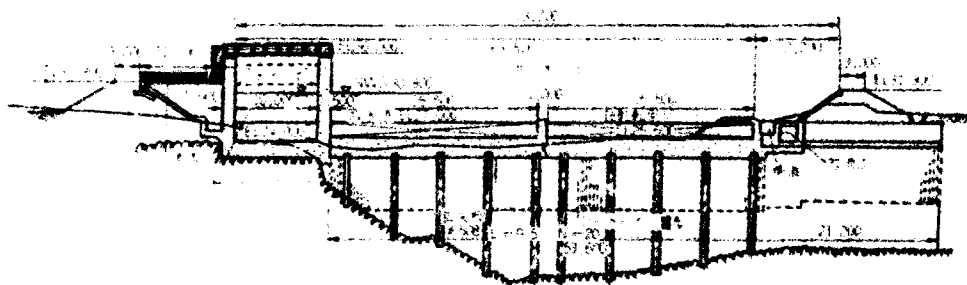


空から見た細川頭首工全景



堤体縦断面図



型式 フローティングタイプ全可動堰

堤高 2.8m 堤長 83.5m

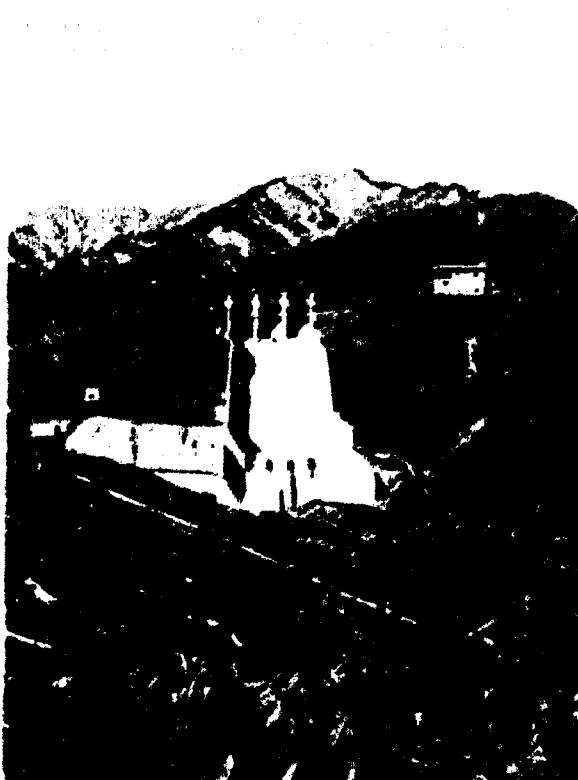
取水量(最大) 18.71m³/s

(施行主体 東海農政局矢作川第二農業水利事業所)

完成間近い笹ヶ峰ダム



上流側から見た堤体。左下は水没する旧ダム（発電用）



余水吐き正面

型式 中心コア型ロックフィルダム

堤高 49.88m

堤長 317.90m

堤体積 574,000m³

総貯水量 10,600千m³

取水量（最大）11.88m³/s

（施行主体 北陸農政局関川農業水利事業所）

グラビア

空から見た細川頭首工全景・完成間近い笹ヶ峰ダム

報 文

絶対粗度による平均流速公式の使用区分と Hazen-Williams

公式の流速係数Cの決定について

村上康藏……(2)

排水機場の地盤改良について

——鳥根泉出東地区新中央排水機場——

宅和幸吉……(17)

旭川新堰の改築工事について

高 中 野 藤 杉 川 崎 井 杜 保 秀 保 雄 道 彦 治 ……(26)

水位調節ゲート(ウォッチマン)の問題点の処置について

神 渡 市 松 弘 崎 辺 野 下 中 昭 昇 吉 勝 郎 二 遊 輝 透 ……(34)

朝靄地区隧道ブロック巻立設計施工法について

伊 藤 芳 男 ……(41)

上かぶりの小さいトンネルの設計・施工について

天 野 景 敏 那 須 文 士 白 戸 哲 法 ……(51)

統計的方法による施設管理の実態分析について

——排水機場の維持管理費を対象とした分析事例——

国 広 安 彦 西 出 定 雄 好 光 和 雅 中 村 和 也 ……(61)

講 座

知っておくべき測量技術のポイント(その5)

——基準点測量(三角、多角測量)の解説(2)——

山 下 原 森 高 橋 久 雄 ……(69)

資 料

河川協議

——水利権取得の事例紹介と解説(その1)——

川 友 政 関 萩 恒 朝 千 賀 治 郎 夫 真 尾 峰 太 郎 隆 ……(97)

国際協力と農業土木

——拓かれる広大な海外分野——

本 村 克 彦 ……(98)

会 告・編集後記

……(102)

絶対粗度による平均流速公式の使用区分と
Hazen-Williams 公式の流速係数 C の決定について

村上 康敏

絶対粗度 k を指標とする Hazen-Williams 公式と Manning 公式の実用的な使用区分および両式の間を埋める高桑公式について述べ、3 公式の適用範囲を Moody 図の上に図示した。次いで種々の資料を参考に作成した k 値の表およびその根拠を示し、 k 値によって求められる Hazen-Williams 公式の詳細な流速係数表をあげる。その他摩擦損失の最小となる流速についても付言したものである。

排水機場の地盤改良について
——島根県出雲地区新中央排水機場——

吉和 幸吉

軟弱地盤における工事は、その施工に多くの困難性を含まれており、地盤条件が施工に及ぼす影響は大きい。本地区も軟弱層が厚く、地盤条件が悪いために、排水機場工事施工に当って、何かの地盤改良が必要となった。このため、近時開発された地盤改良杭工法 (CMC 工法) を採用したので、その設計、施工及び設計と施工結果の調査結果について報告する。

旭川新堰の改築工事について

高杉 昌雄 中川 保道
野崎 芳彦 藤井 保治

本報文は岡山県瀬野かみがい排水事業新堰地区の主要施設である新堰修繕工改築工事について、第1報の設計及び水理模倣実験の報告につづき第2報により施工について、報告する。

水位調整ゲート (ウォッチマン) の
問題点の処理について

神崎昭一郎、渡辺 昇二、市野 吉彦
松下 勝輝、弘中 透

昭和50年度に渡良瀬川沿岸農業水利事業で、幹線用水路の分水工用として設置した3基の水位調整ゲート (ウォッチマン) について、事業所においてその作動状況を観察あるいは観察した結果いくつかの問題点が発見された。これら問題点について、その原因究明と対策をメーカーと共に検討し、解決を図ったので、その経過を報告するものである。

新堰地区隧道ブロック巻立工法について

伊藤 芳男

本地区水路は飲雑用水も兼ねているので工事期間中全面断水が出来ず、3日通水7日断水という条件のもとに施工を行なわなければならなかった。このため、施工方法について検討が加えられた結果開水路はL型ブロック、隧道は組立式巻立ブロックを使用することになったのでその構造及び施工方法を紹介する。

尚本水路の沿革等も知って載せたく事業の概要も合わせて紹介します。

土質りの小さいトンネルの設計、施工について

天野 景敏 那須 丈士 白戸 晋法

この事業は、農業用水の供給をはかる目的で、徳島県池田町に建設される油田ダムに取水施設を設けて、かんがい期平均 $8.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 、非かんがい期 $1.0 \text{ m}^3/\text{s}$ を取水し、池田町～板野町にいたる延長 $L = 74 \text{ km}$ の水路にて導水し、 4587.6 ha の水田灌漑と 2147 ha の畑地かんがい、 620 ha の農地造成を行なうものである。

統計的方法による施設管理の実態分析について

國広 安彦 西出 定雄
野光 壽 中村 和也

最近、土地改良事業によって造成された水利施設の維持管理問題が脚光をあびている。問題の中心は、これら水利施設の維持管理の組合理化傾向に関する正対策をどうすればよいかということである。問題の原因として、農村の居住社会化の著しい進展、土地改良区の経営悪化等があげられているが、本文は、このような環境変化の中において、施設の実態を定量的に把握するため、主としてポンプの管理費について主成分分析を加え考察したものである。

絶対粗度による平均流速公式の使用区分と Hazen-Williams 公式の流速係数 C の決定について

村 上 康 蔵*

目 次

<p>1. はじめに.....(28)</p> <p>2. 絶対粗度による Hazen-Williams 公式と Manning 公式の使用区分および高桑公式 ... (28)</p> <p>3. 絶対粗度 k の表.....(29)</p>	<p>4. 絶対粗度による流速係数 C の決定.....(31)</p> <p>5. 流速係数 C の最大値を与える流速.....(32)</p> <p>6. おわりに.....(32)</p> <p>引用文献.....(32)</p>
---	--

1 はじめに

「パイプラインとは、ある地点から目的地まで液体、気体、粉体などを輸送する場合に特定の地点を結んだ管路のことをいい、工場内の配管やプラント配管はパイプラインとはいわない。」¹⁾ また「イギリスのパイプライン法によれば、パイプラインとは長さ 16km を超えるものであると定義づけている。¹⁾ われわれのパイプラインの場合、通常の輸送物は普通の真水であり、イギリス法では特に長さがある程度以上必要とされているところが注目される。すなわち、パイプラインの延長が長くなれば所要の付帯構造物も配置され、パイプラインとしての機能が十分発揮できる組織となる。また摩擦以外の局部的損失 (form loss) も無視できるようになることはいうまでもない。

さて、パイプラインの水利設計において摩擦損失水頭 (平均流速) の計算に最もよく使用されている公式として Hazen-Williams 公式と Manning 公式とがあり、農林省の計画設計基準『パイプライン』²⁾ では、摩擦損失水頭は原則として Hazen-Williams 公式をもとに計算するとしている。本報文では絶対粗度を指標とする両式の実用的な使用区分および両式の適用領域の中間を埋める第 3 の式、高桑公式³⁾ について述べ、3 公式の適用範囲 Moody を線図上に図示した。次いで絶対粗度 k 値に関する内外の文献および国内の摩擦損失水頭の実測資料等を参考に作成した k 値の表およびその根拠を示し、k 値によって求められる Hazen-Williams 公式の流速係数 C をあげる。これによれば管径、流速、水温等の使用範囲を考慮したより合理的な C 値を決定することができる。その他、摩擦損失の最少となる流速についても付言したものである。

* 岡山大学農学部

2 絶対粗度による Hazen-Williams 公式と Manning 公式の使用区分および高桑公式

パイプラインの摩擦損失水頭 (平均流速) を求める代表的な公式に Hazen-Williams 式 (1) と Manning 式 (2) の

$$V = 0.84935C \cdot R^{0.63} \cdot I^{0.54} \quad (1)$$

$$V = (1/n) R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (2)$$

ここに、V: 平均流速 (m/sec), C: 流速係数, n: 粗度係数, R: 径深 (m), J: 動水コウ配
あることは周知のことであるが、両公式の実用的な使用区分の指標および両公式の適用領域の中間を埋める第 3 の公式 (高桑式) を紹介する。

高桑³⁾ によれば、水温 15℃ とし、管径 0.1~2 m, 流速 0.2~1.2 m/sec の変域において、Hazen-Williams 公式は絶対粗度 k が 10⁻⁴ m 以下の場合、Manning 公式では k が 10⁻³ m 以上のとき使用すべきであって、これ以外の領域では摩擦損失係数 f の合理式 Colebrook-White 公式 (3) と

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.14 - 2 \log \left(\frac{k}{D} + \frac{9.35}{R_s \cdot \sqrt{f}} \right) \quad (3)$$

ここに、D: 管径 (m), R_s: レイノルズ数
の差異が大きくなる。従って、中間に適当な公式がないため、いまその使用境界を k = 3 × 10⁻⁴ m とすればこの付近での両公式と (3) 式との差異は 10% 程度となる。そこで、Hazen-Williams 公式と Manning 公式との中間領域 (10⁻⁴ m < k < 10⁻³ m) に適用し得る第 3 の平均流速公式を 1972 年に高桑は理論的に作成している。これを高桑公式 (9) と呼ぶことにする。

作成した高桑公式と従来の経験式 Hazen-Williams 公式、Manning 公式との適用境界を調整して示せば以下のようである。管径が 0.2 m 以上のときは*、k の値

* 基準 2) では管径 0.3~2 m 程度を対象としている。

によって3公式を使い分ければ、(3)式との差異を5%以内におさめることができるとしている。

$k \leq 10^{-4}m$ の場合: Hazen-Williams 公式

円形管について、

$$V = 0.35464C \cdot D^{0.63} \cdot I^{0.54} \quad (4)$$

$$Q = 0.27853C \cdot D^{2.63} \cdot I^{0.54} \quad (5)$$

$$D = 1.6258C^{-0.38} \cdot Q^{0.38} \cdot I^{-0.205} \quad (6)$$

$$I = 10.666C^{-1.85} \cdot D^{-1.87} \cdot Q^{1.85} \quad (7)$$

$10^{-4}m < k \leq 2 \times 10^{-3}m$ の場合: 高桑公式

$$V = 1.2732C_T \cdot D^{0.637} \cdot I^{0.5124} \quad (8)$$

$$Q = C_T \cdot D^{2.637} \cdot I^{0.5124} \quad (9)$$

$$D = C_T^{-0.3792} \cdot Q^{0.3792} \cdot I^{-0.1948} \quad (10)$$

$$I = C_T^{-1.952} \cdot D^{-5.146} \cdot Q^{1.952} \quad (11)$$

$2 \times 10^{-3}m \leq k$ の場合: Manning 公式

$$V = 0.39685 (1/n) \cdot D^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (12)$$

$$Q = 0.31169(1/n) \cdot D^{8/3} \cdot T^{1/2} \quad (13)$$

$$D = 1.5483n^{3/8} \cdot Q^{3/8} \cdot I^{-3/16} \quad (14)$$

$$I = 10.264n^2 \cdot D^{-16/3} \cdot Q^2 \quad (15)$$

代表的な k 値に対して高桑³⁾が求めた3公式の係数を表1*に示す。表1の値は(3)式との差異が5%以内とみなせる領域であるとされている。なお、この表を用いて逆に従来与えられている C および n 値から絶対粗度

表-1 3公式の係数表

H - W 公式		高 桑 公 式		Manning 公式	
k (m)	平均 C	k (m)	平均 C_T	k (m)	平均 n
1×10^{-6}	150.9	2×10^{-4}	30.96	2×10^{-3}	0.01374
2×10^{-6}	150.8	5×10^{-4}	28.66	5×10^{-3}	0.01578
5×10^{-6}	150.4	1×10^{-3}	26.57	1×10^{-2}	0.01787
1×10^{-5}	149.7	2×10^{-3}	24.27		
2×10^{-5}	148.4				
5×10^{-5}	145.2				
1×10^{-4}	141.1				

Colebrook-White 公式との差異が5%以内である。

k 値を推定することもできよう。

Manning 公式の理論的な適用領域 (水理学的にあらひ管の流れ) の境界は (16) 式で示される。そこで高桑公式

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = \frac{R_s}{200} \cdot \frac{k}{D} \quad (16)$$

の適用領域について Moody 線図上に表わすことを試みる。高桑によれば (9) 式の I と D の指数 0.5124 および 2.637 (共に R_s と k/D の関数である) の決定には、無次元量 $V = R_s(k/D) = kV/\nu$ が 100, 200, 500, 1,000 の場合に該当する指数値21個の算術平均を採用したものである。そこで、高桑公式の適用領域をほぼ $V=100 \sim 1,000^*$ として Moody 線図上に記入する。 $V=100$ では (16) 式の f を 4 (一定) とした場合であり、 $V=1,000$ では f を 0.04 (一定) とした場合である。図1に示したことから明らかなように、中間遷移領域を高桑公式と Hazen-Williams 公式が極めて良好に区分していることがわかる (図1の△印と○印)。なお、Hazen-Williams 公式の適用範囲は、Diskin⁴⁾が1690年に求めたものである。高桑公式と Manning 公式との境界では、相対粗度の大きい領域では高桑公式を、小さい領域では Manning 公式を (16) 式の境界線より相互に相手側の適用範囲に

若干食い込ませていることがわかる (△印と破線)。

以上絶対粗度によれば平均流速公式3式の使用区分は極めて明確かつ計算精度も高いことがわかる。

3 絶対粗度 k の表

2. では平均流速公式の k による実用的な使用区分を示し、その精度を保証した。従って、ここでは各管種の k 値について、内外の k 値に関する文献およびわが国の摩擦損失水頭の実測資料等を参考に作成した表2およびその根拠を以下に示す。

1) 硬質ポリエチレン管

- ① Kunststoff
 - 新 $\sim 0.002mm$
 - 使用 $\sim 0.03mm$
 <Rohrleitungen> (1967) P. 240
 or <配管工学ハンドブック1> (1968) P. 197
- ② Kunststoffrohre, glatt 0.00162mm
 <Rohrhydraulik> (1962) P. 136
- ③ Plastic 0.02mm
 <Sprinkler Irrigation, FAO> (1968) P. 156
- ④ 600mm の直線新管で $C=169 \sim 176$ を得ており、これは k 値のマイナスを意味する。
 <大口径ポリエチレン管の水理係数について> (1971) PP. 47~53
 以上の k 値と2の結果を参考にした。

2) 強化プラスチック複合管

- ① GRP: The maximum Colebrook white roughness coefficient indicated on test is 0.04mm

* 表1の詳細については文献3)の表4を参照されたい。

* Miller 5) は水理学的にあらひ管の流れと中間遷移領域の境界に $V=807$ を示している。図1でいえば、高桑公式の境界線を若干左に移動した位置である。

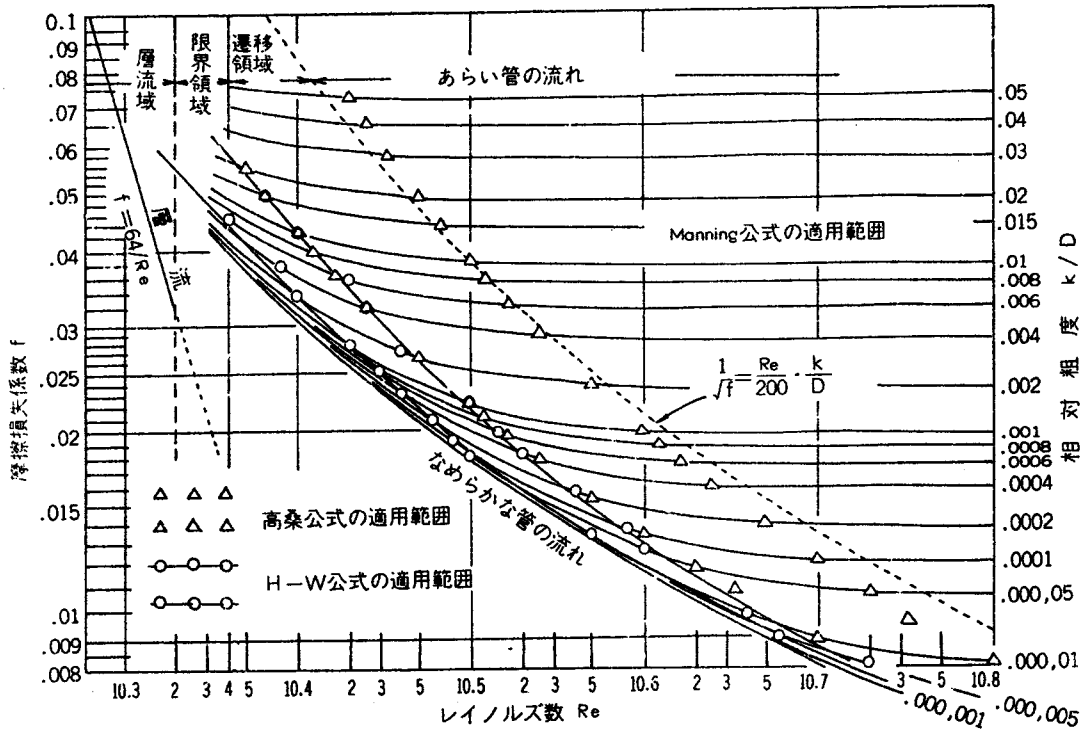


図-1 Moody 線図と平均流速公式の適用範囲

表-2 管の絶対粗度 k の値 (m)

管 種	なめらか	平均	あらい
硬質ポリエチレン管	0	2×10^{-6}	3×10^{-5}
強化プラスチック複合管	0	3×10^{-6}	4×10^{-5}
硬質塩化ビニル管	3×10^{-5}	3×10^{-5}	6×10^{-5}
石綿セメント管	1.5×10^{-5}	3×10^{-5}	1×10^{-4}
コンクリート管 (良好な仕上げ)	1×10^{-4}	2×10^{-4}	4.5×10^{-4}
セメントライニング管	1.5×10^{-4}	3×10^{-4}	6×10^{-4}
塗装鋼管(全溶接)	3×10^{-5}	6×10^{-5}	1.5×10^{-4}
溶接鋼管(塗装なし)	4×10^{-4}	1.5×10^{-3}	3×10^{-3}
れき青塗装鉄管	1×10^{-4}	1.3×10^{-4}	2×10^{-4}
鉄管(塗装なし)	5×10^{-4}	1.5×10^{-3}	3×10^{-3}

- <Pipes & Pipelines International, 10月号> (1975) P. 33
- ② GRP: Roughness Coefficient (Colebrook White) 0.003 mm
<Pipes & Pipelines International, 5月号> (1972) P. 15
- ③ 700mm と 1,200mm の使用管から k はマイナス値が得られている。
<内径 700mm および 1200mm 強化プラスチック複合管流速係数測定実験結果> (1976) P. 24
- 3) 硬質塩化ビニル管
- | | | |
|-------------|---------|--------|
| ① Smooth | Average | Rough |
| PVC 0.015mm | 0.03mm | 0.06mm |
- <Pipeline Design for Water Engineers> (1976) P. 18
- ② 150mm 20mm との直線新管に対し
- 0.00646~0.0135mm
<硬質塩化ビニル管水理係数測定実験報告書> (1976) P. 7
- ③ Up to and including Size 12" Over Size 12"
0.003mm 0.003mm
<uPVC pipes for Water mains and services> (1974) P. 3
- 以上, ①, ②, ③とこの管種が小, 中口径の多いことを勘案して表の値とした。
- 4) 石綿セメント管
- | | | |
|------------|---------|--------|
| ① Smooth | Average | Rough |
| AC 0.015mm | 0.03mm | 0.06mm |
- <Pipeline Design for Water Engineers> (1976) P.18
- ② Rohre aus Asbest-Zement (neu, glatt)
0.03~0.1mm
<Rohr hydraulik> (1962) P. 137

- ③ Asbestos-cement pipe 0.02mm
 <Sprinkler Irrigation, FAO> (1968) P. 156
- ④ Asbestos-cement pipes 0.00005=0.015mm
 <Pipes & Pipelines, 3月号> (1965) P. 36
- ⑤ Asbestos-cement pressure pipe 0.00005'=0.015mm
 <Pipes & Pipelines International, 2月号> (1971)
 P. 26
- ⑥ Asbestos-cement pipes 0.015mm (0.00005')
 <Pipes & Pipelines International, 4月号> (1975)
 P. 16
- 5) コンクリート管 (良好な仕切り)
- ① 遠心力コンクリート管 0.15~0.45mm
 <土木工学ハンドブック上巻> (1974) P. 420
- ② 鉄筋コンクリート, 吹付コンクリート, 良好な仕上げ
 0.1~0.2mm
 <Rohrleitungen> (1967) P. 240
- ③ Smooth concrete: new and clean 0.001=0.3mm
 <Handbook of Industrial Pipework Engineering>
 (1973) P. 36
- ④ 新, 鉄筋コンクリート, 入念な仕上げ 0.1~0.5mm
 新, 吹付コンクリート, なめらかな上塗り 0.1~0.15mm
 <Rohrhydraulik> (1962) P. 137
- 6) セメントライニング管
- | | Smooth | Average | Rough |
|--------------|--------|---------|-------|
| cement lined | 0.15 | 0.3 | 0.6mm |
- <Pipeline Design for Water Engineers> (1976) P.18
- 7) 塗装鋼管 (全溶接)
- | | Smooth | Average | Rough |
|----------------|--------|---------|--------|
| ① Coated steel | 0.03 | 0.06 | 0.15mm |
- <Pipeline Design for Water Engineers> (1976) P.18
- ② 全溶接鋼管
- | | |
|---------------------------|--------------|
| 新しい平滑な管, 遠心力塗装 | 0.01~0.06mm |
| アスファルト熱間塗装 | 0.06~0.15mm |
| 遠心力で施工したコンクリートライニングを有するもの | 0.045~0.15mm |
- <土木工学ハンドブック上巻> (1974) P. 420
- 8) 溶接鋼管 (塗装なし)
- ① 溶接鋼管
- | | |
|------------------------------|-----------|
| 使用, 表面に錆あり, 若干結痂した給水管に対する平均値 | 0.2~0.5mm |
| 給水管, 結痂した, 錆こぶ | 0.4~1.2mm |
| | 1.5~3 mm |
- <Rohrleitungen> (1967) P. 240
- 9) れき青塗装鑄鉄管
- ① Asphalted cast iron: new and clean 0.0004'=0.122mm
 <Handbook of Industrial Pipework Engineering>
 (1973) P. 36
- ② 鑄鉄管 (れき青処理) 0.1~0.2mm
 <Rohrleitungen> (1967) P. 240
- ③ 鑄鉄管 (れき青処理) 0.1~0.13mm
 <Rohrhydraulik> (1962) P. 137
- 10) 鑄鉄管 (塗装なし)
- ① 鑄鉄管
- | | |
|------------------|----------|
| 使用, 錆びた | 0.5~1 mm |
| 使用, 表面に多数結痂した | 1.5~3 mm |
| 給水管および下水管に対する平均値 | 1~3 mm |
- <Rohrleitungen> (1967) P. 240
- ②
- | | Smooth | Average | Rough |
|-----------|--------|---------|-------|
| Cast iron | 0.15 | 0.3 | 0.6mm |
- <Pipeline Design for Water Engineers> (1976) P.18
- ③ Cast iron: new and clean 0.00085'=0.259mm
 <Handbook of Industrial Pipework Engineering>

(1973) P.36

注: ① k 値のマイナスあるいはゼロ値は管の表面を考えればおかしいが, Colebrook-White の式 (3) の k 値がマイナスかゼロという意味である。

② k 値が 0.01mm 以下であれば, C の値はほとんど変わらない。

表2において, 強化プラスチック複合管のなめらかな場合 $k=0$, 同じく硬質塩化ビニル管の場合 $k=3 \times 10^{-6}m$ とあり, 管内壁面を観察した場合と逆になっており, 奇異な感じを持たれるかも知れない。そこで, これについて若干の説明を加える。(3) 式の k はわが国では絶対粗度と呼ばれており, 本報文でもこの呼称を踏襲しているが, k は管内壁面の物理的あらさとの関係は強いが単純にあらさ (凹凸) の平均値そのものではないように思われる。著者は現在実験中であって詳細を発表できる段階ではないが, 同一の物理的あらさの管であっても水理実験によれば同一の k が得られるわけではなく, 層流底層の厚さ従って流速摩擦損失係数等で微妙に変化するのが認められるようである。また水理学的になめらかな管の流れの場合についても, 管内壁面に物理的あらさが認められても, (3) 式の k 値はゼロとなる。以上, 表2に示す値はあくまで (3) 式の k 値* として (直接的な物理的凹凸の量ではなく) 見て頂きたい。

もし与えられた管種について, k 値が不明な場合には以下のようにして推定することもできよう。

① 絶対粗度の表2から類推する。

② 表1から, 与えられている C, n 値を用いて, 逆に k 値を推定する。

③ さらに詳細には, 4. で述べる流速係数表表3~表14を逆に用いる。

また, パイプメーカーに対しては管材に関する物性量の一環として k 値を要求すべきであると考え。

なお, 表3~表6からも明らかなように, ほぼ $k=1 \times 10^{-3}m$ 以下の範囲では k の増大による C の減少率は極めて小さく, ほとんど C は一定とみなし得る。

4 絶対粗度による流速係数 C の決定

計画設計基準『パイプライン』²⁾の流速係数 C の値はその管種について一応の目安を示すにすぎず, さらに管径や流速, 水温⁶⁾, パイプラインの形式—特に混入空気等による影響が大きい。しかしながら, 管種に対する k 値は C の値より合理的であって, 以下に示す手順により k を基準に C 値を決定することが望ましいと考える。

① 選定した管種について絶対粗度をきめる。表2参照。

② 当該事業のパイプラインで延長の最も長いと思わ

* 著者には絶対粗度よりも, Colebrook-White の粗度係数あるいは Colebrook-White の k 値という呼称が妥当なように思われる。

れる管径Dを仮定する。

③ 相対粗度 k/D を求める

④ 管径について代表的な平均流速Vを仮定する。表11～表14参照。また文献2)の表15・2・1および表15・2・2参照。

⑤ 当該事業に関して妥当と思われる水温 t を仮定し動粘性係数 ν を求める。

⑥ レイノルズ数 $Re = DV/\nu$ を計算する。

⑦ k/D および Re を用いて、Moody 線図 (図1) 上で f 値を求める。同時に図1から適用できる平均流速公式を確認する。

⑧ 次式に f 、 D および V を代入して流速係数 C を決定する。

$$C = \left\{ \frac{133.8}{f \cdot D^{0.167} \cdot V^{0.148}} \right\}^{1.852} \approx \left\{ \frac{133.8}{f} \right\}^{1.852} \quad (17)$$

上記計算の簡略化を図るため、(3)式と(17)式を連立させ、 k 、 t を固定し、 D 、 V による C の値を計算した。これを表3～表10に示す*。前述のように、使用する管種、使用する時期から k 、 t がほぼ定まり、通常とられる D 、 V の変域を与えるならば、 k に対する設計者自身の使用領域に適合した設計係数 C を容易に求めることができる。これらの表には縦欄に $V = 0.3 \sim 4.0 \text{ m/sec}$ までの C の平均値も示した。また、与えられた管種に C の値が用意されていない場合でも、 k の値が示されれば C をつくり出せるということでもある。

5 流速係数 C の最大値を与える流速

水温 10° 、 15° 、 20° および 30°C の場合、与えられた k と D において表11～表14に示す流速まで C 値は増大しこの流速を越えれば減少する。すなわち管種と管径が定まり表11～14表に与えられる流速をとれば、 C の最大となる流速すなわち摩擦によるエネルギー損失が最少となる水理学的に最有利流速 (minimum head-loss velocity) を設計することができる。従ってポンプ直送ラインの場合にはこの流速にとれば動力が最小となる。しかし以上はあくまでも摩擦損失の立場から見ての話であり、極端な高流速、低流速は他の事情から制限されることは当然である。

同様に C の最大値を与える管径も求められるがあまり現実性がないようである。詳しくは文献6)を参照されたい。

6 おわりに

Hazen-Williams 公式の適用を遷移領域全域に拡張して使用すれば計算算度の低下することを述べ、遷移領域のあいまい側に用いられる新しい公式高桑公式を紹介し

* C の指数について、現行の設計では有効桁数2桁が普通であるが、3桁の例も多くなって来ている。文献7)

た。すなわち、Hazen-Williams 公式は本来 $k = 10^{-4} \text{ m}$ 以下、Mannig 公式は 10^{-3} m 以上に使用すべきものであるが、使用公式をこの2式のみとし、今その使用境界を $3 \times 10^{-4} \text{ m}$ とすれば、この付近での両式と合理式(3)との差異は10%程度となる。さらに両式の間を高桑公式を使用することにしその使用境界を調整すれば、 $k \leq 10^{-4} \text{ m}$ では Mazen-Williams 公式、 $10^{-4} \text{ m} < k \leq 2 \times 10^{-3} \text{ m}$ は高桑公式、 $2 \times 10^{-3} \text{ m} \leq k$ では Mannig 公式となり(3)式との差異は5%以内となる。また上記3公式の適用領域を図1に示した。

次いで、各管種に対する k 値を与えると共にによる C の決定法を述べ、 k による詳細な流速係数表を示したものである。なお、(3)式の k についてはわが国で慣用されている絶対粗度なる呼称を便宜的に用いたことを特にお断りしておきたい。さらに、参考までに C を最大ならしめる摩擦損失最小の流速を示し、現実性のある値についてはこれの利用の有利なことを述べた。

以上、パイプラインの水理設計(摩擦損失水頭の計算等)には合理式(3)の使用が最も望ましいことであるが*、過渡期的手段として経験式使用と合理式との橋渡しを志向して絶対粗度の積極的な使用を提案したものである。なお、計算にはすべて岡山大学計算機センターのNEAC2200を使用した。

引用文献

- 1) 神吉貞吉：特殊構造物(1)，P. 153，森北出版，1969
- 2) 農業土木学会：土地改良事業計画設計基準，パイプライン(改定案)，1976
- 3) 高桑哲男：コールブルック・ホワイト公式を使用した管網計算，土木学会論文報告集，204，PP. 51～59 1972
- 4) Dikin, M. H. : The limits of applicability of the Hazen-Williams formula, La Houille Blanche, PP. 720-723, 1960
- 5) Miller, E. : Hydraulic Design Criteria, Control of Flow in Closed Conduits, P. 167, 1971
- 6) 村上康蔵：Hazen-Williams 公式の流速係数 C におよぼす因子(1)，水道協会雑誌投稿中
- 7) 例えば，
Benami, A. : Selection of Spsinkler-lateral Diameters, J. agric. Engng Res., 12(2), PP. 89～93, 1967
Benami, A. : New Head-loss Tables for Sprinkler Laterals, ASCE, IR 2, PP. 185～197, 1968
- 8) Pillsbury, A. F. : Sprinkler Irrigation, FAO Agricultural Development Paper No.88, 1968

* 文献8)には(3)式による摩擦損失水頭図が掲載されている。

表-3 流速係数表

k=0 t 10°C
20°C
30°C

V	D												
	0.05	0.1	0.2	0.35	0.5	0.7	1.0	1.2	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0
0.3	135.2	139.5	143.1	145.3	146.5	147.5	148.4	148.7	149.1	149.6	150.0	150.2	150.2
	140.2	144.3	147.6	149.7	150.8	151.7	152.4	152.8	153.1	153.4	153.7	153.8	153.8
	144.5	148.5	151.6	153.5	154.5	155.3	155.9	156.2	156.5	156.8	157.0	157.0	157.0
0.5	139.2	142.9	145.9	147.8	148.7	149.4	150.1	150.3	150.6	150.8	151.0	151.0	151.0
	144.0	147.6	150.3	152.0	152.9	153.5	154.0	154.2	154.4	154.6	154.6	154.6	154.6
	148.3	151.6	154.1	155.7	156.4	157.0	157.4	157.6	157.7	157.8	157.8	157.6	157.5
1.0	143.9	146.9	149.2	150.5	151.1	151.6	151.9	152.0	152.1	152.1	152.0	151.8	151.6
	148.6	151.4	153.4	154.6	155.1	155.4	155.6	155.7	155.7	155.7	155.4	155.2	154.9
	152.6	155.2	157.1	158.1	158.5	158.8	158.9	158.9	158.9	158.8	158.4	158.1	157.8
1.5	146.4	148.9	150.8	151.8	152.2	152.5	152.7	152.7	152.7	152.6	152.3	152.0	151.8
	150.9	153.3	154.9	155.8	156.1	156.3	156.3	156.3	156.2	156.1	155.7	155.3	155.0
	154.9	157.0	158.5	159.2	159.4	159.5	159.5	159.4	159.3	159.1	158.6	158.2	157.8
2.0	147.9	150.2	151.8	152.6	152.9	153.1	153.1	153.1	153.0	152.9	152.5	152.1	151.8
	152.4	154.5	155.8	156.5	156.7	156.8	156.7	156.7	156.5	156.3	155.8	155.3	155.0
	152.3	158.2	159.4	159.9	160.0	160.0	159.8	159.7	159.5	159.2	158.6	158.1	157.7
2.5	149.1	151.1	152.5	153.2	153.4	153.5	153.4	153.4	153.2	153.0	152.5	152.1	151.8
	153.5	155.3	156.5	157.0	157.1	157.1	157.0	156.9	156.7	156.3	155.8	155.3	154.9
	157.3	159.0	160.0	160.3	160.4	160.3	160.0	159.9	159.7	159.3	158.7	158.1	157.6
3.0	145.0	151.8	153.0	153.6	153.7	153.8	153.7	153.6	153.4	153.1	152.6	152.1	151.7
	154.3	156.0	157.0	157.4	157.4	157.4	157.2	157.0	156.8	156.4	155.8	155.3	154.8
	158.1	159.6	160.4	160.6	160.6	160.5	160.2	160.0	159.7	159.3	158.6	158.0	157.5
4.0	151.2	152.8	153.8	154.2	154.2	154.1	153.9	153.8	153.5	153.2	152.6	152.0	151.6
	155.5	156.9	157.7	157.9	157.8	157.7	157.4	157.2	156.9	156.4	155.7	155.1	154.6
	159.3	160.5	161.0	161.1	161.0	160.7	160.3	160.1	159.7	159.2	158.4	157.8	157.2
平均	144.7	148.0	150.0	151.1	151.6	151.9	152.2	152.2	152.2	152.2	151.9	151.7	151.4
	149.9	152.4	154.2	155.1	155.5	155.7	155.8	155.9	155.8	155.7	155.3	155.0	154.7
	153.4	156.2	157.8	158.6	158.9	159.0	159.0	159.0	158.9	158.7	158.3	157.9	157.5

表-4 流速係數表

$$k = 1 + 10^{-6} t$$

10°C
20°C
30°C

V \ D	D												
	0.05	0.1	0.2	0.35	0.5	0.7	1.0	1.2	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0
0.3	135.1	139.5	143.0	145.3	146.5	147.5	148.3	148.7	149.1	149.5	149.9	150.1	150.2
	140.1	144.2	147.5	149.6	150.7	151.6	152.4	152.7	153.0	153.4	153.7	153.8	153.8
	144.4	148.3	151.5	153.4	154.4	155.2	155.9	156.1	156.4	156.7	156.9	156.9	156.9
0.5	139.1	142.8	145.8	147.7	148.6	149.4	150.0	150.3	150.5	150.8	151.0	151.0	150.9
	143.9	147.4	150.2	151.9	152.7	153.4	153.9	154.1	154.3	154.5	154.6	154.5	154.4
	148.1	151.4	154.0	155.5	156.3	156.9	157.3	157.5	157.6	157.7	157.7	157.6	157.4
1.0	143.7	146.7	149.0	150.3	151.0	151.4	151.7	151.9	151.9	152.0	151.9	151.7	151.5
	148.3	151.1	153.2	154.4	154.9	155.2	155.5	155.5	155.6	155.5	155.3	155.1	154.8
	152.3	154.9	156.8	157.8	157.3	158.5	158.7	158.7	158.7	158.6	158.3	157.9	157.7
1.5	146.1	148.7	150.5	151.6	152.0	152.3	152.5	152.5	152.5	152.4	152.2	151.9	151.6
	150.5	152.9	154.6	155.5	155.8	156.0	156.1	156.1	156.0	155.9	155.5	155.1	154.8
	154.4	156.6	158.1	158.9	159.1	159.2	159.2	159.2	159.0	158.8	158.4	157.9	157.6
2.0	147.6	150.0	151.5	152.3	152.7	152.9	152.9	152.9	152.8	152.7	152.3	151.9	151.6
	151.9	154.0	155.5	156.2	156.4	156.5	156.4	156.4	156.2	156.0	155.5	155.1	154.7
	155.7	157.6	158.9	159.4	159.6	159.6	159.5	159.4	159.2	158.9	158.3	157.8	157.4
2.5	148.6	150.7	152.1	152.8	153.1	153.2	153.2	153.1	153.0	152.8	152.3	151.9	151.5
	152.9	154.8	156.0	156.6	156.7	156.7	156.6	156.5	156.3	156.0	155.5	155.0	154.6
	156.6	158.3	159.4	159.8	159.9	159.8	159.6	159.5	159.2	158.9	158.2	157.7	157.2
3.0	149.4	151.3	152.6	153.2	153.4	153.4	153.3	153.2	153.1	152.8	152.3	151.9	151.5
	153.7	155.4	156.5	156.9	157.0	156.9	156.7	156.6	156.4	156.0	155.4	154.9	154.5
	157.3	158.8	159.7	160.0	160.0	158.9	159.7	159.5	159.2	158.8	158.1	157.5	157.1
4.0	150.6	152.2	153.3	153.7	153.7	153.7	153.5	153.4	153.1	152.8	152.2	151.7	151.3
	154.7	156.2	157.0	157.3	157.2	157.1	156.8	156.6	156.4	156.0	155.3	154.7	154.2
	158.2	159.5	160.2	160.3	160.2	160.0	159.7	159.4	159.1	158.6	157.9	157.2	156.7
平均	145.0	147.7	149.7	150.9	151.4	151.7	151.9	152.0	152.0	152.0	151.8	151.5	151.3
	149.5	152.0	153.8	154.8	155.2	155.4	155.6	155.6	155.5	155.4	155.1	154.8	154.5
	153.4	155.7	157.3	158.1	158.4	158.6	158.7	158.7	158.6	158.4	158.0	157.6	157.3

表-5 流速係數表

$$k = 3 \times 10^{-6} t \begin{matrix} 10^{\circ}\text{C} \\ 20^{\circ}\text{C} \\ 30^{\circ}\text{C} \end{matrix}$$

V	D												
	0.05	0.1	0.2	0.35	0.5	0.7	1.0	1.2	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0
0.3	135.0	139.3	142.9	145.2	146.4	147.4	148.2	148.6	149.0	149.4	149.9	150.1	150.1
	139.9	144.0	147.4	149.5	150.6	151.5	152.3	152.6	152.9	153.3	153.6	153.7	153.7
	144.2	148.1	151.3	153.3	154.3	155.1	155.7	156.0	156.3	156.6	156.8	151.8	156.8
0.5	138.8	142.6	145.6	147.5	148.5	149.2	149.9	150.1	150.4	150.6	150.8	150.9	150.8
	143.6	147.2	150.0	151.7	152.5	153.2	153.7	153.9	154.1	154.3	154.4	154.4	154.3
	147.7	151.1	153.7	155.3	156.1	156.6	157.1	157.2	157.4	157.5	157.5	157.4	157.2
1.0	143.3	146.3	148.7	150.0	150.7	151.1	151.5	151.6	151.7	151.7	151.7	151.5	151.3
	147.8	150.6	152.8	154.0	154.5	154.9	155.1	155.2	155.3	155.2	155.0	154.8	154.6
	151.7	154.3	156.3	157.4	157.8	158.1	158.3	158.3	158.3	158.2	157.9	157.6	157.3
1.5	145.5	148.1	150.1	151.2	151.6	152.0	152.0	152.2	152.2	152.1	151.9	151.6	151.4
	149.8	152.3	154.0	155.0	155.3	155.6	155.7	155.7	155.6	155.5	155.1	154.8	154.5
	153.5	155.8	157.4	158.2	158.5	158.6	158.7	158.6	158.5	158.3	157.9	157.5	157.1
2.0	146.8	149.2	150.9	151.8	152.2	152.4	152.5	152.5	152.4	152.2	151.9	151.6	151.3
	151.0	153.2	154.7	155.5	155.7	155.9	155.9	155.8	155.7	155.5	155.0	154.6	154.3
	154.6	156.6	158.0	158.6	158.8	158.9	158.8	158.7	158.5	158.2	157.7	157.3	156.9
2.5	147.7	149.9	151.4	152.2	152.5	152.6	152.6	152.6	152.5	152.3	151.9	151.5	151.1
	151.8	153.8	155.2	155.8	156.0	156.0	155.9	155.9	155.7	155.4	154.9	154.5	154.1
	155.3	157.1	158.3	158.8	158.9	158.9	158.8	158.6	158.4	158.1	157.5	157.0	156.6
3.0	148.4	150.4	151.8	152.5	152.7	152.7	152.7	152.6	152.5	152.2	151.8	151.3	151.0
	152.4	154.2	155.4	155.9	156.1	156.1	155.9	155.8	155.6	155.3	154.8	154.3	153.8
	155.7	157.4	158.5	158.9	159.0	158.9	158.7	158.5	158.3	157.9	157.3	156.8	156.3
4.0	149.3	151.1	152.2	152.7	152.9	152.8	152.7	152.6	152.4	152.1	151.5	151.0	150.6
	153.1	154.7	155.7	156.1	156.1	156.0	155.8	155.7	155.4	155.0	154.4	153.9	153.4
	156.3	157.8	158.6	158.9	158.9	158.7	158.4	158.2	157.9	157.5	156.5	156.2	155.7
平均	144.4	147.1	149.2	150.4	150.9	151.3	151.5	151.6	151.6	151.6	151.4	151.2	151.0
	148.7	151.3	153.2	154.2	154.6	154.9	155.0	155.1	155.0	154.9	154.7	154.4	154.1
	152.4	154.8	156.5	157.4	157.8	158.0	158.1	158.0	158.0	157.8	157.4	157.1	156.7

表-6 流速係數表

$k = 1 \times 10^{-5} t$ 10°C
20°C
30°C

V	D												
	0.05	0.1	0.2	0.35	0.5	0.7	1.0	1.2	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0
0.3	134.4	138.8	142.4	144.8	146.0	147.0	147.9	148.3	148.7	149.1	149.6	149.8	149.9
	139.2	143.4	146.8	149.0	150.2	151.1	151.8	152.2	152.5	152.9	153.2	153.4	153.4
	143.3	147.4	150.6	152.7	153.7	154.5	155.2	155.5	155.8	156.1	156.4	156.4	156.4
0.5	138.0	141.9	145.0	146.9	147.9	148.7	149.4	149.6	149.9	150.2	150.4	150.5	150.5
	142.5	146.2	149.1	150.9	151.8	152.5	153.1	153.3	153.6	153.8	153.9	153.9	153.8
	146.4	150.0	152.7	154.4	155.2	155.8	156.3	156.5	156.7	156.8	156.8	156.8	156.6
1.0	141.9	145.1	147.5	149.0	149.7	150.2	150.6	150.8	150.9	151.0	150.9	150.8	150.6
	146.0	149.1	151.4	152.7	153.3	153.7	154.1	154.2	154.2	154.2	154.1	153.9	153.7
	149.5	152.4	154.6	155.8	156.4	156.7	157.0	157.0	157.1	157.0	156.8	156.6	156.3
1.5	143.5	146.4	148.5	149.7	150.3	150.7	150.9	151.0	151.1	151.0	150.9	150.6	150.4
	147.4	150.1	152.1	153.2	153.7	154.0	154.2	154.2	154.2	154.1	153.8	153.6	153.3
	150.6	153.2	155.1	156.1	156.5	156.7	156.9	156.9	156.8	156.7	156.4	156.0	155.7
2.0	144.4	147.0	149.0	150.0	150.5	150.8	151.0	151.0	151.0	150.9	150.6	150.4	150.1
	148.0	150.5	152.3	153.3	153.7	153.9	154.0	154.0	153.9	153.8	153.5	153.1	152.8
	151.0	153.4	155.1	156.0	156.3	156.5	156.5	156.5	156.4	156.2	155.8	155.4	155.1
2.5	144.9	147.4	149.2	150.1	150.5	150.7	150.8	150.9	150.8	150.7	150.3	150.0	149.7
	148.3	150.7	152.3	153.2	153.5	153.7	153.7	153.7	153.6	153.4	153.0	152.7	152.3
	151.1	153.4	154.0	155.7	156.0	156.1	156.1	156.1	156.0	155.7	155.3	154.9	154.5
3.0	145.2	147.5	149.2	150.1	150.4	150.6	150.7	150.6	150.6	150.4	150.0	149.7	149.4
	148.4	150.7	152.2	153.0	153.3	153.4	153.4	153.4	153.3	153.0	152.6	152.2	151.9
	151.0	153.2	154.7	155.4	155.6	155.7	155.7	155.6	155.5	155.2	154.7	154.3	153.9
4.0	145.3	147.5	149.1	149.8	150.1	150.2	150.2	150.1	150.0	149.8	149.4	149.0	148.6
	148.3	150.4	151.8	152.5	152.7	152.8	152.7	152.7	152.5	152.3	151.8	151.3	150.9
	150.7	152.7	154.1	154.7	154.9	154.9	154.8	154.7	154.5	154.2	153.7	153.2	152.8
平均	142.2	145.2	147.5	148.8	149.4	149.9	150.2	150.3	150.4	150.4	150.3	150.1	149.9
	146.0	148.9	151.0	152.2	152.8	153.1	153.4	153.5	153.5	153.4	153.2	153.0	152.8
	149.2	152.0	153.9	155.1	155.6	155.9	156.1	156.1	156.1	156.0	155.7	155.5	155.2

表—7 流 速 係 数 表

 $k = 3 \times 10^{-5} t$
 10℃
 20℃
 30℃

D	0.05	0.1	0.2	0.35	0.5	0.7	1.0	1.2	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0
0.3	132.9	137.5	141.3	143.7	145.0	146.1	147.0	147.4	147.9	148.3	148.8	149.1	149.2
	137.3	141.8	145.4	147.7	148.9	149.9	150.7	151.1	151.5	151.9	152.3	152.5	152.5
	141.0	145.4	148.8	157.0	152.2	153.1	153.9	154.2	154.5	154.9	155.2	155.3	155.3
0.5	135.8	139.9	143.2	145.3	146.4	147.3	148.0	148.3	148.7	149.0	149.3	149.4	149.4
	139.8	143.8	147.0	149.0	150.0	150.8	151.4	151.7	152.0	152.3	152.5	152.5	152.5
	143.1	147.1	150.1	152.0	153.0	153.7	154.3	154.5	154.8	155.0	155.1	155.1	155.1
1.0	138.2	141.8	144.6	146.3	147.2	147.8	148.4	148.6	148.8	148.9	149.0	149.0	148.9
	141.6	145.1	147.8	149.4	150.2	150.8	151.3	151.5	151.6	151.7	151.8	151.7	151.5
	144.3	147.8	150.4	151.9	152.7	153.2	153.7	153.8	153.9	154.0	154.0	153.9	153.7
1.5	138.8	142.1	144.7	146.2	147.0	147.5	147.9	148.1	148.2	148.3	148.3	148.2	148.0
	141.7	145.0	147.5	148.9	149.6	150.1	150.5	150.6	150.8	150.8	150.7	150.6	150.4
	144.0	147.2	150.0	151.1	151.8	152.2	152.6	152.7	152.8	152.8	152.7	152.5	152.3
2.0	138.7	141.9	144.4	145.8	146.5	147.0	147.3	147.5	147.6	147.6	147.5	147.4	147.2
	141.3	144.5	146.8	148.2	148.9	149.3	149.6	149.7	149.8	149.8	149.7	149.5	149.3
	143.3	146.4	148.8	150.1	150.7	151.2	151.5	151.6	151.6	151.6	151.4	151.2	151.0
2.5	138.4	141.6	143.9	145.3	145.9	146.3	146.7	146.8	146.9	146.9	146.8	146.6	146.4
	140.8	143.8	146.1	147.4	148.1	148.5	148.8	148.9	148.9	148.9	148.7	148.5	148.3
	142.5	145.6	147.9	149.1	149.7	150.1	150.4	150.5	150.5	150.5	150.3	150.1	149.8
3.0	138.1	141.1	143.4	144.7	145.3	145.7	146.0	146.1	146.2	146.2	146.0	145.8	145.6
	140.1	143.2	145.4	146.7	147.3	147.7	147.9	148.0	148.1	148.0	147.9	147.6	147.4
	141.7	144.8	147.0	148.2	148.8	149.2	149.4	149.5	149.5	149.5	149.3	149.0	148.8
4.0	137.1	140.1	142.3	143.5	144.1	144.5	144.7	144.8	144.9	144.8	144.7	144.4	144.2
	138.9	141.9	144.0	145.2	145.8	146.1	146.4	146.4	146.5	146.4	146.2	146.0	145.8
	140.2	143.2	145.3	146.5	147.0	147.4	147.6	147.7	147.7	147.7	147.4	147.2	146.9
平均	137.3	140.8	143.5	145.1	145.9	146.5	147.0	147.2	147.4	147.5	147.6	147.5	147.4
	140.2	143.6	146.3	147.8	148.6	149.2	149.6	149.7	149.9	150.0	150.0	149.9	149.7
	142.5	145.9	148.5	150.0	150.7	151.3	151.7	151.8	151.9	152.0	151.9	151.8	151.6

$k = 5 \times 10^{-3} t$ 10°C
20°C
30°C

表-8 流 速 係 数 表

V	D												
	0.05	0.1	0.2	0.35	0.5	0.7	1.0	1.2	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0
0.3	131.5	136.2	140.1	142.7	144.1	145.2	146.2	146.6	147.1	147.6	148.1	148.4	148.5
	135.6	140.2	144.0	146.4	147.7	148.7	149.7	150.1	150.5	150.9	151.4	151.6	151.7
	139.0	143.5	147.4	149.5	150.8	151.7	152.6	153.0	153.3	153.7	154.1	154.3	154.4
0.5	133.7	138.1	141.6	143.9	145.0	146.0	146.8	147.1	147.5	147.9	148.2	148.4	148.4
	137.3	141.6	145.0	147.2	148.3	149.2	149.9	150.2	150.6	150.9	151.2	151.3	151.3
	140.3	144.5	147.8	149.9	150.9	151.8	152.5	152.8	153.1	153.4	153.6	153.7	153.6
1.0	135.1	139.0	142.1	144.0	145.0	145.8	146.4	146.6	146.9	147.1	147.3	147.3	147.3
	137.9	141.8	144.8	146.7	147.6	148.3	148.9	149.1	149.4	149.6	149.7	149.7	149.6
	140.1	144.0	146.9	148.8	149.7	150.4	150.9	151.1	151.3	151.5	151.6	151.6	151.5
1.5	134.9	138.6	141.5	143.3	144.2	144.9	145.4	145.6	145.8	146.0	146.1	146.1	146.0
	137.2	140.9	143.8	145.5	146.4	147.0	147.5	147.7	147.9	148.1	148.2	148.1	148.0
	139.0	142.7	145.5	147.2	148.1	148.7	149.2	149.4	149.6	149.7	149.7	149.7	149.5
2.0	134.3	137.9	140.7	142.4	143.3	143.9	144.4	144.6	144.8	144.9	145.0	144.9	144.8
	136.3	140.0	142.6	144.3	145.1	145.7	146.2	146.4	146.6	146.7	146.7	146.7	146.5
	137.8	141.4	144.1	145.8	146.6	147.2	147.6	147.8	148.0	148.1	148.1	148.0	147.9
2.5	133.6	137.1	140.0	141.5	142.3	142.9	143.4	143.6	143.7	143.9	143.9	143.8	143.7
	135.3	138.8	141.6	143.2	144.0	144.6	145.0	145.2	145.3	145.5	145.5	145.4	145.2
	136.6	140.1	142.8	144.4	145.2	145.8	146.2	146.4	146.6	146.7	144.7	146.6	146.4
3.0	132.9	136.4	139.0	140.6	141.4	142.0	142.5	142.6	142.8	143.9	142.9	142.8	142.7
	134.4	137.9	140.5	142.1	142.9	143.5	143.9	144.1	144.2	144.3	144.3	144.2	144.1
	135.5	139.0	141.6	143.2	144.0	144.6	145.0	145.2	145.3	145.4	145.4	145.3	145.1
4.0	131.5	134.9	137.5	139.0	140.0	140.3	140.8	140.9	141.1	141.2	141.2	141.1	140.9
	132.7	136.1	138.7	140.2	141.0	141.5	142.0	142.1	142.3	142.4	142.3	142.2	140.1
	133.6	137.0	139.6	141.1	141.9	142.4	142.8	143.0	143.1	143.2	143.2	143.1	142.9
平均	133.4	137.3	140.3	142.1	143.2	143.9	144.5	144.7	145.0	145.2	145.3	145.4	145.3
	135.8	139.7	142.6	144.5	145.4	146.1	146.6	146.9	147.1	147.3	147.4	147.4	147.1
	137.7	141.5	144.4	146.2	147.2	147.8	148.4	148.6	148.8	149.0	149.1	149.0	148.9

表-9 流 速 係 数 表

 $k = 7.5 \times 10^{-5} t$

 10℃
 20℃
 30℃

V	D												
	0.05	0.1	0.2	0.35	0.5	0.7	1.0	1.2	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0
0.3	129.8	134.8	138.8	141.5	142.9	144.1	145.1	145.6	146.1	146.7	147.3	147.6	147.7
	133.5	138.4	142.4	145.0	146.3	147.4	148.4	148.8	149.3	149.8	150.3	150.6	150.7
	136.6	141.4	145.3	147.8	149.1	150.2	151.1	151.5	152.0	152.4	152.9	153.1	153.2
0.5	131.4	136.0	139.8	142.2	143.4	144.4	145.3	145.7	146.1	146.6	147.0	147.2	147.3
	134.6	139.2	142.8	145.1	146.4	147.3	148.2	148.5	148.9	149.3	149.7	149.9	149.9
	137.1	141.6	145.2	147.5	148.7	149.6	140.5	150.8	151.2	151.5	151.9	152.0	152.0
1.0	131.7	136.0	139.4	141.5	142.6	143.5	144.2	144.5	144.8	145.2	145.4	145.5	145.5
	134.1	138.3	141.6	143.7	144.8	145.6	146.3	146.6	146.9	147.2	147.5	147.6	147.5
	135.8	140.1	143.4	145.5	146.5	147.3	148.0	148.3	148.6	148.9	149.1	149.1	149.1
1.5	130.9	135.0	138.2	140.2	141.3	142.1	142.7	143.0	143.3	143.6	143.8	143.9	143.8
	132.7	136.8	140.0	142.0	143.0	143.8	144.5	144.7	145.0	145.3	145.5	145.5	145.5
	134.1	138.2	141.4	143.4	144.4	145.1	148.8	146.1	146.3	146.6	144.8	146.8	146.7
2.0	129.9	133.9	137.0	138.9	139.9	140.7	141.3	141.6	141.9	142.1	142.3	142.4	142.3
	131.4	134.4	138.5	140.4	141.4	142.2	142.8	143.1	143.3	143.6	143.7	143.8	143.7
	132.5	136.5	139.6	141.6	142.5	143.3	143.9	144.2	144.4	144.6	144.8	144.8	144.8
2.5	128.9	132.8	135.9	137.8	138.7	139.5	140.1	140.3	140.6	140.8	141.0	141.0	141.0
	130.1	134.1	137.1	139.0	140.0	140.7	141.3	141.6	141.8	142.1	142.2	142.2	142.2
	130.1	135.0	138.1	140.0	140.9	141.7	142.3	142.5	142.8	143.0	143.1	143.1	143.1
3.0	127.9	131.8	134.8	136.7	137.6	138.3	138.9	139.2	139.4	139.7	139.8	139.8	139.8
	129.0	132.9	135.9	137.8	138.7	139.5	140.1	140.3	140.5	140.8	140.9	140.9	140.9
	129.8	133.7	136.7	138.6	139.5	140.3	140.9	141.1	141.3	141.6	141.7	141.7	141.6
4.0	126.2	130.0	132.9	134.8	135.7	136.4	137.0	137.2	137.4	137.7	137.8	137.8	137.7
	127.0	130.9	133.8	135.6	136.6	137.3	137.9	138.1	138.3	138.5	138.7	138.7	138.6
	127.7	131.8	134.5	136.3	137.2	137.9	138.5	138.7	139.0	139.2	139.3	139.3	139.2
平均	129.6	133.8	137.1	139.2	140.3	141.1	141.8	142.1	142.5	142.8	143.1	143.2	143.1
	131.1	135.8	139.0	141.1	142.2	143.0	143.7	144.0	144.3	144.6	144.8	144.9	144.9
	132.7	137.3	140.5	142.6	143.6	144.4	145.1	145.4	145.7	146.0	146.2	146.2	146.2

表—10 流 速 係 数 表

$k = 1 \times 10^{-4} t$
 10℃
 20℃
 30℃

V	D												
	0.05	0.1	0.2	0.35	0.5	0.7	1.0	1.2	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0
0.3	128.2	133.4	137.6	140.4	141.8	143.1	144.2	144.7	145.2	145.8	146.5	146.8	147.0
	131.7	136.8	140.9	143.6	145.0	146.2	147.2	147.7	148.2	148.8	149.4	149.6	149.8
	134.4	139.5	143.6	146.2	147.6	148.7	149.7	150.2	150.7	151.2	151.7	152.0	152.1
0.5	129.3	134.2	138.1	140.6	141.9	143.0	144.0	144.4	144.9	145.4	145.9	146.1	146.2
	132.2	137.0	140.8	143.3	144.6	145.7	146.6	147.0	147.4	147.9	148.3	148.5	148.6
	134.4	139.1	143.0	145.4	146.7	147.7	148.6	149.0	149.4	149.9	150.3	150.5	150.6
1.0	128.9	133.4	137.0	139.3	140.5	141.4	142.3	142.6	143.0	143.4	143.8	143.9	144.0
	130.8	135.3	138.9	141.2	142.4	143.3	144.1	144.5	144.8	145.2	145.6	145.7	145.7
	132.3	136.8	140.4	142.7	143.8	144.8	145.6	145.9	146.3	146.6	147.0	147.1	147.1
1.5	127.6	131.9	135.4	137.6	138.8	139.7	140.4	140.8	141.1	141.5	141.8	141.9	141.9
	129.1	133.4	136.9	139.1	140.2	141.1	141.9	142.2	142.6	142.9	143.2	143.3	143.4
	130.2	134.6	138.0	140.2	141.3	142.2	143.0	143.3	143.7	144.0	144.3	144.4	144.4
2.0	126.3	130.5	133.9	136.1	137.2	138.1	138.8	139.1	139.5	139.8	140.1	140.2	140.2
	127.5	131.8	135.2	137.3	138.4	139.3	140.0	140.3	140.7	141.0	141.3	141.4	141.4
	128.3	132.7	136.1	138.2	139.3	140.2	140.9	141.2	141.5	141.9	142.1	142.2	142.2
2.5	125.1	129.3	132.6	134.7	135.8	136.6	137.4	137.7	138.0	138.3	138.6	138.7	138.7
	126.1	130.3	133.6	135.7	136.8	137.7	138.4	138.7	139.0	139.3	139.6	139.7	139.7
	127.8	131.0	134.4	136.5	137.6	138.4	139.1	139.5	139.8	140.1	140.4	140.4	140.4
3.0	124.0	128.1	131.4	133.5	134.6	135.4	136.1	136.4	136.7	137.0	137.3	137.4	137.4
	124.8	129.0	132.3	134.4	135.5	136.3	137.0	137.3	137.6	137.9	138.2	138.3	138.3
	125.4	129.6	132.9	135.0	136.1	136.9	137.6	137.9	138.3	138.6	138.8	138.9	138.9
4.0	122.1	126.2	129.4	131.4	132.4	133.3	134.0	134.3	134.6	134.9	135.1	135.2	135.2
	122.7	126.8	130.1	132.1	133.1	134.0	134.7	135.0	135.3	135.6	135.8	135.9	135.9
	123.2	127.3	130.6	132.6	133.6	134.5	135.2	135.5	135.8	136.1	136.3	136.4	136.4
平均	126.4	130.9	134.4	136.7	137.9	138.8	139.7	140.0	140.4	140.8	141.1	141.3	141.3
	128.1	132.6	136.1	138.3	139.5	140.5	141.2	141.6	142.0	142.3	142.7	142.8	142.9
	129.5	133.8	137.4	139.6	140.8	141.7	142.5	142.8	143.2	143.6	143.9	144.0	144.0

表-11 C の最大値を与える流速

t = 10°C

k \ D	D												
	0.05	0.10	0.20	0.35	0.50	0.70	1.00	1.20	1.50	2.00	3.00	4.00	5.00
1 × 10 ⁻⁶	154.0	154.5	154.6	154.4	154.2	153.9	153.6	153.4	153.1	152.8	152.3	151.9	151.6
	22.67	17.85	13.47	10.34	8.56	7.05	5.64	4.99	4.27	3.46	2.52	1.99	1.64
3 × 10 ⁻⁶	150.6	151.9	152.6	152.9	152.9	152.8	152.7	152.6	152.5	152.3	151.9	151.6	151.4
	10.34	8.56	6.88	5.61	4.86	4.19	3.54	3.22	2.86	2.42	1.88	1.55	1.32
1 × 10 ⁻⁵	145.3	147.6	149.2	150.1	150.5	150.8	151.0	151.0	151.1	151.0	150.9	150.8	150.7
	4.09	3.52	2.96	2.53	2.27	2.03	1.79	1.67	1.53	1.35	1.12	0.97	0.86
3 × 10 ⁻⁵	138.8	142.1	144.7	146.4	147.2	147.8	148.4	148.6	148.9	149.1	149.3	149.4	149.4
	1.68	1.48	1.29	1.13	1.04	0.95	0.86	0.81	0.76	0.69	0.60	0.54	0.49
5 × 10 ⁻⁵	135.1	139.0	142.2	144.2	145.2	146.1	146.8	147.1	147.5	147.9	148.3	148.5	148.6
	1.10	0.98	0.86	0.77	0.71	0.65	0.60	0.57	0.53	0.49	0.43	0.39	0.36
7.5 × 10 ⁻⁵	131.9	136.3	139.9	142.2	143.4	144.4	145.4	145.8	146.2	146.7	147.3	147.6	147.7
	0.78	0.70	0.62	0.56	0.52	0.48	0.44	0.42	0.40	0.37	0.33	0.30	0.28
1 × 10 ⁻⁴	129.4	134.2	138.1	140.6	142.0	143.2	144.2	144.7	145.2	145.8	145.8	146.5	147.1
	0.62	0.55	0.49	0.44	0.41	0.39	0.36	0.34	0.32	0.30	0.27	0.25	0.23

上段：Cの最大値

下段：流速 (m/sec)

表-12 C の最大値を与える流速

t = 15°C

k \ D	D												
	0.05	0.10	0.20	0.35	0.50	0.70	1.00	1.20	1.50	2.00	3.00	4.00	5.00
1 × 10 ⁻⁶	155.7	156.2	156.3	156.1	155.9	155.6	155.3	155.1	154.8	154.5	154.0	153.6	153.3
	19.77	15.57	11.75	9.02	7.47	6.15	4.92	4.35	3.73	3.02	2.20	1.74	1.43
3 × 10 ⁻⁶	152.3	153.5	154.3	154.5	154.6	154.5	154.4	154.3	154.2	153.9	153.6	153.3	153.0
	9.02	7.46	6.00	4.90	4.24	3.66	3.08	2.81	2.49	2.11	1.64	1.35	1.15
1 × 10 ⁻⁵	146.9	149.2	150.8	151.8	152.2	152.4	152.6	152.7	152.7	152.7	152.6	152.5	152.3
	3.57	3.07	2.58	2.21	1.98	1.77	1.56	1.46	1.33	1.18	0.98	0.85	0.75
3 × 10 ⁻⁵	140.3	143.7	146.3	148.0	148.8	149.5	150.0	150.3	150.5	150.7	151.0	151.0	151.1
	1.47	1.29	1.12	0.99	0.91	0.83	0.75	0.71	0.66	0.60	0.52	0.47	0.43
5 × 10 ⁻⁵	136.6	140.6	143.7	145.7	146.8	147.7	148.4	148.8	149.1	149.5	149.9	150.1	150.2
	0.96	0.86	0.75	0.67	0.62	0.57	0.52	0.50	0.47	0.43	0.38	0.34	0.32
7.5 × 10 ⁻⁵	133.3	137.8	141.4	143.7	145.0	146.0	147.0	147.4	147.8	148.3	148.9	149.2	149.4
	0.68	0.61	0.54	0.49	0.45	0.42	0.39	0.37	0.35	0.32	0.29	0.26	0.24
1 × 10 ⁻⁴	130.8	135.7	139.6	142.2	143.6	144.7	145.8	146.3	146.8	147.4	148.1	148.5	148.7
	0.54	0.48	0.43	0.39	0.36	0.34	0.31	0.30	0.28	0.26	0.24	0.22	0.20

上段：Cの最大値

下段：流速 (m/sec)

表-13 C の最大値を与える流速

t = 20°C

k	D												
	0.05	0.10	0.20	0.35	0.50	0.70	1.00	1.20	1.50	2.00	3.00	4.00	5.00
1 × 10 ⁻⁶	157.3	157.8	157.8	157.6	157.4	157.2	156.8	156.6	156.4	156.0	155.5	155.1	154.8
	17.45	13.74	10.37	7.96	6.59	5.43	4.34	3.84	3.29	2.66	1.94	1.53	1.27
3 × 10 ⁻⁶	153.8	155.1	155.8	156.1	156.1	156.1	155.9	155.8	155.7	155.5	155.1	154.8	154.6
	7.96	6.59	5.30	4.32	3.74	3.23	2.72	2.48	2.20	1.87	1.45	1.19	1.02
1 × 10 ⁻⁵	148.4	150.7	152.4	153.3	153.7	154.0	154.2	154.2	154.3	154.2	154.1	154.0	153.8
	3.15	2.71	2.28	1.95	1.75	1.57	1.38	1.29	1.18	1.04	0.86	0.75	0.66
3 × 10 ⁻⁵	141.7	145.1	147.8	149.5	150.3	151.0	151.5	151.8	152.0	152.3	152.5	152.6	152.6
	1.30	1.14	0.99	0.87	0.80	0.73	0.66	0.63	0.59	0.53	0.46	0.41	0.38
5 × 10 ⁻⁵	138.0	142.0	145.2	147.2	148.3	149.2	149.9	150.3	150.6	151.0	151.4	151.6	151.7
	0.85	0.76	0.66	0.59	0.55	0.50	0.46	0.44	0.41	0.38	0.33	0.30	0.28
7.5 × 10 ⁻⁵	134.7	139.2	142.8	145.2	146.5	147.5	148.4	148.9	149.3	149.8	150.4	150.7	150.9
	0.61	0.54	0.48	0.43	0.40	0.37	0.34	0.33	0.31	0.29	0.25	0.23	0.22
1 × 10 ⁻⁴	132.2	137.0	141.0	143.6	145.0	146.2	147.3	147.7	148.3	148.9	149.6	150.0	150.2
	0.48	0.43	0.38	0.34	0.32	0.30	0.28	0.26	0.25	0.23	0.21	0.19	0.18

上段：Cの最大値

下段：流速 (m/sec)

表-14 C の最大値を与える流速

t = 30°C

k	D												
	0.05	0.10	0.20	0.35	0.50	0.70	1.00	1.20	1.50	2.00	3.00	4.00	5.00
1 × 10 ⁻⁶	160.1	160.6	160.7	160.5	160.3	160.0	159.7	159.5	159.2	158.9	158.4	158.0	157.6
	13.94	10.97	8.28	6.36	5.26	4.33	3.47	3.07	2.63	2.13	1.55	1.22	1.01
3 × 10 ⁻⁶	156.6	157.9	158.6	158.9	159.0	158.9	158.8	158.7	158.5	158.3	157.9	157.6	157.4
	6.36	5.26	4.23	3.45	2.99	2.58	2.18	1.98	1.76	1.49	1.16	0.95	0.82
1 × 10 ⁻⁵	151.1	153.4	155.1	156.1	156.5	156.8	157.0	157.0	157.1	157.0	156.9	156.8	156.6
	2.52	2.16	1.82	1.56	1.40	1.25	1.10	1.03	0.94	0.83	0.69	0.60	0.53
3 × 10 ⁻⁵	144.3	147.8	150.5	152.2	153.0	153.7	154.3	154.5	154.8	155.0	155.3	155.3	155.3
	1.04	0.91	0.79	0.70	0.64	0.59	0.53	0.50	0.47	0.43	0.37	0.33	0.30
5 × 10 ⁻⁵	140.5	144.5	147.8	149.9	151.0	151.9	152.6	153.0	153.4	153.7	154.2	154.4	154.5
	0.68	0.60	0.53	0.47	0.44	0.40	0.37	0.35	0.33	0.30	0.27	0.24	0.22
7.5 × 10 ⁻⁵	137.1	141.7	145.4	147.8	149.1	150.2	151.1	151.6	152.0	152.5	153.1	153.4	153.6
	0.48	0.43	0.38	0.34	0.32	0.30	0.27	0.26	0.25	0.23	0.20	0.19	0.17
1 × 10 ⁻⁴	134.6	139.5	143.6	146.2	147.7	148.8	149.9	150.4	151.0	151.6	152.3	152.7	152.9
	0.38	0.34	0.30	0.27	0.26	0.24	0.22	0.21	0.20	0.19	0.17	0.15	0.14

上段：Cの最値

下段：流速 (m/sec)

排水機場の地盤改良について

——島根県出東地区新中央排水機場——

宅 和 幸 吉*

目 次	
I まえがき.....(17)	IV 施 工.....(19)
II 地区の概要.....(17)	V 調 査 工.....(21)
III 設 計.....(17)	VI あとがき.....(25)

I まえがき

当該機場建設地の基礎地盤は、軟弱地盤で構成され、その層厚は38mに達している。本機場の掘さく深さは地表から7mに達するため、掘さく時には、すべり破壊、ヒービング等の発生が考えられる。これらの現象は軟弱地盤の宿命であり、避けることのできない問題であるので、適切な対策を樹てて施工しなければならない。

従来、これらの対策としては矢板工法、地盤改良工法、薬液注入工法等がそれぞれの現場条件により採用されてきた。

本機場では、前述の工法及び近時開発された化学的地盤改良工法について、当該機場への適合性、経済性等を総合的に検討した結果、セメントモルタルを安定剤とすと地盤改良杭工法(粘性土攪拌固結工法—CMC工法—)を採用することとした。CMC工法は、運輸省港湾技術研究所で開発された深層混合処理工法(DLM工法)の安定剤である生石灰に換え、セメントモルタルを用いて軟弱粘性土を固結させ、強固な地盤改良杭を造成する工法である。

II 地区の概要

本地区は島根県で最大の穀倉地帯である簸川平野に位置し、この受益面積は斐伊川右岸地域の約半分を占める下流部1,438haである。地盤標高は0.0m~6.5mの低湿地帯であり、宍道湖のかんがい期間平均水位0.46mからみて、湖岸部200ha余は水面以下であり、ポンプによる常時排水は欠かせぬところである。

当該排水機場は昭和25年に、かん排事業によって設置されたものであるが、その後1.0m約の地盤沈下と機械の老朽化によって排水能力は大きく低下した。このため本事業によって、当該機場(洪水用ポンプφ1600%横軸々流、エンジン270ps各2基。常時用ポンプφ450%立

軸々流、電動機18.5kWモーター1基)を含む新設機場2ヶ所、既設ポンプ場の自動化及び更新を3ヶ所、また、これら機場を連結する集水路5.5kmの改修及び、地区内の主要排水路3.5kmを改修しようとするものである。

なお今回報告するCMC工法による、地盤改良工事は昭和51年度に施工したものである。

III 設 計

地盤改良の設計にあたっては、まず機場設置位置のほぼ中央に調査ボーリングを行い、室内試験により改良範囲及び改良杭の仕様を決定する。

1) 原地盤の土質

本地盤の土質は、図-1及び表-1に示すとおりである。

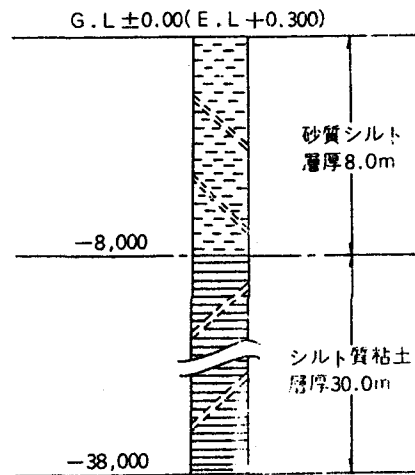


図-1 モデル地盤図

2) 室内配合試験

図-1によればこの地層は、砂質シルト及びシルト質粘土の層に大別される。この二層についてそれぞれセメントモルタルの混合率を変え、3種類のテストピースを作り室内試験を行った。混合率は次のとおりである。

○砂質シルト

* 島根県耕地第1課

セメント混合比 8.706%, 11.43%, 14.075%
 (モルタル混合量) (0.223) (0.329) (0.460)
 m^3/m^3
 養生 7日, 28日

○シルト質粘土

セメント混合比 9.67%, 12.53%, 15.285%
 (モルタル混合量) (0.186) (0.275) (0.386)
 m^3/m^3
 養生 7日, 28日

上記のモルタル材料の仕様は下記のとおりであり、またこの試験結果による4週強度を図-2に示した。

○使用材料 セメントモルタル (スランブ22cm)

砂 (FM=2.86)

配合 セメント:砂:水 = 1:3:0.65

モルタル 1 m^3 の内訳 (1%の air を含む)

セメント	463kg
砂	1390 "
水	301 "

表-1 土質諸元

	砂質シルト	シルト質粘土
単位体積重量 γ_s	1.60t/ m^3	1.40t/ m^3
自然含水比 W_n	65%	115%
液性限界 L.L	47.5%	85%
塑性限界 P.L	32.5%	50%
粘着力 C	1.50t/ m^2	2.00t/ m^2
内部摩擦角 ϕ_u	7°	—
P. H	5.6	8.3
強熱減量 Ig-loss	8%	10.2%

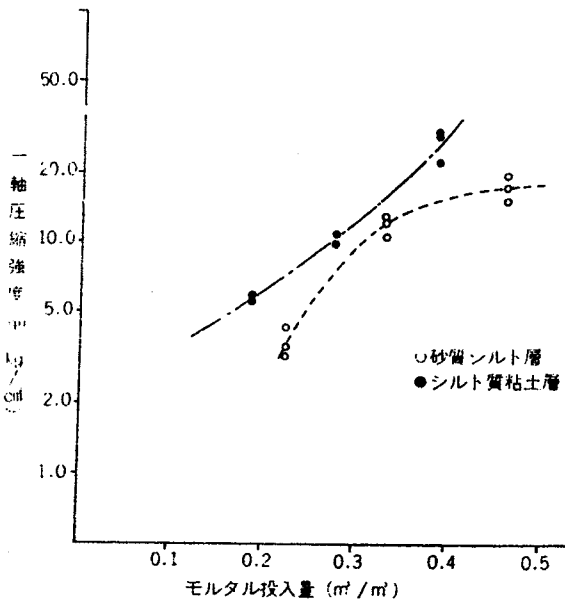


図-2 室内試験結果 (4週強度)

3) 改良仕様

2)の室内試験によれば、セメントモルタルを体積比で30%混合した場合の4週強度は、

砂質シルト層 $q_u = 9.6\text{kg}/\text{cm}^2$

シルト質粘土層 $q_u = 12.4\text{kg}/\text{cm}^2$

となっている。しかし、このような工法においては室内試験の強度と現地での強度との間には相当の差異があることが認められているので、室内試験の結果を低減することとし、これを現位置パイル強度比 (S_f …地盤改良杭強度/室内混合試験強度) と呼び、当該設計では1/4*とした。この結果

砂質シルト層パイル粘着力 $C_p = 12\text{t}/\text{m}^2$ ($q_u = 2.4\text{kg}/\text{cm}^2$)

シルト質粘土層 " $C_p = 15\text{t}/\text{m}^2$ ($q_u = 3.0\text{kg}/\text{cm}^2$)

となる。この数値により、機場の掘さく計画及び下記のイ)、ロ)及び4)等の検討を行う。

イ) 改良杭仕様

パイルの断面積 (A_p) は、機械のタイプ及び攪拌翼の径により決る。今回本地区で使用したのは図-10にみられるように二軸型で、図-7にみられるようなダルマ型の改良断面形となる。また、改良面積率 (a_p) は、地盤改良後排水機場の基礎として打たれる鋼管杭の配置等でも考慮して決定する。

本地区の場合の仕様は次のとおりである。

○パイル仕上り面積 (A_p) = 2.0 m^2

○改良面積率 (a_p) = $\frac{\text{総パイル断面積}}{\text{改良対象面積}} = 40\%$

○モルタル混合比 (u_r) (体積混合比) = 30%

ロ) 施工数量

施工数量については、改良範囲、立積より本数、延長を算出する。実打延長の空打延長の算定方法は次のとおりであり、それぞれの数量を表-2に示した。

○実打延長 = $\frac{\text{改良立積} \times \text{改良面積率} (a_p = 40\%)}{\text{パイル断面積} (A_p = 2.0\text{m}^2)}$

…図11の黒塗りの部分

○空打延長 = $\frac{\text{空打部立積} \times \text{改良面積率}}{\text{パイル断面積}}$

…図11の斜線の部分

表-2

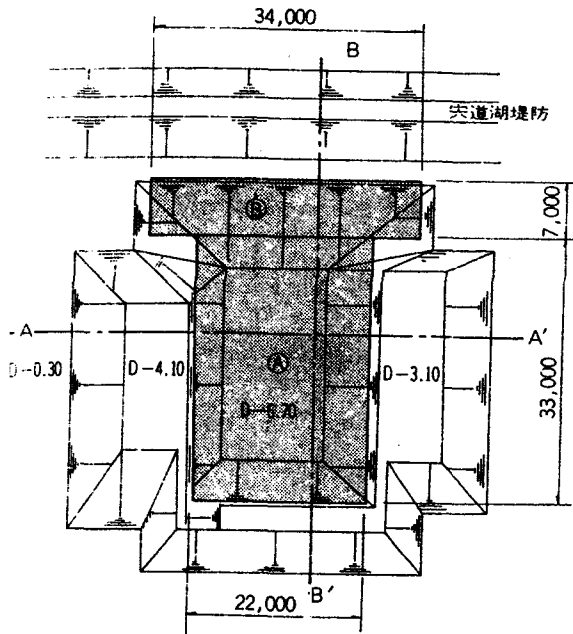
設計	本数		打設延長	実打延長	空打延長
	本	m	m	m	m
計	193	3,485.0	2,498.0	987.0	
績	193	3,618.4	2,536.4	1,082.0	

設計と実績の延長差について

1. 実打延長…掘削周辺斜面部の突出部が増となる。
2. 空打延長…機械ステージ巻出土厚0.50mについて設計延長に計上せず。

4) 円弧すべり計算

図-3の掘さく範囲の改良断面について、安定計算を表-3の条件に基づいて行った。その結果を図-4~6に示す。



Ⓐ部 -20.00M 改良深さ
 Ⓑ部 -11.00M

図-3 改良範囲平面

表-3

	現地盤	改良地盤
砂質シルト	$C=1.5t/m^2$ $\phi=7^\circ$ $r_t=1.6t/m^2$	$CP=12t/m^2$ $r_t=1.6r/m^2$ $a_p=40\%$
粘土質シルト	$C=2.0t/m^2$ $r_t=1.4t/m^2$	$CP=15t/m^2$ $r_t=1.4t/m^2$ $a_p=40\%$

* Sf については本工法の実績が少ないので、D.L.M 工法による5地区の施工実績、1/3~1/5の平均値を採用した。

パイル配置は、図-7に示すとおりである。

以上の改良範囲、断面における計算結果より、すべりの最小安全率は、A~A'断面で、1.279、B~B'断面で1.439及び1.311が得られ、いずれの断面においても、目標安全率1.25以上の値を示しており、図-3~7で検討された改良範囲、断面で十分安全である。

IV 施工

このCMCパイルの打設は、掘さく底面を杭頭として、現場の所定の平面座標で地盤中に注入するものであ

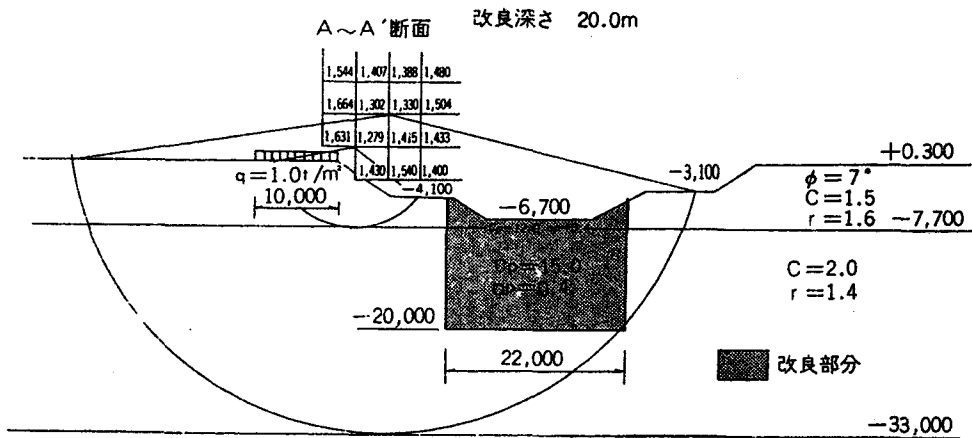


図-4 機場方向円弧すべり (-6,700m)

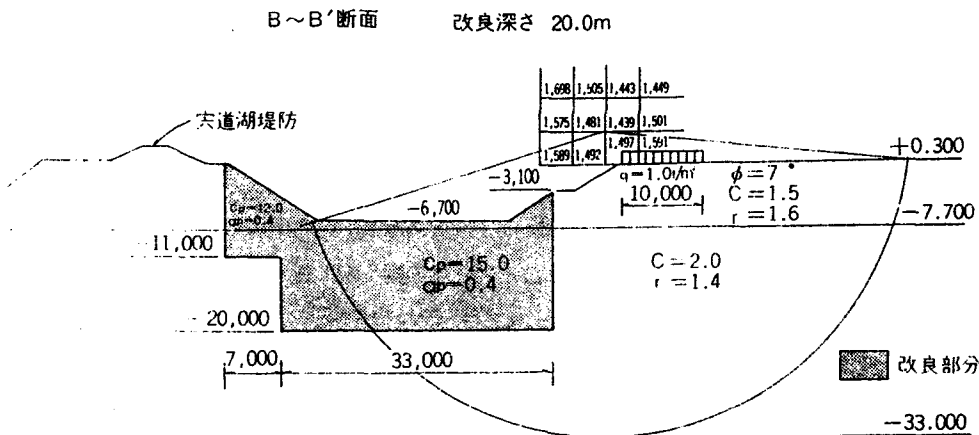


図-5 田面側円弧すべり (-6,700m)

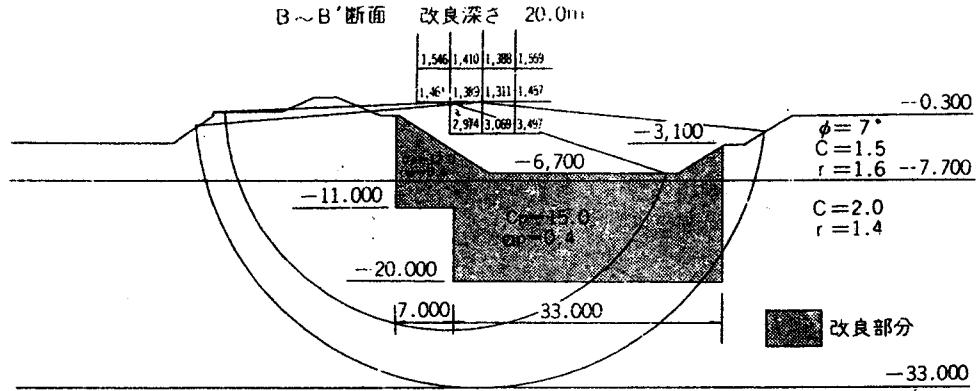


図-6 堤防側円弧すべり (-6.700m)

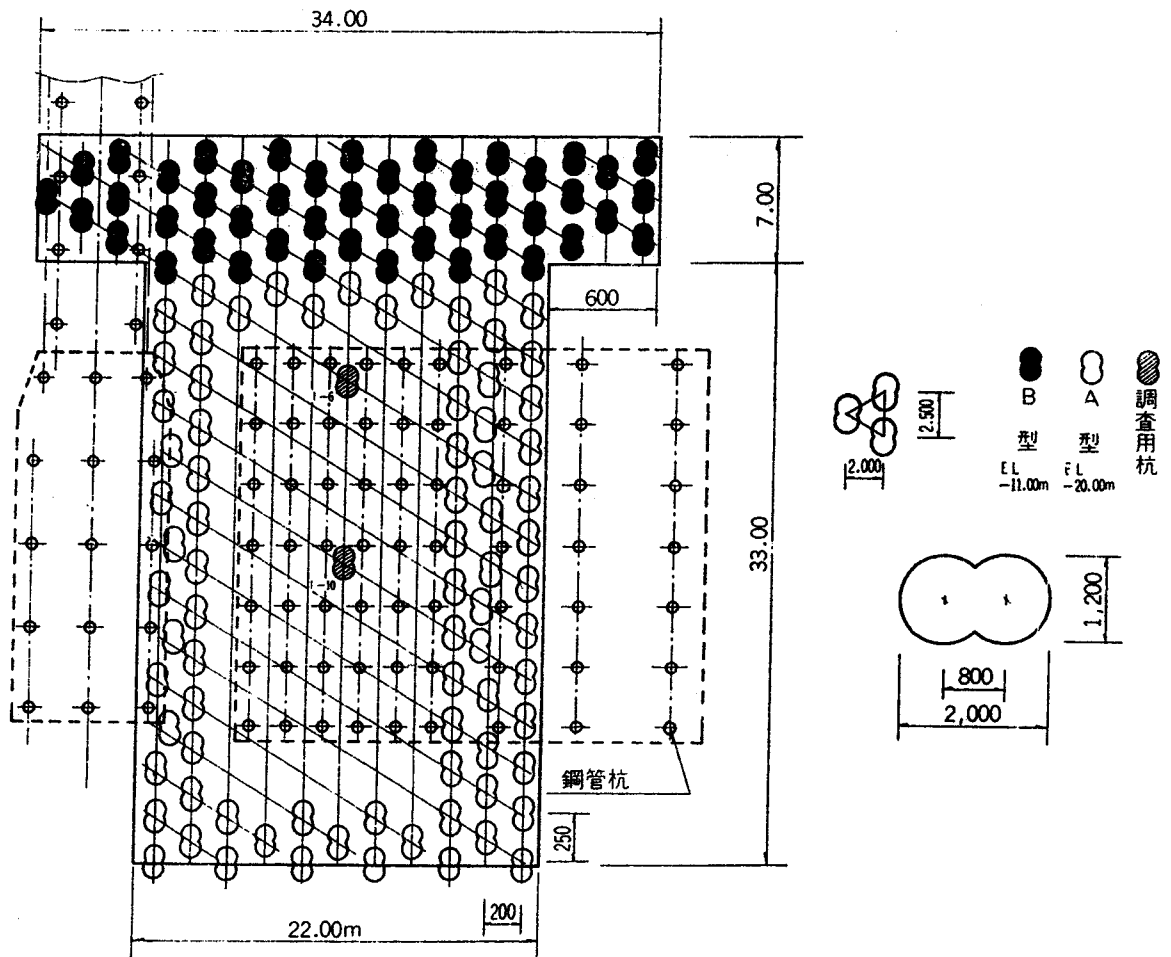


図-7 C M C パイル 配置

る。このためその施工状況は外観上把握することが出来ない。したがって、精度の高い改良杭を打設するには、施工管理について十分注意が必要である。

1) 施工システム及び施工機器

図-9, 10に示す施工機器を用いて、図-8の手順で

施工する。

2) 施工断面図

3) 施工管理

モルタルは、ミキサー車からポンプ車へ、さらに杭打機の打設管を経て地盤に注入される。この過程で、ミキ

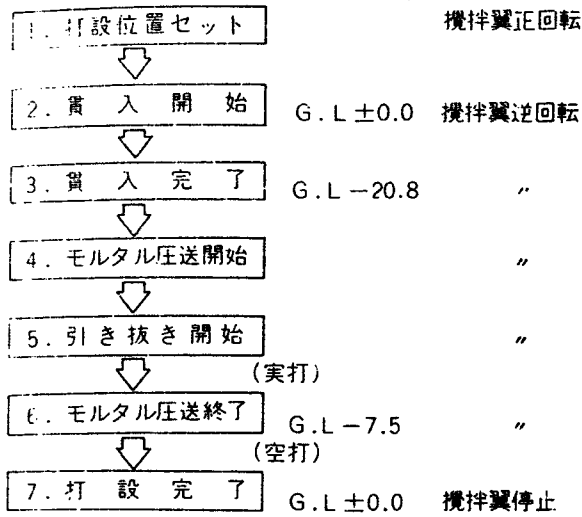


図-8 施工の手順

サー車からポンプ車へのジョイント, また攪拌翼回転速度と引抜き速度に対するポンプ車のモルタル圧送量等, 画一的施工管理が要求される。

図-12はこれら管理状況を知るため, 杭打機にセットされた自記録計によって打設深度, 注入量, 攪拌翼回転数, 引抜き速度などが検出される。

4) 施工実績及び工事費

工期 昭和51年8月～昭和51年10月

作業日数(在場日数) 56日

機械搬入, 搬出及び組立解体 12日

注入打設 28日

日当り施工量

設計施工量 120m/日…(DLM施工実績による)

実績施工量 実績パイル総延長(実打, 空打共) 注入打設日数

$$= \frac{3,618.4\text{m}}{28\text{日}} = 129\text{m/日}$$

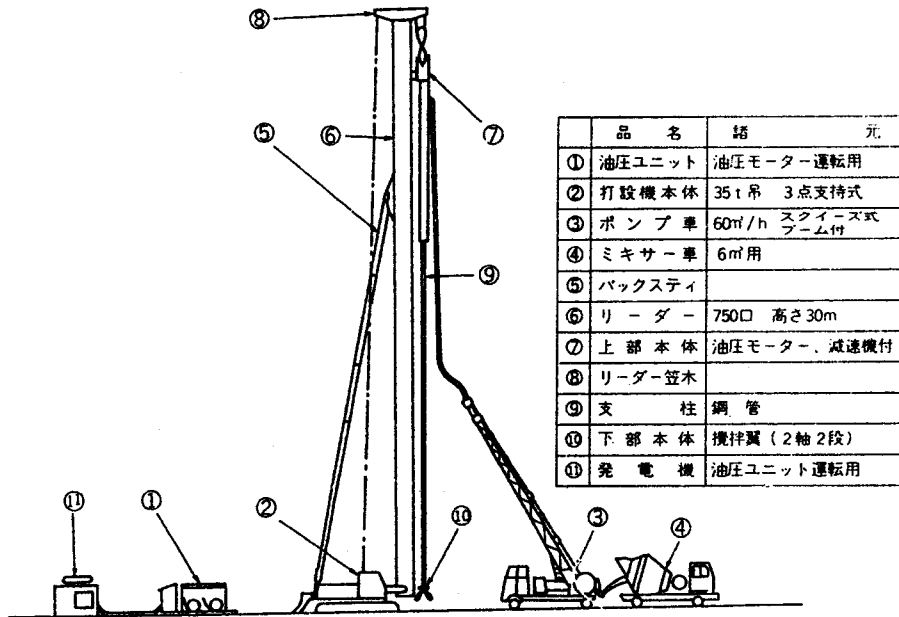


図-9 機械構成図

工事費

1. 直接費

打設工	実打	2,498m	27,990千円
	空打	987''	5,018
組立解体費	1.0式		1,325
調査工	1.0''		865

2. 経費等(機械運搬費1,726千円含む) 17,660
計 47,858千円

V 調査工

工事発注後, 当初設計に対する確認, 改良杭施工後の強度確認のため下記調査, 試験を行った。

1) 事前ボーリング

事前ボーリングは, 設計条件の再確認のため受注業者にて1孔掘らせ, 改良深度までの土層確認と, サンプリングした試料による室内配合試験を行った。

体積混合比で30%のセメントモルタルを混合し, 一週強度を測定し当初設計時点と対比する。

図-13に示すように, 発注後の事前ボーリングによる室内試験結果は, 当初設計の試験とほぼ同様の結果が得られた。このことから, 4週強度についても当初の試験と同様の結果が得られると推定され, 当初の設計強度は妥当と思われる。

一方, 現場においては打設準備をしながら, この一週強度の結果を待ち, 確認できれば打設を開始する。

2) チェックボーリング

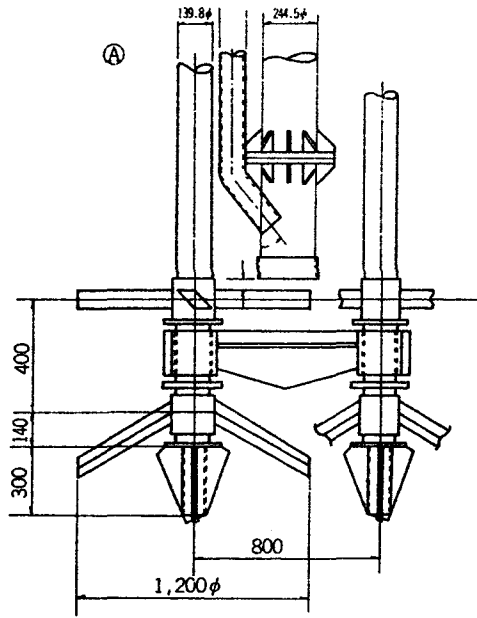


図-10 攪拌翼図

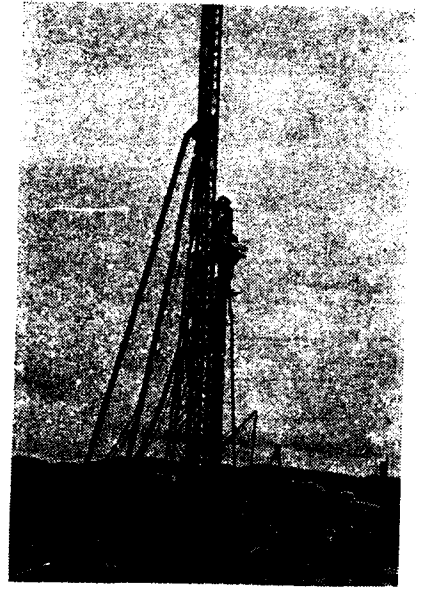


写真-1 打設機本体

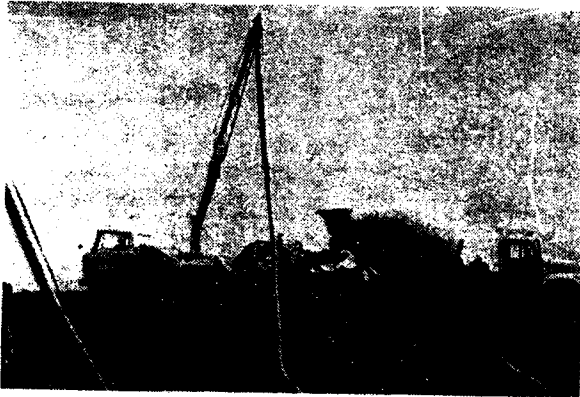


写真-2 コンクリートポンプ車とミキサー車

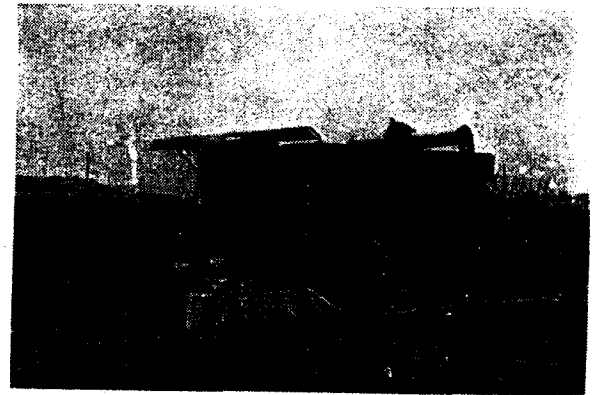
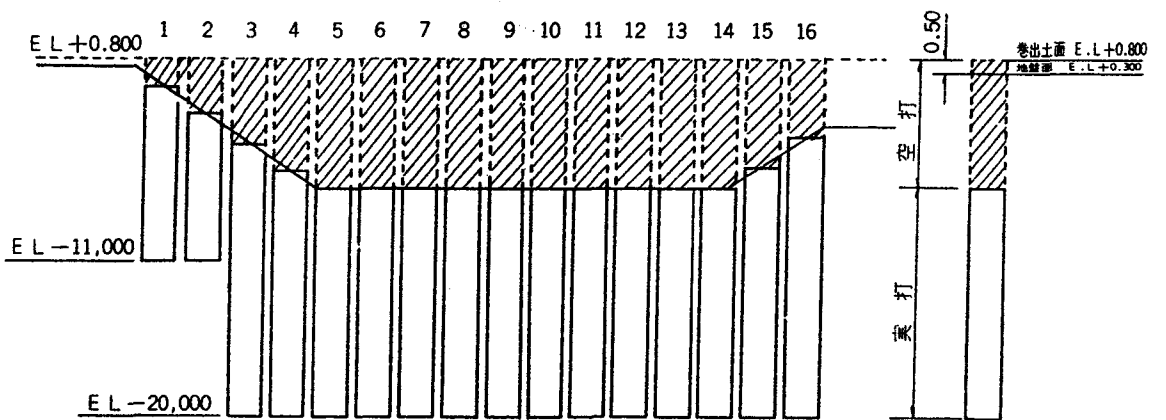


写真-3 油圧ユニット



巻出土厚0.50mは機械ステージ

図-11 B~B'断面の施工図

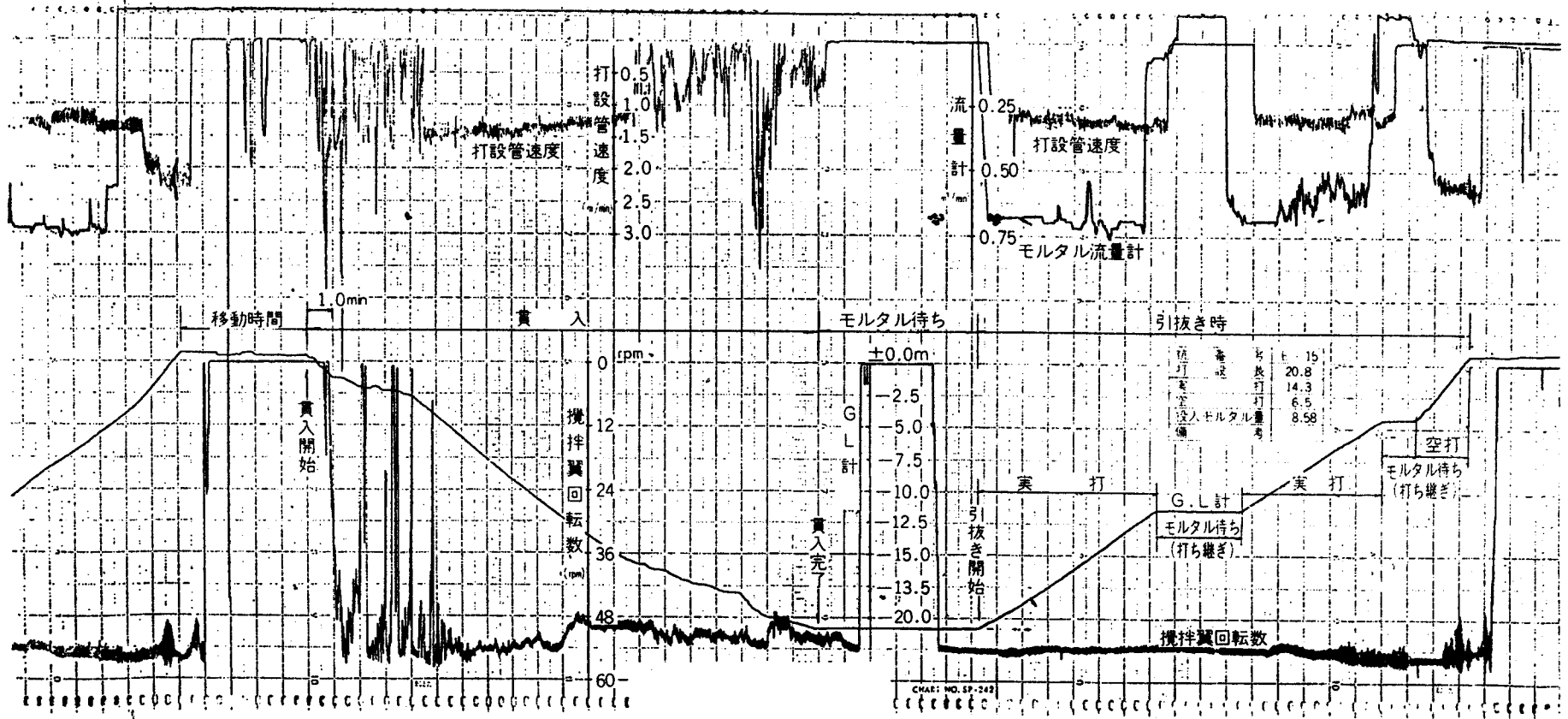


図-12 施工オツシログラフ

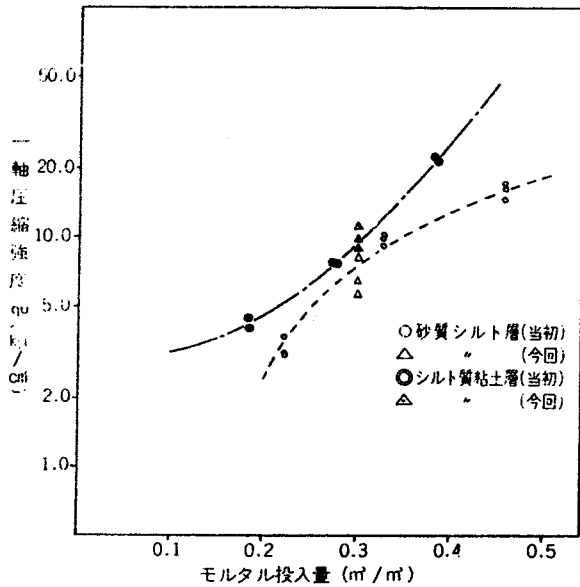


図-13 室内試験結果 (1週強度)

指定したパイル2本 (杭番号 I-6 及び I-10…図-7 参照) について、打設直後にシンオールサンプリング及び4週にコアサンプリングをして、各試験を行い下記の確認をする。

- 設計強度 (4週強度) のチェック
- 現場強度と室内配合試験強度との比 (Sf)
- 1週強度により、早期に強度をチェックする。
- パイル鉛直方向の性状
- N値の測定
- 設計パイル長のチェック

上記の目的で行った室試験結果は図-14, 15のとおりである。

3) 改良効果及び設計との対比

イ) 一軸圧縮強度

2) のチェックボーリングでサンプリングした試料を用いて行った一軸圧縮試験結果について述べる。

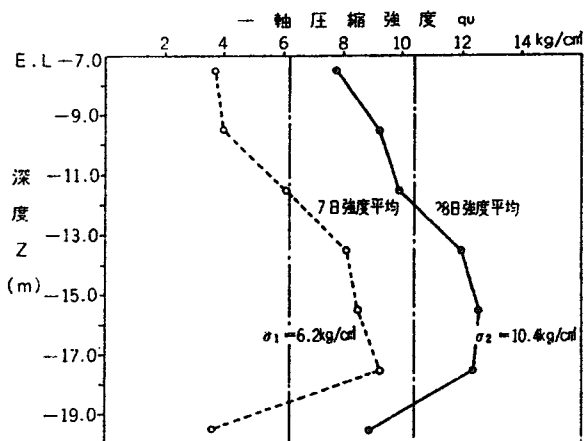


図-14 $q_u \sim z$ 図 (平均)

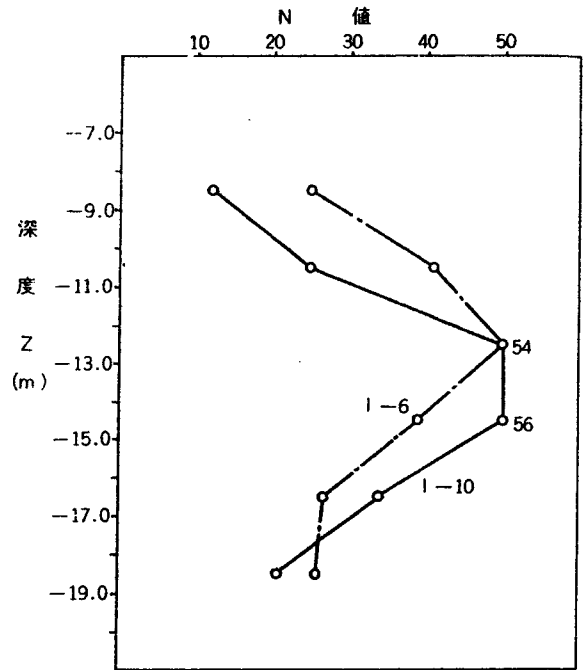


図-15 標準貫入試験結果 (4週強度)

○深度方向分布

1週強度 $3 \text{ kg/cm}^2 \sim 9 \text{ kg/cm}^2$

4週強度 $8 \text{ kg/cm}^2 \sim 13 \text{ kg/cm}^2$

この値をみると、非常にバラツキの大きい分布を示している。図-14 (2点のボーリング試料の平均) において、E L-7.0~-10.0, -19.0~-20.0の区間は、E L-10.0~-19.0の区間よりも強度がかなり小さい。しかし全体的にみて設計強度の $q_u=3.0 \text{ kg/cm}^2$ を上回り、設計的には満足できるものであるが、そのバラツキと、平均的な強度の出すぎについての原因究明と対策が今後の課題と言える。(後述ハ、の項参照)

ロ) 標準貫入試験

図-15に示すように、一軸圧縮試験と同様の傾向で、バラツキが大きく出ている。これも原地盤のN値0~3程度からみると、改良後のN値12~56と大きな改良効果が得られている。

ハ) 深度方向の強度のバラツキ

このことについては、まず室内試験の混合に比べて現場との混合条件の相違が考えられる。また施工管理の観点より、本工事の施工実施の状況から次のようなことが考えられる。

パイル下部について

- モルタル供給初期において、定量的な供給難による強度低下。
- 引き抜きに伴う、とも上り現象によるモルタル混合比の低下。

パイル中部について

- モルタル供給が定量的に安定しているためバラツ

キも少なく強度の増大。

○下部における、とも上りによるモルタル配合比の増大により強度の増大。

パイル上部について

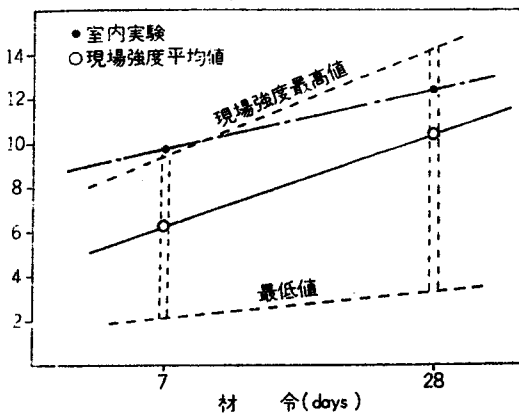
○砂質シルト層であるため強度が低い。(室内試験も同様)

ニ) 経時的強度増加

室内混合試験強度及び現位置地盤改良杭強度の経時変化を図一16に示す。この図においては現場強度が室内試験強度より増加率が大きい結果となっている。

室内配合試験強度 $q_{u28}/q_{u7}=1.29$

現位置パイル強度 $q_{u28}/q_{u7}=1.67$



図一16 経時的強度増大

ホ) 室内混合試験強度と地盤改良杭強度の関係

室内で混合試験で得られた強度と、施工した地盤改良杭強度の関係は、前記Ⅲ-3)で述べたごとく、 $S_f=1/3 \sim 1/5$ であるが、今回の施工結果を調査用杭(Ⅰ-6, Ⅰ-10)2本について、各層の平均値で示したものが図一17で、 S_f は次のように

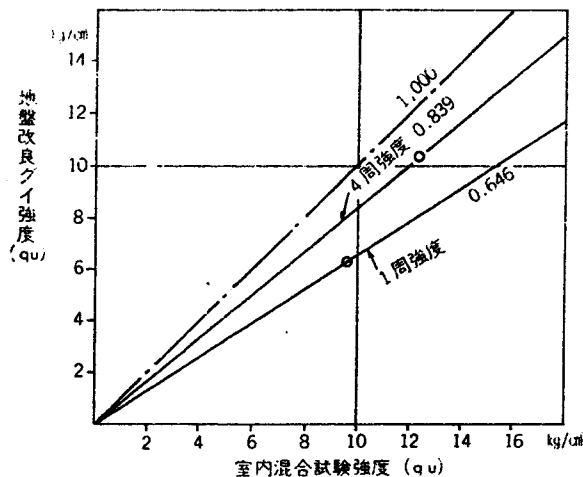
$$S_f = \frac{0.839 + 0.646}{2} = 0.743$$

$$= \frac{1}{1.35}$$

となり、現場においても室内混合試験強度に近い改良効果が得られている。

この要因として次のことが考えられる。

- (1) 過去のデータは材料に生石灰を用いた深層混合処理工法によるものが多く、モルタルを使用した粘



図一17 現場強度と室内強度の関係

性土攪拌固結工法に適用するには問題がある。

- (2) 攪拌翼が2段のため、攪拌混合精度がよい。
- (3) 攪拌翼の引き抜き速度を従来のDLM実績である1.6m/min~2.0m/minを平均1.25m/min定したため、混合精度がよい。
- (4) 原地盤の自然含水比が液性限界を上回っているため、貫入時の攪拌により粘性土が液性化しやすく、それがスラリー状のモルタルと均一混合(室内混合試験の精度に近い)の状態では攪拌混合が行われた。

以上のようなことなことが考えられるが、機械構造及び施工法の改善はもとより、改良対象土の土質によって混合状態が変化すること等を考慮し、その対策を樹てる必要がある。

VI あとがき

以上報告に示すようにいくつかの問題点を残してはいるが、おおむね設計強度を上回る結果が得られたことは工事全体からみて満足できるものである。

しかし設計と施工のギャップを縮めること、強度のバラツキを少なくすること等、より精度の高い設計、施工が必要である。

CMC工法は比較的新しい工法であり、これらの問題点は今後の施工実績により、またデータの解析を続けることにより、施工法の開発、合理的な設計法が確立されるであろう。

旭川新堰の改築工事について

高杉 杜雄* 中川 保道*
野崎 芳彦** 藤井 保治**

目 次

1. はじめに……………(26)	4. 排水工事……………(29)
2. 工事施工の概要……………(26)	5. 基礎タイ工事……………(31)
3. 仮締切工事……………(27)	6. おわりに……………(33)

1. はじめに

この工事は、岡山県庁脇を流れる旭川に築造されている老朽化した頭首工を、県営かんがい排水事業により改築を行うものである。

第1報により設計及び水理模型実験の概要を主として報告したが、今回は施工の特異なものについてその概要を報告する。

2. 工事施工の概要

改築される新堰は、旧堰より20m上流の場所に全く新しい全可動堰(セル構造フラップ付ローラーゲート幅43.25m×高さ5.10m, 5.60m 2門)を築造するものである。

この工事の特徴は、

(1) 河川工事であるから工期(10月1日～5月31日)は如何なる理由があっても変更できない。



写真一 左岸側仮締切(Ⅱ期)全景

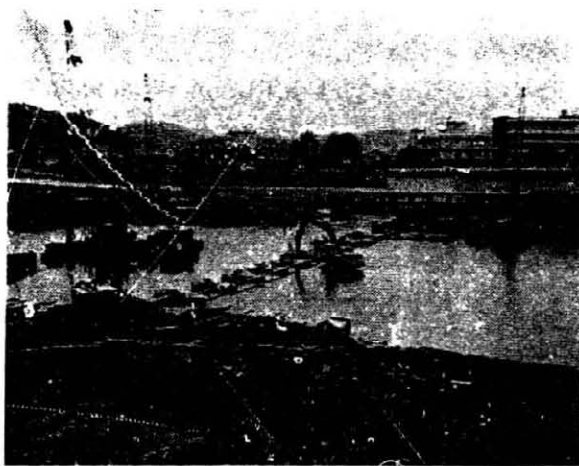
(2) 感潮河川であるため水位変動は1日のうちで2.4mと大きい。

(3) 基礎地盤の透水係数が大きい($K=10^{-1}$ cm/secオ

ーダー)砂レキ層の厚が大きい。

(4) 捨石の多い旧堰及び護岸部分に仮締切りの矢板打ちを行う必要がある。また、旧堰撤去は現場付近の住民の強い不安感から火薬を使わないで撤去を行わなければ

* 岡山県農林部耕地第一課 ** 岡山県地方振興局農林事業部



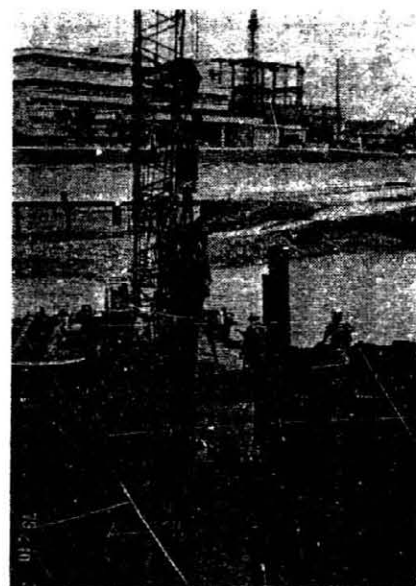
写真—3 旧堰撤去中(干潮時)



写真—4 A 締切



写真—5 A 締切 矢板打ち

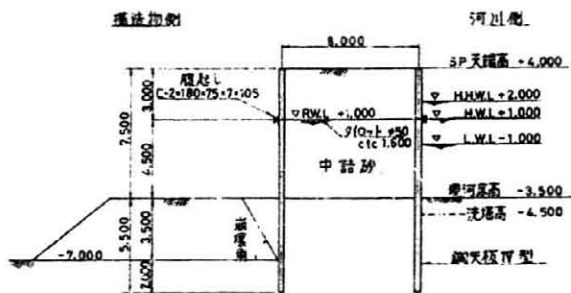


写真—6 A 締切 矢板ラップ前

使用機械(低水敷の矢板打ちについてのみ)

- 台船 7.5m×18m 200t積 4台
- クローラークレーン PSH335 2台
- 発電機 150KVA 2台
- ウインチ 電動 30w 4台
- クラムシェル 1m³ 2台

3・2 低水敷(A締切)中央床版(C締切)上及び高水敷の山留工



図—1 低水敷の2重締切(A型締切)

締切は排水計画と一体のもとに検討しなければならない。排水計画は後述するように Deep well 工法と釜場

工法を採用したが、ここでは締切りに重点をおいて述べる。

低水敷の2重締切は、流水断面の減少などの影響により矢板前面が洗掘されるおそれがあり、すでに河床が掘られて深くなっている部分がある。そこで矢板の安上と締切内の水替上の問題を考慮し、河床が洗掘され深くなっている(EL-5.0~-9.0m)ところはE-3.5mまで埋戻しをしその上に捨石を行って保護した。矢板前面の捨石は、埋戻し部分及び河床の洗掘のおれのある部分に施工したが、これは矢板の前面が洗掘されると、締切の安定性が悪くなるばかりでなく、洗掘より透水係数の大きい砂レキ層が河床に現われ、ポインティング現象を起す危険性が大きくこれの防止のために捨石を行い河床の安定を図った。

高水敷の山留工は、山留矢板の背面に Deep well 設置し、締切内の地下水位の低下を図ると同時に山留作用する水圧を低減させるようにした。とくに、右岸水敷の山留工設置付近は旭川の派川が流れ出ている形があり(第1報 堰設置付近図参照)地下水位も高く

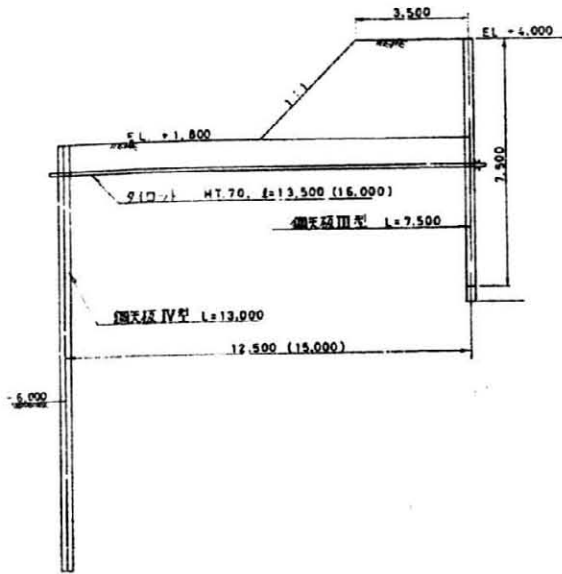


図-2 洪水敷の山留 (F型締切)

山留工の施工により一層高くなることが予想され、山留工への大きな背面水圧がかかることが推定された。

中央床版 (C締切) 上の2重締切方法は、床版に箱技をしておき導材のH鋼を建込む方法と床版にH鋼を埋込

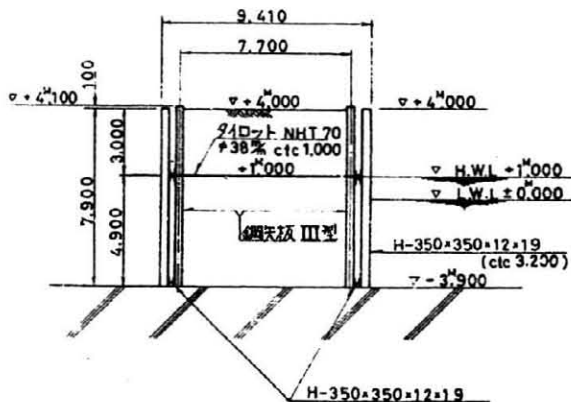


図-3 中央床版上の2重締切 (C型締切)

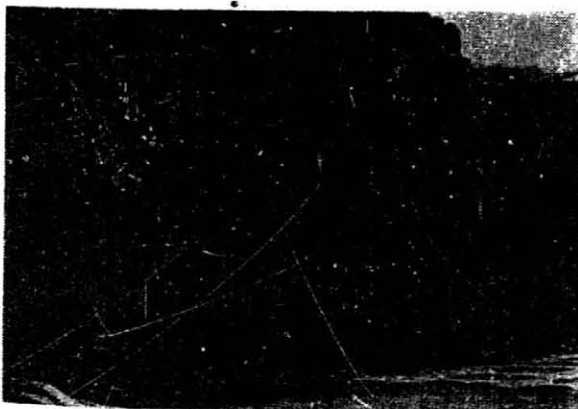


写真-7 C締切の導材



写真-8 ピン構造

んでおき導材のH鋼をピンで連結して倒しておき (50.5 ~ 1期の工事), 締切施工時 (51.10 ~ 2期の締切時) に導材のH鋼を起す方法など、種々検討の結果、水中作業を必要としない後者の工法を本工事において採用した。この工法の詳細は図-3と施工写真を参照。

4. 排水計画

この工事の成否は、仮締切と水替の如何にかかっているため、排水計画上、地盤の透水係数、揚水量を正しく把握する必要がある。そこで、ボーリング孔を利用した揚水試験データー、岡山県庁舎建設時 (S29) の現場揚水試験データーなどの資料により検討したが、各資料の透水係数値の差が大きく、より精度の高い資料を得るために、Deep well を利用しての現場揚水試験を行った。これらの諸資料から現場の地盤の状況は次のようなことが推測される。

- (イ) 地層区分は大別して次のようになる (上層から)
- (1) 第1帯水層 (層厚 4 ~ 6 m $K=10^{-2}$ cm/sec のオーダー)
 - (2) 半不透水層 (層厚 2 ~ 4 m $K=10^{-3}$ cm/sec オーダー、若干粘土を含んでおり止水効果が期待される。)
 - (3) 第2帯水層 (層厚 20 ~ 25 m $K=10^{-1}$ cm/sec のオーダー、粘土分は部分的に含んでいるが止水効果は期待できない。)

以上の地層に区分される。

(ロ) 各井戸の外水位 (潮汐) による影響については、変動量および時間的な遅れが一定している現象がみられた。本来、河に近い井戸は変動量が大きく、時間的な遅れが少ないのであるが、この調査結果からその様な現象が見られなかったのは滞水層の一つの特徴と考えられる。

(ハ) 第2滞水層の影響半径はかなり大きく (100m以上) 被圧地下水帯のような性状を示している。

現場揚水試験は非定常状態で実施したが、解析は定常解析と非定常解析で行って、透水係数を求めた。しかし、影響半径が数百米に及ぶことが推論されるため、解

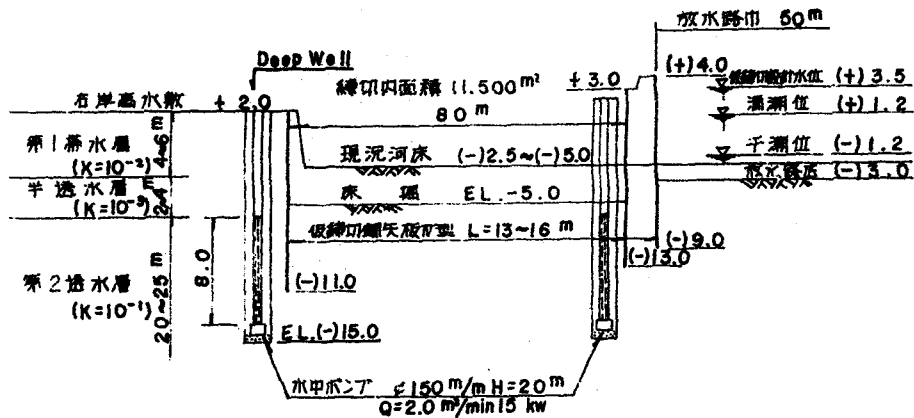


図-4 仮締切及排水工事

析には河岸を給水源とする鏡像法を用いていない。このことは、河岸が直接の給水源ではないことを実証するものであり、(d)で述べた潮汐による各井戸内水位の変動量、時間的遅れがないことと一致している。

4.1 湧水量の推定

前述の各調査資料および現地盤の状況をもとに、湧水量の推定を次により行った。

- (i) 河川、海岸に接近した井戸として「鏡像法」による方法（半不透水層が期待できないと考えた場合）
- (ii) 鏡像法によらない定常解析および非定常解析による方法（半不透水層が期待できると考えた場合）
- (iii) 透水性地盤上に矢板（二重）壁を施工した場合の透水量を求める方法

などの設定によって、湧水量の推定解析を行なうと20 m³/min~100m³/min の開きのある量が算定された。

4.2 排水工事計画

前記のような地盤・地下水の状況のもとで、右岸側締切（Ⅰ期）約11,500m²、左岸側締切（Ⅱ期）約8,500m²の締切内の排水計画をたてるために、釜場排水方法 Deep well 工法及びこれらと止水効果をも高めるために薬液注入工法の併用などについて比較検討をした。これを要約すると、

- (1) 河床 EL-4.0m~-5.0mに赤い砂利層があり、釜場排水では還元状態にある地下水が汲み上げられることによって、空気に触れ酸化された赤い水となり漁業への影響などの公害問題が起る可能性がある。
- (2) 感潮河川であり外水位の変動が大きく、透水性の大きい砂レキ層内の水圧はあたかも被圧水のような挙動を呈し、したがって、大きな浸透水圧が作用するものと推察される。
- (3) 旧堰の上流やとくに下流では河床の深掘れによって、河床の透水係数の大きい（ $K=10^{-1}$ cm/sec）砂レキ層が露呈され、それを通っての浸透水によりボイリング現象を起す危険性が大きいので、釜場排水でそれを誘発

するおそれがある。

(4) 仮締切りの範囲は川幅が比較的狭いので、最少限度にとどめる必要があり、締切り内での工事場の広さの点では Deep Well の方が有利である。

4.3 排水工法の決定

前記各項においてのべた諸々の状況から、公害対策、矢板の安全性、工期、施工の確実性、施工性、経済性などを総合的に検討した。

本工事の止水、排水計画は床掘り予定線付近にある半不透水層（層厚2~4m $K=10^{-3}$ cm/secオーダー）による止水効果を期待し、この層への減圧効果をも高めるために、締切り矢板の根入長、Deep Well の間隔および

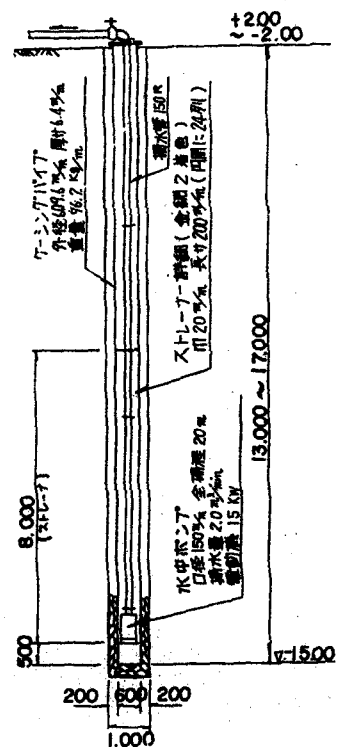


図-5 ディープウェル図

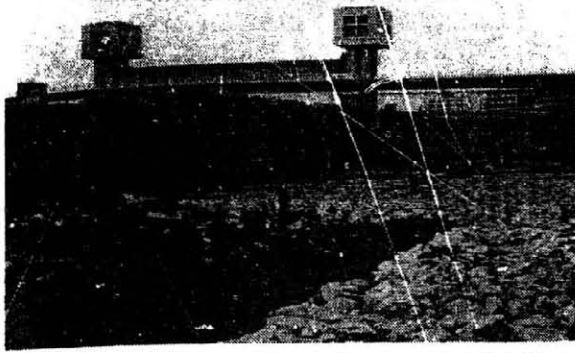


写真-9 Deep Well 設置 C 締切り工の導材(H鋼)

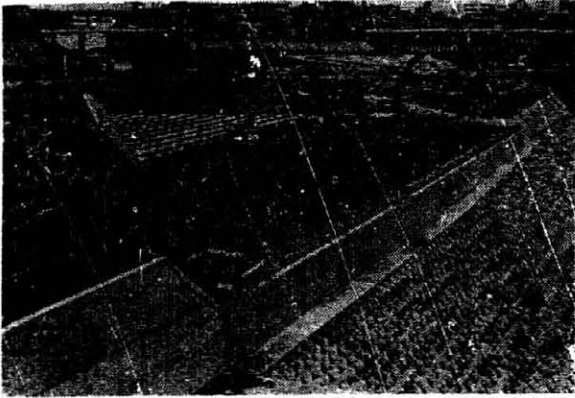


写真-10 左岸よう壁背面のD-W
山留工は撤去している

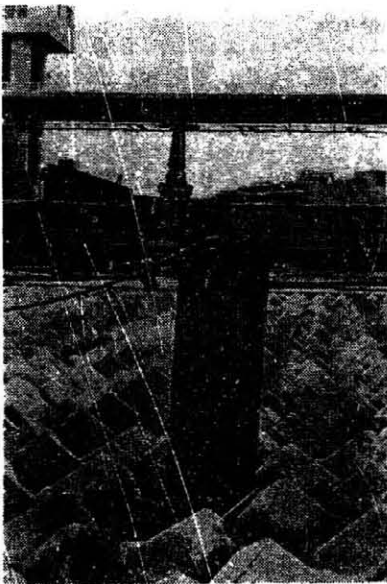


写真-11 D-W

ストレーナーの位置・長さなどについてとくに配慮して Deep Well 工法を主とし、表面に出る湧水は釜場排水による工法をとった。

Deep Well は締切矢板から 3 m 離れた位置へ 25m 間隔で 22 本施工し、締切撤去まで全工期間フル運転を行ない、締切り内は完全なドライな状態で場内工事ができた。

なお、排水施設(排水ポンプ)は前記の諸事項を考慮して、次の施設によって工事の実地を行った。2 期工事は 1 期工事の結果を踏まえて計画をたてた。

表-2

区分	別	名称	口径	出力	標準性能	台数	
場内排水	I	水中ポンプ	m/m 200	kw 19	m ³ /min 5	20	場内 荒水 降
	II	〃	200	19	5	12	
Deep well	I	〃	150	15	2	22	工事 中の 排水
	II	〃	150	15	2	17	

4.4 排水の実施(右岸側(I期))

締切内外の水位の変動観測の結果(図-6)のような水位の変動をみた。(図-6 参照)

(1) 内水位の変動量は約 50cm、外水位との時間的遅れは約 2 時間でほとんど一定周期である。

(2) 内外水位の変動状況から(図-6)の通り、φ20% の水中ポンプにより 20 台で 5 時間、6 台で 8 時間、以後 4 台に減らして運転し、湧水量の観測を行った。

定常状態に達してからの揚水量は約 64 m³/min で、当初の推定値(20~100 m³/min)の平均値をやや上まわる数値であった。これは半不透水層が比較的期待できるものと考えられるし、河床の深掘れ部への埋戻し土の効果もあると推定される。また、反面半透層と床掘線の位置は微妙な位置にあり、床掘りの進行によっては湧水量の増大も予想されたが、締切り矢板周辺に打った Deep Well 工法によって排水は完全となり全くドライな状況で工事はできた。



写真-12 クイ 載荷試験

5. 基礎杭工事

堰柱基礎工はボーリング資料(N値 40~50)から鋼管杭φ600% ℓ=7.0m を計画した。

1 期工事において、中央堰柱の基礎杭試験を No 1, No 2, No 3 につき行なった。その結果は次の通りである。

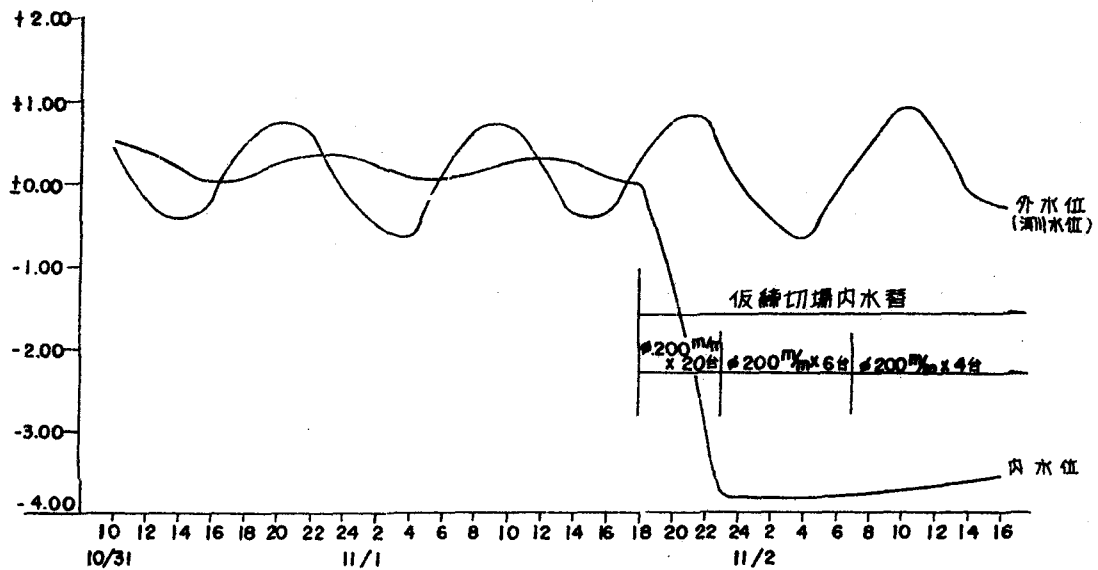


図-6 仮締切内外水位曲線

表-3

区分	項目	鉛直載荷試験	鉛直載荷試験	水平載荷試験
載荷試験	試験番号	No. 1	No. 2	No. 3
	試験タイ(鋼管)	φ600 t16 ℓ7000 先端開放	φ600 t16 ℓ7000 先端閉鎖	φ600 t16 ℓ7000 先端閉鎖
	試験年月日	S. 50. 11. 12	S. 50. 11. 16	S. 50. 11. 18
	試験方法	B法6サイクル	B法10サイクル	B法3サイクル
	最大載荷重	210 ton	330 ton	45 ton
	降伏荷重	110ton (許容荷重55ton)	155ton (許容荷重77ton)	変位置 反力係数
	極限荷重	180ton (// 60ton)	270ton (// 90ton)	Δ=cm kh= 1.472 5.09kg/cm ³
クイ打試験	クイ打機種	デルマックD45	デルマックD45	デルマックD45
	最終貫入量	1.25cm	0.86cm	0.3cm
	リバウンド量	0.8cm	1.2cm	0.6cm
	ラム落下高	220cm	240cm	250cm
	長期許可支持力	94.8ton	151ton	195.7ton

この試験結果から、当初設計の杭の支持荷重97ton/本が得られないため、鉛直載荷試験結果(許容支持力77ton/本)よりクイ1本当りの載荷重の軽減を行なわざるを得なくなった。従って、増しクイ12本を図-17の通り行ない当初設計35本を47本とし設計荷重71ton/本に変更した。

本工事のような砂レキ層における、クイ打ちについて次のことを報告する。

- (1) 当初設計におけるポーリングのN値については、再度チェックを行ったところ資料には間違いはなかった。
- (2) クイを先端開放し3本継クイ(21m)を打ったが、クイ打貫入量による推定支持力はほとんど変化が見られ

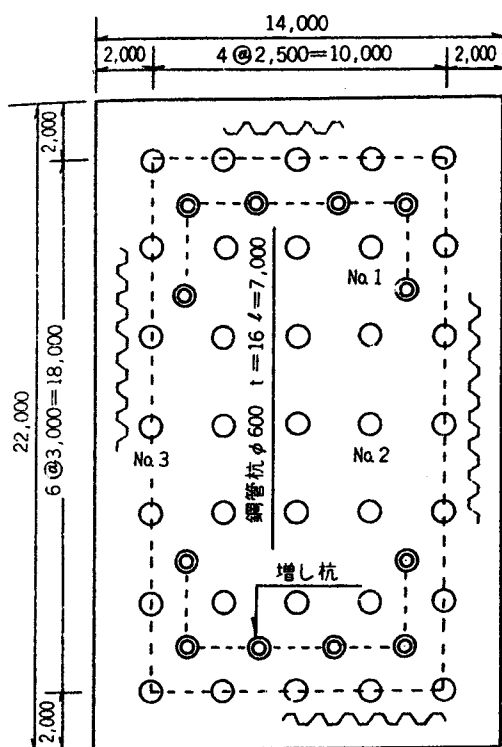
なかった。

(3) 先端閉鎖クイのクイ打による推定支持力と鉛直載荷試験による支持力はほとんど同じであった。

(4) 本現場のような地盤では、クイ先端閉鎖による支持力アップは有効な方法といえる。

ただ、クイ先端を閉鎖してクイ打をすると施工精度は若干落ちるようで、これの工夫が必要である。

このようにN値50以上の地盤で鋼管クイの支持力が予想に反して小さいのは、N値が50以上でも河床が砂レキであるためか、砂レキの間に砂・シルト分がほとんどないので杭の先端閉塞が起らなかったものと推察される。



図一 中央堰柱基礎杭配置図

6. おわりに

河川工事のなかでもこの工事は未知の問題（類稀なる透水係数が大きく、しかも、層厚の大きい砂レキ層で、深掘れによって河床の高低差で地層の変化が大きく、したがって、締切り規模は大きく、旧堰及び捨石撤去についての施工計画に困難さがあつた）が多く、施工上の不安がいろいろあつた。

幸にも気象条件にも恵まれて、右岸側締切（Ⅰ期）、左岸側締切（Ⅱ期）も予定通り工事が進みました。

工事施工の途中において不測の事柄もありましたが、その都度関係者、とくに、岡山大学河野教授、中四国農政局水利課のご指導と、土木工事を担当した榊大本組技術陣の絶大な努力に対し誌上を借りて謝意を表します。

また、本報告にあたり榊大本組技術研究所のご協力に対し御礼申し上げます。

トリシマポンプは
全国のポンプ場で活躍
しております。

  **トリシマポンプ**

株式
会社 **西島製作所**

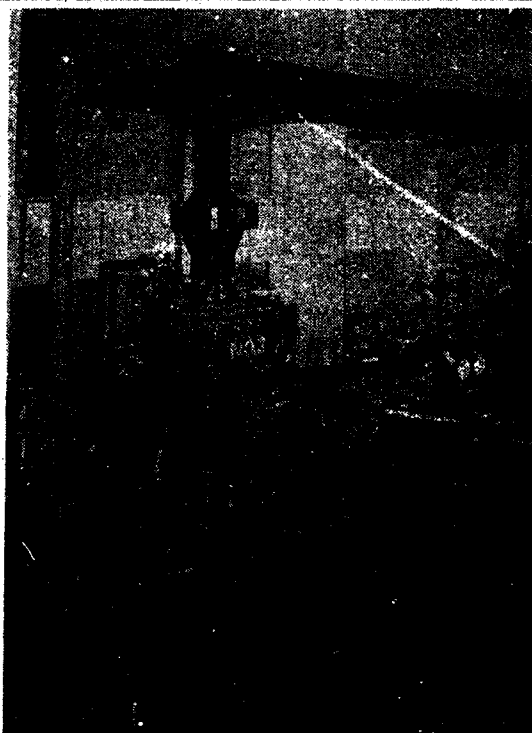
西島ケイセイ商事株式会社

西島サービス株式会社

取締役社長 原田龍平

本社・工場 高槻市宮田町一丁目1番8号
☎ 0726-95-0551

営業所 大阪・東京・名古屋・九州
札幌・仙台・広島・高松



水資源開発公団殿、船戸揚水機場納
口径1200×800mm CVF形立軸うず巻ポンプ
ポンプ仕様 50m-193.2m³/min-2000kw

水位調整ゲート(ウォッチマン)の問題点の処理について

神崎昭一郎* 渡辺 昇二* 市野 吉造*

松下 勝輝** 弘中 透**

目 次

I はじめに.....(34)	形状について.....(37)
II 問題点.....(35)	5. バランスについて.....(37)
1. 流出口の大きさについて.....(35)	6. 流入口の位置について.....(38)
2. 作動比について.....(36)	7. フロートの大きさについて.....(39)
3. スクリーンについて.....(36)	III おわりに.....(40)
4. フロート室の大きさとフロートの	

I はじめに

関東農政局渡瀬川沿岸農業水利事業所において、昭和49・50年度に「ウォッチマン」と称するテンターゲートを放水工および分水工のチェックゲートとして設置した。

このうち、49年度に放水工用として設置したものは、本誌23号に御報告したとおり当初から良好な成績をおさめたが、分水工用として設置した3基のゲートに、種々な問題が生じた。

このため、事業所においてこれらの問題点の検討を行ない、その結果をメーカーに指摘し、改良を図った。この改良については、ただ単に契約上のカンの問題としてではなく、新しく取り上げた脈流の問題と流速水頭の影響の問題を解決することにより、本機種的设计体系を確立することも意図して行なったものである。

この改良によって、今後は設計に起因する問題はなくなると考えられるが、再度同様な問題が発生するのを防止する意味においても、また、万一そのような事態が発生しても対処できるようユーザーとして理解を深める必要があると考えられるので、ここに御報告するものである。

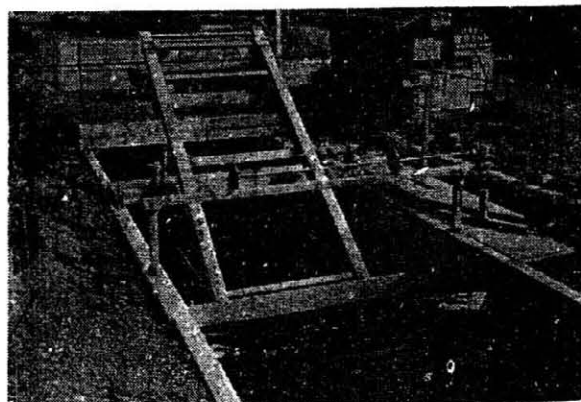
なお本文において、事業所とメーカーとの共著の形態をとったのは、問題の発生が引渡し後にあったため、メーカーはその現象を解察する機会に恵まれず、特に事業所側で問題の原因追求と究明を行ない問題を指摘し、これを受けてメーカー側で改良が行なわれたこともあり、また、事実行なわれた意見交換をありのまま述べるのが好ましいと考えられたためでもある。

本論に入る前に、ウォッチマンの機能と機構について概略を紹介する。無動力、無人操作でゲート上流水位を

一定に維持する目的を持った一種のテンターゲートであるが、同様の目的を持った他の機種に比べ、機構が全く異なっており、従ってその性能にも大きな差異が見られる。

すなわち、その機能は、(1)流量が殆んどゼロの状態でも機能を発揮する。(2)水位制御の誤差が小さい。(3)波によるバタツキがなく、動作が安定している。(4)ゴミによる機能障害がない。(5)計画流量時には、ゲート上下流の水位差がなく、洪水時にはゲートが全開し流れの支障にならない、等の長所がある。

その機構は、図-1、2に示すように、上流水位よりわずかに低い欠口堰を通じて水路側壁に設けた流入口からフロート室に導水し、流出口からゲート下流水路に還流させるものである。その作動と原理は、ゲート上流水位が設定水位より高くなると、堰からのフロート室への流入量が増加しフロート室内の水位が上昇する。そうしてフロートの浮力が増してフロートが上昇しゲートが開く。反対に上流水位が設定水位より低くなると、フロート室への流入量が減少し、フロート室内の水位が下降する。そうしてフロートの浮力が減少してフロートが下降

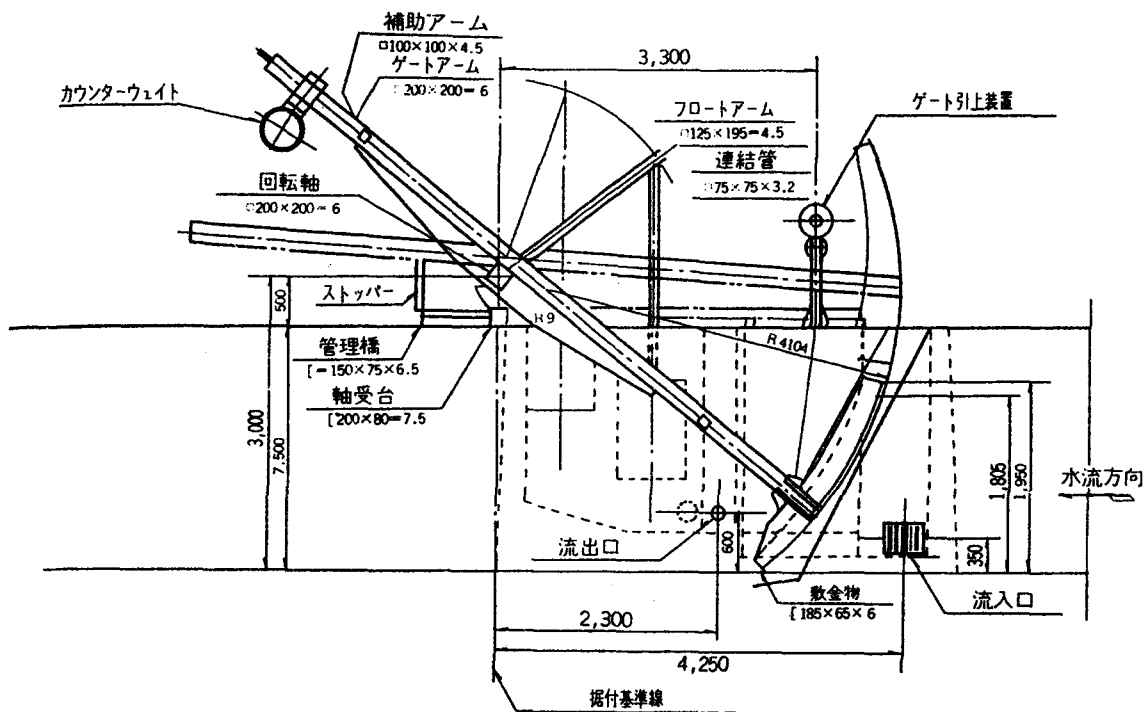


太田幹線水路ウォッチマン

* 関東農政局渡瀬川沿岸農業水利事業所

** 豊国工業

側面図



平面図

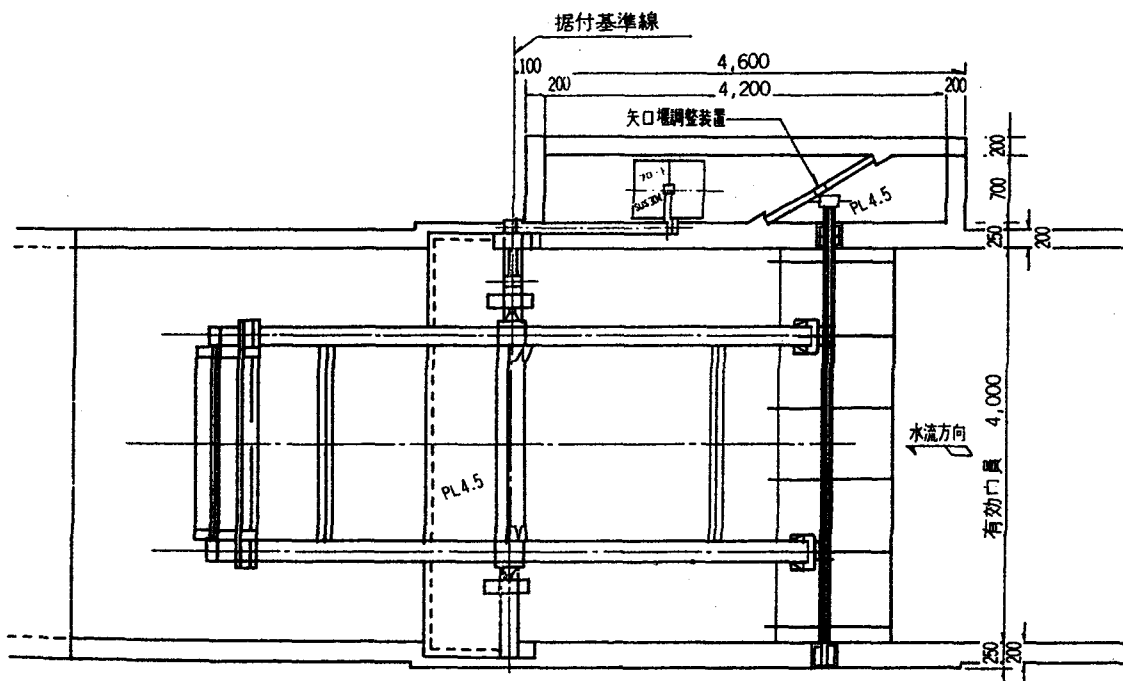


図-1 太田幹線水路ウォッチマン一般図

しゲートは閉まる。フロート室への流入量が一定しているならば、ゲートはそのままの状態で静止している。

Ⅱ 問題点

問題点1 流出口の大きさについて
(事業所)

設定水位からの水位の誤差を少なくするため、流出口径を大きくすべきであると指摘した。

設定水位の誤差は、メーカーの仕様では±3cmとされているが、実際には±5cm以上もあった。このように大きな誤差を生じたのは、以下に述べることによるものであると判断された。

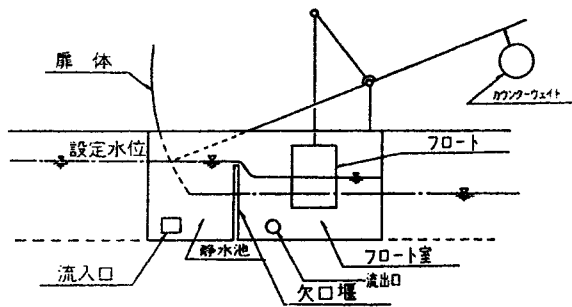


図-2 ゲート構造図

すなわち、水路は、普通、定流と考えられているが、フルード数が0.7程度に達する当該水路では、1分程度の周期を持った不定流となっている。この現象は、特に通水開始時に顕著にみられる。

これは、取水開始時に生ずる洪水波およびゲートに衝突したために生ずる波によって発生したうねりであるかもしれないが、いずれにしてもゲート直上流の状態は、上記のような不定流すなわち脈流と呼ぶ状態であった。

ところで、当事業で設置した3基のゲートは、いずれも脈流の流量が最高になったときは開くが、流量が少なくなっても流出口が小さすぎるため、フロート室水位がなかなか低下せず、ゲートの閉動作が遅すぎた。従って上流の水位に低くなりすぎて、フロート室への流入も途絶えたまま数10秒の時間が過ぎ、流量が最高になるまで閉じ続け、流量が最高になった頃に急にフロート室へ流入が始まり、フロート室の水位上昇が遅れるため、今度はゲートの閉動作が遅れ、上流水位は異常に上昇するという現象がみられた。

このように、流出口が小さすぎるという欠陥のため、上流水位が低くなりすぎたり、反対に高くなりすぎたりという問題をもたらしていると判断して上記の措置を求めた。また、上流水路の流量増加時（水位上昇時）に堰を通じてフロート室への水の供給が即応するよう、堰頂を少し低くし、堰欠口面積を大きくするよう指摘した。

（メーカー）

ゲート上流水位を±3cm以内の誤差で維持する予定であったが、事業所の御指摘とおおり、±5cm以上の誤差を生じたことは、流出口が小さいためであると考えられたので、口径を40mmのものから100~125mmに大きくすることにより目的が達せられるという結論を得て改造した。また、水位上昇時に堰の欠口で絞られてフロート室への流入が遅れることをさけるため、また、水位が下った時にもフロート室への流入が途絶えることがないように考慮して、欠口堰頂を低くした。

改造の結果、設定水位の誤差を小さくすることができ、ゲートの作動が脈流に追従しきれないといった状態は解消できた。

問題点2 作動比について

（事業所）

作動とは、ゲート開度の変化によるゲートとフロートの鉛直方向の変位の比のことであるが、この作動比を正確に計算するとともに、次の(1)の条件を満足するよう改造を求めた。

すなわち、(1)全開時では、フロートの吃水線が設定水位を一致し、全閉時では、設定水位の $\frac{1}{2}$ の位置にくること。(2)全開時および、これに近い流量に対して十分な作動比を有すること。以上の条件から、各現場に応じて作動比を求めるのであるが、(2)の条件だけ考慮して、(1)については全く考慮しないで設計されており、従って、計画流量付近になるとゲートが全開せず、また作動比についても不正確であるので、水位調整の機能を十分果さなくなると判断した。

（メーカー）

これについては非常に重要な問題であるから、事業の御指摘に答える前に、読者の御参考にたと思い一般論にふれてみたい。

水路の流量変化に応じて、ゲートを開閉させるのはフロートであるから、フロート室水位は、常にゲート上流水位と、下流水位の間になければならない。また作動比は流量が少ない全閉付近（アンダーフロータイプのゲートであることから、全閉付近は流量が少なくなる。）では余り問題とならないが、全開付近（計画流量の場合）では、ゲート上下流の水位差が小さく、フロートの移動幅を大きくとれないため、ゲートの作動幅を十分にするには作動比を大きくしなければならぬ。ところが作動比を大きくするためには、フロートも大きくしなければならぬ。

従って、計画流量時においては、上流水位が、許容誤差の範囲内でわずかに高くなるように、あらかじめゲートを少し下げおけば、（予備突込といっている。）その後の流量減少時におけるゲートの所要降下量は少なくてすむ。従って、作動比、ひいてはフロートの大きさもそれだけ小さくすることができる。勿論、事業所の御指摘の条件(1)、(2)は満足しなければならない。

過去の経験に頼って設計したため、厳密に上記条件を満足していなかったため、所要の作動比を再計算し、この結果に基づいてフロートアームの取付角度と長さの改造を行なった。

その結果、2基については良好に作動するようになり、また、1基については、下流水路が未改修のため計画流量を流すことができず、確認できなかったが、同様に良好な作動が期待できる。

問題点3 スクリーンについて

（事業所）

目づまりを防ぐため、流出口部のスクリーンを流出口から離して、メッシュも大きいものにするよう指摘し

た。

すなわち、フロート室へ流入したゴミが流出口を塞ぎ、流出口の上流側に設けてあるが、流出口に近づけすぎて設けたために、スクリーンからの水流通過箇所が、流出口部分に限定されて、ゴミが集中し、金網の目づまりを生じて流出機能の低下をきたした。その結果、上記1と全く同じ問題を生じた。

従って、スクリーンを流出口から更に離して設置するよう指示した。

(メーカー)

人家付近を流れる水路であるために、発泡スチロール、空缶、空ビン、ビニル袋といったゴミが水路に多く投げ込まれているが、流入口が水路底部に設けられており、これにもスクリーンを設けてあるので、この種のゴミは、殆んどフロート室へ入り込むことはなかった。しかしながら、木葉を主体とするゴミは、フロート室まで入ってきて、流出口部に取り付けた防塵金網に目づまりが生じていた。特に、流出口付近が著しい状態であったので、事業所の御指摘を受け、スクリーンを流出口から更に離して設けた結果、スクリーンの全面積を通して水流が通過するようになり、流出口付近に金網の目づまりが集中しないようになった。

問題点4 フロート室の大きさとフロートの形状について

(事業所)

ゲートが開かず全閉状態のまま、ゲート上を越流するという事故が再三あったので、下記の理由により、フロート室底部の水が流出口から流出しないようにし、また、フロートの高さを大きくするよう改造を求めた。

すなわち、豪雨が予測されるときは、洪水を懸念して水路に水を流さない。そうすると、フロートは、空となりゲートは全閉状態となる。この状態で、洪水あるいは取水開始等により、急激に流量が増加すると、フロート室水位が上昇してゲートが開く前に、上流水位は設定水位よりも上昇し、ついには、全閉状態のゲート上端から越流し、この越流水重によってゲートは押し付けられてしまう。また、フロートの高さが小さいので、設定水位よりもわずかにフロート室水位が上昇しただけで、フロートの頂部が水没して、これ以上浮力が増加しない。従って、フロート室の水位変動範囲を十分利用して、フロートによる作動力を大きくすることができないために、水重にうちかかってゲートを開けられず越流したままという現象が生じた。

もっと流量が多い場合、水路の氾濫という事態も考えられるために、早急な改良を指摘した。

(メーカー)

弊社の従来の経験では、御指摘のような事態は初めてのことであるが、流水が全くなく、また豪雨を予測し

て手動巻上機でゲートを半開状態にしている時は、フロート室は空の状態であり、ここで急激な流量の増加があったため、フロート室が所要の水位になり、ゲートが正常に作動する前に越流したということは御指摘のとおりであった。従って、フロートおよびフロートの形状を早急に改良した。その結果、越流事故は全くなくなりまた子供のいたずら等を想定して人為的に越流させても、直ちに正常な状態に復元するようになった。

問題点5 バランスについて

(事業所)

上記4の改造により、ゲート全体のバランスがくずれ、作動が円滑に行なわれなくなったので、バランス調整のためカウンターウェイトの改造を求めた。

ウォッチマンの据付けは、まずフロート室水位を計画水位にセットし、この状態でゲートが所定の開度になるようゲートアームに沿ってカウンターウェイトを調整し、またその他の状態でも、バランスがくずれないように計画流量時のゲート開度において鉛直になるように取付けられたカウンターウェイトのを調整するものである。このように重心がいつでも軸心になければならないが、前記4により、フロートの高さを大きくしたのでフロート重量が増し、そのためにゲート全体の重心が高くなりすぎて、もはや従前のカウンターウェイトでは調整不能となり重心がゲートの支点(軸心)より高い位置になった。これによって、ゲートが閉まるに従って重心が上流側へ偏り、ゲートを閉じようとする力が生じるため、必要以上にゲートが閉じてしまう結果となった。この現象が著しかったゲートでは、ゲート下降に伴うフロート浮力の増加が、上記偏心にもとづく前のめりの力の増加量より小さいためにどこまでもフロートが沈んで安定しないという現象がみられた。また、ゲートが開くと前とは反対に、ゲートが開いていき安定しない状態で、著しい場合には、水面上にゲートが出てしまう現象がみられた。このような状態では、甚だしい場合には、軸の折損と、洪水波による下流水路の氾濫が懸念されたので、メーカーにバランスの再計算をして、重心が軸にくるよう改造を求めた。

(メーカー)

事業所の御指摘から、バランスについて計算した結果、確かに重心は軸心よりも上にあることがわかった。従って「逆ヤジロベエ効果」によって不安定になることとなった。

改造方法としては、カウンターウェイトを従来のものより低い位置にするのも1つの方法であるが、水面までの高さに制限があるので、カウンターウェイトの重量を増すとともに、これを軸心に近づけることによって重心を低くするよう工夫した。

この結果、ゲートの作動は円滑になり、人為的に力を

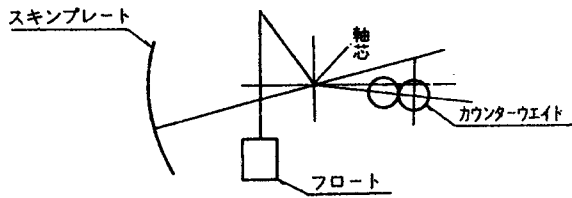


図-3 重心調整図

加えて過度にゲートを閉じてから力を抜いても、ゆるやかに開いて所定の位置に落ちつきバランスを保つようになり、ゲートが洪水波を引き起す心配はなくなった。

問題点6 流入口の位置について

(事業所)

ゲート下の縮流の影響を受けて、水路と静水池水位が違って、水位差が生じるおそれがあるので、今後適正な流入口の位置を決定するための設計資料として、あらゆる開度についてゲート上流の流速、水位の分布を実測す

るようメーカーに奨めた。

(メーカー)

ゲート上流水面と静水池水面とに水位差が生じるのは、次式で与えられるように、水面近くの流速を流入口

$$H_0 - H = -\frac{1}{2g}(V_2^2 - V_1^2) \dots\dots ①$$

付近の流速の水頭差が水位差を生じないように流入口的位置を決める資料として、流速、水圧の分布を実測するよう事業所から奨められたが、これは重要な問題であるので3基設置した中で最大の太田幹線水路のゲート(図-1)において流速水頭のかわりに直接水位分布を実測した。紙面の都合上、概要について述べると、図-5に示すようにゲート上流側に16ヶ所の測点を設け、流量を計画流量の10~30% 計画流量21.03m³/secであるが、事業未完了のため、計画流量を流すことができなかった。)の範囲で変化させ、各点の圧力水頭差をピトー管により測定した。この水頭差は、式①で与えられるように、各点における速度水頭の差を示している。

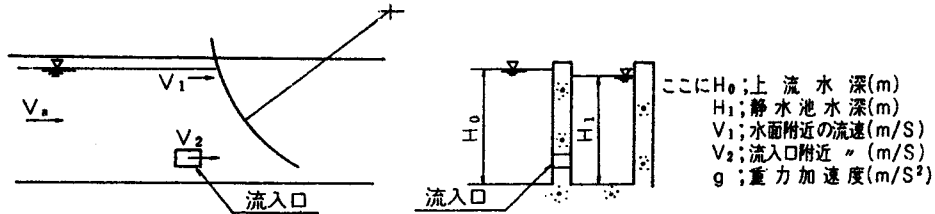


図-4 流速水頭差による水位差

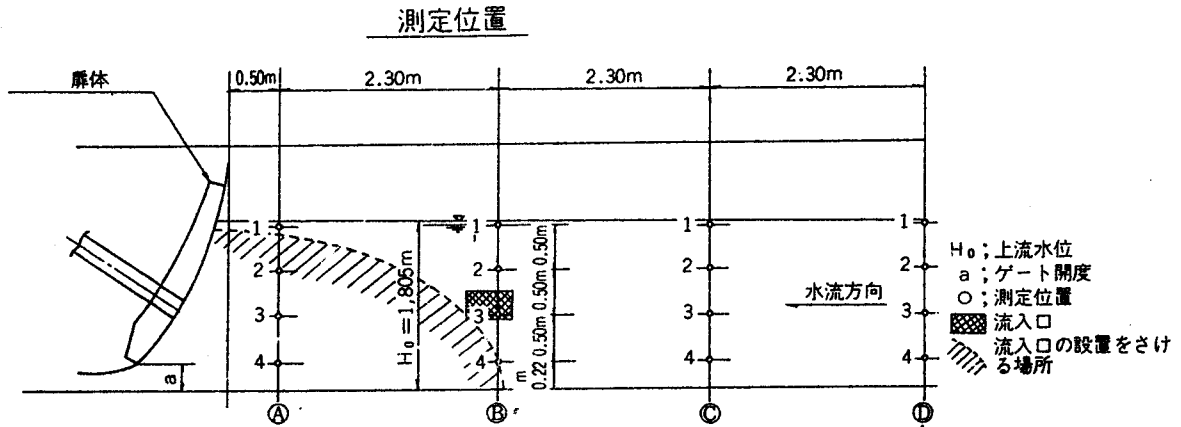


図-5 水圧分布の測定

表-1 流量及びゲート開度

Test	流 量 (m ³ /S)	ゲート開度 a (m)	a/H ₀
I	2.0	0.12	0.07
II	4.0	0.18	0.10
III	6.0	0.34	0.19

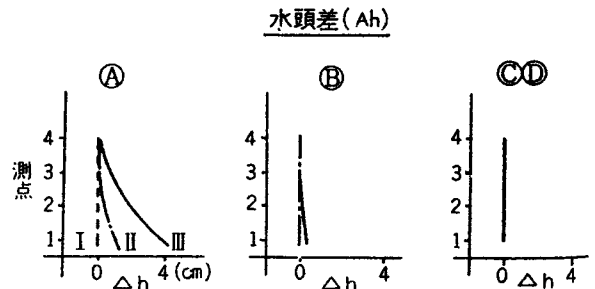
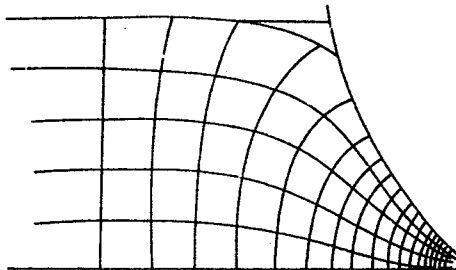


図-6 測点と水頭差の関係

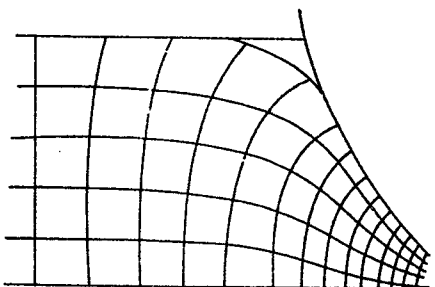
実験結果は、表-1および図-6に示すとおりである。これから、水頭差は、Aの位置でのみ表われ、上流側のB、C、Dの位置ではほとんど認められないという結果得られた。常識から推定されるように、流量が増加するほど、この水頭差は大きく現われていた。実験結果における流線網を図-7に示す。これによると流線の密度は、ゲート開度に大きく左右されることがわかる。つまり、ゲート下端部は密である。ゲート上流の流速は水面より水路底近くの方が速くなっている。このことは、アンダーフロータイプのゲートであるから当然のことである。

ところで流入口の位置は、水路の水面における流速との差が小さい所程良いわけで、ゲートからなるべく離して設けることが望ましく、このゲートについていえば、図-5のハッチング部以外に設けなければならないことがわかった。

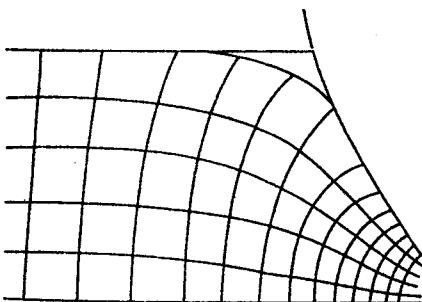
また、水路底に近くなる程流速が速いので、水路底部よりも水面に近い位置で、しかも、波浪の谷の部分よりも低い位置でなければならないことがわかり、今後の流入口の位置決定の貴重な資料が得られた。



(Test I)



(Test II)



(Test III)

図-7 流線網

問題点7 フロートの大きさについて

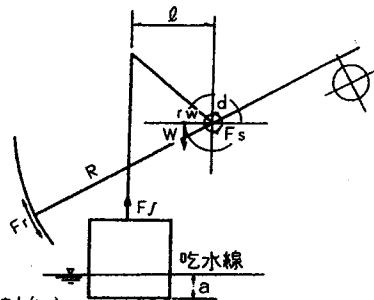
(事業所)

フロート寸法決定のための、摩擦力、越流水の荷重についての実測値がないため、絶対安全を期してフロート寸法が過大となる心配があり、経済上の問題として好ましくないので、実測するよう奨めた。

(メーカー)

フロート平面積は、常時は、主に計画流量時における作動比と摩擦力に対する抵抗力によって決定される。

摩擦力の働く個所は、ゲートの構造上から軸受部と、戸当り、側部水密ゴム間の摺動部が考えられる。



- ここで F_f : 水密ゴムの摩擦力(kg)
- F_f : フロートの浮力(kg)
- W : ゲート可動部重量(kg)
- F_s : 軸受の摩擦力(kg)
- R : 軸芯からゴム摩擦面までの距離(m)
- r_w : 軸芯からゲート重芯までの距離(m)
- d : 軸受の直径(m)
- l : 軸芯からフロートまでの距離(m)
- A_o : フロート断面(m²)
- a : フロート水没高(m)

図-8 各部の摩擦力

各摩擦力の和は、抵抗力であり、この値は所要の行動力に等しいので、これを式に表わすと次のようになる。

$$F_f l = W \cdot r_w + F_f \cdot R + F_s \cdot \frac{d}{2} \dots \dots \textcircled{2}$$

また水密ゴム部の摩擦力および軸受部の摩擦力は次式で表わすことができる。

$$F_f = \mu_r (P + P_0) b \dots \dots \textcircled{3}$$

P : 水圧によるゴム押付力 (kg/m)

P_0 : ゴム取付時の押付力 (kg/m)

b : ゴムと戸当りとの接触長 (m)

μ_r : ゴム(テフロン)と戸当り(ステンレス鋼)との摩擦係数

F_s : 水密ゴム部の摩擦力 (kg)

$$F_s = \mu_s \sqrt{P_0^2 + (W - F_f)^2} - 2P_0(W - F_f) \sin \theta \dots \dots \textcircled{4}$$

P_0 : ゲートにかかる水圧 (kg)

W : ゲート重量 (kg)

μ_s : ベアリングの摩擦係数

θ : P_0 と $(W - F_f)$ との角度

F_s : 軸受部の摩擦力 (kg)

ここで③、④式を②式に代入すると、

$$A = \mu_r \cdot B + \mu_s \cdot C \dots \dots \textcircled{5}$$

$$A = F_f \cdot l - W \cdot r_w$$

$$B = (P + p) b \cdot R$$

$$C = \frac{d}{2} \sqrt{P_0^2 + (W - F_f)^2 - 2P_0(W - F_f)\sin\theta}$$

上記式⑥が得られる。

摩擦力による抵抗モーメントの測定は、ゲートに力を加えて持ち上げてからこの力を除いて、ゲートが静止した時の吃水線を調べ、次に力を加えて押し下げてから力を除き、ゲートが静止した時の吃水線を調べる。この吃水線の差に、フロート平面積を乗じ、さらに、軸心からフロートまでの水平距離を乗じた値の $1/2$ が摩擦力による抵抗モーメントであるから、この値を多くの開度について求め、さらに⑥式において、これら値を代入して分析して、摩擦係数を求めた。

この結果、各部の摩擦係数は

軸受部(ボールベアリング) $\mu_s = 0.016(0.020)$

水密ゴム(テフロン+ステンレス鋼) $\mu_r = 0.250(0.100)$

()数値は設計値

となった。

これまで、作動時の摩擦力については十分解明されていなかったが、実測の結果、水密ゴム部の摩擦係数は設計値よりはるかに大きな値であった。これは、図-9に示すような水密部構造であるが、テフロンを押えているバンドが部分的に戸当りと接触したためと考えられる。

ゲートの大型化に伴ない、現在の水密ゴムのタイプでは小さく、取付時における現場調整が難しくなっている。それで、バンドが戸当りに接触すると考えられるわけであるが、今後、水密ゴム部の摩擦力を小さくするためにも、水密ゴムの検討をしなければならない。

また、摩擦力を小さくできることは、フロートも当然

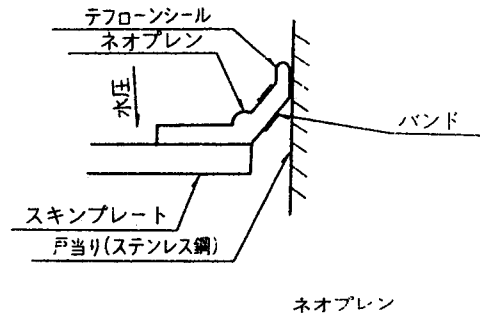


図-9 水密ゴム

小さくできるわけである。

Ⅲ おわりに

以上、関東農政局渡良瀬川沿岸農業水利事業に使用した。商品名をウォッチマンと称するゲートに発生した問題とその解決について経緯をおって述べた。

ここで取り上げた問題はいずれも解決され、今後、こういった問題の発生はほとんどなく、同ゲートは一段と高い完成度を得たと考えられる。とはいえ、現場の条件が、想像の域を超えて苛酷なこともあるだろうから、今後、未知の問題が発生しないとは言いきれない。しかしながら、たとえ問題が生じたとしても、その現象を十分観察し、原因をしっかりと把握して対策を講ずれば、大概の問題は処置できるであろう。

そのような意味において、ここで、過去に発生した問題の処理経過を述べることは、今後の参考として、役立つのではないかと考えて、御報告した次第である。

朝穂地区隧道ブロック巻立設計施工法について

伊 藤 芳 男*

目 次

1. 朝穂堰の沿革……………(41)	4. 構造計算……………(45)
2. 事業の概要……………(42)	5. 施工方法……………(48)
3. 断面形及びコンクリートブロックの選定 について……………(42)	6. あとがき……………(50)

1. 朝穂堰の沿革

本堰は幕藩体制下における新田開発政策によって開さくされ釜無川の支流塩川左岸の北巨摩郡須玉町江草八巻地内から取水する総延長 25km, かんがい面積 456ha の県下で最古の用水路である。この受益区域は県都甲府市の北東にそびゆる秩父山系の茅ヶ岳及び金ヶ岳山麓一帯の高原地帯で通称浅尾原、永井原といわれるが本邦における八ヶ岳山麓、富士山麓に次ぐ広大な平原を形成している。本山麓一帯は堰通水以前は飲料水までも遠く塩川から牛馬の背で運搬したといわれている。往昔は水争いのたえまのない代表的な水利に乏しい地帯であった。この朝穂堰は現在、須玉町江草、明野村及び韮崎市穂坂町を受益範囲としているが、約 350 年前寛永 9 年に立案され、当時の上神取村百姓重右衛門及び清右衛門が官に申

し出て自費により工事を起し、後に徳川家光の治世、時に兩名は甲府代官平岡治郎左衛門に堰開さくの願いを出したところ水路の検分測量などが行われて開さく許可が下ったのは 8 年後の寛永 16 年である。(この間治郎右衛門は官を辞しその子勘三郎より与えられている)。工事は官費を以って着工し 4 年目の寛永 19 年、浅尾村(現在の明野村浅尾)を貫き同村栃沢まで 11.7km を開さく浅尾新田部落を拓き浅尾堰と称した。その後寛文 10 年明野村正業寺まで穂坂古堰を開さくする。

享保元年の大旱魃により韮崎市穂坂町三之蔵、宮久保、三津沢村の水は涸れ果てて住民は大いに窮迫した。領主松平甲斐守がこれを憂い山口八兵衛の係により吟味が行なわれ享保 3 年楯無堰の修治に手腕をふるい水理に熟達した団子新居村の六郎衛門に命じて 3 ヶ年と 820 両の経費をかけ三津沢村まで開さくした。これを穂坂の荘

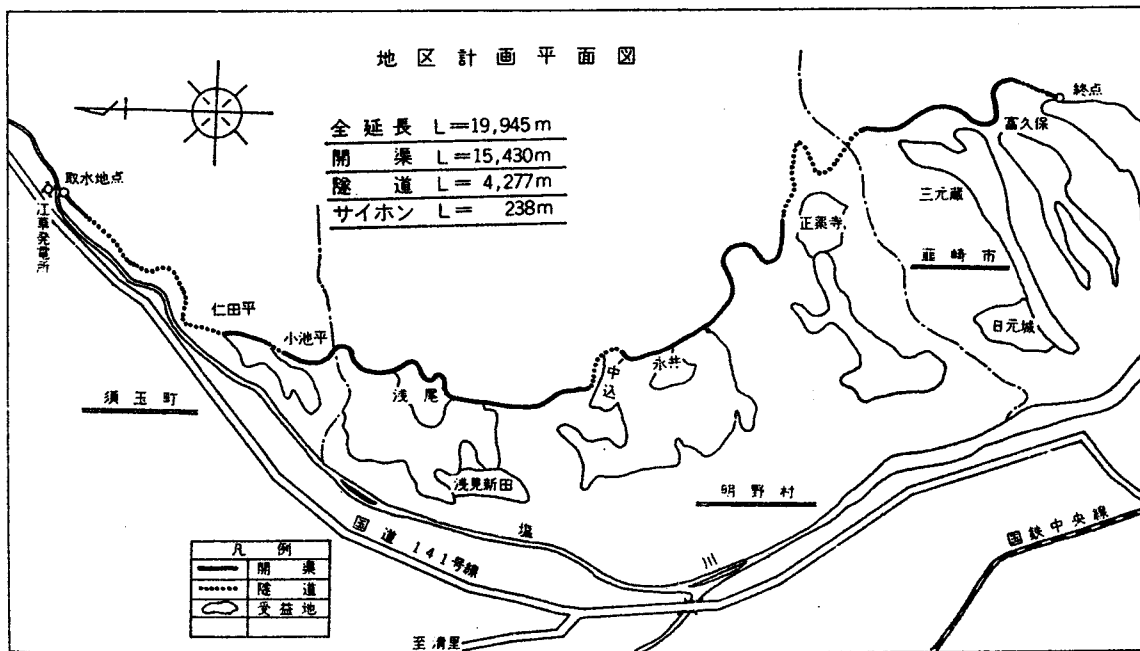


図 - 1

* 駿北土地改良事務所

に因み穂坂堰と称する。なおこの費用は官費 570 兩地元 3ヶ村の負担 250 兩といわれる。その後享保 4 年末流の上今井村、長久保村(現在 須崎市穂坂町上今井、長久保) 両村の名主長百姓連名で願書が提出されて掘継工事に着手したが中断のまま終り現在も尚堰開さくの跡が残っている。こうして浅尾堰は通称穂坂堰も加えて延長 10 里八丁余に亘る長い用水路となった。この堰の隧道は全線で 15ヶ所に及び最長は風越山 380 間赤沢穴 286 間などがある。又場所により揚樋や埋樋などの特殊の工法がとられている。堰の維持管理は直営によって桜田藩、柳沢藩が行い、その後の幕府直轄の時代まで続き、明治 5 年に至って朝穂堰と称し時の北巨摩郡長の管理を経て昭和 26 年 6 月朝穂堰土地改良区が設立され現在に至っている。

なおこの水路の完成により朝穂堰は豊かな水を湛えて茅ヶ岳山麓の水に恵まれない住民に大きな恩恵を与え、美田を展開して地域住民の生活は飛躍的に発展を遂げるに至ったのである。

2. 事業の概要

2-1 計画の概要

前述の如く本地区は茅ヶ岳山麓一帯を受益区域とする往昔富士火山帯に属する茅ヶ岳の噴火により形成された広大な高原台地である。地区の南端釜無川に注ぐ支流塩川の断崖に平行し、台地は南北 12km 東西 1.5km の帯状に開けた高原である。受益地の水田は茅ヶ岳山麓の中腹を蛇行して流れる朝穂堰沿に散在し標高は 400m~600m で、地形は東西に 1/100 内外の勾配で傾斜し、水路の上流部及び取水工部は昭和 17 年~昭和 27 年に亘り県営事業で改修された。水路の大部分は開さく当時の素掘水路であるため老朽化が甚しく、土砂崩落、漏水等のために必要水量の確保が困難な状態を呈して水不足により毎年旱魃被害が発生している。特に隧道などはほとんどが開さく当時のままの素掘のため崩落がひどく隧道内の崩落土砂取除き作業等には危険をともしない維持管理に莫大な費用を投資していた現状であるため昭和 44 年以来県営かんがい排水事業により改修が進められている。しかし本事業の実施にあたっては飲雑用水を兼ねているため工事中の完全断水が出来ず検討した結果 3 日通水 7 日断水という方法により施工を続けている。

2-1-1 受益面積 A=456ha (須崎市、明野村、須玉町)

2-1-2 事業量 改修延長 L=19,945m

開水路 ℓ=15,430m L型ブロック

隧道 ℓ=4,277m 組立式ブロック

サイホン ℓ=238m 鑄鉄管 φ700mm

分水口 50ヶ所 スルースゲート

余水吐 14ヶ所

床版橋 37ヶ所

2-2 用水計画

本堰の取水は現在須玉町江草の東京電力八巻発電所の放水口から暗渠により塩川を横断して取水しており用水不足の時には塩川より自然取水も行っている。

最大取水量 1.87m³/sec, 代播期 1.821m³/sec,
常時 1.789m³/sec

2-2-1 用水系統模式図……………図-3

3. 断面形及びコンクリートブロック選定について

3-1 開水路断面計算

計画流量 Q=1.746m³/sec (開水路最上流部)

A=0.98m² n=0.016 P=2.77

I=1/300 R=A/P=0.3537

$$V = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} = 62.50 \times 0.50 \times 0.058 = 1.81 \text{ m/sec}$$

Q=1.81×0.98=1.774m³/sec > 1.746m³/sec

余裕高=0.05·d+0.8·h_v+ (0.05~0.10)

$$h_v = \frac{1.81^2}{2 \times 9.8} = 0.167 = 0.05 \times 0.55 + 0.80$$

$$\times 0.167 + 0.089 = 0.25 \text{ m}$$

3-2 隧道断面計算

計画流量 Q=1.821m³/sec A=1.11m²

n=0.016 P=2.98m I= $\frac{1}{350}$ R= $\frac{A}{P}$ =0.372

$$V = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} = 62.50 \times 0.517 \times 0.051$$

$$= 1.65 \text{ m/sec}$$

Q=A×V=1.83m³/sec > 1.821m³/sec

以上断面計算の結果開水路は図-4のとおり決定した。隧道については断面形として大別すると円形断面、標準馬テイ形断面、側壁垂直形断面(ホロ形)の3種に別けられるが、円形断面は、圧力隧道の場合又はトンネルボーリングマシン、シールド工法、モノリシック、スチール、フォームを使用する場合のライニング(機械施工)に多く採用されている。標準馬テイ形断面についても直径 2m 以上ぐらゐの無圧トンネル又は地山のかぶり厚が厚く、山はねの生じない隧道で岩盤が堅硬な場合に多く用いられている。本水路の隧道は現在素掘のまま保持されておるが流水により浸蝕されて崩落ヶ所が年々数を増し危険である。又水路勾配も水路底の浸蝕で変動が甚しく流水の阻害要因となっているが、地質は石英安山岩質火山砕屑物(玉石礫混合)で地質的には充分安定性があると考えられる。

従がって断面形式は側圧作用が考えられないので側壁垂直形断面としてアーチ部分を欠円とした。なお隧道断

隧道ブロック断面図

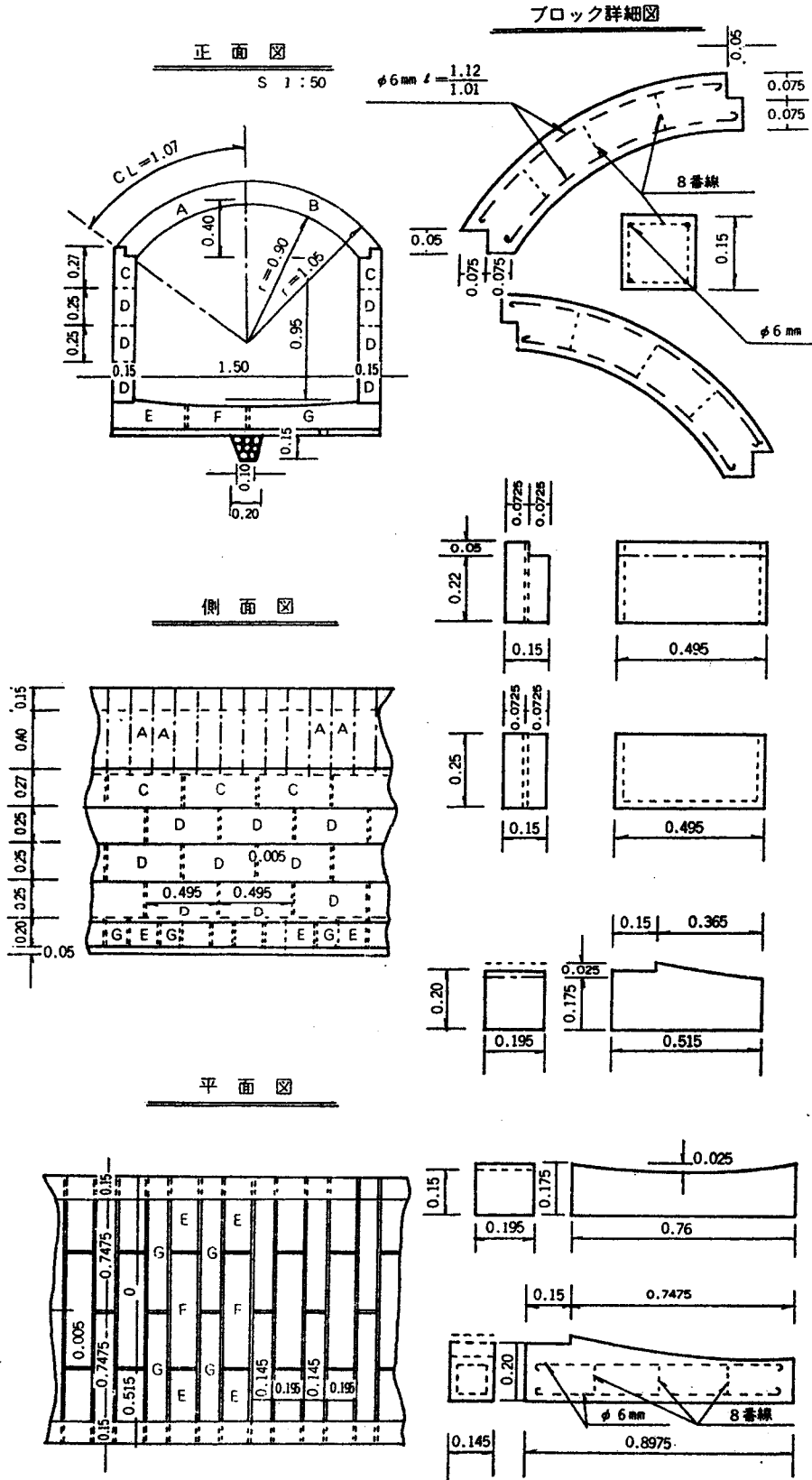


図 2-1

ブロック断面図

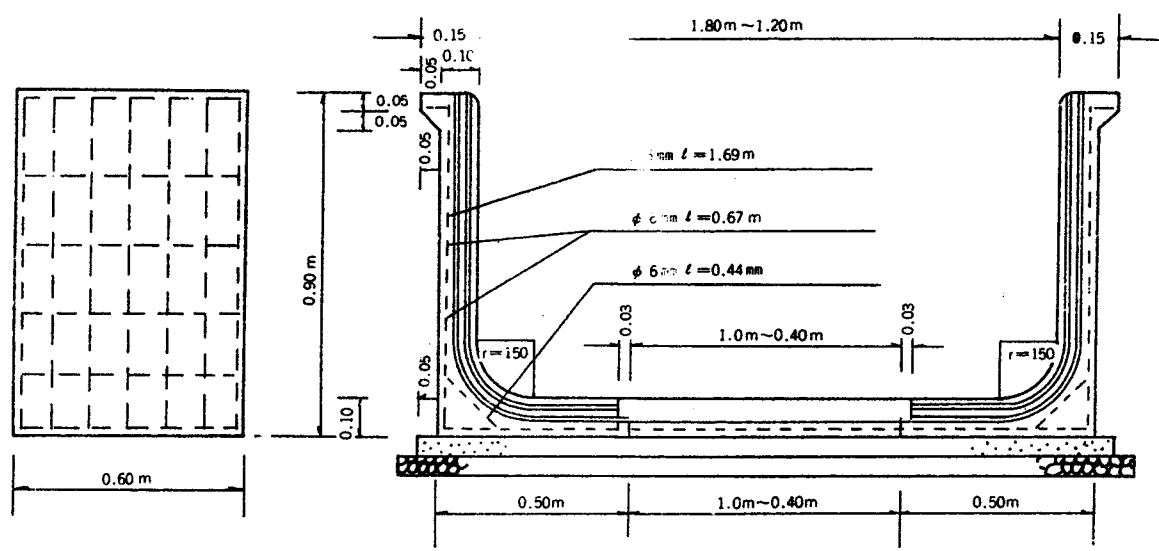


図 2-2

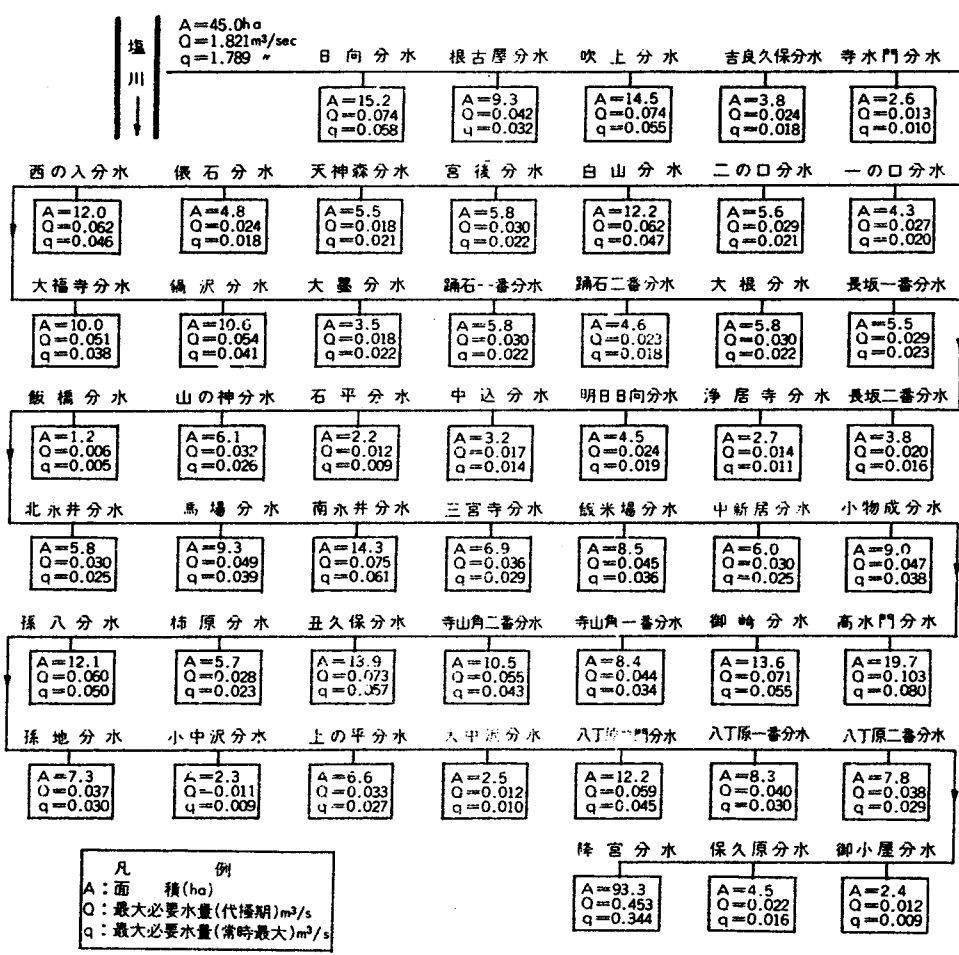


図 3

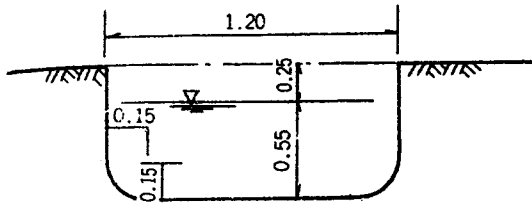


図 - 4

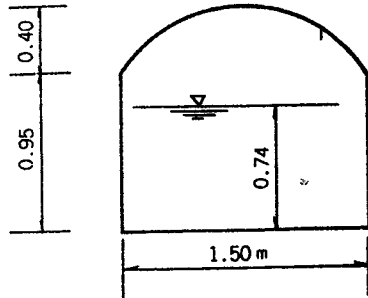


図 - 5

面の大きさは通水量から決定することが原則であるが通水量が少ないため断面が小さくなり作業環境が劣悪となり作業能率が低下し又保安対策上からも問題を生ずるので施工方法、作業能率、保安対策等を考慮して隧道規模を検討し施工の安全性と経済性が確保される図-5の断面に決定した。

3-3 コンクリートブロックの選定について

本堰は飲雑用水路を兼用しておるため工事期間中完全断水が出来ないので、当初においては昼間断水、夜間通水の処置を取ったが通水のため現場整理に手戻りが生じ又通水時間が限定されているため漏水等の影響もあり末端まで到達せず又工事が冬期のため凍結して滞水米割等に非常な労力を要した。なお末端受益者からの苦情もよせられ急速試験的通水を行い水量調査を行った所末端までの到達時間は約2日を要した。従って通水計画について再検討し3日通水、7日断水(雨天の場合は適宜変更)の工程により作業計画を立てたが現場打コンクリートでは作業工程が掘削、型枠組立、コンクリート打設、型枠取除き、養生と多くの段階を経て施工されるので1工程の作業に多くの日数を要し7日の工事日数で工程計画を立てると工期的に無理が生じ又施工管理上非常に多くの問題が残る。従って作業工程が容易に組め施工管理も充分出来るコンクリート二次製品のブロックを採用した。

なお本地域は水稲栽培のみでなく蔬菜及果樹等の栽培も盛んに行なわれており条件になっている3日通水期間の水利用については野菜の洗滌及果樹の消毒用水等に使用しており一部では生活用水、防火用水にも使用しているため非かんがい期とはいえ本水路は唯一の用水源であり完全断水が出来ない要因ともなっている。

コンクリートブロックの形状寸法については構造上1

個当りは大きい方が良いと思うが運搬、巻立等人力で行うためブロックの持運び等を考慮し1個当りの重量を50kg前後とした。

コンクリートブロック1ヶ当りの寸法及重量表

ブロック名称	寸法	重量	備考
A型ブロック	1.07 × 0.15 × 0.15	53.30kg	欠円
B型	1.12 × 0.15 × 0.15	53.80	〃
C型	0.495 × $\frac{0.27}{0.22}$ × 0.15	41.60	〃
D型	0.495 × 0.25 × 0.15	42.80	〃
E型	0.515 × $\frac{0.20}{0.175}$ × 0.195	42.60	〃
F型	0.76 × $\frac{0.15}{0.175}$ × 0.195	55.40	〃
G型	0.895 × $\frac{0.20}{0.15}$ × 0.145	54.70	〃

4. 構造計算

4-1 L型ブロック

外側壁の安定計算

外側壁については池内空、外側土圧及び輪荷重を考慮した場合

転倒に対する安定自重の計算

$$W_1 : 0.1 \times 0.25 \times 2.400 = 60 \text{kg}$$

$$W_2 : 0.1 \times 0.15 \times 2.400 = 36 \text{kg}$$

$$W_3 : (0.15 \times 0.15 - 0.15^2 \times 3.14 \times 1/4) \times 2.400 = 11.80 \text{kg}$$

$$W_4 : 0.1 \times 0.9 \times 2.400 = 216 \text{kg}$$

$$W_5 : \frac{0.05 + 0.10}{2} \times 0.05 \times 2.400 = 9 \text{kg}$$

$$\Sigma W : W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 = 314.80 \text{kg}$$

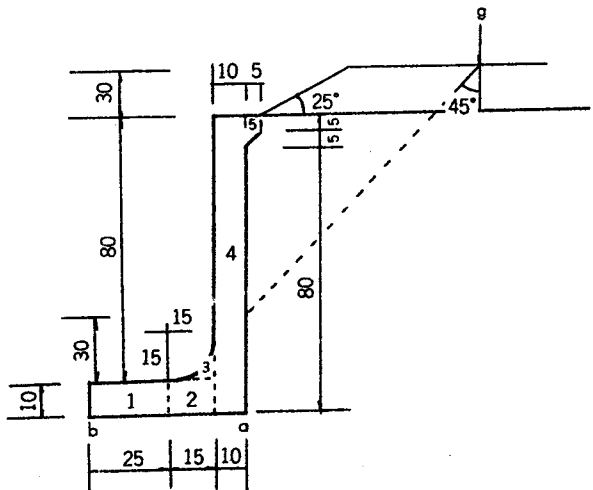


図 - 6

a点を基準とする場合のモーメント

$$l_1 = 0.375 \quad l_2 = 0.175 \quad l_3 = 0.13 \quad l_4 = 0.05 \quad l_5 = 0.024$$

$$\textcircled{1} W_1 \cdot l_1 = 60 \times 0.375 = 22.50$$

- ② $W_2 \cdot l_2 = 36 \times 0.175 = 6.30$
- ③ $W_3 \cdot l_3 = 11.80 \times 0.13 = 1.50$
- ④ $W_4 \cdot l_4 = 216 \times 0.05 = 10.80$
- ⑤ $W_5 \cdot l_5 = 9 \times 0.024 = 0.20$

$$\Sigma M = ① + ② + ③ + ④ + ⑤ = 40.9 \text{ kg-m} = 4.090 \text{ kg-cm}$$

外圧の計算

土圧計算

土の単位重量 = $1.8 \text{ m}^3/\text{t}$ h = 壁の高さ = 0.80 m
 d = 過載土の高さ = 0.5 m i = 地表面傾斜角 = 25°

$$P_a = W \cdot h^2 \quad M_a = N h^3 (m-1) \quad \frac{d}{h} = 0.625$$

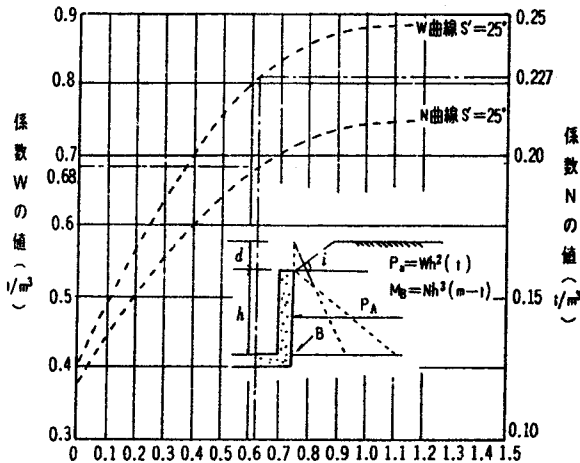
表-1より $W = 0.68$ $N = 0.227$

$$\therefore P_a = 0.68 \times 0.80^2 = 0.425 \text{ t}$$

$$M_a = 0.227 \times 0.80^3 = 0.116 \text{ t-m} = 116 \text{ kg-cm}$$

$$= 11.600 \text{ kg-cm}$$

表 - 1



注 本表の係数 W, N は土の湿潤重量を 1.8 t/m^3 として求めたものである

活荷重の計算

荷重 = 9 t 道路幅員 3 m 以下

衝撃係数 = 0 車輛運行が少ないので見込まない。

荷重分布 45° とする

W_1 : 地表面より h_1 の荷重強度

q : 輪荷重(後輪について考える) $9 \text{ t} \times 0.8 \div 2 = 3.6 \text{ t}$

a : 荷重分布中一車線の場合 3.85

b : 荷重分布中一車線の場合 1.80

$$\therefore W_1 = \frac{2 \cdot q(1+i)}{a+b} = \frac{2 \times 3.60(1+0)}{3.85+1.8} = 1.04 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = W_1 \times W \times l = 1.04 \times 0.68 \times 0.3 = 0.212 \text{ t}$$

$$= 212 \text{ kg}$$

$$\text{作用点までの距離} = \frac{0.3}{2} + 0.1 = 0.25$$

$$\therefore \text{活荷重 } M \cdot P_2 = 0.25 \times 212 = 53 \text{ kg-cm} = 5300 \text{ kg-cm}$$

結論 上記計算より

自重によるモーメント $M = 4.090 \text{ kg-cm}$

土圧によるモーメント $M = 11.600 \text{ kg-cm}$

活荷重によるモーメント $M = 5.300 \text{ kg-cm}$

計 $\Sigma M = 20.990 \text{ kg-cm}$

$$\therefore \text{合成力の } a \text{ 点よりの距離 } x = \frac{\Sigma M}{\Sigma W} = \frac{20.990}{314.8} = 0.67 \text{ m}$$

依って両ブロックを鉄筋で結束する必要がある

滑動に対する安定

土圧+活荷重 $< u \cdot \Sigma W$ $u = 0.5$ とする

$$435 + 212 = 647 \text{ kg} > 0.5 \times 314.8 = 157.4 \text{ kg}$$

依って活動に対しても不安定なので鉄筋で結束する必要がある。

側壁厚の設計

$$\text{厚 } d = c \sqrt{\frac{M}{d}}$$

固定端に於ける外圧モーメントは別紙計算より下記のとおりである。

土圧によるモーメント $M = 11.600 \text{ kg-cm}$

活荷重によるモーメント $M = 5.300 \text{ kg-cm}$

計 16.900 kg-cm

$$\therefore d = 0.375 \cdot \sqrt{\frac{16.900}{100}} = 4.84 \text{ cm}$$

従って上記より鉄筋被り及びブロック製造の施工面より 10 cm 厚と決定する。

鉄筋量の算定

$$A_s = 0.00253 \cdot \sqrt{M \cdot d} = 0.00253 \cdot \sqrt{16.900 \times 100} = 3.26 \text{ cm}^2$$

部機厚 60 cm に付必要鉄筋量は $3.26 \times 0.6 = 1.96 \text{ cm}^2$

依って主筋は $\phi 6\%$ 筋を 9 cm ピッチで 7 本使用とする $0.2827 \times 7 = 1.98 > 1.96$

従って配力筋は $\phi 6\%$ を底版を含め 9 本使用とする

検定

$$\text{剪断応力 } \eta_0 = \frac{s}{b \cdot j \cdot d} \quad j = 0.889 \quad b = 100$$

$$s = p = 647 \text{ kg}$$

$$\therefore \eta_0 = \frac{647}{100 \times 0.889 \times 4.84}$$

$$= 1.50 \text{ kg/cm}^2 < 4.50 \text{ kg/cm}^2 \text{ 安全である}$$

4-2 隧道巻立ブロック(組立式)

本構造は頂版アーチ部、側壁部、底版部より成りそれぞれ分割し各ブロック間はモルタル及び接着材により充填し一体とする。頂版アーチ部は欠円とし中央に相嵌を設け交互に配置する。頂版アーチ部と側壁部は相嵌を設け一体とする。この場合側壁と頂版アーチはピン構造と考えアーチ部水平力は外部土圧により打消されるものとする。従って側壁には鉛直方向力のみが作用するものとし側方土圧の影響は無いものとする。

側壁に作用する鉛直方向力及び自重は底版端部で十分支持できる良好な地盤と考え底盤各ブロックの連結は目地モルタルによるものとする。

条件

土被りについてはゆるみ高さを十分安全側にとり $h = 1.50\text{m}$ とする
 土の単位重量 $W_0 = 1.80\text{t/m}^3$
 鉄筋コンクリート単位重量 $W_g = 2.50\text{t/m}^3$ とする
 ヒンジアーチとして解く

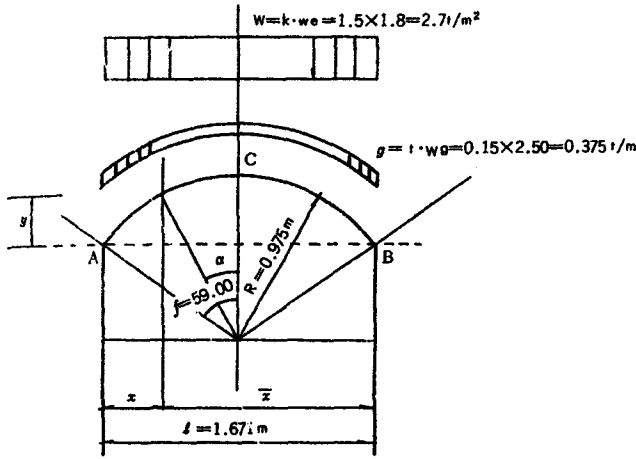


図 -- 7

計算式

$$x = R(\sin\phi - \sin\alpha) = 0.975(\sin 59^\circ - \sin\alpha) = 0.836 - 0.975\sin\alpha$$

$$y = R(\cos\alpha - \cos\phi) = 0.975(\cos\alpha - \cos\phi) = 0.975\cos\alpha - 0.502$$

$$x = 2R\sin\phi - x = 2 \cdot 0.975\sin 59^\circ - (0.836 - 0.975\sin\alpha) = 1.671 - 0.836 + 0.975\sin\alpha$$

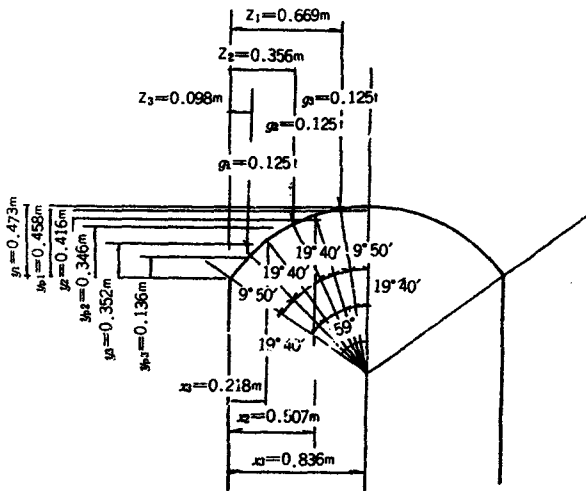


図 -- 8

$$\phi = 59^\circ = 1.003 \quad \cos 59^\circ = 0.265$$

$$z_1 = 0.836 - 0.975\sin\alpha = 0.669\text{m} \quad \sin\alpha = 9^\circ 50' = 0.171$$

$$z_2 = 0.836 - 0.975\sin\alpha = 0.356\text{m} \quad \sin\alpha = 29^\circ 30' = 0.492$$

$$z_3 = 0.836 - 0.975\sin\alpha = 0.098\text{m} \quad \sin\alpha = 49^\circ 10' = 0.757$$

$$x_1 = 0.836 - 0.975\sin\alpha = 0.836\text{m} \quad \sin\alpha = 0^\circ = 0$$

$$x_2 = 0.836 - 0.975\sin\alpha = 0.507\text{m} \quad \sin\alpha = 19^\circ 40' = 0.337$$

$$x_3 = 0.836 - 0.975\sin\alpha = 0.218\text{m} \quad \sin\alpha = 39^\circ 20' = 0.634$$

$$y_{\beta 1} = 0.975\cos\alpha - 0.502 = 0.458\text{m} \quad \cos\alpha = 9^\circ 50' = 0.985$$

$$y_{\beta 2} = 0.975\cos\alpha - 0.502 = 0.346\text{m} \quad \cos\alpha = 29^\circ 30' = 0.870$$

$$y_{\beta 3} = 0.975\cos\alpha - 0.502 = 0.136\text{m} \quad \cos\alpha = 49^\circ 10' = 0.654$$

$$y_1 = 0.975\cos\alpha - 0.502 = 0.473\text{m} \quad \cos\alpha = 0^\circ = 1$$

$$y_2 = 0.975\cos\alpha - 0.502 = 0.416\text{m} \quad \cos\alpha = 19^\circ 40' = 0.942$$

$$y_3 = 0.975\cos\alpha - 0.502 = 0.252\text{m} \quad \cos\alpha = 39^\circ 10' = 0.773$$

自重の計算

アーチについては片側を3等分して計算する。

$$\phi 59^\circ \text{より } \frac{\phi}{3} = 19^\circ 40' = 0.334$$

$$g = t \cdot W_g = 0.15 \times 2.50 = 0.375\text{t/m}$$

$$g_1 = g_2 = g_3 = g \cdot R \cdot \frac{\phi}{3} = 0.375 \times 0.975 \times 0.334 = 0.122\text{t}$$

より載土によるもの $W = h \cdot W_0 = 1.5 \times 1.8 = 2.7\text{t/m}^2$

$$V_A = V_B = g_1 + g_2 + g_3 + \frac{w \cdot l}{2} = 0.122 + 0.122 + 0.122 + \frac{2.7 \times 1.671}{2} = 2.622\text{t}$$

$$H_A = -H_B = \frac{M_0^c}{5} \quad f = y_1 = 0.473\text{m}$$

$$M_0^c \text{ は } c = \frac{l}{2} \text{より}$$

$$M_0^c = g_1 \cdot z_1 + g_2 \cdot z_2 + g_3 \cdot z_3 + \frac{w \cdot l^2}{8}$$

$$= 0.122 \times 0.669 + 0.122 \times 0.356 + 0.122 \times 0.098 + \frac{2.7 \times 1.671^2}{8} = 1.083\text{t}\cdot\text{m}$$

$$\therefore H = \frac{1.083}{0.473} = 2.289\text{t}$$

曲げモーメント

$$M_x = M_0 - H \cdot y = 1.083 - 2.289 \times 0.473 = 0\text{t}\cdot\text{m}$$

$$M_{19^\circ 40'} = M_0 - H \cdot y_2$$

$$M_0 - H \cdot y_2 = \frac{w \cdot l^2}{2} \left(\frac{x^2}{l} - \frac{x_2^2}{l^2} \right) + g_1 \cdot x_2$$

$$+ g_2 \cdot z_2 + g_3 \cdot z_3$$

$$= \frac{2.7 \times 1.671^2}{2} \left(\frac{0.507}{1.671} - \frac{0.507^2}{1.671^2} \right) + 0.122 \times 0.507 + 0.122 \times 0.356 + 0.122 \times 0.098 = 0.917\text{t}\cdot\text{m}$$

$$\therefore M_{19^\circ 40'} = 0.917 - 2.289 \times 0.416 = 0.035\text{t}\cdot\text{m}$$

$$M_{39^\circ 20'} = M_0 - H \cdot y_3$$

$$M_0 - H \cdot y_3 = \frac{w \cdot l^2}{2} \left(\frac{x^2}{l} - \frac{x_3^2}{l^2} \right) + g_1 \cdot x_3$$

$$+ g_2 \cdot z_3 + g_3 \cdot z_3$$

$$= \frac{2.7 \times 1.671^2}{2} \left(\frac{0.218}{1.671} - \frac{0.218^2}{1.671^2} \right) + 0.122 \times 0.218 + 0.122 \times 0.218 + 0.122 \times 0.098 = 0.494\text{t}\cdot\text{m}$$

$$\therefore M_{39^\circ 20'} = 0.494 - 2.289 \times 0.252 = -0.083 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_A = M_{059^\circ} - H \cdot y = 0 \text{ t}\cdot\text{m} \quad x=0 \quad y=0 \text{ より}$$

軸力

$$N_x = S_0 \cdot \sin \phi + H \cdot \cos \phi$$

$$N_c = S_0 \sin 0^\circ + H \cos 0^\circ = 2.289 \times 1 = 2.289 \text{ t}$$

$$N_{19^\circ 40'} = S_{19^\circ 40'} \sin 19^\circ 40' + H \cos 19^\circ 40'$$

$$S_{19^\circ 40'} = w(x_1 - x_2) + y_1$$

$$= 2.7(0.836 - 0.507) + 0.122 = 1.013 \text{ t}$$

$$\therefore N_{19^\circ 40'} = 1.013 \times 0.337 + 2.289 \times 0.942$$

$$= 2.498 \text{ t}$$

$$N_{39^\circ 20'} = S_{39^\circ 20'} \sin 39^\circ 20' + H \cos 39^\circ 20'$$

$$S_{39^\circ 20'} = w(x_1 - x_2) + g_1 + g_2$$

$$= 2.7(0.836 - 0.218) + 0.122 + 0.122 = 1.919 \text{ t}$$

$$\therefore N_{39^\circ 20'} = 1.919 \times 0.634 + 2.289 \times 0.773$$

$$= 2.986 \text{ t}$$

$$N_A = N_{59^\circ} = S_{59^\circ} \sin 59^\circ + H \cos 59^\circ$$

$$S_{59^\circ} = V_A = 2.622 \text{ より}$$

$$= 2.622 \times 0.857 + 2.289 \times 0.515$$

$$= 3.435 \text{ t}$$

従って軸力図及びモーメント図は下図のようになる

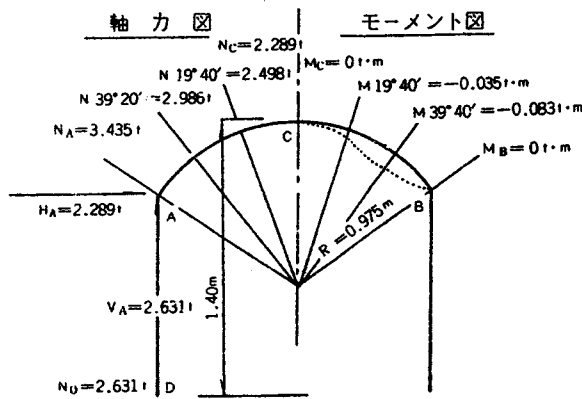


図 - 9

応力の計算

断面に曲げモーメントと軸力が作用する場合の応力を求める。まづ断面に発生する応力が圧縮応力だけか、圧縮応力と引張応力であるかを判別する

条件として

$e > r$ の場合 引張応力と圧縮応力が生ずる

$e < r$ の場合 圧縮応力のみが生ずる

重心に関する断面二次モーメント

$$I_i = \frac{B_1 \cdot h^3}{2} = 21.825 \text{ cm}^3$$

$$\text{断面のコア } r = \frac{I_i}{B_1 \cdot h \cdot w} = \frac{h}{6} = 2.50 \text{ cm}$$

重心より軸力作用位置までの距離

$$e = \frac{M}{N} = \frac{8.300}{2.986} = 2.78 \text{ cm} > r = 2.5 \text{ cm} \quad A \sim c \quad 39^\circ 20'$$

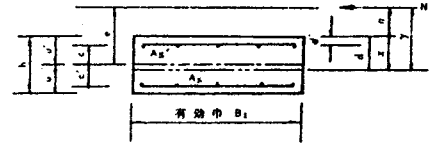


図 - 10

従って上記の条件より引張応力と圧縮応力が生ずるがモーメントの値も非常に小さく鉄筋も挿入するので充分安全と考えるので応力度算定は式のみ記述する

$e > r$ の場合の応力度算定

$$\text{偏心距離: } a = e - u' = 2.78 - 7.5 = -4.72 \text{ cm}$$

中立軸の位置: x (外面から中立軸までの距離)

$$x^3 - 3 \left(\frac{h}{2} - l \right) x^2 + \frac{6m}{B_1} \{ A_s(l+c) + A_s'(l-c) \} x - \frac{6n}{B_1} \left\{ A_s \left(c + \frac{h}{2} \right) (e+c) + A_s' \left(\frac{h}{2} - c' \right) (e-c') \right\}$$

コンクリートに発生する最大圧縮応力: δ_c

$$\delta_c = \frac{M}{\frac{bx}{2} \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + \frac{nA_s'}{x} c' \left(c' - \frac{h}{2} + x \right) + \frac{nA_s'}{x} c \left(c + \frac{h}{2} - x \right)}$$

主筋に発生する最大圧縮応力: δ_s'

$$\delta_s' = n \frac{\delta_c}{x} (x - d')$$

主筋に発生する最大引張応力: δ_s

$$\delta_s = n \frac{\delta_c}{x} (d - x)$$

$e < r$ の場合の応力算定

重心におけるコンクリートに発生する圧縮応力: δ_o

$$\delta_o = \frac{N \cdot B}{B_1 \cdot h}$$

コンクリートに発生する最大圧縮応力: δ_c

$$\delta_c = \frac{M \cdot B \cdot u}{I_i} - \delta_o$$

主鉄筋に発生する最大圧縮応力: δ_s

$$\delta_s = n \left\{ \delta_o + \frac{M_B(u-d')}{I_i} \right\} \quad \text{ここに } N: \text{軸力, } M: \text{モーメント, } u: h/2 \quad n: \text{ヤング係数}$$

5. 施工方法

本用水路は前記したように飲雑用水兼用のため長期間の断水が出来なく、原則として7日断水、3日通水の条件に基づいて施工するのであるが、特に隧道ブロックの巻立施工について記述する。(通水は雨天が続く場合には適宜判断して変更する)

5-1 土工

掘削(当り取り)は所定の寸法に注意し巻立背面に空隙が生じないように全延長を掘削して断面の整形後プロッ

表—2 各版の応力の結果

	頂 版 ア ー チ			側 壁
	C	A C 19°40'	A C 39°20'	A
b cm	100	100	100	100
h //	15	15	15	15
d //	12	12	12	12
d' //	3	3	3	3
A_s in^2	$\phi 6-$ 3,768	3,768	3,768	3,768
A_s' //	3,768	3,768	3,768	3,768
M_{kg-cm}	0	3,500	8,300	0
N kg	2,289	2,498	2,986	3,435
e cm	0	1.4	2.78	0
a //	-7.5	-6.099	-4.72	-7.5
x //	u=7.5	u=7.5	3.48	u=7.5
σ_c kg/cm^2	1.5	2.6	4.7	2.3
σ_s //	23	33	172	34.5

(よって各部の応力は許容応力度以下であり十分安全である。)

クを伏設する。なお既設隧道(素掘)であるため崩落等により所定断面より大きい空洞ヶ所はアーチ頂部より10cm厚に水平になるまで埋戻を行う。

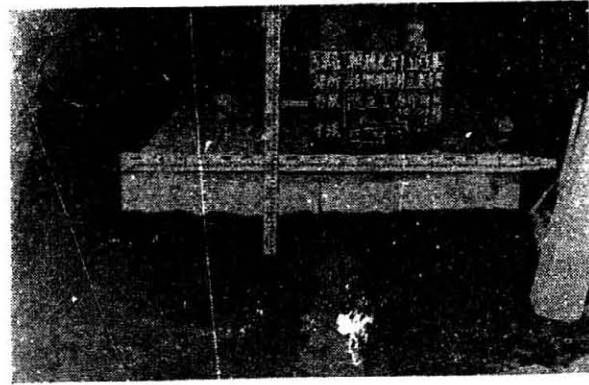
残土は指定場所に捨土し、特にダイナマイトの使用については断面が小さいので安全に留意し、使用量についても安全を確認の上使用する。

5-2掘削完了後上記の条件を基に巻立を行うのであるが、まず作業工程と作業量から7日間単位の作業量を決め巻立を行う。

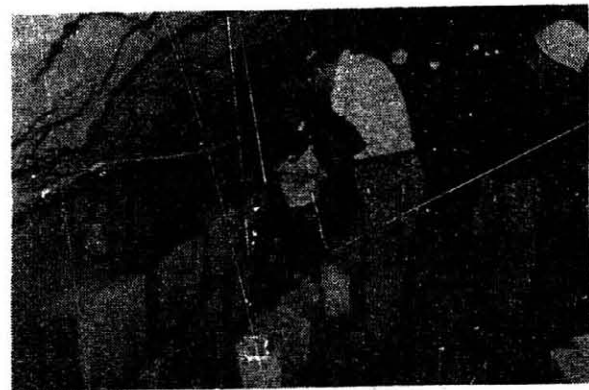
イ) 底部捨コンクリートは底盤ブロックの施工と合わせて打設しブロックとの密着を図り硬化したコンクリート上に据付を行わないようにする。ブロック巻立は底盤EFG型、側壁CD型、アーチAB型の順に施工するが底盤の据付が全ての基準となるので入念に施工する。継手の目地に使用する材料は、底盤の継手及び側壁の縦目地にはモルタル(配合1:2)側壁横目地にはボンドE206を使用して接着する。尚底盤の進行方向の継手間隔は5~10mmとし側壁の継手間隔は5mmとする、モルタルに使用する細骨材の最大粒径は2mm程度とする。又施工については入念に行い将来漏水等の原因にならないよう注意する。

ロ) ブロック継手部分の施工はブロックに付着した泥、ごみ等の汚れを清掃し更にブロックのレイタンス(表面に浮び出て沈殿した灰白色の物質)をワイヤーブラシ等で取除く、モルタル目地の場合は湿気を与えた後に施工しボンドは使用説明書により施工する。

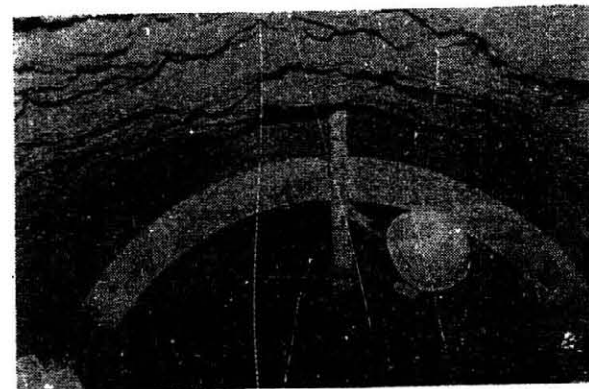
ハ) ブロック側壁積の場合目地材が充分硬化するまで



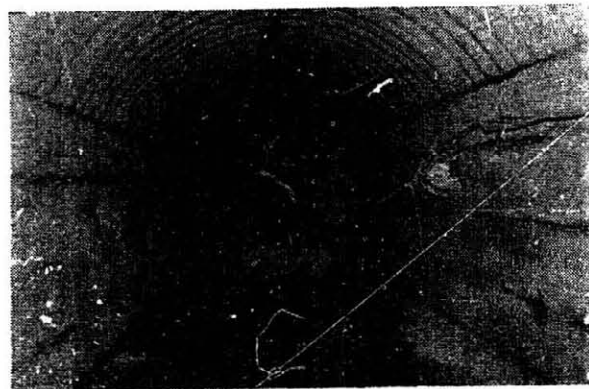
写真—1



写真—2



写真—3



写真—4

振動、衝撃、荷重等を加えないようにし又1日2段以上の積上げを行わないようにする。なお使用ブロックは製造日から28日以上経過したものを使用する。各ブロックの圧縮強度はA B G型 $\hat{\sigma}_{28}=210\text{kg/cm}^2$, C D E F型 $\hat{\sigma}_{28}=180\text{kg/cm}^2$ 以上有するものとしブロック各500個に1回の割合で試験を行う。

ニ) 排水溝については底部に栗石(5cm~8cm)を詰めて出口の底部からウィーブホールにより排水する又上記条件の通水前日にはビニール防水シートを敷き打設コンクリート及び底盤、側壁等の目地モルタルを保護する。

以上のようにして施工完了するのですがここに前例があるので紹介します。事業名榎無堰県営かんがい排水事業として(昭和31年度着手~昭和39年度完了)実施方法としては本地区と同様コンクリートブロック巻立工法

で施工してあり13年余り経過しているがなんの支障もなく当初計画の機能を発揮し現在に至っている。

6. あとがき

本用水路のブロック工法特に隧道ブロック巻立について簡単に述べたが今後の参考になれば幸いと思う。しかし本用水路については品質管理及び施工管理等も容易に出来又条件になっている通水期についても支障なくブロック工法を採用して非常に効果があり地元住民からも喜ばれている。

ただ隧道については巻立工法による改修工事なので長年に渡る崩落等により部分的には天井の高い所があり巻立後転石等の崩落がある場合を考慮し、その衝撃等アーチ部分については充分注意して施行する必要がある。

農業開発・地域開発の総合建設コンサルタンツ

土と水をデザインする……豊富な経験と優れた技術



株式会社

三祐コンサルタンツ

取締役会長 久野 庄太郎
専務取締役 浜島 辰雄
専務取締役 長柄 要

取締役社長 久野 彦一
専務取締役 高 嶺 進

本社	名古屋市中区錦二丁目15番22号(協銀ビル)	TEL (052) 201-8761(代)
東京支社	東京都中央区八重洲4丁目3番地 (大和銀行新八重洲口ビル)	TEL (03) 274-4311(代)
支社技術部	東京都港区赤坂2丁目3番4号 (赤坂パークビル)	TEL (03) 586-7341
仙台支店	仙台市一番町2丁目3番20号 (第3日本オフィスビル)	TEL (0222) 27-6722
熊本出張所	熊本市紺屋今町1番25号(ロータリービル)	TEL (0963) 54-5226
札幌連絡所	札幌市西区発寒5条7丁目	TEL (011) 662-1296
技術研究所	愛知県知多市八幡字堀之内	TEL (0562) 32-1351

土かぶりの小さいトンネルの設計・施工について

天 野 景 敏* 那 須 丈 士**
白 戸 哲 法***

目 次

1. まえがき.....(51)	4-1 掘 削.....(57)
2. 工事の概要.....(52)	4-2 ずり出し.....(58)
3. 設 計.....(52)	4-3 地表面の沈下.....(58)
3-1 トンネル工法を採用した理由.....(52)	4-4 コンクリートライニング.....(60)
3-2 掘削工法.....(53)	4-5 グラウト.....(60)
3-3 構造計算.....(53)	5. あとがき.....(60)
4. 施 工.....(57)	

1. まえがき

本報文は、吉野川北岸農業水利事業幹線水路第4-2工区(その3)工事として実施されたトンネル工事(長大サイホンの起点部)についての報告である。

吉野川北岸農業水利事業は、図-1事業概要図に示すように吉野川左岸(北岸)地域において、農業用水の確保と農用地造成を目的として昭和46年度から実施している事業である。

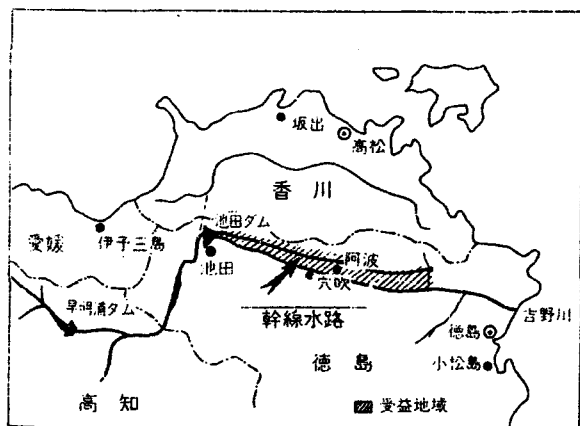


図-1 事業概要図

事業の計画概要は下記のとおりである。

関係市町村	池田町ほか11町	
受益面積	水田用水改良	4,642ha
	水田裏作かんがい	(2,598ha)
	畑地かんがい	2,147ha
	開拓(地区面積)	775ha
	計	7,564ha

* 東京農業大学
 ** 沖縄総合事務局
 *** 中四国農政局

主要工事

幹線水路 延長74km $Q=14.8\sim 0.5m^3/s$
 畑地かんがい施設 揚水機場 93箇所
 開 拓 農用地造成面積 620ha
 道 路 36km

この事業の中で、工事量として最大のものは幹線水路建設工事であるが、この幹線水路の特徴の主なものは次のとおりである。

- (1) 延長74kmの長大水路である。
- (2) このうち上流43kmは水路新設区間で、阿波用水の改修区間が14.7kmあり、末端は管水路区間で延長16.2kmとなっている。
 新設区間(取水口のある池田ダムより阿波用水の取り付け部まで)の水頭差は12.43mであり、平均こう配は1/3450の緩こう配水路である。
- (3) したがって流量のわりには大断面の水路となる。(上流部の標準断面は図-2に示すとおりである。)
- (4) 吉野川沿いに走る水路であるから、吉野川へ流入する大小の支川を横断することとなり、起伏の多い地形を通過している。
- (5) 吉野川沿いに中央構造線が走るため、これに伴う大小の破碎帯が点在しており、水路はこれを横断することとなる。

以上のような特徴のうえに、本事業における上流地域は比較的受益効果が少いため、用地の取得に際してしばしば難行するような状態であった。

このため、水路のルート選定にあたっては工法上の検討を含めて慎重に配慮して決定する必要がある。

ここに記載する幹線水路第4-2工区については、これらの諸条件を解決する方法として、水路工設計基準に

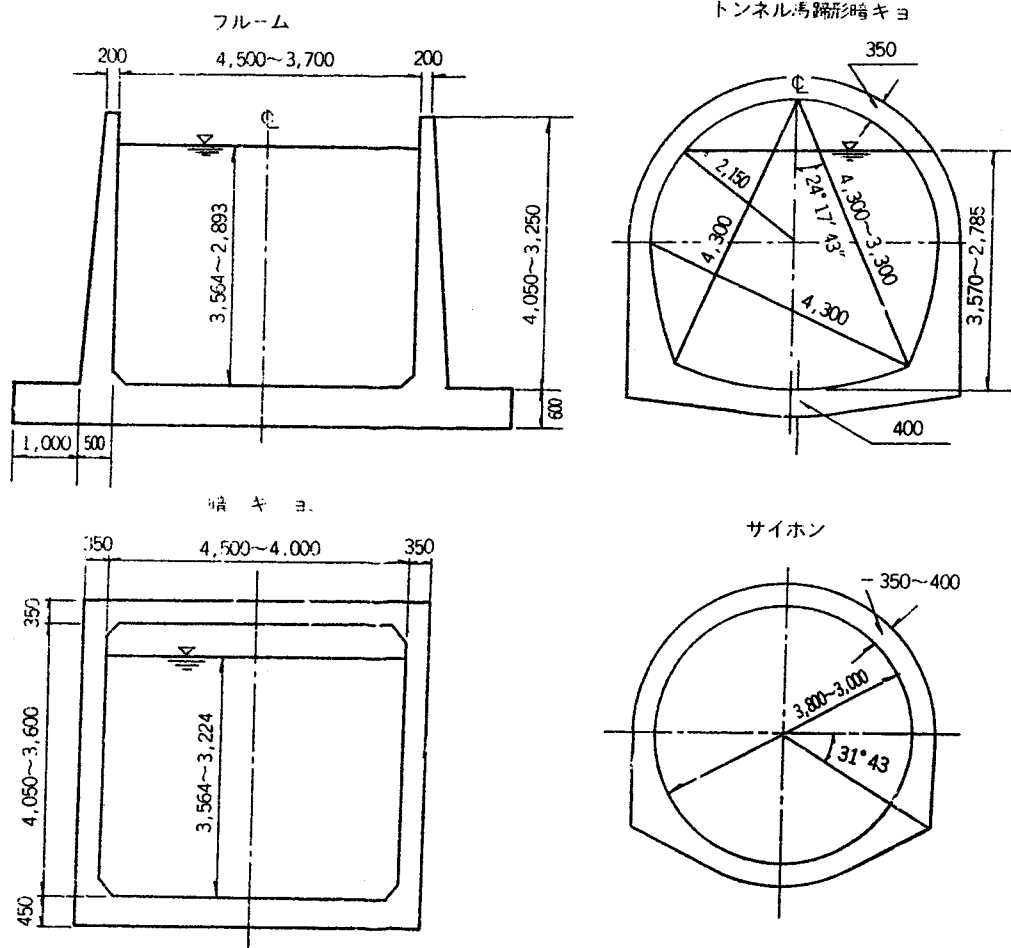


図-2 上流部水路標準断面図 $Q=14.8\text{m}^3/\text{sec}\sim 8.5\text{m}^3/\text{sec}$

定められた最小土かぶりを下まわるトンネルを設計，施工することとなったものである。

ここにその設計についての考え方と施工実績を報告して，これらの事例についての参考に供したい。

2. 工事の概要

本工事は2つの支川を横断する全長1,544mの長大サ

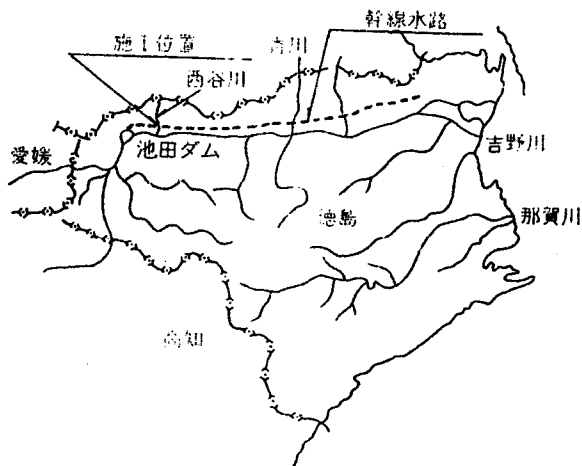


図-3 施工位置図

イホンの始点部134mの区間であり，標記のごとく「土かぶりの小さいトンネル」として設計，施工したものである。

本工事の施工区間の位置図，縦断面図は図-3，図-4に示すとおりであり，またサイホンの設計諸元はつぎのとおりである。

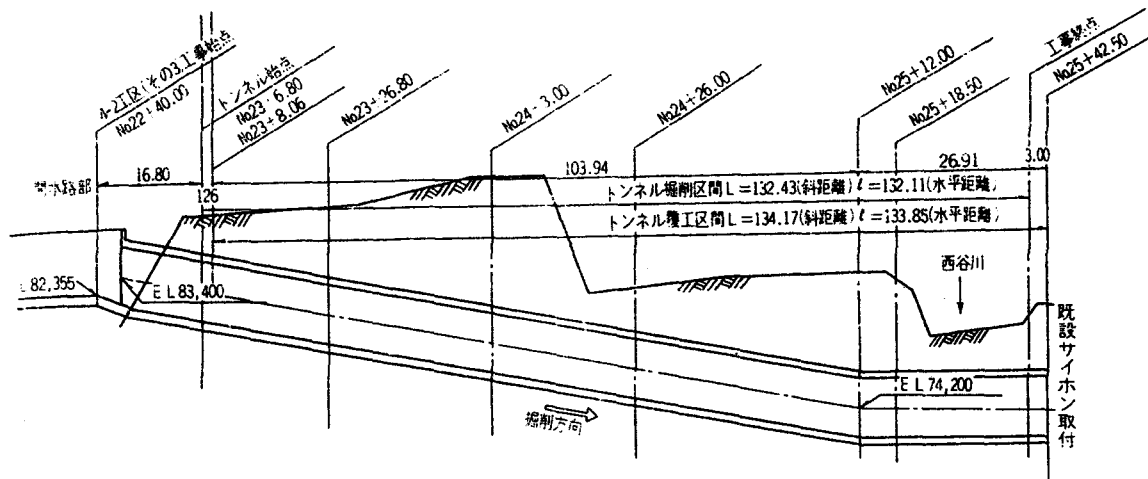
最大流量	$Q=14.8\text{m}^3/\text{s}$
こう配	$I=7.8/1,000$
断面	$\phi=3,800\text{mm}$
管厚	$t=400\text{mm}$

3. 設計

3-1 トンネル工法を採用した理由

この地域は吉野川により形成された段丘地帯の一部であり，地質はボーリング等による調査結果によると，礫混りの粘質土であると想定された。

本工事の施工区間は，用地交渉が特に難行したため，工事に着手できずにとり残されていた区間である。この区間の前後はいずれも工事が完了しているため約134mの短い区間で，掘削土の処理，仮設計画等を考える必要があった。



図一4 施工区間縦断面図

サイホン管体上部の土被りは2.0~8.5mであったので、トンネル工法については、これを採用できる最小の土被りを考えれば、設計基準によると、土砂トンネルで鉄筋コンクリートライニング断面の場合、 $1.5De \geq 3m$ (De :トンネル掘削断面の直径)となっており、本工事の場合 De は約5mであることから、当初はオープンカット工法として計画されていた。

しかし、位置図および横断面図から、わかるように、施工場所は吉野川本川と支川(西谷川)の合流点付近の狭小な場所であり、オープンカット工法を採用した場合。

- ① 吉野川の左岸部及び西谷川の右岸部を切り取ることになり工事完了後に施工する復旧の護岸壁が大規模となる。
- ② 掘削量が大きくなり、付近に掘削土の仮置き場がない、等の問題がある。

これに対して、トンネル工法を採用する場合の問題点は

- ① トンネル上部の農地が沈下する恐れがある。
- ② 多量の湧水があった場合は切羽が自立しないおそれがある。

等のことが考えられた。そこで、オープンカット工法とトンネル工法について、それぞれ経済性、施工難度、地元対策等について検討を行った。その結果、この土被りの小さい土砂トンネルを全く沈下させないで施工することはきわめて困難であり、これに要する工費も非常に高額になると予想された。しかし、幸いにも本工事区間の地上部は水田と畑であるため、ある程度の沈下を許すとすれば、トンネル工法は、安全対策費の上に原形復旧費を見込んで、オープンカット工法よりも十分経済的であることが判った。

また沈下については、あらかじめ地権者の了解をとり処理することも可能であると考えた。

したがって、本工事においてはトンネル工法を採用す

ることとし、あわせて掘削工法についても設計条件に加えたものについて構造計算を行うこととした。

3-2 掘削工法

土かぶり小さいことに対処する工法としては、リングカット工法、メッセル工法、パイプーフ工法、シールド工法等が考えられるが、本工事の場合はある程度の沈下を許すこととしているため、トンネル工事を安全に施工できる範囲内で最も経済的な工法の検討を行った。

その結果、施工延長が非常に短いこともあってメッセル工法、パイプーフ工法、シールド工法は非常に高価となるので見送ることとし、結局地質条件、施工例等を考慮して送り矢板工法を併用したリングカット工法を採用することとした。

また側圧に対して支保工を強化し、地下水の吸い出しによる崩壊を防止するため、土かぶり3m以上についてはスプリングラインまで、土かぶり3m以下についてはクラウン部分まで厚さ24cmの仮巻きコンクリートを掘削直後に施工することとした。(図一5参照)

3-3 構造計算

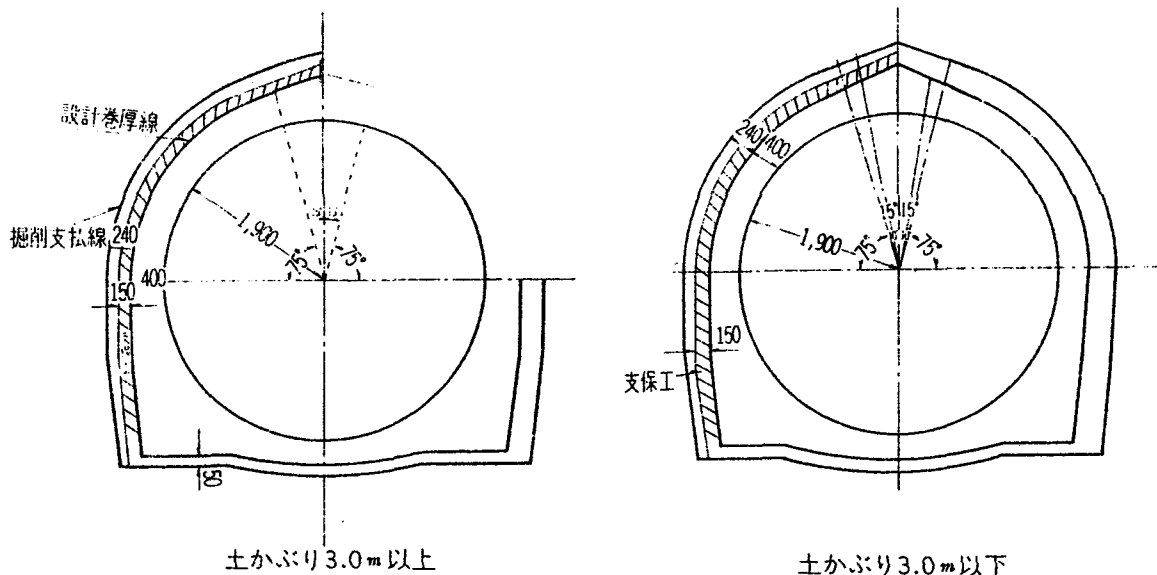
(1) 管体(コンクリートライニング)

圧方トンネルのライニング設計に当っては、一般に主働土圧は支保工で支持させるとして無視し(土地改良事業計画設計基準第6章トンネル6.4.4による)内水圧、外水圧、グラウト注入圧を考慮するのみでよい。しかし土被りが小さいので、将来全荷重がサイホン管体にかかることも予想されるためオープンカット工法と同じ考え方で構造計算を行った。したがって公式等はすべて土地改良事業計画設計基準第3部第5編水路工(その1)に準拠したものである。誌面の都合で、ここでは代表的な計算例のみを記することとする。

① 設計条件

t : 管厚=0.40m

he : 土被り=6.0m



図一五 仮巻コンクリート断面図

hp: 内水圧=10.0m

ϕ : 内部摩擦角=30°

γ : 単位土荷重=1.6t/m²

ka: 水平土圧係数=0.5

② 等分布垂直荷重(P)

マーストン公式より(突出形式の場合)

$$P = Cc\gamma B^2c/Bc = Cc\gamma Bc \quad t/m^2$$

ここで

Bc: 管体の外径 = 2(r + t) = 4.60m

Cc: he/Bcで決まる定数

設計基準図—4. 6.28よりCc=1.69

したがって

$$P = 1.69 \times 1.6 \times 4.6 = 12.43t/m^2$$

③ 等分布水平荷重(W)

$$W = ka\gamma he = 0.5 \times 1.6 \times 6.0 = 4.8t/m^2$$

④ 三角形水平荷重(T)

$$T = ka\gamma = 0.5 \times 1.6 = 0.8t/m^2$$

⑤ モーメント(M), 軸力(N), せん断力(S)の計算

上記の荷重を使って, 設計基準の係数表(表—4. 6.11)により計算した結果は表—1に示すとおりである。

⑥ 鉄筋量の計算

表—1のM, N, Sにより, 表—2のとおり鉄筋量の計算を行い, 主鉄筋の仕様を表—3のとおり決定した。

(2) 支保工

トンネルの土被りは2.0~8.5mであるため, 支保工の構造計算は, いわゆる「地山のゆるみ荷重」に基づいて計算する部分と, 埋設管の土圧と同じ考え方に基づいて計算する部分とに分けた。これは通常, 「土被りがトンネルの掘削断面の直径より小さいと地山のバランスが破

れ, 地表まで崩壊するので, 土のアーチアクションは期待しない方がよい」といわれていることによるものである。

本トンネルの場合, 土かぶりが掘削断面の直径(De=5.26m)以下の部分については埋設管に対する土圧と同じ考え方に基づいて計算することとした。

① 「地山のゆるみ荷重」に基づく計算

H=ゆるみ高さ=8.0m

γ =地山の単位荷重=2.0 t/m²

De=掘削断面幅=5.26m

P=支保工間隔=0.9m

T=アーチ部軸力

とすると

$$T = \frac{1}{2} De\gamma pH$$

$$= \frac{1}{2} \times 5.26 \times 2.0 \times 0.9 \times 8.0$$

$$= 37,872 \text{ t}$$

アーチライズをhとすると, h=0.033mとなるから, アーチ部に生ずる最大曲げモーメント Mmax は

$$M_{max} = 0.86hT$$

$$= 0.86 \times 0.033 \times 37,872$$

$$= 1,075 \text{ t-m}$$

H—7/10×150×150を使用すると仮定すると

断面積 A=40.14cm²

断面係数 Z=219cm³

許容応力度 $\sigma_{sa} = 1,400 \times 1.3 = 1,800\text{kg/cm}^2$

(3割増しとする)

であるから, 支保工に生ずる応力度 σ は

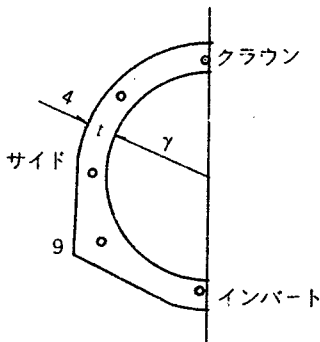
$$\sigma = \frac{T}{A} + \frac{M_{max}}{Z}$$

$$= 943 + 491$$

表一 曲げモーメント (M), 軸力 (N), せん断力 (S) の計算

(単位 M: t-m, N: t, S: t)

荷重	計算式	クラウン	4	サイド	9	インバート	備考
自重	M $t(r + \frac{t}{2})^2$	+ 1.586	- 0.319	- 2.078	- 1.487	+ 1.891	$r + \frac{t}{2} = 2.1$
	N $t(r + \frac{t}{2})$	- 0.578	+ 1.102	+ 3.172	+ 2.890	+ 0.578	
	S $t(r + \frac{t}{2})$	0	+ 1.586	+ 0.578	- 2.742	0	
等分布垂直荷重	M $P(r + \frac{t}{2}) \times 2(r+t)$	+14.169	- 4.443	-15.009	- 6.244	+11.887	
	N $P \times 2(r+t)$	+ 0.171	+17.843	+28.589	+13.951	- 0.172	
	S $P \times 2(r+t)$	0	+13.780	- 0.172	-17.782	0	
等分布水平荷重	M $W(r + \frac{t}{2})^2$	- 5.144	+ 1.672	+ 5.610	+ 1.482	- 4.615	
	N $W(r + \frac{t}{2})$	+10.180	+ 3.730	0	+ 4.939	+ 9.979	
	S $W(r + \frac{t}{2})$	0	- 4.939	+ 100	+ 3.931	0	
三角形水平荷重	M $T(r + \frac{t}{2})^3$	- 1.497	+ 0.699	+ 2.074	+ 0.889	- 1.800	
	N $T(r + \frac{t}{2})^2$	+ 2.258	+ 2.757	0	+ 1.940	+ 4.798	
	S $T(r + \frac{t}{2})^2$	0	- 3.650	- 0.529	+ 1.510	0	
充満水	M $r^2(r + \frac{t}{2})$	+ 1.349	- 0.318	- 1.797	- 0.690	+ 1.576	
	N r^2	- 2.252	- 1.444	- 0.809	- 2.426	- 4.967	
	S r^2	0	+ 1.386	+ 0.462	- 1.155	0	
内水圧	M	0	0	0	0	0	
	N hpr	-19.000	-19.000	-19.000	-19.000	-19.000	
	S	0	0	0	0	0	
計	M	+10.463	- 3.104	-11.200	- 6.050	+ 8.932	
	N	- 9.221	+ 3.428	+11.952	+ 2.294	- 8.784	
	S	0	+10.225	+ 0.439	-16.231	0	



し、本事業他工区工事（第4-2工区（その2）工事）で計算して作成した支保工発生モーメント係数表を用いて支保工の各点のモーメントを算出し、その最大モーメントによって使用支保工を決定した。このモーメント表

$$= 1,433 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{sa} \text{ OK}$$

また H-6.5/9×125×125 の場合は、

$$A = 30.31 \text{ cm}^2$$

$$Z = 136 \text{ cm}^3$$

であるから

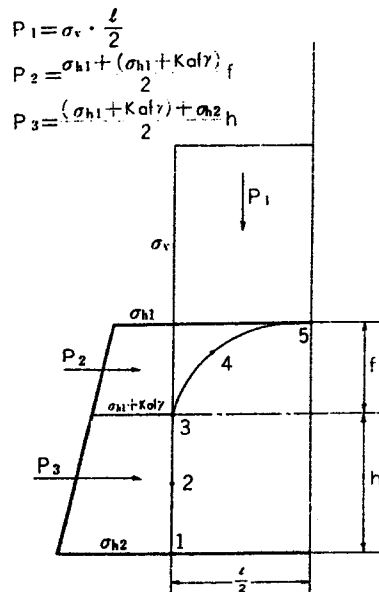
$$\sigma = \frac{37,872}{30.31} + \frac{107,500}{136}$$

$$= 2,034 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{sa} \text{ NG}$$

以上より、H-7/10×150×150を使用することとする。

② 埋設管と同じ考え方に基づく計算

「水路トンネルの設計・施工」(武田健策著) P80に示されている土圧計算公式により土圧を計算することと



図一 支保工へ作用する土圧

表-2 鉄筋量計算表

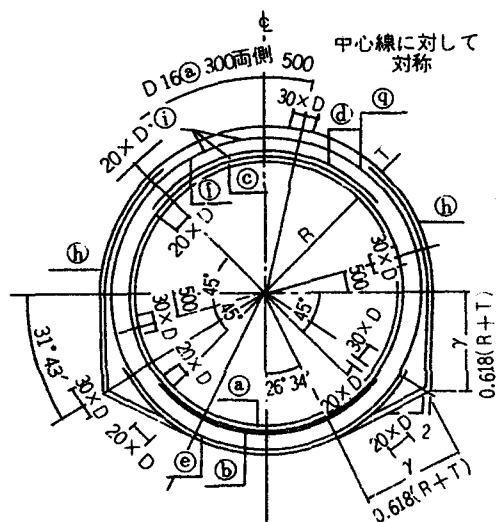
計 算 式	クラウン	4	サイド	9	インバート	
M_1 (Kg-cm)	+1,046,300	- 310,400	-1,120,000	- 605,000	+ 893,200	
N (kg)	- 9,221	+ 3,428	+ 11,529	+ 2,294	- 8,784	
S (kg)	0	+ 10,225	+ 439	- 16,231	0	
$e=M_1/N$ (cm)	113	91	392	264	110	
h (cm)	40	40	40	40	40	
d_1 (cm)	6	6	6	6	6	
d_2 (cm)	6	6	6	9	9	
d (cm)	34	34	34	31	31	
h/b (cm)	$7 < e$	$7 < e$	$7 < e$	$7 < e$	$7 < e$	
$0.5h - kd/3 \geq e$	-	$15 < e$	$15 < e$	$15 < e$	-	
$0.5h - d_2 \geq e$	$14 < e$	-	-	-	$11 < e$	
$N' = N (d - 0.5h)$	129,094	47,992	161,406	25,234	96,624	
$M_2 = M_1 \pm N'$	917,206	353,392	1,281,406	630,234	796,576	
$M_3 = 0.5\sigma_c k j b d^2$	1,561,108	1,561,108	1,561,108	1,308,939	1,308,939	
$0.5h - d_2 < e$ $M_2 < M_3$ Case 2-A	$\sigma_s j d$	35,495	-	-	32,362	
	$A_{s,a} = \frac{M_2}{\sigma_s j d}$	25.8	-	-	24.6	
	$A_{s,b} = \frac{N}{\sigma_s}$	7.5	-	-	7.1	
	$A_{s2} = A_{s,a} + A_{s,b}$	33.7	-	-	31.7	
$0.5h - kd/3 < e$ $M_2 < M_3$ Case 2-A	$A_{s,a} = \frac{M_2}{\sigma_s j d}$	-	10.1	36.1	19.5	-
	$A_{s,b} = \frac{N}{\sigma_s}$	-	2.7	9.3	1.9	-
	$A_{s2} = A_{s,a} + A_{s,b}$	-	7.4	26.8	17.6	-
	$\tau_s = \frac{S}{b j d}$	-	3.6(OK)	3.6(OK)	6.3(OK)	-
	$\tau_b = \frac{S}{u j d}$	-	7.2(OK)	0.3(OK)	14.4(OK)	-

ここに $\sigma_{sa} = 1,390 - 13H = 1,234$ kg/cm² (H=12m)
 $\sigma_c = 210$ kg/cm²
 $K = 0.460$
 $j = 0.846$

$b = 100$ cm
 $\tau_{sa} = 6.5$ kg/cm²
 $\tau_{ba} = 15$ kg/cm²

表-3 主鉄筋仕様

部 材 位 置	必 要 鉄筋量	設 計 鉄筋量	主鉄筋仕様	
			鉄筋記号	径及び間隔
クラウン	33.3cm ²	33.8cm ²	c	D25 @ 300
			d	D25 @ 300
4	7.4	29.8	f・g	D25 @ 300
			h	D22 @ 300
サイド	26.8	29.8	f・g	D25 @ 300
			h	D22 @ 300
9	17.8	22.4	e	D19 @ 300
			h	D22 @ 300
インバート	31.7	33.8	a	D25 @ 300
			b	D25 @ 300



及びその荷重のとり方等は表-4及び図-6に示すとおりである。なおこの場合の支保工間隔は1.0mとしてある。

(i) 垂直土圧

$$\sigma_v = \frac{\gamma B_1 - C}{K \tan \phi} \left(1 - e^{-K \tan \phi \frac{H_2}{B_1}} \right) + q e^{-K \tan \phi \frac{H_2}{B_1}}$$

ここで

σ_v = 垂直土圧

$$B_1 = \text{土圧影響幅} = B_0 + 2 B_0 \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$B_0 = \frac{1}{2} \times \text{掘削幅} = 2.5 \text{ m}$$

$$\gamma = \text{土の単位重量} = 2.0 \text{ t/m}^3$$

$$C = \text{土の粘着力} = 2.2 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = \text{土の内部摩擦角} = 25^\circ$$

$$K = 1 \text{ (砂質土の実験値)}$$

$$q = \text{地下水面上の垂直土圧} = 0 \text{ t/m}^2$$

$$H_1 = \text{地下水面上の土かぶり} = 0 \text{ m}$$

$$H_2 = \text{地下水面下の土かぶり} = 5.0 \text{ m}$$

したがって

$$B_1 = 5.91 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{\gamma B_1 - C}{K \tan \phi} \left(1 - e^{-K \tan \phi \frac{H_2}{B_1}} \right) = 3.90 \text{ t/m}^2$$

$$P_1 = 3.90 \times 2.50 = 9.75 \text{ t/m}$$

(ii) 水平土圧

$$\sigma_h = ka(\sigma_v + \gamma_e H_1)$$

ここで

$$\gamma_e = \text{地下水面下の土の単位重量} = 2.0 \text{ t/m}^3$$

$$H_1 = \text{トンネルの掘削高} = 5.0 \text{ m}$$

$$Ka = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = 0.406$$

したがって

トンネル頂部

$$\sigma_{h1} = 0.406 \times 3.90 = 1.54 \text{ t/m}^2$$

トンネル底部

$$\sigma_{h2} = 0.406 \times (3.90 + 2.0 \times 5.0) = 5.64 \text{ t/m}^2$$

以上より

$$P_2 = \frac{1.54 + (1.54 + 0.406 \times 2.50 \times 2.0)}{2} \times 2.50$$

$$= 6.39 \text{ t/m}$$

$$P_3 = \frac{5.64 + (1.54 + 0.406 \times 2.50 \times 2.0)}{2} \times 2.50$$

$$= 11.51 \text{ t/m}$$

(iii) 支保工発生モーメント

表-4とP₁, P₂, P₃より表-5に示すような計算結果となり、本工事の支保工間隔は0.90mであるから、支保工にかかるモーメントは

$$3.61 \times 0.90 = 3.25 \text{ t-m}$$

H-7/10×150×150を使用すると仮定すると

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{325,000}{219}$$

$$= 1,484 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{sa} \text{ OK}$$

以上よりH-7/10×150×150を使用する。

表-4 支保工発生モーメント係数表

部 位	材 置	荷 重					
		P ₁	P ₂	P ₃	P ₄ =P ₃	P ₅ =P ₂	P ₆ =P ₁
1		-0.734	-0.981	+0.132	+0.213	+0.670	+0.161
2		+0.061	-0.242	-0.044	+0.037	+0.221	+0.065
3		+0.262	+0.497	-0.220	-0.139	-0.229	-0.031
4		+0.085	+0.681	-0.032	-0.225	-0.598	-0.126
5		-0.077	-0.171	+0.094	+0.094	-0.171	-0.077

表-5 支保工発生モーメント

部 位	材 置	荷 重						計
		P ₁ = 9.75	P ₂ = 6.39	P ₃ = 11.51	P ₄ = 11.51	P ₅ = 6.39	P ₆ = 9.75	
1		-7.16	-6.27	+1.52	+2.45	+4.28	+1.57	-3.61
2		+0.59	-1.55	-0.51	+0.43	+1.41	+0.63	+1.00
3		+2.55	+3.18	-2.53	-1.60	-1.46	-0.30	-0.16
4		+0.83	+4.35	-0.37	-2.59	-3.82	-1.23	-2.83
5		-0.75	-1.09	+1.08	+1.08	-1.09	-0.75	-1.52

以上より計算上は部材位置1のM=3.61 t-mを使用する。

4. 施 工

4-1 掘 削

前記掘削工法の項で述べた様に、送り矢板工法を併用

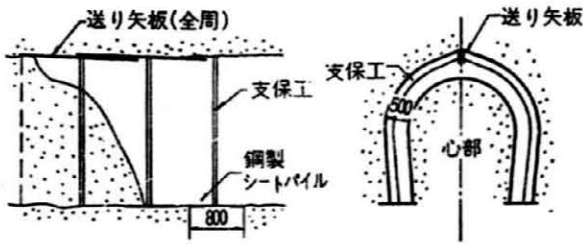
したリングカット工法によりトンネル断面の掘削を行った。すなわち、下に示す略図のように支保工を建込む部分0.5mをリング状にコールピックハンマー等を用いて掘削し、矢板を送りながら支保工を建込み鏡止めして、

ピックハンマー等で心部を掘削するという順序によって掘進した。

また、地表面からの土圧による沈下を防止するため、支保工脚部に鋼製シートパイル略図の様に敷設して支持力を増大させるとともに、支保工と支保工をL型鋼によって連結して一体化をはかった。

さらに前記のごとく掘削直後にコンクリート仮巻きを行った。

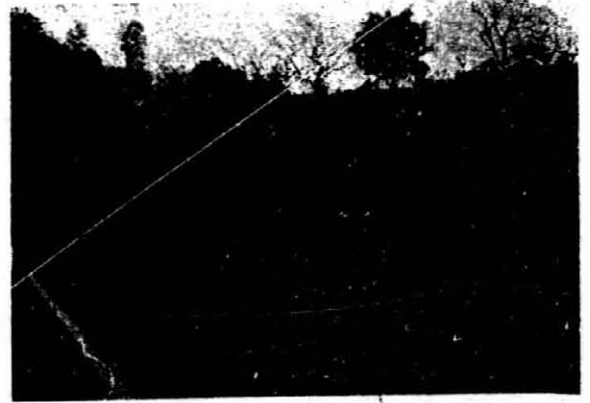
トンネル掘削中の湧水は5 l/s程度を想定していたが、湧水調査の結果では、ほぼ想定した量の範囲内であった。(トンネル標準示方書 P62, 水路トンネルの設計施



(略 図)



坑口付近(起点側)



表土, 心土削り取り区間(手前の西谷川より上流を見る)

工P112参照)

4-2 ずり出し

ずり積みは、ロッカーショベル0.4m³により、ダンプトラック4t車により、施工した。

なお、路床はコンクリート張とし、換気設備は作業員及びダンプトラックを使用のため、相当空気が汚れると予想されるので軸流ファン(35KW)を設置した。

4-3 地表面の沈下

土破りの小さいトンネルであるため、地表に沈下亀裂等を起さない様、支保工を補強し、地表で地盤沈下測定を行ないつつ施工したが、図-6の①~⑥の地点は、表-5沈下測定表のとおり沈下したが、軽微なものであった。

しかし、⑩~⑬の地点(No. 24+26.00)については、図-4縦断図からも判るように、土かぶりをもっとも小さく、しかも法じりに小水路が存在したため、トンネルの掘進によって吸出しを受け大きく陥没した。

このため、幅10mにわたり削り取りを行い、トンネル覆工後表土、心土を埋戻し水田に原形復旧を行った。

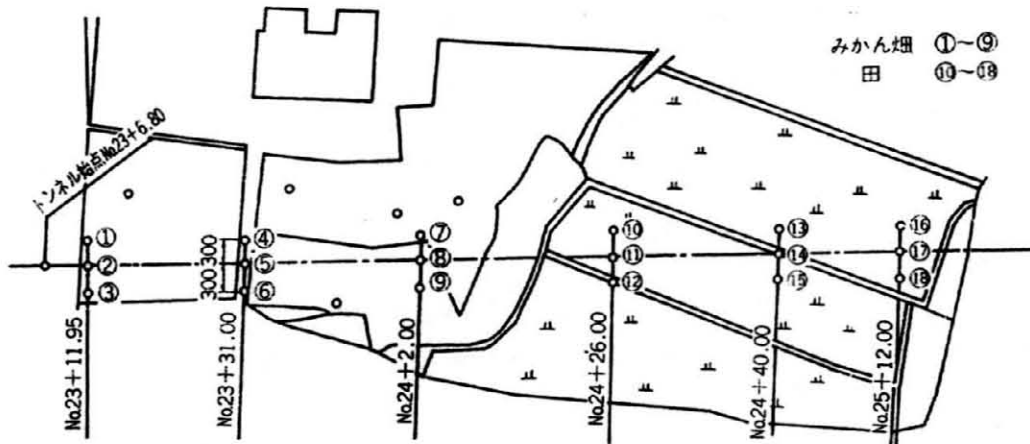


図-7 地盤沈下測定(田, みかん畑)平面図

表-6

日 時	杭番号																					
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18				
掘削日	11月10日	同 左	"	12月7日	同 左	"	12月20日	同 左	"	1月5日	同 左	"	1月13日	同 左	"	1月20日	同 左	"				
10月18日	86,897	86,870	86,903	87,980	87,751	87,667	88,995	88,668	88,528	81,850	81,880	81,238	82,603	82,095	81,819	82,622	82,612	82,636				
10月30日	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"				
11月7日	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"				
11月15日	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"				
11月30日	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"				
12月15日	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"				
12月30日	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"				
1月10日	"	"	"	"	"	"	"	"	"	81,800	81,820	81,203	"	82,087	81,810	82,612	82,610	82,606				
1月15日	"	"	"	"	"	"	"	"	"	81,720	81,750	81,174	82,593	82,061	81,800	82,612	82,600	82,591				
1月20日	"	"	"	"	"	"	"	"	"	81,005	81,007	80,904	82,583	82,050	81,796	82,601	82,509	82,587				
1月25日	"	"	"	"	"	"	"	"	"	80,805	80,817	80,605	82,507	82,000	81,756	82,585	82,421	82,495				
1月30日	"	"	"	"	"	"	"	"	"	80,650	80,215	80,245	82,500	81,950	81,705	82,501	82,401	82,463				
2月10日	"	"	"	"	"	"	"	"	"	以下壤土心土剥ぎのため測定中止												
2月20日	"	"	"	"	"	"	"	"	"													
3月1日	"	"	"	"	"	"	"	"	"													
3月10日	"	"	"	"	"	"	"	"	"													
3月20日	86,881	86,860	86,865	87,932	87,741	87,625	88,753	88,627	88,510													
3月30日	"	"	"	"	"	"	"	"	"													
4月10日	"	"	"	87,921	87,736	87,617	88,945	88,630	88,500													
4月20日	"	"	"	"	"	"	"	"	"													
5月1日	"	"	"	"	"	"	"	"	"													

4-4 コンクリートライニング

掘削、支保工補強、仮巻後、型枠はモノリシックスチールフォームにより、ポンプ車打設で覆工した。

4-5 グラウト

覆工後、アーチ部3mピッチ、千鳥型で注入圧力最大1.5kg/cm²にて、充填を行った。その結果は、土被りの小さい地点においても地表に噴出することはなかった。

5. あとがき

本工事は、トンネル上部の農地がトンネル工事によって、沈下することを想定した工事であり、このような考え方が常に許されるものでないことは、いうまでもない。当事業所で昭和48年度に施工した国道32号線の下をトンネル工法で掘削したサイホン工事では、土被りが10～15mの土砂トンネルであって沈下を絶対許さないとい

う考えのもとに施工した例がある。工法としては、上半断面リングカット工法とコンクリート吹付工法を併用したが、現在に至るまで、沈下はない。

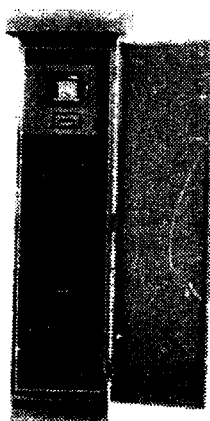
このように、土砂トンネルの設計および工法についての考え方には、施工の規模や現場の条件によって種々の要素を組み合わせ、最も適したものを選定する必要があることはもちろんであり、本工事については、この報文で述べた様な考え方のもとに工事を施工したものであり、最も経済的に施工できたと考えている。

しかし工事の施工状況などをふり返ってみると、この工事が完全に成功であったと言える自信も少く、また施工段階で、さらに良い方法もあり得たかも知れないと思っている。これらについて読者諸兄の御批判と御指導をお願いしたいと思う次第である。

かんがい用水の制御と測定に “ワマック”Pシリーズ計器

流量、水位、差圧などの各計測をそれに応じたパルス巾信号に変換して伝送し、計測する計器で、各種しぼり機構（パーシャルフリューム、

せき、ベンチュリ管、オリフィスなど）とともに、かんがい用水の測定や、自動コントロールに活やくしています。



関連機器

- セレナ・オートバルブ
水位調整弁
減圧弁
安全弁
- 日本プロイガー
水中モーターポンプ
- セレナ・機械式計器



水道機工株式会社

東京都中央区八重洲1-9-9(東京建物ビル)
〒103 TEL 03(274)0141(大代表)
出張所 札幌(231)2794・名古屋(582)0151
福岡(451)1901・沖縄(那覇)(35)5111

関東農政局埼玉北部殿納め1650Pベンチュリ管および電送計器

統計的方法による施設管理の実態分析について

——排水機場の維持管理費を対象とした分析事例——

国 広 安 彦* 西 出 定 雄*
好 光 雅* 中 村 和 也*

目 次

はじめに……………(61)	3. データとその分析……………(65)
1. 分析の視点……………(61)	4. 分析のまとめ……………(66)
2. 分析の手法……………(62)	おわりに……………(68)

はじめに

最近、土地改良事業によって造成された水利施設の維持管理に関する問題が脚光をあびている。

問題の背景として、農村の混住社会化の著しい進展、土地改良区の経営状態の悪化など、水利施設を取りまく環境要因の変化があげられているが、問題は、これらの要因変化にともなって増大する施設管理の粗放化傾向を如何にして是正するかということに要約される。これは、基本的には、施設管理の主たる担い手となっている土地改良区について、問題に対応したあり方を、制度面等でどのように再編するかということであり、さらに、具体的にみれば、従来、土地改良区の設立については、その主体性を尊重する主旨から、いわゆる任意設立主義がとられ、土地改良区が行う管理事業に対してはその自主性が尊重されてきたが、これに対し、施設の保全を適正にするための公的な関与を、どうかみ合わせるかということになる。

この場合、公的な関与が土地改良区に対しどこまで許されるかを明らかにしなければならない。すなわち、関与限界の設立、基準が明確にされなければならない。限界設立はかなり難しい問題となるが、実情に即した合理性がその判断の基本となるべきであろう。ここではこのような本質的な議論にはふれないが、具体的な施設の操作に関して言うならば、通念的に考えて、明らかに公的関与が許される策圏として「治水上の安全性確保」という枠をはめれば、公的関与が許されるであろう水利工種としてダム、頭首工、排水機場を掲げることについては異論はないと思われる。

本文で紹介する実態分析の事例は、これら工種のうち主として排水機場を対象としたものである。

検討に当っては、構造改善局設計課が昭和51年度に実態調査を行った。調査の内容は管理問題に関する管理主

* 構造改善局建設部設計課

体側の意識を調べるものと、維持管理費の実態を調べるものとした。なお、調査の対象とする施設の選定は「治水工の安全性を確保するため、維持管理について公的関与が必要と考えられる施設」という枠を設定し、調査担当者の判断に委ねた。

本文では、統計的方法による実態の分析に先立ち、まず分析の視点をどこにおくかについて考える。すなわち、管理問題の展開過程を系統的に整理し、実態調査における問題意識が展開過程とどのような関連をもっているかについて考察する。

つぎに実態調査データの解析手順及び統計的分析に用いた手法(主成分分析)の概要を述べ、最後に分析結果とその考察を掲げる。

1. 分析の視点

(1) 施設管理の概念

図-1は施設管理の概念を系統的に模式化したものである。

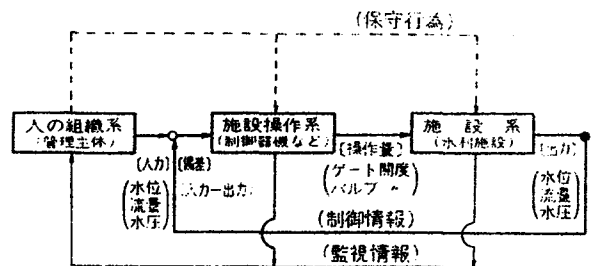


図-1 施設管理のシステム

図のように施設管理はシステムとしてその概念を把握することができる。すなわち、システムを構成する系は①人の組織系、②施設操作系及び③施設系に分けられ、これら系は、相互に、制御情報、監視情報並びに保守行為によって結合される。

人間の組織系は管理主体の組織そのものである。

施設操作系は制御器機等を指すものであるが、これは、近年、施設の操作に対し各種の規制（内部的にも外部的にも）が強まるなかで、制御器機等が導入されるケースが多くなってきたことによって、システムの中でそれを構成する系として機能の分化が顕著になった分野である。したがって、操作を人間が直接行っていた時期では、この機能は人間の組織系の中に含まれていたと考える。

また、施設系は操作の対象となる水利施設そのものである。

(2) 管理問題の展開

管理問題の展開は、施設が大規模化、高度化し、さらに施設操作が複雑化していく中で、前項でもふれたように、人間の組織系の機能が分化し、新たに施設操作系の問題が鮮明になっていく過程とみることができる。

図-2に示したように、問題の展開過程では外部的、内部的な各種のインパクトがシステムに加えられ、これに応じて各種の問題が顕在化する。各種のインパクトとしては、図に示した事項が考えられる。また、各種の顕

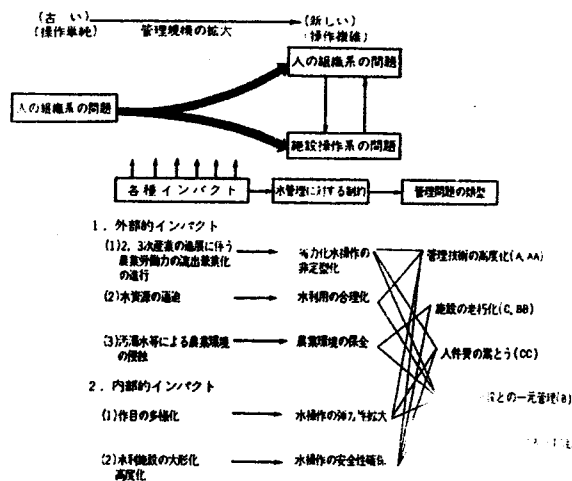


図-2 管理問題の展開パターン

在化する問題事項は実態調査の結果を要約するとのおりである。

表-1は調査データを上記の類型別に集計したものである。

表-1 管理問題の類型別集計

区分	管 理 問 題				区分	管 理 費 助 成 要 望			
	ダム (かんが い用)	ダム (防災用)	頭首工	排水機場		ダム (かんが い用)	ダム (防災用)	頭首工	排水機場
類型					類型				
A	18	3	26	20	AA	11	3	27	2
B	12	2	16	18	BB	9	0	21	6
C	9	4	15	12	CC	11	4	20	17
D	22	6	24	17	DD	18	5	16	42
計	61	15	81	67	計	49	12	84	67
調査施設	51	24	70	74	調査施設	51	24	70	74

(注) 管理問題に関する実態調査は管理主体側の問題意識を記述方式で徴したため、調査表に記述された内容を要約してつぎに示す類型を設けた。類型の中の「その他」は調査した施設に関する固有の問題が記述されたものである。

① 管理問題の類型

- A 管理技術の高度化に関するもの。
- B 他の関連施設との一元的な管理を必要とするもの。
- C 施設の老朽化に関するもの。
- D その他

② 管理費助成要望の類型

- AA 高度な技術を要するため。
- BB 老朽化しているため。
- CC 人件費が嵩むため。
- DD その他

管理問題では、類型A「管理技術の高度化に関するもの」及び類型B「他の関連施設との一元的な管理を必要とするもの」に対する意識度が高い。

助成費要望については、工種別に若干の差異が認められ、ダム、頭首工では類型AAからCCまで全般的に意識度が高く、排水機場については類型CC「人件費が嵩むため」に比較的集中している。

各種のインパクト要因とこれら類型との関連は、図-2の如き展開パターンにより、明確にできる。

(3) 分析の視点

以上の考察等にもとづき、実態調査の分析に当たっての

視点は、

- ① 管理技術の高度化及び人件費の増嵩等の問題要因によって、実態調査データ相互に経年的にみた差異が認められるか。
- ② さらに問題要因別、経年別に実態調査データが分類できるかの2点に整理し、以下の分析を試みた。

2. 分析の手法

(1) 手 順

排水機場について昭和47年から昭和49年までの3年間の維持管理費(49年度価格に換算)を、整備費、人件費

及び動力費に分け実態を分析する。

分析はつぎの手順で行っている。

- ① 収集した全データ（金額単位）を標準化する。この場合、原データを施設建設費で除し、得られた値を百分率で表わす。
- ② 標準化した全データ（経年数（ x_1 ）、整備費（ x_2 ）、人件費（ x_3 ）、動力費（ x_4 ））について、主成分分析（P. C. A.）を行い、得られた主成分（ $z_1 \sim z_3$ ）によってデータを分類する。

（注：主成分分析）

多変量のデータをより次元数の少ない空間に射影し、データが持っている特徴を要約し、データの総合的な判断に必要な素材を提供する多変量解析の手法、いま、P個の変量データ（ x_1, x_2, \dots, x_p ）を想定すれば、これらが持っている情報をm個（ $m < P$ ）の総合特性値（主成分） z_1, z_2, \dots, z_m に要約する。したがって主成分はもとの変量を総合する意味づけられる。

主成分（ z_i ）は、もとの変量に対し、 $z_i = l_{i1}x_1 + l_{i2}x_2 + \dots + l_{ip}x_p$ の形で（ l_{ij} は平均）で表わされ、 z_i のうち分散が大きい（最も多く表現する軸）のものを第1主成分、第2主成分などと呼ぶ。この場合、主成分は2次元に求められる。

- ③ 分類：(i) 整備費は施設の経年数との相関図により検討する。この場合、データはアッカーマン方法、(ii) 人件費、動力費についてはそれぞれの統計分布を調べて検討する。

（2）方法

a. 整備費の分析方法

(ア) アッカーマン理論

施設の維持整備費を算定する方法の代表的なものに、アッカーマンの理論がある。すなわち機械を効果的に持続をさせるためには、計画的な整備を加えていく必要がある、この場合、機械は耐久度を異にする多くの部分から構成されているから、これらの部分の耐久度の組合せで維持整備費は変わってくるが、傾向として図-3の実線で示すように運転時間が長くなるほど整備費はかさんでくることについて理論解を求めたものである。比較的大きな整備は定期的に行われ、その効果はそれ以後の運転時間に現われるから実際に起る整備費は期間的に均等に配分されない。

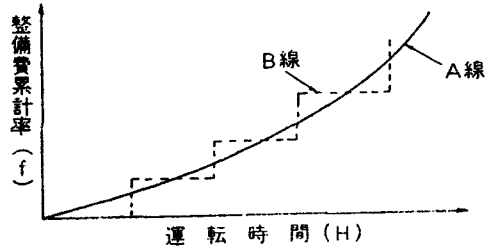


図-3 整備費の理論的曲線(A線)と実際的な曲線(B線)の関係

点線に示すように定期整備が起った時期には通常経費にこの分の経費が累加されることになる。(図-3参照) 整備費、償却費を理論づけるために運転時間と整備費を実線で示す曲線と考えると基本式は図-4に示した式で表わされる。(図-4参照)

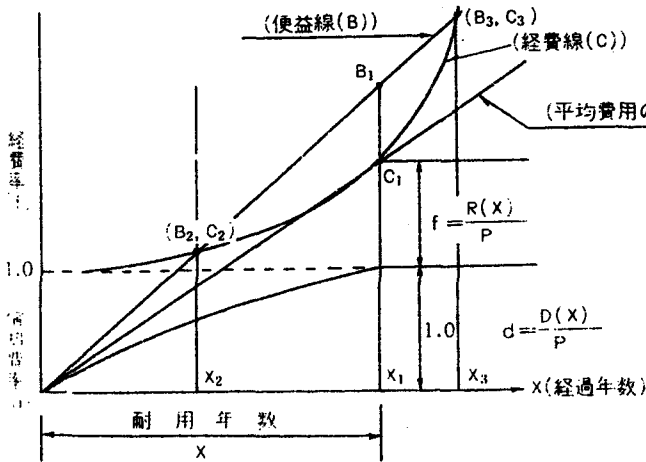


図-4 経費率と耐用年数の関係

ただし

$$R(x) = f \cdot P \left(\frac{x}{X} \right)^{1+\frac{1}{P}}$$

R(x) : 整備費累計額

D(x) : 償却費累計額

P : 設備費

X : 耐用年数

f : 整備費累計率

(イ) ポンプの標準的整備費

一般的なポンプの部品消耗度（1000耗横軸斜流）について検討してみると、1年、5年、10年度の3種類の整備に区分されるので（表-2参照）整備費累計率（f）は水質、材質、形式、規模等で多少異なるが、施設費に対して概ね0.3と試算される。

したがって標準耐用年数20年間において、機械施設費に対して30%程度の整備費をかけるのが標準的といえる。

なお、1年毎の整備はグランドパッキン等の消耗品交換、5年毎整備については、分解整備を原則としたOリング、ライナーリング等の交換、10年整備

表一2 ポンプ標準的整備費

単位千円

モデル口径 1.000mmφ

区 分	No.	部 品 名	耐 用 年 数				備 考
			1 年	5 年	10 年	20 年	
機械部分関係	1	グランドパッキング	20				
	2	オイルシール (I)		10			
	3	オイルシール (II)		10			
	4	オイルシール (III)		10			
	5	パッキングスリーブ		190			
	6	軸受スリーブ			230		
	7	水中軸受メタル			400		WJ ₂
	8	軸受 (I)			58		ボール軸受
	9	軸受 (II)			130		コロ軸受
	10	カップリングゴム			25		
	11	羽根車				3,700	
	12	シャフト				550	
	13	ケーシング				30年以上	
電気設備関係	14	電動機ブラシ	5				
	15	〃 ブラシホルダー			150		
	16	〃 コレクターリング			500		
	17	〃 ラッピング		100			
	18	〃 軸受		100			
	19	〃 コイル清掃処理			600		
	20	〃 コイル巻替				20年以上	
	21	〃 サーチコイル				〃	
	22	〃 スペースヒータ			50		
	23	〃 軸受温度計			50		
配電盤関係	24	〃 熱電対			40		
	25	信号灯	3				
	26	グローブ		5			
	27	ヒューズ	3				
	28	OCB点検			200		
	29	オイル交換					
	30	リレー試験	100				
	31	端子増縮			200		
	32	導体					
	33	絶縁抵抗測定	5				
	34	スイッチ取替		15			

(注)

1. 整備は、1年毎、5年毎、10年毎の3種類に区分した。
2. 取替頻度は水質、使用頻度によって異なるが標準的数値を計上した。
3. 部品単価は、51年12月のものを採用している。
4. ポンプ取得価格 17,000千円巻線形誘導電動機 (200KW)
取得価格 4,500千円、電動機配電盤 2,500千円の合計額 24,000千円を基礎価格とした。
5. 以上のデータをもとに整備費累計率は、0.3となる。

は水中軸受 スリーブ等を加えた整備を基準として
いる。

(ウ) 物理的耐用年数と経済的耐用年数

耐用年数は、減価償却計算における償却年数として

利用されるものと設備更新の予定時期を定めるため
のものとの2つの考え方があるが、土地改良事業に
おいては、後者を指すのが通例である。この場合にも
物理的耐用年数と経済的耐用年数の考え方がある。

物理的耐用年数とは材質、構造等からみた純物理的寿命で、総合施設として水に関する機能喪失を物理的に規制する年数を指すものであり、経済的耐用年数とは前述のようにアッカーマン理論を根拠とした考え方である。

即ち、設置当初から年平均費用が最小となる年をもって経済的耐用年数 (x) と考えるものである。図-4において費用便益比率 $= \frac{x \cdot B}{x \cdot C}$ が最大となるときは、 $x \cdot B - x \cdot C = B - C$ が最大であるときで、即ち $B_1 C_1$ となる。したがって $0x_1$ が最も収益の高い使用年数であり最も経済的な更新時点となる。又 $0x_2$ は採算がとれ始めた時点であり、 $0x_3$ を過ぎると採算割れとなる。即ち $0x_3$ は設備更新の経済的な許容限界年数である。

機場の事業経済効果を算定する場合、経済的耐用年数は20年としているが、一般的にみて、物理的にも、通常の使用状態で、主要回転部、羽根車、主軸等がその性能、機能を保持できる耐用限界は、おおむね20年と考えられる。

b. 人件費、動力費等の分析方法

(7) 人件費

施設の維持管理における人件費は、大別すると、「機械の運転操作によるもの」と、「機場及び附帯する施設の保安によるもの」に分けられる。データ分析は、運転操作と保安に区分して人件費を解析するのが実態の傾向をみるのに最も望ましい方法であるが、各現場の記録は一括計上しているところが多く、区別することが困難であるところから今回のデータは47、48、49年の3カ年について、各年度毎にその該当機場の人件費を一括収集して、度数分布によりその傾向を考察する。

(4) 動力費

動力費は、比較的正確に把握できる性格のものでこれによって年間の稼働率も推定されるので、これについても人件費同様3カ年の費用を収集して度数分布を考察する。

3. データとその分析

(1) 分析対象データ

分析の対象とした排水機場の個所数は52個所である。対象データはこれら排水機場の維持管理費とし、昭和47年から49年までの3年間のデータを年度ごとに収集した。

データはすべて49年度単価で換算し、年度及び個所単位に1個のデータとした。すなわち同一個所について3カ年(3個)のデータを対象とした。これによって得られたデータ数は147個となった。

データはさらに経過年数 (X_1)、整備費 (X_2)、人件費

(X_3) 及び動力費 (X_4) に分けて、これらを要素とするベクトルとした。

各要素の単純平均、標準偏差を求めると、つぎのとおりである。

事項	X_1 (経過年数)	X_2 (整備費)	X_3 (人件費)	X_4 (動力費)
平均(X_i)	8.12	0.28	1.52	0.62
標準偏差(σ_i)	6.93	0.54	2.25	0.88

また地域別個所数を集計すればつぎのとおりである。

北海道	東北	関東	北陸	東海	近畿	中四国	九州	計
18	9	6	2	2	4	8	3	52

(2) 主成分分析

a. 主成分 (z_k)

前項のデータを対象に主成分分析を適用し、各データ(原データ)の特性値 ($X_1 \sim X_4$) をつぎの3つの主成分 ($z_1 \sim z_3$) に要約した。主成分は表に示す係数を重みとする4つの特性値 ($X_1' \sim X_4'$) の1次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} z_1 &= 0.523X_1' + 0.281X_2' + 0.594X_3' + 0.543X_4' \\ z_2 &= 0.944X_2' - 0.243X_3' - 0.223X_4' \\ z_3 &= -0.774X_1' + 0.157X_2' + 0.048X_3' + 0.612X_4' \end{aligned} \right\} \dots (1)$$

表-3 3主成分の係数と寄与率

主成分 (z_k)	第1主成分 (z_1)	第2主成分 (z_2)	第3主成分 (z_3)
特性値 (x'_i)			
経過年数 (X_1')	0.523	0.000	-0.774
整備費 (X_2')	0.281	0.944	0.157
人件費 (X_3')	0.594	-0.243	0.048
動力費 (X_4')	0.543	-0.223	0.612
固有値 λ_k	2.365	0.896	0.548
λ_k の和	2.365	3.261	3.809
累積寄与率 (%)	59.1	81.5	95.2

ただし、 $X_1' \sim X_4'$ は原データの特性 ($X_1 \sim X_4$) 値を基準化し、 $X_i' = (X_i - \bar{X}_i) / \sigma_i$ とした。

表-3における固有値 λ_k は対応する主成分 z_k の分散を示し、 $\sqrt{\lambda_k}$ は標準偏差を与える。主成分分析ではこの分散が大きい主成分から順に抽出される。したがって、この事例では4つの特性値 ($X_1' \sim X_4'$) で作る4次元空間で147個のデータの分散が最大になる軸として z_1 が求められ、つぎに z_1 に直交する (z_1 軸と無相関) 3次元空間のなかで分散が最大となる軸 z_2 を求める。以下 z_3 まで求める。このようにして主成分分析は、もとの座標系 ($X_1', X_2' \sim X_4'$) を新しい座標系 ($z_1, z_2 \sim z_3$) に変換したことになる。そして新しい座標系における z_k ($k=1, \sim 4$) の分散の総和はもとの系における X_i'

($i=1, \sim 4$) の分散の総和に等しいことから各 z_k の寄与率は次式で求められる。

$$\text{寄与率(\%)} = (\lambda_k / \sum_{i=1}^4 \lambda_i) \times 100 \quad (k=1, 2, \sim 4) \dots (2)$$

ただし V_i は X_i' の分散を表わす。

すなわち寄与率はもとの特性値 ($X_1' \sim X_4'$) がもっていた情報の何パーセントを表わすかという意味をもっている。表-3の累積寄与率は主成分の順に寄与率を累計したもので、その意味は、「第1主成分はデータ全体の情報量の59.1%を表現し、第1及び第2主成分を合わせると81.5%を表現する」ということである。

b. 因子負荷量 ($r(z_k, X_i')$)

因子負荷量は、主成分 z_k ともとの特性値 X_i' との相関を表わし、つぎの式で求める。

$$r(z_k, X_i') = \sqrt{\lambda_k} \cdot l_{ki}$$

ここに l_{ki} は表-3における主成分の係数である。

表-4は因子負荷量を計算したものである。

図-5は表-4を図示したものである。

表-4 因子負荷量

X_i'	z_1	z_2	z_3	z_4
X_1'	0.805	0.000	-0.572	0.156
X_2'	0.432	0.894	0.116	-0.031
X_3'	0.913	-0.230	0.035	-0.334
X_4'	0.835	-0.211	0.453	0.231

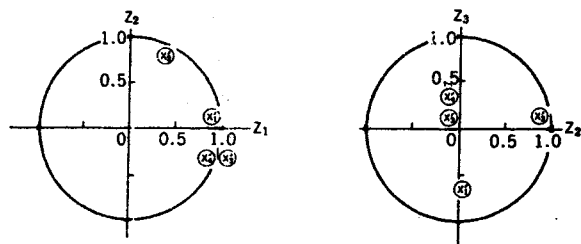


図-5 主成分と特性値の相関

c. 主成分の意味づけ

第1主成分は、表-3からわかるように係数がすべてプラスであることから、維持管理費の大きさを表わす軸である。さらに図-5が示すように、経過年数 (X_1')、人件費 (X_3') 及び動力費 (X_4') との相関が極めて高い。第2主成分 z_2 は、整備費 (X_2') の大きさを表わしている。

第3主成分は、経過年数 (X_1') と動力費 (X_4') を表わし、動力費とは正の相関、経過年数とは負の相関がある。

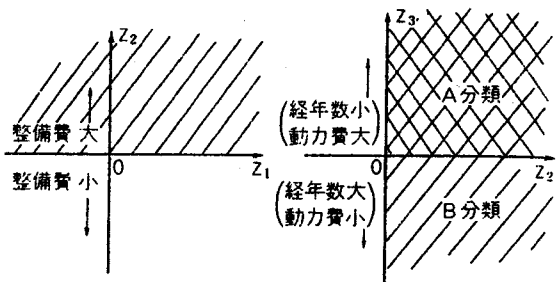
4. 分析のまとめ

(1) データの分類

主成分分析によって求めた第1主成分 (z_1) ~ 第3主成分 (z_3) によって各データのスコア (1)式に各デ

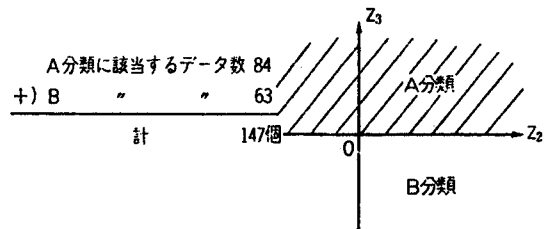
ータの特性値を代入して求める) を求めつぎのように分類した。

(整備費)



A分類に該当するデータ数	20
+ B	20
計	40個

(人件費・動力費)



(2) 分析結果

a. 整備費

経過年数と整備費の相関をデータからプロットし、かつ、これにアッカーマン氏法にもとづく線図を $f =$

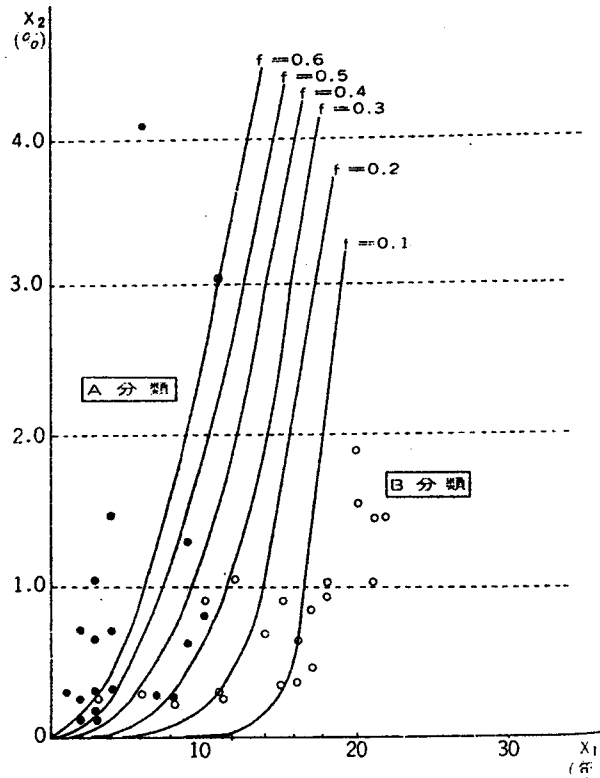


図-6 経過年数と整備費率の関係

0.1~0.6まで入れると図-6（経過年数と整備費率の関係）に見られる如く、前述の標準的整備費累計率（施設機械費に対する整備費の割合）0.3を境界にして明確に2つのグループに区分される。f値0.3以上がA分類に、f値0.3以下がB分類に属することになった。以上のことから、次のようなことが考えられる。

A 分類	B 分類
① 比較的近年に造成された施設がこのグループに入る。	① 経過年数の多い施設は、このグループに入る。
② 農村の混住社会化の進展などによる外部的要因の顕著な地域	② 環境変化が少ないか或いは、対応することが緩慢な地域
③ 施設の性能、機能は、高度化し、公共性に対応できる体制を常に整備している。	③ 施設の性能（ポンプ効率）の低下（整備の粗放化に繋がる）
④ 年間稼働率が良い。	④ 年間稼働率が低い
⑤ 単に農地保全のみならず都市化による生活汚水処理等の公共性が強く、耐用命数を保持するため、高い整備費をかけている。	⑤ 維持管理に問題があり、整備の強化を図る必要がある。
データ数 20	データ数 20

b. 人件費

- ① 前述の経過年数と整備費の相関からのA分類、B分類2種類について、人件費の分布状況をヒストグラムにしてみると図-7（人件費、動力費のヒストグラム）のように分布している。
- ② 「A分類」も「B分類」も分布型（ヒストグラム）は左側（経費が小さい例）に偏った山形を示す。特に「A分類」は経費2%までにデータが集中して、山形が急峻である。
（2%までのデータ数は「A分類」の全データ数の約90%を占めている）
- ③ 平均値は、「A分類」で1.523%（ただし、特に大きな値をもつデータ3個を棄却すれば、1.115%）、「B分類」で2.108%である。
- ④ したがって、平均値において「B分類」は「A分類」の1.4倍である。また「A分類」でデータ棄却した場合の平均値に対し約2倍である。
- ⑤ 上記のことから次のことが考えられる。

c. 動力費

電力料は安定料金として長年使用されてきたが、49年オイルショックを契機として値上げを実施しており、49年平均62.9%、51年平均23.1%（いずれも農事用電力全国平均）のアップを示した。

このような情勢のなかで人件費同様の分布図（図-7参照）を作成してみると分布型は人件費の場合と同

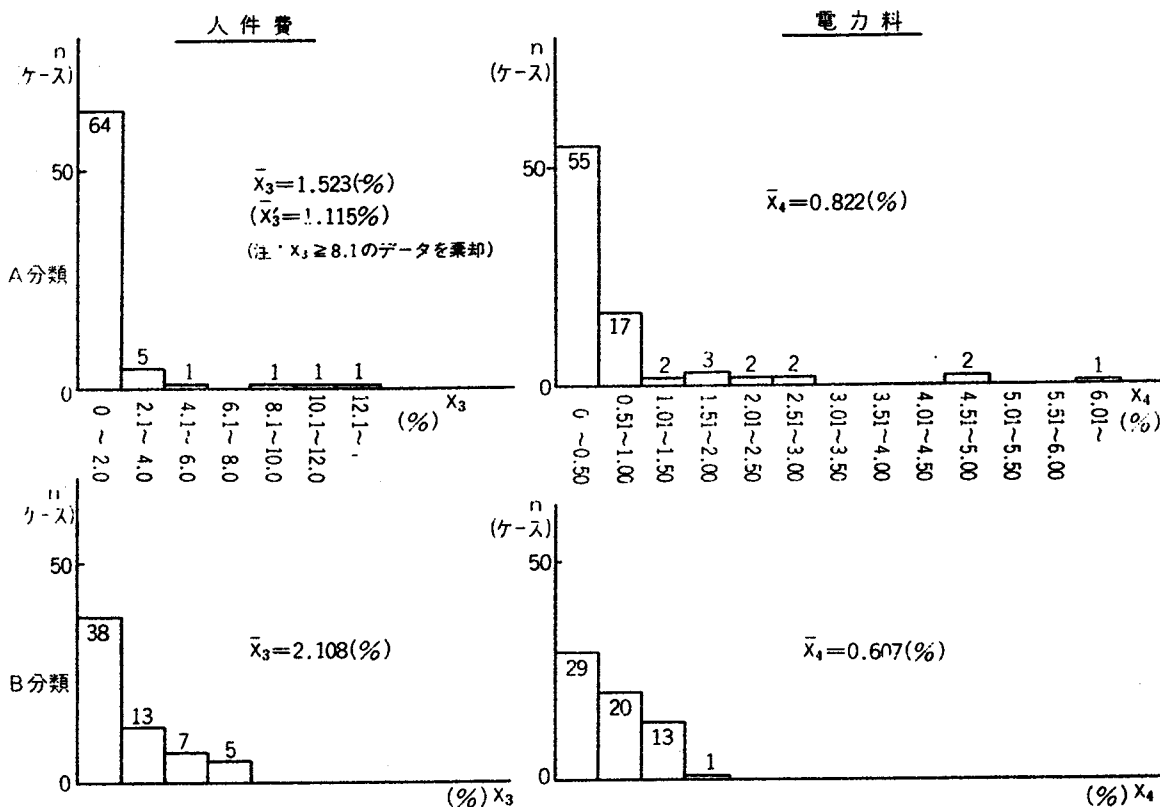


図-7 人件費と電力料の分類別ヒストグラム

A 分 類	B 分 類
① 施設の平均人件費が施設費に対して1,523(%)になる。 a 施設機能が合理化されている。例えば運転操作システムの合理化塵芥処理装置の機械化等 b 造成後の歴史が浅く比較的若い人の雇傭による給料面の較差があると見られる。 ② 将来公共性に対応するため稼働時間が急速に伸びる可能性があり、人件費の急増が予想される。	① 施設の平均人件費が施設に対して2,108(%)になる。 a 古い施設は、運転・操作が人力主体である。塵芥処理等機場保安要員も多く必要 b 歴史の古い施設では、比較的勤務年数が長くしたがって高賃金となる。 ② 環境変化の対応にとぼしく、将来人件費の増嵩が顕著になるとは考えられない。
データ数 84	データ数 63

様であり、平均値は「A分類」で0.8%、「B分類」で0.6%となる。

したがって、平均値において「A分類」は「B分類」の1.3倍である。ヒストグラフから次のことが考えられる。

A 分 類	B 分 類
近年造成された施設は動力費を多く支出しており、このことは前述のごとく、年間運転時間が長いことを意味する。	古い施設は比較的年間稼働率に変化がみられない。
データ数 84	データ数 63

おわりに

以上の分析の結果を要約して、つぎに示す問題点が指摘できる。

① A分類について

比較的近年に造成された施設であるため、施設の性能、機能は高度化しているが、混住社会の進展により年間稼働率が高くなるとともに高い整備費の支出を余儀なくされており、また、運転経費の支出も多い。現在のと

ころ人件費の占める割合は低い、管理者の高齢化に伴ない人件費の急増が予想される。

② B分類について

造成年度の古い施設であるため、長年にわたる整備の粗放化により施設の機能低下が見られる。また古い施設であるため管理者が高齢化しているとともに、運転操作が人力主体であるため人件費の支出率が高くなっている。施設の性能低下を防止するため造成施設の整備の強化を図るとともに、運転操作の近代化を図る必要が認められる。

今回の分析は、排水機場52カ所を対象としたもので、この分析結果のみで排水機場の管理上の問題点を結論づけることは早計であるが、土地改良事業で造成した施設の管理が現在幾多の問題を有していることは事実である。

管理問題の解明にこのような分析手法を利用したのははじめてのことと考えられるが、施設の造成のみならず、管理についても技術者が目を向ける時期に来ているにもかかわらず、問題解明に確固たる手法がない状況である。この報告が今後の検討の参考になれば幸いであるとともに、読者からの積極的な手法についての提案を期待する。

知っておくべき測量技術のポイント(その5)

——基準点測量(三角, 多角測量)の概説(2)——

山下源彦* 高橋久雄**

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

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

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

編 集 部

☆ 選点のポイント

選点の手順は、前項で書いた既設点調査→旗上げ→一次点選点→二・三次点選点という順序で進めていくのが定石となっている。また選点にあたっては易しい地区から始まって、順次難地に手を付けるほうがよいだろう。いずれにしても選点の良否は新設三角点の、精度、利用価値、作業能率と経費に影響することが大であるので、充分慎重に行なう必要がある。その要領は次の通りである。

(a) 三角点位置の密度は均一であること。

(点間距離) 基準三角 1.5 km 程度
補助三角 0.7 km

(b) 三角点の位置は、精度を高める地点であること。

三角網または三角鎖を形成する三角点の位置は、これによってできる三角形の形が正三角形に近い形になるようにする。(正三角形に近いほど測角値の誤差が辺長形算に及ぼす誤差が少なくすむ)しかし地形の都合もあるが少なくとも1角は、25°~130°の範囲内とし、やむを得ないときでも15°以下は避けるべきである。

(c) 1点の新点を決めるのに必要な既設点は3点~5点とし、新点の周囲でなるべく近いものを選ぶ、そして新点の位置を決める平均次数(新設する三角点より精度の高い三角点のみを使って決めた新点を1次点といい、1次点以上の点を使った点を2次点、以下同様に3次、4次となる、このように平均する序列を平均次数という)は次数が増えるごとに精度が下るから通常5次程度に止める。

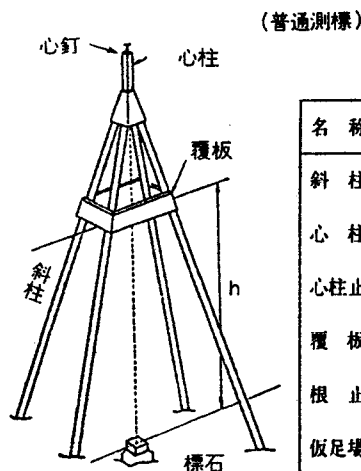
(d) 観測方向数は、正反両方向の視通がとれる場合は、3~5方向とし、地形、樹木等の関係で正反方向の視通がとれない場合(これはやむを得ないときであって、できるだけ偏心を行うなどの手段を講じるべきである)は、視準方向数は5個以上としたい。

(e) 決める三角点は、次の測量(今後の三角測量、多角測量、地形測量、写真測量等)に利用しやすい地点であること。

(f) 決める三角点は、その標識の発見が容易で、保存が確実な場所であること。

☆ 一時標識にはどんな種類があるか

基準点(新点)位置の選点が終わったら、その位置を表示するために永久標識(目的に応じて永久保存のものは石材またはコンクリート材で作った標識)を埋設し、その中心位置を観測するため一時標識を地上に建てる。この作業を造標といい、測標には次の種類がある。



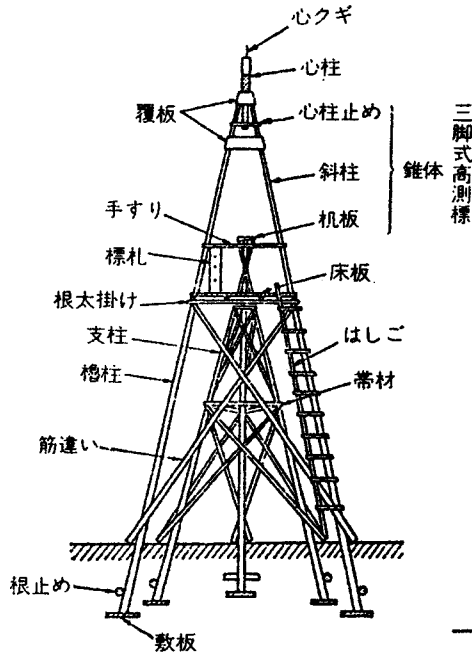
材 料 表

名 称	員 数	規 格
斜 柱	4 本	φ 6 cm × 4.5 m
心 柱	1 本	9 cm × 9 cm × 90 cm
心柱止	1 本	φ 4 cm × 60 cm
覆 板	1.5 枚	1.2 cm × 18 cm × 1.8 m
根 止	4 本	φ 4 cm × 60 cm
仮足場	1 本	φ 6 cm × 2 m

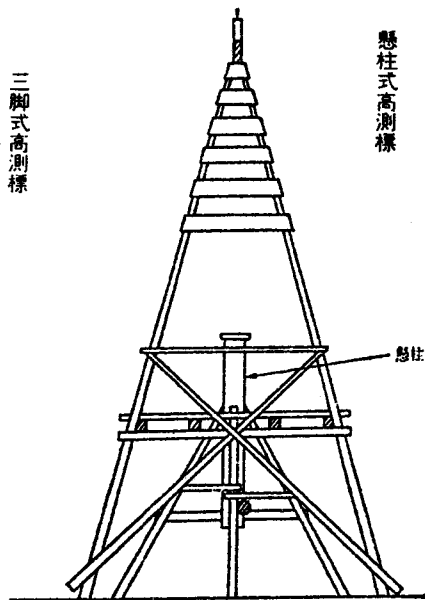
普通測標——地上からの全高が 3.5 m を標準とする測標で、その内部に器械を据えて観測できる。

高測標——樹林や建造物などの障害の為、多角測量、偏心観測法、または伐採して観測するなどの方法よりも高測標を建設する方がよい場

* 元農林省 ** 元建設省国土地理院、共に現玉野測量設計KK



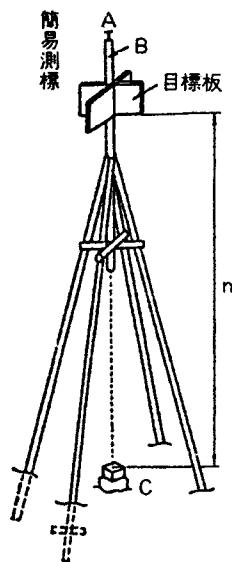
三脚式高測標



懸柱式高測標

合、器械を載せる台（測器架）を作って器械高を高くした測標をいう。

簡易測標——その点での観測に支障なく、覆板の代わりに図のような目標板を付けたもので、相手からの観測に障害のある場合に心柱を長くして目標板を付けた測標をいい、目標板付測標（俗称トンボ）ともいう。



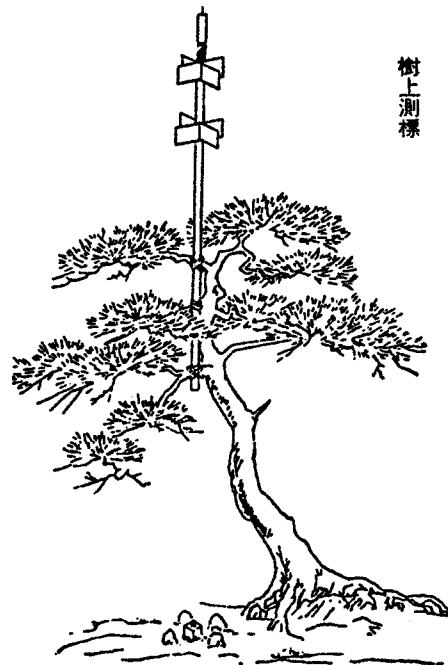
簡易測標

樹上測標——前方交会法によって定まる点や、他の三角点から普通測標では樹木の障害で観測が困難であるが、その点の地上で樹間から他の三角点が観測できる場合に高測標を建てる代りに樹木を利用して樹上に設ける測標である。

測標の材料は特に指定はないが、歪みを生じない良く乾燥した堅固な材料を用いなければならない。

☆ 造標にはどんな注意が必要か

測標材は、木材又は鉄材を用い竹材は用いない。又丸太材は樹皮を除いてから使用する。



樹上測標

角材を丸太の代りに使用する場合は、6 cm角以上で乾燥したものを使う。

心柱は角材が建前であって、竹を使用してはならない。測標は、どの方向から見ても左右対称形であり、心柱は垂直で覆板は水平であること。また遠方から見て周囲の家屋や樹木と充分識別できる形と色彩をもたせねばならない。

測標は、測量作業期間中に倒れたり、変形しない様に丈夫な材料を用いて堅固に建てる。

測標の4本の斜柱は、経始板等（造標点から他の三角点への観測方向を図示した）の）によって他の目標に柱が支障とならない位置に埋める。

高測標は測器架と測槽に分けて互に接触しない構造とする。

測標を建設中は材料や道具の落下に注意すると共に、近くの電線にふれぬ様特に注意する。

簡易測標は安易に建設できるので利用され易いが、精度低下をまねきやすいので、構造や精度を十分に検討してからにすること。

☆ 永久標識の埋設

永久標識は、その基準点の等級、使用目的に応じて測量法施行規則第一条の規定で定めている。

永久標識には、標石または金属板（標）を用い、これを埋設することを埋標または埋石という。標石等の頭部を地上に露出して埋設するものを地上標といい、マンホール状の内部の地下に埋設するものを地中標という。前者は山頂などの他の障害とならない埋設法であり、後者は市街地などの交通障害、破損防止の為の埋設法である。

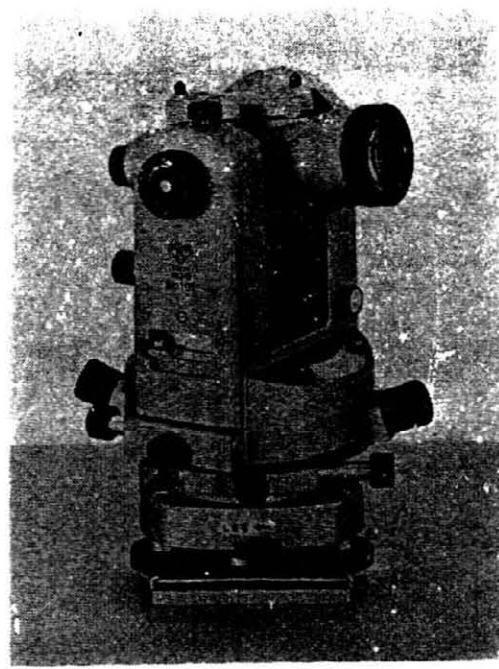
金属標は、主として地中標に用いる外、ビル等の屋上に設ける場合に用いる。標石は図のように柱石と盤石とからなり、一般には花崗岩が用いられる。一般公共測量などでは、コンクリート柱を多く用いているようでありまた盤石も省くことがある。

埋標は測標建設後、観測前に埋設するのを原則とし、その中心が測標の心柱または標桿を通る鉛直線中にあるように埋設する。柱石は正面（三角点を刻んだ面を南面させて立て、上面は水平器などを使って水平にする。

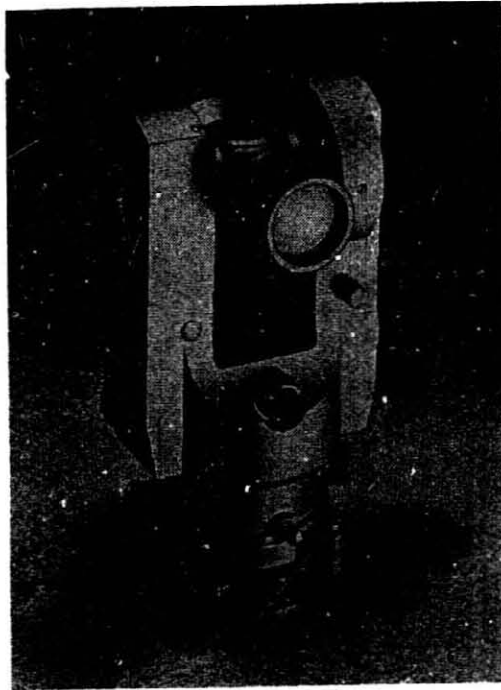
☆ どんな器械があるか

トランシットは我々にとって最も馴染の深い測量器械であり、水平角、高度角など角の測定やスタジア測量等に広く利用されている。角度測定器械の歴史は以外と古く紀元前にさかのぼるが、近代的な器械になるのは100年程前からである。

トランシットは鉛直軸によって（視準部を含む上部）を、（目盛板を含む下部）が結合している。鉛直軸には単軸形と複軸形があるが、高精度（1秒読）の器械はほとんどが単軸である。目盛盤の目盛には360°（度分式）と400°（グラー式）に分けたものがあり、一般には360°方式で400°方式はドイツ、フランス以外では用いられていない。旧式のトランシットは銀板又は白銅板に刻線した目盛盤であったが、最近ではガラス板が用いられている。従来、目盛盤の直径が大きいほど精密に目盛を読むことができるため、目盛盤の直径で何センチトランシ



測器舎製トランシット No-10



ニコンセオドライド

ットと呼ばれていた。しかし最近では目盛機構が精巧になったので、必ずしも目盛盤の大きさが精度を表わすとも考えられない時代になった。目盛盤は、水平目盛盤と鉛直目盛盤とがある。水平目盛盤の目盛り方には、図のように、(a)全円式、(b)全円式と半円式、(c)全円式と四分円式などがあり、鉛直目盛盤には、(d)、(e)の種類があって(d)を普通目盛、(e)をコンパス目盛と呼ばれている。これに対して(a)をトランシット目盛と呼ぶこともある。

通常の測量にはパーニア読みの20秒読トランシット（ガーレー式）が広く用いられているが、光学機械の発

トランシット一覧表 (五十音順)

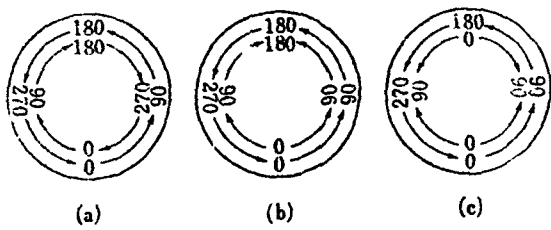
社名	仕様 項目 トランシット	望遠鏡									
		全長 (mm)	像	様式	倍率	対レンズ有効物径 (mm)	視野	分解能	最短合焦距離 (m)	スタジオ	
										乗数	加数
旭精密	セオドライト TH-01	168	正	内焦式	28	40	1°20'	2.5"	1.6	100	0
	" TH-10	168	"	"	28	40	1°20'	3"	1.6	100	0
	" TH-20	168	"	"	28	40	1°20'	3"	1.6	100	0
	" FX-1	168	"	"	28	40	1°20'	3"	1.6	100	0
	トランシット FG-1	175	"	"	27	42	1°06'	3"	1.6	100	0
	" FM-1	175	"	"	27	42	1°06'	3"	1.6	100	0
	" FM-2	175	"	"	27	42	1°06'	3"	1.6	100	0
金剛測量製図器械店	セオドライト ST-10A	168	正	内焦式	28	40	1°20'	3"	1.9	100	0
	" ST-20A	168	"	"	28	40	1°20'	3"	1.9	100	0
	トランシット ST-G5	170	"	"	27	42	1°10'	3.5"	2	100	0
	" ST-5	170	"	"	27	42	1°10'	3.5"	2	100	0
	" ST-2	170	"	"	27	42	1°10'	3.5"	2	100	0
測機舎	セオドライト TM-1	175	正	内焦式	28	40	1°20'	2.5"	2.2	100	0
	" TM-10CD	175	"	"	28	40	1°20'	3"	1.3	100	0
	" TM-20CD	175	"	"	28	40	1°20'	3"	1.3	100	0
	" TM-20A	170	"	"	28	40	1°20'	3"	1.3	100	0
	" TS-20	175	"	"	28	40	1°20'	3"	1.3	100	0
	" T-60D	175	"	"	28	40	1°20'	3"	1.3	100	0
	トランシット NO-10C	175	"	"	28	40	1°0'	3"	1.3	100	0
	" BT-20A	170	"	"	28	35	1°10'	3"	1.3	100	0
	小型トランシット GT-60	115	"	"	16	21	1°20'	5"	1.0	100	0
玉屋商店	トランシット ST-2	165	正	内焦式	25	40	1°20'	3"	1.5	100	0
東京光学機械	セオドライト TL-20	160	正	内焦式	28	40	1°20'	3"	1.5	100	0
	" TL-10A	160	"	"	28	40	1°20'	3"	1.5	100	0
	" TL-10B	160	"	"	28	40	1°20'	3"	1.5	100	0
	トランシット AG2	168	"	"	25	40	1°40'	3"	1.5	100	0
日本光学	セオドライト NT-5	178	正	内焦式	30	45	1°30'	2"	1.7	100	0
	" NT-3	167	"	"	30	40	1°20'	3"	2.0	100	0
	" NT-2	167	"	"	30	40	1°20'	3"	2.0	100	0
	トランシット H5	167	"	"	30	40	1°20'	3"	2.0	100	0
ウィルド	T4	375	倒	内焦式	60,80	70	14/100		~100	--	--
	T3	265	"	"	24,30,40	60	28/100		4.6	--	--
	T2	150	正	"	30	40	29/100		2.2	100	0
	T16	150	"	"	30	42	27/100		1.7	100	0
	T1	150	"	"	30	42	27/100		1.7	100	0
	T0	135	倒	"	20	28	36/100		1.4	50,100	0
カールツァイス (西独)	セオドライト Th2	155	正	内焦式	30	40	1°20'		1.6	100	0
	" Th42	155	"	"	30	40	1°20'		1.6	100	0
	" Th41	155	倒	"	30	40	1°20'		1.6	100	0
	" Th51	150	"	"	20	32	2°		1.6	100	0
ケルン (東独)	エンジニアセオドライト K1-AE		正	内焦式	32	45			2.2	100	0
	セオドライト DKM1		倒	"	20	30	3/100		0.9	100	0
	" DKM2-AE		正	"	30	45	2.5/100		1.7	100	0
	" DKM3		"	"	45	68	0.61/100		5		

副尺読み機 M→マイクロ V→バーニヤ S→スケール
直→直脚 伸→伸縮脚 継→継脚 照→照明装置

昭和50年9月10日現在

直径 (mm)	水平目盛盤			垂直目盛盤			気泡管		光学的求心装置		コンパス		重量		定価	備考
	目盛	目盛	目盛	目盛	目盛	目盛	望遠鏡気泡管感度	平盤気泡管感度	倍率	視界	様式	磁針長 (mm)	本体 kg	ケ kg		
100	20'	M 1"	80	20'	M 1"	補正30'	20"	2	*1 150mm	—	—	—	5.9	4.0	650,000	伸脚 20,000 16,000
90	1'	M10"	74	1'	M10"	30"	30"	2	"	—	—	—	4.9	3.4	354,000	"
90	1'	M20"	74	1'	M20"	30"	60"	2	"	棒型	50	4.7	3.4	247,000	"	
90	1'	M20"	70	30'	V 1'	40"	60"	2	"	"	50	4.5	1.9	245,000	"	
110	20'	V 20"	70	30'	V 1'	40"	90"	2	"	"	50	5.0	1.9	222,000	"	
120	20'	V 20"	72	30'	V 1'	40"	90"	2	"	"	50	5.0	1.9	197,000	"	
120	20'	V 20"	72	30'	V 1'	40"	90"	2	"	"	50	4.6	1.9	189,000	"	
80	1'	M10"	70	1'	M10"	自動	45"	2.5	8"	箱型	70	4.5	4	380,000	伸付 この他T-202(110	
80	1'	M20"	70	1'	M20"	"	60"	2.5	8"	"	70	4.5	4	290,000	" 砂読1がある	
120	20'	20"	82	30'	1'	50"	120"	3	9"	内蔵	50	4.9	2.0	241,000	"	
125	20'	20"	80	30'	1'	50"	120"	3	9"	"	50	4.6	2.0	206,000	"	
125	20'	20"	80	30'	1'	50"	120"	3	9"	"	50	4.5	2.0	195,000	"	
94	20'	両M 1"	80	20'	M 1"	自動補正	20"	2	—	着脱	—	6.0	4.0	680,000	脚付	
80	1'	両M10"	70	1'	片M10"	"	(10'	2	—	棒状	—	5.2	2.4	370,000	16,000	
80	1'	両M20"	70	1'	片M20"	"	(30'	2	—	"	—	5.2	2.4	281,000	16,000	
80	1'	片M20"	70	1'	片M20"	"	(10'	2	—	"	—	5.0	3.7	247,000	16,000	
88	1'	片S 20"	70	10'	S 1'	"	(40'	2	—	"	—	5.5	2.3	228,000	16,000	
95	1'	片S 1'	90	1'	片S 1'	自動補正	(10'	2	—	"	—	5.2	2.4	245,000	16,000	
110	20'	両V 20"	68	30'	V 1'	"	(90'	2	—	組込	—	5.2	3.6	228,000	16,000	
120	20'	両V 20"	80	30'	片V 1'	"	(10'	2	—	棒状	47	4.6	2.4	192,000	16,000	
20'	両V 1'	30'	片V 1'	60"	137'	"	(90'	2	—	着脱	—	3.1	2.5	162,000	14,000	
120	20'	20"	80	30'	1'	40"	90"	1.5	5"	棒型	60	5.2	2.8	216,000	伸脚付	
80	1'	M20"	86	1'	M20"	40"	90"	3	1.3m において 140mmφ	棒型	54.3	4.9	3.4	247,000	金伸 18,000 木伸 16,000 照 9,000	
90	20'	M10"	70	20'	M10"	30"	30"	3	"	"	55	4.5	3.7	330,000	金伸 18,000 木伸 16,000 照 9,000	
90	20'	M10"	70	20'	M10"	30"	6"	3	"	"	55	4.5	3.7	354,000	金伸 18,000 高度角 木伸 16,000 規正装 照 9,000 置付	
110	20'	20"	68	30'	1'	40"	90"	3	"	"	54	4.7	3.7	228,000	金伸 18,000 木伸 16,000 照 12,000	
94	10'	M 1"	74	10'	M 1"	30"	20"	2.2	5"	—	—	5.9	4.0	850,000	価格は 52年4月現在	
84	1'	M 5"	84	1'	M 5"	40"	40"	2.2	7"	—	—	5.7	4.3	530,000		
84	1'	M20"	84	1'	M20"	40"	100"	2.2	7"	精型	75	5	4.5	300,000		
120	20'	20"	80	30'	1'	40"	100"	2.2	7"	"	75	4.6	3.8	234,000		
240	2'	0.1"	135	4'	0.2"	2" *2	1"	—	—	—	—	50	41		価格は 52年4月現在	
135	2'	0.2"	90	2'	0.2"	13"	6.5"	—	—	—	—	11.2	3.7	2,680,000		
90	20'	1"	70	20'	1"	—	20"	—	—	—	—	5.6	2.0	1,610,000		
94	1'	1'	79	1'	1'	—	30"	—	—	—	—	4.7	2.0	1,127,000		
79	1'	6"	79	1'	6"	—	30"	—	—	—	—	5.0	2.0	"		
68	1'	—	46	0.5'	—	1'	8"	—	—	—	—	2.9	0.8	748,000		
100	1"	0.2"	85	1"	0.2"	—	20"	2	—	—	—	5.2	4.8			
98	6"	20"	85	20"	6"	—	30"	2	—	—	—	4.7	4.2			
98	6"	20"	85	20"	6"	—	30"	2	—	—	—	4.7	4.2			
72	10'	1'	72	1'	1'	—	45"	2	—	—	—	2.2	2.9			
89	1'	M20"	70	1'	M20"	—	40"	—	—	—	—	4.2	2.2			
50	20'	M10"	50	20'	M10"	—	30"	—	—	—	—	1.8	1.0			
75	10'	M 1"	70	10'	M 1"	—	20"	—	—	—	—	6.2	2.4			
100	10'	M0.5"	100	10'	M0.5"	—	10"	—	—	—	—	12.2	3.2			

*1 機械高1.4m *2 インデックスレベル



水平目盛盤

目盛のつけ方

達によって、小形で軽量しかも高性能な光学マイクロメーターを用いた1秒読トランシット（セオドライト）が一般の測量にも多く用いられる傾向にある。

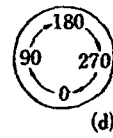
なお、トランシットについてJIS B7902にその規格をきめている。トランシットの性能による分類は次のようにきめている。

- 特級：0.2秒読み以上の性能を有するもの
- 1級：1秒読み以上の性能を有するもの
- 2級：6秒又は12秒読みの性能を有するもの
- 3級：20秒又は30秒 //
- 4級：30秒読み未満の性能を有するもの

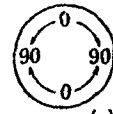
下の表は市販されている50年9月現在のトランシット一覧表であり、これ以外にも数社が販売している。定価は現在多少騰つていると思われる。（一部の社については修正しておいた）

測量の目的によって作業方式が決まり、その測量の精度を満足するためにはどの器械を選ぶべきかは、器械の性能によって選択される。かつてある自治体の計画機関が、せいぜい3～4等三角測量で実施できる地域であって、しかも要求する最大精度が数センチで充分目的を達せられる作業を、ことさら1～2等三角測量に使う高性能な器械を使うよう作業指示したことがありましたが、1～2等三角測量は、測定距離が長いので高性能の測機を使うのであって、最終的には求まる三角点の水平位置の精度は3～4等三角点でも1～2等三角点でも同じであることに気付くべきだ。なんでも高性能の測機を使えさえすれば高精度の成果が得られるからといって、目的に不必要な非効率な精度の要求は検討すべきではありません。例えば、長さを求めるにあたって、せいぜいセンチメートル単位で充分であるものを、いたずらに高性能の測機を使ってミリメートル単位を測定してもなんの意味もなく、むしろ無駄であり非効率である。また山の標高の如きは、高性能の器械を使用してミリメートル単位を測定してもなんの効果もなく、ただたんに数値の羅列に過ぎないことを知るべきでありましょう。

☆ 水平角の観測には、どんな方法があるか



(d)



(e)

鉛直目盛盤

トランシットで水平角を測る方法には、方向観測法・角観測法・倍角法・単測法などがある。これらのうち角観測法は、精密測量に用いられ（国土地理院では一等三角測量のみに角観測法を用い、二等三角測量以下は後述の方向観測法によっている（一般の測量ではあまり用いていない。この方法は、観測すべき数方向について零方向を決めず、各々単独に2方向づつ組合せを決めて観測するもので、目盛盤の各部を一律

に用いるようにして、全ての角を望遠鏡正及び反で、各々右廻り及び左廻りに測定するものである。

方向観測法は、観測する方向のうち5～3方向ぐらを一連列とし、一連列の観測方向の適当な方向一連列の観測点のうち目標として見易く、観測点の高度や距離が平均的な観測点の方向などを選んで零方向（基準方向）とし、望遠鏡を正の状態を図のように、 T_0 方向から順次右回りに T_1 方向まで測定し、次に望遠鏡を反転し T_2 方向から左回りに順次 T_0 方向まで観測する（これを1対回観測という方法である。

この方向観測法によって水平角の観測を行なった場合、その観測結果の良否を判定するには、倍角差と観測差によって判断の材料といたします。倍角差と観測差の制限は使用するトランシットと、作業の種類によって異なるので、それに従わねばなりません。倍角差とは、各対回における同一方向の水平角について、望遠鏡正 (γ) と反 (ℓ) の位置で測角した値の和の出合差をいい、観測差とは、各対回における同一方向の水平角について、望遠鏡正 (γ) の位置での測角値から反 (ℓ) の位置での測角値の差の出合差をいう。観測差は観測の良否が判断でき、倍角差は、機器誤差の有無、もしくは機器調整の良否を判定するものである。

倍角法は、ある1角を精測するために用いる方法である。右の図は倍角法を図示したもので、先づトランシットを0に据え、Aの方向を零方向として、A、Bを反復観測するものである。まづ上部ネジを締めてAを視準し、下部ネジを締める。上部ネジをゆるめてBを視準し上部ネジを締める。次に下部ネジをゆるめてAに戻し、Aを視準して下部ネジを締める。上部ネジをゆるめてBを視準し上部ネジを締める。これが2倍角観測で再びもう一度同じような操作をすれば3倍角観測となる。

2倍角の場合は2回目に角度を読んで、2で割れば求める角度である。

☆ 角観測での誤差とその対策

四等水平角觀測手簿

111

三等測点		戸田山		測器 WILD T2 No 130470		觀測者 山田一郎 手塚 原英博		四等三角測量簿第一号用紙				
時分	目盛	望遠鏡 番号	視準点 名称又は番号	目標	度	遊標		平均	觀測角	備考		
						I	II					
80	0	γ	1	日野原	A			0 5 5	0 0 0			
			2	(2)	Λ			26 26 57	26 21 52	108-4		
			3	(1)	Λ			43 51 11	43 46 6	16-4		
			Q	3				288 26 10	43 46 19			
			Z					206 27 4	26 21 56			
				/						180 5 8	0 0 0	
90	0	γ	1					80 2 10	0 0 0			
			2					116 24 3	26 21 53	108+2		
			3					153 48 19	43 46 9	16-2		
			Z					339 48 15	43 46 7			
			/						296 24 3	26 21 55		
								279 2 8	0 0 0			

偏心要素

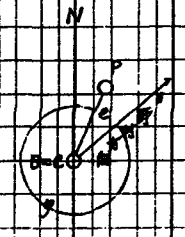
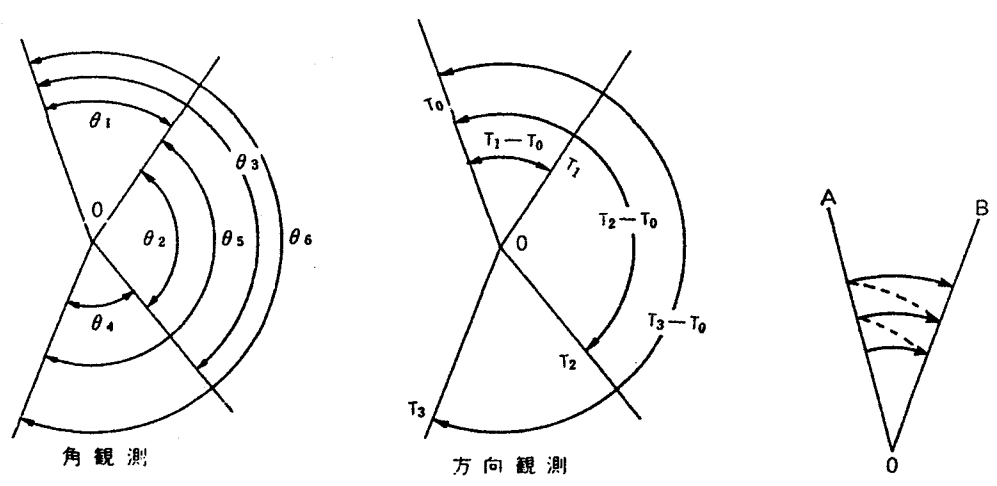


圖-6 方向觀測例



測角での誤差をいかに少なくして測角の精度を高めるかは、ひとえに起るかも知れない誤差の原因を知ってその対策をすることにかかっている。

誤差を大別すると、定誤差と不定誤差に分けることができる。

定誤差は誤差の性質を知ることによって、観測法や計算で除去することができるが、不定誤差は除去する方法はないが起りうる原因を考え、その対策をほどこし少なくするように努めることが大切である。

測角誤差の原因は色々あるが、そのうちで器械誤差と呼ばれるトランシットの調整不十分や構造上の不備によって起る誤差(定誤差)がある。トランシットは気候の変化や運搬中又は使用中の震動のため、器械の各部にゆるみ等が起り狂いが生ずることが考えられ、観測の結果に影響を及ぼすので作業前作業中に時々点検して調整することが大切である。

では、測角作業の誤差のおもな原因とその対策をあげてみよう。

a 器械誤差

トランシットは、その構造上次の条件を備えていなければならない。すなわち、気泡管軸⊥鉛直軸、視準線⊥水平軸、水平軸⊥鉛直軸、である。これらが狂って起る誤差を三軸誤差と呼んでいる。

視準軸誤差は、視準線⊥水平軸でないために起る誤差で、視準する両点が同じ高さのところがない場合、水平角に誤差を生ずる。調整の必要がある。消去法は、望遠鏡正反の読みをとり平均する。

水平軸誤差は、水平軸⊥鉛直軸でないために生ずる誤差で調整の必要がある。消去法は視準軸誤差の場合と同じである。

鉛直軸誤差は、気泡管軸⊥鉛直軸でないためか、または上盤と鉛直軸が正確に垂直に取りつけられていないという製作上の不備のため生ずる誤差で充分調整しなければ観測方法では消去できない。しかし一般の測量ではこの誤差の影響を少なくするため、正しく調整された平盤気泡管によってトランシットを正しく整置し、鉛直軸が正しく鉛直にある状態において観測する。しかし視準目標の高低が大なるとき、または精密に観測する必要があるときは、各視準方向の視準ごとに、視準線に直交する平盤気泡管または水平軸上にのせる跨状気泡管を使い、気泡の動きを測定し鉛直軸の傾きを求めて各々の方向の観測角に補正する。

$$\Delta\alpha = \frac{1}{4} \{ (l+r) - (l'+r') \} \mu \tan h$$

但し l, r …… 望遠鏡正のときの気泡の左右端の読み

l', r' …… 反 “ “

μ …… 気泡管の感度で、秒単位

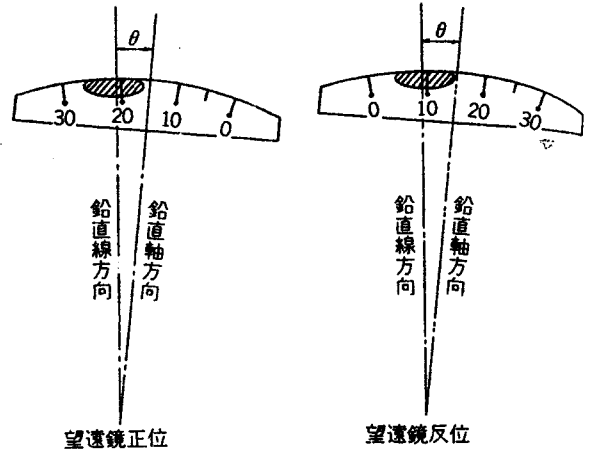
h …… 視準目標の高低角

$\Delta\alpha$ …… 補正值

(例) $\mu=10''$ $h=45^\circ$ として、図の気泡の読みから、

$$\Delta\alpha = \frac{1}{4} \{ (26+16) - (4+15) \} \times 10'' \times 1$$

$$= 57.5'' \text{ となる。}$$



目盛誤差は、器械製作不良のため目盛盤の目盛が一律でないための誤差で、全目盛を均等に利用して読みを平均する。

視準軸の偏心誤差は、器械製作の不良のため鉛直軸が水平目盛盤の中心にないための誤差で、A、Bの両バーニアの読みを平均で消去することができる。(バーニアが1個の場合は望遠鏡正反の読みを平均する)

視準軸の外心誤差は、器械製作が不良のため視準軸が目盛盤の中心を通らないための誤差で、望遠鏡正反で観測して、その読みを平均すれば消去できる。

視準軸が主軸に一致していないために生ずる誤差(鉛直角に及ぼす)は、十字横線の調整すればよいが、望遠鏡正反の読みをとり平均すれば消去できる。

以上器械誤差は定誤差であって、観測の方法によって除くことができたが、不定誤差である器械の性能や肉眼の能力、そして現場に於ける気象等の状況などによって起る事が予想される観測誤差はつとめてこれを除くよう努力しなければならない。

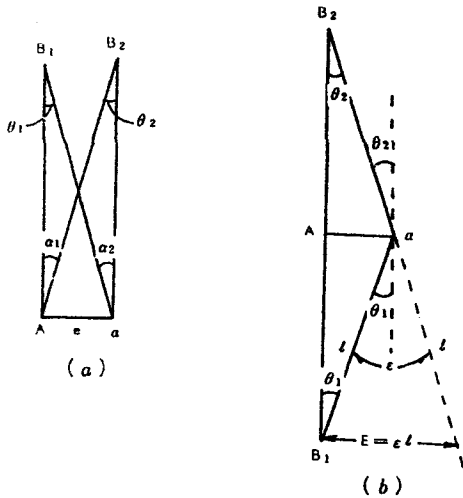
その原因となる主なものは次の通りである。

b. 器械取扱上の誤差

1. 整準が正しくないための誤差。これは水準器軸⊥鉛直軸の調整が不完全なために起る誤差とその性質は同じである。正しい整準をする様心掛ければ絶対にさけられるものである。

2. 器械の中心と測点とが正しく一致していないための誤差(偏心誤差)。平板測量の致心誤差と同じ性質の誤差である。ここで話を簡単にする為に、平板測量の致心誤差から考えてみることにする。

図(a)のように、地上Aの点と図上の対応点aがeだけずれたとする。aを中心として、2点B₁ B₂を視準したとすると、正しい角 α_1 のかわりに α_2 とい



う角が図上に描画されることになり、 $\varepsilon = \alpha_1 - \alpha_2$ という誤差が生まれる。

$\alpha_1 + \theta_1 = \alpha_2 + \theta_2$ あるいは $\alpha_1 - \alpha_2 = \theta_2 - \theta_1$ だから次の関係にあることが判る。

$$\varepsilon = \theta_2 - \theta_1 \dots (1)$$

また図(b)のように B_1, B_2 が A_e を挟んで両側にあるときは、

$$\varepsilon = \theta_2 + \theta_1 \dots (2)$$

(1)式よりは(2)式の方が ε が大きい。

さて同じ e の大きさに対して ε が最大になる場合を考えてみると、それは図(b)のように B_1, A, B_2 が一直線となり、 $A_e \perp B_2 A B_1$ のときである。

いま問題を簡単にするため $aB_1 = aB_2 = l$ の場合を考えてみる。

$$(2)式より \varepsilon = 2\theta$$

方向線 l について視準点の変化量は、

$$E = \varepsilon l = 2e \dots (3)$$

即ち、偏心誤差 e がある場合、2点間の角度を測定して生ずる誤差を ε とし、測点より2点までの距離がいずれも等しく l であったとすると、 ε (秒)の最大は図及び(3)式より

$$\varepsilon (\text{秒}) = \rho'' \frac{2e}{l} \text{ となる。}$$

例えば $e = 5 \text{ mm}$ $l = 100 \text{ m}$ $\rho'' = 206265$ とすると

$$\varepsilon = (206265 \times 2 \times 0.5) \div 10000 = 20.6'' \text{ である。}$$

3. 三脚のねじがゆるんでいたり、ねじれたりして起る誤差。取扱に注意すれば防げるはずである。
4. 器械の震動による誤差。この対策としては脚の踏み込みを深くし、軟弱地盤については脚杭を打つなどの対策をとる。

c. 視準誤差

1. 望遠鏡及び測微鏡の視度不正による誤差。視差のために視準誤差や読取誤差が出るので、視度の調節に留意すれば防げる。

2. 目標の見えの不良。視界不良の原因をみつけて、観測時期を選ぶなどの対策をとる。

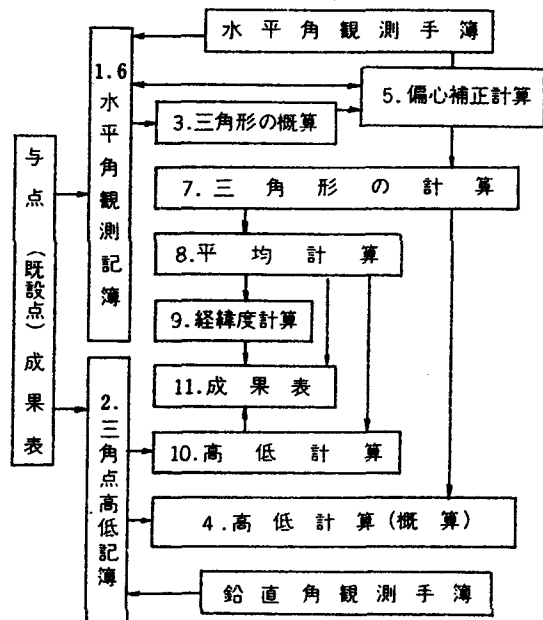
d. 自然現象による誤差

風・温度・日射や光の屈折によって起る誤差で、観測の時期を検討して防ぐ。

☆ 計算整理の手順

基本四等三角点、基準三角点及び補助三角点の位置は、平面直角座標、経緯度及び標高をもって表わすが、一般測量の基準点では、経緯度の表示を省く事がある。

計算は水平角、鉛直角が測定されたのち、標石中心から他の点の標石中心に対する観測方向角に改正し、既設点の成果を利用して計算する。その順序は概略次の通りであるが、これら計算のうち座標の概算と高低試算は現場で行ない、あやまりのない事をたしかめてから出張地をはなれなければならない。



1. 水平角観測記簿は、三角点成果表を作る為の台本であり、観測した結果を計算に使い易いように測点毎にまとめたものである。

これを記入項目毎に説明すると次の通りである。

- 1) 緯度 (B: Breite), 経度 (L: Lange), 真北方向角 (γ) は既設点についてはその点の成果表から転記し、新設点にあっては後で述べる経緯度計算をしてから転記する。真北方向角は座標原点の子午線に平行な X 軸の北方を基準にしたその点に於ける子午線に対する方向角で、原点から西にある点は正、東の点は負で表わされる。

縦座標 (X), 横座標 (Y), は先に述べた新座標系の平面直角座標で、座標原点の Y 軸から北側は正、南側

四等水平角観測記簿

111

Ⅱ 戸田山 測点

B = $\begin{matrix} 35 & 1 & 38 & 10 \\ 138 & 56 & 55 & 322 \end{matrix}$ X = -1.27 249.00
 L = $\begin{matrix} 35 & 1 & 38 & 10 \\ 138 & 56 & 55 & 322 \end{matrix}$ Y = +1.37 886.80
 真北方向角 = -0° 16' 18" 観測点: B=C≠P

方	向:	日野原	(2) 大山	四軒家	(1) 千代田
目	標:	A	A	A	A
中	数 =	0 0 0	26 21 56	5	43 46 8
観	測の偏	/	/	/	/
測	の偏	5			
目	標の偏				
標	の偏				
幅	零	55	55	55	55
中	心の観	0 0 0	26 21 69	5	43 46 8
標	準角 =	20 46 43	20 46 43	5	20 46 43
観	測方	20 46 43	27 4 32	5	20 46 43
平	均方	20 46 43	27 4 23	5	20 46 43
均	方	20 46 43	27 4 23	5	20 46 43
角	角 =	20 46 43	27 4 23	5	20 46 43
log	S =	9.530 420	9.231 557	9.562 433	9.469 470

Ⅲ 日野原 測点

B = $\begin{matrix} 35 & 0 & 40 & 880 \\ 138 & 55 & 43 & 262 \end{matrix}$ X = -1.06 037.65
 L = $\begin{matrix} 35 & 0 & 40 & 880 \\ 138 & 55 & 43 & 262 \end{matrix}$ Y = +1.39 076.09
 真北方向角 = -0° 14' 46" 観測点: B=C≠P

方	向:	戸田山	(2) 大山	四軒家
目	標:	A	A	A
中	数 =	0 0 0	337 56 21	5
観	測の偏	/	/	/
測	の偏			
目	標の偏			
標	の偏			
幅	零	55	55	55
中	心の観	0 0 0	337 56 21	5
標	準角 =	200 46 43	200 46 43	5
観	測方	200 46 43	173 39 4	5
平	均方	200 46 43	173 39 10	5
均	方	200 46 43	173 39 10	5
角	角 =	200 46 43	173 39 10	5
log	S =	9.530 420	9.209 708	9.562 433

Ⅳ 四軒家 測点

B = $\begin{matrix} 35 & 0 & 5 & 080 \\ 138 & 56 & 56 & 578 \end{matrix}$ X = -1.05 193.66
 L = $\begin{matrix} 35 & 0 & 5 & 080 \\ 138 & 56 & 56 & 578 \end{matrix}$ Y = +1.20 981.22
 真北方向角 = -0° 15' 38" 観測点: B=C≠P

方	向:	日野原	(1) 千代田	(2) 大山	戸田
目	標:	A	A	A	A
中	数 =	0 0 0	227 34 19	203 0 24	5
観	測の偏	/	/	/	/
測	の偏	5			
目	標の偏				
標	の偏				
幅	零	57	57	57	57
中	心の観	0 0 0	227 34 19	203 0 21	5
標	準角 =	201 47 42	201 47 42	201 47 42	5
観	測方	201 47 42	184 21 18	204 48 3	5
平	均方	201 47 42	184 21 18	204 48 0	5
均	方	201 47 42	184 21 18	204 48 0	5
角	角 =	201 47 42	184 21 18	204 48 0	5
log	S =	9.561 558	9.200 206	9.509 029	9.564 433

IV (2) 大山 測 点

B =	35	2	35	575						X = -	146	049	28	
L =	138	65	46	786						Y = +	39	143	36	
真北方向角 =	0	14	46							観測点: B=C=P				
方 向 :	* 田		* 日 野 原		* 四 新 屋		* (1) 千 代 田							
目 標 :	A		A		A		A							
中 数 =	0	0	0	191	32	39	177	41	38	250	28	19		
観測の偏心 =	/		/		/		/							
目標の偏心 =	x 39		/		x 57		/							
帰 零 数 =	2		2		2		2							
中心の観測角 =	0	0	0	151	32	50	177	41	38	250	28	21		
標 準 角 =	227	6	23	227	6	23	227	6	23	227	6	23		
観 測 方 向 角 =	227	6	23	228	39	13	24	48	1	117	30	44		
平均方向角 =	227	6	23	258	39	14	28	42	0	117	30	58		
log S =	9.231	557	9.208	709	9.222	229	9.272	899						

は負で表わされる。このX、Yの値は既設点は成果表新設点は後で述べる座標計算をしてから転記する。

- ④ 観測点は、その点における、器械の中心(B)、標石の中心(C)、測標の中心(P)の偏心の状況を書くもので、水平角観測手簿より転記する。
- ⑤ 方向欄は、観測の零方向を第1方向とし、平均計画図に従って、各方向を時計廻りに記入する。点名の上にX印が付けてあるのは、その測点の座標平均に使う与点を示す。
- ⑥ 目標欄には、視準目標の形状を記号で記入する。

記号 三角点の等級	目標の記号		
	1.2.3 等 点	4等点 以 下	節 点
普通 測 標	A	Λ	
目標板付 "	⊠	⊠	
高 "	A	Λ	
樹 上 "	⊠	+	
目 標 板	甲		
回 光 灯	火		
回 照 器	⊙		

回 光 灯
回 照 器

* 中数欄は、観測手簿上で計算された各方向の算術平均値を転記する。

⑦ 観測の偏心、目標の偏心は、後述する偏心補正計算からその補正値を転記する。(符号に注意が必要)観測の偏心は、測点に於けるB(器械の中心)の偏心なので、観測方向全部に補正値が入る。目標の偏心は、目標とした点のP(測標の中心)に対する補正値なので、各々の測点の偏心計算から転記する。

⑧ 帰零数とは、零方向に偏心補正値が入った場合、その中心の観測角を0にするために加える数(記簿での計算は全て加え算なので負を加えるときは補数を加える。つまり-5''を加えるときは、1'に対する補数として×55''を加える。×は-1'に相当する)でその測点の全方向に入れる。

⑨ 中心の観測角は、(中数+観測の偏心+目標の偏心+帰零数)である。

⑩ 観測方向角は、零方向の標準角を一律に加えたもの(観測方向角=中心の観測角+零方向の標準角)である。この標準角は既設点については成果表から零方向に該当する点の平均方向角の値を転記し、新設点、その点の座標平均計算を行なって得た平均方向角を記入する。

⑪ 平均方向角と log S は、既設点はその点の成果表から転記し、新設点は座標平均計算で得た値を記入する。

2. 三角点高低記簿は、各三角点の高低に計算をするに使い易くするとともに、新たに求められた標高を記入し成果表作成のたすけとする。記入の順序は、既設点(等級順)次に数点(選点番号順)としてこの区分ごとに一行あけながら順次記入する。

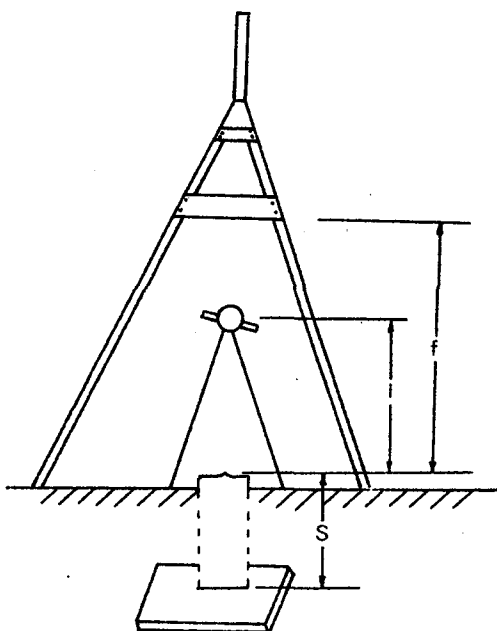
柱石上面の真高は、既設点は成果表、新設点は高低計算からそれぞれ転記する。

3. 三角形の計算は、三角形を組成する内角の夾角が三角点中心から相手三角点中心を測った中心の観測角でなければならないが、偏心観測している測点はその条



数字	等級	測点番号 及び 名称年度	標石番号	柱石上面の 真高	自 覆板下辺 至 柱 (f) 石	自 望遠鏡 至 柱 (L) 石	自 柱 至 磐 (S) 石	$\frac{1}{2}(i+f)$	測 標 種 類	備 考
				m	m	m	m			
1	Ⅲ	戸田		272.23	2.20	1.99			A	
2	"	日野原		191.06	3.70	1.93			A	
3	"	四軒家		11.82	2.89	1.99			A	
4	Ⅳ	(1) 千代田	11	17.64	3.27	1.41	2.750		△	
5	"	(2) 大山	12	205.68	2.89	1.18	2.557		△	

四等三角測量簿第四号用紙



件にあてはまらない。三角形の概算は偏心計算に必要な距離を求めるために行なうものである。各測点で確認した本測点を観測した水平角の中数值(生の観測値)を用いて内角を計算し、三角形を形づくり(三角形

を形成する3個の夾角を加えるとかならずしも180°にはならない。それはそれぞれ観測誤差が含まれているからである。これを三角形の閉合差といって補正することになっているが、この三角形の概算では、閉合差を各角に配布しない(いずれか1辺の距離を与えて三角法の正弦比例式によってこれを解いて求めた辺長を補正計算に用いる作業である。三角形の組成は新点番号順にその新点を平均する関係点すべてに組む、三角点名の配列は求点を頂点として反時計回りに書いていく。例えば(2)、日野原、戸田。(2)、戸田、(1)。(2)、(1)、四軒家。といった具合である。

4. 高低の概算は、三角形の計算によって求められた辺長と高度角によって三角法的に計算をし、その結果が誤差の制限内にあるかどうかを検討するものである。もし良好である事が判ったら作業地を引上げてその後の整理をすることになる。

三角点の標高は、なるべく正反両方向の観測がある2個以上の既知点から求めた方がよいだろう。

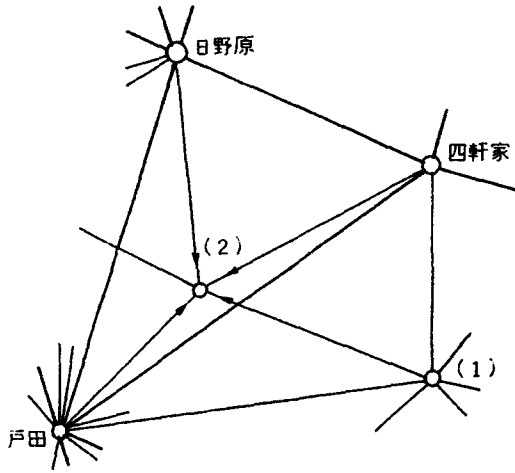
5. 偏心補正は、実作業に於いて起る(B=C=P)とならない場合、これをそれぞれ中心から中心を測った角に修正する為の補正を偏心補正という。

偏心補正の測定は、作業規定第26条の各項で述べられているが、偏心距離の大きさによって測定の誤差の

三角測量 偏心要素測定 の 制限

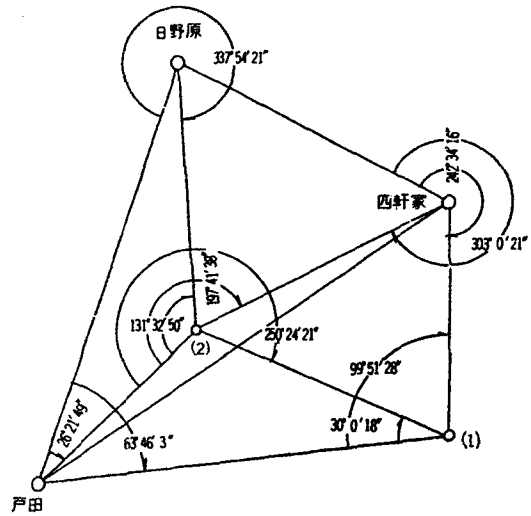
偏心距離	偏 心 角		偏 心 距 離		備 考
	測 定 方 法	角 の 単 位	測 定 方 法	測 定 単 位	
1 cm 未満			mm 尺による。	mm	秒偏心距離が 1 cm 以内は B=C=P とみなすが、観測結果に影響する場合には、偏心計算を必要とする。
10cm "	偏心測定紙上で分度器による。	30 分	"	"	
1 m "	偏心測定紙上で Sehne 表による。	10 分	木製メートル尺又は鋼巻尺による。	"	
10m "	20秒読以上のトランシットによる。	1 分	鋼巻尺による。	"	
100m "	"	10 秒	"	"	
100m 以上	"	1 秒	"	"	

三角網図



中心の観測角図

参考図



三 角 形 の 計 算

三角形の名称	夾 角	平均秒	辺 長 の 計 算			
(2) a	66 28 51	51	$\log \sin a$	0.022 776	$\log \sin a$	
四軒家 b	56 59 29	29	$\log bc$	2.241 259	$\log bc$	2.241 259
日野原 c	56 51 22	22	$\log \sin b$	2.222 562	$\log \sin c$	2.222 886
a+b+c=	179 59 42	0	$\log ac$	2.203 822	$\log ab$	2.203 822
閉合差=	-11		(2) B	626	(2) 四	28
(2) a	131 32 50	40	$\log \sin a$	0.125 850	$\log \sin a$	
日野原 b	25 24 21	21	$\log bc$	2.520 222	$\log bc$	2.656 270
戸田 c	26 21 49	49	$\log \sin b$	2.575 267	$\log \sin c$	2.647 422
a+b+c=	183 0 18	0	$\log ac$	2.221 528	$\log ab$	2.207 692
閉合差=	+18		(2) P	67	(2) B	6
(2) a	109 25 29	26	$\log \sin a$	0.025 925	$\log \sin a$	
戸田 b	37 22 14	14	$\log bc$	2.429 692	$\log bc$	2.495 402
(1) c	33 0 18	18	$\log \sin b$	2.723 285	$\log \sin c$	2.734 152
a+b+c=	180 0 11	0	$\log ac$	2.272 822	$\log ab$	2.231 552
閉合差=	+11		(2) (1)	208	(2) P	67
(2) a	52 42 42	42	$\log \sin a$	0.099 206	$\log \sin a$	
(1) b	66 51 10	10	$\log bc$	2.220 200	$\log bc$	2.239 508
四軒家 c	60 26 5	5	$\log \sin b$	2.263 551	$\log \sin c$	2.239 417
a+b+c=	179 59 57	0	$\log ac$	2.263 258	$\log ab$	2.272 928
閉合差=	-2		(2) 四	28	(2) 1	46
() a			$\log \sin a$		$\log \sin a$	

(注) 閉合差は3等分して各角に配布，端数が出たら90度に近い角で処理する。

制限が決められている。測定した結果は整理して概当する測点の水平角観測手簿に關係図とともに記載しておく。

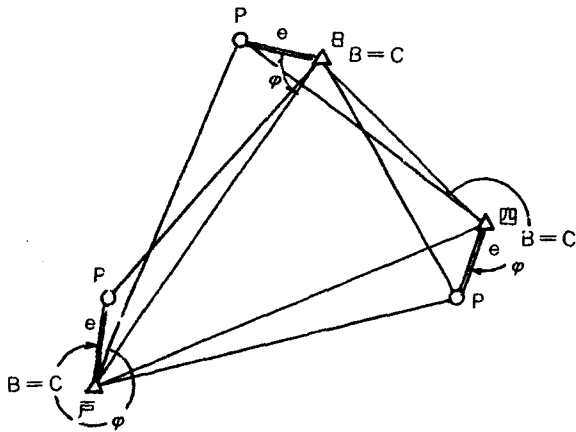
記入例，計算例は次によって下さい。

記入欄のうち，φ（偏心角），e（偏心距離）は，その点の水平角観測手簿上で整理した偏心原子をそのまま転記する。

方向，観測方向角は，水平角観測手簿の中数欄から

転記する。角度は分単位までとする。距離S（対数）は，与点間にあっては記簿又は成果表から，新点は三角形の計算簿から，それぞれ求め，そしてその逆数をのせる。sinαの対数は，αが第3，4象現の場合に負となるので，対数末尾にn表示をして負となっていることを表わしておく。

偏心は，次の4種が考えられその実例は次の通りである。



(a) (B=C) ≠ P の場合

標石中心で観測できるが、測標を偏心しなければならぬ場合である。φ は B に於いて測定する。偏心補正は正方向（この測点での観測角）では B=C なので補正の必要がないが、反方向（相手の点からこの点への観測角）の場合の補正は、補正值の符号を反して加える。

(b) (B=P) ≠ C の場合。これは測点(c)が木影などにあって、他の点からも見えず、また、観測も標石中心で出来ない場合である。

BC が e、φ は B に於ける零方向(3)を基準にして右廻りに測った角である。観測角への偏心補正は、正反両方向に補正值の符号のまま加える。

偏心補正計算

(B=C) ≠ P の場合

Ⅲ 戸 田 測 点

C = 標石の中心
B = 観測点
P = 測標の中心

C=B において

	φ	e
日野原 =	0 0	0 0.26
P =	25 4 0	

方 向 :	日野原	(2)	(1)	四軒家		
観測方向角 =	0° 0'	26° 24'	63° 46'	85° 58'		
360-φ =	360° 0'	333° 36'	296° 14'	274° 02'		
α =	0° 0'	22° 22'	69° 46'	81° 58'		
φ ...	53/44					
e ...	2.55 63	2.87 07	2.27 07	2.27 07		
1:δ ...	2.28 96	6.78 85	6.53 04	6.43 82		← 距離又は三角関数表(5)の値
Sinα ...	0.01 72	0.38 06	0.72 29	0.82 07		
X ...	0.25 25	0.32 78	0.37 86	0.19 10		
=	+ 0	+ 0.2	+ 0.2	+ 0.1	-	-

φ	B で測定の場合	C で測定の場合	P で測定の場合
偏心			
(B=P) ≠ C	正方向・反方向とも符号をそのままにして加える	正方向・反方向とも符号を反して加える	正方向・反方向とも符号をそのままにして加える
(B=C) ≠ P	反方向に符号を反して加える	反方向に符号を反して加える	反方向に符号をそのままに加える
B ≠ (C=P)	正方向に符号をそのままに加える	正方向に符号を反して加える	正方向に符号を反して加える
B ≠ C ≠ P	(B ≠ C) の補正 正方向に符号そのままに加える	(B ≠ C) の補正とも、 (C ≠ P) の補正 正方向、反方向とも符号を反して加える	(C ≠ P) の補正 反方向に符号そのままに加える

表は、φ を C および P で測定した場合のものもあげたが、φ はなるべく B で測定するように一定しておくほうがよい。

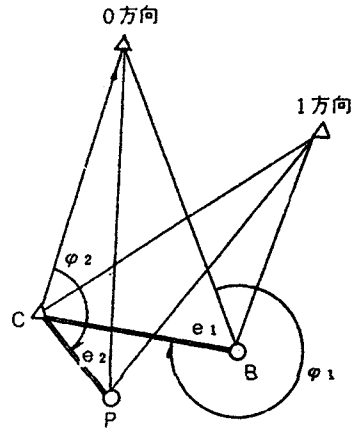
(c) $B \neq (C=P)$ の場合は、標石の中心と測標の中心は一致しているが、視通が悪い為に観測点を移した場合である。 φ は観測点で測り観測角への補正は正方向だけとなり補正値を符号そのままに加える。

(d) $B \neq C \neq P$ は、観測点、標石、測標の中心が各々偏心している場合である。 φ はBにおいて φ_1 、Cに於いて φ_2 を測定し、偏心計算は $B \neq C$ 、 $C \neq P$ を別々におこない、観測角への補正は正方向には φ_1 、 e_1 で計算した値を同符号で加え、反方向は φ_2 、 e_2 で計算した補正値の符号を反して加える。

以上の補正法をまとめると前頁の表のようになる。

6. 平均計算

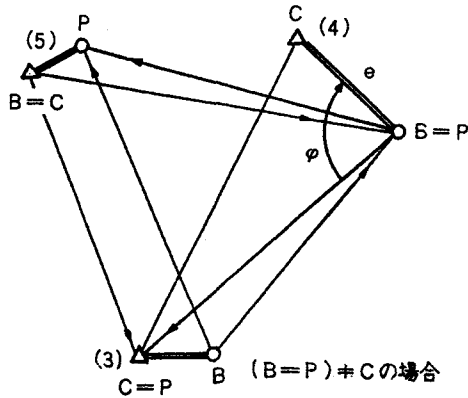
四等三角測量の平均計算には座標略平均法が最近まで用いられてきたが、電子計算機の導入と共に、三等三角方式による座標平均法、任意図形による網平均法と変ってきた。



ここでは従来の座標略平均法で実務的に書くこととする。ここにいう座標平均とは、平面直角座標系(新)に属する3~5個の与点から構成する1求点の三角網について、正、反の観測方向角と三角形の計算から求めた近似平均距離を用いて、各与点から求点の座標を計算し、その平均座標を求める方法である。

平均計算に使われる記号は次の通りである。

- x_1, y_1 : 与点の平均座標
- x_2', y_2' : 求点の近似平均座標
- x_2, y_2 : // 平均座標
- T_1 : 与点から求点に対する観測方向
- T_2 : 求点から与点
- T_2' : 求点に於いて零方向の標定誤差を取除いた与点に対する観測方向角
- T : 与点又は求点から求点又は与点に対する観測方向



(b) $(B=P) \neq C$ の場合 (4) 測点

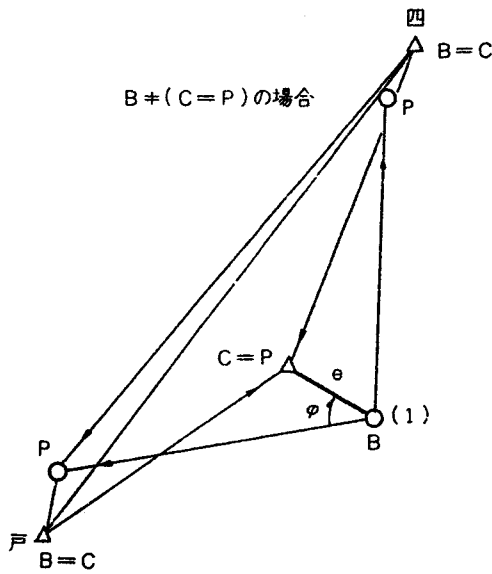
C = 標石の中心
B = 観測点
P = 測標の中心

B=Pにおいて

	φ	e
(3) =	0 0	0" 0.65
C =	25 30	

方 向 :

	(3)	(5)				
観測方向角 =	0° 0'	58° 40'				
$360^\circ - \varphi$ =	272 30	376 30				
α =	272 30	331 10				
ρ'' ...	5.3144					
e ...	2.8129	4.1273				
$1:S$...	1.6745	1.6946				
$\text{Sin} \alpha$...	0.99874	0.82951				
X ...	0.80954	0.49124				
=	- 6"	- 3"				



角の近似平均値

t_0 : 与点から求点に対する平均方向角 (投影平面上の平面角を表わす)

n : 片方向を除いた正反両観測のできる方向数

S' : 三角形の計算で求めた、与求两点間の回転楕円体上の近似平均距離 (球面距離)

s : 投影平面上に於ける与求两点間の平面距離

$$s = S' \div (S : s) \text{ 又は } \log s = \log S' - \log (S : s)$$

球面 (回転楕円体面) で測った距離、即ち実測距離は球面上の距離であるため、そのままでは計算が複雑で平面三角法だけでは解けない。従って図面えの展開がやかいかである。そこで球面 (平均海面) 上の値を更に座標平面上の値に補正する必要がある。この補正値を $S : s$ (エスパイエス) という。Sは球面上の距離、sは平面上の距離である。我が国では全国を新平面直角座標系によって17系に分けているので、各都道府県の所属する座

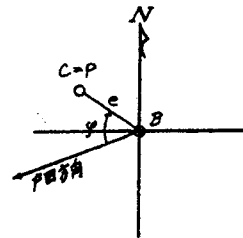
B ≠ (C=P) の場合

(1) 千代田 測点

C = 標石の中心
B = 観測点
P = 測標の中心

Bにおいて

	φ	e
戸田 =	0° 0'	127.772"
C =	47° 6' 32"	



方 向 :	戸田	(2)				
観測方向角 =	0° 0' 0"	32° 32' 22"				
360° - φ =	315° 41' 56"	315° 41' 56"				
α =	315° 41' 56"	318° 38' 22"				
J'' ...	537.443					
e ...	1.14 426	1.42 469				
1 : S ...	4.53 459	4.72 109				
$\text{Sin} \alpha$...	9.84 412	9.27 569				
X ...	2.79 531	2.40 741				
=	424"	274"				

標系を調べて、その原点緯度により $S : s$ の表から任意のY座標に応じて $S : s$ の対数を求めて球面距離の対数に加減する。

S : 回転楕円体面上の与求两点間の平均距離で、 s の真数に対しては $(S : s)$ を乗じ、 $\log s$ には $\log (S : s)$ を加えて求める。

以下計算しやすいように座取りされた計算簿 (図を参照) に従って計算しながら説明する。与件の T_1 は、各与点から求点 (2) に対する観測方向角を水平角観測記簿から転記する。水平角記簿上で、求点の観測方向角の

うち零方向に対する標準角として、平均計算の結果求めた平均方向角を用いることは前述した。従って平均計算に用いる方向角 T_2 は、零方向とした与点 (戸田) から求点 (2) の観測方向 $(47^\circ 6' 32'') + 180^\circ$ を仮りの標準角とし $(=227^\circ 6' 32'')$ 秒数のみを T_2 欄に記入し、他の方向に対しては、求点に於ける各方向の中心の観測角に仮の標準角を加えた角 (例えば日野原は、 $131^\circ 32' 50'' + 227^\circ 6' 32'' = 358^\circ 39' 22''$) を秒位のみ (22'') 記入する。この T_2 の度分位は観測方向角の度分位と一致するはずであるから、 T_2 は秒数のみを記載するのである。一致し

原点緯度 36°

y_1+y_2	$s : S$ の 対 数	y_1+y_2	$s : S$ の 対 数
km		km	
25.4	-	43	183.3
38.0		42	185.3
46.8		41	187.3
54.2		40	189.3
			191.2
60.7		39	193.2
66.6		38	195.1
72.0		37	197.0
77.0		36	198.9
81.7		35	200.8
86.2		34	
90.4		33	202.6
94.4		32	204.5
98.3		31	206.3
102.0		30	208.1
			209.9
105.6		29	211.7
109.1		28	213.4
112.5		27	215.2
115.8		26	216.9
119.0		25	218.6
122.1		24	
125.1		23	220.3
128.0		22	222.0
130.9		21	223.7
133.7		20	225.3
			227.0
136.5		19	228.6
139.2		18	230.3
141.9		17	231.9
144.5		16	233.5
147.1		15	235.1
149.6		14	
152.1		13	236.7
154.5		12	238.2
156.9		11	239.8
159.3		10	241.4
			242.9
161.6		9	244.4
163.9		8	246.0
166.1		7	247.5
168.4		6	249.0
170.6		5	250.5
172.8		4	
174.9		3	252.0
177.0		2	253.4
179.1		1	254.9
181.2	-	0	256.4

ない場合は角度の小さい分位に合わせるように秒数を変える。

次に正反観測値の近似平均角を次式で求める。

$$Z = -\frac{1}{n}(\Sigma T_1 - \Sigma T_2) \textcircled{A} \frac{1}{4}(95'' - 117'') \div -6''$$

$$T_2' = T_2 + Z \textcircled{B} (\text{戸})(2) \rightarrow 32'' - 6'' = 26''$$

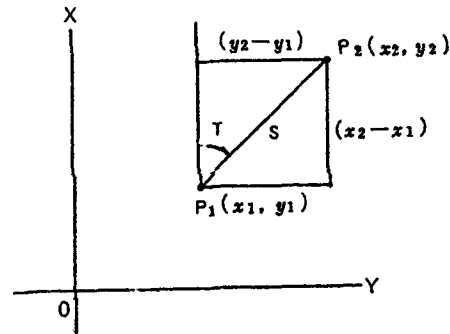
$$T = \frac{1}{2}(T_1 + T_2') \textcircled{C} (\text{日})(2) \rightarrow \frac{4'' + 16''}{2} = 10''$$

ただし正または反の方向角が欠けた場合は、この相手にあたる反または正の方向角を ΣT_2 または ΣT_1 に算入してはいけない。しかし T_2' を求める場合は、 T_2 の全方向について標定誤差を補正しなければならない。

各与点から出した近似平均方向角 T と三角形の計算で求めた近似平均距離 S' を使い、与求点の座標差を計算して、各与点の座標値に加用すれば、求点の座標が求められる。

つまり図において

与点 P_1 の座標値を x_1, y_1 平面距離を s 、観測方向角を T とすれば、求点 P_2 の座標値 x_2', y_2' は次式で計算できる。



$$\left. \begin{aligned} x_2' - x_1 &= s \cos T \\ y_2' - y_1 &= s \sin T \end{aligned} \right\} \begin{aligned} x_2' &= x_1 + s \cos T \\ y_2' &= y_1 + s \sin T \end{aligned}$$

となる。

ところが、ここでの座標計算で用いる T と S' は回転楕円体上の球面角であり球面距離である。そこで方向角についてはさほど問題とならないが、距離についてはまずこれを平面距離に直して座標計算しなければならない。球面距離 S を平面距離 s に直すには、その点が属する座標系（本誌 28 号 P80 参照）に応ずる $s : S$ 表を用いて (y_1+y_2) を引用として補正数を求める。（ $s : S$ 表を抜すいしてのせたので計算例で使用され度い）ただしこの場合 y_2 は概算を使い (y_1+y_2) を 0.1^k の位まで求めて用いる。

$$\text{球面距離から平面距離 } \log S + \log s / S = \log s$$

$$\text{平面 } \quad \quad \quad \text{球面 } \quad \quad \log s - \log s / S = \log S$$

したがって前式から

$$\log(x_2' - x_1) = \log s + \log \cos T$$

$$= \log S + \log s / S + \log \cos T$$

$$\log(y_2' - y_1) = \log s + \log \sin T$$

$$= \log S + \log s / S + \log \sin T$$

平均計算例
四等三角点の縦横線

		(Z)				点の平均	
		与件					
計算		T ₁	T ₂	T ₃	T	方向角の略平均	T ₁ : 与件点(1)と新点(2)の観測方向角 ZはZ
(イ)(Z)	=	47° 6' 22"	22° 26'	27°			
(ロ)(Z)	=	172° 29'	22° 16'	10°		$Z = \frac{1}{2}(\Sigma T_1 - \Sigma T_2)$	
(ハ)(Z)	=	224° 42'	10° 4'	4°		$T_2 = T_1 + Z$	T ₂ : 新点(2)と旧点(1)の観測方向角 ZはZ
(ニ)(Z)	=	227° 20'	42° 46'	47° 42'		$T = \frac{1}{2}(T_1 + T_2)$	Yの観測方向角ZはZ
(ホ)							
$\Sigma T_1 =$		95	117	32			
$\Sigma T_2 =$		117					
$nZ =$		-22			$Z = \frac{1}{2}(95 - 117) = -6$		
Z		6					

		(イ)	(ロ)	(ハ)	(ニ)	(ホ)	座標の中等誤差
T	=	47° 6' 29"	172° 29' 10"	224° 42' 4"	227° 20' 42"	227° 20' 42"	$\delta x = x_2 - x_1$ $\delta y = y_2 - y_1$
Δy	S: S...	-	26	-	25	-	δx p p δx^2
Δx	S...	227/567	222/676	222/202	227/906	227/906	1 1 1
	sin T...	9264 890	207/227	9956 570 m	9947 272 m	9947 272 m	-2 1 2
	cos T...	4822 902	9999 890 m	9629 167 m	9666 616	9666 616	-2 1 4
	$y_2 - y_1$...	2096 299	1674 526	2259 160 m	2226 729 m	2226 729 m	-4 1 16
	$x_2 - x_1$...	2064 440	222/558 m	222/228 m	222/506	222/506	-4 1 16
	$y_1 + y_2$	770 ^{cm}	782	801	800	800	-4 1 16
	$\Sigma(p\delta x^2) =$						20
	$m_x = \sqrt{\frac{\Sigma(p\delta x^2)}{\Sigma p(n-1)}}$						± 1.6 cm
	δy						p p δy^2
	$\Sigma(p\delta y^2) =$						102
	$m_y = \sqrt{\frac{\Sigma(p\delta y^2)}{(n-1)\Sigma p}}$						± 2.9 cm
	$\tan \alpha$	0.03/959	222/228 m	222/228	222/225 m	222/225 m	
	$\alpha =$	47° 6' 22"	172° 29' 10"	224° 42' 4"	227° 20' 42"	227° 20' 42"	± 1.9 cm
	$(x_2 - x_1) \cos \alpha$...	2096 299	222/558 m	2259 160 m	2226 729 m	2226 729 m	
	$\cos \alpha$...	9264 278	9999 890 m	9956 566 m	9947 265 m	9947 265 m	
	S: S...	+	26	+	25	+	+
	S...	227/567	222/202	222/202	227/906	227/906	

よって

$$y_2' = y_1 + (y_2' - y_1) \quad x_2' = x_1 + (x_2' - x_1)$$

このようにして3~5方向から求点の座標を求め、各与点から求められた座標について各方向とも正反観測した場合、又は各方向とも正の片方向観測のみによる場合は、同一重量の観測として算術平均値を求める。そうでないある方向については正反、ある方向については片方向観測といった場合には正反観測の重量を1とすれば、片方向観測の重量を $\frac{1}{2}$ として考える。この重量平均をもって求点の座標値とする。これを計算式で表わせば、

$$y_2 = \frac{\sum P y_2'}{\sum P} \quad x_2 = \frac{\sum P x_2'}{\sum P}$$

ただしPは観測の重量

以上で求点の平均座標が決定した。

そこで次の計算は、今迄計算で用いてきたTとS'ではなく、新しく計算された平均座標に合致する平均方向角と平均距離sを次式で求め、そして距離は回転楕円体上の距離にもどしておく。

$$\log \tan t_0 = \log(y_2 - y_1) - \log(x_2 - x_1)$$

$$\log S = \log(y_2 - y_1) - \log \sin t_0 + \log(S : s) \dots (i)$$

$$\log S = \log(x_2 - x_1) - \log \cos t_0 + \log(S : s) \dots (ii)$$

t_0 を求める場合 $(y_2 - y_1)$, $(x_2 - x_1)$ の符号によって象限が決まるので、図の t_0 角の象限を使う。例えば、四(2)に於いてまず $\log \tan t_0 = 0.327381$ に相当する $t_0 = 64^\circ 48' 0''$ を求めたうえで $(y_2 - y_1)$, $(x_2 - x_1)$ の符号が (-), (-) であることから、この t_0 に 180° を加えて $t_0 = 244^\circ 48' 0''$ が求められる。これによって平均方向角が決定された。

t_0 角の象限

$y_2 - y_1$	$x_2 - x_1$	象限	t_0
+	+	I	t_0
+	-	II	$180^\circ - t_0$
-	-	III	$180^\circ + t_0$
-	+	IV	$360^\circ - t_0$

次に距離計算であるが、計算は前式の(i), (ii), いずれを用いてもよいが、座標差の絶対値の大きい方(例戸(2)では $\log(y_2 - y_1) - \log \sin t_0 + \log S : s$ を使い、日(2)では $\log(x_2 - x_1) - \log \sin t_0 + \log S : s$ を使っている)で求める。

以上で座標平均計算の目的は達し、次いで座標誤差を計算して、平均座標がどのくらい確かであるかを検討しなければならない。それを数値で表わすのが、この自乗平均誤差の計算である。この計算式は次式で表わされる。

$$\delta_x = x_2 - x_2' \quad m_x = \pm \sqrt{\frac{\sum (P \delta x^2)}{(n-1) \sum P}}$$

$$\delta_y = y_2 - y_2' \quad m_y = \pm \sqrt{\frac{\sum (P \delta y^2)}{(n-1) \sum P}}$$

δ_x は式を見ても判るように、X座標の x_2 から個々の方向の x_2' を減じた値である。 δ_y についても同様である。

以上の計算式で求めた座標誤差は ± 5 cm 以上にはならないだろう。

計算を終った平均結果は水平角記簿に次のように整理する。

求点の水平角記簿には、

x_2, y_2 を X, Y として転記する。

平均方向角欄にはそれぞれの t_0 に 180° 加えた値、及び $\log S$ を該当欄にそれぞれ記入する。

各与点の記簿には、

求点方向の平均方向角 t_0 及び $\log S$ を該当欄にそれぞれ記入する。

7. 三角点の垂直位置(高さ)を決めるのは水準測量でレベルを用いて直接測定をすれば良い精度が得られて理想的であるが、山岳地帯ではそうもいかない。従ってある程度の誤差は止むを得ないとして簡易に標高を決める方法が間接水準測量である。

三角点で観測した2点間の鉛直角と、座標平均計算で求めた2点間の平均距離を用いて、三角法的に高低差を求める方法を一般に用いている。

計算に用いる与件、観測件並びに求件は次の通りである。

与件

H_1 : 与点の標石上面の標高(成果表から転記)

S : 与求2点間の平均距離(対数5桁)

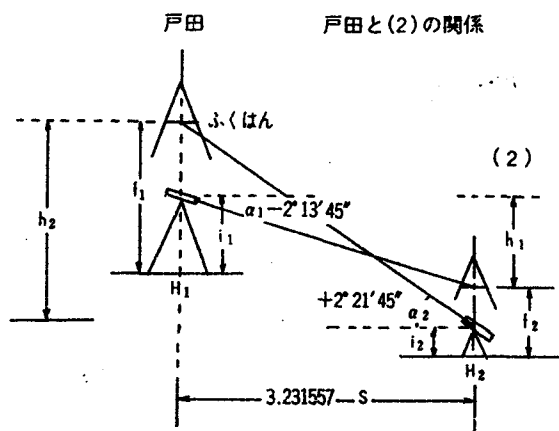
K : 地球の曲率及び気差から起る高さに関する理論誤差。(両差という) Sを引数として両差表を使って補正するが、正、反方向から観測した場合は補正を必要としない。

観測件

α_1 : 与点から求点に対する高度角(正方向)

α_2 : 求点から与点 " (反方向)

i_1 : 与点に於ける標石上面から望遠鏡までの高さ



四五等高低計算

(1) 式

(2) 式

既知点1:	戸	戸			
求点2:	(2)	(2)			
	正	反			
$\alpha_1 =$	-212.45	-	-	-212.45	-
$\alpha_2 =$	-	-221.45	-	+221.45	-
$\alpha =$	-212.45	-221.45	-	-217.45	-
S...	3.23156	2.22156	水平記号	3.23156	
tan α ...	0.57424	0.61551		0.40205	
h...	1.82180	1.34704		1.29461	
既知点H ₁ =	222.22	222.22	成果値	222.22	
高低差h=	-16.34	-20.35		-18.33	
両器差k=	+0.20	-0.20			
補高i=	+1.39	+1.19		+2.80	$+\frac{1}{2}(i_1+i_2)$
測高f=	-2.89	+2.20		-2.04	$-\frac{1}{2}(f_1+f_2)$
求点H ₂ =	205.68	205.77		205.65	

四等 (鉛直角) 観測手簿

三等測点 戸田				月 日 天候	風 測器	観測者	
時分	望遠鏡	視準点 名称及び番号	目標	遊標		平均	結 果
				度	A		
	γ	(2)	A	215.0	16.0		$r-l=2Z = 184.27.20$ $Z = 92.13.65$ $\alpha = 212.45$
				15.0	16.0	215.30	
	Q			177.48.0	48.0	177.48.0	
				48.0	48.0	180.0.00	
器の構造によつて天頂距離 (鉛直線の天頂を基準とした角距離 θ → 180° まで)。 または高度 (水平線を基準とした仰角 θ → 90° まで) と俯角 θ → 90° まで θ を測るようになってくる。							$r-l=2Z =$ $Z =$ $\alpha =$

四等 (鉛直角) 観測手簿

四等測点 (2) 大山				月 日 天候	風 測器	観測者	
時分	望遠鏡	視準点 名称及び番号	目標	遊標		平均	結 果
				度	A		
	γ	戸田	A	257.40.0	40.0		$r-l=2Z = 175.16.20$ $Z = 87.58.15$ $\alpha = +221.45$
				40.0	40.0	257.40.0	
	Q			182.27.0	27.0	182.27.0	
				27.0	27.0	182.27.00	
							$r-l=2Z =$

四等三角測量簿第一号用紙

- i_2 : 求点に於ける //
- f_1 : 与点に於ける視準位置までの高さ
- f_2 : 求点に於ける //

求 件

- $\Delta h = \text{Stan} \alpha$: 与求 2 点間の高低差 h_1, h_2
- H_2 : 求点の標石上面の標高

以下計算例参照

8. 経緯度計算

三角点の水平位置を表わす 1 つの方法として経緯度 (B, L) がある。通常我々の用いる大縮尺図を作る為には、経緯度座標よりも平面座標の方が便利であるが、経緯度座標がまったく不必要ともいえないので、一応計算例だけのせることにする。

9. 測量成果と測量記録

測量成果は、測量の最終の目的として得た結果である。三角点の成果表は、現地に設置された測量標の中心の位置を数値で表わしたものであり、その他の成果は図によって表わされるものである。測量記録は、測量成果を得る過程において作成されるもので、手簿、記簿、計算簿、点の記、網図、その他の図表、及び写真などである。

次に示すのは成果表の一例である。成果表は記述を簡明にするために、記号が用いられている。それらの記号があらわす意味を次に述べる。

座標系Ⅷ—平面直角座標系 (本誌28号P80表4参照)

に於けるこの点の所属する 8 系を示して

(球差+気差) = 両差 K の表

log S	S	k	log S	S	k
	m	m		m	m
		+0.00			+0.18
2.432 59	270.8	.01	3.216 69	1 647.0	.19
2.671 15	469.0	.02	3.228 13	1 690.9	0.20
2.782 08	605.6	.03	3.238 99	1 733.7	.21
2.855 14	716.4	.04	3.249 33	1 775.5	.22
2.909 72	812.3	.05	3.259 20	1 816.4	.23
2.953 29	898.0	.06	3.268 64	1 856.3	.24
2.989 57	976.3	.07	3.277 69	1 895.4	.25
3.020 64	1 048.7	.08	3.286 38	1 933.7	.26
3.047 82	1 116.4	.09	3.294 73	1 971.2	.27
3.071 97	1 180.2	0.10	3.302 78	2 008.4	.28
3.093 70	1 240.8	.11	3.310 53	2 044.2	.29
3.113 46	1 298.5	.12	3.318 02	2 079.8	0.30
3.131 56	1 353.8	.13	3.325 26	2 114.8	.31
3.148 28	1 406.9	.14	3.332 26	2 149.1	.32
3.163 79	1 458.1	.15	3.339 05	2 183.0	.33
3.178 27	1 507.6	.16	3.345 63	2 216.3	.34
3.191 85	1 555.4	.17	3.352 02	2 249.1	.35
3.204 63	1 601.9	.18	3.358 22	2 281.5	0.36
3.216 69	1 647.0		3.364 26	2 313.4	

$$\text{摘要 (1) 球差} = \frac{S^2}{2r}, \quad \text{気差} = -\frac{kS^2}{2r}$$

$$S = \text{距離}, \quad k = 0.1329, \quad r = 6370 \text{ km}$$

$$(2) K = +\frac{0.434}{r} S^2$$

る。

四等三角点、(玉)、(2)、大山—これはこの点の等級 (1~5 等)、冠字 (三角点を設置した技術者又は受託会社の定められた略号で例の(玉)は玉野測量を示す) であり、また(2)は三角点を選定した順番である。大山は三角点の名称である。

標石番号—1~3 等三角点には殆んど付いていない

が、四等三角点、多角点には付けられている。

B, L—Bは緯度, Lは経度で、経緯度原点に基づいて回転楕円体の表面上で計算した三角点の測地学的座標であり北緯, 東経で表わしている。

縮尺係数—回転楕円体上にあるその点附近の距離 (真数) にこの数を乗ずれば、その点の属する平

经纬度计算例
四等经纬度计算

計算順序	与点 1 : 求点 2 :	予田 (Z)	四軒家 (Z)		
1	真北方向角 γ_1 1= 方向角 $T_{1.2}$ 1.2= $T_{1.2} - \gamma =$ 方位角 $T_1 =$	- 0 14 18 47 6 22 47 20 41	- 0 15 28 244 48 0 245 2 28	水平角計算の標準 ①	方位角の注記
3	与真緯度 $B_1 =$ $+b =$ $B_1 + b =$ $-d =$	25 1 42.110 27.478 25 235 591	25 2 2.088 27.487 25 235 591	水平角計算の標準 ②	① + ②
7	求真緯度 $B_2 =$	25 235 591	25 235 591	③	② + ③
2	引数 B_1 (1) ... $S \dots$ $\cos T_1 \dots$ $b \dots$ $=$	8511 256 2221 557 9230 965 1472 728 + 27.478	8511 254 2203 029 9225 022 2429 291 - 27.487	緯度計算表の①, ②, ③ ④	④ + ⑤
4	引数 $B_1 + b$ (2) ... $S \dots$ $\sin T_1 \dots$ $C \dots$ $\tan(B_1 + b) \dots$ $l \dots$ $=$	8509 202 2221 557 9266 549 1267 449 9265 924 1452 222 + 28	8509 203 2203 029 9257 602 1259 212 9256 924 1415 736 - 41	緯度計算表の①, ②, ③, ④ ⑤	⑤ + ⑥
5	$1 : \cos(B_1 + b) \dots$ $l \dots$ $=$	1467 449 0066 045 1467 442	1259 212 0066 045 1256 677 - 71291	⑦ + ⑧ ⑧	⑦ + ⑧
6	引数 $B_1 + b$ (3) ... $cl \dots$ $d \dots$ $=$	43865 20607 76672 + 0.002	43865 22856 77721 + 0.006	⑨	⑨ + ⑩
8	$180^\circ + T_1 =$ $+ l =$ 求真方位角 $T_2 =$ 方位角	227 20 41 28 227 21 9 227 21 9	65 2 28 41 65 2 47 65 2 47		
9	与真緯度 $L_1 =$ $+ l =$ 求真緯度 $L_2 =$	128 56 55.224 + 49.462 128 56 41.786	128 56 56.670 - 71.091 128 56 46.787	水平角計算の標準 ⑪	⑪ + ⑫
10	$T_2 =$ 方向角 $2.1 =$ 真北方向角 $2 =$	227 21 9 227 6 22 - 0 14 46	65 2 47 66 48 0 - 0 14 47	水平角計算の標準 ⑫	⑫ + ⑬

(注) 1. \square は水平角測量の標準から計算した計算前に入力した合添記の値を繰り出す
2. T_1 は $45^\circ 10' 22''$ の $1/5''$ の進み方向の誤差を修正した値とする
3. b, c, d の値は T_1 の真値に F_1 の符号を付し、 l の符号を付す

座標系	VIII	四等三角点 (五) (乙) 大山										標石 金属標	番号 ()	地上 地下 原上	カード 番号
B =	35	Z	35	585	縮尺係数	X =	106	029	029	1/10万					
L =	138	55	44	786	= 0.999919	Y =	39	143	36	1/5万					
						H =			205.66	部号				部	
									柱石長						
視準点の名称		平均方向角			観測秒	距離の対数			備考						
		真北方向角	-	0	14	46	平面への化数 (6位対数末位)	-		35					
I/五		四軒家	46	48	0			3.302	029						
Z/IV	(1)	千代田	117	30	58			3.278	899						
3/III		戸田	227	5	23			3.231	557						
4/II		日野原	358	39	14			3.303	703						

面直角座標系上の平面距離（真数）となる係数である。

X, Y — その点の平面直角座標

座標計算の x_2, y_2 が X, Y である。

H — 標高である。高程計算で出された値が入る。

真北方向角—三角点の X 座標の正軸（その点の属する平面直角座標原点を通る子午線に平行な線の北方）からその点を通る子午線までの方向角である。座標原点から東にある三角点の真北方向角は負で、南にある場合は正を表わす。数値は経緯度計算で算出されたものを記入する。

視準点の名称—その点（大山）からの関係する三角点の名称である。

平均方向角—その三角点から北（座標軸の北を基準にした）から右廻りに関係三角点への角度である。座標計算の $\theta_0 \pm 180^\circ$ したものを記入す

る。

距離の対数—その点から関係する三角点までの回転楕円体面上の弧長を対数で表わしたものである。

平面への化数（6位対数末位）—縮尺係数を対数で表わしたもので、例えば大山の -35 は 6 位対数末位と書いてあるから -0.000035 のことである。球面距離は平面距離にすると、

点	間	球面距離	平面距離
		-35	
(2)	— 四軒家	3.303 029	3.302 994
"	(1)千代田	3.278 899	3.278 864
"	戸田	3.231 557	3.231 522
"	日野原	3.303 703	3.303 668

となる。

河 川 協 議

——水利権取得の事例紹介と解説（その1）——

川 又 政 罔* 荻 原 恒 躬*
千 賀 裕 太 郎* 大 尾 峰 雄*

はじめに

今号より始めるシリーズ“河川協議”は、最近許可処分された農業水利権の事例を紹介し、解説するものである。

昨今、水資源は極めて貴重な資源となり、国際的にも「国連水会議」が開催（52年3月14～25）日されるなど、その関心が著るしく高まっている。こうした中において、土地改良事業等を通じて行われる農業水利の合理化新規利水の設定にかかる水利権の取得のための、いわゆる河川協議の経緯をたどると、担当者の労若のあとがよく伺える。

水利権の申請者は、必要とする取水量の根拠を土地改良事業計画に基づく水利計算によって明らかにする一方、河川管理者は水利権を許可するに当たり、「水利使用規則」によって、一定の条件を付して処分を行うこととなる。申請から許可（国が申請者の場合は河川法第95条により「協議」）までの河川協議の流れは大きく分けて予備協議、本協議及び35条協議の三段階に分かれるが、これらの協議は、膨大な資料による検討と密な判断の積み上げが必要なので、その期間は数年に及ぶことが多く、ここ一年間に処分された地区の平均処理年数は予備協議を除いても約4年の長期となっている。

これまで、通達覚書等を中心に一般的な事務取扱いを解説した「農業水利のための河川協議の手引」（1973年版）が発行されており、これに準拠しつつ実態に即して実務が行われている。ここで取りあげる事例を直接的に模倣すべきでないことは言うまでもないが、幅広く事例を研究することの意義は大きいと思われる。水利権取得の過程は、いわば水利調整の一つの形態に他ならない。したがって地域の水文、水理条件に加えて、歴史的に形成されている水利秩序など大量かつ複雑な情報の整理と関係者間の交渉が水利協議の実務内容となる。他地区の事例の紹介が、一般原則とともに幅広い応用力を身につけて実務にあたることのできるよう研鑽を深める一助となれば幸いである。

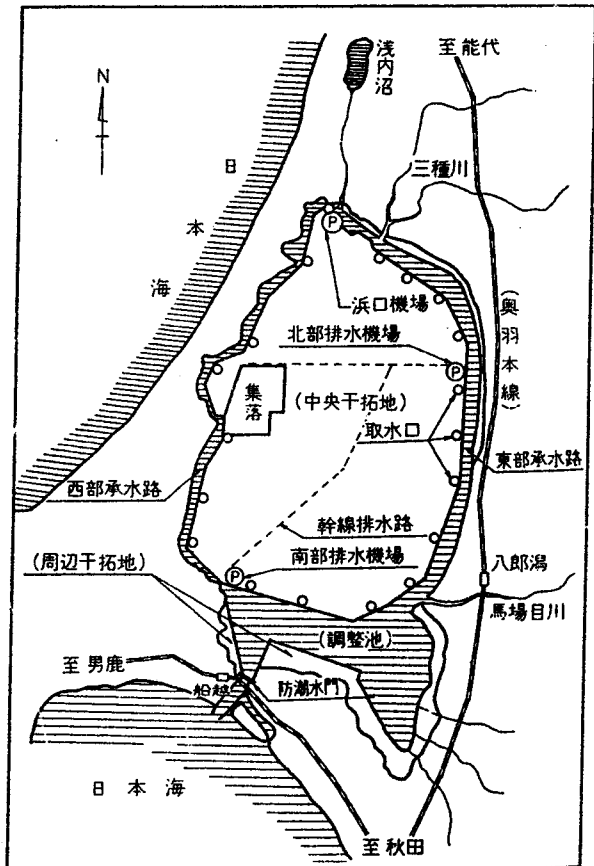
I 八郎潟干拓（二級河川 馬場目川）

1 事業の概要

八郎潟は秋田市の北方約20kmに位置し、東西12km南北27kmの総面積22,074haの半かん湖で、琵琶湖に次ぐ日本第二の湖であった。水深は最深部で4.5mに過ぎず、湖底は平坦で大部分が軟弱な泥土で覆われており、湖岸の各所では古くから小規模な干拓や埋立が行われてきた。

八郎潟の干拓計画は、安政年間以来数次にわたり企画されたが、ようやく昭和32年農林省の計画により着工の運びとなったものである。

本事業は、八郎潟22,074haのうち中央の15,660ha及び周辺1,558haを干拓し、残余の水面は調整池、承水路と



図一 八郎潟干拓事業概要図

* 構造改善局企画調整室

するもので、調整池は防潮水門により外海から遮断し淡水化して干拓地の用水源とするともに、潟流域（880 km²）からの流出水を一時調節し日本海に排除するものである。地区内のほ場は60haを標準区画とした大型機械利用の合理的な営農作業が行えるものとし、また集落整備については入植者の生活環境の整備に重点をおいた住宅及び各種施設の建設を行ったものである。

用水系統は中央干拓と周辺干拓に区分される。中央干拓は延長52kmの堤防で囲まれ、かんがい用水は堤防に設けられた取水工により取入れ、全延長96kmにおよぶ幹線水路により供給される。また、周辺干拓は21工区に区分され、そのかんがい用水はポンプ又は自然流入方式により調整池及び承水路より取水される。

2 水利協議の経緯

本地区の水利権を取得するまでの協議経緯をまとめると、次のとおりである。（表-1）

3 水利権の内容

(1) 水利使用規則の内容を抜粋すれば次のとおりとなっている。（表-2）

第3条（取水量等）取水量及び排水量は次の表のとおりとする。

ただし、取水量は作付計画により算出される必要水量の範囲内とする。

表-1

年月日	項目	協議先	摘要（内容等）
33.	予備協議	県土木部、建設省	干拓事業計画に伴う水利権取得について
42.3.28	95条協議 （協議書提出）	（農林大臣→建設大臣）	「二級河川馬場目川の流水及び河川敷地の一部占用並びに工作物の設置の協議」
43.5.16	認可申請	（県知事→建設大臣）	42.3.28 付農林大臣からの協議の認可申請（河川法第79条第2項）
51.6.22	35条協議	（建設大臣→農林大臣）	
51.6.26	〃（回答）	（農林大臣→建設大臣）	
51.6.30	協議同意	（県知事→農林大臣）	水利権の確定（水利使用の許可）

表-2 ① 取水量

期間等	初期かん水期（中央）及び代かき期（周辺）	かんがい期	非かんがい期	かんがい面積（ha）
取水口の位置	中央干拓 5/1～10 周辺干拓 5/11～20	中央干拓5/11～9/10 周辺干拓5/21～8/31	中央干拓9/11～4/30 周辺干拓9/1～5/10	
(中央干拓)	最大取水量	最大取水量	最大取水量	
西部承水路左岸 H-1	2.209 m ³ /s	3.103 m ³ /s	0.300 m ³ /s	
西部承水路左岸 H-2	1.838	2.145	0.300	
・	・	・	・	
・	・	・	・	
・	・	・	・	
小計（取水口19ヶ所）	31.907	39.757	8.000	
	初期及びかんがい期年間総取水量		42,770万m ³	
(周辺干拓)	5.892	4.711	0.441	
小計（取水口24ヶ所）	代かき期及びかんがい期年間総取水量		4.140万m ³	
計	37.799	44.468	8.441	
	年間総取水量		46,910万m ³	13,884.2

表-3 ② 注水量

注水口の位置	注水量	備考
西部承水路浜口揚水機場	7.0m ³ /s	西部承水路水位を常時+0.35mに維持するための注水である。
〃 南部 〃	3.5m ³ /s	
計	20.5	

表-4 ③ 排水量

排水口の位置	排水量
三種川（東部承水路）北部排水機場等8排水口	最大排水量 82.08m ³ /s

第4条（かんがい用水の貯留の条件）調整池（東部承水路を含む。）におけるかんがい用水のため

の貯留は、次のとおりとする。(表-5)

2 西部承水路の常時満水位は、E.L. +0.35mとする。

(2) 使用水量の算出根拠は、次のとおりである。

- ① 単位用水量(表-6)
- ② 作期と水利権の期別(表-7)
- ③ 水源計画

中央干拓及び周辺干拓地で使用される用水は、蒸発散量を除き全て排水路から調整池へ排水され、再びかんが

表-5

区分	期間	水位(E.L.)	摘要
常時満水位		+1.00m	
制限水位	7月1日~8月10日	+1.00m	
	8月11日~9月10日	+0.70〃	
	9月11日~9月30日	+0.50〃	
最低水位		-0.20m	

表-6

区分	期間等 初期かん水期(中央) 又は代かき期(周辺)	6月		7月		8月		中干し後	摘要			
		上旬	中	下	上	中	下			上	中	下
へドロ地盤	最大(mm)	7.3	9.3	8.1	10.0	11.4	9.6	9.8	8.5	7.8	中央干拓 25	6月~8月は 実測値(12点)
	平均(〃)	5.7	6.0	6.1	6.3	6.7	7.6	6.4	6.3	5.3		
砂地盤	最大(〃)	11.5	15.0	16.4	22.2	27.8	23.0	25.3	28.6	10.0		6月~8月は 実測値(7点)
	平均(〃)	8.0	9.4	9.9	10.1	10.8	11.3	10.4	10.4	6.3		

表-7

区分	期間	5月			6月			7月			8月			9月			10月~4月
		上旬	中	下	上	中	下	上	中	下	上	中	下	上	中	下	
中央干拓 (直播方式)	作期	初期かん水期			普通かんがい期												
	水利権の期別区分	初期かん水期(5/1~5/10)			かんがい期(5/11~9/10)									非かんがい期			
周辺干拓 (移植方式)	作期	代かき期			普通かんがい期												
	水利権の期別区分	代かき期(5/11~5/20)			かんがい期(5/21~8/30)									非かんがい期			

い用水として利用される循環方式なので、次式の関係が満足されるよう用水計画がなされている。

貯水量+流入量-蒸発散量-海洋への流出等≧全用水量

4 解説

(1) 協議の経過に見られるように、予備協議開始から20年近く、本協議に入ってから約10年の期間を要している。八郎潟大干拓地区における水利権取得が如何に大へんなことであったかが伺える。

ここでは、協議の過程で主に長期にわたり問題となった事項を中心に解説することにする。

① まず、船越水道における防潮水門を兼用工作物(河川法第17条)とするか、農業の専用施設とするかについての議論が当初中心となっていた。結果的には水利権の取得とは別扱いとし、事業完了後においてなお引続き協議することになった。

② 冬期用水は水路維持用水として水利権設定されたが、協議の過程で建設省は「実態上取水に支障がないので、自由使用の方向で検討したい(49.2.4)」旨の発言がなされ、許可水利とは区別して処分する方向が出された。しかし、「自由使用」とは、一般公衆が河川管理者の許可等の処分によることなく、自由に行い得る使用を言うが、「その使用について使用者に何らの権利が生ずるものではない(遂条河川法 P.114)」とされており、洗濯、水泳などと同等のものとしての位置づけにとどまるものである。したがってその後の協議において、冬期用水の水路維持機能等の重要性を明らかにするとともに、許可水利権とするよう主張し、合意に達したものである。

③ 中央干拓地における普通期最大取水量は、中干し後の減水深(25mm)で設定されたが、河川管理者は従

来例がないと主張した。これについては、「ほ場整備に関する技術方針」（農業土木試験場土地改良部）を根拠としていることを説明し、そのとおり処理されたものである。

④ 総取水量表示に関しては、「覚書」（50.10.13）の趣旨に沿って処理された。

⑤ その他、河川管理者から色々と資料及び説明の要求があり、これらに対する協議が行われてきたものである。

(2) 水利使用規則に表示された総取水量は、次式によって算定されている。

面積×減水深×期間×ロス(1/0.85)－有効雨量

ここでの減水深は、各期間（初期かん水期、代かき期かんがい期）のそれぞれ最大を採用しており（かんがい期にあつては中央干拓は中干し後の減水深）、各旬別減水深によって積み上げる方法ではないのが特徴であり、他にあまり例を見ない内容となっている。

有効雨量は、調整池の計画低下水位（1/10確率 E.L. -0.20mと最も近い年次（昭和45年）の有効雨量を採用している。

なお、総取水量の表示に当たっては、「覚書」の中の“ダム等貯留施設により補給されるもの”及び“新規利水”の項目に該当し、表示された水量も取水の期別変動にも対処して水管理できる内容であると判断される。

また、当初は33ヶ所の各取水口に総取水量を表示してきたが、調整池全体としての水管理を行うこととなることから、中央干拓地、周辺干拓地それぞれまとめて表示することを主張し、受け入れられたものである。なお、「初期及びかんがい期年間総取水量」とは、冬期用水を除いた表現となっており、いわゆる水路維持用水を総取水量表示の対象とはしていない。このことは、夏期の総取水量が計画量を超えて冬期においてこれを調整するような事態の発生を防止するためと、河川管理者からの説明があるが、冬期においても畑作等のかんがい目的の用水を使用する場合には、このような区分けを行わないものとされている。

(3) 取水口毎に見るならば、特定水利使用（1 m³/s又は300ha以上）に至らないものがあり、この部分は二級河川の河川管理者（県知事）が許可処分するに当たって建設大臣の認可を受ける必要のないものであり、また、河川法第35条協議の対象ともならないものであるが、現在では「事業」の一体性を重視して一括協議することが一般的となっており、このような取扱いは止むを得ない面もあるが、事業管理管理体制を考慮すれば問題があり、今後の検討課題である。

(4) この干拓事業は一面においては水資源開発事業の性格を有している。基準年の水計画上は、調整池の利用水深約1.20m（E.L. +1.00m～-0.20m）のうち、1.04m

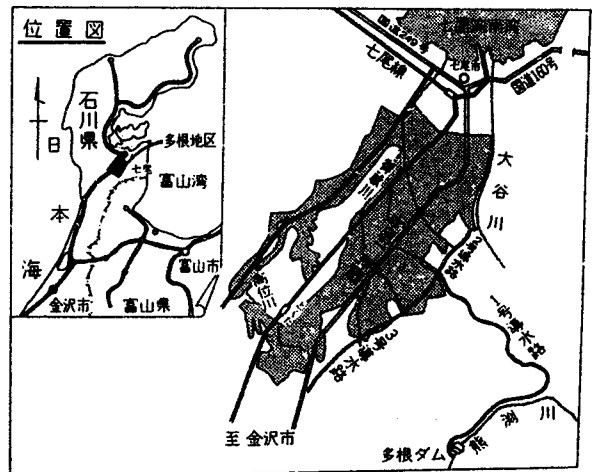
約6億4千万m³の水量を利用するものである。

事業費の中には水資源開発費としての明確な位置づけがなされていないが、近傍の多目的ダムにおいて1 m³/sの開発コストは、建設費ベースで約30億円、すなわち95億円/億m³/年であるから、本水利権の取得は、608億円の水資源開発投資に相当するものと思料される。

II 多根地区（2級河川 熊淵川）

1 事業の概要

本計画地域は、能登半島の頸部に位置し、七尾湾南西部に面する七尾市内の溝状平地水田497haを対象とする地区で、慢性的な用水不足の解消と併せて農業経営の近代化を目指して実施するほ場整備事業計画に伴う増加用水の補給を目的とするものである。



図一 2 事業計画概要図

本地区のかんがい用水は、地区内を流下し、七尾湾にそそぐ2級河川御蔵川並びに大谷川の2河川に依存しているが、両河川共に流域が狭小なため、地区内に点在する山地溜池（皿池で主に天水を貯留）と河川溜池（豊水時に河川より取水して貯溜）及び湧水等に依存してきたが、昭和25年から40年にかけて実施した排水路改修及び区画整理事業（10a区画）等に伴い、用水量が増加することとなったため、これらの事業に合せて、9ヶ所の井戸を設置して、地下水利用による補給を行ってきた。

しかしながら、渇水年のかんがい期にはなお1,000千m³程度の不足を生じているため、更に、抜本的な用水改良を計るため、富山湾に注ぐ2級河川熊淵川の上流に多根ダムを築造し、パイプラインによる導水路1号～3号により、地区内に導水して、既存水源の不足量を補おうとするものである。

本河川協議は、この補給水源として築造する多根ダムに係る河川法第23条（流水の占用）、24条（土地の占用）、26条（工作物の設置）の許可に関するものである。

なお、事業は、昭和44年に県営かんがい排水事業とし

て採択され、河川協議の対象となる多根ダムの築造は、昭和47年7年、建設省への認可申請に伴う説明が完了した段階で、本格的な築堤にとりかかり、48年に完成している。

現在、昭和53年度の完了を目途に、導水路の新設を行っているところである。

多根ダムの主要諸元

堤 高 30m

表-8

年月日	項目	対応	内容
46. 6. 21	許可申請 (法第23, 24, 26条)	県農林水産部→県土木部	以後S. 48. 9. 5まで5回に亘り補足説明を行っている。 1. 水計算関係 減水深, 有効雨量, 河川流量等の決定根拠 2. 構造物関係 洪水量, 構造計算, 安定計算等
46. 7. 15	認可申請 (法第79条第2項協議)	県土木部→建設省	
49. 12. 14	法第35条第1項協議	建設大臣→農林大臣	
51. 9. 13	同上協議の同意	農林大臣→建設大臣	
51. 9. 28	水利使用許可		

3 水利権の内容

(1) 水利使用規則の内容

水利使用の許可条件として示される、水利使用規則の内容は、次のとおりとなっている。

(取水量等)

第3条 取水量は、次の表のとおりとする。

表-9

期間	普通かんがい期 (5月6日から8月20日まで)
最大取水量	0.639m ³ /s
年間総取水量	1,530,000m ³

② 単位用水量 (mm/day) 表-11

区分	期別		分けつ期	幼穂形成期	出穂開花期	登熟期
	しろかき期	活着期				
早生	5/6 ~ 5/20	5/11 ~ 5/20	5/21 ~ 6/20	6/21 ~ 7/15	7/16 ~ 7/25	7/26 ~ 8/10
	5/11 ~ 5/15	5/21 ~ 5/30	5/31 ~ 6/30	7/1 ~ 7/25	7/26 ~ 8/4	8/5 ~ 8/20
高位川上流	116	11	12	13	16	13
〃 下流	116	11	12	13	15	13
御坂川	115	11	12	13	15	13

③ 用水計画 表-12

必要水量	地区内利用可能量	不足水量
純用水量 6,764千m ³	河川取水 2,114千m ³	
田面有効雨量 1,270 "	溜池 1,969 "	
差引純用水量 5,494 "	湧水 197 "	
	地下水 653 "	
粗用水量 6,461 "	4,933 "	1,528千m ³

堤 長 94m
堤 体 積 113,560m³
有効貯水量 1,203,000m³
築水面積 2,15km²
計画高水量 95m³/sec

2 水利権協議の経緯

水利権取得に当たっての主要な協議経緯は次のとおりである。

(取水の条件等)

第4条 熊淵川への責任放流量として、最大0.05m³/secを放流するものとする。

(2) 使用水量の算出根拠

① 作期と水利権の期別

表-10

区 分	4 月	5 月	6 月	7 月	8 月	
作 期	早生(249ha)	[Timeline]				
	中生(249ha)	[Timeline]				
水利使用	水利権の期別	普通かんがい期				

4 解説

(1) 本地区は、年間総取水量の取扱いに関する覚書(昭和50年10月13日付け「農業用水水利権の総取水量表示について」)記の1の(1)~(3)のすべてに該当する。

- ① 流域変更…熊淵川水系→御坂川水系
- ② ダム補給率…1,447千m³/1,528千m³=94.7%
- ③ ダム取水口に係る新規利率率…100%

ため、総取水量の表示がなされたものであるが、本省協議（河川法第35条第1項）において、この表示すべき数値について、若干の検討が加えられたので、以下に紹介する。

本地区の利水計画の中には、地区内利用可能量として、揚水機による深層地下水の補給量 652千 m^3 が見込まれており、この数量を表示数量に加えられないかとの県担当者からの要望があり、

すなわち、渇水基準年には、深層地下水の補給を行うこととなっているが、それには、揚水ポンプの運転経費が伴うため、豊水年には、ダムからの取水を増すことにより、当該経費の節減を期待できないかという趣旨である。

しかしながら、本地区の場合、補給水源であるダム流域が 2.15 km^2 と地区内小河川の流域合計 16.8 km^2 に比べて狭小なため、豊水時には、地区内利用量が充分に大きくなって、ポンプ取水に肩がわりできること、及び、ポンプは、既設利用で使用実績もあること等を考慮し、また、県担当者の意向を再確認して、原案どおり処分することとしたものである。

(2) 前項の3に(1)示した水利使用規則第3条(表一9)の

表示は、普通かんがい期一本で表示されており、一般の地区に見られる代かき期最大取水量の表示がないのは、この水利使用が地区内水源の不足水量を他流域から補給するものであり、代かき期には、地区内水源が比較的豊富なため、この間の不足水量（補給量）の最大が普通かんがい期の7月29日から31日間に発生する最大不足水量（補給量）0.639 m^3/s に比べて、はるかに少ないためである。

(3) 予備協議を開始した時点が不明であるが、協議の期間は本協議に入ってからだけを見ても、5ヶ年間に要しており、全体として相当長期にわたっている。しかし、近年の河川協議の事例としてはむしろ平均的処理期間とみてよく、この点からも最近の水利調整の難かしさが伺われる。

また、本協議が完了する以前にダムの築造を完了しており、着工及び完成検査等を急ぐあまり、本来の河川協議が充分に尽されなかったと思われる点もあり、全国的には類似した事例も数多くあると思われることから、水利協議に当たっては余裕をもつてのぞみ、慎重に対応するよう望みたい。

国際協力と農業土木

——拓かれる広大な海外分野——

木 村 克 彦*

かつて一部の開発途上国では、近代化を急ぐあまり一気に工業化することを試みたが、近年の世界的な食糧需給のひっ迫は多くの途上国にも真の近代化のためには食糧自給力の向上が極めて緊要であるとの認識を高めさせた。すなわち農業開発の遅れは食糧輸入を増大させ国際収支を圧迫するだけでなく農業所得の伸び悩みによって国内市場の拡大を阻み、工業化をも制約する要因ともなるものである。

他方、わが国は資源の多くを開発途上地域に依存し、他の先進諸国と比べてその割合ははるかに大きい。この地域の農業生産の動向は食糧を大幅に海外に依存しているわが国に重大な影響を及ぼさずにはおかない。

わが国においては、長期的な見地に立って国民食糧の安定供給を確保するためには極力農業の自給力を高めるとともに、わが国の土地資源の制約などから今後とも海外に依存せざるを得ない農産物については、国際協力の視点に立って、海外における農林業開発を促進し、輸入源の拡大と多角化を図る必要に迫られている。

開発途上国の経済が順調に発展し相互の交友関係が維持されることは、わが国の経済発展と食糧保証のためにも不可欠の条件となっている。

第1次開発の10年と農業問題

1960年代の第1次開発の10年計画では先進国からの経済協力にもかかわらず南北の格差は拡大した。その最大の原因として技術移転のむずかしさが指摘されているが、加えて経済援助が開発途上国の累積債務の増加を招く結果となって、これら諸国の経済の開発・安定に大きな影をおとすなどいわゆる開発のジレンマが大きな問題として70年代にひきつがれた。

1970年10月の国連総会で、70年代を「第2次国連開発の10年」とする決議が行われたことは広く知られるところであるが、続いて1972年4月には、テリのサンチャゴで開かれた第3次国連貿易開発会議(UNCTAD)で、先進諸国の援助をGNPの1%以上にするるとともに、その中で政府開発援助(ODA)をGNPの0.7%に引き上げるといふきびしい努力目標が採択された。

開発途上地域の開発でとくに立ち遅れの著しいのは農業分野である。1971年から75年の5ケ年の間、この地域の経済成長率は5.5%でうち工業生産の伸びは年率7%であった。農業生産は爆発する人口とは反対に2.2%と60年代の2.8%を下回り、70年代の目標の半分にとどまっている。

特に食糧の生産は不十分な基盤と気象の不順等があいまって停滞した。最近における世界食糧会議あるいは先進国首脳会議における論議をまつまでもなく世界的な食糧不足の到来は必至とみられることから、特に開発途上国人口の70%を占めるアジア地域においては、この問題は極めて深刻となっている。

国際協力と農業土木

賠償協力の端を発したわが国の国際協力は、歴史的、地理的、経済的あるいは文化的にも古くから密接なつながりがあった事から、従前からアジア地域が中心であり、今後とも協力の重点地域であることにうたがう余地はなく、わが国によせられる国際的な期待は大きい。

農業生産の増大は開発途上国の爆発する人口に対する食糧問題の解決を図ることのみならず、農業が国民生産の大半を占めているこれら地域において、農業生産の向上は国家経済全体の発展の基礎的要因であり雇用機会の増大とこれによる社会不安の排除ともなる重要な施策となっている。

アジア地域の主穀は米でありその増産のポテンシャルは極めて高い。稲作はわが国が最も得意とする農業技術分野であり、こうした事情を背景に年々わが国に対する途上国からの農業開発協力要請は大型化、多様化しつつ増大し積極的な対応が迫られるに至っている。

1966年にフィリピンにある国際稲作研究所(IRRI)から配布された新品種は Miracle Rice とよばれ世界の食糧問題解決の寵児として迎えられ1972年には1560万haに広まったが、必ずしも飛躍的且つ安定的な米の増産とはならなかった。農作物の収量に影響を及ぼす要素としては、品種、肥料、農業、栽培技術や水利などがあるが、稲作においては水こそが生産の大前提であり、この「緑の革命」の挫折は、品種、肥料等、水利整備が充足されてはじめて十分な効果を発揮するとの認識を新たに

* 前農林省構造改善局農業土木専門官

にさせた。

水稲を主穀とするアジア地域を中心にこれら開発途上国の農業基盤整備のための協力は、アジア唯一の経済先進国に成長したわが国の農業土木技術者にかせられた大きな課題となってきた。

農業土木技術者の海外派遣

農業分野の技術協力は昭和29年わが国がコロポ計画に加盟して以来年々増加してきた。31年、政府はシリア・ユーフラテス河総合開発計画のための調査団を派遣したが、戦後農業土木技術者の海外協力の最初であった。その後32年ビルマ南部低地の排水計画に、又33年にはタイ、イラン、ブラジルにと暫時増加し、10年後の40

年度末までに短期（1年未満）派遣で12ヶ国、延べ37名の実績を数えた。長期は36年東パキスタンへ4名が派遣されたのが始まりで翌年カンボジア2名、更にイランへと続いた。

昭和40年代前半には、OTCA(海外技術協力事業団)のプロジェクト方式による農業協力事業の発足とともに農業土木技術者の派遣は急増し、45年度末までに派遣回数25、延べ204名、又長期派遣では13ヶ国延べ21名を数えるに至った。さらに40年代後半に入ると飛躍的に増加し、昭和50年度末までの20ヶ年間で、43ヶ国、延べ600名、うち長期は14ヶ国、延べ66名となった。昭和51年度末現在の長期派遣は東南アジア、なかんずくインドネシアを中心にアフリカ、中南米など36名となっている。

表一 農業土木技術者派遣実績表

地域	年度				計	備 考
	1956~60	1961~65	1966~70	1971~75		
その他アジア	0	2	21	12	35 (0)	台湾, 韓国
東南アジア	4	20 (1)	97 (6)	231 (30)	352 (37)	ビルマ以東
西南アジア	2	4 (4)	45 (3)	66 (7)	117 (14)	ネパール, パングラディン以西
中近東アフリカ	3	5 (2)	5 (3)	36 (1)	49 (6)	
中南米	2	2	13 (2)	30 (7)	47 (9)	
計 43ヶ国	11	33 (7)	181 (14)	375 (45)	600 (66)	

調査対象 技術協力ベース（公務員・民間を含む）
1976年度は 108名の見込み
() 内は内数で長期派遣専門家

以上これら派遣は日本国政府又は国際機関により無償の技術協力として実施されたもので、技術者の大半は公務員あるいは特殊法人職員となっているが、このほかにもわが国を含む先進諸国あるいは国際金融機関からの借入を資とする開発途上国との、いわゆるコマーシャルベースでの農業開発コンサルタント企業による海外進出がここ数年来大きく伸びている。

ADCA（海外農業開発コンサルタント協会）メンバーの6社の受注額は海外部門が国内を上回るように成長し、その中心となる農業土木技術者数は200~250名に達するものと推定できる。

期待を担う農業土木

以上のように農業土木技術者は海外農業開発協力において、積極的に進出し着実に発展して今日に至ったが、国際的にみると決して充分とは云えない。

表二 ADCAメンバーの受注額（億円）

受 注 額	S48年度	S49年度	S50年度
全 体	181.3	216.8	238.2
うち海外	38.3	77.1	90.9
うち農業開発	37.9	49.5	52.7
うち海外	15.3	27.0	27.4

経済大国となったわが国にとって今後益々国際協力が必要であり、なかんずく開発途上国での農業開発の重要性が強く叫ばれていることは既に強調したところである。

しかるにこれまでのわが国の政府開発援助の実績からみるとカンガイ等農業開発部門の占めるシェアは低く、1974年では7.5%にすぎない。この数字を世界銀行（IBRD）の28.3%、第2世銀（IDA）の40.4%や

アジア開発銀行（ADB）の24.5%と比較して非常に低調である。

わが国の2国間協力あるいは国際機関への資金拠出量が少い事に加えて専門家派遣やコンサルティング企業の進出などによる海外技術協力も極めて少いと国際的にも指摘されてきている。

最近のわが国のコンサルタント企業（全業種）の国際競争における実績によれば、世界銀行では第14～15位で1%程度のシェアであり、優位であるべきアジア開発銀行においても第5位の7%にすぎず、今後の発展のためには技術者となるべき人材の養成と確保が最も重要な課題とされている。

わが国の産業構造からみて、今後はより省資源で高度な知識集約型の産業であるコンサルティング部門の成長が国家的に期待される所であり、農業土木分野においても官界と民間が協調を図るなかで国際的に更に躍進すべきときとなっている。

ちなみに海外農業開発コンサルティング企業の受注は、わが国の出資に応じて受注出来る（すべきである）とし、国際協力事業団（JICA）と海外経済協力基金（OECF）の農業部門へのシェアが国際機関の平均値並みの28%に拡大されたと仮定すれば表-3のように試算され、84億と現況の約3倍となる。

勿論この可能量を実現するためには多くの解決すべき

表-3 農業開発調査受注可能量の試算
50年度（単位億円）

区 分	JICA	OECF	世銀	アジア銀	計
日本拠出額	50	1,816	413	236	
農業開発シェア%	28*	28*	31.5	24.5	
同上コンサルティング%	100	10	10	10	
コンサルティング費	14	51	13	6	84

困難な問題がありその第1には先にも述べたとおり技術者の養成と確保である。コンサルティング業務の性格から事業量に比例して技術者数が必要とされるが現況の200～250名の海外農業開発に係る土木技術者の数を3倍に増加するのは至難の業である。又これを支える官ベースの場合も同様であるが、この需要の増大は今後の国際情勢からみて決して夢物語りではない。

これまでばややもすれば海外部門は限られた1部の人々の問題とみられがちであったが、今や私達農業土木技術者の全員に関係する課題となっています。

今後の課題

これまでの海外協力は農業土木技術の面で、人材は国の一部の者とコンサルティング企業に、技術は個人ある

表-4 海外勤務希望アンケート調査結果一覧表（1976年1月現在）

区分 卒業年次	大 学 卒			専 門 学 校 短 大 卒			高 校 卒			計			有希望 %
	有	なし	計	有	なし	計	有	なし	計	有	なし	計	
昭和8年～15年	—	1	1	—	8	8	1	10	11	1	19	20	5
16～20	2	7	9	5	33	38	2	33	35	9	73	82	11
21～25	8	36	44	38	139	177	5	34	39	51	209	260	20
26～30	49	78	127	12	30	42	25	132	157	86	240	326	35
31～35	76	100	176	2	10	12	24	99	123	102	209	311	33
36～40	40	39	79	14	22	36	44	74	118	98	135	233	42
41～45	68	52	120	22	28	50	40	92	132	130	172	302	43
46～50	89	49	138	17	9	26	40	61	101	146	119	265	55
計	332	362	694	110	279	389	181	535	716	623	1,176	1,799	35
%	48%	52	100	28%	72	100	25%	75	100	35%	65	100	%
	53%	—	—	18%	—	—	29%	—	—	100	—	—	

調査対象 農林省構改局・各地方農政局・北海道開発局、農用地開発公団、水資源開発公団、国際協力事業団及び他省庁出向者

（約3,000名対象 回収率 約60%）

希望内容 長期及び短期（1年未満）で現時点及び近い将来の派遣を含む

いは企業の努力に依存して基本的には技術及び技術者の総合的且つ組織的な確立及び養成のための体制を欠いていた。従来わが国ではカンガイ排水など公共性のつよい事業については、本来官庁がコンサルティング機能を保有し、調査設計から施工監督に至るまでコンサルティング企業を利用するものではなかった。その後昭和32年技術士法の制定や、愛知用水事業等からの発注が活発化することによって日本のコンサルタントの基盤が出来てきた。

海外の仕事としては期を同じくして東南アジアを中心に賠償関連コマーシャルベースによるカンガイプロジェクト等によって海外進出のスタートをきった。従前の国内受注はコンサルティング業務というよりはむしろ役務提供的な色彩が強く計画は行政とともに国の機関で実施され需給の関係から国内では海外で求められる真の意味でのコンサルタントはなかなか育ちにくい環境にあったといえる。国際コンサルタントに求められるものは技術の創意性と総合性でありその成否の鍵をにぎるものは技術者である。無限の海外市場は現時点においても新たな数百人の農業土木技術者の進出を待っており、これに

応えるためにはその養成と確保がキーポイントとなっている。

他方、以上のコマーシャルベースによる海外進出の他に、コロポ計画や農業開発プロジェクトなどJICA事業による政府ベース専門家派遣も表-1のとおりで今後の飛躍的な増加を予測させている。

昨年国及び関係機関の農業土木技術者約3000名を対象にアンケート調査をおこなった結果では技術協力など海外勤務への希望と関心は高く控えめにみても全体の20% 600名以上の者が多少の制約はあるにしても進出への意欲を示しており、専門家確保のポテンシャルは高い。

海外派遣への障害となる主な要因は年代によっても違うが、子女の教育問題、語学力、帰任後の国内業務への復帰などの懸念があげられている。

従って、今後はこれらの障害をできるだけ克服し、一人でも多くの技術者が参加できる体制をつくることが緊要であろう。一方、すでに相当の実績をあげていることからしても協力の活発化には、各人、各人の意気込み、心構えが、組織的体制づくりと相まって不可欠であることも強調したいのである。

電業社ポンプ

沼津市大平3-10(本工場)
沼津市大平3-10(本工場)
沼津市大平3-10(本工場)



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

会 告

農業土木技術研究会第8回理事会

1. 日 時：昭和52年5月31日 12時～13時15分
 2. 場 所：農業土木会館 会議室
 3. 出席者：理事 岡部三郎(会長), 緒形博之(副会長)
 浅原辰夫, 須恵 務, 須藤良太郎, 宮本国雄
 伊東久弥, 藤塚太郎, 渡辺滋勝(高嶺進代理)
 久徳茂雄
 監事 小林俊昭, 岡本 勇
 常任顧問 福沢達一
 常任幹事 池田 実, 野村利秋

4. 会議の概要

- 会長の議事運営で下記議案の審議が行われた。
 (1)第1号議案 昭和51年度事業報告に関する件
 (2)第2号議案 昭和51年度決算報告に関する件
 (3)第3号議案 昭和52年度事業計画(案)に関する件
 (4)第4号議案 昭和52年度予算(案)承認に関する件
 (5)役員改選に関する件
 (6)その他

以上の議案について全員異議なく原案どおり可決承認された。

5. 監査報告

農業土木技術研究会昭和51年度会計について監査を行ったところ下記のとおり内容が適正であることを認めます。 監事 岡本 勇, 小林俊昭

6. 承認された決算および予算は次の通りである。

51 年 度 決 算 書

収入の部

52. 3. 31現在

科 目	51年度決算額	51年度予算額	増 減	摘 要
会 費	16,305,306	18,390,000	△2,084,694	
通 常 会 費	14,876,306	16,790,000	△1,913,694	
廣 告 取 入 費	1,429,000	1,600,000	△ 171,000	51年度分
廣 告 取 入 費	1,380,000	1,350,000	△ 30,000	同上 143口分
廣 告 取 入 費	246,750	30,000	216,750	25, 26, 27号分
年 常 助 取 入 費	841,400	793,000	48,400	銀行利息等
通 常 会 費	266,400	200,000	66,400	50年度分
廣 告 取 入 費	40,000	110,000	△ 70,000	50年 分
前 年 度 繰 越 金	535,000	483,000	52,000	24年度分
前 年 度 繰 越 金	1,503,317	1,503,317	—	
合 計	20,276,773	22,066,317	△1,789,544	

支出の部

科 目	51年度決算額	51年度予算額	増 減	摘 要
会 誌 発 行 費	8,848,296	10,490,000	△1,641,704	
印 原 編 運 送 費	6,750,056	8,000,000	△1,249,944	51年度4冊分
原 稿 集 送 費	724,350	850,000	△ 125,650	同 上
運 送 費	93,600	140,000	△ 46,400	同 上
運 送 費	1,280,290	1,500,000	△ 219,710	同 上
研 究 會 費	88,000	450,000	△ 362,000	
研 究 會 費	88,000	100,000	△ 12,000	正賞1篇, 副賞3篇, 賞状作成代
研 究 會 費	—	300,000	△ 300,000	
研 究 會 費	—	50,000	△ 50,000	
研 究 會 費	345,130	400,000	△ 54,870	理事会, 幹事会, 編集会議
研 究 會 費	2,126,011	3,283,000	△1,156,989	
研 究 會 費	3,990	50,000	△ 46,010	
研 究 會 費	304,878	1,000,000	△ 695,122	切手代, 電話代
研 究 會 費	229,260	300,000	△ 70,740	交通費, 出張旅費
研 究 會 費	414,000	405,000	△ 9,000	契約広告料 3割
研 究 會 費	390,109	500,000	△ 109,891	会費より5%引(手数料)但20名以上
研 究 會 費	61,095	80,000	△ 18,905	貯金局支払
研 究 會 費	551,400	648,000	△ 96,600	部屋代及光熱水料
研 究 會 費	145,945	250,000	△ 104,055	事務用品
研 究 會 費	25,334	50,000	△ 24,666	
研 究 會 費	2,796,000	2,748,000	△ 48,000	職員2名分給料
研 究 會 費	1,352,586	1,600,000	△ 247,414	賞与, 通勤手当, 時間外手当
研 究 會 費	130,111	420,000	△ 289,889	
研 究 會 費	254,287	250,000	△ 4,287	事業主負担分
研 究 會 費	160,500	144,900	15,600	
研 究 會 費	—	—	—	
研 究 會 費	—	—	—	
研 究 會 費	—	—	—	
研 究 會 費	160,500	144,900	15,600	24号分
研 究 會 費	—	2,280,417	△2,280,417	
研 究 會 費	4,175,852	4,175,852	—	
合 計	20,276,774	22,066,317	△1,789,544	

52 年 度 予 算

収 入 の 部

科 目	52年度予算額	51年度予算額	増 減	摘 要
会 費	17,740,000	18,390,000	△ 650,000	
通 常 会 費	16,100,000	16,790,000	△ 690,000	2,300円×7,000人
賛 助 会 費	1,640,000	1,600,000	40,000	1口 10,000円 164口
広 告 料	1,350,000	1,350,000	0	3冊分
雑 収 入	154,148	30,000	124,148	銀行利息等
過 年 度 収 入	1,210,000	793,000	417,000	
通 常 会 費	500,000	200,000	170,000	51年度未収金
賛 助 会 費	230,000	110,000	120,000	
広 告 料	480,000	483,000	2,000	28号分及び27号残金
前 年 度 繰 越 金	4,175,852	1,503,317	2,672,535	
合 計	24,630,000	22,066,317	2,563,683	

支 出 の 部

科 目	52年度予算額	51年度予算額	前年度に比し 増減(△)	摘 要
会 誌 発 行 費	11,590,000	10,490,000	1,100,000	
印 刷 費	9,000,000	8,000,000	1,000,000	51年度予算の12%増
原 稿 費	850,000	850,000	0	
編 集 費	240,000	140,000	100,000	
運 賃 送 料	1,500,000	1,500,000	0	実績1,300,000の20%増
事 業 費	750,000	450,000	300,000	
研 究 会 賞	200,000	100,000	100,000	
座 談 会 講 演 会	500,000	300,000	200,000	
資 料	50,000	50,000	0	図書購入
会 議 費	500,000	400,000	100,000	理事会幹事会, 編集委員会
事 務 費	3,340,000	3,283,000	57,000	
備 品 費	50,000	50,000	0	
通 信 費	1,000,000	1,000,000	0	
旅 費 交 通 費	300,000	300,000	0	
広 告 手 数 料	410,000	405,000	5,000	
事 務 還 元 費	500,000	500,000	0	20名以上5%引
振 替 手 数 料	80,000	80,000	0	
事 務 室 費	700,000	648,000	52,000	室料及光熱水料
消 耗 品 費	250,000	250,000	0	
雑 費	50,000	50,000	0	
給 料	3,100,000	2,748,000	352,000	職員2名分給料実績2,500,000の10%増
諸 手 当	1,600,000	1,600,000	0	賞与通勤手当, 時間外手当実績1,350,000の13%増
退 職 積 立 金	270,000	420,000	△ 150,000	
保 険 料	300,000	250,000	50,000	事業主負担分, 実績250,000の20%増
過 年 度 支 出	145,500	144,900	600	
印 刷 費	—	—	—	
原 稿 料	—	—	—	
編 集 費	—	—	—	
運 賃 送 料	—	—	—	
広 告 手 数 料	145,500	144,900	600	
予 備 費	3,034,500	2,280,417	754,083	
合 計	24,630,000	22,066,317	2,563,683	

農業土木技術研究会役員等名簿

会 長 岡部 三郎 構造改善局建設部長
 副 会 長 緒形 博之 東京大学教授
 理 事 浅原 辰夫 構造改善局設計課長
 " 須恵 務 " 水利課長
 " 須藤良太郎 " 農業土木専門官
 " 宮本 国雄 関東農政局建設部長
 " 高須 俊行 農業土木試験場水利部長
 " 伊東 久弥 新潟県農地部長
 " 後藤 孝 水資源公団第二工務部長
 " 藤塚 太郎 農業土木事業協会専務理事
 " 永田 正董 土地改良建設協会専務理事
 " 高嶺 進 三祐コンサルタント取締役
 " 久徳 茂雄 西松建設株式会社取締役
 " 内藤 正 大豊建設株式会社副社長
 " 宮城 好弘 三井建設株式会社理事
 監 事 小林 俊昭 関東農政局設計課長
 " 岡本 勇 (財)日本農業土木コンサルタント理事
 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
 " 佐々木四郎 日本農業土木コンサルタント理事
 " 重政 庸徳
 " 清野 保 愛知工業大学顧問
 " 高月 豊一 京都大学名誉教授
 " 田村徳一郎 明治大学講師
 " 中川 一郎 衆議院議員
 " 野知 浩之
 " 福田 仁志 東京大学名誉教授
 " 山崎平八郎 衆議院議員
 参 与 伊勢村正治 東北農政局設計課長
 " 小林 俊昭 関東農政局設計課長
 " 内山 則夫 北陸農政局設計課長
 " 村山 昶 東海農政局設計課長
 " 平井 公雄 近畿農政局設計課長
 " 八木 直樹 中四国農政局設計課長
 " 柴田巳千夫 九州農政局設計課長
 " 横田 満 北海道開発局土地改良課長
 " 那須 文士 沖縄総合事務局土地改良課長
 " 皆川美智也 北海道農業水利課長
 " 須田 康夫 青森県土地改良第一課長
 " 佐藤 政基 岩手県農地整備課長

参 与 熊野 茂夫 宮城県耕地課長
 " 湯浅 満之 秋田県農業水利課長
 " 山本 敏 山形県耕地第一課長
 " 佐藤 英明 福島県農地建設課長
 " 綿引 定幸 茨城県農地建設課長
 " 吉原 敏彦 栃木県土地改良第一課長
 " 佐藤 茂 群馬県耕地開発課長
 " 久保島竹志 埼玉県耕地計画課長
 " 斉藤 哲哉 千葉県耕地第一課長
 " 河内 光 東京都農地課長
 " 山井 良淳 神奈川県農地整備課長
 " 葉袋 茂雄 山梨県耕地課長
 " 上條 堅 長野県耕地第一課長
 " 中本 庸弘 静岡県農地企画課長
 " 内藤 克美 新潟県農地建設課長
 " 杉野 義明 富山県耕地課長
 " 服部 弘昌 石川県耕地建設課長
 " 森本 茂俊 福井県耕地課長
 " 松久 勝 岐阜県農地計画課長
 " 松永 正守 愛知県耕地課長
 " 鈴木 領 三重県耕地課長
 " 行村 敏男 滋賀県耕地指導課長
 " 片山 啓二 京都府耕地課長
 " 吉岡 孝信 大阪府耕地課長
 " 谷岡 恒男 兵庫県耕地課長
 " 宮内 義之 奈良県耕地課長
 " 中川 勇 和歌山県耕地課長
 " 中野 保男 鳥取県耕地課長
 " 高野 洋二 島根県耕地課長
 " 高杉 杜雄 岡山県耕地第一課長
 " 正木 武徳 広島県耕地課長
 " 吉次 英雄 山口県耕地課長
 " 小泉 恵二 徳島県耕地課長
 " 大島 要 香川県土地改良課長
 " 檜垣潤一郎 愛媛県耕地課長
 " 山崎 正仁 高知県耕地課長
 " 井上吾一郎 福岡県農地計画課長
 " 小川 和広 佐賀県土地改良課長
 " 本村不二男 長崎県耕地課長
 " 近藤 阪衛 熊本県耕地第一課長
 " 八坂 一誠 大分県耕地課長
 " 瀬尾 悟 宮崎県耕地課長
 " 百元 和夫 鹿児島県農地整備課長
 " 幸地長二郎 沖縄県耕地課長
 幹 事 浅井喜代治 農工大学助教授
 " 有川 通正 構造改善局水利課係長
 " 青木 登 関東農政局設計課農業土木専門店

幹 事 伊藤 喜久 構造改善局技術課課長補佐
 " 池田 文雄 " " 基本調査係
 長
 " 小木曾徳三郎 " 開発課係長
 " 亀田 昌彦 " "
 " 川又 政因 企画調整室課長補佐
 " 片岡 泰三 構造改善局水利課係長
 " 戸上 訓正 " 整備課係長
 " 宮崎 武美 " 防災課々長補佐
 " 安江 二夫 " " 係長
 " 長塚 裕 水資源公団第二工務部副参事
 " 橋本 正 国土庁計画調整局調整課専門調
 査官

常任幹事 山下 義行 構造改善局設計課課長補佐
 " 池田 実 " 整備課課長補佐
 " 中西 一継 " 設計課農業土木専門官
 " 野村 利秋 全国農業土木技術連盟事務局長

編集委員 須藤良太郎 " 設計課農業土木専門官
 編集委員 幹事及常任幹事

(五十音順)

賛 助 会 員

東 京 株式会社 荏原製作所 3口
 " 株式会社 大林組 "
 " 株式会社 熊谷組 "
 " 久保田鉄工株式会社 "
 " 佐藤工業株式会社 "
 愛知 株式会社 三祐コンサルタンツ "
 東 京 大成建設株式会社 "
 " 株式会社 電業社機械製作所 "
 大 阪 株式会社 西島製作所 "
 東 京 西松建設株式会社 "
 " (財)日本農業土木コンサルタンツ "
 " 株式会社 間組 "
 " 株式会社 日立製作所 "
 千 葉 福本鉄工株式会社 "
 東 京 株式会社 青木建設 2口
 " 株式会社 株木建設 "
 大 阪 株式会社 奥村組 "
 東 京 勝村建設株式会社 "
 大 阪 株式会社 栗本鉄工所 "
 東 京 三幸建設株式会社 "
 " 住友建設株式会社 "
 " 大豊建設株式会社 "
 " 前田建設工業株式会社 "
 " 三井建設株式会社 "
 青 森 田中建設株式会社 "

愛 媛 安藤工業株式会社 2口
 山 形 前田製管株式会社 1口
 東 京 旭コンクリート工業株式会社 "
 大 分 梅林建設株式会社 "
 東 京 技研興業株式会社 "
 東 京 久保田建設株式会社 "
 " 五洋建設株式会社 "
 大 分 株式会社 後藤組 "
 " 株式会社 佐藤組 "
 愛知 塩谷組 "
 東 京 世紀建設株式会社 "
 " 株式会社 武井工業所 "
 " 株式会社 田原製作所 "
 香 川 大成建設株式会社高松支店 "
 大 分 高山総合工業株式会社 "
 東 京 中央開発株式会社 "
 岡 山 アイサワ工業株式会社 "
 香 川 株式会社 チェリーコンサルタンツ "
 東 京 東急建設株式会社 "
 秋 田 東邦技術株式会社 "
 東 京 東京索道株式会社 "
 栃 木 東洋測量設計株式会社 "
 東 京 土木測器センター "
 茨 城 中川ヒューム管工業株式会社 "
 東 京 日本舗道株式会社 "
 " 日本国土開発株式会社 "
 " 日本プレスコンクリート工業株式会社 "
 " 日本エタニットパイプ株式会社 "
 " 日曹マスタービルダーズ株式会社 "
 " 日兼特殊工業株式会社 "
 福 岡 藤増総合化学研究所 "
 東 京 株式会社 マルイ "
 " 株式会社 丸島水門製作所 "
 石 川 真柄建設株式会社 "
 東 京 水資源開発公団 "
 京 都 山品建設株式会社 "
 愛知 若鈴コンサルタンツ株式会社 "
 東 京 I N A新土木研究所 "
 福 岡 新日本コンクリート株式会社 "
 茨 城 日本電信電話公社茨城県電気通信研究所 "
 東 京 日本技術開発株式会社 "
 北 海 道 (財)農業近代化コンサルタンツ "
 岩 手 菱和建設株式会社 "
 " 丸伊工業株式会社 "
 岩 手 高弥建設株式会社 "
 " 東北ブルドーザー工業株式会社 "
 宮 城 丸か建設株式会社 "
 " 上田建設株式会社 "

宮城	北越ヒューム管	1口	富山	八田工業	1口
山形	東洋開発	山形支店	石川	豊蔵組	〃
〃	佐藤興業	〃	福井	九頭竜川鳴鹿堰堤土地改良区	〃
〃	菱和建设	山形営業所	〃	福井県土地改良事業団体連合会	〃
茨城	社団法人茨城県建設業協会	〃	岐阜	岐阜県ベンチフリューム協議会	〃
〃	茨城県調査測量設計研究会	〃	兵庫	姫路設計	〃
栃木	第一測工	〃	岡山	大本組	〃
〃	(有)八汐コンサルタンツ	〃	広島	金光建設	〃
群馬	大和設備工事	〃	〃	農林建設	〃
〃	高橋建設	〃	徳島	佐々木建設	〃
埼玉	古郡工務所	〃	〃	安原建設	〃
千葉	堀内建設	〃	香川	青葉工業	〃
〃	京葉重機開発	〃	〃	宮本建設	〃
東京	旭化成工業	〃	高知	須崎工業	〃
〃	前沢工業	〃	〃	(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	〃
神奈川	神奈川農業土木建設協会	〃	〃	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	〃	熊本	佐藤企業	〃
〃	木下組	〃	〃	旭測量設計	〃
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	〃
〃	静岡コンクリート製品協会	〃	〃	土佐屋	〃
新潟	山崎ヒューム管	〃	岩手	新興技術	〃
〃	藤村ヒューム管	〃			
新潟	新潟ヒューム管	〃			
富山	婦中興業	〃			

(順序不同)

122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	240	243	5	104	11	17	620	1	1	北海道	276	70	2	7	-	7	362	3	3
東北	青森	121	52	2	1	2	176	1	5	青森	97	3	1	1	-	1	102	2	2
	岩手	100	19	5	3	6	134	5	2	岩手	77	89	4	14	-	-	185	2	2
	宮城	94	96	6	27	1	231	3	3	宮城	89	9	-	-	-	-	98	2	2
	秋田	196	35	-	24	3	260	1	1	秋田	-	-	-	-	-	-	-	-	-
北	山形	114	39	5	5	-	163	4	5	山形	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	福島	128	45	-	-	11	185	-	-	福島	-	-	-	-	-	-	-	-	-
小計	753	286	18	80	21	1,149	15	17	小計	539	171	7	22	-	8	747	9	9	
関東	茨城	118	18	-	1	7	147	4	4	茨城	31	12	5	4	6	2	60	1	1
	栃木	78	28	5	3	-	116	3	3	栃木	75	98	1	108	48	6	338	3	5
	群馬	51	22	1	-	3	77	2	2	群馬	62	38	1	1	23	4	129	-	-
	埼玉	69	20	-	8	11	121	1	1	埼玉	-	-	-	-	-	-	-	-	-
東	千葉	99	12	2	2	68	192	3	5	千葉	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	東京	1	198	9	170	42	449	43	72	東京	31	12	5	4	6	2	60	1	1
	神奈川	46	24	-	5	-	91	2	2	神奈川	75	98	1	108	48	6	338	3	5
	山梨	12	12	1	-	-	26	1	1	山梨	62	38	1	1	23	4	129	-	-
東	長野	106	6	4	-	-	116	2	2	長野	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	静岡	118	41	-	2	-	164	2	2	静岡	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	小計	898	381	22	191	131	1,499	63	94	小計	188	148	7	113	77	12	525	4	6
	近畿	32	15	-	8	5	60	-	-	近畿	32	15	-	8	5	-	60	-	-
畿	滋賀	63	70	8	12	1	157	1	1	滋賀	63	70	8	12	1	3	157	1	1
	京都	49	-	5	39	10	108	3	7	京都	49	-	5	39	10	5	108	3	7
	大阪	76	39	4	2	1	124	1	1	大阪	76	39	4	2	1	2	124	1	1
	兵庫	66	14	-	-	-	83	-	-	兵庫	66	14	-	-	-	-	83	-	-
畿	奈良	55	18	-	-	-	73	-	-	奈良	55	18	-	-	-	-	73	-	-
	和歌山	-	-	-	-	-	-	-	-	和歌山	-	-	-	-	-	-	-	-	-
小計	341	156	17	61	17	607	5	9	小計	341	156	17	61	17	15	607	5	9	

中 ・ 四 国	鳥取	69	9	4	-	-	-	82	-	-	福	岡	52	23	9	43	48	9	184	4	4	
	島根	44	29	6	1	-	-	80	-	-	九	賀	59	26	3	-	-	2	90	1	1	
	岡山	59	97	4	2	-	-	162	2	2	佐	崎	21	7	1	-	-	1	30	-	-	
	広島	47	-	-	2	-	-	50	2	2	熊	本	108	68	-	4	3	3	188	2	2	
	山口	43	-	1	-	-	1	45	-	-	大	分	82	8	-	-	-	1	91	4	4	
	徳島	36	18	-	-	2	-	58	2	2	宮	崎	83	18	2	1	-	-	104	-	-	
	香川	51	9	4	19	5	2	90	4	4	鹿	島	68	13	-	-	-	-	81	2	2	
	愛媛	43	17	4	3	-	2	69	1	2	州	縄	-	18	1	1	-	-	20	-	-	
	高知	27	-	1	-	-	1	29	2	2	小	計	473	181	18	49	51	18	786	13	13	
	小計	419	179	24	27	7	7	663	13	14	内地	計	3,631	1,745	118	827	315	162	8,596	122	162	
											外	国	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-
											合	計	3,652	1,745	118	827	315	162	8,617	122	162	

編集後記

「水と土」の編集の手伝いをするようになってから、各種の会誌、会報が手元に届く度に「前号も読み損じた。執筆者や編集に携さわる方々に申し訳ない」と思うようになりました。職場で、家庭でゆっくり会誌を読む暇は会員の皆様にもあまりないと思います。一部の方を除いては、自分が特に感心のある事柄を、現在の仕事と直接関係のある部分を拾い読みするのが一般ではないでしょうか。

相当前のこととなりますが、ある会誌に投稿したところ、二三年たってから問い合わせがあり、詳細なデータの要求があってどぎまぎした経験があります。その方は、私もそうであるように、仕事の上で何か参考になる

ものはないかと手元の古い会誌を開いたのでしよう。「会誌とはこういう利用の仕方もある」と毎号その都度読み切れない自分を慰めている次第です。

しかし、農業土木技術の分野は広く、その技術も日進月歩の感があり、貴重な経験、新しい手法等の報告はその都度身につけて行くことがより良き技術者の必須の条件と思います。

今回も貴重な研究や経験、測量技術のポイント等の報告、講座、資料が掲載されていますが、一人でも多くの方々の参考になることは、執筆者、編集委員の喜びであります。限られた紙面で十分の報告ができない場合もあります。より詳しく知りたい方は、執筆者に問い合わせることも結構かと思えます。執筆者も手答えのある読者を待っています。
(伊藤記)

水 と 土 第 29 号

昭和52年6月30日発行

発行所 東京都港区新橋5-34-4
農業土木会館内

農業土木技術研究会
TEL (436) 1960 振替口座 東京 8-2891

印刷所 東京都新宿区下落合2-4-12

一世印刷株式会社
TEL (952) 5651 (代表)