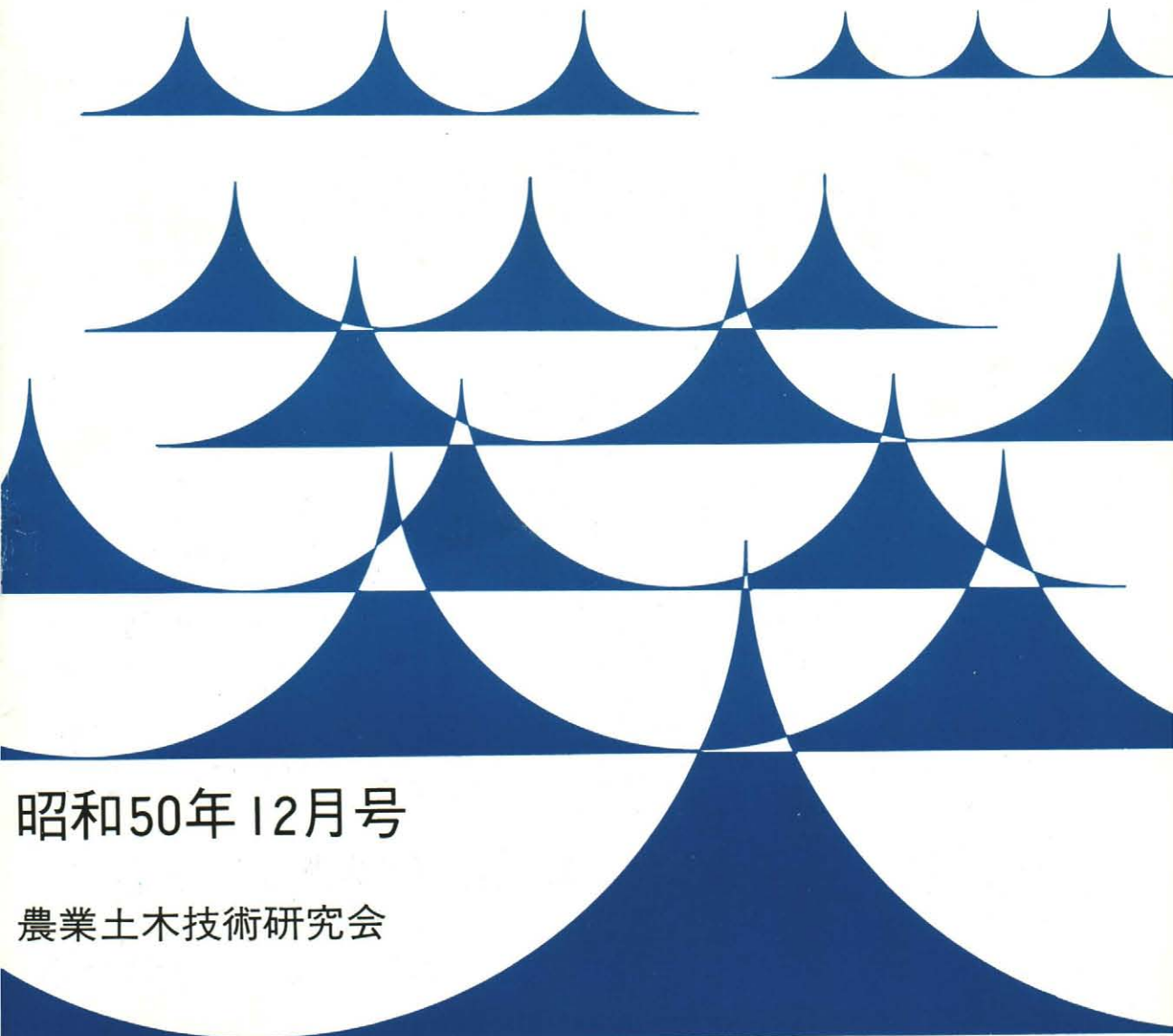


水と土

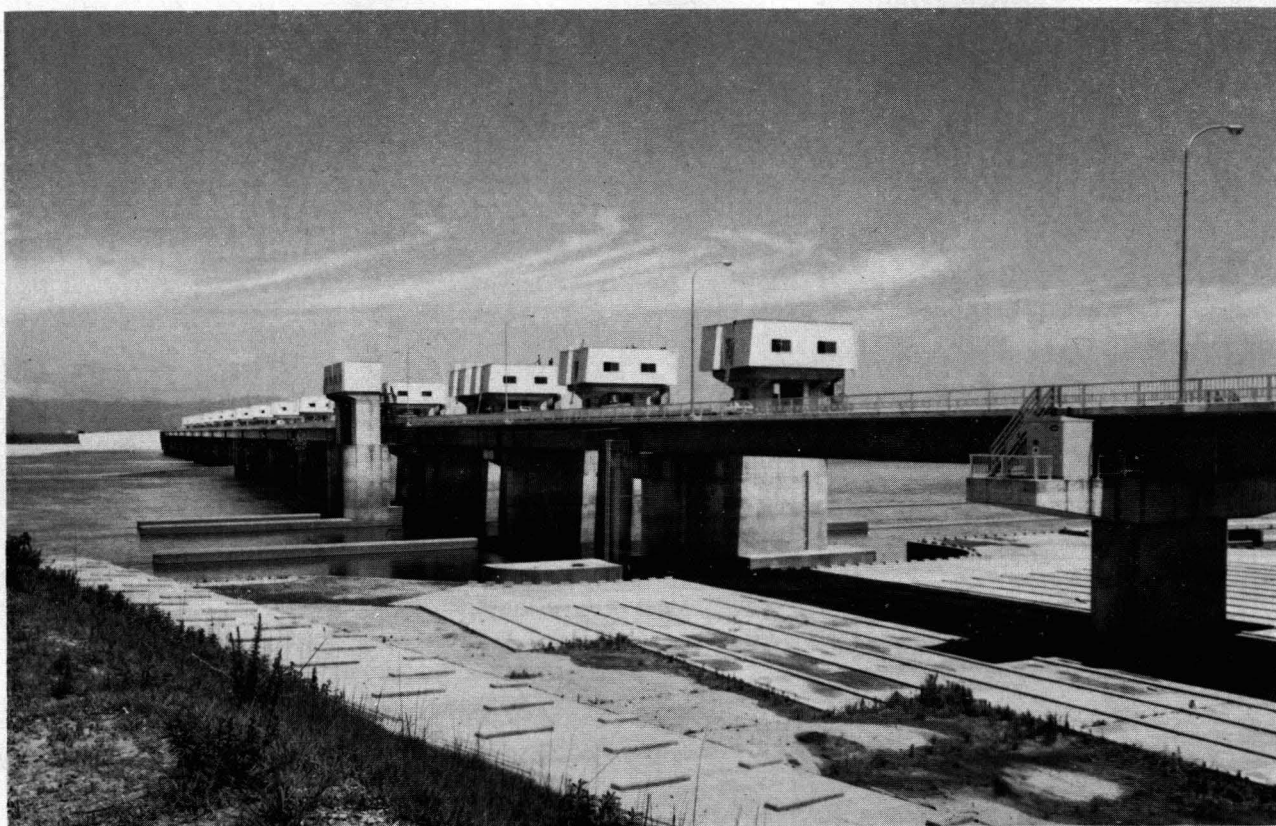
第 23 号



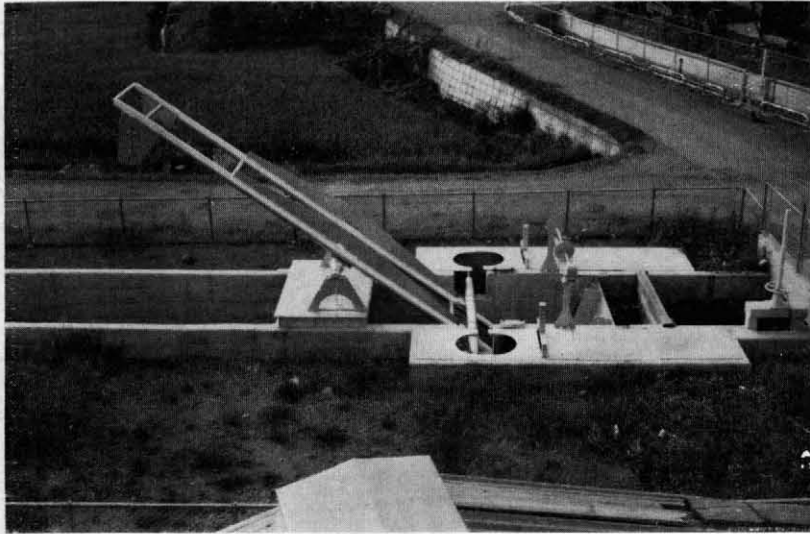
昭和50年12月号

農業土木技術研究会

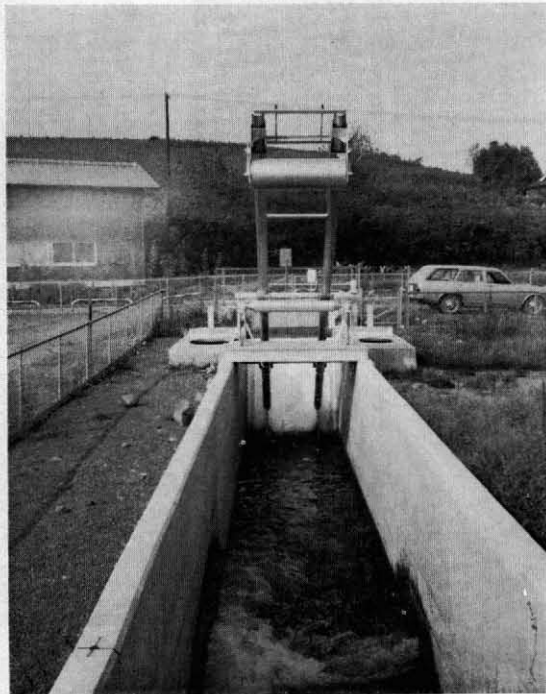
木會川大堰



左岸下流より望む（通称馬銅頭着工）



▲写真一



◀写真二

写真一
放水路の左岸側
からみるチェックゲート
(本文50ページ参照)

写真二
放水路の下流側
からみるチェックゲート
下方の放水はバイパスを
利用した常時の分水

水 と 土

— 目 次 —

グラビア

木曾川大堰

報 文

木曾川大堰の設計と施工の概要

保 崎 彰 吾……(1)

今切川河口堰・旧吉野川河口堰の計画と施工

小 野 重 雄
安 本 田 巖……(16)
前 田 晋

新江導水路取水施設の水利模型実験について

——大規模な分水工の設計例——

石 野 捷 治
木 下 昌 之
田 辺 逸 郎……(42)

チェックゲートおよびその一利用法

重 田 恵
新 井 勇……(50)

農村総合整備モデル事業による集落排水施設について

国 井 豊……(57)

チューブラポンプ場の設計について

野 崎 春 磨……(65)

水窪ダム（東北農政局）の施工について

——主としてコア稼働日数および機械歩掛り——

増 田 明 徳……(72)

大維2号橋の上部工設計及び架設工法

江 藤 満……(81)

フィルダムの堤体積を推定する概算式

稲 葉 忠 雄
富 山 浩 重
河 地 置 宏 明
日 置 晴 夫……(90)

軟弱地盤におけるCCP工法の施工例について

斎 藤 哲 哉
杉 下 仲 三
渡 川 辺 博 之
川 口 宏 示……(94)

講 座

DEMOS-Eによる工事費積算システムについて（その4）

黒 川 義 孝
小 沢 勇……(102)

会 告・編集後記

…(109)

No. 23

1975

December

木曾川大堰の設計と施工の概要

保 崎 彰 吾

目 次

I. はじめに	(1)	6. 引堤の幅	(5)
II. 木曾川大堰建設の意義	(1)	7. 鋼管杭の採用	(5)
III. 木曾川大堰の諸元	(1)	8. コンクリート	(5)
IV. 大堰地点の地質	(2)	9. 鉄骨, ALC版造りのゲート操作室	(5)
V. 設計の概要	(3)	VI. 施 工	(7)
1. 大堰位置の決定	(3)	1. 本体土木工事	(7)
2. 取水位の決定	(4)	2. ゲート据付け	(10)
3. 堰の敷高の決定	(4)	3. 管 理 橋	(12)
4. 堰体各部の幅員	(5)	おわりに	(15)
5. ゲート型式	(5)		

I. はじめに

昭和45年工事用道路の工事名に初めて馬銅頭首工々々と名付けられて以来、本体土木工事、ゲート据付工事、取水施設、管理橋製作架設、左右岸取付道路及びゲート操作室建築工事と休みなく続けられてきた工事に、馬銅頭首工の名が冠せられてきたが、本施設の正式名称は木曾川大堰である。

本大堰の諸施設はほぼ完成し、現在管理所を建築し、管理施設に手を染めたとはいえ、受益地に待望の水が届くまでには、水利権の取得、大堰上流に流入する工場汚水の処置、住宅地区の幹線水路の建設等まだまだ、解決せねばならない問題が山積している。我々工事関係者の努力はもとより、多くの人々の御理解と御協力により、これら諸問題を解決し、一日も早く大堰の機能を働かせ通水したいものである。

本稿においては、木曾川大堰の竣功した諸施設の設計概要と施工について報告するものである。

II 木曾川大堰建設の意義

木曾川総合用水事業は、水源施設としての岩屋ダム建設事業及び導水施設としての木曾川用水事業の2事業によって実施されるもので、岐阜、愛知、三重の3県にまたがる約13,000haの農業用水の合理的取水管理を図るとともに、中部経済圏諸都市の上水道用水の新規需要に対処するものであり、木曾川水系における総合的な水

資源開発事業である。写真—1 (口絵写真参照)

木曾川大堰は、木曾川用水下流部の要ともいべき取水施設として、木曾川河口から約26kmの地点に建設された。この主な目的は、木曾川河口部の愛知、三重両県下の約9,000haのかんがい用水を合口化し、日光川を始めとする中小河川の取水を廃し、木曾川から一括取水し、用水組織の確立と、水利用の合理化を図るとともに、激増する愛知、三重両県の都市用水の需要に岩屋ダムと相まって、安定した取水を確保することにある。これらは、木曾川水系の既得水利権を充分尊重し、しかも本大堰下流への放流量(責任放流量50m³/s)を確保した上で行うこととなっている。

III. 木曾川大堰の諸元

- (1) 位置…左岸：愛知県中島郡祖父江町大字馬銅字川田及び同地先
右岸：岐阜県羽島市桑原町前野及び同地先
- (2) 型式…全可動、鉄筋コンクリート、フローティンタイプ
- (3) 延長…堰長：587m 堤防間距離：735m
- (4) 基礎工(表—1)
- (5) ゲート(表—2)
- (6) 魚道…左岸魚道：呼水階段式、油圧ゲートにて水位調整可能
中央魚道：階段式、油圧ゲートにて同上
右岸魚道：シュート式、玉石張り
- (7) 護床工…十字ブロック：上流15m, 下流60m

表-1 基礎工

区分	種類	口径	1期	2期	3期	4期	合計			
堰柱部	鋼管杭	φ 812.8	ℓ = 40m 117本	40m 150本	41m 一本	41m 一本	42m 一本	44m 26本	42m 一本	248本
	〃	φ 812.8 ~1.016	—	—	30	56	48	—	96	230
中間床板	〃	φ 609.6	32	72	22	44	44	—	96	310
上下流 エブロン	RC杭	φ 350 ℓ = 5.0m	358	652		616		652		2,278

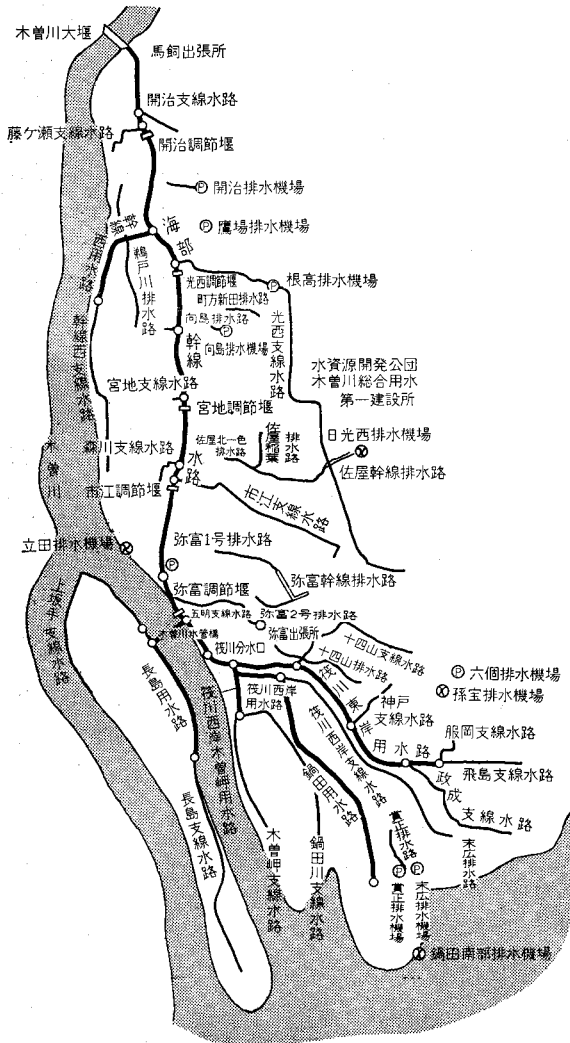


図-1 木曾川用水下流部概要図

ソダ沈床 : 〃 15m, 〃 40m

- (8) 護岸工…コンクリート張り：左岸 1,004m
右岸 2,186m
- (9) 引堤工…左岸側60m
- (10) 管理橋…延長721.5m, 有効幅員10.0m, 1等橋

上部型式 活荷重格子合成桁及び鋸桁
(愛知, 岐阜両県の地方道路橋と共用)
取付道路 愛知県側 延長231m 盛土式
岐阜県側 延長320m 高架式
ポステンションT型梁1等橋

(11) 取水施設…

位置：左岸側(管理橋中心から68m上流)
計画取水位：E. L. + 3.70m
取水口：幅員50m, 取水水深1.05m
取水量：(表-3)
取水暗渠：5.25m × 3.00m × 2門,
3.50m × 3.00m × 1門
上流側に調節用, 下流側に非常用ロー
ラーゲート各3門。

静水池：幅員58m, 高さ3.58m, 延長123m
流量規制, 越流形ローラーゲート
22.00m × 1.70m × 2門
10.00m × 1.40m × 1門

取水水路：幅員 13.30m 勾配 1/7,000

(12) 操作室…骨組鉄骨, 外壁屋根ALC版造

IV. 大堰地点の地質

濃尾平野は西を養老山脈の断層で限られ, 西に低く東に高まる傾動運動で造られた断層盆地であり, 大垣, 岐阜, 犬山, 名古屋にかけて一面の海であったのが, 木曾長良, 揖斐の三川の運ぶ土砂によって, 沖積平野となったのである。大堰の建設地点は, 長良川と木曾川が合流する地点から約3km上流で, 基盤は深く, その上に厚い堆積土が分布している。現河床(E. L. + 2.9m)から6mの深さまでは, ゆるい砂と軟い粘土が互層状態で堆積しており, 特に地表部の4m程は非常に軟かい。E. L. - 3.0m 付近からは中位の締り程度の砂(N = 20~30)が8m程の層厚で堆積している。E. L. - 10m ~ - 26mは沖積粘土層で, その上下面にはシーム状に砂が介入している。さらにL. E. - 36mまでは, 水平方向の連続性に乏しい貝殻片, 腐植物混りの砂と粘土の互層となっている。支持層は, E. L. - 36m以深の砂礫層で, その層厚は10m以上を確認した(図-2)。

表-2 ゲ ー ト

種 別	径 間	門 数	敷 高	扉 頂	扉 高
土砂吐水門	27.0m	2 門	E L -0.50m	E L 3.80m	4.30m
舟 通 し 水 門	7.0"	1 か所 (2門)	" -0.50"	" 4.00"	4.50"
	5.0"	1 か所 (2門)	" +1.30"	" 4.00"	2.50"
洪水吐調節水門	40.0"	3 門	" -0.50"	" 3.80"	4.30"
洪 永 吐 水 門	40.0"	3 門	" +0.50"	" 4.00"	3.50"
	40.0	6 門	" +1.30"	" 4.00"	2.70"

表-3 取 永 量

種 別	取 水 量	愛 知	三 重
農 業 用 水	25.63m ³ /sec	20.44m ³ /sec	(5.44)m ³ /sec 5.19
工 業 用 水	15.30 "	6.30 "	9.00 "
上 水 道 用 水	1.00 "	—	1.00 "
計	41.93 "	26.74 "	15.19 "

基礎の調査として、土質試験、腐食度試験、標準貫入試験、プレシオメーターによる孔内水平載荷試験を行った。予備設計で考えていた杭が、左岸橋台基礎に使用されるため、この杭を用いて、次の試験を行った。

比較的締った厚さ10mの中間砂層及び支持砂礫層へ貫

入が可能なかを検討する杭の打込試験、杭の支持力及び打止め判定基準を確立する鉛直載荷試験、静水圧及び地震時作用する水平力に対する抵抗力を調べる水平載荷試験等を行った。

V 設計の概要

河川内でも軟弱な地盤に集中的に建設した構造物が、利水上すぐれた機能を持ち、しかも、治水、水産資源へ悪い影響を与えないという方針で設計を行った。以下はその概要である。

1. 大堰位置の決定

大堰の設置位置は

- ① 農業用水の再開発として合口するのであり、受益地の最上流部にて取水し、自然導水が可能なこと。

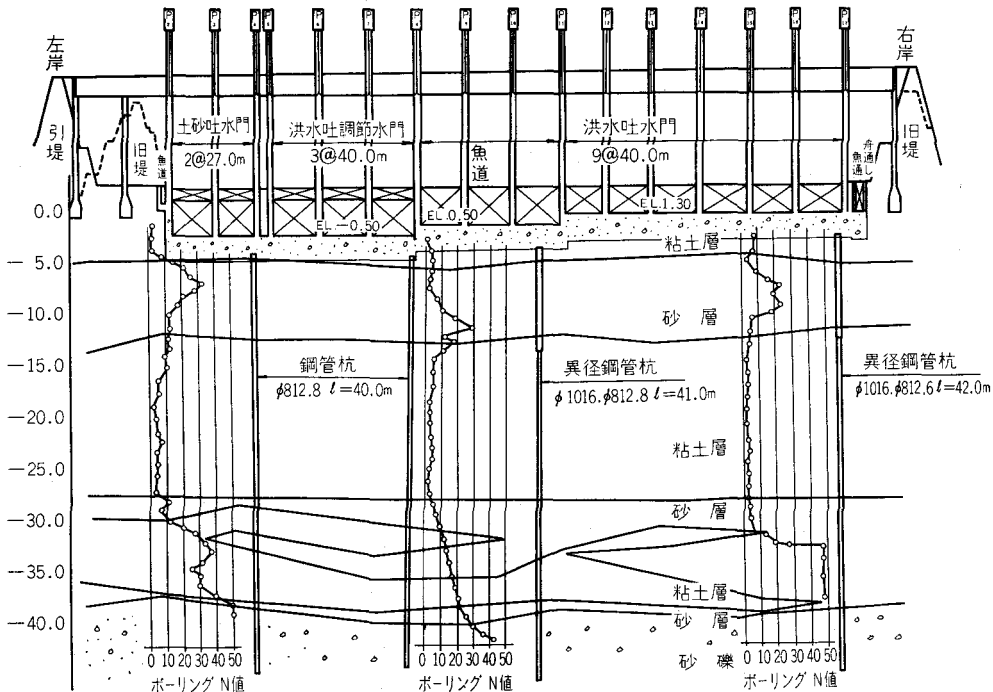


図-2 木曽川大堰地質断面図

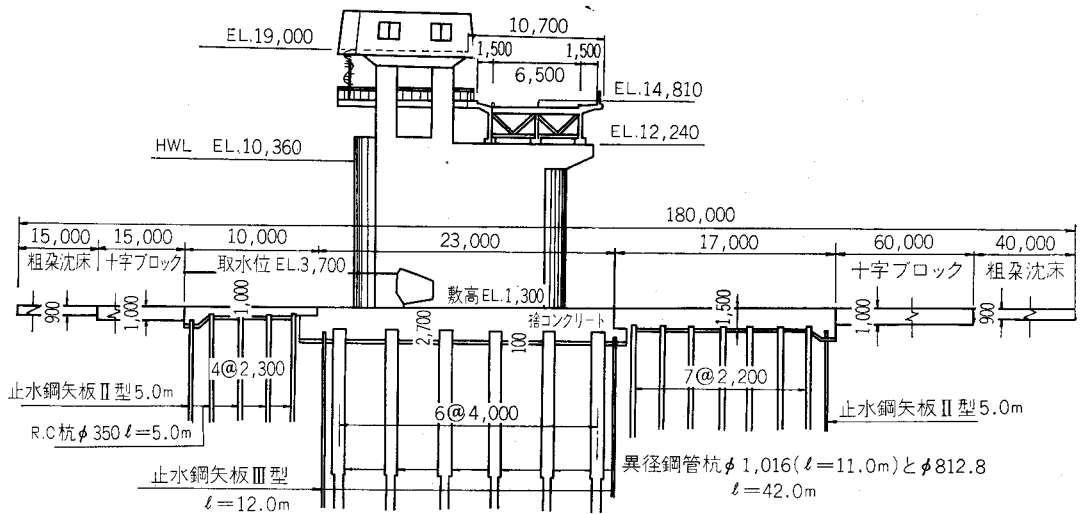


図-3 木曾川大堰標準断面図(洪水吐部)

- ② 受益地の大半が左岸側であること。
 - ⑧ 河川内に固定的な構造物を設置する場合、河状、河床部が安定しており、しかも設置後の洪水にも流れを乱すことなく、安全に洪水を流下せしめること。
- 等から、佐屋川用水の取水口近くの、河口より26km地点に決定した。

2. 取水位の決定

農業用水の受益地区の田面標高は、E. L. +3.00m～-1.50mで、主要幹線導水路延長約20kmの分水工、制水工、橋梁等の損失、これに取水口、沈砂池等の損失を加え、取水位はE. L. +3.7mに決定した。

3. 堰の敷高の決定

河川内に固定的なものを設置する場合、その敷高は河床の平衡状態を乱さず、将来の河床の変動、ミオ筋の維持に対しても十分配慮しており、しかも洪水時、大堰上流への背水に対しても支障のないものでなければならない。このため、敷高の決定において、治水側と利水側に意見の衝突がみられるところである。

計画当初の敷高は、現況河床状況を考慮して右岸約130mを固定堰としたA案(その後、固定堰を可動堰に変更)としていたが、河川協議において、堰設置地点の河川横断の経年変化の最低河床拘絡線を段階的に結び、

しかも全可動としたB案が河川管理者から提示された(表-4)。両案により設置した場合の治水、利水上の諸問題を究明するため、木曾川の17kmから36km区間の縦横断歪なし、1/50の模型による水理実験を行った。その結果は下記に示すとおりであった。

- ① 大堰の敷高が水位変化に与える影響は極めて小さいものであった。
- ② 堰設置後の河床変動は、堰付近の上下流部においても、はっきりと低下上昇の傾向があるとは言えず、設置に伴って、河床全域に与える影響もほとんど両者変化なく、設置前後のミオ筋もほぼ一致し、又、堰直上下流部の局部洗掘もみられなかった。
- ③ 堰敷上の堆砂は、現河床より低く設置された2案とも、洪水末期の砂の掃流力の低下により、人工掘削したカ所に砂が移動した。即ち、現況に復元した形となった。

この水理実験によって、定性的な判断資料は得られたが、敷高を客観的に定量化し、決定するに至らなかった。

その後、治水側は河床低下の進行中の河川、木曾川に構造物を設置する場合の敷高の決定方針として、

- ① 堰本体、護床工、堰付近の低水護岸の安全を考慮し

表-4 敷高計画一覧

(単位: E L m)

案	土砂吐		舟通し	洪水吐												
	1	2		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
A 案	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	1.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	(3.71) 2.5	(3.71) 2.5	(3.71) 2.5
B 案	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	2.5	2.5	2.5
C 案	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	0.5	0.5	0.5	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3

て、堰上下流の河床から敷高を決定すること。

- ② 河道全般にわたって流下能力が同じであること。
- ③ 木曾川の河床は、約10年間に平均河床で平均 0.7m 程度低下しており、その低下も上流部から下流部に移行している傾向にある。大堰予定地点付近は、現在まだ低下していないが、今後急速に河床低下が始まると予想されること。
- ④ 従って、敷高の決定は上述の点を考慮して、26km及びその上下流の最近の河床状況を抱絡して決定すること。

として、流積平均河床とも現況を十分上回っているA、B 2案より低位で、設置後の堆砂が予想されるC案が提示され、これを採用した。

なお、当初右岸に計画された固定堰は、治水史上に残る明治の木曾川改修時、オランダ技師ヨハネスデレーケの献策による長大水制工の水制効果を考慮していた。しかし、水理実験の際、長大水制工に基因するサブミオ筋が右岸側に発生することがあり、可動堰とした方が流水特性を歪ませず、有利とされた。又、残存する長大水制工は玉石張りで、今なお、その任に立派に耐えるものである。

4. 堰体各部の幅員

- ① 土砂吐…幅員を25mとするか、40mとするか河川管理者と話し合われたが、緩流河川における土砂吐の掃流機能をいかに与えたらよいか水理実験した。結果的には、27m 2門となった。
- ② 舟通し…舟運約 100 t 程度を想定して7mをミオ筋の左岸側に、岐阜県の強い要望により右岸側に5mを設置した。
- ③ 洪水吐…堰柱の流水障害、ゲートの製作、管理、経済性等を考慮して、40mとした。

5. ゲート型式

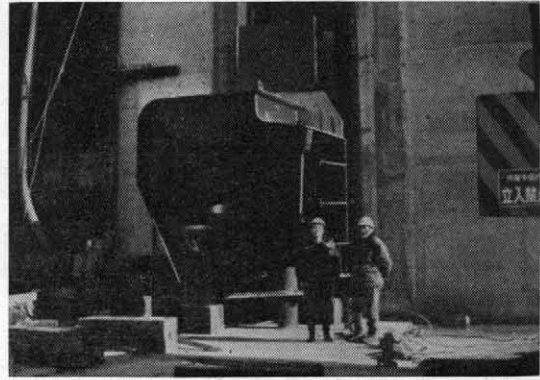
単純な構造で、確実に操作できる鋼製ローラーゲートとした。特に利水上の使用頻度の高い土砂吐門（2門）、調節門（3門）は、流量制御を正確に行えるよう上段扉をオーバーフロータイプとしたフラップゲート、下段扉をローラーゲートとした2段ゲートとした。

6. 引堤の幅

大堰の設置により、計画高水位を上昇させないことを前提とすれば、40mの引堤で十分であったが、河川管理者との協議において、堤防の線形等も考慮し、60mの引堤となった。

7. 鋼管杭の採用

基礎工の選定には、地盤の性質及び構造物の種類、荷重、重要度が条件となる。本地点は極めて軟弱な沖積層が40m程堆積している。このため、洪積砂礫層である40m以深を支持層とする基礎工を考えた。



写真—2 調節門下段扉

ケーソンウエルは構造的には最適であるが、一基の施工に3ヶ月を要し、締切内の工事としては不可能に近い。このため、杭基礎とし、①R. C. D杭、②P. C杭、③鋼管杭の3工法を比較検討した。その結果、1堰柱当りの杭の必要本数、施工日数、経済性とも鋼管杭が最も有利であるため、基礎工は鋼管杭に決定した。

異径鋼管杭の採用

強大な水圧による水平力をうける堰柱基礎の設計において、杭断面、杭の使用本数は、一般に鉛直方向の支持力より水平力によって決定される。鉛直支持力から考えてみると、水平力に抵抗するため杭頭から杭下端まで、同一の大断面とする必要はなく、水平方向の力が小さいところでは小さな断面とし、水平力の大きなところでは大きな断面とすれば、合理的で、しかも経済的である。

このため、杭頭から水平抵抗に一番寄与するといわれている第1不動点付近までを大断面とし、これより以深を小断面とする異径鋼管杭を採用した。（図—4、5）

8. コンクリート

大堰に使用されたコンクリート総量は137,242 m^3 である。このうち107,975 m^3 は粗骨材最大寸法80mmのコンクリートであり、上下流エプロン、堰柱下部、床版及び十字ブロックに用いられた。その理由は、耐摩耗性に対し、特別な表面処理をするよりコンクリート自体を強化した方が施工性からも、経済性からも有利であったからである。上下流エプロン、床版のようなマスコンクリートでは、表面から40cmを水密、耐摩耗性に対処するため富配合にし、その下部及び十字ブロックはセメント水と熱を抑えるため貧配合なコンクリートとした（表—5）。

9. 鉄骨、ALC版造りのゲート操作室

本大堰に搬入された調節門、土砂吐門の巻上機は、堰柱及び操作室設計時に想定したものより大きいものであった。又、取水暗渠上下流の巻上機にも、精密な操作ができるよう操作室を造ることとなった。このため、施工された現状の頂版面積では、当初設計した鉄筋コンクリート造りの操作室を造ることは難しい上、実際の操作が

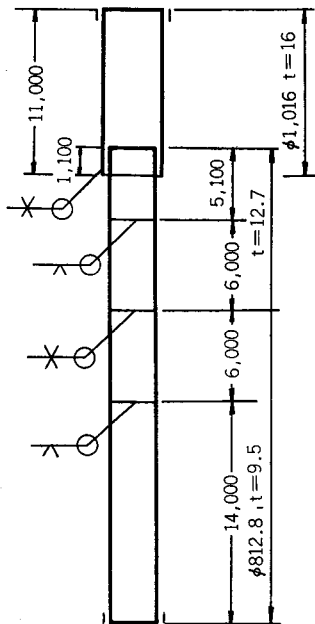


図-4 異径鋼管杭

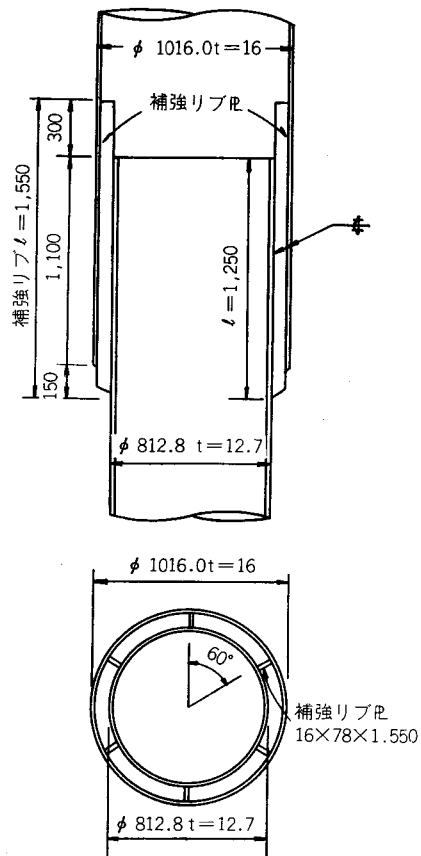


図-5 異径部詳細図

表-5 コンクリート標準示方配合表

記号	種別と用途	設計基準強度 (kg/cm ²)	粗骨材最大寸法 (mm)	スランブの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	最大水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位使用材料 (kg/m ³)					摘要
								水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤	
A-25	小部材鉄筋コンクリート 構造物	210	25	8±2	4.5±1	53	41	151	285	766	1,120	0.713	
A ₁ -26	戸当部二次コンクリート	210	25	6±2	4.5±1	48	40	147	306	744	1,134	.0765	
A-40	操作室の支柱および床版、 橋台、取水庭導流壁、擁 壁、魚道部	210	40	8±2	4.0±1	53	38	147	278	721	1,194	0.695	
B-80	一般床版およびエプロン の下層部 護床工(ブロック)	180	80	5±1.5	3.5±1	61	33.5	127	208	676	1,362	0.520	
B ₁ -80	堰柱、橋脚およびこれら の基版部	210	80	5±1.5	3.5±1	53	32.5	124	234	651	1,374	0.585	
B ₂ -80	床版およびエプロン上層 部(厚40cm) 中央魚道のエプロン端よ り下流基版(800m)	210	80	5±1.5	3.5±1	47	32	123	262	635	1,370	0.655	
C-40	護岸工	180	40	3±1	4.0±1	58	38	137	236	743	1,231	0.590	
D-40	鋼管中詰め、敷均し用コ ンクリート	160	40	6±2	4.0±1	61	38	143	234	738	1,223	0.585	
M	打継目モルタル	210	5	—	—	53	—	275	519	1,445			

不可能に思われた。しかし、頂版面積を増やすため、
 ① 鉄筋コンクリートでは、頂版の梁断面が不足する。
 ② しかし、梁断面を鉄筋、または鉄骨で補強することは、巻上機が設置されており施工が困難である。
 このため、現状の梁断面で頂版が広く取れ、しかも施工が比較的容易にできる軸組鉄骨、外壁、屋根版をALC版（発泡コンクリート版）造りとする軽量タイプの操作室とした。

なお、全体の意匠を統一するため、洪水吐、舟通し操作室もこれに準じた（写真—6）。

Ⅶ. 施 工

1. 本体土木工事

取水口を始め主要工事は、左岸側に集中しているため、基地を左岸側に計画し、所要の工事用道路を建設し、その周辺に主要な仮設備を設けた。河川内工事は、仮締切の規模、流過能力、工事量等の関係から4期4ケ年に分割し、左岸側から順次施工した。各期の手順を考慮して、左岸護岸工の一部、取水庭、右岸アバットを第3期に施工した。1工期の工事期間は、非出水期の10月1日～5月31日の8ヶ月間である。但し、第1期については漁業補償の解決が遅れ、12月着工となった（表—6）。

河川内工事の他、新堤左岸アバット、左右岸取付道路、新堤横断樋管、引堤、静水池、取付水路、旧樋管、旧堤撤去等順次施工した。

なお、ゲート操作室は、管理橋完成後に施工すること

表—6 工 程 表

	45年度				46年度				47年度				48年度				49年度				50年度			
	4	6	9	12	4	6	9	12	4	6	9	12	4	6	9	12	4	6	9	12	4	6	9	12
堰 本 体																								
ゲ ー ト																								
管 理 橋																								
取 水 施 設																								
管 理 施 設																								
引 堤																								

とした。

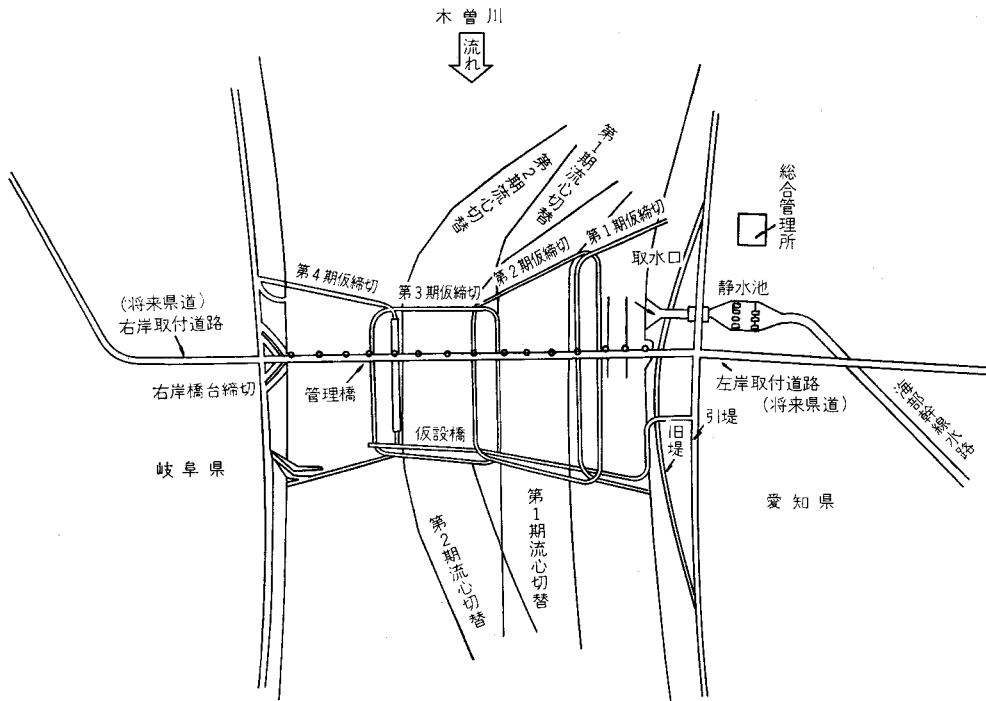
イ. 仮設備工事

(1) 仮設橋

第2期以降の仮締切内の使用資材は、コンクリート79,000 m³、鋼材10,000 t、その他型枠、R. C杭、護床用石材、ゲート、土量を加えると莫大な運搬量となる。これらの運搬、仮設橋の施工性、流水障害等を勘案し、下流側に幅員8 m（1等橋）の仮設橋を設置した。仮設橋の設置撤去は工程を左右するため、設置撤去の容易な構造とした。下部工は次期の水上架設が、上部工だけとなるように締切内で施工し、そのまま河川に残置した。このため、支間を15m以上とした。なお、最終年度には下部工も全て撤去した。

(2) コンクリートプラント

大堰の各期毎のコンクリート打設量は、約30,000 m³である。このコンクリートの供給をバッチャープラントを



図—6 仮設一般平面図

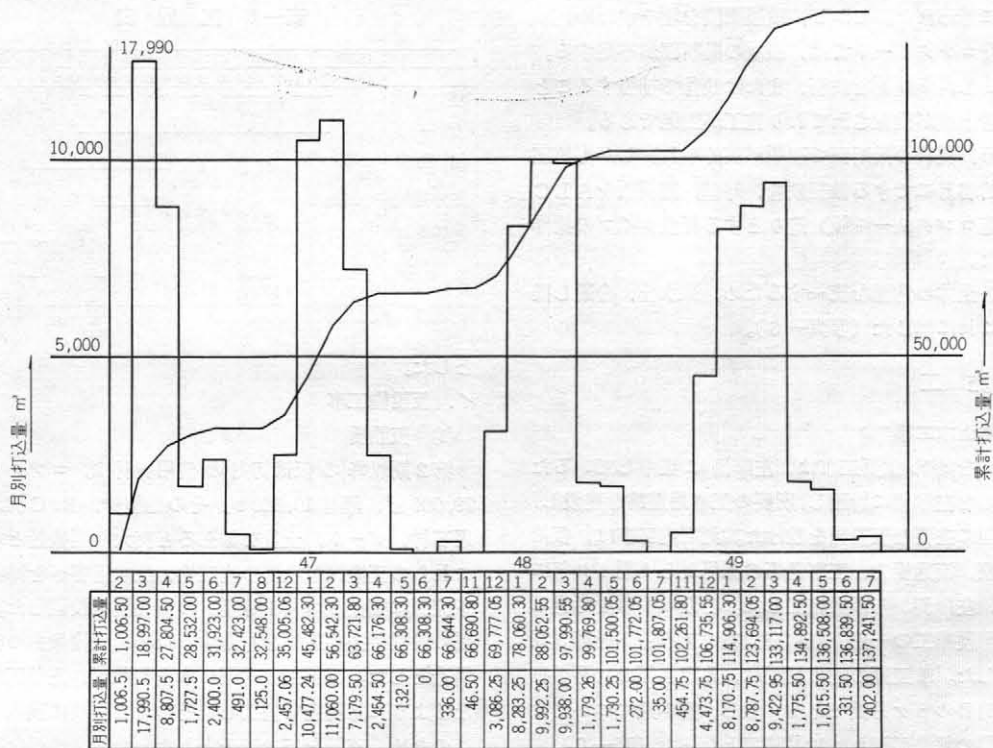


図-7 月別コンクリート打込量

設置して行るか、生コンにて行るか種々検討した。その必要条件として、

- ① 日最大打設量 1,300 m^3 が供給可能なこと。
 - ② 粗骨材の最大寸法が80mmであること。
 - ③ 深夜打設もあり、非常なハードスケジュールなこと。
 - ④ 配合別のコンクリートの供給が容易なこと。
- 等であり、経済比較を行ったところパッチャープラント設置の方が有利でありこれを採用した。

プラント基地の地盤は、大堰地点と同様な軟弱であるため、ミキサーの選定にあたっては、基礎工にあまり費用のかからない強制練りミキサーとした。このプラント設置は、工事期間中の生コン事情の悪化、オイルショックによるトラブル等情勢変化に十分対応でき、本体工事が円滑に行なわれた要因になった(図-7)。

パッチャープラントには、容量 1,500 l (55 m^3/hr)、1,250 l (45 m^3/hr)の2機のミキサーを設置し、容量 6 m^3 、3.5 m^3 のアジテータートラックにて運搬した。かた練りの80mmのコンクリートのために、よくブレードが故障したり、排出に時間がかかったりした。

プラント敷地を貸与した以外は、プラントからセメント、混和剤に至るまで業者持ちとし、コンクリートの品質管理も責任施工とした。

(3) 仮締切

木曾川26km地点の計画高水流量は 12,500 m^3/s であるが、仮締切の計画高水流量は、3,100 m^3/s と計画した。第2期の昭和47年3月31日既往最大 5,378 m^3/s の融雪洪水が出、仮締切が冠水した(写真-4)。

このため、仮締切を根本から再検討し、仮締切の計画高水流量を10年確率流量 $Q=4,250 m^3/s$ とした。1,150 m^3/s の流量増は、仮締切の高さを0.5m高くすることになり、第3期以降の仮締切の天端高をE. L. 6.50mとした。仮締切の構造は、

- ① 設置撤去が容易で、短期間に施工できること。



写真-3 パッチャープラント(左が 1,500 l 、右が 1,250 l)



写真-4 融雪洪水が仮締切天端から越流しているところ

- ② 河川内に構築されるため外水圧、パイピングにも十分安全であること。
- ③ 比較的安価であること。
- ④ 河床は砂と粘土の互層で砂礫を含んでいないこと。等から、鋼矢板二重締切とした(図-8)。なお、隅角部の洗掘防止のため、 $R=20m$ の円弧とした。

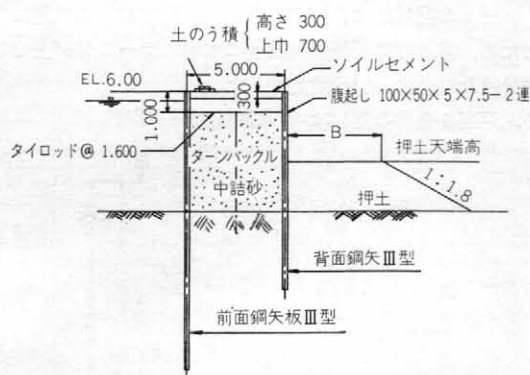


図-8 仮締切構造図

ロ. 浚渫工

大堰地点の流心は左岸側にあり、第1期～第3期の仮締切が設置されると、流心が遮られる。このため、流心を河川中央部へ切替えるとともに、仮締切設置によって減少した流積を補うため、ポンプ船により浚渫を行った。浚渫土はシルト分の少ない均質な砂のため、エンベ

ラ・ケーシングの摩耗が激しく、これらの修理に要する休止時間が多く、能率が思った程上らなかった(表-7)。

ハ. 堰体掘削

干陸排水後、直ちに堰体掘削を行った。干陸後の状態は、中間粘土層に遮水され、浸透水は少なかった。搬入路は砂の上に山土30～50cm程敷いて造った。砂質の掘削、集土はブルドーザー・スクレブドーザー等で行い、粘質土の掘削はドラグライン、運搬は11tダンプを使用した。粘質土は祖父江町の圃場整備に利用することとしていた。土捨場は各地の田圃に分散し、その上稲の刈取り待ち、狭い道路等で、各期40,000 m^3 の捨土はネックになった。

なお、十字ブロック及び床版の基盤が粘質土であったため、その後の作業に重機が使えるよう厚さ50cmの砂で置換えた。

ニ. 基礎工

堰体部(堰柱、中間床版)の基礎は、大口径鋼管杭とし、水圧、ゲート、橋梁等の荷重を40m以上の深部に支持させた。上下流エプロンは粘土層を打抜き、先端を砂層に打込むR.C.杭とした。

鋼管杭の打込みは、三点直結式クロック杭打機により $\phi 812.8$ 5.5本/日/2台、 $\phi 600$ 6本/日/台を目標に行った。打込み記録は堰柱床版については全数、中間床版は1ブロック2本とした。

管の打止め管理は、Hiley式が載荷試験値と近似したため、これを用いて行った。打止め基準を満たさぬ杭については継ぎ杭を行った。異径管杭については、打込み式に疑問もあり、締切内で鉛直載荷試験を行った。この結果、設計支持力を期待できると判断され、所定の長さを打込み、特別な処置はしなかった。

ホ. 止水鋼矢板

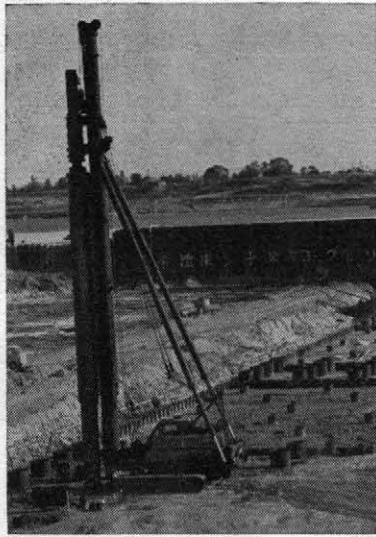
止水鋼矢板は、堰体床版、上下流エプロン及びB型仮締切床版に施工した。打込みは主にパイプロハンマーを用い、所定の深さまで入らない矢板の打下げ用にディーゼルパイルハンマーを用いた。

矢板の打込みは単独打ちとしたため、12m矢板は良く連下がりした。この対策には、レインフロックランプで矢板の頭部を引張ったり、先に打込んだ矢板を数枚溶接

表-7 浚渫作業実績

工期	浚渫量		余掘率 B/A	運転時間 (W)	休止時間 (L)	時間作業量 B/W
	設計(A)	施工(B)				
1期	147,001 m^3	202,441 m^3	1.38	2,299H	2,044H	88.0 m^3 /H
2期	245,071	289,799	1.18	4,317	2,450	67.2
3期	115,606	146,239	1.26	1,776	704	82.3

(注) 4期は流心をはずれ掘削1カ所に水制、根固工等の玉石が相当量存在すると考えられ、ポンプ船掘削は重機械掘削に変更した。



写真—5 鋼管杭（上杭）の打込み

する等が有効であった。

矢板を一方向に打ち進めると、フリーな方へ傾斜する。この傾斜をチルホール・チェーンブロック等で直そうとしたが、ほとんど失敗した。傾斜の補正は傾斜に応じたクサビ矢板によった。

矢板は止水を目的とするため、交差するカ所は全て異

表—8 鋼矢板使用実績

分 区	Ⅱ型 5 m		Ⅱ型 8 m		Ⅲ型 12m	
	普 通	異形	普 通	異形	普 通	異形
1 期	1,047 枚	3 枚	806 枚	9 枚	1,033 枚	16 枚
2 期	2,297	19	—	—	1,307	16
3 期	1,853	16	—	—	1,309	16
4 期	1,176	2	—	—	1,442	19
合 計	6,373	40	806	9	5,091	67

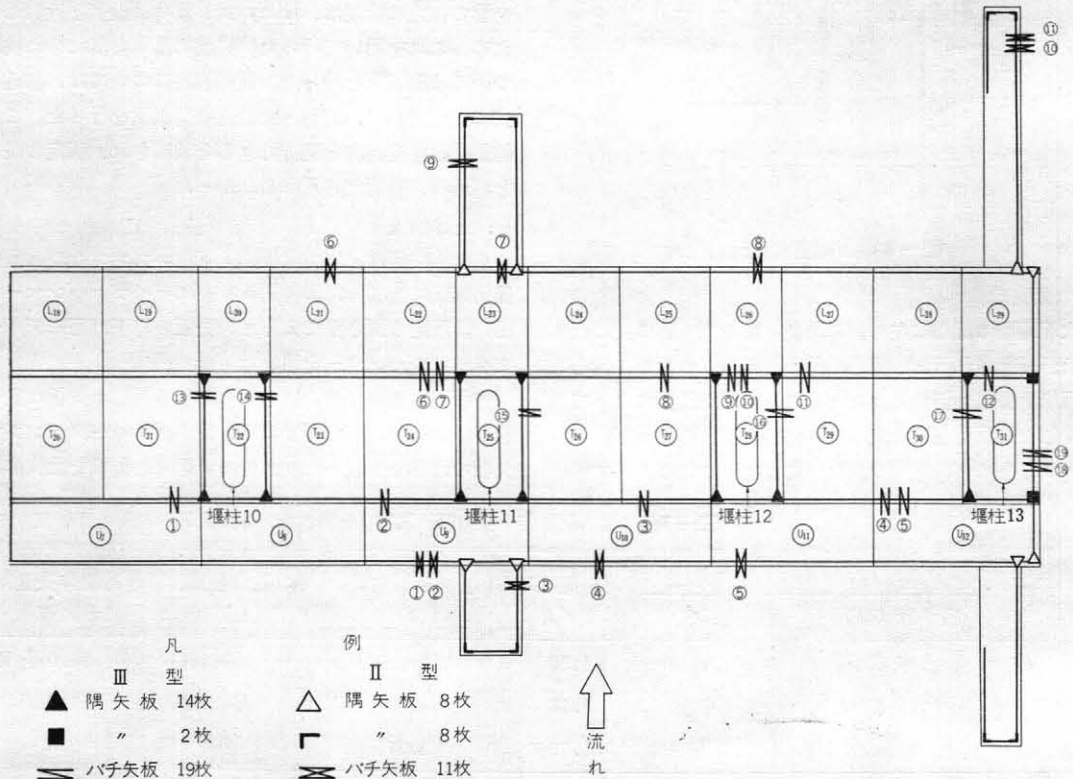
形矢板を用いた。特に堰柱床版は周囲を兵板で囲むため異形矢板が多くなった。全ての異形矢板はリベット継手による工場加工とした。高張力ボルト継手としても、構造上は問題ないが、打込み時の抵抗がリベットに比べ大きいことが予想されたため使用しなかった。

矢板は全数同一メーカーのものであったが、爪部に来る、不出来があり、打込みに際し傾斜及び連下がり等を引き起す一因とみられた。

2. ゲート据付け

ゲートの据付けは、第1期分を土木工事の着工が遅れたため、第4期に管理橋架設後に水中ステージング上で据付けた以外は、皆干陸施工した。

イ. 戸当り金物の据付け



図—9 第3期異形矢板使用実績

全期間を通じて干陸施工した。底部、側部とも据付けは数ブロックに分割搬入し、あらかじめ一次コンクリートに施工された差筋に溶接固定した。据付けは堰柱コーナー部から始めた。堰柱床版と中間床版の間に伸縮継手を設けた。継手にはクサビ状をしたネオプレンゴムを用いた。二次コンクリートの打込みは底部、側部とも金物下部、隈部へのテン充に苦労した。

ロ. 扉体の据付け

扉体は搬入及び現場据付けに許される限り大きなブロックとした。調節門の下段扉18ブロック、上段扉4ブロック、洪水吐門8ブロックに分割搬入した。工程上、堰柱コンクリートの立上り中にゲートの据付けを始めなければならなかった。従って、側部には、支保材、足場材があるため、底部二次コンクリート終了後中央部から開始した。底部金物に設置した据付け基準線にトラッククレーンで吊込んだブロックをセットし、順次組立てた。戸当り部は最後に帯金物で扉体中間部と接合した。この工事の基準線は全て、管理橋中心線を用いたため、ゲートの据付けも何の支障もなく施工できた。

現場溶接場所は、外観検査とともにX線検査を抜取率30%で行った。

ハ. 塗装

現場における塗装仕様は、扉体内面はタールエポキシ樹脂塗料で、外面及び戸当りはエポキシ樹脂塗料、巻上機、ローラーシーブ等はフタル酸樹脂塗料とした。扉体の内面を除き、他はエアースプレー吹き付けで施工した。現場は湿度が高く、補修ヶ所の錆止めは、すぐ施工しないと錆がでるため、つきっきりで検査した。扉体外面の現場塗装回数は2回とし、最終年度に色合わせのため、上塗りを再度行う予定であったが、管理橋の完成が遅れ中止した。

巻上機は上屋が第4期にならなければ完成せず、その間曝露を免れない。このためシート等で保護したが、強風でシートは半年も持たず、巻上機の機械加工部、エッジ部はすぐ錆が発生してしまった。

操作室施工時にゲートの発錆状態を調べたところ、巻上機については、紫外線などの影響により塗膜の性能が失われているようであった。扉体は、冠水被害のあった調節門に点錆が発生している以外は、大体良好な状態であった。しかし、戸当り部等、将来再塗装が不可能なカ所の塗装仕様は、慎重に決定すべきだと痛切に感じた。

ニ. 水中ステーキングによる据付け

ステーキングの据付け

土砂吐、左岸舟通し門扉の据付けは、前述のように締切内施工ができなかったため、水中ステーキング上で据付けた。このため、管理橋工事は、左岸橋台から舟通し堰柱までを床版コンクリートまで先行して施工し、それより先の桁架設はゲート据付けが終了するまで中止し

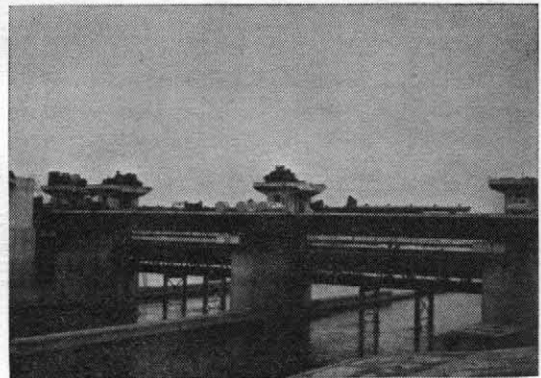


写真-6 ステージング上にてゲートの据付け

た。当初、土砂吐のステーキングは1基としたが、大堰工事全体の工程を考え、2門分2基に変更した。

ステーキングの荷重条件は、

- ① ゲート自重
- ② ステージング自重
- ③ 群集荷重 (300kg/m²)
- ④ ゲート積卸し時衝撃荷重 (ゲート自重×20%)

を考え、常時、地震時、洪水時について検討した。許容応力は水門鉄管技術基準の「常時使用状態にないもの」によった。なお、土砂吐ゲートの上段扉の据付けは、下段扉の上で行うため、芯出し作業を容易にするため、タワミ量を1/800に抑えた。桁下高E. L. 9.40m、幅員は下段扉の上下流面から1.00mの余裕をとり5.2mとした。

第1期工事の床版、堰柱工事の際は、ステーキング据付けのため、堰柱に端部受桁、中間床版にポストアンカーを各々精度よく埋設しておいた。管理橋上で、ポスト、ブレーシング類、上部を各々組立てて、35tトラッククレーンにて所定の位置に吊り降ろし据付けた。ポストの据付けは潜水夫を使って正確にポストアンカーにおさめた。土砂吐上の堆砂が心配していたより少なく、潜水作業も容易であった(図-10)。

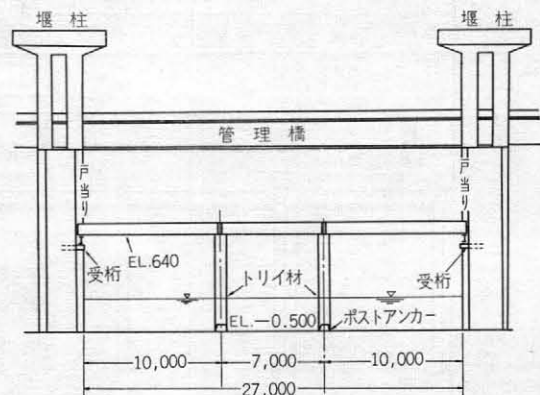


図-10 土砂吐部水中ステーキング側面図

扉体の据付け

頂版から引き出した据付け基準線から、他の門扉同様な数ブロックに分割搬入した下段扉を中央部から、順次戸当り部へと扉体を据付けた。ステージング上の作業は、締切内とほとんど変わりなく行うことができた。

ステージング工法が円滑に進められた要因は、管理橋の幅員 10.00m をトラッククレーンがフルに利用できたことであろう。最大吊り荷重量は扉体戸当り部 13t、巻上機 21t であったが、いずれも十分な作業範囲であった。

ホ. 予備ゲート

本大堰の完成後、ほとんど休みなしに各種ゲートが操作されることとなるので、本ゲートの保守点検、止水ゴム取換、塗装の塗換え等の補修期間内に一時的に使用するゲートとして、予備ゲートを計画した。

予備ゲートの設計方針は

- ① 1セットで土砂吐(27m)、調節門、洪水吐(40m)のいずれにも使用が可能なこと。
 - ② 運搬が容易でしかも管理橋から据付け可能なこと。
 - ③ スパンが長いので河床に支柱を建てるタイプとする。
 - ④ 底部、側部戸当りは水流の障害とならないこと。
- を考えた。構造概要は図-11及び12に示すような、バットレスタイプの角落しで扉体幅方向を分割し、その位置

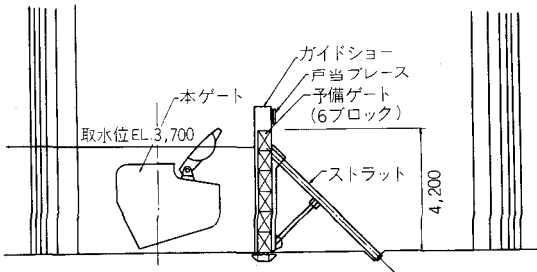


図-11 予備ゲート側面図

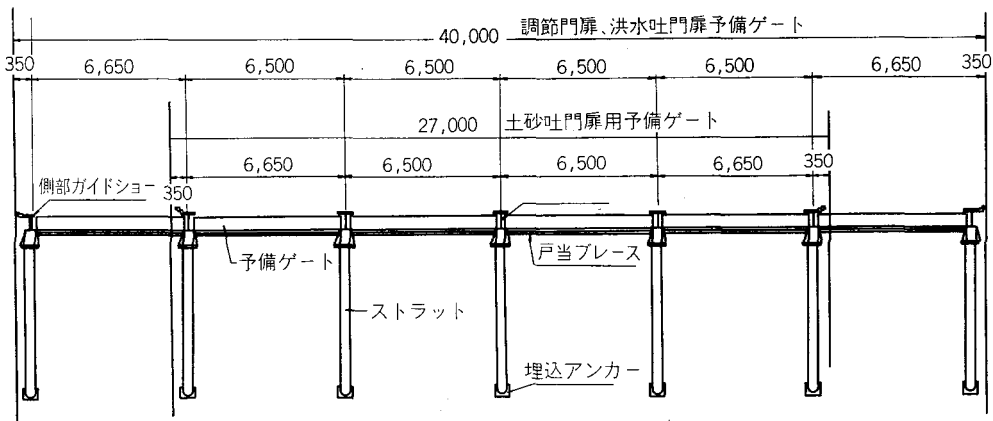


図-12 予備ゲート平面図

に支柱を建て、底部は河床に埋込んだアンカーボルトにて固定する。建て込んだ支柱を戸当りとして、4.2mの6分割した扉体をクレーン車にて据付ける。

床版上の戸当り、埋込みアンカーは2, 3, 4期分は、床版コンクリート工と同時に施工したが、第1期分の土砂吐門扉については設計が間に合わないため、土砂吐門扉据付後、再締切を行って設置した。側部戸当りは、予備ゲートの使用頻度も少なく、水流時の障害等を考え、中間部と同様に支柱を建てることとした。扉体は後面3方水密である。予備ゲートの最大重量は、角落しの吊り込み、吊り降ろしを容易にする補助材で角落しを吊り込んだ時で 2.14t である。

3. 管理橋

管理橋は操作管理のために、上流側に 1.00m の歩道部、6.00m の車道部とした有効幅員 7.00m の 1 等橋で当初計画したが、岐阜県、愛知県の県道として共用することとなったため、1.50m の歩道部を上下流に、車道部を 6.50m とし、車歩道の境界に 0.25m のブロックを配した有効幅員 10.00m の橋梁とした (図-12)。

桁架設は河川内工事とは別に左岸から順次手延式により右岸へ進めた。左岸橋台側 2 スパンは、発注時期が遅れたこと、左岸取付道路中心線と橋梁中心線がズレており、手延式とした場合、水中ステージングによる土砂吐、舟通しゲート据付工の着工時期に間に合わないこと、から、このスパンについては、高水敷上で 3 台のトラッククレーンの相吊りにより架設した。このため、第 3 期に施工予定の取水庭付近の高水敷護岸工は、河川管理者の了解のもとに、桁架設終了後第 4 期に施工することとした。

1. 組立て、鉸鉸

桁の組立て後、キャンバーの据付け検査を行った。計算キャンバーとの誤差を極力⊕側にするようにし、⊖側はできるだけ避けた。検査合格後、鉸鉸を行った。鉸鉸は 1 班 5 人編成で、桁 1 組 3 ~ 4 日/班であった。鉸鉸

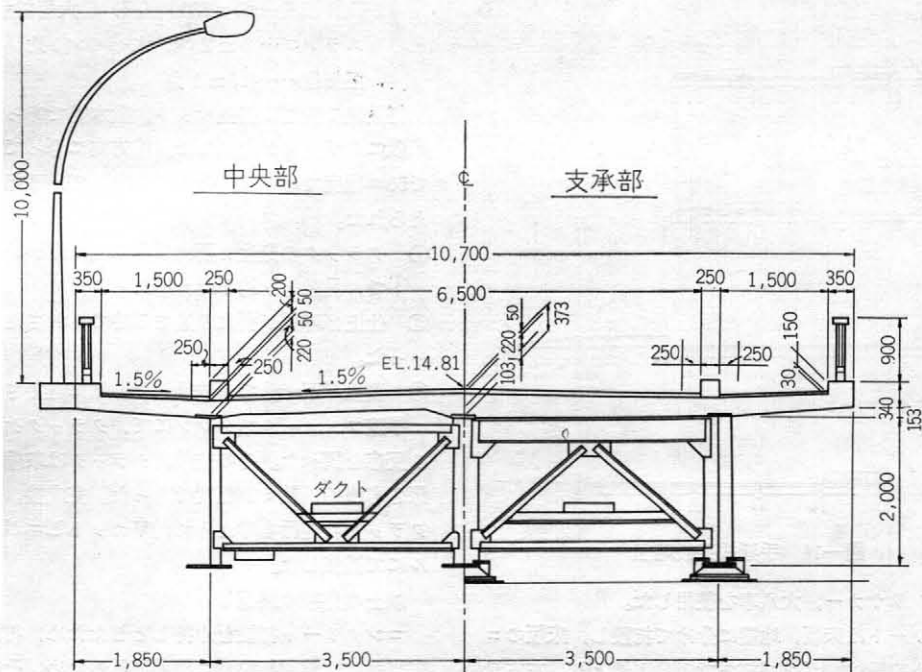


図-13 管理橋標準断面図

後、リベット検査を行った。不良リベットの処置は、ドリルでもみ抜いたり、ガス切断した。いずれの場合も母材を傷つけないよう注意した。ガス切断の場合には、頭部切断用の火口を使用した。

不良リベットは首下の長いもの、綾構などリベット使用量の少いヶ所に多くみられた。夏場において、鉸鉸カ所全域に不良リベットが出たこともあり、鉸鉸検査は全ヶ所慎重に行った。

ロ. 架設

架設工は、まず測量を行い、下部工の出来形をチェックして、支承の位置を墨出ししておき、出来上がった管理橋の上で桁を組立て、順次引出した。その手順は下記に示す通りである(写真-7)。

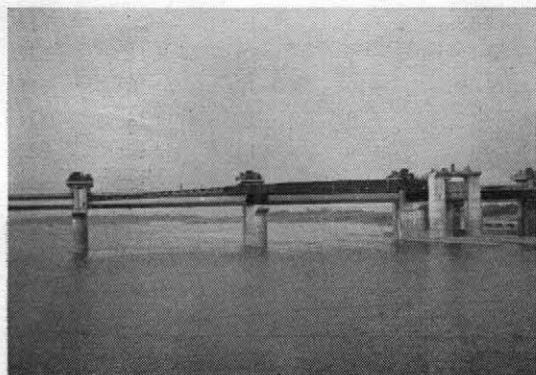


写真-7 手延機にて桁架設中

- ① 引出し用軌道の敷設、桁運搬用台車の設置
- ② 手延機組立て
- ③ 桁組立、鉸鉸
- ④ サンドル・ローラーの設置
- ⑤ 桁のみ引出し、手延機に取付ける。
- ⑥ 桁、手延機の引出し
- ⑦ ジャッキダウン、据付
- ⑧ 桁の手延取付部の切断撤去
- ⑨ 次回引出し用軌道の敷設
- ⑩ ⑧～⑨の繰り返し
- ⑪ 手延機の引戻し
- ⑫ 手延機、軌道解体撤去

手延機先端のタワミを測定し、桁のキャンパーも考慮に入れ、前後のローラー高を調整する。そして、あらかじめ堰柱上に埋込んだアンカーを利用して、15kWのウインチで桁を引出す。サドルには、始め木製枕木を用いたが、桁の重量が大きくなり、しかも振れ止め、転倒防止も難しいので、危険防止のため鋼製枕木に変更した。ローラーにボールベアリングのないものを使用して、桁の引出し中、ワイヤーを破断するなど初歩的なミスがあったが、比較的順調に架設できた。

ハ. 床版工事

桁架設終了後、左右両岸から床版工を始めた。型枠は主桁間はペコビームを張り渡し、左右の張り出し部は、支保工にベビーサポートを使用し、梁材、根太材には端太角、パネルは耐水ベニヤを使用した。

型枠、鉄筋組立中及び材令の若いコンクリート上の鉄

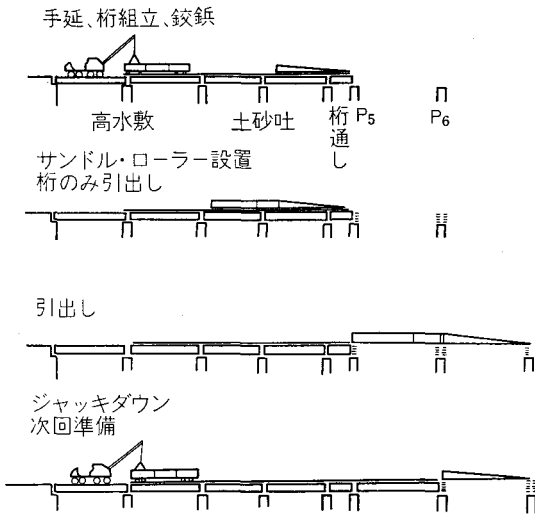


図-14 手延式架設略図

筋運搬は、リヤカー、大八車を使用した。

コンクリートは床版、地覆に分けて打設し、床版のコンクリート打設は、ポンプ打ちで1日1連とし、左右岸とも片押し施工であった。打込み時コンクリートの飛沫が、安全装置に固定したゲートに付着しないよう、シート等でゲートを覆った。表面は舗装との接着を良くするため刷毛目を入れた。

コンクリートはA Eコンクリートとし、その配合は、

設計強度… $\sigma_{28}=280 \text{ kg/cm}^2$ 、最大骨材寸法 25mm
 スランブ… $8 \pm 2 \text{ cm}$ 、水セメント比 48%以下
 空気量… $4.5 \pm 1 \%$

打設後の養生は養生マット、散水等であった。一部の床版にクラックが発生した。桁方向に沿って、長いもので50cm程度であった。その原因として、下記のことが考えられた。

- ① クラックの発生場所は周囲に比べ軟かいコンクリートで、足跡等を均した場所だった。
- ② 仕上げ時期が硬化の始まる時で、おさえが足りなかった。
- ③ 養生が不十分で、乾燥した強風に直接さらされた。

早速フェノールスタレンにて、クラックケ所のアルカリ反応を調べた。その結果、クラックは収縮クラックで深さも浅く、数ミリ程度であった。完成後、振動などでクラックの進行も考えられ、Vカットしエポキシモルタルにて補修した。

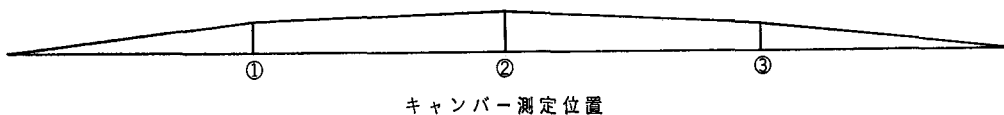
以上の作業の繰返し

コンクリート打設を片押しとしたため、打始め側の伸縮継手は、前回打設時に調整済みのため、そのままコンクリートの打設を始められるが、打終り側伸縮継手は、キャンパーのもどりによるズレのため、打設後30'~1h後桁が落着いてからボルトを締付けて、縮手を所定の高さに調整した。なお、継手とコンクリートの空隙のてん充は、伸縮継手にあらかじめ50cmピッチに $\phi 25\text{mm}$ のモ

表-9 内桁キャンパー実測値

桁	仮組時			架設時			完了時		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
P ₅ -P ₆	+ 6	+ 7	+ 5	+ 2	+ 3	+ 4	+ 9	+12	+11
P ₆ -P ₇	+ 5	+ 4	+ 1	- 1	- 2	- 1	+16	+20	+15
P ₇ -P ₈	0	0	+ 4	+ 4	+ 6	+ 5	+14	+17	+11
P ₈ -P ₉	+ 5	+ 9	+ 7	-10	+11	+ 6	+28	+32	+27
P ₉ -P ₁₀	+ 4	+ 6	+ 8	+ 7	+ 9	+ 6	+17	+27	+19
P ₁₀ -P ₁₁	- 1	- 1	- 1	+ 8	+10	+ 9	+13	+18	+12
P ₁₁ -P ₁₂	- 4	+ 5	- 4	+ 7	+ 9	+ 6	+11	+17	+13
P ₁₂ -P ₁₃	0	- 2	- 2	+11	+13	+12	+19	+22	+19
P ₁₃ -P ₁₄	+ 4	+ 4	+ 2	+ 5	+ 2	+ 1	+13	+14	+12
P ₁₄ -P ₁₅	- 4	- 4	- 2	+ 9	+ 9	+10	+17	+18	+15
P ₁₅ -P ₁₆	+ 3	+ 1	+ 0	+ 7	+ 7	+ 6	+10	+14	+11
P ₁₆ -P ₁₇	+ 3	+ 1	+ 2	+10	+10	+ 9	+14	+17	+13
P ₁₇ -A ₂	- 1	- 3	0	+ 1	+ 4	+ 4	+12	+18	+13

表は 42.5m×10コ、43.4m×2コ、44.9m×1コ の測定結果



キャンパー測定位置

ルタルてん充用の穴を明けておいた。詰モルタルには無収縮セメントモルタルを用いた。

ニ. 塗装工事

工場塗装は吹付け、現場塗装は刷毛塗りで行った。現場の塗装管理は紙頭ケレン、タッチアップに重点をおいた。その他、塗膜厚の測定、外観検査を行った。

仕上げ色はラバマリン上塗りDZ-141(赤色)と決定したが、その後化学工場の一連の事故、オイルショックによる石油関連製品の暴騰、電力カットによる生産制限等から、同一メーカーの赤色塗料の入手が困難なため、ラバマリン上塗りE14-849(青色)に変更した。

ホ. キャンパー

キャンパーは工場検査時、架設時、床版コンクリート打設時及び舗装など終了後測定した。表-9にみられるように、最終キャンパーは計算値に比べ、かなり大きい。しかし、逆キャンパーではないということで許容された。舗装面に縦断勾配ができてしまったが、伸縮継手の調整の際、この分を見込んでおけば、舗装でカバーできたことが反省された。勾配のため、高欄の取付け、縁石の据付けにも苦勞した(表-9)。

おわりに

本大堰の管理計画は、現在検討中であるが、遠隔操作による自動管理システムを予定している。完成すれば、木曾川総合用水事業の全ての取水管理は集中制御され、各々の施設はその指令に基づき、安全にしかも確実に操作されよう。

しかし、近年濃尾平野においては、地盤沈下が急速に進んでいる。幸い、本大堰においては、今のところ大きな沈下は見られないが、これからの施設の維持管理上の大きな問題となってくるであろう。

昭和45年以来多年にわたる事業であるため、途中仮締切の冠水、砂利組合の出荷拒否、オイルショック等種々のトラブルがあった。しかし、その都度、多くの人々の創意工夫と熱意及び弛まぬ努力によって、大きな事故もなく完成することができたことを大いに感謝している。今後も関係者の暖かい御支援と御協力により、出来るかぎり立派な大堰に仕上げたいと思っている次第である。

NEWJEC

土木、建築、電気、機械の 総合コンサルタント



株式
会社

新日本技術コンサルタント

取締役社長 松本 栄治

専務取締役
工学博士 丸山 二郎

常務取締役
工学博士 田中 治雄

プロジェクト長 長野 秀二郎

プロジェクト長 溝口 旦元

土木第3部長 松井 豊

本社	大阪市南区長堀橋筋1-3	丸善石油ビル	TEL 245-4901
東京支社	東京都渋谷区広尾5-4-12	ダイヘン大成ビル	TEL 442-7433
名古屋事務所	名古屋市中村区祿宣町4-24	八栄ビル	TEL 581-7935
仙台事務所	仙台市片平1-2-10	清香ビル	TEL 62-1591

今切川河口堰・旧吉野川河口堰の計画と施工

小 野 重 雄* 安 本 巖** 前 田 晋***

目 次

I. はじめに……………(16)	V. 管理施設について……………(31)
II. 事業の概要……………(16)	VI. 工事の施工について……………(32)
III. 河口堰の計画……………(19)	VII. あとがき……………(41)
IV. 堰の構造について……………(28)	

I はじめに

旧吉野川河口堰建設事業は、吉野川総合開発事業の一環として水資源開発公団が工事を実施中のものである。

この事業は、昭和46年初めに着手し、二つの堰の改築と、撤去を併せて行うものであり、また工事中と言えども従来どおりの水位等の管理を行なう必要があり、昭和48年7月より暫定管理も開始している。これらの工事がほぼ完了するのは、昭和51年3月の予定である。

以下、計画と施工について概要を報告します。

II 事業の概要

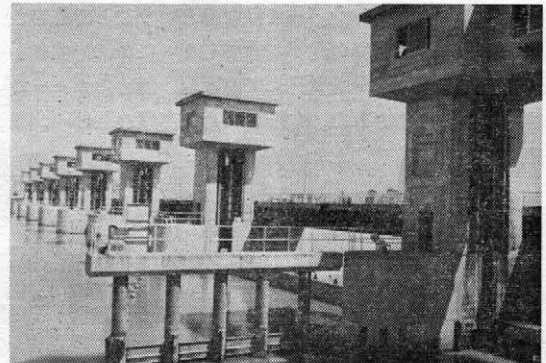
旧吉野川は、我が国屈指の水資源の豊庫であり「四国三郎」の異名を持つ吉野川の下流部(河口より15km地点)左岸から分派し、更に流路の途中で今切川が右派し、紀伊水道にそそぐ緩勾配の平地河川である。

流域の沿岸は約40,000haに及ぶ穀倉地帯が展開し、旧吉野川を用水源とし、その恩恵に浴している。一方、沿岸の中、下流は、近時急速に発展した都市化に伴い、工業用水、上水道用水の新規水需要が強く要望されている。

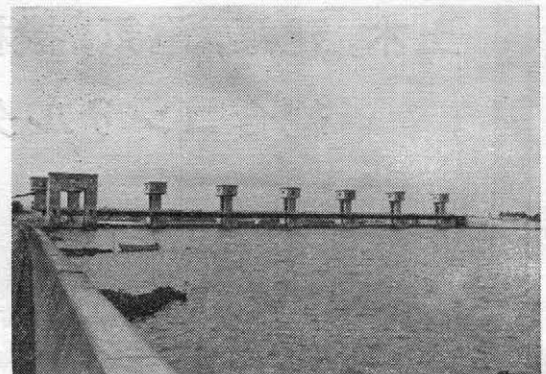
この流域の大半は、感潮部にあり旧吉野川、今切川河口部に設けられた従来から潮止め樋門により管理された水位により、塩害を防いでいるが、樋門の老朽化によって、漏水が多くなり、十分な役目を果していないのが現状であった。

この河川の治水現状を眺めてみると、昭和42年度中小河川旧吉野川改良事業を実施するまでは、本格的な改修はなく計画高水量も、700 m^3/s 程度であったが集水区域内の中小河川の改良工事の進展と計画降雨確率の向上変更(1/30→1/70)とにより、今切川分派点においては1,600 m^3/s となった。これに伴い河道改修計画を再検討し、河川拡幅および、河床掘削を実施することにした。

* 水資源開発公団旧吉野川河口堰建設所



写真一 今切川河口堰(上流側)



写真二 旧吉野川河口堰(下流側)

この計画によると従来からの旧吉野川、今切川両潮止樋門は、堰柱多く計画高水位が約1m堰上げられるので改築する必要がある。このように治水面でも堰地点で計画高水位に合せ計画高水流量の疎通を計るべく旧堰よりも敷高を約2.5m下げる計画とし、河川改修と相まって治水の効果も期待されている。利水面では、既設の農業用水、都市用水の取水施設の大幅な変更を行うことなく、又、新規取水については堰の改築により、それぞれ需要

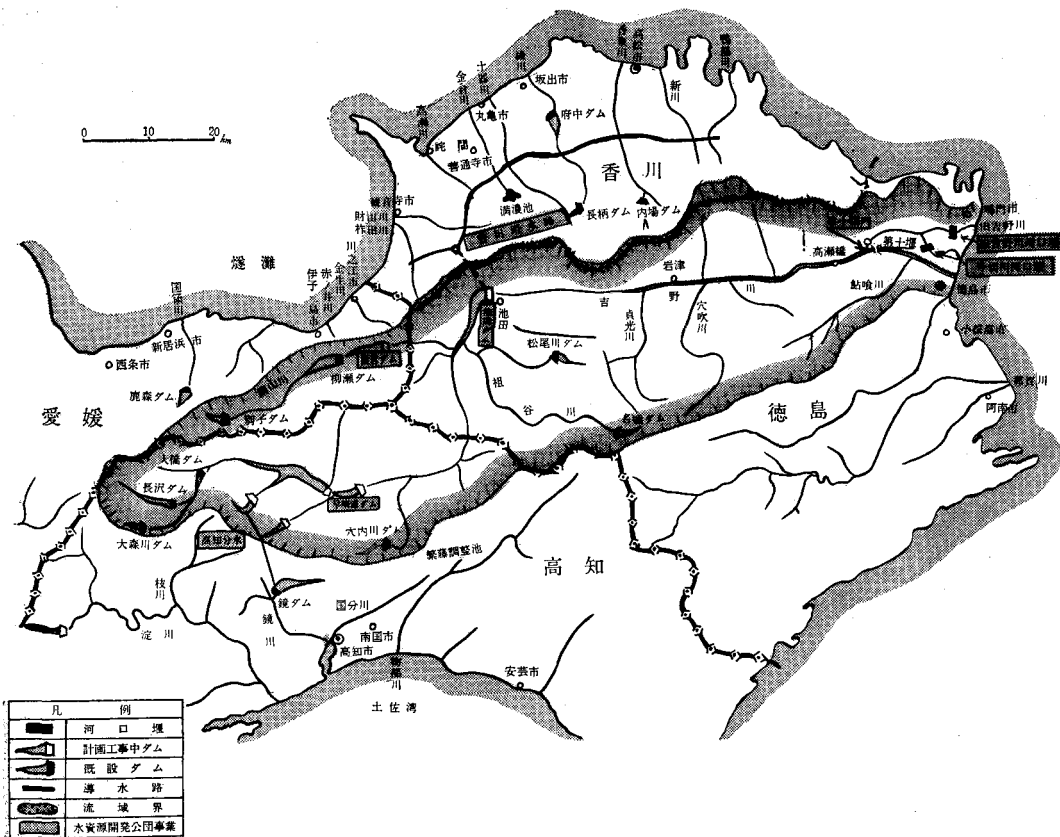


図-1 吉野川総合開発概要図

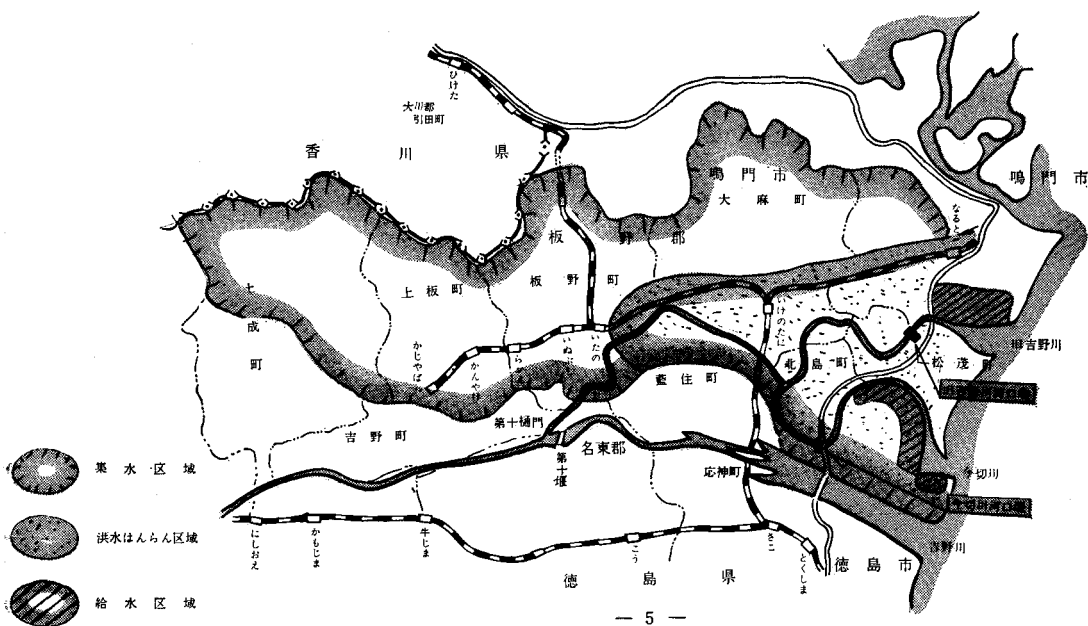


図-2 事業位置図

表一 現況および計画諸元

今切川河口堰

		現況	計画
位置(河口からの距離)		8.3KM	8.4KM
計画高水位			TP+3.217M
管理水位		TP+0.667M	TP+0.667M
水門			
	水門部延長	48M	193.3M
	門扉	380M×2.60M 10門鋼製スルースゲート	25.0M×6.0M 7門鋼製ローラーゲート (内1門調節門扉)
開門			
	有効巾	7.0M	7.3M
	延長	36.0M	36.0M
	門扉	内巾 7.0M×高 4.7M 鋼製スルースゲート	7.3M×6.0M 鋼製ローラーゲート
	ゲート天端高	TP+1.337M	TP+1.767M
	敷高	TP-3.363M	TP-4.233M
越流堤			
	延長	110.01M	—
	天端高	TP+0.667M	—
魚道			
	左岸	延長 7.0M 内巾 550M	内巾 5.50M
	右岸	延長 6.3M // 550M	
	敷高	左岸 TP-1.033M	TP-0.833~+0.367M
		右岸 TP-0.833M	
川	巾	180.00M	220.30M
旧吉野川河口堰			
		現況	計画
位置(河口からの距離)		4.0M	3.5M
計画高水位			TP+2.757M
管理水位		TP+0.667M	TP+0.667M
水門			
	水門部延長	90.0M	168.3M
	左岸部門扉	内巾 4.2M×高 2.5M 6門	25.0M×7.300M 6門 鋼製ローラーゲート (内1門調節門扉)
	右岸部門扉	内巾 4.2M×高 2.5M 1門	
	ゲート天端高	TP+1.127M	TP+1.767M
	敷高	TP-2.293M	
	中央部門扉	内巾 4.2M×高 3.5M 11門	TP-5.533M
	ゲート天端高	TP+1.127M	
	敷高	TP-2.373M	
開門			
	有効巾	7.00M	7.30M
	延長	25.00M	25.00M
	門扉	内巾 7.0M×高 4.5M	7.3M×7.30M 鋼製ローラーゲート
	ゲート天端高	TP+1.127M	TP+1.767M
	敷高	TP-3.373M	TP-5.533M
越流堤			
	延長	—	—
	天端高	—	—
魚道			
	左右岸	巾 5.50	// 5.50M
	敷高		TP-0.833M~+0.367M
川	巾	110.40M	192.30M

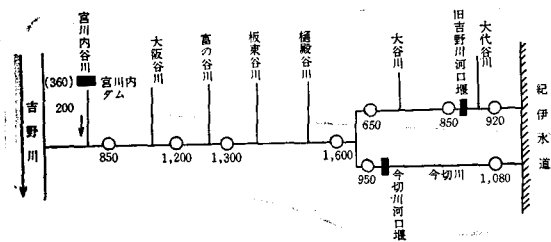


図-3 堰完成後の流量配分図

地に近い所から取水できるようになり、短縮距離は約4～6kmとなる。

III 河口堰の計画

1. 計画諸元

現況及び計画諸元表-1に示す。

2. 調査並びに水理実験

今切川河口堰・旧吉野川河口堰の設計にあたり、土質調査並びに、水理実験を実施しその資料に基づき、各種の設計を行った。

両堰の構造タイプは同じであり、地質様態も極端な差異はないので本報告では今切川河口堰について紹介する。

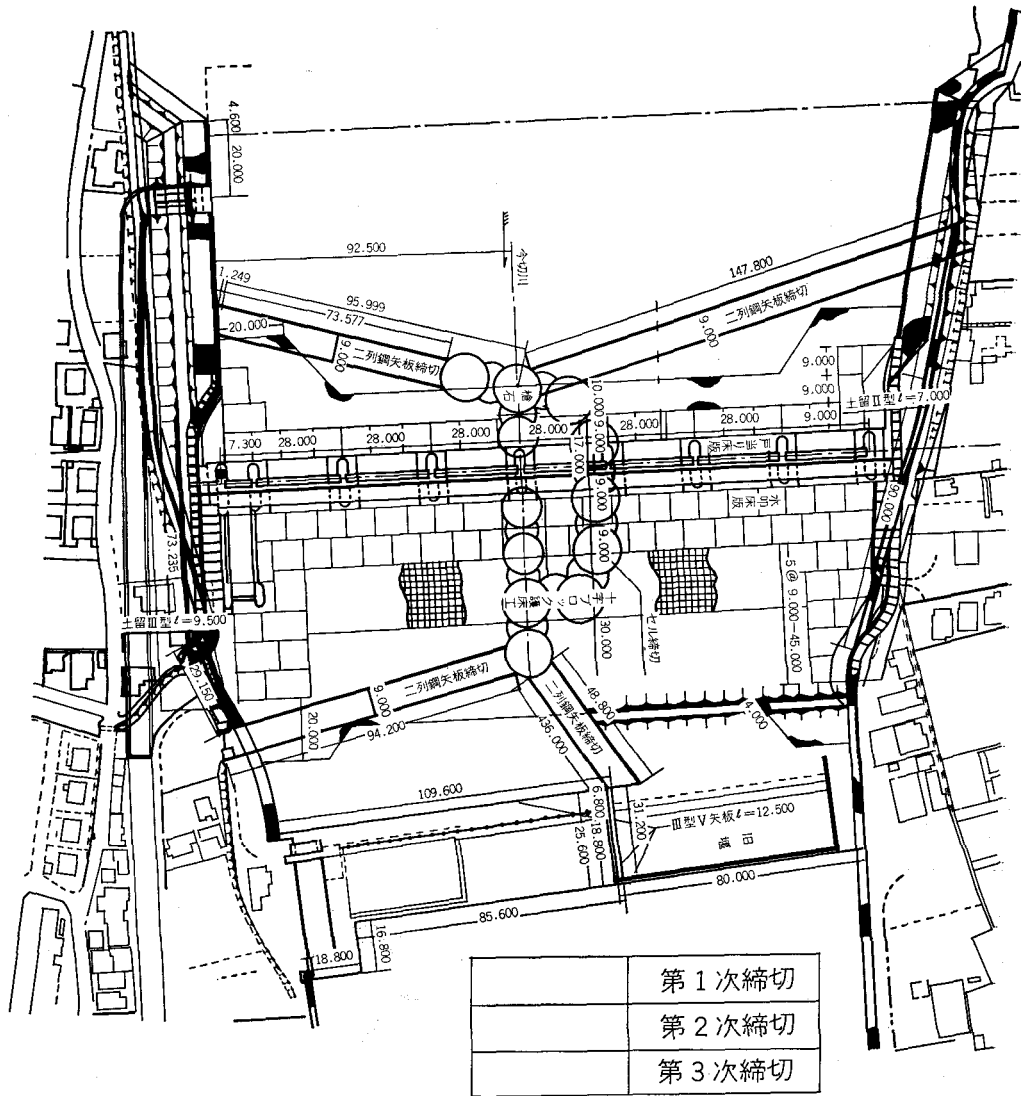
表-2 調査数量表

調査地点名	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	計	
試錐 (掘進長) (m)	40.05	40.2	40.2	39.5	40.2	40.2	240.3	
標準貫入試験 (回)	30	32	29	35	38	32	196	
試料採取 (本)	4	0	4	0	0	4	12	
横方向 K 値 (回)	7	0	8	0	0	6	21	
現場透水試験 (回)	0	2	0	0	2	0	4	
電気検層 (m)	0	40	0	0	0	0	40	
減極率測定 (回)	0	11	0	0	0	0	11	
室内土質試験	物理試験 (ヶ)	14	1	14	10	0	14	53
	一軸圧縮試験 (ヶ)	4	0	4	0	0	4	12
	三軸圧縮試験 (ヶ)	4	0	4	0	0	4	12
	圧密試験 (ヶ)	2	0	2	0	0	2	6
	透水試験 (ヶ)	0	0	2	0	0	2	4

試料採取はデニソンサンプラーを使って乱さない試料採取

表-3 地層区分と力学・変形特性

地層区分	深 度	N 値	粘着力 C	マサツ角 ϕ	流動圧 Pf	極限圧 P ℓ	変形係数 E	地盤反力係数 K	変位量 δ_0
ゆるい細砂	TP-1.5m ～-11.5m	3～10	0	26～30°	kg/m ² 4.8	kg/m ² 8.4	kg/m ² 46	km/m ² 2.7	cm 1.8
砂質シルト	-11.5m～-17m	3～8	3.0 t/m ² 3.8 t/m ²	10° 0°	3.7	5.2	36	1.5	2.5
ゆるい微砂	-17m～-18m	20～30			6.5	10.0	89	5.2	1.2
砂質シルト	-18m～-23m	5～6	3.5 t/m ² 4.4 t/m ²	5° 0°	3.3	5.7	50	2.1	1.6
レキ混り砂	-23m～-30m	20～30			5.8 以上	11.2 以上	129 以上	7.6 以上	0.8
砂レキ	-30m～-37m	30～40			20	(30)	327	19	1.0
玉石混り砂レキ	-37m～以深	N>50							



正面図

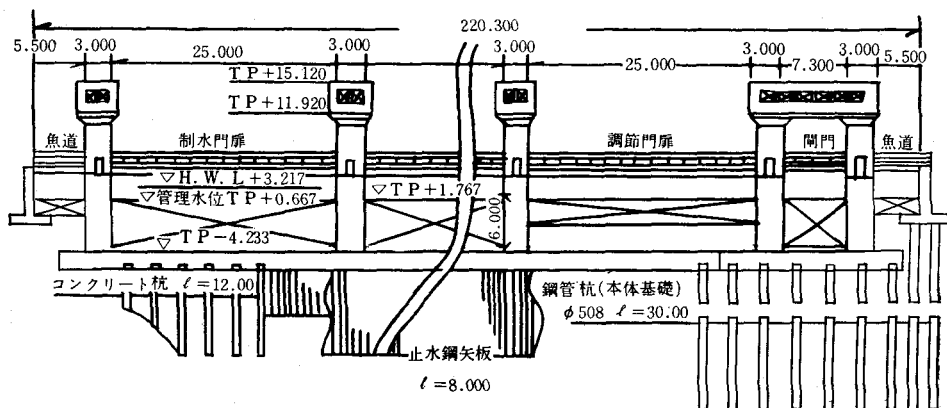
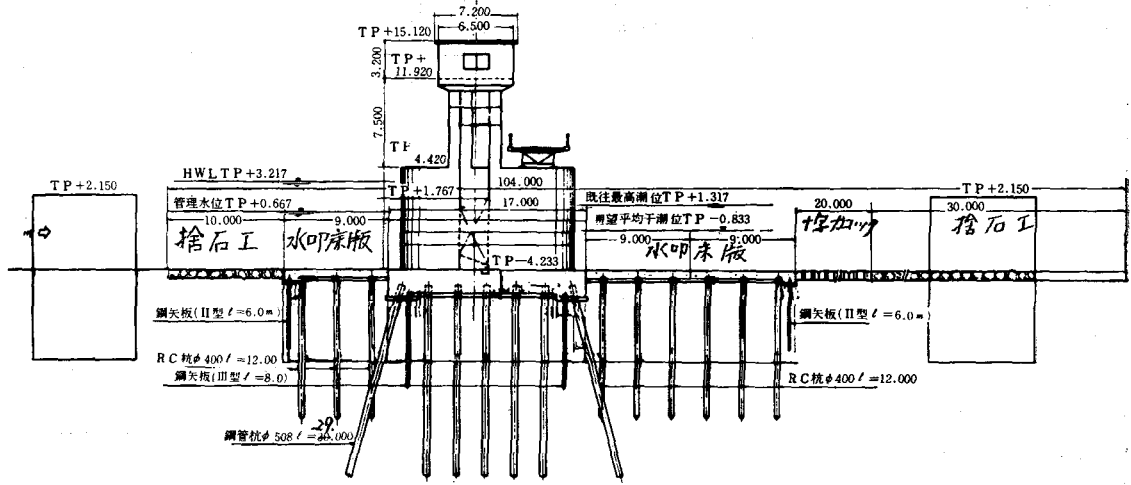
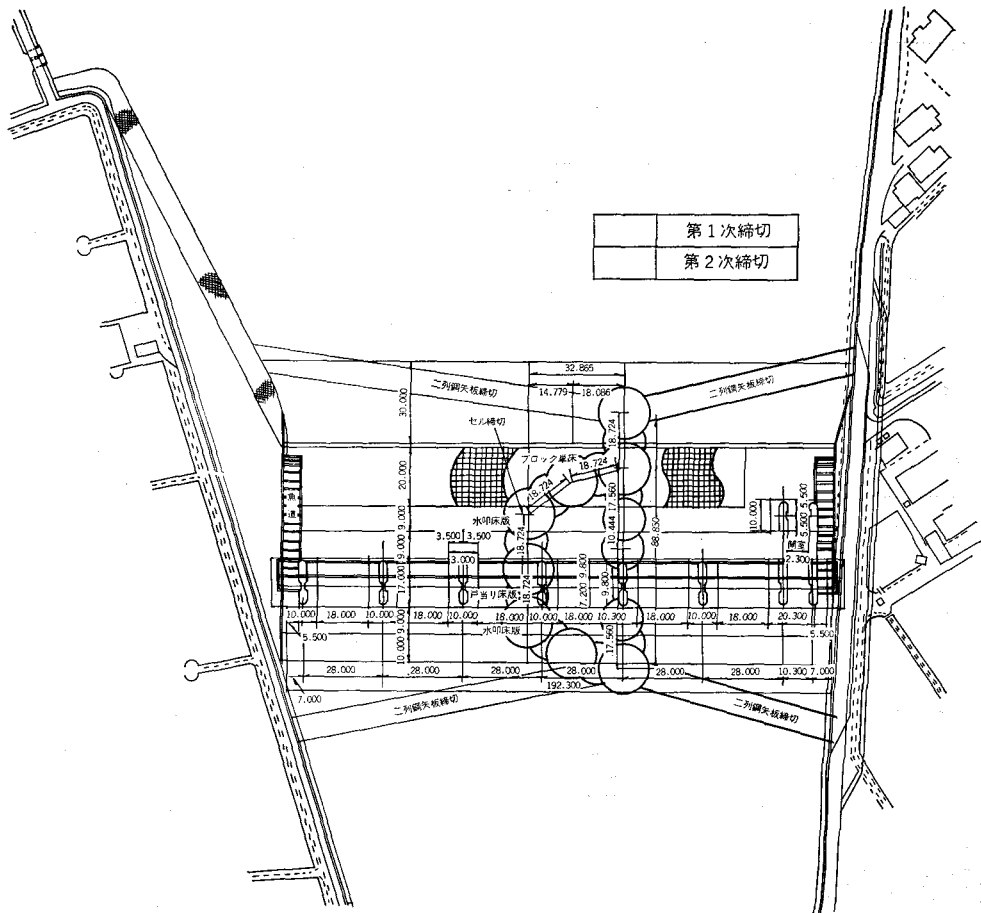


図-4-1 今切川河口堰

標準断面図



図一四二 今切川河口堰



図一五 旧吉野川河口堰平面図

2-1 土質調査

土質調査は、表-2の項目について3~6点行い、調査と解析を行った。

地質概要は、大別して沖積層及び洪積層に区分され、その境界は、T. P. -20m付近である。沖積層は、砂層、砂礫層より構成されている。また、沖積層はN値10前後で軟く、砂層は細砂~中砂、粘性土層はシルトを主体に構成されており、その間に砂層をレンズ状に挟んでいるが、層厚も厚くN値も高いためこの層を支持層として期待した。(表-3, 図-6参照)

a) 基礎地盤の物理特性

○透水係数

河口堰の設計及び施工計画に透水係数は欠かせないのであるが、現場透水試験結果及び粒度分析結果よりCreagerの方法で推定する等、土質別の透水係数(K)は、次のように判定した。(図-7)

礫混り土 $K = 1 \times 10^{-2}$ cm/sec
 中砂~細砂 $K = 2 \times 10^{-3}$ "

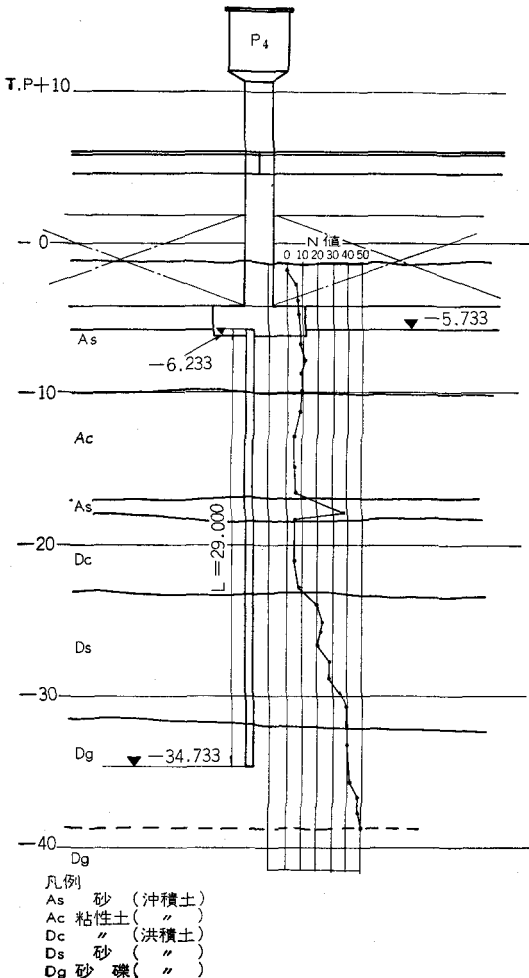


図-6 今切川河口堰土質柱状図

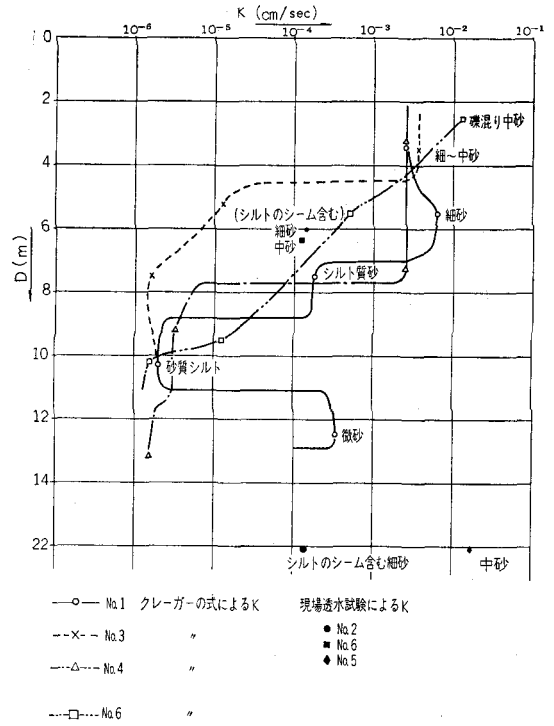


図-7 透水係数(K)~深度(D)関係図

シルト混り砂 $K = 2 \times 10^{-4}$ "
 砂質シルト $K = 2 \times 10^{-6}$ "

○土の単位体積重量 (γ_s), 間隙比 (e), 土粒子の比重 (G_s)

γ_s 及び e は、土圧, 支持力, 沈下量, 透水係数などの検討に必要な要素である。しかし現在のところ乱さない試料を採取できるもの以外は、推定によるなどしたが、それぞれ表-4の結果が得られた。

土粒子の比重 (G_s) は、上部砂層のボーリングの検討などで必要な常数ですべて室内実験できめた。 G_s は試験結果より土質型による明確な差異は認められず、全般的に $G_s = 2.72 \sim 2.83$ であった。

b) 基礎地盤の剪断特性及び変形特性

粘性土については室内土質試験結果より求め、砂質土

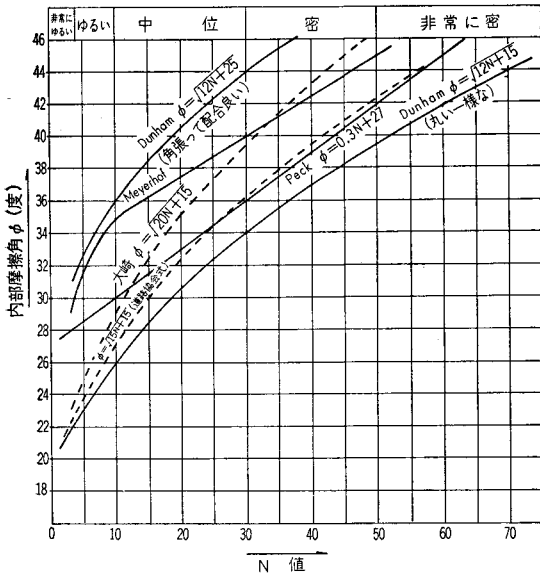
表-4 ()内数値は実測値

TP		No. 7	No. 3	No. 6
±0m				
深				
度				
(m)				
-5	ゆるい細砂	$\gamma_s=1.8$ $e=0.8$		
-10		(1.83)	(1.81)	
-15	砂質シルト	$\gamma_s=1.8$ $e=1.25$	(1.1)	(1.2)
-20		(1.71)	(1.80)	(1.75)
-25	ゆるい微砂	$\gamma_s=1.8$ $e=0.8$	(1.3)	(1.1)
-30		(1.84)	(1.79)	(1.82)
-35	砂質シルト	$\gamma_s=1.8$ $e=1.15$	(1.81)	(1.0)
-40		(1.81)	(1.81)	(1.79)
-45	レキ混り砂	$\gamma_s=1.9$ $e=0.55$		
-50				
-55	砂レキ	$\gamma_s=2.0$ $e=0.45$		

()内数値は実測値

表—5 内部摩擦角と粘着力

ゆるい細砂	$\phi=25^{\circ}-30^{\circ}$ $C=0$
砂質シルト	$(C=0.38 \phi=7^{\circ})$ $(C=3/4 \phi=10^{\circ})$ $(C=0.33 \phi=10^{\circ})(q=0.79)$ $(C=0.24 \phi=2^{\circ})(q=0.58)$ ($q=0.94$) $(C=0.30 \phi=11^{\circ})$ or $(C=0.14 \phi=16^{\circ})(q=0.27)$ $(C=0.30 \phi=5^{\circ})(q=0.87)$ ($q=0.55$) $(C=38 \phi=0^{\circ})$
ゆるい微砂	
砂質シルト	$(C=0.35 \phi=4^{\circ})$ $(C=35 \phi=5^{\circ})$ $(C=0.37 \phi=5^{\circ})(q=0.68)$ $(C=0.24 \phi=2^{\circ})(q=0.90)$ ($q=0.93$) or $(C=0.42 \phi=5^{\circ})$ or ($q=0.95$) $(C=44 \phi=0^{\circ})$ $(C=0.28 \phi=6^{\circ})(q=0.93)$ $(C=0.27 \phi=5^{\circ})(q=0.67)$
レキ混り砂	() 内は試験値
砂レキ	

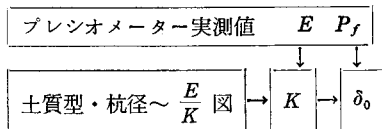


図—8 各種N~φ関係図

については、図—8より推定した。各層の内部摩擦角(φ)と、粘着力(c)は表—5のとおりであった。

強度特性は、プレシオメーターにより測定し、その結果より求めたものは、表—6、図—9のとおりであった。

変形特性は、プレシオメーター測定結果より、横方向地盤反力係数 K 値及び、限界変位量 δ₀を次の手順で求めた。



$$\delta_0 = P_f / K$$

E: プレシオメーター法による標準の変形係数

P_f: 流動圧

K: 土質型や堰径による函数(図—10)

K値の分布は、表—7のようであった。

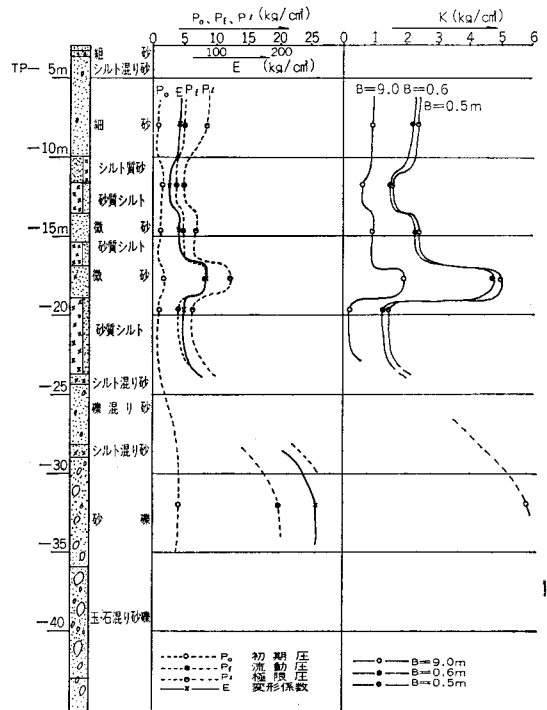
表—6 プレシオメーター強度特性

地質	初期圧	流動圧	極限圧
ゆるい細砂	Po=1.0kg/m ²	Pf=4.8kg/m ²	P1=8.4kg/m ²
砂質シルト	Po=1.0kg/m ²	Pf=3.7kg/m ²	P1=5.4kg/m ²
ゆるい微砂	Po=1.7kg/m ²	Pf=6.5kg/m ²	P1=10.0kg/m ²
砂質シルト	Po=1.0kg/m ²	Pf=3.3kg/m ²	P1=5.7kg/m ²
レキ混り砂	Po=1 kg/m ²	Pf=5.8kg/m ² ↓ Pf>=5.8kg/m ²	P1=11.2kg/m ² ↓ (N≒20相当) P1>=11.2kg/m ²
砂レキ	Po=5 kg/m ²	Pf=20kg/m ²	(P1=30kg/m ²)* (N値40相当)

(注) * P1は推定値

$$P1 = (1.5 \sim 2) Pf$$

$$P1 = \left(\frac{1}{10}\right) E \text{より推定したもの}$$



図—9 No.1地点プレシオメーター測定結果図

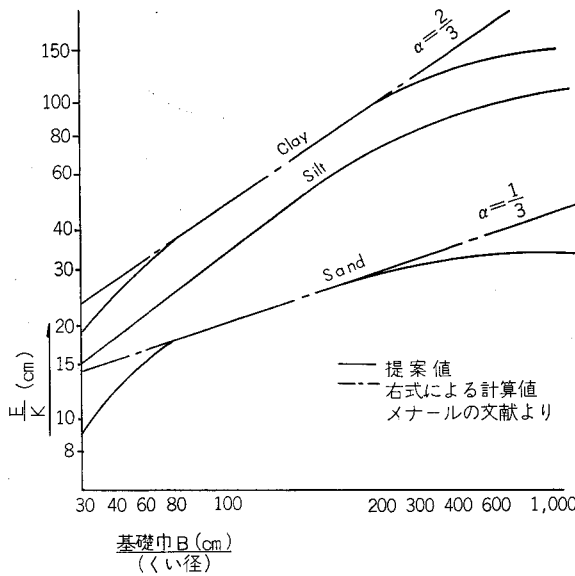
2-2 水理実験

河口堰の設計にあたり、公団試験所において水理実験を行い、いろいろな水理条件に対する本土工及び仮締切などの構造物の安全性、経済性を模型実験により検討した。

a) 三次元模型実験

仮締切及び堰本体について三次元模型実験により、下記の項目について検討を行った。

(1) 仮締切



$K = \frac{P}{S}$
 $S = (1 + \mu) \left(\frac{1}{3E} + \frac{1}{6E^+} \right) \left(\frac{R}{R_0} \lambda \right)^\alpha R P$
 ここに
 K ; 横方向地盤係数 (kg/cm³)
 P ; 地盤反力 (kg/cm²)
 S ; 変形量
 μ ; ホアゾン比 μ=0.3 (擬弾性領域内)
 E ; プレシオメーターで実測される標準の変形係数
 E⁺ ; 圧縮変形係数でEより換算する
 砂; E⁺=3E 粘土; E⁺=E
 R ; 基礎巾(くい径)の半
 R₀ ; 基準半径 R₀=30cm
 λ ; 形状係数 接地面の形状が細長いとき λ=2.7
 α ; 構造指数
 砂; α=1/3 粘土; α=2/3
 (Sols Soils No.3 Dec 1962 参)

使用例

一様な砂地盤で径(B)=100cmのくいに30tの水平力が働いたときのくい頭(自由)の変位量は、
 プレシオメーター測定結果 流動圧 Pf=2.8kg/cm²
 変形係数 E=4.3kg/cm²
 上図より E/K=21.5 ∴ K=4.3/21.5=2.0kg/cm²

Y.L.Chargの式より

$$\beta = \sqrt{\frac{K \cdot B}{4 E_p I_p}} \quad E_p = 3.5 \times 10^5 \text{cm}^4 \text{ (コンクリートくい)} \quad I_p = 4.9 \times 10^6 \text{cm}^4 \text{ とする}$$

$$\beta = \sqrt{\frac{20 \times 100}{4 \times 3.5 \times 10^5 \times 4.9 \times 10^6}} = 2.32 \times 10^3 \text{cm}^{-1}$$

くい頭変位量 $Y = \frac{2 \beta H}{K \cdot B} = \frac{2 \times 2.32 \times 10^3 \times 30 \times 10^3}{2.0 \times 100} \approx 0.7 \text{cm}$

限界変位量 Y₀=Pf/K=2.8/2.0=1.4cm

Y < Y₀ ∴ 擬弾性領域内である。

Y > Y₀ のときは上記Kを使用することはできない。

図-10 E/K ~ B 関係図

表-7 K値の分布

ゆるい細砂	E = 46kg/cm ²	K ₁ = 2.7kg/cm ³ δo ₁ = 1.8cm	K ₂ = 1.4kg/cm ³ δo ₂ = 3.4cm
砂質シルト	E = 36kg/cm ²	K ₁ = 1.5kg/cm ³ δo ₁ = 2.5	K ₂ = 0.36kg/cm ³ δo ₂ = 1.0
ゆるい微砂	E = 89kg/cm ²	K ₁ = 5.2kg/cm ³ δo ₁ = 1.2	K ₂ = 2.7kg/cm ³ δo ₂ = 2.4
砂質シルト	E = 50kg/cm ²	K ₁ = 2.1kg/cm ³ δo ₁ = 1.6	K ₂ = 0.5kg/cm ³ δo ₂ = 6.6
レキ混り砂	E = 129kg/cm ² 大	K ₁ = 7.6 δo ₁ = 0.8cm 大	K ₂ = 3.9 δo ₂ = 1.5cm
砂レキ	E = 327kg/cm ²	K ₁ = 19kg/cm ³ δo ₁ = 1.0	K ₂ = 10kg/cm ³ δo ₂ = 20

K₁ : B = 50~60cm K₂ : B = 5m~10m

- ・天端高及び平面形状
- ・既存護岸への影響
- (2) 堰本体
 - ・調節ゲートのオーバーフロによる下流河床・護岸に及ぼす影響
 - ・開門上下流の流況の検討

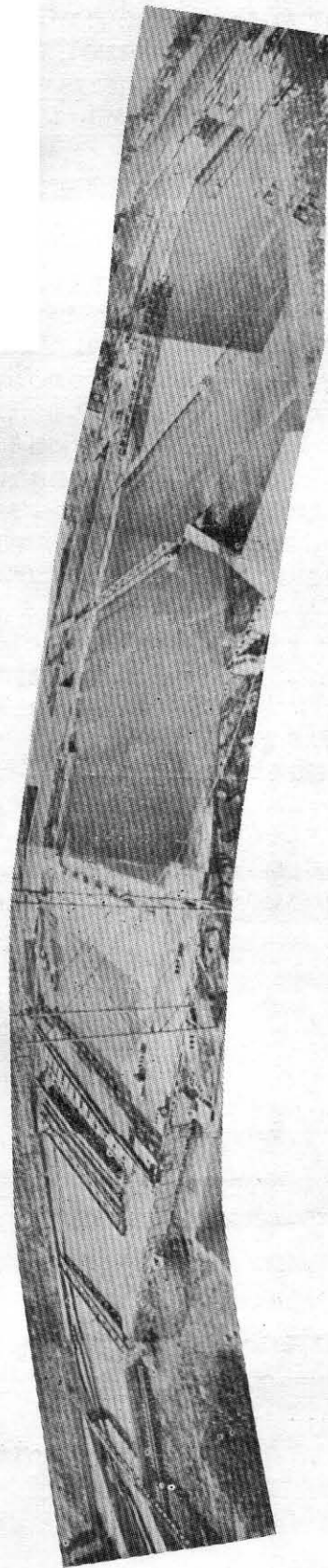
- ・制水ゲート・調節ゲートからのアンダーフローによる下流河床及び護岸に及ぼす影響、並びに安全なゲート操作の範囲
 - ・左岸ゲートのアンダーフローによる堰上流の堆砂フラッシュ
 - ・許画高水時の流況
- 実験における水理条件及び、相似率は表-8、表-9のとおりである。

a)-1 実験結果

・仮締切

仮締切は、濁水期に半川づつ二回に分けて施工する工法とし、中央部は円形セル型、左右岸への取付は直線二列鋼矢板締切の計画に従った。仮締切の設計条件は、流量 350 m³/s、河口堰潮位がさく望平均満潮位 (T. P. + 0.86m)、このときの河口から8.2km地点の水位が不等流計算によって T. P. + 1.12m と与えられる。

左岸仮締切の実験で測定した水位は、T. P. + 1.73m であり締切天端高 T. P. + 2.15m に対し約 0.4m の余裕があることになる。流速は、セル締切の付近で 1.3~1.5 m/s の流速が生じ水衝部で洗掘は受けるが、セル根入は 10m 程度あり支障はない。又、既存の護岸付近での流速



写真—3 三次元模型全景

表—8 実験に使用した下流水理条件
(不等流計算による)

(セキ完成後)

今切川流量	河口潮位	セキ直下流 水位	備 考
380m ³ /s	TP-0.92	TP+0.30	河口最底潮位
500	-0.92	+0.70	〃 〃
950	-0.92	+1.85	〃 〃
950	0.0	+1.90	〃平均満潮位
500	+2.65	+2.81	〃計画潮位
950	+2.65	+3.19 ⁵	〃 〃

(現 況)

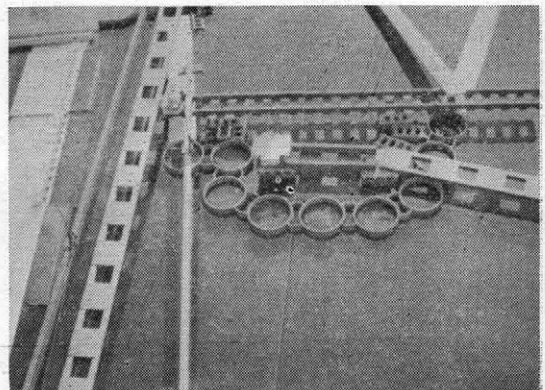
今切川流量	河口潮位	8.2km 地点水位	備 考
350m ³ /s	TP+0.86	TP+1.12	河口さく望 平均満潮位

注) 河口潮位は小松島港での昭和27~41年の観測結果を用いている。

また流量100m³/s以下ではセキ直下流, 8.2km地点もほぼ河口潮位と同じである。

表—9 フルードの相似側による
模型実物間の相似率

諸 量	次 元	縮 率		
長 さ	L	n	1:30	1/30
時 間	T	n ^{1/2}	1:30 ^{1/2}	1/5.4772
流 速	L T ⁻¹	n ^{1/2}	1:30 ^{1/2}	1/5.4772
流 量	L ³ T ⁻¹	n ^{3/2}	1:30 ^{3/2}	1/4929.1
流量係数	—	n ¹	1:1	1/1
粗度係数	L ^{-1/3} T	n ^{1/6}	1:30 ^{1/6}	1/1.7627



写真—4 右岸側仮縮切模型

0.5 m/s 程度で安全であることがわかった。

・堰本体

今切川河口堰は、鋼製ローラーゲートの制水門6門、二段調節門扉1門により堰操作を行うが、表-11のようなタイプに分類される。これらの操作によって河床や護岸に悪影響を及ぼさないことが必要でありこの点に重点をおき実験した。

1) 安全なゲート操作

ゲートを半開状態とし、アンダーフローさせた場合、下端から潜り噴流となるため底面付近に高速流が発生し、下流河床に大きな掃流力が働く。又この時ゲート上流側の流速は小さく、上流からの土砂の供給は殆んど期待できない。従ってゲート操作は下流河床が絶対に洗掘されないという条件によって規制されなければならない。

実際のゲート操作は、上流水位は管理水位 (T. P. + 0.667m) 付近にある場合に行なわれることが多いので、上流側に管理水位付近とし、下流水位及び流量を変化させて実験した。図-11は、ゲート開度 a 、上下流水位差と下流水位との比 $\Delta h/h$ に関して捨石直下流の平均流速の底と底流速 (河床上0.45m) の値を示したものである。後述の二次元模型実験による掃流力と合せ検討すると底流速を0.4 m/sに押え、上流側が管理水位の場合は、1門当り流量を $30 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下とするのが安全であるという結論を得た。

2) 調節ゲートオーバーフローの場合

オーバーフローによる操作は、管理水位付近にある場合が殆んどであり、この状態で流量を変化させて、下流河床の洗掘、護岸及び通行船の安全を考慮し実験した。

実験の結果 $30 \text{ m}^3/\text{s}$ までならば、諸条件に対して安全であることが判明したが、右岸下流側は、河門を漸縮する平面形となっており、閘門が隣接しているので船の安全な通行のため、導流堤(図-12)を設けることとした。

3) 制水ゲート・調節ゲートのアンダーフローの場合

これらゲートのアンダーフロー操作は、堰上流側の塩素イオン濃度が増したときの除塩、調節ゲートのオーバーフローによる安全流量 ($30 \text{ m}^3/\text{s}$) を越えるとき、又は洪水時の放流過程で行なわれるものである。塩素イオン増大は閘門の開閉による塩水の流入が関係するので右岸ゲート及び中央部ゲートについて実験した。

流量は、3門で $200 \text{ m}^3/\text{s}$ 及び $90 \text{ m}^3/\text{s}$ のおのこの2ケースの実験によると3門等開度 $200 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は、底流速約 $1.0 \text{ m}^3/\text{s}$ で洗掘の危険があり、 $90 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は底流速 $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下であり、洗掘、護岸への影響はないことがわかった。これらの実験より塩分フラッシュ等の操作は1門当り $30 \text{ m}^3/\text{s}$ であれば安全であることが判明した。

b) 水叩き及び護床工の長さについて (二次元模型実験)

洗掘現象が生ずるためには、まず流水による土砂の移動がなければならない。しかしそれだけで洗掘が生ずるというわけではなく、土砂の移動の場所的な不均衡がなければ洗掘は進行しない。いま堰下流の洗掘を考えると、ゲート操作時でゲートからアンダーフローまたはオーバーフローで放流する場合には、ゲート上流がせき上げられて河床に働く剪断力も小さく、上流からの土砂の流入は殆んど期待できない。このような場合に下流河床上で土砂の移動が生ずれば必然的に洗掘が進行する。

(セキ上流水位が管理水位の場合)

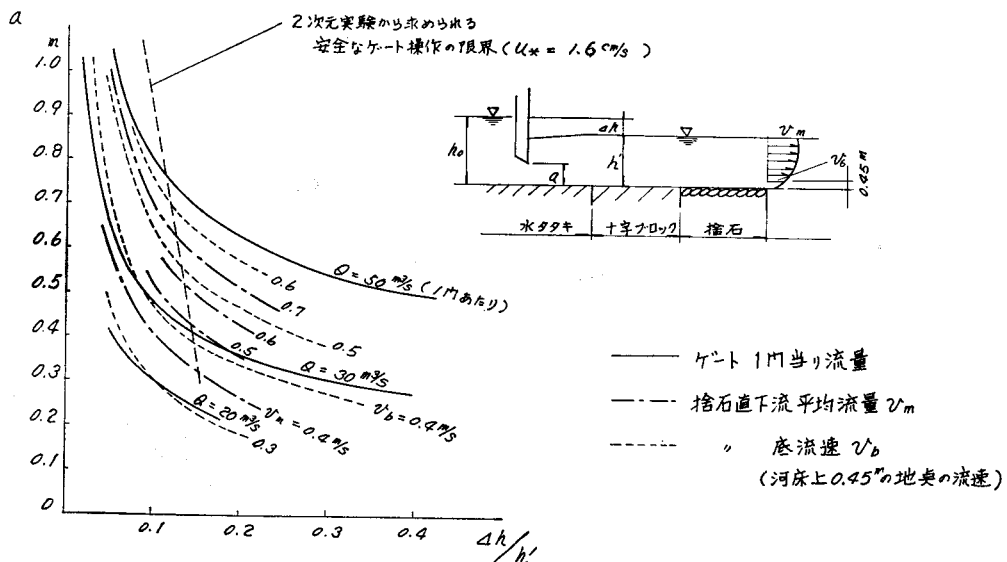
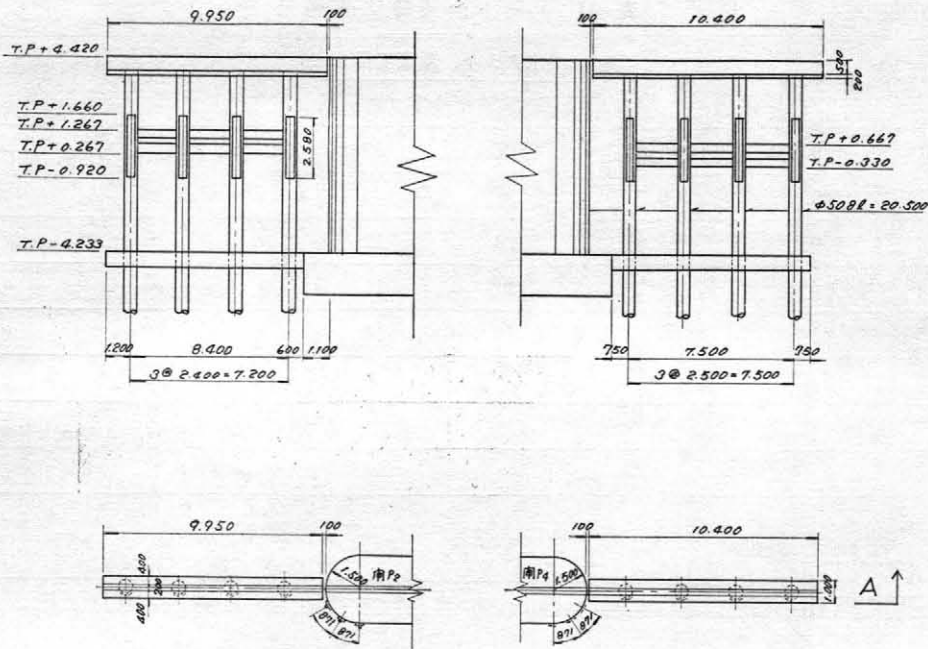
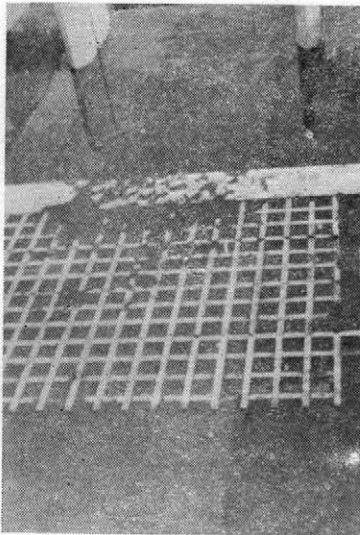


図-11 ゲート操作と捨石直下流 流速との関係



図—12 閘門上下流導流堤構造図



写真—5 水タタキ床版，十字ブロック
護床工およびセキ柱模型

これに対して洪水時でゲートを全開している場合は、下流からの土砂の供給があるから、下流河床での砂の移動のみが洗掘の要因ではなく、上下流での流砂の不連続が、洗掘を発生させる。現在の河川改修では、河川の平衡縦断形状として動的平衡、即ちあらゆる断面で流砂の連続が成立するような形状をとるのが普通である。従って堰敷高が平衡河床高に合っているかぎり、マクロ的な河床低下は生じないことになる。河口堰の場合、上流の水流を考えると、水叩き床版上で粗度が減少するため、

低付近の流速が増大し、更に堰柱断面による流積の減少も流速増加の原因となる。このよな底流速の増加に対して、十分に減速できる水叩き床版及び、護床工長を求めするために実験を行った。

流砂の連続が成立するかどうかの判定は、流砂量を支配する要素、たとえば河床面に働く剪断力の測定が必要であるが、河床の流速の大小が、土砂の運動に支配的な特性を表すものとして実験を行った。

実験は、縮尺1/20とし、相似則はフルードのものを適用し、水理量の縮率、実験ケースは表—10、表—11のとおりである。

実験の結果は、

- (1) 計画高水流量 $950 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水した場合の堰付近の底流速は、上流 0.8 m/s 、堰柱中央部 $0.9 \sim 1.0 \text{ m/s}$ 、下流 0.8 m/s 程度である。
- (2) 水叩長 15 m 、十字ブロック護床工 20 m 程度で十分である。

表—10 基本量の縮率

基本量	次元	縮	率
長さ・水深	L	1/n	1/20
時間	T	$1/n^{1/2}$	1/4.4721
流速	$L T^{-1}$	$1/n^{1/2}$	1/4.4721
流量	$L^3 T^{-1}$	$1/n^{5/2}$	1/1788.8544
粗度係数	$L^{-1/3} T$	$1/n^{1/6}$	1/1.6472

表-11 ゲート全開時実験諸元

No.	流 量	下流水位	水タタキ, 護床工長		備 考
			下流水タタキ	十字ブロック	
Run 1	950 m ³ /s	T P +1.85	27m	30m	床版E L T P-3.933 水タタキモルタル仕上, 捨石なし
2	500	+0.70	〃	〃	〃 〃 〃
3	950	+1.85	28	12	〃 〃 〃
4	〃	〃	21	12	〃 〃 〃
5	〃	〃	16	18	〃 〃 〃
6	〃	〃	〃	〃	〃 水タタキラッカー仕上 〃
7	〃	〃	〃	〃	〃 捨石上流5m, 下流10m
8	〃	〃	〃	〃	床版E L T P-4.233 〃 〃

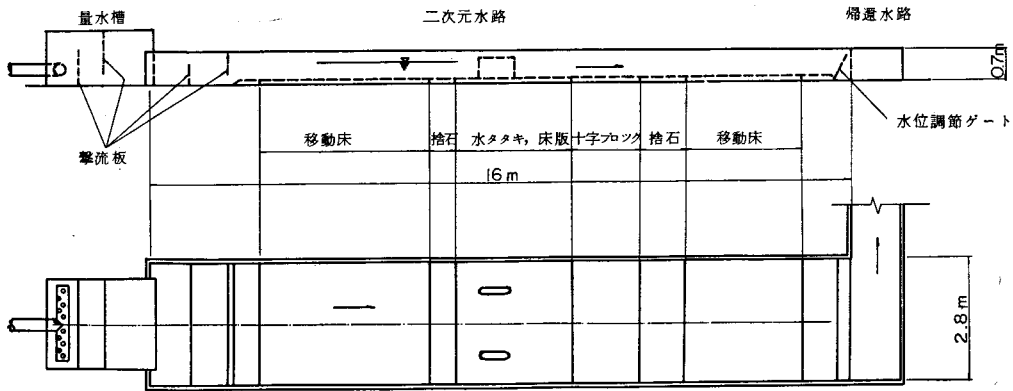


図-13 今切川河口堰実験施設概要

(3) ゲートの半開操作の場合, ゲート下端から流出する噴流は, ゲート開度の15倍程度までその特性を持っている。

IV 堰の構造について

堰施工位置は, 従来よりの取水などから旧堰付近ということになるが, 改修計画断面その他を考慮し計画諸元表(表-1)の位置に決定した。

堰の敷高は, 他の堰や, 水門敷高でとられているように将来の河積拡大を考慮し, 可動堰の機能をそこなわない範囲において下げこしすることとし, 計画河床高より50cm下げてT. P.-4.233mとした。

門扉の径間は, 両河口堰とも維持管理上同じとし調節門, 制水門それぞれ25mとした。(図-4参照)

堰柱等の構造計算は, 表-12の荷重条件により設計した。

1. 基礎工

地質調査の結果, 堰柱基礎のN値は10程度の砂質地盤のため基礎工を必要とするが, ケーソンと堰基礎の比較

検討を行った。工期と経済性より杭基礎が有利であり, これを採用することとした。

a) 鋼管杭の設計

1) 軸方向支持力

地質条件は土質調査結果より表-13のとおりであり, 静力学的公式の三種類より計算し, そのうち最小値より求めた。

$$\text{Terzaghi の式 } R_u = q_d \times A_p + U \cdot l \cdot f_s$$

$$\text{Meyerhof の式 } R_u = 40 N A_p + \frac{1}{5} \bar{N}_s \cdot A_s + \frac{\bar{N}_c}{2} \cdot A_c$$

プレシオメーター測定結果より

$$R_u = Q_f + Q_p$$

地質調査の測定値から1の式の計算値は表-14となり, 極限支持力330t, 長期許容支持力330t × 1/3 = 110t, 短期許容支持力330t × 1/2 = 165tとした。

2) 軸直角方向支持力

横方向地盤反力係数(K_s)は, プレシオメーター実測値とメナールの文献E/K~Bグラフ(図-10)より, 杭径 $\phi = 508\text{mm}$ のとき, E/Kは砂=16, シルト=22であ

表-12 荷 重 表

CASE	荷重の種類	水 位 条 件		地 震 力			風 力 (kg/m ²)	許容応力 割 (%)	摘 要	
		上 流 測	下 流 測	水 平	下 向 力	上 向 力				
1	長期荷重	平常時	+ 1.471m	- 0.933m	—	—	—	80	—	
2			- 0.833	+ 1.767	—	—	—	—	—	
3		風 時	+ 0.110	+ 0.110	—	—	—	—	ゲート巻上時	
4	短期荷重	地震時	+ 0.967	- 0.933	0.2	0.1	—	〃	50	
5			〃	〃	〃	—	0.1	〃	〃	
6			- 0.833	+ 1.317	〃	0.1	—	〃	〃	
7			〃	〃	〃	〃	0.1	〃	〃	
8			+ 0.110	+ 0.110	〃	0.1	—	〃	〃	ゲート巻上時
9			〃	〃	〃	—	0.1	〃	〃	〃
10			異常時	+ 1.417	- 1.460	—	—	—	—	25
11	風 時	+ 1.100	+ 1.100	—	—	—	300	〃		
12	施工時	外水位 + 2.150	内水位 - 4.233	—	—	—	80	50		
13		+ 0.880	- 4.233	0.1	—	—	〃	〃		

(注) 管理橋の活荷重は Case 1, 2, 3, 10 のみ作用するものとする。

表-13 地質設計条件

E.L.	地質	N 値 内部マサツ角	周面マサツ力 (N値より)	プレシオメーター測定値 よりの模式図
-6.233		5~10 φ=30°	1 t/m ²	砂 P _l =8.4 kg/cm ²
-10.0		5	1 t/m ²	粘土 P _l =5.5 kg/cm ² C=3 t/m ²
-16.0		20	4 t/m ²	
-18.0		5	1 t/m ²	
-23.0		20~30 φ=35°	5 t/m ²	砂 P _l =20 kg/cm ²
-31.0		30~50 φ=40°	6 t/m ²	
-32.0				

り、変形係数は、実測より上層の砂層 46kg/cm²、その下シルト層 36kg/cm²、

$$\therefore K_1 = 46/16 = 2.9 \text{ kg/cm}^2 \text{ Sand層}$$

$$K_2 = 36/22 = 1.6 \text{ kg/cm}^2 \text{ Silt層}$$

Kは平均して 2.3kg/cm² とする。

単杭としての横方向バネ常数は、Y. L. Chang の式より計算した。

表-14 軸方向支持力計算値

算 式	支持力		計
	杭先端 支持力	杭周辺 支持力	
Terzaghi	497 t	142 t	639 t
Meyerhof	183	158	341
プレシ オメーター法	365	243	608
採 用 値	183 t	142 t	325 t

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{KD}{4EI}} \text{ (cm}^{-1}\text{)}$$

K: 横方向地盤係数 = 2.3kg/cm²

D: 杭径 50.8cm

E: 杭の弾性係数

I: 杭の断面二次モーメント

$$D = 50.8 \text{ cm} \quad t = 9.5 \text{ mm} \quad I = 46,200 \text{ cm}^4$$

$$D = 50.8 \text{ cm} \quad t = 12.7 \text{ mm} \quad I = 60,600 \text{ cm}^4$$

従って $\beta = 0.00417 \text{ cm}^{-1}$ (t = 9.5)

$$\beta = 0.00389 \text{ cm}^{-1} \text{ (t = 12.7)}$$

杭頭の変位量 (δ) は、

$$\delta = \frac{\beta H}{KD} \quad \therefore H = \frac{K \cdot D \cdot \delta}{\beta}$$

$$t = 9.5 \text{ mm} \quad \delta = 1.0 \text{ cm} \text{ とし}$$

$$H = \frac{2.3 \times 50.8 \times 1.0}{0.00417} \times 10^{-8} = 28 \text{ t/cm}$$

$t = 12.7\text{mm}$ $\delta = 1.0\text{cm}$ とし

$$H = \frac{2.3 \times 50.8 \times 1.0}{0.00389} \times 10^{-3} = 30 \text{ t/cm}$$

3) 単杭のバネ定数

杭頭の鉛直バネ定数は次式により推定した。

$$K_r = 2.0 \times p_a = 2.0 \times 110 = 220 \text{ t/m}$$

P_a : 許容支持力

4) 許容水平変位量 δ_a

杭頭での許容変位量は、地盤の剛性との釣り合い等を考慮して杭頭で10mm程度におさえるのが無難であるが、堰軸方向にて上部サイドローラー位置（巻上時）で、サイドローラーのクリアランスを温度変化による伸縮量+片吊り（150mm）による変位量に考え、これが堰柱の傾きにより0になる分を許容変位量とする。

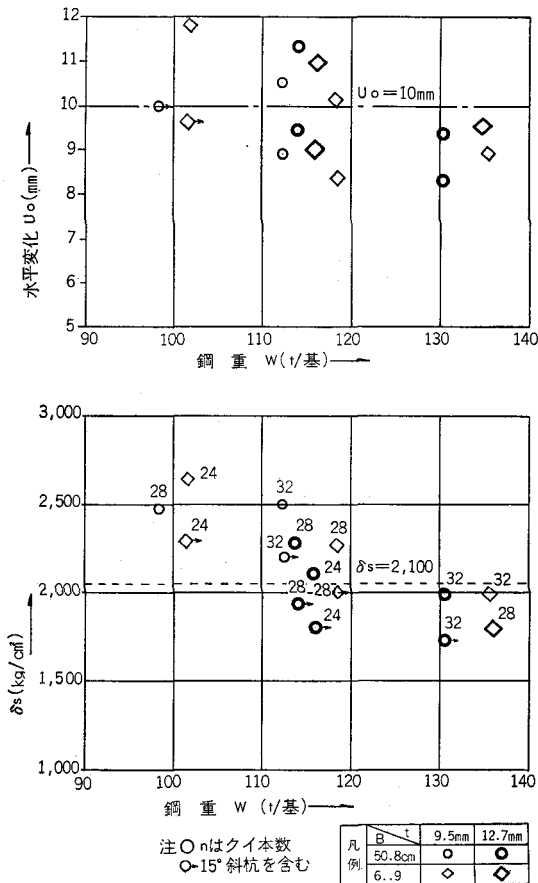
150mm片吊りによる変位量 30mm

温度変化による伸縮量（+40℃～10℃）6mm

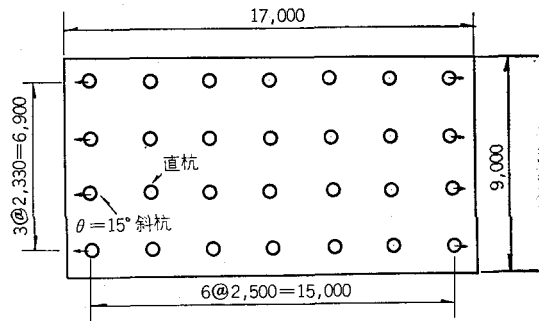
合計36mm、従って片側 $\delta_a = 18\text{mm}$ とした。

5) 所要本数

杭は、杭頭とフーチングの連結を剛結した組杭と考え変位を考慮した計算法により、フーチングの回転角、鉛直、水平方向の変位及び上記の設計条件を考慮し決定し



図—14 鋼重～変位～ δ_s 関係図



図—15 堰柱杭配置図

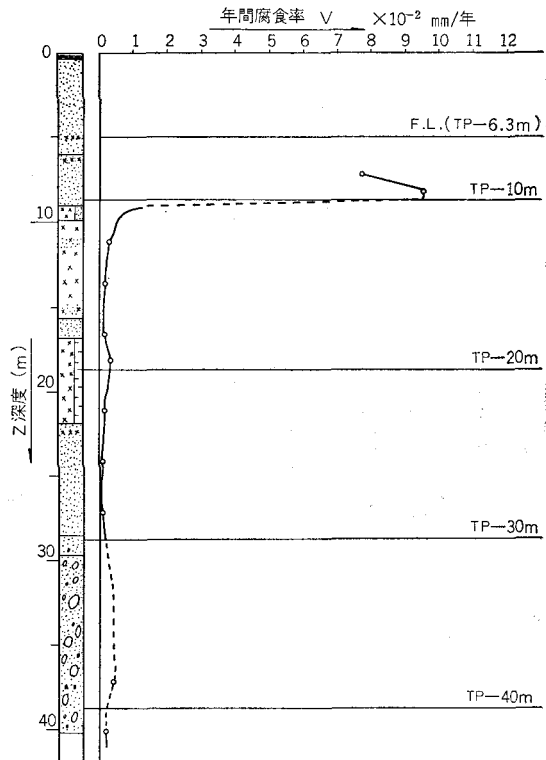
た。各ケースの計算結果より、鋼重量、水平変位、杭材応力度の関係及び杭配置例は図—14、図—15のとおりである。

6) 鋼杭の腐蝕対策

地質調査において、ローゼンクイストの方法で測定した結果は図—16であるが、これによると浅部の砂層は100年間で9mm位腐蝕することになる。しかし我が国の実測結果によるとローゼンクイストの方法の値と一致せず、側定値の1/3～1/4程度と思われる。杭の腐蝕対策として上部は、耐海水性鋼材を使用した。

2. 門扉工

計画高水量を支障なく流過させるため、旧堰と異なり全門にわたって可動型とし、今切川堰では、調節門1



図—16 ローゼンクイストの方法による腐食率

表—15 コンクリート破砕器，アーバナイトの比較

	SLB	TN-17
規格	P-3 30gr 27×78% P-6 60gr 27×137%	50gr 17%×170%
薬量調節	P-3、P-6の組合倍数	ダイナマイト同様切断自由
装填 こめもの	セメントモルタル 砂 セメントモルタル使用の場合 急結剤を使用しても発破まで 45分要す。	砂 古紙 結線完了後、古紙、砂のこめ もので、すぐ発破出来る。
発破音	感覚的には大きな音がする。 (TN-17と比較)	薬量2kg位まではボウスとい う低い音である。
効果	クラック巾が小さく、後の 撤去が難しい特に水叩のよう な自由面の少ないところは効果 が薄い。	クラック巾は10~100mm位で ほとんど飛散がなく、後の撤 去もやさしい。
能率	装填発破に時間がかかり能率 が悪い。	装填、発破が簡単で1日の発 破回数を多く出来る。

門、制水門6門、開門1門、魚道門扉2門を設置した。旧吉野川堰では制水門5門としその他の門扉は今切川堰と全く同一である。

調節門扉は、水位調節の他に除塩を効果的に行うために開門に隣接し右岸側に設け二段式とした。

径間は両堰とも25m、扉高は、今切川堰6.0m、旧吉野川堰7.3mである。設計条件は今切川堰について示すと表—15のとおりである。

扉体の下流側は、海水に接するため3~5年に一度塗装がえを行うため、又は修理のために門扉1スパン分の予備ゲートを製作することとした(図—17)

V 管理施設について

河口堰門扉の操作タイプは、次の4種に分類される。

a) 出水時の操作

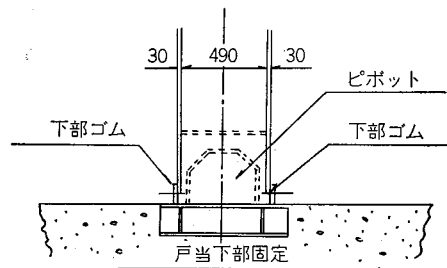
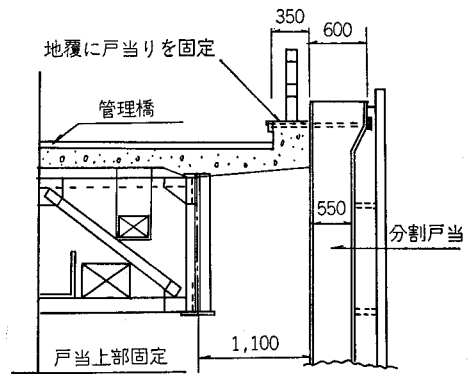
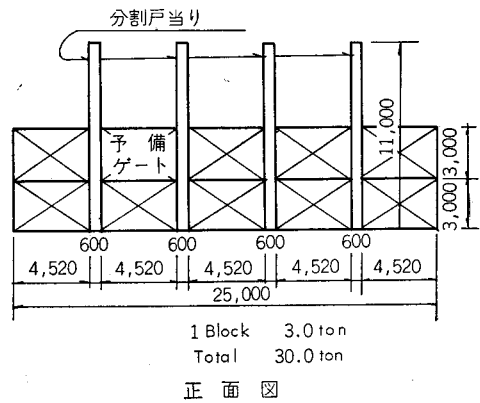
今切川堰上流10km点にある大橋寺観測局における流量が、出水時流量(100 m³/s)をオーバーしたとき出来るだけ早く全門扉を全開にする。

b) 干満操作

非かんがい期及び、かんがい期においても低地部の排水のため5日サイクルのうち2日間は、退潮時に門扉を開いて放流する。

c) 定水位操作

かんがい期は、堰上流水位を一定に保つことによって取水の安定を計る。管理水位(T. P. +0.667±α)の範囲に堰上流水位を保つよう放流量を変動させる。



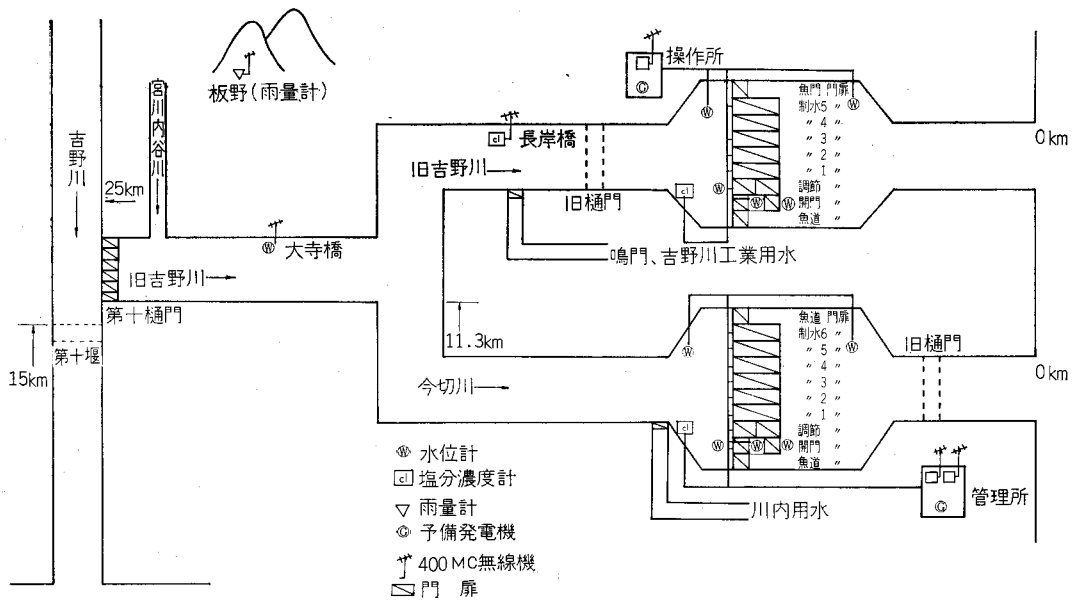
図—17 予備ゲート

d) 塩分フラッシュ

開門操作に伴って侵入する塩分は、農業用水及び上工水の取水地点で定められた規制値(農水500 PPM, 上工水10 PPM程度)以上の塩分濃度を検出したら調節下段扉、制水門扉の放流によりフラッシュする。

これらの操作のうち、b)、c)は日常繰返し行われるものであり、またきめこまかな操作が必要なため、電算機による自動制御を実施している。

今切川堰の自動制御用の水位、開度等の信号は、有線で送信しているが、旧吉野川堰、その他観測局舎からの信号の受渡しは、無線搬送方式をとっている。その模式図は図—18のとおりである。



図一18 旧吉野川河口堰施設概要模式図

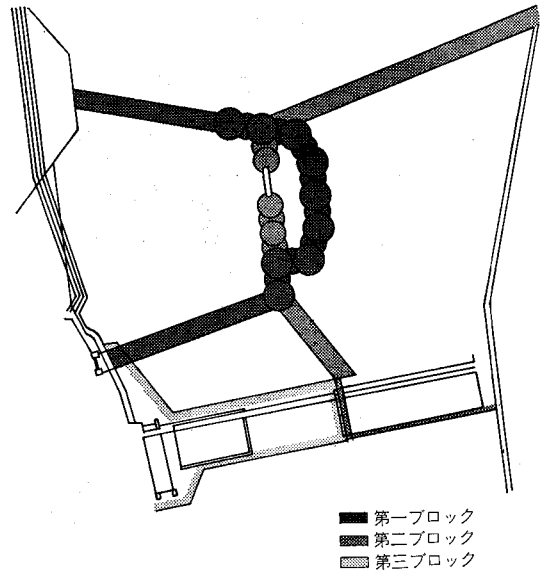
VI 施工について

VI-1 施工概要

今切川河口堰は地理的に市街地に近く街中の建設工事のため、建設公害としての振動、騒音問題があった。今切川河口堰は新堰と旧堰の距離が100mと近いので、新堰の建設と旧堰の撤去工事を並行して施工した。このため図一20の如く3回締切で施工したので仮締切構造が、セル締切、二列締切、一列締切とバラエティーに富んでいる。

堰本体の工事では堰柱、戸当床版及び魚道、橋台は鋼管杭基礎であり、水叩部はR. C. 杭を使用している。コンクリートはレディーミストコンクリートを使用し総打設量は約25,000m³となった。コンクリート打設は床版部がパイプベルコンで堰柱部及び護岸関係はコンクリートポンプ車による施工が主であった。また門扉は主として調節用ゲート1門と制水用ゲート6門のスパン25mの耐候性鋼材を使用した殻型全溶接構造であり、締切内で据付作業をした。護岸工はコンクリート護岸及び鋼管矢板護岸であり鋼管矢板護岸の一部は民家から近いため無振動、無騒音工法で施工した。また旧堰撤去工事では国道及び民家が接近しているのでコンクリート撤去には制御発破用火薬のアーバナイト及びコンクリートブレーカーの併用で付近民家に影響をおよぼさないよう注意し施工した。工事の工程は8月から中央セル締切を行ない10月から半川締切工法とし第1ブロックは右岸側、第2ブロックを左岸側、第3ブロックを旧堰左岸撤去工とし増水期の6月から締切撤去を行なった。

特に第1ブロック締切の施工及び杭打等による振動、



図一19 今切川河口堰仮締切平面図

騒音に対する地元民との交渉による工事中止や時間制限による遅れが重なり工程が非常に厳しく困難な工事であった。

VI-2 仮締切工

仮締切工法としては流心方向が直線鋼矢板セル式締切、横断方向についてはU矢板二列タイロッド式締切、旧堰撤去工事においてはU矢板一列締切をそれぞれ採用した。1、2ブロックにおいてはウエルポイント排水と釜場排水を併用し、3ブロックは釜場排水のみで施工した。1ブロックセル締切において計器を埋設しセルの挙

動を測定した。また2ブロック水替時締切部の堰柱移動が発生した。これらについて概略を記す。

Ⅵ-2-1 矢板矯正

【セル締切に使用する直線鋼矢板は利根川河口堰で使用したものを移管し施工業者に貸与し鋼矢板の矯正作業を行なった。矯正施工に際して当初モノレールを使用する計画であったが工程上二ヶ月間で $l=19\text{m}$ の矢板を全数仕上げなければならず工期短縮のためトラッククレーンを2台使用した。1台のトラッククレーンによる矯正作業の流れ図は、図-20である。

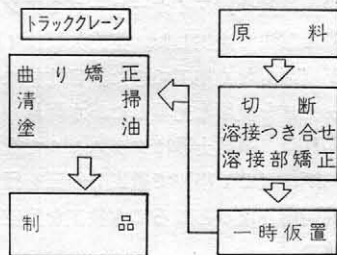


図-20

矢板矯正は $l=17\text{m}$ 矢板を $l=19\text{m}$ にした。継足しによる溶接ヶ所は1ヶ所とした。これは各矢板とも型状が多少違っているので溶接した場合、両方の爪が完全に一致することは少なく下揃いを出来るだけ少なくするため、また爪部は完全に溶接できず少なからず弱点となり易いので吊込作業等を考慮したものである。

矯正作業の注意点は次のとおりである。

- a : 切断……検尺され許容範囲内で切断されているか
 - b : 溶接つき合せ……とおりが良いか
 - ……爪部分に段違いや否がないか、
 - ……異物の混入がないか、また良く乾いた状態であるか
 - c : 曲り矯正……局所的な曲りが生じていないか
 - d : 爪の矯正……矢板の穴幅及び球幅は規格内であるか
 - e : 清掃塗油……特に爪内に焼石として残っていないか
- 以上の点に注意し矯正作業を完了した。

Ⅵ-2-2 セル締切工

セル締切の施工順序は図-21のとおりである。

(1) 測量

各セル中心位置の測量は右岸川内用水付替工事により



図-21

右岸側の基準点の移動が予想されたので、左岸側護岸上と、旧堰操作橋上に基準点を設置しトランジット2台で見通した。

(2) H杭打込

建込船を利用しパイロハンマー(30kW)を使用し打込みを行なった。打込みは容易であったがハンマーの固定が無くH杭に多少の傾斜がみられた。H杭の位置は上部井桁である程度調整できるのでパイロハンマーでもあまり問題でなかった。H杭および井桁は図-22のような構造であったが梁のたわみ、足場等を考慮するとH-300×300程度が好ましい。

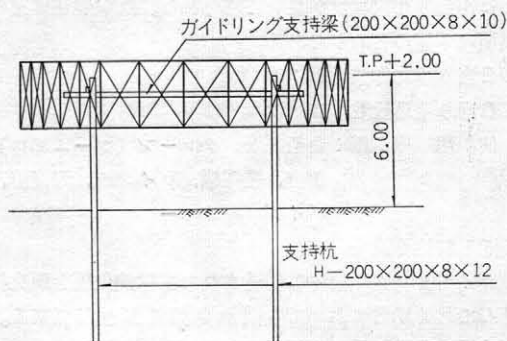


図-22

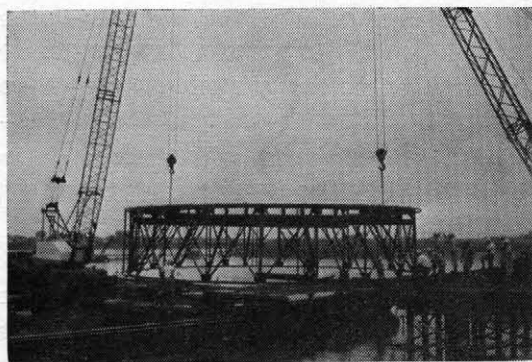


写真-6 ガイドリング据付

(3) 井桁及びガイドリング据付

すでに打込まれたH杭と連繫しガイドリングの支持梁となるので水平に据付けることが第1条件となる。またガイドリングの据付としては中心位置の精度を±5cmとしたが作業船の吊上げ能力がなく、建込船と打込船とによる相吊りとなり、とくに相吊りの場合において作業の安全、難易、据付精度を考慮すると相当困難なものであった。やはり一船、一点吊りが好ましい。

(4) 建込み

当初は案内矢板($l=8\text{m}$)をセットし、矢板を建込んだが、この場合矢板が長く建込後におけるたわみが大きかった。このために $l=8\text{m}$ の案内矢板を使用せず打込もうとする矢板に図-23の如く加工を施し直接案内矢



図-23

板を兼ねることとした。

矢板を順次建込むことによって矢板の爪部の遊びにより傾斜しセル内に振れや変形が生じて来る。振れや変形を最少限にするためには、案内矢板を多く使用し各案内矢板間の建込枚数を少なくする方が良い。しかし拘束されるところが増加し建込能力が減少するので案内矢板は1セル当り4枚程度が良いと思われる。なお建込作業の実績は下記のとおりである。

日当り平均作業人員：6.1人

日当り建込枚数：19.7枚

使用機械：台船2台、クレーン（ブーム35m）1台、発電機、ウインチ、溶接器、パイプロハンマー

(5) 打込み

ガイドリングに沿って建込まれた直線鋼矢板を順次打込んで行く場合においても振れや傾斜が生じて来る。

（建込み段階で振れや傾斜がある場合は打込みによってその程度が増加する）打込方法は固定リーダー使用と、吊りリーダー使用の二種類あるが、固定リーダーの場合は、打込みによる傾斜や振れは少ないが隔壁部分における打込作業船が近づけないので難しい。吊りリーダーの場合は打込みによる傾斜や振れが生じやすいがハンマーの移動及び打込場所が限定されず作業能率は良い。しかしセル構造は完全密閉によりその効力を発するので傾斜及び振れは最少限にするよう心掛けねばならない。

当現場においては固定リーダーでD-13ディーゼルハンマーを使用し、打込みは2段打ちとした。2段打ちによる効果は傾斜及び振れの防止にある。一段打ち終了時の打撃数に比べ二段打ち初期における打撃数は極端に増加している。又、ディーゼルハンマーの騒音対策として消音器を取付けて作業した。打込作業の歩掛実績は下記のと

おりである。

日当り平均作業人員：4.4人

日当り打込枚数：17.1枚

作業機械：台船、クローラクレーン

ディーゼルハンマー、ウインチ

(6) 床版上セル

床版上セルは第二期工事の締切となるもので No. 3 堰柱及び床版上に設けたものであり第一期工事において堰柱には直線矢板を埋込み床版上にガイドリングを埋設した。上部のガイドリング設置は簡易鋼製足場を四方に組み立てその上に乗せ、ワイヤーロープでアンカーを取るという簡易な工法で施工した。案内矢板は4枚セットし使用したが変形もなく施工できた。目地材はマジックシールマックスを使用し充填したが水漏れも少なく良い結果が得られた。中詰土砂はクラムセルで投入しセル内はブルドーザー（2t級）で撤出し転圧を行なった。また第二期締切内となるところに水抜工を施工した。

(7) 引抜き

締切撤去は第1ブロック注水後、セル内の中詰土をバックホーで掘削してから台船、クレーン、パイプロハンマーの組合せで引抜きを行なった。中詰土掘削によりセル内の矢板間引張りが軽減されたが最初の1枚を引抜くのが困難で平均1～2日を要した。1枚の矢板引抜き後は順調に施工出来た。セル矢板は今切川河口堰完了後、旧吉野川河口堰締切工に再使用するため、極力切断等を行ないよう施工したが約20%程度は変形が大きく使用不可能となったのでスクラップ処分とした。その他の矢板は曲り及び爪の矯正を行ない旧吉野川へ転用出来た。

Ⅵ-2-3 二列締切工

二列締切は図-24のような構造でありタイロッドは1ブロック使用のものを2ブロックに転用するため効率の良い回収が出来るよう図-25のものを使用した。この結果表-16のように予想以上に良い回収が出来た。

(1) 打込み及び引抜

二列締切は河川横断方向のため非出水期の10月1日より台船・クレーン・パイプロハンマーの組合せで施工し

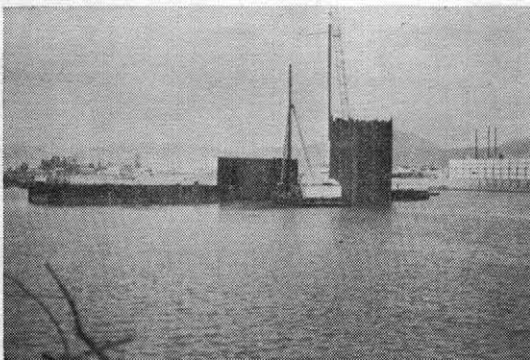


写真-7 セル締切矢板打込状況

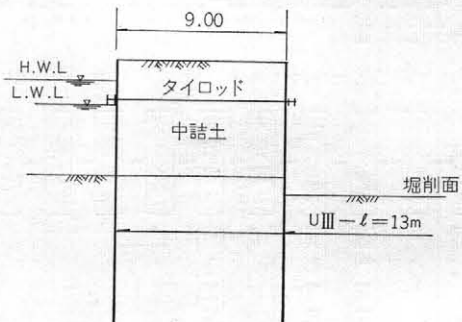


図-24

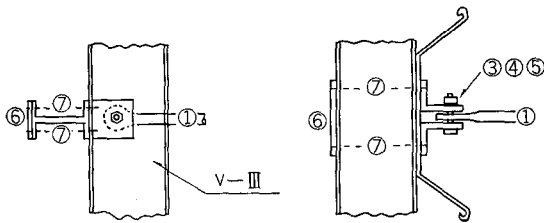


図-25

表-16

名 称	規 格	使用	再使用 可 能	摘 要
1 本 体	φ 38×4,505	212	192	72本修理した
2 ターンバックル	φ 80×400	106	94	
3 リングピン	φ 38×120	212	101	
4 丸ワッシャー	6×72×40	860	300	
5 リングナット	W 1 1/2	212	101	
6 ウラプレート	12×165×760	216	110	
7 締付ボルト	W 1 1/4×300	860	0	切断のため全損
8 取付金具		424	338	

た。まずU矢板を10m間隔に打ち込み定規をセットした後、UⅢ型 $l=14$ m矢板を打ち込んだが矢板打ち込み進行方向に傾き、約60枚に1枚のバチ矢板を使用せざるを得なかった。セル締切と二列締切の接続部分は接続矢板をあらかじめセル締切にセットしておき施工した。

また引抜きはタイロッドの締付ボルトをガス切断したのちパイプハンマーで河心から護岸方向に向って引抜きを進めた。当初設計では船抜きを考えていたが中詰土の崩壊その他で多少困難であったがクレーンのブームの長いものを採用して上流側は陸上施工出来た。下流側についてはクレーンの逃げ場の問題があり台船による水上引抜きとした。

Ⅵ-2-4 一列締切工

旧堰撤去のため下流にUⅢ型 $l=14$ mで締切りを行なった。矢板打に先立ち旧堰下流の捨石を撤去しこれを旧堰床版部に仮置し矢板陸上打ちの足場とした。また旧堰床版撤去後は一列矢板安定上からも不安があり撤去後へ押え盛土を行ない、うってがえし工法とした。右岸第三期締切部は旧堰のみお筋がありUⅢ型矢板では断面係数が小さく危険であったのでH型鋼(300×300×10×15)を打込んで補強した。また引抜きについては台船による水上施工とした。

Ⅵ-2-5 水替

締切中詰土完了後、中詰土の安定を待って排水を開始した。排水速度は工程的には早く完了させたいところであるが、締切の安定を見きわめながら徐々に水位低下を

させないと事故を起すおそれがあり、それに1週間程度を考えた。排水開始後水位がT. P. -3.0m附近で上流二列締切の矢板が傾斜した。これは二列矢板ぎわに第一次浚渫による深堀れた箇所があり水位低下させるためには矢板の押え盛土をする必要があったので締切内に湿地ブルを入れ押え盛土を施工しながら水替を完了した。

Ⅵ-3 土 工

浚渫及び掘削の全土工量は約180,000 m^3 であり工法的に大別するとポンプ船による仮置場への浚渫・締切内陸上での仮設道路押え盛土等への押土、左右護岸への運搬、民有地の土地改良事業である農地・宅地への捨土である。なお土工作業として図-26に示す土工フローストに従い工事を施工した。

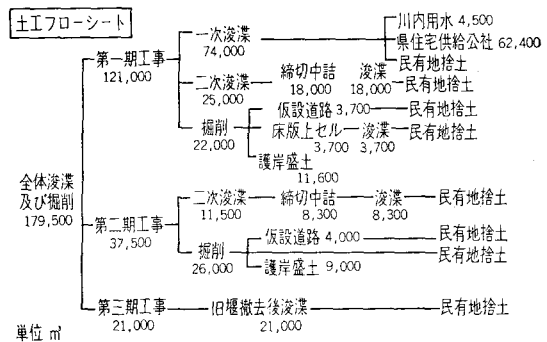


図-26

Ⅵ-3-1 浚渫工事

仮締切着工前の6~8月の期間にポンプ船でT. P. -3.5mまで浚渫撤去するもので範囲は新堰の上下流100mとし左右護岸沿いは洗掘防止のため幅20mを残した。この一次浚渫の目的は次のとおりである。

- (1) 船舶の安全航行のため
- (2) 河川を半分締切するため疎通能力を高める
- (3) 矢板建込、打込等の作業を容易にするため

浚渫作業において作業量、作業期間を考慮する場合、浚渫船の選択の問題があるが当工事では旧堰閘門の通過があり大きい船の搬入は不可能である。旧堰閘門は高さ+3.4m幅7.0mの制限で船の一部を解体し250kWを採用することに決めた。実際の作業において一部に蛇籠型の捨石で保護された古い水中電話線や捨石、雑木、旧橋の松杭基礎等もあり浚渫船では不可能であり台船にユンポーを乗せて撤去を行なった。又、現場は市街地でもあり極端な夜間作業が出来ないため工程にも遅れを生じたので100HPのポンプ船の応援を得た。

Ⅵ-3-2 締切内土工

仮締切中詰完了後水替にはより10日程度で干陸した。水位を下げるのと並行して護岸沿いより湿地ブル2台をバックホーにより仮設の進入道路及び二列締切、セル締切の押え盛土等の押土工事に入り仮設道路完成後、本体

工事に入るが、パイロコンポーザー、杭打ち等の遅れのため本体、セル下床版、護岸コンクリートの工程に影響を与え当初予定していた締切内より直接陸上運搬する護岸盛土、床版上セル中詰土等を仮置して二度運搬せざるを得なかった。締切内残土については工事進捗状況により順次付近の民有地に捨土したが、締切内面積の狭小、水叩床版、十字ブロックのコンクリート打設のため一部仮設道路を移設しながら施工した。

Ⅵ-4 基礎工

今切川河口堰上層地盤の砂の粒度分布は液状化しやすい範囲に入っており耐震上、上層地盤改良工が設計された。当初においては「パイロ、コンポーザー工」が設計され第一期工事においては施工出来た。しかしこの工法は、振動機を用いて砂杭を作っていくものであり付近住民の振動公害に対する苦情が多かったため二期工事においては「パイロフローテーション工」に変更して施工した。

Ⅵ-4-1 パイロコンポーザー

施工機械は図-27に示す。なお砂杭に用いる材料は粗粒率 (F.M) 3.70 程度の粗砂を使用した。

施工順序は下記の通りである。

- (1) パイプを地上所定位置に据え、パイプ先端特殊刃先に刃先砂をかませる。

- (2) 振動機を起振してパイプを地中へ貫入させる。
- (3) 所定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し、パイプを規定高さに引上げつつ、砂をコンプレストエアにより穿孔部に押し出す。
- (4) パイプを打戻し投入した砂を振動により締固め

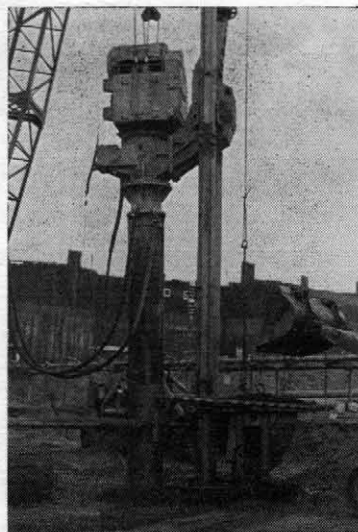


写真-8 パイロコンポーザー施工状況

項目	重量 (t)			接地圧 (kg/cm ²)		
	クレーン	アタッチメント	計	シュー巾		
施工長				59.0mm	76.0mm	91.0mm
7 m	23.4	10.2	33.6	0.84	0.67	—
10 m	23.4	11.2	34.6	0.87	0.69	—
13 m	23.4	11.9	35.3	0.97	0.71	0.59

コンポーザーシステム施工機械

No.	品名	長さ (ブーム)			重量
		50 f t	60 f t	70 f t	
1	クレーン(各種)	P & H (L S, 石川島, 他)			29.300kg
2	ブーム				
3	2 本 子	16.32 m	19.32 m	22.32 m	
4	振 動 機 (V-3)	V P D 50, 他			3.500kg
5	ホ ッ パ ー				700kg
6	ケーシング	8.30 m	11.30 m	13.30 m	130kg/m
7	パ ケ ッ ト				500kg
8	ブ レ ー ス ト	4.10 m	4.65 m	5.23 m	
9	ジェットノズル				
10	配管セット				
11	配電盤				

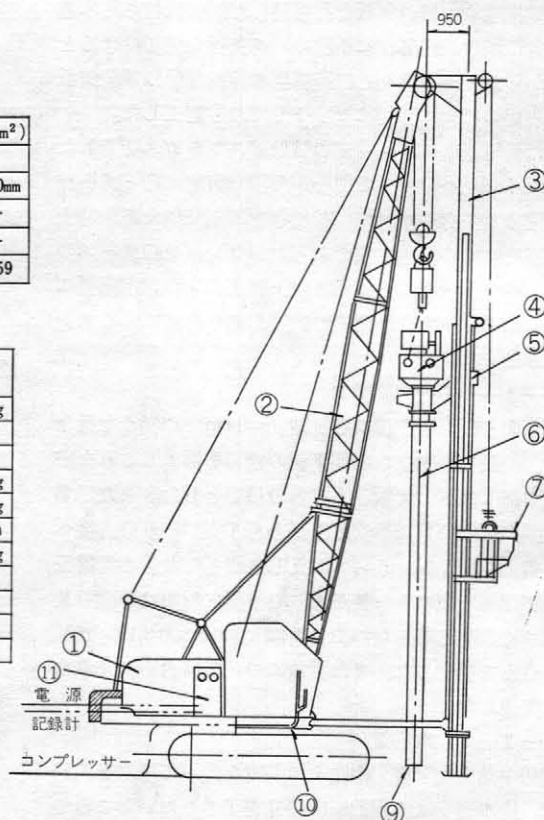


図-27

る。

- (5) 再び規定高さだけ引上げて砂を投入する。
- (6) 以上の操作を繰り返しコンポーザーパイル地上まで仕上げる。

パイロコンポーザーは特許工法であり施工管理システムは優れたものがあり管理記録として、ケーシング深さ、バケットの投入回数、砂杭締固め程度が自記記録されるので施工地盤高及び材料である砂の粒度に注意すれば施工管理に対して不安が少ない。

パイロコンポーザーによる地盤改良結果はスウェーデン式サウンディング及び鋼杭水平載荷試験によって確認したところ横方向地盤反力係数において目標を上廻る結果が得られた。

Ⅵ-4-2 パイロフローテーション

パイロフローテーション工法はジェット水により穴を掘りその中に砂利を入れて締固めるものであり施工上次のような点に注意した。

- (1) ジェットで穴を掘るため施工地盤が上る傾向があるので施工地盤面のチェック
- (2) 大量の水を使用するので杭打等次の作業に影響のないよう排水管理すること
- (3) 投入する材料の量や深度の記録が出来ない、また、締固め具合の判断も難しい、使用材料中に粉分が多い時は水に流され歩止りが悪く施工能率が落ちる。

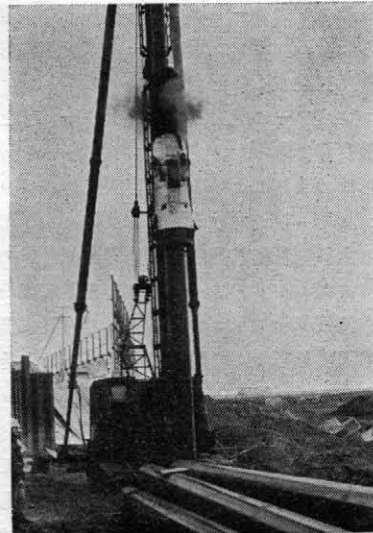
この工法もスウェーデン式サウンディング及び鋼杭の水平載荷試験で判断したが当現場においてはフローテーションの方が成績が良かったが試験誤差もあり断定出来ない。

Ⅵ-4-3 基礎杭打ち

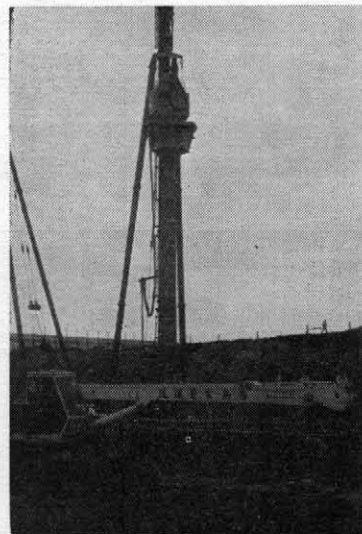
1. 鋼管杭打ち

今切川河口堰の基礎杭は $\phi 508$ mm、 $l=29$ mで、この杭打作業によって発生する振動騒音が地元の公害対策協議会との紛糾の焦点であり、地元と協議中一時工事中止という事態も発生し全工程に影響した。杭打作業は川の中央部から始めた。これは協定書がまとまるまで護岸側の杭打ちを中止して欲しいとの地元の要望によるものであり、工程的には護岸魚道及び閘門から施工の方が合理的であり一時作業中止及び午前8時から午後5時までの時間制限が全体工程に大きく影響した。次に杭打機としてディーゼルハンマーとパイロ杭打機の二種類を使用した。振動騒音防止の目的でパイロ杭打機を施工業者が使用したのであるが振動の絶対値が小さいにもかかわらず地元民に評判が悪かった。なおディーゼルハンマーには消音装置をつけて施工した。

次に鋼管継杭において注意する点は現場溶接である。これを満足なものにするためには、いくつかの条件即ち、溶接工、天候、溶接器、杭の継手形状等がある。溶接工はJIS Z3801に規定する試験に合格した者で半



写真—9 ディーゼルハンマーによる施工



写真—10 パイロハンマーによる施工

自動溶接の経験を有し現場である程度の技術を有すると認めた者とし当現場では杭溶接工として認定した。溶接完了時は監督員が杭1本1本検査し、又溶接箇所テストピースを作り引張試験も行なったが良好な結果が得られた。

2. RC杭打ち

水叩床版の基礎杭はRC杭400mm、 $l=12$ mものを使用した。RC杭打込みはディーゼルハンマー（ラム重量2.2t）で施工した。ハンマーには鋼管杭打ち同様に消音装置をセットした。

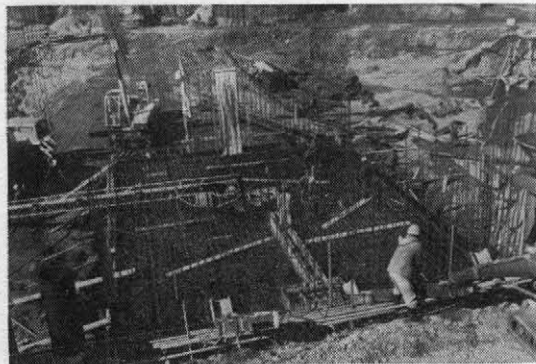
Ⅵ-5 コンクリート打設

今切川河口堰のコンクリートはすべてレデーミキストコンクリートであり、JIS生コン工場二社を承認した。打設方法は主として床版部がパイロコン打ち補助的

にバケットやコンクリートポンプを使用した。堰柱部はポンプ打ちである。ポンプ車はブーム式を使用し工程的に1日数箇所打設することもあり有効であった。

パイプコンベアーの能力は時間最大40 m^3 /台と大きく工程上大変良好であった。またコンクリートの分離についても落ち口の改良により少なく出来た。各ブロックとも鉄筋コンクリートでありコールドジョイントの処理が困難であり水平打ち継ぎ面の方が処理がし易いので層打とした。パイプベルコンはバケットのように細かい動きが出来ず作業員がマス・コンクリートの打設に慣れておらず十分締固めをしないで進む傾向があった。そのため層打ちにより1層が仕上がった段階で監督がチェックし再振動により締め直した。

打ち継ぎ面処理方法としては打設後数時間してグリーンカットを行ない打設前にはワイヤーブラシでもう1回レイタンスを取った。当初は断面の小さい部分は人が入りにくいという想定からサンドブラスト(乾式)を準備したが、どのブロックにも人が入り清掃作業が出来たし、逆に吹き付けた砂の処理に困ったということもあり最初の数ブロックに使ったのみである。養生については戸当り床版、水叩床版は湿砂養生とした。これは現場の砂をまき散水したものである。打継面はグリーンカットしたのち濡れたドンゴロスで養生した。



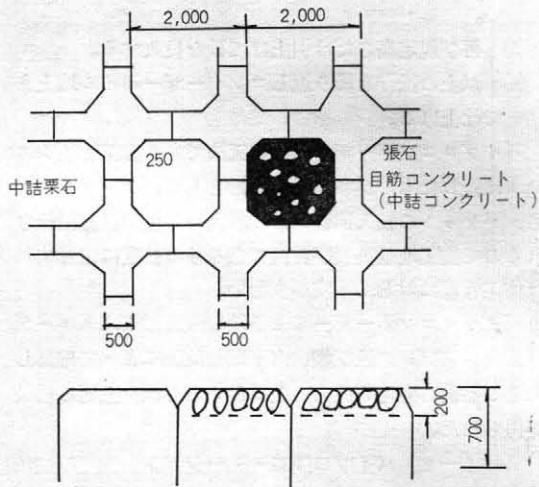
写真—11 パイプベルコンによるコンクリート打設

VI-6 護床工

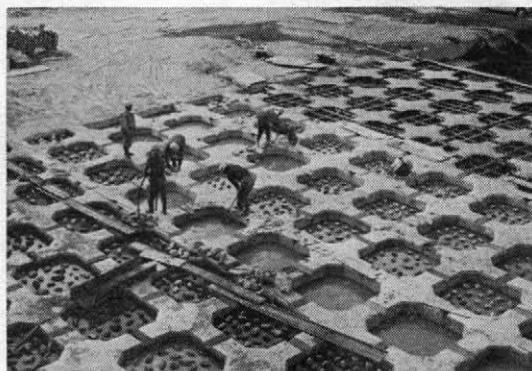
護床工は水叩コンクリート工及びブロック単床工、捨石工である。

VI-6-1 ブロック単床工

ブロック単床の施工位置は水叩コンクリート下流20m間で施工数は第1期工事分313個、第2期工事分397個であった。構造は図—29のようにブロック本体コンクリート打込後、中詰栗石を入れ張石をして目筋コンクリートを施工する計画であったが、張石施工後では目筋コンクリートが入りにくいので中詰コンクリートを打ち込みその中に石を据える方法で施工した。コンクリート本体の打込みはバケット打ちとし、ブロックの連結は不等沈下を



図—28 ブロック単床構造図



写真—12 十字ブロック中詰コンクリート打設

防ぐ目的でダウエルバーを使用した。

VI-6-2 捨石工

捨石箇所は下流側はブロック単床下流30m部分と上流側は水叩上流10m部分である。捨石材料は旧堰撤去による発生材を流用した。旧堰撤去工は塩水の逆流防止のため左岸側を第二期工事と同時に施工し右岸側は第三期工事として施工した。左岸側の捨石は締切内に含まれたので陸上施工が出来たが右岸側については第三期撤去材で水中施工となった。旧堰発生材のうち捨石及び無筋コンクリートは流用が可能であったが、プレバドコンクリート部は爆破によりバラバラの砂利化し捨石として不適当な大きさになったものが多く当初予定していた必要量は採取出来ず左岸部の一部は購入材により捨石した。捨石陸上施工方法はダンプトラックで運搬し一部大きなものはジャイアントブレイカーで50cm程度にこわした。水中施工方法は掘削をポンプ船により施工したが、上流側から砂の流入が激しく掘削部がすぐに埋め戻されることが続いたので吸込船で掘削し検査後すぐに50 m^3 級の底開き式バージ船により捨石し潜水夫とクラム船にて仕上げた。



写真-13 捨石施工 (旧工区解体ガラを流用)

Ⅵ-6-3 水中コンクリート床版

下流セル締切部はブロック単床区間であるがセル矢板撤去後でなければ施工出来ないのが当初はプレパクドコンクリートを予定していたが施工面積も小さく数量も少ないので施工設備も簡単であり、水密性のよいコンクリートが出来る水中コンクリートに変更した。施工場所の掘削はコンクリート打込前3日間で吸込船を使い潜水夫に吸込口を固定させて施工した。型枠は3方向は既に陸上で施工されたコンクリートであり1方向のみ鋼製型枠で施工した。コンクリートの打込中は既に完成している門扉を全閉し流水を止め、水中コンクリートの流出防止、潜水夫の安全を計った。打込方法は管理橋にポンプ車を据え台船に乗せたトラッククレーンでホース管を移動させ、またホース吐出口は2名の潜水夫により移動しながら連続して打込みを行なった。コンクリート配合は土木学会標準示方書によって施工した。

Ⅵ-7 護岸工

護岸工はコンクリート擁壁護岸、コンクリートブロック護岸、鋼管矢板護岸の3種類である。コンクリート擁壁及びブロック護岸については特に問題もなく本体コンクリート工等に準じて施工したのでここでは鋼管矢板護岸について述べる。鋼管矢板護岸は第一期工事締切内ではタイロッド式とし、第二期左岸側は自立式、第三期右岸締切外は自立式であるが民家が近いので無振動、無騒音工法とした。

4-7-1 タイロッド式鋼管矢板護岸

右岸下流の締切内工事でありこれは図-30に示す構造である。

鋼管矢板打込は魚道施工基盤 TP-2.0m まで掘削してパイプハンマーで建込みを行ない残り10m程度はディゼルハンマーで打込んだ。杭長21mのため建込みは右岸堤防を利用した。打込みにおいて民家から振動騒音のため苦情が殺到した。控擁壁基礎杭 (R.C.パイル)は、さらに民家に近づき最短距離30m程度となったので無振動工法を採用することになった。この工法はアースオー

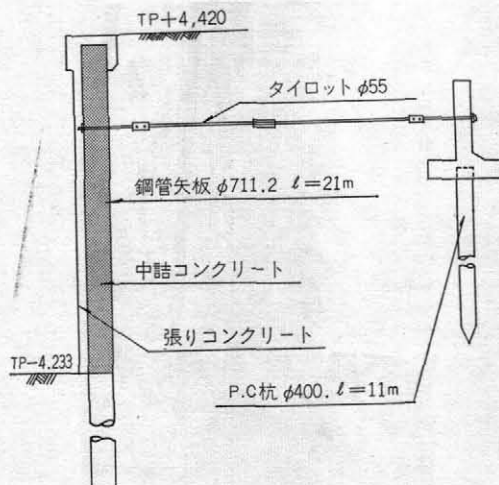


図-29

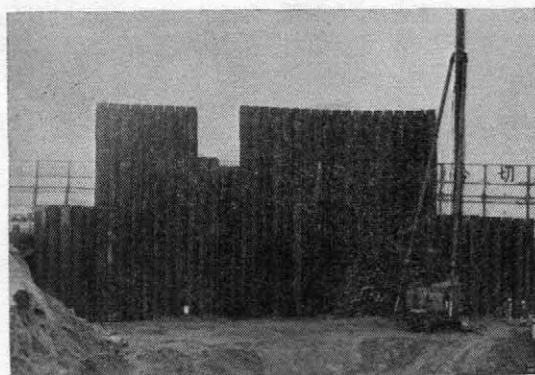


写真-14 鋼管矢板打込状況

ガードリル (φ 45cm ℓ 11m) で掘削しドリル引上げ時に空隙となる掘削跡にモルタルを圧送し約7mまでモルタル填充し残り4m程度は水を送り込み穴の崩壊を防ぎそのあとへP.C.パイルを吊り込み自重により沈下させ最後の1m程度はディゼルハンマー 1.2t で打込んだ。

この打撃回数は約20回程度である。これに使用したモルタルは杭の固定もあり1㎡当りセメント800kgを使用し杭1本当りモルタル使用量は0.80㎡とした。

Ⅵ-7-2 無振動、無騒音工法

第三期工事の護岸工は今切川管理所操作室から7m程度しか離れておらず民家からの苦情もあり今までの打込工法を採用することが出来なくなり無振動、無騒音工法とした。この工法の施工順序は下記のとおりである。

- (1) 施工基盤及び排水施設の整理
- (2) 下杭を取り込みアースオーガーを杭の上端より挿入してオーガーの下端拡大羽根を開く
- (3) オーガーと減速機をジョイントして杭芯及立ちをチェックする
- (4) ジェットを噴射しオーガーを回転させ掘進しながら杭を圧入して行く

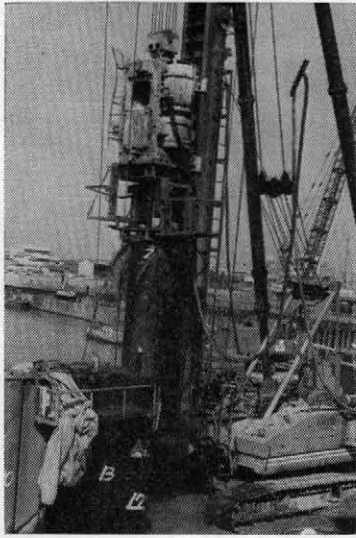


写真15 無振動、無騒音工法による
鋼管矢板打込状況

(5) 下杭圧入後、上杭を取り込みオーガーを継ぎ足し杭を溶接する

(6) ウォータージェットを噴射し(4)、同様杭を圧入する所定の深さまで圧入すればジェットを止め完了。

この工法はアースオーガーとジェットを併用して杭を圧入する工法であるため多量の泥水が排水されるので敷地内で土砂を沈澱させ上水を排水する工夫を要する。順調に作業が進行した場合1日2本の能率を上げることができた。

Ⅵ-8 旧堰撤去工

今切川本体第二期締切完了に伴ない左岸側を施工し第三期工事に右岸側を施工した。施工計画の段階では工事現場が家屋と国道11号線に近接しており近い所では民家より20m程度しか離れていないので保安上から取りこわしはコンクリート破砕器SLBの使用を考えていたが、アーパナイト(TN-17)と比較使用したところ後者の方が施工性、経済性はもちろんのこと、振動騒音も低く前者より良いことが判り旧堰の大部分をアーパナイトとジャイアントブレイカーによってこわした。施工順序は締切、コンクリート撤去、止水矢板引抜の順に行なった。

コンクリート撤去は平面的に500%×700%ピッチに穿孔し、TN火薬50grを1孔1本セットし1回の作業量を20孔以内として発破を行なった。セット方法は火薬の上に古新聞等で空隙を確保しその上に砂によるタンピングする簡単なものである。発破防護としてはブラステングマットを使用した。爆破後の状態は図-31に見られるとおりであるが普通コンクリートに比べペレパクトコンクリートは亀裂が不整で効率が悪かった。自由面に近い第1列は20cm程度のクラック、第2列は10~5cm程度、

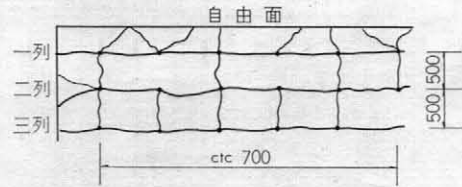


図-30



写真15 TN火薬爆破によるクラックの状況

第3列は0.5~1cm程度である。また堰柱部は鉄筋コンクリートのため、クラックは入るが鉄筋の切断が出来ずブレイカーで研りその後切断し堰柱を倒し小割を行なった。

Ⅵ-9 建設公害と対策

今切川河口堰の建設に当って着工前に騒音、振動に対して、地域住民の理解と協力を得るために工事説明、地域開発のPRなど公害も含めて色々と配慮したつもりであった。しかし実際に工事に入ると想像以上に苦情が持ち込まれ、特に地元公害対策協議会と覚え書を取りかわす時点では工事も一時中止せざるを得なかった。苦情の内容は体養妨害、勉強妨害等からくる作業時間の規制、その他家屋損傷、営業妨害、道路の交通阻害等の物心両面にわたって諸々の内容を含んでいる。

Ⅵ-9-1 作業時間の規制

騒音及び振動については住民側の要望も強く話し合いの結果、日曜日を除く日の午前8時から午後5時までとしそれ以外の時間に作業を行なう場合はあらかじめ地元と協議しなければならなかった。但し騒音、振動を伴わないもの限り、杭打ち、建設機械による土工等は除外された。実際にはコンクリート打設中で施工上やむを得ない場合であった。また学校の試験期には土曜日の午後にも規制されることがあり予定工程を約1ヶ月遅らせることになった。このため休み時間を有効に使用したりして施工時は大変密度の高い作業となった。

騒音で最も大きな工種は鋼杭打込によるディーゼルハンマーの爆発音であり、これには消音装置を取り付け、又工事境界に遮音シートを設置した。消音装置では高い金



写真一七 遮音シート設置

風性の音を低くし、また遮音シートでは約10ホーン程度の音を低くすることが出来た。振動騒音により民家の一

時転居は17戸あり、また建物等の被害は壁のクラック、風呂場、土間等のタイル張りのひび割れ等もかなりありなかには建物自体が傾いたものもあった。これらについては工事完了後、建築技術者と地元代表により工事着工前の写真をもとに調査し修理した。

Ⅶ あとがき

旧吉野川河口堰事業は、完成も間近いが、はじめに述べたように治水面では河川改修と相まって完全な効果を発揮する。又かんがい期における定水位に保つことと、低湿地の排水とは相反するものであり、これら全般的な改善がなされることによって新堰の効果が、発揮されるので、このことについて速やかに対策が樹てられるよう希望するものである。



建設コンサルタント

農村環境整備計画 圃場整備事業全般

計 画 ・ 調 査
航空写真測量・地上測量
設計・施工管理・換地
区画整理業務全般
海洋調査・試験研究

玉野測量設計株式会社

代表取締役 小川 義夫

本 社 〒461 名古屋市東区小川町49番地(玉野第一ビル) TEL(052)931-5331(大代)
本社事務所 〒453 名古屋市中村区竹橋町4番5号(玉野第二ビル) TEL(052)452-1301(大代)
支 店 静岡 福岡・沖縄・前橋
事 務 所 東京・岐阜・和歌山

新江導水路取水施設の水利模型実験について

——大規模な分水工の設計例——

石野 捷治* 木下 昌之** 田辺 逸郎***

目 次

1. まえがき.....(42)	5. 改良第1案型取水施設の分水機能.....(44)
2. 模型と実験装置.....(43)	6. 改良第2案型取水施設の分水機能.....(45)
3. 現況の三ヶ分水工の分水機能.....(43)	7. 施工実施案型取水施設の分水機能.....(48)
4. 原設計案型取水施設の分水機能.....(44)	8. むすび.....(49)

1. まえがき

国営坂井北部開拓建設事業は福井県の北部、九頭龍川の支流竹田川の右岸に広がる山林、原野、農地の錯綜した丘陵地約3,400haの地域を対象にし、農地開発事業、圃場整備事業あるいはかんがい排水事業を実施して農業基盤の整備を行い、経営規模の拡大大型機械化農業体系の確立を図り、畑地農業を主体とする近代的な農村を建設しようとするものである。

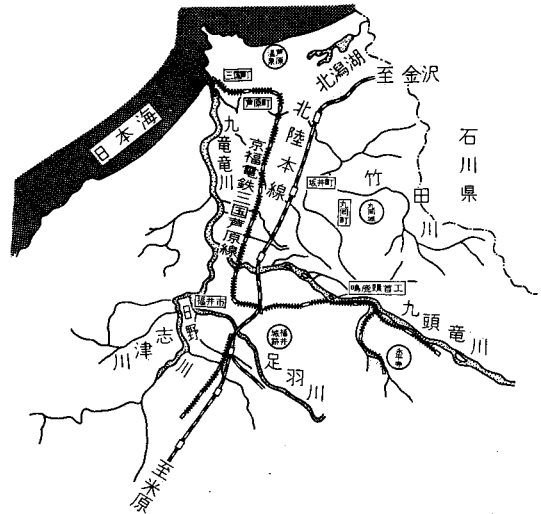
この坂井北部開拓建設事業に伴う計画最大取水量5,067 m³/secの用水は昭和39年から41年までの間に実施された第2九頭龍川農業水利事業によって改築された鳴鹿頭首工(図一1)と、これに接続する右岸幹線水路の約700mを共用した後、幹線水路右岸側に分水水門を新設し坂井北部事業の新江導水路に取入れる計画であった。

すなわち、鳴鹿頭首工の右岸側取入れ口において、5,067 m³/secの増加分を合わせた計画最大取水量35,259 m³/secを取水し、下流約200m地点で県営新江用水路に3,038 m³/secを分水した残りの32,221 m³/secの流量が新江導水路の取水施設設置予定地点に到達することになる。

この取水施設設置予定地点の直下流には、三ヶ分水工と呼ばれる既存の水利構造物があり、三俵高標用水路、十郷用水路および御陵用水路のそれぞれの取水量に影響を及ぼさないことが要請されている。(図一2)

このようなことから、水利模型実験を実施して取水施設の水利構造を確立することになった。

実験は、昭和46年から48年にかけて農業土木試験場内



図一1 鳴鹿頭首工位置図

で行われた。

実施に当っては、

① 既設鳴鹿頭首工において、新江導水路の増量分を加えた計画最大取水量を確保するための取水機能

② 坂井北部新江導水路の計画最大取水量を確保するための取水施設の水利構造の確定

の2つの問題別に分けて行ったが、本報告は②に関する実験の場合についてだけを採り上げ、実験の方針、経過およびおおよび実施案の特色などを報告しようとするものである。

なお、この水利模型実験の実施にあたり、構造改善局建設部と北陸農政局建設部の関係各位から終始熱心な討議と助言を得た。また、当時の坂井北部開拓建設事業の米山富雄所長の格別のご協力をいただいた。ここに深甚なる感謝の意を表したい。

* 農業土木試験場水利部第2研究室長

** 坂井北部開拓建設事業所次長

*** 北陸農政局計画部技術課課長補佐

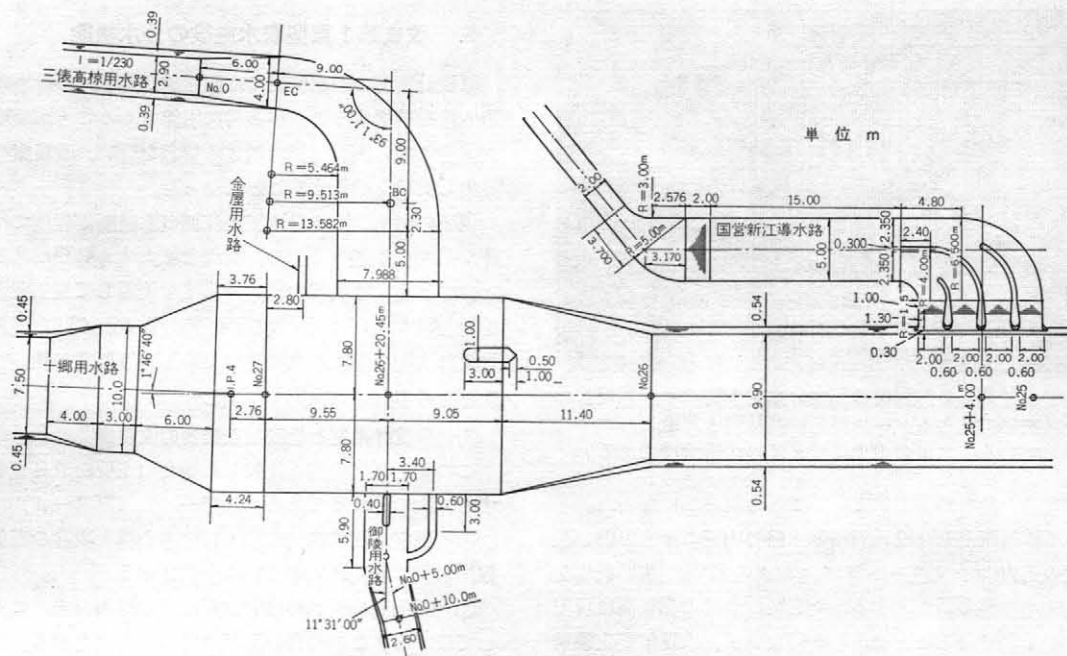


図-2 既設三ヶ分水工および国営新江導水路取水施設原設計案型平面図

2. 模型と実験装置

模型の相似についてはフルードの相似律を適用した。模型は幾何学的に相似とし、縮尺比 L_r は実験の目的、実験空間及び実験流量などを考慮して $L_r=12$ と決定した。

製作した模型の範囲は、三ヶ分水工の固定越流部（通称10郷ゼキ）の上流約300mから、三ヶ分水工の各取入口水門を含め、各用水路20~40mの区間である。（写真-1）。

模型水路は、厚さ5.5mmの耐水ベニヤ張りとし、その表面はビニコート3回塗りとした。水路内には、幅2.0cm、高さ1.0cmの栈木を1.0m間隔に設置し、現地水路の玉石積み水路の粗度係数に一致させた。



写真-1 三ヶ分水工付近の模型の状態
（原設計案型に対する実験中の流況）

なお、栈木を設置していない模型水路の粗度係数は、Manning式における n 値で0.010程度であった。これは標準的なコンクリート水路の粗度に相当する。それゆえ、改修予定のコンクリート水路部分には栈木をつけない状態で実験を行った。

3. 現況の三ヶ分水工の分水機能

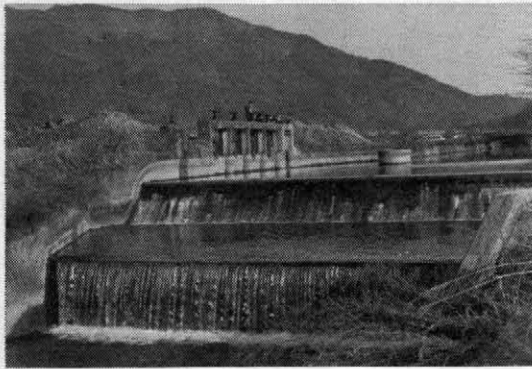
現地観測を行った状態を再現する実験を行い、測定した水位、流速及び流況などを比較検討し、模型と原型とが相似であることを確認した後、現況三ヶ分水工の分水機能を確認する実験を行った。

現況の三ヶ分水工は直進する下流方向に十郷用水路があり、ここに固定ゼキが設けられその下流に落差工がある。（写真-2参照）この十郷ゼキの両側に他の2用水路があり、いずれも水門から取水している。水門敷高と十郷ゼキの越流頂標高はすべて同一で、水理学的には完全越流の状態で流下し、ほぼ計画最大通水量に比例した幅員を有している。

実験の結果、三俣高椽用水路と御陵用水路の取水施設では、直上流に隣接したオリフィスを操作しないと、それぞれの計画最大取水量を確保することができないことが明らかになった。

また、三ヶ分水工の上流水路の断面形状は計画最大通水量 $27.154 \text{ m}^3/\text{sec}$ は通水可能であるが、余裕高が小さい。

それゆえ、坂井北部の事業に伴う増加分 $5.067 \text{ m}^3/\text{sec}$ を加えた $32.221 \text{ m}^3/\text{sec}$ を流すためには、現況の石積み水



写真一 現況の三ヶ分木工十郷ゼキの状況
(左側に見えるゲートが三俣高椋用水路取入れ口である。水路の中央に見えるのが導流壁である)

路では十分な断面形状でないことも明らかになった。

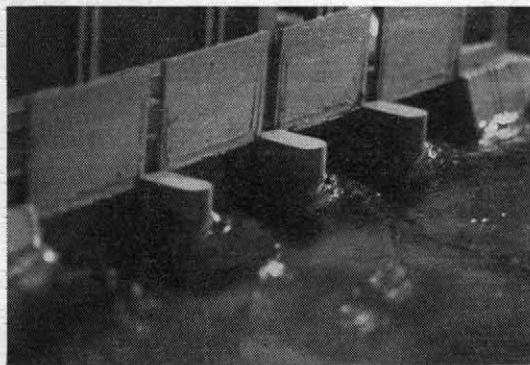
この対策としては、石積み水路の内側に厚さ0.20m程度の三方コンクリートライニングを行い、水路底幅を9.60mの整形断面とする。そして、水路の側壁高は現況よりも高くなることは止むを得ないが、水理模型実験結果から判断し、必要最小限とすることに方針を決定した。

4. 原設計案型取水施設の分水機能

取水施設の原設計案は三ヶ分木工の上流右岸側壁に、直接、三ヶ分木工の各水門敷高と同じ標高の越流頂を持つ水門を設置する。その形状は三俣高椋用水路の取入れ水門に準じた形状とする計画であった。

この案は、取入れ口前面の水路幅が現況のままであるため、水路内の平均流速が約1.8m/secとなり、流れが下流に直進する傾向が強くなり、新江導水路の計画最大取水量を確保することができなかった。(写真一三)

そこで、部分的な改造を行って流況を改善することを検討したが、水路幅員を拡大するための用地取得が困難であることや、新設の取入れ水門を既設取入れ水門の上流に設けることへの抵抗などから、この案は実現不可能と判断された。



写真一三 国営新江導水路取入れ水門における流況
(流れは右から左に向かう)

5. 改良第1案型取水施設の分水機能

原設計案型の取水施設では国営新江導水路の計画最大取水量を確保することが非常に困難であることが判明した。そこで、実験関係者による協議を行い、改良案型を見出し実験を続行することになった。

協議の席上、三ヶ分木工上流側の水路断面程度では流速が早くなり過ぎるため、断面を拡大する必要があること、できるだけ現況の三ヶ分木工を使用して施工費用の節約を計りたいこと、及び、新設の取入れ水門を既設の取入れ水門の下流に設置させたいという要望が強いことなどを考慮して改良案を作成した。

(1) 原設計案型と比較した場合の改良点

この案を原設計案と比較した場合の主要な改良点を記すと、次のとおりである。(図一三)(写真一四)

- ① 国営新江導水路の取入れ口中心線を現存の三俣高椋用水路の取入れ口中心線に一致させる。
- ② 三俣高椋用水路は国営新江導水路の直上流に隣接して設ける。この場合の形状は既存のままとする。
- ③ 現在三俣高椋用水路の取入れ口前面に設置してある導流壁は除去する。
- ④ 金屋用水路(取水量約0.07m³/sec)は国営新江導水路と三俣高椋用水路の間に設置する。

なお、各用水路の取入れ口の整高はすべて現況と同じE.L.32.35mの同一標高とし、十郷ゼキ及び御殿用水路は現況のまま変更を加えない。

(2) 実験の結果とその考察

この案に対する実験の結果は、現況の敷高では十郷用水路に流下する流量が多くなり、三俣高椋用水路と国営新江導水路においては計画最大取水量を確保できないことが明らかになった。(写真一五参照)

そこで、分木工内の流速をゆるやかにして各分水水門への流入流量の増加を狙いとし、十郷ゼキや各取入れ口の敷高を0.20mかさ上げした状態に模型を改造して実験を行った。

この場合においても、国営新江導水路の計画最大取水量5.067m³/secを確保することはできなかった。

十郷ゼキや各取入れ水門の敷高を0.20m以上も高くする場合には、現況三ヶ分木工の構造物の状態から判断して強度的に問題があり、結果的には全面的な作り替えとなるであろう。

従って、この改良案で施工実施案を見出すためには、国営新江導水路の取入れ口敷高を他の用水路の敷高よりも低くするか、あるいは取入れ口幅を広くするしかないであろう。

しかしながら、敷高を低くすることは、既存の三ヶ分木工の用水関係者の了解を得ることが非常に困難であり、幅を広げる案については用地取得の関係から、これ

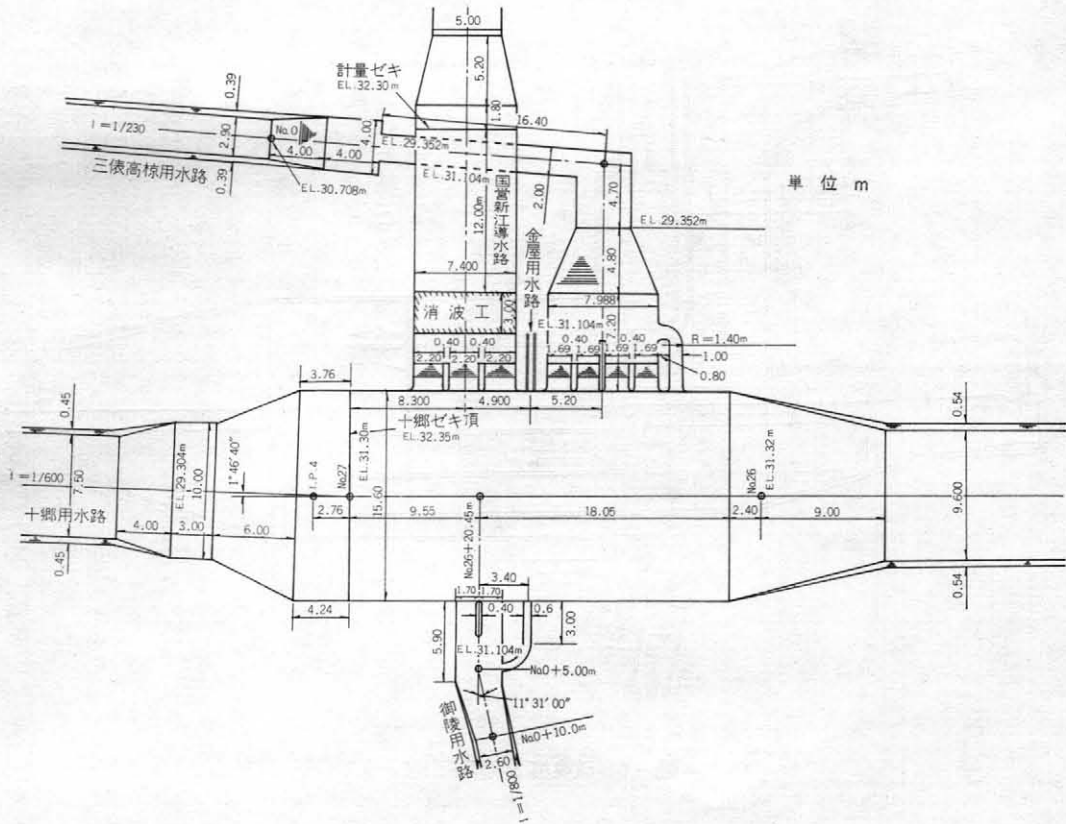


図-3 改良第1案型平面図

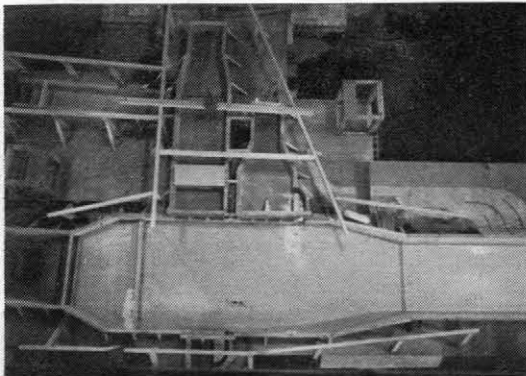


写真-4 改良第1案型取水施設の模型

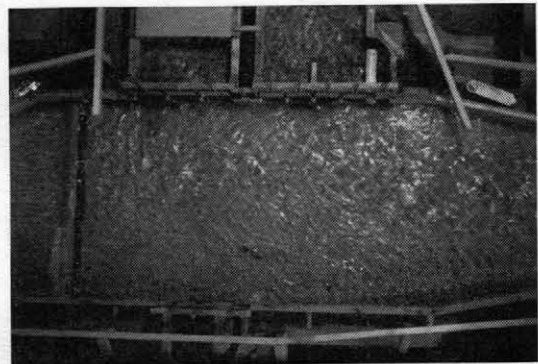


写真-5 改良第1案型における流況

も実現の見込みは薄い。

このため、各用水路の分水量を円滑に通水できるように新たな分水施設の計画、設計を行わねばならなくなった。

6. 改良第2案型取水施設の分水機能

改良第2案型を決める際に考慮された主要な事項は次のとおりである。

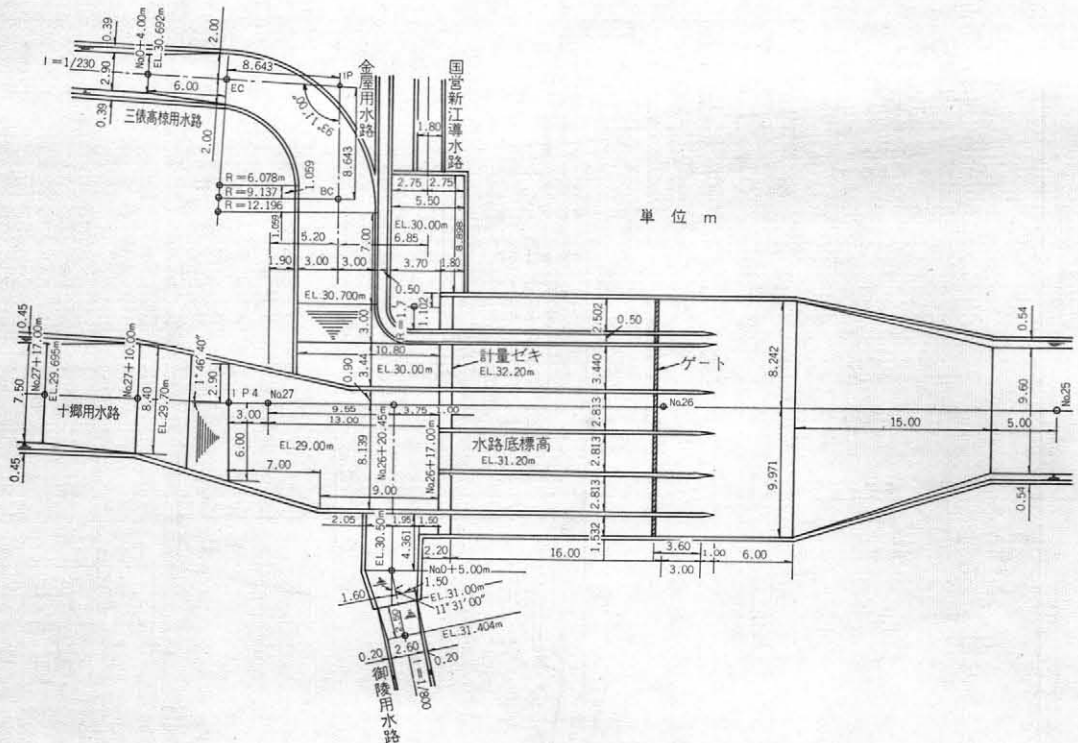
① 流況確認や集中制御を容易にするため、各用水路の水門は同一位置に揃え維持管理を便利にしたい。

② 通水量の変化に適應できる計測装置が必要である。この場合、落差に比較的余裕があることを考慮する。

③ 従来の慣行から判断し、水門の敷高、あるいは計量装置の基準標高は同一標高に設定する必要がある。

④ できるだけ既設の各用水路を使用し、費用の節約を計ること。

この結果、従来から各地に見られるようなゲートを持った背割り方式を採用することになった。



図一 4 改良第 2 案型平面図

(1) 主要な改良点

これまでの計画案と比較して異なる主要な点は次のとおりである。(図一 4)

① 分水工は幹線水路の中心線によって左右に等しく 2 分されたものではなく、用地の関係から左岸側を広くした。

② 全幅ゼキを各用水路下流の同一位置に揃え、刃の高さは E L. 32.20m の同一標高に設定した。

③ 各用水路の幅は計画最大取水量の流量比によって決定した。なお、十郷用水路は更に 3 等分し、中央の 1 門は落水や土砂排除を考え引揚げ可動ゼキとする。

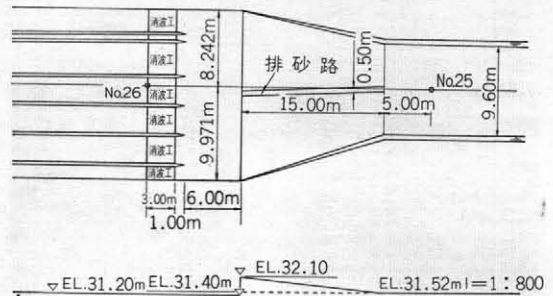
④ 分水工の中央に設けられた金屋用水路は、用水の配水状況から決定した。この用水路の幅だけは施工実施面から検討して 0.50m に決定し、計量は他の全幅ゼキの刃と同一標高の四角ゼキを採用した。

(2) 実験結果とその考察

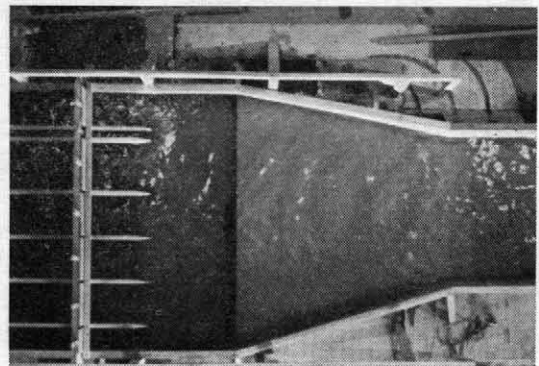
この案に対する実験結果では分水工の中央に流れが集中する傾向が認められた。このため、流速の均等分布を計り、分水工流入部に逆傾斜部を設けた。(図一 5) (写真一 6)

この逆傾斜部を設けたことによって、流れの流速は均等分布を示すようになったが、この反面分水工内の波立ちを助長するようになった。

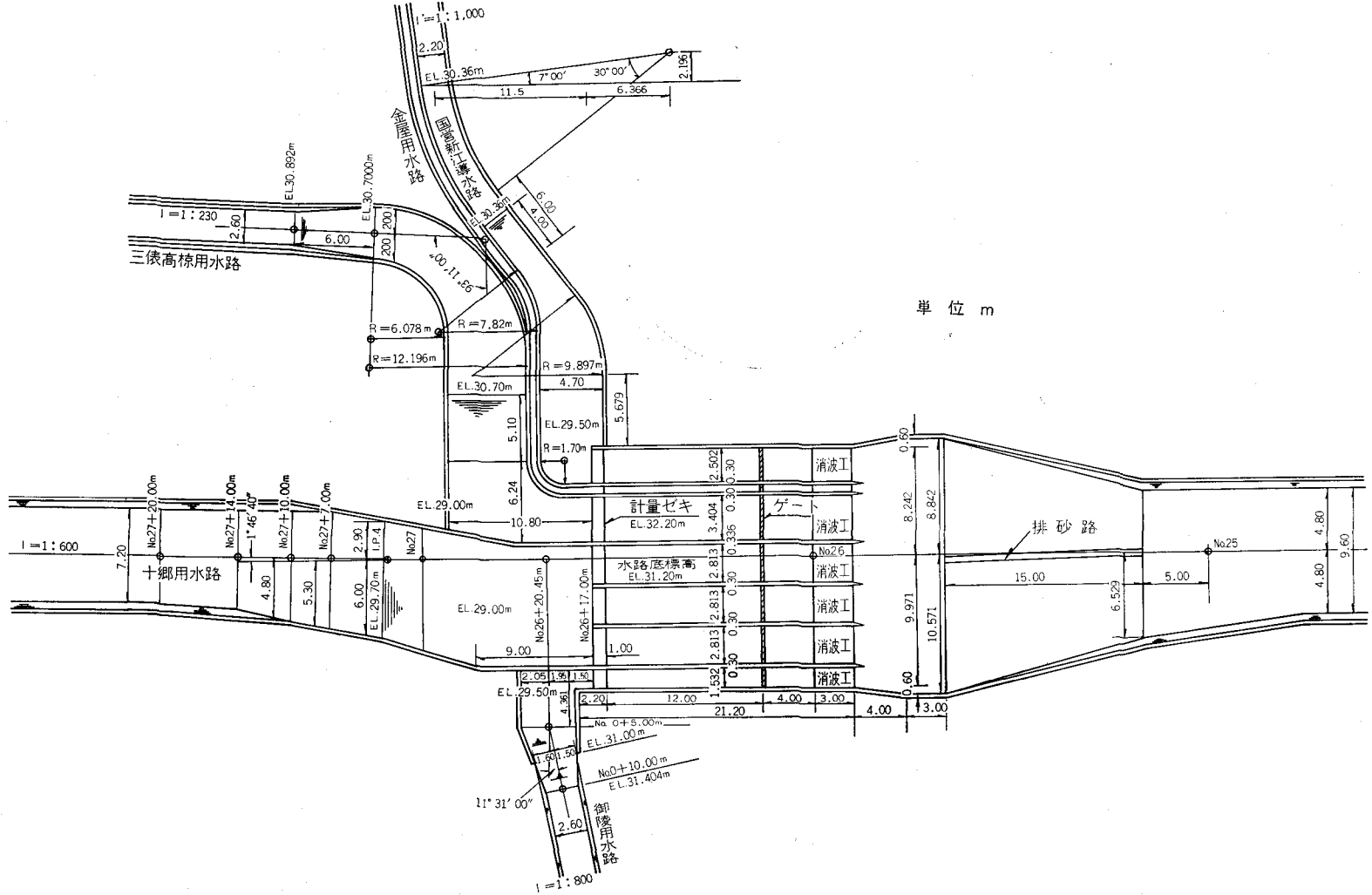
そこで、波立ち防止のための消波工を設置して計量誤



図一 5 移行部に設けた逆傾斜構造図

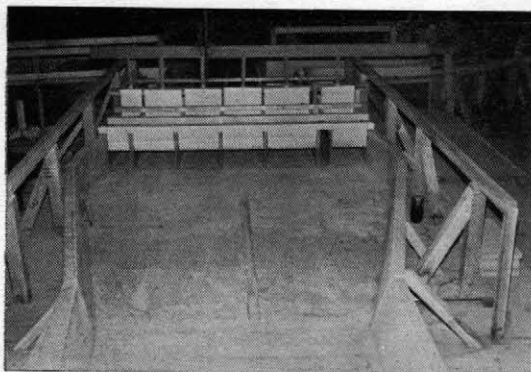


写真一 6 改良第 2 案型における逆傾斜部付近の流況 (流れは右から左に向かう)



単位 m

图—6 施工実施案型平面图



写真一七 消波工を設置した状況
(模型は施工実施案型である)

差を少なくすることを計った。(写真一七)

このような実験を継続して、流況、水位、流速分布などを検討した結果、更に部分的な改造を追加すれば、各用水路にそれぞれの計画最大取水量を取水できる水理構造を見いだせる見通しを得た。

そこで、再度、実験関係者による協議を行い改造箇所を決定し、改良第3案型として実験を続行した。

この案に対する一連の実験から得られた最終結果を、水理性状の面、施工面及び経済性などについて総合的に検討し、施工実施案として採択した。

7. 施工実施案型取水施設の分水機能

施工実施案を改良第2案型と比較して改良された主要な点は次のとおりである。(図一六)

① 分水工が幹線水路の中心線に対して左岸側に広い形状であるこめ、十郷用水路と御陵用水路との流入状況が良好とはいえない。このような流況を改善するために、移行部の左岸側形状を改造した。

② 国営新江導水路と御陵用水路の左右両岸沿いの用水路への分水量を確保するため、両岸沿いの流入部を導流壁先端の傾斜に拡大させた。このため、流入部は分水工中央部の幅員よりも拡大している。

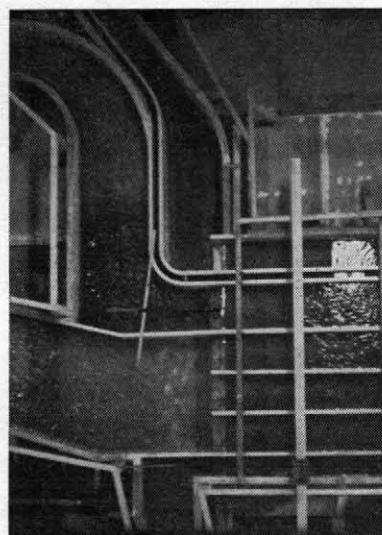
③ 消波工を設置することに決定したため、分水工のゲート位置を下流に下げた。

④ 三俣高椋用水路と御陵用水路への計量ゼキ下流側の落差工水クッション部に相当する部分の水路底を低くし、水クッション部分の深さを大きくした。

⑤ 三俣高椋用水路及び十郷用水路を県営事業による改修計画に示された水路断面に一致させた。すなわち、現況の水路断面内に厚さ0.20mの三方コンクリートライニングを行い、水路底幅を2.60m及び7.20mになるように改造した。

⑥ 十郷用水路への接続部分 No.26+26.00mから No.27+20.00mまでの区間の側壁形状を修正した。

⑦ 国営新江導水路の計量ゼキ下流から導水路への取



写真一八 施工実施案型の模型
(下方に鋭角で曲がる水路が御陵用水路、中央が十郷用水路、大きく上方に曲がるのが三俣高椋用水路、小さい水路が金屋用水路、その右隣りで上方に向かう水路が国営新江導水路である)

り付け部分を設けた。(写真一八)

⑧ 各用水路の幅は計画最大取水量の流量比によって決定したけれども、水理模型実験による観測結果から、三俣高椋用水路が通水しやすい状態であることが判明したため、この用水路幅を原型値で3.6cm狭くし、3.404mに決定した。

この施工実施案型に対する実験結果のうち、計画最大通水量を流した場合の各用水路別分水比を表一に示す。

この表をみると三俣高椋用水路、十郷用水路及び御陵用水路はいずれも計画取水量を確保し、国営新江導水路もほぼ満足できるような値が得られている。

これに併行して、国営新江導水路が施工中の場合、すなわち、国営新江導水路には通水しないで既設三ヶ分水工にのみ通水した場合にはどのような分水比になるか、

表一 各用水路別分水比一覧

区分 実験 番号	全 入 量	三 俣 高 椋 用 水 路	御 陵 用 水 路	十 郷 用 水 路	国 営 新 江 導 水 路	備 考
	m ³ /sec	m ³ /sec	m ³ /sec	m ³ /sec	m ³ /sec	
E-59	32.260	7.025	3.100	17.235	4.900	計画最大 取水量
60	27.385	7.100	3.100	17.185	—	
61	32.255	7.025	3.075	17.205	4.950	計画最大 取水量
62	27.140	7.025	3.100	17.015	—	
計画値	32.221	6.966	3.102	17.086	5.067	

これについても実験を行った。E-60とE-62である。

この結果においても各用水路とも計画最大取水量を確保することができることが明らかになった。

水路幅の拡大に伴う分水工内の流速の均等分布を計るため、分水工流入部に逆傾斜部分を設けたが、落水時の滞溜水排除のため中央に小規模の溝（水路幅0.50m）を設けた。この溝による流速分布に及ぼす影響はそれ程大きくはなかった。流速をピトー管を使用して測定した結果の平面分布図を図-7に示した。

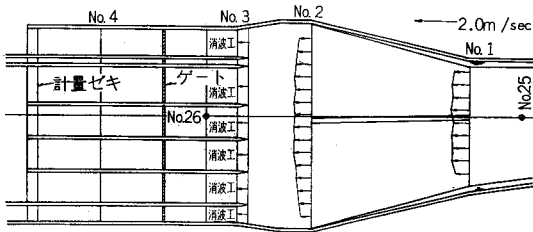


図-7 施工実施案型における平均流速平面分布図

計量のための水位測定位置はゲートと計量ゼキとの中間を予定した。この位置の水位測定結果をみると、消波工を設けたことにより、水位測定時の最高と最低との水位差は、模型値で0.4~0.8cmであったものが0.2cm程度以下に収まるようになった。

計量ゼキによる水位と流量との関係を調べ。これを図-8に示した。これをみると、各用水路別の水位と流量

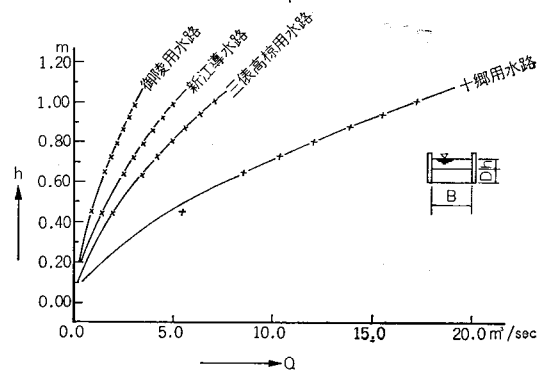


図-8 施工実施案型の各用水路別水位流量曲線

との関係は全幅ゼキ公式を準用しても、十分な精度で計量できることがわかった。

8. むすび

国営坂井北部開拓建設事業に伴う取水施設に関する水理模型実験を実施した結果、新設の用水路を含め既存用水路の大規模な分水工の水理構造を決定することができた。

直角分水における取水、拡大移行部における流速の均一化、消波工による消波効果及び全幅ゼキによる計量などの問題に際して参考にすれば幸いである。

なお、実験の詳細については農業土木試験場技報B第35号（1975.3）を参考にされたい。

チェックゲートおよびその一利用法

重 田 恵* 新 井 勇**

目 次

1. はじめに.....(50)	3-5. ウォッチマンゲートの原理.....(52)
2. 事業計画の概要.....(50)	3-6. 設 計.....(53)
3. 八瀬川放流工.....(50)	4. ゲートの作動試験.....(54)
3-1. 概 要.....(50)	4-1. 漏水試験.....(55)
3-2. 構造の決定理由.....(50)	4-2. 作動試験および流量測定.....(55)
3-3. ウォッチマンゲートの特長.....(52)	5. 考 察.....(56)
3-4. ウォッチマンゲートの構造.....(52)	6. む す び.....(56)

1. はじめに

水資源のひっ迫にともない、その高度利用が社会的命題となって来た今日、分水の合理化が必要なことは今さら述べるまでもないが、そのためには流量が少い場合でも所要の分水位を確保しなければならないことは勿論であり、でき得れば、流量の如何にかかわらず一定の水位を保つことが望しい。

そのような目的にかなった施設の一つとしてウォッチマンゲート*1が使用されているが当所においてはこれを放流工に使用し、その性能について試験を行ったので一使用例として紹介したい。

2. 事業計画の概要

渡良瀬川沿岸農業水利事業は、栃木県足利市ならびに群馬県太田市、桐生市および館林市外5町2村で渡良瀬川右岸に展開する扇状地にあり、用水施設の考朽化、河床変動による取水が困難および維持管理費の増加等を解消するため、既設頭首工を統合し、水田用水9,034ヘクタール、畑地かんがい1,398ヘクタール、計10,432ヘクタールの受益地に渡良瀬川から取水、かんがいし、水資源の高度利用と農業の近代化を図るものである。

3. 八瀬川放流工

3-1. 概 要

八瀬川放流工は太田頭首工がかりに属し、新田堀幹線水路から分流している一級河川八瀬川に設置したもので

ある。

当該新田堀は丘陵の裾を等高線沿に流れ、山間部の雨水は全てこの水路に流れ込んでおり、水路の能力を越える豪雨の際には度々溢流と浸水を繰返していた。

したがってこの水路の改修にあたっては、雨水の処理について特に考慮する必要があり、まず雨水を安全に流下せしめる断面を与え、途中幾つかの河川に放流しなければならない。

このような観点から図-3流量図のとおり計画した。

3-2. 構造の決定理由

イ、前述のとおり数多くの放流工を要し、夜間急激に豪雨が起ることもあり地形的にその到達時間も比較的早いことからその構造の決定に当たっては第一に全く人力による操作を要するものであってはならない。

ロ、放流工が万一故障した場合には大きな災害をもたらすこととなり絶体に故障してならない。したがって故障の起り易いような複雑な構造は避けなければならない。

ハ、この地方は非常に落雷が多く現地は比較的田舎であることからできれば動力が必要でないことが望ましい。

ニ、スルースゲートを考えた場合、本地点は市道等の狭窄により余水吐、その他の構造物を施行する場所がない。

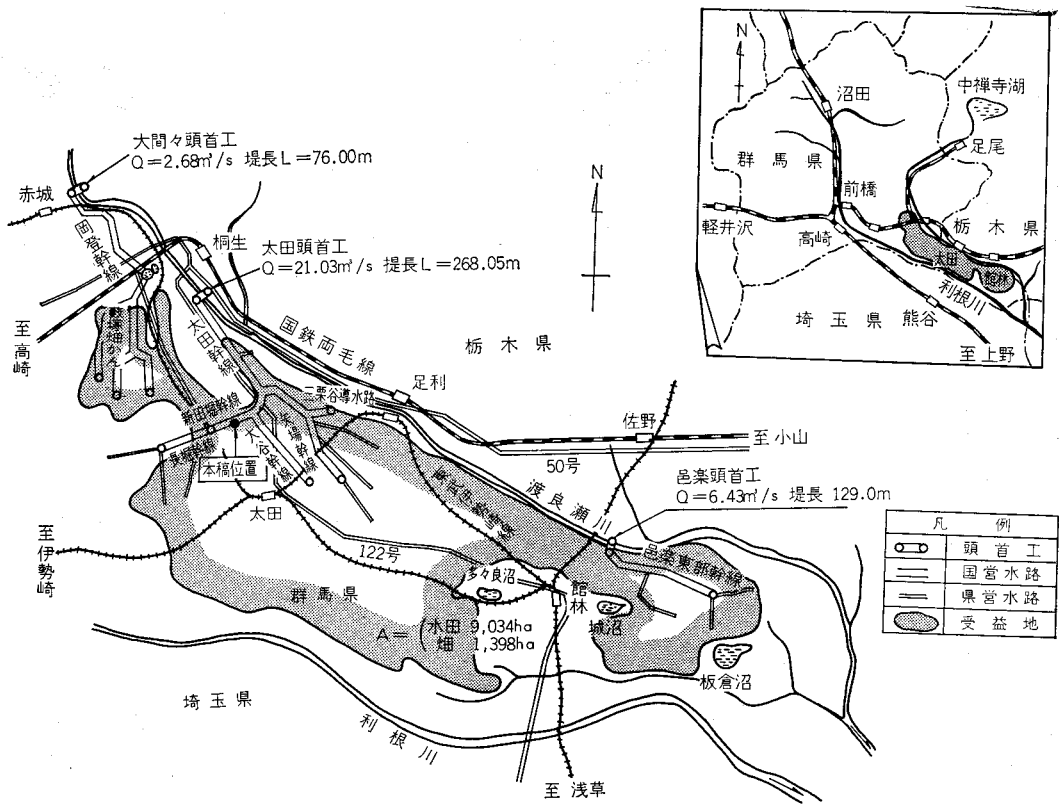
ホ、従来多く用いられて来た類似品は、水密性に欠けるため排水ゲートとしては利用出来ず、また現地は非常にゴミが多いことから、ゴミによる閉塞に不安がある。

以上の理由により、通常チェックゲートとして使用されているウォッチマンゲートを若干改造して採用した。

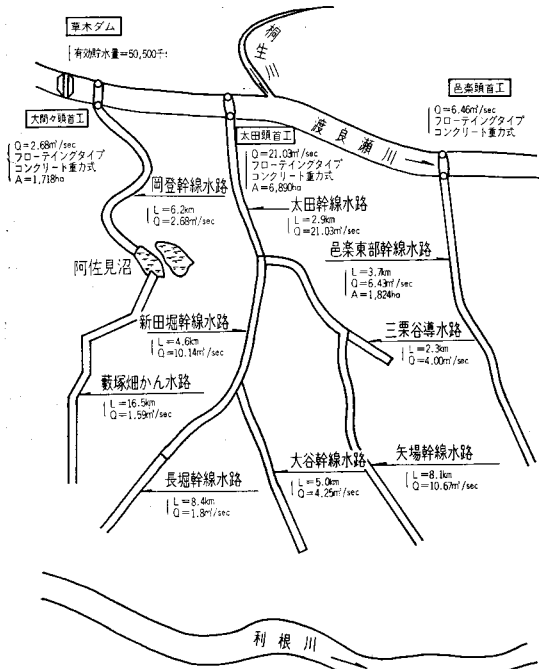
このウォッチマンゲートは前述の条件に対して総べ

** 関東農政局渡良瀬川沿岸農業水利事業所

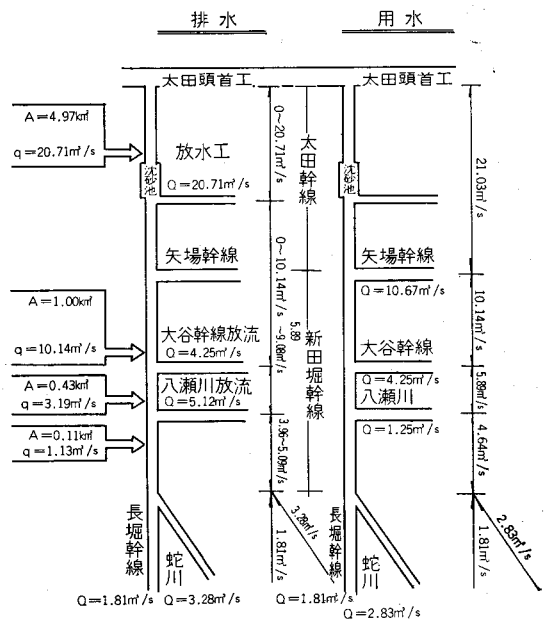
脚注、*1 ウォッチマンゲートとは上流水位一定型の自動ゲートで商品名である。



図一 渡良瀬川沿岸農業水利事業概要図



図二 計画用水系統模式図



図三 流量図

て満足が出来ると同時に操作が全く容易であることが魅力の一つであり、特に今後の管理面においてもその効果が十分期待出来る。

3-3. ウォッチマンゲートの特長

イ、上流水位を一定に保つことが出来る。

放流工の水位があらかじめセットした水位を越えると余剰分だけ放水して水位が一定に保たれるので、放流工より下流の新田堀幹線水路の流量が多くなり過ぎることがない。

ロ、管理人、動力が不要である。

セットしたあと総べて、フロートにより開閉ともに自動的に作動するので人為操作は不要、しかもエンジン、モーター等の動力は不要である。

ハ、ゴミの多い水路でもその作動に影響しない。

a. 水路が矩形断面であるためゲートの開度により水路壁とゲートとの間隔は一様であり、更に水密ゴムが取付けてあるのでゴミのかみ込む余地がない。

b. 流入口にはスクリーンを取付け、その設置場所も水路底に近くゲートが開けば流速の速い所に設けてあるのでゴミの流入の心配がない。

したがって水位上昇によりフロート室に水が入ることは確実であり、そうすれば必ずゲートは開くので上流側水路の溢水はない。

c. 流出口には、流出口面積の三分の一メッシュの金網スクリーンを設け、スクリーンの大きさも流出口よりはるかに大きいものを設けてあるのでゴミのつまる心配はなく、万一つまったとしても上流水位の低下を期たすだけで上流側水路の溢水の心配がない。

3-4. ウォッチマンゲートの構造

4-1 図は本装置の正面図、4-2 図は平面図、4-3 図は4-2 図の×-×断面を示す。

イ、ラジアルゲートAの上流水路の側方に、静水池Cを設ける。

ロ、ラジアルゲートAの上流水路と、静水池Cは、流入口Bで連絡する。

ハ、静水池Cの下流端に接して、フロート室を設ける。

ニ、静水池Cと、フロート室Eの間に一定に保とうとする上流水位 H_0 よりも僅かに低い敷高の欠口Dを設ける。

ホ、フロート室Eから、流出孔FによりラジアルゲートAの下流水路に連絡させる。この場合流出孔Fの大きさは、流入口Dに比して小さくする。

ヘ、ゲートアームOにフロートアームを通じてフロートGを取付け、フロート室E内に設ける。

3-5. ウォッチマンゲートの原理

イ、今下流水位が、一定に保とうとする計画水位 H_0 よ

図4-1

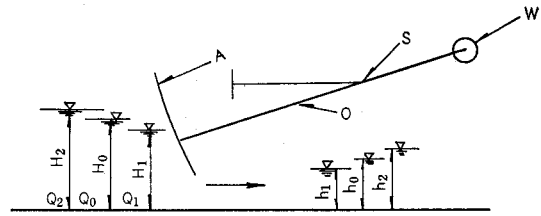


図4-2

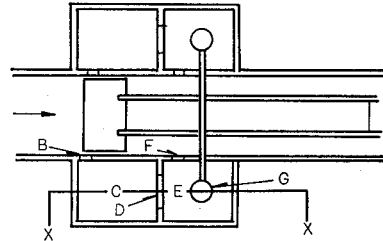


図4-3

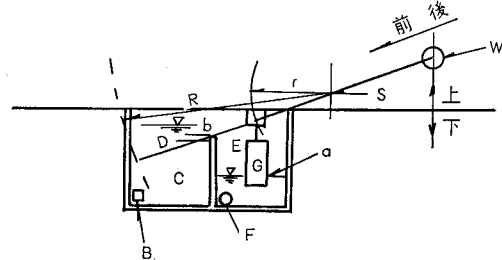


図-4 ゲート構造図

り十分に低い或る水位 h_0 の場合は、フロート室E内の水位が上流水位 H_0 と下流水位 h_0 の中間の a の場合において、ラジアルゲートA、フロートG、対重Wが回転軸Sを中心にして均衡するように対重Wの位置を決定する。

但し、バランス調整は全閉時と計画流量時の両方について行う必要がある。

ロ、イの場合の計画流量 Q_0 から流量が減少して Q_1 になり、上流の水位が欠口Dの敷高 b よりも低下したとすると、フロート室E内の水位は下流水位 h_1 近くまで低下する。したがってフロートGが下降してゲートの回転軸Sを回転させるフロートの腕の長さ r を、ラジアルゲートAの腕の長さ R に比較して十分に小さくすれば、フロート室E内の水位が h_1 まで下降する前にゲートの閉塞により、上流水位は、欠口Dの敷高よりも高くなり、フロート室E内に水が流入して再びゲートは均衡状態となる。

ハ、流量が Q_0 よりも大きく、 Q_2 になり上流水位が H_2 になると欠口Dからフロート室に水が流入し、フロート室E内の水位は h_2 の水位まで上昇する。したがってフロートGが上昇してゲートの回転軸Sを回転させる。

腕 r の長さを十分に小さくすれば、フロート室E内の

水位が h_2 まで上昇する前にゲートの開口により上流水位は、欠口Dの敷高 b 近くまで下降し、再びゲートは均衡状態となる。

ニ、ロおよびハにおける上流水位の変動は、欠口Dの巾を大きくすればいくらかでも小さくできるから、実用的には、計画水位を一定水位に保持することが可能である。

計画流量に対して上流側の設定水位の許容許差は±3cmといわれている。

ホ、流量の増加が著しく、フロート室の水位 a がよりも高くなり、またゴミの閉塞のため上流水位が H_0 よりも高くなると、ゲート下端は、増加流量分だけ上り（開く）放流する。

ヘ、流量が計画流量より低下するとゲートは全閉し水密を維持する。

3-6. 設計

イ、放流計画の基本的考え方

図一4のとおり、八瀬川放流地点より上流の新田堀幹線水路には、十分な放流をする箇所でないので、八瀬川放流工直上流の流量は、排水量を含めて $9.08\text{m}^3/\text{s}$ であるが、八瀬川放流工より下流の幹線水路の断面は用水量だけを対象として $4.64\text{m}^3/\text{s}$ である。

したがって、簡単に考えれば放流工の能力は $9.08\text{m}^3/\text{s} - 4.64\text{m}^3/\text{s} = 4.44\text{m}^3/\text{s}$ が必要であるが、実際には、放流工下流262mの箇所降雨時に $1.13\text{m}^3/\text{s}$ の流入がありその影響も考慮しなければならないので次のとおり計画した。

ロ、水位の設定

前述のとおり幹線水路は常時用水路として使用されているので、放流工より下流の幹線水路には計画用水量だけは絶対に流さなければならない。

したがって、放流工の指示水位すなわちゲートが開き始める水位は、用水計画水位と等しいか、あるいはこれよりも高くならなければならないが、高くすると幹線水路に過重な負担を強いることになり、水路断面に余裕がないので用水の計画水位と等しくした。

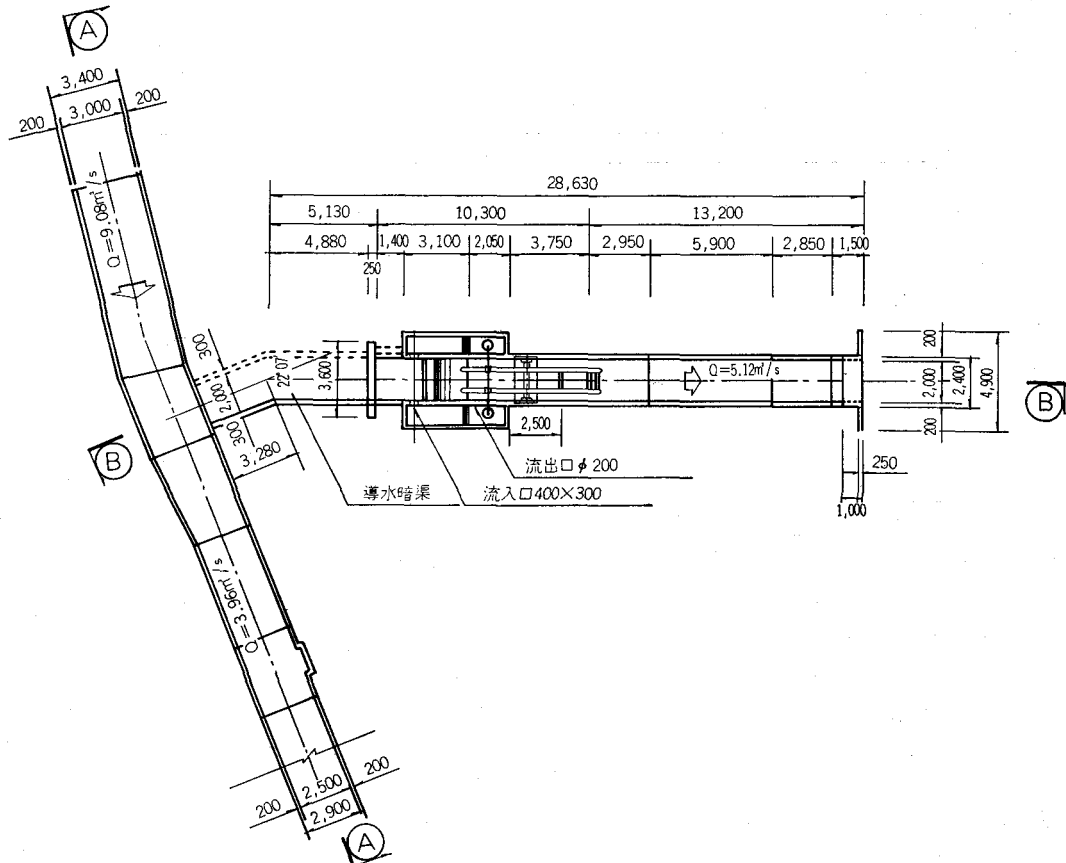
ハ、放流量の計算

上記のとおり、放流工より262m下流の幹線水路に $1.13\text{m}^3/\text{s}$ （図一8参照）の流入があり、その影響により下流における幹線水路の水位が上昇し、水面勾配がゆるくなり流量が低下する。

よって次により放流量を算出した。

ここで Q_2 を $3.96\text{m}^3/\text{s}$ に仮定すると

$$3.96\text{m}^3/\text{s} + 1.13\text{m}^3/\text{s} = 5.09\text{m}^3/\text{s} \cdots \cdots \text{B点の流量}$$



図一5 八瀬川放流工計画平面図

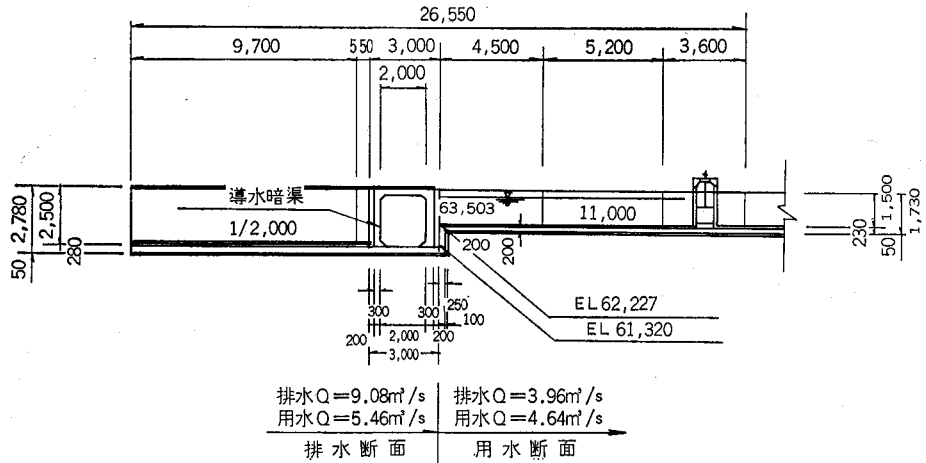


図-6 新田堀幹線計画縦断面 (A~A)

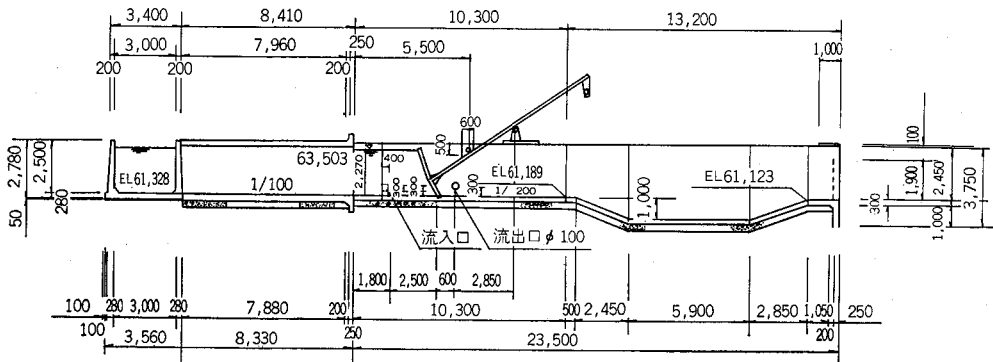


図-7 八瀬川放流工計画縦断面 (B~B)

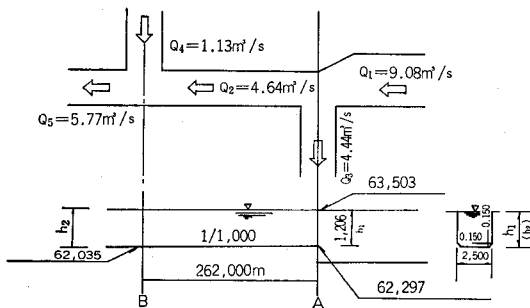


図-8 放流計画図

となりB点の流量に対する水深 h_2 を試算すると1,295mとなった。

したがってB点の水位は $62,035\text{m} + 1,295\text{m} = 63,330\text{m}$ となり、A B間の水位差は $63,503\text{m} - 63,330\text{m} = 0.173\text{m}$ となった。

仮定した $Q_2 = 3.96\text{m}^3/\text{s}$ で A B間の不等流計算すると

$$h = \frac{n \text{ m}^2 \cdot Q^2 \cdot \ell}{A \text{ m}^2 \cdot R \text{ m} \cdot R \text{ m} \cdot 1/3}$$

$$h = \frac{0.015^2 \times 3.96^2 \times 262}{3.104 \times 0.643 \times 0.863} = 0.173$$

が求められた。

すると先に算出したA B間の水位差に見合い、よって Q_2 は $4.64\text{m}^3/\text{s}$ のところ $3.96\text{m}^3/\text{s}$ となり、その差 $0.68\text{m}^3/\text{s}$ は Q_3 に加算され

$$Q_3 = 4.44\text{m}^3/\text{s} + 0.68\text{m}^3/\text{s} = 5.12\text{m}^3/\text{s}$$

となり $5.12\text{m}^3/\text{s}$ を放流量として決定した。

4. ゲートの作動試験

このウォッチマンゲートは前述のとおり用水路の堰上用として使用されているものを、フロートアーム、カウンターウェイト、水密等に改良を加えたこともあり、第一に水密試験、第二には計画設定水位の変動およびゲートの作動状況、そしてゲート開度に伴う放流量の測定をした。

試験期間中は、計画流量 $9.08\text{m}^3/\text{s}$ を流すことは不可能であったので、放流工地点より下流27m地点に写真-3のとおり人為的に堰上げ装置を設け、計画流量に見合う

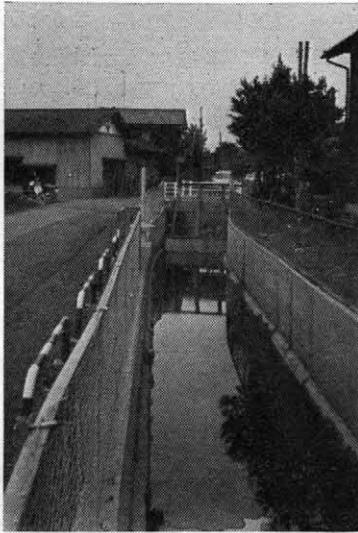


写真-1 堰上装置

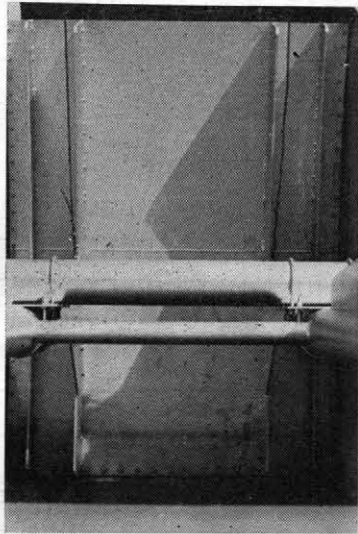


写真-2 漏水試験

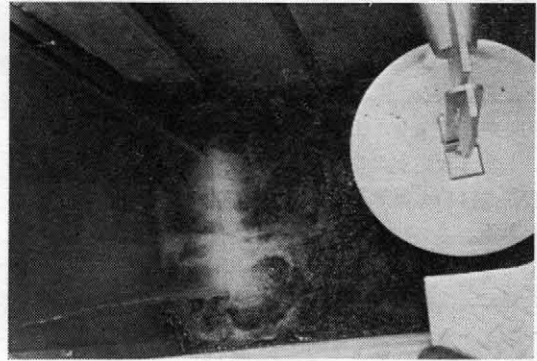


写真-3 欠口堰の溢流状況

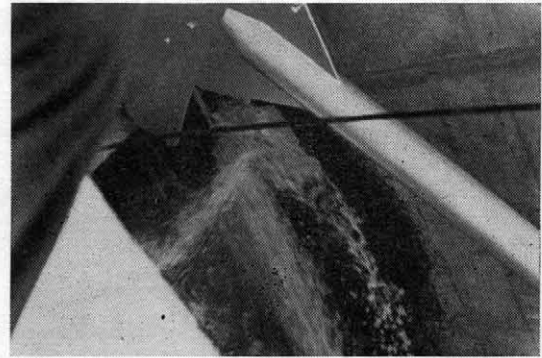


写真-4 ゲートが開いた瞬間

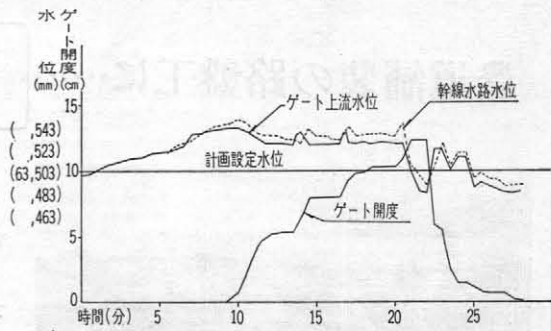


図-9 水位とゲート開度の相関

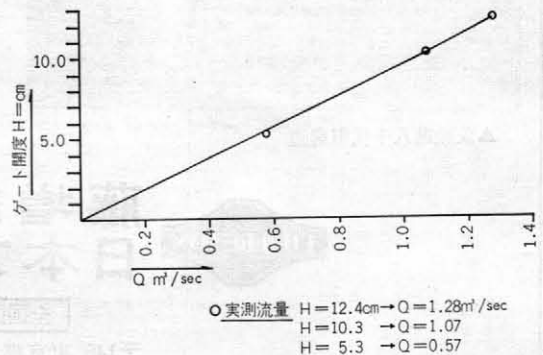


図-10 ゲート開度と流量の相関

水位とした。

4-1. 漏水試験

ゲート仕様規定した三方水密については写真-2のとおり漏水は全くなく水密は完全であった。

4-2. 作動試験および流量測定

堰高を逐次上げ、計画水位63,503mに達し、ゲート静水池の欠口を溢流する時を0として、次のとおり10秒毎に計測を行った。

- イ、幹線水路における水位
- ロ、ゲート上流側の水位
- ハ、ゲートの開度
- ニ、放流量

その結果図-9および図-10のとおりである。

5. 考察

上記試験の結果上流水位の誤差は、計画設定水位より約3cm高くなり、仕様の範囲におさまった。

しかしながらこの試験の結果から見ると、実際の水位の誤差は殆んど無視し得る程度に小さいものであると思われる。

その理由は、上記試験においては、人為的に堰上げのために、水位がごく短時間に上昇しそのためにウォッチマンゲートの作動が追従し切れなかったと考えられるからである。

すなわち、図-9から判るとおり水位は堰上げ直後から徐々に上昇しているがフロート室内の水位がゲートを開くために必要な水位に達するまで水が流入するのに8分20秒かかっており、そのため、ゲートが開く直前に最大の誤差が生じている。しかし実際にはこのような僅かな時間内に3cmも水位上昇することは先づあり得ないと考えられる。

また、実際に急激な水位の上昇が生ずることが予想される箇所においては、さらに流入堰の巾を大きくし流出孔を小さくするとともに、フロート室の容積も小さくすることによって、この問題は解決される。

なお、フロート室の容積を余りに小さくすると作動が敏感になり過ぎるおそれがあるので安易に小さくすることは避けなければならないが、この試験において観察した結果から見ると、さらに小さくできる余地は十分にあると考えられる。

6. むすび

以上のとおり、当事業所においては、ウォッチマンゲートを放流工に使用し、少なくとも試験の段階においては満足すべき成果が得られた。

したがって今後は日常の管理面における問題について考察を続ける所存である。

なお、ここで付記したいことは、この種のゲートにおいては、ゲート通過流量が計画流量の約半分なければ作動しないことは周知の事実であるが、ウォッチマンゲートの場合は0から計画流量までのあらゆる通過流量に対して円滑に作動し得るということである。この特性を備えているからこそ、放流工に採用することができた訳であるが、冬期かんがいの用水量が夏期の計画流量に比べて著しく小さいことを考えるとこの特性は、チェックゲートとしてもさらに大きな意義をもつものであると考えられる。

農道舗装の路盤工に……

土壌凝結硬化剤

フジベトン



▲茨城県八千代町農道

- ☆土にフジベトンを加えて攪拌し締め固めにより各種道路が要求する工学的性質を満足させる。
- ☆現地の土を使うので他の骨材や大がかりな設備機械を必要とせず硬化が速いので養生期間が短く、費用の節減及び工期短縮に効果がある。
- ☆保水性を増加する成分が含まれているので凝結時に収縮亀裂を生ずることがないからわずらわしい養生を必要としない。



藤増総合化学研究所
日本フジベトン工業会

全国関連企業連絡先、御報次第説明書謹呈

〒145 東京都大田区久が原5-20-8 TEL(03)751-5188-0413

農村総合整備モデル事業による集落排水施設について

国 井 豊*

目 次

I はじめに	(57)	III 集落排水処理施設の計画概要	(58)
II モデル事業の概要	(57)	1. 処理水質の決定	(58)
1. 農業生産基盤整備	(57)	2. 処理方式の決定	(60)
2. 農村環境基盤整備	(58)	3. 処理施設の概要	(63)
3. 農村環境施設整備	(58)		

I) はじめに

士幌町は十勝の北部、大雪山系から流れる音更川の両岸に広がる平坦な台地にあり、西部には大雪山系に属する東ヌブカウシ(1,252m)がそびえ、東部には佐倉山系が連なり、居辺川を挟んだ数台の台地を形作っている。気象は内陸性を呈し、夏冬の温度差が甚だしく、かつ、冬期の乾燥が著しい。

平均気温は7.8℃、降水量、1,018mmで10月以降は少なく、秋期降霜は早い。冬期は低温が顕著であり、積雪量は少ないが、季節風の吹き荒れる日が多いため随所に吹溜りを作り、交通途絶することもあり、また、土壤凍結が深部に達するため、春期の融雪、融凍時には、しばしば水蝕が発生する。更に農作物の播種、発芽期に強い季節風があり土壌飛散が甚だしい。

本町は東西25.6km、南北17.1kmでその面積259.6km²を有し、本別、池田の両町、西は鹿追町、南は音更町、北は上士幌町に接している。

主な交通機関としては、国鉄士幌線が本町の中央部を南北に走り、帯広まで28kmのところにある。

また、国道241号線(帯広～弟子屈)が国鉄士幌線沿いに縦走し、これに連絡する本別～新得線ほか7路線の道々と134路線、総計360kmの町道が道路網を形成している。

基幹産業としては農業であるが、前述のように内陸特有の立地条件下にあって、気温冷涼で土地生産性は低い。そのため、豆作一辺到で営農が行われた。このため農家経済は不安定であったが、これから脱皮すべく開畑による経営規模拡大、土地基盤の整備等を行い乳牛の導入及び、根菜を主体とする寒地農業の確立を推進してきた。

さらに、今後の農家経済と生活レベルの向上を図るた

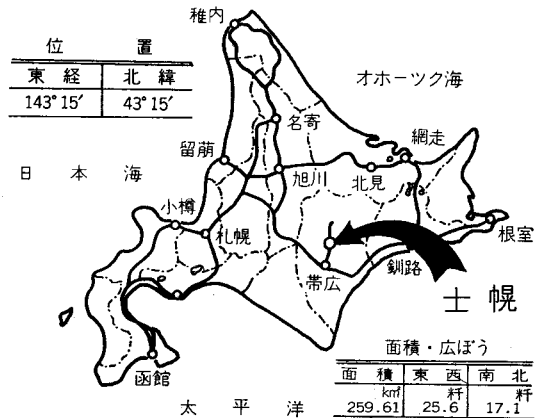


図-1 位置図

め、「農村総合整備モデル事業」を実施し、生産基盤、農村環境基盤等の整備を行い住みよい快適な町を築きあげんとするものである。

II) モデル事業の概要

昭和48年度より事業に着手した農村総合整備モデル事業の計画概要は次のとおりである。

1. 農業生産基盤整備

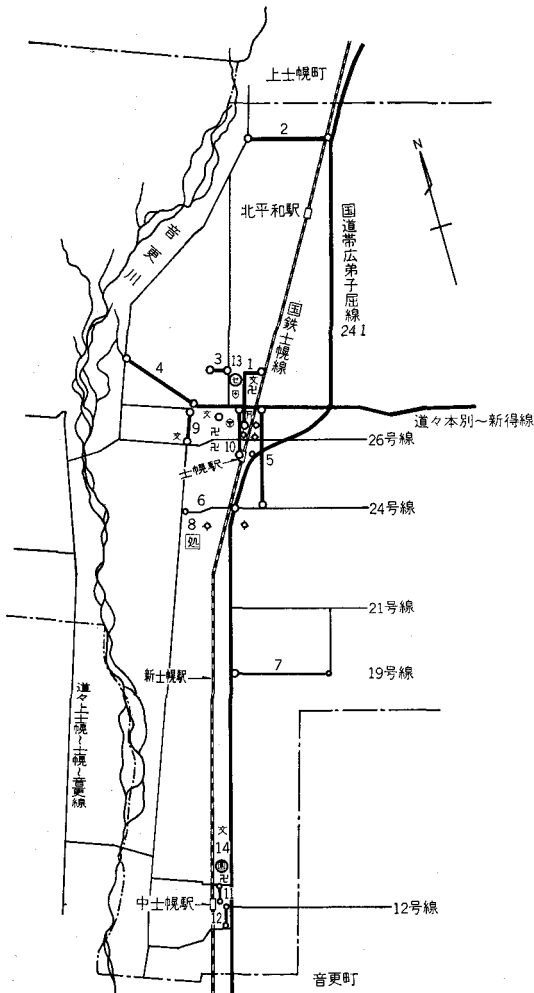
2) 農業用排水施設

農村部の融雪水、雨水が自然水路の形で士幌集落内に流入しており、時には溢流し周辺家庭に被害を及ぼしている外、幼児等の歩行に危険であるため、農業排水路の改修を行うとともに、集落内道路の歩道として利用できる構造とした。

2) 農道

居住区と農業用施設とを結ぶ路線、6条の整備を行う。

* 北海道士幌町役場経済部水道係長



区分	番号	路線名	区分	番号	路線名
農村生産 基盤整備	1	農業用排水	農村環境 基盤整備	8	農業集落排水
	2	農道川東35号線		9	集道士幌幹線道路
	3	農道川東28号線		10	集道本通駅前線
	4	農道士幌南百戸線		11	集道中北団地線
	5	農道士幌西1線		12	集道西1条線
	6	農道士幌24号線		13	農村環境 改善センター
	7	農道川東19号線		14	農村公園

図-2 事業概要図

2. 農村環境基盤整備

1) 農業集落排水

地域の家庭雑排水について、保健衛生上、環境保全、下流地域の水質保全上緊急に対策を講ずる必要があり、士幌集落のうち最も住宅密度の高い区域を対象として戸数370戸の家庭排水施設の整備を行い環境の改善を図ることとした。

2) 農業集落道路

密居士幌集落には、農産物処理加工、貯蔵施設及び農協等、農民関連施設が集中しているが、これに通ずる道路が未整備のままなので、4条を整備し、併せて、交通安全、環境保全のため、歩道4条、街路灯32基、街路樹2条、135本の整備を行う。

3. 農村環境施設整備

1) 農村環境改善センター

老幼 婦 女 を 主 対 象 と し 農 事 研 修 と 協 同 意 識 の 醸 成、及び、保健指導を行い得る農村環境改善センターを建設することにした。

附帯施設としては、緑地を主体として噴水、軽スポーツ等を楽しめるものとした。

2) 農村公園施設整備

農村に在住者の憩いの場所として農村公園、緑地整備を1ヶ所、中士幌市街集落に整備する。

以上が計画の概要であり、49年度より本事業の農業集落排水施設整備事業に着手し、現在施工中であるので、その内容を紹介すると共に諸兄の御批判を仰ぐ次第である。

III] 集落排水処理施設の計画概要

1. 処理水質の決定

農村集落において発生する生活排水には、水洗トイレの排水は勿論のこと、洗面、風呂、台所、洗濯等の排水が含まれる。これ等の排水をどの程度の水質にまで処理し、河川、農業用水路等に放流すればよいか、この問題の解決が集落排水処理施設計画の第1歩となる。快適な居住環境を確保するためには、降雨時においても家屋や道路に浸水せず、また、不衛生な汚濁水（洗面、風呂、台所、洗面排水）が附近一帯に停滞しないことと同時に、トイレの水洗化を図ることが有意義であろう。単に地域の環境整備という観点からみれば、文字どおりこれらの雑排水、水洗トイレ排水を“水に流す”ことで事足りることになるが、この種の発想が今日の水質汚濁、大気汚染といった公害を招くに到ったことは明白な事実である。ある意味では河川、農業用水路の水質汚濁を防ぐため、逆に環境整備の必要性が追求され、生活排水の処理が必要となるケースが増えつつあるといえよう。

今、河川を例にとると、その利水の目的により公害対策基本法に基づく水質環境基準が定められ、これを所定の期間内に達成することが水質保全行政の基本となっているが、河川に生活排水、工場排水、畜産排水を流している関係者は通常多数にのぼり、その中の一市町村だけを取り上げて、どの程度まで生活排水を処理すればよいかを云々することは出来ない。これは、市町村が幾つもあるというだけでなく、工場排水や畜

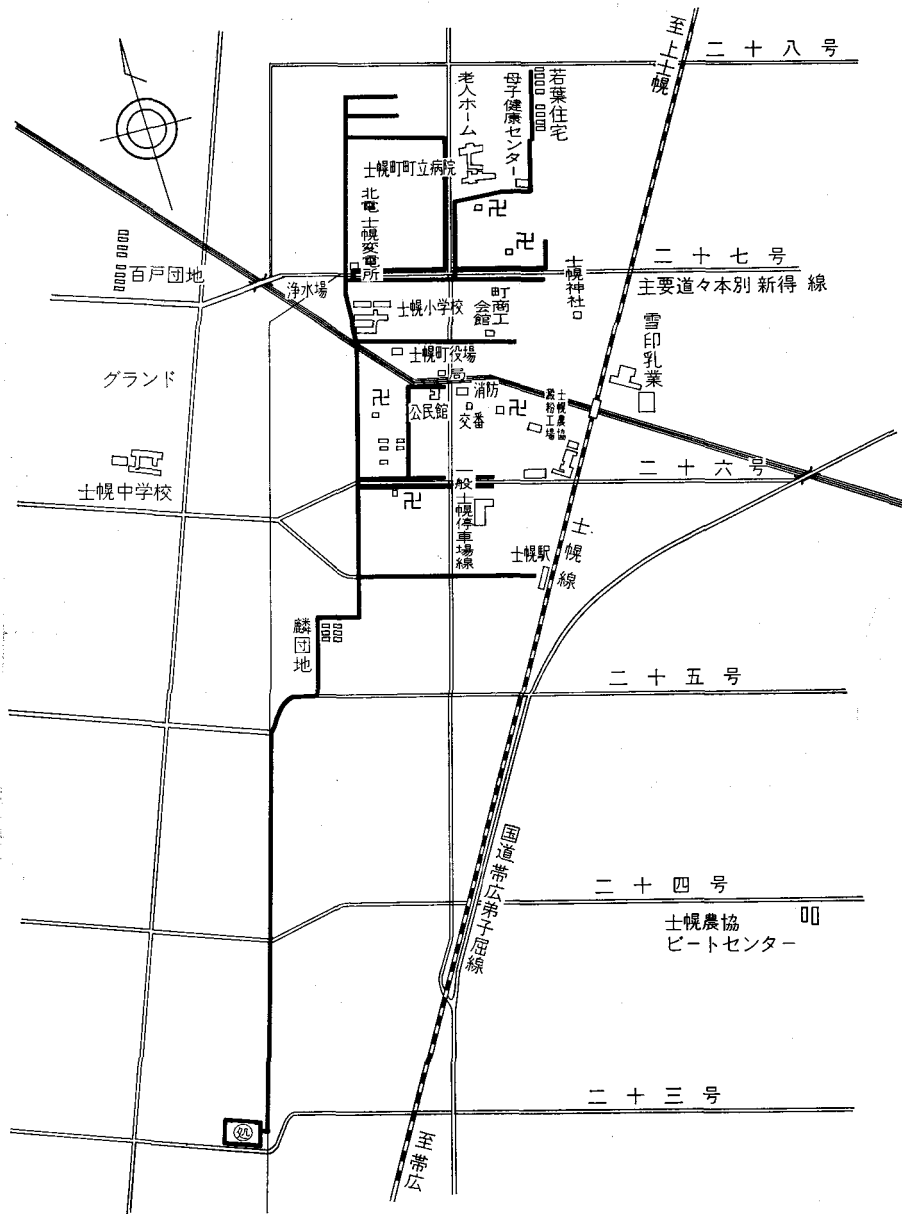


図-3 集落排水概要図

産排水の処理という問題が関係するからである。このため、河川流域全体を対象とし、将来における生活、工場、畜産等の排水の汚濁負荷量を推定し、更に、どの程度まで各々の汚濁負荷量を削減すれば、環境基準が達成されるかを総合的に調査する必要がある。

土幌町の生活排水は、一級河川音更川に流入し、更に、十勝川に合流する。十勝川の水質環境基準は昭和45年9月1日閣議決定され、音更川の合流する十勝川下流の環境基準は類型B (BOD₃ P P m 以下)、達成期間は^{*} (5年以内で可及的すみやかに達成)となっている。この達成を目標に策定された十勝川流域下

水道整理総合計画においては、土幌町における生活排水をBOD 20 ppm に処理するものとしている。

又、音更川についても50年当初、道知事より水質環境基準が定められ、環境基準は^{*}A (BOD₂ P P m 以下)となっている。音更川については、未だ十勝川のような総合的な調査は行われていないが、その実施のあかつきには、より厳しい条件、即ち、処理水質の向上のみならず処理すべき対象人口や面積の拡大、更に、年度の繰り上げが要求される可能性もあろう。

以上のように、土幌町において農村総合整備モデル事業として集落排水の処理施設を計画する場合、放流

先である音更川の利水に悪影響を与えないため、処理水質はBOD20 P P m以下とする必要がある。

2. 処理方式の決定

生活排水の処理方法の発展過程において発揚し、成は現在用いられている処理方法の概要を次に示す。

稀釈処分法 当初は、何らの処理をせずに生活排水を河川等に放流し、その稀釈作用、自浄作用のみに頼っていたが、現在ではスクリーニング、沈殿、滅菌等の処理を前提にしている。後述する活性汚泥法においても、処理水は河川等に放流するのであって、最終的には稀釈処分法の厄介になるわけであ

る。

かんがい法 生活排水を農地に注ぎ、土壌の滲透作用、土壌微生物の有機物分解作用を利用して処分すると同時に、農地への水分と肥効成分の補給を目的とする。

間けつ砂ろ床 かんがい法の土を砂にかえ、砂床の底部に集水管を埋設し、間けつ的に砂床に生活排水を注入し、砂の滲透作用と微生物の分解作用で処理する。

沈殿法 生活排水中の浮遊物質を沈殿という物理作用のみで除去し、処理する。

表一 事業内容一覧表

区分	番号	路線名	幅員 車道幅員 /全幅	延長	構 造	附 帯 施 設	主 要 構 造 物	工 事 費
農 業 生 産 基 盤	1	農業用 排水路		m 1,260	受益面積 15.0ha 基準雨量 28.0mm/hr 計画排水量 2.225m ³ /sec 排水方法 自然流下	歩道 ℓ=910m	RC mm mm m ボックス700×600 ℓ=380 700×700 ℓ=230 1,100×1,100 ℓ=300 トラフ 600×600 ℓ=350	千円 70,000
	2	川東 35号線	5.5/7.0	1,400	路盤工 t=0.60 トベカ t=0.03			21,700
	3	川東 28号線	5.5/7.25	275	路盤工 t=0.82 安定処理 t=0.05 トベカ t=0.03	歩道 ℓ=275m W=1.5〃	排水施設 ℓ=275 (RC管 φ300) 集水桝 10ヶ所	14,700
	4	土幌 南百戸線	5.5/7.0	1,450	路盤工 t=0.60 トベカ t=0.03			22,400
	5	土幌 西1線	5.5/7.0	1,650	路盤工 t=0.60 トベカ t=0.03			25,500
	6	土幌 24号線	5.5/7.0	864	路盤工 t=0.82 安定処理 t=0.05 トベカ t=0.03		排水施設 ℓ=442m (RC管 φ300) 集水桝 15ヶ所	38,900
	7	川東 19号線	5.5/7.0	1,665	路盤工 t=0.60 トベカ t=0.03			25,800
		計						219,000
農 村 環 境 基 盤	8	農業集落 排水施設			計画排水量 956.31m ³ /日 排水方式~自然流下 家庭排水、水質 BOD 20 ppm SS 70 "	污水管渠 (ヒューム管) φ250~φ350 ℓ=7536.8 終末処理施設 機械棟 260m ² 前処理棟 70m ² 污水处理棟 234m ²	プロワ室 110m ² 薬品室 50〃 電気室 25〃 発電機室 25〃 受電室 50〃 塩素滅菌室 18m ² 曝気槽(乙槽) 104〃 最終沈澱池 52〃 貯溜槽 20〃 汚泥濃縮槽 20〃 その他 20〃	370,000
	9	土幌 幹線道路	5.5/7.25	554	既設路盤 t=0.60 上層〃 t=0.22 安定処理 t=0.05 トベカ t=0.03	街路樹 55本 歩道 ℓ=554m W=1.5〃 街路灯 6基	排水施設 ℓ=554m (RC管 φ300) 集水桝 20ヶ所	22,000
	10	本通り 駅前線	5.5/7.5	793	路盤工 t=0.82 安定処理 t=0.05 トベカ t=0.03	街路樹 80本 歩道 ℓ=1,276m W=1.5〃 街路灯 13基	排水施設 ℓ=1,276m (RC管 φ300) 集水桝 45ヶ所	31,500
	11	中北 団地線	5.5/7.25	350	路盤工 t=0.82 安定処理 t=0.05 トベカ t=0.03	歩道 ℓ=350m W=1.5〃 街路灯 6基	排水施設 ℓ=700m (RC管 φ300) 集水桝 20ヶ所	10,500
	12	西1条線	5.5/7.25	400	路盤工 t=0.82 安定処理 t=0.05 トベカ t=0.03	歩道 ℓ=400m W=1.5〃 街路灯 7基	排水施設 ℓ=800m (RC管 φ300) 集水桝 28ヶ所	12,000
		計						446,000

区分	番号	種類名称	施設内容	面積	利用目的	利用対象人口	工事費	備考
農村環境施設	13	改善センター	鉄筋コンクリート平家建 農事研修集会室	675㎡ 218㎡	農村文化活動 農事研修 幼児活動 同上（サークル活動） 休憩，日光浴 読書，音楽観賞 保健 木石研磨，陶芸，手芸 機能訓練 施設管理 玄関，廊下，便所等	2,350人	千円 175,000	備品1式
			同上小集会室 サンルーム 図書室 薬浴室 実習娯楽室 事務室 その他 附帯施設 芝生工，植樹， 駐車場，噴水，水銀灯	56㎡ 106㎡ 32㎡ 66㎡ 44㎡ 11㎡ 142㎡ 1式				
施設	14	農村公園	基盤，盛土工 800㎡ 張芝工 1,800㎡ フェンス 240㎡ 施設，公衆便所 1ヶ所 街灯 5基 花だん，砂場， 遊具 1式 池造成 100㎡ 植樹 1式	2,000㎡		保育園 60人 学童保育 107㎡ 老人クラブ 34㎡ 一般 797㎡	10,000	
			計				185,000	
合計							850,000	左記事業費は48年度単価

薬品沈殿法 普通の沈殿法では沈殿除去できないコロイド物質を凝集沈殿させるため，薬品（凝集剤）を注入する。

接触床法 各種の材料で充填された接触床を用い，注入，静止及び接触，排水，休止のサイクルを繰り返しつつ，接触機表面の微生物の分解作用で生活排水を処理する。

散水汙床法 一般には碎石の積み上げた汙床に，生活排水を間接的に散水（標準散水汙床法）或は連続的に散水（高速散水汙床法）し，碎石表面に生成される生物膜の分解作用で生活排水を処理する。

活性汚泥法 現在生活排水の処理方法として最も普及している方法で，生活排水を貯留して空気と十分接触させる曝気槽において，活性汚泥と呼ばれる微生物のフロック（凝集体）の凝集，吸着，分解作用で処理する。

酸化池 水深の浅い池に生活排水を滞留させ，池中の藻類の光合成によって発生する酸素を利用して好

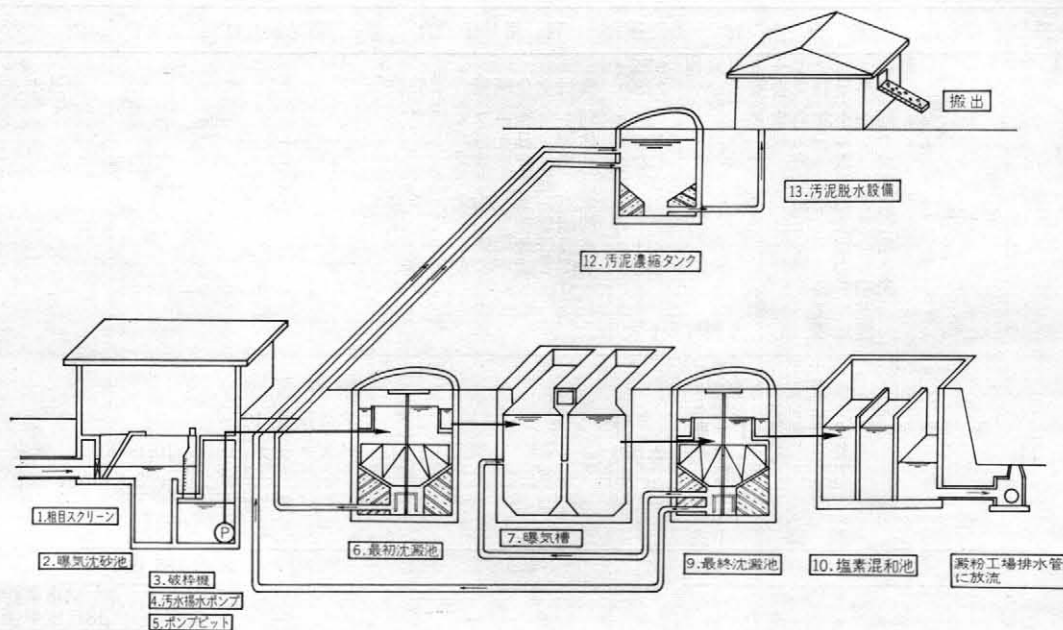
気性微生物が有機物を分解する。活性汚泥法は，積極的に空気の吹込み，或は機械的な攪拌によって酸素を好気性微生物に供給するが，酸化池は藻類の発生する酸素に限定されるため，気候，天候によっても大きく能力が左右され効率は低下する。

以上のような処理方法のうち，現在我国で生活排水，食料品工場等の工場排水の処理に主として採用されているものは，活性汚泥法，散水汙床法であってそのBOD，SS除去率を表一2に示す。

土幌町集落排水処理施設の処理方法を選定するに当たっては，河川の水質汚濁を防止するという観点から高級処理（BOD20 P P m以下）を採用する必要があるが，従ってその処理方法は，表一2に示す標準散水汙床法か，活性汚泥法に限定される。標準散水汙床法は，活性汚泥法に比較して運転操作が簡単・動力費が安いといった利点がある反面，欠点としては活性汚泥法より敷地面積がいる。臭気が強いは発生するといった問題がある。敷地面積の問題

表一2 処理方法別BOD・SS除去率

項		目	除去率(%)	
処理程度		処理方法	BOD	SS
一次処理	簡易処理	沈殿法	25～35	30～40
二次処理	中級処理	高速散水汙床法 活性汚泥法（モディファイド・エアレーション法）	65～75	65～75
		標準散水汙床法	75～85	70～80
	高級処理	活性汚泥法（標準活性汚泥法，ステップエアレーション法等）	85～95	80～90



図—4 農村総合整備モデル事業集落排水処理施設フローシート

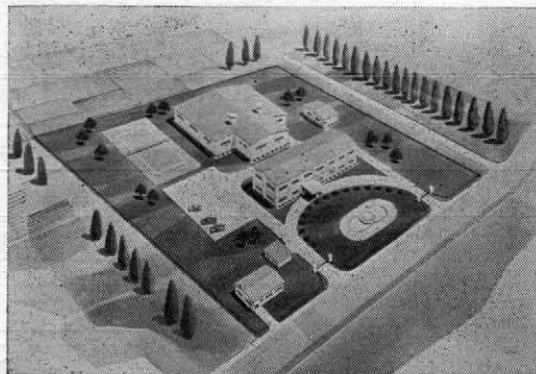
は、土幌町のように農地の充分あるところでは、さしたる障害にはならないが、臭気が強く、はえが発生するという環境上の問題は、処理施設建設に対する附近住民の納得を得る上で大きな障害となり無視出来ない。特に、処理施設予定地に隣接する土幌農協馬鈴薯加工工場の排水処理が活性汚泥法によっており、本モデル事業を名実ともにモデル事業とするため、多少とも環境上の問題が懸念される散水戸床法をやめ、活性汚泥法を採用した。

活性汚泥法のなかにも、概準法の他、ひっくりめて“変法”と称するステップエアレーション法、コンタクトスタビリゼーション法、長時間エアレーション法、モディファイドエアレーション法、高速エアレーション沈殿池、オキシデーションディッチ等がある。このうち処理施設の規模、処理水質の制約等から本モデル事業の処理施設の対象となり得るのは、標準活性汚泥法、長時間エアレーション法、オキシデーションディッチの三方式である。

長時間エアレーション法は、運転操作の容易化と処理過程で発生する余剰汚泥の生成量を少なくする目的をもって開発された方法であるが、曝気槽の容量が標準活性汚泥法の3倍程度必要であり、曝気槽に吹き込む空気量も倍以上必要となる。特に、曝気槽が大きくなると、曝気槽の建設費だけでなく、寒冷地で欠くことの出来ない上屋の建設費も増大し、財源上の制約が発生する。また、オキシデーションディッチは、水深1m、幅5m程度の楕円形状無終端水路に生活排水を1～2日、従って長時間エアレ

ーション法より更に長く貯留し、水平に置かれたブラシの回転で水流を与えると同時に、空気の溶解を行わせるものである。このディッチ（掘割）そのものの建設費もさせることながら、寒冷地のためディッチを露出することは出来ず、上屋或はカバーを設けるとすれば、平面積が大きいだけかなりの費用を要する。また、機械的に攪拌するので、しぶきが飛散し、冬期、特に夜間凍結の心配もある。このような懸念もあって、十勝地方の厳しい気候に耐え、良好な実績をあげ、建設費としても妥当な標準活性汚泥法を採用するものとした。

標準活性汚泥法による生活排水の処理過程で、余剰汚泥が生成されるが、この汚泥の処理方法は、その最終的な利用或は処分方法の如何によっても大きく影響される。汚泥処理装置も新規開発の装置を含め種々市場に出ているが、いずれの装置にも一長一



図—5

短がある。

本モデル事業では、財政面の制約ということもあって汚泥を濃縮後、直接遠心脱水機で脱水し、水分のケーキにするものとした。

3. 処理施設の概要

本モデル事業の処理施設のフローシートを図-4、完成予想図を図-5に示す。

また、各施設、装置、機械の概要を表-3に示す。

この外に汚泥管渠49年、50年、2ヶ年にわたり施行

中であり、内径250mm～350mmのヒューム管で、その延長は7,536.8mである。

管渠の施工で特に注意しなければならない点は、管体基礎である。本町においては地盤が非常に良いことから基礎厚10cmの40%砕石としたが、転圧の不充分なヶ所は土圧及び輪荷重等により不等沈下するところもあり、地下水の流入原因にもなるので、施工にあたっては、特に注意しなければならない。出来ることなら砂、又は、コンクリートで被覆することが望ましい。

表-3 施設、装置、機械の概要

名 称	構 造, 寸 法, 能 力	機 能
1. 粗目スクリーン	鋼製バースクリーン(手掻式) 巾0.7m×目幅50mm～2台	汚水揚水ポンプを損傷させる恐れのある粗大浮遊物を除去する。
2. 曝気池砂池	鉄筋コンクリート造 幅1.55m×長1.5m×深1.7m～2池 滞留時間 2分	汚水揚水ポンプの摩耗とポンプピット以降の処理施設における堆積を防ぐため、生活排水中の土砂を除去する。
3. 破 碎 機	回転式破砕機, 能力 5,300m ³ /日(Max) モータ 0.75kw～1台	生活排水中の浮遊物を破砕し、最初沈殿池で汚泥として除去する。
4. 汚水揚水ポンプ	水中汚水汚物ポンプ 口径100mm×揚水量 1.1m ³ /min×揚程13.0m ×モータ 5.5kw～2台	地中深く流入する生活排水を地表面まで揚水し、以降自然流下で各処理施設を通す。
5. ポンプピット	鉄筋コンクリート建 幅2.8m×長11.0m×深1.0m～1槽 滞留時間 32分	流入量の変動を緩和し、頻繁な汚水揚水ポンプの発停を避ける。
6. 最初沈殿池	鉄筋コンクリート造, 円形放射流式沈殿池, 回転式汚泥掻き機付 直径6.5m×水深2.2m～1池 水面積負荷 35m ³ /m ² 日, 沈殿時間 1.5時間	揚水ポンプにより揚水された生活排水中の浮遊物を除去する。
7. 曝 気 槽	鉄筋コンクリート造, 片側散気旋回流式曝気槽, 幅5.3m×長7.0m×水深4.3m～2池 曝気時間 7時間 BOD容積負荷0.6kg/m ³ 日以下, 空気量・流入水量の7倍	生活排水を7時間滞留させ、空気を吹き込んで旋回流を発生させると共に酸素を溶解させ、好気性微生物(活性汚泥)の吸着、分解作用で処理する。
8. 送 風 機	ターボブローワ 口径150mm×送風量 12m ³ /min×風圧4,900mmAg, メモータ 30kw～2台	曝気槽に吹き込む空気を送風する。
9. 最終沈殿池	鉄筋コンクリート造, 円形放射流式沈殿池, 回転式汚泥掻き機付 直径7.0m×水深2.8m～1池 水面積負荷 27m ³ /m ² 日, 沈殿時間 2.5時間	曝気槽で微細浮遊物及びコロイド性物質を吸着し、溶解性有機物を吸収して成長した活性汚泥を沈殿分離し、清澄な処理水を得る。同時に沈殿した活性汚泥の一部を曝気槽に返送し、流入汚水に混合して処理する。
10. 塩素混和池	鉄筋コンクリート造, 長方形多列迂回流方式, 幅1.3m×長15.3m×水深1.7m～1池 滞留時間15分	処理水を15分程度滞留させ、次亜塩素酸カルシウムを注入して滅菌する。
11. 塩素滅菌設備	塩素注入率5ppm, 注入方式・接触溶解方式, 注入剤・次亜塩素酸カルシウム, 設置台数1基。	
12. 汚泥濃縮タンク	鉄筋コンクリート造, 電力式濃縮タンク, 幅3.5m×長3.5m×水深2.2m～1池 濃縮時間12時間	最初沈殿池汚泥及び最終沈殿池汚泥を脱水機にかけるため、含水率97%まで濃縮する。
13. 汚泥脱水設備	遠心式脱水機, 能力7m ³ /H×モータ22kw～2台, ケーキ含水率85%, 凝集剤注入率1.5%。	遠心力により汚泥を脱水し、含水率85%のケーキとする。
14. 非常用発電設備	空冷式ディーゼルエンジン駆動, 86.5P S, 1,500rpm, 70KVA～1台 停電による自動起動	
15. 暖房用ボイラー	セクショナルボイラ, 178,000Kcal/H～1台, 燃料・重油	

一方、水洗化については、52年度より着手する予定でその方法等については現在検討中であるが、いづれにしても、他都市で行っているように建設費を無利子で貸付し、水洗化の普及促進を図りたい。

処理場の維持管理費については、24時間稼働であるため、交替要員、代休等を考慮すると、7～8人の職員が必要とされ、その他の維持理費(動力費、薬員費、運搬費、賃金等)及び起債償還費を含めると、相当額になるものと思われ、利用料金(370戸×600円/月×12ヶ月=2,664千円)を差引いても、20,000千円程度の赤字が予想される。経費節減には鋭意企業努力しなければならないが、これとて諸物価の高騰により限度があり、公共団体が管理するか、民間に委託するか、今後の検討課題と思われる。

以上が終末処理場及び管渠の計画であり、昭和50年度より前処理室の一部に着工しているが、いづれにしても、未熟な点も多いかと思われるので、会員諸氏の御批判と御指導を賜り、よりよい施設の建設に努力する所存である。

*** 環境基準の類型 (AA, A, B等)**

生活環境に係る環境基準のうち、河川を対象とする水質基準値のランクを示す。

類型	水素イオン濃度 (PH)	生物化学的酸素要求量 (BOD)	浮遊物質 (SS)	溶存酸素量 (DO)
AA	6.5以上 8.5以下	1 ppm以下	25ppm以下	7.5ppm以上
A	6.5以上 8.5以下	2 ppm以下	25ppm以下	7.5ppm以上
B	6.5以上 8.5以下	3 ppm以下	25ppm以下	5.0ppm以上
C	6.5以上 8.5以下	5 ppm以下	50ppm以下	2.0ppm以上

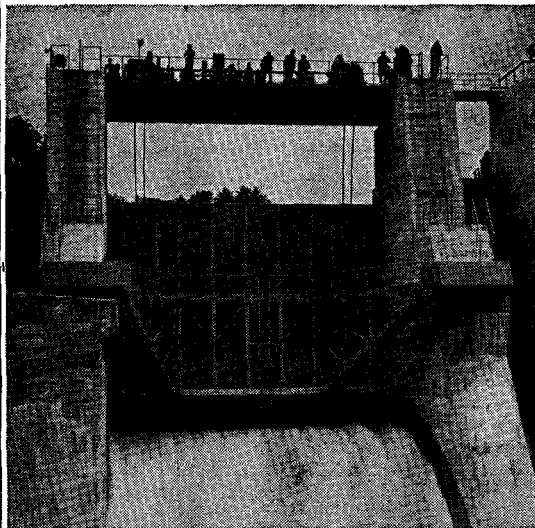
環境基準の達成期間 (イ, ロ, ハ)

- イ 直ちに達成
- ロ 5年以内で可及的すみやかに達成
- ハ 5年を越える期間で可及的すみやかに達成

BOD : Biochemical Oxygen Demandの略語で、生物化学的酸素要求量と訳される。水中における有機汚濁物質の量(濃度)を表示する方法であるが、直接的に有機汚濁物質の量(濃度)を表示する方法であるが、直接的に有機汚濁物質の量濃度を示すことが困難なため、好気性微生物が有機汚濁物質を分解するのに消費する溶存酸素の量(濃度)で表わす。

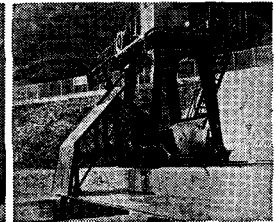
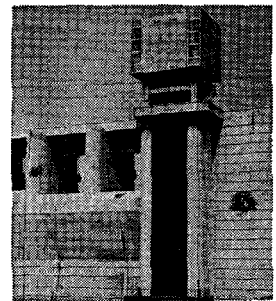
ppm : Parts Per Million の略語で、百万分の一の単位を示す。例えば、溶存酸素(DO) 1 ppmとは、水1トン中に酸素1gが含まれている状態をいう。

丸島水門はダムの鋼構造物の一切を一括納入させていただきます



営業種目

- 水門扉
- 取水装置
- 放流管
- 放水設備
- 除じん装置



●ゲートのリーディングメーカー

丸島水門

株式会社 丸島水門製作所

本社・工場 大阪市生野区鶴橋1-6
 電話 大阪(06)716-8001(代)
 東京事務所 東京都中央区日本橋室町4-3坂田ビル
 電話 東京(03)242-1972(代)
 奈良工場 奈良県大和郡山市丹後庄町300
 電話 大和郡山(07435)9-2121(代)

チューブラポンプ場の設計について

野 崎 春 磨*

目 次

1. まえがき.....(65)	(2) ポンプ本体の設計.....(68)
2. チューブラポンプについて.....(65)	(3) モータの設計.....(70)
3. ポンプの発達の経緯とチューブラポンプ.....(66)	(4) 起動時の電圧降下の検討.....(70)
4. チューブラポンプ場の設計.....(67)	5. おわりに.....(71)
(1) ポンプ場の設計.....(67)	

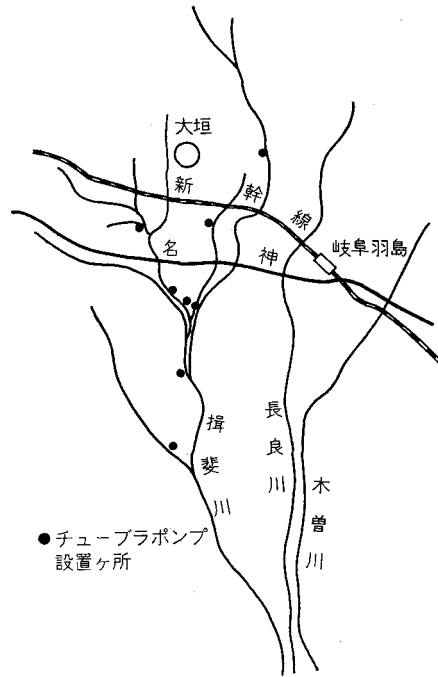
5. ま え が き

美濃地方の西南に木曾三川に囲まれた高須、福東、多芸、大垣などの輪中地帯がある。三川に囲まれたこの地方は大部分が常時河川水位以下の地盤高であるため、一旦、洪水のときは7m内外の天井川となる。したがって、地区内の開発整備は内水の機械的な排除がなくては成り立たない。この地方が機械排水によって内水を排除するようになったのは明治27年以降であるが、それ以来、ポンプ施設は輪中民の命脈となり、ポンプの発達とともに排水施設は改良が加えられ今日におよんでいる。この地方に現存する排水機は60ヶ所あり、設置されているポンプは120台、(口径断面積95㎡)、原動機110台(21千HP)、関係する面積は19千ha、排水量は240㎡/秒となっている。これらの施設の大部分は国の補助を受け県において建設されたものであるが、管理は地元関係団体にお任せされており、管理の状況は必ずしも満足すべきものではない。昭和40年代に入って新しい型のポンプであるチューブラポンプが現われ、排水性能、構造上の有利性は勿論、管理面から考えても優れていると判断して採用し、5ヶ所の機場が完成し、3ヶ所を実施中であるので、計画設計の留意点など概要を報告する、なお、機場の施設の概要は表一のとおりである。

2. チューブラポンプについて

チューブラポンプはその名の示すとおり、ポンプ、減速機、およびモータを同一軸上で一つの筒の中に取りめて内筒とし、内筒と外筒の間を揚水が通過するようにしたポンプであり、軸流ポンプと斜流ポンプの両形式がある。

* 岐阜県農地建設課



図一 地区概要図

このポンプは水中ポンプの技術ならびにチューブラ水車の機能を応用し、更には遊星歯車減速機の開発普及によって現われたものと考えられる。特長は次のとおりである。

- (1) 立軸の性能を備えた横軸形ポンプであり、押し込み状態でキャピテーション性能にすぐれ、保守管理、(立軸形に比較して) 運転管理が容易である。
- (2) 単純構造であり、機場の据付面積の縮小および単純化が可能である。

表-1

名 称	形 式	口 径	馬 力	上 屋	クレーン	着工年度
旧十三ヶ村	斜 流	φ 1350mm × 2台	330kW × 2台	有	有	昭和45年
禾 森	軸 流	φ 1100 × 2	75 × 2	有	有	〃
鶉 森	斜 流	φ 1500 × 2	460 × 2	半上屋	無	46
鶉 森 三 郷	斜 流	φ 1100 × 2	210 × 2	半上屋	無	〃
古 宮	斜 流	φ 1600 × 2	510 × 2	無	無	47
大 垣 北 部	斜 流	φ 1500 × 2	600 × 2	無	無	48
色 目 川	斜 流	φ 1200 × 2	200 × 2	無	無	49
瑞 穂	斜 流	φ 800 × 2	125 × 2	無	無	〃

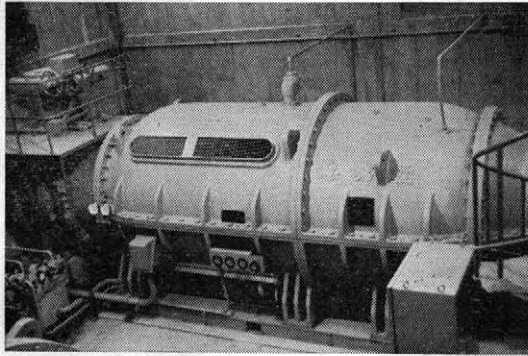


写真-1 古宮排水機

- (3) 据付工事が簡単であり、故障も少ない。
- (4) 管路が短く屈曲が少なく、ポンプ効率が高い。
- (5) 原動機が内筒内にあり、騒音を押えることができる。
- (6) 完全地下式となり、土木費、建屋費が節減できる。問題点は次のとおりである。
 - (1) 電気機器の絶縁低下に留意すること
 - (2) 軸封部よりの水漏れ、油漏れに留意すること
 - (3) 地下構造であり、吸込吐出管の壁貫通部、およびコンクリート打継目からの漏水に留意すること。

3. ポンプ発達の経緯とチューブラポンプ

ポンプ発達の流れの中でチューブラポンプをとらえてみたいと思う。井口在屋博士の「渦巻ポンプの理論」が発表されたのが明治38年であり、それ以前には遠心ポンプの理論が十分に解明されておらず、非常に性能の悪いものであった。大正13年、大容量、低揚程の要求に応ずるため、高速小型化の型であらわれたのが軸流ポンプである。この軸流ポンプは水量を絞ると馬力が急増する。したがって揚程の変化には十分対応できない欠点があり、この欠点を補う形で昭和3年、可動翼軸流ポンプがあらわれている。戦後、昭和25年、同じく軸流ポン

プの欠点を補う形で、キャビテーション性能にすぐれ、流量の調整が容易な斜流ポンプがあらわれている。戦後のもう一つの大きな特長は立軸形ポンプの出現である。大正13年に試作された軸流ポンプは立軸形が作られており、戦前からあったものだが、戦後作られた記録的な大容量ポンプはほとんどこの形式をとっている。昭和28年には深井戸ポンプを改良する形で、モータの絶縁と軸受性能を技術的に解決して水中モータポンプがあらわれている。このような発達を經過して昭和37年、チューブラポンプが試作され、昭和40年代に入って続々とチューブラ機場が誕生している。新川河口排水機場(φ 4200mm)がその頂点であろう。ふりかえって、岐阜県のポンプ形式の変遷の経緯をみると、大正年間、昭和初代はそのほとんど全部が渦巻ポンプであり、ただ、昭和8年にφ 534mm、最初の軸流ポンプが誕生している。昭和10年代および昭和20年代は横軸形軸流ポンプが大勢をしめているが、昭和27年に最初の立軸形軸流ポンプ(φ 800mm)があらわれている。昭和30年代は立軸形が大勢をしめ、昭和30年に最初の斜流ポンプ(φ 900mm)が、昭和30年には最初の立軸形斜流ポンプ(φ 1100mm)が作られている。そして、昭和45年初めてのチューブラポンプ(φ

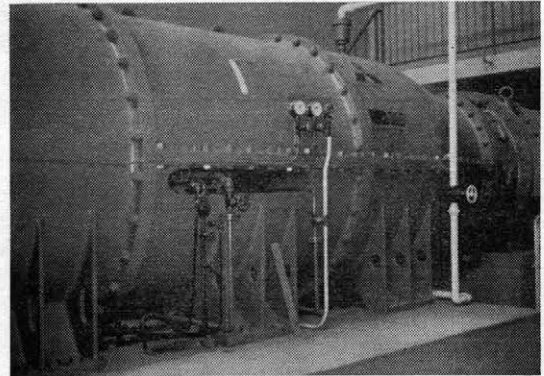


写真-2 鶉森排水機

1350mm)に着手をしている。

以上のポンプ発達経緯からポンプのめざしてきたものが何であるかを考察し、形としてのチューブラポンプについて評価してみたい。ポンプはその特性上、管理上、および構造上の三つの方向から改善が行われてきており、これらの要素は相互に関連しながら進んできている。ポンプ特性の改善は大容量化に対してキャビテーションを防ぐことにあった。渦巻ポンプが排水側の求める大容量化に対応して小形化の必要を生じ、高速化によってそれに対応したのが軸流ポンプであった、しかし高速化によって生じた弊害を改め、キャビテーションを防止し、揚程の変化に対応できるものとして、可動翼軸流ポンプと斜流ポンプが出現し、更には、自動制御可動翼軸流ポンプがあらわれてきている。管理上からは操作の便とメンテナンス容易という要素があるが、操作の便のためには操作の簡易化、自動化が必要であり、この要素とキャビテーション性能改善という要素から、押し込み形となる立軸化が考えられ、これに構造上、同軸変速が可能で変速比が大きく効率のよい遊星歯車減速機が技術的に普及することによってポンプの立軸形が実現した。しかし、立軸形は、構造上最深部の羽根車の上に減速機および原動機がのる形となり、分解および組立が困難となることから、メンテナンスは難しく、横軸形への技術的な回帰が考えられるようになった。一方、ポンプを構造上から考えた場合単純化への願望がある。深井戸ポンプとしてポンプと原動機を長い中間軸で継いだボアホールポンプがあるが、長い軸は構造上好ましくなく、この中間軸をなくしたいという願望から、ポンプとモータの直結、或は減速機を介しての連結が考えられ、そのため水中で駆動可能な水中モータが計画され、絶縁の改良とシール技術の発展によって水中モータポンプが誕生している。ポンプ、ギヤ、およびモータがコンパクト化した水中モータポンプと押し込み形のポンプとなる立軸形ポンプ、およびメンテナンス容易な横軸形ポンプの三つを兼ね備える型で現われたのがチューブラポンプであろう。したがってチューブラポンプは地下機場内に設けられ、横軸形であり、乾式モータとギヤを内蔵した内筒と外筒の間を揚水が流れる形のポンプとなっている。筆者はこのポンプをキャビテーション性能にすぐれた立軸形に解放点検の容易な横軸形の有利さが加わったすぐれたポンプであると考えている。次項でチューブラポンプに最も適合し、簡易化された機場設計について考察し、更には設計上の留意点などについてその概略を述べてみたい。

4. チューブラポンプ場の設計

(1) ポンプ場の設計

チューブラポンプの出現によって排水機の設計は従来

考えられなかった変化を生じた。このポンプは地下槽に潜るものであり、軒高の高い上屋を必要とせず、完全地下機場とすることができる。ただ据付、分解の関係上、天井部に管理孔を設けて機器の出し入れ可能な構造とし、常時は孔蓋によって覆っておく必要がある。据付、分解のためのクレーンについても、高価で管理費のかかる門形クレーンを常備するよりも、大量化、大形化したクレーン車を賃借する方が経済的となるであろう。いずれにしても、チューブラポンプのもつ利点を生かし、簡易化された単純な機場の設計を指向すべきである。

① 軸方向の基本形

一般のポンプ形式とチューブラ形式の機械設備の相違点は、前者はその大部分が常時陸上にあるのに対し、チューブラは常時吸水面以下にあり、場内は空間であるがポンプ管内は常時水没している点であり、これによって他の形式にない多くの利点を生じているのである。しかし、水没していることは保守点検に不便であり、ポンプ本体を吸水面から遮断する必要がある。吐出弁は吐出水面からの逆流防止と流量の調節上、或は運転管理上必要であり、電動蝶形弁を設置するが、吸込側にも吸水面と遮断のため手動蝶形弁を設置する。弁とポンプ本体の間には、据付分解上、吐出側、吸込側ともルーズジョイントを設置する。以上を軸方向の基本形とする。

② 軸方向の長さ(L)

① 主ポンプの長さ(L_P)

軸流か斜流か、或はメーカーによって若干の差はあるがおおむね次の範囲に入る場合が多い。

$$L_P = (4 \sim 5) D$$

Dはポンプ口径

係数は口径の大きい程小さくとる。

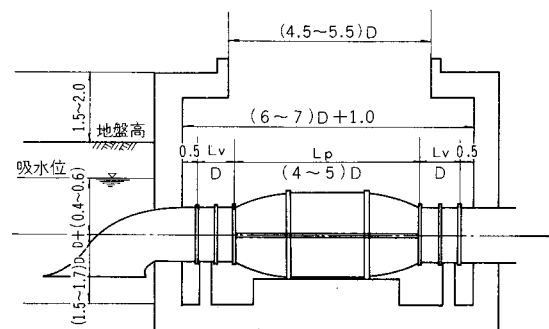
② 蝶形弁及ルーズジョイント(L_V)

$$L_V = 0.6 D + 0.4 D = D$$

③ 吸込および吐出管(L_{S,D})

据付上、壁面と弁との間に0.5m以上の長さをとる。吸込側と吐出側で0.5×2=1.0mとなる。

$$L_{S,P} \geq 1.0$$



図—2 チューブラポンプの基本形

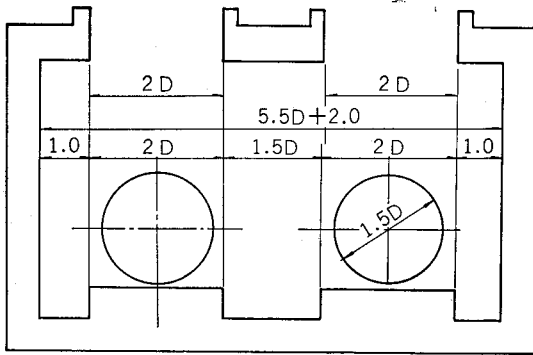


図-3 チューブラポンプ横断基本形

④ 合計

$$L = L_P + 2L_V + L_{S,P}$$

$$= (6 \sim 7)D + 1.0$$

Dはポンプ口径 (m)

係数は口径の大きいほど小さくする。

③ 機場の内巾

吸水部の巾は3Dを基本とし、2台以上の場合、隔壁を考慮して3.5Dとする。

① ポンプ本体部の外筒径は仕様によって若干違いますが、概略1.5Dであり、据付を考慮して2Dとする。

② ポンプ据付スペースと壁面は操作管理面と、場内排水、諸配管施設のスペースを考え1.0m以上とする。

③ 以上から機場の内巾は次のとおりとなる。

- 1台の場合 $L_1 \geq 2D + 2$
- 2台 " $L_2 \geq 5.5D + 2$
- 3台 " $L_3 \geq 9.0D + 2$

④ 吸水面とポンプ軸心高 (L_{H1})

最低吸水位を想定し、ポンプ本体上端が最低吸水位から0.3m以上水面下となるように決める。

$$L_{H1} = D + (0.4 \sim 0.6)$$

係数は口径が大きい程小さくする。

⑤ ポンプ軸心高と吸水槽敷高 (L_{H2})

ポンプ軸からラップ管下端までを1.0D、ラップ管から吸水槽敷までを0.5D以上とする。

$$L_{H2} = (1.5 \sim 1.7)D$$

⑥ 受配電設備の施設高 (L_{H3})

地区の洪水時湛水位に留意し、現況地盤高より1.5~2.0m 高くしている例が多い。

$$L_{H3} = 1.5 \sim 2.0$$

⑦ ポンプ室天井の管理孔の大きさ ($A \times B$)

巾は機械据付スペースと同様2Dをとる。長さはポンプ本体長に若干の余裕をみて決める。

$$A \times B = (4.5 \sim 5.5D) \times 2D$$

孔蓋は取りはずし容易な構造とし、機場内採光のため

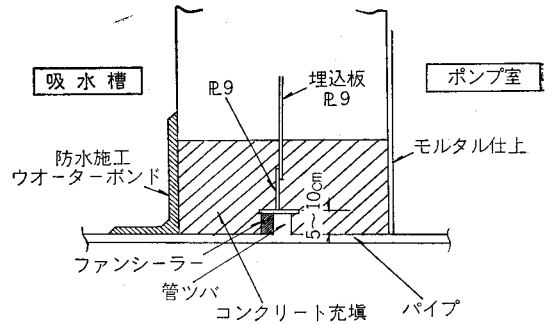


図-4 壁貫通部施工例

中央部にアクリル板を取付ける。クレーン車の搬入路と運転可能なスペース、孔蓋取りはずし時の一時置場のスペースなどを考慮しなければならない。

⑧ 吸込吐出管の壁貫通部の構造

壁貫通の漏水がないよう、貫通管にツバをつけ、埋込板と接続し漏水を防ぐとよい。一例を示すと図-4のとおりである。

⑨ 場内排水槽

0.8m四角、深さ1.0m内外の水槽を設けている場合が多い。機場基礎底盤に穴をあけることになるので、厚12mm程度の鋼板製の水槽をつくり、鉄筋に溶接しコンクリートを巻込むとよい。

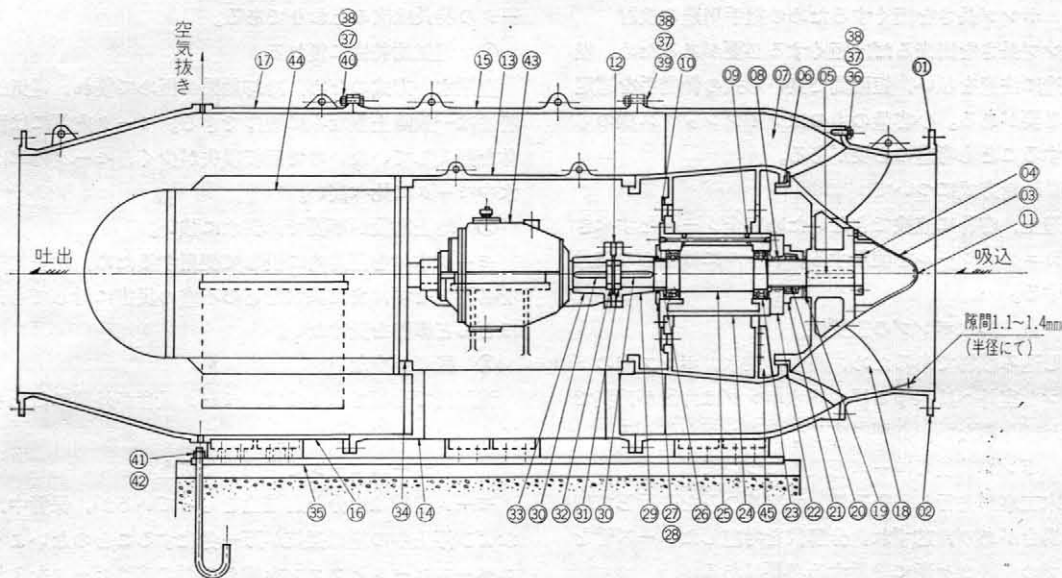
⑩ 換気施設

地下槽となるので、換気扇を設け、場内の換気をする必要がある。

(2) ポンプ本体の設計

ポンプ本体の設計例として鶴森排水機 ($\phi 1,500\text{mm}$, 460 kW モータ) の構造について説明することとする。

ポンプは吸込フランジから吐出フランジまで一直線の中心線上にポンプ、減速機、電動機を直結しており、羽根車より流出した水は案内羽根で流れ方向が軸方向に変えられ、中間ケーシングをとおり、吐出ケーシングから吐出される。羽根車はオープン形であって、羽根車ナット④により主軸⑤に固定されている。案内羽根⑦にはポンプ用の軸受箱⑥を設け、羽根車を支えると共に、流れのアンバランスによるラジアル荷重を支えるため自動調心ころ軸受⑧を装備している。軸受の潤滑は油浴とし、油圧ユニットの油ポンプで強制循環させている。また軸受箱前後には、油漏れを防止するためにオイルシール⑨を設け、摺動部の主軸には硬質クロームメッキを施した軸スリーブ⑩⑪を設けて摩耗を防いでいる。軸受箱の羽根車側にはメカニカルシール⑫を設け、軸受箱内に揚水が入らないよう万全を期している。メカニカルシールはシールケース⑬⑭に装備され、羽根車側には砂止め⑮が取り付けられ、運転中に砂やドロの逆入を防ぐようにラビリンズ状に作られている。メカニカルシールには冷却



- | | | | |
|---------------|---------------|-----------|-----------|
| ①吸込ケーシング(上半部) | ⑫挟金 | ⑳自動調心ころ軸受 | ㉔丸紐ゴムパッキン |
| ②吸込ケーシング(下半部) | ⑬減速機カバー | ㉑軸受 | ㉕植込ボルト |
| ③羽根車キャップ | ⑭中間ケーシング(下半部) | ㉒主軸 | ㉖六角ナット |
| ④羽根車ナット | ⑮中間ケーシング(上半部) | ㉓軸スリーブ | ㉗六角ボルト |
| ⑤キー | ⑯吐出ケーシング(下半部) | ㉔軸受 | ㉘六角ボルト |
| ⑥ライナーリング | ⑰吐出ケーシング(上半部) | ㉕オイルシール | ㉙六角ボルト |
| ⑦案内羽根 | ⑱砂止 | ㉖フランジ継手 | ㉚J形基礎 |
| ⑧軸スリーブ | ㉒メカニカルシール | ㉗フランジ継手 | ㉛減速機 |
| ⑨ラグPT 1/2 | ㉓シールケース(II) | ㉘フランジ継手 | ㉜モ |
| ⑩盲フランジ | ㉔シールケース(I) | | |
| ⑪ラグPT 1/2 | | | |

図-5 チューブポンプ断面図

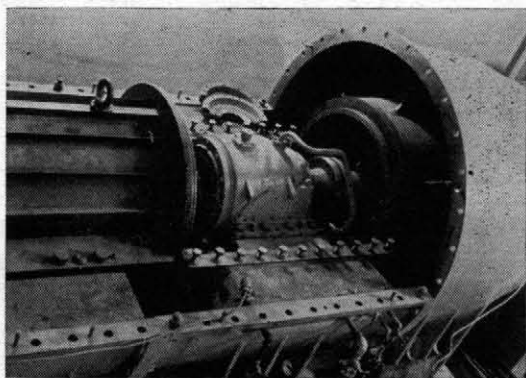


写真-3 チューブラポンプの内部

水を注入し、摺動部の発熱を防ぐクーリングと、摺動部のゴミ等を取除くフラッシングを兼ねさせている。メカニカルシールの漏れ事故の早期発見のため、メカニカルシールとオイルシールの間に空間を設け、この部分にドレーン検出管を設けている。中間ケーシングは二つ割れとし、内部に減速機を支える強固な台が設けられている。下部中間ケーシングには通風孔を3ヶ所設け、減速機とモータの発熱に対し万全を期している。通風孔は減速機の潤滑油のための送油管などの配管ができるよう十分大きくとっている。通風孔のある減速機室には揚水が

入らぬよう案内羽根との嵌合部、および電動機との嵌合部は丸紐ゴムパッキン⑭を2段に挿入している。ポンプ主軸と減速機出力軸はフランジ形リジット継手⑳㉑で接続され、吸込側に引張られるポンプスラスト荷重は減速機の軸受で受けもつ構造である。減速機入力軸とモータ主軸は減速機に装備されたギヤカップリングで接続され、多少の軸心の狂いに対しても十分円滑に回転するようにしている。使用材料は羽根車B. C. 3、ケーシングFC25、主軸S45C、軸スリーブSUS50硬質クロムメッキ、メカニカルシールはカーボン対SUS27セラミックとなっている。ポンプの分解は吐出弁、吸込弁が全閉であることを確認し、吐出ケーシング上部にある空気抜弁を全開し、吐出ケーシングの下部にあるドレーン弁を全開にしてポンプ管内の水を抜き、本体の両側にあるルーズフランジを押してスキマをつくり上部ケーシングをとり、モータ、羽根車の点検ができる。減速機は更に減速機カバーをとって点検する。

ポンプ本体の設計上留意すべき点は次の諸点である。

- ① ポンプ、モータ、減速機の潤滑方式について
減速機歯面潤滑に油を使用する関係上、ポンプ軸受、モータ軸受の潤滑も油を使用する方式が多いが、油使用の場合、シール構造に油漏れ防止の配慮をし、ガス抜きの配慮をする必要がある。

② ポンプ長さを短くするための継手構造の検討

ポンプ長さを出来るだけ短くするため、継手構造に注意を払い、短間で良い形式の軸継手を選定する必要がある。小容量のものはツイフレックス様のものとするとも考慮の必要がある。

③ 軸封方式について

構造上、容易に点検できないため完全シールとすべきでメカニカルシールを使用する。シールには細心の注意を要する。

④ 室内排水ポンプの重要性

押し込み機場であるため、漏水、浸水、ポンプ内のドレーンを室外へ排水する場内排水ポンプは作動が確実でなければならない。必要に応じ予備ポンプを備える。

⑤ ポンプ前後のルーズ管設置について

土木工事が先行し、吸込管、吐出管のみを先行して埋込む場合があり、芯ずれ、分解代を考慮したルーズ管をポンプの前後2ヶ所に設置する必要がある。

⑥ ポンプ内部の状態の把握

構造上ポンプ内部の監視ができないので、温度、圧力計を設置し、内部の状態を判定できるようにする。

⑦ 冷却水について

冷却水は砂が混入したり、水アカのつく場合があり、沈砂のためのタンクを設け、又、随所で取り外し可能な配管とする必要がある。

⑧ 据付工事中の冠水対策

地下槽内の工事であり、据付工事中の場内冠水には十分注意する必要がある。特に、吸込、吐出管の据付のため、コンクリート壁が箱抜状態のとき、注意が必要である。

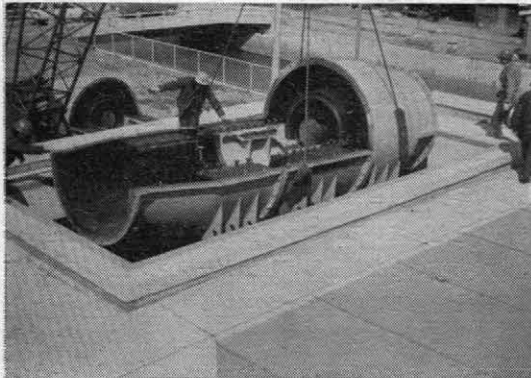


写真4 ポンプの据付状況

(3) モータの設計

モータには全閉水中形と全閉管通風形又は開放管通風形があり、前者は外被を流水によって直接水冷する方式であり、後者は外気を直接通風する方式である。洪水の被害を防ぎ、騒音を小さくするため、全閉水中形とするのが望ましい。種別は特殊カゴ形となる。全閉水中形モ

ータの特長は次のとおりである。

① 電気的特性に優れる

全閉水中方式のため、冷却効果が極めて優れ、電気的特性は一般陸上機なみに製作できる。モータ内部には流体を封入していないので回転損失が少く、モータ効率は水中モータに比べ高い。

② 地上施設が不要で、洪水に強い。

モータ本体を流路内に没して使用するため、地上施設を必要とせず、また洪水などの不慮の災害に対しても、ほとんど影響を受けない。

③ 騒音が少ない。

流路内で運転されるので、モータ騒音が外部に伝わりにくい。騒音が小さい。

④ スペースヒータで絶縁劣化防止

モータ巻線は十分な耐湿性をもっているが、保管中、および停止中の絶縁抵抗が万一劣化することのないようスペースヒータとファンを備え必要に応じヒータを入れる。

モータの絶縁種別については、一般に高圧モータはB種（許容最高温度 130℃）であり、B種を採れば十分であるが、高馬力となりB種絶縁ではモータ自体が大きくなり、その影響でポンプ本体が大きくなり不利な場合、F種絶縁（許容最高温度 155℃）をとり、小形軽量化をはかることも必要である。施工中の1地区はF種絶縁を使用して小形化し、据付面積の減少、加速性の改良、低騒音化を図っている。最近の回転機は小形軽量化、大容量化の傾向が著しいが、これは高分子材料を中心とした耐熱材料の開発や、絶縁処理技術の開発に負っているのである。小形化の例としては、同フレームでA種45 kW、E種75 kWに対し、F種絶縁をとると110 kWまで出すことができる。又、モータの起動方式は起動時の始動電流電圧降下について検討し、起動機は、コンドルファ起動、或はリアクトル起動とする。

(4) 起動時の電圧降下の検討

チューブラポンプは構造上かご形モータしか使用できないので、容量の大きいモータになると、起動時の電圧降下のため起動不能となる場合があるので、計画時点で送電側（電力会社）と十分打合せ検討する必要がある。6.6 kV 受電の場合おおむね600kW 程度2台が限度と考えられ、それ以上の場合、特別高圧受電を考慮する必要がある。制御リレーは動作特性上10%程度で誤動作するものもあり、電圧降下のため制御不能の場合がある。これ等の場合当初からバッテリーを置き、直流制御とする必要がある。電圧降下については送電側と配電側による電圧降下とモータ起動特性から検討されるが、起動状態の悪い場合は、起動トルクの最も少ない吐出弁寸開時（図一6斜流に限る）をとりポンプトルクとする必要がある。

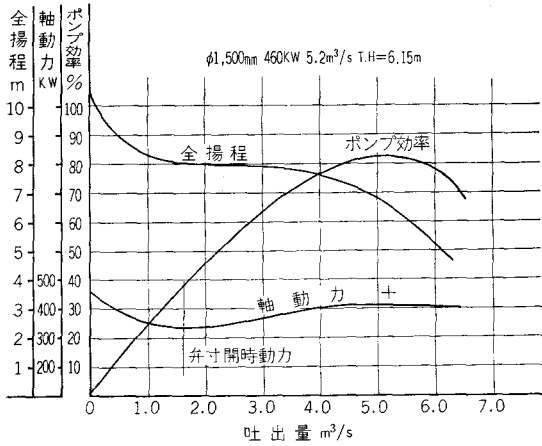


図-6 ポンプの性能曲線

る。この場合、採操作の過程の中に吐出弁寸開後起動する動作を組み込まなければならない。

5. おわりに

キャビテーション性能にすぐれ、保守管理も容易であるコンパクト化した構造のチューブラポンプの計画設計上の留意点について述べたが、本機種が今後大いに活用

され、本稿が少しでも、計画、設計の参考となれば幸いである。最後に排水事業のソフトな面の大切さについて考え、技術者として、また設計者としての自省をしたい。ハードな建設に対して管理はソフトな面といえる。管理を考えた設計で今後追求しなければならないのは、耐久性とメンテナンスが容易ということであろう。使い捨てが人々の心までむしばんでいる今日、また作ればいいという考えではなく、あらゆる条件を考えた耐久性の追求こそ必要であると思う。また操作は容易であるがメンテナンスは困難であるというものではなく、点検修理によって長く使える施設を作くらねばならぬと思う。もう一点、機械的に排出する施設万能の物理的手法をハードとすれば、排水の貯留を考えた手法こそソフトな手法といえる。排水事業は一つ一つのサブシステムではなく、トータルシステムの中で考えなければならない事業である。各々のシステムが早く排出することに専念すれば、トータルシステムではどうなるのか、深く考えねばならぬことと思う。

低湿地への宅地造成、池沼の埋立て、圃場の整備、どれをとっても貯留をはばむ要素しかない。新しい技術を追いつめるだけでなく、ソフトな面を重視し、技術の奥にひそむ思想を設計のデテールに生かさねばならぬと思う。



グラウティング・ボーリング

- 一般地質調査及びグラウト工事
- コンクリート注入杭・各種プレパクド工事
- 電探地質調査・各種サウンディング
- 土質試験・貫入試験・透水試験
- 測量設計・吹付工事及び一般土木工事

日本グラウト工業株式会社

取締役会長 杉 森 納 取締役社長 桜 井 芳 水

本 社・大阪支店 大阪市北区松ヶ枝町40番地 06(351)0562代
 営業本部・東京支店 東京都品川区五反田7丁目15番2号第2花田ビル 03(493)7246代
 九州支店 福岡市中央区赤坂1丁目6番15号 092(712)0157代
 札幌支店 札幌市白石区中央2条1丁目95番地 011(822)8171代
 四国支店 高知市土居町13番7号 0888(83)0030代
 東北支店 仙台市国分町3丁目10番21号 0222(62)4455代
 営業所 金 沢・長 野・鹿 児 島
 出張所 青森・新潟・福井・松山・山口・佐賀・長崎・大分・熊本・沖縄

水窪ダム（東北農政局）の施工について

—主としてコア—稼働日数および機械歩掛り—

増 田 明 徳*

目 次

- | | |
|--------------------------------|----------------------------|
| 1. まえがき.....(72) | 4. 各機械の作業歩掛り…特に効率Eの判定…(73) |
| 2. コア, 盛立施工日数と日当り作業時間.....(72) | 5. その他歩掛り.....(80) |
| 3. 月別稼働日数と盛立量.....(72) | 6. あとがき.....(80) |

1. まえがき

従来ダム等の技術誌への投稿は主として計画, 設計または新しい施工技术に関するものが多く, 積算面からの検討については比較的少ないように見受けられた。またこの傾向は各ダム工事誌等を見ても同様のことがいえる。そこで水窪ダムの施工監督において, 出来るだけ積算施工技术面での資料の集取をした。

本文はその資料に基づいて分析検討し, 今後の積算の参考になれば幸いと思い発表するものである。

本ダム^{注1}は, 46年8月~12月に 91,890 m³の仮締切, 本堤を47年4月~10月(一部ロックは12月)に 578,440 m³, 48年4月~10月(一部ロックは12月)に 346,340 m³計 1,016,670 m³を盛立てた中心コア式ロックフィルダムである。

2. コア 盛立施工日数と日当り作業時間

設計盛立可能日数の算定はフィルダム設計基準^{注2}の河上氏の方法により稼働日数を求めた。即ち「月平均気温が3℃以上の日数から, その期間の1mm以上の降雨のあった日数の1.15~1.2倍を減ずる」ことによって年間稼働日数が計算されるが, 気象条件その他の理由から上記で求めた日数より2割引きくらい少ない日数が安全であると思われるので, 月平均降雨回数×1.5日を1ヶ月より減じて稼働日数を求めた。

最終的には年間稼働日数として, 4月16日~11月末日まで 229日間で 90日施工として計画した。

日当り設計作業時間は2交代制で, 4月~11月の全シーズンを通じて16時間とした。

実績の盛立日数および日当り作業時間

実績盛立日数は47年度, 88日, 48年度, 94日と表面上は設計稼働日数とよく一致しているが, その内容を分析すれば, 半日以上稼働日は47年度, 60日, 48年度, 51日, 短時間~半日までの作業日数は47年, 28日, 48年, 43日となり, 短時間から半日以下は作業日の2日を通常の1日と換算すれば47日となり設計の82%である。

稼働日当り機械運転時間は, まき出し作業 11.1 hr, 転圧作業 9.2 hr である。これも月毎に見ればその変動は非常に大きく, 5月~8月中旬までの気温の高いときは2交代16時間で設計しても十分であるが, 8月の下旬~10月にかけては夜8時頃以降は夜露のためまき出し材料の含水比が高くなり, タンピングローラが良好にウォークアウトせず, C値, D値, 98%を満足しないので, 作業中止し, 翌朝再転圧するのが普通であった。

したがって, D値, 98%と厳しい施工管理の場合に, 東北地方では8月の下旬から10月にかけての作業にあっては朝7時から夜19時までの11時間作業として積算するのが限度であろう。ただし, D値, 95%位であれば, 12時間位は可能であろう。

なお, 本ダムでは11月末日までを施工可能としていたが, 実際は10月10日過ぎまでの施工がやっとであった。

これでもコア材は花崗岩の風化したマサ土が主体で, マサの土取場での自然含水比は, 13~15%で, ストックパイルでは15~20%と非常乾燥しており, あつかい易い用土であり, 最適含水比 W_{opt}=15.5%, 平均施工含水比は17.1%であった。

東北の他のダムの施工事例から見ても日本海側での, コア施工の最終日は10月中旬位いまでとするのが妥当であろう。

3. 月別稼働日数と盛立量

トランジションおよびロックは降雨に殆んど影響され

* 東北農政局浪岡川農業水利事業所工事課長
前 〃 米沢平野農業水利事業所副課長

表一 設計稼働日数算定基本条件総括表（米沢）

気象条件	月別												計	摘要	
	1月	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12			
降水量															昭和31年～昭和41年
mm mm															
1～5降雨回数	9.1	7.1	3.1	4.5	5.0	6.2	5.2	4.7	5.2	6.0	6.3	1.0			
6～10 "	4.7	3.6	4.1	2.4	2.6	2.7	2.6	2.0	2.5	2.3	2.3	4.0			
11～20 "	5.6	3.4	2.3	1.9	1.5	2.5	3.6	2.4	2.5	1.5	2.6	3.3			
21～30 "	1.6	1.1	0.5	0.3	0.4	0.7	1.2	0.3	0.9	0.6	0.4	0.3			
31～50 "	0.5	0.4	0	0	0.1	0.5	1.6	0.5	0.9	0.6	0.3	0.3			
51～以上	0	0	0	0	0	0.2	0.6	0.1	0.4	0.1	0	0.1			
降雨回数(計)	21.5	16.2	15.0	9.1	10.2	12.8	14.8	10.5	12.4	11.1	11.9	16.0			
最高気温	2.9	3.9	7.2	16.4	22.4	24.6	28.4	30.0	25.3	18.9	12.2	5.7			
最低気温	-5.1	-4.1	-2.2	3.4	8.4	13.9	18.4	19.4	14.7	8.0	2.2	-0.9			
積雪回数	$\frac{30.6}{31}$	$\frac{27.9}{33}$	$\frac{26.5}{31}$	$\frac{31}{30}$							$\frac{1.7}{30}$	$\frac{16.1}{31}$			
施工不可能日数	—	—	—	14	15	19	22	16	19	17	18	—		降雨回数 ×1.5	
施工可能日数	—	—	—	16	16	11	9	15	11	14	12	—		90日	
供用日数														229日	

表二 稼働日当り作業時間（タスクメーターより）

月	47 年 度						48 年 度						2ヶ年平均			
	稼働時間		稼働日当り稼働時間				稼働時間		稼働日当り運転時間							
	コ ア		まき出し		転 圧		コ ア		まき出し		転 圧		まき出し		転 圧	
	まき出し	転 圧	日	hr	hr	まき出し	転 圧	日	hr	hr	日	hr	hr	日	hr	hr
4	35	16	6	5.5	2.7	95.5	102.5	11	8.7	9.3	7.7	7.0				
5	154.5	138	14	11.0	9.9	192.5	174	17	11.3	10.2	11.2	10.1				
6	340.5	243	20	17.0	14.3	124.5	105.5	12	10.4	8.8	14.5	10.9				
7	330.5	261.5	19	17.4	13.8	192.5	151.5	20	9.6	7.6	13.4	10.6				
8	89.5	73	7	12.8	10.4	142.5	117.0	16	8.9	7.3	10.1	8.3				
9	143.0	127	14	10.2	9.1	116.5	100.5	15	7.8	6.7	8.9	7.8				
10	49	45	8	6.1	5.6	16.0	14	3	5.3	4.7	5.9	5.4				
計	1,142	903.5	88	13.0	10.3	880	765	94	9.4	8.1	11.1	9.2				

注 タスクメーターによる時間は純然たる作業時間で、作業待、給油等の時間は含まない。

なお、コア関係のタスクメーターに対する運転時間の割合は、47、48両年度を平均すれば1.14倍であった。

ないので定休日以外は稼働日数と考えてよい。

4. 主要投入機械稼働実績および本体設計 盛立時間と実績時間

各機械の作業歩掛り……特に効率（E）の判定。

重機械の実績時間は表一4、6に示すとおりである。

表一4から、原石山掘削の42t（D355A）、40tブル（D-9G）は、昼夜作業であったことが歴然としている。また、その他の機種についても機械損料算定表の日当り運転時間より大きく、ダム工事の特異性をよく表わして

いる。

機械歩掛りの積算にあたり、我々が一番気をつかうのは作業効率、Eの判定である。構造改善局の機械歩掛り算定表は、通常の場合、Eは、“普通の中”のランクを採用するものとして指導している。しかしながら積算に採用したE即ち作業能力が実績にどのように反映しているかとの判定のしかたとしては、一般的に設計作業能力に対して実績作業能力が、何%、であったとして、比較しており、これは各項にEを含んだものであるから本当の意味でのEの判定にはならない。

表—3 月別稼働日数と盛立量

月	コ ア (Co)			フィルター (Fil.)			トランジション (Tr.)			ロック (Ro.)			築堤量	
	稼働日数	盛立量	累計	稼働日数	盛立量	累計	稼働日数	盛立量	累計	稼働日数	盛立量	累計	計	累計
47/ 4	6(5, 1)	2,000 ^{m³}	2,000 ^{m³}	—	— ^{m³}	— ^{m³}	3	500 ^{m³}	500 ^{m³}	7	5,000 ^{m³}	5,000 ^{m³}	7,500 ^{m³}	7,500 ^{m³}
5	14(11, 3)	9,400	11,400	8(6)	1,200	1,200	26	30,200	30,700	26(27)	44,300	49,300	85,100	92,600
6	20(12, 8)	22,600	34,000	20	1,400	2,600	29(23)	41,300	72,000	8	31,700	81,000	97,000	189,600
7	19(15, 4)	23,200	57,200	18	2,000	4,600	25	35,200	107,200	29	41,500	122,500	101,900	291,500
8	7(4, 3)	8,000	65,200	6	600	5,200	25(26)	26,200	133,400	19	38,400	160,900	73,200	364,700
9	14(8, 6)	9,900	75,100	13	2,000	7,200	29(27)	40,900	174,300	29	40,300	201,200	93,100	457,800
10	8(5, 3)	3,180	78,280	6	480	7,680	29(31)	7,300	181,600	31	39,500	240,700	50,460	508,260
11	—	—	—	—	—	—	26(29)	15,700	197,300	30	29,900	270,600	45,600	553,860
12	—	—	—	—	—	—	12	17,680	214,980	11(12)	6,900	277,500	24,580	578,440
48/ 3	—	—	—	—	—	—	3	—	—	11	—	—	—	—
4	11(7, 4)	6,760	85,040	7	1,350	9,030	28(27)	14,770	229,750	30	32,110	309,610	54,990	633,430
5	17(12, 5)	16,210	101,250	15	1,790	10,820	29	36,120	265,870	29	28,370	337,980	82,490	715,920
6	12(7, 5)	3,990	105,240	13	1,290	12,110	28	15,870	281,740	28	37,580	375,560	58,730	774,650
7	20(12, 8)	12,120	117,360	22	2,550	14,660	28	14,950	296,690	28	38,990	414,550	68,610	843,260
8	16(10, 6)	8,120	125,480	22	4,810	19,470	25	11,030	307,720	26	18,650	433,200	42,610	885,870
9	15(3, 12)	8,020	133,500	15	6,530	26,000	27	7,130	314,850	28	12,800	446,000	34,480	920,350
10	3(0, 3)	1,630	135,130	8	940	26,940	—	—	314,850	29	1,540	447,540	4,110	924,460
11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	0	447,540	—	924,460
12	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	0	447,540	—	924,460
計	182(111, 71)	742	135,130	173	155.7	26,940	372	846.3	314,850	399	1,121.6	447,540	2,316.9	924,460

(注) (111, 71) 内数字の右欄は短時間ないし半日までの作業日数 左欄は半日以上1日作業日数
 Fil, Tr, Roの稼働日数の()数字は試験日報での集計, 他はすべて重機日報と試験日報と一致。
 48年3月のロックは主としてリップラップ作業

盛立期間	年	コ ア	フィルター	トランジション	ロック	年	コ ア	フィルター	トランジション	ロック
開始月日	S. 47	4/22	5/11	4/26	4/22	S. 48	4/13	4/15	3/29	3/19
完了月日		10/14	10/14	12/12	12/12		10/17	10/17	10/ 1	12/ 5

表4-1 投入機械稼働実績 (S.47年度)

機種	規格	台数	在場期間	在場日数	運転日数	運転時間	供用日 当運転 時間	運転日 当運転 時間	主たる作業
ブル	D-355A	2	47. 4. 1~ 12.19	324	257	3,926	21.1	15.3	原石山堀削
"	D-9G	1	11. 2~ 12.18	46	35	482.5	10.5	13.8	" "
"	D-120A	2	4. 7~ 12.18	391	332	2,807.5	7.2	8.5	本堤盛立 (R)
"	D-125A	1	4.15~ 9.30	169	150	550.5	3.3	3.7	" (R)
"	D- 80A	2	4.13~ 12.18	494	366	3,816.5	7.7	10.4	" (Tr)
"	D- 80A	1	4. 1~ 11.21	234	189	1,694.5	7.2	9.0	" (Tr, Core)
PS	955A2.0m ²	1	4. 1~48. 3.31	365	321	1,540.0	4.2	4.8	Rock 積込
PS	U106A0.6	1	4.25~ 10.15	174	142	523.5	3.0	3.7	Core 積込
ホイローダ	275A 5.0	1	4.19~ 12.17	249	200	2,117	8.5	10.6	R, Tr "
"	2000A J.2.0	1	7. 8~ 8. 2	26	22	204	7.8	9.3	Core "
TS	D-75S2.0	1	4. 1~ 12.20	264	198	2,263	8.6	11.4	Tr, Core, R "
TS	D-60S1.8	1	8.27~ 9.25	30	28	424	14.1	15.1	Core "
DT	ZG 13.5	5	4.16~ 12.12	1,245	958	8,799.5	7.1	9.2	R, Tr 運搬
DT	TMK18	5	5. 1~ 12.20	1,170	927	11,336.5	9.7	12.2	" " "
DT	TMK11	3	4.29~ 12.19	703	522	5,425.5	7.7	10.4	Tr Core
DT	TMK11	5	5. 1~ 12.18	1,064	883	6,396	6.0	7.2	Tr Core
ブル	D-50P	2	4.13~ 12.17	365	236	1,850	7.8	5.1	Core

そこで、本項では真に近いEを判定する方法として設計作業能力Q_Dの算出にあたって作業効率E=1.0として計算しQ_Dを理論上100%の能力とした。実績能力をQとすれば、実績の作業効率EはQ÷Q_Dで表わされる。

以下、各表のEはこれにより表示してある。

表-6の積込機械の作業効率は、能力から算出のE=Q÷Q_Dとして算出した。しかしながら効率Eとは実作業時間に対する待ち時間等のロスタイムを含んだ延運転時間の割合であるから

$$E' = (\text{延積込時間}) \div (\text{延運転時間})$$

として2通り表わした。ロック及びトランジション材等の粗粒材料で比較的積込に際して掘削力の要するものにあつては、

$$E' = 1.5 \sim 2.6E \text{ と非常に大きい差異があった。}$$

逆にストックパイルでのコア積込については、

$$E' < E \text{ の関係にあり、まったく正反対の結果となった。}$$

積込サイクルタイムのうちいくつかとりだして、この実績サイクルタイムC_mが機械歩掛算定表のサイクルタイムと同一母集団に属するかどうかを検討してみる。

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{n}, S = \sqrt{\frac{\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n}}{n-1}}, V = \frac{S}{\bar{x}}, s = \sqrt{V}$$

をそれぞれ求めて、算定表のC_mを基準値μとして、JIS Z9045 (品質管理ハンドブック中の母平均との差の検定の項) 母平均と基準値との差をt検定により計算した。

① パワショベルサイクルタイム (1回当かん算)

$$\sum x = \frac{2,724}{4} + \frac{5,911}{5} + \frac{3,842}{4} + \frac{2,304}{5} = 3,284.50$$

$$\sum x^2 = \frac{362,838}{16} + \frac{1,028,895}{25} + \frac{343,424}{16} + \frac{293,146}{25}$$

$$= 97,023.01$$

$$S = 67,023.01 - \frac{3,284.5^2}{122} = 8,597.27$$

$$V = 71.05 \quad s = 8.42$$

$$C_m = 26.92 \pm 8.42$$

パワショベルの調査時の平均旋回角度を135°とすればサイクルタイム、基準値Σ=20秒となる。

検定

$$d = |\bar{x} - \mu| = |26.92 - 20| = 6.92$$

$$t_0 = \sqrt{\frac{122 \times 121}{8,597.27}} \times 6.92 = 1.310 \times 6.92 = 9.06$$

$$\alpha = 0.05 \quad f = 122 - 1 = 121$$

$$t(121, 0.05) = 1.98$$

$$9.06 > 1.98$$

すなわち、歩掛り調査のx̄=26.92秒は基準値、20秒と差があるといえる。

② ホイローダ・サイクルタイム (1回当換算)

同様にホイローダのサイクルタイム367個の歩掛調査試料からΣx=14,675.5, Σx²=640,686.75

これから

$$\bar{x} = 14,675.5 \div 367 = 39.99$$

$$S = 640,686.75 - \frac{14,675.5^2}{367} = 53,846.70$$

$$V = \frac{53,846.70}{366} = 147.12$$

$$s = 12.12$$

表4-2 投入機械稼働実績 (S.48年度)

機 種	規 格	在 場 期 間	在場 日数	運転 日数	運転時間	供用日	運転日	主たる作業	
						当り運 転時間	当り運 転時間		
				日	日	hr	hr		
ブルドーザ	D-355A	48.3.13~48.9.30	202	170	2,646.5	13.1	15.6	原石山堀削	
	D-9G	4.1~6.20	62	44	472.0	7.6	10.7	" "	
	D-125A	4.5~9.30	179	136	1,396.0	7.8	10.3	本堤盛立 (R)	
	D-125A	4.14~9.30	170	139	1,421.5	8.4	10.2	" (R, Tr)	
	D-120A	3.15~6.30	108	75	687.0	6.4	9.2	" (Tr)	
	D-85A	3.15~9.30	200	173	1,882.5	9.4	10.9	" (Core)	
	D-80A	4.18~9.30	166	150	1,651.5	9.9	11.0	" (Tr)	
	D-50P	3.15~9.30	200	74	721.0	3.6	9.7	" (Core)	
	D-50P	3.15~9.30	200	140	1,422.2	7.1	10.2	" (Core)	
パワーショベル	955A 2.0m ³	3.1~9.30	214	122	1,209.5	5.7	9.9	Rock 積込	
ホイローダー	275A III 5.0m ³	4.1~9.30	183	121	1,262.0	6.9	10.4	R, Tr 積込	
トラクタショベル	977K 2.0m ³	3.15~9.30	200	171	1,775.5	8.9	10.4	Core "	
	D75S 2.0	4.1~7.31	122	50	566.0	4.6	11.3	R, Tr "	
	D75S 2.0	4.1~9.30	183	169	1,756.5	9.6	10.4	R, Tr "	
	D75S 2.0	4.1~9.30	183	169	1,756.5	9.6	10.4	R, Tr "	
ダンプトラック	ZG-13	3.15~9.30	200	150	1,625.5	8.1	10.8	R, Tr 運搬	
	"	3.15~9.30	200	124	1,315.5	6.6	10.6	"	
	"	3.15~9.30	200	153	1,669.5	8.3	10.9	"	
	"	3.15~9.30	200	132	1,406.5	7.0	10.7	"	
	"	3.15~9.30	200	153	1,628.5	8.1	10.6	"	
	TMK-7 18t	4.1~9.30	183	165	1,851.0	10.1	11.2	"	
	"	4.1~9.30	183	168	1,874.0	10.2	11.2	"	
	"	4.1~9.30	183	160	1,798.0	9.8	11.2	"	
	"	4.1~9.30	183	161	1,842.0	10.1	11.4	"	
	"	4.1~9.30	183	160	1,800.0	9.8	11.3	"	
	ZM 11t	3.20~8.31	165	136	1,507.0	9.1	11.3	R, Tr, Core	
	"	3.20~8.31	165	109	1,180.0	7.2	10.8	"	
	"	3.20~8.31	165	135	1,465.0	8.9	10.9	"	
	"	4.1~9.30	183	138	1,545.0	8.4	11.2	"	
ダンプトラック	"	4.1~9.30	183	110	1,229.5	6.7	11.2	"	
	"	4.1~8.31	153	113	1,224.5	8.0	10.8	"	
	"	5.1~8.31	123	73	821	6.7	11.2	"	
	ZM-11t	48.5.1~48.8.31	123	50	553.0	4.5	11.1	"	
	"	5.1~8.31	123	60	624.0	5.1	10.4	"	
	"	5.1~8.31	123	45	483.0	3.9	10.7	"	
	"	5.1~8.31	123	31	327.0	2.7	10.6	"	
	"	6.1~8.31	92	41	438.5	4.8	10.7	"	
	"	7.1~9.30	92	66	698.0	7.6	10.6	"	
	クローラドリル	CD-6 ドリフ ター YD-135	3.15~9.30	200	67	492.5	2.5	7.4	ベンチ堀削
"		3.15~9.30	200	61	469.0	2.4	7.7	"	
"		5.1~9.30	153	64	494.5	3.2	7.7	"	
トラッククレーン	MC-320A 20t	3.1~9.30	214	136	1,155.5	5.4	8.5	ソップラップ	
ハイドロショベル	LS-3000 J 0.75m ³	3.25~9.30	190	147	1,127.0	5.9	7.7	ソップラップ	
	UH-03 0.35m ³	4.29~9.30	155	70	503.0	3.2	7.2	フィルター均し	

表一 5 設計盛立時間と実績時間 (47~48)

材 料	作 業 内 容	設 計 時 間	実 績 時 間	
			タスクメーター	日 報
コ ア フ イ ル タ ン ジ ョ ン ロ ッ ク	まき出し 転 圧	5,494.7	3,690.5	4,216.0
	まき出し 転 圧	6,615.7	5,959.5	6,795.5
	まき出し 転 圧	2,899.7	3,163.7	3,647.5

表一 6 積込機械歩掛りおよび作業効率

番 号	機 械 名	規格 q ₀ ①	延運転 時 間 ② sec	延 作 業 量(地山) ③ m ³	延積込 回 数 ④	延積込 時 間 ⑤ 秒	積込サイ クル タイム ⑥ 秒	積込施回角ま たは距離		1時間 当り作 業量 ⑧=④/②	設計時 間作業 量 ⑩	作業効 率 E ⑪=⑩/⑧	⑤/② E' ⑫	積込 材料
								⑦ φ ₀	⑧ D m					
1	ホイローダ	5.0	18,448	526.6	238	9,506	39.9		15m	103.2	337.5	0.31	0.52	R Tr
2		5.0	10,566	243.4	110	5,383	48.9		〃	83.6	337.5	0.25	0.51	R
3		5.5	7,294	269.9	122	4,665	38.2		〃	133.2	337.5	0.39	0.64	Tr
		合計又は は平均	36,308	1,039.9	475	19,554	41.2		〃	103.1	337.5	0.31	0.54	
4	パワショベル	2.0	14,131	294.9	284	8,924	31.4	50~155°		75.1	316.5	0.24	0.63	R
5	(機械式)	2.0	4,859	88.3	85	2,103	24.7	80~150		65.4	316.5	0.21	0.43	Tr
6	(PS)	2.0	18,420	293.8	283	6,392	22.6	45~160		57.4	316.5	0.18	0.35	Tr
		合計又は は平均	37,410	677.0	652	17,419	26.7	50~155		65.1	316.5	0.21	0.47	
7	ホイローダ	5.0	5,610	234.3	88	3,314	37.6	V90	15	150.3	239.6	0.63	0.59	Co
8		5.0	3,959	154.4	58	2,174	37.5	V90	〃	140.4	239.6	0.59	0.55	Co
9		2.0	8,360	162.9	153	5,474	35.8	V60	〃	70.1	95.9	0.73	0.65	Co
		合計又は は平均	17,929		299	10,962	36.7		〃				0.61	
10	トラクター	2.0	3,759	79.9	75	2,916	38.9	T 0°	15	76.5	91.3	0.84	0.78	Co
11	ショベル (TS)	2.0	2,816	57.5	54	1,750	32.4	T		73.5	91.3	0.81	0.62	Co
		合計又は は平均	6,575	137.4	129	4,666	36.2			75.2	91.3	0.82	0.71	

注 ③=④×q₀×K×fにおいて下表のfを採用し、地山土量に換算してある。

⑤ 待ち時間を含まない純然たる積込時間である。 ⑥=⑤÷④

⑩ $Q_D = \frac{3,600 \times q \times f \times E}{C_m}$ $q = q_0 \times K$, C_m はサイクルタイムKはバケット係数で農林省歩掛りの下

表によった。 q₀はバケットの公称容量 f=1.0, E=1.0として地山量で表示してある。

fは水窪ダム実測値

	イルホ	トラクタ ショベル	パワ ショベル	ワ ショベル		自然状態	ゆるんだ 状態	締固めた 状態
C _m	40"	42"	20"			0.71	1.00	0.64
K	0.75	0.75	0.88			0.59	1.00	0.71
						5.59	1.00	0.78

ホイローダのロック及びトランジション材積込条件は抗道発破したものを、42tブルで集積したもので切取高さは10m以上あり掘削力を伴なう。

パワショベルのロック及びトランジション材積込条件は抗道発破した状態のもので、非常に掘削力を要す。切取高さ15m以上ある。コア積はストックパイル・掘削力不必要。

表-6① P S積込サイクルタイム
2.0m³ 11~13.5DT 13.5~18DT 原石山Rock

(4回当り)		(5回当り)			
x	x ²	x	x ²	x	x ²
113	12,769	167	27,889	119	14,161
184	33,856	176	30,976	141	19,881
198	39,204	116	13,456	160	25,600
138	19,044	120	14,400	130	16,900
121	14,631	162	16,244	130	16,900
122	14,884	169	28,561	143	20,449
166	27,556	114	12,996	155	24,025
126	15,876	158	24,964	146	21,316
65	4,225	153	23,409	166	27,556
194	37,636	133	17,689	174	30,276
86	7,396	141	19,881	220	48,400
113	12,769	114	12,996	167	27,889
98	9,604	217	47,089	133	17,689
100	10,000	175	30,605		
102	10,404	186	34,596		
110	12,100	107	11,449		
123	15,129	134	17,956		
86	7,396	147	21,609		
135	18,225	127	16,129		
97	9,409	241	58,081		
113	12,769	362	131,044		
134	17,956	250	62,500		
Σx	Σx ²	125	15,625	Σx	Σx ²
2,724	362,838	133	17,689	5,911	1,028,895

C_m=39.99±12.12秒

サイクルタイム, 基準値 μ=40秒とのt検定

$$d = |\bar{x} - \mu| = |39.99 - 40| = 0.01$$

$$t_0 = \sqrt{\frac{367(367-1)}{53,849.70}} \times 0.01 = 1.579 \times 0.01 = 0.016$$

α=0.05 とする f=367-1=366

$$t(366, 0.05) = 1.96$$

$$0.016 < 1.96$$

すなわち, 歩掛り調査の $\bar{x} = 39.99$ 秒は基準値, 40秒と差があるといえない。

③ ダンプトラック作業効率

算定表の効率EはDT以外は E<1.0 で示されているが, DTだけは, 0.30<E<1.60 で示されており, 実績も表-7のとおりであり, この傾向がよく表わされている。

④ ブルまき出し能力

ロック材まき出しは, まき出し厚さ1.5mと非常に厚いので, ダンプの仕方によっては, ブル排土板での直接のまき出し対象になる土量が少ないため, 作業効率, Eは良くなっている。ただし, 21tブルではパワー不足の

表-6② パワーショベル積込サイクルタイム(機械式)
2.0m³ 13.5tダンプ 原石山 Tr積込

(4回当り)		(5回当り)			
x秒	x ²	x	x ²	x	x ²
74	5,476	90	8,100	117	13,689
75	5,625	94	8,836	119	14,161
74	5,476	98	9,604	157	24,649
99	9,801	70	4,900	73	5,329
73	5,329	89	7,921	94	8,836
100	10,000	83	6,889	128	16,384
68	4,624	76	5,776	190	36,100
91	8,281	115	13,225	91	8,281
83	6,889	116	13,456	113	12,769
79	6,241	127	16,129	153	23,409
67	4,489	85	7,225	135	18,225
107	11,449	99	9,801	115	13,225
83	6,889	98	9,604	93	8,649
75	5,625	72	5,184	122	14,884
90	8,100	85	7,225	109	11,881
76	5,776	78	6,084	99	9,801
107	11,449	83	6,889	117	13,689
73	5,329	95	9,025	128	16,384
88	7,744	78	6,084	151	22,801
95	9,025	82	6,724		
84	7,056	97	9,409		
90	8,100	Σx	Σx ²	Σx	Σx ²
81	6,561	3,842	343,424	2,304	293,146

ためEは悪い。

しかしながらここで考慮したいことは, 一般にまき出し厚さが大きいときには, ダンプした状態のポンチ絵を書いて, まき出し対象土量はダンプ量の何%として計上し, 積算しているのが見受けられる。現に当ダムにおいても, 1.50mのまき出しの場合, 24%, 1.00mまき出しの場合, 38%としてあった。

ところが歩掛算定表の作制のための基礎資料である歩掛の調査原表ではたぶん対象土量はダンプした全量…即ち転圧後の全土量…であるから積算にあたっては対象土量は全量を対象にすべきである。もっともまき出し厚さが2~5mにもなれば話は全然別のものになる。

全量を対象にしたときの効率をE, x%を対象土量にしたときの効率をE' とすれば, E'=E・x, としてEをE'に落すのであれば, ポンチ絵でx%を算出してもあまりではない。

表8では全量対象とx%対象の場合のEとE'を比較しておく。

⑤ 転圧機械の作業歩掛り

転圧後の土量は, D=t・f でなく, 実績を加味して算してある。

表-7 ダンプトラック運搬作業効率

積込機械		積込材料	ダンプ規格	運搬回数 ①	延時 運搬間 ②	積込、運搬 サイクルタイム ③=②/①	運搬距離	設計サイ クルタイム ④	作業効率 E ⑤=④/③	表7の整 理番 号
機種	規格									
ホイール ローダ	0.5	Ro	11	15	2.88	11.5	1,380	15.5	1.35	①
			13.5	13	3.16	14.6	"	"	1.06	
			18	45	8.56	11.4	"	"	1.36	
	5.0	Ro	13.5	10	4.75	28.5	2,010	20.2	0.71	②
			18	45	13.28	17.7	2,010	20.2	1.14	
	5.0	Tr	11	8	3.10	23.3	2,010	20.2	0.87	③
			13.5	19	6.23	19.7	2,010	20.2	1.03	
	5.0	Co	11	49	4.90	6.0	600	11.5	1.92	⑦
			18	34	9.94	17.5	2,010	20.2	1.15	
	5.0	Co	11	35	3.27	5.6	600	11.5	2.05	⑧
			18	26	2.77	6.4	600	11.5	1.80	
	2.0	Co	13.5	1	0.12	7.0	600	11.5	1.64	⑨
18			2	0.18	5.5	600	11.5	2.09		
P S	2.0	Ro	11	9	2.35	15.7	1,380	15.5	0.99	④
			13.5	13	4.29	19.8	1,380	15.5	0.78	
			18	21	5.85	16.7	1,380	15.5	0.93	
	2.0	Tr	11	1	—	—	—	—	—	⑥
			13.5	30	8.49	17.0	1,380	15.5	0.91	
	2.0	Tr	18	14	5.39	23.1	1,380	15.5	0.67	⑤
			11	1	0.20	1.23	1,380	15.5	1.26	
	2.0	Tr	13	1	0.33	1.98	1,380	15.5	0.78	⑤
			18	6	1.55	1.55	1,380	15.5	1.00	
T S	2.0	Co	10.5	12	1.22	6.1	430	10.5	1.72	⑩
			11	7	0.70	6.0	430	10.5	1.75	
	2.0	Co	10.5~11	15	1.57	6.3	700		⑪	

注 設計サイクルタイム $C_m=0.034L+0.25$ で算出

表-8 ブルまき出し能力と作業効率

ブル規格	まきだし 材	まき出し 厚 ①	転圧後の 量 ②	延時 作業 間 ③	時間当り 作業 量 ④	設 計 作 業 量 ⑤	作業効率 E ⑥	まき出し 量 % ⑦	効 率 E' ⑧×⑦
27t	ロック	1.50	11,380	60.0	189.7	239.1	0.79	0.24	0.79
27t	ロック	1.50	16,000	58.5	273.5	239.1	1.14	0.24	0.27
21t	ロック	1.50	13,400	121.0	110.7	206.6	0.54	0.24	0.13
27t	ロック	1.50	38,990	116.5	334.7	239.1	1.40	0.24	0.34
21t	トラン	0.50	10,500	69.0	152.2	190.7	0.80	—	—
21t	トラン	0.50	28,200	67.0	420.9	190.7	2.20	—	—
21t	トラン	0.50	9,500	77.5	122.6	190.7	0.64	—	—
21t	トラン	0.50	14,950	194.5	76.9	190.7	0.40	—	—
11t	コ ア	0.30	12,120	192.5	63.0	101.9	0.62	—	—
11t	コ ア	0.30	4,200	59.0	71.2	101.9	0.70	—	—
11t	コ ア	0.30	4,700	43.5	108.0	101.9	1.06	—	—

注 設計作業量の算出

コ ア $Q=10E(11D+8)=10.1(11 \times 0.19+8)=101.9 \text{ m}^3/\text{hr}$

ロック 実績まき出し距離 15~20mであったので、 $L=20\text{m}$ 、 $C_m=0.93$ 、 $f=1.30$ 、 $E=1.0$ として計算
 $Q=60 \times q \times f \times E/C_m$

27t ブル $Q=171.07 \times 1.30/0.93=239.1 \text{ m}^3/\text{hr}$

21t ブル $Q=147.82 \times 1.30/0.93=206.6 \text{ m}^3/\text{hr}$

トラン $L=20\text{m}$ $C_m=0.93$ $f=1.20$ $E=1.0$

21t ブル $Q=147.82 \times 1.20/0.93=190.7 \text{ m}^3/\text{hr}$

表—9 転圧機械歩掛りと作業効率

機 械			延運転 時 間 ①	延作業量 ②	時間当 作業量 ③= ②/①	1 回 の有 効縮 固め 巾 ④	設計 転 圧回 数 ⑤	設計 転 圧速 度 ⑥	設計 ま き出 し厚 さ ⑦	設計 作 業 量 ⑧	効 率 ⑨ ⑧/⑤	材 料
名 称	規 格											
ブ ル	27 t	自 走	78	11,380	145.9	0.90	6	49.2	1.50	619.9	0.23	Ro
"	"	"	113	38,990	345	0.90	6	49.2	1.50	619.9	0.56	Ro
"	"	"	51	16,000	313.7	0.90	6	49.2	1.50	619.9	0.51	Ro
"	"	"	26.5	3,400	128.3	0.90	6	49.2	1.50	619.9	0.51	Ro
"	42	"	68.5	10,000	146	1.00	6	49.2	1.50	664.2	0.22	Ro
タイヤローラ	WS-8-25 t	けん引	74	10,500	141.9	2.10	10	47.5	0.50	239.4	0.59	Tr
"	"	"	43	9,500	220.9	2.10	10	47.5	0.50	239.4	0.92	Tr
"	WS-50 t	"	256	14,950	58.4	2.80	10	47.5	0.50	319.2	0.18	Tr
タンピング	15 t	けん引	151.5	12,120	80	2.50	10	47.5	0.30	135.4	0.59	Co
"	"	"	65	4,200	64.6	2.50	10	47.5	0.30	135.4	0.48	Co
"	"	"	44.5	4,700	105.6	2.50	10	47.5	0.30	135.4	0.78	Co
"	"	"	37.5	2,000	53.3	2.50	10	47.5	0.30	135.4	0.39	Co

注 ② 転圧後の土量

③ $Q = \frac{60 \times V \times W \times D \times E}{N}$ の $D = t \times f$ において f は実測値 $R \cdot f = 0.78$, $T \cdot f = 0.71$

$C \cdot f = 0.64$ を採用

ロック $t \cdot f = 1.5 \times 0.78 = 1.17$ m であるが実際にはブルまきだし作業によりある程度沈下した上へ順次ダンプしてまき出し敷ならしを続けて施工するため、転圧作業を開始するときには、相当締固まった状態になっているので、ここでは $D = (1.50 + 1.17) / 2 = 1.35$ m として計算する。

トラン 同様に $D = 0.40$ とした

コ ア $D = t \cdot f = 0.19$ とした

表—10 カーテングラウト用ボーリング (ノンコアー)

掘 削 深 度			掘 進 作 業 時 間				時間当り 掘 進 長	ビ ッ ト
岩 質	孔 数	総深度	錐 進	附 帯	故障回復	計		
花崗岩	387	2,978m	2110°45'	205°20'	63°05'	2379°10'	1.25m/hr	ダイヤモンド

5. その他歩掛り

定値式コンプレッサーの電力使用量の算出にあたっては一般に負荷率 α % を採用しているが、原石山での2年間の実績によれば、80~85%であり電力消費量が設計に比し相当大巾に超過した。

グラウトボーリングの掘削スピード

調査ボーリングに比べるとノンコアーボーリングの場合の能力は表—10のとおり、約200%までであった。

6. あとがき

水窪ダムにおける各種歩掛りについて記したが、積込

機械および運搬歩掛り調査は、主として夏期大学実習生にテーマとして与えたものである。積込機械を含め重機歩掛りは構造改善局より歩掛り調査地区として指定されたのを機会に調査を行なったものである。この調査表とりまとめは主として佐藤正史技官に担当してもらったものである。

この報文は主としてこの調査表をアレンジしたものであり、今後の各種調査方法改善の一助になれば幸いと考える。

注-1 「水と土」第22号 Rock材 Transition 材料の粒度分布とせん断強度の関係について、山崎芳夫、増田明徳、稲渡明信

注-2 文中標準歩掛りとなるのは、農林省標準歩掛りである。

大維2号橋の上部工設計及び架設工法

江 藤 満*

目 次

1. まえがき.....(81)	4. 塔柱及び主ケーブルの架設.....(86)
2. 工事概要.....(81)	5. 補剛トラス架設.....(88)
3. 構造計算.....(82)	6. あとがき.....(89)

§ 1. まえがき

この大維2号橋は熊本県天草郡大矢野町の離島維和島と大矢野本島を結ぶもので、広域営農団地農道整備事業として昭和45年度に採択された大維地区の中の主要工事である。

この事業の受益地である維和島は八代海にあって島総面積6.76km²、人口約3,000人を有する離島で耕地面積はみかんを主として308haあり、近年は車海老を主とした養殖漁業も盛んに行われており離島としては比較的豊かな地域である。架橋による離島からの脱却は島民の永い間の夢であり、50年11月の開通を待ち望んでいる。現在までの事業経過は、下部工及びアニカー工事は昭和46年～48年度までに完了し、上部工は昭和48年度に一括発注し昭和50年10月末日までの工事で施工中である。

この報文では、全橋長380mのうち吊橋構造となっている中央径間264mについてその設計概要及び架設工法について述べることにする。

§ 2. 工事概要

この橋梁は両側取付道路の関係から中央径間のみ吊橋構造とし側橋は支間27.6～29.2mの単純合成桁及び単純非合成桁とした。中央径間の諸元は次のとおりである。

1. 構造諸元

橋 格	2等橋 (TL-14)
型 式	単径間補剛2鉄橋
橋 長	263.60m
塔中間隔	264.00m
後 控	$l_1 = 118\text{m}$ (野牛島側) $l_2 = 67\text{m}$ (維和島側)
全 巾 員	6.0m
有効巾員	4.5m
垂 距	$f = 26.0\text{m}$

縦断勾配 支間中央200m区間で3.5%放物線勾配, その他7.0%直線勾配



図-1 位置図

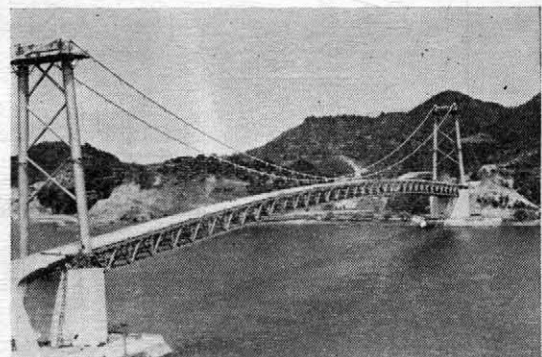


写真-1 完成近い吊橋部

* 熊本県天草事務所耕地課

横断勾配 2.0%
 補剛桁支間 36×@ 7.30m=26.80m
 主ケーブル 主ケーブル径 231mm
 ストランド本数 PWS-91×19
 素線径 5mm (亜鉛メッキ施工)
 ハンガーケーブル ハンガー径 40.1mm
 ストランド P.W.S-52×1
 素線径 5mm (亜鉛メッキ)

塔 柱
 塔 高 35.184m うち沓高 1.345m
 ケーブルサドル0.89

ケーブル間隔 8.0m
 柱間隔 12.30m
 柱 径 内径 1.600mm 厚さ 18mm

床 版 鉄筋コンクリート 20cm厚
 舗 装 アスファルト 5cm厚

2. 鋼 重

主ケーブル 250.2 t
 ハンガーケーブル 6.2 t
 ケーブルバンドその他 76.6 t
 補剛トラス 418.3 t
 沓 4.4 t
 小 計 755.7 t
 塔 柱 126.8 t
 サ ド ル 18.8 t
 沓 25.0 t
 小 計 170.6 t
 総 重 量 926.3 t

§ 3. 設 計 計 算

この架橋地点は一般船舶の航路として使用されているため桁下空間高を橋梁中心30m区間で海面上17.0m以上として図-2のとおり寸法を決定した。

設計の順序は次の通りである。

- (1) 床版、縦桁、横桁の設計
- (2) 補剛桁の鉛直荷重による断面力の計算
- (3) 補剛桁の横荷重による断面力の計算
- (4) 各施工段階に於ける死荷重による断面力、変形計算
- (5) 荷重合成による補剛桁の断面力の計算
- (6) 横荷重による横座屈、及び自励振動の検討
- (7) 上、下横構、対傾構、及び支承の設計
- (8) 主ケーブル、及び付属金物の設計
- (9) 塔柱の設計

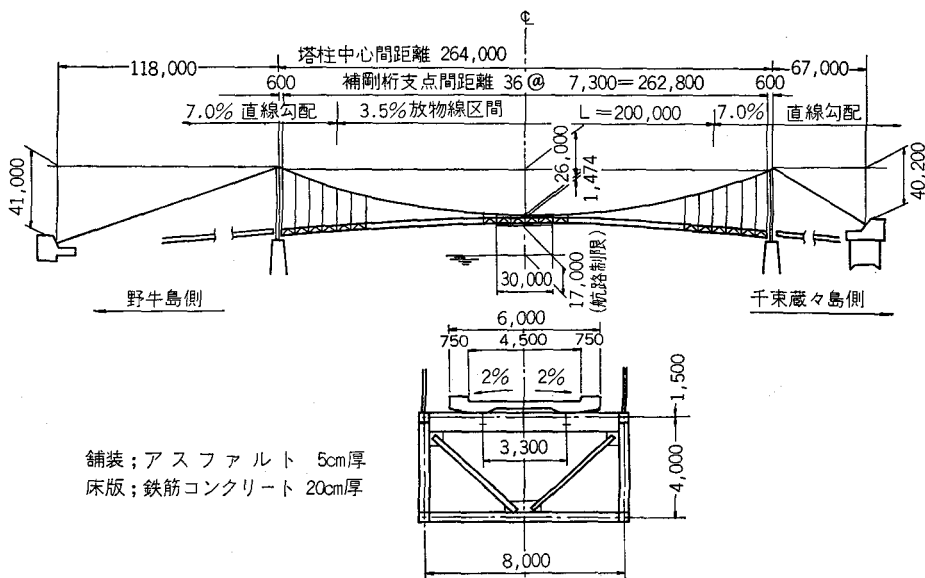
この紙面では、これ等の計算のすべてを紹介することは不可能なので(3)の風荷重の考え方、(5)補剛桁の断面計算、(8)主ケーブルの設計についてその概要を述べるにとどめたい。

1. 設計条件

床版許容応力度	コンクリート	$\sigma_{ta}=80\text{kg/cm}^2$
	鉄 筋	$\sigma_{ta}=1.400$
鋼材許容応力度	SM58	$\sigma_{ta}=2.600$
	SMA50	$\sigma_{ta}=2.100$
	SS41	$\sigma_{ta}=1.400$
	STK41	$\sigma_{ta}=1.400$

設計示方書 鋼道路橋設計製作示方書解説 (S-39.6)

溶接鋼道路橋示方書解説および同追



舗装;アスファルト 5cm厚
 床版;鉄筋コンクリート 20cm厚

図-2 一般寸法

補 (S43.5)
 鋼道路橋高力ボルト摩擦接合設計施工指針 (S41.7)
 鉄筋コンクリート道路橋設計示方書 (S39.6)
 本州四国連絡橋上部構造設計指針 (1967)
 " 耐風設計指針(1967)

2. 風荷重

この計算は「本州四国連絡橋技術調査報告書耐風設計指針 (1967) および同解説」によって行った。

1) 基準風速

海面上 10m の高さにおける 10 分間平均最大風速を 45 m/sec とする。

2) 設計風速 (V)

(1) 吊構造部

(a) 高度による風速の補正

$$V_z = V_{10} \left(\frac{z}{10} \right)^P$$

V_z : 高度 z における設計風速

z : 径間中央における補剛構下面の高度 (海風より) $z = 17m$

P : 地表の状況により定まる定数 $P = 1/8$

$$V_z = 45 \times \left(\frac{17}{10} \right)^{\frac{1}{8}} = 45 \times 1.068 = 48.06 \text{ m/s}$$

(b) 水平長による補正

上記文献の補正係数表より

$$z = 10m \text{ の場合 } \begin{cases} \ell = 150m \rightarrow 1.400 \\ \ell = 300 \rightarrow 1.302 \end{cases}$$

$$z = 30m \text{ の場合 } \begin{cases} \ell = 150 \rightarrow 1.243 \\ \ell = 300 \rightarrow 1.188 \end{cases}$$

$$\therefore z = 17m \begin{cases} \ell = 150 \rightarrow 1.345 \\ \ell = 300 \rightarrow 1.262 \end{cases}$$

$$z = 17m \quad \ell = 262.8m \rightarrow 1.283$$

$$V = 48.06 \times 1.283 = 61.66m$$

(2) 塔柱部

$$\text{塔長 } h = 32.973 \approx 33m$$

$$\text{塔高 } z = 0.65 \times 49.203 \approx 32m$$

a) 高度による補正係数

$$\left(\frac{z}{10} \right)^P = \left(\frac{32}{10} \right)^{\frac{1}{8}} = 1.155$$

b) 鉛直長による補正係数

$$h = 30m \rightarrow 1.500$$

$$h = 40m \rightarrow 1.432$$

$$\therefore h = 33m \rightarrow 1.480$$

$$V = 45 \times 1.155 \times 1.480 = 76.92 \text{ m/sec}$$

(3) ケーブル

風速を求める基準高は補剛桁中央点下面と主塔頂点との平均高とする

$$z = (49.203 + 17) / 2 = 33.1m$$

$$\ell = 282.8m$$

上記(1)と同様に計算して設計風速 V は

$$V = 45 \times 1.160 \times 1.195 = 62.38 \text{ m/sec}$$

(4) 活荷重に作用する風速

海面上 10m の 10 分間最大平均風速 30m/sec で交通を規制するものとし、高度および水平長による風速の補正係数は吊構造部と同じとする。

$$V = 30 \text{ m/sec} \times 1.068 \times 1.283 = 41.1 \text{ m/sec}$$

3) 風荷重風圧

考慮すべき風荷重としては

$$\text{抗力 } P_D = \frac{1}{2} \rho V_D^2 C_D A$$

$$\text{揚力 } P_L = \frac{1}{2} \rho V_D^2 C_L A$$

$$\text{回転モーメント } P_M = \frac{1}{2} \rho V_D^2 C_M B^2$$

があるが、この設計では空気の抗力のみを考えて計算した。

$$\rho = \text{空気密度 } 0.125 \text{ (kg} \cdot \text{sec}^2/\text{m}^4)$$

$$V_D = \text{設計風速 (m/sec)}$$

$$C_D = \text{抗力係数}$$

$$A = \text{投影面積 (m}^2/\text{m)}$$

風圧 $p = 1/2 \rho V_D^2 C_D$ として計算した結果は次表の通りである。

表一 1 各部に作用する風荷重

	V m/sec	C _D	風 圧 (kg/m ²)		A (m ² /m)	風荷重 (kg/m)		摘 要
			無荷時	載荷時		無荷時	載荷時	
吊 構 造 部	62	2.4	577	289	2.237	1.291	646	両 側
塔 柱	77	1.2	445	223	1.600	712	356	片 側
ケ ー ブ ル	63	0.7	174	87	0.237	41	21	"
ハ ン ガ ー	63	0.7	174	87	0.060	10	5	"
活 荷 重	41	1.6	—	169	0.969	—	164	両 側

注: 吊構造部, 塔柱, ケーブルおよびハンガ-の載荷時の風荷重は無載荷時風荷重の 1/2 となる。

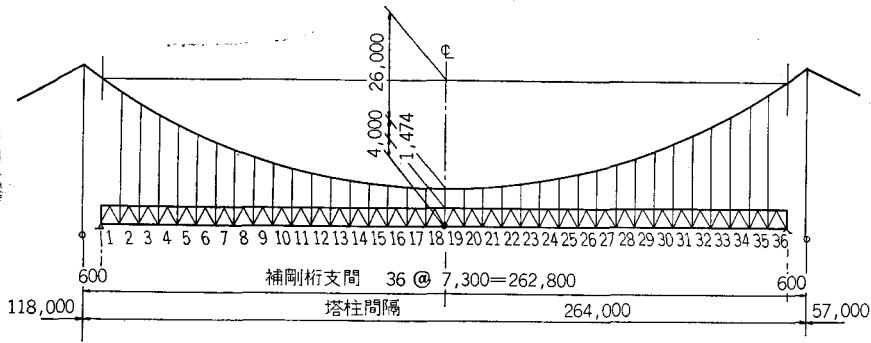


図-3 基本構造系

3. 横荷重による断面力及び変位量の計算

橋軸に直角に水平な風が吹きつけば、補剛桁とケーブルとは抗力の大きさや横方向の剛度にかかなりの違いがあるため両者の水平変位に差が生じ、その結果傾斜した吊材を通して風荷重が移行する。この間の変位、補剛桁の断面力等の計算法は Moisseiff の方法等があるが当設計では振り剛性を考慮した有限変形法で電子計算機 (CDC-3600) を使用し、3 ケースについて補剛桁各格点の曲げモーメント、ねじりモーメント、せん断力、水平変位、回転角、及び主ケーブル水平変位を計算した。

Input Data (ケース 1 の場合)

基本構造系の補剛桁支間、塔柱間隔、吊材間隔及び、

ケーブル張力 $H_c = 2,280.434 \text{ t}$ (一橋分)

ハンガー張力 $H_H = 46.252 \text{ t}$ (")

垂直軸まわりの $I_y = 1.44 \text{ m}^4$ (")

補剛桁各格点横荷重

$$W_t = 7.3 \times (7.3 + 0.01/2 \times 2) = 9.50 \text{ t}$$

主ケーブル格点横荷重

$$W_c = 7.3 \times 2 \times (0.041 + 0.01/2) = 0.67 \text{ t}$$

鋼のヤング係数 $E = 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2$

" せん断弾性係数 $G = 8.1 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

補剛桁高の $1/2 = 2.0 \text{ m}$

ケーブル下端より補剛桁までの距離 1.5 m

なお計算した 3 ケースとは

ケース 1 : 無載荷時風荷重

ケース 2 : $1/2$ 活荷重時風荷重

ケース 3 : $1/2$ 活荷重時地震荷重 である。

この計算結果から各ケースについての補剛桁の曲モーメント、及び補剛桁、主ケーブルの横変位量を示すと次の通りとなる。支点部の水平反力を求めると、ケース 1 が最も危険となる。

(1) 補剛桁最大水平反力

格点 1 のせん断力: 電算結果より $133,292 \text{ t}$

格点 0 の水平反力

$$R_H = \text{格点 1 のせん断力} + \text{格点 0 の横荷重}$$

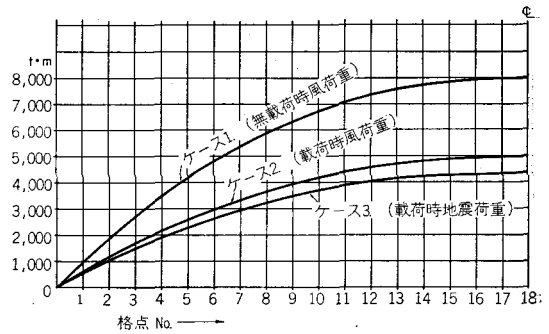


図-4 横荷重による補剛桁の曲げモーメント図 (1 橋分)

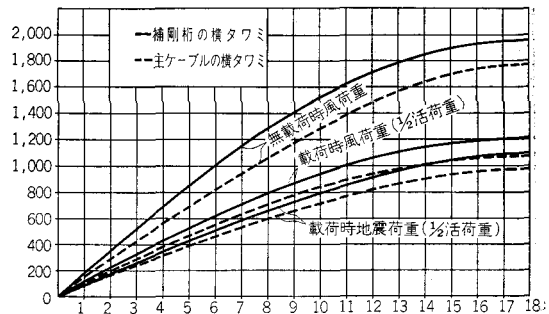


図-5 横荷重による横変位図

$$R_H = 133,292 + \frac{(9.50 + 0.67)}{2}$$

$$= 138,377 \text{ t}$$

(2) 塔頂反力

塔頂反力 = 全横荷重 - 補剛桁支点水平反力

$$R_T = (9.50 + 0.67) \times 18 - 138.377$$

$$= 44.683 \text{ t}$$

4. 補剛桁の断面の計算

1) 荷重の組合せおよび許容応力度の割増

各荷重の組合せによる許容応力度の割増は次表の通りとした。

D : 死荷重 (鋼重を除く) (3.498 t/m)

- L : 活荷重 (0.726 t / m)
- T : 温度変化 (±30℃)
- W_i : 載荷時風荷重
- W_d : 無載時風荷重
- E_Q : 地震荷重

この各荷重による上, 下弦材の軸力を荷重組合せ a ~ d について集計し, これを許容応力度の割増率で除して設計部材応力とした。

表-2

荷重の組合せ		許容応力度の割増し (%)
a	D + T + L	0
b	D + T + $\frac{1}{2}L + W_i$	25
c	D + T + W _d	35
d	D + T + $\frac{1}{2}L + E_Q$	45

2) 断面力の計算

鉛直荷重 (D, L, T) については橋梁片側について各格点モーメントを算出しているのて

$$N_1 = \frac{M_1}{\text{主桁高}} \quad (\text{主桁高} = 4.0\text{m})$$

横荷重については全体で計算しているため

$$N_2 = \frac{M_1}{\text{主桁間隔}} \times \frac{1}{2}$$

設計断面力 $N = \Sigma N \div (1 + \text{許容割増率})$

この結果を図示すれば次の通りである。

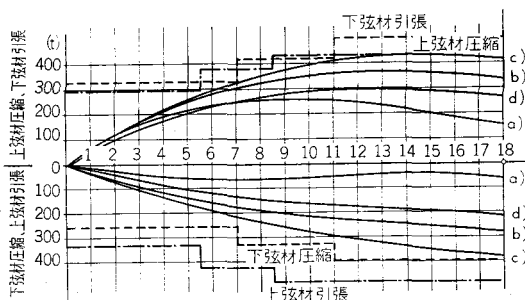


図-6 弦材軸力図

これにより上, 下弦材軸力の最大となるのは (D + T + W_d) のケースが一番大きいのでこれにより断面の計算を行った。

5. 主ケーブルの設計

1) 素線必要本数

ケーブル最大張力 電算結果より

$$T_{max} = 1,634.251 \text{ t}$$

素線径 5mm, 断面積 19.6mm²

素線強度 平均165kg/mm² 以上

ストランド効率 95%

ストランド中の素線1本の引張強度 T_B

$$T_B = 165 \times 0.95 \times 19.6 = 3.072 \text{ kg}$$

片側ケーブルに必要な素線本数 n は安全率を 3.0 として

$$n = \frac{T_{max} \cdot S_f}{T_B} = \frac{1,634.25 \times 3.0}{3.072} = 1.596 \text{ 本}$$

2) ストランド数と P.W.S の種類

施工上より, 主ケーブル及び1ストランドの大きさ等を考えた場合,

- a) なるべく円形に近い構成
- b) スクイジング, ケーブルバンドの取り付け作業が容易な構成
- c) ストランド架設が難しくならない程度の重量となる。このことから P.W.S 91×19本を使用することとした。

$$n_0 (\text{使用素線数}) = 91 \times 19 = 1.729 > n (\text{必要本数}) = 1.596 \text{ 本}$$

$$\text{安全率 } S_f = \frac{1.729 \times 3.072}{1,634.251} = 3.25 > 3.0$$

3) ケーブルの直径

ケーブルの空隙率 μ = 19% 以下とす。

$$D = \sqrt{\frac{n_0}{\mu}} \times d = \sqrt{\frac{1.729}{1-0.19}} \times 5 = 231.0 \text{ mm}$$

n₀ : 素線本数

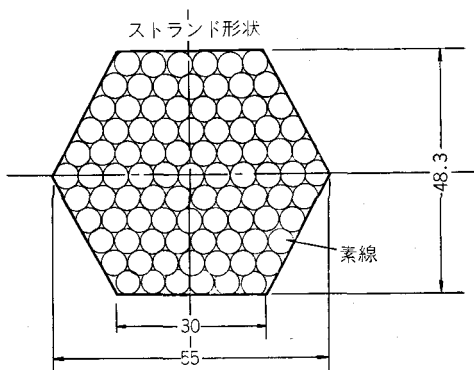
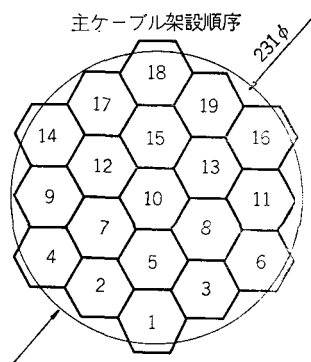


図-7 主ケーブル構成

μ : ケーブル空隙率

d : 素線直径

4) 1ストランドの直径

$$d = \sqrt{\frac{n_0'}{1-\mu}} \times d = \sqrt{\frac{91}{1-19}} \times 5 = 33.0\text{mm}$$

n_0' : 1ストランドの素線数

§ 4. 塔柱及び主ケーブルの架設

1. 塔柱架設

塔柱は工場下舂及び主ケーブル架設完了までの仮支保工、吊込用金具をセットし塗装を完了したものを台船にして現場へ運搬し、起重機船で海上より直接吊込み架設した。

(1) 使用機械諸元

(a) 起重機船

船体：長さ 52m, 幅 22.60m, 深さ 4.5m

捲上能力 主捲定格荷重 250 t

〃 揚程 60m

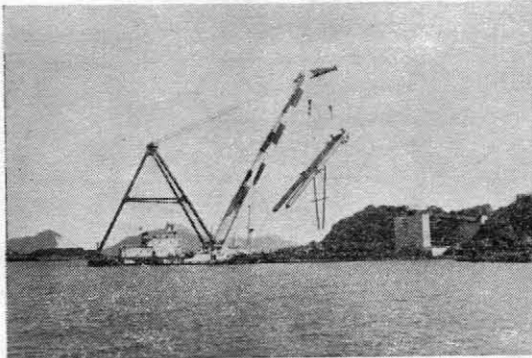
〃 張出し距離 22m

(b) 運搬台船 (1,000 t)

船体：長さ 40m, 幅 15m, 深さ 2.5m

(c) 塔柱一基当り吊込重量 90 t

なお、この塔柱架設、及び補剛桁架設工事については航路占用許可が一般の船舶航行に支障をおよぼさない様にする事となっているため、警戒船2隻を配して1日1ヶ所づつ行った。

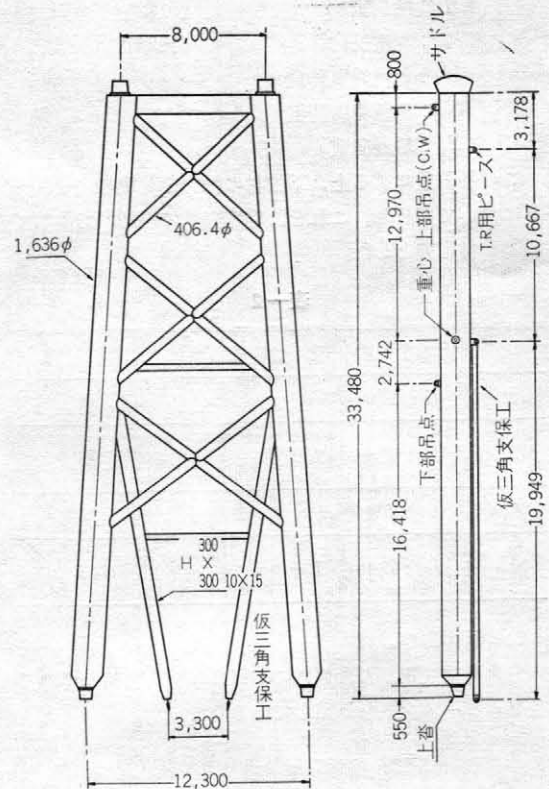


写真—2 塔柱架設

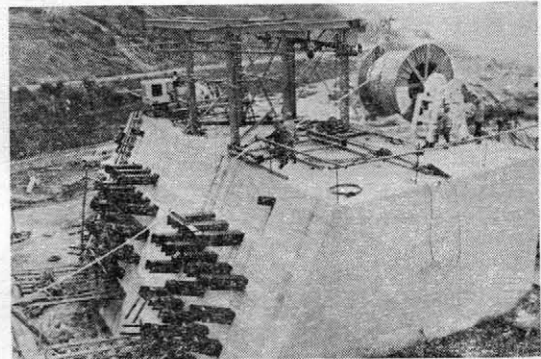
2. 主ケーブル架設

本橋は主ケーブルに関して、後控が非対象でありアンカーから約12m離れた空中にスプレーバンドを取り付けているためケーブルの張渡し時において通常の吊橋と異なり、ケーブル形状が複雑となり、その施工管理に注意を要した。ケーブル架設工事の順序は次の通りである。

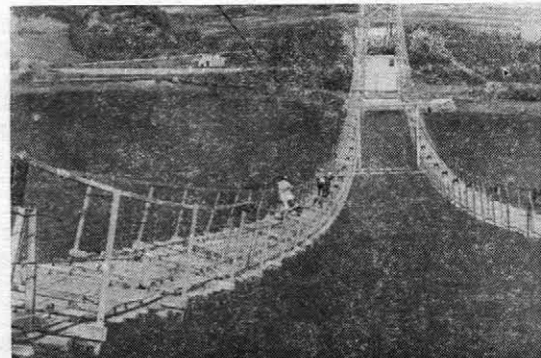
- ① ホーリングロープの渡海
- ② キャットウォークの架設
- ③ ホーリングシステムの据付



図—8 塔柱概要 (吊込時)



写真—3 ストランド引出し用リール



写真—4 ストランド架設

- ④ ストランドの架設
 - ⑤ ケーブルスキージング
 - ⑥ ケーブルバンドの取付, ハンガーワイヤーの取付
- P. W. Sのストランドの架設順序は図-7の主ケーブル構成番号の通りで野牛島側アンカー上にリールを設置して引出し作業を行いねじれを除去した後, 塔頂サドルへセットした。

(1) サグ調整

中央スパンの基準ストランド(図-7構成番号の1)の架設が終ると, 温度変化の影響を受けない早朝にサグ測量, 及び塔柱傾斜測量を行い, 架設設計で行った所定のサグに調整した。他のストランドは基準ストランドとの相対サグで調整した。

後控部については中央径間に荷重がかかっていないためスプレーバンド部で垂れ下った状態となっている。このため下段(図-9の1, 2)をアンカー側に引き込み, 上段(4, 5)を塔柱側へ引き出して張力を均一にして, 塔頂より連続して主ケーブルの仮締を行った。

なお各施工段階における塔柱の傾斜, 及び中央径間主ケーブルの形状は図-10, 図-11に示す通りである。

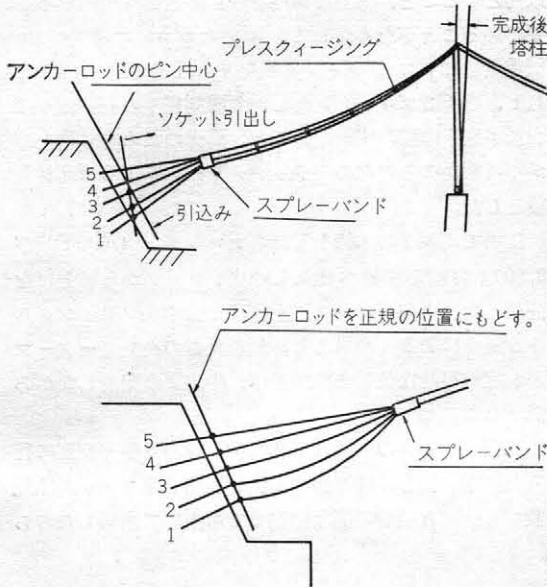


図-9 バックスティサグ調整

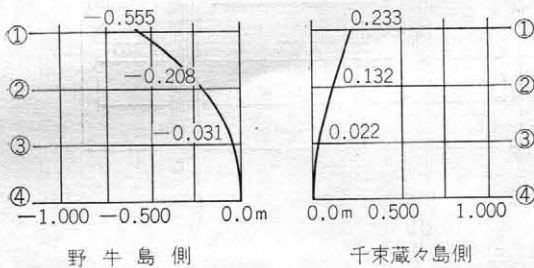


図-10 塔柱傾斜量

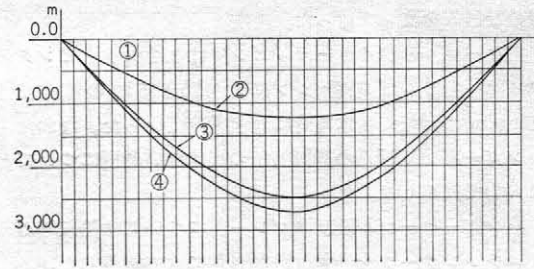


図-11 中央径間ケーブル形状

上図で①:ケーブル架設時

②:補剛トラス架設時

③:床版コンクリート打設完了時

④:完成形状

を表わしたもので, 塔柱傾斜については完成時を0とし, ケーブルについてはケーブル架設時を0として表わしている。

(2) ワイヤラッピング, テーピング, 塗装

主ケーブル, 及びハンガーケーブルの素線は亜鉛メッキを施したものであるが, ケーブル内に水分の侵入するのを防止するとともに外観上から次の様な保護を行った。なおこれ等の施工は床版コンクリート打設後に各素

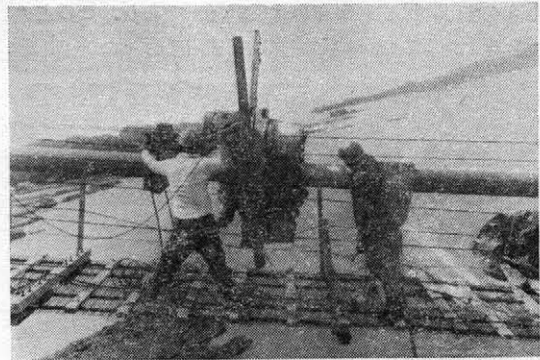
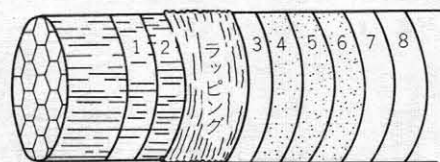


写真-5 ワイヤラッピング施工



1. 素地調整
2. ケーブルベースト
3. 清掃
4. 表面処理塗装: プリマイト I 型
5. 下塗.....塩化ゴム系下塗
6. 下塗....."
7. 中塗....." " 中塗
8. 上塗....." " 上塗

図-12 主ケーブル施工順序

線のなじみをまわって行った。

主ケーブルのワイヤーラッピングは3.2mm ラッピングワイヤーをラッピングマシンにより75±15kgの張力で30 r.p.m.の回転で3本同時に巻き付けていった。なお、ハンガーバンド近くの機械施工の出来ない箇所については人力で施工した。

ハンガーケーブル及びスプレー部については熱収縮ポリエチレンテープを巻き付け熱処理により接着した。

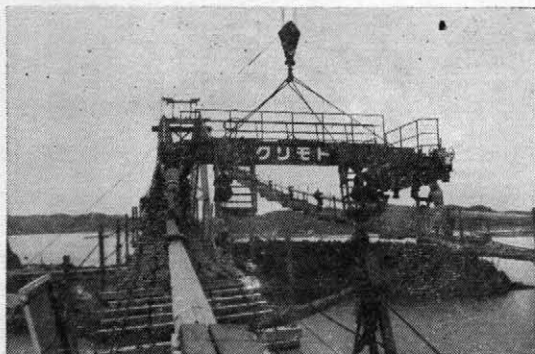
§ 5. 補剛トラス架設

吊橋の補剛桁架設については従来両側より部材を現場で結合しながらハンガーケーブルに定着して中央部で閉合せせる工法、又は起動機船を使つての大ブロック架設工法が採用されてきた。しかし、本橋では地形、海洋条件、材料の搬入条件等を考慮し、かつ、工期が冬期の2月となり海上での作業となることから、現場作業の単純化をはかり、作業安全の確保と、工期短縮による経済性

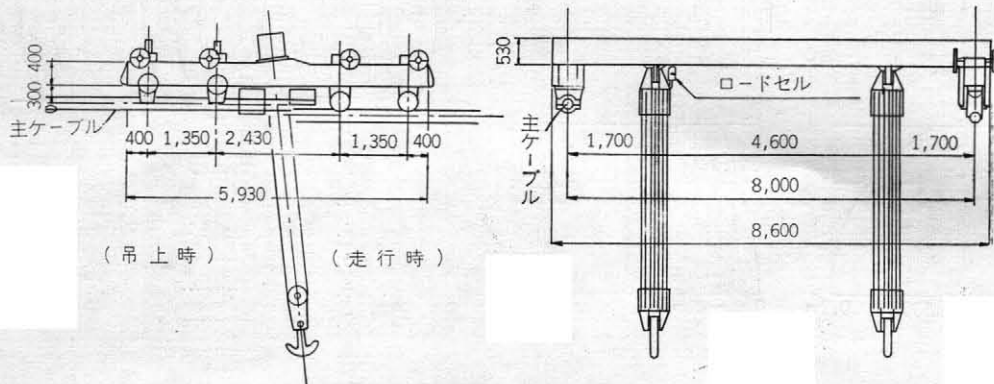
が架設工事の耐風対策上から我が国では初めての主ケーブルを吊上げ支点としたリフティングストラットによるブロック吊上工法を採用した。

1) リフティングストラット

リフティングストラット一基当り本体重量13.8t、滑車ワイヤー、受治具をあわせて21.6tであり、この主ケーブル上への据付けは起重機船を使って行った。



写真—6 リフティングストラットの据付



図—13 リフティングストラット

このリフティングストラットは吊上げ能力を一基当り80tとして設計し滑車は7車と8車を使用、捲上げワイヤーは18mm、捲上速度は40m/min及び20m/minの2通りとした。

巻ウインチは両側陸上部に6t複脚式を据付け、ブロック捲上げ時の停電を考え、電磁ブレーキを取り付けた。リフティングストラットのケーブル上の走行には別のウインチを用い、ケーブルバンドの乗越えは車輪を上げ下げして乗越す構造とした。

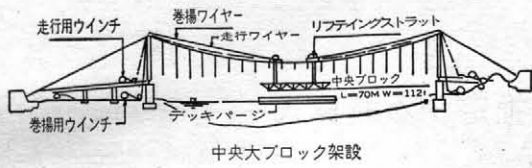
走行時のケーブル素線の保護としては主ケーブル周囲にゴム板を敷いた。また、吊上げ荷重の主ケーブル上の支点は主ケーブルにバンドで固定する構造とした。この他設計上検討した点は捲上げ装置と4点吊に対するアンバランス荷重の対処、吊上げ時に於けるケーブル折角の素線の接損防止等であった。

2) 架設順序

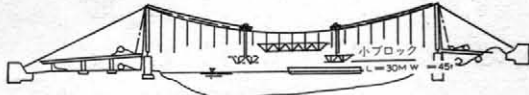
補剛トラス吊上げのブロック割決定については、逐次剛結法による吊込み時の先端ハンガーケーブル張力の安全確保、ブロック吊上げ、及び吊込み時のリフティングストラット支点部の作用力をケーブルバンド設計作用力以内とすること、海面の航路を一部開放して作業する必要があること等を考慮して、中央大ブロック長を70m(重量112t)、側ブロック長を30m(重量48t、45t、41t、各々2ブロック)とし、両橋脚寄りの一パネルは台船が直下に設置出来ないこと、橋脚のため垂直吊上げが不可能なことからためトラッククレーンによる単部材架設とした。

工場でボルトの本締をした各ブロックを4,000t及び3,500t台船で現場へ搬入し中央ブロックから吊上げを開始した。中央ブロック吊上げは2台のリフティングストラットによる4点吊とし、最短長さのハンガーケーブルが定着可能な位置まで吊上げ、中央より定着しながら降下した。

両側ブロックの架設は維和島側、野牛島側と交互に行った。なお接合には逐次剛結法を採用し側ブロックは既設ブロックと結合可能な位置まで吊上げて剛結したのち



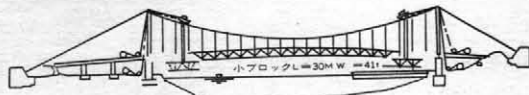
中央大ブロック架設



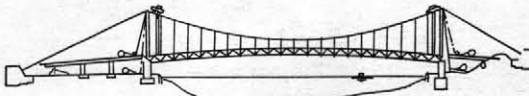
小ブロック②③架設



小ブロック④⑤架設



小ブロック⑥⑦架設



端部面代架設

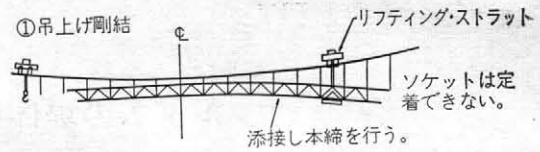
図-14 ブロック架設順序

リフティングストラットで吊り込みハンガーケーブルに取り付けた。

なお補剛トラス中央点には仮設ヒンジを設けて床版コンクリート打設後に結合した。

§ 6. あとがき

本橋は昭和50年11月開通予定であり9月現在ほぼ完成した姿を表わしている。この報文をまとめる方針としては床版コンクリート、縦桁、横桁、塔柱等の設計は一般構造力学の分野であり、これを割愛し吊橋としての特色ある部分にとどめた。ただし横荷重による横座屈及び自動振動についてはあまりにも専門的となるため除くこと



②吊込みソケット定着

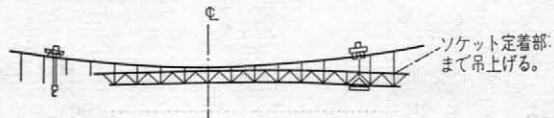


図-15 小ブロックの架設手順

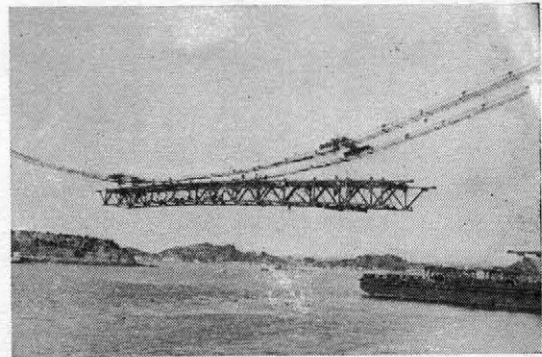


写真-7 側ブロックの結合

とした。ここに掲載した内容についてもその一部分しか紹介出来ず系統的なものと出来なかったことは残念である。

この架設工事に行った種々の測定データ、及び本州四国連絡橋公団で行われた試験等が、今後の吊橋技術の発展にいささかでも寄与することを担当者として期待しているものである。

なお最後にリフティングストラットによる架設という新しい工法を採用し、その架設設計施工管理に努力された施工者栗本鉄工及び新日本製鉄の技術者の方々に紙上をかりて感謝の意を表したい。

フィルダムの堤体積を推定する概算式

稲 葉 忠 雄* 富 山 浩 重*
河 地 宏 明* 日 置 晴 夫*

目 次

はじめに.....(90)	2. 概算式のコンクリート 重力ダムでの適用性.....(92)
1. 概算式.....(90)	3. おわりに.....(92)

はじめに

フィルダムの堤軸の位置、堤体、及び余水吐のレイアウトを行うときに、堤体積を手早く求める必要がある。従来、堤体積の概算値を求める算式として、次の2式がよく用いられて来た。

$${}^1)V=1.2 \cdot H \cdot L \dots\dots\dots(1)$$

$${}^2)V=0.56 \cdot H^{2.26} L \dots\dots\dots(2)$$

ここに V : 堤体積 (m³)
 H : 堤 高 (m)
 L : 堤 長 (m)

上記(1)、(2)式は共に、堤高と堤長のみを与えることにより堤体積が概算できる、非常に便利な算式である。

しかし両式は、堤高と堤長が同一であれば、堤頂幅員、堤体のりこう配、谷の形にかかわらず算定値が一定となるため、堤体のりこう配の変化に対する堤体積の概算値を求めるには、不都合な点が生ずる。従って私共は上述の目的のために、堤高と堤長の他に、堤頂幅員、堤体のりこう配、谷の幅、の3要素を加味した計算式の使用を考えた。もとより使用目的が、堤体積の概算値の算定にあることから追加した3要素の数値決定のために手間暇を掛けることを避けた。

従って精度は今一つであるが、レイアウト時点での目的は充分果せるものと考えている。

また、概算式はフィルダムでの適用を目的としたが、コンクリート重力式ダムでの適用性も検討した。

この式が、読者諸氏の参考になれば幸いである。

1. 概算式

概算式は、堤軸上の縦断面図と河床部の堤体標準断面図との2断面図の作成を前提として考えた。

ダムサイトの地形地質条件を単純な形に仮定して、堤

体積を規程する要素を下記の6要素とすれば、次の等式が成り立つ。

$${}^3)V = \frac{1}{2} \cdot B \cdot H \cdot (L_1 + L_2) + \frac{1}{6} \cdot (m+n) \cdot H^2 \cdot (L_1 + 2 \cdot L_2) \dots\dots\dots(3)$$

ここに V : 掘削面のコンターラインが全て平行な場合の堤体積 (m³)

B : 堤頂幅員 (m)

H : 堤 高 (m)

L_1 : 堤頂標高における掘削後の谷幅(m)

L_2 : 堤体基礎地盤標高における谷幅(m)

m : 堤体上流面の平均のりこう配

n : 堤体下流面のりこう配

堤体積 V は、図-1の諸元を用いて次のように表わされる。

① てんば幅 B に覆われる部分の体積 (V_1)

$$V_1 = \frac{1}{2} \cdot B \cdot H \cdot (L_1 + L_2)$$

② 河床部で、上、下流のり面に覆われる部分の体積 (V_2)

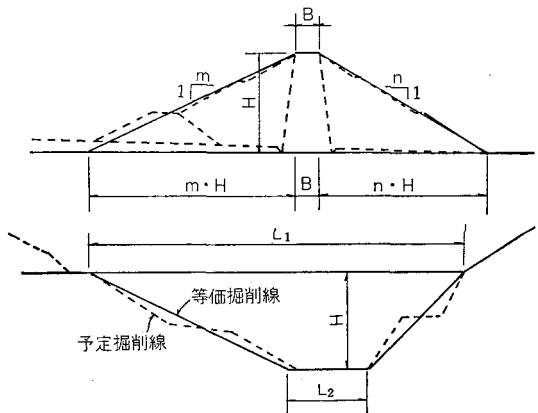


図-1 フィルタイプダム寸法等諸元

* (株) 三祐コンサルティング技術第1部 (旧水源技術部)

$$V_2 = \frac{1}{2} \cdot (m+n) \cdot H^2 \cdot L_2$$

④ 両岸部で上、下流のり面に覆われる部分の体積 (V_3)

$$V_3 = \frac{1}{6} \cdot (m+n) \cdot H^2 \cdot (L_1 - L_2)$$

$$\therefore V = V_1 + V_2 + V_3$$

$$= \frac{1}{2} \cdot B \cdot H \cdot (L_1 + L_2)$$

$$+ \frac{1}{6} \cdot (m+n) \cdot H^2 \cdot (L_1 + 2 \cdot L_2)$$

さて実際は、地形地質も複雑であり、堤体の形もそれぞれの特色に従って単純ではない。

又算式中のHに、いわゆる堤高(堤頂標高-堤体基礎地盤面標高)をそのまま用いれば、コアートレンチが深い場合は過大な数値を得ることとなる。

ここで、吾々が入手し得た設計実績から(3)式による概算値と、平均断面法による実算値とを比較したが、その結果を示せば図-2のようになる。

図に示す α は、(実算値)/(概算値)の値である。

従って、図-2から分るように、大部分が

$$\text{概算値} \times (0.7 \sim 0.9) = \text{実算値}$$

の範囲内であって、前者が後者を下まわることはほとん

どないことが言えるようである。

(3)式に、さらに多くの要素を加えれば、概算値をより実算値に近づけることが可能であることは言うにおよばないが、概算式本来の目的から逸脱することにもなりかねない。

ダム計画初期の段階では、種々の状況の下で比較検討をするのであるが、この時留意すべきことがらとして、

1. 比較は同一の精度のもとでなされること。

2. 概算数量は、かなりの近似値でしかも安全側などが大切である。(3)式はこれらの点を満足しており計画段階では非常に有効かつ便利な式であると考えられる。

なお、図-2の作成資料とした40のダムにおける α の分布、平均値、及び(1)、(2)式による結果を図-2に併記した。

(注) 図-2の資料作成にあたって、(3)式に代入する数値は、できる限り個人差が入らないように、つぎのとおりとした。

H, L: 前述のとおり

m, n: 河床部標準断面図上で、上、下流面それぞれに平均的のり線を書き入れて、そのこう配を求めた。平均的のり線を書き入れるときの原則は、この線と堤

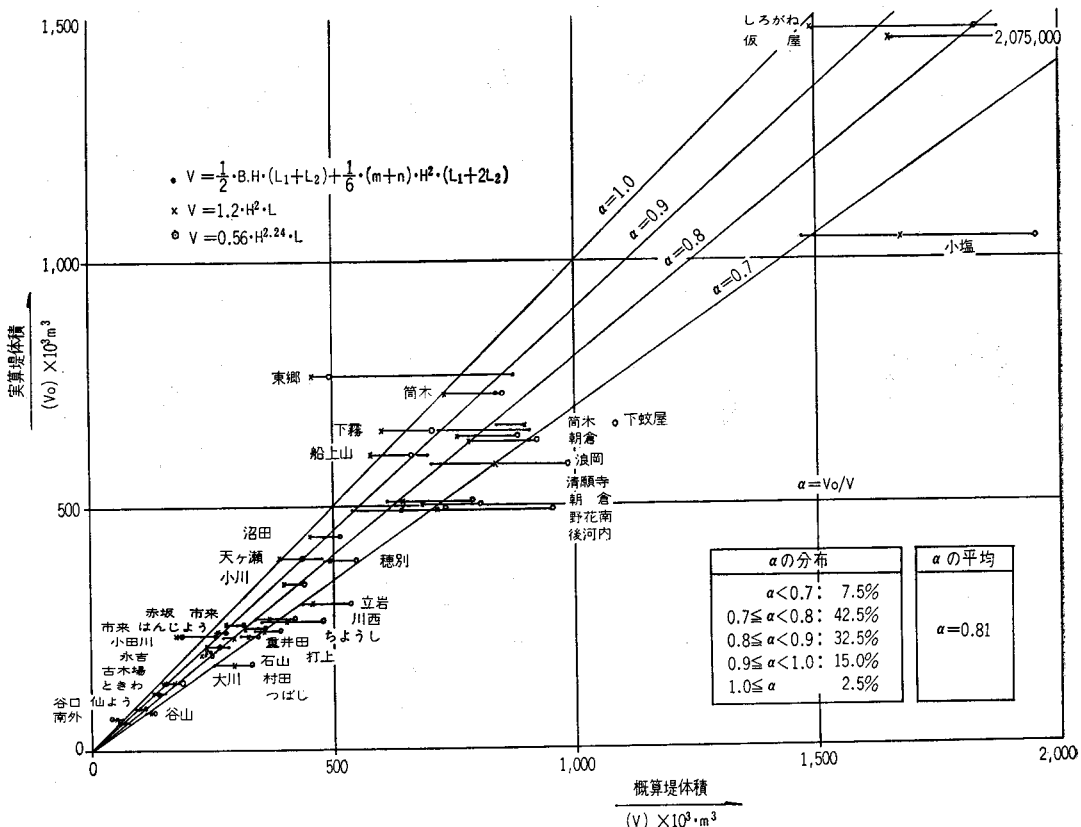


図-2 概算値と実算値の比較(フィルダム)

体の線とでかこまれる面積が、プラス、マイナスがおおよそつり合うようにするものとし、標高差によるおもみは考慮しなかった。

また、仮締切堤が本堤の一部となっている場合は、堤体積に計上した。

L_2 : L_2 は、(3)式の精度を大きく左右する因子と思われるが、 m 、 n と同様な気持で左右両岸部の掘削線を直線化し、この2線が基礎地盤標高を切る2点間距離を採用した。図-1参照。

2. 概算式のコンクリート 重力式ダムでの適用性

(3)式のコンクリート重力式ダムでの適用性を検討してみた。(3)式の適用方法はフィルダムと同じであるが、 H 、 m 、 n の数値を次のとおりとした。

H : 非越流部の堤頂幅員 (m)

m 、 n : 設計のりこう配とする。(図-3参照)

上述の適用方法にて、入取し得た設計実積から、(3)式による概算値と実算値とを比較したのが、図-4である。図に示す α は、フィルダムで述べたのと同様、(実算値)/(概算値)の値である。

図-4から分るように、大部分が

$$\text{概算値} \times (0.7 \sim 1.0) = \text{実算値}$$

となり、フィルダムの結果に類似した結果となった。従って(3)式は、フィルダムで述べた様な気持で、コンクリート重力式ダムにも適用することが可能である。なお、図-4の作成資料とした35のダムにおける α の分布、平均値を図に併記した。

3. おわりに

以上、(3)式のフィルダム、およびコンクリート重力式ダムへの適用について述べてきた。ここでコンクリートダムの中で、重力式について建造数の多いアーチ式ダムの堤体積の概算式を紹介したい。

概算式は、Dr. R. S. Varshney が、Water Power & Dam Construction の Feb 1975, Mar 1975 で報告して

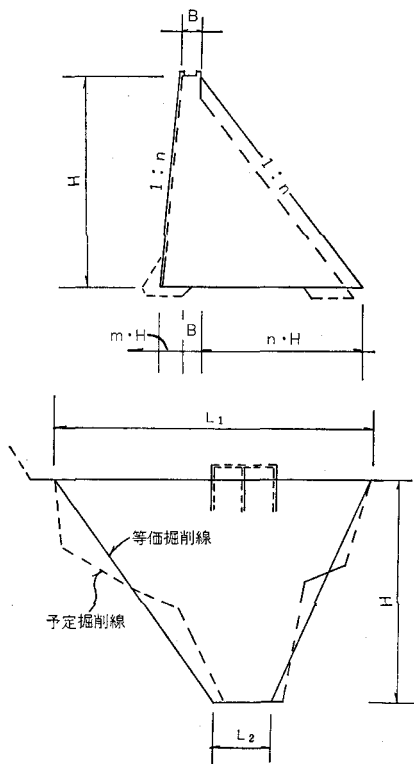


図-3 コンクリート重力式ダム寸法等諸元

いるもので、世界の100以上のダムのデータに基づき、アーチ形式、および河谷形状係数別に概算式を求めたものである。ここで河谷形状係数とは、一般的に使用されている形状係数、すなわち(堤頂長)/(堤高)とは異り、(基礎部と両岸部の周長)/(堤高)の値である。概算式は、

$$V = A \times 10^3 \times H^C \dots\dots\dots(4)$$

の一般式で表わされ、各係数および指数は、アーチ形式、および河谷形状係数により表-1のように与えられている。

詳細については報文を参照されることを勧めるが、報文の中でも河谷形状係数を重要視しているのは、言うまでもなく谷の形状が堤体積におよぼす影響が大きいことを示すもので、筆者らが概算式と言えども(3)式に基礎掘

表-1 (4)式の係数、指数一覧表

H : 堤高 (m)

アーチ形式 河谷形状係数	ドーム型			重力型			定半径型			変半径(定角)型		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
2.5	5.65	-6	4.75	5.28	-4	4.02	0.177	0	2.80	1.26	-4	4.28
3.0	3.20	-4	4.20	4.18	-1	2.78	0.368	0	2.79	5.26	-2	3.17
3.5	2.20	-3	3.87	1.62	0	2.59	0.044	0	3.41	1.62	0	2.57
4.0	1.16	-1	3.14	3.70	0	2.48	0.184	0	3.14	8.35	0	2.36

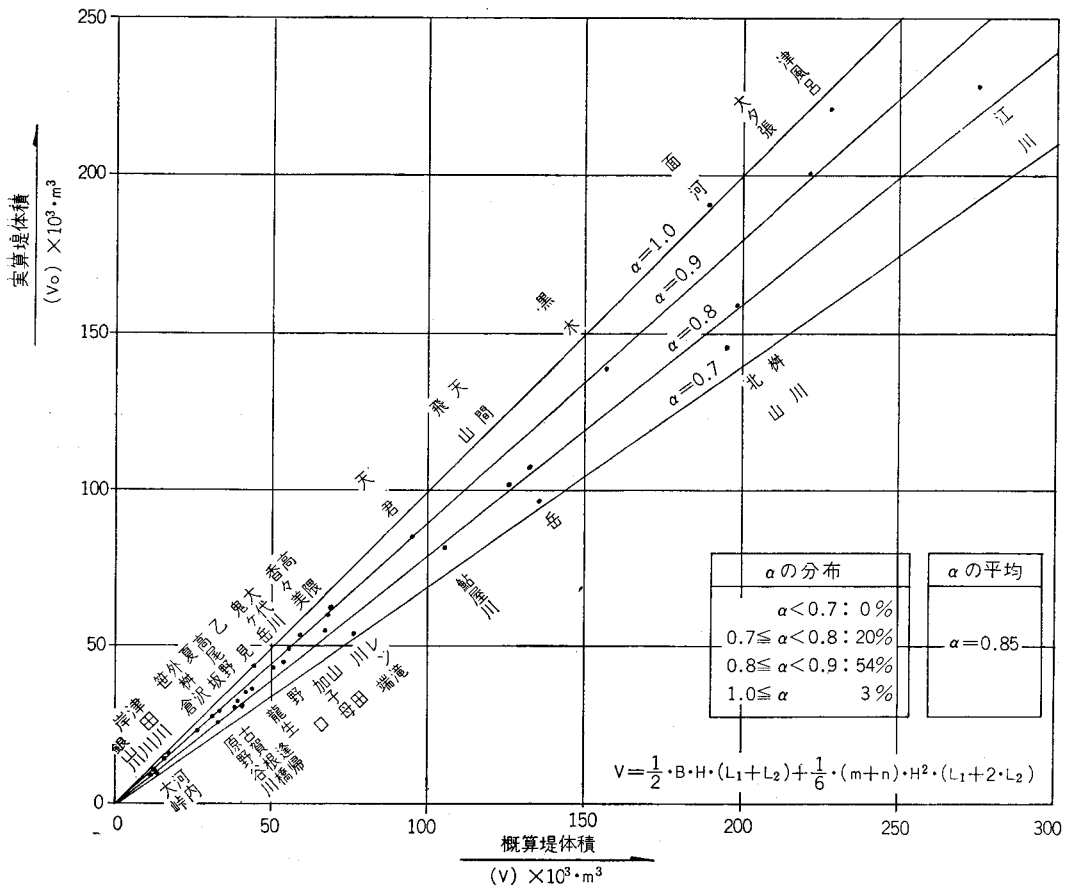


図-4 概算値と実算値の比較 (コンクリート重力式ダム)

断面の谷幅を考えたのと同意義である。ただ、(3)式により求めた数に $\alpha = 0.7 \sim 1.0$ という幅があり、今後(3)式を使用しながらも簡易な方法で、より実算値に近づく方法を見出したいと考えている。

読者諸氏の御批判、御協力により、その方法を見出すことができれば望外の喜びである。

参考文献

1) 農林省農地局, 土地改良設計基準, 第2部計画第1

編カンガイ第2章, P19, 又は, 農業土木学会, 農業土木ハンドブック, P469

2) 農林省農地局, 土地改良設計基準, 第3部設計第1編フィルダム第3章, P99, 又は, 高瀬国雄著, アースダムの安全性に関する統計的研究, P136

3) 社内報, 稲葉忠雄, フィルダム体積を推定する概算式, 昭和48年10月

軟弱地盤における CCP 工法の施工例について

齋藤 哲哉* 杉下 伸二**
渡辺 博之*** 川口 宏示****

目 次

1. まえがき.....(94)	6. CCP工法施工計画.....(96)
2. 地盤概要.....(95)	7. 水質及びPH試験.....(98)
3. 軟弱地盤対策工法.....(95)	8. セメント固結を阻害するフミン酸.....(99)
4. 押え盛土工法.....(96)	9. セメント使用量.....(101)
5. CCP工法.....(96)	10. あとがき.....(101)

1. まえがき

千葉県北東部佐原市香西地区の農林漁業用揮発油税財源身替農道整備事業（以下「農免農道」という）は総延長1,432m、幅員6mの砂利道の新設農道工事である。昭和46年度から着工したが、谷津田を横断する区間ℓ=68mは腐植土でN値が地下30mにも及ぶ非常な軟弱地盤であるために着手できなかった。ボーリングの土質試験データと類似地区の数値を参考に土質常数を定めて計算し、軟弱地盤対策工法を検討した。その結果押え盛土工法と施工する際に敷そだ工法を併用すれば安全率も大きくなり局部破壊が防止できるということであった。昭和48年度に敷そだ工法を採用し、図-1のように押え盛土工法が採用できるだろうという予測で軟弱地盤上に浮かせるような型にした。盛土の両側幅員6mづつ押え盛土用地として事業主体と地主の間で用地買収の交渉をしたが、地主は「将来も水田として耕作すると」言って同意を得られなかった。

翌年になって盛土した北側の水田約20アールが30cmも隆起し、耕作不能となったので、その地主と事業主体とが水田を売らなければならぬと押え盛土として土を置かせてもらい畑として耕作してはどうかということで約1年間用地交渉を続行した。一方その水田は80cmも隆起し、また盛土は旧水田面と同じ高さまで図-2のように沈下した。

用地交渉は行詰り昭和49年度には農免農道の完了年度であるので、完了させなければならぬところまで追詰められてしまった。そこで軟弱地盤対策工法として新工法のCCP工法を検討することになったのである。

CCP工法の利点としては

- (a) 農作物に薬害を及ぼさない。
- (b) 現地盤を乱さないで施工できる。
- (c) 降雨時にも施工できるので工期が短縮できる。

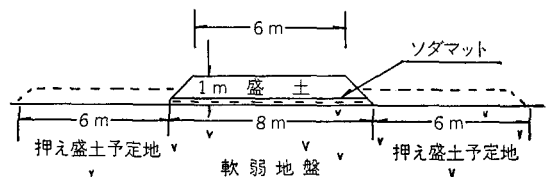
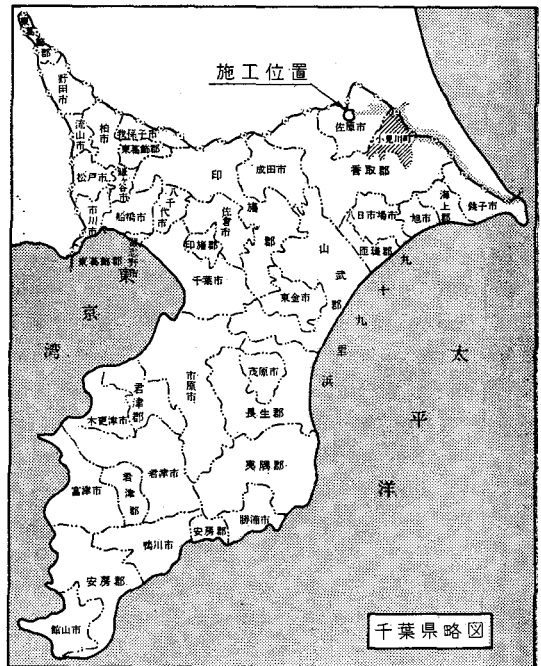


図-1 盛土断面

* 千葉県土地改良事務所技術課

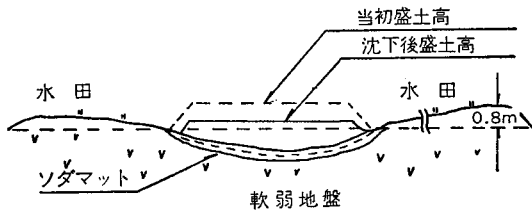


図-2 盛土沈下状況

2. 地盤概要

CCP工法を施工するために再度地質調査をした。その結果は図-3のとおりである。以下各層について地盤概要を述べる。

盛土層

本層は盛土層であるため自然堆積の地盤と比較すると一様性に欠けておりN値からの耐力的な性状は把握できなく強度は不安定である。

腐植土層、粘土質シルト層

腐植土層中には草根、木片等が混入しており、所々では砂をレンズ状に挟んでいる。粘土質中には腐植物、砂が混入しており、No.3孔地点の下方には貝殻片等が混じっている。この両層の耐力性状は、ほとんどN値が0でコンシステンシーも「極軟」を示し耐力的に非常に弱い軟弱層である。未圧密土層で地下水位の低下に伴って圧密沈下は大きなものと想定される。このため構造物の支持層としての機能はなく、むしろ杭基礎とした時にお

けるネガティブリクシヨンの弊害が考えられる土層である。

砂質土層

青灰系統の細砂層を主とする土層であり、粒径もほぼ均一である。層中全体に雲母等が混入しておりNo.3孔地点は上方部に貝殻片等が混入している。耐力性状は実測N値が1.9~100でバラツキが大きく相対密度も「極軟~極密」と極端に場所により異なり一様に締っている部分は見られず構造物の支持層としては信頼のできない土層である。以上のように当地は非常に耐力的に弱い軟弱層が深く堆積しており、構造物の支持地盤として考えるならば適確な地盤は見当らない。

3. 軟弱地盤対策工法

軟弱地盤の対策工法を挙げると次のとおりである。

(1) 押し盛土工法

盛土のスベリが予想されるとき、その側方に盛土をしてスベリに対する抵抗を増大させるものである。

(2) 敷ソダ工法

地盤上にソダ等を敷いて盛土を施工し、地盤にかかる荷重の均等化をはかるものである。最近では合成樹脂性のシートを採用している例も少くないようである。

(3) 置換工法

軟弱層の全部あるいは一部を掘削除去し、良質の土と置きかえるものである。

(4) プレローディング工法

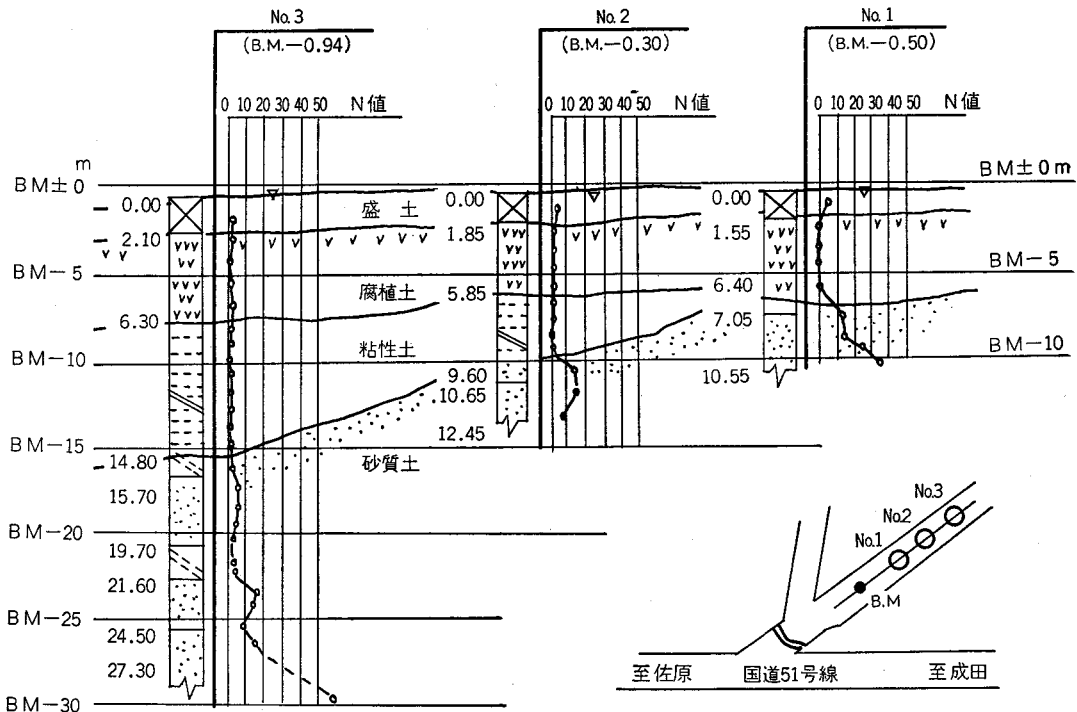


図-3 地盤概要

計画より高い盛土を施工して圧密沈下を促進し、その余盛分の土を削りとして所定の高さに仕上げる。

(5) サンドドレーン工法

軟弱層中に砂柱を作り間隙水を排除し圧密沈下を促進するものである。

(6) サンドコンパクションパイル工法

地盤中に砂柱を衝撃あるいは振動により圧入し砂杭を造成する。サンドドレーンにくらべて砂杭の直径も大きく、ピッチも小さい。

(7) 生石灰パイル工法

サンドドレーンの砂柱のかわりに生石灰パイルを地盤中に造成するもので軟弱層中の水分と生石灰が反応して発熱し、脱水による圧密とともに生石灰が膨張するときの圧力によっても地盤の圧密を促進する工法である。

4. 押え盛土工法

安定計算結果が示すように押え盛土工法が最善の方法と考えられる。この方法で施工する際、敷そだ工法を併用すれば局部破壊が防止できる。すなわち盛土は一体となるので安全率も大きくなる。押え盛土断面の計算結果を図一4に示した。最小安全率は1,356でほぼ満足する結果である。

以上のことを参考に敷そだ工法を併用して押え盛土工法を採用する型にして施工した。しかし用地問題で押え

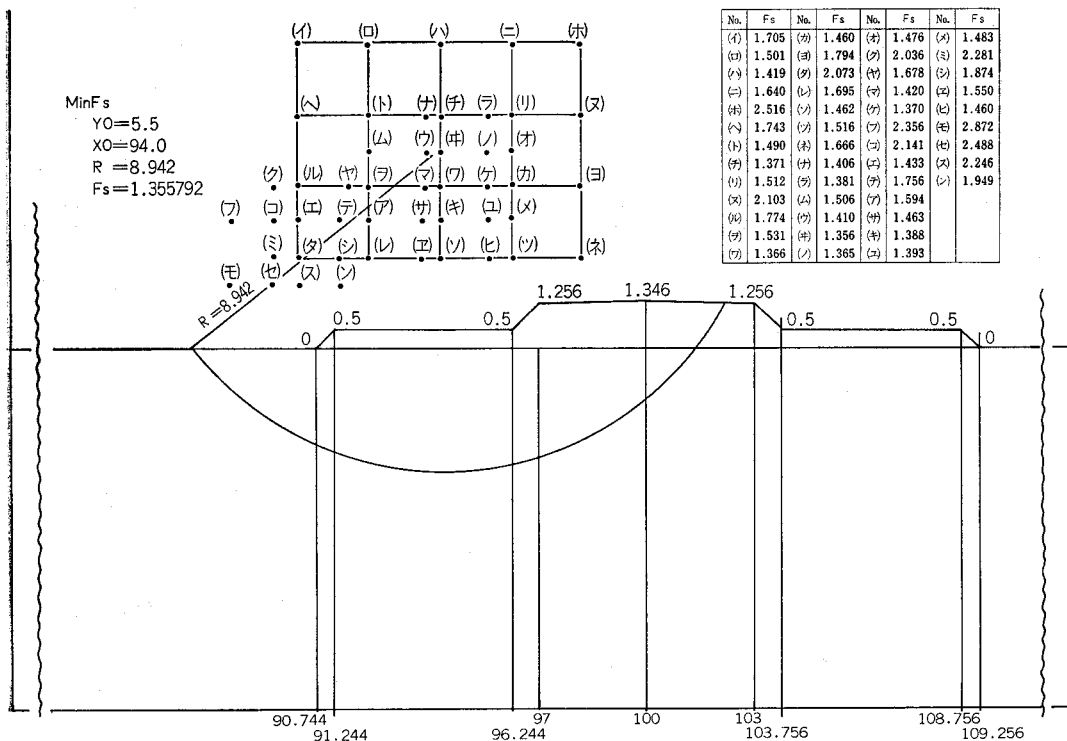
盛土用地の交渉に努力したが、同意を得られなかった。軟弱地盤であるため盛土が沈下し、北側の水田は80cmも隆起した。そこで圧密沈下を抑制し、工期の短縮、将来計画の舗装、薬害の有無等を考慮して新工法であるCCP工法を採用することを検討した。

5. CCP工法

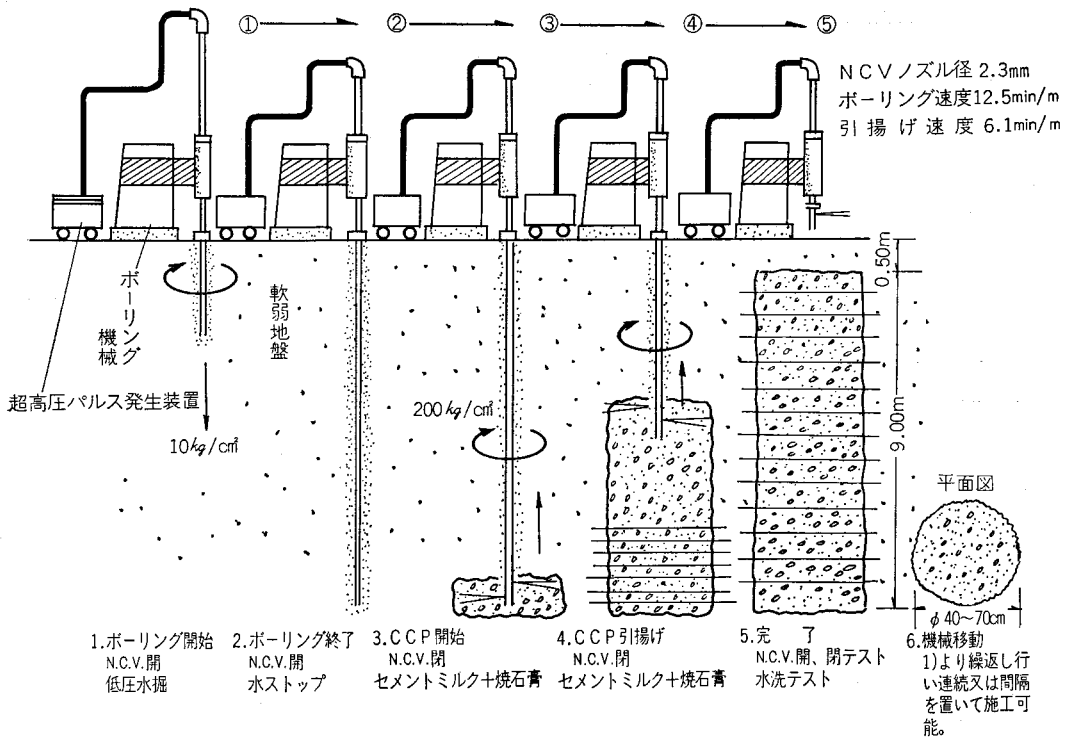
CCP (ケミカル・チャージング、パイル) 工法はまず地中に直径4.5cmの鉄パイプ(ロッド)をボーリングマシンでロッド先端ノズル(圧力差により自動開閉できるノズルのある特殊バルブNCV, PAT)から10kg/cm²の水圧でロッドを回転させながら所定の深さまで穴をあける。次にセメントミルク(水とセメント1:1)を200kg/cm²の超高压で瞬間的に地盤の中に吹き込む。ロッドを回転させながら抜くのである。こうすることによって地盤とセメントミルクは完全に混じり合って地中に直径40~70cmの柱状の固結体ができる。CCP工法では超高压ポンプで地盤を切断攪拌をするわけである。

6. CCP工法施工計画

本工事計画は軟弱地盤上に盛土建設に当って圧密沈下、スベリ等が予測される事から、CCP工法による地中支持杭の杭打込みにより道路荷重を支持し、圧密沈下を防止するものである。さらにCCP杭上を鉄筋で結び



図一4 円形スベリ面による安定解析



図一五 CCP工法

ネットを布設し作用荷重分布の均一化をはかり効果の増進をはかる。

- (イ) CCP 杭を平均 9m 施工する。
- (ロ) (イ)の施工後穴の中心に φ 32m/m 鉄筋 2 m (上部 10cm 程度を露出させる) を挿入する。
- (ハ) 鉄筋頂部を φ 16m/m を鉄筋で網状に溶接々合する。
- (ニ) (ハ)終了後マットを布設する。
- (ホ) 以上の作業及び CCP 養生確認後盛土して工事完成とする。

安定計算

本地区の計算においては各数値を安全側にとり単純な支持力計算とした。

- (a) CCP 頂部に作用する荷重の算定

設計条件

盛土高: $H = 1.4 \text{ m}$

盛土単位荷重: $r = 1.8 \text{ t/m}^3$

盛土荷重 $P_1 = 1.8 \times 1.4 = 2.52 \text{ t/m}^2$ ①

上載荷重

T-14 t 自動車荷重を考慮 G L-1.4 m における地中応力は

$$P_2 = \frac{2P}{(0.2 + 2H \tan \theta)(b + 0.5 + 2H \tan \theta)}$$

T-14 より $P = 14 \times 0.4 = 5.6 \text{ t}$

$\theta = 30^\circ$ $b = 1.75 \text{ m}$

$$P_2 =$$

$$\frac{2 \times 5.6}{(0.2 + 2 \times 1.4 \times 0.577)(1.75 + 0.5 + 2 \times 1.4 \times 0.577)} = 1.59 \text{ t/m}^2 \text{②}$$

よって安全率 $F_s = 1.5$ として

$$(\text{①}, \text{②}) \times F_s = (2.52 + 1.59) \times 1.5 = 6.16 \text{ t/m}^2$$

を設計荷重とした。

- (b) CCP 杭の支持力算定

- (イ) CCP 部材の支持力算定

CCP 期待値として注入径 60cm 設計径 50cm

許容圧縮強度 $\sigma_{ca} = 15 \text{ kg/cm}^2$ を設計条件とする。

$$\text{CCP 1 本当り断面積は } A = \frac{\pi}{4} D^2$$

$$= \frac{3.14}{4} \times (0.5)^2 = 0.196 \text{ m}^2$$

$\sigma_{ca} = 15 \text{ kg/cm}^2 = 150 \text{ t/m}^2$ から 1 本当り支持力は

$$150 \times 0.196 = 29.4 \text{ t}$$

- (ロ) 地盤支持とすれば

Meyerhof の式より

$$R_a = \frac{1}{3} (40N \cdot A_p) \text{ (マサツは無視)}$$

$$N \geq 10 \quad A_p = 0.196 \text{ m}^2 \text{ から}$$

$$R_a = \frac{1}{3} \times 40 \times 10 \times 0.96 = 26.1 \text{ t}$$

$N \leq 10$ の検討

中間マサツ抵抗の支持とすれば

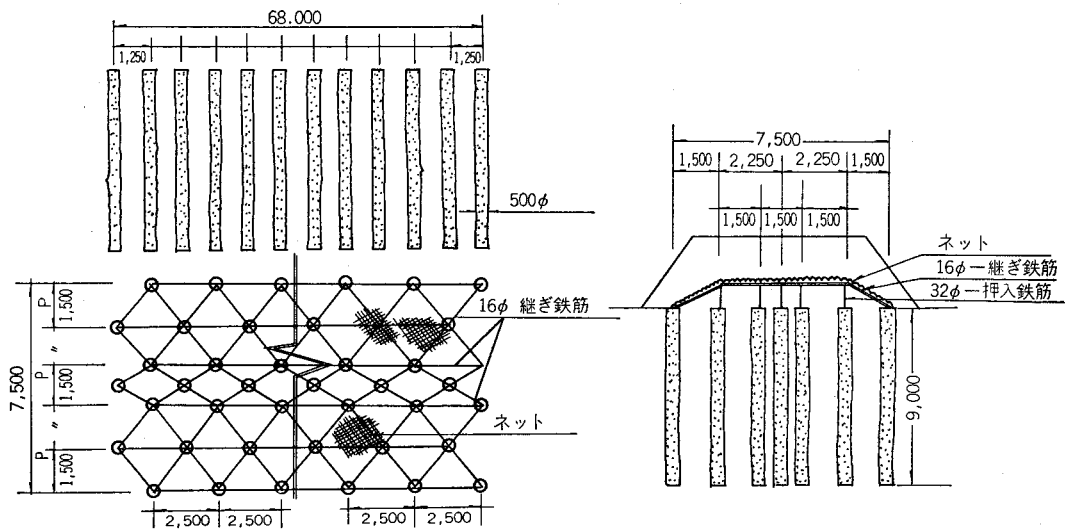


図-6 施工計画

CCP杭と地盤とのマサツ抵抗を

$\tau = 0.6 \text{ kg/cm}^2 = 6 \text{ t/m}^2$ とし、平均 1 本当り長 9 m とすると抵抗力は、 $R = 1/3 \times 3, 14 \times 0.5 \times 6 \times 9 = 28.3 \text{ t}$ よって $N \geq 10$ の条件が不充分の場合でも 26 t の地盤支持力があると判断した。以上(i), (ii) より CCP 1 本当り設計支持力として 26 t を決定した。

(c) 施工ピッチの算定

$$(a)(b) \text{ より } \frac{26}{6.16} = 4.22 \approx 4 \text{ m}^2$$

即ち 4 m² 当り 1 本の CCP 施工を必要とした。

- (i) 地盤中におけるスベリ活動に抵抗し得るように横断方向施工ピッチを配慮する。
- (ii) 継ぎ鉄筋及び上部ネット布設施工上チドリ施工とするなど配慮して図-6 のような施工位置を決定した。

施工本数

延長方向 68m 施工ピッチ 2.5m
 $68 \div 2.5 = 27$ 列 1 列 7 本から
 $27 \times 7 = 189$ 本
 1 本当り平均ボーリング 9.5m
 CCP 施工 9m より総ボーリング延長
 $9.5 \text{ m} \times 189 \text{ 本} = 1795.5 \text{ m}$
 CCP 延長 $9 \text{ m} \times 189 \text{ 本} = 1701 \text{ m}$

注入量の算定

間隙率 $n = 0.6$ 注入径 $D = 0.6 \text{ m}$
 充填率 $\alpha = 0.9$

$$V = \frac{\pi}{4} D^2 \times \frac{3.14}{4} \times (0.6)^2 = 0.283$$

ロス率 $\beta = 0.2$ 1 m 当り注入量 $q = V \times n \times \alpha$

$$= (1 + \beta) \times 1,000 \ell$$

$$q = 0.283 \times 0.6 \times 0.9 \times (1 + 0.2) \times 1000 = 183 \ell$$

$$1 \text{ 本当り } 183 \ell \times 9 \text{ m} = 1650 \ell$$

$$\text{注入総量 } Q = 1650 \ell \times 189 \text{ 本}$$

$$= 311,850 \ell = 312 \text{ m}^3$$

施工時間の算定

最大噴射圧 200 kg/cm²

毎分吐出量 30 ℓ/min

1 m 当り CCP 施工時間は

$$183 \ell \div 30 \ell/\text{min} = 6.1 \text{ min}$$

よって 1 本当り施工時間は

ボーリング時間

$$12.5 \text{ min/m} \times 9.5 \text{ m} = 119 \text{ min}$$

CCP 施工時間

$$6.1 \text{ min/m} \times 9 \text{ m} = 55 \text{ min}$$

その他時間 (段取換, テスト噴射等) 40 min

計 214 min

1 日実働時間 8 時間 施工時間 7 時間で

$$1 \text{ 日当り施工本数は } \frac{7 \times 60}{214} = 2 \text{ 本/日}$$

$$189 \text{ 本} \div 2 \text{ 本/日} = 94.5 \text{ 日}$$

機械を 2 セット使用して $94.5 \div 2 \approx 47 \text{ 日}$

7. 水質及び PH 試験

水質試験

本地区内を流れている河川は上流部に汚濁源があるため、CCP 工法に使用できるかどうか地区内河川より採水し、蒸留水と現場水を J I S · R5201 方法により凝結安定性およびモルタルの強さ試験を実施したところ表-1 のとおりである。

表-1 凝結および安定性試験

項目	標準水			No. 1			No. 2		
	水量 (%)	始発 (h-m)	終結 (h-m)	水量 (%)	始発 (h-m)	終結 (h-m)	水量 (%)	発始 (h-m)	終結 (h-m)
凝結	28.3	2-22	3-58	28.3	2-21	3-51	28.4	2-27	4-04
安定性				良			良		
判定				合格			合格		

表-2 強さ試験

項目	標準水						No. 1						No. 2						
	曲げ強さ (kg/cm ²)			圧縮強さ (kg/cm ²)			曲げ強さ (kg/cm ²)			圧縮強さ (kg/cm ²)			曲げ強さ (kg/cm ²)			圧縮強さ (kg/cm ²)			
強さ試験値	3日	7日	28日	3日	7日	8日	3日	7日	28日	3日	7日	28日	3日	7日	28日	3日	7日	28日	
		29.6	46.7		134 130	246 247		30.4	48.7		137 133	244 240		28.0	46.1		131 130	238 236	
		30.1	50.2		137 136	245 245		31.6	49.3		137 134	246 244		27.1	46.9		128 129	237 234	
		30.1	51.0		133 131	244 245		28.0	48.1		136 129	242 238		28.1	47.1		129 129	239 236	
平均値	29.9	49.3		134	245		30.0	48.7		134	242		27.7	46.7		129	237		
強さ比(%)	100	100		100	100		100	99		100	99		93	95		96	97		
判定							合格	合格		合格	合格		合格	合格		合格	合格		

表-3 pH 試験

項目	使用水	No. 1	No. 2
pH 値		7.63	7.14
判定		合格	合格

凝結、安定性、PH、強さ（3日、7日）試験はすべて合格である。試験結果よりセメント硬化に対する影響は少ないものと判断し現場水を使用した。

土壌PH試験

周辺農地への影響を考慮し地区現場内の水田よりグラフのように試料土を採取し施工前、施工後のPH値を測定した。試験方法は蒸留水法とK₁法の2種類をやり施工前、施工後の変化を調査したものとグラフより判断すれば水稻生成に障害をきたすほどの変化はみられず影響はないと思われる。

8. セメント固結を阻害するフミン酸

本工事着手前に軟弱地盤の水田のPH及びCCPに使用する河川の水質検査をし異状ないので着手した。昭和50年1月下旬に沈下した盛土を取除きCCPを写真-1の様、施工した。CCPを数本打込んで地中の固結状況を確認するため掘削したところ固結していなかった。さっそく軟弱地盤の土壌を採取し原因を究明した結果は表-

4のとおりである。このフミン酸は土壌または低石炭化度の石炭質中に存するアルカリに可溶、酸に不溶の褐色～黒色の無定形性有機質フムスと共に土壌中の有機質および石炭質の大部分を形成している。土壌学では主として腐植酸と称されている。

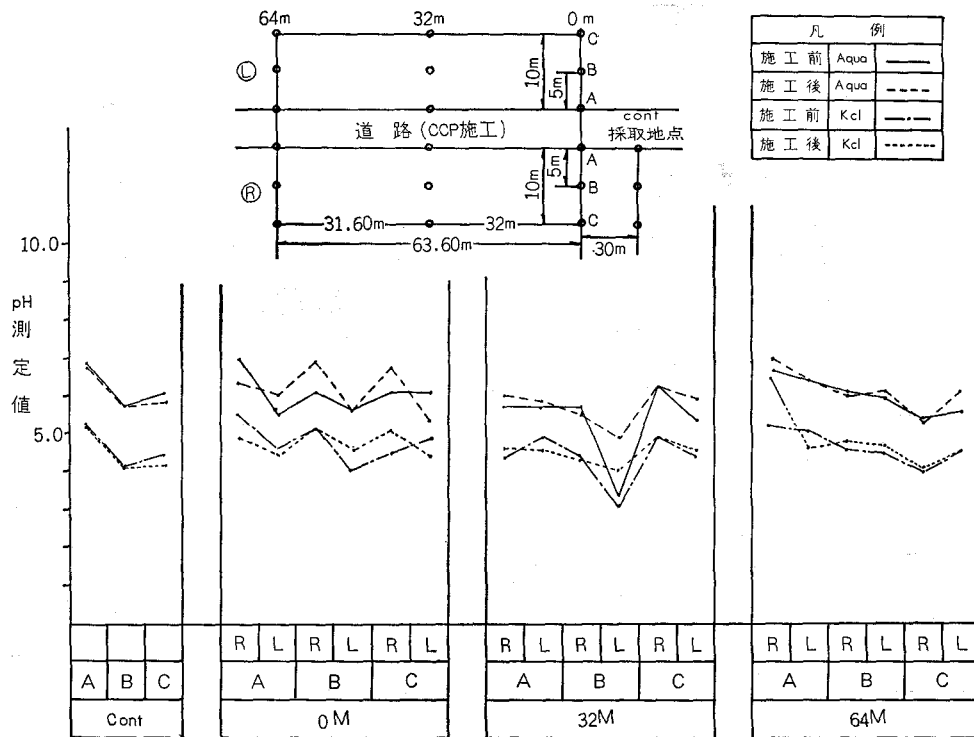
表-4 土壌試料の組成

試料名	色相	水分 (%)	Ig-loss (%)	フミン酸 (%)	pH
香西地区腐植土	暗茶褐	45.9	10.6	0.90	7.35

フミン酸の特性はその色であって、腐植化の進行に伴い赤褐色→暗褐色→黒褐色→黒色と、順次黒色調を増大する。この黒色調増大に比例してフミン酸の諸性質は規則的に変化する。この物質が発現不足の原因と考えられる。ここでは施工面のみを考慮して試料土とセメントミルクを混合して圧縮強度試験を実施し、表-5のデータを得た。第1～2回テストは試料土とセメントミルクを地上において練り混ぜてテストピースを作成したものである。

第1回テスト

盛土材料を軟弱地盤中の腐植土とセメント硬化に対する比較であるが σ_{14} における強さ比は腐植土の7.5倍をしめしている。この結果より類堆すれば本地区の腐植土



土質 pH 測定グラフ

表-5 圧縮強度試験

	σ_7 (kg/cm ²)				σ_{14} (kg/cm ²)				σ_{28} (kg/cm ²)				備	考
	1	2	3	平均	1	2	3	平均	1	2	3	平均		
A-1	3.8	3.8	2.5	3.4	5.1	5.1	3.8	4.7					テストピース セメントミルク+腐植土	第1回 Test
A-2	33.1	33.1	31.8	32.7	35.7	36.9	33.1	35.2					テストピース セメントミルク+盛土(山砂)	
A-3	12.7	17.8	15.3	15.3	17.8	17.8	19.1	18.2					テストピース セメントミルク+腐植土+焼石膏(5%)	
A-4	26.8	31.8	29.3	29.3	33.1	34.1	44.4	33.5					テストピース 採用値 セメントミルク+腐植土+焼石膏(8%)	第2回 Test
B-1	19.1	21.6	17.8	19.5					26.8	24.2	29.3	26.8	コア抜取 セメントミルク+腐植土+焼石膏(5%)	
B-2	25.5	29.3	30.6	28.5					44.6	39.5	43.3	42.5	コア抜取 採用値 セメントミルク+腐植土+焼石膏(8%)	第3回 Test
B-3	29.3	33.1	31.8	31.4					48.4	49.7	49.0	49.0	コア抜取 セメントミルク+腐植土+焼石膏(10%)	

中にはセメントの硬化を阻害する物質が存在しているものと思われる。

第2回テスト

腐植土対策としてセメントミルク中に焼石膏を少量混入することによりかなりの強度が得られた。

第3回テスト

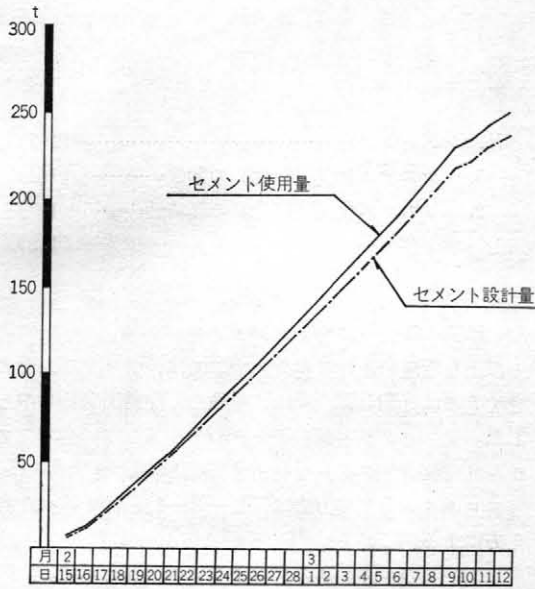
第1～2回テストの結果をもとに第3回テストを実施

した。これは実際に軟弱地盤中にCCP杭を試験打ちし養生後にコアを採取して、その結果を調査した。

圧縮強度は焼石膏(1/2 H₂O CaSO₄) 5% < 8% < 10% となるが、設計値と経済的面を考慮し焼石膏を8%混入し施工した。重量配合比は水1:セメント1:焼石膏0.08である。

9. セメント使用量

本工事におけるセメント使用量は250.72tで設計値は237tである。この差13.72は種々の要因がある。しかしこの設計値は土質を一律なものと仮定して計算したものであり土質は仮定よりも軟弱であるものと推定される。



セメント使用量グラフ

10. あとがき

(a) CCP杭は現地盤を乱さず一体化したもので造成されること、又一部地盤中の間隙を浸透し固結するなど周辺マサツ抵抗が充分期待でき必ずしも支持層に到達させる必要はない。

(b) 道路供用開始状況にしては自動車通過時に振動をCCP施工部では全く感じないが両端部では感じる。



写真—1 CCP杭



写真—2 継ぎ鉄筋とCCP杭

(c) 両端部では既に圧密沈下が始まっているがCCP施工部では盛土部分がCCP杭に支持され圧密沈下の傾向は見られない。

参考文献

- 1) 多田宏行 共著 道路工事ポケットブック
矢部正宏 山海堂
- 2) 化学大辞典編集委員会編
“化学大辞典” 共立出版
- 3) セメント技術年数 昭和40年度版

DEMOS-Eによる工事費積算システムについて(その4)

黒川 義孝* 小沢 勇**

目 次

4. システムの細部設計	IV. システムの評価..... (102)
4) チェックシステムの設計 (ここまで前号掲載済み)	1. システム化(電算化)の効果..... (102)
5) プログラム設計..... (102)	2. システム化(電算化)の経済性..... (107)
	む す び..... (108)

5) プログラム設計

プログラムの作成にあたって、注意した事項は次の通りである。

- ・プログラムの作成が容易なこと。
- ・プログラムのメンテナンスが容易であること。
- ・プログラムが分割出来、共同作業が容易であること。
- ・プログラムのテストが簡単に出来ること。
- ・ハードウェア上の制約を満足すること。
- ・桁落ち対策、オーバーフロー対策、4捨5入方法等

に関するプログラミングテクニック

以上を考慮の上、このシステムでは、プログラムを大きく5本に分割し、夫々は、単独でも作動出来るものとした。又プログラム間のデータのやりとりは、全てファイル(磁気ディスク)を利用することにした。

プログラム分割の方法は、Ⅲ-3-3)①で述べた考え方による。

以下、このシステムのプログラムの概要を示す。

表-31 基礎データを作成するプログラム(TNK000)

プログラム名	処 理 名 称	処 理 概 要
TNK 000	主プログラム ・副プロ新規作成処理 ・副プロ追加処理 ・副プロ修正処理 ・副プロ削除処理 ・副プロ単価シフト処理 ・副プロ印刷処理	<ul style="list-style-type: none"> ・処理内容により副プログラムへ分枝させる処理 （施工単価条件表インデックス, 施工単価条件表ファイル, 機械損料ファイル 資材名称ファイル, 資材・労務単価ファイルの新規作成処理と追加処理 施工単価条件表インデックス, 施工単価条件表ファイル, 機械損料ファイル, 資材・労務単価名称ファイル, 資材・労務単価ファイルの内容修正処理 施工単価条件表インデックス, 施工単価条件表ファイル, 機械損料ファイル, 資材・労務単価ファイル, 資材・労務単価ファイルのコード及び内容の削除処理 資材・労務単価ファイル(労務単価, 資材単価)の単価位置の移動処理 資材単価表, 労務単価表の印刷処理

IV. システムの評価

システムについては、その分析・設計・実行・メンテナンスの各作業段階で多種多様な評価が繰り返行なわれなければならないが、ここではこれから積算の電算化を推進しようとする人にとって、関心が深いと思われる「システム化の効果、経済性」ということについて述べ

る。

1. システム化(電算化)の効果

積算の電算化により、次の様な効果が期待出来る。

- ① 省力化
I-2-2) 参照
- ② 質の向上
 - ・省力化による余裕時間の活用(高度化)
 - ・比較設計, 変更設計の便(迅速化)
 - ・個人差の除去(単純化)

* 東海農政局名古屋施工調査事務所

** " " "

表—32 積算入力データチェックプログラム (TNK 010)

プログラム名	処 理 名 称	処 理 概 要
TNK 010	主プログラム	全体データの読み込みチェックと各種データの読み込み処理、及び副プログラムのコントロール処理
	・副プロ数量チェック	特別単価(B), 明細(B)データの数量記入もれチェック処理
	・副プロZ値チェック	共通単価, 特別単価(B), 明細(B)データの入力条件の範囲のチェック処理
	・副プロエラー表示	上記のチェック処理の中でエラーの表示のあるものは、この副プログラムでエラー表示を行う処理

表—33 積算入力データ付加作業 (TNK 011)

プログラム名	処 理 名 称	処 理 概 要
TNK 011	主プログラム	全体データの読み込みと初期値及び標準値の設定処理、各副プログラムのコントロール処理
	・副プロ入力データ仕別	特別単価(A), 明細(A)データの付加済ファイルの位置決めとデータの出力処理
	・副プロ入力データのソート	共通, 特別単価(B), 明細(B)データの共通領域への格納処理及び標準値のデータ付加
	・副プロ入力データの付加	特別単価(B), 明細(B), 共通単価データのソート処理 ソート済データのデータ付加処理 付加済データの出力処理

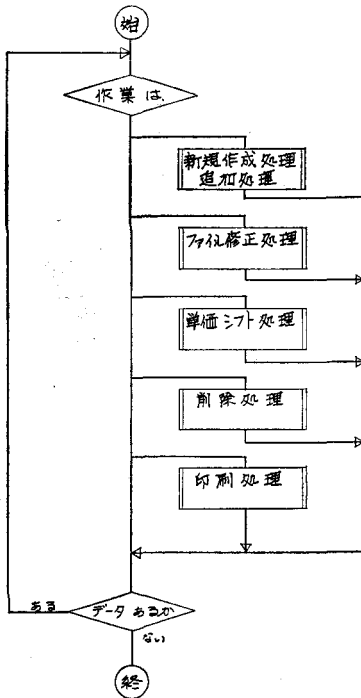
表—34 施工単価, 明細各種経費等の計算するプログラム (TNK 020)

プログラム名	処 理 名 称	処 理 概 要
TNK 020	主プログラム	<ul style="list-style-type: none"> 全体データのよみ込み, 標準値の設定, 入出力位置の決定処理及び各副プログラムのコントロール処理 内部計算 (単価×数量=金額) 処理 特別単価のデータ等退避と入力処理, 一覧表単価, 内訳表の出力処理 施工単価のデータ退避と入力処理単価一覧表の出力処理 各種経費の計算及び出力処理
	・副プロ施工コード判別	<ul style="list-style-type: none"> 施工単価処理を大きくグループにまとめた副プログラム処理を分枝する。
	・副プロ運転経費	<ul style="list-style-type: none"> 施工単価の運転経費関係のZ記入条件修正を行う処理
	・ // 機械土工	// 機械土工関係 //
	・ // 人力土工	// 人力土工関係 //
	・ // コンクリート工	// コンクリート工関係 //
	・ // 石・ブロック工	// 石ブロック工関係 //
	・ // 管フレューム工	// 管フレューム工関係 //
	・ // 柵工	// 柵工関係 //
	・ // 道路工	// 道路工関係 //
	・ // 河川工	// 河川工関係 //
	・ // 農地造成工	// 農地造成工関係 //
	・ // 仮設工	// 仮設工関係 //
	・ // 仮設電気工	// 仮設電気工関係 //
	・ // 運搬工	// 運搬工関係 //
	・ // 植生工	// 植生工関係 //
	・ // 雑工	// 雑工関係 //
	・ // 基礎工	// 基礎工関係 //
	・ // 補正	運転日数, 運転時間等の変更により砂掛り, 燃料, 損料等の補正を行う処理

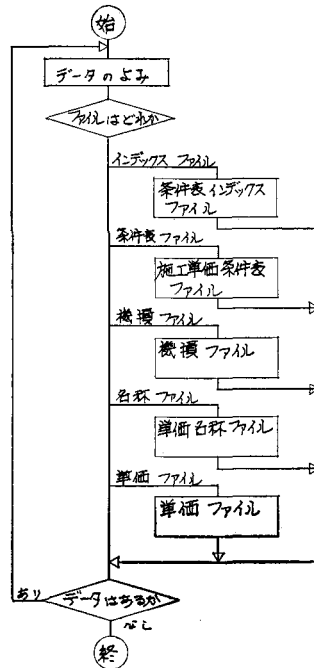
表-35 設計書を出力するプログラム (TNK 030)

プログラム名	処理名称	処理概要
TNK 030	主プログラム ・副プロ設計書鏡 ・ 〃 官給品一覧表 ・ 〃 工事総括表 ・ 〃 直接工事費 ・ 〃 工事明細書 ・ 〃 共通仮設費 ・ 〃 主要既成品 ・ 〃 単価一覧表 ・ 〃 特別単価内訳 ・ 〃 共通仮設 ・ 〃 機械損料 ・ 〃 材料集計 ・ 〃 労務集計 ・ 〃 改ページ ・ 〃 文字変更	・各プログラムのコントロールをする。 設計書の鏡を出力する 官給品一覧表を出力する 工事総括表を出力する 直接工事費を出力する 工事明細書を出力する 共通仮設費を出力する 主要既成品を出力する 単価一覧表を出力する 特別単価内訳を出力する 共通仮設を出力する 機械損料を出力する 材料集計を出力する 労務集計を出力する 各種出力様式の見出しとページ数をカウント出力処理 数字を編集する処理をする

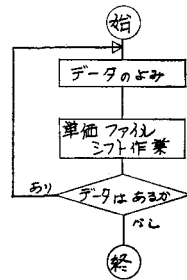
基礎データ作成作業 (TNK 000)



新規作成 追加 修正 削除 処理 (副プログラム)(TNK 000)



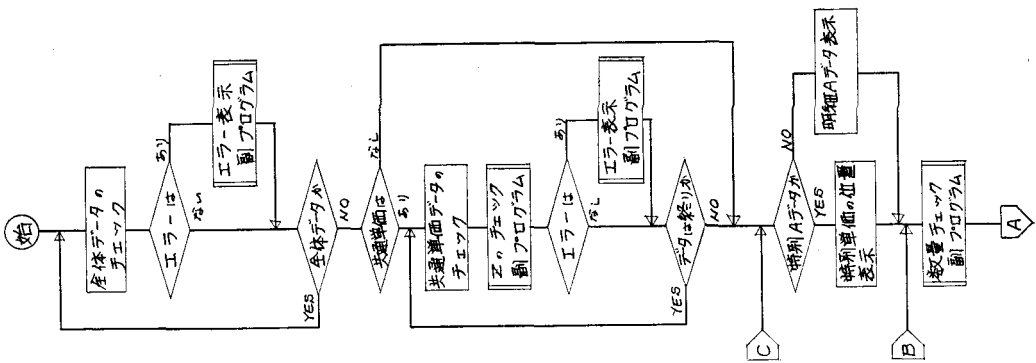
単価シフト処理(副プロ) (TNK 000)



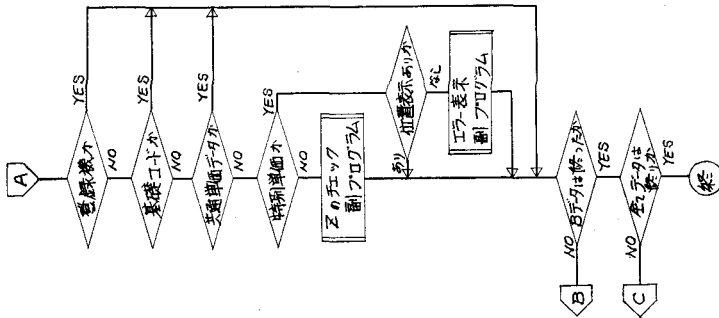
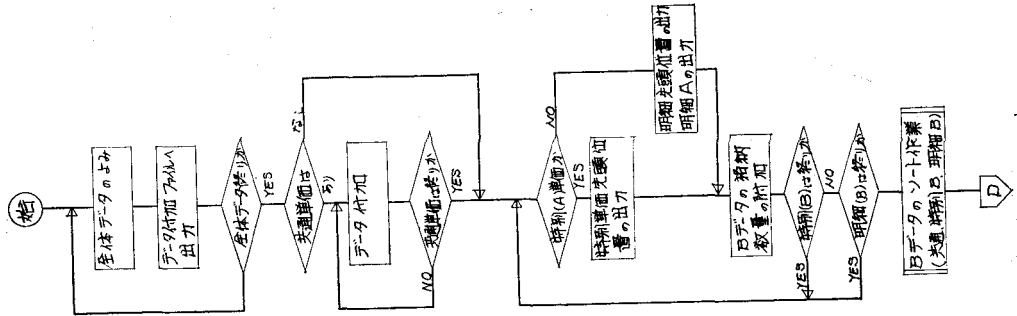
- ・違算等単純ミスの除去 (正確化)
- ・その他心理的效果, 管理的効果
- ③ 関連業務への波及効果
 - ・積算業務の規格化, 標準化
 - ・積算業務以外の電算化の促進 (積算電算化は技術業務システム化の第1歩)

以上の諸点について, システムで所期の効果があげられているか否かは, 昨年10月以来の経過では, 判断し難い問題である。しかし, 事業所の職員が如何に考え (期待し) ているかについては, アンケート調査の結果があるので, 一部を参考に供したい。
 [積算電算化に関する調査]

積算入力データチェック作業
(TNKO10)



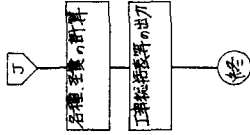
積算入力データ付加作業
(TNK011)



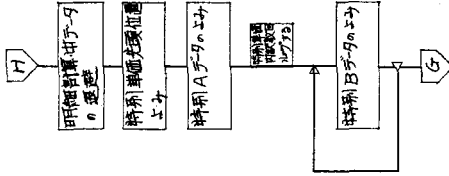
- ・調査年月 昭和49年12月（電算化直後）
 - ・調査対象 東海農政局管内国営事業所職員
 - ・（ ）内は、北陸農政局金沢施工調査事務所で昭和47年9月（電算化直後）と昭和49年2月とに実施した上記同様の調査結果である。
- 積算電算化をどう思うか？
- 大いに期待している 57% (51→68%)
 - 余り期待してない 32% (40→27%)

- わからない 11% (9→4%)
- 積算電算化のメリットは？
- 単純化 20% (23→28%)
 - 省力化 53% (43→45%)
 - 質の向上 7% (7→11%)
 - わからない 11% (13→6%)
 - メリットなし 9% (11→10%)
- 積算電算化に不安があるか？

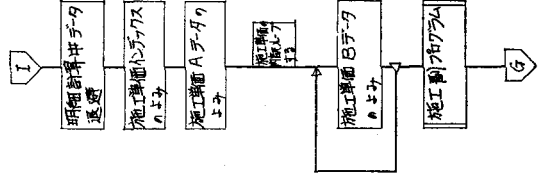
(至算出作業)



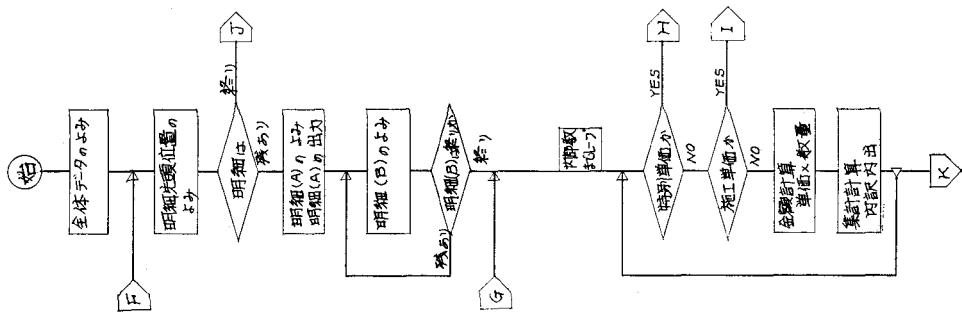
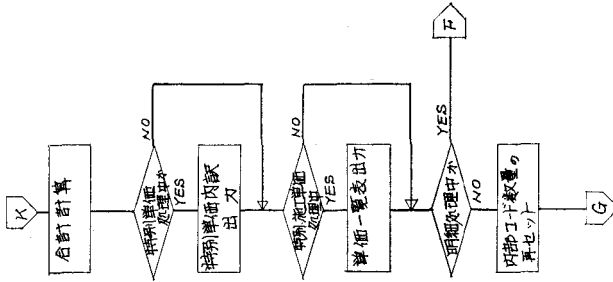
各種計算作業 (TNK 020)
(時和単面作業)



(施工単面作業)



施工単面明細各種経営管理計算作業
(TNK 020)



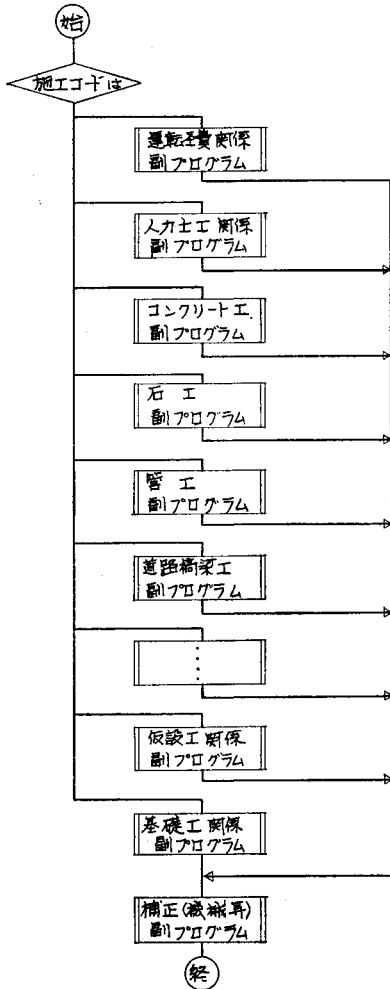
不安なし 17% (→14%)
 不安あり 73% (→72%)
 技術の陳腐化 34% (→38%)
 電算機の知識においつけない 18% (→10%)
 電算担当者の独走 21% (→24%)
 その他 10% (→12%)

0~10%の省力化 (→32%)
 10~20 " (→23%)
 20~30 " (→20%)
 30~40 " (→5%)
 40~50 " (→5%)
 50~ " (→5%)

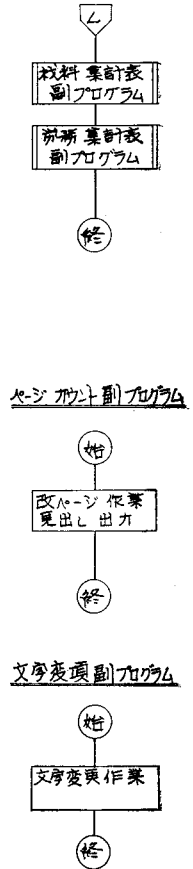
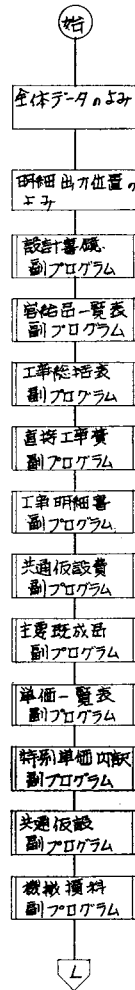
積算基準化(統単)電算化前後の積算業務の省力化の程度は?

② ()内の数値の計が100にならないのは、無回答者を除くためである。

施工副プログラム
(7NK 020)



設計書の出力作業
(7NK 030)



ここで、注意すべきことは、現場担当者は、積算電算化の意義効果を高く評価していると同時に、多くの人が電算化に対し不安感も持っているということである。

今後のシステムの運用（PR, 研修, システムの改良, 業務体制の改革等）が、我々にとっての重要な検討課題である。

2. システム化（電算化）の経済性

システム化（電算化）の経済性を論じるには、

- ① 電算機が処理する仕事を手作業で行なう場合に必要の人件費等の経費
- ② システムを運用していくのに必要な、電算機のレンタル料、システム担当者の人件費、消耗品、維持費、その他の経費

を求め、両者を比較すればよい。従って、話は、簡単な様にも思えるのだが、実際に①の経費を求めることは大変難しい問題である。

即ち、手作業の方法、担当者の年齢層、能力等を如何に想定するかで、かなり変動がある。又、電算化の効果には、単に作業的な側面にとどまらず、心理的側面、管理的側面もあり、その効果は、かなり主観的、観念的な性格のものである。このようなものを定量的に表現することは、大変難しく、仮りに、答を出したとしても大した意味はないのではないかと考える。（計算のやり方次第で、答が大幅に変る恐れがある）

更に、問題なのは、電算機を導入すれば、これは、積算専用のものではなく、水計算、水理計算、構造計算あるいは事務計算等にも使えるもので、それらの効果も考える必要がある。

従って、金額的比較をするよりも、むしろ電算化することによる（電算機を導入することによる）効果の具体的事項を全て洗い出し、これと②のランニングコストとを比較し、高度（政策的、長期的）な判断をすることが

適当ではないかと考える。

今のところ、我々の業務では、従来の方法と比較すれば電算化することにより金もかかるがメリットも大きいというのが実感ではあるまいか。

では、②のランニングコストはどの程度かかるものであろうか。DEMOS-Eの場合料金は、演算時間等に応じて支払う変動料金と宅内機等の借用料でもある固定料金との2本立になっている。変動料金は、設計書1件1回（比較設計用ラン、データ記入ミスによる再ランも夫々1回）処理するのに、1万円程度というのが実績である。固定料金は、機器構成等により異なるが、1,200Dの場合で40万円～60万円程度である。これ以外にも人件費等が必要である。

又、電算機を導入する場合には、仮りに中型B程度とすれば、月レンタル料は、100万円～200万円程度（購入価格の1/45）であり、これを運用していくには、さらに人件費等が必要となる。

なお、県庁等で既に導入されている電算機を共同利用する場合には、上記よりかなり安くなるものと思われる。（表—5参照）

むすび

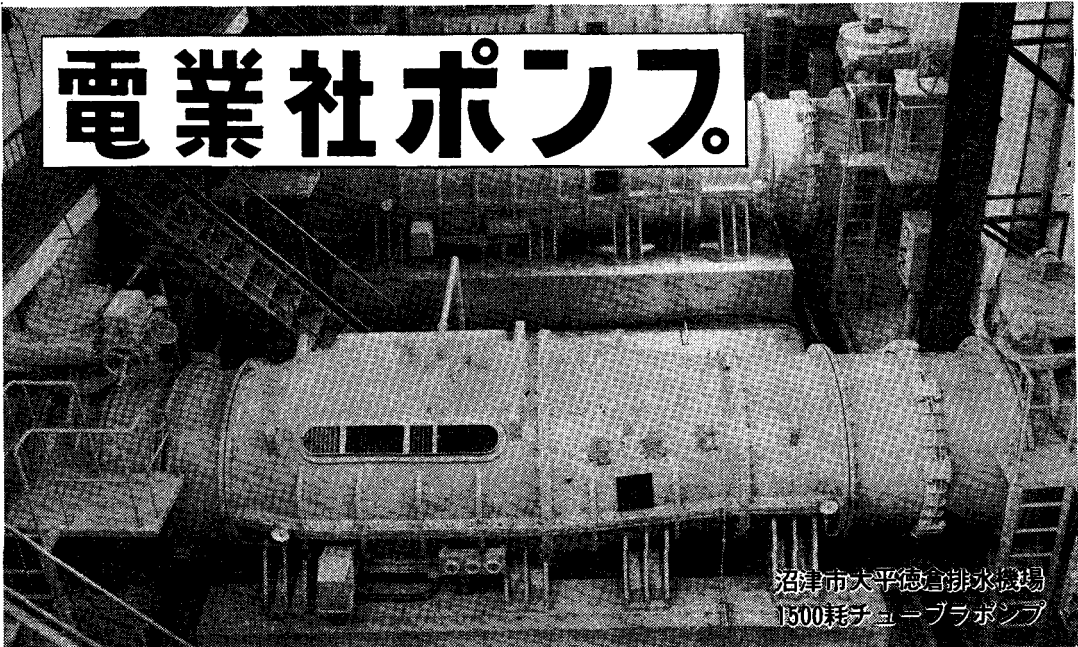
電算化(電算機の導入)は、それ自身が目的ではなく、技術業務システム化の為の一つの手段である。従って、「業務の省力化」「業務の質の向上」「業務体制の合理化」等と結びつくものでなくてはならない。

電算化により、技術力が低下したり、余分な業務がふえたりすることがあってはならない。そのためには、関係者全員の意見を収集、調整、反映させ、結果をフィードバックさせることの出来るシステムを確立しておくことが必要である。逆に云えば、その本来の業務の担当者の協力(むしろリード)がなくては、良いシステムは出来ない。

参考文献

- 1) 高浜節夫著「システム設計」産報
- 2) 「EDPチェックポイント」産報
- 3) 宇野 肇著「ファイル設計」オーム社
- 4) 東海電気通信局 データ 通信 部「システム設計の手引」
- 5) 構造改善局建設部設計課「昭和49年度技術管理システム化調査報告」

電業社ポンプ



沼津市大平徳倉排水機場
1500リットルチューブラポンプ



株式会社

電業社機械製作所

本社 東京都大田区大森北1丁目5番1-309号
電話 東京 (761) 3 1 3 1 (代)
営業所 大阪・名古屋・福岡
出張所 札幌・仙台・広島・高松

農業土木技術研究会役員

会 長 岡部 三郎 構造改善局建設部長
 副 会 長 緒形 博之 東京大学教授
 理 事 浅原 辰夫 構造改善局設計課長
 " 木村 幸雄 " 水利課長
 " 伊藤 久弥 " 農業土木専門官
 " 岡本 克己 関東農政局建設部長
 " 高須 俊行 農業土木試験場土地改良部長
 " 善木 正敏 新潟県農地部長
 " 難波 康夫 水資源公団第二工務部長
 " 藤塚 太郎 農業土木事業協会専務理事
 " 永田 正薫 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 大豊建設株式会社常務取締役
 " 宮城 好弘 三井建設株式会社理事
 監 事 城野 忠雄 関東農政局設計課長
 " 岡本 勇 農業土木コンサルタント理事
 常任顧問 福沢 達一 構造改善局次長
 " 井元 光一 全国農業土木技術連盟委員長
 顧 問 小川 泰恵 八郎潟新農村建設事業団理事
 " 梶木 又三 参議院議員
 " 金子 良 日本大学教授
 " 小林 国司 参議院議員
 " 桜井 志郎
 " 佐々木四郎 日本農業土木コンサルタント理
 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 村山 昶 東北農政局設計課長
 " 武田 清 北陸農政局設計課長
 " 長野 孝夫 東海農政局設計課長
 " 平井 公雄 近畿農政局設計課長
 " 柴田已千夫 九州農政局設計課長
 " 吉富 和男 北海道開発局土地改良課長
 " 皆川美智也 北海道農業水利課長

参 与 山瀬 俊一 青森県土地改良第一課長
 " 大峯 志朗 岩手県農地整備課長
 " 小林 俊昭 宮城県耕地課長
 " 藤原 光平 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
 " 高橋 秀男 栃木県土地改良第一課長
 " 佐藤 茂 群馬県耕地開発課長
 " 大木 知幸 埼玉県耕地計画課長
 " 宮地 寛 千葉県耕地第二課長
 " 仲田 真己 東京都農地課長
 " 飯塚 晴信 神奈川県農地整備課長
 " 薬袋 茂雄 山梨県耕地課長
 " 下村 達男 長野県耕地第一課長
 " 鈴木 和可 静岡県農地企画課長
 " 内藤 克美 新潟県農地建設課長
 " 杉野 義明 富山県耕地課長
 " 服部 弘昌 石川県耕地建設課長
 " 吉川 汎 福井県耕地課長
 " 杉山 勉 岐阜県農地計画課長
 " 勝又 讓 愛知県耕地課長
 " 鈴木 領 三重県耕地課長
 " 北村 良碩 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
 " 市川 龍雄 和歌山県耕地課長
 " 中野 保男 鳥取県耕地課長
 " 岡 喜康 島根県耕地課長
 " 小林 清 岡山県耕地課長
 " 市原 正義 広島県耕地課長
 " 中村 源三 山口県耕地課長
 " 池田 実 徳島県耕地課長
 " 藤倉 庫夫 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
 " 田中 善市 福岡県農地計画課長
 " 天ヶ瀬理弥 佐賀県土地改良第一課長
 " 宮本 安一 長崎県耕地課長
 " 近藤 阪衛 熊本県耕地第一課長
 " 瀬尾 悟 宮崎県耕地課長
 " 森田 克巳 大分県耕地課長
 " 百元 和夫 鹿児島県農地整備課長
 幹 事 浅井喜代治 東京農工大学助教
 " 荒井 聡 構造改善局整備課係長

幹事 一川 保夫 国土庁計画調整局調整課専門調査官
 " 小泉 恵二 構造改善局技術課課長補佐
 " 近藤 勝英 構造改善局水利課係長
 " 青木 登 関東農政局農業土木専門官
 " 藤斎 健 構造改善局開発課係長
 " 高村 紀夫 構造改善局技術課係長
 " 寺沢 貢 水資源開発公団計画部調査課副参事
 " 中島 均 構造改善局防災課災害査定官
 " 有川 通世 " 水利課係長
 " 山村 宗仁 " 開発課係長
 " 吉田 良和 " 技術課課長補佐
 常任幹事 秋山 貞義 全国農業土木技術連盟事務局長
 " 谷山 重孝 構造改善局整備課課長補佐
 " 中西 一継 " 設計課農業土木専門官
 " 山下 義行 " 設計課課長補佐
 編集委員長 伊東 久弥 " 設計課農業土木専門官
 編集委員 幹事及常任幹事

50. 6現在(五十音順)

賛助会員

東京 ㈱ 荏原製作所 3口
 " ㈱ 大林組 "
 " 鹿島建設㈱ "
 " ㈱ 熊谷組 "
 " 久保田鉄工㈱ "
 " 佐藤工業㈱ "
 愛知 ㈱三祐コンサルタンツ "
 東京 大成建設㈱ "
 " ㈱電業社機械製作所 "
 大阪 ㈱西島製作所 "
 東京 西松建設㈱ "
 " (財)日本農業土木コンサルタンツ "
 " ㈱ 間 組 "
 " ㈱ 日立製作所 "
 " ㈱ 青木建設 2口
 " 株木建設㈱ "
 大阪 ㈱ 奥村組 "
 東京 勝村建設㈱ "
 大阪 ㈱栗本鉄工所 "
 東京 三幸建設㈱ "
 " 住友建設㈱ "
 " 大豊建設㈱ "
 " 前田建設工業㈱ "
 青森 田中建設㈱ "
 愛媛 安藤工業㈱ "

山形 前田製管㈱ 1口
 東京 旭コンクリート工業㈱ "
 大分 梅林建設㈱ "
 東京 技研興業㈱ "
 東京 久保田建設㈱ "
 " 五洋建設㈱ "
 大分 ㈱ 後藤組 "
 " ㈱ 佐藤組 "
 愛知 塩谷組 "
 東京 世紀建設㈱ "
 東京 ㈱ 武井工業所 "
 東京 ㈱ 田原製作所 "
 香川 大成建設㈱高松支店 "
 大分 高山総合工業㈱ "
 東京 中央開発㈱ "
 岡山 アイサワ工業㈱ "
 香川 ㈱チェリーコンサルタンツ "
 東京 帝国ヒューム管㈱ "
 " 東急建設㈱ "
 秋田 東邦技術㈱ "
 東京 東京索道㈱ "
 栃木 東洋測量設計㈱ "
 東京 土木測器センター "
 茨城 中川ヒューム管工業㈱ "
 東京 日本舗道㈱ "
 " 日本海上工事㈱ "
 " 日本国土開発㈱ "
 " 日本プレスコンクリート工業㈱ "
 " 日本エタニットパイプ㈱ "
 " 日曹マスタービルダーズ㈱ "
 " 日兼特殊工業㈱ "
 " パシフィックコンサルタンツ㈱ "
 福岡 藤増総合化学研究所 "
 東京 ㈱ マルイ "
 " ㈱ 丸島水門製作所 "
 石川 真柄建設㈱ "
 東京 水資源開発公団 "
 京都 山品建設㈱ "
 愛知 若鈴コンサルタンツ㈱ "
 東京 I N A新土木研究所 "
 福岡 新日本コンクリート㈱ "
 茨城 日本電信電話公社茨城県電気通信研究所 "
 東京 日本技術開発㈱ "
 北海道 財団法人農業近代化コンサルタンツ "
 岩手 東北ブルドーザー工業㈱ "
 岩手 菱和建设㈱ "
 " 丸伊工業㈱ "
 " 高弥建設㈱ "

宮城	丸か建設株式会社	1口	富山	株式会社 婦中興業	1口
〃	上田建設株式会社	〃	富山	八田工業株式会社	〃
〃	北越ヒューム管株式会社	〃	石川	株式会社 豊蔵組	〃
山形	東洋開発株式会社 山形支店	〃	福井	九頭竜川鳴鹿堰堤土地改良区	〃
〃	佐藤興業	〃	〃	福井県土地改良事業団体連合会	〃
〃	菱和建設山形営業所	〃	岐阜	岐阜県ベンチ・フリューム協議会	〃
茨城	社団法人茨城県建設業協会	〃	兵庫	姫路設計株式会社	〃
〃	茨城県調査測量設計研究会	〃	岡山	蜂谷工業株式会社	〃
栃木	第一測工株式会社	〃	〃	株式会社 大本組	〃
〃	(有)八汐コンサルタンツ	〃	広島	金光建設株式会社	〃
群馬	大和設備工事株式会社	〃	〃	農林建設株式会社	〃
〃	高橋建設株式会社	〃	徳島	佐々木建設株式会社	〃
埼玉	株式会社 古都工務所	〃	〃	株式会社 安原建設	〃
千葉	堀内建設株式会社	〃	香川	青葉工業株式会社	〃
〃	京葉重機開発株式会社	〃	〃	宮本建設株式会社	〃
東京	旭化成工業株式会社	〃	高知	須崎工業株式会社	〃
〃	前沢工業株式会社	〃	〃	(有)西沢組	〃
〃	日本大学生産工学部図書館	〃	福岡	福岡県農林建設企業体岩崎建設株式会社	〃
神奈川	神奈川農業土木建設協会	〃	〃	株式会社 古賀組	〃
山梨	峡中土地改良建設協会	〃	佐賀	佐賀農業土木試験場佐賀支場	〃
長野	小林建設工業株式会社	〃	熊本	ブルドーザー建設株式会社	〃
〃	株式会社 木下組	〃	〃	旭測量設計株式会社	〃
静岡	社団法人静岡県畑地かんがい事業協会	〃	鹿児島	九建コンクリート株式会社	〃
〃	静岡コンクリート製品協会	〃	〃	株式会社 土佐屋	〃
新潟	山崎ヒューム管株式会社	〃	盛岡	新興技術KK	〃
〃	藤村ヒューム管株式会社	〃			
新潟	新潟ヒューム管株式会社	〃			

(順序不同)

125社 162口

農業土木技術研究会会員数

地方名	通常会員							賛助会員		地方名	通常会員							賛助会員		
	県	農林省	学校	法人	団体	個人	合計	会社数	口数		県	農林省	学校	法人	団体	個人	合計	会社数	口数	
北海道	273	286	4	94	3	16	676	1	1	北	新潟	301	104	3	5	7	420	4	4	
										新	富山	130	9	1	2	-	142	2	2	
										富	石川	90	92	4	3	-	190	2	2	
										石	福井	109	7	-	-	-	116	2	2	
										福	小計	630	212	8	10	-	868	10	10	
										小	岐阜	55	12	5	3	17	93	1	1	
										計	愛	75	85	1	86	60	316	3	3	
										東	三	46	28	1	1	24	101	-	-	
										北	小計	176	125	7	90	101	510	4	4	
										海	滋	66	22	-	4	6	98	-	-	
										近	京	60	67	9	24	2	163	1	1	
										畿	都	50	-	6	41	18	7	122	3	8
										東	大	98	45	3	1	-	2	149	1	1
										北	阪	70	11	-	-	-	3	84	-	-
										畿	府	58	18	-	-	-	1	77	-	-
										東	小計	402	163	18	70	26	693	5	10	
										小	計	757	381	24	298	135	73	73	65	99

中 ・ 四 国	鳥取	55	3	4	-	-	-	62	-	-	福	54	22	10	29	21	8	144	3	3
	島根	39	18	6	-	-	-	65	-	-	九	63	20	2	2	-	3	90	1	1
	岡山	80	98	5	2	-	1	186	2	2	州	12	2	1	-	-	1	16	-	-
	広島	38	-	-	1	-	1	40	2	2	熊	122	86	-	4	-	4	216	2	2
	山口	51	-	-	-	-	-	51	-	-	大	117	24	-	-	-	-	141	4	4
	徳島	36	19	-	-	6	-	61	2	2	宮	78	19	3	-	-	-	100	-	-
	香川	56	15	4	3	15	3	96	4	4	鹿	98	18	1	-	-	-	117	2	-
	愛媛	33	10	5	4	1	2	55	1	2	沖	-	14	2	1	-	-	17	-	2
	高知	25	-	1	-	-	2	28	2	2	小計	544	205	19	36	21	16	841	11	11
	小計	413	163	25	10	22	9	644	13	14	内地計	4,074	1,800	122	659	339	158	7,152	-	-
											外 国	21	-	-	-	-	-	-	-	-
										合 計	4,095	1,800	122	659	339	158	7,173	123	163	

編 集 後 記

日中の日射が弱まり、北口からはもう雪の便りが聞かれる頃となり、本年の余す日数も少なくなりました。

ふりかえると、本年は、当初公共抑制、補正予算では景気刺激政策と称して公共追加投資と我々技術者にとっても変北に富んだ日常であったような感じがします。

本号の内容は、題を特定しなかったため、いろいろな分野からの編集になりました。これをみると我々の仲間が広い分野で苦勞され、活躍されていることが伺えると思います。

本会は云うまでもなく、国土約37万km²とそこに降る

年間平均約6,700億m³の雨量、それをとりまく海水の一部の織成す社会的芸術を作りあげる事にあると考えます。

国土と降水（淡水）は現段階では容易に国外に依存することのできない社会活動上必須資源であります。この限られた資源を目先の命題のみにとられることなく生態形上等からも総合的に調和のとれたものとするよう心掛けながら活用していきたいものである。

本会誌が日頃からその技術の研賛に努めるための座右の書として活用されることを望みます。また一層よりよい会誌とするため創意工夫に富んだ投稿をお願いすると共に編集方法等についても御意見を願う次第であります。
(寺沢記)

水 と 土 第 23 号

昭和50年12月15日発行

発行所 東京都港区新橋5-34-4
農業土木会館内

農業土木技術研究会
TEL (436) 1960 振替口座 東京 8-2891

印刷所 東京都新宿区下落合2-4-12

一世印刷株式会社
TEL (953) 4461 (代表)