

幾春別川幌達布湾管工事について

北海道開発局石狩川治水事務所 大串 国弘

1. ま え が き

石狩川下流部に左岸より流入する幾春別川新水路は当地方特有の泥炭粘土層を掘削し昭和22年に通水された。終戦後の食糧難より水田経営に切替えた農家は土地改良区を作り、客土工事、用水工事等を計画、その一環として昭和28年幾春別川新水路下流部に農業用水用湾管を難工事のすえ完成したのである。しかし軟弱泥炭粘土層の新水路は河川改修工事の進展、及び流域の開発等の影響もあって掘削当初の計画河床が大幅に洗掘低下し、湾管は一部露頭するにいたった。また河床の低下に伴い、低水路と高水敷の平衡が破れ地盤のスベリを惹起し、ヒューム管湾管に不陸を生じたため、漏水がはなはだしく計画用水量の流過ができなくなってしまった。このため昭和36年これを河川改修附帯工事として改修することとなり、翌37年より2カ年計画を以って工事に着手したのである。以下本工事についての概要、主に低水路部の鋼管湾管について述べる。

2. 湾管改修方式の検討

既設湾管はヒューム管2列、管径1350 mm、木杭基礎、管長216.3 m、敷設高 $E.L. = -0.61$ m、計画流量 3.153 m^3 の逆サイフォンとして計画、施工されたのであるが、軟弱地層およびたび重なる出水のため、工事は困難をきわめた。そのため新設湾管の計画にあたりもっとも検討を要したのは、いかなる方式で改修するかという点であった。

(1) 逆サイフォン

既設湾管と同じ方式であるが、その敷設高は既設湾管より下げる必要がある。また河川改修の進捗、流域の開発により幾春別川の流量は増加しているので、施工にあたって軟弱地層および出水のため既設湾管施工時以上の困難が予想される。特に出水については、36年7月の大出水の記憶が新しいため、その対策について考慮しなければならない。

(2) 水路橋 (サイフォン)

鋼管をパイプガーダーの水路橋とし、橋脚は鋼管杭を組

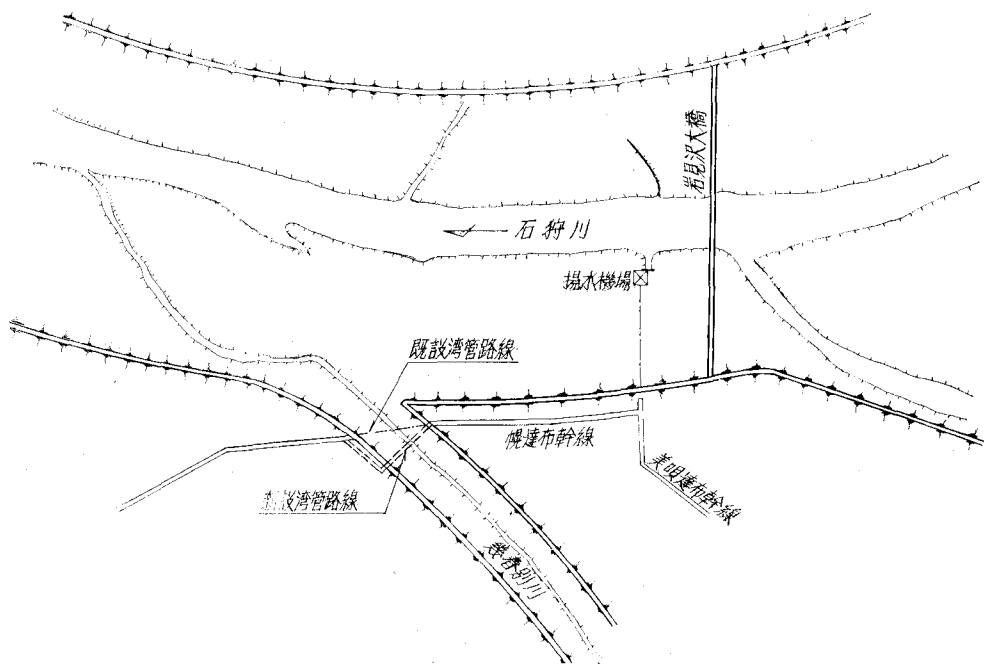


図-1 幌達布湾管附近平面図

杭として用いる。湾管鋼管の両端のバルブを閉じ、充水ポンプにて管内を満水させた後、両端のバルブを同時に開きいわゆるサイフォンとして用水を流過させる方式である。

バルブ操作の代りに真空ポンプを稼動させてもよい。施工については他の方式に比して比較的確実、容易であるが、サイフォン吸上げ高が6.0 mを越えること(吐水槽水位10.7 m, 築堤高15.22 m, 鋼管径1.5 m, 吸上げ高15.22-10.7+1.5=6.02 m), 大口径, 長大橋なること(鋼管径1.5 m 2列, 橋長220 m)で理論的な解析が困難であり, また管内流量の調整管理がかなりむずかしい。すなわち吸水槽における気泡の混入, 管内水の気化, 伸縮継手の気密性, 管内水温の変化による流量の変化等である。加えて完成後も経常費を必要とする。

(3) 床 固 め

既設ヒューム管湾管を保護し, あわせて幾春別川の河床を安定させる目的で床固めを設ける方式であるが, すでに不陸を生じ, 漏水著しいヒューム管を防護するには施工が困難である。また既設湾管は流水に対し斜め方向に設置されているため, 河川河道の維持上好ましくない構造物となる。

(4) 揚水機場移設

図-1 のとおり揚水機場は岩見沢大橋のすぐ下流にあり, 石狩川本流より揚水された用水は幌達布幹線と美唄達布幹線に分流される。幌達布幹線分の揚水機を幾春別川合流点下流に移設して湾管を設けないとする方式であるが, この地域はどこも軟弱地層のため移設の工費だけでもばく大なものとなる。かつ揚水機場が2カ所となることから維持費, 経常費も倍加されることとなり経済的に問題にならない。

以上の各方式, 特に(1), (2)案についてあらゆる角度から比較検討の結果, (1)案を採用することとした。(2)案については各種文献等にて詳しく調べてみたがダムサイフォンスピルウェイ, 中禅寺湖よりの観光放水用サイフォン等は別としてこの種のサイフォンは実施例が殆んどなく, 僅かに川崎市の味の素工場に1例だけ見出すことができた。

その意味からも(2)案については興味深いものがあつたが勉強不足のため(工事費も高かったが)廃案にしたことは残念でならない。

3. 湾管設計の問題点

(1) 湾管路線の選定について

(a) 既設湾管路線

当初は既設湾管の吸, 吐水槽を生かすため既設湾管の路線にて計画したのであるが, 既設湾管は5月初旬より9月初旬のかんがい期は使用しなければならないので, 工事は9月初旬以降となり冬期間にかかること, 低水路部の工事は難工事が予想されているため翌年5月初旬のかんがい期

までに終了できなかった場合に用水の使用が不能となり, 800町歩の水田補償がからんでくること, また既設湾管の施工にさいし地盤が攪乱されているおそれがあること等の理由で路線を変更する。

(b) 既設湾管路線にて低水路のみ中心線を15 m 下流にずらす路線

湾管敷設にさいして鋼矢板を土留壁として使用するにしても出水や不慮の事故で地盤にユルミを生じた場合, 既設湾管に支障を及ぼす可能性があること, また路線が数多く屈折するため湾管の水理が複雑になること等のため再度路線を変更した。

(c) 直角横断路線

流水に対し斜め方向に設置するよりは軟弱地層という悪条件でもあるので, 吸水槽を生かし, 河川を直角に横断し吐水槽を新設, 開水路の導水路で既設水路に連絡する路線とした。

(2) 鋼管の使用について

既設湾管の管体は前述のとおりヒューム管であり, 基礎には本杭を用いている。新設湾管の管体としては, ヒューム管, R.C. カルバート, または鋼管が考えられるが(i)基礎杭を使用すれば杭打ちによる衝撃により周辺軟弱地盤がゆるみ土留矢板にかかる土圧が大きくなる。また基礎杭も長尺となり工費もかさむ。(ii)コンクリートを伴う工事となれば出水した場合の被害が大きい。(iii)杭打ちコンクリート工事は工期を要し冬期工事を避けられない。

以上の理由で低水路部湾管の管体については鋼管を使用することとし, 基礎杭は設けないことにした。鋼管は内径1350 mm, 厚さ13 mm とし, 長さ6.0 m のものを現場溶接にて連結, 両端に伸縮継手を設けた。鋼管自体の自重による沈下はないものとし, 埋戻土によって生じる軟弱地層の圧密沈下による鋼管の変形, および不測の事由による沈下, または変位に対しては鋼管を連続した弾性支承(軟弱地盤)の上ののるパイプガーダーと考え, その許容弾性変形内でおさまるものとした。鋼管の中央における許容変位量は $\sigma_{sa}=1,200 \text{ kg/cm}^2$ として $\delta=1.10 \text{ m}$ である。



写真-1 鋼管敷設状況

溶接は電弧溶接とし、現場での溶接にさいし作業を容易にするため、鋼管の上円は外側より、下円については鋼管内部より溶接できるよう、鋼管端にベベルエンド加工をほどこすものとした。なお鋼管の内側は下塗りペイントの上にアスファルト遠心塗装、外面は同じく下塗りペイント、その上に二重のビニロンクロス巻きをほどこしたアスファルト塗覆装とした。

(3) 湾管の敷設高について

既設湾管は計画河床 $E.L.=2.75$ m, ヒューム管内面下端 $E.L.=-0.61$ m, カブリ深 2.0 m として施工されたが、前述のごとく河床の低下が著しく現在湾管箇所河床高は $E.L.$

$=0.63$ m となっている。新設湾管の敷設高を決めるには、湾管箇所が石狩川本流に近いということから、幾春別川合流点の石狩川本流横断最深部標高を起算河床とするのが妥当であるとした。本流最深部標高 $E.L.=-1.09$ m から起算して、幾春別川の洗掘予定線を $1/5,000$ の勾配でのばした場合、湾管予定箇所 $E.L.=-0.85$ m となる。当初カブリ深を 2.0 m とし、敷設高 $E.L.=-4.20$ m として計画したが、根拠深が深く施工に不安があること、また幾春別川新水路の河床低下も下流部においては一応おさまり、今後急激な変動はないものとしてカブリ深を 1.10 m とし、新設湾管の敷設高を鋼管内面下端で $E.L.=-3.30$ m とした。

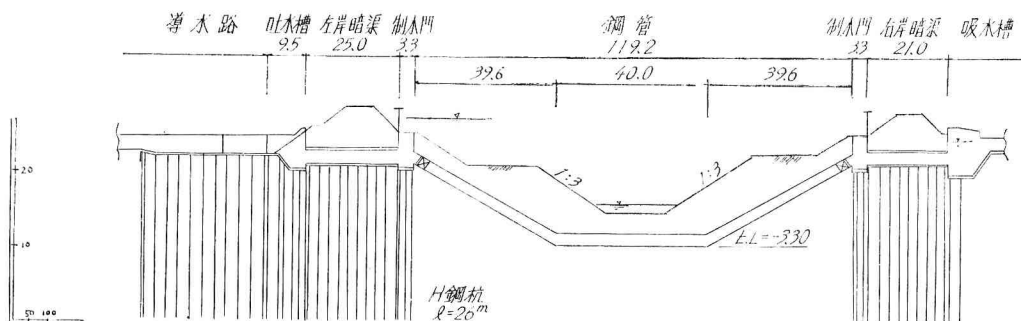


図-2 湾管一般側面図

(4) 鋼杭について

図-2 のとおり築堤横断箇所は鉄筋コンクリートの暗渠 ($1.8\text{ m} \times 2.0\text{ m}$) とした。築堤を計画断面で盛った場合基礎杭なしの鋼管では圧密沈下のため耐え得ない。基礎杭を用いるとすれば R.C. 暗渠が経済的である。基礎杭としては R.C. 杭、鋼杭が考えられるが柱状図でわかるとおり短尺杭では圧密沈下を防止出来ないで溶接継手によって長尺ものにできる鋼杭を用いることとした。制水門、吸、吐水槽も鋼杭を用い荷重のあまりかからない導水路については R.C. 杭を用いた。

4. 施工法についての問題点

(1) 鋼矢板による半川締め切りについて

当初計画では右岸高水敷に仮水路を設け、幾春別川の水を切り替えて、本工事を施工する予定であったが、仮水路の土工 (掘削, 埋戻し) 量がばく大なものとなり、施工およびその維持にも困難な点があること、また泥炭層のため浸透水が施工箇所に入流する恐れもあって仮水路工法を変更し、土留矢板として兼用できる鋼矢板を用いての、半川締め切り工法を採用することにした。半川締め切り工法の場合当然低水路中央における鋼管の接続が問題となったがよい考えが出ないまま、鋼矢板、土留板、コンクリート隔壁を用いてどうにか切り抜けることができるという安易な考えで踏み切ってしまった。しかしこの安易な考えが施工に

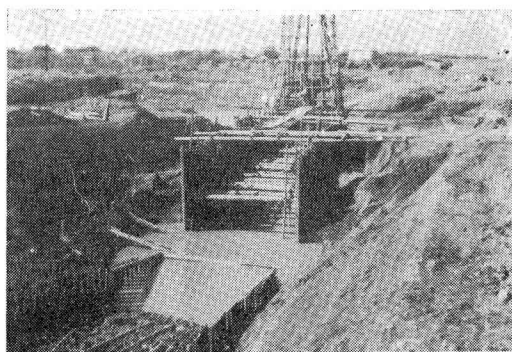


写真-2 左岸鋼矢板締め切り

あたって苦勞する原因となったが、このことについては後述することにする。

(2) 鋼矢板締め切りおよびその天端高について

最近 6 カ年の資料では本工事箇所において $E.L.=6.0$ m をこえる水位は年 1~3 回となっており、特に昭和 36 年 7 月の大出水では $E.L.=10.7$ m の水位を記録している。これらの大出水に対しても安全な締め切りは、経済上、また施工上考えられない。そこで鋼矢板締め切りの天端高を一応 $E.L.=6.0$ m とし、これを越える出水の場合は、出水をあらかじめ予知できることから、現場の態勢を整え、締め切り内部に外水を導入し、被害を最小限に喰いとめることとした。

本箇所は出水にさいして、石狩川本流の逆水の影響が大きく、流勢は概してゆるやかなため、鋼矢板締め切り、および締め切り内に及ぼす被害は大きなものとはならないと考えたのである。鋼矢板締め切りは土留矢板を兼ねさせるものとした。

締め切り内掘削 $E.L. = -3.30\text{ m}$ とすれば、鋼矢板の自由長 $= 9.3\text{ m}$ となり、締め切り内を胴木、切りばりにて補強するにしても、鋼管敷設面の盛り上がり等も考慮されるので鋼矢板の根入長は少なくとも $1/3$ 以上は必要とする。そこで鋼矢板には、八幡 III 型、長さ 14 m のものを使用することとした。

(3) 伸縮継手について

湾管鋼管部はすべて土中に埋設されるため、温度伸縮については特別な考慮を要しないが、軟弱地層のため沈下等の万一の事故に備えて、鋼管部両端に伸縮管を設けることとした。伸縮管は大きな外力に対しても安全、かつ伸縮幅を大きくとれるテレスコピック型伸縮管を用いた。

5. 現場施工

昭和 37 年度工事は鋼管の敷設のみとし、4 月 24 日、工事に着手したのであるが、8 月初旬、北海道を襲った台風 9 号の影響で、石狩川は前年の大出水を上回る大洪水となり、加えて例年北海道の工事最盛期ともいべき 8 月、9 月の長期連続降雨等のため湾管工事は意のごとく進捗せず懸念されたとおりの難工事となってしまった。

(1) 低水路掘削

鋼矢板半川締め切りにより幾春別川の流過断面が縮小されるため流水の疎通をよくし、低水路法面の安定を計る目的で、締め切り工に先立ち低水路の拡幅掘削を行なった。

低水路敷 16 m 、法勾配 $1:3$ とし、ベルトコンベアおよび、簡易ドラグスクレーパーを用いて掘削、掘削土は築堤土として利用した。

(2) 左岸鋼矢板締め切り

高水敷高は $E.L. = 7 \sim 8\text{ m}$ のため鋼矢板締め切りは土留矢板を兼ねさせるものとし、切深が 6 m 以下になる部分についてはエコシートパイル 5 m のものを土留矢板として用いた。また低水路中央部の鋼管接続のため締め切りを 4 m だけラップさせることとした。

高水敷は $E.L. = 6\text{ m}$ まではまず平坦にベルトコンベアにて根掘り、低水路は足場丸太を組み、その上を高さ 16 m の杭打ちやぐらを移動させながら 1.5 t のモンケンにて鋼矢板の打ち込みを行なった。軟弱地層のため矢板の下りは順調であったが、鋼矢板が新しいためか、かみ合せ部の摩擦が大きく、すでに打ち込んだ矢板の共下りを生じ矢板天端は一部凹凸となってしまった。締め切り先端の隅角部は直角となり鋼矢板相互のかみ合せができないので $\perp$ 字形に打ち込み、溶接及びパッキンにより接触面からの漏水を防止

することとした。

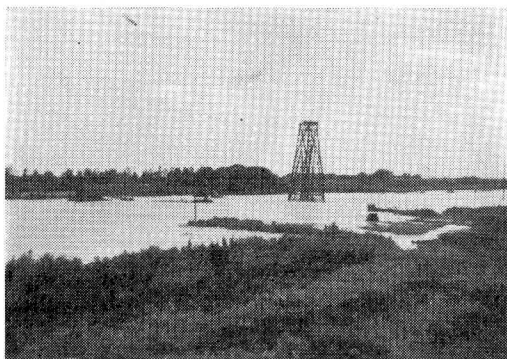
(3) 根掘り

上層の泥炭土はベルトコンベア、粘土層はレール、トロッキ、ウインチ巻きシステムにて根掘りを行なったが、下層については水を含むとヘドロ状になるため木製デリック、バケットを用いた。

(4) 出水

工事は左岸側より着手、順調に進み、締め切りを完了し、根掘りは $E.L. = 0\text{ m}$ まで終了した。このぶんでは案ずるよりは明るい見通をたてていた矢先、7 月下旬の連続降雨、続いての 9 号台風により、石狩川は大洪水となり、本工事箇所は 8 月 5 日、 $E.L. = 11.0\text{ m}$ の水位を記録、締め切りは完全に水没してしまった。

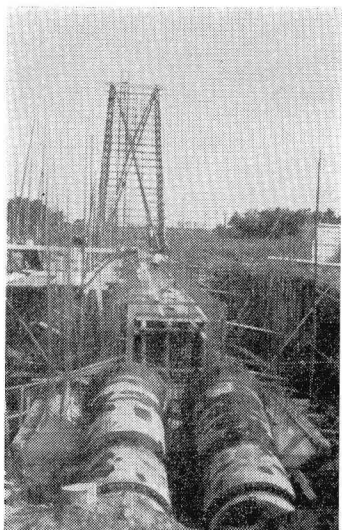
その後も継続する降雨のため水位は下らず、8 月の 1 カ月間に締め切り高 $E.L. = 6.0\text{ m}$ を越える水位は 12 日を数えた。このため 8 月と 9 月の大半は避難や場内整理に費やし、工事の進捗など思いのほかであった。出水による被害は工期の損失だけではなく。締め切り内えの土砂の沈澱、推積はほとんどなかったが洪水の流勢により鋼矢板が震動したため、付近地層のユルミを生じ、鋼矢板にばく大な土圧がかかり、胴木、切りばりに多大の損傷を与えた。またそれに伴ない、鋼矢板がベンドし鋼矢板の引き抜きにも困難をきたしたのである。



写真—3 工事カ所附近の出水状況

(5) 鋼矢板締め切りの補強

当初、締め切りの胴木、切りばりを 2 段構えとして施工したのであるが上記の出水被害による損傷がひどいため、既設のものを補強すると同時に、これを 3 段構えとした。締め切り先端部は I ビームを矢板に溶接し、隅角部より強固なものとした。あわせて鋼矢板締め切りの上下流の高水敷地盤 (ユルミのため既にクラックが生じていた) を掘削し、鋼矢板にかかる土圧をより少なくするよう努めた。またパイプガーダーの許容変位量を大きくするため、低水路中央において支点となるような作工物を設けなくなかったのであるが、予想外の軟弱地層だったため、また再度の出水に備えて、低水路中央部に鋼管を巻いて鉄筋コンクリー



写真—6 左岸暗渠施工

ものと考えられる。この漏水を防止するのに種々検討した結果、軟弱細粒砂層にできているであろう空洞をセメントミルクによって充填し、あわせて細粒砂層を凝固させるということで、明けて正月中旬、コンクリート隔壁の外側の地層に珪酸ソーダを混合したセメントミルクの圧入を行なったのである。

1.2時のストレーナ付パイプ5本を鋼矢板下端まで打ち込み、締め切り幅5.6m全幅に、数回にわたりセメントミ

ルクを圧入。セメントミルクの配合は、注入ポンプの圧力計とにらみ合せいろいろ変化させたが、最終的には、セメント、水、珪酸ソーダの割合は、50 kg, 50 ℓ, 15 ℓとなった。冬期にかかったため、小屋掛、防寒(珪酸ソーダは低温では凝結しているので溶かして用いた)、除雪、加えて締め切り内の結氷除去等余分な労苦を余儀なくされたが、これが成功によって竣功の喜びを味えたのである。漏水は完全に止った。

(9) 寒中溶接

鋼管の敷設、溶接については左岸側と同様であったが、溶接時期が1月下旬、2月上旬の厳寒期にあたったため防寒は厳重に行なった。胴木、切りばりを利用して溶接箇所をシートで完全に覆い、中で木炭を燃やし内部気温を常に0℃以上に保ち、溶接箇所はバーナーで予熱を加えた。

む す び

昭和37年度工事は以上5章で述べたとおりで丸1年苦労の連続であったが無事完成、昭和38年度工事として、制水門、暗渠工、吸、吐水槽、および導水路工事を施工、年末までには旧施設の撤去を含めて工事完了の見込みである。鋼管100t、鋼杭250t、総工費100,000千円、39年5月からのかんがい期には完全にその機能を発揮することであろう。おわりにこの工事にあたられたKK中山組、日本鋼管KKの両社に対し感謝の意を表します。