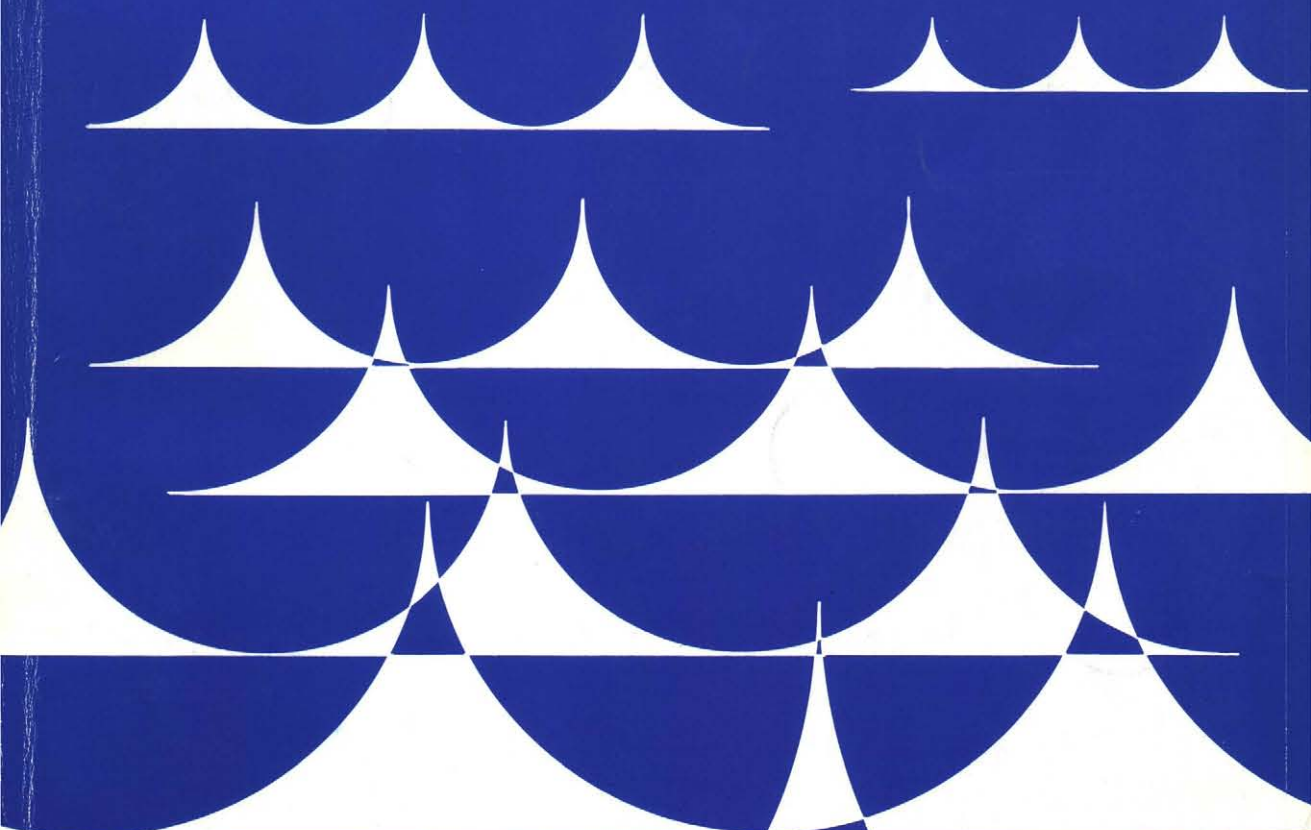


水と土

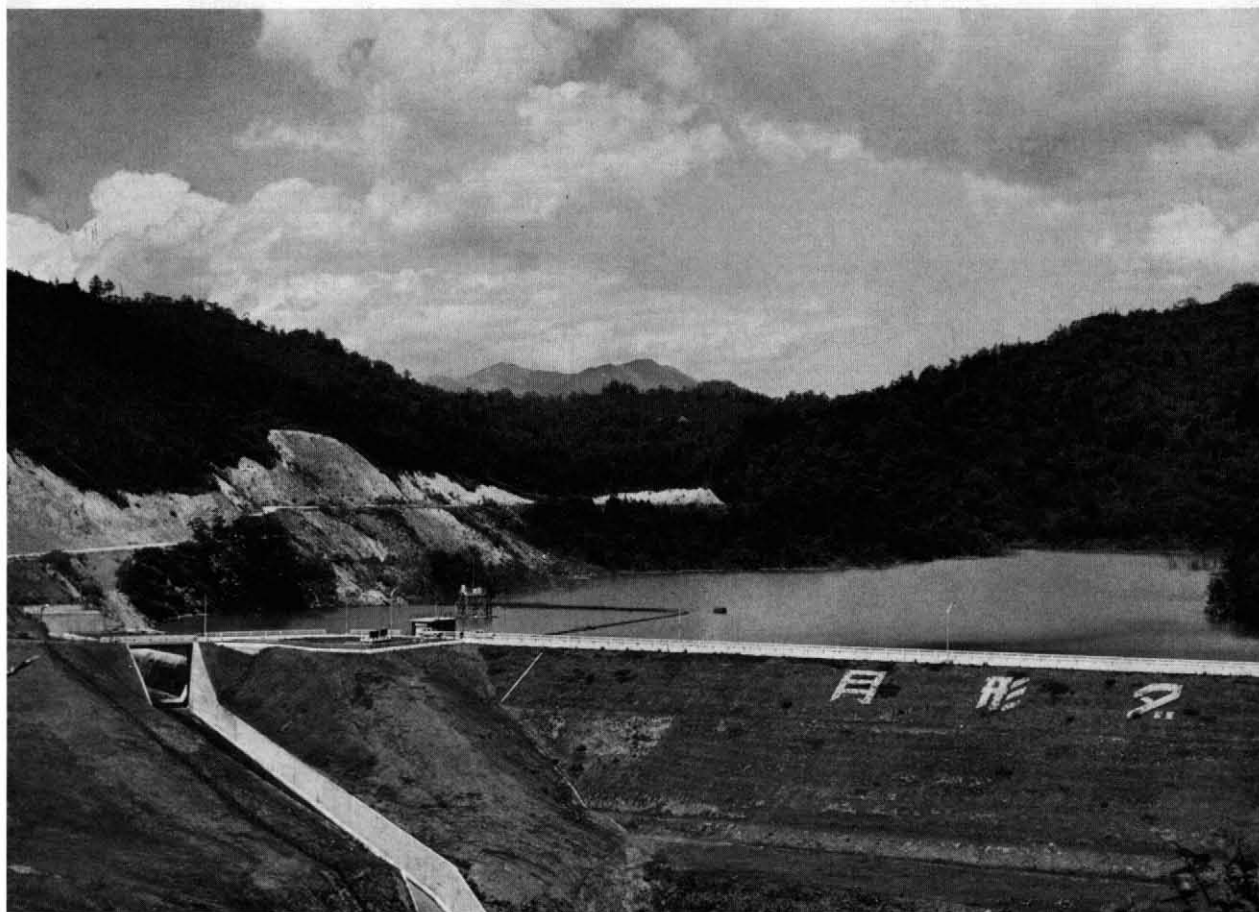
第 30 号



昭和52年 9 月号

農業土木技術研究会

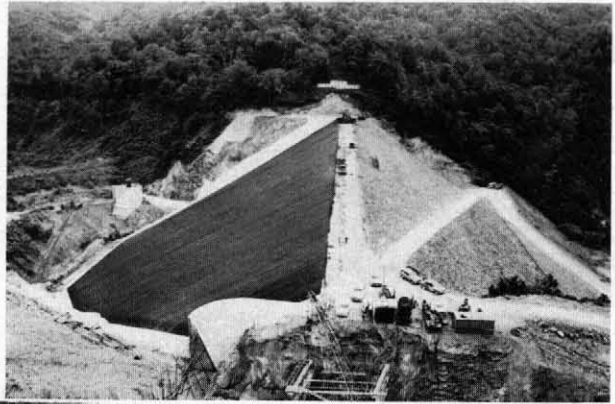
月形ダム



ダムは国営南月形地区の基幹施設として、昭和50年に完成し、1,120haの水田と畑地にかんがい用水を供給している。

ダム諸元 型式、中心コア型アースダム、集水面積 32.3km²、
総貯水量 4,810千m³、有効貯水量 4,230千m³、堤体積 308千m³
堤高 28.8m、堤長 208m、最水量(最大) 1,955m³/s
総工事費 1,012百万円

舗装が進む 双葉ダム



①

① 北海道における初めての表面
アスファルトしや水型ロック
フィルダムの誕生（基層の舗
設終了の状況）



②

② 左岸カットオフギャラリー
と舗装の接合作業。



③

③ ④ 舗設工の指令室（ウイチポーター）
の稼働状況

（大成道路提供）



④

水 と 土

目 次

グラビア

月形ダム・舗装が進む双葉ダム

報 文

ダムの堆砂問題について

——中勢用水地区安濃ダムの事例を中心として——

千賀裕 山今吉 山本下 勝三行 義太郎 三行 (2)

洪水調節工を併設する特殊型側溝余水吐の水理設計について

——真栄里ダム余水吐の水理模型実験を例として——

川合 亨 松本 良 加藤 敬 (13)

笹川揚水機場の設計について (その1)

木村 隆 樋田 明 中研 重信一 (24)

房総導水路の不定流解析例について

丸山 浩 井口 一 雄 (37)

世界銀行に勤務して2年

的場 泰 信 (54)

資 料

埋設とう性管に対する土の反力係数について

村 上 康 蔵 訳 (66)

土地改良事業計画設計基準農道 (その1)

舗装の改訂(案)について

中 村 和 也 亀 田 昌 彦 (72)

第三次全国総合開発計画 (三全総) 国土庁試案について

岡 本 芳 郎 (78)

河川協議

——水利権取得の事例紹介と解説 (その1)——

川 又 政 園 荻 原 恒 躬 千 賀 裕 太郎 大 賀 裕 太郎 尾 峰 雄 (88)

講 座

知っておくべき測量技術のポイント (その5)

——基準点測量 (三角, 多角測量) の概説(3)——

山 下 源 彦 高 橋 久 雄 (95)

研修会開催ご案内

.....(77)

会 告・編集後記

.....(112)

No. 30

1977

September

水と土 第30号 報文内容紹介

ダムの堆砂問題について

——中勢用水地区安濃ダムの事例を中心として——

千賀裕太郎 今吉 洋二
山本 勝三 山下 義行

ダムの堆砂によって生起する問題は、ダム貯水池の埋没と池敷上流端付近の河床上昇及びダム下流の河床低下である。この報文は堆砂のメカニズムを簡単に説明するとともに、東海農政局中勢用水地区安濃ダムの堆砂対策において行った水理模型実験及び諸調査の結果とその対策を紹介し、今後の他地区における業務の参考に供するものである。

洪水調節工を併設する特殊型側溝余水吐の水理設計について

——真栄里ダム余水吐の水理模型実験を例として——

川合 亨 松本 良男
加藤 敬

ダム計画条件によっては、洪水調節工を側溝余水吐に併設々計することが可能である。この形式では、設計洪水時に調節工側の流量と側溝側のそれとの流量配分率を、ある程度変化させた幾つかの設計案が考えられる。本論文の狙いは、水理実験を踏まえて、このことについて考察し、合理的設計案を見出すことにあった。ここでは、副題の実験結果に基づき水路式併設案の設計法を中心に述べた。

笹川揚水機場の設計について

木村 隆重 樋渡 明信
田中 研一

この笹川揚水機は、九十九里浜沿岸に広がる7.615haの水田にかんがいするための基幹施設で、その規模は口径1,200mm、240KW 横軸両吸込渦巻ポンプ3台で毎秒10.33 m³/sec の揚水を行うものあり、昭和51年度から関東農政局大利根用水農業水利事業所が施設の全面整備を行なっているものである。

本報文はポンプ機械設備についての計画設計に関する基本的事項について述べるものである。

房総導水路の不定流解析例について

丸山 治 井口 一雄

本稿は、房総導水路に設置された揚水機場の運転操作によって生ずる調整水槽および導水路の流況把握を主目的として、導水路の不定流解析を行なったものである。

本不定流解析は、既発表文献を参考にし、本導水路に合った数理モデルを作成し、さらに水理実験との比較照合によりモデル精度のチェックを行なった上で目的とする演算結果を得たものである。

世界銀行に勤務して2年

的 場 泰 信

国際復興開発銀行（世界銀行、あるいは世銀）の設立が第2次大戦中に連合国側で考えられ、1946年に業務を開始するに至る経緯、融資の条件としての世銀ローン、IDAクレジット、TWローンの内容、加盟国、世銀の機構、世銀およびIDAの融資額等について紹介し、さらに、筆者が勤務するかんがい及び地域開発課の機構と業務の内容、世銀が派遣するMissionの種類と業務の内容ならびに経済協力状況について報告する。

ダムの堆砂問題について

——中勢用水地区安濃ダムの事例を中心として——

千賀 裕太郎* 今吉 洋二**
山本 勝三*** 山下 義行****

目 次

1. はじめに……………(2)	(2)崩壊土量調査……………(9)
2. 中勢用水地区の概要……………(3)	(3)砂防堰堤の堆積土砂量……………(9)
3. バックサンドのメカニズム……………(3)	(4)河川の流砂能力……………(10)
(1)堆砂のフローチャート……………(3)	6. 堆砂設計と対策……………(10)
(2)堆砂の形式……………(4)	(1)従来の堆砂設計……………(10)
(3)堆砂の形状……………(4)	(2)設計堆砂量……………(11)
(4)バックサンドの実際例……………(4)	(3)堆砂形状……………(11)
4. 水理模型実験……………(6)	(4)堆砂対策……………(11)
5. 土砂流出調査……………(9)	結 び……………(12)
(1)山地崩壊状態……………(9)	

1 はじめに

世界最古といわれるエジプトの遺跡ダム (el-Kafara Dam, B. C. 2950~2750年間築造) の調査によれば、流域面積186.5km²からの流出土砂の堆積が6万t余り認められたという注1。これが何年間の利用期間にわたるものか定かではないし、それが5千年前の当時にとどのような社会問題となったか知るよしもない。だが、おもに洪水時に進行する堆砂層は、さながら年輪のように太古の歴史をしのぼせる。現代エジプトにおいても、アスワンローダムが数次にわたって堆砂により埋没し、この後築造したアスワンハイダムにあっても、その土壌堆積が流域の物質循環を大きく変え、湖水の富栄養化と、下流域における肥沃な洪水を利用した農業の基盤喪失をきたしているという。

わが国におけるダム堆砂の問題は、ある意味においてこれにもまして重要である。すなわち、国土面積38万km²の2/3~3/4が山地で占められていること、土壌侵食の速度が世界平均の4~8倍と大きく、年間1億t以上の土砂が生産されることなどは周知の通りであるが、今日までの農業用水を含む水資源開発、電源開発、治水事業等のための主要ダムが占める流域面積が、国土面積の約1/5、山地面積の約1/3に達していることを知る人は少ない。山

地で生産された土砂の3割が、ダムにより捕捉されるか、またはダムを通過するという事実は注2、わが国におけるダム堆砂の問題の大きさを示すに充分であろう。

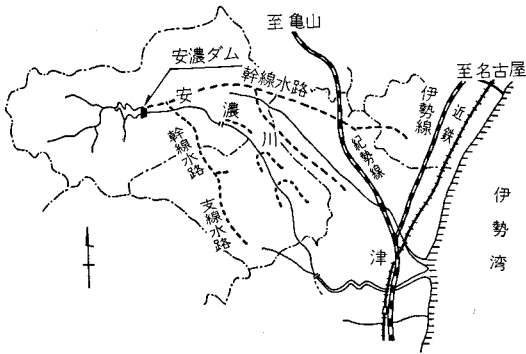
ところで、ダムの堆砂問題は、実際に如何なる問題として提起されるのであろうか。河川は水そのものの輸送路であるとともに、同時に土石の輸送路でもある。河川は最上流の尾根から最下流の河口に至るまで、ある所は土砂の生産地であり、ある所は土砂の堆積地である。土砂の輸送によって河川は生きもののように自らの姿をかえるが、それ自身が地形の変化の主要な部分に他ならない。河川に設けられたダムは、水とともに土砂の輸送を遮断することによって、流域の地形変化に大きな影響を与える。すなわちダムの貯水池上流端付近の河床上昇、ダム有効貯水容量の減少、及び河川下流部の河床低下が具体的に問題となることである。

近年、ダム建設にあたって「地元同意の取得」がますます難かしいものとなっている。ダム建設は、工事用道路や代替道路等の建設を伴うことが一般的であるから、土地買収の対象となる地元関係者は、ダム敷地権者、ダム下流住民及びダム上流住民の3者により構成される。これら3者は共通の利害を有するとともに、交渉の進展に伴い個別の利害が明らかとなって、地元交渉が複雑化することが多い。中勢用水地区においても、貯水池上流端付近の堆砂による河床上昇が、治水上悪影響を及ぼす恐れがあることから、ダム上流住民より対策を要求されるようになっていく。

* 構造改善局企画調整室
** // 技術課
*** 東海農政局中勢用水農業水利事業所
**** 構造改善局設計課

2 中勢用水地区の概況

安濃ダムは国営土地改良事業中勢用水地区の水源である。事業の受益地は、三重県中央部、津市を含めて北西に広がる2市3町に跨る農地約4300haで、現在のところ安濃川（2級河川）を水源とする水田は約1300ha程でありながら、22ヶ所の礫、木杭等の材料とした井堰によって反復取水しており、これが洪水の度に流失しては修復するという状態で、井堰の維持管理に多大の経費をついやしている。安濃川掛り以外の水田は、140ヶ所に及ぶ溜池とわずかな小河川が水源で、畑とともに、他は天水が頼りという現状で、不安定な農業経営の主な原因となっている。



図一1 中勢用水地区概要図

この地域の水田は、「一身田」「あの坪」などの地名と、は場整備前の農道や畦畔の配置などから推して条理制の昔にまで遡ることができ、また「見当山古墳群」「長谷山古墳群」などの存在から、地区内に多くある小規模溜池のなかには古墳時代に築造されたものもあると予想される。河川に設けられた井堰も、その多くが江戸時代の築造であり、安濃川には中下流部に霞堤や遊水池も残っていて、農業的水・土地利用に対応した河川制御工法を観察することができる注3。

堆砂問題に直接関係のある地形・地質の現況に移ろう。本地域の水源地は、鈴鹿山系に連なって西部に位置する標高500~800m級の、主として花崗岩よりなる山地である。その東側の標高200m前後の山裾部分には第三紀中新世の砂岩、頁岩が南北に帯状に分布し、急傾斜となっている。さらにこの東側に、第三紀形成の標高30~50mの丘陵地・台地が南東に広がって本地域の大半を占め、急崖をもって低地に接し、伊勢湾に臨んでいる。この丘陵地は北西から南東に向かって貫流する安濃川、志登茂川、田中川等の諸川によって開析されて河岸沖積地が形成されている。

土壌は、山地のものは花崗岩を母材とする礫に富む残積~崩積土である。本山地の北部に位置する鈴鹿山脈は

花崗岩特有の風化（マサ化）の進展が著しく、たとえば水資源開発公団三重用水事業の溪流取水工には、多量の土砂レキの流出に対する対策が工夫されているが注4、安濃ダム流域はこれ程ではないとはいえ、やはりマサ化の影響は否めない。とくに深い崩壊は少ないが表土すべりとして、昭和46年8月集中豪雨の白いツメ跡が残っている。

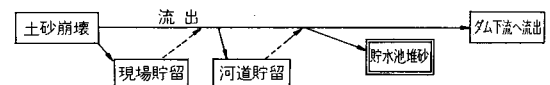
このことは、安濃川の治・利水の歴史に少なからぬ影響を与えている。その一つに河川水運の試みが短期間のうちに閉ざされたことがあげられよう。寛政年間に津藩船奉行より安濃川に舟運を開く計画が示された。これによれば、安濃川は伏流量が多く自然のまま舟を通すには流量が不足するため、川の所々に貯水装置を作り、これを切り落として舟を通すことをはじめ、流域からの土砂供給による河床変動に対処するための低水河川工事を行うなどとしていた。しかしこれは、地元各村より農業用水保護の立場から異議が続出して奉行の構想にとどまったようである。文政年間に入ってようやく、萩野~曾根の間に一時（1811~1813）舟運が開かれたが、運輸によるメリットに比べ、低水工を維持するためのコストが過大となったためであろう、程なく廃止されたのである注5。もちろんこれは、下流都市の経済力の相対的低さが主要な原因と考えられるが、これに加えて流域の自然的特性、すなわち河川とこれが運搬する水と土砂の量的質的特性に規制された一面を、地域の歴史に読み取ることが出来るのである。

3 バックサンドのメカニズム

ここで、後に述べる堆砂現象の調査、実験、対策を理解するうえで必要な限りの基礎知識をまとめておこう。

(1) 堆砂のフローチャート

ダム堆砂によって生起する具体的現象は、すでに述べたようにダム有効貯水容量の減少と、池敷上流端近付の河床土床（バックサンド）及びこれらの結果としてのダム下流の河床低下である。これら3者は共通に、ダム集水域からの土砂の流出過程が、人工的河川横断工作物の設置に伴って、自然河川としての平衡状態とは異った状況へと変化することであり、一連のものとして把握すべきことは言うまでもない。



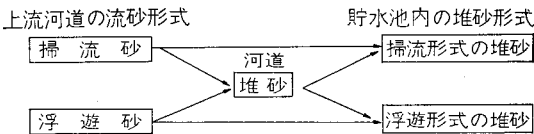
図一2 土砂流出貯留のフローチャート

ここで土砂の生産と、流出・堆積のフローチャートを示せば図2のとおりであるが、崩壊土砂の全てが貯水池へ流入し堆砂するわけではなく、崩壊地の直下や河道に貯留される部分があり、土砂崩壊の実態調査によって、

全体崩壊量とともにこれらの量的比率を把握することが必要なのである。

(2) 堆砂の形式

河川は常に土砂を運搬している。とくに洪水時には、巨大な岩石から微細な粒子に至るまでを大量に輸送する。河川の運搬力には、流速、流量、河川の形状等に規定されて限界がある。これを土砂の形状から見れば、同じ河川条件のもとでは一般に粒径の小さい土砂ほど運搬されやすく、粒径の大きいものほど運搬されにくい。そこで河川における流砂の形式及び貯水池内の堆砂の形式は、土砂の粒径を支配的要因として掃流形式と浮遊形式とに分けられている注6。



図—3 流砂・堆砂の形式

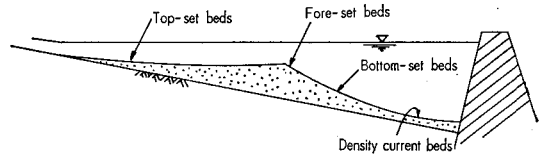
いわゆるバックサンドの起こる貯水池満水面上流端では、河川の掃流条件に大きな変化が起こっている。すなわち、河川は、貯水池満水面上流端付近で急に流速を失し、とくに掃流力の減少に応じて粒径の大きな土砂（掃流砂）を堆積させ、河床を上昇させるのである。一方、浮遊砂は貯水池深く侵入し、ある部分は流水とともに洪水吐からダム下流へ流下するが残る部分は流水の拡散力の劣勢化に伴って貯水池底に沈積する注7。

このように、一口に堆砂といっても、掃流形式と浮遊形式によるものとは流出・堆積のメカニズムが異なり、従って堆砂の起こる地点や形状も異なるのである。

(3) 堆砂の形状

そこで、貯水池における堆砂の形状を次のモデルによりやや詳しく見ることにしよう。（図4）貯水池における堆砂は、①頂部堆積層（Top-set beds）、②前部堆積層（Fore-set beds）、③底部堆積層（Bottom-set beds）、④密度流堆積層（Density-current beds）の4層により構成される。このうち①及び②はいわゆるデルタとよばれているもので、河床を転動してきた比較的粗い砂れきの堆積部分である。②はデルタの頂を通過した掃流砂がその直下流部に堆積し、これに浮遊砂による堆積の影響が加わって形成される斜面勾配の比較的急な部分である。デルタは一般に時間の経過とともに前進すると同時に、その上流端（バックサンド）は上流へ遡上していく。③は浮遊砂の堆積領域であり、④は密度流によって河床に沿って緩かな速度で輸送されてきてダム近傍に堆積した微細粒子より成る部分である。

もちろん、堆砂の形状は、貯水池の形態、流入土砂の粒度特性（特に掃流砂と浮遊砂の量的割合）、貯水池水



図—4 貯水池堆砂の形状モデル

位の変動など多くの要素の影響を受けて必ずしも図4の形式をとらないが、一般に粒径の大きな土砂の割合が多い場合には顕著なデルタが発達し、また貯水位の変動が小さいほど①～④の区分が明瞭となる。かんがい用のダムのように年間の貯水位の変動が大きい場合には、一旦上流側に形成されたデルタも低水位時に洗掘されて堤体付近まで再輸送されるので、全域にわたって比較的均一な堆砂分布をなしデルタの発達が顕著とならない場合が多い注8。

このように、堆砂量が同じであっても、どのような堆砂形状をとるかによって、バックサンドによる河床上昇量が異なるので、模型実験等により堆砂形状を推定することは、その対策工法を決定するうえで不可欠のことである。このため中勢用水地区においても、三重大学に委託して模型実験を行って堆砂形状を推定した。

(4) 堆砂の実例

ここで、すでに利用されているダムにおける堆砂の実例を示しておこう。われわれの目的は、これから築造するダムの堆砂対策を研究することであるが、それにはすでに出来あがった地区の実例を参考にすることが最も効果的に理解を深める方法である。

まずわが国のダムの堆砂に関する全般的傾向を確認しよう。吉良八郎氏の調査によれば注9、わが国の主要な354ダム（平均総貯水容量28,000千 m^3 ）の総堆砂量は6.83億 m^3 であり、総貯水容量98.83億 m^3 の約6.9%に達している。また平均比堆砂量は469 m^3/km^2 yearで、その平均設計値442 m^3/km^2 yearにほぼ近い数値となっている。（表1）

これを地域別に見れば、大井川・天竜川等を擁する東海地域で最も堆砂の速度が早いのが、中勢用水地区が位置している三重県は、比堆砂量252 m^3/km^2 yearと比較的小さな値となっている。（図5）

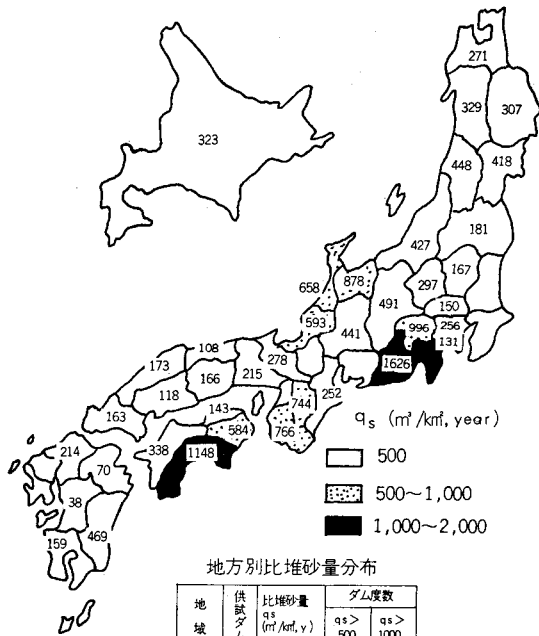
同じく吉良氏らによれば注10、ダムにおける堆砂量の経年変化には、一つの共通した傾向がある。すなわち、ダムの竣工直後は、代替県道の掘削土等の工事による流出土砂の助長を含めて堆砂速度の最も大きい期間（第1期）である。これを過ぎると自然時の状態にもどって堆砂速度も緩慢となる（第2期）。しかし、この期においても不連続で偶発的なある特定の異常現象（たとえば山腹崩壊や大規模な土石流など）に伴って堆砂が一気に進行することが一般的であるので、あくまである期間をとった平均的な堆砂速度が緩慢となると理解すべきである。

表一 1 わが国における主要貯水池群の地域別堆砂指標 (1971年度現在)

地域別	供試 ダム数	全貯水容量C		全堆砂量Q _s		平均年 堆砂率 r _s (%)	平均比堆 砂量 q _s (m ³ /km ² year)	平均設計 比堆砂量 q _{s,P} (m ³ /km ² year)	平均経 過年数 Y (years)	備 考
		計 (10 ⁸ m ³)	平均 (10 ⁸ m ³)	計 (10 ⁸ m ³)	平均 (10 ⁸ m ³)					
九州	51	773,401	15,165	63,122.4	1,237	0.87	299	244	20.98	* : 340ダムの 平均
四国	34	551,098	16,209	39,675	1,167	1.02	819	407	15.41	** : 335ダム の平均
中国	41	775,049	18,904	13,422.2	327	0.44	149	205	17.32	*** : 105ダム の平均
近畿	21	956,102	45,529	27,953	1,331	0.74	517	333	12.50	
東海	40	1,150,208	28,755	275,442	6,886	1.80	807	449	21.06	
北陸	51	1,514,150	29,689	105,319	2,065	1.32	550	269	16.49	
関東	38	1,012,958	26,657	28,289	744	1.25	360	461	22.20	C/F : 承水係 数
東北	53	2,373,233	44,778	93,023	1,755	0.79	328	269	17.24	
北海道	25	796,764	31,871	36,361	1,454	1.27	323	267	20.24	
計	354	9,882,963		682,596.6						
総平均			27,918		1,928	1.06	469**	442***	18.40	

資料：吉良，石田，畑；「貯水池の堆砂に関する基礎的諸問題」による。

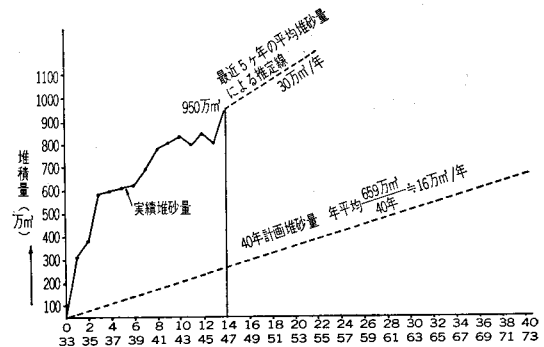
都道府県別比堆砂量分布



図一 5 地域別比堆砂量分布

資料：吉良，石田，畑；「貯水池の堆砂に関する基礎的諸問題」による。

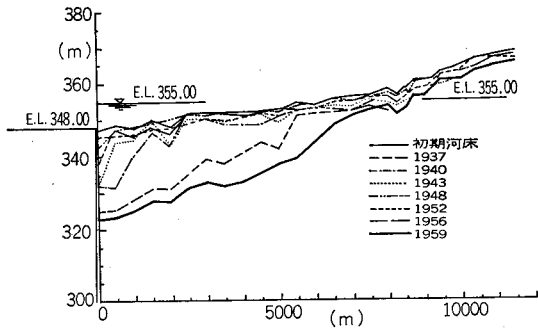
さらに堆砂が進むと，流入土砂の大部分がダムを越流して流下する段階となる（第3期）。以上の傾向はハイダムでは一般的な傾向と言われているが，施工時の状態が，堆砂問題に大きく影響するという指摘は，事業を遂行する者にとって留意すべきことと思われる。この具体的な実績例（美和ダム）を図6に示す。とくに第1期，第2期の傾向が典型的に現われている。



図一 6 美和ダムにおける堆砂の進行状況

資料：塩沢「美和ダムの堆砂と浚渫計画について」

次に，堆砂形状を中部電力泰阜ダムに見てみよう。泰阜ダムは1936年に発電用ダム（提高50.0 m，総貯水量10.761千m³）として天竜川上流に築造されたが，築造直後から堆砂が急速に進み，10年足らずのうちにはほぼ満砂してしまったことで知られるダムである。図7では，とくに前部堆積層（Fore-set beds）の進行する状況と，1940年以降のバックサンドによる上流河床上昇の状況に注目したい。満水面付近の河床は，20年たらずの間に3～4 mの上昇があったことがわかる。天竜川は土砂流



図一七 泰阜ダムの貯水池堆砂縦断形

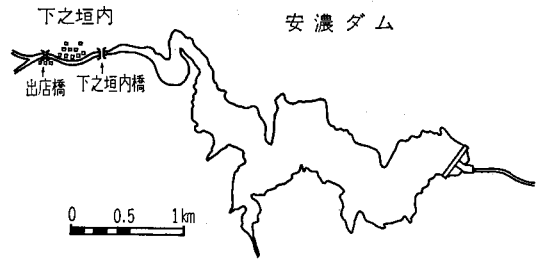
資料：芦田「ダムにおける Sedimentation」

出の極めて大きな河川であることが伺えるとともに、バックサンド対策の重要性をあらためて感じさせるのである。

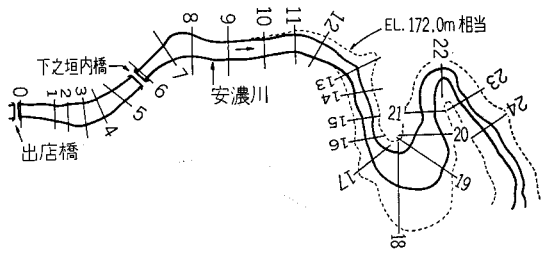
既設ダムにおいて採用されているバックサンド対策工法は、①河床掘削（砂利採取を伴う場合が多い）②堤防の嵩上げ（周辺土地・家屋の嵩上げを伴う場合が多い）③周辺家屋の移転等であるが、いずれの工法を採用するか、それぞれの地域の特性に合わせて決定されていることは言うまでもない。

4 水理模型実験

中勢用水農業水利事業所では安濃ダム築造後の下之垣内地区における堆砂現象を予測するため、昭和47、48年度に三重大学農学部松下教授に依頼して水理模型実験を行った。



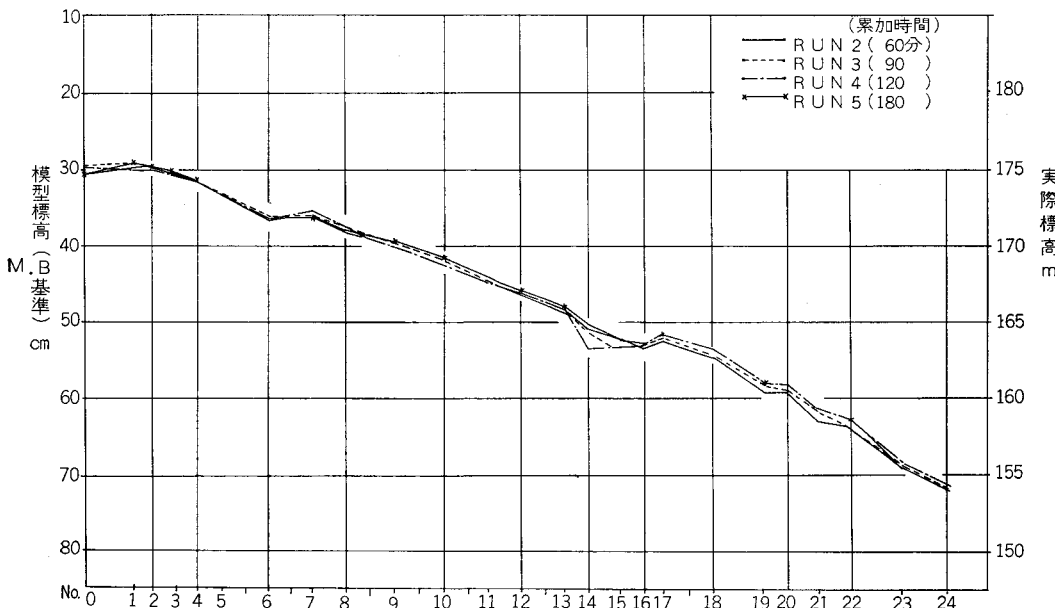
図一八 ダム池敷図



図一九 水理模型実験測点配置図

実験は地形図及び現地河川測量をもとにした縮尺 $1/50$ のモルタル仕上げの模型で行った。なお模型の上流には供給量を調節できる給砂装置が備えられていて、将来にわたってもバックサンドの影響が及ばないと考えられる上流の地点において、河床部が常に一定になるように給砂量を調節した。この給砂量は当該地点での最大流砂量と一致し、従って下流への最大供給量となる。

まずこの方法で実際の河川の状態を再現できるか否かを知るためにダムが無い場合の自然河川の状態で行った。



図一十 河川河床縦断面図

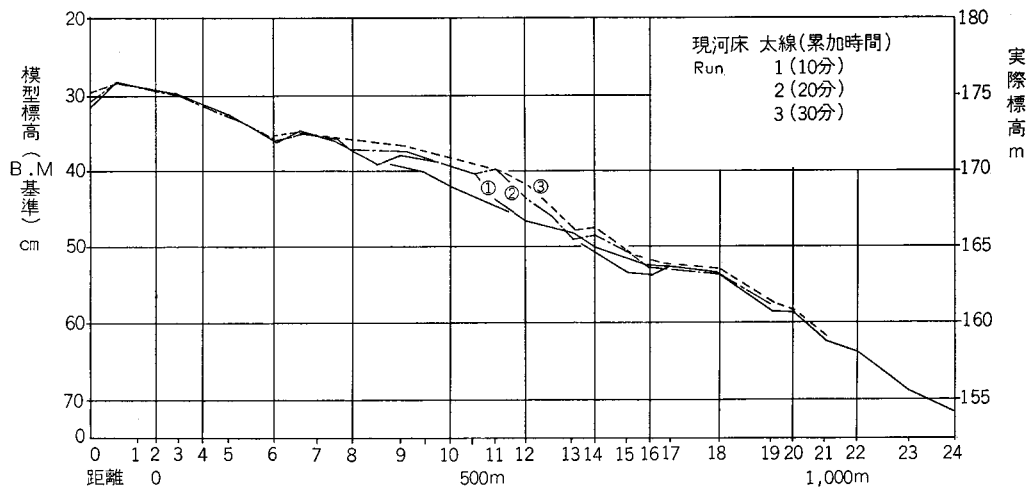


図-11 堆砂段丘の発達とバックサンドの発生 (A)

注：堆砂段丘とは3の(3)の前部堆積層に相当する

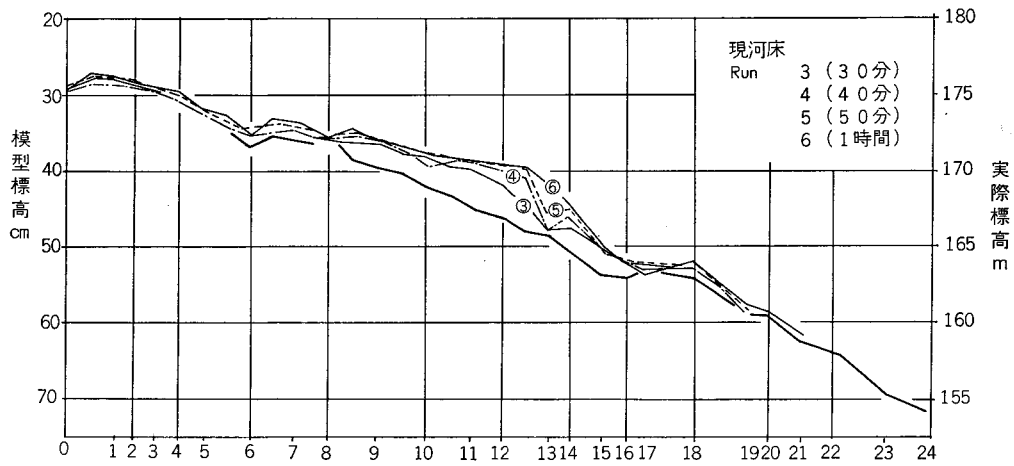


図-11 堆砂段丘の発達とバックサンドの発生 (B)

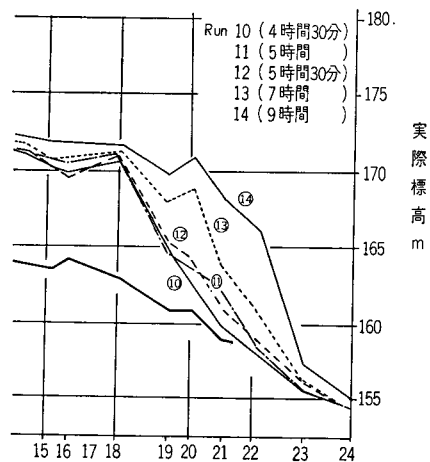
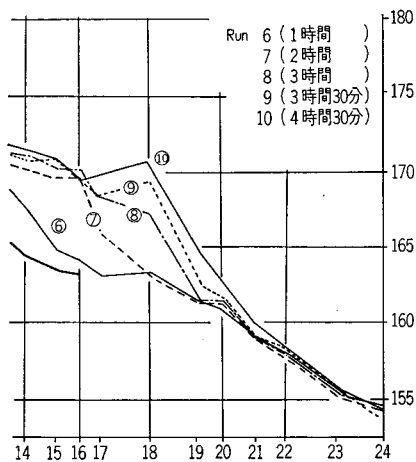


図-12 堆砂段丘の発達

行った。計画洪水時のピーク流量流下時には局所的に洗掘が異常に進む箇所もあるが、給水を停止した後、流量のてい減時に洗掘部は徐々に流砂で埋められ河床の様相は現地のみお筋と一致し、ほぼ現況の河床を再現した。

次に模型の下流で堰上げしてダム満水状態(E L172.0 m相当)とし、計画洪水による堆砂現象の推移を調べた。ピーク流量継続時間30分(実際時間約3時間30分)までは堆砂はダム内で起るが、30分以降は上流河川河床においても徐々に河床上昇(バックサンド)が見られた。なお計画洪水1回分はピーク流量継続時間40分に相当し、計画洪水1回の堆砂量は32,700m³であった。

バックサンドの原因としては、堆砂段丘がNo.12付近で発達し、そのため上流河川で河床上昇がみられたと考えられる。No.12付近は河川の屈曲部にあっており、同じく屈曲部であるNo.16, 18付近(特にNo.18は急拡部でもある)でも時間の経過につれて堆砂段丘の発達がみられ、続いて上流の河床上昇を引き起している。この様に屈曲部の存在がバックサンドの発達にかなり影響を与えていることが分る。

ところで、河川の流れはバックサンドの起こる部分より上流は、全体として射流となっており波状跳水を経てダム内常流に遷移している。河川の流れが射流であれば河床洗掘はあっても堆砂はないはずであるが、ダム内堆砂の影響が少しづつ上流に波及し、バックサンドが起こるのは何故であろうか。これについて、松下教授は河川断面の不規則性に起因するものと見なしている。すなわち断面内の水脈部(みお筋)の流れは水深、流速が十分に大きくFr数は1以上となるが、洲部でFr数の小さな

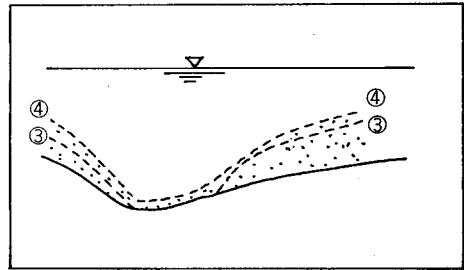
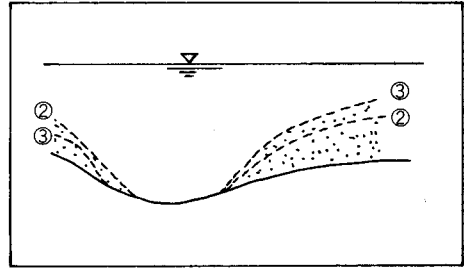
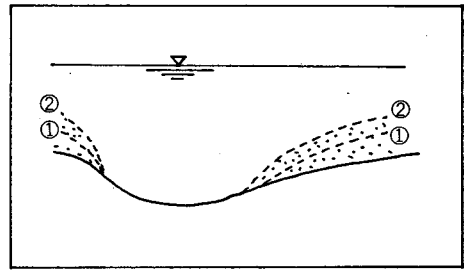


図-13 河川断面における堆砂の進行

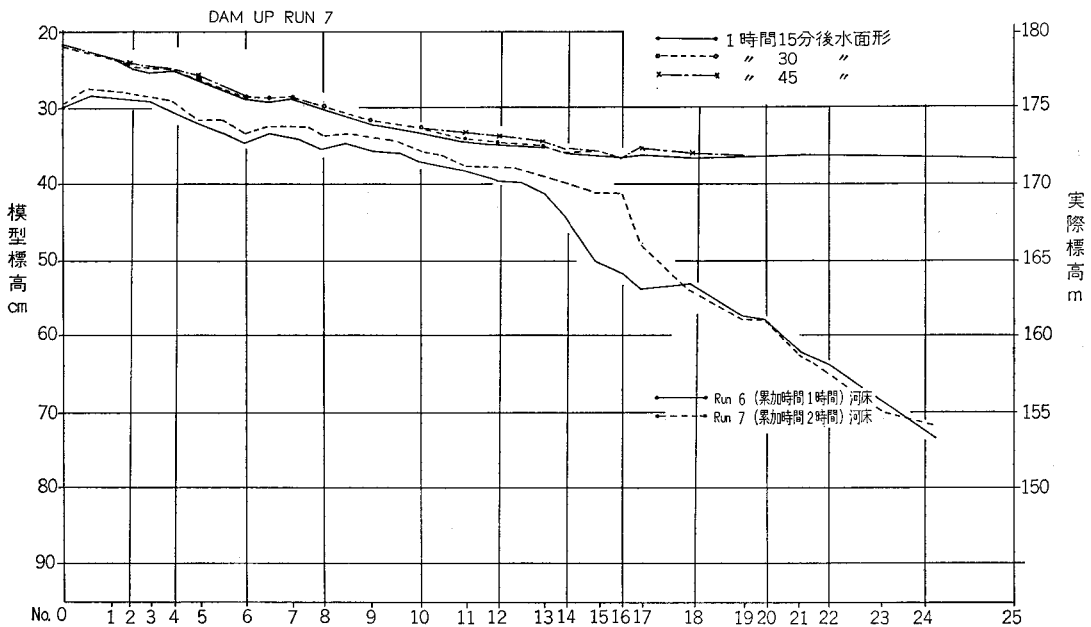


図-14 堆砂-水位図

流れになっている。そのため背水に対する挙動が河川断面各部で異なり、洲部では徐々に土砂が堆積し、ある高さになると崩れ落ちて同一断面内にあるみお筋を埋める。これが繰り返されて全体的に河床の上昇が起る訳である。(なお詳しい点については農業土木学会京都支部発表会—48年10月—で松下教授が報告されている。)

この実験により、堆砂の形状が明らかになり、ダム上流部のバックサンド対策の必要性、方向性が明らかになった。

5 土砂流出調査

堆砂の源である山地流域での土砂生産量を把握し、且つ下之垣内地区まで運ばれてくる土砂量を推定する必要がある。このため引き続き49年度に「堆砂対策基本調査」として流域内の崩壊状態、崩壊土量、経年変化及び流域内の砂防ダムの堆砂量の調査を行った。

(1) 山地崩壊状態調査

この流域の地質は大部分が領家コンプレックスの花崗岩類より成り、ごく一部に第3紀に属する堆積岩層を含んでいる。崩壊地はほとんど表土層の薄い斜面の表層すべりであり、崩壊土砂は厚さ0.3m~1.0mの花崗岩類の風化土であった。なお南向き斜面の方が北向きの斜面に比べ崩壊が比較的多くみられた。

(2) 崩壊土量調査

流域内にモデル流域A~D(A~C各1.0km², D0.5km²)を選定し、モデル流域内の全崩壊地につき、面積、深さを測定して崩壊土量を算出した。崩壊年度の判定には昭和45, 47, 49年の三次にわたる航空写真を比較判読し、また現地で地元関係者の助言を参考にした。

表—2 年次別崩壊量

A~D 3.5km ²	崩壊ヶ所数	崩壊面積	崩壊土量	備考
45年以前	43	7,013m ²	9,294m ³	8,500 m ³ /km ²
46年	103	20,128	29,753	
47年以後 (47~48)	14	1,959	2,153	
計	160	29,100	41,222	

表2から分るように46年の崩壊土量が圧倒的に多く、全量の約70%を占めている。昭和46年は台風23号(日雨量で $\frac{1}{80}$ の確率)により三重県で過去最大の土砂崩れ、ガケ崩れが起きた年である。この調査では明らかにすることが出来なかったが、確率流出土砂量の推定に関して大阪大学の室田教授の黒部川小屋平ダムについての研究がある注11(表3)。これによると小屋平ダムでは100年確率流出土砂量と2年確率流出土砂量は6倍の比率であるのに比べ、安濃ダム流域では46年の値と47, 48両年の平均値とでは約30倍の比率がある。このことから46年の崩

表—3 確率流出土砂量

Return Period (確率年)	確率流出土砂量 × 10 ³ m ³ /年
2年	361
4	603
6	758
8	884
10	975
20	1,263
30	1,498
40	1,649
50	1,751
75	2,021
100	2,130

注：A=160.54km²(室田教授による)

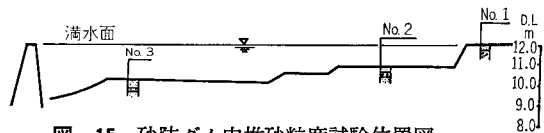
壊は安濃ダム流域において極めて大きい確率年の現象であると言える。

(3) 砂防えん堤の堆積土砂量調査

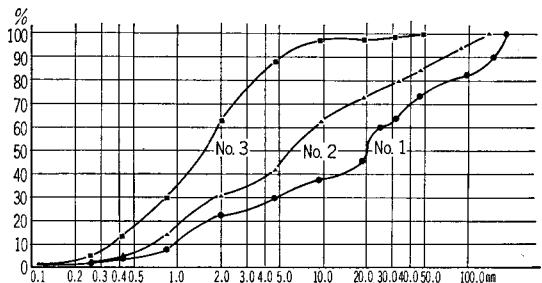
安濃川支流の未満砂の砂防えん堤を調査し、表4に示す結果を得た。崩壊土量調査の結果からみて、堆砂のほとんどが46年に起こったと考えれば、46年次での比堆砂量は約4,000m³/km²となる。しかしながら、砂防ダムは、堆砂を目的とする構造物であって、一般に流域が小さく、また河川密度が高いところに設けられるので、砂防ダムの堆砂実績を貯水ダム計画に利用する場合は、河川の流砂能力等からこの値を修正する必要がある。なお砂防ダムの堆砂の粒度分布を示したのが図—16である。

表—4 砂防ダム堆砂量

堆砂量	2,290m ³
堆積年	45~49年
流域面積	0.5km ²



図—15 砂防ダム内堆砂粒度試験位置図



図—16 粒径分布図

(4) 河川の流砂能力

安濃川下之垣内地点上流の流砂能力を調べることにより、実際に下之垣内地点まで運搬される土砂量を推察することができる。すなわち流砂能力を越える量はその場に堆積して下流には流去しない訳である。流砂能力の算定には芦田・道上公式^{注12}を用いた。

掃流砂量 q_B

$$\frac{q_{Bj}}{f_o(d_j) \cdot u_{*e} \cdot d_j} = 17 \cdot \tau_{*ej} \cdot (1 - \frac{\tau_{*cj}}{\tau_{*ej}}) (1 - \frac{u_{*cj}}{u_{*e}})$$

但し q_{Bj} : 粒径 d_j の砂礫の流砂量 ($m^3/m/sec$),
 $f_o(d_j)$: 粒径 $d_j(m)$ の砂礫が河床において占める割合 ($f_o(0.00025m)=0.25, f_o(0.00105m)=0.24, f_o(0.009m)=0.25, f_o(0.056m)=0.26$),

u_{*e} : 有効摩擦速度, τ_{*ej}, τ_{*cj} : 無次元量

浮遊砂 q_s

$$q_s = q \cdot C_B [(1 + \frac{1}{k} \frac{u_{*e}}{U}) A_1 + \frac{1}{k} \frac{u_{*e}}{U} A_2]$$

但し q_s : 浮遊砂量 ($m^3/m/sec$), q : 単位幅当りの流量, C_B : 河床附近の濃度, k : kármán定数, u_{*e} : 摩擦速度, U : 断面平均流速, A_1, A_2 : 無次元量

流砂量 Q

$$Q = Q_B + Q_s = \iiint q_{Bj} \cdot d_j \cdot d_b \cdot d_t + \iint q_s \cdot d_b \cdot d_t$$

この計算結果を表—5に示す。

この表から46年の比崩壊土量 $8,500 m^3/km^2$ のうち河川

表—5 各地点における流砂能力

地点番号	流域面積	全流砂量	左 の 内 訳		比流砂量	左の内掃流砂量分	
			掃流砂量	浮遊砂量			
笹子川	1	2.17km ²	5,396m ³	1,815m ³	3,581m ³	2,487m ³ /km ²	836m ³ /km ²
	2	3.20	8,763	2,969	5,794	2,738	928
	3	3.79	8,795	2,631	6,164	2,331	694
杣谷川	4	1.93	4,804	2,104	2,700	2,489	1,090
	5	2.91	4,517	879	3,638	1,552	302
	6	3.21	7,297	1,981	5,316	2,273	617
安濃川	7	0.43	1,931	1,021	910	4,491	2,374
	8	0.52	163	66	97	313	127
平均						2,333	871

に流出する最大土砂量は約2,300m³/km²であることが分る。つまり流砂量は崩壊土量の約30%である。

下之垣内地点(22km²)の流砂量とその内の掃流砂量は表5の平均値を採用し次のようになる。

$$2,333(m^3/km^2) \times 22.0(km^2) \doteq 51,000m^3$$

$$871(m^3/km^2) \times 22.0(km^2) \doteq 19,000m^3$$

なお同表の地点番号8は(3)に記述した砂防えん堤地点であり、地点番号7はその上流の地点である。両地点の流砂能力の差は約4,200m³/km²であり、これがそのまま比堆砂量の上限となるが、堆積土砂量の調査値4,000m³/km²とほぼ符合する結果となっている。

6 堆砂設計と対策

昭和50年度には前年度までの水理模型実験及び土砂流出調査の結果をもとに堆砂設計及び対策工法の検討を行った。

(1) 従来の堆砂設計

一般にダムの堆砂計画は、80年間から100年間の堆砂量を設計堆砂量としている。堆砂量は比堆砂量 (m^3/km^2

year)より算出されることが多く、比堆砂量は田中式、吉良による方法、石外式、土研式、近傍の類似ダムの実績による方法等により決定されている。またその堆砂形状については近傍の類似ダムから推定する方法、経験的資料による特定の因子と堆砂形状との相関による方法、水理学的方法等がある。

四国地方建設局の野村ダムでは、下流の鹿野川ダムの堆砂実績235m³/km²を起伏量の比で補正し、比堆砂量200m³/km²を決定し、流域面積168km²、計画堆砂年100年から設計堆砂量を3,300千m³としている。(浮遊砂量と掃流砂量の比は2:1としている。)また堆砂形状については堆砂の肩高を最低水位と同じ標高とし、堆砂勾配は流域面積、原河床勾配等により決定している^{注13}。

この様にこの野村ダムを含め従来、ダムの堆砂設計は、主として貯水池における死水量を求めることを目的としていたために、ダム池敷最下流部より堆砂形状を推定する方法、すなわち下流より次第に堆砂が上昇してくるといふ考えを取っており、これまでに明らかにしてきたように満水面の上流端付近より上下流へ堆砂が発達する場合

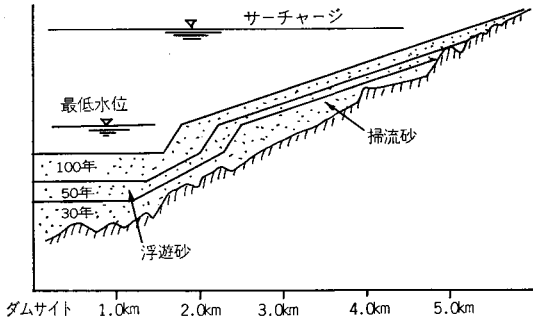


図-17 野村ダム計画堆砂形状

を想定したものではない。

しかしながら、ダム池敷上流端と家屋の距離が近く、いわゆるバックサンドの影響を考慮する必要がある場合には従来の方法では不十分であると思われる。すなわち、ダムの水位が高い時の洪水による土砂は相当分が掃流砂として池敷の上流部にも堆砂し、これによりバックサンド現象が起ること、また堆砂は河川の屈曲部にかなり影響されることから、特に家屋が近距離の場合は水理実験等を行うなどして地域の特性を定量的に且つ定性的に把えることが必要と思われる。

(2) 設計堆砂量

4で示した水理模型実験の堆砂量 $32,700\text{m}^3$ と5で示した河川の最大流砂量 $51,000\text{m}^3$ を比較してみると前者より後者の方が多いが、後者 $51,000\text{m}^3$ のうち掃流砂は $19,000\text{m}^3$ 、浮遊砂は $32,000\text{m}^3$ である。ダム上流の堆砂が主として掃流砂により生じるものであることを考えると、水理実験の方がかえって多くなるが、安全をとって水理実験の $32,700\text{m}^3$ を1洪水堆砂量とし、2洪水堆砂量をもって設計堆砂量とした。

(3) 堆砂形状

堆砂形状は(3)の水理模型実験でも明らかであるが、京都大学防災研究所の芦田教授の近似式を利用した。条件として、ダム水位は 172.0m (満水位)、堆砂量は $65,400\text{m}^3$ である。なおデルタ先端の水深はデルタ先端における等流水深又は移動限界水深の小さい方を用いた。

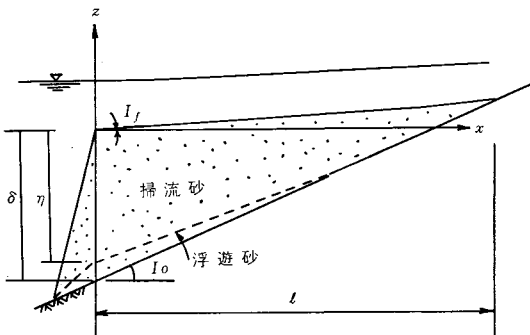


図-18 芦田教授の近似式の諸元

近似式

$$z = \frac{I_o - I_f}{2l} \cdot x^2 + I_f \cdot x$$

ここに

$$l = \frac{2\delta}{I_o - I_f}$$

$$\frac{I_f}{I_o} = f(a) = \frac{(2+a) - \sqrt{(2+a)^2 - 4(1-a)}}{2(1-a)}$$

$$a = \frac{B_m \cdot \alpha \cdot \delta}{B_f \cdot \eta}$$

ただし I_o :河床平均勾配, I_f :デルタ先端の勾配, α :1.0に近い係数で一般に1.0, δ :デルタ前面の高さ, η :デルタ前面における掃流砂の堆積厚さ(通常 $\delta:\eta=1.0$ として良い), B_m :平均水面幅, B_f :デルタ位置の水面幅

芦田教授の近似式で算定した堆砂線と松下教授の水理実験の値を示したのが図-19であり、両方式による結果は同様の傾向を示した。(65,400 m^3 の堆砂形状は図-20)

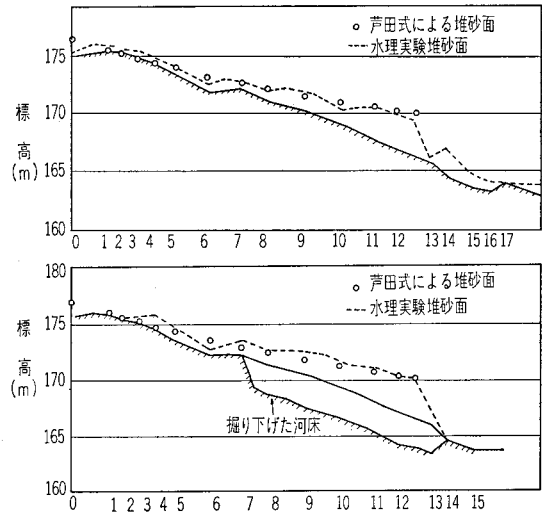


図-19 近似式と水理実験の比較

4 堆砂対策

(3)で示した堆砂形状に従って洪水計算を行い、本地区の堆砂対策を検討した結果、既往最大時間雨量 99mm/hr 、計画洪水量 $484\text{m}^3/\text{sec}$ (下之垣内地点)から計画洪水位

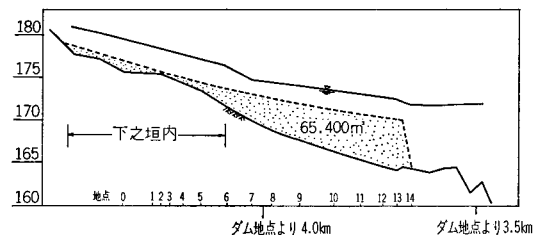


図-20 下之垣内地区 堆砂一水位図

を求め、これを基に河川の一部拡幅、河床の掘削並びに堤防の嵩上げを行うこととした。

結 び

はじめに述べたように堆砂問題は古くからの問題であり、現代では大容量貯水池の築造の急増に伴い、その対策が要望されており、この10数年間にバックサンドの研究は格段に進んだが、今なお完全には扱えられない状態にある。この様な中で中勢用水農業水利事業所では、水理模型実験と流域調査を行うことによって、河川の特性と流域の特性並びに堆砂の実態を把握し、より合理的な対策を講じようと試みたものである。勿論これが唯一の方法では無いであろうが、事例として参考になれば幸いです。

なお三重大学の松下教授には水理実験以後も種々御助言を頂き、京都大学の芦田教授には基本調査、対策工法の検討に当って御指導を頂きました。また神戸大学の吉良八郎教授には、本報告のとりまとめにあたり、資料の提供、御助言を頂きました。末筆ながら深謝いたします。

註 釈

1. A. K. Biswas : History of Hyrology (1972)
2. 吉良八郎, 石田陽博, 畑武志 : 貯水池の堆砂に関する基礎的諸問題, ダム堆砂文献資料集成 (1976) P. 2.
3. 安濃川における高水工事は、他の大都市を流れる河川ほどの発達を見せていない。河口より2~3kmの地点で津城を守るための流路変更がみられ、この間の堤防は高い連続堤で粘土による根固めもなされている。しかし、これより上流部の治水工法には霞堤や越流堤が組み入れられており、江戸時代における政治的關係から、右岸を中心に遊水池として位置づけられている水田が現在まで残っている。
4. 水資源開発公団 : 水路技術委員会 (第14回) 報告書 (1975)。
5. 津市史 P. 205。
6. 芦田和男 : ダム堆砂文献資料集成 (1976) P. 3。
7. 掃流砂とは流水の掃流力によって流路上を転動・滑動しながら移動する流砂であり、浮流砂とは流水の乱れによる拡散力によって流水中を浮遊して移動する流砂である。
8. 芦田和男 : ダムにおける Sedimentation—ダム上流の河床変動論, ダム堆砂文献資料集成 (1976) P. 392。
9. 吉良八郎, 石田陽博, 畑武志 : 貯水池の堆砂に関する基礎的諸問題—第1報, ダム堆砂文献資料集成 (1976) P. 5~6。
10. 前掲書 9.) P. 4。
11. 室田明 : 貯水池の堆砂量の推算について, 土木学会講習会テキスト (1972)。
12. 芦田和男, 道上正規 : 移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集第206号 (1972) 及び芦田和男 : 浮遊砂, 第10回水工学に関する夏期研究会講義集 (1974)。
13. 伴登・藤原・藤本 : 野村ダム貯水池池敷上流端の処理計画について, 第27回建設省技術研究会報告 (1975)。

洪水調節工を併設する特殊型側溝余水吐の水理設計について

——真栄里ダム余水吐の水理模型実験を例として——

川 合 亨* 松 本 良 男*
加 藤 敬*

目 次

1. まえがき……………(13)	3. 真栄里ダム余水吐の水理模型実験……………(14)
2. 洪水調節工併設型式に関する 2・3 の 案と水理的な問題点……………(13)	4. 水路式併設案の水理計算例……………(22)
	5. あとがき……………(23)

1 ま え が き

本文は、洪水調節工の放水路として側溝余水吐を利用する場合の水理設計法について述べたものである。

従来、洪水調節工は余水吐とは別途に設計され、新たに斜坑等を建造して仮排水トンネルを利用する方法がよく用いられている。一方、経済的な観点からみれば、余水吐を利用する方法も考えられる。この方法は、側溝余水吐の側溝部分に洪水調節工を取り付け、側溝部、および側溝下流放水路を洪水調節工用の放水路と兼用することである。計画設計において、このような方法が可能であれば、従来のような斜坑、あるいは放水路下流端での減勢施設が不用になるので、経済的効果が著しく大きくなる場合がある。

ただし、この方法を計画設計で採用することができるのは、余水吐側溝床標高以上の水位に対して洪水調節工により、計画的に放流する洪水調節計画のときである。例えば常時満水位が余水吐側溝床標高と同程度か、もしくは、それ以上になる場合には有効である。おおまかな数値で表現すると、余水吐の設計洪水流量が数百 m^3/S の規模であれば、余水吐設計洪水位と余水吐側溝部の床標高との差異は、一般に 6—8 m 程度であるから、この間の水位で洪水調節をするようなときである。ダムの目的が防災面が中心である場合のように常時満水位が低く押えられているものについては、放流管方式と併用し、水位が側溝床の標高以上に上昇したときは、余水吐の側溝も利用する方法がより有効となる。この方法は、ダム計画条件で、①余水吐形式が側溝式であり、②ダム目的がカンガイ・防災の両面を持つような場合に適用し得るものである。

ところで、この方式では流量増加に伴ない側溝内水位

が上昇すると、各クレストの高さが異なるので、おぼれ現象は調節工側に早く発生する。一方、洪水調節工は所期の目的（サーチャージ水位において洪水調節計画流量が流下し得ること）を達すれば、この後の設計洪水時に、どの程度の流量を流下させなければならないという条件はないので、おぼれ越流としてある程度任意な流量を与えても差し支えないわけである。したがって、設計法には、次の 2 つの方法が考えられる。すなわち、第一の方法は側溝余水吐側の負担流量を軽減させるために、調節工の通水能力を 100% 生かす方法（水理的には完全越流とすること）である。この場合、側溝セキ長は短くて済む一方、調節工下流水位を低く押える必要があるので、側溝断面規模を大きくし、床標高を全体的に下げなければならない。第二の方法は調節工のおぼれをある程度許容する方法である。この場合には、側溝セキ長は前者に比して長くする必要があるが、側溝内水位はある程度高くしてもよいので、側溝断面は小さく、また浅くすることが可能である。

本論文の狙いは、この両者の比較から経済的に有利であって、しかも水理的に好ましい合理的設計案を見出すことにあった。

以上の状況から、ここでは洪水調節工の併設形式に関する 2・3 の設計方法について、その考え方を述べるとともに、真栄里ダム余水吐の水理模型実験結果に基づいて水路式併設案（呼称）の設計例と水理計算法とを紹介したものである。

2 洪水調節工併設型式に関する 2・3 の案と水理的な問題点

a 側 溝 式

この形式は、図 1 に示すような余水吐側溝部の上流端に洪水調節工用の側溝を新たに付け加えたものである

* 農業土木試験場水工部

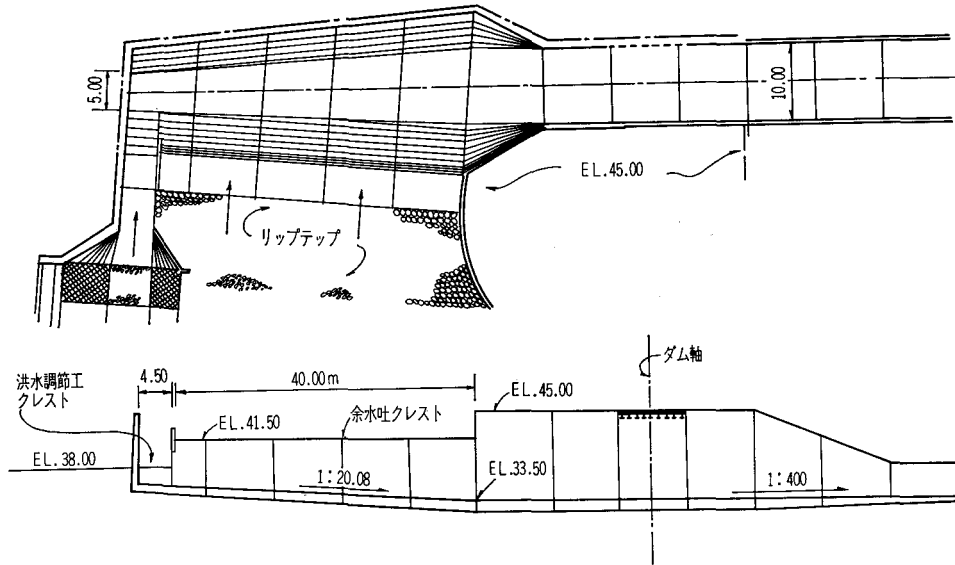


図-1 余水吐および洪水調節工寸法図(原設計案)

(後述のように下流端に設置する場合もある)。したがって、外見上は余水吐側溝クレストが一部異なって見えるのみである。ここで、余水吐側溝上流端に取り付ける案は、本文で紹介する真栄里ダム余水吐の原案である。また、下流端に取り付ける案は既に御母衣ダム余水吐などで用いられている*。本案における水理の問題点は、洪水調節用側溝クレストを越流する単位幅流量が大きくなるために、この部分の落水水脈が側溝対岸壁に突き当たり、これによって側溝内が大きく乱れることが予想されることである。また、一般的に側溝上流側の水路断面は下流側と比べて小さい。側溝横断面規模が相対的に小さくなると、上述の乱れは増長されるから、むしろ下流側に取り付ける方が水理的に有効であると思われる。ただし、この場合にはダム堤体近くの接近流速が速くなるので、特にアースダムの場合には注意が必要となる。本タイプは設計が比較的容易であることから、概して、洪水調節流量が小さな場合に有効であろう。

b 側溝クレスト切り欠き式

a の案では、洪水調節工の流量が側溝内の1ヶ所に集中して大きな流体力となるので、これを分散させる目的

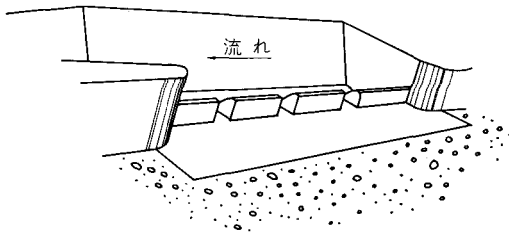


図-2 切り欠き式側溝模式図

* この場合にはゴミ処理用としてゲート付きで用いられている。

で考えられたのが本案である。これは、図2の模式図に示すように、側溝クレストに幾つかの切り欠きを設けて歯形状の側溝とする方法である。ただし、この方法では、施工技術上の問題と、クレスト打設コンクリート量の増大、および流木などが引っかかり易くなることなどから、相当慎重を要するものとなる。

c 水路式

真栄里ダム余水吐実験における改良設計案である。本案は、図3に示すように、洪水調節工の流入口を余水吐

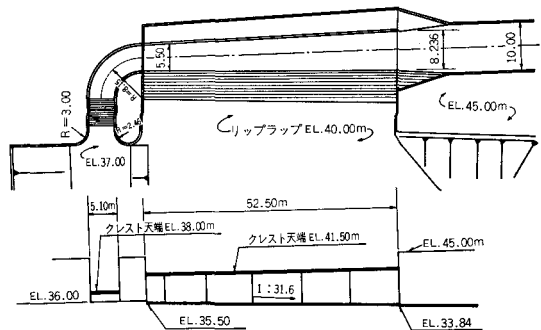


図-3 余水吐寸法図(最終設計案)

側溝上流端から少し離して設置し、この間を接続水路とする方法である。これについての水理的な問題点は次節で述べる。

3 真栄里ダム余水吐の水理模型実験

a ダムの概要

本ダムは、沖縄県石垣島宮良川支流に建設計画されている総貯水量2,300千 m^3 の多目的ダムである。余水吐型式はダム管理面と経済性を考慮し、図4に示されるよ

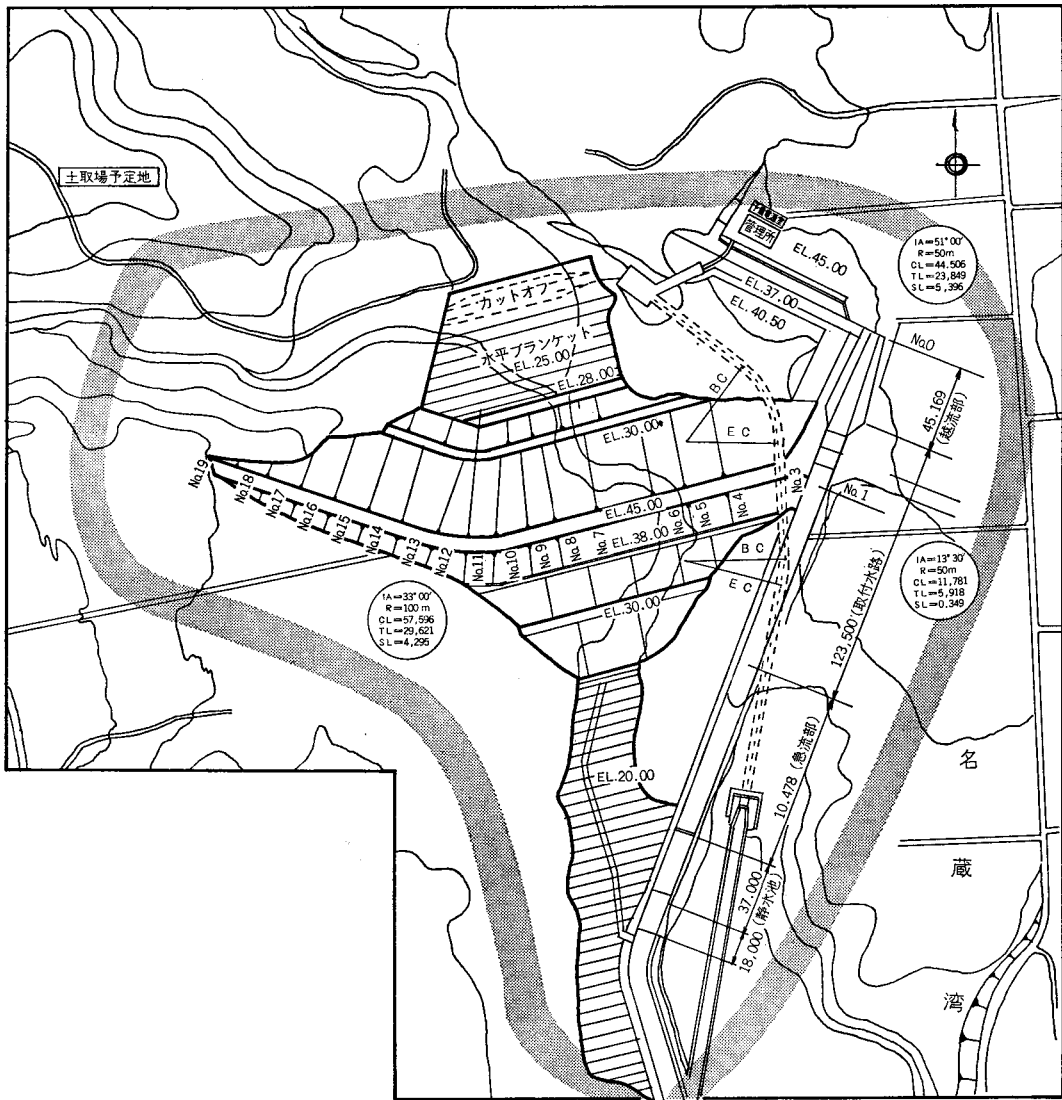


図-4 真栄里ダム平面図(原案)

うに左岸地山に側溝式として設けられ、前述したように側溝上流端には洪水調節工が併設されている。

なお、設計洪水流量については、当初計画では248 m^3/S であったが、原案による実験終了時に建設省との協議によって290 m^3/S に変更され、改良案においてはこれによる。ダム諸元を表1に示す。

b 原案(側溝式併設案)による実験結果の要旨

すでに、図1に示したように原案による洪水調節工併設形式は側溝タイプである。各クレストの標高関係を示すと図5のようになる。すなわち、農業用水としては、EL. 38.00mまでを利用し、EL. 38~EL. 41.5mの3.5m間が洪水調節用の水位幅である。

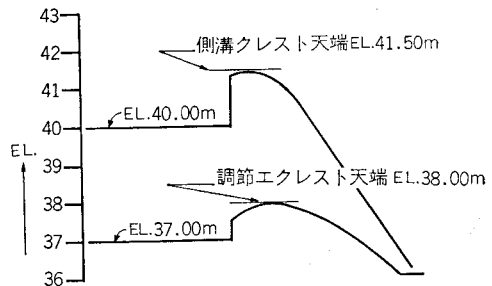


図-5 クレストの標高関係

設計洪水位における余水吐と洪水調節工の単位幅流量の実測結果は、それぞれ2.9 m^3/S 、16.0 m^3/S となり、両

表一 真米里ダム諸元

貯	有効貯水量	2,100,000 ^m ³	
	堆砂量	200,000 ^m ³	
	総貯水量	2,300,000 ^m ³	
水	流域面積	4.82 ^{km} ²	
	常時満水位	農業用水	E L. 38.00
		洪水調節時	E L. 41.50
	設計洪水位	E L. 42.76	
池	死水位	E L. 29.00	
	利用水深	12.50m	
	満水面積	255,000 ^m ²	
堤	型式	均一型アースフィルダム	
	堤高	27.0m	
	堤頂長	380.0m	
体	堤頂幅	8.00m	
	ダムてんば標高	E L. 45.00	
洪水調節工	最底床掘標高	E L. 18.00	
	型式	側溝越流式	
	計画洪水量	60.0 ^m ³ /sec	
	越流水深	3.50m	
余水	越流セキ長	45m	
	型式	側溝越流式	
	計画洪水量	172.1 ^m ³ /sec	
	異常洪水量	247.8 ^m ³ /sec	
吐	越流水深	1.00m	
	越流セキ長	40.0m	
	減勢工	Ⅱ型静水池 (L:37.0m)	

注 設計洪水量が 290^m³/sec に変更になる以前の数値である。

者の値は大きく異なっている。実験時の流況をみると(写真1参照), 調節工クレスト上を流下する水脈は相当大きな流体力となるために, 通常の場合のようなラセン流は形成されず, 主流は側溝対岸斜面壁に突き当たり, ほぼダム水位近くまで上昇した後で, 下流側に落ち込む流れを呈した。また, この水勢の影響を受け, 側溝の上流側半分は殆んどラセン流が形成されず, 荒れたものとなった。図6に側溝内水面縦断形の実測結果を示す。同図には計算値によるものを併記したが, 調節工の側溝部分

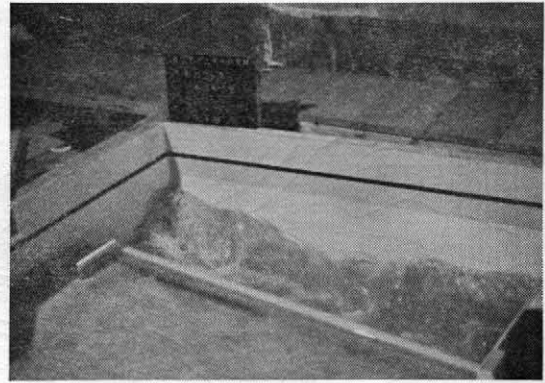


写真1-1 原案の流況 (172^m³/sec流下時)

(調節工を流下した水脈は側溝対岸に強く突き当たり下流側に落ち込む。この影響を受け側溝中央付近では対岸側の水面低下が著しく, ラセン流は形成されない)

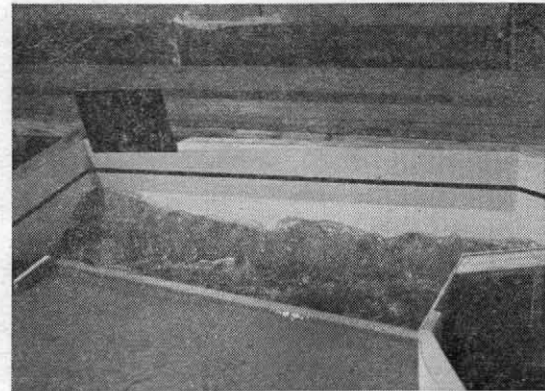


写真1-2 原案の流況 (248^m³/sec流下時)

(側溝水位の上昇によって, ある程度ラセン流が形成される。上流端では対岸よりの水位の盛り上がり著しく, 水面縦断勾配が急である)

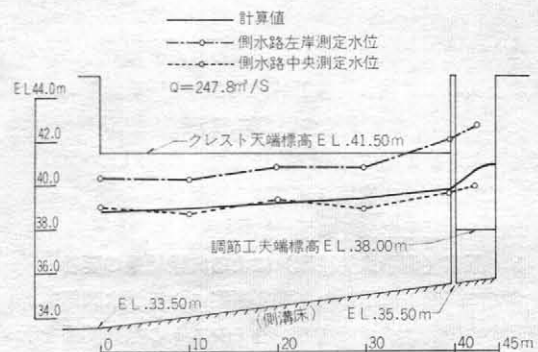
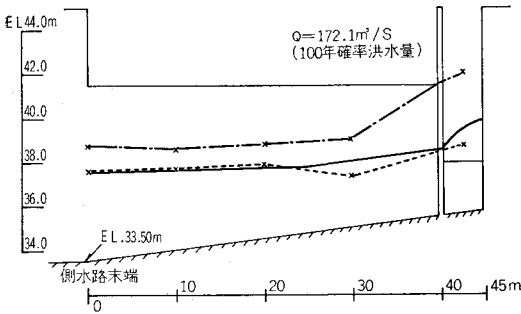
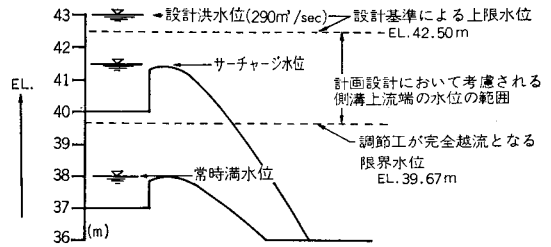


図-6-1 原案による側溝縦断面水面図 (設計洪水時)



図一 6-2 原案による側面縦断水面図
(172.1m³/sec流下時)



図一 7 側溝上流端水位範囲の説明図

においても一応の水面形は求められる。周知のように側溝水面追跡は運動量式 (Hinds の式) を解いて得られるが、これには「越流水脈の持つエネルギー水頭が、側溝内でラセン流となって失われること」が前提条件となる。したがって、本案のように側溝横断面の規模に比べて、単位幅流量が著しく大きくなる場合には、ラセン流が形成されないで、先の計算法が適用し得ないようである。

c 改良設計 (水路併設) 案の意図と方針

(1) 意図

前項で述べたように、原案では側溝内が荒れた流況を呈することが判ったので、抜本的な改良設計案として、図3に示した水路式調節工の併設を図った。本案の意図は下記のような流れの予想に基いたものである。

① 水路内の流れが側溝内の流れ方向と一致する。したがって、原案のように調節工の流れが側溝対岸壁に突き当たる現象は発生しないと思われること。

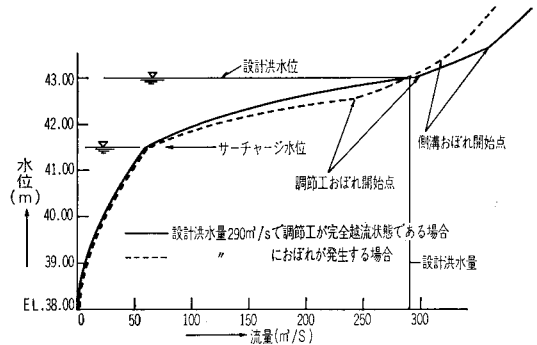
② 側溝内の流れはラセン流を呈している。本案の調節工水路は右に弯曲 (約90°) させているために、水路内には二次流 (ラセン流に近い流れ) が発生するが、この流れの回転方向は側溝内のそれと同一方向であり、接続に無理がないと判断されること。

③ 調節工流入部を、余水吐からある程度離すことにより、両者の流入状況の改善が期待されること。

(2) 設計方針

一般に、側溝内水面水位が越流水深の $\frac{1}{3}$ 水位程度になると、おぼれが始まり、越流水深の $\frac{2}{3}$ を越えるとこの影響が顕著になる。したがって、本案調節工の水路の水位に関する比較設計にあたっては、設計基準の制限**を加味して、図7に示す範囲で考える必要がある。また、このときの代表的なH-Q関係を示すと、図8のように表わされる。

本設計方針としては、現地の制約条件から、調節工負担流量については若干のおぼれを許容する程度とし側溝



図一 8 H-Q関係の説明模式図

上流端水面が余水吐クレスト (E.L. 41.50m) 程度になるように、あらかじめ計算によって目標設計を行った。しかし、調節工流量は、おぼれの程度、あるいはアバットメントの形状など、設計諸元によって微妙に変化するものであり、ここでは、表2に示す3種の改良設計案による実験を行った。その結果、改良Ⅲ案によって妥当な値が得られたものである。

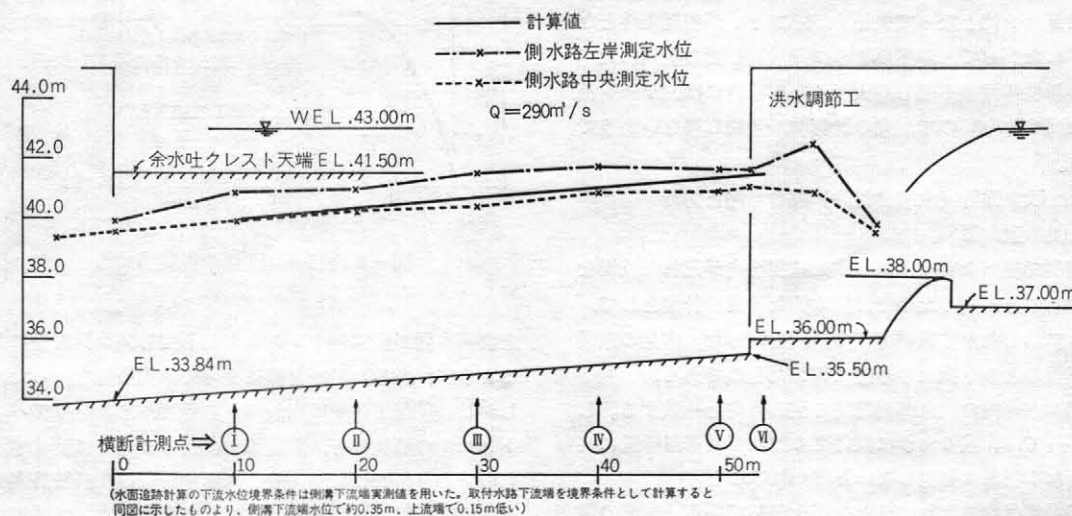
d 最終設計案 (改良Ⅲ案) の実験

流量が190m³/S (約 $\frac{2}{3}$ ×設計洪水量) 以下の中小流量である場合には、調節工クレストを越流した水脈は射流となり直進性が強い。流れはねじれ状態で、主流は弯曲水路の左岸側に偏り、左右岸の水面差はかなり顕著にあらわれる。また、この水勢により側溝内はほとんど射流状態で流下するが、総じて問題となる点は見当らなかった。さらに、流量が増加し、余水吐側溝クレストからも、相当量が流下するようになると、側溝水位の上昇に伴って側溝下流部からラセン流が形成されるようになり、設計流量に近くなると、これが側溝全体に及ぶようになる。また、調節工水路水面は相対的に早く上昇し、ダム水面との有効落差が減少するために、水路内流速は常流状態となって安定した流況を呈するようになった (写真2)。図9に調節工および側溝の縦断実測水面を、図10に横断面 (側定位置は図9参照) を示した。また、H-Q関係の実測結果を、図11に示す。

** フィルダム85条に、設計洪水量に対して側溝内の水面が上流端で越流水深の $\frac{2}{3}$ を越えないように定められている。

表一 余水吐諸元と実験結果

設 計 条 件					実 測 結 果		
改良案 のタイプ	設 計 洪 水 量 (m^3/S)	洪水調節 計画流量 (m^3/S)	側 溝 セキ長 (m)	調 節 工 セキ長 (m)	設計洪水位の流量 (m^3/S)		サーチャージ水 位の調節工流量 (m^3/S)
					側 溝	調 節 工	
I	248	60	40.0	4.5	240		52
					168	72	
II	290	60	47.5	5.4	280		64
					180	100	
III (最終案)	290	60	52.5	5.1	292		60
					199	93	



図一 水面縦断図(最終設計案)



写真一 2-1 最終設計案の流況 ($Q=60m^3/S$)

(調節工流量は側溝内を射流で流下し、ショック・ウェーブが発生する。しかし、側溝規模に対して小流量であるため問題とならない)

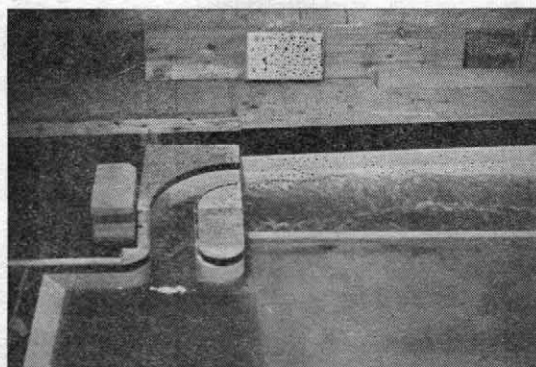


写真 2-2 最終設計案の流況 ($Q=290m^3/S$)

(調節工側の水勢による影響が若干あるが、側溝縦断面はほぼ一定でゆるやかである。)

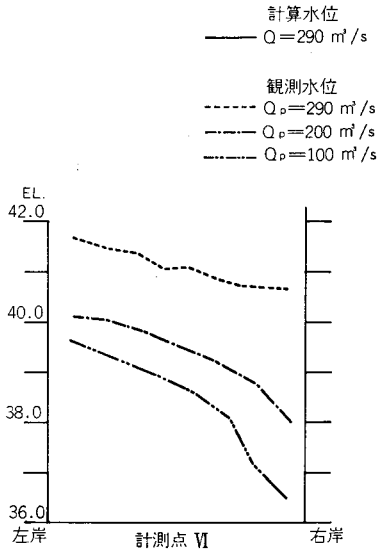


図-10-1

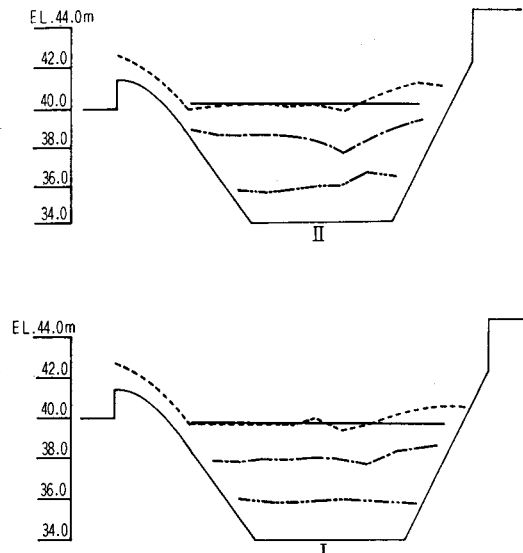


図-10-3 水面横断面図（最終設計案）

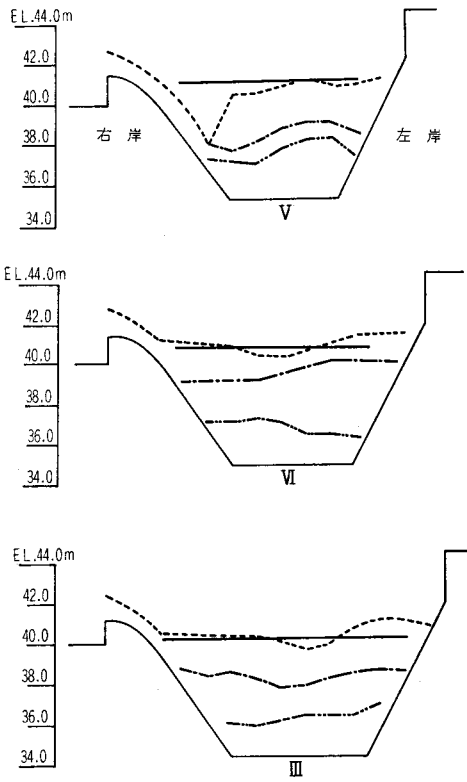


図-10-2

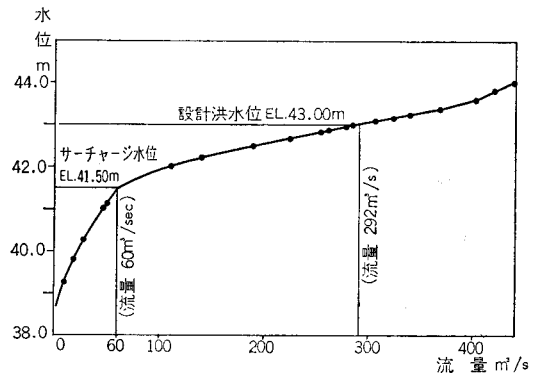


図-11 H-Q関係実測値（最終設計案）

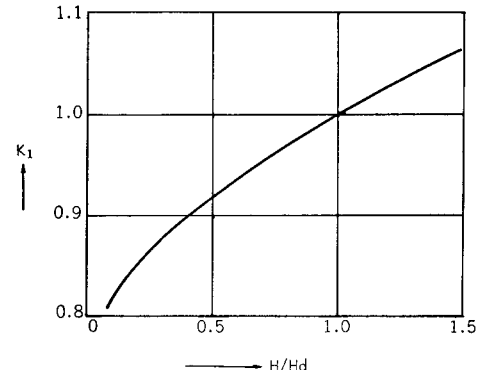


図-12 K_1 の実験曲線（設計基準による）

e 実験結果の整理

(1) 越流セキの流量係数

越流量の一般式は次式で示される。

$$Q = C \cdot B \cdot H^3/2 \dots \dots \dots (1)$$

ここに、Q；越流量，C；流量係数，B；セキの有効幅，

H；越流水頭，である。この中で，流量係数は接近水路の深さの影響を受け，越流水頭によっても変化する。クレスト前面が直である場合の設計流量係数は，

$$C_d = 2.20 - 0.0416(H_d/P)^{0.99} \dots \dots \dots (2)$$

で与えられる***。ここに、 C_d ；設計流量係数、 H_d ；設計越流水頭、 P ；接近水路の深さ(セキ高)、である、さらに、任意の実水頭 H に対応する流量係数 C を得るには

$$C = K_1 C_d \dots\dots\dots (3)$$

とおけば、上式の係数 K_1 の値は 図12 に示す実験曲線によって求められる。

(2)式の流量係数を得るためには、別途の計算によって適切なセキ断面形状を求めることが重要である。ここで、本余水吐の場合には、 $H_d/P = 1.5/1.5 = 1$ であるから、(2)式による計算値は $C_d = 2.158$ となる。しかし、実験結果では2.06 (計算値の95.5%) となった。この結果については、模型の製作精度、実験の測定誤差、縮尺による粘性効果などの要因がある他、特に、接近水路が浅い場合のクレスト断面諸元の近似計算法に若干あいまいな点があることもいぬめない。また、(2)式についてはコンクリートダムのように比較的高いダムの場合には、十分よい近似を与えるると報告されている。しかし、側溝余水吐のように H_d/P が大きくなる場合の C_d 値には、今すこし検討を要するであろうと考えられる。

以上のように、実験結果の余水吐側の設計流量係数の取り扱いについては、幾つかの疑問点を残すが、筆者らが過去に行った5種の模型実験においても、平均的に計算値の約96%程度であることから、現段階では余水吐側溝の流量決定にあたっては、(2)式による値に0.96を乗じたものを用いておいた方がよいであろうと思われる。

(2) アバットメントの取り扱い

セキ両端にアバットメントを有する場合には、縮流を生ずるためにセキの有効幅 B は減少し、次式で表わされる。

$$B = B_0 - 2K_a H \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 B_0 ；セキの全幅、 K_a ；収縮係数、である。したがって、アバットメントの影響を考慮した越流量の一般式は(2)、(3)、(4)式を(1)式に代入して

$$Q = K_1 C_d (B_0 - 2K_a H) H^{3/2} \dots\dots\dots (5)$$

となり、見かけ上の流量係数 ($Q/B_0 H^{3/2}$) を C_0 とすれば、

$$C_0 = K_1 C_d (1 - 2K_a H/B_0) \dots\dots\dots (6)$$

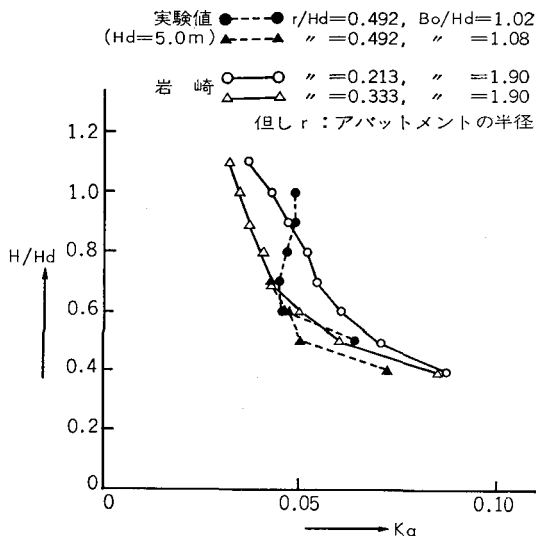
で与えられる。

K_a の値としては、 $H/H_d = 1$ の場合には0.04~0.05程度が従来よく用いられているが、アバットメント形状によって変化するものと考えられる。ここで、(6)式を K_a について書き替えると、

$$K_a = \frac{B_0}{2H} \left(1 - \frac{C_0}{K_1 C_d}\right) \dots\dots\dots (7)$$

となり、上式中の C_0 に表3による実測値を代入して K_a の傾向をみると図13のようになる。同図には比較のために、岩崎ら²⁾による実験結果を併記した。

*** この式は岩崎1)によって導かれたものであるが、設計基準によるものと比べると1%以内で大きい値を与える。



図—13 収縮係数の実測結果

表—3 洪水調節工の流量係数(実測)
($B_0 = 5.1\text{m}$, $H_d = 5.0\text{m}$, $C_d = 1.995$)

H(m)	H/H _d	K ₁	K ₁ ·C _d	C ₀	C ₀ /K ₁ ·C _d
5.0	1.0	1.000	1.995	1.805	0.905
4.5	0.9	0.992	1.979	1.805	0.912
4.0	0.8	0.976	1.947	1.805	0.927
3.5	0.7	0.960	1.915	1.800	0.940
3.0	0.6	0.941	1.877	1.775	0.946
2.5	0.5	0.922	1.839	1.720	0.935

($B_0 = 5.4\text{m}$, $H_d = 5.0\text{m}$, $C_d = 1.995$)

3.5	0.7	0.960	1.915	1.810	0.945
3.0	0.6	0.941	1.877	1.780	0.949
2.5	0.5	0.922	1.839	1.733	0.944
2.0	0.4	0.905	1.805	1.700	0.947

($C_d = 1.995$ の算出は式(16)参照)

これによると、本実験結果は岩崎らのものとよく一致し、 H/H_d が大きいところでは、平均的に $K_a = 0.045$ 程度の一定値が用いられるようである。ただし、アバットメントの半径が小さくなると、収縮係数が急激に増大するものと予想されるので、注意が必要である****。これについては、クレスト上の流況安定のためにも、なるべく十分な半径をとるようにすることが望まれる。

(3) おぼれの影響

おぼれには、下流側エプロンの高さ、セキ下流側水位の影響とに分けられる。

$$C_0' = K_2 \cdot C_0 \dots\dots\dots (8)$$

**** 設計基準(フィルダム P.233)には $r/H_d = 0.133$ の実験例があり、 $H/H_d = 1$ で $K_a = 0.1$ となっている。

とおけば、上式中の K_2 は次式の関数であらわされ、

$$K_2 = f\left(\frac{h_d}{H} \cdot \frac{d}{H}\right) \dots\dots\dots(9)$$

となる。ここに、 C_0' ；おぼれの影響を受ける流量係数、 h_d ；セキ上下流の水頭差、 d ；下流側水深、である。(9)式の関係は既に実験的に求められており、図14のように示される。したがって、セキがアバットメントを有し、しかもおぼれになる場合の流量、および見かけ上の流量係数は(6)、(8)式から

$$Q = C_0' \cdot B_0 \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(10)$$

において、

$$C_0' = K_1 \cdot K_2 \cdot C_0 \cdot (1 - 2K_2 H / B_0) \dots\dots\dots(11)$$

となる。

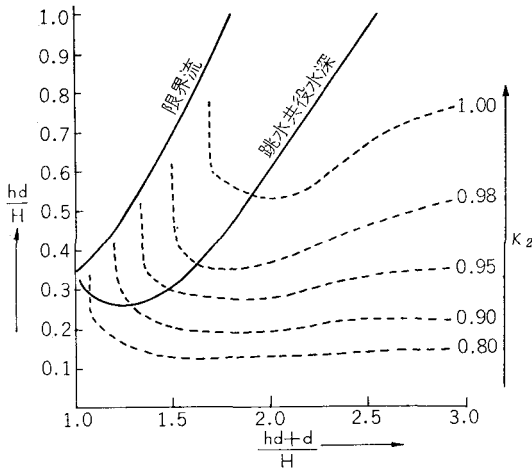


図-14 おぼれによる流量係数の減少量 (設計基準による)

さらに、本タイプの場合には、調節工下流水路が弯曲しているために、横断方向に大きな水面勾配を生じており、下流側の平均水深では表現し切れない面があると思

表-4 K_2 の実測結果と計算値の比較

実 験 値						計 算 値			
B_0 (m)	H(m)	\bar{d} (m)	C_0	C_0'	$C_0'/C_0=K_2$	実験値の \bar{d} (m)	d' (m)	$d=\bar{d}+d'$ (m)	K_2
5.4	5.0	5.45 (5.39)	1.829	1.657	0.906	5.45	0.59	6.04	0.90
5.1	5.0	5.30 (5.33)	1.805	1.631	0.904	5.30	0.57	5.87	0.91

(カッコ内は水面追跡計算による側溝上流端水深で、側溝下流端水位条件を実測値に合せたもの)

なお、設計計算を行う場合には、調節工下流平均水深 \bar{d} に見合う側溝諸元を求めなければならない。同表には、本実験の側溝諸元を用いて、運動量式により水面追跡計算を行った場合の側溝上流端水深を併記してある。これ

られる。いま、おぼれの程度が水面上昇する側の水深によって規定されるものと仮定する。すなわち、下流側の平均水深を \bar{d} とし、横断水面が水平面となす角を ϕ とすれば、遠心力と重力との平衡関係から

$$\tan\phi = \frac{aV^2}{gr} \left(\because V = \frac{Q}{B_0 \cdot \bar{d}} \right) \dots\dots\dots(12)$$

となる。ここに、 g ；重力加速度、 r ；水路中心線の曲率半径、 a ；実験定数(=1~2)で、高速流の場合には2となる、である。したがって、平均水面からの上昇量を d' とすれば

$$d' = \frac{B_0}{2} \tan\phi \dots\dots\dots(13)$$

となり、おぼれを規定する水深および上下流水位差は、

$$d = \bar{d} + d' \dots\dots\dots(14)$$

で与えられる、(図15参照)。

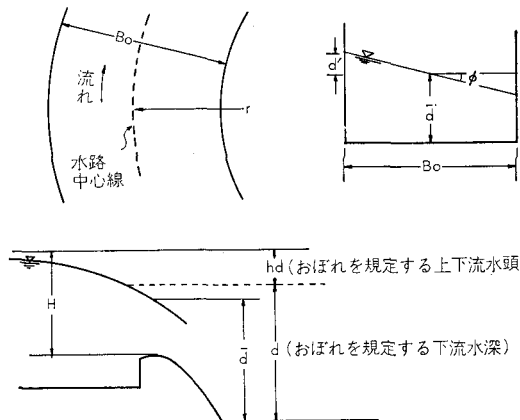


図-15 弯曲水路の水面上昇説明図

ここで、(12)式の実験定数に $a=1.5$ とおき、実測値を用いて K_2 の評価をしたものが、表4であり、図14に示された従来の実験とよく一致することが判った****。

**** ただし、仮定による(12)~(14)式については若干便宜的な面があり、実験値との比較も表4に示した2例に過ぎないので、今後さらに検討を要すると思われる。

な値を示すことから、側溝上流端の計算水深を、そのまま用いてよいと考えられる。

4 水路式併設案の水力計算例

ここでは、水路式併設案の比較設計計算法の例について述べる。設計条件としては真栄里ダムの場合に準じて表5のとおりとした。

表一5 設計例の条件

設計洪水水位	E L. 43.00m
サーチャージ水位	41.50m
常時満水位	38.00m
設計洪水量	290m ³ /S
調節工の計画流量	60m ³ /S

a 洪水調節工のクレスト幅

まず、設計条件から $H_d/P = 5/1$ であるから、この値を(2)式に代入すれば設計流量係数は

$$C_d = 2.20 - 0.0416(5/1)^{0.99} = 1.995 \dots \dots \dots (15)$$

となる。次にサーチャージ水位では、 $H/H_d = 3.5/5 = 0.7$ であるから、図12によって、 $K_1 = 0.96$ 、また図13から $K_a = 0.045$ が得られる。したがって、(6)式を書き換えて、

$$B_0 = \frac{Q}{K_1 \cdot C_d \cdot H^{3/2}} + 2K_a H \dots \dots \dots (16)$$

とおけば、

$$B_0 = \frac{60}{0.96 \times 1.995 \times 3.5^{3/2}} + 2 \times 0.045 \times 3.5 = 5.009 \dots \dots \dots (17)$$

したがって、調節工のクレスト幅は5.1mとする。

b 洪水調節工の設計洪水水位における流量

設計洪水水位において調節工が下流側の影響を受けない場合の流量は、 $H/H_d = 5/5 = 1$ から図12、図13により、 $K_1 = 1$ 、 $K_a = 0.045$ 、また $B_0 = 5.1m$ であるから、これらを(6)、(7)式に代入すれば、

$$C_0 = 1 \times 1.995 \left(1 - \frac{2 \times 0.045 \times 5}{5.1}\right) = 1.819 \dots \dots \dots (18)$$

$$Q = C_0 \cdot B_0 \cdot H^{3/2} = 1.819 \times 5.1 \times 5^{3/2} = 103.7 \dots \dots \dots (19)$$

次に、おぼれの程度を変えて比較設計を行うこととする。調節工の比較負担流量としては式(19)によって示されるおぼれの影響を受けない流量103.7m³/sの0、10、20%減の場合の3案とした。

c 調節工下流エプロン標高の比較決定

おぼれの程度を各0、10、20%としたとき、調節工下流エプロン標高によって、図14から h_d および d は、表6のようになる。同表から判るように、各案とも h_d を小さくするためには、エプロン標高を下げる必要がある。これについては現地条件、おぼれの程度にもよるが、一般

表一6 エプロン床標高と h_d との関係

設計案	案		1	2	3
	おぼれの程度(%)		0	10	20
負担流量 (m ³ /S)		103.7	93.3	83.0	
エプロン床標高	E L. m	$d+h_d = 9.00m$	$\frac{h_d}{H_d} = 0.54$	0.19	0.13
	35.00	8.00	不可	0.19	0.13
	36.00	7.00	不可	0.22	0.14
	37.00	6.00	不可	0.30	0.16

(ダム水位—エプロン床標高= $d+h_d$)

に h_d の差異は側溝および下流取付水路全体に影響する。したがって、調節工の水路区間が比較的短い場合には、 h_d を小さくとり、ある程度エプロン床を下げる方が有利であろう。ただし、後で側溝諸元を決定した際に、これが側溝上流端床標高と大きく異なるような場合には注意を要する。ここでは、これらの点を考慮し、各案のエプロン標高としては同表の丸印をつけたものとして比較設計を行うこととした。

d 余水吐側溝諸元 (第2案の場合)

(1) 側溝上流端の水位

まず、調節工のおぼれの程度を10%とすれば、このときの負担流量は93.3m³/sである。次に、表6の比較からエプロン床標高を E L. 36.00m とすれば、同表から、 $h_d/H_d = 0.22$ 、 $d+h_d = 7.0$ であるから、

$$h_d = 0.22H_d = 0.22 \times 5.0 = 1.1, \quad d = 7.0 - 1.1 = 5.9 \dots \dots \dots (20)$$

いま、調節工下流平均水深を $\bar{d} = 5.35m$ と仮定すれば、(12)、(13)式から、

$$V = \frac{Q}{B_0 \cdot \bar{d}} = \frac{93.3}{5.1 \times 5.35} = 3.419 \dots \dots \dots (21)$$

$$\tan \phi = \frac{1.5V^2}{g \cdot r} = \dots \dots \dots (22)$$

$$d' = \frac{B_0}{2} \tan \phi = \frac{5.1}{2} \times 0.220 = 0.560 \dots \dots \dots (23)$$

おぼれを規定する水深は、

$$\bar{d} + d' = 5.35 + 0.56 = 5.91 \approx 5.90 \dots \dots \dots (24)$$

(24)による d となり O. K.)

平均水位は

$$\text{水路床標高} + \text{平均水深} = 36.00 + 5.35 = 41.35 \dots \dots \dots (25)$$

したがって、側溝上流端水位は E L. 41.35m を目標値とする。

(2) 余水吐側溝の必要長さ

設計流量係数は $H_d/P = 1.5/1.5$ であるから、(2)式より、 $C_d = 2.20 - 0.0416(1.5/1.5)^{0.99} = 2.158 \dots \dots \dots (26)$ となるが、従来の実験結果を参考として $C_d' = 0.96C_d$ を

用いる。

$$C_d' = 0.96C_d = 2.158 \times 0.96 = 2.072 \dots\dots(27)$$

ここで、側溝側の流量は

$$\text{設計洪水量} - \text{調節工負担流量} = 290 - 93.3 = 196.7 \dots\dots(28)$$

側溝クレスト長は

$$B = \frac{Q}{C_d'H^{3/2}} = \frac{196.7}{2.072 \times 1.5^{3/2}} = 51.67 \dots\dots(29)$$

したがって、クレスト長を51.7mとする。

さらに、側溝水路幅、床標高などの諸元は、これを適当に仮定して側溝上流端水位 E L. 41.35m に近似するも

のを試算によって別途求める。いま、図3によって示された真栄里ダム最終設計案に準じた側溝諸元値を用いて水面追跡計算を行うと、側溝上流端計算水位 E L. 41.33 m が得られ、目標値 (E L. 41.35 m) とほぼ一致する。

以上によって、余水吐の設計諸元が決定された。

e 余水吐諸元の比較設計結果

前項では、第2案の設計例を示したが、第1案、第3案についても同様な計算を行うと、表7のように整理される。これらの比較によって合理的設計案を見出すことができる。なお、側溝上流端水位については、図7に示した制限範囲にあるかチェックが必要である。

表一7 比較設計例の諸元

案	調 節 工 (幅 5.1m)				側 溝			
	おぼれの程度(%)	流 量 (m ³ /S)	水路床標高 (m)	水路水位 (m)	流 量 (m ³ /S)	セキ長 (m)	上流端床標高(m)	下流端床標高(m)
1	0	103.7	E L. 34.0	E L. 39.55	186.3	49.0	E L. 33.77	E L. 32.11
2	10	93.3	36.0	41.35	196.7	51.7	35.50	33.84
3	20	83.0	36.0	41.93	207.0	54.5	36.07	34.41

(注) 側溝の床幅、および側のり勾配は真栄里ダム最終設計案と同じ値を用いた。

5 あとがき

以上、不十分な点が多々あると思われるが、側溝余水吐の洪水調節工併設案について、実験結果を中心として述べ、合わせて設計例を紹介した。言うまでもなく、特殊な水利施設における実験結果を、大きく条件の異なる他の現地に利用する場合には、細心の注意が必要である。本稿の引用に当っては、設計洪水量に対して洪水調

節工の流量が比較的大きい設計条件の場合には、慎重を要するものと考えられる。

参考文献

- 1) 土木学会 (1971) 編; 水理公式集, 昭和46年改訂版, P. 260.
- 2) 石原藤次郎・他編; 応用水理学 (中・I) P. 144.

笹川揚水機場の設計について（その1）

木村 隆重* 樋渡 明信*

田中 研一*

目 次

I まえがき.....(24)	5. ポンプ形式の決定.....(32)
II 笹川揚水機場の意義.....(24)	6. ポンプ芯高の決定.....(32)
III 機場の計画.....(25)	V ポンプ設計の際の主な検討事項(以下次号掲載)
1. 計画の手順.....(25)	1. 電動機の選定
2. 計画の基本条件.....(25)	2. 受電方式について
IV 機場の設計.....(27)	3. 弁種の決定
1. 機場位置の決定.....(27)	4. 吐出管および送水管について
2. 導水路の構造と吸水槽.....(27)	5. 吸水位の検討
3. ポンプの台数および口径.....(28)	6. ウォーターハンマーの対策
4. ポンプの揚程.....(29)	VI おわりに

I まえがき

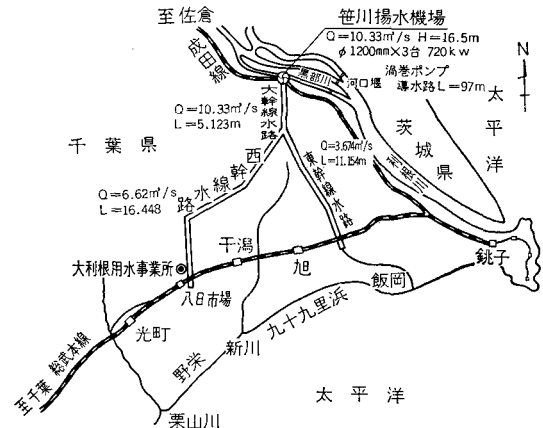
本報文は、大利用水農業水利事業笹川揚水機場のポンプ機械設備の設計についてまとめたものである。「餅屋は餅屋」のたとえから言えば、ポンプ等機械関係の設計・積算については、機械技術者が担当すべきであるが、農林省の現場事業所においては、人員構成上必ずしもこの種の技術者が配置されているとは限らない。

当事業所においても、機械関係の職員は手薄であり、本設計業務は、農業土木技術者が中心になりとりまとめた。機械の知識に乏しい技術者がコツコツとまた、真剣に取り組んだことに意義があると思ひ発表することにした。

II 笹川揚水機場の意義

「笹川の機場」と言う名で昭和15年以来呼び親しまれてきた大利用水笹川揚水機場は、戦中・戦後の食糧難時代から今日に到るまでの40年に近い年月、計り知れない恩恵を2市7町16,000ヘクタールにわたる地域にほどこしてきた。

このポンプは、設置当時東洋一と称されたそうである。いま、何が東洋一であったか定かではないが頭丈に造られていることにかけては驚異に値する。さしたる修理もせず年間4,000万トン を揚水し立派にその役目を果たしてきた。農業用水のための機場としては、堅牢さと扱



図一 大利用水地区平面図

い方の容易さが先づ第一に挙げられるが、この度改修される旧機場は、この点卓越した優秀性を示してきた。

昭和10年着工、昭和25年完了した千葉県営大利用水事業（一次県営計画）は、利根川遊水池笹川地先から北総東部台地を越えて九十九里浜まで幹線用水路延長だけでも28km（当時の感覚では7里）に及ぶものであり、当時は構想の雄大さにおいて日本一の県営事業であったであろう。

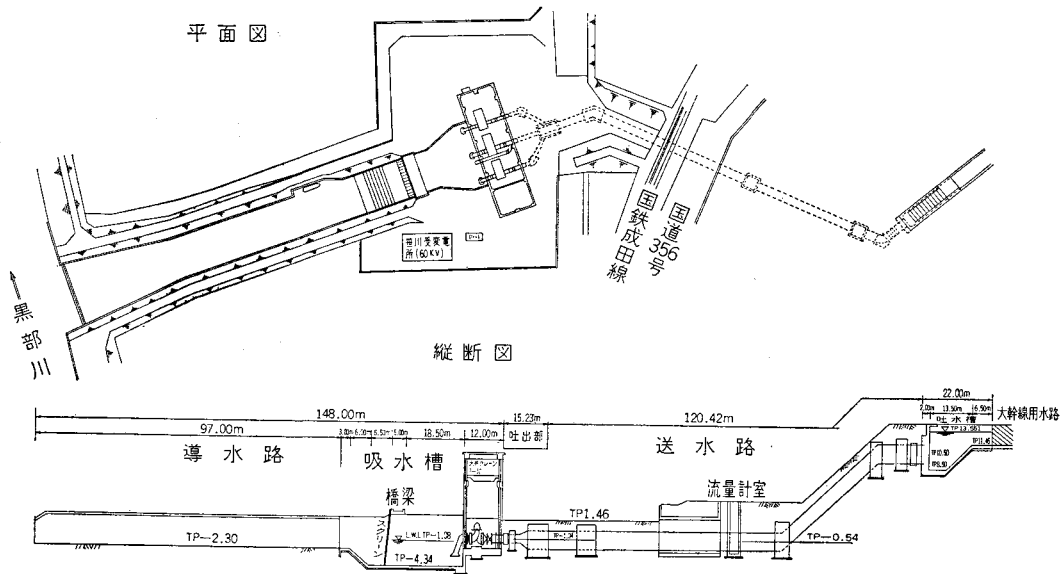
昭和25年以降、この地域が急激に発展し、今日に見る県内有数の農業振興地域として甦った最大の功労者が大利用水であったことに異存をはさむ地元民は一人もい

* 関東農政局 大利用水農業水利事業所

ない。この大利根用水の根源に位置するのが、笹川機場であり、受益者が本機場に寄せる関心は、誠に高いものがある。

事業は昭和51年8月着工以来順調に進行しており、昭

和53年3月に笹川機場が竣工し、昭和54年度中には、東幹線も飯岡まで到着し「天保水滸伝」の舞台であった笹川・飯岡と共に、千瀉八万石（いまの大利根用水事業地区）は大きく変わろうとしている。



図一 2 笹川揚水機場

III 機場の計画

1. 計画の手順

農業水利事業における揚水機場の計画にあたっては、地元農民の使用目的・かんがい条件を充分理解し、管理しやすい機能を有するように計画することが重要である。基本的な、手順をまとめると図一3に示すとおりである。図一3の中の基本事項は、施設規模に直接関係する重要な検討要素である。

2. 計画の基本条件

笹川揚水機場のポンプ設備の形式選定と、機場計画に際して考慮した基本条件は、次のとおりである。

(1) 水源の水位

用水計画上最も重要なものは、水源の確保、なかんづく、水源の濁水量および濁水位である。当地区の水源は、利根川であるが、阿玉川から導水して黒部川を經由し、笹川地点において揚水される。黒部川は、昭和52年に千葉県土木部において、総合開発計画が、樹立されることになっており、昭和53年から事業の実施が予定されている。したがって、県当局との打合せにより、水位諸元を表一のように決定した。

(2) 地区揚水量

この地区の基準年（1/10確率）は昭和39年であり、有効雨量と、広域水田地帯としての用水反復利用を考慮し

て、揚水量を算出した結果、機場の揚水量は、表一2と図一4のとおりである。

表一 黒部川水位

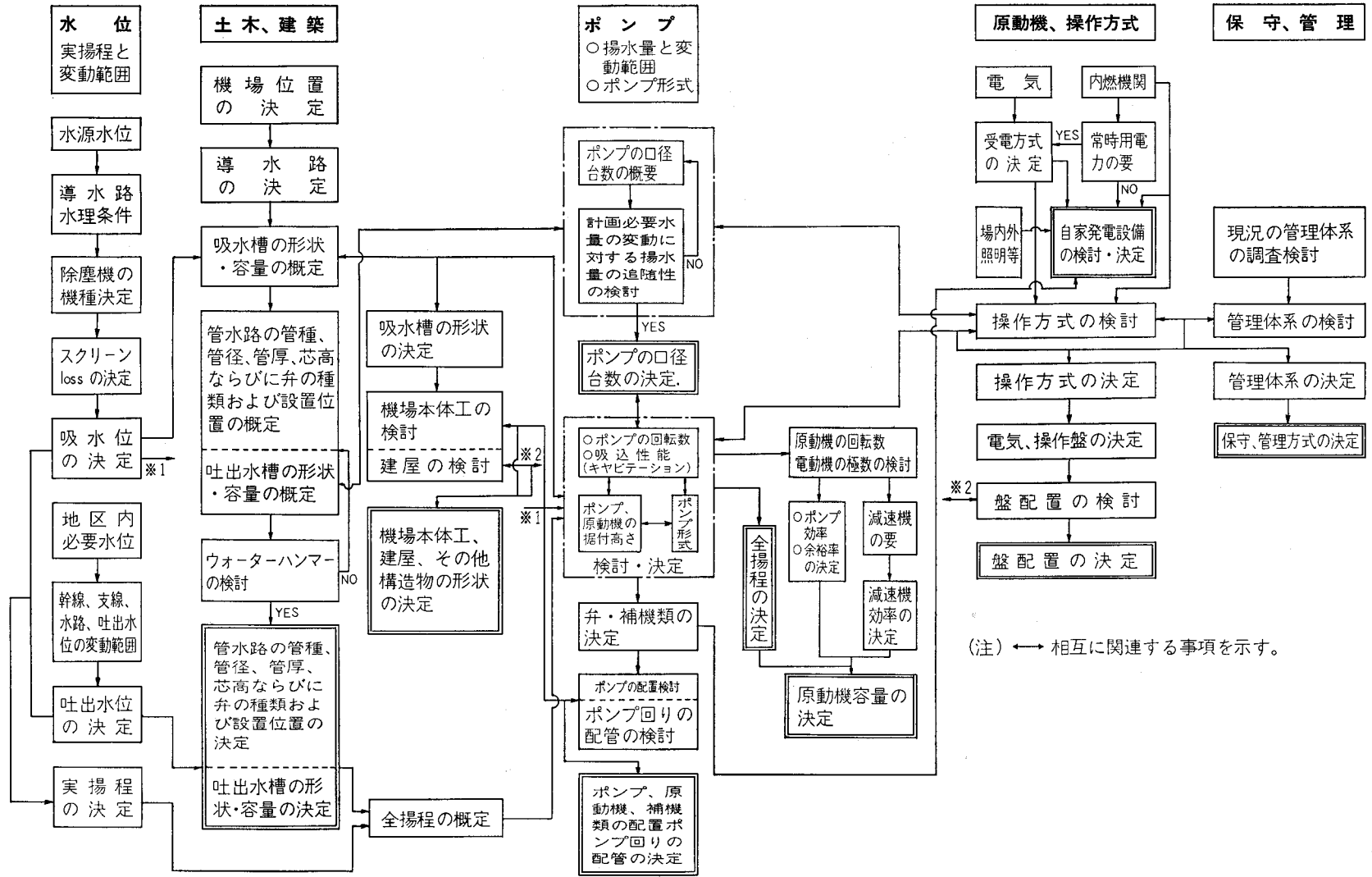
項 目	水 位
H. W. L	TP ⊕ 0.96m
M. W. L	TP ⊕ 0.06m
L. W. L	TP ⊖ 0.84m

表一 2 期別揚水量

期 別	揚 水 量
苗 代 期	6.664 m ³ /sec
代 掻 期	10.014 m ³ /sec
成 育 期	10.330 m ³ /sec

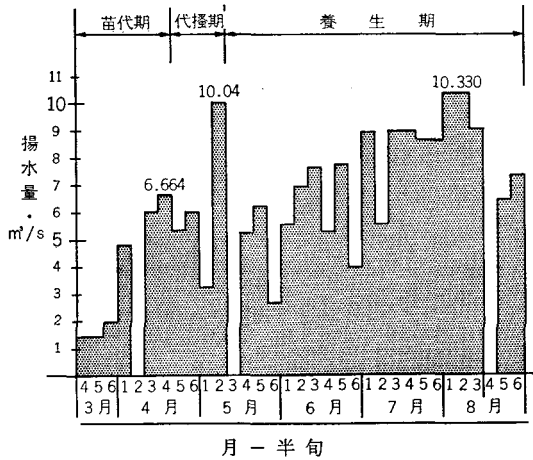
(3) 塩分対策

当地区の取水を、制限している要因の一つとして、塩水の遡上による塩害問題がある。当地区の取水は、利根川本川からの直接取水でなく、支流黒部川を經由して取水する機構である。図一5のように、黒部川には、利根川と連絡する舟通し閘門が3ヶ所あり、かんがい期は、塩分濃度の少ない最上流の阿玉川閘門から、利根川本川



(注) ←→ 相互に関連する事項を示す。

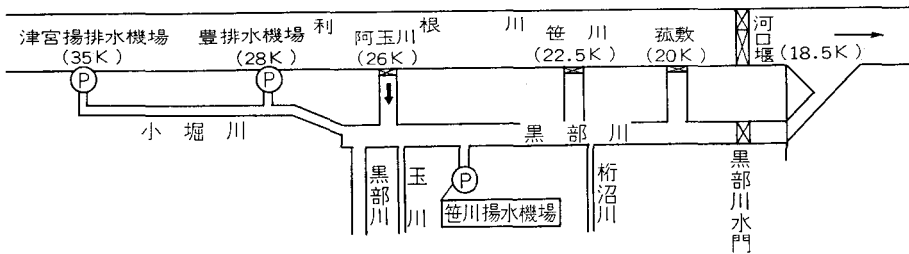
図-3 フローチャート



図一 4 大利根用水地区揚水量

の水を、黒部川に取りいれている。なお、津宮機場は、昭和33年の利根川異常洪水に際し、阿玉川からの取水が困難となったことから、異常洪水時の塩分遡上の対策として、昭和35年に設置されたものである。

利根川河口堰の設置は、大利根用水地元農民の、利根川の塩水遡上を阻止するための潮止堰の設置要望に端を発している。昭和33年に続き、昭和34年・36年も干・塩害が発生し、河口堰の必要性が、各方面に認識された。昭和37年から、基本計画策定のための作業が開始され、昭和39年10月、河口堰建設が決定された。昭和42年工事に着工し、昭和46年4月に完成した。しかし、その後も阿玉川水門(26K)地点における塩分濃度は、表一3にみられるように、501p.p.m以上の日数が相当あるため、本機場の計画にあたっては、塩害を予想した施設および材質の検討を要した。



図一 5 笹川揚水機場取水体系

表一 3 阿玉川水門地点における塩分濃度日数

期 別	年	0~300 p.p.m 以下		301~500 p.p.m 以下		501p.p.m 以上		計 (日)
		日数 (%)	日数 (%)	日数 (%)	日数 (%)			
かんがい期 (3月~8月)	46	20	13	79	52	52	35	151
	47	61	33	45	24	78	43	184
	48	15	8	63	34	105	58	183
	49	151	83	22	12	9	5	182
	計	247	35	209	30	244	35	700
非かんがい期 (9月~2月)	46	46	44	12	11	47	45	105
	47	38	21	30	16	114	63	182
	48	44	24	54	30	83	46	181
	49	81	45	44	24	56	31	181
	計	209	32	140	22	300	46	649

(河口から26K地点)

(4) ポンプの運転・管理

本機場は、かんがい期、管理人を常駐させるので運転操作は1人制御を採用することとした。揚水量の制御は、水田のかんがいを目的としているため時間単位での需要変動は要求されないの、台数制御によることとし

た。

IV 機場の設計

1. 機場位置の決定

既設の笹川揚水機場は、黒部川から導水路で約200m入った地点の山のふもとにあり、国鉄成田線、国道356号線の下を暗渠で連結されている。今回新設する揚水機場は、最低2ヶ年の建設期間を要するため、既設揚水機場を稼働させながら建設する必要がある、かつ、国鉄成田線、国道356号線の交通に支障をきたしてはならない。これらのことを配慮し、施設費、仮設、水理、および美観等を総合的に検討した結果、黒部川から約140m入った既設導水路の位置に決定した。

2. 導水路の構造と吸水槽

黒部川から吸水槽までの導水路は、黒部川の改修断面を考慮の上、既設導水路用地を有効に利用するため、導水路幅を13mとし、護岸は綱矢板を用いた。導水路の敷高は洪水時でも自然取水に支障のない高さとした。なお、黒部川から直接取入れるので、土砂の流入を極力避けるため黒部川に対し、直角に取水するとともに、流入部の水路底に土砂流入防止壁(高さ0.5m)を設けた。また、除塵管理が充分期待できない場合には、スクリー

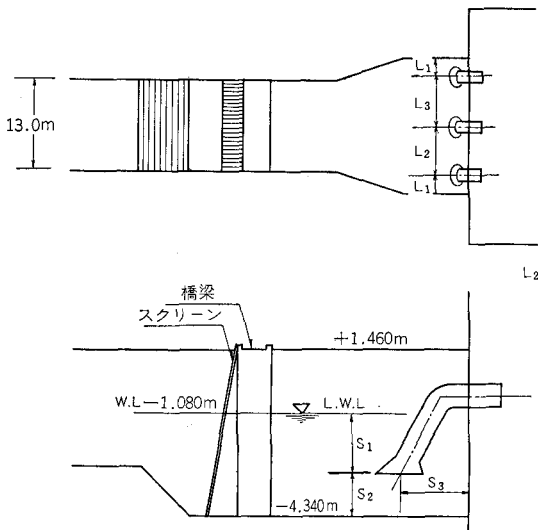
ン部の損失水頭が想像以上に大きなものとなる場合がある
るので、通過流速を0.3m/sec程度とし、損失を極力小さく
するような断面構造とした。

吸水槽の形状・寸法の良否は、ポンプの性能や運転状態
に直接影響をおよぼすため、表一4、図一6のとおり、

ポンプ吸込管に対し、水流の急な方向変換、あるいは、
著しい流速変化を生じないように自然な流れとするとともに、
空気の吸込・渦の発生等がないように、吸水槽の側壁・底面
からの距離、L.W.Lからの深さは、充分注意して決定した。

表一4 吸水槽の形状・寸法

項	設計値	ポンプ計画技術マニュアル	農業土木ハンドブック
L ₁	2.00m	1.5D=1.80m	1.5D=1.80m
L ₂	8.50m	—	—
S ₁	2.06m	1.9D以上=2.28m以上	1.5D以上=1.80m以上
S ₂	1.20m	0.8~1.0D=0.96~1.20m	0.5~1.5D=0.6~1.80m
S ₃	2.41m	1.5D以上=1.80m以上	1.2~1.5D=1.44~1.80m



図一6 吸水槽の形状・寸法

3. ポンプの台数および口径

(1) 台数の決定

ポンプ台数の決定に際しては、まず一般的視野から考
えられる台数割を推定し、これにともなう諸設備費とラ
ンニングコストの総合的な経済比較を行った上で決定す
る必要がある。

本機場は、水田のかんがいを目的としているので、機
械設備の危険分散、互換性、機械設備および土木費の経
済性等を考慮して、同口径の2台、3台、4台および5
台案について運転経費を含めて経済比較を行った結果は
表一5のとおりである。

なお、ポンプの運転中の揚水量をポンプの設計点の揚
水量とした場合のポンプの全揚水量（実際の運転ではそ
のポンプの運転範囲内で揚水量は変動させることができ
る。）と、図一4に示した計画揚水量の比の百分率の値を
求め、さらに、3台案の値を100%とした場合の2台、
4台および5台案のそれぞれの値は表一6のとおりであ
る。（この値を余剰水量率と呼ぶ。）

表一5および表一6からわかるとおり口径を同一とし

表一5 ポンプ台数と諸設備の経済比較

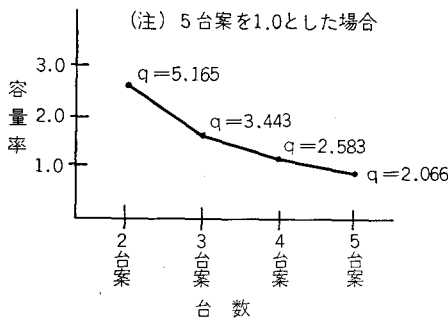
(単位：千円)

項 目	案				備 考
	2 台 案	3 台 案	4 台 案	5 台 案	
	φ 1600	φ 1200	φ 1100	φ 1000	
機 械 設 備 の 年 額	44,290	44,370	49,490	52,530	耐用年数20年
電 気 設 備 の 年 額	7,400	8,010	8,630	9,250	” 20年
上 屋 設 備 の 年 額	2,190	2,270	2,410	2,530	” 40年
年 間 の 電 気 料 金	29,900	27,110	26,360	25,910	
計	83,780	81,760	86,890	90,220	

表一六 かんがい期間旬別容量におけるポンプの危険分散率および余剰水量率

案	1台当りの容量	危険分散率	余剰水量率
2台案	q=5.165m ³ /S	50%	193%
3台案	q=3.443m ³ /S	33%	100%
4台案	q=2.583m ³ /S	25%	90%
5台案	q=2.066m ³ /S	20%	65%

ていることもあって、ポンプ台数が多いほど、ポンプ1台当りの揚水量(q)は小さくなり、計画にマッチしたポンプ利用および、ポンプの万一の故障時に対する危険分散は優れている。反面、機器・上屋等の設備費は、ポンプ台数に比例して増大する。これに、ランニングコストを考慮すると、3台案を最低点とした上向き型の放物線となる。なお、2台案については、図一七に示したように、ポンプ1台あたりの揚水量が、かけはなれて大きいので大口径となり、設備費が他案に比べて余り低下せ



図一七 ポンプ1台当り容量率

表一七 各社によるポンプ口径一覧表

項目	会社名				
	A社	B社	C社	D社	E社
ポンプ口径	吸込×吐出 1200×1200	1200×1200	1200×1100	1200×1100	1200×1000

4. ポンプの揚程

ポンプが揚水するために必要な揚程は、吸込み・吐出し両水面の高低差のほかに、管路・弁等の損失ヘッド、および、吸込み・吐出しにおける速度損失を考慮しなければならない。これを、模式で表わすと図一八のようになる。

ここで、実揚程(H_a)は、吐出水位と吸込水位の差であるので、まずこの両水位を決定しなければならない。また、全損失水頭(H_t)は、配管・弁等が決まれば計算により算出できるものである。さらに、揚程の決定にあたっては、3台並列運転中の揚程と損失水頭の変動など

ず、逆に、電気基本料金が增加するため、結果として3台案よりも高くなった。

以上の検討の結果と、既設の笹川揚水機場(同口径3台)の実績を参考に、新設機場においても既設機場と同じく、同一容量のポンプ3台に決定した。

(2) 口径の決定

ポンプの口径は、原則として適切な流速(一般にポンプ廻りの流速は、約1.5~3.0m/sec程度)を仮定して求められるので、水量と密接な関係がある。農林省基準による水量と概略口径の算定式は、

$$D = 90 \sqrt{q} \dots\dots\dots 1$$

q : 吐出量 (m³/min)

D : 口径 (mm)

であり、式中の吐出量(q)は、ポンプ1台当りの水量であるので、前述した台数決定時の条件から、

$$q = 10.33 \text{ m}^3/\text{sec} \div 3 \text{ 台} \times 60 \text{ 分} = 206.6 \text{ m}^3/\text{min}$$

これを、1式に代入し、Dを算出すれば、D=1290mmとなる。また、ポンプ吸込呼び径と、標準水量表からみてもD=1200mm程度に該当する。しかし、ポンプの口径は、必ずしも水量のみによって決まるものではなく、ポンプ内部の損失を極力少なくし、キャビテーション性能をよくし、かつ、経済的な寸法にすべきである。なお、メーカーの見積り設計によれば、表一七のとおり、各社共に吸込口径は1200mmとなっているので、これらも参考にし、吸込口径は1200mmに決定した。しかし、表一七にもみられるとおり、揚程および製作等の関係から、吐出口径が吸込口径よりも小さい場合もあり得るので、ポンプ廻りの吐出管径(注1)については、経済的な管径を検討する必要がある。

も検討する必要がある。

(1) 吸込水位の決定

ポンプの吸込水位は、黒部川の濁水位と、黒部川からポンプ場までの導水路の損失により決定される。黒部川の濁水位は、前述したⅢ-2-(1)により決まっており、導水路の損失計算を、次の条件により算出すると図一9のようになる。

(注一) ポンプ場から吐水槽までの送水機構は図一2にみられるとおり、各ポンプ毎に吐水槽に送水するのではなく、3台を合流させ、1本の送水管によって吐水槽に送水するため、あえてポンプ廻りの吐出管と送水管という名称区分にする。

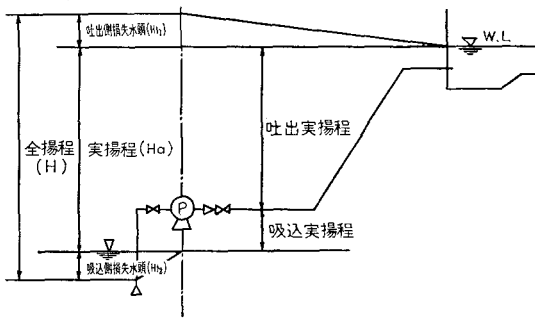


図-8 全揚程(H) = 実揚程(H_a) + 全損失水頭(H_f)

(条件)

(i) 導水路のうち黒部川から96mは、シートパイル護岸とし、底部は素掘りとする。

(ii) 水理計算は、マンニング公式によるものとし、シートパイル護岸部の粗度係数は、シートパイル部 $n=0.025$ 、水路底 $n=0.03$ とし、合成粗度係数は、 $n=0.029$ として計算する。

以上より、ポンプ吸込水位はTP-1.080m、O.W.L TP-0.180mと決定する。

(2) 吐出水位の決定

吐出水位は、地区内最高田面に必要な水路損失を考慮

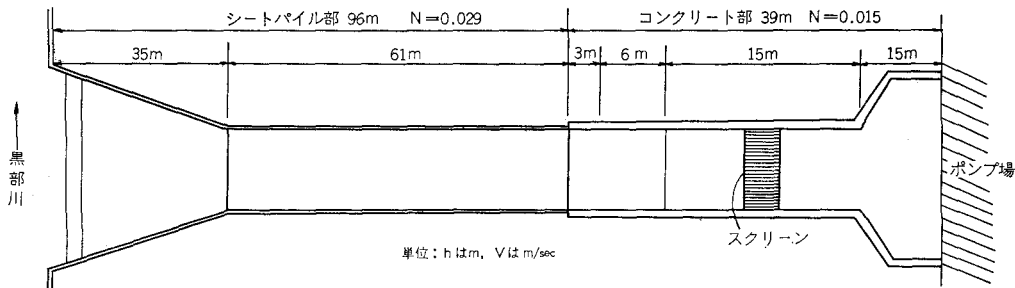
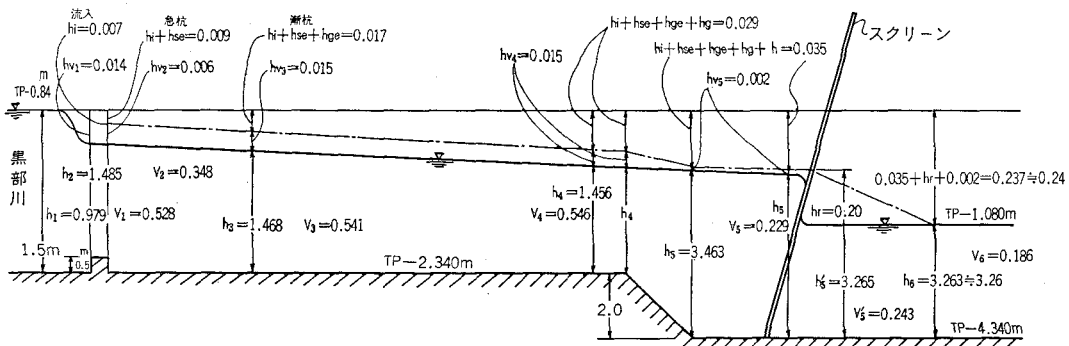


図-9 ポンプ吸込水面の追跡

して得られた大幹線用水路の始点の水位に必要な損失を加えてTP 13.551mと決定した。

(3) 全損失水頭の決定

当機場の配管は、図-2のとおり、3台とも吐出配管の形状・長さが異なるので、各々のポンプ毎に管路損失を算定する。その内訳は、表-8のとおりである。前述した各諸元により、揚程の検討を行うと表-9のようになる。

$$\text{実揚程}(H_a) = [\text{吐出水位}] - [\text{吸込水位}]$$

$$14.631\text{m} = [13.551] - [-1.080]$$

$$\text{全揚程}(H) = [\text{実揚程}(H_a)] + [\text{全損失水頭}(H_f)]$$

$$" = 14.631 + 1.674$$

$$= 16.305\text{m} \dots \text{太郎ポンプ系}$$

$$" = 14.631 + 1.353$$

$$= 15.984\text{m} \dots \text{次郎ポンプ系}$$

$$" = 14.631 + 1.707$$

$$= 16.338\text{m} \dots \text{三郎ポンプ系}$$

ここで全揚程は3台とも異なるが、ポンプの製作および特性上の関係等と、同一揚水量であるため3台同じ仕様とし、余裕を考慮して50cm単位で $H=16.5\text{m}$ とする。

表-8 管路損失計算シート

揚水量: $Q=10.33\text{m}^3/\text{S}$ 吸込側管径: $D_s=1200\text{mm}$

吐出側管径: $D_1=1200\text{mm}$

送水側管径: $D_2=2400\text{mm}$

1台当り揚水量: $q=3.443\text{m}^3/\text{S}$ 吸込側管長: $L_s=5.6\text{m}$

吐出側管長: 太郎 $L_1=19.071\text{m}$
次郎 $L_1=11.26\text{m}$
三郎 $L_1=22.001\text{m}$

送水側管長: $L_2=118.42\text{m}$

流速: $V_s=3.046\text{m}/\text{S}$

流速: $V_1=3.046\text{m}/\text{S}$

流速: $V_2=2.285\text{m}/\text{S}$

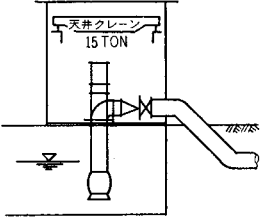
速度水頭: $\frac{V_s^2}{2g}=0.473\text{m}$

速度水頭: $\frac{V_1^2}{2g}=0.473\text{m}$

速度水頭: $\frac{V_2^2}{2g}=0.266\text{m}$

区間	損失箇所	算式	損失水頭(m)			備考
			ポンプ名称			
			太郎	次郎	三郎	
吸込側	入口ベルマウス部	$K_1 \times \frac{V_s^2}{2g} = 0.2 \times 0.473$	0.095	0.095	0.095	
	60° 曲管部	$K_2 \times \frac{V_s^2}{2g} = 0.365 \times 0.473$	0.173	0.173	0.173	
	バルブ部	$K_3 \times \frac{V_s^2}{2g} = 0.05 \times 0.473$	0.024	0.024	0.024	
	管長部	$10.666 \times C^{-1.85} \times D^{-4.87} \times Q^{1.85} \times L = 10.666 \times 130^{-1.85} \times 1.2^{-4.87} \times 3.443^{1.85} \times 5.6$	0.030	0.030	0.030	
小計			0.322	0.322	0.322	
吐出側	断面変化部	$K_4 \times \frac{(V_{1100} - V_1)^2}{2g} \div K_4 \times \frac{V_{1100}^2}{5g} = 0.0045 \times 0.67$	0.003	0.003	0.003	$\phi 1100 \rightarrow \phi 1200\text{mm}$
	バルブ部	$K_5 \times \frac{V_1^2}{2g} = 0.85 \times 0.473$	0.402	0.402	0.402	
	45° 曲管部	$K_6 \times \frac{V_1^2}{2g} = 0.183 \times 0.473$	0.087	—	0.087	
	合流部	$\left[a \left(\frac{n}{m} \right)^2 + b \right] \times \frac{V_1^2}{2g} = \left[0.19 \times \left(\frac{n}{4} \right)^2 + 0.68 \right] \times 0.473$	0.327	0.017	0.344	$n = \text{合流前後の流量比}$
	断面変化部	$K_7 \times \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} \div K_7 \times \frac{V_1^2}{2g} = 0.25 \times 0.473$	—	0.118	—	$\phi 1200 \rightarrow \phi 2400\text{mm}$
	管長部	$10.666 \times C^{-1.85} \times D^{-4.87} \times Q^{1.85} \times L = 10.666 \times 130^{-1.85} \times 1.2^{-4.87} \times 3.443^{1.85} \times \begin{pmatrix} \text{太郎} 19.071 \\ \text{次郎} 11.26 \\ \text{三郎} 22.001 \end{pmatrix}$	0.102	0.060	0.118	
小計			0.921	0.600	0.954	

表-10 ポンプ形式の決定

項目	横軸渦巻ポンプ		立軸斜流ポンプ		横軸チューブラポンプ	
据付方式						
全揚程	H=16.5m		H=16.5m		H=16.5m	
吐出量	q=206.6m³/min		q=206.6m³/min		q=206.6m³/min	
回転数	N=415 r.p.m		N=415 r.p.m		N=415 r.p.m	
比較回転度	Ns=520		Ns=730		Ns=730	
ポンプ効率	$\eta_p=87\%$	5	$\eta_p=84\%$	4	$\eta_p=84\%$	4
伝達方式	電動機直結		電動機直結		電動機直結	
軸動力	P _p ≒640kw		P _p ≒660kw		P _p ≒660kw	
余裕率	ε=15%		ε=15%		ε=15%	
電動機出力	P≒740kw		P≒760kw		P≒760kw	
仕様点NPSH	≒7.0m		≒9.0m		≒9.0m	
吸込高さ	H _s ≒-1.5m		H _s ≒+1.0m		H _s ≒+1.0m	
クレーン荷重	10 TON	5	15 TON	4	25 TON	3
機場の大きさ	幅12m×長40m=480㎡ (ポンプ場及電気室)	3	幅11m×長30m=330㎡ (ポンプ場及電気室)	5	(ポンプ場) 幅15m×長20m=300㎡ (電気室) 幅7m×長23m=161㎡ 計 461㎡	4
掘削深さ	6.0m	4	6.0m	4	5.5m	5
運転操作の難易	吸上げ方式の場合起動に際し呼水操作が必要となり補機ポンプ(注水ポンプ真空ポンプ)が必要である。	4	呼水の必要がなく操作は容易である。	5	立軸斜流ポンプと大差なし。	5
分解・点検	ポンプは上下二ツ割形のため原動機を動かす必要がなく上部カバーを取外しただけでポンプ内部の全てを点検取外しできるので最も簡単である。	5	羽根車部が水中にあり、メタル類の点検分解する場合原動機を取り外してポンプ全体を吊上げる必要があるため困難である。	4	ポンプケーシングが輪切形につき内部点検の場合は全分解が必要で特に原動機が内臓されているので点検分解が困難である。	3
水理的観点	押し込み形にすれば吸込・吐出配管が無理のない姿で設計できる。	5	流水方向の変化がある配管となるので渦巻ポンプ・チューブラポンプに比べて多少無理な配管となる。	4	横軸渦巻ポンプと同じ。	5
浸水に対する安全性	押し込みの場合原動機が吸込水位より下になるため浸水の恐れがある場合には問題である。	4	原動機は吸込水位より高く設置できるので浸水に対し安全である。	5	渦巻ポンプと同様。  メタルスラストベアリング モーター メカニカルシール	4

項目	横軸渦巻ポンプ	立軸斜流ポンプ	横軸チューブラポンプ	
ポンプ特性	Q- η_p 曲線 効率がよく特性全体に丸味をもつ。 Q-S P曲線 Q=0の時、動力SPは最少であり最高効率点附近で最大値となる。	5 Q- η_p 曲線 効率曲線の丸味が小さく渦巻ポンプより効率が約3%劣る。 Q-S P曲線 Qが変化しても動力変化が少ないがQ=0に近づくほどやや大きくなる傾向となる。	4 Q- η_p ・Q-S R曲線は、立軸斜流ポンプと同じである。	4
組立・据付 運搬の難易	4 進搬は、上ケーシングのみはずして行ない現地にて上ケーシングをかぶせる。据付けは電動機との直結芯出しのみであり簡単。	4 運搬は揚水管部で2ツ割として搬入し現地にて組合せを行いながら据付ける。ポンプベースの水平減速機及び電動機の芯出しが横ポンプより難かしい。	5 ポンプ、電動機、減速機等すべて組立した状態で運搬する。据付芯出しについては不要につき最も簡単。	
製作日数	5 一般に設計・製作・試験まで8ヶ月～10ヶ月。	5 横軸渦巻ポンプと同じ。	4 一般に設計・製作・試験まで9ヶ月～12ヶ月。	
荷重状態	5 ポンプ電動機が横に並ぶので広く分散される。	4 ポンプ・電動機・減速機全体が立軸につながっているため部分的な集中荷重となる。	5 横軸渦巻ポンプと同様広く分散される。	
点数合計	54点	52点	51点	

表-11 ポンプ芯高別による形式比較

項目	case	case-1	case-2	case-3	備考
	形	完全押込形	完全吸上形	折衷形	
諸元	全揚程	16.5m	16.5m	16.5m	
	吐出量	206.6m ³ /min	206.6m ³ /min	206.6m ³ /min	
	回転数	485r.p.m	323r.p.m	415r.p.m	
	比較回転度	602r.p.m	401r.p.m	515r.p.m	
	仕様点 NPSH	7.50m	4.02m	5.70m	
	吸込高さ	⊕1.00m	⊖3.70m	⊖1.50m	
	ポンプ口径	1,200mm	1,300mm	1,200mm	
	ポンプ台数	3台	3台	3台	
	モーター極数	12P	18P	14P	
伝達方式	直結	直結	直結		
土木コンクリート量	⊕240m ³	⊖120m ³			
概算工事費	ポンプ	⊖ 1,500千円	⊕ 9,000千円	0千円	口径および補機分の違いによるものである。 極数の違いによるものである。 ポンプ室の深さの違いによるものである。
	モーター	⊖ 6,750千円	⊕29,000千円	0千円	
	土木	⊕10,800千円	⊖ 6,200千円	0千円	
	計	⊕ 2,550千円	⊕31,800千円	0千円	

表-12 ポンプ吸込揚程と回転数

項目	case	case-1	case-2	case-3	計 算 式
	形 記号	完全押込形	完全吸上形	折 衷 形	
吸込比速度	S	1,200	1,200	1,200	一般に S=1,200を用いる。
吸込管損失	f	0.30m	0.34m	0.32m	入口, マサツ, 曲管, 弁等の損失
	H _v	9.70m	9.66m	9.68m	H _v =10.33-0.33-f
吸込揚程	H _s	⊕1.00m	⊖3.70m	⊖1.50m	吸水位よりポンプ高さ 押込み⊕, 吸上げ⊖
ポンプ回転数	N _o	535r.p.m	345r.p.m	437r.p.m	キャビテーションを発生しない範囲とするために ポンプ有効吸込ヘッドの0.7倍程度にする。 $N_o = \frac{S[(H_v + H_s) \times 0.7]^{3/4}}{\sqrt{Q}}$
モーター回転数	NM	500r.p.m	333r.p.m	428.6r.p.m	NM ≤ N _o で選定する。
〃	N	485r.p.m	323r.p.m	415r.p.m	3%のスリップをみる。0.97 × NM
比回転数	N _s	602r.p.m	401r.p.m	515r.p.m	$N_s = \frac{N \cdot \sqrt{Q}}{H^{3/4}}$

表-13 ポンプ口径の推定

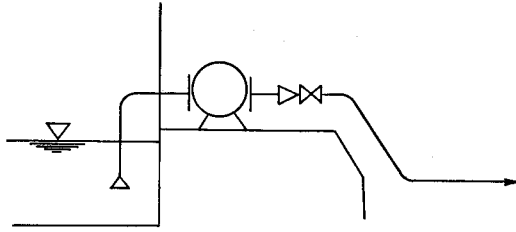
項目	case	case-1	case-2	case-3	計 算 式
	形 記号	完全押込形	完全吸上形	折 衷 形	
比較回転数	N _s	602r.p.m	401r.p.m	515r.p.m	表-12より。
係 数	K _s	0.175	0.145	0.165	表-14より。N _s により異なる。
吸込流速	V _s	3.147	2.608	2.967	V _s = K _s · √2gH H=全揚程=16.5m
計算口径	D _o	1,181mm	1,297mm	1,215mm	$D_o = \sqrt{\frac{4 \cdot q}{\pi \cdot V_s}}$ q = 吐出力=3.443m ³ /s/台
決定口径	D	1,200mm	1,300mm	1,200mm	

表-14 N_s と K_s の関係表

N _s	K _s		
	上 限	下 限	平 均
100	0.095	0.06	0.0775
150	0.12	0.075	0.0975
200	0.13	0.09	0.11
300	0.15	0.11	0.13
400	0.17	0.12	0.145
500	0.19	0.14	0.165
600	0.21	0.14	0.175
800	0.25	0.14	0.195

(ポンプ工学便覧より。)

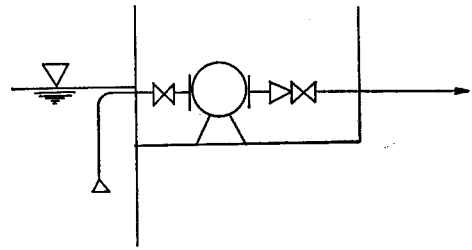
吸込揚程が高いので、ポンプロ径が大となり、回転速度が小さくモーター直結の場合、ポール数が多くなる。



図—11

Case—3：折衷案の場合

送水管の芯とポンプ直後のパイプ芯とを一致させて、水理的に良好な形にし、Case—1、Case—2の折衷案とした場合であり、無理のない構造である。キャピテーション性能の面からも、無理なく有利な口径にできる。すなわち、吸込揚程の関係から回転数を上げることができるので、Case—2の場合に比べてポンプロ径は小さくし得る。ただし、完全プラスバックでないために、真空・注水のための補機が必要である。



図—12

これら3 Cases から一般的にいえることは、ポンプの吸込揚程が小さい程、回転数を上げることができるので、ポンプロ径は小さくし得るし、モーター直結の場合ポール数も少なくなり経済的である。この検討結果は、表—11、表—12、表—13のとおりである。

ポンプロ径の推定の場合、吸込流速は、ポンプの比較回転数 (N_s) により異なるので、吸込口径をもってポンプロ径とする。また、概算工事費の比較については、比較になりうる分だけを取り上げ、折衷形 (Case—3) の場合を基準にして考える。

以上より、Case—3の折衷案が有利と考えられるので本計画に採用した。

(以下 次号掲載)

房総導水路の不定流解析例について

丸 山 浩* 井 口 一 雄**

目 次

1. はじめに……………(37)	5. 水路構造物の数理モデル化……………(41)
2. 公団専用施設の概要……………(37)	6. 水理実験と数理モデルの比較……………(44)
3. 導水路専用区間の水理特性と問題点……………(37)	7. 演算ケースとその評価……………(46)
4. 導水路不定流の計算方法……………(40)	8. むすび……………(50)

1. はじめに

国連水会議が開催されたように、最近、世界的に水資源問題がクローズアップされて来ている。我国でも各種の調査により、今後水不足が予測される地域がいくつかあり、また一部では、既に慢性的水不足が発生している。

そこで、我々はこの有限の水資源を如何に有効に利用していくかをそれぞれの建設事業の中で重要な課題として考慮してゆく必要がある。

本報文対象とした房総導水路建設事業においても、水の有効利用の面から事業全体の水管理を考慮し、導水路の水理解析を行う必要性が生じた。本報文は房総導水路建設事業のうち共用施設（両総用水施設）の下流に続く公団専用施設（延長約35,350m）の1部である第1導水路の水理解析である。なお房総導水路建設事業の概要は本誌「水と土」の第20号、第26号にあるが、本事業は水道用水として千葉県千葉市から君津市地域へ0.4m³/s、東金市外の九十九里沿岸地域に1.0m³/s、および工業用水を京葉臨海地域に7.0m³/s、計8.4m³/sを供給するために、利根川より最大13.3m³/sを取水し、両総用水施設の一部共用区間ならびに新規施設の公団専用導水路を経て長柄ダム、および東金ダムに貯水調整することにより上記の水量を確保するもので、工期は昭和45年度から昭和54年度まで、総事業費約660億円である。

公団専用水路は、通水量が計画最大13.0m³/sの導水路で全線地下のトンネル、暗きょ、サイホンの混在した水路系であり、この導水路の上流端には房総第1機場、また中流部には房総第2機場が位置し、末端は長柄ダムである。

導水は第1機場、第2機場の2段揚水により長柄ダムに流下させるが、導水路中の水制御はこの2カ所の機場

で行われる。特に導水路の水理機能上、第2機場の水制御が重要なポイントとなるためこの地点を主眼として第1機場から第2機場までの水理検討を行った。

水理解析については、近年コンピューターの発達にもない、水の流れに関する非定常解が得られるようになり多くの諸先生方によってこの方面の研究がされ、種々の解法が発表されている。本報文はこれらの解法とコンピューターを活用して、公団専用区間の新設導水路を数理モデル化するとともに、このシステムを用いて水理特性を得、そしてこれらの解析資料を基として、導水路中の水路構造物の水理機能を把握し、将来の管理計画の参考とするものである。

2. 公団専用施設の概要

房総導水路は前述の両総用水施設を共有する共用区間と新規に建設する公団専用区間に大きく区分される。

専用区間の施設概要は栗山川取水口から第1揚水機場、同送水管、同吐水槽、第1導水路、調整水槽、第2揚水機場、同送水管、吐水槽、第2導水路、終点に長柄ダムと区分され、第1導水路中流地点で東金機場により東金ダムへ分水する。他に取水口における水利調整用として坂田機場と坂田調整池、第1導水路の安全施設として第2揚水機場上流約1.0km地点に大竹調整池がある（図1・1、図1・2、表1・1、表1・2参照）

3. 導水路専用区間の水理特性と問題点

本導水路を水管理面から考えた場合第1機場から第2機場までの水路は開水路系であるので、取水地点の第1機場からの揚水が導水路を流下して下流第2機場まで到達する時間の把握が、この2カ所の機場の安定した揚水運転を行うための最も重要な管理要素となる。

しかし時間的流量変化が生じる開水路中の水の伝播時間を推定することは、極めて困難な作業であり、更に第2機場ではその直上流の導水路がトンネルであるため、

* 水資源開発公団房総導水路建設所
** 内外エンジニアリング株式会社

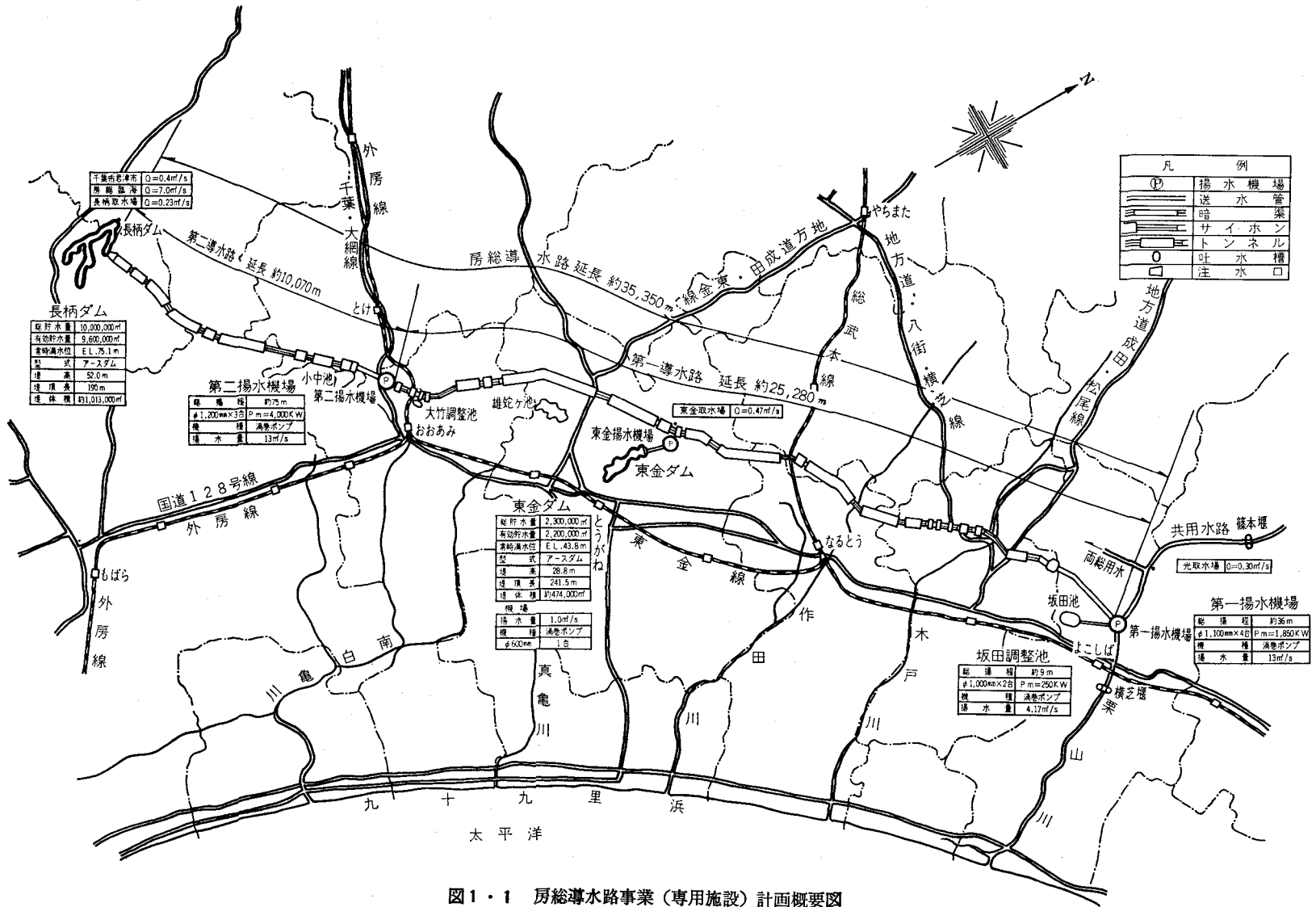


図1・1 房総導水路事業（専用施設）計画概要図

表1・1 第1導水路の工種延長と断面形状

工種	延長	断面形状	勾配	標高 (上流端)
第1 機 場	取水工	m 87.957	前庭, 樋管, 取付水路	
	第1機場	42.150	吸水槽, 建家	
	送水管	2,801.721	鋼管φ2400mm	
	吐出槽	18.500		
第 一 導 水 路	第1号暗渠	m 368.500	2 R標準馬蹄形 2 R=3.400mm	1/1.837
	第1号サイホン	530.485	鋼管φ2800m/m	
	第1号トンネル	499.509	2 R標準馬蹄形 2 R=3.400mm	1/2.100
	第2号サイホン	1,077.971	鋼管φ2660m/m	
	第2-1号暗渠	45.000	2 R標準馬蹄形 2 R=3.400mm	1/1.837
	第3号トンネル	185.000	〃 〃	1/1.837
	第2-2号暗渠	45.000	〃 〃	1/1.837
	第3号サイホン	161.000	鋼管φ2800m/m	
	第4号トンネル	511.854	2 R標準馬蹄形 2 R=3.400mm	1/2.100
	第2-2-1号暗渠	12.000	〃 〃	1/2.100
	第4号サイホン	48.500	鋼管φ2800m/m	
	第5号トンネル	144.124	2 R標準馬蹄形 2 R=3.400mm	1/2.100
	第5号サイホン	280.000	鋼管φ2800m/m	
	第6号トンネル	154.000	2 R標準馬蹄形 2 R=3.400mm	1/2.100
	第2-3号暗渠	57.000	〃 〃	1/2.100
	第7号トンネル	65.000	〃 〃	1/2.100
	第2-4号暗渠	45.070	2 R標準馬蹄形 2 R=3.400mm	1/2.100
	第6号サイホン	119.487	鋼管φ2.800m/m	
	第8号トンネル	661.960	2 R標準馬蹄形 2 R=3.400mm	1/2.100
	第7号サイホン	106.000	鋼管φ2.800m/m	
	第9号トンネル	1,208.500	2 R標準馬蹄形 2 R=3.400mm	1/2.100
	第8号サイホン	356.000	鋼管φ2.800m/m	
	第3号暗渠	66.000	2 R標準馬蹄形 2 R=3.400mm	1/2.100
	第10号トンネル	2,145.000	〃 〃	1/2.100
	第4号暗渠	52.000	〃 〃	1/2.100
	第12号トンネル	206.500	〃 〃	1/2.100
	第9号サイホン	431.000	鋼管φ2.800m/m	
	第13号トンネル	2,182.500	2 R標準馬蹄形 2 R=3.400mm	1/2.100
	第10号サイホン	176.000	鋼管φ2.800m/m	
	第14号トンネル	837.870	2 R標準馬蹄形 2 R=3.400mm	1/2.100
	第11号サイホン	112.130	鋼管φ2.800m/m	
	第15号トンネル	294.000	2 R標準馬蹄形 2 R=3.400mm	1/2.100
第12号サイホン	148.800	鋼管φ2.800m/m		
分水工	6.200		1/2.100	
第16号トンネル	341.500	2 R標準馬蹄形 2 R=3.400mm	1/2.100	
第5号暗渠	113.000	〃 〃	1/2.100	
第17号トンネル	1,754.000	〃 〃	1/2.100	
第13号サイホン	287.000	鋼管φ2.800m/m		
第18号トンネル	3,045.000	2 R標準馬蹄形 2 R=3.400m/m	1/2.100	
第7号暗渠	8.750	〃 〃	1/2.100	
第14号サイホン	299.750	鋼管φ2.800m/m		
第19号トンネル	201.500	2 R標準馬蹄形 2 R=3.400mm	1/2.100	
第8号暗渠	99.000	〃 〃	1/2.100	

	第20号トンネル	792.000	〃	〃	1/2.100	16.466
	第15号サイホン	815.532	鋼管φ2.800m/m			16.087
	第21-1号トンネル	267.000	2 R 標準馬蹄形 2 R = 3.500mm		1/2.100	15.218
	第10-1号暗渠	64.000	〃	〃	1/2.100	15.091
	第21-2号トンネル	79.000	〃	〃	1/2.100	15.061
	余水吐工	40.000	〃	2 R = 3.700mm	1/2.100	15.023
	第21-3号トンネル	241.000	〃	2 R = 3.600mm	1/2.100	15.004
	第10-3号暗渠	30.000	〃	〃	1/2.100	14.889
	第16号サイホン	428.000	鋼管φ2.800m/m			14.875
	第22号トンネル	70.000	2 R 標準馬蹄形 2 R = 3.900mm		1/2.100	14.522
	第11号暗渠	9.000	〃	〃	1/2.100	14.489
	取付水路	36.000	幅B = 3.900		1/2.100	14.475
	調整水槽	83.800	幅B = 30.500			14.470
第2機場	第2機場	m 39.700	建屋25.500, 吸水槽14.200			m 13.900
	計	m 25,434.820				

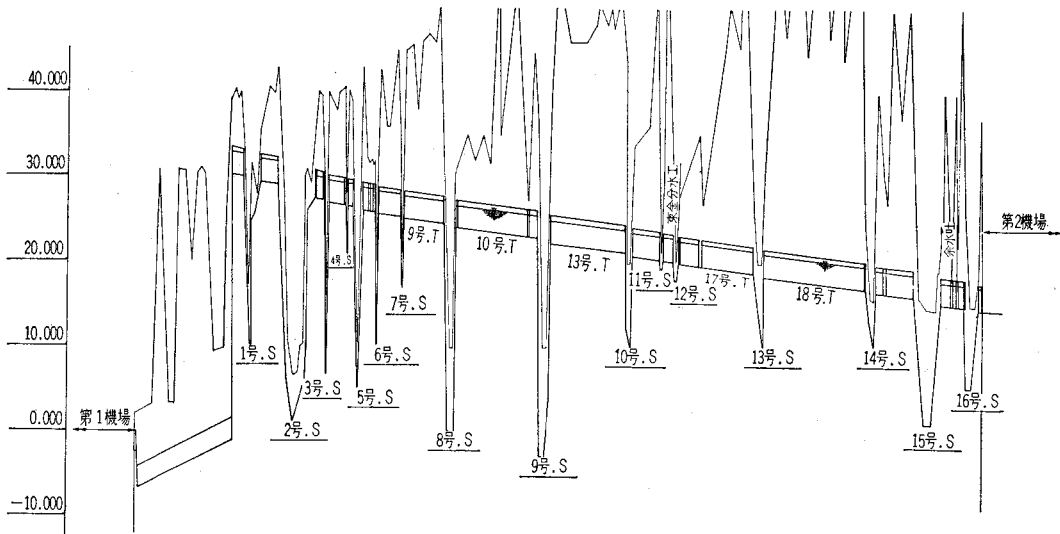


図1・2 房総導水路（第1導水路）縦断面図

第2機場のポンプ運転操作によって直上流水路の流況に与える影響は多大なものである。元来このような水路系に最も適した送水管理方式としては、第2機場ポンプ起動および停止時に取水地点からの送水量（第1機場揚水量）が第2機場に到達するまでのタイムラグ分を吸収出来る大きさの容量を調整水槽（第2機場の吸水槽も含めて）に与えて通水の安定を計ることが好ましい。しかし本導水路系では水路延長、最大通水量等から考えると調整水槽は大施設容量となってしまう設置条件上不可能である。そこで調整水槽規模の縮小を計るために、本事業では第2機場の上流約1.0km地点に余水吐および余水調

整施設（大竹調整池）を設け導水路の安全を計っている。

しかし導水路の管理が改善された反面、調整水槽規模に対する余水処理効果の疑問が新たに生まれた。したがってこの複雑な導水路系内の水輸送特性を適確に把握することが必要不可欠の問題となったのである。

4. 導水路不定流の計算方法

導水路の流れには、流れの状態が時間的に変化しない流況すなわち定流と、時間と共に流況が変化する不定流がある。定流のうちには流速、通水断面が場所的に変化しない等流、変化する不等流がある。

表1・2 新設機場ポンプ型式一覧表

機場名	両総第1機場	第1機場	坂田機場	第2機場*	東金機場*
実揚程	21.030	32.114	2.100	66.400	23.867
損失揚程	1.970	12.886	6.900	3.600	4.133
全揚程	23.000	45.000	9.000	70.000	28.000
台数	2台	4台	2台	3台	1台
揚水量(1台当り)	3.00m ³ /sec	3.25m ³ /sec	2.085m ³ /sec	4.33m ³ /sec	1.00m ³ /sec
型式	両吸込渦巻ポリアートポンプ	横型両吸込渦巻ポリアートポンプ(押込型)	横型両吸込渦巻ポリアートポンプ(押込型)	横型両吸込渦巻ポリアートポンプ(押込型)	両吸込渦巻ポリアートポンプ
吸込口径	1.100m/m	1.100m/m	1.000m/m	1.200m/m	600m/m
吐出口径	900m/m	1.000m/m	1.000m/m	900m/m	500m/m
電動機型式	巻線形誘導電動機	〃	〃	〃	〃
出力	900kw (1.800kw)	1.850kw (7.400kw)	250kw (500kw)	4.000kw (12.000kw)	350kw
回転数	333 r. p. m	600 r. p. m	428 r. p. m	500 r. p. p	1.000 r. p. m
極数	18 pole	10 pole	14 pole	12 pole	6 pole

* 計画中のものであって決定ではない。

本導水路系における流況は、上下流端に位置した揚水機場により流れが時間的に変化するので、導水路中の水理、現象を解明するためには、どうしても数値解法による不定流計算を行わなければならない。

不定流計算を行うための数値解法は、Evlér の流体基礎式を近似化して求めた開水路の基礎方程式式(3・1, 3・2)を解く事であり、それによって目的とする特定時の流況を知る事である。

$$\frac{1}{g} \left(\frac{\partial v}{\partial t} \right) + \frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2} \right) + S + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{n^2 |v|}{h^{4/3}} v = 0 \dots \dots \dots (3 \cdot 1)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q = 0 \dots \dots \dots (3 \cdot 2)$$

g: 重力の加速度(m/sec²)v; 流速(上流へ向けて正)(m/sec),

S: 河床この配, h; 水深(m), n; 粗度係数,

x: 距離(m), t; 時間(sec), A; 通水断面積(m²),

Q: 通過流量(m³/sec), q; 横流入量(m³/sec/単位幅4x),

流れの基礎法則を表わす上式の(3・1)式は運動方程式、(3・2)式は連続方程式と呼ばれ、両者とも非線形の微分方程式である。流況解析には、これらを連立させて解くわけであるが、その解法は大別して次の2手法が現在の時点で有力な数値解法となっている。

(1) 差分法^{1), 2)}

時間および距離の演算格子を用いて、基礎方程式を近

似差分法して直接解く方法

(2) 特性曲線法³⁾

連続方程式および運動方程式は、時間と距離を独立変数とする2つの準双曲型偏微分方程式であり、またこの方程式は特性曲線法によって4つの常微分方程式として表わされるので、これを解いて解を得る方法である。

両数値解法は、それぞれ一長一短なのでこのどちらを流水の解析に用いるかは、その解析精度⁴⁾、使用の容易さ、コンピューターの演算時間等の総合判断が必要となる。

今回使用した数値解法^{5), 6)}は、農業土木試験の白石氏等が発表された差分法(Explicit法に属す)を基にした。

理由は我々現場で設計作業をする者にとって、高度の数学的知識が無くても、その差分項の物理的な意味が理解し易く、更に境界点の取り扱いも汎用性に富んで非常に扱い易く作成をされているからである。特に開水路基礎式差分法の内容の理解に伴ってこれに附帯する構造物の数理モデル化が簡単に行えるからである。

5. 水路構造物の数理モデル化

水路構造物の数理モデル化は種々の文献が既に発表されているので本モデル化においても、これらの文献を最大限参考にし、開水路中に設置される水路構造物を個々にモデル化し、それらを統合し今後必要とされると判断

される複雑な水路系の水理解析を可能にするとともに、拡張性がある、汎用性に富んだ数理モデルの開発を目標として行った。

(1) 開水路モデル

開水路をモデル化するために水路を下流より上流に向かって単位距離 $\left(\frac{\Delta x}{3}\right)$ で等分割し計算点を設ける。

ここで奇数点を流速計算点、偶数点を水深計算点とした演算格子を用いて、単位差分時間 $\left(\frac{\Delta t}{2}\right)$ 毎の流況を計算する。即ち流速、水深を千鳥格子状に順次算出して行く。

ただし、演算モデルの差分距離 (Δx) 、差分時間 (Δt) の決定に際しては、差分式の解の安全を計るため次の条件を満足する様に決定する。

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{|V_{max}| + \sqrt{gh_{max}}} \dots \dots \dots (4 \cdot 1)$$

ここに Δt : 差分時間間隔 (m), Δx : 差分距離間隔 (m),

v_{max} : 演算中に発生すると思われる最大流速 (m/sec),

h_{max} : 演算中に発生すると思われる最大水深 (m),

g : 重力の加速度 (m/sec²)

なお、水路形状に対して汎用性を持たせるために、一般の矩形水路と2R標準馬蹄形水路を使用出来るように考え、さらに開水路途中の流況把握の精度を向上させることが可能なように、必要に応じて、差分距離 (Δx) を細分化出来るように可変距離差分方式を採用した。

① 運動方程式の差分化

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial v}{\partial t} &= \frac{jv_{i-2}v_i}{\Delta t} \\ \frac{\partial}{\partial x}(v^2) &= \frac{j-2v^2_{i+2}-j-2v_{i-2}}{2\Delta x} \\ S &= \frac{z_{i+1}-z_{i-1}}{\Delta x} \\ \frac{\partial h}{\partial x} &= \frac{j-1h_{i+1}-j-1h_{i-1}}{\Delta x} \\ R + \frac{i-1R_{i+1}-j-1R_{i-1}}{2} \\ v &= \frac{jv_{i+j-2}v_i}{2} \\ |v| - |j-2v_i| \end{aligned} \right\} (4 \cdot 2)$$

以上の差分式を(3・1)式の運動方程式内に代入して、着目*i*地点の流速 jv_j についてまとめると

$$jv_i = \frac{1}{B} \left\{ \frac{j-2v_i}{g\Delta t} - \frac{j-2v^2_{i+2}-j-2v_{i-2}}{4g\Delta x} - \frac{z_{i+1}-z_{i-1}}{\Delta x} - \frac{j-1h_{i+1}-j-1h_{i-1}}{\Delta x} - \frac{1}{2A} n^2 |j-2v_i| \cdot j-2v_i \right\} \dots \dots (4 \cdot 3)$$

ただし

$$A = \left(\frac{j-1R_{i+1} + j-1R_{i-1}}{2} \right)^{4/3}$$

$$B = \frac{1}{g\Delta t} + \frac{1}{2A} n^2 \cdot |j-2v_i|$$

Δt : 時間差分間隔 (sec),
 Δx : 距離差分間隔 (m),
 z : 水路底標高 (m),

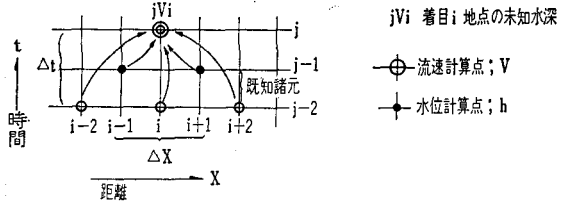


図2・1 演算格子図

② 連続方程式の差分化

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial A}{\partial t} &= W \left(\frac{jh_{i-2}h_i}{\Delta t} \right) \\ \frac{\partial Q}{\partial x} &= \frac{1}{\Delta x} (Q_{i+1} - Q_{i-1}) \end{aligned} \right\} (4 \cdot 4)$$

以上の差分式を連続方程式に代入し、着目*i*地点の未知水深 jh_i についてまとめると

$$jh_i = j-2h_i - W \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x} (Q_{i+1} - Q_{i-1}) + q \dots (4 \cdot 5)$$

ただし

W : 水路幅 (m)

q : 横流入出量 (m³/sec/Δx)

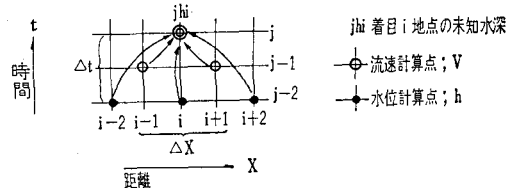


図2・2 演算格子図

(2) サイホンモデル

サイホンは、大別して長大サイホン、短サイホンの2種類に区分し、モデル化する。

長大サイホンは水の慣性が無視出来ないの、管路の運動方程式を差分化したモデルを使用し、短サイホンについては、水の慣性が無視出来るので、管路定常流公式より通過流速を算出するモデルを作成した。なおサイホン点は演算格子の流速計算点に設置する。

① 長大サイホンの基礎式

管路内水流の運動方程式を解いてサイホン内流速を求める。管路内の運動方程式は次式の通りである。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v_e}{\partial t_e} + \frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial x_e} \left(\frac{V_e}{2} \right)^2 + \frac{\partial H_e}{\partial x_e} + \left(\frac{n^2}{R_e^{4/3}} + \frac{f_i + f_o}{2gx_e} \right) |V_e| \cdot V_e = 0 \dots \dots (4 \cdot 6)$$

サイホン点は導水路の差分格子内の流速演算点に設置しているの、管路の基礎式を導水路と同様の手法によって差分化演算を行う。

(4.6) 式管路基礎式の差分化を行ない、サイホン点未知流速 jV_e についてまとめると、

$$jV_e = \frac{1}{B} \left\{ \frac{j_{-2}V_e}{g\Delta t_e} - \frac{j_{-2}V_{eR}^2 - j_{-2}V_{eL}^2}{4g\Delta x_e} - \frac{(j_{-1}H_{eR} - j_{-1}H_{eL})}{\Delta x_e} - \frac{1}{2} \left(\frac{h_e^2}{R_e^{4/3}} + \frac{f_i + f_o}{2g\Delta x_e} \right) \right\} |_{j_{-2}V_e} = 0 \quad \dots\dots(4.7)$$

ただし

$$B = \frac{1}{g\Delta t_e} + \frac{1}{2} \left(\frac{n_e^2}{R_e^{4/3}} + \frac{f_i + f_o}{2g\Delta x_e} \right) |_{j_{-2}V_e}$$

- g ; 重力の加速度 (m/sec²),
- Δt_e ; サイホン点演算時の時間差分間隔(sec),
- R_e ; サイホンの経深(m),
- n_e ; サイホン粗度係数,
- Δx_e ; サイホン延長(m),
- f_i ; 流入損失係数,
- f_o ; 流出 "
- V_e ; サイホン内流速(m/sec),
- V_{eR} ; サイホン流入側導水路流速(m/sec),
- V_{eL} ; サイホン流出側導水路流速(m/sec),
- H_R ; サイホン流入側導水路水位(m),
- H_L ; サイホン流出側導水路水位(m),

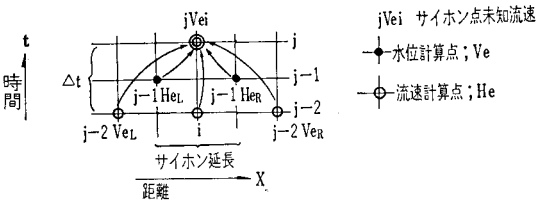


図2.3 演算格子図

また、本手法はサイホン部が完全に連通管としての機能を示す場合に適用されるが、損失水頭の大きい長大サイホンでは、流入出口の敷高差がつくので、流下水量によっては流入側落口部には支配断面が発生する。このような場合には落口部に後述5. (4)項落差工モデルを適用してこれを処理する。

㊤ 短サイホンの基礎式

短サイホンのモデルの基礎式は上下流の水位差による管路の流速算出式として次式を用いる。

$$jV_{ei} = \left\{ 2g(\Delta H) / \left(f_i + f_o + \frac{8n^2g}{(D/4)^{1/3}} \cdot \frac{L}{D} \right) \right\}^{1/2}$$

ただし

- jV_{ei} ; サイホン内流速(m/sec),
- ΔH ; サイホン上下流の水位差(m),
- g ; 重力の加速度(m/sec²),
- f_i ; 流入損失係数,
- f_o ; 流出損失係数,
- n ; マニングの粗度係数,

D ; サイホン管径(m),

L ; サイホン延長(m),

(3) 余水吐モデル

導水路の途中、および水槽に設けられる完全越流タイプの余水吐をモデル化する。その余水量の取扱いは(3.2)式の連続方程式の横流入量(q)の項によって処理する。

完全越流の余水量算出には次式を用いる。

$$Q = C \cdot B \cdot H_{oi}^{3/2} \quad \dots\dots(4.9)$$

ただし

Q : 余水量 (m³/sec)

(3.2)式の横流入量 $q=Q$ となる

C ; 越流流量係数,

B ; 越流幅 (m),

H_{oi} ; 越流水深 $H_{oi} = jh_i - h_o$ (m),

jh_i ; 余水吐地点水深 (m),

h_o ; 余水吐クレスト高 (m),

余水吐モデル(4.9)式は開水路演算格子中の水深計算点に設置し、連続方程式を解く時に適用する。

$$\left. \begin{aligned} jh_{oi} &= f(\alpha) - j_{oi}q_{oi} \\ H_{oi} &= jh_{oi} - h_o \\ j_{oi}q_{oi} &= Q(H_{oi}) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(4.10)$$

ただし

$f(\alpha)$ は連続方程式の差分式の右辺の横越流項(q)を除いた項である。

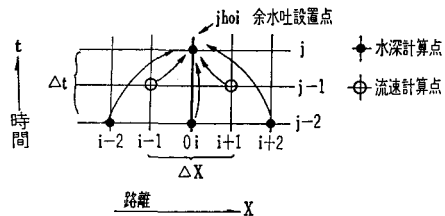


図2.4 演算格子図

(4) 落差工モデル

導水路途中にて支配断面を生ずる地点に設置する。

例えば、トンネルとサイホンのトランジション部では流下流量によって、支配断面を生じるのでこのような地点に本モデルを適用する。落差工もサイホンと同様に演算格子の流速計算点に設ける。落差工モデルは下記のような処理をする。

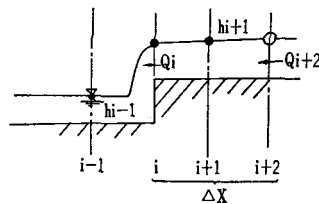


図2.5 落差工モデル

図2の4・5において、差分距離(Δx)が非常に小さければ、 i 点に設置された落差工モデルは $i+2$ 点流量(Q_{i+2})を基として、次式によって限界水深(h_c)を算出する。

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha}{g} \left(\frac{j-1 Q_{i+2}}{B} \right)^2} \dots \dots (4 \cdot 11)$$

ただし α ; 越流係数 (通常 $\alpha=1.1$),
 R ; 経深 (m),
 n ; マニングの粗度係数,
 g ; 重力の加速度 (m/sec^2),

この場合 $i+1$ 地点の連続方程式を解いて得られた水深 (h_{i+1}) が $h_{i+1} < h_c$ ならば支配断面を生じているので $i+1$ 点水深 h_{i+1} を h_c と入れ換え、点流量を Q_{i+2} として処理する。

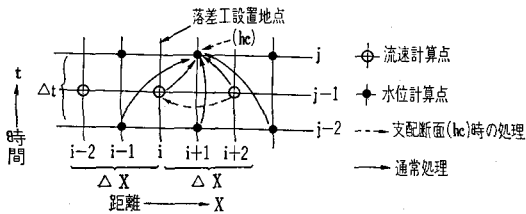


図2・6 演算格子図

また、差分距離 (Δx) が大きい場合は、 i 点の運動方程式によって得られた Q_i と落差工 $i+1$ 地点水深から得られる等流量 (4・12) 式とを比較し Q_i が大きければ支配断面が生じているので、 Q_i 流量を $i+1$ 地点等流量と入れ換える。

$$Q_{i+1} = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots \dots (4 \cdot 12)$$

Q_{i+1} ; $i+1$ 地点等流量 (m^3/s),
 n ; マニング粗度係数,
 R ; 経深 (m),
 I ; $i+1$ 地点導水路こう配,

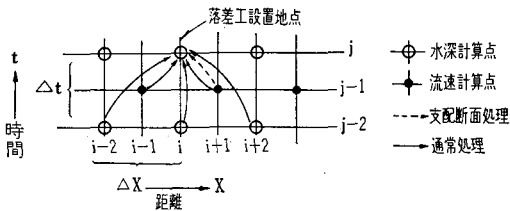


図2・7 演算格子図

(5) 機場および調整水槽モデル

本導水路の最下流点に設置されている第2機場および調整水槽のモデル化は、機場と水槽を1体として行う。

① 機場モデル

第2機場ポンプの流量制御方式が未決定であったので本解析では、最も一般的な水位による台数制御方式を採用した。

水槽には台数制御のための設定水位を設けるが、水槽水位の波動等からの水位読取誤差を回避するために、水位不感帯 ($\Delta h=0.05m$) を考慮すると共に、ポンプ起動および停止タイムスケジュールを再現可能な様に時間不感帯も考慮出来るものとした。

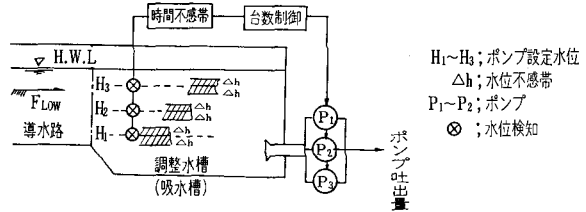


図2・8 ポンプ設定水位図

② 水槽モデル

水槽モデルは開水路演算格子点の最下流水深計算点に接続するものとし、水槽への流入出量の出し入れ計算によって得られる水槽水位を最下流水深計算点の水位として、最下流点水位境界を作りだす役目を果たす。

水槽流入量は最下流水深計算点直上流の流速計算点で得られた流量であり流出量はポンプ運転により得られる揚水量である。従って水槽変化水位は流入出量の差を水面積で除した値である。

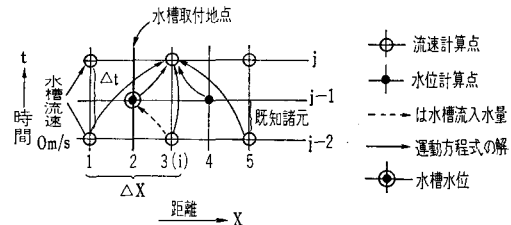


図2・9 演算格子図

(6) 数理モデルの統合とその処理

水路構造物の数理モデル化の項で述べた個々の水路構造物数理モデルを統合した本導水路系全体の数理モデルとその処理の概要を図2・10導水路系数理モデル処理フローチャートに示す。

6. 水理実験と数理モデルの比較

電算機を用いて数理モデルのシュミレーションを行う場合、数値をインプットすれば一様にもっともらしい結果が得られる。そしてその結果の正しさを直接人間の能力で判断する事は不可能であり、ましてその精度については一抹の不安が残る。

この不安を解消する資料として、水資源開発公団試験所で昭和49年度に行った房総導水路模型実験 (トンネル余水吐) がある。

この実験資料と本数理モデルとの比較を行いながら各

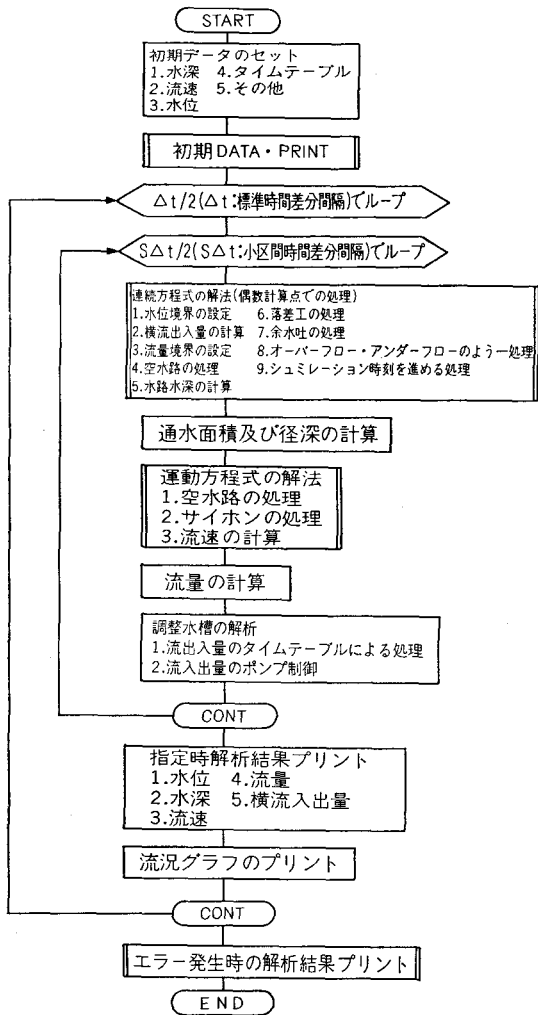


図2・10 導水路系数理モデル処理フローチャート

モデルおよび全体モデルの適正度を確認した。

(1) 水理実験モデルの概要⁷⁾

水理実験モデルは第1導水路の延長約22.5kmのうち第2機場の吸水槽を含めた直上流水路3km分を製作して行った。その概要は図3・1、図3・2、図3・3に示すとおりである。

サイホン部は市販の硬質塩化ビニール管(φ100m/m)を、トンネルおよびトランシジョン部は流況観察に便利のように透明アクリル板を使用して、実験モデルを組立てた。

調整水槽および吸水槽はポンプ急停止を再現出来るように流出部に急遮断可能なバルブを取付けた。また水槽規模は、水槽内をラワン板で仕切って水面積を変更出来るようにした。

各構造物の時間的流況変化を測定し、記録するために波高計およびポイントゲージを設置し、これをオシログラフに結合させて結果を得た。

なお、実験モデルと実物との相似律は表2のとおりである。

(2) 照合数理モデルの概要

本数理モデルでは、水理実験モデルと極力類似するように図3・4のとおり演算モデルを作成した。

演算モデルの単位区間長(差分距離) Δx は50mとし最下流部には、水槽モデルを設置し、本点の境界条件は流入出水量差を水槽面積で除した水位境界を与える。また最上流端(モデル区間番号134番)には流量境界を設置し連続方程式の横流入量 q にてこれを処理する。

14, 15, 16号の各サイホンモデルは流量演算点(演算モデル番号77, 35, 5地点)に設置し、余水吐モデルは水位演算点(20番)に設置した。各トンネルの形状の水路高さの違いは、 $2R=3.4m$ の標準馬蹄形断面を等価矩形断面($B=3.3m$)水路として高さに対する処理を行なった。演算時間間隔(Δt)については、演算解の発散を防ぐために Δx および導水路内流速 v_{max} の関係は(4・1)式を満足するように、試算を行ない最終的に

表2 基本量の縮率

開水路			管水路		
記号	名称	縮率	記号	名称	縮率
K_h'	垂直距離	$1/27.778$	K_L	管路長	$1/27.778$
K_x'	水平距離	$1/27.778$	K_v	流速	$1/5.270$
K_b'	水路幅	$1/27.778$	K_t	時間	$1/5.270$
K_i'	コウ配	$1/1$	K_z	サージング量	$1/27.778$
K_t'	時間	$1/5.270$	K_e	管路抵抗係数	$1/1$
K_v'	流速	$1/5.270$	K_f	サージタンク断面積	$1/771.617$
K_n'	粗度係数	$1/1.740$	K_q	流量	$1/4066.797$
K_r'	径度	$1/27.778$	K_f	管路断面積	$1/771.617$

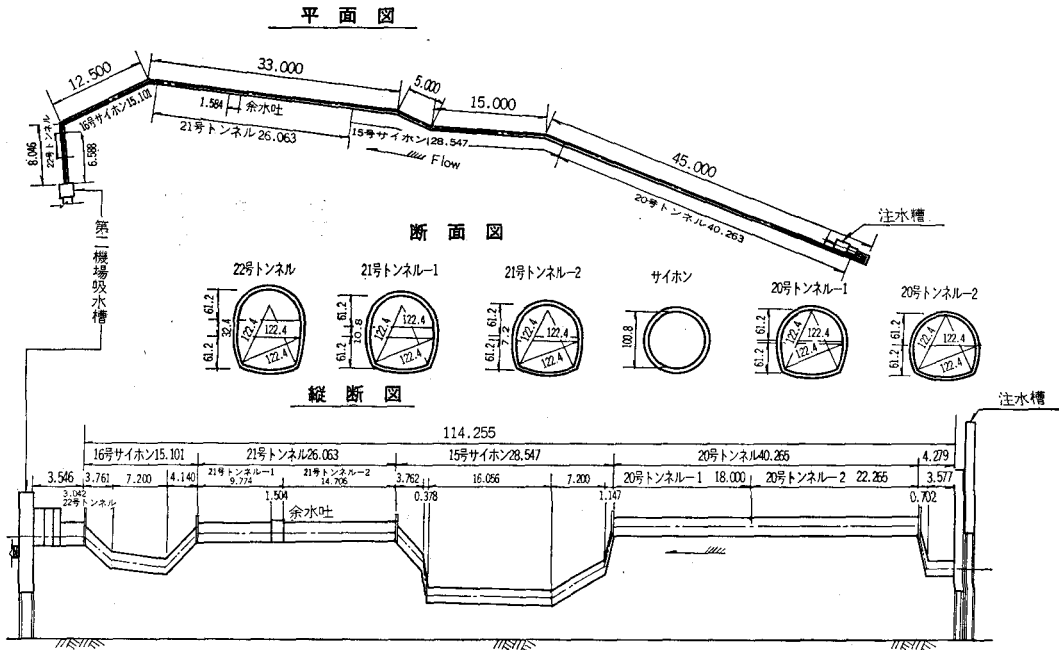
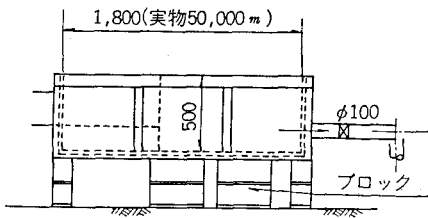


図3・1 房総導水路トンネル模型図

側面図



平面図

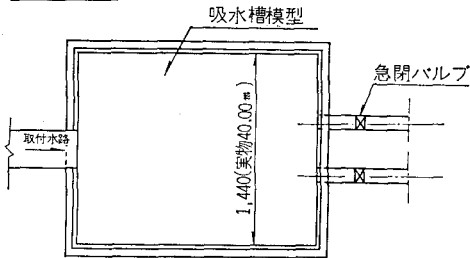


図3・2 調整水槽模型図

$\Delta t = 0.3 \text{ sec}$ とした。

(3) 照合水理条件

水理実験および数理モデルの水理条件は、第2機場最大揚水時 (13.0 m³/sec) ポンプが非常停止した時調整水槽、吸水槽および導水路に生ずる水理現象を再現しようとする目的であるので、両モデルの初期条件は最大通水量 (13.5 m³/sec) の通水における安定流況を得た後、第2機場の揚水量を瞬時に停止する場合を条件とした。

(4) 照合比較結果

図3・5は水理実験時の水位(水深)観測点に合わせて数理モデル演算結果を図示したものである。

この結果、各観測点での水位変化曲線形状はほぼ類似した特性であるが、水位の立ち上がり時間に遅れが生じている。この原因は、両モデルとも初期条件により安定流況を得る場合の初期水深に多少の差異を生じたためである。

このような流況比較を行う場合に、その初期条件の一致が比較精度を左右することは明らかであるが、実際に両モデルの初期条件を一致させることは異なった水理実験実施時と実験データの不足およびトンネルとサイホン部で生じるとされるトランジェント・フロー等の要因で非常に困難な問題である。

しかし、本演算で得られた結果はこの時間的遅れの問題を除けば、その立ち上がりの流況波形および最終安定流況を照合数理モデルが水理実験と同様に再現していると判断できる。

7. 演算ケースとその評価

調整水槽の規模容量については、第2機場のポンプ始動時スケジュールから有効貯留量を算出し、この容量を基として決定しているため、この容量のチェックと同時に各々の水路構造物の水理機能チェックを行った。

流況シュミレートを行う演算は、一般にその演算時間が長く費用も高額になる。従って演算ケースおよび条件

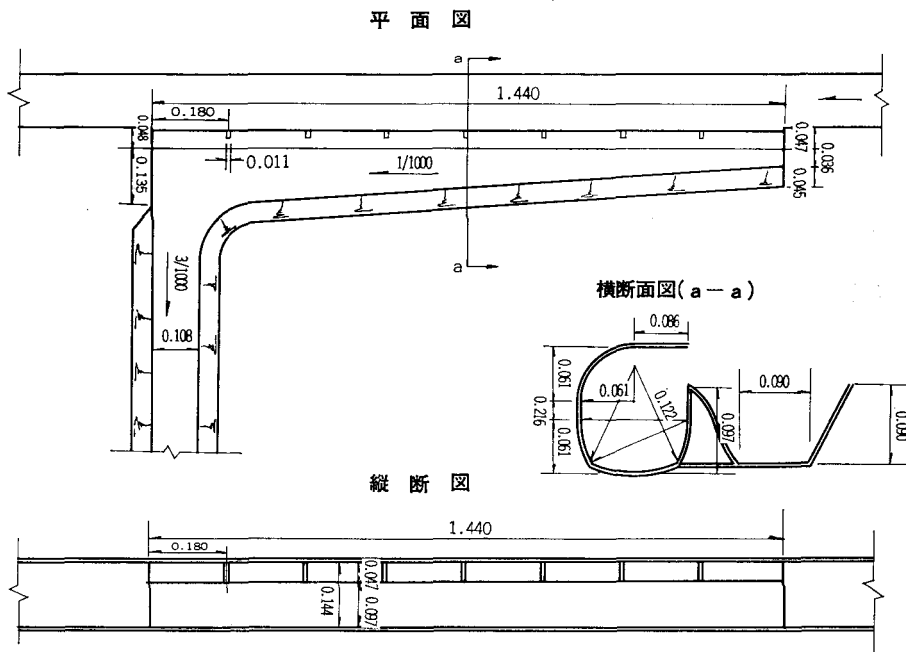


図 3・3 余水吐模型図

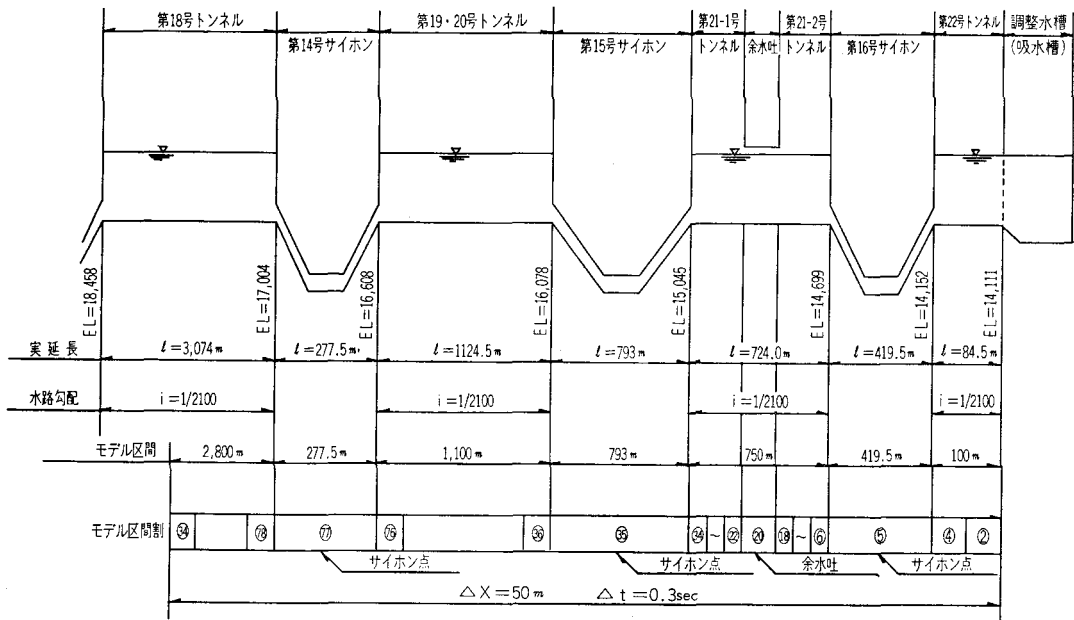


図 3・4 水理実験との照合の為の MODEL

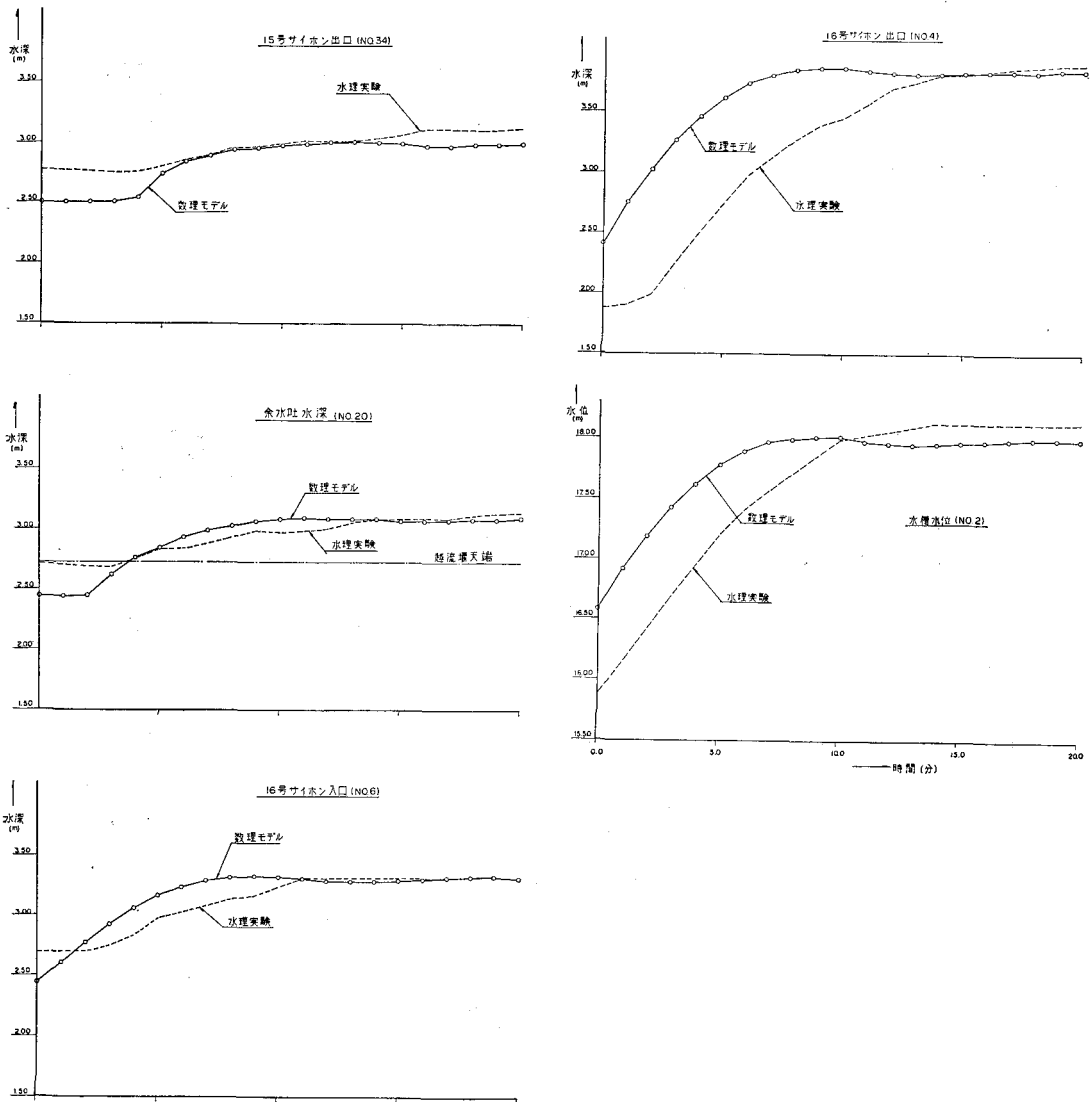


図3・5 数理モデルと水理実験の水位、水深比較図

の設定に際しては、検討すべき内容を十分に把握し、最も効率のよい演算を行うように考える必要がある。

検討に当っては内容を整理し、各施設に生ずる最悪(重要)水理条件を抽出し、表3・1の演算ケースおよび演算条件一覧表のように決定した。

(1) 導水路系演算モデル

各導水路内施設を組み込んだ導水路演算モデルは調整水槽容量の検討等のケース(1)、(2)に対して演算時間の節約を計るため、導水路系の部分モデル(Model①)と、導水路等全体の水解析に用いる導水路系全体モデル(Model②)を作成した。

なお両モデルの演算模式図は図4・1、図4・2のとおりである。

(2) 演算結果

当初の判断ではケース(1)、ケース(2)から調整水槽規模を変化させて最適規模の抽出が必要かと思われたが、最初に第2機場のポンプ始動時タイムスケジュールとポンプ配置から仮定した調整水槽最小規模によって、非常時流況を吸収出来る結果が下記のとおり得られた。

ケース(1)の演算結果は図4・3のとおりであるがポンプ急停止時のエネルギーは調整水槽に吸収され、直上流の導水路および余水吐には静的な水位上昇がみられるものの当初必配されたバックウォーターに段波現象は生じていない。表3・2は各トンネルの最高水位と余裕高を示すもので管理上の問題は考えられない。

ケース(2)の演算結果は図4・4に示す。本検討で用いた第2機場の仮想ポンプ運転方式は、水槽水位と対応した台数制御による流量急変化時の水槽水位の把握が目的

表 3・1 演算CASEおよび演算条件一覧表

CASE	演算目的	上下流部境界条件	演算条件	その他の条件
(1)	○第2機場ポンプ非常停止時に安全流況が得られる調整水槽及び導水路形状の検討	○上流部境界条件は流量境界とする。 ○下流部は水槽水位による水位境界とするが、本水槽には取出流量モデルを設置する。	○導水路は計画最大通水量(13m ³ /s)による安定流況を形成した後、下流水槽取出流量を瞬時に0とする。	○水路系演算モデル…Model① ○ Δt (時間差分間隔)…5sec ○ Δx (距離差分)…150m ○調整水槽容量……………2000m ³
(2)	○第2機場ポンプ始動時に安全流況が得られる調整水槽及び取水水路形状の検討	○CASE(1)と同様の境界条件とするが下流部水槽にはポンプ運転モデルを設置し取出し流量をコントロールする。	○導水路初期条件は導水路内は空とし上流部より最大計画通水量13m ³ /sを流入し、下流部水槽水位により、ポンプ運転を行う。	同上
(3)	○第1機場、第2機場ポンプの運転管理を考慮して、両機場間導水路の水の伝播時間の把握、(計画最大通水時)	○上流部境界条件は流量境界とする。 ○下流部境界は水槽水位による、ただし取出流量モデルは設置せず。	○CASE(2)と同様とすれば水槽水位によるポンプ運転は行なわず。	○水路系演算モデル…Model② ○ Δt (時間差分間隔)…5sec ○ Δx (標準距離差分)…200m ○ $S\Delta x$ (小区間)…150m ○調整水槽容量……………2000m ³
(4)	○最終導水路施設構造チェックを行う目的で第1機場より第2機場を含めた全水路系モデルを用いて、第1、第2機場急停止時の導水路流況、余水処理状況等の検討を行う。	○CASE(1)と同様	○導水路初期条件として計画最大通水量(13m ³ /s)による安定流況を形成した後、上下流流入量を瞬時に0とする。	同上

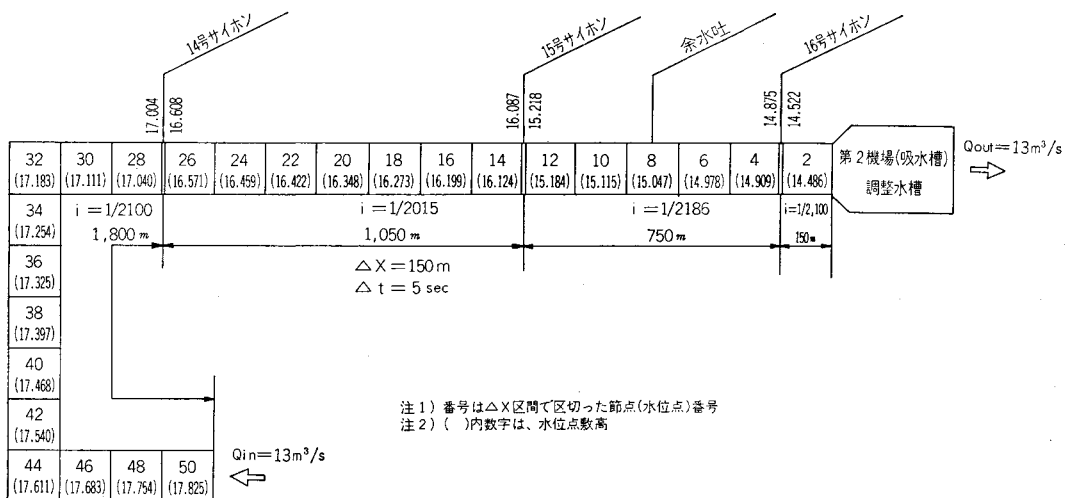
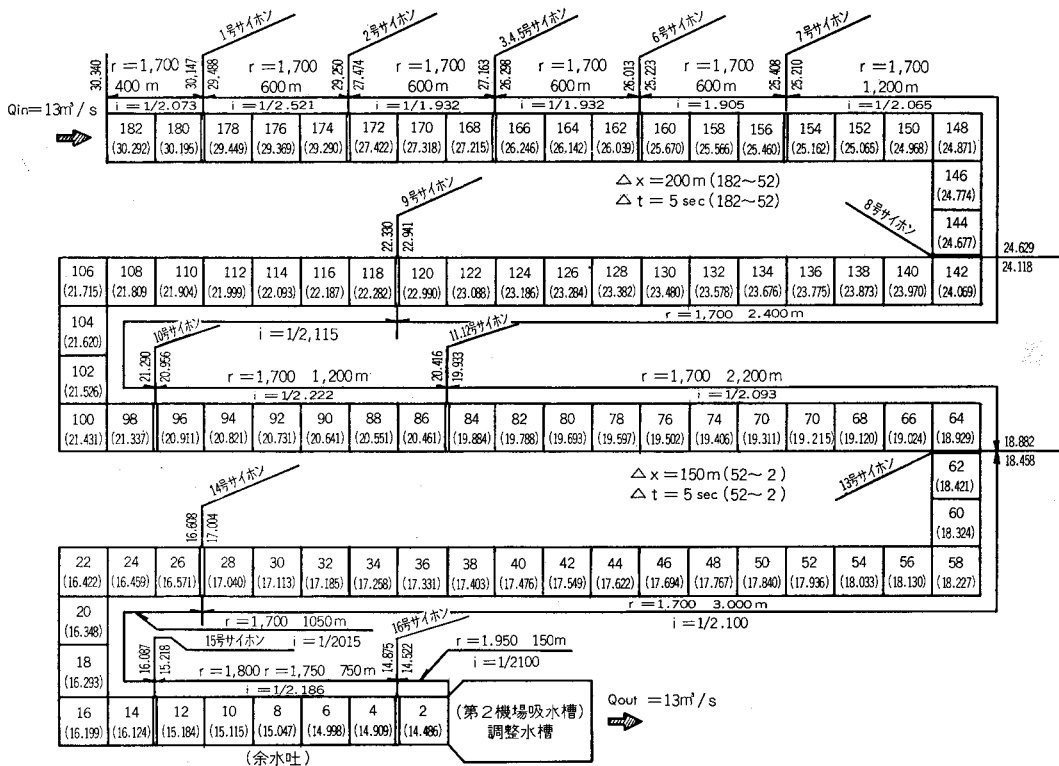


図 4・1 導水路系部分演算 MODEL①

表 3・2 各トンネルの最高水位及び余裕高

位 置	敷 高 (E.L.)	トンネル径	等流水深 O.W.D	定常流水深 N・W・D	最高水深 H・W・D	トンネル 余 裕 高	トンネル径と最高水深との比	備 考
15号サイホン入口	16.124m	2 R=3.4m	2.657m	2.610m	2.910m	0.490m	85.6%	節点番号⑭
“ 出口	15.184	2 R=3.5	2.545	2.500	2.930	0.570	83.7	“ ⑮
余 水 吐	15.047	2 R=3.7	2.387	2.470	3.030	0.670	81.9	“ ⑧
16号サイホン入口	14.909	2 R=3.6	2.458	2.470	3.210	0.390	89.2	“ ④
16号サイホン出口	14.486	2 R=3.9	2.270	2.270	3.600	0.300	92.3	“ ②
調 整 水 槽	14.468	—	—	—	18.090	—	—	—



注 1) 番号は、△x区間で区切った節点(水位点)番号
 注 2) ()内数字は、水位点数高

図 4・2 導水路系全体演算 MODEL②

であったが演算結果より推察して本制御方式はポンプのサイクルタイム等の基礎条件等を考慮していないので実際の制御方式としては不適確である。

しかし、本演算ケースによって調整水槽がポンプ急起動時状態および急起動時の導水路内に生ずる水理現象の安全弁となっている事が確認出来たので、今後ポンプ制御方式を改善すれば本調整水槽の効果は十分に期待出来ると思われる。

ケース(3)、ケース(4)の演算結果は図 4・5、および図 4・6、図 4・7に、示すとおりである。本演算により

流下水の到達時間および余水吐処理状況等が判明し、更に余水吐構造の水理機能の安全度が確認出来、今後の導水路水管理時の参考資料が得られた。

8. むすび

不定流解析について房総導水路を実例として述べたが本例が何等かの参考となれば幸いです。本解析は水理実験と照合比較しているので信頼性が高いと判断はしていますが個々の数値モデル化については多々疑問点があると思います。これが定量的にどの程度の誤差を含んでいる

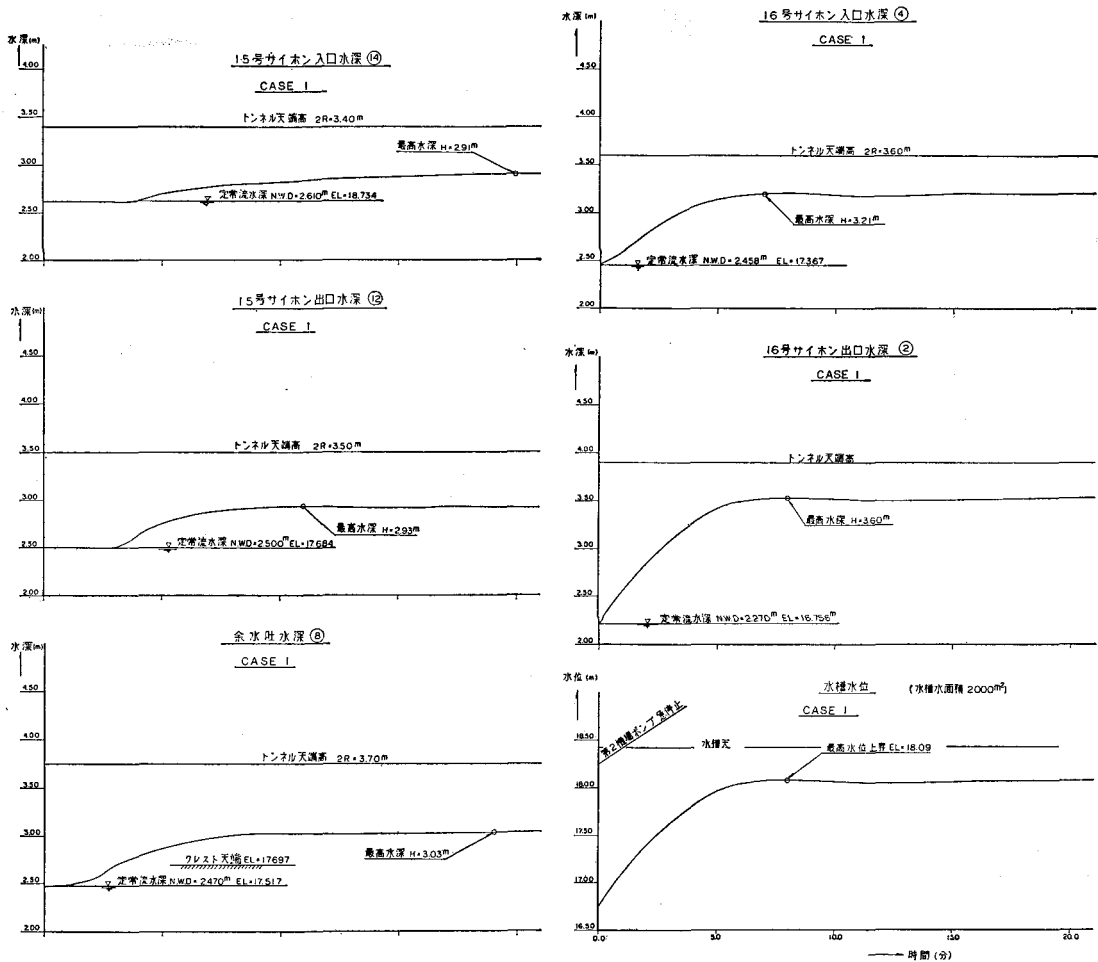


図4・3 各地点の水位変化図

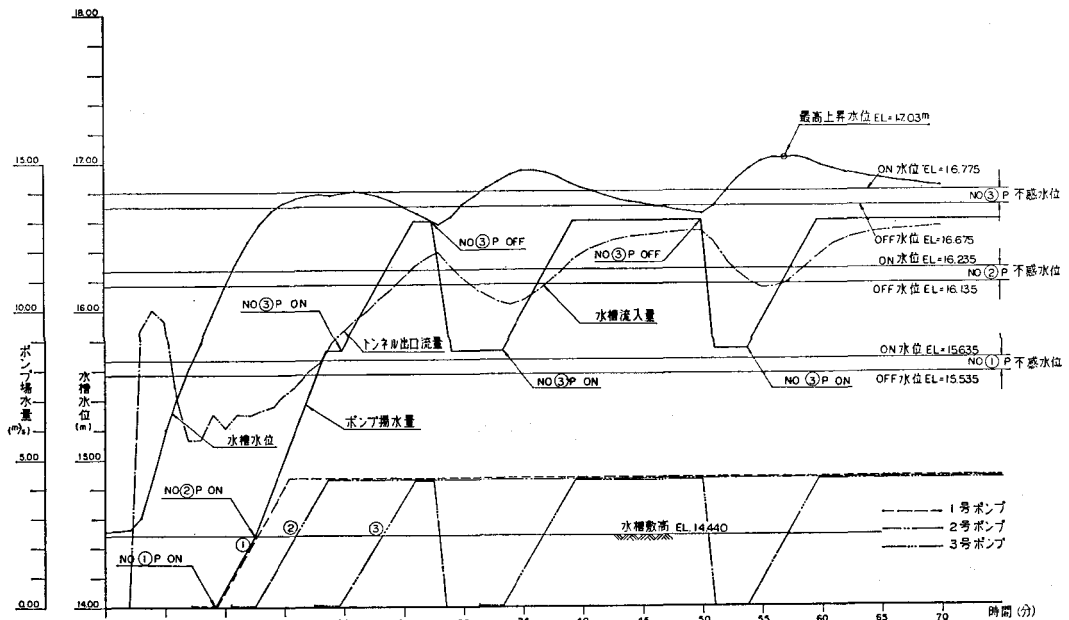


図4・4 ポンプ (ON-OFF) 運転による水種水位変化図

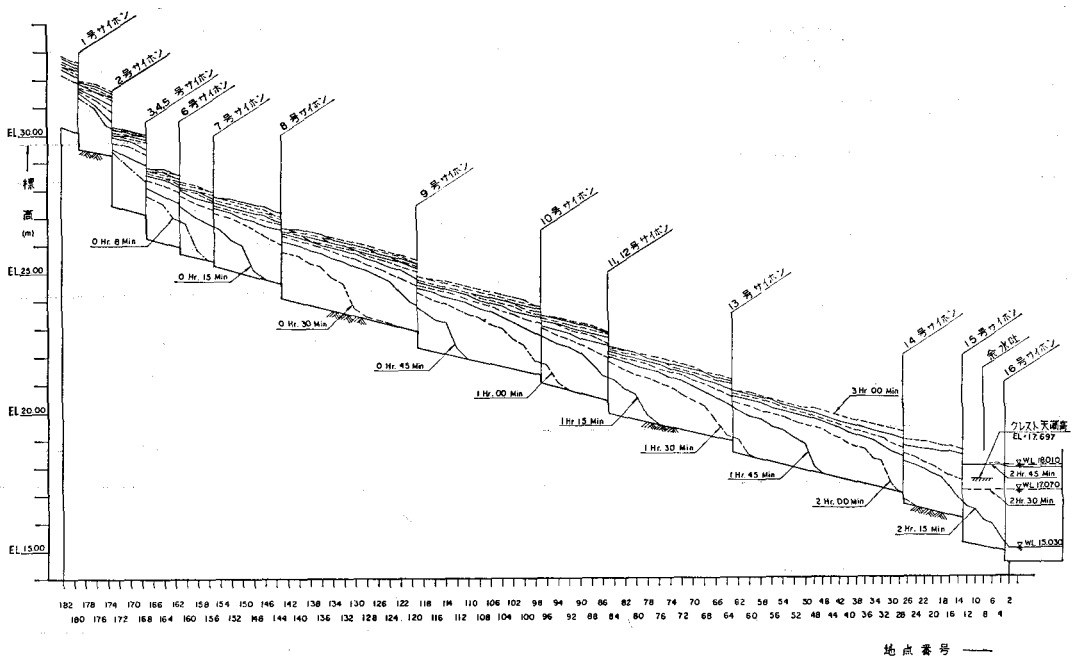


図 4・5 流況変化図 (Q=13.00m³/s)

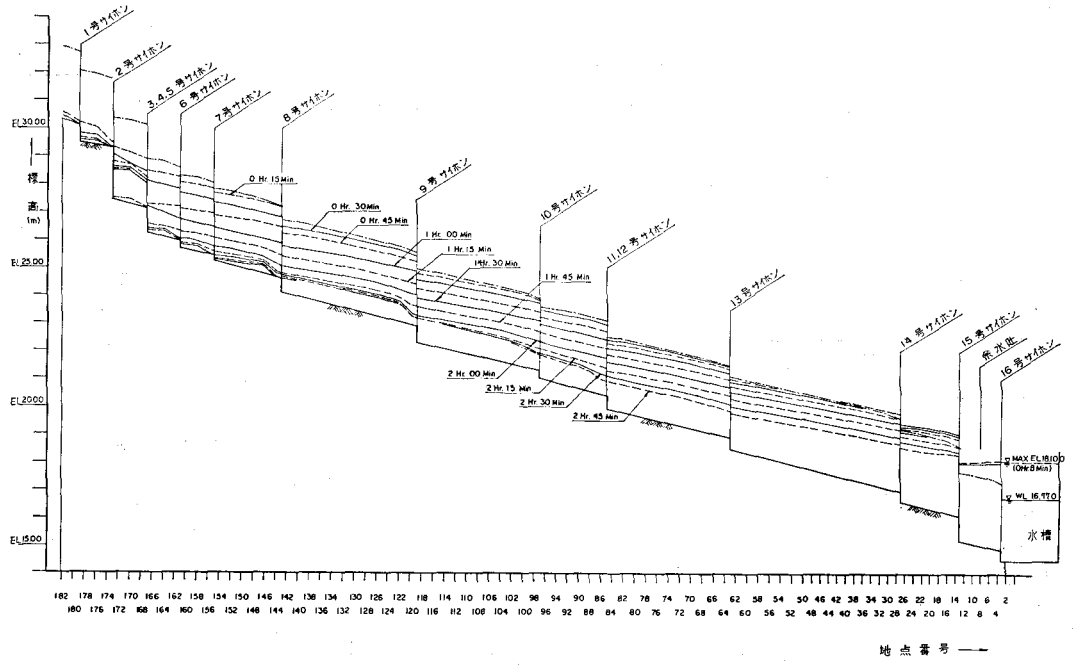


図 4・6 ポンプ停止に伴なり水位変化図 (Q=13.00m³/s)

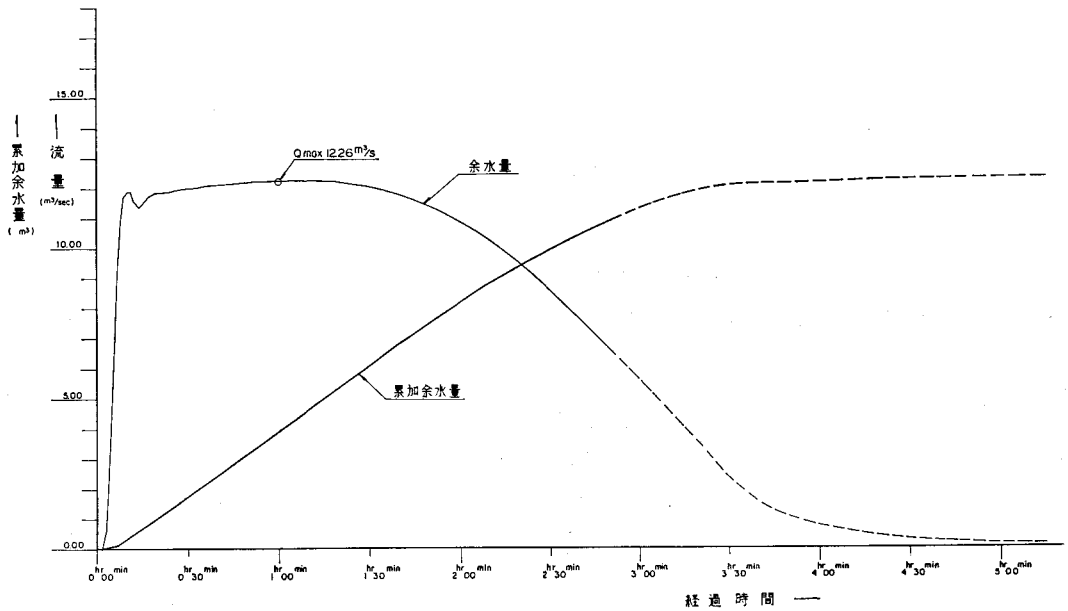


図 4・7 余水吐 (No. 8) での余水量変化 (CASE 4)

かは今後の本通水によって確認して行きたいと思いません。

本導水路のような導水システムが今後の水資源開発において多数行われることを考えますとより深く水理計算を研究する必要性が痛感されます。引用させていただいた文献の著者の方々、特に農業土木試験場の白石氏、水理実験を行った当公団の試験所の関係者に謝意を表したいと思えます。なお本報文について御指摘される事項がありましたら御教示下さることを期待しています。

参 考 文 献

- 1) 伊藤 剛編；数値計算の応用と基礎 (アテネ出版)
- 2) 土木学会編；水理公式集
- 3) V. L. STREETER；流体過渡現象 (日本工業新聞社)
- 4) 石原藤次郎編；水工水理学 (丸善出版)
- 5) 白石英彦, 岩崎和己；用水システムの数理モデルによるシュミレーション手法について (農業土木学会誌 Vol 43 No. 7)
- 6) 農業土木試験場技報 F 第 7 号
- 7) 水資源開発公団試験所；房総導水路水理模型実験報告書 (IV) (トンネル余水吐)

世界銀行に勤務して2年

的 場 泰 信*

目 次

I. はじめに.....(54)	III. 世銀での勤務内容.....(58)
II. 世界銀行グループ.....(54)	IV. 経済協力について.....(63)

I はじめに

国際復興開発銀行（世界銀行、あるいは世銀）に勤務してから早や1年8ヶ月が過ぎ去り、予定の2年契約も10月に終ることになる。日本の農業土木技術者が世銀と関係を持ち始めたのは約20年前の農地開発機械公団による篠津地域開発事業及び愛知用水公団による愛知用水事業であるが、ワシントンの本部へ日本の農業土木技術者が勤務のために、派遣されたことはこれまでになかったと聞いている。現在、日本のコンサルタンツが世銀の仕事をいくつか請負って活躍しているにも拘わらず、世銀のことが、一部の農業土木技術者の間でしか知られていないのは残念なことである。短期間とはいえ、1年8ヶ月の世銀勤務を通じて、世銀での仕事、海外援助に関して貴重な経験を得たのを機会に、ここに、世銀の紹介、世銀での勤務内容、経済協力についての感想を述べることにしたいと思う。

II 世界銀行グループ

1 沿革

世界銀行の設立は第2次大戦中、連合国側で考えられていた。その目的は戦後の通貨金融問題を処理する国際的協力体制の設立にあった。1944年7月、連合国側に属する44ヶ国がアメリカのニューハンプシャー州ブレトンウッズにおいて国連通貨金融会議を開催し、相互補完的国際機関となるべき国際通貨基金（IMF）と国際復興開発銀行（IBRD）の設立に調印し、1945年12月、28ヶ国が署名して設立され、1946年6月25日、世銀は本部をワシントンに置き業務活動を開始した。世銀の主な機能は加盟国の内、発展の遅れている国に経済成長をもたらすような生産的事業に対して融資することであって、設立当初は、主として大戦終了後の西ヨーロッパの復興に融資が向けられたが、その後は、もっぱら開発途上国へ積極的に向けられている。1956年には、開発途上国の民間企業及び民間の投資を促進するために、国際金融公社（IFC）が世銀の姉妹機関として設立された。又、1960年には、開発途上国の国際収支に加わる負担を

軽減するために、世銀融資よりもさらに緩やかな条件で融資できる国際開発協会（IDA）が設立された。これら3機関の他に、1966年には国際的な決済問題を解決する機関として投資紛争解決国際センター（ICSID）が設立されている。現在これら4機関を総称して世界銀行グループと呼んでいる。4機関は同一建物内にあり、IBRD、IFCはそれぞれ独自の職員を擁しているが、IDAの職員はいないため、IBRDの職員がIDAの業務も行っている。又、1975年には、融資の窓口として世銀とIDAの中間の条件で融資できる第3の窓口（Third Window、略してTW）が開設されている。

2 融資条件

農業土木技術者が海外で活躍する場合、主として関係するのは世銀あるいはIDAからの融資であることが多い。ここでは世銀、IDA、TWの融資条件について少し説明する。

(1) 世銀ローン

世銀ローンは1人当り国民所得の比較的高い開発途上国に対して貸付けられるものである。借入予定国から融資対象プロジェクトの提案があると、世銀は数回に分けて調査団を派遣し、プロジェクトの経済的、技術的可能性を調査し、調査内容に基づいて appraisal report を作成する。作成された appraisal report をもとに、借入予定国と世銀の間で貸付交渉がワシントンで行われる。合意に達した内容は貸付協定書に記入され、理事会に付託される。理事会の承認に基づいて借入国と世銀の間で調印が行われ、融資が開始される。世銀ローンの利子率は現在年8.0%であるが、世銀が借入を行う世界の金融市場の借入条件に合わせて、四半期毎に調整されている。1976年には一時的とはいえ、8.95%にまで上った。世銀ローンに対して、借入国は利息の他に毎年約定手数料を支払うことになっている。これは、ローンの未引出額の0.75%に相当する額で、利息と共に借入の翌年から払込むこととされている。元本の返済期間と据置期間は借入国の経済状況、プロジェクトの種類に応じて決定されるもので定めてはいない。通常の返済期間は20—25年で据置期間は5—10年である。

* 国際復興開発銀行東アジア太平洋局

(2) IDAクレジット

IDAクレジットは1人当り国民所得の低い(1976世銀会計年度においては200ドル以下)開発途上国に提供されるもので、融資の決定過程は世銀ローンと同じである。IDAクレジットはその本来の目的から、利子率0%であるが、借入国は未引出額に対して年0.75%の手数料を支払うこととされている。返済期間は、据置期間10年を含む、50年間である。

(3) TWローン

TWローンは中間条件ローンと呼ばれるもので、融資の決定過程は世銀ローンと同じである。TWローンの対象国はIDA対象国よりも1人当り国民所得の高い開発途上国である(1976年度においては1人当りGNPが375ドル未満の国に主として貸付けられた)。利子率は年4%であり、約定手数料、返済期間、据置期間は世銀ローンと同じである。TWローンの利子率4%は、利子補給基金によって補助されている結果である。即ち世銀ローンの利子率と4%の差が、この基金から補給されているのである。

3 加盟国

世銀の加盟国は当初44ヶ国であったが、現在では、128ヶ国に至っている。日本は1952年に加盟している。一方、IDA加盟国は、現在、Part I加盟国(主として先進国)が21、Part II加盟国(主として開発途上国)が95ヶ国である。日本は1960年に加盟している。世銀への加盟は、IMFへの加盟が、又、IDAへの加盟は世銀への加盟が条件となっている為、ソ連をはじめとする共産主義諸国(ルーマニアとユーゴスラヴィアを除く)は加盟国となっていない。各加盟国は総務(加盟国の大蔵大臣又は中央銀行総裁)によって代表され、総務は本部に理事を派遣し、理事が本部の理事会にて世銀の業務執行を管理している。現在、世銀には20人の理事がおり、1国1理事は、アメリカ、イギリス、西ドイツ、フランス、日本の5ヶ国のみで、残りの加盟国は、地理的に近い加盟国がグループを作り、代表理事を選出している。

4 世銀の機構

世銀の機構は膨大であり、ワシントンにある本部の他、13の地域事務所をインド等に、又、ヨーロッパ及び東京にも事務所を有している。世銀の組織は図一1に示すとおりであり、事業の実施、事業内容の分析、経済分析等々を行っている。世銀本部に働く職員は、約4,500人、その中、professional staffと称されるのは約2,600人である。日本の新聞でも時々掲載されているが、アメリカの新聞はしばしば、世銀の機構の膨大さ、高給、各種特典について非難を浴せているほどで、機構、人員が毎年増えている。世銀の本部の事務所は、いわゆるタコ足事務所、現在、本部(6つのビルからなる)の他に近くにある4つのビルを借りている程である。将来は近くに

ある敷地を買取り、高層ビルを更に建てる予定と聞いている。

5 世銀およびIDAの融資額

1976会計年度(1975年7月1日—1976年6月30日)に貸出された世銀ローン(TWローンを含む)とIDAクレジットの部門別、地域別内訳は表一1、2のとおりであり、表一3にはTWローンの部門別、地域別内訳が示されている。表一4は、1976年6月末現在までの世銀ローンの部門別、地域別総額が、表一5にはIDAクレジットの部門別、地域別総額が示されている。表一6には表一4と5をまとめた世銀ローンとIDAクレジットの合計額が部門別、地域別に示されている(表一1から6は1976年度世銀年報による)。

表一1によれば、1976年度の世銀及びIDAの融資額のうちで、農業部門が高い比重を占めており、表一6の76年度までに占める農業部門の比重を上回っている。これは、食糧増産のためには、新たに耕地面積を増加させるよりも、単位収量の増加による方が経済的であること、現在、耕地面積を増やす余地が減りつつあることから、農業生産性を高めるために必要な生産要素の供給に重点を置いたためである。しかしながら、農業において問題となりつつあることは、生産性の向上とともに世銀の援助によるプロジェクトの便益を農村に非農業従事者が受けることがこれまで少なかったという点である。この為、世銀では、農村非農業人口のための雇用創造や、所得の創出という問題について研究を行っている。

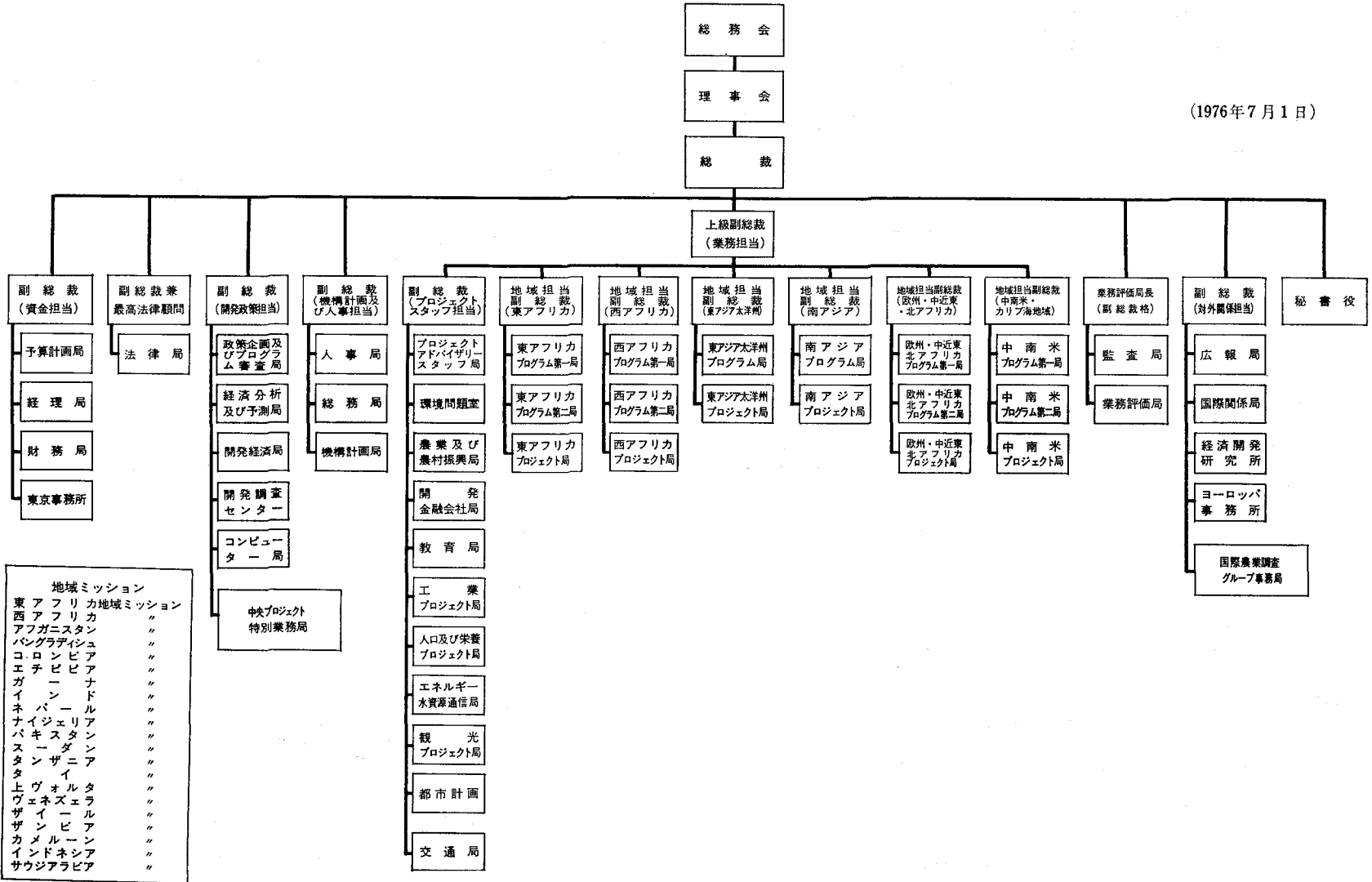
表一1における開発金融会社、都市開発、上下水道を合計したものの割合は、表一6におけるそれらの合計の割合よりも高くなっている。これは、マクナマラ世銀総裁の1975年9月の世銀・IMF総会における「都市の貧困に対処するため、世銀は積極的に支援する」という演説を踏まえたものであり、今後更に都市問題解消のための援助は増加するものと期待されている。

表一1及び表一6に占める「人口及び栄養」に関する融資は未だ低いが、開発途上国における人口増加を抑制する為には適切な人口計画が必要であり、世銀は人口問題について現在よりも更に積極的に協力できる方法を検討している。

表一4および5によれば、世銀ローンについては、ラテンアメリカ・カリブ地域およびヨーロッパ、中近東・北アフリカ地域の比重が大きく約60%を占めているが、IDAクレジットについては南アジア地域、次いで東アフリカ地域の比重が高い。両地域合わせて、約72%を占めている。これはIDAクレジット対象国が南アジア、東アフリカ地域に集中しているためである。

表一1から表一6に示されていないが、日本による世銀ローンの借入は1953年の関西電力に始まり1966年の日本道路公団で終わっている。総件数31件、総借入額857

(1976年7月1日)



- 地域ミッション
- 東アフリカ地域ミッション
 - 西アフリカ
 - アフガニスタン
 - パングラディッシュ
 - コロンビア
 - エチオピア
 - ガイナ
 - ネパール
 - ナイジェリア
 - パキスタン
 - タンザニア
 - タイ
 - 上ヴォルタ
 - ヴェネズエラ
 - ザンビア
 - インドネシア
 - サウジアラビア

表一 1976年度世銀ローン及びIDAクレジットの部門別内訳

(単位：百万米ドル)

部 門	世 銀 1)	I D A	合 計	割 合 (%)
農 業	1,209.2	418.4	1,627.6	24.6
開 発 金 融 会 社	697.1	64.0	761.1	11.5
教 育	244.9	76.4	321.3	4.8
電 力	690.3	259.0	949.3	14.3
工 業	501.0	105.0	606.0	9.1
輸 入 支 持 援 助	—	200.0	200.0	3.0
商 品 援 助	75.0	154.0	229.0	3.5
人 口 と 栄 養	25.8	—	25.8	0.4
技 術 援 助	13.0	19.0	32.0	0.5
通 信	59.0	5.2	64.2	1.0
観 光	21.0	10.0	31.0	0.5
運 輸	1,114.7	256.2	1,370.9	20.6
都 市 開 発	79.6	—	79.6	1.2
上 下 水 道	246.5	88.1	334.6	5.0
合 計	4,977.1	1,655.3	6,632.4	100

1) TWの条件で貸付けられた 477.8百万ドルを含む。

表二 1976年度世銀ローン及びIDAクレジットの地域別内訳

(単位：百万米ドル)

地 域	世 銀 1)		I D A		合 計		割合(%)
	件数 2)	金 額	件 数	金 額	件 数	金 額	
東 ア フ リ カ	12	216.0	19	224.6	31	440.6	6.7
西 ア フ リ カ	16	291.8	18	158.3	34	450.1	6.8
東 ア ジ ア 及 び 太 洋 州	35	1,458.5	—	—	35	1,458.5	22.0
南 ア ジ ア	4	260.0	23	1,089.2	27	1,349.2	20.3
ヨーロッパ、中近東及び北アフリカ	36	1,341.9	9	143.7	45	1,485.6	22.4
ラテンアメリカ及びカリブ海地域	38	1,408.9	4	39.5	42	1,448.4	21.8
合 計	141	4,977.1	73	1,655.3	214	6,632.4	100

1) TWの条件で貸付けられた 477.8百万ドルを含む。

2) 世銀/IDA 共同融資は世銀ローンとして数えられている。

表三 TWローンの部門別、地域別内訳

(単位：百万米ドル)

	農 業	開 発 金 融 会 社	教 育	電 力	運 輸	都 市 開 発	計
東 ア フ リ カ	9.2(1)	—	3.5(1)	—	20.0(1)	—	32.7(3)
西 ア フ リ カ	21.0(1)	—	21.0(2)	—	6.6(1)	—	48.6(4)
東 ア ジ ア 及 び 太 洋 州	66.0(3)	—	25.0(1)	—	—	10.0(1)	101.0(5)
南 ア ジ ア	145.0(1)	—	—	50.0(1)	—	—	195.0(2)
ヨーロッパ、中近東及び北アフリカ	50.0(1)	—	25.0(1)	—	—	—	75.0(2)
ラテンアメリカ及びカリブ海地域	9.5(1)	3.0(1)	4.0(1)	9.0	—	—	25.5(4)
合 計	300.7(8)	3.0(1)	78.5(6)	59.0(2)	26.6(2)	10.0(1)	477.8(20)

注 ア) ()内は件数を示す。

イ) TWローンの中には世銀ローン又はIDAクレジットに付加して貸付けられたものもある。

表一 4 世銀ローンの部門別、地域別累計額（現在の借入国に対する1976年6月30日までの累計）

（単位：百万米ドル）

	東アフリカ	西アフリカ	ヨーロッパ中近東、北アフリカ	ラテンアメリカ、カリブ海地域	東アジア太平洋	南アジア	合計	割合(%)
農業	165.1	379.0	1,258.3	1,648.5	1,175.1	397.3	5,023.3	17.0
開発金融会社	88.5	47.6	1,278.2	543.0	585.5	696.2	3,239.0	10.9
教育	84.5	117.3	314.0	237.9	247.2	—	1,000.9	3.4
電力	460.1	280.0	1,382.1	3,404.0	1,004.8	342.7	6,873.7	23.2
工業	152.5	191.6	837.8	781.3	215.0	423.7	2,601.9	8.8
輸入支持援助	—	—	—	—	—	—	—	—
商品援助	130.0	80.0	168.0	60.0	175.0	—	613.0	2.1
人口と栄養	—	—	16.5	30.8	30.0	—	77.3	0.3
技術援助	—	—	2.8	13.3	13.0	—	29.1	0.1
通信	101.6	54.3	186.0	255.7	141.3	27.5	766.4	2.6
観光	—	9.7	70.6	43.0	25.0	—	148.3	0.5
運輸	568.7	573.9	2,028.2	2,675.0	1,257.0	791.6	7,894.4	26.7
都市開発	28.0	—	53.0	44.5	114.0	—	239.5	0.8
上下水道	57.6	23.5	375.4	445.0	178.1	—	1,079.6	3.6
合計	1,836.6	1,756.9	7,970.9	10,182.0	5,161.0	2,679.0	29,586.4	100
割合(%)	6.2	5.9	26.9	34.5	17.4	9.1	100	—

表一 5 IDAクレジットの部門別、地域別累計額（現在の借入国に対する1976年6月30日までの累計）

（単位：百万米ドル）

	東アフリカ	西アフリカ	ヨーロッパ中近東、北アフリカ	ラテンアメリカ、カリブ海地域	東アジア太平洋	南アジア	合計	割合(%)
農業	541.5	288.2	381.5	104.5	293.1	1,365.2	2,974.0	29.5
開発金融会社	56.5	3.0	81.0	6.2	25.0	104.5	276.2	2.7
教育	210.0	103.2	76.8	29.6	91.4	58.0	569.0	5.6
電力	35.8	17.1	50.9	66.3	111.0	501.0	782.1	7.8
工業	8.5	—	42.4	—	51.5	376.5	478.9	4.7
輸入支持援助	—	—	—	—	—	1,475.0	1,475.0	14.6
商品援助	—	—	35.0	4.0	—	406.6	445.6	4.4
人口と栄養	12.0	—	9.8	—	13.2	36.2	71.2	0.7
技術援助	11.5	—	—	—	15.0	13.5	40.0	0.4
通信	37.4	14.1	30.0	—	12.8	375.7	470.0	4.7
観光	—	4.0	16.0	—	16.0	4.2	40.2	0.4
運輸	503.0	330.2	130.7	121.3	148.3	845.4	2,078.9	20.6
都市開発	19.5	8.0	9.3	26.0	—	35.0	97.8	1.0
上下水道	25.6	13.9	63.1	3.0	4.4	181.2	291.2	2.9
合計	1,461.3	781.7	926.5	360.9	781.7	5,778.0	10,090.1	100
割合(%)	14.5	7.7	9.2	3.6	7.7	57.3	100	—

百万ドルに及んでいる。このうち、農地開発機械公団と愛知用水公団による借入は、それぞれ4.1、4.9百万ドルで日本の総借入額のわずか1%にすぎない。残りは、工業、電力、新幹線、道路建設の為のものであり、戦後の日本が外資を導入して工業化に努めたことが分る。

III 世銀での勤務内容

1 Irrigation and Area Development Division

図一1に示されているように、世銀の業務部局は東アフリカ、西アフリカ、欧州・中近東・北アフリカ、ラテン

表一 6 世銀ローン及びIDAクレジットの部門別、地域別、累計額

(現在の借入国に対する1976年6月30日までの累計)

(単位:百万米ドル)

	東アフリカ	西アフリカ	ヨーロッパ中近 東、北アフリカ	ラテンアメリカ、 カリブ海地域	東アジア 太平洋州	南アジア	合 計	割合(%)
農 業	706.6	667.2	1,639.8	1,753.0	1,468.2	1,762.5	7,997.3	20.2
開発金融会社	145.0	50.6	1,359.2	549.2	610.5	800.7	3,515.2	8.9
教 育	294.5	220.5	390.8	267.5	338.6	58.0	1,569.9	4.0
電 力	495.9	297.1	1,433.0	3,470.3	1,115.8	843.7	7,655.8	19.3
工 業	161.0	191.6	880.2	781.3	266.5	800.2	3,080.8	7.8
輸入支持援助	—	—	—	—	—	1,475.0	1,475.0	3.7
商 品 援 助	130.0	80.0	203.0	64.0	175.0	406.6	1,058.6	2.7
人口と栄養	12.0	—	26.3	30.8	43.2	36.2	148.5	0.4
技 術 援 助	11.5	—	2.8	13.3	28.0	13.5	69.1	0.1
通 信	139.0	68.4	216.0	255.7	154.1	403.2	1,236.4	3.1
観 光	—	13.7	86.6	43.0	41.0	4.2	188.5	0.5
運 輸	1,071.7	904.1	2,158.9	2,796.3	1,405.3	1,637.0	9,973.3	25.1
都 市 開 発	47.5	8.0	62.3	70.5	114.0	35.0	337.3	0.8
上 下 水 道	83.2	37.4	438.5	448.0	182.5	181.2	1,370.8	3.4
合 計	3,297.9	2,538.6	8,897.4	10,542.9	5,942.7	8,457.0	39,676.5	100
割 合 (%)	8.3	6.4	22.4	26.6	15.0	21.3	100	—

注) 過去の借入国に対する世銀ローン及びIDAのクレジットを考慮に入れると、これまでの世銀及びIDAの総累計は42,941.5百万ドルとなる。

アメリカ・カリブ海地域、東アジア・太平洋州、南アジアの6地域に分れ、それぞれの地域担当は、プログラム局とプロジェクト局に分かれている。プログラム局は融資対象プロジェクトの確認、担当地域内の各国の経済分析を行っている。プログラム局の各課は、数ヶ国単位で分けられ、Economist と Loan officer が所属している。プロジェクト局は融資対象プロジェクトの計画、調査、融資中のプロジェクトの実施、監督を行っている。従ってここには各種の専門家がいる。私の所属する Irrigation and Area Development Division (かんがい及び地域開発課、略してかんがい課)は東アジア・太平洋地域におけるかんがい事業、農村開発事業(Rural Development)及び農業普及事業(Agricultural Extension)を取り扱っている。東アジア・太平洋地域に入る国々は、韓国、フィリピン、タイ、ベトナム、ラオス、カンボジア、西サモア、フィジー、インドネシア、マレーシア、バプアニューギニア、シンガポール、中国、香港、オーストラリア、ニュージーランド、日本であるが、この中、現在かんがい課で融資事業を実施しているのは、韓国、フィリピン、タイ、フィジー、インドネシア、マレーシアの6ヶ国である。実施中のプロジェクト件数の内訳は韓国7、フィリピン7、タイ5、フィジー1、インドネシア9、マレーシア4、の計33である。国の復興にのり出したベトナムへは近い将来、かんがい課からミッシ

ョンが派遣されることになっており、融資可能なプロジェクトが見つければ1~2年の中に世銀融資がベトナムへ向けられることになると思われる。東アジア・太平洋地域プロジェクト局にはかんがい課の他に、一般農業、農業金融、工業・開発金融会社、教育、運輸及びエネルギー・水資源の6課がある。同地域プロジェクト局に働らく専門家の数は現在約100名で、日本人は私を含めて3人である。かんがい課専門家の内訳は、かんがい技術者7名、Agronomist 3名、Economist 8名、Procurement Engineer 1名の計19名である。国別には、アメリカ6名、オーストラリア4名、イギリス2名、イスラエル2名、ガイアナ、チリ、ドイツ、フィリピン、日本各1名である。かんがい課の各専門家は、国別に割当がきめられ、プロジェクトの調査から実施監督まで責任をもって担当することになっている。大体、2~3人のEngineer と Economist 1人で1ヶ国を受持っている。私の場合、タイと韓国に関係していたが、最近、韓国の農村開発事業を担当している。よく仕事の能率は秘書の良し悪しによると言われるが、私がかんがい課に来た頃は、秘書が7名いて、専門家と秘書の比率は3:1程度であった。その後、能率向上の為、3枚以上の原稿のタイプは新たに設けられたタイプ集中係で行うことになり秘書の数が減らされ、比率は4:1に変えられた。従って、ゼロックスコピーのように優先度の低い仕事は後

廻しにされ、時間がかかるので、本省にいた頃と同じように、相変わらず自分でやらざるを得ない。私がかんがい課で行っている仕事は、大きく分けると、本部での paper work と借入国による資材調達手続の審査及び現地での調査、事業の指導監督の2つに分けられる。

2 Paper work

本部での paper work は主として、appraisal mission report, supervision mission report, feasibility study の審査、借入国への手紙の原稿、project brief の作成といったものである。この中で、各種のレポート作りと feasibility study の審査は大量の文章を書かねばならず、特に厄介なものである。Feasibility study の審査は内容の要約、コメント、recommendations を書いてメモランダムに仕上げ、課長あるいは project engineer (プロジェクトの責任者) に提出する。作られたメモに基づいてミッション参加予定者との間で調査項目に関する検討が行われる。世銀の技術者の中には、かなり現場で、あるいは計画畑で経験を積んだ人がいるので、私の書いたメモランダムをどんな風に読んでいるか非常に気になる所であり、メモランダムで指摘した事項が、調査事項として全面的に採用されれば、あるいは、メモランダムが調査中の手持資料として活用されれば、やりがいのある仕事です。メモランダムは、かんがい技術者だからと言って、「水」に関係する事項だけについて述べるのではなく、プロジェクト全体に亘って述べるので、幅広い知識を身につけていなければならず、厄介な仕事ではあるが、大変勉強になることも事実である。これまでに審査を行った feasibility report は、韓国の Yong San Gang Project Stage II, Okseo Project, Hapchun Dam Project, Naesong Chem Watershed Project, フィリピンの Bicol River Basin Study である。Feasibility Report の審査を通じて感じたことは、各コンサルタントは世銀の appraisal report の書式をよく研究し、それに沿ってレポートをまとめていたことである。しかし、内容の点になると、例えば、洪水対策、主要構造物の位置、基礎工法、計画地域内の利用可能水量、既存施設の現状、要水量の算定等重要な事項についての説明が十分にされていない場合があった。調査期間内での説明が難しいのか、契約額内では十分明らかにできないのか分からないが、問題点として残った事項は、実施にまで持越され、それだけ施工が手間取ることになり、Feasibility study の期間中に将来問題となりそうな事を解決しておくべきだと思う。又、外国コンサルタントによって作られたレポートは、分かり難い英語で書かれている場合があり、5～6部からなるレポートを読み、まとめるのにかなりの時間がかかり、レポートが日本語で書かれてあったならばと思った事が何度かあった。

3 Procurement

世銀ローンは理事会の承認があってはじめて、借入国との間で調印が行われ、ローンが有効になる。融資対象プロジェクトは開発途上国の経済発展に寄与するものでなければならず、理事会での討議は、当該プロジェクトが借入国の経済発展にとって好ましいものかどうか集中している。しかし、聞く所によれば、理事会の前に渡される大量の資料を読み切れない場合、理事の中には、Presidentsreport, Appraisal report 及び loan agreement 案に盛り込まれた procurement の事項に特に注意を払って読み、理事会に出席するそうです。先進国の理事は国際競争に託される物件及びその金額に、又、当該借入国は自国内で調達される物件及びその金額に注意するということです。伝え聞いた話は別としても、procurement は世銀ローンが有効になり、事業が実施されている間、世銀と借入国が最も気を使う項目の1つである。かんがい課には、procurement engineer がいて、かんがい課全体の procurement について担当し、世銀ローンに関する procurement の手続、仕様書等が、世銀の procurement に関わる guideline を逸脱していないかどうかをチェックしている。私も世銀に入ってからしばらくの間、国際競争入札とはどういうものかを知るべく procurement engineer の手伝いをしたことがあり、現在は、韓国で実施中の農村開発事業の入札評価の審査を行っている。国際競争入札は、日本国内の入札と違って、各種ランクに属する業者が入札するため、見積方法の違いか、落札額と最高額の間では、倍程違うこともある。こうした、入札評価の後、借入国は、業者と契約する(国際競争入札の場合)ことになるが、落札業者選定理由が不明確な場合が、時折あり、そのような場合、世銀は契約することを認めていない。世銀がローンに関する procurement について、このように強い指導をしているとは、世銀勤務前には思いもよらない事であった。

4 Mission

世銀から派遣されるミッションの種類はいろいろあるが、かんがい課から派遣されるミッションは、Sector work, project preparation, preappraisal appraisal 及び supervision の5種類であり、sector work は専ら economist がリーダーとなり、他のミッションは project engineer がリーダーとなっている。この中、私が参加したミッションの種類は、preappraisal, appraisal と supervision である。

(a) Preappraisal Mission

1977年3月26日から約3週間にわたり、Rural Infrastructure Project II の preappraisal のため韓国へ行った。ミッションの人員は5名で、私が担当したのは、プロジェクト要素の1つである小規模かんがいである。これは、現在実施中の第1期事業の下で実施されている

中、小規模かんがい追加事業計画である。appraisal mission が派遣される前であり、事業内容も固まっていないのでプロジェクトの概要をここに書くことはできないが、主穀である米、麦の自給達成のために韓国政府がかんがい事業に熱意をもって取り組んでいることを強く感じた。このミッションで、韓国に滞在している間、気が付いたことは、76年が大豊作であったため、76年の秋に韓国へ出かけた際に実施されていた No Rice Day は廃止され、又、白米に混入されている麦の割合がやや減っていたことである。尚、preappraisal mission の調査内容は次に述べる appraisal mission の調査内容と大した違いはない。

(b) Appraisal Mission

1977年5月26日から約3週間にわたり、Chao Phya Irrigation Improvement Project II の appraisal のためにタイへ行った。Appraisal Mission は主として、(1)事業規模、(2)事業費、(3)事業地区の現状、(4)実施機関の能力、(5)関係機関との調整、(6) Procurement procedure 等について調査し、借入国と討議することとなっている。しかし、このプロジェクトの場合、appraisal 以前に何回か mission が派遣され、ほぼプロジェクト内容が固まり、appraisal report の第1原稿も出来上っていて、いわば、post appraisal mission と呼ぶべきものであった。但し、事業規模、事業費、procurement procedures が未解決のまま残されていた。その上、Chao Phya 及び Maeklon 地域に対して日本からの技術及び資金援助が行われる予定であり、既に調査団も派遣されかなりの段階まで交渉が進んでいたようであった。その為、タイ側からは、世銀の Chao Phya II の事業内容について100%了承が得られていない状況にあった。従って、appraisal mission の役割には、事業計画内容についてタイ側の了承を取り付けることと、日本の援助内容について情報を得ることも付け加えられていた。この中私に割当てられた仕事は、事業量、事業費の確定、経済分析のための経済データの更新と日本大使館との接触であった。事業量、事業費の確定作業は、タイ側の準備が前回の mission の時からそれ程進んではいなかったが、RID の担当者、コンサルタントとの話し合いから必要なデータを取得することが出来た。日本大使館との接触は、あまり気の進むことではなかったが、タイの世銀事務所の話では、大使館の窓口が固く閉ざされ、タイの世銀事務所が、仲々接触できないということで、日本語を喋る私（当然のことだが）が行うことになったものである。幸い、大使館の今藤一等書記官は、私が開こん課にいた頃、八郎潟干拓事業を通じて顔見知りであったので、快く会ってくれた。私の方で世銀のプロジェクトの概要を説明した後、日本の援助概要を聞かせて貰い大変助かった。その後大使館で説明した内容（特に事業費、事業量）に

少し変更があったが、Chao Phya II プロジェクトは、融資交渉も終り、理事会の承認待ちの段階にある。従って、遅くとも秋までには着工されることになると思う。今回の日本の援助については、日本政府が非常に熱心だという事を聞き、内心、日本側の交渉が順調に進むと良いと思った。タイの政府内部では、行政権限が各機関に分散している為、世銀のプロジェクトの中にも、予定どおり捗っていないものもあるので、日本がプロジェクトを実施する際にはプロジェクトが円滑に進むような手段を講ずることと、進捗状況をしばしばチェックする必要があるようにも思った。

(c) Supervision Mission

Supervision mission は実施中の事業の進捗状況をチェックするのが主な役割である。予定よりも早く進んでいる場合には、問題はないが、遅れている場合には、理由を聞き、必要な措置をとらせたりすることになる。事業の進捗状況とローン引出額は大体一致しているものであるが、ローンの引出が予定通り行われていない場合には、かなり強引に引出の督促を mission が行うこともある。世銀では、これまで、ローンプロジェクト作りには拍車がかけてきたが、世銀の融資枠の問題から、かんがい課では、少し抑制気味になってきている。その代り、Supervision を以前よりもできるだけ頻繁に行い、事業を計画通り実施させる方針に変わりつつある。特別な問題が生じない限り、Supervision mission は半年に1回ずつ派遣されているが、その間に他の用務で派遣された mission が事業進捗状況をチェックすることもある。Supervision mission は大体次のような事項をチェックし、報告している。

(1)設計、工事の進捗状況、(2)土地買収状況、(3)工程調整、(4)予算措置、(5)契約・資材調達状況、(6)事業費改訂、(7)融資額の引出状況、(8)関係機関との調整、(9)現場の状況、(10)その他の問題点。世銀に勤務してから、これまで3回 Supervision mission に参加した。1976年3月18日から3週間フィリピンへ、同年9月5日から3週間タイへ、同じく9月26日から10日間韓国へ行った。

(1) フィリピン

フィリピンへの mission は私が世銀に勤務して以来初めての mission であった。チェックしたのは、Upper Pampang River, Aurora-Penaranda, Tarlac, Mindoro Rural Development, Magat River Multipurpose(Stage I) の5プロジェクトであった。私の役割は、新米ということで、助手のようなもので、同行のかんがい技術者（コンサルタント）の技術的サポートと事業費改訂、procurement 状況のチェック、工程調整であった。3週間の中に、大きな受益面積を持ち、各地に散在している5つのプロジェクトを見るため、軽飛行機やヘリコプターを使った時には、さすがに金持世銀のやることは違う

など驚いたものである。

この最初の mission で気がついたのは、世銀の技術者は、設計図とか地形図、地質図といったものをあまり熱心に見ようとしていないということである（これは、その後の mission でも殆んど同じである）。世銀の内部で提出する paper work の量が多いことと、世銀内部で図面を見て討議することが殆んど行われないうちと想われる。施工現場は、良く言われていることであるが、日本で、これまで見慣れてきた施工状況よりかなり劣っていた。例えば、水路勾配が設計通りできていなかったり、法面が土砂を盛上げたままの形で放置されていたため崩れ落ち、必要水量の確保ができなくなったりしているものがあつた。労働力が豊富とは言え、法面の整形を念入りにやらせれば、事業費が増加し、事業の実施が難しくなるので法面整形にあまり注意が払われていないようであつた。こういう状況にある、現在実施中の事業は、施設の十分な維持管理（特に水路）が行われないと事業効果が発揮されないうちに、将来、再度改修事業を行わざるを得ないのではないかと思つた。私にとって初めての mission であつたので、世銀プロジェクトの工事は一体どの程度の正確さで施工させているのかよく見極めるつもりであつたが、上に書いた様な状況を見て、結局よく分らず仕舞いであつた（この点は今でもよく分らない）。フィリピンにおける世銀プロジェクトの中で特に注目すべき点は、水管理に力を入れ、プロジェクトの中に農民を対象とした水管理トレーニングを盛り込んでいることである。これに対して、フィリピン政府も積極的にあつたことを強く感じた。フィリピンでは、日本のように、かなり統制のとれた水管理システムを実施することは無理としても、日本の水管理方法は非常に参考になるのではないかと思つた。

(2) タイ

タイでの Supervision は Chao Phya I と Phitsanulok プロジェクトについて、Chao Phya II の appraisal と併行して行なつた。Chao Phya I プロジェクトは、良く知られているように、Chao Phya 地域で台湾が技術援助で行つた圃場整備を本格的に Chao Phya 地域内の 2 地区で実施しているもので、この 2 地区がタイにおける圃場整備プロジェクトのモデルになると予想されているものである。事業はほぼ終りに近く施工状況も満足できるものであつた。Phitsanulok プロジェクトは Chao Phya 川にそそぐ Nan 川地域へのかんがい（上流にある Sirikit ダムが水源）と受益地内の圃場整備を主な事業内容としているもので、私達が現地視察を行つた時は、頭首工の dry work が終り、最終的に基礎工法を決定する為の地盤調査が行われていた。又、圃場整備は、よく設計され、RID の現場指揮者が非常に熱心で、施工も非常にうまくいっていた。Chao Phya I 及び Phitsanulok

プロジェクトの圃場整備で気がついたことは、水路幅は設計通りとあつても、農道の幅がいろいろで、又、水路にかかっている橋の幅も基準なく決められていた。聞けば、これらは、農民の要望にできるだけ沿つて決めたということであつた。タイは米の国と言われているが、洪水の水をあてにして稲作を行つてきたため、農民は水管理の重要性について、まだ十分認識していないようである。両プロジェクト地区内で、水路を土や草あるいは石で、締切り、堰上げ自分の水田にのみ有利になるようにしている光景をしばしば見た。その為、水が農道に溢れたり、水路の下流では全然水が来なかったり、という事が起つていた。RID の職員が水管理を担当し、こういう事が起らないように注意しているのであるが、担当地区が広いので十分に管理することが難しいようであつた。現在タイで圃場整備プロジェクトを実施する場合、難しいものの中に、水管理と並んで負担金の賦課がある。法律上は、徴収できることになっている上、農民の中にも負担金の徴収を当然のことと考えているものもあるが、実施はされていないし、又、いつ実施するか仲々難しい問題のようである。世銀のプロジェクトでは cost recovery が重要な問題で世銀内部では cost recovery について研究しているし、いくつかのプロジェクトにも、受益者負担の方針を組み入れているのであるが、タイ政府は政治的影響を考えてか、積極的な態度は示していないのが現状である。

(3) 韓国

韓国での Supervision は専ら Rural Infrastructure Project I に関して行いこれまで 2 回行つた。韓国へ初めて行つた時は、日本のジャーナリズムの伝えている恐ろしい国、経済的成長は著しいがまだ非常に遅れた国というイメージを持っていたのであるが、韓国で仕事をしている間、伝え聞いている状況はあまりにも誇張されているのではないかという気がしたし、2 度目に行つた時にもそう感じた。韓国は以前に行つたフィリピン、タイとはとても比較にならない程、進んでいたし、世銀プロジェクトの運営にしても、ほぼ計画工程通り進んでいた。韓国はまだ 1 人当り国民所得が 531 ドル（1975 年）と低い国であるが、開発途上国の中では成長株の国だと期待されている程である。Supervision における私の役割は、上記のプロジェクトの実施状況、工程調整、事業費改訂、資材調達、予算措置等をチェックすることであり、経済企画院、農務部、及び農業振興公社（ADC）で主に討議し、データの収集を行つた。韓国は mission に対する事前準備がしっかりしていて、どの機関でもきめ細かく書かれた英文資料を提出してくれた。このプロジェクトは、中小規模かんがい、開こん、薪炭林造植、簡易水道、農村電化、小規模道路及び橋梁の 6 つの事業種目を含む総合農村開発事業であり、関係機関の調整が

仲々難しいと思われるのに、経済企画院では、これをうまく行っていた。中小規模かんがい事業の約60%の地区では、アースダム（高さ30m以下）を建設しているが、ADCの職員、施工業者ともに非常に熱心で工事の早期完了に努力していた。ただ、施工業者の規模が小さく、優秀な技術者が少ないためか、あるいは技術力がまだ低いためか、現場における盛土材料の選択、転圧などに問題があった。かんがい事業の現場以外も視察したが、薪炭林造植事業では予定より1年も早く事業を完了していた。韓国の山には木が少ないが、この例でも分るように植林に対しては非常に熱心である。韓国で見落せないものに、セマウル運動がある。農民の自立を目的とする運動で農民の力によって農村の開発を促そうとするものである。Rural Infrastructure Project I も appraisal の時点ではセマウルプロジェクトの別称をつけられていたし、韓国政府部内では、同プロジェクトをセマウルプロジェクトの1つと呼んでいる。同プロジェクトに含まれている道路・橋梁工事は、農民の事業費負担及び労力提供は40—50%にもなっている。開発途上国では農民の組

織を作ったり、共同で事業に参加させたりすることは仲々難しく、セマウル運動が他の開発途上国での農民の組織化のモデルになり得るのではないとも言われている。Rural Infrastructure Project I には、事業評価(セマウル運動も含めて)を韓国の研究者に委託する事も組込まれているので、数年後には、同プロジェクト及びセマウル運動の評価が出ると思われる。

尚、参考のため、私が関係した地区の概要を表一7に示してある。

以上、本部での仕事、mission での仕事を書いたが、これらは、世銀の仕事の一部のその又極く一部にすぎない。もう少し他の仕事、例えば、上部 management から下りてくる世銀の事業実施に関して未解決のまま残されている問題点との取組み、あるいは front office から飛び込んでくるプロジェクト運営上の問題処理といった事については全然関与していない。これらに関与するためには、やはりもっと英語能力を涵養する必要があると思う。2年間契約とは言え、世銀の政策に関係するような分野で働けなかったことが非常に残念である。

表一7 プロジェクト地区概要

国名	プロジェクト名	工期	事業費 (百万 ドル)	世銀 ローン (百万 ドル)	世銀ローン の事業費に 対する割合 (%)	面積 (ha)	主要工事	種別
フィリピン	Upper Panpanga River	1969—77(75)	67.5	34	50.4	77,000	ロックフィルダム、水路	かんがい
	Aurora-Penaranda	1974—78	40	19	47.5	25,300	ロックフィルダム、流域変更	〃
	Tarlac	1975—79	34	17	50.0	34,000	水路	〃
	Mindoro Rural Development	1976—80	50	25	50.0	15,000	水路、橋梁、港湾施設	かんがい、種子、医療
	Magat River I	1975—80	84	42	50.0	35,000	ダム、水路	かんがい
タイ	Chao Phya I	1973—77	10.6	5.5	51.9	17,000	水路、圃場整備	かんがい
	Phitsanulok	1975—83	210	95	45.2	97,000	頭首工、水路、圃場整備	〃
韓国	Rural Infrastructure I	1976—78	143.5	60	41.8	—	ダム、開こん、電化、植林、簡易水道、道路、橋梁	かんがい、開こん、電化、植林、水道、道路
	Yong San Gang II	1977—83	167	95	56.9	20,700	河口堰、揚水機場、水路、開こん、干拓	かんがい、干拓、開こん

注) (1) 事業費は appraisal 時点のもの。

(2) ()内は appraisal 時のもの。

(3) appraisal mission のまだ出ていないものは省略した。

(4) 韓国のRural Infrastructure Project I の受益面積は具体的に示されていないので省略する。

IV 経済協力について

先進国から開発途上国へ向けられる援助の主な動機は経済的、政治的、人道的なものに区分される。経済的動

機は援助国のための市場拡大と資源の獲得を目的としている。政治的動機は被援助国が援助国の国益に合致するように成長、繁栄してくれることを目的としている。人道的動機は被援助国内の貧困と飢餓、病気を撲滅するこ

とを目的としている。70年代の開発方針を謳ったといわれる、1970年国連総会宣言「国連開発の10年のための国際戦略」及び1969年のピアソン委員会報告は、援助の動機を経済的、政治的なものよりも人道的なものに基づくべきであることを強調している。ところが、実際の欧米先進諸国による援助は、現実の国際情勢や歴史的経過を

反映した経済的、政治的理由により左右されている場合が多い。OECD（経済協力開発機構）では、DAC（OECD経済開発援助委員会）諸国（先進17ヶ国）からの援助の中、純支出額について「政府ベースによるもの」と「民間ベースによるもの」とに分類している（表一8）。表一8に明らかなおとりのDAC諸国からの援助額は毎年

表一8 DAC諸国²⁾から開発途上国及び国際機関への資金の流れ 1967—1975 (単位：10億米ドル1)

項 目	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975 3)
純支出額									
政府及び民間ベース合計	11.44	13.51	13.78	14.80	16.93	18.66	23.29	26.77	37.46
A. 政府ベース合計	7.06	7.05	7.19	7.93	8.95	10.08	11.84	13.50	16.27
Ⅰ. 政府開発援助 (ODA)	6.54	6.31	6.62	6.79	7.69	8.54	9.38	11.32	13.61
1. 贈与	3.58	3.34	3.25	3.31	3.63	4.36	4.46	5.34	6.31
2. 国際機関等に対する出資	0.74	0.64	1.05	1.12	1.35	1.92	2.27	3.06	3.76
3. 二国間貸付	2.23	2.28	2.32	2.36	2.71	2.27	2.65	2.92	3.54
Ⅱ. その他政府資金	0.52	0.74	0.57	1.14	1.26	1.55	2.46	2.18	2.66
B. 民間ベース合計	4.38	6.46	6.59	6.88	7.98	8.57	11.45	13.27	21.19
1. 直接投資	2.11	3.15	2.92	3.54	3.63	4.47	6.71	7.06	9.18
2. 二国間有価証券投資	0.80	0.95	1.20	0.72	0.73	1.98	3.29	3.80	n.a.
3. 国際機関等に対する有価証券投資	0.47	0.77	0.42	0.47	0.77	0.67	0.26	(-)0.07	n.a.
4. 民間輸出信用	1.01	1.60	2.05	2.14	2.85	1.45	1.20	2.48	6.19
量 指 標 (純支出額)									
資金の流れ総額の対GNP比率 (%)	0.73	0.79	0.74	0.73	0.76	0.73	0.75	0.78	0.99
政府開発援助 (ODA) の対GNP比率 (%)	0.42	0.37	0.36	0.34	0.35	0.33	0.30	0.33	0.36
民間及びその他政府資金の対GNP比率 (%)	0.31	0.42	0.38	0.40	0.42	0.40	0.44	0.45	0.63

1) すべての金額は時価および為替相場による。

2) オーストラリア、オーストリア、ベルギー、カナダ、デンマーク、フランス、西ドイツ、イタリア、日本、オランダ、ニュージーランド、ノルウェー、ポルトガル、スウェーデン、スイス、英国、およびアメリカ合衆国

3) 1975年は推定。

注 世銀年報 (1974, 75, 76年) による。

着実に増加している。ただ、上記国連宣言に採択された「GNPの1%を援助に向け、また、GNPの0.7%を政府開発援助とするように努力する」という目標はまだ達成されてはいない。ある分析によると、これまでに開発途上国へ向けられた政府開発援助額は名目上大幅に増加しているものの、実質上昇率は毎年0.7%に過ぎず、実質援助はほぼ横ばい状態であるという。その上、現在の援助総額は、毎年開発途上国が必要としている投資額の10%に過ぎないとも言われている。DAC諸国による開発途上国への援助がまだ十分に行われているとは言えないにしても、毎年ODA（政府開発援助）として計上されている額だけでも巨額に上る。世銀勤務を通じて見た開発途上国のこれまでの発展状況と、この巨額な資金を比べてみた時に、本当に援助が役立っているのだろうかという疑問と、援助とは何だろうかという疑問が改め

て湧いてくる。国連宣言の目標はいつかは達成されるであろうが、その時に開発途上国が果して、現在のDAC諸国並の生活水準に達することができるだろうか。殆んど不可能なのではないかという気がする。しかも、国際収支の悪化や債務累積の著しい開発途上国が今後必要とする援助の中、政府開発援助の占める割合は小さくなり、「民間ベース」による援助と「その他政府資金」による援助が大きくなり、この両者の援助は今後一層増加させる必要があると予想されている。

ピアソン委員会報告の中で、「国際機関を強化し、多国間援助の比重を増加させ、ODAに占める多国間援助の割合を1975年までに20%までに高めるべきである」ということが勧告されている。これは、国際機関による多国間援助方式の方が二国間援助方式よりも援助国側の政策や利害関係に支配されることなく被援助国が開発効果

の大きいもの、あるいは、全体的な調整を図りながら長期計画に従って経済開発を進めることができると考えられるためである。表一8によれば、ODA援助額の中、国際機関等に対する出資の割合は毎年増加し、目標の20%は既に1972年に達成されており、その後も国際機関に対する出資の割合は増加している。国際機関による援助のもう1つの長所は、国際機関のもつ調整能力を駆使して、援助を世界的規模で実施できる点である。しかしながら、現実には、世銀プロジェクトの中には、共同融資の制度はあるものの、二国間援助や地域銀行と競合しているものが生じているし、他の国際機関との調整がうまくいっていないものもある。又、商業銀行としての性格も備えているため、経済効率の低いプロジェクトは、プロジェクトとして採用されることはない。本当に人道的理由から世銀が援助するのであれば、たとえ、経済効率が低くとも真の援助を増加させる意味を持つようなプロジェクトには援助すべきだと思う。

傍て、日本の援助を見てみると、1975年において日本の援助額は、GNPの0.59%、ODAはGNPの0.24%で両者とも前年より後退している。しかしながら、1970年から75年までの間における日本のODA総額はアメリカ、フランス、西ドイツに次いで第4位であり、全体の約7.6%をしめている。日本のGNP、国際的立場および人道的立場の3点から政府開発援助（国際機関等に対する出資も含む）及び援助全体を増やすことが日本の国際的責務であるということがしばしば日本国内で言われている。日本の現在の国際的立場を考えた場合、開発途

上国への援助は続けなければならないが、上に述べた「援助とは何か」という問題、及び欧米諸国の国際情勢を踏まえた現実的援助姿勢、国際機関のもつ性格を考えるとただ単に援助を増やせば済むものではないように思う。ましてや、援助そのものがよく言われるように欧米諸国と開発途上国の歴史的結びつきに帰因しているとするならば、国際的責務であると考えする必要はないように思う。従って、今後の日本の援助は、現実の国際情勢を踏まえた上、日本の国際的信頼を勝ち得るような援助方針を立て、二国間援助と外国間援助をバランスを保ちながら進めて行くべきだと思う。

参考文献

1. World Bank Annual Report (1974, 75, 76年版)
2. Policies and Operations, The World Bank Group, 1974
3. Questions and Answers, The World Bank, 1976
4. "Trends in Official Development Aid" Joris J. C. Voorhoeve, Finance and Development, A quarterly publication of the IMF and the World Bank, June 1977, Volume 14, Number 2
5. 開発と援助の構想（ピアソン委員会報告）、大来佐武郎監訳、日本経済新聞社
6. わが国の対外経済・技術協力の仕組と実績について、山本泰彦、農業土木第327号、全国農業土木技術連盟

埋設とう性管に対する土の反力係数について

村 上 康 蔵* 訳

Modulus of Soil Reaction Values for Buried Flexible Pipe

By Amster K. Howard

A. S. C. E. GT 1 pp. 33~43 (1977)

目 次

1. 序 論.....(66)	6. 表一 1 の信頼性.....(70)
2. アイオワ公式.....(66)	7. 表一 1 の限界.....(71)
3. 室内試験.....(68)	8. 総括と結論.....(71)
4. E' 値の表の作成.....(69)	9. 参考文献.....(71)
5. 管路沿いのたわみ量の変動幅.....(69)	

1 序 論

米国開拓局 (USB R) の土質部では、埋設とう性管の荷重とたわみ量の関係を室内でのイソルコンテナ試験や特別な現場布設により数年間にわたって調査して来た。その結果は土の反力係数 E' 値の表であって、埋設とう性管のたわみ量を求めるアイオワ公式* に使用される。表の作成時点で、管にかかる埋戻し荷重の簡単な計算方法と共に E' 値の表を使用すれば、土かぶり 50 ft (15m) までのとう性管の初期 (時間効果がない) たわみ量を合理的に計算できる。

とう性管にかかる土荷重は管の鉛直方向の直径を減少させ、水平方向の直径を増大させる。構造部材の設計では、使用する材料の要素のヒズミあるいは変形量は部材に働く荷重すなわち応力とその弾性係数との比 (ヒズミ = 応力 / 弾性係数) から決定することができる。弾性係数はその材料に対して既知であるかあるいは実験室での試験により決定できる。

埋設円形管のたわみ量も同様な方法で予測することができる。横断して環片は環片にかかる荷重とその材料の弾性係数との比によってたわむ (変形する)。しかしこの材料の弾性係数は、土と構造との相互作用が生じるためもっと複雑になる。材料の弾性係数は管の構造係数 (剛度) と土の係数 (剛度) との組み合わせとなる。そこで、

$$\text{管のたわみ} = \frac{\text{管にかかる荷重}}{\text{管の剛度} + \text{土の剛度}} \dots\dots(1)$$

これがアイオワ公式の基本形であり、埋設とう性管のたわみ量を計算するのに広く用いられる。土の剛度に対する定数値は全種類の締固め土に対し用いられている。アイオワ公式の創始者達は、現在土の剛度は土の種類と締固め度によって変化することを認めている。しかし、様々な管の支持条件に対しどんな土の剛度値を用いるかを決定するための、埋設とう性管のたわみ量に関する情報を組織的に整理しようとしたが成功しなかった。

埋設とう性管に関する室内および現場試験での開拓局の経験は、様々な管基礎の施工条件に対する管のたわみ量と土の剛度値との間に実験式を生んだ。表一 1 には埋設とう性管に対する土の種類と締固め度を表わす土の剛度 (土の反力係数 E') 値が与えられている。その後の検討によれば、土の反力係数 E' は適当な名称ではない。E' は実験的には土の種類と締固めの影響で変化するけれども、単なる土の性質だけではないからである。

2 アイオワ公式

1941年に、スパングラーはとう性管の埋設設計法⁶⁾を公表した。スパングラーとワトキンス⁷⁾はその後この公式を修正し、土のパラメータに対するより現実的な値を含めた。この修正アイオワ公式は次のようである。

$$\Delta X = D_i \frac{kw r^3}{EI + 0.061 E' r^3} \dots\dots(2)$$

ここに、 ΔX = 管の水平たわみ量, in ; D_i = 時間による土の体積変化を考慮した変形遅れ係数, 無次元; K = 基礎の支持角によって変わる基礎定数, 無次元; W = 単位長さの管にかかる荷重, lbs/in ; r = 管半径, in ; EI =

* 岡山大学農学部

* 訳注 日本ではスパングラーの式と呼ばれている。

表一 開拓局によるアイオワ公式の E' 値 (とう性管の初期たわみ用)

土の種類—管の基礎材料 (統一分類法による) ^a (1)	基礎の締固め度による E' (lbs/in ²)			
	締固めなし (2)	軽度の締固め プロクター密度で <85% 相対密度で <40% (3)	中程度の締固め プロクター密度で 85—95% 相対密度で 40—70% (4)	高度の締固め プロクター密度で >95% 相対密度で >70% (5)
細粒土 (LL>50) ^b 中程度の塑性から高塑性までの土 CH, MH, CH—MH	利用できるデータがない；有資格の土質技術者に相談のこと；その他の場合は E'=0 を使用のこと。			
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)	50 (3.5)*	200 (14)	400 (28)	1,000 (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%以上) 細粒土を含む粗粒土 GM, GC, SM, SC ^c (12%以上の細粒土を含む)	100 (7)	400 (28)	1,000 (70)	2,000 (140)
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 ^c (12%以下の細粒土を含む)	200 (14)	1,000 (70)	2,000 (140)	3,000 (210)
砕石	1,000 (70)	3,000 (210)	3,000 (210)	3,000 (210)
たわみ量の精度 (変動幅) ^d	± 2 %	± 2 %	± 1 %	± 0.5 %

a ASTM規格D-2487, USBR規格E-3

b LL=液性限界

c またはこれらの記号 (すなわち, GM—GC, GC—SC) で始まる境界域の土

d 精度± 1%, 計算たわみ量3%の場合, 実際のたわみ量は2%から4%の間にある。

注：土かぶり50ft(15m)以下の場合のみ適用可能である。表の値には安全率を含んでいない。初期たわみ量の計算に使用するものであって、長期たわみ量を求めるには適当な変形遅れ係数を適用しなければならない。基礎の締固め度が二つの分類の境界域にある場合は、小さい方の E' 値をとるか、二つの値を平均する。プロクター密度 (%) は、約12,500ft-lb/ft³ (598,000j/m³) のエネルギーを用いた締固め標準試験**による室内最大乾燥密度に対するものである (ASTM D-698, AASHTO-99, USBR規格E-11)。

* 訳注 () 内の数字はkg/cm²単位, 1 lb/in²=0.07031kg/cm²。 **訳注 JIS A1210参照

長さ1インチ当りの管壁剛度, 1bs-in; E'=土の反力係数, 1bs/in²。

変形アイオワ公式—アイオワ公式を書き換えると,

$$\Delta X = \frac{D_i K W}{EI/r^3 + 0.061E'} \dots\dots\dots(3)$$

$$\Delta X = \frac{\text{荷重因子}}{\text{環片剛性因子} + \text{土の剛性因子}} \dots\dots(4)$$

管のたわみ量に影響する3個の別々の因子を説明するため次の用語が用いられる：荷重因子=D_iKW；環片剛性因子=EI/r³；土の剛性因子=0.061E'。

荷重因子D_iKW—荷重因子は埋設管にかかる土圧の大きさと分布とに関係するパラメータを含んでいる。

管のたわみ量は荷重因子に正比例するが、アイオワ公式の他のどの因子よりもその成分については知られてい

ない。管路の施工法や基礎材料が変化すれば荷重因子も変わる。

変形遅れ因子D_i—最初土に載荷すると、土は時間と共に体積が減少し続ける。変形遅れ係数とは管の施工直後のたわみ量を多年にわたるたわみ量に変換するものである。スパングラはD_iに対し1.5の値を推奨している。しかし、施工直後のたわみ量を測定すると、実際の値は土の体積変化の割合と土に載荷された荷重とに関係している。変形遅れ係数D_iは本質的には実験を基礎としたものであり、観測試験では1.0—6の範囲にある。

基礎定数K—基礎定数は基礎の支持角0° (管底における線荷重) に対する0.110から支持角90° (管の下半分全支持) に対する0.083までの範囲にある。基礎の支持角は管下方の基礎の荷重抵抗面積を記述している。基礎の

支持角が増加するにつれて、載荷面積は増加し、管のたわみ量は減少する。例えば基礎定数がアイオワ公式の結果に25%も影響を与えたとしても、その概念の故にこの定数に関するこれ以上の研究はまったくなされていない。とう性管の挙動に関する研究者達は低代表的な値として0.1の基礎定数を現在用いている。

管にかかる荷重 W —マーストン理論は管にかかる荷重を計算する最も一般的な方法であって、アイオワ公式のためにスパングレーによって推奨されている。マーストン理論では、管が溝形 trench の中にあるか突出形 embankment (あるいはその組合せ)の中にあるか、埋戻土の種類、埋戻し材料に関する管の沈下量、および管が原地盤の中に突き出している距離によって管にかかる荷重は異なる。近年の傾向は、管にかかる荷重は管上方の(管径と等しい幅をもった)土柱の重さであると仮定されている。

環片剛性因子 EI/r^3 —大低の場合、土の剛性因子があるかに大きいため、環片剛性は管のたわみ量にほとんど影響しない。荷重因子と土の剛性に生じる変動の大きさおよび環片剛性の影響の少なさを考慮するならば、各管の E , I , および r^3 に対する公称値を使用してもアイオワ公式に対しては十分な精度を保証する。

環片剛性は管壁材料の弾性係数と管長1インチ(25mm)についての断面2次モーメントとの積を管半径の3乗で割ったものである。断面2次モーメントは $b^3/12$ に等しく、 t は管壁の厚さである。 EI 値は E および t に対する公称値か実験値を用いて知ることができるが、あるいは1本の管について3点支持試験を行ない EI を決定することもできる。

土の剛性因子 $0.061 E'$ —とう性管にかかる土荷重は鉛直方向の直径を減少させ、水平方向の直径を増大させる。水平方向の移動は管の支持に役立つように働く土の受働抵抗を生じさせる。その時管のたわみの大きさは、管にかかる鉛直土荷重と管の両側の土の受働抵抗に関する、土の受働抵抗は“受働抵抗係数” e として表わされ、土に働く圧力と土の水平移動量との比として定義される。これは普通単位移動量当りの単位圧力で表わされ、地盤係数と同様である。地盤係数はフーチング下の1要素の土に働く圧力と対応する沈下量との比である。スパングレーは最初のアイオワ公式では二つの係数に対し一定値を用いたが、ワトキンスとスパングレーはその後次的に正しくかつ土の圧縮弾性係数に等しいように、 e 値を E' ($E'=er$, ここに r =管半径) に修正した。このことは E' が土の係数だけよりもむしろ管と土の相互作用の係数となる。最大室内乾燥密度の90%をこえる土に対し1定数 $E'=700 \text{ psi}$ (49kg/cm²) が提案されていた。スパングレーは現在では、 E' を室内試験から得るに困難

* 訳注 従来管厚中心半径を用いているが、呼びの半径でよいことになる。

である半経験的な定数と見なしている。1定数 E' を用いることよりもむしろ、彼は現在経験と判断に基づく値を推奨している。

3 室内試験

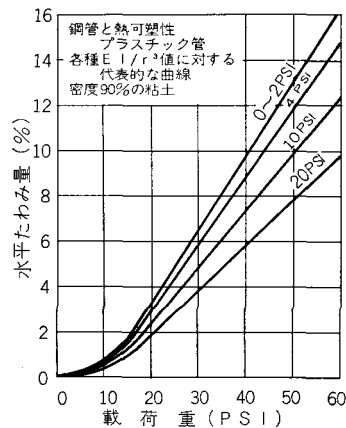
米国開拓局の室内でのソイルコンテナ試験は埋設とう性管のたわみ量について管係数、土の種類、および締固め度の影響を実証した。これらの試験は一連の報告書や論文^{2), 5)} に述べられている。

試験結果の解析は二つの接近法を採用している：(1) 一定の土の係数値に対し様々な管係数値の管を比較すること；(2) 様々な土の係数値に対し等しい管係数の管を比較すること。管係数は様々な管径と管厚の様々な管種(鋼管、ガラス繊維強化プラスチック管、強化プラスチックモルタル管、ポリエチレン管、および塩ビ管)を使用することにより変化した。

様々な土すなわち様々な締固め度(砂質粘土に対しては90%と100%の室内最大密度および砂に対しては80%の相対密度)での砂質粘土(細粘土—CL)および粒径分布の悪い清浄な砂(粗粒土—SP)に管を布設することにより土の係数は変わる。

管は大きな鋼製のソイルコンテナに埋設し、管上方の土の表面には載荷重をかけた。管のたわみ、土圧、および土のヒズミは、管上方のこの荷重を増加しながら測定した。

図一は一定の土の係数条件におかれた様々な係数の管に対する室内での荷重—たわみ関係を示す。土は90%のプロクター密度(中程度の締固め)におかれた砂質粘土であり、管係数は管のたわみに重大な影響を与えた。高度の締固めを行なった場合(砂質粘土に対しては100%プロクター密度、砂に対しては80%の相対密度)は、管係数を変えても管のたわみにほとんど影響を与えな

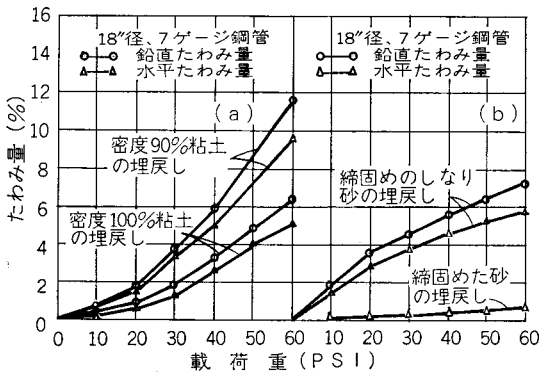


図一 密度90%の粘土における各種剛度の鋼管と熱可塑性プラスチック管に対する代表的な荷重—たわみ曲線

った。

様々な土の係数条件における等しい係数の管に対するたわみ曲線を図一2(a)に示す。90%—100%のプロクター密度から砂質粘土の初期密度を増すことは、管のたわみ量をかなり減じた。高度に締固めた砂(80%の相対密度)の管たわみ量は100%プロクター密度の砂質粘土におけるたわみ量よりはるかに少なかった。100%プロクター密度の砂質粘土および80%の相対密度の砂に対する密度(1bs/ft³)は等しく、管のたわみに関する土の種類の影響を説明している。

図一2(b)は、高度に締固めた砂で試験した管のたわみ量と締固めをしない砂の条件で試験した同じ管に対するたわみ量との差を示している。



図一2 同等な剛度の鋼管に対する荷重—たわみ曲線
(a) 密度90%と100%の粘土
(b) 締固めなしと締固めた砂

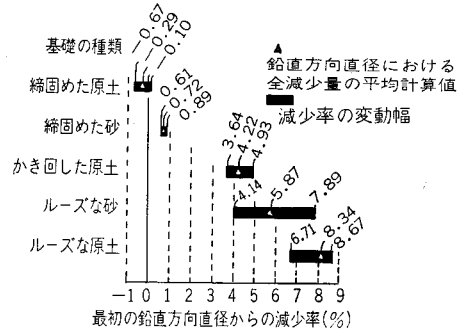
4 E' 値の表の作成

室内での調査に続き、室内試験で観察された関係が実際の管路布設でも生じるかどうかを調べるため、2、3の現場試験からのデータを検討した。現場試験の最初の調査は室内での成果を実証していることがわかった。例えば、図一3はアリゾナ州ユーマ市近くでUSBRが行なった試験布設に関する異なる5種類の基礎条件に対する管たわみ量の変動を示している。これは、管上方の埋戻し高さ4.5ft(1.4m)の管長600ft(180m)、管径30in(762mm)のRPM管である。図から明らかなように、土の種類と締固め度は管のたわみ量に重要な影響を与えている。

113の現場布設からデータが集められ、E' 値を逆算した。E' の値は、土の種類と締固め度によるある分類に対し類似性を示したので、表1の作成にはこの分類を用いた。土の種類と締固めの各分類に対し、代表的な1個のE' 値が選定されている。

E' を計算するために用いた実際のたわみ量の値は次のようである。

ユーマ事業のトロント支線におけるRPM管の現場試験



図一3 アリゾナ州ユーマ事業における強化プラスチックモルタル管のたわみ量

1. 施工後測定した初期たわみ量。
2. 土が管頂に置かれた時から埋戻しが完了した時までの管たわみ量。
3. 測定水平たわみ量, $4X$, あるいは $4X$ が測定されない場合は $4X=0.9134Y$, ここに $4Y$ は測定鉛直たわみ量。なお 0.913 は円形断面がダ円形に変形した時の鉛直と水平方向直径の変化量の比である。
4. 管路沿いに多数の測定が行なわれた場合は平均たわみ量。

初期たわみ量は施工後1日から2、3カ月までずうと進行した。施工後1年かそれ以上でたわみ量を測定した場合、この文献中のデータは管に対する変形遅れ係数がまったく変わるので使用しなかった。研究した事例では、 D_i は1—4の範囲にあった。いくつかの試験では、2、3日の差でさえもたわみ量を20%—30%増加させた。2、3の事例では、数年後に測定したたわみ量のデータをこの比較に用いた。たわみ量がまったく少なくなかつ基本的な結論に影響を与えなかったからである。

調査した現場試験では、様々な管種と施工条件は次のようである：(1)管径—12in—180in(300mm—4,600mm)；(2)埋戻し深さ—2ft—42ft(0.6m—13m)；(3)溝形(trench)および突出形(embankment)の布設；(4)管直下には軟土から硬土まで；(5)様々な突出し条件；(6)様々な地下水面の条件；(7)管種—波形金属管(CMP)、鋼およびアルミニウム：铸铁, smooth iron, ダクタイル鉄, straight steel, 強化プラスチックモルタル(RPM)；ガラス繊維強化プラスチック(FRP), 塩ビ(PVC), およびプレテンションド・コンクリート*(PT)。

5 管路沿いのたわみ量の変動幅

管路沿いのたわみ量は、管路に沿う締固め土において平均的な土の変化とその土固有の差によりかなり変化する。1連の管路に沿って測定した現場布設からのデータは、かなりのたわみ量の範囲を示した。管路の長さ100

* 訳注 プレストレストコンクリートの一種

ft (30m) かそれ以上にわたって測定を行なった現場試験について、各管路に対する平均たわみ量とそのたわみ量の変動幅を図-4にプロットした。特に管の剛度が土の剛度よりはるかに小さい場合には、約±2%までのたわみ量の変動幅が予期される。ここで用いた±2%までのたわみ量とは、平均のたわみ量が3%であるとすればこのたわみ量の変動幅は1%から5%の間にあるという意味である。

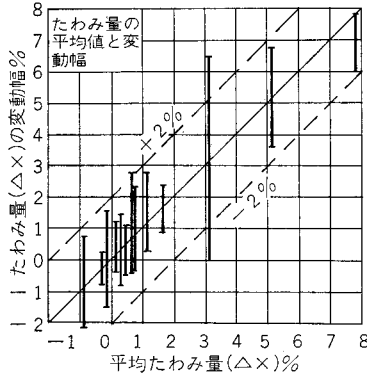


図-4 管路沿いに測定した たわみ量の変動幅

驚くべきことに、たわみ量におけるこの広い変動幅は管種、土の種類、および締固め度とは関係が無いように思われる。しかしながら、より剛性の大きい管の方がたわみ量の変動が少なかった。

ゲールズ¹⁾は管によって引張られる変形ゲージを用いてヨーロッパでの長さ9マイル(14km)の塩び管に関する測定について報告している。彼は8inから16in(200mmから400mm)までの塩び管において18%の差を報告しているけれども、一般には低い方のたわみ量と高い方のたわみ量の差は約6%(平均に関し±3%のたわみ量)であった。

6 表-1の信頼性

逆算した E' 値は表-1に示す各分類内で変動するが、各分類を代表するように1個の E' 値とした。許容し得る程度の精度内で実際の測定たわみ量を予測するために1個の E' 値が使用できるかどうか現場布設からのデータを再検討した。

予測たわみ量を計算するために、変形遅れ係数に対し1.0、基礎定数に対し0.1、弾性係数 E に対しては公称値を用いた。また管厚 t (あるいは断面2次モーメント I)と管半径 r を用いた。管にかかる荷重は鉛直方向の土の角柱であると仮定する。土の種類と管側方の土に対する締固め度により、適切な E' 値を表-1から得た。

予測たわみ量は、次式のように変形したアイオワ公式を用いて計算した。

$$\Delta X(\%) = 0.0694 \frac{\gamma h}{EI/r^3 + 0.061E'} \dots (5)$$

ここに、 $\Delta X(\%)$ = たわみ量の百分率、呼び径で割り百倍しているが、直径で変化する； γ = 土の密度、 $1bs/ft^3$ ； h = 土かぶり、 ft ； EI/r^3 = 土の剛性因子、 $1bs/in^2$ ； E' = 土の反力係数、 $1bs/in^2$ 。

実際のたわみ量と、表-1の E' 値を用いて計算したたわみ量との間の相違は、他のいかなる因子よりも締固め度による影響の方が大きいように思われる。

締固めなしと軽度の締固めの現場試験に対する実際と計算たわみ量との間の比較を図-5(a)に示す。比較の90%以上が、実際のたわみ量は計算たわみ量の±2%以内にあることを示した。±2%のたわみ量とは、計算たわみ量が3%であるとすれば実際のたわみ量は1%と5%の間にあることを意味する。

図-5(b)は、中程度の締固めをした現場試験に対する実際のたわみ量と計算たわみ量との比較を示す。実際のたわみ量の約90%が計算たわみ値の±1%以内であった。高度の締固めをした供試体に対する実際のたわみ量と計算たわみ量との比較を図-5(c)に示す。実際のたわ

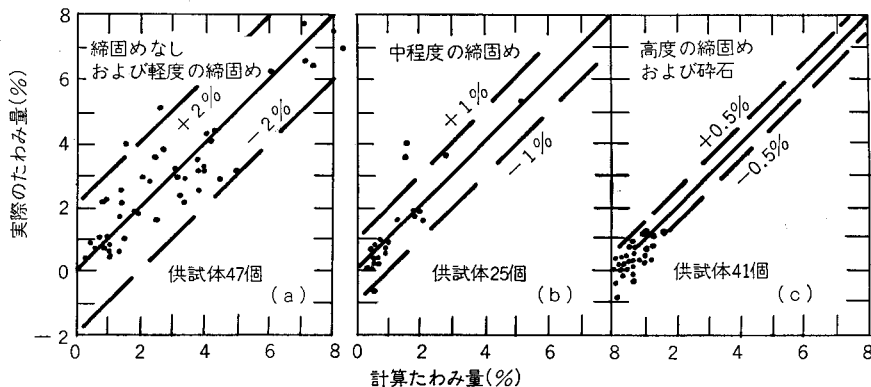


図-5 実際と計算たわみ量との比較：(a) 締固めなしおよび軽度の締固め基礎；(b) 中程度の締固め基礎；(c) 高度の締固め基礎

み量の80%以上が計算たわみ量の $\pm 0.5\%$ 以内であった。しかし、 0.5% を越えるたわみ量の変動値をもった供試体は全て、実際のたわみ量が計算たわみ量以下である供試体であった。比較した供試体の100%が $\pm 1\%$ のたわみ量以内であった。

百以上の現場調査試験に基づいてたわみ量を予測する表一1の E' 値を使用すれば、以下に示す締固め度と精度で供試体のたわみ量を計算できる：(1)締固めなしまたは軽度の締固めでは $\pm 2\%$ 以内のたわみ量まで；(2)中程度の締固めでは $\pm 1\%$ 以内のたわみ量まで；(3)高度の締固めでは $\pm 0.5\%$ 以内のたわみ量まで。表一1の E' 値を使用して期待できる信頼性は表一1の最後の行に要約してある。

最悪の場合でも、表一1の E' 値を使用した計算たわみ量と実際のたわみ量との相違は、管路の長さに沿うたわみ量の自然の変動分とはほぼ同じである（ $\pm 2\%$ のたわみ量）。

7 表一1の限界

明らかに、この方法は E' 値を決定する経験的な方法であって、報告した値もさらに多くの現場布設のデータを収集、検討することにより恐らく修正されるであろう。特に2、3の供試体からのデータしか利用できなかった土の種類と締固めの分類に対しては今後さらに修正されることと思われる。

これらの成果は初期たわみ量すなわち施工直後に測定したたわみ量に適用される。たわみ量に関する遅れの影響を考慮する同様な研究も現在進行中である。

これらの成果は土かぶり50 ft (15m) 以上で埋設するとう性管に対しては適用できない。文献では、土かぶりの大きいデータを検討するならば、報告された実際のたわみ量は表一1の E' 値を用いて計算したたわみ量よりはるかに小さいことを示している。 E' の値は土かぶりの大きいものに対しては8,000 psi (560kg/cm²)の大きさであることが報告されている。溝の両壁が基礎よりも圧縮性に富む場合には、表一1の値を適用するに際して注意せねばならない。基礎材料には堅固な支持が必要である。圧縮性の高い原位置材料に溝掘りする場合、最小でも管径の2倍だけ管の両側に掘削し、基礎材料は高度に締固めて置かねばならない、その結果溝の両壁からの支持に関係なく管のたわみに対する抵抗が基礎材料から生じる。

溝壁の材料が細粒土であり基礎材料が砂利である場合には、砂利の中に細粒土の侵入することを考慮せねばならない。

8 総括と結論

土かぶり50 ft (15m) 以下の埋設とう性管の初期（時

間効果がない）たわみ量を計算するため、アイオワ公式に使用する E' （土の反力係数）値の表を経験的に作成した。

とう性管に関する1連の室内ソイルコンテナ荷重試験は、管にかかる荷重、管の剛度、土の種類、および管側の土の締固め度が管のたわみ量に影響することを立証した。

百を越える現場試験から得たデータを使用し、特定の土の種類と締固め度に対する E' 値を設定した。この E' 値をアイオワ公式に使用すれば、 E' の値は締固めなしと軽度の締固めに対しては $\pm 2\%$ 以内で、中程度の締固めに対しては $\pm 1\%$ 以内で、また高度の締固めに対しては $\pm 0.5\%$ 以内のたわみ量で実際の管たわみ量を予測し得ることを示した。ここで、たわみ量の百分率は計算たわみ量からの実際のたわみ量の相違を示している。 $\pm 1\%$ のたわみ量の精度に対し、計算たわみ量が3%であれば、実際のたわみ量は2%と4%の間にある。

埋設管の現場測定から得たデータは、管路に沿うたわみ量はどんな土の種類または締固め度に対しても平均たわみ量について $\pm 2\%$ 変動することを示した。

9 参考文献

- 1) Gehrels, J. R., "Experience with Plastic Sewers and Drainage Pipes", Proceedings, 2nd International Plastic Pipe Symposium, Southampton, Great Britain, Sept. 1972.
- 2) Howard, A. K., "Laboratory Load Tests on Buried Flexible Pipe," Journal of the American Water Works Association, Vol. 64, No. 10, Oct., 1972, pp. 655-662.
- 3) Howard, A. K., "Field Test Deflections of Reinforced Plastic Mortar Pipe," Transportation Research Board Record 518, Washington, D. C., 1974.
- 4) Howard, A. K., "Modulus of Soil Reaction (E') Values for Buried Flexible Pipe," Bureau of Reclamation, Denver Colo., Dec., 1976.
- 5) Howard, A. K., and Selander, C. E., "Laboratory Load Tests on Buried Reinforced Thermosetting, Thermoplastic, and Steel Pipe," Journal of the American Water Works Association, Vol. 66, No. 9, Sept., 1974, pp. 540-552.
- 6) Spangler, M. G., "The Structural Design of Flexible Pipe Culverts," Iowa Engineering Experiment station Bulletin No. 153, Ames, Iowa, 1941.
- 7) Watkins, R. K., and Spangler, M. G., "Some Characteristics of the Modulus of Passive Resistance of soil: A Study of Similitude," Highway Research Board Proceedings, Vol. 37, Washington, D. C., 1958, pp. 576-583.

土地改良事業計画設計基準 農道（その1）

舗装の改訂（案）について

中 村 和 也* 亀 田 昌 彦**

目 次

1. まえがき.....(72)	5. 置換深さ.....(75)
2. 歴青材料.....(72)	6. アスファルトの配合設計.....(75)
3. セメント.....(73)	7. あとがき.....(77)
4. 凍結深さ.....(73)	

1 まえがき

本基準は、昭和48年3月に全面的に改訂され、国営土地改良事業における農道舗装の設計、施工は、これに基づいて実施されている。本基準は、序文にあるとおり「アスファルト舗装要綱（日本道路協会）」「簡易舗装要綱（同）」及び「セメントコンクリート舗装要綱（同）」などを参考にしてとりまとめられたものであるが、昭和50年10月に「アスファルト舗装要綱」と「簡易舗装要綱」が一部改訂され、これに伴って「要綱」を参考にした部分について、今回改訂を行うものである。

「旧アスファルト舗装要綱」は、昭和42年に改訂されたものであるが、改訂後、数年が経過し、種々の問題が指摘されるようになった。このため、日本道路協会舗装委員会は、次期改訂のための小委員会を昭和50年に発足させ、改訂作業に取りかかった。しかし全面的な改訂までになおかなりの日時を要するため、今まで委員会等で集成したものに基ついてのみ、今回暫定的に内容の一部を修正し、昭和50年版として改訂したものである。

今回のアスファルト舗装要綱の改訂に伴って、本基準を改訂した主な内容は、次のとおりである。

- (1) 舗装用石油アスファルトの規格の改訂
- (2) 凍結融解を受ける地域で、凍上を起こしにくい材料と置換える置換え深さの計算方法の改訂
- (3) 加熱アスファルト混合物の粒度と配合設計の改訂

2 歴青材料

舗装用石油アスファルトの規格は、昭和48年に、日本道路協会規格が一部改訂され、暫定規格として提案されたが、その後の調査、検討の結果、本基準で正式の規格

として採用することとしたものであり、表—1のとおりである。

今回の改訂の主なものは、蒸発後の針入度比、薄膜加熱熱減量及び薄膜加熱後の針入度の規定が新しく追加されたことである。このうち蒸発後の針入度比は、我が国独特のものであり、次式で算出した値である。

蒸発後の針入度比＝

$$\frac{\text{蒸発後の針入度(蒸発量試験操作が終ったままの試料)}}{\text{蒸発後の針入度(JIS K 2207による)}} \times 100(\%)$$

この蒸発後の針入度比の規定を設けたのは、施工時のアスファルト混合物の粘り気がなく重油でぬらしたような感じがする。なかなか落ち着かない、舗装後のコアが崩れて採り難い、表面の石が飛びやすい、フラッシュしやすなどのアスファルトを排除するためである。

薄膜加熱試験は、ASTMP 1754—68によるものとし、老化しやすいアスファルトを除く目的で設けられたものである。このほか、種類60～80、80～100の軟化点の範囲を上下限をそれぞれ1℃狭めて44.0～52.0と42.0～50.0とするとともに、蒸発後の針入度も75%以上を80%以上とするなどいずれも厳しいものとなった。

また引火点については、240℃以上を260℃以上に改めた。これは引火点の低いものの中に、はく離抵抗性の劣るものが認められたからである。更に〔備考〕で比重を付託することが望ましいとなっていたが、配合設計等が必要になるので今回比重1,000以上の規定を設けた。〔注2〕において「アスファルトのはく離試験はアスファルトにより骨材との組合せなどによって、はく離抵抗性に相当大きな差があるので、購入に先だってはく離抵抗性に関する試験を行うことが望ましい。」という項目が追加されたが、静的のはく離試験、水浸マーシャル試験のいずれも実際の道路での材料のはく離抵抗性を評価しうる

* 農林省構造改善局設計課

** " " 開発課

表一 舗装用石油アスファルトの規格（日本道路協会規格）

種 類	60~80	80~100	100~120	120~150
針入度 (25℃, 100g, 5秒)	60越え80以下	80を越え100以下	100を越え120以下	120を越え150以下
軟化点 (℃)	44.0~52.0	42.0~50.0	40.0~50.0	38.0~48.0
伸度 (15℃) (cm)	100以上	100以上	100以上	100以上
蒸発減量 ※ (%)	03以下	03以下	05以下	05以下
蒸発後の針入度 (厚針入度に対して) (%)	80以上	80以上	75以上	70以上
蒸発後の針入度比 ※※ (%)	110以下	110以下	—	—
薄膜加熱減量 ※ (%)	06以下	06以下	—	—
薄膜加熱後の針入度 (%)	55以上	50以上	—	—
四塩化炭素可溶分 (%)	99.5以上	99.5以上	99.5以上	99.5以上
引火点 (℃)	260以上	260以上	210以上	210以上
比重 (25℃/25℃)	1,000以上	1,000以上		

※ 減量は増量となる場合もある。

※※ 蒸発後の針入度比

$$= \frac{\text{蒸発後の針入度 (蒸発量試験操作終了のままの試料)}}{\text{蒸発後の針入度 (JIS K 2207 による)}} \times 100(\%)$$

とは十分に確認されていない。しかし、はく離現象は、比較的重要な問題でもあって何らかの試験法を規定する必要があるため、現時点では止むを得ない措置であるといえよう。

3 セメント

舗装用コンクリートに用いるセメントは、JIS K5210~JIS R 5213に適合したものとされているが、このうちJIS R 5210のポルトランドセメントを普通、早強、超早強、及び、中庸熱の4種に分類し定めるとともに試験項目についても多少の変更を行っている。

4 凍結深さ

凍結深さは、凍結前の路面から地中温度の0℃線までの深さと明確に定義された。凍結深さは、置換深さの算出根拠となるものであり、凍上を起こしにくい均一の粗粒材料からなる地盤における過去の最大値であるが、実際の地盤では凍土を起こしやすい細粒材料からなる土層が路床にあることが多いため、次のようにして理論最大凍結深さを求める。

(1)凍上を起こしやすい細粒材料の路床上を含む現地の地盤で凍結深さを実測する。普通は年間の最大値を採用する。

(2)(1)の最大値を凍上を起こしにくい均一な粗粒材料からなる路床上と仮定した場合の換算凍結深さを求める。

(3)(2)の換算凍結深さを基にして、最近10か年のうち最も寒さの厳しい年の凍結深さを推定する（理論最大凍結深さ）。

凍結深さを求める方法としては、実測による方法及び

推定による方法の2種類であり、旧基準と変わっていないが内容が多少異なっている。

(1) 実測による方法

常時除雪されている農道に2月下旬に調査孔を掘り、地中温度の0℃線までの深さを測定して換算凍結深さを求める方法である。換算凍結深さは、現地の地盤が凍上を起こしにくい均一な粗粒材料からなると仮定して、現地で実測した凍結深さから換算した凍結深さをいい、次の簡略式を用いて求めてよいとされた。

$$D_e = D_c + 1.8D_f$$

ここに D_e : 換算凍結深さ (cm)

D_c : 実測した凍結深さ内の凍上を起こしにくい粗粒材料からなる土層の総厚 (cm)

D_f : 実測した凍結深さ内の凍上を起こしやすい細粒材料からなる土層の総厚 (cm)

凍上を起こしにくい粗粒材料からなる土層は、起こしやすい細粒材料の1.8倍だけ凍結を起こしやすいことを意味しており、この1.8という係数は図一1のA・B両曲線のおおよその比を採ったものである。 D_c と D_f の和は凍結深さに等しく、それぞれの厚さは土層調査の結果などを利用して決定する。

実測した年の換算凍結深さから次の式を用いて理論最大凍結深さを求める。

$$D_{max} = D_e \sqrt{\frac{F_{max}}{F_e}}$$

ここに

D_{max} : 理論最大凍結深さ (cm)

F_{max} : 現地の最近10年間の最大凍結指数(-℃ days)

F_e : 現地を調査した年の凍結指数 (-℃ days)

表-2 セメントの規格

種 類		ポルトランドセメント (JISR 5210-1973)				高 炉 セ メ ン ト (JISR 5211-1973)			シリカセメント (JISR 5212-1973)			フライアッシュセメント (JISR 5213-1973)		
		普 通	早 強	超早強	中 庸 熱	A 種	B 種	C 種	A 種	B 種	C 種	A 種	B 種	C 種
試 験 項 目		2.500以上	3.300以上	4.000以上	2.500以上	3.000以上	3.000以上	3.000以上	3.000以上	3.000以上	3.000以上	2.500以上	2.500以上	2.500以上
比 表 面 積 (mf/g)		2.500以上	3.300以上	4.000以上	2.500以上	3.000以上	3.000以上	3.000以上	3.000以上	3.000以上	3.000以上	2.500以上	2.500以上	2.500以上
擬 結 始 終 発 結 (h)		60以後	45以後	45以後	60以後	60以後	60以後	60以後	60以後	60以後	60以後	60以後	60以後	60以後
安 定 性		10以内	10以内	10以内	10以内	10以内	10以内	10以内	10以内	10以内	10以内	10以内	10以内	10以内
安 定 性		良	良	良	良	良	良	良	良	良	良	良	良	良
圧 縮 強 さ (kg/cm ²)	1 日	—	65以上	130以上	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	3 日	70以上	130以上	200以上	50以上	70以上	60以上	50以上	70以上	60以上	50以上	70以上	60以上	50以上
	7 日	150以上	230以上	280以上	100以上	150以上	120以上	100以上	150以上	120以上	100以上	150以上	120以上	100以上
	28 日	300以上	330以上	250以上	230以上	300以上	290以上	280以上	300以上	260以上	210以上	300以上	260以上	210以上
水 加 熱 (cal/g)	7 日	—	—	—	70以下	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	28 日	—	—	—	83以下	—	—	—	—	—	—	—	—	—
酸化マグネシウム (%)		5.0以下	5.0以下	5.0以下	5.0以下	5.0以下	6.0以下	6.0以下	5.0以下	5.0以下	5.0以下	5.0以下	5.0以下	5.0以下
三酸化いおう (%)		3.0以下	3.5以下	4.5以下	3.0以下	3.5以下	4.0以下	4.5以下	3.0以下	3.0以下	3.0以下	3.0以下	3.0以下	3.0以下
強熱減量 (%)		3.0以下	3.0以下	3.0以下	3.0以下	3.0以下	3.0以下	3.0以下	3.0以下	—	—	3.0以下	—	—
けい酸三カルシウム		—	—	—	5.0以下	—	—	—	—	—	—	—	—	—
アルミン酸三カルシウム (%)		—	—	—	8 以下	—	—	—	—	—	—	—	—	—
高 スラッグの分量 (重量%)		—	—	—	—	30以下	30をこえ 60以下	60をこえ 70以下	—	—	—	—	—	—
シカリ質混合材の分量 (重量%)		—	—	—	—	—	—	—	10以下	10をこえ 20以下	20をこえ 30以下	—	—	—
フライアッシュの分量 (重量%)		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10以下	10をこえ 20以下	20をこえ 30以下

※ 安定性は煮沸方法による。

(2) 推定による方法

気温の測定データから凍結深さを推定するには次式を用いる。

$$Z = C \sqrt{F}$$

ここに Z : 凍結深さ C : 定数

F : 凍結指数 (°C days)

この値は、土の熱的定数、含水比、乾燥密度、凍結前後の地表温度などによって定まり、凍結指数にも影響される。わが国では一般に C の値は 3~5 程度である。

凍結深さを熱伝導論的に扱って計算しようとする幾つかの公式のうち、地盤に対する Aldrich の式を示せば次のとおりである。

$$Z = \lambda \sqrt{\frac{172.800 K F}{L}}$$

ここに Z : 凍結深さ (cm)

F : 凍結指数 (°C days)

K : 凍結時と未凍結時の平均熱伝導率 (cal/cm·sec, °C)

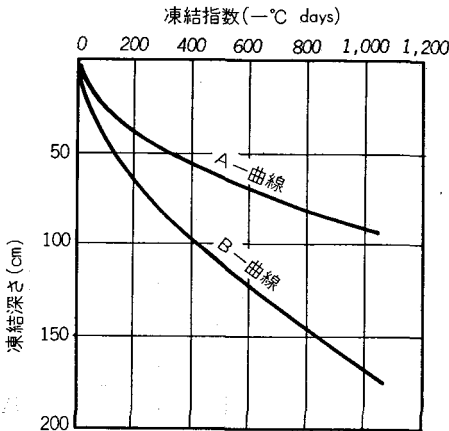
L : 融解潜熱 (cal/cm³), 地盤の含水比, 乾燥密度によってきまる

λ : 補正係数

上式より厳密な New wann の式を用いて、次の仮定のもとに C の値を求めたものが図 1 の A・B 両曲線である。

A 曲線の仮定は、常時除雪されている凍上性の土の地盤を対象にしており、その含水比は 50%, 乾燥密度は 1.2 g/cm³ である。

B 曲線の仮定は、常時除雪されている在来砂利道を対象にしており、すべて砂質土で構成され、その含水比は 15%, 乾燥密度は 1.8 g/cm³ である。



備考 A 曲線は凍上を起ししやすい均一な細粒材料の場合
B 曲線は凍上を起しにくい粗粒材料の場合

図-1 凍結指数と凍結深さとの関係

一般の凍結深さは、A と B 曲線の中間にある。図-1 において凍結指数としては最近10年間の最大値をとり、

これに対応する凍結深さを B 曲線から読み、これを理論最大凍結深さ D max とする。

5 置換深さ

置換深さの経験による算出方法は旧基準と同様であるが、凍結深さを実測による方法、または推定による方法で求めた値を用いて置換深さを求める場合、4 で求めた理論最大凍結深さを I, II 交通については 65%, III, IV 交通では 70% としている。この値は積雪地域での平均的なものであるから現地によっては、実状にそぐわない場合もありうる。この値はこの意味からいえば、それぞれおおむね 65%, おおむね 70% と解釈すべきであろう。

多くの凍上現場を調査したところによると、有害な地下水層は大部分凍結深さの 60% 以内の部分に発生していることが知られており、またこれだけの置換厚があれば、例えば路床に多少の地下水層が発生しても、不均斉凍上を平均化し、下層地盤の容積変化を吸収緩和することができると考えて上記の数値を決定したものである。

6 アスファルトの配合設計

アスファルトプラントは、最近舗装の事業量増大に伴って、仮設から常設へ移行しつつあり、昭和50年9月にはアスファルト混合所便覧(日本道路協会)がまとめられた。しかし、アスファルト混合物は従来から種類も極めて多種多様であり、次のような問題が起こっていた。

- (1) 多種類の混合物は、プラントでの作業効率の低下や材料損失を招く。
- (2) 混合物種類の切り替えに伴う配合ミスを起こしやすいたとも骨材粒度変動の原因になりやすい。
- (3) 良好な粒層の砂の入手難から旧基準の粒度範囲はずれるケースも少なくない。

この為、昭和48年第11回日本道路会議の特定課題「常設プラントにおけるアスファルト混合物製造上の問題点とその対策」においても問題が指摘され、昭和48年度に混合物配合の実態調査を行い混合物種類の統一化と配合設計の手法とについて検討を行い、最終的に表-3に示す13種類とした。

今回の改訂の主な点は次のとおりである。

- (1) 混合物を適用する地域を一般地域と積雪地域に分けた。
- (2) 混合物の用途を基層、表層、及び摩耗層に分類し更に摩耗層を耐摩耗用と滑り止め用に分類した。
- (3) 混合物の名称を開粒度、粗粒度、密粒度、及び細粒度アスファルトコンクリートとし、2.5mm ふるい通過量は、連続粒度の場合でそれぞれ 15~30%, 20~35%, 35~50%, 50%以上とした。従来の修正トベカ、及び耐摩耗トベカは細粒度に分類される。

表-3 加熱混合物の標準配合

用途	基層	一般地域						積雪地帯									
		表層				摩耗層		表層						摩耗層			
						すべり止め用								耐摩耗用 すべり止め用			
混合物の種類	①粗粒度 アスコン (20)	②密粒度 アスコン (20)	③密粒度 アスコン (13)	④細粒度 アスコン (13)	⑤密粒度 ギャップ アスコン (13)	○開粒度 アスコン (13)	⑤密粒度 ギャップ アスコン (13)	⑥細粒度 ギャップ アスコン (20F)	⑦密粒度 アスコン (13F)	⑧細粒度 ギャップ アスコン (13F)	⑨細粒度 アスコン (13F)	⑩密粒度 ギャップ アスコン (13F)	③密粒度 アスコン (13)	⑧細粒度 ギャップ アスコン (13F)	⑨細粒度 アスコン (13)	⑩密粒度 ギャップ アスコン (13F)	
仕上り厚 (cm)	4~6	5~6	4~5	3~5	3~5	3~4	3~4	5~6	4~5	4~5	3~4	3~5	4~5	3~4	3~4	3~4	
最大粒径 (mm)	20	20	13	13	13	13	13	20	13	13	13	13	13	13	13	13	
通過重量百分率 (%)	25	100	100					100									
	20	95-100	95-100	100	100	100	100	95-100	100	100	100	100	100	100	100	100	
	13	70-90	75-90	95-100	95-100	95-100	95-100	80-95	95-100	95-100	95-100	95-100	95-100	95-100	95-100	95-100	
	5	35-55	45-65	55-75	65-80	35-55	23-45	35-55	55-75	55-75	60-80	75-95	45-65	55-75	60-80	75-95	45-65
	2.5	20-35	35-50	35-50	50-65	30-45	15-30	30-45	45-65	35-50	45-65	65-80	30-45	35-50	45-65	65-80	30-45
	0.6	11-23	18-29	18-29	25-40	20-40	8-20	20-40	35-60	18-29	35-60	40-65	25-40	18-29	35-60	40-65	25-40
	0.3	5-16	10-21	10-21	12-27	15-30	4-15	15-30	20-45	12-21	20-45	20-45	20-40	10-21	20-45	20-45	20-40
	0.15	4-11	6-16	6-16	8-20	5-15	4-10	5-15	10-25	10-18	10-25	15-30	10-25	6-16	10-25	15-30	10-25
0.074	2-7	4-8	4-8	4-10	2-10	2-7	2-10	8-15	8-15	8-15	8-15	8-15	4-8	8-15	8-15	8-15	
アスファルト量 (%)	4.5-6.5	5-7	5-7	6-8	4.5-6.5	3.5-5.5	4.5-6.5	6-8	5.5-7.5	6-8	7.5-9.5	6.5-7.5	5-7	6-8	7.5-9.5	5.5-7.5	
アスファルト針入度								60-80									
								80-100									

※ 13-5mmの碎石の代りとして10-5mmの碎石を使用してもよい。

(4) 連続粒度のほかにギャップ粒度を取り入れた。ギャップ性は2.5~0.6mmの粒径部分が10%未満のものと解釈した。

(5) 積雪地域には0.074mmふるい通過量が8~15%と多いものを規定し、これを符号Fで区別した。これらの混合物は、耐摩耗性とする観点からアスファルト量は比較的多く、石粉量はその0.074mmふるい通過分とアスファルトとの重量比が、およそ1.35:1となるように決められた。

7 あとがき

今回の本基準の改訂は、「アスファルト舗装要綱」及び「簡易舗装要綱」の改訂に伴って行われたものであ

るが、設計基準全体の位置づけについては、今日、公共事業の技術基準がそれぞれの法令（河川法、道路法、海岸法等）に基づき制定されてきたことに伴ない、土地改良事業設計基準の制定に関する関係通達についても明確にする必要が生じてきた。

このため、今回の本基準の改訂に関して下記の方針でそれぞれ関連通達等を改訂する予定である。

- (1) 基本的な基準は訓令で規定する。
- (2) 基準の細目は事務次官通達とする。
- (3) 基準の細目の運用及びその他必要な事項は構造改善局長通達とする。

なお、本基準は昭和52年9月1日を改訂予定日としている。

研修会 開催のご案内

当研究会では昭和52年度の事業計画の一環として下記により研修会を開催しますので、多数ご参加下さるようご案内いたします。

記

1. 日 時 昭和52年11月30日（水） 9.30~12月2日（金） 12.00
2. 会 場 愛知県産業貿易館 名古屋市中区丸の内三丁目1-6 TEL 052(231)6351
3. 研修内容 河川管理施設等構造令を中心に、構造令から波及する諸問題（テキストとして「土地改良事業のための河川関係工作物設計の手引き」を使用します。）
4. 対象者 原則として国、県、公団、市町村等の係長、係員等の実務者で農業土木技術研究会々員
5. 定 員 100名程度（申込み順）
6. 参加費 3,000円（現地見学当日のバス代及び昼食代を含みテキスト代は含みません。）
7. 参加方法 参加希望者は葉書に住所、氏名、勤務先、職名、テキスト（土地改良事業のための河川関係工作物設計の手引き ¥1,600）の要否および第3日に出席する分科会名を記入のうえ、11月10日までに研究会事務局に申込んで下さい。参加決定者には受講票を返送しますのでそれを持参のうえ、11月30日 午前9時20分までに指定の場所（受講票で指示する）に集合して下さい。
8. プログラム 第1日 11月30日（水）現地見学 9.30-17.00
名古屋駅一犬山頭首工一濃尾用水第二期地区一馬飼頭首工一弥富揚水機場一名古屋市
第2日 12月1日（木）講演及び質疑応答 9.00-17.00
第3日 12月2日（金）ダム、頭首工及びポンプ場その他の分科会による討論会 9.00-12.00
9. その他 参加者の宿泊
参加者は下記宿泊施設を参考にして各自で手配して下さい。

分類	施設名	所在地	電話	料金	収容人員
連 合 会	名古屋共済会館	中区三の丸1-5-1	052(201)3326	1,500~(食事別)	118名
地方公務員	ちからまち会館	東区主税町4-26-1	052(932)3211	2,800~	49名
防 衛 庁	名古屋クラブ	東区大曾根町南1-26	052(936)4141	2,150~	24名
警 察	名城会館	北区城北新町1-6	052(981)5521	2,300~	32名
公立学校	王山会館	千種区覚王山通8-18	052(762)3151	1,400~(食事別)	84~140名
私立学校職員	愛知会館	東区赤萩町2-52	052(936)5171	1,900~(食事別)	150名
建設省	富士塚荘	東区泉一丁目19-2	052(962)9052	2,530~	25名

第三次全国総合開発計画(三全総)国土庁試案について

岡 本 芳 郎*

目 次

1. はじめに……………(78)	(1) 国土の管理に関する計画課題……………(81)
2. 計画の基本的目標……………(78)	(2) 国民生活の基盤に関する計画課題……………(83)
(1) 計画の基本的目標……………(78)	(3) 大都市及びその周辺地域に関する 計画課題……………(85)
(2) 計画方式の選択……………(79)	(4) 地方都市及び農山漁村に関する 計画課題……………(85)
3. 定住構想のフレーム……………(79)	(5) 国土利用の均衡を図るための基盤 整備に関する計画課題……………(86)
(1) 定住人口の増加と社会的変化……………(79)	6. 計画の実施……………(87)
(2) 生活様式と水準……………(80)	7. おわりに……………(87)
4. 定住構想……………(81)	
(1) 定住構想の役割……………(81)	
(2) 定住構想の圏域……………(81)	
5. 主要計画課題……………(81)	

1 はじめに

三全総国土庁試案は、新全国総合開発計画(新全総)の8項目にわたる総点検作業、21世紀展望、都道府県知事及び市町村長の意見等をふまえ、更に、三全総試案(50年12月4日 閣議報告)、昭和50年代前期経済計画(51年5月14日 閣議決定)、国土利用計画(全国計画)(51年5月18日 閣議決定)に沿って策定されたものである。

また、本試案は、52年8月に一応関係各省庁と調整を図ったものであるが、幹線交通体系の整備(新幹線、高速道路等)と、計画の実施の項については、調整未了のため今回は省略した。今後、これらの調整を図るとともに、国土総合開発審議会(国総審)の審議を経て、52年9月末には閣議決定される予定である。

したがって、本報文は、途中段階のものであるため、今後一部修正が生じることをお断りしておく。

以下その概要を示す。

2 計画の基本的目標

(1) 計画の基本的目標

1) 居住環境の総合的整備

狭い国土に、極めて高密度な経済社会を形成しているわが国において、大都市、地方都市、農山漁村それぞれが直面している諸問題、諸困難を克服し、長期にわたって国民の生活の充実と安定、安全を確保するためには、

人口と産業の大都市への集中から地方都市での集積という基調の定着、強化をはかり、国土資源の有限性を前提として偏在的な国土の利用を再編成しつつ、それぞれの地域において、自然的、社会的、歴史的条件に沿って、居住環境を総合的、計画的に整備することが必要である。

2) 国土の保全と利用

明治以降1世紀にわたる人口急増の過程でわが国の国土利用は激しく変化し、自然の許容限度を超えた開発や自然条件との対応を無視した国土の利用により、環境の破壊と喪失が進行し、災害の脅威を増大させる結果を招いている。また、農山漁村における過疎化は、国土の荒廃をもたらしている。

このような国土の現状に対処して、国民生活におけるうるおいの回復と安全と安定の確保を図るための国土の保全と利用が、国土総合開発の基本的課題となっている。

3) 経済社会の新しい変化への対応

わが国経済は、内外環境の変化により新しい段階へ移行しつつあり、この中で、国民の価値観や欲求は多様化し、多元化してきており、生活の質的充実、うるおいある生活環境が強く求められている。

また、資源有限性の認識の高まりとともに、エネルギー、食糧などがわが国の経済社会をとりまく国際環境は変化し、これに対応した国土利用の根本的な見直しが要請されている。

一方、土地、水、自然(緑)等国土資源の有限性の顕

* 国土庁計画調整局計画課

在化に対応して、国土利用の負荷の軽減を図る方策についても検討を求められている。

このような厳しい環境条件のもとで、人口は高齢化、都市化、高学歴化等の社会的変化を伴いつつなお増加を続け、これに対応した雇用の場の確保と生活基盤の整備が要請されている。また、経済社会の新しい変化に対応して、限られた社会資本の配分、民間資本の適切な誘導等が必要である。

これらの諸要請に対応して、超長期の展望に立ち、国民の安定した生活の基盤を開発整備する必要がある。

4) 計画の基本的目標

この計画の基本的目標は、限られた国土資源を前提として、地域特性を生かしつつ、歴史的、伝統的文化に根ざし、人間と自然との調和のとれた安定感のある健康で文化的な人間居住の総合的環境を計画的に整備することである。

この計画は、概ね、今後10ヶ年における基本的な整備目標を示すものである。

(2) 計画方式の選択

新全総においては、第一次全国総合開発計画における拠点開発方式をさらに充実させ、全国ネットワークと大規模開発プロジェクトにより、均衡ある国土利用を実現するという方式がとられた。同時に、生活圏を地域開発

の基礎単位として設定し、地域特性を生かした生活圏の整備・充実を図ろうとした。しかしながら、新しい生活圏の整備が立ち遅れたため、計画の目標を達成するに至っていない。

三全総においては、大都市への人口と産業の集中を抑制し、一方、地方を振興し、過密、過疎問題に対処しながら、全国土の利用の均衡を図りつつ、人間居住の総合的環境の形成を図るという方式（定住構想）を選択する必要がある。人間居住の総合的環境としては、自然環境、生活環境、生産環境が調和のとれたものでなければならない。また、居住の安定性を確保するためには、雇用の場の確保、住居および生活関連施設の整備、教育、文化、医療の水準の確保が基礎的な条件である。特に大都市圏と比較して定住人口の大幅な増加が予想される地方都市の生活環境の整備とその周辺農山漁村の環境整備が優先して図られなければならない。

3 定住構想のフレーム

(1) 定住人口の増加と社会的変化

わが国の定住人口は、過去1世紀の間、明治初年の約3,500万人から、昭和50年の約11,200万人へと約3倍強に増加した。今後は、その増加率が過去1世紀間の1/2程度まで低下するものの、昭和60年には約12,400万人、65

表一 人口関係諸指標
実数

	昭和25年	35年	40年	50年	60年	65年	75年
定住人口 (万人)	8,320	9,342	9,827	11,193	12,375	12,827	13,690
うち 0～14歳	2,943	2,087	2,517	2,719	2,943	2,847	2,877
15～24歳	1,629	1,763	1,992	1,699	1,716	1,882	1,940
25～44歳	2,092	2,678	3,008	3,677	3,677	3,569	3,456
45～64歳	1,245	1,559	1,693	2,209	2,848	3,138	3,511
65～84歳	401	516	593	846	1,119	1,292	1,755
85歳以上	10	19	25	46	72	99	152
義務教育該当年齢人口 (万人) (対定住人口比率) (%)	1,646 (19.8)	1,847 (19.8)	1,578 (16.1)	1,514 (13.5)	1,795 (14.5)	1,769 (13.8)	1,643 (12.0)
65歳以上の老年人口 (万人) (対定住人口比率) (%)	411 (4.9)	535 (5.7)	618 (6.3)	892 (8.0)	1,191 (9.6)	1,391 (10.8)	1,907 (13.9)
普通世帯数 (万世帯) (一世帯当たり人員) (人)	1,643 (4.97)	1,968 (4.54)	2,309 (4.05)	3,139 (3.44)	3,806 (3.19)	4,106 (3.07)	
人口集中地区人口 (万人) (対定住人口比率) (%)		4,083 (43.7)	4,726 (48.1)	6,382 (57.0)	7,994 (64.6)	8,633 (67.3)	9,788 (71.5)
高学歴者 (万人) (対18歳以上人口比率) (%)		407 (6.8)		1,078 (13.5)	1,642 (18.5)	2,011 (21.4)	2,841 (27.7)
労働力人口 (万人) (対15歳以上人口比率) (%)	3,631 (67.6)	4,401 (67.4)	4,829 (66.0)	5,438 (64.2)	5,859 (62.1)	6,107 (61.2)	62.25 (57.6)

年には12,800万人、75年には13,700万人へと増加する。特に人口の老齢化が急速に起こり、昭和25年には老年人口が5%程度であったものが、75年には14%程度まで増加する。

また定住人口の社会的変化は、普通世帯数、都市化(人口集中地区人口)、高学歴化、労働力人口の増加等いづれも急速に進むことになる。特に、人口集中地区人口(DID人口)は、昭和60年~65年には、定住人口の約

2/3以上を占めることになる。(表1)

(2) 生活様式と水準

今後、人口の増加、私的ストックの充実、社会的消費の拡大、余暇活動の充実など、より一層生活の豊かさを求める。しかし、国土資源の有限性、エネルギー制約、さらに経済成長等を考慮すれば、人々の欲求に対応するのは容易ではなく、生活様式と水準についても厳しい選択が必要となる。(表2)

表一2 生活様式と水準

	実 数				指 数			
	昭和40年	50年	60年	65年	昭和40年	50年	60年	65年
自由時間(1億人時)	1,873	2,245	2,626	2,762	83	100	117	123
年住宅ストック総数(万戸)	(43年) 2,559	(48年) 3,106	4,100	4,400	(43年) 82	(48年) 100	132	143
住宅延べ床面積(百万㎡)	(43年) 1,890	(48年) 2,400	3,400	3,800	(43年) 79	(48年) 100	142	157
1人当たり栄養供給量 熱量(cal)	2,408	2,467	2,590	2,640	98	100	105	107
蛋白質(g)	73.7	78.8	83.0	85.0	94	100	106	108
1人当たりエネルギー需要量 (石油換算: Kℓ)	1.80	3.49	5.3	6.2	52	100	152	177
1,000世帯当たり乗用車保有台数(台)	99	554	618~678	620~684	18	100	112~122	112~123
1人当たりレクリエーション回数(回)	—	(49年) 3.85	4.64	5.50	—	(49年) 100	121	143

(3) 経済の成長経路

1) 投資の規模と構成

安定成長経路のもとで可能となる累積総固定資本形成

は、昭和51~60年の10年間および51~65年の15年間でそれぞれ41~50年の10年間になされた累積総固定資本形成の1.8倍及び3.1倍程度となる。(表3)

表一3 投資の規模と構成

	実 数 (昭和50年価格 兆円)			指 数 (昭和41~50年=100)		
	昭和41~50年	51~60年	51~65年	昭和41~50年	51~60年	51~60年
累積総固定資本形成	368.6	660	1,140	100	179	310
うち民間企業設備投資	187.5	290	500	100	155	266
民間住宅投資	80.2	160	280	100	200	345
政府投資	100.9	210	370	100	206	365

(注) 国土庁の試算によるものであり、関係各省庁と調整中である。

2) 経済の規模と構成

安定成長経路の冠持を前提とすれば、昭和50~60年の実質経済成長率は年平均6%程度、60年以降はそれより低い成長率となる。

国民総生産(昭和50年価格)の規模は、昭和60年には260兆円程度、65年には320兆円程度となる。(表4)

3) 経済の成長経路をめぐる問題

土地、水等の国土資源の有限性、エネルギー・原材料の国際的需給関係の不安定性、エネルギーや基礎資材関連施設の立地環境等の制約条件が厳しくなっていること等の制約要因が今後さらに強まる場合には、実質経済成長率は計画の想定を下回り、累積総固定資本形成も計画

表一 4 経済の規模と構成

	昭和 40 年		50 年		60 年		65 年	
	実 数	構成比	実 数	構成比	実 数	構成比	実 数	構成比
国民総支出	64.7	100.0	145.3	100.0	260	100	320	100
個人消費支出	39.0	60.2	82.2	56.6	140	54	180	54
民間住宅投資	4.1	6.4	10.5	7.2	21	8	26	8
民間企業設備投資	8.1	12.5	20.6	14.2	37	14	45	14
政府投資	5.4	8.4	13.7	9.4	27	11	35	11

(注) 国土庁の試算によるものであり、関係各省庁と調整中である。

の想定より小さい規模となり、小さい投資額の範囲内で定住構想の基盤を整備せざるを得ないこととなる。

したがって、エネルギーや基礎資材の安定的供給に努めるとともに、産業構造の転換をはじめ、生産・生活を通ずる省資源、省エネルギーを推進するなど、国民各層の英知を結集して、各種の困難な制約を乗り越えていくことが要請されている。

4 定住構想

(1) 定住構想の役割

一人ひとりの生活様式や居住の選択が国土の利用や地域社会を形づくっており、その自由な活動をより創造的に発展させる基盤を国土の上に築きあげていく必要がある。このための定住構想を確立しなければならない。

定住構想は、第一に歴史的、伝統的文化に根ざし、自然環境、生活環境、生産環境の調和のとれた人間居住の総合的環境の形成を図り、第二に大都市への人口と産業の集中を抑制し、一方、地方を振興し、過密過疎に対処しながら新しい生活圏を確立することである。(表)

(2) 定住構想の圏域

生活圏の最も基本的な単位としては、世帯を形成しつつ住民の一人ひとりが日常生活を営んでいる身近な圏域があり、この圏域は、生活・生産を通じ地理的にも機能的にも密接な関係を保っている農村部の集落圏や、身近な環境保全の単位となる街区で、概ね 50~100 程度の世帯で形成されている圏域(居住区)である。全国はおよそ 30~50 万の居住区で構成されている。この居住区が複数で例えば、小学校区を単位とするひろがりを持ち、コミュニティ形成の基礎となっている圏域(定住区)を構成する。全国およそ 2~3 万の定住区で構成されている。この定住区が複合して定住圏を形成する。この定住圏は、都市・農山漁村を一体として、山地、平野部、海のひろがりを持つ圏域であり、全国はおよそ 200~300 の定住圏で構成される。

定住圏は、地域開発の基礎的な圏域であり、流域圏、

通勤・通学圏、広域生活圏として生活の基本的圏域であり、その適切な運営を図ることにより、住民一人ひとりの創造的な活動によって安定した国土の上に、総合的居住環境を形成することが可能となる。

5 主要計画課題

(1) 国土の管理に関する計画課題

1) 自然環境、歴史的環境の保全

国土の管理を視点とした自然環境の保全が重要となってきているので、自然特性及びその利用の態様に応じて国土を高地山岳地帯、農林業地域、都市等の中間地帯並びに海岸及び沿岸海域に区分し、自然条件が厳しく、自然の復元力も弱い高地山岳地帯では、原則として開発を抑制するなど、それぞれの地帯における自然環境の特性と相互の関連性をふまえて自然環境の保全を図る。

また歴史的環境の保全は、特定のものを保護、保存するということより、住民の自主的関心の高まりにより保全することが重要であるので、地域開発に発たっては、歴史的環境の保全は開発の価値を高めるものであるとの認識の上にとって再評価を行ない、その活用を図る。

2) 水系の総合的管理

都市化等開発の急速な進展は、流域の保水・保砂機能が低下し洪水等による被災の危険性の増大、過度の汚染物質の負荷、水循環系の短絡化等による陸水環境の悪化等を招いている。これらに対処して、安全でかつ安定した国土の確保を図るため、流域の特性により、①山地性流域、②平地・丘陵に富む流域、③平地性流域、④大都市圏流域、⑤小流域、⑥湖沼等の閉鎖水域を有する流域に分類し、以下の諸課題を流域特性に応じて戦略的に展開する。

①水系ごとに、流域の土地利用の可能性と限界にもとづき流域の適正な開発と保全の誘導を図ること。

②大流域については戦後最大洪水、中小流域については少なくとも 5 年ないし 10 年確率の洪水に耐え得るよう治山・治水施設の整備目標を確立すること。

表一5 定住人口

地域区分	昭和50年	定住人口(千人)			封鎖人口(千人)			封鎖人口との偏差率(%)		
		60年	65年	75年	60年	65年	75年	60年	65年	75年
北海道	5,338	6,040	6,430	7,540	6,089	6,393	6,923	△ 0.80	0.58	8.91
北関東	11,625	12,808	13,562	15,063	12,891	13,506	14,545	△ 0.64	0.41	3.56
東京圏	33,619	39,074	41,034	44,503	38,421	40,164	43,413	1.70	2.17	2.51
中部	27,039	31,240	32,559	34,912	31,067	32,473	35,111	0.56	0.26	△ 0.57
北陸	18,644	21,195	22,031	23,485	20,948	21,910	23,674	1.18	0.55	△ 0.80
近畿	2,914	3,274	3,421	3,662	3,235	3,368	3,608	1.21	1.57	1.50
大阪圏	21,231	23,790	24,756	21,542	24,050	25,120	27,131	△ 1.08	△ 1.45	△ 2.17
中国	15,696	17,232	17,805	18,913	17,896	18,701	20,233	△ 3.71	△ 4.79	△ 6.52
四国	7,366	8,133	8,443	8,941	8,150	8,473	9,056	△ 0.21	△ 0.35	△ 1.27
九州	4,040	4,298	4,395	4,514	4,455	4,634	4,934	△ 3.52	△ 5.16	△ 8.51
沖縄	12,417	13,708	14,244	15,074	13,824	14,487	15,616	△ 0.84	△ 1.68	△ 3.47
沖縄	1,042	1,089	1,108	1,136	1,176	1,259	1,424	△ 7.40	△ 11.99	△ 20.22
積み上げ推計		126,256	131,928	142,398						
全国推計	111,934	123,749	128,272	136,899						
全国推計との偏差率(%)		2.0	2.9	4.0						

資料：昭和50年値は国勢調査(20%速報)による

- 注：1 全国推計との偏差率=(積み上げ推計-全国推計)/全国推計(%)
- ：2 封鎖人口からの偏差率=(定住人口-封鎖人口)/封鎖人口(%)
- ：3 封鎖人口は昭和50年以降人口の社会増減がないとした場合の人口である。
- ：4 地域区分は以下による

北海道……北海道 東北……青森, 岩手, 宮城, 秋田, 山形, 福島, 新潟
 関東……茨城, 栃木, 群馬, 埼玉, 千葉, 東京, 神奈川, 山梨
 東京圏……埼玉, 千葉, 東京, 神奈川
 中部……富山, 石川, 福井, 長野, 岐阜, 静岡, 愛知, 三重, 滋賀
 北陸……富山, 石川, 福井
 近畿……福井, 三重, 滋賀, 京都, 大阪, 兵庫, 奈良, 和歌山
 大阪圏……京都, 大阪, 兵庫
 中国……鳥取, 島根, 岡山, 広島, 山口
 四国……徳島, 香川, 愛媛, 高知
 九州……福岡, 佐賀, 長崎, 熊本, 大分, 宮崎, 鹿児島
 沖縄……沖縄

③遊水池・保安林等山地保全施設, 都市域における現地貯留システムを整備すること。

④下水道の整備・浄化用水の導入等により, 劣悪化した陸水環境の改善を図ること。

⑤秩序ある地下水利用を図ること。

⑥災害危険性の周知, 土地利用の誘導・規制, 防災に対する意識の啓発に努めること。

⑦気象・水象等の観測予報施設を整備すること。

⑧流水管理施設群の総合的な整備を促進すること。

3) 水資源の保全と開発

巨大都市を中心として水資源の有限性が顕在化しつつあることから, 今後は水が流域のもつ有限な資源である

ことを再認識し, 水資源の保全, 開発, 有効利用の可能性を勘案した流域の開発を検討すべきである。

水資源の保全については, 流域のもつ特性に応じ, 国土保全, 自然環境保全の一環として, 質・量の両面にわたる保全の方策を講ずる。

水資源の開発は, 流域の水資源容量と水利用の現状に即し, 水源地域の振興策等を講じつつ, 原則として流域内における水資源の確保を目標として進める。しかし水資源の広域的運用を図らなければならない場合には, その運用について総合的な調整を図る必要がある。

また, 水資源の有限性にかんがみ, 水資源の有効利用は基本的な課題であり, その適正な配分を図りつつ, 既

得水利の有効適切な利用を含めて極力合理化を推進し、また下水処理水の再利用等水資源の多重利用の促進について検討するなど、節水型社会の形成に努める。

なお、将来渇水時における水需給のひっ迫が予想される地域等においては、水利調整制度の運用体制を準備しておく必要がある。

4) 森林資源の保全と培養

森林の有する木材の生産、国土の保全、水資源のかん養等の多面的機能を総合的かつ高度に発揮していくため、森林資源の整備と林道網の整備を計画的に進める。また、治山施設の整備や保安林の拡充を図る。さらに、森林の適正な管理・経営のために、林業生産活動の計画化、組織化、林産物の加工・流通の合理化等林業生産体制の整備を進めるとともに、森林管理の担い手を確保する観点から生活環境の整備を含め山林地域の総合的な振興を図る。

5) 沿岸域の保全と開発

新しい利用空間としての期待の高まりの中で、保全と利用の調整、利用形態間の競合等の課題を抱える海域及び海岸は、陸域と一体的に沿岸域として把える必要があり、今後、海域浄化対策の推進、自然環境の創造、利用の調整と適正化、海岸保全事業の推進、研究開発、調査及び保全と利用の基本的な計画についての検討を進めながら自然的特性を重視し、以下のような沿岸域別に保全と利用の方向を探る必要がある。

①外海に面する沿岸域は、気象、海象条件が厳しく、比較的低利用にある海岸段丘、遠浅海岸、低湿地等が残されており、島嶼を含め今後の利用の可能性は大きい。

②開口性の湾域は、外海に比して気象、海象条件の厳しさが少なく、今後多面的利用を図ることが可能である。北海道、九州等に多く、均衡ある国土利用を図るために重要な沿岸域である。

③内海及び閉鎖性内湾は、自然条件上利用し易く、かつ稠密に利用されているところが多いが、閉鎖的であるため、保全に十分な配慮をするとともに沿岸防災対策等の推進が必要である。

6) 大気環境の保全

土地、水などとともに自然の系を構成する一要素である大気を清浄な状態に保全し、管理することは、人間の健康を保護し快適な生活環境を確保するうえで、また動植物の正常な生育を確保し、生態系を保つ上で大きな課題となってきた。

このため、広域的な大気の流れや下層大気中における風と気温の立体分布等についての調査研究を基礎として、大気の保全と管理に関する体系的な施策の確立を図る必要がある。

(2) 国民生活の基盤に関する計画課題

1) 住宅及び生活環境の整備

今後、更に増大する居住水準向上への欲求及び世帯数の増加に対処するため、住宅需要と緊急度に応じた的確な住宅供欲を図る。

新市街地については、基本的な施設の整備を計画的・効率的に行うとともに、既存の市街地についても安全で快適な住環境の形成を図る。

住宅・宅地の供給目標は、昭和51年度から60年度までの10年間に、新たにおよそ1,700万戸の住宅建設が必要と見込まれ、これに伴っておよそ13万haの新規宅地が必要となる。また、65年までの15年間にはそれぞれおよそ2,500万戸、19万haが必要となる。

2) 食糧資源の確保

(ア)食糧自給力の向上を図るため、長期の食糧需給の見通しを基礎に、農用地及び漁場の整備と高度利用を進め、国内生産体制の整備を図る。(表6)

(イ)今後の地域別発展方向としては、

①北海道、東北、北陸地方については、大家畜畜産、畑作、稲作等を主体に、規模の大きい高生産性農業を確立し、わが国における主要な食糧供給基地としての整備を進める。このため、10万ha余りの国有林野の開発可能地や低位利用地等を活用して、根釧、天北、北上・北岩手、出羽丘陵、阿武隈等で大規模草地開発を行う。

②関東、東山、東海、近畿及び中国地方については、大消費地への生鮮食料品を中心とした供給基地としての整備を進める。このため、都市的土地利用との計画的調整を図りつつ、野菜、果実、中小家畜等の生産の振興を図る。

③九州及び四国地方については、大家畜畜産、稲作、畑作のほか、温暖な気象条件を生かした作目の生産振興を図り、総合的食糧供給基地としての整備を進める。

④沖縄地方については、土地利用の計画的調整を進め、亜熱帯性気候条件を生かした近代的農業経営を確立するための基盤整備等を推進する。

(ウ)また、農地、水等農業生産に不可欠な資源の整備と、その有効利用を図るため、必要となる農地について、高能率農業の展開及び高度利用のための圃場条件の計画的整備を図る。また、農地造成を積極的に推進するため用地の先行取得制度、建売農場制度の拡充、国有林野等の活用、農林地一体開発等により現行事業制度を強化・拡充し、その積極的推進を図るほか、小規模農地開発の推進、干拓の見直し等を行う。

農業用水については、水田の圃場整備の推進による排水条件の改良、畑地かんがいの推進等により需要の増大が見込まれるため、これに対応した水源の開発及び農業用水施設の新設改良を推進する。

(エ)更に、意欲ある農業生産の担い手を確保するため、農外からの新規参入を含む農業後継者を確保し、中核的担い手の規模拡大と地域農業の組織化を推進する。この

表一 6 農産物自給率，農用地面積等の目標水準

		50年度	60年度	65年度	60/50	65/50
食用農産物総合自給率 (%)		74	75	75	101.4	101.4
穀物自給率 (%)		43	37	37	86.0	86.0
主食用穀物自給率 (%)		76	73	73	96.1	96.1
主要農産物自給率 (%)	米	110	100	100	90.9	90.9
	野菜	99	100	100	101.1	101.1
	果実	84	84	84	100.0	100.0
	鶏卵	97	100	100	103.1	103.1
	肉類(除鯨肉)	76	86	86	113.2	113.2
	牛乳・乳製品	82	94	94	114.6	114.6
	砂糖	15	28	28	186.7	186.7
	小麦	4	9	9	225.0	225.0
	大・はだか麦	10	36	36	360.0	360.0
大豆(含、搾油用等)	4	9	9	225.0	225.0	
(1) 一人一日当量	熱量 (cal)	2,467	2,593	2,637	105.1	106.9
	(うちでん粉質) (cal)	(1,283)	(1,203)	(1,188)	(93.8)	(92.6)
	蛋白質 (g)	78.8	83.3	84.7	105.7	107.5
	(うち動物質) (g)	(34.9)	(40.4)	(42.3)	(115.8)	(121.2)
	脂質 (g)	59.4	70.0	74.0	117.8	124.6
(2) 家畜飼養頭数(2月1日現在)	乳用牛 (千頭)	1,787	2,567	2,728	143.6	152.7
	肉用牛 (千頭)	1,857	3,305	3,802	178.0	204.7
	豚 (千頭)	7,684	11,790	13,432	153.4	174.8
	探卵鶏 (千羽)	154,504	192,204	195,750	124.4	126.7
	ブロイラー (千羽)	87,659	102,500	118,387	116.9	135.1
延作付面積 (千ha)		5,755	6,684	6,930	116.1	120.4
耕地面積	水田 (千ha)	3,171	2,902	2,790	91.5	88.0
	畑 (〃)	2,402	2,944	3,130	122.6	130.3
	耕地計 (〃)	5,572	5,846	5,920	104.9	106.2
耕地利用率 (%)		103.3	114.3	117.1	110.6	113.4

(資料) 農林省「食料需給表」, 「作物統計」, 「家畜基本調査」, 「農産物の需要と生産の長期見通し」

(注) 1. 50年度は速報値による実績, 60年度は「農産物の需要と生産の長期見通し」による。

65年度は品目別自給率を60年度水準横ばいとして試算したものである。

2. 耕地利用率 = $\frac{\text{延作付面積}}{\text{耕地面積}}$

ため, 中核的担い手を中心として, 総合的土地利用計画のもとで, 必要な生産・環境条件の整備を進めることとし, この観点から, 新たな農業構造改善対策を計画的に実施する。

(4) 水産業については, 200海里漁業水域時代に即応して, 沿岸漁場整備開発事業を計画的に推進するとともに, 種苗供給センターを計画的に配置する。また特定の海域における漁業総合開発利用及び海洋牧場について検討する。更に, 沿岸海域に限らずその沖合にかけての海域については, 資源状態を的確には握するためのシステムの整備と指導体制の充実を図る。また, 多獲性魚を原

料とした新しい加工食品等の開発やおきあみのすり身化等による利用拡大を図る。更に, 漁港の整備を計画的に推進する。

3) エネルギー資源の確保

エネルギーの安定供給は, 国民生活の向上, 経済の安定成長のための必要不可欠な前提条件であるが, 海外, 国内の情勢からみて今後一層制約が強まるものと考えられる。このため, 省エネルギー対策, 代替エネルギーの開発, 利用等を推進するとともに, 経済政策等との調整, 環境保全, 地域社会との調和を図りつつ, 国民的合意を形成しつつ, エネルギー立地の促進を図る。

石油供給力については、東京湾・瀬戸内海地域への集中的立地を解消するため、とくに西日本地域での石油供給基地の体系的・計画的な建設整備を急ぐとともに、東日本の需要の増に対応するため、苫小枝東部、むつ小川原等に新たな供給基地を整備する。

(3) 大都市及びその周辺地域に関する計画課題

東京・大阪両巨大都市圏では、人口及び中枢管理機能を中心とした諸機能の集中により、都市構造の歪み、住環境の悪化、公害等環境問題の発生、防災性の低下など、様々な問題を引き起している。このため、大都市に居住するすべての人々が安全かつ安定した生活を営むことが出来るよう、①防災性の向上、②諸機能の再配置、③都市交通のための施設整備、④公害の防止、⑤住環境の整備、⑥人口急増地域対策、⑦都市地域における居住環境の整備、⑧大都市の限界性への対応などを推進する。

(4) 地方都市及び農山漁村に関する計画課題

1) 地方における定住圏の確立

定住圏の総合的整備のため、恵まれた自然環境及び歴史的環境を保全し、日常的に自然を享受しつつ、地域の特性と、独自性を生かした個性豊かな生活ができるよう新たな魅力を創出する。また、教育・文化・医療などの機能を強化するとともに、交通通信体系の整備により、圏域内において、これらのサービスの均等化を図り、更に、農山漁村の生活環境施設などの整備を推進する。こうして、地方都市、農山漁村を一体とした定住圏が形成される。

2) 地方都市における総合的環境の整備

魅力ある地方都市の総合的整備にあたっては、都市規模や人口増加の傾向に従い、各都市ごとの地域特性を生かした整備を行うものとし、自然の美しさを備えた都市、伝統文化を保存した都市や学園都市、インダストリアルパークとしての工業都市、流通または港湾都市の如く、特色のある都市が形成されることが必要である。

このため、地方都市の総合環境の整備のため、以下の課題の調和ある達成をめざすものとする。

①自然環境や歴史的環境の保全・整備を行い、個性豊かな魅力ある環境を創出する。

②自動車交通の増大に対処して、バイパスや駐車場の整備を行う。

③教育・研究施設や図書館、博物館の文化施設を整備し、地域の教育・文化水準の向上を図る。

④地域医療体制の整備を図る。

⑤地場産業を育成強化するとともに、新規工業の積極的導入を図る。

⑥市街化の進展に対応して、生活関連施設の整備を行う。

⑦モータリゼーションに対応した道路網、都市高速鉄道等の整備を進めるとともに、新交通システムについて

検討する。

⑧以上のほか、レクリエーション、スポーツ施設の整備及び公害の防止等を図る。

このような地方都市の整備に当たっては、弱体化しつつある地方行財政を整備するとともに、行政事務の配分、許認可権限、財源配分のあり方等において再検討し、定住圏整備における市町村の主体性を確立する。

また個性ある都市づくりのために、生活基盤の整備に重点をおいた総合環境整備のための財政措置について検討を行う必要がある。

3) 農山漁村における総合的環境の整備

(ア)農山漁村地域は、国民の食糧や木材の供給、国土の保全、管理された自然の維持培養などの機能を有していると同時に、定住圏の大部分を占め、国民の居住空間としても重要な役割を担う空間である。このため、農山漁村地域住民が安んじて定住し得るよう、その生活環境、生産基盤、就業機会などの定住のための基礎的条件を整備改善し、若い人々にも魅力ある健全な地域社会の形成を図る。

(イ)生活環境の整備は、農山漁村の日常生活の拠点である集落について、日常生活のために基本的な集落内道路、上水道、排水施設等の整備を図ることを基本とし、定住区では、区域住民共通の施設として、小学校、公民館、運動広場等の整備を図る。更に、定住圏の中心都市における医療、教育、文化等の機能をライフサイクルに応じて実際に享受できるようにサービスネットワークの整備を図る。

また、豪雪地帯については、特に除雪、防雪対策を強化する。

(ウ)類型別農山漁村の総合的整備の基本方向としては、①都市化の影響を強く受け、非農家の増加、混住化、兼業化が進展している都市周辺農村地域、②農山漁村集落の大部分を占め、農業生産の中核を担う農村地域（この地域はその立地条件より、人口の増加傾向にある兼業的集落地域と、人口の減少傾向にある専門的集落地域に分類した）。③人口の減少が続いている山村地域、④集密居状態の集落が多く、その居住環境の整備が立ち遅れている漁村地域に区分し、それぞれについて生活環境と生産基盤の総合的整備を推進する。（表7）

(エ)離島の総合的振興のため、架橋や港湾、空港等の交通通信施設の整備とあわせて、農林漁業をはじめとした産業基盤の整備、技術の指導普及等により地域産業の振興を図る。さらに、国土保全施設や厚生、文化、医療等社会生活環境施設の整備等を図る。

(オ)低位利用森林地域の振興のため、林業、林産業を基本とし、農業、レクリエーションを含め総合的な地域振興施策を進める。

表一 7 類型別農山漁村の総合的整備の基本的方向

現 況	整 備 方 向	計 画 目 標
集 落 類 型 —日常の生産・生活の拠点—	→	定住区単位に計画 —地域住民の共通の生活の場として—
I 都市周辺農村地域 ①著るしい人口増加と兼業化の進展 ②土地利用の混乱 ③都市化が農業へ悪影響	→	I 都市近郊型農村整備 ①都市と均衡のとれた健全な関係の育成 ②生鮮食料品の生産 ③都市化に対応した生活環境の整備
II 農 村 地 域 農業的土地利用が行われている農業生 産の中核地域 (兼業的集落地域) ①自然的社会的条件に恵まれ人口が定着 ②農家非農家半々の混生社会 (専業的集落地域) ①若年層を主体に人口流出 ②農家が大部分を占める専任社会	→	II 総 合 型 整 備 ①都市と農村の有機的関連 ②地域農業の組織化による農業振興 ③人口増加に対応した計画的土地利用調整 ④生活環境の整備 ⑤混住化に対応した農村コミュニティの育成 ⑥利便の確保と就業機会の改善
III 山 村 地 域 ①人口減少と高齢化 ②農地の耕作放棄と森林管理の停滞 ③低位利用にある旧薪炭林地	→	III 農 業 専 業 型 整 備 ①高生産性農業のための基盤整備 ②規模拡大のための農用地開発 ③生活環境の整備 ④利便の確保
IV 漁 村 地 域 ①集密居集落が多く環境は劣悪 ②漁場環境の悪化	→	IV 山村総合型整備 ①農林業生産基盤の整備 ②旧薪炭林地の総合的活用 ③特に遅れている生活関連施設の整備 ④利便の確保と就業機会の改善 ⑤集落の移転統合
	→	V 漁 村 型 整 備 ①沿岸漁場と漁港の整備 ②居住環境の整備 ③海浜のレクリエーション等への活用

(5) 国土利用の均衡を図るための基盤整備に関する
計画課題

1) 定住構想の基礎

定住構想の実現を図るためには、地域特性を生かしつつ、それぞれの定住圏において総合的居住環境の整備を進めることが基本的課題であるが、これにあわせて定住圏の一つ一つが結合され、相互に補完しつつ、一つの国土として機能し発展しうるよう諸機能の適正配置、相互の連結の強化を図るとともに、地方における定住圏確立のため、質的な居住環境水準の向上を図ることにより、定住構想の基礎を固めなければならない。

このため、特色ある定住圏の整備のための努力が進められる一方で、国土利用の均衡を図るという視点に立って、教育・文化・医療等の機能の地域的な適正配置及び工業の再配置を進め、幹線交通通信網を整備するものとし、更に、北海道・東北地域、日本海沿岸地域、南九州・沖縄地域における地域課題に積極的に対処するものと

する。

2) 教育・文化・医療施設の適正配置

現在、教育、文化、医療等の高次の機能は、著しく大都市に集中しており、総体として、質的・量的に大きな地域格差を形成している。これらの地域格差が大都市においては、若年層の大都市集中の一因となり、地方においては、地域の魅力を対比的に減殺し、定住条件を低下させている。したがって、高度の教育、文化、医療施設の地域的に適正な配置を図ることにより、各地域の社会的・文化的水準を向上して若年層等の地方での定住の基盤を形成する必要がある。

3) 工業再配置と基盤整備

工業立地は次第に地方に移動しつつあるものの、基礎資源型工業の立地は依然として大平洋ベルト地帯に集中し、大都市地域における過密問題を深刻にし、東京湾、瀬戸内海等における開発の限界性を顕著なものとしている一方、雇用機会に恵まれず、過疎問題に悩む地域も広

く残されている。このため、地域社会との調和を図り、定住構想の目標を基本として、工業の立地動向、立地条件などに即しつつ、地域別の工業再配置の目標を設定して、その推進を図る。

この場合、東京圏、大阪圏における工業開発の抑制、北海道、東北、九州などの地域における工業開発を促進する。このため、工業用地、用水の確保、輸送施設の整備等、基盤整備を図る。

4) 交通通信体系の整備
調整中のため略。

5) 北海道・東北地域の構想

北海道・東北地域は、総面積、平地面積及び水資源賦存量において全国の4割を占めているが、人口は全国人口の15%であるなど経済社会活動は国土資源からみて低い水準にある。今後、人と国土との安定的なバランスを長期にわたり確保するためには、国土資源に恵まれ人口容量に大きなゆとりある北海道・東北地域に定住の場を拡大していく必要がある。

このため、うるおいと独創性のある地域づくりを進めることとし、地域の環境に適合した都市及び農山漁村の整備、食糧及び木材の主要な供給基地としての整備、大規模工業基地の建設を含む工業生産の発展、札幌、仙台の都市機能の整備、北海道・東北地域の国際性の向上及び交通通信ネットワークの整備を推進する。

6) 日本海沿岸地域・南九州・沖縄の課題

これらの地域は、地理的条件、気象条件、歴史的条件等により、総合的居住環境を整備するに当って特段の配慮を必要とする。

日本海沿岸地域においては、大平洋岸の地域への依存から脱却して、独自の発展の経路を求めめる必要がある。このため、冬期の厳しい自然条件に留意しつつ、地方都市の整備と雇用機会の確保、地域の一体性を確保するための交通体系の整備、過疎化の著しい地域における総合的環境の整備を進める。

南九州においては、すぐれた自然環境の保全と特殊土壌対策を進めつつ、農林水産業、工業等の振興を図るとともに、総合的居住環境の整備を図る。また大隅地域の振興を図る。

沖縄においては、本土復帰の混乱をのりこえて、自立的発展の基礎を整備していくための努力が必要であり、特に水資源の開発、土地の高度利用の推進と米軍施設の早期縮小、交通通信体系の整備が必要である。

6 計画の実施

調整中のため略。

7 おわりに

この計画は、長期的視点から国土総合開発の基本的方向を明らかにし、この基本的方向に沿って国民生活の共通の基盤を計画的に整備するための施設整備の目標を示す全国総合開発の基本計画であるが、各種の個別事業計画の具体化に当たっては、住民の意向の反映、計画調査や環境影響評価、内外諸情勢の変化、地価の高騰等の土地問題の発生、制度改正等に十分対処していかなければならないとしている。

河 川 協 議

—水利権取得の事例紹介と解説（その2）—

川 又 政 罔* 萩 原 恒 躬*
千 賀 裕 太 郎* 大 尾 峰 雄*

はじめに

わが国の経済が、昭和48年のオイルショックを一つの契機として高成長から安定成長基調へと転換されつつあるとはいえ、水資源の都市的需要の増大が今後全く停止するとの見方は当たらないようである。なるほど都市用水のうち工業用水の需要の伸びがストップし、ダム等の建設に対する負担金の徴収に苦慮している県もあると聞くが、上水は、水道整備率の向上、水洗便所、洗車等生活様式の変化、都市人口の自然増等を要因として依然として需要の増加が見込まれている。

こうした都市用水の需要増に対する供給は、最近のダム開発コストの上昇、補償交渉の難航等から必ずしも円滑とはいえず、このため主として都市化の著しい地域で農業用水の転用が求められるところとなっている。

昭和50年5月行政管理庁は、「水資源の利用に関する行政監察の結果」を公表して“都市化に伴う余剰農業用水の利活用”を促進するよう勧告し、これに対し農林省は農業用水合理化対策事業等を通じてこれに積極的に取り組む旨の回答を行っている。

一方、会計検査院からも、同年1月に行われた検査において、「都市化等により受益面積が大幅に減少している地区の用水について」として水利権の転用、土地改良事業の経済効果、水利施設への過大投資等が指摘された。いわゆる国、県営土地改良事業では、われわれは施設が造成され水利権が取得されると、それをもって当該地区への行政庁の責任は了したという考えに陥りがちであるが、農民による施設管理の段階に移行した後においても、施設の管理及び水利利用が適正に行われているかに引き続き気を配る必要がある。とくに経済・社会の変動期にあっては、計画、建設及び管理が三位一体となって企画、遂行されねばならないことを、あらためて示唆しているように思われる。

ここで紹介する2地区は、いわゆる水利権転用の事例である。昭和48年度以降に処分された水利権転用の主な地区を例示すれば、葛西用水（利根川）、赤岩堰（渡良瀬

川）、加茂川合同堰（吉井川水系加茂川、津山東部地区）、七社頭首工（芦田川水系芦田川）、鏡川用水（利根川水系鏡川）などであるが、このうち、加茂川合同堰は県営農業用水合理化対策事業による最初の水利権転用処分地区であり、また鏡川用水は、国営事業完了地区の水利権転用の事例である。後述のように鏡川地区は法手続を経ることなく事実上の水利権転用の進行が明らかとなり、このたび事後処理を完了したものであるが、水資源の有効利用を正しい手続きで行ってゆくうえでの教訓とすべき地区と見ることができよう。

I 津山東部地区（一級河川、吉井川水系加茂川）

1 概要

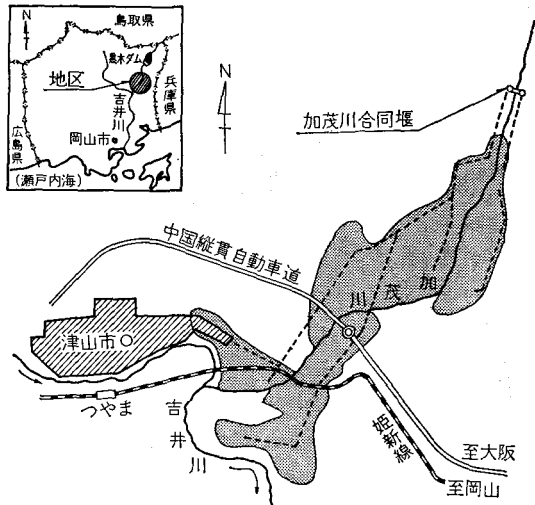
本地区は岡山県の東北部に位置し、中国山脈を水源とした吉井川支川加茂川沿岸の細長い耕地地帯である。

この地域の農業用水は、慣行水利として加茂川を水源に三つの井堰によりかんがいを行っているが、その中の加茂川合同堰（旧堰）及び大井手堰掛りについては津山市街地近郊の都市化の影響が著しく、628haのうち現在まで86.4haの農地が転用されている現状である。営農形態は従来の米麦中心から野菜を取り入れた都市近郊型農業へと移行しつつあり、農業用水施設を整備すると共に生産体制の根本的改善を行う必要がある。このため、昭和48年度から開始された農業用水合理化対策事業（全国で現在実施中の地区は5地区である。）によって農業基盤の整備を図るものである。

事業の内容は、合同堰及び大井手堰を合口し、既設水路のパイプライン化により用排水の分離を行い、田畑輪換を可能ならしめると共に高収益性の果菜類を導入して大型野菜生産団地を形成しようとするものである。また、これらの事業によって生まれる転用農地分の潜在的余剰水（最大0.261㎥/S）は、近時人口増等により逼迫している津山市上水道に分与することにより、地域社会の発展に資するものである。

なお、本事業に伴う水道用水との費用負担割合は、図—2のとおりとなっている。

* 農林省構造改善局企画調整室



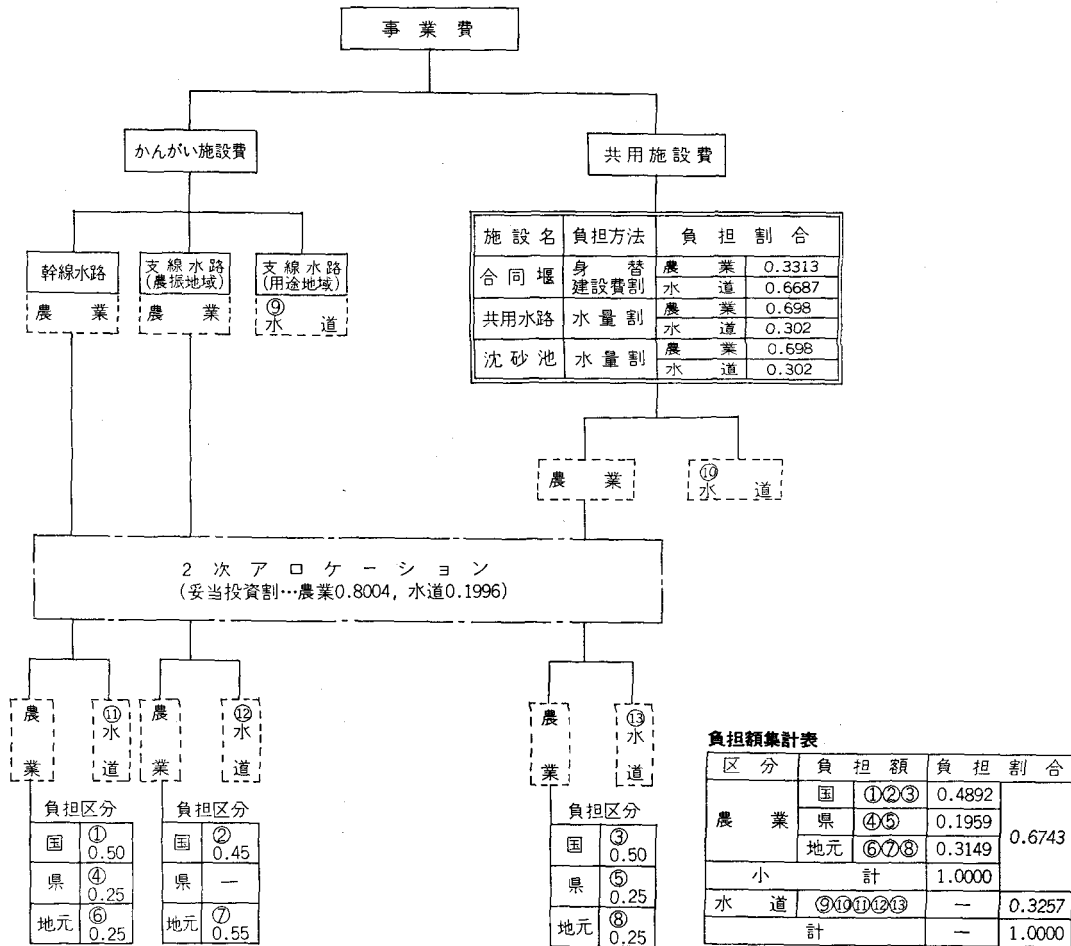
図一 津山東部地区概要図

2 水利権協議の経緯

水利権協議の経緯をまとめれば、表一のとおりである。

表一

年月日	項目	協議先	内容
48.1.12	予備協議	県農林部→ { 県土木 工事事務所	
48.10.23	許可申請	知事→建設大臣	河川法第23条, 24条, 26条, 55条1項の許可申請(変更)
50.12.8	35条協議	建設大臣→農林大臣	回答(51.9.29)
51.9.29	許可	建設大臣→知事	水利権の確定(水利使用の許可)



図二

3 水利権の内容

(1) 水利使用規則の内容を抜粋すると次のとおりである。

第3条(取水量等)取水量は、次の表のとおりとする。

区分	期間		かんがい期	
	しろかき期	かんがい期	かんがい期	かんがい期
	6月15日から 6月24日まで	6月25日から 9月22日まで	9月23日から 11月30日まで 及び翌年4月 1日から 6月14日まで	
最大取水量	1.824m ³ /S	1.716m ³ /S	0.231m ³ /S	
一日最大 取水量	152,928m ³	140,832m ³	13,306m ³	
総取水量	13,733,000m ³			

前項の取水量を確保するため、黒木ダムによる流水の貯留が利用されるものとする。

第11条(管理規程)水利使用者は、堰を取水の用に供しようとするときは、あらかじめ堰の操作の方法その他管理について管理規程を定め、河川管理者の承認を受けなければならない。これを変更しようとするときも、同様とする。

(2) 使用水量の算出根拠は、次のとおりである。

① 受益面積

水田 301.6ha
 輪換田 120.0ha
 輪換畑 120.0ha
 計 541.6ha(転用前 628ha)

② 単位用水量及び消費水量

表-2

(単位: mm)

区分	土質区分	期間										
		4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月			
		(代かき) (活着・分けつ) (出・開) (幼・形) (登熟) 6/15~24 6/25~8/3 8/4~9/2 9/3~7/9/8~22										
水田及び輪換田 421.6ha	埴壤土(150.9ha)	—	—	22	14	19	14	—	—	—	—	—
	壤土(30.4ha)	—	—	25	18	22	18	—	—	—	—	—
	砂壤土(240.3ha)	—	—	31	24	27	25	—	—	—	—	—
輪換畑	120ha	1.8	3.0	3.8	4.5	6.0	5.3	3.8	3.5	—	—	—

③ 水源計画

加茂川上流支川倉見川に築造されている黒木ダム(県営農業ダム、重力式コンクリートダム、堤高53.5m、堤

長193m、総貯水量6,000千m³)により補給を受けている。

④ 水利権パターン水量と合理化水量

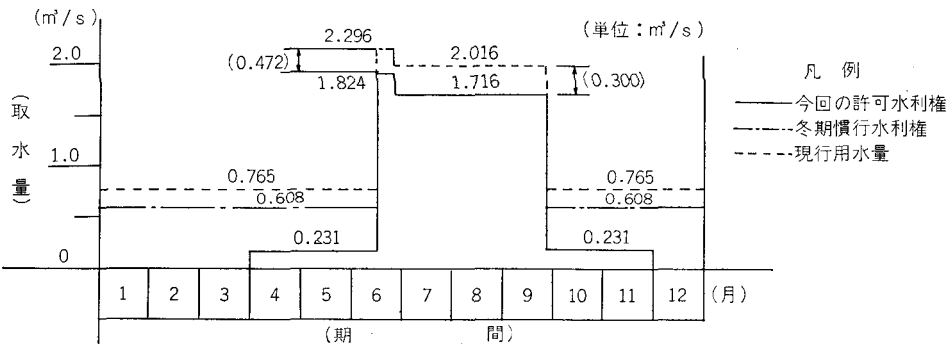


図-3

図一3のように従来水利権を変更し、津山市の水道用水に転用するものである。同図によると堰地点では代かき期0.472 m^3/S 、普通期は0.300 m^3/S が農業用水の減少量となっている。但しこれは別期パターン水量の最大値の差であり、実際の転用後の農業必要水量を基に黒木ダムの水収支を行って算出された水道の転用可能量は、最大0.261 m^3/S になっている。この場合のダムの容量配分は、表一3のとおりである。

なお、農業必要水量には有効雨量を考慮していない。一方、冬期における水道用水は自流入水となっている。

表一3 (単位：千 m^3)

区 分	転 用 前	転 用 後
防 災	2,850	2,850
農業水利(本地区を含む)	1,275	1,119(農業) 156(水道)
開拓(県営農地開発)	950	950
発 電	(5,075)	(5,075)
堆 砂	925	925
総 貯 水 量	6,000	6,000

4 解 説

本地区の河川協議において主に問題になった事項について解説すると、次のとおりである。

(1) 冬期用水について

冬期用水は、畑かん用水及び農業用水路の維持用水等を目的に、慣行水利権に基づくものとして取水実態を考慮のうえ夏期取水量の三分の一の取水(0.608 m^3/S)を申請した。

これに対し、河川管理者は畑作用水はその目的も明らかで黒木ダムの補給を受けているので認めるが、維持用水0.377 m^3/S (9月23日～11月30日、4月1日～6月14日)及び0.608 m^3/S (12月1日～3月30日)については農業用の使用目的が明らかでなく、黒木ダムにおいてもその位置づけが明らかでないことを理由に、水利使用規則に表示しない意向を示してきた。

申請者は、冬期の取水は慣行水利権であること、及び新設される合同堰には黒木ダムで行うピーク発電に対する逆調整能力(容量100,000 m^3)があり流況は改善され、堰地点で義務放流(下流の既得水利0.75 m^3/S)を行ってもなおかつ、河川自流のみで冬期用水は確保できることを主張した。

この結果、水利使用規則の中に申請どおりの量を表示するまでには至らなかったが、河川管理者は従来慣行水利権は堰の管理規程の中で認めるとし、「河川協議議事録」(51.7.15)においてこの内容が確約されることとなった。

なお、本地区の用水路はパイプラインとして新設されたものであり、これまでの既設用水路は排水路として今後管理されるもので、冬期維持用水は主として排水路の維持のため必要なものである。

(2) 総取水量の表示について

総取水量の表示は、「覚書」の2(農業用水合理化事業に係るもの)に該当するため行われたものである。ここで表示された総取水量は、有効雨量を控除しない必要水量の積算値であり、これは黒木ダムにおける当地区計算方式が踏襲されたものである。

(3) 堰の嵩上げによる水源開発について

計画に基づく水道の必要水量は、合理化事業によって生み出される量0.261 m^3/S (22,500 $\text{m}^3/\text{日}$)と合同堰の嵩上げ(+2.4m)による開発量0.029 m^3/S (2,500 $\text{m}^3/\text{日}$)の計0.290 m^3/S (25,000 $\text{m}^3/\text{日}$)であるが、河川管理者はこのうち堰の嵩上げによって水源を開発することには問題があるとして難色を示し、黒木ダムに依存するよう要求してきた。

これに対し、事業者は黒木ダムにはこれ以上余裕はないことを説明すると共に、農業の用水路は全てパイプラインのため水頭を確保する必要があること、また黒木ダムにおけるピーク発電のための逆調整が必要であること等を理由に堰の嵩上げの必要性を主張し、了承されたものである。

II 鍋川地区(一級河川、利根川水系 鍋川等)

1 概 要

本地区は、群馬県の西南部に位置する甘楽、多野両郡の2市4町に跨り、妙義山の東南を東流する鍋川沿岸の沖積、洪積地帯に広がる地域である。

この地域における農業経営は、畑作が中心で、水田率は約30%にすぎない。

従って、本地域の開発をはかるため、鍋川の流水の利用度を高めると同時に既成田の用水を確保するため、水利施設の整備を行うもので、本事業により鍋川上流に南牧、下仁田両頭首工を新設し、中村堰を改修すると共に幹線水路30kmを新設して地区内への導水をはかり、幹線水路の途中に大塩、竹沼両貯水池を新設するほか、既設丹生貯水池を改修して、河川の豊水時に貯留し、渇水時の不足水量を補う計画である。

事業は、国営土地改良事業として昭和34年度に着工し、昭和46年度に完了しており、造成された施設は、事業完了と同時に鍋川土地改良区に管理委託を行い、現在に至っている。

水利権は、昭和44年11月14日付け(S51.3.31まで)で取得されているが、夏期用水の還元水量及び冬期用水の問題を保留とすることにより暫定的扱い(許可期限6年)となっていたものであり、今回、許可期限の到来に

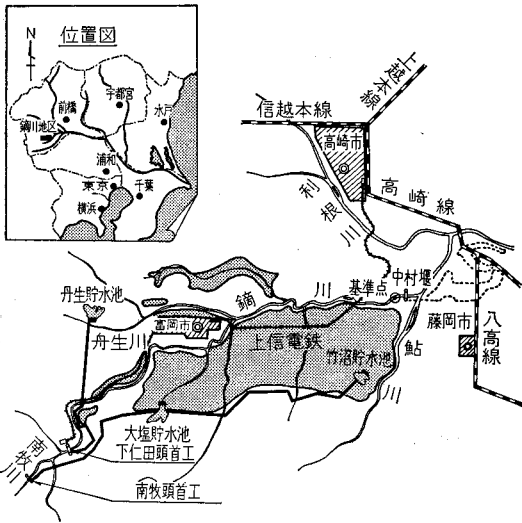


図-4 箱川地区概要図

に伴い、懸案となっていた還元水及び冬期用水の水源対策の問題を処理すると共に、土地利用計画の変更に伴う潜在的余剰水を上水道用水に転用するため、今回の処分が行なわれたものである。

なお、転用を受けた上水道用水の水利権も、関係市町からの申請に基づき同時に別途処分されている。

2 水利権協議の経緯

水利権取得に当たっての主要な協議経緯は、次のとおりである。

3 水利権の内容

(1) 水利使用の許可条件として示されている水利使用規則のなかから主なる条項を抜粋すると、次のとおりである。

1. (取水量等)

第3条 6月21日から9月20日までの間における取水量及び貯留量は、次のとおりとする。

南牧頭首工 最大取水量 1,736 m^3 /S

総取水量 11,150,000 m^3

表-4

年月日	項目	協議先	内容
40. 3. 2	協議書提出	農林大臣→群馬県知事	旧河川法による(S41. 8. 3取下げ) 新河川法による
42. 5. 6	協議書再提出	農林大臣→建設大臣	
44. 7. 19	法第35条第1項協議	建設大臣→農林大臣	
44. 11. 14	同上協議の同意	農林大臣→建設大臣	水利権確定(S. 50. 3. 31までの暫定的扱い) 1. 夏期用水の還元水量相当保留 2. 冬期かんがい用水保留 1. 夏期用水の還元水量相当復元 2. 冬期かんがい用水の復元 3. 余剰水の転用
50. 12. 26	変更予備協議開始		
51. 6. 29	変更協議書提出	農林大臣→建設大臣	
51. 12. 25	法第35条第1項協議	建設大臣→農林大臣	変更水利権確定
52. 2. 18	同上協議の同意	農林大臣→建設大臣	

下仁田頭首工 最大取水量 0.556 m^3 /S

総取水量 3,300,000 m^3

2, 前項における南牧及び下仁田頭首工の総取水量のうち、大塩、竹沼貯水池及び丹生貯水池への貯留のため取水口から次の範囲内で取水し、貯留することができる。

南牧頭首工 1,820,000 m^3 以内

下仁田頭首工 1,390,000 m^3 以内

3, 9月21日から翌年6月20日までの間における取水量は、次のとおりとする。

南牧頭首工 最大取水量 0.353 m^3 /S

総取水量 4,870,000 m^3

下仁田頭首工 最大取水量 0.069 m^3 /S

総取水量 650,000 m^3

4, 第3項の他、大塩、竹沼及び丹生貯水池への貯留

のため取水口から次の範囲内で取水し、貯留することができる。

南牧頭首工 最大取水量 0.791 m^3 /S

総取水量 1,380,000 m^3

下仁田頭首工 最大取水量 0.431 m^3 /S

総取水量 70,000 m^3

(取水規程)

第8条 水利使用者は、取水を開始しようとするときは、あらかじめ、取水の基準について取水規程を定め、河川管理者の承認を受けなければならない。これを変更するときも、同様とする。

(2) 使用水量の算出根拠の概要は、次のとおりである。

① 受益面積

中村堰は、補償工事として改修したものであり、水利権は、引き続き土地改良区が保有する。

表-5

上段()内は変更前

施設	地目	水源転換田	補給田	田畑輪換	畑地かんがい	計	備考
南牧頭首工		(293) 278	(363) 376	(381) 77	(697) 897	(1,734) 1,628	参考
下仁田頭首工		(435) 〃	(—) —	(65) —	(26) —	(526) 435	
中村堰		(317) 〃	(—) —	(—) —	(—) —	(317) 〃	
計		(1,045) 1,035	(363) 376	(446) 77	(723) 897	(2,577) 2,380	

② 期別区分と単位用水量

表-6

(単位: mm/doy)

区分	期間	6月	7月	8月	9月	10月～5月
水田		(代かき) (養い期)				(裏作)
		6/21～7/5		7/6～9/20		9/21～6/20
		(3.0)	29.8	32.0	31.0	28.6
畑		(3.0)	3.6	6.8	3.6	3.0
水利権の期別		6/21～9/20(夏期かんがい期)				9/21～6/20(冬期かんがい期)

(注) 1. 水田の単位用水量は、各土壌別減水深の単純平均値として表示した。

2. 取水量のピークは、貯留方式を併用しているため、普通かんがい期に発生する。なお、代かき用水は、90mm/doy(532ha)、170mm/doy(874ha)としている。

③ 水源計画

本地区の主水源は、南牧川(南牧頭首工)及び鍋川本川(下仁田頭首工)であり、更に、地区内に3箇所設け

られた大塩、竹沼及び丹生貯水池に、河川の豊水を貯留し、全体の補水を行う計画である。

なお、中村堰直上流の基準地点における河川維持用水

表-7

取水施設	用水区分	取水量	変更前		変更後	
			最大取水量	総取水量	最大取水量	総取水量
南牧頭首工	農水	夏期	2.00m ³ /S	9,117千m ³	1.736m ³ /S	11,150千m ³
		冬期	1.90	2,875	1.144	6,250
		計		11,992		17,400
南牧頭首工	上水	夏期	—	—	0.264	2,100
		冬期	—	—	0.856	6,230
		計		—		8,330
下仁田頭首工	農水	夏期	0.70m ³ /S	2,749千m ³	0.556m ³ /S	3,300千m ³
		冬期	0.50	1,447	0.500	720
		計		4,196		4,020

(注) 変更前における冬期用水は、夏期用水のため、各貯水池へ貯留するものである。したがって、変更後の冬期用水は、今回、新たに算定した所要水量に基づき水利権の確定が行われたものである。

は、受益地区内からの還元水（30％）を見込むことにより確保されることとなっている。

④ 取水計画

変更前及び変更後における取水量は、表一七のとおりである。

4 解説

河川協議において主に問題となった事項について解説すると次の通りである。

(1) 還元水について

本地区の利水計画では、中村堰直上流地点で地区内からの還元水（30％）を見込むこととしていたが、河川管理者は、還元水の期待量（30％）の根拠が不明確で、下流の維持用水（利根川本川栗橋地点確流量140m³/S）に支障を及ぼすおそれがあるため、確実な実測データを要求してきた。

その後の協議の結果、河川管理者は、最大取水量の取水は認めるが、表示する総取水量から還元水相当量を控除し、今後の実績等から還元水の信頼性が確認された段階で、申請内容に還元することとし、昭和50年を限度（6箇年間）とする暫定処分となっていたものである。

今般、この還元水の実測の結果により、計画値の適正なことが確認されたため、保留となっていた還元水量の還元が、認められた。

このように、還元水量を見込むことにより、取水地点における利用可能量を算定する計画手法は、他種水利との競合が激化し、水需給の逼迫が進みつつあるなかで、今後の重要な検討課題の一つであると考えられる。

(2) 水源対策について

河川管理者は、本地区の利水計画は新規であり、利根川本川栗橋地点の確保流量に影響を与えることとなるため、自流水によるだけではなく、将来、利根川水系の上流に築造する多目的ダムより水源を確保するため応分の負担をしてもらふ必要があるとの主張をしてきた。これに対し、農林省は、鎗川地区については、昭和38年にまとめられた利根川水系フルプランのなかで、既着工地として各省間の対策協議会に認められているものであるとの立場から協議を重ねた結果、夏期用水については、地区内の貯留施設による水源開発も行われていることから自流水が認められた。一方冬期用水については、水源措置が明確になるまで保留となり、暫定処分が行われていたものである。

その後、保留となっていた冬期水利権は、将来、群馬県が水源手当を行うことで了解がつき、今回の変更協議において確定したものである。

(3) 余剰水の転用について

本地区における余剰水の転用問題は、昭和49年3月の県会における質問と、同年9月の会計検査院による実地検査の結果により表面化したものである。

このことは、開田抑制により潜在的余剰水が生じていたことによるものであり、管理委託を受けている土地改良区は、地元1市2町から分水量相当の水源地分金を受け取っており、幹線水路に加えられた分水工事についても農林大臣の承認を得ずに認めている状況であった。

分水工事をただちに原形に還元させることは、地域住民の生活用水として重大な支障を及ぼすものであること等から、農林省は、適正な水利権内容を確定するため、受益地の土地利用状況と必要水量の再確認を行っていたもので、今回、調査の結果に基づき、余剰水相当分を地元1市2町の上水道用水として転用したものである。

なお、水利施設の共用部分については、土地改良法第94条の4の2第2項の規定に基づき、共用持分権が付与され、共用区間毎の時価換算評価額を年間使用水量及び最大計画通水量の比率により振り分けた額を徴収することとなった。

(4) 水利使用規則の表示について

総取水量の表示は、「覚書」1の(3)——新規利水に係るもの——に該当するため行なわれたものである。

しかし、夏期と冬期が区分され、更に、貯水池導入量が分けて総量が表示されているのは、標準的な記載方法ではないが最大取水量が減ったにもかかわらず夏期の総取水量が大幅に増えたこと、都市用水との共同取水を行って、夏期、冬期別に水利用の高度化を図る計画であること、及び、貯水池導入量は、暫定処分時に、既に記載されており、今回の上水道用水への転用により、更にその量を増加させること、などから判断して、これらの内容はやむを得ないものとしたものである。

また、河川管理者は、特に必要があると認められる場合においては、管理規程又は取水規程を定めるよう規定することが出来るとしており、一般的には、洪水時におけるゲート操作の方法を主な目的とする管理規程を記載する事例が多いが、本地区の場合には、取水規程が定められている。これは、南牧、下仁田両頭首工ともに全面固定堰（土砂吐を除く）であり、管理規程を定める必要はないが、上水道用水と共同取水を行うため取水の内容が複雑となっているため、取水に関して一定の基準を定める必要があると判断したものである。

なお、本地区は、一旦暫定水利権の処分を受け、更にその時点より8箇年を経て今回の確定処分に至っている。

本地区の場合、地方農政局担当者をはじめとする関係者の特段の努力により、結果的には、ほぼ当初計画どおりの処分がなされることとなったが、近年、河川使用に関する情勢の変化は、著しいものがあり、暫定期間中にとりまく情勢が一変して、問題の解決を一層複雑にする事態も予測されるため、安易に暫定処分を受けることがないよう十分注意して協議を行うべきものと思われる。

知っておくべき測量技術のポイント (その6)

—基準点測量 (三角, 多角測量) の概説 (3)—

山下源彦* 高橋久雄**

土木工事をその手段とする土地改良事業には欠かせない作業であるが、事業量の増大に伴い外注に依存し、自ら測量機器を扱うのは極部的な平板測量やレベルング程度とその機会が少なくなってきた。

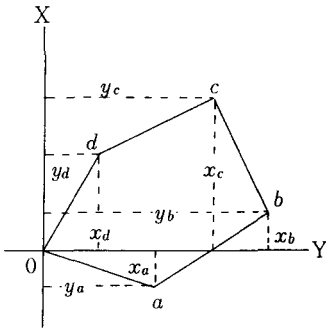
特に最近新しい機器等技術開発も進んでおり、自ら作業を行う場合はもとより、測量作業を企画する場合、その目的に合った適切な仕様、監督、検収のポイントを十分心得ておく必要がある。

そこで、新しい測量技術や各種測量のポイントをできるだけ平易に修得できるように本講座を企画した。

編集部

☆ 多角測量のあらまし

多角測量は三角測量とともに骨組測量として用いられるものである。骨組を形作る基準点の位置を決めるために、三角測量では三角形の一边を精密に測っておき、そのあともつぱら測角を行なうだけであるが、(しかし最近の三角測量は光波測距儀の発達から測角よりも測距を主体とした三辺測量に変わりつつある。) 多角測量は、距離と方向を順次測定する測量で、そのあらまは次の通りである。



図—1

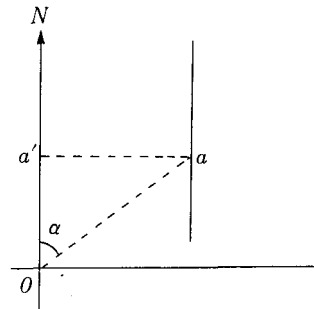
図(1)に於いて、隣合った点 0, a, b, c, d を、順次各辺の距離と交角を測ればこの五角形の形は決まる。しかしこのようにして決めた五角形もどちらを向いているか決めてやらないと、正しい位置関係が定まらない。この為に多角測量では、このうちいずれかの一边が真北方向となす角(方位角)を測っておく必要がある。(方位角の測り方は子午線の北の方を 0° として右廻りに 360° まで測る。)

一つの点 0 の位置が判っていて、これから他の点を決

めていく場合、まず 0 点を基準にして既知の方位角 $\times 0a$ の値を測って $0a$ の方向を定め次いで $0a$ の長さを測って a を定める。次に a を基準にして $0ab$ を測って ab の方向を定め、長さ $a b$ を測って b を定める。同様の方法を繰返して順次すべての点をきめるわけだが、隣り合った 2 点間だけの関係のみが表わされていると、たとえば 0 と c のように離れた点の関係を知るためには、 a, b などを経て計算しなければならない不便がある。これらの不便を除くために各点の位置を一つの座標系にまとめて各点の座標をきめておくことが必要である。それは各点の位置をある点を通る子午線と、これに直角な線を軸とする直角座標で示すのがよい。図(1)は多角点の一つである 0 を原点として子午線とこれに直交する方向を軸とした直角座標系で各多角点の位置を示したものである。

このように各点の直角座標を計算しておけば、任意の 2 点間の関係、つまり 2 点間の距離とその方向角が容易に計算できる。

多角測量では、東西方向の距離つまり図(2)に於ける aa' を経距といい、南北方向の距離 $0a'$ を緯距といっている。



図—2

* 元農林省 ** 元建設省国土地理院、共に現玉野測量設計 K. K.

$$\begin{aligned} \text{経距} &= a a' = 0 a \sin \alpha \\ \text{緯距} &= 0 a' = 0 a \cos \alpha \end{aligned}$$

多角測量に於いて、測線のつながりの形を大別すると次の種類がある。閉合トラバース図(3 a)、結合トラバース図(3 b)、開放トラバースなどである。多角測量では既に位置が正確にきまっている点(三角点等)に結びつけるか、又は出発点にもどってきて閉合させるかして測定誤差の有無を判定でき正確な結果になるような測定

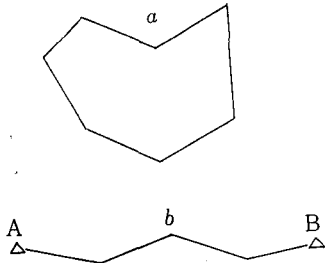


図-3

法をとるのが原則で、概略の測量の場合をのぞいては行き放し(開放トラバース)は行なうべきではない。しかし閉合トラバースの場合であっても、距離測定に於いて基準の長さより長い短かいかの誤差を含んだ巻尺を使った場合、測角が正確であると正しい多角形と相似の多角形(図4)のようになり、一見正しい結果となる。したがってトラバースは既知点から既知点に結びつける結合トラバースが最もよい。

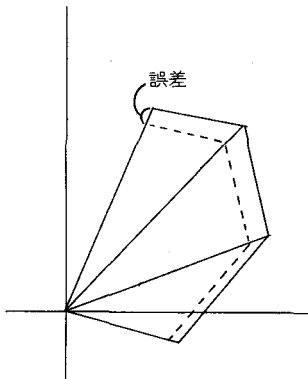


図-4

☆ 多角測量はどんなとき必要か

多角測量は測量区域内に測点を配して、その測点間の角と距離を測定して各点の位置(平面、高低)を求める測量で、最終目的とする測量となることはまれで、応用される事が多く中間的役割をはたす測量である。

そこで多角測量がどんな場合に必要となり、利用されるかを考えると概ね次の通りである。

- 市街地や樹林地帯に於いて三角測量に代って基準点

を設ける場合。

市街地や樹林地帯に於いて見通しが悪くて三角測量では高い測標を建てるか、大量の伐木をしなければならぬときに用いられる。又最近では電磁波測距儀の出現により、従来の三角測量も多角方式に変わりつつある。

- 都市、農耕地等の区画整理に用いられる場合。

都市、農耕地等の区画整理、圃場整備、宅地造成等には密度の細かい補助基準点、細部基準点が必要である。これらの為に行う多角測量。

- 鉄道、道路、河川、トンネル等の狭長地に必要な場合。

鉄道、道路等の中心線測量。河川の距離標、改修の為の測量、トンネル掘削の方向位置測定などのために細部測量が行なわれる。この場合与点が疎である場合は、これら路線に沿って三角鎖による三角測量を行ない、多角測量に有利な既知点を増設することが望ましい。

- 広範囲地に応用する場合。

国有地、私有地等の境界、及びこれらの面積を知る多角測量。又地籍測量を行うときにも応用される。

- 航空写真測量を行なう場合。

国土基本図(地理院)、森林基本図(林野庁)、都市計画図等を作る場合の標定点設置等に用いられる。

その他鉱山測量など、多角測量を利用しない測量がないぐらいその利用範囲は多い。

☆ 多角測量を工程別に分類すると

計画、準備。——所要経費の計上(設計)
作業計画、器材の準備。

現地踏査、選点。

測量標の設置。

観測。——角度の測定、距離の測定、方位角の測定。

計算。——方向角、距離、偏心、座標、標高、面積、経緯度。

成果の整理。——一点の記(点の所在図)、成果表、多角点網図。

などである。

☆ 計画と準備

一般の土木工事には、設計書、設計図がつきものであるが、測量でもこれにかわるものとして測量作業規程がある。この作業規程を熟読理解して計画をすすめる必要がある。

図上計画は、地図などを用いて測量範囲内の与点(基準多角では四等三角点以上、補助多角では二等多角点以上)を調べた上、図上で新設点を配点して、その密度を検討してみる。作業方法の計画は、規程で定められた精度によって、測線長、測線数、路線長、網の型、器械の

性能、観測回数、観測方法等を検討する。この作業計画に基づいて器材、器具を準備する。その際に必要員数と器械の機能点検をおこなってはならない。又作業に必要な資材、手簿計算簿、消耗品も併せて準備する。このほか測量に必要な所要経費（歩掛）の算出と、測量実施に必要な事務手続きを行なう。

☆現地踏査と選点・測量標の設置

あらかじめ計画準備した地形図（計画図）、航空写真によって現地踏査をする。

踏査は、測量地域内の地形（特に蔭蔽の状況）、出発点或いは終着点として計画した与点について異状の有無（利用できそうな与点では他の基準点との視通状況を確認する）を調べ、この与点と多角路線との連絡方法を考えておく。踏査によって計画された路線が最良のものか検討する。その他、地域内の交通の状況、材料の価格、測量人夫の賃金額、運搬の便否なども併せて調査する。

選点は、節点（測点）の位置、多角路線、多角網の図形を選ぶ作業のことで、選点のよし悪しは、精度、能率、

経費、後続作業への便不便、測点保存等に大きく影響し、工程の中でも最も重要な役割を占めるといっても良い。踏査の結果充分検討して、当概地域に適応した最良の選点を行なうよう努める。

選点の制限は精度種類によって条件が規程されているので作業規程（仕様書）に従うこと。制限の内容で主なものは、使用与点の種類、使用与点の数、路線長、節点（測点）間隔、網の形、路線の次数、方向角の取付、偏心等である。

- 節点（測点）は次のことを考えた位置に選点する。
- 関係点との視通を確認して観測に便利な位置を選ぶ。
- 地盤不良による観測支障のない位置。
- 節点間は、つとめて等間隔にする。
- 他の測量に利用しやすく（例えば航空写真測量、平面細部測量）、保存に適し、発見しやすい位置。
- 既に設けられている水準点や、その他境界標石などがあればこれを利用する。
- 配点密度が適当であること。

多角路線の経路は、既知点間なるべく最短距離で連

多角路線間の間隔および多角点間の距離

地形的区分	基準多角測量				補助多角測量			
	基準多角路線の間隔	基準多角点間の距離			補助多角路線の間隔	補助多角点間の距離		
		本点	補点	節点		本点	補点	節点
主として宅地が占める地域およびその周辺の地域 (第1種地域)	1 km	1 km	500 m	150mから 250mまで	500 m	500 m	250 m	40mから 90mまで
主として田、畑または塩田が占める地域およびその周辺の地域 (第2種地域)	2 km	1 km	500 m	200mから 300mまで	1 km	500 m	250 m	80mから 120mまで
主として山林、牧場または原野が占める地域およびその周辺の地域 (第3種地域)	3 km	1 km		200mから 300mまで	1 km	500 m		80mから 120mまで

結し、平坦な経路を選び、なるべく少ない辺数で多角路線を構成させる。

又路線は開放トラバースより閉合トラバースが結合トラバース（既知点から発し既知点に結合）とする方が良い。結合トラバースでも一路線よりも、3点以上の与点から交点を作るように、即ち多角網にして図形を強くするように努める。

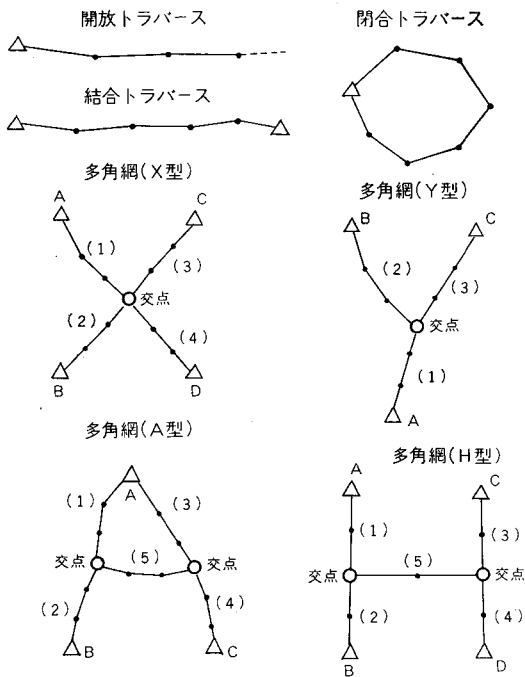
多角網は図5に示した（X、Y、A、H）型を標準とするが、やむを得ない場合は他の網にすることができる。このうち、X、Y型は交点1点を平均し、A、H型は交点2点を同時平均するものである。

与点として既設三角点を用いたものを一次多角網といい、これによって定まった多角点を一次多角点という。

そして一次多角点以上を与点として構成する多角網を二次多角網といい、これによって定まった多角点を二次多角点といっている。以下同様に三次、四次となるが、次数が下るにつれて、精度も下がるので、二次位に止めるがよいだろう。

多角路線は道路等を利用するが、地形その他の障害で迂廻を要したり、あるいは起伏、曲折のはなはだしいところでは、視通さえ良ければ路線の一部に三角鎖の方法を用いる。この場合三角鎖を構成する三角形の内角は25°以上がよいだろう。

方位標（点）は多角点を利用する各種の測量の測角の基準方向を与えるために設けるものだが、多角点に於いて方位標となる三角点又は他の多角点への見通しが困難



図—5

な場合に適当な所を選ぶ点のことである。方位標は明瞭でかつ永久的な自然物又は既設工作物を利用するとよい。

多角交会点はなるべく異なった多角路線の3個以上の多角点を与点として多角路線外に前方交会法によって三角法的に定める点である。これは多角路線外に配点上で空白となった区域に点を補設できるとともに、多角網の精度点検にもなる。又多角点の方位標や、細部平面測量に於ける平板の標定に用いる場合などに役立つものである。この交会点は通常煙突、避雷針、高塔その他永久的な建物の尖端部を用いている。

多角路線が確定し、選点によって測点の位置がきまれば、測量の目的に応じて必要な期間確実に保存すること

ができるような標識を設ける。永久に保存する必要があるときには、石又はコンクリート杭を埋石（三角測量に於ける埋石法と同じ）し、短期間の保存ですむ測量では、その程度に応じた適当な規格（通常仕様書等で示されている）の木杭を用いる。

又舗装道路などでは十字が刻まれた金属板を用いる場合もある。その他露出した岩石、又は移動するおそれのない構造物の面にしるしを付けて測定する方法もある。木杭を用いるときは、頂部に釘を打ち中心を示し、杭にはトラバースの系統が判るように節点番号等を記入するとともに、発見し易いように杭頭に赤ペンキなどを塗っておく。

多角測量では測点間が割合に近いので、三角測量のように造標して視準標とするような必要がほとんどない。通常ではポール、又は下げ垂り（垂球）、脚にのせた規板（目標板）を視準標としている。

☆ 距離を測る

測量に於いて2点間の距離とは、水平距離のことである。（厳密に言えば2点間の距離は中等海水面に投影した長さである）

多角測量での距離測定は、スチールテープ、光波測距儀等を用い直接測定を行なう。（作業規定には測桿の使用も認めている）

距離には水平距離と斜距離があるが一般には水平距離を測定し、斜距離を測定したときには水平距離に換算して用いる。

距離測定法を大別すると次のようになる。直接距離測定は、（インパル尺・綱巻尺・ガラス繊維製巻尺・布巻尺）及び電磁波測距儀並びに（測鎖・測縄・竹尺）が使われるが、現今では測鎖等は使用されない。又概略の距離を求めるには歩測、目速、音速などがある。

間接距離測量は、三角法、光学原理などを応用し、間接的に距離を求めるもので、三角測量、スタジア測量などはいずれもこの方法によるものである。

距離計性能一覧（会社名五十音順）

名 称	基 線 長	倍 率	精度 (100米)	距 離	製 作 会 社
ウイルドTM10	50cm	6 ×	1~2%	30m~	ウ イ ル ド
測 距 単 眼 鏡		3 ×		3m~	牛 方 商 会
距 離 計 SP 型	30	4 ×	2.5%	10m~	測 英 社
距 離 計 SO 型	30	10 ×	2.5%	10m~	〃
50cm 距 離 計	50	2.5 ×	1~2%	13m	測 機 舎
テ レ ト ッ プ	可 変	6 ×			ツ ア イ ス (イ エ ナ)
測 量 用 距 離 計	40	3 ×		12m	東 京 光 学
K 式 測 高 器	25	3 ×		5m	〃

多角測量の距離測定は、鋼巻尺を用いて一定張力（検定時と同じ）によって必ず2回以上行ない、その平均値を採用する。2回行なった測定値の差を距離測定の較差という。その測線長に対し較差の大きさが或る限度を超えるときは再測しなければならない。この限度を距離測定の許容較差又は精度という。

距離測定の制限

名 称	基準多角測量	補助多角測量	摘 要
使用 巻 尺	検定済鋼巻尺	検定済鋼巻尺	直接測定
張力(バランス)	10kg	10kg	〃
読定回数と較差	2回, 較差3mm	2回, 較差5mm	〃
測 距 往 復 数	1 往 復	1 往 復	〃
往 復 較 差	1/10,000以内	1/5,000以内	〃

$$\text{精度} = \frac{\text{測定値の差}(L_1 - L_2)}{\text{平均の測定値}(L_0)}$$

$$L_0 = \frac{L_1 + L_2}{2}$$

L₁……一回目の測線長
L₂……二回目 〃

(例) L₁……99,755m L₂……99,735m

$$L_0 = \frac{L_1 + L_2}{2} = \frac{99,755 + 99,735}{2} = 99,745$$

$$\text{精度} = \frac{99,755 - 99,735}{99,745} = \frac{0.02}{99,745} = \frac{1}{4987}$$

※(この精度では制限オーバーなので再測となる)
多角測量の精度は測距精度に支配されるから慎重に測定しなければならない。測距に際しては温度補正、たるみ補正を行なえば理想的であるが、簡単な多角測量では省略してもよいだろう。
50m鋼巻尺を用いて測る場合、0.01m(すなわち長さの1/5000)の誤差を生ずるための原因とその条件を上げると表のようになる。

誤 差 の 原 因	条 件	誤 差	摘 要
1. 巻尺の長さ	標準長との差が0.01mあるとき	±0.01m	長い短かによって測定長に比例して累積する。
2. 巻尺が水平でない	比高が1mあるとき	+0.01	測定長が長くなるように累積する。
3. 巻尺が真直に張られてない	中間が真線から0.5mはずれているとき	+0.01	〃
4. 温度のちがいが	標準温度との差が17°Cであるとき	±0.01	温度が高いか低いかで符号は異なるが累積する
5. 方向の誤り	一端が直線から1mはずれたとき	+0.01	(2)と同じ
6. 巻尺の中央のたるみ	中間のたるみが0.43mあるとき	+0.01	〃

☆ 長さの単位とその原器はどうして決めたのか

我が国では最近まで一般に尺貫法が用いられてきたが、日本の一反、一畝という単位は、中国の周時代の尺度で、それを大化の改新の時に採用したものである。この尺を採用する以前は、朝鮮の高麗尺こまざしを使っていた。

聖徳太子は“敵割壇”せきわりだんといって一畝の面積の実物を石で築いたものを考案した。現在も太子誕生の“橘寺”に残って居り、大化改新以後の日本の基準尺となった。

1790年にフランスからメートル法が提唱され、国際法として長さの単位を、地球の子午線1象眼の1千万分の1とすることになった。

1868年(明治元年)に万国測地学会議で、1mのメートル原器(白金90%、イリジウム10%の合金)を鑄造することになり、原器はパリの度量衡万国中央局に保管した。我が国は1886年(明治19年)に同条約に加盟し、同質同型の副原器2個が配布され、現在通産大臣の所管となっている。

しかし、このような貴重な原器も人工的物質であるので、天災等の異変から永久に保存できないので、光波の波長(カドニウム・スペクトルの赤線)を基準に採る

ことが提唱され実用化されている。

☆ 測量につきものの、誤差を考える

極端ないい方をするならば、我々のやっている測量は、確からしさを、確からしく測っているように思われる。

巻尺で距離を測り、トランシットで角を測る場合、何回かの測定によって多少異なった数値となります。

観測者が変わり、使用する機械が変われば当然値も変わりますが、同一人で同種、同条件であっても、測るたびに違う値が出るのは、いずれも誤差が伴うことに原因があるのでしょう。

仮に2回以上同じ数値を得たとしても、それは偶然その値になったのかも知れず、決して我々に真の値というものとは測り得ないものである。だから我々は常に真の値に最も近い値、つまり最確値を追求しているわけです。

しかしこの最確値にも誤差(残差)が含まれているかもしれません。

さて、誤差には種類があり、これを原因によって分けると次の通りになる。

定誤差（規則的誤差，累差，常差）

これは原因が判っているもので，計算その他の方法によって，観測値から除くことのできる誤差である。それを原因別に分けると，器械的誤差（目盛などの不正），系統的誤差（理論的，物理的な現象によって起る誤差で，温度による巻尺の伸縮とか，球面距離と平面距離の差などである），及び個人誤差である。

不定誤差（不規則差，偶然誤差）

これは，はっきりした原因も判らず，予期もできず，その性質や量も不定で，観測値にどのように影響しているか判らない誤差である。例えば観測に際し，気圧，気温，湿度など外界の状況不均一とこれらの変化が，観測目標や，器械等に及ぼす不規則な影響，光の不規則な屈折等が原因となって起ると考えられる誤差である。

この誤差は前記の定誤差と異なり，計算や測定法によって除去できない。ただ充分な注意と，技術の熟練によって，その量を減少することはできる。しかし完全に除去することはむずかしい。

過失

これは説明を要しない問題で，上述の誤差とは全く性質を異にし，誤差として取扱うわけにはゆかない。充分注意して避けねばならない。

☆ では距離測量には，どんな誤差があって，どんな補正が必要か

前述の誤差の分類から，

[定誤差]

- イ，巻尺の長さが正しくない為の誤差。
- ロ，巻尺の傾斜による誤差。
- ハ，測定時の温度と，標準温度（普通15℃）との差による誤差。
- ニ，測定時の張力と，標準張力（普通10kg）との差による誤差。
- ホ，巻尺のタルミによる誤差。
- ヘ，球面距離Sと，平面距離sとの差による誤差。
- ト，測定標高と，平均海面（0m）との差による誤差。

等が挙げられるが，これらの定誤差は，全て計算か，作業方法によって除去できるものである。

上記(イ)～(ト)について述べる，

(イ)についていえば，比較検定場で検定し（検定法については後述する），その定数を定めておき，そのテープで測定した距離を正しい長さに改正すればよい。巻尺の定数とは，或るスチールテープが，10kgの張力で標準温度15℃に於いて次のような定数をもっているとする。

25m+8.5mm これはこの巻尺の0mから25mまでの長さが真の長さでは25.0085mであるということで，つまりこの巻尺の0から25mの間隔が8.5mm長いということ

ある。もし（-）とあればそれだけ短かいということを表わす。

そこでこの巻尺定数の補正であるが，正しい目盛の尺，これを標準尺といい，いまこの標準尺の長さをL，測量に用いる巻尺の長さをℓ，その補正数をΔℓとすれば， $L = \ell + \Delta \ell$ である。

標準尺で測った距離（正しい距離）をS₀，測定距離をSとすれば，

$$LS_0 = \ell S$$

$$S_0 = \frac{\ell}{L} S = S \frac{L - \Delta \ell}{L} = S \left(1 - \frac{\Delta \ell}{L} \right)$$

Δℓ/Lは1mに対する補正数で，巻尺の定数をCとすれば $S_0 = S \left(1 + \frac{C}{L} \right)$

Cは，長い巻尺のとき正（+），短いとき負（-）とする。

例えば，前述の巻尺（25m+8.5mm）を使って，或る地点間を測り（15℃・10kg張力）

S = 250,236mを得たときの正しい長さS₀は，

$$S_0 = 250,236 \left(1 + \frac{0.0085}{25} \right) = 250,321 \text{ となる。}$$

(ロ)の水平距離は，斜距離と傾斜角，または斜距離と高さ，或いは斜距離と測斜儀（アリダード）の分画を測って算出する方法がある。

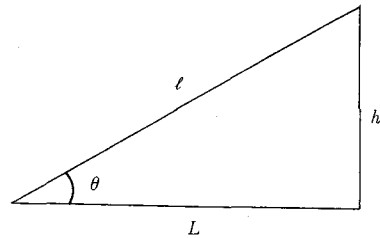


図-6

図に於いて，斜面にそって測った距離をℓ，傾斜角をθ，高さをh，水平距離をLとすれば，

$$L = \ell \cos \theta, \text{ 又は } L = \sqrt{\ell^2 - h^2}$$

$$\text{近似的には } L = \ell - \frac{h^2}{2\ell}$$

傾斜改正表は計算諸表として，市販されているので，利用すると簡単である。

(イ) 精度の高い多角測量では温度補正を行なう。スチールテープの常数は通常15℃のときの値であるから，測定したときの温度差によって補正計算を行なわなければならない。

温度改正の公式は次の通りである。

$$\text{温度改正値} = \alpha L (t - t_0)$$

α：スチールテープの膨張係数（0.0000117）

L：測定長。

t : 測定時の温度。

t₀ : 標準温度 (通常15℃)

例えば、或る地点間をスチールテープで測定したところ180.252mの値を得た。また測定時の温度20℃だったとすると、

公式により

$$(0.0000117) \times 180.252 \times (20 - 15) = 10.5 \text{ mm}$$

すなわち標準温度に対して10.5mmだけ伸びている。故に標準温度に於ける長さは、

$$180.252 \text{ m} + 0.0105 \text{ m} = 180.2625 \text{ m} \text{ である。}$$

(-)の場合であるが、検定時の張力は10kgを用いているので、通常の測距にも10kgを用いねばならないが、それ程精度を要したい場合は張力計を用いなくてもよいだろう。

しかし、精度を要求される測量に於いて、何等かの理由で張力を変えたり、又は巻尺を検定時と違った状態にした場合は次の式で計算する。(参考程度にして下さい)

$$C_p = \frac{L}{A \cdot E} (P - P_0)$$

ただし C_p : 張力の補正。 L : 測定長 (m)

A : 尺の断面積 (cm²)

E : 鋼の弾性係数 (kg/cm²) 一般に2100000kg/cm²

P : 測定時の張力 (kg) P₀ : 検定時の張力 (kg)

いずれにしても測量者は、検定時と同じ状態で測距するのが常識であるので、次に述べる(+)のタルミ補正と同様に通常は補正の必要はない。

(+)について、距離を測る場合、我々は“2点間をテープで真直ぐに張って測る”のは常識であります。しかし真直ぐというのは、上から見ても、横から見ても、幾何学的な直線であります。しかし無重力状態で測れないかぎり、地球上のどこでテープを張っても、テープは横から見ると懸垂曲線 (カタナリー) という形になります。この状態をできるかぎり少なくする為にいろいろと我々は工夫をこらし、標準張力を使ったりしてタルミを少なくするように努力している。それでも真の長さとはいえません。そこで測量精度を高く要求される場合に行なう補正が“タルミの補正”であります。

いま巻尺に張力Pをかけて支点A B間に懸垂すると、巻尺は自重によって弧ABの状態となる。この曲線を前

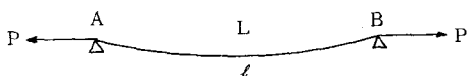


図-7

述したように“カタナリー”といい、検定時の地面にはわたした状態と違うので、直線AB=Lと、弧長AB=lとの差の補正が必要となる。このタルミ補正值(C_s)は次式で示される。

$$C_s = L - l = -\frac{L}{24} \left(\frac{WL}{P} \right)^2$$

P : 張力 (kg) W : 鋼巻尺の自重 (g/m)

L : ABの長さ (m) l : ABの長さ (m)

風の強い日には、自重の他に風力が加わり、横にも振れるので誤差は増々大きくなるので注意が必要である。

(-)と(+)は共に理論誤差であります。(+)についていえば、地球上で測定する距離はすべて球面距離(S)である為に、そのままでは計算が複雑となり、平面三角法だけでは解けない。したがって図面への展開がやかいかである。そこで球面上の値を平面上の値に補正する必要があります。この補正值をS : s (エスバイエス) と呼んでいる。(この項は三角測量の項を見て下さい)

(-)についての誤差は地形測量程度では、問題としませんが、平均標高が600mにもなる所では、この誤差を考慮しなければならない。

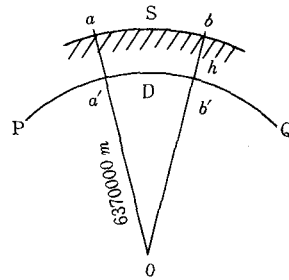


図-8

図に於いて、

PQを平均海面=0m、

標高h=600m上における地球表面上の距離(a, b間)をS、

平均海面上(0m)の距離(a'b'間)をDとする。

Oを地球の中心、

Oa'=(地球の中等曲率半径)

$$= 6370000 \text{ m}$$

$$h = 600 \text{ m} \quad S = 1000 \text{ m とすれば}$$

$$\frac{D}{6370000} = \frac{S}{6370000 + h}$$

$$\frac{D}{6370000} = \frac{1000}{6370600}$$

$$D = \frac{6370000000}{6370600} = 999.906 \text{ m}$$

つまり標高が600mで距離が1000mともなるとこれらの差は94mmに達します。

しかし標高500m以下で精度1/10000以下の場合には次の表でも判るように補正の必要はないだろう。

つづいて不定誤差には、次のようなものがある。

(i) テープを測点に正しく合わせなかったことによる誤差。

(ロ) テープが直線に引かれなかった為(折れまがり)の誤差。

(ハ) 温度の急激な変化による、テープの不規則な伸縮による誤差。

これら不定誤差は、計算では消去できないから、操作は慎重にしなければならない。

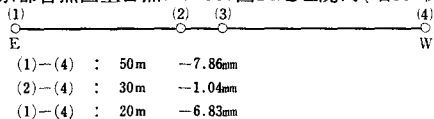
投影補正量と精度

h	精 度	補 正 量			
		S=50m	100m	500m	1000m
m	約	mm	mm	mm	mm
50	1/127400	0.4	0.8	4	8
100	1/63700	0.8	1.5	8	16
200	1/31850	1.5	3.0	16	31
300	1/21230	2.5	4.5	24	47
500	1/12740	4.0	8.0	39	79

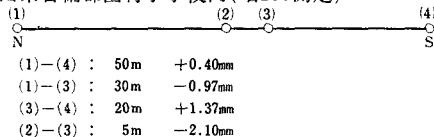
☆ テープは検定してから使うこと。

本誌27号で市販テープの計量法等に於ける公差について述べた通り、テープはそれぞれ巻尺毎に定数の差があるので、新しく購入したり、長い間使っている巻尺は、比較検定場(表をのせたが、詳細は国土地理院か同院地方測量部に照会されたい)で検定するか、又は正しい尺常数をもった2本以上の基準尺を用いて比較測定をする必要がある。(各発註機関とも作業工種によっては比較検定を規程で義務づけている。)

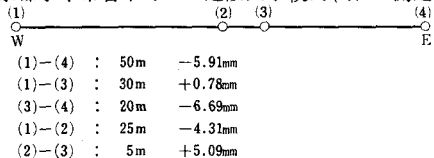
東京都目黒区上目黒7の1000国土地理院内(昭39.測定)



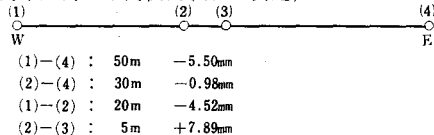
岡山県吉備郡園村小学校内(昭26.測定)



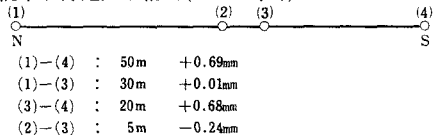
東京都小平市喜平町1013建設大学校内(昭31.測定)



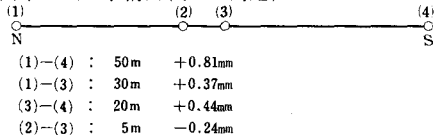
広島市広島工業高校内(昭30.測定)



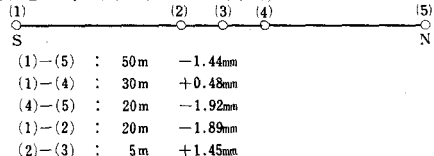
札幌市北海道大学構内(昭27.測定)



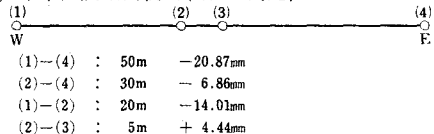
福岡市九州大学構内(昭27.測定)



北海道中島公園内(昭和32.測定)



水戸市水戸農業高校内(昭28.測定)



名古屋城前

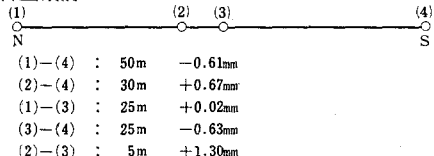


図-9 比較検定場一覧

尚 測量協会の技術センターに依頼すれば比較検定をしてくれる。(検定料は5,000円程度)

さて測定の方法であるが、

よくふきとった巻尺の0mの側を後端、50m側を前端として、前端に張力計を絵の要領で付け、巻尺がねじれていないようにしたのち巻尺の前後をポール等で張り、セットする。

作業の手順を列挙すると、

- ◎両端者とも尺を引張る。
- 後端者は、0目盛を指標に正しく合せる。
- △前端者は、張力計の張力が正しい状態(通常は10kg)になった時、「準備完了」を告げる。
- 後端者は、巻尺の0目盛が指標に一致したことを確認したら、号令、又はホイッスル等によって前端者に合図を送る。
- △前端者は張力の正常をたしかめ、指標に合致した巻尺目盛を注視しながら、合図を送ると共に、その目盛を

mm単位まで読定する。

○後端者は、合図を受けた時の指標に一致した目盛を読定する。

◎両端者とも読定値を手簿者に告げる。

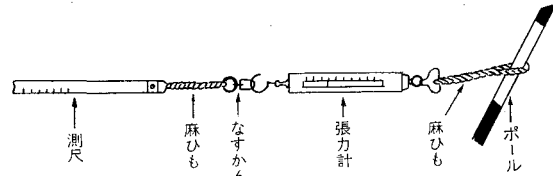
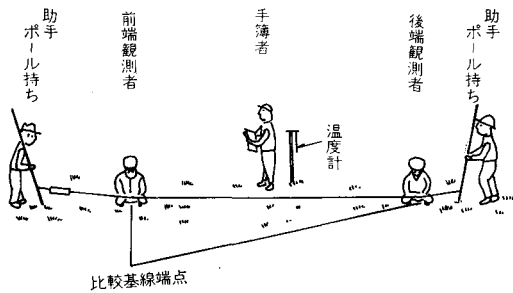
こうして粗読定を行なった後、精読定に着手する。

精読定の測定方法は、前記粗読定の方法と同様であるが、1/10mmまでを目測し読定する。

読定は、読定ごとに約1cm位いづらして、5回測定する。(前端—後端)の各測定値較差が規程の制限(通常0.3mm)内にあるかどうかを検討の後、制限内のときには引続き、前、後端者の位置を交代したのち、同じ方法で5回の測定を行なう。これは測定者の個人誤差を消す為である。

手簿には測定値の他、観測の始め、終り、観測者交代時には、時刻、温度を記帳する。

別掲の鋼巻尺比較検定簿は、玉野測量が実際に測定したものである。記載例の参考とされたい。



図—10

☆ 角を測る。

角測定の器械は、測距が鋼巻尺が光波測距儀の場合には、トランシット(20''~1''読)が用いられ、山林などの低位測量のものについては、間接測距にコンパスが用いられる。

測角は方向法(2~3対回)、倍角法(2~4倍角)がとられる。

目標にはピンポールが一般に用いられるが、高精度の作業では、トランシットの脚3脚以上を連続して杭中心に整置して、中にトランシットを、その前後に一定の高さ(トランシットの高さと同高にするとよい)の視準板を整置して測角し、順々に器械と視準板を移動させて行く方法がとられる。

多角測量に於ける角測量には次の3方法がある。

交角法、偏角法、方位角法、

交角法は、図12に示すように隣りあう二つの測線のなす交角(各測点に於いて後視を零方向にして前視との交角を測る)を測定する方法である。

図12の(a)、(b)は閉トラバースで、(a)は多角形の内角を測定し、(b)は外角を測定する方法である。

(c)(d)(e)は開または結合トラバースで、測線の進行方向に対して左側、右側、及び左右交互に角を測っていく方法であるが(e)は間違いやすいので避けた方がよい。

交角法は、多角測量で最も広く用いられる。それは要求する精度に応じて、倍角法、方向法などで測角ができ、誤りを発見したときにも他の角に関係なく再測することができるからである。

偏角法、方位角法は工事測量などに用いられるがここでは省略する。

☆ 測角値の点検

その多角路線について測角が全部終わったら観測に間違いがないかどうか、もし誤差があっても許容誤差の範囲内かどうかについて点検する。測角値が満足しなければならない条件は、測角の方法又はトラバースの種類によっても異なる。測定値の誤差が許容誤差より大きい場合

鋼卷尺比較校正
多角測量距離測定手簿

路線番号 () 自名古塚城比較基準場至		52年 4月 1日		天候 晴						
鋼卷尺NO. 52413 張力 10 Kg		測定者 後端 原英行 前端 三沢博章		手簿者 松浦和孝						
時	節点	尺の読定		差 (b-a)	平均	温度	傾斜	補正数		結果
		後端(a)	前端(b)					温度	傾斜	
		m	m	m	m	°		mm	mm	m
9.25		0.0	50.0			16.0				
		058.5	057.5	-1.0						
		57.0	57.9	-1.1						
		59.3	58.0	-1.3						
		59.2	58.0	-1.2						
		59.5	58.1	-1.4						
		59.5	58.0	-1.5						
		59.3	58.1	-1.2						
		59.5	58.1	-1.4						
		59.7	58.1	-1.6						
9.30		59.9	58.2	-1.7	-1.34	16.0				
9.32		0.0	50.0			16.0				
		13.9	12.5	-1.4						
		13.0	11.9	-1.1						
		12.3	11.7	-1.6						
		12.0	12.1	+0.1						
		12.2	12.0	-1.2						
		12.0	11.5	-1.5						
		12.5	11.8	-1.7						
		11.5	10.2	-1.3						
		12.5	12.6	+0.1						
		12.1	11.7	-1.4						
					-1.27		16.0			
					-1.30		15.5			
							15.0			
					0.5					
基線長: $50^m + \Delta L = 50 - 0.61$ 実測長: $-(b-a) = -1.30$ 温度補正: $-d(t-t_0)l = +0.27$ 15°Cを標準温度とした尺常数 = $50 - 1.62$										
					$50 - 1.62$					

多角測量簿第二号用紙

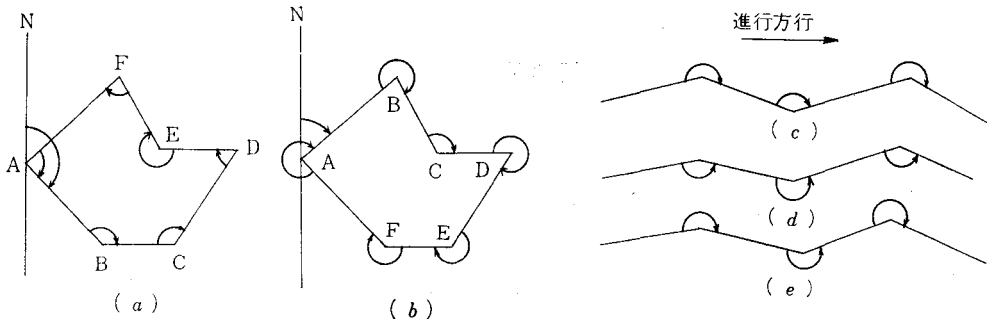


図-12

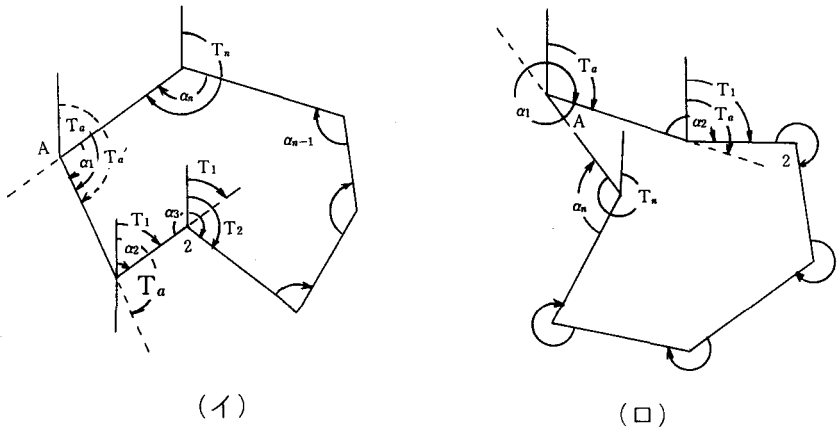


図-13

には再測しなければならないから、多角測量に関するすべての計算を行なう前に必ず観測角の点検をすることが必要である。多角測量で観測角が満足すべき条件式は次のようになる。

閉合トラバースの場合において、辺数を n 、観測交角の値を $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$ 、閉合誤差を $\Delta\alpha$ とすれば、内角観測の場合、図13の(イ)

$$T_1 = T_a + 180^\circ + \alpha_2 - 360^\circ$$

$$T_2 = T_1 + 180^\circ + \alpha_3 - 360^\circ$$

$$\vdots$$

$$T_n = T_{n-1} + 180^\circ + \alpha_n - 360^\circ$$

$$T_a' = T_n + 180^\circ + \alpha_1 - 360^\circ \quad (+)$$

$$T_a' = T_a + [\alpha] - (n-2)180^\circ$$

$$T_a - T_a' = \Delta\alpha \text{ とすれば}$$

$$\Delta\alpha = (n-2)180^\circ - [\alpha]$$

外角観測の場合、図13の(ロ)

$$T_1 = T_a + 180^\circ + \alpha_2 - 360^\circ$$

$$T_2 = T_1 + 180^\circ + \alpha_3 - 360^\circ$$

$$\vdots$$

$$T_n = T_{n-1} + 180^\circ + \alpha_n - 360^\circ$$

$$T_a' = T_n + 180^\circ + \alpha_1 - 360^\circ - 360^\circ$$

$$T_a' = T_a + [\alpha] - (n+2)180^\circ$$

$$T_a - T_a' = \Delta\alpha \text{ とすれば}$$

$$\Delta\alpha = (n+2)180^\circ - [\alpha]$$

ただし $[\alpha]$ は測定角の総和とする。
自由な開トラバースでは条件がないから、測角回数を増し、出合差を検してそれが大きくないとき、それら観測角の平均をとる。

結合トラバースでは、図に於いて、出発点Aと終点Bを位置の決まっている三角点とする。またA、B点から

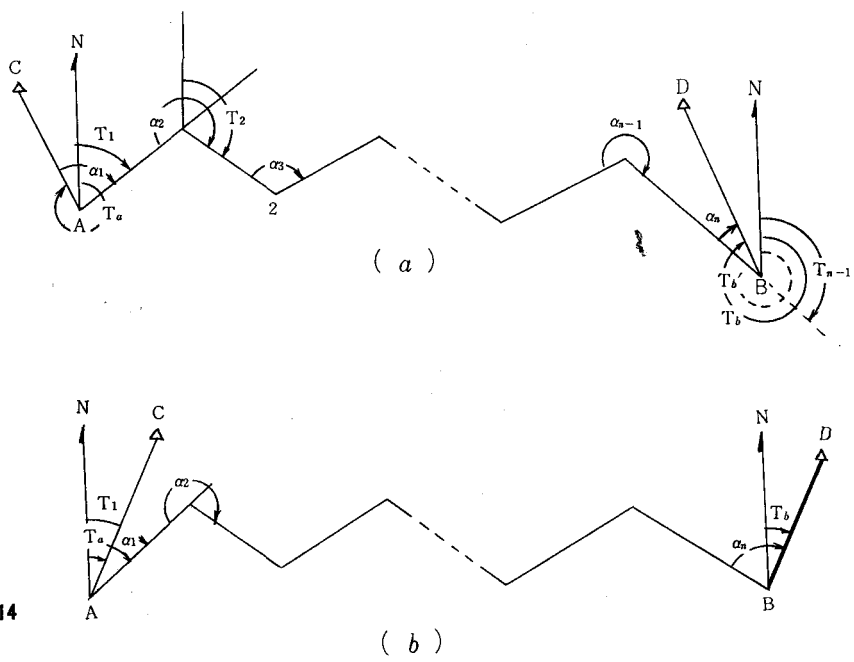


図-14

各々視準できる三角点C, Dの方位角 T_a, T_b の値は、すでに決まっているのが普通である。

さて出発点AではACを零方向として視準し、初めの測線(A~1)との交角 α_1 を測る。以下順次交角 $\alpha_2, \alpha_3, \dots$ を測り、測点Bでは最後の測線とBDとの交角 α_n を測る。

条件式はこの場合、既知線AC, BDが、AN, BNの方向の左右いずれの側にあるかによって、(a)(b)(c)(b)のような区別ができる。

(a)と(b)は図をみれば判るように同条件である。

$$T_1 = T_a + \alpha_1 - 360^\circ$$

$$T_2 = T_1 + 180^\circ + \alpha_2 - 360^\circ$$

$$\vdots$$

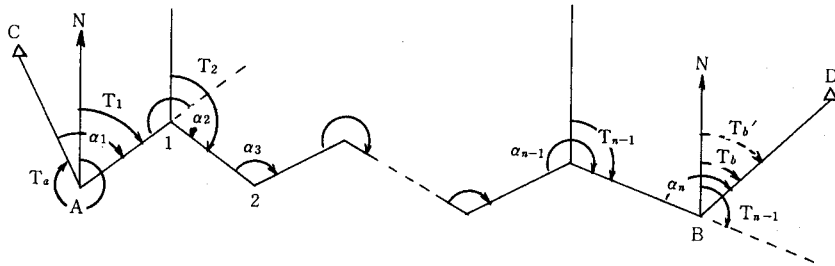
$$T_{n-1}' = T_{n-1} + 180^\circ + \alpha_n +$$

$$T_b' = T_a + [\alpha] - (n-1)180^\circ$$

$$T_b - T_b' = \alpha \Delta \quad \text{とすれば}$$

$$T_b - \Delta \alpha = T_a + [\alpha] - (n-1)180^\circ$$

$$\therefore \Delta \alpha = T_b - T_a - [\alpha] + (n-1)180^\circ \dots (a)(b)$$



(C)

図-15

$$T_1 = T_a + \alpha_1 - 360^\circ$$

$$T_2 = T_1 + 180^\circ + \alpha_2 - 360^\circ$$

$$\vdots$$

$$T_b' = T_{n-1} + 180^\circ + \alpha_n - 360^\circ$$

$$T_b' = T_a + [\alpha] - (n+1)180^\circ$$

$$T_b - T_b' = \Delta \alpha \quad \text{とすれば}$$

$$\Delta \alpha = T_b - T_a - [\alpha] + (n+1)180^\circ \dots (c)$$

$$T_1 = T_a + \alpha_1$$

$$T_2 = T_1 + 180^\circ + \alpha_2 - 360^\circ$$

$$\vdots$$

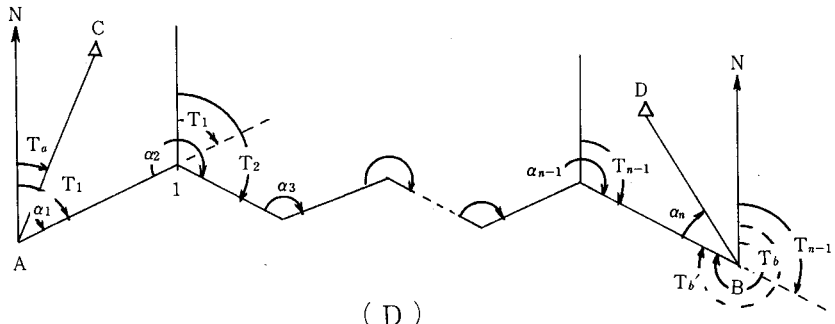
$$T_{n-1} = T_{n-2} + 180^\circ + \alpha_{n-1} - 360^\circ$$

$$T_b' = T_{n-1} + 180^\circ + \alpha_n$$

$$T_b' = T_a + [\alpha] - (n-3)180^\circ$$

$$T_b - T_b' = \Delta \alpha \quad \text{とすれば}$$

$$\Delta \alpha = T_b - T_a - [\alpha] + (n-3)180^\circ \dots (d)$$



(D)

図-16

以上の条件式にあてはめて算出された観測角の誤差（作業規定に於ける閉合差は基準多角では $10'' + 15'' \sqrt{n}$ 、補助多角では $15'' + 20'' \sqrt{n}$ となっている）が許容誤差の範囲内であれば、各角に均等配布する。

☆ 方位角と方向角

方位角とは、真北から時計廻りに測ったある方向の角をいう。

方向角とは、平面直角座標の北方に向う軸から時計廻りに測ったある方向の角である。

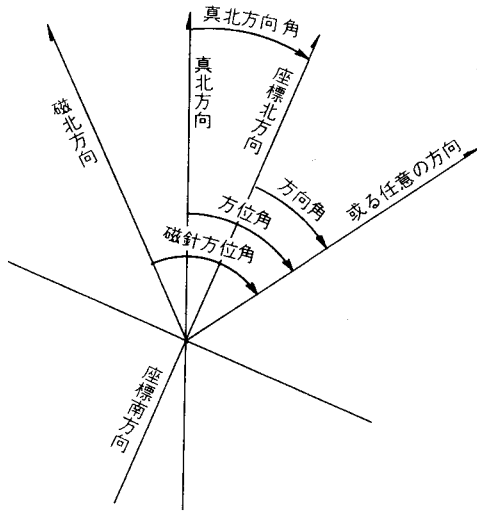


図-17

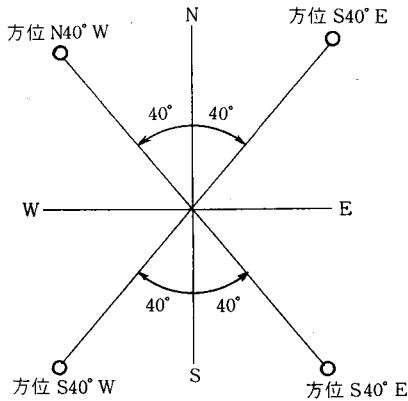


図-18

磁針方位角とは磁北から時計廻りに測った角をいう。
 方位とは、北南を基準として時計廻り、あるいはその反対向に測る角をいう。
 真北方向角とは、その点の座標北と子午線とのなす角をいい、方位角と方向角との差で表わされる。

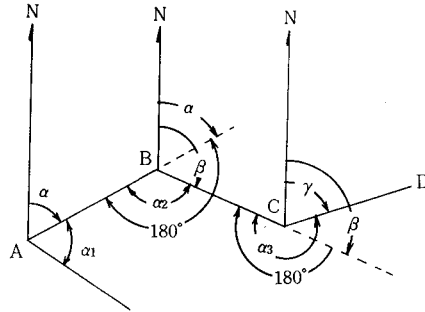
☆ 方位角の計算

方位角の計算には、交角より方位角を求める方法と、偏角より求める場合(省略する)があるが、いずれも前項でのべた調整した角度を用いる。

交角より方位角を求める方法のうち、進行方向に対して右側の交角を測ったとき、図(a)において2測点A, B, Cの交角をそれぞれ $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ とし、測線ABの方位角を α とする。

次の測線BCの方位角 β を求めるには、図(a)から明らかのように、 α に 180° を加えればBAの方位角になり、

これより交角 α_2 を減ずればBCの方位角 β が残る。したがって $\beta = \alpha + 180^\circ - \alpha_2$ である。次に測線CDの方位角 γ も同様に、 $\gamma = \beta + 180^\circ - \alpha_3$ 以上のことから、
 (ある測線の方位角) = (一つ前の測線の方位角) + 180° - (交角)
 となる。



(a)

図-19

次いで進行方向に対して右側の交角を測ったとき、図(b)よりBCの方位角は、
 $\beta = \alpha + \alpha_2 - 180^\circ$ である。またCDの方位角は、
 $\gamma = \beta + \alpha_3 - 180^\circ$ である。すなわち、
 (ある測線の方位角) = (一つ前の測線の方位角)

$$+ (\text{交角}) - 180^\circ$$

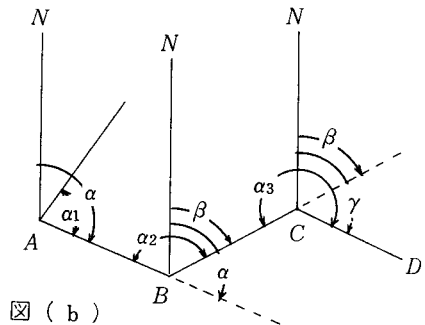
以上これらの式で求められた値がいずれのときでも 360° を越えるときは 360° を減じ、また角度が負(-)のときは、 360° を加えればその値がその測線の方位角となる。また左側の交角を+、右側の交角を-、として計算すれば方位角を求める式は、

$$(\text{ある測線の方位角}) = (\text{一つ前の測線の方位角})$$

$$+ 180^\circ + (\text{交角})$$

となる。

次に実例で方向角の計算と、前項で述べた閉合差の計算をのべてみる。



図(b)

図-20

いまAから出発して、Bに閉合するトラバース測量を行なって次の結果を得たとする。

- $\angle C.A.1 = \alpha_A = 129^\circ 6' 30''$
- $\angle A.1.2 = \alpha_1 = 108^\circ 15' 15''$
- $\angle 1.2.3 = \alpha_2 = 213^\circ 27' 25''$
- $\angle 2.3.4 = \alpha_3 = 141^\circ 43' 30''$
- $\angle 3.4.B = \alpha_4 = 195^\circ 1' 10''$

$$\angle 4.B.D = \alpha_B = 187^\circ 12' 15''$$

$$[\alpha] = 974^\circ 46' 5''$$

ただし、AからCへのx軸を基準とする方向角 (T_A) : $345^\circ 3' 50''$

BからDへのx軸を基準とする方向角 (T_B) : $59^\circ 49' 43''$ とする。

(交角から方向角の計算)

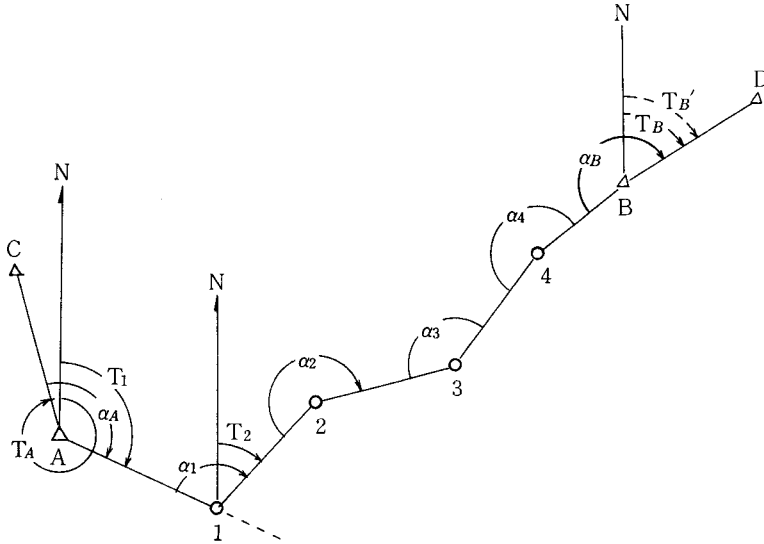


図-21

$T_A = 345^\circ 3' 50''$	$\alpha_2 = 213^\circ 27' 25''$	$412^\circ 37' 40''$	測点数 = $n = 6$
$\alpha_A = 129^\circ 6' 30''$	$435^\circ 53' 0''$	$-360^\circ 40''$	
$474^\circ 10' 20''$	-360°	$T_5 = 52^\circ 37' 40''$	1 交角の補正量 = $\frac{-12}{6} = -2''$
-360°	$T_3 = 75^\circ 53' 0''$	180°	
$T_1 = 114^\circ 10' 20''$	180°	$\alpha_B = 187^\circ 12' 15''$	
180°	$\alpha_3 = 141^\circ 43' 30''$	$419^\circ 49' 55''$	
$\alpha_1 = 108^\circ 15' 15''$	$397^\circ 36' 30''$	-360°	
$402^\circ 25' 35''$	-360°	$T_{B'} = 59^\circ 49' 55''$	
-360°	$T_4 = 37^\circ 36' 30''$	$T_B = 59^\circ 49' 43''$	
$T_2 = 42^\circ 25' 35''$	180°	$(T_B - T_{B'}) =$	
180°	$\alpha_4 = 195^\circ 1' 10''$	$\triangle \alpha = -12''$	

図-22

(注) $\triangle \alpha = (n+1)180^\circ + T_B - \{[\alpha] + T_A\}$
 $= (6+1) \times 180^\circ + 59^\circ 49' 43'' - \{974^\circ 46' 5'' + 345^\circ 3' 50''\} = -12''$

これをまとめると右の表のようになる。

測点	観測交角	観測方向角	補正量	調整方向角
C		$345^\circ 3' 50''$		
A	$129^\circ 6' 30''$	$114^\circ 10' 20''$	$-2''$	$114^\circ 10' 18''$
1	$108^\circ 15' 15''$	$42^\circ 25' 35''$	$-4''$	$42^\circ 25' 31''$
2	$213^\circ 27' 25''$	$75^\circ 53' 0''$	$-6''$	$75^\circ 52' 54''$
3	$141^\circ 43' 30''$	$37^\circ 36' 30''$	$-8''$	$37^\circ 36' 22''$
4	$195^\circ 1' 10''$	$52^\circ 37' 40''$	$-10''$	$52^\circ 37' 30''$
B	$187^\circ 12' 15''$	$59^\circ 49' 55''$	$-12''$	$59^\circ 49' 43''$
D				

☆ 緯距と経距

ある測線を、直角座標の縦軸に投影したものをその測線の緯距 (Latitude) といい、横軸に投影したものを、その測線の経距 (Departur) という。

多角測量での直角座標軸としては、一般に国土地理院の直角座標軸 (三角測量の項を参照) または縦軸に子午線、横軸に東西線をとる。

緯距及び経距もベクトルであって、これらには次のように符号をつける。

緯距	N に向って計るもの	+
	S	-
経距	E	+
	W	-

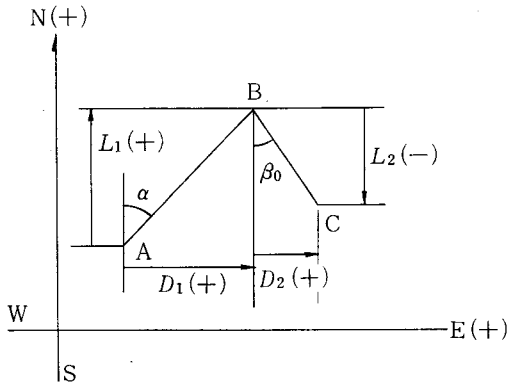


図-23

いま図のように測線 AB, BC の方位を各々 $N\alpha E$, $S\beta_0 E$ とすると、

$$\begin{aligned} \text{測線 AB の} & \begin{cases} \text{緯距 } L_1 = +AB \cos \alpha \\ \text{経距 } D_1 = +AB \sin \alpha \end{cases} \\ \text{測線 BC の} & \begin{cases} \text{緯距 } L_2 = -BC \cos \beta_0 \\ \text{経距 } D_2 = +BC \sin \beta_0 \end{cases} \end{aligned}$$

他の象限の場合も同様で、(+)(-)は表のようになる。

測線	方位角	方位角の大きさ	象限	方位	緯距	経距
OA	α	$0^\circ \sim 90^\circ$	第一	$N\alpha E$	+	+
OB	β	$90^\circ \sim 180^\circ$	第二	$S\beta_0 E, \beta_0 = 180^\circ - \beta$	-	-
OC	γ	$180^\circ \sim 270^\circ$	第三	$S\gamma_0 W, \gamma_0 = \gamma - 180^\circ$	-	+
OD	δ	$270^\circ \sim 360^\circ$	第四	$N\delta_0 W, \delta_0 = 360^\circ - \delta$	+	-

図-24

なお L: 緯距

D: 経距

l: 測線長

とすれば、一般に

$$L = \pm l \cos(\text{方位}) = l \cos(\text{方位角})$$

$$D = \pm l \sin(\text{方位}) = l \sin(\text{方位角})$$

である。

したがって、方位を求めずに方位角を用いて、ただちに緯距、経距を算出することもある。

座標の計算では、前項で調整された調整方向角と平面距離を用いて、各点の座標を計算する。実測距離は、球面距離であるから、 s/S を補正して平面距離とする。しかし局地的な小規模の測量や平面への投影誤差 (s/S) が $1/10$ 万以内は無視してもよい測量では s/S の補正を省略して、 $s \doteq S$ としてよい。

いま図のような A 点から B 点に結合する多角路線において、

$\alpha_a, \alpha_1, \alpha_2, \dots$ を各測線の整正方向角、

S_a, S_1, S_2, \dots を各多角辺長とし、A 点、B 点 (既知点) の座標値を $(X_a, Y_a), (X_b, Y_b)$ とし、 $(x_1, y_1), (x_2, y_2), \dots, (x_n, y_n)$ を 1, 2, \dots, n 点の座標値とすれば、

$$x_1 = X_a + S_a \cos \alpha_a \quad y_1 = Y_a + S_a \sin \alpha_a$$

$$x_2 = x_1 + S_1 \cos \alpha_1 \quad y_2 = y_1 + S_1 \sin \alpha_1$$

$$x_3 = x_2 + S_2 \cos \alpha_2 \quad y_3 = y_2 + S_2 \sin \alpha_2$$

\vdots

$$x_n = x_{n-1} + S_{n-1} \cos \alpha_{n-1} \quad y_n = y_{n-1} + S_{n-1} \sin \alpha_{n-1}$$

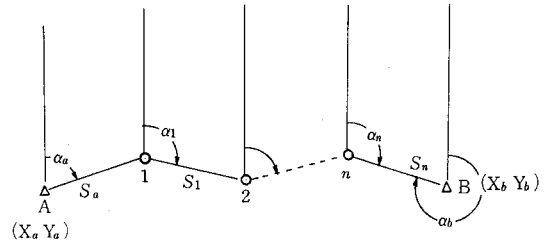


図-25

$$x_b = x_n + S_n \cos \alpha_n \quad y_b = y_n + S_n \sin \alpha_n$$

上式を相加えると

$$x_b = X_a + \sum S_i \cos \alpha_i \quad y_b = Y_a + \sum S_i \sin \alpha_i$$

と計算される。

この x_b, y_b は A 点の座標値から計算された b 点の座標値であり、B 点の既知座標値との差が座標の閉合差である。

閉合差 (E) とトラバースの全長 (L) との比、すなわち E/L を閉合比という。これでトラバース測量の精度を表わすことができる。閉合比の制限については各々の測量によって定められている。

閉合差を配布する方法に、コンパス法、トランシット法の 2 法がある。

☆ 多角網の平均

多角網の平均には、多角網をX, Y, A等(形は選点の項の図を参照され度い)の定形的な形に行なうものと全体網を同次に解く方法がある。X, Y形は3個以上の与点によって交点1個を平均し, A, H形は交点2個を平均するものである。

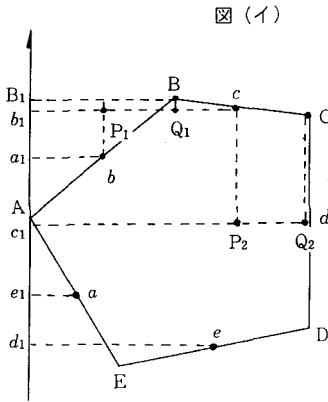
X, Y形の平均法は、いわゆる重量平均法で測観値にもとづいて各路線毎に求めた交点の値を、各路線の距離の逆数を重量として平均し、交点の最確値を求めるものである。

A, H形は、条件方程式法によって平均するもので、計算は重量平均と同様に、まず方向角について行ない、これによって求めた整正方向角と距離で計算された座標について行なう。

☆ 緯距・経距による面積の計算

閉合トラバースの場合、その調整を行ない、各辺の緯、経距を求めると、それらの値を用いて順次面積計算をすることができる。

図(イ)で、各測線の中点から座標縦軸に垂線をおろした長さを横距という。a, bはABの横距, b, cはBCの横距である。



図—26

さて

$$a_1 b_1 = \frac{1}{2} B_1 B = \frac{1}{2} (AB \text{ の経距})$$

$$b_1 c_1 = b_1 P_1 + P_1 Q_1 + Q_1 c_1$$

$$= (\text{測線 AB の横距}) + \frac{1}{2} (\text{測線 AB の経距}) + \frac{1}{2} (\text{測線 BC の経距})$$

$$c_1 d_1 = c_1 P_2 + P_2 Q_2 + Q_2 d_1$$

$$= (\text{BC の横距}) + \frac{1}{2} (\text{BC の経距}) + \frac{1}{2} (\text{CD の経距})$$

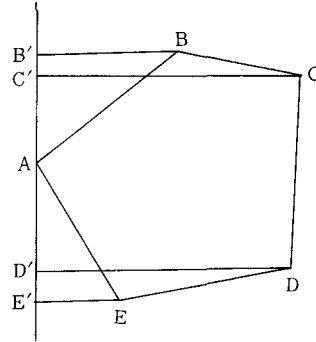
以上の関係式を一般的に考えてみよう。上式で両辺を2倍すると、左辺は横距の2倍となり、これを倍横距という。すると、次の関係が成り立つ。

第1辺(AB)の倍横距 = その辺(AB)の経距
 第2辺以下の倍横距 = (一つ前の測線の倍横距) + (一つ前の測線の経距) + (その測線の経距)

図(ロ)で、トラバースABCDEAの面積Aの計算を考えてみよう。

$$A = \text{多角形 } B'BCDEE' - \triangle AB'B - \triangle AE'E$$

$$= \square B'BCC' + \square C'CDD' + \square D'DEE' - \triangle AB'B - \triangle AE'E \dots \dots \dots (1)$$



図(ロ)

図—27

上式で

$$\square B'BCC' = (B'B + C'C) \div 2 \times B'C'$$

$$= (BC \text{ の倍横距}) \div 2 \times (BC \text{ の緯距}) (-)$$

上と同様に

$$\square C'CDD' = (CD \text{ の倍横距}) \div 2 \times (CD \text{ の緯距}) (-)$$

$$\square D'DEE' = (DE \text{ の倍横距}) \div 2 \times (DE \text{ の緯距}) (-)$$

$$\triangle AB'B = (AB \text{ の倍横距}) \div 2 \times (AB \text{ の緯距}) (+)$$

$$\triangle AE'E = (EA \text{ の倍横距}) \div 2 \times (EA \text{ の緯距}) (+)$$

したがって、緯距の符号を考え、(1)式をまとめると
 $2A = |\sum [(各測線の倍横距) \times (その測線の緯距)]| \dots$
 ……(3)となる。ただし(3)式の絶対値の記号の中は、この場合は(-)である。もし、図(ロ)が左回りのトラバースAEDCBAであれば、(3)式のそれは(+)となる、いずれにしてもその絶対値をとれば、トラバースの面積が求められるわけである。

たとえば、多角形ABCDEにおいてトラバース測量を行ない、次の値を得たとする。この5点によってかこまれた面積を計算してみる。

測点	A	B	C	D	E
緯距	-40.19	+74.22	+35.96	+28.32	-98.31
経距	+109.56	+25.12	-40.93	-68.10	-25.65

測線	経距	倍横距
AB	+109.56	+109.56
BC	+25.12	+244.24
CD	-40.93	+228.43

(注) 矢印の方向に計算する。

2 A = Σ (緯距 \times 倍横距)

測線	緯距	倍横距	倍面積	
			+	-
AB	-40.19	+109.56		4,403.21
BC	+74.22	+244.24	18,127.49	
CD	+35.96	+228.43	8,214.34	
DE	+28.32	+119.40	3,381.40	
EA	-98.31	+25.65		2,521.65

29,723.23

6,924.86

2,2798.37

11,399.18m²

☆ 終りに

多角測量は、あらゆる測量作業に用いられ、測量の分野では重要な位置を占めている。したがって、この項はもっといろいろと書き度いと考えておりましたが、生憎紙数と時間の関係で以上のようにまとめました。書き足りない分については、後日機会がありましたら書いてみたいと思っております。

長い間拙い一文にお付き合い下さいましたことを感謝いたします。



農業土木専門技術機関

※ 農業開発事業の調査計画設計及び施工管理に関する業務
 一般土木建築事業の調査計画及び設計に関する業務
 前各号に付帯関連する一切の業務

株式会社 日本農業土木コンサルタンツ

代表取締役・農学博士 佐々木 四郎
 社長
 常務取締役 岡本 勇

東京都港区新橋5丁目34番4号 農業土木会館4階

TEL 03 (434) 3831~3

農業土木技術研究会役員等名簿

会 長 岡部 三郎 構造改善局建設部長
 副 会 長 緒形 博之 東京大学教授
 理 事 浅原 辰夫 構造改善局設計課長
 “ 須恵 務 “ 水利課長
 “ 須藤良太郎 “ 農業土木専門官
 “ 宮本 国雄 関東農政局建設部長
 “ 高須 俊行 農業土木試験場水利部長
 “ 伊東 久弥 新潟県農地部長
 “ 後藤 孝 水資源公団第二工務部長
 “ 藤塚 太郎 農業土木事業協会専務理事
 “ 永田 正董 土地改良建設協会専務理事
 “ 高嶺 進 三祐コンサルタント取締役
 “ 久徳 茂雄 西松建設株式会社取締役
 “ 内藤 正 大豊建設株式会社副社長
 “ 宮城 好弘 三井建設株式会社理事
 監 事 小林 俊昭 関東農政局設計課長
 “ 岡本 勇 (財)日本農業土木コンサルタン
 ツ理事
 常任顧問 福沢 達一 構造改善局次長
 “ 井元 光一 全国農業土木技術連盟委員長
 顧 問 小川 泰恵 八郎潟新農村建設事業団理事
 “ 梶木 又三 参議院議員
 “ 金子 良 日本大学教授
 “ 小林 国司 参議院議員
 “ 佐々木四郎 日本農業土木コンサルタンツ理
 事長
 “ 重政 庸徳
 “ 清野 保 愛知工業大学顧問
 “ 高月 豊一 京都大学名誉教授
 “ 田村徳一郎 明治大学講師
 “ 中川 一郎 衆議院議員
 “ 野知 浩之
 “ 福田 仁志 東京大学名誉教授
 “ 山崎平八郎 衆議院議員
 参 与 伊勢村正治 東北農政局設計課長
 “ 小林 俊昭 関東農政局設計課長
 “ 内山 則夫 北陸農政局設計課長
 “ 村山 昶 東海農政局設計課長
 “ 平井 公雄 近畿農政局設計課長
 “ 八木 直樹 中四国農政局設計課長
 “ 柴田巳千夫 九州農政局設計課長

参 与 横田 満 北海道開発局土地改良課長
 “ 那須 丈士 沖縄総合事務局土地改良課長
 “ 皆川美智也 北海道農業水利課長
 “ 須田 康夫 青森県土地改良第一課長
 “ 佐藤 政基 岩手県農地整備課長
 “ 熊野 茂夫 宮城県耕地課長
 “ 湯浅 満之 秋田県農業水利課長
 “ 山本 敏 山形県耕地第一課長
 “ 佐藤 英明 福島県農地建設課長
 “ 綿引 定幸 茨城県農地建設課長
 “ 吉原 敏彦 栃木県土地改良第一課長
 “ 佐藤 茂 群馬県耕地開発課長
 “ 久保島竹志 埼玉県耕地計画課長
 “ 斎藤 哲哉 千葉県耕地第一課長
 “ 河内 光 東京都農地課長
 “ 山井 良淳 神奈川県農地整備課長
 “ 葉袋 茂雄 山梨県耕地課長
 “ 上條 堅 長野県耕地第一課長
 “ 中本 庸弘 静岡県農地企画課長
 “ 内藤 克美 新潟県農地建設課長
 “ 杉野 義明 富山県耕地課長
 “ 服部 弘昌 石川県耕地建設課長
 “ 森本 茂俊 福井県耕地課長
 “ 松久 勝 岐阜県農地計画課長
 “ 松永 正守 愛知県耕地課長
 “ 鈴木 領 三重県耕地課長
 “ 行村 敏男 滋賀県耕地指導課長
 “ 片山 啓二 京都府耕地課長
 “ 吉岡 孝信 大阪府耕地課長
 “ 谷岡 恒男 兵庫県耕地課長
 “ 宮内 義之 奈良県耕地課長
 “ 中川 勇 和歌山県耕地課長
 “ 中野 保男 鳥取県耕地課長
 “ 高野 洋二 島根県耕地課長
 “ 高杉 杜雄 岡山県耕地第一課長
 “ 正木 武徳 広島県耕地課長
 “ 吉次 英雄 山口県耕地課長
 “ 小泉 恵二 徳島県耕地課長
 “ 大島 要 香川県土地改良課長
 “ 檜垣潤一郎 愛媛県耕地課長
 “ 山崎 正仁 高知県耕地課長
 “ 井上吾一郎 福岡県農地計画課長
 “ 小川 和広 佐賀県土地改良課長
 “ 本村不二男 長崎県耕地課長
 “ 近藤 阪衛 熊本県耕地第一課長
 “ 八坂 一誠 大分県耕地課長
 “ 瀬尾 悟 宮崎県耕地課長
 “ 百元 和夫 鹿児島県農地整備課長

参 与 幸地長二郎 沖繩県耕地課長
 幹 事 浅井喜代治 農工大学助教授
 " 有川 通正 構造改善局水利課係長
 " 青木 登 関東農政局設計課農業土木専門
 官
 幹 事 伊藤 喜久 構造改善局技術課課長補佐
 " 池田 文雄 " " 基本調査係
 長
 " 小木曾徳三郎 " 開発課係長
 " 亀田 昌彦 " "
 " 川又 政園 企画調整室課長補佐
 " 片岡 泰三 構造改善局水利課係長
 " 戸上 訓正 " 整備課係長
 " 宮崎 武美 " 防災課課長補佐
 " 安江 二夫 " " 係長
 " 長塚 裕 水資源公団第二工務部副参事
 " 橋本 正 国土庁計画調整局調整課専門調
 査官
 常任幹事 山下 義行 構造改善局設計課課長補佐
 " 池田 実 " 整備課課長補佐
 " 中西 一継 " 設計課農業土木専門官
 " 野村 利秋 全国農業土木技術連盟事務局長
 編 集 須藤良太郎 構造改善局設計課農業土木専門
 委 員 長 官
 編集委員 幹事及常任幹事

(五十音順)

賛 助 会 員

東 京 ㈱ 荏原製作所 3口
 " ㈱ 大 林 組 "
 " ㈱ 熊 谷 組 "
 " 久保田鉄工㈱ "
 " 佐藤工業㈱ "
 愛 知 ㈱三祐コンサルタンツ "
 東 京 大成建設㈱ "
 " ㈱電業社機械製作所 "
 大 阪 ㈱西島製作所 "
 東 京 西松建設㈱ "
 " (財)日本農業土木コンサルタンツ "
 " ㈱ 間 組 "
 " ㈱ 日立製作所 "
 千 葉 福本鉄工㈱ "
 東 京 ㈱ 青 木 建 設 2口
 " 株木建設㈱ "
 大 阪 ㈱ 奥 村 組 "
 東 京 勝村建設㈱ "
 大 阪 ㈱栗本鉄工所 "
 東 京 三幸建設㈱ "

東 京 住友建設㈱ 2口
 " 大豊建設㈱ "
 " 前田建設工業㈱ "
 " 三井建設㈱ "
 青 森 田中建設㈱ "
 愛 媛 安藤工業㈱ "
 山 形 前田製管㈱ 1口
 東 京 旭コンクリート工業㈱ "
 大 分 梅林建設㈱ "
 東 京 技研興業㈱ "
 東 京 久保田建設㈱ "
 " 五洋建設㈱ "
 大 分 ㈱ 後 藤 組 "
 " ㈱ 佐 藤 組 "
 愛 知 塩 谷 組 "
 東 京 世紀建設㈱ "
 " ㈱ 武井工業所 "
 " ㈱ 田原製作所 "
 香 川 大成建設㈱高松支店 "
 大 分 高山総合工業㈱ "
 東 京 中央開発㈱ "
 岡 山 アイサワ工業㈱ "
 香 川 ㈱チェリーコンサルタンツ "
 東 京 東急建設㈱ "
 秋 田 東邦技術㈱ "
 東 京 東京索道㈱ "
 栃 木 東洋測量設計㈱ "
 東 京 土木測器センター "
 茨 城 中川ヒューム管工業㈱ "
 東 京 日本舗道㈱ "
 " 日本国土開発㈱ "
 " 日本プレスコンクリート工業㈱ "
 " 日本エタニットパイプ㈱ "
 " 日曹マスタービルダーズ㈱ "
 " 日兼特殊工業㈱ "
 福 岡 藤増総合化学研究所 "
 東 京 ㈱ マルイ "
 " ㈱ 丸島水門製作所 "
 石 川 真柄建設㈱ "
 東 京 水資源開発公団 "
 京 都 山品建設㈱ "
 愛 知 若鈴コンサルタンツ㈱ "
 東 京 I N A新土木研究所 "
 福 岡 新日本コンクリート㈱ "
 茨 城 日本電信電話公社茨城県電気通信研究所 "
 東 京 日本技術開発㈱ "
 北 海 道 (財)農業近代化コンサルタンツ "
 岩 手 菱和建設㈱ "

岩手	丸伊工業㈱	1口	新潟	藤村ヒューム管㈱	1口
〃	高弥建設㈱	〃	〃	新潟ヒューム管㈱	〃
〃	東北ブルドーザー工業㈱	〃	富山	㈱婦中興業	〃
宮城	丸か建設㈱	〃	〃	八田工業㈱	〃
〃	上田建設㈱	〃	石川	㈱豊蔵組	〃
〃	北越ヒューム管㈱	〃	福井	九頭竜川鳴鹿堰堤土地改良区	〃
山形	東洋開発㈱山形支店	〃	〃	福井県土地改良事業団体連合会	〃
〃	佐藤興業	〃	岐阜	岐阜県ベンチフリューム協議会	〃
〃	菱和建設山形営業所	〃	兵庫	姫路設計㈱	〃
茨城	社団法人茨城県建設業協会	〃	岡山	㈱大本組	〃
〃	茨城県調査測量設計研究会	〃	広島	金光建設㈱	〃
栃木	第一測工㈱	〃	〃	農林建設㈱	〃
〃	(有)八汐コンサルタンツ	〃	徳島	佐々木建設㈱	〃
群馬	大和設備工事㈱	〃	〃	㈱安原建設	〃
〃	高橋建設㈱	〃	香川	青葉工業㈱	〃
埼玉	㈱古郡工務所	〃	〃	宮本建設㈱	〃
千葉	堀内建設㈱	〃	高知	須崎工業㈱	〃
〃	京葉重機開発㈱	〃	〃	(有)西沢組	〃
東京	旭化成工業㈱	〃	福岡	福岡県農林建設企業体岩崎建設㈱	〃
〃	前沢工業㈱	〃	〃	㈱古賀組	〃
〃	日本大学生産工学部図書館	〃	佐賀	佐賀農業土木試験場佐賀支場	〃
神奈川	神奈川農業土木建設協会	〃	熊本	佐藤企業㈱	〃
山梨	峡中土地改良建設協会	〃	〃	旭測量設計㈱	〃
長野	小林建設工業㈱	〃	鹿児島	九建コンクリート㈱	〃
〃	㈱木下組	〃	岩手	新興技術㈱	〃
静岡	社団法人静岡県加地かんがい事業協会	〃			(順序不同)
〃	静岡コンクリート製品協会	〃			121社 161口
新潟	山崎ヒューム管㈱	〃			

農業土木技術研究会会員数

地方名	通常会員							賛助会員		地方名	通常会員							賛助会員			
	県	農林省	学校	法人	団体	個人	合計	会社数	口数		県	農林省	学校	法人	団体	個人	合計	会社数	口数		
北海道	240	243	5	104	11	17	620	1	1	北	新潟	276	70	2	7	-	7	362	3	3	
東	青森	121	52	2	1	2	176	1	2	北	富山	97	3	1	1	-	-	102	2	2	
		100	19	5	3	6	134	5	5	北	石川	77	89	4	14	-	1	185	2	2	
		94	96	6	27	1	7	231	3	3	北	福井	89	9	-	-	-	-	98	2	2
北	宮城	196	35	-	24	3	260	1	1	北	小計	539	171	7	22	-	8	747	9	9	
		114	39	5	5	-	163	4	5	東	岐阜	31	12	5	4	6	2	60	1	1	
		128	45	-	-	11	1	185	-	-	東	愛知	75	98	1	108	48	6	336	3	5
関	茨城	78	28	5	3	7	116	3	3	東	三重	62	38	1	1	23	4	129	-	-	
		51	22	1	-	3	77	2	2	北	小計	168	143	7	113	77	12	525	4	6	
		69	20	-	8	11	131	1	1	近	京都	32	15	-	8	5	-	60	-	-	
東	山梨	99	12	2	2	68	9	192	3	5	近	大阪	63	70	8	12	1	3	157	1	1
		1	198	9	170	42	29	449	43	72	近	兵庫	49	-	5	39	10	5	108	3	7
		46	24	-	5	-	16	91	2	2	近	奈良	76	39	4	2	1	2	124	1	1
東	静岡	12	12	1	-	-	1	28	1	1	畿	和歌山	66	14	-	-	-	3	83	-	-
		106	6	4	-	-	-	116	2	2	畿	小計	341	156	17	61	17	15	607	5	9
		118	41	-	2	-	3	164	2	2											

中 ・ 四 国	鳥取	69	9	4	-	-	82	-	-	九 州	福	52	23	9	43	48	9	184	4	4	
	島根	44	29	6	1	-	80	-	-		佐	59	26	3	-	-	2	90	1	1	
	岡山	59	97	4	2	-	162	2	2		熊	21	7	1	-	-	1	30	-	-	
	広島	47	-	-	2	-	50	2	2		大	108	68	-	4	3	3	186	2	2	
	山口	43	-	1	-	-	45	-	-		宮	82	8	-	-	-	1	91	4	4	
	徳島	36	18	-	-	2	56	2	2		児	83	18	2	1	-	-	104	1	1	
	香川	51	9	4	19	5	90	4	4		島	68	13	-	-	-	-	81	1	-	
	愛媛	43	17	4	3	-	69	1	2		沖	-	18	1	1	-	-	20	-	-	
	高知	27	-	1	-	-	29	2	2		小計	473	181	16	49	51	16	786	12	12	
	小計	419	179	24	27	7	663	13	14		内地計	3,631	1,745	116	627	315	1626	596	121	161	
											外 国	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-
											合 計	3,652	1,745	116	627	315	1626	617	121	161	

編集後記

今年の夏は、秋の長雨ではないが東日本一帯は各地方気象台開設以来の新記録が観測されている。一方国内ばかりでなく米国大陸でも異常降雨や異常早魃による災害が報道されたのが現状である。地球上は気象の異変続きといった感がする。我々の担当している農業土木事業は自然現象とは密接不可分であることは云うに及ばないが、最近特に常日頃から自覚を新たにし業務に取り組まねばと思う次第である。至近な例としては既設農業用施設に対する既設工作物機能の完璧を期すため、構造物の見直し又総点検作業を実施している。こと災害に至って

は農業土木技術のみによる解決ばかりか内容によっては社会的問題まで及ぶものである。農林省としては施設の長期的管理のあり方として土地改良事業造成施設の管理体制、構造、機能の見直し等応急対策を講ずること、積極的に取り組んでいる。災害は忘れた頃にやってくる。格言ではないが、新技術導入と同時に造成施設への関心を持つことが事前の策に通ずる道と思われてならない。本誌も出来得れば最終姿のみでなく数多い経験に基づく反省資料が望ましいと思っている。会員の貴重な体験がく掲載出来ることについて多数の寄稿あらんことを望ん幅広くいます。(青木記)

水 と 土 第 30 号

昭和52年9月30日発行

発行所 東京都港区新橋5-34-4
農業土木会館内

農業土木技術研究会
TEL (436) 1960 振替口座 東京 8-2891

印刷所 東京都新宿区下落合2-4-12

一世印刷株式会社
TEL (952) 5651 (代表)

投 稿 規 定

- 1 原稿には次の事項を記した「投稿票」を添えて下記に送付すること
東京都港区新橋5-34-3 農業土木会館内，農業土木技術研究会
- 2 「投稿票」
 - ① 表 題
 - ② 本文枚数，図枚数，表枚数，写真枚数
 - ③ 氏名，勤務先，職名
 - ④ 連絡先（TEL）
 - ⑤ 別刷希望数
- 3 1回の原稿の長さは原則として図，写真，表を含め研究会原稿用紙（300字）65枚までとする。
- 4 原稿はなるべく当会規定の原稿規定用紙を用い（請求次第送付），漢字は当用漢字，仮名づかいは現代仮名づかいを使用，術語は学会編，農業土木標準用語事典に準じられたい。数字はアラビア数字（3単位ごとに，を入れる）を使用のこと
- 5 写真，図表はヨコ7cm×タテ5cm大を300字分として計算し，それぞれ本文中のそう入個所を欄外に指定し，写真，図，表は別に添付する。（原稿中に入れない）
- 6 原図の大きさは特に制限はないが，B4判ぐらいまでが好ましい。原図はトレーサーが判断に迷わないよう，はっきりしていて，まぎらわしいところは注記をされたい。
写真は白黒を原則とする。
- 7 文字は明確に書き，とくに数式や記号などのうち，大文字と小文字，ローマ字とギリシャ文字，下ツキ，上ツキ，などで区別のまぎらわしいものは鉛筆で注記しておくこと，
たとえば
C, K, O, P, S, U, V, W, X, Z の大文字と小文字
O(オー)と0(ゼロ) a(エー)と α (アルファ)
r(アール)と γ (ガンマー) k(ケイ)と κ (カッパ)
w(ダブルユー)と ω (オメガ) x(エックス)と χ (カイ)
1(イチ)とl(エル) g(ジー)とq(キュー)
E(イー)と ε (イプシロン) v(ブイ)と υ (ウプシロン)
など
- 8 分数式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと
数字は一マスに二つまでとすること
- 9 数表とそれをグラフにしたものとの併載はさげ，どちらかにすること
- 10 本文中に引用した文献は番号を付し，末尾に文献名，引用ページなどを記載すること
- 11 投稿の採否，掲載順は編集委員会に一任すること
- 12 掲載の分は稿料を呈す。
- 13 別刷は，実費を著者が負担する。