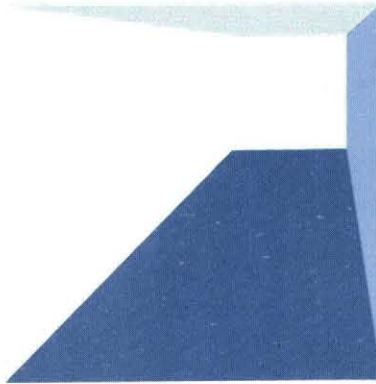
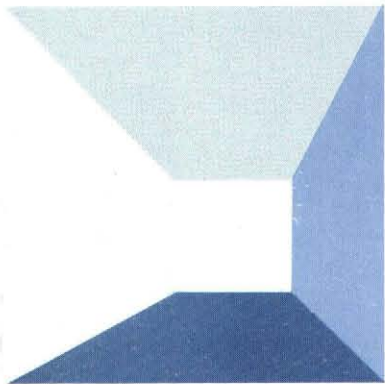
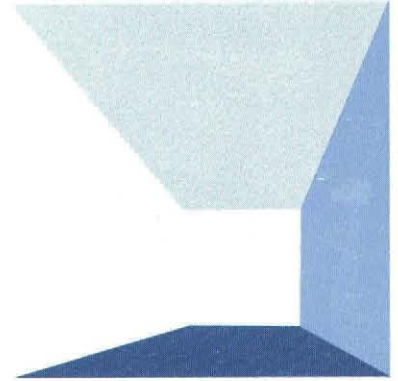
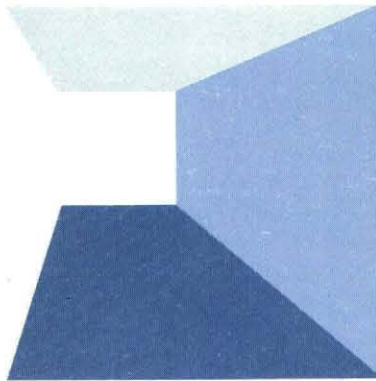
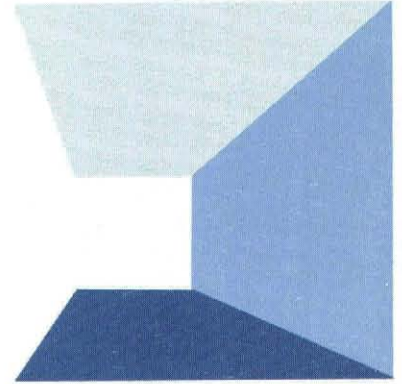


水と土

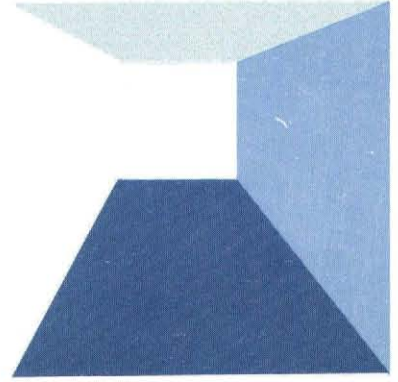
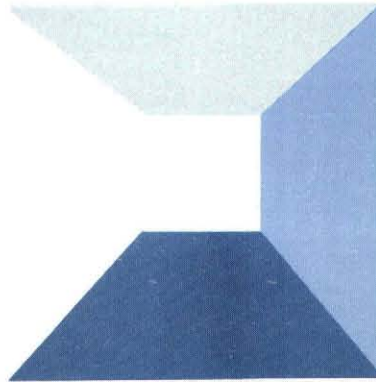
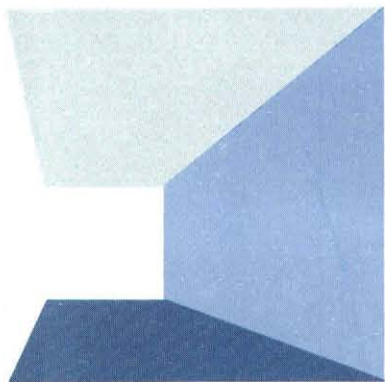
ISSN 0287-8593

第 69 号

昭和62年 6 月号
農業土木技術研究会



Japanese Association for
the Study of Irrigation,
Drainage and Reclamation
Engineering



夏子ダムの施工について

(本文47頁参照)



昭和61年9月現在の施工状況



昭和62年6月現在の施工状況

坂井北部地区における用水施設計画について (本文15頁参照)



四ヶ分水工

大口径可とう性パイプの土中挙動



(本文7頁参照)

二方向土圧計による土圧分布計測実験(埋設中)

グラビア

夏子ダム施工

坂井北部地区における用水施設計画

大口径可とう性パイプの土中挙動

巻頭文

佐賀平野の大改造

野方良輔……(1)

報文

報文内容紹介

……(1)

パイプラインにおける混入空気が送水に及ぼす影響

西山 壮一
長智 男……(2)
黒田 正治

大口径可とう性パイプの土中挙動

——矢板施工の場合——

毛利 栄 征典……(7)
河端 俊

坂井北部地区における用水施設計画について(その1)

——用水施設の概要——

久保田 昭 彦 磨……(15)
山本 清 勉
小島

坂井北部地区における用水施設計画について(その2)

——ウォーターハンマの発生とその対策——

久保田 昭 彦 磨……(22)
山本 清 勉
小島

注水管理を伴う貯水運用の一手法

——北松山右岸地区真駒内ダムの事例——

渡辺 正 治 夫……(31)
穂吉 刈田 宏

水田地帯の複合水路系における調整池(パッファーポンド)の算定について

吉野 秀 雄 宏……(39)
後藤 藤 真 幸 一
石井 正 春
猿田

夏子ダム施工について

——徳島県営かんがい排水事業夏子ダムのコンクリート打設工法を中心として——

松平 賀津馬……(47)
和 田 哲 郎

フィルダム底設監査廊の構造解析について

中橋 賢二 正……(55)
野村 幸 栄 作

鉄筋応力計の温度補正について

中野 賢二 正……(62)
野村 栄 作

原位置岩盤の変形試験について

中野 賢二……(68)

会告

……(73)

投稿規定

……(77)

農業土木技術研究会入会の手引

……(78)

会員数・編集後記

……(79)

<p style="text-align: center;">パイプラインにおける混入空気が送水に及ぼす影響</p> <p style="text-align: center;">西山 壯一 長 智男 黒田 正治</p> <p>管内混入空気は、送水能力を減少せしめるほか、水撃作用においても水撃圧を助長させる等、水管理上、施設管理上の不都合を生じる。本稿は、それらの原因を論じるとともに、その改善策として混入空気を積極的に管内に取り入れる方法とその場合の留意すべき点を述べている。 (水と土 第69号 1987 P. 2)</p>	<p style="text-align: center;">水田地帯の複合水路系における調整池 (バッファポンド)の算定について</p> <p style="text-align: center;">吉野秀雄 後藤真宏 石井正幸 猿田春一</p> <p>水田地帯で上流部が開水路、下流部がクローズドタイプパイプラインから成る複合水路システムを採用した地区で、これらの接点部に調整池を設計した。そこでまず、このような地区での調整池の必要性を明らかにし、次に水路内貯留変化量から導かれる必要容量算定式をもとに本地区で設計した調整池容量の決定手法について報告した。更に、この容量と、不定流シミュレーションから得た容量の比較を行い算定式の有効性を実証した。 (水と土 第69号 1987 P. 39)</p>
<p style="text-align: center;">大口径可とう性パイプの土中挙動 ——矢板施工の場合——</p> <p style="text-align: center;">毛利 栄征 河端 俊典</p> <p>大口径可とう性パイプの埋設実験を行った。パイプの土中挙動は周辺の地盤や埋戻し材料の特性だけでなく、矢板引抜きなどの影響が大きく、施工過程において発生する変形量が大部分であることが分った。また、パイプの変形抑制に主に貢献するのは、管心までの埋戻し材の特性であることが判った。 (水と土 第69号 1987 P. 7)</p>	<p style="text-align: center;">夏子ダムの施工について ——徳島県営かんがい排水事業夏子ダムの コンクリート打設工法を中心として——</p> <p style="text-align: center;">松平賀津馬 和田 哲郎</p> <p>夏子ダムは、徳島県営かんがい排水事業、曾江谷地区の農業用水確保を目的として、一般河川吉野川水系江谷川夏子地点に建設される重力式コンクリートダムである。このダムは、比較的小規模の重力式コンクリートダムであるため、コンクリート打設設備等について検討を行ったので、ここに報告するものである。 (水と土 第69号 1987 P. 47)</p>
<p style="text-align: center;">坂井北部地区における用水施設計画について(その1) ——用水施設の概要——</p> <p style="text-align: center;">久保田昭彦 山本 清磨 小島 勉</p> <p>国営坂井北部開拓建設事業はS46年度に工事に着手以来鋭意工事を進めてきた結果、62年3月をもってすべての事業を完了した。本地区では、1,884haの農地に対するかんがい施設を整備したものであるが、本報文ではこの用水施設の概要を紹介する。なお本報文は(その2)で紹介しているウォーターハンマの発生状況及びその対策の前段となるものである。 (水と土 第69号 1987 P. 15)</p>	<p style="text-align: center;">フィルダム底設監査廊の構造解析について</p> <p style="text-align: center;">中島賢二郎 橋口幸正 野村栄作</p> <p>フィルダムの底設監査廊は、いまだ、確立された設計法は、必ずしも存在しない。基盤の変形係数とポアソン比が、応力解析に与える影響及びコンクリートの硬化時の温度応力等について多くのケースを想定して試算を行い、これら基盤定数の取り扱い等についての一定の方針を見い出そうとするものである。試算にもとずき若干の提案を行っている。 (水と土 第69号 1987 P. 55)</p>
<p style="text-align: center;">坂井北部地区における用水施設計画について(その2) ——ウォーターハンマの発生とその対策——</p> <p style="text-align: center;">久保田昭彦 山本 清磨 小島 勉</p> <p>国営坂井北部開拓建設事業においては、1,884haの農地に対するかんがい施設を整備した。ポンプにより70mの高さに揚水された水は、管水路により地区内の各ブロックに設置した減圧水槽を通しては場に配水される。水槽には自動水位調整弁を設置したが、弁がしばしば振動を起し、大きな水撃圧を発生した。そこで振動を起しやすい弁に油圧式ショックアブソーバを取付けたところ、弁の振動現象は見られなくなった。 (水と土 第69号 1987 P. 22)</p>	<p style="text-align: center;">鉄筋応力計の温度補正について</p> <p style="text-align: center;">中島賢二郎 野村栄作</p> <p>重要構造物の挙動観測に鉄筋応力計が使用される。しかし、鉄筋応力計は、コンクリート自体の発熱により、測定値が変動する。鉄筋応力計の温度変化に対する安定性について検定を行った。鉄筋応力計の測定値の判読をより明確にするための方法を検討した。 (水と土 第69号 1987 P. 62)</p>
<p style="text-align: center;">注水管理を伴う貯水運用の一手法 ——北松山右岸地区真駒内ダムの事例——</p> <p style="text-align: center;">渡辺正治 穂刈達夫 吉田 宏</p> <p>ダムの貯水の運用管理に当っては、毎年の降雨状況等に応じて適切な貯水池運用を図ることが極めて重要である。本稿では、ある確率でかんがい末期まで貯水量がゼロにならないことを保障する貯水運用(基準貯水ライン及び取水制限ラインの設定)についての一指針を「漏水要貯水量曲線法による単一貯水池運用の計画理論」に基づいて設定したので報告するものである。 (水と土 第69号 1987 P. 31)</p>	<p style="text-align: center;">原位置岩盤の変形試験について</p> <p style="text-align: center;">中島賢二郎</p> <p>フィルダム等の基盤の変形解析には、基盤の変形係数の値が大きな意味を持つ。実際に現場で実施されている現位置載荷試験について、理論と現実の差を明確に認識しておくことが、現位置載荷試験の正しい利用法につながると思われる。あわせて有効数字の扱い方についてもふれている。 (水と土 第69号 1987 P. 68)</p>

佐賀平野の大改造

野方良輔*

現在、佐賀平野は麦の収穫が済み、田植も終わったばかりの時期です。今は梅雨期にあります。例年よりも雨が少なくなっています。しかし、4・5月頃に雨が多かったのでクリークが満水しており、現在のところ用水不足の心配はありません。

佐賀平野は有明海の沖積作用により、間断なく成長を続けてきました。後背に福岡県と境する筑紫山地を擁しているものの、耕地率が30%と極めて高いために、農業用水の確保は歴史的な課題でした。有明海の満潮時に河川を遡上する淡水^アを取水して、域内のクリークに満杯させる。この方法は河川を極端に蛇行させ、干潮時の河川水位の低下を制約して取水効率をあげるなどの工夫が更に凝らされています。また、上流より土砂を運んで天井川となっている河川では、堰は石積みで相互に厳しい水利慣行があるのも、用水の絶対量が不足しているためであります。藩政時代に築造された施設では、藩権力をもって強引に水系を変更した水路もありますし、また溜池は一滴の水でも多く貯溜するために、四段連続のものもあります。それでも用水が不足する地域では、常時湿地状態に置くことが水確保の最終手段となります。しかし、近年では深井戸により深層の地下水を揚水していますが、水位復元力の弱い沖積平野のことゆえ、広範囲に地盤沈下を引き起しています。

このように佐賀平野の水稲農業は、用水と裏腹にある排水を犠牲にして今日まで用水を確保してきました。戦後、農林省によって建設された北山ダムは、その貯水量からみて画期的な事業でありましたが、クリーク農業から脱け出すことはできませんでした。

現在の稲作は、田植機械の導入と兼業農家の増加により、土・日曜日に集中して田植をします。佐賀平野の農業は用水を有効にクリークに還元させながら、上流から下流へと順次に代掻田植をする慣行でしたが、今日では水需要が集中して発生しています。また、裏作に麦が復活しましたが、排水の面からクリークの初期貯水は控え目となり、代掻用水から不足する年もあります。このように、佐賀平野の生産基盤は、用水不足と排水不良が同居した脆弱な体質をもっていますが、近年の農業経営と農作業体系の変化から、愈々余裕がない状態となつてまいりました。

佐賀平野では、水稲作中心の農業構造を改革して、新しい農業生産を展開していくには、水田を汎用農地に改造する抜本的な整備が必要です。

佐賀平野の自然条件と限られた水資源の制約のなかで、既存の水利施設を再評価しつつ、特に排水改良対策を中心に据えた広域的な用水対策を講じなければなりません。佐賀平野の整備計画は、まず圃場の暗渠排水の効果の面から、クリークの水位を常時は田面より1m下げて現在の貯水量を確保し、幹線用排水路として整然と統廃合をする。淡水^ア取水は、潮汐の影響がない河川上流より一括取水する。また、地下水揚水はダムにより水源転換を図ることにしています。現在、国・公団によって幹線用排水路の工事が着々と進められています。この基幹工事と一体的に実施している圃場整備も着実な進歩をみせています。また、圃場整備を機に、河川改修や公共道路の整備も加速してまいりました。

圃場整備の進展に伴い、一時凋落した麦作は作付面積が次第に拡大し、しかも安定した収量によって米、みかんに次いで、本県農業生産額の第3位を占めるまでに復活しました。

施設園芸も圃場整備が済むのを待って積極的に導入されており、産地間競争にも耐え得る野菜団地が形成されつつあります。また、圃場整備による農地の集団化は農業構造の改革に大きく寄与しています。本県の農地の流動化比率は全国でも高位にあります。今後は基幹作業の受委託や期間借地の面積は、更に拡大していくと思います。

久しく停滞していた佐賀農業は、佐賀平野の大改造によって、将来の厳しい農業情勢の中で、十分に生産基盤の優位性を発揮できると確信しています。

* 佐賀県農林部次長

パイプラインにおける混入空気が送水に及ぼす影響

西山 壮一* 長 智男** 黒田 正治**

目 次

1. まえがき..... 2	2-3 水撃作用における特異現象のメカニズム..... 4
2. 混入空気によって送水能力の低下または、 水管理の不都合が生ずる例..... 2	3. 混入空気によって現象が改善される例..... 5
2-1 送水能力の低下が生じる原因と対策..... 3	3-1 水撃作用とその対策..... 5
2-2 空気塊の排除にともなう生ずる水撃 作用..... 4	3-2 キャビテーション発生の防止..... 5
	4. まとめ..... 6

1. まえがき

近時、農業の近代化にともない、かんがい施設において、送配水操作が一元的で且つ容易な管路方式が採用されることが多くなった。

しかしながら、当初の設計の段階では予想されなかった現象が、施設完成後に生ずることも少くない。管内混入空気に関する諸問題もその1つである¹⁾。

パイプラインの送水能力が低下した場合、あるいは、全く水が流れない場合、通常、「エア-のためではないか」といわれることはあるが、具体的に如何なる原因で送水能力の低下が生ずるかについては、現場では、ほとんど語られない。

その理由の1つに、パイプの材質が、通常不透明であり、管内流況を見ることが不可能なため、現象的に理解しにくいことが推察される。

送水能力に及ぼす空気の影響については、流況が個々のケースによりかなり異なり、また、相似性にも困難性があるため、このような空気の混入流のすべての現象に対して、通用する法則または理論はまだなく、今後のさらに深い研究が必要であることも指摘されている。

管内に空気が存在すれば、その場合の水撃作用に特異現象がみられる。

この場合、特に留意すべきことは、混入空気の存在する場合の水撃圧が、混入空気が存在しない場合の水撃圧に比べ、著しく大きくなり、危険になることである²⁾。しかしながら、いかなる原因で、混入空気によって水撃圧が助長されるかについては、まだ、一般にはあまり知られていない。

また、オープンタイプパイプラインシステムにおいて、管内に混入空気が存在すると、パイプラインシステムに

おける水柱の振動が助長され、流れが不安定となり、水管理の支障を生じる^{3,4)}。

このように、管内混入空気は、多くの送水上のトラブルの原因となり、管外へ排除すべきものである。

しかしながら、例外的なことであるが、この混入空気を管内に積極的に取り入れ、水撃圧の軽減、キャビテーション現象の回避を図り、成功している例もある。

本論文では、管内混入空気の功罪に関し、現象とその解説を試み、パイプライン設計において留意すべきことを論じたものである。

2. 混入空気によって、送水能力の低下または、水管理の不都合が生ずる例

まず、管内に混入空気が存在する理由について、簡単に述べてみたい。主な原因は次のとおりである^{5,6)}。

(1) 満流する過程において、空気が管外に排出されず、管内に残留した。特に管が地形によって凹凸している場合、管の頭部に残留する。また、管の断面の変化部分、接手等、管内面が粗い部分に残る。(図-1、図-2

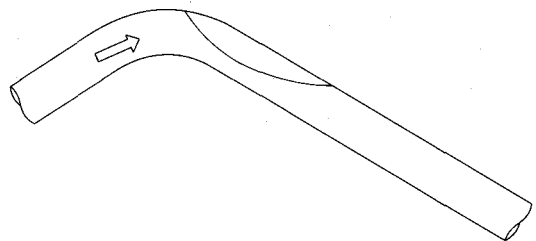


図-1 管の貯部に停留している空気塊

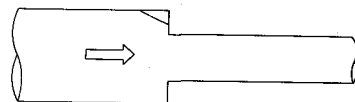


図-2 断面の変化部分に停留している空気塊

* 香川大学農学部
** 九州大学農学部

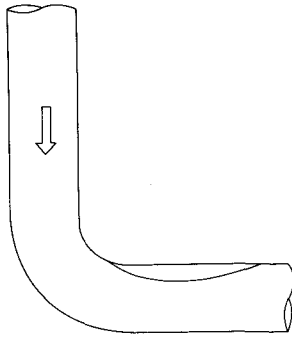


図-3 垂直な下りコウ配から水平な流れに移る管に停留する空気塊

および図-3 参照)

(2) 貯水池等の取水口において、貯水池の水面に渦がおこり、管内に空気を連行する。また、水が水脈として、水槽に自由落下し、その後、パイプラインに流入する場合、空気を連行する。(図-4 および図-5 参照)

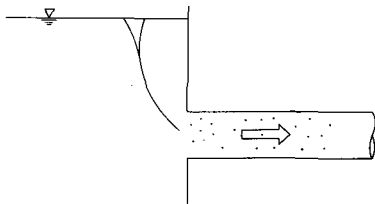


図-4 取水口に生ずる渦と連行空気

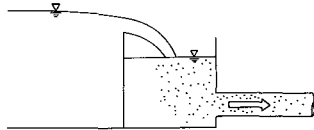


図-5 水槽における水脈落下と連行空気

(3) 水に溶解していた空気が温度の上昇、圧力の低下にもなって、逸出し自由空気となった場合、負圧を生ずる部分から空気を吸入する場合がある。

これらの混入空気により、送水に対して、種々の影響が生ずる。

2-1 送水能力の低下が生じる原因と対策

かんがい用パイプラインが設置される地形は、凸凹し

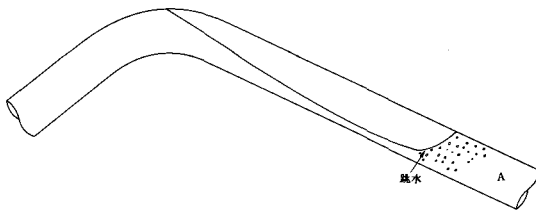


図-6 下降傾斜管に生ずる跳水(跳水の数, 1)

ているのが通常である。このためパイプラインの凸部に空気が排除されなくて残る。この空気によって、パイプラインの損失水頭が水のみが流れる場合より大きくなる。

管内混入空気が多量の場合には、図-6のように、下流部に跳水がおこる。この跳水により、著しい水頭損失がおこる。

この場合、Aの部分において、この跳水により生じた小気泡が、流水によって下流にさらに連行されれば、空気塊の体積は徐々に小さくなる。

しかし、跳水によって生じた小気泡を下流に運び去るだけの流速がない場合は、跳水の下流に大きな空気塊が生じ、さらに、跳水の位置が勢いよく上昇し、音を発するようになる。あるいはこの現象が間欠的に生ずる場合もある。(図-7 参照)この防止対策としては、管の頭部にエアバルブを設置し、ゆっくり満流させることである。

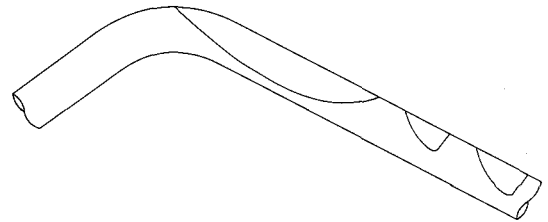


図-7 下降傾斜管に生ずる多連跳水

なお、エアバルブの位置よりやや下流部に空気が停留する可能性もある。この場合には、一度可能な限りの流量を流し、流水による排除を試みる必要がある。

なお、サイフォンの場合、当然ながら、エアバルブによる空気排除は不可能である。そのような場合、流水による空気排除を行うが、それが不可能なときは、真空ポンプを設置し、それによる排除を検討する必要がある。この真空ポンプの設置によって、通水能力が改善された例は少くない。図-8 に改善例を示す。

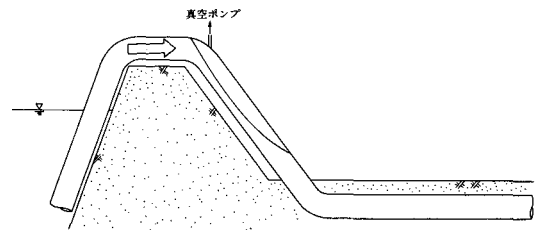


図-8 溜池からサイフォンを含むパイプラインシステムで水を引いている場合、真空ポンプの設置により通水能力が改善された例

なお、流水によって、空気を排除しようとする場合、必要な流速Vは、大略、次式で与えられる⁶⁾。

$$V = C \sqrt{gD \sin \theta} \dots \dots \dots (1)$$

ここで、

θ ; 傾斜, D ; 管径, g ; 重力の加速度
 C ; 係数 (1.4程度)

2-2 空気塊の排除にともなう生ずる水撃作用

図-9に示すように、管内に停留している空気を急に排出すると、それにとまって、水が急激に移動するが、空気の排出完了とともに、空気弁のフロートが作用し、水の流出が阻止される。このため、水の流れが急に停止し、水撃作用が生じる⁷⁾。この現象は、空気の排出によって生ずるので、現場では「エアハンマ」とよばれることがあるが、正しくは水撃作用（ウォーターハンマ）である。

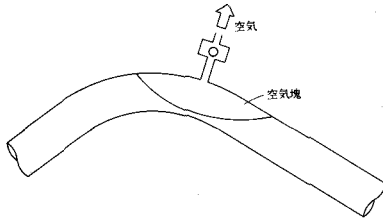


図-9 管内に停留した空気をエアバルブから排出している

この空気の排出速度は管内の圧力が高いほど大きく、水の流出速度に比べ著しく速い。したがって、管内圧力が低いときに、ゆっくり空気を排除するよう留意すべきである。また、高圧パイプラインにおける、管内空気連行は危険であるといえる。

2-3 水撃作用における特異現象のメカニズム

混入空気のため、水のみかけの弾性係数が大きく低下する。すなわち、圧力の変化にとまって、空気の体積が変化するので、みかけの水の弾性係数も圧力とともに変化することになる。その結果、混入空気を含んでいる管路の水撃作用には、水のみが流れる場合とは著しく異なった現象が生じる^{2,8)}。

読者は、次のような簡単な実験を試みられたら、水撃作用に及ぼす混入空気の影響がいかに大であるかが容易に理解できる。

注射器（ガラス製は、この場合、実験には危険であるので、プラスチック製を用いる）を用意し、これに蒸留水を吸入する。

- ① 図-10におけるAの吸入口をふさぐ。ピストンを引いても堅くて引きにくい。
- ② ところで、図-11のように小気泡が混入していると、①の場合よりも、はるかに軽い力でピストンを引くことができ、図-12のように、空気の体積が増大する。
 ピストンを急に離すと、一瞬にして、空気の体積が小さくなり、水同士の衝突がおこる。このとき、通常、音も発生する。



図-10 空気が混入していない水



図-11 水中に小気泡が存在する

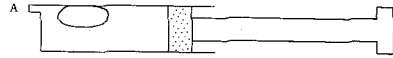


図-12 Aをふさぎ、ピストンを引き、圧力の低下により気泡の体積が増加した

パイプラインにおいて、図-13に示すように、一旦低圧となり、その後、最大圧力が生じる水撃作用の場合には、水撃圧は混入空気により、助長される可能性がある。

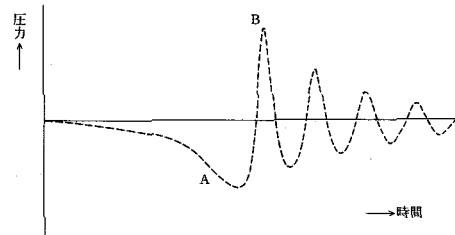


図-13 一旦低圧となり、その後最大水撃圧が生ずる水撃作用

この理由は、前の注射器による実験から明らかである。すなわち、図-13の低圧時、Aにおいて、空気の体積が増大し、Bのときに体積が急激に減少し、大きな圧力が生じる。

したがって混入空気を含む場合の水撃圧は水のみの場合の水撃圧より大きくなるが、一方、空気の含有率がある値より大きくなれば、逆にその空気がクッションとして作用する役割が大きくなり、水撃圧は、混入空気を含まない場合のそれより減少する。それに関する実験装置と実験例を図-14、図-15、図-16および図-17に示す。これらから、管内に空気が含まれていると、圧力波の伝波速度が減少し、周期が長くなることが明らかである。

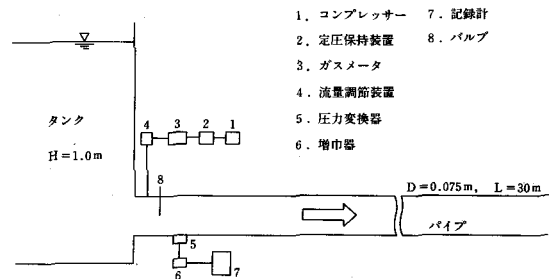


図-14 実験装置の概要

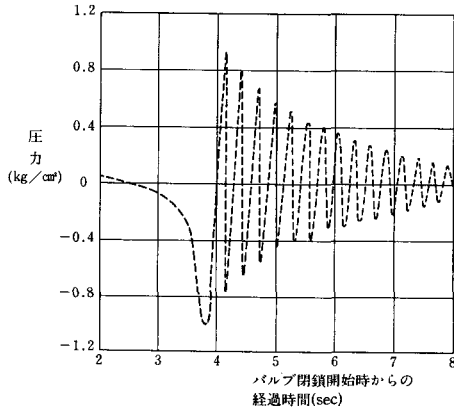


図-15 空気を含んでいない場合の圧力脈動

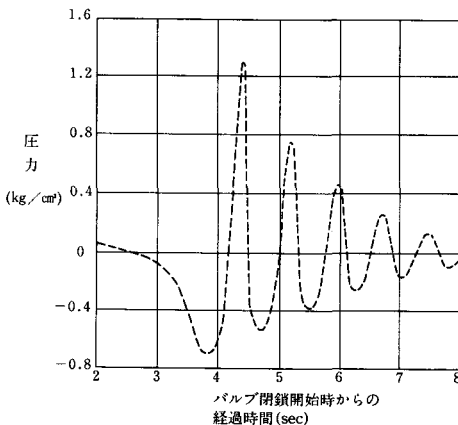


図-16 空気を含んでいる場合の圧力脈動
(空気の含有率0.6%, 大気圧, 体積)

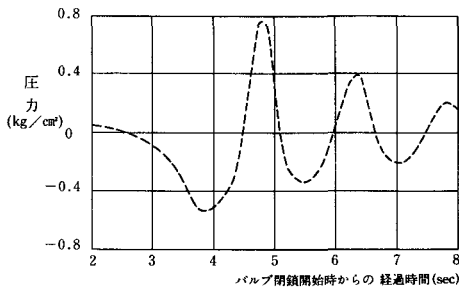


図-17 空気を含んでいる場合の圧力脈動
(空気の含有率2%, 大気圧, 体積)

また、この例は、管内に様に空気が混入している場合の水撃作用であるが、バルブの直下流のみ空気が混入しているときには、さらに水撃圧を上昇させてしまうことがある。したがって、バルブの直下流近くには、空気が停留しないように、特に留意すべきである。

以上から、混入空気の含有率と水撃圧との関係は、図-18に示すように上に凸の曲線となる⁸⁾。

なお、このように一旦低圧となり、その後、最大水撃

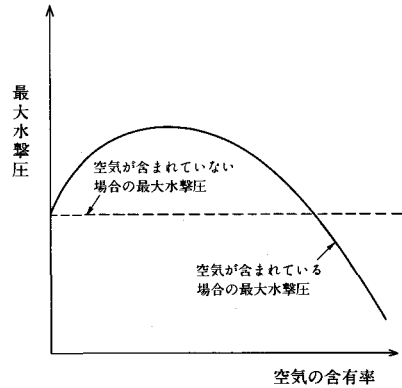


図-18 空気の含有率と最大水撃圧との関係

圧が生ずる水撃作用は、ポンプ停止後に生ずる水撃作用にもみられる。

以上は、管内に混入した空気について、観点を弾性においたものであるが、波速についてみてみよう。

一般的に流体中(気体, 液体)を伝わる波速 C は、次の式で与えられる。

$$C = \sqrt{\frac{K}{\rho}} \dots \dots \dots (2)$$

K ; 体積弾性係数

ρ ; 流体の密度

管内にたとえ微量でも、混入空気が含まれると、水のみかけの弾性係数が、水のみが含まれる場合に比べ、著しく減少する。一方 ρ はほとんど変化しない。

以上から、管内に混入空気が含まれると、圧力波の伝波速度が著しく減少することが明らかである。例えば、大気圧で数%の混入空気が含まれると、圧力波の伝波速度は数10mとなり、著しく減少する。

3. 混入空気によって現象が改善される例

3-1 水撃作用とその対策

ポンプを含むパイプラインシステムにおいては、一旦、負圧が生じ、次に高圧が起る。負圧が小さければ、当然、正圧も小さくなる。

そこで、負圧対策として、負圧が生じる部分に空気を吸入させ、負圧の減少をはかる方法が有効である。この場合、留意すべきことは、この吸入された空気が新たな問題を生じないように、次の送水時には、容易に管外に排除されるパイプラインの配置となっていることである。

3-2 キャビテーション発生防止

パイプラインにおける管路途中のバルブの部分開によって、キャビテーションが発生することは少なくない。このキャビテーションを回避するためには、バルブ直下流の負圧発生個所に、大気圧と接続するようにパイプを

設置し、空気を供給するようにする。

なお、この場合数10m以内に大気中または貯水池に放流すること等が条件である。すなわち、空気混入流の区間が短く、トラブルとならないことが必要である。

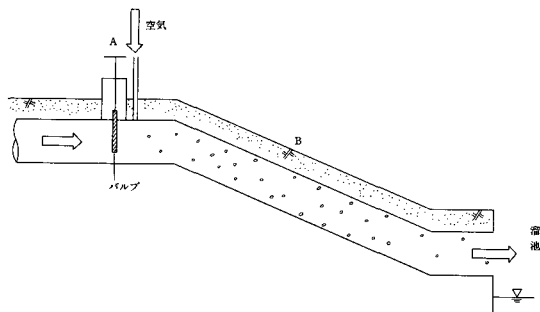


図-19 バルブの直下流に空気を送り、キャビテーション現象を回避している例

図-19は、溜池に給水しているパイプラインであるが、B区間は傾斜地であり、バルブ設置が困難である。

そこで、貯水池より、やや離れたA地点にバルブを設置したが、キャビテーションが発生した。そこで、バルブ直下流に小径(5~10cm)のパイプをT字に接続し、大気圧と通じさせ、キャビテーションの回避に成功している。

4. まとめ

管内混入空気は、一般的には送水能力を減少せしめ、また、水撃作用においても、水撃圧を助長させる等、水管理、施設管理上、不都合を生じる。本稿ではそれらの

原因を述べた他、その改善策として混入空気を積極的に管内に取り入れる方法とその場合に留意すべき点を論じた。

引用文献

- 1) 河野広, 三木秀一: 農業用パイプラインに発生する問題点とその判別予測, 農業土木試験場技報, 173号, pp. 1~27 (1987)
- 2) 西山壯一: 水撃作用と混入空気, 農土誌, 51(2), pp. 19~26 (1983)
- 3) 松下玄: 越流スタンドの空気連行特性, 農土論集 110, pp. 101~108 (1984)
- 4) 山本徳司ほか: オープンタイプパイプライン系のスタンド容量に関する実験的検討(Ⅲ) (オーバーフロー型スタンドの空気連行に関する研究) pp. 126~127, 昭和59年度農業土木学会大会講演要旨集
- 5) 井上光弘: 下降傾斜管路内に発生する多連跳水現象, 農土論集, 69, pp. 42~48 (1977)
- 6) Report of the task force on flow in large conduits of the committee on hydraulic structure: Factors influencing flow in large conduits, Proc. A. S. C. E., HY 6, pp. 123~152 (1965)
- 7) Albertoon, M.L. and J. S. Andrews: Transient caused by air release, edited by J. P. Jullis, pp. 315~340 (1970)
- 8) 西山壯一ほか: バルブの下流に発生する Water-hammer とそれに及ぼす混入空気の影響 農土論集, 77, pp. 1~26 (1977)

大口徑可とう性パイプの土中挙動

—矢板施工の場合—

毛利 栄 征* 河 端 俊 典**

目	次
I 緒言.....	7
II 大規模埋設実験.....	7
	III 埋設パイプの挙動.....
	9

I 緒 言

地中に埋設されるパイプラインの土中での挙動は周辺地盤の変形特性の影響を大きく受ける。特に可とう性パイプの場合、埋戻し材や地盤の特性がパイプのたわみ量を左右するため、十分慎重な設計・施工が必要である。これまでにも多くの研究者によって実験的、あるいは解析的にパイプラインの安全性を予測しようという試みがなされてきた^{1),2)}。特に大口徑の可とう性パイプの場合には埋戻し材や基礎材の特性の評価が重要でパイプの挙動は周辺地盤との相互作用によって決まる。従来よりパイプラインの基床や基礎には砂を用いる事が多かった。この事は砂の施工性・入手の容易さとともに、比較的大きな反力を期待できる事に起因している。

Trott & Gaunt は³⁾道路下に埋設された大口徑鋼管の変形及び作用土圧について大規模な実験を行い、道路荷重が作用した場合のパイプに作用する土圧分布について検討している。彼らは、Spangler の式や有限要素法による数値解析を行い、パイプを埋設するときの溝幅やパイプと埋戻し材との間の摩擦抵抗力がパイプに作用する土圧分布に大きな影響を与えることを示している。Howard は⁴⁾室内実験や現場実験より得られた数多くのデータをまとめ、Spangler の式による予測値と実測したパイプのたわみ量の関係を示している。

農林水産省の土地改良事業設計基準水路工(その2)⁵⁾においても先駆的なこれらの研究成果をもとに、埋戻し材は砂または良質な土砂を用いることを推奨している。砂質系の埋戻し材については、Howard が締固めの程度と埋戻し材の支持力の大きさ(受働抵抗係数 e' kgf/cm²)の表を提示している。この表については日本においても数多くの室内実験や現場埋設管路の計測などによって、その妥当性が高く評価されているところである。しかしながら、Howard らの実験も含めてこれらの埋設施工は

素掘施工を基準としており、矢板土留工法によって埋設されたパイプラインについては十分な資料の蓄積が無く、 e' の決定は非常に困難である。

本報においては矢板土留工法によって埋設された大口徑パイプラインの土中挙動について詳細な現場埋設実験を行った。この埋設実験では原地盤が非常に軟弱なため埋戻し材に碎石を使用した。特に管底部から管側部までの基礎条件を3種類設定し、パイプに発生する歪、たわみ、沈下などを対象として可とう性パイプの土中挙動について検討した。

これより矢板土留施工においては、管底部から管側部の埋戻し材の特性が特に重要で、この部分の埋戻し材の強度特性によってパイプラインの変形が決定される事が分かった。

II 大規模埋設実験⁶⁾

1. 実験条件

埋設実験を行った地区はシルト層と細砂層の互相により構成されており地表面下約15~20mまでが軟弱地盤である。試験工区に近接する地質柱状図を Fig. 1 に示す。

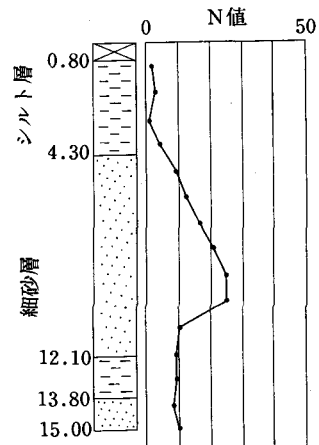
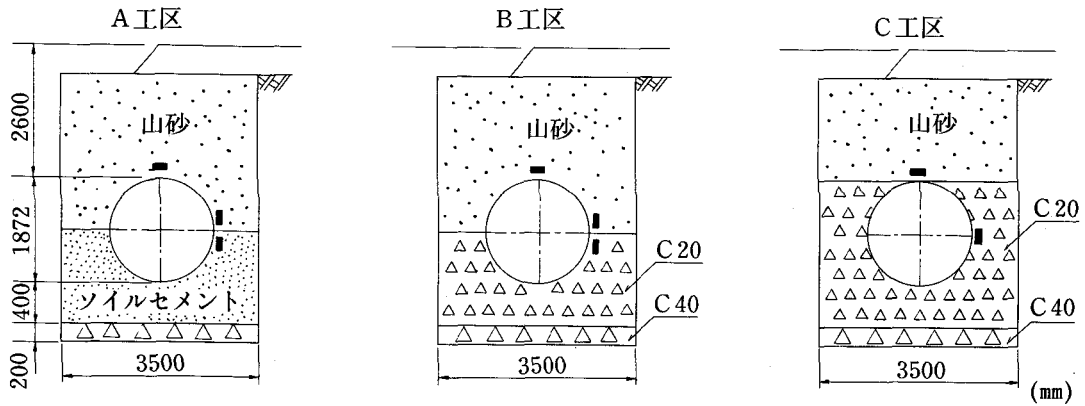


Fig. 1 土質柱状図

* 農業土木試験場造構部
** 久保田鉄工技術部



■ 土圧計位置

Fig. 2 施工断面及び埋戻し材料

掘削中にも地質状況を確認しているが、試験工区のほぼ全域の地表面下約5mまでがN値5以下の軟弱な粘性土である。また、施工時には管底部下の床掘面は地下水の影響によって非常に軟弱になっている。

パイプの布設断面を Fig. 2 に示す。使用管種は強化プラスチック複合管である (FRPM 管5種 1800mm, リング剛性 EI=583,200kgf・cm²/cm 定尺4m)。現行の設計ではソイルセメントによる基礎が用いられ、管側180°から地表面までは山砂によって埋戻されている。

これは試験工区Aに対応する。試験工区の埋戻し条件を列記すると次の3種類である。

- A工区；ソイルセメント埋戻し (180°基礎)
180°～地表面までは山砂による埋戻し
- B工区；碎石埋戻し (C-20, 180°基礎)
180°～地表面までは山砂による埋戻し
- C工区；碎石埋戻し (C-20, 360°基礎)
360°～地表面までは山砂による埋戻し

A～Cの各工区は20m (パイプ5本分) で各工区境界には止水壁が設けられている。基床は碎石 (C-40, 厚さ20cm) とした。

有限要素法による数値計算結果によると管底部近傍のパイプの支持機構は非常に複雑で、必ずしも管底部の一部分の土の変形係数が小さい事がパイプの変形し易さに対応しない。逆に管側部から上部の土の強度特性はパイプの変形抑制に有効に作用し難い。すなわち、この事はパイプの支持機構が複雑で管底から管側にかけての埋戻しの重要性を示唆している。現在のところ大口径パイプラインのような大規模な施工を伴う埋設工事において、埋戻し材料の支持力や強度がパイプの安全性に与える影響については未解明の部分が多い。

本試験における埋戻し材はA工区の変形係数が大きいので、A, Bの両工区の比較によって管底部の支持状態の影響について検討し、B, C工区の比較によって管側部

上部土塊の変形抑制効果について検討することとした。

2. 埋戻し材料

パイプラインの埋戻し材料には砂を用いる事が一般的である。しかしながら、当地区の原地盤は適当な受働抵抗係数 (e') を期待する事が困難なため変形抑制効果の大きい碎石、あるいはソイルセメントによる基礎を使用した。ソイルセメントは山砂 (含水比 $\omega=10\sim12\%$) にセメントを混入したものである。セメント添加量については室内実験により強度とセメント添加量の関係を把握し、実際には試験転圧実験によって転圧回数と添加量を決定した。

Table. 1 に結果の一部を示す。但し、この時の e' は一軸圧縮試験から得られた変形係数より求めたものである。埋戻しは一層30cm であるが各層の密度確認は砂置換法と RI 法を並用して行った。Table. 2 には平均値を示す。

Table. 1 ソイルセメント試験施工結果

(kgf/cm²)

項目	転圧回数	5回	6回
	一軸圧縮強さ q_u		4,460
受働抵抗係数 e'		257	297

$$e' = \frac{E_s}{2(1-\nu^2)} \dots\dots(1) \quad E_s = \frac{1}{2} \cdot q_u / \epsilon_0 \dots\dots(2)$$

E_s : 土の変形係数 (kgf/cm²)

q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm²)

ϵ_0 : (1/2)・ q_u に相当する点のひずみ

ν : 土のポアソン比 (0.5)

3. 計測方法

地下に埋設されたパイプラインに作用する土圧や、その時、パイプに発生している歪分布を求める事は埋設下

Table. 2 現場密度試験結果 (砂置換法, RI 法)

工区・位置		湿潤密度 γ_t (gf/cm ³)	乾燥密度 γ_d (gf/cm ³)	含水比 ω (%)
A	①	1.72	1.53	12.4
	②	1.76	1.63	7.4
	③	1.68	1.57	7.3
	④	1.94	1.79	8.3
	⑤	1.93	1.78	8.3
B	①	1.76	1.57	12.1
	②	1.74	1.61	8.5
	③	1.70	1.51	12.5
	④	1.06	1.88	4.4
	⑤	1.87	1.79	4.6
C	①	1.73	1.54	12.7
	②	—	—	—
	③	1.08	1.90	4.3

のパイプの安全性を検討する上で非常に重要である。本実験においては埋設計器によってパイプの埋戻し中の挙動や、施工過程の進捗の影響を詳細に把握し、かつ、埋設完了後も長期間に亘り連続的に計測する。

このような詳細なデータの蓄積によって日本の埋設状況(土質, 施工方法)に対応した変形遅れ係数や受働抵抗係数 e' を評価するための資料を得ることができ、パイプラインの埋設方法, 設計方法を改良・発展させる事ができる。

(1) 土圧計

パイプに作用している土圧の経時変化はその土中挙動を予測する上で重要である。土圧計は各試験工区の中央管の管体中央部に設置し、管頂部の鉛直土圧と管側の水平土圧を測定している。

(2) パイプに発生するひずみの計測

パイプに発生するひずみはパイプの安全性を評価する上で重要である。特に内圧と外圧が作用する場合には、たわみ量だけでなくパイプに発生する応力値が問題となる。ひずみゲージはパイプ外周面に接着し3重の防水処理を行った。

(3) 地下水位の計測

埋戻し材中の地下水位の計測は水圧計等によって経時観測される事が多い。試験工区の周辺の地下水位は地表面から浅いところに位置し経年的に安定しているので管底から塩ビ管を立上げ、管内の水位計測によって地下水位を計測している。

(4) たわみ計測

パイプのたわみ量はパイプの挙動を知る上で最も重要な確な手法である。仮設道路を通過する重量機の影響を把握するために4方向のパイプの変形量をたわみゲージによって測定している。計測位置はパイプの中央部にマーキングを行い計測誤差を少なくしており、反復誤差は0.5mm以下である事を確認している。

III 埋設パイプの挙動

1. 地下水位状況

パイプ布設中は基礎に使用した碎石層(20cm厚)を通じて地下水を集水し常時ポンプアップしているため完全なドライワークが可能である。ある程度埋戻しを行い止水壁を設置した後の地下水位の回復は比較的速やかに管中心レベル近くまで上昇している。パイプ埋設後約1ヶ月で地表面から-180cm(管頂より90cm上)まで上昇し、3ヶ月後には-110cmまで回復している。

2. パイプのたわみ

パイプの配置直後から矢板引抜き後3ヶ月までの経時的なたわみ量変化を Fig. 3 に示す。

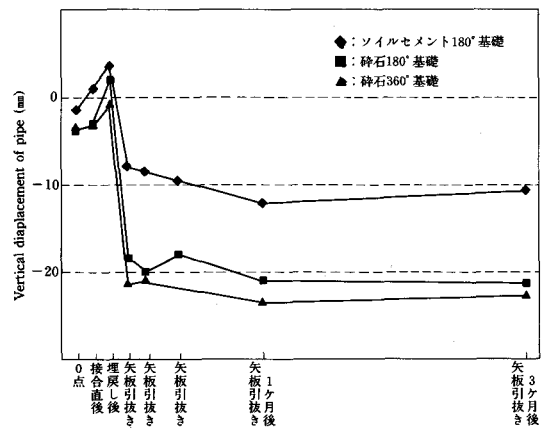


Fig. 3 パイプの鉛直たわみの経時変化

試験工区のパイプは埋戻し完了時に、左斜め方向(下流に向かって)に縮小した形状に変形している。これは管路の左岸側の仮設道路を施工用重機が走行するために、パイプラインの左右で荷重条件が異なることに起因している。この事は重機走行中の管内調査によっても明確に表れている。ソイルセメントによって埋戻しを行ったA工区では、埋戻し完了時には水平方向直径は減少しパイプは縦長になっている。

矢板引抜きによってパイプは急激に変形し水平たわみの進行が見られる。埋戻し完了時から矢板引抜き直後までのたわみの進行量は鉛直たわみ-12mm, 水平たわみ+14mmである。

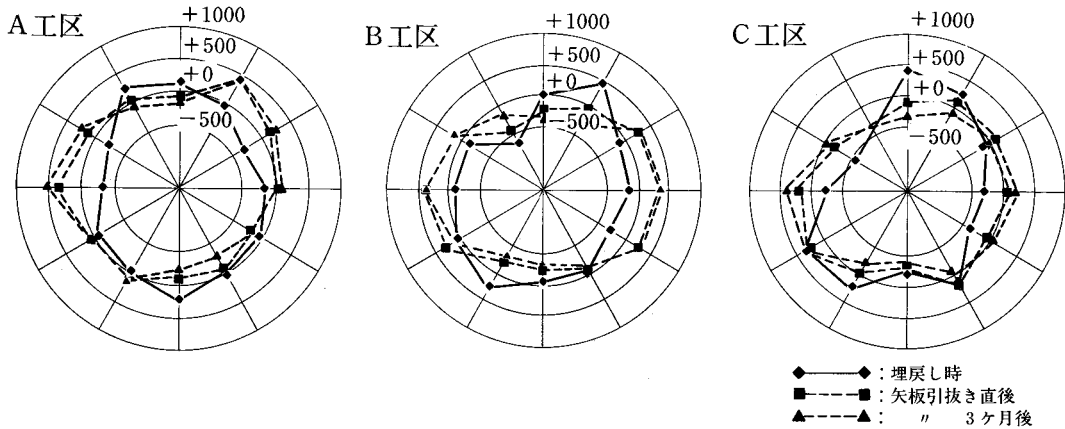


Fig. 4 パイプの円周方向歪分布

その後1ヶ月間に水平たわみは約4mmの変化があり、矢板引抜き後3ヶ月では逆に約2mm戻っている。3ヶ月経過時のパイプの変化量は真円状態に対して鉛直方向が-11mm、水平方向たわみ量は+9mmである。

砕石(C-20)によって埋戻しを行ったB、C工区は管底から管側にかけての基礎条件は同じである。埋戻し完了状態までのたわみの変化量はC工区の360°基礎のパイプが若干少ないものの両工区ともほとんど同じと考えて良い。矢板引抜き前後のたわみの変化量は両工区とも約21mmでパイプは横方向に変形している。この時の水平たわみ率は真円を基準にして約1%である。また、1ヶ月経過までの水平たわみ変化量は約3mm、1ヶ月から3ヶ月の間の変化は約2mmである。矢板引抜き後のたわみの進行の傾向は埋戻し材の違いによらずほとんど同じで6~7mm以内のたわみ進行に留まっている。以上のように、パイプのたわみの約80%が埋戻しから矢板引抜き過程の間に生じており、引抜き後から3ヶ月間のたわみの進行量はA工区; 0.28%, B工区; 0.31%, C工区; 0.17%で非常に小さい。このように埋戻し材の強度、変形特性は埋戻しから矢板引抜きまでの間でパイプの挙動に大きな影響を与えるが、その後はむしろ周辺地盤の特性の方が優位に作用していると考えられよう。この事は矢板とパイプとの距離すなわち、溝幅とも密接に関係するためパイプと矢板の影響圏の把握が必要である。

3. パイプに発生する円周方向歪

各試験工区の中央供試管外面の円周方向の歪分布をFig. 4に示す。埋戻し完了時には管底、管頂部が引張領域に管側部が圧縮領域となり、転圧の影響によってパイプが縦長に変形している事と良く対応している。

B、C工区の砕石基礎ではA工区に比べて地表面荷重の影響が大きく出ている。矢板の引抜きによって3工区とも管頂部の歪は圧縮に、管側部の歪は引張領域に移行しており、パイプの変形の進行と良く対応している。こ

の事は矢板の引抜きによって管頂上の土のアーチ作用が切れて付加的な土圧がパイプに作用した事を示唆している。矢板引抜き後3ヶ月間の歪の進行は最大で約 500×10^{-6} Strainで、各工区とも問題になるような大きな歪は生じていない。砕石基礎のB、C工区の歪はA工区に比べて変化量が大きく管底付近にみだれを生じやすい。この事は管底部のくさび部分に埋戻し材を撤き出し、転圧する時の施工良否の影響が大きいものと思われる。この点大口径パイプにおいては十分注意が必要であろう。ソイルセメントを用いる場合には矢板引抜き直後からの変化は少なく、この歪分布からは管側部の管心レベルで埋戻し材が変わっている影響も見られない。B、C工区についても基礎条件の差を見出すことは困難でC工区の360°基礎の有効性は確認できない。以上のように歪分布から見てパイプの変形には管底から管側にかけての180°区間の埋戻し材が重要な役割を果たしており、この部分が矢板引抜き等の施工によって緩まないようにすることが重要であろう。

4. パイプに作用する土圧

パイプに作用する土圧の経時変化をFig. 5に示す。埋戻し完了時における管頂部の鉛直土圧はA工区が0.225 B工区が0.184, C工区が0.147kgf/cm²である。埋戻し材の平均密度を $\rho_d = 1.57\text{g/cm}^3$ とすると、土被り荷重 $W = 0.28\text{kgf/cm}^2$ (矢板引抜き時の土被りHは180cmである。)となり実測土圧の方がかなり小さい。しかし、矢板引抜き直後に鉛直土圧は増加し3ヶ月後の値では垂直土圧公式から得られる値に等しくなっている。すなわち、この事は矢板と埋戻し土との間の摩擦抵抗によって埋戻し土に生じていたアーチ作用による鉛直土圧通減作用が無くなった事を示している。A工区の管側部の水平土圧計はソイルセメント中と山砂中に設置されているが、ソイルセメント中の土圧計の値は非常に小さく、矢板引抜き後の変化量も小さい。B工区では砕石中と山砂中に土圧計が設置されている。砕石中の土圧値は山砂とソイ

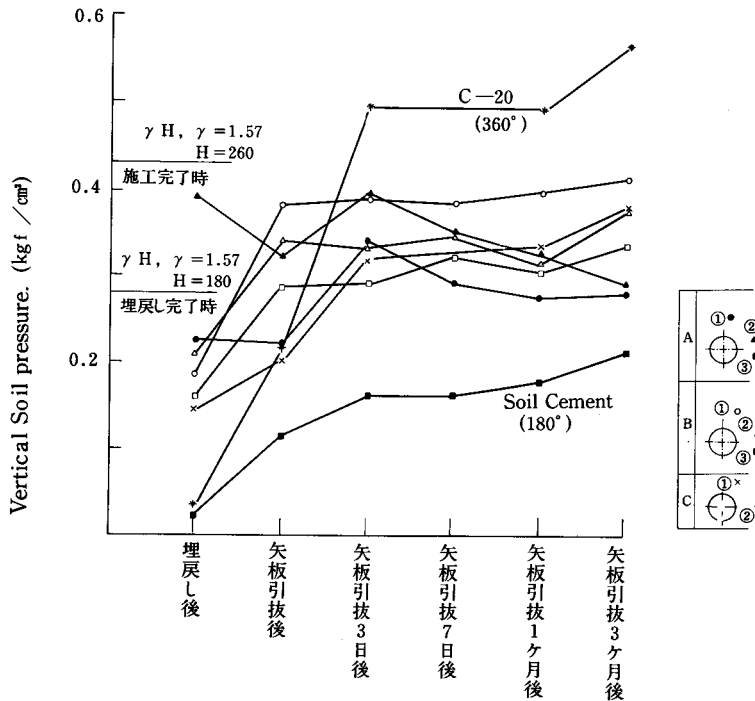


Fig. 5 パイプに作用する土圧の経時変化

ルセメント中の土圧値の中間的な値を示し、各々の埋戻し材の特性を表している。

5. パイプラインの沈下

Fig. 6 に試験工区15本のパイプの受口管底部の標高の経時変化を示す。管の布設から埋戻しに間に20~40mmの沈下を生じている。矢板引抜きによってA工区で約60mm、B、C工区で約90mmの大きな沈下が生じている。しかし、その後1ヶ月間の沈下量は小さく5mm以内、3ヶ月目までに15~20mmの沈下の進行が見られた。以上のようにパイプの沈下についても矢板の引抜きの影響が最も大きい。

Fig. 7 は矢板引抜きに伴う管底沈下量を示している。

供試管はB工区の中央パイプである。矢板の引抜き方法はパイロハンマーによって左岸、右岸交互に5枚ずつ引抜いた。1日に59枚の矢板が引抜かれたが、矢板の位置は供試管をはさんで前後1本分である。この区間の引抜きによってパイプは、63mmの沈下を生じ、供試パイプの兩岸の矢板の引抜きによって20mmの沈下を生じている。矢板引抜き1ヶ月経過のパイプの沈下量は66mmで引抜き直後からわずか3mmの進行であった。このことから矢板引抜きによって生じるパイプの沈下は隣接パイプ1本分程度まで影響し、その沈下量は3ヶ月後の沈下量90mmに対して約70%が矢板引抜き直後に発生している。

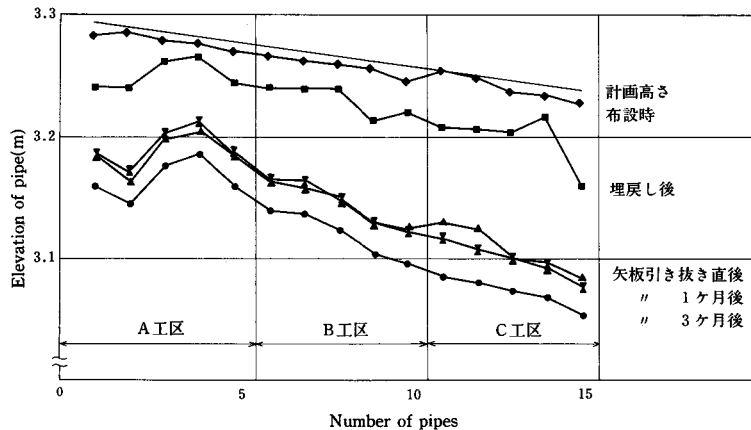


Fig. 6 管路受口管底部の標高

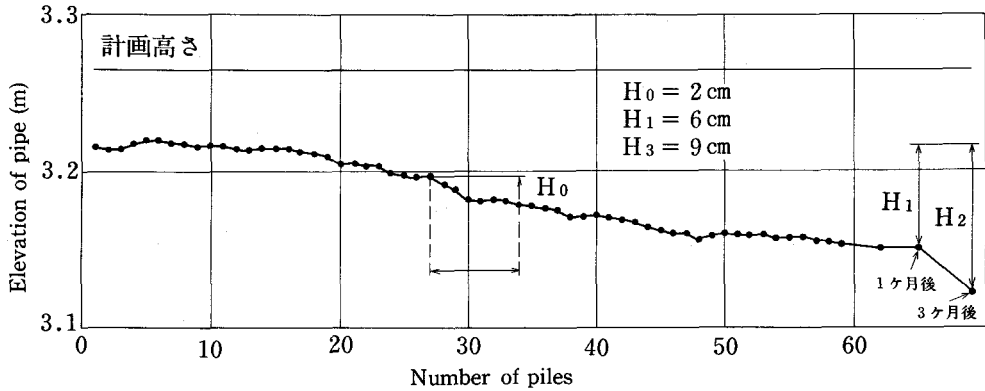


Fig. 7 矢板引抜きに伴うパイプの沈下

以上のようにパイプの沈下についても矢板引抜きの影響が最も大きいたわみ量の変化と良く一致している。

6. 受働抵抗係数 e'

Table. 3 に計算値と実測値から得られた受働抵抗係数を示す。本表の e' は Spangler の式を用い変形量から逆算したものである。ここで管底支持角 $2\theta = 120^\circ$ 変形遅れ係数 $F = 1.0$ とした。 e' はパイプの変形と埋戻し土の反力の関係を表わす指標であるが切梁の撤去や矢板の引抜きによって逆算 e' は大きく変化する。そのため、設計においてどの時点での e' を用いるかについては重要な問題となる。本報においては長期的なパイプの挙動を検討する意味から、3ヶ月後のたわみと土圧値を用いた。

碎石基礎を用いたB, C工区の e' は $30 \sim 40 \text{ kgf/cm}^2$

Table. 3 受働抵抗係数 e' (kgf/cm^2)

工区	鉛直荷重	鉛直公式より求めた e'	実測土圧 W_0	実測土圧より求めた e'
A	0.447	117 (182)	0.284	71 (113)
B	0.457	40 (67)	0.413	35 (59)
C	0.450	38 (63)	0.382	31 (52)

() 内は $F = 1.5$ として計算した時の値

$$e' = \frac{1}{0.061 \cdot R^3} \left(\frac{2 \cdot F \cdot (K \cdot W_0 \cdot R^4 + K_p \cdot W_p \cdot R^4)}{4x} - E \cdot I \right) \quad \dots\dots(3)$$

$4x$: 水平たわみ量 (cm)

R : 管厚中心半径 (cm)

W_0 : 土圧による鉛直荷重強度 (kgf/cm^2)

W_p : 管体の単位面積当り重量 (kgf/cm^2)

K, K_p : 基礎の支持角によって決まる係数

E : 管材の弾性係数 (kgf/cm^2)

I : 管軸方向を軸とし、管延長 1 cm 当りの管壁の断面二次モーメント (cm^4/cm)

で両工区の基礎条件の差は見られない。A工区のソイルセメント基礎の e' は 70 kgf/cm^2 である。この値は Table. 1 に示した軸圧縮試験から得られた推定値に比べてかなり小さく矢板引抜きによる境界条件の変化がパイプ周辺の土圧の再配分をもたらしたことが主原因と考えられる。

以上のように Howard も指摘するように e' は室内の変形試験等から予測することは困難で、経験的な意味も非常に大きいと考えるべきであろう。

7. 矢板引抜きの影響

可とう性パイプの変形量の予測には周辺の地盤の受働抵抗係数を決めることが不可欠である。また、この e' は埋戻し材の特性だけでなく、原地盤の影響を大きく受けており、Howard⁴⁾ は管側部の溝幅が $5D$ (すなわち、片側に最小管径の2倍の幅で埋戻し施工することになる。) 以上なければ原地盤の特性を考慮すべきだと指摘している。さらに、矢板土留施工の場合には矢板の引抜きによって周辺地盤は大きな変形を受ける。Fig. 8 は、口径 $2,800 \text{ mm}$ の可とう性パイプの埋設実験において、矢板引抜きに伴う地盤の動きを傾斜計によって計測したものであるが、地表面では 10 cm 近い変形が生じ、矢板の引抜き跡へ地盤全体が大きく変位していることが分かる。すなわち、矢板引抜きによってパイプの変形が急激に進行したとよく対応し、パイプ周辺の受働抵抗は大きく低下したと判断できる。

矢板引抜き前の e' を e'_b 、矢板引抜き後を e'_a とすると Spangler 式は変形量を ΔX として次のように表わされる。

$$\Delta X_b = F \frac{2KWR^4}{EI + 0.061e'_b R^3} \quad (1)$$

$$\Delta X_a = F \frac{2KWR^4}{EI + 0.061e'_a R^3} \quad (2)$$

ここで、 F : 変形遅れ係数、 R : 管径、 K : 係数

W : 上載荷重、 EI : 管のリング剛性

(1), (2) 式の比によって矢板引抜きによるたわみの進行

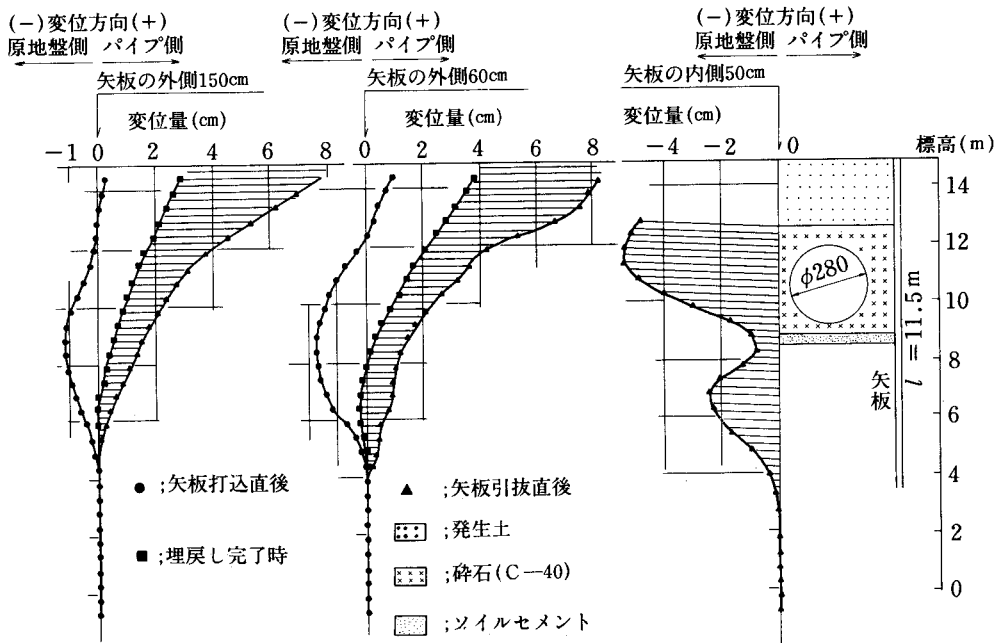


Fig. 8 矢板引抜きに伴う地盤の動き

(D_p) を定義すると

$$D_p = \frac{\Delta X_a}{\Delta X_b} = \frac{EI + 0.061e'_b R^3}{EI + 0.061e'_a R^3} \quad (3)$$

と表わすことができる。Table. 4にFRPM 1800mmをモデルとして矢板引抜きによって埋戻し材が締固めⅡからⅠに緩んだとした時のたわみ進行 D_p を表わす。約2倍近いたわみが矢板引抜きによって進行することになるが、現実の矢板引抜き前のパイプは転圧効果などの影響で非常に小さなたわみ、あるいは、縦長になる場合も少なくない。このような場合には(3)式のような考え方をを用いることは困難であるが、地盤の貫入試験や K 値試験等

Table. 4 矢板引抜きによるたわみの進行

締固めⅡ) e'_b kgf/cm ³	締固めⅠ) e'_a kgf/cm ³	たわみ進行 D_p	締固めⅠ) e'_b kgf/cm ³	締固め無し e'_a kgf/cm ³	たわみ進行 D_p
28	14	1.8	14	3.5	2.5
70	28	2.3	28	7	3.0
140	70	1.9	70	14	4.2

一般的な e' として $e'_b=78$, $e'_a=24$ とすると、 $D_p=3.0$ である。

$$D_p = \frac{\Delta X_a}{\Delta X_b}$$

であるから、矢板引抜き時のたわみの進行量は全体に対して次のように表わせる。

$$\frac{\Delta X_a - \Delta X_b}{\Delta X_a} \times 100 = 67(\%)$$

となる。

によって矢板の引抜きによる地盤の乱れが評価でき、概略値として標準化できれば(3)式は有用な指標となり得る。

8. まとめ

可とう性パイプの土中挙動は埋戻し材料及周辺地盤の特性に大きな影響を受けていることを示した。また、矢板土留施工においては、矢板の引抜きによって周辺地盤は大きく変形し、パイプも急激にたわみが進行する。このたわみの進行量は矢板引抜き後3ヶ月までに生じる全たわみ量の70~80%に相当し、切梁の撤去などの施工過程の影響が大きいことが分かった。また、パイプの沈下量も矢板引抜き中に集中し施工管理上重要な問題となっているが、極端な不同沈下などの発生は見られなかった。

現在のところ施工過程の影響や矢板引抜き、あるいは管径と溝幅のパイプに与える影響については十分なデータが得られていない。特に大口径パイプラインの施工においてはこれらの施工過程の安全性・管理について十分慎重な対応が必要である。

なお、本論文の一部は文献(6)に報告したものである。

参考文献

- 1) J. R. Allgood, Summary of Soil-Structure Interaction, Naval Civil Engineering Laboratory, July, 1972.
- 2) 田中, 毛利, 可とう性パイプの土中挙動—埋戻し過程を考慮した弾塑性解析と大型埋設実験, 農土論集, 118号, 昭和60. 9.

- 3) J. J. Trott, J. Gaunt, Experimental Work on large Steel pipeline at Kirtling, Transport and Road Research Laboratory, 1972.
- 4) A. Howard, Modulus of Soil Reaction Values for Buried Flexible Pipe, ASCE, GT1, January,

1977.

- 5) 農林水産省, 土地改良事業設計基準, 水路工(その2)
- 6) 毛利, 河端, 大口径可とう性パイプの土中挙動, 土質工学会講演会, 昭和61. 6.



* 農業土木事業調査設計 *

- ※ 農業開発事業に関する調査・計画・設計並びに施工・管理
- ※ 海外開発事業に対する農業土木技術のコンサルティング業務
- ※ 一般土木事業の調査・計画・設計業務
- ※ 農業集落排水の新規計画・設計・実施

株式会社 日本農業土木コンサルタンツ

代表取締役社長 岡 本 勇
 常務取締役 西 岡 公

本 社 東京都港区新橋5丁目34番4号(農業土木会館4階)
 TEL 03 (434)3831~3

分 室 東京都港区西新橋2丁目8番17号(平家ビルディング2階)
 TEL 03 (593)2031(代表)

仙台事務所 仙台市春日町4番10号(曙産業ビル5階)
 TEL 022 (263)7595(代表)

札幌事務所 札幌市西区発寒1143-105
 TEL 011(684)0581

坂井北部地区における用水施設計画について(その1)

—用水施設の概要—

久保田 昭彦* 山本 清磨**
小島 勉***

目 次	
1. はじめに.....15	(3) 丘陵揚水機場.....18
2. 事業の概要.....15	(4) 幹、支線用水路.....18
3. 用水施設計画.....15	(5) ファームポンド、減圧水槽.....18
(1) 概要.....15	(6) 用水管理施設.....20
(2) 新江導水路.....18	4. おわりに.....21

1. はじめに

国営坂井北部開拓建設事業は昭和46年度に工事に着手して以来、鋭意工事を進めてきた結果、昭和62年3月をもってすべての事業を完了した。ここでは本事業で整備した用水施設の概要並びに本地区で発生したウォーターハンマ現象及びその対策について紹介することとする。なおウォーターハンマの発生状況及びその対策については(その2)で紹介することとし、本稿ではその前段として本地区の用水施設の内容について紹介する。

2. 事業の概要

国営坂井北部開拓建設事業は福井県北部の坂井北部丘陵地において実施された国営総合農地開発事業で、その受益面積は表-1のとおりである。

本地域は標高20~40m前後のなだらかな丘陵地及び丘陵地周辺の水田から成っている。丘陵地は地形条件には恵まれているが、水利条件に恵まれず、これまで地下水を利用した開田及び畑の開発が狭小な区画で無秩序に行われてきた。しかし昭和30年代の後半に至り、福井県最大の河川である九頭竜川上流における電源開発計画の推進に伴い、渇水流量が増加し、本地域開発のための水利権を取得できる展望が開けたことに伴い、丘陵地開発の構想が具体化し着工したものである。

当初は開田計画により構想を推進したが、開田抑制の影響を受け昭和46年に開畑計画に変更した。

昭和56年から一部地域に通水が始まり昭和61年度末現在、畑については全域に用水がかかるようになっている

表-1 事業別受益面積 単位: ha

事業名	水田	畑	計	備 考
農地開発	—	460	460	
区画整理	309	534	843	農業用排水と重複
農業用排水	1,346	534	1,880	
用水改良	890	—	890	
畑地かんがい	—	534	534	
排水改良	456	—	456	
計	1,346	994	2,340	

外、水田についても県営ほ場整備事業が並行して進められており80%近く用水がかかることとなった。

福井県では坂井北部丘陵地を畑作の一大中心地と位置づけ、いろいろな事業が併せて取組まれている。

事業地域が関西に近いこと、また近年における高速道路網の発達もあって野菜を中心とする畑作農業の発展は著しいものがあり、現在市場への出荷割合は福井県全体の6割を越えるまでになっている。

3. 用水施設計画

(1) 概 要

本事業において用水を供給される耕地は、水田890ha、畑994ha、合わせて1884haである。

昭和20年代に国営九頭竜川農業水利事業により、九頭竜川の中流部に建設された鹿鷹堰堤から取水された用水を、同堰堤に接続する右岸幹線水路の四ヶ分水路において最大 5.072m³/s を分水し、本事業で建設した導水路にとり入れる。14.6kmの導水路を流下した水は坂井北部丘陵揚水機場(以下丘陵揚水機場という)で、吐出水槽まで約70m揚水し、そこからパイプラインで幹線用水

*北陸農政局建設部付
**北陸農政局珠洲開拓建設事業所
***北陸農政局日野川用水農業水利事業所併谷支所

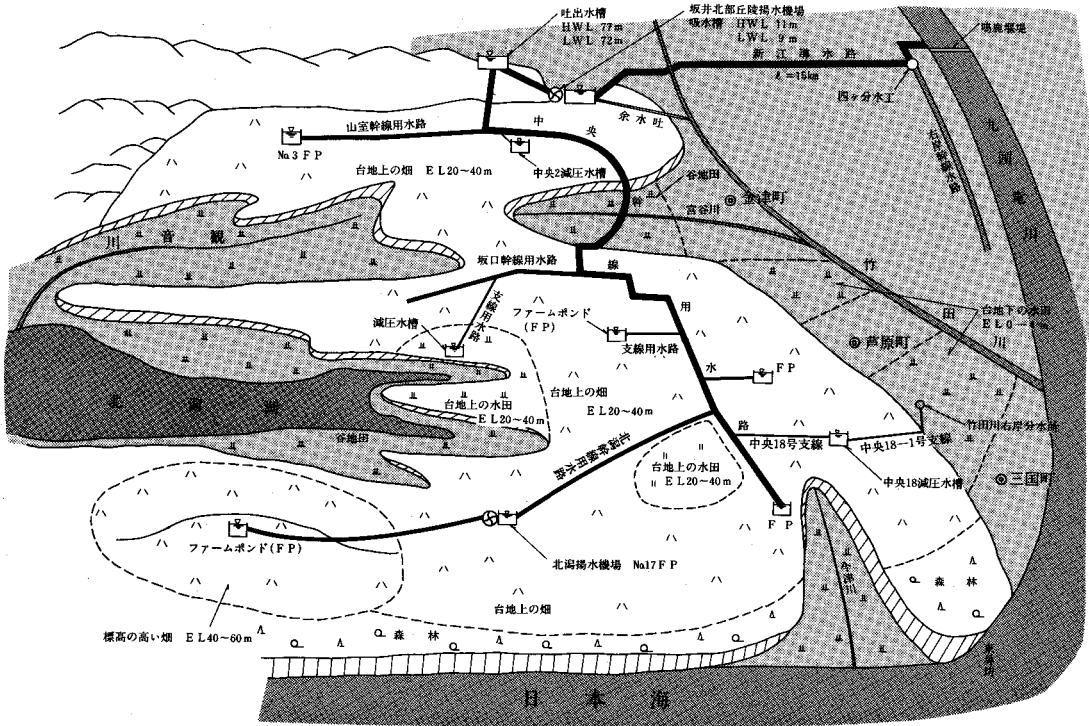


図-1 地域の概念図

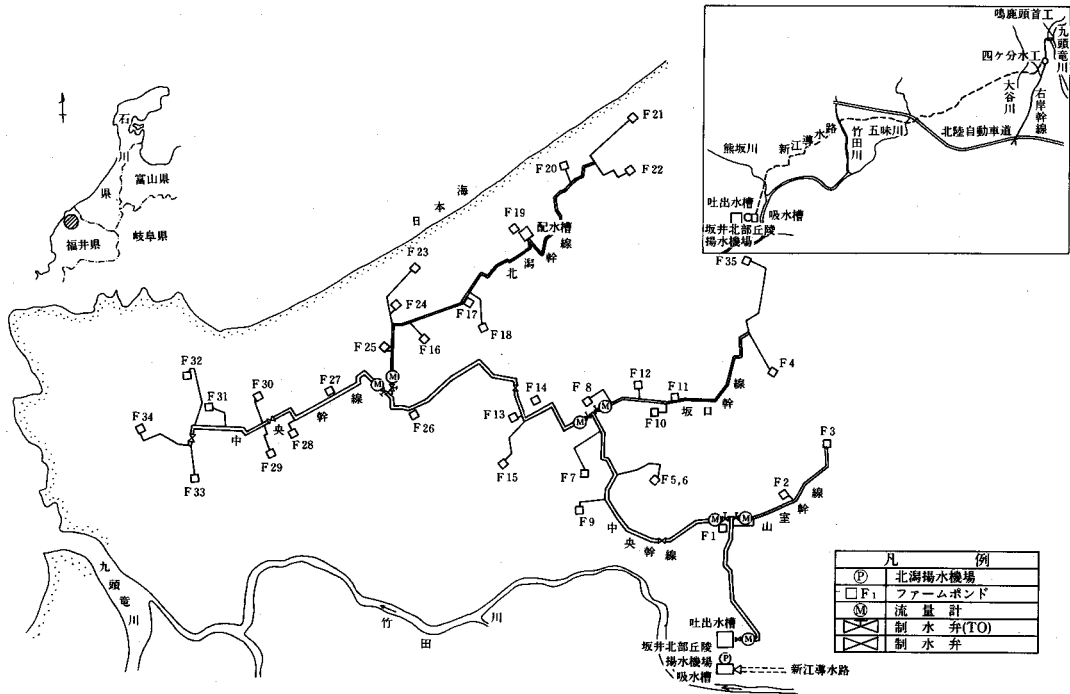


図-2 用水路及びファームポンド位置図

凡 例	
	中央幹線用水路
	山室・坂口・北潟幹線用水路
	支線用水路
	ファームポンド(減圧水槽含む)
	揚水機場
	幹線流量計[TM]
	幹線制水弁

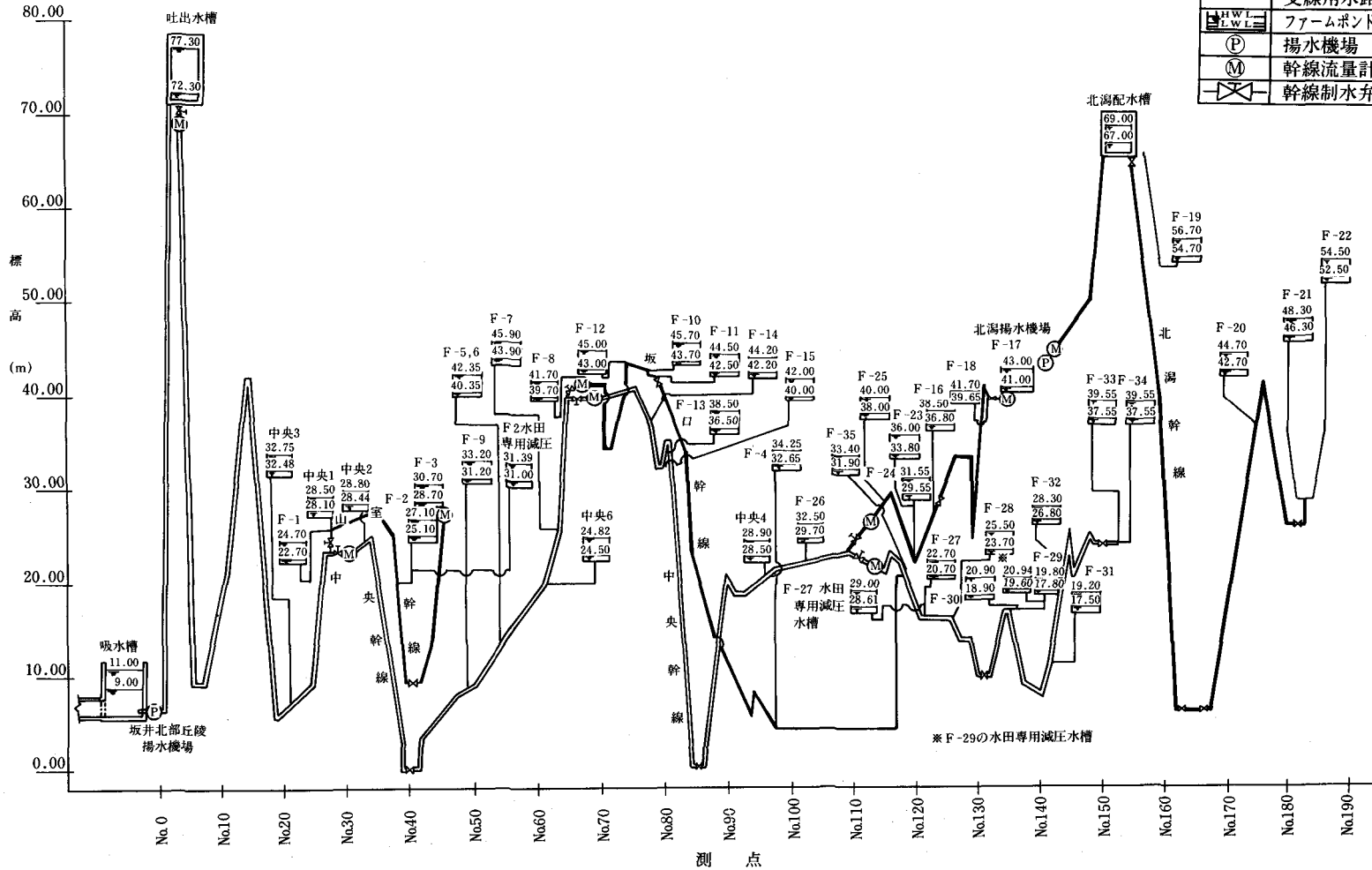


図-3 幹, 支線用水路及びファームポンド縦断図 [減圧水槽含む]

表-2 新江導水路の概要

支配面積	通水量	延 長			構 造	勾 配	主 要 構造物
		総延長	トンネル	暗 渠 サイホン			
ha	m ³ /s	km	km	km	暗 渠 サイホン	1/800) 1/1,200	取 水 工 サイホン 流 入 工 余 水 吐
1,884	5.072	14.6	3.9	10.7	コンクリートボックス2.10m×2.10m		
					" 1.90m×1.90m		
					PC φ1,800mm		
					トンネル 2 R標準馬テ型 R=1.050m		
					水管橋 パイプビーム型 φ1,800mm		

路、支線用水路を経て42箇所のファームポンド、減圧水槽に入れられ、さらに末端まで配水される。

本地域のうち西北部に位置する畑135haについては、地域の末端に位置し、かつ標高も40~60mと高いことから北潟揚水機場を設けて再加圧をし、ファームポンドに配水している。なお配水に当たり、畑についてはスプリンクラーかんがいに必要な圧力を与えるため加圧機場で加圧している。一方水田については、自然流下では場に配水される。

本地区の用水計画で最も特徴的なことは、幹線水路に沿った地区内の地形が始点である丘陵揚水機場は吐出水槽(HWL77m)では高いもののその後地区内に入ると標高は20~40mの丘陵地となり、幹線水路の最末端である北潟幹線沿いの地域では40~60mとまた高くなるという地形を呈しているため、地域の途中に調整池を設ける適当な標高の土地がないため吐出水槽からファームポンド又は減圧水槽まですべて一連の閉鎖水路系になっていることである。

なおそれぞれのファームポンド、減圧水槽には自動水位調整弁(ディスクバルブ)が設置されており、ディスクバルブの挙動がお互いに管内圧力波の伝播を通じて影響しあう水理構造となっている。(図-1, 2, 3参照)

(2) 新江導水路

新江導水路は四ヶ分水から分水した最大5.072m³/sの用水を丘陵揚水機場まで導水する用水路でその概要は表-2のとおりである。

(3) 丘陵揚水機場

新江導水路を流下してきた用水を4台のポンプにより高位部の吐出水槽に揚水する施設で、その概要は表-3のとおりである。

上記のポンプ4台のうちφ700mmのポンプ2台はともに逆流防止弁としてロート弁を使用しており、弁の開度を変えることによって0.5m³/sから1.036m³/sまでの間において流量の調整がそれぞれできるようになっている。一方φ800mmのポンプについてはバタフライ弁を吐出側につけており全開運転しかできない。

そしてこの4台のポンプを組合せて使用することにより、用水需要量が0.6m³/s以下のときは吐出水槽内の設定水位による自動運転(ON-OFF運転)をし、用

表-3 揚水機の概要

ポンプ型式	諸 元	
	横軸両吸込渦巻ポンプ	左に同じ
ポンプ吐出量	1.50m ³ /s	1.036m ³ /s
“ 口径	800×500mm	700×450mm
“ 実揚程	66.5m	66.5m
“ 全揚程	70.0m	70.0m
原動機出力	1,320kw	910kw
回 転 数	890rpm	1,190rpm
台 数	2台	2台

水需要量が0.6m³/sを越える時は、幹線用水路の始点に取付けた流量計の流量を検知し、流量制御による連続自動運転となる。

吐出水槽はポンプのON-OFF運転をなめらかに行うようにするためにできるだけ大きくすることが望ましいが、本地区においては地形上の制約もあって2,500m³の容量となっている。

また、吸水槽には最大流量5.072m³/sを最寄りの竹田川に放流するための側溝余水吐がついている。

(4) 幹、支線用水路

幹線用水路は丘陵揚水機場の吐出水槽から地区内に導水するための幹線的な用水路であるが、地域の中央部をほぼ東西に横断する中央幹線用水路及び中央幹線用水路から分岐する3本の幹線用水路からなり、総延長は27kmである。また、支線用水路は幹線用水路から分岐しファームポンドあるいは水田用減圧水槽を経てほ場に至るまでの水路で総延長80kmである。

幹、支線用水路はすべてパイプラインであり、その概要は表-4のとおりである。

(5) ファームポンド、減圧水槽、加圧機場

(ア)ファームポンド、減圧水槽

本地区の用水計画においては地区内を35ブロックに分割し、畑については34ヶ所のファームポンド、加圧機場を経由して配水し、水田はファームポンドを経由するものの他に幹支線水路から減圧水槽を経て配水するものを含めて全体で35系統となっている。

ファームポンドは減圧水槽としての機能の他に、幹線水路の通水時間が24時間であるのに対して、畑における

表-4 幹、支線用水路の概要

名 称	総 延 長	最大通水量	口 径	使 用 管 種
中央幹線用水路	14.8km	5.072m ³ /s	φ 1,800—500mm	SP, FRPM, DCIP
山室 "	2.0	0.515	φ 600—400	SP, DCIP
坂口 "	3.2	0.689	φ 700—600	SP, FRPM, DCIP
北潟 "	7.0	0.545	φ 800—250	SP, FRPM, DCIP, VP
小 計	27.0			
支線用水路	79.8			SP, FRPM, DCIP, VP, VM, VU
合 計	106.8			

備考 SP:鋼管 DCIP:ダクタイル鋳鉄管
FRPM:強化プラスチック複合管 VP, VM, VU:硬質塩化ビニール管

表-5 ファームポンド及び減圧水槽の仕様

名 称	区 分	筒 所 数	水 槽 容 量		計 画 流 量		静 水 頭		備 考
			m ³	m ³	ℓ/s	ℓ/s	m	m	
ファームポンド	国 営 施 工	33	265	~1,352	10	~ 413	33	~ 60	
減 圧 水 槽	"	9	4	~ 70	24	~ 882	33	~ 60	
"	県 営 施 工	4	220	~ 781	185	~ 494	33	~ 60	

かんがい時間を1日当たり16.5時間として計画しているため、7.5時間分の時間差容量を貯溜できる大きさとしている。

一方水田用水は、ほ場における用水の使用を24時間として計画しており、用水を貯溜することは考えられていない。このため水田のかんがい用水については、畑用のファームポンドが標高、位置から考えて水田の減圧水槽を兼ねることが可能な場合は、そのままファームポンドの大きさは全く変えないで水田の減圧水槽としても利用しているが、標高から考えてファームポンドを水田用水の減圧水槽として利用出来ない場合、あるいは近くに畑地かんがい用のファームポンドがない場合には、減圧だけを目的とした水田専用の減圧水槽を建設している。

この場合減圧水槽の大きさは、貯溜機能を持たせず、減圧に必要な水槽の大きさだけを考慮して計画している。

水田用の減圧水槽は国営事業で9箇所建設したが、関連事業として並行して行われている県営ほ場整備事業でこの外に4箇所設置している。ファームポンド及び減圧水槽の概要を表-5及び図-4に示す。

(f)自動水位調整弁(ディスクバルブ)

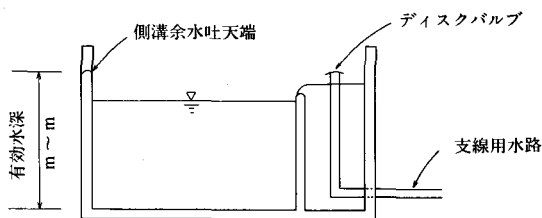


図-4 ファームポンド断面図

幹、支線水路からの引継水頭が高くこれを減小させる必要があること、またほ場における実際の水使用量に合わせた用水の供給を行い、それによってファームポンド及び減圧水槽の余水吐から溢流する無効放流量をなくすため、水槽の水位に合わせて自動的に弁の開放を行う機能を持ったディスクバルブを設置した。

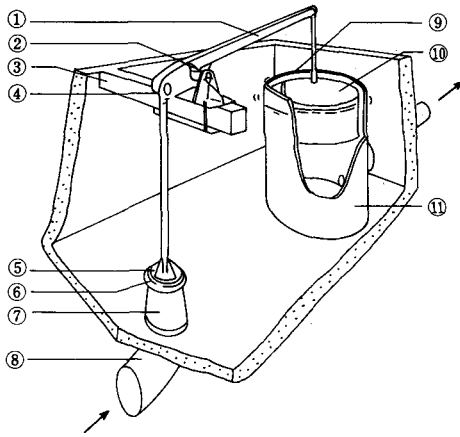
ディスクバルブには、水中拡散型のサブマージドタイプと空中にある傘に圧力水を衝突させその後水中に拡散させることによって減勢するフーデッドタイプがあるが、内水圧が4 kg/cm²以下の場合には前者を、4 kg/cm²を越える場合には後者を使用した。県営事業で設備したものを含めて46箇所のファームポンド、減圧水槽にそれぞれ一つずつディスクバルブを設置したが、口径についてはφ80mmのものからφ400mmのものまで、計画流量及び内水圧を考慮して決定した。(図-5、ディスクバルブの構造)

(g)加圧機場

本地区においては畑地かんがいの中圧のスプリンクラーの使用を考え、ノズルで2.5kg/cm²の水圧を与えるような計画で加圧機場を設備した。なお一つのファームポンドからかんがいされる畑の面積は、加圧機場の電動機が低圧受電の範囲である50kw以下となるようにするため、最大40haとしている。これは加圧機場から先の末端のかんがい施設の管理が、土地改良区を離れて各集落に委ねられる予定であり各集落が所有する畑の面積から考えても適切な規模となっている。

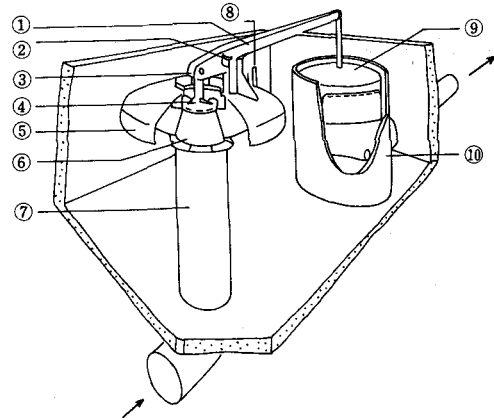
なお加圧機場には、用水使用の変化に伴うポンプの起動、停止の繰返しを少なくするために圧力タンクを設

サブマージドタイプ構造図



- ① ロッカーアーム ② 支持器 ③ はり
- ④ 回転ジョイント ⑤ セルフセンタリングディスクバルブ
- ⑥ 位置調節器 ⑦ 先細ノズル ⑧ 給水管
- ⑨ 調節金具 ⑩ フロート ⑪ フロートチャンパー

フーデッドタイプ構造図



- ① ロッカーアーム ② 支持器 ③ 回転ジョイント
- ④ セルフセンタリングディスクバルブ ⑤ フード
- ⑥ 先細ノズル ⑦ 給水管 ⑧ 調節金具
- ⑨ フロート ⑩ フロートチャンパー

図-5 ディスクバルブの構造

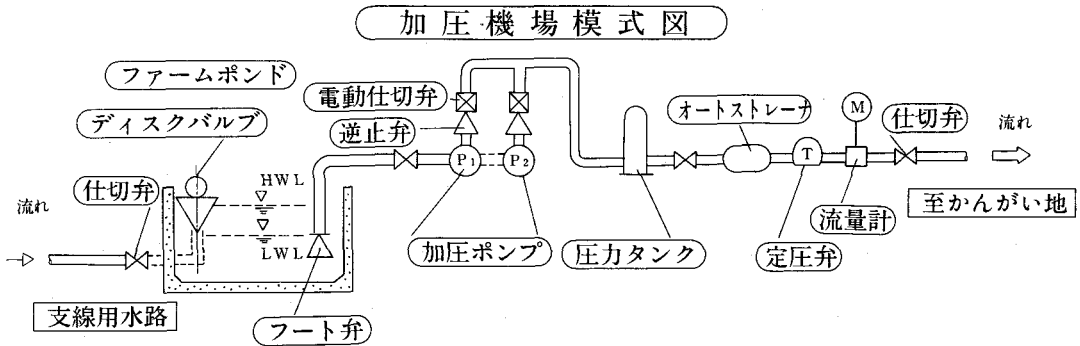


図-6 ファームポンド内の機器

置するとともに、スプリンクラーノズルのごみ等による目詰りを防ぐためのオートストレーナ、また圧力を一定にするための定圧弁を設置した。

なお、加圧用のポンプは各機場とも同規格のものが2台ずつ設置されていて、ほ場における用水の使用により変化する圧力タンク内の圧力を感じて交互に自動運転する仕組みとなっている。ポンプは横軸片吸込渦巻ポンプで口径50mm～125mm、電動機は5.5kw～30kwとなっている。(図-6 ファームポンド内機器の配置)

(6) 用水管理施設

本地区における用水施設は、パイプラインが長大で、分水箇所数が多いうえ、管内水圧も4～8kg/cm²と非常に高い。こうしたことから、水資源の有効利用、揚水に要する電力の節約、パイプラインの安全性の確保、水

配分の適正化、管理の合理化等を目的として用水管理施設を設置した。管理の水準は丘陵揚水機場、北潟揚水機場及び分水量0.3m³/s以上の分水工については中央管理所において監視及び制御ができるようにしたほか(制御率：52%)分水量0.1m³/s以上の分水工の監視(監視率：82%)を行う内容となっている。また、管体の安全性を監視するとともに、水配分の状態を把握するため、幹線水路の分岐工及び末端分水工では流量監視のほか圧力監視も行う計画とした。伝送方式は丘陵揚水機場及び北潟揚水機場は専用回線、その他のものはNTT線利用としている。

なお、取水施設である鳴鹿堰堤及び四ヶ分水工の管理は、従来からの管理団体である九頭竜川鳴鹿堰堤土地改良区連合が行っており、本地区の中央管理所との間で電

計画用水系統模式図

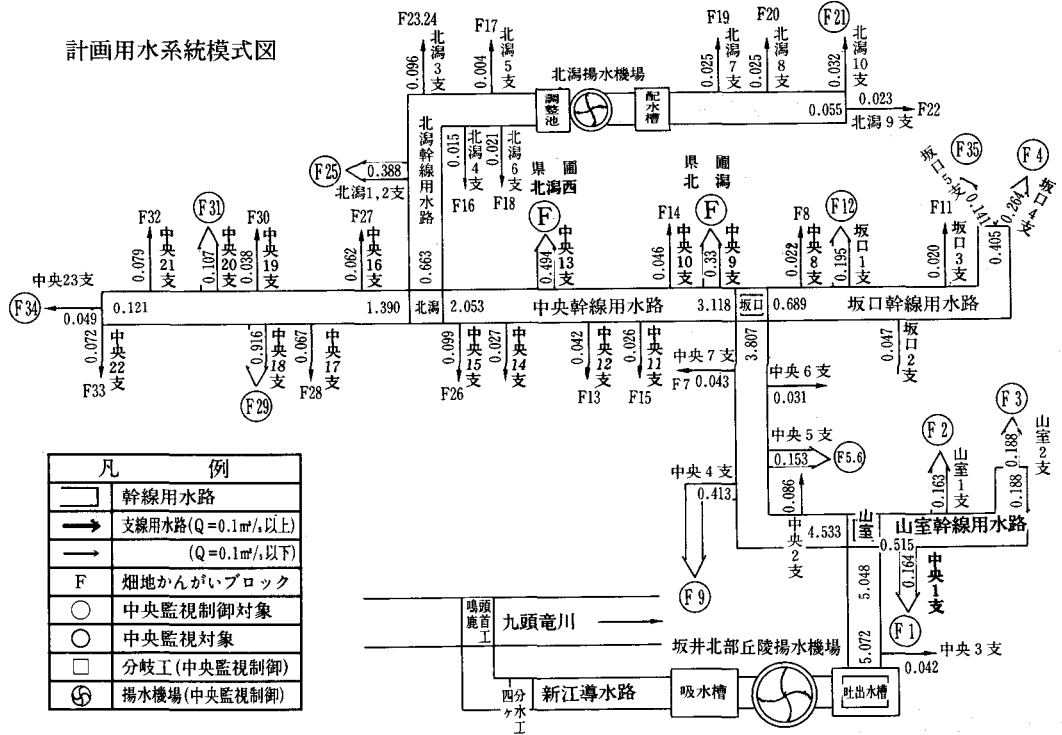


図-7 用水管理施設の構成

話により連絡をとり合っている。(図-7用水管理施設の構成)

4. おわりに

以上、本地区の用水施設の内容について紹介したが、昭和56年8月からは用水の一部使用が開始され、現在ではほぼ全域に用水が供給されている。

ウォーターハンマー現象は当初それほど目立たなかったが、60年度工事で実施した山室地域 (No.1~No.3 F P 及びNo.9 F Pのある地域)の用水施設が完了し、かんがい開始された61年4月から顕著になった。このウォーターハンマー現象とその対策については(その2)で紹介することとした。

坂井北部地区における用水施設計画について(その2)

——ウォーターハンマの発生とその対策——

久保田 昭彦* 山本 清磨** 小島 勉***

目 次

1. はじめに……………22	(2) 施設面での対応……………25
2. 有害なウォーターハンマの発生とその状況……………22	4. 用水施設計画についての反省……………29
(1) 事故の発生……………22	(1) 減圧水槽の容量について……………29
(2) ウォーターハンマ現象……………22	(2) 揚水機場吐出水槽の容量について……………29
3. 対策の検討と実施……………24	5. おわりに……………30
(1) 管理面における対応……………24	

1. はじめに

国営坂井北部開拓建設事業は昭和46年度に工事に着手して以来、鋭意工事を進めてきた結果、昭和62年3月をもってすべての事業を完了した。ここでは本事業で整備した用水施設の概要並びに本地区で問題となったウォーターハンマ現象及びその対策について紹介することとする。なお、用水施設の概要については(その1)で紹介しているので併せて御覧いただければ幸である。

2. 有害なウォーターハンマの発生とその状況

(1) 事故の発生

本地区においては昭和56年8月から用水の使用が一部地域において開始され、それ以後かんがい地域は次第に拡大され現在ではほぼ全域に対して用水が供給されている。これに伴い、当初はそれほど目立たなかったウォーターハンマ現象が昭和60年度の工事で実施した山室地域(No. 1~No.3 フェームポンド及び No. 9 フェームポンド(No. 9 FP)のある地域)の用水施設が完成し、かんがい開始された昭和61年4月から顕著になった。

そして昭和61年4月27日の早朝に No. 9 FP のディスクバルブのフロートが、フロートを保持するロッドとの間ですべり、弁が開放状態になって過大な水が放流され、フェームポンドを溢流して土砂を公道に流出させるといふ事故が発生した。

この事故の原因は、フロートとロッドの間を固定するフロートストッパーの構造が、水撃圧を加味すると安全なものになっていなかったことにあることが判明したの

で、他のディスクバルブについても同様の検討、点検を行い、必要な改良を加えた。

(2) ウォーターハンマ現象

この事故を契機として、主要地点である山室分岐点(中央幹線用水路と山室幹線用水路の分岐点)、坂口分岐点(中央幹線用水路と坂口幹線用水路の分岐点)及び山室幹線用水路の末端にある No. 3 FP の入口の3箇所(後に北瀉分岐点にも1箇所増設した。)に自記記録計を取付け、水圧及び流量の変動を調べるとともに地区内の全域において一斉観測を行ったところ、次のようなウォーターハンマ現象の実態が判明した。

(ア) 比較的大きなウォーターハンマは早朝及び夕方に発生している。

本地区では土地改良区が用水の使用開始時刻を午前6時、停止時刻を午後7時としており、それ以外の時間については用水を使用しないよう呼びかけているが、比較的大きな値を示すウォーターハンマは、この用水使用開始及び停止時の仕切弁及び給水栓の開閉に密接に関係している。

すなわち、午前6時すぎには水田用の分水バルブが各地で開き始め、その上流にある減圧水槽及びフェームポンドの水位が下り始めるので、それに応じて水槽のディスクバルブも開き始め、通水量が変化するので幹線、支線水路内に圧力変動が生じる。また、夕方は水田用のバルブが閉じるのに応じて、ディスクバルブも閉じ始め、同様に幹、支線水路内に圧力変動が生じる。そしてこれに応じてディスクバルブが振動を始めると大きなウォーターハンマが発生するきっかけとなる。

(イ) 本地区の分水バルブの中で中央18-1号支線用水路の末端にあって、計画流量が一つのブロックとしては本地区最大の0.882m³/sと大きな竹田川右岸分水所(図

* 北陸農政局建設部付

** 北陸農政局珠洲開拓建設事業所

*** 北陸農政局日野川用水農業水利事業所

一、二参照)のバルブ操作が、その上流にある中央18減圧水槽にあるディスクバルブの短時間における開放、閉塞を引き起し、これによる管内圧力変動が地区内全域に伝播されて、他の場所にあるディスクバルブが振動を始める一つの大きなきっかけを与えている。

(その1)の図-7に示したように下流分水所のバルブ操作により、約1,400m上流にあるディスクバルブが30~40秒の間に全閉→全開、又は全開→全閉になっており、これが全域に相当の圧力変動を生じさせていることは容易に推定できる。

中央18減圧水槽のディスクバルブが30秒間で全開から全閉になる時に発生する水撃圧を急閉鎖領域と仮定し、ジュコフスキー式を用いて試算すると次のようになる。

バルブ径 $\phi 400\text{mm}$

バルブ断面積 $A = \frac{\pi}{4}\phi^2 = 0.126\text{m}^2$

1秒間における平均の流速変化

$$\Delta V = \frac{0.882\text{m}^3/\text{s}}{0.126\text{m}^2 \times 30\text{秒}} = 0.233\text{m/s/s}$$

発生する水撃圧 (ΔV が急に0になるとした時の試算)

$$H = \frac{\alpha}{g}\Delta V \quad (\text{ジュコフスキー公式})$$

α : 圧力波の伝播速度

管種が DCIP であり $\alpha \doteq 1000\text{m/s}$

g : 重力の加速度 9.8m/s^2

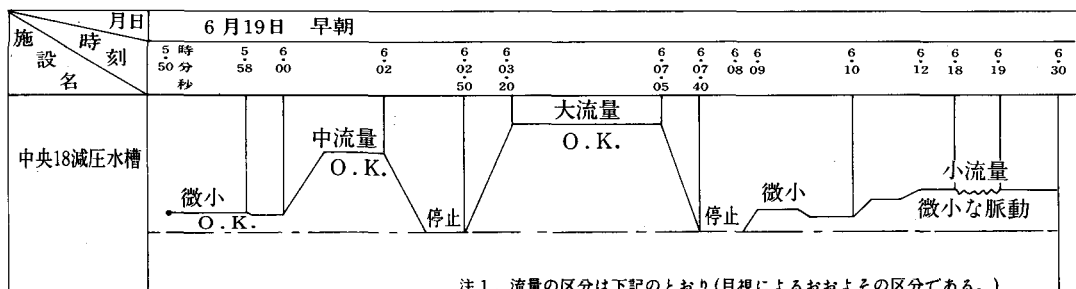
$$\therefore H = \frac{1,000}{9.8} \times 0.233 = 23.7(\text{m})$$

すなわち 24m (2.4kg/cm^2) の水撃圧が発生すると概算される。

(カ) ディスクバルブの振動は微小流量時に発生しやすく、大流量のときはほとんど発生しない。

ディスクバルブは弁体に作用する水圧荷重とフロートの浮力が微妙に平衡状態を保ちながら、末端における使用水量に応じた水槽水位を保ち、所要の水量をバルブから水槽に放流する機構となっている。このため微かな管内水圧の変動でもフロートに上下動が生じる。

相当量の水がバルブから放流されている場合には、少々の水圧の変化があっても、フロートが少し上下に動



注1. 流量の区分は下記のとおり(目視によるおおよその区分である。)

- 微小: 計画流量の1%未満
- 小流量: " の5~10%程度
- 中流量: " の30%程度
- 大流量: " の70%以上の程度

2. O.K. は振動等が生じていない状況を示す。

図-1 中央18減圧水槽ディスクバルブの挙動模式図

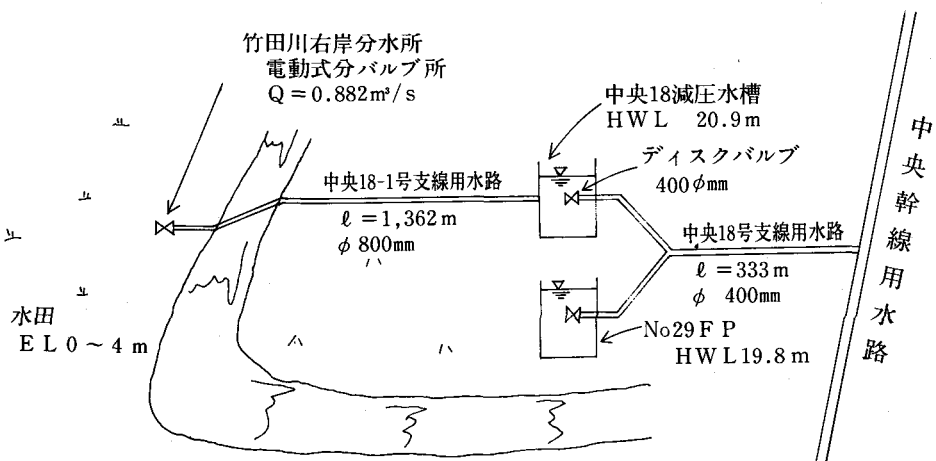


図-2 中央18減圧水槽及び竹田川右岸分水所

いたとしても問題はないが、バルブから微少流量が放流されているときは水圧の変化がありフロートが上下すると、バルブが微少開度と全閉の間を動くことになり、バルブが急閉塞の状態となるので大きな水撃圧が発生する。

この値は(イ)で使用したジュコフスキーの公式を使用して、No. 9 FP において2%の開度の流量が急閉塞するとして計算すると 10.9m (1.08kg/cm²) にも達すると算出されることから分るように大きな値である。

そしてこの圧力波が分岐点で反射してバルブに戻ってくる周期の2倍が(バルブの上下動の1サイクルは圧力波の2往復に相当する。)バルブの開閉の周期と一致するか、又はそれに近い場合にはバルブの振動を増巾しやすく、ウォーターハンマ発生のおきかけとなるものと考えられる。

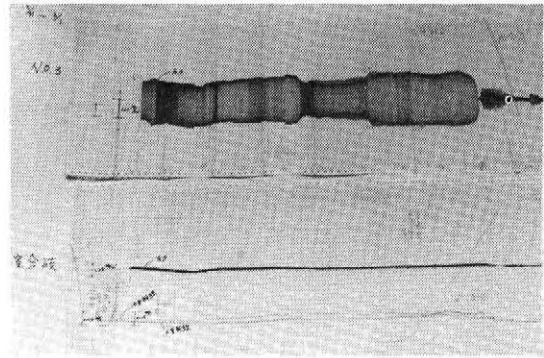
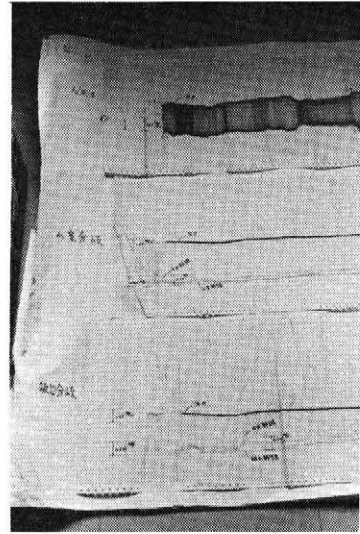
(ロ) 自記計の記録によれば幹線水路の各分岐点における圧力変動は各所のディスクバルブが振動を起しているときに最大となるが、その値は $\pm 0.8\text{kg/cm}^2$ で設計の水撃圧より小さい。(設計では丘陵揚水機場吐出水槽から坂口分岐点までは $\pm 1\text{kg/cm}^2$ それより下流の流の幹線水路に対しては $\pm 2\text{kg/cm}^2$ を見込んでいる。)しかし山室幹線水路の末端では $\pm 2.5\text{kg/cm}^2$ を示し、設計水撃圧 1kg/cm^2 を上回っている。

一方支線水路においては自記計のデータはないが、ウォーターハンマ発生時において確認された最大値は、No. 9 FP における $\pm 1.4\text{kg/cm}^2$ であり、ここよりさらに大きな水撃圧を記録するところがあるかもしれないが、現地の状況よりすれば設計において計上されている $\pm 3.5\text{kg/cm}^2$ より小さいと考えられる。

したがって山室幹線水路を除いて、水撃圧そのものは設計値を下回って問題はないが、ウォーターハンマ現象が頻発し、しかもそれが継続することは、パイプラインの耐久性に影響を与えると考えられる。また山室幹線水路については、水路の安全性に直接的に係る問題となっている。写真にウォーターハンマ発生時の主要点の圧力変動を示す。

(オ) 42箇所のファームボンド、減圧水槽にそれぞれディスクバルブがつけられているが、ディスクバルブが振動を起しやすい地域、起しにくい地域がある。そしてディスクバルブは振動の際にお互いに影響しあっており、

- ① 他からの圧力変動の影響を容易に受け、振動をはじめると次第にそれが大きくなって一定の振動に達し、他の振動が止っても容易には振動が止まらないもの。
- ② 他からの圧力変動の影響を受け易く、振動を起し易いが、他のバルブの振動を止めると次第にそれ自身の振動が止まるもの。



- ③ 他からの圧力変動があっても、振動を起しにくく、振動しても大きなものに拡大しないもの。

等があってバルブにより挙動がそれぞれ異なるがディスクバルブの振動はどれをとってみても常に周期は約1秒である。なお振動を起しやすい地域は

- ① 山室分岐点を中心とする地域
- ② 坂口幹線水路の末端部
- ③ 北潟幹線水路掛りで北潟揚水機場より手前の地域であり、他の地域ではディスクバルブは顕著な振動は起さない。

3. 対策の検討と実施

(1) 管理面における対応

前述したように本地区においてウォーターハンマが発生する大きな原因の一つは、中央18減圧水槽の下流にある竹田川右岸分水所のバルブの操作が従来、急開放、急閉塞に近い状態になっており、この影響を受けて中央18減圧水槽のディスクバルブが30秒程度の短かい間に、全開→全閉あるいは全閉→全開へと作動することになると考えられる。このため、この点から幹、支線水路の圧力

変動が生じ、他のバルブの振動を引き起し、支線水路及び幹線水路の末端において大きな水撃圧を発生している。この竹田川右岸の分水所には3方面に分水する3つのバルブがついているが、管理人は従来これらのバルブをボタン操作により、朝及び夕方に同時に開閉していた。従ってこの操作について次のようなことを申し入れ、実行してもらったが、この結果、中央18減圧水槽のディスクバルブの挙動は以前に比べて相当に改善された。

(ア) 3つのバルブを同時には操作しないで、一つのバルブから他のバルブの操作の間隔を3分間程度とること。

(イ) 一つのバルブの操作にあたっては開度をいきなり100%にするのではなく、時間をかけて順次開度を大きくするようにすること。

なお、この分水所のバルブについては、将来、関連は場整備事業が完了した段階で上記の(ア)、(イ)が自動的に行われるよう施設の改善を検討中である。

(2) 施設面での対応

(ア) 水路内での圧力吸収施設の検討

幹線又は支線水路内において圧力変動を吸収する方法としては

- ① サージタンク
- ② エアチャンバー等

上記の2つの手法が考えられる。このうちサージタンクは、本地区の場合には中間点に適当な標高の場所がないという地形上の制約があり、このため、もしつけるとすれば電動弁を整え、水槽水位によって流入量を制御できるような機能を有するサージタンクとなり、複雑な機構となるので採用に慎重にならざるを得ない。

また、エアチャンバー等の圧力吸収装置については、その設置位置、規模の決定が難しく、確実な効果が期待

できない。このような理由から本地区では水路内に圧力吸収装置を設置する方法は検討の対象から外した。

(イ) バルブ地点での対応

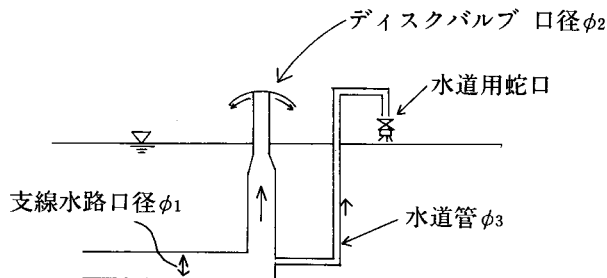
バルブ地点の対応としては、ディスクバルブの直前に安全弁を取付け、圧力が上昇した時に水を水槽にぬくようにして水撃圧を小さくする方法と、ディスクバルブ自体を改良する方法が考えられる。本地区ではこの二つの方法について実験を行った。

① 中央2号支線水路減圧水槽（中央2減圧水槽）及びNo.3FPにおいて、ディスクバルブからの放流量を微量にして振動を発生しやすくし、同時に常時、水道管からも放流させて、バイパス管による圧力調整機能が十分に発揮されるような状態の下で、他のバルブの振動により故意にウォーターハンマを発生させ、またバルブ自体に振動を与えたりして、バルブの振動状況を観察した。

中央2減圧水槽においては $\phi 25\text{mm}$ 、No.3FPにおいては $\phi 50\text{mm}$ の水道管をそれぞれバイパス管としてつないだ。実験の結果は、 $\phi 25\text{mm}$ の水道管ではほとんど効果がなかったが、 $\phi 50\text{mm}$ の水道管については、振動の発生を完全にはとめられないが、かなりの効果があることが認められた。しかし $\phi 50\text{mm}$ の場合には、水道管からの放流量が毎秒30ℓ程度にもなり、この方法で完全な効果を期待するとすれば、もっと放流量を多くする必要があるが、この放流は、水の使用が少ないときにはほとんどが無効放流となってしまふものであるので、バルブの直前で圧力波をバイパスを使って抜くという方法、あるいは圧力波が発生したときのみ水をバルブ直前から抜くための安全弁を設置するという方法は現実的ではないと判断された。(図-3参照)

② ディスクバルブの改良

ディスクバルブの改良は、バルブが内圧又は水槽水位



	支線水路 口径 ϕ_1	ディスクバルブ 口径 ϕ_2	バイパス管 口径 ϕ_3	静水圧	蛇口からの 放流量
中央2減圧水槽	300mm	125mm	25mm	49m	8ℓ/s
No.3FP	400mm	160mm	50mm	49m	30ℓ/s

図-3 バイパス管による実験

の変化により1秒程度の周期で容易に振動を起してしまうという状況を改善するために、1秒程度の短い時間での周期的な内圧の変化があっても、バルブがそれに呼応して振動を起さないようにすることを目標にして、いくつかの改良実験を行った。そして油圧式ショックアブソーバ（オイルダンパ）の試作品を取付けた結果が非常に良かったので本地区に採用することとした。

(ウ) オイルダンパ（油圧式ショックアブソーバ）

① オイルダンパの機能

定常状態においては、ディスクバルブは弁体に作用する水圧とフロートの浮力が平衡状態を保っており、管内水圧の変化、あるいは水槽水位の変化に敏感に反応して作動している。そして時には自らが原因になって振動したり、あるいは他のバルブの急激な開閉又は振動によって生じた圧力変化を感じて振動を開始することがある。そしてこのようにしてあるバルブが振動を始めるとそれが大きくなり、他のバルブの振動をも引き起し、水撃圧を拡大する現象がしばしば起ることが本地区の問題点である。

このような現象を防止するには急激な管内の圧力変化が生じた際にも、ダンパが一時的に圧力を吸収し、バルブ自体が敏感に作動しないようにする必要がある。(図-4、図-5参照)

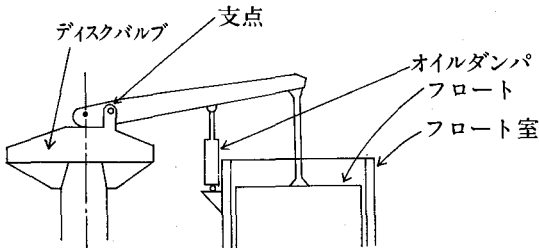


図-4 ディスクバルブに対するオイルダンパの前付位置

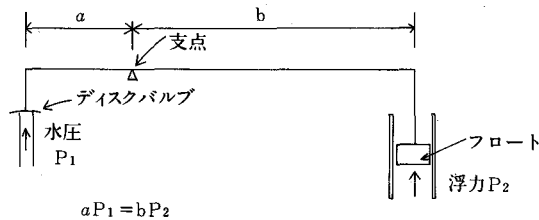


図-5 定常状態におけるディスクバルブの力の釣合い

オイルダンパの試作品は現地での観察結果に基づき、 0.2kg/cm^2 の内圧変化が弁体に作用している状態の下で、2%の弁の開度の変化が生ずるのに0.6秒を要するようなダンパ機能を考えて製作された。 0.2kg/cm^2 の圧力変化というのは、幹支線水路において仕切弁等の急開放、急閉塞により、バルブの振動が起らない状態の下

で、しばしば観測されている最大の水撃圧である。

前述したようにオイルダンパを取付ける前には、振動を起しているバルブはどれも約1秒の周期で振動していたが、このことは図-6に示すように中立の状態から最大の振幅に達するまで、0.25秒を要していることを意味している。オイルダンパを取付けることにより、この時間を0.6秒と倍以上の時間がかかるようにしたことによって、バルブの振幅を小さくするとともに、内圧の周期的な変動が生じた時にも大きな共振を起さないようにしたものである。管内圧力の変動は実際には定期的に一定の大きさでくるのではなく、波のように時間的に変化しながらバルブに達しているので、現実には管内圧力の変動によるバルブの開度の変化は 0.2kg/cm^2 の管内圧力の変化があったとしても2%よりもずっと小さい開度の変化しか示さないと考えられる。

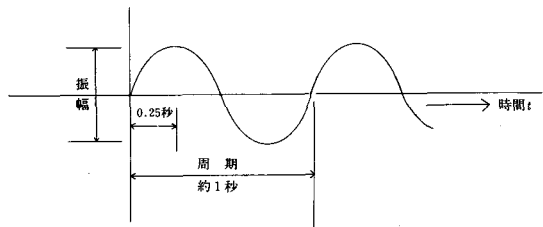


図-6 ディスクバルブの振動

② オイルダンパの構造

本地区で試作品を改良して恒久的なものとして設置したオイルダンパは、図-7に示すようにシリンダ内のピストンに貫通孔を設けて、オイルの粘性抵抗によりダンパ効果を発揮するようにしたものである。

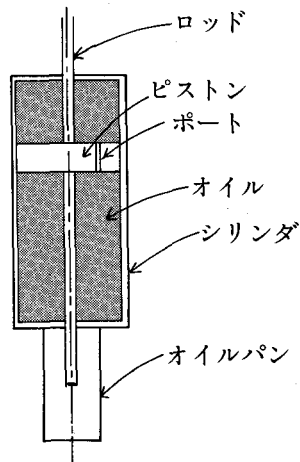


図-7 オイルダンパ概略図

主要部はシリンダ内に納まり、外気とは接触しないようにして安定した性能を発揮できるようにした外、ピストンとロッドの材質をステンレス鋼とし、さらにクロムめっきを施して、ピストン、ロッドのサビによる漏油を

防ぐようにし、また外部からの傷を防ぐためカバーを取付けた。

③ オイルダンパの試験施工と全域に対する取付け
山室分岐点を中心とする地域にあり、最も頻繁にウォーターハンマ現象が発生している No. 3 FP, No. 9 FP 及び中央2減圧水槽の合わせて3箇所のディスクバルブに、昭和61年6月20日にオイルダンパの試作品を取付けて状況を観察したが、その後の状況はオイルダンパの効果を十分に立証するものであった。それまでに山室地域でしばしば起っていたディスクバルブの振動はほとんど見られなくなり、また幹、支線水路にウォーターハンマによる圧力変動が生ずる頻度も少なくなり、その大きさも幹線水路の分岐点では最大で $\pm 0.2 \text{ kg/cm}^2$ と小さくなった。

またこれまでに最大で $\pm 2.5 \text{ kg/cm}^2$ の圧力変化を示し、振動をしばしば起していた No. 3 FP のディスクバルブも振動はほとんどなくなり、圧力変化もその後は最大でも $\pm 0.1 \text{ kg/cm}^2$ になった。

一方オイルダンパを取付けていない北潟幹線水路を中心とする地域では、その後も引き続いてバルブの振動が時々見られた。

こうした状況から、オイルダンパは十分に効果を発揮するものと考え、振動が頻発しているディスクバルブのうち、それ自身が単独でも大きな振動を起す箇所、または起すおそれのある箇所を合計12箇所選定して、昭和61年10月初めに恒久的なディスクバルブを取付け、ウォーターハンマに対する対策を完了した。

④ ディスクバルブ振動についての考察

本地区においてはディスクバルブの振動とそれに伴いウォーターハンマが拡大する現象が起ったが、ディスクバルブの中で振動を起すものと起さないもの、起しても振動が小さく拡大しないものなどバルブによって様々である。特にバルブの短時間における開放、閉塞が最も顕著に起っている中央18減圧水槽に設置されているディスクバルブについては、この地点で大きな水撃圧を発生し

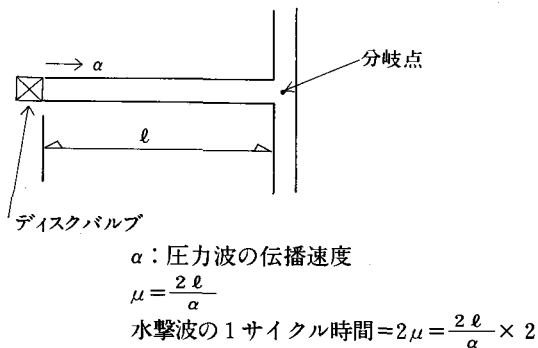


図-8 圧力波の1サイクル時間の計算

ているのに、このバルブ自体はすぐそばにある No. 29 FP のディスクバルブとともに全くと言ってよいほど振動を起していない。バルブによって振動を起しやすいかどうかは種々の条件に影響されると考えられるが、これまでの現地における調査結果から次の要素を挙げる事ができる。

⑦ 圧力波の1サイクル時間(バルブから、直前の分岐点までの間を圧力波が2往復するに要する時間。)(図-8参照)

① バルブから発した圧力波の上流側の最寄りの分岐点における反射率

② 上流側の用水路から最寄りの分岐点を通して、バルブの設置している支線水路へ通過してくる圧力波の通過率

③ バルブの位置

④ バルブの固有振動数

そして上記の要素を各バルブについてまとめ現地の状況を含めて表わすと表-1のようになる。そしてこの表からおおむね次のことが推察できる。

① 圧力波の1サイクル時間がこの地区のバルブの振動の周期(0.9秒~1.0秒)に近く、反射率、通過率が大きい場合は振動を起しやすい。(反射率、通過率については図-9参照)

② 近くに振動を起しやすいバルブがある時、又は幹、支線水路の末端にある場合は振動を起しやすい。

③ フロートを含むバルブの固有振動数を算出したが、その結果は最小1.73回/秒、最大3.41回/秒である。固有振動数の階層別に、振動を頻発していた17箇所とその他の25箇所を区分すると表-2のようになり、明らかに固

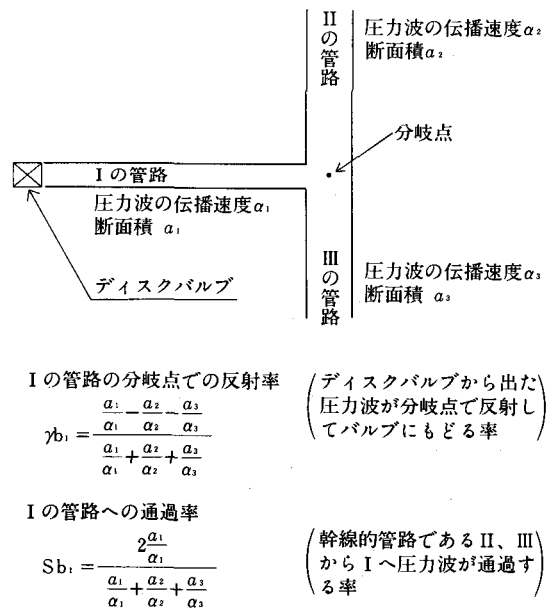


図-9 分岐点における圧力波の反射と通過

表一 分水パイプラインと分岐特性

(凡例) ◎…ウォーターハンマー特に顕著
 ○… “ 頻発
 ○… “ 発生するが自然消滅
 ●… “ ほとんど発生しない

番号	ファーム ボンド及び 減圧水槽	分水パイプライン				本管 管種・口径	支線 →本管 反射率	本管 →支線 通過率	オイル ダンパ ー取付	調査 結果	備考
		管口 種径	延長	圧力波 速度	水撃圧 1サイクル タイム(2μ) sec						
1	No. 1	VP φ300mm	77m	m/sec 380	sec 0.8	SP φ600	0.5	0.7	▲	◎	中央1と 連動している
2	No. 2	SP φ400	12	1,050	0.05	Dcip φ500	0.4	0.9		◎	山室地区を 止めると停止
3	No. 2支	SP φ400	12	1,050	0.05	Dcip φ500	0.4	0.9	▲	◎	
4	No. 3	Dcip φ400~φ500	2,070	1,050	7.9	SP φ1,650	0.9	1.1	▲	◎	
5	No. 4	DC, VM φ450	732	630	6.1	Dcip φ600	0.2	0.9	▲	◎	
6	No. 5,6	Dcip φ350	929	1,050	3.5	SP φ1,600	0.95	1.0		●	
7	No. 7	VP φ300	1,017	380	10.7	SP φ1,600	0.9	1.0		●	
8	No. 8	VP φ150	216	380	2.3	FRPM φ700	0.9	1.0		○	
9	No. 9	Dcip φ600	400	1,050	1.5	SP φ1600	0.7	0.9	▲	◎	
10	No. 10	VP φ300	254	380	2.7	Dcip φ600	0.5	0.7		○	
11	No. 11	VP φ150	18	380	0.2	Dcip φ600	0.8	0.9		○	
12	No. 12	VP φ150	247	380	2.6	Dcip φ450	0.7	1.0		○	
13	No. 13	VP φ250	2	380	0.02	FRPM φ1,350	0.95	1.0		●	
14	No. 14	VP φ300	85	380	0.9	FRPM φ1,350	0.9	1.0		○	
15	No. 15	VP φ200	1,063	380	11.2	FRPM φ1,350	0.97	1.0		●	
16	No. 16	VP φ150	299	380	3.1	FRPM φ500	0.9	1.1	▲	◎	
17	No. 17	SP φ500	5	1,050	0.02	FRPM φ500	0.4	1.1	▲	◎	
18	No. 18	VP φ200	759	380	8.0	FRPM φ500	0.7	1.1		◎	No. 17を止め ると停止
19	No. 19	VU φ150	101	320	1.3	配水槽	1.0	—			北潟揚水機場 以降で影響を 受けない
20	No. 20	VP φ200	251	380	2.6	VP φ300	0.6	0.9			
21	No. 21	VP φ200	1,029	380	10.8	VP φ250	0.5	0.8			
22	No. 22	VP φ250	811	380	8.5	VP φ250	0.3	0.7			
23	No. 23	VP φ300	927	380	9.8	VM φ400	0.5	1.0	▲	◎	
24	No. 24	VP φ300	47	380	0.5	VM φ400	0.5	1.0		◎	No. 23を止め ると停止
25	No. 25	Dcip φ600	181	1,050	0.7	FRPM φ800	0.7	1.1	▲	◎	
26	No. 26	SP φ300	16	1,050	0.06	FRPM φ1,200	0.96	1.0		○	
27	No. 27	VP φ250	6	380	0.06	VP φ300	0.4	0.6		○	
28	No. 27支	VP φ250	15	380	0.16	VP φ300	0.4	0.6		○	
29	No. 28	VP φ300	329	380	3.5	Dcip φ1,100	0.8	1.0		○	
30	No. 29	Dcip φ100	15	1,050	0.06	Dcip φ900	0.98	0.5		●	

番号	ファーム ポンド及び 減圧水槽	分水パイプライン				本管 管種・口径	支線 →本管 反射率	本管 →支線 通過率	オイル ダンパ ー取付	調査 結果	備考
		管口 種径	延長	圧力波 速度 m/sec	水撃圧 1サイクル タイム(2μ) sec						
31	No. 29支	Dcip φ500	15m	1,050	0.06	Dcip φ900	0.5	0.5		●	早朝ウォーター ハンマ発生源
32	No. 30	VP φ300	617	380	6.5	Dcip φ1,000	0.7	1.1		●	
33	No. 31	VP φ300	374	380	3.9	Dcip φ600	0.4	0.8		●	
34	No. 32	VP φ300	814	380	8.6	Dcip φ600	0.4	0.8		●	
35	No. 33	Dcip φ400	551	1,050	2.1	SP φ500	0.7	0.5		●	
36	No. 34	VM φ450	988	350	11.3	SP φ500	0.2	0.6		●	
37	No. 35	Dcip φ350	2,069	1,050	7.9	Dcip φ600	0.6	1.1	▲	◎	
38	中央1支	VP φ300	260	380	2.7	SP φ600	0.5	0.7	▲	◎	No. 1と連動 している
39	中央2支	VP φ300	63	380	0.7	SP φ1,650	0.9	1.0	▲	◎	
40	中央3支	VP φ250	1,000	380	10.5	SP φ1,800	0.95	1.0		◎	山室地区を止 めると停止
41	中央6支	SP φ250	10	1,050	0.04	SP φ1,600	0.98	1.0		◎	No. 9を止め ると停止
42	中央14支	VP φ250	123	380	1.3	FRPM φ1,200	0.94	1.0		○	

有振動数が小さい（この水路系の振動の周期である0.9～1.0秒に近くなる。）ものほど振動する割合が大きい。

表一 2 バルブの固有振動数と振動の状況

固有振動数	(1)	(2)	(2)/(1)
	バルブの数	振動しやすい バルブの数	
2.00未満	4	3	0.75
2.00～2.49	22	9	0.41
2.50～3.00	7	4	0.57
3.00以上	9	1	0.11
計	42	17	0.40

4. 用水施設計画についての反省

今回の経験等を踏まえて、本地区の用水施設計画について気のついた点を挙げてみる。

(1) 減圧水槽の容量について

前述したように本地区においては畑地かんがい用のファームポンドには貯溜機能を持たせているが、水田専用の減圧水槽については、減圧のために必要な水槽の大きさという点だけから大きさが決められており、最大の減圧水槽である中央18減圧水槽についてみると最大使用水量は0.882m³/sであるのに対して、減圧水槽の容量は70m³と小さいものとなっている。このため早朝及び夕方の用水の使用開始時また停止時に一斉に仕切弁、給水栓が開閉すると急激に水槽水位が変化し、ディスクバルブが短時間に挙動し、ウォーターハンマ現象発生のおそれがある。

したがって水田用の減圧水槽についても計画最大流量に対して3～5分間で全開→全閉あるいは全閉→全開となるような水槽の容量とすることが望ましい。

(2) 揚水機場吐出水槽の容量について

丘陵揚水機場の吐出水槽の容量は種々の検討結果より2500m³となっている。これは計画最大流量5.072m³/sに対して8.2分間分の水量を貯溜できる容量に相当している。

この水槽の容量は、用地上また工事費上の問題もあって大きくすることには困難を伴うが、下流における用水の使用量の変化に応じた丘陵揚水機場のポンプ運転、操作に係る負担を軽減するという通常の理由の外に、次のような点から、なるべく大きくしておいた方が望ましいと考えられる。

(ア) 揚水機場までの上流の水路において、何らかの理由により急に通水ができなくなった場合に、用水の使用を極めて短時間のうちに止められないと、吐出水槽から以降の幹、支線用水路が空になってしまい、充水に非常な労力と時間を要することになる。本地区において昭和61年5月5日に上流の水路において水難事故があり、警察署の指示により通水が停止された。ちょうど連休の時期にあたり、代かき作業が盛んに行われていたため、用水の使用量が多く、幹線分岐点にある仕切弁のうち、中央管理所で制御できるものは急いで閉めたが、その他の分水工については現場を回って閉めなければならず、時間を要したために、幹線用水路の標高の高い区間については満水状態でなくなり、空気が入る結果になった。こ

の復旧にあたっては多数の土地改良区及び事業所の職員が昼夜兼行で、まず幹線用水路の充水作業を慎重に行い、引き続き支線用水路の充水作業を行った。

このような場合吐出水槽が大きければ、幹線水路が空になる区間はもっと少なくできた筈であり、復旧も容易であったのではないかと思われる。

(4) 丘陵揚水機場の電動機は1,320kWが2台、910kWが2台であり、特別高圧電力の契約となるが、この契約にあたり1320kW 2台、910kW 1台として契約するとしても基本料金は1ヵ月当り164万円になる。

本地区における用水の使用は畑も含めて4月から10月までの7ヵ月間であり、従来これによって契約してきた。しかし最近において地元農家の間には耕地の有効利用を図るべく、秋から初冬にかけて、ビニルハウス内で野菜、花卉等を栽培する農家がふえてきており、この期間にも用水を供給するよう要望が出されている。しかしこの時期の使用水量は、面積が少ないこともあってわずかである。したがってこうした要望を満たすために契約期間を12月まで延長するとすれば、基本料金は規定どおり支払わなければならないので非常に割高な用水とな

る。吐出水槽が十分な容量を有していれば、こうした少量の用水需要には、ポンプを使用しなくても応じられるので用水費の軽減につながる。

5. おわりに

以上、本地区で発生したウォーターハンマ現象とその対策について紹介してきたが、パイプラインの系としての水理現象は未だ予期できない複雑な挙動を発生させる可能性を残していると考えられる。また近年水管理の効率化、高度化等のために、エレクトロニクス等の先端技術を利用した管理システムが導入される傾向にあるが、重要なことはパイプラインの諸施設が現実的な水の流れに十分対応可能な範囲で管理されることであると考えられる。このためにはさらに多くの研究、事例を積重ねる必要があると思われるが、本報告がパイプラインの設計・施工にとって参考となれば幸である。なお、最後になりましたが本地区のウォーターハンマ対策の検討に当っては、農土試岩崎室長に多大の御指導をいただいたことを記して深く感謝申し上げます。

注水管理を伴う貯水運用の一手法

——北桧山右岸地区真駒内ダムの事例——

渡辺 正治* 穂刈 達夫*
吉田 宏**

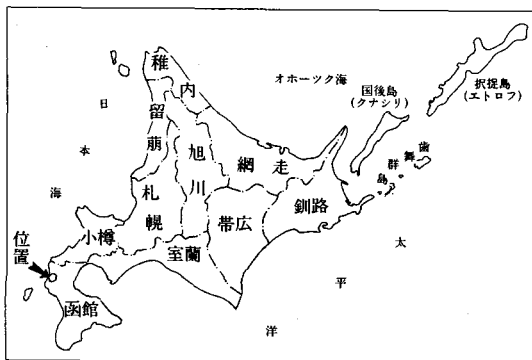
目	次
1. はじめに.....	31
2. 地区の概要.....	31
3. 地区利水上的特徴.....	33
4. 注水管理方式.....	34
5. 基準貯水ライン.....	36
6. 貯水運用ルール.....	36
7. あとがき.....	37

1. はじめに

近年、水需要の逼迫を背景として効率の高い水利用が社会的にも要求され、また、農業水利施設の大規模化に伴い高度な管理技術が要求されることとともに、河川管理との関わりが大きくなってきたこととも相まって、その公共性は益々高いものとなってきているが、当地区においてもその例外ではない。

当地区の真駒内ダムは、昭和64年度に北桧山土地改良区への管理委託後、供用開始される予定にある。本稿は、その管理のスタートにあたって、注水管理を伴う貯水運用の一手法として、次の検討を行ったので紹介するものである。

- ① ダム地点河川流量を用いた回帰分析による注水量の推定
- ② ダム貯水運用の指標としての「湯水要貯水量曲線法による単一貯水池運用の計画理論」⁽¹⁾の応用



図一 北桧山右岸地区位置図

*函館開発建設部北桧山農業開発事業所
**函館開発建設部農業開発課

2. 地区の概要

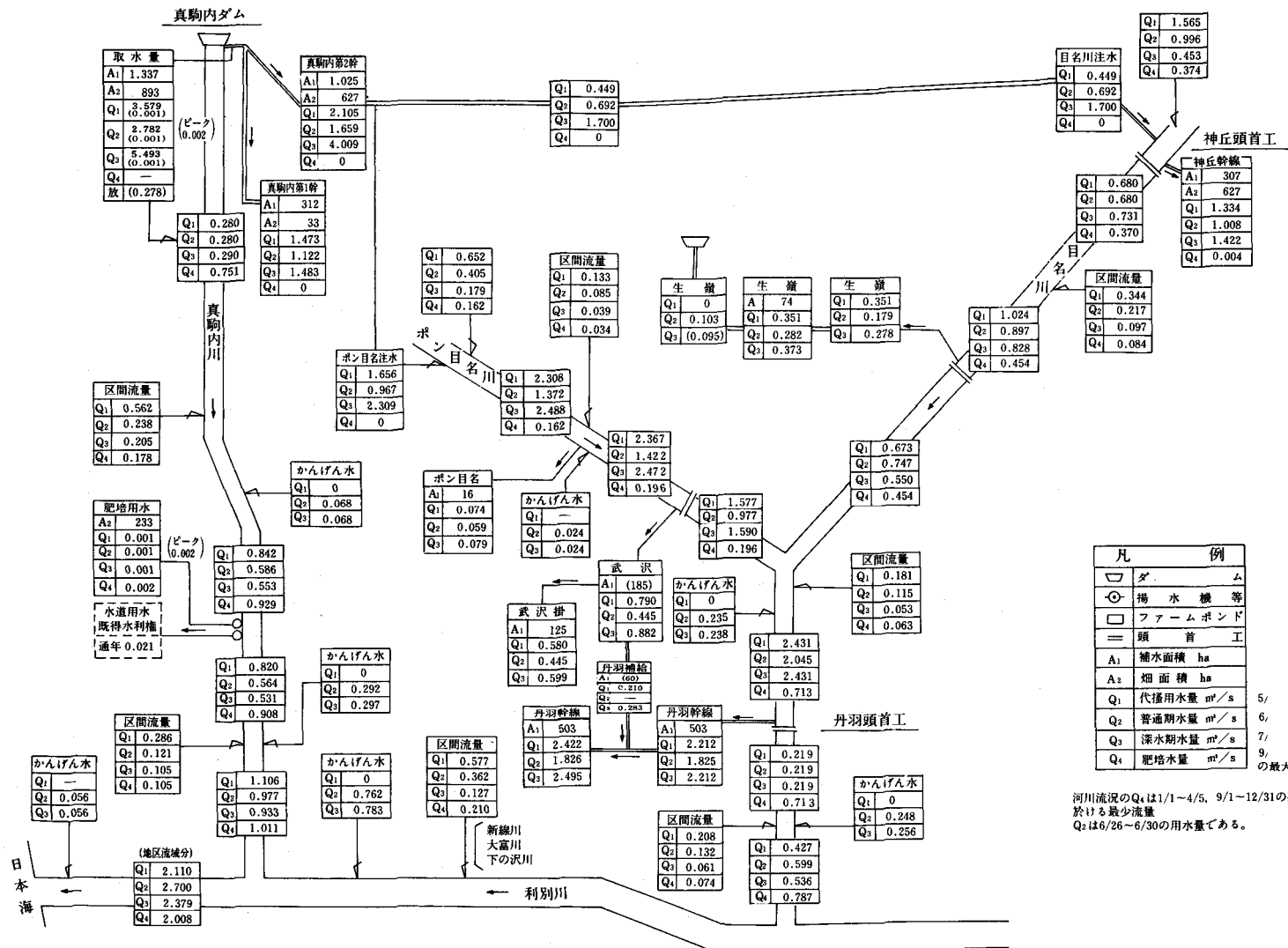
国営かんがい排水事業北桧山右岸地区は、桧山支庁北部の、北に狩場山、南に遊楽部岳を望む一級河川後志利別川右岸に位置し、真駒内川、目名川及びび目名川の3河川が縦貫する、北桧山地方有数の水田及び畑地帯である。

本地区最大の基幹施設である真駒内ダムは、真駒内川上流に築造され、北桧山町、今金町及び瀬棚町の3町にまたがる2,230haの受益地の水源となる。

国営北桧山右岸土地改良事業の主要施設としては、当

表一 真駒内ダム諸元

貯水池	流域	直接	49.5km ²
	かんがい面積		2,230ha
	総貯水量		6,480千m ³
	有効貯水量		5,590千m ³
	満水面積		0.56km ²
	満水面標高		75.54m
	ダム天端標高		79.80m
堤体	堤高		34.30m
	堤長		234.60m
	型式	中心遮水ゾーン型フィルダム	
洪水吐	基礎地質	凝灰質砂岩	
	型式	側溝式洪水吐	
	設計洪水量		484m ³ /s
	越流堤長		103m
仮排水路	越流水深		1.73m
	型式	標準馬蹄型3r型	
	洪水量		239m ³ /s
取水設備	トンネル延長		325m
	型式	フロート式シリンダー型式	
	取水		5.773m ³ /s



河川流況の Q_1 は1/1-4/5、9/1-12/31の期間に於ける最少流量
 Q_2 は6/26-6/30の用水量である。

図-2 計画用水系統模式図

ダムのほか、目名川上下流にそれぞれ神丘頭首工及び丹羽頭首工が設置された。

これらの施設から、真駒内第1幹線、真駒内第2幹線等、5条の幹線用水路によりかんがいが行われる。

真駒内ダムの諸元を表-1に示す。

本地区の用水計画は、昭和30年から昭和39年までの水収支計算結果、有効雨量、ダム地点最小流量及び連続干天日数から、昭和37年度を計画基準年として計画され、真駒内ダム有効貯水量 $V=5,590\text{km}^3$ が決定されている。

図-2に計画用水系統模式図を示す。

3. 地区利水の特徴

本ダムの貯水運用は、真駒内川への注水管理及び真駒

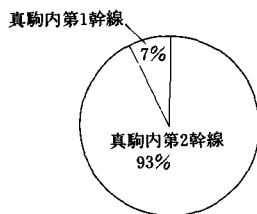


図-3 幹線別ダム依存量の比率 (昭和37年度の例)

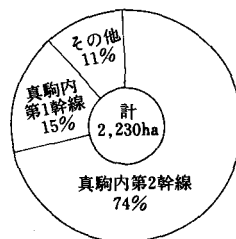


図-4 幹線別かんがい面積比率

内第1幹線、真駒内第2幹線での取水管理からなる。

すなわち、真駒内川に築造された真駒内ダムより最大 $5.773\text{m}^3/\text{s}$ を放水し、ダム直下の真駒内分水工から $0.280\text{m}^3/\text{s}$ (貯留制限流量及び肥培用水量)を真駒内川へ注水し、 $5.493\text{m}^3/\text{s}$ を真駒内第1幹線及び真駒内第2幹線を経て受益地に送水する。

ダムへの依存の割合から見れば、図-3に示すとおり真駒内第2幹線が大半を占めており(計画基準年において約93%に相当)、各幹線掛りの受益面積の比率についても、真駒内第2幹線が全体の74%と約3/4を占める。

(図-4参照)

地区模式図(図-5)に示す如く、真駒内第2幹線取水量は、ポン目名川注水工及び目名川注水工の2ヶ所の注水量からなり、これらの注水量管理が当ダムの貯水運

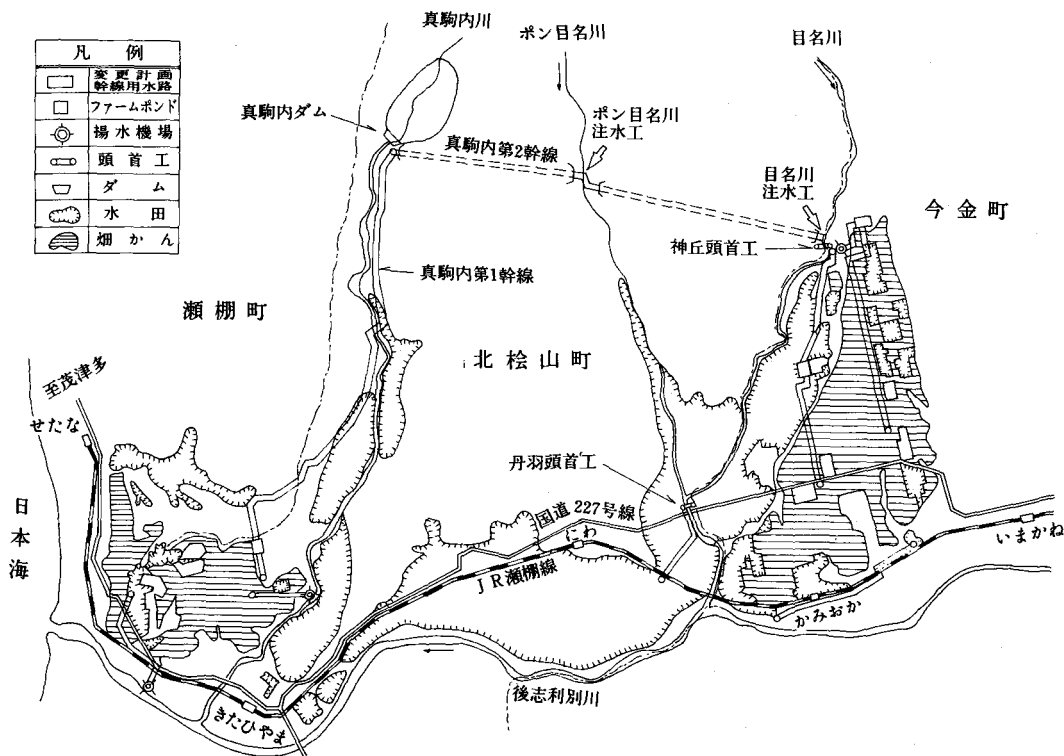
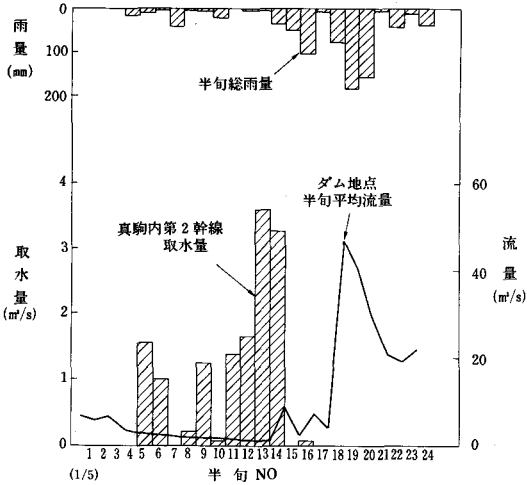


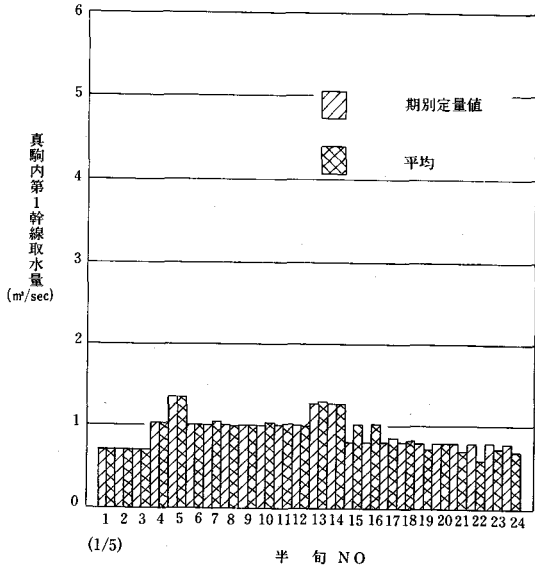
図-5 地区模式図

表一 2 用水路諸元

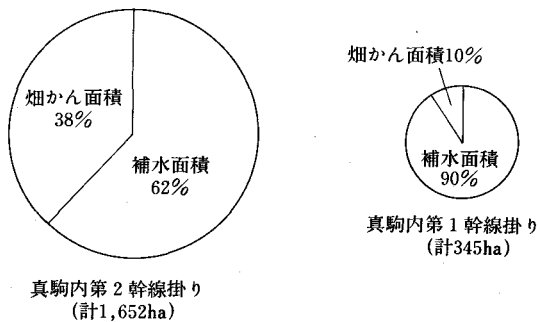
名称	タイプ	延長 (m)	最大取水水量 (m ³ /s)
真駒内第1幹線	パイプライン	8,936	1.483
真駒内第2幹線	開水路及びトンネル	6,571	4.078



図一 6 真駒内第2幹線取水量の期別変化状況 (昭和37年度の例)



図一 7 真駒内第1幹線期別定量値及び水収支計算平均値



図一 8 幹線別にみた補水面積と畑かん面積の比率

用の要点となる。

真駒内第2幹線取水量は、図一6に示す昭和37年の例にみるとおり、河川流量の変動及び降雨量の多少により大きく変化することが特徴として掲げられる。

一方、真駒内第1幹線は直接ダム掛りであり、取水水量の変動は小さく、ダム依存量の割合も少ないことから、真駒内第2幹線に比し当ダム貯水運用に占める重要度は低い。よって真駒内第1幹線取水水量については、図一7に示す如く期別定量化を図ることができ、かつその管理は容易となる。同図に示す期別定定量値及び平均値は、昭和30年から昭和39年まで及び昭和50年から昭和58年までの計19ヶ年の水収支計算値に基づくものである。

真駒内第1幹線及び真駒内第2幹線の諸元を表一2に示す。

また、本地区はかんがい面積2,230haのうち補水区域が1,337ha、畑かん区域が893haと混在しており、真駒内第1幹線掛り及び真駒内第2幹線掛りそれぞれについても同様に混在している。(図一8参照)

4. 注水管理方式

真駒内第2幹線取水水量を構成するポン目名川及び目名川の注水量の管理方式として、河川源流量(自然流量)をパラメータとした不足水量の回帰分析を行った。以下に検討結果及びその手法を示す。

同幹線掛りの受益地1,652haを3ブロックに分割し、各ブロックの不足量(以下「要注水量」という)と河川源流量との回帰分析を行い、最も強い線形関係を示す期別の組合せと回帰式を求めた。

表一3に各ブロックの要注水量推定式を、図一9に要注水量回帰分析例として、ブロック2の結果を示す。

ブロックの分割は、施設能力、用水計画等を勘案のうえ行った。各ブロックの面積は次のとおりである。

- ブロック1 141ha(補水)
- ブロック2 1,008ha(補水381ha+畑かん627ha)
- ブロック3 503ha(補水)

なお、計算に用いたデータは、昭和30年から昭和39年まで及び昭和50年から昭和58年までの計19ヶ年の水収支計算によるものである。

これらの回帰分析に用いたポン目名川及び目名川の源流量は真駒内川と目名川との同時観測値から求めた回帰式によるものであり、将来の管理を容易なものとするため、ダム地点流量から推定できるものとしている。

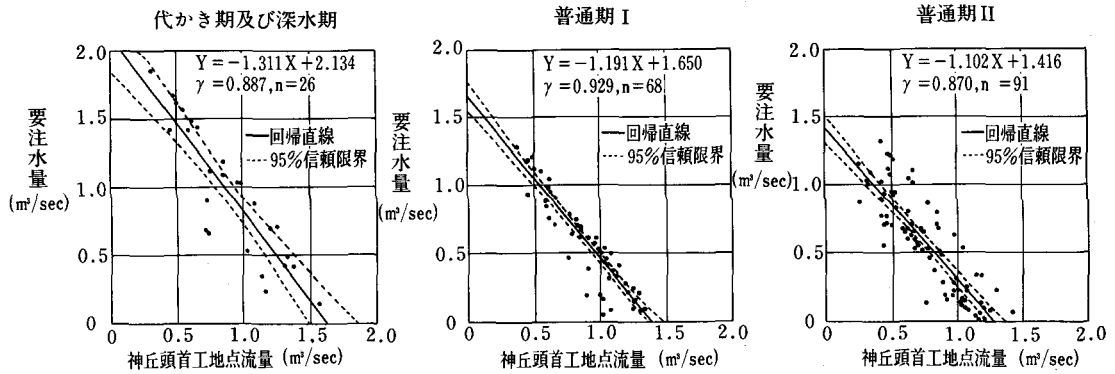


図-9 要注水量期別回帰分析例 (ブロック 2 の例)

表-3 ブロック別要注水量推定式 (ブロック 1)

期 別	期 間	回帰式, 相関係数
代 掻 期	5/12~5/26	$Y = -1.196X + 0.807$ $r = 1.000$
普 通 期 (1)	5/27~6/30	$Y = -0.961X + 0.563$ $r = 0.927$
深 水 期	7/1~7/10	$Y = -0.999X + 0.924$ $r = 0.770$
普 通 期 (2)	7/11~8/31	$Y = -0.778X + 0.462$ $r = 0.832$

ここに, Y: 要注水量, X: ポン目名取入地点流量

(ブロック 2)

期 別	期 間	回帰式, 相関係数
代 掻 期 及 び 深 水 期	5/12~5/26 7/1~7/10	$Y = -1.311X + 2.134$ $r = 0.887$
普 通 期 (1)	5/27~6/30	$Y = -1.191X + 1.650$ $r = 0.929$
普 通 期 (2)	7/11~8/31	$Y = -1.102X + 1.416$ $r = 0.870$

ここに, Y: 要注水量, X: 神丘頭首工地点流量

(ブロック 3)

期 別	期 間	回帰式, 相関係数
代 掻 期	5/12~5/26	$Y = -0.697X + 1.897$ $r = 0.847$
普 通 期 (1)	5/27~6/30	$Y = -0.560X + 1.353$ $r = 0.805$
深 水 期	7/1~7/10	$Y = -0.525X + 1.452$ $r = 0.879$
第15, 16半旬	7/11~7/20	$x \leq 1.46$ 時0.92 $x > 1.46$ 時0.00
第17~22半旬	7/21~8/20	$Y = -0.426X + 0.998$ $r = 0.804$
第23, 24半旬	8/21~8/31	$Y = -0.575X + 0.945$ $r = 0.644$

ここに, Y: 要注水量, X: 丹羽頭首工自然流量

図-10にダム地点(真駒内川)流量と神丘頭首工地点(目名川)流量の回帰分析結果を示す。

以上に示した河川流量と要注水量との回帰式から推定されるそれぞれのブロックの要注水量の合計を真駒内第

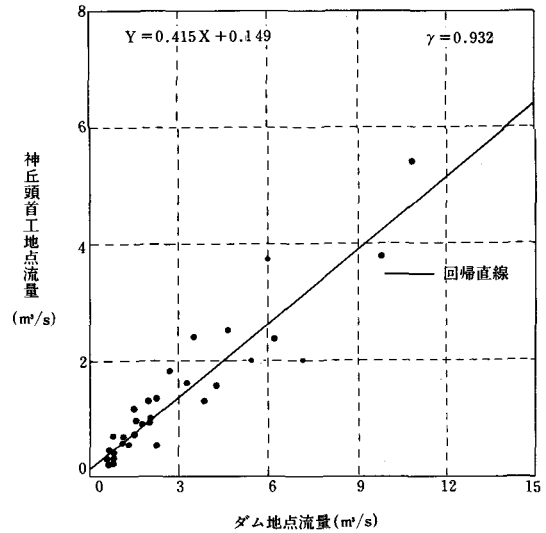


図-10 ダム地点流量~神丘頭首工地点流量回帰分析

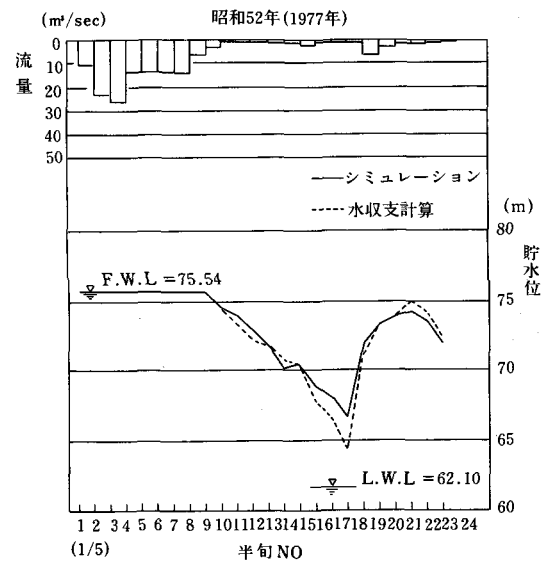


図-11 本手法を用いた貯水位変動シミュレーションと水収支計算値との対比

2幹線取水量として管理を行うことが可能となり、これに真駒内第1幹線期別定量値と真駒内川注水量 $0.280\text{m}^3/\text{s}$ を加えた量が、ダムからの全取水量となる。

図-11は、本手法により注水管理を行った貯水位シミュレーション値と、水収支計算による貯水位変動とを比較した昭和52年の例であるが、両者の差は小さく、本手法の実用性は高いものと判断される。

5. 基準貯水ライン

農業用ダムの有効貯水量は、一般には10年に1度程度の渇水を一応の目途として求められている。すなわち現在のダムにおいては、いわゆる計画基準年における水収支計算結果の最大不足量をダム容量決定の要素とする方法が採用されている。このことはダム施設容量決定の手法としては問題とはならないが、毎年の貯水池運用管理段階では注意を要することが指摘されている⁽²⁾。

このことは、基準年と同様の水文条件が毎年生起することは考えられないため、基準年の水収支計算結果を貯

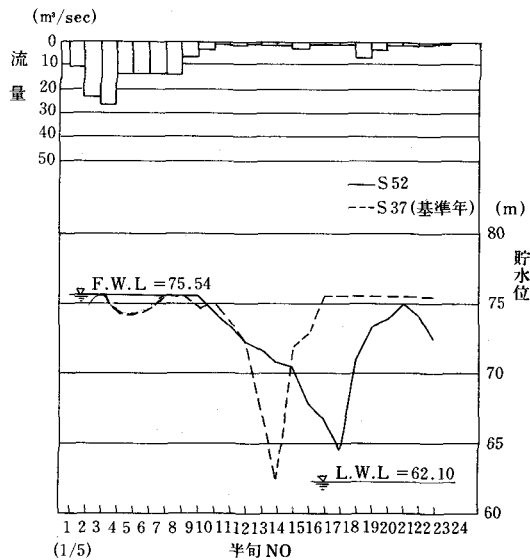


図-12 基準年とS52年の貯水位変動シミュレーション

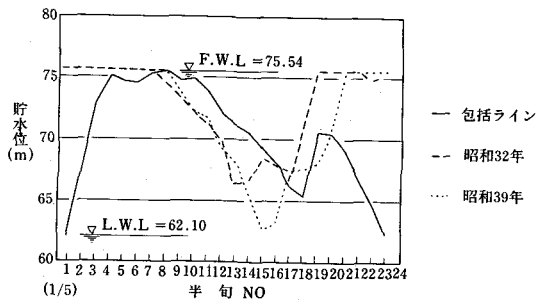


図-13 包括ラインとS32年及びS39年の貯水位変動ラインの比較例

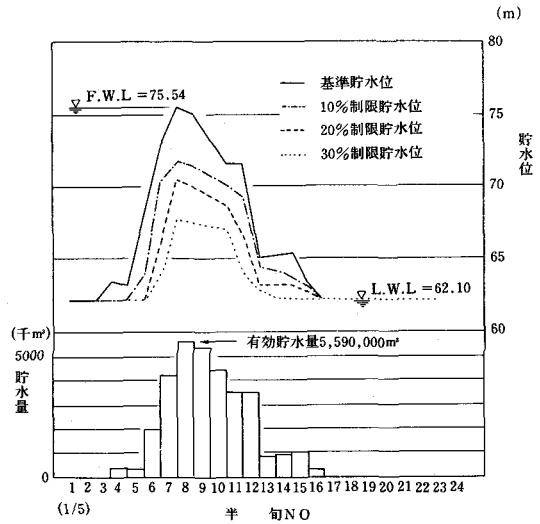


図-14 基準貯水ライン

水運用の指針とした場合には必ずしも適正なものでない事も生じるということである。図-12に示した基準年と昭和52年の貯水位変動ラインの比較例においても、両者の減水時期には差異が認められ、基準年の貯水位変動ラインを貯水運用の指針とした場合、昭和52年の第15半旬以降は取水抑制管理を余儀なくされることとなる。

また、貯水運用の指針として、水収支計算を行った各年の依存量を包括するラインを設定する手法がある。この手法を本ダムに適用し、依存量を貯水位に換算して昭和32年及び昭和39年の貯水位変動ラインと比較すれば、図-13に示したとおり、過剰な取水抑制を強いることとなる。

本稿では「渇水要貯水量曲線法による単一貯水池運用の計画理論⁽¹⁾」に基づいて、ある確率でかんがい末期まで貯水量がゼロにならないことを保障するライン、及びある取水制限率で取水制限を行えば同様の確率でかんがい末期まで貯水量がゼロにならないことを保障するラインを求めたものを紹介する。これは、本ダムの管理のスタートにあたりダム貯水運用の一指針とするものである。

本ダムでは、昭和30年から昭和39年まで及び昭和50年から昭和59年までの計19ヶ年の水収支計算値を基に計算を行い、図-14に示す基準貯水ライン及び10%、20%、30%の各取水制限ラインを得た。なお、本例における超過確率 P_m は25.6%であり、図-14に示す基準貯水ラインは $(1 - P_m) \div 74\%$ の確率でかんがい末期まで貯水量がゼロにならないことを保障するラインとなる。

6. 貯水運用ルール

以上に述べた注水管理方式及び基準貯水ラインを用いた貯水運用ルールを、フローチャートにして図-15に示す。また、本地区全体の利水管理モードを図-16に示す。

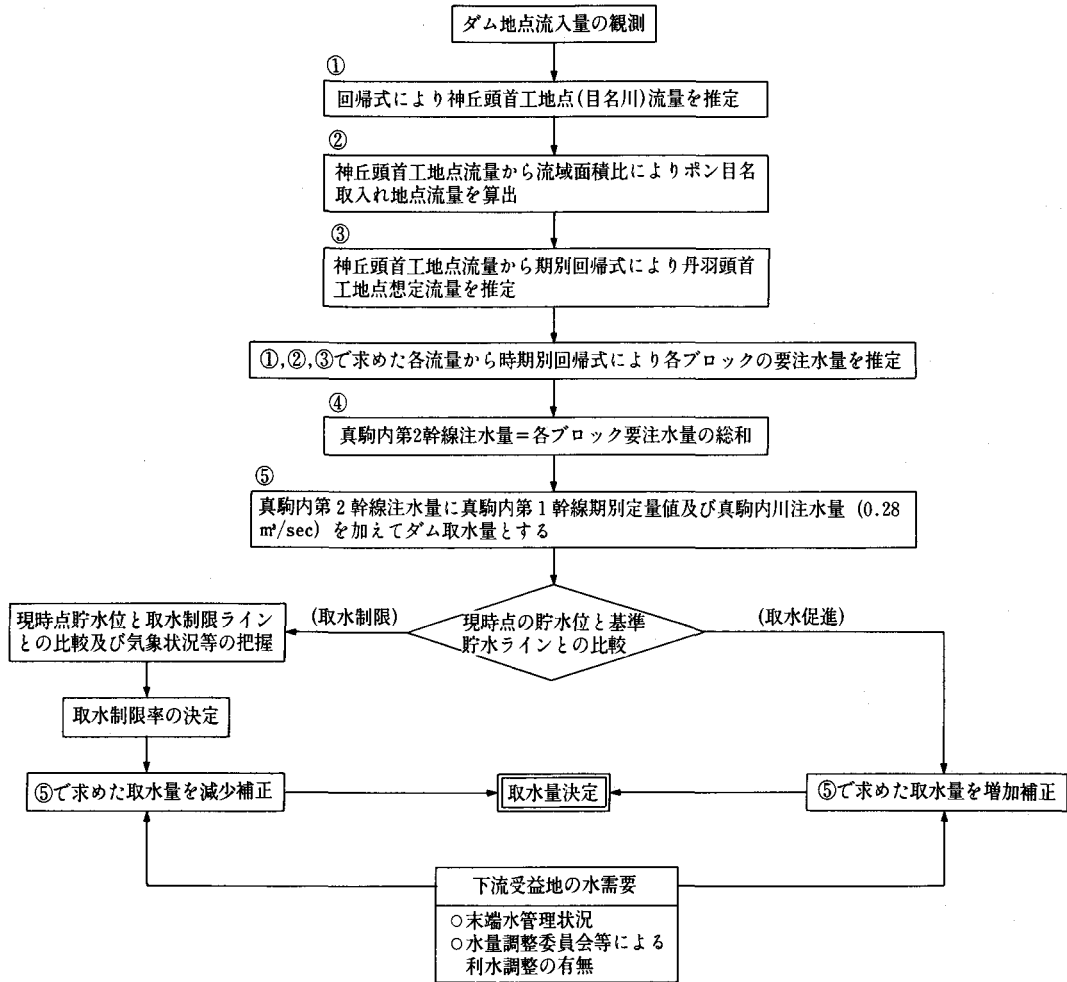


図-15 貯水運用ルールフローチャート

7. あとがき

その大半をダムに依存する注水量の管理方式と、供給側の貯水運用の指標として「渇水要貯水量曲線法による単一貯水池運用の計画理論⁽¹⁾」を用いた、基準貯水ライン及び取水制限ラインを作成し、管理のスタートにあたっての当地区貯水運用の指針とした。

本手法により、当ダムを中心とした諸施設の機能が最大限に発揮されることを望むものである。

供用開始後は、実績値との比較から本手法の検証を行うとともに、以下に示す点を中心に改良を加えたい。

- ① ここに定めた注水管理方式、基準貯水ライン及び取水制限ラインは、19ヶ年の水収支計算値を基礎データとしたものである。このため供用開始後の実績値を踏まえた検討を行う必要があるほか、今後の水利用形態の変化にも対応したものとする。
- ② 要注水量の推定に用いた各河川源流量は、ダム地

点流量（真駒内川）を基にした回帰式によったが、各河川の流量観測を今後も継続して回帰式の精度の向上を図る。

- ③ 取水制限ラインについては、その制限強度の大小及び制限期間は無数に設定し得るものである。実際の貯水運用の中から現実の水利用状況に即したものに随時改良を施す。

参考文献

- (1) 千賀裕太郎：渇水要貯水量曲線法による単一貯水池運用の計画理論とシミュレーション、農土論集、第110号：P P. 39～49. 1984年
- (2) 千賀裕太郎：農業水利ダム貯水運用の実態分析、農土試52(6)：P P. 35～42. 1984年
- (3) 三野徹、丸山利輔：畑地灌漑用水計画について、農土試52(8)：P P. 17～24. 1984年
- (4) 豊島弘三、山下義行、鈴木光剛、丸山利輔：水田

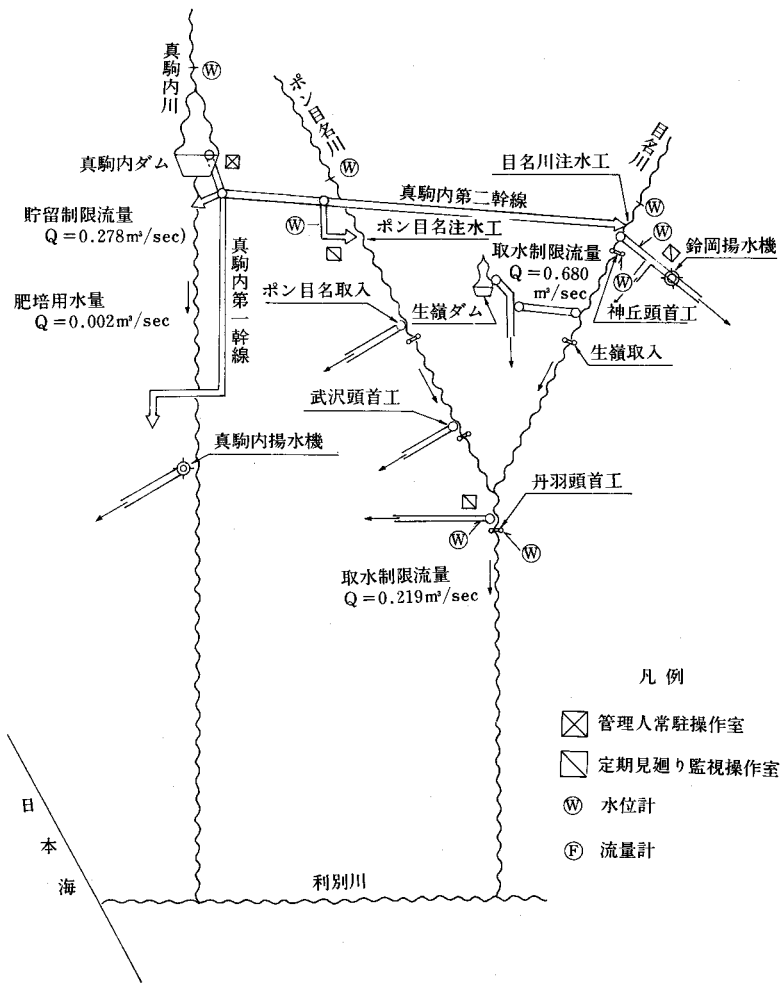


図-16 北松山右岸地区利水管理模式図

水管理の最近の動向と問題点, 農土試52(1): P P. 5~8. 1984年
 (5) 農業水利組織研究会: 新しい水利組織を求めて, 1985年3月

(6) 岡部守: 農業水利施設の管理主体と組織, 水と土 No.57: P P. 2~8. 1984年
 (7) 建設省河川局: 多目的ダムの建設第1巻: P P. 232~238. 1977年

水田地帯の複合水路系における調整池（バッファープOND）の算定について

吉野 秀雄* 後藤 眞宏*
石井 正幸** 猿田 春一***

目 次

1. 緒言.....	39	算定式の仮定.....	40
2. 現在の調整池の考え方と複合水路系におけるバッファープONDの必要性.....	39	4. 西目地区のバッファープONDの設計.....	42
3. バッファープOND容量決定の基本的考え方と容量		5. 結 言.....	46

1. 結 言

農業用水路中に設置される調整池は、次の様な目的で計画されている。即ち、取水量、水路中を流下する通水量及び下流必要水量の三者の不均衡を調整することによって配水運営上生ずる水量損失を極力防止するとともに、水路系に有機的かつ弾力的な機能を付与することである。

具体的には、畑地かんがい施設内に設けられ、上流からの一定流量送水に対し、下流の水使用時間と水使用量の日単位の変動を調整するためのファームポンド、あるいは、用水到達時間を短縮し、幹線途中で分水されなかった流量を下流で捕水貯留し、これを有効利用しようとする中間貯留施設、更には、主水源が時期的に不足し、これに対処するために地区内に設置する補助水源としての役割の強い調整池、断水が不可能な地区での水路の補修、清掃など維持管理のための調整池などである。

これに対して、近年は適切な水管理と農業用水路を安全に維持管理を行うためにバッファープONDとしての役割を担う調整池が益々重要となりつつある。特に、最近、幹線用水路系のうち上流部にトンネル、暗渠を含む自由水面を有する水路を、下流部にパイプラインを採用する事例が多い。この様な複合水路系の場合には上流部と下流部における①用水到達時間の相違②水管理方式（供給主導型、需要主導型）の相違の緩衝を図るため、調整池は必ず必要である。

筆者らは、この複合水路システムを採用している秋田県西目地区の調整池（バッファープOND）について調整池容量算定式を用いて検討を行ったので、これについて

報告を行う¹⁾。

2. 現在の調整池の考え方と複合水路系におけるバッファープONDの必要性

(1) 現在の調整池の考え方

45年11月に改定された計画設計基準『水路工（その1）』は61年5月に改訂されるまでのパイプラインを含めた用水路工全般の基準であるが、これによれば調整池は次の様に定められている。

「用水路で取水量と通水量および用水量が時間的に大きく変動する場合は水路組織の中に調整池を設置するのが利水上有利であることが多いので、その可能性および経済性を検討しなければならない。」

更に調整池の規模は、総合的な観点から検討して決定することとし、水管理から考えると少なくとも溜池への流入水量の一日分程度の貯水が必要であるとされている。

これに対して、61年5月に改定された計画設計基準『水路工（その1）』では、調整池の規模を決定する要素として1日の流量変動を調整する場合、時期別に3～5期の流量変動を調整する場合及び用水到達時間を吸収する水管理上必要な場合の三つに大別されている。

そして、それまでの流入流量の一日程度の容量といった画一的な容量に対して、今回の改定では用水到達時間の要素を調整池容量設計の際の要素の一つとして取入れた。この容量の詳細な設計は、不定流解析により検討を行うこととしている。この背景としては、45年制定当時と比較して、遠方監視制御技術が格段に飛躍し、各地区でこれを採用する事例が増加し、短時間で流量、水位等の情報を収集し、ゲート、バルブ等の施設操作を行えることが可能となった。そして、このため情報収集・施設

*農業土木試験場水工部
**秋田県由利農林事務所
***秋田県土地改良事業団体連合会

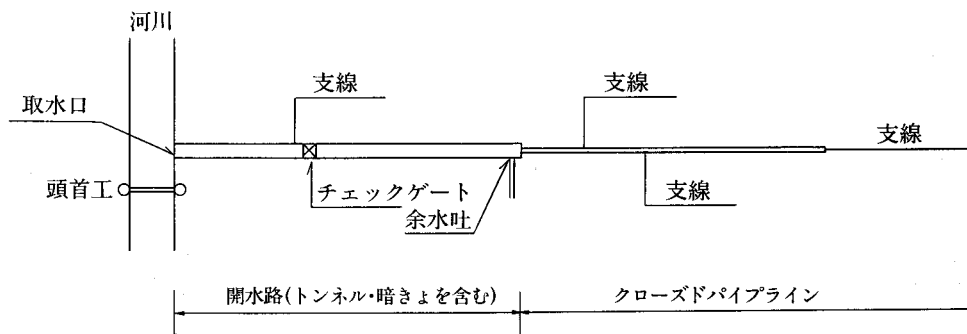


Fig. 1 幹線水路の1形式

操作時間に比較して、相対的に用水到達時間が長くなったことが、最大の要因であると考えられる。

これに加えて電子計算機の発達と、これを背景とした不定流解析手法の開発が一段と進み、比較的短時間に解析が行えることになったことがあると考えられる。

しかし、両計画設計基準とも水路の設計施工に当たって一般的な事項を定めているため、調整池を必ず設置しなければならない場合については明示されていない。

これまで、農業用水路系中に調整池を設置することによって、管理損失水量を大幅に軽減できたという報告²⁾もなされている。また、緒形³⁾は中間貯留施設を地区内に設置することにより、逸水率(無効放流量)を減少させることが可能であるとしている。

しかし、水資源を有効に利用して水管理を行う上で調整池の重要性は十分認識しつつも、流入水量の一日程度の容量をもつ調整池(例えば $5\text{ m}^3/\text{sec}$ であれば一日容量で約 50万 m^3)を計画できる地区は極めて好条件に限られた地区であると言えよう。

(2) バッファープONDの必要性と定義

最近、Fig. 1に示すような上流に開水路、下流にパイプラインから成る幹線送水路系の施行例が比較的多く、開水路区間の延長は時には 50km にも達する事例もある。このように、上流が開水路、下流がパイプラインから成る複合水路系の農業用水システムでは、これらの接点に調整池が次のような理由から必要となってくる。

これまでの研究⁴⁾や経験で明らかのようにパイプライン内の水理現象の伝達は極めて早いため、クローズドタイプパイプラインの下流分水工の分水量変化の影響は、かなりの延長であってもパイプラインの始点に極めて短時間で到達する。

これに対して開水路での流量変化は開水路の構造・規模等により影響を受けるが、パイプラインに比較し一般に長時間の用水到達時間を要する。この様な送水路系で開水路区間とパイプライン区間の接点に調整施設がない場合には、次の様な水管理を行わなければならない。

即ち、常に予測される最大の水需要量を取水送水し、

実際の水使用水量との差を無効放流する。あるいは、パイプラインでの分水量の増減を行うには、まず開水路始点での取水量を増減し、開水路末端即ちパイプライン始点までの用水到達時間を待たなければならない。

換言すれば、パイプライン区間で完全な供給主導型水管理を行わなければならない。これを守らなければパイプラインへの空気連行や用水の無効放流を生ずる。

パイプラインの空気連行は、最悪の場合には管体破壊事故にもつながり、これに至らないまでもパイプラインの通水能の減少の問題や、長時間と多くの人手を要する初期充水を再度行わなければならないといった問題を生ずる。しかし、パイプラインは一般に需要主導型水管理となりやすく、完全な供給主導型水管理を行うことは、限られた事業費等を考慮すれば不可能であり、現在の技術水準を考慮した場合、せいぜい段階的送水を実現することができる程度であると考えられる。

また、末端まで供給主導型水管理を行うことはパイプラインの最大の長所である必要な時に、必要な水量を使用できるということを制約し、需要者の意向に反することとなる。

従って、水資源が豊富で用水の無効放流を行っても問題を生じない地域でない限り複合水路系に調整池がない場合、円滑な水管理は事実上不可能である。

農業用水システムの安全な管理、あるいは、水質源がひっ迫している現在、水資源の有効利用、特に、ポンプ揚水地区での維持管理費の増大を招く無効放流を最小限にとどめるために、調整池の必要性はきわめて大きくなりつつある。

本報文では、この開水路部とパイプライン部の接点に設けるべき調整池を、バッファープONDと呼ぶこととする。

3. バッファープOND容量決定の基本的考え方と容量算定式の仮定

(1) バッファープOND容量決定の基本的考え方

開水路部とパイプライン部との接点に設けられるべき

バッファポンド容量は、情報収集・施設操作時間及び開水路区間の用水到達時間とパイプライン区間の水管理者が予測不可能な流量変化量の関数として与えられるものと考えられる。

このうち予測不可能な流量変化量は地域や営農条件によって大きく異なり、時間毎の流量変化のデータも現在の所少ない。また、情報収集・施設操作時間は、どのような管理システムを採用するかによって異なる。

そこでまず、上流開水路区間の用水到達時間、水路内貯留量等の観点からバッファポンド容量の決定手法について検討を行う。

(2) バッファポンド必要容量算定式について

ここでは、まず開水路とバッファポンドが Fig. 2 に示すように水理的に連続、非連続にかかわらず、開水路とバッファポンド（以下、B. P. と略する）とを一体とみなした一つの開水路システムを考える。この開水路システムにおいて(1)式の連続式が成り立つ。

$$\frac{d(R+C)}{dt} = Q_{in}(t) - Q_o(t) \quad (1)$$

ここに

R : B. P. 貯留量(m³)

C : 開水路貯留量(m³)

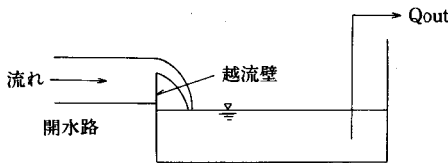
Q_{in}(t) : 取水量関数(m³/sec)

Q_o(t) : 流出量関数(m³/sec)

これを積分すると、B. P. 貯留変化量(N_V)は次式¹⁾で表わされる。

$$N_V = \Delta V + \int_{T_1}^{T_2} (Q_o(t) - Q_{in}(t)) dt \quad (2)$$

(1) 水理的に不連続な
バッファポンド



(注) 越流壁等がなくとも、流入部で限界水深を生じる場合も含む

(2) 水理的に連続な
バッファポンド

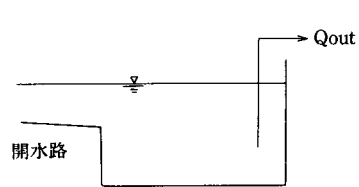


Fig. 2 バッファポンド構造

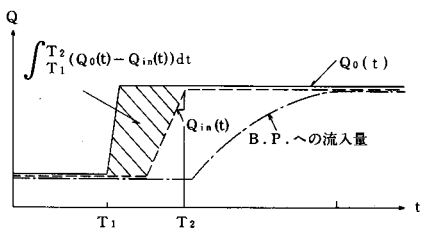


Fig. 3 算定式の説明記号(1)

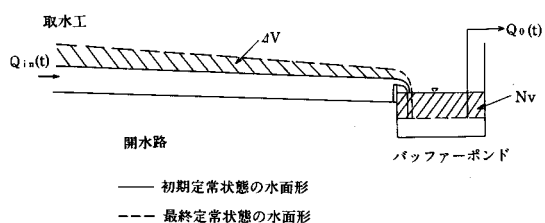


Fig. 4 算定式の説明記号(2)

ここに

N_V : B. P. 貯留変化量(m³) = B. P. 必要容量

ΔV : 水路内貯留変化量(m³)

T₁ : 流出量変化開始時刻

T₂ : Q_o(t) = Q_{in}(t)となる時刻

ここで、(2)式をB. P. 必要容量算定式（略して「容量算定式」という）ということにする（Fig. 3, 4参照）。これまでは、B. P. 容量を決定する場合は、Fig. 3の一点鎖線で示されるB. P. の流入量、即ち、用水到達状況を個々の地区において不定流シミュレーションで求め、これと流出量 Q_o(t)との差をB. P. 必要容量としていた。

しかし、(2)式においては、用水到達時間によるタイムラグが、水路内貯留変化量(ΔV)で考慮されているので、改めて用水到達時間を計算することは不必要である。

不定流解析は、比較的容易に行える体制にはなりつつあるが、大型電算機を必要とする上、各種構造物が水路内に設置されると解析手法も複雑となる。

これに対して、水路内貯留変化量(ΔV)は、不等流水利計算で得られるが本計算は容易に、かつ、パーソナルコンピューターでも短時間でできる。

従って、算定式によってB. P. 容量が決定できるならば、B. P. の必要容量は開水路部の構造が決定されていれば容易に算定可能である。

なお、本式では、開水路システムからの流出量の増減に対応して、開路上流端の取水量増減を想定しており、流出量変化を予測して予め取水量増減を行うことは考慮していない。即ち、取水量変化開始時刻が流出量変化開始時刻に比較して同時、又は、遅い場合である。

本算定式を用いて算定したB. P. 必要容量 (N_V) と開水路中にゲート、サイホン、分木工を含む開水路システムで不定流数値シミュレーション手法によって、38通りのケースについてB. P. 貯留変化量を算定し、(2)式から求めた容量と比較したが、全てのケースでその相違は1%未満であり実用上支障がないことが明らかにされている¹⁾。

4. 西目地区のバッファポンドの設計

(1) 地区の概要

秋田県南部、日本海沿岸に位置している由利郡西目町では、昭和59年度から県営圃場整備事業西目地区として30aの再区画整理に着手した。地区中央を二級河川の西目川が直接日本海へとそそいでおり、受益水田面積450haは町全体の水田面積の8割以上を占めている。

この地域は平均1ha 足らずの経営規模で、近くには大手企業 (TDK) の進出があり、農家の兼業化に拍車をかけている。

地区の用水は西目川の自流がほとんどないので、上流6.1kmに位置する四角井戸ため池 (有効貯水量353千 m^3) などの溜池群に水源を求め、更に現況計画においても落水を下流地点で揚水し反復利用することになっている。従って、極力無効放流を避け水資源の有効利用に努めなければならない。

四角井戸ため池から山腹及び急傾斜地を經由して地区内へ導水する上巾用水路は、土水路のため昭和57年度から県営かんがい排水事業により改修工事中である (Fig. 5 参照)。本用水路は延長約6,100m、水路底縦断勾配1/300、最大流量1.436 m^3/sec である。

又、この事業には遊休落差を利用しての小水力発電計画も含まれており、昭和60年度から着手している。このような背景から、地区内では先の事業と合わせ合理的かつ自由度の高い水利用を行おうとパイプライン (クローズドタイプ) 化を計画し、更に用水の需給バランスを考えたネットワークとしての管理システムを導入、施設管理の集約した高度な生産体系を築こうとまさに全町上げて農業の近代化に取り組んでいるところである。

工事は末端パイプラインを施工しながら118haの区画整理を終え、上巾用水路の改修も主要部分が完成し今年度から本格的な通水が可能となる状況である。現在、進められている圃場整備、かんがい排水の両事業とも昭和65~67年度には完了する予定である。

(2) 本地区のバッファポンドの必要性と容量算定例

本地区は先述した様に上流部の県営かんがい排水事業施工部が開水路、下流部の圃場整備事業地区がパイプラインである複合水路システムであり、用水施設の供用開始を目前に控え上巾用水路との接合点である幹線パイプライン入口のバッファポンド設置にあたり容量設計を前述のB. P. 容量算定式を用いて行った。

特に本地区のパイプラインの場合、約30mの地盤標高差があり送水停止時には、幹線バルブ制御のみでは空気を混入しやすく、更に給水栓を閉め忘れると短時間でパイプラインが空になることが予想される。その場合、再通水するためには改めて初期充水しなければならず、パイプライン延長59.9kmを管体保護のため計画流量の1/10 (基準) で充水すると末端ブロックでの送水開始までの必要時間は11時間~24時間となる。

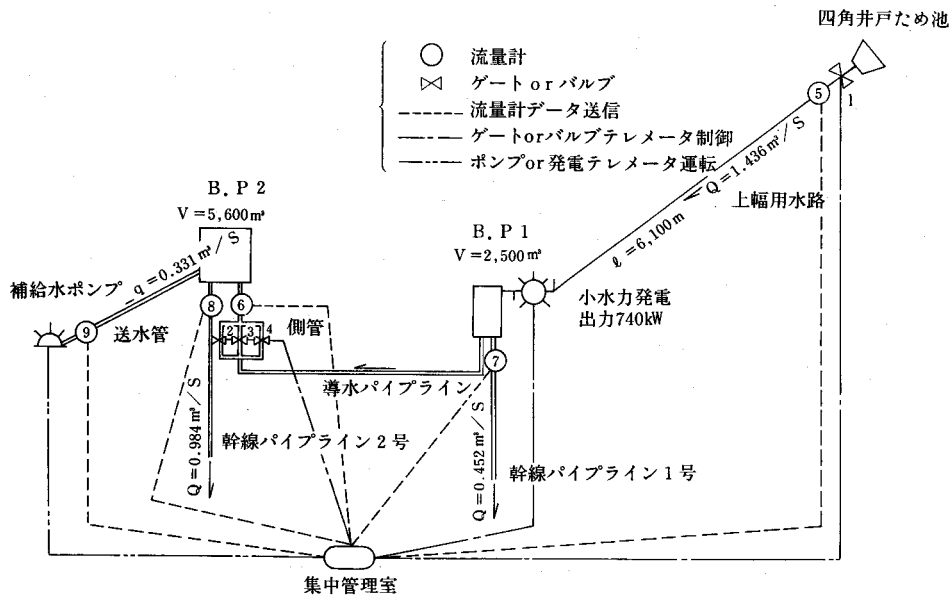


Fig. 5 西目地区パイプライン管理システム

従って、このような事態が頻繁に起きると多大な労力と経費を必要とするとともに、常時安定した用水を供給できない。このことは作物の育成に大きな支障をきたすこととなる。

現実に昨年、バッファポンド予定地点に小容量の仮設水槽を使用して一部の圃場でパイプラインを仮使用した際、パイプラインに空気が連行され充水後もエア弁が開き放しになってそこから逸水した事態が発生した。水量的に無理な使い方ではなかったと思われるが、給水栓操作による水位変動が激しく水位低下時に空気とともに浮遊するゴミを引き込み、エア弁が作動した際それがひっかかり充水後もエア弁が閉鎖しなかったものと判断される。

エア弁の修理や維持管理に技術的にも経済的にもいろいろ問題が多く、管体破損には至らなかったが、これらの事態の発生を防ぐため適切な容量のB. P.の必要性が強く認識された。

従って、B. P.を設置しない場合いかなる給水栓、バルブ操作に対してもこのような事故を起こさないで安全に水を供給するためには、末端からの実際必要水量にかかわらず、常に予想される最大水量を流していなければならない。また、減量操作、例えば雨が降った場合、水使用がなくなりそれを確認した上で取水口ゲートを閉めると用水到達遅れ分の水が無効になる。いずれにしても、このような水利用の変化に事故なく追従するためには過大な管理用水（無効放流）が必要となり、地区の用水事情を勘案した水利用の効率化を行える水路システムとしなければならない。

また、B. P.を設置しない場合は、水管理の自由度が小さくなり導入を予定している集中監視制御システムの効果的使用も妨げられることとなる。

逆に必要水量を事前に予測して、用水の到達遅れ時間を見込んだ操作を行うことも考えられるが、必要水量を把握するという事は受益者全員が対象であり誤差も大きいと予想される。それもほぼ毎日の連続作業となると現実的に不可能であり、まして本地区のような中規模面積の場合、変動のタイムスケールは短かく変動も大きなものと考えられる。

これに対処するためには、最終的には末端の給水栓まで管理しなければならないことになり、自動制御が遠方操作方式にするにしても経済的に困難である。特に本地区のように標高差が大きいと水量配分を均等にするのは技術的に難しい。これは個別に開度を設定しなければ厳密な流量を設定できず、複雑な一覧表を作成して管理することは維持管理体制面で相当な負担になると考えられる。

またこのような管理方法では、自由な水の使い方が制約されることになり、水の使いたい時に直ちに使えると

いうパイプライン化の大きな特質が損なわれ、何よりも農家個人の営農努力の入る余地がなくなり生産意欲を減退させることにもつながる。

この様に、パイプラインの機能を損ねることなく安全で効率的かつ末端での自由度を持った水利用が出来るということは現在の多様化する農業の基本であり、その維持管理を容易にするためにも適切な規模の調整池は必要欠くことのできない施設である。

3章で述べた容量算定式を、実際の地区に適用するにあたっては、次の2点が重用な要素となる。

- (1) 取水口等の操作遅れ時間の見振り
- (2) 下流必要水量の変動量の見振り

(1)については、施設の管理体制に大きく影響されるが、西目町では今度の総合的な土地改良事業と小水力発電の運用に伴い役場内に遠方操作システムを備えた集中管理室を設ける計画になっている (Fig. 5, 6)。用水管理から見れば取水ゲート、開水路、バッファポンド、パイプライン、揚水ポンプは一体のものであり、その集約化された管理体系の中で操作規程を確立することは合理的な水利用を行うという当初の目的に合致するものである。ここでは、同じような施設、管理体制を有する他地区の例を参考にしながら人員配置計画等を考慮して検討した結果、一時間毎の監視体制は可能であると判断した。

その他に情報（データ）整理、ゲート開閉操作所要時間を10分見込んだ。従って、操作遅れ時間は合計70分を見込むこととした。

(2)については、末端での自由度を特徴とするパイプラインでは都合のよい時に給水栓を開けようとする傾向は避けられず計画流量の0~100%の変動が日常的に起こり得るとされている。

例えば農家の兼業化が進み朝晩の一斉給水、降雨時、あるいは、長期的にみれば生育過程の中干し時には地区の規模から水利用の集中的な使用と停止が十分予想され

-
1. 集中管理室（機能）
 - 流量計データ送信
 - ゲート及びバルブ 遠方監視制御
 - 揚水ポンプ及び小水力発電 遠方監視制御
 2. 管理体制（規程）……………マンコントロール
 - 1) 1時間毎の流量データ解析
 - ⑤と⑦+⑧で区1の開度決定
 - ⑥と⑧で区2~4の "
 - 2) 必要時ゲート及びバルブ操作（遠方）
 - 3) 渇水時揚水ポンプ運転操作（遠方）
 - 4) 小水力発電は自動運転とし緊急時テレメータ切替
-

Fig. 6 パイプライン管理システム

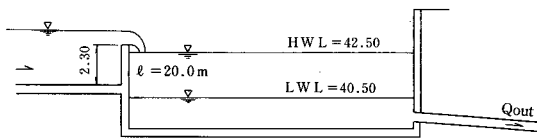


Fig. 7 バッファポンドの構造

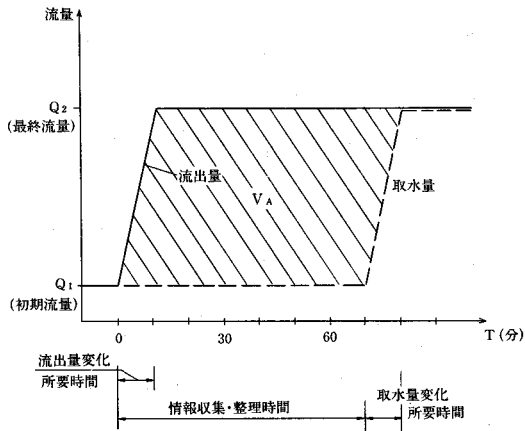


Fig. 8 施設操作遅れ容量 V_A の説明図

る。

パイプライン構造の安全性の重要度を考えると、変動量として生じ得る可能性のある最大変動幅をとることは決して過大でないと考えられる。

さて、計画流量は本土地改良事業の用水計画により設定されている。従って、この用水計画に基づいて代掻期及び普通期の最大流量を考慮して変動量を想定することとした。具体的な変動量は、次の3ケースを想定しバッファポンド容量を算定した (Table 1)。

- ケース1；代掻期かんがいに自由度を持たせた場合
- ケース2；代掻期かんがいに計画性を持たせた場合
(但し、補水は自由度を持つこととする)
- ケース3；普通期かんがいに自由度を持たせた場合

Table 1のうち流量 $1.436\text{m}^3/\text{sec}$ は代掻期最終日流量、流量 $0.682\text{m}^3/\text{sec}$ は1ブロックの代掻必要流量、

流量 $1.025\text{m}^3/\text{sec}$ は普通期流量である。

水路内貯留量は、開水路区間6,100mを不等流計算によって算定した。

開水路下流端水位はバッファポンドの構造をFig. 7の通り想定し、それぞれの越流流量をもとに水深を計算し与えた。また、マンギングの粗度係数は0.014とした。

また、 V_A は(2)式右辺第2項の容量であり、情報収集間隔60分と情報収集からゲート操作に入るまでの情報整理時間10分の合計70分の施設操作遅れ時間に見合う容量及び、流出量と取水量の変化時間の相違に見合う容量である。この容量は、Fig. 8をもとに次式で求められる。
 $V_A = 70 \times (Q_2 - Q_1) \times 60 = 4200 \cdot \Delta Q$

ここに、 Q_1 :初期流量、 Q_2 :最終流量

更に、バルブの誤差等の余裕として変化流量 ($Q_2 - Q_1$) の10%の1時間分を見込んでいる。

ケース1は、パイプラインシステムを考えると代掻が集中した場合、施設に対する危険度が高いと考えられるが、ややもすれば粗放な管理であると考えられる。

ケース2は、代掻補水用水は生育に関係ないので、一定量の通水が可能であり、短時間でもありブロックかんがいの設定等管理し易い面がある。そういう意味ではある程度の計画性が図れ、ケース2のような変動量の起り得る可能性は少ないと予想される。

従って地区の規模、地形、営農条件等総合的に検討した結果、ケース3が妥当であると判断した (Table 1参照)。このようにして、算定式から得られた計算結果 8142m^3 をもとにバッファポンド容量を 8100m^3 と決定し現在施行中である。

なお、パイプライン入口の地形的制約のためB・Pは、2ヶ所に分割した (Fig. 5)。これは、目的からすれば一般的な設置方法と異なるので、バッファポンドの構造と導水パイプラインの流量制御方法に多少工夫が必要となると考えられる。

その設計内容については、別の機会にこれから始まる施工状況の報告と合わせて紹介したいと考えている。

(3) 不定流シミュレーションによる検証

① 検証に用いる不定流解析のための数理モデル手法

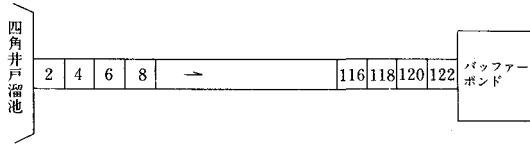
Table 1 容量算定式によるB・P必要容量

	初期流量 Q_1	最終流量 Q_2	水路内貯留変化量			$\int_{T_1}^{T_2} (Q_o(t) - Q_{in}(t)) dt$ $V_A = \Delta Q \times 4200$	バルブ誤差の余裕 V_B	合計 $N_V = \Delta V + V_A + V_B$
			V_1	V_2	$\Delta V = V_2 - V_1$			
Case 1	$0\text{ m}^3/\text{s}$	$1.436\text{ m}^3/\text{s}$	103 m^3	$4,502\text{ m}^3$	$4,399\text{ m}^3$	$6,031\text{ m}^3$	517 m^3	$10,947\text{ m}^3$
Case 2	$0.682\text{ m}^3/\text{s}$	$1.436\text{ m}^3/\text{s}$	$2,713\text{ m}^3$	$4,502\text{ m}^3$	$1,789\text{ m}^3$	$3,166\text{ m}^3$	271 m^3	$5,226\text{ m}^3$
Case 3	$0\text{ m}^3/\text{s}$	$1.025\text{ m}^3/\text{s}$	103 m^3	$3,570\text{ m}^3$	$3,467\text{ m}^3$	$4,306\text{ m}^3$	369 m^3	$* 8,142\text{ m}^3$

計算式 V_1 : 開水路区間の不等流計算による

V_2 : //

* 採用



距離差分 ΔX	100 m
水路延長 L	6100 m
メッシュ2の底高さ	73.50 m
メッシュ122の底高さ	40.50 m
水路底勾配 i	1/300~1/1000
水路タイプ	矩形(幅1.3m~1.5m)

Fig. 9 上市用水路の不定流数値モデル

の概要

過渡的な水理現象を把握するためには、与えられた条件のもとに不定流の基礎方程式を解けば所要の解が得られる。一般に自然河川、人工水路において基礎方程式を解析的に解くことは、不可能と考えられている。そこで、数値的に解くことが電子計算機の発達とともに研究開発されてきた。この数値解法としては、陽形式あるいは陰形式の差分式に展開する方法や特性曲線を用いて常微分方程式になおして解く方法など多くの手法が発表されている。

本報文では陽形式のカエル飛び法⁵⁾の一種である中村・白石の中心差分法⁵⁾の一部に風上差分⁶⁾を取入れて不定

流解析を行う。この差分法は中心差分法と比較すると緩勾配水路あるいは、逆勾配水路の不定流解析や断面の急変部の不定流解析においても安定した解が得られる長所がある。

② 上市用水路の数値モデルとバッファーポンドの構造

不定流解析を行うための上市用水路数値モデルはFig. 9の通りであり、マニングの粗度係数は0.014、時間差分 Δt は5 sec で解析を行った。

また、上市用水路に続くB. P.の入口構造は Fig. 7 に示すように、開水路と水理的に縁の切れたB. P.であり、高さ2.30m、長さ20mの越流壁を通して開水路からB. P.へ流入する。

③ 不定流解析の境界条件及び演算ケース

境界条件について上流端は流量境界として入力し、下流端は水位境界として次のように与えた。

下流端の水位境界は最末端の流速点121の時間 t における流量から越流水深を計算し、これを時間 $t + \Delta t$ の水位点122の境界条件とした。

次に、上流端の流量境界、即ち四角井戸溜池からの取水量とB. P.からの流出量は Table 1 に示す3つのケースのとおりであり、それらのうち容量を決定したケース3について図に示すと Fig. 10となる。

また、B. P.貯留変化量は、B. P.初期水位を管理水

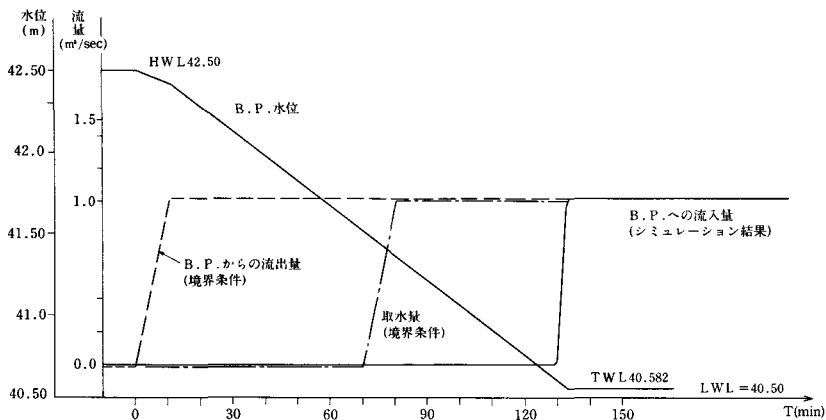


Fig. 10 不定流シミュレーションの条件及び結果

Table 2 不定流シミュレーション結果及び容量算定式によるB. P.必要容量

シミュレーションケース	シミュレーションによるB. P.貯留変化量 (R_V) m^3	容量算定式によるB. P.必要容量* (N_V) m^3	$N_V - R_V$ m^3	$\frac{N_V - R_V}{R_V}$ %
Case 1	10,420	10,430	10	0.1
Case 2	4,959	4,955	-4	-0.1
Case 3	7,753	7,773	20	0.3

* バルブ誤差の余裕を除く

位であるHWL 42.50mとB. P.の底面積を4050m²とした条件で、最末端の流速点である121の流量をB. P.流入量とし、境界条件であるB. P.からの流出量の差の積分値である。

④ 不定流シミュレーションによる検証結果

3ケースのB. P.の貯留変化と用水到達時間をまとめたもののうち、今回決定した容量について図化したものがFig. 10である。またB. P.貯留変化量(R_v)及び容量算定式により求めたB. P.必要容量(N_v)をまとめたものがTable 2である。

これからわかる通り、不等流計算から得られる水路内貯留変化量とB. P.等からの流出量の連続条件に基づいた容量算定式によるB. P.必要容量と、不定流シミュレーションによって得られるB. P.貯留変化量との相違は全て1.0%以下である。

この結果、不定流シミュレーションにより、用水到達時間を計算しなくても不等流水理計算から得られる容量算定式によってこの様な複合水路系の接点に設置するバッファ Pond容量を設計しても実質上問題がないと言える。

5. 結 言

本報告では、複合水路システムにおける調整池(バッファ Pond)の必要性を明らかにするとともに、不等流水理計算から求められる水路内貯留変化量をもとにしたバッファ Pond容量算定式を示した。

更に、本算定式を使用してバッファ Pond容量を決定した地区の概要とその決定方法について紹介を行った。この調整容量は、下流計画流量の約2時間分であり、これまでの計画設計基準でいわれていたものより、はるかに小さいものである。この理由としては、本地区が遠方監視制御装置を導入し、比較的短時間で情報収集及び

制御が行える管理体制であることと、開水路区間が約6 kmと比較的短いことである。しかし、本バッファ Pondを設置することにより、水資源の有効な利用と適切な水管理を容易に行えることが可能になったと考えられる。

近年、遠方監視制御装置等の発展は目を見張るものがあるが、これらの能力を最大限利用するためにも適切な土木施設の設置が望まれるものと考えられる。

本報告をとりまとめるにあたり、農林水産省技術会議事務局研究管理官 白石英彦博士、農業土木試験場水工部施設水理第二研究室長 岩崎和巳博士 同研究員 中達雄氏から貴重な御助言と有益な御示唆をいただいた。また、秋田県由利農林事務所、及び秋田県土地改良事業団体連合会担当者各位から、多大な御助力をいただいた。記して感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) 吉野 ほか(1987): 複合水路系における調整容量の必要性と算定法について, 農土誌 Vol. 55 No.2.
- 2) 湯川清光(1972): 愛知用水管理損失の研究 農土論集41 pp. 19~48.
- 3) 緒形博之(1934): 水資源利用と中間貯留, 東京大学出版会.
- 4) 吉野 ほか(1986): 水管理方式の相異を吸収するバッファ Pond容量の決定方法, 農土試技報(第172号).
- 5) 岩崎和巳(1975): 用水システムの数理モデルによるシミュレーション手法について, 農土誌 Vol.43 No. 7 pp. 432~438.
- 6) 中村 ほか(1984): 排水路解析のための風上差分を導入した数理モデルの開発, 昭和59年度農土学会大会講 pp. 32~33.

2. 事業概要

本地区は、徳島市西方40kmの吉野川北岸中流部にあり、阿讃山脈の南傾斜面を利用して、古くから畑作農業が発達した地区である。しかし、経営規模が零細であり、また、農業用水に恵まれないため、低収益作物しか栽培できず農家経営は安定していない。これに対応するためには、早期に実効のあがる農業振興策を施し、農家所得の増大をもたらす必要がある。

これを解決するため、本事業による夏子ダムの建設で受益面積 290ha の農業用水を確保し、関連事業として畑地帯総合土地改良事業を行い、農業生産基盤を、総事業費 5,700百万円をもって整備するものである。事業実施後は、山間野菜、牛肉酪農を中心とした畜産等の振興を行い、収益性の高い商品生産農業へと脱皮し農家経営の安定を図るものである。

3. 夏子ダムの諸元

貯水池		ダム	
集水面積	26.7km ²	型式	直線式コンクリート重力ダム
湛水面積	13.5ha	地質	砂岩 泥岩 互層
総貯水量	1,600,000m ³	天端標高	E L 219.80m
有効貯水量	800,000m ³	堤高	43.80m
計画堆砂量	800,000m ³	堤長	129.00m
計画洪水位	E L 218.3m	天端幅	4.00m
計画満水位	E L 213.5m	勾配	上流 鉛直, 下流 1 : 0.77
計画堆砂位	E L 206.0m	堤体積	76,500m ³

4. 工程

概略工程

工程	年度	59年度	60年度	61年度	62年度	63年度	64年度
仮設備		■					
掘削			■	■			
コンクリート工			■	■	■		
基礎処理工				■	■		
閉塞・その他						■	■

5. コンクリート打設設備

5-1 打設機種決定の検討

コンクリート打設の工法としては、一般的に次のような機種による打設工法があげられる。

①片側走行路式ケーブルクレーン、②軌索式ケーブルクレーン、③H型軌索式ケーブルクレーン、④フライミング定置式タワークレーン、⑤自走式クレーン、⑥走行式門形ジブクレーン

夏子ダムでは、ダムの規模、地形の制約、打設能力、経済性等の比較検討の結果、表-1のようにタワークレーン案を有利として採用した。

ダム本体下流中央部に、ダム全体をほぼカバーできる最大作業半径75mのタワークレーンを配置してコンクリ

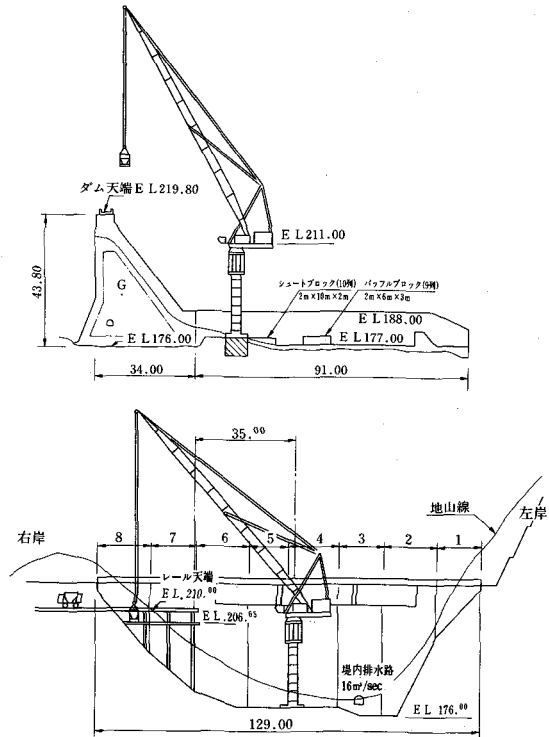


図-2 ダム全体図

表-1 打設機種の検討

	固定タワークレーン (6.5 t × 75m)		ケーブルクレーン (6.5 t 軌索)	
経済性	○	機械損料は割高になるが仮設工が少ない。	○	損料は安い、他の設備費がかなり高くなる。
工期	○	工期やや長くなる	○	工期やや長くなる
自然破壊	◎	自然破壊最も少ない (公害少ない)	×	左岸側に多量の掘削を必要とする
操作性	○	信頼度高い (安全性が高い)	○	タワークレーンよりやや劣る
カバーエリア	◎	1基で全エリアがカバーできる	△	減勢工が入らない為、他の打設手段が必要
総合評位		1		2

ート打設を行う。同型機種には、6.5 t、9.0 t、13.5 tと、吊上げ能力により3種類があるが、当ダム（総打設量76,500m³）では吊上げ能力6.5 t、コンクリートバケット容量2 m³を採用した。

5-2 タワークレーンの諸元及び構造

タワークレーンの構造及び仕様は図-3の通りである。

この機種については、通常6.5 t×75 mというが、構造上は定格荷重8 tで屈出しており、マスト1本が8 tあるために、クライミング及び雑作業のみ8 t×65 mで造上は定格荷重8 tで屈出しており、マスト1本が8 t

使用し、コンクリート作業は全て6.5 t×75 m仕様となっている。

クレーン構造は、ジブガイドサポート、旋回フレーム、ガイドマスト、昇降フレーム、マスト、架台とからなる。ジブ及びガイドサポート先端には航空障害灯、避雷針、無線アンテナ、風速計が取付けられている。運転室は旋回フレーム右側前方に張出した位置に設けられ、パンカー線、打設箇所を直接見ることができ、2～3人の交替による運転を考慮してスペースを広げるとともに、交替による運転を考慮してスペースを広げるとともに、

(1) 主要機能および寸法

巻上能力	8.0 t <small>(バケット作業: 5.5 t)</small>	揚程	135 m
最大半径	75 m	マスト外径	3.0 m
最小半径	0 m		

(2) 速度ならびに電動機

	速度 (m/min)	電動機 (kW)	台数
巻上	早巻(空バケット) 95	55	1
	遅巻(実 ") 42.5		
巻下	早巻(空 ") 105	90	1
	遅巻(実 ") 47.5		
起伏	約23 m/min	30	1
旋回	0.6 / 0.28 rpm	30	1
昇降	0.3 m/min	30	1

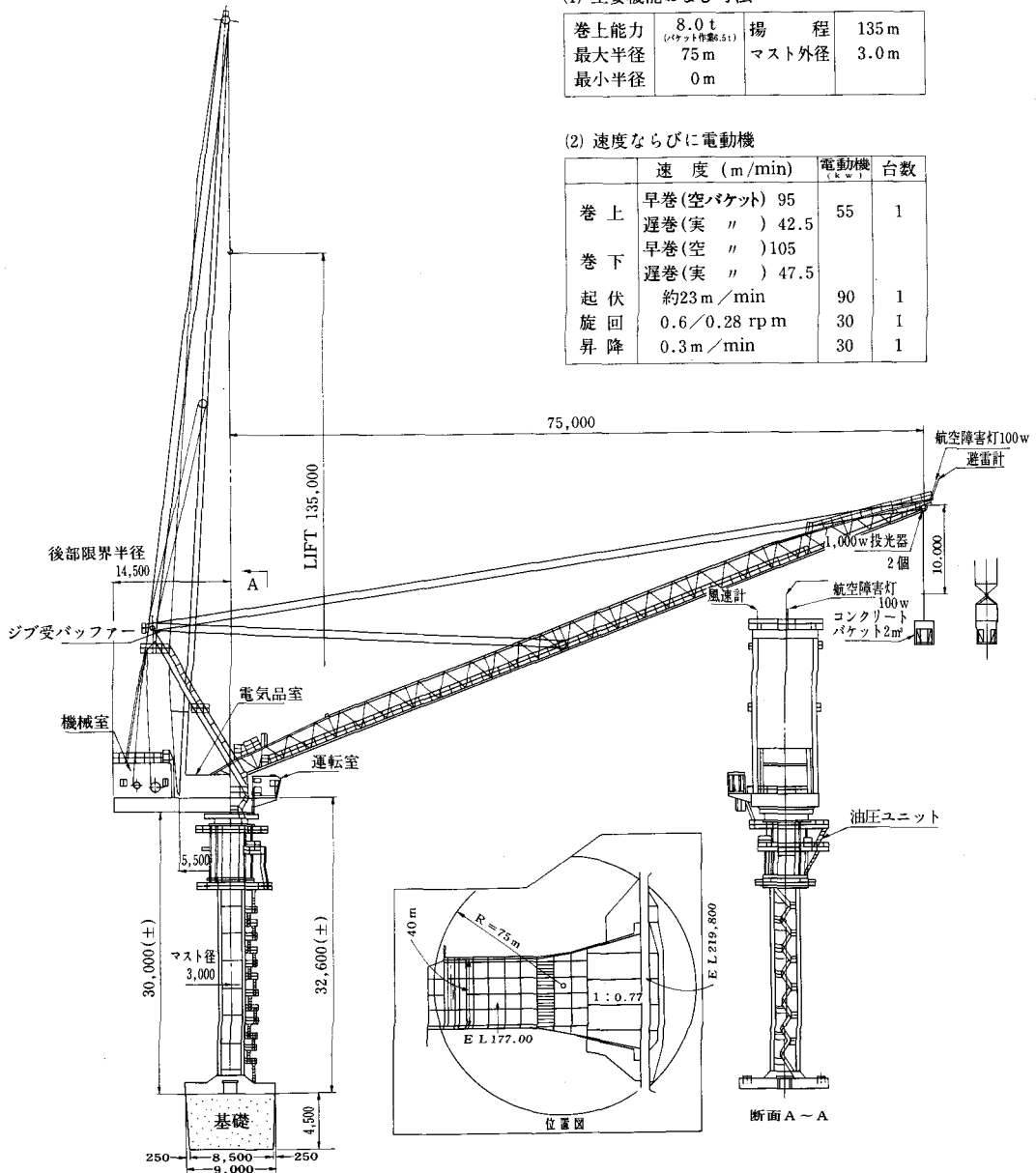


図-3 タワークレーン構造図

簡易ベツト及びエヤコンを備えた居住性の高いものになっている。クライミングは、最上部ガイドマストに取付けられたクライミング機構により、必要に応じてタワークレーンの全体の昇降が可能な構造となっている。全体としては、ダム現場の地形を考慮して輸送、据付、解体が容易なように全体を小ブロックに細分化し、各部がユニット化され、互換性の高いものになっている。しかし、当ダムでは、ダムの高さも43mと低く、また、半川締切及びパンカー線トレスル橋等の高さも考慮し、途中でクライミングをしないで組立時点より計画高さに据付して使用することとした。

5-3 サイクルタイムの計画と稼働実績の比較検討

1) 打設実績

コンクリート打設計画は、以下の通りである。

コンクリート打設量 76,500m³ (本体 64,000m³,
洪水吐 12,500m³)

月平均打設可能日数 24日
月最大打設可能日数 25日
月平均打設量 3,300m³
日平均打設量 140m³
月最大打設量 6,200m³

表-2のコンクリート打設実績では、61年2月13日の初打設より62年3月末までの約56,600m³を対象として集計したが、これらの中には、半川締切による打設ブロックの制約、片番のみの作業体制、夏期における不均一な打設時間制限が加味されている。また、クレーン1台だけの配置使用のため、雑運搬が多くなるが、効率よい使用が望まれ、使用に際しては十分な調整が必要である。クレーン休止作業についても定期点検の他は、故障、修理による休止は、ほとんどなく点検も容易であった。

2) サイクルタイムの比較検討

① 計画サイクルタイム

ダム本体と洪水吐とに区別されるが、今回は、ダム本体部での比較を行う。

タワークレーン速度を以下に示す。

巻上速度 (実) 0.75m/s
" (空) 1.67m/s
巻下速度 (実) 0.83m/s
" (空) 1.83m/s
起伏 0.33m/s

旋回 35m < R < 75m 2.2m/s 周速

図-4の通り固定サイクルを定め、次に稼働効率を求め、計画打設能力を求めた。

稼働効率 (Y) は、

$$Y = Y_1 \times Y_2 = 0.72$$

運転効率 (Y₁) t₀に対するもの

作業効率 (Y₂) 打設上の都合によるもの

$$Y_1 = 0.9 \quad Y_2 = 0.8$$

実稼働時のサイクルタイム (t) は、

$$t = t_0 / 0.72 \text{ (sec)}$$

時間当たりの作業量 (Q) は、

$$Q = \frac{3,600 \times B \times Y}{t_0}$$

Q = 時間当たりの作業量 m³/h

B = バケツ容量 m³

Y = 稼働効率

t₀ = 理論サイクルタイム sec

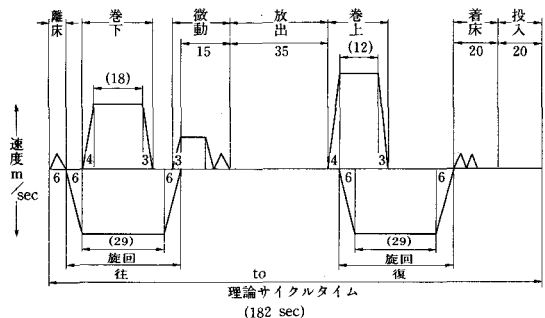


図-4 固定サイクルタイム () 内平均理論サイクル

表-2 コンクリート打設実績

		61/2月	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	62/1月	2	3	計	
コン クリ ート 打 設	打設日数	計画	15日	23	23	24	22	22	17	16	11	18	23	23	24	25	286日
	実績		14日	25	26	21	27	25	14	20	18	23	25	21	22	25	306日
	数	計画	1,410m ³	3,490	3,880	4,470	4,910	4,790	2,490	2,150	1,480	2,670	3,740	3,760	4,130	5,260	48,630m ³
	量	実績	1,495m ³	4,208	3,642	3,752	4,746	4,094	2,408	3,730	3,632	4,348	4,535	4,654	5,251	6,132	56,627m ³
時 間 当 り 作 業 量 (m ³ /h)	本 体	計画	21.8m ³ /h	23.5	23.7	24.2	20.7	24.0	24.3	24.5	25.2	26.3	25.1	27.3	26.7	27.3	加重平均 24.7m ³ /h
		実績	20.8m ³ /h	23.0	23.2	24.3	21.2	24.5	24.8	25.4	25.4	26.4	25.5	27.9	26.9	27.5	加重平均 26.5m ³ /h
	洪 水 吐	計画	18.8m ³ /h	20.9	16.2	15.2	14.9	13.9	14.6	11.4	17.3	20.1	21.1	24.5	22.6	20.7	加重平均 19.0m ³ /h
		実績	16.4m ³ /h	19.9	17.0	17.9	13.3	12.9	11.3	14.2	18.0	21.1	21.4	19.5	24.5	21.8	加重平均 18.7m ³ /h

表一三に各ブロック毎の作業量や理論サイクルタイム等を示す。

② サイクルタイムの比較検討

稼働効率及びサイクルタイムについての計画値と実績

表一三 各BL毎の作業量

時間当たり作業量

BL	作業半径 R_m	揚程 H_m	旋回角度 度°	周長 l_m	理論サイクル t_0 sec	サイクルタイム t sec	時間当たり作業量 Q m ³ /h
1 BL	68	-1	147	174	287	399	18
2	54	-12	140	132	244	399	21
3	42	-18	129	95	210	292	25
4	38	-18	108	72	190	264	27
5	39	-18	85	58	178	247	29
6	46	-18	64	51	178	247	29
7	59	-9	49	50	170	236	31
8	74	-1	41	53	210	292	25
重心位置 G	38m	-15m	95°	63m	182sec	253sec	29m ³ /h

表一四 サイクルタイム比較表

		2 BL		3 BL		4 BL		平均		
		実績	計画	実績	計画	実績	計画	実績	計画	
a	調査リフト E.L. 回	E.L. 175 ~ 207 32回	E.L. 194.5	E.L. 175 ~ 202 32回	E.L. 188.8	E.L. 177 ~ 191 29回	E.L. 189.0	—	—	
	t) 平均サイクルタイム sec	280	339	263	292	230	264	258	298	
	Y_2) 作業効率ロスタイム	0.90	0.8	0.89	0.8	0.98	0.8	0.92	0.8	
b	調査リフト E.L.	E.L. 195	E.L. 194.5	E.L. 190	E.L. 188.8	E.L. 190	E.L. 189.0	—	—	
	サイクルタイム sec	巻上↑ 離床	4	6	4	6	4	6	4	6
		加速	7	6	6	6	5	6	6	6
		旋回	57	60	38	43	29	33	41	45
		巻下↓ 減速	7	6	6	6	7	6	7	6
		微動	14	15	15	15	20	15	16	15
		放出	20	35	20	35	15	35	18	35
		巻上↑ 微動	4	4	7	4	7	4	6	4
		加速	7	6	10	6	7	6	8	6
		旋回	54	60	39	43	28	33	40	45
		巻下↓ 減速	6	6	5	6	7	6	6	6
		着床	10	20	12	20	19	20	14	20
		投入	23	20	22	20	22	20	22	20
t_0) 理論サイクルタイム	213	244	184	210	175	190	188	214		
c	Y_1) 運転効率	(0.85)	0.9	(0.79)	0.9	(0.78)	0.9	(0.79)	0.9	
	t) サイクルタイム sec	280	339	263	292	230	264	258	298	

表-5 実績及び計画値

	運転効率	作業効率	稼働効率	理論サイクル	サイクルタイム	時間当り作業量
	Y_1	Y_2	$Y_1 \times Y_2$	$t_0(\text{sec})$	$t(\text{sec})$	$Q \text{ m}^3/\text{h}$
実績	0.79	0.92	0.73	188	258	27.9
計画	0.9	0.8	0.72	214	298	24.2

値について、2、3及び4ブロックで比較検討を行ったので、その結果を表-4に示す。

$$t = \frac{t_0}{Y_1 \times Y_2} (\text{sec}) \quad Y_1 = \frac{t_0}{t \times Y_2}$$

① t : 平均サイクルタイム, Y_2 : 作業効率を求める。

実績の平均サイクルタイムはバッチャープラント印字により打設開始時間から終了時間を調査し、その中の20分以上の休止をロスタイムとして残り時間を回数で割り算出。

② t_0 : 実績の理論サイクルタイムを求める。

1サイクルをストップウォッチにて数十回測定、平均値を算出。

③ Y_1 : 実運転効率を求める。

①②のサイクルタイムより実運転効率を算出すると、以上の結果は、表-5の通りとなった。

実稼働効率は、0.73と計画とはほぼ同じ値となった。運転効率との値が多く異なるのは、調査算出の方法により、 Y_2 (作業効率) では、20分以上の休止待ち時間で算出したが、実際は5~15分程度の作業ロスがあり、その分が Y_1 (運転効率) に増加されたもので、仮に Y_1 を0.9とすると Y_2 は0.81となる。サイクルタイムは計画値に比較し約12%短縮された値であるが、実際には、②の項目で求めたサイクルタイムは、条件が良く、隣接ブロックの差、ウォール等の障害物もない箇所での測定のためと思われ、ほぼ計画値でのサイクルで満足できると思われる。

以上計画通りの結果となったが、これも①トランスファー方式により、バケット着床、投入が容易で安全である。②バンカー線でのクレーン作業半径が35m~65m付近まで、使用できた。そのためブーム起伏が殆ど必要なかった。③バンカー線高さが、クレーン運転高さ及び打設標準サイクル上、妥当であった事などがあげられる。

6. 右岸試験グラウト

右岸ダム天端付近(ダム天端より10m迄)は、図-5のスケッチのように表面風化の影響も残り、また、クリープによる開口節理も多く、止水性、変形性より課題となった。やせ尾根で掘削除去ができず、試験グラウトを図-6~8に示すパターンで実施し、対策を検討するこ

とにした。

止水効果の確認はルジオンテストを、岩盤物性の確認は、孔内水平載荷試験、孔間弾性波、速度検層、平板載荷試験等を実施した。試験結果の一部を表-6に示す。

試験結果から止水性は、勿論、岩盤の物性も良く改良されている。今後本施工においても、種々の試験を実施することにしており、このような岩盤でのセメントグラウトによる改良度の管理基準となるデータを整理していくこととしたい。

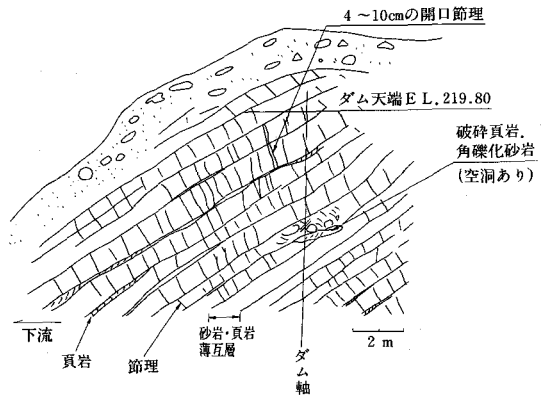


図-5 右岸岩盤スケッチ

7. 高強度コンクリート

当ダムでは、減勢工の効率を高めるため、図-2のように、シュートブロック、パッフルブロックを設けている。

この部分について磨耗対策、負圧による引張り応力に対処するため、デンカ5,000#を使用した高強度コンクリ

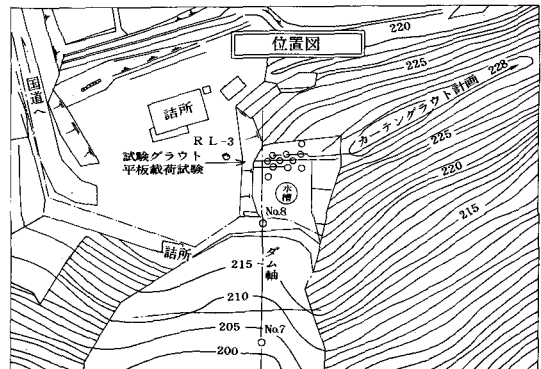


図-6 試験孔配置

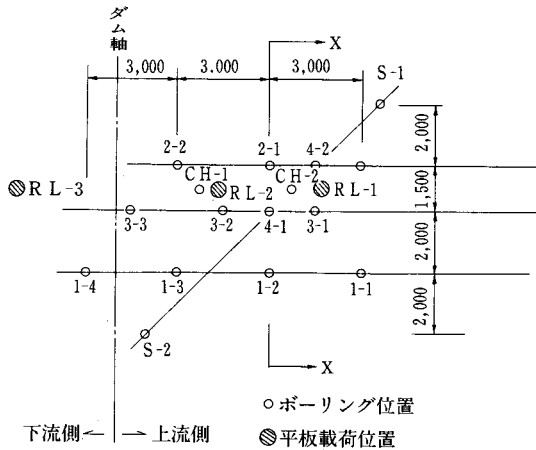


図-7 ボーリング・平板載荷試験の配置図

表-6 平板載荷試験及び孔内水平載荷試験

ダムの変形をどの程度まで制限すれば安全であるかどうかということは、基盤の状況、堤体規模等の関連で一概には言えない。

しかしながら、一般的には中程度のダムであればその基盤はCH~CM級、アバット部においてもCM級程度であれば基盤として十分とされていることより、変形係数等においても、それ相応の値を持つことが期待されている。

今問題となっている右岸袖部での変形特性値をグラウト施工前後に分けて一般的な標準値及び当ダムでの一般値と合わせて示すと、下表のようである。

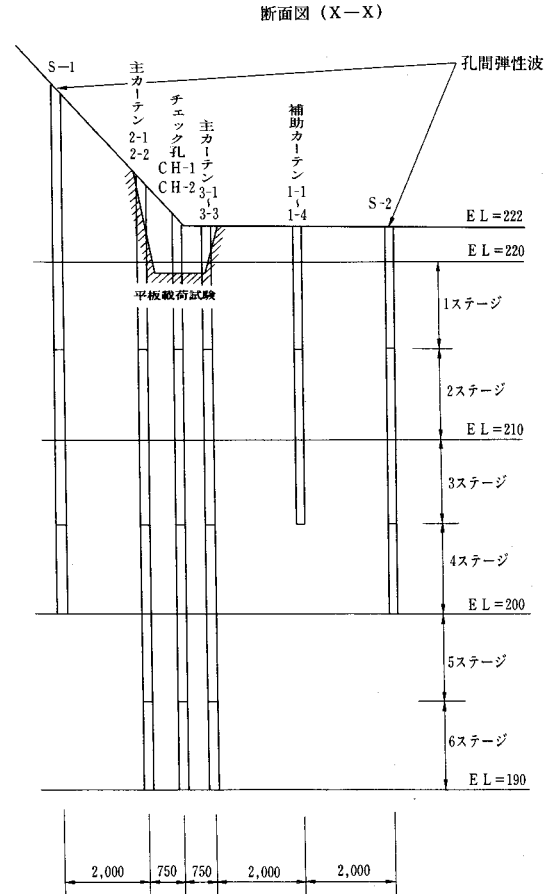


図-8 試験孔配置

* 孔間弾性波深査による1ステージ目での値

項目	岩級 区分	CH		CM		CL			
		一般値	夏子ダム 一般	一般値	夏子ダム 一般	一般値	夏子ダム 一般	右岸袖部	
								グラウト前	グラウト後
平板載荷試験	静弾性係数 Et (kg/cm ²)	80,000 } 40,000	24,000	40,000 } 15,000		15,000 以下		3,130	15,900
	変形係数 D (kg/cm ²)	50,000 } 20,000	11,000	20,000 } 5,000		5,000 以下		2,020	8,880
孔内水平載荷試験	Et		43,000 } 4,500 (23,200)		7,200 } 1,020 (4,100)		8,100 } 2,600 (5,400)	806 } 494 (692)	13,412 } 790 (6,862)
	D		21,500 } 2,700 (11,760)		5,900 } 500 (2,800)		5,000 } 1,200 (3,530)	178 } 107 (148)	3,065 } 168 (1,556)
弾性波速度 (km/s)		3.0~4.0	3.5~4.0	3.0~1.5	2.3~2.6	1.5以下	1.4	* 1.4	* 1.9

○一般値は、菊地宏吉による岩盤等級分類基準表による。

○夏子ダムの岩級分類基準は、田中の分類による。

○()書は実測値の平均値である。

表-7

配合表

配合	混和剤	C/W	G _{max}	s/a	sl	単位使用量 kg/m ³				
						セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
C	ホゾリス No.8	51	80	34	5	260	132	655	1,306	0.65
C ₁	デンカ5,000#	43	80	34	5	260	112	673	1,340	18.20
C ₂	〃	41	80	34	6	260	120	675	1,343	26.00

圧縮強度、すりへり試験

配合	圧縮強度 (kg/cm ²)			すりへり試験 (2時間)		すりへり試験 (4時間)	
	7日	28日	91日	すりへり重量 (g)	すりへり係数 (mm ³ /cm ²)	すりへり重量 (g)	すりへり係数 (mm ³ /cm ²)
C	182	355	435	318	344	495	535
C ₁	285	465	667	211	244	341	361
C ₂	298	481	713	196	208	317	338

* すりへり試験は材齢28日

ートで打設することにした(モルタル強度を粗骨材強度に近づけることにより、粗骨材の抜け出しを防止でき、平滑なすりへり面とする)。

配合及び圧縮強度は表-7のとおりで、混和剤量7%(セメント量に対して)でも、目標としている650kg/cm²を確保できたのでC₁配合とした(通常は10%使用している)。磨耗試験の結果は、骨材とモルタル部分とが、ほぼ平均に磨耗を受け、材齢28日によるすりへり係数は、表-7のとおりであった。

熱特性はブレーンのコンクリートと大差はないが、強度の違いから、クラックが発生しやすく、又、初期発熱も大きいことから養生は、慎重にする必要がある。

8. おわりに

夏子ダムに採用した、タワークレーン打設設備は、堤体より高標部に基礎を設ける必要がないことから、環境の保全が図られ、用地取得も少なくてすんだ。又、施工上からも、オペレーターの直視により、クレーン作業ができるため、作業の安全性が高い工法と思われる。しかし、タワークレーンは、最大作業半径が75mのため、カバーエリアに制限があり、堤体内に基礎を設置するため、機械損料、組立撤去費は、一般にケーブルクレーンより、多少割高となる等の問題がある。

近年小規模の重力式コンクリートダムの建設が多いことから、今後このようなコンクリート打設設備計画を検討するに当たり、多少でも参考となれば幸である。

フィルダム底設監査廊の構造解析について

中 島 賢二郎* 野 村 栄 作** 橋 口 幸 正***

目	次
1. はじめに	55
2. 監査廊断面形状	55
3. 解析方法	55
4. 解析に用いる物性値	56
5. 上載荷重に対する解析結果	57
6. 発熱硬化時の非定常温度解析	58
7. 発熱硬化時の温度応力解析	59
8. 一定温度上昇・下降の解析	60
9. まとめ	61
10. あとがき	61

1. はじめに

近年、フィルダムにおいては基礎処理計画の一環として、また将来の維持・管理補修の一助として監査廊が設置される場合が多い。

監査廊は、通常遮水部直下にトンネル型で、あるいはカルバート型で設けられるが、施工の容易性、その目的からしてほとんど後者のタイプが採用されている。

現在、農業用ダムにおいて監査廊が設置、または計画されているものは、既に20を越えており、今後も引き続き増加の傾向にあると言える。

しかし、一方ではこの監査廊の設計施工についてはいまだ未解明の部分もあり、特に基盤の強度定数の決定方法、監査廊打設直後におけるコンクリートの水和熱に基づく温度上昇・下降に起因する温度応力クラック、乾燥収縮によるクラックについては早急に対応を要すると思われる。

以上の点から、本報告は実施例の多いカルバート型監査廊に関して基盤定数や基盤拘束条件を変化させた場合等多くのケースを試算することにより、基盤定数の取り扱いについて一定の方針を見出そうとするものであり、合せてコンクリート発熱硬化時及び乾燥収縮の諸問題についても検討を行い、問題解決のいとぐちを見出そうとするものである。

2. 監査廊断面形状

解析に用いた断面は図-1に示す通りである。即ち、基本部材厚1.0mを有し、内空断面はボーリング作業より幅2.0m、高さ2.5mの幌形とし、天端部については左右鋭角部をカットするものの基本的にはフラット型としている。側壁勾配については基盤掘削勾配に支配されるた

め、標準的な1:0.3に加え1:0.5, 1:0.7の場合も取り扱うとともに、さらに側壁勾配は1:0.3に固定し、基盤掘削勾配1:0.3, 1:0.5, 1:0.7との間に最小30cm幅の一次コンクリートを設けた場合も対象とする。解析領域は、幅を監査廊天端幅の3倍、高さを監査廊高さの2倍とした。

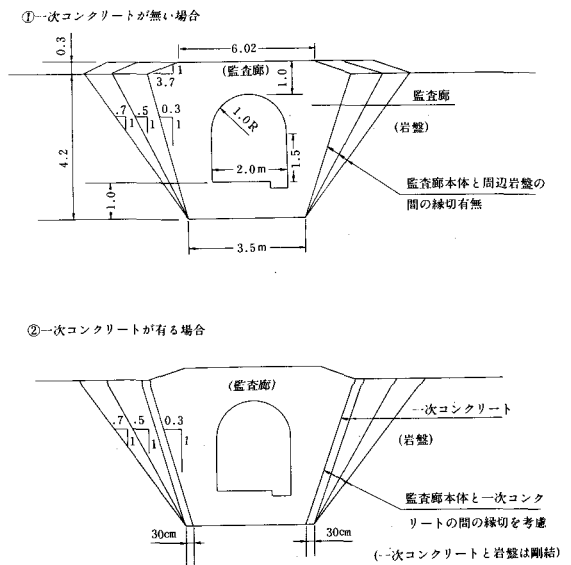


図-1 監査廊解析断面図

3. 解析方法

応力の問題に関しては力の釣合いに基づく方程式を、発熱の問題に関しては非定常熱伝導に基づく方程式を有限要素法を用いて解く。

(1) 応力解析

応力解析は、最も基本的な二次元平面ひずみ線形弾性解析とする。有限要素方程式は式(1)で表わされ、一連の連立一次方程式を解くことにより変位 U が求まり、さらにはひずみ、応力が得られる¹⁾。

* 東伯農業水利事業所所長(前農業土木試験場造構第二研究室)
 ** 利根川水系農業水利調査事務所(前農業土木試験場造構第二研究室)
 *** 三祐コンサルティング株式会社

なお、温度応力に関しては、常温での温度場と応力場は非連成と考え、初期ひずみの問題として式(1)にて解析する²⁾。

$$[K] \{U\} = [F] \dots\dots\dots(1)$$

ここに [K] 全体剛性マトリックス
 {U} 変位ベクトル
 [F] 荷重ベクトル

また、監査廊側壁と基盤あるいは監査廊側壁と一次コンクリート間を縁切りする場合があるが、解析ではこれを Goodman R. E. により開発されたジョイント要素を用いて表現する³⁾。ジョイント要素は、通常の連続体要素2個を結合させる、理論的には厚みを持たない4節点要素であり、ジョイント面に垂直方向の剛性 K_n とせん断方向の剛性 K_s によりその特性を表現している。剛性 K_n と K_s に関しては、縁切りの意味合いから、圧縮力は伝達し、引張力、せん断力は伝達しない特性を与えた。

(2) 温度解析

温度解析に関しては、式(2)の非定常熱伝導方程式を式(3)に示すように時間軸に対して中央差分法を用いて解いている⁴⁾。

$$[K] \{\phi\} + [C] \{\dot{\phi}\} + \{F\} = 0 \dots\dots\dots(2)$$

$$\left([K] + \frac{2}{\Delta t} [C] \right) \{\phi\}_1$$

$$= \left(\frac{2}{\Delta t} [C] - [K] \right) \{\phi\}_0 - 2\{F\}^* \dots\dots\dots(3)$$

$$\{F\}^* = 2(\{F\}_1 + \{F\}_0) \dots\dots\dots(4)$$

ここに [K] 全体熱伝導マトリックス
 {U} 全体容量マトリックス
 {\phi} 温度ベクトル
 {F} 熱量ベクトル

添字 0, 1 は、時刻 0, 1 を示す。

初期温度 $\{\phi\}_0$ を基に時刻 1 における温度 $\{\phi\}_1$ を求め、さらに $\{\phi\}_1$ により、 $\{\phi\}_2$ を求めるといった逐次計算法である。

コンクリート発熱硬化時の発生熱項については、式(5)に示す断熱温度上昇式を基に式(6)により処理する⁵⁾。

$$T = K(1 - e^{-\alpha t}) \dots\dots\dots(5)$$

$$Q = C\rho \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{d}{dt} \{C\rho K(1 - e^{-\alpha t})\} \\ = C\rho K \alpha e^{-\alpha t} \dots\dots\dots(6)$$

ここに T ; 断熱温度上昇 (°C)
 t ; 養生日数 (日)
 Q ; 発生熱量 (kcal/m³日)
 K, α ; 実験定数
 C ; 比熱 (kcal/kg °C)
 ρ ; 密度 (kg/m³)

4. 解析に用いる物性値

応力解析に関しては、弾性係数、ポアソン比、線膨張係数が必要であり、温度解析に関しては熱伝導率、密度、比熱、表面熱伝達係数等が必要となる。

(1) 応力解析

硬化したコンクリートについては、一般的な値である弾性係数 $E=210,000 \text{ kgf/cm}^2$ 、ポアソン比 $\nu=0.2$ もしくは $\nu=0.167$ を用いた。硬化中のコンクリートについては、ポアソン比は $\nu=0.2$ の一定としたが、弾性係数は室内試験で得られた実験式(7)、(8)より算定される各積算温度に対応する値を用いた。なお、硬化時クリープは、本計算では考慮しなかった。

$$\sigma_c = 191 \log M - 507 \dots\dots\dots(7)$$

$$E = 10.14 \sigma_c^{0.49} \dots\dots\dots(8)$$

ここに M ; 積算温度 (°C·hr)

σ_c ; 圧縮強度 (kgf/cm²)

E ; 弾性係数 (tf/cm²)

一方、基盤については、弾性係数 $E=500\sim 15,000 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲に対し、ポアソン比は $\nu=0.48\sim 0.2$ の間で“弾性係数の増加に伴いポアソン比は小さくなる傾向にある”という一般的事項を基に各々適切な組合わせを考えた。

また、線膨張係数はコンクリート、基盤共に $\alpha=1 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ を用いた。

(2) 温度解析

温度解析に用いた物性値は、表-1、表-2に示す通りである。熱伝導率、比熱、密度については文献⁶⁾⁷⁾等を参照の上、仮定した値であり、表面熱伝達係数については示方書⁷⁾に述べられている剛製型枠使用時の値である。これは基盤表面部についても同様の値とした。また、表-2のK、αに関しては、普通ポルトランドセメント使用を考え、同様に文献⁶⁾⁷⁾等により仮定したものである。

表-1 温度解析物性値一覧表

	コンクリート	岩 盤
熱 伝 導 率	2.2kcal/m hr°C	1.9kcal/m hr°C
比 熱	0.25kcal/kg °C	0.25kcal/kg °C
密 度	2,300kg/m ³	2,600kg/m ³
表面熱伝達係数	12kcal/m ² hr °C	12kcal/m ² hr °C

表-2 定数K, α一覧表

打 込 温 度	K	α
10°C	42	0.46
20°C	40	0.89
30°C	38	1.37

5. 上載荷重に対する解析結果

図-2に上載荷重 10kgf/cm^2 を作用させた場合の代表的な主応力状態を示す。これより天端部、底板部の一部には引張応力が発生し、側壁下端部では圧縮応力の増大がうかがえる。天端部、底板部の最大引張応力を各基盤定数を基に要約したものを図-3、図-4に示すが、図より基盤ポアソン比の影響の大きいことが判る。即ち、基盤ポアソン比が小さい場合、監査廊側壁への作用応力が減少するため、引張応力が増大するものと思われる。また、図中実線にて示す縁切りの場合については、底板部において、一部増大するものの全般的には縁切りの効果が表われており、特に一次コンクリート打設による縁切りの効果は大きいことが判る。図-5は側壁部の

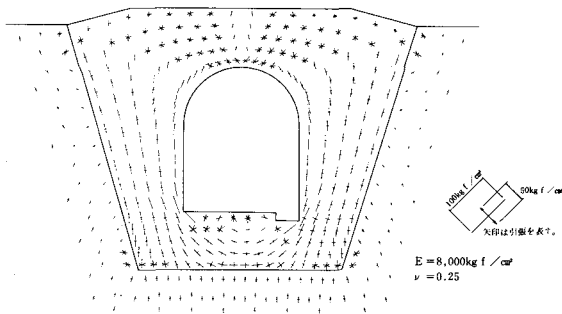
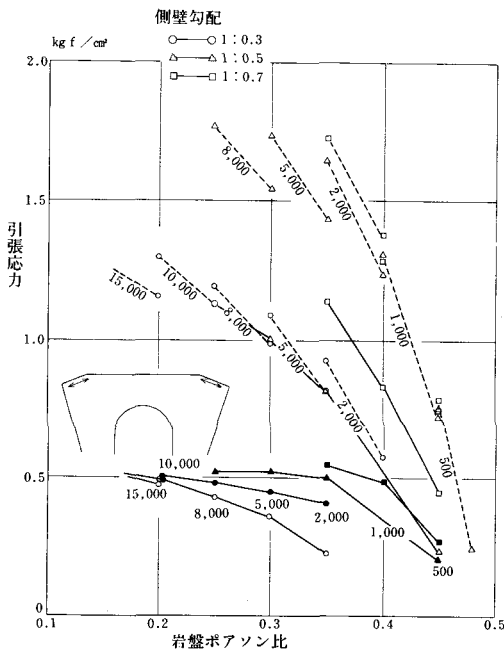


図-2 主応力図



注1) 図中破線は縁切無、実線は縁切有を示す。
 注2) 白印は一次コンクリート無、黒印は一次コンクリート有を示す。
 注3) 図中の値は、岩盤弾性係数 (kg f/cm^2) を示す。

図-3 天端部最大引張応力図

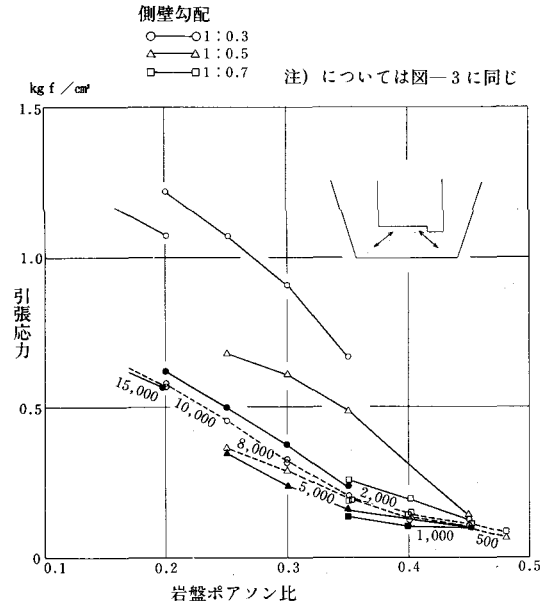


図-4 底板部最大引張応力図

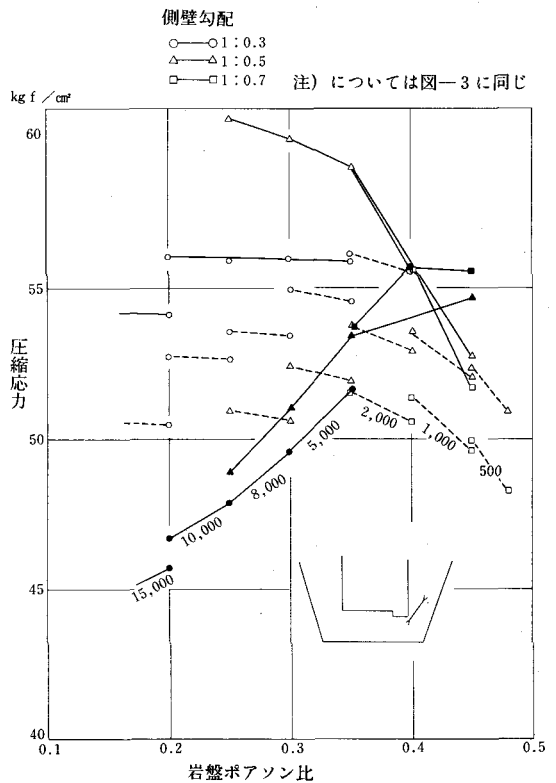
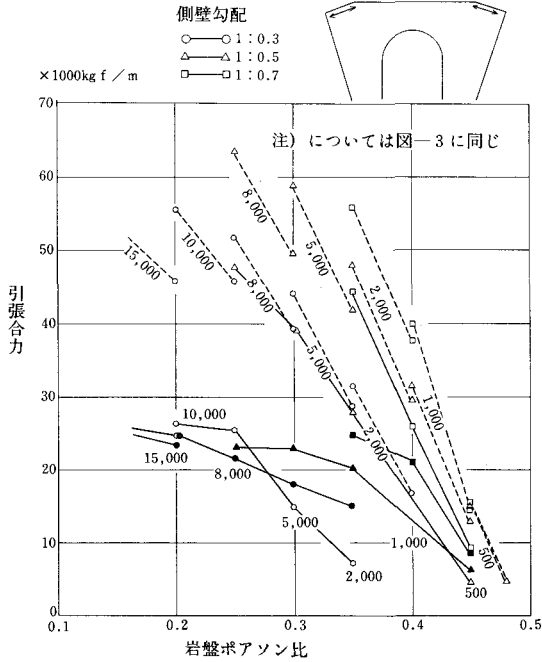
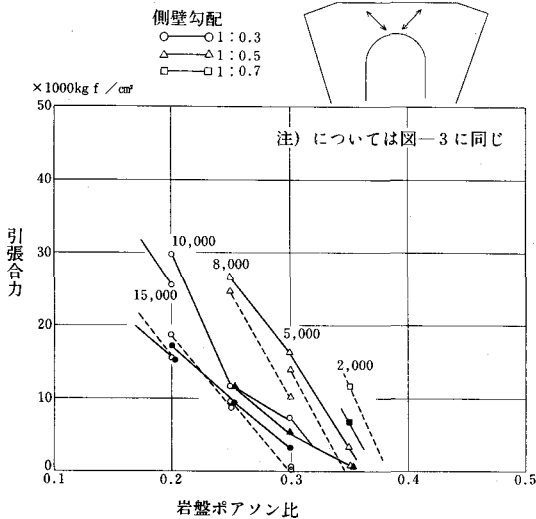


図-5 側壁下端部最大圧縮応力図

最大圧縮応力を示したものであるが、剛結の場合、最大 $50 \sim 55 \text{kgf/cm}^2$ 程度発生し、縁切りを行うことにより一次コンクリート無の場合は、いずれも増大するものの、一次コンクリート有の場合は、基盤が硬質になるに

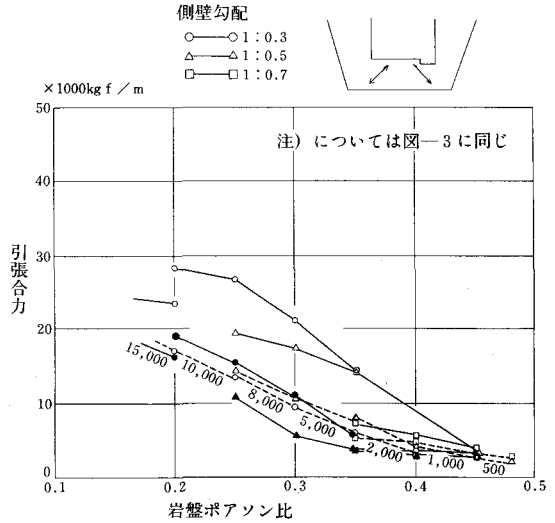


図一六 天端袖部引張合力図 (奥行き 1 m 当り)

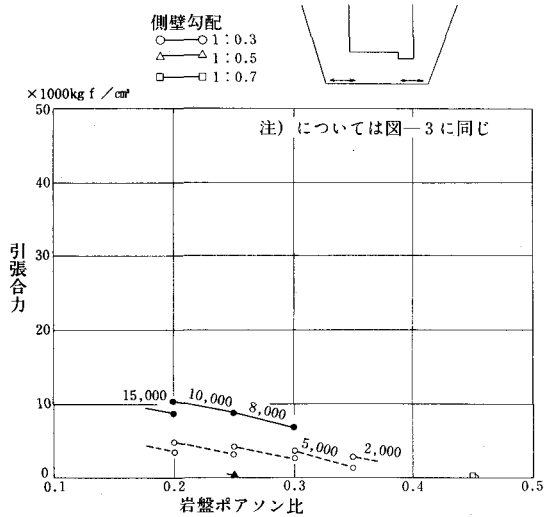


図一七 天端中央部引張合力図 (奥行き 1 m 当り)

従い減少していることが判る。図一六～図一九は監査廊各断面ごとの引張合力を示しており、発生引張応力のすべてを鉄筋にて受け持つという考えをとれば、鉄筋許容応力度で除することにより奥行き 1 m 当りの引張に対する鉄筋量を計算することができる。なお、上載荷重と解析結果との間には監査廊と基盤が剛結の場合、正確に 1 : 1 の関係が、また縁切りの場合でも近似的には同様の関係が成立すると思われるので、個々のダムにおいてはダム規模ごとに上載荷重の値に比例して鉄筋量を求めることができる。



図一八 底版上部引張合力図 (奥行き 1 m 当り)



図一九 底版下部引張合力図 (奥行き 1 m 当り)

6. 発熱硬化時の非定常温度解析

解析は、監査廊側壁勾配 1 : 0.3 の標準断面について打込み温度 10, 20, 30°C の 3 ケースを行う。各ケースにおける外気温度は、コンクリート打込み温度に等しいとし、岩盤の初期温度は各ケースともに 20°C とした。なお、いずれのケースにおいても内部発熱を考慮するのは監査廊側壁及び天端部のみであり、底版部については打設工程より判断して内部発熱は終了しているものと考え、初期温度 20°C を与えた。

各ケースごとの代表点における温度時刻歴を図一十～図一十二に示す。これらより、最高温度上昇量は打込温度 10°C の場合が若干低いものの、概ね 30°C 程度と大差ないことが判る。一方、温度上昇・降下過程については、

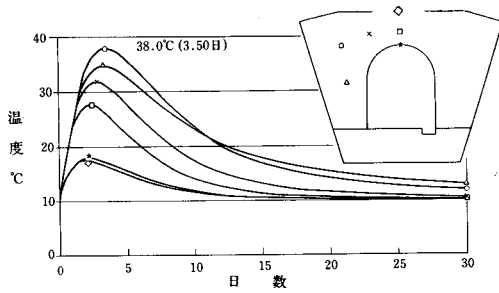


図-10 温度時刻歴図 ($T_0=10^\circ\text{C}$)

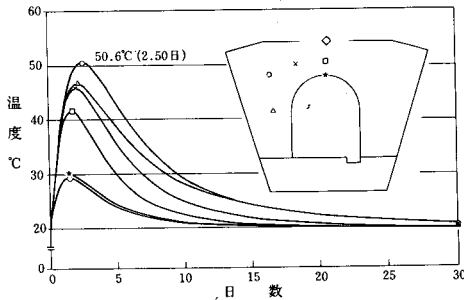


図-11 温度時刻歴図 ($T_0=20^\circ\text{C}$)

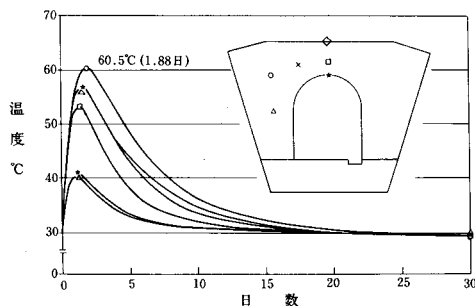


図-12 温度時刻歴図 ($T_0=30^\circ\text{C}$)

各ケースにより大きく異なっており、打込み温度が高い程、最高温度に早く達し、かつピーク後の温度降下勾配も大きいことが判る。

これは、上昇過程では、打込み温度が高い程初期温度上昇が大きい断熱温度上昇特性の影響を受け、一方、降下過程では岩盤との温度差による熱授受の影響を受けたものと思われる。

7. 発熱硬化時の温度応力解析

前記、打込み温度 20°C の場合の温度分布を基に各時刻ごとの温度応力を求める。解析は、基盤定数 $E=8,000 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\nu=0.25$ に対し、ジョイント要素による縁切り有無の2ケースを考えた。なお、硬化時の積算温度に対応した弾性係数の発達は、側壁、天端部のみ考慮し、底版部については既に硬化した状態として $E=210,000 \text{ kgf/cm}^2$ を与えている。図-13～図-15に縁切り無し

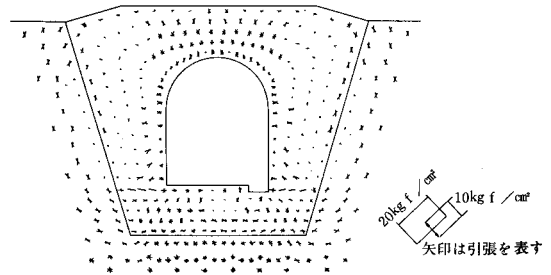


図-13 主応力図 (1.00日)

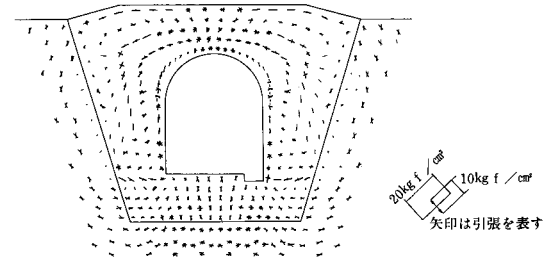


図-14 主応力図 (2.50日)

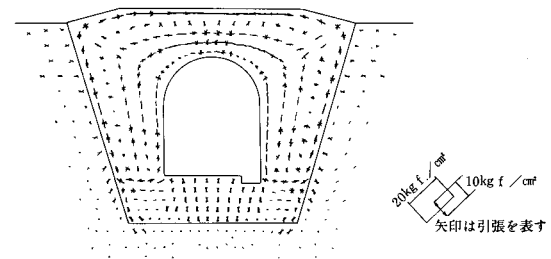


図-15 主応力図 (14.00日)

の場合の、打設1日後、2.5日後、14日後の主応力状態を示す。

これらより、温度上昇過程では膨張により部材内部圧縮、外部引張となり、降下過程では収縮により内部引張、外部圧縮となる。また、この傾向は縁切り有りの場合でも同様であった。以上のことは部材内温度差の存在による内部拘束に起因するものであるが、さらに天端中央部については、底版部による外部拘束の影響も強く受けている。図-16、図-17に天端中央部水平方向応力の時刻歴を示すが、外表面では圧縮、内空部では引張を生じており、側壁・天端部の温度降下収縮時において底版部が外部拘束として作用していることが明白である。また、上記解析より完全に硬化した底版部に打ち継ぐ場合、岩盤の弾性係数が $E=8,000 \text{ kgf/cm}^2$ 程度では、縁切りの効果は大きく表われないことも判明した。

但し、本解析では温度降下後も躯体は打設初期温度以上に保持されていることに留意する必要がある。

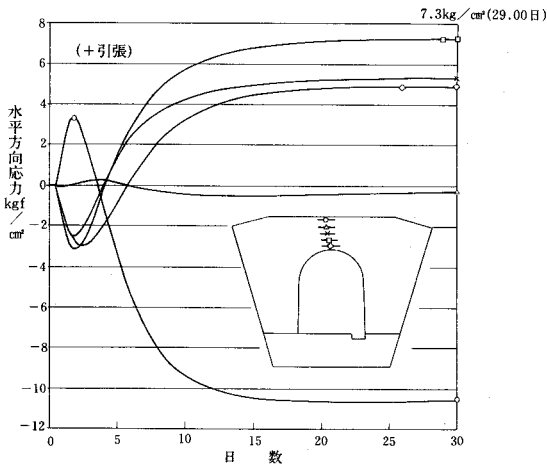


図-16 水平方向応力時刻歴図(縁切り無)

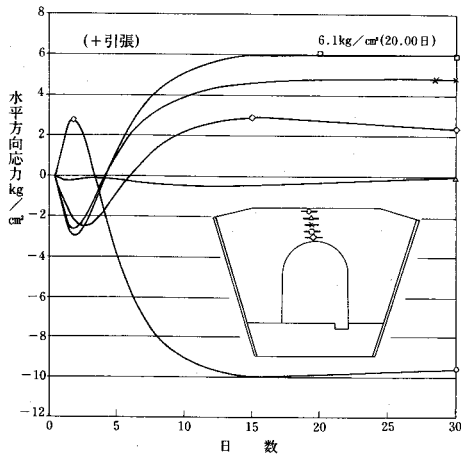


図-17 水平方向応力時刻歴図(縁切り有)

8. 一定温度上昇・下降の解析

地中埋設構造物である監査廊も年間を通じてみると廊内通風によりある程度の温度差が生じ、実測値によると年間差約 20°C 程度生じている例がある。

そこで、監査廊全体を一様に 10°C 上昇、 10°C 下降させ、年気温差により発生する温度応力を把握する。また、監査廊に発生する問題の一つにコンクリートの乾燥収縮によるクラックの発生が上げられるが、現在理論的取り扱いがなされていないため、一定温度下降の問題として便宜的に取り扱う。乾燥収縮量は一般に屋外で $2.5 \sim 3 \times 10^{-4}$ 程度と言われている。一方、コンクリートの線膨張係数を $1 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ とすれば、温度変化 10°C が乾燥収縮 1×10^{-4} に該当すると考えることができる。このことから、一定温度降下を 10°C の単位で考え、これを基準に乾燥による影響を検討することができる。但し、乾燥は表面部から進行し、深部にはほとんど到達せず、表面から約 60cm 程度までであるといわれている

が、今回は、基本的な傾向を把握するため、躯体全体の温度降下を考える。又、現場状況より乾燥は底版においては、非常に小さいと考えられる。

以上のことから、温度降下量については 10°C とし、側壁と天端部のみを対象とする。コンクリートはいずれも硬化した状態として $E=210,000\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、 $\nu=0.2$ を与え、基盤については年気温差の解析を行う場合 $E=5,000 \sim 15,000\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、 $\nu=0.30 \sim 0.20$ 、乾燥収縮の場合 $E=8,000\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、 $\nu=0.2$ のみを考え、各々ジョイント要素による側壁部縁切り有無の両ケースを取り扱った。

解析の結果得られた天端中央部の最大引張応力を図-18に示す。

まず、年気温差(監査廊全体について 10°C 温度変化させたもの)の影響について述べる。図中白印にて示す縁切りを行わない場合は、上昇・下降ともに基盤弾性係数の増加とともに引張応力増大がみられる。なお、上昇時における値は天端表層部、下降時のそれは天端内空部である。また、縁切りを行えば、図中黒印にて示すようにその値は大きく低下し、ほとんど発生しないといえる。

一方、乾燥収縮(監査廊側壁と天端部について 10°C 温度変化させた場合)の影響については、縁切り無しの場合 $7.9\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、縁切り有りの場合 $5.2\text{kgf}/\text{cm}^2$ と、監査廊全体を一様に降下させた $2.3\text{kgf}/\text{cm}^2$ に比し、

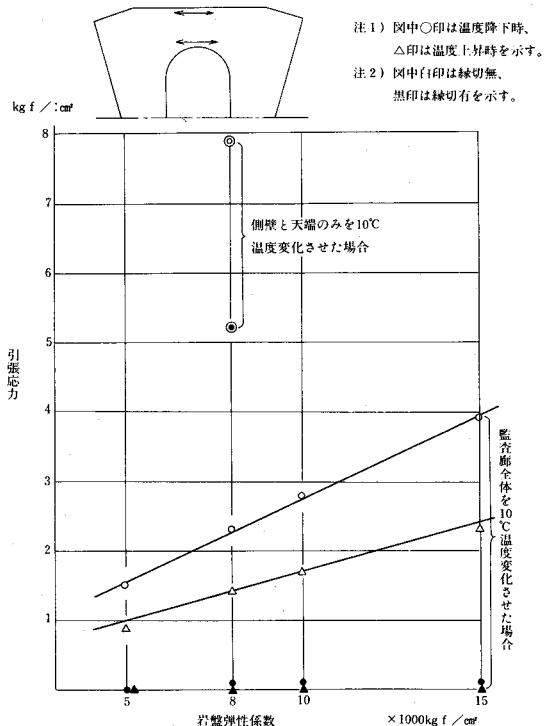


図-18 天端中央部引張応力図

いずれも増大しており、底版部による側壁・天端拘束の影響が強いことが判る。

9. ま と め

カルバート型監査廊の設計施工上の問題点に対し、種々の面から検討を行った。その結果、現段階にて得られた知見を以下に要約する。

- ① 上載荷重により監査廊に発生する応力は、基盤定数の内ポアソン比の影響を強く受ける。基盤ポアソン比は、ほとんどが推定値を用いている現状であり、その設定に当っては注意を要する。
- ② 側壁部と岩盤の縁切りを実施した場合、上載荷重により発生する監査廊引張応力はほとんどの領域で減少に向い、特に最大値の発生する天端部における効果は著しい。また、掘削時の緩みにより監査廊側壁勾配が緩くなる場合、整形用一次コンクリートを打設した上で本体監査廊との縁切りを行うべきである。
- ③ コンクリート硬化時の発熱特性に関しては、打込み温度が高い程、温度上昇・降下時の両勾配とも大きくなる。このことより、夏場等における打設条件の不利がうかがえる。
- ④ 降下時の温度応力に関しては、部材自体の内部拘束、周辺岩盤、底版部による外部拘束等複雑に影響しあう。これらのうち、底版部による外部拘束の影響は比較的大きく、施工に当っては底版打設後適切な養生期間を置いた後、直ちに側壁・天端部を打設する等何らかの施工上の対策を考案する必要がある。
- ⑤ 年気温差（監査廊全体を温度変化させた場合）により発生する天端部引張応力は縁切りを行わない場合、岩盤弾性係数の増加とともに大きくなるが、縁切りを行うことによりその影響をほぼ除去できる。また、乾燥収縮（側壁天端部のみを温度変化させた場合）については、底版部による拘束が存在するため、打設工程によっては大きな影響を及ぼす可能性

がある。

- ⑥ 上載荷重に対する配筋計画の一助として図-6～図-9を作成したが、これの使用に当っては解析上配筋を必要としない断面にも上記問題を考慮しつつ、重要構造物として定められている最小鉄筋量以上を適宜配筋することが必要であろう。

10. あとがき

本報告の内容が、その一部でも監査廊設計施工に携わる技術者にとって問題解決の一助となれば、望外の喜びである。内容に関しては、いずれも今後さらに解明していかねばならない問題を含んでおり、かつ推測に基づく部分も多々あるが諸兄の御批判を乞う次第である。

尚、本報告は、構造改善局設計課からの依頼研究にもとづき筆者らの協力分担により作成したものである。

参 考 文 献

- 1) O.C. ツェンキーウィッツ「マトリックス有限要素法」：吉識雅夫、山田嘉昭監訳、培風館
- 2) 野中資博「マスコンクリート構造物の温度ひび割れ発生についての一考察」：コンクリート工学 Vol. 16, pp. 89～96 (1978)
- 3) Goodman, R. E. 「Methods of geological engineering in discontinuous rocks」：West Publishing Company Ch. 8, pp. 300～368 (1976)
- 4) Segerlind, L. J. 「Applied Finite Element Analysis」：John Willy & Sons, (1976)
- 5) 野中資博、沢田敏男、長谷川高士「コンクリート水和熱発生に伴う過渡的温度分布の解析について」：農業土木学会大会講演集、昭和50年度、pp. 428～429 (1975)
- 6) 日本コンクリート工学協会「コンクリートのひびわれ制御指針」
- 7) 土木学会基準「昭和61年度制定コンクリート標準示方書、施工編」

鉄筋応力計の温度補正について

中 島 賢二郎* 野 村 栄 作**

目	次
1. まえがき.....	62
2. 鉄筋計の温度補正.....	62
3. 計算による検討.....	66
4. あとがき.....	67

1. まえがき

フィルダムの底設監査廊や高擁壁等重要なコンクリート構造物において、設計条件の確認や管理のために鉄筋応力計が設置される場合がある。

一般的に用いられる、ひずみゲージタイプの鉄筋応力計においては、軸方向応力のみを検出するため、及び、温度補正のために、4ゲージブリッジが採用されている。

4ゲージブリッジにおいては、各ゲージの温度特性に差がないことを前提としている。しかし、マスコンクリートにおいては、一般的に40°C近くの温度上昇が起りうる。この場合においては、ゲージのわずかな温度特性の差やゲージの個体差が大きく出力値に影響を与える。このため4ゲージブリッジを採用しているひずみゲージタイプの応力計において、応力が作用していないにもかかわらず、出力電圧に変化を生じるため見掛上応力値が

測定される。

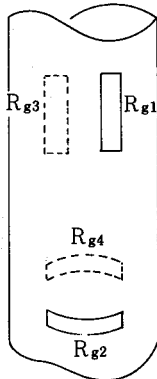
これは特にマスコンクリートにおける、温度応力発生メカニズムを検討する場合において、測定値の判読にトラブルを生じることとなる。

今回、市販されている鉄筋計に種々の温度変化を与え、その出力値との関係を検討した。

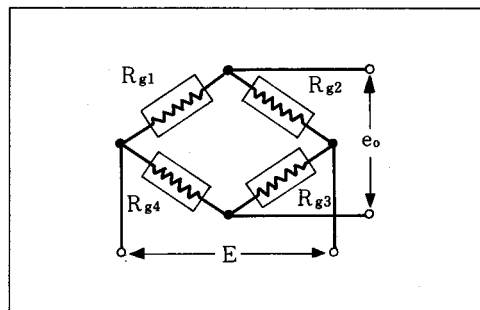
マスコンクリートにおける鉄筋応力計の適正な使用方法について検討を加えたので、現場計測の参考にされることを希望する。

2. 鉄筋応力計の温度補正

マスコンクリートは、その硬化初期にセメントの水和熱により60°C程度まで温度が上昇することがある。それにより鉄筋応力計にもほぼ同様の温度変化が生じる。そのため温度変化が鉄筋応力計の測定値にどのような影響を及ぼすかについて知っておく必要がある。



e_o : 出力電圧
 k_s : ゲージ率
 ϵ_o : ひずみ
 E : ブリッジ電圧



$$e_o = \frac{(1+\nu)E}{2} K_s \cdot \epsilon_o$$

ν : ポアソン比

R_{g1}, R_{g2} } ゲージ抵抗
 R_{g3}, R_{g4} }

R_{g1}, R_{g3} ひずみ : ϵ_o

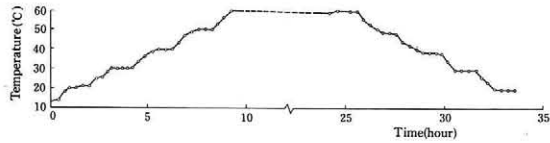
R_{g2}, R_{g4} ひずみ : $-\nu\epsilon_o$

図-1-1 4ゲージブリッジ

* 東伯農業水利事業所所長 (前農業土木試験場造構第二研究室)

** 利根川水系農業水利調査事務所 (前農業土木試験場造構第二研究室)

試験方法は、耐水圧性を検定する意味を含めて水槽中に各径ごとに市販の長さ90cm のものと恒温槽中に、セット可能な55cm に切断したもの、の各2本ずつ計16本の鉄筋応力計 (D10, D13, D16, D19, D22, D25, D29, D32) を釣糸で鉄筋の膨張, 収縮を拘束しないように吊るし、図一1-2に示したような温度変化を与えた。(写真-1) その時の歪の読み値を(図-2-1~図



図一1-2 水槽内温度の時間変化

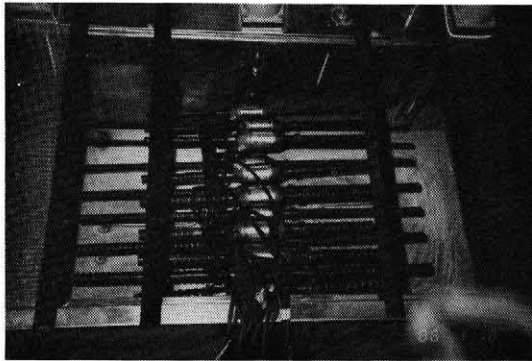


写真-1

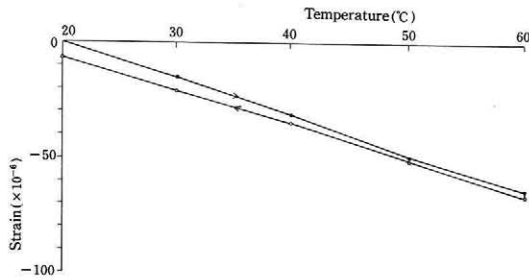


図-2-1 D10異形鉄筋用鉄筋応力計の歪値と温度の関係 (L=55cm)

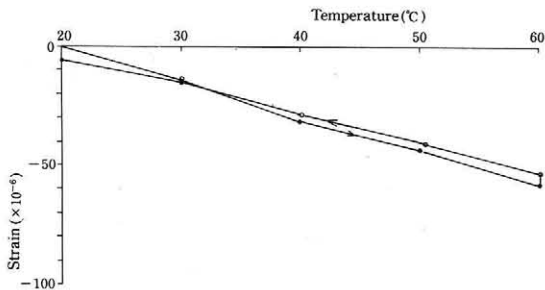


図-2-2 D10異形鉄筋用鉄筋応力計の歪値と温度の関係 (L=90cm)

一2-16)に示した。図で見ると引張側に移動するものもあれば、圧縮側に移動するものもあり、またほとんど移動を示さないものもある。ここで、歪 (Strain) の符号の (-) は圧縮, または収縮, (+) は引張, または伸びを示す。

さらにその移動の程度も各々に異なり、個々に温度変

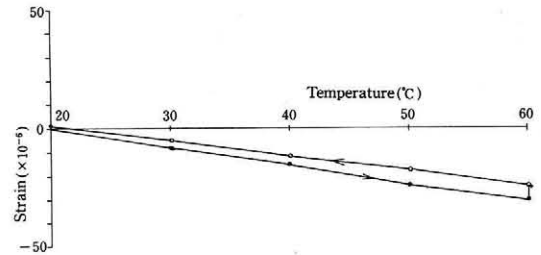


図-2-3 D13異形鉄筋用鉄筋応力計の歪値と温度の関係 (L=55cm)

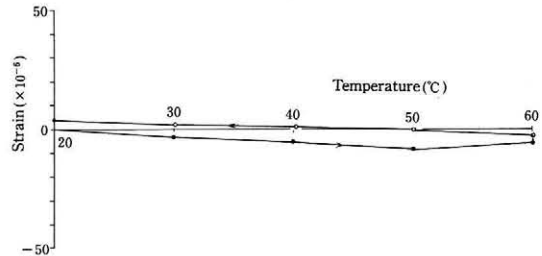


図-2-4 D13異形鉄筋用鉄筋応力計の歪値と温度の関係 (L=90cm)

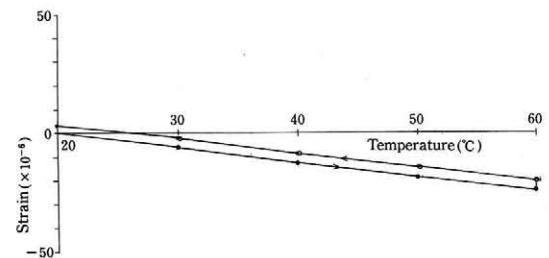


図-2-5 D16異形鉄筋用鉄筋応力計の歪値と温度の関係 (L=55cm)

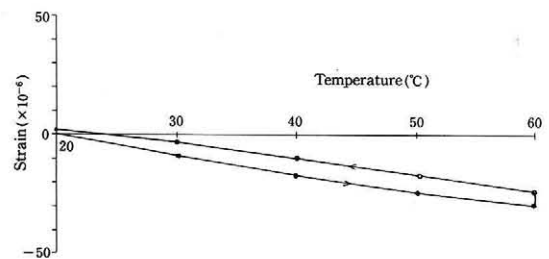


図-2-6 D16異形鉄筋用鉄筋応力計の歪値と温度の関係 (L=90cm)

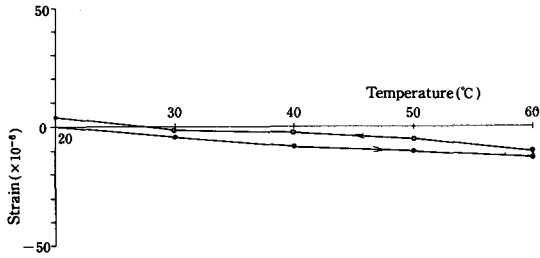


図-2-7 D19異形鉄筋用鉄筋応力計の歪値と温度の関係 (L=55cm)

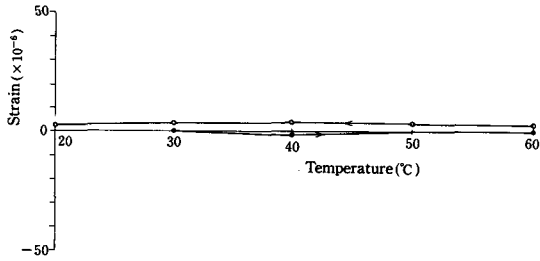


図-2-8 D19異形鉄筋用鉄筋応力計の歪値と温度の関係 (L=90cm)

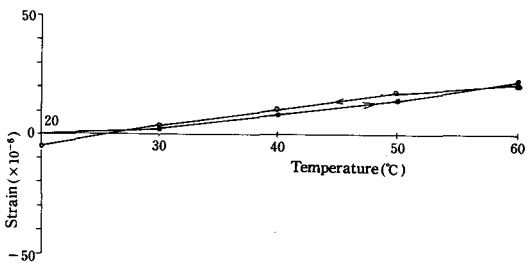


図-2-9 D22異形鉄筋用鉄筋応力計の歪値と温度の関係 (L=55cm)

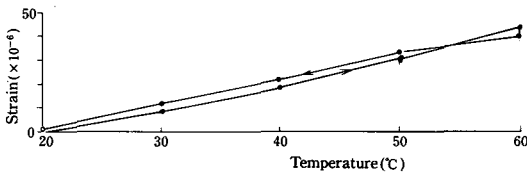


図-2-10 D22異形鉄筋用鉄筋応力計の歪値と温度の関係 (L=90cm)

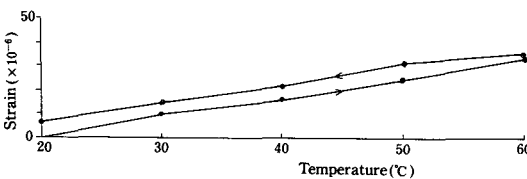


図-2-11 D25異形鉄筋用鉄筋応力計の歪値と温度の関係 (L=55cm)

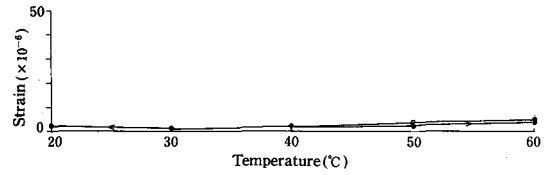


図-2-12 D25異形鉄筋用鉄筋応力計の歪値と温度の関係 (L=90cm)

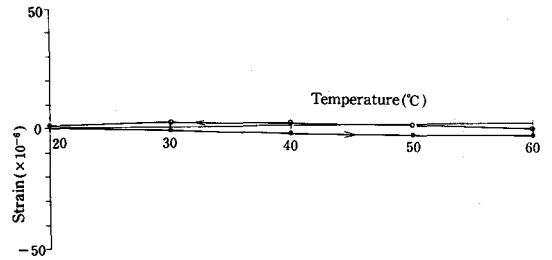


図-2-13 D29異形鉄筋用鉄筋応力計の歪値と温度の関係 (L=55cm)

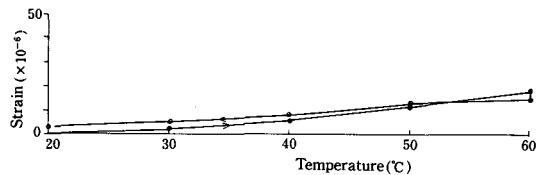


図-2-14 D29異形鉄筋用鉄筋応力計の歪値と温度の関係 (L=90cm)

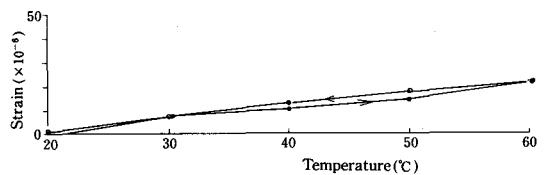


図-2-15 D32異形鉄筋用鉄筋応力計の歪値と温度の関係 (L=55cm)

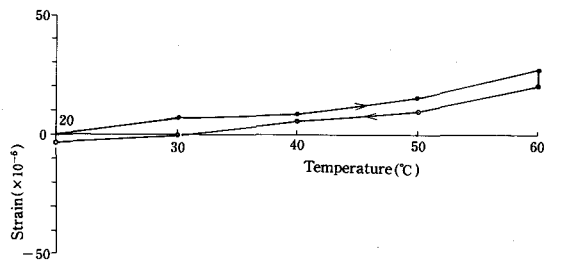
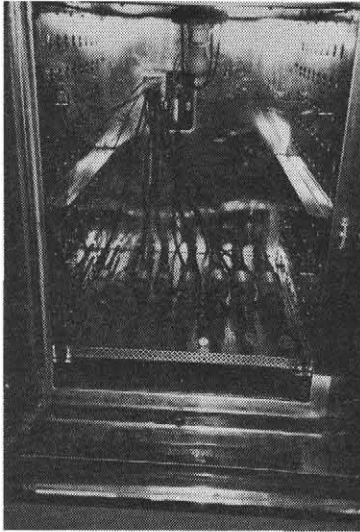
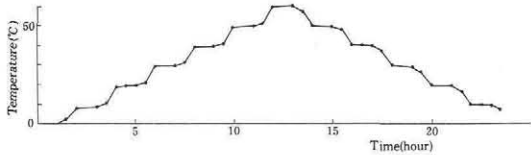


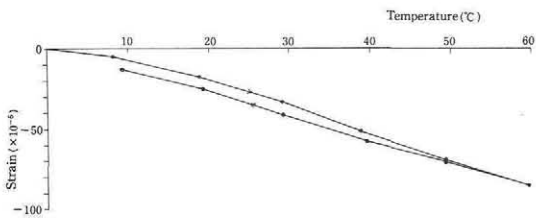
図-2-16 D32異形鉄筋用鉄筋応力計の歪値と温度の関係 (L=90cm)



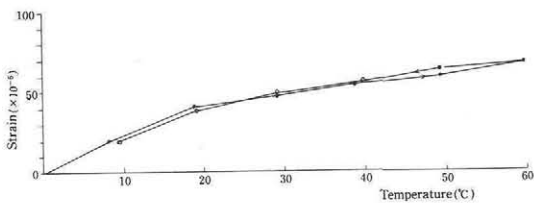
写真—2



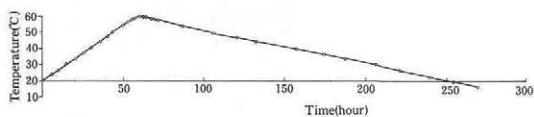
図—3 恒温槽内温度の時間変化



図—4—1 D10异形鉄筋用鉄筋応力計の歪値と温度の関係 (L=55cm)



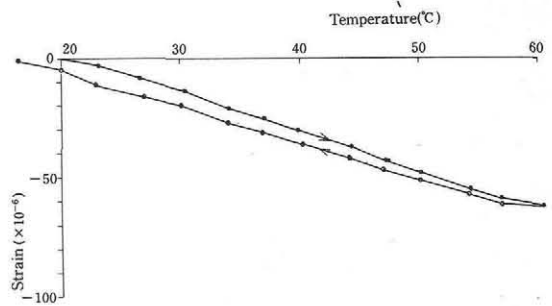
図—4—2 D22异形鉄筋用鉄筋応力計の歪値と温度の関係 (L=55cm)



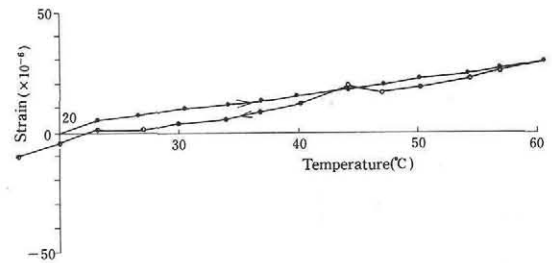
図—5 恒温槽内温度の時間変化

化特性を有するものと思われる。

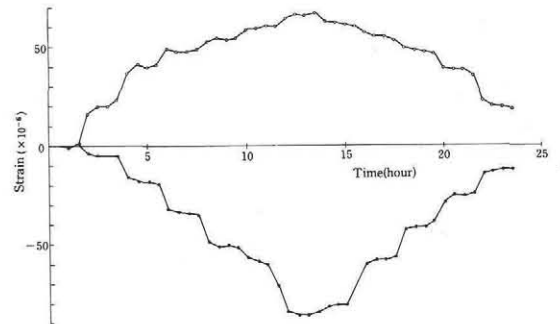
以上のようなことから、鉄筋応力計を使用する場合には、個々に温度変化特性を求めておく必要があると考えられる。



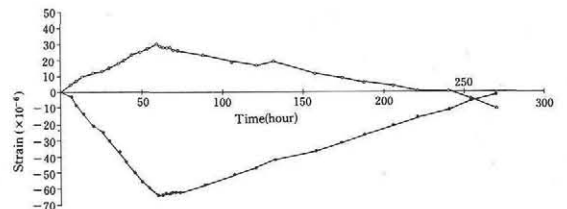
図—6—1 D10异形鉄筋用鉄筋応力計の歪値と温度の関係 (L=55cm)



図—6—2 D22异形鉄筋用鉄筋応力計の歪値と温度の関係 (L=55cm)



図—7 D10及びD22异形鉄筋用鉄筋応力計の歪値の時間変化



図—8 D10及びD22异形鉄筋用鉄筋応力計の歪値の時間変化

次に温度変化に対する鉄筋応力計の読み値の時間遅れを検討する目的で同じく恒温槽中に鉄筋応力計を膨張、収縮を拘束しないように設置し、写真-2、図-3、5に示したような、温度変化を与えた。その時の歪の読み値を図-4-1、4-2及び図-6-1、6-2に例示した。

結果は、恒温水中のものとはほぼ同様であり、かなりばらつきがあった。図-3で与えた温度変化は0°C~60°C~0°Cの変化がほぼ1日で終了できるようにしたものである。また、図-5は、実際にマスコンクリートが硬化初期に取るであろうと推定される温度履歴を与えたものである。

さらに、図-7、8は、2つの温度変化に対して引張あるいは圧縮への移動が著しいものを、図-3、5と同様に横軸に時間を取り、歪の時間遅れについて検討を行ったものである。温度の変化とはほぼ同じように歪の読み値が変化しており、時間遅れはほとんどないようである。また、同一の鉄筋（例えば図-2-1と図-4-1）において同一温度を起点にして比較して見ると、歪の変化はほぼ等しい。

以上のようなことから鉄筋応力計の温度特性試験は、図-1で示したような温度変化試験で処理できるものと考えられる。

尚、鉄筋応力計の較正係数はその換算係数により異なるが一般的に、 50×10^{-6} の歪に対して35~40kgf/cm²程度の応力を示す。

3. 計算による検討

鉄筋応力計のように比較的曲率半径の小さいものに、ひずみゲージを接着した場合に、温度変化がどのような影響をおよぼすかについて検討する。

曲率Rの面に、ひずみゲージを接着した状態は、図-9のようにモデル化することができる。さらに考え易く

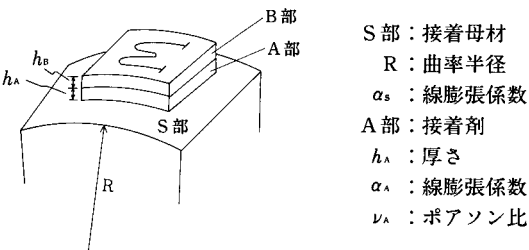


図-9 モデル図

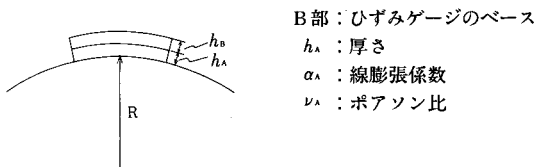


図-10 横断面図

するために図-9の横断面を図-10とする。このような状態でひずみ素子に発生するひずみ(ϵ)は、もし最初に $R = \infty$ (平面)からRに変化したとすれば、その変化ひずみ量は、

$$\epsilon = \frac{(h_A + h_B)}{R} \dots \dots \dots (1)$$

で表されるが、最初からあるRの値を曲面に接着されたとすれば0である。しかし、温度が変化することによりR、 h_A 、 h_B が変化すれば $\Delta\epsilon$ が発生することとなる。そこで、(1)式が温度変化 ΔT により、どのように変化するか検討する。

接着剤厚さ h_A が温度変化 ΔT を受けると、単体では、

$$h_A' = h_A(1 + \alpha_A \Delta T) \dots \dots \dots (2)$$

と変化する。しかし、接着剤は接着母材Sに回定されているので、接着剤と接着母材の線膨張係数が異なる場合には、その拘束の影響が生じる。

$\alpha_A > \alpha_s$ でかつ ΔT だけ温度上昇した場合について考えて見ると、接着剤の膨張歪($\alpha_s \Delta T$)に抑制される。これは、接着剤が $(\alpha_A - \alpha_s) \Delta T$ だけ圧縮されたことに等しく、また、 $E_A(\alpha_A - \alpha_s) \Delta T$ の圧縮応力を受けたことになる。

ここで、フックの法則を用いて平面拘束が厚さ h_A に与える変化量について検討する。フックの法則は、

$$\epsilon_x = \{\sigma_x - \nu_A(\sigma_y + \sigma_z)\} / E_A$$

$$\epsilon_y = \{\sigma_y - \nu_A(\sigma_x + \sigma_z)\} / E_A$$

$$\epsilon_z = \{\sigma_z - \nu_A(\sigma_x + \sigma_y)\} / E_A$$

ここでE:母材の弾力係数、 ν :ポアソン数であるが、この例の場合には、 $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$ 、 $\sigma_z = 0$ であり、また、 $\sigma_x = \sigma_y = -E_A(\alpha_A - \alpha_s) \Delta T$ であるから、厚さ方向の歪は、

$$\epsilon_z = 2\nu_A(\alpha_A - \alpha_s) \Delta T$$

であり、平面拘束が接着剤厚さ h_A におよぼす変化量は、

$$2\nu_A h_A(\alpha_A - \alpha_s) \Delta T$$

となる。故に、線膨張係数の違いによる影響を考慮した ΔT 温度変化後の接着剤の厚さは、

$$h_A' = h_A(1 + \alpha_A \Delta T) + 2\nu_A h_A(\alpha_A - \alpha_s) \Delta T \dots \dots (3)$$

となる。同様にひずみゲージベースの厚さの温度変化後の値は、

$$h_B' = h_B(1 + \alpha_B \Delta T) + 2\nu_B h_B(\alpha_B - \alpha_s) \Delta T \dots \dots (4)$$

となる。また接着母材にもその増加分 $R\alpha_s \Delta T$ が生じるので、温度変化後のひずみゲージ素子のひずみは、

$$\begin{aligned} \epsilon \Delta T = & \{h_A(1 + \alpha_A \Delta T) + 2\nu_A h_A(\alpha_A - \alpha_s) \Delta T \\ & + h_B(1 + \alpha_B \Delta T) + 2\nu_B h_B(\alpha_B - \alpha_s) \Delta T \\ & + R\alpha_s \Delta T\} / R \dots \dots \dots (5) \end{aligned}$$

となる。また、温度変化前からの変化量は、

$$\Delta \epsilon \Delta T = \epsilon \Delta T - \epsilon$$

であるから、

$$\begin{aligned} \Delta \epsilon \Delta T &= \{h_A(1+\alpha_A \Delta T) + 2\nu_A h_A(\alpha_A - \alpha_s) \Delta T \\ &\quad + h_B(1+\alpha_B \Delta T) + 2\nu_B h_B(\alpha_B - \alpha_s) \Delta T \\ &\quad + R\alpha_s \Delta T - h_A - h_B\} / R \\ &= \{h_A \alpha_A(1+2\nu_A) + h_B \alpha_B(1+2\nu_B) \\ &\quad - 2\alpha_s(\nu_A h_A + \nu_B h_B) + R\alpha_s\} \Delta T / R \end{aligned}$$

となる。

ここで、 $R\alpha_s/R = \alpha_s =$ 一定であり、またここで温度による電気抵抗の変化が接着母材の温度膨張を打ち消すように設計されている自己温度補償ゲージ（セルコンゲージ）を用いるならば、接着母材の温度変化は、無視できる。また、一般的に使用されている接着剤及びゲージベースにおいては、 $\nu_A \approx \nu_B$ の場合が多いので、

$$\nu_A = \nu_B = \nu_{AB} = (\nu_A + \nu_B) / 2$$

とすると、(6)式は、

$$\Delta \epsilon \Delta T = \{(1+2\nu_{AB})(h_A \alpha_A + h_B \alpha_B) - 2\nu_{AB} \alpha_s (h_A + h_B)\} / R \Delta T \dots\dots\dots(7)$$

となり曲率の影響を表す式が求められる。

次に求められた(7)式を用い実際の鉄筋応力計に対して概算を行う。

ここで、(7)式中の各定数を

$$\begin{aligned} \nu_{AB} &= 0.35 & h_A &= 0.005 \text{ mm} & h_B &= 0.02 \text{ mm} \\ \alpha_A &= 90 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C} & \alpha_B &= 81 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C} \\ \alpha_s &= 11 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C} & \Delta T &= 1^\circ\text{C} \end{aligned}$$

と仮定すると、

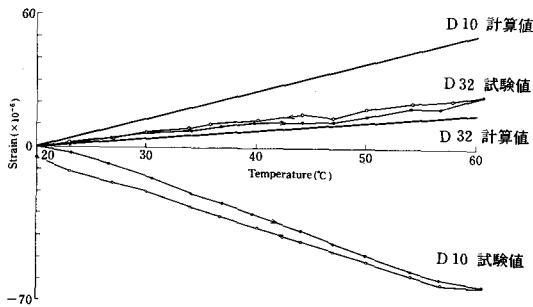


図-11 鉄筋応力計の温度特性

D32の場合には($R=16\text{mm}$) $\Delta \epsilon = 0.208 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ となりさらに鉄筋応力計においては、円周方向に裏表各1枚接着してあるから 1°C 当たりの歪値は次のようになる。

$$2\Delta \epsilon = 0.416 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$$

D10の場合には($R=5\text{mm}$)

$$\Delta \epsilon = 0.666 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C} \quad 2\Delta \epsilon = 1.332 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$$

となる。

この結果と前に述べた試験結果を図に示した。D32では試験値と計算値は近似しているが、D10では、全く正負逆の傾向を示している。

この結果から、計算によって曲率半径の影響を補正することによっては、温度変化に対する、計測値の誤差を補正することができないことがわかる。すなわち、鉄筋計個々の温度特性を事前に検定することによって、温度変化に対する計測値の誤差を補正することができる。今回の例からは、少なくとも、鉄筋計の個体差は存在するが、時間経過に対しては比較的安定していることが判明した。現場で、鉄筋計の検定を行うには、本報文の例の様に、温水によって行うのが適当だと考えられる。

4. あとがき

今回の検討において、温度変化に対する鉄筋応力計の読み値の変動は、事前の検定で充分補正できることが、判明した。

但し、鉄筋応力計は本来 $1,000 \sim 2,000 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の応力度を計測するものであり、 $10 \sim 30 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の小さな応力度を測定精度を考慮せずに計測することは、本来避けなければならない。

鉄筋応力計の計測に当っては、必ず周辺の温度を測定することが必要であり、また、鉄筋応力計の計測値から安易にコンクリートの応力を推定することはつづまなければならない。コンクリートの応力は、コンクリート歪計によって別途計測すべきと考えられる。

本報文が、現場計測体制の確立の一助になれば幸いである。

原位置岩盤の変形試験について

中 島 賢二郎*

目 次

1. まえがき	68
2. 変形試験の一般的基準	68
3. 平板載荷試験	68

4. ボーリング孔内載荷試験	71
5. 載荷試験結果の取扱いについて	71
6. あとがき	72

1. まえがき

近年、良好な基盤をもつダムサイトが少なくなってきたことから、ダム建設の調査設計において基礎地盤に関する技術的検討課題が増大してきている。特に築堤による基礎地盤の変形沈下の状況を予測把握し、必要な対策を講じることは重要なことである。また最近農業用フィルダムにおいても底設監査廊を設置する事例が多くなってきているが、底設監査廊は一般的に鉄筋コンクリートによるカルバート型として設計されている。特に軟岩の場合は強度定数の大きく異なる材料を基礎地盤中に設置することとなるため、築堤による基礎地盤の沈下変形に伴う監査廊の追随性に問題を残す危険性がある。このため底設監査廊を設けるフィルダムにおいては、特に基礎地盤の変形性について慎重な検討が行われている。

このように基礎地盤の変形性について検討する場合、対象地盤の変形係数とポアソン比が重要な強度定数となるが、現在この変形係数を求めるために採用されている原位置試験法としては平板載荷試験と孔内載荷試験がある。

基礎地盤の変形の程度をより正確に把握するためには、その入力条件である基盤の各種定数のもつ性格を適確に認識しておくことが重要である。

このような意味から、ここでは平板載荷試験と孔内載荷試験法に用いられている算定式の考え方を説明し、試験データの取扱い、設計定数の決定に当たっての参考としたい。

本文が現場技術者の試験法理解の一助となれば幸甚である。

2. 変形試験の一般的基準

(1) 平板載荷試験

平板載荷試験については、土木学会岩盤力学委員会第3分科会によって、昭和51年に「平板載荷による原位置

岩盤の変形試験法の基準」が制定され国内の基準として運用されている。その後昭和56年に「原位置岩盤の変形試験—指針と解説—（昭和55年度第1回岩盤力学委員会研究報告会資料，1981）」が発表され、さらに昭和58年には、「原位置岩盤の変形およびせん断試験の指針—解説と設計への適用—」が刊行されている。この外、出版物としては、「土木技術者のための岩盤力学・土木学会編」がある。国際的なものとしては、「I. S. R. M. (International Society for Rock Mechanics) 指針（岩の力学連合会・訳）」がある。

(2) ボーリング孔内載荷試験

孔内載荷試験については前出の「原位置岩盤の変形試験—指針と解説—」でも触れられているほか「地盤の平板載荷試験方法・同解説（土質工学会）」及び「土質調査法（土質工学会）」で説明されている。

3. 平板載荷試験

平板載荷試験法には、等変位載荷法と等分布応力載荷法とがある。

(1) 等変位型は、下式で変位が与えられる。

$$P : \frac{4G}{1-\nu} \delta \cdot a \dots\dots\dots(1)$$

- P : 載荷板に作用する鉛直力
- δ : 載荷板直下の地盤の鉛直変位量
- a : 載荷板の半径
- ν : ポアソン比

$$G : G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

E : 地盤の弾性係数

これは、地盤に対して十分剛な円形剛板を地盤に圧入する場合の関係であり、次の条件で求められたものである。

- ①半無限弾性体と半径 a の剛体が接していて、半無限体と剛体の接触面は滑らかであり接線力を生じない。
- ②剛体が接する範囲では、半無限体の変位は、剛体の

* 中国四国農政局東伯農業水利事業所長（前農林水産省農業土木試験場造構第二研究室）

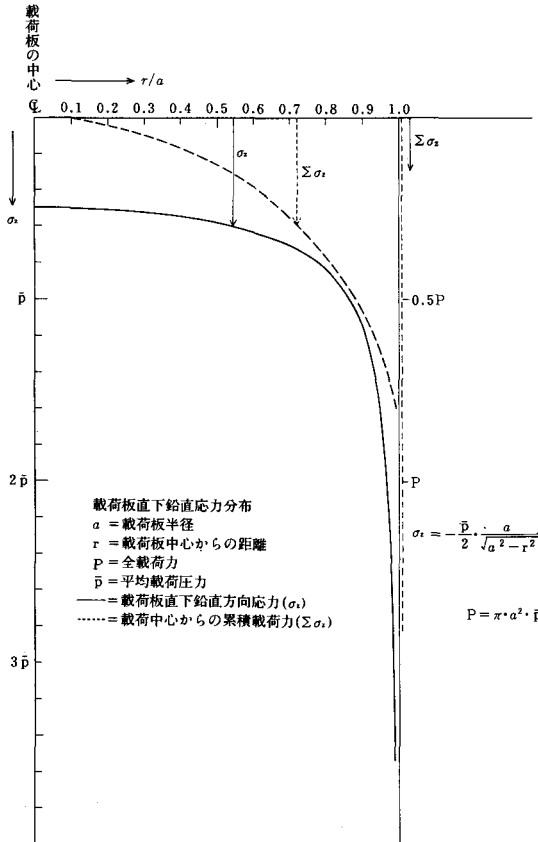


図-1

型によって規制される。

③ 剛体の接触範囲外では、下向きの応力 σ_z は0である。

④ 下向き無限大の深さでは、応力、変位、ともに0に収束する。

本式を使用するに当っては以下の点に留意する必要がある。

① 載荷板直下鉛直方向応力の分布を(図-1)に示す。実線は平均載荷圧力に対する載荷板各点の鉛直応力である。破線は載荷圧力を載荷中心から外側に向けて積算したときの各点での累積値である。

これは、次の事を意味している。

a 載荷板端部において鉛直方向応力は無限大となる。

b 全載荷力の約50%は載荷板半径の90% (0.9a) の外側に分布している。又、全載荷力の約20%は載荷板半径の99% (0.99a) の外側に分布している。

これは、載荷板が剛体であることを前提としているために得られる結果である。載荷板の剛性を保つためには、板の縁辺部を充分補強する必要のあることを示している。また、載荷板端部における鉛直方向応力が無限大と得られるが、実際には、地盤が有限の応力で降伏するために端部の応力分布は滑らか

になるであろう。

② 載荷板中心及び端部、各深さにおける鉛直方向応力の分布を(図-2)に示す。

載荷板による載荷圧力は載荷板半径3~4倍の深さで平均載荷圧力の10%以下の鉛直方向応力を引き起すにすぎない。このことは、載荷板直下の岩盤によって表面の変位が規制されることを示している。

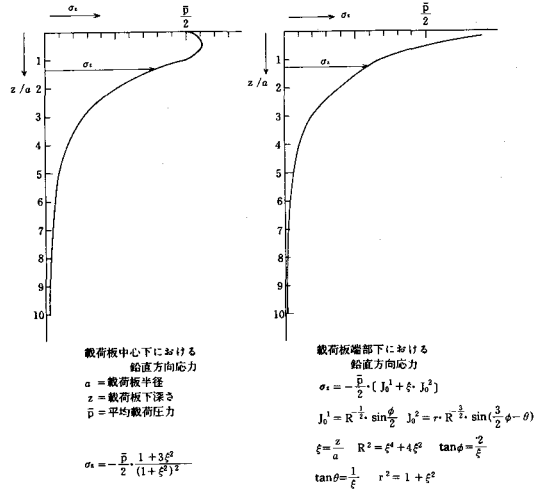


図-2

(図-2の説明)

鉛直方向応力の分布の算定

$$\frac{\sigma_z}{2G} = \frac{-\delta}{\pi(1-\nu) \cdot a} [J_0^1 + \xi J_0^2]$$

$$\bar{p} = \frac{4G\delta}{\pi(1-\nu) \cdot a}$$

$$\sigma_z = \frac{-\bar{p}}{2} \cdot [J_0^1 + \xi J_0^2]$$

$$J_0^1 = R^{-\frac{1}{2}} \cdot \sin \frac{\phi}{2}$$

$$J_0^2 = r \cdot R^{-\frac{3}{2}} \cdot \sin \left(\frac{3}{2} \phi - \theta \right)$$

$$\xi = \frac{z}{a}$$

$$\rho_0 = \frac{\rho}{a}$$

$$r^2 = 1 + \xi^2$$

$$R^2 = (\rho_0^2 + \xi^2 - 1)^2 + 4\xi^2$$

$$\tan \theta = \frac{1}{\xi}$$

$$\tan \phi = \frac{2\xi}{\rho_0^2 + \xi^2 - 1}$$

1. 載荷板端では

$$\rho_0 = \frac{\rho}{a} = 1 \text{ であるから}$$

$$R^2 = \xi^4 + 4\xi^2$$

$$\tan \phi = \frac{2}{\xi} \text{ となる}$$

2. 載荷板中心軸下では

$$\sigma_z = -\frac{\bar{p}}{2} \cdot \frac{1+3\xi^2}{(1+\xi^2)^2}$$

③ (図-3)に載荷板外側の表面鉛直変位分布曲線を示す。

これについて、2の(1)で掲げた各基準では

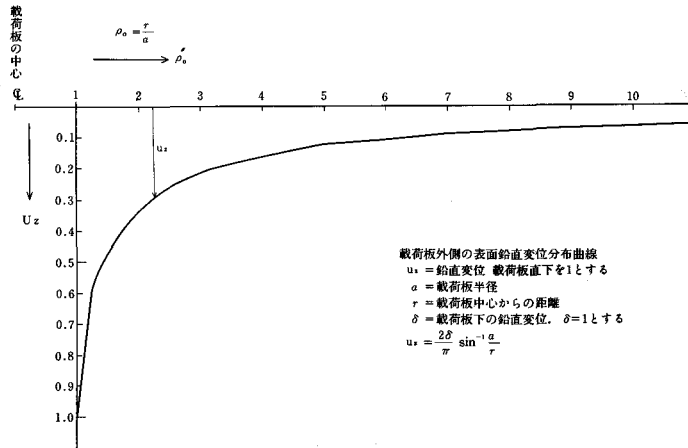


図-3

$$U_z = \frac{2\delta}{\pi} \cdot \sin^{-1} \left(\frac{\pi a^3}{P} \right) \quad P = \frac{2E}{1-\nu^2} \cdot \delta \cdot a \quad \dots(2)$$

と示されているが、これは誤りであり載荷板外側の表面鉛直変位量は下のよう示される。

$$U_z = \frac{2\delta}{\pi} \cdot \sin^{-1} \frac{a}{r} \quad \dots(3)$$

r : 載荷板中心からの距離

(2)式の誤りは、式の誘導過程におけるミスによるものと考えられる。これについて詳しく述べないが、 $\sin^{-1} \left(\frac{\pi \cdot a^3}{P} \right)$ の () の中は、1以下の無次元数でなければならないこと、又(2)式が鉛直変位量の分布を示すものであるなら、当然、式中に r を含む必要があることから、その誤りであることが明らかである。

正しくは(3)式で鉛直変位分布が示されるが、この式の意味は次のとおりである。

表面鉛直変位量分布は、岩盤の強度や物性に影響されず、常に相似形を示す。表面鉛直変位量は、載荷板外側に載荷板半径の7倍の位置で載荷面直下の鉛直変位量の10%以下となる。

このことから、平板載荷試験において、鉛直変位を測定するための不動点の位置は、計測誤差を10%まで許容するとすれば、載荷板半径の7倍の距離を載荷板端部から保つ必要があることが理解できる。しかし実際には、鉛直変位分布は、載荷板から離れるに従って急速に低減するであろうから、実用的には7倍でも充分の距離と言える。又、多くの現場では、普通7倍程度の距離は保持されているため、(2)式の誤りによる影響は実用的には、無いものと考えられる。

- ④ この外、岩盤表面での水平方向変位が存在し、載荷板端部直下で、鉛直方向変位量の20% (岩盤のポ

アソン比を0.25として)の水平方向変位量が載荷板中心部に向かって存在する。

載荷板直下の水平方向変位量 U_ρ は次式で示される。

$$U_\rho = -\frac{1-2\nu}{1-\nu} \cdot \frac{\delta}{\pi} \cdot \frac{a}{r}$$

ここで、 $\nu=0.25$ 、 $\delta=1$ 、 $a=r$ とすれば $U_\rho \div -0.21$ 付号がマイナスであるのは、載荷板中心に向っていることを示す。尚、詳細は、参考文献(1)を参照されたい。

以上述べたように、式を求めた前提条件及び結果は、次に示すような点で、著るしく現実の試験と掛け離れており、試験で得られた値の扱いには注意が必要である。

(i) 地盤を半無限弾性体と仮定しているが、一般的には、試験は火薬を用いて掘削した横坑内で行われるため、最も掘り緩みの影響を受けた部分で試験をしている。また、載荷試験の値は、載荷板直下の地盤の強度定数に大きく影響されるのであるから、掘削の影響を受けていない部分の値は試験値にほとんど影響を与えていないであろう。このため試験値は実際の地盤の有する強度定数よりかなり小さいものを示している可能性が大きい。

なお、火薬を用いないで掘削した横坑での値については、一般の場合より、より地盤の値に近いと考えられるため、これに基づいて行った沈下予測計算の値は、安全率が小さいと考える必要があろう。

(ii) 地盤を等方等質としているが、実際には、かなり異方性が大きいと考えられる。

(iii) 載荷板は滑らかな剛体と考えているが、実際には地盤面との間には、かなりの摩擦が作用し、また、載荷板はかなり弾性変形をするであろう。尚、コンクリートの円柱供試体の圧縮試験では端面の摩擦の有無が試験値にかなり影響を与えることが知られている。

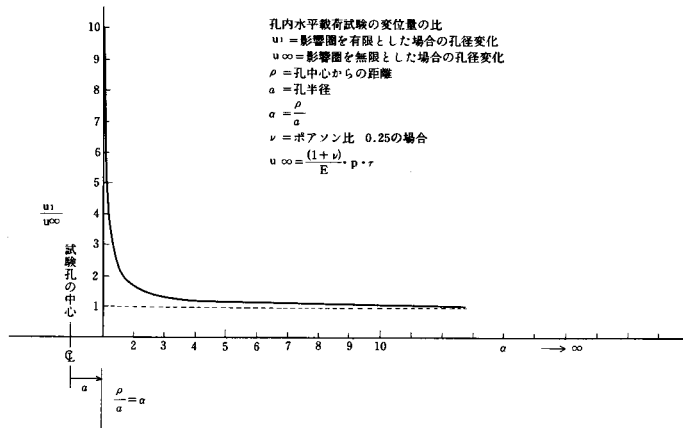


図-4

(iv) 載荷板を剛体と仮定することによる、載荷板端部直下の応力集中は、実際にはかなり緩和されているであろう。

(v) 計算結果に大きな影響を与えるポアソン比について、地盤全体の値を計測する適切な方法がないため、一般的には、地盤の特性に関係なく一定値が用いられる傾向にある。

(vi) 載荷板が接する地盤のかなり広い範囲(載荷板半径の7~10倍)が弾性変形することとなるが、実際には、載荷板のごく近傍のみで変形が起きるに過ぎないと考えられる。

(2) 等分布応力型は、下式で与えられる。

$$P = \frac{\pi \cdot G \cdot \delta \cdot a}{(1-\nu)} \dots\dots\dots(4)$$

P: 載荷板に作用する鉛直力
 δ : 載荷板中心直下の地盤の鉛直変位
 a : 載荷板の半径
 ν : ポアソン比

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

E: 地盤の弾性係数

載荷板端部では、下式となる。

$$P = \frac{\pi^2 \cdot G \cdot \delta \cdot a}{2(1-\nu)} \dots\dots\dots(5)$$

ただし、 δ は端部での鉛直変位である。

これは、半無限体の表面に鉛直方向の集中荷重が作用した場合の解を求め、重ね合せの原理を用いて、載荷板の円形領域に等分布荷重が作用した場合を求めている。

等変位型の試験には一般的な載荷装置を用いることができるが、等分布応力型は、高圧に耐える特殊なダイヤフラムを必要とする。しかし等分布応力型は、等変位型に比較して現実に近い試験と言える。

なお、従来、等変位型が数多く実施されてきており、その実績、及び相互比較の意味からも、等変位型を踏襲するのが実際的である。

4. ポーリング孔内載荷試験

孔内載荷試験法にも等変位型と等分布応力型とがあるが、一般に用いられている等応力型の誘導過程は次のとおりである。地盤の中に内径 a_0 、外径 b_0 、弾性係数 E 、ポアソン比 ν 、の厚肉円筒を想定しその内側に圧力 P が作用した時の半径 r の任意の点の変位 U は次式で求められる。

$$U = -\nu \cdot \epsilon_z \cdot r + \frac{(1+\nu) \cdot P \cdot a_0^2}{E \cdot (b_0^2 - a_0^2)} \left\{ (1-2\nu) \cdot r + \frac{b_0^2}{r} \right\} \dots\dots\dots(6)$$

又、半径方向応力 σ_r 、円周方向応力 σ_θ 、鉛直方向応力 σ_z は、各々次のように与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= -\frac{P - a_0^2}{b_0^2 - a_0^2} \left(\frac{b_0^2}{r^2} - 1 \right) \\ \sigma_\theta &= \frac{P - a_0^2}{b_0^2 - a_0^2} \left(\frac{b_0^2}{r^2} - 1 \right) \\ \sigma_z &= E \cdot \epsilon_z + \frac{2 \cdot \nu \cdot P \cdot a_0^2}{b_0^2 - a_0^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(7)$$

(6)式からは、平面ひずみ条件の場合 $\epsilon_z=0$ から、平面応力条件の場合(7)式の σ_z と ϵ_z の関係から $\sigma_z=0$ として、各々の条件に対応した式が求められる。

平面ひずみ条件では

$$U = \frac{(1+\nu) \cdot P \cdot a_0^2}{E \cdot (b_0^2 - a_0^2)} \left\{ (1-2\nu) \cdot r + \frac{b_0^2}{r} \right\} \dots\dots\dots(8)$$

平面応力条件では

$$U = \frac{P \cdot a_0^2}{E \cdot (b_0^2 - a_0^2)} \left\{ (1-\nu) \cdot r + \frac{b_0^2}{r} (1+\nu) \right\} \dots\dots\dots(9)$$

が各々得られる。

ここで、外径を内径に比して充分大きくすれば、 $a_0/b_0 \rightarrow 0$ である。即ち内圧 P を受ける厚肉円筒の外径が、内径に比して充分大きければ、(8)式(9)式何れの式からも、次式を得る。

$$U = \frac{(1+\nu)}{E} \cdot \frac{P \cdot a_0^2}{r} \dots\dots\dots(10)$$

この様に、孔内載荷試験の式は、測定孔に対して、影響圏が充分大きい場合、即ち、測定地盤が均質でクラック等が存在しない場合は、平面ひずみ条件、平面応力条件にかかわらず、(10)式を用いることができる。しかし、実際には、地盤には、クラック等が存在し、影響圏が充分保たれない場合がある。これが測定値に与える影響を検討したのが(図-4)である。

(図-4)に、(8)式において外径、 b_0 が a_0 に比して充分大きくない場合について内径 a_0 における変位を b_0 が充分大きい場合との比率で示した。これによれば内径の7倍程度外径があれば、外径を無限大と扱った場合との差が、10%以内となる。又、外径が内径の2倍より小さくなると急激に比率が増大する。

このように、地盤中のクラック等により孔内載荷の影響圏が充分保たれない場合は、地盤が持つ強度定数を小さ目に測定していることが想定される。なお(7)式の σ_0 は常にプラスの符号を有し引張応力を示している。この外(8)式と(9)式の差は、外径の大きさに関係なく何れの場合でも、その差は10%程度である。

5. 載荷試験結果の取扱いについて

載荷試験は実施するに当り注意深く、正確に実施しなければならぬのは当然であるが、試験結果の有効桁数についても充分理解しておく必要がある。

孔内載荷試験の場合を例にとると、

$$U = \frac{(1+\nu)}{E} \cdot \Delta P \cdot r \dots\dots\dots(11)$$

U : ボーリング孔半径の変化量
 E : 地盤の弾性係数
 P : 孔内加圧圧力

r : ボーリング孔半径

ν : ポアソン比

測定部の長さを 60cm とし、この容積変化を $\phi 6mm$ のスタンドパイプの水位で 1mm まで読みとることができるとする。測定系の誤差を考慮しない場合、1mm の水位減は測定部半径増 0.00001cm に該当する。このため、スタンドパイプを 1mm まで読みとって、 $U = 0.01001cm$ が得られた場合、 $r = 3.5cm$ 、 $P = 10kgf/cm^2$ 、 $\nu = 0.3$ で E を計算すると、

$$E = \frac{(1+0.3)}{0.01001} \times 10 \times 3.5 = 4,545kgf/cm^2$$

が得られる。

これは E の有効桁数が 3~4 桁存在するように見えるが、実際には、ポアソン比は推定値に近く又、ボーリング孔半径は、孔径検査を行ったとしても有効桁数は、2 桁と考えられるのが妥当である。このようなことから、試験の結果得られる E については、その有効桁数について 1 桁程度、大きく見積っても 2 桁程度として整理するのが合理的であると考えられる。

6. あとがき

小文においては、現場で一般的に行われている、等変位型平板載荷試験と等分布応力型ボーリング孔内載荷試験について計算式が含む意味を述べた。

又、式の誘導過程は省略したので、興味のある方は、参考文献を参照されたい。

尚、(2)式の誤りについては、岩盤力学委員会第3分科会の確認を得ているので付記する。

参考文献(文中掲げたものは除く)

1. 弾性学 倉西正嗣著 国際理工研究社
2. 弾性論 ティモシェンコ、グーディア コロナ社
3. 3次元弾性論 宮本博著 裳華房
4. 工学における数学的方法 カルマン、ビオ著 法政大学出版局
5. 特殊関数 金子尚武、松本道男著 培風館

会

告

農業土木技術研究会第18回理事会

1. 日 時 昭和62年 6月22日 12:00~13:30
2. 場 所 東京都港区新橋 5-34-4
農業土木会館会議室
3. 議 題

- (1) 第1号議案 昭和61年度事業報告並びに収支決算承認の件
- (2) 第2号議案 昭和62年度事業計画(案)並びに収支予算(案)承認の件
- (3) 第3号議案 役員改選の件
- (4) その他

以上の議案について審議し出席理事全員の了承を得て原案どおり承認された。昭和61年度収支決算、昭和62年度収支予算、新役員は下記のとおりである。

昭和61年度収支決算書

収入の部

62. 3. 31現在

科 目	予 算 額	決 算 額	増減額(△)	摘 要
会 費	12,700,000円	12,990,450円	290,450円	
通常会費	11,200,000	11,450,450	250,450	2,300円×4,769名 過年度未収金189名 62年度前受金20名
賛助会費	1,500,000	1,540,000	40,000	10,000円×150口 過年度未収金3口 62年度前受金1口
研修会費収入	1,400,000	1,536,000	136,000	会員5,000円×179名 非会員7,000円×81名 テキスト2,000円×37
広告収入	1,900,000	1,550,000	△ 350,000	水と土63・64・65・66号
雑収入	326,066	391,929	65,863	預金利子311,799円 水と土その他80,130円
前年度繰越金	12,673,934	12,673,934	0	
合 計	29,000,000	29,142,313	142,313	

支出の部

科 目	予 算 額	決 算 額	増減額(△)	摘 要
会誌発行費	14,300,000円	9,627,096	4,672,904円	
印刷費	11,000,000	7,463,674	3,536,326	水と土64・65・66・67号
原稿料	1,100,000	695,550	404,450	〃 〃
編集費	200,000	135,000	65,000	〃 〃
運賃送料	2,000,000	1,332,872	667,128	〃 〃
事業費	2,100,000	1,392,935	707,065	
研究会賞	400,000	133,045	266,955	60, 61年度(第15回, 16回) 2編
研修会諸費	1,600,000	1,259,890	340,110	会場借料, 講師謝金等
資料費	100,000	0	100,000	
会議費	500,000	301,500	198,500	
事務費	3,200,000	1,660,963	1,539,037	
通信費	600,000	379,390	220,610	
旅費交通費	200,000	10,000	190,000	
広告手数料	600,000	451,000	149,000	水と土63・64・65・66号
事務室費	200,000	100,000	100,000	
事務還元費	500,000	335,050	164,950	
消耗品費	400,000	35,750	364,250	
雑費	700,000	349,773	350,227	
給料及手当	3,200,000	2,441,825	758,175	賃金, 手当等
予備費	5,700,000	0	5,700,000	
次年度繰越金		13,717,994		
合 計	29,000,000	29,142,313	142,313	

昭和62年度収支予算

収入の部

科 目	予 算 額	61年度予算額	前年度に比 し増減	適 要
会 費	12,900,000円	12,700,000円	200,000円	
通常会費	11,400,000	11,200,000	200,000	2,300円×5,080名×95% 未収金
賛助会費	1,500,000	1,500,000		10,000円×157口×95%
研修会費収入	1,400,000	1,400,000		会 員 5,000円×180名 非会員 7,000円× 80名
広告収入	1,500,000	1,900,000	△ 400,000	
雑収入	482,006	326,066	155,940	
前年度繰越金	13,717,994	12,673,934	1,044,060	
合 計	30,000,000	29,000,000	1,000,000	

支出の部

科 目	予 算 額	61年度予算額	前年度に比 し増減	摘 要
会誌発行費	13,200,000円	14,300,000円	△1,100,000円	
印刷費	10,000,000	11,000,000	△1,000,000	水と土68～72号 1回2,000千円
原稿料	1,000,000	1,100,000	△ 100,000	〃
編集費	200,000	200,000		〃
運賃送料	2,000,000	2,000,000		〃
事業費	1,900,000	2,100,000	△ 200,000	
研究会賞	200,000	400,000	△ 200,000	会場借料, テキスト, 講師謝金, 旅費等
研究会諸費	1,600,000	1,600,000		
資料費	100,000	100,000		
会議費	500,000	500,000		理事会, 編集委員会等
事務費	3,000,000	3,200,000	△ 200,000	
通信費	600,000	600,000		
旅費交通費	200,000	200,000		
広告手数料	600,000	600,000		
事務室費	200,000	200,000		
事務還元費	500,000	500,000		
消耗品費	300,000	400,000	△ 100,000	
雑費	600,000	700,000	△ 100,000	
給料及手当	3,200,000	3,200,000		賃金, 手当等
子備費	8,200,000	5,700,000	2,500,000	
合 計	30,000,000	29,000,000	1,000,000	

農業土木技術研究会役員名簿（昭和62年度）

会 長	中川 稔	水資源開発公団理事
副 会 長	谷山 重孝	構造改善局建設部長
〃	志村 博康	東京大学教授
理 事	中道 宏	構造改善局設計課長
〃	川又 政圀	〃 水利課長
〃	大橋 欣治	〃 首席農業土木専門官
〃	笹井 一男	関東農政局建設部長
〃	中川昭一郎	農業土木試験場長
〃	那須 丈士	北海道開発庁農業水産課長
〃	高橋 昇	水資源開発公団第二工務部長
〃	中島 哲生	(社)農業土木事業協会専務理事
〃	牧野 俊衛	(社)土地改良建設協会専務理事
〃	渡辺 滋勝	㈱三祐コンサルタンツ副社長
〃	久徳 茂雄	西松建設㈱専務取締役
〃	内藤 正	大豊建設㈱社長
監 事	山口 保身	関東農政局設計課長
〃	西岡 公	㈱日本農業土木コンサルタンツ 常務取締役
常任顧問	内藤 克美	構造改善局次長
〃	福沢 達一	全国農業土木技術連盟委員長
顧 問	山崎平八郎	衆議院議員
〃	梶木 又三	参議院議員
〃	岡部 三郎	〃
〃	小林 国司	〃
〃	福田 仁志	東京大学名誉教授
〃	高月 豊一	京都大学名誉教授
〃	緒形 博之	東京大学名誉教授
〃	永田 正董	土地改良政治連盟耕隆会会長
常任幹事 編集委員長	大橋 欣治	構造改善局設計課
常任幹事 編集委員	竹内 悟	〃 事業計画課
〃	石堂 隆憲	〃 設計課
〃	西澤 彰一	〃 整備課
〃	長束 勇	〃 設計課
事務局長	黒澤 照正	全国農業土木技術連盟事務局長
幹事 編集委員	上田 勇	構造改善局地域計画課
〃	本間 新哉	〃 資源課
〃	米田 博次	〃 事業計画課
〃	重森 篤	〃 施工企画調整室
〃	畠山 信雄	〃 水利課
〃	松田 祐吾	〃 〃
〃	板倉 純	〃 整備課
〃	永嶋 善隆	〃 開発課
〃	山下 正	〃 〃
〃	清水 正行	〃 防災課
〃	北原 敏彦	関東農政局設計課
〃	加藤 敬	農業土木試験場施設水利2研

幹 事	尾崎 明久	国土庁調整課
編 集 委 員	〃	〃
〃	福田 明	水資源公団第2工務部設計課
〃	竹内 紘一	農用地公団工務部工務課
〃	波左間孝之	日本農業土木総合研究所

賛 助 会 員

㈱ 荏原製作所	3 口
㈱ 大 林 組	〃
㈱ 熊 谷 組	〃
佐 藤 工 業 ㈱	〃
㈱三祐コンサルタンツ	〃
大 成 建 設 ㈱	〃
玉野総合コンサルタンツ(株)	〃
㈱電業社機械製作所	〃
㈱ 西島製作所	〃
西 松 建 設 ㈱	〃
日 本 技 研 ㈱	〃
㈱日本水工コンサルタンツ	〃
㈱日本農業土木コンサルタンツ	〃
(財)日本農業土木総合研究所	〃
㈱ 間 組	〃
㈱ 日立製作所	〃
	(16社)
㈱ 青 木 建 設	2 口
安 藤 工 業 ㈱	〃
㈱ 奥 村 組	〃
勝 村 建 設 ㈱	〃
株 木 建 設 ㈱	〃
㈱ 栗本鉄工所	〃
三幸建設工業㈱	〃
住 友 建 設 ㈱	〃
大 豊 建 設 ㈱	〃
㈱ 竹 中 土 木	〃
田 中 建 設 ㈱	〃
前田建設工業㈱	〃
三 井 建 設 ㈱	〃
	(13社)
I N A 新 土 木 研 究 所	1 口
アイサワ工業㈱	〃
青 葉 工 業 ㈱	〃
旭コンクリート工業㈱	〃
旭 測 量 設 計 ㈱	〃
伊 藤 工 業 ㈱	〃
茨城県調査測量設計研究所	〃
上 田 建 設 ㈱	〃
㈱ウォーター・エンジニアリング	〃
梅 林 建 設 ㈱	〃
エスケー札幌産業㈱	〃

㈱ 大 本 組	1口	㈱土木測器センター	1口
神奈川県農業土木建設協会	〃	中川ヒューム管工業㈱	〃
金光建設㈱	〃	日兼特殊工業㈱	〃
技研興業㈱	〃	日工ゲート㈱	〃
㈱ 木 下 組	〃	日本エタニットパイプ㈱	〃
岐阜県土木用ブロック工業組合	〃	日本技術開発㈱	〃
久保田建設㈱	〃	日本国土開発㈱	〃
久保田鉄工㈱(大阪)	〃	日本大学生産工学部図書館	〃
久保田鉄工㈱(東京)	〃	日本ヒューム管㈱	〃
京葉重機開発㈱	〃	日本プレスコンクリート工業㈱	〃
㈱ 古 賀 組	〃	日 本 舗 道 ㈱	〃
㈱ 古郡工務所	〃	農業試験場農地利用部	〃
㈱ 後 藤 組	〃	八 田 工 業 ㈱	〃
小林建設工業㈱	〃	福井県土地改良事業団体連合会	〃
五洋建設㈱	〃	福岡県農林建設企業体岩崎建設㈱	〃
佐藤企業㈱	〃	福 本 鉄 工 ㈱	〃
㈱ 佐 藤 組	〃	㈱ 婦 中 興 業	〃
佐藤興業㈱	〃	㈱ 豊 蔵 組	〃
㈱ 塩 谷 組	〃	ポゾリス物産㈱	〃
(社)静岡県畑地かんがい事業協会	〃	北海道土地改良事業団体連合会	〃
昭栄建設㈱	〃	(財)北海道農業近代化コンサルタント	〃
新光コンサルタント㈱	〃	堀 内 建 設 ㈱	〃
新日本コンクリート㈱	〃	前 田 製 管 ㈱	〃
㈱新システム企画研究所	〃	前 沢 工 業 ㈱	〃
須崎工業㈱	〃	真 柄 建 設 ㈱	〃
世紀東急工業㈱	〃	㈱ 舩 ノ 内 組	〃
第一測工㈱	〃	丸 伊 工 業 ㈱	〃
大成建設㈱高松支店	〃	丸 か 建 設 ㈱	〃
大和設備工事㈱	〃	㈱丸島水門製作所	〃
高橋建設㈱	〃	丸誠重工業㈱東京営業所	〃
高弥建設㈱	〃	水資源開発公団	〃
㈱ 田原製作所	〃	水資源開発公団奈良俣ダム建設所	〃
中国四国農政局土地改良技術事務所	〃	宮 本 建 設 ㈱	〃
㈱チェリーコンサルタント	〃	山崎ヒューム管㈱	〃
中央開発㈱	〃	菱 和 建 設 ㈱	〃
東急建設㈱	〃	若鈴コンサルタント㈱	〃
東邦技術㈱	〃		(85社)
東洋測量設計㈱	〃	(アイウエオ順)	計 114社 159口

投 稿 規 定

- 1 原稿には次の事項を記した「投稿票」を添えて下記に送付すること
東京都港区新橋5-34-3 農業土木会館内、農業土木技術研究会
- 2 「投稿票」
 - ① 表 題
 - ② 本文枚数、図枚数、表枚数、写真枚数
 - ③ 氏名、勤務先、職名
 - ④ 連絡先 (TEL)
 - ⑤ 別刷希望数
 - ⑥ 内容紹介 (200字以内)
- 3 1回の原稿の長さは原則として図、写真、表を含め研究会原稿用紙(242字)50枚までとする。
- 4 原稿はなるべく当会規定の原稿規定用紙を用い(請求次第送付)、漢字は当用漢字、仮名づかいは現代仮名づかいを使用、術語は学会編、農業土木標準用語事典に準じられたい。数字はアラビア数字(3単位ごとに、を入れる)を使用のこと
- 5 写真、図表はヨコ7cm×タテ5cm大を242字分として計算し、それぞれ本文中のそう入個所を欄外に指定し、写真、図、表は別に添付する。(原稿中に入れない)
- 6 原図の大きさは特に制限はないが、B4判ぐらいまでが好ましい。原図はトレーサーが判断に迷わないよう、はっきりしていて、まぎらわしいところは注記をされたい。
- 7 文字は明確に書き、特に数式や記号などのうち、大文字と小文字、ローマ字とギリシャ文字、下ツキ、上ツキ、などで区別のまぎらわしいものは鉛筆で注記しておくこと、
たとえば
C, K, O, P, S, U, V, W, X, Zの大文字と小文字
O(オー)と0(ゼロ) a(エー)と α (アルファ)
(アール)と γ (ガンマー) k(ケイ)と κ (カッパ)
w(ダブルユー)と ω (オメガ) x(エックス)と χ (カイ)
l(イチ)とl(エル) g(ジー)とq(キュー)
E(イー)と ϵ (イプシロン) v(バイ)と υ (ウプシロン)
など
- 8 分数式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと
数字は一マスに二つまでとすること
- 9 数表とそれをグラフにしたものとの併載はさけ、どちらかにすること
- 10 本文中に引用した文献は原典をそのまま掲げる場合は引用文に「 』を付し引用文献を本文中に記載する。孫引きの場合は、番号を付し、末尾に原著者名：原著論文表題、雑誌名、巻：頁～頁、年号、又は“引用者氏名、年・号より引用”と明示すること。
- 11 投稿の採否、掲載順は編集委員会に一任すること
- 12 掲載の分は稿料を呈す。
- 13 別刷は、実費を著者が負担する。

農業土木技術研究会入会の手引

1. 入会手続

- ① 入会申込みは研究会事務局へ直接又は職場連絡員へ申し込んで下さい。申込書は任意ですが、氏名、所属を明示下さい。
- ② 入会申込みはいつでも結構ですが、年度途中の場合の会費は会誌の在庫状況により決定されます。
- ③ 入会申込みと同時に会費を納入していただきます。

2. 会費の納入方法

- ① 年会費は2,300円です。入会以後は毎年6月末までに一括して納入していただきます。

3. 農業土木技術研究会の活動内容

- ① 機関誌「水と土」の発行……年4回（季刊）
- ② 研修会の開催……年1回（通常は毎年2～3月頃）

4. 機関誌「水と土」の位置づけと歴史

- ① 「水と土」は会員相互の技術交流の場です。益々広域化複雑化していく土地改良事業の中で各々の事業所等が実施している多方面にわたっての調査、研究、施工内容は貴重な組織的財産です。これらの情報を交換し合って技術の発展を図りたいものです。

② 「水と土」の歴史

（農業土木技術研究会は以下の歴史をもっており組織の技術が継続されています。）

- S28年……コンクリートダム研究会の発足

『コンクリートダム』の発刊

- S31年……フィルダムを含めてダム研究会に拡大

『土とコンクリート』に変更

- S36年……水路研究会の発足

『水路』の発刊

- S45年……両研究会の合併

農業土木技術研究会の発足 ←

『水と土』

入 会 申 込 書

昭和 年 月 日

私は農業土木技術研究会に入会します。

氏 名：

所 属：

地方名	通 常 会 員							地方名	通 常 会 員							
	県	農水省 関係	公団 等	学校	個人	法人	外国		県	農水省 関係	公団 等	学校	個人	法人	外国	
北海道	143	189	5	7	20			近畿	滋賀	51	20	1	1	5		
東北	青森	64	53		2			京都	46	60		7	6			
	岩手	86	27	6	5	4		大阪	33		1	4	4			
	宮城	44	75		5	17		兵庫	65	29	1	4	3			
	秋田	117	21		1	6		奈良	49	28			4			
	山形	42	16		2			和歌山	49	5			1			
福島	75	47	4		1		小計	293	142	3	16	23				
小計	428	239	10	15	28			中国	鳥取	26	12		2	4		
関東	茨城	104	50	12	2	8		四国	24	15		5				
	栃木	81	18	1	5	2		岡山	51	44		4	3			
	群馬	35	7	1	1			広島	53	8			2			
	埼玉	66	19	17	1	13		山口	34	3		1	1			
	千葉	62	17	13	1	11		徳島	24	5	1	5	3			
	東京	5	187	68	12	23		香愛高	25	2	1	6	4			
	神奈川	29			3	17		媛知	56	13		6	4			
	山梨	19	6		1	1		小計	314	105	3	24	18			
	長野	51	3	1	4	2		九州	福佐	29	16	27	7	5		
	静岡	84	19			4		長崎	23	18			2			
小計	536	326	113	29	81		熊本	19	4			1				
北陸	新潟	118	57	2	1	5		大分	40	42	4		2			
	富山	57	13		1	4		宮崎	46	5	1					
	石川	34	64		2	1		鹿児島	30	12		3				
福井	65	7					鹿儿	55	9							
小計	274	141	2	4	10		沖繩	32	20		2					
東海	岐阜	27	5	1	4	7		小計	274	126	32	12	10			
	愛知	42	73	38	1	8		合計	2,354	1,361	214	115	208	813	17	
	三重	23	15	7	3	3		総合計	5,082名							
小計	92	93	46	8	18											

編集後記

暑中お見舞い申し上げます。今年は、例年にないからの梅雨が連日新聞を賑わしていますが、水不足を心配されている農家の方々には、これからの天候が気になるところかと思えます。

早期にこの水不足が解消されることをお祈りする次第ですが、毎年のように深刻な渇水問題が発生する今日、水資源開発や用水路等の早急な整備が重要であることは言うまでもありません。

加えて、最近の農村地域における混住化の進展は土地、水のスプロール現象など様々な弊害を農業集落に及

ぼしています。

62年度からスタートする農業集落整備事業は、このような問題に対処するため、土地利用の整備化を図りつつ、農業の生産条件と生活環境を一体的に整備するものですが、農業農村をめぐる環境が大きく変わりつつある今日、我々技術者は常にそれがもたらす諸問題に対峙し、解決方法を見出ししていくことが重要ではないでしょうか。

最後に、本誌編集委員会としましては、今後も会員の皆様の投稿及び御意見をどしどしお寄せ頂いて、さらに内容の充実を図ってまいりたいと考えておりますので、御協力をお願い致します。(板倉 純記)

水と土 第69号

昭和62年6月30日発行

発行所 〒105 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 〒161 東京都新宿区下合落2-6-22

一世印刷株式会社
TEL (952) 5651 (代表)