーザー光線が受光板に至る経路をNO.1ベルコンプーリ部が遮断することとなり、ＴＢＭが蛇行する原因となった。そのため、レーザーが遮断されたベルコンのモータープーリフランジを30mmカットするなどの改良を行うとともに、補助レーザーも取付けられた。しかし、その後も左右への変動が見られた。

曲線部では、ＴＢＭステアリングマニュアルの表に従ってＴＢＭの運転が行われた。なお、約10m 掘進ごとに、通常の曲線設定法（トランシットによる）によって直線（タンジェント方向レーザー光線）との離れがチェックされた。また、本地点では、設計カーブの内側に入らないよう（Ｓ字型にならないよう）注意しながら運転された。

この結果、本地点では次のような結果となった。

水平方向では、掘進当初レーザー光線が遮断された結果右側に35cmずれ、この支障個所を改善した後、TD.500m まで計画線を右にずらして掘進されたが、その間も左右への変動が大きかった。TD.500m 以後、徐々に本来の計画線に戻すような努力がなされ、TD.1,000m 付近で計画線に復帰しているが、その間でも左右への大きな変動が見られる。

補助工法区間（人力堀削区間）以後再発進してから、すぐ右方向に約20cmずれ、計画線に復帰させようとして逆に左方向へ大きくずれてしまった。TD.1,500m 付近で計画線に復帰し、その後多少のずれはあるものの、到達点ではほぼ計画線に沿っている。水平方向の偏差は以上のとおりであるが、通水上鉛直方向の偏差に比べれば特に問題にはならない。

次に、鉛直方向についてであるが、この偏差が大きくなると通水量確保上不足を生じる恐れがある。実績では、下方向最大105mm,上方向最大85mmと若干多い箇所もあったが、通水量確保上問題は全くなかった。

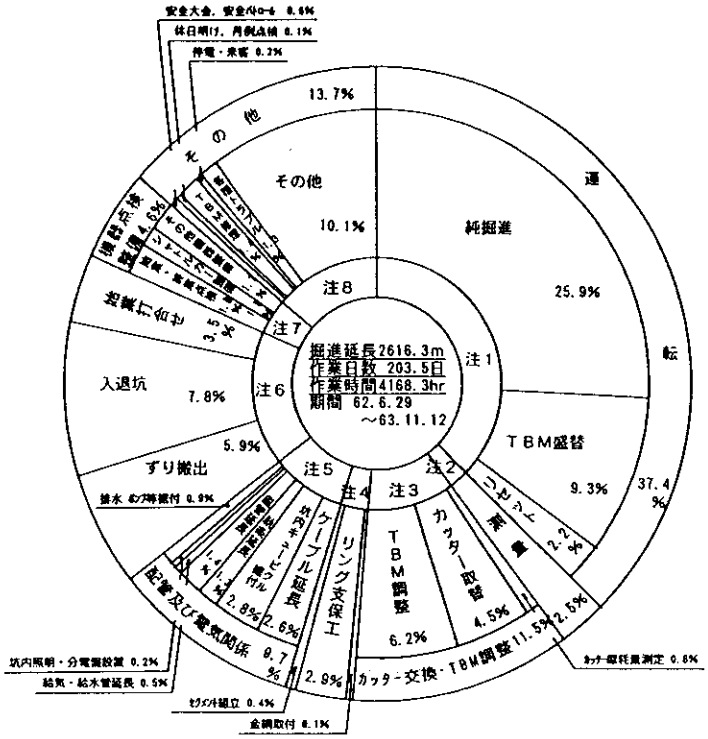
これらの掘進方向偏差の推移を図－5.5.3 に示す。

表－5.5.3 作業項目ごとの所要時間

No	作業項目	作業頻度	1回当たりの所要時間（分）		備考
			実績値	計画値	
1	純掘進	サイクルごと	(平均) 23.2	(平均) 28.6	
2	ＴＢＭ盛替・リセット	サイクルごと	10.3	6	
3	ケーブル延長	1ｍ当たり	2.5	3	
4	坑内キュービクル据付	1ｍ当たり	2.7	2	
5	その他坑内仮設備延長	1ｍ当たり	4.0	3	
6	金網取付	1ｍ当たり	37.0	0	
7	リング支保工	1基ごと	10.0	25	セグメント工は裏込作業のない場合
8	セグメント工	1基ごと	20.0	150	
9	カッター摩耗量測定	1ｍ当たり	0.7	0	
10	カッター取替え	1個当たり	45.3	60	
11	ＴＢＭ調整	1ｍ当たり	5.3	2.5	
12	シャトルカー整備	1ｍ当たり	0.8	120分／日	
13	その他機器整備	1ｍ当たり	1.7		
14	始業・終業点検	作業日当たり	23.4分／日 (1.8分/m)		
15	測量	1ｍ当たり	2.4	2	
16	ずり搬出	1ｍ当たり	5.6	0	
17	始業打合せ	作業日当たり	42.7	40	
18	入退坑	作業日当たり	96.0	110	
19	その他	作業日当たり	170.1	46.5	

表－5.5.4 掘削時作業人員構成（ 1方当たり）

職種	員数	作業内容
トンネル世話役	1	作業全般指揮，安全監視
トンネル特殊工	3	ＴＢＭ運転，バッテリー機関車運転及び支保工建込み
トンネル作業員	3	支保工建込み手元及びレール，給気，給水，排水，風管の延長並びにシャトルカー操作，坑内外の資材運搬
特殊作業員	1	坑外ずり捨桟橋保守及び坑外資材搬入段取り
電工	1	坑内外機器・電気設備の点検，保守
計	9	

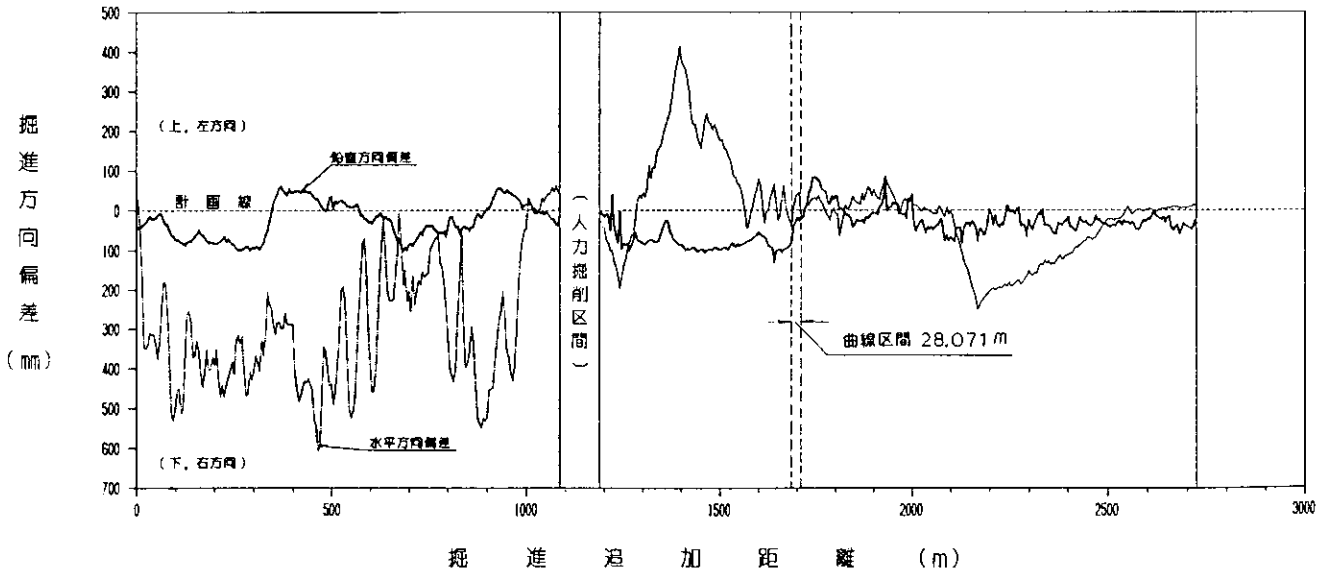


運転日数	稼働時間	作業日当たり平均日進	運転日当たり平均日進	換算月進※
167.5 日	1559.6 hr	12.86 m	15.62 m	321.5 m

【※ 換算月進＝作業日当たり平均日進×25】

注No	従作業項目	主作業合計との重複率	注No	従作業項目	主作業合計との重複率
1	軌条延長，風管延長 リング支保工他	15.7 %	5	坑内照明・分電盤設置 カッター取替え他	8.6 %
2	シャトルカー整備，ずり搬出 TBM調整他	3.6 %	6	TBM調整，ずり搬出 測量，各種試験他	2.9 %
3	TBM調整，ずり搬出 リング支保工他	10.1 %	7	軌条延長，風管延長 給気・給水管延長他	4.1 %
4	軌条延長，風管延長 給気・給水管延長他	2.7 %	8	軌条延長，風管延長 排水 ポンプ等据付他	3.8 %

図－5.5.2 全体掘削主作業時間構成円グラフ



図－5.5.3 掘進方向偏差実測推移図

5.5.2 支保工実績

ＴＢＭ工法区間の支保工は，先に述べたように，４種類（無支保，金網，リング支保，セグメント）で対応することとしていたが，実施工でもこの４種類となった。ただし，数量的，内容的には計画に比して大きな変更がなされた。特にリング支保工に新たにパイプリング支保工を採用し長区間に亘って設置されたことが大きな変化であった。

これは，流紋岩の区間は変質のため肌落が顕著で，これを防止する目的から，Ｈ型鋼(H-100x100x6x8) リング支保工より軽量なもので耐力的には十分であること，作業性が良好で費用も安いことなどからパイプ（鋼管φ76.3mmt=3.2mm，1部φ89.1mm，t=4.2mm ）リング支保工を使用したものである。金網や新素材網を試験的に使用してみたが肌落を抑えきれなかった。

支保型式ごとの設置延長を岩盤分類別に集計した結果及び支保工型式ごとの設置延長と計画時との対比を表－5.5.5 に示す。

表－5.5.5 岩盤分類別支保工区分

単位：m（%）

岩盤分類	無支保	金網取付	H鋼リング	パイプリング	セグメント	計	計画時の岩盤分類	
W_A	139.8 (5.3)	0.0	18.2 (0.7)	0.0	0.0	158.0 (6.0)	軟岩 II	1,430.0 (52.6)
W_{B1}	799.1 (30.5)	0.0	56.9 (2.2)	0.0	0.0	856.0 (32.7)	軟岩 I	160.0 (5.9)
W_{B2}	435.0 (16.7)	5.0 (0.2)	30.0 (1.1)	0.0	0.0	470.0 (18.0)		
R_{CM}	0.0	0.0	0.0	683.5 (26.1)	0.0	683.5 (26.1)	軟岩 II	720.0 (26.5)
R_{CL}	0.0	0.0	214.4 (8.2)	154.1 (5.9)	0.0	368.5 (14.1)	軟岩 I	330.0 (12.1)
R_D	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	粘土	55.0 (2.0)
Otr	31.4 (1.2)	0.0	15.1 (0.6)	0.0	25.0 (1.0)	71.5 (2.8)	Otr	25.0 (0.9)
md	0.0	0.0	3.8 (0.1)	5.0 (0.2)	0.0	8.8 (0.3)	md	0.0
計	1,405.3 (53.7)	5.0 (0.2)	338.4 (12.9)	842.6 (32.2)	25.0 (1.0)	2,616.3 (100.0)	計	2,720.0 (100.0)
計画時の支保工区分	2,150.0 (79.1)	395.0 (14.5)	120.0 (4.4)	0.0	55.0 (2.0)	2,720.0 (100.0)		

（注）①岩盤分類別のOtr は古期段丘堆積物，mdは泥流堆積物である。
②粗粒凝灰岩及び流紋岩の岩盤分類を表－5.5.6 及び表－5.5.7 に示す。
③（ ）内の数字はＴＢＭ掘進実績 2,616.3mまたは計画ＴＢＭ工法区間 2,720mに対する百分率を表わす。

表－5.5.6 粗粒凝灰岩岩盤分類

記号	地　　質　　の　　特　　徴
W_A	ハンマーの軽打によって砕くことができない。指圧によって変形しない。ハンマーの打撃によって金属音を発する。 岩芯は新鮮で，割れ目沿いの一部には，風化が認められることもある。
W_{B1}	ハンマーの軽打によって変形するか，あるいは砕くことができる。ハンマーの打撃によって半濁音を発する。 岩芯は新鮮で一般に灰色を示す。割れ目の一部には，風化あるいは流入粘土が認められる。
W_{B2}	ハンマーの軽打によって変形するか，あるいは砕くことができる。ハンマーの打撃に打撃によって半濁音を発する。 岩芯は微風化しており，赤褐色を示す部分が多い。割れ目沿いには風化あるいは流入粘土が認められる。
W_C	ハンマーの軽打により容易に砕けるか，あるいは指圧によってつぶすことができる。ハンマーの打撃によって濁音を発する。 岩芯，割れ目沿いとも風化しており，流入粘土が普通に認められる。

表－5.5.7 流紋岩岩盤分類

記号	地　　質　　の　　特　　徴
R_A	造岩鉱物＊が風化・変質していない新鮮なもの。割れ目はよく密着し，その面に沿う風化はない。ハンマーで打診すると澄んだ音を出す。
R_B	造岩鉱物は部分的に多少風化・変質するが岩質は堅い。割れ目は密着。ハンマーで打診すると澄んだ音を出す。
R_{CH}	造岩鉱物は風化しているが岩質は比較的堅い。一般にかっ鉄鉱などにより着色。岩塊間の結合力がわずかに減少し，ハンマーの強打で岩塊が割れ目に沿って剥離する。割れ目に粘土をはさむことがある。ハンマーで打診すると少し濁った音がでる。
R_{CM}	造岩鉱物は風化し，岩質も多少柔らかくなる。ハンマーの普通の強さの打撃で岩塊が割れ目に沿って剥離する。割れ目に粘土などをはさむことがある。ハンマーで打診すると多少濁った音がでる。
R_{CL}	造岩鉱物は風化し，岩質も柔らかくなる。ハンマーの軽打で岩塊が割れ目に沿って剥離し，割れ目面に粘土が残る。ハンマーで打診すると濁った音がでる。
R_D	造岩鉱物は風化し，柔らかか，岩質も著しく柔らかい。岩塊間の結合力は，ほとんどない。ハンマーでわずかに打つだけで崩れる。割れ目には粘土をはさむ。ハンマーで打つと著しく濁った音がでる。

＊ 石英を除く他の造岩鉱物　　（土木学会：土木技術者のための岩盤力学　1975）

5.5.3 覆工実績

ＴＢＭ工法区間の断面区分は，無支保でポリマーセメントコンクリート吹付厚40mmの第２種(a) が，計画では 2,150mとＴＢＭ工法区間全長 2,720mの79.1%を占めていた。しかし実績では 1,384.9mとＴＢＭ工法施工全長 2,616.3mに対し52.9%にとどまった。

このことは，流紋岩区間に 720m計画していた無支保の第２種(a) 断面が無くなり，全部リング支保工区間に変更となったためである。

金網支保工区間に普通コンクリート吹付厚40mm，ポリマーセメントコンクリート２次吹付厚40mmの第２種(b) 断面は 395m計画されていたが，金網支保工がほとんど施工されず，この断面は取止めとなり全く施工されなかった。

支保工の施工実績のところで述べたように，計画では粗粒凝灰岩区間にはリング支保工の設置を考えていなかったが，実績では約 105m間にリング支保工（Ｈ型鋼）が設置された。

また，計画では流紋岩（変質）区間に 110mしかリング支保工区間を見込んでいなかったが，流紋岩（変質）区間の全長 1,052mに亘ってリング支保工（Ｈ型鋼及びパイプ）が設置されたため，当初計画より通水断面積が小さくなる区間が非常に多くなった。

更に，流紋岩（変質）区間は地山の状態から吹付覆工は不適当と判断された。

したがって，リング支保工区間は，コンクリート吹付工による第２種(c) 断面であったのを変更し，全てＰＩＣ型枠工法により施工した。

このＰＩＣ型枠工法区間のうち，Ｈ型鋼リング支保工区間の断面区分を第２種(c1) パイプリング支保工区間の断面を第２種(c2)とした。

ＰＩＣ型枠工法には，

①ＰＩＣ板は吹付コンクリートよりも粗度係数が小さく通水容量確保上有利である。

②ＰＩＣ板が型枠でもあり，覆工内面も兼ねるので施工速度が早い。

③耐酸性，耐摩耗性に優れている。

等の利点がある。

第３種断面はセグメント区間であり，計画時には延長55mを見込んでいたが，実績では25mにとどまった。

実際に施工されたＴＢＭ工法区間の断面は，第２種(a)，第２種(c1)，第２種(c2)，第３種の４種類であり，先に掲げた図－5.4.5 に示すとおりである。

表－5.5.8 は，岩盤分類別に覆工断面区分の長さを集計したものである。岩盤分類Otr は古期段丘堆積物，mdは泥流堆積物である。

その他の岩盤分類は，前掲の表－5.5.6 ，表－5.5.7 を参照されたい。

表－5.5.8　岩盤分類別覆工区分

単位：m（%）

岩盤分類	第 2種(a)	第 2種(c1)	第 2種(c2)	第 3種	計
W_A	122.0 (4.6)	36.0 (1.4)			158.0 (6.0)
W_{B1}	784.2 (30.0)	71.8 (2.7)			856.0 (32.7)
W_{B2}	470.0 (18.0)				470.0 (18.0)
R_{CM}			683.5 (26.1)		683.5 (26.1)
R_{CL}		214.4 (8.2)	154.1 (5.9)		368.5 (14.1)
Otr	8.7 (0.3)	37.8 (1.5)		25.0 (1.0)	71.5 (2.8)
md		3.8 (0.1)	5.0 (0.2)		8.8 (0.3)
計	1,384.9 (52.9)	363.8 (13.9)	842.6 (32.2)	25.0 (1.0)	2,616.3 (100.0)

注）（　）内の数字は，ＴＢＭ工法掘進全長 2,616.3mに対する百分率を示す。

5.5.4 主要品の消費実績

(1) カッターリング消費量

カッターリングの消費量は当初計画値に比べ少なく，0.014 個／m³と計画値0.020個／m³の71%の消費量であった。

センターカッターハブの消費量は0.0004組／m³で計画値の0.0006組／m³の約67%，ディスクカッターハブの消費量は0.0035組／m³で計画値の0.0056組／m³の約63%とそれぞれ計画値を大幅に下回る実績であった。

この内訳とスクレーパーの消費実績を表－5.5.9 に示す..

表－5.5.9　カッターリング等消費実績

種　　別	当初取付個数	掘進中の交換個数	消費量計	掘進 1m³当たり消費量
センターカッターリング	4 個	18 個	22 個	0.0014 個
周辺カッターリング	20 個	188 個	208 個	0.0128 個
計	24 個	206 個	230 個	0.0142 個
センターカッターハブ	2 組	4 組	6 組	0.0004 組
ディスクカッターハブ	20 組	37 組	57 組	0.0035 組
スクレーパー	4 組	28 組	32 組	0.0020 組

注）掘進 1m³当たり消費量＝消費量計÷掘削土量（16,205m³）
　　ＴＢＭ総掘進延長＝ 2,631.7m（ＴＢＭ掘進後退15.4mを含む）

(2) 電力消費量

トンネル掘削に使用した電力量は表－5.5.10に示す設備のうちのＴＢＭ関連と付帯設備関連及び全体について記録されており，その他設備については全体からＴＢＭ関連と付帯設備関連を差引して算出した。

表－5.5.11はこれを月別に整理したものである。

表－5.5.10　設備内容

設　備　名	内　　容
ＴＢＭ関連	ＴＢＭ本体，排水ポンプ（ＴＢＭ本体と後続台車の中間部），ＴＢＭ本体付属ベルコン，シャトルカーのチェーンコンベア（ずり積込み時）
付帯設備関連	運搬設備，濁水処理設備（坑外），その他
その他設備	坑内排水ポンプ，坑内照明，坑内外送風機，ｺﾝﾌﾟﾚｯｻｰ

表－5.5.11　ＴＢＭ工法月別使用電力量（単位；kWh ）

年　月	ＴＢＭ掘進延長(m)	ＴＢＭ関連	付帯設備関連	その他設備	合　計
62年7月	244.40	10,920	7,700	20,110	38,730
8月	290.27	15,630	10,300	39,200	65,130
9月	538.80	31,285	13,400	47,205	91,890
10月	11.53	945	600	3,385	4,930
63年6月	174.50	12,360	7,860	43,630	63,850
7月	325.40	25,255	15,700	99,715	140,670
8月	103.20	10,918	14,300	116,512	141,730
9月	378.90	18,577	15,700	106,513	140,790
10月	418.70	22,550	15,700	118,740	156,990
11月	130.60	8,260	4,830	33,600	46,690
実績合計	2616.30	156,700	106,090	628,610	891,400
計　画	2720.00	322,323	37,016	497,688	857,027

5.6 ＴＢＭのトラブル

本地点の実証試験においては，掘進距離1,085m～1,188.7mまでの103.7m間は未固結な軟弱層に遭遇し，この間はＴＢＭ工法を変更し，補助工法として主として「人力掘削方式の薬液注入上半先進ショートベンチ交互併進縫地工法」により掘削を行った。

この補助工法はＴＢＭ工法とは別個なものでありＴＢＭのトラブルを論ずる範囲外のものと考えられる。

ここではＴＢＭ掘進中に予測しない機械的な要因，地質的な要因及びその他蛇行修正やシャトルカー脱線等の要因により掘進を停止せざるを得ず，掘進サイクル（純掘進，盛替，リセット，坑内設備の延長，ずり搬出及びカッターリング交換等の作業の繰り返し）に悪影響を与えた項目をＴＢＭのトラブルとして捉えた。

本地点でのＴＢＭ掘進2,616.3mに要した作業時間は図－5.5.2 に示すとおり4.168.3時間であった。このうちＴＢＭのトラブル時間を

① 機械的要因

計測機器，電気系機器，油圧系機器，ＴＢＭ本体及びずり搬出系機器の故障発生のため修理を終えるまで掘進停止となった時間。

② 地質的要因

工場水源渇水対策，突発的大量湧水処理対策及び軟質地山に起因するグリッパ反力対策等のため掘進停止となった時間。

③ その他要因

蛇行修正作業，シャトルカー脱線，給排水・風管・照明破損修理及び過負荷トラブル等のため掘進停止となった時間。

に分類整理して図－5.6.1 に示す。

図－5.6.1 を見るとその他要因での蛇行修正が最も多くの時間を占めており，次いで地質的要因のうち湧水処理に多くの時間を費やしている。

機械的要因の中ではベルトコンベヤ関係のトラブルが最も多くなっている。

その他要因での蛇行修正作業は，当地点の地山が軟質であるという地質的要因も関係があるが，方向制御機構が敏感で操作に習熟し難い面があったことから生じたものと考えられる。実態としては通水量確保上問題は全くなかった。

地質的要因のうち湧水処理については，突発的な大量の切羽湧水の発生により，これに対処するために行われた作業である。

また，工場水源池渇水対策は，本地点での特殊事情のものである。

機械的要因の中でのベルトコンベヤ関係のトラブルは，当地点では水を含んだ軟質の岩盤地帯が多かったためと考えられる。

以上のトラブルに対し，対策や改良がなされた主なものについて以下に述べる。

① ＴＢＭ掘進方向蛇行防止対策

本地点のＴＢＭには，運転の容易化を図るために方向検出器が装着されている。計画段階では，方向検出の基準となるレーザー光線の経路を確保するために、本体及び後続台車間に150 ×150mm の空間を予定していたが，実際の工事ではNO.1ベルコンプーリ部で150 ×80mmの空間しか確保できず，そのためレーザー光線が遮断されたNO.1ベルコンプーリフランジを30mmカットするとともに，40mm左側にオフセッ

トを行う等の改良を行うとともに，補助レーザーを採用した。

これらの対策により，直後の400m間は当初ほどの蛇行はなかったが，その後再びTD.450～1,500m間でやや大きな水平方向の蛇行が見られ上述の改良のみでは完全な効果が得られなかった。

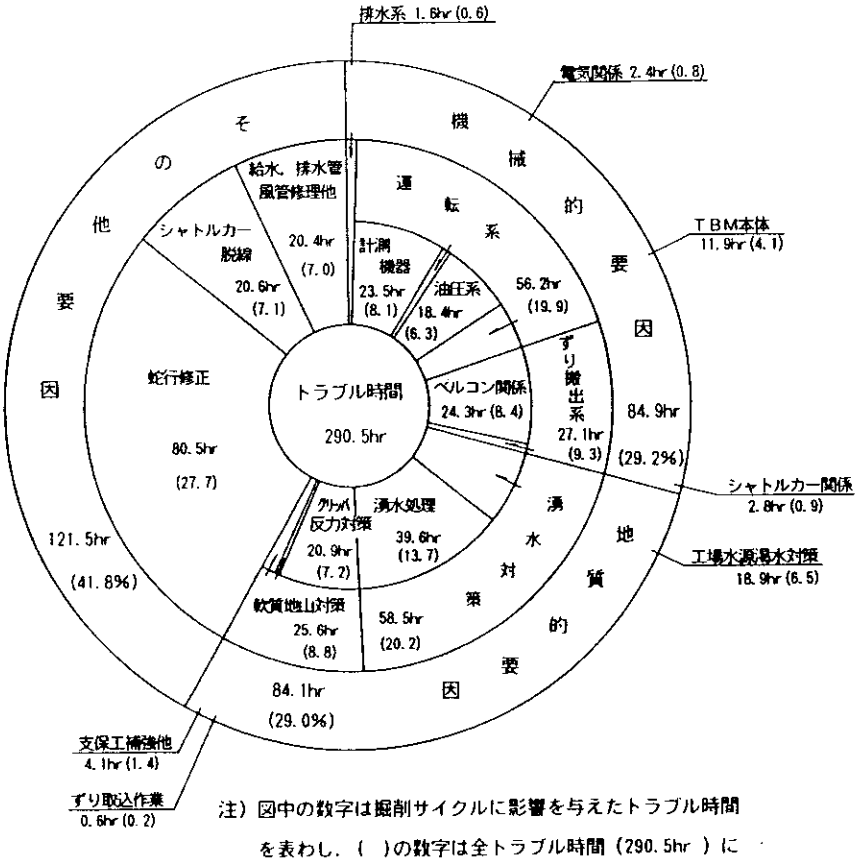
② 工場水源渇水対策

掘進TD.1,212.5m となったところで急激に切羽湧水が発生し1,250 ℓ毎分を記録した。更に 1,227.8m まで掘進したが地上の工場水源地の湧水量が急激に減少したため同工場に対し水の運搬供給を実施した。最終的には抜本的対策として，トンネルに隣接した地下水脈を利用する地下水槽築造作業が坑内から行われ，これを代替水源として同工場に給水を行っている。

③ ＴＢＭ本体グリッパフレーム後傾の改良

本工事のＴＢＭ発進準備段階と同時期に稼動していた他地点のＴＢＭの状況から見てグリッパシューを張り出した時に，接地点がスプリングラインより下方200mm以上であるため，グリッパフレームがスラスト荷重により後傾する恐れのあることが判明したのでＴＢＭ発進直後次のような改良が行われた。

まず，ストッパの板厚を32mmから38mmと厚くすることにより，グリッパフレーム上部のストッパと坑壁との隙間を少なくし，次に，グリッパシューに４条の硬化肉盛を実施した。これらの改良の結果，接地点がスプリングラインより下方200mm 以上であったものが50mmとなり，グリッパフレームの後傾を事前に防止することができた。



注）図中の数字は掘削サイクルに影響を与えたトラブル時間を表わし，（ ）の数字は全トラブル時間（290.5hr ）に対する比率を表わす。

図－5.6.1 トラブルの内訳及び損失時間

5.7 発破工法との工事費比較

工事の完了に伴い実績を踏まえて（補助工法103.7m区間を除いて）工事費の見直しを行った。比較するＴＢＭ工法は，Ａ案のほか参考としてＢ案も検討した。

本地点では，主として肌落の著しい流紋岩（変質）地帯（約1,200m）にＰＩＣ工法が採用されたが，これは本地点が酸性河川取水という特殊事情もあったためである。

Ａ案は上記特有事情を除外して，ＰＩＣ工法の代わりに覆工を同じ内径のコンクリート巻立とした場合について見直したものである。また，Ｂ案は実績どおりＰＩＣ工法を採用した場合について見直したものである。

比較する発破工法はトンネル断面を４Ｒ馬蹄形，支保工（Ｈ－100 ×100 ×6 ×8)建込み間隔を1.5m及び1.2mの２種類とし，それに対応して覆工コンクリート巻厚をそれぞれ25cm及び30cmとした当初計画に対しＴＢＭ工法の断面種別の実績に合わせて，断面種別区間の見直しを行った。

検討の結果は表－5.7.1 に示すとおりである。計画時は表－5.7.1 の（ ）内に示す。計画発破工法の工事費の計を 100（但し諸工事は枠外）として見直した発破工法が 102.7ＴＢＭ工法Ａ案が81.3となりＴＢＭ工法の方が20.8%安価であった。

計画時に比べ，ＴＢＭ工法の有利性はやや低下したが，これは主としてＴＢＭ工法での地質の実態によるリング支保工区間の増加及び吹付コンクリートから巻立コンクリートへの見直し区間が約 1,200m にも及んだことが，元来覆工を巻立コンクリートで計画している発破工法の見直しに比べれば費用の増加した割合が大きかったためである。

ＴＢＭ工法（Ｂ案）では，費用のかかるＰＩＣ工法を用いているにもかかわらず，当初計画発破工法の100 に対して95.1となり，見直した発破工法102.7 に対して7.4 %安価となった。

また，無事故であったことも加えて，ＴＢＭ工法が発破工法に比べ安全性，経済性に優れていることが実証できた。

5.8 今後の展望

本工事の掘削実績は，未固結な地層に遭遇し補助工法の採用を余儀なくされた区間を除き，ＴＢＭ工法区間については，平均月進 322mとかなりの高速掘進性を実証した。

今後，方向制御のための測量機能の一層の改良，ずり搬出待ち時間をなくすための常置バンカートレーンの配置及び切羽湧水時砂泥化したずりの搬出効率の高いベルトコンベヤの開発もしくはピストンディスチャージャの採用等ＴＢＭの稼働率の向上を図ることにより一層の高速掘進と経済性が得られるものと期待される。

表－5.7.1　発破工法とＴＢＭ工法との経済比較表

	(1) 発破工法	ＴＢＭ工法		備考
		(2) Ａ案	(3) Ｂ案	
Ⅰ 直接工事費	74.9 (72.2)	54.4 (48.9)	65.1	
トンネル工事	74.9 (72.2)	54.4 (48.9)	65.1	
1) 本水路	64.9 (62.7)	44.2 (39.1)	54.4	
① 掘削	32.2 (31.1)	29.7 (30.2)	29.7	
② 支保工	6.9 (6.9)	3.8 (1.1)	3.8	材料費のみ
③ 覆工	23.3 (22.5)	9.6 (6.8)	19.8	清掃含む
④ その他	2.5 (2.2)	1.1 (1.0)	1.1	ずり運搬，トンネル湧水対策
2) 作業坑，付帯設備，雑工事	10.0 (9.5)	10.2 (9.8)	10.7	坑内外の設備費
Ⅱ 共通仮設備	5.5 (5.3)	8.4 (8.0)	9.1	
Ⅲ 現場管理費	10.9 (10.3)	8.9 (8.0)	10.2	
Ⅳ 一般管理費	8.9 (8.5)	6.9 (6.3)	8.0	
Ⅴ 電力料	2.5 (3.6)	2.7 (2.8)	2.7	
計（ΣⅠ～Ⅴ）	102.7 (100.0)	81.3 (74.0)	95.1	
Ⅵ 諸工事	3.6 (4.7)	5.1 (4.9)	5.3	
合計（ΣⅠ～Ⅵ）	107.6 (104.7)	86.4 (78.9)	100.4	

注１：Ａ案とは，実績のＰＩＣ工法相当区間を，同じ内径のコンクリート巻立とした場合であり，Ｂ案とは，実績による見直し案でＰＩＣ工法（1,206.4m）が採用されているものである。

注２：表中の数値は各の単位m当たり工事費に対し，計画時の(1)発破工法の計を100とした指数である。なお，（ ）内の数値は計画時に求めた値である。

注３：土捨場工事費は両工法共含まない。また，ＴＢＭ工法の実証試験費及びポリマー費も含まない。

第８章　余水路省略とヘッドタンクの小規模化

第１節　技術の概要 …… 327

1.1 余水路省略の基本構想 …… 327
1.1.1 余水路省略の分類 …… 327
1.1.2 余水路省略の可能性の見極め …… 330

1.2 余水路省略のための検討 …… 331
1.2.1 項目及び手順 …… 331
1.2.2 対　　策 …… 333

1.3 各構造物の設計指針 …… 337
1.3.1 取水設備 …… 337
1.3.2 導水路 …… 340
1.3.3 ヘッドタンク …… 341
1.3.4 放流バルブと減勢工（フランシス水車地点） …… 342
1.3.5 ペルトン水車 …… 345

1.4 運転操作マニュアル …… 347
1.4.1 自動運転操作 …… 347
1.4.2 手動操作 …… 349
1.4.3 操作フロー …… 349

1.5 余水路省略の参考事例 …… 353
1.5.1 土木設備のみで対応した発電所 …… 353
1.5.2 機械設備との併用により対応した発電所 …… 353

1.6 ヘッドタンクの小規模化の基本構想 …… 354
1.6.1 ヘッドタンクの諸元 …… 354
1.6.2 ヘッドタンクの水面積 …… 354
1.6.3 ヘッドタンクの容量 …… 355
1.6.4 起動時の安定計算 …… 357
1.6.5 設計上の留意事項 …… 357

1.7 ヘッドタンクの小規模化の参考事例 …… 358

第２節　実証試験結果（新内川第二地点）　359

2.1 はじめに　359

2.2 発電所概要　359
2.2.1 発電所の概要　359
2.2.2 地点の特性　359

2.3 実証プラントとしての基本構想　359

2.4 設　　計　360
2.4.1 取水設備　360
2.4.2 ヘッドタンク　361
2.4.3 放流バルブ　363
2.4.4 運転制御方式　363

2.5 実証試験　364
2.5.1 取水設備の自動動作試験　364
2.5.2 河川水位上昇試験　364
2.5.3 水車自動起動・停止試験　365
2.5.4 発電所事故時の放流バルブ動作試験　365
2.5.5 再並列確認試験　365
2.5.6 水調運転試験　367
2.5.7 ヘッドタンク容量試験　367
2.5.8 減勢工の減勢効果試験　367
2.5.9 導水路のライニングコンクリート内部応力試験　368
2.5.10総合試験　368
2.5.11導水路内抜水点検　368

2.6 経済性評価　369
2.6.1 対象設備の選定と在来設計　369
2.6.2 経済性の比較　370

2.7 総合評価　371

第３節　実証試験結果（大鹿地点）　372

3.1 はじめに　372

3.2 発電所概要 …… 372
3.2.1 発電所の概要 …… 372
3.2.2 地点の特性 …… 372

3.3 実証プラントとしての基本構想 …… 372
3.3.1 土木設備 …… 374
3.3.2 機械設備 …… 374

3.4 設　　計 …… 374
3.4.1 取水設備 …… 374
3.4.2 ヘッドタンク …… 377
3.4.3 ペルトン水車 …… 377
3.4.4 運転制御方式 …… 378

3.5 実証試験 …… 379
3.5.1 取水設備の自動動作試験 …… 379
3.5.2 河川水位上昇試験 …… 379
3.5.3 水車自動起動・停止試験 …… 379
3.5.4 発電所故障時のデフレクタ動作試験 …… 382
3.5.5 再並列確認試験 …… 382
3.5.6 デフレクタ確認試験 …… 382
3.5.7 水調運転試験 …… 382
3.5.8 ヘッドタンク容量試験 …… 382
3.5.9 総合試験 …… 382
3.5.10導水路内抜水点検 …… 382

3.6 経済性評価 …… 382
3.6.1 在来設計の考え方 …… 382
3.6.2 事業費の比較及び経済性評価 …… 384

3.7 総合評価 …… 386

第1節　技術の概要

1.1 余水路省略の基本構想

1.1.1 余水路省略の分類

余水路の省略は，余水による河川の水位上昇やトンネル内水圧による影響の程度によって，土木設備のみで対応できる場合と機械設備との併用で対応できる場合とがある。すなわち，河川水位変動が規制値内である時，又は，トンネル内水圧により生じるコンクリートの引張応力が，許容引張応力の基準値を満足する場合には，土木設備のみで余水路を省略することができる。

また，満足しない場合は，土木設備での対応に併用し，フランシス水車地点においては放流バルブによる放流をペルトン水車地点においてはデフレクタによる放流を行うことにより，同様に余水路を省略することができる。

(1) 余水路省略による水理現象

余水路を省略した発電所では，負荷遮断により水車が停止した場合や洪水時には，水路系において従来の余水路を設置した場合と異なる水理現象を生じる。一例として負荷遮断により水車を停止した場合について模式図（図－1.1.1 及び図－1.1.2 ）により説明する。

図－1.1.1 は従来の余水路が有る場合の模式図である。この場合，通常の発電時である (a)の状態から負荷遮断により水車が停止すると，ヘッドタンク水面は上昇し余水路からの流下が始まる。

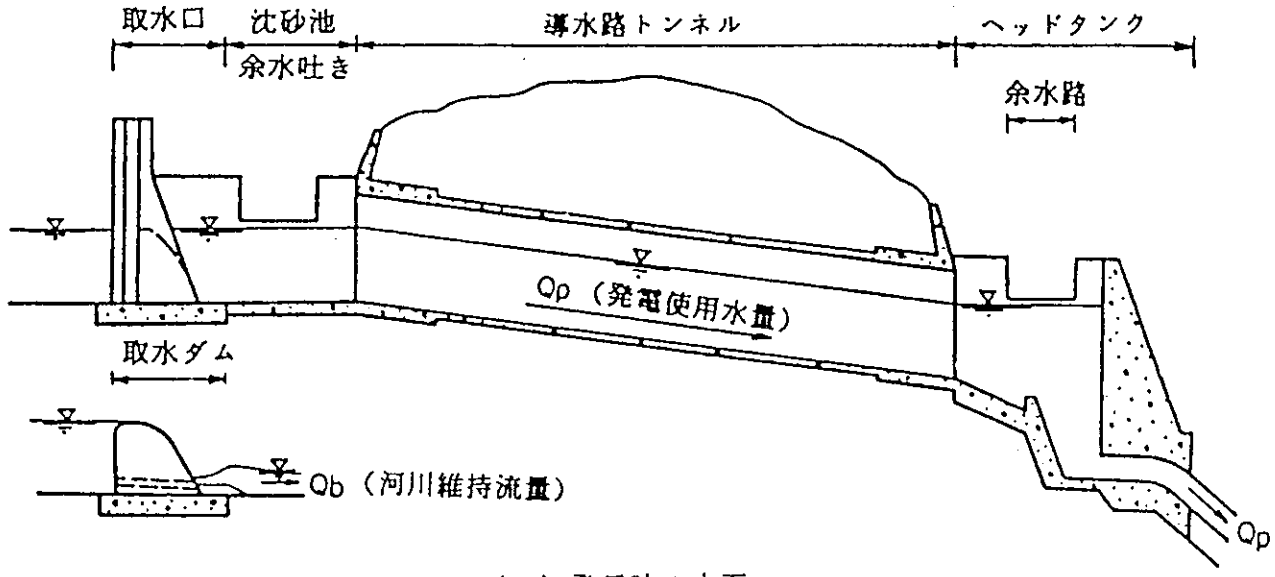
発電停止時である (b)の状態になると，最終的には発電取水量分が余水路に流れ，ヘッドタンクでは余水路越流水面で安定し，この水位がトンネル内の背水面を形成する。通常この背水面は導水路トンネル内で終わり，沈砂池余水吐きまでは影響しない場合が多い。また，この最終安定水位では通常トンネルは被圧しないよう設計される。

図－1.1.2 は余水路を省略した場合の模式図である。この場合通常の発電時 (a)の状態から負荷遮断により水車が停止すると，特に対策を講じない限りにおいては，ヘッドタンク水面は上昇する。

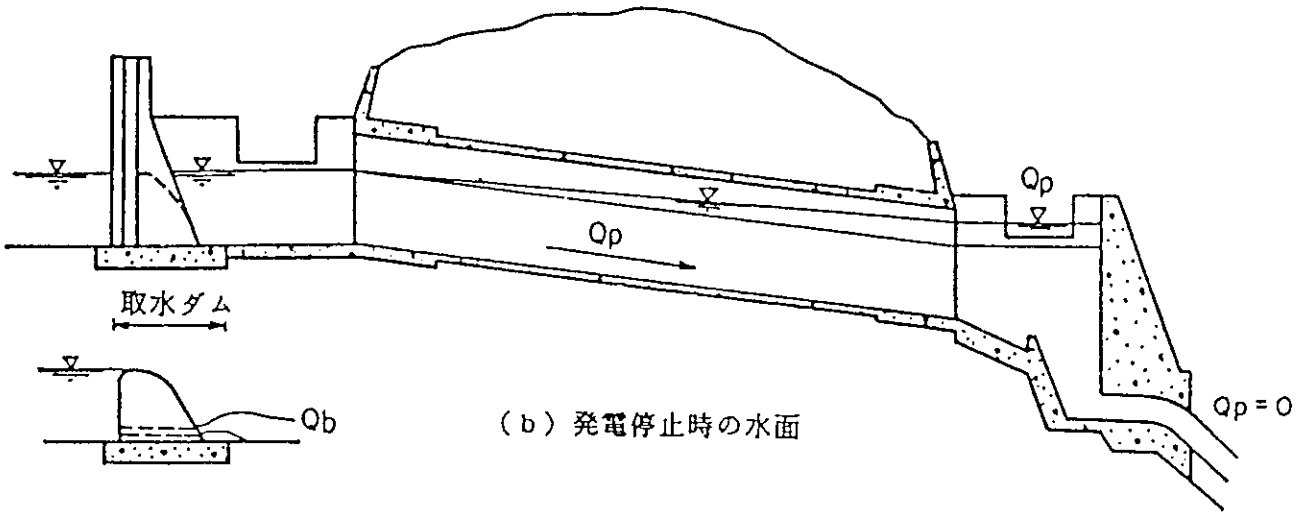
(b) の状態では余水路がないため，ヘッドタンク水面の上昇に伴い，余水が段波となって上流に遡上する。水路条件によっては，最初は開水路状態で，その後水路内を充満しながら遡上する「押込み段波」の現象が生ずることもある。

段波が沈砂池余水吐きに到達すると，ここから越流して下流河川に流下し，その越流量は徐々に増加して，最終的には発電取水量の全量となる。

最終の (c)の状態になると，沈砂池余水吐きの越流水位と，ヘッドタンク水位は等しくなる。洪水時に発電を停止する発電所において，取水口制水ゲートが開の場合においても，ヘッドタンクの水位は沈砂池余水吐きの越流水位と等しくなる。

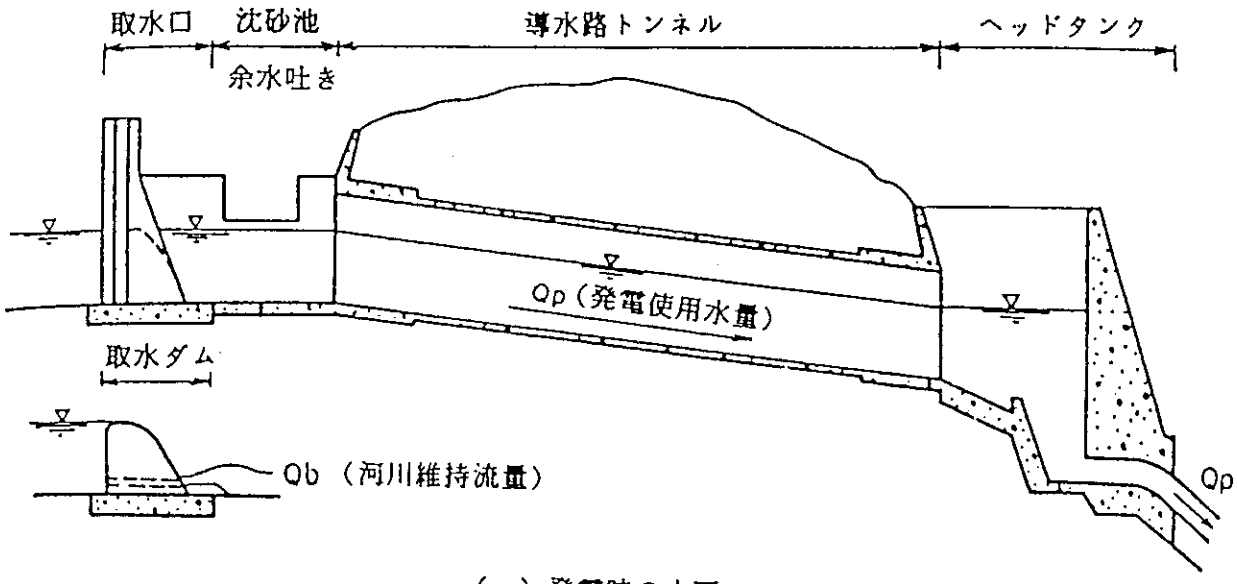


（a）発電時の水面

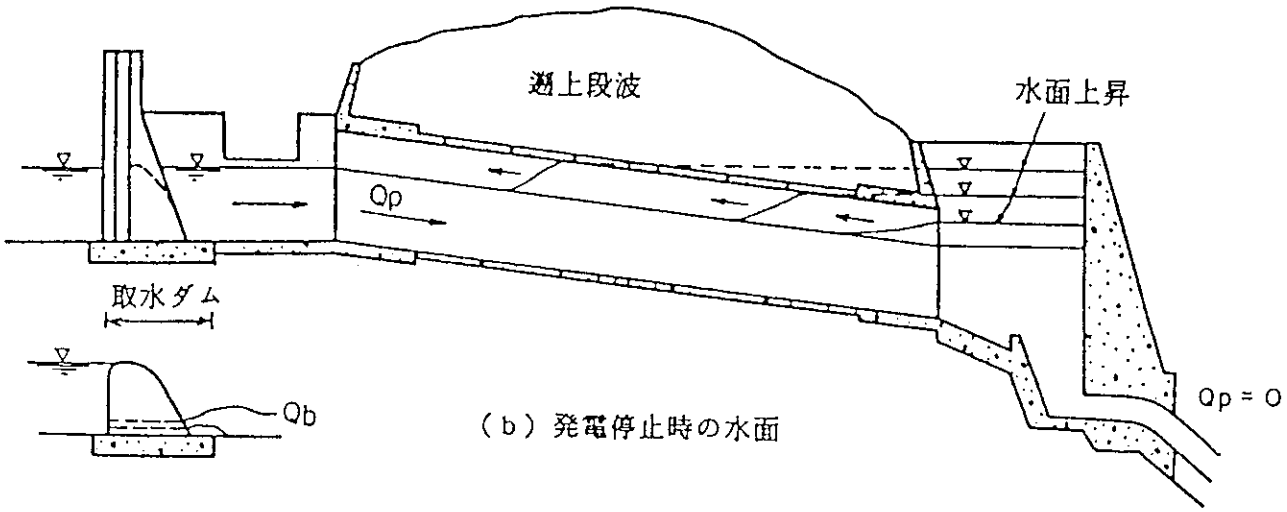


（b）発電停止時の水面

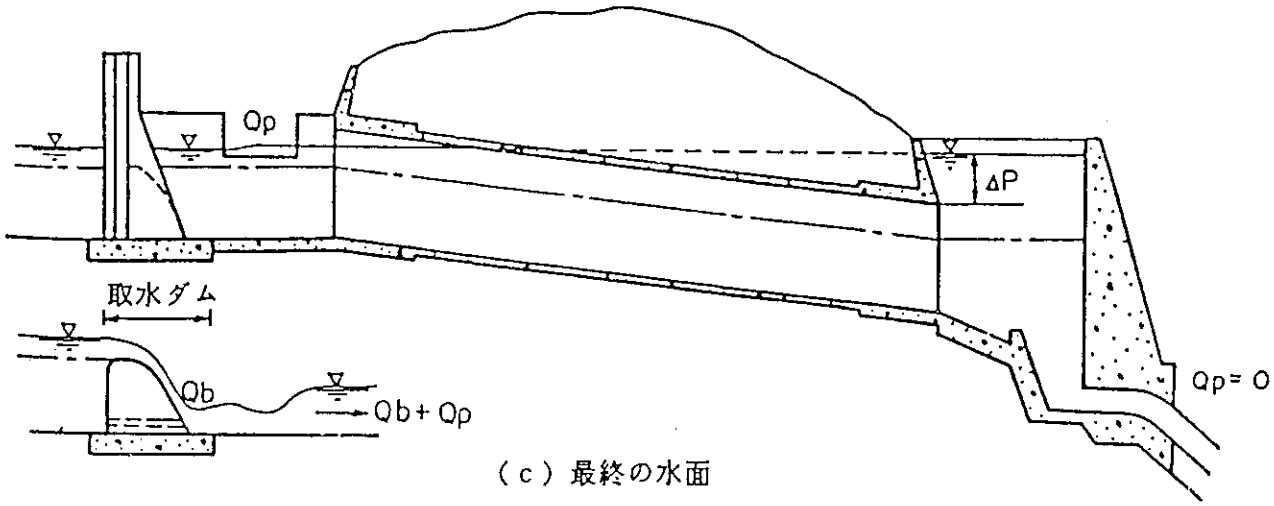
図－1.1.1 余水路有りの場合の負荷遮断時の水面変化（模式図）



（ａ）発電時の水面



（ｂ）発電停止時の水面



（ｃ）最終の水面

図－1.1.2 余水路省略の場合の負荷遮断時の水面変化（模式図）

(2) 余水路省略による問題点

余水路省略による問題点は以下の通りである。

① 沈砂池余水吐きからの余水の放流による河川水位の上昇
② トンネルの内水圧による被圧
③ ヘッドタンク水位の上昇
④ 水路への流入土砂の排除
⑤ トンネル湧水の処理

(3) 余水路省略の対応策

(a) 土木設備のみで対応できる場合

負荷遮断によって生ずる余水を，取水口制水ゲートの段階閉操作によって河川へ放流する場合，取水口下流の地形条件やトンネル空容量の利用による段階放流により，河川水位の上昇を規制値（30分に30～50cm）以下にすることができ，かつトンネル内水圧に対するトンネルの安全性が確保できる場合には，土木設備のみの対応で余水路を省略することが可能である。

また，トンネルを補強することにより安全性が確保できる場合には，土木設備のみの対応に加えてトンネル補強することで，同様に余水路が省略できる。

特に最小掘削断面の水路でも，流量が小さく断面に余裕のある場合のトンネル内水圧は，トンネル勾配を可能な限り緩勾配とすることによって軽減することができ，これより，使用水量が比較的少ない地点の場合には，土木設備のみの対応で容易に余水路省略の可能性がある。

なお，余水路を省略する場合には，在来設計に加えて，ヘッドタンクの嵩上げ，トンネル出口付近（ヘッドタンク取付部）の補強やヘッドタンクにおける排砂・排水設備に関する検討等を行う必要がある。

(b) 機械設備との併用により対応する場合

この場合には水車型式により，次の２つの方式がある。

1) フランシス水車地点の場合

フランシス水車地点で使用水量が比較的大きく，土木設備の対応だけでは負荷遮断時の余水放流による河川の水位上昇が規制値を超える地点，又はトンネル内水圧による引張応力が，コンクリートの許容引張応力を超えるため覆工の補強に費用が嵩む地点にあっては，水圧管下部に設けられる放流バルブからの放流（以下，「バルブ放流」とする）と取水口制水ゲートの段階閉操作とによって余水路を省略することができる。

2) ペルトン水車地点の場合

ペルトン水車地点にあっては，デフレクタを用いた放流（以下，「デフレクタ放流」とする）と取水口制水ゲートの段階閉操作の併用によって，河川の水位上昇及びトンネル被圧の問題が比較的容易に解決できるため，ほとんどの地点において余水路省略の可能性が大である。

1.1.2 余水路省略の可能性の見極め

余水路を省略する場合，余水路を設置する場合に比較して全ての地点で建設費が低

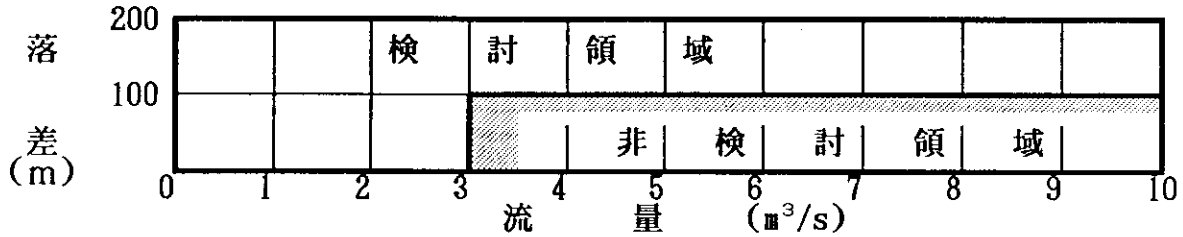
減するとは限らないので，あらかじめ簡単な方法で余水路省略の可否を見極めることが効率的である。

フランシス水車地点にあっては図－1.1.3 に示す検討領域，ペルトン水車地点では全地点が，余水路省略により建設費が低減すると想定できる。特に落差及び流量条件によっては，水車の型式をフランシスまたはペルトンのいずれでも採用できる範囲があるが，この場合にはペルトン水車の方が放流バルブを付加する必要がないため，余水路省略の可能性が大となる。

(1) フランシス水車地点の場合

土木設備のみで，余水の河川への放流対策ができ，かつ内水圧の被圧に対しても覆工の鉄筋等による補強の区間が短い場合には，対策に要する建設費の増嵩は少なく，余水路省略による建設費の低減効果は大きいので検討を要する。

余水の放流対策又は内水圧の対策のため，放流バルブの設置を必要とする場合には，放流バルブに加えて放流のための減勢工も必要になり建設費が増嵩する。このために，余水路省略の可能性は，概略としては落差 100m以上，最大使用水量３㎥/s未満のケースで大きく，落差 100m未満で最大使用水量３㎥/s以上の場合には，余水路省略による建設費の低減は期待できないことが多い。



図－1.1.3 落差と流量による検討の要否（フランシス水車地点）

(2) ペルトン水車地点の場合

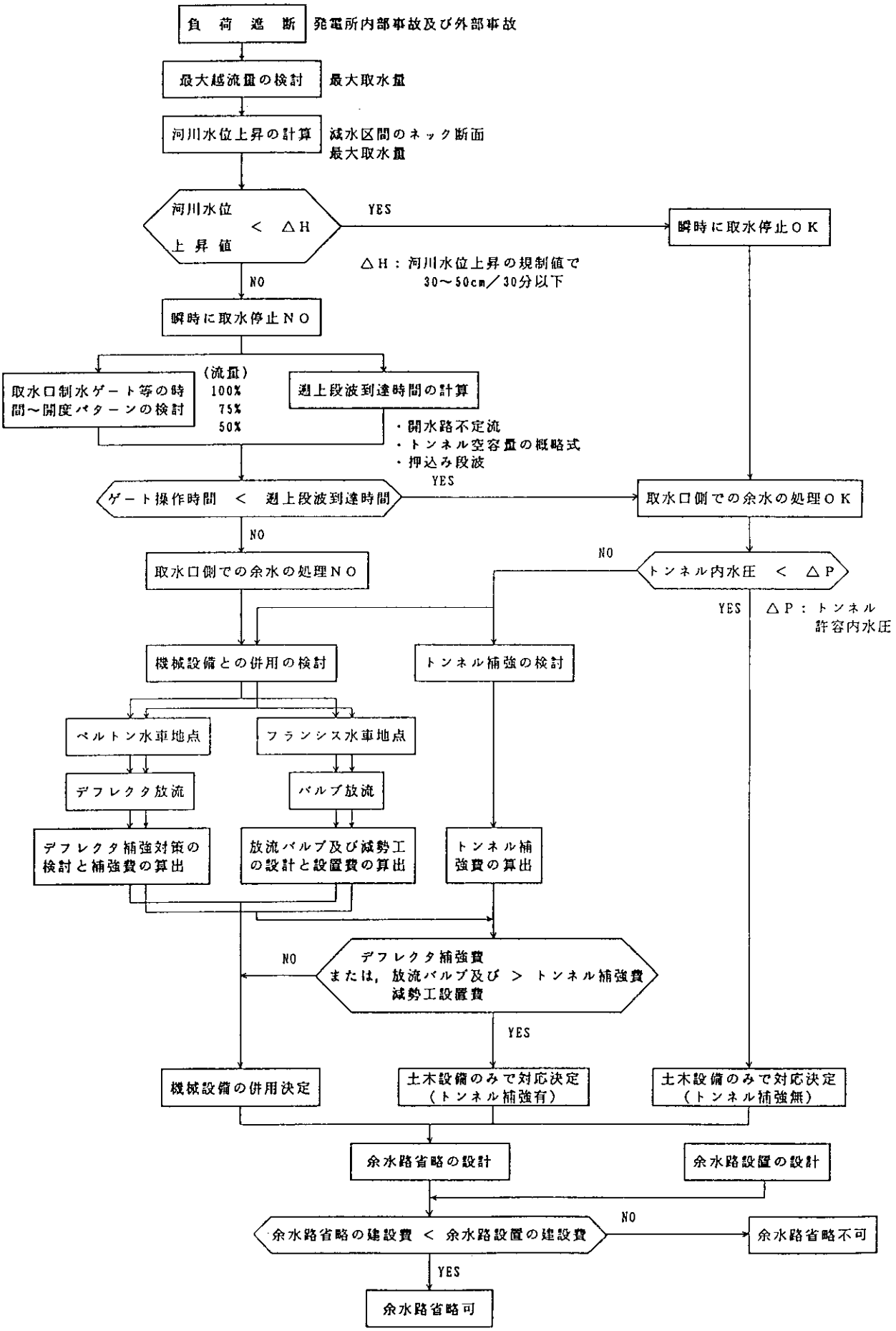
ペルトン水車地点の場合には，フランシス水車に比較し落差が大きく余水路の建設費が割高になるので，余水路省略による建設費の低減効果は大きいため，すべての地点について余水路省略の検討を行うのが望ましい。

1.2 余水路省略のための検討

1.2.1 項目及び手順

余水路省略のための検討項目は次のとおりであり，検討は図－1.2.1 に示すフローに従って行うものとする。

① 余水の河川への放流対策
② トンネル内水圧の対策
③ ヘッドタンク水位の上昇対策
④ 流入土砂の対策
⑤ トンネル湧水対策



図－1.2.1　余水路省略の検討フロー

(1) 余水の河川への放流の検討

(a) ネック断面における最大取水量に相当する水位上昇の計算（図－1.2.1 中の「河川水位上昇の計算」）

この水位上昇が規制値を満足していれば，余水の河川への放流対策は必要がなく，トンネル内水圧の対策の検討に移る。

規制値を満足しない場合は，取水口制水ゲート等の段階操作による余水の河川への放流対策を検討することになる。

(b) 取水口制水ゲート等の段階操作による余水の河川への放流対策

取水停止に伴うゲートの段階操作には，取水口制水ゲート，取水ダム排砂ゲート，沈砂池排砂ゲート及び導水路制水ゲート等の段階操作が考えられ，各ゲートの構造及び規模を考慮し，最も確実で経済的な方式を検討する必要がある。この場合には，複数のゲート操作の組み合わせについても考慮する必要がある。

次に，遡上段波到達時間の計算と，規制値を満足させる取水口制水ゲート等の時間～開度パターンについて検討を行う。（図－1.2.1 中の「取水口制水ゲート等の時間～開度パターンの検討」及び「遡上段波到達時間の計算」）

また，取水口制水ゲート等の時間～開度パターンと取水ダムの貯留量を考慮に入れて，遡上段波の到達時間及び取水ダムの時間～越流量の関係を求め，これからネック断面の水位上昇を計算し，規制値を満足するかどうかを検討する方法もある。

遡上段波到達時間が，取水口制水ゲート等の操作に要する時間より大きければ余水の放流対策は取水口制水ゲート等の段階操作によって可能となり，トンネル内水圧の対策についての検討に移る。時間の関係が逆の場合は，「機械設備との併用」が不可欠であるため，これについての検討に移る。

(2) トンネル内水圧の検討

トンネルが内水圧により被圧する場合，覆工の曲げ引張応力が発電用水力設備の技術基準（以下「技術基準」という）に定められた許容曲げ引張応力を満足するかどうかを検討する。

これが満足されれば，特にトンネルの補強を行うことなく，「土木設備のみで対応（トンネル補強無）」が可能である。満足されない場合は，「トンネル補強の検討」と「機械設備との併用の検討」に移る。

両者の経済比較の結果として，トンネルを補強することで内水圧に対処する場合には，トンネル補強を伴った「土木設備のみで対応（トンネル補強有）」となる。

(3) 機械設備との併用の検討

「機械設備との併用の検討」は，ペルトン水車地点ではデフレクタ放流に伴うデフレクタ補強費等を，フランシス水車地点ではバルブ放流のためのバルブ及び減勢工設置費等について検討する。

最終的に，「余水路省略の建設費」と「余水路設置の建設費」の比較を行い，余水路省略の可否を決定する。

1.2.2 対策

(1) 余水の河川への放流対策

負荷遮断による余水の河川への放流は，河川の水位上昇が規制値を超えないように行わなければならず，規制値を超える場合には，土木設備のみでか，機械設備との併用でかの対応が必要である。

このうち，土木設備のみでの対応とは，トンネルに空容量が充分あり，遡上段波が取水設備地点に達するまでに，取水口制水ゲート等を段階操作することによって，負荷遮断の余水による河川の水位上昇を規制値以下にできる場合である。

トンネル空容量が十分でなく土木設備だけで対応できない場合には，バルブ放流（フランシス水車）又はデフレクタ放流（ペルトン水車）を行うとともに，取水口制水ゲート等を段階操作して下流河川への流下流量を調整し，水位上昇を規制値以下にする必要がある。

なお，土木設備のみで対応し余水路を省略した場合，発電所で負荷遮断が行われ，ガイドベーン又はニードルが閉鎖されると，余水がトンネルを段波となって遡上し，取水設備から越流し河川に流下するが，この余水による取水ダム下流の河川の水位上昇が，規制値を満足すれば，本対策は特に必要ない。

次に余水の河川への放流対策の計算方法を，図－1.2.1 のフローに従って示す。

(a) 余水の河川放流量

取水設備が1か所の場合，余水の河川放流量は最大取水量と等しくなるが，取水設備が複数ある場合は，ある取水地点では規定取水量以上の越流が生ずることもあるので，水路計画に当たっては留意する必要がある。

水路系の各取水ダム及び沈砂池余水吐の越流頂標高が同じような高さの場合は，負荷遮断による遡上段波はヘッドタンクに最も近い取水地点に到達し，この地点の沈砂池余水吐と取水ダムから取水量より多い余水が越流し河川に流下する。遡上段波はこの取水地点より上流にはあまり遡上せず，したがって上流の取水地点では余水の河川への放流は少なくなる。

ただし，河川の状況又はその他の理由により，余水を河川に放流する取水ダムを前述のヘッドタンクに最も近い地点以外に選定する必要がある場合には，各取水地点の越流頂標高を調整することによって，任意の取水ダムから越流流下させることができる。

(b) 河川水位上昇の計算

河川の水位上昇は，水位上昇が最大となるネック断面において，河川維持流量と取水ダム下流残流域の流量が流れている時の水位をもとに，取水ダムの越流量が流下した時の水位上昇について検討する必要がある。

ネック断面の水位～流量曲線は，断面付近の平均河床勾配等を用いて計算するものとし，最大越流量に相当する水位上昇値を計算する。この結果，河川水位上昇が規制値を満足すれば，以後水位上昇については検討の必要はない。

(c) 水路内遡上段波の到達時間の計算

遡上段波が取水設備に到達する時間の計算を行う。取水設備が複数ある場合は，遡上段波が到達する各取水設備について計算する必要があり，計算方法には次の3とおりの方法がある。

1) 開水路不定流として計算する方法

水理計算プログラムを利用して計算することができるが，トンネル天端に着水し，その１部が管水路状態となる場合の計算はできない。

2）トンネル空容量の概略式から求める方法

段波（押込み段波を含む）が沈砂池余水吐に達するまでは，トンネルへの流入量は変化しないことから，到達時間はトンネル空容量を最大使用水量で除して求めることができる。

3）押込み段波として計算する方法

トンネル内を充満しながら遡上する段波（押込み段波）について，理論的に求めた計算式であり，実験によって十分実用に供せることが確かめられている。

なお、取水口制水ゲート等の段階操作を行えば，遡上段波の到達時間は延びることになり，この場合の到達時間についても，1）及び 2）の方法で計算することが可能である。

開水路状態での遡上段波の到達時間について，1）と 2）の方法で計算して比較すると，計算方法によって遡上段波の到達時間はかなり異なり，これは遡上段波が沈砂池余水吐に到達した時点において，トンネル内の水面形が，1）と 2）では同じにならないためである。

また，2）と 3）の方法で計算し比較すると，押込み段波の場合には，トンネル内の空容量のみが関係しており水面形の要素はないため，到達時間については 2）の概略式の場合でも 3）の理論式でも大差はない。

(d) 取水口制水ゲート等の時間～開度パターンの検討

取水口制水ゲート等を段階操作するための時間～開度のパターンは，通常の場合，当該取水ダム地点の最大越流量を対象として検討するが，これだけで決定した場合でかつ取水ダムからの放流が越流のみの時には，河川流量が最大取水量より小さい場合に取水口制水ゲート等を段階操作しても，取水ダム水位が上昇するだけで越流するまでの間は下流に放流できず，越流後に急激に流下量が増加することになり，河川の水位上昇に対する規制値を守れない場合がある。

したがって，最大越流量時のみでなく，原則としてこれの75%，50%程度の中間流量の場合においても，河川の水位上昇に対する規制値を守れるような取水口制水ゲート等の時間～開度のパターンについて検討し決定する必要がある。

(2) トンネル内水圧の対策

負荷遮断及び洪水時の内水圧被圧に対する基本的な考え方及びトンネル覆工に内水圧が作用する場合の対策は，以下に示すように行わなければならない。

(a) 基本的な考え方

1）負荷遮断の場合

ｲ．発電所内部事故の場合

発電所内部事故の確率はかなり小さいが，この場合であってもバルブ放流又はデフレクタ放流のための操作動力の二重化等を図り，信頼性を高めることによって，トンネルが被圧しないような放流の継続は可能である。

内部事故の場合は，ただちに取水口制水ゲート等が定められたパターンで操作され，機械設備を併用しない余水路省略であっても，あらかじめ設計で内水圧に

対し考慮されているため，特に問題とはならない。

Ⅱ．外部事故の場合

外部事故の場合には，放流を継続し，フランシス水車の場合はバルブ放流で，ペルトン水車の場合はデフレクタ放流で復旧に備えるが，原則として５分以上になるとこの時点から取水口制水ゲート等の段階操作（取水停止の操作）を開始することになる。この場合でも，発電所内部事故と同様に，内水圧が問題となることはない。

2）洪水時の場合

洪水時に取水口制水ゲート等の故障で完全に流入を遮断できない場合は，トンネルは沈砂池余水吐の越流水位（最高は 100年確率洪水量に対する越流水位）まで被圧し，内水圧の許容限界を超えることがある。しかし，取水口制水ゲート等の故障と 100年確率洪水の重複確率はきわめて小さいと判断され，またバルブ放流及びデフレクタ放流の設備がある場合は，これらによって放流することができるので，この内水圧に対する補強は考慮しないこととする。

ただし，許容限界以上に被圧した場合には，トンネルを抜水して，安全を確認した後に運転を再開する必要があろう。

(b) 対策

1）内水圧は，無筋の覆工コンクリートに発生する曲げ引張応力が，技術基準に定められた許容曲げ引張応力以下になるようにしなければならない。

無筋コンクリートの許容応力は，「コンクリート標準示方書」（土木学会）14.4で規定されている。引張強度は，配合や施工等の条件によって大きく影響を受けやすいことから，許容引張応力は３kgf/cm^2 以下とするよう定められているが，一時的な荷重またはきわめてまれな荷重を考える場合には，許容応力の割増しが考えられる。

2）上記 1）が満足されない場合には，覆工コンクリートを鉄筋コンクリートとするとかグラウトを施工する等，必要な補強を行わなければならない。

3）洪水時に取水口制水ゲート等の故障により，取水口からのトンネル流入を遮断できない場合の内水圧に対する補強については考慮しなくてよい。

4）トンネル内に湧水がある場合には，発電停止時において内水圧による被圧を許容限界以下とするような対策を講じておかなければならない。湧水の処理方法には，機械設備を用いる方法とヘッドタンクに排水孔を設ける方法等が考えられる。

(3) ヘッドタンク水位の上昇対策

ヘッドタンク天端の高さは，次に示す水位の内いずれか高い方の水位に，必要な余裕高を加えた高さ以上にしなければならない。

① 100 年確率洪水量を対象とした沈砂池余水吐の越流水位

② 負荷遮断時の最高上昇水位

上記水位を対象とした理由等は以下のとおりであり，また，ヘッドタンク天端高さの余裕は 0.5m程度でよい。

(a) 100 年確率洪水量を対象とした沈砂池余水吐の越流水位

発電所における放流（水車，放流バルブまたはデフレクタ）の停止時において，

取水口制水ゲート等の事故等により，取水口側の水位がヘッドタンクまでそのまま影響する場合であり，この時の水位は，100年確率洪水流量を対象とした沈砂池余水吐の越流水位とする。

このような水位上昇が生じる確率は非常に小さいが，ヘッドタンクからの溢水は絶対に避けなければならない。

(b) 負荷遮断時の最高上昇水位

バルブ放流を行う地点においては，発電所事故時に，水車から放流バルブへの切り替えが必要となり，この時の水位上昇について考慮する必要がある。また，土木設備のみで余水路省略に対応する地点においても，計算を行い確認しておくのが望ましい。

計算は，遡上段波の到達時間の計算を行う際に同時に計算でき，開水路不定流として水理計算プログラムによる方法と押込み段波の計算方法がある。

(4) 流入土砂対策

流入土砂に対しては，河川の状況によって必要な対策を講ずるものとする。

(a) 取水口～沈砂池の堆砂

余水路を省略した場合のヘッドタンクは，従来のものに比べて，堆砂容量・排砂機能等の制約を受けるため，河川の状況によっては従来の沈砂池以上に必要な堆砂対策が望まれる。

(b) ヘッドタンクの排砂

余水路を省略した場合のヘッドタンクの堆砂は，排砂バルブ等を設置し，水圧管路側溝を通じて除去すればよい。

(5) トンネル湧水対策

発電停止時には，トンネル湧水によってヘッドタンク水位が水調基準水位より上昇する場合がある。これに対処する方法としては，機械設備により処理する方法と，ヘッドタンクの水調基準水位より上に排水孔を設ける方法がある。

また，トンネル抜水中の湧水は，排砂用に設置したバルブ等により，水圧管路側溝を利用して処理することができる。

1.3 各構造物の設計指針

1.3.1 取水設備

(1) 取水口制水ゲート等の設備機能

余水路を省略した場合における取水口制水ゲート等は，次の機能を有する設備とする。

(a) 洪水時の取水量制限及びトンネル流入量の調整

取水口制水ゲート等の設備機能としては，洪水時における土砂流入防止のための取水停止機能や取水制限機能等の他に，余水路が省略されていると，ヘッドタンク水位の上昇やトンネル被圧等を抑えるために，流入量調整機能が必要となる。このため取水口制水ゲート等は，操作用動力設備の二重化を図ること等により，確実に操作させる必要がある。ただし，内燃力発電装置を常用電源とする場合においては，

起動用電源のみを二重化すればよい。

流入量調整は，取水ダム水位と取水口制水ゲート開度を連動させる方法，同じく取水ダム水位とダム排砂ゲートを連動させる方法，又は沈砂池水位と沈砂池排砂ゲートを連動させる方法等が考えられる。

(b) 河川水位上昇を規制値以下に抑えるための段階操作

取水口制水ゲート等を段階操作させることは，ゲート制御設備として間欠操作回路を設けることにより可能となる。

(c) 発電所の起動停止及び事故時における発電所との連携操作

発電所と取水口制水ゲート等を連携操作させるための設備については，後述の通信設備に記載する。

(2) ゲート操作設備

ゲートの操作には，確実に行うための安定した操作電源設備と，発電所と連携して操作を行うため，発電所との間の通信設備が必要となる。

取水口地点は山間僻地などで，商用電源がとれないこともあるため，以下に述べる点に留意して操作電源設備及び通信設備の設計を行う必要がある。

(a) 操作電源設備

電源設備の設計に当たっては，計画地点の特殊性を十分に配慮した設計とすることが必要である。

常用電源としては商用電源と内燃力発電装置が，また，商用電源を常用とした場合には，非常用電源としては内燃力発電装置と蓄電池が考えられる。

内燃力発電装置を常用電源とする場合には起動用電源の二重化を図ることによって，事故発生率の比較的高い起動不良がさけられるので，非常用電源を省略することができる。

(b) 通信設備

余水路を省略したことによって，取水口制水ゲート等の制御と発電所電気設備の制御を連携する必要が生じる場合がある。この時には，取水口制水ゲート等の開閉状態等の受信と，発電所側からの各ゲート操作指令等を行うための伝送路及び信号装置を設置する必要がある。

伝送路としては，伝送方式が直接式の場合には制御ケーブル方式が，伝送方式が信号伝送式の場合には通信ケーブル方式や光ファイバーケーブル方式が考えられる。

いずれの方式によるかは，情報量の多寡，伝達距離の遠近により一概には決められないが，情報量及び伝達距離を同じとして単純比較した場合，必要な装置，機器の費用については制御ケーブル方式が一番安価である。ただし，ケーブルに関しては制御ケーブル方式の方が高くなる。そのため，ケーブル費用まで加味して考えると，近距離又は情報量が少ない場合には制御ケーブル方式が，その他の場合は通信ケーブル方式が有利となる。

しかし，取水口と発電所間に既に電源ケーブルを設置する計画がある場合には，光ファイバー複合ケーブルの採用が可能であり，かつ経済性が高まることになるため，信頼性の最も高い光ファイバーケーブル方式とすることが有利となる。

架空配電線の場合は，通信ケーブルか光ファイバーケーブルが有利であり，光フ

ァイバーケーブルは，雷，誘導等の影響を受けないので，雷多発地域では光ファイバーケーブルとする方が良い。

方式の選定は費用面からのみ決定づけられるものではなく，通信回線の布設可否及び信頼度の両面により決定されるべきである。

(3) 渓流取水設備

余水路を省略した場合，超過取水は直接ヘッドタンクの水位上昇につながるため，設計最大取水量を上回らない構造とするよう十分な留意が必要であり，渓流取水の箇所おいては無電源の場合が多いが，この場合でも対処が必要である。

取水量の調節方法には，取水時に行う方法，一旦取水した後に行う方法，及び両者を組合わせた方法等がある。

表−1.3.1 操 作 電 源 設 備 比 較 表

案 / 項目	常用電源			非常用電源
	商用電源	内燃力発電装置		蓄電池
		取水口に設置	発電所に設置	
方式	商用電源より分岐受電する。	内燃力発電装置より受電する。	発電所から電力ケーブル又は架空線により受電する。	取水口側に設置した蓄電池より受電する。
設備	受電ケーブル，受電盤及び高圧で受電する場合は変圧器が必要。 非常用電源として内燃力発電装置が必要。	起動用電源の二重化が必要となり，起動用蓄電池及び蓄電池の充電用電源を発電所より確保するための小容量ケーブルが必要。	発電所からの電力ケーブル及び受電盤，変圧器が必要。	DC／AC，AC／DC変換器が必要。
信頼性	◎	○	○	○
経済性	近傍に商用電源がある場合 ○ 近傍に商用電源がない場合 △	◎	電力ケーブルが長い場合 △ 電力ケーブルが短い場合 ○	△

凡例　◎：有利　○：普通　△：不利

表－1.3.2 通 信 設 備 比 較 表

伝送方式		直接式	デジタル信号伝送式	
項目＼伝送路		制御ケーブル	通信ケーブル	光ファイバーケーブル
構成		取水口と発電所間に制御ケーブルを設置し，これにより直接制御する。	取水口と発電所間に通信ケーブルを設置し，これにより必要な信号を遠隔制御装置を介して制御する。	取水口と発電所間に光ファイバーケーブルを設置し，これにより必要な信号を遠隔制御装置を介して制御する。
設備		制御ケーブルが必要である。なお補助リレー盤およびアレスターを設置する必要がある。	通信ケーブル，遠隔監視制御装置が必要である。雷対策上絶縁トランスを設ける必要がある。	光ファイバーケーブル光変換機，遠隔監視制御装置が必要である。雷対策は必要ない。
信頼性	遠制機器	○	○	○
	距離	近距離 ◎ 遠距離 △	○	◎
	雷誘導	△	△	◎
経済性		設備が簡素である 近距離の場合 ◎ 遠距離の場合 △	設備がやや複雑となるが，多量の信号を送受信できる。 近距離の場合 △ 遠距離の場合 ◎	設備がやや複雑となるが，多量の信号を送受信できる。 近距離の場合 △ 遠距離の場合 ◎ 複合ケーブル採用の場合 ◎

凡例　◎：有利　○：普通　△：不利

1.3.2 導水路

(1) 覆工

土木設備のみで余水路を省略し，負荷遮断によってヘッドタンク水位が上昇しトンネル覆工に内水圧が作用する場合は，覆工応力が許容曲げ引張応力以下であるかを検討しなければならない。このときの内水圧は，負荷遮断によりその箇所に生ずる最大の水圧とし，覆工はこれに対し安全な設計としなければならない。

なお，機械設備の併用により余水路を省略し，トンネルに被圧させない場合にはトンネル覆工に対する安全性の検討は行わなくてよいものとする。これは，洪水と取水口制水ゲート等の故障が重複する確率がきわめて小さいこと，及び万一これによる水位上昇があったとしても，コンリクリートの曲げ引張強度に対する許容応力の安全率が7と大きく，経年劣化等を考慮しても，この時の水圧に対してただちに破壊するとは考えられないからである。

トンネルが被圧する場合の覆工応力の検討では，地山の物性値を考慮して覆工応力を求め，技術基準の無筋コンクリート構造物に関する許容曲げ引張応力以下であるかについて検討しなければならない。許容応力を超える場合には，覆工を厚くするか，鉄筋または填充グラウト等により補強を行う必要がある。

(2) 外水圧に対する対策

破砕帯等トンネル地山が脆弱な区間においては，被圧後の外水圧と地山圧力に対する覆工の安全性について検討する必要がある。

(3) ヘッドタンク取付部

ヘッドタンクの取付部付近のトンネルは，地山被りが浅く，地質が脆弱であることが多いので，トンネルの補強と地表への漏水を防止するため，必要によりグラウト等による対策を行わなければならない。

これは，余水路を省略した場合においては，通常のヘッドタンクよりも水位が上昇することを考慮して検討する必要があるためである。

1.3.3 ヘッドタンク

(1) 排砂設備

ヘッドタンクには，沈砂池において沈降しなかった土砂の一部が堆積するが，この堆砂を処理するため，排砂バルブ又はゲートを設置するものとする。

堆砂は，特別に流砂が多い発電所以外は，通常2年に1回程度実施するトンネル断水時において，排砂バルブやゲートから水圧管路の側溝を利用して流水排砂することができる。

また，排砂バルブ又はゲートは，トンネル点検時におけるトンネル湧水を処理するためにも用いられる。

(2) トンネル湧水対策

ヘッドタンクには，発電停止時及びトンネル抜水時において，トンネル湧水を処理するために，排水設備を設置するものとする。

発電停止時には，余水路を省略しているため，トンネル湧水によってヘッドタンク水位が水調基準水位より上昇する場合がある。

湧水量が比較的多い場合には，放流バルブ（フランシス水車地点）やデフレクタ（ペルトン水車地点）に湧水処理機能を付加し処理できる。

湧水量が少ない場合には，ヘッドタンクの水調基準水位の上部に排水孔を設け，水圧管路側溝を流下させる方法が有利となる。

また，トンネル抜水中の湧水は，排砂用に設置したバルブ又はゲートを用いて，同じく水圧管路側溝を利用して処理することができる。

(3) ヘッドタンクの安定計算

ヘッドタンクの安定計算は，通常行われている次の項目について検討し，各々の基準を満足する設計としなければならず，また，検討ケースとしては以下のケースについて行うものとする。

(a) 検討項目と基準

① 地盤支持力 --- 基礎地盤反力が地盤支持力以下とすること
② 転　　倒 --- ミドルサードの条件を満足すること
③ 滑　　動 --- 安全率 1.2以上とすること

(b) 検討ケース

① ケースⅠ（ヘッドタンク設計最高水位時）
　水　位 --- 100年確率洪水時における沈砂池余水吐水位
　地震力 --- 考慮しない
② ケースⅡ（発電停止時）
　水　位 --- 土木設備のみで余水路省略した場合の発電停止時水位
　　機械設備を併用する場合は水調基準水位(N.W.L)
　地震力 --- 考慮する（震度は地域別地震震度とする）
③ ケースⅢ（空虚時）
　水　位 --- 0
　地震力 --- 考慮する（震度は地域別地震震度の１／２とする）

1.3.4 放流バルブと減勢工（フランシス水車地点）

(1) 放流バルブ

放流バルブは，本来長時間放流の機能を有しており構造的には問題はないが，余水路省略のために用いられる場合は，次の点に留意して設計しなければならない。

(a) 最大放流能力

放流バルブの最大放流量は，河川水位上昇又はトンネル内水圧の抑制のみでは，必ずしも水車の最大使用水量でなくてもよい。しかし，制御上からは，事故停止直前の発電運転と同量の水量を放流バルブより放流し続ければ，ヘッドタンク水位の変化もなく待機放流運転をも行うことが可能であり，事故回復後はただちにもとの状態の発電運転に復帰できる。このため，バルブの最大放流能力は，水車の最大使用水量を対象として決定するのが望ましい。

(b) 機種の選定

放流バルブは，主として適用落差及び流量によって選定できるが，放流方式が水中または空中であるか，またその放流水の減勢をどのような方式で行うかによって異なり，次のような機種がある。

① ホロージェットバルブ－－－ホロージェットバルブの最近の実績は多く，空中放流が行える地形に適している。
② ジェットフローゲート－－－ジェットフローゲートはバルブのストロークに対する流量変化が直線的でなく，水調運転はやや困難である。

③ コーンバルブ――――――――コーンバルブは水中放流が可能であり，コーン型スリーブバルブは水中放流専用で，比較的低落差で小流量に適している。

(c) 水車との連携方式

バルブ放流を行う場合，水車ガイドベーンと放流バルブは連携して制御する必要があり，この方式の中には，水車ガイドベーンの動きをレバーを介して放流バルブの制御弁に伝える制圧機方式がある。しかしながら，この方式では水車の発電流量に応じた水量を放流させることはできるが，水車停止中におけるヘッドタンクへの流入量に応じた放流バルブの抑制をしなければならない条件に対しては適用できないものとなる。

したがって，余水路省略の場合は通常運転時には水車にヘッドタンクの流入量に応じた水調運転をさせ，水車停止中は放流バルブにその機能をもたせることが必要であり，これには両者をそれぞれ別に制御させると同時に，条件に応じて両者を関連させて作動させる必要もある。

この様な制御に対応させる方法としては，例えば，放流バルブ運転用の水調帯を水車運転用の水調帯の上に設定しておけば，通常時はそれぞれの水調による運転となり，水車運転中に万一ヘッドタンク水位が上昇しても，放流バルブが水調で運転されるので，それ以上水位は上昇せず，また，放流バルブから水車への切替時には，ヘッドタンク水位の低下により水車水調で対応される。また，負荷遮断時には，ガイドベーン閉鎖指令と同時に，運転中のガイドベーン開度に見合う放流バルブ開度の指令を与えることにより対応させる。

放流バルブの制御は，確実な運転を確保するため電源部を含む水位検出機能を二重化し，確実に条件を検出して制御する必要がある。

(d) 操作動力

放流バルブは，長時間放流及び所内電源停電時を考慮し，これに適した操作動力を選定するものとする。放流バルブの操作動力としては，次の方法がある。

1) 油圧操作

放流バルブの操作力が大きい場合に適しており，水車と圧油装置が共用できる場合には有利となる。なお，放流バルブに油圧装置を用いる場合には，長時間放流及び所内停電に対応するため，圧油タンクの容量をあらかじめ大きくするか又は別に直流電源で駆動される圧油ポンプを設けるなど，油圧の確保に万全を期さなければならない。また，制御弁系統については，確実に動作させるため二重化することが望ましい。

2) 電動操作

水車制御用の圧油装置が近傍になく，放流バルブ操作力が小さい場合に適している。

1. 直流電動機による場合の電源は，交流電源からＡＣ／ＤＣ変換器を通じて供給し，交流電源停電時には蓄電池により供給する二重化とし，確実に動作させる必要がある。この電源としては，発電所の制御用直流電源の容量を増加して対処するのが良い。

ロ．交流誘導電動機による場合，操作電源は交流電源により供給し，交流電源停電時には蓄電池からＤＣ／ＡＣ変換機を通じて供給する二重化方式として，確実に動作させる必要がある。

ハ．電動機から比較的長い操作機構で放流バルブを作動する場合，機械的なたわみでタイムラグが生じる恐れがある。この様なことのないような機構について，検討する必要がある。

(e) 分岐管の位置

入口弁を有する発電所において，余水路を省略して放流バルブを設置する場合，放流バルブのための分岐管の位置について比較すると次表となる。

表によると，余水路を省略するための水車の必要条件と，水車保護のための必要条件とは大差なく，放流バルブまでの分岐管における損失の差も僅かであり，設計において経済性に明確な優劣があるとは考えられない。また，水車及び放流バルブの点検の容易性についても，一般的には，トンネル抜水を行って実施されるものと考えられ，放流バルブ分岐管の位置の違いによる差はない。

しかしながら，入口弁を設置する以上はその入口弁を有効に活用すべきであり，水車からみてもその安全性は高くなる。

以上のことから，分岐管の位置については，水車入口弁の上流側の方が有利であると考えられる。

表－1.3.3 分岐管位置比較表

項　目	入口弁上流側	入口弁下流側
水車を停止させる条件	入口弁の流水遮断機能 又はガイドベーン自己閉鎖機能 又は非常用圧油又は電源の設置	ガイドベーン自己閉鎖機能 又は非常用圧油又は電源の設置
入口弁の機能	事故時に閉めても，放流バルブの能力に支障はない	事故時に閉めると，放流バルブの能力が損われる
分　岐　管	長くなる（損失　やや大）	短くできる（損失　やや小）
水車点検	トンネル断水を行わなくても可能	トンネル断水を行わないと不可能
分岐管取付の経済性	取付位置確保のため，拡幅の掘削等が必要な場合もある	通常の場合，発電所の基礎費が増加となることはない
バルブ点検	トンネル断水を行わないと不可能	トンネル断水を行わなくても可能

(2) 減勢工

フランシス水車地点で余水をバルブ放流する場合，発電所の有効落差と同程度の落差を有するため，バルブ出口においても相当なエネルギーを保有している。

発電所の立地条件等から，この高圧水をそのまま河川等へ放水可能なケースは稀であり，十分な減勢を行った後，河川又は放水路（放水庭）へ放流する必要があり，そのための減勢工が必要となる。

放流バルブ及び減勢工は，比較的建設費が大きいため余水路省略の可否を決める要因の一つとなる。

減勢工の型式は，放流バルブからの水流がジェット流になるものと，拡散流になる

ものとによって次のような型式を検討し選定しなければならない。

(a) 水流がジェット流になるバルブ（ホロージェットバルブ，ジェットフローゲート）

ジェット流に対する減勢工としては，衝撃型，立坑型，水中放流型（リターンフロー式）などがあり，中小水力では衝撃型がよく用いられ，立坑型の採用例は少なく，以下にこれらの型式の概要を示す。

1) 衝撃型

減勢室に流入した高速射流が，垂直にたれ下がった衝撃板に突当って，流れの方向を変え，大きな衝撃とともに渦を激しく起こし，それによってエネルギーが減勢される。衝撃板には，大きな衝撃力が作用するので，ある程度以上流量が大きいと，振動，騒音，強度の面で不都合を生じるが，他の形式に比べると構造物の規模が小さくて済み，比較的小流量で流速が大きい場合には特に減勢効果を発揮できる。

2) 立坑型

放流バルブからの高速射流が，立坑上部より直下の減勢室に落下し，そこで激しいローリングを起こすことによって，エネルギーが減勢される。

この方式は，バルブからの流量・流速に応じた最適減勢工容量を設定することにより，広い範囲の流量にわたって安定した減勢効果が得られ，また水平方向に対して，比較的場所を取らず用地の面で有利である。

3) 水中放流型（リターンフロー式）

この方式はゲート（又はバルブ）から流出する高速噴流を一旦減勢室に導き，減勢室の中で，噴流と帰還流との相互干渉（乱流混合）を起こすことによって，噴流の高速エネルギーを減勢消散させることを特徴としている。

減勢室内においては，高速の噴流に曝される工作物がなく，高速流の減勢において一般に危惧されている減勢促進のための工作物近傍におけるキャビテーション発生の問題を解消したものである。

(b) 水流が拡散流となるバルブ（コーンバルブ，コーン型スリーブバルブ）

拡散流に対する減勢工のうち，コーン型スリーブバルブは水中放流専用のバルブであり，水槽内の水中に放流し減勢する。

コーンバルブの場合，空中放流する以外は減勢池が必要となり，飛散を防ぐにはフードを取付ける必要がある。

1) 水中放流型

バルブからの高速拡散を減勢池内の水中へ放流し，乱流混合によって，噴流のエネルギーを減勢消散させる型式のものである。

2) フード式減勢工

バルブ出口部に付けるフードにバッフル等を設け，噴流水がこれらバッフル等に衝突または間隙を通過することにより，噴流のエネルギーを減勢消散させるものである。

1.3.5 ペルトン水車

余水路を省略したペルトン水車地点で，負荷遮断時の余水をデフレクタ放流する場合においては，次の事項に留意して設計しなければならない。

(1) ニードルとデフレクタの制御方式

ペルトン水車の制御には，ニードルとデフレクタの両者を独立して制御する並行制御方式と，一方が先行して他方がそれに追随する追従制御方式の二通りがある。

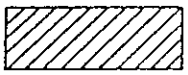
通常の運転時には，並行制御方式または追従制御方式のいずれも採用できるが，デフレクタ放流時にはデフレクタは全閉（外部事故待機運転時には無負荷開度の場合もある）で，ニードルは水調によって制御され，また外部事故復旧後の再並列の場合は，ニードルはデフレクタとは関係なく水調開度を保持し，デフレクタのみで揃速制御しなくてはならない。

このように，ニードル，デフレクタへの制御指令が異なるので，デフレクタとニードルを独立して制御できる並行制御方式を採用する必要がある。

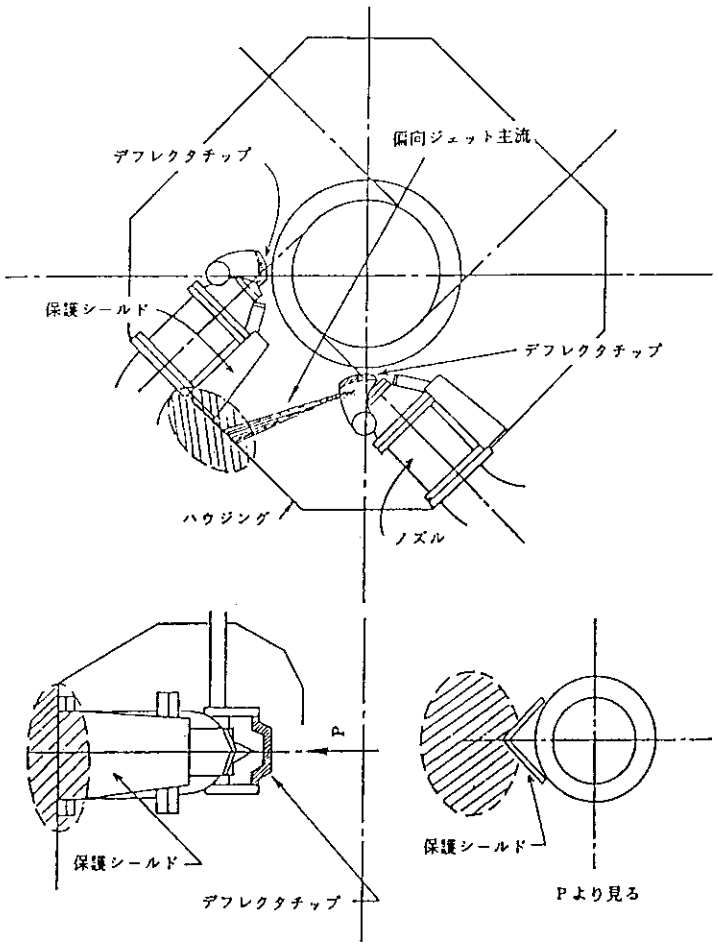
(2) 補強対策

デフレクタチップは長時間流水にさらされるので，不銹鋼等の耐摩耗材料とすることが望ましい。

デフレクタによって遮断されたジェットの放散水が衝突する保護シールドとハウジング壁面については，不銹鋼等の耐摩耗対策が望ましい。



不銹鋼ライニング等を施す範囲（外掛式デフレクタの場合の例）



図－1.3.1 補強対策箇所

(3) デフレクタの操作動力

デフレクタ放流が行われるのは事故時であり，確実に動作することが大切である。

(a) 油圧サーボモータで操作する場合には，長時間放流及び所内停電に対応するため圧油タンクの容量をあらかじめ大きくするか，又は別に直流電源で駆動される圧油ポンプを設けるなど油圧の確保には万全を期せねばならない。

(b) デフレクタ操作動力のバックアップとして，スプリング又は水圧による自己閉鎖型のサーボモータを採用し，確実に全閉させる。

(4) 主機停止対策

事故停止時に，主機停止後も長時間のデフレクタ放流をする必要がある。この場合，ジェット放散水の一部がバケットに当り，主機が低速回転する可能性がある。

主機の低速回転に対する対策としては，次の方法が考えられる。

(a) 放散水がバケットに当らないようなデフレクタ形状とする。

(b) ブレーキにより，主機を完全に停止させる。ただし，ブレーキ容量は，通常のブレーキ容量よりも大きくなることが多いので，十分な余裕を取ることが望ましい。

1.4 運転操作マニュアル

余水路を省略したことによって，発電所の運転操作が従来方式とは異なり，特に考慮しなければならない点は以下のとおりである。

① 通常運転の場合には，従来の運転操作と変わりはないが，取水開始・停止操作に伴い取水口制水ゲート等の開閉操作が必要となる。

② 外部事故で5分以内の場合，事故復旧までの間は取水口制水ゲート等は取水中の状態を継続し，バルブ放流（又はデフレクタ放流）を行って待機し，事故復旧後再並列する。

③ 取水口制水ゲート等の操作は，発電所側と連携した自動運転操作とする必要があり，また河川水位上昇の規制値を超えないため，段階放流の操作を行う必要がある。

外部事故の場合の待機時間については，送電線事故で，比較的早く復旧する場合には，そのほとんどが5分以内であり，5分以上かかる時にはかなりの時間を要することが多いため，原則として5分を設定した。

また，外部事故時の待機においては，水車を水調より除外し，調速機により無負荷で定格回転速度の運転を継続させる場合と，水車を一旦停止させる場合とが考えられる。

無負荷運転を採用するためには，これに応じた調速機が必要であるが，事故復旧時に早く並列運転を再開できる。

待機の方法については，発電所の規模が大きい場合には水車の無負荷運転を採用し，規模が小さい場合には水車を一旦停止させる方がよい。

1.4.1 自動運転操作

(1) 停止－運転－普通停止

(a) フランシス水車

発電所からの運転指令により取水口制水ゲート等が取水開始の操作を行い，ヘッ

ドタンク水位が起動水位に達すれば，水車が起動して発電機が並列し，並列後水車は，水調により制御され，取水量に見合った運転が行われる。

普通停止時は，発電所からの停止指令により取水口制水ゲート等が操作され，水車は水調による運転を継続し，ヘッドタンク水位が水調停止水位になった時点で発電機が解列され停止する。

以上の様に，停止－運転－普通停止は，取水口制水ゲート等の操作を除いては従来と変わることがない。また，放流バルブを水調により常時制御すれば，水車の起動遅延時や，トンネル内の湧水，取水口制水ゲートからの漏水等によるヘッドタンク水位の異常上昇を防ぐことも可能である。この場合には，放流バルブの水調水位を水車運転水調水位の上に設定する必要がある。

(b) ペルトン水車

発電所からの運転指令により取水口制水ゲート等が操作され，ヘッドタンク水位が起動水位に達すれば，ニードル，デフレクタは小開され水車を起動並列する。

並列後水車は，水調による制御によってニードル，デフレクタが一定の関係を保ちながら取水量に見合った運転が行われる。

普通停止時は，発電所からの停止指令により取水口制水ゲート等が操作され，水車は水調による運転を継続し，ヘッドタンク水位が水調停止水位になった時点で発電機が解列され停止する。

取水口制水ゲート等の操作を除き，ペルトン水車の停止－運転－普通停止の運転操作は従来と変わるところはなく，停止中においても，ニードルを常時水調とすることにより，ヘッドタンク水位の異常上昇を防ぐことが可能となる。

(2) 発電所事故発生時

(a) フランシス水車

1) 内部事故発生時

内部事故発生時は，発電機を系統より解列とし，水車を急停止するとともに，取水口制水ゲート等の段階操作を開始する。同時に放流バルブを急開とし，その後水調制御する。

2) 外部事故発生時

外部事故発生時は，発電機を系統より解列し，水車は無負荷で定格回転速度により運転を継続する。また，小規模の発電所では，停止する場合もあり，解列と同時に放流バルブを急開とし，その後水調制御する。

外部事故が５分以内に復旧した場合には，再並列又は再起動操作を行い，通常運転に移行する。

また，外部事故が５分以上継続した場合には，上記 1) の内部事故発生時と同様の制御を行い水車を停止し，取水口では取水口制水ゲート等の段階操作を行う。

(b) ペルトン水車

1) 内部事故発生時

内部事故発生時は，発電機を系統より解列し，デフレクタを急閉鎖するとともに，取水口制水ゲート等の段階操作を開始する。また，ニードルを水調制御し，ヘッドタンク水位の上昇を防ぐ。

2) 外部事故発生時

外部事故発生時は，発電機を系統より解列し，その後ニードルを水調制御して余水を放流する。また，デフレクタを水車がほぼ定格回転数になるよう調速機で制御し，無負荷開度（ニードル開度に対応した）にする。ただし，小規模の発電所では，水車を停止する場合もある。

外部事故が５分以内に復旧した場合には，デフレクタを制御して再並列又は再起動操作を行い，並列後は水調運転とする。

ペルトン水車は，強制再並列方式（過速度並列投入方式）を採用するのが有利とされ，これは，再並列が行われる場合，定格回転数よりも若干高い回転数となる開度までデフレクタを開けた後，デフレクタをわずかに閉じ，減速時に同期投入を行う方式である。この方式は，ペルトン水車の場合にはランナを空転しており，他の形式の水車ランナが水中回転しているのに比較し，ゆっくりとした減速特性を有していることを利用するものである。

しかしながら近年では，ニードルが全開状態であっても，デフレクタの微調整による揃速制御の信頼性が向上し，この方法によって再並列を行っている例もある。

外部事故が５分以上継続した場合には，上記 1）の内部事故時と同様に，デフレクタを全閉して水車を停止し，取水口では取水口制水ゲート等の段階操作を行う。

(3) 河川流量増水時の取水制限

河川の流量が最大取水量を越えた場合は，河川水位と取水口制水ゲート等の連動により，流入量が最大取水量となるように自動的に制御する。

(4) 洪水時

河川流量が増加し，河川水位が取水停止水位になれば，一般の発電所と同様に沈砂池への土砂流入を防止するために，取水口制水ゲート等を自動的に操作する。

この場合は前述の普通停止と同様の操作となり，取水停止後も水調運転を継続し，ヘッドタンク水位が水調停止水位に到達すれば水車を停止する。

(5) 湧水処理

水車停止中におけるトンネル湧水処理を機械設備により行うことは，前述のとおり，放流バルブ又はニードルを常時水調とすることで対応が可能である。

また，湧水量の程度によっては，機械設備の間欠動作の回数が多くなるため，トンネルの容量を有効に活用した方法も考えられる。

1.4.2 手動操作

水路系の保守点検に伴う抜充水及び沈砂池，ヘッドタンクの排砂は，余水路を設置した場合と同様に，手動操作で行う。

1.4.3 操作フロー

前記1.4.1 で述べた操作をフローにすると，次のとおりである。

フロー中の太線内の操作は，余水路省略によって生ずる操作を示す。

(1) 停止－運転－普通停止

図－1.4.1 に示す。

(2) 発電所事故発生時

図－1.4.2 に内部事故の場合を，図－1.4.3 に外部事故の場合を示す。

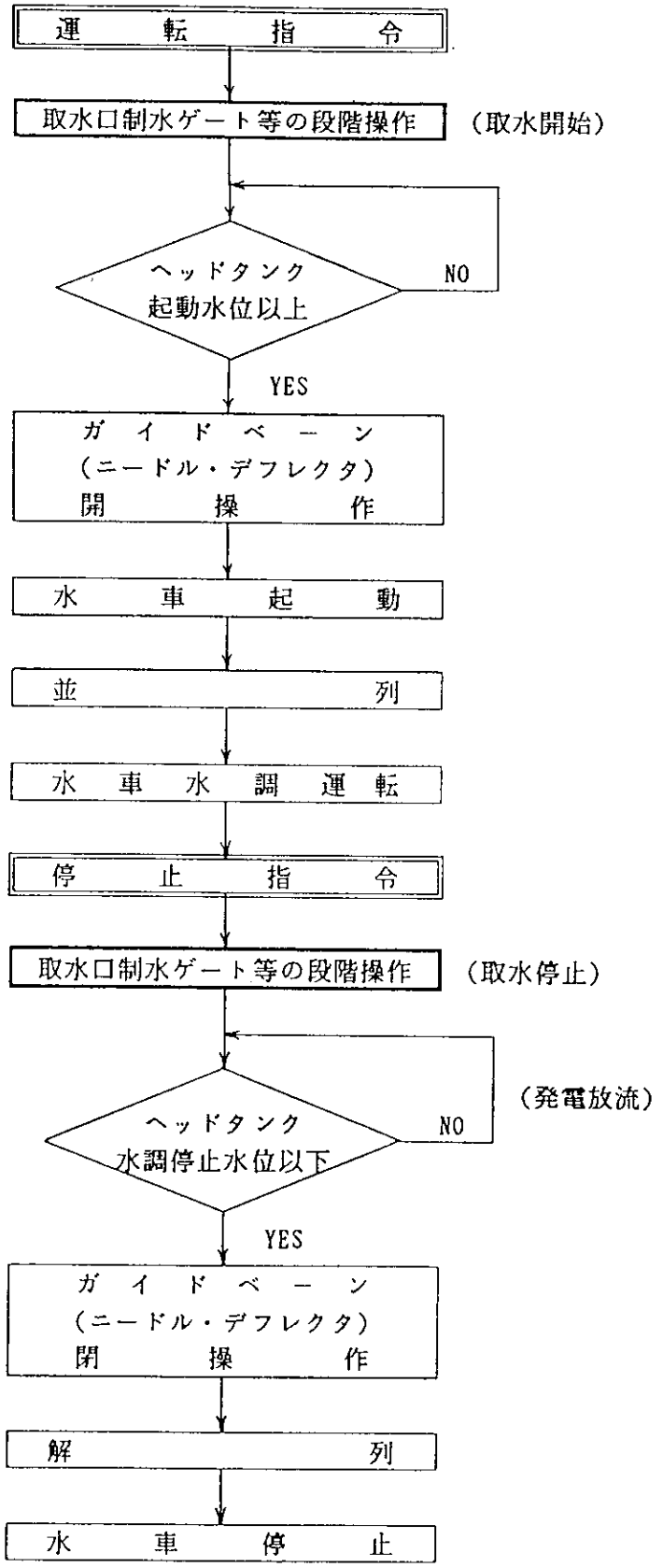


図1.4.1 停止－運転－普通停止

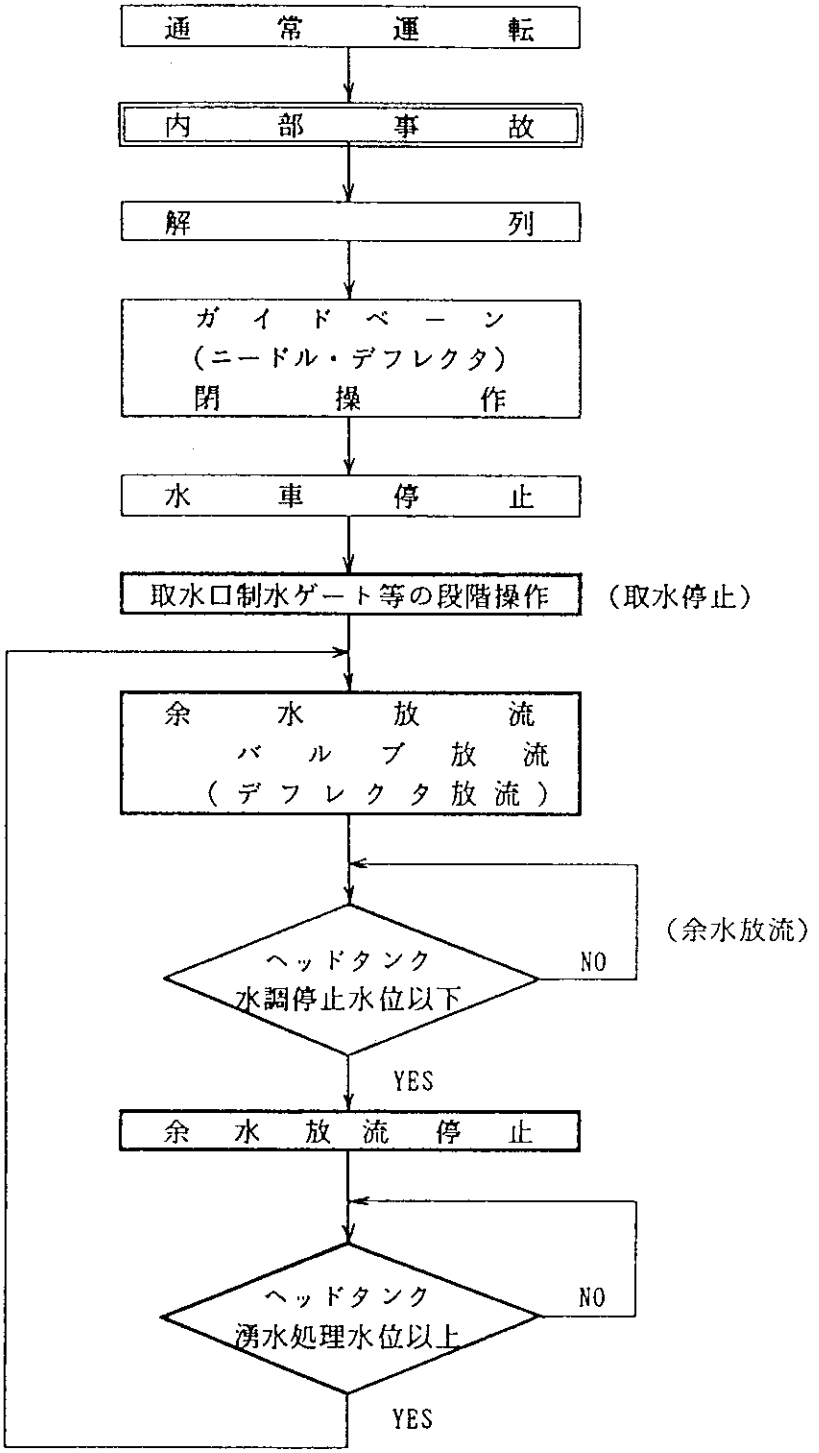


図1.4.2 発電所事故発生時（内部事故の場合）

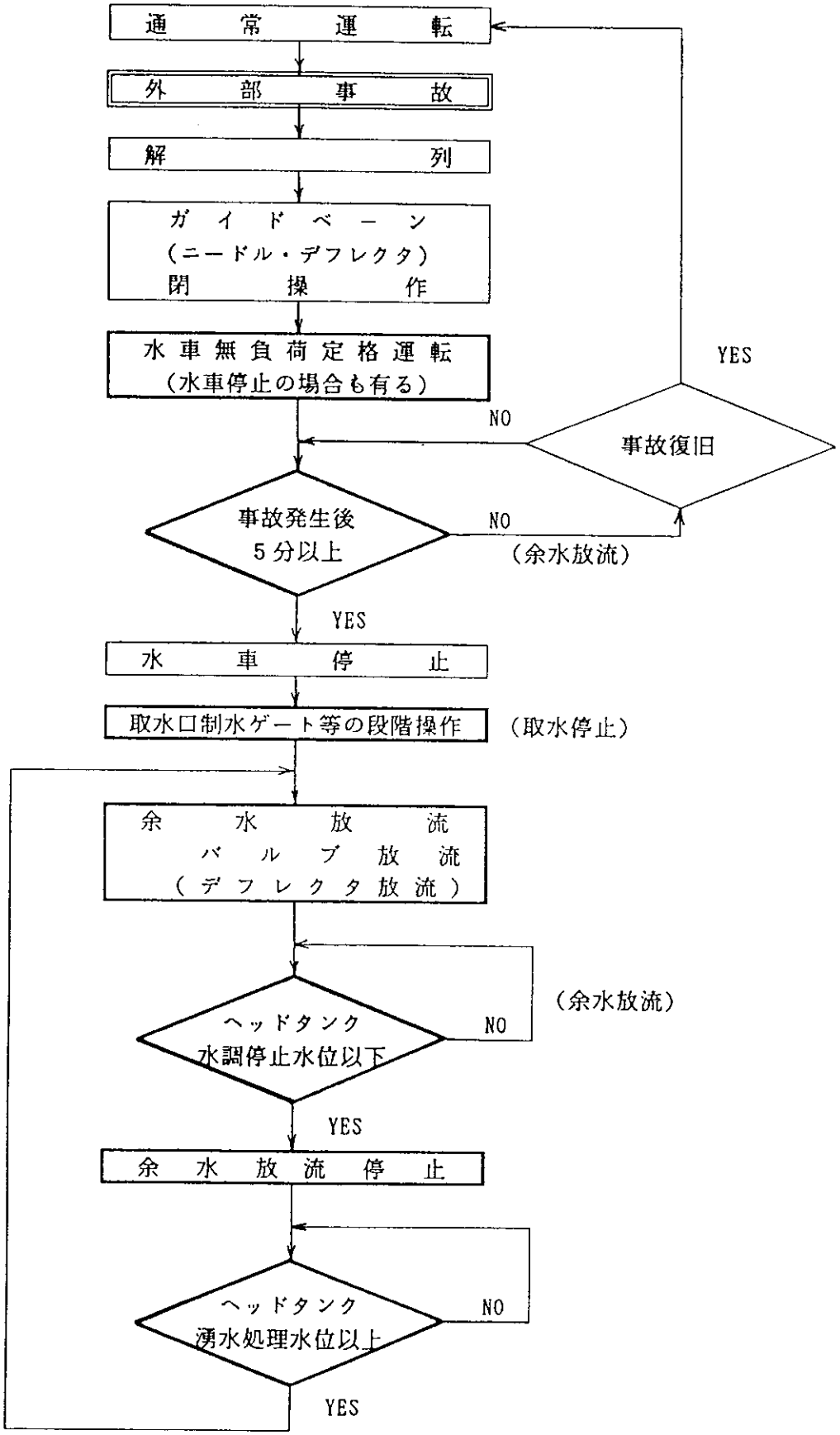


図1.4.3 発電所事故発生時（外部事故の場合）

1.5 余水路省略の参考事例

近年において開発された流れ込み式発電所においては，余水路の省略を採用するケースが多くなっており，現在工事中のものを含めると，余水路を省略した発電所としては，次表に掲げる発電所がある。

1.5.1 土木設備のみで対応した発電所

負荷遮断時には水路内を逆流させて，取水口近傍から放流する方式。

発電所名	使用水量 (m³/s)	有効落差 (m)	最大出力 (kW)	企業者名	運転開始 年 月
湯島	0.72	343.50	2,000	山梨県企業局	s.58年 3月
深山	2.00	147.49	2,300	栃木県企業局	s.59年 3月
安蔵川	2.80	142.95	3,200	中国電力	s.60年 7月
鳴子川	2.20	82.32	1,400	大分県企業局	s.61年10月
下釜口	1.60	143.30	1,800	山梨県企業局	s.63年 3月
大長谷第四	2.00	164.70	2,600	富山県企業局	H. 1年 3月
中島第二	1.40	214.82	2,400	福井県企業局	工事中

1.5.2 機械設備との併用により対応した発電所

(1) フランシス水車地点

取水口制水ゲート等の段階操作と，バルブ放流による方式。

発電所名	使用水量 (m³/s)	有効落差 (m)	最大出力 (kW)	企業者名	運転開始 年 月
(実証地点) 新内川第二	3.70	100.60	3,000	金沢市企業局	H. 1年 3月
黒谷	8.00 4.00	194.30 195.00	19,600	電源開発	工事中

(2) ペルトン水車地点

取水口制水ゲート等の段階操作と，デフレクタ放流による方式。

発電所名	使用水量 (㎥/s)	有効落差 (m)	最大出力 (kW)	企業者名	運転開始 年　月
新楠川	1.50	182.70	2,200	中部電力	H. 1年 5月
(実証地点) 大鹿	4.50	266.40	10,000	長野県企業局	H. 2年 5月
北又渡	11.50	256.00	24,200	中部電力	H. 3年11月
木の俣	1.30	206.30	3,600	栃木県企業局	工事中
赤石沢	7.00	346.00	19,000	中部電力	〃
二軒小屋	11.00	284.00	26,000	中部電力	〃

1.6 ヘッドタンク小規模化の基本構想

1.6.1 ヘッドタンクの諸元

ヘッドタンクの設計に際しては，発電所の運転に対しての安定性，ヘッドタンク内に異常な水位低下が生じるような運転が行われた場合に対する安全性及び機器の故障への対応等を考慮し，以下に示す諸元等について検討し決定する必要がある。

(1) ヘッドタンクの水面積

発電所の運転に際しては，ヘッドタンク水位による垂下率水調運転又は定水位水調運転が採用される。ヘッドタンクにおいては，この水調運転が安定して継続できるだけの必要水面積を確保する必要がある。

(2) ヘッドタンクの容量

発電所の運転に必要な容量だけでなく，ヘッドタンク内に異常な水位低下が生じるような運転が行われた場合や機器の故障に対しても，水圧鉄管や水車等に損傷が及ぶような大事故につながることのないよう，必要な容量について検討するものとする。

(3) ヘッドタンクの形状

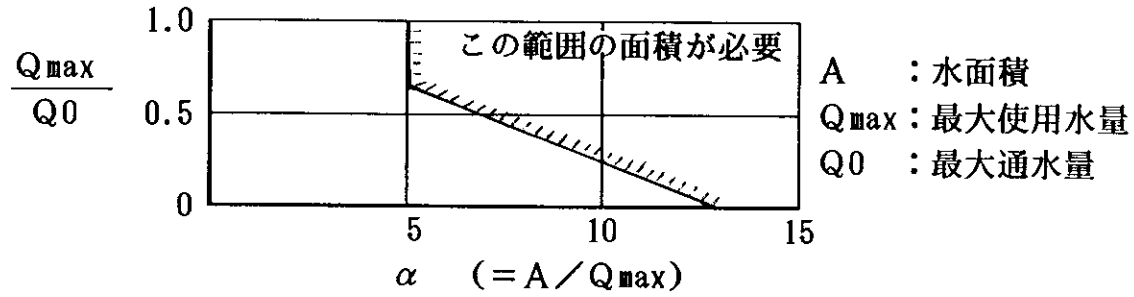
小規模化したヘッドタンクでは，流速が速いため渦の発生等が起こり易く，これに対応したヘッドタンクの形状について検討するものとする。

1.6.2 ヘッドタンクの水面積

ヘッドタンクには，通常運転時における流入量変動や水位変動に対し，水位調整器

により水車使用水量が対応し，ヘッドタンク水位がハンティング現象を起こさないだけの面積が必要である。

水面積は，水路（トンネル）の最大通水量と水車最大使用水量により決定され，次図により求めるものとする。



図－1.6.1 ヘッドタンク必要水面積図

上図は，

① ヘッドタンク水位変化に伴う導水路トンネルからの流水の補給

② ガイドベーン等の機器系の最適動作速度

等を考慮した水理プログラムを用いてシミュレーションを行い，安定した水調運転に必要とされる水面積を求めたものであり，安定運転状態のヘッドタンクに対して，瞬間的な水位低下（外乱条件）を与え，土木及び水車機器サイドの条件を基にヘッドタンク水位を計算し，その収束の程度により求めたものである。

土木の条件を設定するに際しては，最近の小水力発電開発においては使用水量が小さいことから，トンネルとしては最小施工断面を用いた。また，ヘッドタンクの初期水位としては，水調運転であることから，3.0㎥/s までは使用水量にかかわらず水路高さの８割程度とし，それ以上の場合には等流水深とした。

1.6.3 ヘッドタンクの容量

ヘッドタンクの容量（基準水位より，最低水位までのヘッドタンクの内容量）については，水位検出器等の故障により，ヘッドタンク内に異常な水位低下が生じるような運転が行われたことを想定した時に，発電所の機器がこれらの異常現象に応答して停止操作を開始し，操作が完了するまでに必要な容量とする。

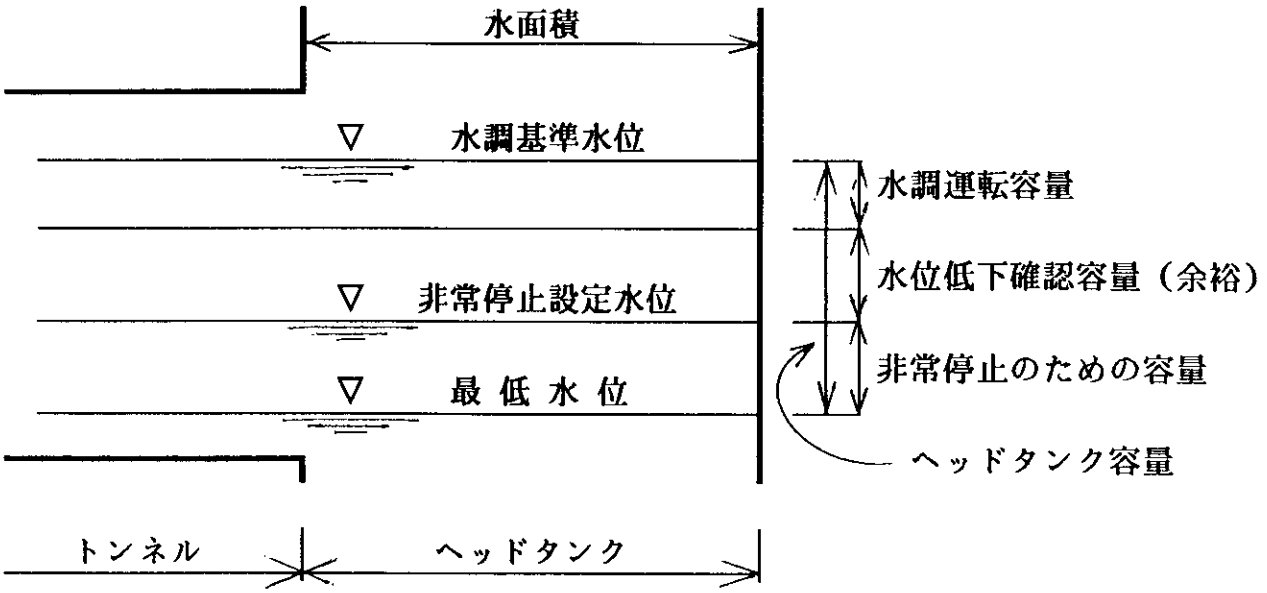
ヘッドタンクの容量は，通常の運転に必要な容量と，異常な水位低下を生じた場合に非常停止を開始する水位（非常停止設定水位）までの余裕である水位低下確認容量と，さらに非常停止のための容量との合計であり，図－1.6.2 に示すとおりである。

通常の運転は，ヘッドタンク水位による水調運転であり，この中には，垂下率をもたせて制御する垂下率運転と，常に一定水位で制御する定水位運転とがある。

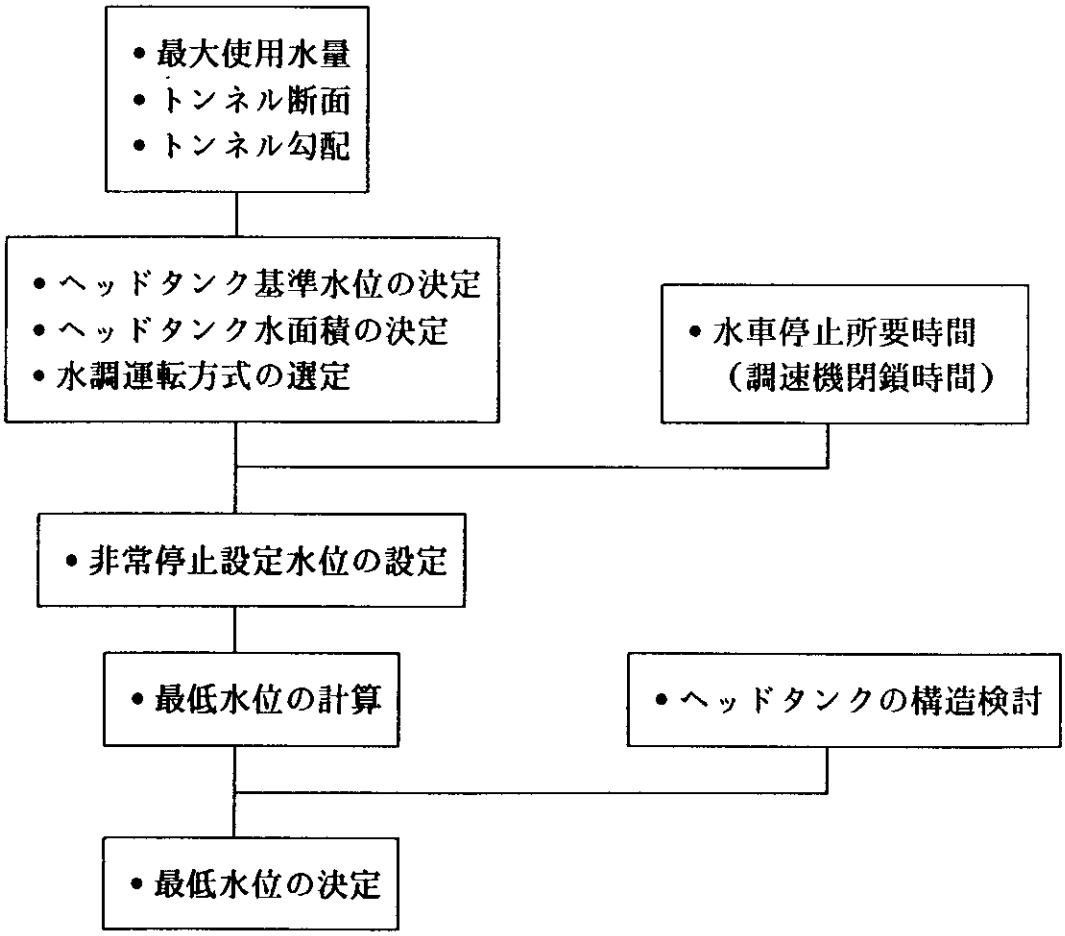
定水位運転では，水車出力の大きさにかかわらず水位は常に一定であるが，垂下率運転での無負荷時の水位は，水車最大出力時の水位より，0.3m程度低く設定されることが多く，また，急激な負荷変動等によって生じるヘッドタンク水面の変動に対して，制御系の誤動作を避けるため，非常停止設定水位は運転水位（水調下限水位）よ

り更に 0.5m程度下げた値が採用される場合が多い。

ヘッドタンク容量の検討は，図－1.6.3 のフローによる。



図－1.6.2 ヘッドタンク容量の概念図



図－1.6.3 ヘッドタンク容量検討フロー

最低水位の計算は，最も危険であると考えられる状況において計算するものとし，非常停止設定水位で水が溜っていて流速のない場合に，水車が瞬時に最大使用水量の運転を始め，すぐに非常停止を開始するものとする。

最低水位は，最大使用水量，ヘッドタンク水面積，非常停止所要時間及び非常停止設定水位の各諸元により決定され，また，この計算は不定流であり非常に複雑であるため，概略の計画ではヘッドタンクの必要容量として次の値を用いてよい。

表－1.6.1 ヘッドタンクの必要容量

水調方式	ヘッドタンク容量
垂下率水調	11 Qmax
定水位水調	7 Qmax

ただし，上表に示す値はトンネル断面を最小施工断面（1.8m×1.8m，ホロ形断面）とし，水調運転の水位幅を 0.3m，水位低下確認幅を 0.5mとして計算したものであり，また，水車の停止所要時間は５～２０秒の場合であり，ヘッドタンクの水面積は５～１０Qmax の範囲である。

非常停止設定水位を上記の値よりも低くする必要がある場合や，水車停止所要時間を長くする等の場合には，それらの条件を用いて最低水位を算出し，ヘッドタンク容量を決定するのがよい。

1.6.4 起動時の安定計算

前記の1.6.2 及び 1.6.3において，ヘッドタンクの水面積及び容量が設定されたのち，水車起動時や運転切り替え時等の通常運転時において，ヘッドタンク水面の安定性について，水調シミュレーションによる計算を行うことにより確認することが望ましい。

1.6.5 設計上の留意事項

ヘッドタンクより水圧管へ水を取り入れる場合，呑口付近の水面に渦が発生して水圧管内に空気を吸い込むような場合があり，特に小規模化したヘッドタンクでは，流入流速が速くなるため，渦を発生しやすい状況にある。

渦防止対策としては，一般に，最低水位から水圧管中心までの水深を管径以上とする方法があるが，これだけでは不十分な場合もあり，下記の方法等が考案され実施されている。

(1) 呑口上部傾斜法
(2) 旋回流防止法
(3) 通水断面拡大法

特に，円形のヘッドタンクを採用する場合には，旋回流が発生しやすいので，慎重な検討が必要である。

1.7 ヘッドタンクの小規模化の参考事例

ヘッドタンクの小規模化については，近年盛んに行われるようになっている。開発された事例として，以下にそれらの既設発電所についての諸元を示すものとする。

発電所名	使用水量 (m^3/s)	有効落差 (m)	最大出力 (kW)	企業者名	ﾍｯﾄﾞﾀﾝｸ 水面積	ﾍｯﾄﾞﾀﾝｸ 容量
早月	15.18	47.25	6,000	早月川電力	5Qmax	18Qmax
小坂川	6.00	423.90	21,300	中部電力	10Qmax	40Qmax
松川	5.50	320.00	14,500	中部電力	14Qmax	24Qmax
(実証地点) 新内川第二	3.70	100.60	3,000	金沢市企業局	5Qmax	10Qmax
(実証地点) 大鹿	4.50	266.40	10,000	長野県企業局	5Qmax	11Qmax

上表の他，近年において運転を開始した中部電力の北又渡発電所においてもヘッドタンクの小規模化が実施されており，現在工事中の発電所の内，中部電力の赤石沢と二軒小屋の両発電所や，電源開発の黒谷発電所においても，ヘッドタンクの小規模化が計画されている。

第２節　実証試験結果（新内川第二地点）

2.1 はじめに

金沢市企業局の新内川第二発電所においては，中小水力発電の建設コスト低減を目的として，「中小水力システム技術信頼性実証試験」が，ＴＢＭ工法によるトンネル施工の合理化，余水路省略等設備の合理化，水圧鉄管代替製品ＦＲＰＭ管等に関する技術開発の３技術について行われた。

工事は，昭和６１年１０月に着工し，昭和６３年１２月には初期の目的を十分に達成して運転を開始した。

以下，余水路省略等設備の合理化における実証試験結果について述べる。

2.2 発電所概要

2.2.1 発電所の概要

新内川第二発電所は，石川県金沢市を流下する犀川水系内川の上流東谷と西谷の合流点を本川取水地点として2.92㎥/sを取水し，約 3.5kmの導水路途中において４箇所の渓流から最大0.78㎥/sを取水し，合計3.70㎥/sの最大使用水量，有効落差100.60mにより，最大出力 3,000kWの発電を行う流れ込み式発電所である。

（第７章　図－4.2.1 発電所位置図及び図－4.2.2 水路概要図参照）

2.2.2 地点の特性

発電所地点は，金沢市南部の山間地に位置し，金沢市街地から約20Kmの距離にある。発電所に通じる道路としては市道があり，内川ダム貯水池左岸沿いを通り，貯水池末端で堂大橋を渡り発電所に通じている。

市道は更に，内川右岸沿いに菊水町まで通じており，その上流には林道が取水口地点まで通じている。

内川ダムより上流には民家はなく，普段でも通行量は少なく，冬期には２～３mにも及ぶ積雪のため通行が途絶する。

2.3 実証プラントとしての基本構想

新内川第二発電所は，余水路を省略しヘッドタンクを小規模化する実証プラントとしての設計を行い，余水路を省略する方法としては，フランシス水車地点における土木設備と放流バルブを併用する方法とした。

その実現のため，次に示す基本構想を作成し，これに基づき検討及び設計を行った。

① 負荷遮断時に伴う余水を本川取水口から放流すると，河川の指導規制値（水位上昇30cm／30分）を守ることが困難なので，余水の全量について水車をバイパスする放流バルブから放流するものとした。

② 発電所外部事故が５分以上継続する場合及び内部事故の場合には，取水を自動で停

止するものとし，取水口にゲート自動制御装置を設けるものとした。

③ ヘッドタンクの最高水位は，100 年確率洪水時に取水口制水ゲート及びダム排砂ゲート不動作の場合を想定し，ヘッドタンク設備の高さは，その最高水位に 50cm 以上の余裕を取るものとした。

④ 放流バルブを具備しているため，トンネルの補強は行わないものとした。なお，トンネル内水圧に対する内部応力については検討を行った。

⑤ 最大使用水量の負荷遮断時には，許容内水圧以下であれば一時的にトンネルが被圧してもよいこととした。また，水車ガイドベーンと放流バルブとの連動操作方式については，ヘッドタンク水位による間接操作方式を採用し，ソフト上においてそれぞれ単独の制御系を有するものとした。

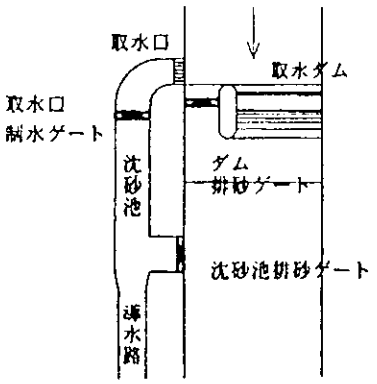
⑥ 放流バルブによる放流時のエネルギーは，放流バルブ本体及び減勢工により減勢させるものとした。

2.4 設計

2.4.1 取水設備

(1) ゲート設備

取水口地点には，図－2.4.1 のとおり，ダム排砂ゲート，取水口制水ゲート及び沈砂池排砂ゲートを設置し，ダム排砂ゲートと取水口制水ゲートは，自動制御装置により下流河川の水位上昇を30cm／30分以内にするよう段階的に操作するものとした。



ダム排砂ゲート　（電動・自動操作）
取水口制水ゲート（　　〃　　）
沈砂池排砂ゲート（電動・手動操作）

図－2.4.1 取水口設備概要図

(2) ゲート操作電源設備

取水口地点には配電線がないため，電源装置として内燃力発電装置，蓄電池，電力ケーブルの３案について比較検討を行った。その結果，信頼性も高く設備費の安価な内燃力発電装置を採用することとし，発電所との間には起動用及び制御用蓄電池を常時充電するための動力用ケーブルをトンネル内に布設し，起動用電源の二重化を図り信頼性を向上させるものとした。

(3) 通信設備

発電所事故時等には，取水口の制御と発電所の制御を連携する必要があるため，ト

ンネル内に動力用ケーブルと並行して，制御監視用の通信ケーブルを布設した。

2.4.2 ヘッドタンク

取水ダム～ヘッドタンクまでの概略図を，図－2.4.2 に添付する。

(1) 水面積

水面積は，昭和５９年度中水力標準化モデルプラント設計調査の検討結果に基づき，水路最大使用水量 3.70㎥/s ，水路最大通水可能流量 4.91㎥/s の諸元より，５Ｑとして 18.50㎡とした。

(2) 最高水位

100 年確率洪水時において，放流バルブ及び取水口制水ゲート，ダム排砂ゲートが不動作時のヘッドタンク水位を計算した結果，表－2.4.1 に示すとおり EL338.048m であった。

表－2.4.1 事故時のヘッドタンク到達水位　　(単位 EL.m)

機器の状態			河川流量 (㎥/s)		
取水口制水ゲート	ダム排砂ゲート	放流バルブ	最大取水量時 2.92+0.06	発電停止時 40	100年確率洪水時 470
正常	正常	正常	331.900	331.900	331.900
故障	〃	〃	331.900	331.900	336.018
正常	故障	〃	331.900	331.900	331.900
〃	正常	故障	334.135	334.135	334.938
故障	故障	正常	331.900	333.107	336.270
〃	正常	故障	333.204	333.204	337.795
正常	故障	〃	334.135	334.135	334.938
故障	〃	〃	334.216	334.897	338.048

凡例

水位	被圧せず
水位	被圧するが，許容応力度以下
水位	被圧し，許容応力度以上

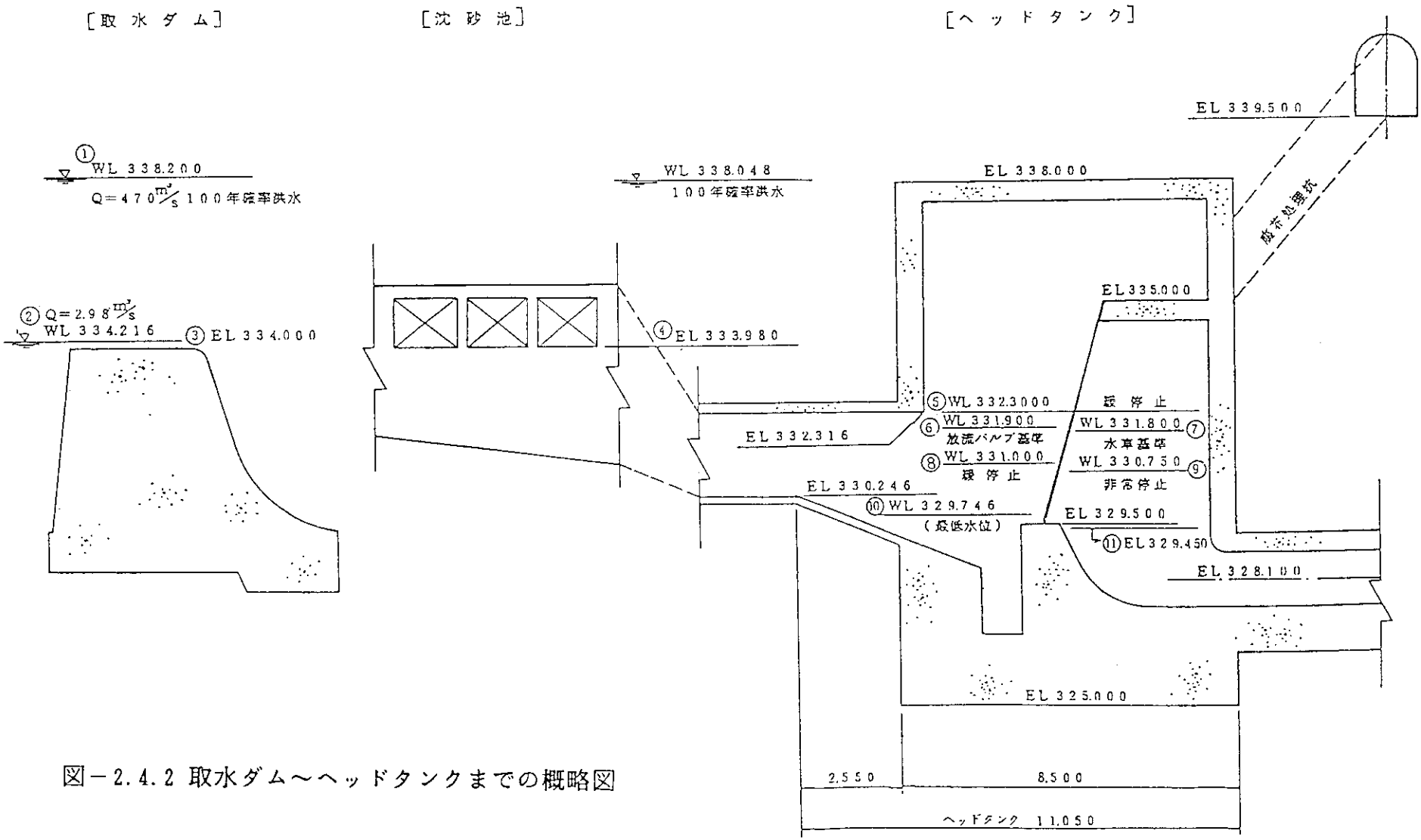
これより，埋設型ヘッドタンクの進入路兼塵芥処理坑の出口標高は，前記の最高水位に 0.5m 以上の余裕を取り EL339.500m とした。

また，最高水位時にはトンネルの覆工吹付コンクリートに発生する引張応力度は最大 6.9kgf/㎠ となり，許容応力度 4.5kgf/㎠ を越えるが，引張強度の試験結果である 33.5kgf/㎠に比べると 1/4以下である。

発電所事故時が洪水時であり，かつ，ゲート等の故障が重なることは非常にまれであり，ヘッドタンク水位が最高水位に達する確率は非常に低く，またその場合でも大きな設備被害となる可能性はないと判断され，トンネルの補強は行わないものとした。

(3) 容量

昭和５９年度中小水力標準化モデルプラント設計調査の検討結果に基づき，ヘッド



図－2.4.2 取水ダム～ヘッドタンクまでの概略図

タンク最低水位を水路敷から 0.50m下がりとすれば，ヘッドタンク容量は，基準水位 EL331.800m ，最低水位 EL329.746m より，

$$V = 5Q \times (331.800 - 329.746)$$
$$= 10.27 Q_{max}$$

また，水圧管呑口中心標高は，ヘッドタンク水位から 1.0D以上（Dは水圧管の内径）の深さを取ることとして EL328.100m とした。

(4) その他留意事項

(a) 流水による渦が発生しないよう急激な断面変化を避けるものとした。

(b) 沈澱した土砂の排除及び抜水時の湧水処理を行うため，ヘッドタンクに土砂吐設備を設け，水圧管路沿いに側溝を設けるものとした。

(c) 岩盤は多少深いと推定されたが，自重及び外力に対して安定とするため，岩着させるものとした。

(d) ヘッドタンク上流約 70mのトンネルについては，ヘッドタンク水位の上昇を考慮し，漏水対策を行うものとした。

2.4.3 放流バルブ

(1) 放流バルブの形式

各種のバルブ，ゲートについて比較検討を行い，経済性及び減勢効果の有利な減勢タンク付コーンバルブを採用することとした。

(2) 放流能力

余水は全量を放流バルブにより放流するものとし，80%開度で水車最大使用水量を放流できるものとした。

(3) 分岐位置

水車入口弁を，放流バルブ点検時の副ゲートとして兼用でき，かつ，設置スペースも節約できることから，放流バルブは水車ケーシングから分岐して設置するものとした。

しかし，結果として入口弁の使用に関して非常な制約を受けることになり，入口弁の上流側で分岐した方が得策であったと考えられる。

(4) 操作機構

発電所全体としてオイルレス，ウォータレスを指向したことから，放流バルブ操作機構も電動とし，信頼性を考慮して電動サーボモータに用いられるブラシレス直流電動機と伝達機構の組合せを採用した。また，水車ガイドベーンとの連動についてはさほどスピードを要求されないことから，直接機械的に連動させる装置は設けないものとした。

2.4.4 運転制御方式

(1) 発電所と取水設備の連動

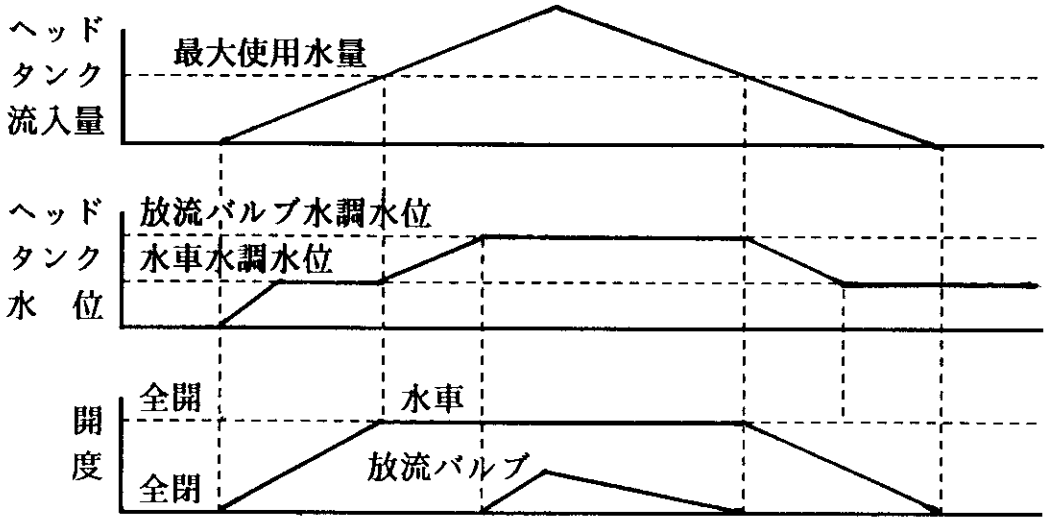
発電所内部事故の場合又は発電所外部事故が５分以上継続した場合には，取水口に対して取水停止指令を送信し，自動制御により取水停止を行うものとした。

また，本発電所は，比較的小規模な発電所であることから，無負荷有励磁又は無励

磁運転は設定せず，外部事故時においても，一旦は水車発電機を停止させることとした。

(2) 水車ガイドベーンと放流バルブの連動操作機構

水車ガイドベーンと放流バルブとは，それぞれ独立した水位調整機能により制御するものとし，放流バルブ水調水位を水車水調水位より 10cm 高く設定し，両者の間接的な連動を行うことにした。結果として，ヘッドタンクに放流バルブという越流堤が水車水調水位の 10cm 上に設けられたことになる。これを模式図に示すものとすれば，図－2.4.3 となる。



図－2.4.3 水車ガイドベーンと放流バルブの連動

2.5 実証試験

本地点で実施した実証試験は，昭和６０年度余水路省略に関する実証プラントの設計調査報告書（新内川第二発電所計画地点）に基づき１１項目とした。

2.5.1 取水設備の自動動作試験

発電所からの取水停止又は取水開始指令により，内燃力発電装置，ダム排砂ゲート及び取水口制水ゲートが，予め定めた動作パターンどおりに自動動作することを検証した。

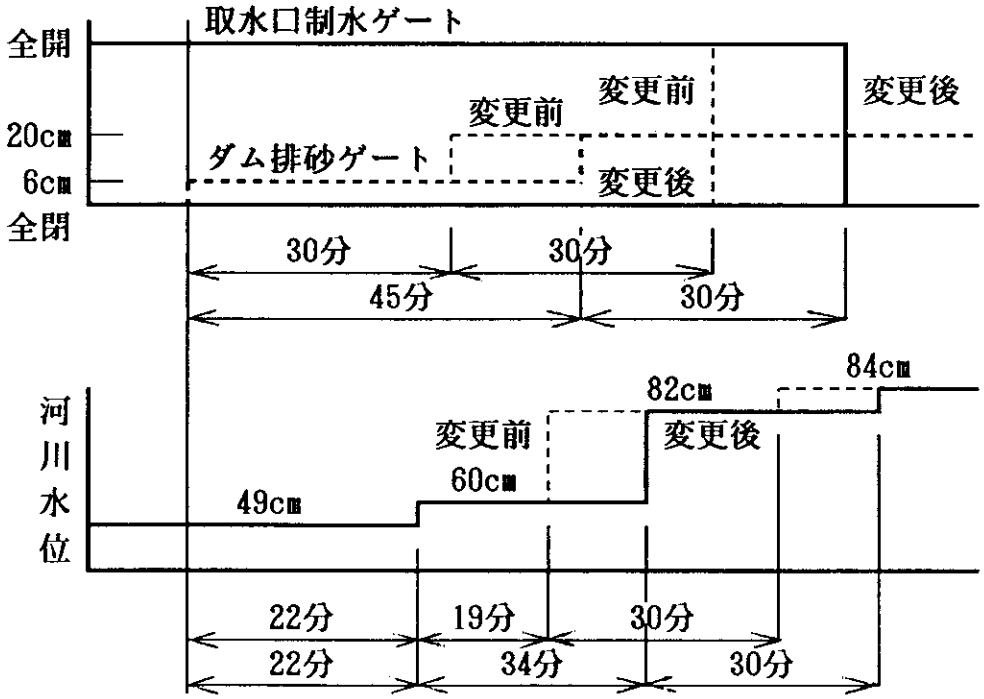
2.5.2 河川水位上昇試験

取水停止に伴う取水設備の自動動作によっても，減水区間の水位上昇値が河川の指導規制値30cm／30分以内となることを検証するものとした。

試験においては，河川流量が最大使用水量以下であったために規制値以内となったが，最も厳しい条件として河川流量が最大使用水量と河川維持流量の合計値である場合の水位上昇を推定した結果，取水ダムの下流約１kmの測定地点で水位上昇値が33cmとなり，規制値を超過した。

これは，ゲートの第２段操作による放流水が，第１段操作による放流水よりも流速

が速いためであり，ゲートの第２段操作を遅らすことで対処した。これより，測定地点における水位上昇値は，最高でも22cm／30分になると推定された。



図－2.5.1 河川水位上昇試験に伴う取水設備の自動動作の変更

2.5.3 水車自動起動・停止試験

水車が，取水開始に伴うヘッドタンクへの流入量増加により自動起動し，取水停止に伴う流入量減少により自動停止することを検証した。

2.5.4 発電所事故時の放流バルブ動作試験

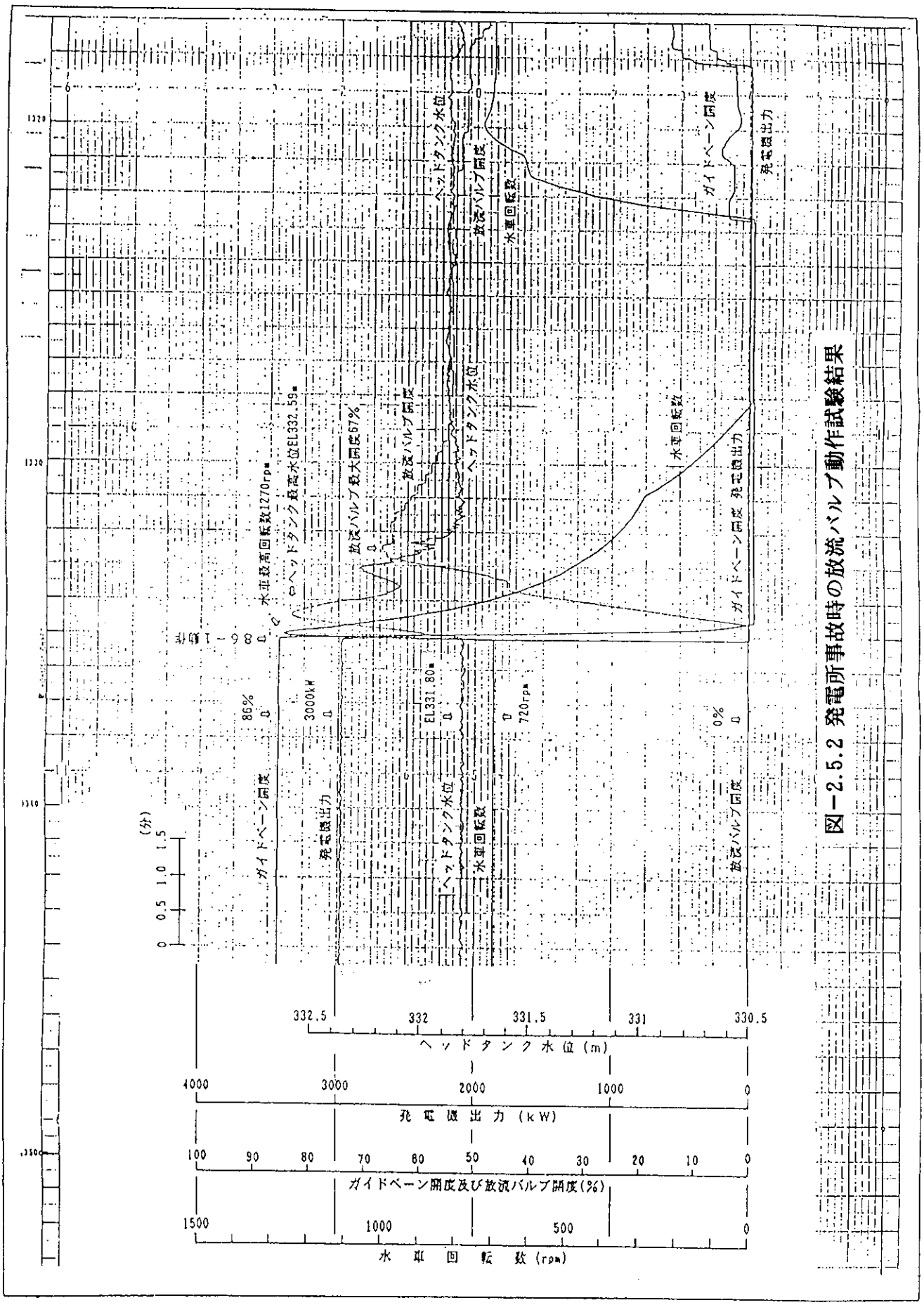
発電所事故時で水車が非常停止した時に，ヘッドタンクの水位上昇により放流バルブが自動で確実に開き，その水位上昇値が構造物に損傷を与えない範囲に押さえられることを検証した。

試験は，水車が最大使用水量時で安定して運転している状態から，閉塞継電器86-1を動作させて行った。

図－2.5.2 の試験結果のとおり，放流バルブは負荷遮断から１５秒程度遅れて開き始め，最大開度として 67% まで開いた。また，ヘッドタンク水位は最高で79cm上昇し，EL332.59m となった。

2.5.5 再並列確認試験

発電所外部事故により水車が非常停止した後，５分以内に送電線が復旧した場合には，水車が自動起動し，放流バルブからの放流が水車に自動で切り替わり，発電機が再並列することを検証した。



図－2.5.2 発電所事故時の放流バルブ動作試験結果

2.5.6 水調運転試験

ヘッドタンク水面積を５Ｑ（Ｑは水車最大使用水量）と小規模化しても，水車ガイドベーン及び放流バルブの水位調整が，ヘッドタンクへの流入量変動及びヘッドタンク水位の変動に応答して，スムーズに行われることを検証した。

流入量変動は，取水口制水ゲートを操作して行ったが，設定水位に対する変動は，水車で２cm程度，放流バルブで５cm程度であった。

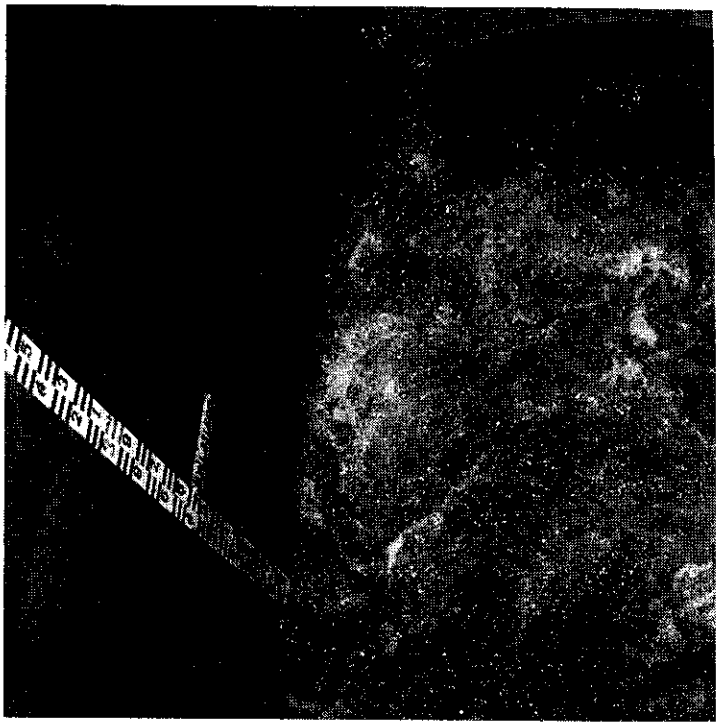
水位変動は，水位調整器の設定を変化させて行ったところ，水車及び放流バルブとも，約５分で設定水位となり安定した。

2.5.7 ヘッドタンク容量試験

水車ガイドベーンを最大開度にして取水口で取水停止とした場合に，ヘッドタンク水位が徐々に低下して非常停止となる場合においても，水圧管への空気混入がなく，水車の運転に支障がないことを検証した。

水位が EL331.30m付近の水位で，比較的小さくて不連続な渦が発生したが，水圧管への空気混入はなく，またそれ以外の水位においては，渦の発生は全く認められなかった。

また，非常停止後からガイドベーン全閉までの間は，水位の低下は認められず，むしろ回復する方向であった。写真－2.5.1 に，水位低下時の状況を示す。



写真－2.5.1 水位低下時のヘッドタンクの状況
（EL330.800m付近）

2.5.8 減勢工の減勢効果試験

放流バルブからの放流水がバルブ及び減勢工によって十分に減勢され，放水路水位が安定であることを検証した。

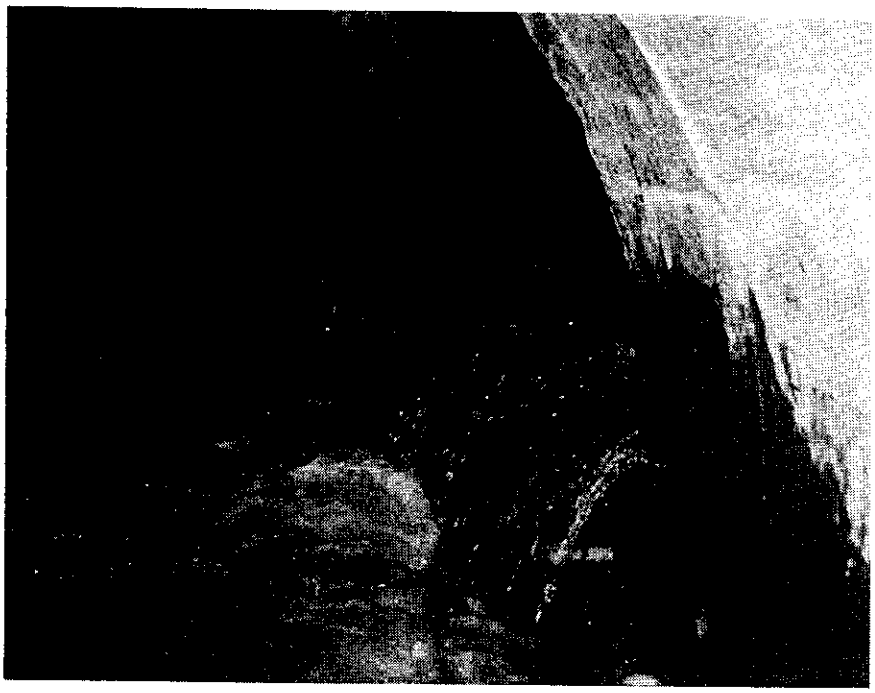
放流バルブの騒音，振動は，放流時に観察したところ，その開度が10%程度の時に最も著しく，それ以下又はそれ以上の時には非常に少ないものであった。

また，放流バルブ周辺における圧力変動を測定した結果では，水車運転時における圧力と比較して最も大きな圧力差が認められたのは，減勢タンクに設けた格子の中間であり，バルブ放流中の放水路水位の変動は，最大負荷遮断時でも約５cm程度と，十分に減勢され安定した結果であった。写真－2.5.2 に，放流バルブによって放流している時の状況を示す。

2.5.9 導水路のライニングコンクリート内部応力試験

最大負荷遮断に伴う水位上昇時に，導水路ライニングコンクリートにかかる内部応力が，許容値以内であることを検証した。

最大使用水量時に負荷遮断を行い測定したところ，当初の計画どおり，導水路トンネル内においては天端への着水が認められた。着水の時間は22～23秒程度で，それ以後は次第に水位が低下し，水位上昇開始より約２分後には安定する結果であった。歪み計においても負荷遮断による水位上昇の影響が認められたが，圧縮方向に最大でも 5kgf/cm^2 程度の応力増加であり，トンネルの安全性が認められた。



写真－2.5.2 放流バルブによる放流時の状況
（減勢工側より放水路に越流している様子）

2.5.10 総合試験

水車・発電機及び取水設備等の個々の機能が，定められた一連のシーケンスにより，発電プラントとして確実に作動することを検証した。

各試験での結果と総合試験での結果は同様の傾向となっており，一連のシーケンスに支障はなく，これより，フランシス水車地点において余水路を省略した場合であっても，発電所事故時においては，取水設備及び放流バルブについて連動操作機構を考慮することによって，これに対応できることが確認できた。

また，余水路の省略に伴って，ヘッドタンクの小規模化を図った場合においても，水調制御方式を考慮することにより，対応は可能と判断された。

2.5.11 導水路内抜水点検

実証試験における運転に対して，導水路及び放流バルブ廻りの異常の有無を点検し，設備の信頼性を確認した。

導水路内においては，新たに発生したクラックや損傷等はなく，多少の堆砂がみられたが，これは初通水によって吹付コンクリート面が洗われたことによるものと考えられ，また，放流バルブ廻りの点検でも損傷はなく，その後の水圧管路充水時においても，放流バルブからの漏水は認められなかった。

2.6 経済性評価

2.6.1 対象設備の選定と在来設計

経済性評価のための在来設計案は，ケース１として余水路は省略するがヘッドタンクは在来の規模であるものと，余水路を有しかつヘッドタンク規模が在来のものであるケース２との，２ケースを設定するものとした。

在来設計においては，各対象設備に対する設計指針を，次のように想定するものとした。

(1) 取水設備

ゲート操作電源設備である内燃力発電装置は，配電線が無いという本地点の特性上，余水路省略に関係無く必要な設備である。ただし，内燃力発電装置の起動用蓄電池及び制御用蓄電池を常時充電するための取水設備～ヘッドタンク間のトンネル内付設電源ケーブルは，取水設備の電源の二重化の意味合いであるため，余水路が有る場合には不要とした。

また，ゲート自動制御装置（取水口制水ゲート，ダム排砂ゲート）及び取水設備～ヘッドタンク間に設けたトンネル内付設の通信ケーブルについては，近年の発電所は無人化されており，集中管理としているため，余水路が有る場合であっても，必要な設備とした。

(2) ヘッドタンク

在来のヘッドタンクの規模は，その容量として最大使用水量Ｑの１分～２分程度，すなわち，60Ｑ～120Ｑ とされているため，在来設計においては，60Ｑとした。

また，在来設計におけるヘッドタンクの形式は，本地点の地形地質条件より，水圧管路の上部で大規模なオープン掘削を行うことによりヘッドタンクを構築することが不利なため現状と同様に立坑方式とし，容量が大きくなる分は導水路側へトンネル方式で構築するものとした。

ヘッドタンクの水面積は，10Ｑ～30Ｑ程度が在来では一般的とされているが，必要な余水吐き（越流頂）の長さと容量さえ満足すればよい。このことから，現状のヘッドタンクの高さを変えないものとし，水面積は約33Ｑとした。

(3) 水圧管路

余水路を設けた場合には，水圧管と平行して余水管を設けるものとした。本発電所は水圧管としてＦＲＰ管を使用しており，余水管もＦＲＰ管とした。

(4) 発電所

余水路省略の場合には，現状のとおりの放流バルブ及び水調機能，直流電源装置を設けるものとした。

ただし，直流電源装置については，発電所の主要機器にとっても必要なため，その容量を見直すものとした。

以上の項目について，実績と各ケースに対して比較表を作成すると，表－2.6.1 に示すとおりとなる。

表－2.6.1 各ケースの比較表

項目		現状	ケース1	ケース2
ヘッドタンク規模		小規模	在来	在来
余水路		省略	省略	有り
取水設備	内燃力発電装置	有り	有り	有り
	ﾄﾝﾈﾙ内電源ｹｰﾌﾞﾙ	有り	有り	無し
	ｹﾞｰﾄ自動制御装置	有り	有り	有り
	ﾄﾝﾈﾙ内通信ｹｰﾌﾞﾙ	有り	有り	有り
ヘッドタンク	水面積	5Q	33Q	33Q
	容量	10Q	60Q	60Q
	余水吐き	無し	無し	有り
管	余水管	無し	無し	有り
発電所	放流バルブ関係	有り	有り	無し
	減勢工	無し	無し	有り

2.6.2 経済性の比較

前記の設備諸元の違いにより，各ケースの事業費を算出して比較すると，下表のとおりとなる。

表－2.6.2 余水路省略等経済性評価総括表　　（単位：百万円）

仕様 ﾍｯﾄﾞﾀﾝｸ	小規模	在来規模		在来規模	
仕様 余水路	省略	省略		設置	
項目	実績事業費	ケース1		ケース2	
	①事業費	②事業費	(②－①)	③事業費	(③－①)
土地	40.3	40.3	－	40.4	0.1
建物	86.6	86.6	－	86.6	－
水路	2,054.1	2,088.4	34.3	2,175.9	121.8
機械装置	546.4	546.4	－	513.4	33.0
諸装置	118.9	118.9	－	107.0	11.9
備品	3.8	3.8	－	3.8	－
仮設備品	152.7	152.7	－	152.7	－
工事用動力費	74.3	74.3	－	74.3	－
補償費	135.2	135.2	－	135.4	0.2
総係費	413.3	414.6	1.3	416.2	2.9
建設中利息	30.9	31.2	0.3	31.6	0.7
計	3,656.5	3,692.4	35.9	3,737.3	80.8
建設単価(円/kWh)	302.1	305.1	3.0	308.8	6.7

注：年間可能発電電力量＝ 12,103 MWh

2.7 総合評価

新内川第二発電所は，フランシス水車地点における余水路省略実証プラントとして，「昭和５９年度，６０年度中小水力標準化モデルプラント設計調査報告書」を基盤とし，更に技術的検討を加え，昭和６１年より着工し，昭和６３年１２月に運転開始した。

運転開始にあたり，昭和６３年１１月中旬～１２月中旬にわたって，余水路省略に関する種々の実証試験を行い，機器の安全性，河川水位上昇，ヘッドタンクの小規模化及び運転制御について検証した結果，余水路が設置されたプラントと同様に，構造物及び周辺の環境に対して安全に運転することができ，余水路省略プラントの安全性が確認できた。検証結果については，以下のとおりである。

① 河川水位上昇に対しては，放流バルブの採用及び取水設備の自動動作機構の採用により，下流の水位上昇に対する安全性が十分に確保できた。

② 水車の自動起動，停止等の運転制御については，余水路が省略されたプラントであっても，流入量及びヘッドタンク水位を的確にとらえることにより，安全に運転が可能であった。

③ 放流バルブの動作においては，機械本体の摩擦や動力伝達方式におけるバックラッシュ等により，やや動作遅れがあり，ヘッドタンク水位の上昇値が大きく，一時的にトンネル天端に着水はするが，着水は当初から予想されており，構造物の安全性に支障がないことから，発電プラントとしては問題はなかった。

また，減勢効果については，バルブ本体に減勢装置を取り付けることにより，放水路水位の安定を保つことができた。

④ ヘッドタンクの小規模化においては，余水路が省略された場合でも，運転制御による水面変動も小さく，安定して運転が可能であり，水面積５Ｑ（Ｑは最大使用水量）で十分であった。

また，ヘッドタンク水位が異常に低下し，非常停止設定水位まで下がった場合であっても，渦の発生や水圧管路への空気の混入が無かった事から，ヘッドタンク容量は今回の容量で安全であると確認できた。

以上の実証試験結果から，フランシス水車地点においては，余水路を省略しヘッドタンクを小規模化することは可能であるといえる。また，今後の新規計画地点においては，下記のことについて留意する必要があると考えられる。

① 河川水位上昇においては，各計画地点で河川の条件が異なり，また，水位上昇に対する検討計算とは必ずしも一致しない場合もあるため，下流での水位流量測定を実施し，現実に添ったゲート放流パターンの計画が必要と考える。

② 放流バルブの応答動作においては，摩擦力や駆動装置からの動力伝達過程におけるバックラッシュ等により，パルス上の動作が見られるが，運転に対しては特に問題はない。このパルス上の動作を解消するためには，動力伝達方法等の改善が必要となり，経済性を考慮して検討することが必要と考える。

第３節　実証試験結果（大鹿地点）

3.1　はじめに

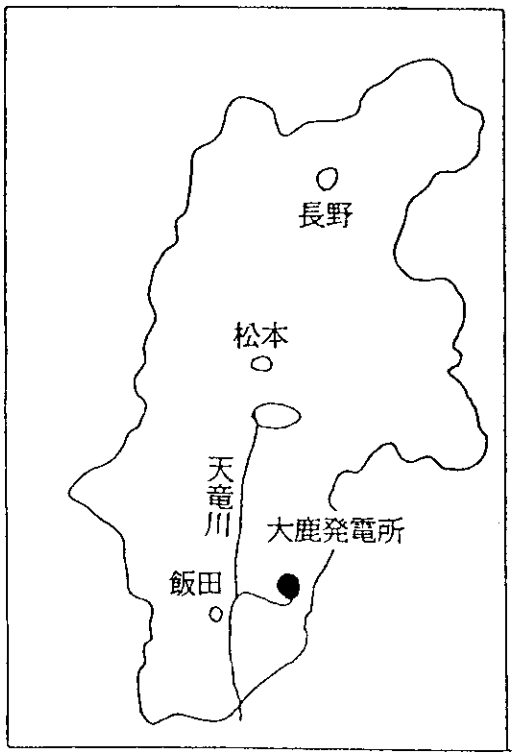
中小水力開発の促進に当り，建設費のコスト低減を目的とする新技術開発の一環として「余水路省略等設備の合理化」の検討が昭和59年度より進められている。

長野県企業局の大鹿発電所においては「余水路省略に関する実証プラントの設計調査」に基づき調査・検討が進められ，それらを踏まえて実証試験が行われた。以下，試験結果について述べる。

3.2　発電所概要

3.2.1　発電所の概要

大鹿発電所は，小渋川と上沢との合流点より約 0.4km上流地点（建設省七釜砂防第２副ダム直下）及び右支川小河内沢，寺沢合流点直下流の御所平地点の２か所にて最大使用水量 4.5㎥／ｓを取水し，小渋川の右岸区域に 6,917.1mの導水路を設けて，上蔵地点まで導水して，有効落差 266.4mを得て最大10,000kWの発電を行ったのち，87.2mの放水路によって，小渋川に放流する水路式発電所である。（図－3.2.1 発電所位置図，及び図－3.2.2 水路概要図参照）



図－3.2.1　　発電所位置図

3.2.2　地点の特性

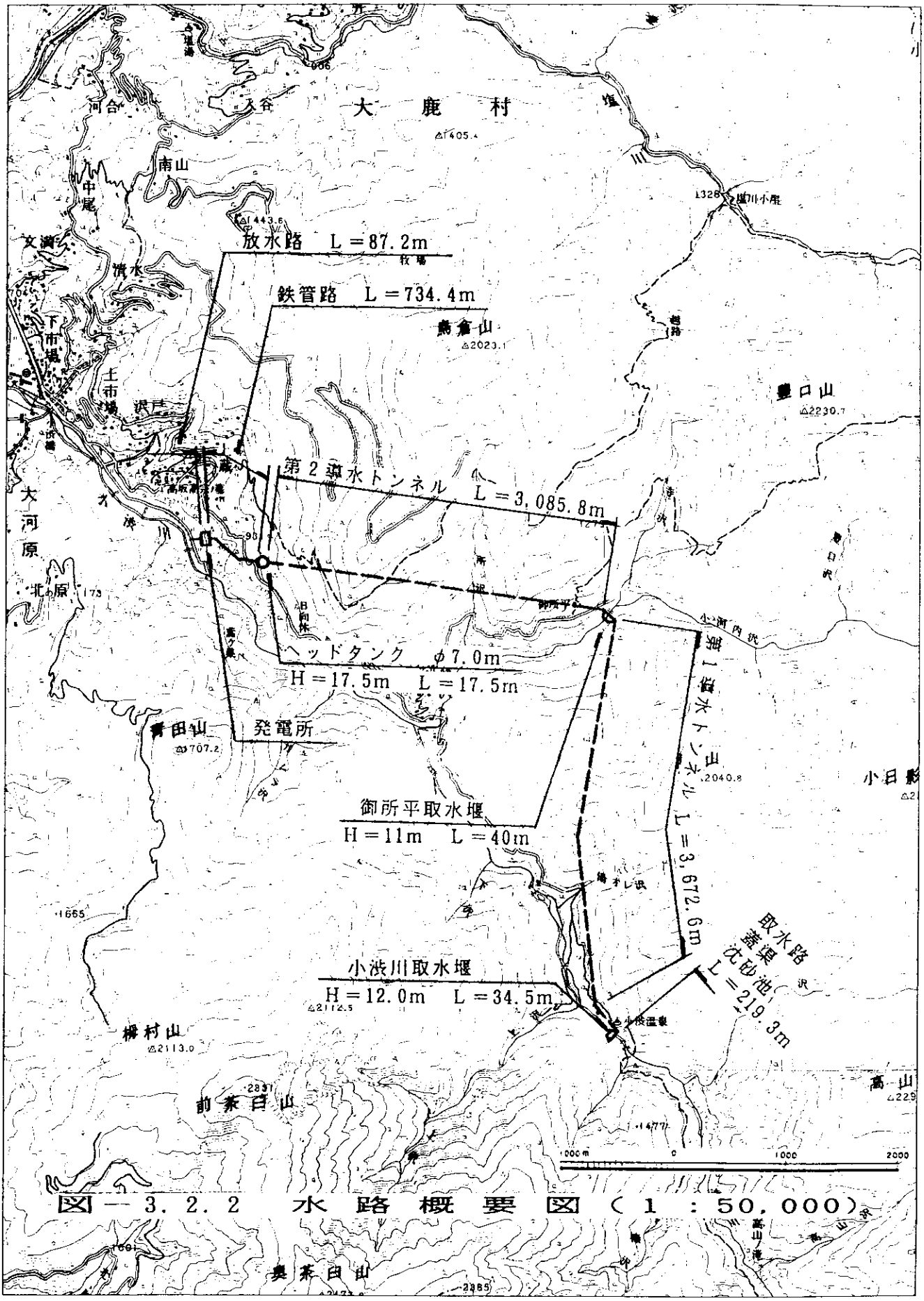
発電所地点は，長野県南部の南アルプスを形成する赤石山地の西側山麓に位置し，下伊那郡松川町から約15kmの距離にある。

発電所に通じる道路としては，主要地方道大渡水窪線があり，松川町より小渋ダム貯水池右岸側を通り，大河原地内まで通じている。更に上流には，取水地点までは林道が通じているが，釜沢村から上流には集落はなく通行量は少ない。

3.3　実証プラントとしての基本構想

大鹿発電所は，ペルトン水車地点において余水路を省略しヘッドタンクを小規模化する実証プラントの設計であり，余水路省略に当っては，土木設備とデフレクタ放流を併用する方法とした。

そこで，ヘッドタンクの小規模化を含めた主要な問題点の設計に当り，次のような基本構想に基づき，検討及び設計を行った。



図－3.2.2　水路概要図（1：50,000）

3.3.1　土木設備

a）取水設備は，河川水位上昇30㎝／30分を満足する河川放流制御を行うものとする。
b）河川流量変化の対応はすべて取水設備で制御する。
c）外部故障による水車発電機停止が５分以上となる場合，並びに内部故障の場合は，取水停止するものとする。
d）トンネルの補強は基本的には行わないものとする。ただし，トンネル被圧区間の破砕帯等，地山が脆弱な区間については，補強を行うほか，漏水対策を行う。
e）ヘッドタンク天端は，洪水時(100年確率）に取水口ゲート不動作の場合の取水口沈砂池余水吐の越流水位＋余裕高（0.50m）とする。

3.3.2　機械設備

a）余水路を省略する方法は，土木設備（トンネル空容量の有効利用，導水路調節門緩閉鎖）だけで対応できない場合，デフレクタによる全量放流（最大使用水量＝4.50㎥／s）の併用とする。
b）５分以内に外部故障が回復した場合，自動再並列を行えるものとする。
c）長時間のデフレクタ放流に対しては，デフレクタ強度及びハウジングの補強により対処する。
d）負荷遮断後，デフレクタは確実に作動するものとする。

3.4　設　　計

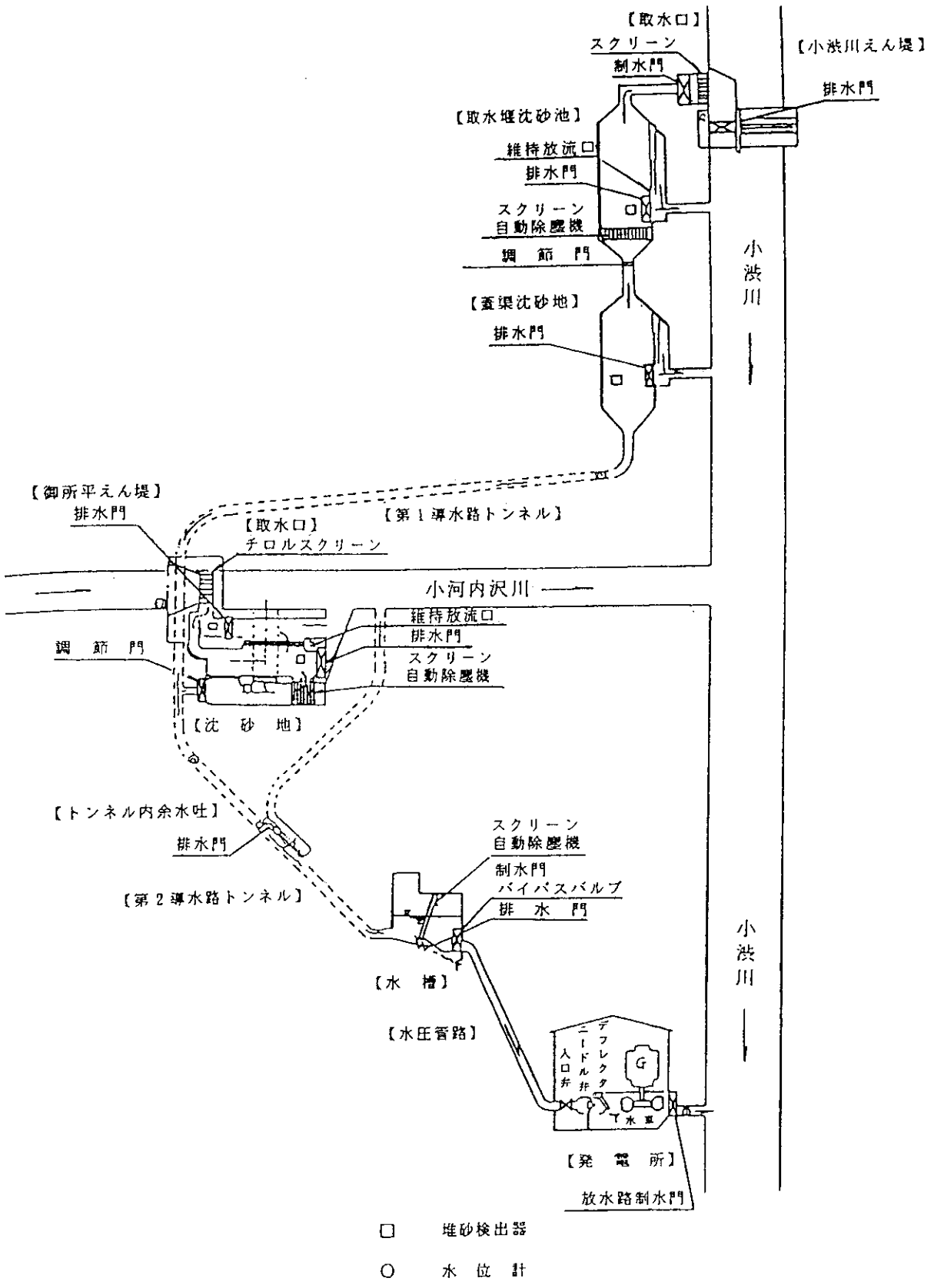
大鹿発電所の水路系統図を図－3.4.1に示す。

3.4.1　取水設備

負荷遮断後のトンネル空容量に対する残留，下流河川への放流量の検討を行ったところ，小渋川取水地点は河川水位上昇が30㎝／30分をクリアーできないため，（御所平取水地点は計算上クリアーできる）デフレクタ放流する計画とした。

(1)　ゲート設備

余水路を省略したことにより取水設備は，洪水時の取水制限及びトンネル流入量の制限，河川水位上昇を規制値以下に抑えるための段階操作，発電所の起動停止及び故障時における連携操作の３つの機能を有する設備とした。取水地点における各ゲートの諸元を表－3.4.1～3.4.2に示す。



図－3．4．1 大鹿発電所水路系統図

表－3.4.1　　小渋川取水地点各ゲート諸元表

地　点	ゲート名	型　式	開閉装置	有効寸法（幅×高さ）	開閉速度（m／分）	電動機容量（kW）	門数
取水堰	えん堤排水門	ローラーゲート	ワイヤロープ	3.0×3.5	0.3	3.7	1
取水堰沈砂池	取水口制水門	ローラーゲート	スピンドル	4.5×1.5	0.35	5.5	1
	取水堰沈砂池排　水　門	スライドゲート	スピンドル	1.8×1.8	0.35	7.5	1
	導水路調節門	スライドゲート	スピンドル	1.8×1.8	0.35	1.5	1
蓋　渠沈砂池	蓋渠沈砂池排　水　門	スライドゲート	スピンドル	1.8×1.8	0.35	5.5	1

表－3.4.2　　御所平取水地点各ゲート諸元表

地　点	ゲート名	型　式	開閉装置	有効寸法（幅×高さ）	開閉速度（m／分）	電動機容量（kW）	門数
取水堰	えん堤排水門	ローラーゲート	スピンドル	2.0×2.0	0.3	7.5	1
沈砂池	沈砂池排水門	ローラーゲート	スピンドル	3.0×2.0	0.3	7.5	1
	沈砂池調節門	スライドゲート	スピンドル	1.5×2.0	0.3	5.5	1
トンネル内余水吐	トンネル内余水吐排水門	スライドゲート	スピンドル	1.0×0.8	0.3	1.5	1

(2)　ゲート操作電源設備

取水口で取水停止する場合は，下流のネック断面で河川水位上昇を30cm／30分以内にするために，取水設備の各ゲートの段階的な操作等を確実に行わなければならないので常用電源のほかに予備電源装置を設けた。

各取水堰の常時のゲート操作は商用電源を常用電源とし，予備電源装置として内燃力発電装置を設置した。

(3)　通信設備

余水路を省略したことによって，取水設備の各ゲートの制御と発電所電気設備の制御を連携する必要があるため，発電所にテレメータ・テレコントロール装置の親局，各取水口に子局を設置して通信ケーブル（1局当り2ｐ）によって接続し，発電所と各取水口の連携ができるシステムとした。

3.4.2　ヘッドタンク

(1)　水 面 積

水面積は，昭和59年度「中小水力標準化モデルプラント設計調査」の検討結果に基づき，最大使用水量＝4.50㎥／ｓ，最大通水量＝4.65㎥／ｓより，最大使用水量の５倍（＝５Ｑ）となるが，本計画では円形ヘッドタンクを採用し，直径をラウンドにすること（Ｄ＝5.40m）によって5.09Ｑとして 22.90㎡とした。

(2)　容　　量

昭和59年度「中小水力標準化モデルプラント設計調査」の検討結果に基づき，最低水位は水路敷から 0.500m下がりとすると，基準水位 1,031.846m，最低水位 1,029.636mとなり，

$$V = 5Q \times (1{,}031.846 - 1{,}029.636)$$
$$= 11.05Q_{max}$$

最低水位から鉄管中心までの水深は，

$$H = 1{,}029.636 - 1{,}026.600 = 3.036\text{m} > D = 1.700\text{m}$$

また，水位調整器等が故障したことを想定し，水位低下時の非常停止容量を検討した結果，水位低下時のヘッドタンクの非常停止完了水位はEL.1,030.846mであり，最低水位EL.1,029.636mを下回ることはなかった。

(3)　その他留意事項

- ○水圧管路呑口部は，水理実験報告書（発電水力 107号）によると，渦が発生する恐れがあるため，呑口上部に渦防止用の多孔壁をヘッドタンク水面に対して60　に設置した。
- ○沈澱した土砂を排除するため，及び抜水時の湧水処理を行うため，土砂吐設備を設けた。また，水圧管路に側溝を設け，この土砂並びに抜水時の湧水を処理する。
- ○塵芥等を最終的に除去するためにスクリーンを設置し，ヘッドタンク天端からの塵芥等の混入防止に対して，ヘッドタンク天端に防護板（F.R.P.M 板）を設置した。
- ○構造上，自重及び外力等に対して安定な構造とした。
- ○ヘッドタンク上流 100mのトンネルについては，第２導水路トンネルの内水圧に対する補強として，鉄筋及び低圧グラウトを施工した。更に漏水対策としてはカーテングラウトを施工した。

3.4.3　ペルトン水車

余水路を省略した場合，負荷遮断時の余水をデフレクタで放流するため，ペルトン水車は下記の事項に留意して設計した。

- ○ニードルとデフレクタの並行制御方式
- ○デフレクタチップ及びハウジング側面の補強対策
- ○デフレクタの操作動力（油圧の確保，動力のバックアップ）

なお，ブレーキ容量については，寸法的に十分余裕を持った形状のデフレクタとし，水ジェットの放散水はすべてハウジングに衝突するようにしたため，容量増は行わない

こととした。

3.4.4　運転制御方式

(1)　発電所と取水設備の連動

発電所内部故障が発生した場合，又は発電所外部故障が5分以上継続した場合は，取水堰へ取水停止の指令を出し，自動制御により取水停止を行うものとした。このとき，デフレクタは急閉鎖され，同時に導水路調節門の段階閉鎖が行われる。また，ニードルは水調制御されヘッドタンクの水位上昇を防ぐものとした。

(2)　主機の自動制御方式

a）ニードル制御

ニードルはヘッドタンク水位を一定に保つため常時水調運転が可能なように，デフレクタとは独立した専門制御モード及び専用装置をもち，次の機能がある。

- ノズル選択制御機能
- ノズル切換制御条件検出機能
- 定水位水調機能

b）デフレクタ制御

デフレクタ制御は余水路省略に伴い非常に高い動作信頼性を要求されるため，ニードル制御とは独立し，次の機能がある。

- 調速機により制御され，水車の速度調整並びに負荷制限機能
- 発電機の並列は，通常始動時，外部事故復旧時共にデフレクタにより揃速し，並列する。
- 余水路省略に伴い，負荷遮断後，圧油装置電源を二重化して信頼性を向上させ，更に非常閉鎖方式についてはスプリングによりバックアップをしている。

3.5　実証試験

本地点で実施した実証試験は，昭和60年度余水路省略に関する実証プラントの設計調査報告書（大鹿発電所計画地点）に基づき以下の10項目を行った。

3.5.1　取水設備の自動動作試験

発電所からの取水停止又は取水開始指令により，沈砂池調節門，取水口制水門及び排水門が，あらかじめ定めた動作パターンどおり自動動作することを検証した。

3.5.2　河川水位上昇試験

取水停止に伴う取水設備の自動動作によって，減水区間内の水位上昇値が河川の指導規制値30cm／30分以内であることを検証するものとし，各取水地点の下流２地点において水位観測を行った。

試験においては，表－3.5.1 に示すように御所平上流地点における水位上昇値が47cmと規制値を超過した。これは取水停止に伴う取水量の河川への復帰と堰堤排水門からの放流水が重なった影響によるものと考えられる。

表－3.5.1　　水位上昇30cm／30分を越える断面

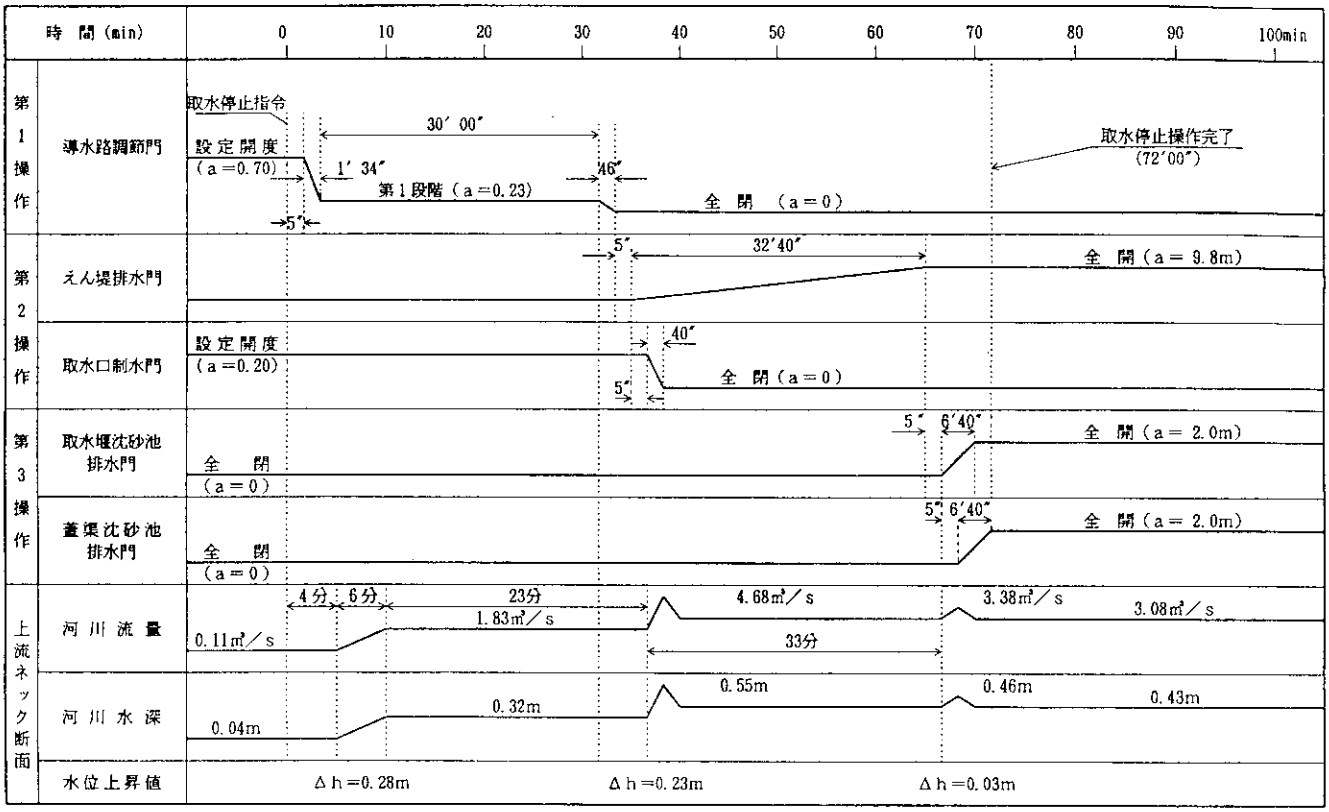
地点	断面	上昇開始		上昇終了		変化	
		時刻	水深（m）	時刻	水深（m）	時刻	水深（m）
小渋	上流	10時04分	0.22	10時34分	0.52	30分	0.30
	下流	10時06分	0.33	10時36分	0.57	30分	0.24
御所平	上流	10時02分	0.31	10時32分	0.78	30分	0.47
		10時13分	0.58	10時43分	0.88	30分	0.30
	下流	10時04分	0.31	10時34分	0.58	30分	0.27

また，当発電所の場合河川水位上昇の要因として，取水停止に伴う取水量の河川への復帰と貯留水の放流の２点が考えられるため，各々の要因による河川水位上昇量について試験結果をもとに検討したところ，小渋上流地点及び御所平上流地点において水位上昇が30cm／30分を越える結果となった。そこで取水停止における取水設備の段階操作について検討したところ，河川水位変動を27cm／30分程度以下に抑えられることが確認できた。（図－3.5.1～3.5.2参照）

3.5.3　水車自動起動・停止試験

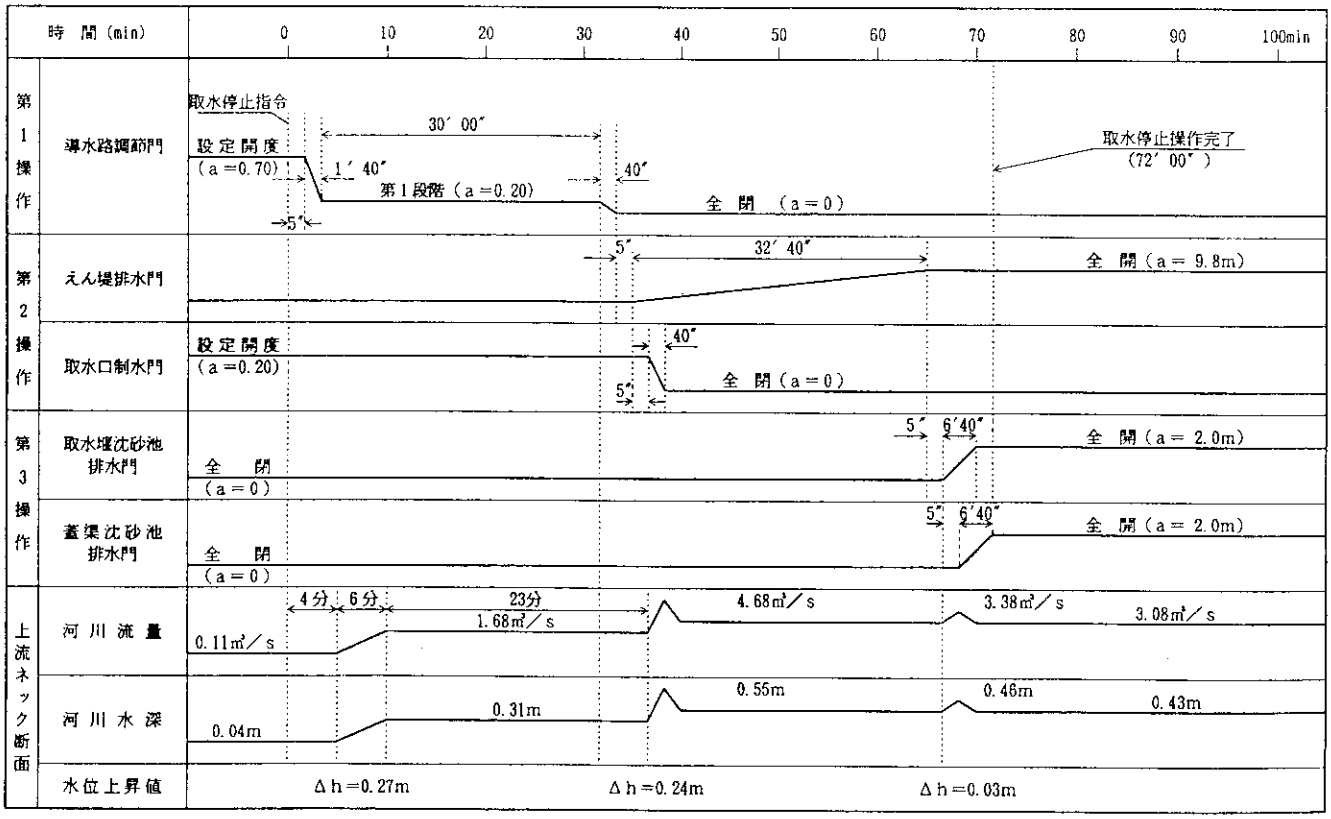
水車が取水開始に伴うヘッドタンクへの流入により自動起動し，取水停止に伴う減水により自動停止することを検証した。

（ 変 更 前 ）



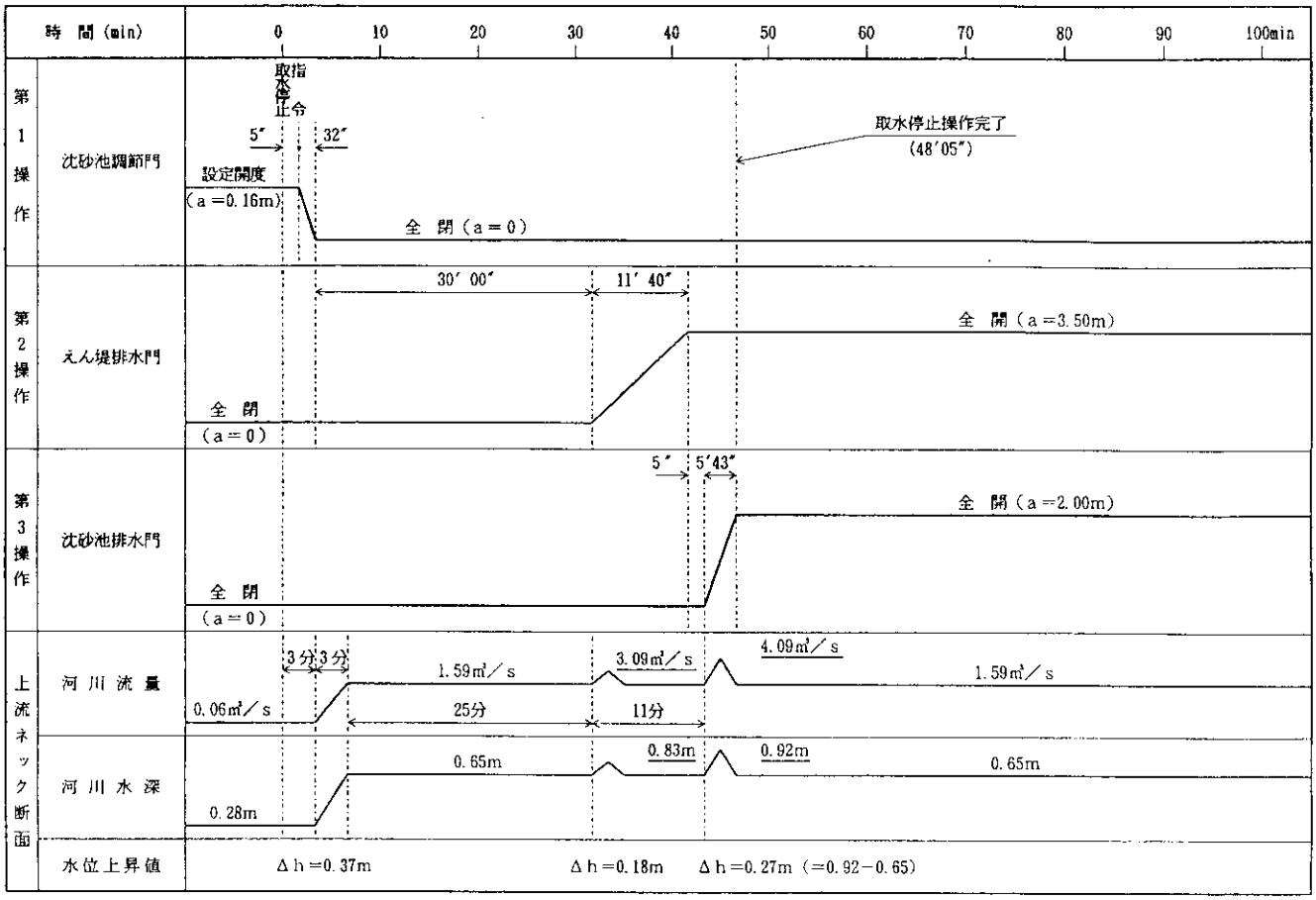
（段階操作を含む）

（ 変 更 後 ）

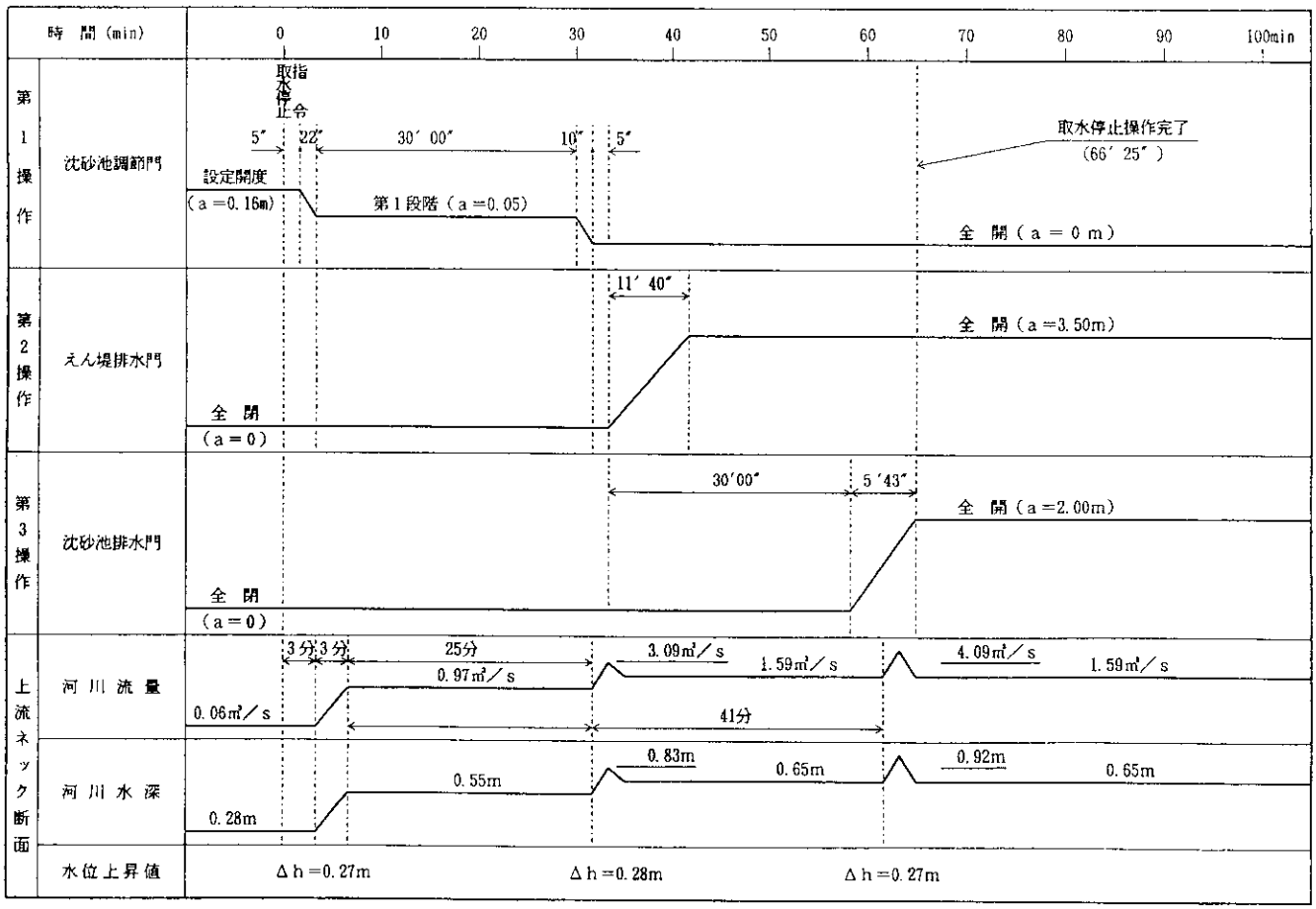


図－３．５．１　小渋川取水設備取水停止パターン

（ 変 更 前 ）



（ 変 更 後 ）



図－3．5．2　御所平取水設備取水停止パターン試験結果

3.5.4　発電所故障時のデフレクタ動作試験

発電所故障時に水車を非常停止すると，水車のニードル及びデフレクタが並行制御方式で確実に制御され，デフレクタのみで余水を放流することを検証した。

3.5.5　再並列確認試験

発電所外部故障により水車が非常停止した後，5分以内に外部故障が復旧した場合には，デフレクタのみで再並列し，ヘッドタンクの水位が安定することを検証した。

3.5.6　デフレクタ確認試験

発電所故障時に，長時間のデフレクタ放流によってもデフレクタ・ハウジングに異常のないこと及び振動騒音に問題のないことを検証した。ただし，当地点は土砂混入の多い荒れ河川のため，長期に亘ってもデフレクタ・ハウジングに剥離等の異常が認められないことを定期点検等により確認する必要があると判断される。

3.5.7　水調運転試験

ヘッドタンクへの流入量変動及びヘッドタンク水位の変動に応答して，水車ニードルが自動開閉し，ヘッドタンク水位が設定水位で維持されることを検証した。

3.5.8　ヘッドタンク容量試験

ヘッドタンクの水位が低下し，急停止となる場合やノズルの切替えを含む起動時においても，水圧管路への空気混入がなく，水車の運転に支障がないことを検証した。

3.5.9　総合試験

水車・発電機及び取水設備等の個々の機能が，定められた一連のシーケンスにより，発電プラントとして確実に作動することを検証した。

3.5.10　導水路内抜水点検

実証試験における運転に対して，導水路及び水車内部の異常のないことを点検した。

3.6　経済性評価

3.6.1　在来設計の考え方

在来設計は，余水路あり・水槽通常規模（$V=26.8Q$）の場合とし，実績事業費と経済比較を行った。なお，単価及び施設に変更のない工種は実績事業費（税抜き）を採用した。在来設計の各項目に対する考え方は次のように想定し，実績事業費に対する増減額から在来設計事業費を算出した。

(1) 土地補償関係

a）土　　地

水槽及び水圧鉄管路の面積が増加する。

水　　槽	2,000㎡（余水路あり）－1,385㎡（余水路省略）≒			620㎡
水圧鉄管路	664m	×	2.0m	≒1,330㎡
（増　分）		計		1,950㎡

b）一般補償費

水槽及び水圧鉄管路の買収面積の変更に伴い立木補償費が増加する。

(2) 建物関係

発電所建屋，付属建屋とも変更はない。

(3) 土木関係

a）水　　路

1）取 水 堰

取水ゲート，操作設備の自動制御装置，余水路省略に伴いシステムの複雑化等による増額分を除外した。

2）沈 砂 池

当地点は，流出土砂が著しい河川であるため，導水路への土砂流入防止対策として第2沈砂池等を設けたが，これらは大鹿発電所の独自の施設として在来設計にも計上した。したがって，事業費に変更はない。

3）導 水 路

導水路の漏水対策，内圧補強対策としてのカーテングラウト，鉄筋工，裏込めグラウト工の一部，及びトンネル内余水吐の施設費を除外した。

4）水　　槽

水槽は通常規模（V＝26.8Q）として積算した。

5）水圧鉄管路

余水管（φ1.40～1.15m）ありの場合として積算した。

6）放 水 路

余水管から放水路への減勢工部が増加となる。

7）雑 工 事

掘削土量の増，水圧鉄管路工の増に伴い，土捨場，取付工が増加となる。

b）機械装置

在来設計でも変更はない。

c）仮 設 備

在来設計でも変更はない。

(4) 電気関係

a）水車発電機

余水路省略に伴う，水車本体増強，直流電源装置増強分を除去した。

b）諸 設 備

余水路省略に伴う施設である取水口予備電源装置を除外した。

(5) 建設所運営関係

a）雑　　係

土地補償関係，工事費の増の比率で増額計上した。

b）備　　品

変更はない。

c）委 託 料

余水路省略等実証試験委託料を除外した。

(6) 建設中利子

各項目の増減額を実績資金繰表に割振り，建設中利子を算出した。

3.6.2　事業費の比較及び経済性評価

3.6.1の考え方で在来設計の事業費を算出し，余水路省略・水槽小規模化した実事業費と比較した結果は表－3.6.1のとおりであり，事業費で約289百万円低減された。

表－3.6.1　　余水路省略・水槽小規模化経済性評価総括表

（単位：百万円）

項　　目	事　業　費			摘　要
	ⓐ余水路あり	ⓑ余水路省略	増減　ⓑ－ⓐ	
(1)　土地補償関係	475.3	474.1	▲　1.2	
a．土　　地	7.6	7.1	▲　0.5	
b．一般補償費	467.7	467.0	▲　0.7	
(2)　建物関係	157.1	157.1	0	
c．発電所建屋	91.2	91.2	0	
d．付属建屋	65.9	65.9	0	
(3)　土木関係	9,388.7	8,986.2	▲ 402.5	
①　水　　路	8,399.4	7,996.9	▲ 402.5	
e．取水堰	1,231.1	1,232.2	1.1	
f．沈砂池	810.1	810.1	0	
g．導水路	4,031.6	4,121.2	89.5	
h．水　　槽	399.0	311.1	▲　87.9	
i．水圧鉄管路	1,581.6	1,227.9	▲ 353.7	
j．放水路	88.1	63.4	▲　24.7	
k．雑工事	257.9	231.0	▲　26.9	
②　機械装置	369.0	369.0	0	
l．基　　礎	320.7	320.7	0	
m．諸装置	48.3	48.3	0	
③　仮設備	620.3	620.3	0	
(4)　電気関係	1,520.1	1,648.6	128.5	
n．水車発電機	1,278.7	1,382.0	103.3	
o．諸設備	241.4	266.6	25.2	
(5)　建設所運営関係	922.4	918.4	▲　4.0	
p．雑　　係	673.8	654.2	▲　19.6	
q．備　　品	7.9	7.9	0	
r．委託料	240.7	256.3	15.6	
小　　計	12,463.6	12,184.4	▲ 279.2	
(6)　建設中利子	540.6	530.2	▲　10.4	
計	13,004.2	12,714.6	▲ 289.6	

3.7　総合評価

実証試験は，“平成元年度　大鹿発電所・余水路省略等実証試験実施要領”に基づいて実施した。

実証試験は約1週間に亘って行われ，試験期間中の使用水量はQ＝ 2.6㎥／ｓ～Q＝4.4㎥／ｓ（最大使用水量Q_{max}=4.5㎥／ｓ）であった。

試験項目の中で特筆すべき点を以下に述べる。

河川水位上昇試験では，試験当日の流量が最大使用水量を下回ったため，最大使用水量時に換算すると，河川水位上昇の規制値30㎝／30分を超えることが判明したので，ゲート操作パターンの見直しを行った。

従来，ペルトン水車の制御はニードルにより揃速制御を行っているが，余水路を省略した場合はデフレクタに揃速制御機能をもたせる必要が生じる。ペルトン水車では，デフレクタの微調整による揃速制御が難しいと考えられていたが，再並列確認試験の結果，デフレクタによる揃速制御は，予想よりスムーズで，従来と同様の運転ができた。これは，流入量がほぼ一定であったため，ニードル開度が一定で水圧の変化がほとんどなく，水理的にデフレクタがハンチングすることなく制御できたためと考えられる。

実証試験の結果は，試験の目的を十分満足するものであったが，試験は短期間で行われたため，長期的観点から次に掲げる点が今後の課題として挙げられる。

(1)　取水停止について

余水路省略に伴い，トンネル内への流入土砂及びヘッドタンクの堆砂を軽減することが重要なこととなる。したがって，適正な取水停止操作パターンを，今後の出水時並びに洪水時において，引き続き調査することが必要となる。

(2)　デフレクタの摩耗について

試験期間中のデフレクタ放流時間は3時間弱であり，この時のハウジングの壁面，デフレクタチップなどに異常は見られなかったが，当地点は土砂混入の多い荒れ河川のため，今後数年を対象とした定期点検等により，長期に亘るデフレクタの摩耗等を確認する必要がある。

第９章　水圧鉄管メカニカルジョイント

１．構造と特徴 …… 389
1.1 ＭＭジョイントの概要 …… 389
1.2 ＭＭジョイントの構造 …… 389
1.3 ＭＭジョイントの特徴 …… 391

２．信頼性の検証 …… 393
2.1 管の真円度 …… 393
2.2 管路の角変位 …… 393
2.3 動的変位追従性 …… 393
2.4 鉄管外面の塗装条件 …… 395
2.5 外気温条件（低温状態） …… 395
2.6 パッキングの経年変化 …… 395

３．規　　格 …… 398

４．設計・施工例 …… 398
4.1 固定台を省略したベンド管 …… 398
4.2 凹凸のある管路への適用 …… 405
4.3 耐震設計 …… 405

５．使用実績 …… 414

６．実工事における経済比較 …… 415
6.1 発電所概要 …… 415
6.2 水圧鉄管路の数量及び経済比較 …… 415

７．留意点 …… 415

1．構造と特徴

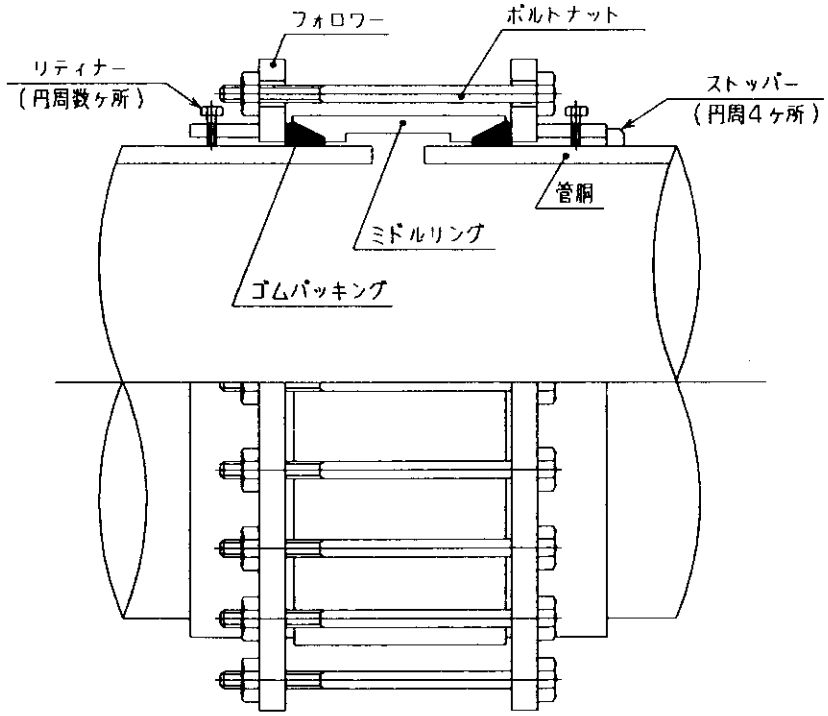
1．1　MMジョイントの概要

水圧鉄管及び余水管の現地据付工法は，そのほとんどが溶接継手であり，現地据付工程の大部分を占めているのが現状である。今回開発したメカニカル継手（MMジョイント）は，高い水圧（100kgf/cm^2）に対して水密性を確保しつつ，現地での円周溶接継手を省略し，据付作業の簡素化，工程短縮を狙いとしたものであり，溶接継手方式に比べ据付工期を約１／２に短縮できるほか，固定台に作用する荷重が小さくなり簡素化された固定台の設計が可能となる。また、角折れに対する追従性を利用し，地山の原形に沿った管路の設定も可能になり，地山の掘削量を大幅に減少させることができる。このように，中小水力水圧鉄管の鉄管工事費だけでなく土木工事費を大幅に低減させることができる。

1．2　MMジョイントの構造

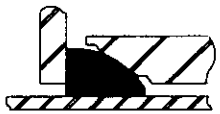
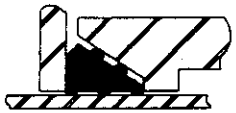
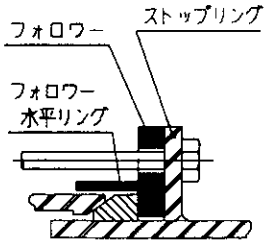
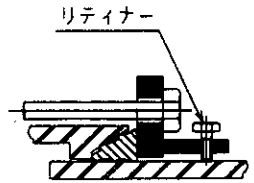
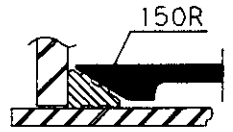
MMジョイントは図－１．１に示すように海外において使用実績の多いスリーブ形式を基本形として開発されたものであり，ミドルリング，ゴムパッキングおよびフォロワーと，それらを連結するボルト・ナットから構成されている。フォロワーには管胴とMMジョイントの位置関係を調整するためのリティナーが，また，管胴にはMMジョイントの位置を確保するためのストッパーがそれぞれ設けられている。

従来型カップリングとMMジョイントとの構造比較を表－１．１に示す。



図－１．１　MMジョイントの構造

表－１．１　従来型カップリングとMMジョイントとの比較

構　成	従　来　型　（形　状）		MMジョイント　（形　状）	
ゴムパッキング	下記理由から鋼とゴムの高い接触圧力（＝水密性）が得られない。 （１）ゴムパッキングは締付られると容易に断面形状の変化をきたす。 （２）鋼との接触面が平面である。		１．断面形状の変化の少ない封じ込め式とした。 ２．鋼との接触面に突起を設け高い接触圧力が得られるようにした。	
フォロワー	水平リングがフォロワーの内側に取付いているため次の欠点がある。 （１）ゴムパッキングの締付状態を監視できない。 （２）水の漏洩個所が判別しにくい。 （３）締付けボルト位置が高くなり、ゴムパッキング締付力が低下し、ゴムパッキングを円周上均等に締付けることが困難である。		水平リングを外側に取付けることにより次の特徴がある。 （１）ゴムパッキングの締付状態が監視できる。 （２）漏洩個所を容易に発見できるので、増締めを必要とする個所を容易に決定できる。 （３）ボルトの締付位置が低いため、ゴムパッキングの締付力が大きく、ゴムパッキングを円周上均等に締付けることができる。	
ミドルリング	１．ゴムパッキングの位置を固定しにくい。 ２．ゴムパッキングが変形し易く、水密性が悪い。		１．ゴムパッキング上面の当り面に１５０Ｒの曲率をつけゴムパッキングの締付効果をあげ、はみだし傾向を抑えた。	

1．3　MMジョイントの特徴

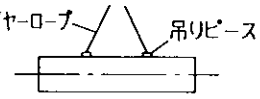
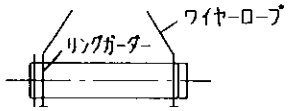
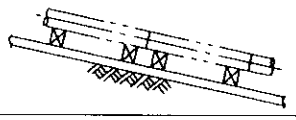
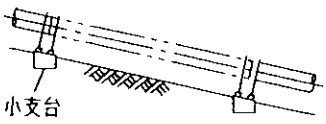
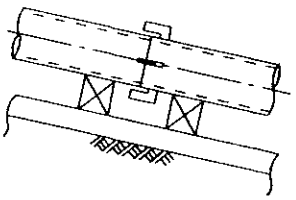
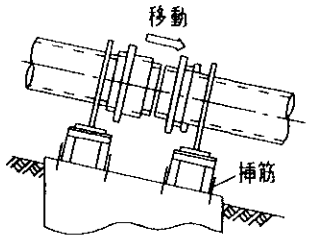
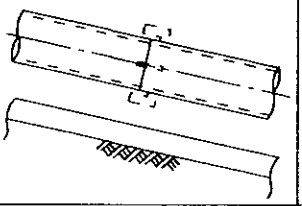
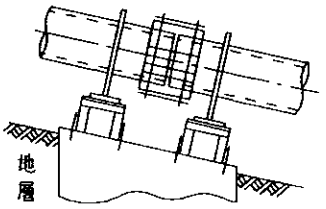
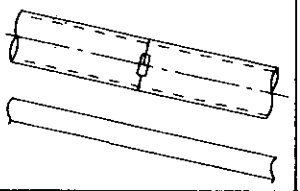
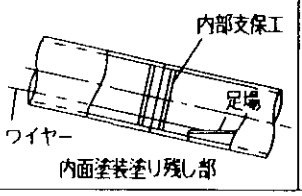
(1) 水密性が高い

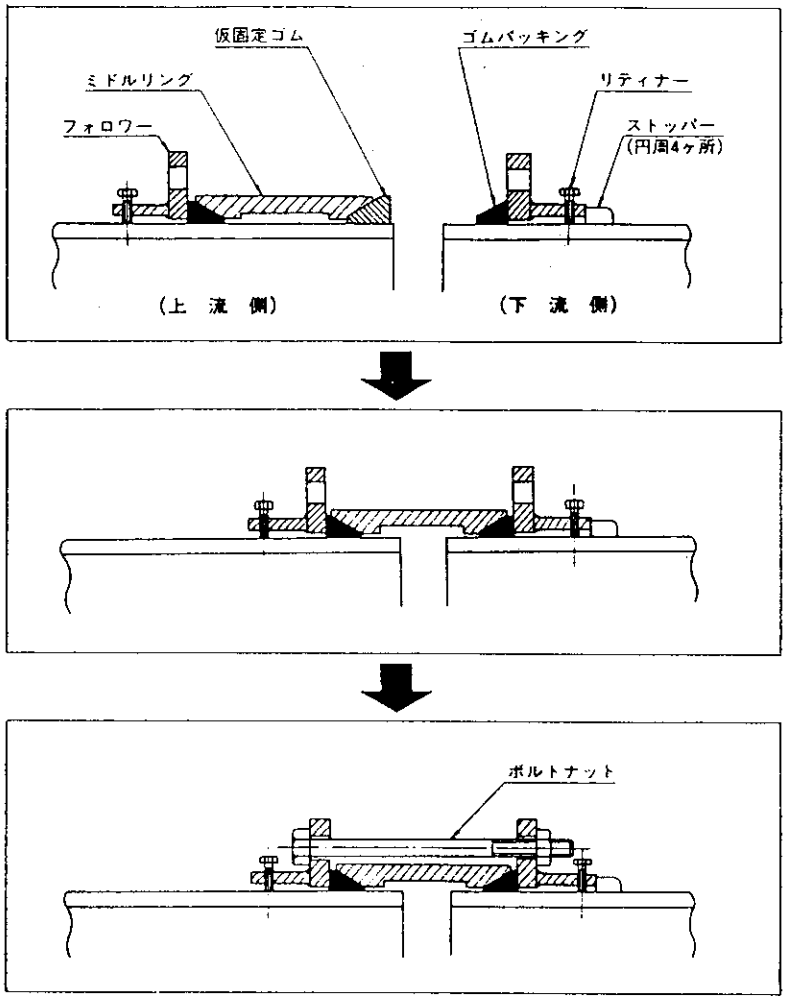
ゴムパッキングには，ミドルリング及び管胴との接触面に突起を設け高い接触面圧が得られる形状とし，また，ミドルリングの形状を改良することにより，検証試験で100kgf/cm^{2}の水圧まで止水できることを確認した。

(2) 据付工期の短縮

現地溶接作業がなくなることにより，それに伴う非破壊検査および塗装作業が不要となると共に組立作業が容易である（目視によるフォロワー面間距離の締め付け管理のみ）ことにより，鉄管の現地据付工程が約１／２に短縮できる。溶接鉄管との据付作業工程の比較を表－１．２に示す。また，MMジョイントの現地組立要領を図－１．２に示す。

表－１．２　作業工程比較

全溶接鉄管		MMJ継手鉄管	
据付位置への搬入		据付位置への搬入	
据付用架台の設置		測量時据付用架台を据付けておく。	
据付・芯出し 溶接治具取付 肌合せ、仮付		芯出しカップリングの移動	
溶接治具撤去 円周継手本溶接		ボルト本締め	
X線検査			
管内支保工撤去 内面タッチアップ塗装			



STEP-1. MMジョイントの装着

工場でＭＭジョイントを上流側、および下流側に各々装着して発送する。

STEP-2. MMジョイントの取付

上流側に設置したＭＭジョイントを下流側に移動し、所定の位置にセットする。

STEP-3. パッキングの締付

リティナーボルトにより、フォロワーの位置を調整し、ゴムパッキングをボルト、ナットで均等に締付ける。

図－１．２　据　付　要　領

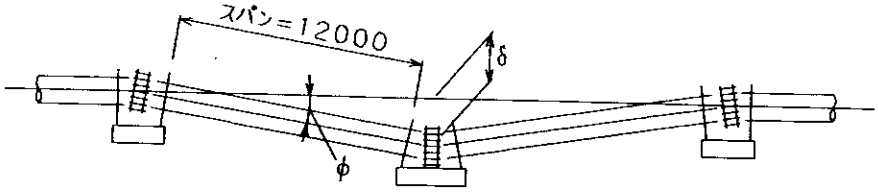
(3) 土木工事費の節減

ＭＭジョイントは継手位置で不連続で各単位管がそれぞれ独立しているため，固定台に作用する荷重が低減され固定台を軽量化できると共に，継手位置での角折れを５°まで吸収できるため，地形に沿った管路を選定することが可能となり，鉄管路の土木掘削量を減少でき土木工事費の低減が図れる。

(4) 軟弱地盤にも対応可能

ＭＭジョイントは角変位及び管軸方向変位を吸収できるため（検証試験では５°の動的角変位及び３０㎜の動的軸変位で100kgf/cm^{2}の水圧に対する水密性を確認），管路に不等沈下が生じても追随でき軟弱地盤上でも施工可能である。また，単位管ごとに独立しているので溶接管における連続梁としての付加応力も生じない。

図－１．３に角変位と不等沈下量の関係を示す。



角 変 位 ； φ1°の場合・・・・・沈下量 ； δ=210mm
φ3° 〃 ・・・・・ 〃 ； δ=628mm

図－１．３ 不等沈下量

２．信頼性の検証

ＭＭジョイントの水密性については，継手自身の構造形式により大きく左右されるが，それ以外に下記の条件によっても影響を受けることが考えられる。

• 管の真円度 • 管路の角折れ • 動的変位追従性（角変位及び軸変位）
• 鉄管外面の塗装条件 • 外気温条件（低温状態） • パッキングの経年変化

上記条件に対し，実機モデルを製作し検証試験を実施したのでその結果を以下に述べる。

２．１ 管の真円度

水門鉄管技術基準の規定（第１章第３２条及び第４章第２８条）により，鋼管メーカーに於いては実際の鉄管の真円度をＤ／４００程度に設定して品質管理が行われているのが一般的である。一方、ＪＩＳ規格管の場合，管端の真円度はＤ／２００（ＳＴＰＹ）と規定されている。そこで，真円度をＤ／２００とした鉄管について水圧テストを実施した。

この結果，管胴の偏平化によりゴムパッキングの接面圧力が低くなり，水密性は70kgf/cm^{2}であったが，今回の試験条件では，管に対しては外圧作用となっていることから，実際の使用条件では内圧により管の偏平化は矯正される傾向にあることにより，水密性はこの値よりも上昇するものと考えられる。

以上の検討により，ＪＩＳ規格管を使用する場合でも（即ち，真円度がＤ／２００程度でも），特記仕様を付すことなく，高い水密性は十分確保できるといえる。

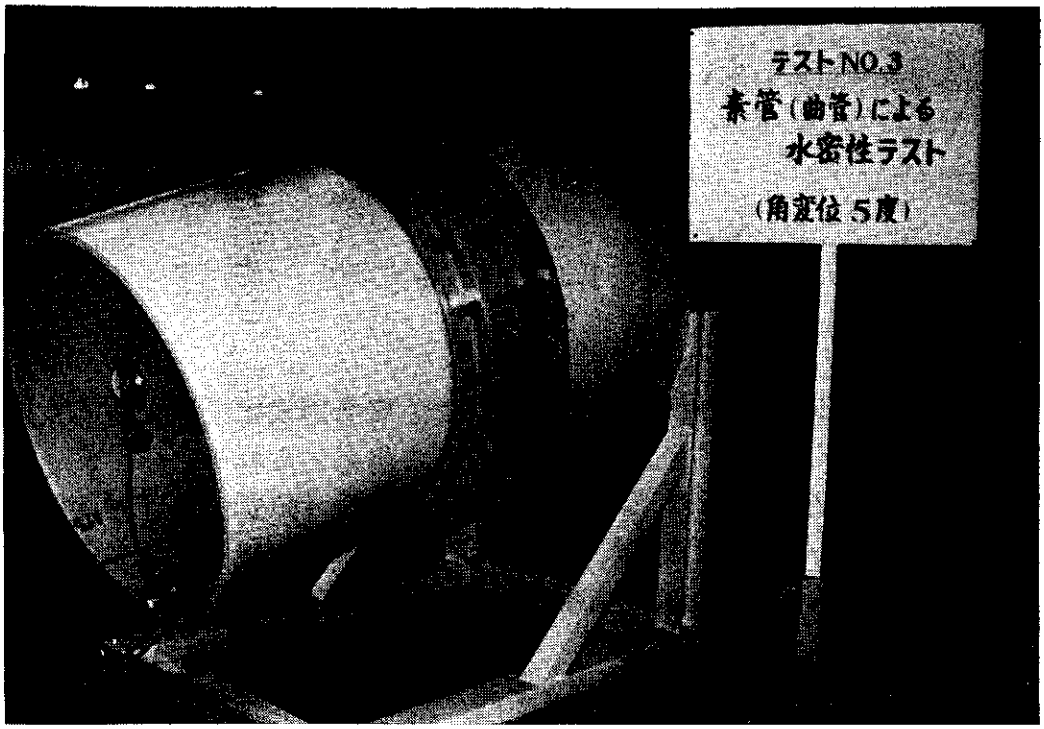
２．２ 管路の角変位

地形に沿った曲がりを有する管路への適用性を検証するため，３° 及び５° の角折れを持つ曲管に対して水圧テストを実施した。その結果水圧100kgf/cm^{2}に対しても十分な水密性を有することが確認できた。写真－２．１に角折れを与えた水密試験の状況を示す。

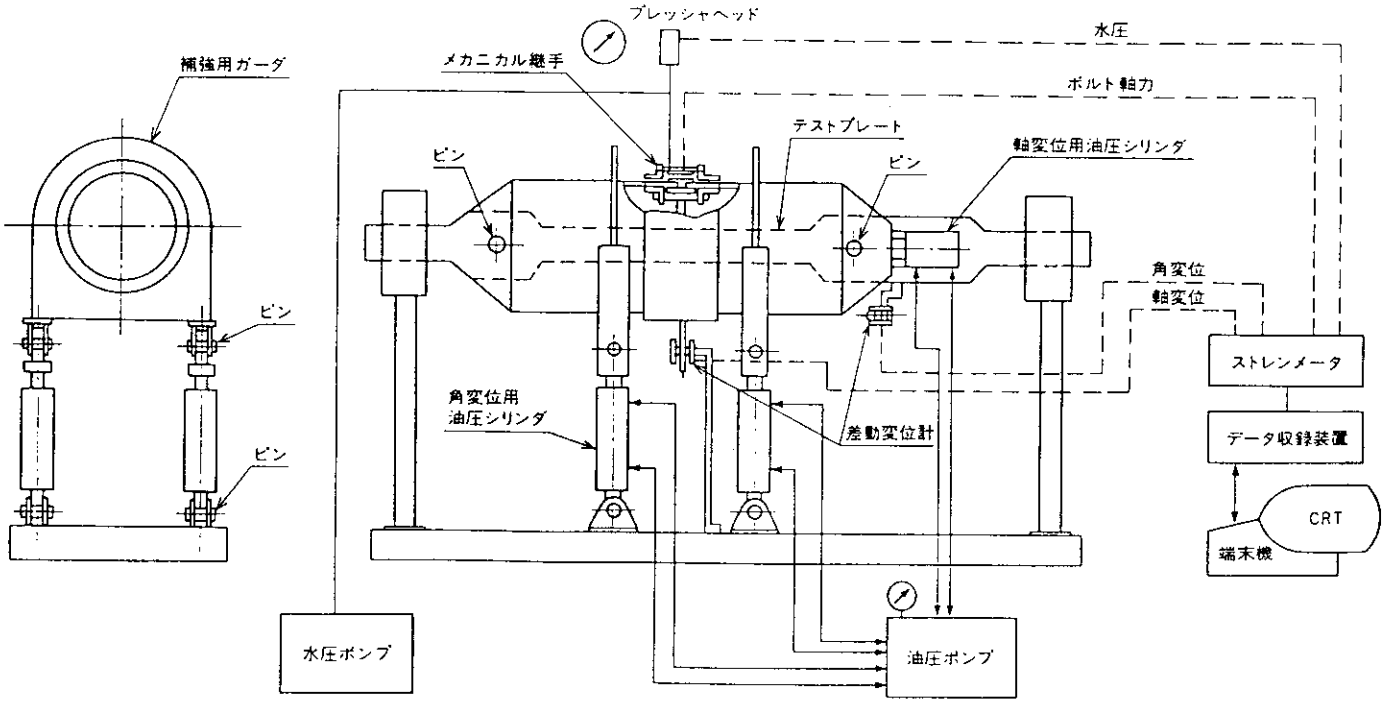
２．３ 動的変位追従性

支台の不等沈下，地震時の変位及び温度変化によりＭＭジョイント部に角変位及び軸変位が生じることが考えられる。このような実用状態でのＭＭジョイントの止水性を検証するため，水圧負荷と継手部の角変位又は軸変位を同時に与えられる試験装置を開発した。試験装置は，図－２．１に示すように管の内周側にもＭＭジョイントを併用し，管端部のエンドフォースを最小限にするとともにフレキシビティを有する装

置とした。



写真－２．１　角変位による水密テスト

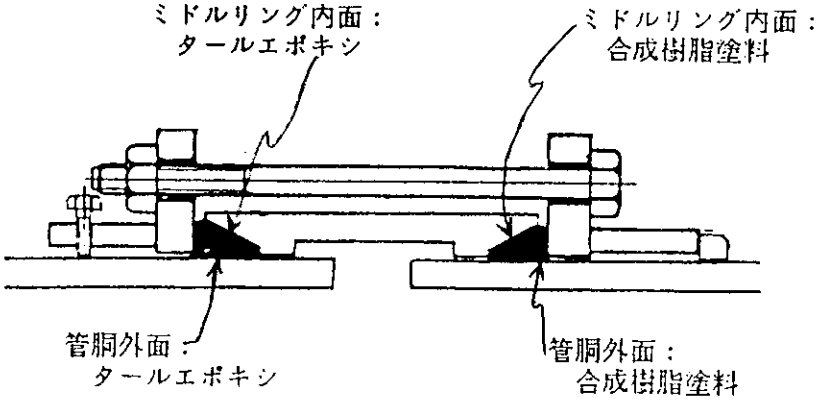


図－２．１　動的試験装置系統図

角変位と軸変位の負荷は各々油圧シリンダで与え，差動変位計で測定して記録した。試験の結果は，水圧100kgf/cm^{2}の下で，設計上想定した最大角変位5°や軸変位３０ｍｍを与えた場合でもリークの発生は皆無であり，実用状態でのシール性を十分評価することができた。また，試験中のボルト軸力の変化も規定値の±２０％以下となり，フレキシビリティを要求される継手としての健全性も証明できた。

２．４　鉄管外面の塗装条件

これまでの水密性の確認試験は，ＭＭジョイントおよび管胴のゴムパッキング接触面には何ら塗装は施さずに実施したものである。そこで塗装による水密性に対する影響を確認するために，図－２．２に示すような塗装条件に対して水圧テストを実施した。その結果，100kgf/cm^{2}に対しての水密性が確認され，塗装条件による水密性の低下はないことがわかった。



図－２．２　塗装仕様

２．５　外気温条件（低温状態）

外気温が低温状態になった場合，水圧鉄管の使用条件に対して，ＭＭジョイントの水密性を確認する為に図－２．３に示すような条件に対して試験を行った。試験装置概念図を図－２．４に示す。試験の結果水漏れは生ぜず，低温状態でもゴムパッキングは十分水密性を確保することが確認できた。

２．６　パッキングの経年変化

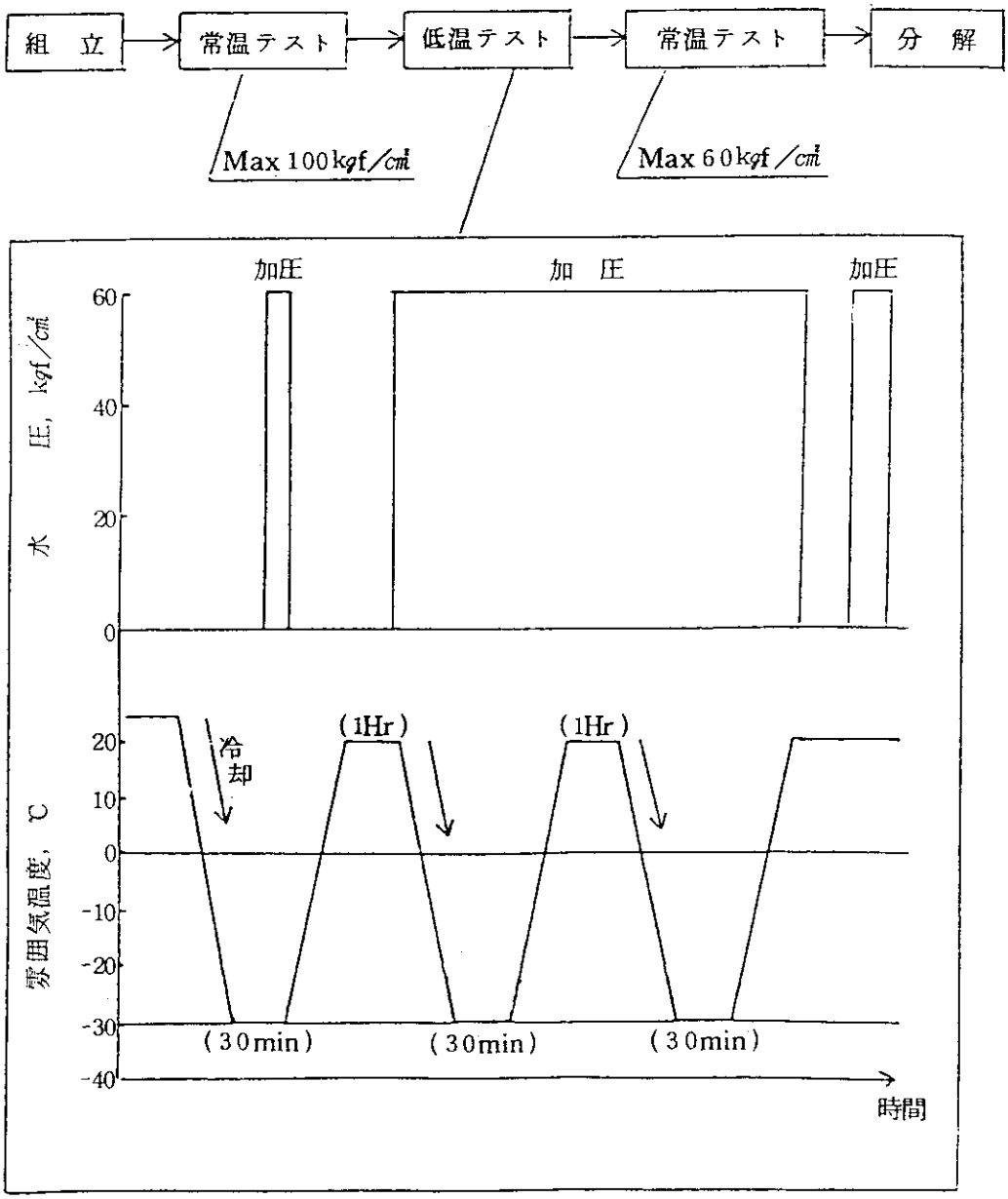
材質がゴムであるパッキングは応力緩和及び摺動劣化等が経年変化を与える要因として考えられる。

応力緩和は，温度，水圧，初期締め付け力及び材質変化の影響によりゴムの圧縮永久ひずみを起こしパッキングの面圧が低下するものである。摺動劣化とは管軸方向変位の繰り返しにより，管胴とパッキングとの間の摩擦力によってパッキングが摩耗しパッキングの断面径が小さくなる現象であり，結果的にボルトの軸力が低下して漏水が発生するものである。

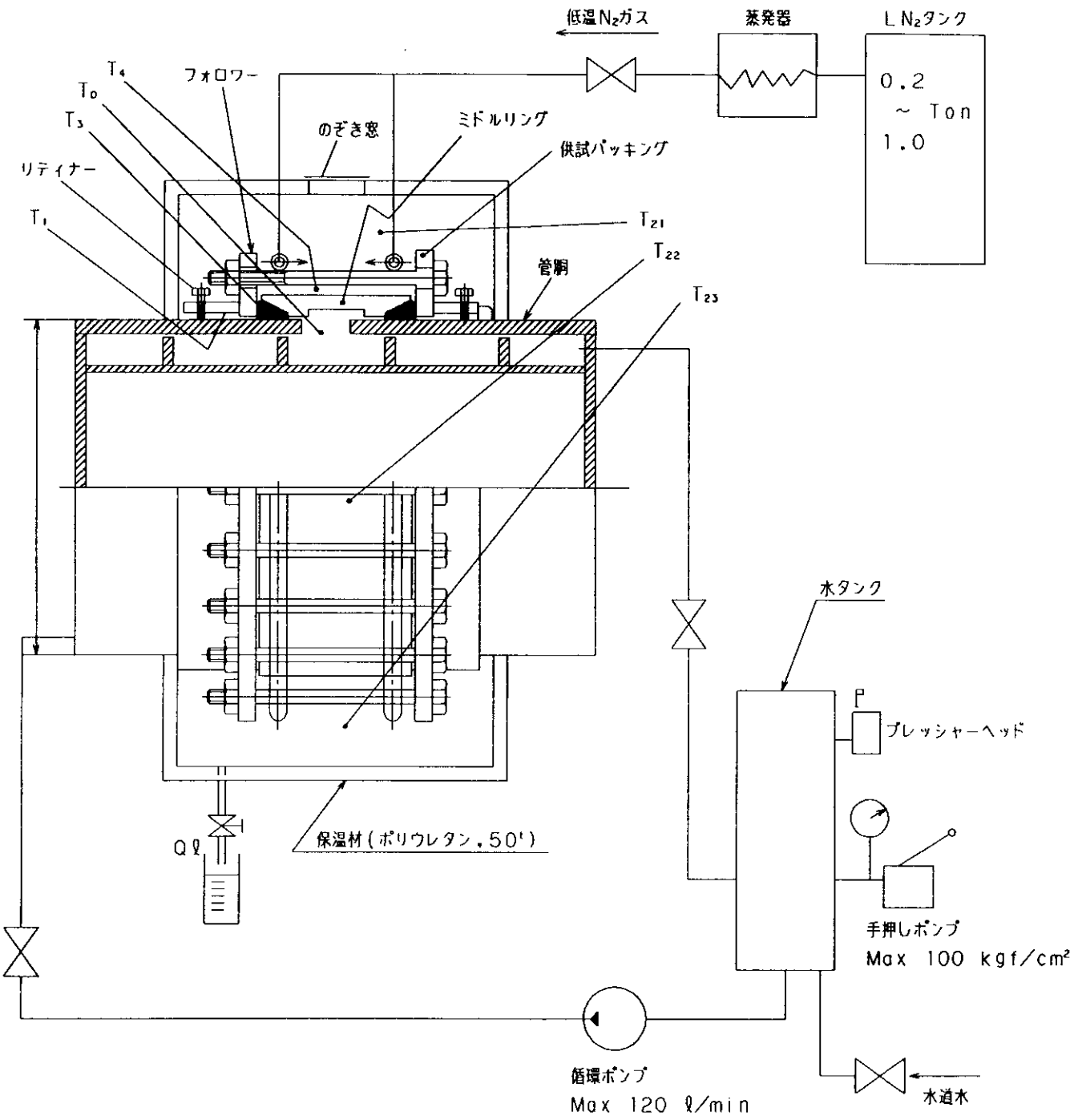
- 応力緩和：ＪＩＳ　Ｋ　６３０１に基づくゴムの物性試験をした結果，応力緩和量はほぼ２０％以下で一定値となった。また，ＭＭジョイントを組立て，水圧を負荷した状態で，ボルト軸力の変化を１０００時間にわたって測定した結果，締め

付け後５時間までに初期締め付けの約８％軸力が低下したが，その後はほぼ一定値で推移した。また，試験後の加圧サイクル負荷時にもリークの発生はなく，応力緩和による止水性低下はないことが確認された。

- 摺動劣化：断面形状をパッキングに合わせた長さ１００ｍｍのテストピースを用いて摺動劣化の確性試験を実施した。劣化状況は試験中の摺動抗力や内部温度及び試験後の表面状態から評価した。この結果，鉄管表面にタールエポキシ樹脂塗装を施工したものとの組み合わせでは安定した摺動を示し，試験後の表面にはほとんど摩耗は見られず健全であった。一方，亜鉛溶射処理のものは摩耗が著しく途中で試験を中止した。この原因は，亜鉛溶射のためのブラスト処理がパッキングの摺動抵抗を大きくしたためである。



図－２．３　低温試験条件



図－２．４　低温試験装置系統図

３．規　格

ＭＭジョイントの標準仕様（規格）は以下の通りである。

(1) 適用

ＭＭジョイントは下記仕様の水圧鉄管に使用するものとする。

(a) 管外径：φ７００～φ２０００㎜

(b) 内　圧：０～４０kgf/cm^2

(2) ゴムパッキング

ＭＭジョイントに使用するゴムパッキングの標準仕様は下記による。

(a) ゴム材質：クロロプレンゴム

(b) 硬　　度：Ｈｓ＝７０

(C) 伸　　び：２５０％以上

(d) 圧縮永久歪率：２５％以下

(3) 製作精度

(a) ミドルリング：機械加工面に対し±0.5㎜

(b) フォロワー　：直径公差 -0～+1.0㎜

(4) 塗装

ＭＭジョイントの塗装仕様は，ミドルリング内面には管胴内面の塗装仕様，ミドルリング外面及びフォロワーには管胴外面の塗装仕様を適用するものとする。

(5) 検査及び試験

ミドルリング及びフォロワー溶接部は水門鉄管技術基準に準拠して非破壊検査を行う。非破壊検査に合格したＭＭジョイントは管径ごとに全数量の５％について水圧テストを実施する。

水圧テストは別途用意したテスト管に装着して加圧し，漏れのないとき合格とする。

テスト圧力は水門鉄管技術基準第３３条（水圧試験等）に準拠し設計内圧の１．３倍とする。

(6) 標準設計

ＭＭジョイントの標準設計を表－３．１および表－３．２に示す。

４．設計・施工例

水圧鉄管路にＭＭジョイントを用いた設計・施工の実施例を以下に示す。

４．１　固定台を省略したベンド管

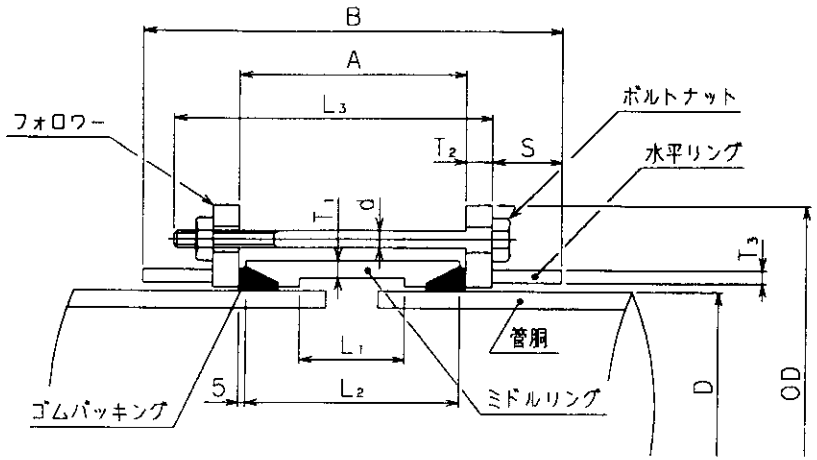
ＭＭジョイントを使用した水圧鉄管は各単位管毎にそれぞれ独立して小支台で支持されている為，管軸方向力が小さくなり固定台は不必要となり小支台で設計可能である。

写真－４．１に，ＭＭジョイントを用いることにより下向き凸ベンド管部の固定台を省略した実施例を示す。本水圧管路には，８箇所の下向き凸ベンド部（折れ角度：３°～１０°）があるが，すべて固定台を省略している。図－４．１に本水圧管路の縦断面図を示す。

固定台を省略した下向き凸ベンド管の梁としての管軸方向応力の照査は，例えば図－４．２に示すように単純梁として扱うことが出来る。ただし，折れ角度が大きい場合には，曲管部に作用する不平均力が大きくなり管胴板厚を大きくするなどの

表－3．1　MMジョイントの標準設計

（ミドルリング，フォロワー，ボルトナット）



単位：mm

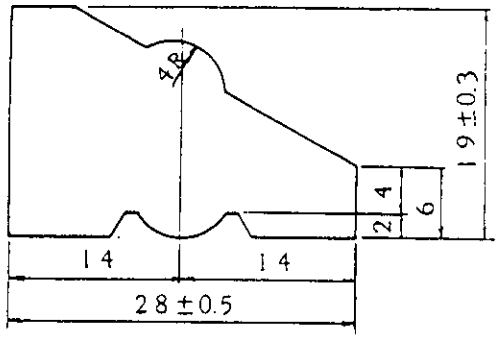
管外径 D	設計圧力 kg/cm²	管胴 (SS41)	ミドルリング（SS41）			フォロワー（SS41）				ボルトナット（SS41）			組立寸法		ゴムパッキングのタイプ
			L_1	L_2	T_1	OD	T_2	S	T_3	d	L_3	本数	A	B	
700	10	6	100	180	15	872	12	65	12	20	270	16	190	344	Ⅰ
	20	8		180	15		16		12	20	270		190	352	Ⅰ
	30	11		200	21		19		16	20	300		210	378	Ⅱ
	40	13		200	21		19		16	20	300		210	378	Ⅱ
1000	10	6		180	15	1172	12		10	20	270	20	190	344	Ⅰ
	20	10		200	21		16		12	20	290		210	372	Ⅱ
	30	14		200	21		19		16	20	300		210	378	Ⅱ
	40	18		200	21		22		16	20	300		210	384	Ⅱ
1500	10	8		180	15	1672	16		12	20	270	28	190	352	Ⅰ
	20	14		200	21		19		16	20	300		210	378	Ⅱ
	30	20		200	22		22		16	20	300		210	384	Ⅱ
	40	26		200	29		22		16	20	300		210	384	Ⅱ
2000	10	10		200	21	2172	16		12	20	290	36	210	372	Ⅱ
	20	18		200	21		19		16	20	290		210	378	Ⅱ
	30	26		200	29		22		16	20	300		210	384	Ⅱ
	40	34		200	38		22		16	20	300		210	384	Ⅱ

ミドルリングのゴムパッキング当り面には150mmの曲率を付すること。

表－3．2　ゴムパッキング

（ゴムパツキング）

TYPE－I

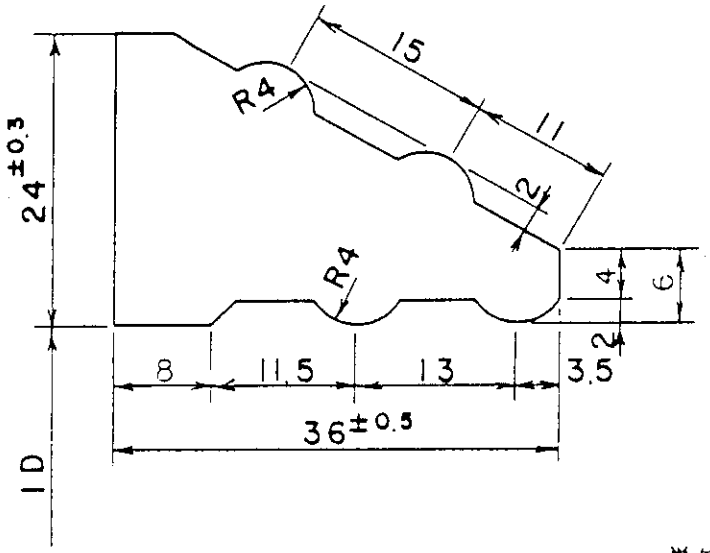


単位 mm

管外径 OD	ゴムパツキン 内径 ID	ゴムパツキングの材質
700	691	ｸﾛﾛﾌﾟﾚﾝｺﾞﾑ
1000	987	〃
1500	1481	〃
2000	1974	〃

（ゴムパツキング）

タイプ－II



単位 mm

管外径 OD	ゴムパツキン 内径 ID	ゴムパツキングの材質
700	691	ｸﾛﾛﾌﾟﾚﾝｺﾞﾑ
1000	987	〃
1500	1481	〃
2000	1974	〃

配慮が必要となることがある。



写真－４．１　固定台を省略したベンド管

記号の説明：

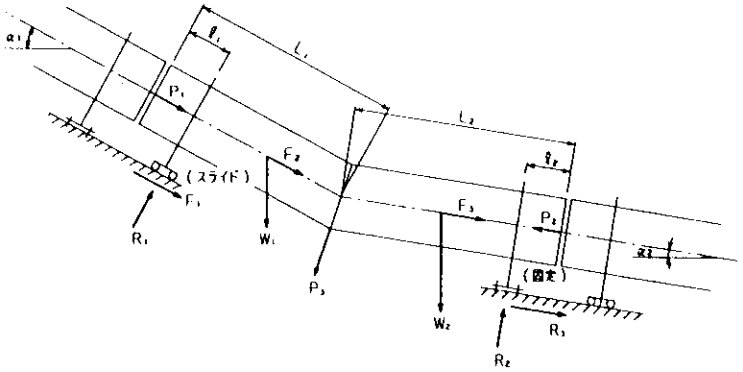
P1,P2=　（継手部管胴板厚に作用する内圧による推力）
　　＋（継手の摩擦力による推力）
P3=　（曲管部に作用する遠心力）
　　＋（曲管部に作用する不平均力）
W1=　（管自重）＋（管内水重）
F1=　支承部摩擦力による推力
F2,F3=　管内水流の摩擦による推力
R1,R2=　支承部の垂直反力
R3=　固定支承部の管軸方向反力

計算式：

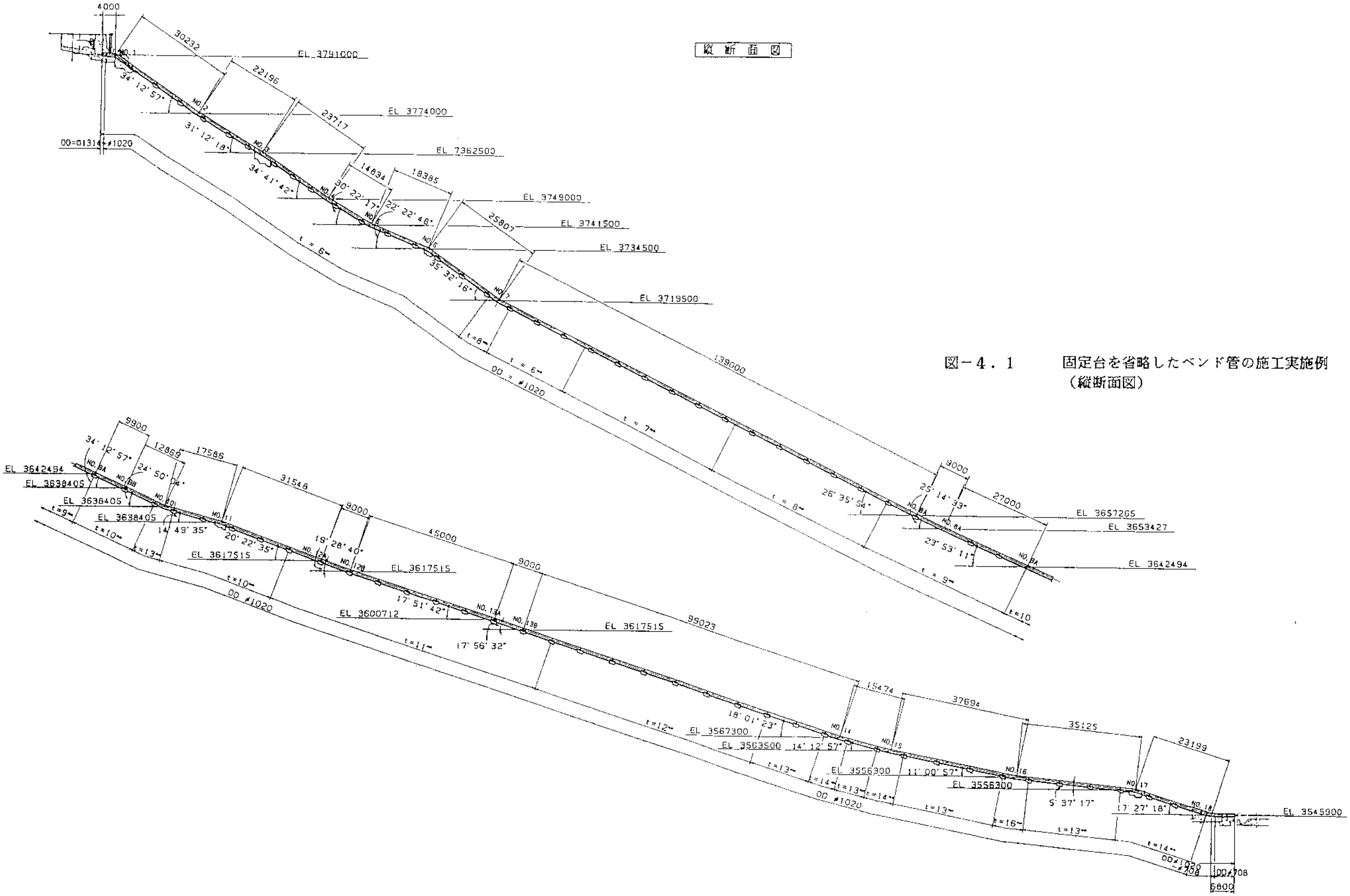
$\Sigma H = 0$

$\Sigma V = 0$

$\Sigma M = 0$



図－４．　２　　固定台を省略した場合の計算モデル



図－4．1　　固定台を省略したベンド管の施工実施例
（縦断面図）

４．２　凹凸のある管路への適用

地山の地形に沿った管路への適用例として下記の２例を示す。

(1) 上に凸管路への適用

上に凸管路へMMジョイントを適用した実施例の縦断面図を図－４．３に示す。本水圧管路のIP-1固定台～IP-2固定台間は緩やかな曲線管路であるが，この間の各単位管は全て直管で構成され，折れ角をMMジョイント部の角折れで吸収することで，地山ラインに沿った管路を可能にし土木掘削量の低減を図っている。

設計計算においては，MMジョイント部に作用する上向き不平均力によって小支台部に負の反力が生じないことを一つの目安とした。

(2) 下に凸管路への適用

下に凸管路へMMジョイントを適用した実施例の縦断面図を図－４．４に示す。この場合も上に凸の場合と同様に各単位管は直管で構成されMMジョイント部の角折れで吸収している。本水圧管路の折れ角はいずれも約2°である。角折れに対する止水性は検証試験において5°まで確認しているが，実際の施工では，管径及びミドルリングの寸法などから定まる幾何学的な許容折れ角度について照査しておく必要がある。

４．３　耐震設計

(1) 概要

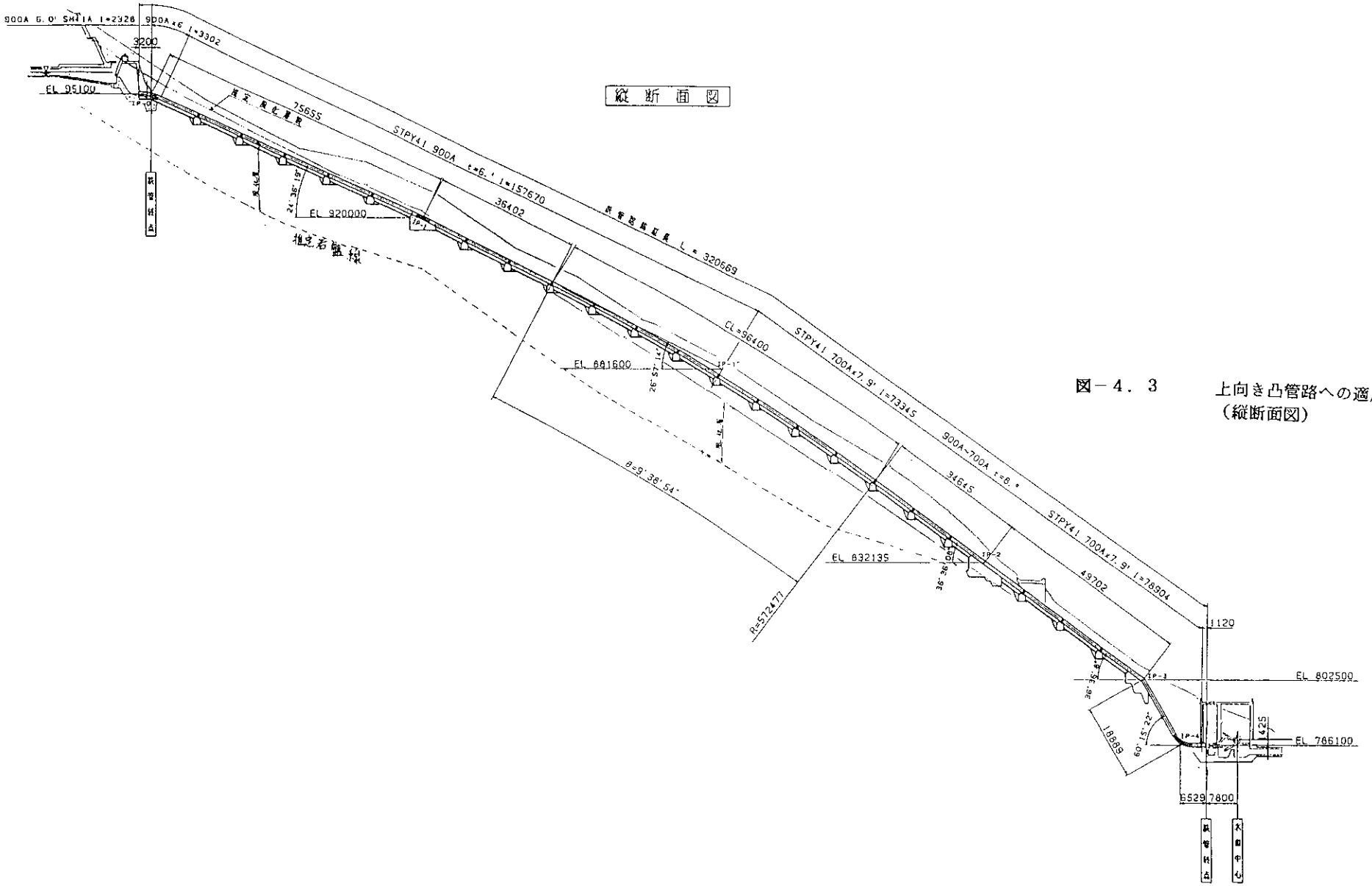
水圧鉄管にMMジョイントを採用した場合，地震時の管路の安全性を表－４．１に示す項目について検討した。耐震解析手法には，静的解析（静的震度法）及び動的解析（応答スペクトル法および正弦波による変位法）を用い，以下の結論を得た。

表－４．１　地震時の安定性

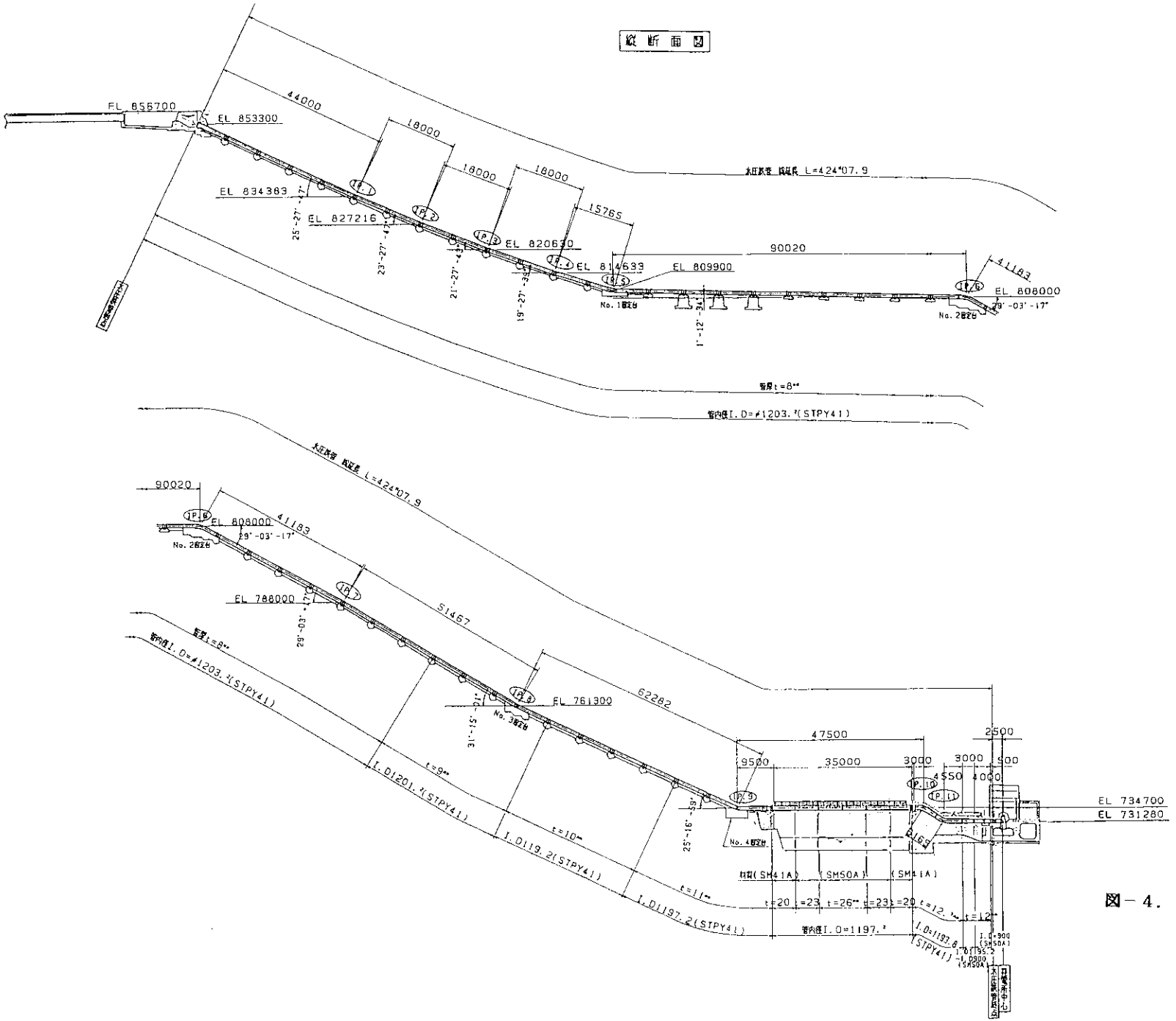
No	検　討　項　目	判　定　基　準
1	MMジョイント部の相対角変位	3°以内
2	MMジョイント部の管軸方向相対変位	±２０㎜以内
3	水圧鉄管の応力	許容応力の１.５倍以内
4	リングガーダの応力	同　　上

(2) 耐震解析手法

各種解析手法による最大地震応答値を比較した結果を図－４．５に示す。これより，継手部相対回転角は変位法の値を，それ以外の項目は応答スペクトル法の値を用いることにより安全側の評価が得られることがわかる。応答スペクトル法では，地盤と連成を考慮した解析値と，非連成解析値との幅を斜線で示すが，連成解析値の方が大きめの値を示している。しかし，解析に用いた地盤条件は想定



図－４．３　上向き凸管路への適用例（縦断面図）

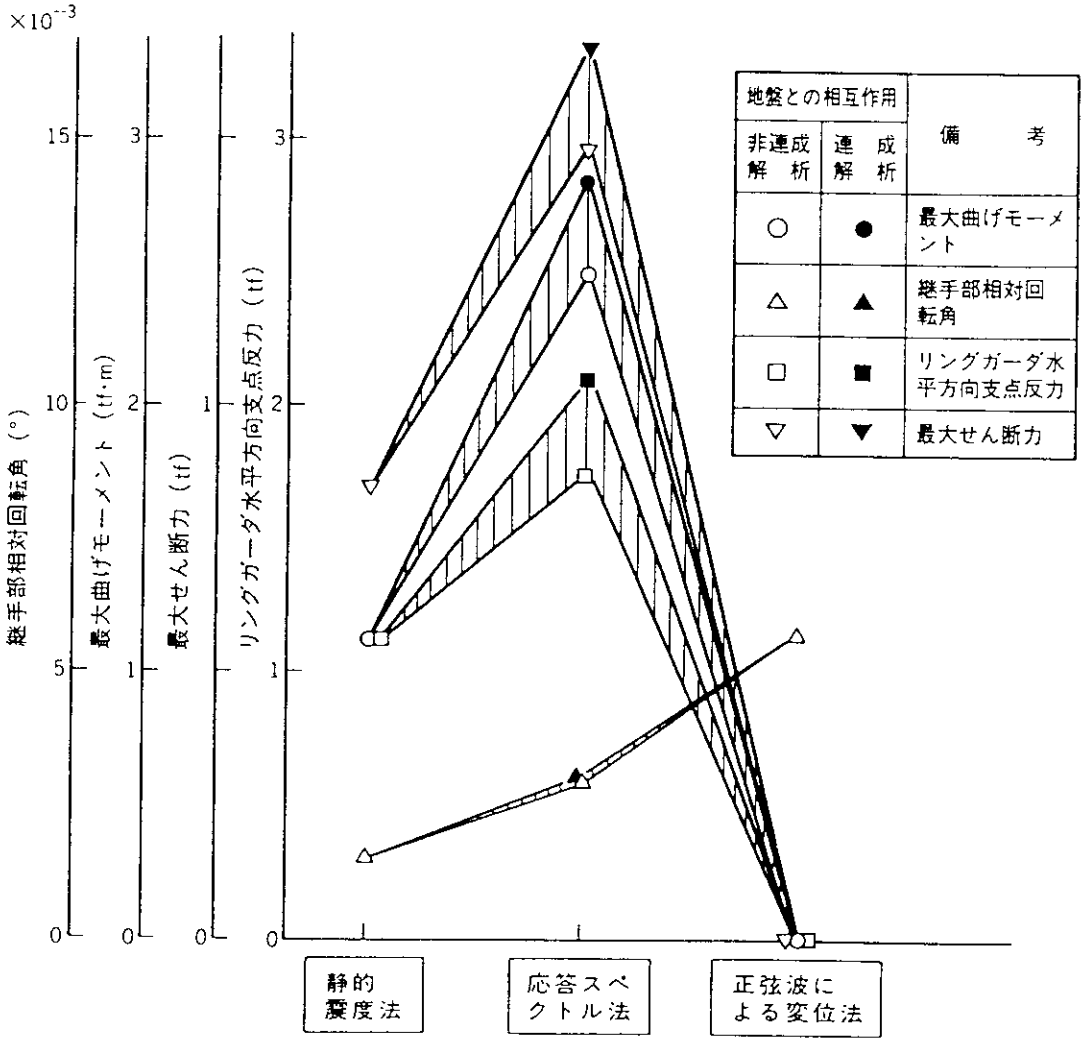


図－４．４　下向き凸管路への適用例
（縦断面図）

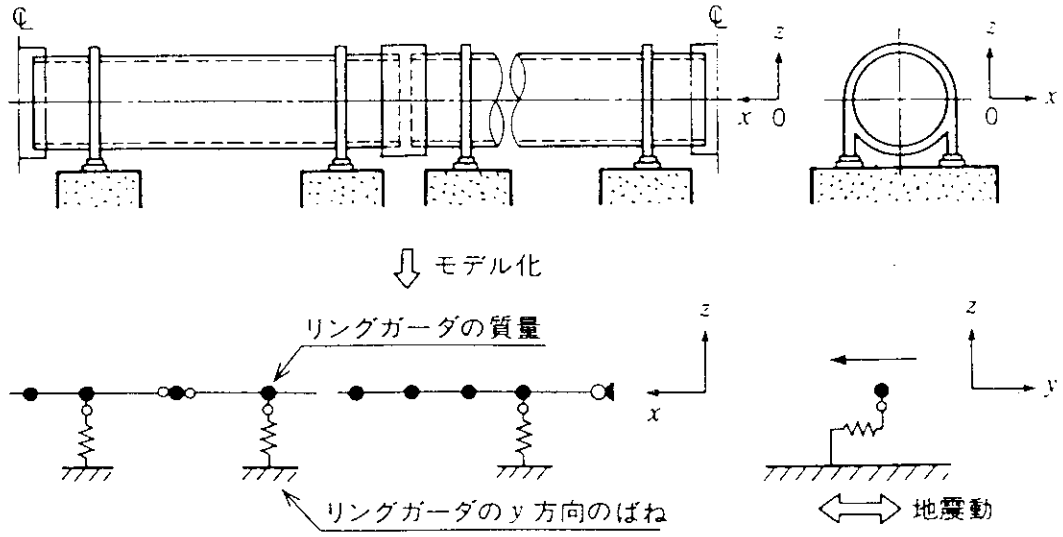
される最も剛性の低い場合であり，地盤の剛性が大きくなるほど斜線に示す差は小さくなることが分かっている。応答スペクトル法による耐震解析モデルを図－４．６に示す。ここで，解析におけるスパン数の影響はほとんどないことが判明しているため，本解析においては，１スパンのみを解析対象としている。

(3) 健全性評価

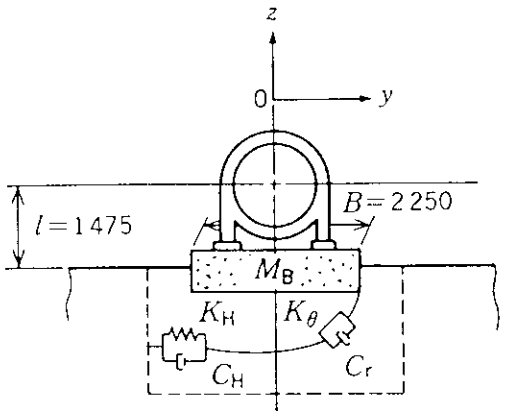
図－４．５から求めた最大地震応答値に自重等の常時荷重による値を加算した応答値と許容値を比較した結果を図－４．７に示す。これより，常時荷重の影響がかなり大きいこと，また，地震荷重を加算した場合の応答値は許容値より十分小さいことより，MMジョイントを使用した水圧鉄管の健全性が検証された。



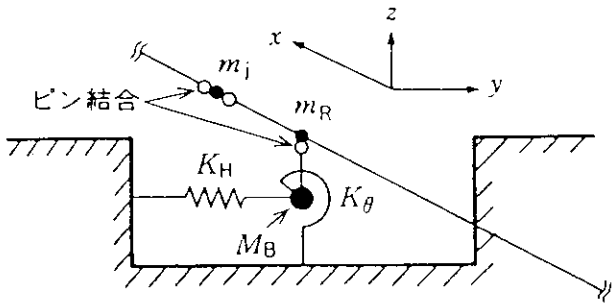
図－４．５　各種解析法による最大地震応答値の比較



(a) 非連成解析モデル化



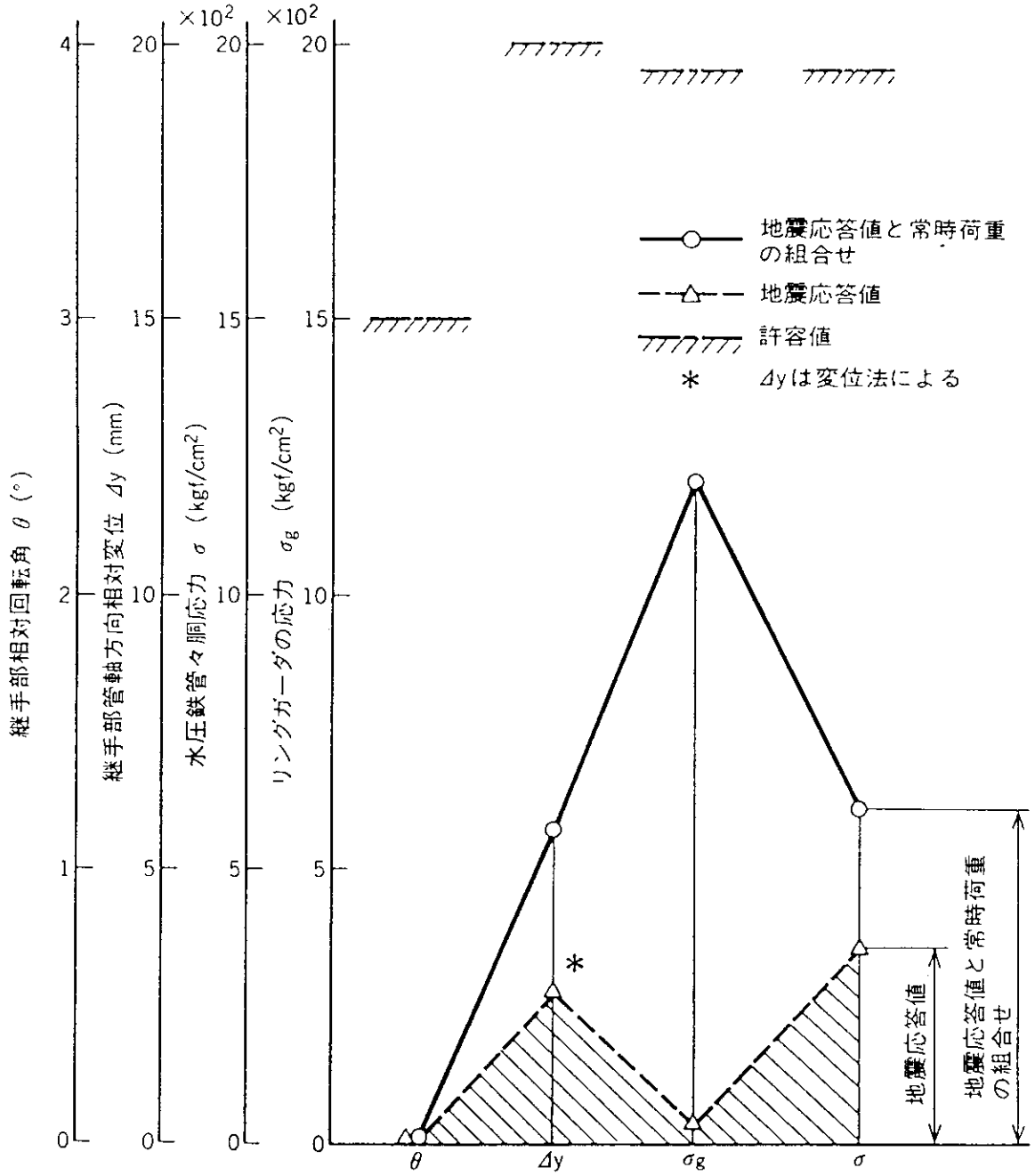
K_θ ：ロッキングばね
l ：水圧管高さ
K_H ：地盤水平方向ばね
M_B ：コンクリート支台の質量
K_R ：リングガーダのばね定数
C_H ：地盤の水平減衰定数
C_r ：地盤のロッキング減衰定数



m_j ：MMジョイントの質量
m_R ：リングガーダの質量
M_B ：コンクリート支台の質量
K_H ：地盤の水平方向ばね
K_θ ：地盤のロッキングばね

(b) 連成解析におけるリングガーダ部の解析モデル化

図－4．6　MMジョイントによる水圧鉄管の耐震解析モデル



図－4．7　　MMジョイントによる水圧鉄管の耐震健全性評価

５．使用実績

表－５．１に使用実績一覧を示す。ＭＭジョイントは，溶接継手に代わる本来のメカニカル継手としてだけでなく，溶接継手水圧鉄管の伸縮管としても使用されており，高圧・大口径（内径φ2850×設計圧40kgf/cm^2，テスト圧49.1kgf/cm^2）の実績もある。

表－５．１　ＭＭジョイントの実績一覧表

施　主	発電所名	直　径	設計圧 (kg/cm^2)	個　数	納入年
北陸電力（株）	折立発電所	φ2000	12.0	4*	1985
三井金属鉱業(株)	ワンサラ発電所	φ1020	28.8	74	1985
北海水力（株）	豊浦発電所	φ2200 φ1200	2.0 2.0	1* 1*	1987
東北電力（株）	一の渡発電所	φ1350	6.0	1*	1987
九州電力（株）	玄海原子力発電所	φ4500	2.0	8*	1987
JR東日本（株）	千手発電所	φ4800	5.0	1*	1988
中部電力（株）	新楠川発電所	φ800	21.0	12*	1988
富山県企業局	大長谷第４発電所	φ900 φ700	17.0 17.0	22 5	1988
岩手県企業局	北ノ又第２発電所	φ1300 φ1200	16.7 16.7	34 9	1989
愛媛県企業局	道前道後第２発電所	φ2000	10.0	1*	1989
スリランカ	サマナラウェア発電所	φ3600 φ3350 φ2850	27.0 36.0 40.0	1* 1* 1*	1991
福井県企業庁	中島第２発電所	φ1200 φ1000 φ 800 φ 700	6.7 9.8 19.4 22.4	16 6 26 3	1992 （予定）

注）＊は伸縮管，可とう管あるいはルーズフランジの目的で使用したものを示す。

６．実工事における経済比較

ＭＭジョイントを使用した某発電所水圧鉄管における経済比較を以下に示す。

６．１　発電所概要

某発電所の概要を表－６．１に示す。また，水圧管路の縦断面図は図－４．４(P381)に示すとおりである。

表－６．１　発電所概要

発電方式	水路式
出力	3,400 kW
最大静水頭	124.420m
最大設計水頭	171.700m
最大使用水量	3.5m^3/sec

６．２　水圧鉄管路の数量及び経済比較

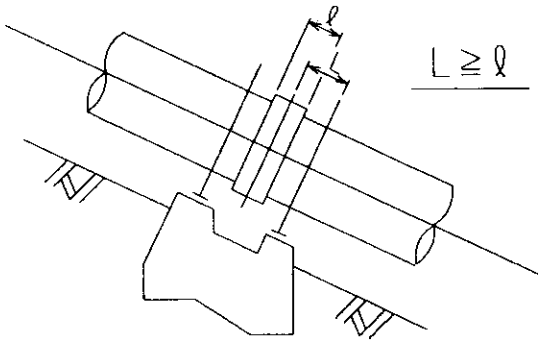
ＭＭジョイント管の工事数量および工事費を，従来の溶接継手を採用した場合の予測値と比較したものを表－６．２に示す。これより，ＭＭジョイントを採用することにより，鉄管工事費だけで約１５％，また，土木工事費を含めた総工事費では約２７％の工事費減となる。

７．留意点

水圧鉄管の現地継手にＭＭジョイントを使用する場合の留意点を述べる。

(1) 鉄管は外径寸法にて規定される。従ってＪＩＳ規格管以外の板巻き管を使用する場合，板厚変化は管内側へ変化させなければならない。

(2) 小支台基礎は，温度変化による支承部摩擦力を相殺し，基礎設計を有利にするため，ＭＭジョイントをはさんで一体基礎とすること，また，鉄管支持部とＭＭジョイントの間隔は図－７．１に示すように取付，取り替えに必要なスペースを確保すること。



図－７．１　小支台部

(3) ＭＭジョイントの取付に際しては，特殊な技術は必要としないが，施工基準に従って円周均等にボルト・ナットを締め付けるように施工管理しなければならない。

表－６．２　工事費比較

			水圧鉄管路		備　考
水圧鉄管工事	継手方法		溶　接	メカニカル	
	水圧鉄管総重量（t）		156.6	165.7	
	現場継手数　（ヶ所）		溶接：　64 ﾒｶﾆｶﾙ：　2	溶接：　13 ﾒｶﾆｶﾙ：　43	ｽﾊﾟﾝ 溶接 =6.0m ｽﾊﾟﾝ ﾒｶﾆｶﾙ=9.0m
	伸縮管個数　（個）		4	0	
	固定台数　（ヶ所）		4	4	
	小支台数　（ヶ所）		54	37	
	鉄管工事費　（千円）		153,200	129,900	製作・据付
土木工事	掘削土量　（m^3）		10,118	5,790	
	コンクリート	固定台（m^3）	225.2	176.5	
		小支台（m^3）	135.9	81.8	
		ｲﾝﾊﾞｰﾄ（m^3）	274.8	229.0	
		計　（m^3）	635.9	487.3	
	土木工事費　（千円）		133,300	79,180	
総工事費　（千円）			286,500	209,080	

第１０章　ＦＲＰ管及びＦＲＰＭ管

第１節　技術の概要 …… 421

はじめに …… 421

1.1 ＦＲＰ管及びＦＲＰＭ管の構造と種類 …… 422

1.2 調査と計画 …… 423

1.3 管体の設計 …… 424
1.3.1 ＦＲＰ管の設計 …… 425
1.3.2 ＦＲＰＭ管の設計 …… 442
1.3.3 異形管 …… 454
1.3.4 継　手 …… 458
1.3.5 調整管 …… 459

1.4 支台及びアンカブロック …… 460
1.4.1 支台及びアンカブロックの基本条件 …… 460
1.4.2 支台の設計 …… 460

第２節　ＦＷ成形管 …… 473

2.1 管の種類 …… 473

2.2 内圧試験の例 …… 474

2.3 ゴム輪の圧縮永久ひずみ …… 475

2.4 滑動防止リブの剪断強度 …… 476
2.4.1 試験片及び試験方法 …… 476
2.4.2 試験結果 …… 476

2.5 直射日光を受けた時の管体温度 …… 477

2.6 線膨脹係数 …… 478

2.7 埋設管としての継手部の水密性能 …… 479
2.7.1 試験方法 …… 479
2.7.2 試験結果 …… 480
2.7.3 考　　察 …… 480

2.8 施工実績 …… 482

第3節　遠心力成形管 …… 483

3.1 管の種類 …… 483

3.2 特　　徴 …… 485
3.2.1 内圧強度 …… 485
3.2.2 外圧強度 …… 485
3.2.3 水理性 …… 485
3.2.4 耐久性 …… 485
3.2.5 耐摩耗性 …… 486
3.2.6 継　手 …… 486
3.2.7 施工性 …… 486
3.2.8 その他 …… 486

3.3 各種実験結果 …… 486
3.3.1 内圧試験 …… 486
3.3.2 基準たわみ外圧試験 …… 488
3.3.3 環片圧壊試験 …… 489
3.3.4 偏心荷重，曲げ配管による継手部水密性能試験 …… 490
3.3.5 内圧及び内・外圧による円周・管軸方向クリープ試験 …… 492

3.4 施工実績 …… 493

第4節　実証試験結果（新内川第二地点） …… 494

4.1 はじめに …… 494

4.2 発電所概要 …… 494
4.2.1 発電所概要 …… 494
4.2.2 水圧管路付近の地形・地質概要 …… 494

4.3 設　　計 …… 495
4.3.1 水圧管路の設計 …… 495
4.3.2 ＦＲＰ管の設計 …… 501
4.3.3 ＦＲＰ管の製作，検査 …… 502
4.3.4 ＦＲＰ管の据付及び接合 …… 505

4.4 実証試験の計画 …… 507
4.4.1 確認事項 …… 507
4.4.2 測定項目 …… 507
4.4.3 測定状態 …… 508

4.5 試験の実施 …… 509
4.5.1 実施工程 …… 509
4.5.2 測定方法 …… 510
4.5.3 測定の断面位置 …… 510

4.6 試験結果及び考察 …… 511
4.6.1 気温等の条件 …… 511
4.6.2 静的測定 …… 511
4.6.3 動的測定 …… 511
4.6.4 実測値と設計値との比較 …… 512
4.6.5 繰り返し荷重からの検討 …… 514
4.6.6 他の長期的特性 …… 514
4.6.7 支承部及び管の継手部の安全性 …… 514
4.6.8 継手部の抜け出し …… 514
4.6.9 基礎・支台の変位 …… 515
4.6.10ＦＲＰ管の振動に対する安全性 …… 515
4.6.11継手部の止水性の確認 …… 515
4.6.12ＦＲＰ管の粗度係数 …… 515

4.7 まとめ …… 516

4.8 あとがき …… 516

第1節　技術の概要

はじめに

水力発電設備の導水路，水圧管路，余水路等の管材として，ＦＲＰ管（強化プラスチック管）及びＦＲＰＭ管（強化プラスチック複合管）を使用し，発電原価の低減を図った実績が増加してきている。

これは，ＦＲＰ（Fiberglass Reinforced Plastics：繊維強化プラスチック）によって製作される水圧管は鉄管に匹敵する強度を持ち，軽量で運搬が容易であり，据付けに高度な技術が必要でなく，耐摩耗性，耐酸性，耐電食性等に優れ，管内面の粗度係数が小さく，経年変化も少なく，塗装等の維持補修がほとんど不要な材料特性を有し，また，支持地盤の変形に伴う接合点での角変位に対しても高い水密性を確保しながらある程度の追随が可能なので，掘削規模を縮小して地山の安定性を確保し，経済的かつ安全な水圧管にできる特性を持っているためである。

本手引は，水力発電所の水圧管として使用するＦＲＰ管及びＦＲＰＭ管に適用するが，「水圧鉄管代替製品ＦＲＰＭ管（強化プラスチック複合管）等技術検討結果報告書（財団法人 新エネルギー財団）」，「ＦＲＰＭ管等管路設計・施工マニュアル（案）：（財団法人 新エネルギー財団）」及び「発電用水力設備の技術基準」に準拠したものである。

なお，その他の関連法規及び基準には下記のようなものがあるので，計画に当たっては関連法規に適合するよう考慮し，関連基準等を参考として設計・施工を行う必要がある。

（関連法規）

1．河川管理施設等構造令	（建設省）
2．道路法施行令	（建設省）
3．ボイラ構造規則	（労働省）
4．圧力容器構造規格	（労働省）
5．労働安全衛生規則	（労働省）

（関連基準）

1．日本工業規格	（工業技術院）
2．土地改良事業計画設計基準	（農林水産省）
3．コンクリート標準示方書	（土木学会）
4．水門鉄管技術基準	（水門鉄管技術協会）
5．日本溶接協会規格（ＷＥＳ）	（日本溶接協会）
6．道路橋示方書・同解説	（日本道路協会）
7．鋼構造設計基準	（日本建築学会）
8．強化プラスチック複合管協会規格	（強化プラスチック複合管協会）

1.1 ＦＲＰ管及びＦＲＰＭ管の構造と種類

ＦＲＰ管とは，ガラス繊維で強化されたプラスチックの管であり，ＦＲＰＭ管とは，管の内面と外面とのＦＲＰ層の間に，硅砂を骨材とし，ＦＲＰと同一の樹脂を使用したモルタル等を配して剛性を高めた管である。

これらに使用される材料は，JIS A 5350 で規定されている。

ＦＲＰ管及びＦＲＰＭ管には，ＦＲＰ層の部分を樹脂を含浸させたガラス長繊維を円周方向に張力を加えながら円筒芯金に巻き付ける方法（フィラメントワインディング方法）で製作する管（以下ＦＷ成形管という。）と，高速回転するモールド（円筒型枠）内に樹脂，ガラス短繊維を連続的に供給し，遠心力で十分に脱泡しながらＦＲＰ層を積層成形して製作する管（以下遠心力成形管という。）の２種類がある。

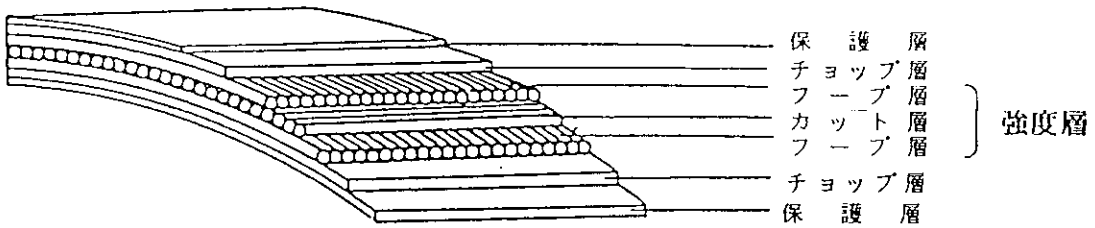
従来は前者をⅠ類，後者をⅡ類と称していた。

ＦＷ成形管の構造の模式を図－1.1.1に示すが，管周方向強度を分担させるために管周方向に巻かれるガラス長繊維のＦＲＰ層をフープ層，管軸方向強度を分担させるためにフープ層のガラス繊維に直交するように長さ数十ｃｍに切断（カット）したガラス繊維を配したＦＲＰ層をカット層と称し，管の水密性を向上させるため，含浸させる樹脂の量を多めにしてガラス短繊維を方向性をもたせないで散布したＦＲＰ層を配する場合もあり，これをチョップ層と称する。（製造者によってはチョップ層を設けない場合もある。）

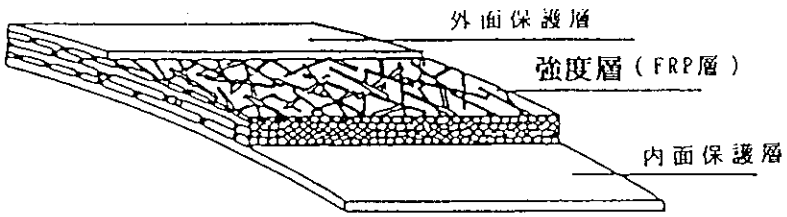
管の内外面にはＦＲＰ層，チョップ層を保護する目的で有機繊維の不織布と樹脂から構成された保護層を設けるが，内面保護層は流水に対する耐摩耗性の向上を目的とし，外面保護層は紫外線その他の外的な損傷等に対する保護とガラス繊維の毛羽立ち防止を主目的としている。

遠心力成形管の模式を図－1.1.2に示すが，ＦＲＰの積層を補強層と称している。

管の内・外面保護層は樹脂によるが，目的はＦＷ成形管と同様である。



図－1.1.1　ＦＷ成形ＦＲＰ管の断面構造図



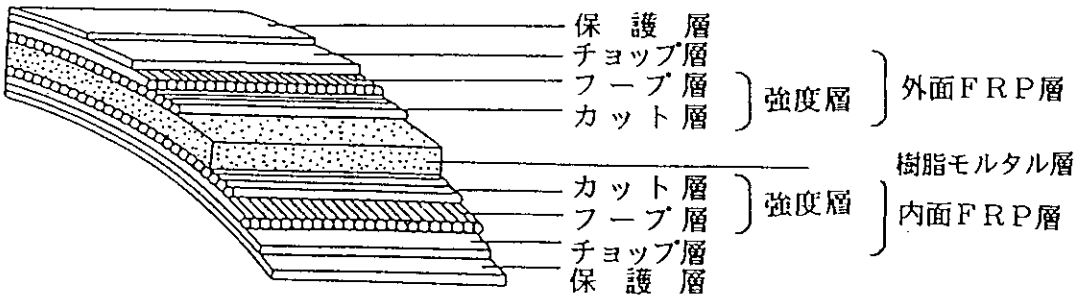
図－1.1.2　遠心力成形ＦＲＰ管の断面構造図

ＦＲＰＭ管（図－1.1.3，図－1.1.4参照）は「日本工業規格（JIS A 5350）」で，ＦＷ成形管（Ｂ形，Ｃ形，Ｔ形），遠心力成形管（Ｄ形）とも形状，寸法の許容差が規定されており，受口部，挿口部の継手形状も定められている。

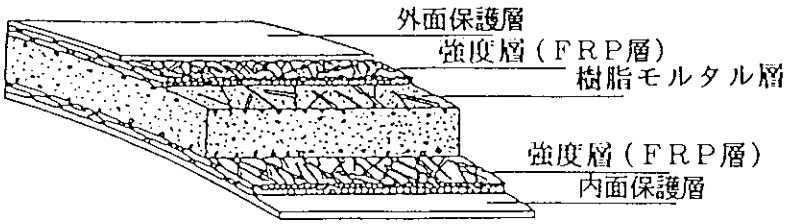
ＦＲＰＭ管の内・外面ＦＲＰ層は，ＦＲＰ管と同じ特性を有している。

管体に発生する応力は主としてＦＲＰ層が負担し，モルタル層は内外面のＦＲＰ層間の間隔を保って剛性を高める役割を分担する。

樹脂モルタルに使用される骨材は，ＦＷ成形管では細，粗の粒度混合調整がなされた硅砂が使用され，遠心力成形管では成形に際しての骨材の偏在を回避する粒度の硅砂が使用されている。



図－1.1.3　ＦＷ成形ＦＲＰＭ管の断面構造図



図－1.1.4　遠心力成形ＦＲＰＭ管の断面構造図

ＦＲＰ管は，「日本工業規格（JIS）」化されておらず，管胴本体の管厚は設計条件に応じて最適な管厚を定めるが，継手の形状は成形の関係から JIS A 5350に準拠している。

1.2 調査と計画

調査は，水力発電所の経済性向上を基本に，計画段階に応じ，系統的，効率的に実施するが，水圧管路計画において，安全性と経済性を基本としてＦＲＰ管及びＦＲＰＭ管の採用が考慮される条件としては，下記のような事項が挙げられる。

①　地形的条件から管路ルートが平面的，縦断面的に屈曲し，据付位置までの管の吊り込み運搬据付けのための仮設備等の数及び容量が増加し，その設置・運転費用がかさむ場合に，ＦＲＰ管の軽量な特性を活かして仮設備及び運転・取扱い作業の軽減化が図れる。

②　高落差の水圧管計画では，下流からの吊り込み運搬距離が長く，積み卸しの段取り数も増加するが，上部の低圧部に軽量なＦＲＰ管を採用すれば，仮設備費用及び据付費用の軽減が図れる。

③　水圧管路が取水地点（沈砂池）より緩傾斜山腹等へのＦＲＰＭ管の埋設並びにＦＲＰ管の露出設置によって水車に直結し，割高な導水路トンネルを省略できる。

④　地質的条件から堅硬な支持地盤への浅い着岩が期待できず，圧密沈下その他による水圧管支持基礎の変形の可能性が考えられる。

⑤　地山の開削それ自体が，地山の安定に影響を及ぼすおそれがあるとする考え方から，開削を極力少なくしたい。

⑥　発電用水が鋼管を腐蝕させるような水質である。

⑦　管の埋設箇所が鋼管を腐蝕させるような土質である。

1.3 管体の設計

ＦＲＰ管は，通常，露出管として使用される。露出管には積雪荷重以外の外圧はかからないので，管厚が薄く，軽量なＦＲＰ管の適用が経済的となる。

ＦＲＰ管について製造者が独自に定めている管の種類及び設計内圧を表－1.3.1に参考表示する。

表－1.3.1　ＦＲＰ管の種類及び最大設計内圧

管　種	（ＦＷ成形管）			（遠心力成形管）	
	最大設計内圧	呼び径(mm)		最大設計内圧	呼び径(mm)
	(kgf/cm^2)	Ｃ形継手	Ｔ形継手	(kgf/cm^2)	Ｄ形継手
1　種	22.5	200～2400	500～3000	26.5	400～2400
2　種	15.5			15.5	
3　種	12.5			12.5	
4　種	10.0			10.0	
5　種	8.0			8.0	

最大設計内圧とは，管軸方向応力，剪断応力がゼロの場合のその管種の設計内圧で，静水圧にサージング及び水撃作用による上昇水圧を時系列的に考慮し，その管に起こり得る最大の内圧である。

通常は内圧による管周方向応力，管軸方向応力，剪断応力を同時に考慮した複合応力式を満足させなければならないので，実際の適用可能設計内圧は上表の値を下回ることとなるが，表－1.3.1 を採用管種の概略選定の参考とする。

なお，１種の最大設計内圧を超えるものについては，特注により製作可能となる場合があるので，製造者と協議の上採否について検討する。

ＦＲＰＭ管は通常埋設管として使用される。

地中埋設の場合は，埋戻土の土圧，路面荷重，積雪その他の乗載荷重を受けるため，管周方向の剛性が必要となるので，比較的に安価な樹脂モルタル層を配して剛性を高めたＦＲＰＭ管の適用が経済的となる。

ＦＲＰＭ管は JIS A 5350 で規定されており，その管種別最大設計内圧並びに適用呼び径等を表－1.3.2 に示す。

最大設計内圧は，ＦＲＰ管の場合に準拠する。

JIS A 5350 で規定されるＦＲＰＭ管の管種ごとの最大設計内圧は外圧がかからない場合の値であり，外圧がかかる場合の最大許容内圧は最大設計内圧の値を下回る値となるが，概略の管種の選定は表－1.3.2 によって行う。

表－1.3.2　ＦＲＰＭ管の種類及び最大設計内圧

管種	（ＦＷ成形管）				（遠心力成形管）	
	最大設計内圧 (kgf/cm²)	呼び径 (mm) B形継手	C形継手	T形継手	最大設計内圧 (kgf/cm²)	呼び径(mm) D形継手
特１種	22.5	500～3000	200～2400	500～3000	26.5	200～2400
１　種	13.5				13.5	
２　種	10.5				10.5	
３　種	7.0			600～3000	7.0	
４　種	5.0				5.0	
５　種	2.5				2.5	

注：　特１種については JIS A 5350 では規定されていない。

ＦＲＰ管及びＦＲＰＭ管の摩擦損失水頭計算に用いるマニングの粗度係数は，0.010～0.012とする。

1.3.1 ＦＲＰ管の設計

(1) ＦＲＰ管の管体設計フロー

管体設計は図－1.3.1のフロー図に示す手順で行う。

(2) 管体設計条件

管体の設計条件として下記事項を整備する。

(a) 最大使用水量

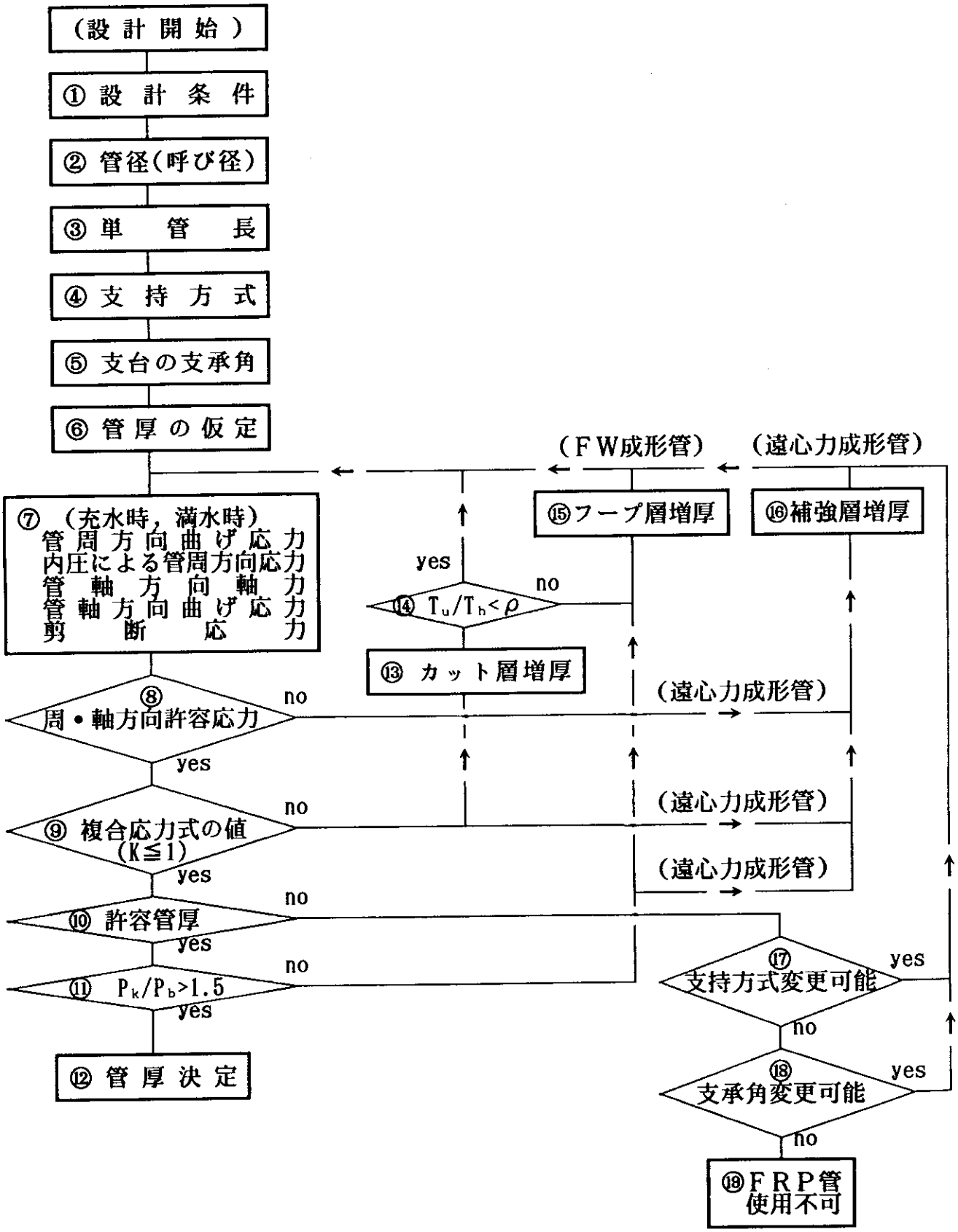
水力発電計画から与えられる。

(b) 設計内圧

設計内圧は，検討部分について，静水圧にサージング及び水撃作用による上昇水圧を時系列的に考慮し，起こり得る最大の水圧とする。通常のヘッドタンクや単働サージタンクでは，サージングによる水槽水位上昇（静水圧の増加）と水撃作用による水圧の上昇は重ならないと考え，設計内圧は静水圧と水撃作用による上昇水圧の合計としてよい。

しかし，水圧管の呑口付近では水撃圧による水圧上昇分よりもサージングによる静水圧の増分の方が大きい場合もあり得るので，そのような場合はチェックが必要となるが，通常の場合は管体設計に影響を与えない。

設計内圧は，設計当該管の管中心に作用するものとする。



図－1.3.1　ＦＲＰ管体設計フロー図

水撃波の伝播速度の計算において，設計の当初では管厚の内容が不明であるので，ＦＷ成形管では暫定的に管周方向引張弾性係数を下式で求めて計算を進め，管厚決定後にフープ層，カット層，チョップ層の各々の管周方向引張弾性係数を考慮した合成値を求めてチェックする。

$$E = \frac{260 \times p \times D + 31,000}{0.00094 \times p \times D + 0.46}$$

ここで，p ：設計内圧（kgf/cm²）……（静水圧×1.3と仮定）
D ：管内径　（cm）

遠心力成形管では，E＝180,000（kgf/cm²）とする。

(c) 管路の傾斜角

管路の傾斜角は水力発電計画から与えられる。

(d) 積雪の深さ

管路設置地点における冬季の積雪状況調査に基づく。

(e) 設計水平震度

地震力は水平地震力のみを考慮し，設計水平震度は発電用水力設備の技術基準による。

(3) 許容応力

許容応力は採用する管種によって下記とする。

(a) ＦＷ成形管

表－1.3.3.(1)　ＦＷ成形管の許容応力（kgf/cm²）

応力方向	弾性係数	引張応力	圧縮応力	剪断応力
フープ層	375,000	1,250	1,250	——
カット層	240,000	560	560	100

ＦＷ成形管では，フープ層の破断時の歪は20,000×10⁻⁶～22,000×10⁻⁶程度であるが，発汗歪12,000×10⁻⁶～14,000×10⁻⁶を考慮し，10,000×10⁻⁶の歪が発生する時の強度を基準強度(3,750kgf/cm²)とし，安全率は通常の安全率:2に長期のクリープ係数:1.5を乗じて３としている。

圧縮強度は実験では引張強度より大きめとなるが，安全側を採り引張強度と同じとし，剪断強度は実験結果では500(kgf/cm²)以上を示すが，安全率５を採り許容応力を100(kgf/cm²)としている。

(b) 遠心力成形管

表－1.3.3.(2)　遠心力成形管の許容応力（kgf/cm²）

応力方向	弾性係数	引張応力	圧縮応力	剪断応力
管周方向	180,000	840	840	80
管軸方向	60,000	220	220	80

遠心力成形管では，ガラス短繊維と樹脂の最適組合せによって製作された実管を使用して内圧試験を実施し，管周方向の最大（破壊）歪14,000×10^{-6}，管軸方向については供試片を試験して最大（破壊）歪11,000×10^{-6}を得，同時に測定される引張強度に安全率３を見込んで引張許容応力を設定している。

圧縮強度は実験では引張強度を上回るが，安全をみて引張強度と同じとし，剪断強度は最小値が600(kgf/cm^2)程度とされているが，これを400(kgf/cm^2)とし，安全率５を見込んで許容応力を80(kgf/cm^2)としている。

(4) 管径（呼び径）の選択

ＦＲＰ管は，製法上から任意の管径を選択できないので，あらかじめ設定されている呼び径のものの中から，経済性を勘案して選択される。

ＦＲＰ管は複合応力式を満足させる条件から，設計水圧のある値以下では管径が決まれば管厚が一定となる設計特性があるので，その設計水圧以下の区間には同一管種の製作ロット数も考慮し，同一管径・管厚の管が使用されるのが一般である。

上記の設計水圧を超える高圧部については，管種（管厚）の選択，１管種当たりの最小ロット数等を勘案した上で，更に管径を変化させるかどうかを検討することとなるが，既往の実績では，同一管径のものを採用している例が多い。

管径は，一応，通常の水圧鉄管の場合に考えられる平均管径に近似する呼び径のものを選択し，最終的に採用する呼び径は，上記で選択した呼び径の上下の呼び径のＦＲＰ管を比較案として設定し，それぞれの工事費，発電電力量の評価額の増減に基づく経済性を比較検討して最経済的な管径を選択する。

(5) 単管長の選択

JIS A 5350 に記載されているＦＲＰＭ管の有効長は４ｍ，６ｍとなっているが，これの製作に使用される芯金又は回転型枠でＦＲＰ管を製作するのが一般的であるので，ＦＲＰ管の場合も単管の有効長は４ｍ，６ｍが標準といえる。

そして，この標準有効長以下の長さは管の切断によって任意に選択できる。

また，製造者によっては12mまでの製造が可能とされており，その間で任意の管長が選択できるので，輸送制限，支持方式，据付施工，土木関係工事費等を総合勘案して，単管長を選択することになる。

(6) 支持方式

管の支持方式としては，下記のようなものが考えられている。（図－1.3.2参照）

1) 両端支持
2) 中間２点支持
3) ３点支持（両端と中間１点）
4) ４点支持（両端と中間２点）
5) 連続基礎支持

ＦＲＰ管の継手の角変位追随性を活かした支持方式としては両端支持，中間２点支持が基準的な方式と考えられるが，両端支持は中間２点支持の支台間距離が単管長と同一となった場合と考えれば，中間２点支持の特殊ケースといえる。

３点支持，４点支持，連続基礎支持は，管路の支持地盤が堅硬で，不等沈下等による支承移動のおそれがなく，管体の一部に応力が集中する可能性がない場合に適用されよう。

両端支持，中間２点支持を比較した場合，単管長に対して口径の大きいものでは両端支持，口径の小さいものでは中間２点支持とした方が，接合交角，管厚，支台数等の面から有利となろう。

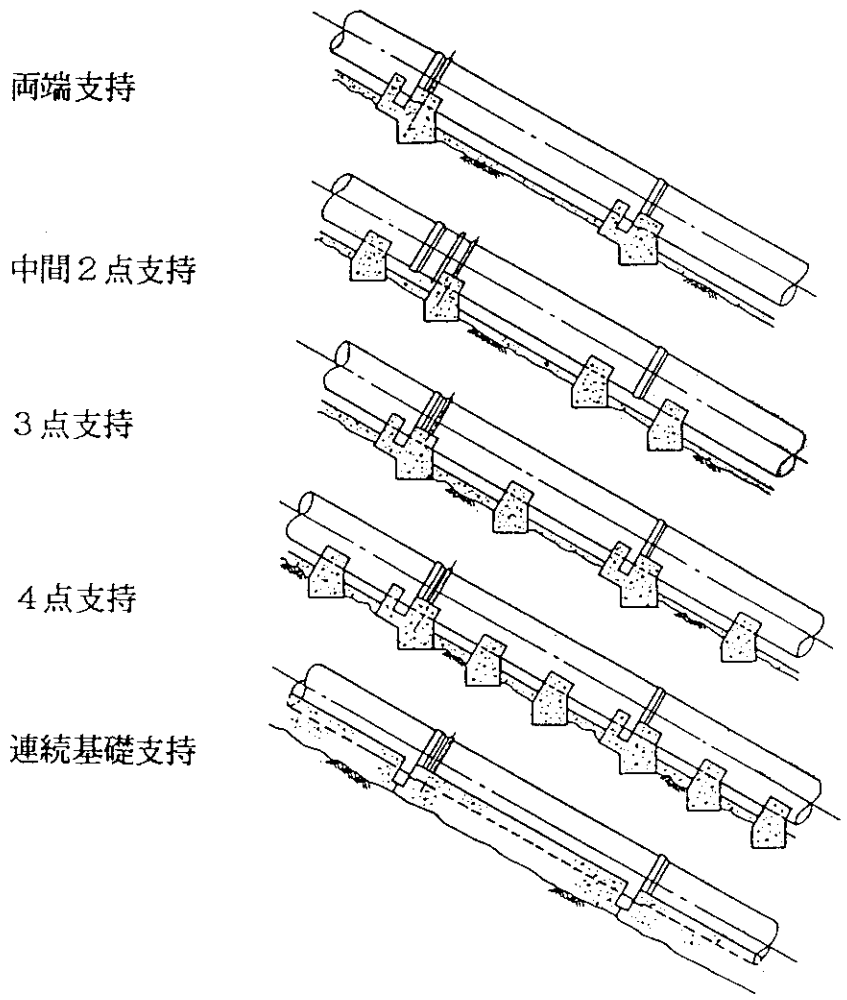
連続基礎，或いは管路に床版基礎を設けて３点あるいは４点で支持する場合には，連続基礎あるいは床版基礎の長さは単管長に合わせ，万一の不等沈下による基礎の折れ部を角変位が可能な管体の接合箇所とする配慮が必要であろう。

また，傾斜地に設置される連続的な管路の基礎が管軸方向に滑動し，下部のアンカーブロックに管軸方向の推力を及ぼすことのないよう設計に留意しなければならない。

(7) 支台の支承角

支台の支承角は，一般には 120° が採用される。

しかし，低水頭部において，充水時に支台肩部の管体に発生する管周方向曲げモーメントによる管周方向応力を軽減して管厚を低減する必要があれば，支承角を大きくするのが効果的である。



図－1.3.2　管の支持方式の例

(8) 管厚の仮定

管体を設計するには，まず管厚を仮定しないと荷重としての管自重，管体に発生する応力が算定できない関係にある。

ＦＲＰ管の管厚の上限は，ＦＷ成形管では呼び径 450(㎜)以下では呼び径の１％＋５㎜，呼び径 500(㎜)以上では呼び径の２％に，遠心力成形管では呼び径 450(㎜)以下は呼び径の１％＋７㎜，呼び径 500(㎜)以上では呼び径の２．２％＋１㎜ に定め，それに合わせての挿口，受口の形状が決められている。

ＦＲＰは，複合材料として複合応力式（p.408参照）を満足させる必要があるので，あらかじめ引張許容応力からある程度割引きした引張期待応力で水圧鉄管の管厚算定の要領で仮定管厚を算定する。

この割引率を低下率：β_1 で表すものとすれば，満水時における支台間中央部の剪断力がゼロとなる条件下で，管軸方向軸力が圧縮（符号が（-））となって最も厳しくなる管頂部の複合応力式の値を１とする条件から，β_1はＦＷ成形管のフープ層については約 800 (kgf/cm^2)，遠心力成形管の管周方向のそれは約 560(kgf/cm^2)となる。

この引張期待応力に基づき，水圧鉄管の場合の所要管厚計算と同じ要領でＦＷ成形管ではフープ層厚，遠心力成形管では補強層厚を仮定算定する。

そして，ＦＷ成形管の仮定管厚の初期値は下記で与えられる。

３，４点支持あるいは連続基礎の場合……全管厚:T=1.2×フープ層厚:t_h+0.46 (cm)

両端，中間２点支持の場合……全管厚:T=1.4×フープ層厚:t_h+0.46 (cm)

遠心力成形管の仮定管厚の初期値は下記で与えられる。

全管厚:T＝補強層厚:t + 0.15 (cm)

上記の仮定管厚で計算を開始して得られる管厚が，必ずしもその設計内圧に対して最も経済的なものとなるとは限らないので，試算結果に基づき，ＦＷ成形管ではフープ層厚，カット層厚を増減し，遠心力成形管では補強層厚を増減して，安全性，経済性の両面から試算を重ねて管厚を検討することになる。

(9) 荷重とその組合せ

管体設計で考慮する荷重とその組合せ条件は下記のとおりとする。

1) 考慮する荷重

a) 管周方向

管内充水時	管自重，管内水重，積雪荷重
管内満水時	設計内圧

b) 管軸方向

曲げ応力	管自重，管内水重，積雪荷重，地震力
軸力	管自重，積雪荷重，地震力，管内流水の摩擦力
	内圧の管軸方向成分，止水ゴム輪の摩擦力
	管と支承ゴムとの摩擦力

c) 剪断方向

管自重，管内水重，積雪荷重，地震力

2）荷重の組合せ条件

a） 管内水の条件　　管内充水時，管内満水時

b） 検討位置の条件　支台間中央部，支台部，中間支台部

c） 温度の条件　　温度上昇時，温度下降時

d） 地震の条件　　山側への揺れ，谷側への揺れ

管内充水時とは，管内に水はあるが内圧が作用していない場合で，支台肩部の管体には，充水の進展に応じ，管自重，管内水重，積雪荷重によって管周方向に曲げ応力が発生する。

設計内圧の小さい計画では，この曲げ応力と剪断力が主となって管厚が決まる場合が多い。

管内満水時とは設計内圧が負荷された状態で，管路内を最大使用水量が流下している場合で，充水時に支台肩部に発生した管周方向曲げ応力は満水時には内圧によって大きく軽減されるので考慮せず，管周方向応力は設計内圧による引張応力を採る。

設計内圧の大きい計画では，この管周方向引張応力と支台管側部の剪断力が主となって管厚が決まる場合が多い。

検討位置は，管体の支持方式によって，発生する応力が最も厳しくなる部位が異なるので，試算開始当初の計算結果の内容でその部位を判定するとよい。

管体温度が上昇すると，支台部あるいは止水ゴムで拘束されている管体に管軸方向の圧縮応力が発生する。複合応力式の第２項の符号は(－)であり，管軸方向に圧縮(－)が働いたときが複合応力式の条件を厳しくするので，温度の条件は上昇時が重視される。

水平地震力の揺れの方向が谷側のときは，管軸方向軸力が増大して複合応力式の条件を厳しくするので，地震の条件は地震の揺れが谷側方向のときが重視される。

(10)発生応力の算出

ＦＲＰ管は，管体主要部の応力検討点に同時に発生する異なる方向の引張応力，圧縮応力，剪断応力がそれぞれの許容応力内にあるとともに，それらを複合させた複合応力式を満足させるように設計される。

これらの各々の応力は，管体の検討点，管内水の条件，荷重条件，管体の支持条件等によって異なるので，管周方向，管軸方向，剪断方向の応力を(9)に示す荷重の各々によるものについて算出し，それらの合成応力が許容応力内にあるか，複合応力式を満足するかどうかの検討に適用する。

(a) 管周方向応力

1） 管内充水時

管内充水時には，内圧がかからないので管周方向の引張の軸力はかからないが，支台部では管路の重量によって，管体の管頂，管側，支台肩部等に曲げ応力が発生する。

特に支台肩部の管体に発生する曲げ応力が重視される。

① 管自重による曲げモーメント

$$M_{pc} = C_{pc} \cdot S \cdot R \cdot \cos\alpha \qquad (kgf \cdot cm/cm)$$

② 管内水重による曲げモーメント

$$M_{wc} = C_{wc} \cdot \gamma_w \cdot R^3 \cdot \cos\alpha \qquad (kgf \cdot cm/cm)$$

③ 積雪荷重による曲げモーメント

$M_{sc} = C_{sc} \cdot W_s \cdot R^2 \cdot \cos\alpha$ (kgf·cm/cm)

ここで，S：管自重による単位荷重＝$\pi \cdot (D+T) \cdot T \cdot \gamma_p$ (kgf/cm)

π：円周率＝3.14159

D：管内径 (cm)

T：全管厚 (cm)

γ_p：管壁の単位体積重量＝0.0018 (kgf/cm^3)

γ_w：水の単位体積重量＝0.001 (kgf/cm^3)

W_s：積雪荷重＝$\gamma_s \cdot h_s$ (kgf/cm^2)

γ_s：雪の単位体積重量＝0.0003 (kgf/cm^3)

h_s：積雪の深さ (cm)

R：管厚中心半径＝(D+T)／2 (cm)

C_{pc}, C_{wc}, C_{sc}：管周方向曲げモーメント係数……（表－1.3.4 参照）

なお，M_{pc}，M_{wc}，M_{sc}はいずれも管内面側の値であり，表－1.3.4 の符号によって，引張(＋)，圧縮(－)の両方の値を採る。

管周方向曲げ応力は

$$\sigma_{bc} = \alpha_0 \cdot \frac{(M_{pc} + M_{wc} + M_{sc})}{Z_c} \cdot \frac{T}{t_h} \quad (kgf/cm^2)$$

ここで，σ_{bc}：管周方向曲げ応力 (kgf/cm^2)

Z_c：管壁の管周方向断面係数＝T^2／6 (cm^3/cm)

t_h：フープ層の厚さ (cm)

（遠心力成形管では t_h は補強層厚を採る。）

α_0：管軸方向局部支持による応力集中係数＝1.5

（ただし，連続基礎支持の場合は 1.0とする。）

管内充水時には，この曲げ応力を複合応力式の σ_1 に代入する。

表－1.3.4 管周方向曲げモーメント係数 ： C_{pc}, C_{wc}, C_{sc}

係数名	位置	支台・中間支台・連続基礎の管体支持角		
		90°	120°	180°
C_{pc}	支承肩部	0.083	0.053	0.017
	管側部	－0.046	－0.020	0.017
	管頂部	0.030	0.019	0.007
C_{wc}	支承肩部	0.260	0.166	0.055
	管側部	－0.105	－0.047	0.055
	管頂部	0.094	0.061	0.020
C_{sc}	支承肩部	0.303	0.229	0.107
	管側部	－0.137	－0.066	0.107
	管頂部	0.154	0.112	0.047

2) 管内満水時

管内満水時には，設計内圧によって管壁全体に引張応力が発生し，支台部の管路重量による管周方向の曲げ応力は大きく低減するので，設計内圧による管周方向引張応力が重視される。

管周方向引張応力は

$$\sigma_{tc} = \frac{P \cdot D}{2 \cdot t_h} \quad (kgf/cm^2)$$

ここで、σ_{tc}：管周方向引張応力(kgf/cm^2)

P ：設計内圧(kgf/cm^2)

D ：管内径(cm)

t_h ：フープ層厚(cm)

（遠心力成形管では t_h は補強層厚を採る。）

管内満水時には，この引張応力を複合応力式の σ_1 に代入する。

(b) 管軸方向応力

傾斜設置された管体には，管自重，管内水重，積雪荷重等による曲げモーメントによって管頂部に圧縮，管底部に引張応力が発生し，同時に，管自重，管内水重，積雪荷重とそれらの各々に作用する地震力，あるいは温度変化によって管断面に均一な引張あるいは圧縮応力が発生するが，これらを合成して部位別の応力を求めなければならない。

地震力については水平地震力のみを考慮し，設計水平震度は「発電用水力設備の技術基準」による。

1) 単位荷重

① 管自重による単位荷重

$$s = \pi \cdot (D+T) \cdot T \cdot \gamma_p \quad (kgf/cm)$$

② 管内水重による単位荷重

$$w = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \gamma_w \quad (kgf/cm))$$

③ 積雪荷重による単位荷重

$$u = (D+2 \cdot T) \cdot W_s \quad (kgf/cm)$$

④ 管と一体になって作用する全荷重による単位荷重

$$G = s + w + u \quad (kgf/cm)$$

2) 曲げ応力

管路が連続基礎で支持される場合は曲げ応力は働かないので，検討は不要である。

① 管自重による曲げモーメント

$$M_{pa} = m \cdot s \cdot (L/n)^2 \cdot \cos\alpha \quad (kgf \cdot cm) \cdots\cdots \text{(管底部)}$$

② 管内水重による曲げモーメント

$$M_{wa} = m \cdot w \cdot (L/n)^2 \cdot \cos\alpha \quad (kgf \cdot cm) \cdots\cdots \text{(管底部)}$$

③ 積雪荷重による曲げモーメント

$$M_{sa} = m \cdot u \cdot (L/n)^2 \cdot \cos\alpha \quad (kgf \cdot cm) \cdots\cdots \text{(管底部)}$$

④ 地震力による曲げモーメント

$M_{ea} = \pm m \cdot K_h \cdot G \cdot (L/n)^2 \cdot \sin\alpha$ (kgf·cm)……（管底部）

計算式の符号は，地震の揺れが山側方向のときには（－），谷側方向のときには（＋）を採る。

ここで，L ：管長(cm)

K_h ：設計水平震度＝0.10～0.15……技術基準に準拠する。

α ：管路の傾斜角(°)

m ：軸方向曲げモーメント係数（表－1.3.5 参照）

軸方向曲げ応力は，検討の対象とする点のβに応じ，下式で算定する。

$$\sigma_{ba} = \frac{(M_{pa} + M_{wa} + M_{sa} + M_{ea})}{Z_{ua}} \cdot \cos\beta \quad (kgf/cm^2)$$

ここで，Z_{ua}：ＦＷ成形管ではカット層の管軸方向断面係数

$$Z_{ua} = \frac{\pi}{4} \cdot (D+T)^2 \cdot t_u \quad (cm^3)$$

遠心力成形管では補強層の管軸方向断面係数

$$Z_{ua} = \frac{\pi}{32} \cdot \frac{D_1^4 - (D_1 - 2 \cdot t_u)^4}{D_1} \quad (cm^3)$$

t_u：ＦＷ成形管ではカット層の厚さ(cm)，遠心力成形管では補強層の厚さ(cm)とする。

β：管軸に直角な断面において，管心を中心とし，管底より検討対象としている点までの角度(°)

表－1.3.5 軸方向曲げモーメント係数：m

支持方式	両端	中間２点	３点	４点	連続
支台部	0	$-\frac{1}{8}$	0	0	0
管中央部	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{8}$	—	—	0
中間支台部	—	—	$-\frac{1}{8}$	$-\frac{1}{10}$	0

n： 管路の支持条件によって決まる数であり，支台間間隔が同じであるという条件下では，

両端支持の場合 n＝1

両端と中間１点支持の場合 n＝2

両端と中間２点支持の場合 n＝3

中間２点支持の場合は，支台間隔をL_1として，管定着支台では(L/n)を$(L-L_1)$，管中央部では(L/n)を$L \cdot (2 \cdot L_1 - L)$と置き換えて算定する。

3) 管軸方向軸力

複合応力式の第２項の条件から，管軸方向に圧縮（－）を生じさせる管体の定着方式は好ましくないので，管体を固定する支台は上流側に設けることを原則として，下記の計算式を適用する。

① 管自重による管軸方向荷重

$J_{pa}=e \cdot s \cdot L \cdot \sin\alpha$ (kgf)

② 積雪荷重による管軸方向荷重

$J_{sa}=e \cdot u \cdot L \cdot \sin\alpha$ (kgf)

③ 地震力による管軸方向荷重

$J_{ea}=\pm e \cdot K_h \cdot G \cdot L \cdot \cos\alpha$ (kgf)

計算式の符号は、地震の揺れが山側方向のときは（＋），谷側方向のときは（－）を採る。

④ 管内流水の摩擦力による管軸方向荷重

$$J_{fa}=e \cdot \frac{2 \cdot f_w \cdot Q^2}{g \cdot \pi \cdot D^3} \cdot \gamma_w \cdot L \quad (kgf)$$

ここで，　f_w：管内流水の摩擦抵抗係数＝0.02

g ：重力の加速度＝980 (cm/s^2)

Q ：通水量 (cm^3/s)

e ：軸方向荷重係数　（表－1.3.6 参照）

表－1.3.6　軸方向荷重係数：e

支持方式	両端	中間２点	３点	４点	連続
支台部	1	(注.2)	1	1	1
管中央部	$\frac{1}{2}$	—	—	—	$\frac{1}{2}$
中間支台部	—	(注.2)	$\frac{1}{2}$	$\frac{2}{3}$	—

注1. 軸方向荷重係数は，検討している点から下流端までの距離と単管長との比率である。中間支台が複数（３，４点支持等）の場合は上流側の中間支台で検討することになる。

注2. 中間２点支持で，支台間隔が L_1 の場合の荷重係数は，

支台部で $\frac{(L+L_1)}{2 \cdot L}$ ，中間支台部では $\frac{(L-L_1)}{2 \cdot L}$ となる。

⑤ 内圧の管軸方向成分による管軸方向荷重

上流端受口部

$$J_{na}=-\frac{\pi}{4} \cdot (D_2^2-D^2) \cdot \left(P_r-\frac{(\gamma_w \cdot L)}{2} \cdot \sin\alpha\right) \quad (kgf)$$

下流端挿口部

$$J_{na}=-\frac{\pi}{4}\cdot(D_1^2-D^2)\cdot(P_r+\frac{(\gamma_w\cdot L)}{2}\cdot\sin\alpha)\qquad(kgf)$$

のいずれか小さい方の値を採る。

なお，上・下流に作用する水圧推力の差は支台に作用する外力となる。

⑥ 止水ゴム輪との摩擦による管軸方向荷重

$J_{ra}=\pm f_e\cdot\pi\cdot D_1$　(kgf)

ここで，f_e：止水ゴムの摩擦力＝ 7 (kgf/cm)

この荷重は，温度上昇時には管体が伸びるので圧縮(－)，温度下降時には引張(＋)となる。

⑦ 支承との摩擦による管軸方向荷重

支承は管軸方向にある長さを持つが，摩擦力は支承の上流端で考えるものとする。

a．両端支持

固定支台部　$J_{da}=\pm(\frac{1}{2}\cdot f_{gc}+\frac{1}{2}\cdot f_{pg})\cdot G\cdot L\cdot\cos\alpha$　(kgf)

滑動支台部　$J_{da}=\pm\frac{1}{2}\cdot f_{pg}\cdot G\cdot L\cdot\cos\alpha$　(kgf)

b．中間２点支持

固定支台部　$J_{da}=\pm(\frac{1}{2}\cdot f_{gc}+\frac{1}{2}\cdot f_{pg})\cdot G\cdot L\cdot\cos\alpha$　(kgf)

滑動支台部　$J_{da}=\pm\frac{1}{2}\cdot f_{pg}\cdot G\cdot L\cdot\cos\alpha$　(kgf)

c．両端と中間１点（３点）支持

固定支台部　$J_{da}=\pm(\frac{3}{16}\cdot f_{gc}+\frac{13}{16}\cdot f_{pg})\cdot G\cdot L\cdot\cos\alpha$　(kgf)

滑動支台部　$J_{da}=\pm\frac{13}{16}\cdot f_{pg}\cdot G\cdot L\cdot\cos\alpha$　(kgf)

d．両端と中間２点（４点）支持

固定支台部　$J_{da}=\pm(\frac{2}{15}\cdot f_{gc}+\frac{13}{15}\cdot f_{pg})\cdot G\cdot L\cdot\cos\alpha$　(kgf)

滑動支台部　$J_{da}=\pm\frac{13}{15}\cdot f_{pg}\cdot G\cdot L\cdot\cos\alpha$　(kgf)

ここでの中間支台は固定支台に近い側の支台である。

e．連続基礎

上流固定部　$J_{da}=\pm1.0\cdot f_{pc}\cdot G\cdot L\cdot\cos\alpha$　(kgf)

管中央部　$J_{da}=\pm\frac{1}{2}\cdot f_{pc}\cdot G\cdot L\cdot\cos\alpha$　(kgf)

ここで，f_{gc}：支台と管体間の摩擦係数＝1.0　とする。

f_{pg}：中間支台と管体間の摩擦係数＝0.7　とする。

f_{pc}：連続基礎と管体間の摩擦係数＝0.6　とする。

f_{gc}は管体に接着されたクッションゴムとコンクリート間の摩擦係数であり，
f_{pg}は支承上のゴムと管体間，f_{pc}は管体とコンクリート間の摩擦係数である。

管軸方向荷重は，ＦＷ成形管ではカット層だけが負担するとし，管軸方向軸応力を下式で算定する。

$$\sigma_{ta}=\frac{(J_{pa}+J_{sa}+J_{ea}+J_{fa}+J_{na}+J_{ra}+J_{da})}{A_u} \quad (kgf/cm^2)$$

ここで，σ_{ta}：管軸方向軸力 (kgf/cm^2)

A_u：管軸に直角な平面のカット層断面積$=\pi\cdot(D+T)\cdot t_u$ (cm^2)

遠心力成形管では，管軸方向の荷重は補強層全体で負担するとしているので，上式のtuを補強層厚とする。

管軸方向発生応力は

$\sigma_2=\sigma_{ba}+\sigma_{ta}$ (kgf/cm^2)

複合応力式にはこの値を代入する。

(c) 剪断応力

管は曲げモーメントの他に剪断力を受けるが，卓越する部位は支台あるいは中間支台点であるので，それを検討対象点として剪断応力を算定する。

なお，連続基礎の場合は曲げモーメントが働かないので，剪断力は考えなくてよい。

① 管自重による剪断力

$$Q_p=k_0\cdot s\cdot\frac{L}{n}\cdot\cos\alpha \quad (kgf)$$

② 管内水重による剪断力

$$Q_w=k_0\cdot w\cdot\frac{L}{n}\cdot\cos\alpha \quad (kgf)$$

③ 積雪荷重による剪断力

$$Q_s=k_0\cdot u\cdot\frac{L}{n}\cdot\cos\alpha \quad (kgf)$$

④ 地震力による剪断力

$$Q_e=\pm k_0\cdot k_h\cdot G\cdot\frac{L}{n}\cdot\sin\alpha \quad (kgf)$$

計算式の符号は，地震の揺れが山側方向のときに(－)，谷側方向のときには(＋)を採る。

ここで，k_0：剪断力係数（表－1.3.7 参照）

発生剪断応力は

$$\tau=k\cdot\frac{(Q_p+Q_w+Q_s+Q_e)}{A_u} \quad (kgf/cm^2)$$

ここで，k：曲げに伴う剪断応力の部位別換算係数（表－1.3.8 参照）

表－1.3.7　剪断力係数：k_0

支持方式	両端	中間2点	3点	4点	連続
支台部	$\frac{1}{2}$	(注.)	$\frac{3}{8}$	$\frac{2}{5}$	0
管中央部	0	—	—	—	0
中間支台部	—	(注.)	$\frac{5}{8}$	$\frac{3}{5}$	0

注：　中間2点支持の場合は，支台間間隔をL_1として，

$k_0 \bullet \frac{L}{n}$ を下記のように置き換える。

$L_1 \geqq (L-L_1)$の場合…… $\frac{L_1}{2}$

$L_1 < (L-L_1)$の場合…… $\frac{(L-L_1)}{2}$

表－1.3.8 曲げに伴う剪断応力の部位別換算係数：k

β	0°	45°	60°	90°	180°
k	0	1	1.5	2	0

この発生剪断応力を複合応力式に代入する。

(11) 複合応力式

ＦＲＰ管及びＦＲＰＭ管は複合材料であるため，破壊則に基づく合成応力式（複合応力式）を適用しなければならない。

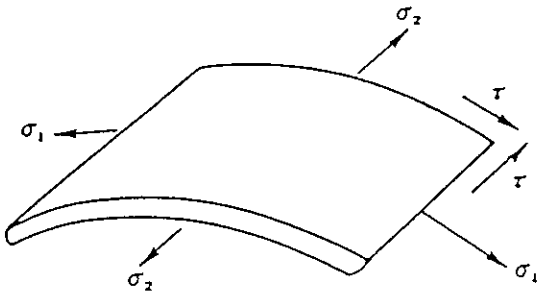
複合応力式には種々のものがあるが，一方向における引張，圧縮破壊強度が同じ場合に適用される下記のサイ－ヒル（Tsai－Hill）説を採用する。

$$K=\left(\frac{\sigma_1}{F_1}\right)^2-\frac{\sigma_1 \bullet \sigma_2}{(F_1)^2}+\left(\frac{\sigma_2}{F_2}\right)^2+\left(\frac{\tau}{S}\right)^2 \leqq 1$$

ここで，

		ＦＷ成形管	遠心力成形管
		$K \leqq 1$	
K：複合応力式の値			
σ_1：管周方向発生応力	(kgf/cm²)	計算値	計算値
F_1：管周方向許容応力	(kgf/cm²)	1,250	840
σ_2：管軸方向発生応力	(kgf/cm²)	計算値	計算値
F_2：管軸方向許容応力	(kgf/cm²)	560	220
τ：発生（平面）剪断応力	(kgf/cm²)	計算値	計算値
S：許容剪断応力	(kgf/cm²)	100	80

σ_1，σ_2，τ の説明を図－1.3.3 に示す。



図－1.3.3　σ_1，σ_2，τ の説明図

(12) 管厚の決定

管周方向発生応力：σ_1，管軸方向発生応力:σ_2，発生剪断応力:τがそれぞれ管周方向許容応力：F_1，管軸方向許容応力:F_2，許容剪断応力:S以下であるとともに，複合応力式のK値を1以下で，できるだけ 1に近接させるように管厚を調整し，決定する。

なお，管厚は許容される管厚の上限を超えないものとする。(p.400参照)

仮定管厚で試算した結果，最大の複合応力式の値:Kが 1をかなり下回る場合は，複合応力式の値が最大を示す部位が必ずしも支台間中央部でないこともあり，いったん，管厚を減少させてから試算を進めるが，試算された管周方向引張応力，管軸方向圧縮応力，剪断応力及び複合応力式を一覧し，管厚をどの程度減少させればよいかを判断することになる。

管厚の増減に当たって，ＦＷ成形管ではＦＲＰ管体の製造上から，フープ，カット層のいずれか一方が極端に多いと管の製造が困難であるとされているので，カット層厚とフープ層厚の比が下記の値を超えたときは，管の製作上からフープ層の厚さを増やすものとしている。（製造者によって異なるので確認が必要である。）

$$\rho_{uh} = \frac{0.43 \times T - 0.27}{0.57 \times T - 0.09}$$

遠心力成形管の場合は，補強層の増厚又は減厚でよい。

層厚の単位は 0.01cmとする。

管周・管軸方向応力がそれぞれ許容応力以下であり，複合応力式の K値が 1以下であっても，その管体の管厚が上限値（P.400参照）を超える場合には，管厚を薄くする方法について検討する必要がある。

低水圧の部分では，充水時の支台肩部で，温度上昇，地震の揺れが谷側方向の条件により，また高水圧の部分では，満水時の支台管側部で，温度上昇，地震の揺れが谷側方向の条件によって管厚が決定されることが多いことを念頭において下記の対策を検討する。

① 管体の支持方法を，両端支持→中間２点支持→中間支台１箇所（３点支持）→中間支台２箇所（４点支持）→連続基礎と変更するに従って管厚を薄くできるが，支持方法を変更できるかどうかについて検討し，変更可能な場合は，支持方法を変更して試算を行う。

② 低水圧の領域で管厚が許容管厚を超えるような場合は，支台の支承角を大きくするよう変更できるかどうかを検討し，可能な場合は支承角を変更して試算を行う。

上記の検討を行っても，管厚が許容管厚を超える場合は，ＦＲＰ管の使用を見合わせ，鋼管を採用するのが一般であろう。

以上によって管厚が算定されるが，なお，次項の「その他の検討」を実施して管厚を決

定する。

(13) その他の検討

前項の手順で求められた管厚で，次の２項目について検討し，安全性が確保できない場合はＦＷ成形管ではフープ層厚を，遠心力成形管では補強層厚を増厚して再計算を行う必要がある。

(a)管内空虚時の座屈に対する安全性

限界座屈圧力は下式で算定する。

$$P_k = \frac{2 \cdot E_c}{1-\nu^2} \cdot \left(\frac{T}{D+2 \cdot T} \right)^3 \qquad (kgf/cm^2)$$

ここで，P_k ： 限界座屈圧力 (kgf/cm²)

E_c ： 管の円周方向弾性係数 (kgf/cm²)

ν ： 管のポアソン比＝0.3

もしも，設計負圧が0.2(kgf/cm²)と算定されるなら，技術基準に準じ0.3(kgf/cm²)以上の限界座屈圧力が得られるよう補強層（フープ層）を増加する必要がある。

E_cについては，ＦＷ成形管では375,000×t_h／T(kgf/cm²) として算定され，遠心力成形管では180,000(kgf/cm²)とされている。

(b)管軸方向撓み量

管軸方向の撓みは，ＦＲＰ管は鋼管と違って弾性変形の範囲が広いので，実際には余り問題とはならないが，下式で算定する。

① 両端２点支持の場合

$$\delta = \frac{5 \cdot W \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \qquad (cm)$$

① 中間２点支持の場合

（中央部）

$$\delta max = \frac{W \cdot L_1^2}{48 \cdot E \cdot I} \cdot \left(\frac{5}{8} L_1^2 - \frac{3}{4} (L-L_1)^2 \right) \qquad (cm)$$

（受口，挿口部）

$$\delta = \frac{W \cdot L_1^2}{24 \cdot E \cdot I} \cdot \alpha_0 \cdot (3\alpha_0^3 + 6\alpha_0^2 - 1) \qquad (cm)$$

ここで，

δ	：	管軸方向撓み量	(cm)
W	：	$G \cdot \cos\alpha + K_h \cdot G \cdot \sin\alpha$	(kgf/cm)
L	：	単管長（両端支持の支台間隔）	(cm)
L_1	：	中間２点支持の支台間隔	(cm)
E	：	管の軸方向弾性係数	(kgf/cm²)

ＦＷ成形管では $E = 240,000 \times \frac{t_u}{T}$ (kgf/cm²)

遠心力成形管では $E = 60,000$ (kgf/cm²)

I	：	管軸方向断面二次モーメント	(cm⁴)

FW成形管では　$I = \frac{\pi}{64} \times \{(D+2 \cdot T)^4 - D^4\}$　(cm^4)

遠心力成形管では　$I = \frac{\pi}{64} \times \{D_1^4 - (D_1 - 2 \cdot T)^4\}$ (cm^4)

α ：　管路の傾斜角

α_0 ：　$\frac{L - L_1}{2 \cdot L_1}$　(cm)

仮に，撓みの規制値を設けるとすれば，支台，中間支台間隔：L の1/350以下とするのが一般的と考えられる。

1.3.2 ＦＲＰＭ管の設計

ＦＲＰＭ管は，内・外面のＦＲＰ層は管体に発生する応力を分担し，中間の樹脂モルタル層は内外面のＦＲＰ層の間隔を保って剛性を高める役割を分担するとして設計手法は確立されている。

しかし，製品はJIS A 5350「強化プラスチック複合管」として規格化されており，ＦＲＰＭ管を使用する場合は，設置する場所の想定される荷重条件，施工条件に対し安全である管種を規格品の中から選択するのが設計・製作上便宜的であり，かつ経済的であるので，ＦＲＰＭ管の設計とは JIS A 3530 に規定する管種の中から最適な管種を選択することと換言できる。

(1) ＦＲＰＭ管の管種選定フロー

ＦＲＰＭ管の管種選定は，図－1.3.4 に示すフローの手順で行う。

(2) 管体設計条件

(a) 最大使用水量

最大使用水量は水力発電計画から与えられる。

(b) 設計内圧

1.3.1.(2).(b)に準ずる。

サージング並びに水撃圧の検討は「発電用水力設備の技術基準」による。

水撃波の伝播速度の初期の計算に使用するＦＲＰＭ管の管周方向引張弾性係数は，暫定的に表－1.3.9 に示す値を適用するが，呼び径，管種を決定してから与えられている表－1.3.18 の曲げ剛性（EI値）から逆算して決定する。

表－1.3.9　ＦＲＰＭ管の管周方向弾性係数

単位（10^3kgf/cm^2）

管　種	ＦＷ成形管		遠心力成形管	
1　種	220	管種によってほぼ一定している。	170	EI値から逆算した全管径の平均値である。呼び径が選択されたときEI値から逆算で E値を決定する。
2　種	200		160	
3　種	170		135	
4　種	155		125	
5　種	150		115	

(c) 埋設深さ

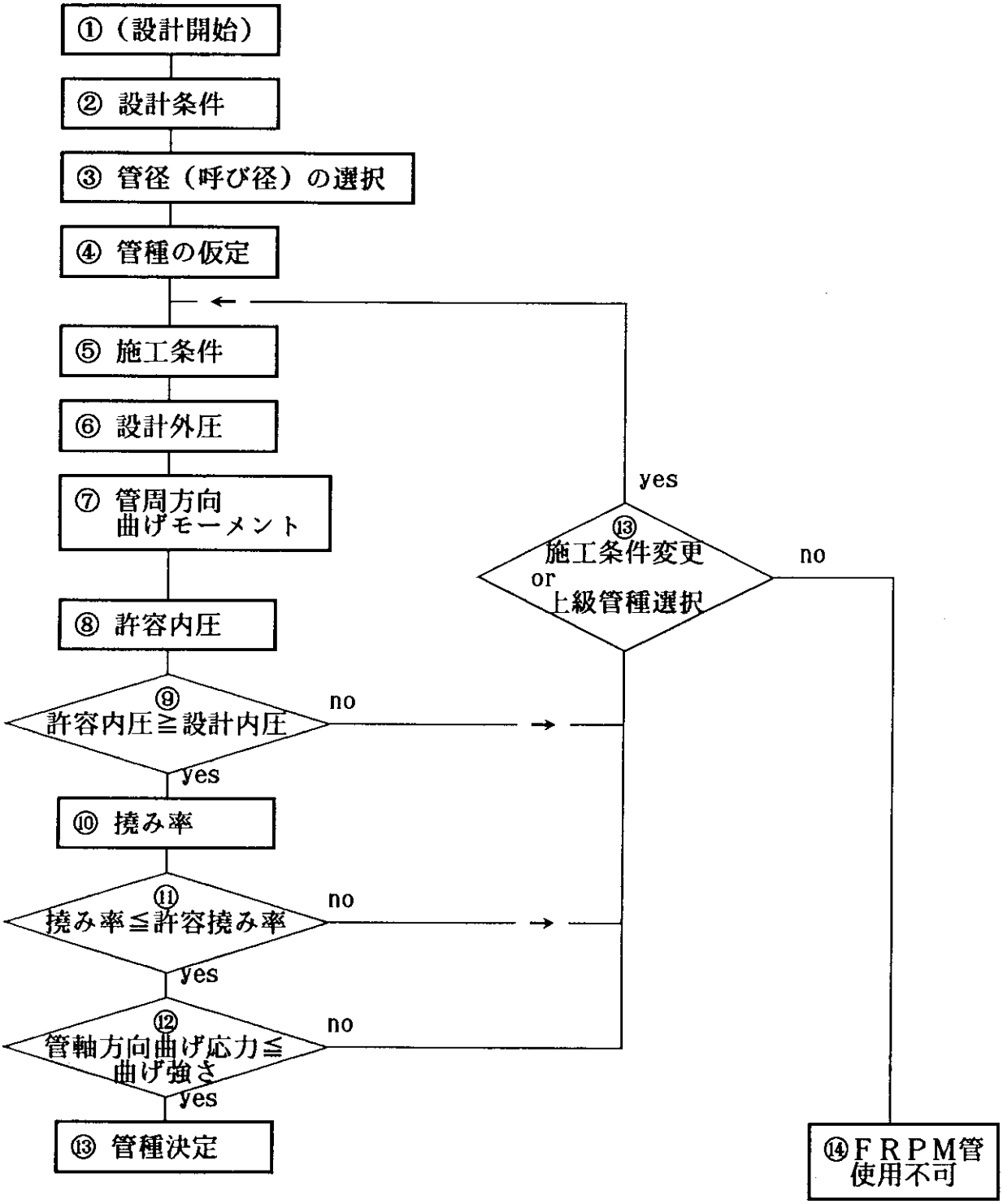
埋設深さは埋設箇所の条件に応じて下記を基準とするが，管理者あるいは地権者と協議して決定する。

1) 道路下埋設

最小埋設深さは下記を標準とする。

公道……道路法施行令第12条第3項により1.2m以上とする。

農道及び私道……呼び径600(mm)以上で，1.2m以上とする。



図－1.3.4　ＦＲＰＭ管の管種選定フロー図

2）軌道下埋設

軌道管理者との協議による。

3）河川下埋設

一般的には河川法第13条（河川管理施設等の構造の基準）第２項に基づく河川管理施設等構造令第72条により，2.0m以上とする。

4）耕地下埋設

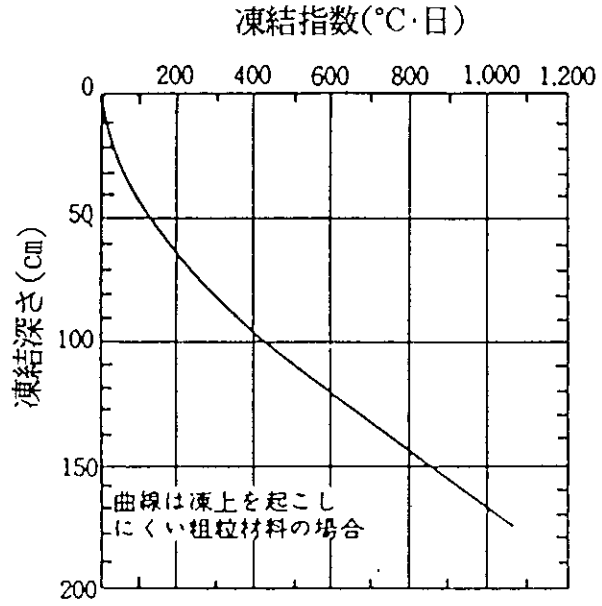
最小埋設深さは，呼び径600～2000(㎜)以上において，（0.6m＋耕土深さ）を標準とするが，管の敷設状況などを考慮して決定する。

5）山林下埋設

最小埋設深さは，呼び径600(㎜)以上で，0.6mを標準とするが，地上権との関係を考慮して決定する。

6）寒冷地における埋設

凍結深さ以上とする。凍結深さは，理論最大凍結深さとし，凍結を起こしにくい粗粒材料の場合は図－1.3.5 を参考に決定する。



図－1.3.5　凍結指数と凍結深さの関係

7）浮上防止深さ

地下水位が高い場合には，管内空虚時に管体が浮上しない深さに埋設する必要がある。

①　地下水位が管頂高さの場合

$$H \geqq \frac{\pi D_c}{4} \cdot \frac{S-\{1-(\frac{D}{D_c})^2\} \cdot \gamma_p}{w}$$

$H=0.6\times D$　として概算される。

②　地下水位が地表面の場合

$$H \geqq \frac{\pi D_c}{4} \cdot \frac{S-\{1-(\frac{D}{D_c})^2\} \cdot \gamma_p}{w-1}$$

$H=1.1\times D$　として概算される。

ここで，H：管が浮上しないための最小土被り（m）

S：安全率（1.2とする。）

D_c：管の外径（m）

D：管の内径　（m）

γ_p：管材料の単位体積重量（2.0 tf/㎥）
W：埋戻し土の飽和単位体積重量 （tf/㎥）

(d) 路面荷重

路面荷重としては群衆荷重と自動車荷重を考慮するが，これらは同時に作用しないものとし，両者の換算等分布荷重を比較して大きい方を採用する。

1) 群衆荷重

路面等で大型自動車が入る場合	0.05	(kgf/㎠)
大型自動車の入らない耕作道	0.03	(kgf/㎠)
公道の歩道	0.05	(kgf/㎠)

2) 自動車荷重

路上を走行する荷重としては自動車，ローラー，ブルドーザー等があるが，自動車（トラックを指す。）荷重を基準として設計しておけば，工事中やその他の特殊な場合を除き，他の荷重についての計算は省略してよい場合が多い。

(e) その他の載荷重

1) 特定の載荷重

乗載される荷重が特定されている場合は，その荷重を土の高さに換算し，土被りの厚さに加算する。

2) 群衆荷重

群衆荷重は山林では0.03(kgf/㎠)とする。ただし，大型機械等による荷重が予想される場合には別途検討する。

3) ブルドーザー荷重

主として，工事中にブルドーザーを使用して埋戻しや転圧をする場合のブルドーザーの荷重を考慮する。

4) 宅地荷重

埋設管路の上部が，将来宅地として利用されることが明らかな場合には，宅地荷重として 0.2(kgf/㎠)程度（木造２階建て相当）を見込むものとする。

なお，この場合には群衆荷重，積雪荷重は同時に作用しないものとし，いずれか大きい方を採用するものとする。

5) 積雪荷重

路面で，自動車荷重と組み合わせる積雪荷重は0.01(kgf/㎠)を見込む。

積雪荷重のみの場合は，積雪深さ1.0m当たり0.03(kgf/㎠)を見込む。ただし，群衆荷重と比較して大きい方を採用するものとする。

(3) 管径（呼び径）の選択

JIS A 5350 であらかじめ定められている管径（呼び径）のものの中から最適な管径を選択することになる。

検討初期の管径の選択方法はＦＲＰ管の場合に準ずるが，ＦＲＰＭ管は低落差計画に適用される場合が多いので，そのうちでも低落差計画では2.0(m/s)，高落差計画では3.0(m/s)程度をおおむねの管内流速として必要な管径を逆算し，それに近似する呼び径のものを

選択する。

なお，最終的に採用する呼び径は，上記の手順で選択した呼び径の上下の呼び径のＦＲＰＭ管を比較案として設定し，それぞれの工事費，発生電力量の評価額の増減に基づいて経済性を検討し，それらの中から最も経済的な管径（呼び径）を選択する。

(4) 単管の有効長の選択

JIS A 5350に記載されているＦＲＰＭ管の有効長は4m，6mであるが，管長 6m以下のものは，設計長さに応じて，任意の長さのものの製作が可能である。

しかし，製造者によっては 9mまでの製造が可能とされており，それ以下で任意の管長が選択できるので，輸送制限，据付施工等を総合勘案して単管長を選択する。

(5) 管種の仮定

設計の当初に仮定する管種は，設計内圧の２倍の内圧，又はそれを超えて最も近い内圧を試験内圧として JIS で規定されている管種（表－1.3.10 参照）とする。

表－1.3.10　ＦＲＰＭ内圧管の試験内圧

種	類		試験内圧 (kgf/cm^2)	摘要
内圧管	1 種		27	試験内圧は最大設計内圧の２倍を採って設定されている。
	2 種		21	
	3 種		14	
	4 種		10	
	5 種		5	
	特１種	Ｆ Ｗ 成形管	45	特１種は JIS では規定されていない。
		遠心力成形管	53	

(6) 設計外圧

設計外圧は，埋戻し土，その他の載荷重，水平土圧等の組合せによって起こり得る最大の外圧とする。

(a) 埋戻し土による鉛直土圧

① 管頂からの土被りが2.0m以下の場合は垂直土圧公式を用いる。

$W_v = W \cdot H$　　(kgf/cm^2)

ここで，W_v：管に作用する埋戻し土の鉛直土圧　(kgf/cm^2)

W：埋戻し土の単位体積重量　(kgf/cm^3)

H：埋戻し土の表面から管頂までの深さ　(cm)

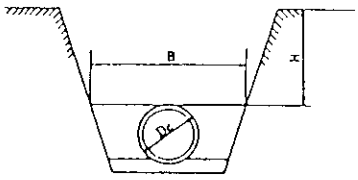
② 管頂からの土被りが2.0mを超える場合には，マーストン(Marston)(溝形) 公式を用いる。

ただし，マーストン公式による土圧が，土被りが 2mのときの垂直土圧公式による土圧よりも小さい場合には，土被りが 2mのときの垂直土圧公式による土圧とする。

$W_v = C_d \cdot W \cdot B$　　(kgf/cm^2)

ここで，C_d ：マーストン（溝形）の土圧係数

$$C_d = \frac{1 - e^{-2k\mu' \frac{H}{B}}}{2K\mu'}$$



埋設形状

K：ランキン(Rankine)の土圧係数

$$K = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}$$

ϕ：埋戻し土の内部摩擦角 （°）

e：自然対数の底 (2.718)

μ'：埋戻し土と地山の摩擦係数（$\mu' = \mu = \tan\phi$としてよい。）

B ：管頂の高さの溝幅 (cm)

埋戻し土の単位体積重量：W 及び内部摩擦角：ϕは土質によって異なるが，「発電用水力設備の技術基準」に示されているおおよその目安を表－1.3.11 に示す。なお，必要に応じ土質試験を実施して設定する。

(b) その他の載荷重

① 自動車（トラック）荷重

自動車（トラック）荷重は，ケーグラー(Kogler)の分散角法で算出する。

衝撃係数は，分散法を採用している「石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示（通商産業省ほか）」による。

$$W_w = \frac{2 \cdot n \cdot P_t \cdot (1+i)}{\{n \cdot L + (n-1) \cdot c + b + 2 \cdot H \cdot \tan\theta\} \cdot (a + 2 \cdot H \cdot \tan\theta)} \quad (kgf/cm^2)$$

ここで，W_w：トラック荷重による鉛直土圧 (kgf/cm²)

n：トラック台数

Pt：後輪１個の荷重＝ $\frac{1}{2} \cdot \frac{4}{5} \cdot W$ kgf)

W：トラック１台の総重量 (kgf)

L：後輪中心間隔 (cm)

H：管頂からの土被り (cm)

a：車輪接地長 (cm)

b：後輪輪帯幅 (cm)

c：相隣るトラック間の後輪中心間隔(cm)＝100 (cm)

θ：分散角(°)（一般に45°を用いてよい。）

i：衝撃係数 （表－1.3.12 参照）

② 特定物件の載荷重

特定物件の載荷重は土の高さに換算し，土被りの厚さに応じて管頂まで分散（分散角度45°）させて，土の高さに換算し，土被りの厚さに加算する。

③ 群衆荷重

群衆荷重により管頂部に作用する鉛直土圧は，耕地あるいは山林では0.03(kgf/cm²)とする。

表－1.3.11　土の単位体積重量：W 及び内部摩擦角：φ

種　別	状　　態	単位重量 W(tf/m³)	水中の単位重量 (tf/m³)	内部摩擦角 φ(°)
砕　石		[1]1.6～1.9	1.0～1.3	35～45
砂　利		[2]1.6～2.0	1.0～1.2	30～40
炭がら		[3]0.9～1.2	0.4～0.7	30～40
砂	締め固めたもの	1.7～2.0	1.0	35～40
	[4]ややゆるいもの	1.6～1.9	0.9	30～35
	ゆるいもの	1.5～1.8	0.9	25～30
普通土	硬いもの	1.7～1.9	1.0	25～35
	[5]やや軟らかいもの	1.6～1.8	0.8～1.0	20～30
	軟らかいもの	[6]1.5～1.7	0.8～0.9	15～25
粘　土	硬いもの	1.6～1.9	0.6～0.9	20～30
	[7]やや軟らかいもの	1.5～1.8	0.5～0.8	10～20
	軟らかいもの	1.4～1.7	0.4～0.7	0～10
シルト	[8]硬いもの	1.6～1.8	1.0	10～20
	軟らかいもの	[9]1.4～1.7	0.5～0.7	0

（注）[1]の1.6は石灰岩，又は砂岩系のもので単位重量が小さいもの
[2]の2.0は切込み砂利で密実なもの
[3]の1.2は活荷重その他によってよく締め固められたもの
[4]の砂はゆるい細砂，シルト質細砂など不安定なもの以外の一般の砂
[5]の普通土は砂質ローム，ローム及び砂質粘土ロームを含む
[6]の1.5は関東ロームその他の火山灰土で重量が小さいもの
[7]の粘土には粘土ローム，シルト質粘土，粘土などを含む
[8]のシルトにはシルトローム，シルトなどを含む
[9]の1.4はシルトのヘドロ状のもの

（注）砂，普通土，粘土などの盛土又は埋戻し土は原則として「軟らかいもの」（砂では「ゆるいもの」）の状態にあるものとみなす。

表－1.3.12　衝撃係数：i

土被りの高さ：H(m)	衝　撃　係　数　：i
0<H<1.5	0.5
1.5≦H<6.5	0.65－0.1・H
6.5≦H	0

④　ブルドーザー荷重

主として，工事中にブルドーザーを使用し，埋戻しや転圧をする場合，ブルドーザーの荷重が埋設管に図－1.3.6 のように作用する。

埋設管に作用するブルドーザー荷重による鉛直土圧は下式で算定する。

$$W_B = n \cdot q_B \cdot (1+i) \cdot \left(\frac{b}{b+2 \cdot H \cdot \tan\theta} \right) \quad (kgf/cm^2)$$

ここで，W_B：ブルドーザーによる鉛直土圧 (kgf/cm^2)

H：埋戻し面から管頂までの深さ (cm)

i：ブルドーザーの衝撃係数 （表－1.3.13 参照）

q_B：ブルドーザーの接地圧 (kgf/cm^2) （表－1.3.13 参照）

b：キャタピラの幅 (cm) （表－1.3.13 参照）

θ：荷重の土中への分散角度 $(^\circ)$…一般の土質では45° とする。

n：一つのキャタピラのみ作用する場合はn＝1とし，両方のキャタピラが作用する場合はn＝2とする。

$H \leqq \dfrac{(L-b)}{2}$ では

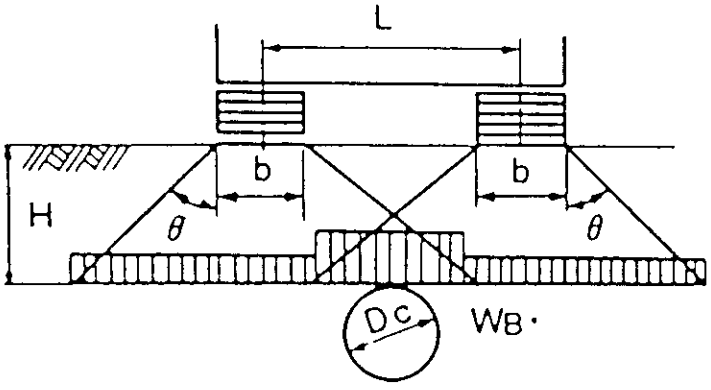
$$W_B = q_B \cdot (1+i) \cdot \left(\frac{b}{b+2 \cdot H} \right) \quad (kgf/cm^2)$$

$\dfrac{(L-b)}{2} < H < \left(L - \dfrac{b}{2}\right)$ では

$$W_B = q_B \cdot (1+i) \cdot \left(\frac{b}{L} \right) \quad (kgf/cm^2)$$

$H \geqq \left(L - \dfrac{b}{2}\right)$ では

$$W_B = 2 \cdot q_B \cdot (1+i) \cdot \left(\frac{b}{b+2 \cdot H} \right) \quad (kgf/cm^2)$$



図－1.3.6 両方のキャタピラが作用する場合

⑤ 宅地荷重

埋設管路の上部が，将来宅地として利用されることが明らかな場合には，宅地荷重として 0.2(kgf/cm^2)程度（木造２階建て相当）を見込むものとする。

なお，この場合には群衆荷重，積雪荷重は同時に作用しないものとし，いずれか大きい方を採用するものとする。

表－1.3.13　ブルドーザーの諸元

ﾌﾞﾙﾄﾞｰｻﾞｰ 規　格	接　地　圧 q_B (kgf/cm²)	ｷｬﾀﾋﾟﾗ幅 b (cm)	ｷｬﾀﾋﾟﾗ幅間隔 L (cm)	衝　撃　係　数 i
3 ton級	0.33	30	119	普通地盤
6 ton級	0.46	35	142	i = 0.0
8 ton級	0.48	41	154	軟弱地盤
11 ton級	0.58	46	188	i = 0.2
15 ton級	0.60	51	188	

⑥　積雪荷重

路面で，自動車荷重と組み合わせる積雪荷重は0.01(kgf/cm²)を見込む。

積雪荷重のみの場合は，積雪深さ1.0m当たり0.03(kgf/cm²)を見込む。ただし，群衆荷重と比較して大きい方を採用する。

(c) 水平土圧

水平土圧はスパングラー（Spangler）の公式で求める。

$$P_h = \frac{e'}{2 \cdot R}\left(\frac{X_1}{F} + X_2 + \frac{X_0}{F}\right) \quad (kgf/cm^2)$$

$$X_1 = F \cdot \frac{2 \cdot K \cdot W_v \cdot R^4}{EI + 0.061 \cdot e' \cdot R^3} \quad (cm)$$

$$X2 = \frac{2 \cdot K \cdot W_w \cdot R^4}{EI + 0.061 e' \cdot R^3} \quad (cm)$$

$$X_0 = F \cdot \frac{2 \cdot K_0 \cdot \gamma_w \cdot R^5}{EI + 0.061 \cdot e' \cdot R^3} \quad (cm)$$

ここで　P_h ：管側面中心に作用する水平土圧 (kgf/cm²)（図－1.3.7 参照）

e' ：埋戻し土の受働土圧係数 (kgf/cm²)　（表－1.3.14 参照）

F ：変形遅れ係数(1.0～1.5)　（表－1.3.15 参照）

X_1 ：W_vによる水平撓み (cm)

X_2 ：W_wによる水平撓み (cm)

X_0 ：γ_w による水平撓み (cm)

K, K_0：基礎の支持角によって決まる係数（表－1.3.16 参照）

基礎及び埋戻し材料は，原則として砂又は良質な土砂を用いるものとする。

撓み及び曲げモーメントの計算に用いる設計支持角は，締め固めた砂基礎の場合は図－1.3.8 に示す値を標準とする。

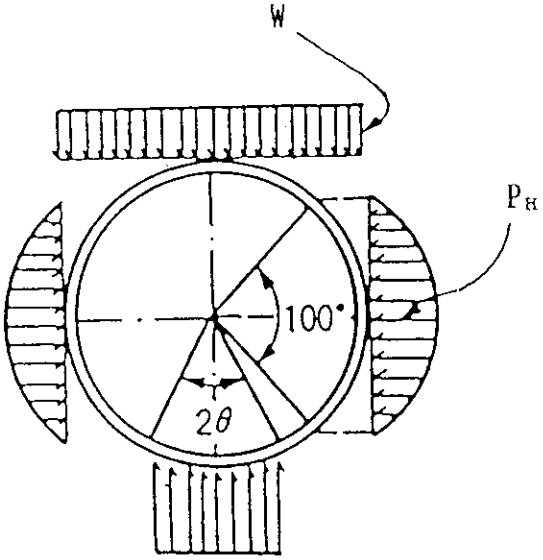
W_v：埋戻し土による鉛直土圧 (kgf/cm²)

W_w：載荷重による鉛直土圧 (kgf/cm²)

γ_w：水の単位体積重量＝0.001 (kgf/cm²)

EI：管体の曲げ剛性 (kgf－cm²/cm)　（表－1.3.18 参照）

R：管厚中心半径 (cm)



図－1.3.7　土圧分布モデル

表－1.3.14 土の受働抵抗係数：e′の標準値　（単位：kgf/cm²）

土の種類（統一分類法による）	締固めなし	一定の仕様を定めて管理する締固め	厳密な施工管理の下で行う締固め
		プロクター密度 <85% 相対密度で <40%	プロクター密度 ≧85～95% 相対密度で ≧40～70%
細粒土（LL≦50） 中程度の塑性から塑性のない土まで CL，ML，ML-CL （粗粒部分25%以下）	3.5	14	28
細粒土（LL≦50） 中程度の塑性から塑性のない土までCL，ML，ML-CL （粗粒部分25%以上） 細粒土を含む粗粒土 GM，GC，SM，SC （12%以上の細粒土を含む）	7	28	70
細粒土をほとんど含まないか全く含まない粗粒土 GW，GP，SW，SP （12%以下の細粒土を含む）	14	70	140

（注）プロクター密度＝$\dfrac{\text{（現場で締固めた後の乾燥密度）}}{\text{（基礎となる室内締固め試験［JIS A 1210］での最大乾燥密度）}}$ •100（%）

上表は ASTM－D3839及び AWWA－C950－81 の基準と同一であるが，これによれば，砕石

の場合には締固めなしの状態でe′は70(kgf/cm²)程度，一定の仕様を定めて管理し，プロクター密度85%，相対密度40%程度以上とする場合のe′は 210(kgf/cm²)としている。

湧水の多い場所，土被りの比較的大きな場所あるいは砂の入手が困難な場所などでは砕石基礎が適している。

表－1.3.15　変形遅れ係数：F

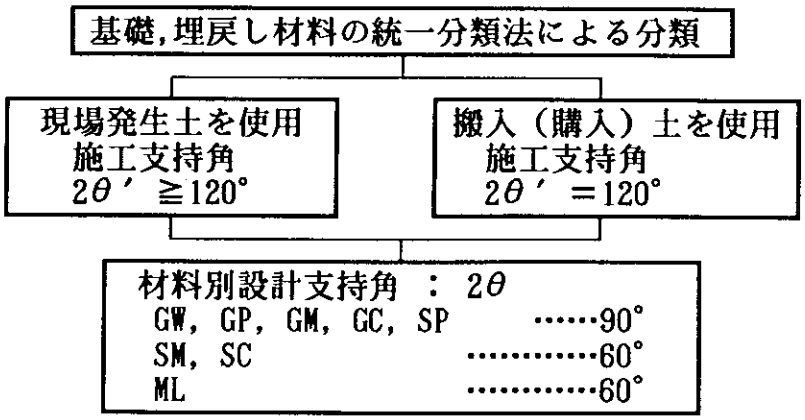
十分締固まった砂，若しくは砂質土の地質に埋設する場合 管の側面が管の半径以上の幅にわたり，砂若しくは砂質土で置換されて十分締固めてある場合	1.0
その他の場合	1.5

変形遅れ係数は「石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示」第10条（二）に規定されている。

表－1.3.16　管底の支持角によって決まる係数：K,K_0,K_1,K_2,K_p

基礎の設計支持角 2θ（°）	60°	90°	120°	180°	摘　　要
K　（土　　圧）	0.103	0.096	0.089	0.083	撓み計算
K0　（管内水重）	0.096	0.085	0.075	0.065	撓み計算
K1　（土　　圧）	0.377	0.314	0.275	0.250	モーメント計算
K2　（管内水重）	0.420	0.321	0.260	0.220	モーメント計算
Kp　（管 自 重）	0.191	0.169	0.149	0.131	撓み計算

注：　設計支持角は図－1.3.8 に準拠する。



図－1.3.8　土または砂基礎の設計支持角

(7) 管周方向曲げモーメント

土圧，載荷重及び管内水重によって発生する管周方向の最大曲げモーメントはスパングラーの土圧分布モデルに基づいて算定する。

水平土圧については各種の土圧分布モデルが提唱されているが，ここではスパングラー

表－1.3.17　基礎及び埋戻し材料（統一土質分類法による）

区　　分	管体の基礎材料	埋戻し材料
適　　性	（管体を支持する部分）	（管体に水平土圧を及ぼす部分）
良　　好	SW，砕石	GW，GP，SW，SP，砕石
良	GW，GP，GM，GC， SP，SM，SC	GM，GC，SM，SC，CL ML，ML-CL
やや　良	ML	（粗粒部分が25%以下の） CL，ML，ML-CL

（Spangler）の土圧分布モデル（図－1.3.7 参照）で作用するものとする。

$M = K_1 \cdot W \cdot R^2 + K_2 \cdot \gamma_w \cdot R^3 - 0.083 \cdot e' \cdot \Delta X \cdot R$

ここで，M：管底に生ずる曲げモーメント　(kgf-cm/cm)

W：土圧及び載荷重＝$W_v + W_w$　(kgf/cm^2)

W_v：埋戻し土による鉛直土圧　(kgf/cm^2)

W_w：載荷重の組合せによる最大鉛直土圧　(kgf/cm^2)

γ_w：水の単位体積重量　(kgf/cm^3)

R　：板厚の中心半径　(cm)

e′　：土の受働抵抗係数　(kgf/cm^2)　（表－1.3.14 参照）

ΔX　：水平撓み量　(cm)

$$\Delta X = \frac{F\,(2K \cdot W_v \cdot R^4 + 2K_0 \cdot W_0 \cdot R^5) + 2K \cdot W_w \cdot R^4}{EI + 0.061\,e' \cdot R^3} \quad (cm)$$

EI：管の剛性　(kgf-cm^2/cm)　（表－1.3.18 参照）

K ,K_0,K_1,K_2：管底の支持角によって決まる係数　（表－1.3.16 参照）

この曲げモーメントを、下式によって外圧による線荷重に換算する。

$$P_H = \frac{M}{0.318 \cdot R} \quad (kgf/cm)$$

ここで，P_H：外圧による線荷重　(kgf/cm)

M：管体に発生する曲げモーメント　(kgf･cm/cm)

R：管厚中心半径　(cm)

(8) 管の許容内圧

管の許容内圧を次式で求め，この内圧が設計内圧を上回るようにしなければならない。

$$\left(\frac{P_H}{P_C/S}\right)^2 + \left(\frac{H_P}{H_C/S}\right) = 1$$

ここで，P_C　：試験外圧　(kgf/cm)　（表－1.3.19，表－1.3.20 参照）

H_C　：試験内圧　(kgf/cm^2)　（表－1.3.10 参照）

P_H　：外圧による線荷重　(kgf/cm)

H_P　：外圧が P_H のときの許容内圧　(kgf/cm^2)

S　：安全率（2.0とする。）

上式から

$$H_P = \frac{H_C}{2} \cdot \{ 1 - (\frac{2P_H}{P_C})^2 \}$$

設計内圧が許容内圧を上回る場合は，条件を満足するよう施工条件を吟味するか，上級管種を選択するなどの検討を行って，最適な管種・施工条件を選定する。

(9) 管の許容撓み率

撓み率は下式（Spanglerの修正式）で求め，その値を設計における許容撓み率以下とする。

管の撓み率は管厚中心線直径に対する水平撓み量の比率で表され，施工後における管の許容撓み率は 5%であるが，施工時の 1～2% のバラツキを考慮して，設計における許容撓み率は 3～4% が採用されている。

管の水平撓み量，水平撓み率は下式（Spanglerの修正式）で算定する。

$$X = \frac{F\,(2K \cdot W_v \cdot R^4 + 2K_0 \cdot \gamma w \cdot R^5 + 2K_P \cdot W_p \cdot R^4) + 2K \cdot W_w \cdot R^4}{EI + 0.061e' \cdot R^3} \quad (cm)$$

$$V = \frac{X}{2R} \times 100 \quad (\%)$$

ここで，V ：水平撓み率 （%）
X ：水平撓み量 （cm）
R ：管厚中心半径 （cm）
W_v ：埋戻し土による鉛直土圧 （kgf/cm^2）
W_w ：載荷重による鉛直土圧 （kgf/cm^2）
（W_wは埋設地点での載荷重の組合せで生ずる最大鉛直土圧…豪雪地帯では積雪荷重の方がトラック荷重より大きい場合がある。）
γ_w：水の単位体積重量 （kgf/cm^3）
K,K_0,K_P：管底の支持角によって決まる係数 （表－1.3.16 参照）
F ：変形遅れ係数 （表－1.3.15 参照）
E ：管の管周方向曲げ弾性係数 （kgf/cm^2）

上記による水平撓み率が設計撓み率を超える場合には，埋戻し土の受働抵抗係数，設計支持角を大きくするなどの施工方法，あるいは上級管種への変更等が検討される。

(10) 管軸方向強度

管を両端支持の弾性地盤上の有限梁として軸方向に発生する最大応力を計算するほか，地盤の不等沈下が大きいと予想される箇所については，不等沈下により生ずる応力を計算するものとする。

管の軸方向保証曲げ強さについての強化プラスチック複合管協会の規格を，表－３．２１に示すが，設計に採用する曲げ強さは，これを所定の安全率(2.0×1.5)で除した値とする。

1.3.3 異形管

曲管，漸縮管，分岐管等の異形管のうち，特に高強度を必要とするものをＦＲＰで製作する場合は慎重に検討する必要がある。その試験にも多くの労力と費用を必要とし，製作費を含めて経済的でない場合が多いので，その場合には「発電用水力設備の技術基準」に

適合する鋼製とする。

曲管等は原則として両受管を使用する。両受管は片受，片挿のものに比べて製作コストは高いが，ある程度のローリングが吸収できるので現場での施工が極めて容易となる。

また，曲管はアンカーブロック等で屈曲点に正確に，直管よりも先行して設置されることが多いが，調整管等との併用によって曲管と曲管との間の直管の据付施工が容易となる。

表－1.3.18　ＦＲＰＭ管の曲げ剛性

呼び径 (mm)	管厚 t (cm)		管厚中心半径 R (cm)		内圧管のＥＩ値 (10^3kgf·cm^2/cm)				
	ＦＷ成形管	遠心力成形管	ＦＷ成形管	遠心力成形管	1種	2種	3種	4種	5種
200	0.7	……	10.35	……	5.288	4.716	3.859	3.480	3.287
250	0.75	……	12.88	……	6.504	5.801	4.746	4.219	4.043
300	0.8	……	15.40	……	8.320	7.467	6.187	5.547	5.333
350	0.85	……	17.93	……	9.980	8.956	7.421	6.653	6.397
400	0.9	1.1	20.45	20.75	12.45	11.23	9.416	8.505	8.201
450	0.95	1.15	22.98	23.28	14.64	13.21	11.07	10.00	9.645
500	1.0	1.2	25.50	25.80	18.33	16.66	14.16	12.91	12.50
600	1.2	1.4	30.60	30.85	31.68	28.80	24.48	22.32	21.60
700	1.4	1.6	35.70	35.85	50.30	45.73	38.87	35.44	34.30
800	1.6	1.8	40.80	40.90	75.09	68.26	58.02	52.90	51.20
900	1.8	2.05	45.90	45.93	106.9	97.20	82.62	75.33	72.90
1000	2.0	2.3	51.00	50.90	146.6	133.3	113.3	103.3	100.0
1100	2.2	2.55	56.10	55.93	195.2	177.4	150.6	137.5	133.1
1200	2.4	2.8	61.20	60.90	253.4	230.4	195.8	178.5	172.8
1350	2.7	3.1	68.85	68.45	360.8	328.0	278.8	254.2	246.0
1500	3.0	3.4	76.50	76.00	495.0	450.0	382.5	348.7	337.5
1650	3.3	3.7	84.15	83.20	658.8	598.9	509.1	464.1	449.2
1800	3.6	4.1	91.80	90.35	855.3	777.6	660.9	602.6	583.2
2000	4.0	4.5	102.00	100.80	1,173	1,066	906.6	826.6	800.0
2200	4.4	4.9	112.20	111.55	1,561	1,419	1,206	1,100	1,064
2400	4.8	5.4	122.40	120.20	2,027	1,843	1,566	1,428	1,382
2600	5.2	……	132.60	……	2,578	2,343	1,992	1,816	1,758
2800	5.6	……	142.80	……	3,220	2,927	2,488	2,268	2,195
3000	6.0	……	153.00	……	3,960	3,600	3,060	2,790	2,700

表－１．３．１９　ＦＲＰＭ管（JIS A 5350：平成 7年 3月31日まで適用）内圧管の外圧強さ

単位 kgf/m {kN/m}

呼び径	基準たわみ量	基準たわみ外圧					試験外圧				
	(mm)	1種	2種	3種	4種	5種	1種	2種	3種	4種	5種
200	10	3 200{ 31.3}	2 850{ 28.0}	2 340{22.8}	2 080{20.4}	1 990{19.6}	4 760{ 46.6}	4 660{ 45.7}	4 170{ 40.9}	3 570{ 35.1}	3 370{ 33.2}
250	13	2 660{ 26.0}	2 370{ 23.3}	1 940{19.0}	1 720{17.0}	1 650{16.2}	4 400{ 43.0}	4 300{ 42.1}	3 850{ 37.7}	3 300{ 32.4}	3 110{ 30.6}
300	15	2 290{ 22.5}	2 060{ 20.2}	1 710{16.7}	1 530{14.9}	1 470{14.5}	4 440{ 43.6}	4 360{ 42.7}	3 920{ 38.5}	3 400{ 33.3}	3 220{ 31.5}
350	18	2 090{ 20.5}	1 880{ 18.5}	1 560{15.2}	1 400{13.6}	1 340{13.2}	4 310{ 42.2}	4 230{ 41.4}	3 800{ 37.3}	3 300{ 32.3}	3 130{ 30.6}
400	20	1 950{ 19.2}	1 760{ 17.3}	1 480{14.5}	1 330{13.1}	1 290{12.6}	4 480{ 44.0}	4 400{ 43.2}	3 990{ 39.0}	3 490{ 34.2}	3 320{ 32.6}
450	23	1 860{ 18.3}	1 680{ 16.5}	1 410{13.8}	1 270{12.5}	1 230{12.0}	4 450{ 43.6}	4 360{ 42.8}	3 950{ 38.7}	3 460{ 33.9}	3 290{ 32.3}
500	26	1 930{ 18.9}	1 750{ 17.2}	1 490{14.6}	1 360{13.3}	1 320{12.9}	4 770{ 46.7}	4 690{ 45.9}	4 280{ 41.9}	3 780{ 37.2}	3 620{ 35.5}
600	31	2 300{ 22.6}	2 090{ 20.5}	1 780{17.5}	1 620{15.9}	1 570{15.4}	5 720{ 56.0}	5 620{ 55.0}	5 130{ 50.3}	4 540{ 44.6}	4 340{ 42.6}
700	36	2 670{ 26.2}	2 430{ 23.8}	2 060{20.3}	1 880{18.5}	1 820{17.8}	6 680{ 65.4}	6 560{ 64.2}	5 990{ 58.7}	5 290{ 52.0}	5 060{ 49.7}
800	41	3 040{ 29.9}	2 770{ 27.1}	2 350{23.1}	2 140{21.0}	2 070{20.3}	7 630{ 74.7}	7 500{ 73.4}	6 840{ 67.1}	6 050{ 59.5}	5 790{ 56.8}
900	46	3 410{ 33.5}	3 100{ 30.4}	2 640{25.9}	2 400{23.6}	2 330{22.8}	8 580{ 84.1}	8 440{ 82.6}	7 700{ 75.5}	6 810{ 66.9}	6 510{ 63.9}
1 000	51	3 780{ 37.2}	3 440{ 33.7}	2 920{28.7}	2 670{26.1}	2 580{25.3}	9 540{ 93.4}	9 370{ 91.7}	8 550{ 83.9}	7 560{ 74.3}	7 230{ 71.0}
1 100	56	4 160{ 40.8}	3 780{ 37.0}	3 210{31.5}	2 930{28.7}	2 830{27.8}	10 500{103 }	10 300{101 }	9 410{ 92.2}	8 320{ 81.8}	7 960{ 78.1}
1 200	61	4 530{ 44.4}	4 120{ 40.3}	3 500{34.4}	3 190{31.3}	3 090{30.2}	11 400{112 }	11 200{110 }	10 300{101 }	9 080{ 89.2}	8 680{ 85.2}
1 350	69	5 120{ 50.3}	4 650{ 45.6}	3 960{38.9}	3 610{35.4}	3 490{34.2}	12 900{126 }	12 700{124 }	11 500{113 }	10 200{100 }	9 770{ 95.9}
1 500	77	5 710{ 56.1}	5 190{ 50.9}	4 420{43.4}	4 030{39.5}	3 900{38.2}	14 300{140 }	14 100{138 }	12 800{126 }	11 300{111 }	10 900{107 }
1 650	84	6 230{ 61.2}	5 670{ 55.5}	4 820{47.3}	4 390{43.1}	4 250{41.6}	15 700{154 }	15 500{151 }	14 100{138 }	12 500{123 }	11 900{117 }
1 800	92	6 830{ 67.0}	6 210{ 60.8}	5 280{51.8}	4 810{47.2}	4 660{45.6}	17 200{168 }	16 900{165 }	15 400{151 }	13 600{134 }	13 000{128 }
2 000	102	7 570{ 74.3}	6 880{ 67.4}	5 850{57.5}	5 330{52.3}	5 160{50.6}	19 100{187 }	18 700{183 }	17 100{168 }	15 100{149 }	14 500{142 }
2 200	112	8 310{ 81.6}	7 560{ 74.0}	6 420{63.1}	5 860{57.4}	5 670{55.5}	21 000{205 }	20 600{202 }	18 800{184 }	16 600{164 }	15 900{156 }
2 400	122	9 050{ 88.9}	8 230{ 80.7}	7 000{68.7}	6 380{62.5}	6 170{60.5}	22 900{224 }	22 500{220 }	20 500{201 }	18 200{178 }	17 400{170 }
2 600	133	9 870{ 96.9}	8 970{ 87.9}	7 630{74.9}	6 950{68.2}	6 730{65.9}	24 800{243 }	24 400{239 }	22 200{218 }	19 700{193 }	18 800{185 }
2 800	143	10 600{104 }	9 650{ 94.5}	8 200{80.5}	7 480{73.3}	7 240{70.9}	26 700{262 }	26 200{257 }	23 900{235 }	21 200{208 }	20 300{199 }
3 000	153	11 400{111 }	10 300{101 }	8 770{86.2}	8 000{78.4}	7 740{75.9}	28 600{280 }	28 100{275 }	25 700{252 }	22 700{223 }	21 700{213 }

表－１．３．２０ ＦＲＰＭ管（JIS A 5350：平成 7年 4月 1日から適用）内圧管の外圧強さ

単位 kN/m

呼び径	基準たわみ量 (mm)	基準たわみ外圧					試験外圧				
		1種	2種	3種	4種	5種	1種	2種	3種	4種	5種
200	10	31.3	28.0	22.8	20.4	19.6	46.6	45.7	40.9	35.1	33.2
250	13	26.0	23.3	19.0	17.0	16.2	43.0	42.1	37.7	32.4	30.6
300	15	22.5	20.2	16.7	14.9	14.5	43.6	42.7	38.5	33.3	31.5
350	18	20.5	18.5	15.2	13.6	13.2	42.2	41.4	37.3	32.3	30.6
400	20	19.2	17.3	14.5	13.1	12.6	44.0	43.2	39.0	34.2	32.6
450	23	18.3	16.5	13.8	12.5	12.0	43.6	42.8	38.7	33.9	32.3
500	26	18.9	17.2	14.6	13.3	12.9	46.7	45.9	41.9	37.2	35.5
600	31	22.6	20.5	17.5	15.9	15.4	56.0	55.0	50.3	44.6	42.6
700	36	26.2	23.8	20.3	18.5	17.8	65.4	64.2	58.7	52.0	49.7
800	41	29.9	27.1	23.1	21.0	20.3	74.7	73.4	67.1	59.5	56.8
900	46	33.5	30.4	25.9	23.6	22.8	84.1	82.6	75.5	66.9	63.9
1 000	51	37.2	33.7	28.7	26.1	25.3	93.4	91.7	83.9	74.3	71.0
1 100	56	40.8	37.0	31.5	28.7	27.8	103	101	92.2	81.8	78.1
1 200	61	44.4	40.3	34.4	31.3	30.2	112	110	101	89.2	85.2
1 350	69	50.3	45.6	38.9	35.4	34.2	126	124	113	100	95.9
1 500	77	56.1	50.9	43.4	39.5	38.2	140	138	126	111	107
1 650	84	61.2	55.5	47.3	43.1	41.6	154	151	138	123	117
1 800	92	67.0	60.8	51.8	47.2	45.6	168	165	151	134	128
2 000	102	74.3	67.4	57.5	52.3	50.6	187	183	168	149	142
2 200	112	81.6	74.0	63.1	57.4	55.5	205	202	184	164	156
2 400	122	88.9	80.7	68.7	62.5	60.5	224	220	201	178	170
2 600	133	96.9	87.9	74.9	68.2	65.9	243	239	218	193	185
2 800	143	104	94.5	80.5	73.3	70.9	262	257	235	208	199
3 000	153	111	101	86.2	78.4	75.9	280	275	252	223	213

表－1.3.21　ＦＲＰＭ管の管軸方向曲げ強さ　(kgf/cm²)

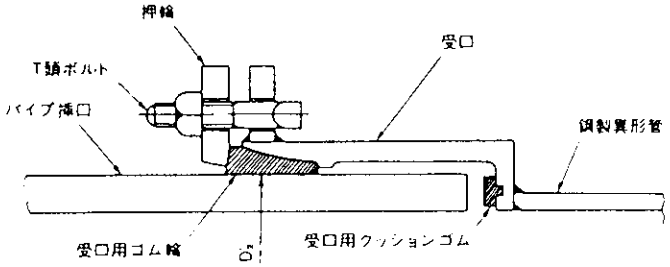
呼び径 (mm)	基準強度 (kgf/cm²)									
	1種		2種		3種		4種		5種	
	FW	遠心	FW	遠心	FW	遠心	FW	遠心	FW	遠心
200	600	…	600	…	500	…	500	…	500	…
250～350	550	…	550	…	450	…	450	…	450	…
400～500	500	600	500	500	400	400	400	400	400	400
600	450	600	450	500	350	400	350	350	350	350
700	350	600	350	500	300	350	300	300	300	300
800～900	300	600	300	500	250	300	250	300	250	300
1000	250	500	250	450	200	300	200	300	200	300
1100～3000	200	450	200	400	150	300	150	250	150	250

（注：遠心成形管の最大呼び径は 2400 である。）

1.3.4 継手

ＦＲＰ管，ＦＲＰＭ管の継手部は，JIS A 5350 に準拠する。

鋼製異形管の継手はＫ形とする。



図－1.3.9　Ｋ形継手の構造

許容曲げ角度は，継手部が漏洩なく曲がる角度のおよそ1/2として，表－1.3.22 のようにＪＩＳで定められているが，曲げ配管を行う場合の継手部１か所当たりの設計上の曲げ角度は，許容曲げ角度の1/1.5～1/3以下とする。

表－1.3.22 継手部の許容曲げ角度

呼　径(mm)	許容曲げ角度(°)	備　考
200～250	6° 00′	現在製作されている管の呼び径はＦＷ成形管では200～3000（mm），遠心力成形管では400～2400（mm）である。
300	5° 00′	
350～400	4° 30′	
450～800	4° 00′	
900～1000	3° 30′	
1100	3° 00′	
1200	2° 50′	
1350	2° 40′	
1500～3000	2° 30′	

1.3.5 調整管

固定台間の管路の長さの調整には，調整管を用いる。

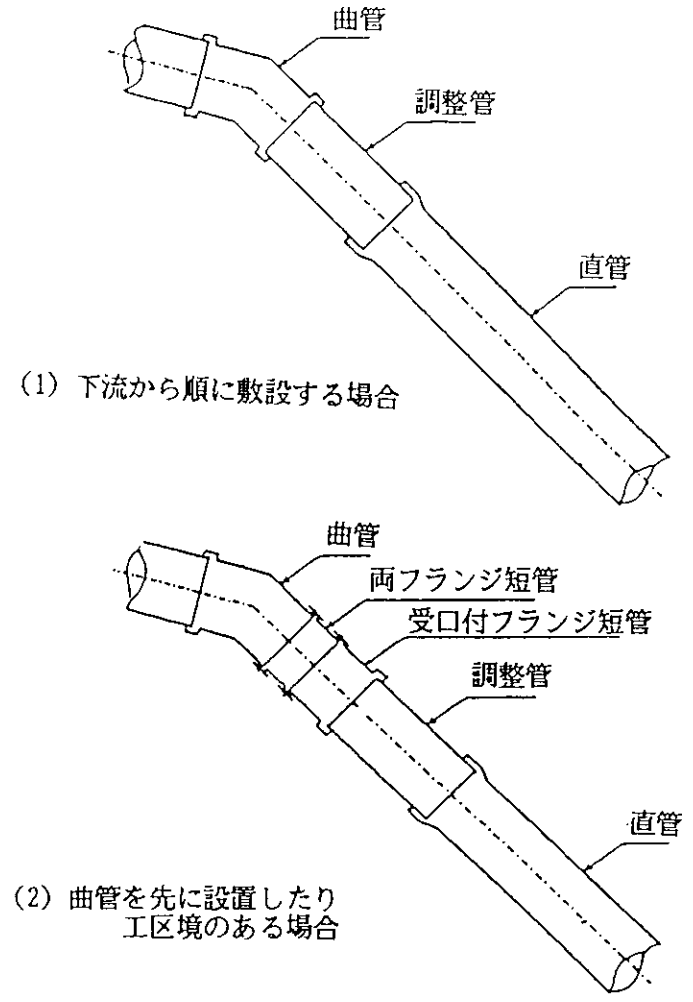
露出接地する水圧管の敷設は，下流側から順次に行うのが普通であるが，その敷設の順に従って曲管を設置していく場合（図－1.3.10(1)参照）と，曲管を先にアンカーブロックに設置固定しておき，後で直管を敷設する場合（図－1.3.10(2)参照）がある。

管路の傾斜が急勾配であり，管路の屈折角に合わせての管の据付施工が困難な場合には後者が採用されることが多い。

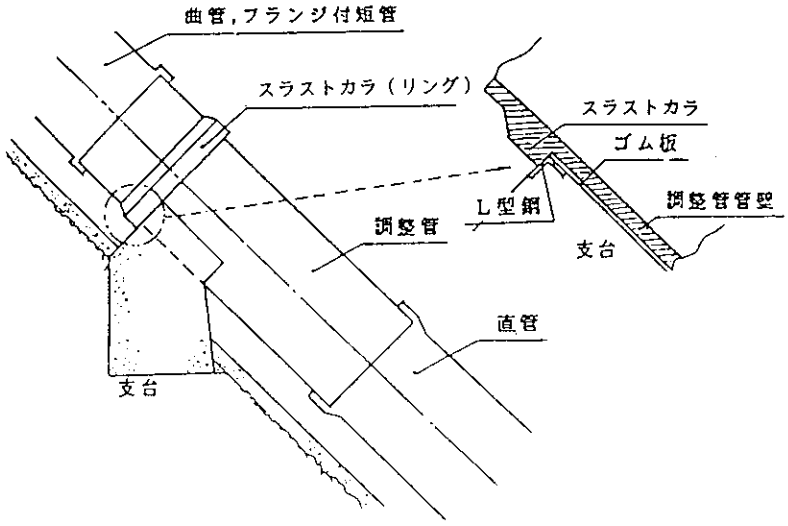
通常は，曲管の位置は厳密に定められることが多いので，曲管と直管との間には長さを調整するための調整管が必要となる。

調整管には両挿しのＦＲＰ管あるいはＦＲＰＭ管を使用する。調整管の下流側は通常の挿口形状として下流の受口に挿入し，上流側は長さを調節して切断し，Ｋ形加工を施して曲管や受口付きフランジ単管と接続する。

露出して傾斜設置される調整管には滑動防止のためのスラストカラ（リング）を装着する。これはＦＷ成形管では管本体の製作時にスラストカラの必要厚さだけ巻き込み製作し支台の上流側端面に接する側を平滑に仕上げ切削して設けられるが，遠心力成形管では別途にスラストカラを製作し，接着剤で本管に接着する。（図－1.3.11 参照）



図－1.3.10　調整管の使用方法



図－1.3.11　滑動防止のスラストカラ

1.4 支台及びアンカブロック

1.4.1　支台及びアンカブロックの基本条件

支台は，自重，管胴本体及びその付属設備並びに管内の水の重量，地震力，載荷重，雪荷重，温度荷重並びに風荷重に対し安定であり，かつ，構造上安全であることが必要で，設計は「発電用水力設備の技術基準」に準拠する。

ＦＲＰ水圧管路の管体支持の特徴は，直線設置される各々の単管が，独自にそれに付属する支台で保持され，アンカブロックに埋設される曲管と接合されるＦＲＰ管以外の管は，アンカブロックに外力を作用しないことである。

アンカブロックの内部に埋設されるのは鋼管である場合が多いと思われるので，アンカブロックの設計はＦＲＰ管の上記の特徴を考慮し，「発電用水力設備の技術基準」に準拠して検討すればよい。

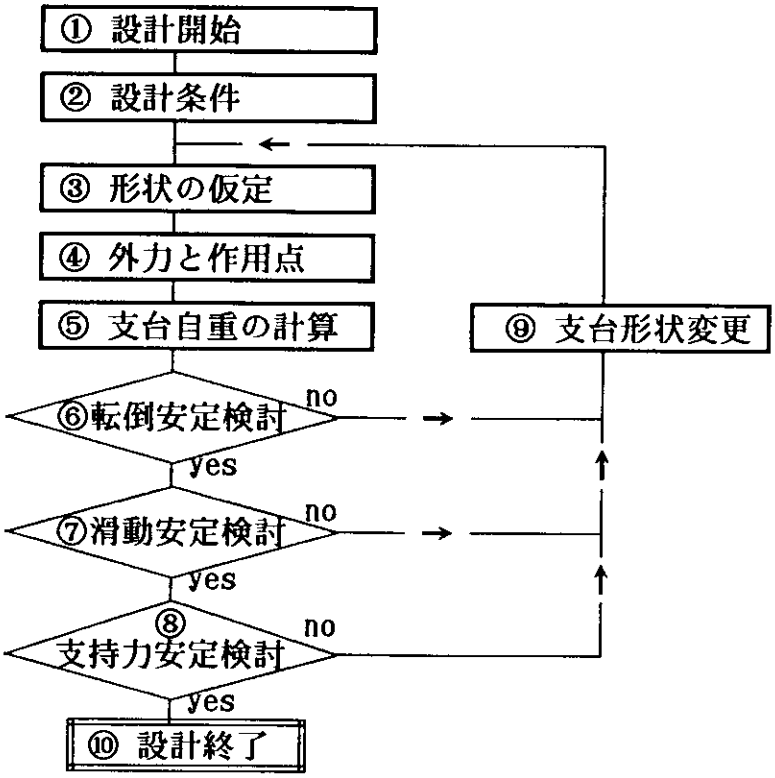
ＦＲＰ管の単管は通常複数の支台で支持され，そのうち上流側支台は，管体に発生する複合応力の条件から，通常，単管をアンカバンドで定着する支台（以下，支台という。）となり，下流側の支台（以下，中間支台という。）は滑動支承となる。したがって，中間支台の支承部は十分に滑動支承の機能を果たすよう考慮する。

これらの支台は，十分な支持力を有する基礎盤上に設け，管体自重，管内水重量，積雪荷重，地震力，管内流水摩擦力，内圧の管軸方向成分の不平均力，他の支台と管体間の摩擦力，温度荷重並びに風荷重等の荷重に対し，管を十分安全に支持する構造としなければならない。

水力発電用水圧管は，一般に，急傾斜地に設置されることが多いので，支台の安定検討は管の管軸方向推力に重点をおいて検討することになる。

1.4.2 支台の設計

支台の設計は，図－1.4.1 に示すフローの手順で行う。



図－1.4.1　支台設計のフロー図

(1) 設計条件

支台の設計条件として，下記事項を整備する。

① 管径（呼び径）
② 管厚
③ 管路の傾斜角
④ 積雪の深さ
⑤ 設計水平震度
⑥ 単管長
⑦ 支持方式
⑧ 支台の支承角
⑨ 許容応力（地盤の許容支持力，支台と地盤間の滑動係数）

支台の設計条件は，ＦＲＰ（M）管体の設計に用いられた基本的な設計条件並びに設計の過程で選択された支持条件等に準ずるものとする。

支台を設置する地盤の許容支持力，支台と基礎地盤間の滑動係数等については，設置地点の地盤の調査，試験等に基づいて設定するのが望ましいが，「発電用水力設備の技術基準」，「水門鉄管技術基準」の解説等を参考とする。

水圧管設置か所における堅硬な基盤がかなり深部にあり，そこまでの掘削が経済的に，あるいは地山の安定上から許容できないとしてＦＲＰ（M）管が採用される場合には，許容支持力が得られる程度の基礎掘削あるいは支持杭等の基礎工について検討する必要がある。

支台の構造は，ＦＲＰ管が設置される場所の地山の基礎条件に応じ，管体保持の安全性，経済性を勘案して支持条件を選択し，その条件並びに管の形状に適合するものとする。

管路に沿って比較的に浅く岩盤がある場合は，部分的な基礎工が伴ったとしても連続基礎とすれば，管体には管軸方向の曲げモーメント並びに剪断力が発生しないので経済的な管体設計が可能となる利点がある。この場合，この基礎工全体が下流に滑動すると下流端にあるアンカブロックに大きな外力として作用するので，基礎の滑動防止対策に留意し，さらに，アンカブロックとの間には基礎工の外力の伝達を防止するために，空隙を設ける必要がある。

堅硬な基盤は深部にあるが，地表の地山は安定していると判断される場合は，管径，管長に応じ，両端２点支持あるいは中間２点支持方式について比較する。

使用する単管が口径に比べて長さが短い場合には前者，その反対の場合には後者を採用すれば，相隣る単管との接合交角，充水時における支台部の複合応力式に影響する剪断応力の軽減に及ぼす効果が期待できる。

管口径に対し管長が長い計画で両端２点支持とした場合，接合点における交角並びに支台部の剪断応力が大きくなって管厚も厚くなる。これらを小さくしたい場合には中間２点支持とするとよい。

支台の配置を単管長の中央 3/5にすると接合交角はほとんど０となるが，単管支持の安定性を勘案して中央 2/3としている実例が多い。

この場合は，図－1.3.11 に示すように，管を定着する支台の箇所の管体に滑動防止のためのスラストカラを設ける必要がある。

遠心力成形管では，直管の製造時に同時にスラストカラを製作することはできないので，既製の管体に既製のスラストカラを接着することになる。

支台の支持盤が堅硬であり，両端と中間１点の３点支持，両端と中間２点の４点支持等が採用される場合は，ヒンジとなる支台以外の中間支台部の支承はできるだけ滑動機能を高めるよう考慮する。

同様の地盤条件で連続基礎とする場合でも管の接合点では上・下流管のそれぞれの基礎は独立させ，万が一にある単管の基礎を含む移動があっても，接合点以外の管体の一部に集中応力が発生しないよう，そして，各々が独自で地山上を滑動しないよう，また下流のアンカブロックに推力を与えないよう配慮した設計とする必要がある。

(2) 外力の計算

(a) 縦断方向

管路縦断方向の検討に当たっては，下記の外力を考慮する。

① 管軸直角方向外力…… 管自重，管内水重，積雪荷重，風荷重（揚力）それぞれの管軸直角方向成分

② 管軸方向外力…… 管自重，管内水重，積雪荷重の管軸方向成分，管内流水の摩擦力，継手に作用する内圧の差による推力，管の温度伸縮に伴う支台との摩擦力，止水ゴム輪の摩擦力

③ 水平地震力…… 管自重，管内水重，積雪荷重，支台自重に作用する慣性力

④ 支台自重

支台にかかる荷重の種類は，与えられた設計条件を考慮して設計される支台の自重を除いて，基本的にはＦＲＰ管の管厚設計に用いたものと同じである。

管と支台とが絡み合って生ずる荷重については，作用，反作用の原理によって，管厚計算に用いた荷重と大きさが同じで向きが反対の荷重であるので，管厚計算に用いた荷重と照合しながら，相互チェックを行うのが望ましい。

なお，管厚計算では，管内水重による管軸方向成分は考慮しないが，支台は管内水重の管軸方向成分も支持することに留意する必要がある。

支台の設計は地震力，風荷重を含めた最も厳しい条件で検討しなければならないが，台風と地震が同時に発生する機会はまず無いと考えられる。しかし，アンカバンドの設計で考慮するので，一応計上するものとする。

ここで考える風荷重は，管軸を含む鉛直平面に垂直に吹き付ける風によって起こる揚力である。

1) 管軸直角方向荷重

① 管自重

$$W_{pc}=p\cdot s\cdot L\cdot\cos\alpha \qquad (kgf)$$

② 管内水重

$$W_{wc}=p\cdot w\cdot L\cdot\cos\alpha \qquad (kgf)$$

③ 積雪荷重

$$W_{sc}=p\cdot u\cdot L\cdot\cos\alpha \qquad (kgf)$$

④ 風荷重

$$W_{kc}=-C_r\cdot q_r\cdot(D+2\cdot T)\cdot L \qquad (kgf)$$

ここで，p：管軸直角方向荷重係数　（表－1.4.1 参照）

表－1.4.1　管軸直角方向荷重係数：p

両端支持	中間２点支持	３点支持	４点支持
1	1	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$

注：　これは支台の支点反力の管体一本の全荷重に対する比率を表したものである。管の端部にある支台は隣の管も支えるものと考えた。

C_r：共振時風力係数＝8　とする。

注：　C_rは水圧管の相当密度によって定まるが，ＦＲＰ管の場合に水があっても無くても余り変わらず，7.9～8.2程度であるので8とした。

q_r：共振時速度圧＝0.015 (kgf/cm^2)

注：　q_rは共振風速を実在風速までとし，風速を40 (m/s) とした。

2) 管軸方向荷重

① 管自重

$$W_{pa}=p\cdot s\cdot L\cdot\sin\alpha \qquad (kgf)$$

② 管内水重

$$W_{we}=p\cdot w\cdot L\cdot \sin\alpha \qquad (kgf)$$

③ 積雪荷重

$$W_{se}=p\cdot u\cdot L\cdot \sin\alpha \qquad (kgf)$$

④ 管内流水摩擦による推力

$$W_{fe}=\frac{2\cdot f_w\cdot Q^2}{g\cdot \pi\cdot D^3}\cdot \gamma_w\cdot L \qquad (kgf)$$

⑤ 継手に作用する内圧の差による推力

$$W_{he}=-\frac{\pi}{4}\cdot (D_2{}^2-D^2)\cdot \gamma_w\cdot L\cdot \sin\alpha \qquad (kgf)$$

⑥ 止水ゴム輪の摩擦力

$$W_{ge}=\pm f_e\cdot \pi\cdot D_2$$

⑦ 管の温度伸縮による摩擦力

$$W_{me}=\pm f_{gc}\cdot (W_{pc}+W_{wc}+W_{sc})$$

3) 水平地震力

縦断方向の検討では管軸を含む鉛直平面内に作用するものとする。

① 管に働く地震力

$$p_p=q\cdot s\cdot L\cdot K_h \qquad (kgf)$$

② 管内水に働く地震力

$$p_w=q\cdot w\cdot L\cdot K_h \qquad (kgf)$$

③ 積雪に働く地震力

$$p_s=q\cdot u\cdot L\cdot K_h \qquad (kgf)$$

④ 支台に働く地震力

$$P_d=\pm W_d\cdot K_h \qquad (kgf)$$

ここで、q：地震力荷重係数　(表－1.4.2 参照)

表－1.4.2 地震力荷重係数：q

地震の方向	両端支持	中間２点支持	３点支持	４点支持
地震の揺れが山側方向のとき	1.0	1.0	1.0	1.0
地震の揺れが谷側方向のとき	- 1.0	- 1.0	$-\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{3}$

地震の揺れが山側への時は，管に関わる慣性力は谷側に作用することになるが，その荷重を支えるのは，アンカバンドで管を定着している支台であり，単なるスライド支承は管が浮き気味となって全く支えられない。したがって，その時の定着支台における地震力荷重係数：q は管路の支持方法に関係なく 1.0となる。

一方，地震の揺れが谷側への時は，管にかかわる慣性力が山側に作用して全支台を押し付けるように作用するので，その時の地震力荷重係数：q は管軸直角方向荷重係数：p と絶対値が同じで負号(－)が付いたものとなる。

4）支台自重

$W_d = W_1 - W_2$

ここで，W_1：管によるくり抜きがないとした場合の支台重量　(kgf)

W_2：管でくり抜かれる部分の容積のコンクリート重量　(kgf)

(b) 横断方向

管路横断方向の検討に当たっては，下記の荷重を考慮する。

① 鉛直方向荷重…… 管自重，管内水重，積雪荷重，風荷重（揚力）

② 水平方向荷重…… 風荷重（抗力）

③ 水平地震力…… 管自重，管内水重，積雪荷重，支台自重に作用する慣性力

④ 支台自重…… 支台自重

ＦＲＰ管の共振時風力係数は，管内水の有無によってはあまり変化せず，地震力を考慮するならば管内水を含めた方がより厳しくなるので，空虚時の風圧については考慮しない。

なお，風荷重については縦断方向の検討と同様に，管軸を含む鉛直平面に対して垂直に作用する風荷重を考慮し，揚力の鉛直方向成分と抗力を考える。

1）鉛直方向

① 管自重

$W_{pc}' = p \cdot s \cdot L$　(kgf)

② 管内水重

$W_{wc}' = p \cdot w \cdot L$　(kgf)

③ 積雪荷重

$W_{sc}' = p \cdot u \cdot L$　(kgf)

④ 風荷重（揚力）

$W_{kyc}' = -C_r \cdot q_r \cdot (D+2 \cdot T) \cdot L \cdot \cos\alpha$　(kgf)

ここで，p：管軸直角方向荷重係数　（表－1.4.1 参照）

横断方向の検討では，鉛直方向，水平方向ともに荷重は主支台だけでなく中間支台でも支えられるので，表－1.4.1の管軸直角方向荷重係数：p を乗ずる。ただし，風荷重による揚力はアンカバンドを設けない中間支台では支えられないので pは乗じない。

2）水平方向

① 風荷重（抗力）

$W_{kkc}' = Q_k \cdot (D+2 \cdot T) \cdot p \cdot L$　(kgf)

ここで，Q_k：管の鉛直投影面に対して水平方向に作用する圧力＝0.015 (kgf/cm^2)とする。これは「水門鉄管技術基準」の解説に準拠し風速を55(m/s)としたものであるが，実在風速を40(m/s)とすれば0.008(kgf/cm^2)となるので，地震を考慮した設計では両者が同時に発生する機会がまず無いので過大であると考えられる。

風荷重に対する水平方向の抗力はアンカバンドを設けない中間支台でも支えられているので pを乗ずる。

3）水平地震力

地震による慣性力については，管軸を含む鉛直平面に垂直に作用するものとする。

① 管体に働く地震力

$P_p' = p \cdot s \cdot L \cdot K_h$ (kgf)

② 管内水に働く地震力

$P_w' = p \cdot w \cdot L \cdot K_h$ (kgf)

③ 積雪に働く地震力

$P_s' = p \cdot u \cdot L \cdot K_h$ (kgf)

④ 支台に働く地震力

$P_d' = \pm W_d \cdot K_h$ (kgf)

管体，管内水，積雪に作用する地震力はアンカバンドを設けない中間支台でも支えられるので pを乗ずる。

4) 支台自重

① 支台自重

$W_d' = W_d$ (kgf)

(3) 支台の安定検討

支台は縦断方向，横断方向ともに下記の安定条件を満足するように設計しなければならない。

① 転倒に対する安定

② 滑動に対する安定

③ 基礎地盤の支持力に対する安定

支台に働く外力の合力は，支台を転倒及び滑動させる傾向に作用する。

転倒に対して安定であるためには，支台の自重を含む支台に作用する外力のすべてを最悪条件の下で合成し，その合力の作用線が支台の基礎内にあることが必要であるが，一般に基礎底盤の中央1/3以内となるように設計されている。

滑動に対して安定であるためには，合力の支台底部に垂直な成分が，底部に平行な成分を支台と基礎地盤間の滑動係数で除した値より大きくなければならない。

基礎地盤の支持力に対して安定であるためには，合力の支台底部に垂直な成分による支圧力が支台の基礎地盤の許容支持力より小さくなければならない。

以上の条件は，支台の縦断方向，横断方向ともに満足されなければならない。

安定検定は、各荷重を水平方向，鉛直方向の分力に分けて検討する。

(4) アンカバンド及びアンカボルトの設計

アンカバンド及びアンカボルトは下記事項を考慮して設計しなければならない。

(a) アンカバンドの目的

アンカバンドは風荷重と地震力を同時に考慮し，あくまで管の浮き上がりを防ぐことを目的とし，管の管軸方向の滑動を防止する目的を持つものではない。

管の滑動防止は，ＦＷ成形管では受口凸部に受け持たせるか，あるいは遠心力成形管と同様に管体と一体製造又は接着されたスラストカラを設け，これと支台との接触面（線）が受け持つと仮定したが，締め付けられるアンカバンドの面が受け持つと仮定したとしても支台に与える回転モーメントには変化はないので支台の安定計算には影響を及ぼさない。

アンカバンドはアンカボルトへナットによりヒンジ構造で定着され，アンカバンドと管体との間にはクッションゴムを配して緩い締め付け（2㎜程度）とするので管の伸縮移動を拘束するようなことはない。

一般的に鋼管の場合には管内空虚の時の相対密度が小さく，共振時風力係数が大きくなって風荷重が増大するが，ＦＲＰ管の場合には管内に水があっても無くても共振時風力係数は余り変わらないので，管内水に働く地震力を考慮した設計とした方が条件的に厳しくなる場合もあると考えられる。

管内水を計算に考慮したときは管の浮き上がりを促す方向に働く地震力が増えるとともに，それを抑制する方向に働く水重も増えるので，管内水を計算に考慮した場合としない場合の両方について検討する。

なお，アンカバンド及びアンカボルトは，管の製作上の誤差などをある程度現場据付施工時に調整できるよう，裕度を持たせる。

(b) アンカバンドの設計

1) 考慮する荷重

考慮する荷重としては下記を採る。

管自重，（管内水重），（積雪荷重），風荷重（揚力，抗力），水平地震力（管自重，(管内水重)，(積雪荷重)），支台反力， アンカバンド張力等を考慮する。

上記の荷重のうち，管内水重と積雪荷重については，管の浮き上がりを抑制する側の荷重であるので，それぞれがある場合と無い場合について検討する必要がある。

地震力は管軸を含む鉛直平面内に生ずるものと，それに垂直に生ずるものとがあるので，別個に検討しなければならない。

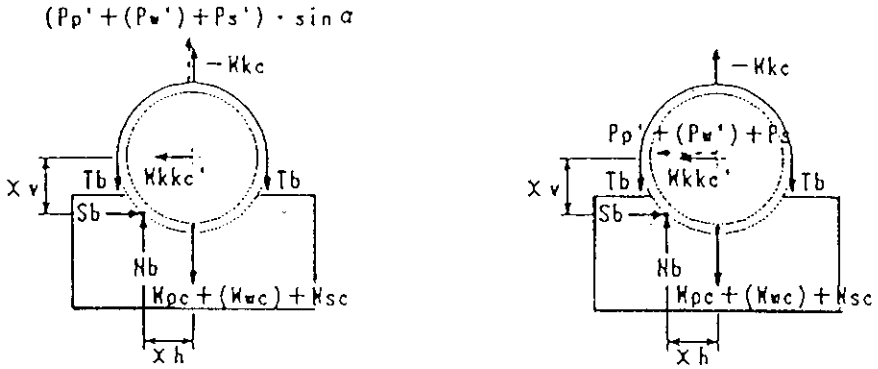
なお，検討する面はアンカバンドの軸心を含む平面内で行い，その面内における水平方向と垂直方向の力の釣合い及びそれぞれ同一方向の支台反力が生ずる点の周りのモーメントの釣合いから，アンカバンドに発生する張力を求める。

また，支台反力の生ずる点は，受口凸部を利用するＦＷ成形管では受口拡径部の中央，支台に巻き込まれた深さの1/2の点で，風荷重（抗力）の方向と考える。

① 管軸を含む鉛直平面内での地震力を考えるとき

管自重・管内水重・積雪荷重はサドルバンドの軸心・支台中央・管底部に，風荷重のうち，揚力は管頂部に，抗力は管心に，地震力は検討する平面への上向きの成分が管頂部に作用するものとする。

抗力と地震力は，支台の安定計算では支台反力の生ずる点に作用するとしているが，局所的なアンカバンドの検討のときは上記のように取り扱う。



(a)管軸を含む鉛直平面内での地震力を考える場合　　(b)管軸を含む鉛直平面に垂直な平面内での地震力を考える場合

図−1.4.2　アンカバンドの設計に考慮する荷重

$$T_b = \frac{1}{2} \cdot \{(P_p + P_w + P_s) \cdot \sin\alpha - W_c + \frac{X_v}{X_h} \cdot W_{kkc}\} \quad (cm)$$

$$x_h = (\frac{D}{2} + T) \cdot \sin [\arccos \{\frac{1}{2} \cdot (1+\cos\theta)\}] \quad (cm)$$

$$x_v = \frac{1}{2} \cdot (\frac{D}{2} + T) \cdot (1+\cos\theta) \quad (cm)$$

ここで，S_b ：検討平面内における支台水平反力　(kgf)
N_b ：S_bに垂直な方向の支台反力　(kgf)
T_b ：サドルバンド張力　(kgf)
x_h ：支台反力作用点と管底部との水平距離　(cm)
x_v ：支台反力作用点と管側部との鉛直距離　(cm)
P_p ：管に働く支台横断方向地震力　(kgf)
P_w ：管内水に働く支台横断方向地震力　(kgf)
P_s ：積雪に働く支台横断方向地震力　(kgf)
W_{kc} ：（支台縦断方向）風荷重（揚力）による管軸直角方向荷重（kgf）
W_c ：（支台縦断方向）管自重による管軸鉛角方向荷重　(kgf)
W_{pc} ：（支台縦断方向）管自重による管軸直角方向荷重　(kgf)
W_{wc} ：（支台縦断方向）管内水重による管軸直角方向荷重　(kgf)
W_{sc} ：（支台縦断方向）積雪荷重による管軸直角方向荷重　(kgf)

② 管軸を含む鉛直平面に垂直な平面内での地震力を考えるとき

①の場合と比べて検討する地震力の大きさと作用点が異なり，図−1.4.2.(b)のようになる。

$$T_b = \frac{1}{2} \cdot \{\frac{X_v}{X_h} \cdot (P_p' + P_w' + P_s' + W_{kkc}') - W_c'\} \ (kgf)$$

T_b ：アンカバンド張力　(kgf)
x_v ：支台反力作用点と管側部との鉛直距離　(cm)
x_h ：支台反力作用点と管底部との水平距離　(cm)
P_p' ：管に働く支台横断方向地震力　(kgf)
P_w' ：管内水に働く支台横断方向地震力　(kgf)

P_s' ：積雪に働く支台横断方向地震力　　(kgf)
W_{kkc}' ：（支台横断方向）風荷重（抗力）による水平方向荷重（kgf)
W_c' ：（支台横断方向）鉛直方向荷重の和　(kgf)

①と②の計算結果は，管路の傾斜角，支台の支持角の大きさによってどちらが大きくなるか変わってくる。したがって，大きい方をアンカバンドの張力としなければならない。前式のT_bは管内水を計算に入れたときの張力であるが，入れない時についても検討する。この場合は前式の W_c中の W_{wc}とP_w' をそれぞれ０として計算する。

アンカバンドの必要断面積は次式で求める。

$$A_b = \frac{T_b}{\sigma_{bd}}$$

ここで，A_b　：アンカバンドの必要断面積　　(cm^2)
σ_{bd}：アンカバンド材料の許容引張応力　(kgf/cm^2)
（発電用水力設備の技術基準の許容応力に準拠する。）

なお，アンカバンドは現地据付施工時にある程度の加工（Ｒ合わせ）ができるように，あまり厚いものにしない方がよい。

アンカバンドの幅は下記を標準とする。

φ 600mm～φ1,000mm	75mm
φ1,100mm～φ1,350mm	100mm
φ1,500mm　以上	150mm

アンカバンドと管の間にも，支台と同じく，厚さ 5mm程度のクッションゴムを挟める。

(c) アンカボルトの設計

アンカボルトは，アンカバンドの引張力を十分安全に支台に伝達するよう，その直径，埋め込み長さを選択する。

アンカボルトの必要断面積は，アンカバンドの場合と同様にして求める。

アンカボルトの埋め込み長さは，アンカボルトとコンクリートの付着力で定まる。

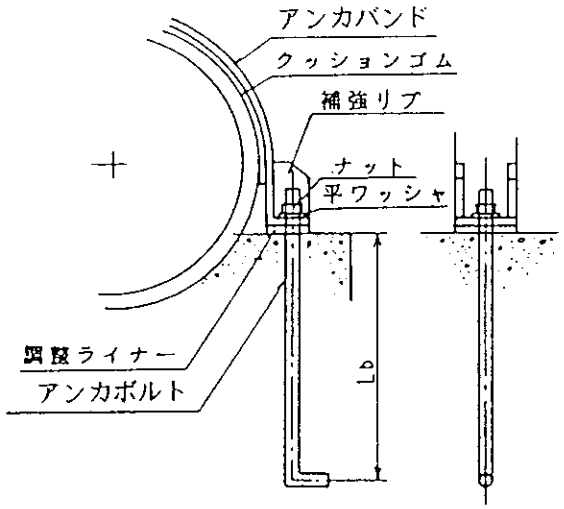
$$L_b \geqq T_b / (\pi \cdot D_b \cdot \tau_{bc}) \quad (cm)$$

ここで、L_b ：アンカボルトの必要埋め込み長さ　(cm)
D_b ：アンカボルトの直径　　(cm)
τ_{bc}：アンカボルトの許容付着応力　　(kgf/cm^2)

上式ではアンカバンド下端のフック加工の効果を安全側に無視している。

アンカバンドをアンカブロックに結ぶナットの締め付けの程度を明確には規定できないが，アンカバンドの目的（管の浮き上がり防止）を果たせばよいので，ナットの締め付けはクッションゴムが多少圧縮される程度でよい。強い締め付けは管体に不要な外圧荷重を負荷するので好ましくない。

なお，アンカーボルトの直径は，通常φ20mm若しくはφ24mmを標準とする。



図ー1.4.3　アンカバンド，アンカボルト設置要領図

(5) 中間支台の設計

中間支台は，主として管の軸方向の撓み量を抑制すると共に支台での鉛直方向荷重の負担割合を軽減し，また，管に加わる荷重を分散させることによって管厚が余り厚くならないようにするために設けるものである。

したがって，管軸方向の荷重は支えず，また，地震力も支台横断方向の慣性力と山側への縦断方向の慣性力を支えるのみであって，アンカバンドなどは設けない。また，中間支台と管の間にも緩衝ゴムを挿入し，管がコンクリートと直接接触しないようにするが，中間支台部では管の滑動を許す構造としなければならない。

中間支台は基本的には支台と同じ形状のものとなるが，支台と同じく転倒，滑動，支持地盤の沈下に対する安定を検討しなければならない。

検討方法も基本的には支台と同じであるが，考慮する荷重や計算を行うときの係数が一部異なるので，以下では支台の設計との差異を中心として記述する。

(a) 縦断方向

1) 外力の計算

① 管軸直角方向荷重

表ー1.4.3　管軸直角方向荷重係数：p

3点支持	4点支持
$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$

注：　これは支台の支点反力の管体一本の全荷重に対する比率を表したものである。
管の端部にある支台は隣の管も支えるものと考えた。
なお，風荷重（揚力）については，サドルバンドを設けない中間支台では支えられないので計上しない。

② 管軸方向荷重

管内流水摩擦力は支台が負担するとして支台の設計を行っているが，中間支台も緩衝ゴムを通じて負担する場合も考えられるので，安全側に表ー1.4.4 の推力係数を乗

じて算定する。

表－1.4.4　中間支台の管内流水摩擦による推力係数：e

3点支持	4点支持	
	上流側	下流側
$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$

注：　支台を管の下流側とした場合は，上流側中間支台で 1/3，下流側中間支台では 2/3とする。

継手に作用する内圧の差による推力，止水ゴム輪の摩擦力は支台が支え，中間支台には作用しない。

③ 水平地震力

地震による慣性力については、管軸を含む鉛直平面に垂直に作用するものとする。

表－1.4.5　中間支台の地震力荷重係数：q

	中間2点支持	3点支持	4点支持	
			上流側	下流側
地震の揺れが山側方向の時	0	0	0	0
地震の揺れが谷側方向の時	$-\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{3}$	$-\frac{1}{3}$

④ 中間支台自重

支台と同様の方法で求める。

2）荷重の作用点

支台と同様の方法で求める。

3）安定検討

支台と同様の方法で検討する。

(b) 横断方向

1）外力の計算

① 鉛直方向荷重

風荷重（揚力）はアンカバンドを設けないので，中間支台には作用しない。

② 水平方向荷重

風荷重（抗力）算出の荷重係数：p は表－1.4.3 の値を採る。

③ 水平地震力

地震による慣性力については，管軸を含む鉛直平面に垂直に作用するものとする。

管体，管内水，積雪に作用する地震力はサドルバンドを設けない中間支台でも支えられるので，管軸直角方向荷重係数：p（表－1.4.3 参照）を乗ずる。

④ 中間支台自重

支台と同様な方法で求める。

2) 荷重の作用点

支台と同様の方法で求める。

3) 安定検討

支台と同様の方法で検討する。

第２節　ＦＷ成形管

2.1 管の種類

中小水力発電所水圧管路材料として使用できる強化プラスチック複合管及び強化プラスチック管の種類は次のとおり。

表－2.1.1　強化プラスチック複合管の種類

管種	強化プラスチック複合管			
	最大設計内圧	呼び径		
	(kgf/cm²)	Ｂ形継手	Ｃ形継手	Ｔ形継手
特１種	22.5			
１種	13.5	－		500～3000
２種	10.5		200～2400	
３種	7.0			
４種	5.0	500～3000		－
５種	2.5			

（注）上記の内、１種～５種は JIS A 5350-1991 に規定されているもの。

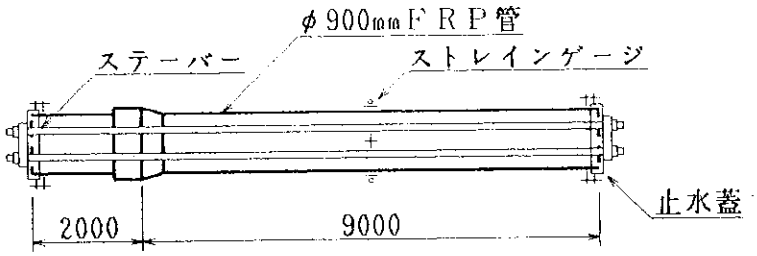
表－2.1.2　強化プラスチック管の種類

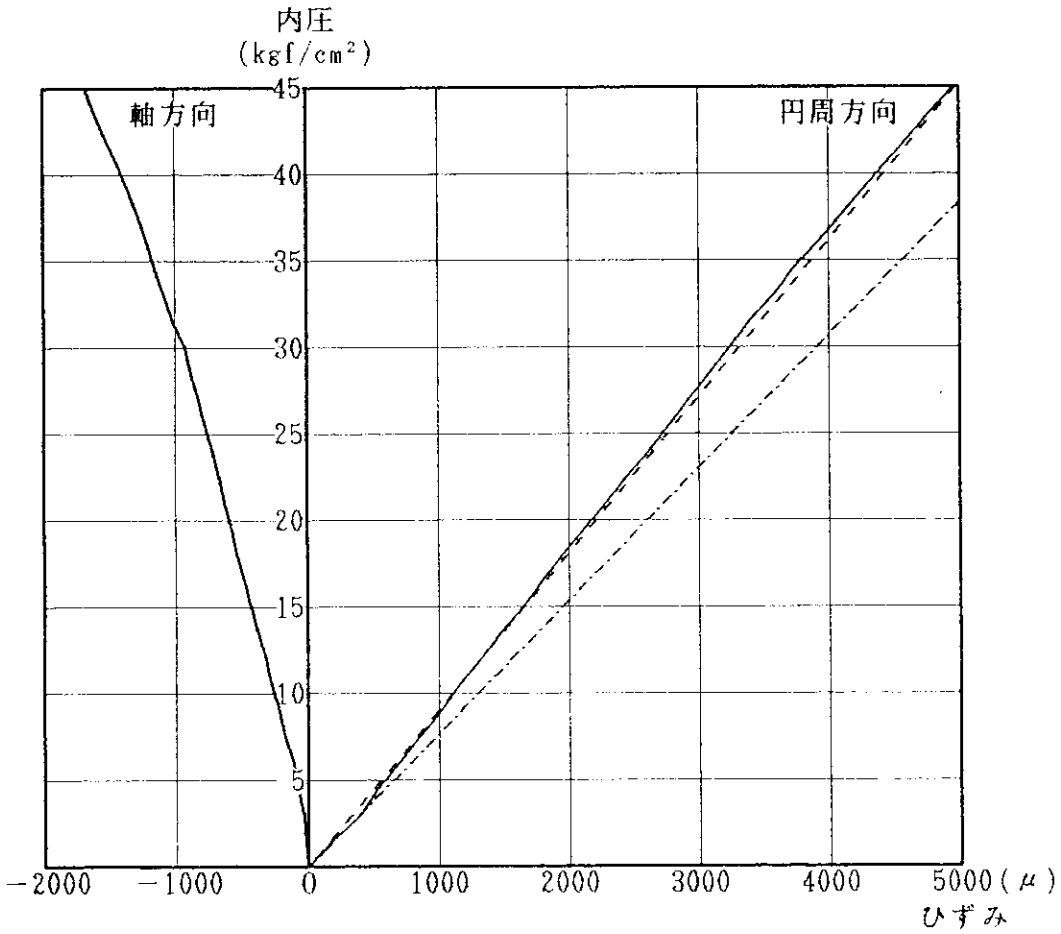
強化プラスチック管		
最大設計内圧	呼び径	
(kgf/cm²)	Ｃ形継手	Ｔ形継手
22.5	200～2400	800～3000

（注）1. 上記はＦＲＰＭ管協会規格Ｆ－111-1992に規定されているもの。
2. 管厚は設計条件に合わせて設定するので、管種の区分はない。

2.2 内圧試験の例

φ900mm ＦＲＰ管(t＝17.6mm)に下図のような方法で内圧を負荷したときの、円周方向及び軸方向ひずみの実測値を以下に示す。





図－2.2.1　内圧試験結果の例

上図(円周方向側)で実線は実測値、一点鎖線はフープ層のみを強度部材とした場合の計算値、破線はフープ層に加えてカット層及びチョップ層の強度も加味した場合の計算値である。

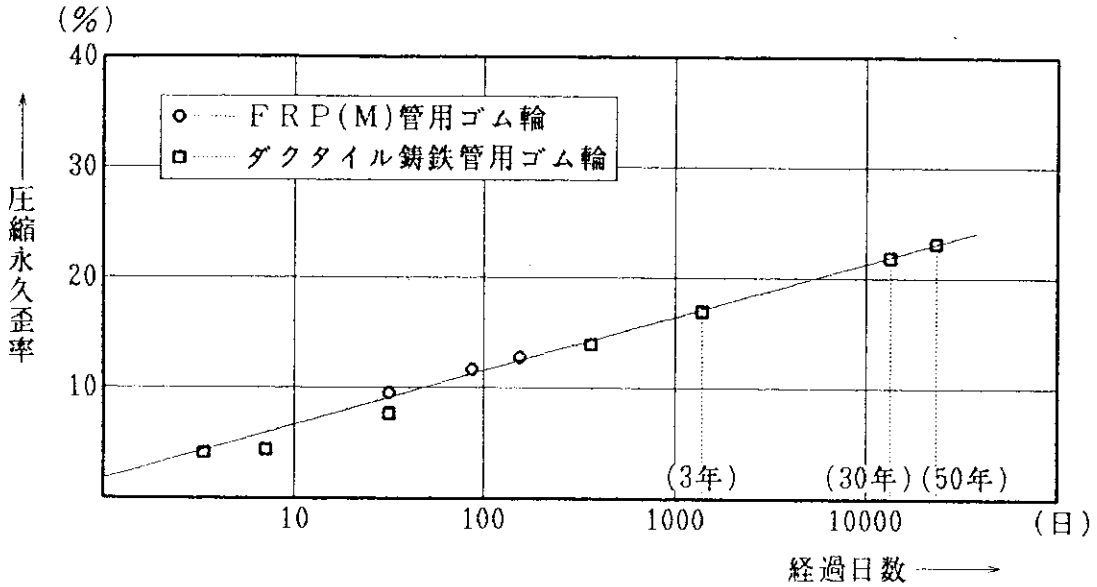
水圧管路の設計に当たっては、円周方向の強度部材は安全側にフープ層のみを考慮している。

2.3 ゴム輪の圧縮永久ひずみ

ＦＲＰ(Ｍ)管の継手部に用いるゴム輪の止水部と、同一の加硫状態のゴム試験片について行った試験結果を下図に示す。

・試験片の寸法・圧縮装置等は JIS K 6301 に準拠した。ただし実使用状態を考慮して、試験片に与える圧縮率は50%とした。また、試験温度は常温とした。

・試験期間が6か月間と比較的短いので、下図には、ＦＲＰ(Ｍ)管のゴム輪と同一材質であるダクタイル鋳鉄管のゴム輪の試験結果も併記した。



図－2.3.1　ゴム輪の圧縮永久ひずみ試験結果

ＦＲＰ(Ｍ)管のゴム輪は先に30%弱の圧縮による面圧を与えておけば、水圧に対してはセルフシール作用でより大きな面圧が働き、水密性を保つ構造となっている。

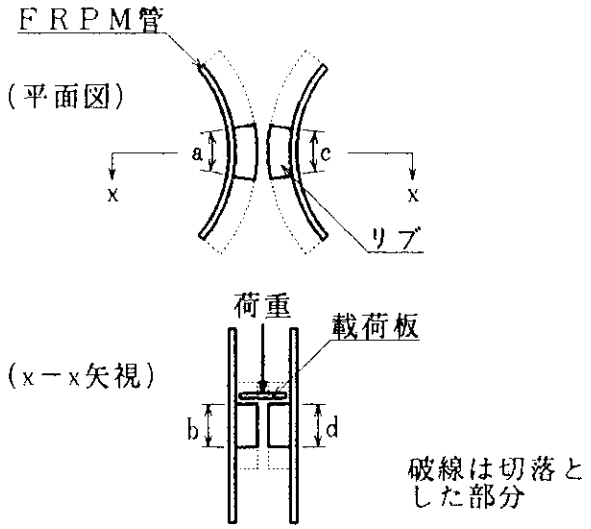
上図から、上記試験条件下で数十年経過しても圧縮永久ひずみは30%以下であり、復元率70%以上(有効圧縮率＝50%×70%＝35%以上)を示し、水密性が充分に保持できることが分かる。

2.4 滑動防止リブの剪断強度

2.4.1 試験片及び試験方法

φ1200mm ＦＲＰＭ管 5種に、幅100mm 高さ40mm のリブをガラス繊維と樹脂を用いて成形し、それを切出したもの10個を試験片とした。

試験機の能力上の制限(容量10tonf)からリブの一部をあらかじめ切り落とし、次図のようにリブを背中合せにして２個一組で、リブ部のみに載荷した。



図－2.4.1 リブの剪断試験方法

2.4.2 試験結果

最大荷重を２個のリブの付着面積の合計で除したものを剪断強度として求めた。結果を次表に示す。

表－2.4.1 リブの剪断試験結果

試験片番号	リブ部寸法(mm) a × b	リブ部寸法(mm) c × d	付着面積(合計、cm²)	最大荷重(kgf)	剪断強度(kgf/cm²)
1、2	52.1×48.3	50.5×46.6	48.7	4020	82.5
3、4	44.1×46.7	46.3×48.1	42.9	4080	95.1
5、6	40.2×48.5	42.2×43.3	37.8	3360	88.9
7、8	51.1×50.0	48.9×52.7	51.3	4120	80.3
9、10	45.9×44.5	47.1×49.7	43.8	4150	94.7
平均	－		－	－	88.3

[参考]

ＦＲＰ管の場合(φ1100mm)の同様の試験結果は、平均剪断強度87.1kgf/cm²であり、リブの剪断強度は管材の違いとは関係がないものと考えられる。

2.5 直射日光を受けたときの管体温度

工場内及び現地管路にて、晴天時に計測した外気温と管体温度との関係を下図に示す。管体温度はいずれも管外面で熱電対を用いて経時的に計測したもののうち、各計測時に最高温度を示したものを採った。

工場内

・場所＝兵庫県尼崎市

・φ1000mm ＦＲＰ管 管厚＝10mm 管長＝２ｍ の中央部 円周８等分点

・高温時、中温時、低温時の３回

・管の両端は密閉、管内空虚

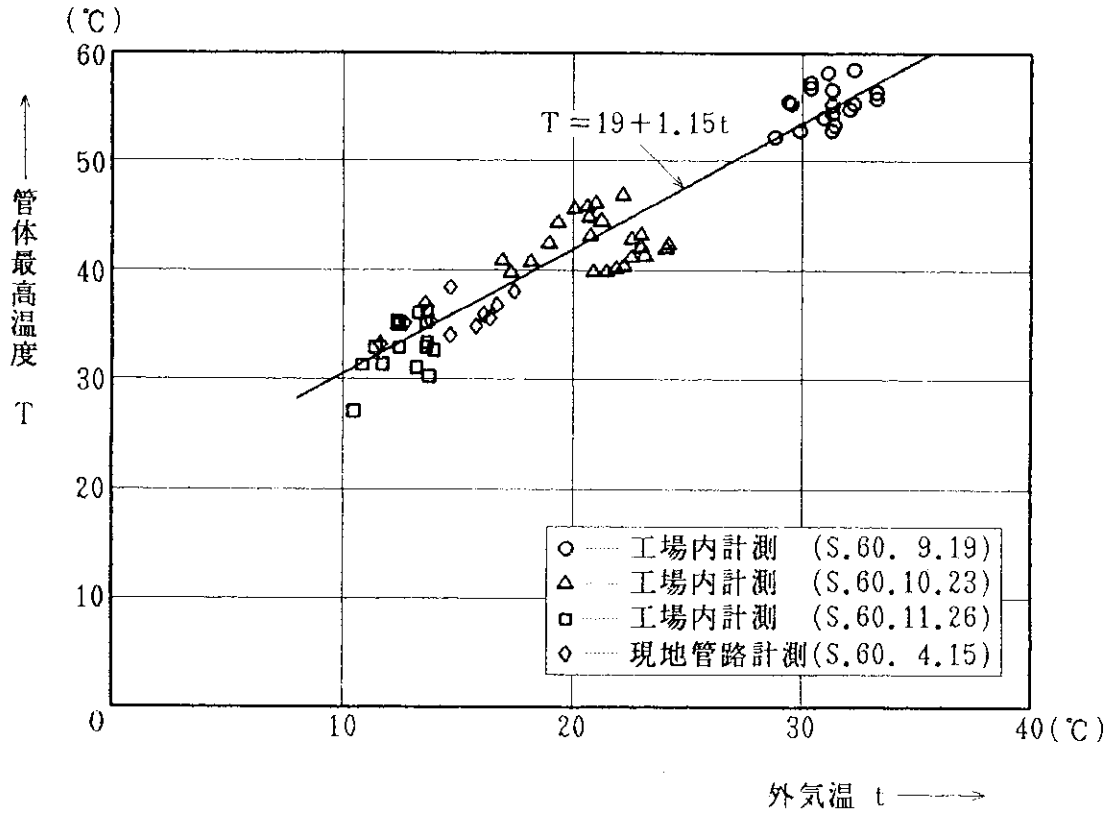
現地管路

・場所＝東京電力㈱ 箕輪発電所(長野県小海町)

・φ1200mm ＦＲＰ余水管 管厚＝14.5mm 円周方向４等分点

・管内空虚(ただし管底部に少量の流水あり)

工場内での計測データを基に一次回帰を行った結果をグラフに実線で示した。現地管路での計測データもほぼ回帰式と合っている。

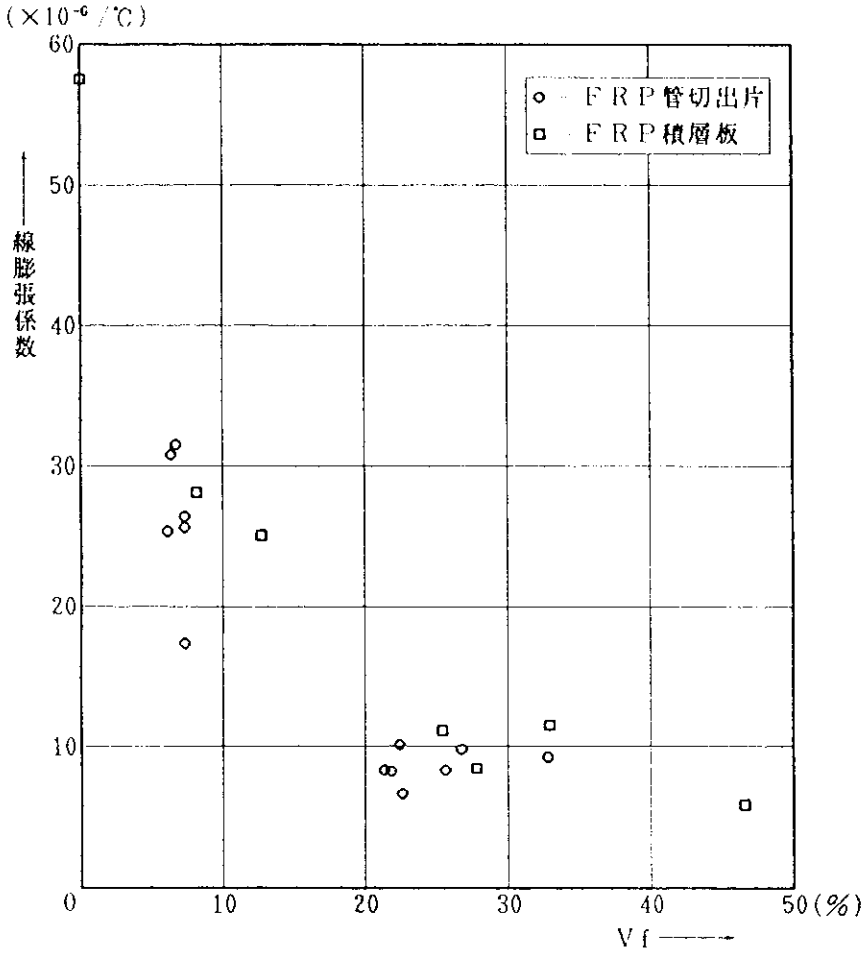


図－2.5.1 管体温度実測結果

2.6 線膨張係数

ＦＲＰ管及びＦＲＰ積層版の線膨張係数測定結果を次図に示す。なお、グラフ横軸のVfとは、線膨張係数を測定する方向に投入されているガラス繊維の体積割合を示す。

- 測定方法はストレインゲージを用いて、温度変化による伸びを石英ガラス(線膨張係数＝0.45×10^{-6} /℃)のそれと比較して求める方法によった。
- 接着剤のヒステリシス除去のため、昇温→冷却を２回繰り返した。
- 測定温度差は60℃(20℃→80℃)
- 各点は各々３～９個の測定値の平均値



図－2.6.1　線膨張係数測定結果

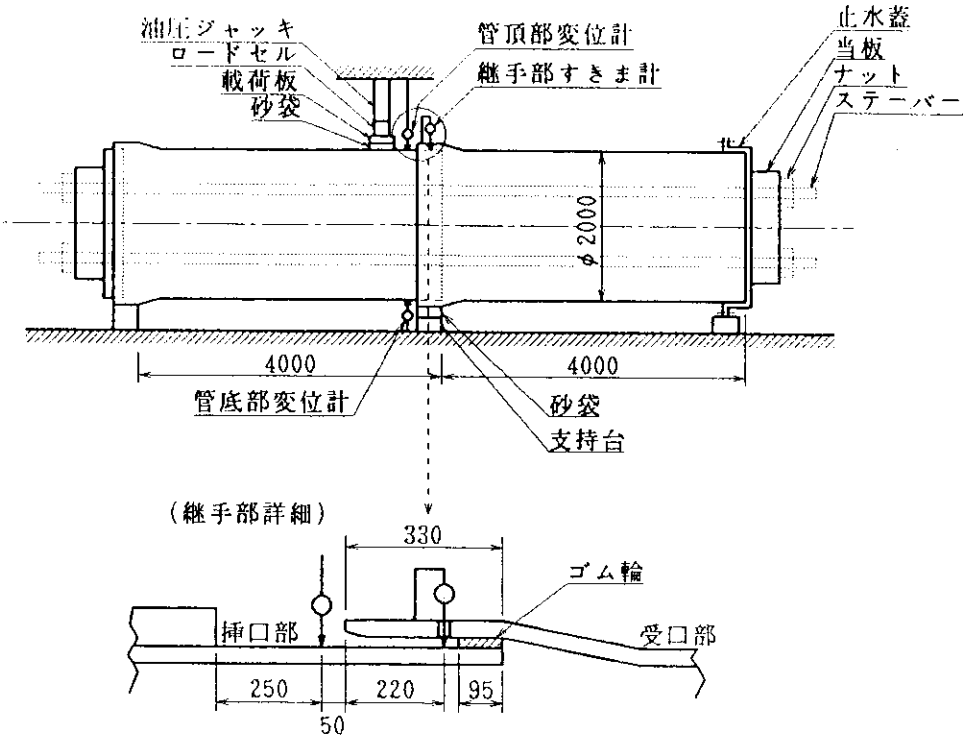
（注）ここでのＶｆ＝０とはガラス繊維が入っていないのではなく、一方向にのみ投入されたガラス繊維の方向と、線膨張係数の測定方向が 90°ずれているものを示す。

ＦＲＰ管の円周方向のVfはおよそ22～26%、軸方向のそれはおよそ6～7%であり、上図から円周方向・軸方向の線膨張係数は各々 10×10^{-6}/℃、30×10^{-6}/℃程度として設計等に用いることができる。

2.7 埋設管としての継手部の水密性能

2.7.1 試験方法

下図のように２本の管(φ2000mm、ＦＲＰＭ管内圧５種)を接合し、両端及び受口部のみを支持した状態で挿口部に集中的に載荷して、継手部の水密性能を確認した。



図－2.7.1　継手部水密試験方法

試験条件は次のとおり。

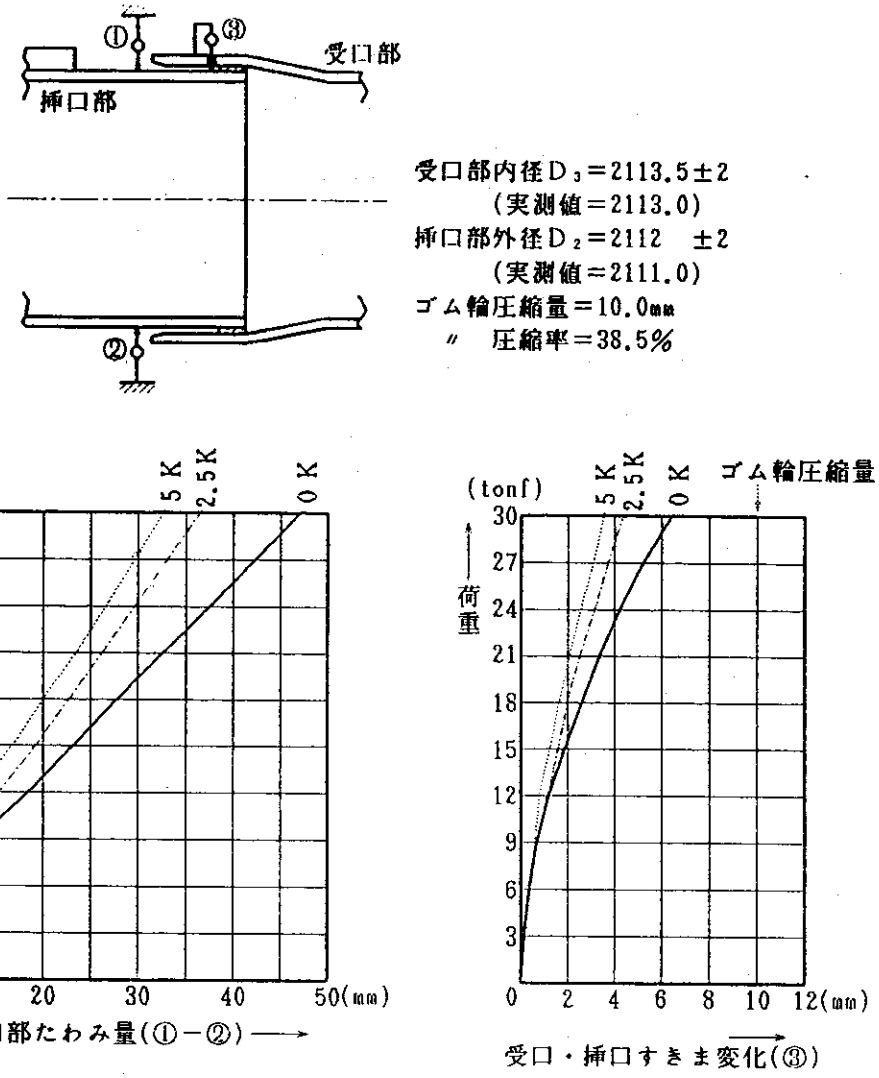
内圧　管内充水(無圧)、2.5kgf/cm²、５kgf/cm²

荷重　30tonfまで

最初に管内充水(無圧)状態で荷重を３tonfごとに30tonfまで加え、管頂部並びに管底部の変位及び受口・挿口のすきま変化を測定した。以下、内圧を2.5kgf/cm²、５kgf/cm²負荷して同様の試験を行った。

2.7.2 試験結果

いずれの条件下でも漏水等の異常は無かった。載荷荷重と挿口部たわみ量の関係、載荷荷重と受口・挿口すきま変化の関係を次に示す。



図－2.7.2 継手部水密試験結果

2.7.3 考察

(1) 載荷荷重について

この試験は、管に加わる土圧を継手部に集中的に働かせて水密性能を調べるという、継手部の試験方法としては最も厳しいものである。

すなわち、ＦＲＰＭ管の軸方向の強度設計に当たって用いられている弾性地盤上の有限梁の考え方で端部に生ずる剪断力を、受口部のみを支えて挿口部に集中的に加えるものである。管を弾性地盤上の有限梁と考えたとき、その両端には次式で求められる剪断力Ｑが生ずる。

$$Q=\frac{q'}{2\lambda}\cdot\frac{\sinh(\lambda l)+\sin(\lambda l)}{\cosh(\lambda l)+\cos(\lambda l)}\quad(\mathrm{kgf})$$

q'：単位長さ当たりの土荷重＝γ・H・D（kgf/cm）

γ　：土の単位体積重量＝0.0018（kgf/cm³）とする。

H　：土被り＝400（cm）とする。

D　：管の外径（cm）

$$\lambda=\sqrt[4]{\frac{K\cdot B}{4\cdot Ea\cdot Ia}}$$

K　：地盤反力係数＝0.35（kgf/cm³）とする

B　：管の支持幅＝D・cos（θ／2）（cm）

θ　：管の支持角＝120（°）とする

E_a　：管の軸方向弾性係数＝90000（kgf/cm²）

I_a　：管の軸方向断面２次モーメント

$$=\frac{\pi}{64}\cdot(D^4-d^4)$$

d　：管の内径（cm）

l　：管の長さ＝400（cm）

上記の弾性地盤上の有限梁の考え方や計算の条件(土被り、K値など)は、ＦＲＰＭ管の軸方向強度の設計に用いているものである。

φ2000mmの場合、d＝200(cm) D＝208(cm)であるから、上式を計算すると

Q＝29760(kgf)→30(tonf)

となる。ただしこれは管がその全長にわたって支持されている場合の計算値であり、前図のように両端と受口部のみを支えて挿口部を載荷するという方法は、より厳しいものとなる。

(2) 内圧について

試験には内圧管５種を用いたので、負荷水圧は０・2.5・５kgf/cm²とした。５kgf/cm²は５種の試験内圧、2.5kgf/cm²は最大設計内圧である。

ソケット形ＦＲＰＭ管はとう性管の中でも特に継手部に大きな特長を備えている。すなわち、受口部と挿口部の剛性をほぼ等しく設計しているので、継手部の偏芯荷重に対しても載荷点の変形(本試験においては管頂部変位と管底部変位の差)が継手部に集中することなく挿口部から幅広のゴム輪を通して受口部に伝達され、一体的に変形するのである。したがって、偏芯載荷状態が生じたとしても挿口部の変形量に比べて受口・挿口のすき間はそれほど大きく変化せず、ゴム輪の圧縮率もさほど低下しないために水密性が保たれる。また、内圧が大きくなると管の見掛けの剛性が大きくなるので(管自体の剛性＋内圧による突っ張り)、同一荷重に対する挿口部の変形量は小さくなり、ゴム輪の圧縮率の低下割合が小さくなるので、管継手にとっては有利になる。

このようにソケット形ＦＲＰＭ管は、受口部・直部のほぼ均一な剛性と独特なゴム輪の二つの要素により、偏芯載荷試験という過酷な条件下でも高い水密性能を有している。

2.8 施工実績

電力分野におけるＦＷ成形管の水圧管路施工実績は以下のとおり。

表－2.8.1 （株)クボタ施工実績

企業者名	発電所名	施工年度	管種	最大出力 (kW)	最大使用水量 (m³/sec)	ＦＲＰ管等		静水頭	
						呼び径	延長 (m)	全管路 (m)	ＦＲＰ管部 (m)
東北電力	大不動	S.61	ＦＲＰ	1400	2.33	1100	96	82.1	74.3
東北電力	大笹生	H.2	ＦＲＰ	11400	6.5	1650 & 1500	480	220.4	155.1
東北電力	矢別	H.4	ＦＲＰ	2300	2.68	1000	101	96.2	64.2
東京電力	津金	S.61	ＦＲＰ	909	0.695	800	221	130.3	112.8
東京電力	黒川	S.61	ＦＲＰ	800	3.62	1350	55	30.3	12.7
関西電力	万波	S.62	ＦＲＰ	12400	5.00	1500	168	303.6	61.0
東星興業	駒込	S.63	ＦＲＰ	4000	8.15	1800	84	60.6	52.6
金沢市	新内川第二	S.63	ＦＲＰ	3000	3.70	1350	114	100.6	72.3
岩手県	入畑	H.1	ＦＲＰ	2100	3.50	1500	207	81.2	79.8
岩手県	山瀬	H.2	ＦＲＰＭ	2100	5.50	2000	101	54.2	50.2
秋田県	八幡平第二	S.60	ＦＲＰＭ	1500	1.80	1200	881	100.5	100.5
秋田県 西目町	西目	S.62	ＦＲＰＭ &ＦＲＰ	740	0.80	600	520	有効落差116.0m	
新潟県 新発田市	内之倉	H.1	ＦＲＰ	2800	5.00	1200	230	69.4	56.5
富山県	大長谷第五	H.2	ＦＲＰＭ	1200	1.65	700～1100	1832	有効落差62.9m	
鳥取県 日南町	新日野上	H.1	ＦＲＰＭ	560	4.00	1500	780	有効落差30.0m	
関東農政局 那須野ケ原	那須野ケ原	S.62	ＦＲＰＭ	340	1.60	1100	1320	32.1	30.0

表－2.8.2 栗本鐵工所施工実績

企業者名	発電所名	施工年度	管　種	最大出力 (kW)	最大使用水量 (m³/s)	FRP管等		静水頭	
						呼　径 (mm)	延　長 (m)	全管路 (m)	FRP管部 (m)
北海道電力㈱	ホヤ石川	S.62	FRP	170	0.18	300	179	146.0	84,8
高知県大川村	白　　滝	H. 3	FRPM & FRP	60	0.13	350	495	70.1	69.2
電源開発㈱	海水揚水発電 ﾊﾟｲﾛｯﾄﾌﾟﾗﾝﾄ	H. 4 (建設中)	FRPM & FRP	30000	26.0	2400	300	181.4	179.1

第３節　遠心力成形管

3.1　管　の　種　類

管は、直管部と受口部（継手部）より成っている。直管部は、高速に回転する型枠内に、樹脂・ガラス繊維及び骨材等を組み合わせて連続的に供給し、遠心力により十分脱泡しながら積層成形する遠心力成形法で製造される。受口部は、ガラス繊維に樹脂を含浸させ、張力を与えながら、止水用ゴム輪の外側に巻きつけて製造するいわゆるフィラメントワインディング方法で成形する。これら別々に成形された管と継手を接合させ、両方を合わせて管と呼称している。

この方法で成形された管の構造について、遠心力強化プラスチック管（以下Ｄ－ＦＲＰ管という。）は、樹脂及びガラス繊維を原料とし、内・外面保護層と強度層のみで構成されており、遠心力強化プラスチック複合管（以下Ｄ－ＦＲＰＭ管という。）は、管外面より外面保護層、強度層、樹脂モルタル層、強度層及び内面保護層の順で構成されている。また各々の管について、各層の原料及び特性を表-3.1.1,-3.1.2に示す。

表-3.1.1　Ｄ－ＦＲＰ管の各層の原料及び特性

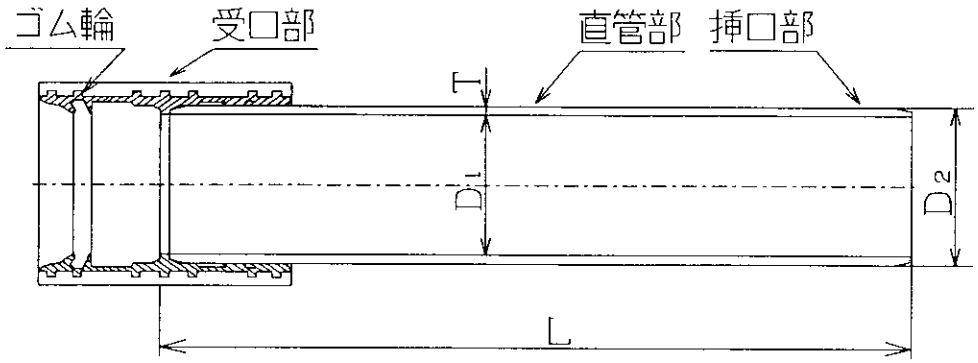
名　　称		原　　料	特　　性
複合層	外面保護層	樹脂,骨材	耐食・耐候性に優れている。
	強　度　層	ガラス繊維,樹脂	円周・管軸方向の内外圧強度を負担する。
内面保護層		樹　　脂	耐食性に優れ、内面を平滑にして水理特性(粗度係数)を向上させるためのものである

表-3.1.2　Ｄ－ＦＲＰＭ管の各層の原料及び特性

名　　称		原　　料	特　　性
複合層	外面保護層	樹脂,骨材	耐食・耐候性に優れている。
	強　度　層	ガラス繊維,樹脂	構造層の内外面に位置し、円周・管軸方向の内外圧強度を負担する。
	樹脂モルタル層	ガラス繊維,樹脂,骨材	扁平及びたわみに対する剛性を持たせている。
内面保護層		樹　　脂	耐食性に優れ、内面を平滑にして水理特性(粗度係数)を向上させるためのものである。

水力発電用水圧管として使用できるＤ－ＦＲＰ管及びＤ－ＦＲＰＭ管の規格としては、強プラ管協会規格　ＦＲＰＭ　Ｆ－１１１（案）、ＦＲＰＭ　Ｋ－１１１及び日本工業規格（ＪＩＳ　Ａ　５３５０）等があり、その最大設計内圧を表-3.1.3に示す。

これら規格のうち、日本工業規格は平成３年１０月に改正が行われた。また、これらに使用する異形管類の規格は、強プラ管協会規格　ＦＲＰＭ　Ｇ－１１２が制定されている。各管の形状・寸法等は、各々の規格に定められており、ここでは、形状及び主な寸法のみを図-3.1.1に示す。



呼び径	管外径(D2)		管厚(T)*1		有効長(L)	管内径(D1)*3	
200	220		10			200	
250	271		10.5			250	
300	322		11			300	
350	373		11.5			350	
400	424	(426)*2	12	(11)*2		400	(404)*2
450	475	(477)	12.5	(11.5)		450	(454)
500	526	(528)	13	(12)		500	(504)
600	631	(631)	15.5	(14)		600	(603)
700	736	(733)	18	(16)	4000	700	(701)
800	840	(836)	20	(18)	6000	800	(800)
900	944	(939)	22	(20.5)		900	(898)
1000	1050	(1041)	25	(23)		1000	(995)
1100	1156	(1144)	28	(25.5)		1100	(1093)
1200	1262	(1246)	31	(28)		1200	(1190)
1350	1418	(1400)	34	(31)		1350	(1338)
1500	1574	(1554)	37	(34)		1500	(1486)
1650	1732	(1701)	41	(37)		1650	(1627)
1800	1890	(1848)	45	(41)		1800	(1766)
2000	2098	(2061)	49	(45)		2000	(1971)
2200	2308	(2280)	54	(49)		2200	(2182)
2400	2518	(2458)	59	(54)		2400	(2350)

注) *1管厚は、D－FRP管でのD－FRPM管の値を示す。
*2表中（ ）内寸法は、平成7年3月末まで有効とする。
*3管内径は、参考値を示す。

図-3.1.1 形状及び主要寸法

表-3.1.3　管の種類及び最大設計内圧

管　種	D－FRP管		D－FRPM管	
	最大設計内圧 (kgf/cm²)	呼び径	最大設計内圧 (kgf/cm²)	呼び径
特1種	―――	200～2400	26.5	200～2400
1種	26.5		13.5	
2種	15.5		10.5	
3種	12.5		7.0	
4種	10.0		5.0	
5種	8.0		2.5	

3.2 特　　長

水力発電用圧力管路に使用されるD－FRP管及びD－FRPM管は数々の特長を有しており、これらの特長のうち、主なものについて以下に述べる。

3.2.1 内圧強度

『3.1　管の種類』の項で述べたように、遠心力成形法では形枠を高速で回転させることでより高い遠心力が得られるので、原料中の気泡等が管の内側に逃げ、十分脱泡されるので、原料相互が良く締め固まり、材質は非常に緻密となり、水圧を加えても発汗作用が起こらない。また、接合に用いる継手は、二重水密リップを持ったゴムリングとFRPが一体成形されて、内圧が負荷されることにより水密リップが管の外面に密着する止水構造である。(図-3.1.1　参照)

また、管は、強度層の厚みを調整することで種々の内・外圧強度の管の製造ができ、使用条件に合わせた管厚の設計が行える。

3.2.2 外圧強度

外圧が負荷された場合の管の挙動としては、鋼管では弾性限界を超えると、荷重が増加せずにたわみ量のみが増加して荷重を取り除いても復元しないが、D－FRP管及びD－FRPM管では外圧が負荷されると管は弾性的に変化し、緩やかに荷重とたわみが増加し、荷重を取り除けば管は復元する性質がある。

3.2.3 水理性

管内面には樹脂のみで内面保護層が積層されているため、管内面が非常に滑らかであり、水理的に他種管と比べて有利となり、1口径のサイズダウンも可能となる。

3.2.4 耐久性

円周・管軸方向クリープ試験、耐候性試験、内・外圧疲労試験等の結果より、D－FRP管及びD－FRPM管の耐久性が確認されている。

3.2.5 耐摩耗性

水力発電用圧力管路では、流水中に砂等が混入した場合、流速が速いため、管内面の摩耗が問題となる。このため耐摩耗性の試験(短期及び長期)を行い、管の耐摩耗性が確認されている。

3.2.6 継　　手

Ｄ－ＦＲＰ管及びＤ－ＦＲＰＭ管の継手は、寸法精度が高く、継手内面全面に止水用２重リップを持ったゴム輪を有している。また、ＦＲＰ層は内圧が負荷された場合に発生するひずみが管よりも少なくなるように設計されているので、内圧負荷が高くなればなるほど、継手のゴム輪が管外面に密着する構造になっている。

3.2.7 施工性

Ｄ－ＦＲＰ管及びＤ－ＦＲＰＭ管は、比重が小さくかつ管厚が薄いので、鉄管等に比べて軽量であり、取扱いが容易である。また、管は外径基準で製造されており、外径が均一でかつ平滑なため、現場での加工を必要とする調整管等にも素早く対応できるので、施工時間が短くてすみ経済的な管といえる。

3.2.8 その他

その他、Ｄ－ＦＲＰ管及びＤ－ＦＲＰＭ管について落錘衝撃試験（内圧負荷及び無負荷状態）、耐火性試験(満水時)、シャルピー衝撃試験等、数々の過酷な試験を行ったが、管は実用上全く問題の無いことが確認された。

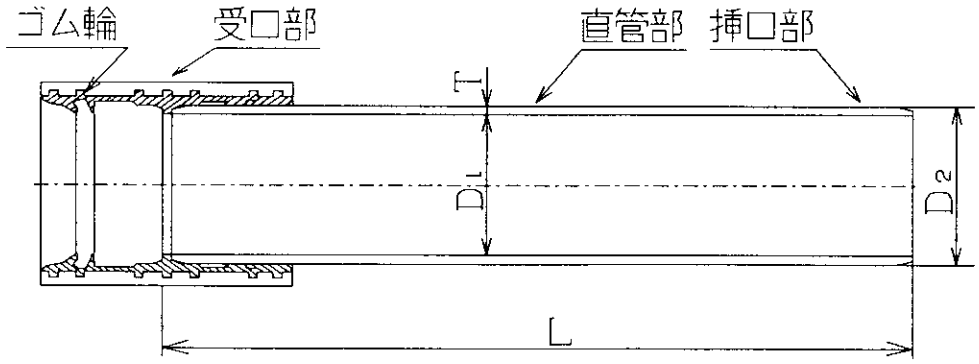
3.3　各種実験結果

3.3.1 内圧試験

(1) 供試管

供試管は、Ｄ－ＦＲＰＭ管×特１種×５００×Ｌ１０００の管２本とした。

形状･寸法を図-3.3.1に示す。



直　　管　　部				受　　口　　部	
外径D2(cm)	内径D1(cm)	厚さT(cm)	長さL(cm)	内径D3(cm)	長さ ℓ (cm)
528.5	504.1	12.3	1002	530	251

図-3.3.1　供試管の形状及び寸法

(2) 試験方法

供試管を試験機に取り付け、直管部と継手部にひずみゲージを貼付し、内圧を１０(kgf/㎠)加圧するごとに静ひずみ計でひずみ量の測定を行い、試験内圧まで負荷した。ただし、３本の供試管の内、１本のみ内圧を破壊内圧まで加圧した。(図-3.3.2　参照)

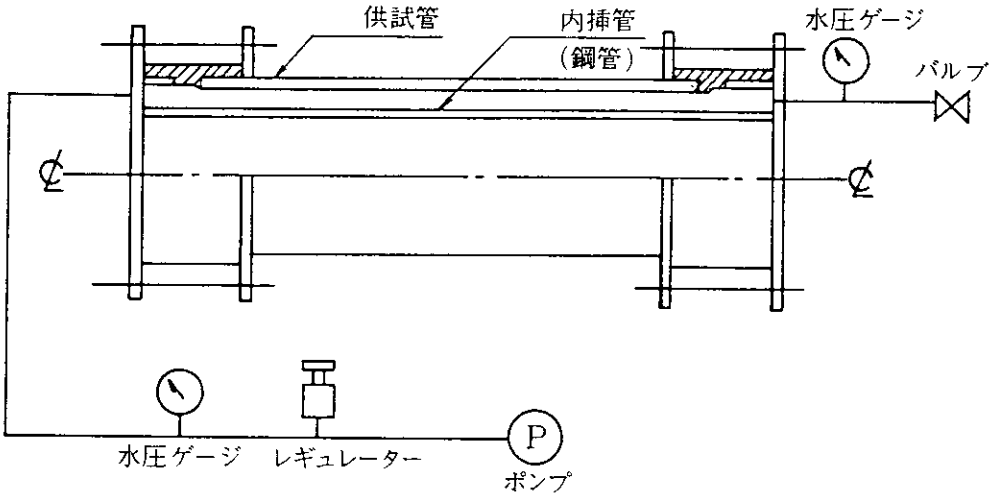


図-3.3.2　内圧試験方法

(3) 試験結果

供試管３本の試験結果の平均値を表-3.3.1に示す。

表-3.3.1　内圧試験結果

内圧	最高内圧負荷時円周方向発生ひずみx10⁻⁶		推定破壊時	
(kgf/㎠)	直管部	継手部	内圧(kgf/㎠)	ひずみ量x10⁻⁶
106	12938	7385	120	14414

注)推定の破壊水圧は、破壊まで加圧した管の、水圧～ひずみ線図より求めた。

3.3.2 基準たわみ外圧試験

(1) 供試管

供試管は、Ｄ－ＦＲＰ管×１種×φ１０００の直管中央部及び管端部から長さＬ＝３０(cm)で４本採取した。供試管の形状・寸法の平均値を図-3.3.3に示す。

呼び径	外径	管厚	長さ
1000(mm)	1041.43(mm)	18.34(mm)	301.50(mm)

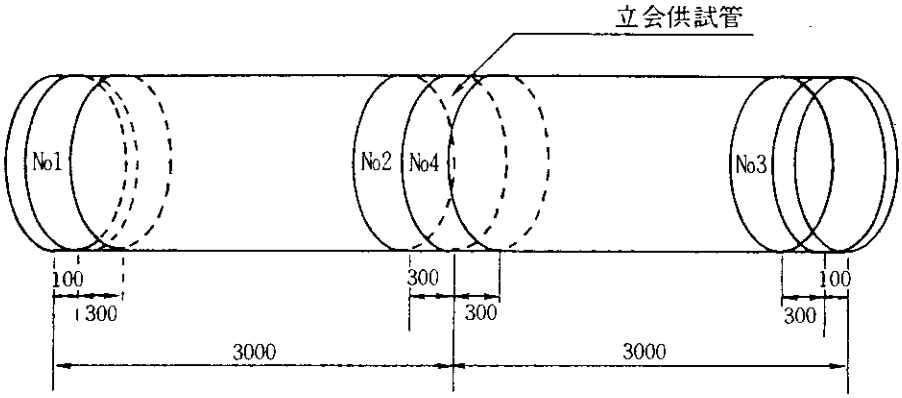


図-3.3.3 供試管の形状

(2) 試験方法

試験は、１０ｔアムスラー試験機を用い、変位計とロードセルを静ひずみ計に接続し供試管をのたわみ率が５（%）になるまで載荷して荷重及びたわみ量の測定を行った（図3.3.4 参照）。試験後、供試管から５０×５０(mm)の供試片を切り出し、電気炉で樹脂を焼却させ、ガラス含有率の測定を行った。

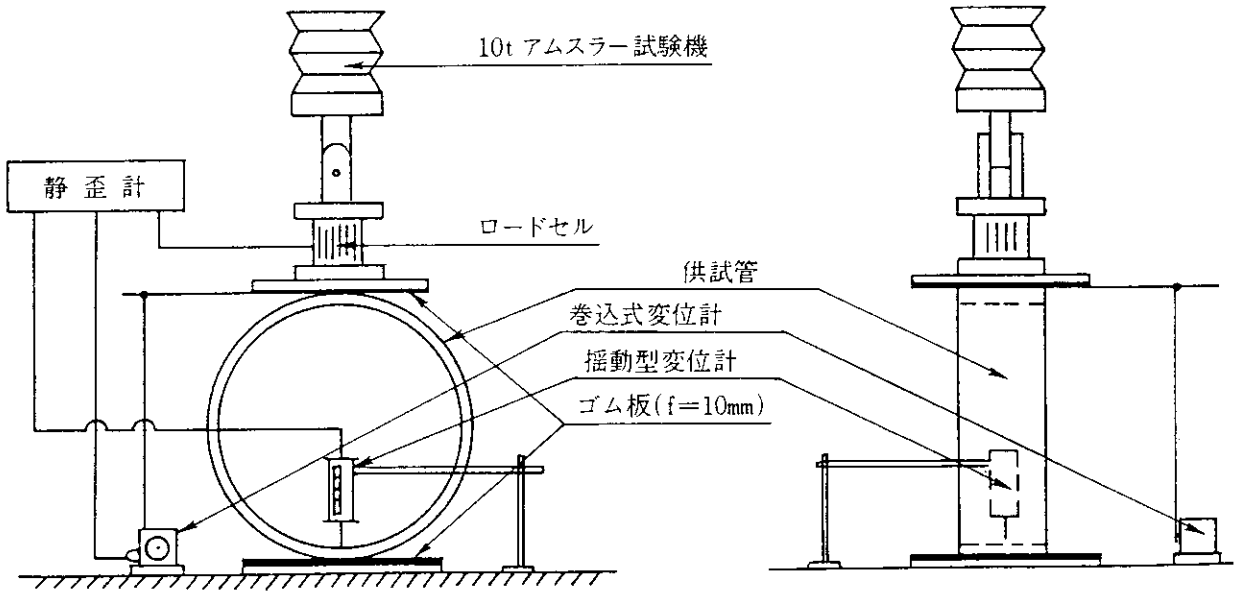


図3.3.4 試験装置

(3) 試験結果

供試管４本の試験結果の平均値を表-3.3.2に示す。

表-3.3.2　基準たわみ外圧試験結果

5(%)たわみ時の		管の剛性値	弾性係数	ガラス繊維
たわみ量(mm)	外圧荷重(kgf/cm)	(kgf-cm²/cm)	(kgf/cm²)	含有率(%)
50.24	28.15	111739	217363	54.76

3.3.3 環片圧壊試験

(1) 供試管

供試管は、Ｄ－ＦＲＰＭ管×特１種×５００×Ｌ３００の管６本について行った。供試管の寸法を表3.3.3に示す。

表-3.3.3　供試管平均寸法表

単位：mm

呼び径	外　径	管　厚	内　径	管　長
500	528.65	12.45	503.80	299.75

(2) 試験方法

試験は、供試管を１０ｔアムスラー試験機に設置し、平行板による載荷試験を行い、荷重とたわみ量の測定を行った。(図-3.3.5　参照)

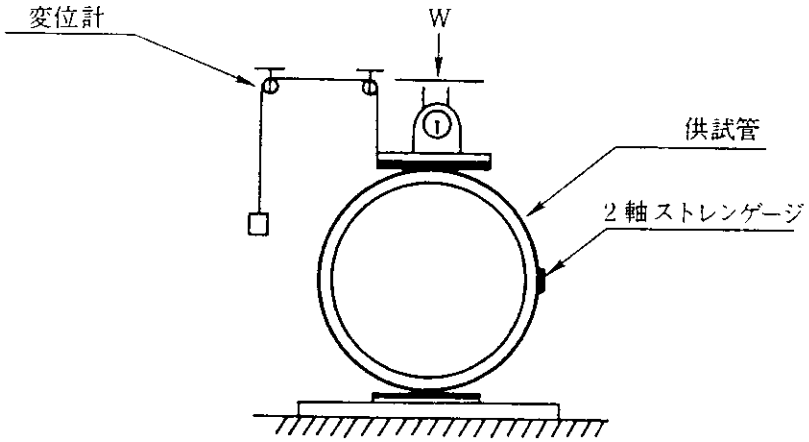


図-3.3.5　試験装置

(3) 試験結果

供試管４本の試験結果の平均値を表-3.3.4に示す。

表-3.3.4　環片圧壊試験結果

5（％）たわみ時の		破壊外圧時の	
たわみ量(mm)	外圧荷重(kgf/30cm)	たわみ量(mm)	外圧荷重(kgf/30cm)
26	617.0	179.35	3100

3.3.4 偏心荷重、曲げ配管による継手部水密性能試験

(1) 供試管

供試管は、各々の試験別にＤ－ＦＲＰＭ管×特１種×５００×Ｌ１０００の直管を継手で接合した管２本で行った。

(2) 試験方法

偏心荷重による継手部水密性能試験は、供試管を試験装置に設置し、継手部に油圧ジャッキで外圧を加え、接合部側近の管のたわみ量を呼び径×５（％）にした後、徐々に内圧を試験水圧(53.0 kgf/cm²)まで負荷した。(図-3.3.6　参照)

曲げ配管による継手部水密性能試験は、接合した供試管の継手部を許容曲げ角度(4° 00′)の２倍の角度(8° 00′)まで屈曲させた後、徐々に内圧を設計水圧(26.5 kgf/cm²)まで負荷し、接合部からの漏水の有無を調査した。(図-3.3.7　参照)

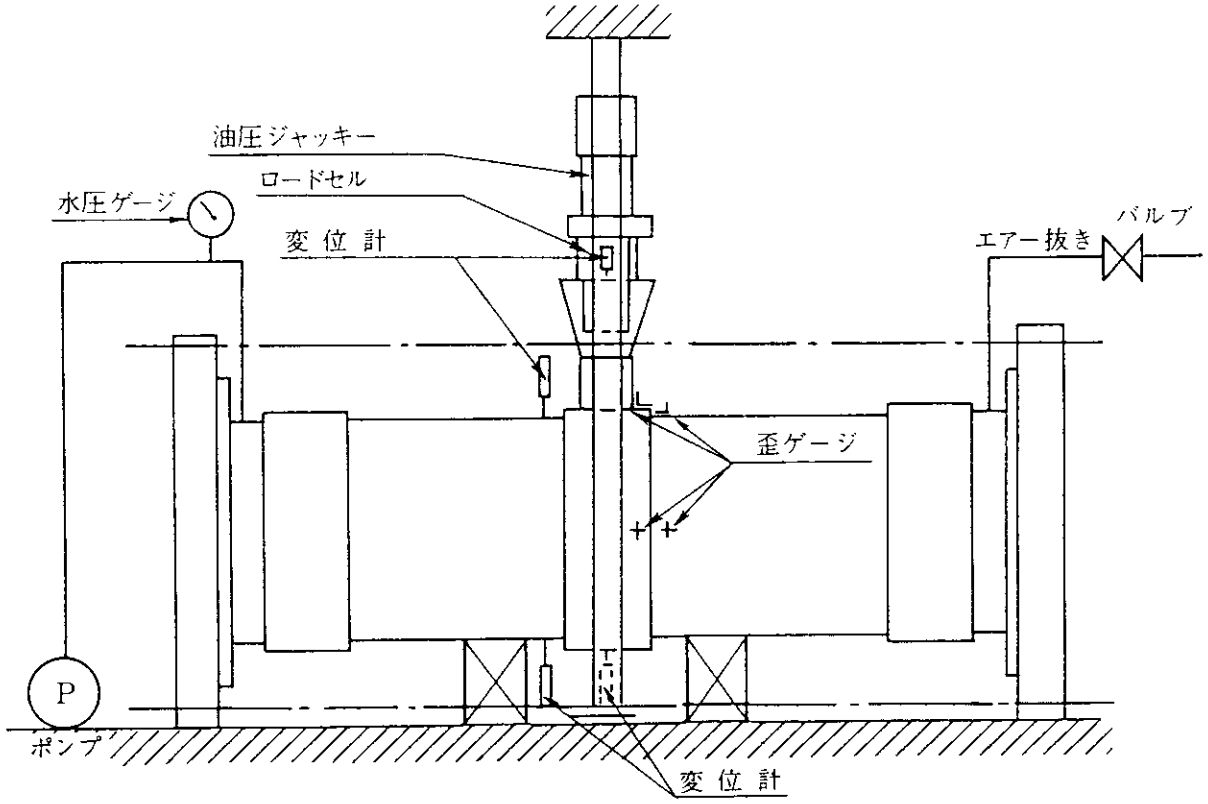
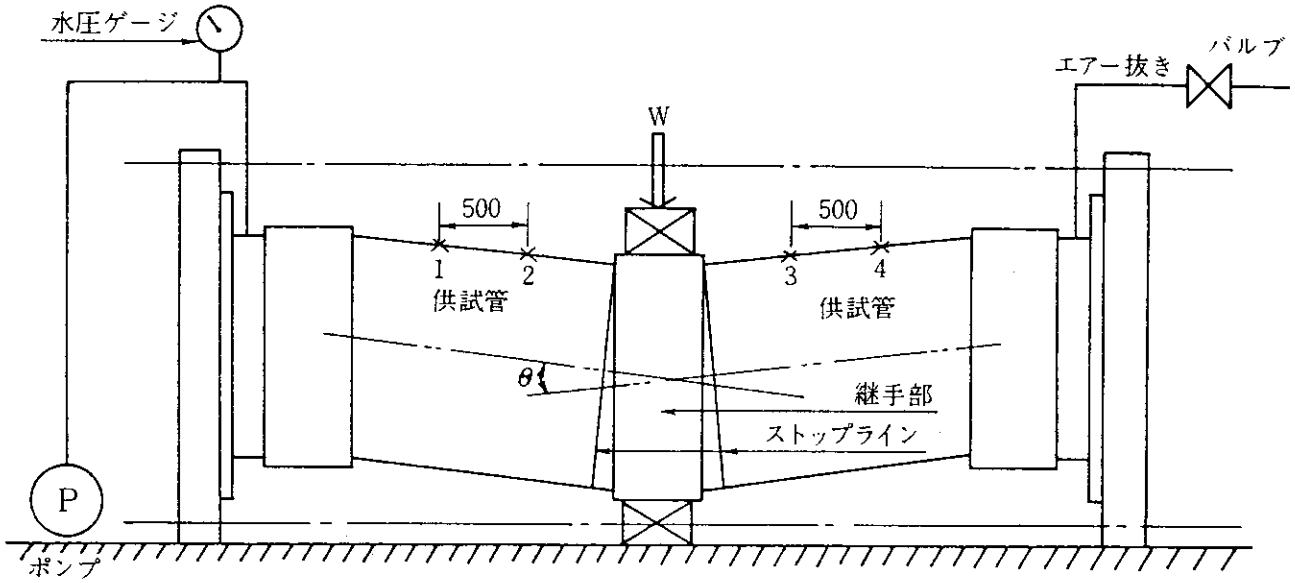


図-3.3.6　偏心荷重による継手部水密性能試験



×：角度測定、トランシット測点

図-3.3.7　曲げ配管による継手部水密性能試験

(3) 試験結果

各々の 試験結果を表-3.3.5,表-3.3.6に示す。

表-3.3.5　継手部水密性能試験結果

内　圧 (kgf/cm²)	外圧荷重 (kgf)	たわみ		結　果
		最大たわみ量(mm)	平均たわみ率(%)	
0	4430	27.49	5.3	最大設計内圧・試験内圧負荷時共漏水その他異常無し
26.50	8580	14.38	2.8	
53.00	8570	1.07	0.2	

表-3.3.6　継手部水密性能試験結果

呼び径	曲げ角度 (°)	負荷内圧 (kgf/cm²)	保持時間 (分)	結　果
500	8° 21′ 00″	26.5	3	漏水その他異常無し

3.3.5 内圧及び内･外圧による円周･管軸方向クリープ試験

(1) 供試管

内圧による円周方向クリープ試験の供試管は、Ｄ－ＦＲＰＭ管×特１種×５００×Ｌ１０００を用い、内･外圧による管軸方向クリープ試験の供試管は、Ｄ－ＦＲＰ×１種×１０００×Ｌ６０００を用いた。

(2) 試験方法

内圧による試験は、供試管に２軸ひずみゲージを貼り付け、重錘式アキュームレーターに接続し、試験内圧の２倍(106 kgf/㎠)の９０(%)に相当する水圧(95.0 kgf/㎠)を負荷し、円周方向ひずみの経時変化を５１日間にわたって測定した。
(図-3.3.8　参照)

内･外圧による試験は、供試管を２点で支持し、管に５(kgf/㎠)の内圧と設計で用いる作用荷重の２倍相当の荷重１３．１２(kgf/㎝)を等分布に載荷して、管中央部で円周･管軸方向ひずみ量の測定を２,５００時間にわたり行った。
(図-3.3.9　参照)

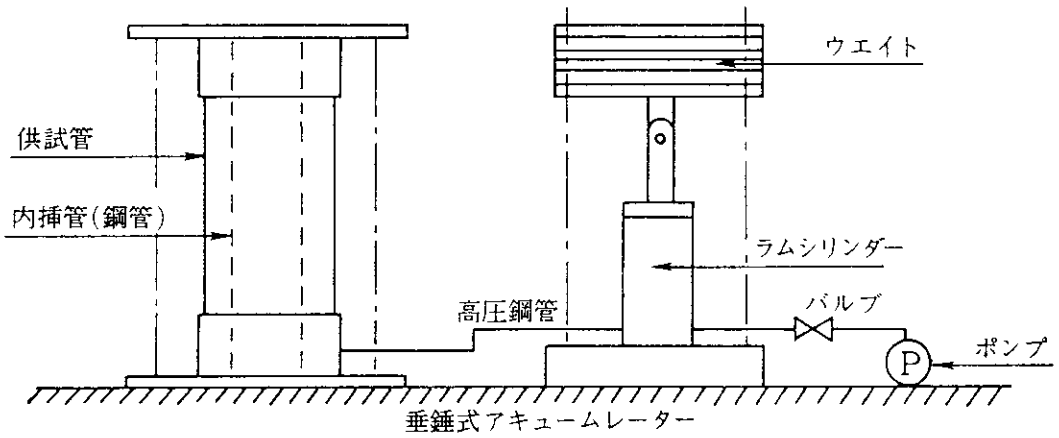


図-3.3.8　内圧による円周方向クリープ試験

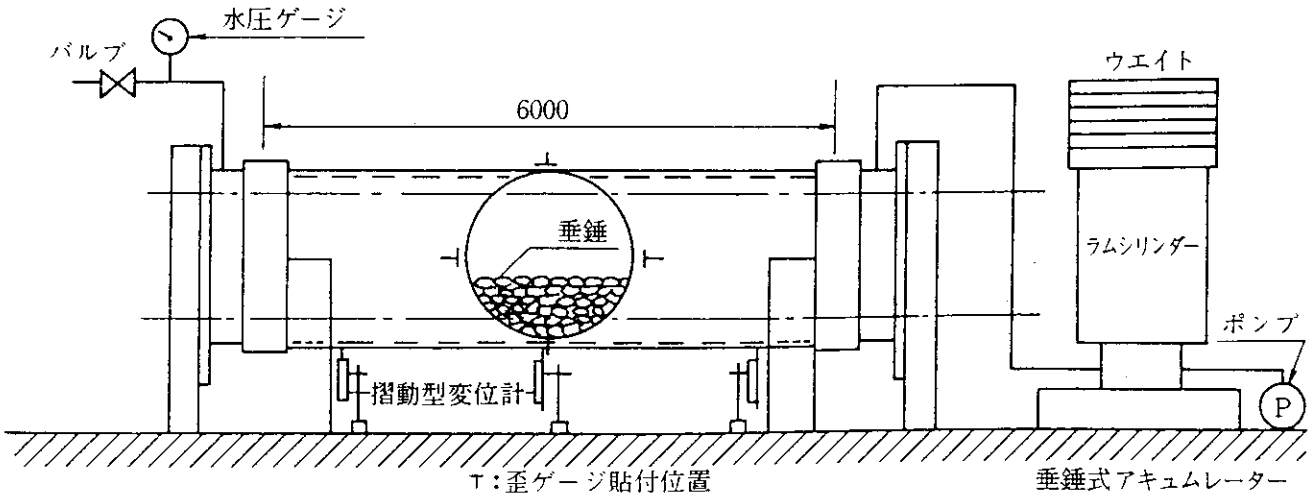


図-3.3.9　内・外圧による円周・管軸方向クリープ試験

(3) 試験結果

試験結果を表-3.3.7及び表-3.3.8に示す。

表-3.3.7　円周方向クリープ試験での時間とひずみの関係

経過時間（日）	0(0)	1.0(0.04)	24(1.0)	96(4)	768(32)	1224(51)
円周方向ひずみ($\times 10^{-6}$)	10957	11420	11553	11836	12384	12503

表-3.3.8　円周・管軸方向クリープ試験でのひずみと時間の関係グラフ

	初期ひずみ量	50時間後ひずみ量	2500時間後ひずみ量
管頂部管軸方向	-632×10^{-6}	-659×10^{-6}	-681×10^{-6}
管底部円周方向	398×10^{-6}	403×10^{-6}	407×10^{-6}

3.4　施工実績

電力分野におけるミサワホーバス㈱の施工実績を表-3.4.1に示す。

表-3.4.1　水圧管施工実績表

企業者名	発電所名	施工年度	管　種	最大出力 (Kw)	最大使用水量 (m^3/Sec)	ＦＲＰ管等 呼び径	ＦＲＰ管等 延長 (m)	静水頭 全管路 (m)	静水頭 ＦＲＰ管路 (m)
鳥取県日南町	新日野上	H.1	FRPM管	560	4.00	1,500	300	ＦＲＰ管路有効落差	30
山形県企業局	朝日川第一	H.3	FRP管			400	33	ＦＲＰ管路有効落差	18

第４節　実証試験結果（新内川第二地点）

4.1 はじめに

金沢市企業局の新内川第二発電所においては，中小水力発電の建設コスト低減を目的として，「中小水力システム技術信頼性実証試験」が，ＴＢＭ工法によるトンネル施工の合理化，余水路省略等設備の合理化，水圧鉄管代替製品ＦＲＰＭ管等に関する技術開発の３技術について行われた。

工事は，昭和６１年１０月に着工し，昭和６３年１２月には初期の目的を十分に達成して運転を開始した。

以下，水圧鉄管代替製品ＦＲＰＭ管等に関する技術開発における実証試験結果について述べる。

4.2 発電所概要

4.2.1 発電所概要

新内川第二発電所は，石川県金沢市を流下する犀川水系内川の上流東谷と西谷の合流点を本川取水地点として2.92㎥/sを取水し，約 3.5k㎞の導水路途中において４箇所の渓流から最大0.78㎥/sを取水し，合計3.70㎥/sの最大使用水量，有効落差100.60ｍにより，最大出力 3,000kWの発電を行う流れ込み式発電所である。

（第７章　図－4.2.1 発電所位置図及び　図－4.2.2 水路概要図参照）

4.2.2 水圧管路付近の地形・地質概要

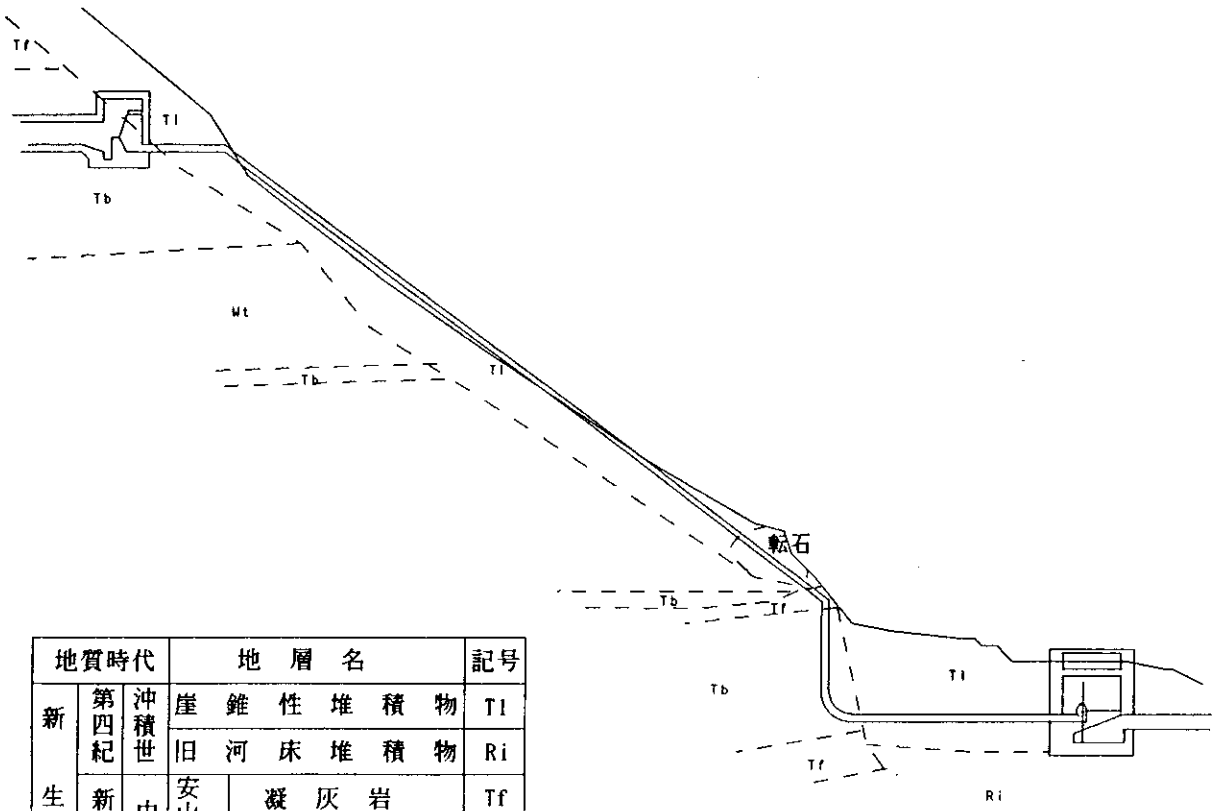
(1) 地形概況

新内川第二発電所は，内川ダムの貯水池末端部の右岸側に位置している。本地点周辺の地形は，標高差 400～600㎞の尾根が東西に伸長していて，斜面の平均傾斜は約40° とかなり急峻である。水圧管路は，尾根の下方に当たり，標高330㎞付近のヘッドタンクから河岸沿いの発電所までの区間である。また，発電所の山側には林道が横断していて，埋設管路となっている。植生は，主に杉の植林地と雑木地とから成っている。

(2) 地質概況

水圧管路の地質縦断面を図－4.2.1 に示す。

本地点は，新第三紀中新世北陸層群の下層部である岩稲累層の火山砕屑岩類（凝灰岩，凝灰角礫岩，熔結凝灰岩等）を基盤としている。その表層の 1～2㎞では軟質化した風化帯であるが，深部では「ＣＬ～ＣＨ」級の岩盤である。基盤の上部は，2.5～13.5㎞の崖錐に覆われていて，斜面の途中には直径数ｍの大きな転石も見られる。水圧管路部は，地形的には尾根部に当たり，周辺部に比較して基盤が浅く，その基盤上は未固結な崖錐に覆われている。



地質時代			地層名		記号
新生代	第四紀	沖積世	崖錐性堆積物		Tl
			旧河床堆積物		Ri
	新第三紀	中新世	安山岩質火砕岩	凝灰岩	Tf
				凝灰角礫岩	Tb
				熔結凝灰岩	Wt

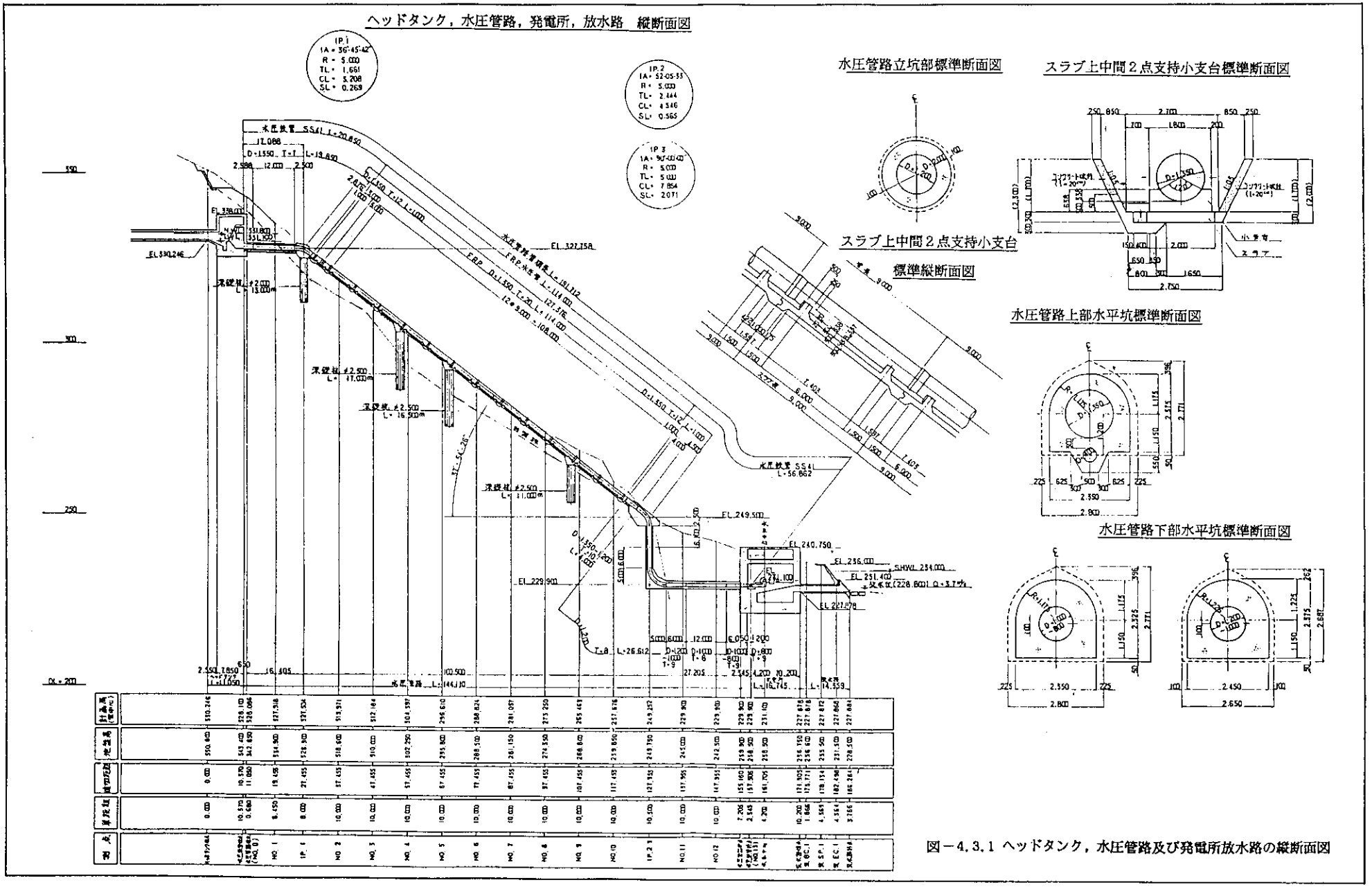
図－4.2.1 水圧管路の地質縦断面

4.3 設　　計

4.3.1 水圧管路の設計

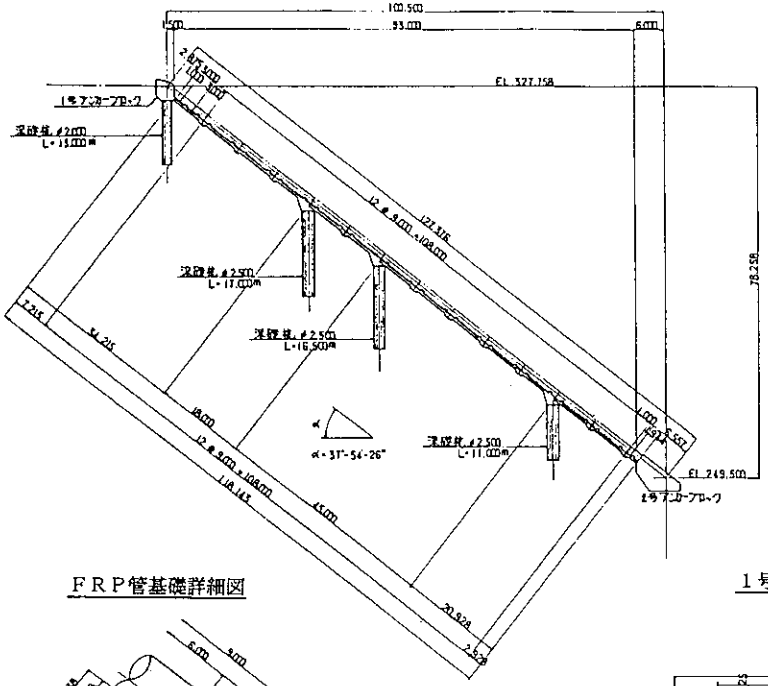
水圧管路の支持形式は，小支台（スラブ上中間２点支持）を採用し，基盤岩上を層厚 2.5～13.5m の崖錐が覆っていることから，水圧管路の安定を図るため深礎杭工法とした。また，上部の１号アンカーブロックも基盤岩が深いことから深礎杭工法とした。

図－4.3.1 にヘッドタンク，水圧管路及び発電所放水路の縦断面図を，図－4.3.2 に小支台基礎構造図，深礎杭頭詳細図及びアンカーブロック構造図を示す。

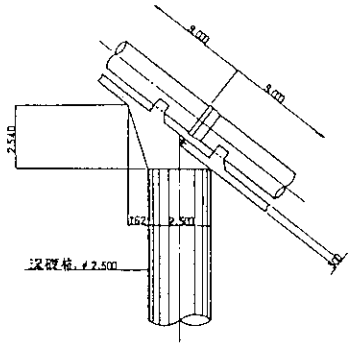


図－4.3.1 ヘッドタンク，水圧管路及び発電所放水路の縦断面図

スラブ上中間２点支持小支台基礎構造図

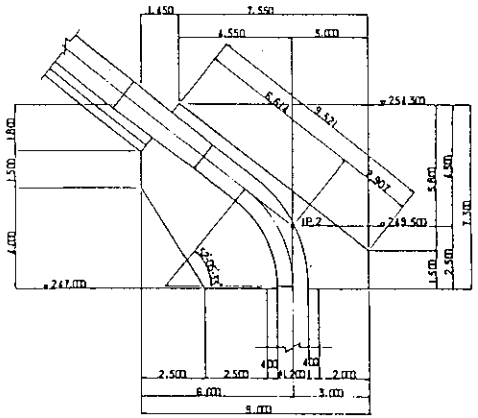


深礎杭頭詳細図

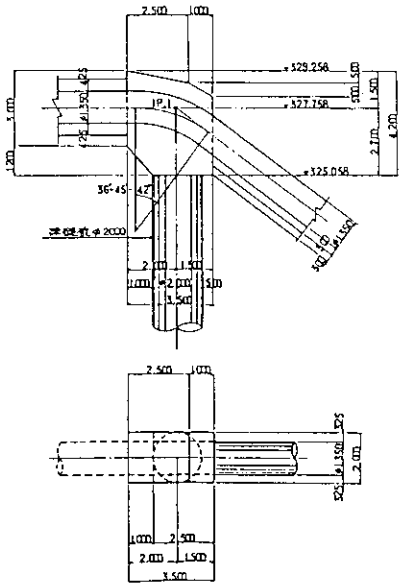


アンカーブロック構造図

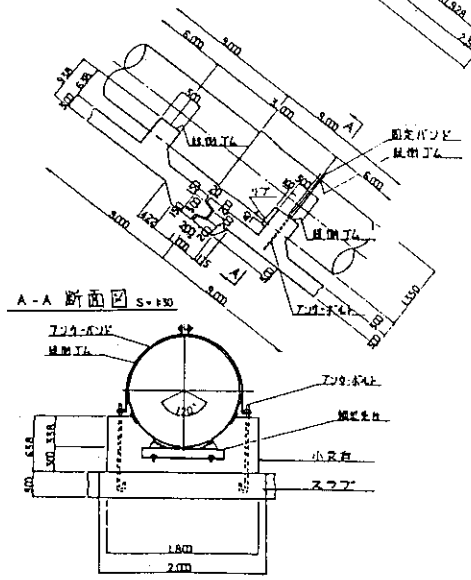
２号アンカーブロック



１号アンカーブロック



ＦＲＰ管基礎詳細図



図－4.3.2 小支台基礎構造図，深礎杭頭詳細図及びアンカーブロック構造図

4.3.2 ＦＲＰ管の設計

ＦＲＰ管の設計は，「財団法人新エネルギー財団」が報告している「水圧鉄管代替製品ＦＲＰＭ管（強化プラスチック複合管）等技術検討結果報告書（昭和60年 1月）」に基づき行った。

(1) 設計の条件

応力算定式は，ＦＲＰ管が複合材料であるので下記の複合応力式を適用する。
円周方向及び管軸方向の各応力が許容応力以下であるとともに，各応力は，
Ｔｓａｉ－Ｈｉｌｌ説による複合応力式を満足しなければならない。

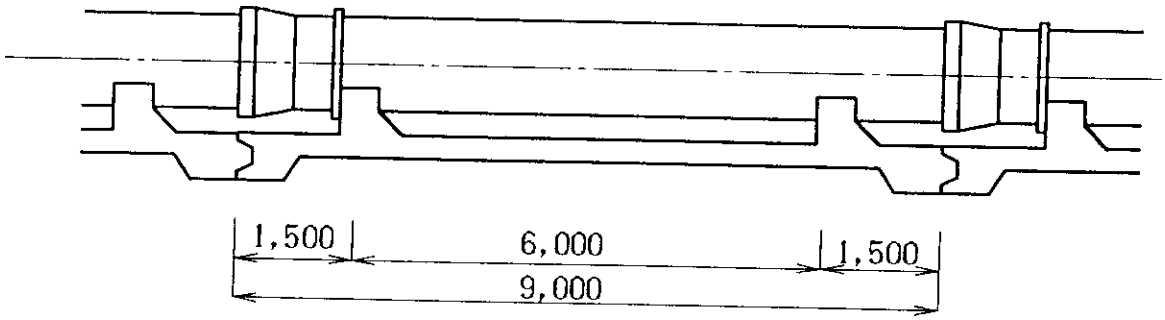
Ｔｓａｉ－Ｈｉｌｌ説による複合応力式

$$K=\left(\frac{\sigma 1}{F1}\right)^2-\frac{\sigma 1\bullet\sigma 2}{(F1)^2}+\left(\frac{\sigma 2}{F2}\right)^2+\left(\frac{\tau}{S}\right)^2 \leqq 1$$

ここに，σ1： 円周方向応力（kgf/cm^2）
σ2： 管軸方向応力（kgf/cm^2）
τ ： せん断応力 （kgf/cm^2）
Ｆ1： フープ層許容応力 ＝1,250kgf/cm^2
Ｆ2： カット層許容応力 ＝ 560kgf/cm^2
Ｓ ： 平面許容せん断応力＝ 100kgf/cm^2

(2) 計算モデル

計算モデルは図－4.3.3 に示すようにスラブ上中間２点支持とした。



図－4.3.3 計算モデル

(3) 設計定数及び応力計算結果

ＦＲＰ管の仮定管厚，設計定数及び応力計算結果は表10.5.1に示す。

表－4.3.1 設計定数及び応力計算結果

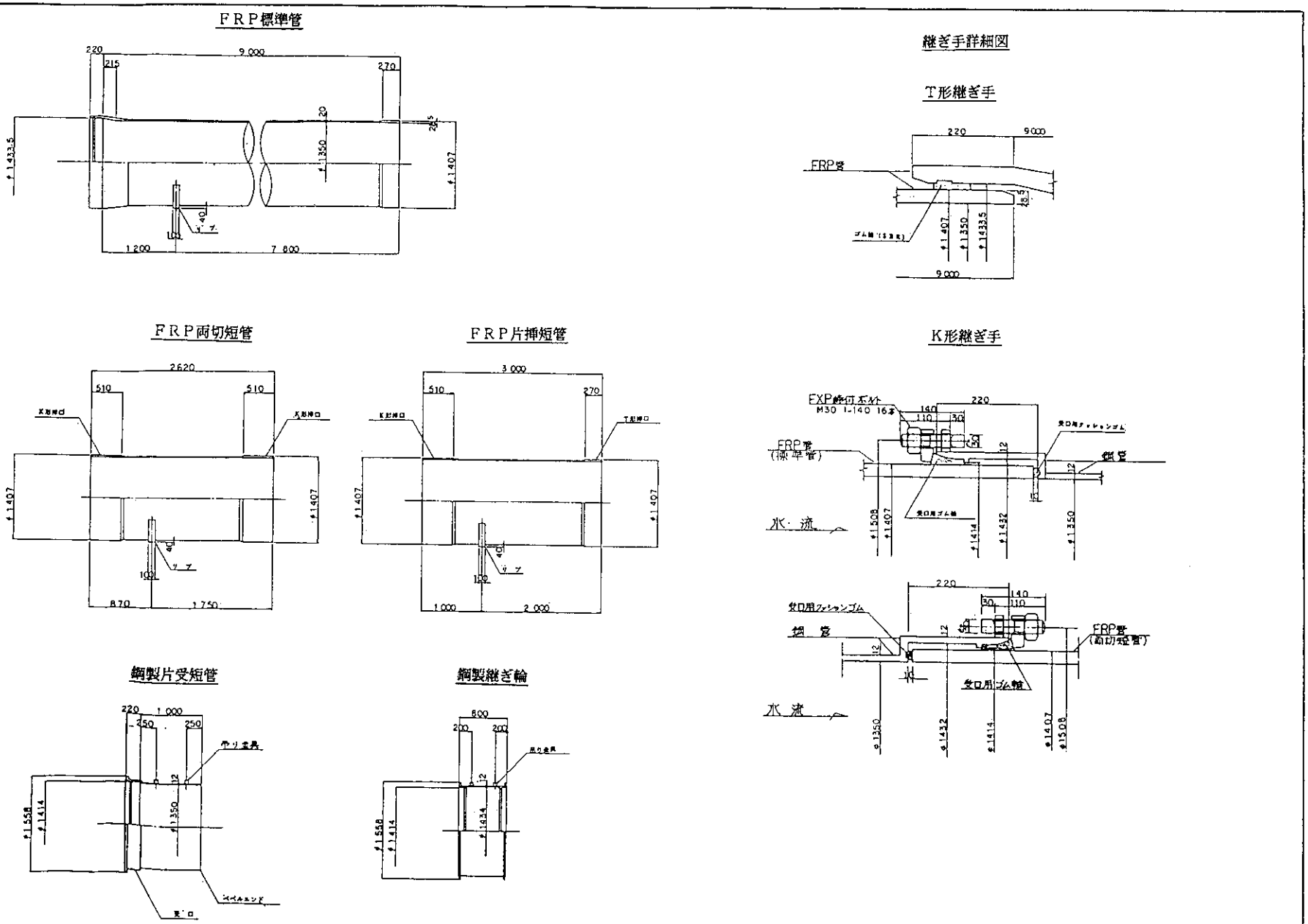
ＦＲＰ管	種類			ＦＷ－Ｐ
	呼び径		D (mm)	1,350
	管長		L (mm)	9,000
	仮定管厚	全管厚	T (mm)	20.0
		フープ層	tH (mm)	10.5
		カット層	tU (mm)	5.0
		チョップ層	tC (mm)	3.0
		保護層	tF (mm)	1.5
設計定数	設計内圧		P (kgf/cm^2)	9.63
	管内流量		Q (m^3/sec)	3.70
	支台間隔		ℓ (mm)	6,000
	管路傾斜角		α (°)	37.9
	水平震度		KH	0.12
	積雪荷重		Ws (t/m^2)	0.9
	水の単位体積重量		Wu (t/m^3)	1.0
	管の単位体積重量		Wp (kg/cm^3)	0.0018

状態 / 計算位置 / 温度 / 応力 (kgf/cm^2)	満水時				充水時			
	管中央部		上流支台部		管中央部		上流支台部	
	管頂		管頂	管底	管頂	管底	管頂	管底
	上昇	下降	上昇	下降	上昇	下降	上昇	下降
円周方向引張り応力	617	617	617	617				
円周方向曲げ応力							690	690
管軸方向曲げ応力	-112	112	-37	37	-112	112	-37	37
管軸方向軸応力	-87	35	-78	44	-48	85	-40	101
せん断応力			68	68			68	68
複合応力式Ｋの値	0.45	0.29	0.80	0.70	0.08	0.12	0.89	0.89

計算結果より仮定した管厚は，すべての条件を満足することにより，新内川第二発電所に使用された管の製作仕様は仮定した管厚のとおりに決定された。

4.3.3 ＦＲＰ管の製作，検査

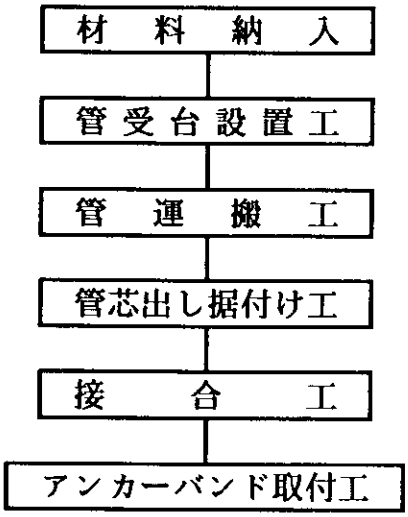
製作仕様に基づいてＦＲＰ管が工場製作され，工場試験，工場検査を経て現場へ搬送された。なお，図－4.3.4 に新内川第二発電所のＦＲＰ管の詳細図を示す。



図－4.3.4 新内川第二発電所　ＦＲＰ管詳細図

4.3.4 ＦＲＰ管の据付け及び接合

(1) 施工手順（φ1,350 ＦＲＰ管布設工）

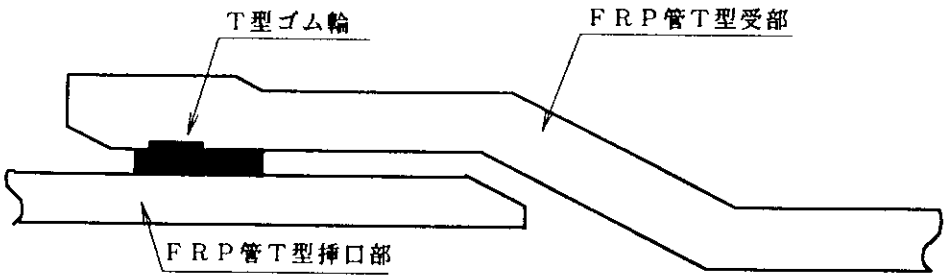


(2) 主要機器

機　械　名	型　　式	数　量	摘　　要
トラッククレーン	10 t	1　台	運　　搬
ト　ラ　ッ　ク	4 t	1　台	〃
ケーブルクレーン	2.9 t	1　式	〃
溶　接　機	300A	1　台	管据付固定
ガ ス 切 断 機		1　式	〃
エンジンカッター		1　台	調整管の切断
レバーブロック	3 t	3　台	管据付固定
油圧ジャッキ	10 t	2　台	〃
トランシーバー		3　台	管　運　搬

(3) Ｔ形継手構造

図－4.3.5 にＴ形継手構造の断面図を示す。



図－4.3.5 Ｔ形継手構造

(4) ＦＲＰ管据付要領

ＦＲＰ管は，下記の要領にて据付けが行われた。

作　　業	内　　容
片受鋼製短管の据付	上下部の鉄管を据え付けた後，片受鋼製短管を溶接接合する。
ｱﾝｶｰﾎﾞﾙﾄの設置	小支台１次コンクリート打設時にアンカーボルトを埋め込む。
管受台設置工	上流及び下流の鋼製管受台をアンカーボルトに溶接固定する。
管の運搬吊り下ろし	管を簡易ケーブルレーンを用いて据え付け位置まで運搬し，吊り下ろす。
緩衝ゴムの接着	工場にて裁断した緩衝ゴムを専用接着剤を用いて接着する。
管の接合	①既設の管の受口に接合用ワイヤーロープを巻く。 （受口部の清掃） ②Ｔ形継手用ゴム輪を受口に接着する。 （挿口部の清掃） ③ゴム輪内面及び挿口外面に専用の接合用滑剤を塗布する。 ④挿口を受口内に預ける状態まで吊り下ろし，管軸が一致するように調整する。 ⑤ワイヤーロープ，レバーブロック，接合用角材をセットする ⑥左右に設けたレバーブロック並びに簡易ケーブルクレーンにて管軸を調整しながら管外面の標識線まで挿入する。
ｱﾝｶｰﾊﾞﾝﾄﾞの取付	①管軸を計測し，油圧ジャッキ等で調整して位置決めを行う。 ②アンカーバンドに緩衝ゴムを接着する。 ③管をアンカーバンドで仮締めし，転り止めを溶接して管を仮固定する。 ④接合器具等を取り外し，管を本固定する。
調整管の接合	①調整管を必要長さに合わせ切断する。 ②既に据え付けた管に挿輪，ゴム輪，鋼製継ぎ輪の順にセットする。 ③調整管の両端から挿輪，ゴム輪をセットする。 ④鋼製片受短管と調整管のＫ形継手を接合する。 ⑤継ぎ輪を調整管と既に据え付けた管との間隔の中心にセットし接合する。
据付完了	ＦＲＰ管の据え付け後，２次コンクリートを打設する。

4.4 実証試験の計画

4.4.1 確認事項

実証試験は，ＦＲＰ管を発電所の水圧管路に使用するに当たり，ＦＲＰ管の安全性を確認するとともに，今後の設計に資するために実施する。

(1) 長期強度の把握

据付け後及びほぼ１年後（９ヶ月後）にＦＲＰ管の静的及び動的な挙動を計測し，その状態を比較する。それらの計測データ及び工場等の試験データを参考にして，長期強度を推定する。

(2) 支承部及び管継手部の安全性

支承部の管の応力状態から設計強度内かどうか確認する。管継手部については管の軸方向の変位を計測し，抜け出しに対する安全性を確認する。

(3) 振動に対する安全性

動的な計測を行って，振動性状から振動に対する安全性を確認する。

(4) 継手部の止水性の確認

施工時において，継手部に管の外側より，水圧をかけて継手部の漏水の有無を確認する。

4.4.2 測定項目

(1) ＦＲＰ管の挙動

実証試験におけるＦＲＰ管の挙動に関する測定項目を表－4.4.1 に示す。

表－4.4.1 ＦＲＰ管の挙動に関する測定項目

	測定項目	測定内容
1	管体のひずみ（静的，動的）	管体の応力
2	管体の変形，絶対変位 （静的，動的）	管体の軸方向，半径方向の変形
3	管体の継手部の相対変位 （静的，動的）	管体の継手部の挿し込み代
4	水車室の水圧（静的，動的） ＦＲＰ管上部，下部水圧鉄管の水圧	管体に作用する静水圧，動水圧算出
5	管体温度，水温，外気温	管体の温度分布及び管体の熱膨張

(2) 基礎・支台の変位の測量

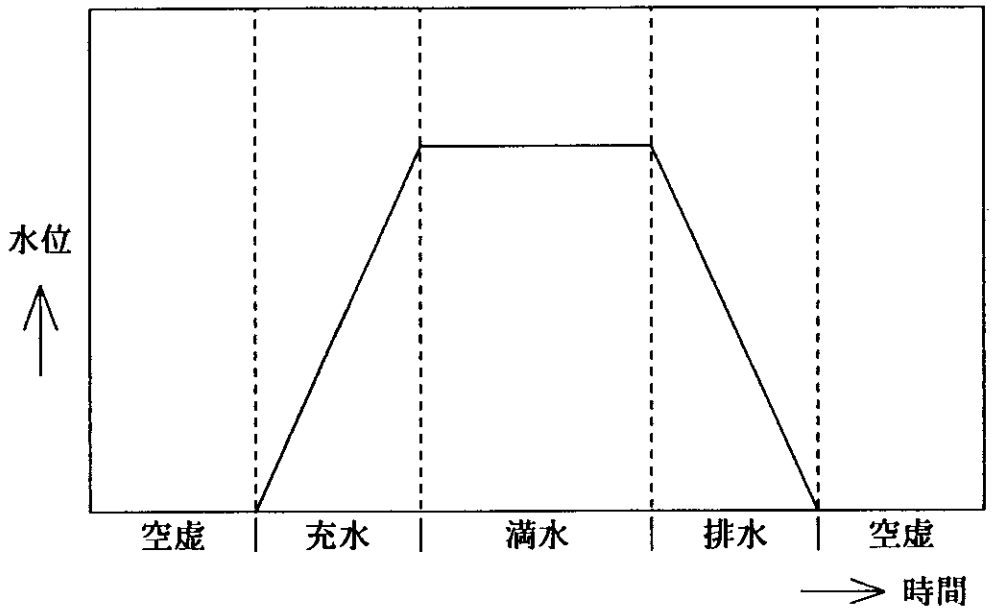
(3) 継手部の止水性確認試験

(4) ＦＲＰ管の粗度係数の測定

4.4.3 測定状態

(1) 静的測定

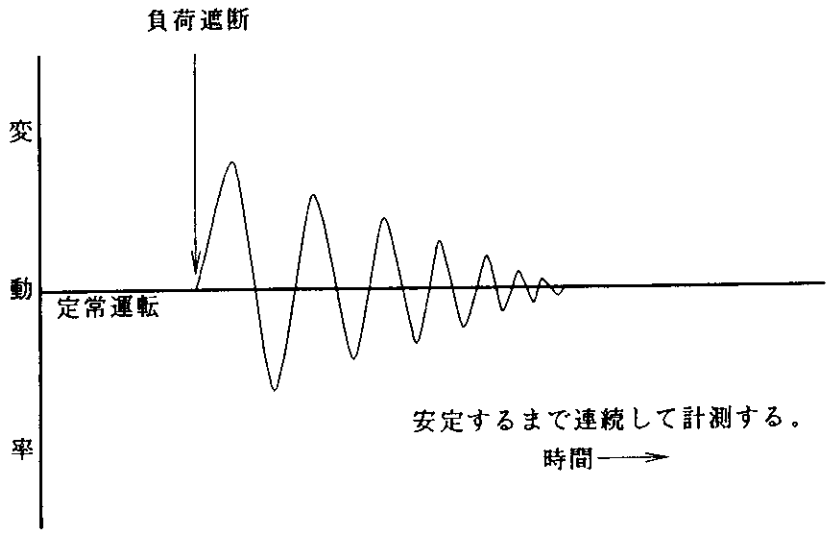
測定は以下の４状態で実施した。



図－4.4.1 静的測定の状態

(2) 動的測定

負荷の状態は，1／4，2／4，3／4，4／4とし，以下のように計測した。



図－4.4.2 動的測定の状態

4.5 試験の実施

4.5.1 実施工程

下記の日程で測定を実施した。

(1) 静的測定の実施

	No	状　態	測　定　時　刻	測定間隔	天　候
据付後	a	空虚時	1988年11月 9日10:00～11月10日12:00	15分	晴曇時々雪
	b	充水時	1988年11月12日12:10～11月12日18:45	1分又は15分	曇時々雪
	c	満水時	1988年11月12日19:00～11月14日 9:45	15分	曇時々雪
	d	排水時	1988年11月14日10:00～11月14日15:34	1分	曇
9か月後	a	空虚時	1989年 8月21日 7:00～ 8月22日12:15	15分	晴
	b	充水時	1989年 8月22日12:20～ 8月22日19:15	1分又は15分	晴一時雨
	c	満水時	1989年 8月22日19:30～ 8月23日19:30	15分	晴
	d	排水時	1989年 8月23日19:45～ 8月23日23:30	1分	晴

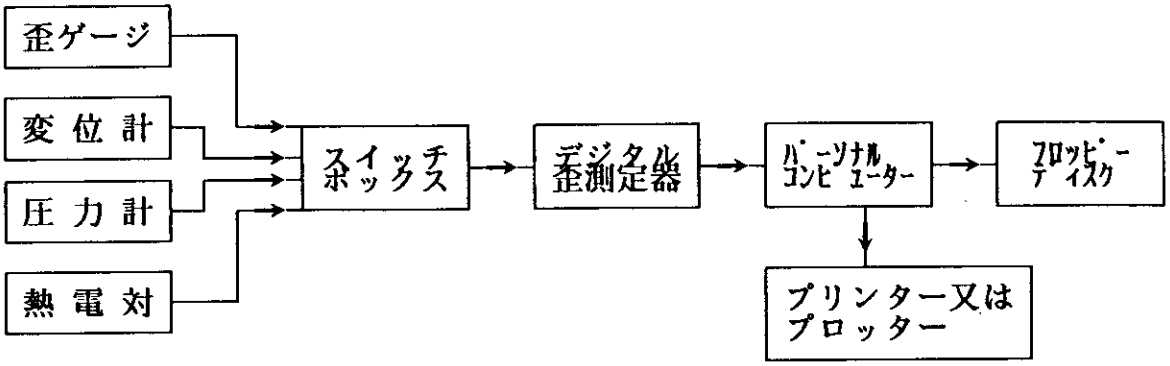
(2) 動的測定の実施

	No	負荷遮断	負荷(kW)	実施年月日	天　候
据付後	1	1／8	－	1988年11月23日	晴
	2	1／4	749	1988年11月24日	雨時々雪
	3	1／4	749	〃	
	4	2／4	1,498	〃	
	5	3／4	2,256	〃	
	6	4／4	2,985	〃	
	7	4／4	3,005	1988年11月25日	雪
9か月後	1	1／4	745	1989年 8月25日	晴
	2	2／4	1,660	〃	
	3	3／4	2,300	〃	
	4	4／4	3,003	〃	

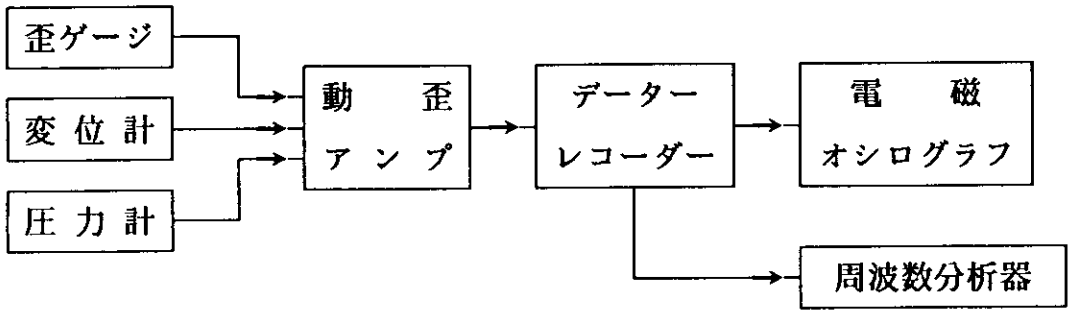
4.5.2 測定方法

下記の測定ブロックダイアグラムで測定した。

＜静的測定＞



＜動的測定＞

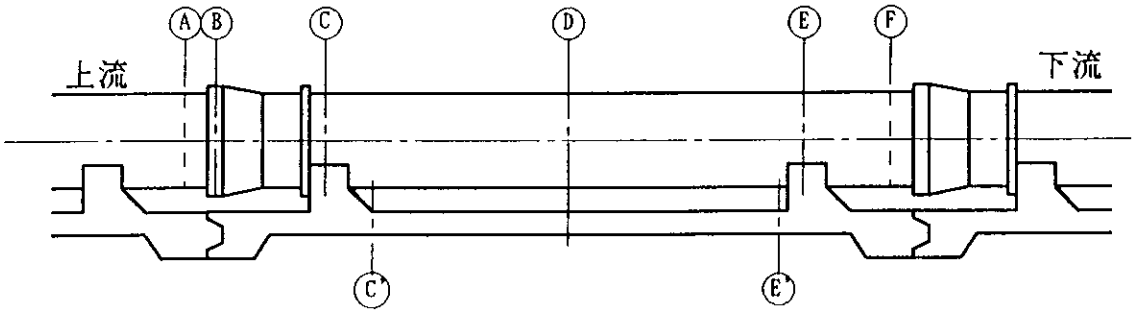


図－4.5.1 測定ブロックダイアグラム

4.5.3 測定の断面位置

静的，動的測定における測定の断面位置を図－4.5.2 に示す。

測定数は，静的が70，動的が32（この他にトリガ 1及び圧力差 2がある）である。



図－4.5.2 測定の断面位置

4.6 試験結果及び考察

4.6.1 気温等の条件

実証試験は，据付け後の運転開始時（昭和６３年１１月）と９か月後の運転後約１年の平均気温の高い時期（平成元年８月）に行われた。

静的測定における空虚時の据付け後の気温の変動は 7.8～12.9℃であり，９か月後の気温の変動は20.0～35.3℃である。満水時の据付け後の最高気温は，９か月後の最低気温より低い。また，管体表面温度が最も高くなる管頂部では空虚時据付後の26.4℃に対して，９か月後は45.5℃と据付け後より約20℃高くなる。満水時では管内水の影響により空虚時ほど高くならないが，管頂部では据付け後の14.5℃に対して，９か月後は33.0℃である。

4.6.2 静的測定

９か月後の方が温度は高いが，ＦＲＰ管の温度変化による挙動は，据付け後とほぼ同じである。

(1) 温度変化による挙動（空虚時，満水時）

① ＦＲＰ管のひずみ，変化は，温度変化に良好に追随した比例関係がある。

② ＦＲＰ管は，空虚時，満水時とも温度変化に伴い，上流側小支台を中心に伸縮挙動を示す。

③ 空虚時・軸方向管側部の伸縮は約0.2㎜/℃であり，半径方向は天地方向に膨張，左右方向に収縮する。

④ 満水時・軸方向管側部の伸縮は約 0.09㎜/℃で伸縮し，半径方向に収縮する。

(2) 静水圧による挙動（充水時，排水時）

① 管内の水位の上昇に伴い，半径方向に膨張し，ポアソン効果で管軸方向に収縮する。満水時には半径方向に約 0.6㎜膨張し，管軸方向に約 2㎜収縮する。

② 管中央部の断面は，水位がジャストフル付近で天地の径が最小となり，最も偏平になるが，満水時ではほぼ真円になる。

③ 満水時周方向ひずみは約740～980×10^{-6}であり，フープ層応力は約 290～340 kgf/ cm^2 となる。

④ 小支台の緩衝ゴムは満水時上流側で約 0.4㎜，下流側で約 1㎜圧縮され，排水によりほぼ空虚時に戻る。上流側の圧縮量が小さいのは，固定バンドの締付けによる。

4.6.3 動的測定

据付け後と９か月後の測定結果は，ほとんど同じ動的挙動を示し，負荷遮断における挙動は据付け後と同じ結果が得られた。

① 定常運転時においては，ＦＲＰ管体には振動がほとんど生じていない。

② 負荷遮断により発生するＦＲＰ管上部，下部鉄管の水撃圧は水車室の水撃圧に一時的に比例し，4／4負荷遮断で静水圧時の約15%上昇する。

③ 負荷遮断によりＦＲＰ管に生じる動的なひずみ，変位は水撃圧の変動とほとんど同じである。ＦＲＰ管体を伝播する振動あるいは共振は存在しない。

④　ＦＲＰ管下部鉄管水撃圧10m（換算水頭）に対して，軸方向平均ひずみが約-20×10^{-6}，周方向平均ひずみが約$+110\times10^{-6}$生じる。

⑤　ＦＲＰ管下部管水撃圧10m（換算水頭）に対して，約40kgf/cm^{2}のフープ応力の上昇となる。

4.6.4 実測値と設計値との比較

実測値と設計値の比較は，ＦＲＰ管が設計どおりの挙動を示すかどうかの検証を行うものであり，鉄管と異なり複合材料でできているＦＲＰ管は，この検証が重要である。実測値はいずれも設計値と比較して安全側であり，ＦＲＰ管は実際の水圧管として用いても充分安全であることが検証された。

(1) 応力に関する検討

ＦＲＰ管の製造において設計よりガラス繊維を増していること，設計において軸方向はカット層，周方向はフープ層とＦＲＰ管にかかる応力分担を方向別に設定していることなどにより，実測で得た応力値はすべて計算値より小さくなっている。

	平成元年８月	昭和63年11月	計　算　値	備　　考
内圧による 周方向引張応力 (kgf／cm^2)	379 （Ｄ－５） 379 （Ｅ－４）	413 （Ｅ－４）	508	計算値より 小さい （安全側）
満水時管内水重による軸方向曲げ応力 （管中央部，頂部） (kgf／cm^2)	｜-3｜ （Ｄ－１）	｜-13｜ （Ｄ－１）	｜-52｜	計算値より 小さい （安全側）
充水時管内水重による周方向曲げ応力 （支台肩部） (kgf／cm^2)	80 （Ｅ－２） 74 （Ｅ－５）	86 （Ｅ－５）	227	計算値より 小さい （安全側）
負荷遮断時水撃圧による周方向平均応力 (kgf／cm^2)	29	28	35.1	計算値より 小さい （安全側）

(2) ポアソン比，周方向等価弾性係数，管軸方向曲げ剛性に関する検討

	平成元年８月	昭和63年11月	計　算　値	備　　考
ポ ア ソ ン 比	0.234	0.278	0.3	計算値より小さい
周方向等価弾性係数 (kgf/cm^2)	0.297×10^{6}	0.292×10^{6}	0.213×10^{6}	計算値より大きい（安全側）
管軸方向曲げ剛性 (kgf/cm^2)	30.5×10^{10}	30.0×10^{10}	12.1×10^{10}	計算値より大きい（安全側）

(3) 排水時の負圧に関する検討

	平成元年８月	昭和63年11月	計　算　値	備　　考
限界座屈応力 (kgf/cm^2)	1.48	1.49	1.10	計算値より大きい（安全側）
安　全　率　(mm)	7.4	7.5	5.5	計算値より大きい（安全側）

(4) 管内水重によるたわみ（管中央部）に関する検討

	平成元年８月	昭和63年11月	計　算　値	備　　考
た わ み 量　(mm)	0.523	0.666	0.69	計算値より小さい（安全側）

(5) 熱膨張係数に関する検討

	平成元年８月	昭和63年11月	計　算　値	備　　考
軸方向熱膨張係数 (／℃)	12.5×10^{-6}	31.1×10^{-6}	11.0×10^{-6}	設計値より大きい
周方向熱膨張係数 (／℃)	12.5×10^{-6}	16.1×10^{-6}	11.0×10^{-6}	

4.6.5 繰り返し荷重からの検討

『水圧鉄管代替製品ＦＲＰＭ管等・技術検討結果報告書・（財）新エネルギー財団』において，水圧疲労試験（Ｐ３－１６～３－１７）で以下のように報告されている。

「φ1,000 を接合した状態で0～22.5kgf／cm^2（換算水頭225m）の水圧を繰り返し負荷し，80,000回（２回／分）行ったが異常はなかった。

水圧管路の流水停止頻度を１日１～２回程度としても，60年経過後のひずみはＦＲＰ管の水密限界ひずみ（10,000×10^{-6}）の約1／2であり，試験条件が厳しいことを考えると，実際には水圧疲労は問題にならないといえる。」

新内川第二発電所の不測の水車停止を伴う事故の予想される回数は，１月３回としても60年間で 2,160回であり，水圧疲労試験の 1／37である。また，ＦＲＰにかかる水圧は，最大約78m（換算水頭）であり，同じく水圧疲労試験の1／2.8の荷重である。

据付け後及び９か月後の実証試験において，ＦＲＰ管に生じるひずみは，充分に許容ひずみ内であり，また，この間の変化が全く認められなかったことから，繰り返し荷重に対する長期的強度は，充分に安全であると推定される。

4.6.6 他の長期的特性

既に『水圧鉄管代替製品ＦＲＰＭ管等・技術検討結果報告書・（財）新エネルギー財団』において，耐候性，耐衝撃性などの特性について充分論議され，長期的安全性は確認されており，また，ＦＲＰ間の保守点検指針に従って巡視点検を行い，異常の発見に努めることにより，事故の未然防止と維持管理ができるであろう。したがって，これらの特性についての検証試験は，当分必要ないと思われる。

4.6.7 支承部及び管の継手部の安全性

(1) 継手部の接合

ＦＲＰ管の据付け時にＴ形ゴムの位置で継手部の接合のチェックを行った結果，受口面～ゴム輪の距離は40～50㎜の範囲と，すべて許容範囲内にあり，水密ゴムの位置は，正しく取り付けてあることが確認された。

(2) 支承部及び管の応力状態

充水時において，ＦＲＰ管の支台部におけるＦＲＰ管の応力の最大値は，側部の80kgf/cm^2（据付後86kgf/cm^2）であり，設計値227kgf/cm^{2}より小さく，満水時の応力の最大値は， 290～340kgf/cm^{2}であり，設計値483kgf/cm^{2}より小さくなっている。

ＦＲＰ管に発生する応力はすべて設計値以下であり，充分安全側である。

4.6.8 継手部の抜け出し

充水による継手部の抜け出しの長さは，満水時の約 1㎜である。負荷遮断の水撃圧による継手部の抜け出しは，最大約0.1㎜（据付け後0.105㎜）程度であり，継手部の最大抜け出し許容値56㎜に対し充分安全である。

空虚時の継手部の相対変位の温度係数は，約0.4㎜/℃（据付け後 0.32㎜/℃）であり，温度が下がると抜け出す。仮に30℃温度下がったとすると12㎜（据付け後 9.6㎜）抜け出すことになるが，最大抜け出し許容値は56㎜であり，充分余裕がある。

4.6.9 基礎・支台の変位

据付け時の状態を基準とした変位量は，

		充　　水	1　年　後	1年間の変化
①垂直方向の最大変位	最大 最小	-5㎜（沈下） 0㎜	-7㎜（沈下） 0㎜	-4㎜（沈下） 1㎜（上昇）
	平均	-2.4㎜（沈下）	-3.8㎜（沈下）	-1.2㎜（沈下）
②水平上下流方向	最大 最小	4㎜（下流側） -1㎜（上流側）	8㎜（下流側） 0㎜	4㎜（下流側） -1㎜（上流側）
	平均	1.3㎜（下流側）	3.3㎜（下流側）	2.0㎜（下流側）
③水平左右方向	最大 最小	-4㎜（左側） -2㎜（左側）	-6㎜（左側） 0㎜	4㎜（右側） -4㎜（左側）
	平均	-3.2㎜（左側）	-2.4㎜（左側）	0.8㎜（右側）

である。

設計計算書において，小支台の基礎変位は，地盤反力係数を用いて計算した場合の即時沈下量Ｓｉが6.84㎜であり，測量したいずれの変位量もこの計算値より小さい。

一方，管継手の許容曲げ角度より決定される許容変位は20.9㎝であり，実測した変位は充分許容範囲である。

4.6.10　ＦＲＰ管の振動に対する安全性

据付け後振動計を用いて測定した結果，定常運転時の振動は数μｍ程度であり，ほとんど振動がない。

4／4負荷遮断時の最大値はピークピークで据付け後の測定において，108μｍである。

９か月後，据付け後ともひずみ，変位及び水圧の動的測定で観測された振動は，水撃圧と同期した振動と管内水を伝播する振動であり，管体の振動は全く生じていない。

4.6.11　継手部の止水性の確認

ＦＲＰ管据付け時，継手部の止水性を確認するために，外面より水圧試験を実施した。試験水圧は，水門鉄管技術基準の水圧試験（33条）に準拠し（9.63kgf/㎠×110％＝10.6kgf/㎠），10分以上の保持時間ですべての継手部で試験したが漏水による減圧は生ぜず，継手部の止水性が確認された。

4.6.12　ＦＲＰ管の粗度係数

据付け後の実証試験において，超音波流量計を用いて計測したＦＲＰ管の流量とＦＲＰ管の損失水頭から求めた粗度係数は，0.011～0.012である。

4.7 まとめ

実証試験の結果をまとめて，以下に示す。

(1) ＦＲＰ管の特性，挙動

① ＦＲＰ管の温度変化の挙動は，既存の資料と同じであり，推定どおりの結果を得て，空虚時，満水時ともＦＲＰ管には全く以上は認められず安全である。

② 充水時，排水時とも管体にかかる水圧に応じて管体は変形するが，いずれもＦＲＰ管には異常な応力は発生せず安全である。

③ 実測値と設計値の比較を行って，ＦＲＰ管の材料特性の検証を行ったが，すべて安全側となり，ＦＲＰ管は複合材料で作られているが，材料特性は充分安全性，信頼性があることが確認された。

(2) 長期強度の把握

① 実測のひずみは軸方向，周方向とも許容ひずみ内にあり，充分安全である。

② 60年後のクリープひずみ変化率 (1.5) から推定した長期クリープひずみは，いずれも許容ひずみ以下である。

③ 繰り返し荷重については，材料の水圧疲労試験と比較しても問題にはならない。

(3) 支承部及び管継手部

① 継手部の接合は，施工時においてＴ形ゴムの位置でチェックしたが，すべて正しく取り付けられている。

② 継手部の抜け出しは，温度が下がる場合あるいは負荷遮断時など内圧が大きくなる場合に起きるが，測定値はいずれの場合も数㎜であり，許容値に対し充分な余裕があり，安全であることが確認された。

(4) 基礎・支台の変位

据付け時，充水時及び９か月後に小支台の変位量を測定したが，基礎・支台の変位は小さく，全く問題ない。

(5) 振動に対する安全性

① 動的測定において，負荷遮断時に発生する水撃圧に比例して，管体は変形するが，管体を伝播する共振は存在しない。

② 定常運転時の振動は数μｍ程度であり，ほとんど振動しない。

(6) 継手部の止水性の確認

継手部の止水性の確認のために，外圧試験を実施したが，すべての継手部で止水性が確認された。

(7) ＦＲＰ管の粗度係数

超音波流量計と損失水頭から求めた粗度係数は0.011～0.012である。

4.8 あとがき

水圧鉄管代替製品としてＦＲＰ管を採用した新内川第二発電所において，昭和63年11月及び平成元年８月に実施した２度の実証試験の結果においても，ＦＲＰは金属材料に匹敵する強度を持ち，軽量であり，耐食性に優れていることが実証された。ＦＲＰ管の据付けは比較的容易であり，塗装等の維持補修が必要でなく，支台の変位に対し充分な柔軟性がある継手構造等の優れた特性を有することから，今後は水圧管として更に普及するものと考えられる。

第１１章　水車及び発電機の標準化・簡素化とその採用例

１．はじめに …… 519

２．技術の概要 …… 519
2.1 水車の標準化・簡素化 …… 519
2.2 水車関連設備の簡素化 …… 519
2.3 発電機の標準化 …… 520
2.4 標準仕様書の作成 …… 520

３．標準仕様 …… 520
3.1 対象範囲 …… 520
3.2 水車の基本仕様 …… 521
3.3 水車構造の標準化 …… 521
3.4 水車材質の標準化 …… 524
3.5 標準水車のシリーズ化 …… 524
3.6 水車関連設備及び付帯設備の標準化 …… 529
3.7 発電機の基本仕様 …… 529
3.8 発電機の主要部材質の標準化 …… 532
3.9 発電機主要寸法の標準化 …… 532

４．コストダウン効果 …… 541
4.1 水車及び関連機器 …… 541
4.2 発電機 …… 541

５．使用実績 …… 545
5.1 標準仕様適用例 …… 545
5.2 簡素化機器の採用例 …… 545

６．留意点 …… 547
6.1 ユーザー側の対応 …… 547
6.2 レディメード方式 …… 547
6.3 コストダウンの追求 …… 547
6.4 新技術の導入 …… 547

1．はじめに

水車の標準化、簡素化によるコストダウンの研究が㈶新エネルギー財団、電源開発㈱と重電機製作者の共同により実施された。この研究は中小水力機器設計においてレディメード方式を取り入れ、水車・発電機及び関連設備に要求される性能について設計思想の整理・合理化を行い、また中小水力に適した新技術を取り入れることによって、機器仕様の標準化・簡素化を図るものである。

2．技術の概要

2.1 水車の標準化・簡素化

水力発電技術は確立された技術であり、重電機製作者各社が多数の製作実績を有しており、レディメード方式の導入が容易であることなどの理由により、機器の製作コストが低減できる同方式を採用し、今後中小水力開発の主流と考えられるフランシス水車について、機器の簡素化を考慮した寸法、要求性能、構造、材料などの仕様を標準化した。主要な標準化の項目を以下に示す。

(1) 基本仕様、構造、寸法の統一

（内容）メーカー間の設計思想の違いを可能な限り解消し、水車の基本仕様、構造、寸法に関して統一を図った。

（効果）水車設計では落差と流量諸元を決めれば適用水車の比速度及び各部の寸法が水車選定図から求められ、設計において省力化となる。

(2) 最大速度変動率の制約解除

（内容）水車の最大速度変動率を無拘束速度相当した。ただし無拘束速度継続時間は２分間程度とした。

（効果）発電機を最も経済的な固有ＧＤ^2 で設計でき、ガイドベーンを緩閉鎖とすることにより最大水圧変動率を15％程度に減少させ、鉄管の設計条件を緩和し、また電動式サーボモータなどの簡易な制御装置の採用が可能となる。

(3) 各種許容値の見直し

（内容）軸受温度保証値（75℃）、鋳鋼の発生最大応力を降伏点の１／２以下とするなど、安全の範囲内で許容値の見直しを行った。

（効果）水車の設計条件緩和による経済設計

(4) 構造の標準化

（内容）ガイドベーン・ステーベーンの枚数削減、上カバーの一体厚板構造化、下カバーとスピードリングの一体構造化、ジャーナル形水車軸受の採用、ラビリンス式の主軸封水装置の採用などにより標準化した。

（効果）工場製作、据付け、保守面での工数削減による経済化が図れる。

2.2 水車関連設備の簡素化

水車関連設備は、近年、サービスレベルの向上、エレクトロニクス技術の導入により高性能かつ複雑化する傾向となっているが、中小水力発電所の系統への貢献度と最近の機器の信頼性を考慮し、調速機、圧油装置への簡素化機器の採用、給排水装置の見直しなどを含め、以下に示す簡素化を図った。

(1) 調速機の簡素化

(i) 簡易形調速機（電協研Y級、Z級）、スピーダレス調速機（電協研Z級）
(ii) 簡易形水位調整器（デジタル演算式）

(2) 圧油装置等の簡素化
(i) ブラダ形圧油装置（市販ブラダ形アキュームレータの採用）
(ii) 電動直接加圧圧油装置（圧油タンクの省略）
(iii) 電動サーボモータ（圧油の省略）

2.3 発電機の標準化

発電機は、重電気製作者間の設計思想の相違が少なく、レディメード化が容易で、寸法等のシリーズ化により設計、加工面で合理化を図ることができる。

(1) 基本仕様、構造、寸法の統一
（内容）水車と同様に設計思想を統一し、基本仕様、構造を標準化した。
（効果）水車仕様（有効落差及び流量）を基に発電機選定図から容量、各部の寸法が求められ、またシリーズ化により加工などの工数の合理化が図れる。

(2) 各種許容値の見直し
（内容）巻線温度上昇（F種絶縁・Fライズ）、軸受温度保証値（75℃）、短絡比の低減（0.8 以上）などの見直しを行った。
（効果）発電機の設計条件緩和による経済設計

(3) 仕様、構造の標準化
（内容）発電機の固有GD^2 の採用、出口管通風形冷却方式、ブラシレス励磁方式などを標準仕様とした。
（効果）発電機の簡素化によるコスト低減及びメンテナンスフリー化による保守コスト低減が図れる。

2.4 標準仕様書の作成

中小水力発電機器の発注時の購入仕様書に上記標準化・簡素化の結果を取り入れ、記載指針とした。また、水車・発電機関係の試験について、シリーズ化により省略可能となった水車の模型試験、発電機の工場組立てなどを省略することを標準とし、製作コスト低減を図った。

3. 標準仕様

3.1 対象範囲

本研究による水車・発電機は、機器の設計製作にレディメードの考え方を導入し、基本的諸元である落差と流量から一律設計できることを目的としている。したがって、標準化に際しては対象範囲を限定して検討する必要があり、対象範囲を次のとおり選定した。

有効落差	50～300 m	
水車出力	1,000 ～20,000kW	
水車形式	フランシス水車（立軸・横軸）	
発電機出力	1,000 ～20,000kVA(立軸)	1,000 ～10,000kVA(横軸)
発電機形式	同期発電機（立軸・横軸）	誘導発電機（横軸）

（説明）出力範囲を選定した理由は、20,000kWを超える水車では、ある程度のスケール

メリットが得られ、また系統に対する貢献度も高いと考えられるによるものである。また出力 1,000kW未満については、小水力用の新型水車の適用範囲であること、及び経済性については更に合理化する手段を考慮する必要があり、対象外とした。また、第５次包蔵水力調査によると、一般水力の未開発地点は1,000 ～10,000kW地点が52%、10,000～30,000kW地点が28%を占め、その中でも落差50～ 300mのフランシス水車の適用領域が極めて大きなウエイトを占めているので、他の水車に比べて経済的に優れているフランシス水車を選定した。

3.2 水車の基本仕様

水車の設計にかかわる据付け・輸送などの指定事項、性能に関する要求事項、機械的強度に関する要求事項について標準的な設計条件を定めた。主要な決定事項は次のとおりである。

(1) 立軸機では、据付け様式をバレル式と二床式に分類した。

(2) 輸送条件は、鉄道においては申請することにより容易に輸送可能であり、陸送においては、道路交通法で許可の必要のない範囲である国鉄第３限界、20ｔとした。

(3) 過速度耐力は、２分間程度の無拘束速度継続時間を考慮すれば、ガイドベーン閉鎖時間を30～40秒程度とすることにより、発電機設計では最も経済的な固有GD^2が採用可能となり、また最大水圧変動率も解折結果から15%程度となるので、水圧鉄管もより経済的な設計が可能となる。

(4) 軸受温度保証値は、従来特性が維持できる上限値を採用（75℃）することにより冷却装置のコスト低減を図った。

(5) 軸系の臨界速度は、無拘束速度（N_R）に対して従来130 %であったものを120 %としても、負荷遮断時のN_R相当の回転数でも計算結果から充分安全であることが判明したので、軸系の材料費が約４%低減できる120 %を採用した。

(6) 各部の材質の機械的強度は、構造材については鋼材・鍛鋼・鋳鋼とも技術基準上支障がなく、非破壊検査等により品質管理が充分であることも考慮して、安全率を2.0(降伏点に対して）に統一した。回転部の材質については、安全率を1.33（降伏点に対して）とした。これにより材料費の低減を図った。

これらの基本仕様は、表－3.1 「水車の基本仕様」に示すとおりである。

3.3 水車構造の標準化

水車構造は、従来性能を維持できる範囲で、水力性能の向上及び部品点数の削減による構造の簡素化、加工性の向上、メンテナンスフリーを主とした保守性向上などの目的で、標準化を設定した。主要な構造及び効果は表－3.2 「水車の標準化構造」に示すとおりである。

表－3.1　水車の基本仕様

No.	項　　目	基　　本　　仕　　様
1	形　　式	立（横）軸単輪単流うず巻フランシス水車
2	定格事項	
	(1) 有効落差	50～ 300m
	(2) 流　　量	約 0.6～43.0m³／s
	(3) 出　　力	1,000 ～20,000kW
3	標準仕様事項	
	(1) 回転方向	ＪＥＣ151 水車（1975）による標準回転方向（改訂中）
	(2) 直結発電機	立（横）軸同期機及び横軸誘導機
	(3) 据付け様式	バレル式（横軸の場合は単床式）又は二床式
	(4) 軸受配置	水車、発電機の軸受数はトータル２個あるいは３個
	(5) 輸送制限	国鉄第３限界、最大重量20トン
4	性能に関する事項	
	(1) 過速度耐力	最大無拘束速度２分間
	(2) 最大水圧変動率	15％以下
	(3) 最大速度変動率	最大無拘束速度相当
	(4) 軸受温度	冷却水温度25℃において75℃以下 ただし、空冷軸受の場合 周囲温度40℃において75℃以下
	(5) 軸系の臨界速度	最大無拘束速度の 120％以上
5	機械的強度に関する事項	(1) 水車の各部に発生する最大応力（過渡状態を含む）は、使用材料の降伏点に対し、 鋼材及び鍛鋼　½以下 鋳　　鋼　½以下 (2) 水車の回転部において、最大無拘束速度時に発生する最大応力、使用材料の降伏点に対し、 3/4以下 (3) 溶接効率は、「発電用水力設備に関する技術基準の細目を定める告示」第14条“管胴本体等の材料の許容応力”による。

表－3.2　水車の標準化構造

No.	項　目	構　造	効　果
1	ガイドベーン標準化	○枚数の削減（従来24枚程度） Dg(ｶﾞｲﾄﾞﾍﾞｰﾝﾋﾟｯﾁｻｰｸﾙ) ＞1,500mm →16～18枚 Dg ≦1,500mm →12～16枚 ○自己閉鎖機能は持たなくてもよいことを標準とする。	○水力損失の低減 ○軸受・操作機構設計の共通化（寸法、サーボモータ、圧油装置） ○経済性の向上 ○ガイドベーン・サーボモータ不動作時は入口弁又は急降下ゲートによる。
2	ステーベーン標準化	○枚数の削減（ガイドベーンの半数） Dg ＞1,500mm →8～9枚 Dg ≦1,500mm →6～8枚 ○平行形スピードリング	○水力損失の低減 ○強度の向上（ベルマウス形に比べ） ○加工性良　（　〃　） ○水力特性良（　〃　）
3	上・下カバーの標準化	○上カバーは内外一体の厚板構造 ○輸送条件の許す限り下カバーとスピードリングは一体化構造	○ガイドベーン軸受部の構造単純化 ○スピードリングの荷重の伝達を単純化 ○溶接量減少による工期短縮 ○内部点検が容易 ○分割構造に比べ加工工数減少
4	ランナ標準化	○13Ｃｒ鋳造ランナ ○ランナライナ省略 （長期運転後消耗した場合はライナを追加するので、スペースは確保）	○溶接性、耐キャビテーション性向上 ○溶接ランナに比べ加工が容易 ○加工工数の低減
5	案内軸受の標準化	○ｼﾞｬｰﾅﾙ形軸受の採用 ○ウォータジャケット式水冷軸受 ○水潤滑軸受 ○油自蔵空冷軸受	○保守が容易 ○経済性の向上
6	主軸封水装置の標準化	○ﾗﾋﾞﾘﾝｽ 方式を基本とする。（ﾀﾞﾑ式でHsの深いものはｸﾞﾗﾝﾄﾞﾊﾟｯｷﾝ方式又はﾒｶﾆｶﾙｼｰﾙ方式）	○メンテナンスフリー化
7	グリースレスメタル適用の標準化	○ｶﾞｲﾄﾞﾍﾞｰﾝ軸受、ｶﾞｲﾄﾞﾘﾝｸﾞﾗｲﾅ、ｻｰﾎﾞﾓｰﾀ連結ﾋﾟﾝﾌﾞｯｼｭ、入口弁の軸受部分など	○河川汚染防止 ○保守性の向上 ○長寿命 ○ランニングコスト低減

3.4 水車材質の標準化

従来水車に比べ、溶接性・強度を損わずに最近の技術進歩を積極的に取り入れて経済性を上げるべく表－3.3 「水車の標準化材質」を設定した。この中で、特に溶接技術の進歩から、ケーシング、カバー類は従来のＳＭ材よりもやや安価（５％程度）であるＳＳ材を採用したことが挙げられる。

3.5 標準水車のシリーズ化

水車の標準シリーズ化では、設計寸法を統一し、異なる水力諸元に対して限られた範囲内では同一水車を適用するようにしたもので、水力諸元の有効落差、使用水量から一元的に形式、寸法、回転速度、水車出力が選定できるように「立軸・横軸の適用範囲」、「立軸フランシス水車選定図」、「立軸フランシス水車寸法表」を50Hz、60Hzについて作成した。その一例を図－3.1 、3.2 、表－3.4 に示す。これらの図表の設定条件及び採用指針は次のとおりである。

(1) 基準比速度（標準水車の設定）

立軸機・横軸機でそれぞれ12種類の基準比速度（n_s）で系列化した。この種類を増せばオーダメードに近くなり、効率など有利となるが、シリーズ化による経済効果も減少する。適用に当たっては、基準比速度は各ブロックの最適設計点であるのに対して、実機の比速度は落差、出力、回転速度より算定されるので、基準比速度と異なること、及びブロックの適用境界線付近では変落差などの水車性能面を考慮して隣接ブロックの適用あるいはランナ基準径の修正を図った方が良い場合もある。

(2) 標準水車寸法

ブロック図化に当たってランナの基準寸法をＪＩＳ規格のＲ40系列の値を採用（一部Ｒ80系列も使用）した。水車各部の寸法は、ランナ入口径を基準寸法とすることにより、ランナ寸法で代表でき、入口径を1,000mm とした場合の表－3.4 の寸法図とブロック中の入口径との比で相似拡大（又は縮少）すれば、各部寸法が算出される。また表－3.4 はメーカーの設計思想の違いにより各社の寸法の偏りはあるが、平均値に対して±10％の差しかないので標準値としてまとめたものである。適用に当たっては、メーカーによって詳細設計による各部寸法が標準値と異なる場合があり、また吸出し管寸法や横軸機寸法は地形や土木設備との関連で制約がある場合があるので、適宜協議により決定する必要がある。

(3) ブロック化による効率への影響

適用範囲のブロック図化により、同一ブロック内での最適設計のものに比べ基準比速度から外れる場合は、ある程度の効率低下は避けられないが、その限度は最高効率点において、1.5 ％以内、最高効率点出力の最大出力点に対する割合はブロック上限で最大出力の85～87％、ブロック下限で最大出力の95～97％とした。

(4) 回転速度の上限

立軸機では、基準比速度がＪＥＣ標準式（$n_s = \dfrac{21,000}{H+25} + 35$）を上回らないこと、横軸機では停止時放水位が水車室床面下 300mmとなるキャビテーション性能を基に設定した。

(5) 運転キャビテーション性能

吸出し高さを減らし、経済性を図ることを目的とし、従来の無気泡設計とせず、運転キャビテーション係数は、$\sigma_p = 0.048\left(\frac{n_s}{100}\right)^{1.5}$により、またキャビテーション保証はＩＥＣ規格を参考として下記を目安とする。

表－3.3　水車の標準化材質

No.	部品名称	材質	選定理由
1	ケーシング	ＳＳ400	○強度、溶接性においてＳＭ41Ａと同等
2	スピードリング	ＳＳ400	○ＳＭ41Ａより５％コスト低減
3	上・下カバー	ＳＳ400	
4	ピットライナ	ＳＳ400	
5	吸出管ライナ	ＳＳ400	
6	ランナ	ＳＣＳ	○耐キャビテーション性、加工性の向上
7	ガイドベーン	ＳＣ450、ＳＣＳ1	○中小容量機ではメンテナンスフリーが図れるＳＣＳ1 ○低落差大容量機では経済性からＳＣ450 ＋ステンレス肉盛
8	ガイドベーン軸受	無給油軸受	○河川汚染防止、メンテナンスフリー化
9	上下カバーライナ シートライナ	ＳＳ	○上・下カバーの無補修化 ○経済性の向上（ＳＵＳ材に比べ）
10	主　軸	ＳＦ	○フランジ部があるので製造方法が制約される。
11	主軸受	ＳＳ400 ＋ＷＪ	○油潤滑軸受の場合

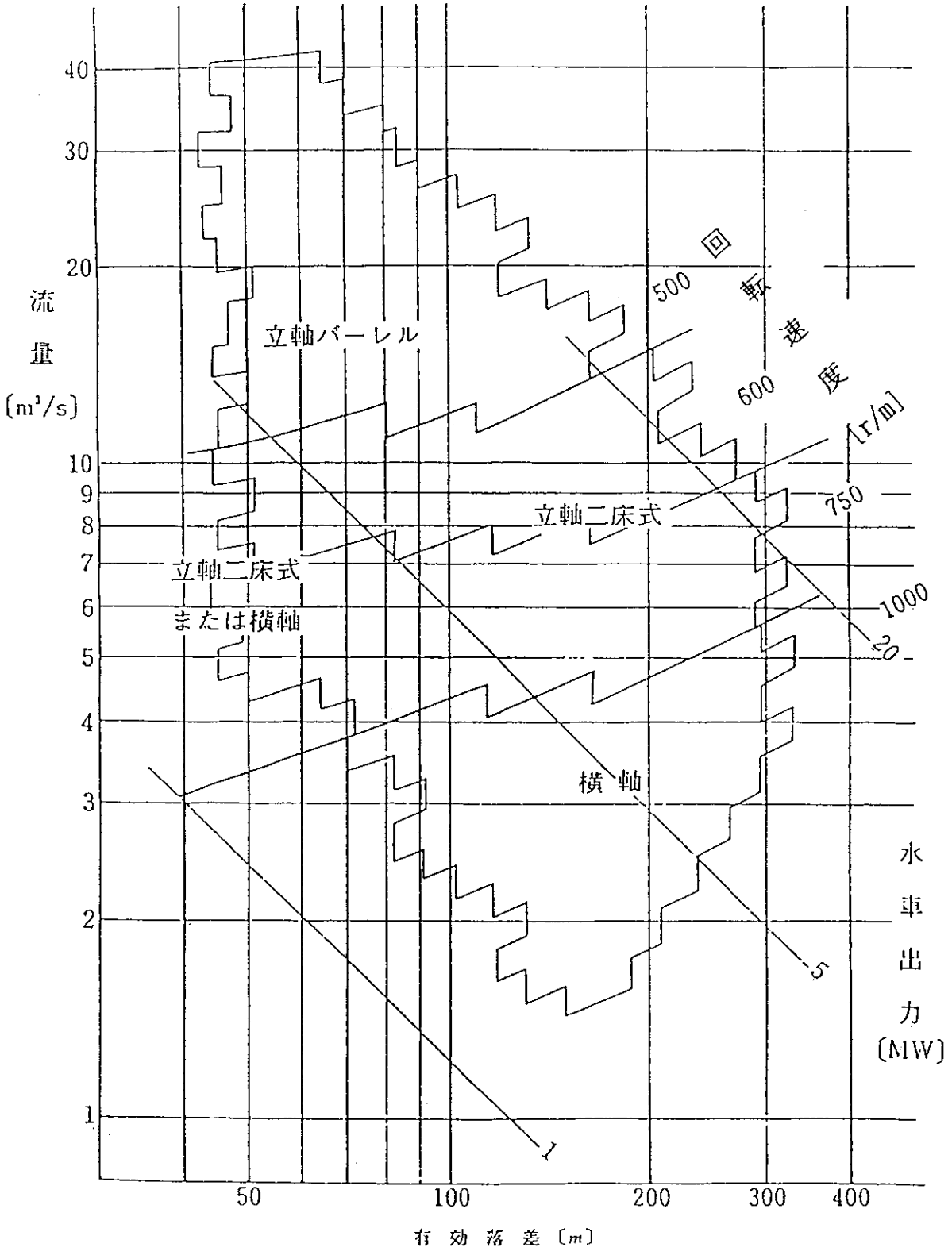
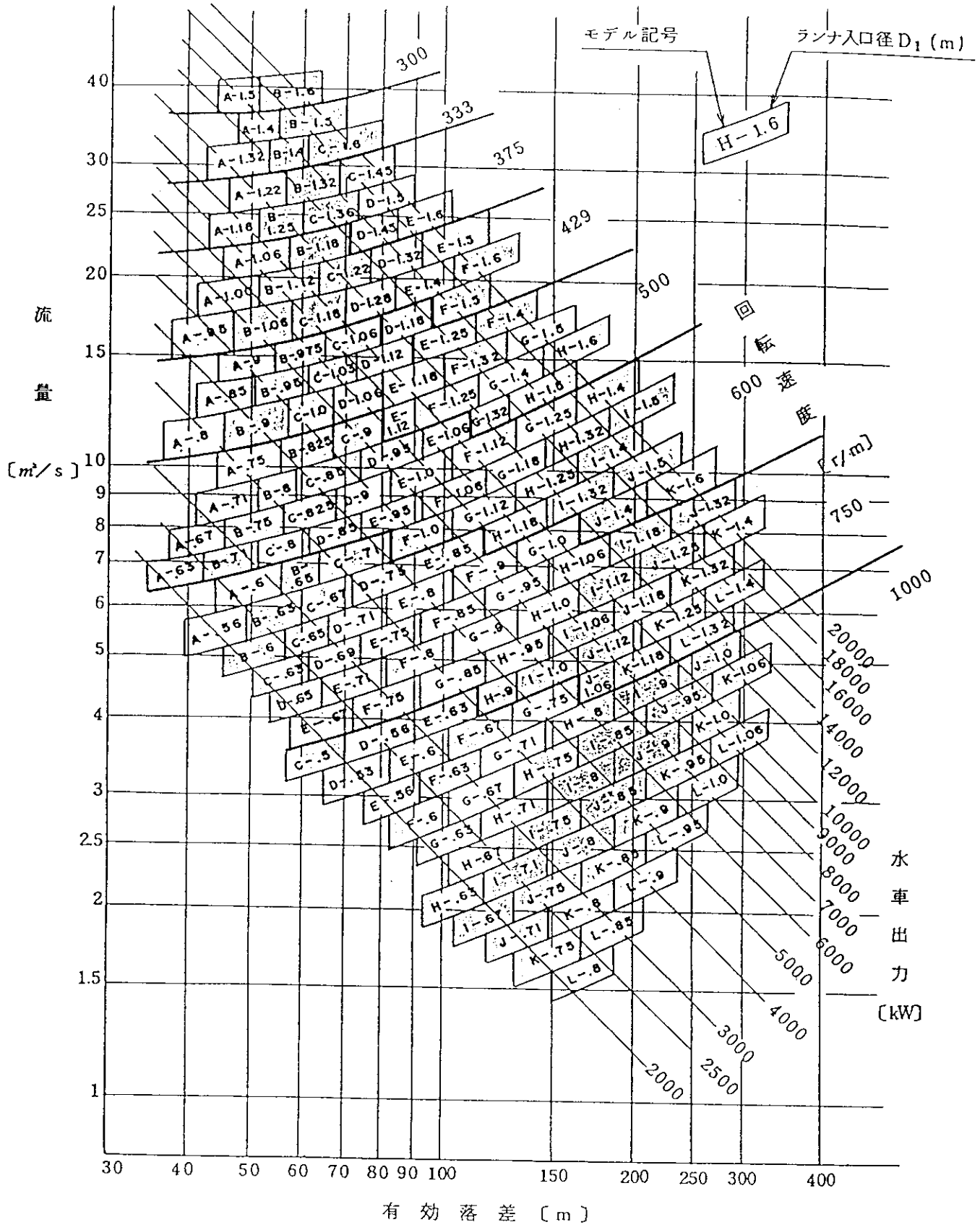


図 3.1　立軸・横軸機適用範囲（５０Ｈｚ）

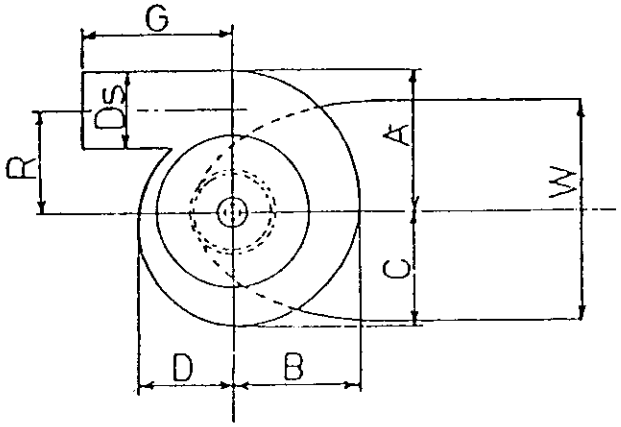


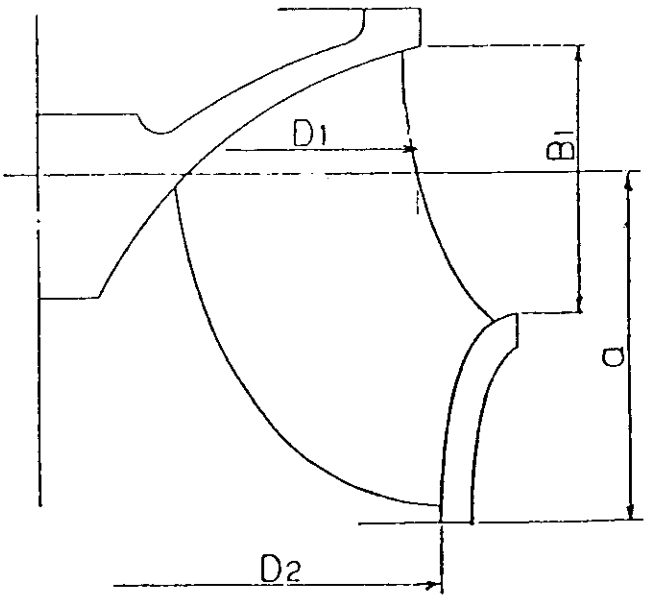
図－3.2　　立軸フランシス水車選定図（５０Ｈｚ）

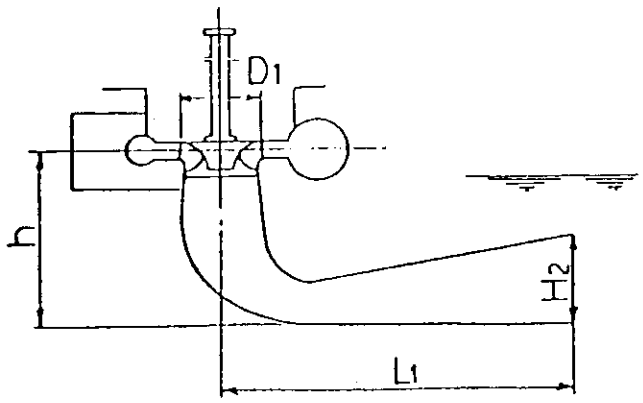
表－3.4　立軸フランシス水車寸法表

単位；ｍｍ

記号 / 各部寸法	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
n_s m·kw	300	266	236	209	186	165	146	130	115	102	90	80
D_1	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
A	2710	2510	2320	2150	2015	1890	1780	1695	1615	1550	1490	1440
B	2500	2315	2160	2025	1905	1795	1695	1610	1525	1450	1380	1330
C	2200	2055	1915	1790	1685	1590	1500	1430	1365	1310	1260	1220
D	1860	1695	1575	1490	1420	1355	1295	1245	1200	1155	1115	1085
R	1900	1705	1575	1475	1405	1345	1290	1245	1210	1180	1160	1140
D_s	1750	1580	1430	1295	1180	1075	980	900	830	765	700	655
W	4100	3880	3645	3410	3200	2990	2800	2630	2465	2325	2190	2080
h	4020	3710	3450	3200	3000	2800	2620	2470	2335	2220	2110	2020
H_2	1940	1820	1695	1520	1465	1370	1275	1190	1110	1045	980	925
L_1	6800	6390	5980	5590	5230	4860	4510	4200	3900	3630	3380	3170
D_2	1460	1370	1270	1165	1075	990	915	855	795	745	700	665
B_1	435	395	352	307	268	234	202	175	150	129	108	93
a	560	497	445	400	365	332	304	280	260	243	226	213







（保証量）$W = 0.94 \times D_2^2 \times \frac{T}{8,000}$、W：メタルはくり量（kg）、

D_2：ランナ出口径（m）、T：運転時間（Hr）

（保証期間）運開後1年又は運転時間8,000 時間の早い方

（運転条件）上限：水車最大出力

下限：最大出力の40％負荷、ただし過渡状態も考慮し、年間 500時間までの運転は許容する。

(6) 立軸機の適用範囲

2.5㎥/s以下の小容量機では回転速度が実績の無い1,500r/m又は1,800r/mとなること、及び機器寸法も小型で立軸機としては保守上も問題があるため、立軸機は使用水量 2.5㎥/s以上、水車出力 2,000kW以上を対象とした。

3.6 水車関連設備及び付帯設備の標準化

水車関連設備及び付帯設備の規模及び種類（ダム式、流れ込み式）によって分類し、最適設備を選定できるようプラント別にシリーズ化した。結果を表－3.5 「水車関連設備及び付帯設備の別、標準シリーズ表」に示す。この中で、簡易形調速機、簡易形水位調整器、ブラダ形圧油装置、電動直接圧油ポンプ、電動サーボモータを簡易形設備として採用しているが、これらのうち採用例を幾つか次章で紹介する。

3.7 発電機の基本仕様

従来機と比較しても性能、信頼度、安全性、保守性を損わないことを前提として、中小水力発電所は系統に対する重要度が比較的低くてよいことを考慮し、標準化を行い、経済性向上を図った。以下は、標準化した基本仕様の概要である。

(1) 発電機の定格電圧は、既に標準化され、かつ低廉な 6.6kV又は 3.3kVの一般配電線用機器を用いるのが経済的であり、出力に応じて6.6kV又は3.3 kVを標準とした。

(2) 発電機の力率は、系統電圧に対する貢献度が小さくてもよいので、 1.0でもよいと考えられるが、実運用面で2割程度の無効電力調整が可能なように力率0.98（遅れ）を標準とした。

(3) 発電機の中性点は、直接配電線を設けないこと、主変圧器により送電線から絶縁されているのを前提に、変圧器を通して侵入するサージ電圧は発電機母線のアレスタ、サージアブソーバにより低減されること、発電機母線の地絡事故は、非接地としても安価な地絡過電圧継電器で検出できること、及び絶縁材料の進歩により、巻線の地絡、短絡事故の可能性が極めて少ないことの理由により、非接地を標準とした。

(4) 短絡比については、系統上からの要求は少ないと考えられるが、力率を0.98としたことにより従来よりも遅相力率側の運転可能領域が狭くなっていること、及び地点によっては線路インピーダンスが大きい場合もあることを考慮し、進相側に適当な余裕を持たせることとし、短絡比は 0.8以上を標準とする。これにより発電機コストは約5％低減する。

(5) 軸受温度保証値は、通常運転時は油膜温度がバビット設計基準温度に対し充分余裕があること、無拘束速度（200 %）時でも油膜厚さが定格回転時と同程度であり、

表－3.5　水車関連設備及び付帯設備の別、標準シリーズ表

プラント分類			Aクラスプラント		Bクラスプラント		Cクラスプラント	
プラント出力			10MW≦P≦20MW		5MW＜P＜10MW		1MW≦P≦5MW	
プラント種類			ダム式	流れ込み式	ダム式	流れ込み式	ダム式	流れ込み式
発電機	種類		同期機	同期機	同期機	同期機	誘導機／同期機	誘導機／同期機
	並列方式		同期	同期	同期	同期	強制／同期	強制／同期
制御機能	運転方式	定常時運転方式	プログラム運転	水位調整装置運転	プログラム運転	水位調整装置運転	プログラム運転	水位調整装置運転
		AFC実施の要否	否	否	否	否	否	否
		ガバナフリー実施の要否	要	否	要	否	否	否
		単独送電実施の有無	無	無	無	無	無	無
	出力調整装置	#77の要否	要	要	要	要	要	要
		#65の要否	要	否	要	否	否	否
		揃速装置の要否	(#15) 要	(#15) 要	(#15) 要	(#15) 要	(#56)／(#15)	(#56)／(#15)
水車制御装置	調速機	性能（電協研分類）	Y級	Y級	Y級	Z級	Z級	Z級
		回転速度検出方法	SSG	SSG	SSG	SSG	SSG	SSG
		簡易型調速機の適用	◎可	◎可	◎可	◎可	○可	○可
		スピーダレスガバナの適用	否	○可	否	○可	○可	○可
		簡易型水位調整器の適用	—	◎可	—	◎可	—	◎可
		サーボモータの個数	複動式1サーボ又は複動式2サーボ		複動式1サーボ		複動式1サーボ	

表－3.5　水車関連設備及び付帯設備の別、標準シリーズ表の続き

水車制御装置	サーボモータ	操作方式	プラダ型圧油装置と油圧サーボの組合せ方式	◎	◎	○	○	○	○
			電動直接加圧ポンプと油圧ｻｰﾎﾞの組合せ方式	○	○	○	○	○	○
			電動サーボ方式	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	ｻｰﾎﾞﾓｰﾀ非常閉鎖装置の要否			否	否	○	○	◎	◎
水車付帯設備	入口弁	要否		H＞100m：要 H≦100m：否	H＞100m：要 H≦100m：否	H＞100m：要 H≦100m：否	H＞100m：要 H≦100m：否	H＞100m：要 H≦100m：否	H＞100m：要 H≦100m：否
		種別		H≦200m複葉弁ただしD＜750mmは蝶形弁、H＞200m複葉弁又は球形弁		同	左	同	左
		制御方式	油圧 プラダ型圧油装置方式	◎	◎	◎	◎	○	○
			油圧 直接加圧ﾎﾟﾝﾌﾟ方式	○	○	◎	◎	○	○
			電動 電動サーボ方式	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	急速閉鎖ゲートの要否			入口弁有：否	入口弁無：要	同	左	同	左
	潤滑油装置	循環式給油装置の要否		否		同	左	同	左
		ｸﾞﾘｰｽ給油装置の要否		否		同	左	同	左
	給排水装置	H≧150m		給水ポンプ方式		同	左	同	左
		H＜150m		水圧管取水方式		同	左	同	左
		建屋内排水装置		常用：水中ポンプ（予備：ｼﾞｪｯﾄﾎﾟﾝﾌﾟ）		同	左	同	左
		ドラフト排水ポンプの要否		否		同	左	同	左

用語説明
◎　最も適する装置であるので、積極的に採用を推奨する。
○　経済面、管理面又は性能上、プラントの条件次第では有利となり、採用が望ましい。

バビット温度も強度上問題ないこと、潤滑油劣化についても余裕があることを考慮し、経済的見地から許容値を上げ、75℃を標準した。

(6) 発電機巻線の温度上昇値は、従来のＢ種温度上昇からＦ種温度上昇とすることにより、銅重量約10％、鉄心重量約20％の低減を図ることができ、励磁容量が25％増加することを考慮しても発電機コストは約５％低減するので、Ｆ種温度上昇とした。

(7) はずみ車効果は、従来水車からの要求により発電機設計の制約条件となっていたが、今回水車からの要求はないので、固有ＧＤ^2 を採用した。このことはＦ絶縁による小形化を可能とし、発電機のコストが低減された。

(8) 軸系の臨界速度も水車と同じ理由により、最大無拘束速度の 120％とした。これにより軸系の重量は約８％低減される。

(9) 特殊運転についても系統への貢献度を考慮し、単独送電、調相運転、試送電、ＡＦＣ運転は行わないことを標準とした。

(10) 機械的強度、疲労強度については、充分安全である範囲内で安全率を下げ、経済化を図った。

(11) 励磁方式は、ブラシ及びスリップリングが無いため炭素粉等による巻線の汚損が少なく、コイル絶縁の寿命が長くなり、かつメンテナンスフリーが図れるブラシレス励磁方式を標準した。

(12) 冷却方式の標準化

冷却方式については、簡易化によるコスト低減及び保守の簡素化の観点から、出力に応じ出口管通風形又は自由通風形を標準とした。

上記を含め表－3.6 に「発電機の標準化基本仕様」を示す。

3.8 発電機の主要部材質の標準化

水車と同様に発電機も設計、製作過程にレディメードの考え方を導入し、コストダウンを図るため、主要部材質の標準化を行った。表－3.7 に「主要部標準材質」を示す。

3.9 発電機主要寸法の標準化

発電機出力は、一般的に kVA＝Ｋ×D_2^2Ｌｎ（Ｋ：出力係数、D_2 ：固定子内径、Ｌ：固定子鉄心長、ｎ：回転速度）で表される。発電機の出力係数は、回転部に要求されるはずみ車効果（ＧＤ^2)を考慮しない場合は、巻線の温度上昇によって決まり、標準仕様で採用したＦ種温度上昇に適合した値を設定すればD_2^2Ｌすなわち発電機の体格が決定できる。これによりD_2 寸法をあらかじめ決まった値とすればＬ寸法も決まり、各部の寸法、重量が決定できるので標準化が可能である。したがって、以下の条件で20～１ＭＶＡまでの出力に対して、水車出力に対応して発電機のブロック図（発電機選定図）を作成し、また概略寸法も主要寸法表から読み取れるようにした。発電機をシリーズ化することにより、標準的には水車出力に見合った容量より５％程度大きい発電機を選定する場合も有り得るが、容量の小さい発電機ほど製品価格に占める設計費用の割合が高くなり、総合的に標準設計を採用した方が価格的に有利となる。（立軸機の場合）

(1) 据付様式は、バレル式又は二床式とし、水車上カバーが固定子内を一体吊り出し可能なようにD_2 を設定する。（D_2 寸法は上カバー外径より50㎜大きい。）ただ

表－3.6　発電機の標準化基本仕様

項目＼機種	立軸同期発電機	横軸同期発電機	横軸誘導発電機
2．形　式			
(1)種　類	立軸三相同期発電機	横軸三相同期発電機	横軸三相誘導発電機
	（普通形）	（ベディスタル形）	（ベディスタル形）
	（モノブロック形）	（ブラケット形）	（ブラケット形）
(2)冷却方式	出口管通風形 JC2	同　左	同　左
	自由通風形 JC0	同　左	同　左
	（2MVA程度以下）	（同　左）	（２MW程度以下）
(3)保護方式	保護形ＪＰ20	同　左	同　左
2．定格事項			
(1)定格の種類	連　続	同　左	同　左
(2)出　力	標準ブロック図	同　左	同　左
(3)電　圧	6.6kV	同　左	同　左
	（出力＞５MVA）	（同　左）	（出力＞５MW）
	3.3kV	同　左	同　左
	（出力≦５MVA）	（同　左）	（出力≦５MW）
(4)力　率	0.98（遅れ）	同　左	——
(5)周波数	50Hz、60Hz	同　左	同　左
(6)回転速度	標準ブロック図	同　左	同　左
3．回転方向	ＪＥＣ-114による標準回転方向	同　左	ＪＥＣ－37による標準回転方向
4．絶縁の種類	Ｆ種絶縁	同　左	同　左
5．原動機	標準ブロック図	同　左	同　左
6．励磁方式	ブラシレス励磁方式	同　左	——
7．中性点接地方式	非接地	同　左	同　左
8．据付様式	バレル式又は二床式	単床式	同　左
9．固定子巻線の接続	人　形	同　左	同左又はΔ形
10．性能に関する事項			
(1)短絡比	0.8以上	同　左	——
(2)温度上昇限度	固定子巻 100℃（埋込温度計法）	同　左	回転子巻線近傍の絶縁物、その他材料に損傷を与えない温度とする
	回転子巻線 110℃（抵抗法）	同　左	

表－3.6　発電機の標準化基本仕様

項目＼機種	立軸同期発電機	横軸同期発電機	横軸誘導発電機
2．形　式			
(1)種　類	立軸三相同期発電機	横軸三相同期発電機	横軸三相誘導発電機
	（普通形）	（ペディスタル形）	（ペディスタル形）
	（モノブロック形）	（ブラケット形）	（ブラケット形）
(2)冷却方式	出口管通風形 JC2	同　左	同　左
	自由通風形 JC0	同　左	同　左
	（2MVA程度以下）	（同　左）	（２MW程度以下）
(3)保護方式	保護形ＪＰ20	同　左	同　左
2．定格事項			
(1)定格の種類	連　続	同　左	同　左
(2)出　力	標準ブロック図	同　左	同　左
(3)電　圧	6.6kV	同　左	同　左
	（出力＞５MVA）	（同　左）	（出力＞５MW）
	3.3kV	同　左	同　左
	（出力≦５MVA）	（同　左）	（出力≦５MW）
(4)力　率	0.98（遅れ）	同　左	——
(5)周波数	50Hz、60Hz	同　左	同　左
(6)回転速度	標準ブロック図	同　左	同　左
3．回転方向	ＪＥＣ-114による標準回転方向	同　左	ＪＥＣ－37による標準回転方向
4．絶縁の種類	Ｆ種絶縁	同　左	同　左
5．原動機	標準ブロック図	同　左	同　左
6．励磁方式	ブラシレス励磁方式	同　左	——
7．中性点接地方式	非接地	同　左	同　左
8．据付様式	バルル式又は二床式	単床式	同　左
9．固定子巻線の接続	人　形	同　左	同左又はΔ形
10．性能に関する事項			
(1)短絡比	0.8以上	同　左	——
(2)温度上昇限度	固定子巻 100℃（埋込温度計法）	同　左	回転子巻線近傍の絶縁物、その他材料に損傷を与えない温度とする
	回転子巻線 110℃（抵抗法）	同　左	

表－3.6　発電機の標準化基本仕様の続き

(3)電圧波形狂い率	無負荷定格電圧において10％以下	同　左	——
(4)軸受温度			
水冷式	冷却水温25℃において75℃以下	同　左	同　左
空冷式	周囲温度40℃において75℃以下	同　左	同　左
(5)過速度耐力	水車の最大無拘束速度に２分間耐える	同　左	同　左
(6)軸系の臨界速度	最大無拘束速度の120％以上	同　左	同　左
(7)短絡電流強度	定格負荷状態のもとで、電機子端子において突発短絡が生じてもその短絡電流に耐える	同　左	同　左
(8)はずみ車効果	固有GD^2	同　左	同　左
(9)特殊運転	な　し	同　左	同　左
11. 構造に関する事項			
(1)軸受冷却	冷却管内蔵式又は自冷式（空冷式）	油循環方式	同　左
(2)ブレーキ装置	油圧式又は電磁式	入口弁無しの場合 油圧式又は電磁式 入口有りの場合 無	同　左
(3)空気冷却器	無	同　左	同　左
12. 機械的強度に関する事項			
(1)発電機の各部に発生する最大応力（過渡状態を含む）	使用材料の降伏点に対して		
	鋼材及び鍛鋼½以下	同　左	同　左
	鋳鋼½以下	同　左	同　左
(2)発電機の回転部において最大無拘束速度時に発生する最大応力	使用材料の降伏点に対して 3/4 以下	同　左	同　左
(3)地震荷重係数	電気学会技術報告の値による	同　左	同　左

表－3.7　主要部標準材質

部品名	立軸同期発電機	横軸同期発電機	横軸誘導発電機	標準に準ずる材質（横軸）
固定子枠	ＳＳ400	ＳＳ400	ＳＳ400	
ペディスタル及びブラケット	ＳＳ400	ＳＳ400	ＳＳ400	ＦＣ200、ＦＣ250
主軸	ＳＦ540 Ａ	ＳＦ540 Ａ	ＳＦ540 Ａ	ＳＦ440 Ａ、Ｓ25Ｃ他
スポーク	ＳＳ400	ＳＳ400	ＳＳ400	ＳＳ490、ＳＭ材
固定子鉄心	ケイ素鋼板	ケイ素鋼板	ケイ素鋼板	
磁極鉄心	磁極用鋼板	ＳＳ400	ＳＳ400	
軸受台金	ＳＳ400	ＳＳ400	ＳＳ400	ＦＣ200、ＦＣ250
軸受バビット	ＷＪ	ＷＪ	ＷＪ	
風道	ＳＳ400	ＳＳ400	ＳＳ400	
ブレーキリング	ＳＳ400	ＳＳ400	ＳＳ400	ＳＭ材
リム又は回転子リム	ＳＳ400	ＳＳ400	ＳＳ400	ＳＳ490、ＳＳ540
回転子鉄心	ケイ素鋼板	ケイ素鋼板	ケイ素鋼板	

し、回転子周速が 85m/sを超える場合は、周速 85m/sとなるようにD₂ 寸法を決め、上カバー吊り出し時は固定子も吊り出すこととした。

(2) D₂ 寸法は各製作者の標準抜き型が使用できるように呼称寸法とするが、ＪＩＳ標準数Ｒ20系列に基づくものとする。

(3) Ｌ寸法は製作者の設計思想の違いを補うため標準化しなかったが、設計後の重電機製作者間の寸法差はさほど大きくなかった。

(4) 同一回転速度のD₂ 寸法は4種類以下とし、50、60Hzで共用できるものとする。

(5) 出力はＩＭＶＡおきにブロック化したが、小容量では4.5MVA、3.5MVA、2.5 MVAのシリーズを設けた。また出力線は力率0.98で作成する。水車出力が過小の場合、力率0.98の能力以上に無効電力を供給できるが、界磁電流は出力上限で力率0.98までを設計限度とし、同一ブロック上の力率の下限は0.9 とした。

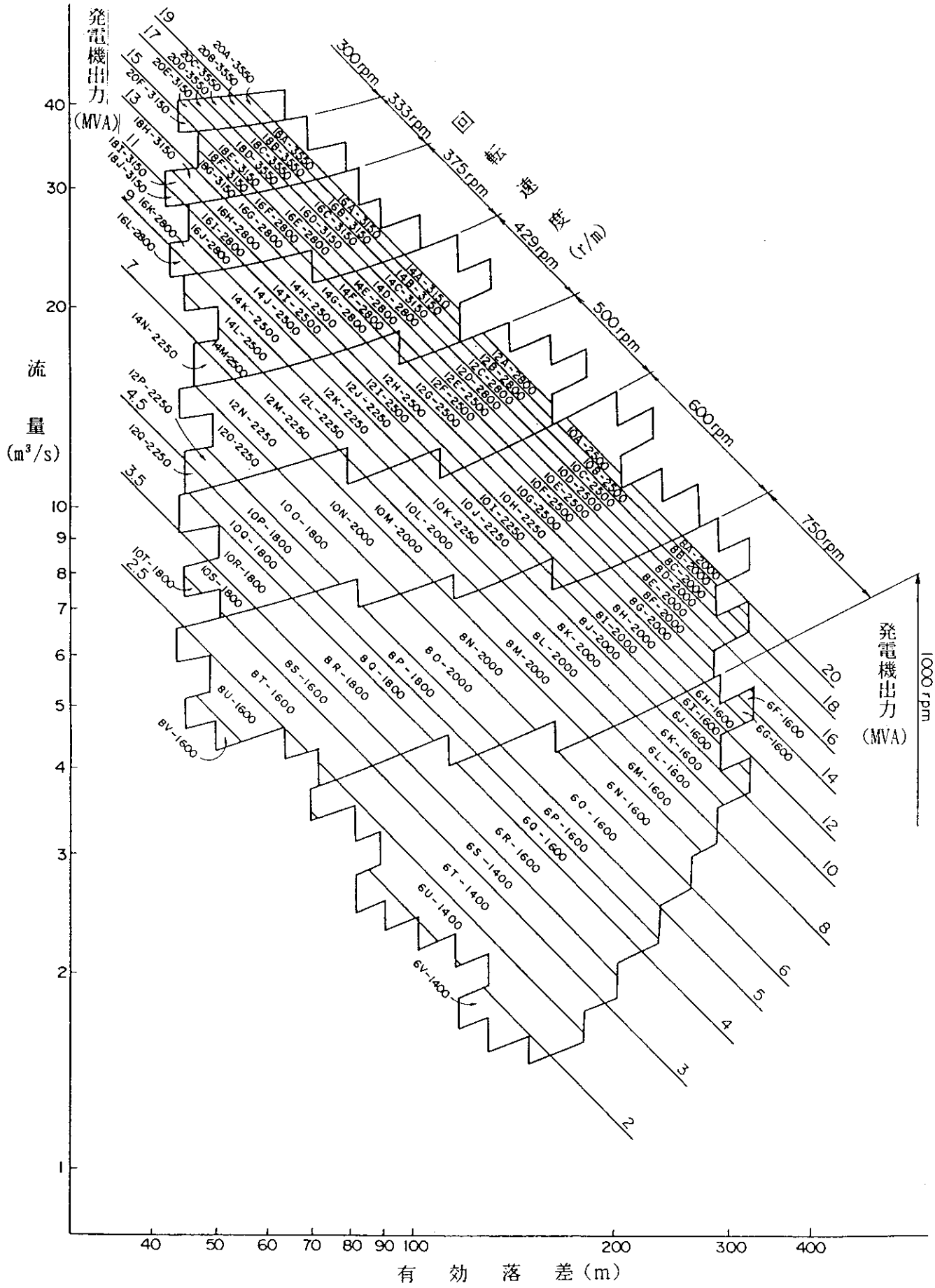
図－3.3 は、「立軸同期発電機選定図表（50Hz）」の例であり、表－3.8 、3.9 は「立軸同期発電機主要寸法表（50Hz）」の例である。

（横軸機の場合）

(i) D₂ 寸法は立軸機と同様Ｒ20系列を呼称寸法とする。

(ii) 回転子の周速は 85m/s以下とする。

(iii) 水車発電機組立分解上のD₂ の制約は無いものとする。



図－3.3　立軸同期発電機選定図表（５０Ｈｚ）

表－3.8　立軸同期発電機主要寸法表（５０Ｈｚ）　1／2

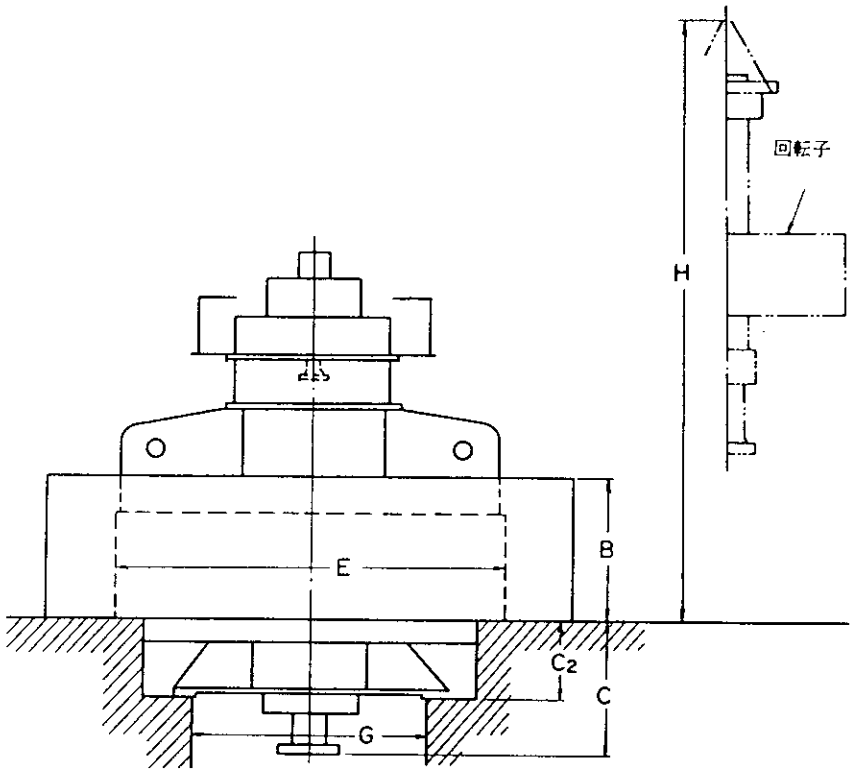
発電機型名	B	C	C_2	E	H	G		GD^2 (t-m²)	吊上重量 (t)
20A－3550	1650	1700	1000	5100	7600	3450		255	70
20B－3550	1600	↑	↑	↑	7500	↑		240	
20C－3550	1550	｜	｜	↓	7400	↓		225	
20D－3550	1500	｜	｜	5100	7300	3450		215	
20E－3150	1650	｜	｜	4700	7600	3400		190	
20F－3150	1600	↓	↓	4700	7500	3400		175	60
18A－3550	1550	1700	1000	5100	7400	3300		220	70
18B－3550	1550	↑	↑	↑	7400	↑		205	
18C－3550	1500	｜	｜	↓	7300	↓		195	
18D－3550	1500	｜	｜	5100	7300	3300		185	
18E－3150	1550	｜	｜	4700	7400	3200		155	
18F－3150	1550	｜	｜	↑	7400	3200		145	55
18G－3150	1500	｜	｜	｜	7300	3200		135	
18H－3150	1450	｜	｜	｜	7200	3000		125	
18I－3150	1400	｜	｜	｜	7100	3000		115	
18J－3150	1350	↓	↓	↓	6900	3000		105	
16A－3150	1650	1700	1000	4700	7600	3050		160	65
16B－3150	1650	↑	↑	↑	7600	3050		150	
16C－3150	1600	｜	｜	↓	7500	3050		140	
16D－3150	1550	｜	｜	4700	7400	3000		130	
16E－2800	1650	｜	｜	4300	7600	2900		95	
16F－2800	1650	｜	｜	↑	7600	2900		88	50
16G－2800	1600	｜	｜	｜	7500	2850		83	
16H－2800	1550	｜	｜	｜	7400	2800		77	
16I－2800	1500	｜	｜	｜	7300	2800		70	
16J－2800	1450	｜	｜	｜	7100	2800		65	
16K－2800	1350	｜	｜	｜	6900	2700		60	35
16L－2800	1250	↓	↓	↓	6600	2700		55	
14A－3150	1600	1700	1000	4700	7500	2950		125	55
14B－3150	1550	↑	↑	4700	7400	2950		115	
14C－3150	1550	｜	｜	4700	7400	2950		110	
14D－2800	1650	｜	｜	4300	7600	2800		90	
14E－2800	1600	｜	｜	4300	7500	2800		83	
14F－2800	1550	↓	↓	4300	7400	2800		76	45

発電機型名	B	C	C_2	E	H	G		GD^2 (t-m²)	吊上重量 (t)
14G－2500	1550	1700	1000	4200	7400	2700		70	
14H－2500	1500	↑	↑	↑	7300	2600		60	
14I－2500	1450	｜	｜	｜	7200	2600		55	
14J－2500	1400	｜	｜	｜	7000	2600		50	
14K－2500	1350	｜	｜	｜	6900	2500		45	
14L－2500	1250	｜	｜	｜	6600	2500		41	
14M－2500	1200	1700	1000	4200	6500	2350		38	
14N－2500	1300	1800	1050	3800	6800	2350		28	
12A－2800	1550	1700	1000	4500	7300	2900		85	
12B－2800	1500	↑	↑	↑	7200	2900		80	
12C－2800	1500	｜	｜	↓	7200	2750		76	
12D－2800	1450	｜	｜	4500	7100	↑		72	
12E－2500	1550	｜	｜	4200	7300	｜		65	
12F－2500	1500	｜	｜	↑	7200	｜		60	
12G－2500	1450	｜	｜	｜	7100	2750		55	
12H－2500	1450	｜	｜	｜	7100	2600		51	
12I－2500	1400	1700	1000	4200	7000	2450		47	
12J－2250	1550	1800	1050	3800	7400	2350		32	
12K－2250	1450	↑	↑	↑	7200	2350		30	
12L－2250	1350	｜	｜	｜	6900	2200		26	
12M－2250	1300	｜	｜	｜	6800	2200		23	
12N－2250	1250	｜	｜	｜	6700	2150		20	
12O－2250	1200	｜	｜	｜	6500	2100		18	
12P－2250	1150	｜	｜	｜	6400	2000		16	
12Q－2250	1100	1800	1050	3800	6300	2000		14	
10A－2500	1650	1700	1000	4200	7500	2950		55	40
10B－2500	1600	↑	↑	↑	7400	↑		52	
10C－2500	1600	｜	｜	｜	7400	｜		50	
10D－2500	1550	｜	｜	｜	7300	↓		47	
10E－2500	1500	｜	｜	｜	7200	2950		44	
10F－2500	1450	｜	｜	↓	7100	2600		41	35
10G－2500	1400	1700	1000	4200	7000	↑		38	
10H－2500	1450	1800	1050	4000	7200	↓		30	
10I－2500	1400	↑	↑	↑	7100	2800		27	
10J－2500	1350	↓	↓	↓	7000	2450		25	
10K－2500	1350	1800	1050	4000	7000	2200		23	25

表－3.9　立軸同期発電機主要寸法表（５０Ｈｚ）　2／2

発電機 型名	B	C	C₂	E	H	G		GD² (t-m²)	吊上重量 (t)
10L-2000	1350	1800	1050	3600	6900	2200		20	
10M-2000	1300	1800	1050	3600	6800	2200		18	
10N-2000	1250	1800	1050	3600	6700	2000		16	
10O-1800	1250	1900	1100	3400	6700	1900		12	
10P-1800	1200	↑	↑	↑	6600	1850		11	15
10Q-1800	1050	‖	‖	‖	6300	1850		9.5	
10R-1800	1000	‖	‖	‖	6200	1800		8.5	12
10S-1800	1000	↓	↓	↓	6200	1800		7.5	
10T-1800	950	1900	1100	3400	6100	1800		7.0	
8A-2000	1850	1900	1100	3600	8200	2650		30	40
8B-2000	1800	↑	↑	↑	8100	↑		28	
8C-2000	1750	‖	‖	‖	8000	‖		27	
8D-2000	1750	‖	‖	‖	8000	‖		25	
8E-2000	1700	‖	‖	‖	7900	‖		24	
8F-2000	1650	‖	‖	‖	7800	↓		22	30
8G-2000	1600	‖	‖	‖	7500	2650		21	
8H-2000	1550	‖	‖	‖	7400	2500		19	
8I-2000	1550	‖	‖	‖	7400	2500		18	
8J-2000	1500	↓	↓	‖	7300	2500		16	
8K-2000	1450	1900	1100	‖	7200	2350		15	25
8L-2000	1350	1800	1050	‖	6900	2200		13	
8M-2000	1300	↑	↑	‖	6800	2200		12	
8N-2000	1300	↓	↓	↓	6800	2000		10	
8O-2000	1250	1800	1050	3600	6700	1900		9.0	
8P-1800	1000	1900	1100	3400	6300	1800		7.5	15
8Q-1800	1000	↑	↑	3400	6200	1800		6.5	
8R-1800	950	‖	‖	3400	6100	1650		6.0	10
8S-1600	950	‖	‖	3200	6100	1650		4.0	
8T-1600	950	‖	‖	↑	6100	1450		3.5	8
8U-1600	900	↓	↓	↓	6000	1450		3.0	
8V-1600	900	1900	1100	3200	6000	1400		2.5	

発電機 型名	B	C	C₂	E	H	G		GD² (t-m²)	吊上重量 (t)
6F-1600	1850	2000	1150	3200	8300	2000		11	25
6G-1600	1750	↑	↑	↑	8000	2000		10.3	
6H-1600	1700	‖	‖	‖	7900	2000		9.7	
6I-1600	1650	‖	‖	‖	7800	2050		9.0	
6J-1600	1550	↓	↓	‖	7600	↑		8.3	
6K-1600	1500	2000	1150	‖	7500	↓		7.3	20
6L-1600	1400	1900	1100	‖	7100	2050		7.0	
6M-1600	1350	↑	↑	‖	7000	1950		6.4	
6N-1600	1250	‖	‖	‖	6800	1950		5.8	15
6O-1600	1200	‖	‖	‖	6700	1850		5.3	
6P-1600	1150	‖	‖	‖	6600	1850		4.7	10
6Q-1600	1000	‖	‖	↓	6200	1850		4.1	
6R-1600	950	‖	‖	3200	6100	1750		3.5	8
6S-1400	1000	‖	‖	3000	6200	1750		2.9	
6T-1400	950	‖	‖	↑	6100	1700		2.5	
6U-1400	900	↓	↓	↓	6000	1700		2.1	6
6V-1400	900	1900	1100	3000	5900	1600		1.8	



発電機の標準寸法

4．コストダウン効果

4.1 水車及び関連機器

水車及び関連設備の標準化・簡素化によるコストダウン効果を定量的に分析するため、立軸及び横軸それぞれ水車出力により3ケースを設定し、従来仕様との経済性比較評価を実施した。水車の体格すなわちkW／√H値が小さいほど、経済化の比率はやや大きくなる傾向があるが、全体として20～30%程度のコストダウン効果が見込める結果となっている。表－4.1 は、従来仕様による機器代を 100%とした場合の「標準化水車のコスト区分別コストダウン率」を示すものである。

この結果は、表－4.2 による「従来仕様と標準化仕様の相違点」に基づき計算されたものである。

ここでは、最初の1台目については設計などの合理化効果はやや少なくなるが、同一仕様の2台目以降は、いわゆるレディメード思想による合理化効果が得られるものと考えられる。また、標準化、簡素化による効果は、電気設備のコスト低減のみでなく、建屋の縮小化など土木設備に対する経済効果も期待できるので、今後の中小水力開発に大きく貢献できるものと考えられる。

4.2 発 電 機

発電機についても、水車と同様、立軸及び横軸の同期発電機並びに誘導発電機についてそれぞれ3ケースを設定し、従来仕様との経済性比較評価を実施した。水車に比べ、大小によるコストダウン率の差は少ないが、同期発電機では最大25%、誘導発電機では最大40%程度のコストダウン効果が得られる。表－4.3 に「標準化発電機のコストダウン率」を示す。この結果は、表－4.4 に示す「従来仕様と標準化仕様の相違点」に基づき計算されたものである。

表－4.1　標準化水車のコスト区分別コストダウン率

	標準化 1台目	標準化 2台目	要因
水車本体	10.5～15.5%	16 ～22.5%	①模型試験の省略による模型試験費のコストダウン　6～13% ②標準設計による設計費のコストダウン　（1台目）0.5%　（2台目）6～ 7.5% ③標準材料の使用による材料費のコストダウン　0.5～ 1% ④標準構造、標準製作工数による加工費のコストダウン　2.5～ 3.5%
関連設備	2～ 6 %	3 ～ 7 %	①調速機、圧油装置の簡易化によるコストダウン (a) 簡易形調速機・プラダ形圧油装置方式　（1台目）2～ 2.5%　（2台目）3～ 4.5% (b) 簡易形調速機・直接加圧ポンプ方式　（1台目）2.5～ 6%　（2台目）3～ 7% (c) 簡易形調速機・電動サーボモータ方式　（1台目）3.5～ 5%　（2台目）4.5～ 7%
入口弁	－	－	入口弁としてのコストダウンは僅かであるが、設計の標準化、操作方式、据付面で合理化が図られる。
補機ほか	0～ 1 %	0.5～ 1.5%	排水装置の予備機省略等によるコストダウン　（1台目）0～ 1%　（2台目）0.5～ 1.5%
据付調整	1.5～ 2 %	1.5～ 2 %	標準水車の採用による据付調整の合理化　1.5～ 2 %
水車全体	15～ 27 %	22 ～36 %	関連設備の選定方式別コストダウン (a) プラダ形圧油装置方式による場合　（1台目）15～21%　（2台目）22～30% (b) 直接加圧ポンプ方式による場合　（1台目）16～23%　（2台目）23～31% (c) 電動サーボモータ方式による場合　（1台目）18～27%　（2台目）25～36%

表－4.2　従来仕様と標準化仕様の相違点（水車）

項　　目	従　来　機	標 準 化 機
模型水車試験	あり	なし
工場立会試験	あり	なし
最大水圧変動率	30%以下	15%以下
最大速度変動率	40%以下	N_R 相当
軸系の臨界速度	N_R 130%以下	N_R 120%以下
軸受温度	65℃以下	75℃以下
回転部最大応力	降伏点の 2/3以下	降伏点の 3/4以下
ガイドベーン枚数	24枚	12～18枚
ガイドベーン軸受	グリース給油	グリースレス

項　　目	従　来　機	標 準 化 機
スピードリング	ベルマウス形	平行形
ステーベーン枚数	24枚	6～9枚
上カバー	内外分割ボックス	内外一体厚板
下カバー	ｽﾋﾟｰﾄﾞﾘﾝｸﾞと分割	ｽﾋﾟｰﾄﾞﾘﾝｸﾞと一体
案内軸受	セグメント形	ジャーナル形
主軸封水方式	グランドパッキン	ラビリンス
調速機	X級又はY級	Y級又はZ級
圧縮装置	空気圧縮機+ﾀﾝｸ	アキュームレータ
排水装置	電動ポンプ	水中ポンプ

表－4.3　標準化発電機のコストダウン率

同期発電機	標準化１台目	11～12%
	標準化２台目	23～25%
誘導発電機	標準化１台目	28～30%
	標準化２台目	37～41%

表－4.4　従来仕様と標準化仕様の相違点（発電機）

仕様項目	標準化方式	従来方式
形式	回転界磁出口管通風形	回転界磁水冷熱交換形
力率	0.98	0.90
絶縁	Ｆ種	Ｂ種
励磁方式	ブラシレス励磁方式	サイリスタ励磁方式
中性点接地	なし	抵抗接地
短絡比	0.8以上	1.0
軸受温度	冷却水温25℃で75℃以下	冷却水温25℃で65℃以下
はずみ車効果	固有ＧＤ^2	水車要求ＧＤ^2

5．使用実績

標準仕様の採用及び簡素化機器の採用が図られているが、ここではそれらの適用例について述べることとする。

5.1 標準仕様適用例

標準仕様の適用例として、電源開発㈱の熊牛発電所（昭和62年運開）の場合を紹介する。

（発電所概要）

基準有効落差　44.5m、最大使用水量　41m³/s、
発電所出力 15,400kW 、発電所形式　ダム水路式
水車仕様　立軸フランシス水車 16,000kW 、　300r/m
発電機仕様　立軸同期発電機　16,300kVA

(1) 水車の基本仕様

表2.1 に示す標準化の基本仕様は、機器の購入仕様書にすべて取り込まれているが、仕様書上最大水圧の保証値は72m（最大水圧変動率約16%）、最大速度変動率の保証値は70%としている。これは、水圧鉄管及び発電機をそれぞれ最経済設計としたことによるが、70%という最大速度変動率を採用したことから、負荷遮断時の周波数上昇による所内回路を保護するため一時的に所内回路を開放するなどの対策をとっている。

(2) 水車の付帯設備

付帯設備についても以下に挙げるものを除き、表－3.5 のシリーズ表のＡクラス発電所ダム式と同一である。

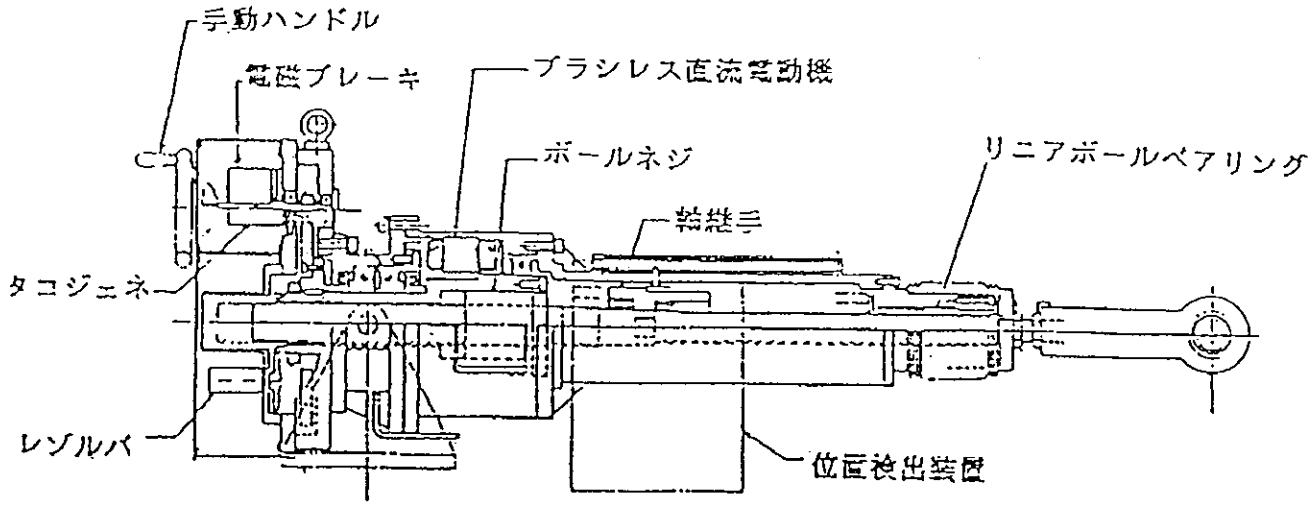
落差は 150mより低いが、水車案内軸受は水潤滑軸受を採用していること、及び主軸封水装置用として清水が必要なため、給水装置は給水ポンプと水圧管取水装置を設置している。ただし、現在は清水が確保できるため水圧管取水のみ行っている。

(3) 発電機の基本仕様

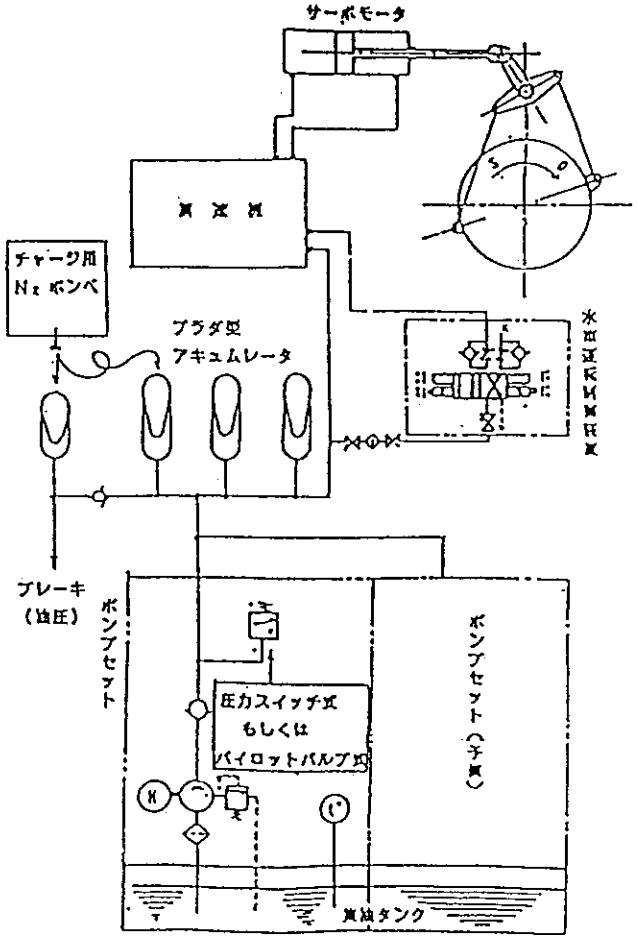
表－3.6 に示す標準化仕様は、力率を除き機器の購入仕様書にすべて取り込まれている。熊牛発電所は中容量機ではあるが、電力系統上重要な発電所であり、力率は0.95（遅れ）を採用し、無効電力の供給に寄与している。

5.2 簡素化機器の採用例

中小水力用の簡素化機器として種々のものが考案され、実用化されているが、これらのうち採用実績の多い電動サーボモータ及びブラダ形圧油装置の例について図－5.1 及び図－5.2 に示す。



図－5.1　電動サーボモータの構造



図－5.2　ブラダ形圧油装置構成図

6. 留 意 点

電動サーボモータ、ブラダ形圧油装置等、簡素化機器の採用実績は目覚ましく、コストダウンが図られているが、中小水力開発地点の拡大を更に図るためには、今後以下の点について留意することが必要である。

6.1 ユーザー側の対応

ユーザーは中小水力用機器である意義を充分わきまえ、オーダメード方式の考えはやめて水車、発電機標準仕様の積極的導入を図る必要がある。

6.2 レディメード方式

レディメード方式は、製作数が増加することにより経済効果が得られることになるが、現状の中小水力開発状況では、ブロック化などの設計思想が充分に生かされていない。

今後は、水車模型試験、発電機の工場組立てなどの省略等によるコストダウンで中小水力開発を促進し、採用実績を増やすことにより、レディメードの効果を高めることが必要と考えられる。

6.3 コストダウンの追求

標準化仕様、簡素化機器の採用は、フランシス水車に限らず、すべての中小水力にその設計思想を部分的に採用していき、今後開発、考案される合理化策をも取り入れ、更にコストダウンを図る必要がある。

6.4 新技術の導入

メカニカルシール方式主軸封水装置、2軸受ガイドベーン、空冷軸受、電磁ブレーキ、改良形電動サーボ、一体形配電盤等、新技術が導入されているが、今後も電子機器、コンピュータ解析技術等、技術革新が目覚ましい分野の成果を取り入れつつ、合理化策を追求する必要がある。

第１２章　軽負荷ランナ・フランシス水車

１．はじめに …… 551

２．技術の概要 …… 551

３．性　　能 …… 551
3.1 効率試験 …… 552
3.2 水圧脈動 …… 554
3.3 キャビテーション …… 554

４．適用範囲 …… 555

５．実証試験（山梨県，奈良田第三発電所） …… 562

６．使用実績 …… 566
6.1 神奈川県，早川発電所 …… 566
6.2 群馬県，県央第一水道発電所 …… 568

７．ケース・スタディ地点の増加電力量 …… 569

８．費用のケース・スタディ（奈良田第三発電所における経済比較） …… 573

９．留意点 …… 578

1．はじめに

軽負荷ランナ・フランシス水車は，中小規模の流れ込み式発電計画でフランシス水車を適用する場合に，年間発生電力量を従来型に比べて増大させ，発電計画の経済性を高めるために新しく開発された新型のフランシス水車である。その特徴は次のとおりである。

(1)　年間の大幅な流量変化に対して，水車の運転許容範囲が広い。

(2)　流量の少ない運転（軽負荷領域）でも，水車の効率を高く保持し，年間発生電力量の増大が図れる。

この新型フランシス水車の研究開発は，工業技術院の補助金を受け，電源開発(株)，富士電機(株)及び(財)新エネルギー財団の共同研究により，昭和５５～５６年に実施した。

2．技術の概要

軽負荷ランナ・フランシス水車は，原則的に従来のフランシス水車とその適用上何ら異なる点はない。強いてその差異を言えば，従来型の設計思想がピーク発電向けであるのに対し，新型の設計思想は流れ込み式に最適のものとしたことである。

すなわち，新型ランナの設計上の諸元を決定するに当たって，研究開発は次のような思想でスタートした。

(1)　吸出し管の旋回流損失を減小させるために，ランナから流出する流れの旋回速度成分が小さくなるよう，ランナ出口径を従来型より小さく選定する。

(2)　ガイドベーンの後流の渦の影響を少なくするために，従来型よりもガイドベーン高さを小さく選定して，ガイドベーン開度が大きくなるように設計する。

(3)　ケーシング，ステーリングの摩擦損失を減小させるために，ケーシング入口径を従来型よりやや大きくし，流速を減少させ，ステーベーン枚数を少なくする。

(4)　ランナベーン枚数による各種の影響を確認し，最適の枚数を追求する。

更に従来型のランナ設計が，効率を最高にしたい設計点を限定し，この点でランナ内のすべての流れが最適になるような設計思想であったのに対し，新型ではランナ内の流れが流量に応じて３次元的に偏ることに着目し，クラウン側の翼設計は重負荷時を重点に置き，バンド側の翼設計は軽負荷時を重点に，準３次元の流れ解析を重負荷から軽負荷まで，徹底してコンピューターによって行った。

羽根枚数に関しては，枚数を減らせば軽負荷時の特性がやや向上する傾向にあるが，キャビテーション性能が低下するので，標準的な枚数を１３枚とし，従来型とキャビテーション性能の変化が無いものとしている。

3．性　　能

研究開発は，比較的フランシス水車として採用されることが多い，比速度 150 及び 200 m-kW が選ばれ，この二つの比速度について模型による各種の試験を行った。（フランシス水車の比速度の範囲は通常 80～300m-kW であり，150 及び 200 m-kW はこの中間になる。）

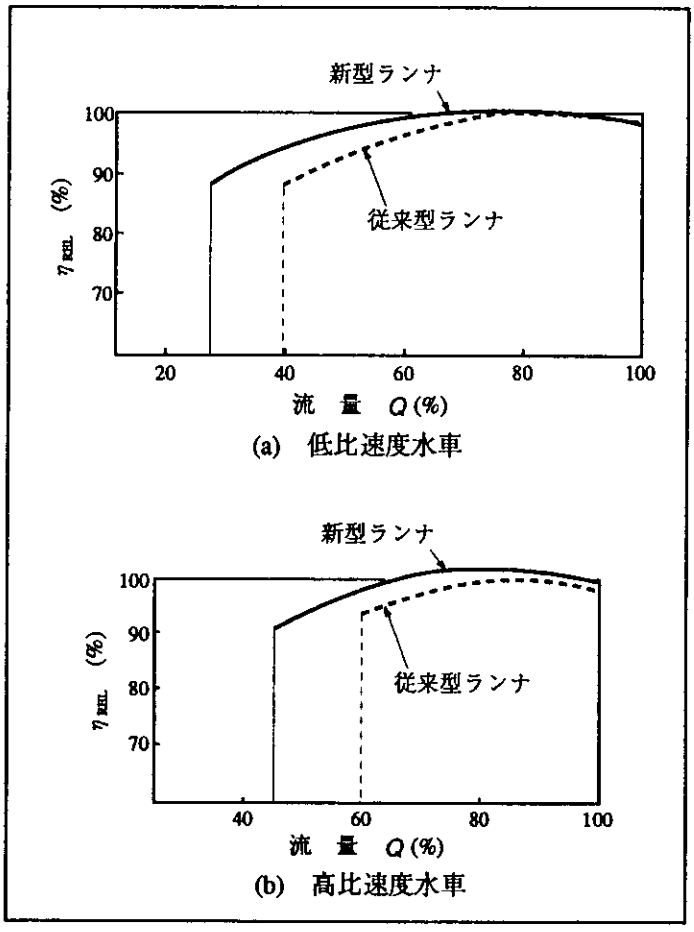
3.1　効率試験

図－3.1に効率試験の結果を示す。　図には従来形のランナの結果も併せて点線で示してある。

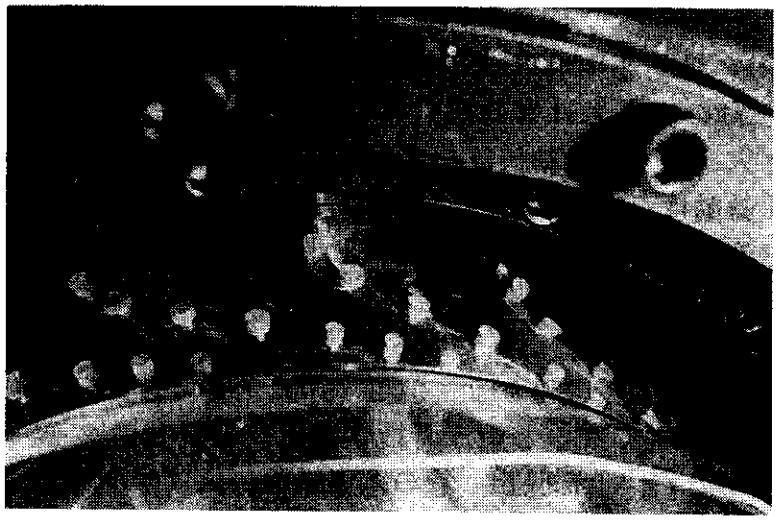
運転下限を決める現象としては，効率低下や，振動発生の原因となる翼間流路渦の発生点を取り上げた。低比速度（ 150 m-kW ）の場合には，従来形ランナの運転下限が最大使用流量の約 40 % 流量であるのに対し，新型ランナでは約 28 % 流量まで下がった。また高比速度（ 200 m-kW ）の場合には，発生点が従来型で約 60 % 流量であったものが約 45 % 流量まで下がり，明らかに軽負荷時の運転範囲が増加している。写真－3.1に翼間流路渦の状態を示すが，この写真の場合には渦がキャビテーション状になって現れた代表的な例であり，このような状況では長期の運転は困難であろうと判断できる。

低比速度の場合の新型ランナは，最高効率でごくわずか低下しているが，重負荷時には変わらず，77.5 % 流量以下の軽負荷領域では大幅に効率が向上した。高比速度の場合には，全般的に高い効率を示したが，傾向的には80%前後より低流量側で効率の向上が目立っている。

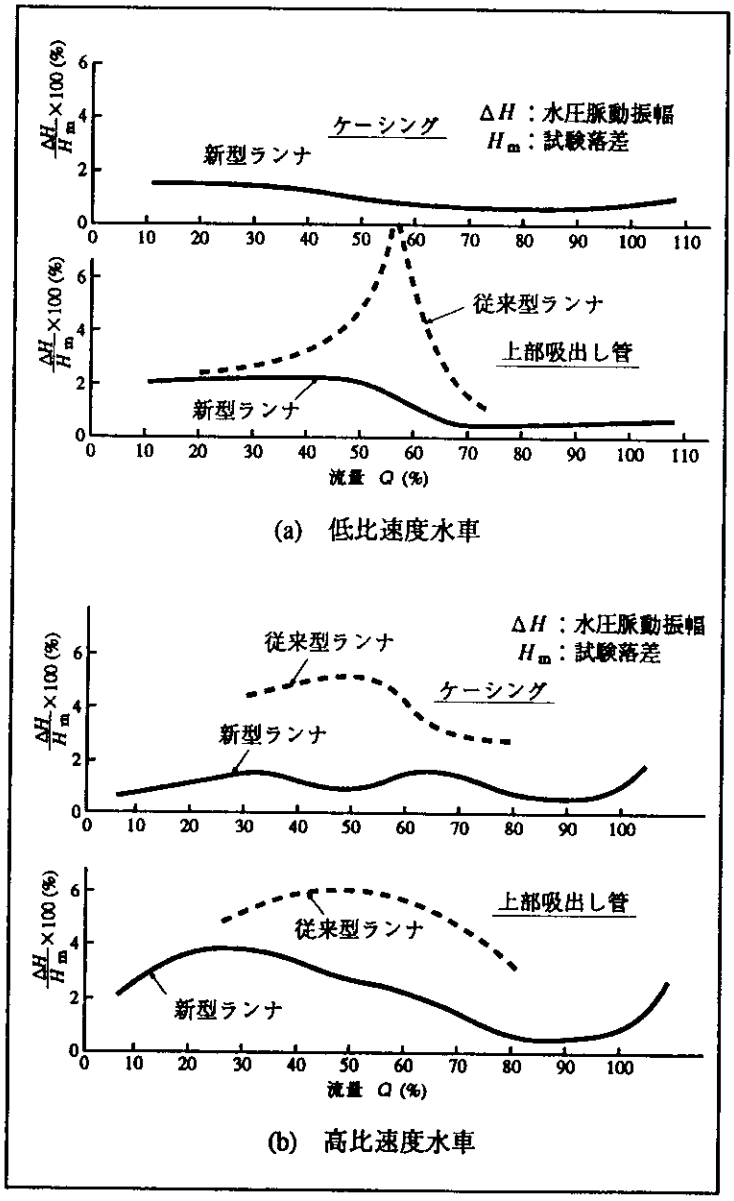
総合的に，重負荷時の効率の低下はほとんどなく，軽負荷時の効率が向上し，かつその運転範囲の広いフランシスランナが開発された。



図－3.1　模型効率性能曲線



写真－３．１　翼間流路渦



(a)　低比速度水車

(b)　高比速度水車

図－３．２　模型水圧脈動性能曲線

3.2　水圧脈動

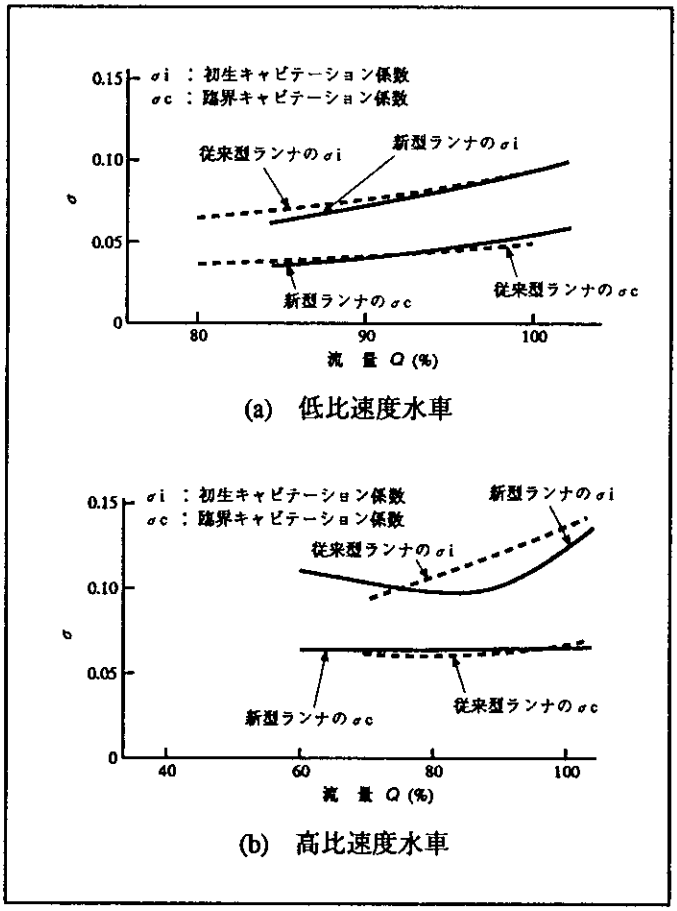
図－3.2 (a) に，低比速度水車の上部吸出し管及びケーシング入口部の水圧脈動の大きさを示す。水圧脈動の大きさは有効落差に対する比（%）で示してある。新型ランナの場合，ケーシング入口の水圧脈動値は全流量領域で約 1.5 % 以下と非常に小さい。また上部吸出し管の水圧脈動は，従来設計の場合には約 55 % 流量付近でピークとなり，その値も有効落差の約 8 % と非常に大きな値であったが，新型ランナでは重負荷で約 1 %，軽負荷で約 2.2 % であった。これは，ランナ出口の旋回流による渦コアが吸出し管の下流まで発達することが抑えられているためである。

高比速度水車の同様の水圧脈動を図－3.2 (b) に示す。過負荷側（流量 100 % 以上）では急激に水圧脈動が大きくなるという特徴がある。軽負荷時のケーシング入口での水圧脈動は 2 % 程度であるが，上部吸出し管の水圧脈動値は 4 % 近くまで大きくなった。しかし従来型で今まで計測された値に比較すると，はるかに小さい値であった。

水圧脈動の値が小さいことから，運転範囲の増加と静かな運転が期待される。従来一般のフランシス水車で行われている，水圧脈動防止のための上部吸出し管への給気を行わなくても，あるいはごくわずか給気するだけで，振動の少ない運転が可能であろう。

3.3　キャビテーション

図－3.3 (a) に低比速度の新型ランナのキャビテーション性能を従来型と比較して示



図－3.3　模型キャビテーション性能曲線

す。重負荷時における臨界キャビテーション性能は従来型に比べてやや劣るものの，バブル初生のキャビテーション係数はほとんど同じ性能が得られた。また軽負荷時では従来型よりやや優れた結果であった。

図－3.3 (b) に高比速度の新型ランナのキャビテーション性能を示す。重負荷時において，臨界キャビテーション係数，バブル初生のキャビテーション係数ともに，従来型よりやや優れている。軽負荷時には逆にやや劣った結果であったが，大きな差ではなく，問題となるものではない。

新型ランナのキャビテーション性能を全般的に考えると，ほとんど従来型と変わらず，水車の据付高さも両者等しくてよい。したがって掘削その他建屋設計，土木設計に与える影響は特別に何も無く，同一と評価される。

以上の各種の模型試験結果を総合して考えると，従来型がダム式発電所などでピーク運転に適しているのに対し，新しく開発された新型ランナは年間流量の大幅に変化する流れ込み式発電に最適な性能であると同時に，土木費などには何ら影響を与えないことが確認された。

4．適用範囲

昭和５５，５６年の開発研究後も，富士電機(株)独自で各種の実験を行い，比速度 79m-kW から 313 m-kW までの新型ランナのシリーズ化が完了している。

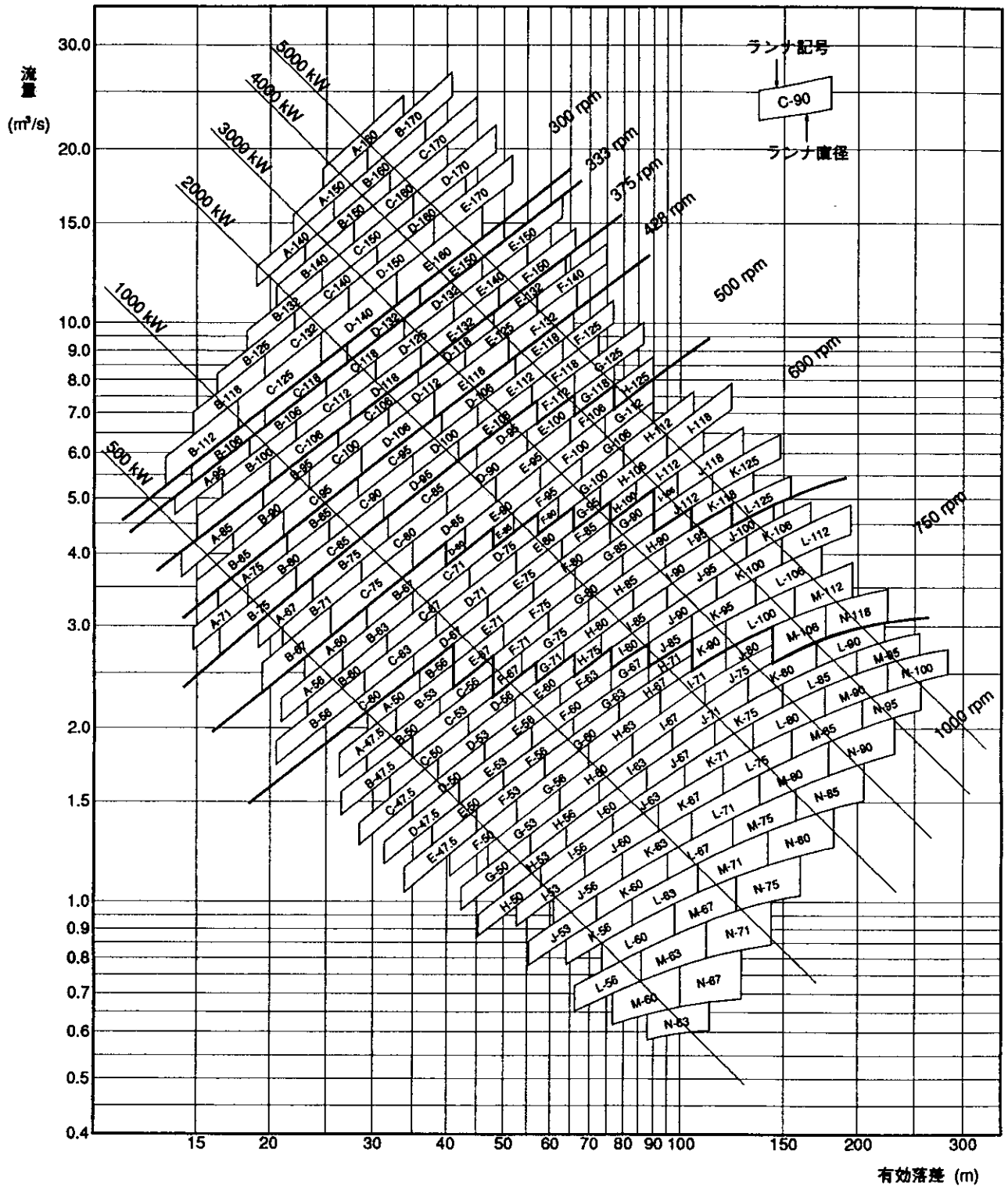
図－4.1 (a), (b)には　横軸フランシス水車，図－4.2 (a), (b)には立軸フランシス水車としての適用表を示す。(a)は 50 Hz 地区，(b)は 60 Hz 地区向けとして作成している。図は落差と流量により水車の比速度，ランナ直径，回転速度が直ちに読み取れるように考案している。

一般にフランシス水車の場合，大容量では落差 30 m 以上での採用が多いが，横軸の中小容量では，15 ～ 20 m 程度まで適用落差範囲を下げねばならないことが多い。出力の下限は通常 500 kW 程度と考えるが，場合によっては 200 kW 程度まではクロスフロー水車との比較で範囲を拡げることもある。

新規開発地点で新型ランナを採用する場合，前述の横軸フランシス水車適用表（図－4.1，4.2）で選定した水車の主要寸法を求めるには，表－4.1，4.2によるとよい。表－4.1，4.2は，ランナ入口径 1,000 mm を基準にした寸法が示してあるので，直径に比例させて各寸法が算出できるようになっている。

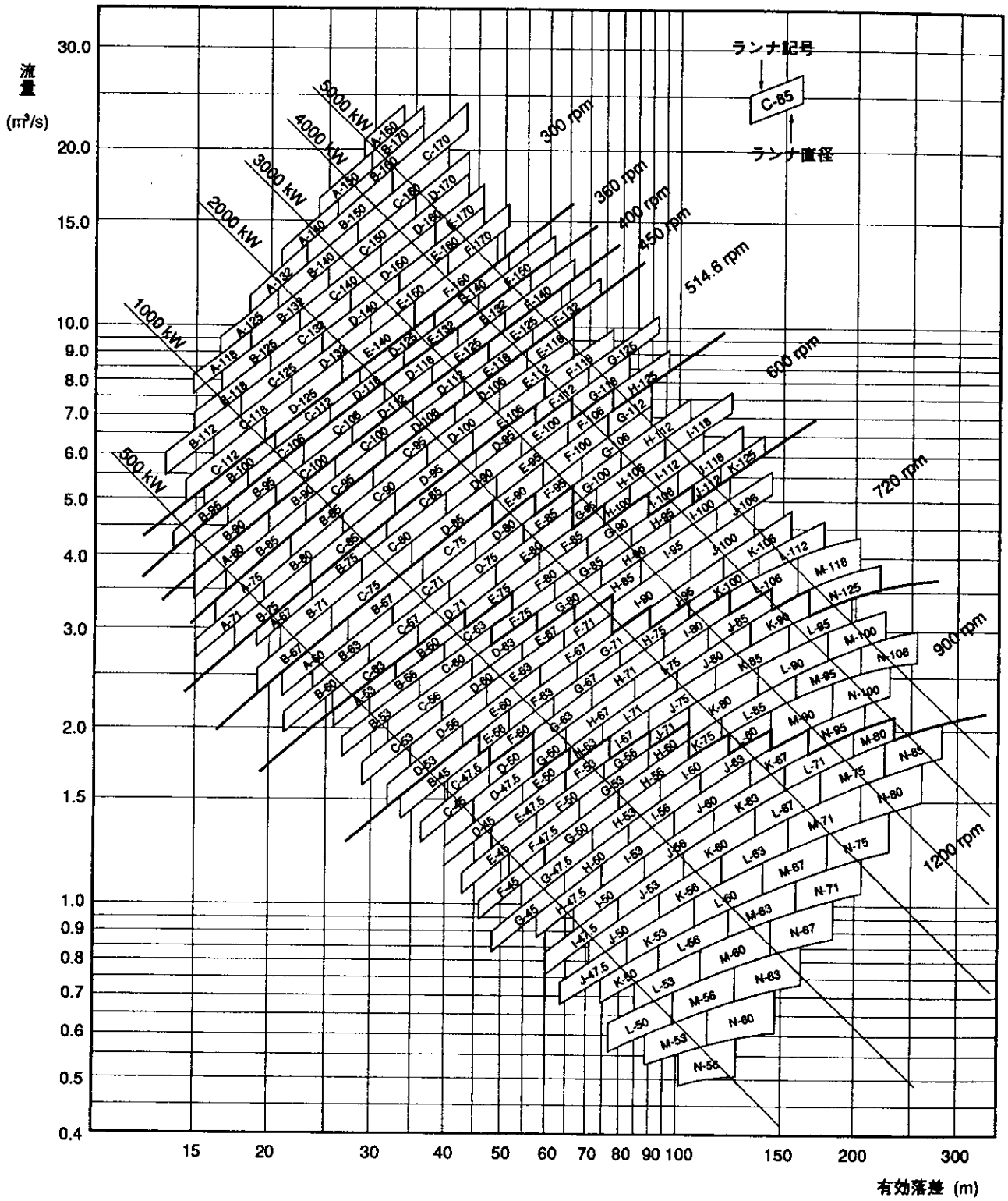
なお，水車の標準構造は，基本的には従来型と変わらない。

近年，既設機器の更新，あるいは部分取替え時期に達している発電所が増えている。このような機会に新型ランナに取り替えることも，今後の運用上利点がある場合が多い。新型ランナを適用するためには，各流水部の形状を新しい考えの下に変更するのが理想的であるが，大幅な寸法変更は価格，取替え期間にも関連する。ランナの外形形状はそのままにして，内部の翼設計を前述の準３次元流れ解析によることだけでも，相当軽負荷時の特性を向上させ得ることが判明しているので，ランナのみの取替え時にも軽負荷ランナの設計手法を応用した計画ができることを付記しておく。



(注)　各ブロック内の数字はランナ入口径をcm単位で示している。

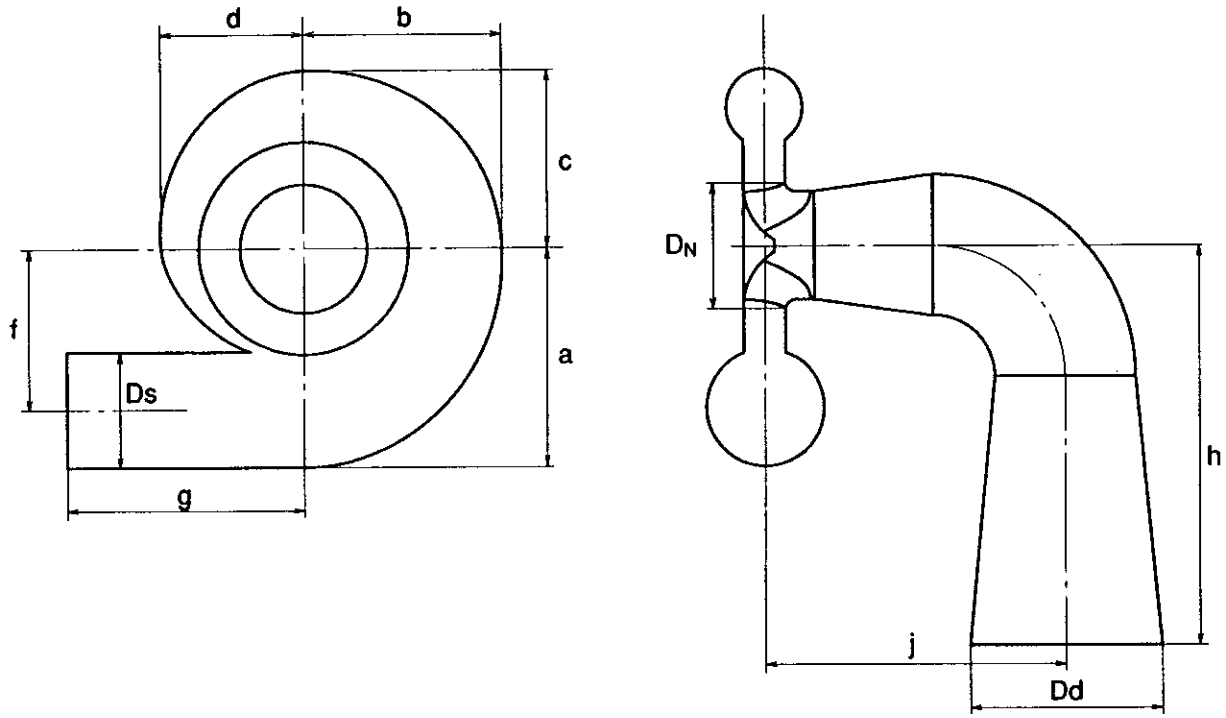
図－４.１ (a)　横軸フランシス水車適用表（50 Hz）



(注)　各ブロック内の数字はランナ入口径をcm単位で示している。

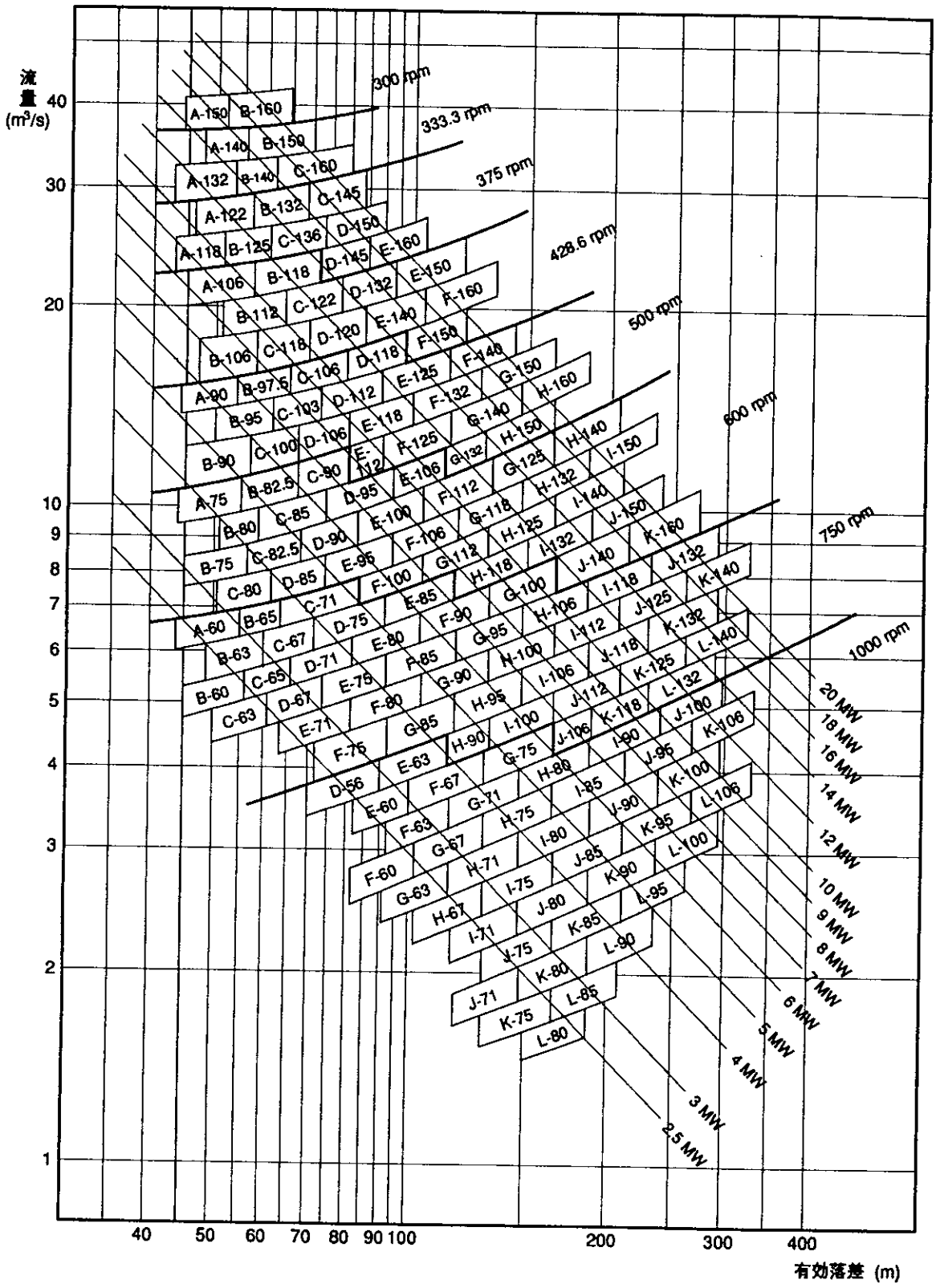
図－４.１ (b)　横軸フランシス水車適用表（60 Hz）

表－4.1　　標準横軸フランシス水車寸法表



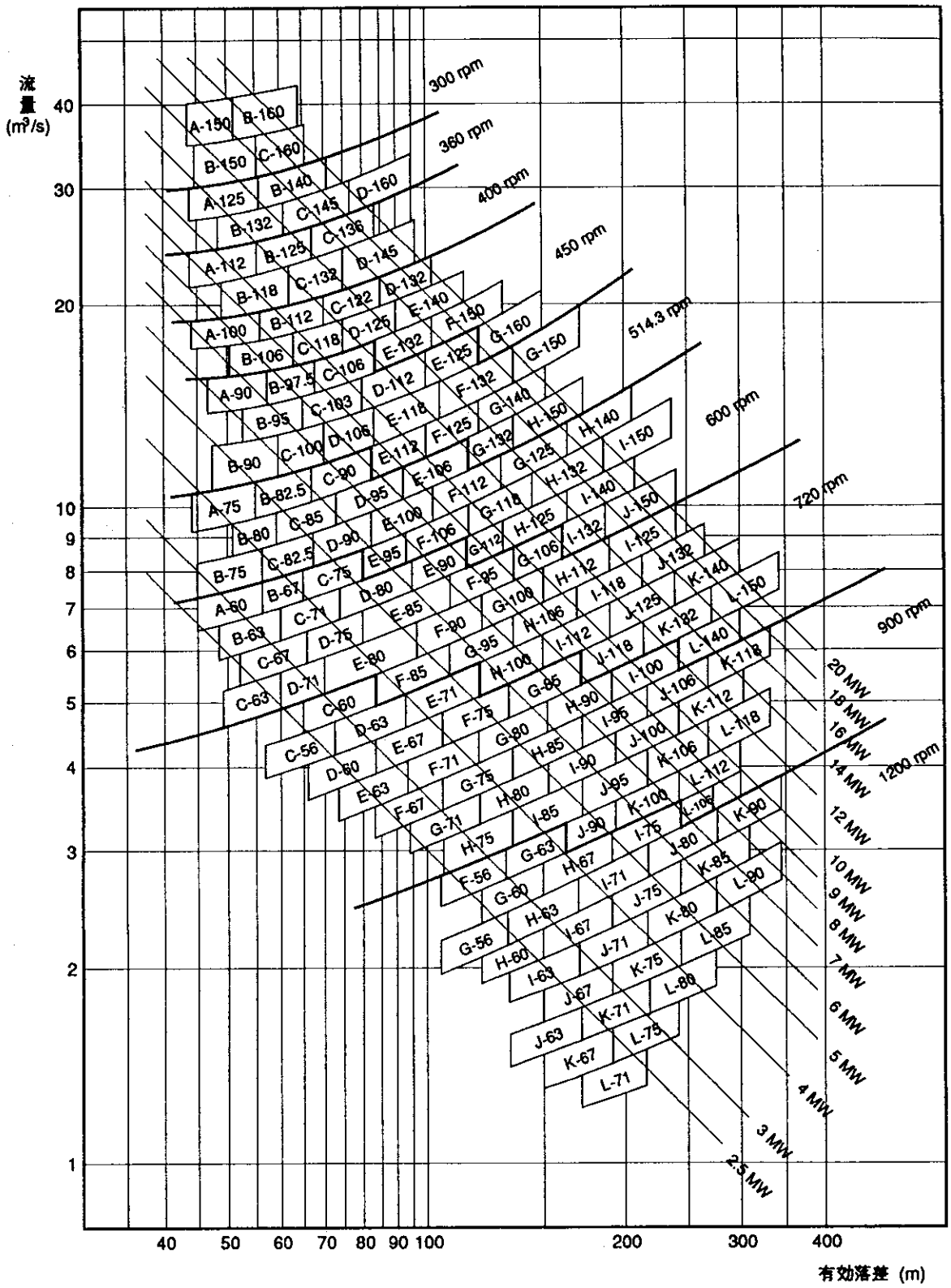
ランナ記号	Ns (m-kW)	DN	a	b	c	d	Dd	Ds	f	g	h	j
A	313	1000	2090	2000	1840	1450	2241	1280	1450	2300	6930	3360
B	284	1000	2010	1950	1780	1420	2183	1220	1400	2240	6750	3210
C	256	1000	1935	1890	1720	1380	2124	1150	1360	2180	6570	3055
D	230	1000	1905	1835	1660	1345	2066	1090	1360	2120	6390	2915
E	209	1000	1795	1770	1600	1310	1950	1030	1280	2000	6030	2755
F	188	1000	1768	1710	1555	1285	1853	975	1280	1900	5730	2620
G	169	1000	1713	1660	1510	1260	1756	925	1250	1800	5430	2470
H	154	1000	1678	1630	1480	1240	1659	875	1240	1700	5130	2350
I	138	1000	1633	1590	1450	1230	1562	825	1220	1600	4830	2225
J	124	1000	1568	1550	1420	1220	1465	775	1180	1500	4530	2065
K	112	1000	1545	1510	1405	1110	1387	730	1180	1420	4290	1900
L	100	1000	1485	1470	1390	1110	1310	670	1150	1340	4050	1750
M	90	1000	1435	1435	1380	1110	1232	630	1120	1260	3810	1580
N	79	1000	1390	1400	1370	1110	1174	600	1090	1200	3630	1420

(注) 各部の寸法はランナ入口径DN = 1,000 mm を基準にしているので，DN = 1,000 mm 以外の場合はそれぞれ図－4.1 (a), (b) より読み取ったDN に比例させること。



(注) 各ブロック内の数字はランナ入口径をcm単位で示している。

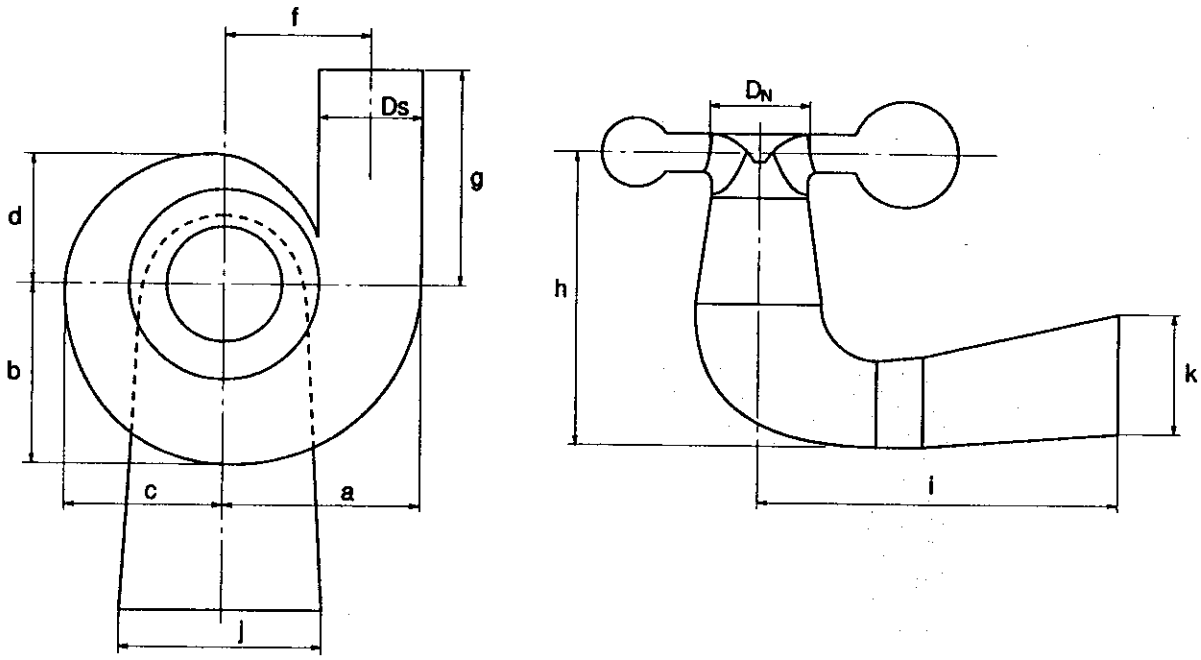
図－4.2 (a) 立軸フランシス水車適用表 (50 Hz)



(注) 各ブロック内の数字はランナ入口径をcm単位で示している。

図－4.2 (b) 立軸フランシス水車適用表（60 Hz）

表－4.2　　標準立軸フランシス水車寸法表



ランナ記号	Ns (m-kW)	DN	a	b	c	d	Ds	f	g	h	i	j	k
A	300	1000	2870	2600	2300	1980	1780	1950	4117	4430	7216	3955	2147
B	266	1000	2615	2380	2160	1830	1610	1780	3894	4134	6771	3700	2010
C	236	1000	2411	2200	2030	1690	1474	1644	3725	3898	6395	3471	1876
D	209	1000	2208	2050	1900	1583	1337	1509	3583	3609	6004	3259	1764
E	186	1000	2048	1910	1788	1469	1220	1408	3469	3300	5594	3006	1650
F	165	1000	1907	1800	1669	1376	1119	1324	3376	3033	5099	2748	1528
G	146	1000	1782	1700	1567	1298	1014	1255	3298	2768	4668	2532	1395
H	130	1000	1688	1620	1486	1235	923	1197	3235	2564	4304	2342	1298
I	115	1000	1592	1535	1405	1182	835	1147	3182	2364	3951	2157	1193
J	102	1000	1522	1467	1338	1138	764	1107	3138	2204	3670	2009	1090
K	90	1000	1450	1398	1266	1097	694	1071	3097	2016	3373	1854	993
L	80	1000	1397	1347	1215	1064	633	1036	3064	1888	3132	1747	924

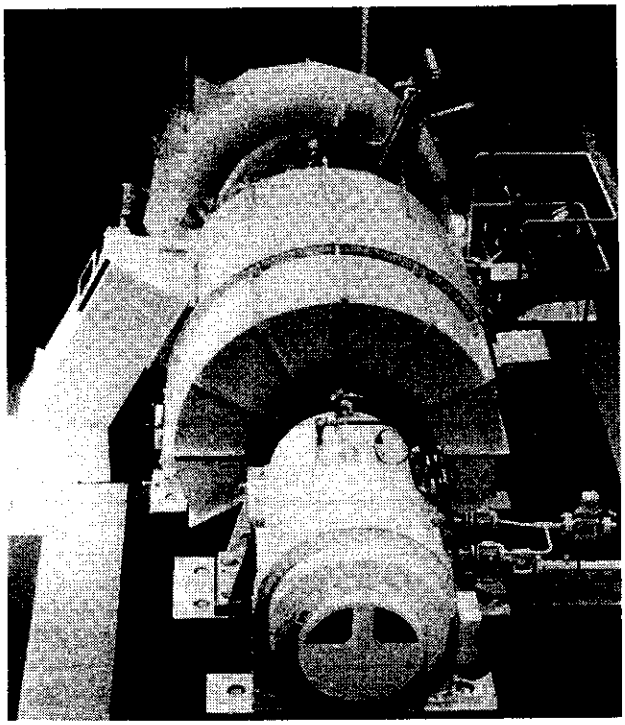
（注）各部の寸法はランナ入口径 D_N = 1,000 mm を基準にしているので，D_N = 1,000 mm 以外の場合はそれぞれ図－4.2 (a), (b) より読み取った D_N に比例させること。

5．実証試験　（山梨県，奈良田第三発電所）

奈良田第三発電所は，軽負荷ランナ・フランシス水車の実証地点として，早川水系西山ダム右岸に昭和５９年に建設された。黒河内川，白河内川及び石小屋沢川より取水する典型的な流れ込み式発電所であり，現在も順調に営業運転を続けている。

水車は出力 2,620 kW，落差 155.9 m，流量 2.04 m^3/s，回転速度 1,000 rpm の横軸フランシス水車で，比速度 93 m-kW はフランシス水車としては下限に近い値である。発電機は三相同期発電機で，出力 2,640 kVA，電圧 11 kV，周波数 50 Hz，力率 0.95 である。

写真－５.１に主要機器の全景を示す。



写真－５.１　奈良田第三発電所水車発電機全景

この発電所は，軽負荷ランナ採用のフランシス水車の実証以外にも，過去に検討済みの中小水力発電所の合理化内容である下記の項目も織り込まれている。

・長時間緩閉鎖を採用することにより，水圧鉄管の圧力上昇を極力抑制する。フライホイールは付加せず，負荷遮断時の回転速度変動は無拘束速度まで上昇することになるため，発電機には高速耐力の大きい円筒形回転子を採用する。
・水車軸受を省略した二軸受構造とする。
・電動サーボモータを採用し，圧油装置を省略する。
・Ｆ種絶縁を採用する。
・ブラシレス交流励磁装置を採用する。
・中性点接地を省略する。
・ブレーキ装置を省略する。

使用前試験において，水車効率，水圧脈動，機械振動などが測定され，また，余水路省略を目的として，無拘束速度での連続放流運転試験も併せて行われた。　図－5.1，図－5.2 に，水車効率試験，水圧脈動試験の結果を，表－5.1 に機械振動の測定結果を示す。試験結果を要約すると，

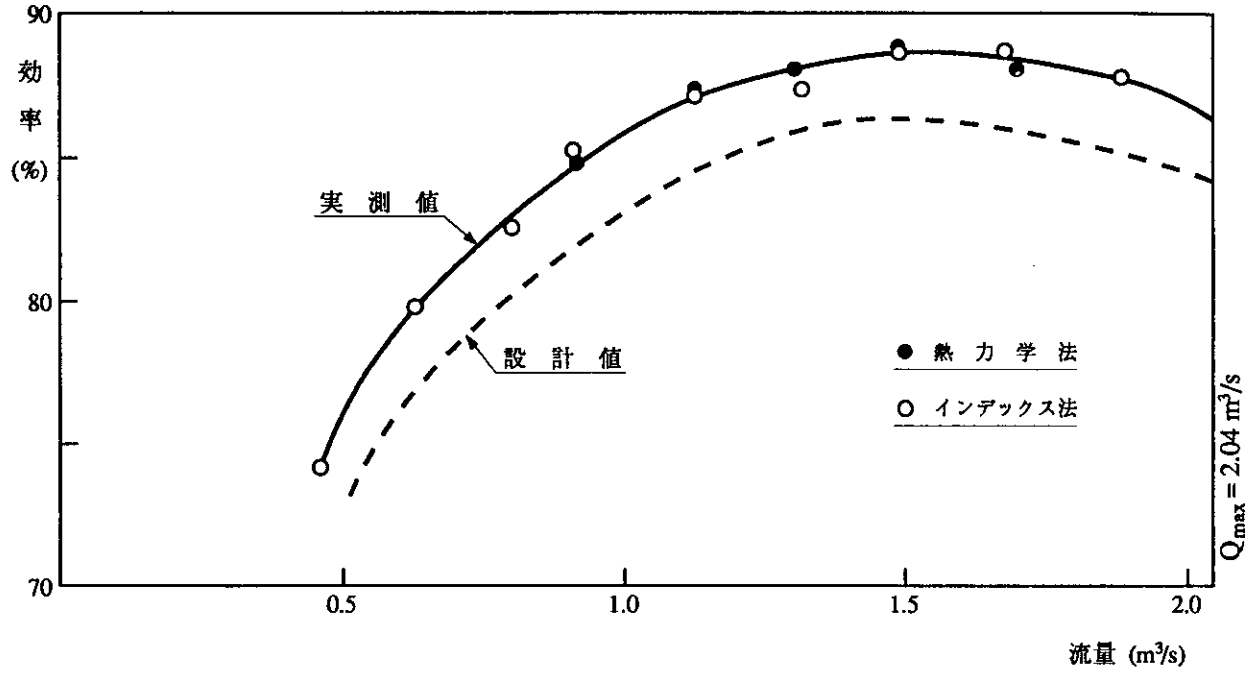
(1)　効率試験は熱力学法及びインデックス法で行われ，軽負荷特性の良好なことが立証された。

(2)　水圧脈動も非常に小さく，50%負荷時の各部の水圧脈動の周波数分析でも，サージング現象発生の証左となる回転速度の 1/3～1/2 の卓越した成分は見当たらなかった。

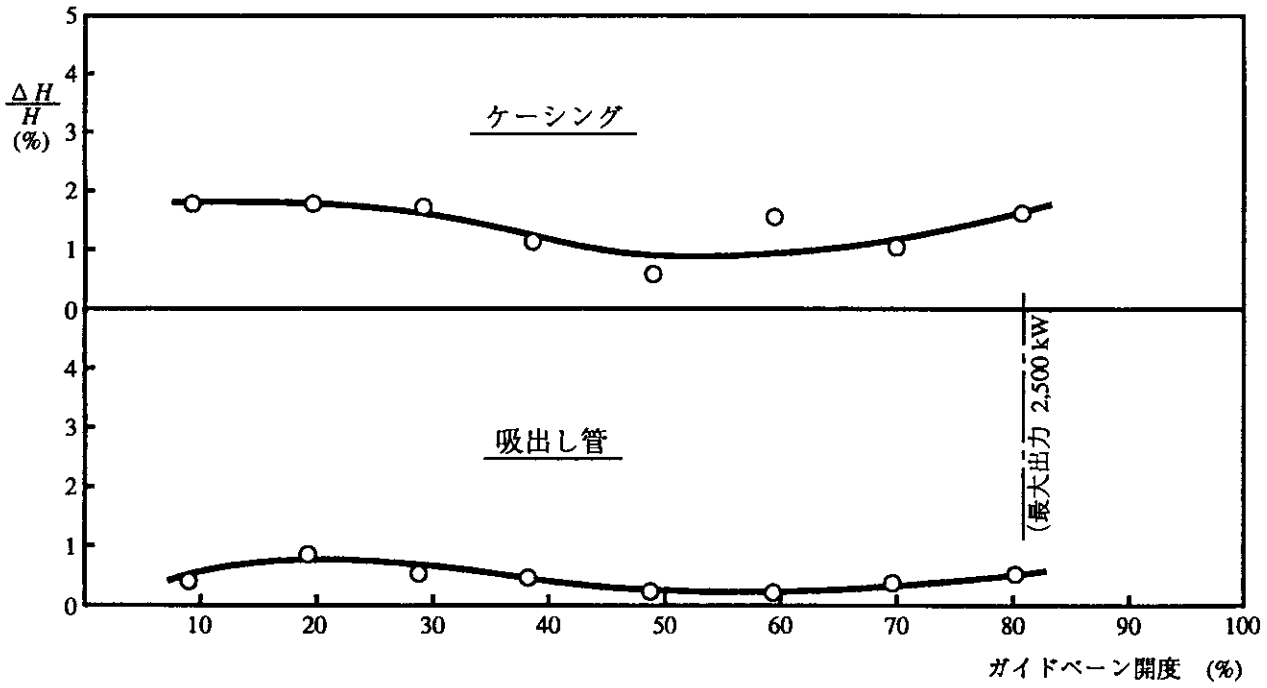
(3)　開度－出力試験時に吸出し管側の騒音を観測したが，キャビテーション特有の音は観測されなかった。各種試験完了後の内部目視点検の結果からも，キャビテーション発生の痕跡は認められなかった。

(4)　機械振動についても，通常の負荷運転時で 10μm 以下，連続無拘束速度試験時にも 40～60μm と，極めて低いレベルであった。

(5)　その他，負荷試験など発電所としての通常の試験も好成績で完了した。



図－５．１　　実測水車効率試験結果



図－５．２　　実測水圧脈動試験結果

表－5.1　各種運転状態における機械振動　（全振幅　μm）

	回転速度 (rpm)	ガイドベーン開度 (%)	発電機出力 (MW)	反水車側軸受			水車側軸受		スピードリング		
				垂直方向	水平方向	軸方向	垂直方向	水平方向	垂直方向	水平方向	軸方向
開度出力試験	1,000	10	80	1	1	6	1	1	1	1	1
	〃	20	480	1	1	6～7	1	1	1	1	1
	〃	30	880	1	1	6～7	1	1	1	1	1
	〃	40	1,210	1	1	7～9	1	2	1	1	1
	〃	50	1,600	1	1	9	1	2	1	1	2
	〃	60	1,930	1	1	8～10	1	2	1	1	2
	〃	70	2,230	1	1	8～10	1	2	1	1	1
	1,000	80	2,500	1	1	7～9	1	3	1	1	1
無拘束速度試験	1,000	8	0	1	1	6～8	1	1	1	1	2～3
	1,534	100	0	4	3	40～60	10～15	5	15～25	10～15	30～40
負荷遮断試験	1,000	23（遮断前）	592（遮断前）	1	1	7	1	1	1	1	1
	→1,173			1	1	7	1	4	3	4	11
	1,000	40（〃）	1,208（〃）	1	1	8	1	2	1	1	1
	→1,342			2	3	25	4	8	5	11	17
	1,000	40（〃）	1,208（〃）	1	1	9	1	2	1	1	1
	→1,475			3	4	53	5	11	9	20	29
	1,000	40（〃）	1,208（〃）	1	1	8	1	3	1	1	1
	→1,580			6	7	88	9	17	11	26	45

6．使用実績

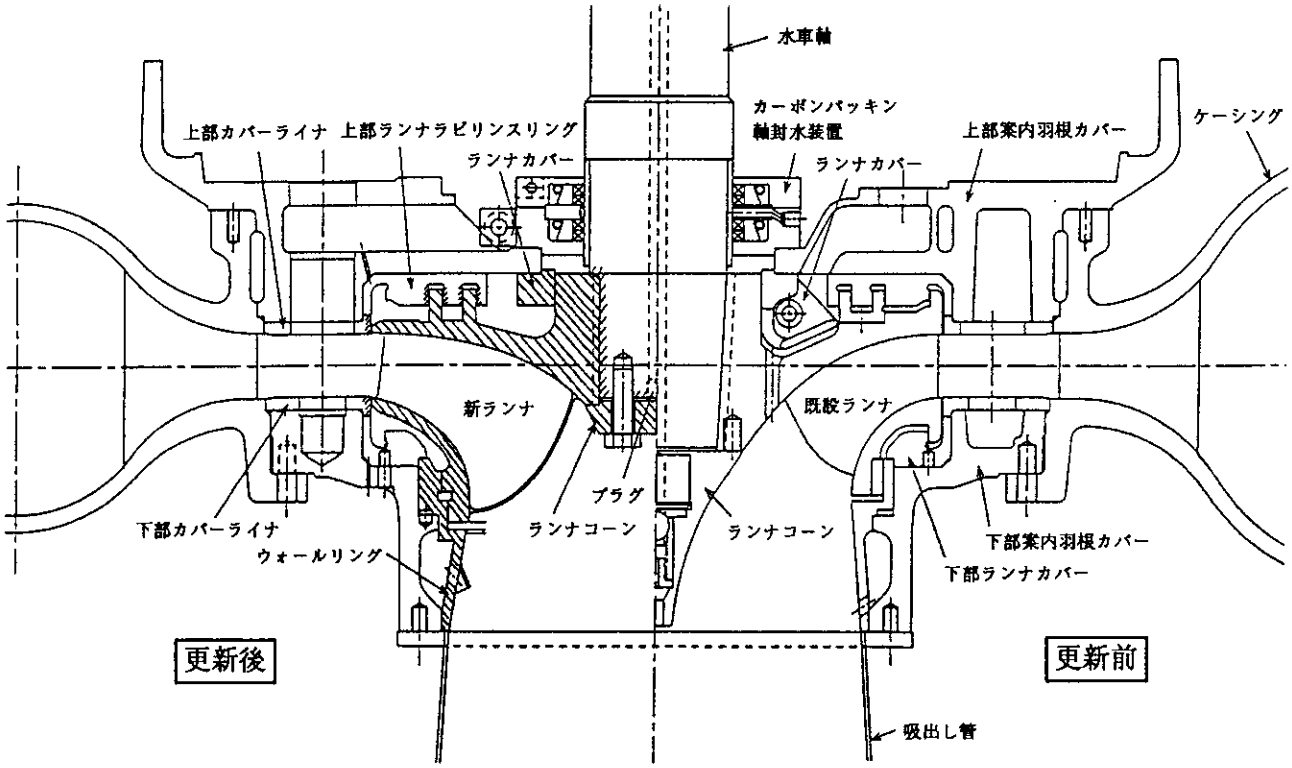
表－6．1 に，軽負荷ランナ・フランシス水車の使用実績を示す。以下に特徴的な発電所について解説する。

6．1　神奈川県，早川発電所

早川発電所は，昭和３１年に建設された，早川本流から取水する流れ込み式発電所であり，水車出力 3,100 kW，落差 173 m，回転速度 1,000 rpm の立軸フランシス水車が設置されている。

昭和６３年，ランナの更新に当たり，軽負荷ランナを採用した。更新に際し，ランナとともに上部吸出し管の形状を一部変更している。旧水車では，上部吸出し管管壁のほかに，水車軸の貫通孔を経てランナコーンから給気していたが，新ランナではランナコーンからの給気は取り止めている。

図６．１ に，ランナ更新前後の断面図を示す。



図－6．1　　早川発電所，ランナ更新前後の断面形状比較

表－6.1　軽負荷ランナ・フランシス水車の採用実績

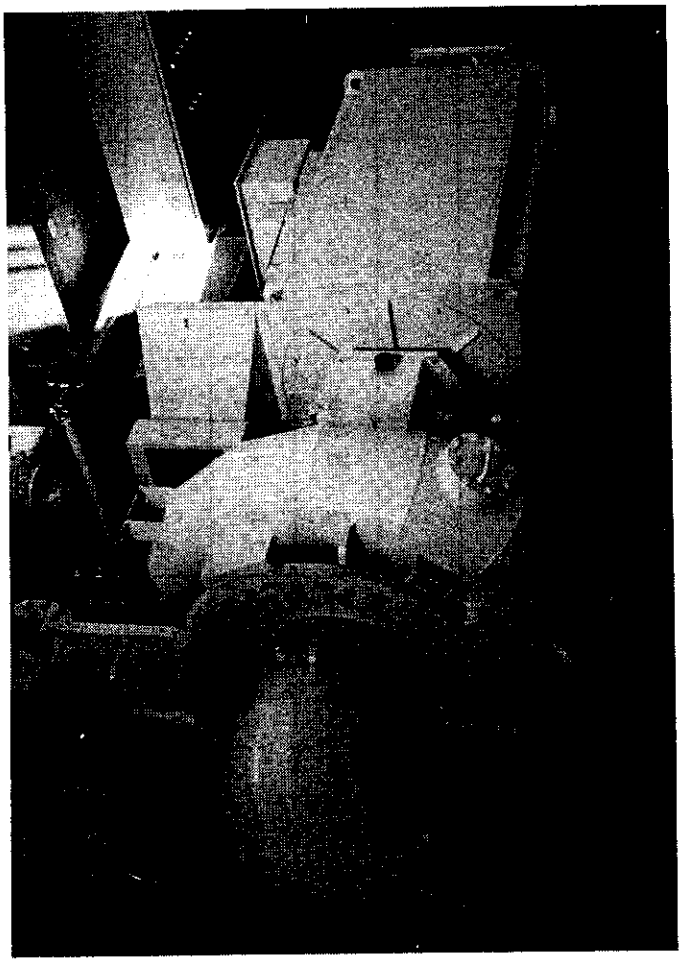
納入先	発電所名	台数	水車出力 (kW)	落差 (m)	回転速度 (rpm)	形式	運転開始年	備考
山梨県	奈良田第三	1	2,620	155.9	1,000	横軸	1984	実証1号機
中国電力	安蔵川	1	3,400	142.95	900	横軸	1985	
新潟県	風倉	1	2,090	58.4	750	横軸	1985	
北海水力発電	大野	1	1,590	68.77	600	横軸	1985	
S.K.H.D.B., Nepal	Kulekhani No. 2	2	16,500	284.1	750	立軸	1985	
中部電力	青原	1	2,000	82.88	600	横軸	1987	
神奈川県	早川	1	3,100	173	1,000	立軸	1988	既設ランナ取替え
群馬県	県央第一水道	1	900	81.82	1,000	横軸	1992	上水道水使用，給気なし
富山県	境川ダム	1	320	97.37	1,200	横軸	(1992)	(建設中)

6.2　群馬県，県央第一水道発電所

県央第一水道発電所は，浄水処理後の上水道水を利用した全国初の発電所であり，浄水池と調整池の間の遊休落差 81.82 m を利用して，840 kW の発電を行う。水車は出力 900 kW，回転速度 1,000 rpm の横軸フランシス水車である。写真－6.1 に水車・発電機の全景を示す。

浄水場で調整された次亜塩素酸ソーダなどの濃度変化を防止するため，水車には一切給気することができない。したがって，軽負荷時の水圧脈動による機器の振動が懸念されたが，平成４年２月の現地試験において，全運転領域にわたって低い振動レベルであることが確認された。

また，浄水池から発電所に至る導水路の途中から分岐取水している水道管に，水車負荷遮断時の水圧上昇が伝播し，水道管に損傷を来たすことが心配された。このため，計画時点から大規模な水道管網の過渡現象解析を行い，悪影響が無いとの結果を得た。実機負荷遮断試験の結果，解析結果どおり問題ないことが確認された。



写真－6.1　　県央第一水道発電所，水車・発電機全景

7．ケース・スタディ地点の増加電力量

昭和５５～５６年に行われた研究開発の成果を基にして，軽負荷ランナと従来ランナで年間発生電力量にどの程度の差があるか検討した。

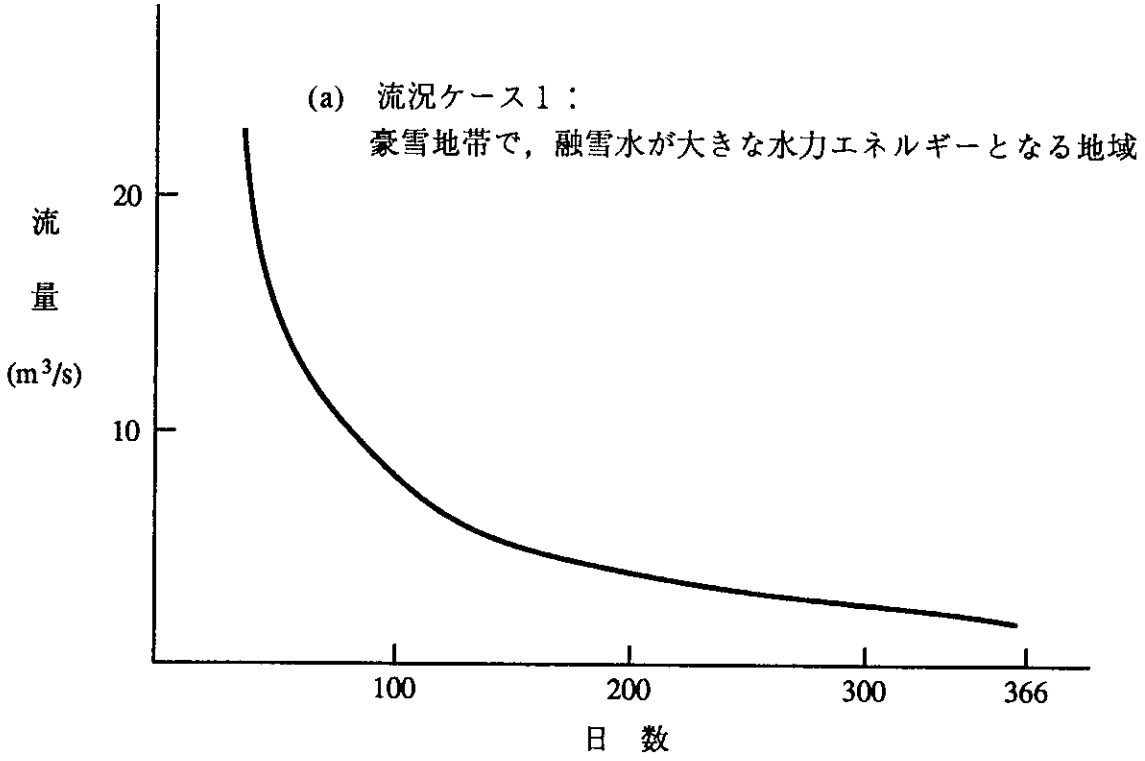
（1） 効率は高比速度（200 m-kW），と低比速度（150 m-kW）の軽負荷ランナの模型効率及びそれ相当の従来ランナの模型効率をベースにした。

（2） 水車の運転範囲の下限としては，先に述べたように，翼間流路渦によるキャビテーション性能によって決めた。その下限値は表－７.１に示す。

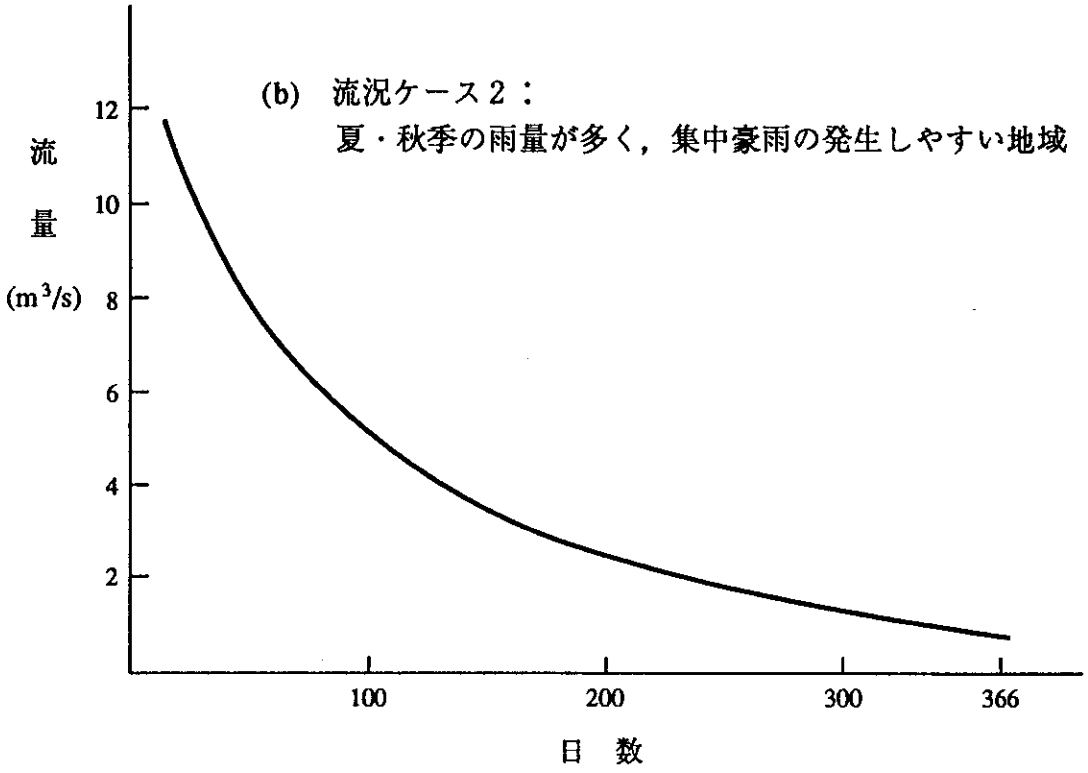
表－７.１　水車下限運転範囲

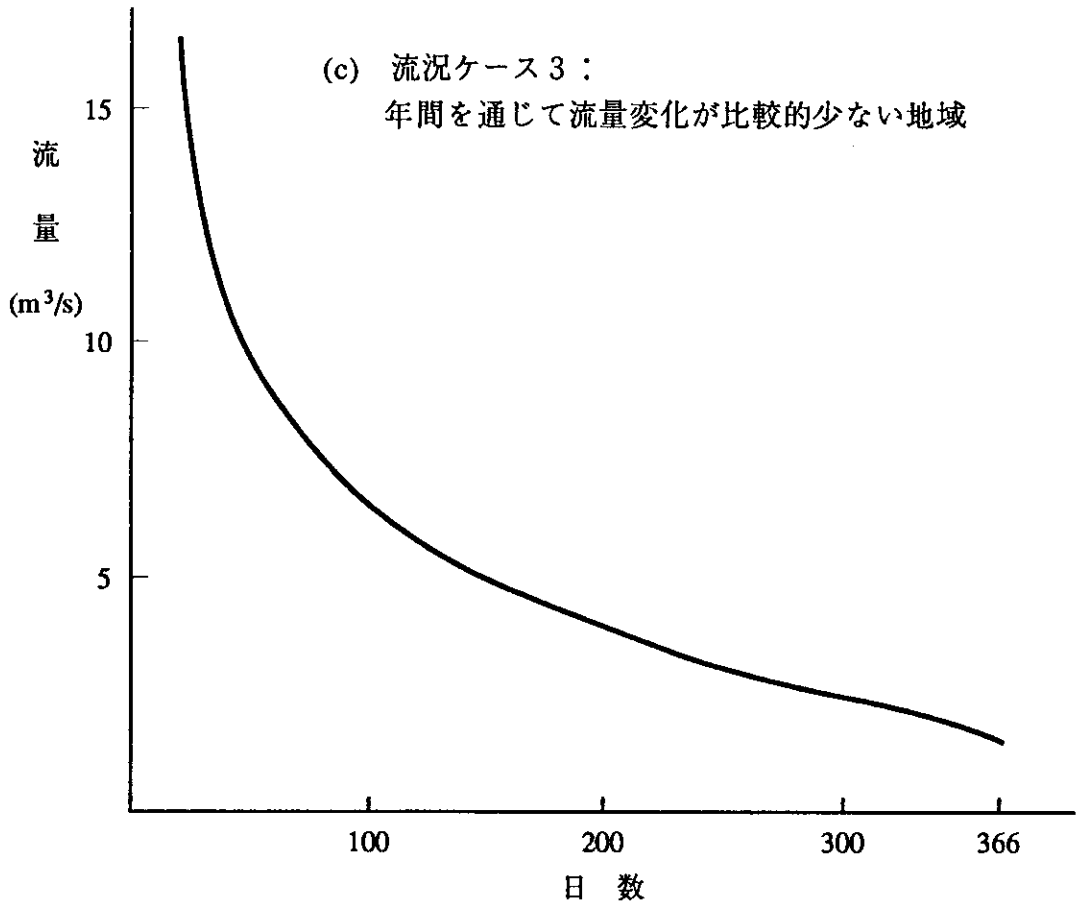
	低比速度（１５０m-kW）		高比速度（２００m-kW）	
	従来ランナ	軽負荷ランナ	従来ランナ	軽負荷ランナ
翼間流路渦の発生流量（%）	４０	２５	６０	４５
運転下限流量（%）	４０	２５	６０	４５

（3） ケース・スタディとして採用する地点の流況として，我が国の代表的な次の三つのパターンを選んだ。図－７.１にそれぞれの流況曲線図を示す。



図－７.１　代表流況曲線


(b) 流況ケース２：
夏・秋季の雨量が多く，集中豪雨の発生しやすい地域
流
量
(m³/s)
12
10
8
6
4
2
100
200
300
366
日 数


(c) 流況ケース３：
年間を通じて流量変化が比較的少ない地域
流
量
(m³/s)
15
10
5
100
200
300
366
日 数

図－７.１　代表流況曲線

（4） これらの流況に適用する，比速度 150，200 m-kW 相当の発電計画を想定し，かつそれぞれの発電規模は kWh 当たりの建設費が最低になる流量を最大使用流量と決定してある。表－７．２ に最適プラントの水力諸元を示す。

表－７.２　最適プラントの水力諸元

流　況			ケース１	ケース２	ケース３
低比速度	水車出力	kW	15,200	10,400	10,400
	流量	m^3/s	12.0 (70日流量)	7.8 (50日流量)	8.0 (70日流量)
	有効落差	m	143.5	148.0	148.0
	回転速度	rpm	600	750	750
	比速度	m-kW	149	149	149
高比速度	水車出力	kW	6,600	4,300	4,300
	流量	m^3/s	8.0 (100日流量)	5.9 (80日流量)	6.0 (110日流量)
	有効落差	m	93.0	81.5	81.5
	回転速度	rpm	720	750	750
	比速度	m-kW	202	202	202

（5） 以上の前提で，各ケースについて従来ランナと新型ランナを採用した場合の年間発生電力量を表－７.３に示す。

表－７.３　年間発生電力量の計算

流　況		ケース１	ケース２	ケース３
低比速度	従　来　型	43.0 GWh (1.00)	29.0 GWh (1.00)	43.0 GWh (1.00)
	新型　（９枚羽根）	56.4 GWh (1.31)	34.6 GWh (1.20)	51.0 GWh (1.18)
	新型（１３枚羽根）	54.4 GWh (1.26)	33.7 GWh (1.18)	50.5 GWh (1.17)
高比速度	従　来　型	21.6 GWh (1.00)	13.0 GWh (1.00)	19.8 GWh (1.00)
	新型（１１枚羽根）	25.3 GWh (1.17)	14.7 GWh (1.13)	22.2 GWh (1.12)
	新型（１３枚羽根）	26.7 GWh (1.24)	15.1 GWh (1.16)	23.3 GWh (1.18)

軽負荷ランナの採用による年間発生電力量の増加は，表－７.３の比較結果で見る限り，12 ～ 31 % 増と大きい。増加割合は流況によっても異り，ケース１のように年間の流量変化が大きいほど，割合は大きくなっている。これは，新型ランナの重負荷時の効率が，従来型ランナに比してほとんど差のない値であるためと，運転下限流量（流路渦の発生流量）が従来型より低く，より広い流量範囲で運転可能となったためである。

過去のフランシス水車では，軽負荷の運転を重視しない計画が多く，当然ダム式ではピーク運転であった。流れ込み式でも，最大使用流量を１００日流量以上にとる例，あるいは複数台並設して運転台数制御する例もあり，またキャビテーション防止のため低流量の運転時間を制限する場合もあった。

流況や運転形態などの違いにより，低流量領域における運転頻度が異なるので，プロジェクトごとに運転時間制限には差異が生ずる。運転下限流量の設定による影響を避け，仮に新型，従来型ランナの下限流量を同一として計算してみると，少なくとも３% 前後の発生電力量の増加を見込むことができる。その後の軽負荷ランナのシリーズ化のための独自の研究結果も考慮し，各種の比速度で両者の年間発生電力量の差が検討されているが，流況による差，下限流量の設定による差は生ずるが，平均して考えれば，数%以上の増加は必ず望めるものと言える。

発電所建設の経済性は，年間発生電力量当たりの総建設費で評価されるものであり，年間発生電力量の５% の増加は，総建設費の５% のコストダウンに等しい。一方総建設費に占める機器費の割合は 20 % 前後の場合が多いので，機器費のみのコストダウンに換算すれば，20 ～ 30 % に相当する。

経済性の向上以外にも，エネルギー資源の少ない我が国にとって，水力エネルギーの発生を高めることはすなわち他の輸入エネルギーの節約につながり，また二酸化炭素の排出問題など，環境保護の観点からも水力発電が見直されている。長期的展望に立てば，エネルギー・環境政策の上からも，発生電力量の増加は意義深いものと考える。

8．費用のケース・スタディ（奈良田第三発電所における経済比較）

軽負荷ランナを採用する場合，従来のランナを使用する場合と，本質的には同一と考えてよい。

基本的に両者のキャビテーション性能がほぼ等しければ，落差に対して比速度も同一にでき，つまり同一の回転速度が採用できるので，発電機の設計も変わらない。またキャビテーション性能が同一であれば，水車の据付位置も変わらない。ランナを中心にその水力的形状は若干差があるが，建屋の大きさを左右するほどの寸法差はない。機器費にも両者に差異はなく，発電所建屋，土木費を左右する要素もないため，総合建設費も両者変わらないものと考えてよい。

奈良田第三発電所を軽負荷ランナ・フランシス水車の実証地点に決定するに当たって行われた経済比較検討を以下に紹介する。

（1） 奈良田第三発電所の計画地点は，地形，地質などの諸条件から，取水ダム位置，発電所位置などの制約を受け，ルート検討結果からも落差としては 160 m 程度に限定される。

（2） この落差条件と，流況（図－8.1）より考えて，適用可能な水車機種は，横軸フランシス水車と横軸ペルトン水車であり，横軸フランシス水車では更に従来型と新型の比較を行う。

（3） 最適の発電規模については，流量 1.02，1.36，1.70，2.04，2.38，2.72 m^3/s で比較し，最大使用流量は 2.04 m^3/s と決定した。これは 77 日流量に相当する。

（4） 機器費について横軸フランシス水車と，横軸ペルトン水車の場合で算出し，新型と従来型で特にフランシス水車の価格を変えない。

（5） 土木費，建屋費は，横軸のため，各機種同一とした。

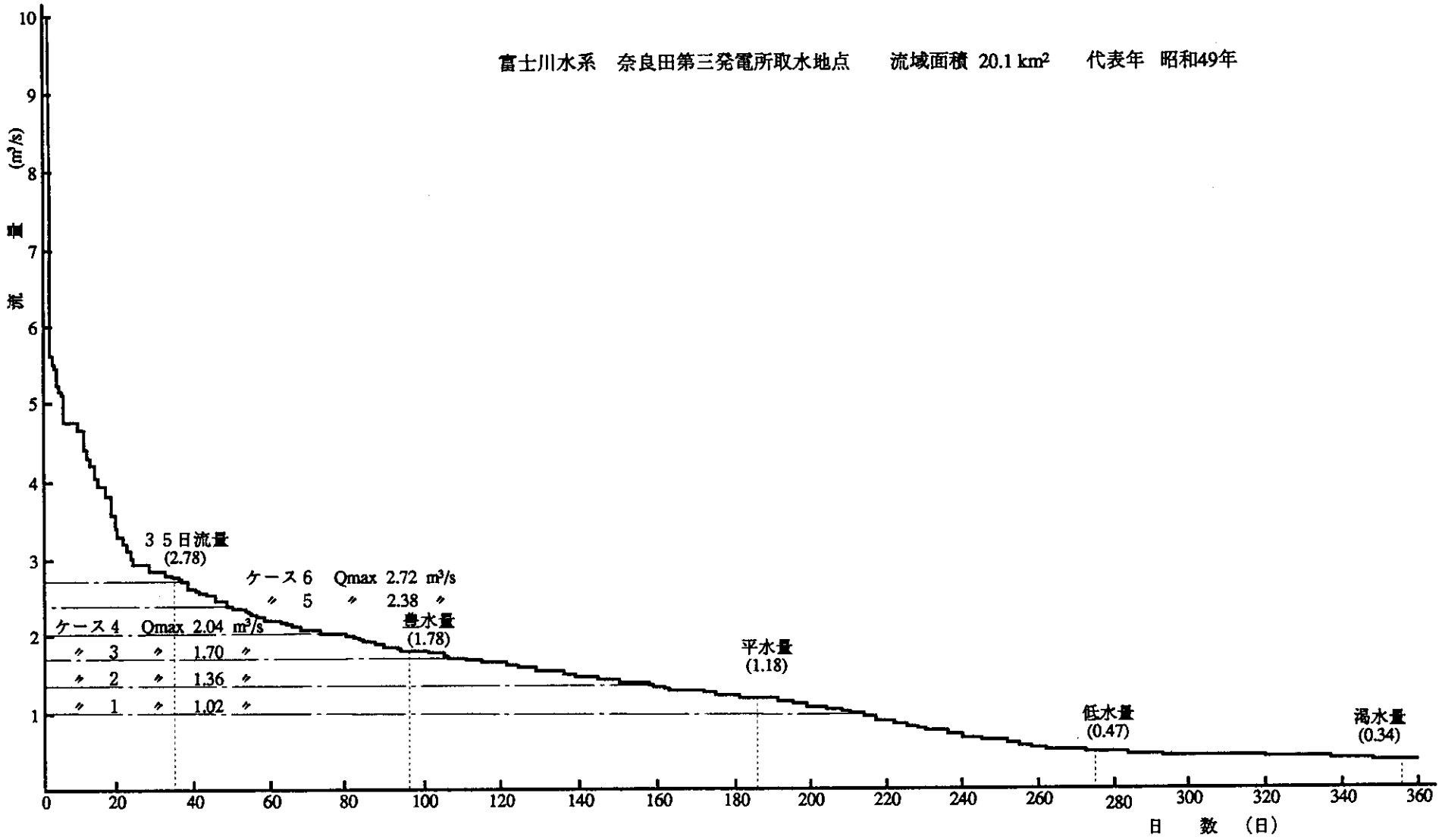
（6） 年間発生電力量の算定には，水車，発電機の各機種ごとの効率特性（図－8.2 に水車の特性を示す）を使用した。

（7） 新型フランシス水車及びペルトン水車の運転下限値として，最大使用流量の20% までとした。従来型フランシス水車については 40 % を下限値とした。

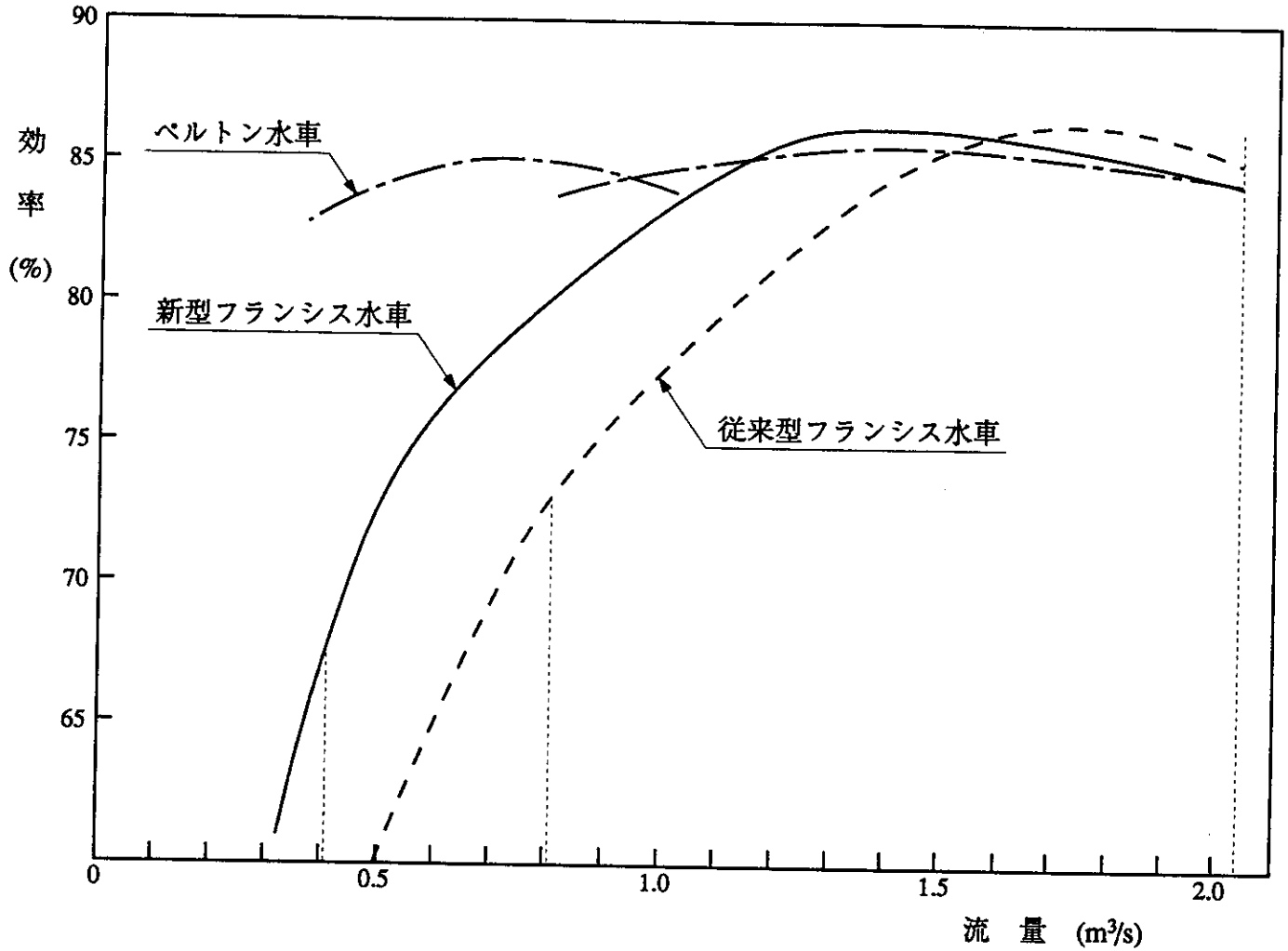
以上の前提で年間発生電力量を計算すると表－8.1のようになる。また機種別の建設単価の計算結果が表－8.2である。

表－8.2に見られるように，ｋＷｈ当たりの建設単価の比較では，新型フランシス水車の場合が 222 円／kWh，ペルトン水車の場合が 230 円／kWh，従来型フランシス水車の場合 244 円／kWh で，奈良田第三発電所の場合，新型ランナを採用したフランシス水車が最も経済性が高いとの結果が得られた。

奈良田第三発電所の場合，軽負荷ランナの採用以外にも，機器の簡素化が徹底して図られたプラントであり，実際には更に経済性の向上した開発となっている。



図－８．１　　奈良田第三発電所流況曲線



図－８.２　　各種水車の効率性能

表－８．１　　機種別年間可能発生電力量の計算結果

流入量区分	平均流量	新型フランシス水車・発電機（横軸）						従来型フランシス水車・発電機（横軸）						ペルトン水車（２ノズル）・発電機（横軸）					
		η_T	η_G	$\eta_{T\cdot G}$	日数	使用水量	電力量	η_T	η_G	$\eta_{T\cdot G}$	日数	使用水量	電力量	η_T	η_G	$\eta_{T\cdot G}$	日数	使用水量	電力量
(m^3/s)	(m^3/s)	(%)	(%)	(%)	(日)	(m^3/s-d)	(kWh)	(%)	(%)	(%)	(日)	(m^3/s-d)	(kWh)	(%)	(%)	(%)	(日)	(m^3/s-d)	(kWh)
2.04	2.04	84.2	95.2	80.2	70	140	4,119,665	85.0	95.2	80.9	70	140	4,182,239	84.2	94.7	79.7	70	140	4,067,760
2.04～1.60	1.80	85.3	95.4	81.4	60	108	3,225,579	86.2	95.4	82.2	60	108	3,278,143	85.0	94.7	80.5	60	108	3,169,485
1.60～1.20	1.40	86.2	95.0	81.9	50	70	2,103,495	84.2	95.0	80.0	50	70	2,067,856	85.3	94.5	80.6	50	70	2,056,847
1.20～0.81	1.00	83.2	93.5	77.8	55	55	1,570,008	77.4	93.5	72.4	55	55	1,470,393	84.6	93.7	79.3	55	55	1,590,028
0.81～0.41	0.61	76.0	90.2	68.6	40	24	603,200	—	—	—	—	—	—	84.8	91.3	77.4	40	24	677,207
0.41	0.41	67.8	85.0	57.6	48	20	422,680	—	—	—	—	—	—	83.3	88.8	74.0	48	20	539,549
計	—	—	—	—	323	417	12,044,627 (1.095)	—	—	—	235	375.8	10,998,631 (1.000)	—	—	—	323	417	12,100,876 (1.100)

計算諸元	新型フランシス水車・発電機（横軸）	従来型フランシス水車・発電機（横軸）	ペルトン水車（２ノズル）・発電機（横軸）
有効落差（平均）	156 m	157 m	155 m
最大使用水量	2.04 m^3/s	2.04 m^3/s	2.04 m^3/s
最大出力	2,500 kW	2,500 kW	2,500 kW
最小使用水量	0.41 m^3/s（最大使用水量の20%まで運転）	0.81 m^3/s（最大使用水量の40%まで運転）	0.41 m^3/s（最大使用水量の20%まで運転）
回転速度	1,000 rpm	1,000 rpm	333 rpm

・年間可能発生電力量の計算式　　$kWh = 9.8 \times H \times \Sigma Q \times 24 \times \eta_{T\cdot G}$

H：有効落差（m）

ΣQ：発電使用水量（m^3/s-d）　……　平均水量×日数

$\eta_{T\cdot G}$：水車・発電機合成効率　……　平均有効落差における平均流量ごとの水車効率（η_T）と発電機効率（η_G）の積

表－8.2　機種別建設単価一覧

項目 ＼ 機種 / 単位	単位	新型フランシス水車・発電機	従来型フランシス水車・発電機	ペルトン水車・発電機
工事費				
建物関係	百万円	100	100	100
土木関係	〃	1，520	1，520	1，520
機械装置	〃	500	500	600
その他	〃	560	560	560
総工事費	〃	2，680	2，680	2，780
最大出力	kW	2，500	2，500	2，500
年間可能発生電力量	MWh	12，045	10，999	12，101
建設単価	千円/kW	1，072	1，072	1，112
〃	円/kWh	222	244	230

9. 留 意 点

軽負荷ランナの開発の目的は，流れ込み式の発電所を対象にして，少ない流量でも，安全に，かつ高効率で運転できる新型水車の開発研究であった。それゆえ，ダム式でピーク発電する様な発電所は従来型が適している場合が多い。ただし，発電所の形態としてはダム式であっても，利水放流に従属した発電の場合には，当然流量の変化も多いので，充分新型水車検討の対象となる。また，農業用水を主体にした発電計画でも，かんがい期，非かんがい期での流量変化は非常に大きく，この新型水車を採用すれば有利な運営が期待できる。

ただし，フランシス水車の基本的な特性として，比速度が高くなるほど運転下限流量が大きくなり，軽負荷ランナでは従来ランナに比してその範囲を拡大できるものの，比速度の小さい場合の様に 20 ～ 50 % 流量でも，安全に高効率運転できるというわけではない。落差が低く，比速度の高い場合には，他の機種，例えばチューブラ水車などとの比較が必要である。

第１３章　クロスフロー水車

１．はじめに 581

２．作動原理 583

３．性　　能 584
3.1 効　率 584
3.2 無拘束速度 584
3.3 過渡特性 584
3.4 据付け高さと有効落差 585

４．標準化水車と構造 587
4.1 ランナ 587
4.2 ケーシング 587
4.3 ガイドベーン及びガイドベーン操作機構 587
4.4 水車軸及び軸受 587
4.5 吸出し管 587
4.6 増速機 587

５．規　格 590

６．留意点 591

７．使用実績 591
7.1 使用実績 591
7.2 津軽発電所 591

1. はじめに

クロスフロー水車は、小水力発電用水車として開発され、１９８１年２２２ｋＷの国内初号機の運転開始以来、１，２００ｋＷ以下の領域で実用化されている。図1.1 にクロスフロー水車の適用表を示す。

クロスフロー水車では、水圧鉄管より流入した水がノズル部へ入り、ガイドベーンによって上下の流路に分かれて加速整流され、所定の流入角で円筒かご型のランナに流入する。この場合、反動水車と違ってランナ外周の一部（通常８０～１２０度の範囲）から部分流入する。ランナ外周の一部より流入した水は、羽根を通ってランナの内部空間を横切り、もう一度羽根を通って外周に流出する。このように、空中で回転するランナに対し水がクロスするので、クロスフロー水車と呼ばれている。

クロスフロー水車の特徴は次のとおりである。

(1) 落差が５～１００ｍで比較的小流量の地点に採用される。
(2) ガイドベーンは１枚で通常軸方向に軸長の1/3と2/3の部分に２分割されており、負荷に応じて切替運転を行うことにより広い負荷範囲で良好な効率が保てる。
(3) 変落差特性は、フランシス水車・ペルトン水車と比べ大差がない。
(4) 構造が簡単なため、フランシス水車に比べ部品点数は約１／２である。
(5) ランナ軸方向長さを変えることにより、比速度の変化に対応できるため、比速度に応じ水力形状を変える必要がない。このため、部品点数が少ないことと相まって標準化・系列化が容易である。
(6) 軸方向スラストが生じないのでスラスト軸受が不要である。
(7) ランナ、ガイドベーンは鋼板溶接構造を採用しているため製作時間が短い。
(8) 増速機・発電機を含めて共通台床に工場で組立てが可能であるため、据え付けコストが低減できる。

クロスフロー水車は、ランナを空中で回転させるために、ランナは放水面より上に設置する必要がある。このランナと放水面までの高さが据付け上あるいは洪水位等の理由により、大きくなる場合には吸出し管を設けてこの高さの一部を回収することがある。この場合、後述のようにケーシング内部の気圧が下がり、ランナが水没する危険があるため、スプリングバルブ等により、少量の空気を自動的に吸気し、一定の気圧以下には下がらないようにする工夫がなされている。

このように、クロスフロー水車はランナが放水面より上にあって水車本体の大部分が露出しており、さらに上部ケーシングの一部が簡単に分解できるため、水車内部の点検・保守が行いやすい水車である。

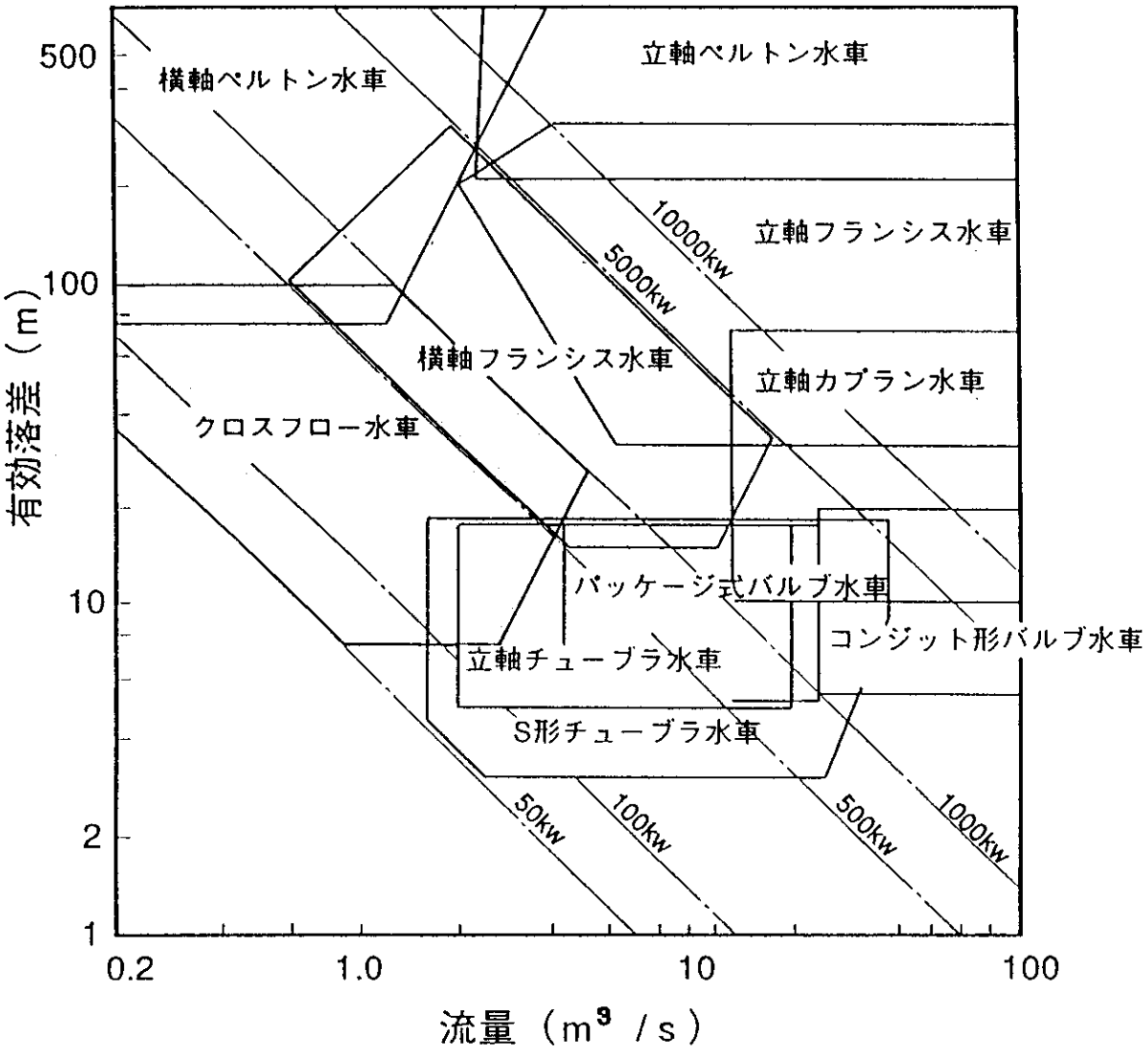

500
100
10
2
1
0.2
1.0
10
100
有効落差（m）
流量（m³ / s）
横軸ペルトン水車
立軸ペルトン水車
立軸フランシス水車
横軸フランシス水車
立軸カプラン水車
クロスフロー水車
パッケージ式バルブ水車
コンジット形バルブ水車
立軸チューブラ水車
S形チューブラ水車
10000kw
5000kw
1000kw
500kw
100kw
50kw

図1.1 水車適用表

2. 作動原理

従来クロスフロー水車の作動原理は、ノズルにより加速された流れがランナ入口で噴流になると仮定し、ランナ内の流れを図2.1 の破線に示すような流線で代表させて説明してきた。それによれば、ランナ外周より翼列（第１段翼列と呼ぶ）に流入した流れはすべてランナ内部を横切り、再び翼列（第２段翼列と呼ぶ）を通ってランナ外周へ流出することになる。しかし、内部流れの可視化実験により、従来からいわれている横断流のほかに、図2.2 に示すように第１段翼列に流入した流れの一部はランナ内の空間部に流出することなく、翼列内部で反転して外周から流出してしまうのが観察された。この第１段反転流は、ノズルの下側から入った流れに押されて、ノズル上側から入った流れの一部が横断できなくなるためである。

また、この可視化実験により、ランナ内部の横断流がランナ羽根出口角の影響を受け、ランナ出口角が大きくなるにつれ、横断流と主軸の干渉が起こりやすいことが、観察された。

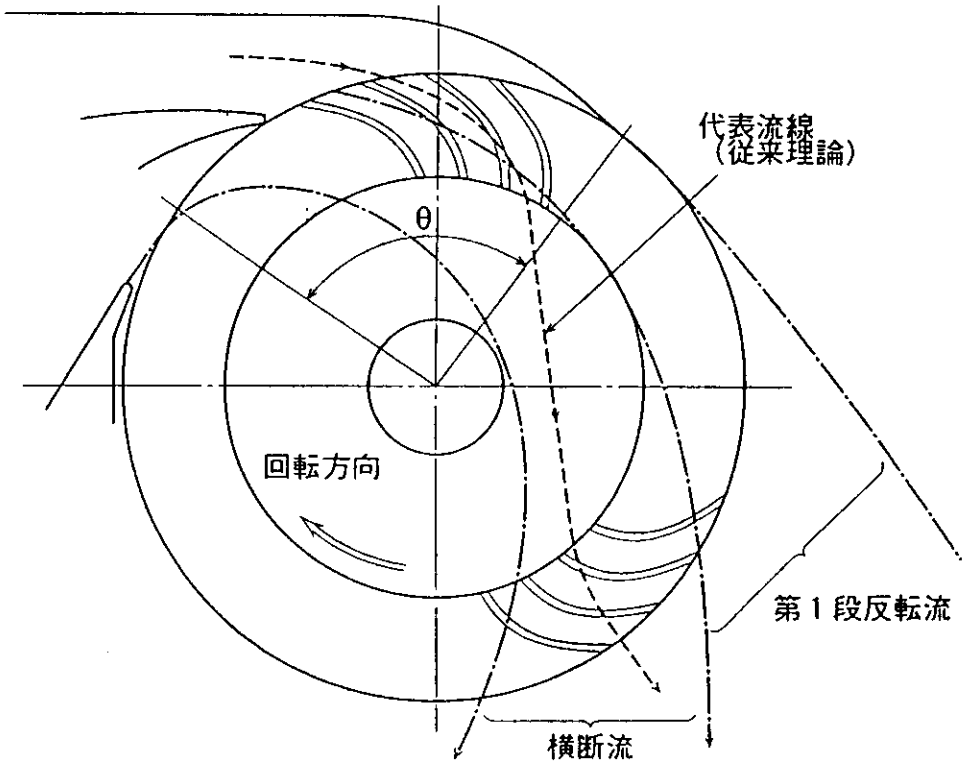


図2.1 ランナ内の流れ

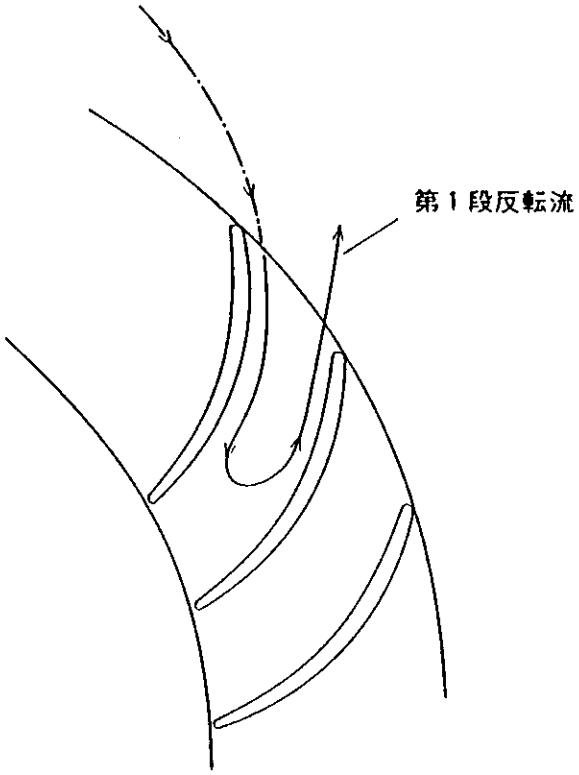


図2.2 第１段反転流のフローパターン

3. 性　能

3.1 効率

図3.1 に、クロスフロー水車の流量に対する効率試験結果を、フランシス水車及びペルトン水車と比較して示す。比較は比速度８５ｍ－ｋＷ，水車出力0.5 MWの条件でクロスフロー水車の効率を１００％として行った。この図から、完全衝動形のペルトン水車に比べクロスフロー水車の変流量特性は良くないことが分かる。これは、ガイドベーンを閉じていくことによりノズルの下側流路が急拡大流れとなって剝離し、損失が増大するためである。しかし、フランシス水車に比べ、低流量域でランナ出口に旋回流が発生することもなく、サージングも起こらないので、小流量範囲まで支障なく運転できる。

図3.2 は、図3.1 と同一の水車の性能を横軸に最高効率点における単位回転速度で無次元化した単位回転速度として比較している。この図から、クロスフロー水車の変落差特性はペルトン水車，フランシス水車と比べ大差ないことが分かる。

3.2 無拘束速度

クロスフロー水車のランナは、空中でガイドベーンから出た流れを受ける。このため、無拘束状態でのランナの周速度は、ガイドベーンから出た流れの周方向成分とほぼ等しくなる。また、クロスフロー水車の最高効率点におけるランナ周速度は、ペルトン水車と同様にほぼガイドベーンからの流出速度の1/2 であるため、無拘束速度は最高効率点における回転速度（通常はほぼ定格回転速度）の約２倍となる。

3.3 過渡特性

クロスフロー水車では、ガイドベーン開度一定の状態で回転速度を上昇させると、ペルトン水車とは異なり、わずかに水車流量が小さくなる。このため、負荷遮断が起こると回転速度が無拘束速度まで上昇することにより、水車流量が絞られ、水圧上昇が発生する。その割合はフランシス水車等の反動水車に比べ小さいものである。

3.4 据付け高さと有効落差

クロスフロー水車ランナは、ペルトン水車と同様に空中で水を受けるので、ランナの据付けは、ランナ下端が放水面の波立ちを考慮しても水面に当たらないすれすれの位置とするのが一般である。しかし、立地条件などからランナの据付け位置を下げられない場合には、吸出し管を取り付けてランナと放水面間の落差を回収することが行われる。この回収は吸出し管内の空気が、ランナから排出された水のかくはん作用により水とともに吸出し管外へ流出し、ランナ周りの気圧を減圧することにより行われる。この場合のＨｓ回収量は、吸出し管の水位と放水位との差とはならず、Ｈｓの５０から８０％程度となる。これは、吸出し管内が水と空気の混相流となるためである。ランナ周りの気圧が減圧されると吸出し管内の水位が上昇し、ランナが水没する可能性がある。このため、クロスフロー水車には真空破壊弁を設置する必要がある。

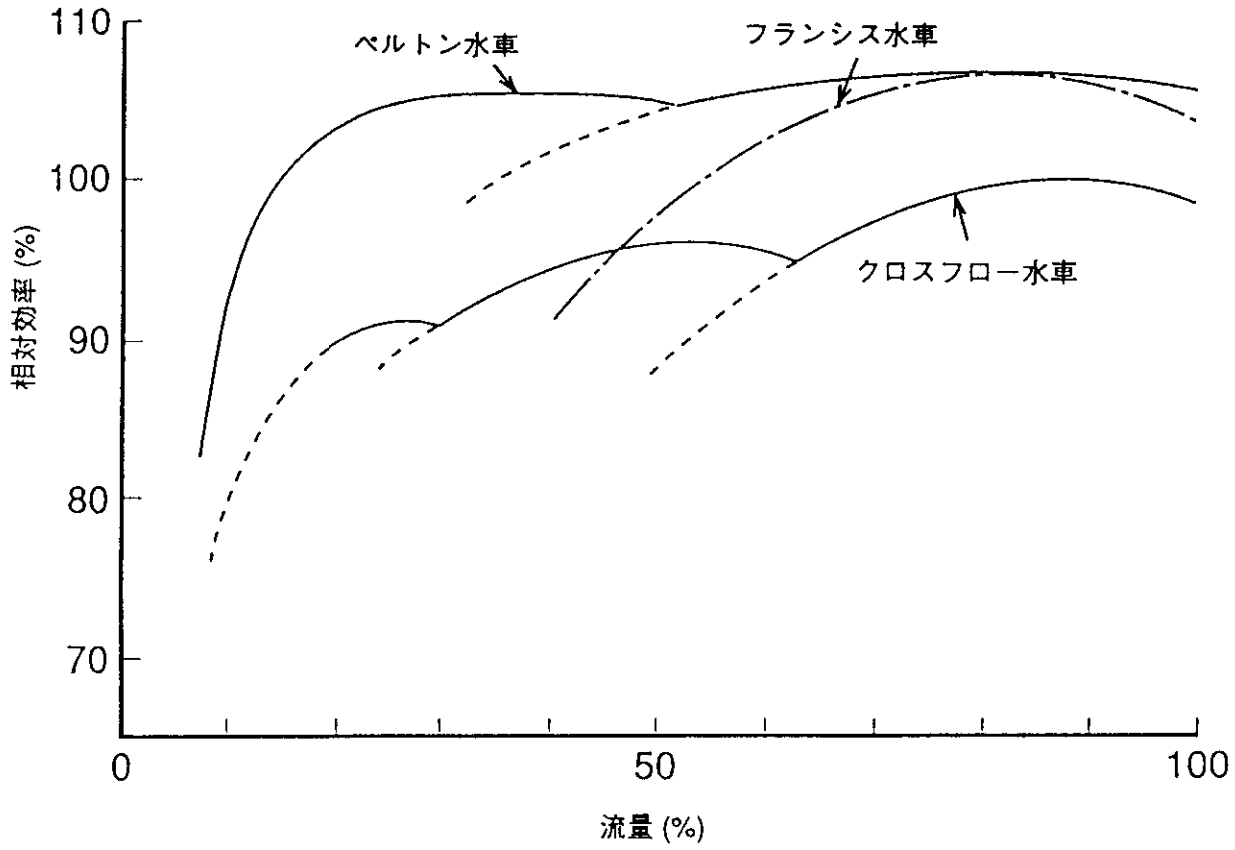


図3.1　変流量特性比較図

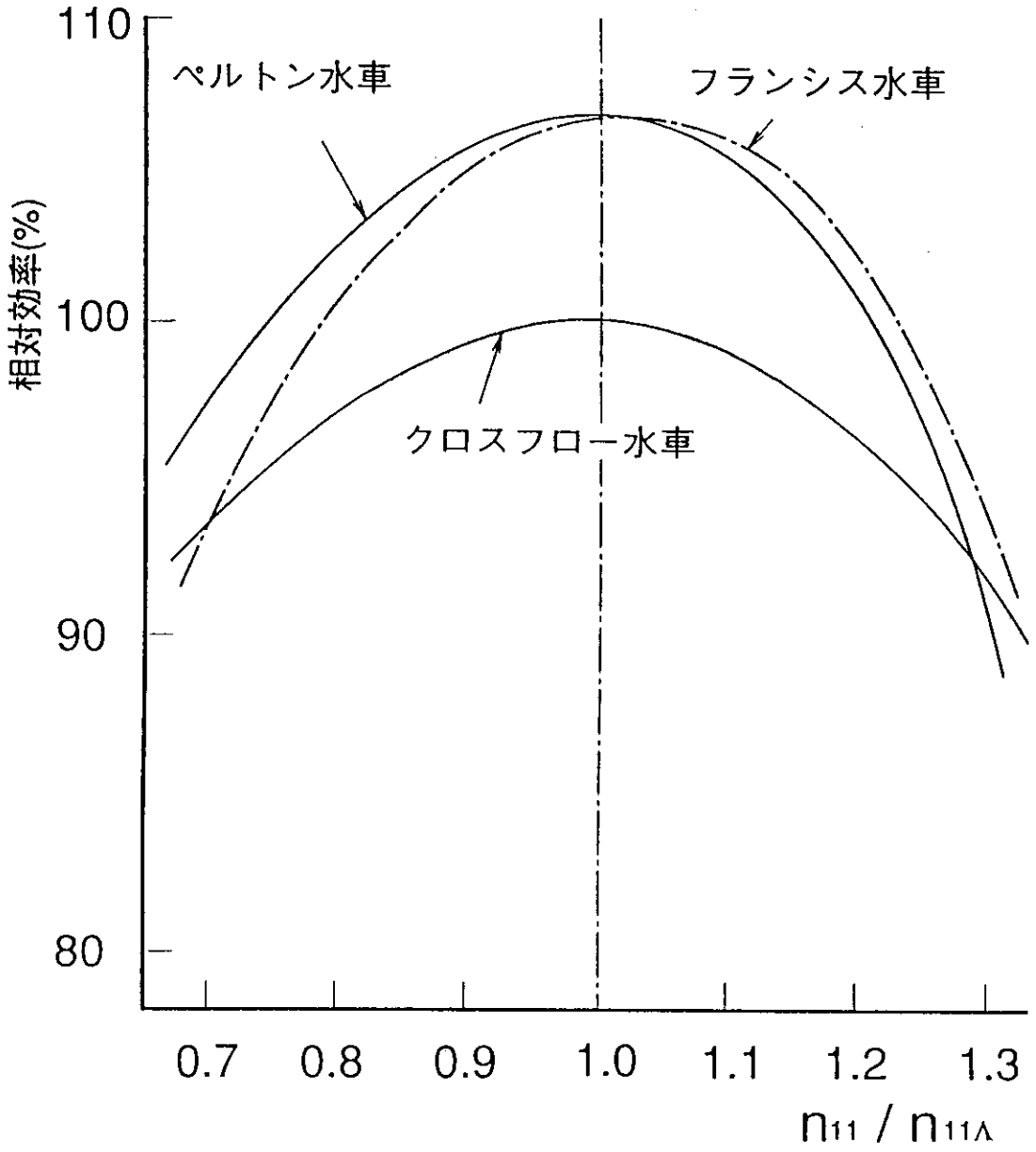


図3.2　変落差特性比較図

4. 標準化水車と構造

クロスフロー水車は前述のように標準化・系列化が容易であるため、各社独自で開発が進められ、シリーズ化が完了している。図4.1 にクロスフロー水車の適用表の例を示す。図は有効落差、流量が求まれば水車のランナ径（D）、概略回転速度及び概略出力を読み取ることができる。また、図中のアルファベットは形式記号を表し、図4.2 に示す外径寸法表と対応している。各部材に対する標準構造を下記に示す。

4.1 ランナ

鋼板溶接構造でできており、羽根両端が両側板に等間隔に溶接固定されている。

4.2 ケーシング

鋼板溶接構造でできており、ガイドベーン軸を支える軸受が取り付けられている。ガイドベーン取付け位置より下流側はノズル形状となっており、流水を加速するとともに、ランナに対して効率の良い流れとなるように流水面の形状が決められている。また、フランジにて数ブロックに分割できる構造となっており、コーナケーシングを取り外すことにより容易にランナ等の分解・点検を行うことができる。

4.3 ガイドベーン及びガイドベーン操作機構

ガイドベーンは鋼板製でガイドベーン軸にピン打ち又は溶接により固定されている。一般的に、ガイドベーンは長手方向に約２：１の比率で２分割され、各々単独で操作することにより変流量特性を改善する高効率運転が行われる。ガイドベーン操作機は、付帯設備が簡単となる電動操作機が広く用いられている。

4.4 水車軸及び軸受

水車軸は炭素鋼又はステンレス鋼を使用し、通常はランナと一体となっている。水車軸は軸封水装置を経てケーシング内から外部に貫通し、ケーシング外部に取り付けられている二つの軸受により支持される。軸受は、保守・交換の容易な転がり軸受が広く用いられる。水車軸のたわみや据付け誤差が吸収できるよう自動調芯式の転がり軸受が採用される。

4.5 吸出し管

鋼板溶接構造でできている。水車中心から放水面までの距離が有効落差に対して小さい場合は、吸出し管の下部は放水面以下とせず、ランナ排棄水の排出管として扱う。これにより、吸出し管給気弁が省略できる。洪水位等の関係で放水位に対して水車中心を高く設置する必要がある場合は、吸出し高さを回収するため吸出し管の下端は放水面以下に設定する。この場合は、コーナケーシングに給気弁を設け、その開度を調整することにより、運転中の吸出し管内の水位を適切な位置に保ち、吸出し高さを有効に回収する。

4.6 増速機

水車の回転速度は、水車特性及びランナ強度の点で発電所の落差と流量から選定し得る範囲が限定される。一方、発電機は回転速度を大きく選べば機体が縮小されるので、増速機で回転速度を増加するとトータルな機器価格が有利となる場合がある。落差が低く、機器が大型の場合には、増速機を採用する場合が多い。

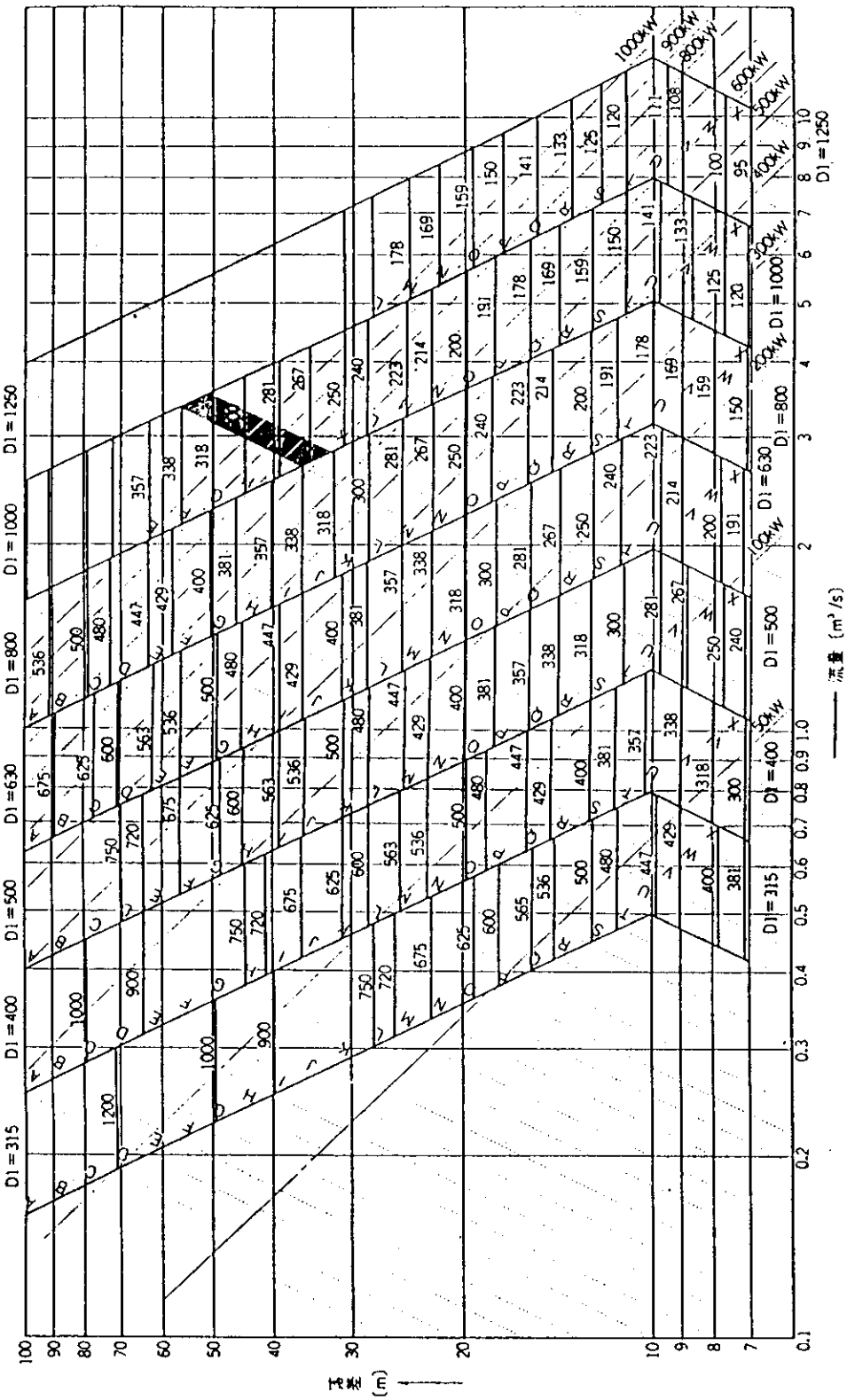
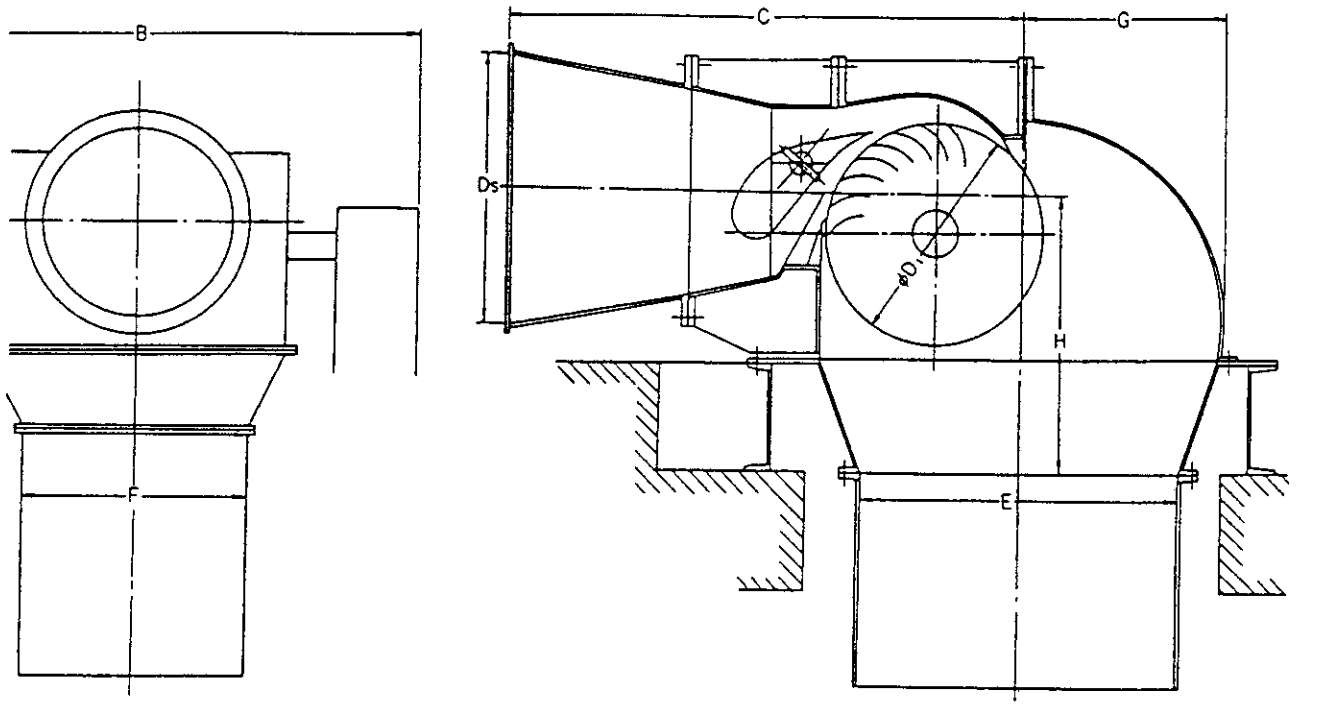


図4.1 クロスフロー水車適用表



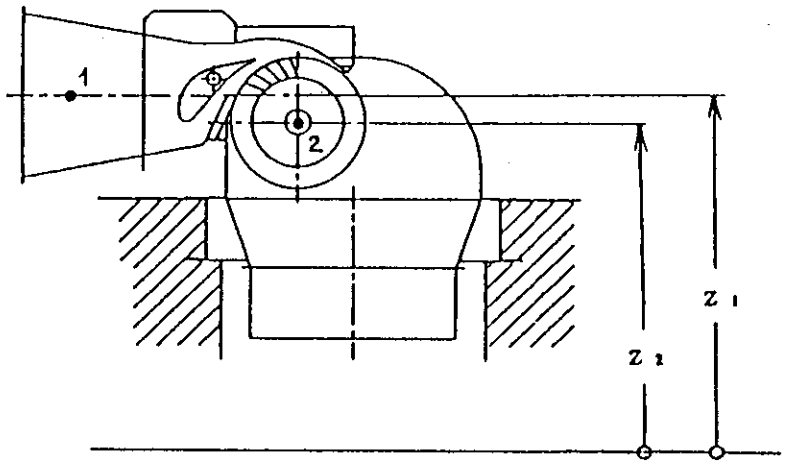
（単位：mm）

寸法記号	形式記号 A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X
D	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
C	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2550	2750	2950	3200	3450	3700	3950	4300	4600
Ds	560	595	630	670	675	750	790	840	890	940	995	1055	1120	1180	1255	1330	1410	1490	1580	1670	1770	1875	1990	2105
E	735	735	735	1035	1035	1035	1460	1460	1460	1460	1460	1460	1460	1460	1460	1460	1460	1460	1460	1460	1460	1460	1460	1460
F	480	540	605	480	540	605	480	540	605	680	760	850	960	1075	1205	1355	1520	1705	1910	2145	2405	2700	3030	3400
H	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
G	920	920	920	920	920	920	920	920	920	920	920	920	920	920	920	920	920	920	920	920	920	920	920	920

図4.2 外径寸法表

5. 規　　格

クロスフロー水車は、その開発の歴史は古いものの、国内で実用化されたのは近年に入ってからである。このため、水車の規格、例えば有効落差等を定義するＪＥＣ１５１においても、クロスフロー水車に関する記述が無い状態である。しかし、現在改定中のＪＥＣ１５１（新規格においてはＪＥＣ４００１となる予定）では、図5.1 に示すように有効落差を定義する等、精力的に規格化が進められている。



$$H = \frac{p_{abs1} - p_{abs2}}{\overline{\rho}\, g_2} + \frac{v_1^2}{2 g_2} + (z_1 - z_2)$$

ただし　$\overline{\rho} = \dfrac{\rho_1 + \rho_2}{2}$

ここに，

H	：	有効落差	(m)
p_{abs}	：	絶対圧力	(Pa)
v	：	平均流速	(m/s)
z	：	標 高 差	(m)
ρ	：	水の密度	(kg/m^3)
g	：	自由落下の加速度	(m/s^2)

添字１：高圧側指定点

添字２：低圧側指定点

図5.1 有効落差算出式

6. 留意点

クロスフロー水車のランナ長さ／ランナ径の比は、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、ランナ長さが長くなり、強度面に問題が生じる可能性があるので、比速度の選定には注意を要する。

7. 使用実績

7.1 使用実績

５００ｋW以上のクロスフロー水車の国内使用実績を下表に示す。

納入先	発電所名	最大出力(kW)	最高落差 (m)	回転速度(rpm)
富山県	大長谷第５	1,270	62.9	480.0
北海道開発局	鹿の子ダム	792	29.26	279.0
鳥取県日南市	新日野上	717	23.01	200.0
岡山県	倉見	710	77.5	730.0
津軽広域水道	津軽	705	59.5	385.0
高知県	桐見	658	42.5	318.0
山口県	小瀬川	633	27.27	280.0
熊本県	氷川	617	30.7	270.0
水資源公団	室生ダム	613	43.8	326.0
山梨県	荒川ダム	532	63.3	600.0
北海道電力	壮瞥	507	25.3	500.0

7.2 津軽発電所

クロスフロー水車の使用例として、津軽広域水道企業団殿向け津軽発電所の仕様を下記に示す。また、図7.1 に主機全体図を示す。

(1) 水車仕様

- 形　　式　　横軸クロスフロー水車
- 有効落差　　59.51 m
- 使用水量　　最大 1.537 m^3/s
- 水車出力　　705 kW以上
- 回転方向　　発電機側より見て反時計方向

(2) 発電機仕様

- 形　　式　　横軸回転界磁形三相同期発電機
- 出　　力　　720 kVA
- 電　　圧　　6,600 V
- 電　　流　　62.6 A

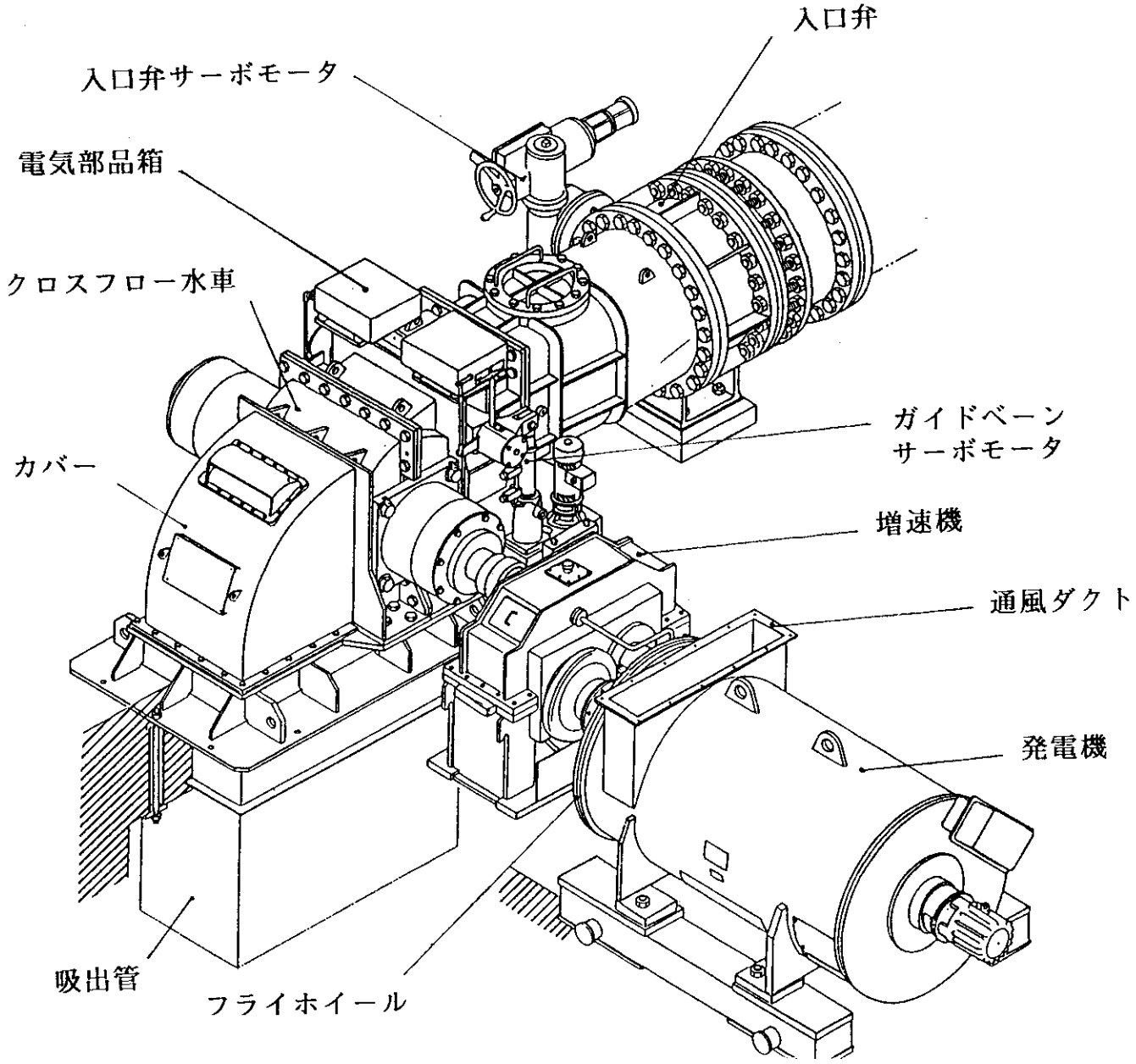

入口弁
入口弁サーボモータ
電気部品箱
クロスフロー水車
ガイドベーン
サーボモータ
カバー
増速機
通風ダクト
発電機
吸出管
フライホイール

図7.1　主機全体図

第１４章　一体形水車発電機

１．はじめに 595

２．適用範囲 596

３．構　　造 596

４．規　　格 598

５．実証試験（群馬県　天狗岩発電所） 598

６．費用のケース・スタディ 608

７．一体形水車発電機採用の留意点 612

８．配電線に接続する場合の留意点 612

1．　はじめに

一体形水車発電機は、水車ランナベーンの先端に環状のランナバンドを設け、その外側に発電機のかご形回転子を取付けるというユニークな発想の下に、機器費だけでなく、土木費も大幅に低減させることによって、従来採算が合わなかった低落差地点（例えば農業用水等）でも発電所の建設を可能にすることをねらいとして開発したものである。

一体形水車発電機は、構造が簡単であるとともに、調速機並びに水車補機類が不要のため、発電所内機器類が簡素になるので、運転並びに維持管理が容易となる。主な特徴は次のとおりである。

(1)　経済的で信頼性が高い。

水車発電機が一体となったシンプルな構造で、経済的でかつ信頼性が高い。

(2)　コンパクトで据付けが容易

水車周辺機器が不要であり、据付けスペースが少ない。

(3)　土木工事費が安価

掘削量が少なく、水圧鉄管路の一部に取付け可能であるから、土木費が節約できる。

(4)　屋外設置

全閉屋外形構造であるから水車発電機の建屋は不要である。

(5)　維持管理が容易

一体形水車発電機の構造がシンプルで、更に水車周辺機器が皆無のため、制御装置の簡素化が図れ、運転並びに維持管理が容易である。

(6)　台数制御による高効率運転

変流量水系の場合には 2台以上設置し、流量に見合った台数を運転することによって、高効率運転が可能である。（異なった容量でも可）

(7)　制御装置がシンプル

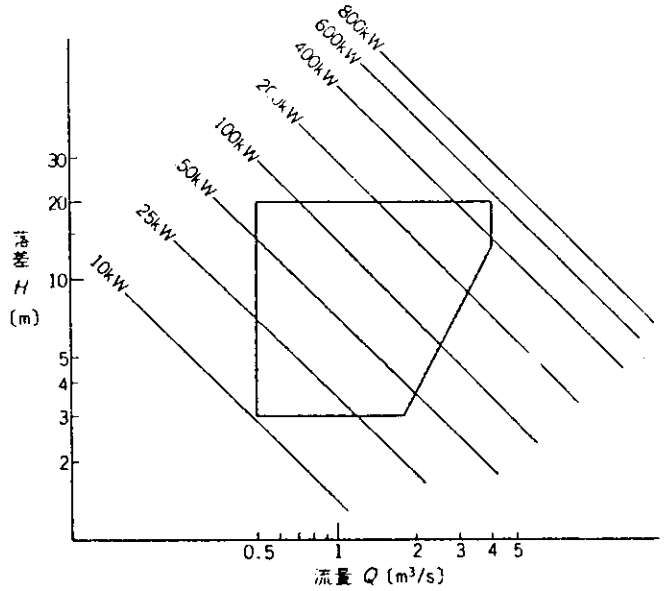
調速装置、給・排水装置、更には自動電圧調整装置等が不要のため、制御が簡単になる。

(8)　流量調整は不可

水車ガイドベーンが固定であるため、単機での流量調整はできない。ただし、水車の前段に流量調整弁を設置すれば可能である。

2．　適用範囲

この水車は、有効落差 3～20m、流量は単機で0.5～4.0m³/s、単機出力は約10～600kWである。図－2.1に一体形水車発電機の単機の適用範囲を示す。



図－2.1　適用範囲

なお、この水車は、ランナベーン並びにガイドベーンとも固定式であるから、使用水量が変化する水系では、 2台以上のセットを組み合せて使用する。

3．　構　　造

(1)　概　要

図－3.1に一体形水車発電機の断面構造図及び外形図を示す。

水車ランナベーンの先端に環状のランナバンドを設け、その外側に発電機のかご形回転子を取付け、充満した水中で回転する。

かご形回転子の表面を平滑な円筒形状（コーティング）にすることで水中回転による損失もわずかである。

一方、固定子の内径側は常時水に接するため、内径側は特殊材質（磁界に影響を与えない）の薄肉円筒によって完全にシールしている。

さらに、固定子巻線は絶縁性並びに耐水性に優れたレジンの真空含浸によってモールドを行い、絶縁性能向上に万全を期している。

軸受には、油潤滑式（自蔵）転がり軸受を使用し、オイルシール及びメカニカルシールによって、油及び水のシールを完全に行っている。

(2)　固定子

固定子は、鉄心及び両端の締金とともに、数個のキーにより固定子枠に取付けている。

(3)　固定子コイル

コイル絶縁（F種）は、層間並びに対アース等の溝絶縁を完全に施したものを固定子鉄心に組み込んだ後、レジンタイト絶縁方式（真空一体含浸）により強固に形成し、かつ充分な絶縁処理を施している。この絶縁方式は、機械的・熱的に優れ、更に耐水性も強く、コイルの信頼性向上が図られている。

(4) 固定子部のシール

固定子内径部は常時水が充満するので、シールが必要である。シール方法は、固定子鉄心内径部に極薄肉の絶縁筒を貼り付け、その両端部を完全にシールしている。

万一、何らかの原因で水漏れ、若しくは外部から雨水等の浸水があった場合は、下側のドレーンプラグ部より排出できる構造とし、固定子コイルの保護に万全な配慮をしている。

(5) ケーシング

水車ケーシングは2分割構造で、内側ケーシング、外側ケーシングから成り、各々鋼板製溶接構造とし、一体に組み立ててある。（図－3.1 参照）

(6) ガイドベーン

ガイドベーン（16枚）は鋳鋼製で、溶接によりケーシングと一体にした固定式ガイドベーンである。

(7) ラ ン ナ

ランナは、5枚の固定式プロペラ羽根、ランナバンド及びランナボス等から成り、ステンレス鋳鋼製で一体構造になっている。（図－3.1 参照）

ランナ外周部には、発電機回転子が焼嵌めされ、回転子とともにオーバハング構造としている。

(8) かご形回転子

かご形回転子は、良質のケイ素鋼板をドーナツ状に打ち抜き、その外周部溝に銅バーを組み込んだ構造とし、発電機回転子を形成している。

回転子は、鉄心、鉄心締金及び保護リングを一体にまとめ、ランナ外周部に焼嵌めし、ピンにて固定してある。

(9) シャフト

水車ランナ並びにかご形回転子を支えるシャフトは炭素鋼製を採用した。

(10) 軸 受

軸受は、回転部（水車ランナ及び発電機回転子）の重量及び水車スラスト力を受けるので、上流側は三連組合せアンギュラ玉軸受、下流側は円筒ころ軸受を使用している。潤滑方式はオイルバス式自給油方式としている。

(11) 軸封水部

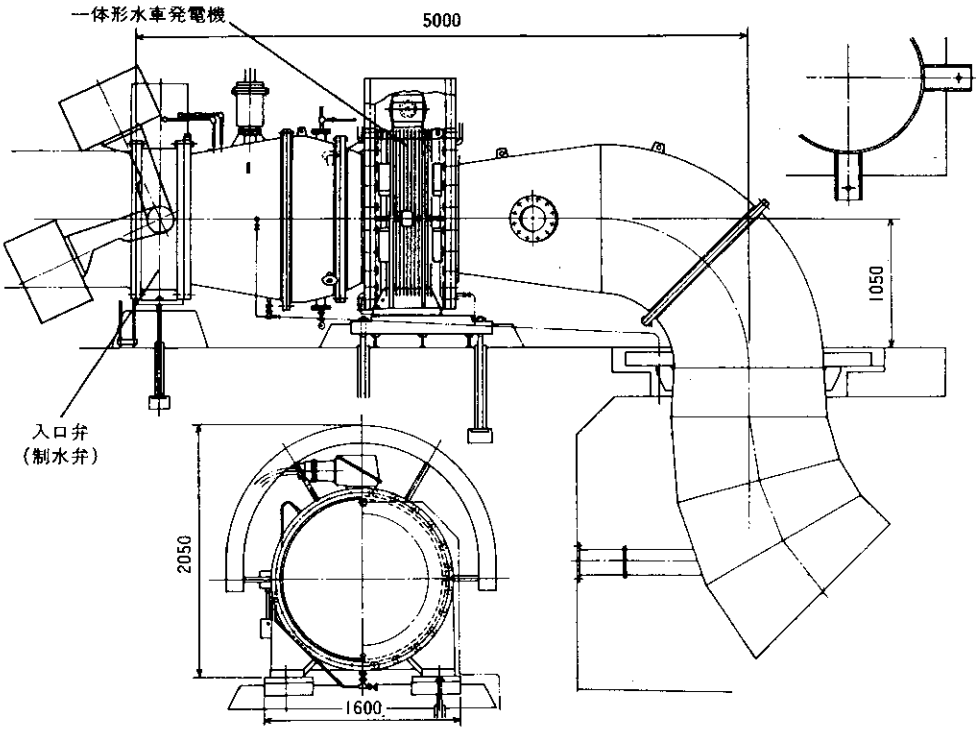
水車軸封水部は、圧力水の軸封水用にメカニカルシール、軸受油の漏油防止にグランドパッキンシールを用いている。

(12) 吸出し管

吸出し管は、鋼板製溶接構造で、先端をラッパ状とし、吸出し効果を充分に考慮した形状をしている。吸出し管は基礎に固定され、ケーシングと吸出し管の間はドラフトベンドで接続されている。

(13) 端　　子

一体形水車発電機は、屋外構造であるから、主回路並びに制御等のケーブル引込口は、防水構造を採用している。



図－3.1　一体形水車発電機外形図

4．　規　　格

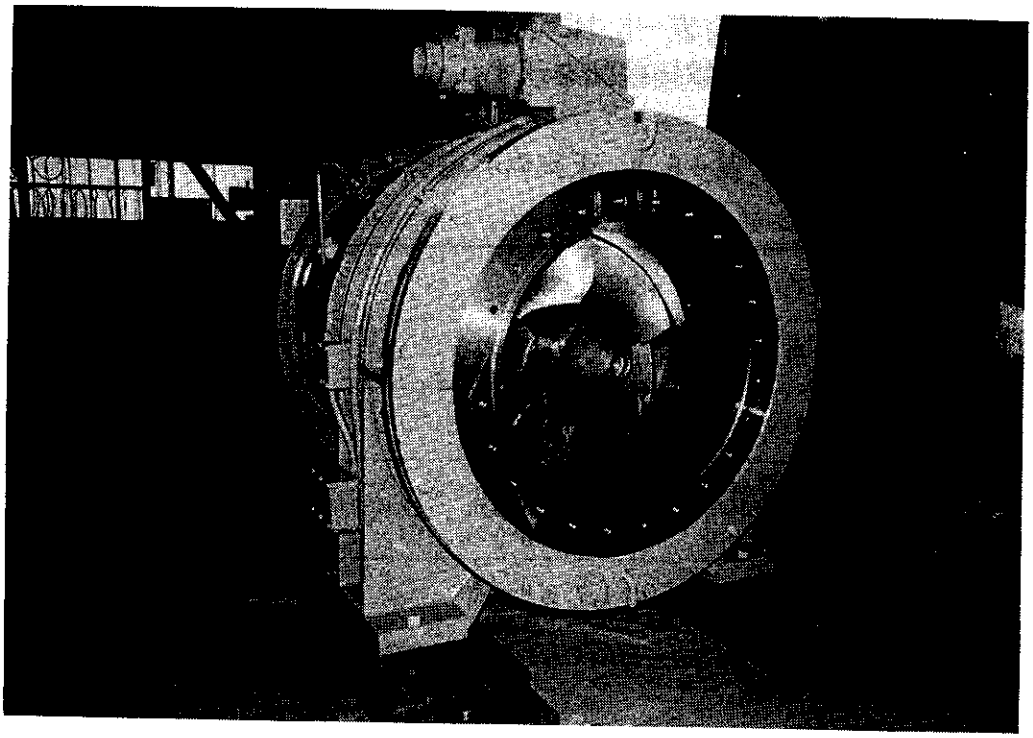
一体形水車発電機は、構造的に在来形水車と発電機を合体した新形構造を採用しているが、適用される電気事業法並び関連規格等については、在来形機種と全く同一である。

5．　実証試験（群馬県、天狗岩発電所）

天狗岩発電所は、群馬県が国の指導と補助金を受けて「一体形水車発電装置」を設置した発電所であり、小水力発電開発のモデルプラント的なものである。

本事業は、既設天狗岩用水（農業用水）の第２取水口の下流約 3k㎞地点にある遊休落差を利用して発電所を建設し、最大出力540kWの発電を行うものである。

発電所は、落差7.36m、一体形水車発電機は屋外形構造で、用水路に沿って発電所を建設し、水路の一部の区間を鉄管路で結び、その途中に水車を組み込んだ形になっている。写真－5.1及び写真－5.2に一体形水車発電機と天狗岩発電所を示す。



写真－5.1　一体形水車発電機

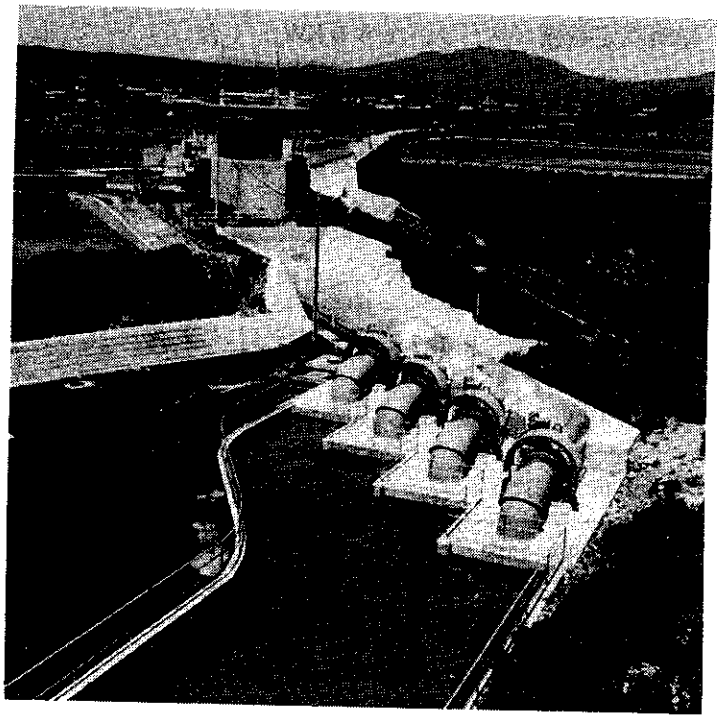


写真 －5.2　天狗岩発電所

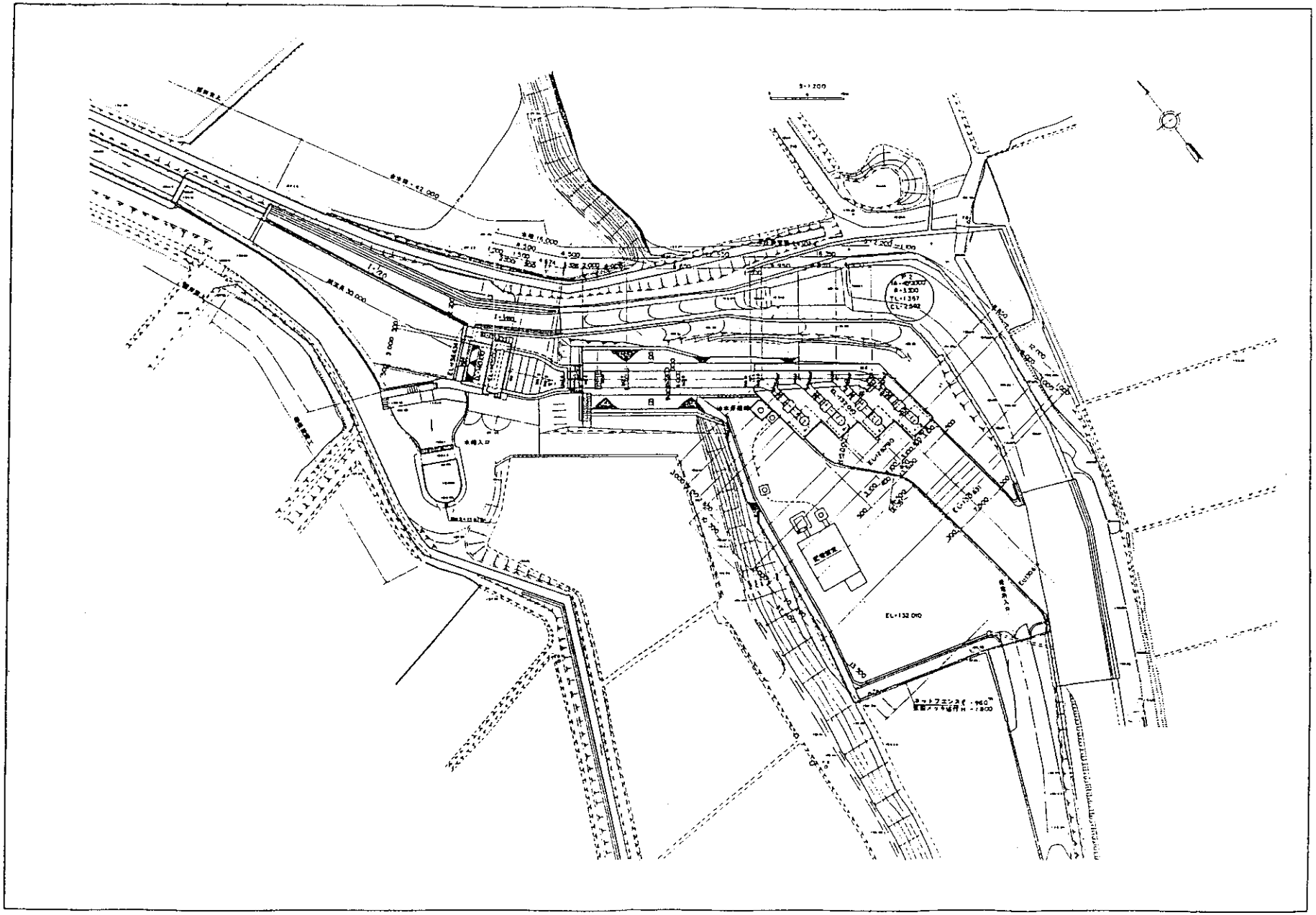
発生電力は、かんがい期（ 6月 1日から 9月25日まで）には使用水量10.4m^3/sで540kW、非かんがい期には使用水量2.66m^3/sで150kWの発電を行い、東京電力㈱の一般配電線路に接続されている。

農業用水を利用するこの発電所は、季節的に使用水量が変わるので、一体形水車発電機を 4台設置し、台数運転制御装置によって水量に見合った運転台数を自動制御している。

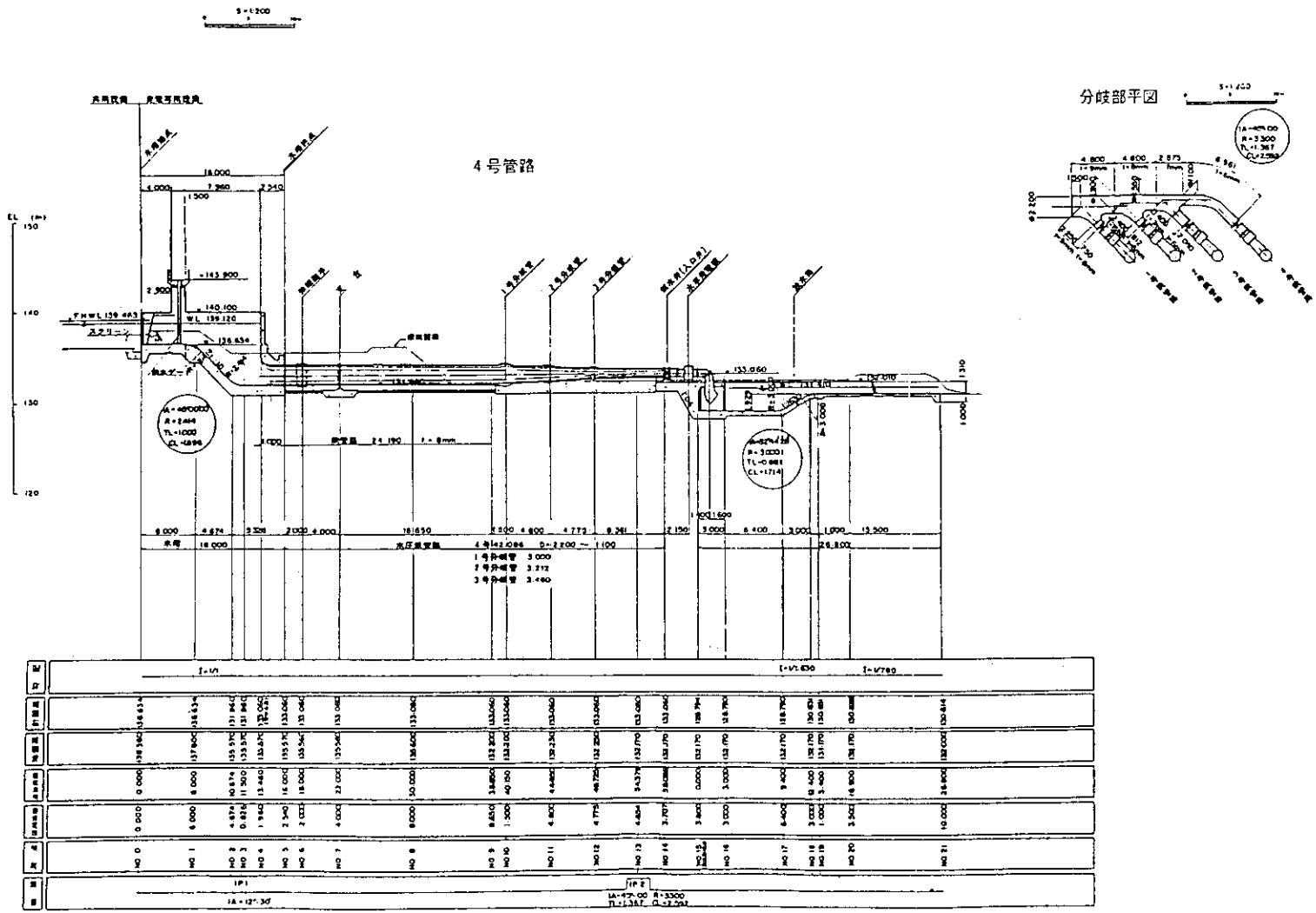
天狗岩発電所の主な諸元を表－5.1に示す。図－5.1に発電所一般平面図、図－5.2に発電所縦断図、図－5.3に単線接続図を示す。

表－5.1　天狗岩発電所諸元

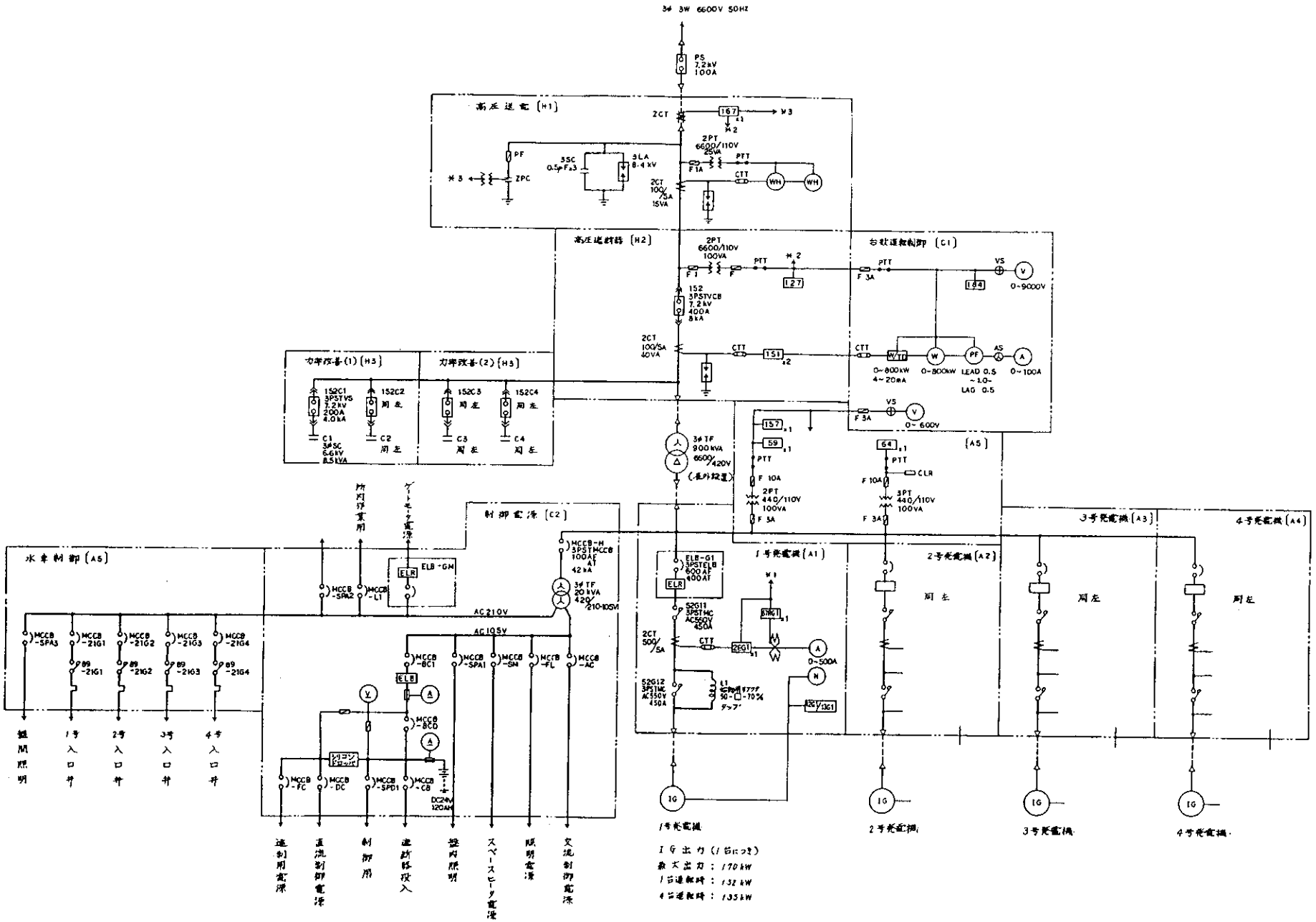
出　　力	最大　５４０KW
使用水量	最大　１０.４m^3／S
有効落差	最大出力時　７.３６m
導水路	（既設天狗岩農業用水路） 馬蹄形暗渠　L＝１５４０m，D＝３.５m 短形開渠　L＝１５０９m，W＝２.６m　H＝２.９５m
水圧鉄管	本管１，L＝５１.７５８m 条管４，φ＝２.２～１.１m
発電所形式	流れ込み式
放水路	鉄筋コンクリート開渠，L＝１３.５m，W＝７.５m H＝１.３７９m
水　　車	横軸固定羽根プロペラ，１６５KW，４台
発電機	横軸かご形三相交流誘導，１７０KW，４台，４２０V， ４２９rpm（同期速度）
変圧器	屋外油入自冷式，９００KVA，１台
コンデンサ	力率改善用，　８５KVA，４台
リアクトル	始　動　用，２１７KVA，４台
送電方式	東京電力㈱の漆原線（６.６KV一般配電線）
監視・制御	遠方監視・制御
運転方式	自動台数運転制御



図－5.1　発電所一般平面図



図－5.2　発電所縦断図


3φ 3W 6600V 50Hz
PS 7.2kV 100A
高圧送電 (H1)
2CT
167
M3
M2
2PT 6600/110V 25VA
PF
ZPC
M3
3SC 0.5μF×3
3LA 8.4kV
F1A
PTT
CTT
WH
WH
2CT 100/5A 15VA
高圧遮断器 (H2)
2PT 6600/110V 100VA
F1
F
PTT
M2
127
152 3PSTVCB 7.2kV 400A 8kA
台数運転制御 (C1)
PTT
F 3A
VS
V
0~9000V
184
2CT 100/5A 40VA
CTT
151
±2
CTT
VTT
W
PF
AS
A
0~800kW 4~20mA
0~800kW
LEAD 0.5 ~1.0~ LAG 0.5
0~100A
力率改善(1) (H3)
力率改善(2) (H3)
152C1 3PSTVS 7.2kV 200A 4.0kA
C1 3φSC 6.6kV 8.5kVA
152C2 同左
C2 同左
152C3 同左
C3 同左
152C4 同左
C4 同左
V5
F 3A
V
0~600V
(A5)
157 ±1
59 ±1
PTT
F 10A
2PT 440/110V 100VA
F 3A
64 ±1
PTT
CLR
F 10A
3PT 440/110V 100VA
F 3A
3φ TF 900kVA 6600/420V (屋外設置)
所内動力用
ゲート・モータ電源
制御電源 (C2)
水車制御 (A5)
MCCB-SPA3
MCCB-21G1
MCCB-21G2
MCCB-21G3
MCCB-21G4
89-21G1
89-21G2
89-21G3
89-21G4
MCCB-SPA2
MCCB-L1
ELB-GM
MCCB-H 3PSTMCCB 100AF 42kA
3φ TF 20kVA 420/210-105V
AC210V
AC105V
MCCB-BC1
MCCB-SPA1
MCCB-SM
MCCB-FL
MCCB-AC
ELB
MCCB-BCD
MCCB-FC
MCCB-DC
MCCB-SPD1
MCCB-CB
DC24V 120AH
ELB-G1 3PSTELB 600AF 400AF
ELR
52G11 3PSTMC AC550V 450A
1号発電機 (A1)
W1
51MG1
2CT 500/5A
CTT
2EG1 ±1
A
0~500A
N
52G12 3PSTMC AC550V 450A
L1
50~□~70%
ダンプ
25V 1361
2号発電機 (A2)
3号発電機 (A3)
4号発電機 (A4)
同左
同左
同左
IG
IG
IG
IG
1号発電機
2号発電機
3号発電機
4号発電機
IG出力 (1台につき)
最大出力：170kW
1台運転時：132kW
4台運転時：135kW
連絡用電源
直流制御電源
制御用
連絡線投入
場内照明
スペースヒータ電源
照明電源
交流制御電源
緩照明
1号入口弁
2号入口弁
3号入口弁
4号入口弁

図－5.3　単線結線図

試験の目的は、この発電装置に関する機能・性能・耐久性・摩耗等の検証を行い、本発電装置の実用性能と技術信頼性を実証し、併せて、発電所に接続する一般配電線に及ぼす影響についても実証するものである。

(1) 実証試験項目

(a) 一体形水車発電機

(i) 運転状況調査

(ii) 分解精密検査

(ｱ) 本体全般

(ｲ) キャン部（絶縁筒）

(ｳ) ランナ部

(ｴ) メカニカルシール

(ｵ) 絶縁抵抗測定

(iii) 河川水質検査

(b) 制御装置

(i) 運転状況検査

(ii) 総合動作試験

(ｱ) 台数運転装置動作試験

(ｲ) 流量制御装置動作試験

(ｳ) 制御電源装置動作試験

(ｴ) 主機自動起動停止試験

(ｵ) 接地抵抗測定

(c) 配電線路関係

(i) 突入電流測定

(ii) 力率改善確認試験

(iii) 適正電圧の確認試験

(2) 試験結果の概要

実証試験の詳細については、「昭和58年度中小水力標準化モデルプラント設計調査報告書」（昭和59年 3月）で報告されている。

以下に、試験結果の概要について記載する。

(a) 運転時間

実施要領で定められた実証試験の総運転時間は次のとおりである。

号機区分	期　　間	運転時間 (H)
1 号 機	S57.6.11 ～ 9.25	2,594.3
2 号 機	S57.6.11 ～ 12.10	4,313.7
3 号 機	S57.6.11 ～ 9.25	2,579.2
4 号 機	S57.6.11 ～ 9.25	2,551.1

(b) 一体形水車発電機の耐久性等

新形構造を有するものであるが、機能、性能、耐久性等すべての点で、おおむね良好の結果が得られ、実用性能並びに信頼性の確認ができた。

発電機固定子の水シール部（絶縁筒＝別称キャン部）の材質選定は、一体形水車発電機の成否を分ける重要事項であり、当初から強化プラスチック系（ＦＲＰ）と硬化塩化ビニール系（ＰＶＣ）の 2種類（ 2台ごと）を採用した。

今回の実証試験結果によると、硬化塩化ビニール系の摩耗量が少なく、強化プラスチック系より耐久性に優れていることが判明した。

(c) 運転・制御装置

一体形水車発電機の運転・制御等に関する諸装置は、機能、性能等について各仕様を満足するとともに正常に動作し、本プラントの運転に有効であることが確認できた。

(d) 配電線関係

従来、誘導発電機が配電線末端に接続された例が少ないことから、種々検討し、諸対策を行い、その効果を確認するため実証試験行った。

(i) 突入電流抑制効果

リアクトル始動装置使用時の突入電流が定格の 1.4倍に抑えられた結果、発電機並列時の電圧降下は、リアクトル除外時 4Vに対し、使用時 1.5V（100V側換算）となっており、突入電流抑制効果が確認された。

(ii) 力率改善効果

力率改善用コンデンサ除外時の発電所力率が約60%であるのに対し、使用時約85%となっており、力率改善効果が確認された。

(iii) 適正電圧確認

重負荷時、軽負荷時とも全地域で適正電圧であることが確認された。

(iv) 転送遮断装置

配電線停止時には、転送遮断装置が正常に動作し、保護システムとしての有効性が確認された。

6． 費用のケース・スタディ

(1) 目　　的

天狗岩地点に一体形水車発電機装置を採用するに当たって、この地点の発電プロジェクトとしての経済性の検討を行った。

(2) 方　　法

天狗岩地点は、農業用水路を利用した発電計画であり、かんがい期（11㎥/s）と非かんがい期（ 3㎥/s）とで流況が異なるため（維持用水の関係で発電使用水量は若干減少している）、この流況特性にあった運転が可能な水車を既水車機種の中から数種選定して、これらと一体形水車発電装置との建設費の比較を行った。

経済比較は、開発調査研究委員会の“福祉型低落差水力発電システムに関する調査研究報告書”（(財)機械振興協会・新機械システムセンター　昭和54年 3月）の中の天狗岩地点の検討結果の資料を参考にした。

また、一体形水車発電装置の建設費は、実証試験に伴う実施設計の結果を用いた。

なお、比較の対象とした機種は、機器の特徴及び機械費の経済性からそれぞれ 1台構成とし、一体形水車発電装置は、新形機器としての特徴及び実証試験の主旨、将来の運用面を考慮して 4台構成とした。

比較検討に用いた水車機種は、次の 4種である。

ケース①　横軸固定羽根チューブラ水車（バルブ形）　1台
ケース②　横軸固定羽根チューブラ水車（S形直結式）　1台
ケース③　横軸固定羽根チューブラ水車（S形増速式）　1台
ケース④　一体形水車発電装置　4台

(3) 比較検討の条件

(a) 各ケースとも、発電機は誘導形を採用し、配電線に併入して運転するものとし、励磁装置、同期投入装置、電圧調整装置、水車調速機等の省略を図ったものとした。

(b) 本地点の流況から、水車ランナは各地点とも固定羽根とし、ケース①～③についてはガイドベーン可動で入口弁を省略、ケース④はガイドベーン固定とし入口弁を設けた。

したがって、変流量対応は、ケース①～③についてはガイドベーンで、ケース④は入口弁開閉による台数制御でそれぞれ行う方式とし、取水口ゲートを各ケースに設けた。

(c) 発電機電圧は、ケース①～③については容量との見合いで配電線電圧の6600Vと同一とし、ケース④は単機容量が小さいので 420Vとして昇圧用変圧器（420V／6.6kV）を全体で 1台設置した。

(d) 建設費（概算）はケース①～③については、前記資料（昭和53年度）による価格を昭和56年度までの物価上昇を加味して算定した。

ケース④は昭和56年度時点で積算した。

(e) 年間可能発生電力量は、ケース①～③の場合、前記資料によると、 4月、 5月の流量もかんがい期とし、11㎥／sで計算しているので、この 2か月分は 3㎥／s（非かんがい期）に修正した。

(f) 土木工事費の積算は、ケース①～③については概略機器配置を作成し、概算数量をベースに算定した。

ケース④は実施設計の結果から数量を積算して算定した。

(4) 経済比較の結果

○各ケースの設備仕様の概要を表－6.1に示す。

○経済比較一覧を表－6.2に示す。

これらの比較結果から、表－6.2に示すごとく、ケース④の一体形水車発電装置による発電プロジェクトは、他のケースに比較して経済的に優位である。

表−6.1 設備概要

ケース			①	②	③	④
項目		単位	横軸固定羽根チューブラ（バルブ形）	横軸チューブラ（直結式）	同左（増速式）	一体形水車発電装置
有効落差		m	7.00	同左	同左	7.00
最大使用水量		㎥/S	11.00	〃	〃	11.00
最大出力		kW	600	〃	〃	540
水力設備						
導水路	亘長	m	3.791.602（既設水路使用）	同左（同左）	同左（同左）	3.791.602（同左）
水槽	ｹﾞｰﾄ有無		有	有	有	同左
	亘長	m	長＝16.0	同左	同左	同左
	寸法	〃	巾＝2.2～5.0 高＝3.466～8.14	〃 〃	〃 〃	同左 同左
水圧管路	亘長	m	41.0	39.1 ﾕﾆｯﾄ部を除く	36.6 ﾕﾆｯﾄ部を除く	51.758
	寸法		φ2.0～φ3.0	φ2.0	φ2.0	φ2.2～φ1.1
放水管	ｹﾞｰﾄ有無		有	有	無	無
	型式		開渠	同左	同左	同左
	亘長	m	30.95	〃	40.9	34.4
	寸法	〃	敷巾2.8～7.1 高 4.3～1.5	〃 〃	同左 〃	敷巾13.60～7.00 高 3.22～1.291
水車	型式		横軸固定羽根 ﾊﾟﾙﾌﾟ型ﾁｭｰﾌﾞﾗ	同左 S型ﾁｭｰﾌﾞﾗ（直結式）	同左 S型ﾁｭｰﾌﾞﾗ（増速式）	横軸固定羽根 ｽﾄﾚｰﾄﾌﾛｰ
	出力	kW	643 × 1 台	630 × 1 台	〃	165 × 4 台
	吸出高	m	-1.0	-1.5	+1.0	-1.65
	回転数	rpm	375	333	同左	429
主要変圧器		KVA	-	-	-	900 ×1台
発電機	形式		三相誘導	同左	同左	三相誘導
	容量	kW	610	600	〃	170 ×4台
	電圧	kV	6.6	同左	〃	0.42
制御方式			遠方常時監視	同左	同左	同左
送電方式			6.6kV配電線	同左	同左	同左

表－6.2　経済比較一覧

ケース		①	②	③	④
項目	単位	横軸固定羽根チューブラ（バルブ形）	横軸チューブラ（直結式）	同左（増速式）	一体形水車発電装置
有効落差	m	7.0	同左	同左	同左
最大使用水量	m³／s	11.0	〃	〃	同左
水車最高効率	%	85.9	85.9	83.5	78.3
発電機最高効率	〃	95	94.2	95.2	92.1
水車出力	kW	643	630	630	165×4台
発電機容量	〃	610	600	600	170×4台
出力	〃	600	同左	同左	540
年間可能発生電力量	MWh	2,380	同左	同左	2,420
建設費	千円	675,324	682,936	669,401	526,000
補償費	〃	96,836	同左	同左	同左
建物	〃	7,763	7,906	7,619	4,900
土木関係	〃	169,130	180,729	157,451	158,930
電気関係	〃	328,021	323,891	333,921	191,760
総係費	〃	73,574	同左	同左	同左
kWh当たり建設費	円／kWh	283.7	286.9	281.3	217.4
kW当たり建設費	千円／kW	1,125.5	1,138.2	1,115.7	974.1

7．　一体形水車発電機採用の留意点

一体形水車発電装置は、「昭和58年度中小水力標準化モデルプラント設計調査報告書」（天狗岩発電所）［昭和59年 3年、通商産業省　資源エネルギー庁、財団法人新エネルギー財団　発刊］で報告されたごとく、発電プラントとしての性能及び機能等については、計画値をおおむね満足する結果が得られた。

今後、一体形水車発電機を採用する場合には、次の点を留意することが肝要である。

(1)　仕様事項の余裕

前述のごとく本水車のガイドベーン及びランナベーンは、固定形を採用しているため、一点設計となる。したがって計画の際は、あらかじめ水車発電機の効率、有効落差の算定に若干の幅（土裕度）を持たせることが望ましい。

(2)　水中に含まれる異物対策

水中に含まれる異物類（ビニール、布切れ、枯草、プラスチック容器等）が水車ランナ周辺部に付着し、水車性能低下に伴い、出力低下現象が起こることがある。

このような異物が流下して来ることが予想される地点については、スクリーン等の構造について対策を講ずることが必要である。

［本発電所の場合、水車をいったん停止すると異物類が流出し、出力回復が得られる。したがって、シーケンス追加を行い、遠方よりワンタッチ操作で水車停止→再起動→負荷モードを実行できるよう改善した。］

8．　配電線に接続する場合の留意点

配電線接続に当たって実施した諸対策の効果については、ほぼ想定どおりの結果が得られ、対策の有効性が確認できた。

したがって、今後配電線に接続する場合には、適正電圧（95～107V）維持のため必要な場合は配電線の増強及び柱上変圧器のタップ調整、配電線停止時の単独運転による人身の安全・機器の損傷防止のための転送遮断装置の設置、特に誘導機の場合にはさらに並入時の電圧降下防止のための適正容量のリアクトル装置、力率改善のための適正容量のコンデンサの設置等の必要性について十分検討する必要がある。

なお、一般的に小規模発電所の送電方法については、単に近傍の配電線に接続することにとらわれず、変電所からの距離、既設配電線の状況、発電機特性等を考慮し、技術的・経済的に総合検討してケースバイケースで判断する必要がある。

第１５章　発電所の無人管理

１．はじめに …… 615

２．基本構想及び検討フロー …… 615
2.1 基本方針 …… 615
2.2 適用条件（適用範囲） …… 615
2.3 検討フロー …… 617

３．設備及び方式の検討 …… 617
3.1 土木設備 …… 617
3.2 電気設備 …… 626

４．実証試験（取水設備の完全自動化実証試験） …… 636
4.1 実証試験適地の選定 …… 636
4.2 熊川第一発電所の概要 …… 636
4.3 設備概要 …… 637
4.4 既設取水設備の調査結果（事前調査結果） …… 637
4.5 完全自動化の設計 …… 639
4.6 実証試験結果 …… 643

５．留　意　点 …… 648
5.1 監視制御方式 …… 648
5.2 運転保守 …… 648

1. はじめに

完全無人管理発電所は、従来の無人発電所の監視制御、すなわち“技術員は必ず技術員駐在所に駐在し発電所の監視をする”の方針に対して、技術員駐在所から一切の“監視，制御計測を行わない発電所であり、保守についても原則的にほとんど人手をかけない”ことを基本とした自己完結型の発電所である。

このためには、発電所を構成する個々の設備について、従来以上に、自動化，省力化を一層進める必要がある。

土木設備の現状は、取水設備が洪水出水時の土砂，塵芥等の流入防止のため自動取水停止を行っているが、減水後の自動再取水を行っている例は極めて少ない。

したがって、人手をかけない自己完結型にするためには、取水設備の完全自動化が前提となる。

電気設備の現状は、既に無人化されている発電所が多く、ほとんどそのままでも自己完結型としての機能を果たすことができる。

しかし、完全無人管理発電所としての基本である、技術員駐在所から一切の監視，制御，計測を行わない趣旨から、監視制御方式としては、「発変電規程」の随時巡回方式を準用するが、随時巡回に代えて保安通報装置を設置するものとした。

2. 基本構想及び検討フロー

2.1 基本方針

従来の無人発電所の監視制御は、遠隔常時監視制御方式及び随時監視制御方式の2種類に分類されており、技術員は必ず技術員駐在所に常駐し、発電所の監視をしてきた。

今回目指している発電所は、技術員駐在所から一切の監視，制御，計測を行わない発電所であり、「発変電規程」に規定された随時巡回方式に準じた方式である。

各監視制御方式の比較は表－2.1 に示すとおりである。

一方、取水設備の現状は、洪水出水時の自動取水停止は行っているが、減水後の自動再取水を行っている例は極めて少ない。

したがって、人手をかけない自己完結型にするためには、取水設備の完全自動化が前提となるのであり、これによって、取水から発電にいたるまでのすべてのシステムが技術員の判断によらず、全自動で制御することが可能になる。

また、保守についても原則的にはほとんど人手をかけない発電所であるから、発電所を構成する個々の設備についても、従来以上に自動化，省力化をより一層進めたものである。

2.2 適用条件（適用範囲）

完全無人管理発電所の適用条件としては、発電所が事故停止しても、河川利用上、第三者に影響を及ぼすおそれがなく、電力供給上需要家に与える影響は無く、直配設備を持たない流れ込み方式発電所を対象とする。また、この発電所は、万一の場合には、長時間放置されることも考え、構造面から比較的強固な横軸方式が採用可能な2,000kW 以下を当面対象とする。

表－2.1　監視制御方式の比較

	完全無人管理発電所	従来の無人発電所		関係法，規程
		随時監視制御方式	随時巡回方式	
監視制御方式	随時巡回を準用	随時監視制御	随時巡回	・発変電規程（JEAC） ・第2．1条
遠隔監視制御装置	不　要	施設する場合が多い	不　要	・電気設備技術基準，56条 ・発変電規程（JEAC） ・第2．1条，第2．2条
随時巡回	不　要	(特に記載なし)	数回／月程度以上	・発変電規程（JEAC）第2．2条
発電所異常監視	保安通報装置	保安警報装置	不　要	・電気設備技術基準，56条 ・発変電規程（JEAC）第4.14条
巡視	定期巡視 普通：土木，1回／月 普通：電気，1回／月 精密：土木，1回／月 精密：電気，普通に一元化	定期巡視 普通：土木，1回／月 普通：電気，1回／2週 精密：土木，1回／月 精密：電気，1回／月	定期巡視 普通：土木，1回／月 普通：電気，1回／2週 精密：土木，1回／月 精密：電気，1回／月	
点検	定期点検 普通：土木，1回／6か月 普通：電気，精密に一元化 精密：土木，1回／2年 精密：電気，1回/5~10年	定期点検 普通：土木，1回／6か月 普通：電気，1回／3年 精密：土木，1回／2年 精密：電気，1回/5~10年	定期点検 普通：土木，1回／6か月 普通：電気，1回／3年 精密：土木，1回／2年 精密：電気，1回/5~10年	

さらに、第５次発電水力調査の結果と対比して見ると、今後開発される発電所の約90%が流れ込み方式であり、発電所出力 2,000kW以下が48%と約半数を占めることから、広く適用できるものと考える。

2.3　検討フロー

土木設備の設計は、従来の流れ込み式発電所の設計と基本的には同じであるが、完全無人管理発電所という観点から、取水設備の完全自動化に主眼をおいた。

電気設備は、既に現状でも無人化されている発電所が多く、ほとんどそのままでも自己完結型としての機能を果たすことができる。

しかし、完全無人管理発電所としての基本である、技術員駐在所から一切の監視・制御・計測を行わない趣旨から、監視制御方式としては随時巡回方式を準用し、また、運転管理も極力人手をかけない発電所とするために、さらに合理化，省力化に主眼をおいた。

図－2.1 に完全無人管理発電所の検討フローを示す。

3.　設備及び方式の検討

3.1　土木設備

(1) 事前調査・検討

① 調査・検討項目

完全無人管理発電所を設計するための調査・検討は、従来の流れ込み式発電所を設計する場合と基本的に同じであるが、取水設備等の自動化と事故時の長期間放置による溢水電力量を低減するため、 2.2項の適用条件を満足する発電所について、さらに下記の４項目について調査・検討を行う必要がある。

1) 水文・気象調査
2) 安全・環境調査
3) 塵芥・流木調査
4) 動力電源調査・検討

② 水文・気象調査

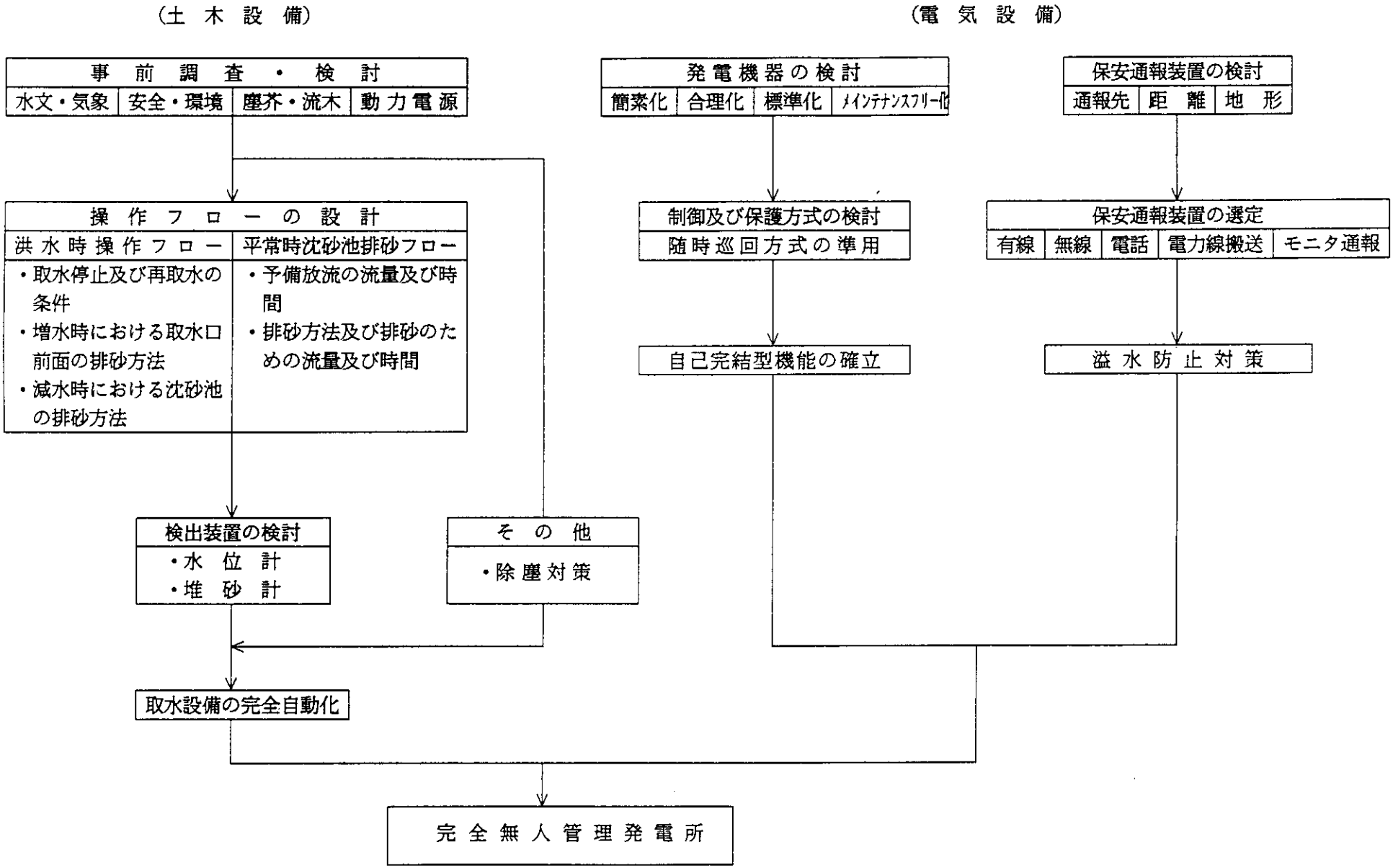
河川は上流域の地形・地質特性や融雪，梅雨，台風出水等によって河川流量，流出土砂量に相違が見られる。

洪水による取水停止、並びに減水時の再取水についてその条件を決めるため、河川流量及び流出土砂量について詳細な調査を行う必要がある。

なお、流域が火山灰質のような特殊な地点では、河川濁度，流出土砂の粒径及び比重についても調査を行う必要がある。

③ 安全・環境調査

取水設備の完全自動化により、自動放流させるので、人身の安全確保が図れる放流方法を決めるため、下流の河川状況（狭さく部断面等）の調査を行う必要がある。



図－2.1 完全無人管理発電所の検討フロー

さらに、既得利水，漁業及び観光施設等がある場合には、放流について規制を受ける場合が多いので、下流域の実態を調査しなければならない。

④ 塵芥・流木調査

流れ込み式発電所において、除塵対策は発電所の運用上重要な課題の一つであり、それいかんによっては発電所の運転に影響を及ぼすものであるが、既に現状でもスクリーン目幅の改良や自動除塵機の採用等により運転保守の合理化が行われている。

取水設備の完全自動化のため、取水口近傍には各種検出装置を設置するが、これらの装置は塵芥・流木等の影響を受けないようにする必要がある。

また、流木の種類，量，時期等について調査し、堆砂計，水位計等は流木等の状況によっては損傷防止対策（設置場所，防護方法）を行う必要がある。

⑤ 動力電源調査・検討

取水設備の自動化構想に基づき、取水設備の操作及び制御に必要な電源を確保する方法について調査・検討する必要がある。

1) 電源設計に当たっては、取水設備の電源システムを考慮した自動化概略設計を行い、所要電源の電圧・容量等を決める。

2) 電源を確保する方式として次のケースが考えられるが、信頼性・経済性等について比較検討し、有利な方法を採用する。

(a) 当該発電所からの専用配電線（水路線）を建設し受電する所内電源方式

(b) 取水設備近傍に営業用配電線がある場合、これから受電する商用電源方式

また、上記２方式が経済性に劣る場合には、内燃力発電装置又は太陽光発電装置の導入について調査・検討する必要がある。

内燃力発電装置を確実に運転するためには、適当な間隔で運転し、起動用蓄電池を充電する方法と、太陽光発電装置を使用して充電する方法がある。太陽光発電装置を使用する場合は、ソーラーセルの設置場所及び日照時間・日射強度等，太陽光発電計画に必要な気象状況を調査する必要がある。

(2) 操作フローの検討

取水設備の完全自動化の設計は、河川状況（水位，堆砂）を検出装置により自動検出し、河川状況に応じた条件設定に基づき取水口制水門，ダム排砂門及び沈砂池排砂門の操作を連動化し、自動的に行わせる操作フローの設計と最適な検出装置の選定を行うものである。

操作フローの設計に当たっては、河川状況に応じて、洪水時に自動取水停止，自動再取水を行う洪水時操作フローと、平常時に沈砂池の自動排砂を行う平常時沈砂池排砂フローの設計が必要である。

① 洪水時操作フロー

洪水時操作フローは、洪水時に適切な取水停止・再取水を行うため、各種ゲー

トの自動化の操作手順を示すものである。

(1) 取水停止及び再取水の条件

取水停止は、洪水時の多量の土砂流入による「水路工作物及び水車」の損傷防止や塵芥等による取水障害防止のために行うものであり、再取水は洪水終了後多量の土砂流入のおそれが無くなった時点で取水を再開するもので、塵芥等は自動除塵機を採用することで比較的容易に無人化が可能である。

したがって、取水停止及び再取水の条件は、多量の土砂流入のおそれのある「河川流量（水位）」とした。

これらの条件は次のように設定する。

(a) 取水停止は、河川流量が増加し、著しい土砂流入のおそれがある場合に行うものとする。この時の河川流量は、計画地点の近傍の既設発電所の取水停止時の河川流量（水位）及び保守管理員の意見等を参考に設定するものとする。

(b) 再取水は、河川流量が減少し、著しい土砂流入のおそれが無くなった場合に行うものとする。特に減水時には河川の“濁り”が少なくなっても土砂含有率は高いので注意を要する。

(2) 増水時における取水口前面の排砂方法

増水時に取水口前面の堆砂がある場合には、取水停止前に取水口全面の排砂を行う操作フローも考慮するものとする。

(3) 減水時における沈砂池の排砂方法

平常時の沈砂池排砂頻度が多い地点においては、再取水前に沈砂池の排砂を行う操作フローも考慮するものとする。

図－3.1 に洪水時操作フロー（標準）を示す。

② 平常時沈砂池排砂フロー

平常時沈砂池排砂フローは、沈砂池の排砂を自動的に行わせるため、必要な各種ゲートの操作手順を示すものである。

流砂量が多く、平常時でも沈砂池の排砂頻度が多いと予想される地点については、取水口の完全自動化と同時に沈砂池の排砂も自動化することで運転保守の合理化が図れる。

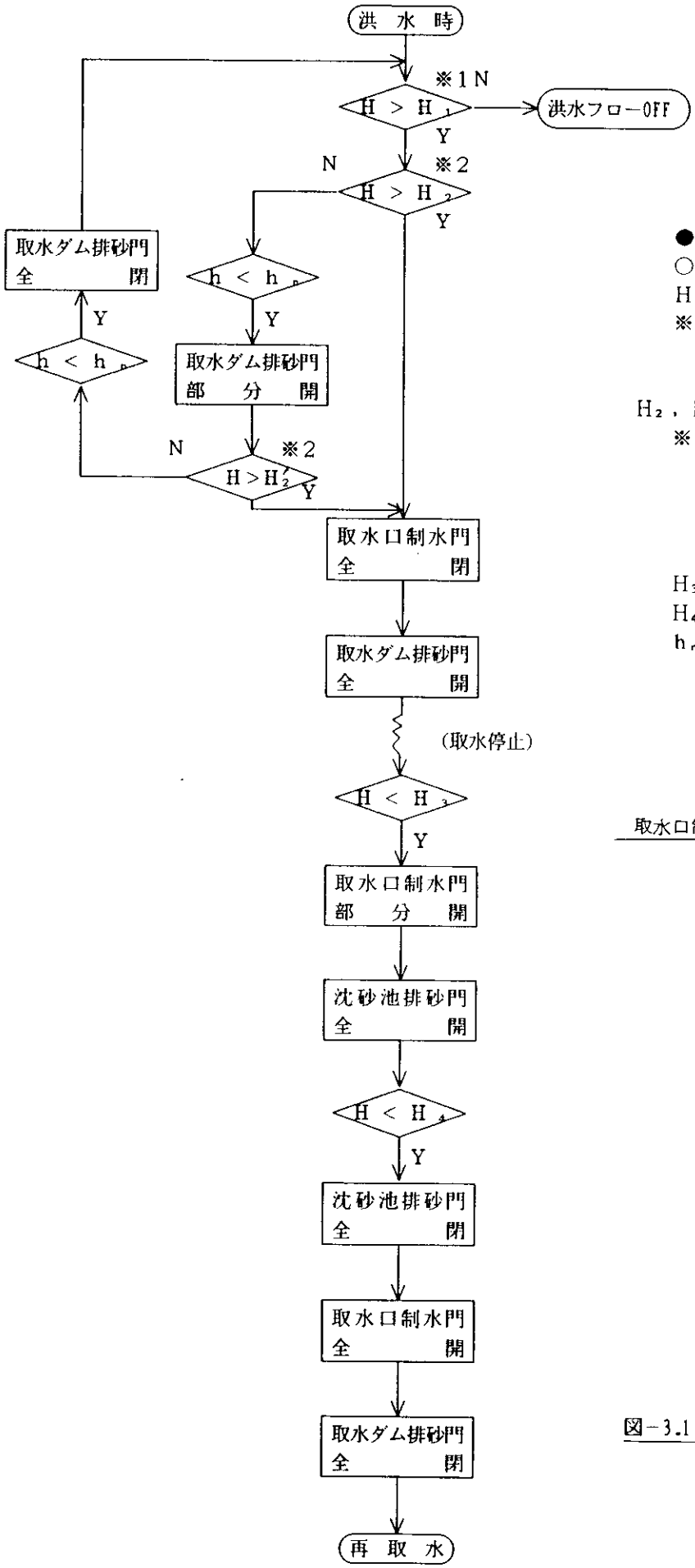
(1) 予備放流及び時間

平常時の沈砂池排砂は、洪水時に排砂する場合と異なり、平常時の運転中に排砂作業を行うので、排砂放流による河川の急激な水位上昇を防止するため、予備放流を行う必要がある場合には、予備放流の流量及び時間の設定をする必要がある。設定に当たっては、下流河川の状況にもよるが、「河川法第４８条・危害防止のための措置」に基づき、同法逐条解説に示されている水位上昇３０分間に３０～５０／分cm程度を満足しなければならない。

(2) 排砂方法及び排砂のための流量及び時間

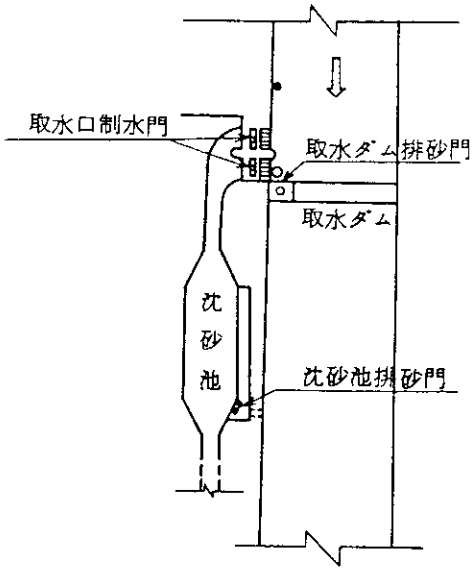
沈砂池形状（単槽か２槽，敷勾配）、排砂門の容量、流入土砂量及び堆砂状況を勘案し、排砂に必要な流量とその継続時間を設定する必要がある。

図－3.2 に平常時沈砂池排砂フロー（標準）を示す。

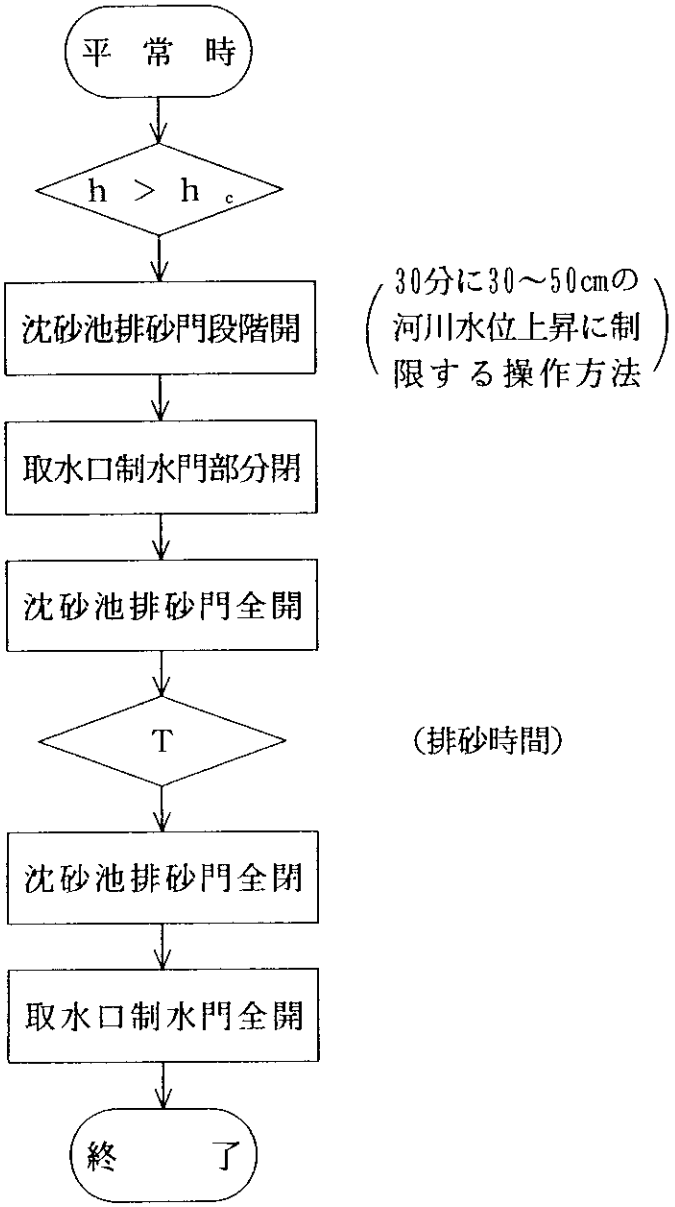


凡　　例

- ● 堆砂計
- ○ 水位計
- H_1 洪水フロー開始水位（流量）
- ※1　最大使用水量と取水ダム排砂門の部分開に相当する流量以上でH_2 以下の流量である。
- H_2 , H_2' 洪水時停止水位（流量）
- ※2　H_2 とH_2' は同等の取水停止流量に相当する水位であるが、取水ダム排砂門の部分開によりH_2' はH_2 より低い値となる。
- H_3　沈砂池排砂水位（流量）
- H_4　再取水水位（流量）
- h_n　設定堆砂位



図－3.1 洪水時操作フロー（標準）



図－3.2 平常時沈砂池排砂フロー（標準）

(3) 検出装置の検討

① 水位計

a. 水位計の種類

水位計の種類は、フロート式とフロートレス式に大別され、検出方式は、次の（イ）～（ホ）に分類される。

（イ）フロートウェイト式

（ロ）触針式

（ハ）電気式

（ニ）圧力式

（ホ）超音波式

各水位計の仕様は、表－3.1 に示すとおりである。

水位計は、取水停止時及び再取水時等のゲート制御を行うために設置するもので、洪水初期の急激な水位上昇及び減水時の水位低下等の水位変動に追従できることが必要である。

また、再取水に当たっては、ダム排砂門が全開しているため、河川水位が著しく低下することから、測定範囲についても、十分配慮する必要がある。

b. 取付け位置

水位計の取付け位置は、正確な水位を検出できる場所を選定する必要がある。特に再取水時には、ダム排砂門が全開しているため、河川水位が下がることに十分配慮する必要がある。

c. 損傷防止対策

水位計は、洪水時に転石及び流木等が直接当たるおそれがあるので、転石・流木対策を施す必要がある。

② 堆砂計

a. 堆砂計の種類

堆砂計は、検出方式の違いにより次の（イ）～（ハ）に分類される。

（イ）熱式堆砂計

（ロ）機械式堆砂計

（ハ）超音波式堆砂計

各堆砂計の仕様は、表－3.3 に示すとおりである。

機械式堆砂計は、堆砂がヘドロ状の場合は、重錘が堆砂位より沈下するため、ワイヤロープの緩みが無くなり、検出できない場合がある。

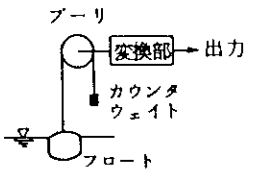
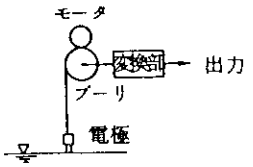
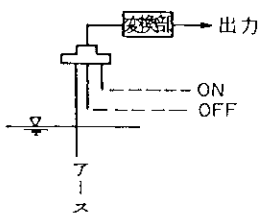
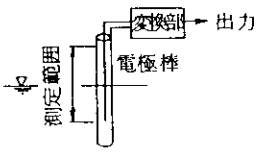
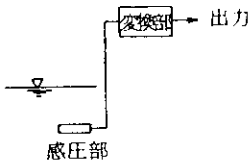
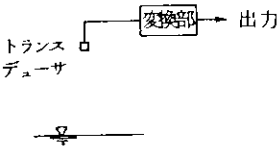
この堆砂計の適応流速は、２～３ｍ／ｓ以下が望ましく、流速が速いと重錘が流され、検出しないおそれがある。

超音波式堆砂計は粒度等に影響されないが、流速が 1.0ｍ／ｓ以下に限定される。

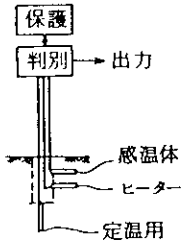
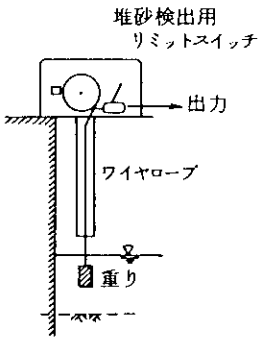
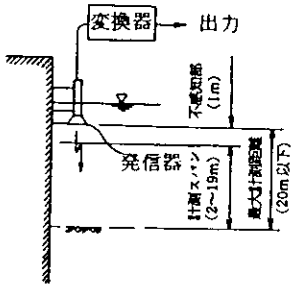
b. 取付け位置の選定

取水口前面の堆砂計の取付け位置は、取水口から流入する土砂を的確に把握できる位置とし、塵芥・流木等の影響の少ない所が望ましい。

表－3.1　水位計の仕様

種類	検出方式		構造図	原理	測定範囲（精度）	特徴
フロート式	フロートウェイト式			水位変動に伴うフロートの変化をプーリの回転により電気信号に変換する方式	0～100m （±1cm）	構造が簡単で堅牢 保守が容易 波浪による影響がある（波防管必要）
	触針式			電極の水面接触状態をマイクロモータで追従し、プーリの回転により電気信号に変換する方式	0～10m （±1cm）	設置が比較的簡単
フロートレス式	電気式	電極式		水位が固定された棒状電極に達すれば、電気的変化として検出する方式	— （±1cm）	設置が簡単で保守が容易
		静電容量式		棒状電極により水位の変動を電気的特性（静電容量）の変化として検出する方式	0～±0.5m （±1.0% F.S）	設置が比較的簡単で保守が容易
	圧力式			水中に圧力検出器を設け、圧力変化を電気信号に変換し、検出する方式	0～100m （±0.50% F.S）	設置が比較的簡単で保守が容易 比重の異なる流水の場合は誤差が生じる可能性がある
	超音波式			超音波パルスを水面に送波し、水面から反射される超音波の伝播時間を水位に変換し、検出する方式	0.3～30m （±1.0% F.S）	流水に接触することなく水位を測定できる 水面に塵芥・流木等がある場合は誤差の生じる可能性がある

表－3.3　堆　砂　計　の　仕　様

検出方式	構成図	原理	特徴
熱式堆砂計		熱伝達用ヒーターに近接する感温体が土砂に埋没するとヒーターからの熱伝達が容易になり、2対の感温体に温度差が生じる。この温度差をＩＣ判別回路により、電位差として検出し、土砂堆積の“有”“無”を判別する。	検出土砂は、ヘドロから砂利（φ5.0m／m）まで。ただし荒砂利となると検出不可 測定可能流速は特に無し。
機械式堆砂計		ワイヤロープの先に取り付けたおもりが当初設定した堆砂位に達すると、ワイヤロープが緩み、検出スイッチが作動し、堆砂の“有”“無”を判別する。	検出土砂は、ヘドロ状のものは感知しない場合もあるが、締まった状態であればよい。一般の河川では、礫でも可 測定可能流速は２～３m/s 、余り流速が速いとおもりが流されて感知しない場合もある。
超音波式堆砂計		水中に取り付けられた発信器から超音波を発射して堆砂面までの距離を超音波パルスの伝播時間で計測する。	測定可能流速は 1.0 m/s 以下 計測スパン 不感知部：1.0 m 最大計測距離 ：20.0m以下 その他 発信器は、水中に常に没するように取り付ける。

沈砂池下流端近傍の堆砂は、流水によって土砂が巻き込まれて水路内に流入するおそれがあるので、沈砂池の堆砂計の取付け位置は下流端ではなく、やや上流側が望ましい。

c. 損傷防止対策

取水口前面の堆砂計には、洪水時に転石及び流木等が直接当たるおそれがあるので、転石・流木対策を施す必要がある。

(4) その他

流れ込み式発電所では、除塵対策は発電所運用上重要な課題の一つであり、完全自動化，省力化を推進する完全無人管理発電所の設計に当たっては、除塵設備に自動除塵機を採用する必要がある。

自動除塵機の設置については、次の点に留意することが望ましい。

a. 渓流取水及び開渠等がない場合は、沈砂池スクリーンに設置することが望ましい。

b. 導水路等から塵芥の流入するおそれのある場合は、水槽スクリーンに設置することが望ましい。

取水口については、比較的大きな流木・塵芥の流入防止を図るため、強固で目幅の大きな（１０～２０cm）縦型スクリーンを設置するのが望ましく、沈砂池又は水槽には、水車側から要求される目幅の小さな（２～５cm）縦型スクリーンを設置するのが望ましい。

3.2 電気設備

電気設備は、設備の簡素化，合理化，標準化の下に信頼性の高いメィンテナンスフリー化の図れる機器，装置の採用を基本的な考え方とし、監視制御方式としては随時巡回方式を準用し、その思想に基づき合理的設計を行うものとする。さらにシステムに自動再起動機能を持たせるとともに、保安通報装置を導入することによって、極力溢水の防止を図るものとする。

(1) 発電機器

発電機器はメィンテナンスフリー化を図るために、構造設計上からは次の項目に重点をおき、巡視・点検回数の低減を図るものとする。

① 機能上省略可能な装置の削除
② 確実な事故停止装置の採用、又は放置運転に耐える構造の検討
③ 長寿命部品の採用
④ 標準化機器の採用と、消耗部品の定期的取替えの推進
⑤ 防災及び無公害化への配慮

完全無人管理発電所では、万一発電所内で事故が発生した場合には、水車発電機を確実に停止すると同時に、保安通報装置によって事故停止を外部に知らせ、速やかに処置して、長期間の停止を避け、溢水の防止を図ることが望ましい。確実な事故停止装置として、バックアップによるガイドベーン閉鎖装置による方式と入口弁

の非常時の重錘閉鎖装置による方式等がある。また放置運転に耐える構造として、小容量では、長時間無拘束速度で放置しても問題の無い水車発電機も開発（無拘束速度設計）されており、このような水車発電機の採用についても検討する必要がある。

また、監視制御方式として随時巡回方式を準用することによって、技術員はその発電所に出向き、発電所の監視及び機器の操作をその発電所において行い、通常は発電所の監視等を必要としない。それゆえ従来の随時監視制御方式を採用した場合に比べて、制御及び保護方式は更に合理化をすることが可能となった。

a. 水　車

水車本体は次の点に重点をおいて設計する。

① 事故停止装置を採用しない場合、長時間の無拘束速度に耐える構造
② ステンレス製ランナの採用等長寿命化
③ 発電機軸受との共用による水車軸受の省略等構造の簡素化
④ ガイドベーン・入口弁操作機構の無給油方式
⑤ 無給水式主軸封水装置の採用
⑥ 電動サーボモータの採用（ガイドベーン、入口弁）
⑦ パッキン，計器など標準品の採用と予備品点数の低減

各種の装置は、油・水を可能な限り使用しない構造とし、同時に水車補機の省略、あるいは簡素化の図れるよう、また運転保守の省力化が望める設計とする。

b. 発電機

発電機は次の点に重点をおいて設計する。

① 事故停止装置を採用しない場合、長時間の無拘束速度に耐える構造
② 発電機固有GD^2の採用
③ 一体含浸絶縁方式など耐久性構造の採用
④ 軸受の空冷化又は油自蔵式の採用
⑤ ブレーキの省略又は電磁ブレーキの採用
⑥ ブラシレス励磁方式の採用
⑦ 出口管通風方式の採用による発電所強制換気装置の省略

最近の中小容量発電機では、ほとんどの場合、発電機固有のフライホイール効果のみで、特別にフライホイールを付加していない。この場合、負荷遮断時には、無拘束速度まで速度上昇することが多い。それゆえ、短時間の無拘束速度に耐える構造にしているため、強度に対しては問題になることはほとんど無いが、長時間無拘束速度を続けた場合には、軸受の温度上昇・振動については設計上留意する必要がある。長時間の無拘束速度設計にすることによって、軸受構造が大幅に変わり、価格上昇が大きい場合には、事故停止装置を設置する場合と比較して、いずれを採用するか検討する必要がある。

c. 補　機

補機は次の点に重点をおいて設計する。

① スピーダレス調速機の採用と、応水運転のための水位調整装置の採用
② 空冷式又は油自蔵式の主機軸受の採用による潤滑装置の省略
③ 空冷式軸受及び無給水式主軸封水装置の採用による給水装置の省略
④ 発電所内の自然排水の推進と排水ポンプの省略

補機は可能な限り省略することを条件とし、省略しないまでも、極力、簡素化を図ることが必要である。

水車発電機の補機については、水車ガイドベーンの電動操作化，軸受の空冷式又は油自蔵式の採用，無給水式主軸封水装置の採用，ブレーキの省略又は電磁ブレーキの採用等を検討し、積極的にメィンテナンスフリー化を図るものとする。

調速機は、直配のない発電所を対象にしているため、単独運転を行う必要がないので、スピーダレス調速機とし、通常の運転は水槽水位による応水運転とする。

d. 変圧器

屋内設置の変圧器は、防災面，保守面で有利な乾式，モールド式を採用する。

e. 配開装置

配開装置は次の点に重点をおいて設計する。

① 警報の廃止に伴う軽故障の省略
② マイクロプロセッサの採用
③ 計器の削減及び記録計の省略
④ 無接点リレーの採用
⑤ 真空遮断器の採用
⑥ 保安通報装置の電源

技術員駐在所には技術員の常駐を必要としない。それゆえ重故障時に水車発電機を非常停止させることは当然必要であるが、重故障に至るまでの軽故障内容を技術員に警報し、その判断によって処置をとる必要はなくなった。また、発電所の監視，制御，保護装置及び同期機の場合の自動電圧調整器，電動サーボモータの制御部をマイクロプロセッサの採用により集約した多機能形の一体形制御装置の導入も検討する。

保安通報装置の電源については、水車発電機事故停止時に、同時に送電線も停止に至る場合を考慮し、保安通報方式により電源方式・蓄電池容量を決める必要がある。

(2) 制御及び保護方式

a. 監視制御方式

監視制御方式は随時巡回方式を準用するが、随時巡回に代えて保安通報装置を設置する。

完全無人管理発電所は、発電制御など遠方から一切の監視，制御，計測を行わない発電所であり、かつ、発電所の応水運転，事故時の停止，洪水時における取水設

備の完全自動制御など、技術員の判断によらず、すべて無人で自動的に操作する自己完結型を目指した発電所である。

したがって、監視制御方式は、随時巡回方式を準用することにより、技術員が技術員駐在所に常時駐在している必要はなく、また、保安警報装置の設置の必要もないが、発電所事故停止に伴う保安上の問題，溢水電力防止の点より保安通報装置を設置することにした。

完全無人管理発電所は、流れ込み式で、直配設備を持たない当面 2,000kW以下に限定しているが、随時巡回方式の適用は現状の「電気設備に関する技術基準」では500kW 以上では許可されていない。しかし、この監視制御方式が新しい試みであるため、当面500kW 未満の出力に限定するが、将来は供給信頼性の向上、電力系統容量の増大に伴う中小水力発電所の系統への影響等を予想して、 2,000kW以下とすることとした。

b. 計測項目

常時監視を行わないことから、計測装置は必要最小限とする。また遠方操作も行わないので、遠方計測も行わない。

水車発電機は停止から運転、又は運転から停止まで、すべて自動制御されるため、計測項目は次のとおりとする。

① 水車・発電機軸受温度
② 発電（送電）電圧
③ 発電機電流又は電力
④ 電力量

c. 制御・操作方法

機器の運転・停止操作はすべて発電所内で行い、遠方制御は行わない。機器の操作，制御に対する考え方は次のとおりとする。

① 運転，停止
運転，停止は応水による全自動とする。

② 負荷調整
負荷調整は、水位調整装置による自動運転とする。

③ 電圧調整
発電所の単独運転は行わないので、並列後は自動力率調整装置によるものとする。（同期発電機の場合）

④ 送電線遮断器
送電線事故時には、送電線電圧回復後一定時限で自動投入するものとする。

d. 状態表示

状態表示は「運転」と「停止」のみとする。

水車発電機の操作は、「運転」又は「停止」のみであり、起動から負荷状態（運転）まで連続して自動制御されるため、状態表示は「運転」と「停止」のみとする。

なお、水車発電機並列用遮断器及び送電線路用遮断器の開閉表示は、発電所に状態表示する。

e. 保護方式

(a) 発電所内部の発電機器の事故等はすべて「非常停止」とし、故障分類に軽故障は設けない。

(b) 送電線側の事故、又は水槽水位低下の場合には、事故回復後又は水槽水位回復後は再起動できる「再起動可能停止」とする。

(c) 発電所に故障内容を分類表示する。

発電所の安全運転のため、電気的・機械的故障に対して保護手段が講じられるが、完全無人管理発電所に対する保護方式の考え方は次のとおりである。

a′ 技術員の駐在所常駐を義務づけていないため、従来行われている軽故障時の警報は省略する。軽故障の内容を吟味し、他のバックアップの無い項目のみ停止とした。

b′ 停止は、水車発電機の運転継続が困難な故障はすべて非常停止（86-1）とするが、発電所の停止は、送電線事故などの外部事故による場合が多く、溢水電力を低減する上から、外部事故回復時に再起動できる再起動可能停止（86-6）とする。また、水槽水位の異常低下も再起動可能停止とする。

c′ 「非常停止」（86-1）させる項目は次のとおりとする。

故障項目	器具番号	備考
主回路地絡	64	
過電流	51	
過速度	12	必要な場合のみ
軸受温度上昇	38	
電動サーボ故障	86DM	必要な場合のみ
所内電源異常	27H	
自動制御故障	86C	
圧油装置故障	$63Q_3$	必要な場合のみ
直流制御電圧低下	80	
直流回路地絡	64D	
火災	28F	

d′ 再起動可能停止

「再起動可能停止」（86-6）させる項目は次のとおりとする。

故障項目	器具番号	備考
送電線地絡	151G	
送電線過電流	151	
送電線不足電圧	127	
周波数異常	195	
水槽水位低下	33HL	

① 電動サーボモータを採用している場合には、電動サーボ故障（86DM）は、次の内容等をまとめて一括故障とする。

・操作電源電圧低下

・過負荷

② 自動制御故障（86C）は、マイクロプロセッサ等自動制御部が故障した場合には、運転の継続は困難と判断し、非常停止とした。なお自動制御故障には次の項目等が含まれている。

・運転停止渋滞

・水位調整制御渋滞

③ 直流制御電圧低下（80）に関しては、電動サーボモータの場合には直流電源が制御電源のみではなく、操作電源も兼ねることになるので、非常停止とした。

④ 直流回路地絡（64D）は、直ちに主機の運転に支障はないが、正負両極の接地に波及した場合など危険が多いと考え、一定時間経過した後も地絡が継続している場合は、非常停止させることにした。

⑤ 同期発電機における単独運転を防止するため、また、誘導発電機における自己励磁現象を伴う運転を防止するため、周波数継電器を設け、再起動可能停止に入れた。

e′ 主回路接続方式

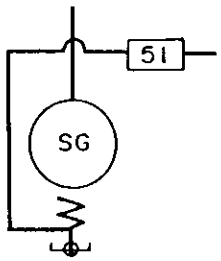
完全無人管理発電所における標準的な主回路接続方式は次のとおりである。

図－3.3 同期発電機標準単線結線図の例

図－3.4 誘導発電機標準単線結線図の例

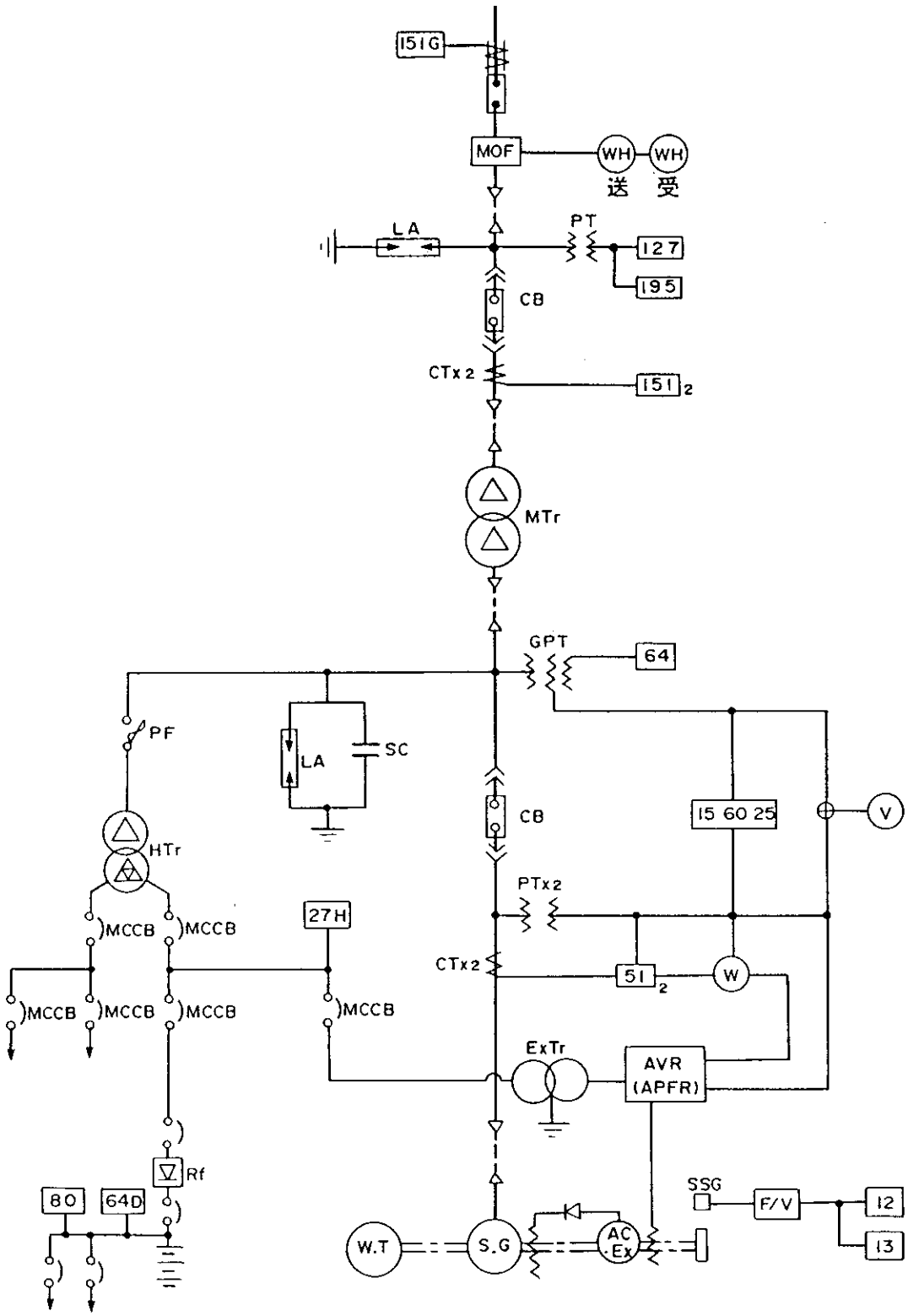
同期発電機及び誘導発電機の標準的な単線結線の例を示しているが、いずれも卸売電気事業者の発電所の場合とした。

なお、同期発電機の場合、過電流継電器（51）が十分動作し得る短絡電流を流し得る場合などには、発電機の中性点側に変流器を設けるものとする。（下図参照）

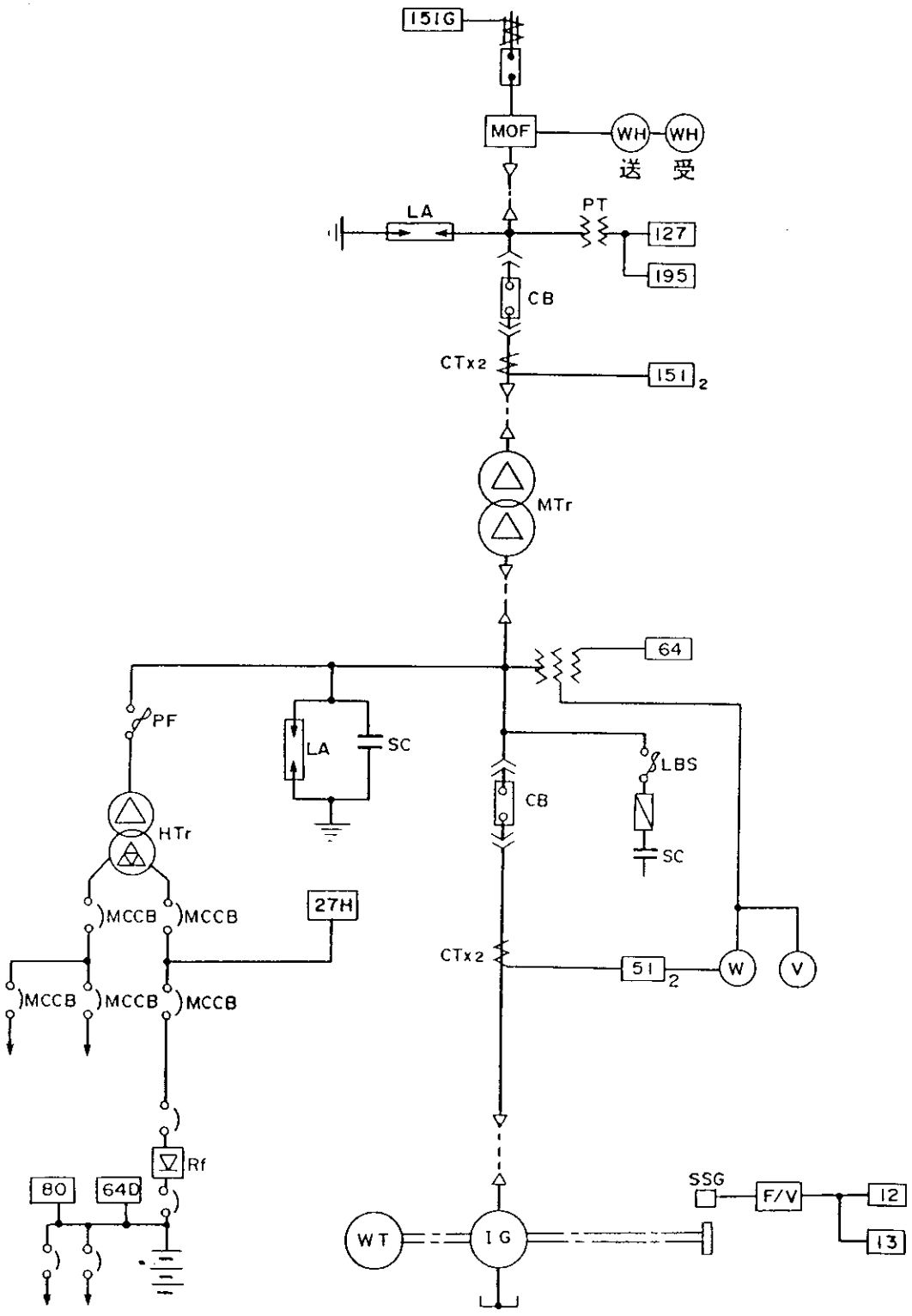


(3) 保安通報装置

遠隔常時及び随時監視制御方式の発電所における保安警報装置は省略するが、発電所が事故停止し、放置すれば長時間溢水することになるので、これを防止するため技術員又は連絡補助員に連絡する最小限の保安通報装置を施設する。



図－3.3　同期発電機標準単線結線図の例



図－3.4　誘導発電機標準単線結線図の例

完全無人管理発電所は、出力が小さく、また流れ込み式のため系統運用面への影響が少ない発電所を対象にしているので、管理所で計測、表示等による発電所の機器及び運転状況を把握する必要性が無いと判断し、監視制御方式も技術員の常駐を必要としない随時巡回方式を準用することにした。

しかし、随時巡回方式は保安警報装置が無いため、発電所が事故停止してもその把握が遅れ、復旧に長時間を要し、その間の無効放流が多くなり、不経済な発電所となるおそれがあるので、巡回に代わり保安通報装置を設けることとした。

したがって、発電所が事故停止した場合のみ、その情報を技術員又は連絡補助員へ知らせる保安通報装置を施設するものとした。通報先は、管理所又は管理所へ連絡するための連絡補助員とする。

完全無人管理発電所における通報方式には、次に示す各方式があるが、その選定に当たっては、通報距離、発電所地点の立地条件等により個別に検討し、信頼性と経済性を総合して決める必要がある。

① 通信ケーブル方式
② 無線方式
③ ＮＴＴ加入方式
④ 電力線搬送方式
⑤ モニタ方式

a. 通信ケーブル方式（有線）

発電所と管理所との間に専用通信ケーブルを敷設し、そのケーブルに信号を送り、情報を伝達する方式である。システムが最も簡単で運用も容易であり、信頼性も高く、短距離の場合は経済性に優れている。

b. 無線方式（VHF）

(a) パーソナル無線方式

市販されている超短波（VHF）無線機により情報を伝達する方式で、発受信局間の距離が短く、中間に障害物が無い地形条件が良い場合には、設備費は安価である。しかし、長距離、山間で中継局を必要とする場合には、中継局の設備費が高くなるので不利となる。又、混信を受ける場合があり、信頼性に劣るところがある。

(b) 移動用無線方式

本方式は、例えば、送電線の保守に使用しているような専用の周波数を有する無線機を使用する方式で、パーソナル無線方式に比べて出力が大きく、信号（情報）伝達距離も長い。しかし、見通しの悪い山間地等地形条件の悪い所では、アンテナ設備、中継局等の設備が必要となり、設備費用が高くなること、また専用電波の確保がますます困難になること等、問題が多い。

c. ＮＴＴ加入方式

(a) ＮＴＴ専用回線方式

ＮＴＴ専用回線を使用して情報を伝送する方式で、ＮＴＴ専用回線に空き回線がある場合、専用線として直接通報を行うことができる。

ＮＴＴ回線利用のため、工事費が安く、年経費も専用線使用料のみで経済的な方式である。

(b) ＮＴＴ加入電話方式

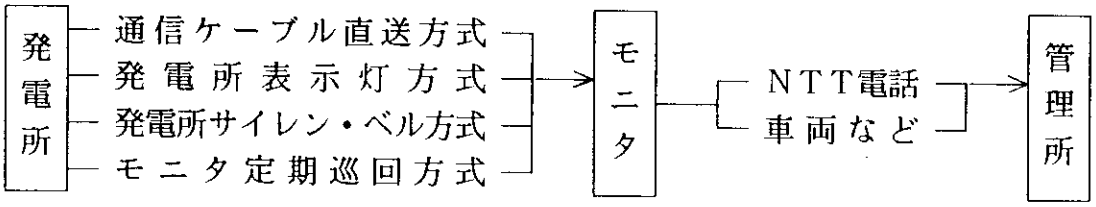
ＮＴＴの一般加入電話設備を利用して情報を伝送する方式で、発電所近傍にＮＴＴ電話回線があり、加入が可能な場合は、設備費・保守費とも最も経済的な方式である。

d. 電力線搬送方式

発電所に接続される送電線路を伝送路として情報を伝達する方式で、信頼性が最も高い利点がある。反面、設備費が各方式のうち最も高く、運用面も保守管理に当たって専任の通信技術者が必要であること等の欠点がある。

e. モニタ方式

発電所近傍にモニタ（連絡補助員）がいる場合、下図のようなルートで連絡する方式で、発電所の立地条件から、最もよい方法を選択して通報する。この場合、モニタがＮＴＴ電話に加入していれば、設備費並びに運用経費が安く信頼性が高い。



(a) 通信ケーブル直送方式

発電所とモニタ連絡所（モニタが平常駐在している場所）との間に専用通信ケーブルを敷設し、このケーブル通信回線により事故停止情報を伝送する方式であり、通報先へは警報表示器へのランプ点灯・ブザー音の発声等により通報する。

この方式は、発電所と通報先との間の地形上の制約が少なく、情報は即時高信頼性で伝達が可能であるが、通信ケーブルの既設支持物が無く距離が長い場合、通信線路新設工事費及び保守費用が大となる。

(b) 発電所表示灯方式

モニタ連絡所が発電所を見通すことができる場所に位置する場合、発電所建物の屋根部分等にモニタより見やすい場所に通報表示灯を設置し、発電所で通報を要する異常が発生した場合、この表示灯が自動点灯し、モニタへ通報する。

この方式は、情報速度が遅れること、また天候等の自然状態により情報伝送の信頼性に欠ける等の欠点があるが、設備が最も単純で安価な方法といえる。

(c) 発電所サイレン・ベル方式

モニタ連絡所が発電所と比較的近距離に位置している場合において、発電所が事故停止した場合、発電所に設置する通報用サイレン、又はベル等を鳴らし、モ

ニタへ通報する。

この方式は、モニタへの即時通報が可能であること、また装置費が安価である長所があるが、大きな音を発生させるため環境条件によって適用するのに制約がある。

(d) モニタ定期巡回方式

発電所構外より確認が可能な通報表示盤を発電所構内に設置し、発電所で通報を要する異常が発生した場合、この装置に表示する。モニタは、１日１回等定められた頻度ごとに発電所のこの通報装置を巡回確認し、通報情報を連絡する。この方式は、巡回頻度によって、情報スピードと委託費用が大きく変わることになる。又、モニタが発電所へ出向くため、情報量が多い有利性があるが、モニタとの距離・積雪等によっては経費が大となる欠点がある。

なお、この方式のモニタの選定は、モニタ連絡所の位置とは無関係に発電所付近を定期的に通過する人より選定することが望ましい。

4. 実証試験（取水設備の完全自動化実証試験）

土木設備の現状は、取水設備が洪水出水時の土砂、塵芥等の流入防止のため自動取水停止を行っているが、減水後の自動再取水を行っている例は極めて少ない。したがって取水設備を完全自動化するためには、取水停止から再取水まで一環した操作システムを確立する必要がある。このためモデル地点を選定するとともに一環した操作フローを作成し、実証試験を行い、その実用性能やトータルシステムとしての効率的運用について検証確認することを目的とした。

4.1 実証試験適地の選定

実証試験の地点選定は、昭和59年度実施した形式の異なる三つの発電所の実態調査結果より、土木設備のうち、出水及び減水時運転維持管理に人手を要している取水設備の完全自動化を目指し、次のような条件を満たす地点を対象として選定した

(a) 発電所の運用方式が流れ込み式の地点

(b) 下流に対して河川利用上、第三者に影響を及ぼすおそれがない地点

(c) 溢水電力量のうち、導水路及び沈砂池の土砂搬出に伴う作業停止と出水時における取水停止が多い地点

以上の条件を満たしている東京電力㈱熊川第一発電所を実証試験の適地に選定した。

4.2 熊川第一発電所の概要

熊川第一発電所は、利根川水系の熊川の上流部に位置する流れ込み式発電所で、その発電諸元は、最大使用水量2.23m^3/s、有効落差141.57m、最大出力 2,400kWであり、吾妻川第一自動制御所から遠隔監視制御されている。

熊川は、その源を浅間山の北東部に発し、熊川第一発電所の直上流で地蔵川と合流し、北に流下し、群馬大津付近で吾妻川に合流する全長15.5kmの一級河川である。取水口付近の河川形状は、河幅40m程度と比較的広いが、勾配は1/30～1/50とやや急流である。又、洪水時及び融雪時はもちろん、平常時でも浅間山産出の火山灰を主とした流出土砂

が多い。その他浅間山周辺、特に北軽井沢地域は観光開発が進んでいる。

4.3　設備概要

熊川第一発電所の設備諸元は、次のとおりである。又、図－4-1 に取水設備の概要を示す。

ダ　ム	:	高　さ	3.2 m
	:	頂　長	38.0m
	:	排砂門	1門（幅1.32m×高2.49m）
取水口	:	制水門	1門（幅1.91m×高2.24m）
沈砂池	:	幅	12.0m（6m×2槽）
	:	長　さ	60.0m
	:	制水門	4門（幅2.40m×高1.60m）
	:	排砂門	2門（幅1.10m×高1.20m）
導水路	:	総延長	2,340.0 m
水圧鉄管	:	総延長	325.0 m
放水路	:	総延長	8.0 m

主機仕様

水　車	:	横軸フランシス水車	
	:	基準出力	3,430kW
	:	回転速度	600rpm
発電機	:	三相交流同期発電機	
	:	定格出力	3,000kVA
	:	定格電圧	6,600V
	:	周波数	50Hz
変圧器	:	単　相	2,000kVA×3台
送電線	:	66kV	2回線

4.4　既設取水設備の調査結果（事前調査結果）

取水設備の完全自動化の設計のため、昭和60年度実施した水文、気象、発電所の停止状況の調査結果は、次に示すとおりである。

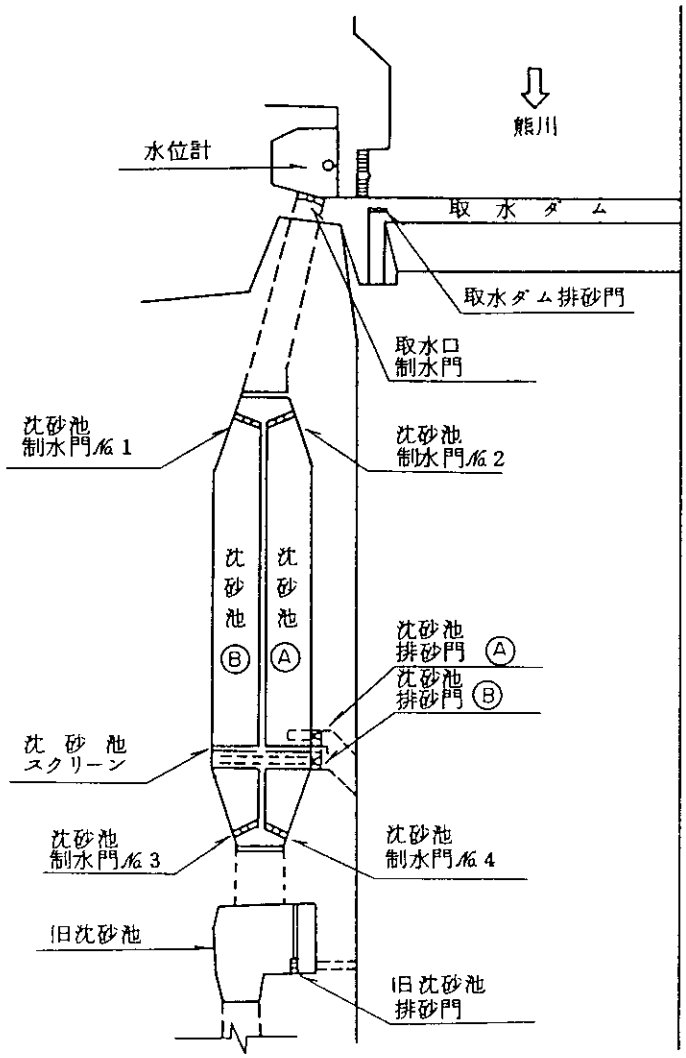
(1) 水文及び気象

吾妻川第一自動制御所においての観測記録によると、昭和50年から59年までの年平均気温及び年降水量は10℃、 1,200mm程度で気温はやや低いが降水量もそれほど多くはない。

(2) 発電所の停止状況

(a) 発電電力量及び溢水電力量

昭和50年から59年までの10箇年平均の発電電力量及び溢水電力量は約 14,000 MWh 、1,600MWhであり、平均利用率は約90%となる。



図－4.1　取水設備概要図

(b) 作業停止電力量

取水ダム及び沈砂池の土砂搬出回数と、これに伴う作業停止電力量は、取水時期及び回数に無関係で、ほぼ年間を通して変わらない。（10回／年、120MWh／年）

また、洪水による取水停止は、４～５月の融雪と７～９月の梅雨及び台風が主たるもので、10月以降は、ほとんどみられない。（表－4.1 参照）

(3) 動力電源

熊川第一発電所の取水設備用動力電源は、最寄りの既設配電線より商用電源(200V)を受電している。

表－4.1 土砂搬出に伴う作業停止と出水時における特別停止(A) の内訳

項目＼年度			50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	合計	平均
土砂搬出に伴う作業停止	回数（回／年）		10	8	8	10	11	9	15	9	13	11	104	10.4
	作業停止時間（hr）		72	52.5	38.5	81.8	78.1	58.7	85.0	69.75	88.0	74.5	698.85	69.9
	平均使用水量（m^3 /s）		1.66	1.84	1.72	0.94	1.54	1.61	1.88	1.27	2.16	1.48	16.1	1.61
	電力量（MWh/年）		128.40	104.00	71.20	82.40	129.50	101.50	172.00	95.10	204.30	118.90	1,207.30	120.7
	搬出土砂量 m/年	ダム	2,150	1,750	1,600	2,400	2,750	2,250	3,750	2,940	3,850	2,550	25,990	2,599.0
		沈砂池	500	450	160	320	1,380	1,290	1,950	3,590	2,520	1,300	13,460	1,346.0
		合計	2,650	2,200	1,760	2,720	4,130	3,540	5,700	6,530	6,370	3,850	39,450	3,945
特別停止A	回数（回／年）		9	10	0	1	4	2	7	2	8	2	45	4.5
	電力量（MWh/年）		254.70	379.90	0	25.50	144.9	31.00	455.80	404.20	602.90	81.50	2,380.4	238.0
出水の発生原因			融雪及び梅雨	融雪及び梅雨		梅雨	台風20号及び融雪	梅雨及び雷雨	台風15号及び梅雨	台風18号及び雷雨	台風5,10号及び融雪	融雪及び梅雨		

4.5 完全自動化の設計

(1) 洪水時操作フロー

現状の洪水時の操作は、ダム越流水深11cm（Q＝2.70m^3 ／s ）になると、濁度、堆砂に関係なく、自動的に取水停止となる。

操作フローは、河川流量13m^3 ／s （既往最大取水停止流量）となるまで、センサーにより濁度、堆砂の順で検索しながら取水及び排砂を行い、この値になると取水口制水門を全閉、ダム排砂門を全開し、取水停止する。

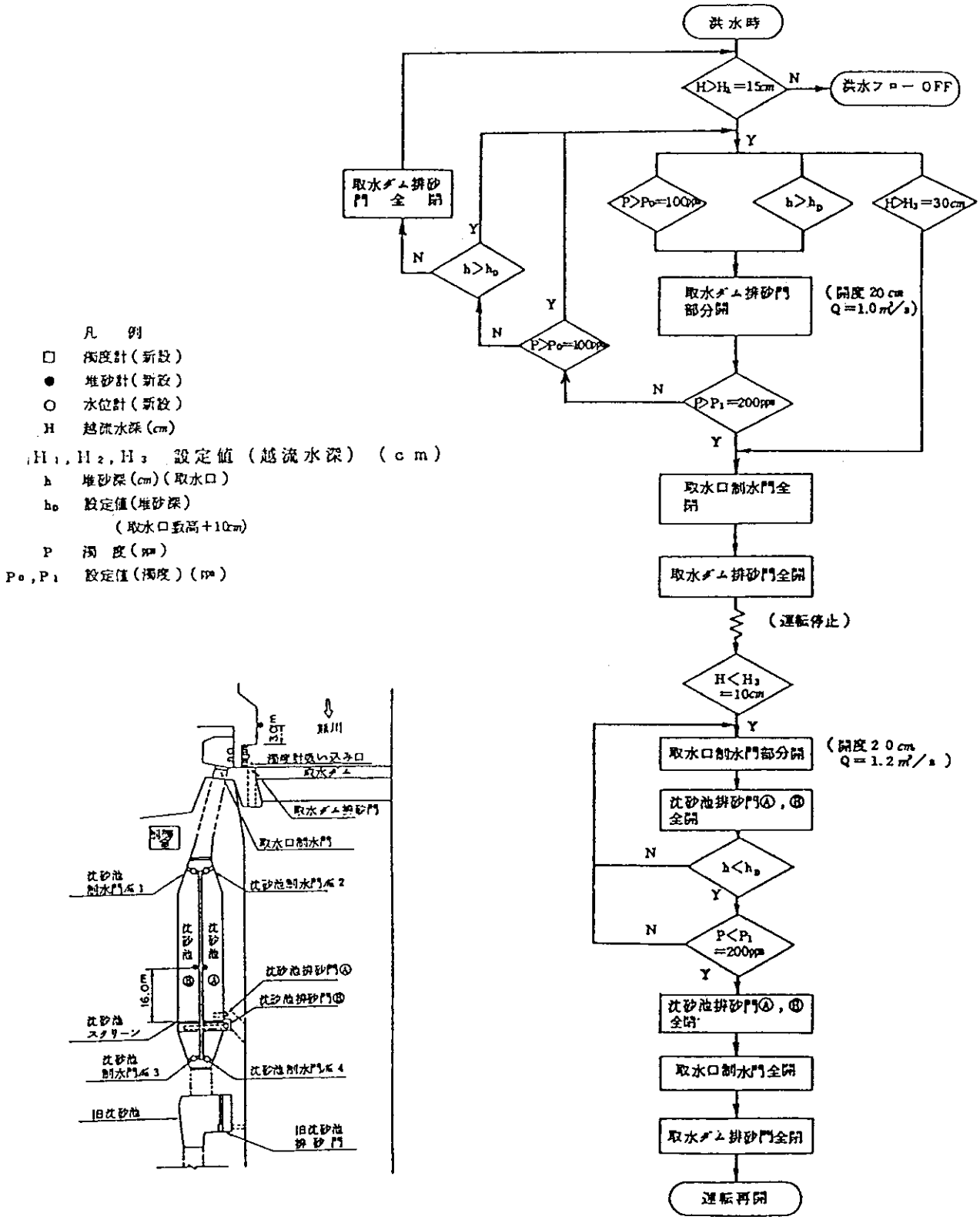
又、減水時における無効流量を利用して、沈砂池の堆砂状況にかかわらず、沈砂池の　　槽とも排砂し、でき得る限り平常時の沈砂池排砂作業のひん度を少なくし、溢水電力量の低減に努める。（図－4.2 参照）

(2) 沈砂池排砂フロー

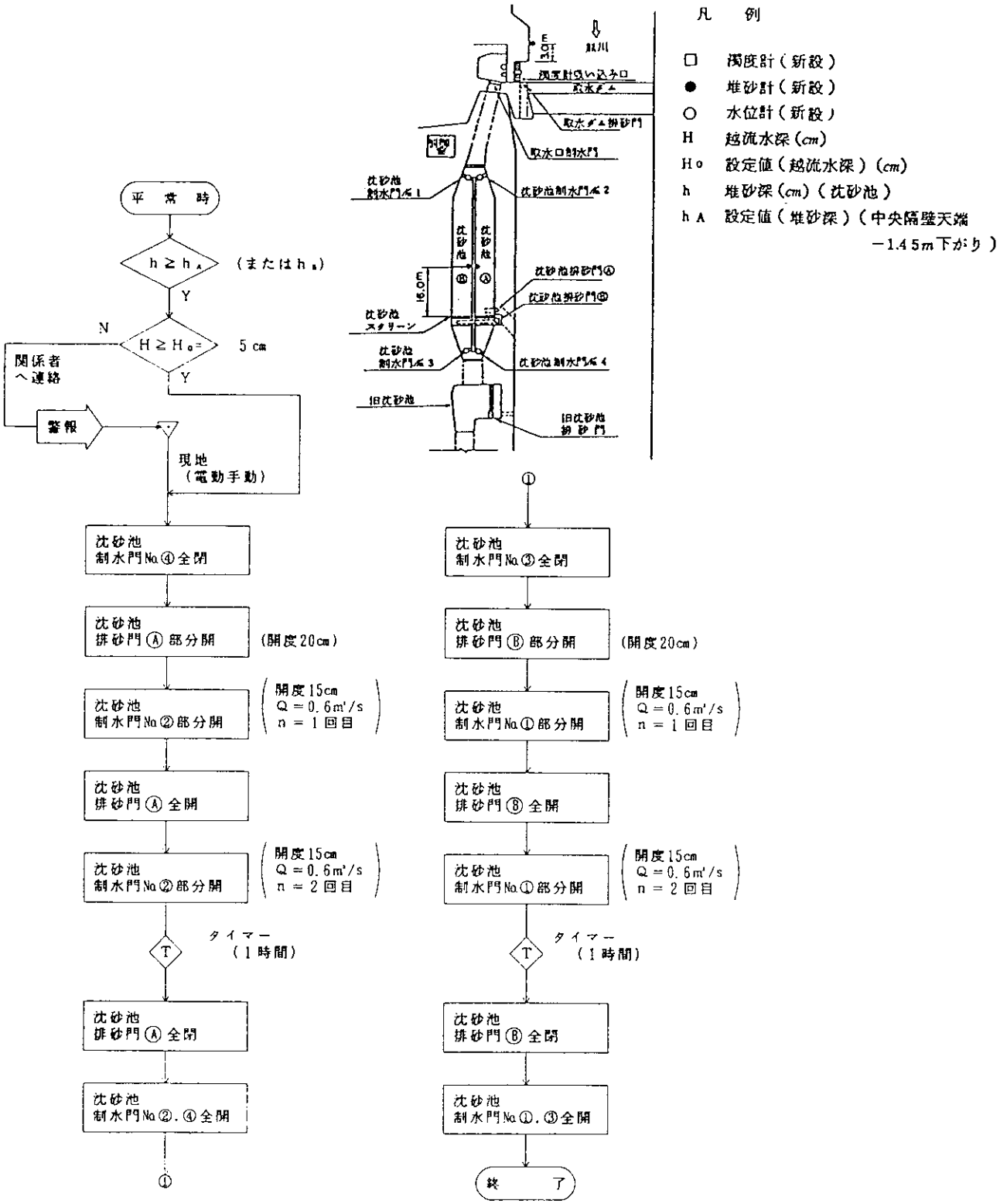
現状の沈砂池排砂作業は、放流による事故防止を図るため、事前に関係各所に連絡してから１m^3 ／s の予備放流を１時間行い、その後で作業を実施している。このことから、今回の操作フローにおいても沈砂池内の堆砂計により、排砂の必要ありと判断した時にはダム越流水深をチェックし、５cm以上の水深（１m^3 ／s ）であれば、自動的に排砂作業が実施される。

又、５cm未満で排砂作業を行う場合は、当面現状と同様、関係各所に連絡した後、沈砂池排砂門を部分開とし、１時間の予備放流を行った後、これを実施する。　さらに実証試験を行い、設備並びに河川特性を調査し、沈砂池の排砂水量は、平均0.85m^3 ／s が適切と判断された。

このため予備放流量１m^3 ／s は不要となり、図－4.3 に示す最終フローとした。



図－4.2　洪水時操作フロー



図－4.3　平常時沈砂池操作フロー（最終フロー）

(3) 検出装置

(a) 検出装置の配置及び設備概要

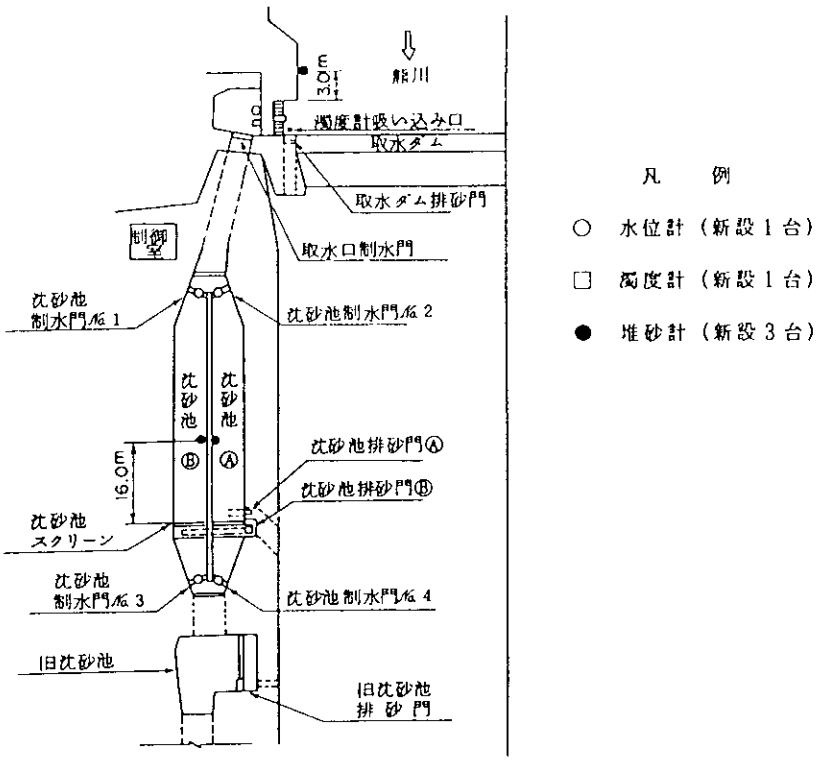
熊川第一発電所、取水口設備の完全自動化の検出装置の配置及び設備概要は図－4.4 に示すとおりである。

取水口前面には河川状況を把握するため、水位計、堆砂計、濁度計を各１台設置している。

沈砂池には、沈砂池スクリーン前面の堆砂状況を把握するため、堆砂計を　，各槽に１台づつ設置している。

堆砂計の設置高さは、取水口前面では、取水口敷高プラス10cmとし、沈砂池については、スクリーンより16.0m上流側の中央隔壁天端より1.45m下がりに設置している。

又、制御室には制御装置と記録装置を設置し、完全自動化システムの運用と運転状況等を記録するものである。



図－4.4　機 器 の 配 置

4.6 実証試験結果

(1) 操作フロー

a. 洪水時操作フロー

洪水時操作フローの実証試験結果は、次のとおりである。

(a) 洪水時操作フローは、図－4.2 に示す操作フローで実証試験を実施し、この間に４回洪水出水を記録した。

この実証試験の結果、４回ともフローどおり正しく動作した。特に洪水減水時が、通常勤務時間外のため保守管理員が不在にもかかわらず、表－4.2 に示すとおり再取水を実施し、溢水電力量の低減が図れた。

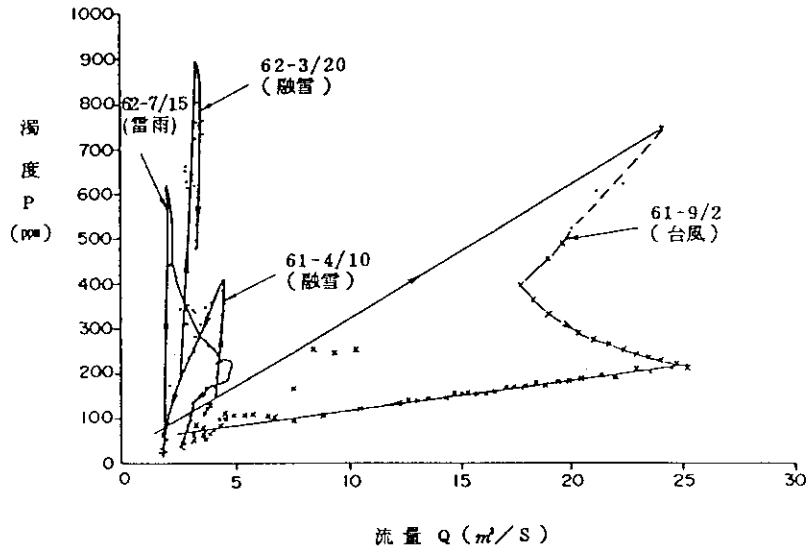
表－4.2　洪水時運転状況（昭和62年７月15日）

項目／時刻	熊川第一発電所 運転状況	発電々力量 (kWh)	使用水量 (m³/s)	河川流量 (m³/s)	取水口設備の完全自動化 ゲート動作状況	ダム越流水深 (cm)	河川濁度 (ppm)	堆砂状況 (有無)	ゲート開度 ダム排砂門 (cm)	取水口制水門 (cm)	沈砂池制水門 ①,② (cm)	沈砂池制水門 ③,④ (cm)	沈砂池排砂門 Ⓐ,Ⓑ (cm)	備考
18'		1600	1.56	1.84		−47	25	ナシ	0	80	180	全開	0	
61'					（洪水フロー開始18' 49 '）	16	616	ナシ	0	80	180	全開	0	•7月15日自動で取水停止
					49 '～51 ' 取水口制水門 全閉	16	599		0	53			0	
19' 00	取水停止 運転停止	1900	1.82	2.14	51 '～57 ' ダム排砂門 全開	3	484		210	0			0	
					1 '～ 2 ' 取水口制水門 部分開	−15	418			20			100	
					2 '～ 5 ' 排砂門Ⓐ 全開	9	347	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
					5 '～ 8 ' 〃 Ⓑ 〃	13	357	ナシ	↓	↓	↓	↓	↓	
						13	347	アリ	↓	↓	↓	↓	↓	
20'		400	0.58	3.67		11	283	↑	↓	↓	↓	↓	↓	
						19	278	↑	↓	↓	↓	↓	↓	
						21	268	↑	↓	↓	↓	↓	↓	
						18	259	↑	↓	↓	↓	↓	↓	
						22	248	↑	↓	↓	↓	↓	↓	
						25	237	↑	↓	↓	↓	↓	↓	
						27	231	↑	↓	↓	↓	↓	↓	
21'		0	0	4.85		25	223	↑	↓	↓	↓	↓	↓	
						23	218	↑	↓	↓	↓	↓	↓	
						16	212	（堆砂有り）	（全開）	（部分開）	（全開）	（全開）	（全開）	
						15	204	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
						12	198	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
						10	194	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
22'		0	0	4.69		7	190	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
						5	184	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
						2	180	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
						2	176	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
						−3	173	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
						−10	170	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
23'		0	0	3.70		−12	162	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
						−17	159	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
					34 '～37 ' 排砂門Ⓐ 全開	−23	157	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
					37 '～40 ' 排砂門Ⓑ 全開	−27	154	アリ	↓	↓	↓	↓	100	
					40 '～42 ' 取水口制水門 全開	33	151	ナシ	210	20			Ⓐ 0 Ⓑ 11	
48'					42 '～48 ' ダム排砂門 全開	−29	150	ナシ	0	80	180	全開	0	•23時48分、自動で再取水
24'	再取水	0	0	3.37	（洪水フロー終了23' 48 '）									

(b) 取水停止時並びに巡視点検時に導水路及び水槽を調査した結果、土砂流入の無いことを確認した。

これにより、洪水時操作フローは、適切であったと思われる。

(c) 当初、熊川の河川特性を考慮し、取水停止及び再取水の条件として、“河川流量（水位）”、“堆砂”、“濁度”を組み入れたが、取水地点の濁度と流入土砂の粒度及び量の調査結果より、図－4.5 に示すように、河川流量と濁度の相関性が低いことから、取水停止及び再取水の条件に濁度を採用することは適切でないと考えられる。



図－4.5　個別出水ごとの河川流量と濁度の関係

(d) したがって洪水時操作フローは、実証地点のように水位計、堆砂計、濁度計を考慮した制御方式よりも、従来どおりの水位計に堆砂計を追加した制御方式の方が簡単で、現状の操作方法に合致した制御方式と思われる。

b. 平常時沈砂池排砂フロー

平常時沈砂池排砂フローの実証試験結果は次のとおりである。

(a) 平常時沈砂池排砂フローは、昭和61年度は正常に動作し、初期の目標どおりの成果を得たが、さらに実証地点の設備と河川の特性を考慮し、昭和62年度は予備放流の廃止、第２段階排砂の省略及び　・　槽連続排砂にした“最終フロー”（図－4.3 ）で実証試験を実施し、この間に９回、沈砂池自動排砂を記録した。

この実証試験の結果、“最終フロー”による１回当たりの排砂時間は、自動

化前の 6.7hrに対して 3.8hrが短縮され、溢水電力量の低減が図れた。

(b) 平常時沈砂池排砂は、洪水時に排砂する場合と異なり、排砂放流による河川の急激な水位上昇のおそれがある。

このため沈砂池排砂門をいきなり全開するのではなく、下流の状況に応じ、排砂門を段階操作し、適切な排砂を行い、下流への危険防止を図った。

(c) 排砂に必要な流量と排砂時間は、沈砂池形状、排砂門の容量、流入土砂量等を勘案し設定した結果、排砂効果は良好であった。

(d) 昭和61年度の台風15号の時、多量の土砂、転石が長期にわたり取水口前面に堆積したので、流水のみでは十分に排砂できなかったため、重機等で排除した。

このため、長期間にわたり多量の土砂が流下する場合には、平常時でも取水ダムの排砂門から排砂し、早期に取水口前面を定常状態に戻すため、取水口前面の排砂についても検討したが、ダム排砂門から排砂する場合には、運転停止となること及び実証地点沈砂池が複槽のため、沈砂池から排砂する場合には全停しないで排砂できることから、平常時の取水ダムからの排砂操作フローの導入は必要ないと思われる。

(2) 検出装置

a. 水位計

水位計は精度的にも信頼性が高く、また洪水初期の急激な水位変動に追従でき、連続測定が可能なフロート式水位計を使用した。

その結果、初期トラブル以外は無く、正常に動作したことを確認した。

b. 堆砂計

堆砂計は、実証地点の対象粒度に適しており、又採用実績も多く、保守が容易で価格の安い熱式堆砂計を使用した。その結果、初期トラブル以外は無く、正常に動作したことを確認した。

ただし、取水口前面に設置した堆砂計は、堆砂検出後、長期間排砂しない場合には、検出回路の温度差が設計値より大きくなり、“故障表示”する場合もあるので、事前に堆積土砂を使って検出電圧のチェックを行う必要がある。

c. 濁度計

濁度計は、測定水の着色、気泡の影響が無く、濁度測定器の接液部を超音波で洗浄可能な散乱光透過方式を使用した。

その結果、測定器本体についてのトラブルは全く無かったが、測定水の採水設備のうち吸い込み口の目詰まりや、埋没等により測定水が規定量（平均水量として5～20ℓ／min）以下となるおそれがあるので、吸い込み口の目詰まり防止策として、ストレーナ（ヘチマロン）を設置した。これは目詰まり防止には効果的であった。

なお、実証地点では、ポンプ運転を終日行ったが、洪水時のみ稼働すると、ポンプ稼働時間が極端に減り、ポンプ寿命が延びるとともに、吸い込み口の目詰まりも相当緩和されるものと思われる。

(3) 実証試験の評価

実証試験の評価は、取水設備の完全自動化によって得られた洪水時の自動再取水によるメリットと沈砂池の自動排砂によるメリットで評価する。

a. 洪水時の自動再取水によるメリット

従来は、洪水出水後の再取水は、保守管理員が深夜及び早朝を除いた通常勤務時間内で行っている。このため完全自動化することにより、深夜及び早朝での取水開始が可能となるので、溢水電力量の減によるメリットが得られる。

実証試験結果と、従来どおり通常勤務時間内で再取水を行う場合の溢水電力量の比較を表－4.3 に示す。なお、再取水は、翌朝９時30分に開始するものとした。

表－4.3　洪水時の溢水電力量の比較

年度	出水区分	完全自動化（実績値）		従来型（推定値）	
		溢水時間	溢水電力量	溢水時間	溢水電力量
昭和61年度	融雪	7時間20分 4/10 4/10 15° 35′ ～22° 55′	17.6 MWh	17時間55分 4/10 4/11 15° 35′ ～ 9° 30′	43.0 MWh
	台風	9時間 9/3 9/3 3° 00′ ～12° 00′	21.6 〃	9時間 9/3 9/3 3° 00′ ～12° 00′	21.6 〃
昭和62年度	融雪	1時間50分 3/20 3/20 17° 00′ ～18° 50′	4.4 〃	16時間30分 3/20 3/21 17° 00′ ～ 9° 30′	39.6 〃
	雷風	4時間57分 7/15 7/15 19° 00′ ～23° 57′	11.88〃	14時間30分 7/15 7/16 19° 00′ ～ 9° 30′	34.8 〃
計		23時間7分	55.48 MWh	57時間55分	139.00 MWh

この結果、洪水時操作フローにより、自動再取水によるメリットは、(139.0－55.48)MWh ／２年間＝41.76MWh／年間の溢水電力量の減となる。

b. 平常時の沈砂池自動排砂によるメリット

沈砂池自動排砂によるメリットは、最終フローの実績（表－4.5 ）の排砂に要する平均水量0.82m³ ／s を使って、昭和50年度～昭和59年度の10か年平均に換算し、溢水電力量（表－4.4 ）を求め、自動排砂前の実績値との差分を溢水電力

量の減とすると、そのメリットは94.18MWh／年となる。

表－4.4　沈砂池自動排砂の溢水電力量の比較

	昭和50～59年度の10か年平均（実績）	昭和62年度実績を基に10か年平均に換算	溢水電力量
作業回数（回）	10.4	10.4	
作業時間（hr）	69.9 （6.7）*	30.2 （2.9）	
排砂に要する平均水量（m^3／s）	1.61	0.82	
溢水電力量（MWh／年）	120.7 (11.6)	26.52 （2.55）	94.18
10か年平均値に対する1回当たりの溢水電力量の比率（%）		22	

＊（　）内は1回当たりに換算したものである。

（参考）　最終フローによる排砂実績

最終フローによる排砂状況は表－4.4，4.5 に示すとおりであり、平均溢水電力量は、2.55kWhで、排砂に伴う排砂水量は、0.66m^3／s ～0.98m^3／s 、平均0.82m^3／s であった。

表－4.5　自動排砂状況表

	溢水電力量	作業時間	排砂に要する平均水量	備考
昭和62年10／23	2,060 kWh	2.9 hr	0.66 m^3／s	昭和62年度フロー
11／10	3,050 〃	2.9 〃	0.98 〃	〃
計	5,110 〃	5.8 〃	(0.82) 〃	（）内は平均値である

注）排砂水量は $\dfrac{\text{溢水電力量}}{\text{作業時間}\times\text{公称電水比}}$ として求めた。

c.　まとめ

取水設備を完全自動化することで、表－4.6 に示すように、溢水電力量の減少分は、洪水時の自動再取水により41.76MWh／年、沈砂池の自動排砂により

94.18MWh／年、計 135.94MWh／年となる。

表－4.6　取水設備の完全自動化によるメリット

	溢水電力量の減少分
洪水時の自動再取水	41.76 MWh ／年
沈砂池の自動排砂	94.18 〃
計	135.94 〃

5. 留 意 点

5.1 監視制御方式

完全無人管理発電所における監視制御方式は、随時巡回方式を準用することにしている。随時巡回方式は、常時監視をしない発電所に適用する監視制御方式で、「電気設備に関する技術基準」第56条によれば、常時監視をしない発電所の施設が許される条件として、技術員が技術員駐在所などに常駐しない場合には次のように定められている。

すなわち、原動機及び発電機に自動負荷調整装置又は負荷制限装置を施設する発電所（出力 500kW未満の水力発電所に限る。）であって、電気の供給に支障を及ぼさず、かつ、技術員が随時巡回する発電所と規定されている。

それゆえ随時巡回方式が採用できる発電所は、原則的には 500kW未満であるが、現在の技術レベル及び電力網から考えて、 2,000kW未満の発電所を対象にした完全無人管理発電所の監視制御方式も随時巡回方式に準じてもよいと判断し、準用することとした。

5.2 運転保守

土木設備は従来行ってきた巡視方式とするが、電気設備は従来より大多数の発電所で実施している「普通巡視」「精密巡視」の区別を無くし、「普通巡視」を指向した定期的な巡視とする。そのため予防保全的な思想を取り入れ、長寿命高信頼度機器の採用と、小物消耗部品の一定年数使用ごとの取替えを必ず行うことが前提である。

又、巡視と同様点検についても、土木設備は従来どおりの点検保守とするが、電気設備は、「普通点検」と「精密点検」の区別分を無くし、従来の「精密点検」を指向した定期的な点検のみとする。

むすび

本書の初版は、通商産業省の委託を受けて（財）新エネルギー財団・水力本部が発足以来進めてきた水力発電のコスト低減技術の成果を広く一般に提供し、水力開発を進めていこうとする方々に広く利用され、かつ、水力開発促進の一助となることを願い、昭和６０年１０月に刊行しました。

その後、７箇年が経過しましたが、その間には開発された新技術の信頼性実証試験を実施するなど、試験結果の分析・総合評価が行われました。また、新規テーマとしてダム基礎処理の新工法等、新しい技術も追加開発されたため、できるだけ最新の技術を多く取り込んだ増補改訂版の作成を急いだ次第です。

今回（増補改訂版）の編集に当たっては、（財）新エネルギー財団内に東京電力㈱工務部部長　江川顕一郎氏を委員長とする「中小水力発電の新技術の手引（改訂版）編集委員会」を設け、委員各位に本書の構成、執筆者の推薦、さらには執筆原稿のチェックなどについてご指導、ご協力を頂きました。

また、現在、ＪＩＳ規格では単位をＳＩ（国際単位系）による単位系に移行することが進められておりますが、本書ではＳＩ単位が一般にはまだなじみが薄いこともあって、ＪＩＳを引用した一部の記述を除いて従来単位（非ＳＩ単位）を使用することと致しました。

本書は、前述のように既に開発され、実用化されつつある最新の技術を記載したものですが、（財）新エネルギー財団・水力本部では通商産業省の委託を受けて、更に中小水力の開発を促進するために水力システムの合理化、発電効率の向上、調査・設計・施工の機械化・自動化等の技術開発を進めております。これら開発中の新技術については、実証試験等によりその成果が出た段階で、別途、当財団が年３回開催している「中小水力発電技術に関する実務研修会」でも紹介することとしています。

最後になりましたが、通商産業省、ご多忙の中執筆に当たった方々及びご指導・ご協力を賜りました編集委員の各位に対し、厚くお礼申し上げるとともに、願わくば、本書が水力開発を進める方々に広く利用され、水力発電のコスト低減に役立つことを期待いたします。

平成５年１月

財団法人　新エネルギー財団
理事　水力本部長　合田　昌満