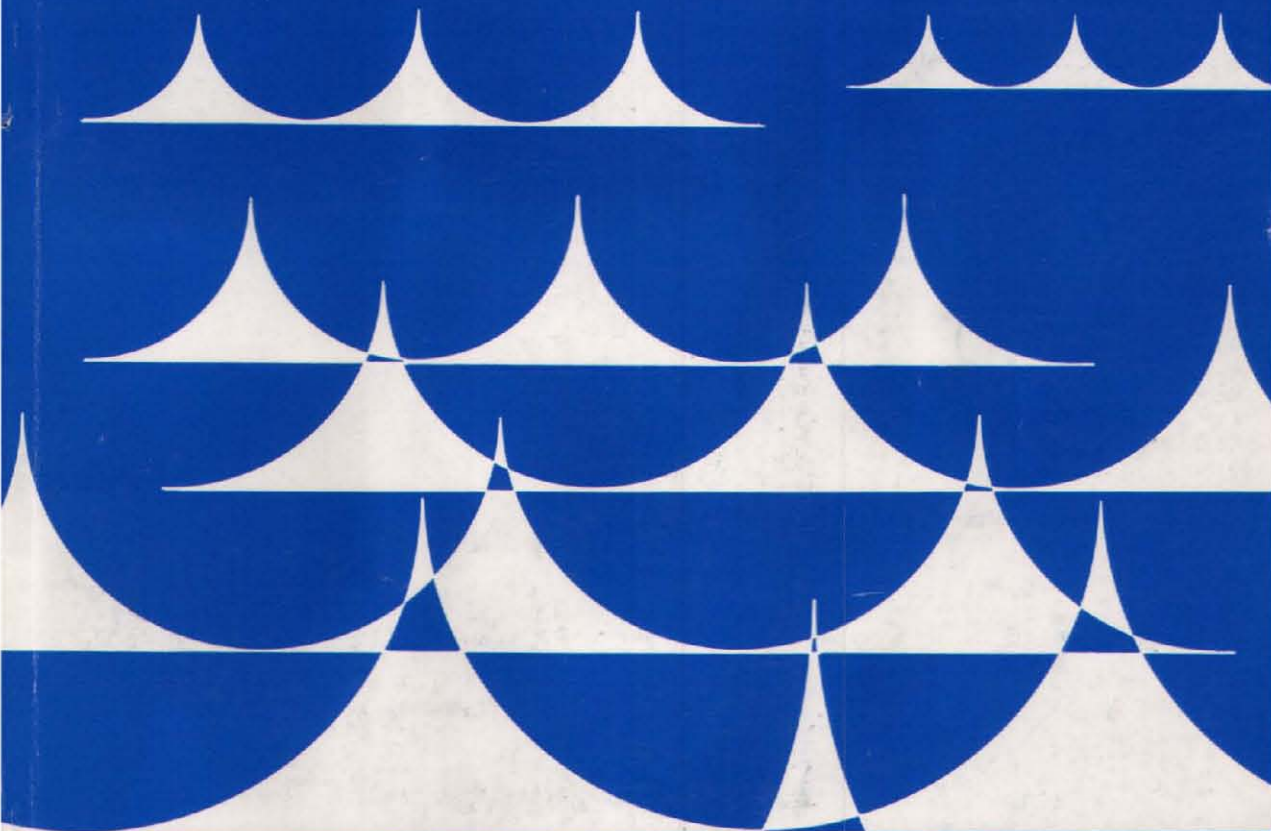


水と土

第 31 号



昭和52年12月号

農業土木技術研究会

銚子ダム

(上流から望む)



写真提供 愛媛県 松山県事務所総合土地改良事業所

銚子ダムは愛媛県営かんがい排水事業「砥部地区」の基幹施設で湛水を日前に最後の整備が進められている。完成のあかつきには472haの畑にかんがい用水を供給することとなる。

ダム諸元

型式 中心コア型ロックフィルダム

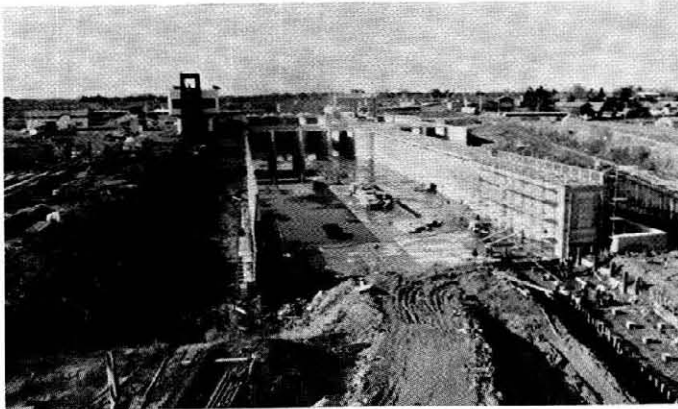
集水面積 直接 0.9km²、間接 2.6km²

総貯水量 810千m³、有効貯水量 800千m³

堤体積 265千m³、堤高48.0m

堤長 14.6m、最大取水量 0.44m³/s.

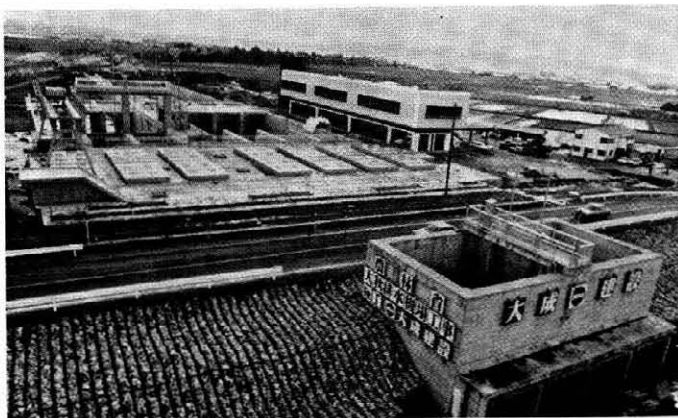
完成近い大秋排水機場



大秋排水機場は、国営かんがい排水事業「新津郷地区」の基幹施設で $69\text{m}^3/\text{sec}$ の排水能力を有する。機場は低位部排水用ポンプ(2, 100mm, チューブラ4台, 排水量 $39\text{m}^3/\text{sec}$)と高位部排水用ポンプ(2, 100mmチューブラ3台, 排水量 $30\text{m}^3/\text{sec}$)に分れている。

写真① 上流側から望む。

写真右側の擁壁は高位部排水と低位部排水を区分する隔壁であり、中央の水路は低位部用ポンプに接続する。



写真② 下流側から望む。

写真中央には管理棟が望まれ、手前右下には吐出水槽が完成しておりこれに接続して堤防横断隧門(4連暗キヨ)の施工が開始されたところである。写真を横切る道路は堤防開削に伴う仮締切りで回道路を兼ねている。



写真③ 機場内部

右側は吸水管、左側は吐出管で、あと中央にポンプの設置を待つのみである。

水 と 土

目 次

グラビア

銚子ダム・完成近い大秋排水機場

報文内容紹介(1)

報 文

笹川揚水機場の設計について (その2)

木 樋 隆 重
田 中 研 信(3)

石手川北部揚水機場の設計と施工について

阿 部 光 夫
松 友 等
米 子 稔
高 橋 豊(13)

成田用水送水系統と機器仕様について

福 村 清
川 原 秀 夫(22)

静岡庵蒲原揚水機場における大型ケーソンの
施工について

八 木 橋 弘
北 尾 輝 夫
高 橋 昇(33)

金崎橋下部工事の施工について

青 野 俊 一
国 富 猪 三
八 幡 忠(40)

農村総合整備モデル事業における農道及び農業集落道
の整備について

——潤いと安らぎを求め、豊かな農村を目指す
安城市の事例——

深 津 俊 一(51)

原町市の地盤沈下の実態と対策について

佐 藤 英 明
瓶 子 敏 行(58)

香川用水における農業用水の配水管理について

佐 戸 政 直
脇 谷 武
和 田 昭 二(69)

資 料

垂直スリーブバルブ減勢池

広 瀬 慎 一 訳(79)

河川協議

——水利権取得の事例紹介と解説 (その3)

川 又 政 園
荻 原 恒 躬
千 賀 裕 太郎
大 尾 峰 雄(87)

講 座

改訂設計基準「パイプライン」について (その1)

洪 市 徹(93)

会 告・編集後記

.....(105)

No. 31

1977

December

農業土木技術研究会会員に対するアンケート

当研究会も発足後8年目を迎え、事業も益々発展しつつあるところですが、今回、主として会誌「水と土」について会員諸氏の御意見をお聞きし今後の事業運営の一助とするため、下記事項について会員全員を対象にアンケートを実施するものです。

なお、回答は、とじ込の葉書に昭和53年1月1日現在で記入し、昭和53年2月28日までに送付願います。

記

1. 勤務先（番号を記入）
 - (1) 国 (2) 県 (3) 学校 (4) 法人 (5) 団体 (6) その他
2. 勤務の内容（番号を記入）
 - (1) 調査・計画 (2) 設計・積算 (3) 施工 (4) 管理 (5) 研究 (6) その他
3. 年齢（番号を記入）
 - (1) 30才未満 (2) 30～39才 (3) 40～49才 (4) 50～59才 (5) 60才以上
4. 所属学会等（所属学会等の番号を記入）
 - (1) 農業土木学会 (2) 農業土木技術連盟 (3) 土木学会 (4) 土質工学会 (5) その他
5. 「水と土」について
 - ① ページ数にして読む割合（番号を記入）
 - (1) 0～19% (2) 20～39% (3) 40～59% (4) 60～79% (5) 80～100%
 - ② よく読む記事
 - (i) 目次別（上位2位までの番号を記入）
 - (1) 資料 (2) 報文 (3) 講座 (4) 特集号 (5) その他
 - (ii) 工種別（上位3位までの番号を記入）
 - (1) ダム (2) 取水施設 (3) ポンプ場 (4) 水路 (5) 道路 (6) ほ場整備 (7) 農地造成（干拓を含む） (8) 畑かん (9) 暗きょ (10) 農地防災 (11) 農村環境基盤整備 (12) 管理
 - ③ 記事の難易度（番号を記入）
 - (i) 資料
 - (1) 難解 (2) 適当 (3) 容易
 - (ii) 報文
 - (1) 難解 (2) 適当 (3) 容易
 - (iii) 講座
 - (1) 難解 (2) 適当 (3) 容易
 - ④ 業務上どのように利用しているか（番号を記入）
 - (i) 利用の有無
 - (1) 利用している (2) 利用していない
 - (ii) 「利用している」場合の業務内容
 - (1) 調査・計画 (2) 設計・積算 (3) 施工 (4) 管理 (5) 研究 (6) その他
 - ⑤ 今後掲載を希望する記事（自由にお書き下さい。）
 - (1) 資料 (2) 報文 (3) 講座 (4) 特集号 (5) その他
 - ⑥ デザイン、装丁、グラビア、記事の紙面割、広告等についての意見（自由にお書き下さい。）
 - ⑦ その他の意見（自由にお書き下さい。）

水と土 第31号 報文内容紹介

石手川北部揚水機場の設計と施工について

阿部 光夫 松友 等
米子 稔 高橋 豊

愛媛県松山市の石手川北部山麓にひらけた北条市の一部を含む550haのみかん栽培地域を対象とするかんがい水源施設として設計施工した揚水機場について、石手川ダムに埋設した取水管からもよりの山頂に設けた着水槽まで、実揚程243mという高揚程ポンプの設備、特にその運転制御方式についての検討及び急傾斜山地に伏設した圧送管の施工状況等工事内容を紹介する。

(水と土 第31号 1977年12月 P.13)

農村総合整備モデル事業における農道及び農業集落道の整備について

——潤いと安らぎを求め、豊かな農村を
目差す安城市の事例——

深津 俊一

都市と比較して立ち遅れた農村の生活環境を整備する事業として、農村総合整備モデル事業を実施しているが、本稿ではこのうち特にほ場整備の進展により失なわれた緑を回復し、住民に潤いと安らぎを与える緑道としての、農道及び農業集落道についての実施事例を紹介し、同事業を実施中の他地区の参考に資するものである。(水と土 第31号 1977年12月 P.51)

成田用水送水系統と機器仕様について

福村 清 川原 秀夫

成田用水事業は本年度までに約6割が完成する用水事業である。本文では全体事業概要の紹介と、ポンプ送水によって管路に生ずる過渡現象の問題点と対策、水路諸施設ならびにポンプ機器の仕様について紹介するとともに、施設全体を制御する機構について概略を述べるものである。

(水と土 第31号 1977年12月 P.22)

原町市の地盤沈下の実態と対策について

佐藤 英明 瓶子 敏行

福島県原町市に発生している地盤沈下現象の実態と、対策について、水源転換施設である横川ダムを中心にその概要を報告するものである。

(水と土 第31号 1977年12月 P.58)

静岡庵原揚水機場における大型ケーソンの施工について

八木橋 弘 北尾 輝夫
高橋 昇

本工事は静岡県庵原郡蒲原町高浜地先において実施したものである。

その周囲には県企業局の取水場をはじめ、各種構造物があって土地利用についての制約がある。

水源を日本軽金属工業KKの富士川第2発電所の放水路に求めた大規模な揚水機場の基礎として、圧縮空気を利用し地下水を排除し、ドライな状態で掘削しながら構造物を所定の位置に沈下させていくケーソン工法を採用施工したので、ここにその施工経過について報告する。(水と土 第31号 1977年12月 P.33)

香川用水における農業用水の配水管理について

佐戸 政直 脇谷 武
和田 昭二

香川用水事業は昭和43年より着工し、現在、東部幹線の一部を残すのみとなり、香川県民待望の吉野川の水も通水されて、3回目のかんがい期を終えようとしている。

香川用水幹線水路は都市用水との共用区間は水資源開発公団が又農業用水専用区間は香川用水土地改良区が管理する、二主体制管理形態をとっている。本報告では香川用水事業の施設管理、配水組織の紹介と現在までの通水状況及び配水管理上の問題点を報告するものである。(水と土 第31号 1977年12月 P.69)

金崎橋下部工事の施工について

青野 俊一 国富猪三夫
八幡 忠

金崎橋は、笠岡湾干拓と国道2号線を結ぶ干拓地の表玄関としての役割を果す橋で、その規模は延長150m、全巾10mであるが、その地盤はN値が0のヘドロ層が10mにも及ぶものである。本報文は、このような軟弱な地盤に橋を架設する場合に適した工法である鋼管矢板井筒工法で下部工を施工したので、その施工概要を述べるものである。

(水と土 第31号 1977年12月 P.40)

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 7 cm × タテ 5 cm 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 (ダブリュー) 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 (バイ) と ν (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け，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。

笹川揚水機場の設計について (その2)

木村 隆 重* 樋 渡 明 信*

田 中 研 一*

目 次

I まえがき.....(30号掲載)	5. ポンプ形式の決定.....(30号掲載)
II 笹川揚水機場の意義.....(//)	6. ポンプ芯高の決定.....(//)
III 機場の計画.....(//)	V ポンプ設計の際の主な検討事項.....(3)
1. 計画の手順.....(//)	1. 電動機の選定.....(3)
2. 計画の基本条件.....(//)	2. 受電方式について.....(3)
IV 機場の設計.....(//)	3. 弁種の決定.....(5)
1. 機場位置の決定.....(//)	4. 吐出管および送水管について.....(6)
2. 導水路の構造と吸水槽.....(//)	5. 吸水位の検討.....(8)
3. ポンプの台数および口径.....(//)	6. ウォーターハンマーの対策.....(8)
4. ポンプの揚程.....(//)	VI おわりに.....(9)

V ポンプ設計の際の主な検討事項

1. 電動機の選定

電動機にはいろいろの種類があるが、ポンプ駆動用としては、構造が簡単・取扱いが容易で価格の安い誘導電動機が一般的である。

形式については、電動機容量が720kwの比較的大容量となるため受電設備容量を考慮し、始動トルクを下げることなく始動電流を制御(2次抵抗器)できる巻線形とする。

電動機の回転数の選定には2つの方法がある。その1は、ポンプと原動機を直結し、ポンプが必要とする回転

数と同じかまたはそれ以下となるよう極数を選定する方法である。その2は、電動機とポンプの間に減速機を置き、ポンプが必要とする回転数を得る方法である。減速機を使用する場合減速比(原動機の回転数とポンプの回転数との比)は遊星歯車減速機の場合で3~6程度であり、原動機の回転数は1,800程度の値をとり得る。

以上の2つの方法について、必要な電動機の容量を求めると表-15のとおりとなる。この2つの方法を比較すると、直結方式の方が電動機と減速機の部分の比較で約4,500千円安く、建家の面積も60㎡程度狭くて済み、さらに電動機の総容量についても60kw少なくすむので直結方式を採用することとした。

表-15 伝動方法による電動機出力

項 目	直 結 形	減 速 機 形	計 算 式
ポンプ軸動力	638.7kw	638.7kw	$\frac{0.163H \cdot Q}{\eta_p}$ $H=16.5m$ $\eta_p=87\%$ $Q=206.6m^3/min$
電動機出力	715.3kw	737.5kw	$\frac{\text{ポンプ軸動力}}{\text{伝達効率}:\eta} (1+\alpha)$ $\alpha=0.12$ η {減速 1.0 直結 0.97}
	720kw	740kw	伝達効率による20kwの差(1台当り)

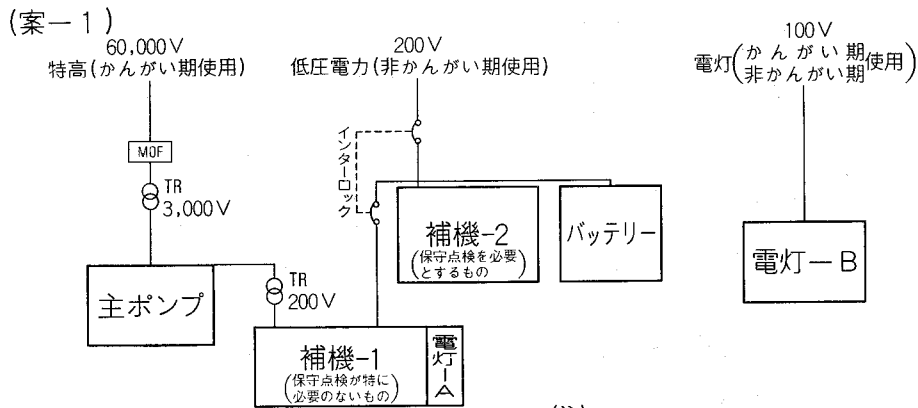
電動機の回転数は120×周波数÷極数で表され、極数が大きくなれば大きく、重く、高価となる。

2. 受電方式について

受変電設備とは、電力会社の二次変電所あるいは配電用変動所から、特別高圧または普通高圧で受電し、必要な電圧に変えて負荷設備に供給する電力設備である。

本機場は、水田用水の取水施設であるので、年間をかんがい期と非かんがい期に分けることができ、それぞれの期別により電力の使用目的が基本的に違うとともに電力の容量にも相違がある。したがって、受電方式は図-13に示すような3案が考えられ、これらの各案について

* 関東農政局大利用水農業水利事業所



(注)

補機-1
 制子引揚・起動制御器・吐出弁・
 真空ポンプ・給水ポンプ・オートス
 トレーナー

補機-2
 電動機ヒーター・排水ポンプ・ク
 レーン電源・空調電源

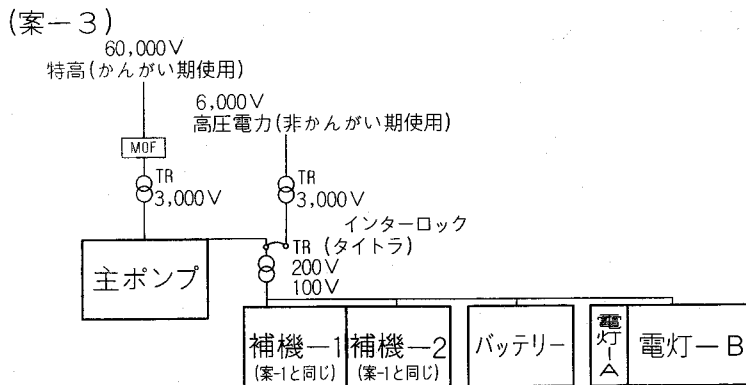
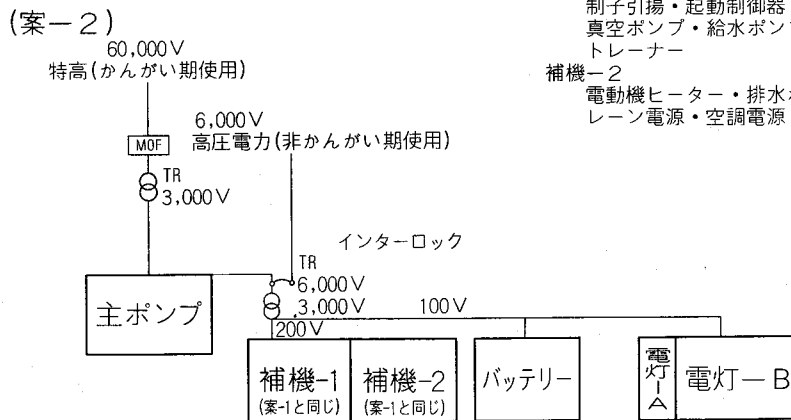


図-13 受電方式 (案)

考察すると次のようになる。

- 1案——特高+低圧(動力用)+低圧(電灯用の3回線受電の形のもので、非かんがい期には、低圧(動力用・電灯用)の2回線受電となり、補機-1の関係機器は、かんがい期使用開始までに保守点検をすることができない。
- 2案——特高+高圧の2回線受電の形のもので、全補機は、いつでも保守点検できる始動体制を整えることができる。但し、6000・3000切替用トラン

スを1台設置することとなる。

管理上は、2回線受電であるので1案よりは容易である。また、契約は、受電設備容量方式とするので、負荷設備は、受電設備容量内で容易に変更できる。

- 3案——2案と同じ2回線受電であるが、2案のように6000・3000の切替用のトランスを使用しないで、6000/3000のトランスと3000/200・100のトランスを2台設置する。

以上について検討の結果、保守管理の面での順位は、2案、3案、1案となり、経済性での順位は1案、2案3案となる。総合判定の結果第2案が最も有利となるので、この案によって東京電力と折衝した結果、既存施設の改築であることを大きな理由としてこの案によることとなった。

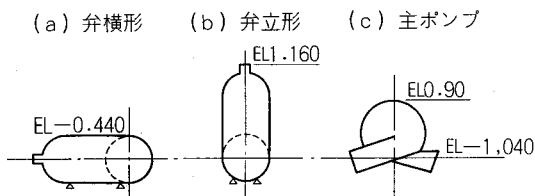
3. 弁種の決定

(1) 吸込弁

本機場のポンプは、Ⅳ—(6)で述べたように吸上げ・押し込み形の折中案となっているため、吸込・吐出管中心(TP—1.040)は、吸込水位(L.W.L.TP—1.080)とほぼ同じ位置にある。したがって、ポンプの休止中あるいは保守点検または分解時に吸込側の水をシャ断するため吸込弁が必要である。

吸込弁は、運転中開放したままで水流を絞ることはないから、水密性(シャ断性)がよく、全開時の損失水頭の少ないものでポンプへの流入水の整流化も考慮し、手動スルース弁とした。また、図—14(b)のように弁を立形にするとポンプより高くなり、弁内に空気溜りが発生す

る危険性があるために横形とし屋内スペース等を考えて内ネジ式とした。



図—14 ポンプと弁の高さ関係

(2) 吐出弁

本機場の吐出弁は、ポンプ停止時に吐出側の水をシャ断する場合と、真空ポンプによって排気満水する場合の2つ目的がある。

これらの目的に適する弁種として一般的と考えられるものは、ロート弁・スルース弁・蝶形弁があげられる。これらの中で、ロート弁は、高価であるためこれを除外し、本機場の吐出弁については、スルース弁と蝶形弁の2種類についての検討を行った。

表—16 スルース弁・蝶形弁の価格および特性

項目	弁種			
	スルース弁	蝶形弁(普通形)	蝶形弁メタルシート型(普通形)	蝶形弁ダブルシート型(離脱形)
電動バルブ単体価格*	2	4	3	1
手動バルブ単体価格*	2	4	3	1
損失係数	0 ~ 0.05		0.2 ~ 0.4	
流水シャ断性	良い		良い	
絞り特性	ない		ある	
水密性	シート部が、金属タッチのため完全水密構造。	シート部は、ゴムタッチでゴムのキズ・メクレ等の損傷が甚しく、長年間の使用に耐えられない。 ※一般に汚水土砂等の用途は、不可である。		
分解・点検	弁前後の配管を取り外すことなく、弁体を設置したまま分解・点検の作業ができる。	普通形では、弁前後の配管を取り外した後、分解点検の作業を必要とする。 離脱形は、弁体を設置したまま分解・点検ができるので、スルース弁と同じである。		
損失によるモーター容量	蝶形弁は、スルース弁よりも1台当り10kw増となる。(表—17による)			

* 価格については最も高いものを1、とし順に2, 3, 4, とした。

前述のとおり、本機場の管路中の水は、最低水位時でも管中心部までであるので、ポンプ・バルブの分解・点検・修理を行うことが可能な弁類は、スルース弁か蝶形弁(離脱形)のいずれかである。両者の単体価格をみると、蝶形弁(離脱形)はスルース弁より高い。また、電動機容量も損失、係数の関係上、試算によると10kw増となる。さらに、当地区としては、Ⅲ—2—(4)に述べたと

おり流量制御の必要性が少ないため、全閉時のシャ断特性が主要な課題となるので、将来の維持管理を考えるならば流水中に弁体の残る蝶形弁より、流水外にあって目で確かめられるスルース弁の方が適当であると考えられた。

また、吐出弁の全開・全閉は、ポンプの始動・停止と連動され、この始動・停止のたびにおこる流水の絞り耐

表一17 スルース弁と蝶形弁の電動機容量の算定

項目	スルース弁の時	蝶形弁の時	摘要
実揚程	14.631m	14.631m	吐出水位 吸込水位 13.551 - (-1.080) = 14.631m
総損失量	1.7053m	1.9417m	吸込, 吐出, 送水 吸込弁, 吐出弁の 損失を含む。
余裕	0.1637m	0.1273m	
全揚程	16.5m	16.7m	余裕を同程度に合 わせて決定する。
電動機容量	720kw	730kw	水動力 ÷ ポンプ効 率 × (1 + 余裕率)
(1) 水動力	555.7kw	562.4kw	$0.163 \times H \times 206.6$ $H = \text{全揚程}$
(2) ポンプ効率	87%	87%	
(3) 余裕率	12%	12%	

えうるとともに、ネジ部への土砂の悪影響をなくするため電動の外ネジ式とした。以上の検討を経て、吐出弁は、電動スルース弁の外ネジ式を採用した。

(3) 逆止弁

逆止弁は、ポンプとスルース弁の間におかれポンプが停電などにより急停止した時の異常な圧力の上昇から、ポンプを守り、かつ逆流を防ぐために必要である。

本機場のポンプの口径が比較的大口径であるので、逆流にともなう弁板の衝撃圧の軽減・弁座の損傷および破損の防止のためにもゆっくり閉めることが有利である。以上の考察から、逆止弁は、逆流時油圧ダッシュポットを用いて徐々に閉じる方法で、三枚は逆流時に閉鎖し、残り一枚が緩閉鎖する緩閉式チェッキ弁を採用した。

4. 吐出管および送水管について

(1) 吐出管口径の決定

ポンプの吐出口径は、IV-3-1(2)で述べたとおりであるが、吐出管の管径をポンプ吐出口径に合わせる必要はなく、経済的な管径を検討しなければならない。

表一7から推定される吐出管の管径は、1100mm, 1200mm, 1350mmの3ケースであり、これらのケースについて流速および電動機容量について検討した結果は表一18のとおりである。また、鋼管、伸縮管、弁および電動機(3台分)の価格の合計額は、1,100mmの場合は1,200より約2,500千円安く、1,350mmの場合は1,200mmより約33,000千円高い。

一方、電動機容量は、表一18にみられるとおり、各径毎に1台当たり20kw差となっており、3台当たり(20kw × 3台 = 60kw分)のランニングコスト(基本料金 + 使用料金)を算出すると約720千円となる。口径1200mmを基準とした差額の償還年数を単純に算出すると、口径1100mmは3年間(2,460千円 ÷ 720千円)口径1350mmは45年間(32,560千円 ÷ 720千円)となる。

以上のことから、口径1100・1200mmは、コスト的に

表一18 吐出口径別による流速および電動機容量

項目	口径		
	1100mm	1200mm	1350mm
流速	3.625m/s	3.046m/s	2.406m/s
実揚程	14.631m	14.631m	14.631m
計算による損失	2.052m	1.658m	1.307m
計算による全揚程	16.683m	16.289m	15.938m
決定全揚程	17.0m	16.5m	16.0m
吐出量	206.6m ³ /min	206.6m ³ /min	206.0m ³ /min
効率	87%	87%	87%
余裕率	12%	12%	12%
計算による電動機容量	737kw	715kw	694kw
決定電動機容量	740kw	720kw	700kw

は大差はないが、一般的に、ポンプ廻りの管内流速は1.5m/sec~3.0m/sec程度が普通とされており、これ以上の流速で設計すると、弁座等の構造が特殊製作となるので、流速・経済性を考慮して1200mmと決定した。

(2) 送水管口径および管厚の決定

管口径の決定にあたっては、イニシャルコストおよびランニングコストによって検討されるが、さらに、経済流速を検討すると、表一19のとおりとなり、φ2300~φ2500が適用範囲である。また、口径別による揚程を考えると、表一20のとおりφ2400以上が16.5mとなり、ランニングコスト上有利と考えられるが、イニシャルコスト的には、管口径の小さい方が有利であり、両者の傾向をみると図一15のとおりである。これらを総合的に判断して、送水管の口径は、2400mmが適当と判断した。

表一19 口径・流量別流速比較表

項目 \ 口径	2200mm	2300mm	2400mm	2500mm	2600mm
3台分 m ³ /s Q=10.330	2.72	2.49	2.28	2.11	1.95
2台分 m ³ /s Q=6.886	1.81	1.66	1.52	1.40	1.30
1台分 m ³ /s Q=3.443	0.91	0.83	0.76	0.70	0.65

(参考) パイプライン設計基準(改訂案)

設計流速

管径 (mm)	設計流速 (m/s)
900 ~ 1,500	1.3 ~ 2.0
1,600 ~ 3,000	1.4 ~ 2.5

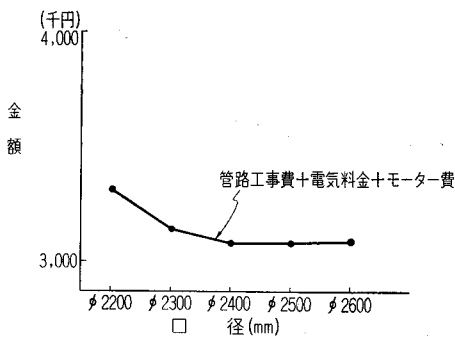
許容最大平均流速

管内面状態	平均流速の許容最大限度 (m/sec)
鋼または铸铁	5.0

なお管内流速の最小限度は、計画流量時において0.3m/secとする。

表—20 送水管口径別による揚程

項 目	計 算 式	φ 2200mm	φ 2300mm	φ 2400mm	φ 2500mm	φ 2600mm
1. 設 計 条 件						
管 長		120	120	120	120	120
断 面 積	$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$	3.799	4.153	4.522	4.906	5.307
流 量	Q	10.33	10.33	10.33	10.33	10.33
流 速	$v = Q/A$	2.719	2.487	2.284	2.106	1.946
速 度 水 頭	$\frac{v^2}{2g}$	0.377	0.316	0.266	0.226	0.193
2. 実 揚 程		14.631	14.631	14.631	14.631	14.631
3. 全 損 失		2.125	1.980	1.862	1.369	1.693
吸 込 損 失		0.322	0.322	0.322	0.322	0.322
吐 出 損 失		0.954	0.954	0.954	0.954	0.954
送 水 損 失		0.849	0.704	0.586	0.493	0.417
20° 曲 管 部	$K_1 \times \frac{v^2}{2g} (K_1=0.03)$	0.023	0.019	0.016	0.014	0.012
42° 曲 管 部	$K_2 \times \frac{v^2}{2g} (K_2=0.155)$	0.058	0.049	0.041	0.035	0.030
60° 曲 管 部	$K_3 \times \frac{v^2}{2g} (K_3=0.365)$	0.138	0.115	0.097	0.082	0.070
管 長 部	ウィリアムヘーズン	0.253	0.205	0.166	0.136	0.112
放 流 部	$K_4 \times \frac{v^2}{2g} (K_4=1.0)$	0.377	0.316	0.266	0.226	0.193
4. 計算による総揚程	実揚程+全損失	16.756	16.611	16.493	16.400	16.324
5. 決定総揚程	H	17.0m	17.0m	16.5m	16.5m	16.5m



図—15 コスト比較図 (年額)

送水管の管厚決定については、埋設管となるのでパイプライン設計基準 (案) により管厚の計算を行った。設計条件計算式は次のとおりである。

[土の受働抵抗係数]

	締 固 め 区 分	埋 戻 土		基 床 部		管底~管頂までの加重 平均受働抵抗係数: e'
		土 質	係数: e'	土 質	係数: e'	
Case — 1	I	M. L	14	S. P	35	25
Case — 2	I	M. L	14	S. P	35	25
Case — 3	I	M. L	14	M. L	28	18
Case — 4	I	M. L	14	S. P	35	25

[計算式]

○土圧強度 $H \leq 2.0m$ $W_1 = \omega \cdot H$
 $H > 2.0m$ $W_1 = C \cdot \omega \cdot B$

○載荷重強度 $W_2 = \alpha \cdot P \cdot (1 + i)$

○鉛直荷重強度 $W = W_1 + W_2$

○水平荷重強度

$$P = P_1 + P_2 \quad P_1 = e' \cdot \frac{\Delta x_1}{F \cdot D} \quad P_2 = e' \cdot \frac{\Delta x_2}{D}$$

e' : 受働抵抗係数 (kg/cm²)

F: 変形遅れ係数 (土圧による場合=1.50)

D: 管厚中心直径 (cm)

Δx_{1-2} : 水平たわみ量 (cm) 但し自重 ($\Delta x_1 = \dots$ の WP の項) によるたわみ量は考慮できない。

○水平たわみ量 $\Delta x = \Delta x_1 + \Delta x_2$

(土圧による場合) $\Delta x_1 =$

$$\frac{F \cdot (2 \cdot K \cdot q_v \cdot R^4 + 2 \cdot K_0 \cdot W_0 \cdot R_0^5 + 2 \cdot K_p \cdot W_p \cdot R^4)}{EI + 0.061 \cdot e' \cdot R^3}$$

(載荷重による場合) $\Delta x_2 = \frac{2 \cdot K \cdot q_t \cdot R^4}{EI + 0.061 \cdot e' \cdot R^3}$

F: 変形遅れ係数(通常1.50)

I: 管壁の断面2次モーメント(cm²)

R₀: 管の内半径(cm)

q_v: 土圧強度(kg/cm²)

W₀: 水の単位体積重量(0.001kg/cm³)

E: 管材の弾性係数(kg/cm²)

R: 管厚中心半径(cm)

K, K₀, K_p: 基礎の支持角によって決まる係数

q_t: 載荷重強度(kg/cm²)

W_p: 管の単位面積当りの重量(kg)

○許容たわみ量……Dの3%以内

○管の横断面に生ずる曲げモーメント

$$M = 0.275 \cdot W \cdot R^2 + 0.260 \cdot W_0 \cdot R_0^3 + 0.083 \cdot W \alpha \cdot R - 0.166 \cdot P \cdot R^2 \quad (\text{設計支持角} 120^\circ)$$

W α : 管長1m当りの管体重量(kg)

○管厚計算式

(内外圧から求める場合)

$$t = \frac{0.5DH' + \sqrt{(0.5DH')^2 + 16.8 \cdot \sigma_a \cdot M}}{2 \cdot \sigma_a}$$

ただし, σ_a : kg/cm² M: kg-cm t, H: cm

(たわみ量から求める場合) $t = \sqrt[3]{12 \cdot I}$

$$I = \frac{R^3}{E} \cdot \left\{ \frac{F \cdot (K \cdot q_v + K_0 \cdot W_0 \cdot R_0 + K_p \cdot W_p) + K \cdot q_t}{\Delta x / D} - 0.061e' \right\}$$

○最終管厚 T=t+1

以上による計算結果は、図-16、表-21のとおりである

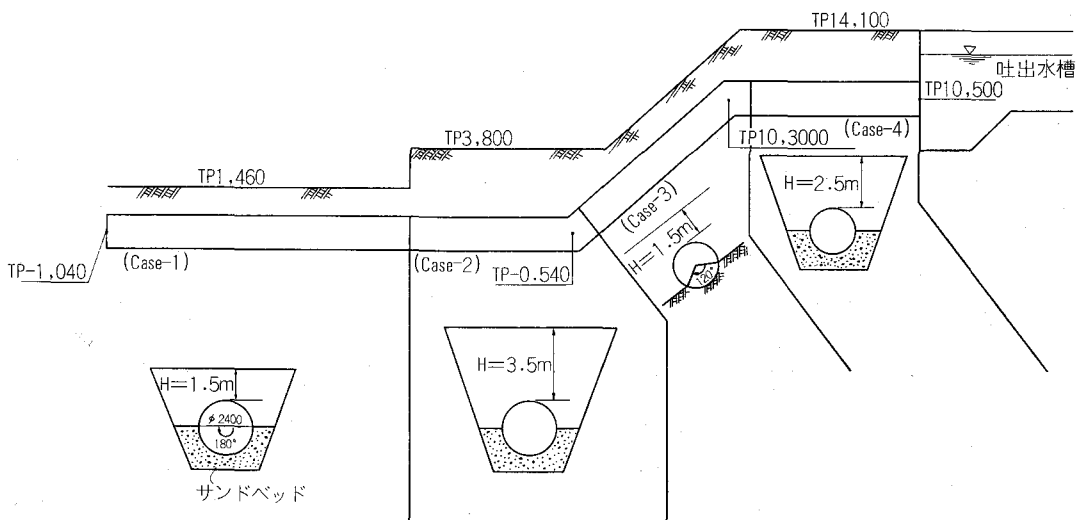


図-16 送水管 管路模式図

5. 吸水位の検討

ポンプ揚程の決定についてはIV-4で述べたが、ポンプ吸水位は、水源である黒部川の要因によりL.W.L~H.W.Lまでの間で変動するため、それに伴って実揚程も変動する。したがって、ポンプの最高効率点をどの水位の状態に設定するかが問題となる。一般には最も使用頻度の高い水位に設定し、その他の水位の状態に運転に支障があるか否かを検討して決定される場合が多い。

本機場の場合、ポンプの最高効率点をH.W.L、O.W.LおよびL.W.Lにあわせた場合の原動機容量等について検討した結果を表-22および表-23に示す。

以上の結果から、ポンプの最高効率点をL.W.Lに合せた場合、原動機の最大容量が最も小さくなり、かつキャピテーションの点からも支障がないので、設計吸水位はL.W.Lとした。

6. ウォーターハンマーの対策

管内を充満して流れている水の速度が急激に変化すると、水には激しい圧力の変化が生じ管内圧力は上昇および下降する。所謂ウォーターハンマー現象を生じる。ポンプ系の送水管では、停電などによるポンプ急停止、ポンプの急起動、弁の急閉開などの場合に起る。

ウォーターハンマーによる圧力上昇または圧力降下の大きさは、流速の変化の度合、管路の状態、ポンプの停止・起動の仕方、ポンプの特性などによって異なるため、本計画の基本条件を基にしてポンプの急停止後に生じるdown surgeによる最低圧力をパーマキアの計算図表により求めてみると、表-24、図-17の如くなる。すなわち、ポンプ3台運転して定格流量送水中の動水勾配線は①ラインで示され、ポンプ全台数の駆動力急しゃ断後の第1段階に発生するdown surgeは、最低

表-21 管厚計算一覧表

項目	記号	単位	Case-1	Case-2	Case-3	Case-4	
設計条件	土被り厚	H	m	1.5	3.5	1.5	2.5
	活荷重			T-14	T-14	コンクリートブロック 300kg/m ²	ブルドーザー 500kg/m ²
	内水圧	H'	t/m ²	34	34	34	0
	施工支持角		度	180	180	120	180
	設計支持角		度	120	120	60	120
	土の単位重量	ω	t/m ³	1.8	1.8	1.8	1.8
	土の内部摩擦角		度	30	30	30	30
支承状態			自由支承溝	自由支承溝形・突出形	自由支承溝形・突出形	自由支承溝形	
構造計算	土圧強度	W ₁	t/m ²	2.700	溝形 5.267 突出形 6.300	2.700	4.209
	載荷重強度	W ₂	度	1.165	0.269		
	荷重強度の計	W	度	3.865	溝形 5.536 突出形 6.569	2.700	4.269
	仮定管厚	T'	mm	20	26	23	23
	土圧によるたわみ量	Δx ₁	cm	5.5	6.6	6.7	6.5
	載荷重によるたわみ量	Δx ₂	度	1.1	0.2		
	たわみ量の計	Δx	度	6.6	6.8	6.7	6.6
	許容たわみ量	Δx'	度	7.3	7.3	7.3	7.3
	水平荷重強度	P	t/m ²	0.493	0.474	0.332	0.457
	モーメント	M	kg・m	927.1	1688.2	1634.0	1197.1
決定管厚	T	mm	20	26	23	23	
決定根拠			たわみより決定	たわみより決定	モーメントたわみより決定	たわみより決定	

表-22 揚程別による比速度とNPSH

項目	実揚程	全揚程	回転数	吐出量	比速度	キャビテーション	
	Ha (m)	H (m)	N (r. p. m)	q (m ³ /min)	Ns (r. p. m)	NPSH _{Re}	NPSH _{AV}
L. W. L の時	14.631	16.5	485	206.6	602	7.3	8
O. W. L の時	13.731	15.6	485	215.0	641	7.4	8
H. W. L の時	12.831	14.7	485	223.0	682	7.6	8

(注1) 1. 比速度 (Ns) は $N \cdot \sqrt{q} / H^{3/4}$ で表される。

2. ポンプが安全に運転できるためには常に $NPSH_{Re} < NPSH_{AV}$ の関係でなければならない。

圧力勾配線②ラインで示される。この②ラインは、サージタンクまたは空気吸入装置などが設けられてない場合を示す。②ラインと管路縦断面との垂直距離が管内の最低圧力を示すもので、②ラインが管路縦断面を上廻っている箇所は正圧を呈し、②ラインが管路縦断面を下廻っている箇所は負圧を呈することとなる。

本計画の送水系は、管路全体にわたり正圧であり、水柱分離が発生することがないので、ウォーターハンマーに対する特別な措置を講ずる必要はない。

また、前述した緩閉式チェック弁を設けた場合の上昇圧力勾配線は③ラインで示され、③ラインと管路縦断面との垂直距離が上昇後の吐出管内圧力である。この時の

ウォーターハンマー値は、 $P = 21.5m \times 3.14 \times 1.2^2 \times 1/4 = 24.3t$ であり、このPの力をどのような形でどこに持たせるか対策方法について種々議論されたが震動等を考慮し、建屋基礎壁に直接支持させることを避け表-25に示すように別にアンカーを設けて支持することとした。

VI おわりに

この稿でとりあげた笹川揚水機場は、これといった特徴のない極く普通の農業用水機場である。したがって、設計するにあたっては、農業土木技術由来の伝統をふまえ、素朴で堅牢な力強さをもった機場を造ることに心掛けた。

表一23 ポンプ最高効率点に対する電動機容量

設 定 条 件	全揚程	吐 出 量	水動力	ポンプ 効率	軸動力	余裕率	電動機 容量	電動機容 量決定	
ポンプの最高効率点	H(m)	q(m ³ /min)	P _a (kw)	η (%)	P _p (kw)	ε (%)	P (kw)	P (kw)	
L. W. Lとした場合	L. W. Lの時	16.5	206.6	555.7	87	638.7	12	715.4	720
〃	O. W. L 〃	15.6	215.0	546.7	86	635.7	12	712.0	720
〃	H. W. L 〃	14.7	223.0	534.3	84	636.1	12	712.4	720
O. W. Lとした場合	L. W. Lの時	16.5	206.6	555.7	86	646.2	12	723.7	730
〃	O. W. L 〃	15.6	215.0	546.7	87	628.4	12	703.8	710
〃	H. W. L 〃	14.7	223.0	534.3	86	621.3	12	695.9	700
H. W. Lとした場合	L. W. Lの時	16.5	206.6	555.7	86	646.2	12	723.7	730
〃	O. W. L 〃	15.6	215.0	546.7	86	635.7	12	712.0	720
〃	H. W. L 〃	14.7	223.0	534.3	87	614.1	12	687.8	690
					性能曲線 より読み とり				

表一24 水撃作用計算シート

1. 基本条件

- (1) 横軸両吸込渦巻ポンプ
- (2) 揚水量 Q=619.80m³/min (q=206.6m³/min×3台)
- (3) 全揚程 H=16.5m
- (4) 実揚程 H_a=14.631m
- (5) 損失 H_f=1.869m
- (3) ポンプ回転数 N=485r. p. m
- (4) ポンプ効率 η=87%
- (5) 電動機形式 横軸巻線形三相誘導電動機
- (6) 電動機容量 720kw
- (7) 管路口径 D=2400mm (鋼管)
- (8) 管 厚 e=20mm
- (9) 管路延長 L=142m
- (10) 回 転 体 GD²=2475kg・m²
 ポンプ・カップリング 325kg・m²×3台=975kg・m²
 電 動 機 500kg・m²×3台=1500kg・m²
 計 2475kg・m²

2. 基本数値の計算

- (1) 管内流速 $V_n = \frac{Q}{60 \times \pi / 4 \times D^2} = \frac{619.8}{60 \times \pi / 4 \times 2.4^2} = 2.285 \text{m/sec}$
- (2) 圧力波の伝播速度 $a = \frac{1420}{\sqrt{1 + K/E \times D/e}} = \frac{1420}{\sqrt{1 + 0.01 \times 120}} = 957 \text{m/sec}$
 K/E=0.01 (鋼管) D/e=120
- (3) 圧力波の一往復時間 $\mu = \frac{2 \cdot L}{a} = \frac{2 \times 142}{937} = 0.297 \text{sec}$
- (4) 管路定数 $2\rho = \frac{a \cdot V_n}{g \cdot H} = \frac{957 \times 2.285}{9.8 \times 16.5} = 14$
- (5) ポンプの軸動力 $P_n = \frac{0.163 \times q \times H}{\eta} = \frac{0.163 \times 206.6 \times 16.5}{0.87} = 639 \text{kw}$
- (6) ポンプの軸トルク $M_n = \frac{974 \times P_n}{N} = \frac{974 \times 639}{485} = 1283 \text{kg} \cdot \text{m}$
- (7) 回転部の慣性効果係数 $K = \frac{187.5 \times M_n}{GD^2 \times N} = \frac{187.5 \times 1283}{2475 \times 485} = 0.2$

3. 水撃作用

- (1) サージ係数 $z = K \cdot \mu = 0.2 \times 0.297 = 0.06$
- (2) 管路定数 $2\rho = 14$
- (3) 管路損失比 $R = \frac{H - H_a}{H} = \frac{H_f}{H} = \frac{1.869}{16.5} = 0.11$
- (4) 最低圧力

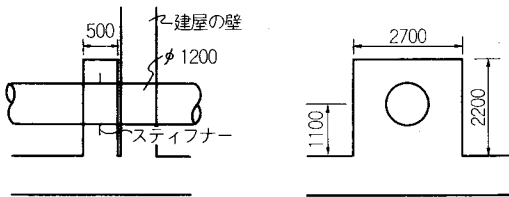
送水管の位置	ポンプ直後	1/2 · L
最低圧力(%)	70	39
H (m)	5.0m	10.1m

- (5) ポンプにおける逆流開始時間 $\frac{L}{a} \times 14 \div 2.1 \text{sec}$

(注) 本計画における管路損失は11%であるが管路損失0%の値を採用した。

表—25 ウォーターハンマー防止用アンカー計算

(i) アンカー用コンクリート壁の形状と構造計算



$P = 24.3t \quad \ell = 1.10m \quad b = 2.7m$

$\therefore M = P \cdot \ell / b = 24.3 \times 1.1 / 2.7 = 9.90t \cdot m / m$

ウォーターハンマーは、短期現象故に応力度は常時の50%増とする。

$As = \frac{M}{1.5J \cdot \sigma_s \cdot \alpha} = \frac{990.000}{1.5 \times 0.875 \times 1800 \times 43} = 9.7 \text{cm}^2 < \phi 19 \text{ctc} 200 \quad As = 14.2 \text{cm}^2$

(ii) スティフナー厚と高さの計算

Pによる剪断応力について検討をする。

コンクリートの有効厚 $t = 50 / 2 - 7 = 18 \text{cm}$

スティフナー高さを10cmとすれば剪断面積は、 $A = \pi D \cdot t = 3.14 \times 140 \times 18 = 7910 \text{cm}^2$

\therefore 剪断応力は $T = P / A = 24300 / 7910 = 3.1 \text{kg/cm}^2 < 1.5Ta = 1.5 \times 9 = 13.5 \text{kg/cm}^2$

スティフナー厚

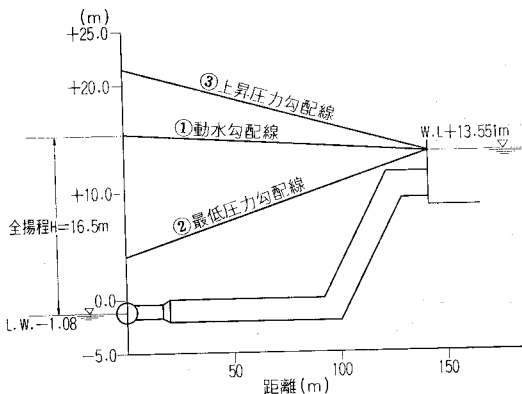
$Ta = 700 \text{kg/cm}^2$ (SS41)

必要断面積 a は

$a = \frac{P}{1.5Ta} = \frac{24300}{1.5 \times 700} = 23.1 \text{cm}^2$

$\therefore t = a / tD = 23.1 / 3.14 \times 120 = 0.06 \text{cm}$

以上より溶接施工性も考慮し $t = 12 \text{mm}$ とする。



図—17 過渡現象図

この点昭和15年に製作し、爾來50年近く計り知れぬ恩恵を農業生産のために与えてくれた旧機場施設は、当時のわが国技術水準の高さを如実に物語るものであり、本設計に際しても多くの示唆を我々に与えてくれた。一般的に機械・電気といったものは、地元受益者および我々農業土木技術者としては、とっつきにくいものであるの親しみやすさを考慮して3台のポンプにそれぞれ太郎・次郎三郎の名前を付けた。機場内の塗装色についても、水揚げ機械(ポンプ)、回転体(モーター)、注意体(クレーン)等のように用途・機能別に色分け、判り易さと親しみさをねらった。塗装色の色彩については、環デザイン事務所川住謹一郎氏にご協力をいただいて決めたことを申し添えて、同氏への感謝の言葉としたい。

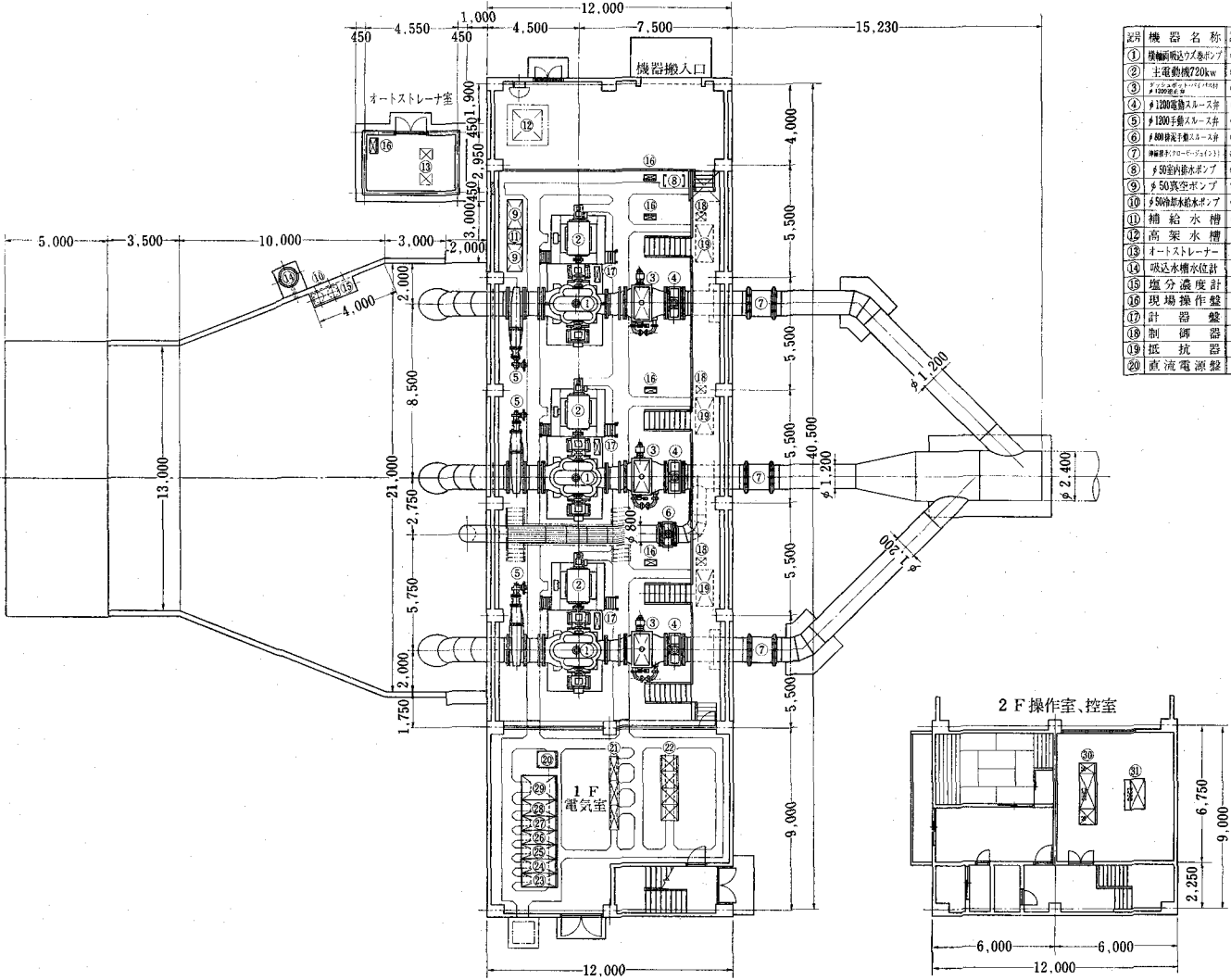


図	機器名称	記号	機器名称
①	吸込ポンプ	21	コントロールセンター
②	主電動機720kw	22	継電器盤
③	分電動機	23	高圧受電盤
④	1200電動スルス井	24	電動機盤大郎
⑤	1200手動スルス井	25	電動機盤次郎
⑥	800手動スルス井	26	電動機盤三郎
⑦	変圧器	27	変圧器一次盤
⑧	50真空ポンプ	28	切替盤
⑨	50真空ポンプ	29	変圧器盤
⑩	50真空ポンプ	30	中央監視盤
⑪	補給水槽	31	中央操作盤
⑫	高架水槽		
⑬	オートストレーナー		
⑭	吸込水槽水位計		
⑮	塩分濃度計		
⑯	現場操作盤		
⑰	計器盤		
⑱	制御器		
⑲	抵抗器		
⑳	直流電源盤		

図-18 笹川揚水機場機器位置図

- (参考文献)
1. 農業土木ハンドブック
 2. バイオライヴ設計基準 (案)

石手川北部揚水機場の設計と施工について

阿 部 光 夫* 松 友 等*
米 子 稔* 高 橋 豊*

目 次

1. はしがき.....13	4. 機場規模及び設備計画.....16
2. 石手川北部地区畑地かんがい事業の概要.....13	5. 工事施工状況.....20
3. 送水計画.....15	6. あとがき.....21

1. はしがき

石手川北部揚水機場は愛媛県が施行している石手川北部地区畑地かんがい事業（県営一般かんがい排水事業）の水源施設として昭和45年度着工したが、その後、用地取得難等のため、一時期、圧送管工事の中断があって昭和52年3月完了したものである。今回この石手川ダムから取水管及びポンプ場並びに着水槽までの圧送管につき、その工事内容を報告する。

2. 石手川北部地区畑地かんがい事業の概要

本事業は愛媛県松山市を流下する石手川の右岸側の北部山麓にひらけた550haのみかん園を対象とするもので、地形は全般的に起伏が多く、傾斜度平均17°、標高30m~420mの複雑な形態をなしており松山市附近の一大みかん生産地である。樹園地は生産条件がみかん栽培

に適しており、古くから良質のみかんを産出して来たが、かんがい施設がなく天水に依存しているため毎年干ばつの被害を受けている状況である。特に昭和42年には記録的な干ばつがあり、これを契機として干ばつ対策の切実な要望が関係農民からあがったが、時期を同じくして最寄りの地点に建設省直轄多目的ダムとして、石手川ダム建設計画があったので水源をこれに求めることとなった。

石手川ダムは一級河川重信川水系に建設（昭和43年度着工、昭和48年3月完了）された治水、かんがい、上水道の多目的ダムで、その有効貯水量10,600,000m³の容量配分は治水4,300,000m³、かんがい1,300,000m³、上水道5,000,000m³となっている。かんがい用水については昭和36年を計画基準年として決定したものであるが、計画全用水量即ちダムからの水利使用の許可量は年間1,748,000m³としている。この内訳はかんがい期1,671,000m³で最大用水量は毎秒0.306m³、非かんがい期77,000

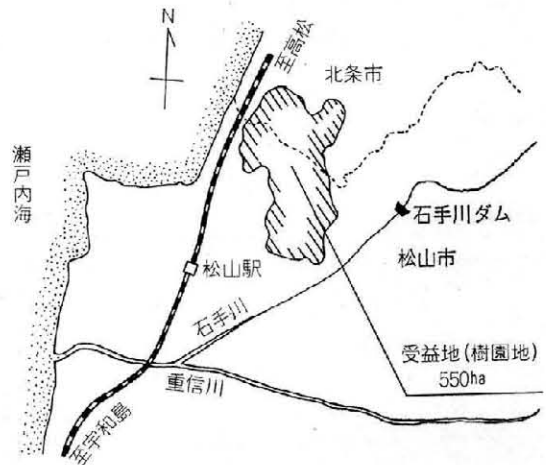
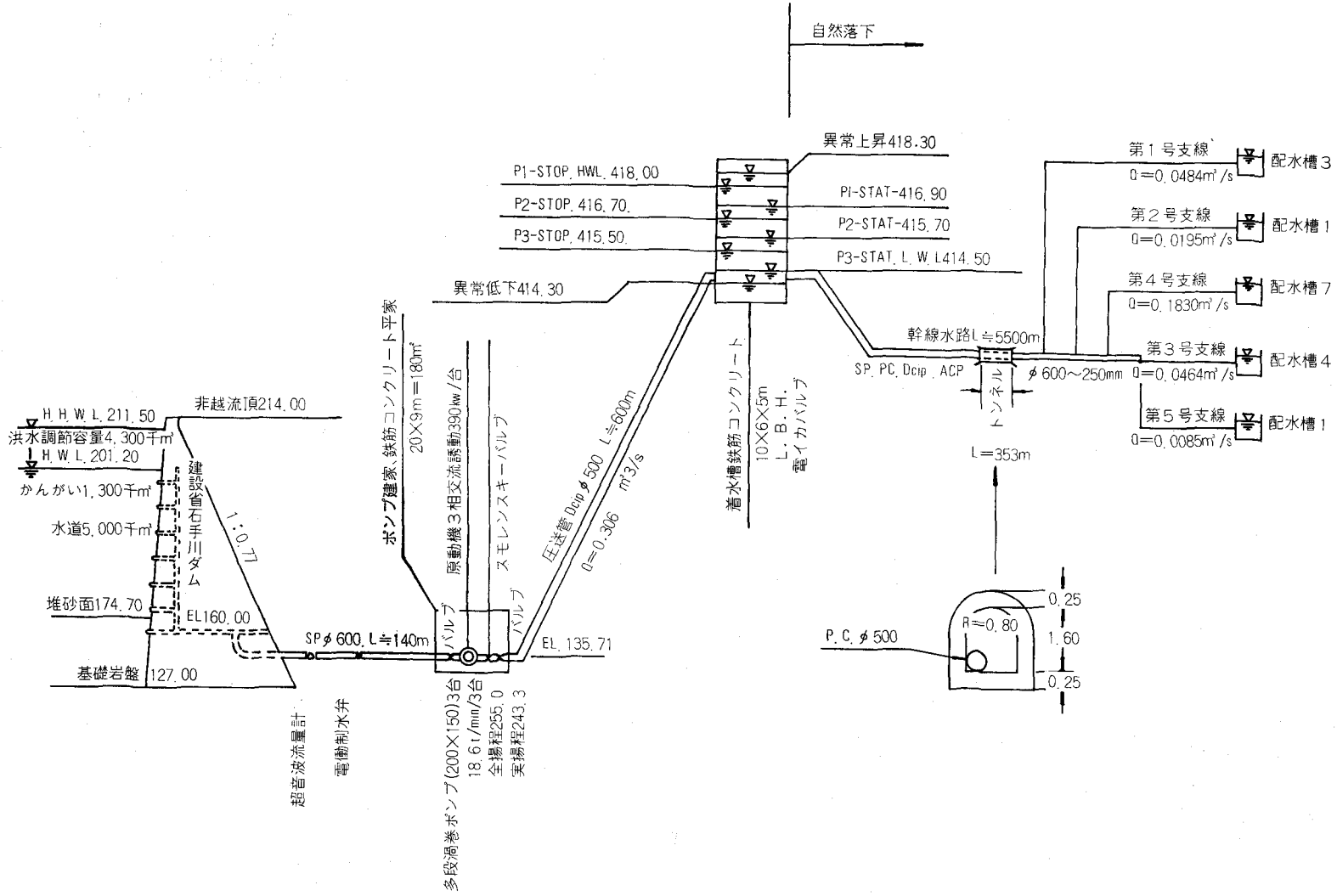
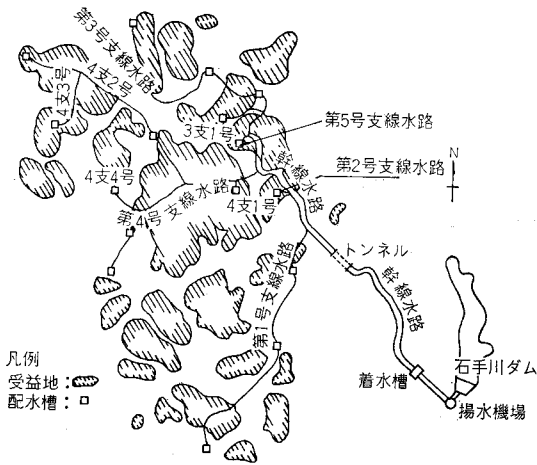


図-1 県営かんがい排水事業（一般）
石手川北部地区位置図

* 愛媛県松山土地改良事務所



図—2—1 県営かんがい排水事業（一般）石手川北部地区概要図



図一 2-2 県営かんがい排水事業（一般）
石手川北部地区概要図

m³（防除等雑用水）で最大用水量はかんがい期に同じである。

導水の方法は石手川ダム堤体内の上水道との共用本管から分岐する農業専用取水管でダム下流約140mの地点のポンプ場に貯水圧による自然圧送で導水し、ここから標高差約280mの山頂に設置した着水槽にポンプアップする。それ以降は管水路による自然流下方式としている。そして各樹園地ブロック毎に設ける分水槽に吐出した後、電磁弁の自動制御により、多目的利用のスプリンクラーかんがいをを行うものである。

1 受益面積及び用水計画

(1) 受益面積

樹園地（みかん）550ha

（松山市 450ha, 北条市 100ha）

(2) 用水計画

ア. 計画基準年 昭和36年

イ. かんがい方式

固定式スプリンクラーかんがい

間断日数 5日, 1回の散水量20mm

夏期 6月6日～10月5日（かんがい期）

冬期 1月21日～3月20日（ ” ）

その他雑用水（薬剤防除, 液肥等）

3月21日～6月5日（非かんがい期）

10月6日～1月20日（ ” ）

ウ. 計画用水量

最大用水量 0.306m³/sec

1日最大用水量 かんがい期 25,000m³

非かんがい期 3,850m³

全用水量 1,748,000m³

2 総事業費及び工期

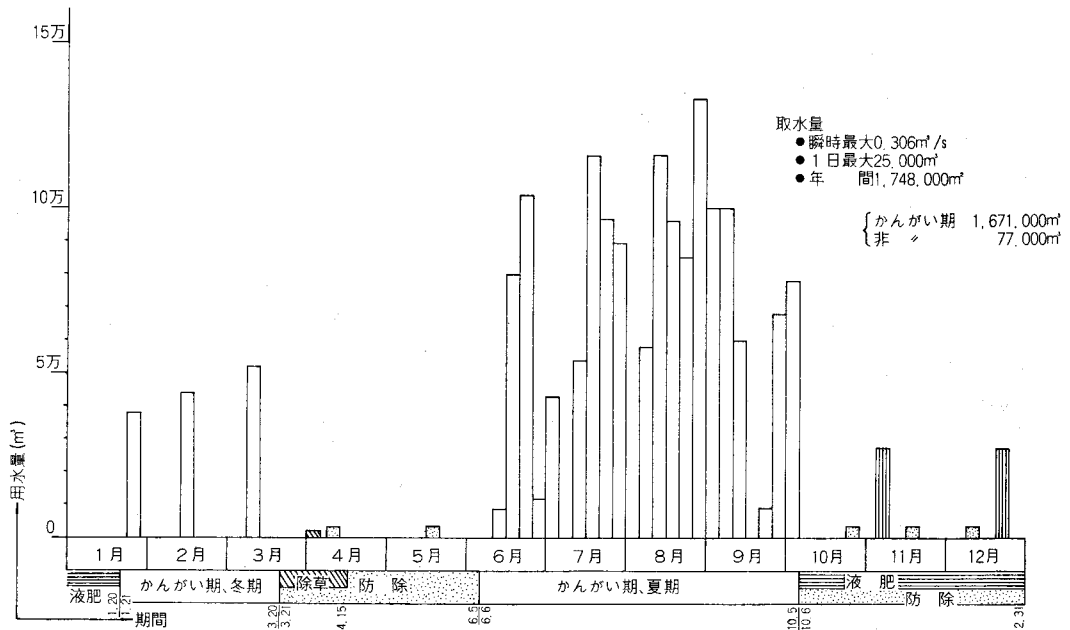
総事業費 27億2千万円

工期 着手 昭和45年度～

3. 送水計画

1 機場の位置選定

石手川ダムの水を受益地に送水するには、もよりの山頂に一旦ポンプアップし、その後、落差を利用して送水する。機場の位置としては、ダムの上流と下流の両方がまず考えられるものの、ダムの上流即ち貯水池側は、このダムが洪水調節と上水道用水をも兼ねるところから貯



図一 3 期間別用水量（基準年S. 36）

水標高が洪水時満水位と利水低水位の間で36.8m上下するので吸込揚程の確保上難点がある。むしろ貯水によるヘッドを生かすよう経済面の考慮からダム下流側に管水路でポンプに直結せしめ、そのままポンプアップする計画を採用したものである。なお、圧送管路の位置や落石が予想されるケ所もあってダム下流約140mに位置を選定した。このためポンプの押込圧力は64.2mとなっている。

2 ポンプ揚程と圧送管路口径

(1) ポンプ揚程

ポンプアップ水位は地形的及び水位制御関係から H. W. L = 418.00m, L. W. L. = 415.50m とし、吸込水位

はダム貯水標高から H. W. L (常時満水位) = 201.20m L. W. L (堆砂面) = 174.70m となるため 最高実揚程、243.30m、最低実揚程213.30mであるが、設計実揚程としては243.30mを採用することとした。

(2) 圧送管路口径

ポンプ圧送の経済的な管径の決定は、管径による電力料金の比較と施設費及び償却費の総合コストに基づくものとした。即ち実揚程に対する電力は、管径により差はないので除外し、各管径に対する損失水頭から使用電力料を算出し、また工事費に対する年間償却費と併せて最も有利な管径を求めた結果、500mmを採用した。(圧送管径比較決定表—1参照)

表—1 圧送管径比較決定表

(単価：昭和46年基準)

管径	圧送管摩擦損失水頭 ①	左に対する使用電力 (Pm) ②	運転時間 ③	年間使用電力 ④	電力料金			償却費			年間経費 ⑪
					基本料金 ⑤	使用料金 ⑥	計 ⑦	圧送管重量 ⑧	価格 ⑨	年間償却費 ⑩	
mm	m	KW	hr	K.W.H	円	円	円	ton	円	円	円
350	23.71	96	1493	143,328	226,000	351,154	577,154	31.86	3,823,000	317,400	899,554
400	12.39	50	//	74,650	117,600	182,892	300,492	38.99	4,678,800	388,000	688,492
450	7.70	31	//	46,283	73,000	113,393	186,393	46.05	5,526,000	459,000	645,393
500	4.21	17	//	25,381	40,000	62,183	102,183	53.80	6,456,000	536,000	638,183
600	1.72	7	//	10,451	15,000	25,605	40,605	71.90	8,628,000	716,000	756,605
備考	m L=600 ウイリアム・ハゼン氏公式より C=100 Q=0.306 m ³ /s として算定	Pm = 0.1635 · r · Q · H mP · nt mP : ポンプ効率 = 0.75 nt : 伝動効率 = 1.00 r : 水の比重 = 1.00 Q : 揚水量 = 0.306 H : 左欄の摩擦損失水頭	10年平均必要水量 Q = 1,643,000 0.306 m ³ /s = 14.93hr	②×③	8ヶ月契約 ④×2.45 円/kw ②×8ヶ月×295 円/kw/月	⑤+⑥	水圧区分により鋼管厚を求め重量算定	⑧× 120,000 円/t	⑨× 0.083 減価償却率 = 0.018 年利率 = 0.065 計0.083	⑦+⑩ 管径 500mm を採用	

なお、管種は管路が急傾斜であること、耐高圧管の使用を要することからダクタイル管及び鋼管を採用することとした。

4. 機場規模及び設備計画

1 機場施設

石手川北部揚水機場は、ダム堤体内農業専用取水管から堤体外導水管及びポンプ場並びに圧送管と吐出する着水槽を包含するが、以下その施設概要を説明する。

(1) 計画揚水量及び取水位

計画揚水量 Q = 0.306 m³/s

ダム取水位 E. L = 174.70 ~ 201.20m

(2) 農業専用取水管

ダムの堤体コンクリート打設時に取水管 (口径 600 mm, 鋼管) を埋設したが、ダムの取水設備は上水

道と共用となっており、取水孔 6 ケ所が利水放水管 (口径 900mm) に接続し、これより分岐せしめている。

(3) 導水管

ダム堤体外の導水管はダムの導流壁に沿い受台を設けて設置し、ポンプ場までの途中には主な設備として超音波流量計及び電動制水弁があり、前者は取水量がダムの管理事務所とポンプ場の両方で検知できるよう、また後者はポンプ場から遠隔操作により開閉するようにしている。

なお、構造は口径 600mm の鋼管である。

(ポンプ取付吸込管 E. L 135.71m)

(4) 機場本体

機場の位置は既に述べたように石手川沿いであるが、ダム導流壁取付護岸施工のため盛土されたところ

ろで、(E. L 136.00m) 基礎杭として、鉄筋コンクリート柱基礎にコンクリート杭($\phi 300\text{mm}$, 長さ4.00m)を建屋四隅に各4本, 他の6ヶ所に各5本の計46本を打設した。なおコンクリート杭は旧河川底の岩盤に達している。

建屋はポンプ室, 電気室の他に運転管理のため, 事務室及び休憩用和室を設けることとし, $9.00\text{m} \times 20.00\text{m}$, 高さ6.00mのR. C構造とした。

(5) 圧送管

ポンプ吐水管 E. L 135.71m の揚水機場から着水槽 H. W. L 418.00m の高さ282.29mへポンプアップすべくこの間延長602.3mを管路で結ぶものである。現況は殆んど山林であり, 急勾配(平均 40°)のため, 露出配管の方が工事費も安く, 維持管理も容易であるが, 用地の関係で全線埋設配管とした。このための主要構造物は, 勾配変点及び平面角のある所でコンクリートアンカーブロック18基の他, 埋戻土砂の送り止め防止のため, 半重力式土留擁壁を水平距離にして10.0m間隔に18基設置することとした。埋戻土砂の表面はプラ枠(硬質ポリ塩化ビニルを材料とし 1m^2 当り約2.5kgと軽量で強度的にも秀れた合成樹脂製土留格子枠)に全面張芝とし, 特に傾斜の急な稜線は練栗石で法面仕上げをした。

管種は図-4のウォーターハンマー勾配線により設計水圧を決定し, 接合の容易さ, 腐蝕等の点からダクタイル管を採用した。起点から特厚管($I 6000 \times \phi 500 \times t 12\text{mm}$)1.3種管及び高部の水平部は鋼管を使用することとした。管の基礎は滑動防止と補強及び基礎の安定のためコンクリート基礎とした。

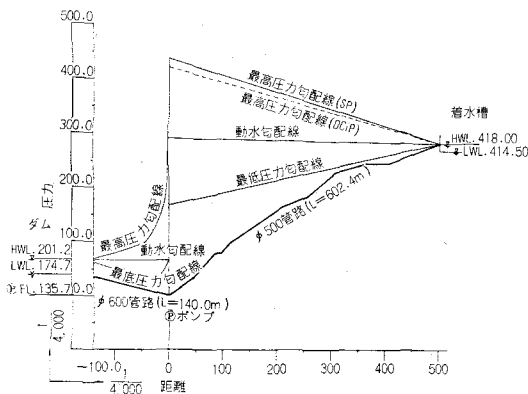


図-4 ウォーターハンマー勾配線

(6) 着水槽

ポンプの吐出水位の決定に当っては, 水槽附近地盤高, 受益地の標高と送水管路の損失水頭等を考慮し最高水位を418mとした。

水槽の容量決定に当っては, 後述のポンプ制御方

式で述べるようにポンプの起動停止の最低必要時間を考慮して10mm容量とした。

即ち $0.306\text{m}^3/\text{sec} \times 600\text{sec} = 183.48\text{m}^3$

又, 地形, 用地の関係から長辺10m, 短辺6.0m以上とすることが困難であったので有効水深を3.5mとし, 容量を $10 \times 6 \times 3.5\text{m} = 210\text{m}^3$ と決定した。

容量は結局 $\frac{210}{0.306} = 687\text{sec} = 11.4\text{min}$ となり, 構造は試掘したところ砂質土で地耐力は $20\text{t}/\text{m}^2$ 程度は充分期待できるので, 特別な基礎工のないR. C構造とした。

2 ポンプ設備

(1) 所要水量と揚水量並びに運転時間

受益地区内の所要水量は季節別に変化があり, 又降雨により変化するので一定しないが, 最大用水量は $0.306\text{m}^3/\text{sec}$ であり, 用水量の変化はかんがい時間により調節する。従って多くの場合単位用水量はつきっており, 運転時間の操作によって揚水量を調節する。

(2) ポンプ型式

実揚程243.3mの高揚程ポンプであるので, ポリウートポンプとし, 段数は4段を選定する。

(3) ポンプの台数及び口径

ポンプは容量の大きい程効率がよく, 従って効率の面から言えば, 1台が最も有利であるが, 危険分散の見地からは2台以上とするのが望ましい。又, 冬期かんがい揚水量は夏期の約40%であり夏期においても水量の調節は前述の如く台数制御によることとするのが最も経済的であり, しかも他の方式による流量調節の必要がない。

流量を台数制御によって行う場合, 台数の多い方が有利であるが, 経済的な面から3台とした。

なお, ポンプを3台とした場合, 1台当りの揚水量は $0.102\text{m}^3/\text{sec}$ であり, 口径は200mmに決定した。

(4) ポンプの自動運転制御方式

ポンプの揚水及び受益地区内への導水系統は, 図-2に示すとおりであるが, この経路から考えると負荷側の使用量と取水量が一致するような運転方式を採用すれば着水槽の水位は一定して最も効率のよい運転方式となるわけであり, 使用量の変化に合わせてどのような制御運転方式が妥当か検討する必要がある。

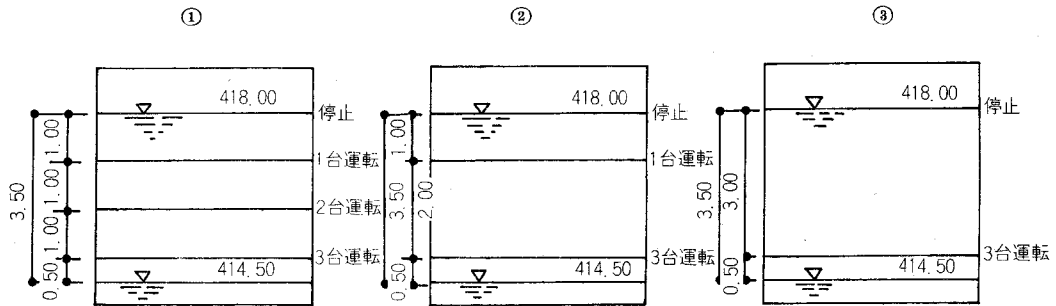
そこで負荷側の使用量は最大で $0.306\text{m}^3/\text{sec}$ と計画のポンプ3台運転の時の取水量に一致しており, 又着水槽のレベルはH. W. Lが418.00m, L. W. Lが414.50mと3.5mの水位に設定されている点を考慮した自動制御運転方式を選定するものとした。

ア 着水位レベルによる台数制御

負荷の使用量の変化にとまない着水槽の水位は変化するが、その水位によってポンプの運転台数を決定し自動制御運転とする方式であり、設備費

から見た場合、運転時間はどの方法も一定となるが、ここでは下記の案についてポンプの運転停止の回数を使用量別に検討してみた。

表-2



(24時間におけるON, OFFの回数)

案	①		②		③	
使用流量 m ³ /sec 0.102	P ₁ -----1回	min 10	P ₁ -----1回	min 10	P ₁ -----32回 P ₂ -----32回 P ₃ -----32回	min 44
m ³ /sec 0.204	P ₁ -----1回 P ₂ -----1回	min 15	P ₁ -----26回 P ₂ -----26回	min 54	P ₁ -----32回 P ₂ -----32回 P ₃ -----32回	min 44
m ³ /sec 0.306	P ₁ -----1回 P ₂ -----1回 P ₃ -----1回	min 18	P ₁ -----1回 P ₂ -----1回 P ₃ -----1回	min 13	P ₁ -----1回 P ₂ -----1回 P ₃ -----1回	min 10

上記の結果から判断すると最大流量の場合は3案とも回数は1回で同一であるが、流量0.204 m³/secの場合は①案が最も回数が少ない。

かんがい用水量の変化は0 m³/secから0.306 m³/secへの変化だけで、運転途中の変化ということは少ないと思われるが、ポンプの順次起動、順次停止と言う事から考えても①案のように水位を多く設定した方が妥当である。

イ ダム水位の変化による取水量のコントロールについて

ダム水位の変化はH.W.LからL.W.Lまで26.5mあり、同一ポンプを運転しても流量変化が生じるが、着水槽の容量及びレベルが決定されているので、水位が高い場合、取水量が増せば着水槽を満水する時間が早まりポンプの運転停止の頻度はL.W.Lに比較し増加するが電気料金の面で安くなる。

又、ダム水位の変化に対しては着水槽への流量を一定にするための方法として、ポンプの回転数制御及びバルブコントロール方式が考えられるが前者の場合(たとえば抵抗制御)着水槽の容量が

決っている点からみて、ポンプの容量をおとして運転時間を長くても、そのままのポンプ容量で運転時間が短くても電気料金に大差はない。しかし、回転数制御のためには附属機器を要するので設備費は高価となり、又、制御回路もやや複雑になってくる。後者の方式を採用する場合には、ポンプの台数制御とからませて流量をコントロールする訳であるが、これは設備費及び電気料金とも不経済となる。

ウ ダム水位の変化によるポンプ単独運転及び並列運転特性曲線

これによると次の結果を得る。

- (ア) ダム水位が最低の場合(L.W.L=174.70)
ポンプの台数制御を行うと送水量は下記のとおりとなる。
1台運転 A点 6.4 m³/min
2台並列運転 B点 12.5 "
3台並列運転 C点 18.3 "
- (イ) ダム水位が最高の場合(H.W.L=201.20)
ポンプの台数制御を行うと送水量は下記のとおりとなる。

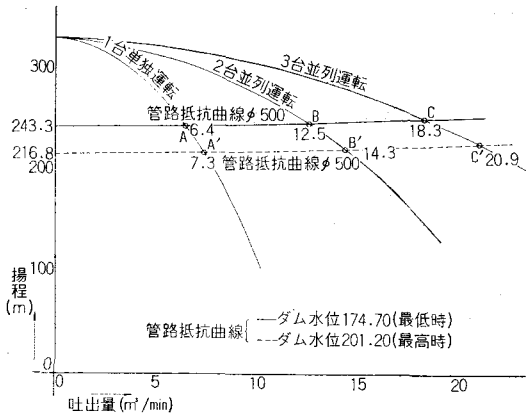


図-5 ポンプ単独並列運転特性曲線図

- 1台運転 A点 7.3m³/min
- 2台並列運転 B点 14.3 "
- 3台並列運転 C点 20.9 "

(ウ) ダム水位変動に対するポンプの水量変化
 ダム水位がL. W. L (174.70)からH. W. L (201.20)の間に変動した場合は(イ)より次のようになる。

1台運転	Q = 6.4~7.3 m ³ /min	差 (m ³ /min)	%増
2台並列運転	Q = 12.5~14.3 "	0.9	14%
3台並列運転	Q = 18.3~20.9 "	1.8	14%
		2.6	14%

(エ) ダムの水位変化による全揚程の変動

計画水位	418.00	418.00
L. W. L	174.70	H. W. L 201.20
	243.30	216.80
水位変動	243.30 - 216.80 = 26.50	
	$\frac{26.50}{243.30} \times 100 = 11\%$	

以上の数値からみると、ダム水位の変化による全揚程の変化は11%であるが、送水量の変化は1~3台運転の場合約14%の範囲で変化することになる。

これより着水槽を満水にする時間的变化は次のようになる。

着水槽の面積 $6\text{ m} \times 10\text{ m} \times 3.5\text{ m} = 210\text{ m}^3$

L. W. L (174.70)におけるポンプ3台並列運転時 $210\text{ m}^3 \div 18.3\text{ m}^3/\text{min} \approx 11.4\text{ min}$

L. W. Lに比較しH. W. Lの場合は1.4min早く満水する。

ダム水位の変化により最大の場合1.4minの差はあるが、それでも着水槽を満水するためには10minを要し自然流下による使用量が0m³/sec以外は10min以上の運転周期となるのでポンプの運転停止頻度の面に於ても水位による台数設定を行うことにより周期を延長すれば頻度は更に少くなる。

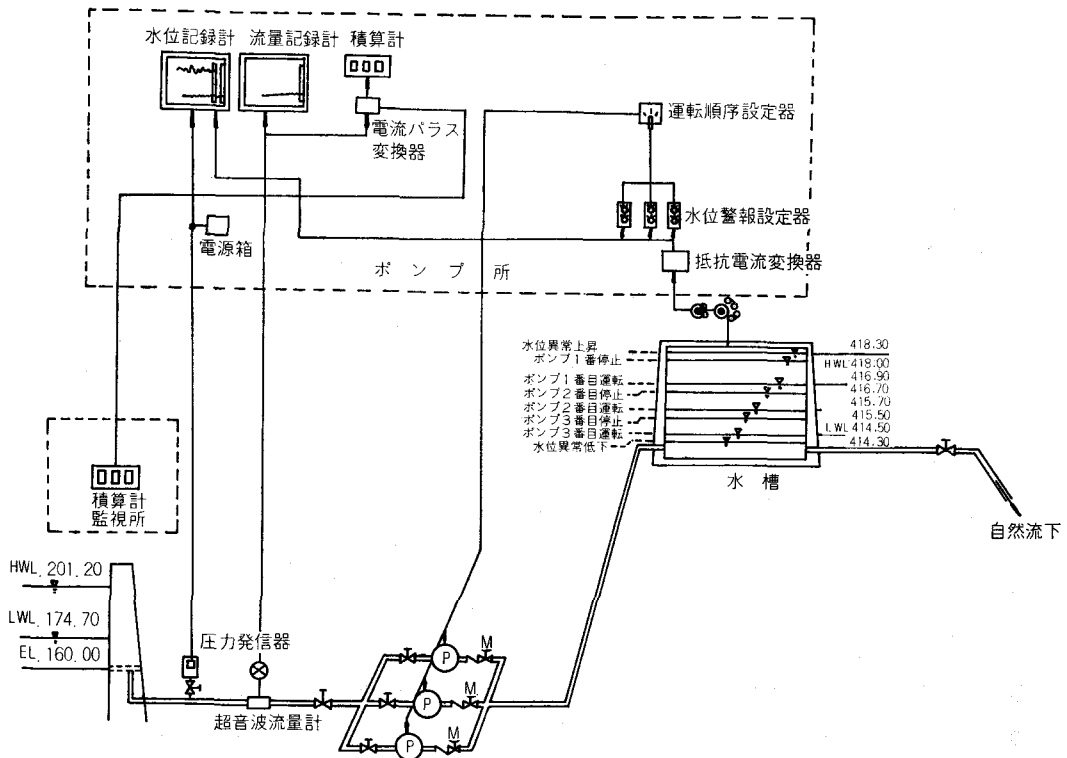


図-6 ポンプ計測及び制御系統図

又、ポンプ運転順序を設定することにより3台のポンプの運転時間及び運転停止の頻度が均等になるように計画すれば電気的には何ら支障を来さない。

従って、着水槽が一ヶ所である点及び全揚程に対し実揚程がほとんどを占めている点からみて回転数制御も広い範囲で行うことができないので、本計画に於ては最も経済的なポンプの台数制御方式を採用するのが妥当と考えられる。

エ 使用流量と取水流量の流量による制御方式

流量制御方式は取水側に設ける超音波流量計を利用し、かつ、着水槽より下流側に流量計を設け、あらかじめ着水槽より下流側の流量使用流量によりポンプ運転台数を決めておき、取水と使用の流量を一致させ着水槽のレベルをできるだけ一定にして連続運転とする方式である。

使用流量が増加した場合には、着水槽水位が変化し、それによってポンプ運転台数又は制水弁を開閉することにより取水量と使用水量を一致させるので、着水槽の水位には大きな変化がなく、運転を持続させることができるため、最も理想的な流量制御となる。ただし、これは前記のポンプの台数制御方式に比較すると設備費は約1.7倍と高価となり経済的に不利となる。

以上の制御方式により判断すると本事業に関しては使用目的からみて余り高価な方式は好ましくないとと思われるし、又、システムが複雑となれば故障発見も困難で調

整にも時間を要する等の観点から、着水槽水位変化によるポンプの台数制御方式に決定した。

5. 工事施行状況

1 農業専用取水管

昭和45年度においてコンクリート打設中の石手川ダムに鋼管φ600mmを埋設、堤体出口標高143.00mで水平に24.00m、垂直に17.00m、標高160.00mの利水放水管(φ900mm)に接続した。なお、管厚は7.1mm~9.5mmで周囲をφ16mmの鉄筋籠で保護するよう施工した。

2 導水管

昭和47年度においてダム下流導流壁に沿い5.0m~6.0m間隔にR.C受台を設け鋼管φ600mm管厚6mm~9mmを地中配管とし、ポンプ場取付部まで120mを施工した。なお付属設備として流量計、制水弁及び泥吐弁ボックスがある。

3 機場本体

昭和47年度において敷地整敷の後、柱基礎として、φ300mm、長さ4.00mのコンクリート杭を10ヶ所で計46本につき岩盤まで到達せしめるよう打込み、二方をコンクリートブロック積で建屋敷地を造成した。そして巾9.00m長20.00m高さ6.00m床面E.L136.27のR.C構造のポンプ室をポンプ据付基礎及び配管、配線ダクトも含めて完成をした。

4 圧送管

昭和49年度及び51年度の施工であるが、主たる工事としては、昭和51年度の施工として、索道(約3t、コン

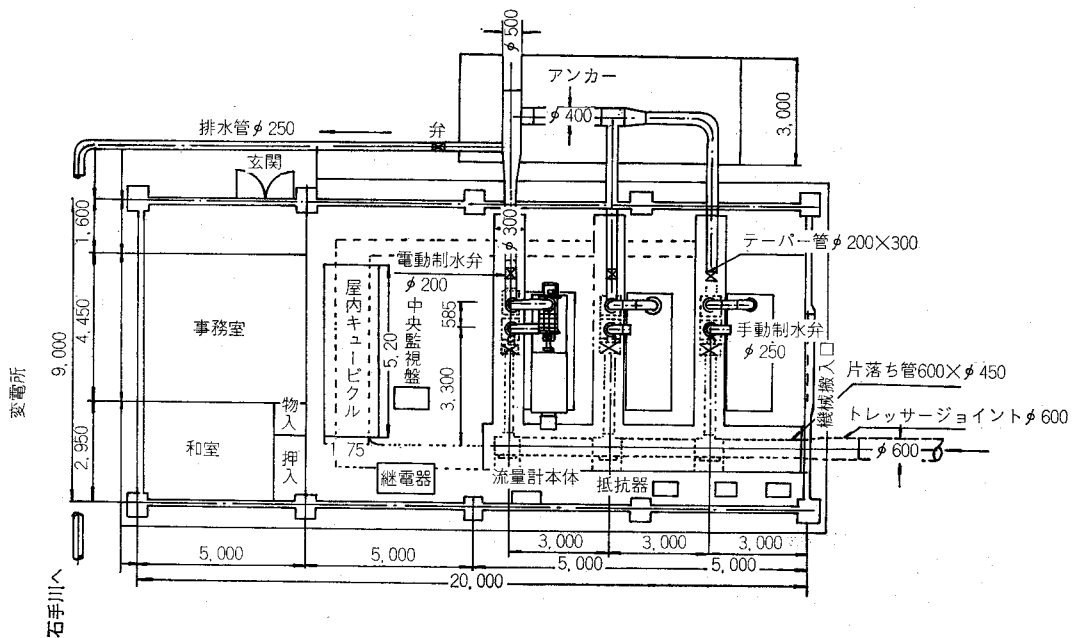


図-7 平面図

クリート、土砂1.3m³)を架設し、起点の揚水機場から資材の運搬をし、掘削土砂は起点附近に一時預けとし埋戻はそこから再度運搬することとした。本工事の場合、路線の大部分は直線でケーブルが平行に、直上に架設されたため、各資材の運搬や管の布設にも使用され有効に利用された。

先ず、コンクリートアンカーブロック及び土留擁壁の掘削は軟岩(100t/m²)程度まで掘り下げ基礎地盤とし、コンクリートの打設は二回に分けた。一回目は管路計画高の管底の高さまでとし、その上に管を預け布設した。これは配管作業を容易にするとともに、急傾斜のため、作業員が立っているのが困難な現場において、作業のための足場にも利用できたことは工事の安全にも役立ったようである。二回目は管布設終了後とし、埋戻し締固め法面仕上げで全工程を完了した。

本工事は落石が工事中たえずあり、工事は最低部から高部へ約50.0m位に区切り、法面仕上げのみ残して全工程を完了し、これを順次、繰返し施工した。法面仕上げは逆に最高部から最低部へ向って施工した。なお、施工区間に県道があり、車輛の通行が絶え間のない状態であったので、県道上に防護網及び柵を設け、落石による事故防止に十分な配慮をした。

5 ポンプ設備

昭和49年度において久保田鉄工K. Kに発注し、製造、据付を完了した。(ポンプの中心標高、E. L136.98m)

主な仕様は次のとおりである。

形式 MVHB-2004ZA

片吸込多段ポリアルトポンプ

口径 (吸込) 200mm (吐出) 150mm

全揚程	(押込圧64.2m) 255m
揚水量	6.2m ³ /min
回転数	1770r. p. m
台数	3台
電動機	防滴保護巻線形 390kw ~ 4P ~ 3300V ~ 60HZ
駆動方式	フライホイール兼用軸継手による直結
付属弁	吸込側手動仕切弁 250φ
	吐出側電動仕切弁 200φ
	圧送用手動仕切弁 250φ
	スモレンスキー逆止弁 200φ

6 着水槽

昭和49年度において長10.0m巾6.0m高5.0m(水槽底E. L413.60m)のR. C構造で、接続する圧送管の一部と共に水位計及び避雷針関係機器設置工事を併せて施工した。

6. あとがき

以上、石手川北部揚水機場工事については昭和45年度着手以来、昭和51年度における圧送管部の完了まで、各種の事情によりかなりの長年月を要した。その間、着水槽以降自然流下部分の幹線水路及び一部の支線水路も施工したが、まだ末端樹園地内配管工事が未施工であるので効用発揮とまでは行かない段階であるが、受益地区内へ待望の水が一応到達することとなったので、今回揚水機場の設計と施工について工事報告したものである。

今後各位のご批判、ご指導をいただければ本事業の早期完成を図るうえで甚だ幸いである。

成田用水送水系統と機器仕様について

福 村 清*
川 原 秀 夫**

目 次

1. 成田用水事業概要……………22	……………27
1—1 地域の概要……………22	5. 水路施設について……………29
1—2 かんがい施設計画……………22	5—1 取水口の構造および付帯設備……………29
1—3 送水計画……………22	5—2 新川揚水機場……………29
2. 管種、管径の決定……………24	5—3 小泉揚水機場……………29
3. サージング対策……………24	6. 機械設備仕様の決定……………31
4. 水撃現象解析……………24	6—1 ポンプ仕様要目と送水系統の問題点……………31
4—1 新川、小泉間のウォーターハンマー について……………24	6—2 遠方監視制御機構……………32
4—2 小泉、大台間のウォーターハンマー について……………24	6—3 末端圧制御の問題点……………32

1. 成田用水事業概要

1—1 地域の概要

千葉県成田市三里塚を中心とする位置に現国際空港の約3.3倍の規模で、新東京国際空港が建設されつつある。この周辺に広がる北総台地は、畑と樹枝状に入りこんでいる谷津田により形成され、主として畑作を営んでいる。畑地は関東ロームで比較的肥沃であるが、天水に依存しているため夏作物はしばしば干ばつの被害をうけている。

また谷津田も特に水源はなく、干害を恐れて湛水状況にあり生産性の低い地帯である。ここに、空港建設に伴う騒音区域の農業経営の合理化のために成田用水事業が計画された。

1—2 かんがい施設計画

本事業はここにかんがい施設を設け、ほ場整備を行い湿田を乾田化して生産性の向上を図って都市近郊型農業により経営の安定を図ろうとするものであり、空港周辺整備事業の一環として計画された土地改良事業である。

受益地区は、空港周辺の成田市、下統町、多古町、芝山町、横芝町にわたる騒音区域内の農地約で2600haある。事業の水源は、建設省が栃木県藤原町に建設中の利根川水系川治ダムからの補給水を主とするほか、地区内の湧水等によっている。

* 水資源開発公団成田用水建設所

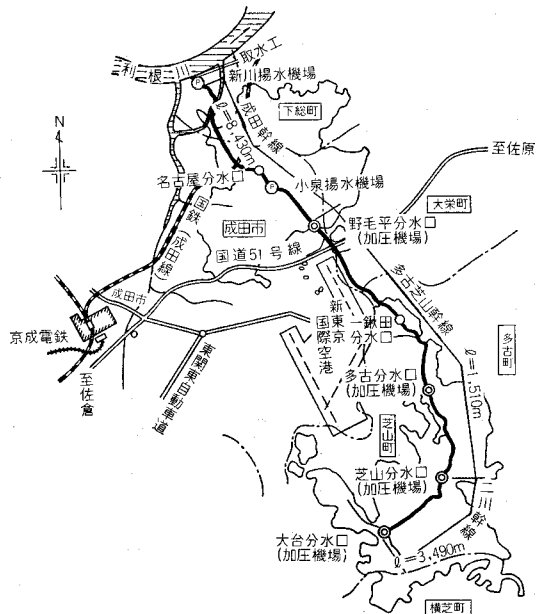
** " " 三重用水建設所

0.51m³であり、計画基準年は昭和39年である。

計画用水量は、最大毎秒2,96m³、冬期においては毎秒0.51m³であり、計画基準年は昭和39年である。

1—3 送水計画

利根川河口から約58km地点にあたる千葉県香取郡下総町新川地先の利根川右岸に取水口を設け、約165mの区



図—1 成田用水概要図

間を開水路方式により一段送水機場（新川揚水機場）まで導水する。この地点の標高（約1.5m）と台地では標高差が約40mあるため、新川揚水機場より約6km地点に二段送水機場（小泉揚水機場）を設けて再加圧し、幹線水路末端まで約19.4kmをパイプラインで送水する計画である。

また、小泉揚水機場において2段加圧を行うこととしているが、冬期においては用水量が少なく、夏期の30%に

も満たないため新川揚水機場のポンプで直送することとして小泉揚水機場にはバイパス管路を設けている。

幹線水路からの分水是水田分水が7ヶ所（名古屋、小泉、野毛平、一鍛田、多古、芝山、大台）あり、畑の分水是ファームポンドに入れ、スプリンクラー撤水かんがいの圧を確保するため加圧用のポンプを設備する計画である。

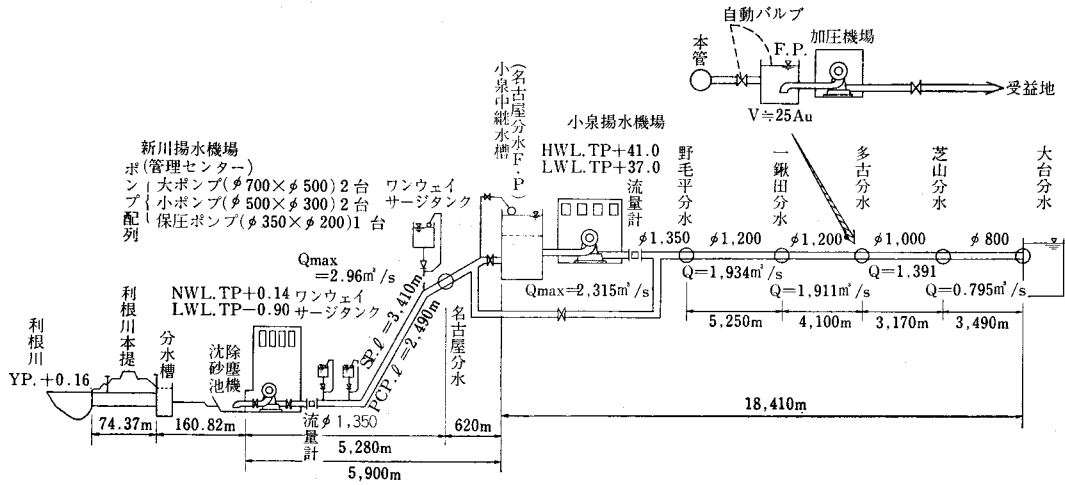


図-2 成田用水送水概要図

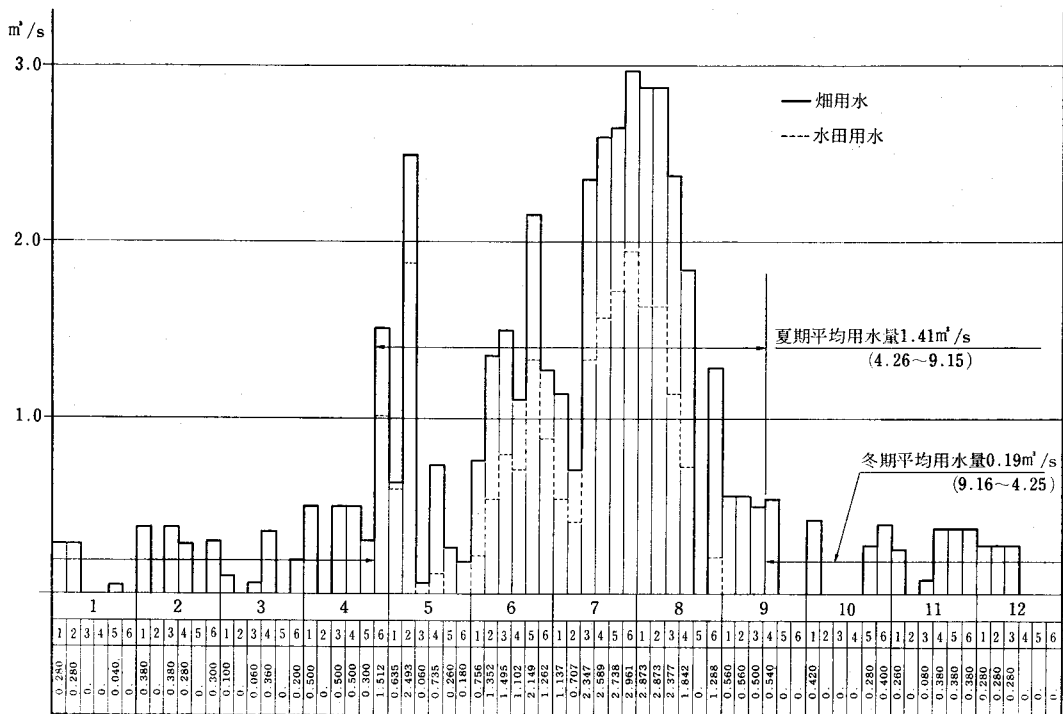


図-3 期別用水量パターン（計画基準年S39年）

2. 管種・管径の決定

ポンプによる圧送施設では、ポンプの揚程と管径の決定如何により施設費と管理費の総合価格が大幅に違う。動水こう配をゆるやかにしポンプ揚程を小さくすると管理費は安くなるが施設費は管径が大きくなり大となる。逆の考え方をすればこの反対となるので管径 1650mm～1200mm まで5案ぐらいについて検討した。施設費と管理費の関係から最適動水こう配を求める方法は図-4のとおりである。以上の比較から管径は 1350mmに決定した。

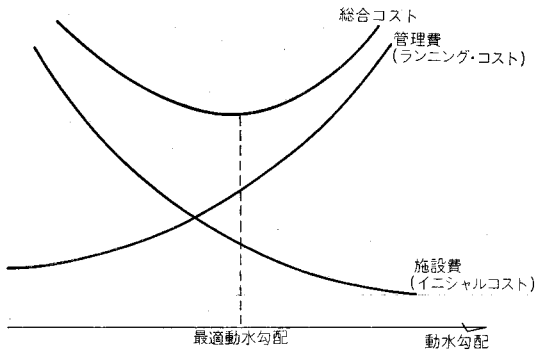


図-4

成田用水の路線の地形は水田地帯と台地の畑及び山林であり水田部においては鋼管、台地部においてはP C管と決定した。

3. サージング対策

サージングの発生条件として、下記事項が同時に揃った時に限り発生すると言われている。

a ポンプのH-Q曲線が図-5のように右上りこう配の山形特性を有している。

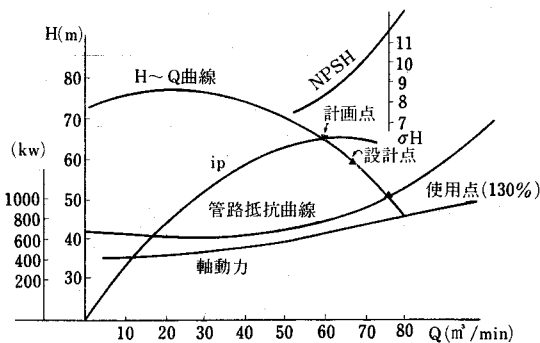


図-5

b 配管の途中に水槽または空気溜の部分が存在する。

c その空気溜りの下流側の弁で吐出量を調整している。

d 吐出量が使用点以下の点で使用されている。

以上のことから、通気施設として、路線内の高位部(凸部)、平坦部から下りこう配が急になる地点など、空気が溜りやすく、または空気を吸入しやすい場所等を考慮して、200～300m毎に急排空気弁を設けている。急排空気弁の吸入量および排出量は次式により計算し、空気弁の必要台数を決定した。

吸入量 Q_i (m³/s)

$$Q_i = \frac{\pi}{4} D^2 C \sqrt{\frac{2g \Delta P}{\gamma a}}$$

ここに D : 弁の吸径 m

C : 流量係数

ΔP : 圧力差 t/m²

γa : 空気の重量 0.001226t/m³

排出量 Q_o (m³/s) $Q_o = \frac{\pi}{4} D^2 V$

ここに V : 最大排出速度=40m/s

4. 水撃現象解析

4-1 新川, 小泉間のウォーターハンマーについて

(1) 送水条件

送水管路に生じる水力過渡現象の規模は、初期流速の大きい場合、ならびに流量変化の大きい時に問題となる。

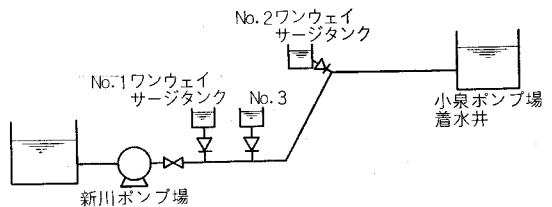


図-6

る。よって新川ポンプ場吸水井の水位がH・W・L小泉ポンプ場着水井水位がL・W・Lの状態において大・小各2台合計4台のポンプが並列運転しているものとし、最大負圧が-6mに達しないよう新川ポンプ場敷地内へNo.1ワンウェイサージタンクを、尾羽根川水管橋部へNo.3ワンウェイサージタンクを設置するものとする。

(標高表示)

新川ポンプ場吸水井水位	H・W・L+1.66m
	L・W・L-0.965m
小泉ポンプ場着水井水位	H・W・L+40.70m
	L・W・L+37.50m

No.1 ワンウェイサージタンク水位

尾羽根川水管橋の負圧が-6m以内になる数値を本解析で算出する。

No.2 ワンウェイサージタンク水位

No. 2 タンクから着水井の負圧が-6 m以内になる数値を本解析が算出する。

実揚程

$$Ha_1 = 40.7 - (-0.965) = 41.665\text{m}$$

$$Ha_2 = 37.50 - 1.66 = 35.84\text{m}$$

送水管路

全長 5917m

鋼管部 ϕ 1350mm 管長 3850m
管厚 11.9mm

P C 管部 ϕ 1350mm 管長 2067m

ポンプ仕様

大ポンプ (A ポンプ) 2 台

ϕ 700 \times ϕ 500 横軸両吸込渦巻ポンプ

$$67\text{m} \times \frac{59}{65}\text{m}^3/\text{min} \times 980\text{rpm} \times 870\text{kw}$$

小ポンプ (B ポンプ) 2 台

ϕ 500 \times ϕ 400 横軸両吸込渦巻ポンプ

$$70\text{m} \times 30\text{m}^3/\text{min} \times 1480\text{rpm} \times 460\text{kw}$$

管路損失水頭の計算 ($Q = 2.96\text{m}^3/\text{s}$ のとき)

直管摩擦損失水頭および曲管摩擦損失水頭の合計を22.342mとする。

$$\text{ポンプ廻り損失 } hp = 4.044\text{m}$$

$$\text{全損失水頭 } He = 22.342 + 4.044 = 26.386\text{m}$$

ポンプ最大流量運転点

実揚程, 管路損失水頭および第6図のポンプ並列特性によって運転最大流量は, $194.8\text{m}^3/\text{min}$ ($3.25\text{m}^3/\text{s}$), 運転揚程は67.1mとして解析を行う。

(2) 水力過渡現象解析のための諸計算および計算条件
ポンプ運転台数は「大小各2台の並列運転」であるが, 小ポンプ2台分の水量が大ポンプ1台の水量とほぼ一致していることから, 「大ポンプ3台の並列運転」の条件に置き換えて計算する。

ポート弁の閉鎖開始時刻はポンプ入力シャ断後15秒として計算する。

ポンプ中心を基準としたレベル

ポンプ中心 0 (標高-3.40m)

新川ポンプ場吸水水井水位 +5.06m

小泉ポンプ場着水井水位 HWL +44.10m
LWL +40.90m

No. 1 ワンウェイサージタンク水位 ①+13.40m

②+15.40m

③+18.40m

No. 2 ワンウェイサージタンク水位 ①+37.40m

②+38.40m

③+39.40m

管内圧力波の伝播速度

$$\text{鋼管部 } a_1 = \frac{1425}{\sqrt{1 + \frac{K}{E} \cdot \frac{D}{t}}} = 980\text{m/sec}$$

a_1 : 鋼管部の圧力波の伝播速度 m/sec

K: 水の体積弾性係数 $2.07 \times 10^4 \text{kg/cm}^2$

E: 鋼管の縦弾性係数 $2.1 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$

D: // 内径 135cm

t: // 肉厚 1.19cm

P C 管部 $a_2 = 943\text{m/sec}$ (メーカ側算定値による)

合成圧力波の伝播速度

$$a_2 = \frac{L}{\frac{l_1}{a_1} + \frac{l_2}{a_2}} = 966.7\text{m/sec}$$

L: 管全長 5.917m

l_1 : 鋼管部管長 3.850m

l_2 : P C 管部管長 2.067m

管内圧力波の往復時間

$$T = \frac{2L}{a} = 12.24\text{sec}$$

管内流速

$$V_0 = \frac{Q_0}{A} = 2.27\text{m/sec}$$

$$Q_0 = 3.25\text{m}^3/\text{sec}, A = \left(\frac{\pi}{4}\right) \times D^2 = \left(\frac{\pi}{4}\right) \times 1.35^2 = 1.43\text{m}^2$$

管路定数

$$2P = \frac{a \cdot V_0}{g \cdot H_0} = 3.34, H_0 = 67.1\text{m}$$

ポンプ運転点「大ポンプ3台の並列運転」の条件で解析する場合のポンプ1台の運転点は

$$H_0 = 67.1\text{m}$$

$$Q = 64.93\text{m}^3/\text{min} = 1.0822\text{m}^3/\text{sec}$$

$$N = 980\text{rpm}$$

$$\eta = 90\%$$

ポンプの運転トルク

$$M = \frac{r \cdot Q \cdot H}{\eta \cdot 2\pi \cdot N} = 786\text{kg-m}$$

$$r: \text{水の体積比重量 } 1000\text{kg/m}^3$$

回転体の GD^2

$$GD^2 = 908\text{kg-m}^2$$

吐出ポート弁仕様

口径 500mm

損失係数 0.0412

損失水頭 0.0639m ($Q = 1.0822\text{m}^3/\text{sec}$)

閉鎖所要時間 38sec

ワンウェイサージタンク

No. 1. ワンウェイサージタンク直径 5mと仮定

(表面積19.63 m^2)

No. 2. ワンウェイサージタンク直径 9mと仮定

(表面積63.62 m^2)

流出管構成は図-7で計画する。(No. 1 No. 2 共同)

サージタンク流出管の損失係数

流出管は, 二条構成にしているが片側故障という条件

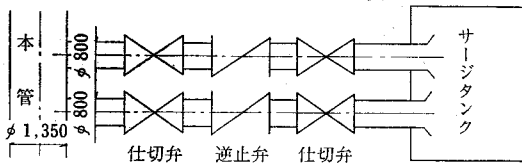


図-7

を考慮し一条のみ作動するものと仮定し、 $Q=3.25\text{m}^3/\text{sec}$ 時の損失を計算する。

合計損失水頭 $Hes=6.011\text{m}$

サージタンク流出管の損失係数

$$f_T = Hes / \frac{V^2}{2g} = 2.82$$

その他解析のための諸条件

- イ) 管路分割数 20
- ロ) 計算時間間隔 0.25sec
- ハ) 計算打出時間間隔
ポンプ廻り及びタンク水位 1 sec
管路水頭 0.25sec

ニ) 計算時間 80sec

尾羽根川水管橋に No. 3 ワンウェイサージタンクを設置した場合

- 水位関新
新川吸水井 +1.66 (+5.06)
 - No 1 ワンウェイサージタンク + 7.7 (+11.1)
 - No 3 " + 10.0 (+13.4)
 - No 2 " + 36.0 (+39.4)
 - 小泉着水井 + 37.5 (+40.9)
- () 内はポンプ基準

タンク廻り

No 3 ワンウェイサージタンク直径 1 m と仮定
(表面積 0.785m^2)

流出管構成は No 1 No 2 と同一とする。但し流出管弁の口径は 500mm (No 1, No 2 は 800mm) とする。

タンク廻り損失係数

流量 $3.25\text{m}^3/\text{sec}$ として計算

合計損失水頭 $Hes=46.328\text{m}$

タンク廻りの損失係数 $f_t = Hes/V^2/2g = 3.31$

表-1 解析結果

解析 番号	水 位 (標高)				ワンウェイサージタンク 流出量		最大 負 圧	
	新川吸水井	No. 1 タンク	No. 2 タンク	小泉着水井	No. 1 タンク	No. 2 タンク	No. 1 タンク~No. 2 タンク~ No. 2 タンク間 着水井間	
①	+1.66	+10.0	+34.0	+37.5	31.0m^3	67.4m^3	-7.4m	-7.8m
②	+1.66	+15.0	+34.0	+37.5	49.5	63.0	-3.2	-7.8
③	+1.66	+12.0	+34.0	+37.5	38.9	65.5	-5.7	-7.8
④	+1.66	+12.0	+35.0	+37.5	37.9	75.7	-5.7	-6.9
⑤	+1.66	+12.0	+36.0	+37.5	36.9	85.3	-5.7	-5.9

尾羽根川水管橋に No. 3 ワンウェイサージタンクを設置した場合

解析 番号	水 位					ワンウェイサージタンク 流出量			最大 負 圧	
	新川胞水井	No. 1 タンク	No. 3 タンク	No. 2 タンク	小泉着水井	No. 1	No. 3	No. 2	No. 1 タンク~No. 2 タンク No. 2 タンク間 着水井間	
⑥	+1.66	+7.7	+10.0	+36.0	+37.5	18.8m^3	0.3m^3	82.7m^3	-4.9	-5.9

ワンウェイサージタンクの容量は安全性を考慮して流出量の3倍以上

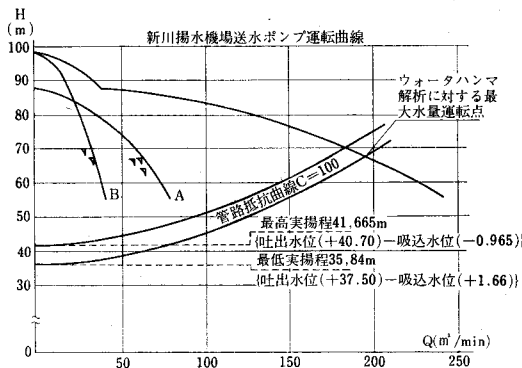


図-8

(3) 解析

水力過渡現象解析は電子計算機による損失分散法で行ったものである。負圧、昇圧の解析は管路分割点の各時刻における水頭をポンプ中心を基準として計算し管路縦断面図に最低圧力こう配線ならびに最高圧力こう配線をプロットし、管路に対する圧力を検討した。なお、管路に設けられる空気弁は無いものとして解析を行った。ワンウェイサージタンクの容量の解析は、仮定したタンクの表面積に対し、各時刻ごとに下がる水位を計算し、そして最低水位と初期水位の差に表面積を掛け合わせてサージタンクの容量を計算した。

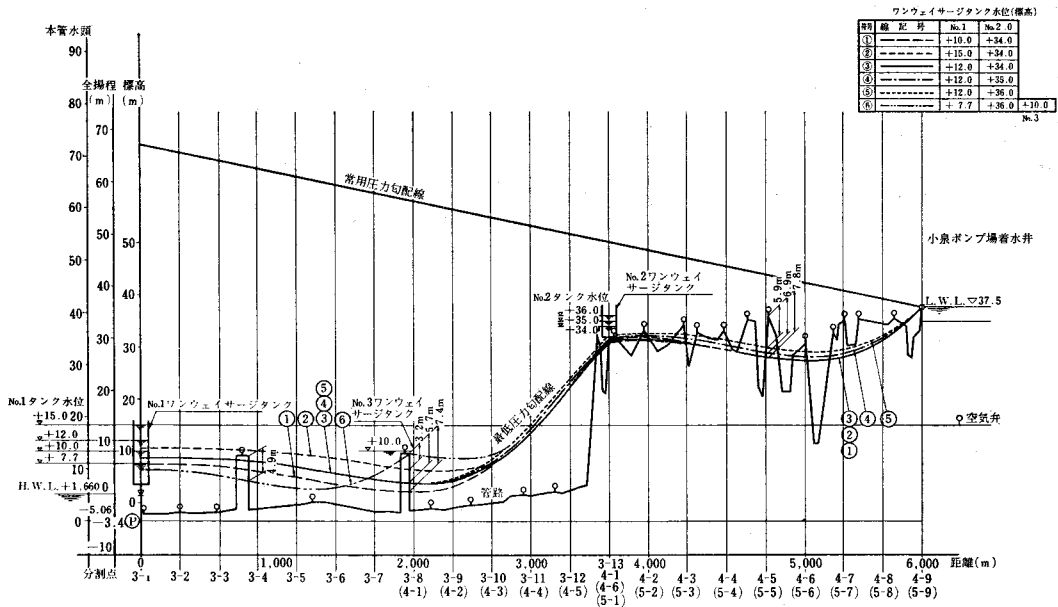
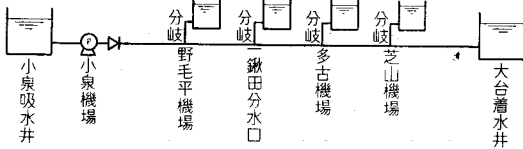


図-9 新川揚水機場送水管路系の圧力勾配線図

4-2 小泉、大台間のウォーターハンマーについて

(1) 送水条件



小泉機場の主ポンプは3台並列運転とし、ポンプの運転点は $H=50m$ $Q=2.315m^3/sec$ ($139.8m^3/min$) とする。

送水管路および送水量

区間	口径	管路長	送水量
小泉～野毛平間	1.350mm	2.400m	$2.315m^3/sec$
野毛平～一畝田間	1.200	5.250	1.934
一畝田～多古間	1.200	4.100	1.911
多古～芝山間	1.200	3.170	1.391
芝山～大台間	900	3.490	0.795
計		18.410	

管材質は、P C管である。但し芝山～大台間のうち約1300mとその他若干の区間 (20～80m) は鋼管。

分岐管の送水量

野毛平機場	$0.381m^3/sec$
一畝田分水口	0.023
多古機場	0.52
芝山機場	0.596

水位およびポンプレベル

	標高
小泉機場吸水井	+37.45m
小泉機場ポンプ中心	+35.45
大台機場着水井	+49.00

ポンプ仕様

台数	3台
全揚程	50m
吐出量	$2.315m^3/sec$ (3台分)
回転数	950r. p. m
ポンプ効率	85%
運転トルク	

$$M_0 = \frac{r \cdot Q \cdot H}{\eta p \cdot 2\pi \cdot N} = \frac{1000 \cdot 46 \cdot 3 \cdot 50}{0.85 \cdot 2\pi \cdot 950} = 456.3 \text{ kg-m}^2$$

回転体 GD²

$$50 (\text{ポンプ}) + 130 (\text{モータ}) = k_g \text{-m}^2$$

逆止弁仕様

形式	油圧ダッシュポット付緩閉逆止弁
口径	500mm
定常時損失水頭	0.867 ($f_{cv}1.1$ とする)
子弁の閉鎖時間	30sec
閉鎖開始時刻	逆流開始時

(2) 解析のために仮定する諸条件

各機場のファームポンドの水位	標高
野毛平機場	+42.00m
一畝田分水口	+42.00
多古機場	+44.00
芝山機場	+44.00

サージタンク

各ファームポンドそのものをサージタンクとし他に小泉機場にサージタンクを設置するものと仮定する。

ワウエイサージタンクの仕様は

ファームポンドそのものをサージタンク 小泉機場に設置するサージタンク

直径	20m	10m
流出管口径	500mm	800mm
流出管損失係数	2	2
初期水位		+38.45

分岐管の口径,分水量から判断して次のように仮定する。

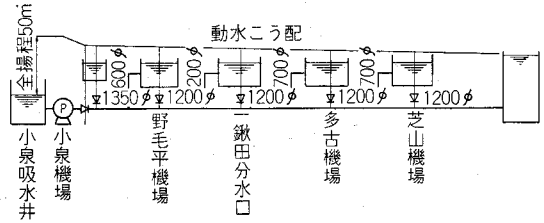
野毛平機場	600mm
一畝田分水口	200
多古機場	700
芝山機場	700

勢力水頭

解析上の理由により野毛平芝山手前間の動水こう配は同一として数値は次のようにする。

	標高
小泉機場逆止弁出口部	+86.583m
野毛平機場	+79.731
一畝田分水口	+70.769
多古機場	+63.300
芝山機場	+57.117
大台機場	+49.481

以上の仮定諸条件を加えた送水系統は次の通りとする。



一般計算 (計算については省略する)

(3) 解析 中継水槽をタンクにした場合のもの。

a 負圧について

小泉機場～野毛平機場間は,野毛平機場寄りに負圧が発生するがその値は-3m前後で問題はない。野毛平機場～一畝田分水口間は一畝田近くの一部に発生するが-4mなので問題はない。

一畝田分水口～多古機場間は,中間点付近で-3mの負圧と予想される。

多古機場芝山機場間は,中間点より若干芝よりの地点で2.5mと予想される。

芝山機場～大台機場間は,中間点より若干大台よりの地点で3.6mと予想される。

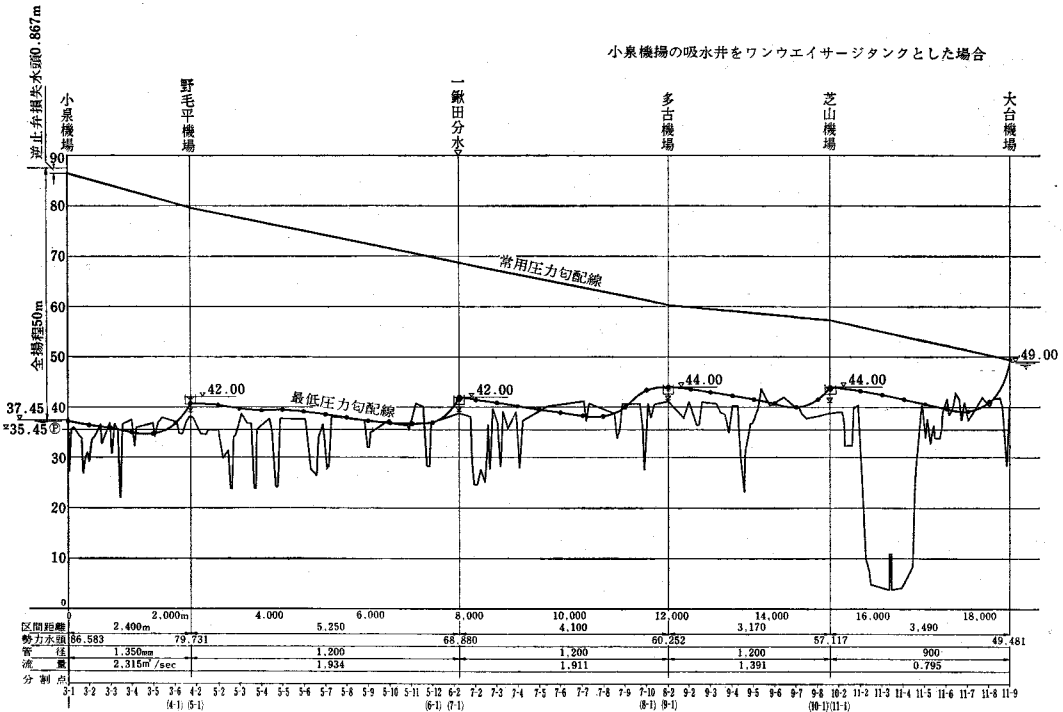


図-10 小泉揚水機場送水管系の管路縦断と圧力勾配線図

昇圧について

全管路において常用圧力に達していないので何ら問題はない。

逆流逆転について

逆流は生ずるが逆転は生じない。

サージタンクの流出量について

各ファームポンドを利用しているため水位低下は非常に小さく,野毛平ファームポンドのみ約120秒経過時に

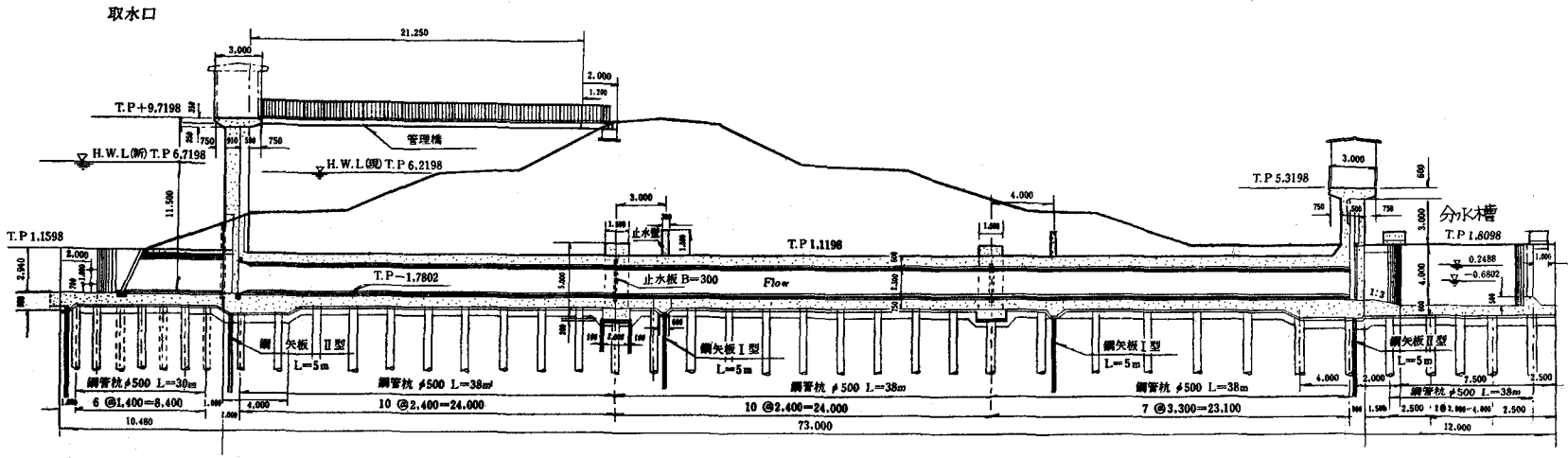


図-11

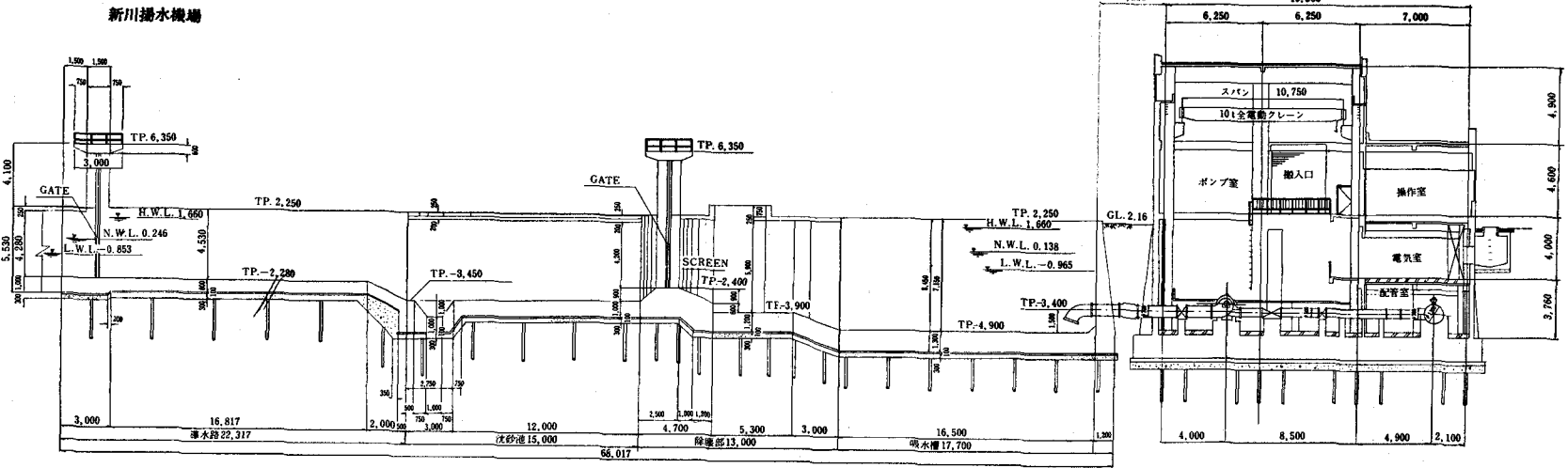


図-12

約56m³の流出になっており、最終的には70~80m³位と推定される。以上の結果より小泉機場を含め各ファームポンドをワンウェイサイリタンクとして利用すれば、小泉~大台間の全管路に亘って水柱分離の危険性はないものとする。

5. 水路施設について

5-1 取水口の構造および付帯設備

本事業の取水口は、本地域に隣接して利根川から取水する千葉県根木名川用水事業の取水口と河川管理上から兼用の施設となっており、成田用水の取水量2.96m³/sと根木名川用水の取水量2.49m³/s、合計5.45m³/sの通水断面で、横幅3m×高さ2.3mの2連ボックスにより利根川堤防を横断している。

このボックスには取水操作のため河表に主ゲート、河裏に副ゲートを設けている。構造は鋼製ローラーゲートであり、操作方式は機側および遠方制御方式とした。

なお、この操作施設は根木名川用水との共用であるが、根木名川は水田かんがいのみであり、管理主体については目下折衝中である。

5-2 新川揚水機場

新川揚水機場は、共同施工により施工した分水槽に隣接して導水路、沈砂池、除塵部、吸水槽、機場本体の連なる施設で設計した。

吸水槽の大きさは、すべてのポンプが停止している状態でポンプを始動させた場合に、水路の水が移動を始めるまでの間にポンプが揚水する量を貯えるためのもので、この時間は約3分程度と考えられているので、2.96m³/s×180sec=540m³の容量を確保する構造とした。

機場の大きさはポンプ室、配電盤室、倉庫、機械室等を考慮して、延床面積1187m²の鉄筋コンクリート造り、地下2階、地上1階とした。なお基礎地盤が軟弱なため、基礎は鋼管杭による支持とした。

5-3 小泉揚水機場

小泉揚水機場は、新川揚水機場のON-OFF運転のための中継水槽と機場本体が主たる施設である。

中継水槽の機能は、新川、小泉両機場を切離し新川揚

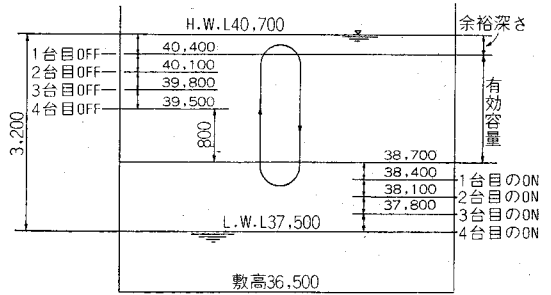


図-13

水機場のポンプ制御を容易にするためである。水槽の水位の設定は図-13のとおりである。

水槽の容量については次式により決定した。

$$V = \frac{1}{4} Q_i t$$

V: 水槽の有効容量 (m³)

Q_i: 水槽への流入量 (m³/min)

t: ポンプ起動停止の1サイクル (min)

ここで「t」の値は通常この程度の機器では60分サイクルをみているが、ウォーターハンマ現象を極力軽減するためモーターのGD²を大きくし、更に、機械、管路の過度現象をも防止するため起動停止の1サイクルをt=90minとした。Q_iについては新川揚水機場大ポンプ(φ700×φ500)の計画吐出量の138%増の90m³/minにより計算し、 $V = \frac{1}{4} \times 90 \times 90 = 2025 \text{ m}^3$ とし、またΔhは波立ちや計測器のヒステリシス等によるハンチング防止を考慮して0.3mとした。余裕については起動停止の際に行われる吐出弁開閉による時間おくれを考慮した。HWLとLWLとの必要差は

$\frac{2025}{1210} + 5 \times 0.3 = 17 + 15 = 3.2 \text{ m}$ としフリボードを考慮して設計した。

中継水槽の型式はファームポンドと同様であり、大きくわけて直壁式と傾斜式が考えられるが経済性、安全性、施工性を考慮して側壁コンクリート擁壁、底板コンクリート張りを採用した。

機場本体は基礎地盤が成田層で非常に良好であるので

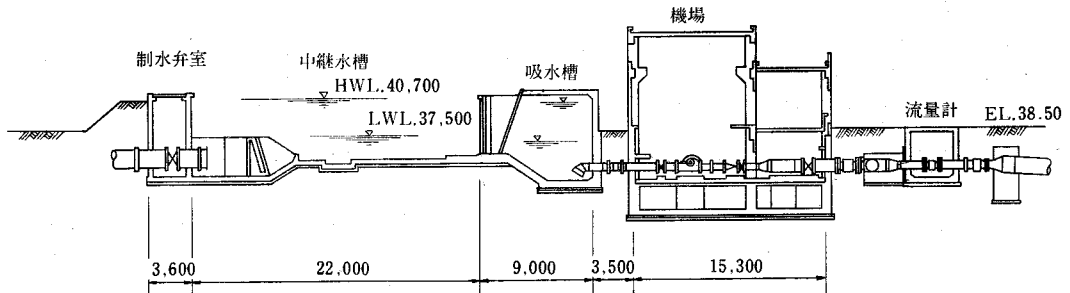


図-14 小泉揚水機場

ベタ基礎とした。機場の規模はポンプ設備を入れるポンプ室、配電盤室等により延床面積 615 m^2 地下1階地上1階の鉄筋コンクリート造とした。

6. 機械設備仕様の決定

6-1 ポンプ仕様要目と送水系統の問題点

使用機器の仕様は、水路の送水系統やポンプ仕様と台数の関係、機場面積、送水管径と動力経済比較、水理水撃、運転制御遠方監視方式等の検討を行い、土木計画と調整をとりつつ決定した。

表一2(1) 新川揚水機場のポンプ諸元

種別	大ポンプ	小ポンプ	保圧ポンプ
型式	横軸両吸込渦巻ポンプ	同 左	同 左
口径	700×500mm	500×300mm	350×200mm
揚水量	0.98 m^3/sec	0.5 m^3/sec	0.2 m^3/sec
全揚程	67m	70m	60m
台数	2	2	1
回転数	970rpm	1460rpm	1480rpm
電動機	870kw	460kw	175kw
吐出弁	油圧ロート弁 500mm	油圧ロート弁 350mm	電動仕切弁 300mm

表一2(2) 小泉揚水機場のポンプ諸元

種別	主ポンプ
型式	横軸両吸込渦巻ポンプ
口径	600×400mm
揚水量	0.772 m^3/sec
全揚程	50m
台数	3台
回転数	970rpm
電動機	550kw

(1) 送水管路プロフィールについて

水需要の形態と北総台地という地形からくる利点や制約から送水管路プロフィールおよび設備仕様要点を図-15のように決定した。

(2) 送水方式

需要水量の多いときは、新川揚水機場(P_1)は中継水槽送りとし、ON、OFF台数増減運転とする。水量の少ないときは、 P_1 機場の小ポンプにて末端直送とし、小泉揚水機場(P_2)は休止させることにより P_2 機場電力を季節契約とし運転管理費の節減を計るようにした。

(3) 制御連絡

P_1 機場を主管理所とし、 P_2 機場間は地下ケーブルによ

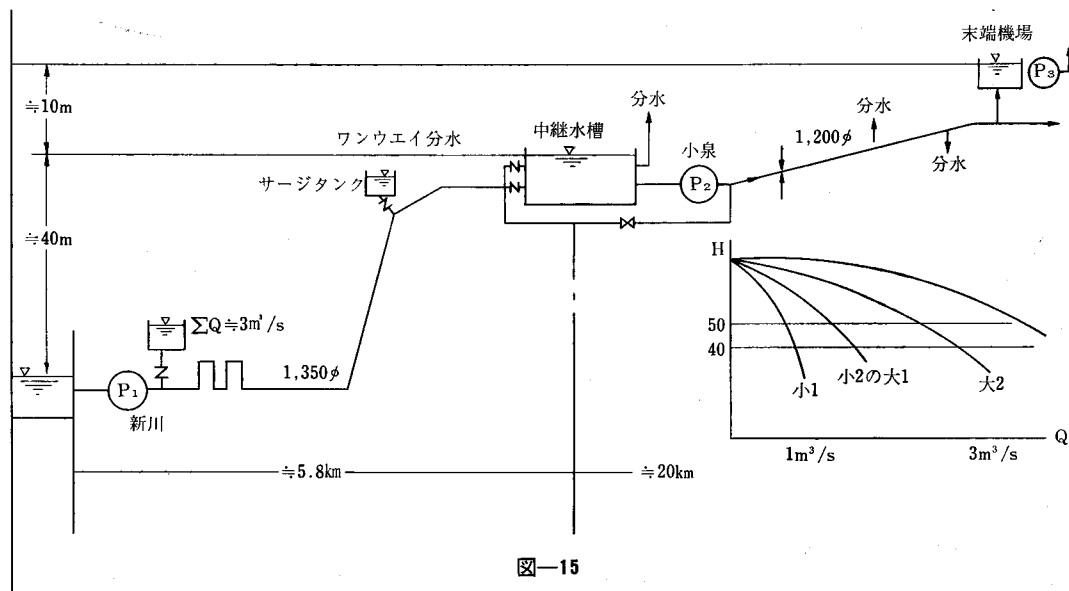


図-15

る有線で、末端機場(P_3)ともケーブル線を利用して連絡を取るよう計画した。

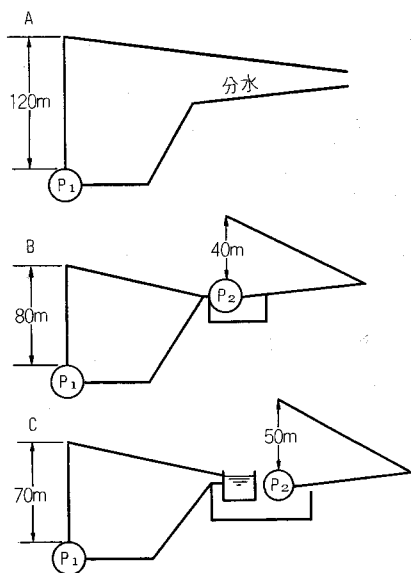
(4) 送水方式決定についての経過

送水方式は、図-16に示すようにA、B、Cが考えられた。Aが一番単純で小規模なのはほとんどこの型である。機場も1機場が良いが、本事業ではポンプ全動力が6000KVAにもなり、また送水圧が10 kg/cm^2 以上になって送水経費が高くなり、経済的にB、Cに劣る結果が

出た。BとCの比較では制御機器が幾分Bが高価になるが、建設費は、中継水槽の分だけBが安くなった。但しBにおいて管路の過渡的水理現象を解析してみると当該時に示すことがらが懸念された。

(a) ポンプの起動停止、台数の増減の際に2機場間の連携動作は欠くべからざるもので、そのタイミングが非常にむずかしいこと。

(b) ポンプの起動停止タイミングに加えて吐出弁の動



図—16

作タイミングおよび開閉時間が関係してくること、それがまた稼働台数により一定でないこと。

(c) 水理的、時間的ラグのため、その都度制御系に乱れが生ずること。また、管理保護のため P_1 機場のポンプ容量に10%位の裕度を持たせる必要があり、設備的動力的に不経済であること。

(d) 制御機器が故障のときは、手動によることになるが、運転員の手動での調整に迅速さと正確さが期待できないこと。

(e) 停電（2機場同時停止、あるいは、1機場だけ停止）などの後、復帰に際し、送水管の空気抜き水張りに異常な神経と時間を要すること。

(f) Bタイプの実績を調べてみたが、大規模のものでは本格的に機場直列運転に入っているものがなく、その状況を知ることができなかった。

これに対してCタイプは、 P_2 機場を完全に独立して、運転制御や過渡現象を考慮することができ、したがって安全性が高く制御方式も比較的シンプルであることからCに決定した。

当時、経済比較や過渡現象の解析に若心したが地形的に P_1 機場の小ポンプを水槽送り、末端直送と有効に使えたこと。また分水ヶ所の関係で用地的に中継水槽がそれほど抵抗なく作れたことがC決定の大きな要素の一つになったと考える。

今日、現施工時において、制御機器の性能向上や、物の価値観（用地、電気料金、機械）の変化を思うとBとCの差はそんなにはないのではないかとと思われる。なお、これからの都市用水事業等においては、機場地点が街中になることが多くどんな理由があろうとも、Bにならざ

るをえない場合が多くあると思われるので関連する機器そのものの性能向上に期待するとともに、それらの使い方、組合せ方を過渡的水理現象の解明とともに研究していかなければならないと思う。

6—2 遠方監視制御機構

新川揚水機場を管理の中核とし、ここから小泉揚水機場の制御ならびに監視、計測を行うと共に各分水地点のデータ収集を併せて行うものである。データ収集の伝送路については、新川～小泉間および新川～各ファームポンド間に専用ケーブルを予定している。

6—3 末端圧制御の問題点

小泉揚水機場は各ファームポンドと直結するため常に需要水量に合致した送水を行わなければならない。このため末端の大台地点の圧力を常に一定に保つ必要があり原則として末端圧一定制御方式を採用する。しかし、実際の末端圧を検出し、これによって送水量を変化させてやるという方法には若干の問題がある。

(a) 小泉機場と末端の大台間は約18kmあり、圧力変動を検知しこれでポンプの送水量を加減し送水量の変化が末端まで影響される間にかなりのタイムラグが生じてしまう。

(b) 圧力伝播速度のため圧力検知と実際の制御のずれが生じ、制御系のハンチングが予想される。

(c) 圧力検出器の信頼性を高くとる必要があり、これらのバックアップ対策も考えなければならない。

以上の事から実際の末端圧を検知してこれを制御に使用するという方式は無理があるので、次のような方式を計画している。

(a) 小泉～大台間の管路抵抗曲線を算出し、この曲線とポンプのH—Q曲線の交点がポンプの運転点、すなわち送水量となる事から、この管路抵抗曲線を関数発生器で与え常にこの曲線に添って運転させる。

(b) 又、分水の方法においても、ポンプ側に近い地点の分水と遠い地点の分水ならびに分水量によって相当管路抵抗曲線の変化が予想される。しかし、かんがい期間については、水田用水が常時流れており、又、畑地かんがい用時期の均一化等考えると、分水地点と分水量のアンバランスによる管路抵抗曲線の変化は計算上より条件は良くなると考える。

(c) これにより関数発生器によって推定末端圧制御を採用し、バックアップとして実末端圧も検知し、実末端圧制御方式も兼ね備えるシステムを予定している。

(d) 今後の問題点

新川揚水機場を管理の中核とした考え方について述べたが、今後同事業系の総合的な集中管理システムの計画が検討され始めて来ている段階において、極力制御系の簡略化、同一規格化ならびにメンテナンスの簡便さおよび制御系の十分なバックアップ体制が必要と考える。

静岡庵蒲原揚水機場における大型ケーソンの 施工について

八木橋 弘*
北尾 輝夫*
高橋 昇*

目 次

I はじめに.....	33	V 施工計画.....	35
II 工事の概要.....	33	VI 施工実績.....	36
III ニューマチックケーソン工法の採用.....	33	VII 安全対策.....	38
IV ニューマチックケーソン工法の基本計画.....	34	VIII むすび.....	39

I はじめに

静岡庵畑かん事業の国営工事は昭和46年度より開始され、静岡市、清水市、富士市、由比町、蒲原町、富士川町にまたがる駿河湾に面した標高10mから520mに及び丘陵地帯に用水路を新設していくもので、この地帯の気象条件と土壌の特殊性から、ミカンの用水補給を主体とし、防除、施肥、除塩、風害防止、除草、摘果に至るまでの多目的利用をあわせ考えたスプリンクラーによる自動制御方式によって、作物の商品価値を上げ、収量の安定と作業の省力化をはかろうとするものである。

また、国営工事により急峻な地形の所に数十kmに及ぶ工事用道路を建設して将来地域開発の一助とするものである。

II 工事の概要

本工事は水源を静岡県庵原郡蒲原町高浜地先の日本軽金属工業の富士川第2発電所の放水路に求め、大規模なポンプ場を設置し、静岡庵地区5,792haに5,346m³/sの水

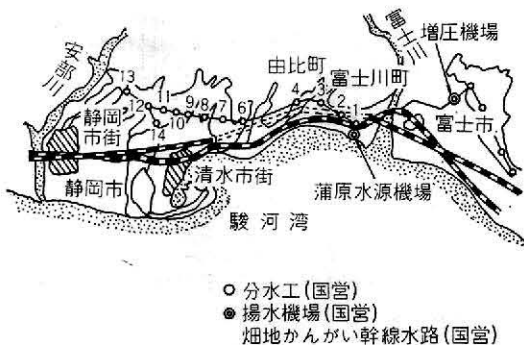


写真-1 蒲原揚水機場

を標高160mの高地に揚水するために揚水機場の基礎工法として大型ニューマチックケーソン工法を採用し施工した。

工事名	静岡庵農業水利事業蒲原揚水機場工事	
施工場所	静岡県庵原郡蒲原町高浜地先	
施工構造物の規模	揚水機場の基礎としてニューマチックケーソン工事 21,0m×35,0m×15.8m	
施工数量	明り掘削	525m ³
	沈下掘削	8,300m ³
	鉄筋	280t
	型わく	5,840m ²
	コンクリート	4,070m ³
	鋼矢板土留工	143m

III ニューマチックケーソン工法の採用

揚水機場の基礎工法の選定にあたっては周囲の状況、基礎地盤の地質状態、地下水の有無を十分把握したうえで安全性、経済性、施工の難易、工期等を総合的に検討

* 関東農政局静岡庵農業水利事業所

表一 工法比較表

項目	工法 親杭横矢 板工法	連続地下 壁工法	ニューマチック ケーソン工法
構 造 性	良	不 良	良
周辺地盤への影響	不 良	良	良
地下水位低下対策	不 可能	難	良
騒音・振動等	やや良	良	やや良
安 全 性	良	良	やや良
施 工 精 度	良	やや良	良
施 工 性	やや良	やや良	良
経 済 性	良	不 良	やや良

してニューマチックケーソン工法ときめた。

(1) 立地条件

本揚水機場の建設予定地は日本軽金属工業の放水路の西側に接し、これに隣接して北側には静岡県企業局東駿河湾水道蒲原取水場があり、この導水管(φ2,400mm×2列)は本機場の西側を接近して走っている。

その西側には蒲原東小学校があって、また、東側には特別高圧線用鉄塔がある。

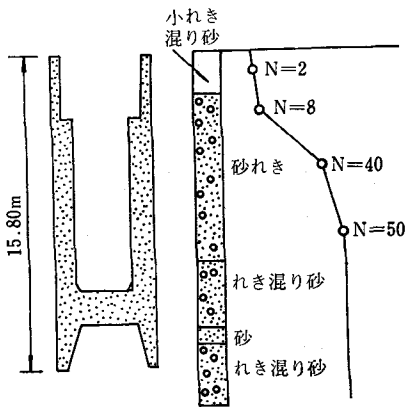
なお、この周辺地域は密集した住宅街であり、静岡県騒音公害防止条例による第2種地域(住宅)の指定区域であり、昼間55ホーン、深夜45ホーンの騒音規制が行われている。

(2) 地 質

本地点は富士川河口のデルタ地帯の堆積層に属し、地盤高はEL 6.0~10.0mの変化をもつおおむね平坦な土地から形成されている。

地盤は砂、れき混り砂の各層より構成され、相対密度は地表面より5~8mの深さ(EL 0~5m附近)まではN値が2~40、それより深いところではN値が50以上の非常に密な砂質土、砂れき層からなっている。

また、地下水位は地表から5mの深度(EL +1.0m附近)にあり、放水路の水面よりやや低い程度である。



図一 地質断面図

ボーリング結果では透水性地盤で伏流水の存在が推定される。透水係数は揚水試験の結果 10^{-4} である。

(3) その他の拘束条件

立地条件から騒音及び振動対策、地下水低下を回避し、かつ汚染を防止できること、N値50以上を貫し得る工法、狭隘な敷地、すなわち、既設構造物が近接していることである。

当機場の基礎はEL-9.8mであり、11.3mの掘削深となり、かつ敷地が極めて狭いので、のり切によるオープンカット工法は不可能である。

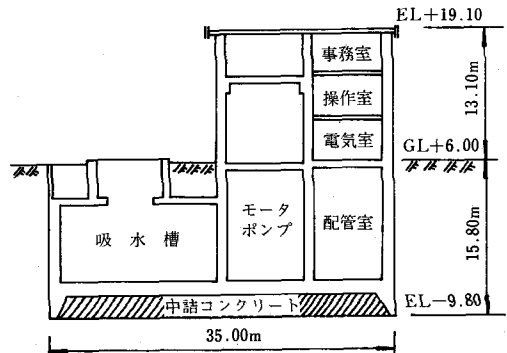
したがって、想定される工法の比較は表一に示しており、本機場の築造には総合的判断からニューマチックケーソン工法を採用した。

IV ニューマチックケーソン工法の基本計画

本工法は周知のように圧縮空気を利用して地下水を排除し、ドライな状態で掘削しながら地下構造物を所定の深さまで沈下せしめる工法であり、大別してケーソン作業室とその上に続く目的構造物の躯体より構成される。

当ケーソンは次のような方針で施工することとした。

- (1) 土層構成からみて人力掘削のみでは非効率と思われるので、函内掘削は主として小型重機によるものとし、そのため作業室の高さを2.5mとした。
- (2) 大型ケーソンなので初期沈下時の挙動、精度、安全性を考慮し、作業室スラブ支保工は砂セントにする。
- (3) 初期沈下は躯体各部に異常な応力が集中することのないように綿密な計画のもとに行なうが、なお、躯体の安全性を考えて通常の計算により必要量以外に補強鉄筋を加えるものとする。



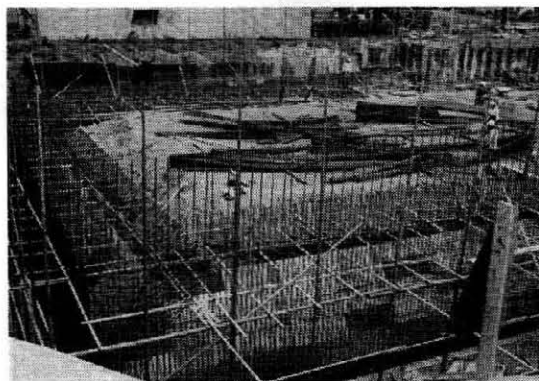
図一 揚水機場断面図

- (4) 減圧沈下はしない。
- (5) 硝出しはケーソン周辺の空間が狭いのでクロウラークレーンを使用する。
- (6) 安全設備は次のようにする。
 - i) コンプレッサーの電力は2系統からなる。
 - ii) 非常用エンジン、コンプレッサーを常備する。

- iii) 停電時函内自動照明切替えバッテリーを設備する。

V 施工計画

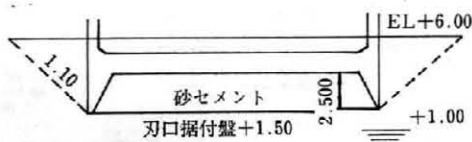
施工は工事用道路施工後、ケーソン施工に必要な工業用水送水管の保護のため鋼矢板土留工と中部電力株式会社特別高圧鉄塔(77,000V)保護としてCCP工法を採用した。EL1.50mまで重機掘削を行い、ケーソンの沈下終了後、導水路工及び圧油源空工、躯体構築を施工し、ケーソン内部構築を行った。建屋工事は地下工事終了後施工する。



写真一 刃口部の鉄筋の組立て

(1) 潜函工事

明り掘削(図一4参照)は、現地盤EL+6.00m、刃口掘付盤EL+1.50m、地下水位EL+1.00m、自然水位高+1.00mであり、刃口金物掘付盤を50cm余裕をもって+1.50mに決定する。現地盤より刃口部までは4.5あり、ハイドロショベル(UH06クラス)で2段掘削を行う。



図一 刃口掘付図

(2) 設備

i) 送気設備

ケーソン断面は 35.0×21.0×11.3m である。

飯吉公式より

$$Q = \{(1.5 \sim 2.0) \beta s + 4.2l\} \left\{ 1 + \frac{m(H_0 + n)}{10.33} \right\} \dots (1)$$

Q ; 潜函作業に必要な空気量

s ; 刃口周辺長 (35+21) × 2 = 112m

l ; ロック数 3基

H₀ ; 水面から刃口までの深さ10.8m

β, m, n ; 土質による係数

当地点の地質は細かい粘性土なので、β=0.08 m=0.9

n = 3 であり、

したがって、

$$Q = \{(1.5 \times 0.08 \times 112) + (4.2 \times 3)\}$$

$$\left\{ 1 + \frac{0.9 \times (10.8 + 3)}{10.33} \right\} = 59,542 \text{ m}^3/\text{min}$$

また、鹿島建設算定式より、刃口からの漏気は

$$Q_1 = \beta S \left(1 + \frac{H}{10.33} \right) \dots \dots \dots (2)$$

H ; 刃口までの水頭+3.0m 10.8+3.0=13.8m

β=0.08

S=112

したがって、

$$Q_1 = 0.08 \times 112 \left(1 + \frac{13.8}{10.33} \right) = 20,931 \text{ m}^3/\text{min}$$

ロック閉閉に伴う消費量は

$$Q_2 = l \times \frac{2VN}{60} \times \left(1 + \frac{H}{10.33} \right) \dots \dots \dots (3)$$

l ; ロック数 (3基)

V ; エアロックの気積 (5.5m³)

N ; バケット回数 (20回/hr)

H ; 刃口までの水頭+3.0m (13.8m)

$$Q_2 = 3 \times \frac{2 \times 5.5 \times 20}{60} \times \left(1 + \frac{13.8}{10.33} \right) = 25,696 \text{ m}^3/\text{min}$$

ワイヤーボックスからの漏気は

$$Q_3 = 0.5l \left(1 + \frac{H}{10.33} \right) \dots \dots \dots (4)$$

l ; ロック数 (3基)

H ; 刃口までの水頭 (13.8m)

$$Q_3 = 0.5 \times 3 \times \left(1 + \frac{13.8}{10.33} \right) = 3,504 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$\therefore Q = Q_1 + Q_2 + Q_3$$

$$= 20,931 + 25,696 + 3,504 = 50,131 \text{ m}^3/\text{min}$$

よって、(1)式と(4)式を比較して 60m³/min の計画を行う。

コンプレッサーの台数の決定はQ=60m³/minに対して

機 種	動 力 (kw)	吐出圧力 (kg/cm ²)	吐出量 (m ³ /min)	台 数 (台)
定置式コンプレッサー	150	2.5	47	2
移動式コンプレッサー	110	7	17	1

なお、移動式は非常用とする。47m³/min×2台×80% = 75.2m³/min そのため60m³/minに対して、60m³/min < 75m³/minで十分である。

エアロックはマテリアルロックφ2,000×4,600、マンロックφ2,132の専用ロックを使用する。

ii) 配管設備及び函内電気照明

函内照明は防爆型水銀灯100W×50個を設備し、非常

用としては 12V×24A のバッテリーを自動切替えとした。

通信設備としては函内、函外の連絡用には相互式インターホン呼出し表示装置を取付けて使用する。

iii) 主要送気用機器 (表-2 参照)

表-2 主要送気用機器

名 称	仕 様	数 量
定置式コンプレッサ	低 圧 150kw	2 台
ポータブルコンプレッサ	110kw	1 台
マ ン ロ ッ ク	φ 2,574×2,132	1 基
マテリアルロック	φ 2,000×4,600	2 基
シ ャ フ ト	φ 1,220×2,350	18本
スペシャルシャフト	φ 1,220× 450	3 本
ホ ト ム ド ア ー	1,450	3 枚
アースポケット	0,9m ³ 用	4 個
ホスピタルロック	4~6 人用	1 基
エ ア パ イ プ	φ 200mm 165m φ 100mm 77m	12本
高圧エアホース	φ 100 l=10mもの	
中継レンジャー	4 m ³ 用	2 基
サイレンサ	AR-22	2 基
そ の 他	自動ゲージ・バルブ ジョイント類他	

iv) 掘削設備

① 砂セメント掘削撤去ベルトコンベヤ7mものを使用する。

② 函内沈下掘削電動ショベルY-16M (ポケット容量0.25m³) で掘削、積込みを行った。

③ 函外残土処理: 函外へのずり出しはクローラックレーン330HP×1台, 150HP×1台を使用して土砂ホッパー10m³用2台でダンプカーに積込んだ。

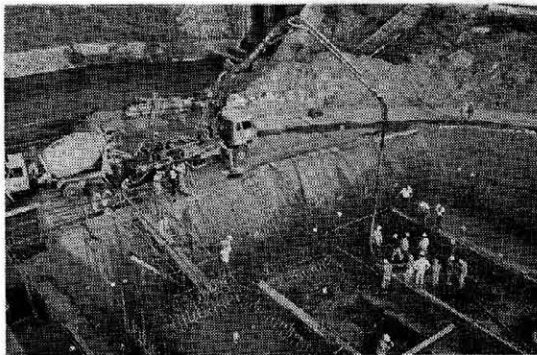


写真-3 刃口および作業室スラブのコンクリート打設

VI 施工実績

(1) 躯体のロット割り

コンクリートの打設順序は図-5のように施工した。

①, ②, ③のコンクリートを打設後第1回目の沈下掘削を行った。③の躯体天端はE L 13.30m で第1回目沈下が天端から E L 9.50m まで下げて止めた。その差 E L 13.30m-E L 9.50m=3.80m が第1回の沈下高さとなる。次に④, ⑥の側壁とスラブコンクリートの打設後第2回目の掘削を行い、刃口の高さは E L -2.30m より E L 9.80mまで7.50m下げ、最終の躯体天端高E L 6.00 mとした。最後に作業室⑥の中詰コンクリートを打設した。

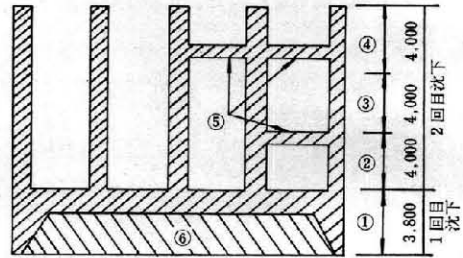


図-5 コンクリートの打設順序

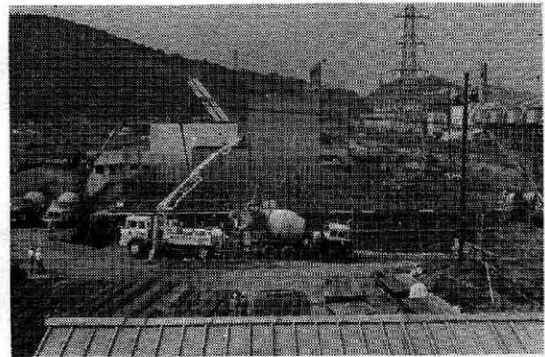


写真-4 第2ロットのコンクリート打設

(2) ケーソン工事

ケーソン沈下終了, 仮壁のこわし撤去後, スラブ構築等ケーソン内部の残工事を施工した。

(3) 刃口地盤の造成及び据付

現地盤+6.00mより刃口据付盤+1.50mまで明り掘削を行ったが, 砂セメントとして利用できる中央部は掘り

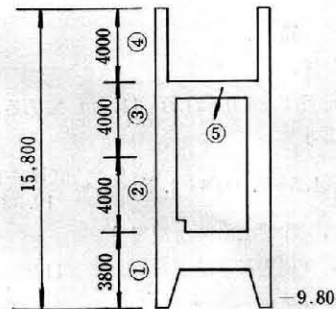


図-6 ロット割

表-3 主要材料表

標高	コンクリート打設順序	型わ面積 (m ²)	鉄筋重量 (kg)	コンクリート数量 (m ³)	ケーソン躯体重量 (t)	備考
+ 4.00 + 2.00	側壁コンクリート (ベース+12.0)	1,270	53,410	760	1,910	第2回沈下構築
± 0.00 - 2.00	側壁コンクリート (ベース+8.0)	1,650	68,600	980	2,450	第1回沈下構築
- 4.00 - 6.00	側壁コンクリート (ベース+4.0)	2,210	75,400	1,080	2,690	
- 8.00 -10.00	刃口部コンクリート 底部コンクリート	700	87,570	1,250	3,130	

残し、刃口部は幅2.0mをとって溝掘りし、不陸均しを行い、転圧ののち、均しコンクリートを10cmの厚さで打設して刃口金物の据付け盤とした。

(4) 作業室セントル

作業室天井スラブのコンクリートは重量と面積が大きいため砂セントル工法を採用し施工した。

送気前の躯体重量……2.169m³×2.45t/m³=5.314t

作業室スラブの面積……31.0m×17.0m=527m²

送気前1m²当り重量……5.314t÷527m²=10.08t/m²

作業室内型わくを組立てながら背面を埋戻し、砂セントルを造り、人力で不陸整正して転圧後、厚さ5cmの敷きならしコンクリートを打設した。

(5) 型わく

刃口部内型わくは砂セントルに荷重を受けさせるので、施工にあたって水締めしながら砂を填充して組立てた。型わく材は躯体構造が複雑なため合板を使った。

(6) コンクリート打設

コンクリート打設方法としては、JIS指定工場で生産されたレディミクストコンクリートをコンクリートミキサー車によって現場に搬入し、コンクリートポンプ車を利用して各ロットごとに大量のコンクリートを打設した。

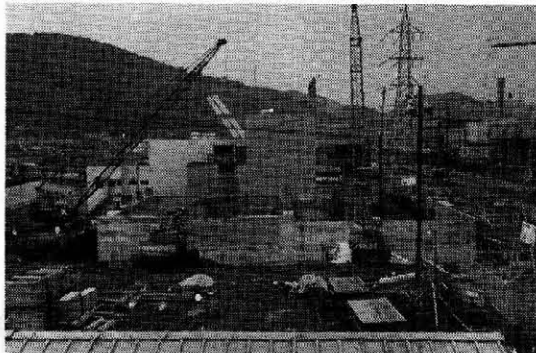


写真-5 ロックの据付け

i) 生コンクリート使用計画

生コンクリートは富士川町及び富士市の2社より搬入

した。

ii) 搬入経路

ミキサー車の運搬経路は2工場より富士～由比バイパスを通して蒲原高浜インターチェンジより現場に搬入し、空車は日本軽金属工業の私道を通して新蒲原駅を左折し、バイパスに入って工場へ戻った。

iii) 打設計画

作業室及び函体のコンクリート量は4,000m³にもなるためコンクリートポンプ車4台をケーソン周囲に配置し、1時間当り打設量は1号車と2号車はミキサー車2台付ができるため1台当り打設量は60m³×70%÷40³/hrを予定し、3号車と4号車はミキサー車が1台となるので1台当り打設量は60m³×60%=35m³/hrとした。

iv) 打設方法

打設順序は刃口30～50cm層でバイブレーターをかけながら1mの高さで30分から1時間の間を置いて型わくの変形に注意して行う。

刃口がリフト1mの高さになったら作業室スラブを50cm2層で中央より四方に4台のポンプ車で打設し、一定時間スラブ打設後、刃口の凝固時間前に2層目の刃口コンクリートを打設して刃口を3層で打上げた。

打設のためのポンプ車は1号車と3号車、2号車と4号車を1組としてケーソン長辺方形中央部から2つに分けて作業を行った。



写真-6 電気ショベルによる掘削状況

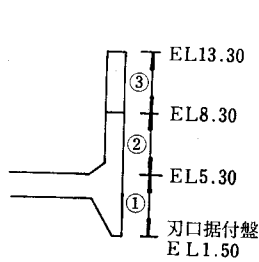


図-7 第1回目沈下図

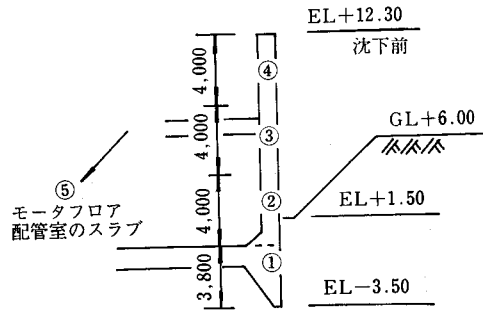


図-8 第2回目沈下図

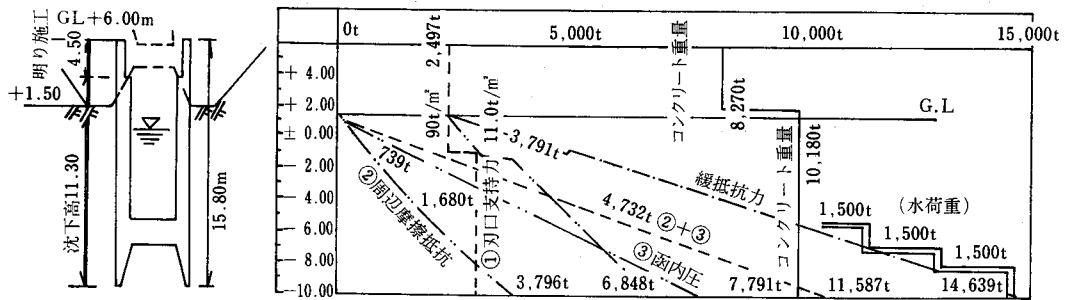


図-9 沈下関係図

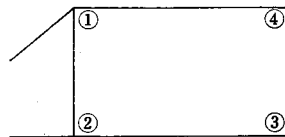
(7) 沈下掘削と躯体構築

ケーソン中央部より切掛け、刃口部は均等に掘削した。作業室内周に簡易水平装置を付け、ケーソンを傾けないよう慎重に沈下させ、函外でもレベル測定を行った。

ずり出し設備はマテリアルロック1基にアースパケッ

工種	月数	1	2	3	4	5	6	7	8	9
仮設工事										
土工工事		明り施工								
作業室スラブ工事 (刃口工含む)										
躯体構築工事					第1次構築			第2次構築		
沈下掘削										
中詰コンクリート										

図-10 ケーソン工事工程



完了時	EL+5.512	EL+5.522	EL+6.028	EL+6.014
計画高	EL+5.500	EL+5.500	EL+6.000	EL+6.000
差	+0.012	+0.022	+0.028	+0.014

図-12 ケーソン沈下完了後の高さ

ト2個をセットし、ずり出しはP&H 330及びKH150を使用した。残土処理は土砂ホッパー(10m³用エアダンパー付)にストックしてダンプトラックで土捨場へ搬出した。

躯体の構築を沈下掘削は2回に分けて行った。

Ⅶ 安全対策

施工にあたっては労働基準法、労働安全衛生法及び施行令を遵守し、特に当工事は1 kg/cm²以上の圧気を必要とするので高圧障害防止規則を厳守して作業にあたった。

(1) ケーソン工事

留意点としては i), 潜函工雇用時の健康診断, ii) ゲージマン、ロックテンダーは任命者以外の作業を厳禁, iii) 送気管、排気管、連絡設備、送気調節の弁、コックは毎日点検, iv), 機器(コンプレッサー、圧力計ほか)は毎月1回点検日を設ける。

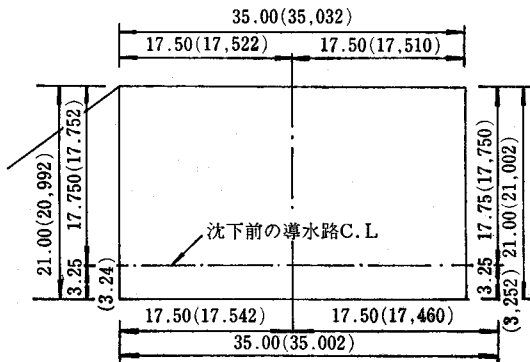


図-11 ケーソン完了後水平方向のずれ

なお、函内には圧力計、ガス測定器、酸素測定器、停電自動照明切替装置、通信設備を完備し、毎月整備点検をした。

(2) 躯体工事

主な作業の安全対策としては、重機掘削では接触事故の防止に留意した。

土留支保工の施工については鋼矢板の運搬とパイロハンマー装着時のつり上げ、つり下げには主任者の指揮による作業を徹底させた。

型わくの施工については、組立材料の落下による事故防止から上下作業は禁止した。

足場工の保守点検は毎週専任者を定めて手摺等の不備をチェックした。

(3) 特別高圧電線(77.000V)へのクレーンのブーム接近防止対策

工事現場には特別高圧線が上部を通っているためクレーンのブームが作業中接近し、送電線を切断したり、クレーンのブームに電流が流れたりして工業用水の送水をストップさせ、多大な迷惑をかけたり、オペレーターならびに作業員の人命にも危険が及ぶことがあるので、その対策として送電線の下および左右外側にはトラロープ(φ12mm)4本を張り、目印と、安全範囲を明確にした。クレーンには施回自動警報装置を取付け、安全範囲外になるとブザーがオペレーターに危険を知らせる装置をつけた。

(4) 第三者障害対策

現場に隣接して蒲原小学校があり、北側一帯は日本軽

金属工業の社宅がある。このほかに、工事期間中は小学生児童、住民が町道を通って海岸へ出るための通路があるため、交通事故、危険防止に留意した。

VIII むすび

蒲原揚水機場の基礎として大型ケーソン工法を採用して施工したが、構造物の基礎としてのこの種の工法は比較的その例は少ないのでその計画樹立に当って、エアロック設備の大型化による施工の合理化と作業のスピード化が図られた。

また、沈下掘削中は構築織人である意工、土工、型わく工、鉄筋工の手待ちがあり、躯体構築中は潜函工の手待ちがあつて、施工能率も工程も不利となることがあるので材料の手配さえつければ構築回数なるべく少ない方がよいと思われる。

このような大型ケーソンにおいて使用する材料の強度試験とくに、鉄筋、コンクリートの引張試験、圧縮強度試験の個数については適正数について検討する必要がある。

しかしながら、この大型ケーソン工事の施工も事故もなく、立地条件の制約の下の事であったが、騒音、振動に対するトラブルもなく、かつ、ケーソン沈設後の変位もなく、工事の遅れもないまま工事が完了した。

このような社会環境、立地条件、地質条件のもとでの工事の施工にはいろいろな隘路があり、予定どおり進むことはむずかしいが、今後の事業の推進の指針になれば幸いと思います。

金崎橋下部工事の施工について

青野 俊一* 国富 猪三夫* 八幡 忠*

目 次

1. はじめに	40	(1) 橋 脚	41
2. 工法の選定	41	(2) 地盤改良	41
(1) 基礎地盤の土質	41	4. 施 工	43
(2) 橋脚の工法選定	41	(1) 橋 脚	43
(3) 東側堤防側取付部地盤改良	41	(2) 地盤改良工事	49
3. 設計の概要	41		

1. はじめに

国営笠岡湾干拓建設事業は、岡山県西部瀬戸内海のほぼ中央に位置する笠岡湾の海面1,807haを岡山県及び日本鋼管株式会社の行う笠岡臨海工業用地等造成事業と共同で干拓し、農業用地1,187ha、工業用地460haを造成するほか、残りの海面160haは港湾水域として利用することとし、また農業用水、工業用水等の各種用水も共同

事業で取水する、いわゆる多目的干拓事業である。

金崎橋は、この干拓地と国道2号線を結ぶ干拓地の表玄関としての役割を果す橋であり、その規模は延長150m全幅10m（車道幅7m、歩道幅2m）で、歩道の外側にφ1,200mmの水管理橋を添架するものである。橋の構造は上部工がフレシナー方式ポストテンション単純T型桁4スパン（40m×3スパン+30m×1スパン）下部工は逆T式橋台一基と鋼管矢板井筒工法による橋脚4基（1

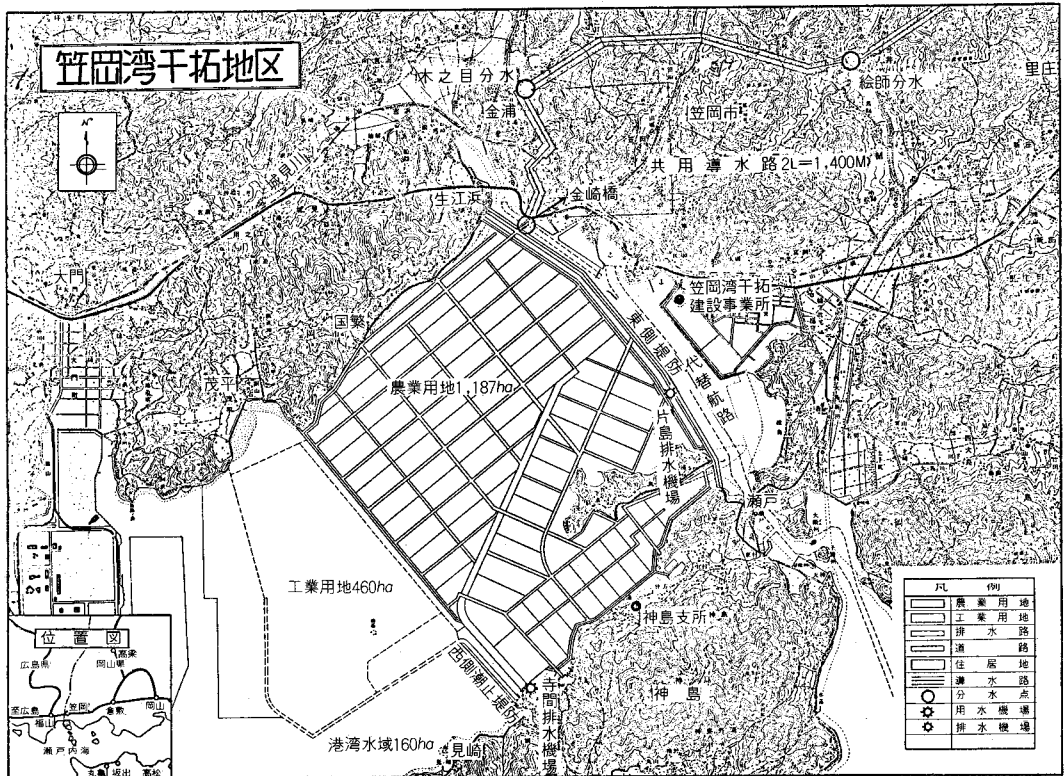


図-1 笠岡湾干拓概要図

* 中四国農政局笠岡湾干拓建設事業所

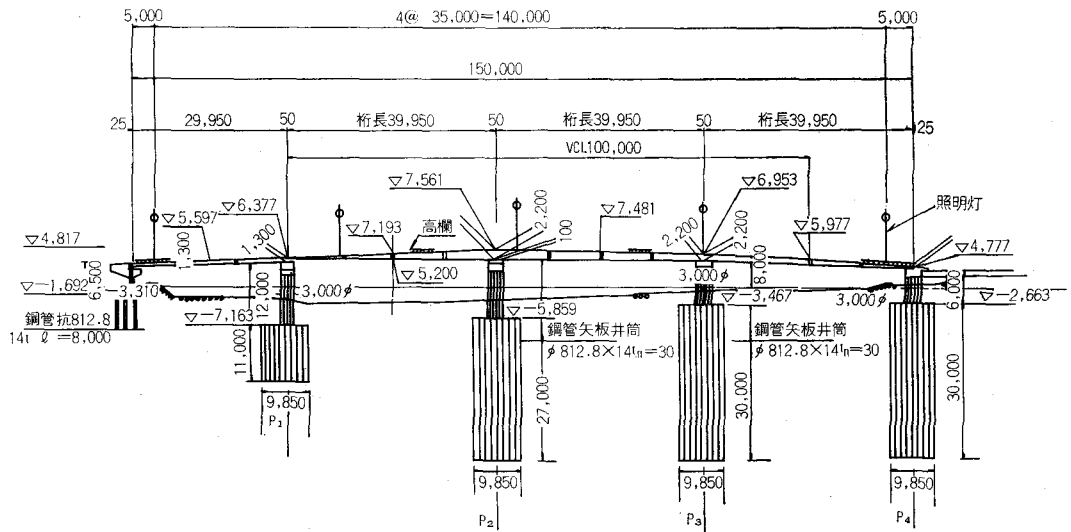


図-2 金崎橋側面図

基は橋台兼用)であるが、51年度に下部工のうち、中間部の橋脚基 (P₂, P₃) と東側堤防側の取付道路地盤改良工事を施工したので、以下にその施工概要を述べるものである。

2. 工法の選定

(1) 基礎地盤の土質

架橋地点は東側堤防により水道化した瀬戸航路であり、その上流部では吉田川外2河川が流入している。地盤の上層は海域の堆積作用による軟弱粘土層、下層は花崗岩を母材とする硬質粘土層であり、その成層状態は図-3に示すとおりである。

(2) 橋脚の工法選定

工法については、ニューマチックケーソン基礎、鋼管杭基礎、鋼管矢板井筒基礎について比較検討を加えたが、航路確保のため、仮締切工の制限を受けるので、施工性のよい鋼管矢板井筒工法を採用し、橋脚下部工事の仮締切も兼ねることとした。

(3) 東側堤防側取付部地盤改良

道路盛土、載荷荷重の面から東側堤防敷について、圧密沈下、丹弧スベリの安全等について検討した結果、地盤改良の必要が認められ、置換工法、サンドドレーン工法、コンポーザーサンドドレーン併用工法を比較検討した結果、経済性及び、施工面からコンポーザーサンドドレーン併用工法を採用した。

3. 設計の概要

(1) 橋脚

鋼管矢板井筒工法とは、鋼管矢板を円形等の閉鎖形状に組合せ、頭部の剛結処理及び必要とする継手の処理を

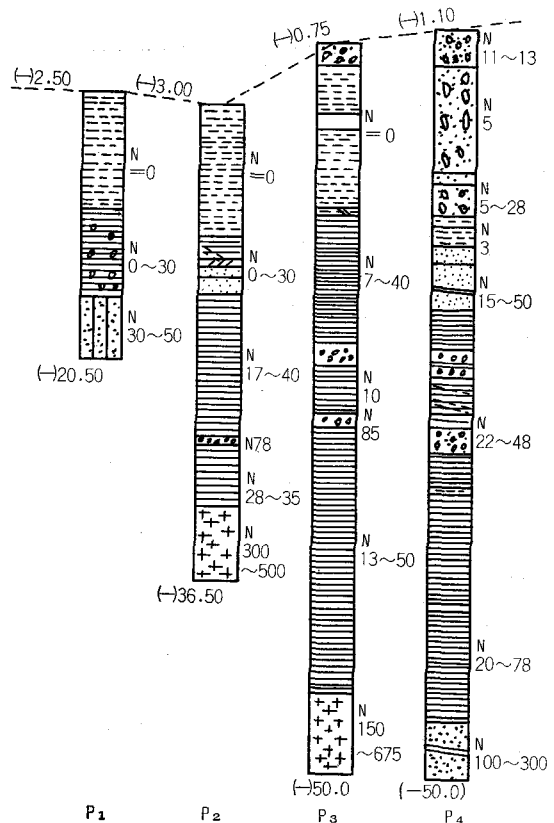


図-3 土質柱状図

行って、所定の水平抵抗及び鉛直支持力が得られるように処置した構造形式であるが、今回の設計では仮締切兼用方式とした。これは鋼管矢板井筒を水面上まで立上げ、上部の鋼管矢板の継手に止水材を充填して締切壁と

し、井筒内部をドライにして、橋脚のフーチング、躯体等を築造した後、締切部の鋼管矢板を水中切断して撤去する工法である。設計の基本的な考えは次の通りである。

(7) 鋼管矢板井筒の井筒部底面及び脚先端の最大地盤反力度はその位置における地盤の許容支持力度を越えてはならない。

(1) 鋼管矢板井筒の井筒部底面における、せん断抵抗力は、井筒部底面と地盤との間に働く許容せん断抵抗力

を越えてはならない。

(ウ) 鋼管矢板井筒の変位については、上部構造との関連から決まる許容変位量を考慮に入れて検討しなければならない。(日本道路公団設計要領により上部構造から決まる杭頭の許容変位量を地震時 15mm以内とした)

(エ) 鋼管矢板井筒各部の応力度は許容応力度を越えてはならない。

(オ) 鋼管矢板井筒の水平抵抗は、くい基礎と同じく弾性床土のはりとしての取扱いをするから基礎前面の地盤

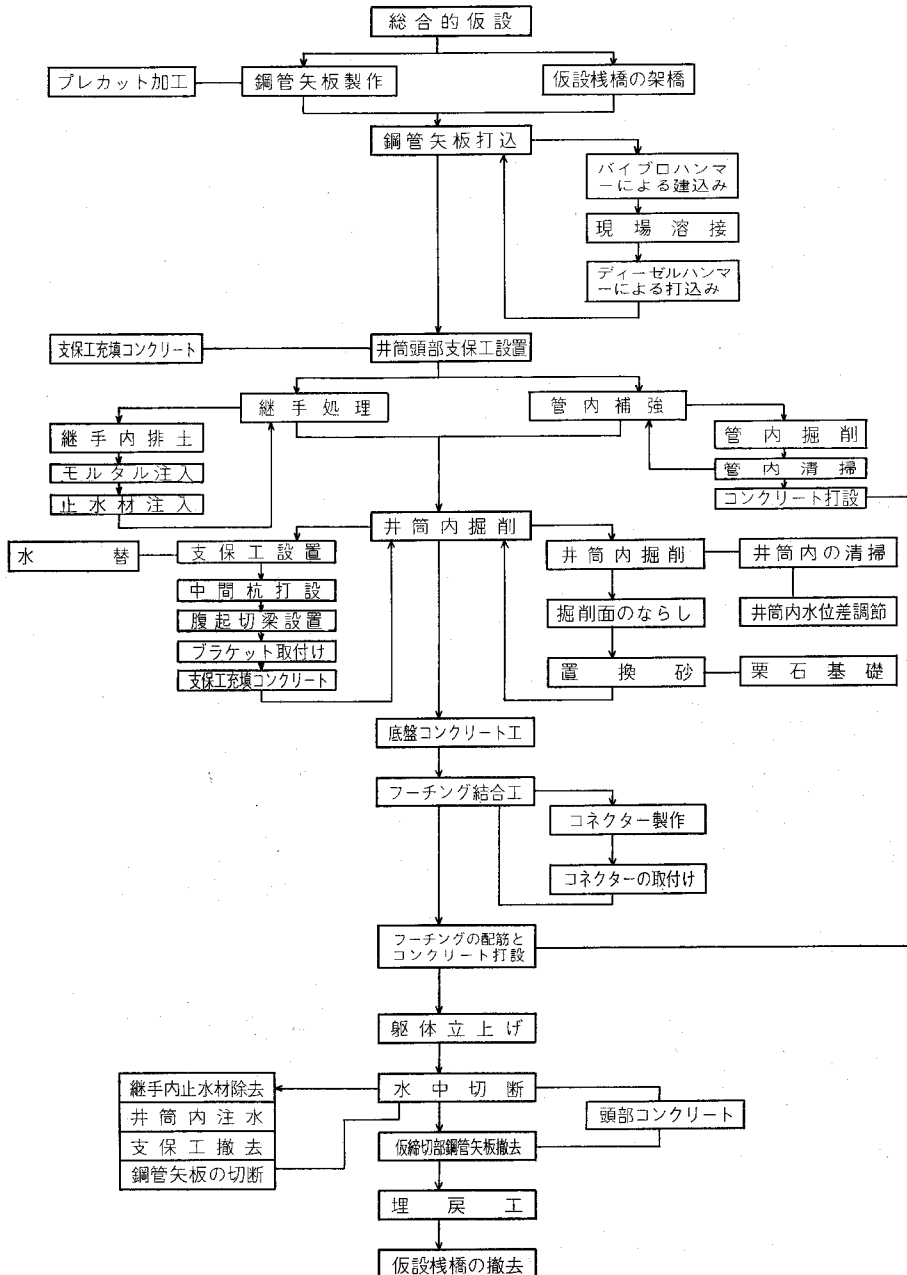


図-4 鋼管矢板井筒基礎工事のフローチャート

反力度の検討は行わなくとも良いが、地盤が塑性変形を生じない範囲で考慮した方がよい。

(2) 地盤改良

コンポーザー工法とは、ゆるい砂や軟かい粘土の軟弱地盤中にコンポーザー（施工機）で直径の大きなよく締った砂の柱を、所要の一定間隔に振動圧入し、砂質土にあっては締めによる相対密度の上昇を計り、粘質土にあっては砂柱と拘束する粘度との相関的安定性を利用した複合地盤支持力により荷重を安全に支持せしめるものである。すなわち、当地区のような軟弱な粘質土に対する効果を列記すると次の通りである。

(ア) 砂の振動圧入により直径の大きな砂柱が造成され

て複合地盤が形成され、地盤のせん断抵抗が増大し、支持力の増加、すべり破壊の防止に役立つ。

(イ) 圧密沈下が大幅に低減される。

(ウ) 残留沈下が極めて早期に安定する。

なお、東側堤防施工時において上層の軟弱粘土層は砂に置換してあるため、この砂層の部分は普通のサンドドレーンとした。

4. 施工

(1) 橋脚

鋼管矢板井筒基礎工事のフローチャートは図-4の通りであるが、次にその主な工事の施工状況を述べること

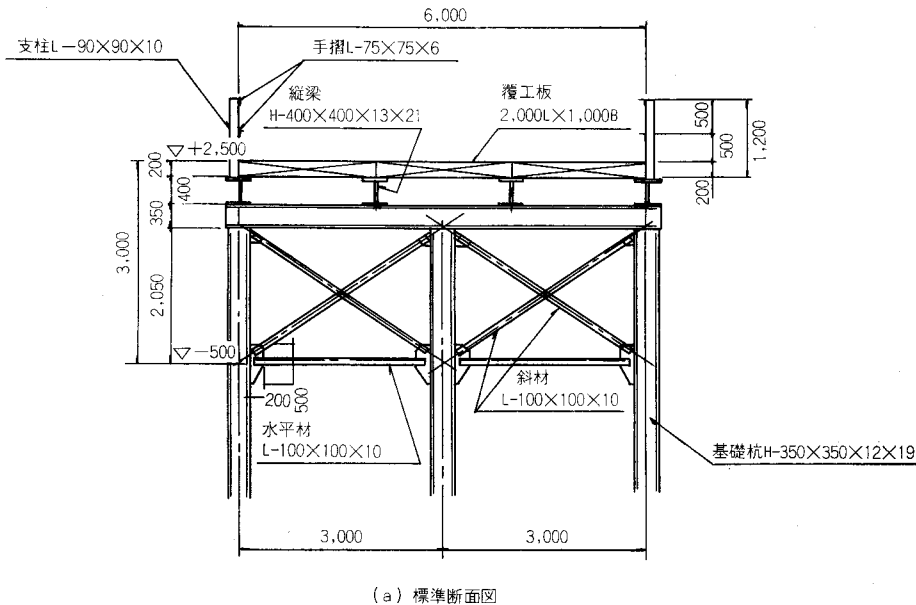
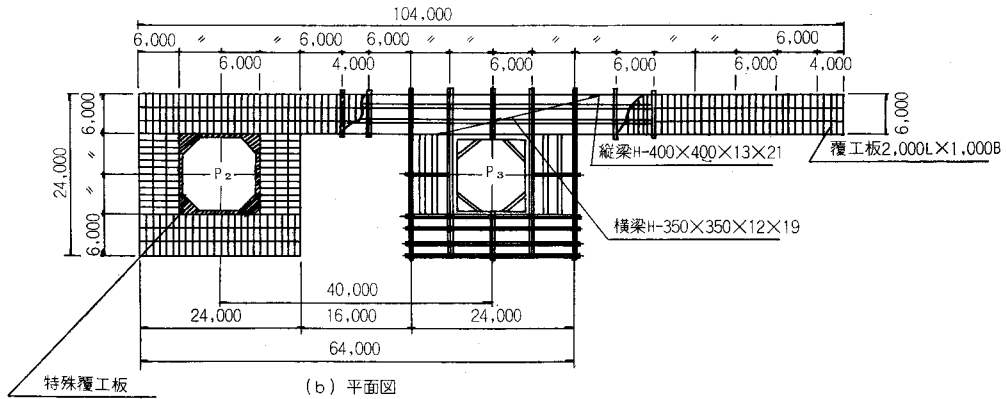


図-5 仮設材構造図

とする。

(7) 仮設栈橋 仮設栈橋は東側堤防から架設し、その道路天端標高は平均満潮位より+0.70mの+2.50m(≒1.81m+0.70m)とし、その構造は鋼管矢板打込機械を対象に栈橋脚として、350% H型鋼($l=18.0m$)を使用し、スパン6.0m巾員6.0mの栈橋として図-5の通り鋼管矢板井筒を囲む形に設備した。

(1) 鋼管矢板打込み

- ① 鋼管矢板打込み支保工：鋼管矢板の打込み支保工として図-6のとおり、鋼管矢板を固定するガイドリング(外周導材、腹起材)と、これを支える支保をH型鋼によって組立てた。
- ② 鋼管矢板建込み及び打込順序：鋼管矢板は支持層の関係から、1本当たり36.0mになるので上杭と下

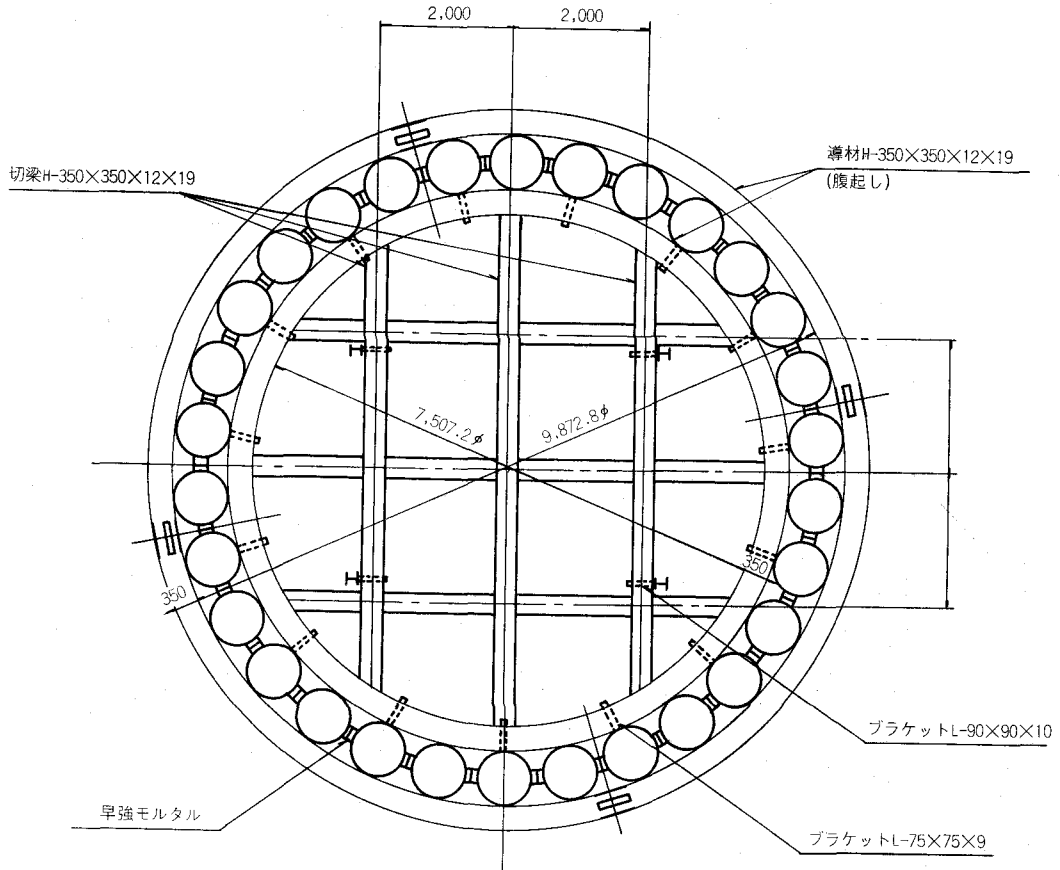


図-6 鋼管矢板井筒平面図

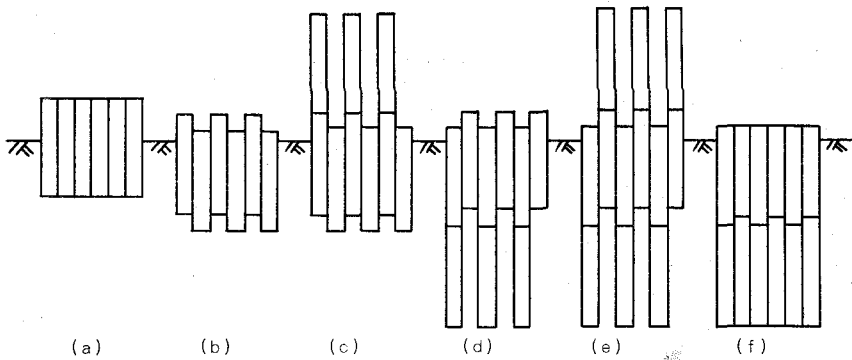
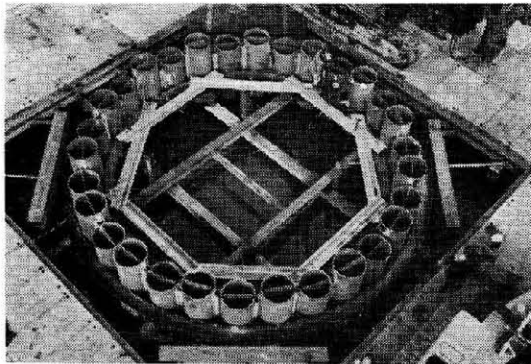


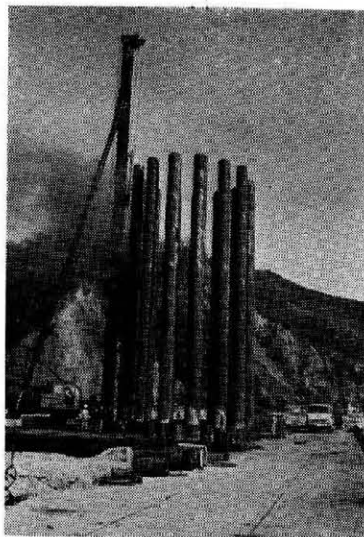
図-7 杭打設順序

杭に区分しこれを現場溶接して使用し、これの打込順序は図一七のとおりとした。

- (a) 打込用ガイドリングを設置完了後、ガイドリングに従い2方向からトランシットで鉛直を矯正しながらバイプロハンマーで下杭を建込み井筒状に閉合する。
 - (b) 下杭の建込み閉合が完了したら次にバイプロハンマーで仮設棧橋の位置まで打ち下げる杭頭は溶接し易いように1本おきに50cm程度溶接位置をずらしておく。
 - (c) 1本おきに上杭を溶接する
 - (d) 1本おきに上杭を打ち上げる。この時、中間の杭の溶接を容易にするため杭頭を50cm程度下げる。
 - (e) 中間の杭に上杭を溶接する。
 - (f) ディーゼルハンマーで所定の支持層に打込む。
- ③ 杭建込み及び杭打込み使用機械杭建込み及び下杭打込みには、クローラークレーンP & H335AS,



写真一 鋼管矢板下杭打込終了



写真二 鋼管上杭の打込
(ディーゼルハンマーKB60ラム6t)

バイプロハンマー120HP、発電機220KWを、上杭打込みには、フローラ杭打機80P(三点支持)ディーゼルハンマーKB60を使用した。

④ 鋼管矢板打止めの基準

- (a) 原則として所定の支持層まで打ち込む
- (b) 打込み支持力の算定は動力学くい打公式を用いて算定

$$R_u = \frac{ef \cdot WH \cdot H \left[1 - \frac{WP}{WH + WP} (1 - e^2) \right]}{S + c/2}$$

ef: ハンマー効率 (ディーゼルハンマー0.7)

WH: ラム重量 (6.0t)

H: ハンマー落下高 (ディーゼルハンマーでは2Hをとる)

S: 杭の貫入量 (cm)

C: リバウンド量 (cm)

Ru: 動力学公式による極限支持力(t), (安全率=4より許容支持力はRa=1/4Ruとなる)

e: 反発係数 (鋼杭0.8)

WP: 杭の重量

- (c) 打込杭全本数について貫入量(s)リバウンド量(c)を測定して支持力を確認

- (d) 極限支持力240t/本以上になるまで打込む (設計支持力 P₂=56.75t/本, P₃=56.20t/本)

- (e) P₂, P₃ 橋脚共深度20m 附近にN値50以上の中間砂礫層が、2~3m程度介在しているが、この層は打抜く、

- (f) 打止め貫入量は1打撃当たり、20%以下とし、2%以下では打込んではならない。総打撃回数も3000回以下とし、上杭の最後の10cmの部分の打撃回数も1500回以下とする。

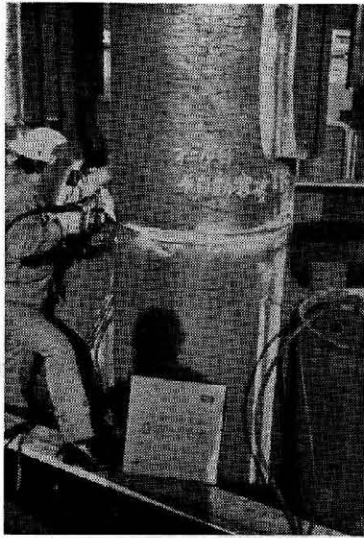
- ⑤ 鋼管矢板打込みの状況; P₂は(-)30.0m 附近で岩盤に達することができたため設計長より2.0m程度短くなったが、P₃については、設計長で支持力が充分認められたので打止めとした。作業実績は表一のとおりである。

表一 鋼管矢板打込作業実績

	下杭建込打込	上杭建込打込	溶接	計
P ₂	3日	5日	3日	11日
P ₃	3日	5日	2日	10日

- ⑥ 鋼管矢板の打込貫入量からの支持力計算は表一3のとおりである。

- ⑦ 鋼管矢板の現場溶接; 鋼管矢板の溶接は構造物の最も重要な部分であり溶接施工の良否が重大な影響を与えることになるので施工管理に充分に留意した。仮付後の第1層手溶接はL B26, 幅4%の溶接棒を

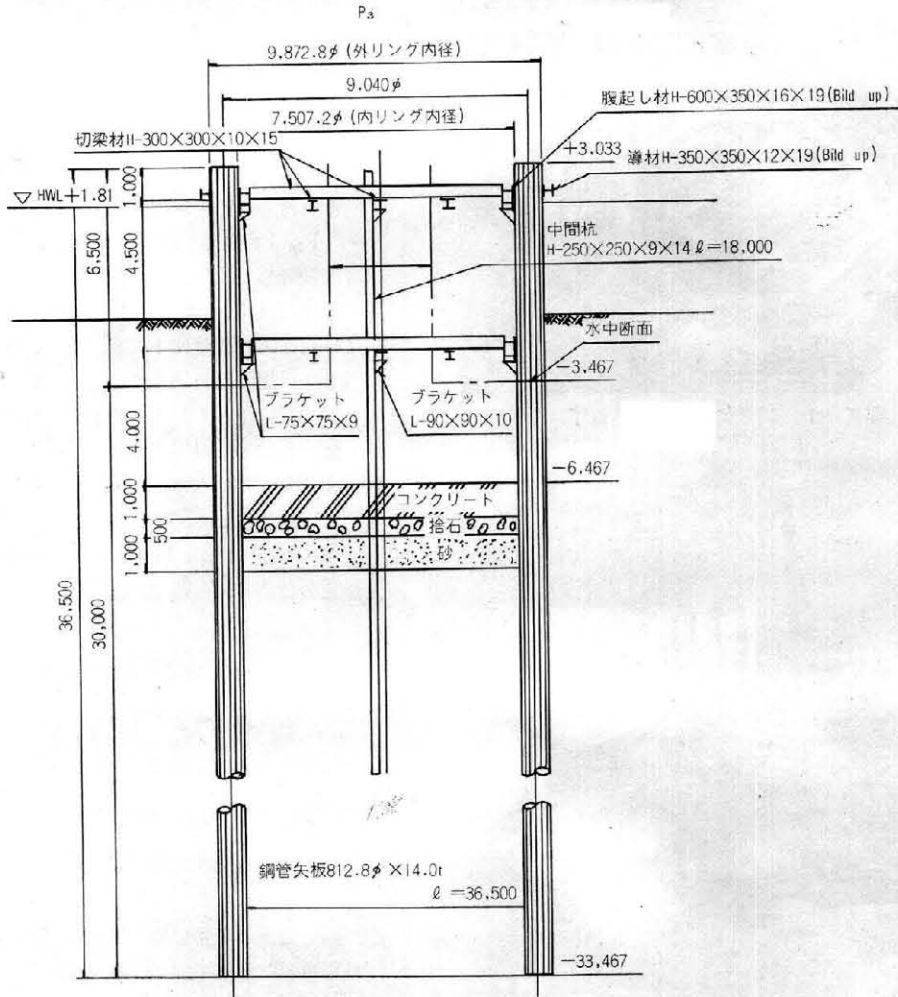


写真—3 鋼管上杭の溶接

第2層からは半自動溶接とし、OW56、幅3.2%オープンウェルド溶接棒を使用し、余盛については最少2%、最大6%の範囲で、第3層～第4層まで実施した。なお、溶接終了後は外観検査以外にJIS 3104による放射線検査（溶接全長の5%）を実施した。放射線検査は3級以上とし、結果は一部スラグ巻込みが発見されたが強度等には影響ないものであった。

(ウ) 鋼管内部及び井筒内掘削

① 鋼管内部掘削；鋼管内径が800φであり、鋼管天端から図—8のとおりP₂13.80m、P₃14.50mの位置（橋脚フーチング天端から5.00m）まで、掘削することになるので特殊掘削機械として、ハンマーグラブを使用した。掘削方法は、グラブを落下させて引上げる時に土砂を掴む構造のため、上部の軟弱層では操作が困難であったが下層の比較的硬い粘度層では効果はよかった。



図—8 井筒支保工計画図

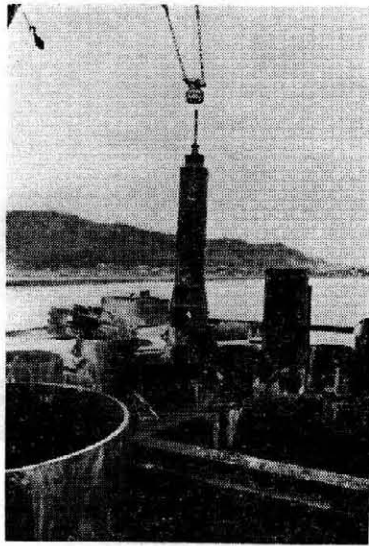


写真-4 鋼管内掘削 (ハンマーグラブ)

② 鋼管矢板井筒内掘削；支保材の間にクラムシェル (0.6㎡) を入れるため、バケットの全開ができず若干の能率低下はあったが工程に影響を与えることはなかった。

(エ) ジャクソン部の掘削及び充填

鋼管を矢板として井筒を形成させることから、鋼管に図-9のとおりジャクソン部を鋼管矢板全長に設け、ガイドリング内で、このジャクソン部によって鋼管矢板を接続させ、鋼管矢板打込後、ジャクソン部の掘削、中詰を実施した。

① ジャクソン部の掘削；ジャクソン部の断面が狭小なことから、掘削はジェットにより掘削可能な限度((-)20.0m前後に硬粘土層があるため、ここまでの掘削)まで実施した。鋼管矢板打込時に粘土層が相

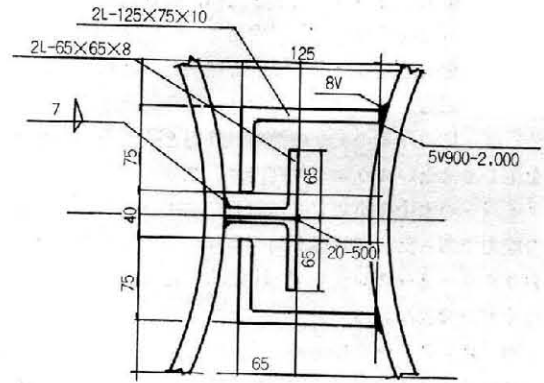


図-9 詳細図

当に圧縮されておりジェットによる掘削は困難であったが、これ以下の部分は、止水効果は十分に期待できるものとして、全長の掘削は中止した。

② ジャクソン部の中詰；ジャクソン部の中詰としては切断引抜部より下は、粘土モルタルを注入し、それより上部は粘土モルタルの袋詰とし、共にグラウトポンプ (5 kg/cm²) で注入したが、止水効果は十分に認められた。

(イ) 橋脚基礎部 (フーチング) と鋼管矢板との結合
橋脚の受ける外力を鋼管矢板に導くため、フーチングと鋼管矢板とを接続する部分の鋼管矢板側にリブプレート支圧板を図-10のとおり溶接した。リブプレートの溶接は隅肉脚長が1.5cm以上になるよう2~3回溶接とし支圧板は厚さ40%のため炭酸ガスアーク溶接ロイヤーマG-50を併用し溶接棒KS-8により、4~5回溶接とした。

(ロ) 鋼管矢板の水中切断

仮縮切として使用した鋼管矢板上部を橋脚フーチング

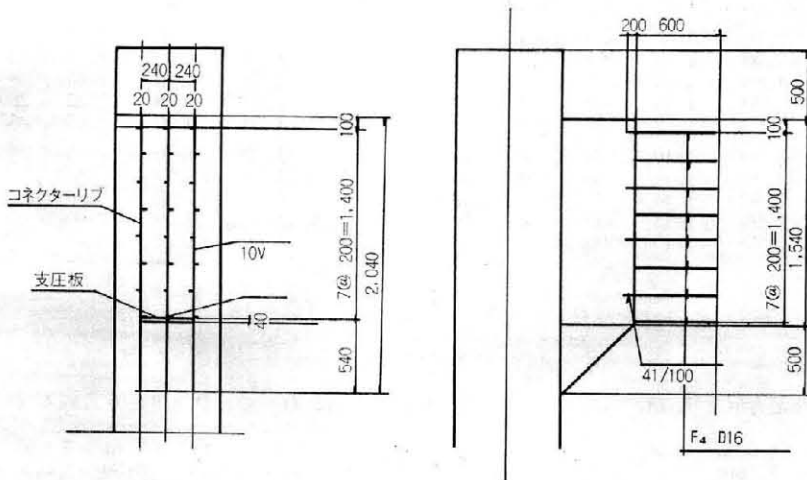


図-10 杭部詳細図

より0.5m上の所から切断するため、橋脚部の柱が水切可能になった段階で鋼管矢板内側については、陸上切断し井筒内を旧地盤の位置まで砂で埋戻し、鋼管矢板の両側から土圧約3.0mをかけておき、鋼管矢板外側の切断時には、切断作業の安全のため、外海と井筒内に水位差を生じさせないように、井筒内に、2.0m程度注水し、ダイバーの水中作業により切断した。1日当り5〜6本の能力であった。切断後も両側からの土圧に支えられておりクローラークレーンP&H335ASによる引抜は支障なく実施できた。

(キ) コンクリートの配合

コンクリートの配合は構造物そのものが海中又は、海水の影響を受けることからコンクリートの標準示方書に基づいたものとして、配合設計に基づいて試験練を行い強度試験を行った。

表-2 P.2 鋼管矢板支持力計算表 $R_u = \frac{6.406H}{S_T^{1/2}C}$

杭番号	費入量 S cm	リバウンド量 C cm	$S_T^{1/2}C$	ランマ-普通高H	R_u	Rat ($1/4R_u$)
2-1	0.45	2.10	1.50	300	1281	320
2	0.33	2.20	1.43	300	1344	336
3	0.36	2.30	1.51	300	1273	318
4	0.23	2.20	1.33	300	1445	361
5	0.50	2.00	1.50	300	1281	320
6	0.32	2.00	1.32	300	1456	364
7	0.48	2.10	1.57	300	1256	314
8	0.36	2.10	1.41	300	1363	341
9	0.44	2.00	1.44	300	1335	334
10	0.35	2.10	1.40	300	1373	343
11	0.60	1.90	1.55	300	1240	310
12	0.40	2.10	1.45	300	1325	331
13	0.60	1.90	1.55	300	1240	310
14	0.45	2.00	1.46	300	1316	329
15	0.55	2.00	1.55	300	1240	310
16	0.36	2.00	1.36	300	1413	353
17	0.64	1.80	1.54	300	1248	312
18	0.40	2.00	1.40	300	1373	343
19	0.56	2.10	1.61	300	1194	299
20	0.36	2.10	1.41	300	1363	344
21	0.60	2.10	1.65	300	1165	291
22	0.36	2.00	1.36	300	1413	353
23	0.60	1.80	1.50	300	1281	320
24	0.36	2.00	1.36	300	1413	353
25	0.64	1.90	1.59	300	1209	302
26	0.40	2.00	1.40	300	1373	343
27	0.60	1.90	1.55	300	1240	310
28	0.36	2.00	1.36	300	1413	353
29	0.60	1.90	1.55	300	1240	310
30	0.30	2.20	1.40	300	1373	343

(ク) コンクリートの打設及び養生

コンクリート打設のうち、栈橋((+)2.50m)を基準

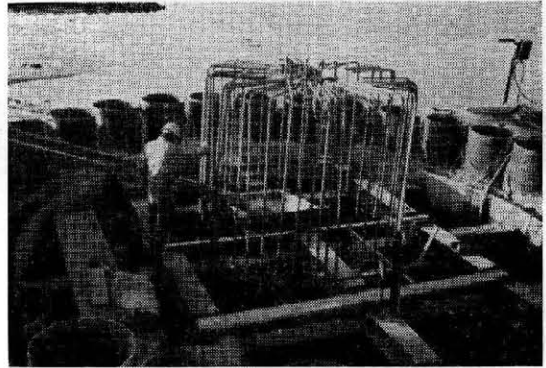


写真-5 橋脚部コンクリート打設

に、これまではミキサ車からシュート、角ホッパーを

表-3 P.3 鋼管矢板支持力計算表 $R_u = \frac{6.397H}{S_T^{1/2}C}$

杭番号	費入量 S cm	リバウンド量 C cm	$S_T^{1/2}C$	ランマ-普通高H	R_u	Rat ($1/4R_u$)
3-1	1.40	0.90	1.85	275	951	238
2	1.40	0.80	1.80	290	1031	258
3	1.40	1.00	1.90	275	926	232
4	1.70	0.60	2.00	290	928	232
5	1.10	1.10	1.65	280	1086	272
6	1.60	0.70	1.95	290	951	238
7	1.70	0.70	2.05	280	874	219
8	1.80	0.80	2.20	280	814	204
9	1.70	0.70	2.05	290	905	226
10	1.80	0.50	2.05	290	905	226
11	1.20	1.00	1.70	280	1054	264
12	1.60	0.60	1.90	300	1010	253
13	0.90	1.30	1.55	280	1156	289
14	1.40	0.70	1.75	290	1060	265
15	1.80	0.70	2.15	275	818	205
16	1.80	0.50	2.05	280	874	219
17	1.80	1.10	2.35	265	721	180
18	1.90	0.50	2.15	280	833	208
19	2.00	0.60	2.30	275	765	191
20	1.90	0.60	2.20	275	800	200
21	1.90	0.30	2.05	290	905	226
22	1.90	0.60	2.20	280	814	204
23	2.00	0.50	2.25	280	796	199
24	1.40	1.10	1.95	280	919	230
25	1.70	0.70	2.05	265	827	207
26	1.20	1.30	1.85	280	968	242
27	1.70	1.10	2.25	270	768	192
28	1.30	1.40	2.00	280	896	224
29	1.80	0.50	2.05	280	874	219
30	1.00	1.50	1.75	290	1060	265

表-4 砂 杭 の 仕 様

	間 隔		砂 杭 経		砂 投 入 量		施 工 進 度		C. P 強 度	備 考
	正方形	正方形	C. P	S. D	C. P	S. D	C. P	S. D		
Aタイプ(海側)	1.50m	1.70m	$\frac{m}{\phi 800}$	$\frac{m}{\phi 500}$	$\frac{m^3}{m}$	$\frac{m^3}{m}$	m	m	N 値 10以上	C. Pコンポーザーパイプ S. Dサンドレール
Bタイプ(陸側)		2.20m	"	"	"	"	8.00	7.50	"	

経て6吋サニーホースで打設面近くまで誘導した。これ以上のものは、ミキサー車からショベルホッパーに受け入れ、クレーン車により打設した。養生としては寒中での作業であったが、柱までは井筒内での作業であり昼間10℃前後夜間でも0℃を降りることはなかったので全養生期間中投光機2〜4基以外は特別に対策を講じなかった。また型枠の取はずしは脚柱で3日以上、梁で7日以上とした。

(2) 地盤改良工事

(7) サンドマット工

コンポーザー施工基盤が潮位に接近するので砂杭打設地盤安定のため海側(+2.50m(平均高1.50m))陸側(+1.50m(平均高0.50m))の砂による基盤を造成した。(図-11)またコンポーザー工法による地盤の改良効果の一つである圧密沈下の促進確認のため沈下板(鉄板0.60×0.60にガス管1吋を溶接)を堤防上に3ヶ所設置

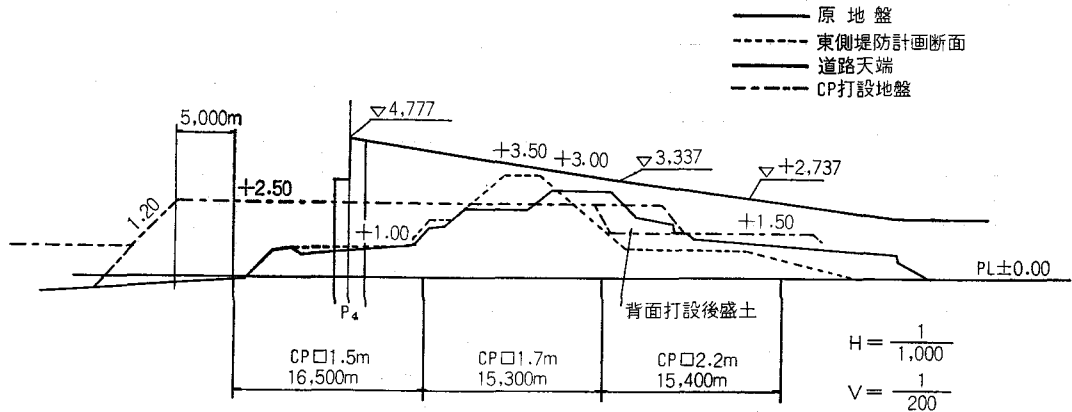


図-11 コンポーザー打設地盤

した。

(i) コンポーザー、サンドドレーン工

- ① 砂杭の仕様；橋梁取付部道路の盛土施工の期間を考慮して砂杭の仕様を表-4のとおりとした。
- ② 使用機械等；砂杭は砂を地中に振動圧入し均等なものとしなければならないが、仕上り状態が直接確認できないこともあって施工管理上の必要性から施

工機械にパイル長さ、投入砂量、パイルの仕上り形状及びパイル強度等が明確、かつ、自動的にメーターに示され、オペレーターは、このメーターを注視しつつ施工でき、これらのメーターの動き、オペレーターの作業等が記録される諸計器を装備したものとした。(表-5)

- ③ 砂杭用砂；硬質の荒目砂を指定し、この粒度フ

表-5

使用機械			装備計器	
機械名規格	台数	使用目的	名称	使用目的
クレーンP8 H335AS	1	本体	Vメーター	パイルの仕上り形状を示す
振動機V-75	1	打込用	Cメーター	パイルの強度
リーダー-27.0m	1		Oメーター	砂排水量を示しオペレーターの動作指示
ケーシングφ400% 先端刃口φ500% 180m	1	穿孔および砂投入用	自記記録計	Vメーター、Cメーター砂の投入回数動作等の記録

ルイ分析試験を砂杭50本に1回の割合で実施した。粒度分析試験の結果は、図-12のとおりで、他の工事の仕様書等に表示されている基準の範囲内の粒度ではあったが、細砂分が若干少ない傾向の砂であった。

- ④ コンポーザーパイルの施工順序；コンポーザーパイルの施工順序は、図-13のとおりである。(a)パイプを地上所定位置にセットし、パイプ先端の特殊刃先に刃先砂を充填する。(b)振動機を起動してパイプ

を地中に貫入させる。(c)所定の深さに達すると上部ホッパーよりパイプ内に一定量の砂を投入する。(d)パイプを所定の高さに引上げつつパイプ内の砂をコンプレストエアーによって穿孔部に押し出す。(e)パイプを打戻し、押し出した砂を振動により締固める。(f)再び砂を投入し、パイプを所定の高さだけ引上げ砂を押し出し締固める。(g)以上の操作を繰返して、コンポーザーパイルを仕上げることになるが、パイプ先

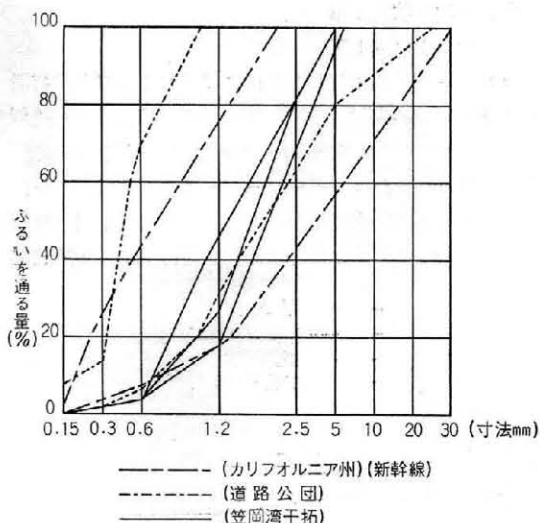


図-12 粒径分析曲線

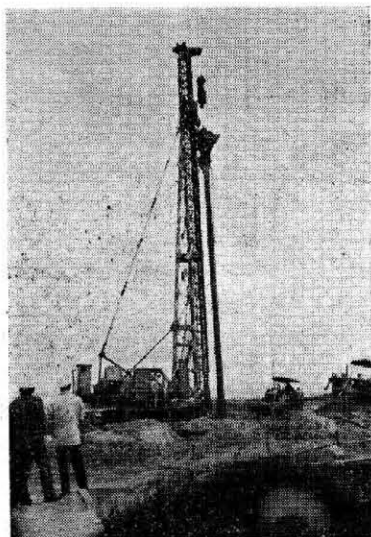


写真-6 コンポーザーパイル打設

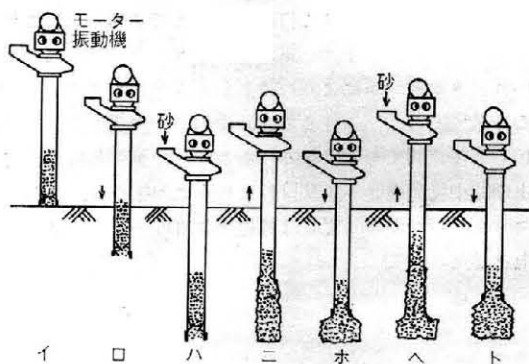


図-13 コンポーザーシステム施工順序模式図

端の位置、パイプ内の砂の位置（砂の充填状況）パイプから押し出され締められた砂の状態、締め後のパイプの引抜長さ、上部ホッパーから投入された回数等はすべて計器によりは握され、自記記録される。

- (5) コンポーザーパイル施工の実績；穿孔される経はケーシングの径と同一であるが、パイル径は、800% になっており、ケーシングの1回の引抜長は2.00m を限度とし押し出された砂を振動により締めめる長さは平均1.00m程度になった。砂の締め状態、ケーシング内の砂の位置等はメーターに夫々表示されるのでホッパーからの砂投入は連続作業となるが、こ

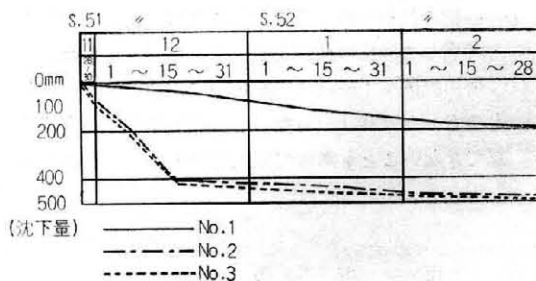


図-14 沈下板測定表

表-6 C. P施工前後のN値の対比表

深度0	C. P施工前後のN値の対比表																平均
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
施工前 N 値	15	12	5	4	5	4	4	4	4	10	20	28	3	2	3	15	8.63
施工後 N 値	8	27	23	21	18	21	26	35	22	26	38	35	31	19	15	12	23.56
摩擦角 φ	28	37	35	34	33	34	36	39	35	36	47	39	38	34	32	31	35.50
C. P 強度 C	105	105	105	111	110	105	105	143	122	117	117	115	108	105	110	107	111.88

れの投入回数も記録されるので、施工管理としては、満足できるものであった。

- (5) コンポーザーパイル強度とN値との関係
振動機によって締められた砂杭強度とN値との関係は、直接的に結びつかないが、砂杭の強度C (Cメ

ーターの記録)と施工前後のN値との関係は表-6のとおりである。

- (5) コンポーザーパイル施工に伴う圧密沈下促進状況
沈下板の沈下量測定結果は図-14のとおりで施工後40日程度で相当の圧密沈下が認められた。

農村総合整備モデル事業における農道及び農業集落道の整備について

——潤いと安らぎを求め、豊かな農村を目差す安城市の事例——

深 津 俊 一*

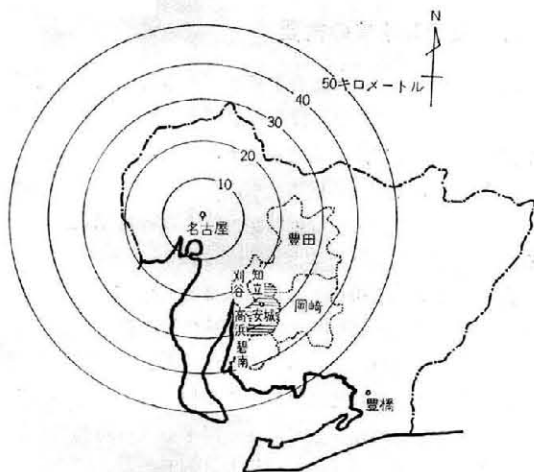
目 次

1. 地区の概要及び計画の動機……………51	4. 道路（農道及び農業集落道）の整備……………52
2. 道路（農道及び農業集落道）の現状……………51	5. おわりに……………57
3. モデル事業の概要……………52	

1. 地区の概要及び計画の動機

安城市は愛知県のほぼ中央に位置し、気温は年平均14.9度と温暖で雨量も多く、かつては日本のデンマークと言われ農業生産を基盤として発展してきた農業地帯である。

安城市の位置



しかしながら、名古屋市を中心とする35km圏内の立地条件から近年農業とこれを取りまく諸情勢は著しく変化してきた。

すなわち

- (1) 農林部に新しく家が建ち、家庭汚水や浄化槽からの水が、整備されてない道路側溝に流れ出ている。
- (2) 都市部では公園、都市計画道路等の整備がなされ、農村部と格差がついてきた。
- (3) 農林集落内においても道路照明灯、安全施設など、生活要求が多様化してきた。

これらに対応した新たな農政の展開を図ることが農民の強い要望となっている。

また、安城市においては昭和43年度より農業振興地域全域において県営ほ場整備事業及び団体営ほ場整備事業により農地の基盤整備が行なわれ、昭和51年度末までに約70%の進捗状況となっている。

しかしながら、このほ場整備事業によって、かつては安祥が原と呼ばれる由縁となった松林も農用地区域に取り込み、日陰によるほ場条件の差をなくするためにやむなく伐採された。このため農村部に残っていた緑が消滅していった。



写真一 ほ場整備前の松林

このほ場整備事業によって失なわれた緑の再現と保全を図ることを主体として、豊かな農村集落の生活環境を保全し調和を図る農村総合整備モデル事業の計画を作成した。

2. 道路（農道及び農業集落道）の現状

ほ場整備事業前までの道路は幅員が狭く、その上砂利道であったため、毎年春と秋の農繁期前には部落民総出で砂利撒布による維持補修を行なったものである。しかしほ場整備によって道路が整備され、各ほ場から直接農

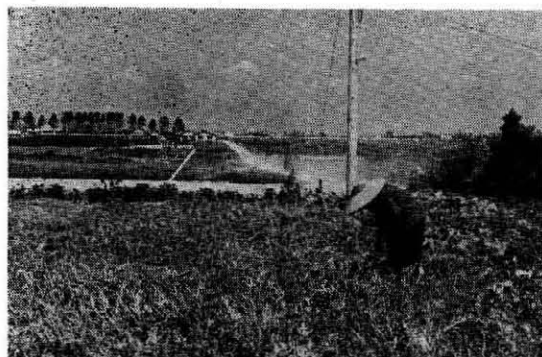
* 愛知県安城市土地改良課課長

項	目	耕地				採放 牧 草地	農 用 地 計	宅 地	公 共 用 地	山 原 林 野	そ の 他	合 計	備 考
		田	畑	樹 園 地	小 計								
安 城 市	全 体	実数 4,617	548	133	5,298	—	5,298	1,706	83	59	1,421	8,567	
	指数	54	6	2	62	—	62	20	1	0.6	16	100	
市 街 化 域 農 地 振 興 地	実数	564	96	17	677	—	677	623	48	9	463	1,820	
	実数	4,399	393	90	4,882	—	4,882	1,083	35	50	697	6,747	
計 画 区 域	実数	2,301	332	66	2,699	—	2,699	812	27	32	492	4,062	
	指数	56	8	2	66	—	66	20	1	1	12	100	

地区の農業集落状況

集 落 名	集 落 形 態							戸 数					人 口					備 考
	散 在	散 居	集 居	密 居	総 戸 数	農 家 戸 数	農 家 率	総 人 口	農 家 人 口	農 業 就 業 人 口	農 業 就 業 率	人 口 比 率	農 業 就 業 率	農 業 就 業 率				
南 部 地 区	0	1	11	3	4,499	3,220	72.0	23,610	16,122	5,816	24.6							
安 城 市	集落総数46			集落	(25,885)	(6,600)	(22.8)	(104,660)	(33,248)	(40,070)	(30.1)							

産物を市場まで搬出出来るようになったが、砂利道は以然として変わらず、運搬方法がリヤカーや耕運機からトラックに変わっただけであり、このため農産物の傷みはかえって多くなった。また道路の補修は今まで以上に必要と



写真—2

なった。そのうえ整備された道路に通過交通の車が入って来るようになったため、砂ぼこりによる農産物の品質の低下が現われてきた。

さらに、集落内の道路については、自動車の普及により狭い道路まで車が入るため、排水路（道路側溝）が破損されその機能が著しく低下しているヶ所、その破損された側溝に家庭污水がたまり下衛生な状態になっている所が各所に見受けられ、農道及び農業集落道の現状は、生産、生活様式の変化により改善を急務としている。

3. モデル事業の概要

昭和48年度から農村総合整備モデル事業が実施されているが、この事業の特色はいうまでもなく、従来のは場整備事業、農道整備事業などの土地改良事業に加え、新しく農業集落道、農業集落排水、農村公園、農村環境改善センター等の生活環境整備が可能となったことである。

安城市では、昭和49年度から事業を実施しているが、この事業の計画に当たっては、地域住民が最も整備を望んでいる集落内の道水路の整備を中心とし、子供から老人まで憩いの場として利用出来る農村公園、新しいコミュニケーションの場としても活用出来る多目的利用施設の農村環境改善センターの整備も計画した。

当市はこの計画の中で特に、は場整備事業によって失われてゆく緑を保全するため、農道、集落道を緑道として計画し、自然との対話の場を作り緑豊かな生活環境による人間尊重の村作りを目ざした。

4. 道路（農道及び農業集落道）の整備

——緑道を主体として——

(1) 緑道構想

「緑」は、生活に潤いと安らぎをもたらす豊かで明るい自然環境を作り、人間性を回復するため、都市部に限らず農村部においてもその必要なことはいうまでもな

事業の概要

事業区分	事業種類	事業主体	事業量	事業費
1. 農業生産基盤整備	農業用排水施設整備	安城市	3路線 1,020m	25,300千円
	農道整備	〃	11 〃 7,570m	273,600
	小計			298,900
2. 農村環境基盤整備	農業集落道整備	安城市	24 〃 7,750m	118,900
	農業集落排水施設整備	〃	38 〃 8,555m	405,400
	用地整備	〃	1ヶ所 7,000㎡	17,500
	集落防災安全施設整備	〃	3ヶ所 725m	4,200
	小計			546,000
3. 農村環境施設整備	農村環境改善センター	安城市	1ヶ所 594㎡	153,500
	農村公園施設整備	〃	4か所 9,900㎡	47,600
	小計			201,100
合	計			1,046,000

い。

現在農村部の緑は生産緑地が主体であるが、実際生産にたずさわっている人の側から見れば緑としての効果は皆無である。

生産緑地は収穫が行なわれれば消滅し緑の効果を求めることは不可能である。

今までの道路計画は、自動車を中心とした計画であったが、これからは歩行者を優先し、より安全により快適に通勤、通学出来るよう歩車道を分離した計画とする必要がある。

これによって通過交通の車を排除し、本来の生産、生活道としての機能を回復し、分離帯には地域の実情に即応した樹木を植栽し、四季を通じて地域住民の生活環境に潤いをもたせることができる。

又幅員の制約から歩車道分離出来ない道路は、道路の片側に植樹をする。

この緑道が集落全体を囲み学校あるいは公園に連絡し、住民全員がより良い自然環境に接することができ、明るく住み良い農村の生活環境を作り出すことが緑道構想だと考える。

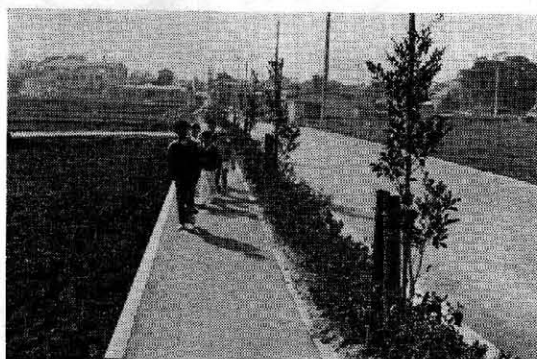


写真一 県営ほ場整備事業によって完成した道路に市が苗木を補助し地元労働者の協力によって植栽した農道。

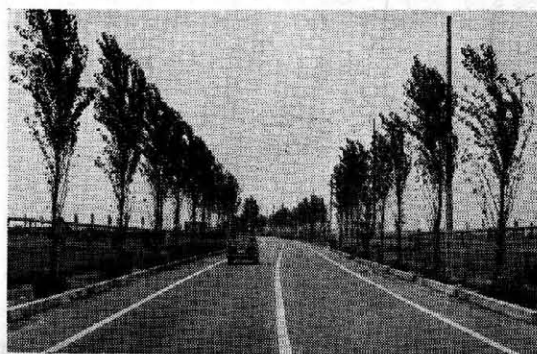
本市においては、昭和48年12月、緑の回復と保全を目的として「安城市緑化条例」を制定したが、モデル事業はこの緑化条例の目的を達成するための事業でもある。

(2) 緑道の配置計画

農道、集落道を本来の機能のほかに緑道として幅広い効果を上げてゆくには、各集落においていかに配置計画



写真三 モデル事業によって昭和51年度に完成した緑道（農道2号）



写真五 県営園場整備事業で幅5.5mの支幹線を整備したのち、市が15mまで拡幅し植栽している道路。

するかが最も重要なことといえる。

緑道の機能をあげれば

イ 視覚対象（生活環境）としての緑道

道路整備の概要（安城南部地区全体）

農道整備	11路線 7,570m	3.0/4.0m ~ 7.5/8.0m	車道幅員 / 全幅
{ 拡幅整備	2 " 980		
改良整備	9 " 6,590		
付帯施設			
自転車道	2,580m		
街路樹	228本		
街路灯	9基		
防護柵	2,580m		
側溝	65m		
農業集落道整備	24路線 7,750m	2.0/2.0 ~ 5.0/6.0m	(車道幅員 / 全幅)
改良整備	24 " 7,750		
付帯施設			
側溝	610m		
街路樹	490本		
街路灯	13基		

ロ レクリエーション、コミュニケーションの場としての緑道

ハ 安全性、保健衛生に資する緑道

ニ 災害時の避難道路

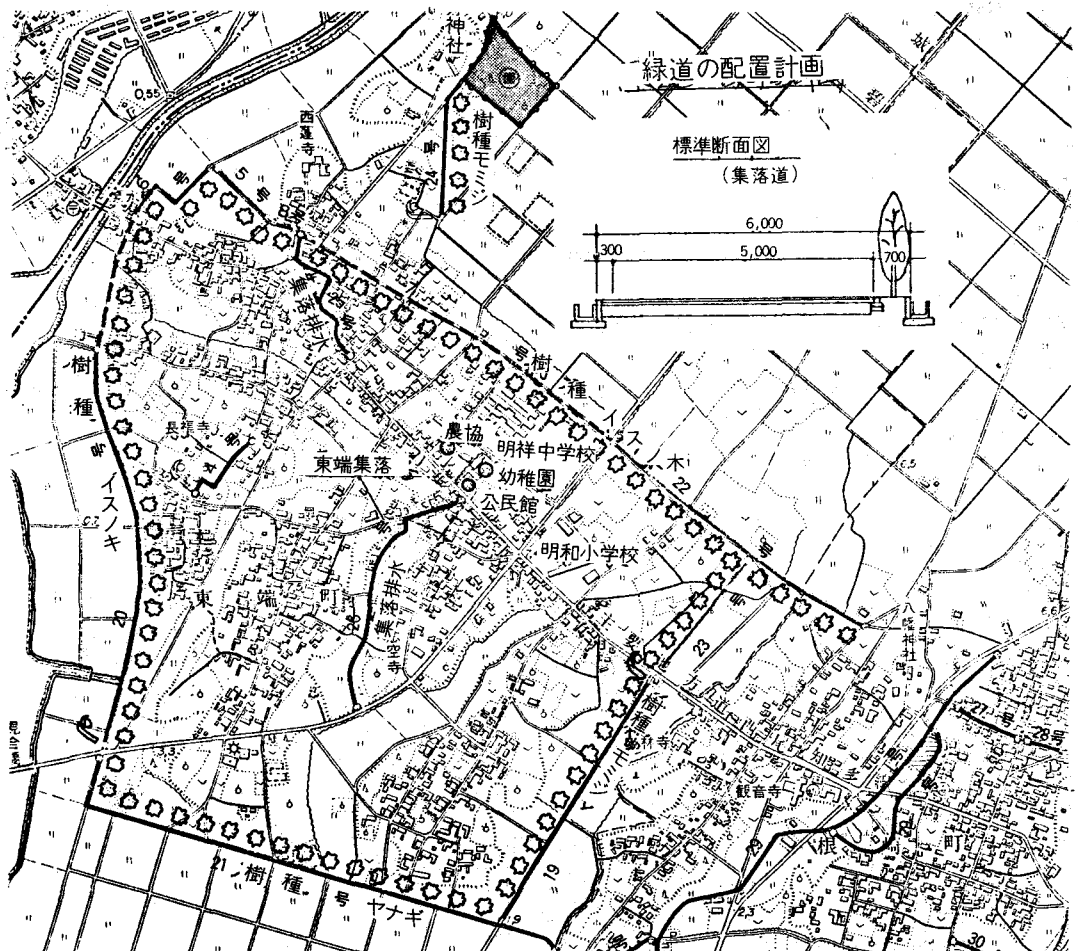
等があり、この機能をいかに組合せ、地域住民がどのように利用するかが肝要である。

本市は、モデル事業区域内の東端集落においてモデル的に緑道計画を立てたが、この集落は戸数750戸で小学校も中学校もあり、当市としては比較的大きな集落である。この配置にあたっては、

- ① 集落の周囲を緑道で囲み農作業の目的の外に住みよい自然環境を作る。
- ② 小学校、中学校の通学路とし、安全性の確保及び情操教育に役立てる。
- ③ この緑道をモデル事業で行なう農村公園や集落の公共施設と結び一体的な利用が可能となる。

上記3つのことを目的として行なった。

緑道としての効果は、この一体的な配置計画によって一本の緑道としての効果以上に、より幅広い効果が期待できる。たとえばサイクリングロード的な利用の仕方や



四季を通じての緑豊かな自然環境により、人々に安らぎを与え人間性の回復を図ることができる。

(3) 緑道の樹種の選定

緑道の設計に当って一番苦労していることは、地域の実情にあった樹種の選定である。

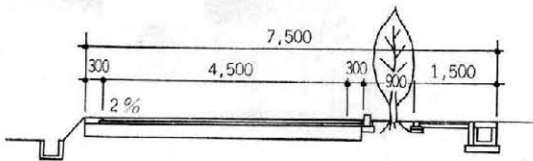
選定に当っては、

- ① 広葉樹であること。
- ② 農村部の緑の保全と落葉が水路につまらないためにできるだけ常緑樹が望ましいこと。

(現在の街路樹はほとんどが落葉広葉樹でありこの樹種を除くと数が限られてしまう)

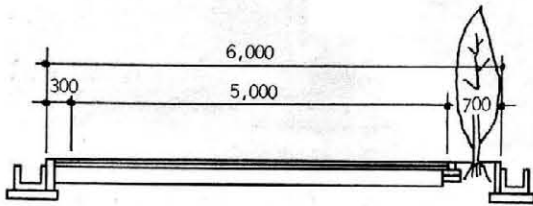
- ③ 病虫害に強いこと。
- ④ 陽樹であり土壌、乾湿性等の諸条件に強いこと。

断面例—1



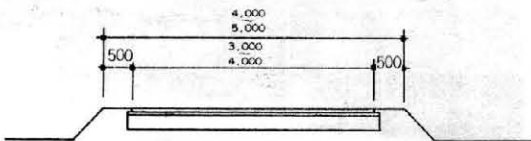
幅員が7.5 m以上あり通過の車のある所は歩車道を分離して植樹帯を設ける

断面例—2



幅員が6.0mの所は路肩に植樹帯を設ける。

断面例—3



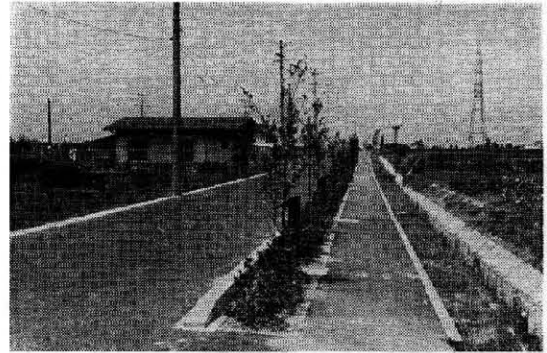
モデル事業で植樹をしない道路は関係者の熱意により地元町内会で植栽している。

- ⑤ 樹高は3~4 mまでとし巨木とならない。
- ⑥ 盗木、枝折りされないために、美しい花をつけないこと。
- ⑦ 枝葉が張って農作物を日陰にしないこと。
- ⑧ 植樹により草刈の維持管理が出来にくくなり、又冬に行なっている草焼きが出来なくなるため、植栽位置等も検討してゆく必要があること

等を考慮して行っている。東端集落の緑道の配置計画は、春に新芽が美しいヤナギ、秋に紅葉するモミジ及び常緑のイソの木を樹栽し、四季折々の自然に接することが出来るよう配慮している。

(4) 道路の計画

—タイプ別—



写真—6

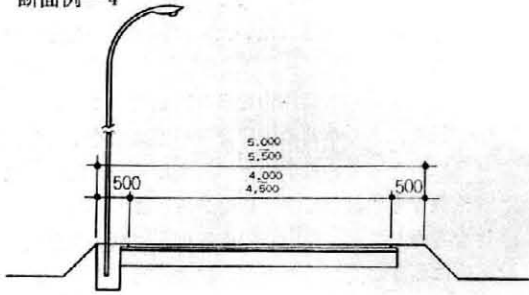


写真—7



写真—8

断面例-4



集落内の安全と防犯上の生活環境改善の街路灯を整備する。

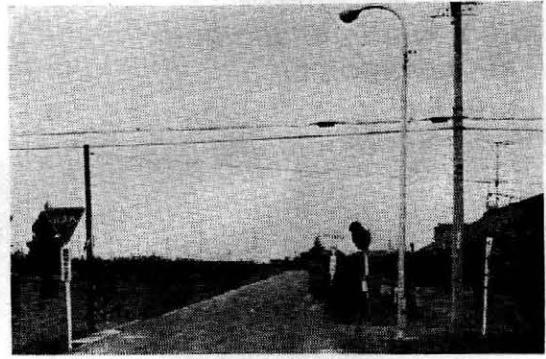


写真-9

断面例-5

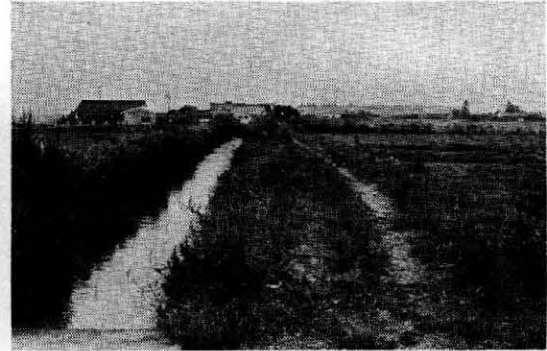
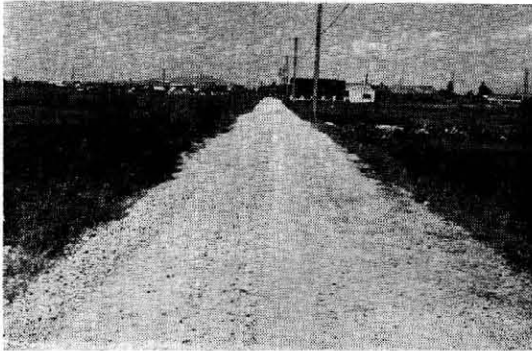
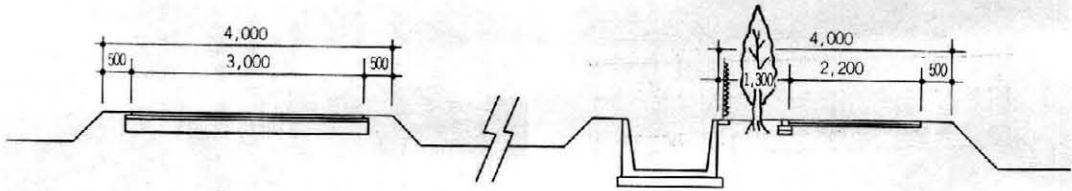


写真-10 幅員が狭く歩車道分離が出来ないが隣接する用水路沿いの道路を自転車道として 写真-11 整備出来る場合は緑道とする。

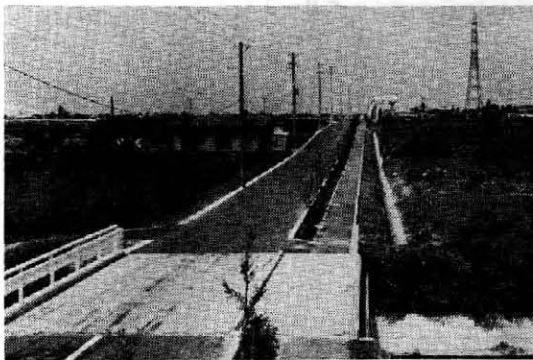


写真-12 農道2号線(昭和51年度)

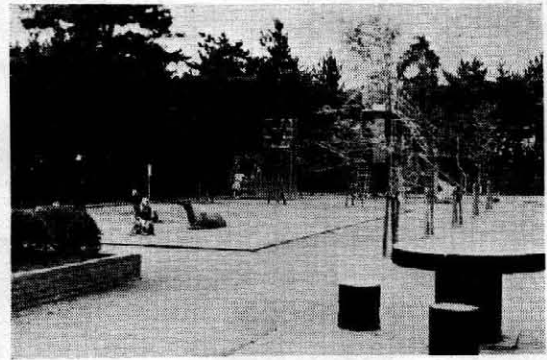
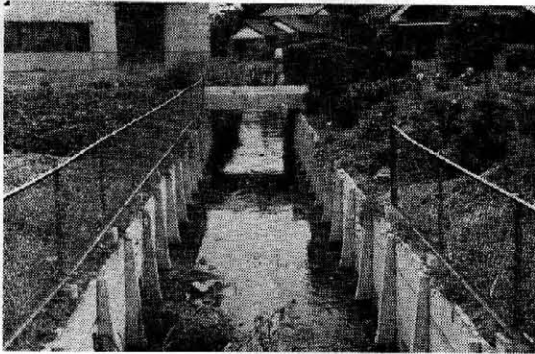


写真-13 農村公園(昭和50年度)



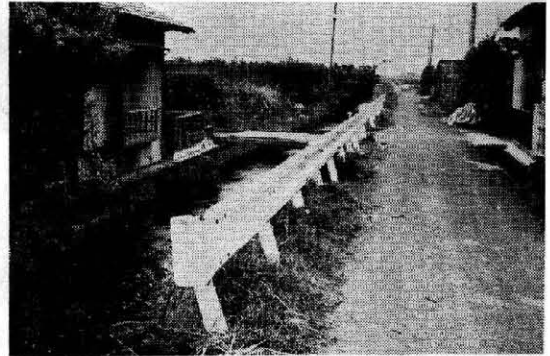
写真—14 集排29号線（昭和51年度）

現在事業の進捗率が21.4%で、緑道等は全体としての効果が表われるまでに至っていないが、それぞれ完成した事業は各集落において大変役立っている。

写真—12の農道2号は小学校の通学路として、モデル事業の緑道と国道（後方に見える）及び県道（手前写真を撮った位置）にかかる立体交叉（交通安全対策）事業と一体となり、安全性快適性にその機能を充分発揮している。

写真—13の東端農村公園は設置した総合遊具に大変人気があり、その利用率は予想以上である。又広場では村祭りに子供の相撲大会が行なわれている。

当市は集落排水（写真—14参照）に重点をおいており、事業費が大きく今までなかなか着手出来なかったもの



写真—15 安全施設（昭和51年度）

が、モデル事業によって完成しこの集落の洪水被害が解消されている。

当市は明治用水の開削により用水路が集落内を通過している、そのため危険なヶ所が多かったが写真—15の安全施設の完成によって特に地元住民が安心した。

5. おわりに

農村総合整備モデル事業は緑道計画のみならず、健全で調和のある農村社会を維持発展させるための「新しい村作り」として欠くことの出来ない事業である。

本稿に述べた緑道の事例が少しでも他地区の参考となり潤いある豊かな村作りに役立つことを願うものである。

農業土木事業に奉仕する

中川ヒューム管

Ⓢ 中川ヒューム管工業株式会社

電話 0298 (21) - 3611代
郵便番号 300

営業所 東京・土浦・仙台 郡山・名古屋・松本・大阪
出張所 高崎・真岡・水戸・盛岡・岡崎・滋賀
工場 土浦・真岡・郡山・岡崎・松本・滋賀

原町市の地盤沈下の実態と対策について

佐藤 英明* 瓶子 敏行*

目

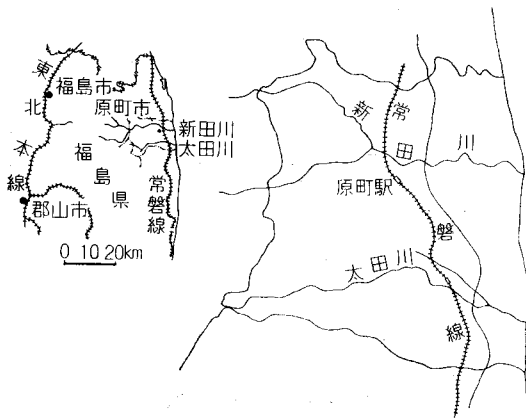
I はじめに.....58
 II 地盤沈下の実態.....58
 1. 原町市の地質構造と地盤沈下について.....58
 2. 地盤沈下の原因.....59
 3. 地下水の利用.....60

次

III 対策について.....61
 1. 応急対策.....61
 2. 地下水揚水規制.....61
 3. 原町地区地盤沈下対策事業.....61
 IV おわりに.....68

I はじめに

地盤沈下現象が、東京大阪等で問題にされてから、すでに半世紀経過しており、最近では、全国各地の平野部盆地でこの傾向がみられ、各地に被害をもたらしている本県においても、沈下現象がみられる地域は、福島市、いわき市、及び原町市があり、中でも著しく被害を生じている地域としては、原町市大甕地区がある。原町地区の地盤沈下現象は(表一)にもみられるとおり、面積は少いにもかかわらず沈下量が大きく現われ、被害も増大しているので、ここに当地区の地盤沈下の実態と、その対策の概要を報告する。



図一 原町市の位置

表一 各地の地盤沈下

項目	地域	東京	大阪	新潟	名古屋	原町
面積 (年代)	m ² (1974)	230	200	2000	290	25
最大沈下速度 cm/年		38	14	50	16	12.8

* 福島県農地林務部農地建設課

II 地盤沈下の実態

原町市南部大甕地区周辺は、昭和30年頃、福島県浜通り地方における自噴水の豊富な地域として有名であり、その地下水は、昭和35年当時に153箇所、6171千m³以上農業用水として利用され、更に副業の紙すきの洗浄水に利用されていた。その後地域周辺の開発が加速的に進み、中小河川しかもたない当地区では、豊富な地下水を新規需要の水源としたため、昭和40年代中頃には、全く自噴水をみることはできなくなった。この頃より自噴井がポンプ揚水に切替られるとともに、地盤沈下現象がチュー積低地を中心として顕著に現われだした。地盤沈下の被害が際だって増加してきた時期は、昭和46年度以降で、地区内の国道、県道等の亀裂、沈下、家屋の傾斜、農地の不等沈下による湛水被害等が次々と発生し、昭和48年5月には、国、福島県等関係機関が、実態調査にのりだした。地盤沈下区域は、年々拡大する一方で昭和50年現在、原町市南東部一帯(2526ha)に広がり、累計沈下量は全地域平均で350mmを上廻り、甚だしいところでは、2000mmにも達している。

1. 原町市の地質構造と地盤沈下について。

原町市は、福島県浜通り北部に位置し、地形的には、西を阿武隈山系に東を太平洋に接し、北に二級河川の新田川、南に同級の太田川があり、これらに挟まれる丘陵、台地及び低地からなる。当地区の地盤沈下は、太田川河口より上流約3kmの地点までの兩岸、特に左岸部の大甕、米々沢地区を中心に発生しており、その地域は(図一2)で示すとおり、主にチュー積低地である。地形区分からすると、双葉断層より西の阿武隈山系は、主に先第三紀層により構成され、双葉断層より東の丘陵地は新第三紀層、台地及び低地は第四紀層により構成される。チュー積低地は、粘土、砂、泥炭等のチュー積層が、約15~20mの厚さで堆積し、その下部に洪積層の第六段丘

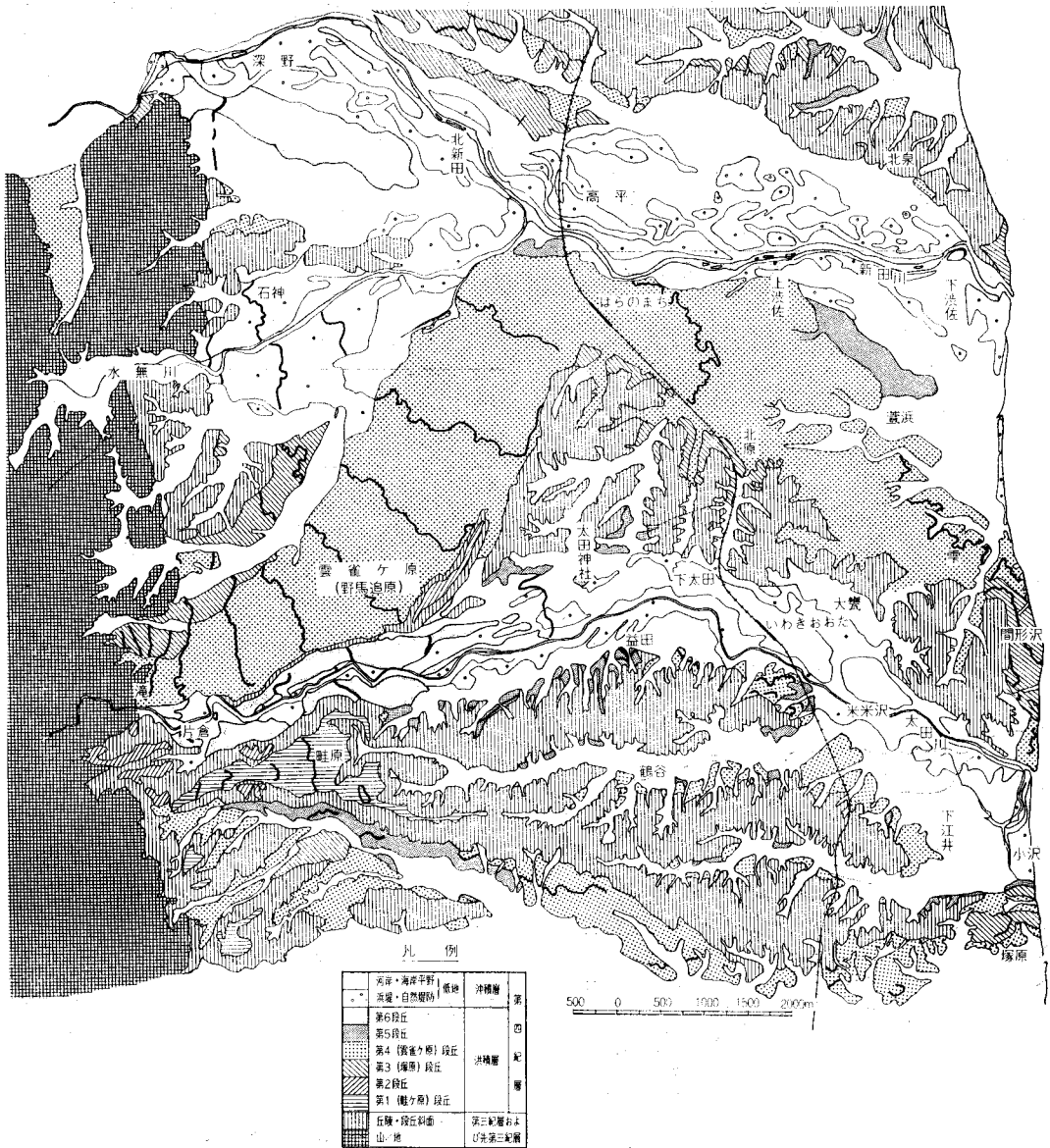


図-2 地形区分図

礫層が、その下位に、新第三紀の砂層（竜の口層及び久保間層）が堆積している。地下水は、主に第六段丘礫層及び、新第三紀の砂層に含まれ、帯水層の深さは約10mから250m以上にわたっている。この砂層（竜の口層及び久保間層）は、福島県浜通り地方から広く仙台地方へ続く地層で、阿武隈山地を除く原町市の全域に分布している。この地層の中の地下水は被圧水で、山地を除く原町市一帯で採取することができる。

2. 地盤沈下の原因

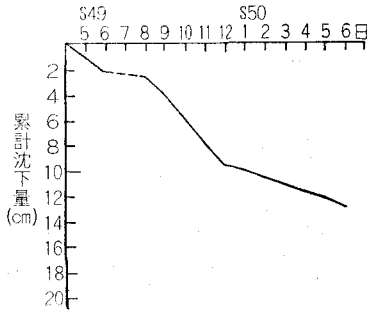
本地区の地盤沈下現象が主にチュー積低地で発生していることは、全国各地の地盤沈下地域と共通するところであり、沈下量（日沈下量、最大沈下量）は、福島公害

白書（昭和51年度）に発表された大変地区観測井によると、（表-2）、（図-3）のとおりであり、又沈下量を地域的に表わしたのが、（図-4）である。この地盤沈下の実態を把握するとともにその原因を究明するため、昭和48年度より、各種調査が、国（農林省）県及び市によって継続実施されており、特に東北農政局計画部資源課は、現地に沈下観測井、地下水位観測点等を設置して観測を続けるかたわら、周辺地域の水準測量を実施するなど、精密な観測調査資料の収集とその解析に努めている。地盤沈下機構の詳細は、更にこれらの解明に期待するとして、本論では割愛するが、現在までの調査結果より検討された原因説は、次のとおりである。

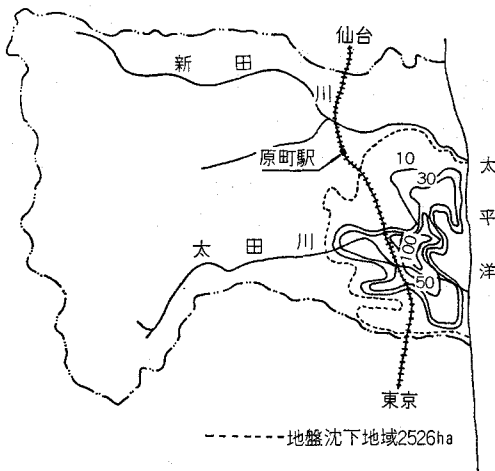
表一 2 日沈下量, 最大沈下量

	単 位	200m観測井	30m観測井
累計沈下量	mm	125.9%	124.7%
有効測定日数	日	384	384
日沈下量	mm/日	0.32	0.32
年間最大沈下量	mm	12.8	10.3
月間 "	mm	26.0	36.4

(昭和49年~昭和50年調査)



図一 3 200m観測井沈下量



図一 4 累計沈下量等値線図

- ①原町市に特有な地殻変動とする説
- ②原町市のチュー積層の自然圧密説
- ③モータリゼーションに伴う荷重増説
- ④地下水の大量揚水による説

①説については、地殻変動は、当地盤沈下地域より、はるかに広い規模で発生することが一般的であること。②説については、チュー積層での自然圧密は通常年間数mm以下と言われているが、当地区の沈下量は100mm以上と異常に大きいことと、新田川下流の類似の地質条件下で、大きな沈下が認められていないこと。③説については、車や農機具等の増加により荷重が増大したとは

いえ、車道以外でも沈下量が多いことや、同様な機具等が利用されている類似の地質条件の農地で、沈下が発生していないことからこれらの説は決定的要因とは言い難い。一方、④説については、地下水利用量の増大とともに、地盤沈下が進行した事実に加えて、東北農政局計画部の地盤沈下シミュレーションによっても立証されているところであり決定的な要因は地下水の大量揚水によるものと考えられる。

表一 3 調査項目

調査名	調査機関	期 間
地盤沈下調査	農 林 省 (東北農政局)	S.49~S.52
観測井沈下測定	福 島 県	S.48~S.50

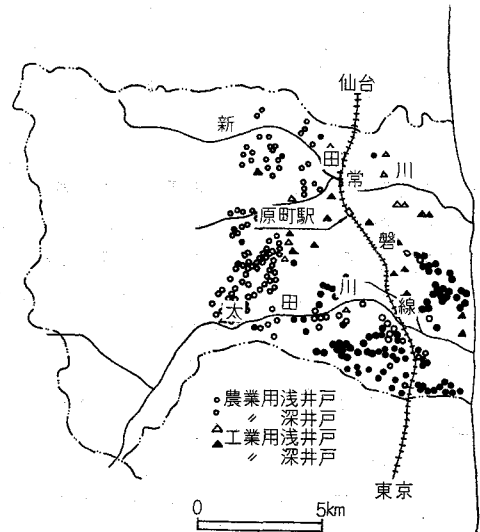
3 地下水の利用

原町市の主な帯水層は、砂層(竜の口層及び久保間層)礫層(第四及び第六段丘礫層)、局部的にチュー積層及び礫層の3つがあり、砂層の中の地下水は被圧水、その他の地下水は自由水である。利用状況は、(表一4)のとおりで、農業用水は主に自由水を、工業用水は主に被

表一 4 地下水利用状況 (単位千 cm^3)

用 途	利 用 量	左 内 訳	
		深 井 戸	浅 井 戸
農業用水	9.400	2.500	6.900
工業用水	10.500	10.000	500
そ の 他	640	(伏流水)	
計	20.540	12.500	7.400

圧水を利用しているのが特徴である。その地域の利用状況は、(図一5)のとおりで、西部では浅井戸を、東部



図一 5 井戸分布図 (S50年度)

では自由水を含む帯水層がないため、深井戸を利用して
いることが特徴である。このことは、(図-6)によっても
理解されよう。

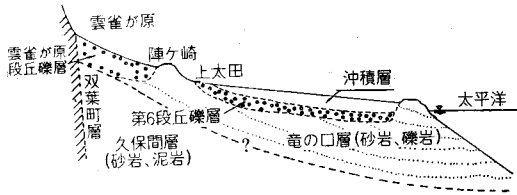


図-6 地質断面図

また、大甕地区の観測井による福島県公害白書に発表
された地下水位と沈下量の関係図、(図-7)から、太田
川下流域の地下水と地盤沈下について、次のことがい
えよう。自由地下水の水位は、被圧水頭より約2m高い
が、この現象は、観測井周辺大甕、米々沢一帯では、被

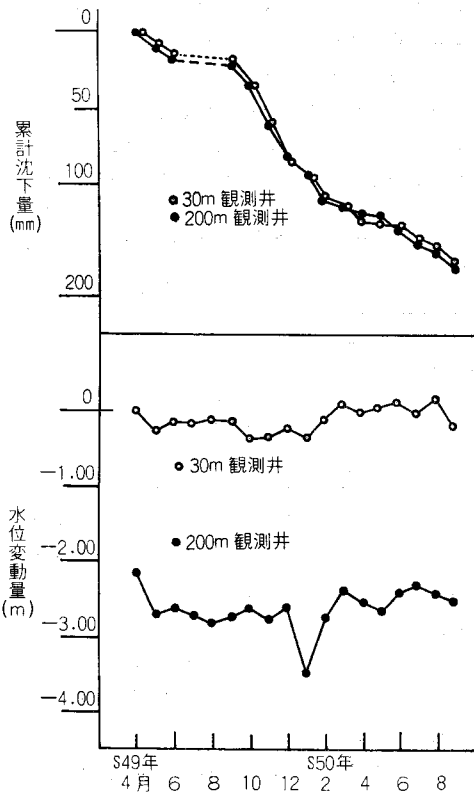


図-7 沈下及び水位変動表
(福島県「S51公害白書」より)

圧水だけが採取され、人為的に被圧水頭が大きく低下さ
せられて起きたものであって、このためチュー積層中の
地下水が、下位の竜の口層中へ流下し、同層が脱水圧密
を受けていると推測される。自由水の水位と被圧水頭及
び地盤高が調和的に変動していることが、このことを裏
付けている。

III 対策について

1. 応急対策

急激に発生した地盤沈下被害に、昭和48年5月関係す
る機関が集り、さしあたり応急対策として既存の事業の
枠内で、対応していくことを決定し、直ちに事業に着手
し、各種生産活動の維持、生活の安定を図った。また、
工業用水等の地下水揚水も、水源の再利用を図って節水
に努めた。

2. 地下水揚水規制

昭和48年以降、たび重なる応急対策にもかかわらず沈
下現象の増加がみられ、各種被害が続出している現実
と、各種調査等の資料より、原町市では、この主要因で
ある地下水の揚水規制方針を定め、昭和49年12月、原町
市公害対策条例に地下水揚水規制を加えた。

この地下水揚水規制条例は、地下水揚水区域を地盤沈
下量から、水源転換区域と揚水規制区域に分け、前者を
地下水利用規制指定一号区域(双葉断層より東方、水無
川、新田川以南郡境界までの区域)、後者を地下水揚水
利用規制指定二号区域(双葉断層より東方、水無川、新
田川以北郡境界までの区域)とし、今後の地下水揚水の
増大を防ぐことはもとより、積極的に、水源転換を図っ
て揚水量を減らし、現時点以上の地盤沈下をくい止めよ
うとしたものである。このため、水源の代替え施設等の
建設が、何にもまして急務となり、地盤沈下対策事業が
実施されることになった。

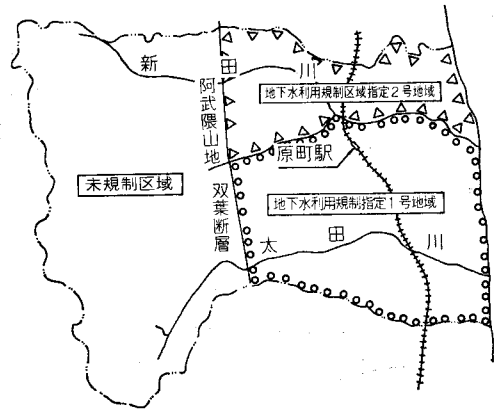


図-8 地下水揚水規制区域図

3. 原町地区地盤沈下対策事業

本事業は原町市東南部に発生している地盤沈下防止対
策として、農業用水、工業用水の地下水利用に係る水源
を地表水に転換するため水源転換施設であるダム、取水
施設及び導水路等を建設し、併せて、地盤沈下により被
災した農地や農業施設を復旧する事業で、農業側対策と
して、昭和50年新規採択され、昭和51年全体実施設計を

実施した。工業側対策も、昭和51年採択され、昭和51年12月に共同事業として実施することとして協定が締結された。

① 事業内容

水源転換施設関係	横川ダム（共同事業）
	幹線導水路 14000m
	導水施設（揚水機場1箇所）
復旧工事	農地復旧工 108ha
	水路改修工 6700m
	ため池改修工 7箇所
	排水機場新設 2箇所

② 水源転換施設の決定について

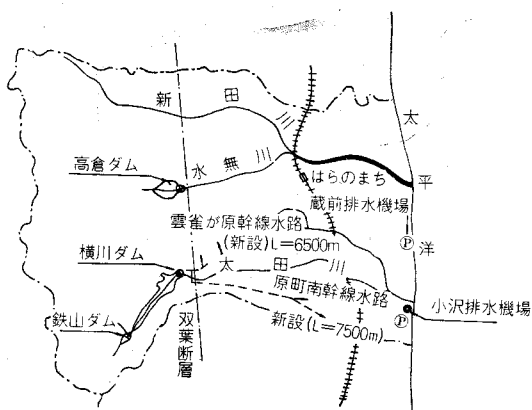
a. 転換水源について

地盤沈下防止対策としては、各種の対策工法が考えられる。例えば、地下水の人工かん養法、地下ダム建設も考えられるが、これら工法の実施にあたっては、地下水位・地質の調査及びその結果の解析に多大な時間を要することと、人工かん養法に使用する水質の問題から、本地区については採用が困難である。従って現在全国各地で採用されている、地下水揚水規制実施、水源転換施設、確保の対策工法を採用することとした。新規水源については、他流域に求めることは、水利権等の調整が困難であるため自流域太田川の上流に、ダムを新設して転換水源を確保することとした。

b. 配水形態について

農業用水は、上流鉄山ダムからの補給水と河川水を、太田川での13箇所の取水施設より取水し、水路によって各農地に導水する。また河川水源をもたない地区の転換水は、直接ダムより取水し、新設される水路でもって導水する計画とした。農地については、昭和30年代の構造改善事業で区画整理実施済のところが多く、各施設が整備されており、ダム計画配水についても、現施設がそのまま利用できた。

工業用水は、太田川に既得水利権もなく、全面的に水



図一〇 用水配水計画図

源転換するため、ダムより直接取水し、新設される水路でもって各工場に配水する計画である。

c. 転換水量の決定

転換水量を決定するにあたり、農業、工業の各用水の現状地下水揚水量相当は、総量20百万 m^3 余りにもなるが、太田川流域にはそのダムサイトがないので転換水量の適正化を期すため、次のような算定を行った。

ア. 太田川河川流量の決定

太田川河川利用量の決定は重要な要素であるが、その流量の算定にあたり、実河川流量の記録がないため、隣接する新田川の実河川流量から、比流量との相関関係を求め算定した。福島県浜通り地方は、夏、冬期の雨量に相当の差があるため、相関関係も、かんがい期、非かんがい期に分けて算出した。現在の太田川実河川流量観測値をみると、ほぼ算定値と一致している。

イ. 基準年と農業用水転換水量の決定

農業用水にとって、気象条件は密接な関係をもっていて、農業必要水量が変化するため、種々検討を重ねた結果、一般的農業用ダムと同じ方法で、かつ隣接する高倉ダム（有効貯水量5,700千 m^3 、かんがい面積1140ha、昭和51年完成）と同じく、計画基準年を昭和19年とした。かんがい面積は、原町市公害対策条例における地下水揚

表一五 基準年の確率位置

種類	数 量	確率年	摘 要
有 効 一 雨 量	176.9mm	1/30	
連 続 干 天 日 数	30日	1/25	かんがい期1/10
かんがい期流量	8,055千 m^3	1/15	
非かんがい期流量	27,973千 m^3	1/3	
年 間 総 流 量	35,992千 m^3	1/4	

水規制第一号区域内の、規制時における、地下水利用に係る農用地面積（但し、高の倉ダムで充足される農用地面積を除く）1160haとし、その農用地の減水深は、福島県農業試験場調査の土壤試験結果より、主に泥炭土壌、阿武隈山地寄りの灰褐色土壌、黄褐色土壌、及び河川沿の礫層土壌を中心として、7土壤類型15土壤に分けて、数値を決定した。

転換用水量の算出は、前項に基いて算定したかんがい所要水量が、(1)式のとおり、規制時において、各水源構成で充足されているものとし、(2)式のとおり、地下水必要水量を各取水施設毎に計算して、決定した。

- (1)かんがい所要水量 = 自己流域流量 + 溜池利用水量 + 河川利用水量 + 地下水揚水量、
- (2)かんがい所要水量 = 自己流域利用可能流量 + 溜池利用水量 + 河川水利用可能量 + ダム依存量（転換用水量）

各取水施設毎の所要水量と水源構成は(表一六)で示す

表一6 地区別水源内訳

区 域 名	全用水量	水 源 内 訳		
		ダム下流 自己流域	溜 池	河川利用+ 地下水量
笹 部	1109	265	—	844
馬場畑かん	501	—	—	501
川 久 保	83	25	—	58
片 倉	349	61	2	286
鳴左衛門	498	113	—	385
矢 川 原	1176	152	71	953
関 場 江	108	106	—	2
太 田 江	2452	247	—	2205
下 川 原	293	111	—	182
嘉 兵 衛	200	54	—	146
堀 の 内	707	161	—	546
益 田	1620	105	19	1496
高 江	3434	405	2	3027
江 井	3828	635	9	3184
小浜南揚水	481	275	—	206
大 み か	2513	489	822	1201
牛 来	668	344	156	168
藤 沼	346	212	56	78
尾 俊 場	684	221	—	463
鶴 谷	1978	1167	203	608
堤 谷	1427	504	155	768
計	24,455	5652	1495	17,308

河川利用水 8232 (鉄山ダム補給水
但し 17,308千³米³含む)
地下水利用 9079

表一7 工業用水転換内訳表

企業名	現況揚			60年次所要水量		需要増		再 利 用 量		水 源 転 換 量		河 川 利 用 量		増減量 m ³ /年
	水 量 ① m ³	日 量 ② m ³ /日	年 間 量 ③ m ³ /年	④=③-①	日 量 ⑤ m ³ /日	年 間 量 ⑥ m ³ /年	日 量 ⑦=②-⑤	年 間 量 ⑧=③-⑥	損失 % ⑨	日 量 ⑩=⑦/0.93	年 間 量 ⑪=⑧/0.93	⑫=⑩-①		
現企業	9,500,000	51,550	18,815,750	9,315,750	27,650	10,092,250	23,900	8,723,500	7	25,700	9,380,500	△ 119,500		
導入計画企業		7,720	2,817,800	2,817,800					7	8,300	3,029,500	3,029,500		
計	9,500,000	59,270	21,633,550	12,133,550	27,650	10,092,250	23,900	8,723,500		34,000	12,410,000	2,910,000		

注) 年間水量は365日で算出

よって、ダム依存量は次のようになる。

$$\text{ダム依存量 (有効貯水量)} = \text{農業用水} + \text{工業用水} \\ = 9080 + 3570 = 12,650 \text{千}^3 \text{米}^3$$

以上の関連を模式図に表わしたのが、(図一10)であり、基準年における、各半旬別の水収支計算して、ダム貯水量を決定したのが、(表一8)である。

d. 水源転換施設横川ダムについて

ア. ダム位置について

ダム位置は、地盤沈下現象がない双葉断層より西の阿武隈山系に限られ、前述した用水量の確保できる地点、

ウ. 工業用転換水量の決定について

工業用水の地下水利用は、開発が進むにつれて、安価で手軽に得ることができたため、年毎に増加したこれらの人為的行為により、地盤沈下が発生し地下水揚水が規制され、表流水に転換せざるをえなくなったのは、安価であったためのしっぺ返しともみられるが、各企業も、再利用等を考慮し、極力数値を押えたのが(表一7)であり、それを転換水量とした。

エ. 転換用水量

ここでアで求めた、ダム地点上流流域の河川利用量は、上流に農業用水専用の鉄山ダムが既に築造され、河川水への補給がなされている関係より、農業用水に優先して使用することにし、転換用水量を求めると次式のようになる。

$$\begin{aligned} \text{農業用転換水量} &= (\text{ダム地点必要水量}) - \text{河川水利用可能量} - \text{鉄山ダム利用量} \\ &= 17308 - 7152 - 1080 = 9080 (\text{千}^3 \text{米}^3) \\ &\quad (\text{ダム依存量}) \end{aligned}$$

この数値は(表一4)の現況揚水量9400千³米³に既ね等しいので採用する。工業用水は、農業優先の関係よりかんがい期間の流量を冬期間に貯留する方法を採用し、非かんがい期は太田川河川水を利用するものとする。従って、工業用水の転換用水量は(表一7)であるが、ダム依存量については次式により求めた。

$$\text{工業用転換水量} = 12410 \text{千}^3 \text{米}^3 \text{ (表一7より)}$$

$$\begin{aligned} \text{工業用水ダム依存量} &= (\text{日水量} \times \text{かんがい期間}) \\ &= 34 \text{千}^3 \text{米}^3 \times 105 \text{日間} = 3570 \text{千}^3 \text{米}^3. \end{aligned}$$

ダム容積等の効率の良いところ、基礎地盤の良質な箇所などを考慮選択し、横川溪谷の入口と称される原町市馬場場滝地内に決定した。本位置は、原町駅より南西方向10kmの地点で、左岸の山頂地点より広く受益地帯を、さらに遠く太平洋を望むこともできる所でもあり、ダムの施行及び管理にも申分のないところである。

イ. ダム地点の基礎地質について

本ダム計画地点は、阿武隈山地の東縁部に位置し、高度約400~500mの山地で河川は典型的なV字谷地形を呈している。

表-8 計画ダム貯水量の決定

(単位千 m^3)

期 別	平 旬 別	ダムサイト河川流量			ダム配水量					無効 放流	計 画 ダム 依存量	累 加 ダム 依存量	摘 要
		河川 流量	責 任 放 流量	利 用 可 能 量	農 業 用 水			工 業 用 水	計				
					水 源 換 取 量	鉄 山 放 流量	ダム 放 流量						
代 掻	1	482	43	439	484	—	484	170	654	—	215	215	計画ダム利用回数 N = $\frac{19,798}{12,646}$ = 1.56回
	2	443	〃	400	1,280	—	1,280	〃	1,450	—	1,050	1,265	
活 着	3	377	〃	334	726	—	726	〃	896	—	562	1,827	
	4	411	〃	368	893	—	893	〃	1,063	—	695	2,522	
分 け つ	5	432	〃	389	877	—	877	〃	1,047	—	658	3,180	
	6	295	〃	252	1,032	—	1,032	〃	1,202	—	950	4,130	
	7	332	〃	289	754	—	754	〃	924	—	635	4,765	
	8	487	〃	444	609	—	609	〃	779	—	335	5,100	
	9	298	〃	255	854	—	854	〃	1,024	—	769	5,869	
	10	299	〃	256	1,029	—	1,029	〃	1,199	—	943	6,812	
	11	395	〃	352	625	—	625	〃	795	—	443	7,255	
幼 穂 形 成	12	659	〃	616	681	—	681	〃	851	—	235	7,490	
	13	481	〃	438	992	—	992	〃	1,162	—	724	8,214	
	14	631	〃	588	577	—	577	〃	747	—	159	8,373	
	15	388	〃	345	925	—	925	〃	1,095	—	750	9,123	
出 穂	16	302	〃	259	971	—	971	〃	1,141	—	882	10,005	
	17	269	〃	226	1,013	—	1,013	〃	1,183	—	957	10,962	
登 熟	18	266	〃	223	986	—	986	〃	1,156	—	933	11,895	
	19	268	〃	225	778	359	419	〃	589	—	364	12,259	
計	20	256	〃	213	609	364	245	〃	415	—	202	12,461	
	21	284	〃	241	613	357	256	〃	426	—	185	12,646	
		8,055	903	7,152	17,308	1,080	16,228	3,570	19,798	≐	12,646		
										≐	12,650		

表-9 ダム地質調査一覧

区 分	地 質 名	岩盤区分	弾性波速度			変形試験		備 考
				P波速度	層厚	変形係数	接線弾性係	
左 岸	花 崗 閃 緑 岩	C _M	1層	0.6 ~ 0.8	0 ~ 9 m	kg/cm ² 19,100	kg/cm ² 52,100	
			2〃	2.5 ~ 3.0	5 ~ 10			
			3〃	5.0				
河 左	同 上	B	1層	0.6 ~ 0.8	0.5 ~ 3	40,800	85,200	
			2〃	—	—			
			3〃	5.0	—			
床 右	同 上	C _H ~B	1層	0.6 ~ 0.8	0 ~ 4.5	35,500	98,700	
			2〃	—	—			
			3〃	5.0	—			
右 岸	同 上	C _H	1層	0.6 ~ 0.8	1 ~ 11	21,900	56,300	
			2〃	2.5 ~ 3.0	0 ~ 10			
			3〃	5.0				

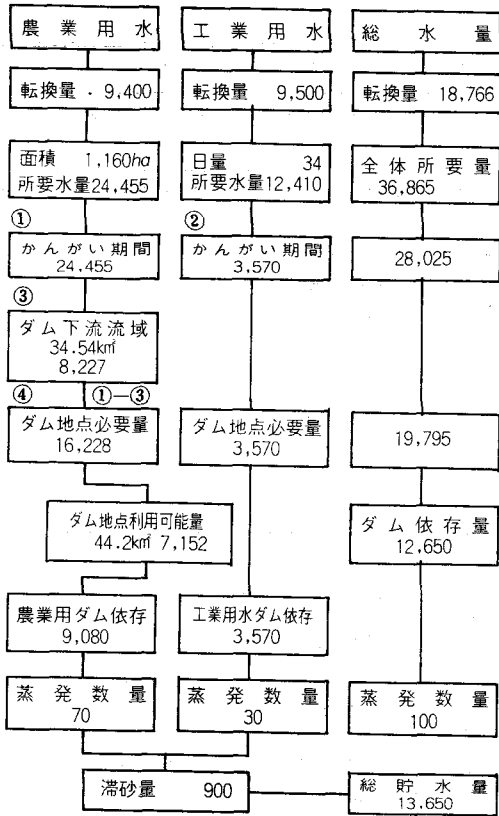


図-10 横川ダム貯水量模式図

地質は、新期花崗閃緑岩を基礎としており、本ダム地点及び流域に広く分布している。また、一部には圧砕岩もあり、緻密、硬堅であり、一定方向に剝離するような性質はない。各種地質調査と試験結果は、(表-9)の

とおりであり、ダム縦断方向との関連を示したものが(図-11)で、左岸上方にルジオン値が大きく弱い部分もあるが、全体的には良質で硬い岩盤であると判断される。

ウ. ダム型式の決定及び諸元について

基本ダム型式の決定については、ダムサイト地形測量及び土質試験の結果、経済性より追求したのが(表-10)であり、維持管理を考慮に加え、コンクリート重力式ダムと決定した。

ダムの設計諸元については、重力ダム設計基準により設計したが、一部、新河川管理構造令に基いているものもある。本地区の設計にあたり注目されるのは、まず、設計洪水量の大ききで770m³/secに対応する雨量は、原町市既注最大雨量455%であり、300分の1以上の確率年となる。次に、基礎地盤が支持力230t/m²と良好で、高さの割には、前法後法とも急勾配を採用することができ、さらに基礎処理についても調査段階で多額の費用を費す必要がないと考えられることである。設計指針に沿い計画されたダム諸元は、(表-11)であり、標準断面図は(図-12)である。

③ 農地及び農業施設復旧事業

一般的に地盤沈下は、一度沈下すると回復することはないといわれており、本地区は、急激な、又一部不平等な沈下現象により、公共施設等に多大な被害を蒙っている。中でも、水利用を中心とする農地、農業用施設は、導水機能低下、排水不良による湛水地区発生、既設ため池の漏水現象発生など、地盤沈下区域(2526ha)一帯に広がる多大な被害を受け、農業生産を維持するため、多大な労力を費すこととなった。復旧工事は、被害の程度

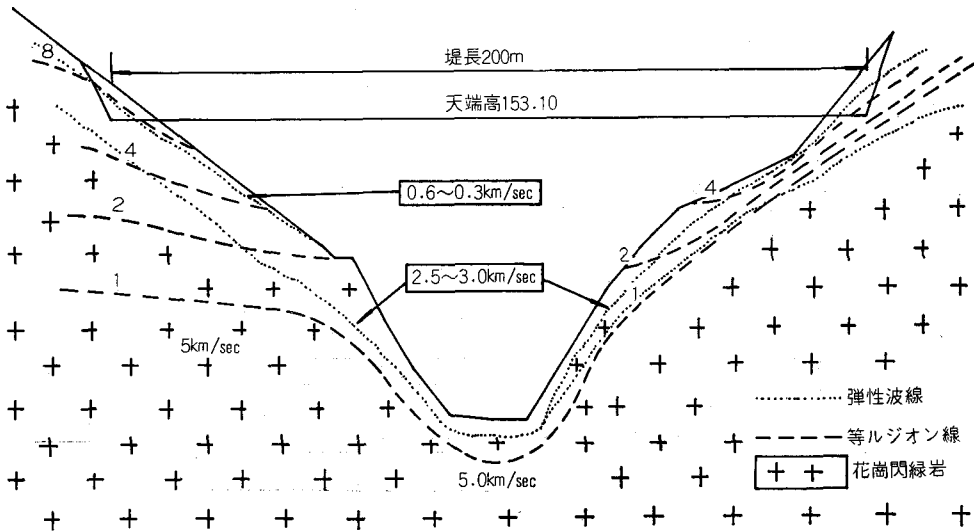


図-11 ダム地質縦断図

表-10 基本ダムタイプの選定

選定要素	選定形式ダム	選定理由
地形	重力式ダム アーチダム	形状係数 ($\phi=2.55$) からみると、中空式と重力式コンクリートダムの場合コンクリート量に差異がない。
地質	重力ダム	○基盤は花崗閃緑岩で不透性であり、支持力 $l=2.30l/cm^2$ 内部摩擦係数 0.75 で十分である。 ○標高 110m 以上で、弾性波速度 3.0km/sec 以下でルジオン値 2 以上の箇所があり、アーチダムのアーチスラストを支持するのに不安が残る。 ○中空重力式では、セン断摩擦抵抗等に問題がある。
築堤材料	コンクリートダム	○土堰堤のコア用土の採取は量的に不可能である ○コンクリート用骨材は近傍に十分存在している。
経済性	重力ダム	○事業費を算定すると 重力ダム 80億円 (S50年単価) アーチダム 86億円 (")

表-11 ダム諸元

ダム名	横川ダム		河川名	太田川水系太田川	
位置	福島県原町市馬場学滝		目的	かんがい用水 工業用水	
ダム	型式	直線重力式コンクリートダム	貯水池 (その他)	流域面積	44.2km ²
	非越流部標高	E L 153.10m		湛水面積	64.1ha
	基礎岩盤標高	E L 74.60m		湛水延長	3.6km
	堤高	78.50m		計画満水位	E L. 150.5m
	堤長	200.00m		最低水位	E L. 113.0m
	堤幅	5.00m		総貯水量	13,650,000m ³
	上流面勾配	1 : 0.1		有効貯水量	12,750,000m ³
	下流面勾配	1 : 0.83		農業用水 工業用水	9,150,000m ³
	基礎掘削量	108,000m ³			3,600,000m ³
	ダムコンクリート量	229,000m ³		堆砂容量	900,000m ³
	余水吐	越流方式幅 17.0m		設計洪水量	770. m ³ /sec
	取水方式	取水塔最大 4.06m ³ /sec		付管道路	4,800m
地質	花崗閃緑岩	管理道路	3,800m		
減勢工	副ダム方式	仮排水路	144m Q=123m ³ /sec		

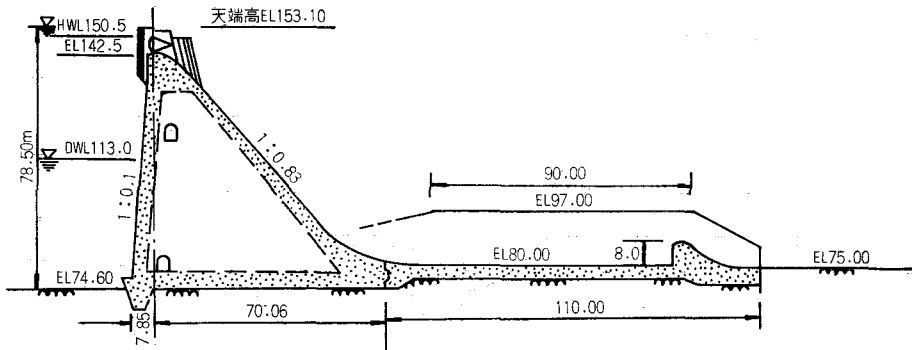


図-12 横川ダム標準断面図

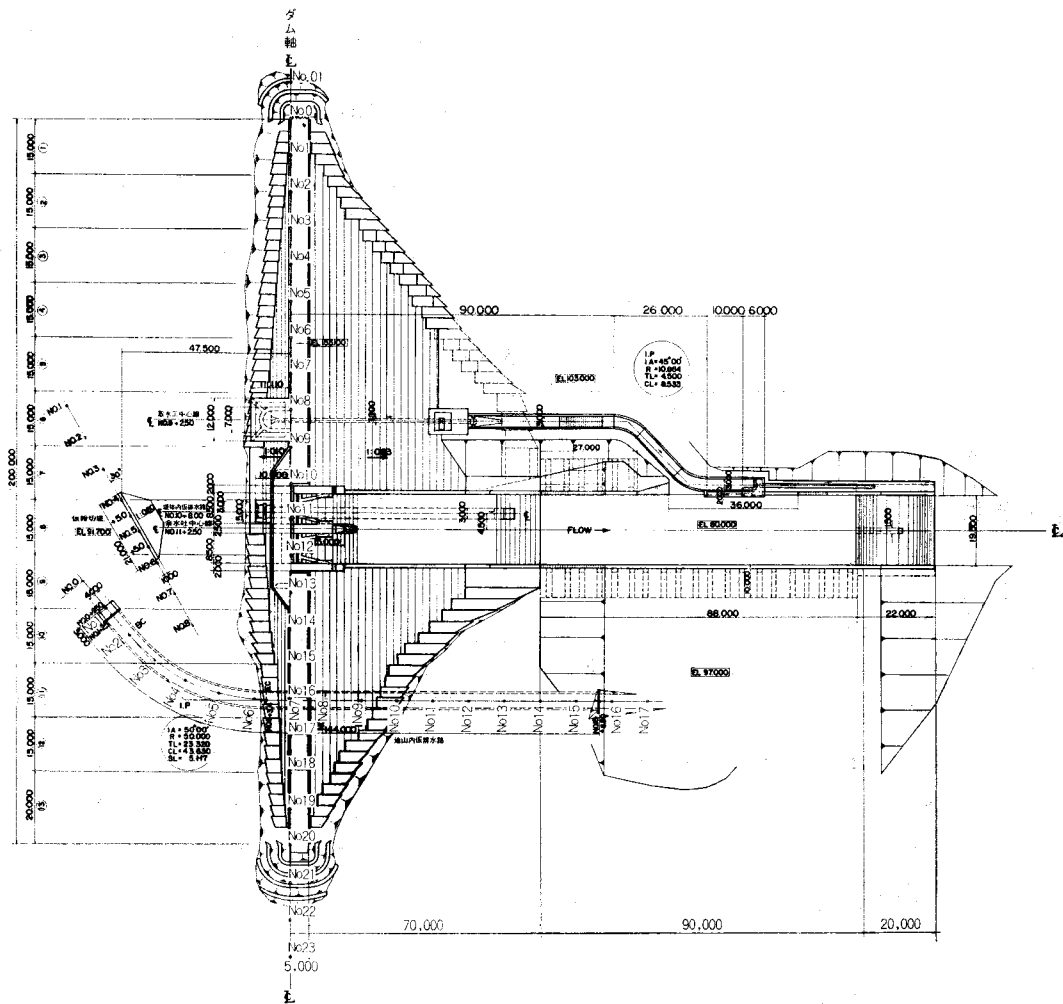


図-13 横川ダム計画図(ダム平面図)

により、事業主体を県、市、団体と区分して進められているが、ここに県が事業主体の地盤沈下対策事業で実施される対策について述べる。

a 排水機場新設工事(2箇所)

太田川下流河口部の右岸側170haは、地盤沈下による排水不良のため、湛水被害がめだって増加した。この対策として、湛水時間を許容湛水時間内にすべく、小沢排水機場を新設し、排水機械(口径1500%ポンプ2台)でもって強制排除する。又、菟浜地内の海岸に沿う地域28haにおいては、蔵前排水機場を新設し、排水機械(口径300%1台)で強制排除することとした。ポンプ場の各諸元は(表-12)のとおりである。

b. 農業用施設復旧工事

地盤沈下により被災した、ため池復旧7箇所、水路改修6700m、農地復旧(客土及び整地108ha)を実施する。これらは地域的にみると、累加沈下量30cm以上の地域に発生した被災施設である。

その他、市町村、団体が事業主体の工事が、毎年200万円程度、実施されている。

④ 対策事業費

地盤沈下対策事業の全体事業費は次のとおりである。

全体事業費 8,969,000千円

共同事業費(横川ダム建設)

7,872,000千円

負担内訳 農業用水 5,562,000千円

工業用水 2,346,000千円

農業専用事業費 1,097,000千円

本事業の共同事業費振分け方法は、分離費用残余身替妥当支出法により、負担割合を農業用水70.2%、工業用水29.8%とした。

⑤ 予定工事期間

本事業は、社会的な要請が極めて強い公害対策事業であり、早期に完成させる必要があるため、全体実施設計を、昭和50年度に完了し、昭和51年度には、用地補償等も

表—12 排水機場諸元

機 場 名		小沢排水機場	蔵前排水機場
水 系 名		太 田 川	蔵 前 川
水 文	流域面積	13.72km ²	4.70km ²
	雨量	315mm/3day	
	基準田面 計外水位	T P (+) 1.00m	T P (+) 0.20m
	計内水位	T P (+) 3.66m	T P (+) 1.21m
	受益面積	T P (+) 2.70m	T P (+) 0.50m
		170ha	28ha
ポ ン プ	型 式	横軸軸流	横軸斜流
	口 径	1500 ϕ	300 ϕ
	台 数	2 台	1 台
	原 動 機	エンジン	モーター
	馬 力	170 P S	15kw
	揚 水 量	8.0m ³ /sec	0.23m ³ /sec
基 礎 工		矢板囲込法	矢板囲込法
建 屋	構 造	鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート
	規 模	222m ²	12.96m ²

解決して、工事に着手したところであり、昭和55年度完了を予定している。

IV おわりに

原町市の地盤沈下の主要原因は、上述した如く、大量

の地下水揚水であることが判明した、いいかえれば、原町市の土地の性格、水文循環、水収支等の自然的調和を、人為的に破壊したことにより、地盤沈下を引き起こしたことである。この地盤沈下現象に対し、当初の部分的な応急対策事業から、原因が明確にされたことにより、地下水揚水規制を実施し、さらに恒久対策として、地下水の代替水源とすべく、横川ダムの建設が決定された。恒久対策は、社会的要請も強く、早期に完成させることが必要であるが、幸いにして、ダム建設に伴う水没関係者の了解も早期に得ることができ、工事も工程計画に沿って進められている。

今後、原町地区の対策工事が実施され、沈下現象もおさまり地下水位も復活し、自噴井も再生したとしても、同じ地質の近隣地区とともに、地下水の水文学的考察が必要であり、適切な地下水利用方法を研究しておくことが、一つの課題といえよう。

ここに、この報告文作製にあたり、農林省東北農政局建設部及び、計画部の関係各位に、多くの助言資料等の提供をいただき、厚く感謝の意を述べる。

参考文献 ○土質工学会「土と基礎」1977年6月号

「日本の地盤沈下」

○東北農政局計画部「沈む原町、No. 2」

○福島県生活環境部公害規制課

「昭和51年福島県公害白書」

香川用水における農業用水の配水管理について

佐 戸 政 直*
 脇 谷 武*
 和 田 昭 二*

目 次

はじめに.....	69	1. 共用区間施設.....	72
I 香川用水事業の概要.....	69	2. 専用区間施設.....	72
II 配水管理.....	70	3. 農業用水分水施設.....	72
1. 管理組織.....	70	IV 管理の二主体制について.....	77
2. 配水の形態.....	71	V 通水状況.....	77
3. 香川用水の優先使用.....	72	VI 今後の課題.....	77
III 管理用施設.....	72	結 び.....	78

はじめに

昭和49年5月、香川県民待望の吉野川の水が、陣嶺山脈を貫いて、讃岐平野に導入された。それから早や3回目のかんがい期を終えようとしている。

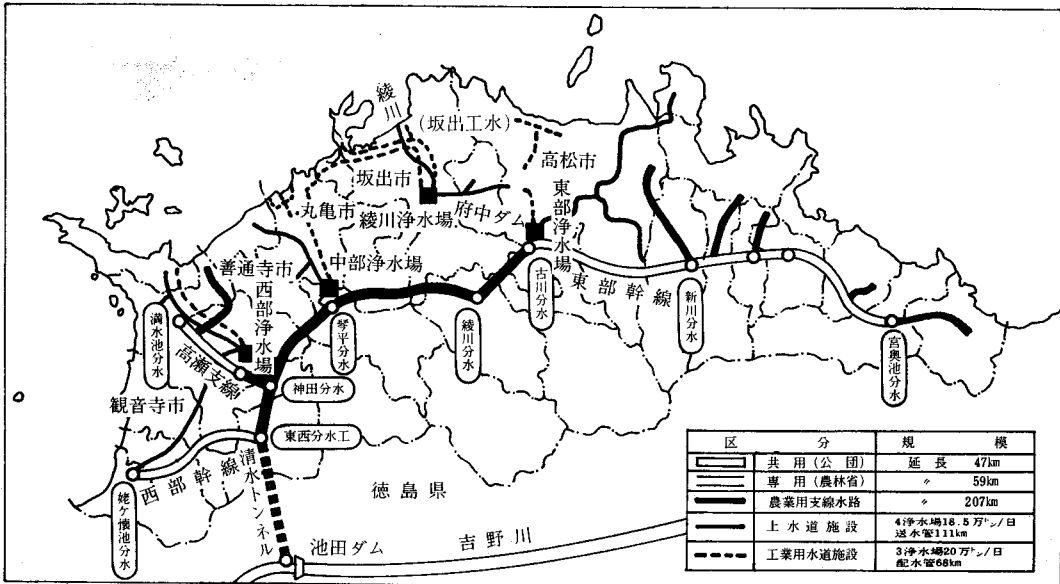
すなわち、香川用水事業は、昭和43年に着手し、水資源開発公団が施行した共用区間は、昭和49年度に完成し50年度から引続いて管理業務を開始している。一方、農林省施行の農業専用区間は、現在全区間の約7割が通水されている。この管理（暫定管理）は、香川用水土地改

良区によって行なわれている。なお、昭和52年度末にはこの幹線水路全線が完成する見込みである。

この香川用水幹線水路の完成によって、昭和53年度からは、都市用水はもとより、農業用水については県下のほぼ全域にわたる約2万ヘクタールの田畑を潤すこととなり、いよいよ本格的な通水が開始される見通しである。

そこで通水以来、まだ日の浅い香川用水ではあるが、農業用水の配水管理の実態について述べてみたい。

I 香川用水事業の概要



図—1 香川用水事業概要図

* 香川県庁開発水利課

香川用水事業は、早明浦ダムを中核とする吉野川総合開発計画の一環として、香川県全域に対して農業用水、工業用水、上水道用水を供給する多目的水路建設事業であり、約2万個のため池に水源を依存し、常に干ばつに

悩まされ続けてきた香川県の水不足を根本的に解消し、農業経営の近代化をはじめ、産業基盤の強化を図ると共に生活環境の整備をも目指すものである。(図-1参照)

表-1 用水供給計画

用水区分	配分水量	供給対象	付記
農業用水	年間 1億500万 t	5市31町	反当平均補給水量 田……………270t 畑……………660t
	かんがい期平均 8.0t/秒	水田 25 100ha	
	非かんがい期平均 1.0t/秒	樹園地 5 600ha 計 30 700ha	
上水道用水	年間 6300万t	5市16町	給水普及率 88% 1日1人当り最大給水量 約 480l
	平均 2.0t/秒	給水人口 70万人	
工業用水	年間 7900万l	観音寺、詫間、坂出、丸亀、高松地区 工場用地面積 2050ha (620万坪)	1ha当り平均使用水量 現況 90 t/日 計画 250 t/日
	平均 2.5t/秒		

表-2 幹線、支線別調書

区分	共用専用別	区間および通水量	延長	施行主体
幹線水路	導水幹線 共用	池田～財田 通水量 15.8 m ³ /s	約 8 km	水資源開発公団
	東部幹線 共用	財田～古川 // 14.3 ~ 6.6	// 35 //	//
		古川～宮奥池 // 4.6 ~ 0.2	// 39 //	国(農林省)
	西部幹線 // (//)	財田～姥ヶ懐池 // 1.5 ~ 0.35	// 13 //	// (//)
	高瀬支線 共用	神田～二の宮 // 2.5	// 4 //	水資源開発公団
二の宮～満水池 // 1.33 ~ 0.5		// 7 //	国(農林省)	
専用施設	大規模畑地かんがい 専用(農)	16地区 3390ha		国(農林省)
	県営かんがい 専用(農)	63地区 15100ha	水路 207 km 井堰、ポンプ	県
	工業用水道 共用(工、上) 専用(工)	浄水場 西部、中部、東部	3カ所	県
		配水管 観音寺、詫間、坂出、丸亀、高松地区	95 km	//
広域上水道 共用(工、上) 専用(上)	浄水場 西部、中部、綾川、東部	4カ所	県	
	送水管 西部、中部、綾川、東部、4系統	111km	県(一部県市町共同)	

注) 共用区間 約 47km

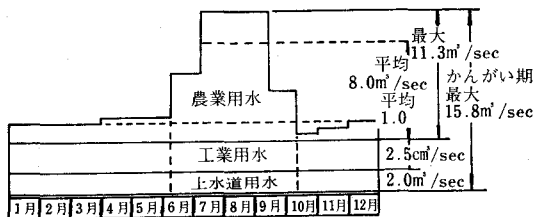


図-2 香川用水取水パターン図

導入水量は、年間2億4,700万トンで、農業用水に1億500万トン、工業用水に7,900万トン、上水道用水に6,300万トン配分される。この導入水量は、水利使用規則によって、農業用水、工業用水、上水道用水の各部門

毎にそれぞれ期別、年間総量が規制されている。

水路の規模を、共用、専用別、施行主体毎にみると表-2のとおりである。(表-1、表-2、図-2参照)

II 配水管理

1. 管理組織

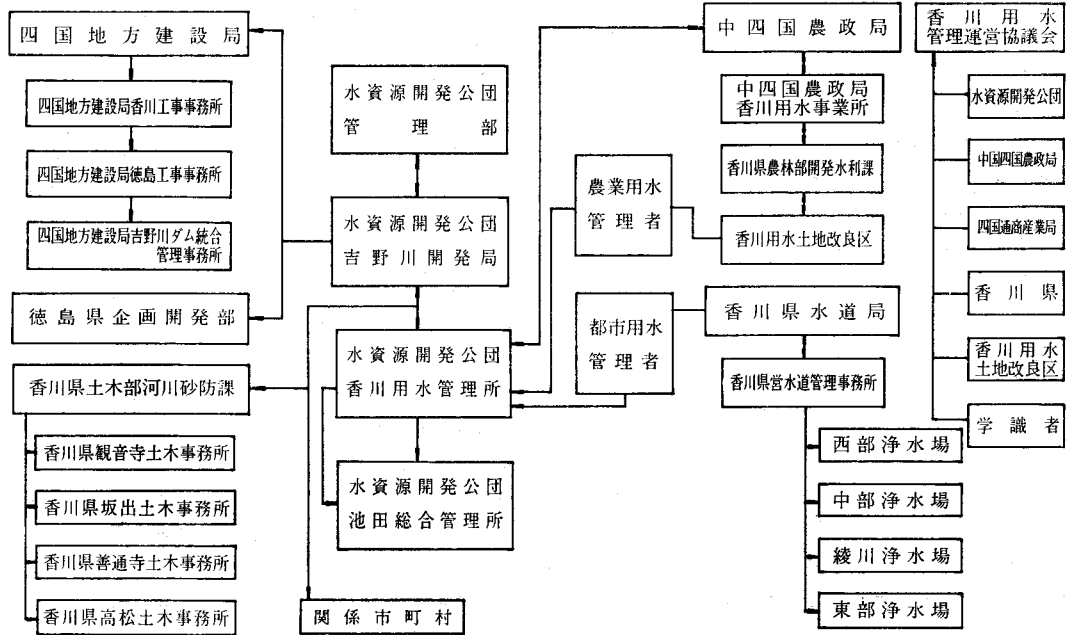
香川用水は、事業実施の経緯から同一の幹線でありながら農業用水と工業用水、上水道用水とが共用する区間(47キロメートル)については水資源開発公団香川用水管理所が管理し、農業専用区間(59キロメートル)は香川用水土地改良区(現在農林省事業として建設中であるため、香川用水土地改良区が農林省に対して一時使用の手続きを取り管理している)が管理するいわゆる二元管

理の形態をとっている。香川用水の管理組織は表一3のとおりである。

なお、水資源開発公団は、昭和50年3月に香川用水幹線水路の管理運営の適正化を図るために、水資源開発公団法によって「香川用水施設に関する施設管理方針並びに施設管理規程」を制定している。この管理規程の第19

条で、香川用水施設の管理運営に関する事項を審議するために、管理運営協議会を置くものとしている。この協議会の目的は、香川用水の管理について広く関係者の意見を聞き、実情に即した管理を行おうとするものである。(表一3参照)

2. 配水の形態



表一3 香川用水管理組織表

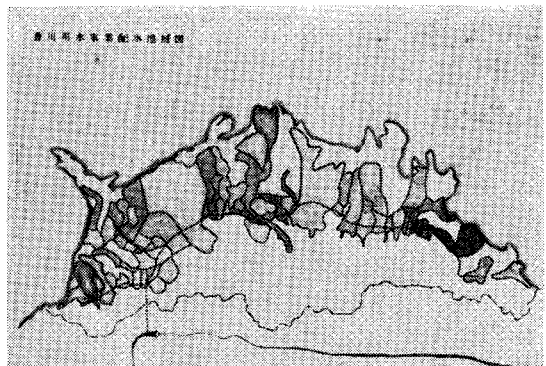
吉野川からの取水量は、必要最少限度で計画されているため、これを、適正かつ有効に利用されなければならない。

(1) 配水地域と分水量の設定

農業用水の配分量は、別に定める配水地域を単位に年間取水量が設定されている。配水地域は①分水地点、②配水経路、③用水系統などを考慮して全受益地域内の約330の水利団体を78の配水ブロックに分けている。配水はこの配水地域毎に関係分水工からブロック単位の水量の配分が行われる。つまり各水利団体毎の不足水量をそれぞれ集約し、一括してブロック毎に配分する。このためブロック内の各水利団体相互で既存水源との調整を図り、水利用に過不足が生じないようにすることが重要である。(写真一参照)

(2) 同一配水地域内部の水利の合理化

配水を円滑に行うには、前述のとおり水利用について同一の配水地域内における水利団体相互間での調整が必要である。また、幹線水路から遠く離れた水掛り(水利団体)や畑地かんがい地区は、他の水利団体が管理している、ため池や用水路を利用しなければ水がとどかない。従ってこの配水ブロック内の水利団体相互の円満な話し



写真一 香川用水の配水ブロック(78地区に分割)

合いによって、新しい水利秩序を確立していく必要がある。この話し合いがまとまらない限り、下流の水利団体へは配水ができない。そこで延々と長距離にわたる専用用水路の新設が必要となる。

次に幹線水路より高位部の受益地には①水利転換によって、水利団体内部で水利用の調整を図り、同一水量の配水を行うか、②揚水施設によって、直接送水することになっている。

(注) 水利転換とは、ため池を水源とする同一水利団体内で、地区内を香川用水が横断する場合(香川県の地形は南北に傾

斜しているが香川用水は東西に縦走している)

分水工から香川用水を自然流下で下流側へ流し、上流側はため池の水を多量に使用することで、いわゆる用水の振り替え利用を行い、上、下流とも香川用水の恩恵を平等に受けようとするものである。

(3) 配水地域内の水利調整

各分水工からの分水量の期別変化は、吉野川導水量の期別変化(図-2)に準ずることを原則としている。しかし、ため池を持たない河川掛り、地下水掛り及び出水掛りであって、配水地域内で相互の受水調整ができない地域に対しては、地域外との調整によって、期別配水量の変更も行う。すなわち、ため池を持たない地域は必要な時期に必要な水量が確保されていないため、また、反対に不必要な時期に不必要な水が配水されることがある。このためため池を持つ他の配水地域と相互に調整を行うことで、適正な配水を行うとともに、水の有効利用を図るものである。

3. 香川用水の優先使用

用水の使用に際しては、香川用水をまず使用し、ため池などの既存水源で調整してまかなう。すなわち、図-2の取水パターンに示されるように時期別に取水量が設定されている。従って各配水地域では、この配水された水を優先的に使用し(若しくは貯溜)ピーク時の水需要は既存水源で調整する。この調整が円滑に行われれば、幹線側の取水管理は非常に省力化されるのである。

III 管理用施設

1. 共用区間施設

吉野川からの取水地点である香川用水取水工から東西分水工及び幹線水路共用区間約30キロメートルの管理は、水資源開発公団が仲多度郡琴平町に香川用水管理所を設置し、ここで集中管理する。取水工、東西分水工及び工業用水、上水道用水の分水工については遠方監視制御方式(テレコン)農業用水の分水量毎秒0.3トン以上の分水工及び幹線流量、水位についてはデータ電送監視方式(テレメーター)が取り入れられている。(表-4 図-3参照)

2. 専用区間施設

東部幹線水路39.1キロメートル、西部幹線水路9.5キロメートル、和田支線3.3キロメートル、高瀬支線7.4キロメートルの合計58キロメートルの農業専用区間は、高松市番町、香川用水記念会館内に中央管理所を設置し、香川用水土地改良区によって、集中管理をする。

主要施設は、表-5のとおりで、図-1に示すように管理区域が東西の2地区に分かれ、その上、相当数の分水工を有している。また、水の有効利用を図るため、ため池を幹線水路の調整池として利用することになっている。このような広範囲にわたる水管理を、安全かつ有効適正に行う必要からテレメーター導入による集中管理を採用している。(表-6、図-3参照)

3. 農業用水分水施設

農業用水分水工のテレメーター設置計画は表-7のとおりであるが、公団管理区間は17ヶ所(毎秒0.3トン以上14ヶ所、主要分水工3ヶ所)で、分水量の把握率は88パーセントに及んでいる。また、農業専用区間は29ヶ所

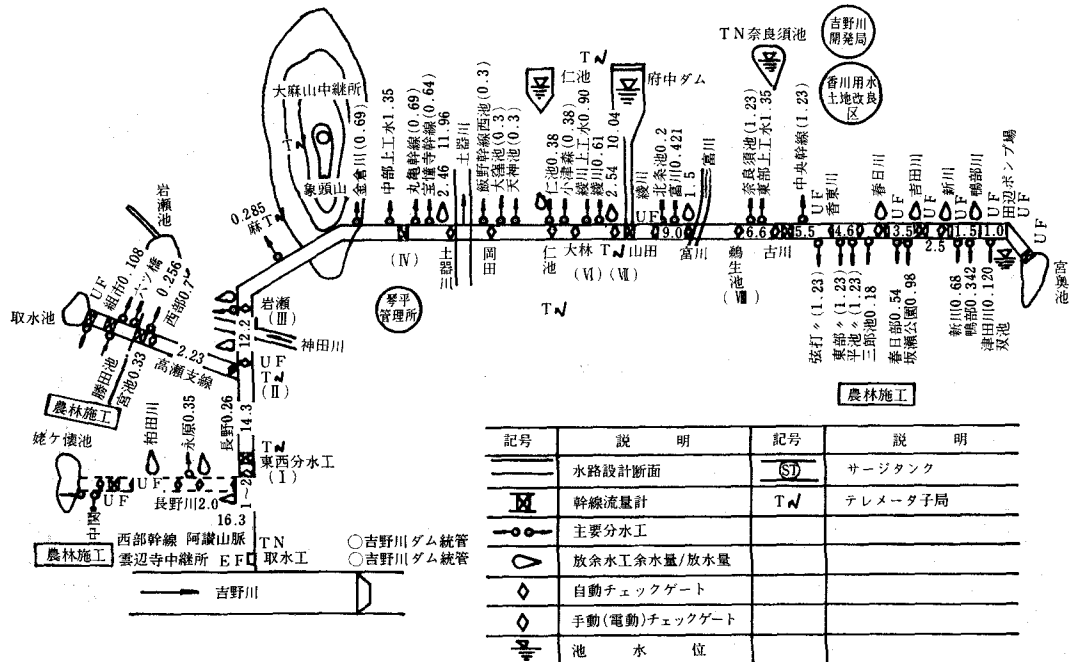


図-3 管理計画模式図

表一 4 遠方監視制御装置の概要

子局名	呼称	計測機器 (テレメータ)				制御装置 (テレコン)			備考
		計器名	仕様	測定範囲	計器精度	計器名	仕様	制御範囲	
白地	〔取水工〕	流量計	E. M. φ1,800% ×2台	10m ³ /S	±2% 0.2m ³ /S	流量調整 バルブ	電動, バタ フライ φ1,800% ×2台	m ³ /S 15.8 ~2.0	
		水位計	フロート式	10m×1 6m×2 3m×1	±1cm	非常用 制水ゲート		閉指令	
		非常用 制水ゲート	油圧式ローラ ーゲート 幅2.20m× 高2.20m 2門	状態表示		予備電源		on, off	
		除塵機	自動 B=6.2m2台	状態表示					
		雨量計	積算 %						
財田	〔東西分水工〕	幹線流量計	U. S. No.1 φ2,200×1 No.2 φ1,650×1	No.1 13.0m ³ /S No.2 9.0m ³ /S	±1.0%	幹線ゲート No.1 No.2	テンターゲ ート 3.0×2.8m 2.5×2.8m		L. M. ラインメー ター
		西部幹線 流量計	U. S. φ1,000×1		±1.5%	西部幹線 ゲート	スルースゲ ート 1.0×1.0		O. F. オープン・ フロメータ ー
		水位計	フロート式 φ300	4.0m	±1cm				U. S. 超音波流量 計
		長野分水工 流量計	O. F. φ400	0.32m ³ /S	±4%				E. M. 電磁流量計
神田	〔東部幹線〕 神田チェック	幹線流量計	U. S. φ2,900	15m ³ /S	±1.0%				
岩瀬	岩瀬分水工	分水工 流量計	O. F. No.1 φ600	0.72m ³ /S	±4%				
麻	麻分水工	〃	O. F. No.1 φ400 No.2 φ250	0.125m ³ /S 0.32 m ³ /S	±4%				
金倉川	金倉川分水工	〃	U. S. φ500	1.5m ³ /S	±1.5%	流量調整バ ルブ φ900	バタフライ 電動	1.6m ³ /S ~0	
苗田	中部上工水	〃	U. S. φ900	3.0 m ³ /S	±1.5%				
	琴平サイホン	幹線流量計	U. S. φ2,850	15.0 m ³ /S	±1.0%				
土器川	丸亀幹線 分水工	分水工 流量計	U. S. φ600	1.0 m ³ /S	±1.5%				
	宝幢寺幹線 分水工	〃	O. F. φ700	1.0 m ³ /S	±4%				
岡田	飯野幹線 分水工	〃	U. S. φ700	0.4 m ³ /S	±1.5%				
	西池分水工	〃	O. F. φ500	0.5 m ³ /S	±4%				
	大窪池 分水工	〃	O. F. φ500	0.5 m ³ /S	±4%				

岡田	天神池分水工	分流量工計	O. F. $\phi 500$	$0.5 \text{ m}^3/\text{S}$	$\pm 4\%$				
	仁池分水工	"	O. F. $\phi 500$	$0.5 \text{ m}^3/\text{S}$	$\pm 4\%$				
	小津森池分水工	"	O. F. $\phi 500$	$0.5 \text{ m}^3/\text{S}$	$\pm 4\%$				
綾川	綾川チェック	幹線流量計	U. S. $\phi 2,400$	$10.0 \text{ m}^3/\text{S}$	$\pm 1\%$	幹線ゲート 2.9×2.2	テンター ゲート		
		上水分水工	U. S. $\phi 900$	$1.2 \text{ m}^3/\text{S}$	$\pm 1.5\%$	流量調整バルブ $\phi 900$	バタフライ 電動	$1.2 \text{ m}^3/\text{s}$ ~0	
		農水分水工	L. M. $\phi 800$	$1.3 \text{ m}^3/\text{S}$	$\pm 4\%$				
		放水余工	全幅堰			$\pm 5\%$			
		水位計	$\phi 300$	3 m	$\pm 1.0 \text{ cm}$				
富川	北条池分水工	分流量工計	O. F. $\phi 400$	$0.32 \text{ m}^3/\text{S}$	$\pm 4\%$				
	富川分水工	"	O. F. $\phi 600$	$0.72 \text{ m}^3/\text{S}$	$\pm 4\%$				
古川	奈良須分水工	"	O. F. $\phi 700 \times 2$	$1.0 \times 2 \text{ m}^3/\text{S}$	$\pm 4\%$				
	古川サイホン	幹線流量計	U. S. $\phi 2,400$	$8.0 \text{ m}^3/\text{S}$	$\pm 1\%$				
	東部上工水	分流量工計	U. S. $\phi 900$	$2.0 \text{ m}^3/\text{S}$	$\pm 1.5\%$	流量調整バルブ $\phi 900$	バタフライ 電動		
	中央幹線分水工	"	O. F. $\phi 700 \times 2$	$1.0 \times 2 \text{ m}^3/\text{S}$	$\pm 4\%$				
岩瀬, 仁池, 奈良須, 府中	池水位	水位計	測柱式	3.0m	$\pm 1 \text{ cm}$				
二宮	[高瀬支線]	上工水分水工流量計	U. S. $\phi 800$	$2.0 \text{ m}^3/\text{S}$	$\pm 1.5\%$	流量調整バルブ	バタフライ 電動	$2.0 \text{ m}^3/\text{S}$ ~0	
		農水分水工流量計	U. S. $\phi 800$	$2.0 \text{ m}^3/\text{S}$	$\pm 1.5\%$	"	"	"	
		水位計	フロート	3.0m	$\pm 1 \text{ cm}$				

表-5 主要分水施設 (専用区間)

水路名	流量	延長	分水工	幹線流量計	チェックゲート	放水工	揚水機場	主要調整溜池
東部幹線	$4.6 \sim 0.2 \text{ m}^3/\text{S}$	38.1 km	68	8	7	7	1	7
西部幹線	$1.5 \sim 1.0 \text{ m}^3/\text{S}$	9.5	15	2	4	3		4
和田支線	0.35	3.3	6			(1)		1
高瀬支線	$1.33 \sim 0.5 \text{ m}^3/\text{S}$	7.4	14	3		(2)		2

放水工 () 数字は調整池と兼用

表—6 テレメーター，子局別情報項目（計画）

幹線名	子局名	分 水 工 分 水 量	幹線流量	チ 水 エ 位 警 報	調 整 池 水 位
西部幹線	小原池	4ヶ所 一の谷 小原池 m^3/S 0.140 0.350 柞田川 岩鍋池 0.200 0.200	岩鍋池 m^3/S 1.5	一の谷，柞田川	岩鍋池，小原池
	大池	1ヶ所 大池川 0.200	—	大池	大池
	井関	3ヶ所 和田支線 井関池 0.350 0.235 大谷池 0.137	—	井関	井関池，大谷池
	姥懐池	2ヶ所 姥懐 野々池 0.190 0.120	—	—	姥懐池
高瀬支線	六ッ松	1ヶ所 六ッ松 0.271	六ッ松 1.33	—	—
	国市	1ヶ所 国市 0.110	—	—	—
	宮池	1ヶ所 宮池 0.200	—	—	宮池
	満水池	2ヶ所 満水池 仁尾 0.310 0.310	—	—	満水池
東部幹線	弦打	1ヶ所 弦打幹線 1.230	—	—	—
	香東川	1ヶ所 東部幹線 1.230	—	香東川，船岡池	—
	平池	1ヶ所 平池 1.230	—	実相寺	平池
	三郎池	1ヶ所 三郎池 0.180	—	—	三郎池
	春日川	1ヶ所 春日川 0.540	春日川 3.5	尾越	坂瀬池
	坂瀬池	3ヶ所 坂瀬公湖 0.700 外山池 三ッ子石 0.140 0.110	—	—	—
	吉田川	1ヶ所 蓮池 0.146	吉田川 2.5	吉田川	—
	新川	1ヶ所 新川 0.680	新川 1.5	平野，新川	—
	鴨部川	1ヶ所 鴨部川沿岸 0.342	鴨部川 1.0	—	—
	東王田	2ヶ所 東王田 中王田 0.040 0.120	—	—	中王田池
	双の池	1ヶ所 津田川沿岸 ポンプ揚水 0.156	—	—	双の池
田辺池	ポンプ揚水 0.400	田辺池 0.7	—	田辺池	
合計	20局	29カ所	7カ所	11カ所	14カ所

表一 分水工のテレメータ実施計画（農業用水）

区分	公団区間	農林区間	全体
基準	0.3m ³ /S 以上及び主要分水工	0.3m ³ /S 以上の主要分水工 及び子局近傍の 0.1m ³ /S 以上の分水工	—
ヶ所数 及び 分水総量	0.3m ³ /S 以上 14ヶ所 4.11m ³ /S 主要分水工 3ヶ所 (長野・麻・北条池) 0.54m ³ /S	0.1m ³ /S 以上 29ヶ所 5.93m ³ /S	46ヶ所 (4.65+5.93-1.23=9.35)
計	17ヶ所 4.65m ³ /S	29ヶ所 5.93m ³ /S	46ヶ所 9.35m ³ /S
分水量把握率	88% (4.65/5.32)	82% (5.93/7.21)	83% (9.35/11.30)

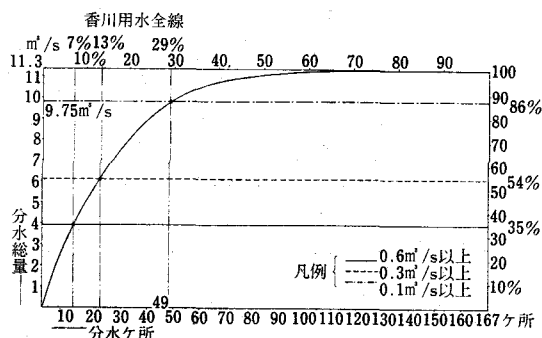
表一 分水工規模別調書

項目	単位	公団区間		農林区間		全体	
		数量	比率 %	数量	比率 %	数量	比率 %
0.6m ³ /S 以上	ヶ所	6	9	6	6	12	7
	分水量(m ³ /S)	2.59	49	2.61	36	3.97	35
0.3m ³ /S 以上	ヶ所	14	22	8	8	22	13
	分水量(m ³ /S)	4.11	77	3.27	45	6.15	54
0.1m ³ /S 以上	ヶ所	20	31	29	28	49	29
	分水量(m ³ /S)	5.05	95	5.93	82	9.75	86
全体	ヶ所	64	100	103	100	167	100
	分水量(m ³ /S)	5.32	100	7.21	100	11.30	100
備考	1. 農業用水分水工分水量のみ計上 2. 分水量 1.23m ³ /S (内場池分水) は、公団、農林に重複する。 3. 農林区間は、計画検討中であり、概略を示す。						

(毎秒 0.1 トン以上) で82パーセントの分水量把握率となっている。全体では、分水量把握率は全流量の83パーセントになる。

分水工の分水量を施設容量別に分類すると表一 8 のとおりである。これをグラフで示すと図一 4 ①、図一 4 ②のようになり、この図から分かるように毎秒 0.1 トン以上の施設容量(分水量)をもつ分水工は、全体で49ヶ所(29パーセント)分水量の合計は毎秒9.75トン(86パーセント)であり、毎秒 0.1 トン以下の小容量分水工は、118ヶ所(全体 167ヶ所—毎秒 0.1 トン以上49ヶ所71パーセント)とヶ所数が多い割に分水量の合計は毎秒 1.55トン(全体 11.3トン—0.1 トン以上の分水量合計 9.75トン、14パーセント)と極端に少ない。これはいかに小容量の分水工が多いかを示すと共に、このことが配水管管理を繁雑にしている原因の一つとも考えられる。分

水工の操作は全て機側制御方式で、従って維持管理のうち分水工の操作を行うことに多大の労力を要している現状である。



図一 4 ① 分水ヶ所と分水量

公団施工区間

凡例 {
 — 0.6m³/s以上
 - - - 0.3m³/s以上
 ····· 0.1m³/s以上

農林省施工区間

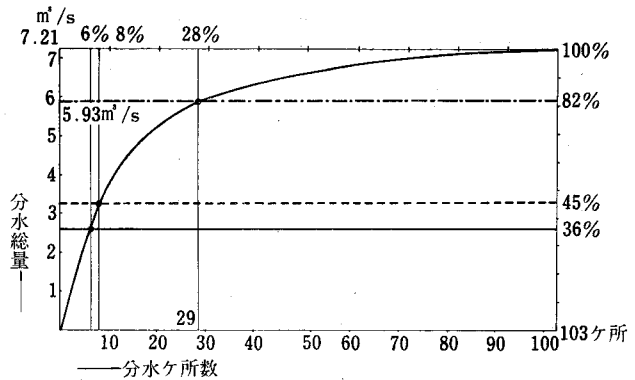
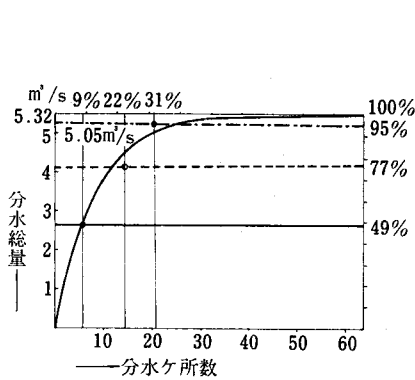


図-4③ 分水ヶ所と分水総量

IV 管理の二主体制について

香川用水幹線水路106キロメートルのうち、水資源開発公団が管理する共用区間内には、農業用水の受益地も含まれていて、64ヶ所の分水工がある。東西分水工の管理とも相まって、農業用水として一本化された管理が理想的には望ましいことである。

そこで昭和49年5月から通水を管理している水資源開発公団による一元管理体制がとれないか種々検討された。しかし、現在の土地改良法では不可能であり、またその反面、香川用水土地改良区による共用区間の管理の検討もされたが、これは水資源開発公団法で規制されて難しいこととなった。そのためやむを得ず香川用水土地改良区と水資源開発公団による二主体制管理を取らざるを得なくなった。

しかし、幹線水路工事が完了し、全線通水が行われることになると、管理の一元化を実質的に実現するために、香川用水管理運営協議会（上述した水資源開発公団が設置する協議会とは別組織で、県が設置するものである。その組織は、県企画部、農林部、水道局、農政局、水資源開発公団及び香川用水土地改良区等で構成する予定）を設置することとしているのである。一元管理が難しい理由として、1.工業用水、上水道用水の配水管理を香川用水土地改良区が行うことは難しい。2.吉野川からの取水権は、水資源開発公団が持っている。3.水資源開発公団法によって公団施行の施設の管理は公団が管理すると規定されている。4.土地改良法によって国営土地改良施設の管理を公団に再委託できない。5.主水源の早明浦ダム、調整用の池田ダムのコントロールと取水管理は同じ管理者（水資源開発公団）が望ましい。などが考えられる。

また一方、改良区による一元管理を望む声としては、

1. 農業用水全体の配水調整が円滑に行われる。
 2. 配水地域の水利状況を熟知している改良区が一元的に管理する方が地元とのトラブルが少ない。
 3. 管理施設の運転操作は技術的に対応できる。
 4. 共用、専用区間の両方にまたがる配水地域の配水調整が適正に行える。
 5. 二元管理によって管理経費が割高になる恐れがある。
- などが上げられる。

V 通水状況

昭和49年は、池田ダムが未完成のため暫定通水として上水道用水のみが通水された。翌50年には池田ダムの完成によって本格通水が始まり、農業用水は、昭和50、51年にそれぞれ4,740万トン、6,530万トン通水された。この水量は、全体配水計画1億500万トンの45.1パーセント、62.2パーセントに相当する。そして昭和52年には、全体の63パーセントに当る6,640万トンが配水される予定である。

これは、幹線水路及び支線水路の工事進捗に伴って受益地域が拡大することによるもので、昭和50年には、14,521ヘクタール、昭和51年では16,432ヘクタールに増加した。これは全体配水面積30,700ヘクタールの47パーセント、54パーセントに相当する。なお、本年は、18,258ヘクタール（59パーセントの田畑に配水されている）。（表-9参照）

VI 今後の課題

1. 現在のところ田植期の6月11日から6月25日までの15日間に香川用水の水の需要が集中し、配水調整に苦勞している。この期間は、7月、8月のピーク期より吉野川からの取水量が少ないため、必要水量を既存水

表-9 香川用水通水状況(農業用水)

区分	配水量			配水面積		配水区域	備考
	m ³ /S	10 ³ m ³	比率%	ha	比率%		
全体計画	11.3	105,000	100	30,700	100		
昭和50年	8.17	47,400	45.1	14,521	47.3	吉田川まで (木田郡三木町)	79.2km
昭和51年	8.61	65,300	62.2	16,432	53.5	地藏川まで (大川郡寒川町)	88.4km
昭和52年 (予定)	8.70	66,400	63.2	18,258	59.5	田辺池まで (大川郡大川町)	90.9km

源で補えない配水地域については、特に他の地域との配水調整が必要となる。

2. 既存水源のうち、ため池の水をかながい期の末期までに使いきらない地域がある。これは受益者の受水の経験不足が原因と思われる。

配水地域内で、旧来の慣行を積極的に改善しなければ、香川用水の利用ができない地域がある。

4. 少量分水工(毎秒0.5トン以下)が約100ヶ所もあり、これらの施設しているゲートを毎日操作することは至難のことである。簡略化する方法はないか。
5. 管理費の増大が懸念される。すなわち各種の自動化施設や機械が設置されているが、これら管理費は年が経れば補修費もそれに伴って増加し、年々管理費が増大することになる。
6. パイプライン(石綿管、P C管)は比較的故障が多く、分水操作も開水路に比較して難しいので、専門操作員が必要である。(受益者に操作を任せられない)
7. 水路、特にパイプライン中の塵埃泥土が分水槽に沈

澱し、流量計の故障の原因となっている。

8. 分水工から直接ポンプ取水する調整池を持たない地区における夜間の運転休止の対応。(幹線水路の流量調整に係る)

以上述べたように、今後、解消しなければならない問題点は多い。

結 び

香川用水幹線水路は、昭和53年には完了の予定であり、現在のところ全区間にわたっては、配水されていないし、農業専用区間では、テレメーター等の管理用施設も設置されておらず、配水は機側監視、機側制御で行われている現状である。したがって本報告では、配水管理の概要と現状における配水管理の問題点の提議に終わった。

香川用水事業が完成し、本格的配水管理を2~3年経験した後、再度検討したい。

垂直スリーブバルブ減勢池

広瀬 慎一* 訳

VERTICAL SLEEVE VALVE STILLING WELLS

R. B. HAYES

〔訳者注〕 この文献は、アメリカ内務省開拓局 (UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, 略して USBR.) が、1974年に発行した、「DESIGN OF SMALL CANAL STRUCTURES」(小水路構造物の設計——副題は、「主に容量 100cfs (2.83m³/s) 以下の小水路構造物に関する技術工学」) の P 322 から P 333 までを訳したものである。

内容は、水路の減勢方法として最近脚光を浴びているスリーブバルブ減勢池一般について解説し、設計方法と具体的な設計例を述べている。

目次

1. 概要	79	(3) 水理条件	83
(1) 解説	79	(4) 減勢池の寸法	83
(2) 垂直スリーブバルブの形式	81	(5) ライニング	83
(3) 垂直スリーブバルブ減勢池の利用	81	(6) 出口トランジション	83
(4) 制限	81	3. 設計例	83
2. 設計条件	82	(1) 仮定	85
(1) 流入条件	82	(2) 解法	85
(2) スリーブバルブの設計	82		

1. 概要

(1) 解説

垂直スリーブバルブ減勢池は、800ft (244m) もの高水頭を減圧して、穏やかな流れとして下流水路へ放流することができる。また、流れを整えるためにも使用される。スリーブバルブの上流側には、維持管理上あるいは一定の使用期間毎に、この装置を密閉できるように、通常、ゲートバルブを設ける。

現場での利用実績や、実験室での研究が進み、スリーブバルブ減勢池による適正な減圧に関する設計基準が明らかになってきた。通常、次の二種のものが用いられる。

イ. 基本装置 (下向流)

これは通常用いられているもので、流れは減勢池の上部から流入し、エルボで方向転換して、真直ぐ下降して、スリーブバルブを通過する。この下降噴出流が、底面や底面に設けられた円錐台に突き当たり、そして放射状になった流れが側壁に突き当たる際に、エネルギーの消散が生じて減圧する (図-1 A)。

当然、パイプラインの摩擦損失、曲り損失、バルブ損失も生じる。この装置の設計の詳細は後述する。

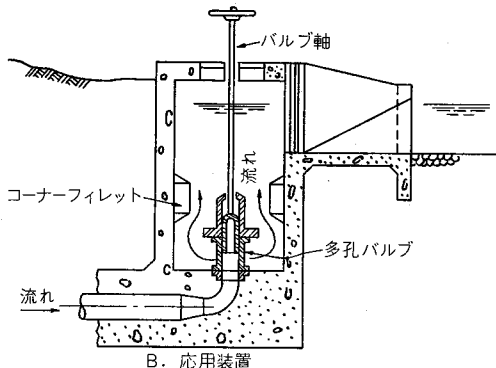
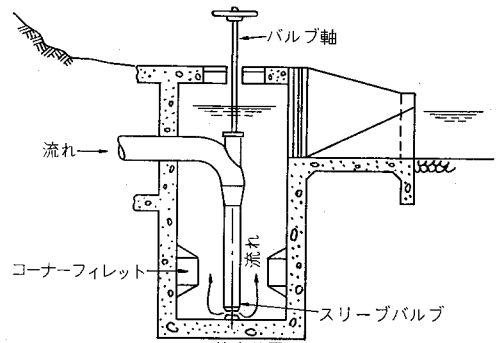


図-1 スリーブバルブ減勢池

* 富山県白中ダム建設事務所

ロ. 応用装置 (上昇流)

地形やパイプライン縦断によっては、流れが減勢池の下部から流入して、スリーブバルブを通して、上方へ噴出する装置が用いられる(図-1 B)。これのエネルギー消散機構は、基本装置のものと似通っているが、異なる点は、噴出流が、底面ではなくて、先ず水流防止装置に突き当たることである。また、バルブの軸が、基本装置のように、高速流に晒されないのが特徴である。

ハ. 水平装置

第3の装置は、USBR水理実験室で最近開発された

もので、水平スリーブバルブと水平調整室からなるものである。

ニ. 他の特徴

適正なエネルギー消散を助長するため、減勢池の隅のところに、二つの工夫がなされた。すなわちコーナーフィレットを設けると、減勢池出口水面が大変滑らかになり、第2には、USBR水理実験室でも確かめられたが、このフィレットに角度をもたせることによって、さらに滑らかな水面が得られ、より経済的となる。

基本装置でのエネルギー消散特性を改良するため、初

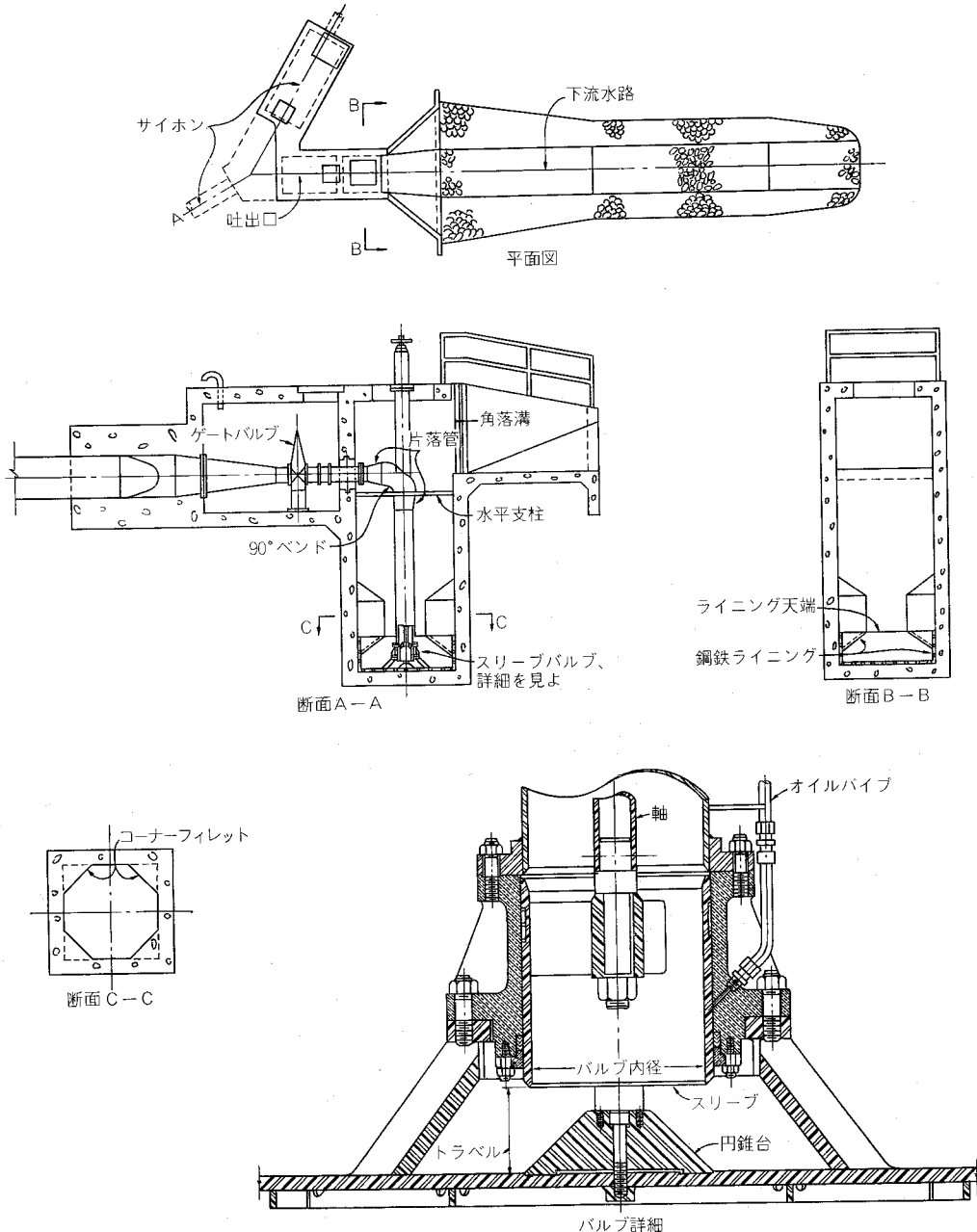


図-2 パイプ吐出口に設置した代表的なスリーブバルブ装置

期の設計では、減勢池の底面に台座を設けた。この台座は、都合のよいことに、バルブの受台にも利用された。しかしながら最近の研究では、この台座は、減勢池コンクリートエロージョンの原因となるので、取り除いてしまい、底面と側壁を鋼鉄でライニングする方法が提案されている。詳細は後述する。

(2) 垂直スリーブバルブの形式

次の二種類のものがある。

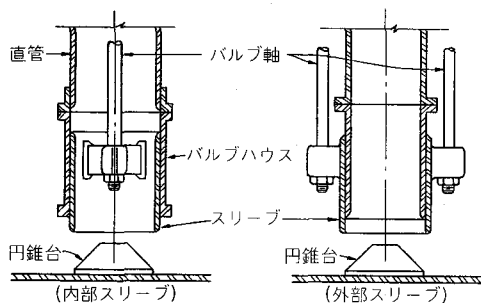
イ. 標準スリーブバルブ

スリーブがバルブハウスの外側にあるもの（外部スリーブ）と、内側にあるもの（内部スリーブ）の二つのタイプがあるが、初期のものは、ほとんど内部スリーブを採用している。これは、バルブの軸が、直管・エルボを通り抜け、ハンドルに取り付くもので、この軸が高速流の中に配置されるため、振動・騒音・キャビテーションの問題が生じる。この問題を緩和するためには、エルボの断面積を、直管の2倍にし、さらには、軸とスリーブの結合点を流線型にすればよい。

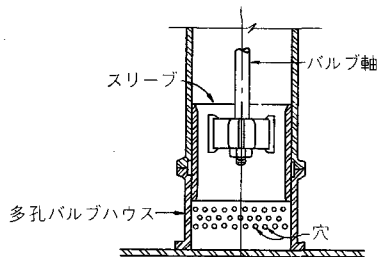
その後外部スリーブが使われるようになったが、これはバルブの軸が、バルブの外側になるので、高速流に晒されることはなく、したがって、キャビテーションや振動の可能性も大いに減じられ、また内部スリーブのように、大きなベンドを用いる必要もない。

ロ. 多孔スリーブバルブ

図3Bに示すが、これは標準スリーブバルブより大きな減圧が可能である。多孔スリーブバルブのバルブハウ



A. 標準スリーブバルブ



B. 多孔スリーブバルブ

図-3 代表的な垂直スリーブバルブ

スには、多くの、テーパがかかった、円形か細長い穴があり、この穴の大きさや配置は、十分慎重に決められる。個々の穴による噴出流が、減勢池の水と混合して、かすかな振動・騒音・キャビテーションを起しながら、エネルギーを消散させる。

(3) 垂直スリーブバルブ減勢池の利用

次のような場合に、垂直スリーブバルブ減勢池の減圧能力が有効に利用される。

イ. ダム取水

貯水池からパイプ取水する場合、その出口では高水頭となる。

ロ. パイプライン

急勾配パイプラインでは、減圧の必要が生じるが、他の方法では高圧すぎる場合。

ハ. 吐出口

縦断上、かなり高水頭となるサイホン、ポンプ送水管、パイプラインの吐出口。

ニ. 発電所のバイパス

発電所のバイパスを流下させる場合は、発電用水車を回すのとほぼ同じくらいの高水頭を減圧しなければならぬ。

(4) 制限

垂直スリーブバルブ減勢池の設計において、考慮されねばならない二・三の観点を以下に述べる。

イ. 水頭と流速

標準スリーブバルブは、USBRにおいて、400ft (122m) 以上の水頭で使用された実績がある。しかしながら実験によれば、直管部での流速が30ft/s (9.14m/s) 以上になると、内部スリーブのバルブ軸が、かなり振動して、損傷が激しくなることがわかっている。

バルブを適正に設計すれば、水頭は、なんら制限要素とはならないが、操作条件が広範囲にわたる場合は、ある程度水頭の制限範囲を示さないと、無責任の誹りは免れ得ないだろう。したがって、次の値を、設計流速に対する、最大許容水頭に関しての大きな制限値として提示する。

150ft (45.7m) — 標準スリーブバルブ、内部スリーブでベンドを大きくしたもの
30fps (9.1m/s)

400ft (121.9m) — 標準スリーブバルブ、外部スリーブ
38fps (11.6m/s)

600ft (182.9m) — 多孔スリーブバルブ、ベンドを大きくしたもの
38fps (11.6m/s)

最近の研究では、多孔スリーブバルブで、800ft (243.8m) まで減圧できる目途がついている。

ロ. 水質

標準スリーブバルブは、開水路かんがいシステムにつきものの、雑草やゴミも、少量ならば許容することができる。しかし、多孔スリーブバルブの場合は、スクリーンをかけた清水でないと使用できない。

ハ. 操作上の制限

減勢池より上流側のパイプでの、空気混入の問題を避けるため、スリーブバルブの操作にあたっては、パイプの渦流について留意しなければならない。すなわち、流量変動に応じて、バルブ開度を調整しなければならないが、自動か、遠隔操作によって、上流流量とバルブ開度を同調させれば、この調整は、簡単なものとなる。

急速なバルブ閉鎖は、ウォーターハンマーによる装置破壊の原因となるので、避けねばならない。

2. 設計条件 (コーナーフィレットの付いた、標準スリーブバルブ減勢池)

(1) 流入条件

内部スリーブの標準スリーブバルブは、騒音・振動・キャピテーションを最小にするため、ベンドの断面積を、直管のその2倍にして、ベンド内流速を減少させる。ベンドと直管は、片落管で連結する。この片落管のテーパは1/2以下とする。だから片落管の最小長さは、ベンドと直管の直径差に等しい。

ベンドにおいては、流れの方向が変わることに起因するスラスト力と、図2に示すような、ベンドのアンカーによる抗力が、バランスするように設計する。適正なアンカーを設計するため、スラスト力 F_t を、 F_x と F_y に分解する。(図4を見よ)。 F_x は水平分力を、 F_y は垂直分力を表す。

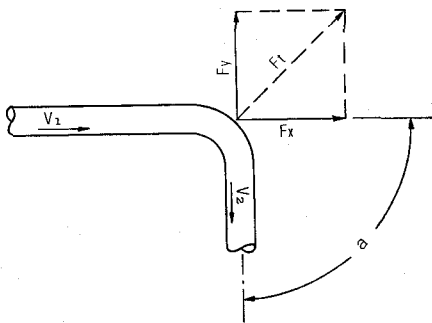


図4 ベンドにおけるスラスト力

また、スラスト力は、次の二つの力の関数でもある。

イ. 静水圧 (F_h)

静水圧の、90°ベンドでの、水平および垂直成分は、

$$\begin{aligned} F_{hx} &= F_{hy} = WAH \\ &= 62.4 \frac{\pi D^2}{4} H \\ &= 50D^2H \end{aligned}$$

ここで、

W: 1 ft³の水重

A: パイプ断面積

D: パイプ内径

H: パイプ中心で計った静水圧

ロ. 加速力 (F_a)

加速力の、90°ベンドでの、水平および垂直成分は、

$$F_{ax} = Q\rho (V_2 \cos\alpha - V_1)$$

$$F_{ay} = Q\rho (V_2 \sin\alpha - 0)$$

ここで

Q: 流量 (sfs)

$$\rho = w/g = 62.4/32.2 = 1.94$$

V: 流速 (fps)

α : 転流角度 (°)

$V_1 = V_2$ かつ $\alpha = 90^\circ$ のとき、

$$F_{ax} = F_{ay} = Q\rho V$$

したがって、90°ベンドの直径が、パイプの直径と等しいとき、スラスト力の水平分力と垂直分力は等しい。

$$F_x = F_y = 50D^2H + Q\rho V$$

図2で示すように、 F_x に対しては水平支柱で、 F_y に対しては、直管の脚で坑することとする。

(2) スリーブバルブの設計

スリーブバルブは、手動の場合が多いが、動力に切り換え可能のものもある。バルブ軸に取り付けられたハンドルで、次のように、バルブ開度を調整する。

イ. 標準スリーブバルブ

標準スリーブバルブでは、バルブと底面の間隔 (ストローク) を、スリーブの直径の1/2とする。スリーブの直径は、満流で設計流量を流せるよう決める。バルブを全閉した場合は、漏水のないように注意する。バルブの下には、バルブに中心を合わせた、鋼鉄製の円錐台を置く。これは、スリーブのはず縁に対して、格好の受け台にもなるし、バルブを全閉したとき、流れを密封することにもなる。またこの円錐台により、バルブの微調整の感度が、非常に改善される。

スリーブの直径、トラベル、円錐台の角度などは、個々の条件に応じて設計する。高水頭の場合は、スリーブの直径を大きくし、円錐台の角度を増せばよい。

ロ. 多孔スリーブバルブ

多孔スリーブバルブのスリーブは、標準スリーブバルブの内部スリーブと同一である。ハンドルでスリーブを上げると、穴のあいたバルブハウスが顕れる。この穴については、各種の大きさ、形のものが実験済みである。この穴が小さいほど、噴出流の攪乱がす速く、エネルギーの消散も大きい。しかし穴が小さければ、流量も小さく、目詰りも生じ易い。最下段の穴の列と底面の間隔は、キャピテーションを避けるため、穴の直径の24倍はとらなければならない。今後実験により、適正な穴の大

きさ、形、減勢池天端からの距離を確立しなければならない。

(3) 水理条件

イ. 水頭

スリーブバルブで減圧する水頭 ΔH とは、図8で示すように、バルブ位置での差圧 $H_1 - H_2$ である。ここで H_1 は、ベン드의直上流で測ったパイプのセンターから動水勾配までの高さであり、 H_2 は、同じパイプのセンターから減勢池の水面までの高さである。 H_1 は、上流水位や流量により変化するので、最悪の条件は、水理解析しないとかめない。(このことは、以下のハ、1(4)へでも若干触れる)

ロ. 流速

バルブ内でのキャピテーションを避けるため、許容流速は、内部スリーブで、30fps (9.1m/s)、外部スリーブで38fps (11.6m/s) が限界である。

ハ. スリーブバルブの直径

直管とスリーブバルブの直径は、流量最大で水頭最小の条件で決定される。この直径は、必ずしもパイプラインやベン드의直径と一致はしない。

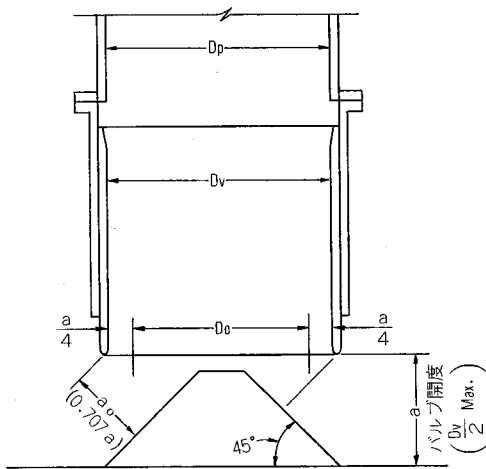


図-5 標準スリーブバルブのオリフィス

ニ. オリフィスの断面積 (標準スリーブバルブ)

標準スリーブバルブでは、ストロークの最大値を、通常 $D_v/2$ に設置する。したがって、バルブを全開にした場合、オリフィスの断面積は、バルブの断面積より大きくなる。図5に示すように、円錐台の角度が 45° の場合、オリフィス断面積 A_0 と、バルブ断面積 A_v は等しくなる。このとき、バルブの開き $a = 0.46D_v$ 、円錐台に対するバルブの開き $a_0 = 0.707a$ となる。したがって、

$$a = 0.46D_v$$

のとき、バルブ開度 100% といえる。

次にオリフィス断面積とバルブ開度の関係を求める。

オリフィス断面積は、

$$A_0 = 0.707a (\pi D_0)$$

ここで

$$D_0 = D_v - \frac{a}{2} \quad (\text{図5を見よ})$$

$$\therefore A_0 = 0.707a\pi \left(D_v - \frac{a}{2} \right)$$

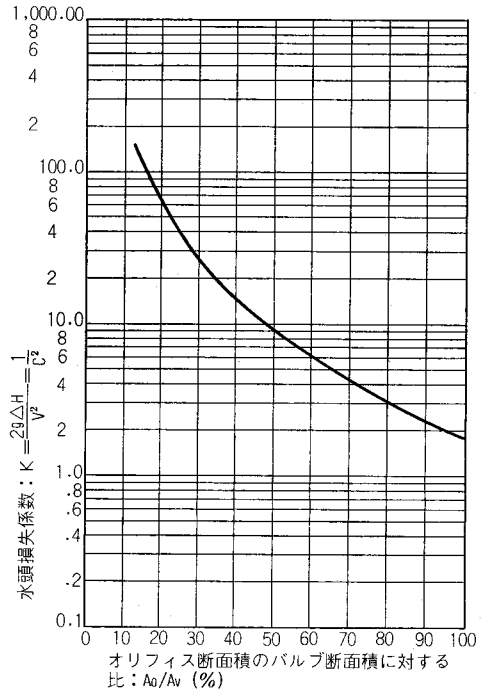


図-6 標準スリーブバルブの水頭損失係数

ホ. 標準スリーブバルブの流量係数

実験室の研究では、水頭損失係数は、

$$K = \frac{2g(\Delta H)}{V^2} = 1.8 \quad (\text{図6を見よ})$$

で、これはバルブを全開した値である。

ここで

ΔH : バルブ位置での差圧

V : 直管での流速

バルブの流量係数 C と水頭損失係数の間には、

$$K = 1/C^2 \quad \text{すなわち} \quad C = 1/\sqrt{K}$$

の関係があるから、バルブ全開の場合は、

$$C = 1/\sqrt{1.84} = 0.735$$

となる。全開に対して、 $C = 0.73$ を採用する。

(4) 減勢池の寸法 (記号は図8を見よ)

減勢池の寸法は、図7を用いて次のように決まる。まず横軸で、 $[Q^2/gD_v^5]^{1/2}$ を読み、これと h'/D_v を表す曲線の交点の縦軸の読みが b/D_v を表す。

ここで

Q : 設計流量(ft³/s)

g : 重力加速度(32.2fps)

D_v : バルブの直径(ft)

$h' = h / \sin \phi$ (図8を見よ)

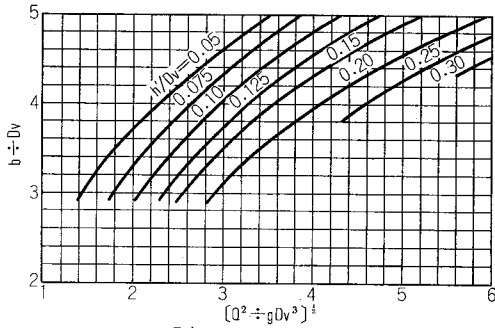
$h' = 1.8h$ (側壁勾配 1 : 1.5)

$h' = 2.23h$ (" 1 : 2)

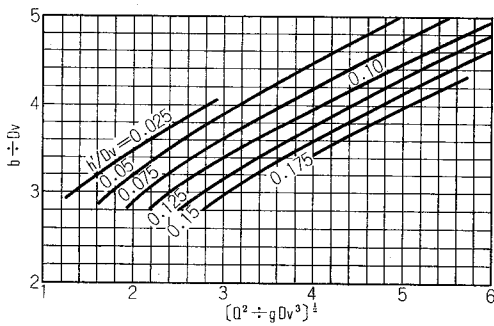
b : 減勢池幅 (最小寸法 3ft)

d_w : " 深さ (図8を見よ)

USBR水理実験室の研究によれば、減勢池の深さと幅の比は、次の値によれば満足の結果が得られるこ



A. $d_w = 1.5b$ の場合



B. $d_w = 2b$ の場合

図-7 垂直スリーブバルブ減勢池の寸法

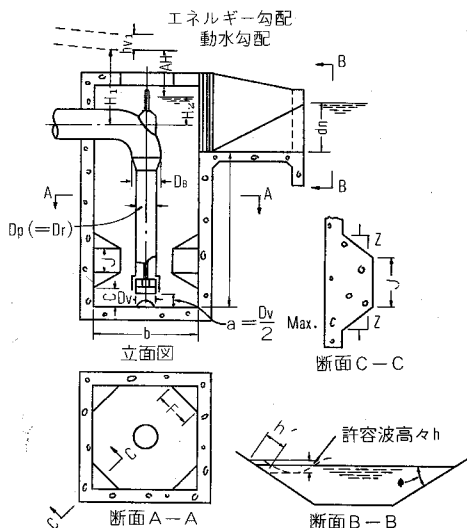


図-8 代表的なスリーブバルブと減勢池

とがわかった。

$d_w/b = 1.5$ か $d_w/b = 2.0$

図7AとBに、両者の比に対する曲線を示した。

以上による減勢池の寸法は、取付水路の水深と減勢池の幅の比によって修正される。

$d_n = b/2$

すなわち図7で減勢池の深さと幅を決め、 $d_n > b/2$ の場合は、深さ d_w を、

$d_n - b/2$

だけ減ずることができるし、また $d_n < b/2$ の場合は、深さ d_w を、

$b/2 - d_n$

だけ増さなければならない。

コーナーフレットの寸法は、次の関係式で決定される。(記号は図8を見よ)

$C = 0.100b$ $F = 0.417b$

$J = 0.210b$ $Z = 0.715$

下流水路の許容波高は、下流水路の水深、フリーボード、エロージョン抵抗性によって決められるが、このテキストでの流量範囲では、常時水深の2~5%が推奨される。(図8を見よ)

(5) ライニング

減勢池の底面や側壁を、キャビテーションや侵蝕から守るため、次のように鋼鉄でカバーしなければならない。

底面：ステンレススティール、厚さ 1/2in

側壁：高さ 1.5Dv まで

このカバーは、溶接つなぎとし、流亡しないように、ステンレスでコンクリートにアンカーする。さらに、電蝕を避けるため、このステンレスと他の特殊鋼との接触は絶対に避けねばならない。

(6) 出口トランジション

流れは、減勢池から、矩形開口部、トランジションを通して、下流水路へ流下する。トランジションの形式は、下流水路に適したタイプのものが使われる。

減勢池の水位は、下流水位より次の値だけ高くなければならない。

下流断面で測った速度水頭 h_v + トランジションの損失水頭

トランジションの損失水頭を $0.34h_v$ とすると、水位差は $1.34h_v$ となる。ここで、 $4h_v$ は、減勢池と下流断面での速度水頭差である。ところが、減勢池での、流下方向への速度水頭はゼロだから、水位差は、下流断面での速度水頭の1.3倍となる。

3. 設計例

水路縦断は急勾配であり、150ft(45.7m)減圧したい。パイプと垂直スリーブバルブ減勢池により減圧する。

(1) 仮定

イ 水路特性

$$\max Q = 70 \text{ cfs} (1.98 \text{ m}^3/\text{s})$$

$$b = 8 \text{ ft} (2.44 \text{ m})$$

$$\text{側壁勾配 } ss = 1 : 1.5$$

$$n = 0.025$$

$$d_n = 3.2 \text{ ft} (0.98 \text{ m})$$

$$V = 1.69 \text{ fps} (0.52 \text{ m/s})$$

$$h_V = 0.04 \text{ ft} (1.22 \text{ cm})$$

$$S = 0.0003$$

ロ バルブを密閉した場合、最大水頭差は、上流水位と下流水位を計り、150ft(45.7m)ある。

ハ 設計流量70cfsを流下させた場合、摩擦損失、バンド損失および速度水頭を合算すると、50ftになったので、残りの水頭ΔHは、

$$\Delta H = 150 - 50 = 100 \text{ ft} (30.5 \text{ m})$$

となる。

ニ 基本装置(下向流)が最も適している。

ホ ゴミ取装置により、小さいゴミ以外はバルブに流れ込まない。

ヘ 下流水路の波高を、クレスト位置で測ったら、0.10ft(3cm)すなわち0.031d_nであり、許容範囲に入る。(図8を見よ)

(2) 解法

イ スリーブバルブの形式

内部スリーブの標準スリーブバルブであれば、最大、150ft、最小100ftの減圧範囲に十分適合するし、ゴミ取り装置を通り抜ける可能性のある小さなゴミにも対処できる。

ロ 直径

キャビテーションを最小にするため、直管とスリーブバルブの直径は、最大流速である30fps(9.1m/s)をもとに決定する。

$$A = Q/V = 70/30 = 2.33 \text{ ft}^2$$

だから、直管とバルブの直径は、

$$D_V = \sqrt{4A/\pi} = \sqrt{4 \times 2.33/\pi} = 1.725 \text{ ft}$$

よって、

$$D_V = 1.75 \text{ ft} (53.3 \text{ cm}), A_V = 2.41 \text{ ft}^2$$

とする。したがって、

$$V_V = 29.1 \text{ fps} (8.87 \text{ m/s})$$

となる。

ハ 90°バンドと片落管

バンドは直管の2倍の断面積を要する。

$$2 \times 2.41 = 4.82 \text{ ft}^2$$

したがってバンドの直径は、

$$D_B = 2.48 \text{ ft} (\text{最小値})$$

よって

$$D_B = 2.50 \text{ ft} (76.2 \text{ cm})$$

とする。

片落管の長さは、少なくとも、

$$\Delta D = 2.5 - 1.75 = 0.75 \text{ ft}$$

なければならぬから、1ft(30.5cm)とする。

バンドのアンカーは、前に述べたように、スラスト力に抵抗できるものを設計する。

ニ. 流量

直径21インチ(1.75ft=53.3cm)のバルブで試算してみる。全開した場合、

$$C = 0.73$$

$$A_0 = A_V = 2.41 \text{ ft}^2$$

$$\Delta H = 100 \text{ ft}$$

オリフィス公式より、

$$\begin{aligned} Q &= C A_0 \sqrt{2g(\Delta H)} \\ &= 0.73 \times 2.41 \sqrt{64.4 \times 100} \\ &= 144 > 70 \text{ cfs} \end{aligned}$$

すなわち、キャビテーション防止の観点から決定された、直径21インチのバルブは、設計流量を流すには十分余裕がある。

ホ. 所要バルブ開度

試算法により、流量70cfs、差圧ΔH=100ftに対する所要バルブ開度を決定する。面積比A₀/A_Vを72%と仮定すれば、

$$\begin{aligned} A_0 &= 0.72 A_V \\ &= 0.72 \times 2.41 = 1.74 \text{ ft}^2 \end{aligned}$$

図6で、A₀/A_V=72%の場合は、

$$K = 4.0 \text{ すなわち } C = 1/\sqrt{4.0} = 0.5$$

オリフィス公式により、所要オリフィス断面積は、

$$\begin{aligned} A_0 &= Q/C \sqrt{2g\Delta H} \\ &= 70/0.5 \sqrt{64.4 \times 100} \\ &= 1.75 > 1.74 \text{ ft}^2 \end{aligned}$$

すなわち、設計流量に対する所要オリフィス断面積は、バルブ断面積の72%あれば十分である。このときのバルブ開度は、

$$A_0 = 0.707 a \pi (D_V - \frac{a}{2})$$

$$1.75 = 2.22 a (1.75 - \frac{a}{2})$$

$$1.75 = 3.88 a - 1.11 a^2$$

これを解いて、

$$a = 0.55 \text{ ft} (16.8 \text{ cm})$$

ヘ. 図7 A(d_w/b=1.5)を用いて、減勢池深さd_wと幅bを決定する。横軸の読み、

$$\begin{aligned} &[Q^2/g(D_V)^5]^{1/2} \\ &= [70^2/g(16.41)]^{1/2} \\ &= 9.27^{1/2} = 3.05 \end{aligned}$$

と、曲線

$$h'/D_V = 1.8h/D_V = 1.8 \times 0.10/1.75 = 0.10$$

の交点の縦座標の読みにより、

$$b/D_V = 4.1$$

だから、

$$b = 4.1 \times 1.75 = 7.18 \text{ft}$$

よって、

$$b = 7 \text{ft} 2 \text{in} (2.19 \text{m})$$

とする。

したがって、

$$d_W = 1.5b = 1.5 \times 7.17 = 10.76 \text{ft} (3.28 \text{m})$$

となる。

$d_n = b/2$ の場合はこのままでよいが、今、

$$d_n = 3.2 \text{ft}, \quad b/2 = 7.17/2 = 3.58 \text{ft}$$

なので、不足分 δ により、減勢池深さ d_W を補正しなければならない。

$$\begin{aligned} \delta &= b/2 - d_n \\ &= 3.58 - 3.2 = 0.38 \text{ft} \end{aligned}$$

だから、

$$d_W = 10.76 + 0.38 = 11.14 \text{ft}$$

よって、

$$d_W = 11 \text{ft} 2 \text{in} (3.40 \text{m})$$

ト. 経済比較のため、図 7 B ($d_W/b = 2.0$) を用いても、 b と d_W の値を決めなければならない。横軸の読み、

$$[Q^2/g(D_V)^5]^{1/2} = 3.05$$

と、曲線

$$h'/D_V = 0.10$$

の交点の縦座標の読みにより、

$$b/D_V = 3.45$$

だから、

$$b = 3.45 \times 1.75 = 6.04 \text{ft}$$

よって、

$$b = 6 \text{ft} (1.83 \text{m})$$

とする。

したがって、

$$d_W = 2b = 12 \text{ft} (3.66 \text{m})$$

となる。

ここで、

$$d_n = 3.2 \text{ft}, \quad b/2 = 6/2 = 3.0 \text{ft}$$

だから、減勢池水深 d_W を、 δ だけ減ずることができる。

$$\begin{aligned} \delta &= d_n - b/2 \\ &= 3.2 - 3.0 = 0.2 \text{ft} \end{aligned}$$

だから、

$$d_W = 12.0 - 0.2 = 11.8 \text{ft}$$

よって、

$$d_W = 11 \text{ft} 10 \text{in} (3.61 \text{m})$$

コンクリート面積が少ない方が、より経済的と仮定すれば、 $d_W/b = 1.5$ の比率を使用して決定したものの方が若干経済的である。

チ. コーナーフィレットの寸法を決定する。

$$\begin{aligned} C &= 0.100b \\ &= 0.100 \times 7.17 = 0.72 \text{ft} \\ &= 9 \text{in} (22.9 \text{cm}) \text{とする。} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} J &= 0.210b \\ &= 0.210 \times 7.17 = 1.51 \text{ft} \\ &= 18 \text{in} (45.7 \text{cm}) \text{とする。} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F &= 0.417b \\ &= 0.417 \times 7.17 = 2.99 \text{ft} \\ &= 3 \text{ft} (91.4 \text{cm}) \text{とする。} \end{aligned}$$

リ. 2(5)で述べたように、側壁の鋼鉄ライニングの高さは、

$$\begin{aligned} 1.5D_V &= 1.5 \times 1.75 = 2.63 \text{ft} \\ &= 2 \text{ft} 8 \text{in} (81.3 \text{cm}) \text{とする。} \end{aligned}$$

ヌ. 出口トランジションの損失水頭

一般的なトランジションとし、減勢池と下流水路の水位差は、

$$134h_V = 1.3 \times 0.04 = 0.05 \text{ft} (1.5 \text{cm})$$

河 川 協 議

—水利権取得の事例紹介と解説 (その3)—

川 又 政 岡**
 萩 原 恒 躬*
 千 賀 裕 太 郎*
 大 尾 峰 雄*

目 次

はじめに……………	87	氷川下流地区(二級河川氷川)……………	90
白川地区(一級水系最上川)……………	88	1. 事業の概要……………	90
1. 概 要……………	88	2. 水利権協議の経緯……………	91
2. 水利権協議の経緯……………	88	3. 水利権の内容……………	91
3. 水利権の内容……………	88	4. 解 説……………	91
4. 解 説……………	89		

はじめに

今回は、建設省直轄の特定多目的ダム(白川ダム)により補給を受ける国営白川地区及び県営多目的ダム(永川ダム)により補給をうける県営永川下流地区の事例である。

いわゆる多目的ダムの補給対象地区は、特定かんがい地区及び不特定かんがい地区に区分される。本文においてもこの用語が多く使われている。このことへの理解は、河川協議において極めて重要と思われるので、ここで少し説明を加えておこう。

特定多目的ダム法(昭和32年)には、「特定かんがい」又は「不特定かんがい」の用語はない。まぎらわしいのは、「特定」と名のつく水利関係用語が他にあり、誤解されていることが多いので注意しておきたい。

まず「特定水利使用」。これは河川法施行令第2条に規定されていて、その農業用水に関する意味は、取水量が1 m³/s以上又はかんがい面積300 ha以上のかんがいのためにするものである。これは、河川管理権限の大臣と県知事の区分や、河川法第35条にもとづく大臣協議の対象農業用水の総取水量表示の対象等、水利使用の規模の基準となっている重要な法令用語である。

次に「特定用途」。これは、特定多目的ダム法第2条に規定されていて、「発電、水道又は工業用水道の用」を言い、同法第15条をあわせて読めば、ダム使用権の設定

は、派水を「特定用途」に供しようとする者、すなわち発電、上水道及び工業用水道を対象とすることとなっている。ここで重要なのは、農業用水は特定多目的ダムにおけるダム使用権の設定対象から除外されていることである。

そこで本論に戻って「特定かんがい」「不特定かんがい」であるが、これは先に述べたように法令用語でなく慣用語である。「特定かんがい」とは、特定多目的ダム法第10条1項に該当して、特定多目的ダムの建設に要する費用の一部を利益を受ける限度内において負担するかんがいに対して充てられた呼称であり、「不特定かんがい」とは、公利の増進、流水の正常な機能の維持と増進の立前から河川において必要な流量が保たれる場合に、既得水利に対し濁水補給等のなされるもので、この場合には、当然のことながら費用負担者が特定されない。

このように、不特定かんがいは、取水口に対する補給量が明らかでないことがあるので、この場合には、総量表示は行わないこととしており、その実例として、国営鬼怒川南部(勝瓜頭首工)、当麻永山(大雪頭首工)などがある。

個々のかんがい地区が、「特定かんがい地区」として扱われるか否かは、特定多目的ダム法第10条1項にあるとおり、「専用の施設を新設し、又は拡張して、新築される多目的ダムによる流水の貯留を利用してかんがいの用に供する」か否かを基準としている。この場合、施設の位置がまったく変われば新設であり、いずれかの旧施設と同じ位置に合口すれば拡張と解釈されがちであるが、既

** 農林省構造改善局整備課
 * 農林省構造改善局企画調整室

得水利権の範囲内であれば、取水量としては合口しないで個々の堰又は取水口を改修したものを合計したことで同じなので、単なる改修事業とみなすことができる。しかし合口地点下流の流況からみると、責任放流を確保する必要がある場合もあり、その必要性について個々の事例で判断することで運用している。

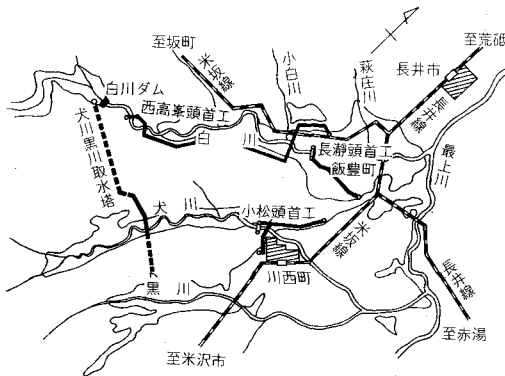
また、県営多目的ダムの場合、特定多目的ダム法の適用を受けないが、これに準じて運用されている。

今回の二地区の場合、いわゆる「特定・不特定」の判別、これに関連して水利使用の変更の際の処理など、一般の参考となる地区であるように思われる。

白川地区（一級水系 最上川）

1. 概要

本地区は、山形県南部の米沢盆地西北部に位置し、越後山脈に連なる丘陵性台地を貫流する最上川水系、白川、犬川、黒川に沿って展開する平坦地であり、長井市、川西町、飯豊町の1市2町に跨る約4,800haの農業地帯である。なお、本地域は、山形県内陸部を代表する水田単作地帯であり、耕地の81%は水田である。



図—1 事業計画概要図

表—1—(1)

年月日	項目	協議先	内容
45. 1. 26	予備協議開始	建設省	国営土地改良事業実施に伴う水利権取得について
46. 5. 8	法第95条協議 (協議書提出)	(農林大臣→建設大臣)	一級河川白川の流水、土地の占用及び工作物の設置について
49. 10. 18	法第35条協議	(建設大臣→農林大臣)	
51. 9. 29	同上協議の回答	(農林大臣→建設大臣)	

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主な条項は、次のとおりである。(取水量等)

第3条 取水量は、次の表—1—(ロ)のとおりとする。ただし、白川ダムによる流水の貯留が利用されるまでの間は、西高峯頭首工1.283m³/sとする。

前項の取水量を確保するため、白川ダムによる流水の

地区内の用水系統は、図—1に示すように、白川を主水源とする白川水系と犬川、黒川を主水源とする犬川、黒川水系とに大別される。白川からの取水は、従来8ヶ所の井堰と1ヶ所の揚水機場で行っていたが、これらの堰は、木工沈床、詰杭等の構造のため老朽と破損がはなはだしく取水量の減少と維持管理に悩まされている。又、犬川、黒川は、自然流量に乏しく反復利用を行なうと共に、小規模の多くの溜池で補水している。

また、地区内の用水路は、全般的に用排兼用の土水路となっており、ほ場整備を実施し、合理的な用水系統を確立するためにも用水の補給が必要となっている。

従って、本計画においては、地区内の不足水量を白川上流に特定多目的ダムとして築造する白川ダムに依存することとなった。

白川水系は、8ヶ所の旧井堰を統合する西高峯頭首工と既設の長瀬頭首工から取水し、犬川、黒川水系は、白川ダム貯水池に設ける取水塔からトンネルで導水して一部を犬川、黒川に注水、更に、犬川下流に設ける小松頭首工で取水し、かんがいをを行うものである。

事業は、国営土地改良事業として昭和44年度に着手し昭和54年度を完了予定として実施中である。今回の河川協議は、この事業の実施に伴う西高峯頭首工、長瀬頭首工及び犬川黒川取水塔に係る河川法第23条、24条、26条の許可に関する同法第95条の協議である。なお、小松頭首工に係る同法第23条、24条、26条に関する協議は、施工が昭和53年度以降のため、構造設計が完了次第変更(追加)を行うことになっている。

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、表—1—(1)のとおりである。

3. 水利権の内容

(1) 水利使用規則の内容

貯留が利用されるものとする。

(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(表—2)
- ② 期別区分と単位用水量(表—3)
- ③ 水源計画

本地区の主水源は、白川、犬川、黒川の主要河川の他

表一1-(ロ)

区分	最大取水量			総取水量
	しろかき期	普通期		
	5月12日から 5月26日まで	5月27日から 8月29日まで	8月30日から 9月8日まで	
西高峯頭首工	3,796 m ³ /s	3,197 m ³ /s	1,832 m ³ /s	23,300,000 m ³
長瀬頭首工	2,772	2,286	1,337	
犬川黒川取水塔	5,191	3,654	1,644	17,900,000 m ³

表一2 (単位：ha)

施設	地目	水田	飼料畑	果樹園	計
西高峯頭首工		1,416	106	70	1,592
長瀬頭首工		947	—	56	1,003
犬川黒川取水塔		2,151	98	—	2,249
計		4,514	204	126	4,844
小松頭首工	(1,205)	—	—	—	(1,205)
合計		4,514	204	126	4,844

(注) 小松頭首工の面積は、犬川黒川取水塔掛りの内数である。

表一3

区分	期間				
	5月	6月	7月	8月	9月
水田	(しろかき期) S/12~5/26 5/12		(養期) S/27~9/8 6/20 7/10 7/20 8/19 9/8		
	17.0	16.0	17.0	18.0	16.0
畑	4.0	5.0	5.0	5.0	4.0
水利権	(しろかき期) 5/12~5/26		(普通期) 5/27~8/29	(普通期) 8/30~9/8	

(注) 1. 水田の減水深は、土壌類型に従に3タイプに区分して計算しているが、ここでは、単純平均値を表示した。

2. かき用水は、100mm/day (3,874ha), 115 mm/day (411), 120mm/day (229ha) である

小白川、萩生川等の支河川及び貯水量 100,000 m³ 以上の溜池5ヶ所であり、これ等による地区内水源の不足水量を白川ダム(特定多目的ダム)に依存し、全体の補水を行う計画である。

白川ダムの概要

- 型式; 内部遮水型ロックフィルダム
- 堤高; 69m
- 堤長; 416m
- 堤体積; 2,467,000 m³
- 総貯水量; 50,000,000 m³
- 有効貯水量; 41,000,000 m³

容量配分 { 洪水調節; 27,000,000 m³
不特定利水; 2,400,000 〃
特定かんがい; 11,200,000 〃
工業用水道; 400,000 〃
発電; (36,000,000 〃)

流域面積; 205 km²
計画高水量; 1,400 m³/s
工期; 昭和45年度から昭和54年度

④ 取水計画 (図一2)

4. 解説

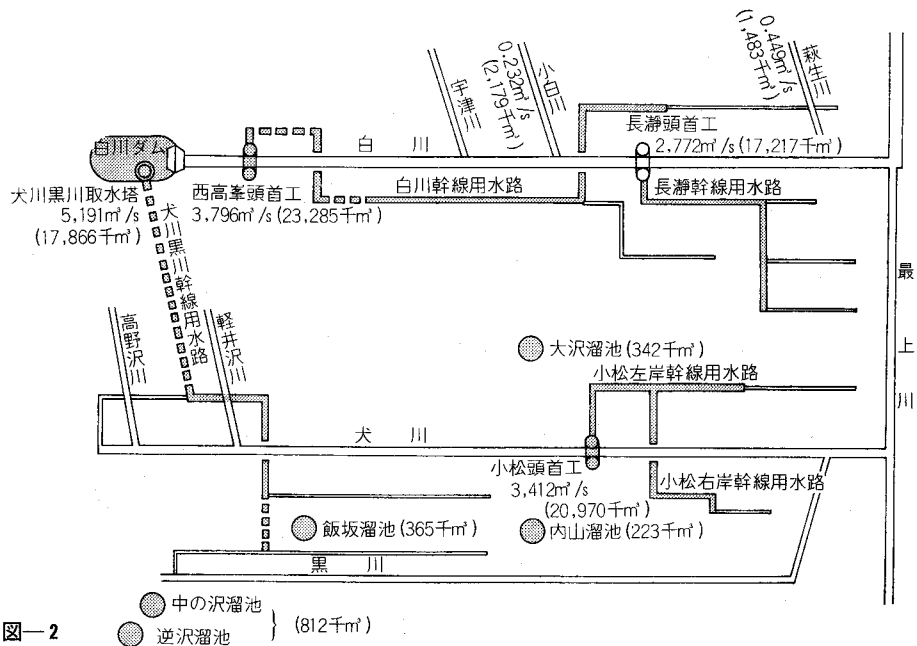
河川協議において問題となった主な事項について解説する。

(1) 特定・不特定利水の区分について

白川ダムは、洪水調節のほか、農業用水、工業用水、発電用水の供給を目的とする特定多目的ダムであり、特定多目的ダム法(昭和32年3月31日施行)第4条第1項の規定に基づく基本計画は、昭和46年5月7日付けで作成されている。

この基本計画の作成協議に際し、農業用水の特定・不特定の区分が問題となり、農林省は、犬川黒川取水塔からの取水については、不足量をダム貯留水に依存して増量取水するため特定かんがいであることが明らかであるが、白川水系は、慣行水利権の合口にすぎず、不特定利水として扱うべきであるとの主張を行った。これに対し、河川管理者は、特定・不特定の判定は、特定多目的ダム法第10条第1項の規定によるものであり、水利権とは無関係であるとの線をゆずらず、改めて、法第10条第1項の一般的解釈について協議することになり数度に亘り調整が行われた。

この結果、ダム計画以前に合口された長瀬頭首工は、本事業計画で既設利用としているため、特定多目的ダム法第10条には該当させず、不特定利水とし、又、西高峯頭首工は、白川ダムの建設と同時に下流8ヶ所の取水施設を合口するほか、従来、白川支川を水源としていた地域の不足水量も併せてダムからの補給を受けて取水する計画であること、その不足量は24%に及び、地元農民がダムから補給を受けて安定的な取水を行うことを強く希



図一 2

望していたことから同法第10条（施設の拡張）に該当せしめ、特定かんがいとすることが適当と判断されたため、この趣旨にそって、農政局、県農林部等との調整を図ったうえで同意したものである。

(2) 期別区分について

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で、普通かんがい期が2期に細分されているが、これは、白川ダム基本計画の容量配分のなかで、普通期を2期とする放流計画が明示されているため、水利権協議の過程でこの放流計画に合わせたものである。

このように、多目的ダムを水源とする水利権の設定は、一般に、ダムの基本計画が作成された後に行われることが多いため、基本計画の内容によっては、水利権協議に重要な影響を与えることになる。したがって、基本計画の協議にあたっては、将来の水利権設定や取水管理等を充分配慮しつつ慎重な対応が望まれる。

(3) 苗代用水について

苗代用水としての所要水量は、育苗方式により大きく変わるものであることは云うまでもないが、一般に少量なため、水利権の設定は、不要と判断されがちである。本地区の場合も計画時点から計上されていなかったこともあり、権利の設定は、行わなかった。しかし、実際には、取水は行われているため、河川管理者（地建）から河川自流があるときには必要に応じて取水しても支障ないとの意向を確認する措置がとられており当面支障はないものと思われるが、このままでは、将来安定的に取水を続けていけるとの保証にはならないので、権利を明確にしておく必要があり、今後、小松頭首工の追加申請に

併せて協議することになっている。

(4) 総量表示について

河川法第35条第1項の規定に基づく建設大臣からの協議は、昭和49年10月18日付けをもって行われており、この時点では長瀬頭首工を含む全施設に総量が、表示されていた。その後、昭和50年10月13日付けで締結された覚書に基づき検討の結果、長瀬頭首工は、既設利用であり覚書に該当しないため削除することになったものである。

なお、西高峰頭首工は、総取水量表示に関する覚書の1—(2)項——ダム補給——犬川黒川取水塔は、1—(2)項——ダム補給——、1—(3)項——新規利水——に該当するため、県及び土地改良区と調整のうえ表示することとしたものである。

このように、総量表示は、取水口毎に行うこととしているので、取水口の内容を十分に検討して判断することが大切である。特定かんがい補給が一部あるからといって、水利申請がなされているすべての取水口に総量表示を行うものではないことを注意しておきたい。

なお、用排系統、あるいは利水内容からみて、取水口毎に区別しがたい地区もあるが、そのような場合には、取水口毎の表示ではなく、地区全体で一体化して総量表示を行うよう取扱っている。

氷川下流地区（二級河川 氷川）

1. 事業の概要

本計画地域は、熊本県の南部に位置し、八代郡鏡町外7ヶ町村に拓けた水田地帯で、広大な八代平野の一部を

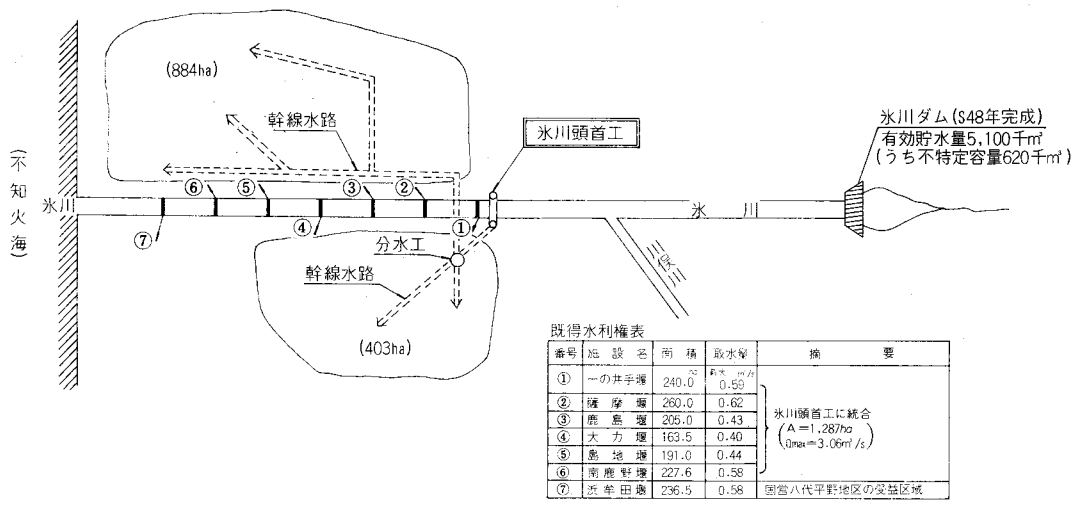


図-3 氷川地区計画概要図

なしており、県でも重要な穀倉地帯となっている。その給水源となっている氷川は、その主流を九州山脈の西方支脈標高1,000m程度の通称五家荘と称する山間部に源を発し、ほぼ西流して不知火海に流入する流域148km²、延長31kmの中小河川で、同地域の美田を養っている重要な河川である。

しかし、干ばつ期には水不足に悩み年々相当の干ばつ被害を蒙っている状況である。よって、このような水不足を解消するため、氷川下流の水田1,287haを対象に、上流に新設される県営多目的氷川ダム(治水、不特用水、かんがい、上水)を水源として、現在6ヶ所の堰によって分水取水しているのを1ヶ所に統合新設し、地区内用排水路の新設改修を行うものである。なお、本地区は氷川ダム計画の中で、不特定補給を受ける扱いとなっている。

2. 水利権協議の経緯

本地区の水利権を取得するまでの経緯をまとめると、次のとおりである。(表-4)

3. 水利権の内容

(1) 水利使用規則の内容を抜すいすれば、次のとおりとなっている。

(取水量等)

第3条 取水量は、下記の表のとおりとする。

(2) 使用水量の算出根拠

作期と単位用水量及び水利権の期別関係は、次のと

表-4

年月日	項目	協議先	内容
49. 3. 11	許可申請	県農林水産部→県土木部	23条, 24条 26条の申請
49. 7. 26	認可申請	県土木部→建設省	法79条2項 の認可申請
51. 9. 29	35条協議	建設省→農林省	
51. 9. 30	〃(回答)	農林省→建設省	
51. 9. 30	水利使用の認可	建設省→県土木部	
	水利使用の許可	県土木部→県農林水産部	

おりである。(表-5)

4. 解説

河川協議の中で問題となった主な事項は次のとおりである。

(1) 冬期用水の確保

県営多目的氷川ダムにおいて、氷川地区の用水は、不特定補給の対象として夏期1524ha(水田)、冬期250ha(イ草)に対する補給水620千tを確保する計画となっていた。このため、今回冬期イ草面積を更に800haへ増量させる計画については、特定水利として新規に水源を確保する必要があるのではないかという河川管理者からの指摘があった。しかし夏期水田面積が237ha減少するなどの新たな条件のもとに氷川ダム水利計画を再検討し

区分	夏 期 (水 稻)		冬 期 (イ 草)			
	6/21~8/31	9/1~10/10	10/11~11/28	11/29~12/31	1/1~4/30	5/1~6/20
最大取水量 (m ³ /s)	3.06	2.28	0.40	1.31	1.08	1.63
年間総取水量	36,250,000m ³					

表—5

区分		月	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5
作期	水稲 1,287ha		1~10日 21~30日 11~31日 1~31日 1~10日 11~10日 代活分け 幼穂形成 出登 代かき 播種 つか 成 開 熟 (12) (16) (17.5) (13) (10)											
	イ草 800ha	早刈(30%) 240ha	~10日				1~10日 完全かん水		11~30日 代かき	11~25日 間かん水		26~30日 浅水		1~ 完全かん水
	普通(70%) 560ha	~20日				21~31日 完全かん水		1~20日 代かき	1~15日 間かん水		16~10日 浅水		11~ 完全かん水	
水利権期別			~6/20	6/21~8/31	9/1~10/10	10/11~11/28	11/29~12/31				1/1~4/30			5/1~
				3.06m ³ /s	2.28m ³ /s	0.40m ³ /s	1.31m ³ /s				1.08m ³ /s			1.63m ³ /s

- 備考 1. 表中 () 内の数字は、単位用水量(単位、mm)
 2. 水稲、イ草の代かき用水は、代かき減水深90mm、養い水9.5mmとなっている。
 3. 10月11日から11月28日までの取水量(0.40m³/s)は、水路維持用水である。したがって、イ草(早刈240ha)用水の11月11日から28日までの取水量は、維持用水を取水するものである。

た結果、不特定利水容量の計画運用により、イ草 800ha (最大1.31t/s)の水利権と、さらに河川維持流量0.58t/sの確保が可能であることが明らかとなり、上記のような水利権の設定がなされたものである。

本地区のこのような事例は、多目的ダムにより補給を受けている農業用水地区の、水利計画の変更にあたっての好例となるものと思われる。

(2) 総取水量の表示

本地区は、ダムにより補給をうける地区であり、総取水量表示に関する覚書の1—(2)項——ダム補給——(不特定かんがいの地区であるが、ダムからの補給の位置、量が明らかである)に該当する。この趣旨にそって県農林部、地元土地改良区等との調整を図ったうえ、総量を表示することとしたものである。

(3) 期別取水量

一般に、最大取水量の期別区分は、夏期(水田)3期、冬期(畑)1期程度とされており、これ以上の細分は作目作期等の変動への対応を困難にするために出来るだけ避けることとされている。本地区の場合には、夏期2期、冬期4期と、とくに冬期が4期に区分されている点に特

徴があるが、これは冬期作目が畑作物ではなく、イ草であって水田としての水利用を行うために、イ草代掻、中干、浅水など必要水量の期別変動が大きいこと、ダム補給計画変更の経過及び取水施設の管理状況からみて、この程度の期別区分は、やむを得ないと判断したものである。

(4) 維持用水の確保

現況水路は集落の中を通り、防火用水、雑用水等を兼ねて流れている。このため本事業により水路改修を行っても、用水のこれらの機能を十分に考慮しなければならぬ。申請者は慣行としての取水の事実にあわせて、改修後の水路において水深15cmの流れを形成するよう取水量を計算し、0.4m³/s (10月11日~11月28日)を確保したものである。

これまで一部には、許可水利権の設定にあたり、いわゆる非かんがい期の慣行権を放棄する例もみられるが、本地区のように、取水の実績と、その必要性及び必要量を明確にすることにより、その許可水利権への切り替えすることを忘れてはならない。

訂正とお詫び

前号(第30号)の目次中、河川協議——水利権取得の事例紹介と解説(その1)——、知っておくべき測量技術のポイント(その5)は、河川協議——水利権取得の事例紹介とその解説(その2)——、知っておくべき測量技術のポイント(その6)の誤りにつき、ここに謹んで訂正いたしお詫び申し上げます。

改訂設計基準「パイプライン」について（その1）

渋 市 徹*

目 次	
I はじめに	93
II 設計基準の構成と改訂基準の位置づけ	93
1. 設計基準制定の経緯	93
2. 現行設計基準の体系	94
3. 今後制定される設計基準の構成	94
III 設計基準「パイプライン」の改訂の背景 と改訂に当たっての基本方針	95
1. 改訂の背景	95
2. 改訂に当たっての基本方針	97
IV 改訂基準の主要な改正点とその内容	97
1. 一般事項	97
2. 水理設計	98
3. 構造設計	99
V あとがき	104

I はじめに

昭和48年3月に制定された土地改良事業計画設計基準「第3部設計第5編水路工（その2）第15章パイプライン」（以下「旧基準」という）がこのほど全面的に改訂され、同基準「設計水路工（その2）パイプライン」（以下「改訂基準」という）として去る10月1日新たな形で制定された。改訂基準は、旧基準をベースに改訂されたものであり、大筋では旧基準の考え方を継承している。しかし、改訂に当たっては、

- ① 農業用水パイプラインの大口径化、高水圧化の傾向が著しい現状にかんがみ、パイプラインが水の流送組織として持つべき安全性及び機能性を確保するため設計上考慮すべき事項を中心に、旧基準について全面的な見直しを行ったこと。
- ② 旧基準制定後のパイプラインに関する技術の進歩及び研究成果をできるだけ取り込むこととしたこと。

等から、旧基準の改訂に当たっては、基準の運用上必要な事項に限らず、設計についての基本的考え方にも検討が加えられた。したがって、今回の改訂基準の制定を機に、パイプラインの設計・施工に当たり、改訂基準の考え方を正しく理解し、適正に運用していただくために、本講座を企画したものである。

この講座は3回に分けて掲載される予定であり、1回目の本稿ではまず設計基準全体の構成と改訂基準の位置づけについて述べ、次いで基準改定の背景及び基本的考え方と改訂基準の主要な改正点とその内容について概括的に述べることにしたい。また、2・3回目では、水理と構造設計に分け、改訂基準の考え方の解説を中心に、

パイプラインの設計に当たっての留意事項を含めて具体的な解説をする予定である。

II 設計基準の構成と改訂基準の位置づけ

1. 設計基準制定の経緯

土地改良事業計画設計基準は、昭和27年10月に第3部設計第3編頭首工が初めて制定された。このときは、「土地改良事業の計画策定及び工事の設計及び施行に当たってはこれを遵守すること」として定める現在のような通達の型式ではなかった。むしろ、事業計画の策定や工事の設計施工に当たり、技術者が必要とした種々の情報が不十分であったため、事業種ごと又は工種ごとにとりまとめたマニュアルが必要であるとの時代的背景を受けて、マニュアル又はデータブック的性格をもつものとして作成されたものである。その後、主要な事業種、工種等を対象に同様の基準が作成され、全体構成も表一1のとおり第1部一般、第2部計画、第3部設計としてとりまとめられた。

これらの基準は、制定後、事業の計画及び造成施設の設計・施工に大いに役立って来たのであるが、初版作成後の科学技術の進歩が著しく、新技術が種々開発され、また研究成果が公表されたため、特に重要な事業種及び工種について、おおむね10年ごとに技術進歩に対応し、内容の充実を図るための改定が行なわれて来た。

さらに、昭和40年代に至り、土地改良事業の重要性が増したこと、事業で造成される施設が大規模化したこと等に伴い、造成される施設の安全性及び機能性の確保並びに事業実施の合理性確保の観点から、基準を事業の計画・設計・施工に当り遵守しなければならない規範を定めたものとして位置付け、指導通達（農地局長通達）として定めることとなった。設計基準では表一2のとおり

* 構造改善局計画部計画課

表一 土地改良事業計画設計基準の制定と構成（初版）

部	編	制定年
第1部一般	第1編 材 料	30年12月
	2 水 文	"
	3 気 象	31 12
	4 土 壌	"
	5 地 質	"
	6 作 物	30 12
	7 機 械	31 12
	8 電 気	30 12
	9 製 図	"
	10 技術用語	"
第2部計画	第1編 かんがい	29 12
	2 排 水	"
	3 開 墾	31 12
	4 海面干拓	27 12
	5 湖沼干拓	31 12
	6 埋 立	"
	7 区画整理	30 12
	8 暗渠排水	"
	9 客 土	"
	10 床 締	"
	11 土壤促進防止施設	31 12
	12 地すべり防止事業	42 12
	13 農村道路	制定予定
	14 水管理改良施設	"
	15 公害対策	"
	16 農業用水合理化	"
第3部設計	第1編 ファイルダム	28年2月
	2 コンクリートダム	27 12
	3 頭 首 工	27 10
	4 地下水工	28 2
	5 水 路 工	29 12
	(その1)	
	(その2)	
	(その3)	
	6 海面干拓	27 12
	7 湖沼干拓	31 12
	8 埋 立	"
	9 擁 壁	"
	10 橋 梁	"
	11 河 海 工	"
	12 道 路	30 12
	13 歩 掛	制定せず
	14 水利アスファルト工(前編)	42 2
(後編)	45 6	
15 ポンプ場	制定予定	
16 制御装置	"	
17 水 門	"	

り、昭和40年10月に改定された第2編コンクリートダムからこの形式により制定されている。また、昭和44年9月には「国営土地改良事業の工事の設計及び施工に関する訓令」が、設計基準の基準として定められ、これ以降「第3部設計」の基準（いわゆる「設計基準」）の制・改定は、この訓令に従い、農林省農地局長（構造改善局長）名による指導通達として定めることとなった。

2. 現行設計基準の体系

前掲の訓令の内容は大略次のとおりである。

第1条（目的）国営土地改良事業の施行に当たって遵守すべき工事の設計及び施工の基準を定め、もって国営土地改良事業の適正な施行を図る。

第2条（造成施設の設計の基準）

(1) 設計の基本；「構造物の位置、形式、規模及び構造の設計条件、構造物の設置又は設置工事に関する保安施設」についての基準を定めている。

(2) 工種別の設計の基準；「ダム、頭首工、水路、干拓堤防、農道」について個別に基準を定めている。

第3条（施工の基準）；「工期及び工程、施工設備、工程管理、保安設備」についての基準を定めている。

第4条（その他）訓令に定めるほか、必要な事項については、農政局長（構造改善局長）が定める。

以上のとおり、国営土地改良事業の工事の設計及び施工は、この訓令及び訓令に基づき定められる設計基準又は施工管理基準等に基づき施行されることとなっている。また、特に定めはないが、県営・団体営規模の事業の施行に当たっても国営事業に準じた基準の運用がなされて来た。

しかし、設計基準の制・改定の方法及び構成については、この訓令においても必ずしも明確ではなく、必要な工種について制・改定の都度指導通達として定められていたのが実態である。そこで、今回の改訂基準の制定に当たっては、基準制定の方法を明確にすることとし、さらに基準の構成及び位置付けについても制定の方法に即したものとすることとなった。

3. 今後制定される設計基準の構成

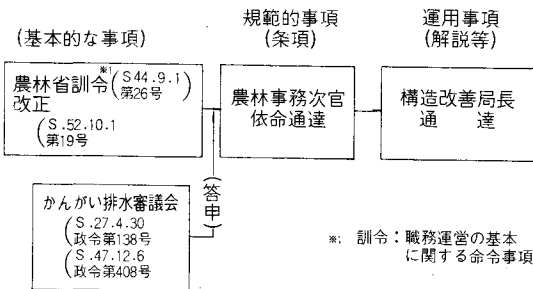
今後制定される設計基準は、規範的事項を示す条項と、これを解説し必要な事項について参考例を示す運用事項とで構成されることとなり、その内容は原則として次のとおりと決められた。

① 規範的事項（条項）事業で造成する施設の機能・構造上の安全性の確保と、造成された施設によって発現する効用の確保が設計の基本である。しかし、両者は相反するものであり、両者の調和点を明確にしておく必要がある。調和点は技術的に実行可能かどうか、自然的社会的条件との調和が可能かどうかを検討して総合的に求めることとし、ここではその基本原則を定義することとする。

表—2 現行土地改良事業計画設計基準

第3部 設 計

項目	名 称	内 容	備 考
第1編	フ イ ル ダ ム	41農地D第1462号昭和41年6月30日付農地局長名	改定作業中
2	コンクリートダム	40農地D第1314号昭和40年10月30日付 "	"
3	頭 首 工	42農地D第1586号昭和42年10月26日付 "	"
5	水 路 工 (その1) 水 路 工 (その2)	45農地D第1026号昭和45年11月7日付 "	"
	第15章パイプライン 水 路 工 (その3)	48構改D第84号昭和48年3月1日付構造改善局長名	10月1日に改訂し制定
	第6章トンネル	50構改D第210号昭和50年8月20日付構造改善局長名	
6	海 面 干 拓	41農地D第493号昭和41年3月30日付 農地局長名	
12	道 路	(その1)「舗装」48構改D第83号昭和48年3月1日付構造改善局長名	10月1日に改訂し制定
13	歩 掛		
14	水利アスファルト工 (前 編) (後 編)	42農地D第133号昭和42年2月23日付農地局長名 45農地D第416号昭和45年6月12日付農地局長名	
15	ポ ン プ 場	(制定予定)	
16	制 御 装 置	(")	
17	水 門	(")	



図—1 設計基準の制定の方法

②運用事項(解説等)規範的事項を受けて、これを具現化するために次の事項について記述する。

- ① 設計の方法 設計業務に効率性を導入するために、設計作業の標準的な手順、手法等を規定する。
- ② 参考・留意事項 規範的な性格に対し、技術の発展をより推進するために、技術者の創意工夫が引き出せるような参考事項、留意事例等を掲載する。

次に、制定の方法は図—1のとおり、①規範的事項はかんがい排水審議会に対し諮問し、その答申を得て依命通達として定め、②運用事項は依命通達に基づき構造改善局長が定めることとなった。なお、規範的事項を依命通達とすることとなったため、前記訓令はこれに対応できるように改正された。このため、今後改訂される基準は、この訓令に基づき、すべて新たに制定される形式をとることとなる。

また、訓令は、国営事業を対象としているが、設計基

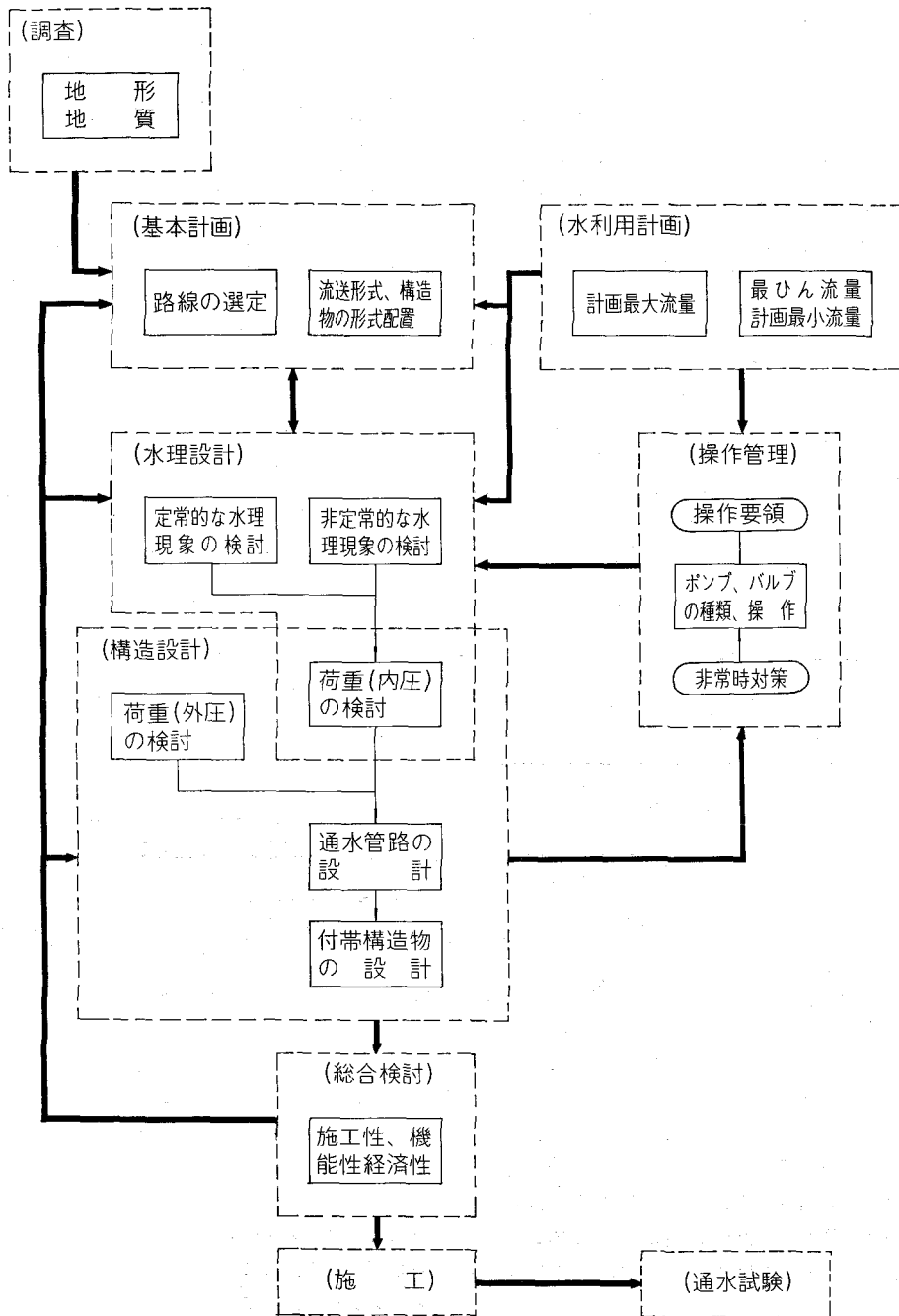
準の内容は、主として国・県営事業を対象として記述することになっており、国営以外の土地改良事業についても国営に準じた運用を行うことは可能である。

Ⅲ 設計基準「パイプライン」の改訂の背景と改訂に当たっての基本方針

1. 改訂の背景

設計基準第5編水路工は、土地改良事業の基幹的施設である水路の設計及び施工の指針を示すものとして、昭和29年に制定された。その後、技術の進歩に対応するため、あるいは内容の充実を図るため増補改訂で行われて来た。パイプラインについての基準は、農業のシステム化あるいは水利用の合理化などから、急速に発展をみていた工種であるという時代的背景を受けて、「水路工」の一つの章(第15章)として昭和48年に制定されたものである。しかし、その後さらに農業用水の流配送の手段としてのパイプラインの普及が進むに従い、旧基準に種々の問題点のあることが判明し、また、旧基準制定後にパイプラインに関する新技術の開発及び研究が進んだことからこのほど全面改訂がなされたものである。今回の改訂の背景をまとめると、

- ① 旧基準の制定後に、土地改良事業におけるパイプラインの流配送手段としての利用が更に増加し、最近では流送用パイプラインにおいて、制定当時想定されなかった長大化、大口径化、高圧化等の利用技術の高度化が見られること。
- ② 近年、新しい管種が普及するとともに、従来からあった管種についての製管及び塗装技術の進展が著



図—2 流送パイプラインの設計概念

しく、種々の利用目的に応じたパイプラインシステムの設計が可能となったこと。

- ③ とう性管を中心に、埋設された管体に関する研究が進み、埋設状態の管の実態がある程度判明したこと。
- ④ 石油流送用パイプラインを中心に、パイプラインの耐震性の研究が進んだこと。

- ⑤ 農業をとりまく情勢が変化しつつあり、これに伴い非農業的水需要の増大、都市域の拡大及び農村内部での混住化に伴う農業用水の水質汚濁、農業労働力の減少に伴う水管理、農業用水路の用地難等の問題が生じていることから、合理的水配分及び土地利用が図れるパイプラインが今後とも数多く計画されると予想されること。

⑥ 旧基準は、管体の安全性の確保を中心とする記述となっているが、①～⑤の情勢の変化に応じ、管体に限らず、管体の継ぎ目、附帯施設等も含め、パイプラインの組織全体についての安全性と機能性の確保についてより一層の配慮をする必要があること。等があげられる。

2. 改訂に当たっての基本方針

今回の改訂は、農林省構造改善局設計課の委託により、農業土木学会に設けられた設計基準改定委員会パイプライン部会を中心に検討が行なわれた。改訂に当たっては、前記1の背景を踏まえ、次の事項を基本方針として検討が進められた。

- ① 旧基準制定以降の技術開発及び研究成果を基礎に、旧基準の全面的見直しを行うこと。
- ② パイプラインの設計に当たっては、管体だけでなく組織全体としての安全性及び機能性の確保に努めるような内容とすること。
- ③ 送水管路の設計では、非定期的な水理現象を重視し、開水路の水理現象と異なる面をできるだけ明らかにすること
- ④ 送水管路の構造設計では、各管種の規格選定に対する考え方をできるだけ統一すること。

改訂基準は、必ずしもこれらの方針を満足するものとはいえず、構成についても必ずしもⅡで述べた方向に沿っているとはいえないと考えるが、技術的検討が可能な範囲で早急にとりまとめるべきであるとの観点に立って作成されたものである。とくに、パイプラインの水理特性、利用現況、操作管理問題等を考えた場合、安全性確保は重要な問題であり、また、施設の管理方法及び管理者の能力に見合った機能性の確保の観点からは、設計に当たって将来の施設管理方法を見通したシステム全体の検討が必要である。このため、今後さらにこれらの点を包括できるよう検討を進める必要がある。

IV 改訂基準の主要な改正点とその内容

1. 一般事項

(1) 適用範囲

改訂基準は、農業用水の流送を目的とし、既成管を埋設して造成するパイプラインを対象とし、このうち管径がおおむね300mm～2000mm、最大使用静水頭が100m以下のものを想定して解説している。

パイプラインを概念的に分けると、①一般に水の流送を主目的とする導水路及び幹線用水路のような組織（流送パイプライン）と、②水の配分を目的とする圃場内配管のような組織（配分パイプライン）に大別できる。一般に、前者は300mm程度以上の口径で、樹枝状配管が多く、後者は500mm程度以下の口径で樹枝状配管に限らず管網配管も多く、両者の水理現象及び施設の重要度

は異なる。これらのことを勘案すると、パイプラインの設計に当たっては、両者を区分して行う必要があると考えられる。旧基準においてはこの点を明確にしていなかったが、改訂基準では両者を区分し、流送を目的とするパイプラインを主体に取り扱うこととした。また、最大口径、最大静水頭については、農業用水におけるパイプラインの使用実績、他事業における実績、JIS等の諸基準の動向等を考慮し、その範囲を定めている。

もちろん、小口径の配分を目的とするパイプラインの設計に当たってもこの基準は準用できるが、水利用の形態及び水理現象が異なるため、これらを考慮して設計する必要があり、また施設の重要度も異なるため経済性についても再検討をする必要がある。また、口径2000mm以上及び静水頭が100mを越えるものについては、施設の重要度を考慮し、更に詳細な検討が必要となる。

(2) 設計施工の基本原則

パイプライン組織の管路は、管路の内外に荷重が同時に作用する状態で機能が発揮できるように設計される必要がある。内外に作用する荷重のうち内圧は、管路内に生ずる水理現象を検討することにより、一定条件の下での状況を把握できる。また、外圧も、埋設された管路の状態を想定することにより、一定条件下の状況を把握することはできる。しかし、両者はまったく別々に検討されるものではなく、複雑に関連し合っているとの認識の下で検討を行い設計を進める必要がある。例えば、管路内に発生する水理現象についてみると、①路線の選定、流送形式、構造物の型式及び配置方法等の基本設計の違いにより水理現象は異なること、②非定期的な水理現象は、施設の操作管理の方法に大きな影響を受けること、があげられる。また、埋設された管路の状態も、路線の違い、埋戻し方法等の施工管理の違いにより異なり、路線の選定の違いによっては、管路の管種そのものにも違いが生じよう。

パイプラインの設計では、このように構造及び水理設計以外に施設の管理等に至るまで、多くの配慮すべき事項があり、パイプラインの安全性及び機能性の確保のためには、路線選定等の基本計画並びに将来の施設の管理方法等を含めた水利用計画との関連を十分に理解し、設計を行う必要がある。

改訂基準では、これらの関係が図-2のように概念的にとりまとめられている。設計に当たっては、この図等により相互の関係を十分に理解し、適切なフィードバックを行いつつ、効率的に作業を進める必要がある。

(3) その他

その他一般事項では、使用管種として従来参考として取り扱っていた強化プラスチック複合管（FRPM）について管種選定の方法をより詳しく記述されている。また、JIS等の諸基準の改訂に伴い、諸数値の見直し

行なわれている。

2. 水理設計

パイプラインを計画する上で最も重要なことは、水利用計画のいかなる条件のもとでも、計画された分水地点で、所定の流量を確保できるように、パイプライン組織の機能性と安全性を確保することである。このため水理設計では、管径の決定や水頭分配が重要な要素となる。一般にこれらを決定する場合は、定常的な水理現象を想定し水理計算を行っている。しかし、流量を制御するためにバルブ等の操作を行うと、流水が新しい定常状態の流れに移行するまでの間に、過渡的に非定常的な水理現象が生ずる。これらは一般に水撃作用^{*1)}、サージング^{*2)}と呼ばれ、その現象が急激である場合は送水機能が阻害されるばかりでなく、施設の安全性を脅かすことにもなる。特に農業用水においては、末端における水制御による影響が直接幹線に及ぶことが多く、設計上非定常的な水理現象を把握することは、パイプラインの機能性と安全性の確保のために重要な意味をもつ。

旧基準の水理設計においては、定常的な水理現象を想定し管径及び水頭分配を行い、非定常的な水理現象については、構造設計に用いる内圧の算定に留まっていた。改訂基準では、定常及び非定常状態の水理現象を一体のものとして把握するように取り扱われており、パイプラインの組織としての機能性の確保及び構造上の安全性の確保と水理設計との関連がより明確にされている。

(1) 定常的な水理現象

定常的な水理現象を想定してパイプラインの流量計算を行う場合は、平均流速公式としては、一般のパイプラインの流れの状態が遷移領域に入るケースが多いため、この領域の水理現象によく適合するヘーゼンウィリアムス(H・W)公式^{*3)}を用いることが多い。改定基準でも旧基準と同様に、原則として流量計算はH・W公式を用いることとされており、開水路の一部を構成する水管橋、逆サイホン等の場合は、開水路区間との関連からマンニング公式を適用することとなっている。

しかし、基準の検討の際に、①H・W公式は実験式で理論的には流速係数Cの値は、流速、管径、水温により異なり、計算結果に誤差が生ずること、②絶対粗度の測定結果が集積され、理論式の適用の汎用性が高まり、精度の高い計算結果が得られること等から、コールブック・ホワイト氏等の理論式の適用を原則とすべきであるとの意見があった。しかし、①理論式による計算は繁雑であること、②H・W公式は実測資料に基づく経験式であるが、各管種について実用上よい適合を示すことが確認されていること、③基準の適用範囲を限定しており、この範囲内ではH・W公式による計算結果の誤差は実用上問

題がないこと等から、実用性の高いH・W公式の適用が原則とされたものである。ただし、H・W公式の適用範囲を明確に示すために、図-3のように流量計算図表にその適用範囲が明示されることとなった。

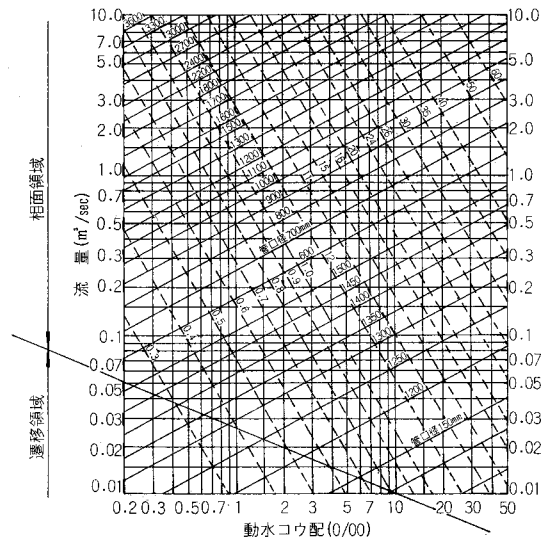


図-3 ヘーゼンウィリアムス計算図表(C=100の場合)

次に、H・W公式の流速係数C値について新しい管種及び塗装方法の出現があったため見直しが行われ、表-3のとおり定められた。表-3には、新たに強化プラスチック複合管(FRPM)を追加し、鋼管については新

表-3 流速係数Cの値

管 種 (内面の状態)	流 速 係 数 C		
	最大値	最小値	標準値
鉄 管 (塗装なし) *1)	150	80	100
鋼 管 (") *1)	150	90	100
コールタール塗装管 (鉄) *1)	145	80	100
タールエポキシ塗装管 (鋼) *2)	—	—	130
モルタルライニング管 (鋼, 鉄)	150	120	130
遠心力鉄筋コンクリート管	140	120	130
ロール転圧鉄筋コンクリート管	140	120	130
プレストレストコンクリート管	140	120	130
石綿セメント管	160	140	140
硬質塩化ビニル管 *3)	160	140	150
硬質ポリエチレン管 *3)	170	130	150
強化プラスチック複合管 *3)	160	—	150

(注) *1) 経年変化を考慮

*2) 塗装方法は JWVA K-115-1974 に準拠するものとし、塗膜厚は 0.5mm 以上とすることが望ましい。また現場塗装に際し十分な施工管理ができない場合にはこれを適用しない。

(参考) *3) 口径 150mm 以下の管には C=140 を適用する。

*1) *2) 第2回目の水理設計で解説される

*3) Hazen-Williams

たにターレポキシ樹脂による塗装鋼管を追補し、無塗装鋼管の値が削除されている。

FRPMについては、強化プラスチック複合管及び塩ビ管協会が行った現地実測値及び理論計算値を総合的に検討して定められた。鋼管については、旧基準では無塗装管についてだけ定めていた。これは、制定当時ターレポキシ塗装鋼管の使用実績が少く、その他の塗装方法についての信頼性も貧しかったため、経年変化を考慮した値を用いていたものである。しかし、その後の塗装技術の向上に伴い、ターレポキシ樹脂塗装鋼管の耐久性が従来のターレエナメルに比べ数段も優れていること、さらに水質に与える安全性が確認されたこと等から、上工業用水を中心にターレポキシ塗装鋼管の使用実績が増えて来た。また、農業用水でも、最近広く用いられるようになった。しかし、この場合旧基準では、ターレポキシ樹脂塗装鋼管のC値を定めていなかったため、無塗装鋼管と同様C=100として流量計算をしていた例が多く、上水道等の他の事業がC=110~130(上水道では屈曲による損失水頭を含めて摩擦損失水頭として計算するためC=110としている)を用いていることから、会計検査でも問題となった。このため、農業用水としての特殊性、特に上水道用に比べ浮遊土砂が多いことを考慮し、普通の水質の場合においては、JWWA(日本水道協会規格)の規定する最低塗膜厚さ0.3mmより厚い0.5mm以上の塗膜厚さを確保し、かつ現場溶接後の内面塗装の施工管理が充分に行なわれることを前提として、C=130を用いることが原則とされた。この場合、塗膜厚さを厚くする程サビの発生に対し安全であると考えられるが、ターレポキシ樹脂の性質上、これ以上厚くすると層間はく離が起るため0.5mmと定められたものである。

以上述べたとおり、H・W公式の適用は設計上の便宜を考慮し、ある程度の誤差範囲の許容を前提としたものである。特殊な場合や精度を要する場合は更に詳細な検討が必要である。特に、ターレポキシ樹脂塗装鋼管のC値の適用に当っては、浮遊土砂の混入が多く塗膜の摩耗によりサビが生じ経年変化が予測される場合、また現場塗装の施工管理が充分に行えない小口径管の場合等については、別途経年変化を考慮した値を用いるべきであろうし、H・W公式以外の公式の適用の可能性についても検討すべきである。

(2) 非定常的な水理現象

水理設計においては、前述したとおり、単に構造設計における設計条件(内圧荷重)を得ることを目的として非定常的な水理現象を把握するに留まらず、非定常的な水理現象の発生機構を理解し、組織全体として水撃圧が発生しにくい機構のパイプラインの設計を行うことが重要である。また、水撃圧が発生しにくいような施設管理を行うことも重要である。

このような観点から、旧基準が主として見積り計算により水撃圧を求めていたのに対し、改訂基準では、水撃圧の発生機構を理解するために、原則として理論計算により水撃圧を求めることとなった。このため、水撃圧の計算方法は図4のとおり整理されており、それぞれについて水撃圧の推定方法を詳しく解説し、理論的に非定常的な水理現象が把握できるように記述されている。

3. 構造設計

パイプラインの組織全体としての安全性及び機能性を確保するためには、管路がその内外に作用する荷重で座屈、ひび割れ等の破壊を起さないことと、所要の水密性が保たれることの2つの要件を満足するように送水管路の構造設計を行う必要がある。構造設計については、改

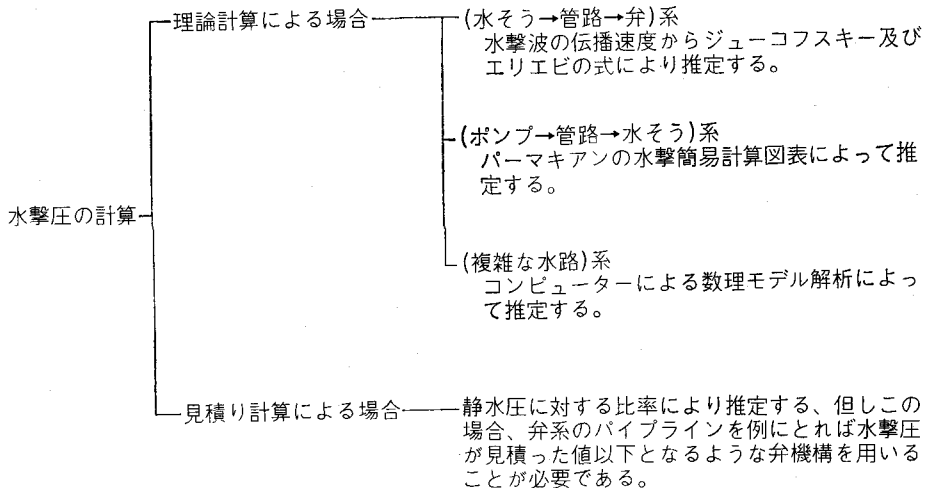


図4 水撃圧の計算の概念

訂基準は旧基準と大きな違いはないが、旧基準が管体自体に対する安全性の考え方の統一性に欠け、また管体の継ぎ目の水密性に対する配慮にも欠けていたことから、改訂基準は、管体自体の荷重に対する安全性の考え方を統一するとともに、管体の継ぎ目についても管体と同様の安全性を確保することを基本としてとりまとめられた。

(1) 荷重に対する管体の安全性の確保

管体の荷重に対する安全性を検討する場合には、管体材料の特性から管体材料の破壊応力が示されている場合と、管体そのものの破壊荷重が示されている場合とでは検討方法が異なる。しかし、今回の改訂に当っては、安全性の考え方を統一することとし、原則としていずれの場合でも破壊に対し2.0以上の安全率を確保することとなった。つまり、

①鋼管、鋳鉄管、塩ビ管及びポリエチレン管のように管材の破壊応力が示されている場合は、破壊応力を安全率*で除した値を許容応力とし、管体に荷重が加った場合に管材に発生する応力はこれを越えないこと。

②コンクリート製管、石綿セメント管、強化プラスチック管のように管体材料の特性から破壊荷重が示されている場合は、破壊荷重を安全率2.0で除した値を許容荷重とし、管体に加わる荷重はこれを上まわらないこと。(ただし、コンクリート製管については、管体材料の特性から破壊に至る前にひび割れが発生するため、ひび割れが発生する荷重を安全率1.5で除した値を許容荷重としている)

としている。

(2) とう性管のたわみ量

とう性管は、管体のたわみが一定量を越えると継手の水密性が損われたり、必要な通水断面が確保できなかったり、さらには管体の座屈にいたる場合もある。このため、とう性管の設計に当っては許容たわみ量を設け、管体のたわみ量をこの限度内となるように設計を行っているのが一般である。

旧基準においては、たわみの許容限度として、設計におけるたわみ量と、実際埋設された管のたわみ量とは一致すると前提のもとに、諸外国及び国内の他種の基準等を検討し、たわみの許容量として許容たわみ率(水平たわみ量/管径)を3%と定めていた。しかし、米内務省開拓局の研究*によると、設計におけるたわみ量と実際埋設された管のたわみ量との間には、図-5の概念図のように、同程度の埋戻し締固めの場合でも、締固めの施工上のばらつき等に対応し、設計値に対し率で

*塩ビ管、ポリエチレン管の場合は、一部について安全率3.0としている場合がある。
*「埋設とう性管に対する土の反力係数について」、Amster K. Howard, 村上康蔵訳

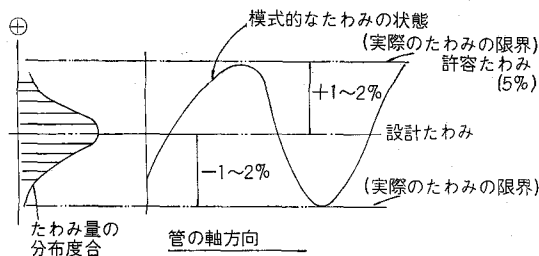


図-5 設計たわみと許容たわみの概念図

±1~2%の幅でたわみ量がばらつくことが判明した。つまり、構造設計上3%とたわみ率を想定した場合は、埋設された管体には締固めの程度等に応じ率で3±(1~2)%のたわみ量が生ずることとなる。

このため改訂基準では、諸外国の基準等を参考として検討が行われた結果、埋設状態の管体に生ずるたわみ率の許容値を5%と定めている。また設計に当たっては、締固めの程度に応じたたわみ量のばらつきを考慮し、管厚の設計にあたって用いるたわみ率を設計たわみ率として用いることとし、表-4のとおり示している。

表-4 設計たわみ率の標準 (単位%)

締固めの程度	締固めなし	締固めⅠ	締固めⅡ
許容たわみ量	5	5	5
たわみ量のバラツキ	±2	±2	±1
設計たわみ量	3	3	4

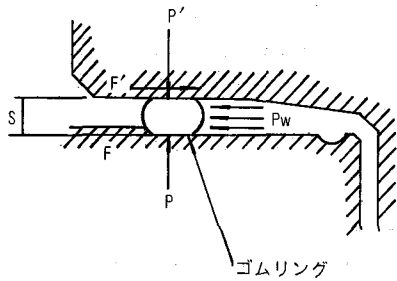
(注) 締固めの程度は表7-1(1)土の受働抵抗係数 e' の標準値の(注)を参照のこと。

(3) 水密性に対する検討

管路の水密性を確保するためには、管体の水密性はもちろんのこと、継手の水密性にも配慮する必要があることは既に述べた。旧基準では、コンクリート製管を始めとする継目を有する管の継ぎ目の内圧に対する耐圧性は管体と同一であるとの前提に立って構造設計を行うこととしていた。しかし、パイプラインの事故例を分析してみると、接合不良、埋戻しの不充分さによる管体の移動等施工上の原因をも含め、管路の継ぎ目に水密性確保の上で弱点があり、これが漏水等の事故に結びついていることから、改訂基準では、継手についても管体同様の耐水圧強度を要することとされた。

耐水圧強度は、継手の構造、継手部の管径の公差、現場での施工条件等を総合的に考慮して決められるものであるが、原則としては、継手の耐水圧強度 \geq 設計内水圧 \times 安全率(原則として2.0)の条件を満たす必要がある。そこでこの基本原則に沿い、現在多数使用されているガスケットジョイント式継手について検討が行われた。

ガスケットジョイントの水密性の考え方を模式的に表



$F' + F = \mu' P' + \mu P > P_w = S \cdot H$
 ここで F', F : ゴムリングとパイプソケット部
 およびスピゴット部との摩擦力
 μ', μ : ゴムリングとパイプソケット部
 およびスピゴット部との摩擦係数
 P', P : ゴムリングに働く圧縮力
 P_w : ゴムリングに働く水圧
 S : ゴムリングの高さ0V単位面積
 H : ゴムリングに働く水圧(設計使用水圧)

図-6 ガスケット式ジョイントの水密性の考え方の模式図(ゴムリングの場合)

わすと、図-6のようであると考えられる。つまり、継手の水密性はゴムリングに働く圧縮力 P, P' により生ずるゴムリングと管体との摩擦力 F, F' が、内水圧 P_w に抗することにより保たれている。このため、何らかの原因で圧縮力が低下したり、またゴム自体の圧縮性が低下して摩擦力が低下した場合には、 $P_w > F + F'$ となる状態が生じ漏水が発生する。そこで、PC管を例に、ゴムリングの圧縮率と耐圧強さの関係をみてみると、ゴムリングの径によって違いがあるが、ほぼ図-7の結果となっている。一方、一般にPC管の場合は、静荷重状態でのゴムリングの圧縮率は表-5(a)に示すように、約35%となるように設計されている。しかし、管体継手部に表-6に示す製造公差があることから、静荷重状態でも公差を考慮すると圧縮率は表-5(b)に示すとおり、約25%となり得ることがわかる。実際に管体に土圧、水重、

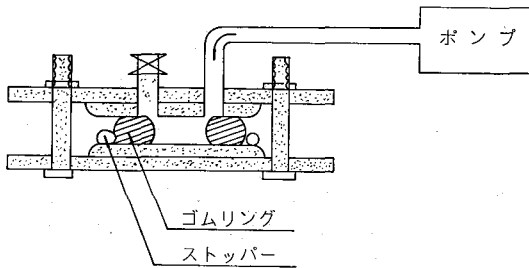


図-7① ゴムジョイントの圧縮率と耐圧強度の関係
 資料:「ロックラーパイプの接合用ゴムリングに関する実験」
 (1969年10月1日, 三菱セメント研究所)

試験方法は各種線径のゴムリングを用いて平均半径10cmのリングを作製し図-2に示す装置により試験した。圧縮率は5%きざみで40~45%までとし、水圧がかかったときゴムリングのすべりを止めるストッパーをつけた場合とつけない場合の2通りを行ない、ゴムリングと加圧板の接触面から漏水するまで加圧した。

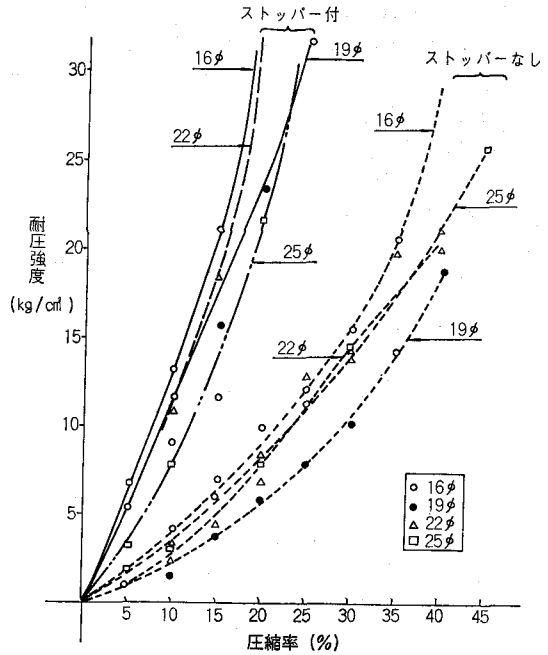


図-7②

表-5 静止荷重状態の場合のゴムリングの圧縮率
(a) 製造公差を0とする場合

管径	① $D_s - D_p$ (mm)	② $=①/2$ (mm)	③ ゴムリング径 (mm)	④ 圧縮率 $= (③ - ②) \div ③$ %
ϕ 700	25	12.5	19	34.2
ϕ 1,000	28	14.0	22	36.3
ϕ 1,500	32	16.0	26	38.5
ϕ 2,000	32	16.0	25	36.0

(b) 製造公差の最大値をとる場合

管径	① $D_s - D_p$ (mm)	② $=①/2$ (mm)	③ ゴムリング径 (mm)	④ 圧縮率 $= (③ - ②) \div ③$ %
ϕ 700	(+3) 28	14.0	19	26.3
ϕ 1,000	(+5) 33	16.5	22	25.0
ϕ 1,500	(+5) 37	18.5	26	28.8
ϕ 2,000	(+5) 37	18.5	25	26.0

D_s, D_p は表-6 参照

表-6 コンクリート製管の製造公差
(PC管の場合: JiS-A-5333)

(単位mm)

呼び径	さし口の 外径(Dp)	受口の内 径(Ds)
500~900	+2, -1	+2, -1
1,000~2,000	± 2	+3, -1

表一 7—(1) 土の受働土圧係数
(modulus of soil reaction) e' の標準値

埋戻し土の種類 (統一分類法による)	締固めの程度	締固めなし	締固め I	締固め II
	細粒土	液性限界が50%以下 粗粒部分が25%以下のCL, ML, ML—CL	3.5	14
土	液性限界が50%以下 粗粒部分が25%以上のCL, ML, ML—CL	7	28	70
粗粒土	粗粒部分が12%以上のGM, GC, SM, SC			
土	粗粒部分が12%以下のGW, GP, SW, SP	14	70	140

(注)

- 上表でいう締固めの程度は次のとおりである。
締固めなし……厳密な施工管理を行わない締固めでタコ突き程度のもを含む。(いわゆる膨軟状態ではない)
締固め I ……プロクター密度85%未満、もしくは相対密度40%未満。(一定の仕様を定めて管理する軽度の締め固め)
締固め II ……プロクター密度85%以上、もしくは相対密度40%以上。(厳密な施工管理を行う中～高度の締め固め)
- プロクター密度とは、JIS A1210の土の締固め試験の最大乾燥密度に対するものである。
- 相対密度については粗粒土について有効な管理方法であるが、試験方法について JIS などの国内の基準はない。1に示す値は、アメリカの基準によるものである。

表一 7—(2) K の標準値

基礎の設計支持角	0°	30°	60°	90°	120°	180°
K	0.110	0.108	0.103	0.096	0.089	0.083
Ko	0.107	0.104	0.096	0.085	0.075	0.065
Kp	0.215	0.208	0.191	0.169	0.149	0.131

管自重等の荷重が加わった場合は、管頂部の圧縮率は一般に管底部の圧縮率よりも低くなることは明らかであり、また、ゴムの永久ひずみにより圧縮性の低下に伴い圧縮率が低下することも考えねばならない。

改定基準の検討に当っては、これらが総合的に検討され、管体の埋設後の管頂部における圧縮率を考慮し、これに見合った耐圧強度としてPC管では8 kg/cm²程度がRC管では4 kg/cm²が適当であるとの結論に達した。このため、ガスケットジョイント式継手については、これらの耐圧強度を安全率2.0で除した値を設計耐圧強度とし、これを設計上望ましい上限値として示すこととなった。しかし、継手の水密性は、継手の接合精度、基礎及

び埋戻しの状態、継手部の構造や品質、内水圧の変動等多くの原因によって変化する。このため、継手の水密テストの結果からいずれの管種も一様に設計値を決定することは妥当でないと考えられる。実際の設計に当っては、現地盤の状態及び地形、施設の重要度、想定される漏水の被害の程度等を考慮し、継目の水密性を検討する必要がある。

(4) 不とう性管の管種選定

不とう性管の内外に同時に荷重が作用するとき、次の関係式が成り立つことが実験的に確かめられている。

$$\left(\frac{P_H}{P_C}\right)^n + \left(\frac{H_P}{H_C}\right) = 1 \dots\dots\dots(式1)$$

ここで、 P_C ：内圧が0のとき、破壊又はひびわれが発生する外圧 (kg/cm²)

H_C ：外圧が0のとき、破壊又はひびわれが発生する内圧 (kg/cm²)

P_H ：内圧がHのとき、破壊又はひびわれが発生する外圧 (kg/cm²)

H_P ：外圧がPのとき、破壊又はひびわれが発生する内圧 (kg/cm²)

n：管の種類や構造などによってきまる係数

不とう性管の管種選定を上式を基本として行うことは、改訂基準も旧基準と同様である。しかし、改訂基準では、前述したとおり、管体の破壊に対する安全確保の考え方を統一し、上式に安全率Sを導入した次式により管種選定を行うことになっている。

$$\left(\frac{P_H}{P_C}\right)^n + \left(\frac{H_P}{H_C}\right) = 1.0 \quad (式2)$$

さらに、 P_C 及び H_C の値については、JISに示された値又は管製造メーカーの協会が保障する値を検討し、これらを用いることとされた。この場合基本的には、 P_C は実際に管内を満水(近似的に内圧は0 kg/cm²)状態とし、線荷重を加える破壊実験により、 H_C は管内に内水圧を加える破壊実験により、それぞれ求めた破壊荷重(ひび割れ荷重)と考えることが出来る。このため、これらの値を用いて作成した管種選定表を用いる場合は、荷重として管自重及び管内水重を考慮する必要はない。また、管体の品質管理は、管体がこの破壊荷重(ひび割れ荷重)を満足するかどうかを、抜きとり検査等により確認する方法をとる必要がある。

(5) とう性管の管種選定

とう性管に鉛直荷重として、鉛直土圧、路面荷重、管内水重及び管自重が加わった場合には、管自体が水平方向にたわみ、このたわみが管側面に接する土砂に圧力を加え、その反力として水平土圧が管体に加わる。この反力は、管側面の土砂(実質的には埋戻し土)の性質及び締固め状態により影響を受け、たわみ量及び水平土圧も

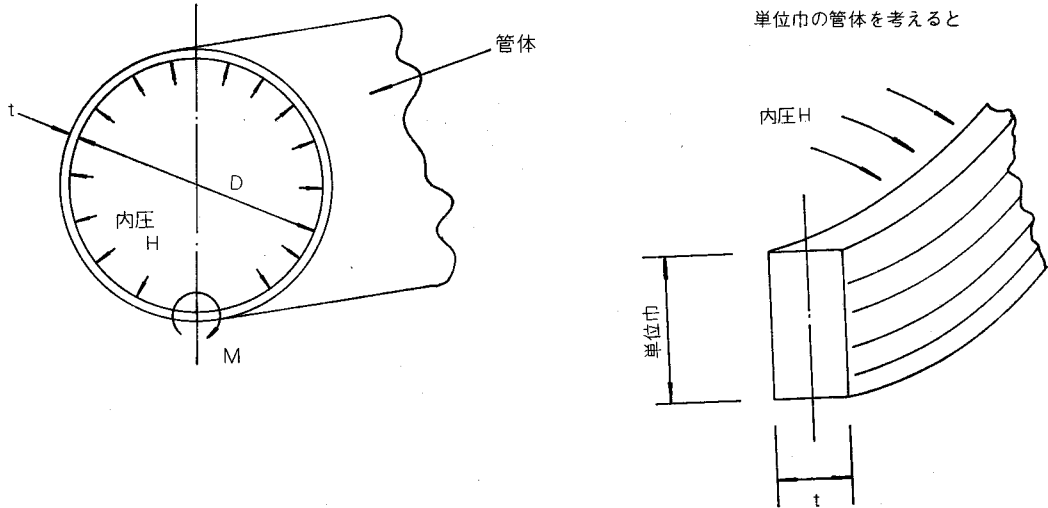
当然変動する。このため、とう性管の管種選定に当っては、このたわみ量及び水平土圧の算定方法が重要な要素となる。改定基準では、これを踏まえて管種選定を行うこととなっている。

一般にとう性管の管種選定は、①上記の鉛直荷重とこれに伴う水平土圧及び管内水圧が同時に作用する場合に、管材に発生する応力を許容応力以下とすることと、

②上記鉛直荷重が作用した場合に、管体のたわみ量を設計たわみ量以下とすること、の両方を満足する管厚を求めることが基本である。

改訂基準では、①に沿い、内外に同時に荷重が作用するときの管厚を、基本的に図-8の考え方に従い求めることとされ、鋼管の管厚の算定方法が改められた。また、JISの改訂に合わせ、許容応力度とこれに伴う設

管に外圧が加わると管底に最大の曲げモーメントが発生する。この曲げモーメントをMとし、内圧Hが同時に加わった場合を仮定する。



応力の分布状況

左図より σ_1, σ_2 は次のとおり求められる。

σ_1 : 内圧Hにより管材に生ずる引張応力度

$$\sigma_1 = \frac{DH}{2t}$$

σ_2 : 曲げモーメントMにより管材に生ずる引張応力度

$$\sigma_2 = \alpha \cdot \frac{M}{I} \cdot \frac{t}{2}$$

ここで管材の許容応力度を σ_a とすると、次の式を満足する必要がある。

$$\sigma_a \geq \sigma_1 + \sigma_2$$

ここで

$$I = \frac{t^3}{12} \text{ であるので}$$

$$\sigma_a t^2 - 0.5DHt - 6\alpha M = 0$$

$$\therefore t = \frac{0.5DH + \sqrt{(0.5DH)^2 + 24\alpha\sigma_a M}}{2\sigma_a}$$

但しここで

D : 管径

α : 引張強度 / 曲げ強度

図-8 とう性管の管厚算定の原則式

計応力度について見直しが行われた。さらに、強化プラスチック複合管については、不とう性管と同様に、式1と2により管種選定を行うこととし追補された。

$$\Delta X = \frac{F(2Kq_p R^4 + 2K_0 W_0 R^3 + 2K_p W_p R^4) + 2K_q t R^4}{EI + 0.061e'R^3}$$

ここで ……(式3)

- ΔX：水平たわみ量 (cm)
- D：管厚中心直径 (cm)
- R：管厚中心半径 (cm)
- q₀：鉛直土圧強度 (kg/cm²)
- q_t：路面もしくは軌道荷重による鉛直荷重強度 (kg/cm²)
- W₀：水の単位体積重量 (0.001kg/cm³)
- W_p：管体の単位面積当りの重量 (幅1cmの環片から円周方向に1cmの間隙で切り取ったものの重量) (kg) (表3)
- K, K₀, K_p：基礎の支持角によって決まる係数 (表3, 4, 8)
- F：変形遅れ係数 (通常の場合1.50とする)

次に、②の設計たわみ量から求めるたわみ量は、米内務省開拓局での多数の実験により、適用精度が高いことが確められた次のスパングラの修正式を用いることとなった。

ここで用いる受働土圧係数は、前述したように埋戻し土の性質及び締固め状態により異なる。一般にこの係数は実験により求められている。旧基準では、たわみ量及び水平土圧を、スパングラの式又は同修正式により求めることとし、埋戻し土の性質及び締固め状態に応じた標準値として、部分的ではあるが受働土圧係数及び反力係数として示していた。改訂基準では、上式に用いる受働土圧係数 (e') 及び K, K₀, K_p を表-7のとおり定めた。表-7の(1)の e' は、米内務省開拓局の実験により ASTM (米材料協会) が定めた原案を検討し定めたものである。

ただし、この値の適用に当っては、次のことに留意しなければならない。つまり、たわみによる管側面土砂への影響は、管径の約2.5倍に及ぶことが実験的に判明している。このため、たわみによる反力は、この範囲内の土砂の性質及び状態により影響されることとなり、埋戻し土の性質及び締固め状態だけで e' を定めることは適当ではない。そこで、e' の適用方法について改訂基準は次のとおり定めている。つまり、

- ①管側 (片側) の埋戻し溝巾が2D以上の場合は、表-7(1)の数値を適用する。
- ②管側 (片側) の埋戻し溝巾が0.5D以上又は50cm以上2D未満の場合は次のとおりとする。
- ③埋戻し土の e' が原地盤の e' より小さい場合は、表-7(1)の数値を適用する。

④埋戻し土の e' が原地盤の e' より大きい場合は、表-7(1)の1/2の数値か又は原地盤ののいずれか大きい方の数値を適用する。

③管側 (片側) の埋戻し溝巾が0.5D未満又は50cm未満の場合は、原地盤の e' を上限として表-7(1)の数値を適用する。

以上から理解されるとおり、パイプラインの設計に当たっては、とう性管に限らず不とう性管についても埋戻し土の性質及び締固めの程度に留意しなければならないといえる。

(6) 耐震設計

埋設パイプラインの縦断方向の検討では、地震に対する検討を行う必要があるが、現在の段階では、耐震設計の理論は定説化していない。従って改訂基準では、概論的に、地震によって被害が発生するメカニズムと、地震が起った場合に被害を軽減する方策 (免震対策) について解説がされている。

地震による被害の原因としては、

- ① 地震波動伝播によるもの。
- ② 地盤の液状化、圧縮沈下によるもの。
- ③ 斜面のすべり、他建造物の影響によるもの。
- ④ 断層によるもの。

等があげられる。これに対し、地震による被害を避けるという免震的観点に立つと、次のような対策があげられる。

- ① 路線選定に当っては、軟弱地盤をなるべく避ける
- ② 建造物と管路の接続部には、できるだけ可とう性継手を設け、全体的に柔構造の組織とする。
- ③ 管路の屈曲部の曲線半径及び中心角はできるだけ大きくとり、応力の集中を避ける。

現在の段階では、全てのパイプラインについて、耐震設計を行うことは困難であるが、漏水等による被災の影響が大きいと予測される幹線パイプラインについては、これらの検討が必要である。また、非常時に備えて、重要なパイプラインについては、送水機能の停止機構の設置等の被災時の対策を講じておく必要がある。

V あとがき

農業用水におけるパイプラインの利用は比較的新しく、未だ設計施工に関する技術が完全に定着したとはいえない。今後も更に利用技術の研究・開発が進むであろう。設計基準もこれに対応した見直しを進める必要があるが、設計施工の原点が施設の安全性・機能性の確保と、施設によって発現する効用の確保にあることは不偏である。今回の設計基準パイプラインの改訂は、この主旨に沿い行われたものであり、基準の運用に当たっては、この主旨を理解されて設計に当たられんことを望むものである。

会

告

農業土木技術研究会役員等名簿

会 長 岡本 克己 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 患 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
 " 松井 芳明 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 岡部 三郎 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 八郎瀧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 内藤 克美 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
 " 秋山 光 近畿農政局設計課長
 " 垣内 勝弘 中四国農政局設計課長
 " 湯浅 満之 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 沖繩総合事務局土地改良課長
 " 林 正 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
 " 藤野 欣一 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
 " 斉藤 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
 " 谷山 重孝 新潟県農地建設課長
 " 杉野 義明 富山県耕地課長
 " 細谷 信行 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
 " 松本 吉郎 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
 " 大石 圭二 熊本県耕地第一課長
 " 八坂 一誠 大分県耕地課長
 " 入江 正夫 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	沖縄県耕地課長	東 京	住友建設(株)	2口
幹 事	浅井喜代治	農工大学助教授	〃	大豊建設(株)	〃
〃	有川 通正	構造改善局水利課係長	〃	前田建設工業(株)	〃
〃	上条 幸一	関東農政局設計課農業土木専門 官	〃	三井建設(株)	〃
幹 事	伊藤 喜久	構造改善局技術課課長補佐	青 森	田中建設(株)	〃
〃	池田 文雄	〃 〃 基本調査係 長	愛 媛	安藤工業(株)	〃
〃	小木曾徳三郎	〃 開発課係長	山 形	前田製管(株)	1口
〃	亀田 昌彦	〃 〃	東 京	旭コンクリート工業(株)	〃
〃	川尻裕一郎	企画調整室課長補佐	大 分	梅林建設(株)	〃
〃	金森 信夫	構造改善局水利課係長	東 京	技研興業(株)	〃
〃	戸上 訓正	〃 整備課係長	東 京	久保田建設(株)	〃
〃	宮崎 武美	〃 防災課課長補佐	〃	五洋建設(株)	〃
〃	安江 二夫	〃 〃 係長	大 分	(株) 後 藤 組	〃
〃	長塚 裕	水資源公団第二工務部副参事	〃	(株) 佐 藤 組	〃
〃	橋本 正	国土庁計画調整局調整課専門調 査官	愛 知	塩 谷 組	〃
常任幹事	山下 義行	構造改善局設計課課長補佐	東 京	世紀建設(株)	〃
〃	池田 実	〃 整備課課長補佐	〃	(株) 武井工業所	〃
〃	中西 一継	〃 設計課農業土木専門官	〃	(株) 田原製作所	〃
〃	野村 利秋	全国農業土木技術連盟事務局長	香 川	大成建設(株)高松支店	〃
編 集 委 員 編 集 委 員	須藤良太郎	構造改善局設計課農業土木専門 官 幹事及常任幹事	大 分	高山総合工業(株)	〃
			東 京	中央開発(株)	〃
			岡 山	アイサワ工業(株)	〃
			香 川	(株)チェリーコンサルタンツ	〃
			東 京	東急建設(株)	〃
			秋 田	東邦技術(株)	〃
			東 京	東京索道(株)	〃
			栃 木	東洋測量設計(株)	〃
			東 京	土木測器センター	〃
			茨 城	中川ヒューム管工業(株)	〃
			東 京	日本鋪道(株)	〃
			〃	日本国土開発(株)	〃
			〃	日本プレスコンクリート工業(株)	〃
			〃	日本エタニットパイプ(株)	〃
			〃	日曹マスタービルダーズ(株)	〃
			〃	日兼特殊工業(株)	〃
			福 岡	藤増総合化学研究所	〃
			東 京	(株) マルイ	〃
			〃	(株) 丸島水門製作所	〃
			石 川	真柄建設(株)	〃
			東 京	水資源開発公団	〃
			京 都	山品建設(株)	〃
			愛 知	若鈴コンサルタンツ(株)	〃
			東 京	I N A新土木研究所	〃
			福 岡	新日本コンクリート(株)	〃
			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(株)	〃
			北 海 道	(財)農業近代化コンサルタンツ	〃
			岩 手	菱和建設(株)	〃

(五十音順)

賛 助 会 員

東 京	(株) 荏原製作所	3口
〃	(株) 大 林 組	〃
〃	(株) 熊 谷 組	〃
〃	久保田鉄工(株)	〃
〃	佐藤工業(株)	〃
愛 知	(株)三祐コンサルタンツ	〃
東 京	大成建設(株)	〃
〃	(株)電業社機械製作所	〃
大 阪	(株)西島製作所	〃
東 京	西松建設(株)	〃
〃	(財)日本農業土木コンサルタンツ	〃
〃	(株) 間 組	〃
〃	(株) 日立製作所	〃
千 葉	福本鉄工(株)	〃
東 京	(株) 青 木 建 設	2口
〃	株木建設(株)	〃
大 阪	(株) 奥 村 組	〃
東 京	勝村建設(株)	〃
大 阪	(株)栗本鉄工所	〃
東 京	三幸建設(株)	〃

岩手	丸伊工業(株)	1口	新潟	藤村ヒューム管(株)	1口
"	高弥建設(株)	"	"	新潟ヒューム管(株)	"
"	東北ブルドーザー工業(株)	"	富山	(株)婦中興業	"
宮城	丸か建設(株)	"	"	八田工業(株)	"
"	上田建設(株)	"	石川	(株)豊蔵組	"
"	北越ヒューム管(株)	"	福井	九頭竜川鳴鹿堰堤土地改良区	"
山形	東洋開発(株)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(株)	"
茨城	社団法人茨城県建設業協会	"	岡山	(株)大本組	"
"	茨城県調査測量設計研究会	"	広島	金光建設(株)	"
栃木	第一測工(株)	"	"	農林建設(株)	"
"	(有)八汐コンサルタンツ	"	徳島	佐々木建設(株)	"
群馬	大和設備工事(株)	"	"	(株)安原建設	"
"	高橋建設(株)	"	香川	青葉工業(株)	"
埼玉	(株)古郡工務所	"	"	宮本建設(株)	"
千葉	堀内建設(株)	"	高知	須崎工業(株)	"
"	京葉重機開発(株)	"	"	(有)西沢組	"
東京	旭化成工業(株)	"	福岡	福岡県農林建設企業体岩崎建設(株)	"
"	前沢工業(株)	"	"	(株)古賀組	"
"	日本大学生産工学部図書館	"	佐賀	佐賀農林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(株)	"
山梨	峡中土地改良建設協会	"	"	旭測量設計(株)	"
長野	小林建設工業(株)	"	鹿児島	九建コンクリート(株)	"
"	(株)木下組	"			
静岡	社団法人静岡県畑地かんがい事業協会	"			(順序不同) 120社 160口
新潟	山崎ヒューム管(株)	"			

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	口数		県	農林省	学校	法人	団体	個人	合計	会社	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	新潟	97	3	1	1	-	-	102	2	2		
	岩手	100	19	5	3	6	134	4	4	北	新潟	77	89	4	14	-	1	185	2	2		
	宮城	94	96	6	27	1	7	231	3	3	北	新潟	89	9	-	-	-	98	2	2		
	秋田	196	35	-	24	3	2	260	1	1	陸	小計	539	171	7	22	-	8	747	9	9	
	山形	114	39	5	5	-	-	163	4	4	東	岐阜	31	12	5	4	6	2	60	1	1	
北	福島	128	45	-	-	11	1	185	-	-	東	愛知	75	98	1	108	48	6	336	3	5	
小計	753	286	18	60	21	11	1,149	14	16	東	三重	62	38	1	1	23	4	129	-	-		
関	茨城	118	18	-	1	7	3	147	4	4	海	小計	168	148	7	113	77	12	525	4	6	
	栃馬	78	28	5	3	-	2	116	3	3	近	滋賀	32	15	-	8	5	-	60	-	-	
	群馬	51	22	1	-	3	-	77	2	2	近	大阪	63	70	8	12	1	3	157	1	1	
	埼玉	69	20	-	8	11	13	121	1	1	近	兵庫	49	-	-	5	39	10	5	108	3	7
	千葉	99	12	2	2	68	9	192	3	5	近	奈良	76	39	4	2	1	2	124	1	1	
	東京	1	198	9	170	42	29	449	43	72	畿	和歌山	66	14	-	-	-	3	83	-	-	
	神奈川	46	24	-	5	-	16	91	2	2	畿	小計	341	156	17	61	17	15	607	5	9	
	山梨	12	12	1	-	-	1	26	1	1												
	長野	106	6	4	-	-	-	116	2	2												
	静岡	118	41	-	2	-	3	164	2	2												
小計	698	381	22	191	131	76	1,499	63	94													

中 ・ 四 国	鳥取	69	9	4	-	-	-	82	-	-	福	岡	52	23	9	43	48	9	184	4	4
	島根	44	29	6	1	-	-	80	-	-	九	賀	59	26	3	-	2	90	1	1	
	岡山	59	97	4	2	-	-	162	2	2	佐	崎	21	7	1	-	1	30	-	-	
	広島	47	-	-	2	-	1	50	2	2	熊	本	108	68	-	4	3	186	2	2	
	山口	43	-	1	-	-	1	45	-	-	大	分	82	8	-	-	1	91	4	4	
	徳島	36	18	-	-	2	-	56	2	2	宮	崎	83	18	2	1	-	104	-	-	
	香川	51	9	4	19	5	2	90	4	4	鹿	島	68	13	-	-	-	81	1	1	
	愛媛	43	17	4	3	-	2	69	1	2	州	縄	-	18	1	1	-	20	-	-	
	高知	27	-	1	-	-	1	29	2	2	小計		473	181	16	49	51	16	786	12	12
	小計	419	179	24	27	7	7	663	13	14	内地計		3,631	1,745	116	627	315	162	6,596	121	161
										外 国		21	-	-	-	-	-	-	-	-	
										合 計		3,652	1,745	116	627	315	162	6,617	121	161	

編 集 後 記

1977年も残り少なくなりましたが、会員の皆様には益々御清祥の事と存じます。12月末には本研究会初めての試みとして、全国からの参加者百余名を迎えて、現地見学を含む研修会を開催致しましたが、皆様の御協力により成功裡に終える事ができました。厚く御礼申し上げますと共に、来年も会員の皆様と共に、本研究会の更なる発展充実を図って行く所存でございます。

さて、本号は、報文として、機場関係の4編をはじめ、新しい自然の創造の具現化ともいべき緑道を中心としたモデル事業の紹介、最近各地で問題化している地

盤沈下問題を扱ったもの、広大な地域における農業用水管理の実態、又、資料として、最近注目を浴びているスリーバルブ減勢池の設計についての米国開拓局の文献の貴重な翻訳、前回から引き続いての河川協議についての解説、講座として、4年半ぶりに全面的に改訂されたパイプラインの設計基準の紹介と、内容的に皆様に充分御満足のいけるものが用意できたと自負しております。

最後に、本研究会では、会誌「水と土」について、広く会員の皆様の貴重な御意見を拝聴致しまして、更に内容の充実を図りたいとの趣旨から、今回アンケート調査を実施することとなりましたので、会員の皆様の御協力を御願ひ致します。
(有川記)

水 と 土 第 31 号

昭和52年12月25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 有 限 公 司
TEL (952) 5651 (代表)